

RAPV **27^a Reunião Anual de Pavimentação**

**07 a 12 de
novembro de 1993**

Teresina - Piauí

PROMOCÃO



ASSOCIAÇÃO
BRASILEIRA
DE PAVIMENTAÇÃO

PATROCÍNIO



ANAIIS
VOLUME 1

FINEP



FINANCIADORA DE ESTUDOS E PROJETOS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE PAVIMENTAÇÃO

**ANAIIS DA
27ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO**

VOLUME I

TERESINA - PIAUÍ

27ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO
07 a 12 de novembro de 1993
Teresina - Piauí

Presidente de Honra: **Antonio de Almendra Freitas Neto**
Governador do Estado do Piauí

Presidente da 27ª RAPv: **Janary Melo Lima**
Diretor Geral do DER-PI

COMISSÃO ORGANIZADORA DA 27ª RAPv
Coordenador: **José Mendes de Sousa Moura**
Diretora Técnica: **Maria de Fátima Cordeiro**
Tesoureira: **Wandyra Araújo Barros**

Equipe de Apoio:

Ceres Marinho Mendes Moura
Deuslita Maria da Silva Pires
Djanira Araújo de Andrade
Luciflávio Ribeiro Rocha
Maria Luzia Lopes de Araújo Fortes
Maria de Sousa Batista
Maria José Portela

COMISSÃO DE PREMIAÇÃO:

Presidente: **Eng. Maurício de Lana**
Diretor Técnico da ABPv

Membros: **Eng. João Batista de Carvalho Mendes**
Relator da 1ª Sessão Técnica
Eng. Marco Antonio Pimenta Ferreira
Relator da 2ª Sessão Técnica
Eng. Jorge Augusto Pereira Ceratti
Relator da 3ª Sessão Técnica
Eng. Samuel Hanthequeste Cardoso
Relator da 4ª Sessão Técnica

DIRETORIA DA ABPv: **Eng. Paulo Romen Assunção Gontijo**
Presidente
Eng. Edinaldo Afonso Marques de Melo
Vice-Presidente
Eng. Maurício de Lana
Diretor Técnico
Eng. João Menescal Fabrício
Diretor Financeiro
Eng. Cláudio Ivanof Lucarevski
Diretor de Divulgação
Eng. Mário Kabalem Restom
Secretário Executivo
Glória Maria Reis Vaz
Secretária

APRESENTAÇÃO

Eis aqui os ANAIS DA 27ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO.

Constituído por mais de quarenta trabalhos técnicos, distribuídos em dois volumes compostos de capítulos contendo as quatro SESSÕES TÉCNICAS e os PAINÉIS apresentados e debatidos durante o evento, os "ANAIS DA 27ª RAPv" se credenciam a assumir importância no cenário da pavimentação nacional, como fonte permanente de estudo e de pesquisa para estudantes e técnicos ligados ao setor.

Nossos agradecimentos aos diversos técnicos, verdadeiros cientistas, que contribuíram com seus trabalhos para a feitura deste livro.

Somos gratos ao apoio decisivo do Governo do Estado do Piauí, através do DER-PI, sem o qual as dificuldades teriam sido intransponíveis.

Agradecemos, também, à diretoria da ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE PAVIMENTAÇÃO pela orientação segura que nos foi transmitida.

Teresina (PI), novembro de 1993.

Eng. José Mendes de Sousa Moura
Coordenador da 27ª RAPv

ÍNDICE GERAL

VOLUME I

I SESSÃO TÉCNICA

Estudos Geotécnicos e de Drenagem

1. ESTABILIZAÇÃO DE UM SOLO FINO DA MICRORREGIÃO DE VIÇOSA COM CAL E CIMENTO

Luciana Thomasi
Dario Cardoso de Lima
Benedito de Souza Bueno..... 11

2. CARACTERÍSTICAS DE COMPACTAÇÃO DE SOLOS SUPERFICIAIS LATERÍTICOS E HORIZONTES DE ALTERAÇÃO DE ROCHAS SEDIMENTARES BRANDAS DE ORIGEM FLUVIAL

Rinaldo J. B. Pinheiro
Regina Davison Dias..... 32

3. O USO DO MICROCOMPUTADOR NO LABORATÓRIO DE ESTRADAS

Pérsio Leister de Almeida Barros
Cássio Eduardo Lima de Paiva..... 44

4. UM ESTUDO COMPARATIVO ENTRE TRÊS MÉTODOS DE DOSAGEM DO SOLO-CIMENTO UTILIZANDO SOLOS LATERIZADOS DO NORTE-NORDESTE

Francisco José Casanova
Maria da Glória Marcondes Rodrigues..... 55

5. DRENAGEM E COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DO PAVIMENTO O DRENO EXPERIMENTAL DE PRUDENTÓPOLIS: RESULTADOS FINAIS

José Antonio Urroz Lopes
Armando Morilha Júnior
Laerte Guião Maroni
Luís Cesar Szabó
Jacídio Albini Salgado..... 65

6. CONSIDERAÇÕES SOBRE A MICRO E MACROTEXTURA DE PAVIMENTOS

Eduardo de Souza Fernandes
Felipe Augusto Aranha Domingues..... 98

7. A DOSAGEM FÍSICO-QUÍMICA APLICADA AOS SOLOS DA MICRORREGIÃO DE VIÇOSA

Roberto Lopes Ferraz
Dario Cardoso de Lima
Benedito de Souza Bueno..... 122

8. O PAPEL DO SULFOALUMINATO DE CÁLCIO (ETRINGITA) NA DOSAGEM FÍSICO-QUÍMICA DO SOLO-CIMENTO

Francisco José Casanova..... 141

9. PRÉ-MISTURADO A FRIO DE GRADUAÇÃO ABERTA, UTILIZANDO AGREGADOS DA REGIÃO DE CUIABÁ	
Marilda Serra Ávalos	
Eldemir Pereira de Oliveira.....	177
10. AVALIAÇÃO DA COLAPSIVIDADE DE UM SOLO POROSO EM CONSEQUÊNCIA DA CONSTRUÇÃO DE UM ATERRO	
José Camapum de Carvalho	
Diógenes Mortari	
Paulo Roberto Silva	
Maricene M. O. M. Paixão.....	255
11. CARACTERIZAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO MCT DE SOLOS DE GRANITOS E GNAISSES DE PORTO ALEGRE	
César Augusto Burkert Bastos	
Regina Davison Dias.....	264
12. INFLUÊNCIA DA ENERGIA TÉRMICA EM PROPRIEDADES MECÂNICAS E FÍSICAS DE AGREGADOS LATERÍTICOS UTILIZADOS EM CONCRETO BETUMINOSO	
J. B. Queiroz de Carvalho	
F. E. Brasileiro	
J. C. Moizinho.....	296

II SESSÃO TÉCNICA

Projeto e Dimensionamento de Pavimentos

1. O ENSINO E A PESQUISA DE PAVIMENTAÇÃO NA COPPE/UFRJ	
Jacques de Medina.....	325
2. O DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS DE PAVIMENTOS E AS POLÍTICAS DE GESTÃO RODOVIÁRIA	
José Augusto Veloso Pinto.....	340
3. UMA REFLEXÃO SOBRE O MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS - 1ª PARTE	
Jorge Flamorion Vasconcelos.....	357
4. ALTERNATIVA PARA O DIMENSIONAMENTO DOS PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS DE CONCRETO	
Maria de Lourdes Teixeira Moreira	
Paulo de Tarso Cronemberger Mendes.....	371
5. EQUIPAMENTO SIMULADOR DE TRÁFEGO DESENVOLVIDO PELO DAER/RS E UFRGS	
Jorge Augusto Ceratti	
José Augusto de Oliveira.....	379
6. PROJETO BARRINHO - USO DE PLINTO SOLO COMO BASE DE PAVIMENTO DE BAIXO CUSTO NA RST/101	
Maria Cristina Ferreira Passos	
José Augusto de Oliveira	
Luís Somacal Neto.....	394

7. ALGUMAS REFLEXÕES SOBRE CARGAS EQUIVALENTES

Genésio Almeida da Silva

Felippe Augusto Aranha Domingues..... 430

8. SISTEMA AUTOMATIZADO DE PESAGEM, CLASSIFICAÇÃO E CONTAGEM DE VEÍCULOS RODOVIÁRIOS

Heitor Vieira

Vitor Frainer

Eduardo Schattschneider..... 458

9. ESTUDO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE UMA CAMADA ASFÁLTICA SOBRE BASE RÍGIDA

Luís P. V. Andreatini

Evandro Torquato Sobrado

Débora Nogueira Targas..... 469

10. INTRODUÇÃO À MECÂNICA DOS PAVIMENTOS DE BAIXO CUSTO

Humberto Santana..... 488

11. O PROJETO ESTRUTURAL DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS E A DOSAGEM DE MISTURAS ASFÁLTICAS

Laura M. G. Motta

Jacques de Medina

Raquel C. Scalco..... 523

12. PAVIMENTAÇÃO DO PÁTIO DE ESTOCAGEM DE CONTÊINERES DO TECON - PORTO DO RIO GRANDE / RS

Cláudio Renato Rodrigues Dias

Djalma R. M. Pereira

Carlos Roberto Giublin..... 546

VOLUME II

III SESSÃO TÉCNICA

Construção e Controle de Qualidade de Pavimento

1. CONTRIBUIÇÃO AO CONTROLE ESTATÍSTICO DE QUALIDADE DE OBRAS RODOVIÁRIAS

João Menescal Fabrício

Genésio Almeida da Silva

Edmar Azevedo Gonçalves

Olavo Falabella Fabrício

Prepredigna D. E. Almeida da Silva..... 11

2. NORMALIZAÇÃO RODOVIÁRIA

A COOPERAÇÃO DNER - ABNT

Cláudio Ivanof Loucarevski

Ivan Conceição

Humberto Romero

Arjuna Sierra

Félix Ernst Stephan Von Ranke

Luís Alberto Palhano

Guioberto Vieira de Rezende..... 61

3. CALIBRAÇÃO DE USINA DE ASFALTO

João Ogurtsova..... 71

4. AVALIAÇÃO DE PAVIMENTOS: CONSTRUÇÃO DE ÍNDICES DE DEFEITO

Felippe Augusto Aranha Domingues..... 84

5. AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À DERRAPAGEM EM PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS

Firmino Sávio Vasconcellos de Souza

Marcílio Augusto Neves

Petrúcio Lima e Silva

Rodrigo Magalhães de Vasconcelos Barros..... 123

6. CONTROLE DE QUALIDADE EM OBRAS DE PAVIMENTAÇÃO URBANA - ALGUMAS SUGESTÕES

Alexandre Zuppolini Neto

João Virgílio Merighi

Rita Moura Fortes..... 142

7. SISTEMA DE GARANTIA DA QUALIDADE - EXPERIÊNCIA DA LENC

Rita Moura Fortes

Alexandre Zuppolini Neto..... 160

IV SESSÃO TÉCNICA

Análise Econômica e Gerência de Pavimentos

1. PESQUISAS PRIORITÁRIAS EM SISTEMAS DE GERÊNCIA DE PAVIMENTOS

William Ronald Hudson

José Leomar Fernandes Júnior..... 175

2. AVALIAÇÃO DA VIABILIDADE DA MELHORIA DO PROJETO GEOMÉTRICO E DA CONSERVAÇÃO DAS ESTRADAS DE TERRA

Luís Dório Victor de Carvalho..... 188

3. SISTEMA DE COMPONENTES DE CUSTOS DAS OBRAS E SERVIÇOS DE ENGENHARIA RODOVIÁRIA

Crisipo Neves Baptista de Miranda

Egesyppo Neves Baptista de Miranda..... 221

4. O SISTEMA DE ADMINISTRAÇÃO RODOVIÁRIA - SAR EM IMPLANTAÇÃO NO DER-ES

Tereza Maria Sepulcri Neto
Marcílio Augusto Neves..... 251

5. ANÁLISE DE INVESTIMENTOS A LONGO PRAZO EM CONSERVAÇÃO RODOVIÁRIA NO ESTADO DO PARANÁ

Argus Thá Heyn
Romeu Stencil
Albano Aranovich..... 289

6. DEFEITOS DE REVESTIMENTOS ASFÁLTICOS DE PAVIMENTOS

Felippe Augusto Aranha Domingues..... 307

7. SOBRE A GERÊNCIA DE PAVIMENTOS E O USO DO MODELO HDM-III

Felippe Augusto Aranha Domingues..... 363

ADENDO

UMA CONTRIBUIÇÃO AO ENSINO E À PRÁTICA RODOVIÁRIA

PAINEL 1 - ENSINO DE PAVIMENTAÇÃO

1.1 - Curso de Pavimentação para Engenheiros

Comissão de Ensino da ABPv..... 393

1.2 - Apoio do Sistema Audiovisual para o Ensino

José Liberato Bozza..... 429

1.3 - Contribuição ao Ensino de Pavimentação: A Experiência do DEC/UFV

Dario Cardoso de Lima
Benedito de Souza Bueno
Carlos Alexandre Braz de Carvalho..... 445

PAINEL 2 - PAVIMENTAÇÃO ECONÔMICA COM SOLOS FINOS

2.1 - Pavimentação Econômica com Solos Finos

Douglas Fadul Villibor
Job Shuji Nogami
Manuel Alba Sória
Paulo Roberto Miranda Serra..... 467

PAINEL 3 - MANUTENÇÃO DE RODOVIAS

3.1 - Manual de Manutenção de Rodovias

Título Original em Inglês, "Road Maintenance Handbook"
Tradução e Adaptação:
José Ronaldo Ramos
Lourival Trajano
Lucila Lins Bourdoux Jatobá
Geraldo Duarte de Souza..... 508

I SESSÃO TÉCNICA

Estudos Geotécnicos e de Drenagem

**27ª REUNIÃO ANUAL DE
PAVIMENTAÇÃO**

**ESTABILIZAÇÃO DE UM SOLO FINO DA
MICRORREGIÃO DE VIÇOSA COM CAL E CIMENTO**

Autores:

Luciana Thomasi
Estudante de Iniciação
Científica (CNPq), DEC/UFV

Dario Cardoso de Lima
Professor Adjunto, DEC/UFV

Benedito de Souza Bueno
Professor Titular, Departamento
de Engenharia Civil da
Universidade Federal de Viçosa
(DEC/UFV); 36570-000 Viçosa, MG

RESUMO: Este trabalho traz informações preliminares sobre a estabilização de solos da microrregião de Viçosa com cal e cimento. Procedeu-se à modificação das características granulométricas e, em menor escala, da resistência mecânica de um solo fino com teores de 1% e 2% de cal e à posterior estabilização com 4% e 8% de cimento, todos teores referidos à massa de solo seco.

1 INTRODUÇÃO

No decorrer da história, os solos têm representado um papel significativo nas atividades da Engenharia Civil. No entanto, em inúmeras aplicações, o solo disponível em seu estado natural nem sempre se enquadra dentro das especificações vigentes para determinados tipos de obras, estando o seu emprego ligado às necessidades de se vencerem óbices impostos pela distribuição granulométrica, plasticidade e resistência mecânica, dentre outros. Nesses casos, tem-se buscado modificar o comportamento dos solos via processos de natureza física, físico-química, química

a certas faixas de comportamento inerentes a determinados critérios de projeto.

No que tange à estabilização química, os solos estabilizados com cal e cimento têm sido empregados durante décadas pela comunidade científico-técnica internacional como reforço, sub-base e base de estradas (Herrin e Mitchell, 1961; TRB, 1976; NLA, 1982; ABCP, 1986). O solo-cimento, de maior popularidade no Brasil, possui critérios de projeto frutos de estudos executados pela "Portland Cement Association (PCA)" e pela Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP, 1986), em geral, e endossadas pelo DNER e os vários DERs estaduais. Contudo, o emprego da cal na estabilização de solos finos, em nosso país, não se apresenta, até o presente momento, regulamentado pelos organismos estaduais e federais rodoviários via especificações de serviço (Lima, 1981; Ferraz, 1993).

Quanto à realidade da microrregião de Viçosa, como em parcela razoável do território brasileiro, há uma carência de materiais de construção civil: areia,

brita, pedregulho, dentre outros. Por um lado não se dispõe de jazidas de materiais considerados nobres a distâncias de transporte economicamente viáveis e por outro existem abundantes jazidas de solos areno-silto-argilosos micáceos e argilosos, mas que não se prestam a aplicações como camadas de base e sub-base de pavimentos rodoviários. Assim, estudos dirigidos ao aproveitamento desses solos locais na construção rodoviária devem ser entendidos como prioritários.

Considerando os campos preferenciais de aplicação do cimento (solos granulares) e da cal (solos finos) para fins de aplicação em estradas, buscou-se promover neste trabalho variações granulométricas de um solo fino da microrregião de Viçosa, através da adição de pequenas porcentagens de cal, para posterior estabilização com cimento. Vale lembrar que a adição prévia de pequenos teores de cal a um solo fino reduz-lhe sobremaneira a plasticidade e produz-lhe mudanças granulométricas que o pode trazer para o lado dos solos granulares. Isso possibilita ao agente estabilizante, o cimento no presente

caso, estabilizá-lo, mesmo em se tratando de um solo altamente plástico (Herrin e Mitchell, 1961).

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 OS SOLOS

O horizonte C, manto saprolítico espesso, que aflora em vários pontos da microrregião de Viçosa exibe dois tipos de materiais com características bem diferenciadas. A parte superior apresenta-se bastante micácea, com coloração esbranquiçada (rósea, quando seca), granulometria compreendida predominantemente entre as frações areia fina e silte, CBR em torno de 7% (energia do Proctor Normal) e expansão medida no ensaio CBR da ordem de 2% (Ferraz, 1993). A parte inferior do horizonte C possui coloração cinzenta, com granulometria, também, entre areia fina e silte, notando-se, porém, a ocorrência de uma maior quantidade de areia e menor presença de mica do que na parte superior. Essas particularidades levam a se ter um material mecanicamente superior

àquele da parte superior do horizonte C, mas, ainda, de qualidade insuficiente para atender às exigências do DER-MG para camadas de sub-base, por exemplo.

Considerando a experiência acumulada no DEC/UFV em trabalhos anteriores de estabilização dos solos da microrregião de Viçosa (Bueno e Lima, 1991) selecionou-se uma amostra da parte superior do horizonte C, espesso e rico em argilominerais do grupo das micas, notadamente expansivo e, portanto, problemático do ponto de vista da Engenharia Civil Geotécnica. A amostra foi coletada em um talude de corte próximo ao Departamento de Engenharia Agrícola da UFV e denominada **Amostra Engenharia Agrícola**.

2.2 OS ESTABILIZANTES

Nas misturas solo-cimento empregou-se o cimento Portland CP-II-E 32, da marca Barroso, cuja análise química está apresentada no Quadro 1. A cal utilizada nas misturas solo-cal foi um produto comercial fabricado pela Indústria de Calcinação S.A. (ICAL), cuja composição

encontra-se detalhada no Quadro 2.

QUADRO 1. Composição química do cimento utilizado nas misturas

COMPONENTE	TEOR (%)
SiO ₂	21,87
Al ₂ O ₃	5,65
Fe ₂ O ₃	3,22
CaO	57,29
MgO	2,68
SO ₃	2,89
K ₂ O	0,71
Cal Livre	1,57

QUADRO 2. Composição química da cal empregada nas misturas solo-cal

COMPONENTE	TEOR (%)
CaO	74,0
MgO	0,7
SiO ₂	1,5
Perda por calcinação	22,0
CaO disponível	70,0
Ca(OH) ₂ disponível	92,0
CaO na base não volátil	92,0
CaO não hidratado máximo	1,0
Umidade em excesso máxim	1,0

2.3 ENSAIOS REALIZADOS COM A AMOSTRA DE SOLO

Os procedimentos para o processamento dos solos em laboratório constaram de peneiramento das amostras na # 4,8 mm com posterior secagem ao ar e armazenamento em sacos plásticos. Após essa etapa foram realizados os ensaios rotineiros de caracterização via a análise granulométrica (NBR 7181/82), determinação dos limites de Atterberg (NBR 6459/80, LL, e NBR 7180/82, LP), massa específica dos grãos de solos (NBR 6508/80) e compactação (NBR 7182/82).

Os ensaios de compressão simples obedeceram a procedimentos conhecidos, envolvendo ruptura dos corpos de prova em compressão não-confinada à velocidade de 1,25 mm/min. Os corpos de prova foram moldados no teor de umidade ótima e massa específica seca máxima do ensaio de compactação Proctor Normal em três (3) camadas e com altura de 80 mm e diâmetro de 35,7 mm.

O Quadro 3 e a Figura 1 apresentam as características geotécnicas do solo estudado.

QUADRO 3 Resultados dos Ensaio de
Caracterização e Resistência
com o Solo da Engenharia
Agrícola

PROPRIEDADE	ENGENHARIA AGRÍCOLA
LL (%)	36
LP (%)	19
IP (%)	17
Y_s (g/cm ³)	2,644
W_{ot} (%)	19,53
Y_{dmax} (g/cm ³)	1,657
RCS (kg/cm ²)	1,80
CBR (%)	7
EXP _{CBR} (%)	1,95
HRB	A-6 (4)

Onde:

LL: Limite de liquidez
 LP: Limite de plasticidade
 IP: Índice de plasticidade
 Y_s : Massa específica dos sólidos
 W_{ot} : Teor ótimo de umidade
 Y_{dmax} : Massa específica seca máxima
 RCS: Resistência a compressão
 simples
 CBR: Índice de suporte Califórnia
 HRB: Classificação de solos do
 Highway Research Board

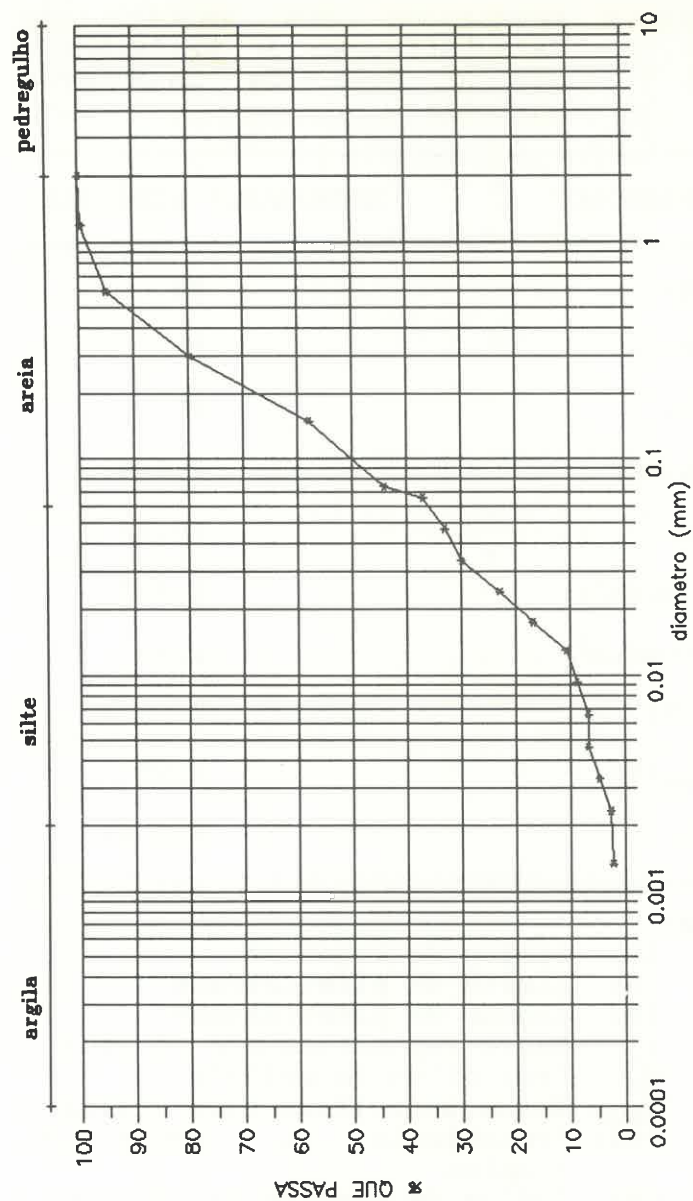


FIGURA 1 — Curva Granulométrica do Solo Estudado
Procedência — Engenharia Agrícola

2.4 ENSAIOS REALIZADOS COM AS MISTURAS

Os ensaios de compactação foram realizados nas misturas solo-cal, nos teores de 0,5%, 1%, 1,5% e 2% de cal em massa de solo seco. No que tange aos ensaios de compressão simples, as misturas foram preparadas inicialmente com 1% e 2% de cal, com posterior adição de cimento nos teores de 4% e 8% em relação à massa de solo seco.

Para as misturas solo-cal, como não se dispõe de regulamentação específica, adotou-se a energia sugerida no MB 3359/90. Após a adição de cal ao solo seco, procedeu-se à homogeneização da mistura para, em seguida, adicionar água e proceder a nova homogeneização. Deixou-se a mistura em repouso por um período de uma hora, de modo a permitir a ocorrência dos fenômenos de troca catiônica e floculação, para em seguida se executar o ensaio de compactação.

Como nos ensaios de compactação com o cimento, para este solo, não se tem verificado variação significativa dos parâmetros de compactação (Ferraz, 1993), optou-se por adotar, para os ensaios de resistência a compressão simples com cal

e posterior adição de cimento, os parâmetros de compactação obtidos com o solo aditivado com cal.

Os corpos de prova, preparados à semelhança do descrito no ítem 2.3, foram confeccionados imediatamente após homogeneização final das misturas, moldando-se vinte (20) corpos de prova para cada combinação de teores de aditivos usados. Após moldagem, os corpos de prova foram colocados em sacos plásticos, identificados e armazenados em câmara úmida até a ruptura. Os tempos de cura adotados foram de 1, 3, 7, 14 e 28 dias, rompendo-se, para cada período de cura, dois (2) corpos de prova sem imersão e dois (2) corpos de prova com imersão em água por 4 h, à velocidade de 1,25 mm/min. Exceção foi feita para a mistura com 2% de cal e 8% de cimento, para a qual se observaram apenas os períodos de cura de 1, 3 e 7 dias.

As Figuras 2 e 3 apresentam os resultados dos ensaios de compactação executados com as misturas solo-cal e o Quadro 4 e as Figuras 4 e 5 sintetizam os resultados dos ensaios de compressão simples executados com as misturas solo-cal-cimento.

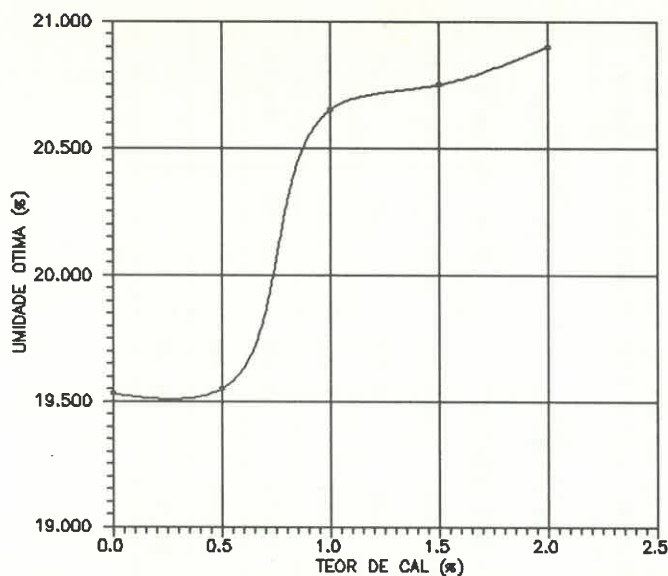


FIGURA 2 Curva de Variação da Umidade Ótima com os Teores de Cal
Procedência - Engenharia Agrícola

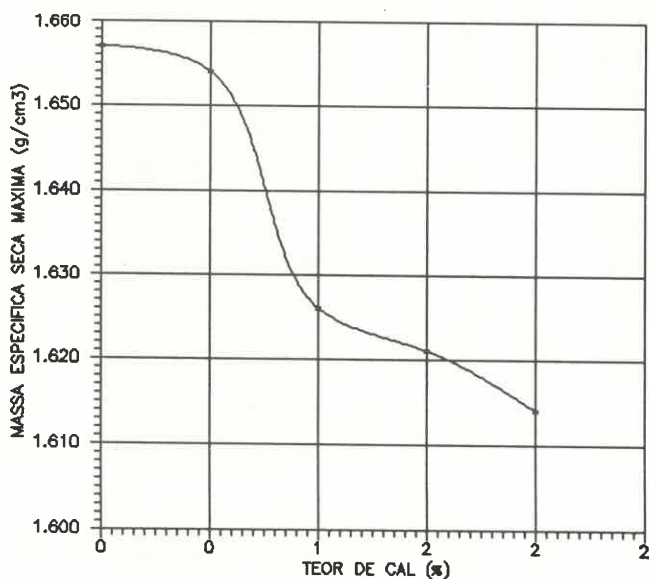


FIGURA 3 Curva de Variação da Massa Específica Seca Máxima
com os Teores de Cal
Procedência - Engenharia Agrícola

QUADRO 4 Variação da Resistência à Compressão Simples (RCS) com os Teores de Cal e Cimento e Períodos de Cura das Misturas, com e sem Imersão em Água.

TEORES CURA (DIAS)	1% CAL 4% CIMENTO		1% CAL 8% CIMENTO		2% CAL 4% CIMENTO		2% CAL 8% CIMENTO	
	RCS (Kg/cm ²)	NÃO IMERSO	RCS (Kg/cm ²)	NÃO IMERSO	RCS (Kg/cm ²)	NÃO IMERSO	RCS (Kg/cm ²)	NÃO IMERSO
1	3,66	5,37	5,15	8,27	3,26	4,99	4,49	6,23
3	5,75	7,98	10,70	13,15	5,00	7,86	7,33	9,46
7	8,73	10,17	13,46	17,70	8,75	11,13	13,23	15,78
14	12,60	14,51	14,10	20,35	12,10	15,18		
28	16,87	19,27	26,76	27,10	16,91	19,17		

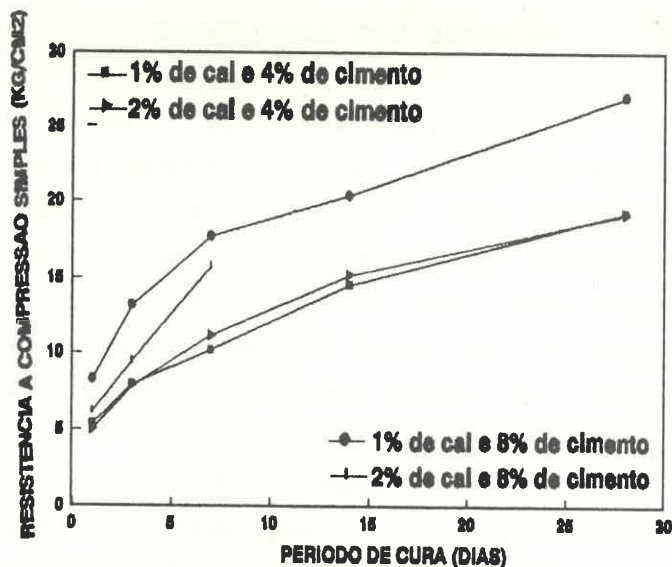


FIGURA 4 Misturas Ensaladas sem Imersao

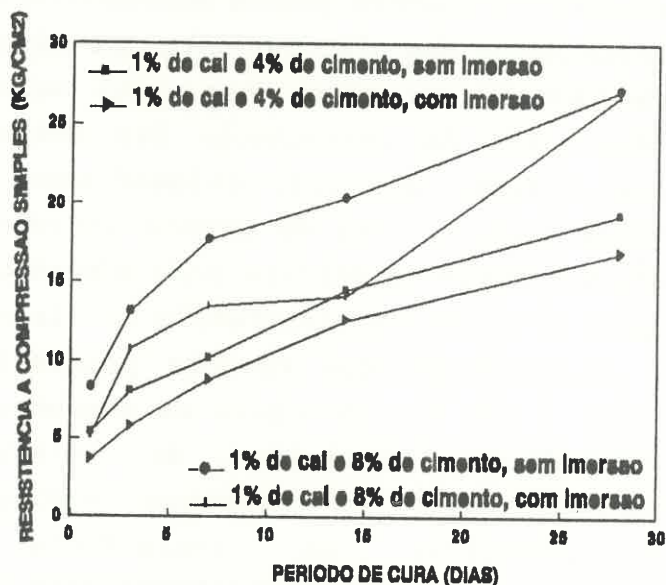


FIGURA 5 Misturas Ensaladas com e sem Imersao

3 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

A influência da cal nas características de compactação pode ser avaliada nas Figuras 2 e 3, onde se observam os tipos de variações já referidos na literatura, ocorrendo aumentos no teor ótimo de umidade e quedas na massa específica seca máxima com teores crescentes de cal.

Os resultados dos ensaios de resistência a compressão simples, apresentados no Quadro 4 e ilustrados na Figuras 4, mostram ganhos substanciais na resistência das misturas solo-cal-cimento em relação ao solo, bem como valores crescentes de resistência das misturas com o tempo de cura, evidenciando, em menor escala, além da grande influência dos silicatos tricálcico (C_3S) e bicálcico (C_2S) no ganho de resistência do cimento, a contribuição das reações pozolânicas entre a cal e o solo para os aumentos na resistência mecânica da mistura. Contudo, não se detectou variações significativas na resistência a compressão simples de misturas solo-cal-cimento moldadas com 1% e com 2% de cal, o que não sugere a ocorrência de reações

pozolânicas significativas quando se altera o teor de cal na mistura de 1% para 2%. Ferraz (1993) obteve resultados semelhantes, trabalhando com teores de cal na faixa de 2% a 12%.

A Figura 4 ilustra o decréscimo de resistência mecânica que ocorre na mistura com 2% de cal e 8% de cimento em relação àquela com 1% de cal e 8% de cimento. Essa constatação pode se relacionar com o elevado teor de mica da amostra de solo, o que poderia proporcionar ligações entre partículas relativamente frágeis. Assim, à medida que a massa específica diminui com o acréscimo de cal na mistura, as ligações proporcionadas pela ação cimentante da cal nos argilominerais do solo não são suficientes para compensar a quedas na massa específica seca máxima (Figura 3), resultando em uma estrutura menos resistente à medida que se altera o teor de cal na mistura de 1% para 2%.

O Quadro 4 e a Figura 5 possibilitam, também, uma inferência sobre o efeito da imersão dos corpos de prova da mistura em água na resistência a compressão simples. Em primeiro lugar, considerando todos os períodos de cura,

notam-se decréscimos na resistência das misturas após imersão. Em geral, percebe-se também que para teores crescentes de cal a resistência a compressão simples determinada após imersão exibe taxas de ganhos menores para períodos de cura crescentes, à semelhança do que ocorre com os corpos de prova sem imersão. Esse fato evidencia o efeito das reações de cimentação entre o solo e os aditivos empregados para a sua estabilização, podendo sugerir, para períodos de cura e teores de cimento iguais ou maiores do que 28 dias e 8%, respectivamente, uma tendência de ocorrerem variações desprezíveis nas resistências mecânicas das misturas solo-cal-cimento sem imersão e após imersão em água.

4 CONCLUSÕES

A análise dos resultados desta pesquisa permite inferir que:

- (a) o solo estudado apresentou uma melhoria de resistência a compressão simples substancial com a adição de

cal e de cimento;

- (b) os ensaios de resistência a compressão simples das misturas solo-cal-cimento revelaram ganhos de resistência substanciais para teores crescentes de cimento e períodos de cura;
- (c) ocorreu decréscimo considerável na resistência a compressão simples das misturas após imersão em água por 4 h com relação àqueles rompidos sem imersão. Notou-se, porém, que esse decréscimo diminuiu com o aumento do período de cura da mistura, o que pode levar a uma situação em que o efeito cimentante dos aditivos empregados venha a tornar desprezível a queda de resistência mecânica causada pela imersão dos corpos de prova em água.

5 AGRADECIMENTOS

Os autores expressam os seus agradecimentos ao CNPq pela concessão de bolsa de iniciação científica à acadêmica

Luciana Thomasi através do programa de apoio institucional firmado entre este órgão e a Universidade Federal de Viçosa.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABCP (1986) "Dosagem das Misturas de Solo-Cimento - Normas de Dosagem", Associação Brasileira de Cimento Portland, Boletim Técnico 35, São Paulo, 1986.

BUENO, B.S.; LIMA, D.C. (1991), "Técnicas de Estabilização de Solos com Fim Rodoviário", Anais, Iº Simpósio Brasileiro sobre Exploração e Transporte Florestal, Sociedade Brasileira de Investigações Florestais (SIF), Belo Horizonte, 8 a 11 de dezembro, p. 143-183.

FERRAZ, R.L. (1993), "Contribuição ao Estudo da Estabilização dos Solos para Fins Rodoviários e Habitacionais", Tese de Mestrado, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa-MG.

HERRIN, M. e MITCHELL, H. (1967), "Lime-Soil Mixtures", Highway Research Board, Bulletin 304, Washington, p. 99-138.

LIMA, D.C. (1981), "Algumas Considerações Relativas a Aspectos da Estabilização dos Solos, em Particular a Estabilização Solo-Cal", Tese de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos-USP, São Carlos -SP, 171 p.

NLA (1982), "Lime Stabilization Construction Manual", National Lime Association, Washington, Bulletin no. 326, 7ª ed., 48 p.

TRB (1976), "State-of-the-Art, Lime Stabilization: Reactions, Properties, Design, Construction", Transportation Research Board, National Research Council, Circular nº 180, September, 31 p.

27^o REUNIÃO ANUAL DE
PAVIMENTAÇÃO

CARACTERÍSTICAS DE COMPACTAÇÃO DE SOLOS SUPERFICIAIS LATERÍTICOS
E HORIZONTES DE ALTERAÇÃO DE ROCHAS SEDIMENTARES BRANDAS DE
ORIGEM FLUVIAL

Rinaldo J. B. Pinheiro

Prof. Assistente da Universidade Federal de Santa Maria

Regina Davison Dias

Profa. Adjunto da Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Os ensaios de compactação são utilizados para determinar parâmetros do solo, para o uso em obras de terra, como a densidade, resistência, estabilidade e expansão. Na Região Metropolitana de Porto Alegre, utiliza-se com frequência os horizontes superficiais argilosos e horizontes de alteração como aterro, muitas vezes, sem uma adequada compactação. Este trabalho visa fornecer um conhecimento básico para utilização e estimativa destes parâmetros em solos oriundos de rochas sedimentares brandas da Formação Rosário do Sul.

1. Introdução

Grande parte da Região Metropolitana de Porto Alegre é coberta pelos solos classificados pedologicamente como Podzólico Vermelho Amarelo e Podzólico Vermelho Escuro. Ambos são solos minerais, não hidromórficos, desenvolvidos na zona de oxidação, em ótimas condições de drenagem, nunca afetados pelo lençol freático. Apresentam horizonte B textural, com uma diferenciação nítida da sequência de horizontes A, B e C. O horizonte A é mais arenoso e mais facilmente erodido e facilmente lixiviado, indo acumular-se, no horizonte inferior (Horizonte B), este considerado um horizonte iluvial (acumulação de argila), com estrutura bem desenvolvida, sob forma de blocos angulares e sub-angulares. Em geral o horizonte B destes solos possuem um comportamento laterítico, constituindo a camada mais superficial das áreas bem drenadas, caracterizado pela cor, em que predominam os tons avermelhados, com espessuras que variam de 30cm até 4m. Mineralogicamente, caracterizam-se pela presença de grãos muito resistentes (mecânica e quimicamente), na fração areia fina, e elevada porcentagem de hidróxido de ferro e alumínio, na fração argila (partículas com diâmetros menores que 0.002mm), o argilo-mineral predominante é a caulinita. Segundo COZZOLINO e NOGAMI (1993), os grãos mais finos nos solos lateríticos estão agregados, formando uma massa de aspecto esponjoso. Nessas condições distinguem-se um grande volume de vazios, mas não os grãos individuais.

As características texturais, mineralógicas e estruturais dos horizontes saprolíticos (horizonte C), dependem da natureza da rocha matriz. Os horizontes de alteração (horizonte C

argilosos, siltosos e arenosos) são oriundos de rochas sedimentares da Formação Rosário do Sul. Esta formação faz parte da Bacia do Paraná, sendo esta uma extensa depressão deposicional situada na parte centro-leste do continente sul-americano. Os sedimentos da Formação Rosário do Sul são de origem fluvial (Triássico). Mais especificamente, a área de estudo situa-se na província geomorfológica denominada Depressão Periférica no Estado do Rio Grande do Sul, na Região Metropolitana de Porto Alegre (municípios de Canoas, Gravataí, Triunfo e Montenegro). A Formação Rosário do Sul, de acordo com GAMERMANN (1971), à fácies fluvial é caracterizado por arenitos finos a muito finos, quartzosos à arcoseanos, com estratificação plano-paralela; e arenitos, siltitos e argilitos de planície de inundação. Na região em estudo, esta Formação é caracterizada por arenitos arcoseanos com cunhas pelíticas, siltitos micáceos e argilitos (mais raros). O arenitos e suas alterações predominam sobre siltitos e argilitos (PINHEIRO, 1991). Detalhes mais específicos sobre esta Formação, sua ocorrência, características geotécnicas, ensaios laboratoriais podem ser encontrados em PINHEIRO e DAVISON DIAS (1993a, 1993b).

2. Metodologia

O estudo baseia-se na caracterização morfológica e geotécnica de perfis típicos de solos, metodologia descrita em detalhes por DAVISON DIAS (1989). Para tal, o trabalho foi dividido em etapas, iniciou-se com estudos preliminares (análise e interpretação de mapas geológicos, geotécnicos, pedológicos e topográficos), com uma posterior investigação de campo, retirada de amostras (indeformadas e deformadas) e realização de ensaios.

O estudo preliminar de escritório foi baseado, principalmente, em mapas geológicos onde são indicados tipos de rochas que fazem parte do substrato, ou que podem ser encontradas na superfície através de afloramentos, ou ainda podem estar recobertas por espessas camadas de solos, sedimentos e outros materiais. Como os mapas geológicos não fornecem dados referentes aos solos superficiais, buscou-se usar levantamentos de solos e topográficos.

Os mapas topográficos foram usados para determinar zonas de possível variação pedológica. Através das informações foi

realizada uma estimativa dos locais de ocorrência da formação, com a localização de perfis típicos para serem estudados. Ao verificar-se a concordância das unidades de solos e rochas previstas nos estudos preliminares de escritório, com as encontradas na investigação de campo foram escolhidas os perfis que melhor descrevem as características morfológicas da formação. Foram realizadas amostragem do horizonte B e dos horizontes C e R. Após escolhidos os pontos de amostragem nos perfis, foram retiradas amostras deformadas e indeformadas, geralmente, em escavações em perfis representativos para a realização de ensaios geotécnicos.

Os ensaios realizados foram os de caracterização (limites de consistência, granulometria, determinação do teor de umidade no campo, densidade, etc.), ensaios de compactação, ensaios de CBR, ensaios de expansão e ensaios difratográficos.

3. Análise e apresentação dos resultados

Os ensaios de granulometria com utilização de defloculante (hexametáfosfato de sódio) foram realizados com amostras preparadas com secagem prévia. Os resultados estão apresentados na tabela 1.

Horizonte	Areia média	Areia fina	silte	Argila
A	2	70	25	3
B	1-4	30-41	20-34	31-39
C(argiloso)	-	7-45	25-45	39-54
C(siltoso)	1	19-23	48-52	21-25
C(arenoso)	1-4	50-72	11-39	9-20
R(siltito)	1	23	58	18
R(arenito)	1	62	30	7

Tabela 1 - Resultados dos ensaios granulométricos (A escala granulométrica adotada é a proposta pela ASTM - D2487/83 - cuja respectivas frações de solo são : pedregulho > 4.8mm; areia grossa 2-4.8mm; areia média 0.42-2.0mm; areia fina 0.075-0.42mm; silte 0.002-0.075mm e argila < 0.002mm).

Os horizontes lateríticos (horizonte B) são formados por

solos franco argilosos finos (classificação trilinear). A fração argila varia de 30 a 39%, com fração areia fina superior a 30%. Os solos classificados pedologicamente como Podzólico Vermelho Escuro são mais argilosos do que os solos classificados como Podzólico Vermelho Amarelo.

Os horizontes de alteração argilosos (horizonte C) são constituídos por solos franco argilosos e argilo-siltosos com fração argila compreendida entre 39% e 48%. Os solos franco argilosos, a fração areia fina predomina sobre a fração silte, o inverso do que ocorre nos solos argilo-siltosos.

Os horizontes de alteração arenosos (horizonte C) possuem uma textura franco a franco arenoso. São compostos por mais de 50% de areia fina, com teores de argila variáveis (entre 9% e 20%).

A tabela 2, apresenta os resultados dos valores obtidos dos limites de liquidez, plasticidade, do índice de plasticidade e do teor de umidade natural. A figura 1, apresenta o gráfico de Casagrande associado ao de atividade coloidal de Skempton, sugerido por VARGAS (1985) busca-se correlacionar as características expansivas.

horizontes	LL	LP	IP	w
A	13	NP	NP	15
B	35-47	30-41	9-22	12-25
C(siltoso)	79	56	23	57
C(argiloso)	58-74	18-32	38-51	21-24
C(arenoso)	27-47	19-32	5-22	12-27
R(siltito)	48-50	27-28	21-22	29
R(arenito)	32	23	9	25

Tabela 2 - Resultados dos ensaios de caracterização de acordo com o horizonte diagnóstico (LL - limite de liquidez, LP - limite de plasticidade, IP - índice de plasticidade, w - teor de umidade natural).

Define-se no gráfico de Casagrande três regiões distintas onde situam-se as amostras dos diferentes horizontes diagnósticos. As amostras do horizonte C/R de arenito se distribuem em torno da linha "A" do gráfico de Casagrande, sendo

classificadas como areias siltosas (SM), areias argilosas (SC) e siltes arenosos (ML). As amostras dos horizontes C/R de siltito situam-se abaixo da linha "A", portanto, sendo classificadas como siltes elásticos com areia (MH). As amostras pertencentes ao horizonte C de argilito, que situam-se acima da linha "A", na região das argilas muito plásticas e argilas muito plásticas arenosas (CH). As amostras do horizonte B (solos lateríticos) foram classificadas como, argilas pouco plásticas arenosas (CL) e siltes arenosos (ML).

A tabela 3, apresenta a classificação pelo sistema unificado (SUCS), pela ASSHO/HRB.

Os horizontes superficiais lateríticos (horizonte B) apresentaram limite de liquidez entre 31 e 47% e índice de plasticidade entre 9 e 22%. Adotando as classificações tradicionais, estes solos são constituídos de argilas de baixa plasticidade com areia (% superior a 15%) e siltes arenosos. O argilo-mineral predominante é a caulinita, com grande ocorrência de quartzo, óxidos de ferro e alumínio.

Horizonte	SUCS	AASHO/HRB
A	SM	A-2-4 (0)
B (PE)	CL	A-4, A-5, A-6 (4-9)
(PV)	ML	A-7-6, A-7-7 (9-10)
C(siltoso)	MH	A-7-5 (15)
C(argiloso)	CH	A-7-6 (16-20)
C(arenoso)	SC-SM	A-2-4, A-4, A-5, A-6 (0-2)
	ML	A-7-5, A-7-6 (4-6)
R(siltito)	MH	A-7-6 (15)
R(arenito)	SM	A-4 (0)

Tabela 3 - Classificação dos solos pelos Sistema Unificado (SUCS) e AASHO/HRB em horizontes diagnósticos. PE - Podzólico Vermelho Escuro; PV - Podzólico Vermelho Amarelo.

Os horizontes argilosos apresentam limite de liquidez superior a 55% (alta plasticidade) e o índice de plasticidade a 35%. Sendo classificados, como argilas muito plásticas (gordas) e argilas muito plásticas arenosas. A montmorilonita é o

argilo-mineral predominante, com grandes quantidades de caulinita e mica (muscovita). Óxidos de ferro e alumínio ocorrem como traços.

Os horizontes de alteração de arenito apresentaram limite de liquidez entre 34 e 47%, com índice de plasticidade de 5% a 12%. Foram classificados como areias siltosas, areias argilosas e siltes arenosos. Nos horizontes arenosos onde ocorrem uma porcentagem maior da fração argila, os valores dos limites são mais elevados (SC-areias argilosas). O argilo- mineral predominante, em geral, é a caulinita. No entanto, nos solos mais argilosos e associados a cunhas pelíticas, o argilo- mineral predominante é a montmorilonita. Ocorrem como traços, quartzo, micas (em maior quantidade nos horizontes mais argilosos) e óxidos de ferro e alumínio. A tabela 4 apresenta a análise qualitativa dos argilo-minerais presentes na fração fina obtidas por ensaios de difração de raio-x, segundo a metodologia sugerida por TOVEY (1986).

	C	M	Mi	Q	F	H	G
Hor. B (PE)	P	T	-	T	-	T	T
(PE)	P	T	-	A	-	T	T
(PV)	P	-	T	A	T	A	T
Hor. C (alt. de siltito)	P	-	A	-	-	T	T
Hor. C (alt. de argilito)	A	P	A	-	-	T	T
Hor. C (alt. de arenito)	P P	- A	T T	A A	T -	A T	T T
Hor. R (siltito)	P	T	A	A	-	T	T
Hor. R (arenito)	P	T	T	T	-	T	T

Tabela 4 - Análise difratogramétrica na fração fina em função dos horizontes diagnósticos (C - caulinita, M - montmorilonita, Mi - mica, Q - quartzo, F - feldspato, H - hematita, G - gipsita). P- predominante, A- abundante, T - traços.

Foram realizados ensaios de expansão nos horizontes que apresentam argilo-minerais de caráter expansivo. Verifica-se que nos horizontes de alteração arenosos, a pressão de expansão não é significativa, o valor máximo obtido foi de 12.5 kN/m^2 . No entanto, as amostras do horizonte de alteração argilosos apresentam valores de expansão de 100 a 200 kN/m^2 , em função do grau de saturação inicial antes da inundação. Nos horizontes siltosos, verifica-se um comportamento intermediário, entre os arenosos e argilosos, com valores de pressão de expansão em torno de 100 kN/m^2 . Os horizontes lateríticos (horizonte B) não apresentaram valores significativos de expansão. A determinação da pressão de expansão foi obtida na célula de adensamento, conforme metodologia descrita por PORTER e NELSON (1980).

Nas figuras 2 e 3, estão representados as curvas de compactação, na energia Proctor Normal, respectivamente dos horizontes B (solo laterítico) e C (solo saprolítico). Nas amostras do horizonte B, foram obtidos valores de peso específico aparente seco máximos entre 15 e 16 kN/m^3 , e teores de umidade ótima entre 21 e 24%. Já as amostras do horizonte C, apresentaram valores de peso específico relativamente superiores, variando de 15 a 18 kN/m^3 , e valores de umidade ótima um pouco inferiores ao do horizontes B. Os valores obtidos variam de 15 a 23%.

O índice de suporte califórnia (ISC) tem sido usado para avaliação da resistência de solos para uso na pavimentação. Nesta pesquisa estudou-se o comportamento em amostras de solos do horizonte B e C.

Verificou-se que os melhores resultados foram obtidas nas amostras do horizonte B, com valores de ISC da ordem de 25%, e com baixos valores de expansão. Já as amostras do horizonte C, os resultados de ISC foram de 6 a 7%, com valores de expansão variando de 2.8 a 4.5%. A figura 4, apresenta o gráfico pressão por penetração dos ensaios realizados nas amostras destes horizontes, ficando bem nítido o comportamento diferenciado entre os solos lateríticos e os solos saprolíticos.

4. Conclusões

O horizontes de alteração arenosos, classificados como solos arenosos siltosos e arenosos argilosos, possuem

características de compactação de regular a boa, com um bom comportamento para o uso em fundações de pavimentos, tendo baixa compressibilidade e expansão. Os horizontes de alteração argilosos e siltosos, classificados como argila e siltes de alta plasticidade, extremamente micáceos, possuem um comportamento insatisfatório para o uso em pavimentação. Apresentam valores altos de compressibilidade e expansão, e possuem uma má drenagem.

Os horizontes lateríticos argilosos são os materiais mais utilizados em aterros na região. Possuem um comportamento regular, com baixa compressibilidade e expansão, principalmente nos horizontes com concreções de ferro. Os solos classificados pedologicamente como Podzólico Vermelho Escuro são os que apresentam uma maior concentração de óxidos de ferro.

O trabalho permitiu conhecer o comportamento geotécnico dos horizontes B, geralmente laterizados e C residuais de arenito, siltito e argilito de uma importante formação sedimentar de ocorrência na grande Porto Alegre. Contribuindo assim no conhecimento do comportamento dos solos tropicais e subtropicais brasileiros.

Referências

1. COZZOLINO, V.M.N.; NOGAMI, J.B. - Classificação Geotécnica MCT para os solos Tropicais. Solos e Rochas. Revista Brasileira de Geotecnia. ABMS/ABGE, 1993, v.16, n.2. p. 77-91.
2. DAVISON DIAS, R. - Metodologia de estudo do comportamento geotécnico dos solos do Rio Grande do Sul visando cartografia. In: COLÓQUIO DE SOLOS TROPICAIS E SUBTROPICAIS E SUAS APLICAÇÕES EM ENGENHARIA CIVIL. 2, 1989. Porto Alegre. CPGEC/UFRGS, p. 228-247.
3. GAMERMANN, N. - Formação Rosário do Sul. Porto Alegre: Instituto de Geociências. 1971. Dissertação de Mestrado (Mestrado em Geologia), UFRGS.
4. PINHEIRO, R.J.B. - Estudo do comportamento geomecânico de perfis oriundos de rochas sedimentares da Formação Rosário do Sul. Porto Alegre: Escola de Engenharia, 1991. Dissertação de Mestrado (Mestrado em Engenharia Civil), CPGEC/UFRGS.
5. PINHEIRO, R.J.B.; DAVISON DIAS, R. - Mapeamento Geotécnico da Formação Rosário do Sul na Região Metropolitana de Porto Alegre. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE CARTOGRAFIA GEOTECNICA. ABGE/SBG, São Paulo, nov. de 1993.

6. PINHEIRO, R.J.B.; DAVISON DIAS, R. - Previsão das características expansivas da Formação Rosário do Sul. RELAME - Revista Latino-Americana de Engenharia. UNESCO/ORCYT, 1993, v.2 (no prelo).
7. PORTER, A.A.; NELSON, J.D. -Strain controlled testing of expansive soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON EXPANSIVE SOILS, 4, 1980, Denver, Colo. v.1, p. 34-44.
8. TOVEY, N.K. - Microfabric, chemical and moneralogical studies of soils: techniques. Geotechnical Engineering. v.17, 1986. p. 131-165.
9. VARGAS, M. - The concept of tropical soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL LATERITE AND SAPROLITIC SOILS, 1, 1985, Brasília. Proceedings... São Paulo: ABGE, 1974. v.3, p. 101-134.

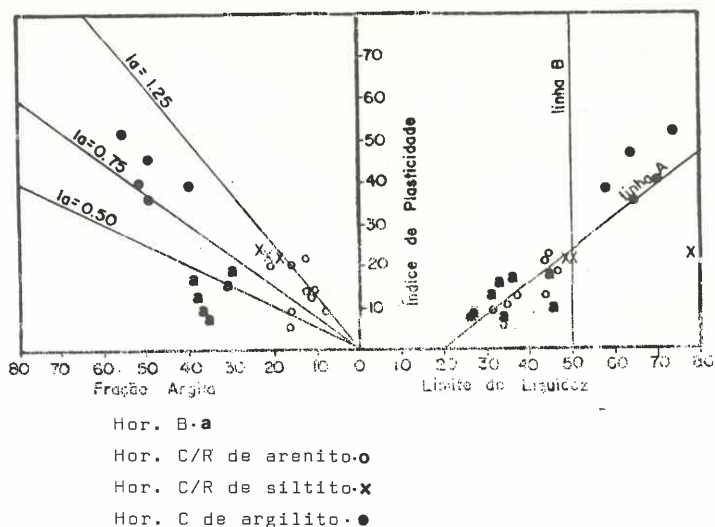


Figura 1 - Resultados de plasticidade e atividade coloidal de Skempton associados no gráfico de Casagrande.

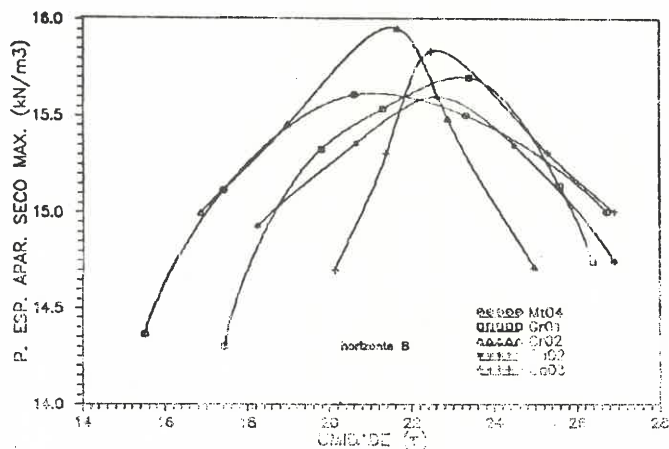


Figura 2 - Curvas de compactação (Proctor Normal) para os solos dos horizontes superficiais (lateríticos).

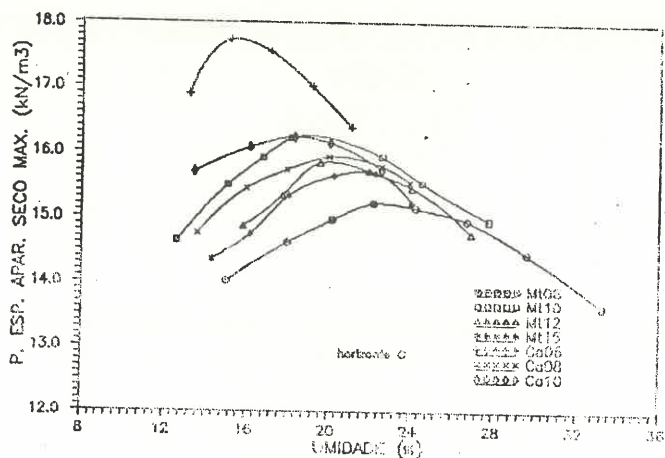


Figura 3 - Curvas de compactação (Proctor Normal) para os solos dos horizontes saprolíticos.

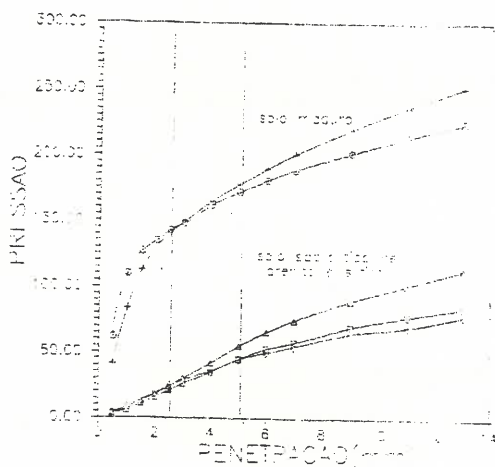


Figura 4 - Curvas penetração x carga de ensaios de CBR em solos lateríticos e saprolíticos.

27a. REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO -
RAPv
TERESINA
Novembro, 1993.

I Sessão Técnica - Materiais, Ensaios, Especificações, Controle de Qualidade Aplicados à Pavimentação.

O Uso do Microcomputador no Laboratório de Estradas

Autores: Pêrsio Leister de Almeida Barros - UNICAMP(*)
Cassio Eduardo Lima de Paiva - UNICAMP(*) e K2 Engenharia.

(*)Departamento de Engenharia de Transportes
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Estadual de Campinas
Caixa Postal 6021 CEP 13.083-970
Campinas - SP.

O Uso do Microcomputador no Laboratório de Estradas

Pérsio Leister de Almeida Barros* Cassio Eduardo Lima de Paiva†

1 Introdução

A construção de pavimentos para estradas é feita com materiais cujo desempenho é definido e simulado através de vários ensaios de laboratório. A maioria destes ensaios é executada em equipamentos cuja manipulação deve ser cuidadosa. Terminada a fase de execução do ensaio, em geral é necessário desenvolver cálculos e traçar gráficos que representam as características tecnológicas estudadas e que permitem a análise do resultado obtido. Particularmente os laboratórios de estradas executam vários ensaios que seguem o processo descrito, exigindo a elaboração de cálculos e desenhos trabalhosos e demorados.

Para diminuir o tempo gasto nestas etapas complementares ao ensaio, desenvolveram-se na UNICAMP alguns programas para microcomputadores que processam os cálculos, traçam os gráficos e efetuam análises dos resultados de alguns ensaios de estradas.

No momento existem equipamentos de laboratório que possuem dispositivos que permitem o acoplamento pleno e contínuo entre a máquina de testes e um microcomputador durante a execução do ensaio, alimentando-o com todos os dados obtidos durante o ensaio e desenvolvendo posteriormente os cálculos e gráficos. Porém estes equipamentos são muito caros e a maioria dos laboratórios, assim como os da Universidade, não têm recursos para adquirí-los.

Assim, neste artigo se apresenta uma descrição sumária dos programas desenvolvidos no Departamento de Engenharia de Transportes da Faculdade de Engenharia Civil da UNICAMP para a área de solos, assim como os próximos programas que serão desenvolvidos dentro deste programa de trabalho.

2 Descrição dos programas

2.1 Considerações gerais

Do ponto de vista da informatização, os procedimentos de laboratório de estradas podem ser divididos em dois grupos:

- Procedimentos que podem ser totalmente automatizados: são procedimentos que através de dispositivos especiais podem ser monitorados completamente por um computador,

*DET-FEC-UNICAMP

†DET-FEC-UNICAMP e K2 Engenharia

tanto no controle dos processos a que são submetidas as amostras quanto no registro do comportamento desta quando submetida a estes processos. Estes processos são de natureza contínua e por isto permitem a sua monitoração de forma automatizada. São exemplos deste tipo de procedimento os ensaios que envolvem a imposição de carga crescente à amostra como o ensaio de penetração do CBR e o de compressão simples.

- Procedimentos que não são passíveis de total automatização ou que esta é inviável por sua complexidade: são procedimentos de natureza essencialmente discreta como por exemplo a análise granulométrica de solos e agregados por peneiramento, o ensaio de compactação tipo Proctor, etc. Nestes casos só é possível a utilização do computador para o cálculo e análise dos resultados dos ensaios.

Muitos ensaios envolvem procedimentos de ambos os tipos e, assim, poderiam ser ao menos parcialmente automatizados na sua execução. No entanto mesmo os procedimentos que podem ser totalmente automatizados exigem equipamentos especiais para a sua execução e interfaceamento com o computador. Estes equipamentos têm em geral custo bastante elevado, o que inviabiliza o seu uso para a maioria dos laboratórios.

Resta então utilizar o computador apenas no cálculo e análise dos resultados dos ensaios, o que não é pouco. O desenvolvimento de programas para o cálculo dos resultados dos ensaios como por exemplo o cálculo da umidade e peso específico de cada ponto do ensaio de compactação Proctor não oferece dificuldade alguma. Porém a determinação pelo mesmo programa da densidade ótima e densidade máxima do solo a partir da curva de compactação obtida desses pontos apresenta dificuldades bem maiores. Além disso normalmente se deseja que estes resultados sejam apresentados na forma de gráficos em relatórios impressos, o que exige do programa capacidades extras de saída gráfica em impressoras.

Assim, foram desenvolvidos programas para microcomputador para o cálculo e análise de alguns dos ensaios realizados normalmente no laboratório de estradas. Estes programas exigem apenas um equipamento de computação básico, ou seja, um microcomputador tipo PC-XT ou compatível com um acionador de disquetes e uma impressora matricial de 80 colunas, padrão Epson. Além disso estes programas são providos de uma interface amigável com o usuário que a utiliza para inserir os dados dos ensaios, bem como para gravar e ler estes dados no disco e para impressão dos resultados das análises. Estas operações são todas executadas a partir de menus de fácil utilização pelo operador.

As vantagens da utilização destes programas em lugar dos métodos de análise tradicionais são muitas. Em primeiro lugar há um aumento na produtividade do laboratório devido a uma grande redução no tempo gasto para o cálculo e análise do ensaio. Em segundo lugar, elimina-se o risco de erros de cálculo que fatalmente ocorrem quando este é feito manualmente. Por último diminui-se bastante a influência subjetiva do técnico que faz a análise no resultado final do ensaio já que os programas oferecem uma maneira padrão não subjetiva, baseada em métodos estatísticos, de se chegar a este resultado.

Os programas já desenvolvidos executam os cálculos e análises dos ensaios de granulometria conjunta, de compactação e CBR e de Mini-CBR.

2.2 Ensaio de granulometria conjunta

O ensaio de granulometria conjunta de solos é executado rotineiramente nos laboratórios de geotecnia e de estradas e visa obter a distribuição granulométrica das partículas que compõe este solo. Sua forma de execução e método de cálculo estão padronizados no Brasil pela

Norma NBR 7181 da ABNT[1] e normalmente não oferecem dificuldades maiores para os laboratórios.

Neste ensaio há dois procedimentos principais bastantes distintos entre si:

- O peneiramento para identificação da granulometria da fração mais grossa do solo (areia e pedregulho) e
- A sedimentação para a identificação da granulometria da fração mais fina do solo (silte e argila).

O peneiramento é essencialmente um processo discreto que não pode ser automatizado enquanto que a sedimentação, por sua natureza contínua, poderia, pelo menos teoricamente, ser completamente automatizada. No entanto, como já dito anteriormente, isto envolveria custos elevados e, portanto é mais vantajoso executar apenas os cálculos e análises pelo computador.

Assim, o ensaio é executado pelo processo padronizado e as leituras resultantes são os dados introduzidos no programa. Estas leituras são basicamente aquelas obtidas do densímetro durante a sedimentação e os pesos do material retido nas peneiras durante o peneiramento, além dos complementares necessários para o cálculo dos diâmetros de partículas e porcentagens respectivas.

Estes diâmetros e porcentagens são pontos a ser colocados no gráfico padrão de granulometria. Para se obter a distribuição granulométrica é necessário traçar uma curva que se aproxime destes pontos sem no entanto apresentar descontinuidades e quebras localizadas. Este traçado que normalmente é feito manualmente envolve uma certa dose de subjetividade, o que faz com que o resultado varie conforme a pessoa que executa esta tarefa.

Para a automatização desta análise poder-se-ia utilizar alternativamente duas técnicas:

- Utilizar métodos de interpolação entre os pontos conhecidos para se obter uma curva contínua, ou
- Utilizar métodos de regressão com os pontos conhecidos para se obter uma curva que se aproxime deles.

A primeira dessas técnicas não oferece resultados satisfatórios pois a determinação dos pontos envolve imprecisões de ensaio, de amostragem, de hipóteses de cálculo, etc. Portanto a curva granulométrica mais provável não deve passar por todos os pontos e sim deve aproximar-se deles.

Para a utilização da técnica de regressão, porém, é necessário um modelo inicial para a curva granulométrica, o que também não se dispõe.

Assim, decidiu-se recorrer a um método denominado *Spline suavizado* [5] que executa uma regressão sem, no entanto, necessitar um modelo inicial. Este método determina uma função $f(x)$ para uma série de pontos $x_i, y_i, i = 0, 1, \dots, n$ dados que resulta de :

$$\text{minimizar } \int_{x_0}^{x_n} g''(x)^2 dx$$

sujeito a:

$$\frac{1}{n+1} \sum_{i=0}^n \left(\frac{g(x_i) - y_i}{\delta y_i} \right)^2 \leq S, \quad g \in C^2[x_0, x_n].$$

Onde $\delta y_i > 0, i = 0, 1, \dots, n$ e $S \geq 0$ são valores dados.

A constante S é chamada fator de suavização e torna a curva resultante tanto mais próxima de uma reta quanto maior for o seu valor. Os valores δy_i , por sua vez, são fatores de ponderação de cada um dos pontos dados. Caso todos os pontos tenham o mesmo peso, então pode-se atribuir um valor unitário a estes fatores δy_i .

A curva resultante dessa operação é uma sucessão de n polinômios do terceiro grau conhecida como *spline cúbica*. O valor de S controla o grau de aproximação desta curva aos pontos dados. Se $S = 0$, então a curva irá passar pelos pontos dados enquanto que quanto maior o valor de S , mais distante dos pontos dados a curva irá passar. A vantagem principal deste processo é o fato de que não se necessita um modelo de comportamento previamente conhecido. Assim este método pode ser utilizado na análise de um grande número de tipos de ensaios, incluindo os aqui mostrados.

No caso do ensaio de granulometria, foi adotado este método para o traçado da curva granulométrica e o resultado obtido pode ser visto na figura 1. Estão ali os pontos calculados e a curva granulométrica calculada pelo programa. Note-se que o programa foi capaz de resolver inclusive o problema da junção entre os trechos determinados pelo peneiramento e pela sedimentação.

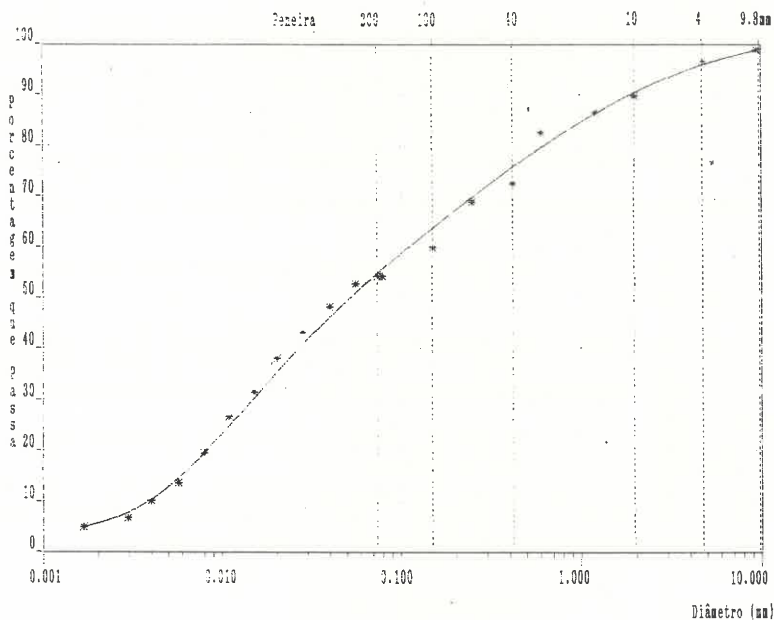


Figura 1: Curva granulométrica

Tendo a curva granulométrica determinada, o programa pode, então determinar as porcentagens de cada fração da granulometria do solo e assim completar a análise dos resultados da análise.

Pode-se perceber assim que a intervenção necessária no cálculo e análise dos resultados do ensaio se restringe à especificação do fator de suavização S . O programa sugere um valor inicial que satisfaz a maioria dos casos, mas este valor pode ser alterado livremente pelo usuário para atender a qualquer caso especial. Nas análises feitas na UNICAMP, após várias tentativas, concluiu-se que para o solos ensaiados o valor mais adequado foi $S = 0.5$, e este é o valor sugerido pelo programa.

2.3 Ensaio de CBR

O ensaio para a determinação do índice de suporte CBR é largamente empregado no projeto de estradas e é executado no laboratório conforme o procedimento padronizado pelo DNER no método de ensaio ME/DNER 50-64[2], em duas fases principais:

- Compactação de corpos de prova sob teores de umidade diferentes e
- Penetração dos corpos de prova por um pistão padrão após a imersão destes por 96 horas.

Como resultado deste processo, obtêm-se a densidade e o índice de suporte, além da expansão ocorrida durante a imersão em função da umidade de moldagem.

Foi desenvolvido um programa de microcomputador que calcula, traça os gráficos e analisa estas fases. Primeiramente, para a determinação do índice de suporte de cada um dos corpos de prova é necessário o traçado da curva de penetração a partir dos valores lidos durante a fase de penetração. Para isto foi utilizado o método do spline suavizado explicado no item anterior. Com este método é possível identificar a necessidade de se fazer uma correção na origem do gráfico. Assim o programa é capaz de fazer esta correção automaticamente e determinar o valor correto do índice de suporte como pode ser visto na figura 2.

É traçada uma curva de penetração para cada um dos corpos de prova e, assim são obtidos os índices de suporte para cada umidade de moldagem.

Após isto, é calculada uma curva de compactação, uma curva de expansão e uma curva de índice de suporte para os corpos de prova ensaiados. Para esta determinação é de novo utilizado o processo do spline suavizado e o resultado obtido pode ser visto no exemplo da figura 3.

A partir da curva de compactação o programa identifica o valor da umidade ótima e com este valor, determina a densidade máxima, a expansão e o índice de suporte na umidade ótima, completando a análise dos resultados do ensaio.

2.4 Ensaio de Mini-CBR

O ensaio de Mini-CBR foi criado pelo prof. Nogami[3] e padronizado pela PMSP (Prefeitura Municipal de São Paulo) no procedimento de ensaio ME-54[4] em 1991, como uma alternativa mais econômica ao ensaio CBR tradicional. Em muitos aspectos a forma de cálculo e de análise deste ensaio é similar aos processos descritos no item anterior. Assim, também é necessário traçar curvas de penetração para o Mini-CBR e estas curvas podem necessitar de correções na origem como no caso anterior já descrito.

No entanto há diferenças importantes no processo de cálculo e análise dos dois métodos. Em primeiro lugar, são executados ensaios de penetração em corpos de prova submetidos a imersão e em corpos de prova à umidade de moldagem. Isto faz com que normalmente se

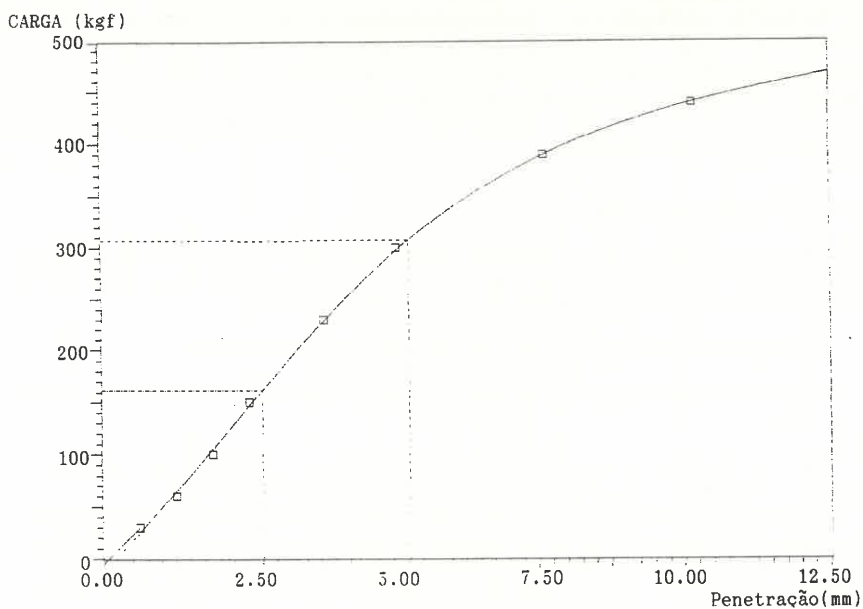


Figura 2: Curva de penetração do ensaio CBR

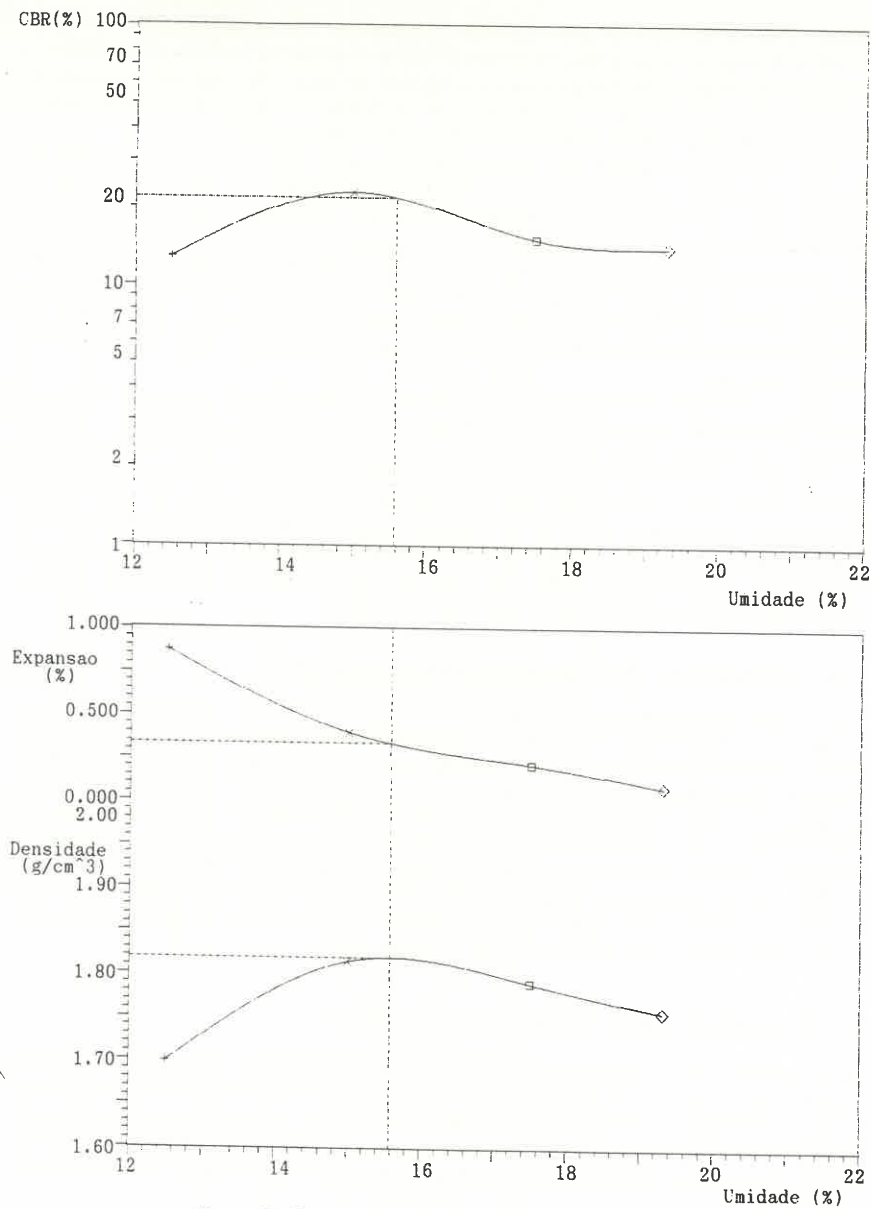


Figura 3: Curvas de índice de suporte do ensaio CBR

tenha o número de corpos de prova dobrado em relação ao CBR e há também duas curvas de índice de suporte; uma obtida dos corpos de prova ensaiados na umidade de moldagem e outra dos corpos de prova ensaiados após a submersão em água. No programa desenvolvido, tanto as curvas de penetração quanto as curvas de índice de suporte são determinadas e analisadas segundo o mesmo processo já citado para o ensaio de CBR.

Uma outra diferença importante se refere ao tratamento dado à curva de compactação. Quando da criação deste ensaio, procurou-se estabelecer o procedimento e a energia de compactação a ser utilizada de tal forma que resultasse nos mesmos valores de densidade máxima e umidade ótima que aqueles obtidos no ensaio de CBR tradicional. Para atender a este requisito o processo adotado no traçado *manual* da curva de compactação do Mini-CBR aproximava esta por duas retas inclinadas num gráfico em que as ordenadas representavam o inverso do peso específico e as abscissas representavam a umidade dos corpos de prova. Os valores da umidade ótima e da densidade máxima eram então obtidos no ponto de cruzamento dessas duas retas.

Assim, o processo de determinação da curva de compactação pelo programa aqui apresentado precisou ser adequado a esta metodologia de análise já consagrada pelos usuários. Para isto, em primeiro lugar utilizou-se o método do spline suavizado para determinar uma curva inicial de onde se obtém o valor da umidade ótima. A seguir determinam-se duas retas que se cruzam neste valor de umidade e que passem o mais próximo possível dos pontos determinados pelo ensaio. Nesta determinação foi usado um processo simples de regressão linear pelo método dos mínimos quadrados. Com as retas determina-se o valor da densidade máxima para o ensaio de Mini-CBR, como pode ser visto na figura 4. Nesta figura pode-se ver também a curva de expansão do ensaio de Mini-CBR.

2.5 Verificação dos programas desenvolvidos

Para a verificação dos programas desenvolvidos, levantou-se dentre os inúmeros ensaios já executados no laboratório de estradas do Departamento de Engenharia de Transportes da FEC-UNICAMP aqueles que melhor representassem os solos característicos do território nacional e comparou-se os resultados obtidos com o uso dos programas aqui apresentados com os obtidos anteriormente pelo procedimento manual tradicional. Da comparação efetuada pode-se afirmar que o procedimento de cálculo adotado nos programas reproduz com grande fidelidade o traçado manual feito pelos mais experientes técnicos de laboratório.

Além dessas comparações feitas na UNICAMP, alguns laboratórios comerciais de São Paulo têm utilizado estes programas rotineiramente e confirmam a correspondência entre os resultados obtidos pelos programas e pela técnica usual.

3 Conclusões e futuras pesquisas

Os programas de microcomputador aqui apresentados contribuíram enormemente no desenvolvimento dos trabalhos de pesquisa do laboratório de estradas da Faculdade de Engenharia Civil da UNICAMP permitindo que os técnicos otimizassem o seu tempo e se concentrassem no controle efetivo da execução do ensaio propriamente dito, pois o tempo dispendido no cálculo e análise dos resultados destes ensaios foi reduzido a uma fração do anteriormente necessário.

Outro aspecto a ser ressaltado é a padronização obtida na forma de traçado das várias

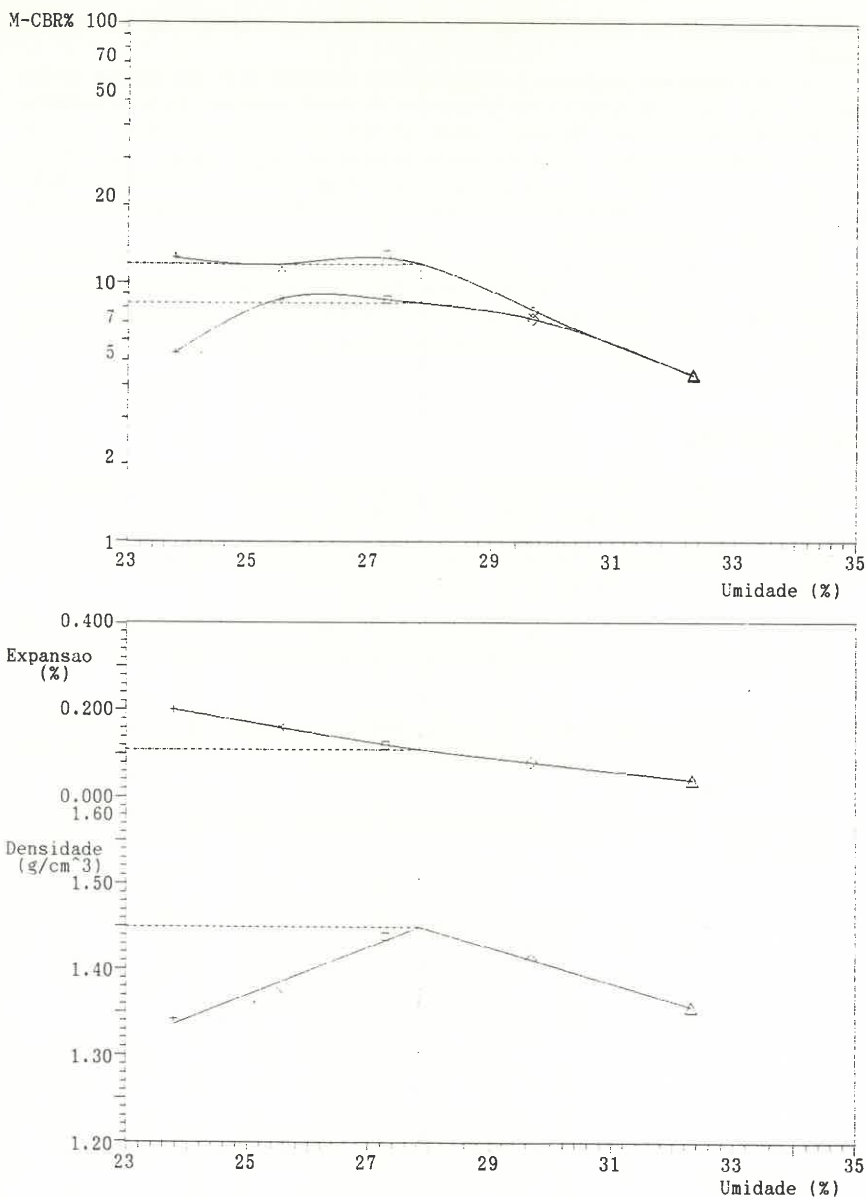


Figura 4: Curvas de índice de suporte do ensaio Mini-CBR

curvas resultantes desses ensaios e mesmo a padronização na apresentação dos relatórios de ensaio.

Completarmente aos programas já implementados, desenvolveu-se um sistema do tipo base de dados para arquivamento das informações de várias amostras. Estas informações resultam desses ensaios, além de outros ensaios complementares complementares. Com este sistema é possível apresentar quadros resumos contendo as características e classificações dos solos ensaiados. Adicionalmente a esta utilidade pode-se manter um banco de dados automatizado com estas características e assim proceder estudos e pesquisas comparativas entre solos de várias procedências.

Dentro desta mesma linha de trabalho, pretende-se num futuro próximo implementar sistemas similares a estes para o cálculo e análise dos ensaios de compressão simples e compressão triaxial para amostras de solo e para o ensaio de estabilidade e fluência tipo Marshall incluindo o cálculo dos demais parâmetros necessários para a determinação do teor ótimo de betume em misturas asfálticas.

Referências

- [1] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solo - Análise Granulométrica. Método de Ensaio. NBR 7181. São Paulo, 1984.
- [2] BRASIL. DNER. Índice de Suporte Califórnia (CBR) de Solo com Amostra Trabalhada, Método de Ensaio ME/DNER 50-64. Rio de Janeiro, 1964.
- [3] NOGAMI, J. S. Determinação do Índice de Suporte Califórnia com Equipamento de Dimensões Reduzidas (Ensaio Mini-CBR). II Reunião de Organização Rodoviária. Brasília, 1972.
- [4] PMSP - Prefeitura Municipal de São Paulo. Determinação do Índice de Suporte Mini-CBR e de Expansão do Solo Compactado com Equipamento Miniatura, ME-54. São Paulo, 1991.
- [5] REINSCH, C. H. Smoothing by Spline Functions. Numerische Mathematik. 10(3):177-83. Berlin, 1967.

**27ª REUNIÃO ANUAL DE
PAVIMENTAÇÃO
Teresina - 1993**

**UM ESTUDO COMPARATIVO ENTRE TRÊS MÉTODOS DE DOSAGEM DO
SOLO-CIMENTO UTILIZANDO SOLOS LATERIZADOS DO NORTE-NORDESTE**

Autores: Francisco José Casanova

Prof.Assistente, Lab.Solos, COPPE/UFRJ

Maria da Glória Marcondes Rodrigues

Química (M.Sc.), Lab.Solos, COPPE/UFRJ

RESUMO

O trabalho apresenta os resultados da dosagem físico-química do solo-cimento para solos laterizados do norte-nordeste, os quais são comparados com aqueles obtidos pelas metodologias da ABCP e de durabilidade relatadas no trabalho "Estudo dos Solos Lateríticos: propriedades de solos lateríticos estabilizados com cimento", apresentado na 21ª Reunião Anual de Pavimentação, de autoria de Lucena et alii (1986).

A comparação dos resultados indica que para esses solos, o método físico-químico fornece na maioria dos casos, teores próximos aos da ABCP, com tendência para valores menos pronunciados, enquanto aqueles indicados pelo ensaio de durabilidade (perda de peso após 12 ciclos de molhagem/secagem) foram ainda mais baixos, chegando em alguns casos a serem de 50 a 70% menores.

Discute-se os resultados à luz dos conhecimentos acumulados até agora sobre os três métodos de dosagem.

1. INTRODUÇÃO

Em continuação ao estudo do método físico-químico (MFQ) de dosagem do solo-cimento, apresentamos a comparação entre seus resultados e os obtidos pelo método mecânico segundo a ABCP e pelo de durabilidade, onde foram utilizados 13 solos provenientes do norte-nordeste do país e já exaustivamente estudados e caracterizados pela equipe dos professores Francisco de Lucena e Queiroz de Carvalho da Universidade Federal da Paraíba (Campina Grande).

O objetivo do estudo foi o de situar o MFQ com relação às duas outras metodologias citadas e utilizadas na geotecnia rodoviária (método mecânico) e na construção civil (durabilidade), pois Lucena et alii (1986) mostraram que os teores de cimento via durabilidade foram de 10 a 70% menores em relação àqueles indicados pela norma mecânica da ABCP - método comumente usado entre nós.

Apesar dos objetivos dos supra referidos métodos serem bastante distintos, as diferenças de resultados foram tão pronunciadas, que a nosso ver merecem um estudo mais cuidadoso a nível fundamental.

É nossa opinião que essa discrepância evidenciada por Lucena et alii (1986) é um dos resultados mais significativos já relatados no campo da estabilização de solos, pois envolve uma considerável economia de cimento com consequente diminuição nos custos do projeto.

Vejamos portanto, como o MFQ se situa com relação aos outros dois existentes e já bem definidos através de normas.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 - SOLOS

Foram utilizados 13 solos enviados pelo grupo de Campina Grande, que fazem parte da pesquisa sobre o estudo de solos lateríticos do Norte e Nordeste. Foram retirados das jazidas existentes nas proximidades de rodovias da Paraíba, Maranhão, Piauí e Pará. A localização das jazidas são descritas em Lucena et alii (1986). Fez-se uso da mesma denominação dada por aquele grupo de pesquisa. As amostras são então as seguintes: VGMA, SPPB, CAPI, TEPI, MOPA, JPPB, BUPI, SLMA, PDMA, VSMA, CTPB, ARPB e TEPB, tendo sido utilizadas tal qual chegaram ao laboratório da COPPE/UFRJ: secas ao ar, destorroadas e passadas na peneira n^o 10.

Os dados dos limites de Atterberg e a classificação dos solos são de Lucena et alii (1986) e se encontram na tabela I.

As análises químicas dos solos foram realizadas no Laboratório de Solos da COPPE, segundo métodos da Embrapa e procedimentos internos do laboratório. Foi utilizado o material <2mm. Os resultados encontram-se na tabela II.

2.2 - CIMENTOS

O cimento utilizado pelo Laboratório da COPPE foi o Portland Comum, CPE-32 produzido pela Companhia de Cimento Mauá, cuja adição de escória (até 10% segundo a norma NBR 5732 (ABNT-1988)) é substituída pela adição de filer (7% de calcáreo moído). Por sua vez, Campina Grande fez uso do CP-320 (Cimento Portland Comum) produzido pela CIMEPAR.

2.3 - MÉTODOS DE DOSAGEM DO SOLO-CIMENTO

Foi seguida a metodologia descrita no trabalho "Procedimento para a Dosagem Físico-química do Solo-Cimento", de Casanova et alii (1992), publicados nos anais da 26^a RAPV (vol.I).

Quanto aos outros dois métodos, o interessado encontra detalhes no trabalho de Lucena et alii (1986).

3. RESULTADOS

As variações volumétricas máximas em porcentagem, para os vários teores de cimento, obtidas com os 13 solos estão na tabela III. Na tabela IV se encontram os teores de cimento para os diversos solos pelos três métodos.

4. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS E CONCLUSÕES

O exame da tabela IV mostra que, com exceção dos solos VGMA e BUPI, o MFQ fornece resultados consistentes com a norma mecânica, ao passo que a dosagem por durabilidade (perda de massa) é invariavelmente menor, ora estando mais próxima do MFQ ora do método da ABCP. Analisando em conjunto as tabelas II e IV, são notáveis alguns pontos: todos os solos são caoliniticos (a DRX não acusou a presença de gibbsita em nenhuma das amostras), os teores de Fe_2O_3 bem como os de matéria orgânica, variam em faixas estreitas, enquanto que a % do resíduo do ataque sulfúrico (basicamente quartzo) varia amplamente. Os elevados teores de cimento acusados pelo MFQ podem ser devidos à reatividade da caolinita (grau de cristalinidade baixo), dos

sesquióxidos de ferro ($\text{pH} \ll \text{pH}_0$) ou a alta atividade da matéria orgânica.

Parece que o teor de material inerte (quartzo) existente como areia e silte exerce pequena influência na dosagem pelos três métodos, quando os resultados são comparados para um mesmo método; também não sendo aparente nenhuma relação quando comparados entre si.

É nítido também que o teor físico-químico, ou seja, o mínimo teor de cimento que é capaz de satisfazer as propriedades de superfície e de reatividade química mais acentuada da paragénesse dos solos, tende a ser maior do que o teor de durabilidade, o qual confere resistência às forças de expansão/retração/abrasão. Reputamos ser esse diagnóstico da mais alta relevância, pois permite que o MFQ seja utilizado em elementos e componentes de vedação e auto-portantes sem que uma verificação mecânica tenha que ser efetuada, diferentemente da relação existente entre o MFQ e o mecânico, já que o teor físico-químico pode não ser suficiente para conferir ao solo os 2,1 MPa requeridos.

Por último, uma palavra sobre um ponto importante e que não pôde ser apreciado neste trabalho: o tipo do cimento utilizado em Campina Grande e na COPPE. Apesar do cimento Mauá ser adicionado de CaCO_3 , os resultados do MFQ concordam com os previstos pela norma mecânica de dosagem, permanecendo no entanto a dúvida se aqueles referentes à durabilidade seriam os mesmos com relação ao MFQ se o cimento fosse também o mesmo. Um estudo a esse respeito está sendo planejado para breve com o intuito de se resolver essa questão. Planejamos também estudar o MFQ com diferentes cimentos (contendo diferentes adições ao clínquer: escória, calcário...) encontrados no comércio.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1 - CASANOVA, F. J., CERATTI, J.A.P. e RODRIGUES, M.G.M. (1992)
"Procedimento para a dosagem Físico-química do solo-cimento", 26^a Reunião Anual de Pavimentação, vol.I, Aracaju/Sergipe.
- 2 - CERATTI, J.A.P. e CASANOVA, F.J. (1988), "Um método físico-químico para a dosagem de solo-cimento", Simpósio sobre novos conceitos em ensaios de campo e laboratório em geotecnia, vol.1,p.p.191, Rio de Janeiro.
- 3 - LUCENA, F. B., QUEIROZ DE CARVALHO, J. B., DINIZ, A.A., COSTA, C. R. V. e LIMA, R.C. (1986), "Estudo dos Solos Lateríticos: Propriedades de Solos Lateríticos Estabilizados com Cimento", 21^a Reunião Anual de Pavimentação, vol.1, Salvador/Bahia.
- 4 - RODRIGUES, M. G. M. (1992), "Contribuição ao Estudo do Método Físico-químico de dosagem do Solo-Cimento", Tese mestrado COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

TABELA I

AMOSTRA	Limites de Atterberg			CLASSIFICAÇÃO	
	L.L. (%)	L.P. (%)	I.P. (%)	AASHO	SUCS
VGMA	33	18	15	A-2-4	SC
SPPB	31	26	5	A-2-4	SM-SC
CAPI	24	18	6	A-2-4	SM-SC
TEPI	29	20	9	A-2-4	SC
MOPA	43	29	14	A-7-6	SC
JPPB	40	27	13	A-2-6	SC
BUPI	19	NP	NP	A-4	SM
SLMA	14	NP	NP	A-2-4	SM
PDMA	31	19	12	A-2-4	SC
VSMA	18	NP	NP	A-2-4	SM
CTPB	29	20	9	A-2-4	SC
ARPB	42	30	12	A-2-6	SC
TEPB	40	25	15	A-2-6	SC

(apud Lucena et alii, 1986)

TABELA II

AMOSTRA	ΔP (%)	ATAQUE SULFURICO						M.O. (%)
		SiO_2 (%)	Al_2O_3 (%)	Fe_2O_3 (%)	Res (%)	Ki	Kr	
VGMA	4,82	8,7	7,4	10,3	66,6	2,00	1,06	1,04
SPPB	11,30	30,4	26,1	10,0	16,2	1,98	1,59	0,95
CAPI	8,13	21,9	18,0	9,8	41,8	2,07	1,53	0,52
TEPI	7,70	20,4	16,4	7,1	46,6	2,12	1,66	1,13
MOPA	3,88	8,7	7,4	8,5	70,6	1,18	1,15	0,44
JPPB	9,51	23,6	20,0	11,1	31,2	2,00	1,48	0,99
BUPI	5,18	11,9	10,5	5,7	64,9	2,33	1,43	0,90
SLMA	5,89	9,7	8,7	4,4	69,1	1,90	1,43	1,25
PDMA	9,67	22,2	18,3	12,8	33,2	2,06	1,43	1,13
VSMA	6,09	11,7	11,8	8,0	59,9	1,69	1,18	0,82
CTPB	7,55	17,7	15,3	7,4	51,6	1,97	1,50	0,93
ARPB	11,79	30,9	28,4	10,2	15,1	1,85	1,50	0,53
TEPB	8,45	23,6	19,3	11,2	33,9	2,08	1,52	0,58

ΔP : perda de peso a $600^{\circ}C$

Res : resíduo do ataque sulfúrico (quartzo)

M.O.: matéria orgânica

TABELA III

VARIÇÕES VOLUMÉTRICAS MÁXIMAS (%)	% Cimento							
	0	3	5	7	9	11	13	15
VGMA	0	33	156	228	233	267	256	256
SPPB	0	118	200	209	200	205	195	209
CAPI	0	113	150	142	142	138	121	129
TEPI	0	143	167	171	148	157	157	157
MOPA	0	135	187	187	191	178	183	174
JPPB	0	38	150	175	171	142	142	150
BUPI	0	56	189	239	256	278	278	272
SLMA	0	33	143	195	195	195	195	195
PDMA	0	100	154	142	138	135	123	123
VSMA	0	65	155	220	210	180	160	165
CTPB	0	17	138	167	142	163	125	125
ARPB	0	115	158	162	162	139	139	135
TEPB	0	103	133	157	143	147	147	140

TABELA IV

AMOSTRA	% CIMENTO		
	MFQ	ABCP ⁽¹⁾	Durabilidade ⁽²⁾
VGMA	11	5-6	6
SPPB	7	8-9	4
CAPI	5	5-6	4
TEPI	7	7-8	4
MOPA	9	11-12	5
JPPB	7	7-8	6
BUPI	11	5-6	3
SLMA	7	5-6	4
PDMA	5	6-7	3
VSMA	7	6-7	3
CTPB	7	6-7	4
ARPB	7	9-10	3
TEPB	7	10-11	9

(1) Lucena et alii (1986), % Ci para solos arenosos que não atingem a resistência mínima

(2) Idem, perda de peso após 12 ciclos de molhagem/secagem

27ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO

Terezina (PI)

DRENAGEM E COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DO PAVIMENTO

O DRENO EXPERIMENTAL DE PRUDENTÓPOLIS: RESULTADOS FINAIS

Geol. José Antonio Urroz Lopes - Engemin Ltda.

Engº. Armando Morilha Júnior - DER/PR

Engº. Laerte Guião Maroni - Rhodia S.A.

Engº. Luis Cesar Szabó - DER/PR

Engº. Jacídio Albini Salgado - Engemin Ltda.

O trabalho relata pesquisas desenvolvidas em um dreno experimental construído entre 22/02/89 e 02/03/89; controlado desde a construção até 30/04/92 e aberto para exame entre 26/04/93 e 29/04/93. Esse dreno é constituído de 6 segmentos de 50m de extensão, dos quais 2 utilizando filtros granulares (contínuo e descontínuo), e 4 utilizando filtro com geotêxtil BIDIM de 4 gramaturas diferentes.

O corte, onde se situa o dreno, foi todo instrumentado, permitindo o acompanhamento da evolução do lençol freático, com os eventos de chuva e a eficiência dos drenos, em termos de seu rebaixamento, bem como a medição das vazões efluentes dos mesmos.

Por ocasião da abertura, pode-se analisar as condições em que se encontravam, as estruturas drenantes, dos 6 segmentos construídos, após 4 anos de operação.

1) INTRODUÇÃO

A construção e a operação do Dreno Experimental de Prudentópolis, fez parte de um Programa de Pesquisas, desenvolvido a partir do estabelecimento de um convênio entre o DER/PR e a RHODIA S/A, tendo como executora a Consultora ENGEMIN LTDA.

Além da construção e acompanhamento do dreno experimental, que constitui o objeto do presente trabalho, outras linhas de pesquisa foram desenvolvidas, como a abertura, a observação e o estudo de drenos existentes (Lopes et al 1991) e a construção e operação de um Simulador de Drenagem em laboratório (Bosso et al, 1992).

2) A ESCOLHA DO LOCAL

Após inúmeras tentativas, optou-se por localizar o dreno experimental à margem esquerda da Estrada Rural que liga a Rodovia BR-373 à Vila Esperança no Município de Prudentópolis, em um corte em latossolo argiloso, originado de folhelho, com abundantes surgências de água e com cerca de 300m de extensão, 1,50m de altura média e declividade longitudinal entre 1,0 e 4,0% (figuras 1,2 e 3). O trecho para execução dos drenos situou-se entre as estacas 177+10 e 192+15,50, totalizando uma extensão de 305,50m.

A escolha baseou-se nos seguintes critérios:

- a) tratava-se de um trecho em execução pelo DER/PR à época;
- b) constituía-se em um corte com extensão suficiente para abrigar todos os drenos previstos;
- c) apresentava perfil de solo aparentemente homogêneo, de tipo latossolo argiloso;
- d) a inclinação longitudinal era contínua e razoavelmente homogênea;
- e) havia água em abundância.

3) SONDAGENS, ENSAIOS, E INSTRUMENTAÇÃO

Previamente à execução dos drenos foram realizadas quatro linhas de furos de sondagens a trado ($\varnothing=6"$), com espaçamento médio, entre linhas, de 50 metros. Cada linha constou de três furos, com profundidade suficiente para alcançar 1,50m abaixo da plataforma de terraplenagem nas estacas: 177+10,0; 182+6,76; 187+9,30 e 192+12,40, localizados, respectivamente, no alto do corte, no lado esquerdo, na base do corte, do lado esquerdo e no alto do corte, no lado direito. Os resultados das sondagens acham-se configurados na figura 4. Em cada horizonte de solo, foram coletadas amostras, para a realização de ensaios de caracterização.

A instrumentação em cada linha de sondagem, constou do seguinte:

- a) instalação de tubos de PVC perfurados, de 3", dentro de cada furo de trado aberto (Figura 5), com preenchimento do espaço entre as paredes do furo e o tubo de PVC por areia (figura 6);
- b) colocação de dispositivos de medição das variações de altura do lençol freático, dentro dos tubos de PVC (figura 7)

Como dispositivos de medição das variações do lençol freático foram utilizados vidros, transparentes, de remédio, amarrados em fios de nylon e introduzidos nos tubos PVC. Esses fios foram presos na tampa de cada tubo e colocados de modo que a face inferior do último vidro atingisse o fundo do furo (figura 8). Esse dispositivo permite o registro da máxima altura atingida pelo lençol freático no período entre duas leituras, com a aproximação de 5cm, pois ao subir o lençol, os vidros são sucessivamente enchidos pela água. Assim, ainda que haja uma descida do lençol antes da leitura seguinte, o vidro mais alto, cheio, marca a altura máxima atingida pela água.

4) CONSTRUÇÃO DOS DRENOS

Ao longo dos trezentos metros, do corte selecionado, programou-se a execução de seis tipos de drenos, sendo quatro com Bidim, um com areia e brita (descontínuo) e um com pedra britada de granulometria auto-filtrante (tipo DNER), conforme mostrado na figura 9.

Os tipos de Bidim escolhidos e suas respectivas gramaturas foram: OP-60 (600g/m^2), OP-30 (300g/m^2), OP-20 (200g/m^2) e AD-15 (150g/m^2), cujas características são as constantes nos quadros abaixo:

CARACTERÍSTICAS DOS GEOTÊXTEIS UTILIZADOS

	PROPRIEDADES HIDRÁULICAS					
	UNIDADE	AD-15	OP-20	OP-30	OP-60	NORMAS
PERMEABILIDADE NORMAL	cm/s	4×10^{-1}	4×10^{-1}	4×10^{-1}	4×10^{-1}	AFNOR G 38.016
PERMISSIVIDADE	s^{-1}	2,2	1,9	1,5	0,9	AFNOR G 38.016
PERMEABILIDADE TRANSVERSAL (PRESSÃO = 20 kPa)	cm/s	6×10^{-1}	6×10^{-1}	6×10^{-1}	6×10^{-1}	CFGG
TRANSMISSIVIDADE (PRESSÃO = 20 kPa)	cm^2/s	7×10^{-2}	9×10^{-2}	13×10^{-2}	27×10^{-2}	CFGG
ABERTURA DE FILTRAÇÃO	μm	150	130	110	60	AFNOR G 38.017

CARACTERÍSTICAS DOS GEOTÊXTEIS UTILIZADOS

	PROPRIEDADES MECÂNICAS					
	UNIDADE	AD-15	OP-20	OP-30	OP-60	NORMAS
RESISTÊNCIA À TRAÇÃO (CARGA DISTRIBUIDA)	kN/m	10	15	22	38	AFNOR G 38.014
ALONGAMENTO E_r	%	35 A 40	30 A 35	30 A 35	30 A 35	
RESISTÊNCIA À TRAÇÃO (CARGA CONCENTRADA)	kN	0,5	0,8	1,3	2,4	ASTM D 4632
ALONGAMENTO NA RUPTURA	%	80 A 90	70 A 80	70 A 80	70 A 80	
RESISTÊNCIA AO PUNÇONAMENTO	kN	0,9	1,3	2,1	3,8	ASTM D 3787
RESISTÊNCIA AO ESTOURO	MPa	1,4	2,2	2,9	6,0	ASTM D 3786
RESISTÊNCIA AO RASGO TRAPEZOIDAL	kN	0,9	1,1	1,7	2,9	AFNOR G 38.015

A posição de cada tipo de dreno, dentro do corte, foi escolhida por sorteio, resultando a seguinte ordem, de montante para jusante:

- 1) Areia + Brita
- 2) Bidim AD-15
- 3) Bidim OP-60
- 4) Bidim OP-20
- 5) Bidim OP-30
- 6) Tipo DNER (dreno de granulometria única).

A separação física entre cada tipo de dreno foi estabelecida pela construção de caixas coletoras, de alvenaria, com a finalidade de permitir a visualização do volume de água escoado por cada dreno, bem como possibilitar a descarga dessas águas para o valetão lateral, existente no lado oposto aos drenos, através de bueiros de greide com 0,20m de diâmetro, como mostra a figura 10. O primeiro tubo de cada dreno teve sua boca tampada, de modo que a água da caixa coletora, proveniente do dreno anterior, não pudesse penetrar nele.

As caixas coletoras e os bueiros de greide foram construídos previamente à execução dos drenos e estão posicionados nas estacas: 182+11,50; 185+60; 187+11,60; 190+1,50; e 192+15,50.

Os drenos foram construídos no período entre 22/02/89 e 02/03/89 pelos funcionários da Construtora Purunã Ltda., com supervisão dos técnicos envolvidos na pesquisa.

A posição, a extensão e a declividade de cada tipo de dreno constam do quadro abaixo.

TIPO	LOCALIZAÇÃO (ESTACA)		EXTENSÃO	DECLIVIDADE
	INÍCIO	FIM	(m)	(%)
Areia+brita	177+10	180	50,00	1,28
AD-15	180	182+11,50	51,50	2,12
OP-60	182+11,50	185+ 1,60	50,10	1,21
OP-20	185+ 1,60	187+11,60	50,00	2,60
OP-30	187+11,60	190+ 1,50	49,90	3,49
DNER	190+ 1,50	192+15,50	54,00	3,62

Para a verificação do nível atingido pela água dentro de cada tipo de dreno, aproximadamente no ponto médio entre duas caixas coletoras, foi colocado um tubo de PVC $\phi=3"$, perfurado e enrolado com Bidim. A face inferior do tubo ficou situada na cota do fundo do dreno e a face superior, na cota superior do solo, de modo a permitir a colocação e leitura de medidores de nível d'água semelhantes aos descritos no item 4.

Essas medidas tiveram como finalidade, comparar os níveis atingidos pela água, dentro de cada dreno, com os níveis observados nos medidores de nível do lençol freático e, conseqüentemente, avaliar o desempenho dos drenos. A água coletada no interior de cada dreno possibilita também, através da análise de turbidez, a comparação entre a eficiência dos diversos tipos de filtros utilizados (Bidim OP-60, OP-30, OP-20, AD-15, brita e areia).

As figuras 11 e 12 permitem uma visão dos procedimentos seguidos durante a fase de construção dos drenos.

A abertura dos drenos, após o seu controle de três anos, foi executada, utilizando-se equipamento e pessoal do DER/PR, estando presentes representantes do órgão e da Rhodia. Os serviços foram fotografados e gravados em vídeo, como aliás, o foram, também a construção e algumas atividades de controle.

A abertura foi executada cavando-se, inicialmente, uma vala, lateral ao dreno, distante dele cerca de 0,30m, utilizando-se, para esse mister, uma retroescavadeira (figura 13). Essa cava teve dimensões de cerca de 1,50m de comprimento por 0,80m de largura, por 2,00m de profundidade e localizou-se a cerca de 5,00m à montante da saída dos segmentos de dreno. A partir das cavas, foram executadas, manualmente, janelas nas paredes dos drenos (figura 14), após o que, os drenos foram abertos, tendo-se, finalmente, executado uma abertura no próprio tubo poroso (figura 15).

Durante o processo de abertura, foram efetuadas observações sobre a presença ou ausência de água, o estado do geotêxtil e/ou da brita e/ou areia e do interior do tubo poroso. Foram coletadas amostras, inicialmente uma indeformada da parede do solo imediatamente em contato com o dreno (figura 16), do geotêxtil (figura 14), e do interior do tubo poroso, quando presente (figura 17).

Com o material da amostra indeformada, foram executados ensaios de determinação de densidade e umidade em pelo menos três pontos: no contato imediato com o dreno, no meio do bloco e na parede externa do mesmo, com vistas à verificação da formação do pré-filtro, bem como da distribuição da umidade, perpendicularmente à secção transversal dos drenos. As amostras de geotêxtil se destinaram à determinação da permeabilidade após operação.

Após a abertura, coleta de amostras e observações, os drenos foram recompostos, para continuarem a operar normalmente.

5) AS OBSERVAÇÕES EFETUADAS

Inicialmente, foram coletados e sistematizados dados pluviométricos da série histórica de 12 anos (1976-1988), disponível no Posto de Vila Esperança em Prudentópolis, de propriedade da Surehma. Com esses dados foram desenhados os gráficos de valores máximos, mínimos e médios de altura e dias de chuva. Sobre esses gráficos foram lançados, ainda, os valores correspondentes aos dados de janeiro de 1989 à janeiro de 1992 obtidos, mensalmente, junto à Cooperativa Rural de Prudentópolis (figuras 18 e 19).

Diariamente, durante todo o período compreendido entre 02/03/89 e 30/04/92, foram feitas leituras nos medidores de nível do lençol freático. Com os dados dessas medidas e das de alturas diárias de chuvas, foram desenhados os gráficos exemplificados na figura

20 e correspondentes a variação do nível do lençol nas secções 177+10; 182+9,30; 187+9,30 e 192+12,40, e no interior dos drenos nas secções 178+15,00; 181+6,00; 183+17,00; 186+7,00; 188+1,60 e 191+10,00.

A análise dos gráficos, figuras 19 e 20, permite verificar que o período controlado (01/89 a 04/92) foi relativamente seco, em comparação com o período histórico anterior (1976 a 1988), com a maioria das alturas de precipitações situada no entorno das médias e entre estas e as mínimas. Em vários meses, como Março de 90; Maio de 89; Maio de 91; Junho de 89; Junho de 90; Julho de 91; Setembro de 91; e Dezembro de 90, os valores situaram-se abaixo das mínimas históricas. Em outros meses, entretanto, como Janeiro de 90; Março de 91; Junho de 91; Outubro de 91 e Dezembro de 91, os valores situaram-se bem acima das máximas históricas. Julho de 90 correspondeu ao maior valor de precipitação registrado no local, tendo, entre os dias 15 e 27, ocorrido uma precipitação de 500mm, dos quais, 390 entre os dias 15 e 20. Os cálculos efetuados para esta chuva (390mm em 6 dias), a partir da série histórica total, disponível (1977 - 1992), forneceram um tempo de recorrência de 45 anos.

Em termos de comportamento do lençol freático, as observações efetuadas nos medidores, mostraram-se, de modo geral, coerentes com os eventos de chuva anotados, embora algumas particularidades devam ser comentadas:

- a) em todas as secções pode ser observado o efeito do rebaixamento causado pela abertura da valeta longitudinal e das valetas transversais (Março de 1989) sobre a altura do lençol. No caso da seção 177+10 (a mais elevada topograficamente e onde, consequentemente, o medidor é mais raso) esse efeito, aliado à pequena quantidade de chuvas, foi tão forte que, só em Janeiro de 1990, voltou a ocorrer água no medidor. As demais secções mantiveram-se com água, em cotas superiores às do fundo dos medidores, durante a maior parte do tempo;

- b) oscilações fortes do lençol só foram observadas para precipitações superiores a 60mm diários;
- c) períodos de estiagem superiores a 20 (vinte) dias foram suficientes para rebaixar o lençol abaixo da cota do fundo dos medidores (profundidade > 4m);
- d) precipitações de até 20mm diários, praticamente não exerceram qualquer efeito sobre o lençol, mesmo quando ocorreram por dias seguidos;
- e) os medidores de N.A., situados no interior dos drenos, só acusaram a subida d'água, em três ocasiões e por períodos curtos e, apenas uma vez, em todas as secções. A subida máxima, em altura e permanência, ocorreu durante o período de maior precipitação registrada (Julho de 90), durante 11 dias, de 16 a 27, não tendo, entretanto, ultrapassado o vidro inferior dos medidores, indicando que a lâmina d'água, no interior do tubo atingiu entre 5 e 10 centímetros de altura.
- f) algumas medições de vazões efetuadas após chuvas, mostraram que os drenos levaram tempo não superior a 5 dias para escoar as águas a eles afluentes, no caso das chuvas maiores (> 60mm diários) e dois dias no caso das menores (20-60mm). Os débitos usualmente crescem até o segundo e, às vezes, até o terceiro dia, após as chuvas maiores, decaindo após, rapidamente, no caso das precipitações maiores; no caso das menores, o decréscimo é imediato;
- g) as secções da porção central do corte (185+2 e 187+12) apresentaram, sempre, as vazões mais sensíveis dentre todas as 4 secções instrumentadas, possivelmente, devido ao aporte lateral do lençol (uma vez que nessa região, há uma elevação topográfica sensível no LE da rodovia).
- h) No período de 15 a 27/07/90, todos os drenos apresentaram vazões sensíveis, sendo as maiores a 185+2 e 187+12 (Figura 21); essas vazões, somadas ao longo de todo o segmento drenado (305,50m) atingiram

um valor máximo de $800\text{cm}^3/\text{s}$ ou $0,8\text{l/s}$ no dia 27/07 (figura 21).

As observações efetuadas por ocasião da abertura dos drenos, que foi executada em tempo seco, são resumidas abaixo:

- a) não foi encontrada água livre, corrente, em nenhum dos segmentos de dreno, mas era possível perceber (e registrar no vídeo) a presença de gotículas de água, nas faces internas do geotêxtil e o solo, no entorno dos mesmos, apresentava-se bastante úmido: 60 - 66% no dreno descontinuo; 58 - 65% no construído com Bidim AD-15; 52 - 60,5% no de Bidim OP-60; 88 - 97% no que utilizou Bidim OP-20; 68 - 70% no revestido com Bidim OP-30 e 63 - 65% no construído com material filtro-drenante tipo DNER . O segmento com o Bidim OP-20, com o mais alto teor de umidade, foi o que sempre apresentou as maiores vazões medidas, conforme descrito no item g anterior.
- b) não foi possível, através da análise dos valores de densidades aparentes, determinar migrações de materiais, com conseqüente formação de pré-filtro; no segmento de dreno que utilizou Bidim OP-20, foi possível determinar, a olho, a presença de uma delgada camada de material fino, junto ao geotêxtil.
- c) em todos os drenos executados com geotêxtil, o mesmo se encontrava em perfeitas condições, sem qualquer tipo de obstrução, colmatação ou modificações de aspecto ou permeabilidade (figura 14).
- d) nos drenos executados com Bidim, nenhuma argila foi encontrada contaminando o material drenante (brita), nem foi encontrado qualquer depósito no interior do tubo poroso (figura 15).
- e) no dreno descontinuo foi encontrado material argiloso contaminando a brita e a areia e pequena quantidade, desse material, depositada no interior do tubo; na caixa de saída havia, também, material argiloso depositado.

- f) no dreno granular, com granulometria tipo DNER, para solos com mais de 35% passando na peneira 200, havia grande contaminação da brita e um grande depósito (cerca de 7cm de altura) de material argiloso no interior do tubo poroso (figura 17); na caixa de saída havia grande quantidade de material argiloso depositado.

6) AS CONCLUSÕES RETIRADAS

Várias conclusões importantes, válidas para situações similares às do local, foram tiradas a partir do acompanhamento do dreno experimental, conforme abaixo relatado:

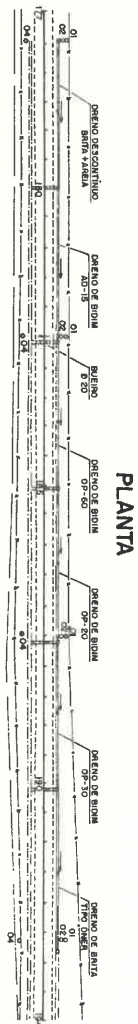
- a) precipitações inferiores a 20mm diários não exercem influências sobre o lençol freático, mesmo estendendo-se por bastante tempo;
- b) precipitações superiores a 60mm diários tem forte influência sobre o lençol freático, mesmo sendo de curta duração (não superior a 1 dia);
- c) períodos de estiagem de 20 dias são suficientes para rebaixar o lençol freático, bem abaixo de sua posição normal;
- d) a normalização dos lençóis, em termos de volta ao nível usual, não demora mais que 5 dias para as chuvas maiores (> 60mm diários) e 2 dias para as chuvas menores (< 60mm diários);
- e) as estruturas drenantes funcionam como "atratoras" e condutoras, não só no caso de fluxos de água livre em solos saturados, como de água capilar em solos subsaturados, mantendo um nível de umidade bem abaixo do que existiria no solo, caso elas não existissem; é possível que parte dessa água seja transportada sob a forma de vapor.
- f) todos os drenos, com filtro granular ou de geotêxtil, apresentam-se eficientes em termos de

rebaixamento do lençol freático e condução das águas subterrâneas a eles afluentes;

- g) os drenos de geotêxtil são os menos sujeitos à colmatção em solos argilosos; sua vida útil supera, certamente, às de outros componentes de uma rodovia, como o pavimento.
- h) os drenos granulares (contínuos), com granulometria composta, para atender, ao mesmo tempo, aos requisitos de boa permeabilidade e capacidade de retenção de partículas, em solos argilosos, tem a tendência de rápida colmatção; esta podendo se dar, mesmo em período inferior ao usualmente previsto, em projeto, como de vida útil dos pavimentos rodoviários.
- i) os drenos granulares descontínuos, isto é, com dois materiais de granulometria diferentes, para atender, em solos argilosos, aos requisitos de permeabilidade crescente e capacidade de retenção de partículas decrescente, possuem vida útil intermediária entre os anteriores, devendo superar ao período de vida útil adotado para os pavimentos rodoviários.
- j) a necessidade ou não, de drenagem profunda, em cortes rodoviários, só pode ser feita, em projetos viários, a nível de indicação, considerando-se o tempo definido para os mesmos e a maneira como eles são executados no Brasil; mesmo assim essa indicação, não pode resumir-se à constatação de presença ou ausência de água nas sondagens. Há necessidade de levar-se em conta outras informações, como os perfis de solo encontrados, as discontinuidades existentes, a conformação topográfica, as dimensões dos cortes etc. Durante o período de construção, há necessidade de manter-se uma observação, antes e após a execução da terraplenagem, para confirmação das indicações do projeto.
- l) os métodos teóricos de cálculos de vazão, espaçamento de drenos, tempo de resposta etc. são

muito difíceis de utilizar na prática, em razão das anisotropias e heterogeneidades presentes nos cortes rodoviários, mesmo nos aparentemente homogêneos; métodos que utilizam adimensionais, como o de Maclelland, são os de mais fácil aplicação e fornecem valores indicativos úteis;

- m) em razão de serem os caminhos das águas, nos solos, extremamente caprichosos e dependentes de um sem número de variáveis indetectáveis "in totum", mesmo após a execução da terraplenagem, as estruturas drenantes devem contar com uma grande superfície, uma verdadeira "parede" que capte quaisquer surgências de água no sentido longitudinal à rodovia;
- n) há uma evidente superestimação das vazões a serem transportadas pelos drenos que utilizam, convencionalmente, tubos de 20 centímetros de diâmetro, em solos argilosos, pois as vazões medidas, mesmo para condições de chuvas com períodos de recorrência muito superiores aos da vida útil dos pavimentos, são cerca de 5,5 vezes inferiores à capacidade da própria brita utilizada juntamente com o tubo e cerca de 63 vezes inferiores a capacidade deste último. Ainda que se considere a vazão teórica, para uma altura de água entre 5 e 10 centímetros (8 e 13 l/s) detectada pelos medidores no interior do tubo, é evidente que tubos de menor diâmetro, juntamente com a permeabilidade da brita, seriam suficientes.
- o) como corolário das conclusões anteriores, segue-se que qualquer estrutura drenante, ainda que mal projetada e/ou mal construída, é melhor que a não utilização de drenos e que, por outro lado, os drenos ideais são aqueles, de grande área longitudinal, delgada secção transversal, grande capacidade drenante e revestimento de geotêxtil: em uma palavra, os drenos de geocompostos.



PERFIL

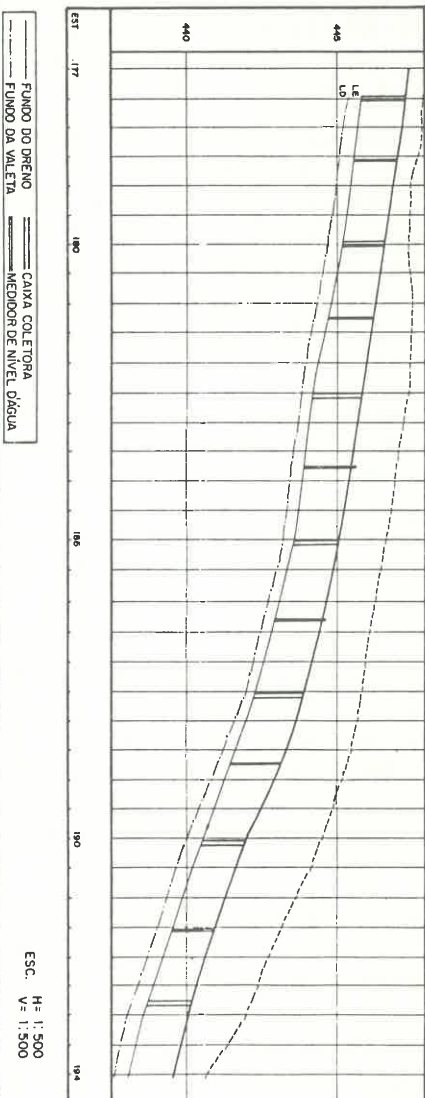


Fig. 1



Fig. 2 - Aspecto do Talude e do pé do corte



Fig. 3 - Aspecto geral do segmento

PERFIS DE SOLOS NAS SECÇÕES SONDAVAS (SONDAGEM A TRADO)

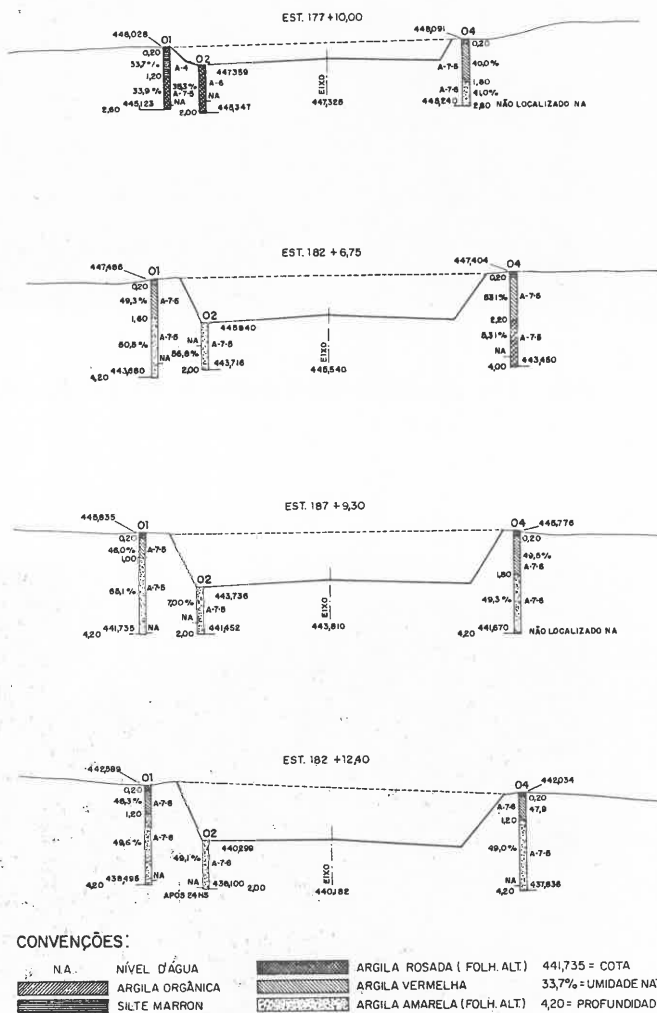


Fig. 4



Fig. 5 - Colocação do tubo de PVC perfurado e revestido com Bidim no interior do furo de sondagem



Fig. 6 - Preenchimento, com areia, do espaço entre o tubo de PVC perfurado e revestido com Bidim e a parede do furo de sondagem

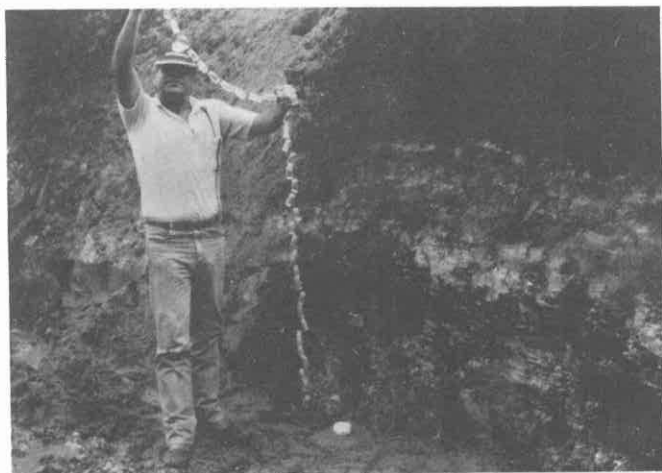
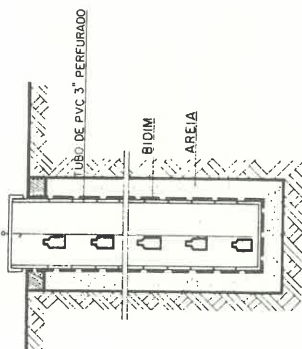


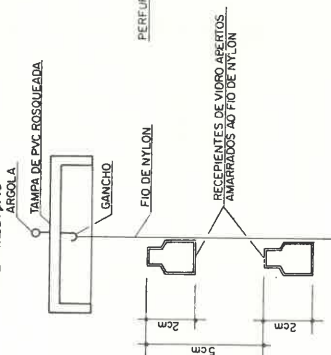
Fig. 7 - Instrumento medidor do nível d'água nos furos

DISPOSITIVOS DE MEDIÇÃO DA VARIAÇÃO DO LENÇOL FREÁTICO

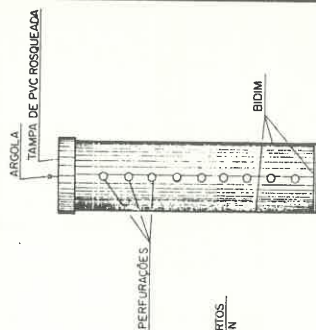
DISPOSITIVO DE MEDIÇÃO DA VARIAÇÃO DO N.A.



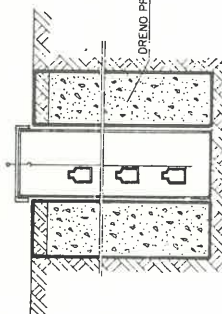
DETALHE DO DISPOSITIVO DE MEDIÇÃO



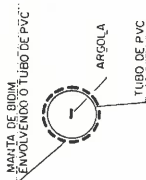
TUBO PERFORADO DE PVC



DISPOSITIVO DE MEDIÇÃO DENTRO DO DRENO



DETALHE DA TAMPA E MANTA DE BIDIM



DETALHE DA TAMPA E MANTA DE BIDIM

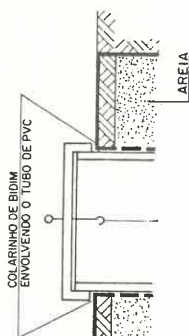
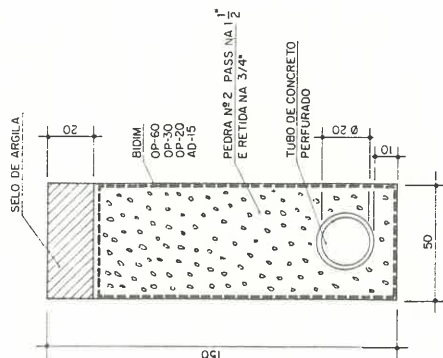


Fig. 8

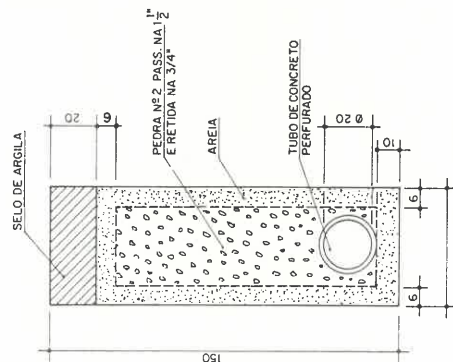
ESQUEMA DOS DRENOS UTILIZADOS NA PESQUISA

ESC. 1:20

1) - DRENO COM BIDIM



2) - DRENO DESCONTÍNUO



3) - DRENO TIPO D.N.E.R.

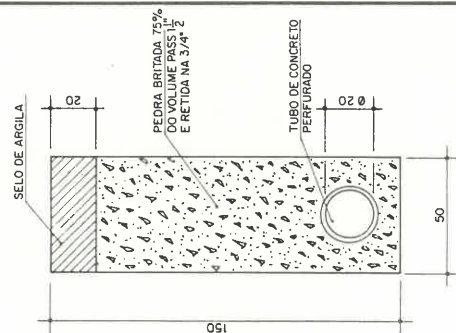


Fig. 9

DRENOS LONGITUDINAIS E SAÍDAS

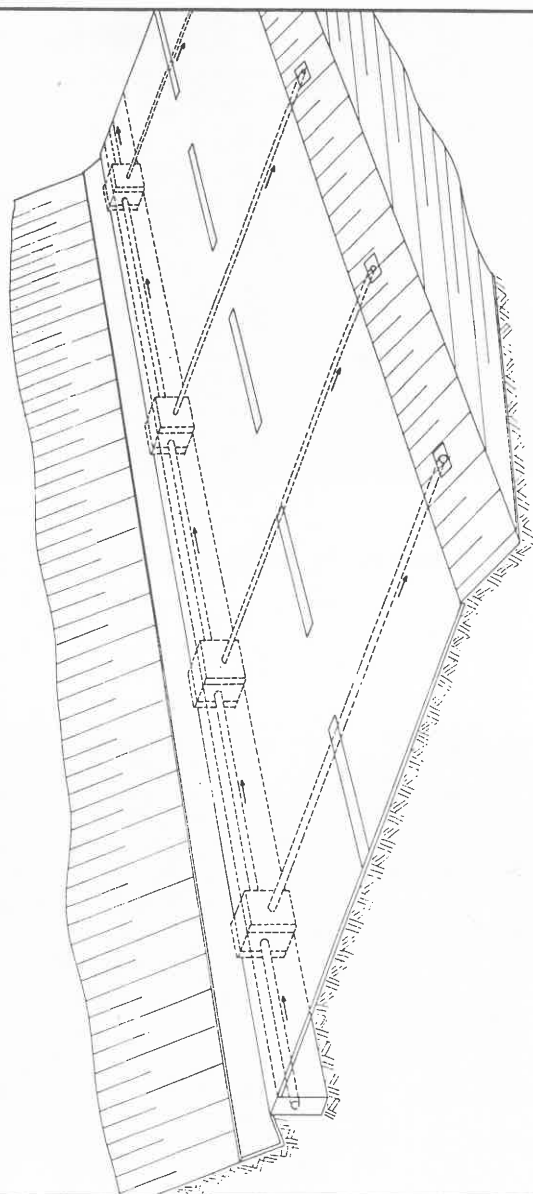


Fig. 10



Fig. 11 - Execução de dreno descontinuo



Fig. 12 - Execução de um dos drenos com Bidim

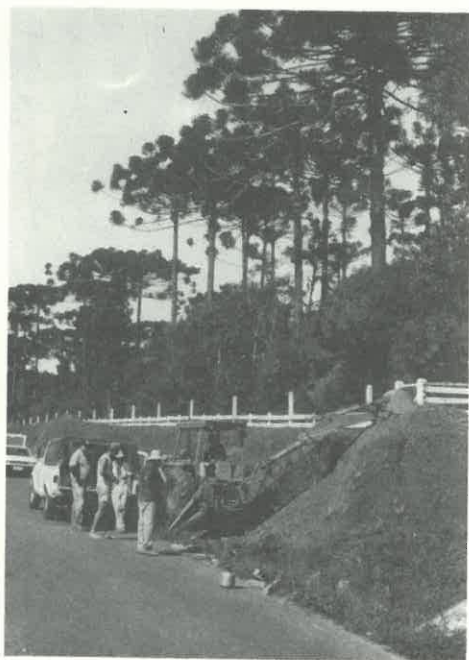


Fig. 13 - Abertura da Vala lateral ao dreno



Fig. 14 - Vista da Janela aberta na parede do dreno



Fig. 15 - Abertura do dreno e tubo poroso

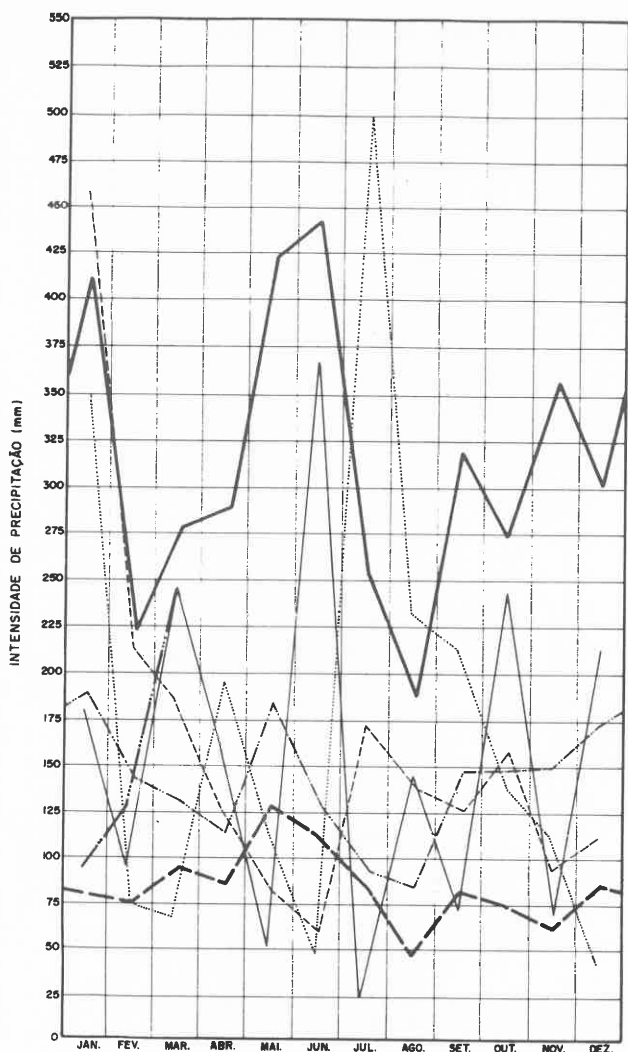


Fig. 16 - Amostra indeformada da parede do solo imediatamente em contato com o dreno



Fig. 17 - Material encontrado no interior do tubo poroso (mão esquerda) no dreno com granulometria tipo DNER

GRÁFICO DE INTENSIDADE DE CHUVA

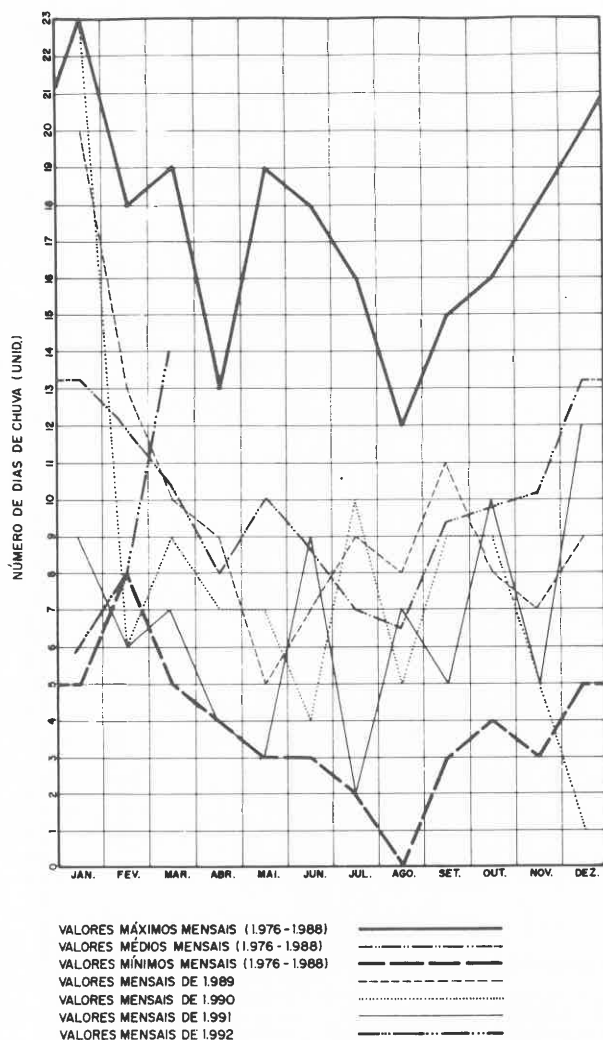


VALORES MÁXIMOS MENSAIS (mm) 1.976-1.988
 VALORES MÉDIOS MENSAIS (mm) 1.976-1.988
 VALORES MÍNIMOS MENSAIS (mm) 1.976-1.988
 VALORES MENSAIS (mm) 1.989
 VALORES MENSAIS (mm) 1.990
 VALORES MENSAIS (mm) 1.991
 VALORES MENSAIS (mm) 1.992

FONTES: DADOS DE 1976 a 1.988 - SURENHA (POSTO DE VILA ESPERANÇA)
 DADOS DE 1.989 a 1.992 - COOPERATIVA RURAL DE PRUDENTÓPOLIS

FIG. 18

GRÁFICO DE DIAS DE CHUVA



FONTES: DADOS DE 1.976 a 1.988 - SUREHMA (POSTO VILA ESPERANÇA)
 DADOS DE 1.989 a 1.990 - COOPERATIVA RURAL DE PRUDENTÓPOLIS

FIG. 19

EXEMPLO DE GRÁFICO DE ACOMPANHAMENTO DA EVOLUÇÃO DO LENÇOL FREÁTICO

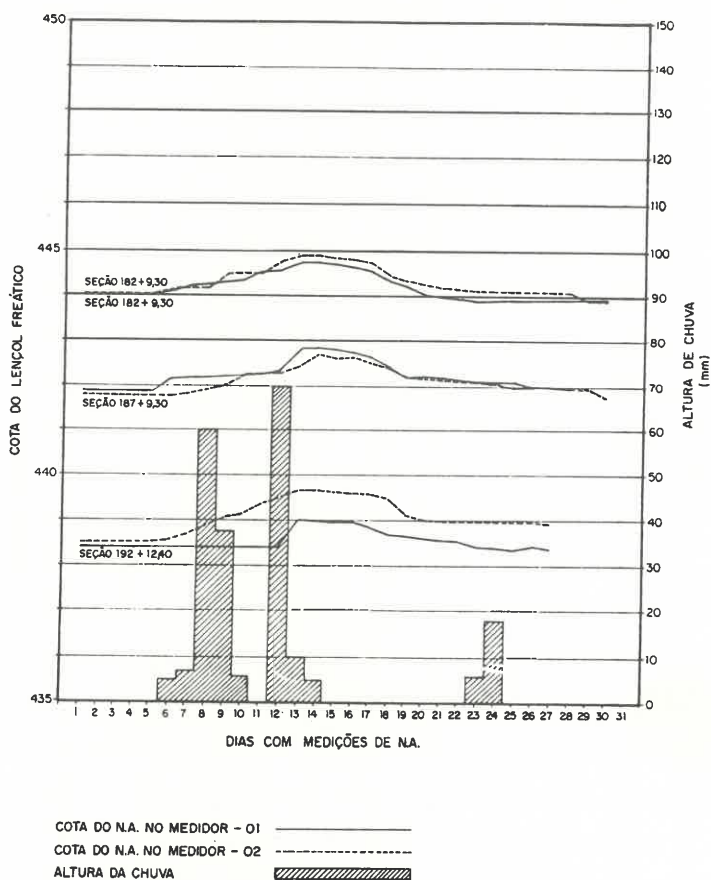


Fig. 20

VALORES DE VAZÃO POR DRENO ENTRE 15 e 28/07/90

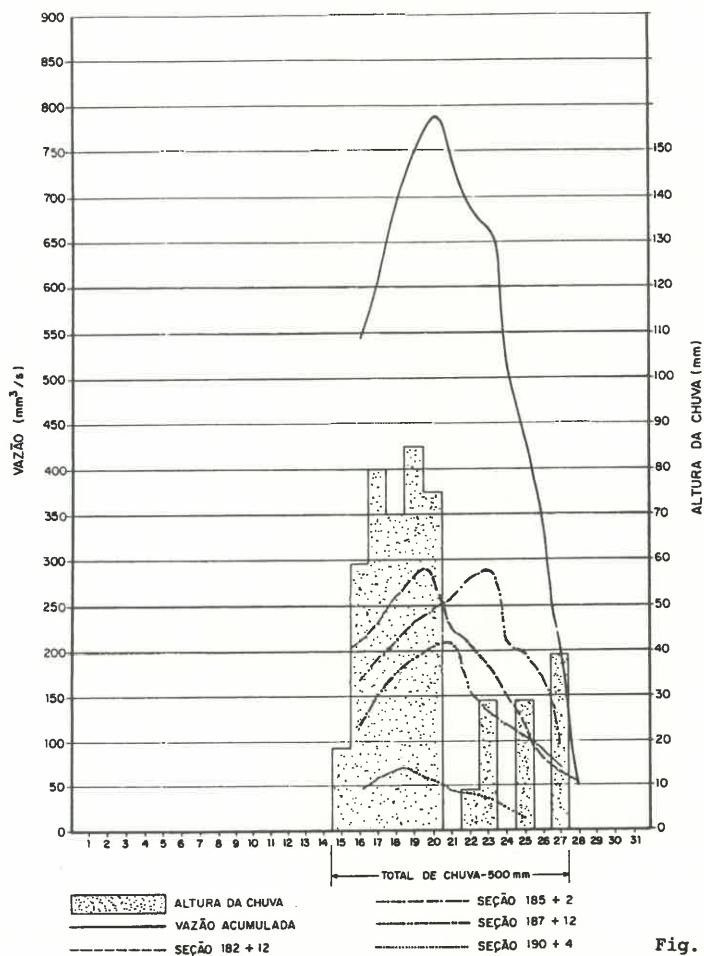


Fig. 21

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bosso, A.C.N., Lopes, J.A.U., Maroni, L.G., Morilha Júnior, A., Salgado, J.A., Szabó, L.C., Fernandes, J.A.A. & Schmidt, L.A. (1992). Um simulador de drenagem profunda: resultados preliminares. An 26ª RAPV Aracaju.
- Cedergren, H.R. (1980). Drenagem dos pavimentos de rodovias e aeródromos. Trad. Hugo Nicodemo Guida. Livros Técnicos e Científicos, Ed. Rio de Janeiro.
- Cruciani, D.E. (1980). A drenagem na agricultura. Nobel, Ed Rio de Janeiro.
- DER/PR - Rhodia (1990). Seminário Técnico de drenagem profunda e subsuperficial. Vol 1, São Paulo.
- DNER-IPR (1990). Manual de drenagem de rodovias. Rio de Janeiro.
- Engemin (1990). Relatório de andamento da pesquisa. Curitiba.
- Heyn, A.T. & Aranoch, L.A.S. (1981). Algumas considerações sobre drenagem sub-superficial. An. 16ª RAPV Recife.
- Johnson, U.O.P. (1974). Água subterrânea e poços tubulares. Cetesb, Ed São Paulo.
- Lambe, T.W. & Whitmann, R. V. (1979). Soil Mechanics, SI Version. John Wiley & Sons. Ed. New York.
- Lopes J.A.U., Salgado, J.A., Fernandes, J.A.A., Morilha Júnior, A., Maroni, L.G., Bosso, A.C.N. & Schmitt, L.A. (1991). O dreno experimental de Prudentópolis - Resultados preliminares. An. 25ª RAPV São Paulo.
- Neves, E.T. (1986). Curso de Hidráulica. Globo Ed., 8ª Ed. Porto Alegre.
- Peixoto, T.L. & Felex, J.B. (1990). Mecânica dos solos e hidrologia aplicada a pequenas obras. Manual Técnico Geotêxtil Bidim, São Paulo.
- Rhodia - Atividade Bidim (1990). Drenos, princípios básicos. São Paulo.
- Rhodia (1990). Bidim, aplicações em obras de engenharia. São Paulo.
- Vertematti, J.C. (1971). Sistemas drenantes - aspectos teóricos e práticos. São Paulo
- Vidal, D. & Righetti, C.C. (1990). Propriedades Hidráulicas dos geotêxteis. An 6ª CBGE/IX Cobrancef Salvador.

**27ª REUNIÃO ANUAL DE
PAVIMENTAÇÃO**

**CONSIDERAÇÕES SOBRE A MICRO E A
MACROTEXTURA DE PAVIMENTOS**

Eduardo de Souza Fernandes

e

Felippe Augusto Aranha Domingues

**Escola Politécnica Universidade de São Paulo.
Departamento de Engenharia de Transportes
Laboratório de Desenvolvimento Tecnológico de
Transportes. LDTT/PTR/USP.**

CONSIDERAÇÕES SOBRE A MICRO E A MACROTEXTURAS DE PAVIMENTO

1. Introdução

As questões abordadas neste trabalho são: Acidentes, derrapagem, textura do pavimento asfáltico (micro e macrotextura) e, melhorias das características da macro e microtextura e em pavimentos asfálticos Rodoviários.

A intenção, é destacar o conhecimento de uma causa importante de considerável parcela dos acidentes rodoviários, ou seja, as características petrográficas e geométricas da macro e da microtextura do revestimento.

Há uma estreita relação entre o estado da textura do revestimento e, considerável parcela dos acidentes rodoviários, que ocorrem num particular trecho do pavimento. Nestes termos, uma textura antiderrapante, deve ser restabelecida ou alcançada.

Os estudos sobre assuntos correlatos, tais como, segurança, distância de Parada, Pneu, Veículo, Motorista, Revestimento, Aderência, ainda que igualmente importantes, serão utilizados como elementos já conhecidos, no presente trabalho.

2. O Acidentes e Derrapagens

As estatísticas mostram que, cerca de 15% dos acidentes rodoviários ocorridos por falta de aderência, 5% são acidentes com vítimas fatais.

O sistema motorista-veículo-pneu-pavimento foi objeto da 2ª Conferência Internacional de Prevenção à Derrapagem (1977), patrocinada pelo Transportation Research Board.

Pose-se constar, nos trabalhos apresentados nessa Conferências que, a concentração de esforços somente nos aspectos da rodovia, não reduziria substancialmente a derrapagem por ocasião das chuvas.

Seagel descreveu a complexidade do sistema motorista/veículo/pneu/pavimento. A metodologia empregada por Seagel parte do corolário da definição de derrapagem, por ele proposta, que leva em conta as ações do condutor:

“ A derrapagem é o resultado do comportamento dinâmico do veículo, manifestada pela capacidade do motorista manter o controle vetorial da trajetória em qualquer manobra”. Cabe ao motorista, de estabelecer o controle tanto da velocidade, quanto da trajetória do veículo. Se um desses controles não for conseguido, o veículo entrará em regime de derrapagem.

Há que se notar, que o acidente de tráfego é raramente imputável a um só fator. Ele resulta, em geral, da interação de uma multiplicidade de causas ligadas:

- aos usuários (aptidão, experiência e comportamento);
- às características dos veículos (desempenho, manutenção);
- à infra-estrutura (geometria, meio ambiente, revestimento);
- à circunstâncias particulares (intensidade de tráfego, metodologia, visibilidade, etc., de tráfego, iluminação, etc.).

Porém, qualquer que seja a causa principal da perturbação da estabilidade do veículo, é necessário que se tenha em mente, que o condutor tentará manter a trajetória desejada, agindo por intermédio de uma superfície, cujas dimensões se equipara às de uma folha de papel A4 (21 x 29,7 cm) e, que corresponde à área de contacto pneu/pavimento de um veículo leve. É da qualidade desse contacto e da maneira como ela vai ser utilizada, que dependerá, muitas vezes, a possibilidade do condutor evitar, ou não, o acidente.

Em geral, a derrapagem ocorre em pavimentos na condição molhada. O pavimento em condições secas não oferece problema de falta de aderência. A diminuição da aderência surge em condição molhada do pavimento.

Outros fatores, que igualmente contribuem para a diminuição da aderência e conseqüentemente aumento do risco de derrapagem, são: a irregularidade da superfície de rolamento, a velocidade crescente dos veículos (velocidade de operação), a natureza do revestimento, a textura do pavimento e o tráfego (fig. 1).

O aumento da velocidade dos veículos tornaram o problema da derrapagem de mais difícil solução.

Vários pesquisadores (Lucas, Gothié, Malavialle, Jenffroy, Pasquet, Berthier, Moore, Foster, Descornet e outros) têm constatado que, nos "pontos negros" das rodovias, os níveis de aderência são mais baixos.

De fato, os esforços importantes suportados por esses pontos singulares (zona de frenagem, curvas, etc..) introduzem uma degradação, mais rápida do que sobre o restante do itinerário, pelo polimento superficial. É uma degradação bem característica.

3. Textura/Atrito

Entre os fatores que contribuem para a diminuição da aderência, se destacam as propriedades do revestimento que correspondem à qualidade da interação pneu-pavimento. Aquele que mais se destaca, como elemento destrutivo dessa qualidade, é o grau de regularização da textura da superfície de contacto pneu-pavimento.

Alguns autores, principalmente os anglo-saxônicos, definem a textura superficial do revestimento, como sendo as asperezas da superfície do pavimento.

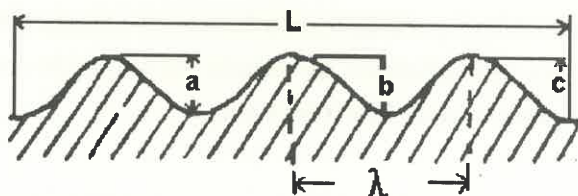
A **Textura**, é uma característica do revestimento do pavimento, que se refere aos materiais dispostos e observáveis na superfície de rolamento.

Em cada instante considerado, podem ser verificadas alterações da textura superficial do pavimento, devido à degradações dos materiais do revestimento ou à instabilidade das camadas constituintes do pavimento, propagada para o revestimento ou do próprio revestimento.

Se, textura superficial é uma característica do revestimento e se, pelas observações registradas por diversos pesquisadores, (Pasquet e Berthier, Jeuffroy, Lucas, Rose e Hutchinson), ela é uma propriedade transiente, então é válido dizer que a cada instante, o revestimento apresenta um estado diferente de textura superficial.

Cada tipo de superfície de rolamento apresenta, num dado instante, uma textura característica, observável, por exemplo por meios óticos e táteis.

Dada uma superfície plana de referência ajustada ao greide da superfície de rolamento, podem-se distinguir três grandezas: altura média das asperezas, distância média entre asperezas consecutivas e o fator de forma das asperezas (fig.2).



Comprimento de Onda Associada = λ

$$\text{Densidade Média de Aspereza} = \frac{\text{Número de Picos}}{\text{Comprimento do Perfil}} = \frac{3}{L}$$

$$\text{Altura Média de Aspereza} = \frac{\text{Soma das Alturas}}{\text{Número de Picos}} = \frac{a + b + c}{3}$$

$$\text{Fator de Forma Médio} = \frac{\text{Altura Média}}{\text{Largura Média}} = \frac{\frac{a + b + c}{3}}{\frac{L}{3}}$$

Fig - (02) Definições de Parâmetros Micro Texturais

Estes três parâmetros são características geométricas da textura do revestimento, numa dada seção do pavimento. São características da textura da mistura de agregados rochosos estabilizadas pelo aglomerante. Eles caracterizam a textura do revestimento, denominada **Macrotextura**.

Dada uma superfície plana de referência ajustada à superfície de contato pneu/asperezas do agregado, podem ser distinguidos três parâmetros análogos aos anteriores. Esses parâmetros são suficientes para caracterizar a textura do material rochoso, na

superfície de contato pneu-agregado. Eles caracterizam a textura do agregado, que interessa ao estudo da interação pneu-pavimento, denominada **Microtextura**.

Em termos de definição, podemos dizer que: **macrotextura**, num dado instante e, numa dada seção do pavimento, é a distribuição espacial do agregado na mistura do revestimento capaz de interagir com a banda de rodagem do pneu.

E, **microtextura** é num dado instante, a distribuição espacial das asperezas na superfície do agregado capaz de interagir com a borracha da banda de rodagem do pneu.

Enquanto as asperezas da macrotextura são representadas pelo volume distribuído, de parte do agregado saliente na superfície da mistura (concreto asfáltico ou concreto de cimento Portland), as asperezas da microtextura são representadas pelas arestas salientes da estrutura cristalina emergente, na superfície de cada agregado gerador da macrotextura.

Em resumo, a macrotextura é uma característica ligada à formulação da mistura do revestimento e a microtextura é uma característica do agregado ligado às propriedades petrográficas de gênese da rocha, que lhe deu origem.

Classes de Textura

Tradicionalmente, três séries de texturas têm sido consideradas: a microtextura, a macrotextura e a irregularidade.

Guy Descornet afirma que, a essência do desempenho do pavimento é totalmente ou parcialmente determinada pelas asperezas superficiais em escalas diferentes e, acrescenta que, pesquisas recentes sobre relações entre desempenho e características do pavimento revelaram uma parte representativa de uma classe de rugosidade geométrica, até então, não verificada: a **megatextura**.

A norma americana ASTM-E867, baseia-se no critério de onda associada à irregularidade, cujo parâmetros característicos são: o comprimento de onda, λ , que é a distância horizontal, e, a amplitude b , que é a distância vertical (fig. 1) (Q. 01).

Classificação de Textura pela ASTM - E867

Domínio		Intervalo de Dimensões	
		Horizontal	Vertical
Microtextura		0 - 0,5 mm	0 - 0,2 mm
Macrotextura		0,5 - 50 mm	0,2 - 10 mm
Megatextura		5 cm - 50 cm	1 mm - 50 mm
IRREGULARIDADE	Curtas	0,5 à 5 cm	1 mm - 20 mm
	Médias	5 m 15 m	0,5 cm - 5 cm
	Longas	15 m à 50 m	1 cm - 20 cm

Principal Função da Microtextura

Quando se procura estimar a resistência à derrapagem, hipótese de haver boa regularidade na direção transversal do pavimento, por exemplo, ausência de trilhas de roda, verifica-se que o intervalo de textura capaz de garantir um alto coeficiente de atrito, em condições molhadas, é a **Microtextura**.

É a microtextura a responsável pela ruptura da película de água no topo das asperezas do pavimento e permite o contato com a borracha do pneu.

O fenômeno da lubrificação da camada limite realizada por uma fina película de água (melhor lubrificante da borracha) é anulado pela presença da microtextura na superfície do revestimento:

- pela drenagem da fina camada de fluido
- pela ruptura da camada de fluido de espessura da ordem de poucas moléculas, que separam o pneu de topo das asperezas.

A capacidade drenante da microtextura aliada à capacidade de romper a fina camada de fluido, que se realiza pelo desenvolvimento de elevadas pressões de contato da borracha do pneu em presença de intensas forças moleculares de coesão entre as moléculas de água, revertem, em última análise, em fator de contribuição da segurança do usuário.

Principal Função da Macrotextura

Veith fazendo referência aos modos básicos de atrito lubrificado, ressalta a importância da macrotextura na preservação da aderência às velocidades mais altas e no regime de lubrificação elastohidrodinâmica.

Na teoria de hidroplanagem visco-elastohidrodinâmica combinada, N.B. Horne e F. Buhlmann esclarecem o mecanismo da preservação da aderência pela ação drenante de um volume de fluido aprisionado pelo pneu deformado na zona de contato.

Em suma, a macrotextura contribui para a anulação do fenômeno de hidroplanagem, na condição de pavimento molhado, de forma a restabelecer os valores de atrito característicos do revestimento seco.

O mesmo entendimento é descrito por Guy Descornet.

4. Melhoria das Características de Micro e Macrotextura realizada em Via Urbana.

Nos anos de 1989 e 1990 tomamos conhecimento de um trecho (TRECHO 2) da Av. Industrial, zona urbana central da cidade de Santo André - S.P., identificado como ponto crítico.

Do ponto de vista do sistema viário é uma via de penetração do Município, gerando tráfego convertido pesado, devido à posição e distância relativas formarem uma interface com a Estrada de

Ferro R.F.F.S.A., composta por sua vez de ramais ferroviários, o que favorece a conversão modal dos transportes de carga e passageiros.

A relação da Av. Industrial com os onze municípios limítrofes a Santo André tornam-na uma via intermunicipal com características próprias de via urbana ou de rodovia rural com acessos não controlados.

As características geométricas e de projeto principais são:

Extensão - 3.500 m;

Largura média - 9 m;

Distância de visibilidade - 450 m;

Velocidade diretriz - 60 km/h;

Raio de curvatura - superior a 400 m;

Estacionamento regulamentado - 01 faixa; Distribuição direcional - 2 sentidos;

Rampa máxima - 4%;

Largura de faixa - 3,30 m;

Pavimentação de paralelepípedos de granito (~130 anos).

Detectamos na superfície do pavimento a presença de material pulverulento, onde um dos componentes é o sulfato de amônio. Pelo fato de o Município ocupar posição geográfica, que privilegia a presença de nevoeiro na maior parte do ano e na

maior parte do dia, há uma conseqüente condensação de neblina sobre o pavimento. A presença desses dois elementos sulfato de amônio e água, tornava o pavimento particularmente escorregadio.

O trecho 2 contém quatro entradas, cruzamento em nível e três saídas. Tráfego controlado por sinalização luminosa automática nos cruzamentos. O volume diário médio (VDM) de 8.600 veículos/dia.

As derrapagens eram frequentes. Destas nem todas resultaram em abalroamentos; dos que resultaram em acidentes, nem todos foram registrados pela fiscalização de trânsito; em geral, os casos registrados se limitam àqueles de danos materiais consideráveis e, provavelmente, todos os casos de acidentes com vítimas.

Os quadros (02), (03) e (04) são o registro codificado dos diversos tipos de acidentes, distribuídos em cada mês e nos períodos considerados como **Antes e Depois** da intervenção feita pelo Departamento de Vias Públicas para melhoria da aderência do pavimento considerado, respectivamente para os trechos 1, 2, 3. Contudo, apenas o trecho 2 recebeu a melhoria de aderência do pavimento existente.

Registro
de
Acidentes

Data de Implantação:
08/08/9 Período de
Acompanhamento Antes
: 08/08/89 a 07/08/90
Depois: 08/08/90 a
07/08/91

MES	Acidentes Antes				Acidentes Depois				Variação %			
	02	03	04	TOT	02	03	04	TOT	02	03	04	TOTAL
8	0	4	0	4	0	2	0	2	0,00	-50,00	0,00	-50,00
9	0	8	1	9	1	5	0	6	100,00	-37,50	-100,00	-33,33
10	0	0	0	0	0	7	0	7	0,00	700,00	0,00	700,00
11	1	5	0	6	1	4	0	5	0,00	-20,00	0,00	-16,67
12	0	8	1	9	0	1	0	1	0,00	-87,50	-100,00	-88,89
1	0	2	0	2	0	3	0	3	0,00	50,00	0,00	50,00
2	0	3	0	3	0	1	0	1	0,00	-66,67	0,00	-66,67
3	1	3	0	4	0	1	0	1	-100,00	-66,67	0,00	-75,00
4	0	2	0	2	0	5	0	5	0,00	150,00	0,00	150,00
5	0	5	1	6	0	3	0	3	0,00	-40,00	-100,00	-50,00
6	1	5	0	6	1	3	0	4	0,00	-40,00	0,00	-33,33
7	1	3	0	4	0	0	0	0	-100,00	-100,00	0,00	-100,00
8	0	1	0	1	0	1	0	1	0,00	00,00	0,00	0,00
TOT	4	49	3	56	3	36	0	39	-25,00	-26,53	-100,00	-30,36

Q. (02)

Trecho 1
Entre a R. Cons. Justino até a divisa com São Caetano do Sul.
Altura numérica (2051 ao último número da Industrial.
Códigos:
02 - Acidente com vítima (sem informação)
03 - Acidente sem vítima
04 - Atropelamento com vítima (sem informação)

Registro
de
Acidentes

Data de Implantação: 08/08/9

Período de Acompanhamento

Antes : 08/08/89 a 07/08/90

Depois: 08/08/90 a 07/08/91

MES	Acidentes Antes				Acidentes Depois				Variação %			
	02	03	04	TOT	02	03	04	TOT	02	03	04	TOTAL
8	0	3	0	3	0	1	0	1	0,00	-66,67	0,00	-66,67
9	0	7	1	8	0	5	0	5	0,00	-28,57	-100,00	-37,50
10	0	1	0	1	0	4	0	4	0,00	300,00	0,00	300,00
11	2	8	0	10	1	1	0	2	-50,00	-87,50	0,00	-80,00
12	0	7	0	7	0	0	0	0	0,00	-100,00	0,00	-100,00
1	0	2	0	2	0	1	0	1	0,00	-50,00	0,00	-50,00
2	0	6	0	6	0	2	0	0	0,00	-100,00	0,00	-100,00
3	0	1	0	1	0	1	0	1	0,00	0,00	0,00	0,00
4	0	2	0	2	0	4	0	2	0,00	0,00	0,00	0,00
5	0	8	1	9	0	0	0	1	0,00	-87,50	-100,00	-88,89
6	2	12	0	14	0	0	0	4	-100,00	-66,67	0,00	-71,46
7	1	2	0	3	0	0	0	0	-100,00	-100,00	0,00	-100,00
8	0	0	0	0	0	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
TOT	5	59	2	66	1	20	0	21	-80,00	-66,10	-100,00	-68,16

Q:(03)

Trecho 1
Entre a R. Cons. Justino até a divisa com São Caetano do Sul.
Altura numérica (2051 ao último número da Industrial.
Códigos:
02 - Acidente com vítima (sem informação)
03 - Acidente sem vítima
04 - Atropelamento com vítima (sem informação)

Registro
de
Acidentes

Data de Implantação: 08/08/9

Período de Acompanhamento

Antes : 08/08/89 a

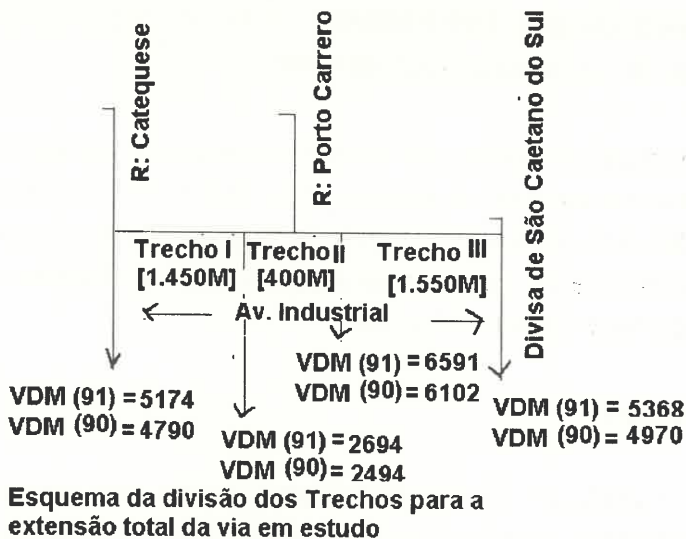
07/08/90 Depois: 08/08/90 a

07/08/91

MES	Acidentes Antes				Acidentes Depois				Variação %			
	02	03	04	TOT	02	03	04	TOTAL	02	03	04	TOTAL
8	0	2	0	2	0	1	0	1	0,00	-50,00	0,00	-50,00
9	1	0	0	1	0	4	0	4	-100,00	400,00	0,00	300,00
10	0	0	0	0	0	1	0	1	0,00	100,00	0,00	100,00
11	0	0	0	0	0	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
12	0	2	0	2	0	0	0	0	0,00	-100,00	0,00	-100,00
1	0	1	0	1	0	0	0	0	0,00	-100,00	0,00	-100,00
2	0	1	0	1	0	0	0	0	0,00	-100,00	0,00	-100,00
3	1	0	0	1	0	1	0	1	-100,00	-100,00	0,00	0,00
4	1	0	0	1	0	0	0	0	-100,00	0,00	0,00	-100,00
5	0	3	0	3	0	2	0	2	0,00	-33,33	0,00	-33,33
6	0	1	0	1	0	1	0	1	0,00	0,00	0,00	0,00
7	0	3	0	3	0	1	0	1	0,00	-66,67	0,00	-66,67
8	0	0	0	0	0	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
TOT	3	13	0	16	0	11	0	11	-100,00	-15,38	0,00	-31,25

Q: (04)

Trecho 1
Entre a R. Cons. Justino até a divisa com São Caetano do Sul.
Altura numérica (2051 ao último número da Industrial.
Códigos:
02 - Acidente com vítima (sem informação)
03 - Acidente sem vítima
04 - Atropelamento com vítima (sem informação)



Quanto à intervenção executada pelo departamento de Vias Públicas, constou esta de um Tratamento Asfáltico da Superfície do Pavimento (TAS).

Relacionamos abaixo os itens de serviço executados para o TAS:

1. Tratamento químico: reação do sulfato de amônio com o óxido de cálcio.
2. Lavagem do pavimento.
3. Imprimação com emulsão RR-1C.
4. Aplicação de revestimento de CBUQ, camada acabada de 1 cm, composto de pedrisco de 0 - 10 mm.

Data de início do TAS: 07/08/90.

Data de conclusão do TAS: 08/08/90.

A variação percentual dos acidentes levantados e registrados nas séries históricas do Departamento de Serviço de Transito (DST) é mostrado na última coluna das Q, 02, 03 e 04, para os períodos de 12 meses **Antes** e período idêntico **Depois** da melhoria de aderência descrita.

Trecho 1

A evolução do número de acidentes mostra uma redução significativa, superior a 30 %, em relação a período de tempo, igual a 12 meses, **Depois** da melhoria da aderência, no cruzamento considerado crítico (ou negro), e que não recebeu TAS.

Trecho 2

Os números de acidentes mostram, que em média, envolveram em 68% para o período **Depois**, em relação ao período **Antes** da melhoria de aderência e que recebeu TAS.

Trecho 3

Os mesmos números, em média, sofreram um decréscimo em torno de 31%. Este trecho, não recebeu TAS.

Considerando que o VDM aumentou de 10% para o período **Depois**, e verificando uma queda nos números de acidentes para

os três trechos da via, pode-se inferir que estamos num ano atípico. Todavia, o trecho que recebeu melhoria foi o trecho 2, e este, de qualquer forma mostra uma redução de 125% superior às taxas médias de redução dos números de acidentes considerados nos outros dois trechos (1 e 3).

Da tabela de Resultados de Acidentes, vê-se que os acidentes nunca apresentaram mortes, donde se conclui que os acidentes não são graves.

Ressaltamos, por outro lado, que estimamos nesta intervenção particular (Av. Industrial), ser de 90% o número de acidentes decorrentes de uma única causa: Derrapagem.

Quanto à priorização, se este trabalho houvesse sido realizado em data anterior à implantação da melhoria (capeamento asfáltico do pavimento de paralelepípedos), então o trecho a ser contemplado pela melhoria da aderência teria sido o trecho 1, e não o trecho 2, como assim o foi.

Quanto à uma análise de Custo/Benefício, esta foi realizada e mostrou que o investimento na melhoria da aderência pretendida, pagar-se-ia em 2 meses e meio, com a relação $C/B = 0,2$; consideramos o tempo de vida útil do TAS igual a 1 ano.

5. Considerações Finais.

A derrapagem é um fenômeno típico da condição molhada do pavimento. No momento da solicitação de tração pelo motorista, as rodas do veículo apresentam um demanda de atrito (D_a), superior à que a superfície do pavimento pode oferecer, ou seja, quantidade de atrito disponível (A_d) ou, ($D_a > A_d$). Daí, a ocorrência de derrapagem. As consequências são imprevisíveis.

Para evitar as más surpresas devemos ter um pavimento, quando molhado, com características de macro e microtexturas favoráveis para oferecer ao motorista $A_d > D_a$.

Esta condição pode ser conseguida nas fases de projeto e de controle de execução. As fases de monitoramento e de reabilitação assumem o caráter de atividades igualmente importantes para a manutenção de um pavimento com características de macro e microtextura capazes de desenvolver valores altos de atrito.

Por outro lado, os esforços que estão sendo desenvolvidos nos centros de pesquisas em matéria de dispositivos anti-travantes, aparelhos de medição de aderência, construtores de rodovias em matéria de revestimentos drenantes, construtores de pneus, estão permitindo um progresso notável em obtenção de aderência sobre pavimento molhado.

Os resultados registrados e conseguidos calculados na experiência particular, em Santo André - S. P., têm comprovado, que todo

esforço do Engº Rodoviário, é largamente recompensado pelo aumento da segurança rodoviária.

Bibliografia

- [1]. Laboratoire Central des Ponts Chaussées. Glissance. Ministère de l'Équipement, Paris, 1966.
- [2]. Domingues, Felipe Augusto Aranha. Medição da Irregularidade de Pavimento - PTR - 763. Departamento de Engenharia de Transportes, Escola Politécnica, USP, São Paulo, 1992.
- [3]. Domingues, Felipe Augusto Aranha. Métodos de Avaliação para Gerência de Pavimentos PTR - 773. Departamento de Engenharia de Transportes, Escola Politécnica, USP, São Paulo, 1992.
- [4]. Nogami, Job Shuji. Textura Superficial de Pavimentos - Um Método de Estudo Através de Réplicas, apresentado no 7º, Simpósio sobre Pesquisas Rodoviárias. DER, São Paulo, 1977.
- [5]. Brillet, François e Marsac Paul. Medida de Macro e Microtexturas dos Pavimentos Bulletin de Liaison Labo P. etvh - 140 novembro/dezembro 1985 - ref. 3.024, Paris, 1985.

- [6]. Senço Wlastermiller. Notas de aulas do curso de Pós-Graduação no Departamento de Transportes da Escola Politécnica, USP, Segurança dos Transportes Terrestres, São Paulo, 1992.
- [7]. Skidding Resistance. Internacional Colloquium on the Interrelation of skidding Resistance and Traffic Safety on Wet Roads. Tradução o Engenheiro Ettore Botura e Paulo Roberto Belizário - Berlim, 1968.
- [8]. Shonfield, R. Forointerpretação da Aderência. Departamento de Estradas de Ontário, Canadá. Tradução do Engenheiro Paulo Roberto Belizário, 1992.
- [9]. Simpósio Patrocinado pela ASTM Frictional Internation of Tire and Paviment. Philadelphia, Pa., 1983.
- [10]. Tranportation Research Record, 1217. Ed. Transportation Research board, Washindton, D.c., 1989.
- [11]. Transportation Reseach Record, 215. Ed. Transportation Research board, Washindton, D.c., 1989.
- [12]. Lefebvre, Jean, et al.. Relatório 2.2 - A Novsa Rodovia, França. Tradução do Engenheiro Eduardo S. Fernandes.

- [13]. Hentrich, H.. Tradução de Coistell, José. La Moderna Construcción de Carretas. Ed. Labor S. A., Barcelona, Nadrid, Buenos Aires, 1934.
- [14]. Veith, A. G. Tires, Roads, Rainfall, Vehicles. Traction Connection. Ed. ASTM Special Technical Publication 793, Philadelphia, Pa., 1981.
- [15]. Gothié, Michel, Influence de l'Adhérence sur la Sécurité Routier. Brill. liason Labo. P. et Ch. -185 - maio/junho, 1993 - Paris 1993.

**27ª REUNIÃO ANUAL DE
PAVIMENTAÇÃO**

**A DOSAGEM FÍSICO-QUÍMICA APLICADA AOS
SOLOS DA MICRORREGIÃO DE VIÇOSA**

Autores:

Roberto Lopes Ferraz
Mestre em Geotecnia
DEC/UFV

Dario Cardoso de Lima
Professor Adjunto, DEC/UFV

Benedito de Souza Bueno
Professor Titular, Departamento
de Engenharia Civil da
Universidade Federal de Viçosa
(DEC/UFV); 36570-000 Viçosa, MG

RESUMO: Este trabalho apresenta um estudo comparativo entre o método físico-químico e os métodos tradicionais de dosagem de misturas solo-cimento para fins de aplicação na área de pavimentação rodoviária. Quatro amostras de solos típicos da microrregião de Viçosa foram analisadas considerando-se o método físico-químico e as Normas de Dosagem da ABCP e da ABNT, concluindo-se positivamente sobre o emprego do método físico-químico nas fases preliminares de dosagem das misturas solo-cimento.

1 INTRODUÇÃO

A utilização do solo como material de construção pode se dar tanto na forma como ele é encontrado ("in natura"), após correção granulométrica ou com algumas de suas propriedades de engenharia modificadas por meio da adição de compostos químicos. A primeira forma de aplicação só é possível em locais onde o solo seja de boa qualidade e atenda aos requisitos de engenharia para o tipo de aplicação prevista; as segunda e terceira aplicações englobam os casos de regiões

de solos impróprios, onde o uso dos processos de estabilização pode ser uma opção para tornar o solo apto para emprego como material de construção. Dentre os agentes estabilizantes comumente adicionados ao solo para fins de estabilização, destaca-se o cimento.

Em rodovias, a primeira aplicação do solo-cimento ocorreu em 1915, nos Estados Unidos. No Brasil, a primeira Norma de Dosagem dessas misturas foi adotada pela ABCP em 1941, fundamentada nos critérios da Portland Cement Association (PCA). Desde então, essa norma vem sofrendo modificações, visando tanto a sua adequação às condições ambientais e aos tipos de solos do Brasil bem como a redução do tempo de execução dos ensaios de dosagem. Nesse sentido, a principal modificação introduzida foi a exclusão do ensaio de durabilidade por congelamento e degelo, chegando-se às seguintes normas (ABCP, 1986):

- (a) Norma Geral, que se aplica a qualquer tipo de solo, excetuando-se os orgânicos. Tem o seu critério de dosagem baseado na perda de massa de corpos de provas

submetidos aos 12 ciclos do ensaio de durabilidade por molhagem e secagem;

- (b) Norma Simplificada, aplicável a solos de textura predominantemente granular, ou seja, solos com no máximo 50% de material de diâmetro inferior a 0,05 mm (fração silte mais argila) e no máximo 20% de material com diâmetro inferior a 0,005 mm (fração argila). O critério de dosagem baseia-se na resistência a compressão simples aos sete dias de idade.

Recentemente, A ABNT registrou uma norma para as misturas solo-cimento, em sua quase totalidade semelhante à Norma Simplificada da ABCP, sob o título "NB 1336 Solo-Cimento - Dosagem para Emprego como Camada de Pavimento". Basicamente, a modificação introduzida foi a limitação dos tipos de solos possíveis de serem estabilizados, restringindo-os aos tipos A-1, A-2, A-3 e A-4, e que contenham 100% de material passando na peneira de abertura de 76mm e, no máximo, 45% de material retido na peneira de abertura de 4,8mm. A NB-1336 limita o teor mínimo de

cimento em massa a 5%, podendo-se no entanto empregar teores de até 3,5%, para os solos A-1-a, A-1-b ou A-2-4, desde que a mistura atinja resistência à compressão aos sete dias igual ou superior a 2,1 Mpa e que a mistura se processe em usina.

Apesar dos avanços introduzidos nos métodos de dosagem, as pesquisas continuam na tentativa de simplificar ainda mais a metodologia empregada. Nesse contexto tem sido estudado um método simples e rápido para dosagem de misturas solo-cimento baseado na interação elétrica entre as partículas de cimento e de argila. Esse método, denominado de "Método Físico-Químico de Dosagem", foi proposto pelo "Central Road Research Institute of India" (Chadda, 1971).

Segundo Chadda (1971), em uma mistura solo-cimento, as partículas de cimento comportam-se como eletricamente carregadas, o que aumenta a condutividade elétrica da massa compactada. A interação elétrica das partículas argilosas com as do cimento em hidratação produz rápidas alterações físico-químicas, resultando em uma substancial variação volumétrica da mistura solo-cimento quando esta se

encontra em suspensão aquosa. Assim, com base nas variações volumétricas ocorridas durante o processo de interação do solo com o cimento, pode-se determinar o teor de cimento que leva a uma mistura estável.

O aumento gradual no volume da suspensão de solo-cimento, causado pela rápida interação do cimento com as partículas do solo, prossegue até o ponto em que a concentração de cimento atinge o limite de saturação requerido para produzir uma mistura estável. A concentração que produz a máxima variação volumétrica na suspensão de solo-cimento é o mínimo teor de cimento requerido para a estabilização do solo em questão, sendo que adições do estabilizante acima deste limite de saturação provocam aumentos na resistência mecânica das amostras compactadas, mas não induzem reações físico-químicas com as partículas do solo.

No Brasil, esse método de dosagem foi divulgado por Casanova e Ceratti, testando-o com argilominerais puros, oxihidróxidos de ferro e alumínio e solos sesquióxidos e cauliníticos, cujos resultados foram publicados no "8th

International Soil Classification Workshop" (Casanova e Ceratti, 1986). Esse trabalho foi o ponto de partida para outros, com destaque para Ceratti e Casanova (1988), Enamorado (1990) e Rodrigues (1992). Apesar dos bons resultados obtidos por esses autores, é de interesse que mais solos sejam estudados para que se desenvolva um banco de dados a respeito da dosagem físico-química aplicada aos solos brasileiros, o que levou ao presente trabalho dirigido aos solos típicos da microrregião de Viçosa-MG.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 OS SOLOS

As amostras estudadas neste trabalho são provenientes de perfis comuns aos solos da microrregião de Viçosa, tipicamente residuais e originários de gnaisse.

Das quatro amostras analisadas, duas são representativas do manto superficial, poroso bastante intemperizado (horizonte

B) e duas da camada subjacente (horizonte C). As amostras ensaiadas foram coletadas como segue:

- (a) amostra 1: coletada no horizonte B de um talude de corte da rodovia que liga Viçosa a Paula Cândido, próximo à estação de tratamento de água de Viçosa, sendo denominada **amostra ETA**;
- (b) amostra 2 - coletada no horizonte B de um talude de corte no bairro Nova Viçosa, e aqui denominada **amostra Nova Viçosa**;
- (c) amostra 3: coletada na parte superior do horizonte C de um talude de corte próximo ao Departamento de Engenharia Agrícola da UFV, e aqui denominada **amostra Engenharia Agrícola**;
- (d) amostra 4 - coletada na parte inferior do horizonte C de um talude de corte próximo à Vila Secundino, Campus da Universidade Federal de Viçosa (UFV), e aqui denominada **amostra Vila Secundino**.

2.2 O CIMENTO

Empregou-se o cimento Portland CP-II-E 32, da marca Barroso.

2.3 ENSAIOS NAS AMOSTRAS DE SOLO

O processamento dos solos em laboratório constou de peneiramento das amostras na peneira de malha 4,8 mm, com posterior secagem ao ar e armazenamento em sacos plásticos.

Após esta etapa foram realizados os ensaios rotineiros de caracterização conforme as normas específicas da ABNT.

2.4 A DOSAGEM FÍSICO-QUÍMICA

Para cada amostra de solo selecionada para este trabalho, foram executadas três determinações do teor ótimo de cimento pela dosagem físico-química, segundo procedimentos recomendados por Casanova et alii (1992).

3 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS E DISCUSSÕES PERTINENTES

O Quadro 1 e a Figura 1 apresentam, respectivamente, os resultados dos ensaios de caracterização e as curvas granulométricas das amostras de solo estudadas. As Figuras 2 a 5 mostram os resultados da dosagem físico-química.

Segundo a dosagem físico-química das amostras ETA e Nova Viçosa, os picos de variação volumétrica ocorrem em torno do teor de 10% de cimento, podendo se observar uma brusca queda na taxa de acréscimo da variação volumétrica a partir do teor de 6%. Quanto às amostras do horizonte C, Vila Secundino e Engenharia Agrícola, nota-se a ocorrência de picos bem definidos para o teor de 4% de cimento, sendo que a amostra da Vila Secundino foi a que apresentou a maior taxa de crescimento para a variação volumétrica. Logo, segundo essa metodologia, pode-se afirmar que as amostras do horizonte B, são satisfeitas físico-quimicamente por teores de cimento em torno de 10%, enquanto que para as demais amostras a satisfação físico-química se dá para o teor de 4% em relação à massa de solo seco.

QUADRO 1 Resultados dos Ensaios de
Caracterização e Resistência com as
Amostras de Solo

PROPR.	N.VIÇOSA	ENG.AGRIC.	ETA	V.SEC.
LL(%)	70	36	63	29
LP(%)	48	19	33	19
IP(%)	22	17	30	10
$Y_s(g/cm^3)$	2,748	2,644	2,725	2,615
$W_{\alpha}(\%)$	30	19,53	31,60	13,62
$Y_{dmax}(g/cm^3)$	1,400	1,657	1,406	1,807
RCS(kg/cm ²)	2,10	1,80	2,18	0,80
CBR(%)	8	7	11	15
EXP _{CBR} (%)	0,1	1,95	0,1	0,4
HRB	A-7-5(9)	A-6(4)	A-7-5(20)	A-6(4)

Onde:

LL: Limite de liquidez

LP: Limite de plasticidade

IP: Índice de plasticidade

Y_s : Massa específica dos sólidos

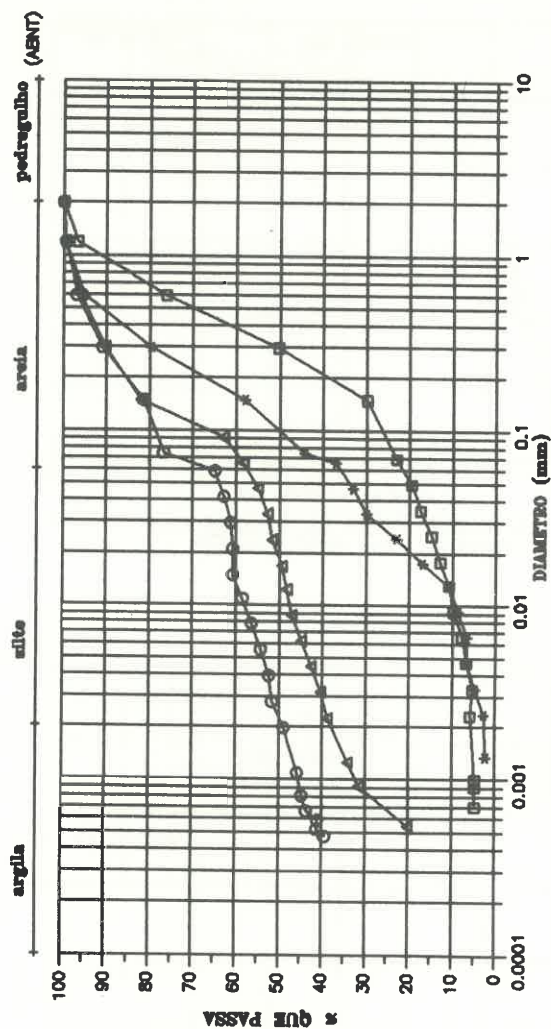
W_{α} : Teor ótimo de umidade

Y_{dmax} : Massa específica seca máxima

RCS: Resistência a compressão simples

CBR: Índice de suporte Califórnia

HRB: Classificação de solos do Highway
Research Board



PROCEDENCIA

OOOOO ETA
 AAAAA NOVA VICOSA
 EEEEE VILA SECUNDINO
 ***** ENG. AGRICOLA

FIGURA 1 - Curvas granulometricas dos solos estudados

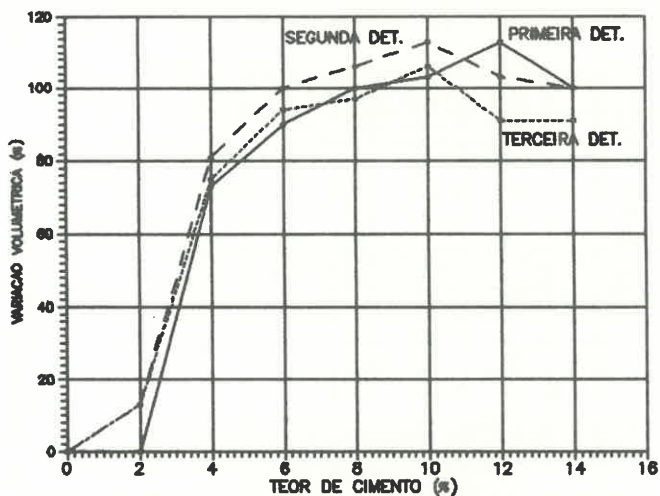


FIGURA 2 - Dosagem Físico-Química de Solo-Cimento
Amostra 1 - Jazida da ETA

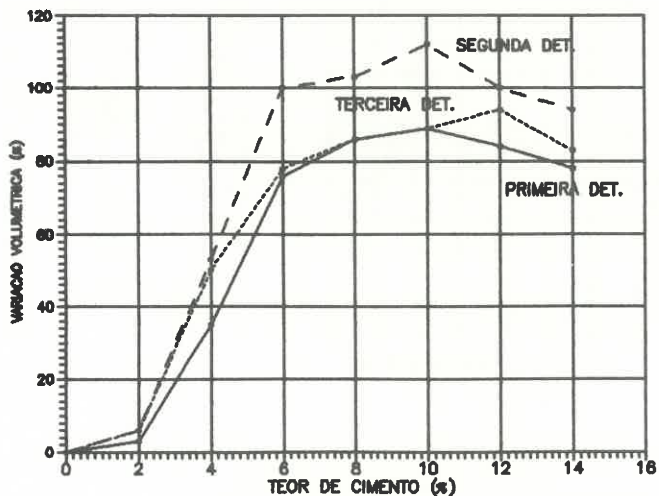


FIGURA 3 - Dosagem Físico-Química de Solo-Cimento
Amostra 2 - Jazida da Nova Vicosá

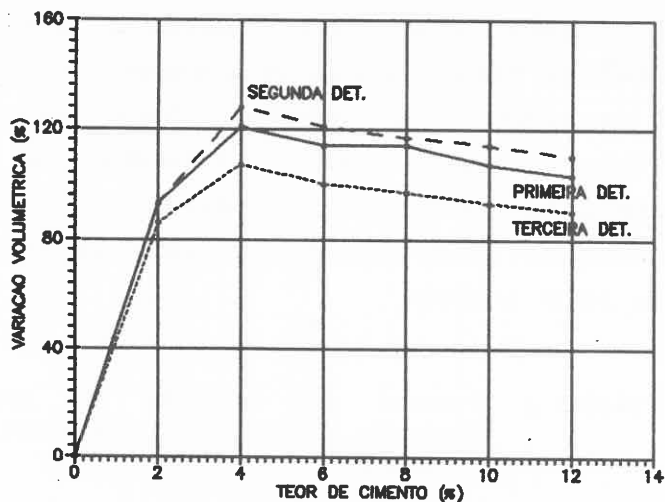


FIGURA 4 - Dosagem Físico-Química de Solo-Cimento
Amostra 3 - Jazida da Eng. Agrícola

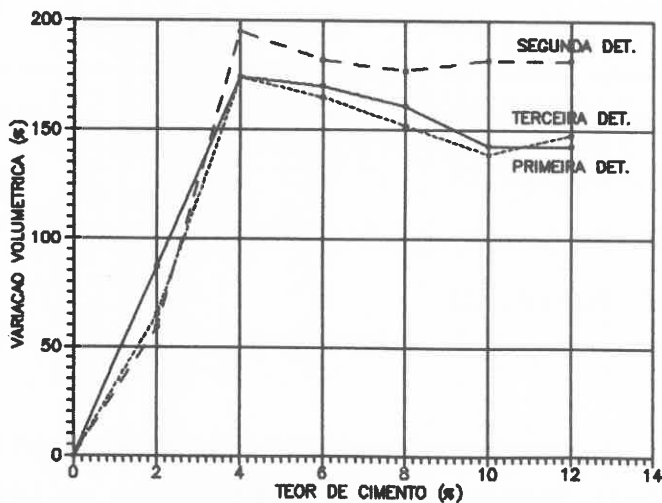


FIGURA 5 - Dosagem Físico-Química de Solo-Cimento
Amostra 4 - Jazida da Vila Secundino

Para fins de comparação com os métodos tradicionais de dosagem, o Quadro 2 apresenta a dosagem físico-química (FQ), objeto deste trabalho, e os resultados obtidos por Ferraz (1993) nas dosagens solo-cimento segundo as normas da ABCP e ABNT.

QUADRO 2 Teores de Cimento em Massa Segundo Diferentes Métodos de Dosagem

AMOSTRAS				
	ABCP (%)	ABNT (%)	FQ (%)	
	N.G.	N.S.	NB 1336	
ETA	13	--	--	10
N. Viçosa	13	--	--	10
V. Secun.	6	5	5	4
E. Agríc.	11	6	--	4

Comparando-se os resultados obtidos pela dosagem físico-química com os teores indicados pelas normas de dosagens para aplicações na área de pavimentação, observa-se que, com base no Quadro 2, para três das quatro amostras de solo

estudadas nesse trabalho, a dosagem físico-química indicou teores bem próximos daqueles obtidos com o emprego da Norma Geral de dosagem. Segundo os critérios da Norma Simplificada da ABCP e da NB 1336 da ABNT, os teores de cimento indicados pelas mesmas, para as amostras que se enquadraram em suas especificações, também foram bem próximos daqueles obtidos pela dosagem físico-química. Exceção ocorreu para a amostra Engenharia Agrícola que, embora seja originária do horizonte C do perfil, à semelhança da amostra Vila Secundino, não atingiu os níveis de melhoria de resistência mecânica desta, exigindo teores mais elevados para a sua estabilização, quase no mesmo nível das amostras ETA e Nova Viçosa originárias do horizonte B do perfil. Acredita-se que esse comportamento esteja relacionado com o seu teor elevado em material micáceo que, devido ao formato em placas de suas partículas, não proporciona pontos de cimentação eficientes.

4 CONCLUSÕES

Considerando os solos estudados nesta pesquisa, e em concordância com trabalhos realizados em outras regiões do Brasil, os resultados deste estudo permitem concluir que o método físico-químico pode ser empregado satisfatoriamente em uma fase preliminar de dosagem de misturas solo-cimento para aplicações em pavimentação rodoviária.

5 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABCP "Dosagem das Misturas de Solo-Cimento - Normas de Dosagem", Boletim Técnico 35, São Paulo, 1986.

CASANOVA, F.J. e CERATTI, J.A. "The Assessment of Requirement of Oxissols by a Physico-Chemical Method", 8th International Soil Classification Workshop, part 1, Brasil, 1986, p. 243.

CASANOVA, F.J.; CERATTI, J.A.; RODRIGUES, M.G.M. "Procedimento para Dosagem Físico-Química do Solo-Cimento",

Anais da 26ª Reunião Anual de
Pavimentação, 1992. (82-86).

CERATTI, J.A.P. & CASANOVA, F.J. "Um
Método Físico-Químico para Dosagem
Solo-Cimento", Simpósio sobre Novos
Conceitos em Ensaio de Campo e
Laboratório em Geotecnia, Vol. 1,
Rio de Janeiro, 1988. p. 191.

CHADDA, L.R. "A Rapid Method of Assessing
the Cement Requirement for the
Stabilization of Soils", Indian
Concret Journal, 45 (7), 1971.
(298-314).

ENAMORADO, M.A. "Estudo Comparativo entre
o Método Mecânico e o Método Físico-
Químico para Dosagem Solo-Cimento",
Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de
Janeiro, 1990.

FERRAZ, R.L. "Contribuição ao Estudo da
Estabilização de Solos para Fins
Rodoviários e Habitacionais", Tese
de Mestrado, Universidade Federal de
Viçosa, Viçosa-MG, 1993.

RODRIGUEZ, M.G.M. "Contribuição ao Estudo

**do Método Físico-Químico de Dosagem
Solo-Cimento", Tese de Mestrado,
COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1992.**

27^a REUNIÃO ANUAL
DE PAVIMENTAÇÃO
Teresina - 1993

O PAPEL DO SULFOALUMINATO DE CÁLCIO (ETRINGITA)
NA DOSAGEM FÍSICO-QUÍMICA DO SOLO-CIMENTO

Autor: Francisco José Casanova
Prof.Assistente, Lab.Solos, COPPE/UFRJ

I - INTRODUÇÃO

Num trabalho recente (Casanova, 1992) acerca do mecanismo regulador do método físico-químico (MFQ) de dosagem do solo-cimento, aludimos à formação da etringita ($\bar{C}_6\text{AS}_3\text{H}_{32}$) como uma das causas responsáveis pelas alterações volumétricas observadas nas suspensões aquosas de solo-cimento. Tal conclusão foi indiretamente inferida através da constatação da existência de correlações lineares altamente significantes entre as $\Delta V(\%)$'s e os teores de alumínio livre (diretamente proporcional) e de sílica reativa (inversamente proporcional), representados respectivamente pela gibbsita e pela caolinita.

O nosso próximo passo foi então examinar experimentalmente e com detalhes esse fato, objetivo do presente trabalho, utilizando a própria técnica do MFQ através de uma série de ensaios planejados para esse fim. Mostramos assim nesta oportunidade que a influência da etringita é realmente o mais importante dos fatores e que a sua formação pode ser considerada a base da metodologia.

Discutimos também a química envolvida no processo, as suas consequências para a estabilização de solos e como utilizar essa descoberta para tirar o máximo proveito do ensaio.

II - A AÇÃO INTRÍNSECA DO CLINQUER

O clínquer por si próprio possui uma ação sobre a estruturação da suspensão solo-cimento - H_2O .

Tal ação já se sabe, deve-se à interação eletro-química entre os produtos de hidratação e a paragênese do solo.

De fato, quando do preparo de uma pasta ou suspensão aquosa de cimento, inicia-se imediatamente um fenômeno que pode ser convenientemente denominado de "dispersão hidrolítica" e definido como a conversão de macrocristais anidros e mesmo de compostos hidratados primários em novos produtos também hidratados, mas de tamanho várias ordens de grandeza menor. Pode

ser visto como se fosse um processo de cominuição química e considerado talvez como o mais importante no campo dos materiais compósitos cimentícios.

O tamanho médio dos grãos dos atuais clínqueres situa-se entre 15 e 30 μ enquanto os produtos secundários hidratados usualmente caem na faixa de 0,01 a 1,0 μ . Desse modo, um grão médio de cimento dá origem a milhares de novos grãos que interagem entre si e coalescem originando microagregados porosos que apresentam um volume maior do que o do cristal original. Por sua vez, essas novas micropartículas interagem com os argilominerais por epitaxia produzindo o estado final observado: um sedimento completamente floculado e estruturado cujo volume aparente chega a ser mais que 250% do inicial.

Tal aumento pode ser denominado de "efeito volumétrico de hidratação" (EVH) e é dependente da finura do cimento e da mineralogia do solo.

A ação intrínseca ao cimento pode ser retirada da literatura. Por exemplo, Eiger (1937) utilizando um clínquer finamente moído com $\beta_s = 3,20$ verificou após completa hidratação, que cerca de 20% de H_2O foi irreversivelmente incorporada ao cimento, o que corresponde a um aumento do volume sólido aproximadamente igual a 70%. Brunauer (1957) determinou para cimentos portland aumentos de volume ao redor de 55% e Lea (1970) de 50% para o cimento aluminoso.

Outros exemplos de interesse são a hidratação da cal virgem e a carbonatação da cal apagada. No primeiro caso a % de aumento no volume sólido é igual a 98% e no segundo apenas 12%. Um exemplo impressionante e relativamente fácil de ser reproduzido em laboratório, foi conseguido por Le Chatelier ao tratar uma suspensão coloidal de sílica gel com excesso de água de cal, ao obter um precipitado gelatinoso (hidrosilicato de cálcio) de que 1 grama ocupou um volume de 2 litros!

Não obstante, para que o EVH seja bem apreendido, consideremos o seguinte exercício: tomemos 1g de cimento anidro e moldemos uma esfera sólida, compacta e uniforme. Se o volume

específico do cimento é $0,32 \text{ cm}^3/\text{g}$, o diâmetro, a área e a superfície específica dessa esfera são respectivamente iguais a $0,85 \text{ cm}$; $2,27 \text{ cm}^2$ e $2,27 \text{ cm}^2/\text{g}$.

Se essa esfera sofrer então cominuição até atingir, digamos, $2000 \text{ cm}^2/\text{g}$ e admitindo que nessa operação sejam formadas esferas todas com o mesmo tamanho, concluímos que seu número é de cerca de 700.000.000 com diâmetro igual a $0,00095 \text{ cm}$. Alinhadas, somariam $6,7 \text{ km}$.

Hidratemos então esse 1g de cimento moído, ainda admitindo que a forma geométrica dos grãos (hidratados) continue a ser esférica. A superfície específica passa a ser cerca de $2.000.000 \text{ cm}^2/\text{g}$, tendo-se neste caso $220.000.000.000.000$ partículas cada uma com um diâmetro igual a $0,0000015 \text{ cm}$, as quais alinhadas originariam agora uma linha reta com 3300 km .

Utilizando os parâmetros de Powers descobrimos que a superfície específica média do cimento totalmente hidratado, mas seco (sem água livre), ou seja, do gel, é cerca de $260 \text{ m}^2/\text{g}$ após a correção para componentes não coloidais, principalmente hidróxido de cálcio (15% volume). Kantro et al. (1966) prepararam e mediram diretamente a Se desse gel silicatado puro (tobermorita), obtendo valores na faixa de 245 a $370 \text{ m}^2/\text{g}$. Valores realmente consideráveis que revelam a natureza e explicam o efeito volumétrico da hidratação.

O aumento de volume devido à hidratação do 1g de cimento, ou seja, o volume, do gel formado pela total hidrólise de 1g de cimento é igual a $0,68 \text{ cm}^3$ e se esse 1g de cimento não hidratado ocupa $0,32 \text{ cm}^3$, então não menos do que $(0,68/0,32)=2,125 \text{ cm}^3$ são requeridos para acomodar o gel proveniente da hidrólise total de 1 cm^3 de cimento não hidratado. Esse valor pode chegar a $2,5 \text{ cm}^3$ dependendo da mineralogia do cimento.

A quantidade de água no gel (que fica aprisionada na sua estrutura) formado pela hidrólise total de 1g de cimento, calculada a partir dos parâmetros de Powers é de cerca de $0,2 \text{ cm}^3$. Sabendo que 1g cimento não hidratado ocupa $0,68 \text{ cm}^3$, a

porosidade do gel, ϵ , que nada mais é do que a fração volumétrica do gel que está ocupada pelos $0,2\text{cm}^3$ de água, é então: $\epsilon = (0,2/0,68) = 0,29$ (29%).

Considerando o gel constituído apenas da parte sólida mais a água incluída na sua estrutura (OH^-), quer dizer, excluindo qualquer outro tipo de água (adsorvida, absorvida (livre)) bem como todos os poros, o volume V_s , - que é o ocupado pelo gel formado a partir de 1g de cimento - pode ser calculado admitindo-se como Powers, que a água incorporada à estrutura do gel é igual a 0,23g - ou seja, 1g cimento se combina com 0,23g H_2O . Assim, se $V_s = 0,49\text{cm}^3$ o que corresponde a 1,23g, a densidade (real) do gel é então $(1,23/0,49) = 2,5\text{g/cm}^3$ e o seu volume específico = $0,40\text{cm}^3/\text{g}$.

Como a superfície específica do gel é independente da porosidade e como os poros nada mais são do que espaço intersticial inter e intra-partículas, é possível calcular-se a superfície específica desses poros. Podemos escrever que:

$$\text{Se (vazios)} \cdot \epsilon = (1-\epsilon) \cdot \text{Se (cimento hidratado)} \quad [\text{Se}=\text{cm}^{-1}]$$

Já sabemos que a Se do cimento hidratado (não corrigida para material não coloidal) é $210\text{m}^2/\text{g}$ e o seu volume específico $0,4\text{cm}^3/\text{g}$, de modo que a Se das partículas de cimento hidratado é:

$$\text{Se(ch)} = (210/0,4) = 525\text{m}^2/\text{cm}^3$$

$$\text{Como } \epsilon = 0,29 \text{ temos também que: } \text{Se}(v_2) = \left[\frac{(1-\epsilon)}{\epsilon} \right] \cdot [\text{Se (ch)}] \\ = \left(\frac{0,71}{0,29} \right) \cdot (525) = 1285\text{m}^2/\text{cm}^3.$$

Levando em conta que 25% (pouco) de Ca(OH)_2 não apresentam propriedades coloidais, não contribuindo significativamente para a Se, o seu valor para o gel deve ser 25% maior do que o valor encontrado para o cimento hidratado: $\text{Se(gel)} = (525 \times 1,25) = 650\text{m}^2/\text{cm}^3$.

Finalmente, a observação desse gel através de microscopia eletrônica (Lea, 1970; Ruge, 1955) mostra que a

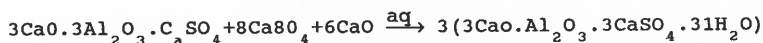
espessura das suas partículas (geralmente com forma não bem definida) varia de 300 a 500 μ e como a espessura média de uma camada desses produtos tem cerca de 100 μ , as partículas do gel são formadas por 3 a 5 camadas moleculares.

São precisamente essas características de ordem coloidal inerentes ao gel hidratado do cimento, que suportam a interação epitática anteriormente discutida bem como as grandes variações volumétricas das pastas de cimento e das suspensões aquosas de solo-cimento.

III - A QUÍMICA DA FORMAÇÃO DA ETRINGITA, SUA PARTICIPAÇÃO NA GEOPOLIMERIZAÇÃO E NO MFQ

O papel da etringita no MFQ foi tornado evidente quando utilizamos um clínquer não aditivado do sulfato de cálcio. Verificamos de imediato que a intensidade das variações volumétricas são marcadamente inferiores àquelas com relação ao cimento contendo a gipsita. Por outro lado, a ação do íon sulfato é notável: uma quantidade tão pequena quanto 0,025% (250 ppm) de $C_aSO_4 \cdot 2H_2O$ já é capaz de produzir considerável aumento nos valores das ΔV (%)'s.

A explicação obviamente está na formação do mineral etringita que aparece na presença do íon sulfato. Sua característica marcante é o grande volume molar, igual a 715 cm^3 , o maior dentre todos os compostos envolvidos na química da geopolimerização. Um simples cálculo é suficiente para ilustrar o que acontece quando sulfato de cálcio é posto em presença de uma fonte de alumínio em meio alcalino:



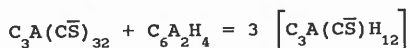
PM(g)	610	1088	336	3708
Me(g/cm ³)	2,60	2,96	3,32	1,73
VE(cm ³)*	235	368	101	2143

$$\text{Então: \% aumento no volume sólido} = \left[\frac{2143 - (235 + 368 + 101)}{(235 + 368 + 101)} \right] \times 100 = 202\%$$

(*) VE = volume estequiométrico

A etringita (tri-sulfoaluminato de cálcio hidratado) é muito pouco solúvel e totalmente estável apenas em solução aquosa contendo excesso de CaSO_4 e Ca(OH)_2 , decompondo-se rapidamente quando as concentrações do sal e do hidróxido caem a um nível bem inferior ao de saturação (Larianova, 1976). Mehta e Klein (1966) afirmam que o trissulfato ($\text{C}_6\text{AS}_3\text{H}_{32}$) só é estável quando as relações moleculares (CaO/SO_3) e ($\text{Al}_2\text{O}_3/\text{SO}_3$) são iguais ou maiores do que 4 e 1, respectivamente. Abaixo desses valores, a forma trissulfatada decompõe-se originando a monossulfatada ($\text{C}_4\text{ASH}_{12}$) também menos hidratada.

Segundo Lea (1970) a etringita só é estável se existirem em solução 0,22g CaSO_4 , 0,057g Ca(OH)_2 e 0,035 g Al_2O_3 por litro, caso contrário dissolve-se incongruentemente originando Al(OH)_3 gel e uma solução cujas concentrações em sulfato, cal e alumina são as indicadas anteriormente. O pH dessa solução é 10,8. Esse é um resultado importante porque os valores de pH das soluções originadas pelo ensaio FQ (para o teor indicado pelo método e após o seu término) nunca foram inferiores a 11,5. De fato, é crucial para se entender o MFQ de dosagem do solo-cimento que a etringita só é estável na presença dos íons Ca^{+2} , $\text{SO}_4^{=}$ e OH^- em concentrações que sejam pelo menos as mínimas necessárias e suficientes para a manutenção do(s) equilíbrio(s) químico(s) que leva(m) à sua formação. Sabe-se também que existem duas formas distintas do hidrosulfoaluminato de cálcio: a monossulfática - $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaSO}_4 \cdot 12\text{H}_2\text{O}$ - menos hidratada e pouco expansiva, formando-se e sendo estável em ambiente deficiente em íons sulfato e a forma tri-sulfática - $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaSO}_4 \cdot 31\text{H}_2\text{O}$ - a etringita propriamente dita - formada e estável apenas na presença de excesso de sulfato e Ca(OH)_2 . É a forma altamente expansível e a responsável pelas tensões de ruptura anteriormente aludidas. Gudovich (1948) evidenciou um outro aspecto químico que vai se revelar importante no solo/cimento: se a quantidade de íons $\text{SO}_4^{=}$ for insuficiente para reagir com toda a fase aluminosa transformando-a em etringita - 3CaSO_4 , ou se todo o sulfato for consumido na sua formação e ainda restar aluminato, a interação química entre este último e a etringita tri-sulfatada dá origem à forma mono-sulfatada de acordo com:



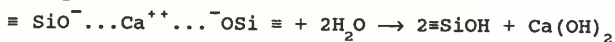
Por outro lado, Fataliev e Imanov (1972) complicaram o quadro ao descobrir que os hidrosulfoaluminatos de cálcio (ambas as formas) são decompostas pelo íon silicato tanto na ausência como na presença de uma baixa concentração de $Ca(OH)_2$. Ou seja, há um limiar de concentração para o hidróxido de cálcio, abaixo do qual os íons silicato destroem a etringita.

É deveras interessante ver como a etringita se forma fácil e rapidamente em sistemas portland reagindo com sulfato, enquanto em sistemas pozolânicos ricos em sílica ativa (quanto mais ativa mais marcante o efeito) a sua formação e cristalização pode demandar de semanas a meses e às vezes até mais. Ela só aparece nessa situação se a amostra toda estiver permanentemente saturada com sulfato de cálcio e houver $Ca(OH)_2$ em excesso; e mesmo assim, faz-se necessário que a fonte de alumina seja também reativa. Essa ação da sílica deve-se ao fato já aludido, dela dar preferência ao hidróxido de cálcio, fazendo com que sua concentração diminua a um valor que a formação da etringita é virtualmente impedida ou sua decomposição bastante rápida.

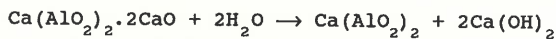
A esse respeito, Gouda (1975) mostrou que a etringita dá origem por substituição iso-estrutural do Al^{+3} pelo Si^{+4} a soluções sólidas cujo membro final é a taumasita - um hidrosilicato sulfocarbonatado de cálcio de fórmula química igual a $Ca_6[Si(OH)_6]_2.(SO_4)_2.(CO_3)_2.2H_2O$ ou mais explicitamente, $CaSiO_3.CaSO_4.CaCO_3.15H_2O$, fato plenamente confirmado logo em seguida por Kollman et al. (1977), Kollman (1978) e Kollman e Strubel (1981). Ora, isso significa que teoricamente qualquer composição entre os dois membros (etringita e a taumasita) é possível de existir.

Ainda segundo os estudos de Kollman e colaboradores, a etringita - $3SO_4$ sempre se forma preferencialmente com relação à taumasita, mas em havendo disponibilidade de íons silicato e carbonato ela converte-se mais ou menos lentamente na taumasita dependendo da concentração desses reagentes e da temperatura.

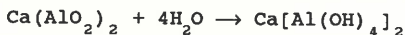
É então possível já agora resumirmos esses acontecimentos químicos em ordem supostamente sequencial através de equações químicas.



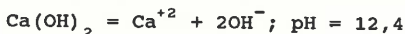
(reação de hidrólise dos silicatos anidros do cimento)



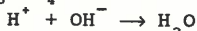
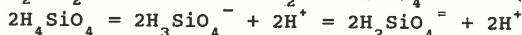
(reação primária de hidrólise do aluminato)



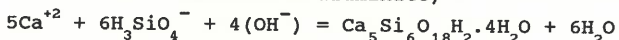
(reação secundária de hidrólise do aluminato)



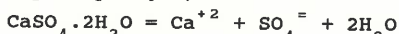
(dissociação do hidróxido de cálcio)



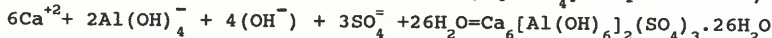
(reação pozolânica entre a caolinita e o $\text{Ca}(\text{OH})_2$ originando íons silicato e aluminato)



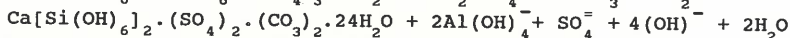
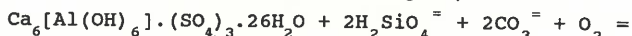
(formação, por precipitação, de hidrosilicatos de cálcio)



(dissociação do sulfato de cálcio; $[\text{CaSO}_4]^0$ = par iônico)



(formação da etringita)

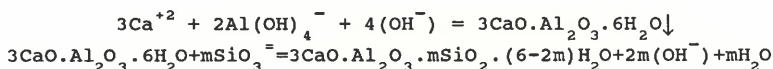


(formação da taumasita às expensas da etringita)

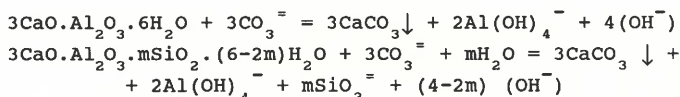
Nota-se que a formação da taumasita libera para a solução os ânions $\text{Al}(\text{OH})_4^-$ - aluminato, SO_4^{2-} e (OH^-) - hidroxila, que por sua vez entram no circuito reativo. Se originarem compostos insolúveis e a hidroxila for "neutralizada" de algum modo, a formação da taumasita fica favorecida pelo deslocamento do equilíbrio químico.

Um outro complicador de todo esse mecanismo reacional e que pode ser o responsável pelas inexplicáveis subidas e descidas aleatórias das V_v 's em alguns casos, pode ser justamente a ação do íon CO_3^{2-} - que além de transformar a etringita em taumasita também é capaz de reagir com os

hidroaluminatos tricálcicos bem como com os sílico-aluminatos, decompondo-os (Noworyta, 1981). O aluminato pode ser proveniente da hidrólise do cimento ou do ataque químico pela cal à folha octaédrica da caolinita. Havendo disponibilidade de íons silicato em solução (o que de fato pode ocorrer para misturas ricas em cimento), forma-se o hidrosílico-aluminato de cálcio a partir do aluminato tricálcico. A sequência é a seguinte:



Contudo, na presença de excesso de carbonato, podem ocorrer as seguintes reações irreversíveis do ponto de vista prático:



Evidentemente que ambas as reações anteriores levam à desestabilização e ao colapso da estrutura da mistura solo-cimento, já que pontos (áreas) cimentadas são desfeitas acarretando a diminuição da resistência ao cisalhamento a nível interflocular. Consequentemente deve-se esperar uma diminuição no valor da Variação Volumétrica (%).

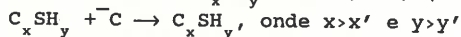
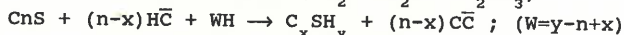
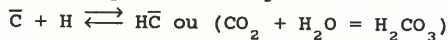
Desse modo, o íon ($\text{CO}_3^{=}$) deve ser triplamente deletério para o processo de geopolimerização de solos especialmente com o cimento, já que transforma o $\text{Ca}(\text{OH})_2$ em CaCO_3 , a etringita (fortemente cimentante) em taumasita (não cimentante, Ramachandran et al., 1981) e decompõe os aluminatos e sílico-aluminatos hidratados de cálcio.

Contudo, há um ponto importante em toda essa argumentação sobre a qual nada sabemos (pelo menos eu) e que diz respeito à cinética dessas reações químicas - principalmente as de carbonatação - mas tudo indica que a fonte do íon carbonato sendo o CO_2 atmosférico, a principal interação química é sem dúvida a carbonatação da cal. Não obstante, apesar de bem documentada, a ação do íon carbonato tal qual revista

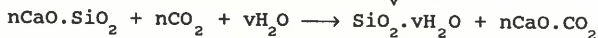
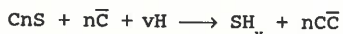
anteriormente, Goodbrake et al. (1979) forneceram uma outra interpretação radicalmente diferente. Estudaram a hidratação dos silicatos de cálcio (C_3S e C_2S) em ambiente permanentemente saturado com $CO_2(g)$ e concluíram que a ação desse gás (carbônico) acelera dramaticamente a hidrólise dos silicatos anidros através da carbonatação do hidróxido de cálcio bem como reagindo diretamente com os hidrosilicatos de cálcio transformando-os não em carbohidrosilicatos de cálcio, mas em hidrosilicatos secundários mais pobres em CaO e H_2O do que os formados inicialmente. Havendo acesso contínuo de CO_2 ao sistema, os produtos neoformados finais são a sílica gel e a calcita.

A

seqüência reacional proposta é a seguinte:

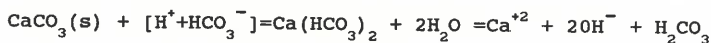


No caso terminal retro citado, a reação prossegue até que $x'=0$:



Infelizmente os autores desse estudo não apresentaram evidências conclusivas (difração RX, por exemplo) no sentido de identificar as neo-fases formadas no decorrer do processo de carbonatação.

Quando o $CaCO_3$ é adicionado à água, estabelece-se o seguinte equilíbrio químico:



Consequentemente a formação e precipitação do $CaCO_3$ retira íons (OH^-) e Ca^{+2} de solução, fenômeno análogo ao produzido pela adição de argila à pasta de cimento. A paragênese constitutiva do solo retira também de solução íons cálcio e hidroxila, rompendo o equilíbrio existente entre o hidróxido de cálcio em solução e em fase sólida. Se a concentração do $Ca(OH)_2$ em solução cai abaixo do nível de saturação, localizadamente ou não, a hidrólise é acelerada e os hidratos primários passam a se decompor liberando $Ca(OH)_2$ com o objetivo de restaurar o

equilíbrio químico, formando hidratos secundários cujo poder cimentante é inferior àquele dos hidratos de partida.

No valor de pH atingido numa pasta de cimento e numa suspensão de solo-cimento, (12,5), a espécie dominante é o íon (CO_3^-) oriundo da reação: $\text{CaCO}_3 \rightleftharpoons \text{Ca}^{+2} + \text{CO}_3^-$. Interessantemente, nas inúmeras suspensões solo-cimento onde o pH foi medido (para o teor de cimento indicado pelo método FQ), seu valor mínimo foi igual a 11,8 mostrando como o sistema solo consome cal e influi na hidratação do cimento.

Portanto, a carbonatação do cimento deve levar a uma significativa perda de resistência tal qual ocorre devido à presença de argila na pasta de cimento. Contudo, não é o que se verifica segundo a experiência (Lea, 1970) que mostra resistências mecânicas para concretos curados em atmosfera carregada de CO_2 cujos valores chegam a atingir a quase 9 vezes mais para concretos à base de cal e 1,4 vezes mais para àqueles à base de cimento portland. O primeiro resultado é embaraçoso quando se sabe que a reação $\text{Ca}(\text{OH})_2 + \text{CO}_2 \longrightarrow \text{CaCO}_3\downarrow + \text{H}_2\text{O}$ é acompanhada de um aumento de 12% no volume sólido. Na área de estabilização de solos ocorre situação análoga. Solos contendo CaCO_3 invariavelmente respondem bem à geopolimerização com cal e com cimento. A explicação admitida pelos estudiosos atribui esse fato à não presença de íons H^+ trocáveis no complexo argiloso, bem como à saturação do complexo sortivo com Ca^{+2} e ao já elevado valor do pH (~8,0-8,5), de modo que nem cal nem cimento são consumidos para neutralizar qualquer tipo de acidez mais forte. No entanto é nossa opinião que a matéria requer mais estudo.

Com o intuito de verificarmos o que realmente acontece quando o carbonato está presente, efetuamos experimentos onde a fonte dessa espécie química foi o CaCO_3 pois o uso do Na_2CO_3 é obviamente desaconselhável já que seria introduzido (indiretamente) no sistema o hidróxido de sódio - poderoso ativador pozolânico e fonte de reações secundárias indesejáveis - o que sem dúvida complicaria sobremodo a interpretação dos resultados. A grande desvantagem de CaCO_3 é a sua baixa solubilidade (cerca de $0,005\text{g}/100\text{g H}_2\text{O} \approx 0,055\text{m moles}/100\text{g H}_2\text{O}$ a

25°C), muito menor do que a do hidróxido de cálcio, o que levanta a dúvida do estabelecimento de uma concentração de íons carbonato em solução o suficiente para reverter a geopolimerização. Não obstante, adicionamos às suspensões 1g de CaCO_3 (5% do peso do solo seco) quantidade suficiente para fornecer e manter a solução saturada com íons carbonato. Os resultados e suas análises para as diversas situações encontram-se junto àqueles referentes ao sistema solo/ $\text{Ca}(\text{OH})_2/\text{H}_2\text{O}$ apresentado mais adiante. O quadro a seguir resume os resultados do sistema contendo o carbonato de cálcio.

QUADRO 1

% $\text{Ca}(\text{OH})_2$	1 ^a L	2 ^a L	3 ^a L	4 ^a L	5 ^a L	6 ^a L	$\Delta V(\%)$
1	24	24	25	25	25	25	19
2	26	26	26	26	26	26	24
3	27	27	27	27	27	27	29
4	30	30	30	31	31	31	48
5	27	27	27	27	27	27	29
6	29	29	30	30	30	30	43
8	30	30	32	32	32	32	52
10	35	35	38	38	38	38	81
12	35	35	36	36	36	36	71
15	38	38	40	40	41	41	90

Sistema Solo (Vista Chinesa) + $\text{Ca}(\text{OH})_2$ + CaCO_3 + H_2O

$\text{CaCO}_3 = 5\% \text{ W(solo)}$

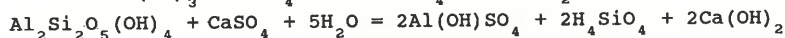
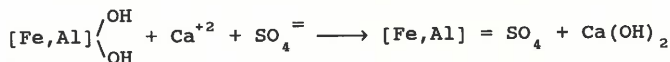
Leituras em (cm^3) ; $L_0 = 21\text{cm}^3$

IV - REAÇÕES SECUNDÁRIAS ENVOLVENDO O CaSO_4 E OS SOLOS

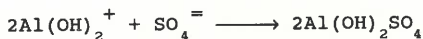
Paralelamente à formação da etringita e dos outros compostos neoformados, não podemos deixar de considerar reações secundárias importantes para o processo, porque são capazes de consumir sulfato, com consequências ainda desconhecidas sobre o equilíbrio químico do sistema.

Diversos autores têm apresentado evidências a favor da reação do sulfato com a paragênese encontrada em solos lateríticos ácidos, justamente os que nos interessam de perto (Shaimberg et al., 1989; Sumner et al., 1986; Farina e Channon, 1988; Alva et al., 1990). Trata-se da assim chamada "auto-calagem", originalmente proposta por Reeve e Sumner (1972) e que envolve essencialmente a troca de ligantes (OH^-) por

(SO₄⁼) localizados na superfície dos sesquióxidos livres, bem como também da caolinita.



É fácil perceber que os íons sulfato são adsorvidos pelas superfícies hidroxiladas com liberação dos grupos hidroxila, originando o hidróxido de cálcio. A reação envolvendo a caolinita tem sido investigada e é aceita porque o pH do sistema aumenta e pequena quantidade de sílica (superior à sua solubilidade) é detectada. Low e Black (citados em Bohn et al., 1985) sugeriram que essa reação pode seguir um outro trajeto químico, pois nem sempre o pH do sistema aumenta de acordo com o esperado.



Esse mecanismo explica o aparecimento da sílica em solução e o não aumento do pH.

No caso em questão essas reações podem ser descartadas uma vez que o pH do ambiente reacional situa-se sempre acima do PCZ da paragênese reativa do solo, criando um escudo de carga negativa na superfície das partículas que impede por repulsão eletrostática a sua interação com os íons SO₄⁼. Tal conclusão foi comprovada por medições da condutância elétrica específica (CEE) de soluções contendo (Ca(OH)₂ + CaSO₄) e adicionadas de solos caoliniticos e sequioxídicos. Os resultados foram exatamente os mesmos obtidos apenas com a solução de Ca(OH)₂, provando que apenas o hidróxido de cálcio é mobilizado apesar da condutância equivalente à diluição infinita do CaSO₄ ser muito menor do que a do hidróxido de cálcio.

Não obstante, outros experimentos nos moldes do MFQ foram efetuados com o intuito de avaliarmos a hipótese da auto-calagem através das variações volumétricas. Para tanto, suspensões aquosas de um latossolo típico (Vista Chinesa) contendo diferentes porcentagens de $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ foram preparadas e os valores das suas (V_v 's) medidas durante um período de ± 15 dias. Os resultados podem ser vistos no quadro seguinte (todas as leituras em cm^3).

Sabendo-se que a leitura para a suspensão solo-água foi igual a 21cm^3 , verifica-se que a adição de sulfato de cálcio de fato exerce uma pequena influência que pode ser devida ou à floculação da fração argilosa cuja concentração aumenta com o tempo devido à desagregação dos microagregados com a agitação, ou então à anteriormente discutida auto-calagem.

QUADRO 2

% CaSO_4	1 ^a -L	2 ^a -L	3 ^a -L	4 ^a -L	5 ^a -L	6 ^a -L	7 ^a -L	8 ^a -L	9 ^a -L	10 ^a -L	ΔV %
3	24	24	24	24	24	24	24	25	25	26	24
5	20	20	21	22	22	22	22	23	23	24	14
7	22	22	23	23	23	23	24	24	24	24	14
9	24	24	25	25	25	26	26	26	26	27	28
11	24	24	25	25	25	26	26	26	26	27	29
13	24	24	25	25	25	26	26	26	27	28	33

Variações volumétricas (%) sistema solo (Vista Chinesa) + $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O} + \text{H}_2\text{O}$

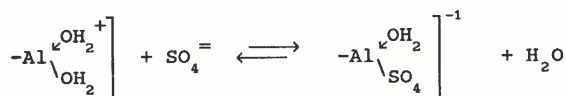
As misturas foram mantidas em repouso total durante 60 dias após a 10^a leitura, quando foram então resuspendidas energicamente e as variações volumétricas medidas. Como mostra o Quadro 3, os resultados foram rigorosamente os mesmos atestando que os materiais já tinham atingido o equilíbrio quando da 10^a leitura.

QUADRO 3

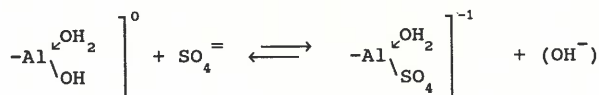
%CaSO ₄ .2H ₂ O	3%	5%	7%	9%	11%	13%
Leitura (cm ³)	26	23	25	28	28	28

(11³) Medição (ΔV%) 60 dias após o término do experimento
Solo (Vista Chinesa) + CaSO₄.2H₂O + H₂O

Nota-se também que para os teores de 5 a 7% de sulfato de cálcio, houve uma queda nos valores de ΔV% com relação à porcentagem de 3%, provavelmente devido à reação química de espécies aluminosas catiônicas localizadas nas faces laterais da caolinita e da gibbsita com o íon SO₄⁼; ou seja, a carga líquida superficial do solo pode ter sido alterada pela troca de ligantes de acordo com o seguinte mecanismo:



ou então:



Entre os teores de CaSO₄.2H₂O 5 e 7% deve ter acontecido uma inversão de carga na superfície dos sesquióxidos, o que pode depender da concentração no solo e da extensão da troca - alterar radicalmente a interação entre a caolinita e os sesquióxidos, desestabilizando estruturalmente o sistema.

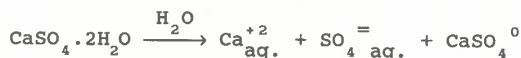
Praticamente não houve alteração significativa após esse tempo suplementar, o que parece indicar que a auto-calagem pelo menos no caso do solo Vista Chinesa, foi rápida e bastante limitada. Sua participação pode ser dada como desprezível ao processo de Variação volumétrica.

Um outro aspecto analisado e também interessante, ainda a esse respeito, é o exame do pH desse sistema.

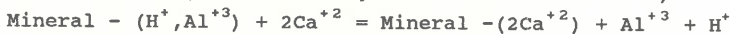
QUADRO 4

SISTEMA QUÍMICO	SOLO (H ₂ O)	SOLO (KCl)	SOLO (Ca ₄ SO ₄)	SOLUÇÃO SAT. CaSO ₄ .2H ₂ O	SUSPENSÕES INCUBADAS CaSO ₄ .2H ₂ O
pH	3,7	4,6	4,4	4,4	5,0-5,2

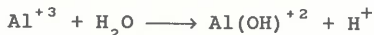
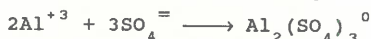
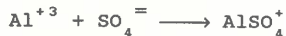
À primeira vista esses resultados são desconcertantes, pois o sulfato de cálcio (2H₂O) é um sal neutro e como tal, desprovido de grupamentos "receptores de protons"; dissociando-se em solução aquosa dá origem aos íons Ca⁺², SO₄⁼ e ao par iônico CaSO₄⁰. O aumento do pH das suspensões pode ser explicado não só pela auto-calagem (20H⁻ ↔ SO₄⁼) mas também pelo deslocamento dos íons H⁺ e Al⁺³ postados nas arestas dos cristais via troca catiônica, com a subsequente "neutralização" pelos íons SO₄⁼ e OH⁻ (proveniente da auto-calagem). Pode-se visualizar isso através das seguintes equações químicas:



(dissolução e dissociação do sulfato de cálcio)



(troca catiônica na superfície dos minerais do solo)



(reações hidrolíticas envolvendo o íon Al⁺³: 3<pH<6)



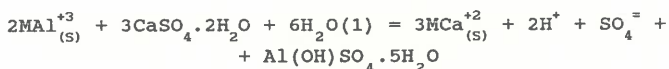
(neutralização do íon H pela cal auto-produzida)



No caso de se adicionar Ca(OH)₂ ao sistema, uma série de outras reações podem ocorrer, como por exemplo:

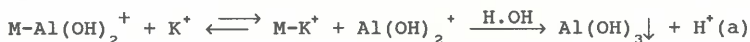


Uma outra prova a favor da auto-calagem é a detecção de neo-minerais alumino-sulfatados como a jurbanita e a basaluminita^(*):



Voltando ao quadro anterior onde são mostrados os valores de pH das suspensões na presença de diferentes eletrólitos, observa-se que na água pura o valor é 3,7 e em solução de KCl-1N esse valor sobe para 4,6. A explicação está na interação do sal com polímeros terminais (arestas) de hidróxido de alumínio e ferro parcialmente neutralizados e adsorvidos nas superfícies minerais.

Podemos entender melhor através das seguintes reações:



Prevalecendo a reação (a) o pH diminui; prevalecendo a reação (b), o pH aumenta. É o que se verifica com o solo utilizado. É a auto-calagem, limitada, mas presente neste caso.

É fácil perceber o quão complexo é o processo e como pequenas variações nas concentrações dos reagentes podem alterar radicalmente o resultado final que se observa e mede. Não obstante tudo indica que a formação da etringita juntamente com as interações eletrostáticas entre os minerais e os do clínquer, mais a ação intrínseca do cimento são os fenômenos causadores do aumento de volume, base do método.

Assim, com o intuito de esclarecer a contribuição de cada um deles, planejamos uma série de experimentos que constaram das medidas de $\Delta V\%$ em várias situações, quatro das quais aqui apresentadas a saber:

(*) basaluminita: $Al_4(OH)_{10}SO_4 \cdot 5H_2O$; jurbanita: $AlSO_4(OH) \cdot 5H_2O$

- (i) sistema (solo + cimento + H_2O)
- (ii) sistema (solo + cimento + solução $CaSO_4 \cdot 2H_2O$)
- (iii) sistema (solo + $Ca(OH)_2$ + H_2O)
- (iv) sistema (solo + $Ca(OH)_2$ + solução de $CaSO_4 \cdot 2H_2O$)

Duas outras situações particulares para fins de comparação foram estudadas e são:

- (a) sistema [solo (ultrasonificado) + 10% $Ca(OH)_2$ + solução de $CaSO_4 \cdot 2H_2O$]
- (b) sistema [solo + 10% $Ca(OH)_2$ + solução $CaSO_4 \cdot 2H_2O$ + 5% $CaSO_4 \cdot 2H_2O(s)$]

O solo foi o mesmo - Vista Chinesa - que é um latossolo câmbico desenvolvido de deposição coluvial, coloração amarela e textura argilo-arenosa. A análise por condutimetria indicou a princípio tratar-se de um solo pouco reativo ($\Delta C^u = 0,22 \frac{mS}{cm/g}$), apesar da sua assembléia mineralógica favorável conforme mostra o Quadro nº 6 (Rodrigues, 1992).

O solo Vista Chinesa foi escolhido por tratar-se de um solo em avançado estado de intemperismo, com acidez elevada e rico em $-AlOOH$ (gibbsita), $-FeOOH$ (goetita) e cerca de 50% de material inerte. O teor de matéria orgânica, em torno de 0,5%, situa-se dentro da faixa aceitável (não prejudicial às reações inorgânicas).

Utilizamos também uma caolinita com boa cristalinidade (Caolinita China Clay, Cornwall/GB) como fonte pura e simultânea de SiO_2 e Al_2O_3 . O mineral foi previamente purificado para eliminar grande parte do quartzo e feldspato grosseiros, por peneiramento a úmido através da peneira 400 mesh ($< 37\mu$). A suspensão peneirada foi evaporada lentamente em banho-maria, duas alíquotas pipetadas de modo a se ter 10g em cada uma e transferidas para provetas de vidro com tampa. Numa primeira preparação adicionou-se 10% de $Ca(OH)_2$ sólido com relação à caolinita seca e $CaSO_4 \cdot 2H_2O$ sólido de modo a se ter 250ppm desse sal em solução. Um outro sistema foi preparado com a diferença de ter sofrido ultrasonificação (45KHz, 3 min.) logo após a adição dos reagentes químicos nas mesmas concentrações anteriores. Após o estabelecimento do equilíbrio, 5% de $CaSO_4 \cdot 2H_2O$ sólido foi adicionado a essa segunda preparação e as

variações volumétricas medidas até o término das transformações. O volume final das suspensões foi igual a 100cm³.

QUADRO 5

PARÂMETRO	5:1		ATAQUE SULFÚRICO				
	pH		%SiO ₂	%Al ₂ O ₃	%Fe ₂ O ₃	%TiO ₂	%R QUARTZO
	H ₂ O	KCl					
Valor	3,7	4,6	10.1	19.2	10.4	1.20	45,6
PARÂMETROS	Limites e Densidade Real		T=1000 ^o C	K ₂ Cr ₂ O ₇	RAZÕES MOLECULARES		
	LL	LP	dr	%ΔP	%MO	Ki	Kr
Valor	46	27	2,77	10,9	0.6	0.89	0.66

Características químicas do solo Vista Chinesa (110^oC)

QUADRO 6

MINERAL	CAOLINITA	GIBBSITA	GOETITA	QUARTZO	TiO ₂ +M.O.
% Solo (<2mm)	22	16	12	46	2

Características Mineralógicas do solo Vista Chinesa (110^oC)
(M.O. = matéria orgânica humificada)

V - RESULTADOS DOS EXPERIMENTOS

Os quadros seguintes mostram os resultados obtidos para aquelas seis situações anteriormente colocadas. Os ensaios foram efetuados com as mesmas provetas e sob as mesmas condições (temperatura, agitação, reagentes químicos). Os resultados apresentados no primeiro Quadro (n^o 7) que segue referem-se à formulação (i) - solo-cimento/H₂O - e são as médias de nove determinações efetuadas no mesmo laboratório e pelo mesmo operador. Os resultados subsequentes são as médias de duplicatas

e em alguns casos triplicatas efetuados pelo mesmo operador. O lapso de tempo entre uma leitura e a outra a seguir foi de ~20 horas.

QUADRO 7

% Ci	3	5	7	9	11	13
ΔV %	130	184	199	192	185	170

Sistema Solo/Ci/H₂O

Deve-se notar o aumento de ΔV (%) até o teor de 7% e a sua subsequente nítida queda. Há casos em que essa queda não é tão acentuada ou inexistente, a ΔV (%) se estabilizando em determinado patamar.

O Quadro (n^o 8) seguinte mostra os resultados quando 250ppm de CaSO₄.2H₂O foram adicionados (num outro ensaio em separado) ao sistema anterior. Temos então, solo + cimento + solução CaSO₄.2H₂O.

QUADRO 8

% Ci	To	1 ^a L	2 ^a L	3 ^a L	4 ^a L	5 ^a L	ΔV %
0	18	21	21	21	21	21	- 0 -
3	18	31	44	50	54	53	157
5	26	48	71	74	70	70	252
7	21	43	68	76	68	67	262
9	23	43	67	75	68	66	257
11	23	43	66	74	68	66	252
13	22	43	64	71	66	65	238

Solo (Vista Chinesa) + Cimento + Solução de CaSO₄.2H₂O

O valor de To significa o valor do volume aparente da mistura imediatamente após o preparo da suspensão e sua sedimentação. É notável o aumento do volume do sedimento entre To e a 3^a/4^a leituras à medida que o teor de cimento aumenta; estando o ensaio definido já na 3^a leitura. A mesma tendência à diminuição das ΔV 's é mantida como anteriormente observado. Interessantemente, os valores de To variaram pouco com o aumento do cimento, atingindo o máximo para o teor de 5%. Novamente aqui algo aconteceu entre 5 e 7% Ci.

A comparação entre os dois casos é mostrada no Quadro nº 9.

QUADRO 9

% Ci	$\overline{AV}$ (%)	ΔV (%) ($SO_4^{=}$)	% DIFERENÇA
3	130	157	+ 21
5	184	252	+ 37
7	199	262	+ 32
9	192	257	+ 34
11	185	252	+ 36
13	170	238	+ 40

Quadro comparativo do ensaio FQ do sistema solo-cimento sem e com adição de $CaSO_4 \cdot 2H_2O$ (em solução)

O simples acréscimo de 250 ppm de $CaSO_4 \cdot 2H_2O$ à mistura solo/cimento foi suficiente para que os valores das ΔV 's aumentassem de 21% (3% Ci) a 40% (13% Ci). Como todos os outros fatores envolvidos foram mantidos constantes, essa diferença pode certamente ser imputada à ação do sulfato extra, que deu origem a uma maior concentração de etringita. Como a concentração do sulfato (tal qual no caso sem sua adição) não foi suficiente para reagir com toda fonte de alumina (gibbsita e a caolinita), o mecanismo discutido de antemão sem dúvida foi operativo já que nos dois casos houve a queda acentuada dos volumes (examine os quadros tanto no sentido vertical quanto horizontal).

5.1 - Os Sistemas Solo + $Ca(OH)_2$ + H_2O (+ $CaSO_4 \cdot 2H_2O$)

O quadro que segue ilustra os resultados do ensaio FQ adicionado de hidróxido de cálcio.

A simples inspeção do quadro mostra imediatamente uma série de diferenças entre o (solo/cal) e o (solo-cimento).

QUADRO 10

% Ca(OH) ₂	1 ^a L	2 ^a L	3 ^a L	4 ^a L	5 ^a L	6 ^a L	7 ^a L	8 ^a L	9 ^a L	10 ^a L	ΔV %
1	22	22	22	22	22	22	23	23	23	24	14
2	24	24	24	24	24	24	25	25	25	26	24
3	26	26	26	26	26	26	26	26	26	26	24
4	29	29	29	30	30	30	30	30	30	30	43
5	25	25	25	25	26	26	26	26	26	26	24
6	26	26	26	26	26	27	27	27	27	28	33
8	24	24	24	24	24	24	24	25	25	28	33
10	28	28	28	28	28	29	29	29	29	31	48
12	29	26	27	27	27	27	27	28	28	31	48
15	30	30	30	30	30	30	31	31	31	34	62

Sistema Solo (Vista Chinesa) + Ca(OH)₂ + H₂O

As variações de volume são muito menores com a cal e para cada teor do hidróxido, o equilíbrio é mais lentamente atingido, quanto maior o teor de cal. Uma grande diferença é que no (solo/cal) as ΔV's aumentaram continuamente (houve a queda em 5% Ca(OH)₂) mas a partir daí o aumento foi retomado. Algo não identificado ocorreu entre 3,4 e 5% de Ca(OH)₂. De 10-12% Ca(OH)₂ para 15% a estruturação do sistema ganhou força pois a diferença entre as ΔV's foi bem maior do que para os teores anteriores a 10%. É interessante notarmos que 3% de Ca(OH)₂ corresponderam também a 3% de CaSO₄ (ΔV's=24%) e que praticamente 9,11 e 13% de CaSO₄.2H₂O equivaleram a 6 e 8% de Ca(OH)₂ (ΔV's=33%).

Obviamente a interação química verdadeiramente pozolânica entre o solo e a cal é lenta. Para o teor de 15% de Ca(OH)₂ a ΔV=43% atingiu um mês após o valor ΔV₁₀=62%. A variação dos volumes dos sedimentos para os teores 1 e 15% na 10^a leitura foi de apenas 10cm³ contra 81cm³ para o caso do cimento.

Em seguida a esse sistema (em ensaio separado, novo ensaio) adicionamos os 250ppm de CaSO₄.2H₂O. Os resultados são mostrados no Quadro (n^o 11).

QUADRO 11

% Ca(OH ₂)	To	1 ^a L	2 ^a L	3 ^a L	4 ^a L	5 ^a L	ΔV %
1	22	24	24	24	24	24	14
2	22	29	34	34	34	34	62
3	21	28	36	38	37	36	81
4	24	30	38	39	39	38	86
6	21	27	36	42	42	41	100
8	22	29	40	44	44	44	109
10	29	38	46	44	44	43	119
12	29	41	49	46	46	44	113
15	34	47	49	48	47	47	133

Sistema Solo (Vista Chinesa) + Ca(OH)₂ + CaSO₄.2H₂O (Solução)

Neste caso o valor de To permaneceu praticamente constante até o teor de 8% de Ca(OH)₂ quando sofreu nítido aumento a partir de 10%. Diferentemente do (solo/cimento) os valores de ΔV(%) aumentaram continuamente até 12% quando então parece passar a haver a tendência à estabilização. Novamente o ensaio se define com apenas três leituras. Também é francamente evidente neste sistema que a adição do CaSO₄.2H₂O leva à transformação do aluminato de cálcio hidratado em sulfoaluminato de cálcio hidratado (etringita) como atestam os valores das variações volumétricas verificadas entre os dois casos.

Os quatro sistemas são resumidos para fins de comparação no quadro logo abaixo:

QUADRO 12

% Ci	3	5	7	9	11	13
% Cal						
ΔV% Cal H ₂ O	24	24	33	40	42	48
ΔV% Cal CaSO ₄	81	95	105	114	126	133
ΔV% Ci H ₂ O	130	184	199	192	185	170
ΔV% Ci CaSO ₄	157	252	262	257	252	238

Concluímos que a ação do Ca(OH)_2 puro seja pela compressão da DCE seja pela sua ação química contribui modestamente (não só neste caso, mas em outros já analisados e não relatados) para as variações volumétricas observadas e base do MFQ. Foi alcançada uma V_v máxima igual a 48% para um teor de $\text{Ca(OH)}_2=13\%$, sendo que do ponto de vista (macro) estrutural não foi possível a observação mesmo após 30 dias de uma nítida estruturação até para 15% de Ca(OH)_2 , mas apenas e tão somente uma pequena estratificação da fração fina na parte superior do sedimento certamente proveniente da destruição de microagregados pela agitação. Em contrapartida, a adição do sulfato de cálcio (sem ser em excesso) produziu um substancial aumento do volume dos sedimentos (de 177% a 296% para 13% e 5% de Ca(OH)_2 , respectivamente).

No caso dos sistemas solo-cimento, o panorama é ainda mais acentuado ficando patente a ação intrínseca do cimento quando comparado aos outros sistemas. De novo, a adição de pequena quantidade de CaSO_4 originou o aumento do volume dos sedimentos (de 21 a 40%) devido à maior e mais volumosa formação da etringita.

É notável que contrariamente ao solo-cimento, as misturas preparadas com hidróxido de cálcio não sofreram queda abrupta nos valores de $\Delta V(\%)$. A mistura solo-cal-sulfato teve sua máxima $\Delta V\%$ estacionada em 13% de Ca(OH)_2 enquanto naquelas solo-cal o acréscimo foi contínuo até 15% de Ca(OH)_2 talvez mostrando que as reações pozolânicas provocando microcimentações localizadas, continuam a ocorrer não permitindo que a estrutura ($\pm$ cimentada) do sedimento atinja um estado de equilíbrio.

Já com o cimento, verificou-se justamente o contrário.

$A(V_v)$ atinge um máximo e aí permanece ou via de regra diminui, às vezes abruptamente. Esse fenômeno que muito nos intrigou durante bastante tempo, tem origem e explicação na química dos hidrosulfoaluminatos de cálcio reavaliada e exposta anteriormente. Ela ocorre porque a etringita inicial e rapidamente formada, esgota juntamente com os argilominerais do solo o estoque de íons $\text{SO}_4^{=}$ bem como do Ca(OH)_2 , tornando-se

instável e transformando-se na forma monosulfatada e/ou em taumasita. Os dois outros experimentos anteriormente anunciados foram planejados para verificar essa hipótese.

Examinemos inicialmente o solo (Vista Chinesa) para a primeira situação: (a) solo + 10% Ca(OH)_2 + 250ppm $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ + [5% $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ (sólido)]. A suspensão foi ultrasonificada durante alguns minutos (45KHz) imediatamente após o seu preparo, sendo então transferida para a proveta. Os resultados são mostrados abaixo (Quadro 13):

QUADRO 13

LEITURA	To	1ªL	2ªL	3ªL	4ªL	5ªL	ADIÇÃO DO $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ (sólido)					
							1ªL	2ªL	3ªL	4ªL	5ªL	6ªL
V(cm ³)	67	72	70	70	70	70	74	84	90	95	97	100
ΔV(%)	219	243	233	233	233	233	252	300	GELIFICAÇÃO			
									329	352	362	376

Solo (Vista Chinesa) + 10% Ca(OH)_2 + 250ppm (SO_4^{--}) +
+ (5% CaSO_4 sólido) (com ultrasson)

A ultrasonificação da mistura elevou o valor de To de 29cm³ para 67cm³ (38% a 219% para as V_v's, respectivamente) e já na primeira leitura (20 horas após) - adicionado apenas das 250ppm de sulfato de cálcio - o valor da ΔV% atingiu o seu máximo, mantendo-se estacionado durante quatro dias quando então voltou a crescer ininterruptamente após a adição do $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ sólido (em relação; ao peso do solo) até o sedimento ocupar todo o volume disponível (100cm³) correspondendo a uma variação volumétrica igual a 376%. Verificamos que a partir da 3ª leitura após a adição da gipsita, a suspensão tornou-se cada vez mais viscosa até transformar-se num espesso gel insedimentável (praticamente um xerogel). O efeito da aplicação do ultrassom (que destrói todos os microagregados individualizando totalmente os grãos de silte e areia e tanto quanto possível os cristais de argila dos sequióxidos livres) também fica claro quando se

comparam as leituras desse sistema sem a operação de desagregamento prévio (Quadro 13 x Quadro 14).

(b) Solo (Vista Chinesa) + 10% $\text{Ca}(\text{OH})_2$ + 250ppm $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ (+5% $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ sólido).

Este experimento é análogo ao anterior; apenas a suspensão da mistura não sofreu a ação do ultrassom.

O Quadro mostra os resultados obtidos.

QUADRO 14

LEITURA	1ª-L	2ª-L	3ª-L	4ª-L	5ª-L	6ª-L	ADIÇÃO DO $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ (sólido)				
							1ª-L	2ª-L	3ª-L	4ª-L	5ª-L
V(cm^3)	53	56	57	65	69	70	76	88	94	95	95
ΔV(%)	152	167	171	209	228	233	262	GELIFICAÇÃO			
								319	348	352	352

Solo (Vista Chinesa) + 10% $\text{Ca}(\text{OH})_2$ + 250ppm ($\text{SO}_4^{=}$)
(+5% $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ sólido)

Repare que neste caso também houve diferenças significativas. Na presença do sulfato a 1ª leitura (1 dia após) foi de 53cm^3 contra 39cm^3 na sua ausência, um aumento de 39,5% (81% para 152% em ΔV%). Após a 6ª leitura o sulfato sólido foi adicionado ao (mesmo) sistema verificando-se novamente a retomada do aumento do volume do sedimento, quando então a partir da 2ª leitura iniciou-se a gelificação até o valor de ΔV% estacionar em 352%. Ambas as amostras - com e sem tratamento ultrassônico - comportaram-se do mesmo modo na presença de excesso de sulfato de cálcio, diferindo apenas na intensidade das variações volumétricas. A suspensão que não sofreu o tratamento ultrassônico levou o mesmo tempo para transformar-se numa massa viscosa e homogênea, sem microagregados visíveis, com relação à que foi desagregada. É como se os íons Ca^{+2} , SO_4^{+} e OH^- em solução penetrem mais ou menos lentamente, por difusão, no interior dos nódulos argilosos cimentados pelos sesquióxidos, aí reagindo para originar os compostos discutidos no decorrer

deste trabalho, principalmente a etringita, que por absorção de água via osmose ou devido à sua cristalaização num volume restrito, acabando por levar à completa destruição desses nódulos. Isso é visível a olho nú na maioria dos solos contendo nódulos cimentados.

5.2 - Os Sistemas Caolinita - Ca(OH)_2 - $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$

Os Quadros 15 e 16 contêm os resultados.

A caolinita encontra-se naturalmente no estado floculado, ocupando após a sedimentação e estabelecido o equilíbrio, um volume igual a 24cm^3 . Após a adição dos reagentes apurou-se a seguinte situação mostrada no Quadro 15.

QUADRO 15

LEITURA Nº	To	1ª	2ª	3ª	4ª	5ª	6ª	7ª	8ª	9ª	10ª	11ª	12ª	13ª
Volume (cm^3)	24	26	26	26	30	30	30	30	35	36	41	46	46	45
$\Delta V\%$	0	8	8	8	25	25	25	25	46	50	71	92	92	88

Sistema Caolinita (Ch.Clay) + 10% Ca(OH)_2 +
Solução $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ (250ppm)

Durante os sete primeiros dias o sistema permanece num estado latente quando então sofre uma brusca alteração ($\Delta V(\%)$ passa de 25% para 50%, dobra em apenas 48 horas) e continua aumentando por mais 2 a 3 dias até se estabilizar em $\Delta V = 92\%$. Uma conclusão imediata, é a de que uma pequena quantidade de sulfato naturalmente presente num solo, mesmo não existindo uma fase puramente aluminosa, acaba sendo mais cedo ou mais tarde prejudicial quando a estabilização com cal é o método escolhido. Certamente no campo, as consequências não devem ser tão rápidas quanto o são no laboratório, porém, quando se fazem notar já é tarde para se evitar o pior.

A interação da caolinita com o $\text{Ca(OH)}_2/\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ começa muito lentamente pois é preciso que o hidróxido de cálcio degrade parte da sua estrutura liberando sílica (que deve ser

posta fora de ação) e alumina (que forma os aluminatos hidratados), após o que, o processo é acelerado sem dúvida pelo início da formação dos hidrosulfoaluminados. Quando o sulfato se esgota, a velocidade cai e a variação volumétrica ou se mantém (se o equilíbrio químico foi atingido) ou sofre uma queda mais ou menos acentuada que depende da existência ou não de excesso de Ca(OH)_2 no meio racional, o que evita ou retarda as reações químicas que desestabilizam o mineral sulfatado.

Assim, quando os "domínios" de partículas de caolinita são desfeitos pelo ultrassom, e há excesso tanto de Ca(OH)_2 quanto de $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$, a velocidade da interação é muito maior (menos de 24hs são suficientes para $\Delta V(\%)$ saltar de 6 para 20%), progredindo então mais lentamente até a adição do $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ sólido quando sofre um decréscimo (adaptação a uma nova condição?) e passa a responder depois de menos de 40hs bem mais rapidamente até atingir um valor de $\Delta V(\%) = 40\%$ (com relação a $T_0 = 50\text{cm}^3$) com $\Delta V = 192\%$ (com relação a $T_0 = 24\text{cm}^3$). É importante fazer notar que neste caso onde o ultrassom foi utilizado, a suspensão tornou-se parcialmente gelatinosa algum tempo após a adição do sulfato de cálcio sólido. O Quadro 16 mostra os resultados.

Para que se possa avaliar melhor como a suspensão se altera radicalmente, a partir de densidade (real) da caolinita e dos valores dos volumes dos sedimentos, calculamos uma série de parâmetros físicos bastante esclarecedores. Tomando para densidade da caolinita o valor de $2,70\text{g/cm}^3$ temos então que:

QUADRO 16

CAOLINITA + 10% $\text{Ca}(\text{OH})_2$ + $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ (solução) + ultrason (45KHz)							ADIÇÃO DE $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ (5%) SÓLIDO					
To'	1 ^a L	2 ^a L	3 ^a L	4 ^a L	5 ^a L	6 ^a L	7 ^a L	8 ^a L	9 ^a L	10 ^a L	11 ^a L	12 ^a L
50 cm ³	53	60	63	64	64	64	60	60	66	69	70	72
ΔV (%)	121	150	162	167	167	167	150	150	175	187	192	200
SUSPENSÕES CONTENDO 5% $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$												
To'	13 ^a (1)	14 ^a L	15 ^a L	16 ^a L	17 ^a L	18 ^a L	19 ^a L	20 ^a L	21 ^a L	22 ^a L		
50 cm ³	74	77	77	80	80	82	88	84	82	82		
ΔV (%)	208	221	221	233	233	242	267	250	242	242		

Sistema Caolinita (China Clay)+10% $\text{Ca}(\text{OH})_2$ + $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ (sól.)

(*) Variações volumétricas percentuais com relação ao valor $T_o = 24\text{cm}^3$; $T_o' = 50\text{cm}^3$, valor do volume do sedimento após ultrassonificação imediatamente após a adição dos reagentes $[\text{Ca}(\text{OH})_2$ e solução $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}]$

(1)

Início da gelificação da suspensão.

(i) peso específico aparente da caolinita seca e no estado solto (fôfa): $\rho_{sa} = 0,223\text{g/cm}^3$; volume absoluto da caolinita: $V_o = 3,70\text{cm}^3$.

(ii) peso específico aparente caolinita (10g) em 100ml H_2O (após sedimentação): $\rho_a' = (10/24) = 0,42\text{g/cm}^3$.

(iii) capacidade de oclusão de água (%); Coa:

(a) caolinita (10g) + H_2O : Coa=203%

(b) caolinita (10g) + 10% $\text{Ca}(\text{OH})_2$ + solução $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$

(11^aL): Coa=423%

(c) caolinita (10g) + 10% $\text{Ca}(\text{OH})_2$ + solução $\text{C}\bar{\text{S}}\text{H}_2$

(ultrassom, T_o): Coa=463%

(d) caolinita (10g) + 10% $\text{Ca}(\text{OH})_2$ + solução $\text{C}\bar{\text{S}}\text{H}_2$

(ultrassom, 19^aL): Coa=843%

(iv) peso específico aparente da suspensão (base seca): $[\text{g/cm}^3]$

(a) 0,746

(b) 0,2

(c) 0,20

(d) 0,114

- (v) peso específico real da suspensão (g/cm^3):
 (a) 1,14 (b) 1,14 (c) 1,13 (d) 1,07
- (vi) volume de água ocluída pela caolinita (cm^3):
 (a) 20,3 (b) 11,4 (c) 12,5 (d) 22,8
- (vii) índice de expansão livre (adimensional):
 (a) 5,5 (b) 11,4 (c) 12,5 (d) 22,8
- (viii) porosidade (poros preenchidos com solução), [%]:
 (a) 95 (b) 98 (c) 98 (d) 99

Os mesmos cálculos podem ser feitos para os outros sistemas.

5.3 - Os Sistemas Contendo CaCO_3 e/ou $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$

Foram feitos dois experimentos distintos no sentido de avaliar a influência do íon carbonato no MFQ. No primeiro deles, às suspensões solo-cimento foi adicionado 5% de CaCO_3 com relação ao peso do solo seco (20g), ou seja, 1g de CaCO_3 ; no segundo, a essa mesma formulação foi adicionado 1% de $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ com relação ao peso do solo seco, ou seja, 0,20 do sulfato.

O Quadro 17 mostra os resultados para o primeiro caso.

QUADRO 17

% Ci	To	1 ^a L	2 ^a L	3 ^a L	4 ^a L	5 ^a L	6 ^a L	7 ^a L	8 ^a L	9 ^a L	10 ^a L	ΔV %
3	24	34	40	40	39	38	38	36	36	36	35	90,5
5	22	42	64	63	62	60	60	58	56	56	55	205
7	24	48	74	71	68	66	65	63	62	62	60	252
9	23	52	77	72	71	70	69	69	66	64	64	267
11	24	53	73	70	69	68	67	67	64	64	64	248
13	24	52	72	69	68	66	66	65	64	62	62	243
15	26	53	75	70	68	67	67	67	64	64	64	257

Sistema solo (Vista Chinesa) + Cimento + 5% CaCO_3
 (% peso solo)

De início é visível a grande diferença entre esse sistema e aquele contendo $\text{Ca}(\text{OH})_2$ no lugar do cimento (Quadro 2). Já na 1^a e 2^a leituras os resultados diferem enormemente. Com relação ao sistema (cimento + solução de $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$), tirando o teor de cimento igual a 3% ($\Delta V\% 90 \times 157\%$), os outros resultados são praticamente iguais - não sendo possível afirmar

categoricamente haver diferença significativa entre os dois sistemas. Contudo, com relação ao (solo-cimento) a diferença é nítida, para todos os teores menos novamente para 3% CP. Está claro que a presença do $\text{CaCO}_3(\text{s})$ não perturba o processo químico de dosagem FQ do solo-cimento; pelo contrário, parece-nos que participa fortalecendo a estrutura de coagulação formada. Tal fato fica também evidenciado quando se compara os sistemas (solo- $\text{Ca}(\text{OH})_2\text{-CaCO}_3$) e (solo- $\text{Ca}(\text{OH})_2$); Quadros 2 e 10, respectivamente. As variações volumétricas são maiores na presença do CaCO_3 . Tudo indica que a calcita não interfere na formação dos silicatos, aluminatos e principalmente da etringita como se supôs de ante-mão, ou então o faz muito lentamente, para as condições naturais do ensaio. Apesar de Lea (1970) relatar a síntese dos compostos C_3SCH e C_2CH obtidos por tratamento hidrotermal, parece-nos mais plausível a explicação de Moskvim et al. (1983) acerca da formação de hidrocarboaluminatos análogos aos hidrosulfoaluminatos, os quais podem inclusive apresentar substituição isomórfica do Al^{+3} pelo Fe^{+3} .

Também interessante é esse sistema adicionado do $\text{CaSO}_4.2\text{H}_2\text{O}$, cujos resultados estão no Quadro 18.

QUADRO 18

% Ci	To	1 ^a L	2 ^a L	3 ^a L	4 ^a L	5 ^a L	6 ^a L	7 ^a L	8 ^a L	9 ^a L	10 ^a L	AV %
3	22	30	39	40	40	40	40	40	40	40	39	90,5
5	23	41	58	58	57	57	56	55	54	54	54	176
7	23	43	70	66	64	62	62	60	60	60	60	233
9	23	45	73	64	64	62	62	61	60	60	60	248
11	24	46	66	60	59	58	58	58	58	58	57	214
13	25	46	70	64	64	63	63	62	60	60	60	233
15	25	46	68	65	62	62	62	60	60	60	58	224

Solo (Vista Chinesa) + Cimento + [5% CaCO_3 + 1% $\text{CaSO}_4.2\text{H}_2\text{O}$ (% peso solo)]

Com relação ao sistema carbonatado, constatamos que mesmo na presença de $\text{CaSO}_4.2\text{H}_2\text{O}$ as AV(%)'s foram sempre menores o que pode indicar ou dificuldade dos hidrosulfoaluminatos se formarem, ou sua decomposição parcial pelo íon carbonato, ou ainda a formação de hidrocarboaluminatos e/ou silicatos de menor capacidade expansiva e cimentante. Por outro lado, temos a

certeza da participação do carbonato devido ao fato (apesar da concentração do sulfato ter sido de apenas 1%) de em momento algum a suspensão sequer ter dado sinal de que poderia vir a gelificar, embora sua viscosidade tenha nitidamente aumentado. Note que em ambos os casos o teor de cimento resultante foi o mesmo.

No presente momento amostras estão sendo preparadas para um detalhado exame difratométrico no sentido de se tentar identificar os compostos formados, especialmente com relação à participação do ferro e do carbonato. Os resultados serão divulgados num outro trabalho, juntamente com análises químicas das soluções⁽¹⁾.

Não obstante, quando examinamos os sistemas anateriores contendo CaCO_3 a um prazo mais longo, verificamos a inequívoca tendência de ambos sofrerem grande diminuição nas $\Delta V(\%)$'s com o passar do tempo. A partir das $3^{\text{as}}/4^{\text{as}}$ leituras começa a queda nos volumes dos sedimentos, certamente devido à formação de compostos carbonatados às expensas dos sulfatados, incluindo a taumasita. Se tal queda implica numa diminuição na resistência mecânica das misturas ainda não sabemos. Sabe-se porém que via de regra todo solo contendo CaCO_3 reage bem com Ca(OH)_2 , originando resistência mecânicas (compressão simples) plenamente satisfatórias. A análise do Quadro 2 (solo + Ca(OH)_2 + CaCO_3) mostra que pelo menos no intervalo de tempo do experimento não houve queda nos valores das variações volumétricas, que se mativeram estáveis durante todo o ensaio.

Fica contudo o registro de que ensaios mecânicos tem que ser feitos para esclarecer esse ponto no processo de geopolimerização de solos carbonatados, com cimento.

(1) A etringita já foi detectada e identificada nas amostras gelificadas e no sistema solo- Ca(OH)_2 - $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ (Quadro 12).

VI - CONCLUSÕES

O Quadro 20 resume os resultados para as máximas $\Delta V(\%)$'s obtidas nos diversos ensaios, sendo bastante esclarecedor com relação às diversas situações. Por fim, um exemplo perfeito sobre a participação dos sulfatos na estabilização de solos e de como o simples Método Físico Químico poderia ter evitado um dos grandes fracassos da engenharia civil: em 1976 a prefeitura de Las Vegas, estado de Nevada (EUA) decidiu estabilizar com cal (calcítica) 2,75 milhas da duplicação de Stewart Avenue, larga avenida que dá acesso ao centro da referida cidade, pois a economia seria de US\$ 300.000 dólares. Contudo, já 2 anos após a conclusão da obra foram observados os primeiros sintomas que se agravaram três anos mais tarde até que ao final de oito anos no total, 2/3 do trecho estabilizado encontravam-se totalmente danificados tendo que ser refeitos agora a um custo de US\$ 2.700.000,00 dólares.

Após investigações detalhadas descobriu-se a causa do acontecimento: a formação da etringita e da taumasita a partir dos sulfatos originalmente presentes no solo ($1,5\% \text{ Na}_2\text{SO}_4$ em peso e grandes quantidades de $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$, CaCO_3 e $\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$).

QUADRO 19

SISTEMA QUÍMICO (SUSPENSÕES SOLO + REAGENTES + H_2O)
Solo + H_2O : $\text{Vo}=21\text{cm}^3$, $\Delta\text{V}=0\%$
Solo + $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$: $\Delta\text{V}=33\%$
Solo + $\text{Ca}(\text{OH})_2$: $\Delta\text{V}=48\%$
Solo + $\text{Ca}(\text{OH})_2$ + CaCO_3 : $\Delta\text{V}=90\%$
Caolinita + $\text{Ca}(\text{OH})_2$ + $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ (solução): $\Delta\text{V}=92\%$
Solo + $\text{Ca}(\text{OH})_2$ + $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ (solução): $\Delta\text{V}=133\%$
Solo + Cimento: $\Delta\text{V}=199\%$
Solo + Cimento + $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ (s) + CaCO_3 (s): $\Delta\text{V}=248\%$
Solo + Cimento + $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ (solução): $\Delta\text{V}=262\%$
Solo + Cimento + CaCO_3 (s): $\Delta\text{V}=267\%$
Solo + $\text{Ca}(\text{OH})_2$ + $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ (sólido): $\Delta\text{V}=267\%$
Solo + $\text{Ca}(\text{OH})_2$ + $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ (sólido): $\Delta\text{V}=352\%$
Solo + $\text{Ca}(\text{OH})_2$ + $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ (sólido) + ultrassom: $\Delta\text{V}=376\%$

Cimento Portland - CP320 (Cia.Cimento Mauá)
 Composto aproximadamente por 98% de clínquer e 2% de
 sulfato de cálcio; e cuja composição mineralógica
 aproximada é: $C_3S=70\%$; $C_2S=15\%$; $C_4AF=10\%$

Todos os ensaios rotineiros de mecânica dos solos utilizados na fase de caracterização e construção da rodovia não foram capazes de dar indicações acerca do problema (Mitchell, 1986). Não se sabe ainda hoje porque a formação do sulfoaluminato, do carbo-sulfossilicoaluminato de cálcio hidratados foi relativamente lenta (3 a 5 anos), aí residindo uma falha fatal na metodologia mecânica - a não demonstração em tempo hábil (28 a 90 dias, por exemplo) desse tipo de problema que o MFQ certamente acusaria, levando a um exame químico-mineralógico mais profundo que sem dúvida evitaria o problema e o prejuízo.

BIBLIOGRAFIA

- LARIANOVA, Z.M., (1976), Stability of ettringite in cement systems, Proc. 6th Int. Congr. Cement Chem., 2(2), Moscow.
- MEHTA, P.K. e Klein, A., (1966), Spec. Rep. HRB, n° 90, 328.
- GOUDOVICH, L.A., (1948), News in Science and Tecnology of Cement, 9, pg. 11.
- FATALIEV, S.A. e Imanov, A.M., (1972), J. Appl. Chem. USSR, vol. 45(4), 752.
- GOUDA, G.R., Roy, D.M. e Sarkar, A., (1975), Thaumasite in deteriorated soil-cements, Cement Concrete Res., 5, 519.
- KOLLMAN, H., Strubel, G. e Trost, F., (1977), Tonindustrie Zeitung, 101(3), 63.
- KOLLMAN, H., Giessener Geologische Schriften, 18, Giessen, 159pg., Germany.
- KOLLMAN, H., e Strubel, G., (1981), Chemical Erde, 40, Giessen, 110, Germany.
- NOWORYTA, A., (1981), On the removal of silica from aluminate solutions. Hydrometallurgy, 7, pg. 99.

- RAMACHANDRAN,U.S., Feldman, R.F. e Beaudoin,J.J., (1981), Concrete Science, Cap.X, pg.389, Ed.Heyden (London).
- SHAIMBERG,I., Sumner,M.E., Miller,W.P., Farina,M.P.W., Pavan,M.A.,Fey,M.V., (1989), Use of gypsun in soils: a review, Advances in Soil Science, 9, pg.1.
- FARINA,M.P.W. e Channon,P., (1988), Acid sub-soil amelioration: II:gypsun effects, Soil Sci.Soc.J., 52, 175.
- ALVA,A.K., Sumner,M.E. e Miller,W.P., (1960), Reactions of gypsun in highly weathered acid soils, SSSAP, 54, 993.
- BOHN,H.L., Mcneal,B.L. e O'Connor,G.A., (1985), Soil Chemistry, 2nd ed., Cap.7, pg.190, J.Wiley-NY.
- MITCHELL,J.K., (1986), Pratical problems from surpraising soil behavior, The 20th Terzaghi Lecture, J.Geotech. Eng. (ASCE), vol.112(3) pg.259.

MARILDA SERRA ÁVALOS
E
ELDEMIR PEREIRA DE OLIVEIRA

PRÉ-MISTURADO A FRIO DE GRADUAÇÃO ABERTA,
UTILIZANDO AGREGADOS DA REGIÃO DE CUIABÁ

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
FACULDADE DE TECNOLOGIA E ENGENHARIA
UNIVERSIDADE FEDERAL DE MATO GROSSO

CUIABÁ - MATO GROSSO
1.993

S U M Á R I O

	PÁGINA
APRESENTAÇÃO	
1 - INTRODUÇÃO	4
2 - GENERALIDADES	6
3 - MATERIAIS UTILIZADOS	8
3.1. Ligante	8
3.2. Agregados	10
3.2.1. Classificação dos Agregados Utilizados no P.M.F.	14
3.2.1.1. Agregado Graúdo	14
3.2.1.2. Agregado Miúdo	16
3.2.2. Origem dos Agregados Utilizados no PMF	16
3.2.2.1. Guia	16
3.2.2.2. São Vicente	17
3.2.2.3. Rio Cuiabá	18
3.2.3. Características dos Agregados Utiliza dos no P.M.F.	19
4 - PROJETO DE MISTURA	33
4.1. Considerações sobre o Método Marshall Modi ficado	33
4.2. Relatório de Laboratório	36
5 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES	63
6 - APÊNDICE	67
7 - BIBLIOGRAFIA	78

APRESENTAÇÃO

Numa época de escassez de recursos e aumento de necessidades por obras e serviços essenciais ao desenvolvimento de ruas e malhas viárias, é importante o emprego de alternativas técnicas mais econômicas que possibilitem o equilíbrio entre a demanda e a realização de tais obras, sem prejuízo da qualidade.

Nesse sentido realizamos este trabalho, com o objetivo de trazer ao nosso Estado, ainda carente de meios de circulação viária, uma contribuição técnica com uma série de informações básicas para a adequação de utilização dos materiais da região.

Vale destacar, a par do seu aspecto acadêmico e científico, a participação efetiva de alunos e docentes da UFMT, na realização deste trabalho, possibilitando-lhes a integração dos conhecimentos teóricos com a prática, aperfeiçoando-os profissionalmente.

1 - INTRODUÇÃO

Observando de há muito, o que se tem feito com o PRÉ-MISTURADO A FRIO (PMF) nos serviços de pavimentação (regularização, base, conservação), aliadas às informações nos últimos Congressos de Pavimentação, verifica-se a tendência de se marginalizar o PMF em serviços de relevância, devido a vários insucessos registrados. Com isso, muitos órgãos rodoviários, inclusive o próprio D.N.E.R., tem procurado evitar a sua utilização. Isto tem deixado no meio técnico de pavimentação uma idéia incorreta de que se trata de uma mistura "problemática ou péssima". Assim, tem-se visto o PMF, sempre, como última opção ou restrito apenas ao serviços de "tapa-buraco".

Estudos e análises mais detalhadas sobre o PMF tem comprovado que as falhas ocorridas estão comumente associadas à inobservância de uma ou mais exigências fundamentais quanto a maneira correta da escolha dos materiais, da elaboração do projeto e da execução da mistura.

A elaboração de um bom projeto de mistura, deve partir do princípio que os seus projetistas conheçam bem as características físicas dos agregados à sua disposição e o seu comportamento em relação ao ligante escolhido.

Lembrando da vasta área que forma o Brasil e

que há variação de clima, geografia etc., de região para região, conclui-se que se deve dar maior atenção aos estudos e pesquisas dos materiais regionais com suas particularidades.

Esse trabalho, ainda que modesto em sua realização e por ser o início de uma série que deve ter continuidade, se propõe a estudar o PMF de graduação aberta utilizando a princípio, os agregados de maior destaque no comércio de Cuiabá e emulsão asfáltica catiônica.

Pretende-se com isto que os projetistas e executores de obras de pavimentação nesta região, tenham à sua disposição, informações e parâmetros que os auxiliem na realização de projetos de misturas que resultem em rodovias seguras, econômicas e duráveis.

2 - GENERALIDADES

O PRÉ-MISTURADO A FRIO (PMF), a ser empregado em uma camada de pavimento é uma mistura interna devidamente dosada de material betuminoso (emulsão asfáltica ou asfalto diluído) e de agregados minerais (pedra britada, areia etc.) cujo preparo não haja pré-aquecimento dos materiais empregados, devendo ser espalhada e comprimida à frio. De acordo com a granulometria empregada o PMF pode ser denso (muito finos) ou aberto (pouco finos).

Neste trabalho desenvolver-se-ão misturas para o Pré-Misturado a Frio de graduação aberta com emulsão catiônica. Esta é uma mistura de grande produção, perfeitamente controlável, de alta flexibilidade e que desenvolve alta coesão durante a rolagem, podendo e, até mesmo, aconselha-se liberar o tráfego em seguida, sem que isto cause nenhum perigo de desagregação. Tem a vantagem sobre outros, de não ser poluente do ar, não causar problemas de segurança quanto a incêndio e queimaduras, o que o torna recomendável em zonas urbanas ou centros populacionais.

O PMF de graduação aberta vem sendo aplicado em obras de pavimentação como camada de regularização, reforço, "binder", recapeamento de estradas e vias urbanas e até mesmo como capa de rolamento. Tem-se verificado a preferência dos técnicos e administradores municipais no recapeamen

to dos velhos paralelepípedos e poliédricos, quer como reforço para evitar escorregamento de capas delgadas ou de projeção de juntas com fatais trincas e processo acelerado de desagregação. Como exemplo deste tipo de trabalho, cita-se a rodovia Itajaí-Balneário Camboriú, que teve seus paralelepípedos revestidos com uma camada de pré-misturado aberto a frio e lama asfáltica com capa selante. Ainda como exemplo de misturas abertas aplicadas em camada de base, regularização ou reforço, é citado a Via Anchieta, Anhanguera à Sumaré - BR-116 (Fucks-Santa Cecília/SC), SP-310 (Rio Claro-São Paulo), SP-316 (Jaboticabal-Bebedouro), restauração e duplicação da Rio Teresópolis, BR-101 (SC) etc., correções de trechos exsudados que foram completamente restaurados, como no caso de Morretes à Paranaguá, ficando exposto ao tráfego por 3 anos em perfeitas condições, quando então recebeu uma capa de rolamento de concreto asfáltico.

Nos recapeamentos que se requer elevadas espessuras betuminosas, alta flexibilidade e resistência imediata ao tráfego é bem mais vantajoso a aplicação de um PMF de gradação aberta se a emulsão foi devidamente escolhida.

3 - MATERIAIS UTILIZADOS

3.1. Ligante

O ligante escolhido para desenvolver este trabalho foi a emulsão catiônica, principalmente pelo seu alto poder de adesividade a quase todos os agregados comumente usados em pavimentação. De fato, a emulsão catiônica funciona como um dope de adesividade, o que a coloca em vantagem comparada com qualquer outro ligante, levando-a a uso crescente, mundialmente.

A emulsão catiônica consome menos energia no seu manuseio e na sua aplicação e praticamente inexistente a poluição do meio ambiente, além do que, não emitem gases e vapores prejudiciais à saúde. Quanto à sua estocagem, transporte e aplicação é segura e simples. Pode ser aplicada em pista e agregados úmidos, assim como em temperaturas ambientes mais baixas, pois tem menor susceptibilidade térmica. Tem grande poder de penetrar e envolver o agregado, dando importância a ser considerado num projeto de mistura.

As condições climáticas e a intensidade do tráfego durante a vida do revestimento são fatores preponderantes que devem influenciar na escolha do tipo e da categoria do ligante. Quanto mais intenso for o tráfego e quente o clima, mais viscoso deve ser o ligante residual da emulsão à

temperatura ambiente. Além destes fatores, deve-se considerar ainda, os trechos de alta velocidade e/ou acelerações frequentes e bruscas, pois também requerem ligantes mais viscosos.

Sempre que possível, a escolha do ligante adequado deve estar associado a experiências adquiridas em obras próximas ou de características semelhantes.

As emulsões catiônicas normalmente utilizadas no PMF são:

1. Emulsão de ruptura rápida, do tipo RR-MC;
2. Emulsão de ruptura média, do tipo RM-1C; e
3. Emulsão de ruptura lenta, do tipo RL-1C.

Neste trabalho adotou-se a emulsão RL-1C.

Este ligante apresenta as seguintes características:

QUADRO Nº 01

Características do RL-1C	
Viscosidade	55 SSF
% Resíduo	60% ^
Adesividade do Agregado	aceitável
Mistura com cimento	0,0
Sedimentação	0,2%
Peneiração	0,0%

3.2. Agregados

Considerando que os agregados constituem mais de 90% em peso das diversas misturas usadas em pavimentação, sabe-se da importância do seu estudo, para melhor seleção daqueles que correspondam às características mínimas exigidas. Agregados bem graduados, de boa qualidade, já são por si mesmos, uma garantia de bom projeto.

A eles conferem a textura da pista de rolamento e a transmissão das cargas até a infra-estrutura do pavimento. Disto, advém a importância de se conhecer o seu poder de resistência à abrasão e, a fragmentação pelo tráfego. Ainda, é função do agregado, o de proporcionar uma superfície antiderrapante e de drenagem adequada à região, de forma a se obter uma pista segura e de melhor conforto possível ao rolamento.

Os agregados para serem trabalhados em misturas betuminosas, são graduados de acordo com faixas granulométricas determinadas de acordo com o objetivo que se quer alcançar. Alguns requisitos mínimos de qualidade dos seus componentes devem ser observados quando se fizer a escolha da faixa granulométrica. Entre eles cita-se:

- a) forma: seleciona-se as partículas mais cúbicas possíveis de maneira a evitar as alongadas ou lamelares

(10% no máximo);

- b) resistência: toma-se por base o ensaio Los Angeles (L.A.) para que se evite os agregados de desgaste elevado. Para a camada de sub-base deve-se considerar valores máximos de 50%, para base 40% e para revestimento 35%;
- c) contaminação: não deve haver presença de partículas moles ou em desintegração, torrões de argila, matéria orgânica ou qualquer outra substância nociva;
- d) Em se tratando de areias, estas devem se achar limpas e com equivalente de areia (E.A.) superior a 55%. Há sugestões de ser considerado o E.A. superior a 60%.

O PMF deve ter uma distribuição granulométrica que satisfaça a uma das granulometrias constantes do quadro nº 2.

Se o material retido na peneira nº 1, deve ser substituído por igual porcentagem de material passando na peneira de 1" e retida na de 3/4". A faixa a ser usada deve ser aquela cujo diâmetro seja igual ou inferior a 2/3 da espessura da camada de revestimento.

Para todos os tipos, a fração retida entre duas

as peneiras consecutivas não deverá ser inferior a 4%. A cur
va granulométrica indicada no projeto poderá apresentar as
seguintes tolerâncias máximas (quadro 3).

QUADRO Nº 02

Peneiras		Porcentagem passando em peso					
Polegadas em Nº	mm	A	B	C	D	E	F
1 1/2"	38,10	100	-	-	100	-	-
1"	25,40	75-100	100	-	95-100	100	-
3/4"	19,05	50-80	75-100	100	70-90	95-100	100
1/2"	12,70	-	-	75-100	-	-	95-100
3/8"	9,52	25-50	30-60	35-70	35-60	40-70	45-80
Nº 4	4,76	5-20	10-35	15-40	15-35	20-40	25-45
Nº 10	2,00	0-10	5-20	10-25	5-20	10-25	15-20
Nº 200	0,074	0-4	0-5	0-5	0-8	0-8	0-8

OBS: Faixas utilizadas considerando a preferência do PMF para camada de rolamento.
 Outras faixas já consagradas podem ser utilizadas.

Peneiras	mm	% pas.em peso
3/8 - 1 1/2	9,5 - 38,1	+ 7
nº 10 e nº 4	2,0 - 4,8	+ 4
nº 200	0,075	+ 2

3.2.1. Classificação dos Agregados Utilizados no P.M.F.

Os agregados que irão compor a faixa granulométrica do PMF são assim classificados:

3.2.1.1. Agregado Graúdo

Este pode ser pedra britada, escória britada, seixo rolado ou não, ou outro material indicado nas especificações complementares e previamente aprovado pela fiscalização. O agregado graúdo deve constituir-se de fragmentados, duráveis, livres de torrões de argila e substâncias nocivas. O valor máximo tolerado no ensaio de desgaste Los Angeles é de 50%. Deve apresentar boa adesividade ao ligante. O índice de forma não deve ser inferior a 0,5. Opcionalmente, poderá ser determinada a porcentagem de grão de forma defeituosa, que se enquadrem na expressão:

$$l + g > 6e$$

onde:

l = maior dimensão de grão

g = diâmetro máximo do anel, através do qual o grão pode passar

e = afastamento mínimo de dois paralelos entre os quais pode ficar contido o grão.

Não se dispondo de anéis ou peneiras com $c = 1$ vos de abertura circular, o ensaio poderá ser realizado utilizando-se peneiras de malha quadrada, adotando-se a fórmula:

$$l + 1,25g > 6e$$

sendo g , a medida das aberturas de duas peneiras entre as quais fica retido o grão. A porcentagem de grãos de forma de feituosa não pode ultrapassar 20%.

No caso do emprego de escória, esta deve ter uma massa específica aparente igual ou superior a 1.100 kg/cm^3 .

Os agregados graúdos utilizados foram: brita 02, brita 01 e pedrisco de São Vicente e de Nossa Senhora da Guia.

3.2.1.2. Agregado Miúdo

Este pode ser areia, pó-de-pedra ou mistura de ambos. Suas partículas individuais deverão ser resistentes, apresentar moderada angulosidade, livres de torrões de argila e de substâncias nocivas. Deverá apresentar um equivalente de areia igual ou superior a 55%.

Os agregados miúdos utilizados neste trabalho foram: pó-de-pedra de São Vicente e de Nossa Senhora da Guia e areia média e fina do rio Cuiabá.

3.2.2. Origem dos Agregados Utilizados no P.M.F.

Os agregados utilizados na mistura do PMF de graduação aberta são originados dos seguintes locais:

3.2.2.1. Guia

São calcários provenientes de uma jazida situada a 30 km de Cuiabá, no distrito de Nossa Senhora da Guia. Esta é uma jazida de grande potencial, constituída de uma calcita de tonalidade cinza-escura ou de uma dolomita de tonalidade cinza-claro que são fornecidas ao comércio de Cuiabá, de maneira separada ou misturada. Esta mistura apresenta a

vantagem na redução do índice de forma, pois a calcita con têm elevadas quantidades de partículas lamelares.

As amostras coletadas deste material, junto ao comércio de Cuiabá foram: brita 02, brita 01, pedrisco e pó-de pedra. As características destes materiais são apresenta dos nos quadros 4, 5, 6, 7 e 12.

3.2.2.2. São Vicente

São granitos provenientes de uma jazida situa da a 80 km de Cuiabá, no distrito de São Vicente. Por se tra tar de maior distância de transporte, seu custo é mais eleva do e conseqüentemente, menos utilizado na periferia de Cuia bá, a não ser em obras de pavimentação. No recente recapea mento da BR-364, sub-trecho Cuiabá-São Vicente, este mate rial foi utilizado na composição do PMF regularizador e tam bém na capa de rolamento com CBUQ, sendo bastante econômico por estar a jazida localizada a uma distância média de trans porte favorável.

As amostras coletadas deste material junto ao comércio de Cuiabá foram: brita 02, brita 01, pedrisco e pó-de-pedra. As características destes materiais são apresenta dos nos quadros 8, 9, 10, 11 e 12.

3.2.2.3. Rio Cuiabá

As areias foram obtidas através de dragas localizadas às margens do rio Cuiabá e que fazem seu estoque no período de estiagem. São classificadas pelos fornecedores como areia média ou areia fina.

As características destes materiais são apresentados nos quadros 13, 14 e 15.

3.2.3. Características dos Agregados Utilizados no P.M.F.

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL - UFMT		
PEDRA: Calcário - Brita 02		
PROCEDÊNCIA: Nossa Senhora da Guia		
COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA		
Peneiras		Porcentagem que passa na amostra total
POLEGADAS OU Nº	mm	
1"	25,40	100,00
3/4"	19,10	87,66
1/2"	12,70	27,61
3/8"	9,52	3,19
Nº 4	4,76	0,10
Nº 10	2,00	0,00
Nº 200	0,074	-
Ø máximo = 25,40 mm		

QUADRO Nº 05

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL - UFMT		
PEDRA: Calcário - Brita 01		
PROCEDÊNCIA: Nossa Senhora da Guia		
COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA		
Peneiras		Porcentagem que passa na amostra total
POLEGADAS OU Nº	mm	
1"	25,40	-
3/4"	19,10	100,00
1/2"	12,70	95,56
3/8"	9,52	65,88
Nº 4	4,76	9,88
Nº 10	2,00	0,72
Nº 200	0,074	0,33
Ø máximo = 12,70 mm		

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL - UFMT		
PEDRA: Calcário - Pedrisco		
PROCEDÊNCIA: Nossa Senhora da Guia		
COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA		
Peneiras		Porcentagem que passa na amostra total
POLEGADAS OU Nº	mm	
1"	25,40	-
3/4"	19,10	-
1/2"	12,70	100,00
3/8"	9,52	99,65
Nº 4	4,76	95,95
Nº 10	2,00	42,23
Nº 200	0,074	3,92
Ø máximo = 4,76 mm		

QUADRO Nº 07

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL - UFMT		
PEDRA: Calcário - Pós-de-Pedra		
PROCEDÊNCIA: Nossa Senhora da Guia		
COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA		
Peneiras		Porcentagem que passa na amostra total
POLEGADAS OU Nº	mm	
1"	25,40	-
3/4"	19,10	-
1/2"	12,70	-
3/8"	9,52	-
Nº 4	4,76	100,00
Nº 10	2,00	97,96
Nº 200	0,074	10,50
Ø máximo = 2,00 mm		

QUADRO Nº 08

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL - UFMT		
PEDRA: Granito - Brita 02		
PROCEDÊNCIA: São Vicente		
COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA		
Peneiras		Porcentagem que passa na amostra total
POLEGADAS OU Nº	mm	
1"	25,40	100,00
2/4"	19,10	96,53
1/2"	12,70	10,06
3/8"	9,52	0,57
Nº 4	4,76	0,01
Nº 10	2,00	0,00
Nº 200	0,074	-
Ø máximo = 19,10 mm		

QUADRO Nº 09

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL - UFMT		
PEDRA: Granito - Brita 01		
PROCEDÊNCIA: São Vicente		
COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA		
Porcentagem		Porcentagem que passa na amostra total
POLEGADAS OU Nº	mm	
1"	25,40	-
3/4"	19,10	100,00
1/2"	12,70	99,89
3/8"	9,52	86,59
Nº 4	4,76	13,50
Nº 10	2,00	2,55
Nº 200	0,074	0,45
Ø máximo = 12,70 mm		

QUADRO Nº 10

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL - UFMT		
PEDRA: Granito - Pedrisco		
PROCEDÊNCIA: São Vicente		
COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA		
Peneiras		Porcentagem que passa na amostra total
POLEGADAS OU Nº	mm	
1"	25,40	-
3/4"	19,10	-
1/2"	12,70	-
3/8"	9,52	100,00
Nº 4	4,76	94,96
Nº 10	2,00	25,75
Nº 200	0,074	10,70
Ø máximo = 9,52 mm		

QUADRO Nº 11

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL - UFMT		
PEDRA: Granito - Pó-de-Pedra		
PROCEDÊNCIA: São Vicente		
COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA		
Peneiras		Porcentagem que passa na amostra
POLEGADAS OU Nº	mm	
1"	25,40	-
3/4"	19,10	-
1/2"	12,70	-
3/8"	9,52	100,00
Nº 4	4,76	99,74
Nº 10	2,00	92,33
Nº 200	0,074	7,47
Ø máximo = 4,76 mm		

Características dos materiais	Calcário	Granito
1. Massa específica real (kg/m ³)	2,752	2,647
2. Teor de materiais pulverulentos (%)	0,67*	0,79*
3. Abrasão Los Angeles (%)	20,75	29,89
4. Absorção (%)	0,57*	0,47*
5. Tretton (%)	14,268	15,684
6. Índice de forma - Brita 02	0,70605	0,81973
7. Índice de forma - Brita 01	0,43125	0,65375
8. Módulo de finura - pó-de-pedra	-	1,01

(*) Traços para concreto - FILGUEIRA, P. Reniel. Divisão de Gráfica da UFMT.
1.985.

QUADRO Nº 13

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL - UFMT		
AREIA: de Rio - "Média"		
PROCEDÊNCIA: Rio Cuiabá		
COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA		
Peneiras		Porcentagem que passa na amostra total
POLEGADAS OU Nº	mm	
1"	25,40	-
3/4"	19,10	-
1/2"	12,70	100,00
3/8"	9,52	99,20
Nº 4	4,76	98,62
Nº 10	2,00	96,62
Nº 200	0,074	14,59
Ø máximo = 2,00 mm		

4 - PROJETO DE MISTURA

4.1. Considerações sobre o Método Marshall Modificado

Tratando-se de um P.M.F. de graduação aberta, foi utilizado no projeto de mistura, o Método Marshall Modificado, com as seguintes considerações:

I - Escolha da faixa granulométrica adequada ao fim a que se destina a mistura. (Quadro nº 2.) Se tem material retido na peneira 1" deve ser substituído por igual por centagem de material passando na peneira 1" e retida na de 3/4".

II - Por tentativas e em função do diâmetro máximo, conforme, Quadro nº 16, define-se os teores de emulsão e umidade, se necessário.

III - Faz-se três misturas, com teor de emulsão estabelecido no item anterior e variando de 0,5% em 0,5% para mais e para menos, mais três de cada teor.

IV - Deixa-se curar até perder 50% de toda a água da emulsão e a acrescentada ($hm + H_2O$ da emulsão).

V - Moldam-se os corpos de prova com 75 golpes por face, nas condições anteriores de 50% da umidade (hc).

QUADRO Nº 16

Emprego	Base		
Diâmetro Máximo do Agregado (Pol.)	1"	3/4"	1/2"
Teor de Emulsão (%)	3 a 5	4 a 6	4 a 7

NOTA: O alto teor de emulsão pode ser consequência de agrega dos absorventes.

VI - Deixa-se em estufa a 60°C durante + ou - 36 horas até constância de peso. Também a constância de peso po de ser conseguida com o auxílio de um ventilador e isto exige cerca de + ou - 48 horas dentro do molde.

VII - Retira-se dos moldes e deixa-se em estufa a 35°C durante 60 minutos.

VIII - Leva-se a prensa e rompe-se nestas condi ções: 35°C e sem imersão.

O método completo é apresentado mais detalhada mente em anexo.

Os limites mínimos a serem exigidos de uma mis tura deste tipo são:

I - Estabilidade - estas misturas tem apresenta do sempre um valor alto de estabilidade podendo-se estabele cer um mínimo de 450 kg para a Estabilidade Marshal à 35°C.

II - Fluência - no P.M.F. este dado não é de grande relevância como nos casos de concreto asfáltico. Isto porque apresentam sempre valores elevados (18 para uns e 20 para outros) apesar da experiência demonstrar bom desempenho das camadas executadas. A recomendação é que não se deve sa crificar a flexibilidade devendo-se empregar o máximo de as

falto compatível com a estabilidade necessária para o tráfego previsto.

III - Densidade - este tem uma variação de valor que é função do tipo de agregado utilizado sendo portanto, difícil a sua fixação.

Recomenda-se apenas, em favor da segurança que este valor deva ser mais que 2.000 kg/m^3 , determinado para as condições do ensaio e após perda total dos fluidos — água e solvente, ou seja, após constância de peso.

Neste trabalho, tentou-se obter o maior número de combinações possíveis dos agregados disponíveis, de modo a enquadrarem-se numa das faixas granulométricas sugeridas para o PMF.

A seguir são apresentados cada combinação granulométrica, a faixa que se enquadrou, e os resultados em função das várias porcentagens de emulsão.

4.2. Relatório de Laboratório

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MATO GROSSO
PESQUISA DE AGREGADOS PARA P.M.E.
RELATÓRIO DE LABORATÓRIO

Material:							
da Mistura							
Fonte:							
Nossa Senhora da Guia/Rio Cuiabá							
Obra:							
Pesquisa de Laboratório							
Tipo de Construção							
Pré-Misturado à Frio de Graduação Aberta							
Especificação:							
D.N.E.R.							
A ser executada por:							
Departamento de Engenharia Civil/UFMT -Sub-Área: Pavimentação							
Responsável pelo Projeto:							
Eng ^o Marilda Serra Ávalos							
Amostra nº	01	M i s t u r a (%)				Tolerância	Espec Requerida Faixa: F
Comp. Granulométr. Pocerit. Passada 1"							
3/4"	100,00					± 7	100
1/2"	97,34					± 7	95-100
3/8"	79,06					± 7	45-80
Nº 4	44,60					± 4	25-45
Nº 10	27,68					± 4	15-20
Nº 200	1,15					± 2	0-8
Ensaio Marshall Modificado							
% de Emulsão RL-1C	4,5	5,0	5,5	6,0			
Agreg. Previam. Ume dec. c/água mist %	1,0	1,0	1,0	1,0			
Estabilidade 35°C, kg	1065,78	1113,87	1137,67	507,74			
Densidade Aparente kg/m³	2,145	2,110	2,120	1,930			
Composição da mistura, % dos agregados em peso: 60% Brita 01 - N. S ^o da Guia							
20% Pedrisco							
20% Areia Média Bernadinelli/Rio Cuiabá							
OBS.: 1. Temperatura de moldagem: ambiente. Temperatura de rompimento = 35°C sem							
imersão em água. Corpos de prova moldados com 75 golpes por face;							
2. As misturas com melhores aspectos são as com 4,5 e 5,0% de emulsão.							
Recomendações: Os resultados limitam-se aos agregados como são apresentados no							
comércio de Cuiabá.							

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MATO GROSSO
PESQUISA DE AGREGADOS PARA P.H.E.
RELATÓRIO DE LABORATÓRIO

Material: da Mistura							
Fonte: Nossa Senhora da Guia/Rio Cuiabá							
Obra: Pesquisa de Laboratório							
Tipo de Construção: Pré-Moldado à Frio de Graduação Aberta							
Especificação: D.N.E.R.							
A ser executada por: Deptº de Engenharia Civil/UFMT - Sub-Área: Pavimentação							
Responsável pelo Projeto: Engº Marilda Serra Ávalos							
Amostra nº 02	M i s t u r a (X)					Tolerân- cia	Espec. Re- querida Faixa: C
Comp. Granulométr. Pocent. Passada 1"							
3/4"	100,00					± 7	100
1/2"	96,23					± 7	75-100
3/8"	70,70					± 7	35-70
Nº 4	23,00					± 4	15-40
Nº 10	14,70					± 4	10-25
Nº 200	0,40					± 2	0-5
Ensaio Marshall Modificado							
% de Emulsão RL-1C	4,5	5,0	5,5	6,0			
Agreg. Previam. Umc dec. c/água mist. 7	1,0	1,0	1,0	1,0			
Estabilidade 350 C, kg	830,00	830,88	760,91	610,82			
Densidade Aparente kg/m³	2,092	2,053	2,049	2,024			
Composição da mistura, % dos agregados em peso: 85% de Brita 01 - N. 5ª da Guia							
15% Areia Média Bernadineili/Rio Cuiabá							
OBS.: 1. Temperat. de moldagem = ambiente. Temperatura de rompimento = 350C sem imersão em água. Corpos de prova moldados com 75 golpes por face;							
2. As misturas com melhores aspectos são as com 4,5 e 5,0% de emulsão.							
Recomendações: 1. Os resultados limitam-se aos agregados como são apresentados no comércio de Cuiabá; 2. Sugere-se iniciar as dosag. fazendo mist. c/4,0% de emulsão							

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MATO GROSSO

PESQUISA DE AGREGADOS PARA P.M.E.

RELATÓRIO DE LABORATÓRIO

Material: da Mistura							
Fonte: Nossa Senhora da Guia/Rio Cuiabá							
Obra: Pesquisa de Laboratório							
Tipo de Construção Pré-Misturado à Frio de Graduação Aberta							
Especificação: D.N.E.R.							
A ser executada por: Deptº de Engenharia Civil/UFMT - Sub-Área: Pavimentação							
Responsável pelo Projeto: Engº Marilda Serra Ávalos							
Amostra nº 03	M i s t u r a (%)					Tolerância	Espec Re- querida Faixa: F
Comp. Granulométr. Pocent. Passada 1"							
3/4"	100,00					± 7	100
1/2"	96,89					± 7	95-100
3/8"	75,52					± 7	45-80
Nº 4	36,17					± 4	25-45
Nº 10	28,70					± 4	15-20
Nº 200	0,48					± 2	0-8
Ensaio Marshall Modificado							
% de Emulsão RL-1C	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5		
Agreg. Previam. Um. de C. e/ou mist. %	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0		
Estabilidade 35°C, kg	702,93	796,86	1040,03	1097,64	547,46		
Densidade Aparente kg/m³	2,194	2,233	2,248	2,221	1,992		
Composição da mistura, % dos agregados em peso: 70% de Brita 01 - N. 5ª da Guia							
30% Areia Média						Bernadinelli/Rio Cuiabá	
OBS.: 1. Temp. de moldagem = ambiente. Temperatura de rompimento = 35°C sem imersão em água. Corpos de prova moldados com 75 golpes por face;							
2. As misturas com melhores aspectos são com 5,5 e 6,0% de emulsão.							
Recomendações: Os resultados limitam-se aos agregados como são apresentados no comércio de Cuiabá.							

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MATO GROSSO
PESQUISA DE AGREGADOS PARA P.M.E.
RELATÓRIO DE LABORATÓRIO

Material: da Mistura							
Fonte: Nossa Senhora da Guia/Rio Cuiabá							
Obra: Pesquisa de Laboratório							
Tipo de Construção Pré-Misturado à Frio de Graduação Densa							
Especificação: D.N.E.R.							
A ser executada por: Deptº de Engenharia Civil/UFMT -Sub-Área: Pavimentação							
Responsável pelo Projeto: Engº Marilda Serra Ávalos							

Amostra nº	04	M i s t u r a (%)					Tolerância	Espec Requerida Faixa: C
Comp. Granulométr. Poent. Passada 1"								
3/4"	100,00						± 7	100
1/2"	75,30						± 7	75-100
3/8"	57,58						± 7	35-70
Nº 4	29,34						± 4	15-40
Nº 10	23,87						± 4	10-25
Nº 200	0,36						± 2	0.5

Ensaio Marshall Modificado							
% de Emulsão RL-1C	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5		
Agreg. Previam. Ume dec. c/água mist. a	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0		
Estabilidade 350 C, kg	415,17	831,99	816,03	840,33	1160,54		
Densidade Aparente kg/m³	2,045	2,155	2,160	2,167	2,105		

Composição da mistura, % dos agregados em peso: 50% Brita 01 - N. Sº da Guia

25% Brita 02 - N. Sº da Guia

25% Areia Média Bernadinelli/Rio Cuiabá

OBS.: 1. Temp. de moldagem = ambiente. Temperatura de rompimento = 350C sem imersão em água. Corpos de prova moldados com 75 golpes por face;

2. As misturas com melhores aspectos são as com 6,0 e 6,5% de emulsão.

Recomendações: (1) Os resultados limitam-se aos agregados como são apresentados no comércio de Cuiabá;

(2) Para esta composição da mistura sugere-se começar a dosar ligantes com 5,0% e fazer uma dosagem com 7,0% de emulsão.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MATO GROSSO
PESQUISA DE AGREGADOS PARA P.M.E.
RELATÓRIO DE LABORATÓRIO

Material:							
da Mistura							
Fonte: Nossa Senhora da Guia/Rio Cuiabá							
Obra: Pesquisa de Laboratório							
Tipo de Construção Pré-Misturado à Frio de Gradação Aberta							
Especificação: D.N.E.R.							
A ser executada por: Deptº de Engenharia Civil/UFMT - Sub-Área: Pavimentação							
Responsável pelo Projeto: Engº Marilda Serra Ávalos							
Amostra nº	05	M i s t u r a (%)				Tolerân- cia	Espec Re- querida Faixa: C
Comp. Granulométr. Pocent. Passada 1"							
3/4"		100,00				± 7	100
1/2"		96,45				± 7	75-100
3/8"		72,30				± 7	35-70
Nº 4		27,40				± 4	15-40
Nº 10		19,38				± 4	10-25
Nº 200		0,43				± 2	0-5
Ensaio Marshall Modificado							
% de Emulsão RL-1C		4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	
Agreg. Previam. Ume dec. c/água mist X		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	
Estabilidade a 359 C, kg		324,40	176,00	634,74	672,19	841,42	
Densidade Aparente kg/m³		2,057	2,051	2,094	2,112	2,090	
Composição da mistura, % dos agregados em peso: 80% Brita 01 - N. Sª da Guia 25% Areia Média Bernadinelli/Rio Cuiabá							
OBS.: 1. Temp. de moldagem = ambiente. Temperatura de rompimento = 359C, sem imer- são em água. Corpos de prova moldados com 75 golpes por face;							
2. As misturas com melhores aspectos são as com 5,5/6,0 e 6,5% de emulsão.							
Recomendações: (1) Os resultados limitam-se aos agregados como são apresentados no comércio de Cuiabá;							
(2) Sugere-se iniciar a dosagem desta mistura com 5,5% e fazer mais um com 7,0% da emulsão.							

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MATO GROSSO
PESQUISA DE AGREGADOS PARA P.M.E.
RELATÓRIO DE LABORATÓRIO

Material: da Mistura							
Fonte: Nossa Senhora da Guia/Rio Cuiabá							
Obra: Pesquisa de Laboratório							
Tipo de Construção: Pré-Misturado à Frio de Graduação Aberta							
Especificação: D.N.E.R.							
A ser executada por: Deptº de Engenharia Civil/UFMT - Sub-Área: Pavimentação							
Responsável pelo Projeto: Engª Marilda Serra Ávalos							

Amostra nº	06	Mistura (%)					Tolerância	Espec. Requerida
Comp. Granulométr. Pócent. Passada 1"								
3/4"	100,00					± 7	100	
1/2"	96,89					± 7	95-100	
3/8"	75,82					± 7	45-80	
Nº 4	36,39					± 4	25-45	
Nº 10	29,22					± 4	15-20	
Nº 200	0,61					± 2	0-8	

Ensaio Marshall Modificado							
% de Emulsão RL-1C	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5		
Agreg. Previám. Ume dec. c/água mist. a	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0		
Estabilidade 359 C, kg	333,42	379,81	427,25	459,39	709,78		
Densidade Aparente kg/m³	2,194	2,199	2,166	2,159	2,028		

Composição da mistura, % dos agregados em peso: 70% Brita 01 - N. 5ª da Guia

30% Areia Média Bernadineili/Rio Cuiabá

15% Areia Fina Santa Rita/Rio Cuiabá

OBS.: 1. Temp. de moldagem = ambiente. Temperatura de rompimento = 35°C sem imersão em água. Corpos de prova moldados com 75 golpes por face;

2. A mistura com melhor aspecto é a com 6,5% de emulsão.

Recomendações: (1) Os resultados limitam-se aos agregados como são apresentados no comércio de Cuiabá;

(2) Sugere-se iniciar a dosagem com 5,5% e fazer mais uma dosagem 7,0% de emulsão.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MATO GROSSO
PESQUISA DE AGREGADOS PARA P.N.E.
RELATÓRIO DE LABORATÓRIO

Materiais:							
da Mistura							
Fonte:							
Nossa Senhora da Guia/Rio Cuiabá							
Obras:							
Pesquisa de Laboratório							
Tipo de Construção							
Pré-Misturado à Frio de Graduação Aberta							
Especificação:							
D.N.E.R.							
A ser executada por:							
Deptº de Engenharia Civil/UFMT - Sub-Área: Pavimentação							
Responsável pelo Projeto:							
Engª Marilda Serra Ávalos							

Amostra nº 07	M i s t u r a (%)					Tolerância	Espec. Requerida Faixa: F
Comp. Granulométr. Percent. Passada 1"							
3/4"	100,00					± 7	100
1/2"	97,34					± 7	95-100
3/8"	79,38					± 7	45-80
Nº 4	44,62					± 4	25-45
Nº 10	22,85					± 4	15-20
Nº 200	1,46					± 2	0-8

Ensaio Marshall Modificado							
% de Emulsão RL-1C	4,5	5,0	5,5	6,0			
Agreg. Previam. Ume des. c/água mist. y	1,0	1,0	1,0	1,0			
Estabilidade 359 C, kg	580,26	581,44	694,64	618,41			
Densidade Aparente kg/m³	2,050	2,060	2,095	2,056			

Composição da mistura, % dos agregados em peso: 60% Brita 01 - N. Sª da Guia
30% Pedrisco - N. Sª da Guia
10% Areia Média Bernadinelli/Rio Cuiabá

OBS.: 1. Temperatura de moldagem = ambiente. Temperatura de rompimento = 359C sem imersão em água. Corpos de prova moldados com 75 golpes por face;

2. As misturas com melhores aspectos são as com 5,5 e 6,0% de emulsão.

Recomendações: (1) Os resultados limitam-se aos agregados como são apresentados no comércio de Cuiabá;
(2) Sugere-se fazer mais uma dosagem com 6,5% de emulsão.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MATO GROSSO
PESQUISA DE AGREGADOS PARA P.M.E.
RELATÓRIO DE LABORATÓRIO

Material: da Mistura							
Fonte: Nossa Senhora da Guia							
Obra: Pesquisa de Laboratório							
Tipo de Construção Pré-Misturado à Frio de Graduação Aberta							
Especificação: D.N.E.R.							
A ser executada por: Deptº de Engenharia Civil/UFMT - Sub-Área: Pavimentação							
Responsável pelo Projeto: Engª Marilda Serra Ávalos							

Amostra nº	08	Mistura (%)				Tolerância	Espec Requerida Faixa: F
Comp. Granulométr. Pocent. Passada 1"							
3/4"	100,00					± 7	100
1/2"	97,00					± 7	95-100
3/8"	74,00					± 7	45-80
Nº 4	32,00					± 4	25-45
Nº 10	19,00					± 4	15-20
Nº 200	4,00					± 2	0-8

Ensaio. Marshall Modificado							
% de Emulsão RL-1C	4,5	5,0	5,5	6,0			
Agreg. Previam. Ume dec. c/água mist %	1,0	1,0	1,0	1,0			
Estabilidade 359 C, kg	668,87	771,87	913,76	912,29			
Densidade Aparente kg/m³	2,024	2,048	2,090	2,095			

Composição da mistura, % dos agregados em peso: 75% Brita 01 - N. Sª da Guia

10% Pedrisco - N. Sª da Guia

15% Pó de Pedra - N. Sª da Guia

OBS.: 1. Temperatura de moldagem = ambiente. Temperatura de rompimento = 359C sem
imersão em água. Corpos de prova moldados com 75 golpes por face;

2. As misturas com melhores aspectos são as com 5,5 e 6,0% de emulsão.

Recomendações: (1) Os resultados limitam-se aos agregados como são apresentados no comércio de Cuiabá;

(2) Sugere-se fazer mais uma dosagem com 6,5% de emulsão.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MATO GROSSO
PESQUISA DE AGREGADOS PARA P.M.E.
RELATÓRIO DE LABORATÓRIO

Material: da Mistura								
Fonte: Nossa Senhora da Guia / Rio Cuiabá								
Obra: Pesquisa de Laboratório								
Tipo de Construção Pré-Misturado à Frio de Graduação Aberta								
Especificação: D.N.E.R.								
A ser executada por: Deptº de Engenharia Civil/UFMT - Sub-Área: Pavimentação								
Responsável pelo Projeto: Engº Marilda Serra Ávalos								
Amostra nº	09	M i s t u r a (Z)					Tolerância	Espec Re-querida Faixa: F
Comp. Granulométr. Poct. Passada 1"								
3/4"	100,00					± 7	100	
1/2"	96,89					± 7	95-100	
3/8"	75,72					± 7	45-80	
Nº 4	36,30					± 4	25-45	
Nº 10	29,05					± 4	15-20	
Nº 200	0,57					± 2	0-8	
Ensaio Marshall Modificado								
% de Emulsão RL-1C	4,5	5,0	5,5	6,0	6,0			
Agreg. Previam. Ume dec. c/água mist X	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0			
Estabilidade a 35º C, kg	665,16	838,68	784,68	902,74	1132,77			
Densidade Aparente kg/m³	2,110	2,148	2,146	2,161	2,004			
Composição da mistura, % dos agregados em peso: 70% Brita-01 - N. Sª da Guia								
					20% Areia Média	Bernadinelli/Rio Cuiabá		
					10% Areia Fina	Santa Rita/Rio Cuiabá		
OBS.: 1. Temperatura de moldagem = ambiente. Temperatura de rompimento = 35ºC sem								
imersão em água. Corpos de prova moldados com 75 golpes por face;								
2. As misturas com melhores aspectos são as com 6,0 e 6,5% de emulsão.								
Recomendações: Os resultados limitam-se aos agregados como são apresentados no								
comércio de Cuiabá.								

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MATO GROSSO
PESQUISA DE AGREGADOS PARA P.M.E.
RELATÓRIO DE LABORATÓRIO

Material: da Mistura							
Fonte: Nossa Senhora da Guia / São Vicente / Rio Cuiabá							
Obra: Pesquisa de Laboratório							
Tipo de Construção: Pré-Misturado à Frio de Graduação Aberta							
Especificação: D.N.E.R.							
A ser executada por: Deptº de Engenharia Civil/UFMT -Sub-Área: Pavimentação							
Responsável pelo Projeto: Engº Marilda Serra Ávalos							
Amostra nº 10	M i s t u r a (%)					Tolerância	Espec. Requerida Faixa: F
Comp. Granulométr. Pócent. Passada 1"							
3/4"	100,00					± 7	100
1/2"	96,80					± 7	95-100
3/8"	75,80					± 7	45-80
Nº 4	36,00					± 4	25-45
Nº 10	22,30					± 4	15-20
Nº 200	1,40					± 2	0-8
Ensaio Marshall Modificado							
% de Emulsão RL-1C	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5		
Agreg. Previam. Ume dec. c/água mist X	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0		
Estabilidade 359 C, kg	987,79	1062,26	934,68	1146,53	881,21		
Densidade Aparente kg/m³	2,147	2,173	2,117	2,189	2,146		
Composição da mistura, % dos agregados em peso: 70% Brita 01 - N. 5ª da Guia							
10% Pedrisco - São Vicente							
10% Areia Média Bernadinelli/Rio Cuiabá - 10% Areia Fina Santa Rita/Rio Cuiabá							
OBS.: 1. Temperatura de moldagem = ambiente. Temperatura de rompimento = 359C sem							
imersão em água. Corpos de prova moldados com 75 golpes por face;							
2. As misturas de melhores aspectos são as com 5,0 e 5,5 e 6,0% de emulsão.							
Recomendações: Os resultados limitam-se aos agregados como são apresentados no comércio de Cuiabá.							

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MATO GROSSO
PESQUISA DE AGREGADOS PARA P.M.E.
RELATÓRIO DE LABORATÓRIO

Materiais:							
da Mistura							
Fonte:							
Nossa Senhora da Guia / Rio Cuiabá							
Obras:							
Pesquisa de Laboratório							
Tipo de Construção							
Pré-Misturado à Frio de Graduação Aberta							
Especificação:							
D.N.E.R.							
A ser executada por:							
Deptº de Engenharia Civil/UFMT -Sub-Área: Pavimentação							
Responsável pelo Projeto:							
Engª Marilda Serra Ávalos							
Amostra nº 11	M i s t u r a (%)					Tolerân- cia	Espec Re- querida Faixa: F
Comp. Granulométr. Potent. Passada 1"							
3/4"	100,00					± 7	100
1/2"	97,34					± 7	95-100
3/8"	79,26					± 7	45-80
Nº 4	44,76					± 4	25-45
Nº 10	28,03					± 4	15-20
Nº 200	1,24					± 2	0-8
Ensaio Marshall Modificado							
% de Emulsão RL-1C	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5		
Agreg. Previam. Ume dec. c/água mist X	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0		
Estabilidade a 350 C, kg	714,15	1053,06	1177,27	1377,51	1067,58		
Densidade Aparente kg/m³	2,155	2,235	2,250	2,295	2,045		
Composição da mistura, % dos agregados em peso: 60% Brita 01 - N. Sª da Guia							
20% Pedrisco - N. Sª da Guia							
10% Areia Média Bernadinelli/Rio Cuiabá - 10% Areia Fina - Stª Rita/R. Cuiabá							
OBS.: 1. Temperatura de moldagem = ambiente. Temperatura de rompimento = 350C sem							
imersão em água. Corpos de prova moldados com 75 golpes por face;							
2. As misturas com melhores aspectos são as com 5,5 e 6,0% de emulsão.							
Recomendações: Os resultados limitam-se aos agregados como são apresentados no							
comércio de Cuiabá.							

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MATO GROSSO
PESQUISA DE AGREGADOS PARA F.M.E.
RELATÓRIO DE LABORATÓRIO

Material: da Mistura							
Fonte: São Vicente / Rio Cuiabá							
Obra: Pesquisa de Laboratório							
Tipo de Construção Pré-Misturado à Frio de Graduação Aberta							
Especificação: D.N.E.R.							
A ser executada por: Deptº de Engenharia Civil/UFMT - Sub-Área: Pavimentação							
Responsável pelo Projeto: Engª Marilda Serra Ávalos							
Amostra nº 12	M i s t u r a (%)					Tolerância	Espec Re-querida Faixa: F
Comp. Granulométr. Pcent. Passada 1"							
3/4"	100,00					± 7	100
1/2"	99,80					± 7	95-100
3/8"	89,50					± 7	45-80
Nº 4	37,70					± 4	25-45
Nº 10	19,50					± 4	15-20
Nº 200	1,60					±	0-8
Ensaio Marshall Modificado							
% de Emulsão RL-1C	4,5	5,0	5,5	6,0			
Agreg. Previam. Ume dec. c/água mist %	1,0	1,0	1,0	1,0			
Estabilidade a 350 C, kg	783,26	951,89	1072,14	964,24			
Densidade Aparente kg/m³	1,965	2,030	2,005	1,970			
Composição da mistura, % dos agregados em peso: 70% Brita 01 - São.Vicente							
15% Pedrisco - São Vicente							
15% Areia Média Bernadinelli/Rio Cuiabá							
OBS.: 1. Temperatura de moldagem = ambiente. Temperatura de rompimento = 350C sem imersão;							
2. As misturas com melhores aspectos são as com 5,5 e 6,0% de emulsão.							
Recomendações: Os resultados limitam-se aos agregados como são apresentados no comércio em Cuiabá.							

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MATO GROSSO
PESQUISA DE AGREGADOS PARA P.M.E.
RELATÓRIO DE LABORATÓRIO

Material:								
da Mistura								
Fonte:								
São Vicente / Rio Cuiabá								
Obras:								
Pesquisa de Laboratório								
Tipo de Construção								
Pré-Misturado à Frio de Graduação Aberta								
Especificação:								
D.N.E.R.								
A ser executada por:								
Deptº de Engenharia Civil/UFMT - Sub-Área: Pavimentação								
Responsável pelo Projeto:								
Engª Marilda Serra Ávalos								
Amostra nº	13	M i s t u r a (Z)					Tolerân- cia.	Espec Re- querida Faixa: F
Comp. Granulômetr. Pocent. Passada 1"								
3/4"	100,00					± 7	100	
1/2"	99,80					± 7	95-100	
3/8"	90,90					± 7	45-80	
Nº 4	42,40					± 4	25-45	
Nº 10	20,60					± 4	15-20	
Nº 200	2,00					- 2	0-8	
Ensaio Marshall								
Modificado								
% de Emulsão RL-1C	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5			
Agreg. Previam. Ume dec. c/água mist X	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0			
Estabilidade a	550,04	821,66	659,77	997,40	1132,77			
350 C, kg								
Densidade Aparente kg/m³	1,920	1,975	1,915	1,980	2,005			
Composição da mistura, % dos agregados em peso: 65% Brita 01 - N. Sº de Guia								
20% Pedrisco - São Vicente								
15% Areia Média Bernadinelli/Rio Cuiabá								
OBS.: 1. Temperatura de moldagem = ambiente. Temperatura de rompimento = 350C sem								
imersão;								
2. As misturas com melhores aspectos são as com 6,0 e 6,5% de emulsão.								
Recomendações: (1) Os resultados limitam-se aos agregados como são apresentados no comércio em Cuiabá;								
(2) Sugere-se iniciar a dosagem com 5,0% e fazer mais uma com 7,0% de emulsão.								

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MATO GROSSO
PESQUISA DE AGREGADOS PARA P.M.E.
RELATÓRIO DE LABORATÓRIO

Material:							
da Mistura							
Fonte:							
São Vicente/Rio Cuiabá							
Obra:							
Pesquisa de Laboratório							
Tipo de Construção							
Pré-Misturado à Frio de Graduação Aberta							
Especificação:							
DNPR							
A ser executada por:							
Deptº de Engenharia Civil/UFMT - Sub-Área: Pavimentação							
Responsável pelo Projeto:							
Engº MARILDA SERRA ÁVALOS							
Amostra nº 14	M i s t u r a (Z)					Tolerância	Espec. Requerida Faixa: F
Comp. Granulométr. Pócent. Passada 1"							
3/4"	100,00					± 7	100
1/2"	99,80					± 7	95-100
3/8"	89,50					± 7	45-80
Nº 4	38,70					± 4	25-55
Nº 10	15,00					± 4	15-20
Nº 200	1,60					± 2	0-8
Ensaio Marshall Modificado							
% de Emulsão RL-1C	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5		
Agreg. Previam. Ume dec. c/água mist. %	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5		
Estabilidade a 359 C, kg	916,29	907,77	1157,00	1281,63	1050,11		
Densidade Aparente kg/m³	1,995	1,950	2,000	1,980	1,930		
Composição da mistura, % dos agregados em peso: 75% Brita 01 - São Vicente							
15% Pedrisco - São Vicente							
10% Areia Média Bernadinelli Rio Cuiabá							
OBS.: 1. Temperatura de moldagem = ambiente. Temperatura de rompimento = 159C							
sem imersão. Corpos de prova moldados com 75 golpes por face.							
2. As misturas com melhores aspectos são as com 5,5 6,0% de emulsão.							
Recomendações: Os resultados limitam-se aos agregados como são apresentados no comércio, em Cuiabá.							

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MATO GROSSO
PESQUISA DE AGREGADOS PARA P.M.E.
RELATÓRIO DE LABORATÓRIO

Material:							
da Mistura							
Fonte:							
Nossa Senhora da Guia							
Obra:							
Pesquisa de Laboratório							
Tipo de Construção							
Pré-Misturado à Frio de Graduação Aberta							
Especificação:							
DNER							
A ser executada por:							
Depº de Engenharia Civil/UFMT - Sub-Área: Pavimentação							
Responsável pelo Projeto:							
Engº MARILDA SERRA ÁVALOS							

Amostra nº 15	M i s t u r a (%)				Tolerância	Espec Requerida
						Faixa: F
Comp. Granulométr. Percent. Passada 1"						
3/4"	100,00				+ 7	100
1/2"	97,30				+ 7	95-100
3/8"	79,30				+ 7	45-80
Nº 4	44,30				+ 4	25-45
Nº 10	17,30				+ 4	15-20
Nº 200	1,70				+ 2	0-8
Ensaio Marshall Modificado						
% de Emulsão RL-1C	4,5	5,0	5,5	6,0		
Agreg. Previam. Ume dec. c/água mist % Estabilidade a 350 C, kg	1,0	1,0	1,0	1,0		
	496,84	538,90	413,49	549,19		
Densidade Aparente kg/m³	1,891	1,928	1,931	1,957		

Composição da mistura, % dos agregados em peso: 60% Brita 01 - N. Sª da Guia
40% Pedrisco - N. Sª da Guia

CBS.: 1. Temperatura de moldagem = ambiente. Temperatura de rompimento = 350C
sem imersão em água. Corpos de prova moldados com 75 golpes por face.

2. A mistura com melhor aspecto é a com 6,0% de emulsão.

Recomendações:
1. Os resultados limitam-se aos agregados como são apresentados no comércio, em Cuiabá.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MATO GROSSO
PESQUISA DE AGREGADOS PARA P.M.E.
RELATÓRIO DE LABORATÓRIO

Material: da Mistura							
Fonte:							
Obra: Pesquisa de Laboratório							
Tipo de Construção Pré-Misturado à Frio de Graduação Aberta							
Especificação: DNER							
A ser executada por: Deptº de Engenharia Civil/UFMT - Sub-Área: Pavimentação							
Responsável pelo Projeto: Engº MARILDA SERRA AVALOS							
Amostra nº 16	M i s t u r a (%)					Tolerância	Especc Requerida Faixa: P
Comp. Granulométr. Pócent. Passada 1"							
3/4"	100,00					+ 7	100
1/2"	97,00					+ 7	95-100
3/8"	77,60					+ 7	45-80
Nº 4	39,40					+ 4	25-45
Nº 10	15,20					+ 4	15-20
Nº 200	1,50					+ 2	0-8
Ensaio Marshall Modificado							
% de Emulsão RL-1C	4,5	5,0	5,5	6,0			
Agreg. Previam. Ume d.c. c/água mist. %	1,5	1,5	1,5	1,5			
Estabilidade 359 C. kg	482,62	481,73	609,21	602,25			
Densidade Aparente kg/m³	1,956	1,922	1,965	1,968			
Composição da mistura, % dos agregados em peso: 65% Brita 01 - N. Sº da Guia							
35% Pedrisco - N. Sº da Guia							
OBS.: 1. Temperatura de moldagem = ambiente. Temperatura de rompimento = 359C sem imersão em água. Corpos de prova moldados com 75 golpes por face.							
2. As misturas com melhores aspectos são as com 5,5 e 6,0% de emulsão.							
Recomendações: 1. Os resultados limitam-se aos agregados como são apresentados no comércio, em Cuiabá.							

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MATO GROSSO
PESQUISA DE AGREGADOS PARA P.M.E.
RELATÓRIO DE LABORATÓRIO

Material:							
de Mistura							
Fonte:							
São Vicente/Rio Cuiabá							
Obra:							
Pesquisa de Laboratório							
Tipo de Construção							
Pré-Misturado à Frio de Graduação Aberta							
Especificação:							
DNER							
A ser executada por:							
Deptº de Engenharia Civil/UFMT - Sub-Área: Pavimentação							
Responsável pelo Projeto:							
Engª MARILDA SERRA ÁVALOS							

Amostra nº	17	M i s t u r a (%)					Tolerância	Espec Re querida Faixa: F
Comp. Granulométr. Pocent. Passada 1"								
3/4"	100,00						+ 7	100
1/2"	99,30						+ 7	95-100
3/8"	89,10						+ 7	45-80
Nº 4	47,40						+ 4	25-45
Nº 10	32,00						+ 4	15-20
Nº 200	1,98						+ 2	0-

Ensaio Marshall Modificado							
% de Emulsão RL-1C	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5		
Agreg. Previam. Ume dec. c/opus mist %	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5		
Estabilidade 35º C, kg	740,51	740,61	835,43	937,99	542,88		
Densidade Aparente kg/m³	2,092	2,094	2,106	2,128	1,958		

Composição da mistura, % dos agregados em peso: 60% Brita 01 - São Vicente

10% Pedrisco - São Vicente
10% Pó de Pedra - São Vicente
20% Areia Média Bernadelli/rio Cuiabá

OBS.: 1. Temperatura de moldagem = ambiente. Temperatura de rompimento = 35ºC sem imersão. Corpos de prova moldados com 75 golpes por face.

2. As misturas com melhores aspectos são as com 5,5 e 6,0% de emulsão.

Recomendações: 1. Os resultados limitam-se aos agregados como são apresentados no comércio, em Cuiabá.

2. Esta mistura foi feita mesmo que não enquadrando na faixa F. Apresentou no entanto, bom aspecto e estabilidade e densidade dentro do recomendado.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MATO GROSSO
PESQUISA DE AGREGADOS PARA P.M.E.
RELATÓRIO DE LABORATÓRIO

Material:							
da Mistura							
Fonte:							
Nossa Senhora da Guia/São Vicente/Rio Cuiabá							
Obra:							
Pesquisa de Laboratório							
Tipo de Construção							
Pré-Misturado à Frio de Graduação Aberta							
Especificação:							
DNER							
A ser executada por:							
Deptº de Engenharia Civil/UFMT - Sub-Área: Pavimentação							
Responsável pelo Projeto:							
Engº MARILDA SERRA ÁVALOS							
Amostra nº	18	M i s t u r a (Z)				Tolerân- cia	Espec Re- querida Faixa: F
Comp. Granulométr.							
Pocent. Passada 1"							
3/4"	100,00					± 7	100
1/2"	96,00					± 7	95-100
3/8"	72,00					± 7	45-80
Nº 4	27,00					± 4	25-65
Nº 10	16,00					± 4	15-20
Nº 200	05,00					± 2	0-8
Ensaio Marshall Modificado							
% de Emulsão RL-1C	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5		
Agreg. Previam. Umc dec. c/água mist. %	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0		
Estabilidade 359 C, kg	628,49	675,26	689,61	736,50	412,61		
Densidade Aparente kg/m³	2,139	2,141	2,114	2,104	1,905		
Composição da mistura, % dos agregados em peso: R07 Brita 01 - N. Sº da Guia							
5% Pedrisco - São Vicente							
Área Media Bernadineili - rio 15% Cuiabá							
OBS.: 1. Temperatura de moldagem = ambiente. Temperatura de rompimento = 35°C							
sem imersão. Corpos de prova moldados com 75 golpes por face.							
2. As misturas com melhores aspectos são as com 5,5 e 6,0% de emulsão.							
Recomendações:							
1. Os resultados limitam-se as amostras como são apresentadas no comércio,							
em Cuiabá							

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MATO GROSSO
PESQUISA DE AGREGADOS PARA P.M.E.
RELATÓRIO DE LABORATÓRIO

Material:							
da Mistura							
Fonte:							
São Vicente/Rio Cuiabá							
Obra:							
Pesquisa de Laboratório							
Tipo de Construção							
Pré-Misturado à Frio de Graduação Aberta							
Especificação:							
DNBR							
A ser executada por:							
Deptº de Engenharia Civil/UFMT - Sub-Área: Pavimentação							
Responsável pelo Projeto:							
Engª MARILDA SERRA ÁVALOS							
Amostra nº 19	M i s t u r a (%)					Tolerância	Espec Requerida Faixa: F
Comp. Granulométr. Pocent. Passada 1"							
3/4"	100,00					± 7	100
1/2"	98,00					± 7	95-100
3/8"	87,00					± 7	45-80
Nº 4	26,00					± 4	25-45
Nº 10	17,00					± 4	15-20
Nº 200	01,00					± 2	0-8
Ensaio Marshall Modificado							
% de Emulsão RL-1C	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5		
Agreg. Previam. Um. dec. c/água mist 7	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0		
Estabilidade a 35°C, kg	549,28	694,84	770,07	838,33	988,85		
Densidade Aparente kg/m³	1,935	1,962	1,935	1,952	2,021		
Composição da mistura, 2 dos agregados em peso: 85% Brita 01 - São Vicente							
15% Areia Média Bernadinelli/rio Cuiabá							
OBS.: 1. Temperatura de moldagem = ambiente. Temperatura de rompimento = 35°C							
sem imersão. Corpos de prova moldados com 75 golpes por face.							
2. As misturas com melhores aspectos são as com 6,0 e 6,5% de emulsão.							
Recomendações: 1. Os resultados limitam-se às amostras de agregados como são apresentados no comércio, em Cuiabá.							
2. Recomenda-se fazer mais uma mistura com 7,0% de emulsão.							

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MATO GROSSO
PESQUISA DE AGREGADOS PARA P.M.E.
RELATÓRIO DE LABORATÓRIO

Material:							
da Mistura							
Fonte:							
Nossa Senhora da Guia/São Vicente/Cuiabá							
Obra:							
Pesquisa de Laboratório							
Tipo de Construção							
Pré-Misturado à Frio de Graduação Aberta							
Especificação:							
DNER							
A ser executada por:							
Deptº de Engenharia Civil/UFMT - Sub-Área: Pavimentação							
Responsável pelo Projeto:							
Engº MARILDA SERRA ÁVALOS							
Amostra nº 20	M i s t u r a (%)					Tolerância	Espec Re querida Faixa: F
Comp. Granulométr. Pócent. Passada 1"							
3/4"	100,00					± 7	100
1/2"	97,00					± 7	95-100
3/8"	77,50					± 7	45-80
Nº 4	40,40					± 4	25-45
Nº 10	24,20					± 4	15-20
Nº 200	1,47					± 2	0-8
Ensaio Marshall Modificado							
Z de Emulsão RL-1C	4,5	5,0	5,5	6,0			
Agreg. Previám. Ume dec. c/água mist 7	1,5	1,5	1,5	1,5			
Estabilidade a 35º C, kg	710,50	863,16	943,91	738,80			
Densidade Aparente kg/m³	2,123	2,123	2,167	2,087			
Composição da mistura, % dos agregados em peso: 65% Brita 01 - N.5ª da Guia							
10% Pedrisco - São Vicente							
15% Areia Média Bernadinelli/rio Cuiabá							
10% Areia Fina Santa Rita - Rio Cuiabá							
OBS.: 1. Temperatura de moldagem = ambiente. Temperatura de rompimento = 35º C							
sem imersão. Corpos de prova moldados com 75 golpes por face.							
2. As misturas com melhores aspectos são as com 5,0 e 5,5% de emulsão.							
Recomendações: 1. Os resultados limitam-se as amostras como são apresentadas no comércio, em Cuiabá.							

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MATO GROSSO
PESQUISA DE AGREGADOS PARA P.M.E.
RELATÓRIO DE LABORATÓRIO

Material:							
da Mistura							
Ponte:							
São Vicente/Cuiabá							
Obra:							
Pesquisa de Laboratório							
Tipo de Construção							
Pré-Misturado à Frio de Graduação Aberta							
Especificação:							
DNER							
A ser executada por:							
Deptº de Engenharia Civil/UFMT - Sub-Área: Pavimentação							
Responsável pelo Projeto:							
Engª MARILDA SERRA ÁVALOS							
Amostra nº	21	M i s t u r a (Z)				Tolerân- cia	Espec Re querida Faixa: F
Comp. Granulométr. Pocent. Passada 1"							
3/4"	100,00					+ 7	100
1/2"	88,56					+ 7	95-100
3/8"	87,10					+ 7	45-80
Nº 4	29,20					+ 4	25-45
Nº 10	21,20					+ 4	15-20
Nº 200	1,10					+ 2	0-8
Ensaio Marshall Modificado							
% de Emulsão RL-1C	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5		
Agreg. Previam. Ume dec, c/água mist %	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0		
Estabilidade a 35º C, kg	681,80	768,66	847,30	878,42	1082,92		
Densidade Aparente kg/m³	2,035	2,045	2,060	2,045	1,995		
Composição da mistura, % dos agregados em peso: 80% Brita .01 = São Vicente							
20% Areia Média Bernadinelli/Rio Cuiabá							
OBS.: 1. Temperatura de moldagem = ambiente. Temperatura de rompimento = 35º C							
sem imersão. Corpos de prova moldados com 75 golpes por face.							
Recomendações: 1. Os resultados limitam-se as amostras como são apresentadas no comércio, em Cuiabá.							
2. Recomenda-se realizar mais uma mistura com 7,0% de emulsão.							

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MATO GROSSO
PESQUISA DE AGREGADOS PARA P.M.E.
RELATÓRIO DE LABORATÓRIO

Material:							
da Mistura							
Fonte:							
Nossa Senhora da Guia/São Vicente/Cuiabá							
Obra:							
Pesquisa de Laboratório							
Tipo de Construção							
Pré-Misturado à Frio de Graduação Aberta							
Especificação:							
DNER							
A ser executada por:							
Deptº de Engenharia Civil/UFMT - Sub-Área: Pavimentação							
Responsável pelo Projeto:							
Engº MARILDA SERRA ÁVALOS							
Amostra nº 22	M i s t u r a (%)					Tolerância	Espec. Requerida
Comp. Granulométr. Pócent. Passada 1"							
3/4"	100,00					± 7	100
1/2"	96,40					± 7	95-100
3/8"	73,20					± 7	45-80
Nº 4	27,52					± 4	25-45
Nº 10	13,30					± 4	15-20
Nº 200	1,20					± 2	0-8
Ensaio Marshall Modificado							
% de Emulsão RL-1C	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5		
Agreg. Previa. Ume dec. c/água mist. X	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0		
Estabilidade 359 C, kg	283,38	381,15	441,28	442,99	390,02		
Densidade Aparente kg/m³	1,920	1,963	1,974	2,000	1,862		
Composição da mistura, % dos agregados em peso: 80% Brita 01 - N. 5º da Guia							
10% Pedrisco - São Vicente							
10% Areia Média Bernadinelli/rlo Cuiabá							
OBS.: 1. Temperatura de moldagem = ambiente. Temperatura de rompimento = 35°C							
sem imersão em água. Corpos de prova moldados com 75 golpes por face.							
2. As misturas com melhores aspectos são as com 5,5 e 6,0% de emulsão.							
Recomendações: 1. Os resultados limitam-se as amostras como são apresentadas no comércio, em Cuiabá.							
2. Não se recomenda esta mistura por não alcançar a estabilidade mínima (450 kg) recomendados.							

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MATO GROSSO
PESQUISA DE AGREGADOS PARA P.M.E.
RELATÓRIO DE LABORATÓRIO

Material:							
da Mistura							
Fonte:							
Nossa Senhora da Guia							
Obra:							
Pesquisa de Laboratório							
Tipo de Construção							
Pré-Misturado à Frio de Graduação Aberta							
Especificação:							
DNBR							
A ser executada por:							
Depto de Engenharia Civil/UFMT - Sub-Área: Pavimentação							
Responsável pelo Projeto:							
Engº MARILDA SERRA AVALOS							

Amostra nº 23	M i s t u r a (%)					Tolerância	Espec Re querida Faixa: C
Comp. Granulométr. Percent. Passada 1"							
3/4"	100,00					+ 7	100
1/2"	75,72					+ 7	75-100
3/8"	61,37					+ 7	35-70
Nº 4	37,53					+ 4	15-40
Nº 10	15,07					+ 4	10-25
Nº 200	1,51					+ 2	0-5

Ensaio Marshall Modificado							
% de Emulsão RL-1C	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5		
Agreg. Previam. Lme dec. c/água mist 7	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0		
Estabilidade 359 C, kg	527,53	666,61	617,48	765,94	648,95		
Densidade Aparente kg/m³	1.989	2.010	2.020	2.035	1.980	-	-

Composição da mistura, % dos agregados em peso: 25% Brita 02 - N.Sª da Guia

40% Brita 01 - N.Sª da Guia

35% Pedrisco - N. S9 da Guia

OBS.: 1. Temperatura de moldagem = ambiente. Temperatura de rompimento = 359 C
sem imersão em água. Corpos de prova moldados com 75 golpes por face.

2. As misturas com melhores aspectos são as com 6,0 e 6,5% de emulsão.

Recomendações: Os resultados limitam-se aos agregados como são apresentados no co-
nhecimento, em Curitiba.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MATO GROSSO
PESQUISA DE AGREGADOS PARA P.M.E.
RELATÓRIO DE LABORATÓRIO

Material:							
da Mistura							
Fonte:							
Nossa Senhora da Guia/Rio Cuiabá							
Obra:							
Pesquisa de Laboratório							
Tipo de Construção							
Pré-Misturado à Frio de Graduação Aberta							
Especificação:							
DNER							
A ser executada por:							
Deptº de Engenharia Civil/UFMT - Sub-Área: Pavimentação							
Responsável pelo Projeto:							
Engº MARILDA SERRA ÁVALOS							

Amostra nº 24	Mistura (%)					Tolerância	Espec. Requerida Faixa: C
Comp. Granulométr. Pocent. Passada 1"							
3/4"	100,00					± 7	100
1/2"	96,89					± 7	75-100
3/8"	75,68					± 7	35-70
Nº 4	36,00					± 4	15-40
Nº 10	23,50					± 4	10-25
Nº 200	0,79					± 2	0-5

Ensaio Marshall Modificado							
% de Emulsão RL-1C	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5		
Agreg. Previam. Ume dec. c/água mist %	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0		
Estabilidade 359 C, kg	665,78	771,98	659,25	669,29	888,67		
Densidade Aparente kg/m³	2,115	2,145	2,133	2,121	2,193		

Composição da mistura, % dos agregados em peso: 70% Brita 01 - N.Sº da Guia

10% Pedrisco - N.Sº da Guia

20% Areia Média Bernadinelli/rio Cuiabá

OBS.: 1. Temperatura de mldagem = ambiente. Temperatura de rompimento = 359C

sem imersão em água. Corpos de prova moldados com 75 golpes por face.

2. A mistura com melhor aspecto é a com 6,5% de emulsão.

Recomendações: Os resultados limitam-se aos agregados como são apresentados no comércio de Cuiabá.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MATO GROSSO

PESQUISA DE AGREGADOS PARA P.M.E.

RELATÓRIO DE LABORATÓRIO

Material:							
da Mistura							
Fonte:							
São Vicente/Rio Cuiabá							
Obra:							
Pesquisa de Laboratório							
Tipo de Construção							
Pré-Misturado à Frio de Graduação Aberta							
Especificação:							
DNER							
A ser executada por:							
Deptº de Engenharia Civil/UFMT - Sub-Área: Pavimentação							
Responsável pelo Projeto:							
Engº MARILDA SERRA ÁVALOS							
Amostra nº 25	M i s t u r a (%)					Tolerân- cia	Espec Re- querida Faixa: r
Comp. Granulométr. Pocent. Passada 1"							
3/4"	100,00					+ 7	100
1/2"	99,80					+ 7	95-100
3/8"	89,70					+ 7	45-80
Nº 4	34,60					+ 4	25-45
Nº 10	25,60					+ 4	15-20
Nº 200	0,50					+ 2	0-8
Ensaio Marshall Modificado							
% de Emulsão RL-1C	5,0	5,5	6,0	6,5			
Agreg. Previam. Ume dec. c/água mist. 7	1,0	1,0	1,0	1,0			
Estabilidade a 35º C, kg	430,84	779,87	799,98	1.220,87			
Densidade Aparente kg/m³	1,911	2,045	2,033	2,113			
Composição da mistura, % dos agregados em peso: 75% Brita 01 - São Vicente							
25% Areia Média Bernadinelli/rio Cuiabá							
OBS.: 1. Temperatura de moldagem = ambiente. Temperatura de rompimento = 35º C							
sem imersão em água. Corpos moldados com 75 golpes por face.							
2. A mistura com melhor aspecto é a com 6,5% de emulsão.							
Recomendações: Os resultados limitam-se aos agregados como são apresentados no							
comércio de Cuiabá.							

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MATO GROSSO
PESQUISA DE AGREGADOS PARA P.M.E.
RELATÓRIO DE LABORATÓRIO

Material: da Mistura							
Fonte: São Vicente/Rio Cuiabá							
Obra: Pesquisa de Laboratório							
Tipo de Construção Pré-Misturado à Frio de Graduação Aberta							
Especificação: DNER							
A ser executada por: Deptº de Engenharia Civil/UFMT - Sub-Área: Pavimentação							
Responsável pelo Projeto: Engº MARILDA SERRA AVALOS.							
Amostra nº 26	M i s t u r a (2)					Tolerância	Espec. e Faixa: F
Comp. Granulométr.							
Pocent. Passada 1"							
3/4"						± 7	100
1/2"	100,00					± 7	95-100
3/8"	88,10					± 7	45-80
Nº 4	30,15					± 4	25-45
Nº 10	21,10					± 4	15-20
Nº 200	1,50					± 2	0-8
Ensaio Marshall Modificado							
% de Emulsão RL-1C	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5		
Agreg. Previam. Umc dec. c/água mist. %	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0		
Estabilidade 359 C, kg	535,28	608,10	678,10	741,09	147,79		
Densidade Aparente kg/m³	2,026	2,046	2,032	2,045	1,772		
Composição da mistura, % dos agregados em peso: 80% Brita 01 - São Vicente							
10% Areia Média Bernadineilli/Rio Cuiabá							
10% Areia Fina - Rio Cuiabá							
OBS.: 1. Temperatura de moldagem = ambiente. Temperatura de rompimento = 359 C sem imersão em água. Corpos de prova moldados com 75 golpes por face.							
2. As misturas com melhores aspectos são as com 5,5 e 6,0% de emulsão.							
Recomendações: Os resultados limitam-se aos agregados como são apresentados no comércio de Cuiabá.							

5 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Além das observações e recomendações já realizadas nas próprias planilhas de Relatório de Laboratório, menciona-se outras que se julga importante serem relatadas.

Com relação aos agregados da nossa região, de acordo com os resultados obtidos em laboratório verifica-se de modo geral, comportamentos de bons a excelentes, considerando-se a variação da composição da mistura.

Os agregados graúdos (calcáreo e brita) apresentam-se com presença de pó que dificulta o trabalho de envolvimento com emulsões do tipo RM. Se lavados, melhoram um pouco mais a sua adesividade ao ligante. Como isto onera mais o produto final e a melhoria é pouca, optou-se neste trabalho pela emulsão do tipo RL-1C. Verificou-se que o mesmo adere melhor ao agregado em presença de pó e por se tratar aqui de misturas abertas em clima regional bastante elevado (40 a 42°C quase o ano todo), apresenta-se com melhor comportamento.

Devido a dificuldade de transporte adequado à coleta dos materiais (quantidade), desde o início da pesquisa, estas foram sendo realizadas por etapas e à medida que se tornava necessário fazia-se novas coletas. Isto ofereceu oportunidade de se obter melhores informações sobre possí

veis variações de uniformidade dos materiais apresentados, constantemente ao comércio. Com referência a brita granítica de São Vicente, apresenta resultados de ensaios de laboratório referente a desgaste Los Angeles, Tretton e presença de materiais pulverulentos, pequenas variações. Em visita ao local da jazida constatou-se que isto ocorre devido a variação de camadas das rochas que tendem a melhorar à medida que se aprofundam. A brita calcárea de Nossa Senhora da Guia também apresenta pequenas variações quanto aos resultados de ensaios de laboratório referente ao desgaste Los Angeles e Tretton, presença de materiais pulverulentos e índice de forma. Isto ocorre devido a maior ou menor presença de calcita (mais lamelar) na mistura com a dolomita. Esta variação não tem comprometido a qualidade do material como é apresentada, pois verifica-se o seu enquadramento sempre de maneira favorável às exigências especificadas para o PMF. Esta variação pode não existir se houver maior controle da qualidade destes elementos misturados.

Com referência a areia do Rio Cuiabá, na realidade trata-se na maioria das vezes de uma areia fina. Quando o fornecedor apresenta uma areia "média", trata-se daquelas dragas locadas em pontos de curva do rio, onde a velocidade da água é maior, carreando as partículas mais finas e concentrando as mais grossas. Na periferia de Cuiabá, estas ainda são muito poucas. Estas areias são estocadas durante a estiagem (abril a outubro) e as variações verificadas se devem

principalmente a presença de materiais pulverulentos pouco maior nas amostras coletadas no início e fim da estiagem. Mesmo assim, essas variações são sempre inferiores a 1,5%.

Das várias combinações destes agregados conseguiu-se enquadrá-los sempre nas faixas C ou F, sendo inclusive utilizado para algumas composições, as tolerâncias permitidas por especificação em uma ou duas peneiras. A dificuldade em se fazer este enquadramento é que não se conseguiu obter agregados britados com vistas ao PMF. Estes são fornecidos normalmente para Tratamento Superficiais, utilizados em grande escala na pavimentação dos bairros de Cuiabá.

As misturas foram testadas com variações de 4,5; 5,5; 6,0 e 6,5% de emulsão. Das misturas propostas apenas a amostra nº 22 não obteve a estabilidade mínima recomendada (450 kg), apesar do seu enquadramento na faixa F. As demais, quando se aplicava as variadas porcentagens, sempre obtiveram valores acima da recomendada.

Outra observação é quanto a densidade destas misturas. Muitas delas, mesmo com excelente valor de estabilidade, ficaram pouco abaixo do valor de densidade recomendado para o PMF de Graduação Aberta.

Algumas dosagens apresentam-se mais abertas que outras. Sugere-se a aplicação de dosagens de PMF menos

abertas para camadas de revestimento ou, para as considera
das mais abertas, a aplicação de uma capa selante de lama as
fáltica. O PMF, por não precisar de controle de tráfego ini
cial, é mais recomendado na aplicação dos revestimentos dos
pavimentos urbanos de Cuiabá. Apresentam melhor comportamento
que os tratamentos Superficiais Duplos com capa selante, e,
são menos onerosos que o concreto asfáltico antigamente apli
cado.

The first of these is the fact that the present study is a preliminary one, and that the results are preliminary. The second is the fact that the present study is a preliminary one, and that the results are preliminary.

The first of these is the fact that the present study is a preliminary one, and that the results are preliminary. The second is the fact that the present study is a preliminary one, and that the results are preliminary.

The first of these is the fact that the present study is a preliminary one, and that the results are preliminary. The second is the fact that the present study is a preliminary one, and that the results are preliminary.

6. APÊNDICE

The first of these is the fact that the present study is a preliminary one, and that the results are preliminary. The second is the fact that the present study is a preliminary one, and that the results are preliminary.

The first of these is the fact that the present study is a preliminary one, and that the results are preliminary. The second is the fact that the present study is a preliminary one, and that the results are preliminary.

MÉTODO MARSHALL MODIFICADO

1 - Objetivo

Este método fixa o processo pelo qual se determina a estabilidade de misturas de Pré-Misturado à Frio de graduação aberta e utilizando o aparelho Marshall.

2 - Aparelhagem

A aparelhagem necessária para execução do ensaio é a seguinte:

a) Prensa com capacidade para aplicar cargas até 5.000 kg, mecânica ou manual, com êmbolo movimentando-se uma velocidade de 5 cm por minuto:

b) Molde de compactação, consistindo de uma placa base, molde e colar de extensão. O molde com diâmetro interno de 4" e a altura aproximada de 3", a placa base e o colar são feitos de modo a poderem ser alternados com qualquer das extremidades do molde;

c) Soquete de compactação, com sapata circular com 4.540 g de peso e uma altura de queda livre de 45,72 cm;

- d) Medidor de fluência, com divisões de 1/100";
- e) Molde de compressão;
- f) Estrator de corpo de prova;
- g) Estufa capaz de manter a temperatura entre 30 e 70°C;
- h) Recipiente em forma de calota esférica com fundo chato, com capacidade de cerca de 4 litros;
- i) Base de concreto para compactação, de cerca de 30 x 30 x 70 cm, encimada com uma placa de aço de 30 x 30 x 0,5 cm;
- j) Colher de metal, cabo com cerca de 25 cm;
- k) Espátulas de aço de cerca de 20 cm de lâmina;
- l) Parafina - papel de filtro de 101,6 mm (4") de diâmetro;
- m) Balança com capacidade de 5 kg, sensível a 1g, que permita pesagem hidrostática;
- n) Jogo de peneiras de malha adequada;
- o) Becher com capacidade de 600 ml;
- p) Paquímetro de curso superior a 12 cm, graduado em mm.

3 - Preparação das Misturas

Conhecidas as granulometrias dos agregados e as porcentagens, em peso, em que os materiais serão misturados, calcula-se a quantidade de cada um deles para um corpo de

prova pesando cerca de 1.200 kg.

a) Preparar no mínimo três misturas para cada dosagem;

b) Por meio de tentativas, determinar a porcentagem da água necessária para se obter o melhor recobrimento do agregado pela emulsão asfáltica;

c) Definido o teor de água, fazer três misturas para cada teor de emulsão;

d) Após a execução das misturas com os vários teores de água e emulsão, colocar as mesmas em uma bandeja à temperatura ambiente, deixando curar até a perda de umidade correspondente a 50% de toda água adicionada ($h_m + H_2O$ de emulsão) que é então a umidade de compactação (H_c), onde h_m = água de umedecimento do agregado;

e) A base do soquete e o molde de compactação devem estar limpos. Colocar o molde em posição no suporte de compactação (Pedestal de Compactação) e introduzir nele uma folha de papel de filtro. Colocar no molde a mistura, de uma só vez. Acomodar a mistura com 15 golpes vigorosos de espátula ao redor do molde e 10 no centro da mistura. Nestas condições molda-se o corpo de prova com 75 golpes por face;

f) Após a compactação o corpo de prova com o molde é deixado em estufa a 60°C, por 36 horas, ou até constância de peso para eliminar toda a umidade ou solvente restante na mistura.

Atingida a constância de peso, retira-se da estufa e extrai-se o corpo de prova do molde. O corpo de prova é colocado sobre uma superfície lisa e plana tomando-se o cuidado no manuseio para evitar fratura ou deformação, deixa-se esfriar;

g) Pesar os corpos de prova ao ar sem parafina, com parafina, e determinar o peso hidrostático com parafina, para o cálculo das densidades.

4 - Estabilidade

Os corpos de prova serão colocados em estufa a 35°C pelo período de uma hora.

Em seguida é colocado no molde de compressão e levado à prensa. A prensa será operada de modo tal que o êmbolo se eleve com uma velocidade de 5 cm por minuto, até a ruptura do corpo de prova. A carga em kg ou libras, necessária para provocar a ruptura do corpo de prova à temperatura de 35° C será anotada como "Estabilidade Marshall".

O valor da Estabilidade Marshall deverá ser corrigido para o volume do corpo de prova ensaiado, multiplicando-se por um fator que é função do volume do corpo de prova. Ver tabela em anexo.

O espaço de tempo entre retirar o corpo de prova da estufa e o seu rompimento não poderá exceder a 30 segundos.

P.S. - Quando a mistura de agregados contém material retido na peneira de 1", este será substituído por igual quantidade de material passando nesta peneira (1") e retido na peneira 3/4".

Fórmula para estimar o Teor de Emulsão.

$$P = 0,05A + 0,1 B + 0,5 C$$

sendo:

P = porcentagem em peso de emulsão, sobre o peso do agregado;

A = porcentagem do agregado retido na peneira nº 10 (2,0 mm), em peso;

B = porcentagem do agregado passando na peneira nº 10 (2,0 mm) e retido na peneira nº 200 (0,074 mm) em peso;

C = porcentagem do agregado passando na peneira nº 200 (0,074 mm) em peso.

TABELA PARA CORREÇÃO DA ESTABILIDADE, EM FUNÇÃO DA ESPESSURA
DO CORPO DE PROVA

ESPESSURA MM	FATOR	ESPESSURA MM	FATOR	ESPESSURA MM	FATOR
50,8	1,46	56,3	1,22	64,3	0,98
51,0	1,45	56,6	1,21	64,7	0,97
51,2	1,44	56,8	1,20	65,1	0,96
51,6	1,43	57,1	1,19	65,6	0,95
51,8	1,42	57,4	1,18	66,1	0,94
52,0	1,41	57,7	1,17	66,7	0,93
52,2	1,40	58,1	1,16	67,1	0,92
52,4	1,39	58,4	1,15	67,5	0,91
52,6	1,38	58,7	1,14	67,9	0,90
52,9	1,37	59,0	1,13	68,3	0,89
53,1	1,36	59,3	1,12	68,8	0,88
53,3	1,35	59,7	1,11	69,3	0,87
53,5	1,34	60,0	1,10	69,8	0,86
53,8	1,33	60,3	1,09	70,3	0,85
54,0	1,32	60,6	1,08	70,8	0,84
54,2	1,31	60,9	1,07	71,4	0,83
54,5	1,30	61,1	1,06	72,2	0,82
54,7	1,29	61,4	1,05	73,0	0,81
54,9	1,28	61,9	1,04	73,5	0,80
55,1	1,27	62,3	1,03	74,0	0,79
55,4	1,26	62,7	1,02	74,6	0,78
55,6	1,25	63,1	1,01	75,4	0,77
55,8	1,24	63,5	1,00	76,2	0,76
56,1	1,23	63,9	0,99		

TABELA PARA CORREÇÃO DA ESTABILIDADE EM FUNÇÃO DO VOLUME DO
CORPO DE PROVA

VOLUME DO CORPO DE PROVA CM ³	FATOR DE CORREÇÃO	VOLUME DO CORPO DE PROVA CM ³	FATOR DE CORREÇÃO
200.213	5,56	406.420	1,47
214.225	5,00	421.431	1,39
226.237	4,55	432.443	1,32
238.250	4,17	444.456	1,25
251.264	3,85	457.470	1,19
265.276	3,57	471.482	1,14
277.289	3,33	483.495	1,09
290.301	3,03	496.508	1,04
302.316	2,78	509.522	1,00
317.328	2,50	523.535	0,96
329.340	2,27	536.546	0,93
341.353	2,08	547.559	0,89
354.367	1,92	560.573	0,86
368.379	1,79	574.585	0,83
380.392	1,67	586.598	0,81
393.405	1,56	599.610	0,78
		611.625	0,76

ESPECIFICAÇÕES BRASILEIRAS

CARACTERÍSTICAS	MÉTODO DE ENSAIO	RUPTURA RÁPIDA			RUPTURA MÉDIA		RUPTURA LENTA
		RR-1C RS-2K	RR-2C RS-3K	RR-MC	RM-1C SM-K	RM-2C CM-K	RL-1C SS-K
Ensaio sobre Emulsão:							
a) Viscosidade Saybolt Furol, SSE a 25°C	PMB-581	20 mm	-	-	-	-	20.100
a 50°C	PMB-581	20.100	100 mm	20 mm	20 mm	50 mm	-
b) Sedimentação 5 dias máxima por diferença		5	5	5	5	5	5
c) Peneiração (retido na peneira nº 20) (0,84 mm) % máxima		0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10
d) Resistência à água % mínima de cobertura:							
agregado seco		80	80	80	80	80	80
agregado úmido		80	80	60	60	60	60
e) Mistura com cimento ou filler sílico, % máxima	PMB-496	-	-	-	-	-	2
f) Carga de partícula	PMB-563	positiva	positiva	positiva	positiva	positiva	positiva
g) ph maximo	PMB-568	-	-	-	-	-	6,5

continua ...

continuação

h) Destilação solvente destilado, % em volume sobre o total da emulsão	0,3	0,3	4,12	0,20	0,12	-
Resíduo, % mínimo em peso PMB-586	60	65	60	60	65	58
i) Desemulsibilidade, % em peso						
- mínimo PMB-590	50	50	50	-	-	-
- máximo PMB-590	-	-	-	50	50	-
j) Ensaios sobre o resíduo						
a) Penetração a 25°C, 100 g 5 x 0,1 mm MB-107	70.250	70.250	70.250	70.250	70.250	50.250
b) Teor de betume, % min. empesc MB-166	97,0	97,0	97,0	97,0	97,0	97,0
c) Dutilidade a 25°C, 5 cm/mim: cm, mim MB-167	40	40	40	40	40	40

NOTAS: (1) Todos os ensaios devem ser feitos dentro de 30 dias da data do carregamento.

(2) Na emulsão RR-LC o ensaio de viscosidade pode ser feito a 25°C ou a 50°C

(3) RR-MC: Ruptura Rápida - Mistura Catiônica.

7 - BIBLIOGRAFIA

LOPES, João B. J. Misturas Tratadas com Emulsão MTE. 1.976.

FILGUEIRA, Reniel P. Traços para Concreto. Cuiabá, UFMT, 1.985.

OLIVEIRA, Eldemir P. & SERRA, Marilda. Avaliação da Resistência do Concreto de Cimento Portland Utilizando os Agregados da Região de Cuiabá. Cuiabá, UFMT, 1.983.

LARSEN, Johannes. Tratamento Superficial na Conservação e Construção. ABEDA, 1.985.

Ensaio Marshall para Misturas Betuminosas, DNER, DPT, M. 43-64.

Emulsões Catiônicas. Chevron do Brasil S/A. Boletim nº 04.

AVALIAÇÃO DA COLAPSIVIDADE DE UM SOLO POROSO
EM CONSEQUÊNCIA DA CONSTRUÇÃO DE UM ATERRO

Camapum de Carvalho, José

PhD, Universidade de Brasília

Mortari, Diógenes

Geólogo, Universidade de Brasília

Silva, Paulo Roberto

MSc, Universidade de Brasília

Paixão, Maricene M. O. M.

Geóloga, Universidade de Brasília

AVALIAÇÃO DA COLAPSIVIDADE DE UM SOLO POROSO EM CONSEQUÊNCIA DA CONSTRUÇÃO DE UM ATERRO

RESUMO

O Distrito Federal é recoberto em grande parte por uma camada de solo poroso que chega a atingir 18 metros de espessura, a qual recobre um estrato rochoso constituído por rochas metamórficas pertencentes ao Grupo Paranoá e em menor expressão ao Grupo Canastra.

Os problemas de recalques têm comprometido grande parte das obras assentadas nestes solos, exigindo medidas bastante onerosas para minimizar estes efeitos tais como a execução de fundações profundas e recomposição de aterros e pavimentos.

Este trabalho mostra uma avaliação do comportamento desta camada porosa, e os efeitos da colapsividade, sob um carregamento, simulando três trajetórias de tensões que ocorrem durante a construção de um aterro viário.

1. INTRODUÇÃO

A camada de solo poroso que forma a maior parte do manto superficial do Distrito Federal é constituída por solos argilosos, siltosos e arenosos podendo atingir profundidades da ordem de 18 metros.

Esta camada, aparentemente de estruturas "estáveis", apresenta-se constituída de macroporos e microporos (Fotografia 1) e experimenta uma significativa redução do volume de vazios, quando submetida a uma variação do estado de tensões. A variação do estado de tensões se dá por um acréscimo do carregamento externo ou através do aumento do teor de umidade do solo o que afeta a interação intergranular.

Quanto ao tempo, o recalque nestes solos ocorre de duas formas bem distintas, de modo imediato quando se trata de colapso e de forma mais lenta, embora ainda rápida ($k_{zo} = 10^{-4}$ cm/s), quando se trata de consolidação propriamente dita.



Fotografia 1 - Estrutura característica do solo poroso do Distrito Federal.

No caso de um aterro rodoviário, o colapso que se dá em consequência do aumento das tensões externas aplicadas não é preocupante, uma vez que ele ocorre durante a fase construtiva. No entanto, os recalques a longo tempo e aqueles devidos ao aumento do teor de umidade do solo de fundação são altamente prejudiciais à qualidade do pavimento, sendo comuns o aparecimento de trincas, lombadas e desníveis no encabeçamento de pontes. É certo no entanto, que a maioria dos desníveis que ocorrem no encabeçamento de pontes é atribuído também a problemas construtivos.

O presente trabalho envolve o estudo da colapsividade do solo através de ensaios oedométricos e triaxiais com saturação a diferentes estados de tensões. Nos ensaios triaxiais, seguiu-se na fase de carregamento por estágios de pressão, três trajetórias de tensões características daquelas que ocorrem durante a construção de um aterro, em seu eixo, a 1, 3 e 5 metros de profundidade.

2. CARACTERÍSTICAS DO SOLO

A camada de solo poroso é constituída por argilas, siltes e areias combinadas em diferentes proporções, dependendo do domínio

geológico local. Este domínio geológico é formado pelas rochas do Grupo Canastra, predominantemente filitos e micaxistos, e pelas rochas do Grupo Paranoá, ardósias, metarritmitos, quartzitos, metassiltitos, metargilitos e metarenitos. Rochas metamórficas estruturalmente complexas, dobradas e redobradas, daí uma grande dificuldade na definição do perfil de intemperismo da região.

Esta camada de solo poroso apresenta geralmente as seguintes características:

- SPT inferior a 6 golpes
- Limite de Liquidez (wl) compreendido entre 25 e 78 %
- Limite de Plasticidade (wp) compreendido entre 58 e 18 %
- Índice de Plasticidade (IP) compreendido entre 4 e 38 %
- Densidade Real dos Grãos (G) entre 2,61 e 2,91
- Umidade Natural (w) entre 9,6 e 70 %
- Índice de vazios (e) compreendido entre 1,2 e 2,2
- Fração inferior a 0,074 mm compreendida entre 13 e 97 %

A Figura 1 (Ortigão, 1993), mostra com base em resultados de ensaios dilatométricos, valores característicos do comportamento mecânico desses solos.

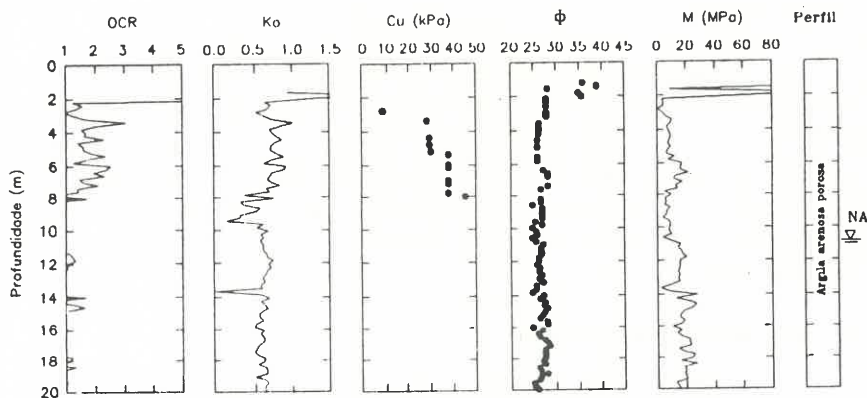


Figura 1 - Propriedades mecânicas de um solo poroso do Distrito Federal

A Tabela 1 apresenta as propriedades físicas do solo estudado.

Tabela 1- Propriedades Físicas do Solo Estudado.

Densidade real dos grãos	2,74
Limite de contração (%)	33,3
Limite de liquidez (%)	49,2
Limite de plasticidade (%)	38,3
Índice de plasticidade (%)	10,9
Fração areia (%)	48,1
Fração silte (%)	29,2
Fração argila (%)	26,7

3. TRAJETÓRIAS DE CARREGAMENTO

Considerando-se os valores de γ_0 característicos da camada de solo poroso do Distrito Federal (fig. 1), foram calculadas para as profundidades de 1, 3 e 5 metros na fundação, as trajetórias de tensões seguidas durante a construção de um aterro de 8 metros de altura (fig. 2). Nesta simulação foi considerado para o aterro um peso específico de $18,5 \text{ kN/m}^3$, e para a fundação um peso específico de $14,0 \text{ kN/m}^3$.

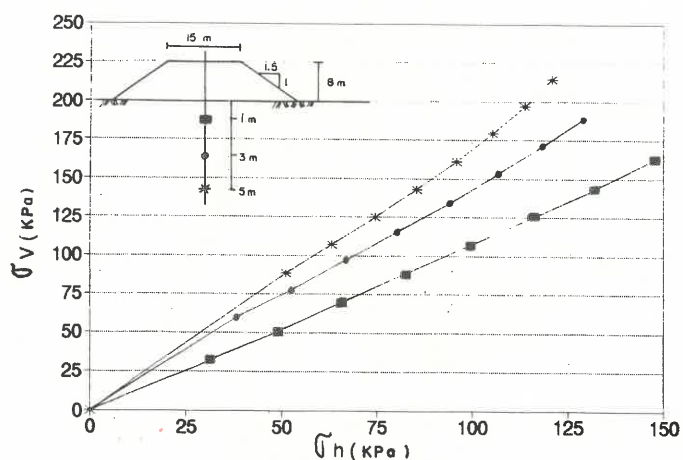


Figura 2 - Trajetórias de tensões obtidas na simulação da construção do aterro.

4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Foram realizados ensaios oedométricos e triaxiais de colapso. Nos ensaios triaxiais seguiu-se as trajetórias de tensões mostradas na Figura 2.

A Tabela 2 apresenta as características físicas representativas do solo de fundação a 1, 3 e 5 metros de profundidade.

Tabela 2 - Características físicas do solo de fundação.

PROFUNDIDADE (m)	G	OEDÔMETRO		TRIAXIAL	
		eo	Sro	eo	Sro
1	2,66	2,04	47	1,86	46
3	2,70	2,05	62	1,72	66
5	2,75	1,90	69	1,72	70

A Figura 3 apresenta as curvas obtidas a partir dos ensaios oedométricos e triaxiais. Os índices de colapso obtidos segundo Vargas (1978) constam da Tabela 3.

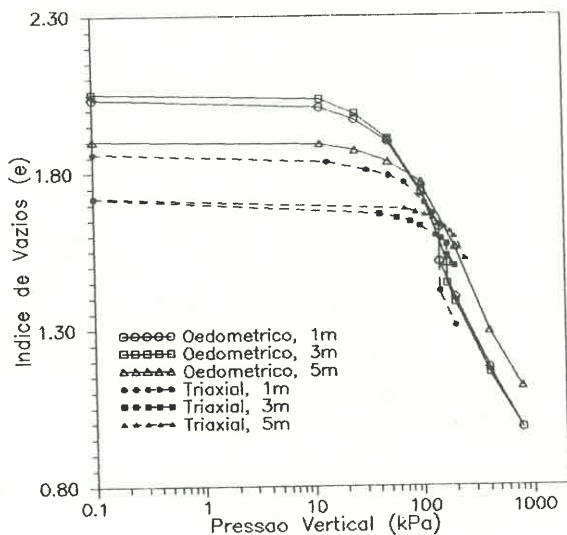


Figura 3 - Curvas índice de vazios x pressão vertical

Tabela 3 - Índice de colapso do solo estudado

PROFUNDIDADE (m)	ENSAIO OEDOMETRICO		ENSAIO TRIAXIAL			
	σ_v (kPa)	i (%)	σ_1 (kPa)	σ_3 (kPa)	k (σ_3/σ_1)	i (%)
1	144	4,2	144	131	0,91	7,5
3	170	2,5	170	118	0,69	1,2
5	197	0,1	197	114	0,58	0,0

Estes resultados de colapso, considerando-se cada camada individualmente, concordam como será visto a seguir, com aqueles apresentados por Polido e Castello (1991), que mostram que o índice de colapso aumenta com a diminuição de k (σ_3/σ_1). Observando-se os resultados da figura 1, verifica-se que este tipo de solo apresenta um k_0 superior a 1, próximo a superfície, diminuindo com a profundidade até atingir valores compreendidos entre 0,5 e 0,7.

Para a profundidade de 1 metro, o k adotado no ensaio triaxial é menor que o k oedométrico (k_0), se considerarmos os resultados da figura 1, daí o maior coeficiente de colapso verificado no ensaio triaxial. Considerando ainda esta figura para a profundidade de 3 metros, o k adotado no ensaio triaxial é maior que o k oedométrico (k_0), o que justifica a inversão de comportamento. Para a profundidade de 5 metros o k nos dois ensaios são semelhantes. Salienta-se no entanto, que o parâmetro k não constitui o elemento único de influência no colapso.

Camapum de Carvalho et al (1987), mostra para os solos do Distrito Federal que existe uma relação linear entre o coeficiente de colapso por inundação e o grau de saturação inicial do solo, ou seja, quanto menor o grau de saturação maior o coeficiente de colapso. Analisando-se portanto as tabelas 2 e 3, verifica-se que os resultados obtidos são também coerentes no que diz respeito ao grau de saturação.

A Figura 4 mostra, a título de exemplo, as curvas índice de vazios x raiz do tempo, obtidas para a profundidade de 1 metro no ensaio oedométrico. Estes resultados mostram, através do recalque imediato, que o colapso neste tipo de solo em função do aumento

do estado de tensões é muito importante. Em função do elevado índice de vazios deste solo o colapso estrutural continua a ocorrer mesmo após inundação, gerando para esta condição recalques imediatos da mesma ordem de grandeza do solo não saturado. É bom salientar, que para graus de saturação superiores a 60 %, os coeficientes de colapso por efeito de inundação são reduzidos em consequência da variação do estado de tensão ser pequena.

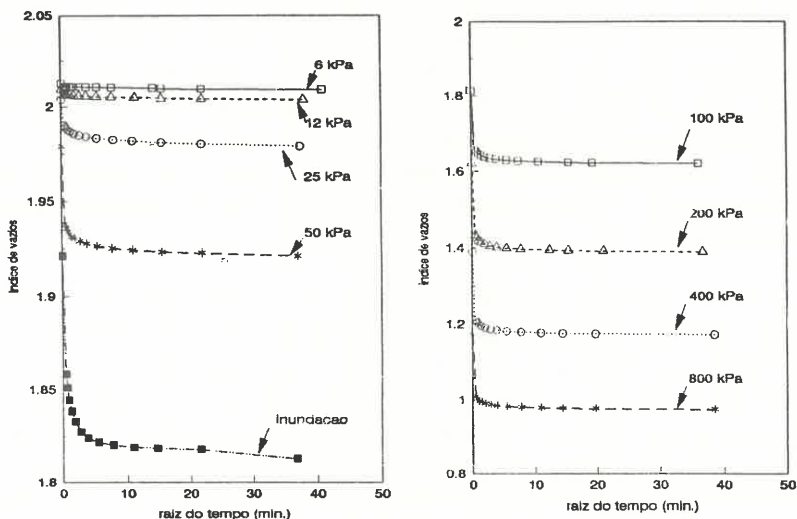


FIGURA 4 - CURVAS ÍNDICE DE VAZIOS x RAZ DO TEMPO

5. CONCLUSÕES

Embora este estudo tenha se limitado ao centro de simetria de um aterro e a diferentes profundidades da fundação, ele deixa claro que o colapso depende do estado de tensões do solo. Durante a construção de um aterro os caminhos de tensões seguidos nos diferentes pontos da fundação se diferenciam com a profundidade e lateralmente gerando assim recalques importantes durante o período construtivo.

Outra grande preocupação que se deve ter após a conclusão da obra é com a possibilidade de ocorrência de recalques

diferenciais devido ao colapso por aumento do grau de saturação, considerados os diferentes estados de tensão existentes no final de construção.

A comparação dos resultados de colapso obtidos a partir dos ensaios oedométricos e triaxiais, indicam que ambos os ensaios apresentam resultados coerentes. As diferenças registradas estão principalmente ligadas aos estados de tensões que não são os mesmos nos dois ensaios.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- CAMAPUM DE CARVALHO, J., NUNES, P.M., BERBERIAN, D., FERREIRA, E.S., 1987, Influência del pH del líquido de saturation en la Calapsabilidad. VIII Congresso Panamericano de Mecânica de Suelos e Ingenieria de Fundaciones, Cartagena, Colombia, pp 1-8.
- ORTIGÃO, J.A.R., 1993, Dilatômetro em argila porosa, 7º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, Poços de Caldas, M.G., 12 p.
- POLIDO, U.F., CASTELLO, R.R., 1991, Collapsibility of a Porous Soil From Brazilia, IX Panamerican Conference/IX Congreso Panamericano, Vina del Mar, Chile, Vol I, p 103-116.
- VARGAS, M., 1978, Introdução à Mecânica dos solos, Ed. McGraw-Hill do Brasil, Universidade de São Paulo, São Paulo, 509 p.

**27ª REUNIAO ANUAL DE
PAVIMENTAÇÃO**

**CARACTERIZAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO MCT
DE SOLOS DE GRANITOS E GNAISSES
DE PORTO ALEGRE**

AUTORES:

CEZAR AUGUSTO BURKERT BASTOS

REGINA DAVISON DIAS

**CARACTERIZAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO MCT
DE SOLOS DE GRANITOS E GNAISSES
DE PORTO ALEGRE**

BASTOS, Cezar Augusto Burkert (MSc) -
Professor Assistente da Universidade do
Rio Grande.

DAVISON DIAS, Regina (DSc) - Professora
Adjunto da Universidade do Federal do Rio
Grande do Sul.

RESUMO

O artigo trata da caracterização dos solos lateríticos e saprolíticos, originários do intemperismo das rochas graníticas e gnaissicas que ocorrem no município de Porto Alegre, quanto a textura e plasticidade.

Estes solos com extensa aplicação em obras viárias na região, foram mapeados segundo unidades geotécnicas definidas com auxílio de geologia e pedologia.

Buscando uma classificação geotécnica apropriada a estes solos subtropicais foi aplicada a metodologia MCT, que em comparação os sistemas tradicionais mostrou sua adequação e superioridade.

INTRODUÇÃO

Com larga utilização como material de sub-base ou base em obras de pavimentação na cidade de Porto Alegre e arredores, os chamados solos residuais de granito, sejam do horizonte B ou C, são raramente caracterizados adequadamente.

O caráter laterítico dos solos do horizonte B subsuperficial e a relação direta dos solos saprolíticos do horizonte C (os chamados "saibros") com a geologia da região, são, na grande maioria das vezes, ignorados em prejuízo da previsão do comportamento destes materiais.

Com o objetivo de reunir estes solos em unidades geotécnicas, isto é, zonas de ocorrência de perfis formados por solos de características físicas e morfológicas, origem e gênese similares, foi realizado o mapeamento geotécnico dos solos de Porto Alegre (BASTOS, 1991).

Para perfis típicos de cada uma das unidades de solos de intemperismo subtropical dos granitos e gnaisses foram realizadas amostragens e ensaios clássicos para caracterização e

classificação (ensaios granulométricos e de limites de Atterberg).

A definição das unidades geotécnicas baseou-se nas informações sobre a geologia e pedologia do município expressas em levantamentos locais e regionais (SCHNEIDER et al., 1974; RADAMBRASIL, 1986; BRASIL, 1973). Os levantamentos pedológicos fornecem informações úteis sobre características físico-químicas e morfológicas dos solos dos horizontes superficiais (A e B). Já a geologia fornece dados sobre a mineralogia e estrutura das rochas, determinantes de características dos solos saprolíticos (horizonte C).

A pedologia do município indica a ocorrência de solos litólicos, podzólicos vermelho-amarelo e cambissolos como perfis de solos oriundos das rochas cristalinas, ocorrentes em relevo suave ondulado a montanhoso.

A geologia cristalina de Porto Alegre, segundo SCHNEIDER et al. (1974), aponta a ocorrência de quatro unidades graníticas: Granito Ponta Grossa, Granito Cantagalo, Granito Santana e Granito Independência,

e um complexo granítico-gnaissico constituído por uma intrincada associação de granitos e gnaisses. Dentre as unidades sedimentares do Quaternário, destaca-se o Alterito Serra de tapes, formado por paleossolos ferralitizados originados do transporte coluvionar do material de intemperismo das rochas cristalinas.

UNIDADES GEOTECNICAS PARA PORTO ALEGRE

Para os solos de intemperismo subtropical dos granitos e gnaisses, foram definidas cinco unidades geotécnicas. São elas:

A) LITOLICOS COM SUBSTRATO GRANITO - Rg;

A.1) Granito Ponta Grossa - Rg(g.PG)

A.2) Granito Cantagalo - Rg(g.Cg)

A.3) Granito Santana - Rg(g.S)

A.4) Granito Independência - Rg(g.I)

B) LITOLICOS COM SUBSTRATO COMPLEXO GRANITICO-GNAISSICO - Rg,gn;

C) PODZOLICO VERMELHO-AMARELO COM SUBST. GRANITO - PVg;

D) PODZOLICO VERMELHO-AMARELO COM SUBST. COMPLEXO GRANITICO-GNAISSICO - PVg,gn;

E)PODZOLICO VERMELHO-AMARELO COM SUBST. PALEOSSOLOS FERRALITIZADOS - PVpf(AST).

Uma representação reduzida e simplificada do mapeamento das unidades geotécnicas é apresentada na figura 1.

As unidades geotécnicas de solos litólicos (Rg e Rg,gn) compõe-se de perfis pedologicamente classificados como litólicos, cambissolos e também podzólicos vermelho-amarelo muito pouco evoluídos onde o horizonte B é muito raso e, portanto, sem importância como material de jazida. Já as unidades de solos podzólicos vermelho-amarelo (PVg, PVg,gn e PVpf) agrupam os perfis pedológicos de mesmo nome.

TEXTURA DOS MATERIAIS

Os resultados dos ensaios granulométricos dos solos dos horizontes B e C das diferentes unidades é representada pelas faixas granulométricas e diagrama textural da figura 2.

Observa-se que os solos de ambos horizontes apresentam granulometria bastante variada. A análise tátil visual

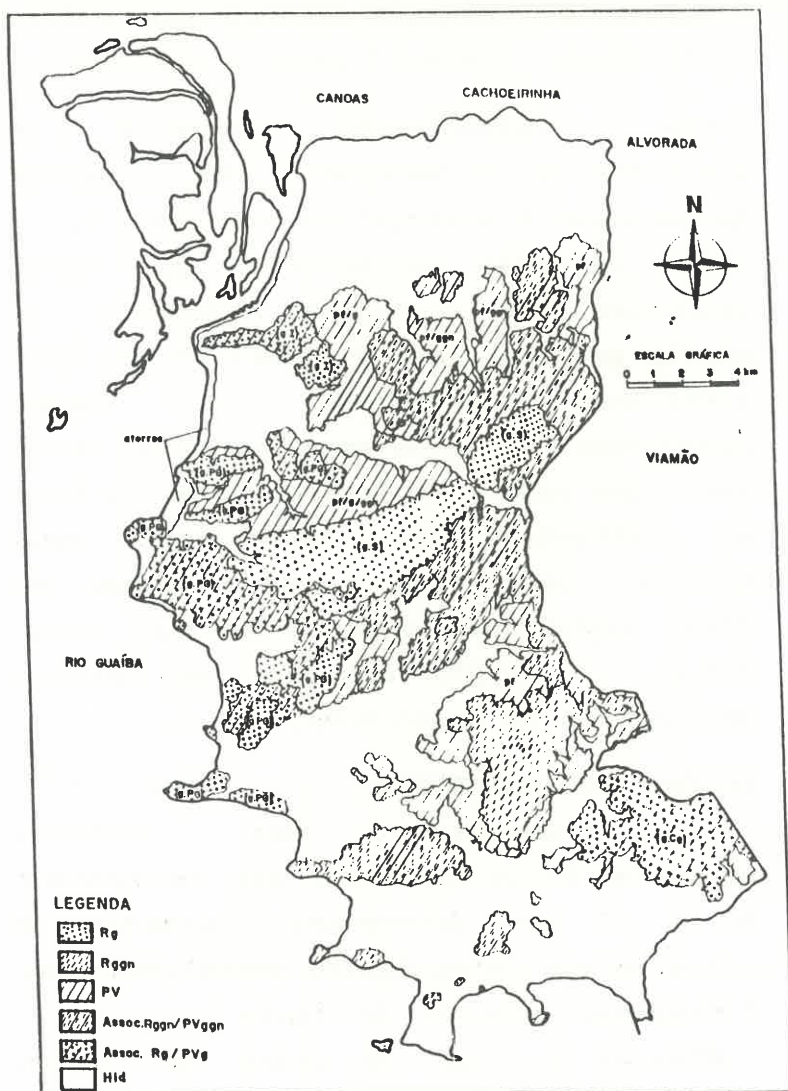


FIGURA 1 - CARTA DE UNIDADES GEOTÉCNICAS DE PORTO ALEGRE.

Granulometria dos horizontes B e C

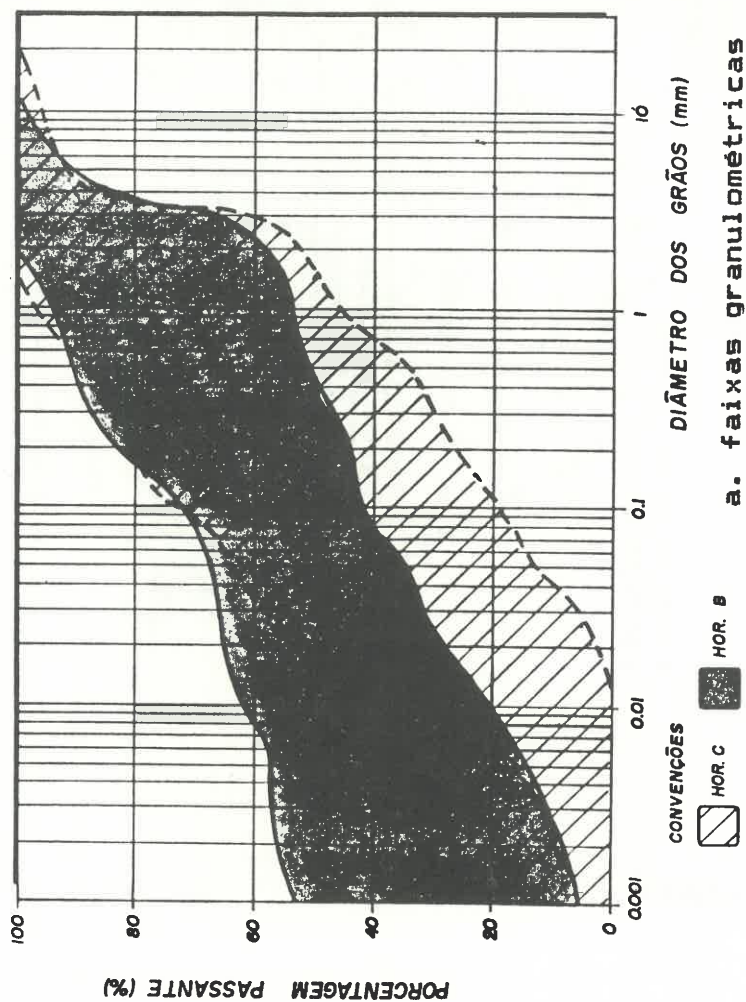
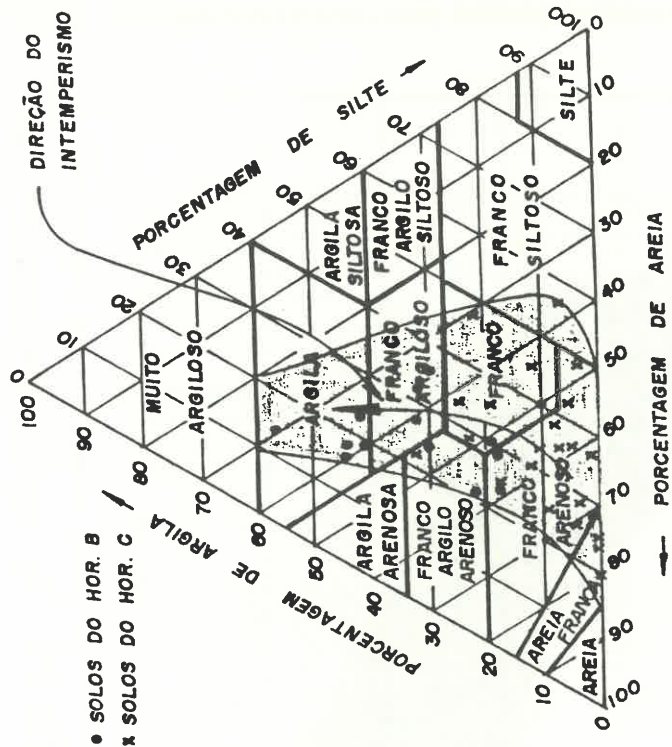


FIGURA 2



b. diagrama textural

FIGURA 2 (cont.)

de campo, com o enquadramento dos materiais no perfil de intemperismo favorece o esclarecimento dos resultados. O grau e tipo de intemperismo e os procedimentos de ensaio constituem os principais fatores que influenciam na dispersão.

Na grande maioria dos perfis, manifesta-se a esperada tendência de aumento no teor de finos desde a rocha até os horizontes superficiais. Entretanto, a variação é mais sensível na transição do horizonte C saprolítico para o horizonte B. A figura 3 ilustra a granulometria ao longo de quatro perfis de intemperismo de solos graníticos.

No horizonte C, a ocorrência de zonas menos intemperizadas (como resquícios estruturais de matacões) ou mais intemperizadas (como superfícies de infiltração d'água) são frequentes. Estas heterogeneidades na massa de solo resultam em dispersões numa suposta variação contínua do intemperismo com a profundidade. Isto se reflete diretamente na granulometria, tal que, materiais encontrados lado a lado no perfil, mas

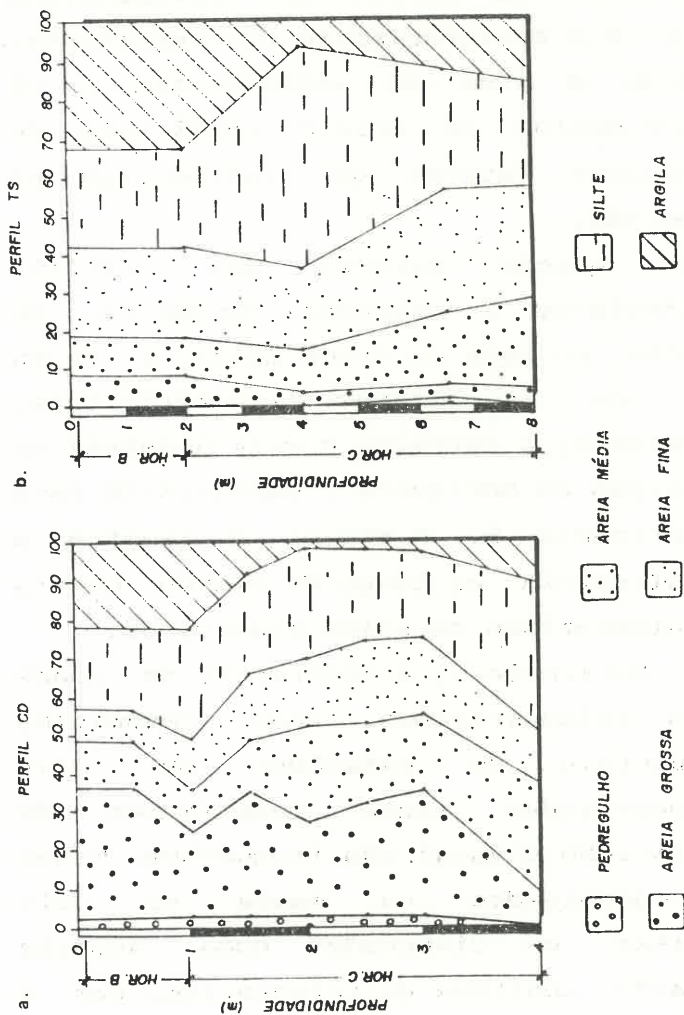


FIGURA 3 - Granulometria ao longo de perfis de intemperismo.

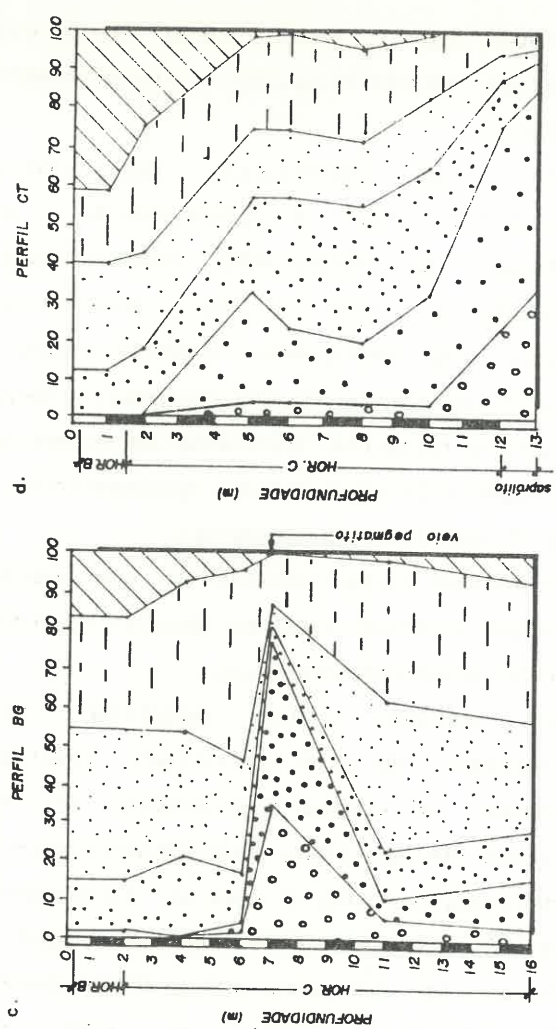


FIGURA 3 (cont.)

com graus de intemperismo diferentes, apresentam distribuição granulométrica distinta.

Quanto ao material de origem, verificou-se que a granulação e a mineralogia da rocha-mãe repercutem na granulometria dos solos saprolíticos formados. As unidades geotécnicas com substrato Granito Ponta Grossa, Granito Cantagalo e Granito Santana apresentam os solos saprolíticos mais grosseiros (em média 60% de fração grossa).

Já os solos laterizados do horizonte B apresentam outras razões justificando as variações granulométricas.

Alguns destes solos mostram sinais morfológicos de que sofreram transporte coluvionar. É comum a presença de grãos grosseiros de quartzo "incompatíveis" com a matriz mais fina e com o intemperismo do perfil. Estes grãos acabam por ser significativos na porcentagem em peso da fração areia grossa e até mesmo pedregulho.

Outro fato a ser considerado na granulometria deste horizonte é o grau de podzolização que vai determinar uma maior

ou menor concentração de argila nos solos das unidades PVg, Pvg,gn e PVpf. A intensidade deste processo pedogenético é função das condições de drenagem e lixiviação do perfil.

Os ensaios granulométricos (peneiramento e sedimentação) envolvem questões discutíveis quando da caracterização destes solos. Dizem respeito ao tratamento das amostras e método de ensaio.

A utilização de defloculante verificou-se extremamente necessária para a determinação da real fração argila, principalmente para os solos do horizonte B. Variações de até 0 a 56% no teor de argila de uma mesma amostra foram observados, comparando-se resultados de ensaios sem e com defloculante. A argila se apresenta ligada a partículas maiores e/ou cimentadas em agregações de difícil dispersão.

O destorroamento das amostras mostrou aspectos questionáveis. Fortes agregações apresentadas por solos laterizados do horizonte B exigiram um paciente destorroamento, por outro lado, a maioria

dos solos saprolíticos ensaiados apresentam grãos de feldspatos alterados em diversos tamanhos e estágios de friabilidade. Em ambos os casos, com a preparação das amostras, tais grãos eram reduzidos a variáveis dimensões em função da energia de destorroamento. Embora um uniforme grau de destorroamento seja esperado, este fator de dispersão deve ser considerado para os solos em questão.

Outro aspecto constatado e que merece a devida atenção no caso dos solos saprolíticos micáceos (muito comum às unidades PV/Rg(g.I) e PV/Rg,gn) é a inadequação do ensaio de sedimentação conforme o modelo prescrito em norma. A forma lamelar das partículas de micas resultam em processos de sedimentação que não obedecem a Lei de Stokes (partículas esféricas), na qual se fundamenta o método de cálculo do ensaio.

PLASTICIDADE DOS MATERIAIS

Os gráficos da figura 4 apresentam os limites de consistência (w_l e w_p) e os teores de umidade natural dos solos estudados. Observa-se que o teor de umidade dos materiais dos horizontes B e

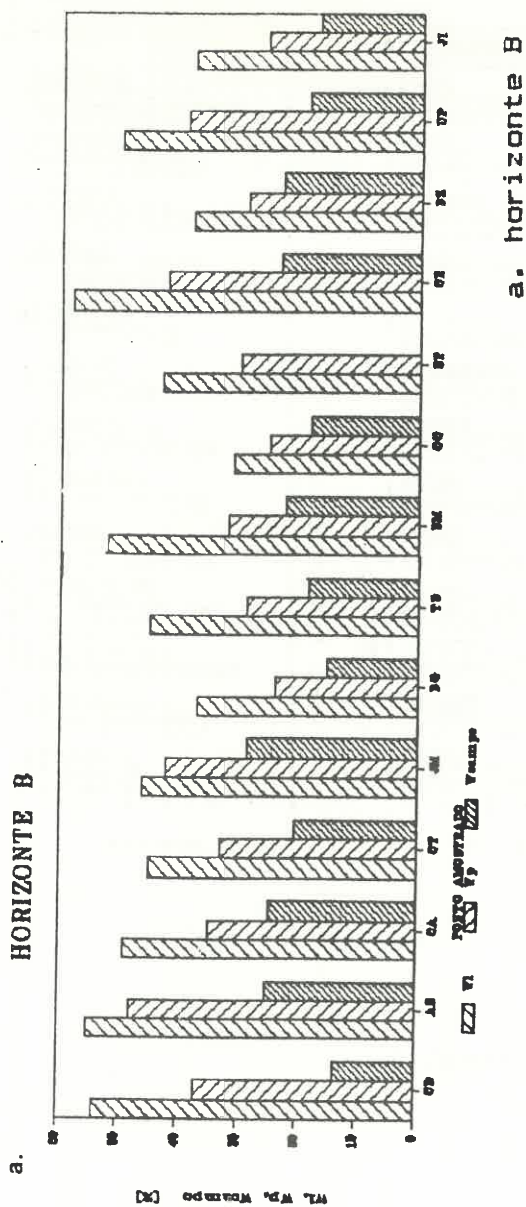
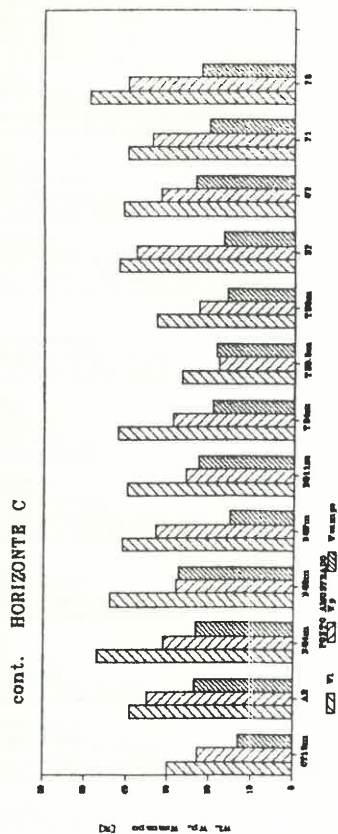
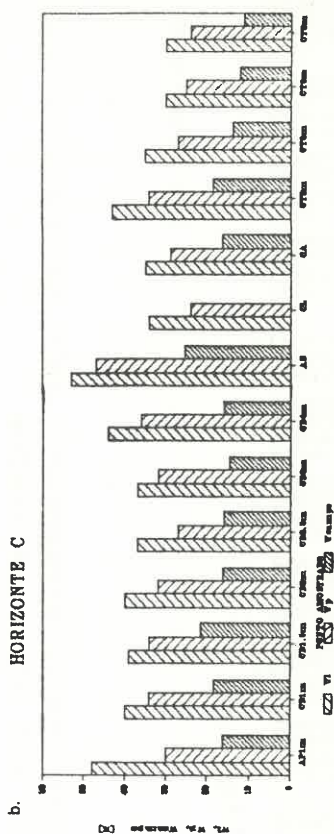


FIGURA 4 - Limites de consistência e teor de unidade de campo dos solos estudados



b. horizonte C

FIGURA 4 (cont.)

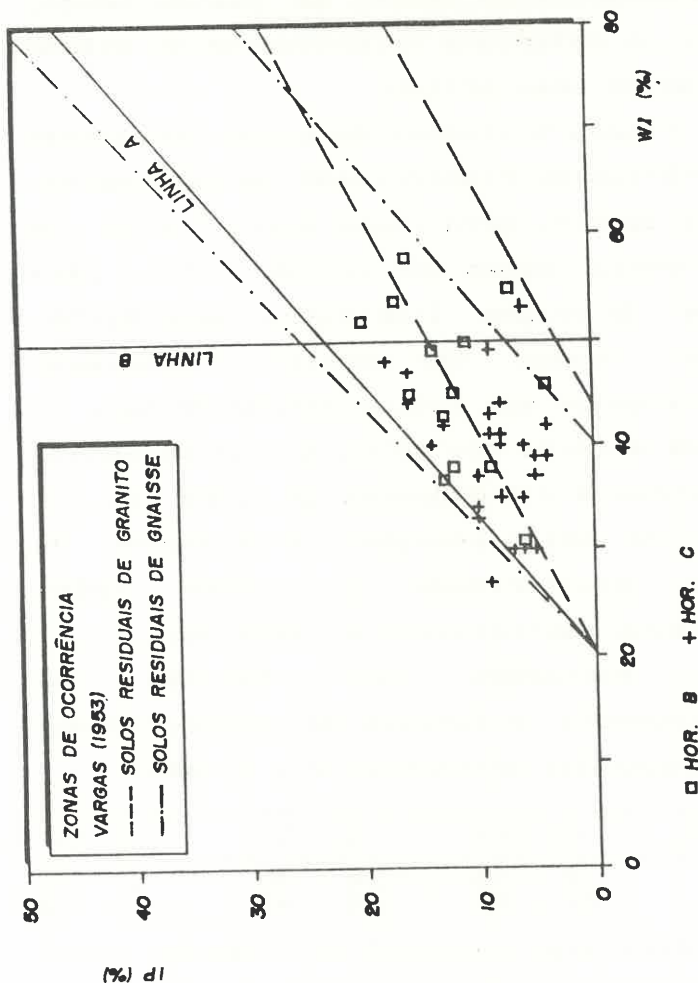
C é inferior ao limite de plasticidade, logo, os materiais encontram-se no estado sólido ou semi-sólido.

A figura 5 ilustra os solos estudados no Gráfico de Plasticidade de Casagrande. São traçados, para comparação, faixas de ocorrência dadas por VARGAS (1953) para solos de origem litológica semelhante. Quase todos os pontos ensaiados encontram-se nas faixas estabelecidas. A grande maioria dos solos situam-se abaixo da linha A e à esquerda da linha B, na zona de solos arenosos e siltosos de baixa plasticidade e também solos argilosos caoliniticos e iliticos.

As variações nos limites de consistência e índices de plasticidade, em função dos horizontes B e C, são:

HORIZ.	wl (%)	wp (%)	Ip (%)
B	37 - 58	24 - 48	4 - 20
C	27 - 53	18 - 47	5 - 18

A Atividade Coloidal de Skempton (Ac) verificou valores anormalmente altos em solos saprolíticos com porcentagem de argila muito baixa. Com resultados desta natureza esperia-se encontrar argilas ativas do tipo 2:1. Entretanto, análises



Localização dos solos estudados no Gráfico de Plasticidade de Casagrande

FIGURA 5

mineralógicas por difratograma de raio X revelaram predominância do argilo-mineral caolinita (tipo 1:1), o que era estimado fato as boas condições de drenagem e lixiviação da grande maioria dos perfis estudados. Conclui-se que a atividade coloidal como proposta por Skempton deixa de ser indicativo indireto da mineralogia de grande parte dos solos saprolíticos em questão, onde a fração argila é muito pequena.

Seguindo recomendações de MEDINA (1989), a atividade coloidal foi calculada em função do material passante na peneira # 0.42mm. Os resultados tornam-se mais compatíveis, mas ainda discutíveis para solos com muito pouca argila.

Em função disso, a análise da atividade coloidal foi feita somente para os solos do horizonte B (representativo para as unidades PVg, PVg,gn e PVpf) mais argilosos. Para os valores de Ac (calculados pela definição original onde: $Ac = Ip / \%argila$) obteve-se a seguinte estatística: para cerca de 80% das amostras $Ac < 0.75$ (solos inativos) e

para os 20% restantes $0.75 < A_c < 1.25$ (solos de atividade normal). Estes resultados são compatíveis com os resultados mineralógicos que indicaram sempre a caolinita para os solos do horizonte B.

Os dados de w_l , I_p e % de argila foram lançados no gráfico de plasticidade e atividade coloidal associados, proposto por VARGAS (1988). A figura 6 ilustra a localização dos solos do horizonte B no gráfico. Os dados plotados aproximam-se ao campo ocupado pelos solos classificados pelo autor como KL e KH, subgrupos propostos para agrupar argilas arenosas e argilas siltosas do tipo caoliniticas de alta e baixa plasticidade. A zona hachurada representa a faixa de ocorrência dos dados de solos lateríticos de gnaiss pesquisados por Vargas. O autor também sugere o subíndice "f" (KHf e KLf) para indicar a presença de sesquióxidos de ferro formando agregações, característica evidente nos solos do horizonte B investigados (a destacar da unidade PVpf).

Quanto às técnicas de ensaios de

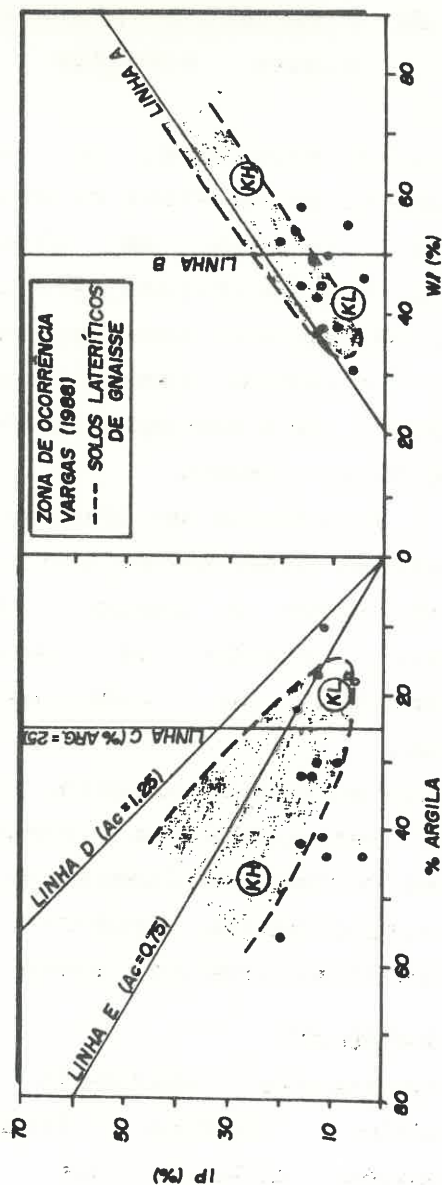


FIGURA 6- Localização dos solos estudados no gráfico de plasticidade e atividade coloidal associados (VARGAS, 1988)

limites de Atterberg e preparação das amostras, alguns aspectos merecem comentário.

A pseudoplasticidade, ou seja, o escorregamento do material no aparato de Casagrande (ensaio de limite de liquidez), foi verificada para os solos saprolíticos com alto teor de mica. Estes materiais micáceos também apresentam dificuldades para execução do ensaio de limite de plasticidade.

Quanto a influência do grau de secagem das amostras, observou-se que a secagem em estufa tende a causar alterações estruturais, efeito da desidratação principalmente na cimentação das partículas.

Já quanto ao destorroamento, as mesmas questões referentes a presença de agregações fortemente cimentadas (hor.B) e minerais primários friáveis (hor.C), comentadas anteriormente, tomam efeito.

CLASSIFICAÇÃO MCT

Os parâmetros texturais e de plasticidade obtidos levaram a classificação clássica dos materiais

pelos sistemas HRB-AASHO e Classificação Unificada (SUCS). A grande dispersão dos resultados, não oferecendo a importante distinção para os solos de horizontes diferentes com comportamento geotécnico comprovadamente desiguais, levou a busca de um sistema mais próprio e adequado a estes solos de intemperismo subtropical.

A escolha foi pela classificação geotécnica desenvolvida por Nogami e Villibor e englobada na metodologia MCT. Baseado na obtenção de propriedades de corpos de prova de dimensões miniatura, compactados e destinados a solos tropicais (extensível a solos subtropicais), este sistema foi inicialmente proposto por NOGAMI e VILLIBOR (1981) para uso em obras viárias. Atualmente, vem sendo empregado por vários órgãos viários e instituições de pesquisa e/ou ensino, com grande difusão.

A descrição da metodologia, com as técnicas e procedimentos de ensaios para a obtenção da classificação foge ao escopo deste trabalho e já é de grande conhecimento no meio técnico viário, face

a várias publicações pelos proponentes desde 1981 para cá. Mais recentemente, COZZOLINO e NOGAMI (1993) apresentam a classificação MCT alcançando a divulgação fora do meio viário.

Buscando a amostragem representativa dos solos subtropicais de Porto Alegre foram executados os ensaios de compactação e de perda de massa por imersão relacionados a metodologia MCT em nove amostras dos horizontes B e C de solos de diferentes unidades geotécnicas. A tabela a seguir apresenta as classificações MCT, HRB-AASHO e SUCS obtidas para as amostras:

REF	UNIDADE	HOR.	CLASSIFICAÇÃO		
			MCT	HRB-AASHO	SUCS
SF	PVg,gn	B	LG'	A-7-5	ML
CC	PVg,gn	B	LG'	A-4	SM
UP	PVpf	B	LG'	A-7-5	ML/MH
JI	PVpf	B	LG'	A-6	SM
CD	PV/Rg(g.PG)	C	NS'	A-2-4	SM
CL	PV/Rg(g.PG)	C	NS'	A-2-4	SM
AS	PV/Rg(g.PG)	C	NG'	A-5	MH
AP	PV/Rg(g.S)	C	NA'	A-1-b	SM
CE	PV/Rg,gn	C	NG'	A-5	SM

onde: LG' - laterítico argiloso
NA' - não-laterítico arenoso
NS' - não-laterítico siltoso
NG' - não-laterítico argiloso

Observa-se pela classificação MCT que, para os solos do horizonte B, a laterização dada pela gênese do material e facilmente identificável por inspeção do perfil verifica um comportamento laterítico ao material. Estes solos são unanimemente classificados como LG' (solo laterítico argiloso). As classificações clássicas registram demasiada importância a fração siltosa destes materiais.

Para os solos saprolíticos, como esperado, o comportamento não-laterítico verifica unanimemente. A variação granulométrica: NA', NS' ou NG' (solo não-laterítico arenoso a argiloso) é função principal de dois fatores: material de origem e grau de intemperismo.

Portanto, é evidente a adequação da classificação MCT para estes solos de intemperismo subtropical. O sistema mostra-se superior quando distingue o caráter laterítico dos solos do horizonte

B, sugerido por evidências pedogenéticas.

Tal a importância do caráter laterítico ou não-laterítico no comportamento geotécnico dos solos tropicais e subtropicais e a constatada relação com as características físico-morfológicas dos perfis de intemperismo, é justificável o investimento em um prévio mapeamento geotécnico baseado na pedogênese dos diferentes materiais. Tem-se com isso uma pré-avaliação dos solos de uma região, definindo universos para amostragem e aplicação dos ensaios de caracterização pela metodologia MCT.

CONCLUSÕES

Os resultados de ensaios granulométricos revelaram uma acentuada variedade textural para os solos estudados. Os materiais do horizonte B apresentam-se mais argilosos que aqueles do horizonte C, decorrência do maior intemperismo e do processo de iluviação de argila. A textura dos solos saprolíticos está relacionada com a granulação da rocha de origem, mas apresenta grandes variações resultantes

da heterogeneidade no intemperismo dos materiais de uma mesma unidade. Para os solos do horizonte B verifica-se que a granulometria é afetada pelo transporte dos materiais, com a presença de grãos grosseiros "discordantes" em meio a matriz fina. Os ensaios mostram aspectos discutíveis quanto ao destorroamento de agregações cimentadas e de minerais friáveis e ao emprego de ensaios de sedimentação para solos micáceos. O uso de defloculante mostra-se necessário para a dispersão de argila.

Quanto a plasticidade, os ensaios de limites verificaram $w_l < 60\%$, $w_p > w$ e $I_p < 20\%$, caracterizando os solos como de baixa plasticidade. No Gráfico de Casagrande, a grande maioria dos materiais situam-se abaixo da linha A e à esquerda da linha B, região própria de solos arenosos e siltsos de baixa plasticidade e também de solos argilosos caoliníticos e iliticos. O parâmetro de atividade de Skempton classifica os solos do horizonte B como predominantemente inativos; para os solos saprolíticos (teor de argila geralmente $< 10\%$) tal

parâmetro não se mostra adequado. Quanto aos ensaios, além do destorroamento, a pseudoplasticidade constitui fator de erro, principalmente para solos micáceos.

A classificação MCT enquadrrou os solos do horizonte B como LG', confirmando o comportamento laterítico estimado por evidências pedogenéticas. Os solos saprolíticos são classificados como NA', NS' e NG', confirmando o esperado comportamento não-laterítico, com a variação textural associada a rocha de origem e grau de intemperismo. A concordância com as características genéticas dos materiais de intemperismo subtropical determina a adequação e superioridade deste sistema em relação aos métodos clássicos (HRB-AASHO e SUCS). Daí, sugere-se o emprego da metodologia MCT como método de ensaio na classificação geotécnica dos solos de granitos e gnaisses, com universos de amostragem definidos por unidades de mapeamento geotécnico.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

BASTOS, C.A.B. Mapeamento e caracterização geomecânica das unidades geotécnicas de solos oriundos dos granitos, gnaisses e migmatitos de Porto Alegre. Porto Alegre: CPGEC, 1991. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Escola de Engenharia, UFRGS. 156p.

BRASIL. Departamento Nacional de Pesquisa Agropecuária. Divisão de Pesquisa Pedológica. Levantamento de reconhecimento dos solos do Estado do Rio Grande do Sul. Recife, 1973. 431p. (boletim técnico 30).

COZZOLINO, V.M.N., NOGAMI, J.S. Classificação geotécnica MCT para solos tropicais. Solos e Rochas, v.16, n.2, p.77-91, 1993.

MEDINA, J. A importância do estudo de solos tropicais e subtropicais. In: COLOQUIO DE SOLOS TROPICAIS E SUBTROPICAIS E SUA APLICAÇÕES EM ENGENHARIA CIVIL, 2, 1989, Porto Alegre. Anais... Porto Alegre: CPGEC/UFRGS, 1989. p.1-12.

NOGAMI, J.S., VILLIBOR, D.F. Uma nova classificação de solos para finalidades rodoviárias. In: SIMPOSIO BRASILEIRO DE SOLOS TROPICAIS EM ENGENHARIA, 1981, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro: COPPE/ABMS, 1981. v.1, p.30-40.

PROJETO RADAMBRASIL. Folha SH.22 Porto Alegre e parte das folhas SH.21 Uruguaiana e SI.22 Lagoa Mirim. Rio de Janeiro: IBGE, 1986. 796p. (levantamento de recursos naturais 33).

SCHNEIDER, A.W., LOSS, E.L., PINTO, J.F. Mapa geológico da Folha de Porto Alegre-RS. Porto Alegre: Instituto de Geociências-UFGRS/CNPq, 1974. Escala 1:50000.

VARGAS, M. Some engineering properties of residual clay soils occurring in southern Brazil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3, 1953, Zurich. Proceedings... Zurich, 1953. v.1, p.67-71.

VARGAS, M. Characterization, identification and classification of

tropical soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL SOILS, 2, 1988, Singapore. **Proceedings...** Rotterdam: A.A.Balkema, 1988. v.1, p.71-75.

AGRADECIMENTOS

Ao CIENTEC. Ao corpo técnico do Lab. de Mecânica dos Solos da UFRGS. Ao CNPq e FAPERGS pelo apoio a pesquisa.

27^a REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO

TERESINA (PI)

07 A 12 DE NOVEMBRO DE 1993

Influência da Energia Térmica em Propriedades
Mecânicas e Físicas de Agregados Lateríticos
Utilizados em Concreto Betuminoso.

J.B. Queiroz de Carvalho

F.E. Brasileiro

J.C. Moizinho

27^a REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO

TERESINA - PI

07 A 12 DE NOVEMBRO DE 1993

TEMA I : MATERIAIS E ENSAIOS DE LABORATÓRIO

INFLUÊNCIA DA ENERGIA TÉRMICA EM PROPRIEDADES MECÂNICAS E FÍSICAS
DE AGREGADOS LATERÍTICOS UTILIZADOS EM CONCRETO BETUMINOSO.

J.B., Queiroz de Carvalho

Professor Titular do Departamento de Engenharia Civil da UFPB.

F.E., Brasileiro.

Professor Titular do Departamento de Engenharia Civil da UFPB.

J.C., Moizinho

Engenheiro civil

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAIBA

CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

CAIXA POSTAL 16

58.100 - CAMPINA GRANDE - PB

RESUMO

Este trabalho apresenta os resultados de uma pesquisa desenvolvida, visando avaliar o efeito da energia térmica na resistência mecânica de agregados porosos de origem laterítica, através da análise de resultados dos ensaios de esmagamento, Los Angeles e 10% de finos. Também são verificadas as variações ocorridas com a absorção, a massa específica real e a resistência mecânica dos agregados lateríticos estudados, antes e após a confecção de corpos de prova de concreto betuminoso usinado a quente pelo método Marshall. Os ensaios foram realizados, com agregados secos a temperatura ambiente, a 100°C, 200°C e 350°C, e após serem extraídos de concreto betuminoso usinado a quente.

Os resultados obtidos permitiram concluir que, todos os agregados pesquisados aumentaram a resistência quando submetidos a níveis de energia térmica crescente até certa temperatura. A partir dessa temperatura a resistência mecânica do agregado começa a diminuir. Agregados antes rejeitados por normas tradicionais passam após tratamento térmico a satisfazerem as mesmas. Finalmente, se conclui que agregados lateríticos extraídos de concreto betuminoso apresentaram redução na sua absorção, massa específica real, percentagem de vazios, assim como uma resistência mecânica melhor do que a obtida com o agregado no estado natural.

INTRODUÇÃO

A ocorrência de solos lateríticos e o crescente uso na engenharia civil, particularmente na construção de estradas, tem motivado engenheiros e pesquisadores a estudarem as suas propriedades, numa tentativa de obter dados suficientes de tal maneira que se possa melhor conhecer o comportamento de engenharia dos mesmos dentro de um grau de segurança compatível com as normas e especificações geralmente adotadas. Por outro lado, sabe-se que esses solos são produtos de um intenso intemperismo físico, mecânico e/ou químico o qual é significativamente influenciado pelas mudanças de energia térmica e de energia mecânica. Devido a estes fatores, as propriedades de engenharia dos solos lateríticos e principalmente das concreções, podem apresentar variações que dificultam o seu uso ou mesmo o desempenho esperado.

A literatura pesquisada mostra que os solos lateríticos apresentam as principais propriedades de engenharia influenciadas pelos processos de estágios e formação. Neste aspecto o estudo da influência das energias térmicas e mecânicas nas propriedades destes solos se baseiam no fato de que essas duas energias são de fundamental importância na formação e modificação das propriedades desses solos e também da parte concrecionária.

Todavia, apesar das experiências positivas com solos lateríticos já comprovadas, tais materiais ainda não podem ser utilizados em sua plenitude, em virtude da adoção no Brasil de

metodologia de ensaios e especificações de serviços que foram desenvolvidos para solos formados em clima de regiões temperadas sendo portanto mais aplicáveis a soluções convencionais. Diante da dificuldade para aplicação da metodologia existente, associado ao limitado número de pesquisas realizadas, nota-se que existe a necessidade de se estudar as propriedades dos solos lateríticos e suas concreções, principalmente no que se refere ao uso da fração grossa (agregados) em tratamentos superficiais de estradas e fabricação de concreto betuminoso.

Este trabalho, apresenta os resultados da primeira fase de uma pesquisa que objetivou avaliar a influência da energia térmica nas propriedades mecânicas de agregados lateríticos. Objetivou-se também avaliar as características mecânicas e físicas dos agregados estudados após sua extração de concreto betuminoso usinado a quente.

MATERIAIS E MÉTODOS

MATERIAIS

Foram selecionadas concreções lateríticas de cinco jazidas nos estados da Paraíba (3) e Piauí (2). O critério para a seleção dessas jazidas foi baseada na formação geológica e clima, como também na viabilidade de utilização do potencial destas ocorrências em obras de engenharia. O Quadro 1 mostra a localização, às características e as denominações das jazidas escolhidas para obtenção dos agregados graúdos.

As concreções lateríticas foram provenientes de

SOLO	LOCALIZAÇÃO	FORMAÇÃO GEOLÓGICA	PEDOLOGIA	CLIMA	ÍNDICE TERMOHIDRICO	PRECIPITAÇÃO (mm)
CAP1	Margem direita da Rodovia BR-316 a 5 Km da cidade de CASTELO PI	Formação "Cabeças" arenitos de cores claras, idade: Devoniano médio e superior	M0 5 - Areias quartzosas e solos litólicos com textura arenosa	Tropical Quente de seca média	100 a 150	1.200
TEPI	Margem direita da Rodovia BR-316 a 8 Km da cidade de TEBESPI	Formação "Pedras de Fogo"	LV 2 - Latossolo vermelho-amarelo. Textura argilosa	Tropical Quente de seca atenuada	150 a 200	1.400
CIPB	Margem direita da Rodovia PB-149 a 7 Km da cidade de CUITÉ-PB	Formação "Serra dos Morais". Data do Terciário	L. Vel - Latossolo vermelho-amarelo eutrófico. Textura argilosa	Quente de seca média	100 a 150	400
JPPB	Conjunto dos Bancários a 2 Km do Campus Universitário	Formação "Barreiras". Data do Terciário	PU 5 - Podzólico Vermelho-amarelo Latossólico de textura arenosa	Quente de seca atenuada	40 a 100	1.720
ARPB	Margem esquerda da Rodovia PB-079 a 5 Km da cidade de BEMÍDIO PB	Pré-Cambriano representado na Paraíba por gnaisses e migmatitos	PE-13 - Com textura proeminentemente argilosa e solos latolíticos eutróficos.	Sub-seco	0 a 40	1.000

QUADRO 1 - CARACTERÍSTICAS DOS SOLOS ESTUDADOS

coletas na própria jazida e submetidas a redução por impacto das concreções lateríticas de grande, diâmetro, com o auxílio de um martelo de 5 Kg, e posterior britagem das concreções fragmentadas através de um britador de mandíbula modelo BMA-21 fabricado pelas Máquinas Renard - Indústria e Comércio Ltda. Após britagem o material foi beneficiado com peneiramento inicial a seco, e separados nas frações desejadas.

Como agregado miúdo, utilizou-se uma areia artificial proveniente da britagem de rochas graníticas (pó de pedra) fornecido pela PEDRAO, localizada na BR-101 - Próximo a cidade de Queimadas - PB.

O "filler" utilizado foi o pó calcário fornecido em sacos fechados provenientes da companhia industrial Gramame - CIGRA, situada no município de Alhandra - PB.

O Cimento asfáltico escolhido, por disponibilidade, foi o de penetração 50-60, fornecido pela construtora Queiroz Galvão, quando do capeamento da BR-230, trecho próximo a cidade de Campina Grande-PB.

MÉTODOS

Os métodos de ensaios utilizados foram aqueles propostos pelo Departamento Nacional de Estradas e Rodagens - DNER, que estabelece condições de aceitação dos diversos materiais e serviços para obras rodoviárias brasileiras.

Para moldagem dos corpos de prova de concreto betuminoso procurou-se enquadrar a mistura de agregados (58% de laterita, 38% de pó de pedra e 4% de filler) de modo que esta

obedece-se a faixa granulométrica B proposta pelo DNER para concreto betuminoso usinado a quente.

Os ensaios e métodos realizados com agregados foram:

ENSAIOS	MÉTODOS
Análise granulométrica de agregados grãos e miúdos	DNER-ME 83/63
Densidade e absorção dos agregados grãos	DNER-ME 81/64
Massa específica real do agregado miúdo	DNER-ME 84/64
Resistência ao esmagamento	DNER-ME 42/71
Desgaste do agregado por abrasão com o emprego da máquina "Los Angeles"	DNER-ME 35/64
Avaliação da resistência mecânica dos agregados pelo método 10% de finos	DNER-ME 96/71

Para confecção dos corpos de prova, seguiu-se o ensaio Marshall para mistura betuminosa (DNER-ME 43/64). Para extração do ligante alifático dos corpos de prova de concreto betuminoso usou-se o método Rotarex e como solvente utilizou-se a gasolina comum, em substituição ao tetracloreto de carbono, como propõe o método.

Os níveis de energia térmica utilizados na pesquisa para avaliar as características mecânicas dos agregados

lateríticos foram secagem ao ar livre, secagem em estufa à 100°C, 200°C e 350°C durante 48 horas. Os resultados obtidos representa a média de duas ou três determinações de modo que o desvio padrão em torno da média fosse compatível com as exigências das normas usadas.

ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS

Os resultados apresentado no Quadro 2, referem-se a média de duas e muitas vezes três determinações. As Figuras 1, 2 e 3 representam graficamente estes resultados. Observa-se que todos os agregados lateríticos estudados, tiveram suas características de resistência mecânica alteradas com a elevação da energia térmica. Nota-se claramente que o aumento da resistência mecânica com a elevação de temperatura, tende a um limite máximo para uma dada temperatura, apartir daí o agregado perde resistência devido a quebra de ligações ou cimentações antes existentes. A exceção para esta conclusão foi verificada para o agregado laterítico ARPB que continuou melhorando sua resistência mecânica avaliada pelos métodos de 10% de finos, resistência ao esmagamento e abrasão Los Angeles quando aquecido até 350°C.

No ensaio de esmagamento, o ganho de resistência foi mais acentuado para o agregado ARPB, da ordem de 45,9% quando a temperatura atingiu 350°C, e a menor variação foi com o agregado CAPI, 8,4%, que por sua vez apresenta a maior resistência mecânica medida pelos ensaios de 10% de finos, resistência ao esmagamento e abrasão Los Angeles. Pode ser observada também no

Quadro 2, que os agregados JPPB e ARPB, mesmo tendo atingido percentuais maiores de aumento de resistência não conseguiram assim, atingirem valores aceitáveis para aplicações em serviços sujeitos a desgaste superficial, onde o DNER propõe o valor mínimo de 65%. Os agregados CAPI, CTPB e TEPI aquecidos a 100°C já apresentam valores compatíveis. O agregado CAPI sofreu a maior redução de resistência mecânica, ao ser aquecido a 350°C, voltando a apresentar resistência mecânica equiparada a obtida para este agregado no estado natural. verifica-se pois que alguns agregados são mais susceptíveis a variações de temperaturas que outros.

Segundo metodologia da BS-882 (1973) apenas os agregados CAPI e CTPB quando aquecidos a 200°C, poderiam ser utilizados em concreto sujeito a desgaste superficial. Esta metodologia admite uma perda máxima de 30% para agregados a serem utilizados. O ensaio de esmagamento não é muito sensível a variação de resistência de agregados mais brandos, isto é, agregados com valor de esmagamento maior que 25% a 30%. Isto acontece porque tendo sido esmagado antes de atingir a carga total de 400 KN, esses materiais menos resistentes ficam a tal ponto compactado que é reduzido o esmagamento nos estágios subsequentes do ensaio. Por esta razão os resultados dos ensaios de esmagamento obtidos com os agregados estudados devem ser analisados com cautela e por si só, não é suficiente para julgar a resistência de agregados menos resistente.

Os resultados do ensaio de desgaste Los Angeles, indicam de uma maneira geral, que todos os agregados apresentam melhoria de sua resistência com o aumento de temperatura,

voltando a resistência a decrescer após uma certa temperatura. Se considerarmos que o DNER propõe um valor máximo de desgaste da ordem de 50%, para utilização de agregados em concreto betuminoso, observa-se pelos resultados mostrados no Quadro 2, que os agregados CAPI e CTPB seriam os únicos a serem aceitos, nas condições normais de ensaio. Quando aquecidos a 100°C, o agregado TEPI atinge a condição aceitável, o agregado ARPB atinge o limite de aceitação ($LA < 50\%$) a 350°C apresentando desgaste de 48% nesta temperatura. O agregado JPPB mesmo com a secagem não atinge em nenhum nível de energia térmica valores aceitáveis pelo DNER para obras de concreto quando avaliado pelo desgaste por abrasão Los Angeles.

O ensaio de 10% de finos é um reforço a afirmação de que o aumento da energia térmica, produz uma melhoria na resistência do agregado. Segundo a classificação de Ackroyd (1963), para agregados lateríticos da Nigéria, baseado no ensaio de 10% de finos, onde os agregados são considerados duros para valores acima de 80 KN, médios, para valores entre 40 KN e 80 KN e fracos para valores abaixo de 40 KN, os agregados CAPI e CTPB seriam os únicos, que na temperatura ambiente poderiam ser classificados como duro. O agregado TEPI passaria da classificação de médio a duro, quando submetido à temperatura de 200°C. Os agregados JPPB e ARPB, nunca passariam da classificação de fracos, mesmo tendo ganho de resistência com o aumento da temperatura. Se levarmos em consideração os limites impostos pela BS 882-73 que estabelece o valor de 100 KN para agregados que sejam usados em concretos resistentes, os agregados CAPI e CTPB passariam da condição de inaceitáveis a aceitáveis para

temperatura de aproximadamente 200°C. O agregado TEPI poderia ser utilizado em outros concretos (10% de finos > 50 KN). Os agregados JPPB e ARPB seriam rejeitados por este órgão para fabricação de concreto. Segundo O'Flaherty (1974) os agregados para obras rodoviárias, não devem produzir 10% de finos com carga inferior a 80 KN. Como se observa este ensaio permite uma melhor avaliação da resistência mecânica dos agregados mais brandos como é o caso dos agregados lateríticos JPPB e ARPB.

O Quadro 3 mostra a granulometria dos agregados estudados na pesquisa, assim como a mistura destes obedecendo a faixa granulométrica B para misturas betuminosas propostas pelo DNER. As Figuras 4, 5 e 6 mostram os gráficos obtidos quando do ensaio Marshall utilizando os agregados lateríticos CAPI, CTRB e ARPB. O Quadro 4 mostra as características Marshall do concreto betuminoso usinado a quente fabricados com os agregados CAPI, CTPB e ARPB. Analisando os dados obtidos, verifica-se que devido a alta absorção do agregado ARPB, este requer uma alta percentagem de ligante asfáltico para sua estabilização (9%) apesar da alta estabilidade obtida com este agregado, outros parâmetros como percentagem de vazios, massa específica e fluência apresentaram valores não compatíveis com as normas do DNER, estes fatos podem ser explicados principalmente pelo fato da dificuldade de se estabelecer um valor para a densidade efetiva da mistura betuminosa, dada a grande diferença entre as massas específicas real e aparente do agregado (ver Quadro 7). Com os demais agregados pode-se conseguir misturas em igualdade de condições de estabilidade e demais parâmetros obtidos quando se utiliza a brita convencional.

No Quadro 5, são mostradas as características do ligante asfáltico usado na pesquisa e a Figura 7 mostra a variação da viscosidade do ligante com a temperatura, fornecendo dados para determinação da temperatura de aquecimento do ligante, do agregado e da mistura destes de acordo com as recomendações do ensaio Marshall.

No Quadro 6, são mostrados os resultados dos ensaios de abrasão Los Angeles, resistência ao esmagamento e 10% de finos dos agregados lateríticos CAPI, CTPB e ARPB, após extração do cimento asfáltico de corpo de prova de concreto betuminoso usinado a quente fabricado em laboratório no teor ótimo de betume. Analisando os dados fornecidos no Quadro 6, observa-se que particularmente não houve mudança de resistência mecânica do agregado CAPI antes e após a mistura betuminosa, porém para os demais agregados, todos tiveram resistência mecânica, medidas pelos ensaios de esmagamento, 10% de finos e abrasão Los Angeles, acima dos valores obtidos para estes agregados no estado natural.

Observa-se que os valores das resistências mecânicas dos agregados obtidas após a extração do ligante asfáltico situaram-se bem próximo dos obtidos para os agregados quando estes eram aquecidos a aproximadamente 200°C, este fato evidencia mais uma vez a influência da temperatura na resistência de agregados lateríticos, uma vez que estes são aquecidos à aproximadamente 170°C antes da mistura betuminosa. O agregado ARPB apresentou após mistura uma resistência ao esmagamento 72,2% superior a resistência deste agregado no estado natural, este fato pode ser devido ao preenchimento dos poros do agregado

(absorção 12,3%) pelo ligante asfáltico, sendo este um agente cimentante torna o agregado mais estável ao esforço mecânico. Também no ensaio de 10% de finos o agregado laterítico ARPB após a extração do ligante betuminoso apresentou um aumento de resistência de 225% em relação ao encontrado para este agregado no estado natural.

O Quadro 7 mostra as características físicas dos agregados graúdos e da mistura de agregados, assim como as características físicas dos agregados CAPI, CTPB e ARPB após extração do ligante asfáltico. Pelos resultados obtidos, podemos verificar que a perda maior de absorção foi justamente para o agregado ARPB, que passou de 12,03% no estado natural para 7,6% após extração do ligante asfáltico do concreto betuminoso fabricado com este agregado, os agregados CAPI e CTPB, também tiveram reduzidos seu valor de absorção após mistura betuminosa, este fato deve-se ao preenchimento dos poros dos agregados por ligante asfáltico e partículas finas da mistura betuminosa.

A massa específica real é reduzida em todas as amostras ensaiadas, uma vez que há penetração de ligante nos poros permeáveis do agregado, fazendo com que haja redução no volume de vazios permeáveis. A maior variação para a massa específica real ficou por conta do agregado ARPB passando de $3,08 \text{ g/cm}^3$ no estado natural para $2,33 \text{ g/cm}^3$ após mistura asfáltica. Já a massa específica aparente, após extração do ligante asfáltico, apresentou alterações bem menos significativas, já que em seu cálculo não são levados em consideração os vazios permeáveis. A maior redução nos vazios dos agregados estudados foi no agregado ARPB passando de 22,4% no estado natural à 13,6% após extração do

ligante betuminoso. Observa-se portanto que o agregado como parte integrante da mistura tem comportamento físico diferente daquele observado quando tratado isoladamente, como pode ser visto apartir dos resultados obtidos nesta pesquisa para massas específicas, absorção, vazios.

CONCLUSÕES

Os resultados obtidos, permitiram concluir que:

- 1- o tratamento térmico nos agregados lateríticos determina um ganho de resistência mecânica, quando analisados pelos resultados dos ensaios de resistência ao esmagamento, abrasão Los Angeles e 10% de finos;
- 2- o aumento de resistência mecânica dos agregados lateríticos com a secagem tendem a um máximo a uma determinada temperatura de secagem, apartir da qual passa a decrescer;
- 3- alguns dos agregados lateríticos estudados mesmo que tenham tido um acentuado aumento de resistência com a secagem, não atingiram valores compatíveis para aceitação em alguns serviços de engenharia, de acordo com as exigências atuais;
- 4- a absorção à água pelo agregado, é uma característica de fundamental importância do agregado laterítico, e que deve ser indicativo preliminar de suas propriedades mecânicas;

- 5- os concretos betuminosos usinado a quente com os agregados empregados na pesquisa não diferenciam entre si quanto as condições de estabilidade, densidade máxima e fluência, quando medidas através do ensaio Marshall. A diferença entre as misturas é observada quando se analisa a percentagem de vazios;
- 6- a simples rejeição de agregados não convencionais determinados pela realização de alguns ensaios em acordo com as normas vigentes, principalmente na fabricação de concretos betuminosos usinado a quente onde o agregado é pré-aquecido a temperatura acima de 100°C , pode representar um erro de avaliação em laboratório do comportamento em serviço do material, que sendo submetido a um pré tratamento pode ter obtido ganho de resistência mecânica.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ackroyd, L.W., Correlation Between Engineering and Pedological Classification Systems in Western Nigéria and its Implications, Proc. 3rd Reg. Conf. Afr. Soil Mech. Found. Eng. Western, Salisbury, 1963.
- Brasileiro, F.E., Agregados Lateríticos - Propriedades e Uso em Concreto Betuminoso Usinado a Quente, 10^o Encontro de Asfalto, Instituto Brasileiro do Petróleo, Rio de Janeiro, RJ., 1990.
- Brasileiro, F.E., Moizinho, J.C., Influência da Energia Térmica nas Propriedades Mecânicas de Agregados Graúdos Lateríticos, 25^a Reunião Anual de Pavimentação, São Paulo, SP, 1991.

- British Standards Institution, B.S. 882, Concrete Agregates and Buildings Sands from Natural Sources, B.S.I., London, 1960.
- Carvalho, J.C., Influência da Energia Térmica e Mecânica em Propriedades de Engenharia de Alguns Solos Lateríticos do Nordeste do Brasil. Dissertação de Mestrado, UFPB, 1981.
- Departamento Nacional de Estradas e Rodagens - DNER., Especificações Gerais de Obras Rodoviárias, Rio de Janeiro, RJ, 1974
- Departamento Nacional de Produção Mineral. Levantamento de Recursos Naturais, Projeto RADAM, Brasil, 1974.
- Gonçalves de Macêdo, J.A., Estudos Comparativos das Características físicas e Mecânicas de Agregados Graúdos Convencionais e Não Convencionais Visando Suas Aplicações em Concreto Betuminoso à Quente. Dissertação de Mestrado, UFPB, 1989.
- Galvão, M.V., Regiões Bioclimáticas do Brasil. Revista Brasileira de Geografia, Rio de Janeiro, 1976.
- Queiroz de Carvalho, J.B., Análise de Microestrutura de Solos Lateríticos, Associação Brasileira de Pavimentação, ABPV, XXII Reunião Anual de Pavimentação, Alagoas, 1987 a.
- SUDENE e MA (Ministério da Agricultura), 1972, Levantamento Exploratório - Reconhecimento de Solos do Estado da Paraíba, Boletim Técnico nº 15, Rio de Janeiro, Brasil.
- O'Flaherty, C.A., Highway Engineering, Vol. 2, Edward Arnold (Publishers Ltda, London, 1974).

ENSAIO	AGREGADO	TEMPERATURA (°C) / VALOR OBTIDO			
		AMBIENTE	100	200	350
ABRASÃO LOS ANGELES (%)	CAP1	35,2 ± 0,2	32,6 ± 1,1	33,2 ± 0,2	38,5 ± 2,1
	CTPB	46,3 ± 0,5	40,5 ± 0,1	37,4 ± 1,7	48,0 ± 0,1
	TEPI	64,3 ± 0,9	49,6 ± 1,0	45,2 ± 0,1	49,2 ± 0,2
	JPPB	78,1 ± 0,4	75,4 ± 0,3	65,5 ± 0,1	66,1 ± 0,7
	ARPB	78,4 ± 0,8	72,6 ± 0,7	55,2 ± 0,4	48,0 ± 2,0
RESISTÊNCIA AO ESMAGAMENTO (%)	CAP1	69,1 ± 1,6	74,9 ± 0,2	72,1 ± 0,2	68,2 ± 1,0
	CTPB	61,4 ± 0,1	67,6 ± 0,5	74,4 ± 1,4	64,0 ± 1,4
	TEPI	59,4 ± 0,3	65,8 ± 0,8	70,1 ± 0,5	64,0 ± 0,2
	JPPB	42,2 ± 0,4	47,2 ± 1,2	50,4 ± 1,1	46,3 ± 1,4
	ARPB	33,1 ± 1,3	45,1 ± 0,7	45,3 ± 1,8	48,3 ± 0,4
10 % FINOS (KH)	CAP1	87 ± 2	134 ± 5	165 ± 5	104 ± 6
	CTPB	83 ± 4	92 ± 5	108 ± 5	64 ± 1
	TEPI	54 ± 4	78 ± 2	95 ± 2	61 ± 1
	JPPB	15 ± 1	22 ± 3	26 ± 1	24 ± 4
	ARPB	12 ± 1	15 ± 1	20 ± 2	30 ± 1

QUADRO 2 - RESUMO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS ABRASÃO LOS ANGELES, RESISTÊNCIA AO ESMAGAMENTO E 10 % FINOS, DOS AGREGADOS LATERÍTICOS ESTUDADOS, A DIFERENTES NÍVEIS DE ENERGIA TÉRMICA.

AGREGADOS	PENEIRAS (mm) - % PASSANDO							
	25.4	19.1	9.5	4.8	2.0	0.42	0.18	0.074
AGREGADOS GRÁZDOS (LATERITA)	100	90	20	—	—	—	—	—
AGREGADOS MIÇDOS (Pó DE PEDRA)	100	100	100	100	80	34	16	7
" FILLER "	100	100	100	100	100	100	100	100
" MISTURA "	100	94,2	53,6	42,0	34,4	16,9	10,1	6,7
FAIXA " B " D.N.E.R.	95-100	80-100	45-80	28-60	20-45	10-32	8-20	3-8

QUADRO 3 - GRANULOMETRIA DOS AGREGADOS GRÁZDOS, MIÇDOS E " FILLER " E DAS MISTURAS UTILIZADAS NO PRESENTE TRABALHO.

AGREGADOS	LATERITA CAPI	LATERITA CTPB	LATERITA ARPB
TEOR ÓTIMO DE LIGANTE (%)	6,0	6,2	9,0
ESTABILIDADE (KN)	6,5	5,9	8,2
FLUENCIA (mm)	5,8	5,8	5,2
MASSA ESPECÍFICA APARENTE g/cm ³	2,44	2,41	2,09
RBV (%)	77	79	70
UAM (%)	18,8	17,2	26,6
VAZIOS (%)	4,3	4,6	7,8

**QUADRO 4 - CÁLCULO DO TEOR ÓTIMO DE LIGANTE PARA MOLDAGEM
DOS CORPOS DE PROVA**

ENSAIO	AGREGADO	RESULTADOS PARCIAIS	MÉDIA $\bar{x}$	DESVIO PADRÃO	VARIAÇÃO %	RESULTADO OBTIDO
C O R R E C T I V O	CAPI	37,0	36,7	0,35	-1,10	36,7 $\pm$ 0,35
		36,3			a +0,82	
	CTPB	39,6	39,9	0,30	-0,75	39,9 $\pm$ 0,30
		40,2			a +0,75	
	ARPB	61,6	60,4	1,15	-1,82	60,4 $\pm$ 1,15
		59,3			a +1,99	
C O R R E C T I V O	CAPI	71,0	72,4	1,40	-1,93	72,4 $\pm$ 1,40
		73,8			a +1,93	
	CTPB	65,9	67,1	1,15	-1,79	67,1 $\pm$ 1,15
		68,2			a +1,64	
	ARPB	57,3	57,0	0,30	-0,53	57,0 $\pm$ 0,30
		56,7			a +0,53	
S O Z I A L I Z A D O	CAPI	159	156	2,94	-2,56	156 $\pm$ 2,94
		152			a	
		157			+1,92	
	CTPB	121	120	4,55	-5,00	120 $\pm$ 4,55
		114			a	
		125			+4,17	
	ARPB	37	39	1,41	-5,13	39 $\pm$ 1,41
		40			a	
		40			+2,56	

QUADRO 6 - RESULTADOS DOS ENSAIOS ABRASKO LOS ANGELES, RESISTENCIA AO ESMAGAMENTO E 10 % DE FINOS DOS AGREGADOS LATERÍTICOS CAPI, CTPB e ARPB, APÓS EXTRAÇÃO DO LIGANTE ASFÁLTICO.

AGREGADOS		LATERITA CAPI	LATERITA CTPB	LATERITA AREIA
TEOR ÓTIMO DE LIGANTE, (%)		6,0 (6,1)	6,2 (6,0)	9,0 (9,2)
MASSA ESPECÍFICA REAL (g/cm³)		2,87	2,86	2,67
MASSA ESPECÍFICA APARENTE (g/cm³)		2,72	2,71	2,07
ABSORÇÃO A ÁGUA 24 HORAS, (%)		2,74	3,52	12,03
VARIOS %, $V_v = (1 - \frac{W}{G}) \times 100$		5,3	5,2	22,4
MASSA ESPECÍFICA TEÓRICA DA MISTURA (g/cm³)	S/LIGANTE	2,787	2,782	2,674
	C/LIGANTE	2,440	2,410	2,090
O X U C L C X U	MASSA ESPECÍFICA REAL (g/cm³)	2,80	2,80	2,36
	MASSA ESPECÍFICA APARENTE (g/cm³)	2,70	2,67	2,04
	ABSORÇÃO, (%)	2,72	2,92	7,60
	VARIOS, (%) V_v	2,9	4,6	13,6
OBSERVAÇÕES : 1 - OS VALORES MOSTRADOS ENTRE PARÊNTESES REFEREM-SE AOS TEORES MÉDIOS DE TRÊS AMOSTRAS APÓS EXTRAÇÃO.				
2 - (M. E. R.P.S DE PEDRA = 2,69 g/cm³) (M. E. R-FILLER = 2,60 g/cm³)				

QUADRO 7 - CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DOS AGREGADOS GRAUOS E DA MISTURA DE AGREGADOS

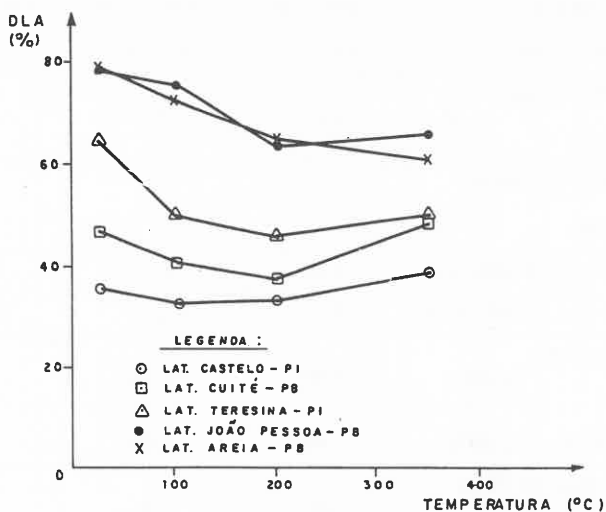


FIGURA 1 — EFEITO DA ENERGIA TÉRMICA NO DESGASTE DE ABRASÃO LOS ANGELES DOS AGREGADOS LATERÍTICOS ESTUDADOS .

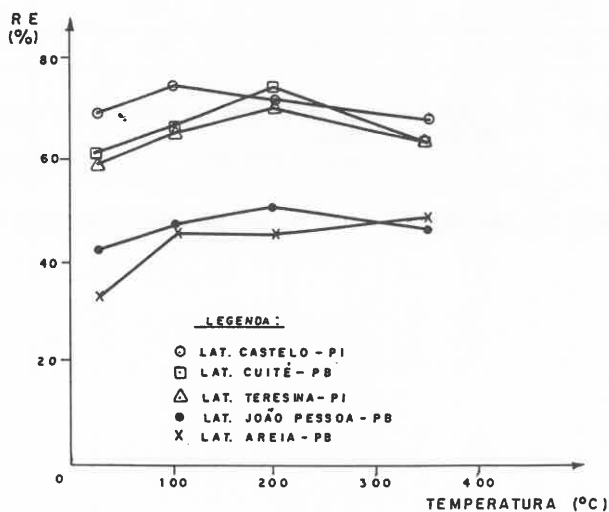


FIGURA 2 — EFEITO DA ENERGIA TÉRMICA NA RESISTÊNCIA AO ESMAGAMENTO DOS AGREGADOS LATERÍTICOS ESTUDADOS .

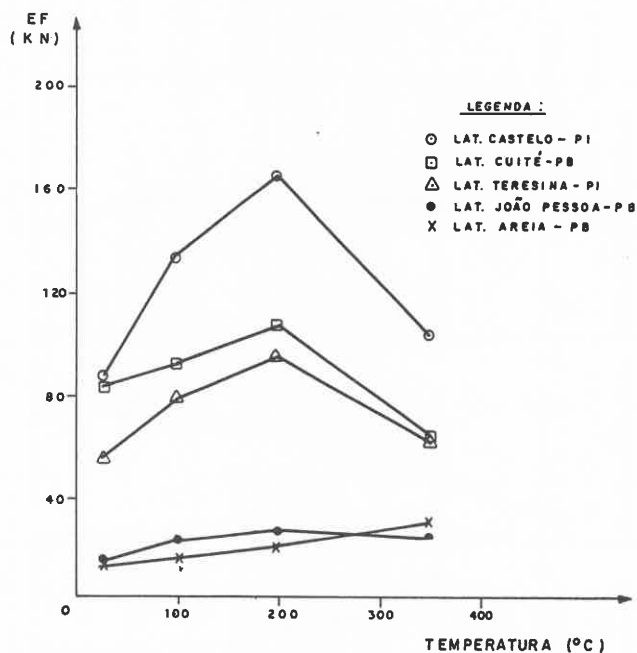


FIGURA 3 — EFEITO DA ENERGIA TÉRMICA NA RESISTÊNCIA MECÂNICA MEDIDA PELO ENSAIO 10% DE FINOS NOS AGREGADOS ESTUDADOS.

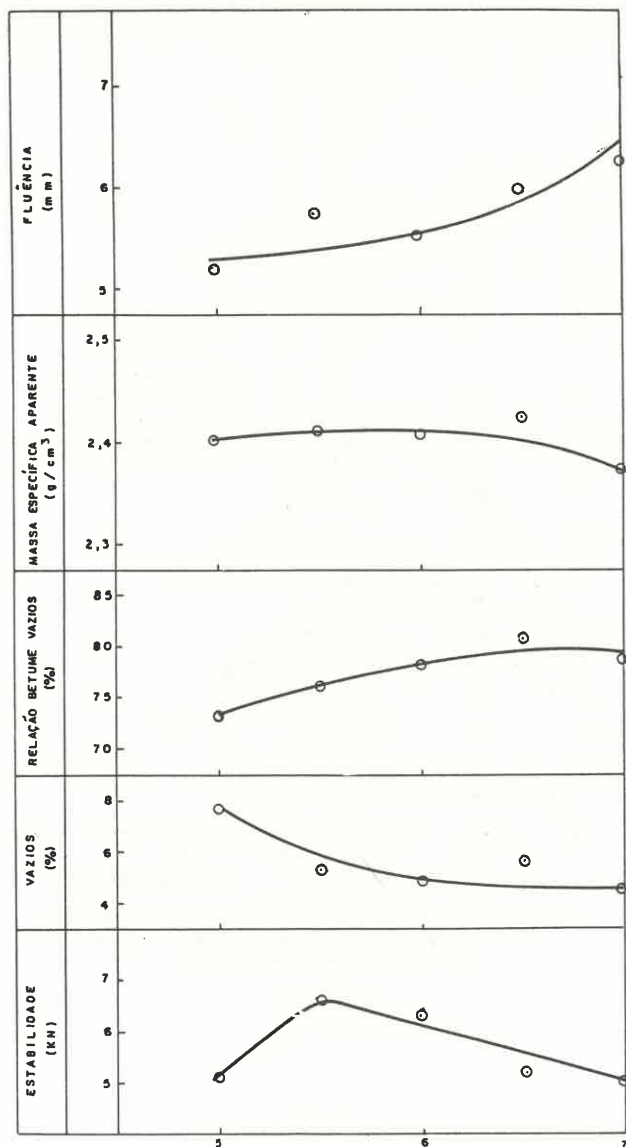


FIGURA 4 — RESULTADO DO ENSAIO MARSHALL PARA CONCRETO BETUMINOSO USINADO A QUENTE, FABRICADO COM O AGREGADO GRAÚDO LATERÍTICO, CUITÉ-PB (CTPb).

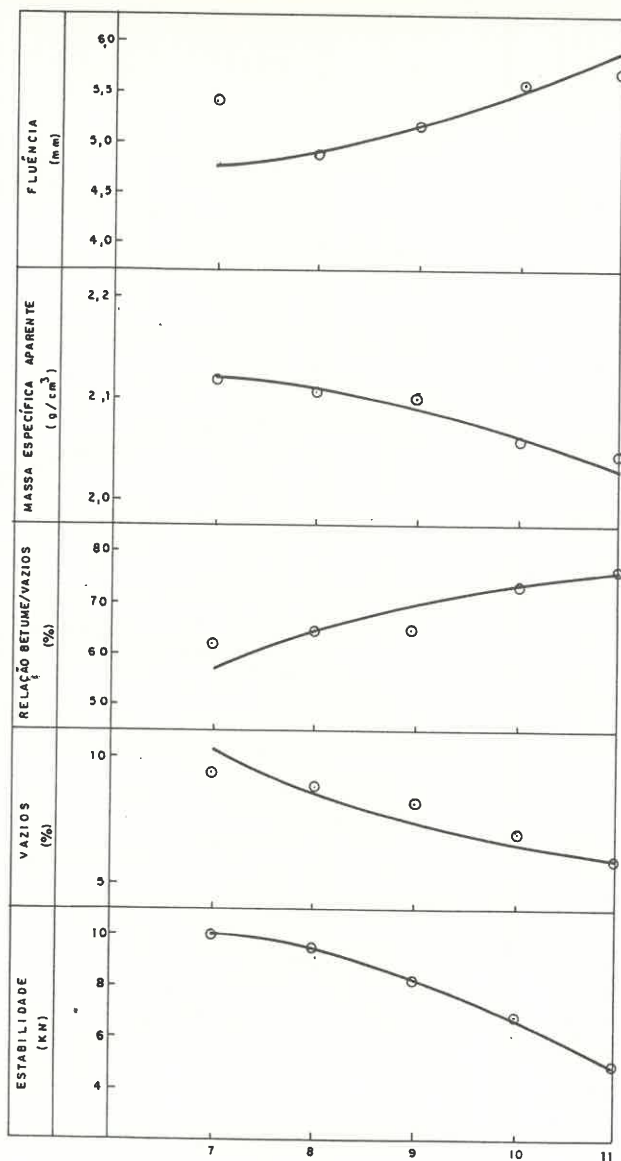


FIGURA 5 - RESULTADO DO ENSAIO MARSHALL PARA CONCRETO BETUMINOSO USINADO A QUENTE, FABRICADO COM O AGREGADO GRAUDO LATERÍTICO, AREIA - PB (ARPB).

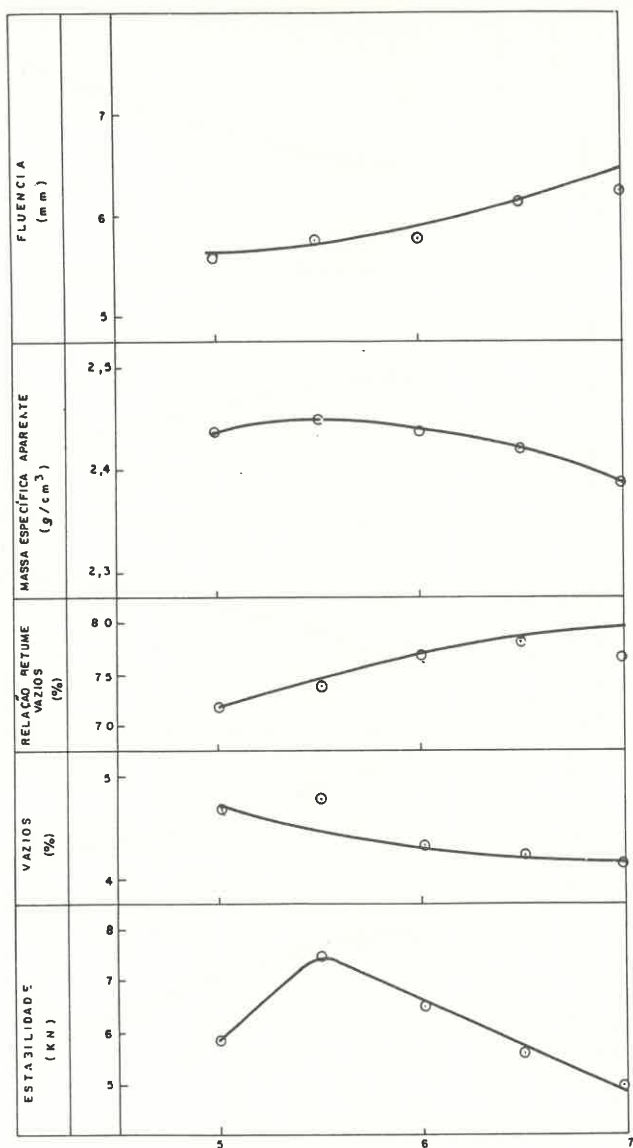


FIGURA 6 — RESULTADO DO ENSAIO MARSHALL PARA CONCRETO BETUMINOSO USINADO A QUENTE, FABRICADO COM O AGREGADO GRAÚDO LATERÍTICO, CASTELO-PI (CAPI) .

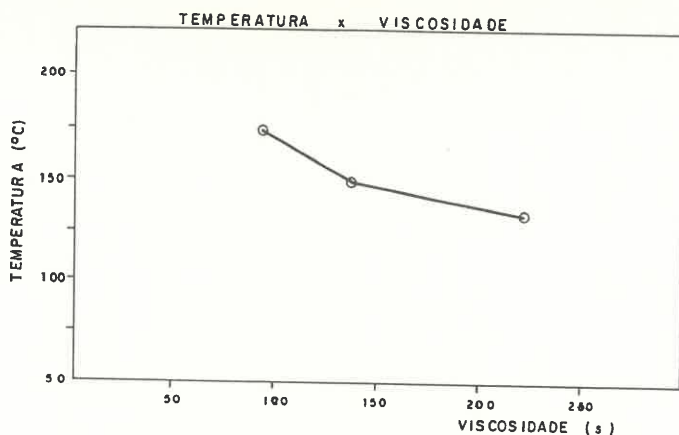


FIGURA 7 — DETERMINAÇÃO DA TEMPERATURA DE AQUECIMENTO DE AGREGADOS, LIGANTE E MISTURA DESTES, PARA DOSAGEM MARSHALL.

TEMPERATURA DE AQUECIMENTO DOS MATERIAIS (°C)		
AGREGADOS	LIGANTE	MISTURA
177	168	150

CARACTERIZAÇÃO DO LIGANTE (CAP 50/60)			
E N S A I O			VALOR
PENETRAÇÃO (1/10mm/25°C/5 s)			59
PONTO DE FULGOR °C			268
VISCOSIDADE SAYBOLT-FUROL (s)	TEMPERATURA °C	135	220
		150	136
		175	92
ESPUMA A 175 °C			NÃO
PONTO DE AMOLECIMENTO (ANEL E BOLA) °C			52
ÍNDICE PFEIFFER			-
DENSIDADE			1,01

QUADRO 5 — CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DO LIGANTE ASFÁLTICO USADO NA PESQUISA.

II SESSÃO TÉCNICA

Projeto e Dimensionamento de Pavimentos

27ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO

Teresina, PI, 7 a 12 novembro, 1993

O ENSINO E A PESQUISA DE PAVIMENTAÇÃO NA COPPE/UFRJ

Jacques de Medina

Programa de Engenharia Civil, COPPE/UFRJ
Centro de Tecnologia, CP68506, Rio de Janeiro, RJ
CEP21945-970; tel. (021)280-9993; Fax: (021) 290-6626

O ENSINO E A PESQUISA DE PAVIMENTAÇÃO NA COPPE/UFRJ

Jacques de Medina *

RESUMO

Relato da experiência no ensino e pesquisa de mestrado e doutorado na Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, referentes a pavimentação e matérias correlatas. Os estudos especializados da pós-graduação trouxeram contribuições à compreensão da mecânica dos pavimentos e aos processos de estabilização de solos. Apresentam-se as ementas das disciplinas e a relação de teses defendidas e aprovadas em 25 anos de existência dos cursos. Comentam-se os rumos das pesquisas de mecânica dos pavimentos e questões de ensino da engenharia civil.

De início, refere-se à experiência prévia muito positiva que o autor viveu no DER-GB (hoje, DER-RJ) e nos estudos no estrangeiro, nos anos 50 e 60, e que foram inspiradores do que procurou imprimir na sua atividade como professor, vinte anos depois de formado, quando ingressou no corpo docente da COPPE/UFRJ.

*Professor Titular, Programa de Engenharia Civil, COPPE/UFRJ

INTRODUÇÃO

Os cursos de pós-graduação "stricto sensu" de Engenharia Civil da UFRJ (ex-Universidade do Brasil) tiveram início em 1967. A COPPE começou suas atividades em 1963, com a Engenharia Química. Em 1968 o autor começou a lecionar a matéria "Pavimentação de Estradas e Aeroportos", na qual apresentava os métodos empíricos de dimensionamento de pavimentos, a teoria da elasticidade aplicada a pavimentos como sistemas em camadas, e a consideração dos fatores climáticos no projeto. Os temas de propriedades físico-químicas dos solos e de estabilização dos solos eram abordados pelo autor em outras disciplinas da área de mecânica dos solos.

O autor e a Prof^a Laura Motta têm ministrado a disciplina de "Geotécnica Rodoviária" no 9º período da opção de Mecânica dos Solos, do Departamento de Construção Civil da Escola de Engenharia da UFRJ.

Colaboraram durante algum tempo nos cursos de pavimentação os engenheiros Paulo Roberto Verbicário Carim (falecido), João Previtera Filho e Ernesto Simões Preussler. A Prof^a Laura Motta participa das atividades docentes desde 1984.

A EXPERIÊNCIA PRÉVIA NO DER-GB E NO EXTERIOR

Durante 16 anos, antes de ingressar na COPPE o autor ganhou valiosa experiência em departamentos rodoviários, além de ter tido curtas passagens em consultorias. Trabalhou quase sempre em geotecnia rodoviária, nos laboratórios tecnológicos, primeiro no DNER, de 1948 a 1952 (Laboratório Central, dirigido pelo Dr. Galileo Antenor de Araújo) e de 1952 a 1967, no DER-DF/DER-GB. Neste, quase sempre à frente do "Laboratório", foi o primeiro ocupante do cargo de Diretor da Divisão de Tecnologia, em 1965, numa efêmera passagem logo truncada pelas reviravoltas políticas.

Teve o autor a ventura de trabalhar com colegas de grande competência e dedicação: Abilio de Azevedo Caldas Branco, Fernando Fonseca Martins, Fernando Emmanuel Barata, Francisco Bolivar Lobo Carneiro, Francisco Danciger (geólogo), Haroldo Stewart Dantas, Hélio Farah (eng^o químico), Helio Mello Pinto, Mario Kabalém Reston, Regina de Castro Barbosa, Ruy Matera Dias, Saul Birman, Willy Lacerda, etc.; alguns, atuaram nos serviços de pavimentação por administração direta a cargo do Eng^o Renato Velhote Friedhein e dos Engenheiros - Chefes dos Distritos Rodoviários.

A DTN contava em 1965 com cerca de 100 funcionários, sendo 9 de nível médio, formados pela Escola Técnica Nacional (atual CEFET - Celso Suckow da Fonseca), dezessete laboratoristas formados no próprio laboratório, sondadores, etc. Esta equipe distribuía-se no laboratório central (av. Brasil, próximo do Trevo de Missões e de Parada de Lucas, RJ) e em dois laboratórios regionais - Jacarepaguá e Campo Grande. Em 1964, no auge de sua produtividade, o laboratório realizou 20.000 ensaios de solos, agregados, concreto e materiais de construção diversos, e 1700 metros de sondagem (percussão, rotativa e a trado) com as próprias equipes.

Todo o grupo do laboratório empenhou-se com afincos no treinamento do pessoal técnico do DER, principalmente, dos laboratoristas. Em 1955 foi dado o primeiro curso quando o Laboratório situava-se no Alto da Boa Vista: durou 3 meses e aproveitaram-se dois estagiários para o incipiente laboratório. No segundo curso, de 5 meses, em 1961, já nas novas instalações na Av. Brasil, de forma mais abrangente ensinavam-se os principais ensaios físicos de solos,

concreto, betumes e materiais diversos, critérios de amostragem e explicava-se o papel do laboratório.

A partir de 1961, até 1966, foram dadas aulas de concreto pelo Eng^o Caldas Branco para o aperfeiçoamento de Mestres, Feitores e Fiscais de obras, com frequência média de 15 pessoas, havendo projeções de "slides" e demonstrações do vivo em laboratório. Dispunha esse engenheiro de uma coleção de cerca de 1000 "slides" de imagens de obras e de laboratório; tinha preparado cinco aulas com texto gravado e trilha musical, em que intercalava os aspectos técnicos com uma ou outra referência cultural (por exemplo, os estudos do famoso paleontólogo dinamarquês Lund nas cavernas de calcário da região de Lagoa Santa, MG). Muito da "filosofia" que permeou as atividades do Laboratório do DER-GB de então provinha da sabedoria deste colega mais experiente, habituado à pesquisa aplicada dos tempos da Escola Técnica do Exército (hoje, IME) e ao convívio diário nas obras.

Cursos de geotecnia de obras de terra e fundações foram dados para Fiscais e Mestres-de-Obras, de duração de uma semana, pelos Eng^{os} Fernando Barata e Willy Lacerda.

Em cinco anos proporcionaram-se 60 estágios de níveis e durações diferentes, acolheram-se alunos da Escola Técnica e da Escola de Engenharia para aulas práticas. A quase totalidade dos engenheiros realizaram cursos e estágios de aperfeiçoamento no país e três deles no exterior. O colega Francisco Bolívar Lobo Carneiro teve seu trabalho sobre a viga Benkelman publicado no Highway Research Board, em 1966 - H.R. Record nº 129.

A maioria dos colegas citados participaram ativamente da vida inicial da ABPv, de suas primeiras Reuniões Anuais e diretorias. Conquistaram três Prêmios "Pontes Corrêa" e outros nas comissões técnicas nos primeiros dez anos da ABPv. Como sinais inequívocos da atualidade dos conhecimentos do grupo de trinta anos atrás, citam-se os estudos seguintes:

- deflectometria de pavimentos com a viga Benkelman;
- permeabilidade à água dos pavimentos asfálticos;
- medições de temperatura num pavimento no estacionamento do laboratório, a várias horas do dia e meses do ano, na superfície e em profundidade;
- levantamento geológico e tecnológico, de modo sistemático, das pedreiras da Guanabara, com estudos de adesividade a ligantes betuminosos;
- módulo de elasticidade dinâmico e ensaios esclerométricos de concreto;
- ensaio de CBR "in situ";
- sondagens rotativas AX, amostragem indeformada de solos, ensaios "vane" do subsolo, etc;
- ensaio de equivalente de areia;
- titulação química de cimento no solo-cimento recém-misturado;
- ensaios de compressão diametral de misturas de solo-cimento e solo-cal;
- utilização de fotografias aéreas e mosaicos fotográficos na prospecção de solos da baixada de Sepetiba;
- projeto de pavimentos, drenagem, muros de arrimo, drenagem, aterro, etc.

Os cursos e estágios no exterior deram sempre novas motivações ao autor nos setores tecnológicos (laboratórios) em que trabalhou. Assim foram os cursos de pós-graduação nas Universidade da Purdue, (1950/51, mestrado) e da California, em Berkeley (1962/63), nos estágios dos laboratórios de "Ponts et Chaussées" da França e de "Batiments et Travaux Publics" do Senegal e da Costa do Marfim em 1958, e os dois cursos intensivos de um mês no Road Research Laboratory (Mecânica dos Solos e Materiais Betuminosos).

Na Universidade de Purdue o autor teve oportunidade de estudar com os Prof^{es} G. Leonards (mecânica dos solos e fundações), K.B. Woods (materiais para estradas e aeroportos, em que se abordam solos e rochas, fisiografia, climas, práticas de construção e manutenção nos E.U.A; este curso exerceu grande influência na abordagem do autor em estudos geotécnicos para pavimentação), P. Montañó (aero-fotogrametria, interpretação de fotografias aéreas com finalidade de construção de estradas; este tema o autor procurou aplicar em poucas oportunidades que se lhe apresentaram).

Na Universidade da Califórnia, onze anos depois, o autor teve a ventura de estudar com os Prof^{es} Monismith e Mitchell. O primeiro é o decano dos pesquisadores norte-americanos de mecânica dos pavimentos, tendo sido orientador das pesquisas de doutorado de renomados especialistas: Secor, Alexander, Terrel, Epps, Kasianchuk, Dehlen, McCullough, Hicks, Pretorius, Salam, Mclean, Coetzee, Sousa, Tayebali, etc. Nas recentes pesquisas SHRP coordenou projetos de pesquisa de misturas asfálticas que resultaram no desenvolvimento de novos equipamentos e métodos de ensaio. O segundo professor é o autor da obra-prima "Fundamentals of Soil Behavior", livro editado em 1976; orientou importantes pesquisas de estabilização de solos: Fossberg, Raad, Shen, Wang, etc, aplicados a pavimentos e a fundações. Em 1973 deu um curso na COPPE.

Descrições mais pormenorizadas sobre a experiência no exterior estão num livrinho distribuído na 9ª Reunião Anual de Pavimentação, Porto Alegre, 1968 (Ref.1).

MECÂNICA DOS PAVIMENTOS

A definição apresentada em palestra (Ref.2) na 25ª R.A.Pv, em São Paulo, 1991, é aqui reproduzida:

"A Mecânica dos Pavimentos é uma disciplina de Engenharia Civil que estuda os pavimentos como sistemas em camadas e sujeitos às cargas dos veículos. Faz-se o cálculo de tensões, deformações e deslocamentos, conhecidos os parâmetros de deformabilidade, com a utilização de programas de computação. Verifica-se o número de aplicações de carga que leva o revestimento asfáltico ou a camada cimentada à ruptura por fadiga. Variações sazonais diárias de temperatura e de umidade do subleito e das camadas do pavimento podem ser consideradas na sua reposta às cargas do tráfego. Ensaio dinâmico ou de cargas repetidas dos solos do subleito e das misturas asfálticas fornecem os parâmetros de deformabilidade necessários ao dimensionamento. Ensaio de campo, deflectometria, medições com sensores de força, deslocamento e temperatura, pesagens de veículos e avaliação de defeitos em pavimentos completam o quadro de dados experimentais necessários à calibração dos modelos de desempenho estrutural. Estes se associam aos de desempenho funcional, os quais se referem a parâmetros de conforto e segurança, seja a serventia e a resistência à derrapagem. Novos materiais podem ser avaliados no desempenho estrutural do pavimento. Fazem-se previsões e o empirismo deixa de predominar, mas fica na dose certa".

A disciplina de "Pavimentação de Estradas e Aeroportos", já referida antes, evoluiu para a de "Mecânica dos Pavimentos" com o reforço dos fundamentos teóricos e a utilização de programas de computação no cálculo de tensões, deformações e deslocamentos. Em particular, o programa FEPAVE, de elementos finitos, cedido pelo Prof. Monismith, permitiu considerar a elasticidade não-linear dos solos e britas. Ao mesmo tempo, a partir de 1977, desenvolveram-se os ensaios de cargas repetidas: compressão triaxial de solos, compressão diametral de misturas asfálticas e flexo-tração de vigotas de misturas de solo-cimento e de concreto asfáltico.

A introdução dos ensaios de cargas repetidas com equipamentos a ar comprimido, muito mais baratos do que os servo-hidráulicos, embora de menos recursos, permitiu que se passasse a obter os parâmetros de deformabilidade dos solos e materiais de nossos pavimentos.

O primeiro relato desses estudos no âmbito da A.B.Pv. foi feito pelo Eng^o Ernesto Preussler à 14^a R. A. Pv., em João Pessoa, 1978, trabalho esse que mereceu o "Prêmio Pontes Corrêa" (Ref.3).

Na 16^a RAPv, Recife, 1981 (Ref.4), os Eng^{os} Ernesto Preussler, Salomão Pinto e este autor apresentaram o relato dos primeiros ensaios de fadiga de misturas asfálticas realizados no país e sua aplicação no dimensionamento de reforço, segundo o "método da resiliência".

Na 25^a RAPv, São Paulo, 1991 (Ref.5), num trabalho que mereceu o "Prêmio Pontes Corrêa", a Prof^a Laura Motta apresentou a metodologia de dimensionamento de pavimento flexível, em que incorpora toda a gama de estudos de cerca de dez anos num método mecanístico brasileiro. No trabalho gêmeo nessa mesma Reunião (Ref.6) a citada autora apresenta 64 ábacos que permitem, dada uma estrutura de pavimento flexível de três camadas, calcular tensões, deformações e deflexões, as quais, comparadas com os parâmetros admissíveis, permitem determinar o número de repetições, N, de carga de roda equivalente.

De 1974 a 1993, o autor publicou, de parceria com seus ex-alunos, 50 trabalhos, dos quais 15 no exterior, sobre temas de mecânica dos pavimentos e estabilização de solos, além das teses de pós-graduação e trabalhos sobre temas de mecânica dos solos.

A disciplina "Mecânica dos Pavimentos" - COC-738 - de 4 créditos, tem a ementa seguinte:

Nº	Tema/Aula	Nº Horas
1	O pavimento como estrutura. Rodovias e Aeroportos. Tipos de pavimentos. Tráfego. Fatores climáticos.	4,0
2	Métodos empíricos de dimensionamento de pavimentos de rodovias e aeroportos.	10,0
3	Teoria da elasticidade aplicada a pavimentos: Boussinesq, Burmister, etc. Carga de roda equivalente.	4,0
4	Deformabilidade de solos e materiais granulares; módulo de resiliência.	4,0
5	Materiais asfálticos: ensaios, reologia e fadiga de misturas cimentadas.	4,0
6	Cálculo numérico de tensões, deformações e deslocamentos de sistemas estratificados: programas FEPAVE, ELSYM, etc	4,0
7	Avaliação funcional de pavimentos. Deflectometria com viga Benkelman. Métodos empíricos de projeto de reforço de pavimentos.	4,0
8	Avaliação estrutural com o deflectógrafo de impacto ("FWD").	2,0
9	Dimensionamento de reforço pelo método da resiliência.	4,0
10	Esboço de método de dimensionamento de pavimentos flexíveis fundamentado nos estudos de resiliência; critérios de confiabilidade.	4,0
11	Fundamentos da mecânica da fratura; estudo do trincamento.	4,0
Total:		48,0

As referências bibliográficas básicas são:

- Yoder, E. J. & Witczak, M.W. "Principles of Pavement Design", 2^a ed., John Wiley & Sons, 1975.

- Medina, J. - "Fundamentos de Mecânica dos Pavimentos" e "Pontos de Mecânica dos Pavimentos", COPPE/UFRJ, 1989
- artigos do T.R.B e A.A.P.T.; Anais dos congressos internacionais de pavimentos asfálticos (Univ. de Michigan) e de pavimentos de concreto (Univ. de Purdue); Anais das R. A. Pv. e dos Encontros de Asfalto, teses universitárias, etc.

Nos laboratórios de ensaios de cargas repetidas (módulos resilientes e fadiga) e de misturas asfálticas, dão-se as aulas práticas.

ESTABILIZAÇÃO DOS SOLOS

Esta matéria está incorporada à disciplina de "Propriedades Físico-Químicas e Estabilização de Solos", de 3 créditos.

Nº	Tema/Aula	Nº Horas
1	A natureza do solo: mineralogia; argilo-minerais; óxidos livres; formação dos solos; noções de pedologia.	9,0
2	O sistema argila-agua: coloides; teoria da dupla camada difusa; pressão osmótica; compressibilidade e expansibilidade das argilas; troca catiônica.	6,0
3	Fenômenos eletro-cinéticos: eletrosmose.	1,5
4	Estudo da composição do solo: análise química e mineralógica, difratometria de raios-x, análise termo-diferencial, pH; correlações com propriedades de Engenharia.	3,0
5	Estrutura do solo: macro e micro-estruturas; métodos de observação (microscopia eletrônica); correlações com propriedades mecânicas; sensibilidade estrutural; colapsibilidade.	3,0
6	Relações inter-partículas na transmissão dos esforços; atrito, coesão e deformação.	1,5
7	Princípios da estabilização de solos.	1,5
8	Estabilização granulométrica.	1,5
9	Lateritas, areias finas lateríticas, solos argilosos lateríticos, solos saprolíticos.	1,5
10	Solo-cimento, solo-cal, areia-cal-cinzas volantes; mecanismos de estabilização, propriedades, ensaios e dosagem.	3,0
11	Solo laterítico-ácido fosfórico, solo-betume, solo-cloretos: mecanismos de estabilização, propriedades e ensaios.	1,5
12	Rejeitos industriais e minerais.	1,5
13	Estabilização de solos de fundação.	1,5
Total:		36,0

As referências bibliográficas básicas são:

- Mitchell, J. K. - "Fundamentals of Soil Behavior", John Wiley & Sons, Inc., 1976;
- Santos, Pêrsio de Souza - "Tecnologia das Argilas - aplicada às argilas brasileiras", Ed. Edgar Blucher Ltda./ Ed. USP, 1975;
- Castro, F. J. Casanova - notas de aula e artigos publicados na A.B.Pv.;
- Ingles, O. G. e Metcalf, J. B. "Soil Stabilization - Principles and Practice", Butterworths, 1972.

Nos laboratórios de química do solo e de engenharia metalúrgica, são demonstrados os ensaios químicos, a microscopia eletrônica de varredura e a difração de raios-X. Os ensaios físico-químicos de dosagem do cimento no solo-cimento e de reatividade à cal são demonstrados no laboratório de química do solo, parte do Laboratório de Geotecnia da COPPE.

TESES DE MECÂNICA DOS PAVIMENTOS (M.Sc. e D.Sc.)

1) Mestrado:

1. César Augusto Vieira. Queiroz (1972) - "Estudo de deformação vertical de pavimento para o dimensionamento de recapeamento", 56 págs.
2. Paulo Roberto Verbicário Carim (1973) - "Cálculo de cargas de roda equivalente no dimensionamento de pavimentos flexíveis: programação automática", 162 págs.
3. João Previtera Filho (1974) - "Efeito da temperatura na deformabilidade dos pavimentos asfálticos", 63 págs.
4. Ernesto Simões Preussler (1978) - "Ensaio triaxiais dinâmicos de um solo arenoso", 267 págs.
5. Laura Maria Goretti da Motta (1979) - "O estudo da temperatura em revestimentos betuminosos", 146 págs.
6. Margareth Svenson (1980) - "Ensaio triaxiais dinâmicos de solos argilosos", 144 págs.
7. Samuel Hanthequeste Cardoso (1982) - "Estudo de irregularidades de superfície das pistas de pouso de dois aeródromos militares", 168 págs.
8. Luiz Antonio dos Santos Aranovich (1985) - "Desempenho de pavimentos de baixo custo no Estado do Paraná", 374 págs.
9. Glicério Trichês (1985) - "Medidas de deformação lateral de amostra de solos compactados em ensaios triaxiais dinâmicos de carga repetida", 163 págs.
10. Luis Marcial Collarte Concha (1986) - "Estudo da fadiga de duas misturas de solo-cimento", 148 págs.
11. Oswaldo Albuquerque Fonseca (1986) - "Análise de irregularidades de pavimentos aeroportuários", 158 págs (orientador: Dr. César Queiroz).
12. Régis Martins Rodrigues (1987) - "Projeto de reforço de pavimentos rodoviários e aeroportuários pelo método da resiliência: uma nova versão do programa Tecnapav", 111 págs.
13. Vicente Robinson Pérez Espinosa (1987) - "Ensaio triaxiais de carga repetida de uma brita", 116 págs.
14. Leni Figueiredo Mathias Leite (1990) - "Estudos reológicos de cimentos asfálticos", 146 págs (orientadora: Profª Rosário Elida Suman Bretas, Univ. Federal de São Carlos).

15. Marco Antonio Durães Ribeiro (1991), "Dosagem de pré-misturado a frio de graduação aberta", 179 págs.

II) Doutorado:

1. Ernesto Simões Preusler (1983) - "Estudo da deformação resiliente de pavimentos flexíveis e aplicação ao projeto de camadas de reforço", 268 págs.
2. Laura Maria Goretti da Motta (1991) - "Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis; critério de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas", 382 págs.
3. Jorge Augusto Pereira Ceratti (1991) - "Estudo do comportamento à fadiga de solos estabilizados com cimento para utilização em pavimentos", 338 págs.
4. Régis Martins Rodrigues (1991) - "Estudo do trincamento dos pavimentos", 221 págs.
5. Salomão Pinto (1991) - "Estudo do comportamento à fadiga de misturas betuminosas e aplicações na avaliação estrutural de pavimentos", 489 págs.

Compuseram as bancas examinadoras dos candidatos aos títulos de M.Sc. e D.Sc., ao lado do autor e de colegas seus do Programa de Engenharia Civil da COPPE, os seguintes professores e engenheiros: Galileo Antenor de Araujo, Peter Jaunzems, Homero Pinto Caputo, Murillo Lopes de Souza, César Augusto Vieira de Queiroz, Ernesto Preussler, Franklin Antunes, Fernando Martins Franco, Armando Martins Pereira, Luiz Flávio Autran M. Gomes, Carlos de Sousa Pinto, Samuel Hanthequeste Cardoso e Fernando Luiz Bastian.

Dois alunos de doutorado trabalham em temas de mecânica dos pavimentos: José Afonso Gonçalves Macedo (UFPb, Campina Grande) e João de Deus dos Santos (UFMT). O primeiro se dedica ao estudo comparativo de ensaios não-destrutivos de pavimentos (FWD - "falling weight deflectometer" ou deflectógrafo de impacto e a viga Benkelman) e o método da resiliência com base em ensaios de laboratório. Este aluno teve a oportunidade de fazer um proveitoso estágio na firma DYNATEST em São José dos Campos, SP., a convite do Engenheiro Ernesto Preussler. O segundo aluno pretende realizar um estudo regional de solos e materiais de pavimentação e, a seguir, deter-se no estudo de características de deformabilidade e resistência de lateritas de estradas do Mato Grosso.

TESES DE ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS (M.Sc.)

1. Salomão Pinto (1971) - "Estabilização de areia com adição de cal e cinza volante", 151 págs.
2. Hugo Nicodemo Guida (1971) - "Estabilização de um solo fino laterítico pelo ácido fosfórico", 91 págs.
3. Juan Julio Menéndez Garcia (1973). "Solos expansivos: sua estabilização com cal", 109 págs.
4. José Vidal Nardi (1975). "Estabilização de areia com cinza volante e cal: efeito do cimento como aditivo e de brita na mistura", 179 págs.
5. Antonio Fortunato Marcon (1977). "Durabilidade e módulos de elasticidade de misturas areia-cal-cinzas volantes", 128 págs.

6. José Eduardo Saboia Castello Branco (1978) - "Estudo da eletrosmose em solos finos", 170 págs.
7. Humberto Felix Borges (1979) - "Estabilização de um solo argiloso com cal de carbureto", 104 págs.
8. Juçara da Silveira (1979) - "Estudo da permeabilidade e estrutura de solo-cal", 142 págs.
9. Francisco José Casanova de Oliveira e Castro (1981) - "Um estudo físico-químico-matemático da estabilização alcalina de solos argilosos", 626 págs.
10. Marcio Alvarado Enamorado (1990) - "Estudo físico-químico para a dosagem do solo-cimento", 123 págs.
11. Maria da Glória Marcondes Rodrigues (1992) - "Contribuição ao estudo do método físico-químico de dosagem do solo-cimento", 204 págs.

Participaram das Bancas, afora professores da COPPE, os seguintes nomes:

Galileo Antenor de Araujo, Peter Jaunzems, Alcina Koenow Pinheiro, Murillo Lopes de Souza, Roberto C. Villas Boas, Ernesto Simões Preussler, Carlos de Sousa Pinto e Jorge Augusto Ceratti.

A tese de doutorado do Professor F. J. Casanova Castro, em fase adiantada de elaboração, deverá dar uma contribuição de nível internacional sobre a explicação dos mecanismos de reação dos solos tropicais (oxisols) com o cimento e a cal, inclusive nas condições do ensaio de dosagem físico-química (método de Chadda, expandido e aperfeiçoado pelo citado pesquisador, o prof. Jorge Ceratti, da UFRGS, e a Quím. Maria da Glória Marcondes Robergues, da COPPE).

GERÊNCIA E AVALIAÇÃO DE PAVIMENTOS

No ano corrente, o Eng^o Samuel Hanthequeste Cardoso (Ph.D., Univ. Maryland, 1987) da DIRENG/Ministério da Aeronáutica e professor do ITA/CTA, ministrou um curso de pós-graduação sobre esta matéria. A ementa do curso compreende:

1. O processo de gerência de pavimentos: definições básicas, sistemas, modelos, componentes, tipos (rede e projeto).
2. Desempenho de pavimentos. Avaliação: unidade de projeto, coleta de dados, técnicas de avaliação de desempenho, levantamentos de irregularidades superficiais (rugosidade) e equipamentos próprios, uso de nível e mira e a experiência em aeroportos, interação aeronave e pavimentos, ressonância, levantamento de condições visuais e defeitos (PCI), resistência de atrito (segurança) e uso do "mu-meter" (demonstração no campo), avaliação estrutural, equipamentos NDT, o deflectógrafo de impacto (FWD).
3. Reabilitação e manutenção de pavimentos: projetos novos e reforço, avaliação econômica, manutenção.
4. O SGP a nível de rede.

5. O SGP a nível de projeto: métodos de retro-análise a partir da medição de deflexões com os sensores de deslocamento do FWD.

O livro-texto é: "Pavement Management Systems", de Ralph Haas e W. Ronald Hudson; editor: Mc Graw - Hill Book Co., 1978.

A bibliografia complementar:

"Principles of Pavement Design", Yoder e Witczak, 1975

"Pavement Management Guide", RTAC, Canadá, 1977

"Pavement Management System", OECD, 1987

Este curso foi assistido por 9 pessoas: 3 alunos de doutorado, 1 aluno de mestrado, 2 engenheiros da Prefeitura do Rio de Janeiro, 1 engenheiro consultor e 2 professores. Um projeto de grupo envolveu os alunos na prática da gerência de Pavimentos.

COMENTÁRIOS FINAIS

- 19) Em 1980, na 15ª Reunião Anual de Pavimentação, Belo Horizonte (Ref. 7), dizia o autor que a necessidade de restauração imediata de pavimentos atingia a mais de 5000km de extensão da rede federal, seja 12% da mesma. Hoje, em 1993, esta necessidade é da ordem de 50%! Ora, este quadro para ser revertido dependerá não apenas de recursos financeiros, mas da presença, na profissão, de engenheiros que tenham abraçado a especialização de pavimentação. Então, haverá que se organizar cursos de especialização (pós-graduação "latu sensu") e aumentar o número de pesquisadores (pós-graduação "stricto sensu") que desenvolvam procedimentos e materiais adequados ao nosso meio. Cabe aqui recordar o importante papel do "Curso Jerônimo Monteiro Filho", da Escola Nacional de Engenharia, no treinamento de pessoal por ocasião do surto rodoviário dos anos 50.
- 20) A crise econômico-social e a queda abrupta da atividade de construção de habitações, estradas, barragens, etc, tem afastado os alunos de engenharia civil para outras áreas como as engenharias de produção e eletrônica, a informática e, até, a administração financeira. Há necessidade de um ingente esforço de nossas inteligências e vontades para tornar mais atraente e eficiente o ensino e o aprendizado da engenharia civil. Nesse sentido, algumas medidas têm sido sugeridas:
- a) reciclagem dos professores e estímulo à licença sabática para os de dedicação exclusiva;
 - b) difusão, ao longo do curso, dos princípios científicos que se abordam, hoje, de forma bastante estanque no ciclo básico;
 - c) expansão do uso da informática, acessível aos alunos em todo o curso;
 - d) instituir a figura do professor conferencista, como colaborador temporário e condignamente remunerado; seria o profissional de ampla e sólida experiência que compensaria a presença predominante de jovens docentes de sólida formação científica no corpo docente;
 - e) difundir a sistema de avaliação de docentes, como base para as promoções, em que se valorize a especialização, pós-graduação e produção científica, e exigir, cada vez mais, o nível de doutor já para o cargo de professor assistente. É salutar que, também, os alunos tenham a oportunidade de manifestar sua avaliação dos cursos e dos professores, sem constrangimentos.
- 30) Não está sendo devidamente aproveitado o potencial de conhecimentos científicos dos centros de pós-graduação de engenharia na geração de novas técnicas, processos e materiais. As empresas preferem angariar este ou aquele professor do que ter um entendimento com a

instituição de ensino e valerem-se de uma maior gama de possibilidades de assessorias especializadas. Os centros de pós-graduação precisam estabelecer maneiras de agir que facilitem a consultoria individual, devidamente registrada no departamento, mesmo para os professores de dedicação exclusiva, resguardada a continuidade das atividades essenciais.

- 42) Há necessidade de se difundir a teoria da mecânica dos pavimentos, de divulgar os parâmetros de resistência, deformabilidade e fadiga obtidos no país, e de atentar para as peculiaridades do nosso meio físico, a fim de se utilizar mais conscientemente os pacotes de softwares importados. Tem-se na COPPE/UFRJ, em uso corrente, o programa FEPAVE de elementos finitos que permite a análise elástica não-linear, já adaptado para uso em micro-computador, e o programa ELSYM5 de diferenças finitas para cinco camadas; além de vários outros da área de Geotecnia.
- 52) Devem ser divulgadas as técnicas de ensaios de cargas repetidas para a determinação de módulos resilientes, leis de acúmulo de deformações permanentes e de resistência à fadiga (misturas asfálticas e solo cimento), numa campanha que deve congrega os corpos técnicos dos laboratórios que já dispõem dos equipamentos de ensaio. O estudo interlaboratorial que promoveu o IPT de São Paulo, tempos atrás, pode servir de modelo.
- 62) O sucesso e o apelo de modernidade que representa a utilização dos equipamentos FWD (deflectometro de impacto) e sua boa administração por competente equipe liderada pelo Engenheiro Ernesto Preussler, na DYNAFEST, traz à tona a preocupação de comparar os resultados do FWD com os da viga Benkelman. As técnicas de retro-análise devem configurar modelos estruturais aperfeiçoados, como é o caso da aplicação do método das camadas finitas desenvolvido pelo Engenheiro Régis Martins Rodrigues da citada firma. Num futuro próximo, quando existirem em funcionamento no país mais do que dois equipamentos FWD, deverá de pensar nas estações de calibração, tal como estabeleceu o programa milionário SHRP nos Estados Unidos.
- 72) As técnicas de avaliação de pavimentos - estrutural e funcional (conforto e segurança) - devem constituir um ponto fundamental nos cursos universitários, assim como no treinamento do pessoal de departamentos rodoviários, aeroportuários e de vias urbanas. Aliás, para estes profissionais, pode a avaliação superficial de pavimentos ser o ponto-de-partida e a motivação para procurar endender a mecânica dos pavimentos: defeito - causa do defeito - correção - prevenção.
- 82) Entre os temas de pesquisa iniciados nos últimos três anos na COPPE, nas áreas aqui tratadas, destacam-se:
 - estudo do trincamento de pavimentos (tese de doutorado do Eng^o Régis Martins Rodrigues), com o desenvolvimento de modelos matemáticos da formação e propagação de trincas e tentativa de calibração com trechos em observação;
 - ensaio físico-químico de dosagem do cimento no solo-cimento (Prof. F. J. Casanova Castro);
 - estudo da intemperização do asfalto em misturas asfálticas, no laboratório e campo (Prof^a Laura Motta, com apoio de setores técnicos da Prefeitura do Rio de Janeiro, e da Eng^a Leni Leite, do CENPES/PETROBRÁS);
 - estudo da evolução do trincamento de fissuras de corpo-de-prova de mistura asfáltica por tomografia (pesquisadores de Engenharia Nuclear da COPPE com o acompanhamento da Professora Laura Motta);

- 98) Num balanço final de sua participação de 25 anos no ensino e pesquisa, precedidos de 20 anos de atividade principal em geotecnia rodoviária, pode o autor citar as realizações seguintes:
- a) Pôde ajudar a 27 jovens (23 engenheiros, 2 químicos, geólogo e arquiteta) a participarem da aventura intelectual que culmina na elaboração de uma tese ou dissertação; mas, calcula que um número de quatro a seis vezes maior de alunos se expuseram às suas aulas. Esses ex-alunos que obtiveram um título de pós-graduação em tese de pavimentos ou de estabilização de solos, se encontram: 7 em universidades brasileiras, 7 em organismos governamentais, 4 em empresas privadas, e 3 em universidades estrangeiras, 1 em organismo internacional, 1 em empresa no exterior, 3 de atividade não detectada; um dos ex-alunos faleceu.
 - b) Ajudou a criar a revista "Solos e Rochas", que nasceu na COPPE em 1978 e tornou-se o órgão oficial de divulgação técnica das associações ABMS, ABGE e CBMR. A revista aceita artigos de mecânica dos pavimentos que envolvam aspectos geotécnicos.
 - c) A introdução de uma disciplina de "Propriedades Físico-Químicas dos Solos" tem antecedentes no curso assistido por uns poucos sócios da ABPv, em 1960, na E.N.E., dado pelo Prof. Cordeiro da Graça. Em 1968 este tópico começou a ser tratado na COPPE com base nos ensinamento que o autor adquirira no curso do Prof. J.K. Mitchell na Universidade da Califórnia, Berkeley, em 1962.
 - d) Coordenou os projetos de pesquisa de pavimentos do convênio com o IPR/DNER, de 1977 a 1981. Em decorrência dos apoios financeiro e técnico obtidos, instalou-se o equipamento de ensaios de cargas repetidas, teve-se acesso aos estudos de campo e concluíram-se três teses de mestrado. O autor e a Prof^a Laura Motta também participaram do projeto e medições da pista experimental de pavimento com base pozolânica (areia de duna, cinza volante e cal hidratada) da BR-101, SC, perto de Imbituba.
 - e) A presença de uma universidade brasileira nos congressos internacionais de pavimentos asfálticos, promovidos pela Universidade de Michigan, a partir de 1962 (logo após a AASHO Road Test) deve-se aos trabalhos que o autor apresentou na companhia de Laura Motta, Salomão Pinto, Ernesto Preussler e Régis Martins Rodrigues, nos anos de 1982, 1987 e 1992.
 - f) O "Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia" realizado na UFRJ, de 21 a 23 de setembro de 1981, foi a primeira manifestação coletiva de especialistas que trataram das peculiaridades dos solos tropicais, inclusive quanto à estabilização e aos pavimentos. Teve o apoio do CNPq, ABMS e algumas empresas. Congregou engenheiros geotécnicos, geólogos, pedólogos, químicos, geoquímicos e bioquímicos, num total de 200 participantes. Os custos foram reduzidos pelo empenho pessoal da equipe de mecânica dos solos, e a utilização gratuita do excelente Auditório do Centro de Tecnologia da UFRJ.
 - g) Tentou o autor estimular o estudo da mecânica da via permanente - "o pavimento ferroviário" - a partir do curso que o Prof. Ernest Selig, da Universidade de Massachusetts, Amherst, realizou na COPPE em agosto de 1989, com a presença de 30 pessoas. O assunto da via permanente continua na pauta da Área de Geotecnia.

10º) O balanço final também apresenta pontos negativos que o autor enumera como seu "mea culpa":

- a) Não ter correspondido, algumas vezes, à demanda de conhecimentos científicos - matemáticos e físicos - que intrincadas questões de pesquisa lhe exigiram, com possível prejuízo para este ou aquele aluno.
- b) Não ter persistido em algumas linhas de estudo, principalmente da mecânica dos solos, de modo a manter a versatilidade que teria sido útil ao grupo.
- c) Não ter sido mais afoito na busca de recursos financeiros em empresas e órgãos públicos de fomento à pesquisa, numa posição de retraimento que pode ter frustrado seus colegas, principalmente quando chefiou a Área de Geotecnia por dez anos e quando sua senioridade justificava tal expectativa.
- d) Não ter sido mais solícito e disponível em relação aos alunos que estiveram à sua volta.

Diante de poucos pontos negativos é preciso que o leitor atente que eles são mais densos do que os positivos; assim sendo, devem se agravados para que o autor não passe por complacente com sua própria imagem.

AGRADECIMENTOS

O Autor reconhece que quase tudo o que pôde realizar deve aos alunos que orientou, aos técnicos de laboratório e aos colegas que lhe ajudaram na condução das pesquisas.

Um agradecimento especial dirige à Profª Laura Motta, a quem caberá, doravante, a maior responsabilidade pelo andamento dos estudos de Mecânica dos Pavimentos na COPPE/UFRJ. Seu exemplo de competência, seriedade e espírito de justiça, isento de subserviências, deve ser reconhecido e imitado.

A lembrança da equipe do Laboratório do DER-GB, das décadas de 50 e 60, é-lhe extremamente grata.

À ABPv os agradecimentos pela honra de participar deste "forum livre", que lhe abriu espaço para uma prestação de contas espontânea.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Medina, Jacques - "Minhas viagens de estudo ao exterior", 1967, 72 págs (distribuindo aos participantes da 9ª RAPv, Porto Alegre, 1968)
2. Medina, Jacques - "Evolução da Mecânica dos Pavimentos"- Conferência, 25ª RAPv , 1991, 22 págs.
3. Preussler, Ernesto & Medina, Jacques - "Ensaio triaxiais dinâmicos na avaliação da resiliência", 14ª RAPv, João Pessoa, 1978 (Prêmio Pontes Corrêa)

4. Preussler, Ernesto; Pinto, Salomão & Medina, Jacques - "Determinação da vida de fadiga de concretos asfálticos brasileiros e aplicação no dimensionamento de reforço de pavimentos", 16ª RAPv, Recife, 1981.
5. Motta, Laura & Medina, Jacques - "Um método de dimensionamento de pavimentos flexíveis desenvolvido no Brasil", 25ª RAPv, São Paulo, 1991 (Prêmio Pontes Corrêa).
6. Motta, Laura & Medina, Jacques - "Análise paramétrica de estruturas de pavimento para anteprojeto", 25ª RAPv, São Paulo, 1991.
7. Medina, Jacques - "Pesquisas e Ensino de Mecânica dos Pavimentos e Estabilização de Solos na COPPE/UFRJ", 15ª RAPv, Belo Horizonte, 1980.

**27ª Reunião Anual de
Pavimentação**

**O Dimensionamento das Estruturas de
Pavimentos e as Políticas de Gestão Rodoviária**

José Augusto Veloso Pinto Eng. M.Sc.

O Dimensionamento das Estruturas de Pavimentos e as Políticas de Gestão Rodoviária

1 - Introdução

A questão do dimensionamento de estruturas de pavimentos, deve ser examinada dentro de um enfoque mais amplo, tendo como consideração inicial a formulação de uma política de gestão para a rede rodoviária. Esta política, seria formulada a partir da hierarquização da rede, classificada em subconjuntos homogêneos de diferentes rodovias, definidos através de uma análise sócio-econômica da importância atribuída a cada ligação.

As conclusões desta análise sócio-econômica são traduzidas por objetivos eventualmente definidos por categoria de rodovias, relativos aos serviços prestados aos usuários, que podem ser expressos, por exemplo, pelos seguintes parâmetros:

Segurança - resultante de boas condições de aderência, regularidade (roughness), drenagem, etc;

Regularidade do Serviço - decorrente das interrupções de tráfego necessárias a manutenção;

Conforto do usuário decorrente do tratamento visual, nível de ruído, e regularidade da superfície de rolamento;

Amenidade do percurso, etc;

A partir deste quadro de referência seriam escolhidas estratégias de investimento para a manutenção e ampliação da rede, definindo-se os

meios (custos de construção ou reabilitação) para manter o nível de serviço que foi fixado como objetivos para uma parte homogênea da rede. Usualmente são consideradas seguintes estratégias básicas:

Investimento inicial elevado associado a uma manutenção preventiva;

Baixo investimento inicial, associado a manutenção corretiva ou curativa;

Construção por etapas.

Nas rodovias com elevado volume de tráfego, onde interrupções para manutenção resultam em custos sociais elevados e cujo nível de serviço não deve sofrer degradações acentuadas, adota-se a estratégia de investimento inicial elevado e conserva preventiva.

Nas rodovias de médio a baixo volume, onde se aceita uma degradação progressiva do pavimento, adota-se a estratégia de baixo investimento inicial e manutenção corretiva - estratégia predominante na rede federal no Brasil.

A escolha das estratégias determina não só os critérios de dimensionamento mas também a concepção do estrutura do pavimento. Apenas os pavimentos flexíveis se prestam a uma estratégia de baixo investimento inicial sem risco significativo de perdas de investimento. Estruturas com camadas cimentadas dificilmente se prestam a uma estratégia de baixo custo inicial ou construção por etapas.

O processo de formulação de uma política de gestão rodoviária, baseada em estratégias de investimento, deve ser planejada a longo prazo, de modo a

considerar os elementos aleatórios assim como a disponibilidade real de recursos - o que resultará certamente em um processo de planejamento com racionamento de capital, utilizando-se a metodologia de avaliação econômica de projetos e seus indicadores clássicos, tais como o valor presente atual, relação benefício/custo, etc.

Além dos aspectos sócio econômicos, a Administração deverá definir outros parâmetros implícitos em todos os métodos de dimensionamento, tais como o risco de cálculo, o período de projeto, as condições terminais do pavimento etc. Estes parâmetros estão implícitos em todos os métodos de dimensionamento estrangeiros, aplicados ou adaptados para uso no Brasil.

Fica assim evidenciado que a concepção de um método de dimensionamento para estruturas de pavimento não pode ser dissociado do contexto sócio econômico do País, dos recursos e exigências da sociedade a quem se destina a infra estrutura rodoviária em questão.

2 - A formulação dos métodos de dimensionamento.

Existem três enfoques possíveis no desenvolvimento dos métodos de dimensionamento de estruturas de pavimentos rodoviários:

2.1 - Métodos Empíricos

São métodos baseados em uma experimentação em grande escala, cujo melhor exemplo é o método

AASHTO¹. Os resultados do ASSHTO são importantíssimos, mas não podem ser extrapolados a outros contextos (clima, materiais de pavimentação, etc) que aqueles onde for estabelecido. Esta é uma limitação inerente aos métodos empíricos de dimensionamento.

2.2 - Métodos Racionais

Os trabalhos teóricos de Burmister (1943) sobre o cálculo das tensões e deformações de um maciço semi-infinito constituído de multi camadas elásticas , sob uma carga circular vertical, os trabalhos de Ivanov na URSS e de Mac Leod no Canadá propondo uma análise do comportamento dos pavimentos a partir de modelos elasto-plásticos, podem ser considerados como as premissas do desenvolvimento de um processo mecânico racional do dimensionamento de pavimentos.

A disponibilidade de novos equipamentos para oscultação do pavimento, como o Falling Weight Deflectometer, que permite a aquisição automática de dados sobre as bacias de deformação, possibilitando a avaliação dos módulos de elasticidade das camadas por análise inversa, associada a disponibilidade de programas de análise de tensões com o ELSYM5, DAMA, FEPAVE, ALIZÉ 3, ECOROUTE, etc, vem despertando o interesse dos engenheiros rodoviários para essa metodologia.

¹- Ensaios do HRB em Maryland em 1949, ensaios da WASHO em Idaho em 1953-54, e da AASHTO em 1955-61

Entretanto, a aplicação de métodos racionais requer a combinação das seguintes etapas essenciais:

Uma análise mecânica do funcionamento da estrutura

Os resultados de ensaios de laboratório sobre a deterioração por fadiga dos materiais do pavimento.

O conhecimento obtido da observação do comportamento de pavimentos existentes, dados provenientes de seções de teste ou experiências feitas sobre estruturas em pistas experimentais.

A análise mecânica realizada sem as etapas complementares evidentemente não é um procedimento confiável para decisões que implicam em investimentos públicos elevados, tão-pouco a utilização de parâmetros determinados para materiais e estruturas existentes no exterior poderão ser aplicados com grande credibilidade nas condições brasileiras devido ao grande numero e variabilidade dos parâmetros considerados em um processo de dimensionamento.

2.3 - Métodos Teóricos-Experimentais

Os métodos racionais são de aplicação restrita devido ao grande número e variabilidade de parâmetros que intervêm no dimensionamento e a via experimental é excessivamente custosa para tratar de todos os casos que possam se apresentar.

A solução de compromisso consiste em adotar modelos teóricos e ajustar os dados desses modelos com alguns experimentos bem selecionados.

O ajustamento dos dados de entrada nestes modelos teóricos é feito a partir de resultados de experiências que permitem extrapolar os resultados observados na rodovia por ocasião desses experimentos. Os processos de dimensionamento adotados na França (Catálogo de Estruturas), adotam esta escola.

3.0 - Histórico dos métodos de dimensionamento adotados no Brasil

3.1 - Métodos de Dimensionamento de Estruturas de Pavimentos Novos

O primeiro método de dimensionamento adotado no Brasil, foi um método empírico elaborado pelo Eng. Murilo Lopes de Souza e aprovado pelo Conselho Executivo do DNER em 1966. Este método foi baseado no método CBR imaginado por Porter, a partir de correlações de pavimentos na Califórnia para tráfegos, solos e espessuras variáveis (1929) e um ensaio de punção (1930)

Este método, ainda em uso, definiu com excelentes resultados o dimensionamento da totalidade dos pavimentos novos construídos no Brasil nas últimas décadas, e é inteiramente consistente com os fatores que adota no cálculo do número de eixos equivalentes.

Não obstante ser um método empírico, o resultados dos dimensionamentos pode ser aferido pela baixa incidência de deformações plásticas e trilhas de roda nas rodovias federais, o que confirma que o critério intrínseco de dimensionamento adotado neste método - deformações específicas no topo do

subleito - é empiricamente atendida para as espessuras dimensionadas.

Não obstante ter quase três décadas, o método do Prof. Murillo não sofreu nenhuma modificação que incorporasse os novos conhecimentos da mecânica dos pavimentos, tais como os conceitos de resiliência das camadas granulares e fadiga das camadas betuminosas.

O mecanismo predominante de ruína dos pavimentos flexíveis, decorrente da fadiga das camadas betuminosas submetidas a cargas transientes, é indiretamente considerado no método através da determinação de espessuras mínimas para o revestimento betuminoso em função do tráfego.

Posteriormente o Dr. Salomão Pinto introduziu considerações complementares de dimensionamento ao método do Prof. Murilo, considerando a resiliência dos solos do subleito e comportamento a fadiga das camadas betuminosas²

²Diretivas e critérios para o dimensionamento de pavimentos flexíveis - Julho 1988

3.2 - Métodos deflectométricos para dimensionamento de reforços de estruturas de pavimentos

3.2.1 - Os Métodos A e B

Ao fim da década de 70, a ênfase do setor rodoviário passou lentamente da construção de novas rodovias para a restauração da rede existente, requerendo-se métodos de dimensionamento para o reforço da estruturas de pavimentos existentes, com a utilização da Viga Benkelman introduzida no Brasil pelo Eng. Bolivar Lobo Carneiro.

Formou-se então um núcleo de engenheiros consultores, originários predominantemente dos quadros do DNER, que conceberam métodos de dimensionamento baseados em critérios deflectométricos, assim como a base metodológica ainda hoje em uso pelo DNER e pela maioria das administrações rodoviárias.

Em 1979, o DNER normalizou 2 métodos de dimensionamento de reforço de pavimentos flexíveis,

**Método A Norma DNER - PRO10/79 -
Avaliação Estrutural dos Pavimentos Flexíveis**

**Método B Norma DNER - PRO 11/79 -
Avaliação Estrutural dos Pavimentos Flexíveis**

Estes métodos empíricos foram baseados em métodos similares concebidos no exterior, tendo o Método A fundamentando-se nos critérios de dimensionamento de reforço de pavimentos adotados no California Department of Highways - CDH e o método B nos estudos desenvolvidos por

.Lassalle e Langumier (1967) na França e Ruiz na Argentina.

É importante observar que os autores dos métodos não atentaram que os fatores de equivalência dos eixos é parte inerente do método, e aparentemente adotaram os fatores de equivalência da US - Corps of Engineers - consagrados através do método do Prof. Murilo - em métodos empíricos baseados nos experimentos cujos fatores de equivalência são totalmente diversos. A inconsistência deste procedimento fica evidenciada no simples exame das normas que omitem os fatores de equivalência a ser utilizado no dimensionamento.

Os autores destes métodos intuíram - assim como o fez com rara felicidade o Prof. . Murilo - critérios empíricos de dimensionamento, confundindo entretanto fatores de equivalência de eixos, intrínsecos aos métodos propostos

Perdida no tempo e no espaço, existe uma ata de reunião realizada no IPR que definiu que os métodos deflectométricos deveriam adotar fatores de equivalência da AASHTO - decisão coerente à concepção e origem dos métodos assim como aos critérios nunca claramente abordados de racionamento de capital. Esta decisão foi simultânea a adoção do novo método de dimensionamento PRO159, derivado dos experimentos da Pesquisa de Inter relacionamento de Custos Rodoviários - PICR, mantendo-se os métodos A e B como métodos de controle e verificação dos dimensionamentos calculados com a PRO 159.

A utilização dos fatores de equivalência da AASHTO, que resultam em valores de N cerca de 4

vezes menores que os valores de N calculados com os fatores do USCE, resultou nas seguintes distorções:

O Método A passou a apresentar espessuras bem menores de Recapeamento, entretanto essas espessuras eram consistentes com outros métodos deflectométricos, porque as curvas de fadiga deste método foram baseadas nos fatores de equivalência do CDH, que apresentam valores próximos aos fatores da AASHTO.

O Método B passou a apresentar espessuras mínimas ou negativas porque sua curva de fadiga foi de fato intuída a partir de valores de N calculados com os fatores do US Corps of Engineers

Os métodos A e B, em resumo podem ser considerados métodos derivados de métodos empíricos ajustados a realidade brasileira por um processo de intuição de engenheiros experientes, mas que não dispunham de dados que permitissem a calibração da curvas de fadiga que definiram as espessuras de reforço preconizadas pelos métodos propostos, aspecto agravado pela indefinição dos fatores de equivalência a adotar.

3.2.2 - A Pesquisa PICR e o Método PRO 159/85³

A partir de 1975, foi realizada no Brasil a Pesquisa de Inter-relacionamento de Custos de Construção, Conservação e Utilização de Rodovias, como resultado acordo entre o Brasil e o Programa das Nações Unidas para Desenvolvimento - PNUD, tendo como objetivo produzir um modelo de otimização de investimentos em infra estrutura rodoviária.

Nesta pesquisa foram monitorados 63 trechos de ensaio no Centro-Oeste e Sudeste do Brasil, e 47 desses trechos foram analisados mecanisticamente - definidas as estruturas, caracterizados os materiais e verificado o modelo teórico - para derivação de modelos de desempenho correlacionando a irregularidade, o trincamento e trilhas de roda com o tráfego, estrutura e subleito.

A partir desta base de dados e dos modelos do PICR foi desenvolvido o método PRO159, que passou a ser aplicado no dimensionamento de reforços de pavimentos a partir de 1985, mantendo-se entretanto os outros métodos oficiais como métodos de controle ou aferição dos resultados obtidos pelo PRO159.

As espessuras determinadas pelo método PRO159 são próximas as espessuras calculadas pelo Método B, com fatores do USCE e bastante

³Método C - Norma DNER - PRO 159/85 - Projeto de Restauração de Pavimentos Flexíveis e Semi-rígidos.

inferiores as espessuras do Método A. O dimensionamento de recapes delgados se por um lado era inteiramente consistente com as necessidades da rede a restaurar sob forte racionamento de capital, resultou em forte reação das empresas de consultoria e empreiteiras, que consideravam este procedimento arriscado por subdimensionar os reforços e reduzir o montante de investimento em cada trecho ou contrato.

O PRO 159 corretamente descartou a necessidade de camadas intermediárias com granulometria aberta para reduzir a reflexão de trincas introduzidas pelo método A, e aceito como dogma por grande parte dos projetistas. Esta disposição do método reduziu ainda mais o valor dos investimentos em trechos ou contratos específicos, atraindo mais críticas quanto a "temeridade" de se executar restaurações dimensionadas com tal metodologia.

Apesar de todas as críticas o PRO159 é indiscutivelmente em termos conceituais o único método desenvolvido a partir de um enfoque mais amplo de uma gestão rodoviária e adotando uma formulação teórico-experimental, fundamentada em um experimento razoável para os recursos e padrões brasileiros.

As críticas de caráter técnico, quanto a baixa correlação dos modelos estatísticos e uso da irregularidade como parâmetro do dimensionamento deveriam ter sido resolvidas com a continuidade do monitoramento dos trechos de teste e de outros trechos restaurados com seu dimensionamento.

3.2.3 - O Método da Resiliência⁴

Este método, baseado em pesquisa realizada a partir de 1977 pela COPPE/IPR, propõem um procedimento de projeto de reforço considerando as características resilientes do subleito e o comportamento a fadiga das camadas betuminosas, tendo o mérito de introduzir o conceito de resiliência do subleito e das camadas granulares do pavimento.

Adicionalmente, foi baseado em ampla amostragem dos módulos de resiliência das misturas asfálticas utilizadas no Brasil, exceto as areias asfalto usinadas da quente.

Apesar de não ter sido normalizado, este método pode ser considerado o quarto procedimento de dimensionamento de reforço de pavimentos utilizado pelo DNER.

3.2.4 - A Metodologia Racional

O levantamento automático de bacias com o FWD, vem popularizando o uso de metodologias racionais de dimensionamento, entretanto é necessário enfatizar que a aplicação de métodos racionais pressupõem as seguintes etapas:

Modelização da estrutura do pavimento, com a determinação dos módulos de Young efetivos das camadas, por retro análise;

Caracterização do comportamento a fadiga dos materiais cimentados, através de ensaios de fadiga

⁴Proposição de método para projeto de reforço de pavimentos flexíveis considerando a resiliência - Pinto, S; Prossler, E - IPR/ 1982

padronizados, realizados com frequências de aplicação de cargas e em temperaturas compatíveis com as condições existentes no pavimento;

Determinação de fatores de calibração laboratório-campo obtidos pela observação de segmentos de ensaio.

Determinação de parâmetros estatísticos que considerem as dispersões dos ensaios de fadiga, variações construtivas, riscos de cálculo e outros fatores aleatórios existentes no processo de dimensionamento.

A aplicação de metodologia racional sem o prévio estabelecimento destes parâmetros resultam em resultados completamente aleatórios, a depender dos critérios subjetivos adotados pelo projetista

4.0 - A Escola Néo-Liberal

Após a aprovação do PRO159 passou a predominar informalmente no DNER uma escola de pensamento que defende que o Estado não deve interferir nos aspetos técnicos de dimensionamento ou concepção de estruturas de pavimentos, transferindo esta atribuição para os Consultores que teriam a liberdade de escolher o método mais adequado para seu projeto, responsabilizar-se pelos resultados.

Em decorrência dessa política cessaram-se os esforços no sentido de aperfeiçoamento dos métodos existentes, eliminação das metodologias superadas e consolidação dos conhecimentos existentes.

Deve-se salientar que este enfoque néo-liberal aplicado a metodologia de projetos não é adotado

em nenhum país industrializado - Estados Unidos inclusive - onde as agências estaduais e federais definem minuciosamente os procedimentos de dimensionamento, que quando feitos por consultores externos é verificado por técnicos do governo.

A existência desta multiplicidade de critérios de dimensionamento resulta que o reforço de uma mesma estrutura pode ser calculada com várias espessuras, todas "tecnicamente corretas" ou "de acordo com as normas do DNER" ou segundo um método qualquer desenvolvido no exterior.

A comparação de dimensionamentos realizados por diferentes métodos, que incorporam implícita ou explicitamente objetivos sócio-econômicos ou estratégias empresariais em suas formulações não tem sentido prático. O dimensionamento "adequado" é aquele que atende aos objetivos da Administração, definidos através da formulação de uma política de gestão rodoviária

Portanto, pode-se considerar que um problema de dimensionamento de estruturas de pavimentos requer para a sua definição a estratégia de investimento adotada pelo cliente.

A inexistência de uma política pública de gestão rodoviária, dificulta a aplicação racional dos recursos disponíveis, e introduz outras disfunções no processo decisório tais como:

- Investimentos postergáveis na espessura dos reforço, para atender interesses empresariais;

- Riscos elevados de perda de investimentos em decorrência de subdimensionamento, devido a

limites financeiros impostos arbitrariamente em obras de restauração.

Impossibilidade de avaliar-se o comportamento a longo prazo dos critérios de dimensionamento, devido a multiplicidade de enfoques adotados e heterogeneidade das estruturas.

Impossibilidade de responsabilização dos atores nos casos freqüentes de insucesso, porque o responsável, no caso o projetista, não possui capital social que justifique uma ação de responsabilidade civil, que de acordo com a legislação é claramente do executante.

5.0 - Conclusão

Grande parte dos recursos financeiros aplicados na reabilitação de pavimentos na rede federal provem de empréstimos externos com prazos de pagamentos de 15 anos, aplicados em obras com vida útil inferior a 10 anos, em um processo contínuo de improvisação, tais como Programas tipo SOS.

Além da gestão do patrimônio rodoviário existente, existe um processo de endividamento basicamente para manter as precárias condições da rede que também necessita ser gerido a longo prazo, considerando-se que estes empréstimos serão pagos pelas gerações futuras.

Fica evidenciado deste modo a necessidade do Estado formular políticas de longo prazo para a gestão rigorosa do patrimônio e dos recursos de endividamento externo, assim como uma base metodológica consistente com esta política, que assegure os investimentos realizados.

**27ª REUNIÃO ANUAL DE
PAVIMENTAÇÃO**

07 à 12 de novembro/93

**UMA REFLEXÃO SOBRE O MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO
DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS - 1ª PARTE**

ENGº JORGE FLAMARION VASCONCELOS

SISCON - Consultoria de Sistemas Ltda

SBS - Quadra 2 - Bloco S - Ed. Empire Center - sala 512

Tel.: (061) 314-7192

UMA REFLEXÃO SOBRE O MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS

- 1ª PARTE -

SINOPSE

O objetivo do trabalho é analisar o comportamento do pavimento, cujas camadas granulares se compõem de brita graduada. Para tal, utilizaram-se os conceitos inerentes aos Método Racional.

1. INTRODUÇÃO

Não se pode negar o valor do Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis do DNER, ideado pelo Engº Murilo Lopes de Souza. Há mais de trinta anos tem resistido e resistirá ao tempo. Surgido em 1961, sofreu duas modificações, a primeira em 1966, e a segunda em 1981. É baseado no ensaio CBR (Índice de Suporte Califórnia) que se realiza em condições severas de umidade.

Graças ao advento da tecnologia dos computadores, o Método Racional vem perdendo gradativamente o seu "mistério" e está sendo usado cada vez mais na análise de comportamento de pavimentos flexíveis por causa de sua maleabilidade, preenchendo uma lacuna do Método DNER.

Paralelamente à evolução da tecnologia de computadores, a tecnologia de equipamentos tem tido grande avanço, permitindo o desenvolvimento de ensaios não-destrutivos de campo.

O presente trabalho tem por objetivo avaliar o comportamento de um pavimento flexível específico, no qual as camadas granulares se compõem de brita graduada, através do Método Racional e do Método DNER.

Não se tem pretensão de originalidade. Autores mais ilustres antecederam este autor.

2. DEFINIÇÕES BÁSICAS

De acordo com a Referência 1, apresentam-se os conceitos a seguir sobre as camadas constituintes de um pavimento flexível :

- Revestimento - camada destinada a resistir diretamente às cargas do tráfego, a impermeabilizar o pavimento, e melhorar as condições de rolamento, no que se refere ao conforto e à segurança do usuário, e a transmitir de forma atenuada a carga do tráfego ao subleito;
- Base - camada destinada a distribuir as ações dos veículos e a transmiti-las de forma conveniente ao subleito;
- Sub-base - camada complementar à base, com as mesmas funções desta e executada quando por razões de ordem econômica, for conveniente reduzir a espessura de base. A definição de sub-base ficará mais clara através de um exemplo numérico. Suponha que um Projetista dimensionou um certo pavimento flexível e obteve os seguintes resultados :

- Revestimento (Concreto Asfáltico) = 5 cm
- Base (Solo-Brita) = 25 cm
- Sub-base (Solo in natura) = 15 cm

A execução de uma base de solo-brita é muito mais cara que a de uma sub-base de solo in natura por necessitar de equipamentos mais sofisticados. O Projetista, para baratear a construção do pavimento, pode reduzir a espessura da base em 10 cm e aumentar, na mesma magnitude, a espessura da sub-base. Este artifício não causa prejuízo ao desempenho do pavimento porque a distribuição das cargas dos veículos ao subleito não se alterou. O dimensionamento do pavimento ficou da seguinte forma :

- Revestimento (Concreto Asfáltico) = 5 cm
- Base (Solo-Brita) = 15 cm
- Sub-base (Solo in natura) = 25 cm).

3. O CONCEITO DE GRADIENTE DE NOBREZA

Seja a FIGURA 1 :

R_R, K_R	Revestimento
R_B, K_B, CBR_B	Base ($CBR_B > CBR_{SB} > CBR_{SL}$)
R_{SB}, K_{SB}, CBR_{SB}	Sub-Base ($CBR_{SB} > CBR_{SL}$)
R_{SL}, CBR_{SL}	

FIGURA 1 - PAVIMENTO FLEXÍVEL CONVENCIONAL

d_R, K_R	Revestimento
d_B, K_B, CBR_B	Base ($CBR_B > CBR_{SB} > CBR_{SL}$)
d_{SB}, K_{SB}, CBR_{SB}	Sub.Base ($CBR_{SB} > CBR_{SL}$)
d_{SL}, CBR_{SL}	Subleito
$d_{SL} = \infty$	

Na FIGURA 1, os símbolos d , K e CBR são, respectivamente, a espessura, o coeficiente de equivalência estrutural e o Índice de Suporte Califórnia de cada camada. Os Índices R, B, SB e SL são as abreviações de revestimento, base, sub-base e subleito.

O subleito é o produto final da terraplenagem, e o leito seria o local por onde trafegariam os veículos se o pavimento não fosse construído.

Pela FIGURA 1, nota-se que o CBR de cada camada é superior ao da camada subjacente. Esse gradiente de decréscimo de resistência também chamado de gradiente de nobreza, é uma das características do pavimento flexível.

4. A CARÊNCIA DE MATERIAIS E O SEU REFLEXO NO DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS

O dimensionamento dos pavimentos flexíveis pelo Método DNER é simples, tendo em conta a inexistência de equações complexas, sendo isso uma das inúmeras qualidades do Método.

A seleção dos materiais, porém, requer muita sensibilidade do Projetista, porque os solos são os materiais mais comumente utilizados na construção. Sendo os solos materiais heterogêneos, nem sempre seu comportamento é igual ao que o Projetista prevê. O Projetista, além de se basear em ensaios de laboratórios para avaliar as propriedades do solo, tem de conhecer este in loco. Se o Projetista não for muito experiente, pode enganar-se.

A importância da seleção de materiais pode ser exemplificada

da se se imaginar que o Projetista seleccionar um solo de má qualidade para a sub-base. Aparentemente uma camada secundária em relação às camadas superiores, pode ser a responsável pelo mau desempenho do pavimento.

Em algumas áreas geográficas do País, tem-se observado a carência de materiais naturais, talvez pelo esgotamento das jazidas durante as obras anteriores de pavimentação ou devido às peculiaridades da geologia local. Isto tem levado ao uso de materiais artificiais para a confecção de camadas granulares. Um desses materiais é a brita graduada. Nessa circunstância, o pavimento flexível toma o seguinte fei

FIGURA 2 - PAVIMENTO FLEXÍVEL EM ANÁLISE

e_R, K_R	Revestimento
e_B, K_B, CBR_B	Base de Brita graduada ($CBR_B > CBR_{SB} > CBR_{SL}$)
e_{SB}, K_{SB}, CBR_{SB}	Sub-Base de Brita graduada ($CBR_{SB} > CBR_{SL}$)
$e_{SL} = \infty, CBR_{SL}$	Subleito

O gradiente de "nobreza" só existirá se $CBR_B > CBR_{SL}$, e que, no campo, definir-se-á em função da energia de compactação adotada para cada camada.

Suponha que, no campo, a energia de compactação da base seja com que $CBR_B > CBR_{SB}$. Mesmo assim, existirá um único material entre o revestimento e o subleito, mas o Projetista dimensionou o pavimento sem levar em conta esse fato, como se a base e a sub-base se compusessem de materiais distintos. O Projetista tem consciência de tal paradoxo, mas não lhe resta outra alternativa, a não ser ignorá-lo. Isto porque o Método DNER não permite que camadas de um mesmo material possam ser combinadas para formarem uma única camada.

5. O PAVIMENTO FLEXÍVEL E O MÉTODO RACIONAL

Examine-se a FIGURA 3.

FIGURA 3 - REPRESENTAÇÃO RACIONAL DO PAVIMENTO FLEXÍVEL

E_1, μ_1, e_1	Revestimento
E_2, μ_2, e_2	Base
E_{SB}, μ_{SB}, e_{SB}	Sub-base
$E_{SL}, \mu_{SL}, e_{SL} = \infty$	Sub-leito

Deduz-se da FIGURA 3 que o Projeta tem liberdade para combinar duas camadas para formar uma outra.

Figura 3.a.

E_1, μ_1, e_1	Camada 1
E_2, μ_2, e_2	Camada 2
E_3, μ_3, e_3	Camada 3

Figura 3.b.

Os símbolos e e μ designam, respectivamente, o Módulo de Elasticidade e o coeficiente de Poisson.

Pela FIGURA 3, não se nota a explicitação do conceito de Gradiente de Nobreza.

No Método Racional, o que importa, para o pavimento ter bom desempenho, é o atendimento às condicionantes abaixo :

- A tensão e deformação de tração na flexão da face inferior do revestimento devem ser inferiores a tensão e deformação de tração máximas admissíveis;
- A tensão e deformação verticais no topo do subleito devem ser inferiores a tensão e deformação verticais máximas.

Ao se dimensionar o pavimento pelo Método DNER atende-se apenas à condicionante b, daí a ocorrência de fadiga das misturas betuminosas.

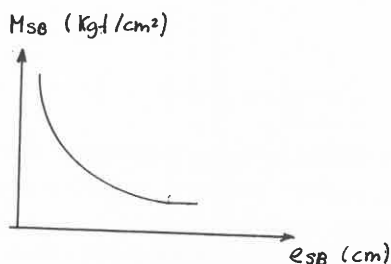
O cálculo das tensões e deformações se fazem pelos programas computacionais Elsyn5 e Fepave. Este último tem a vantagem de considerar as tensões gravitacionais.

Suponha que as camadas de base e sub-base do pavimento da FIGURA 3 se componham de brita graduada, tal tipo de material não possui coesão, e por isso possui a particularidade de gerar deflexões reversíveis altas, se não estiverem confinadas. Assim, o módulo de elasticidade é função das tensões de confinamento.

Observando-se a FIGURA 3, conclui-se que a sub-base é mais confinada que a base. A quantidade de material acima dela é maior que a quantidade de material sobrejacente à base. Isto é indubitável. Em consequência, o módulo de elasticidade da sub-base é maior do que o da base.

Se se reduzir a espessura da sub-base, diminui a quantidade de material a confinar, mantendo-se constante a quantidade de materiais sobrejacentes. O módulo da sub-base aumenta em relação ao módulo inicial, porque houve uma elavação das tensões de confinamento. Se se reduzir gradualmente a espessura de sub-base, obtém-se a :

FIGURA 4 - RELAÇÃO e_{SB} e M_{SB}



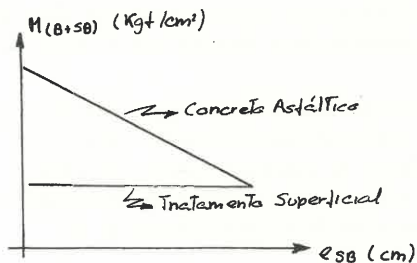
Embora não esteja explícito, a evolução de M_{SB} depende do tipo de revestimento.

Não há razão para a curva interceptar o eixo dos y. Um material com espessura zero não tem módulo de elasticidade. A curva tem de ser assíntota em relação ao eixo dos y.

Com a redução da espessura de sub-base, o módulo da brita graduada ($M_B + SB$) pode ficar constante ou aumentar se o revestimento for Tratamento Superficial ou Concreto Asfáltico. No primeiro caso, por

que se trata de um revestimento muito delgado; no segundo caso, o revestimento é mais espesso (tem maior peso próprio). A FIGURA 5 mostra a variação do módulo da brita graduada com a redução da espessura da sub-base.

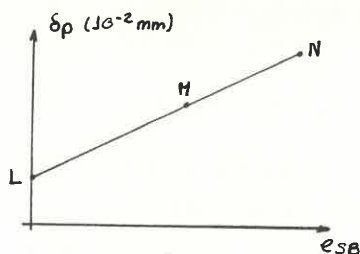
FIGURA 5 - RELAÇÃO ENTRE M_{B+SB} e e_{SB}



Nota-se que, na FIGURA 5, M_{B+SB} significa o módulo da brita graduada sem distinção de camada. Quando e_{sb} iguala a zero, M_{B+SB} passa a ser M_B (seu valor máximo - para revestimento de concreto asfáltico). Então, há lógica em que a curva intercepte o eixo dos y : é o ponto correspondente ao máximo de tensão de confinamento (concreto asfáltico). Quando o revestimento é tratamento superficial, M_{B+SB} é constante. Já o ponto A é aquele ao qual corresponde o mínimo de tensão de confinamento da base e sub-base, simultaneamente.

Tendo em vista o exposto acima, a variação das deflexões reversíveis com a redução da espessura de sub-base é a seguinte :

FIGURA 6 - RELAÇÃO ENTRE δ_p e e_{SB}



NOTA : δ_p é a deflexão reversível medida à superfície do pavimento.

O ponto N corresponde ao dimensionamento realizado pelo Método DNER; o ponto L ao mínimo de espessura da brita graduada. O ponto M é um ponto intermediário que é móvel.

A redução de espessura de sub-base, traduzido pelo deslocamento de N até o ponto L só pode fazer-se desde que se atendam às condicionantes do Método Racional. Se e_{SB} puder ser igual a zero, há uma redução substancial de espessura, resultando em grande economia ao orçamento. Se não se puder reduzir e_{SB} , ter-se-á o máximo espessura da brita graduada, havendo aí, talvez, uma coincidência entre o Método DNER e o Método Racional. Se se puder reduzir e_{SB} , sem anulá-la, há o caso intermediário (Ponto M). O cálculo da espessura final de sub-base deve-se realizar por tentativas..

6. ANÁLISE DA REDUÇÃO DA ESPESSURA DE SUB-BASE PELO MÉTODO DO DNER

Sob um ponto-de-vista puramente conceitual, a espessura de sub-base deve ser reduzida a zero, porque ela não está complementando a espessura da base, mas aumentando-a, sem trazer nenhum benefício ao comportamento do material. A seguir, ver-se-á o resultado fornecido pelo Método DNER quando $e_{SB} = 0$.

Sejam as inequações do Método :

$$e_R \times K_R + e_B \times K_B \geq H_{20} \quad (1)$$

$$e_R \times K_R + e_B \times K_B + e_{SB} \times K_{SB} \geq H_m \quad (2)$$

H_{20} e H_m são as espessuras de material granular para proteger a sub-base e o subleito, respectivamente.

A inequação (1) permite a determinação de e_B . Com o valor de e_B , entra-se na inequação (2) e calcula-se e_{SB} .

Se se determinar e_B pela seqüência usual, tem-se :

$$e'_B > \frac{H_{20} - e_R \times K_R}{K_B} \quad (3)$$

desprezando-se aproximações, tem-se :

$$e'_B = \frac{H_{20} - K_R \cdot e_R}{K_B} \quad (4)$$

Se na inequação (2) tomou-se $e_{SB} = 0$ (Ponto L), tem-se ;

$$e_R \times K_R + e_B \times K_B \geq H_m$$

então :

$$e_B = \frac{H_m - e_R \times K_R}{K_B} \quad (5)$$

Quando o CBR do subleito é igual a 20%, $H_m = H_{20}$. Em geral, $CBR_{20} < 20\%$, como H_m cresce com o decréscimo de CBR_{SL} , tem-se :

$$H_m > H_{20}$$

então :

$$e_B > e'_B$$

Conclui-se que, quando a espessura de sub-base é igual a zero, aumenta-se a espessura da camada de base, esta complementando aquela, o que parece um paradoxo.

Pode-se resalvar a inequação (2) de outra maneira. Como se trata de um único material entre o revestimento e o subleito, e com a característica de material de base :

$$B = SB \quad \therefore \quad K_B = K_{SB}$$

então :

$$e_R'' \times K_R + e_B' \times K_B + e_B'' \times K_B \geq H_m$$

$$2e_B'' \times K_B \geq H_m - e_R \times K_R$$

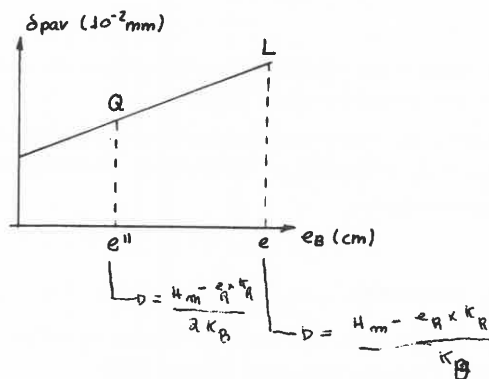
$$e_B'' = \frac{H_m - e_R \times K_R}{2 K_B} \quad (6)$$

Comparando (6) com (5), tem-se :

$$e_B = 2 e_B''$$

O Gráfico de Deflexões versus a espessura de base será :

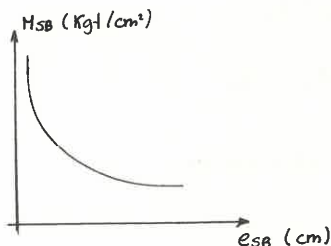
FIGURA 7 - RELAÇÃO ENTRE δ_{pav} e e_B



Vê-se pela FIGURA 7 que o ponto L mudou de posição (ver FIGURA 6). O ponto Q pode ser ou não o ponto M.

Visto que não se pode fazer $e_{SB} = 0$, pode fazer a redução gradual de e_{SB} de maneira indireta. Como já se viu, o módulo da sub-base é maior do que o módulo da base. Então, o coeficiente de equivalência estrutural da sub-base é maior do que o da base. Se se aumentar gradualmente o coeficiente de equivalência da sub-base, ocorre redução de e_{SB} , ainda que se use as inequações (1) e (2) de maneira convencional. A FIGURA 8 sintetiza esse raciocínio.

FIGURA 8 - RELAÇÃO ENTRE M_{SB} e e_{SB}



O Ponto T correspondente a espessura de sub-base calculada para $K_{SB} = \infty$ (do ponto-de-vista teórico).

Agora, se fosse traçar as curvas que mostram as relações M_{B+SB} versus e_{SB} e δ_p versus e_{SB} , obter-se-ia curvas idênticas às FIGURAS 5 e 6, respectivamente.

7. CONCLUSÕES

a) Realizou-se uma análise teórica de um pavimento imaginário, supostamente dimensionado pelo Método DNER;

b) O Método DNER dimensiona os pavimentos flexíveis, sem considerar o comportamento mecânico dos materiais;

c) A aplicação do Método Racional pode levar a projetos de pavimentos mais econômicos, em comparação ao Método DNER;

d) Propôs-se um artifício de cálculo no Método DNER que pode levar também a obtenção de pavimentos de menor custo em relação aos atualmente projetados pelo citado Método;

e) As conclusões obtidas neste trabalho estão sujeitas à avaliação prevista na 2ª etapa, quando se pretende realizar análises com dados numéricos;

f) Reconhece-se que o estudo pode aplicar-se aos materiais granulares de um modo geral. Se se enfatizou a brita graduada, é para alertar aos Projetistas sobre os riscos do uso de materiais artificiais como esse;

g) O aumento do coeficiente de equivalência estrutural da sub-base já efetuado pela última versão do Método DNER, isto é, de 0,77 para 1 foi um grande passo para melhorar o comportamento mecânico dos pavimentos flexíveis. Um aumento ainda maior pode-se fazer, sem prejuízo para o desempenho do pavimento.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- (1) Souza, Murriilo Lopes de. Pavimentação Rodoviária. MT-DNER. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. Rio de Janeiro, 1980
- (2) Santana, Humberto. Introdução à Mecânica dos Pavimentos. Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, Agosto/1978
- (3) Pinto, Salomão. Estudo do Comportamento à Fadiga de Misturas Betuminosas e Aplicação em Avaliação Estrutural de Pavimentos. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, 1991
- (4) Preussler, Ernesto Simões & Motta, Laura Maria Goretti da & Medina, Jacques de. Aplicação do Cálculo da Deformação Resiliente no Aperfeiçoamento do Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis. 5º Encontro de Asfalto, Instituto Brasileiro de Petróleo, Rio de Janeiro, 1980.

AGRADECIMENTOS

- . Eng^o Amaury Mendes Vignole pelas sugestões que permitiram a realização deste trabalho
- . Eng.^a Ana Paula Lopes Fernandes, pelos desenhos
- . Eng.^a Eliana Machado pelo apoio administrativo
- . Lillian Almendra Lemos pela datilografia

27ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO
TERESINA - PI
NOV / 93

**'ALTERNATIVA PARA O DIMENSIONAMENTO DOS
PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS DE CONCRETO'**

*** PROFª MARIA DE LOURDES TEIXEIRA MOREIRA**
*** PROF. PAULO DE TARSO CRONEMBERGER MENDES**

*** UFPI - CENTRO DE TECNOLOGIA**

"ALTERNATIVA PARA O DIMENSIONAMENTO DOS PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS DE CONCRETO"

* Prof. Maria de Lourdes Teixeira Moreira
* Prof. Paulo de Tarso Cronemberger Mendes

1 - RESUMO

Este trabalho apresenta o Método dos Elementos Finitos como uma alternativa para o dimensionamento de pavimentos rodoviários de concreto simples, e sugere a simplificação do veículo-tipo utilizado no carregamento da placa.

2 - INTRODUÇÃO

O dimensionamento de pavimentos rodoviários de concreto simples usualmente é feito pelos métodos preconizados pela Portland Cement Association (PCA) e pela Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP). Tais métodos tiveram como embasamento a observação e acompanhamento de pavimentos em serviço, ensaios de laboratórios e principalmente os estudos teóricos realizados por Westergaard.

Esses estudos constituem importante contribuição ao estudo das placas e hoje fazem parte da história da Teoria da Elasticidade, na qual se baseiam.

Com a expansão do uso e ampliação da capacidade dos microcomputadores, a solução desses problemas está sendo possível com a utilização do Método dos Elementos Finitos (MEF). A facilidade e rapidez com que se podem alterar as características físicas, geométricas, de contorno e de carregamento envolvidas no problema permitem simular as mais diversas situações de projeto e avaliar a maior ou menor importância de cada um desses fatores.

Neste trabalho foram comparados os esforços solicitantes nas placas submetidas aos veículos com eixos em tandem triplo, conforme método da PCA descrito em [1], com os obtidos utilizando o veículo-tipo previsto na NBR 7188 - Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestre [2].

A análise por elementos finitos foi feita em um microcomputador PC 486-DX, com o aplicativo SAP90 - Computer Software for Structural & Earthquake Engineering, desenvolvido por Edward L. Wilson e Ashraf Habibullah.

* UFPI - Centro de Tecnologia

3 - METODOLOGIA

Os estudos de Westergaard foram fundamentados nas seguintes hipóteses básicas:

- a) A placa de concreto tem comportamento elástico;
- b) A espessura da placa é constante e as suas dimensões suficientes para tornar significativa a distância entre juntas ou bordas;
- c) A placa é considerada não-fissurada em serviço;
- d) A placa assenta completamente sobre uma fundação isotrópica e homogênea;
- e) Em cada ponto da placa a pressão exercida sobre o solo é diretamente proporcional ao deslocamento do ponto, sendo a constante de proporcionalidade o "coeficiente de recalque k".

No MEF a placa de concreto é discretizada em elementos interligados nos nós, e o solo é substituído por molas com rigidez proporcional à área dos elementos que concorrem nesses nós.

Para análise da placa pelo MEF foram adotadas duas malhas. A primeira, para estudo da placa sob efeito do veículo-tipo proposto em [1], apresentando 2880 elementos, de dimensões 6 cm x 12,5 cm. A segunda, para verificação das solicitações sob ação do veículo-tipo da NBR 7188, consistindo em 2160 elementos de dimensões 10 cm x 10 cm. A adoção das duas malhas deveu-se às diferenças nas dimensões dos veículos-tipo. Vale observar entretanto, que adotado o veículo-tipo da NBR 7188, o segundo tipo de malha adequa-se a qualquer valor de carga, visto que as dimensões do veículo e da área de contato do pneu com o pavimento são constantes para as diversas faixas de cargas.

O comportamento do solo foi simulado com a utilização de molas situadas nos nós dos elementos e com rigidez equivalente à de suas respectivas áreas de influência.

Da mesma forma, as cargas foram aplicadas nos nós dos elementos afetados, com valores equivalentes aos das cargas atuantes em suas respectivas áreas de influência.

Para verificação da aplicabilidade do MEF, foram mantidas as características do exemplo mencionado em [1], quais sejam (figura 1):

- a) Placa de concreto com 3,60m de largura, 6,00m de comprimento e 0,20m de espessura;
- b) Concreto com módulo de elasticidade de 2,8 E+5 kgf/cm² e coeficiente de Poisson de 0,15;

c) Solo com coeficiente de recalque k de $5,0 \text{ kgf/cm}^2/\text{cm}$;

d) Para deslocar-se sobre a placa, veículo de eixos em tandem triplo, com distância entre eixos de $1,25\text{m}$, distância entre centros de rodas duplas de $1,80\text{m}$ e distância entre centros de pneus de $0,30\text{m}$, com carga total de $35,0 \text{ tf}$ igualmente distribuída entre os pneus. A área de contato do pneu com a placa, por simplicidade, foi adotada como retangular (os elementos finitos adotados foram retangulares), com mesma largura de contato e área equivalente à do exemplo descrito em [1] (figura 2);

e) Deslocando-se o veículo sobre a placa determinou-se a intensidade máxima dos momentos fletores para cada posição do veículo, o que permitiu determinar o valor máximo maximorum. O resultado foi comparado com o calculado em [1].

Adotando-se o veículo-tipo da NBR 7188 (figura 3), com distância entre eixos de $1,50\text{m}$, distância entre centro das rodas de $2,00\text{m}$, área de contato de cada roda de $0,20\text{m} \times 0,50\text{m}$, mesma carga total de $35,0 \text{ tf}$ e repetidas as características dos itens a, b, c e e, os resultados também foram comparados com os calculados em [1].

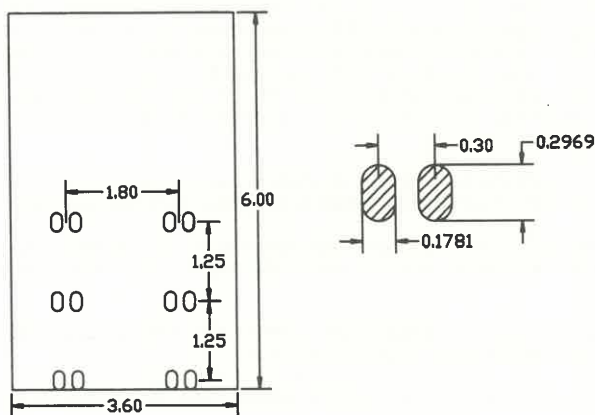


Figura 1 - Esquema de carregamento adotado em [1]

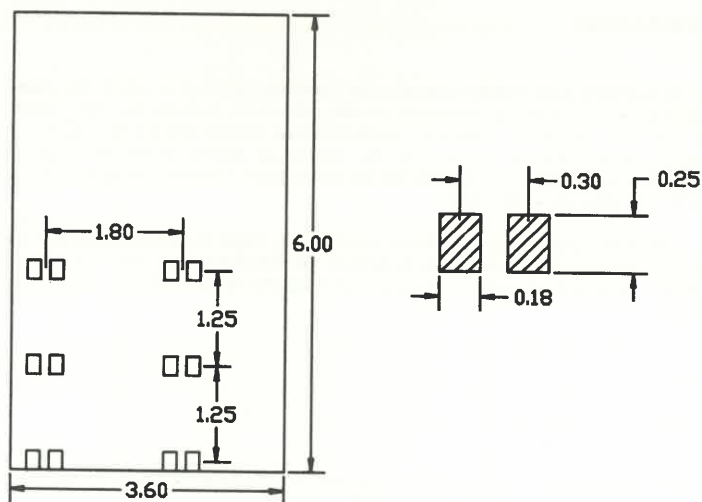


Figura 2 - Esquema de carregamento simplificado - MEF

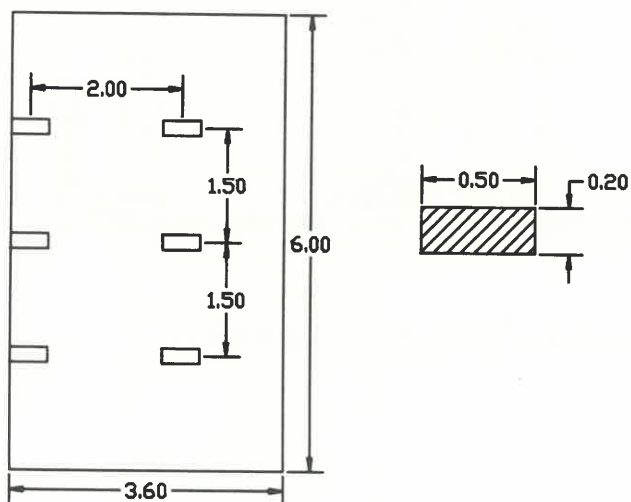


Figura 3 - Esquema de carregamento adotado com base na NBR 7188

4- RESULTADOS

O momento fletor máximo calculado em [1] foi de $1507 \text{ kgf} \times \text{cm} / \text{cm}$, com o veículo situado junto à borda transversal da placa (figura 1). O momento fletor máximo obtido pelo MEF, utilizando o veículo-tipo simplificado e mesma posição prevista em [1] (figura 2), foi de $1500 \text{ kgf} \times \text{cm} / \text{cm}$. Os valores de mesma ordem de grandeza evidenciam a equivalência dos métodos de cálculo. A figura 4 mostra o diagrama de iso-momentos na placa para este caso.

Alterando a posição do veículo-tipo no interior da placa foi possível constatar que o valor máximo maximum do momento fletor foi de $1600 \text{ kgf} \times \text{cm} / \text{cm}$, com veículo-tipo situado na posição indicada na figura 3, cujo diagrama de iso-momentos encontra-se na figura 5.

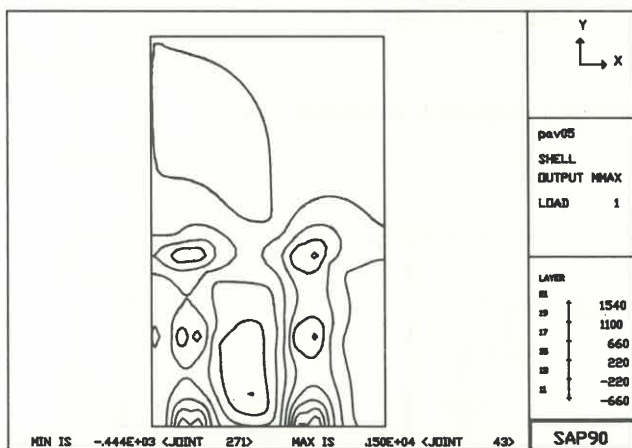


Figura 4 - Diagrama de iso-momentos. Placa carregada conforme [1]

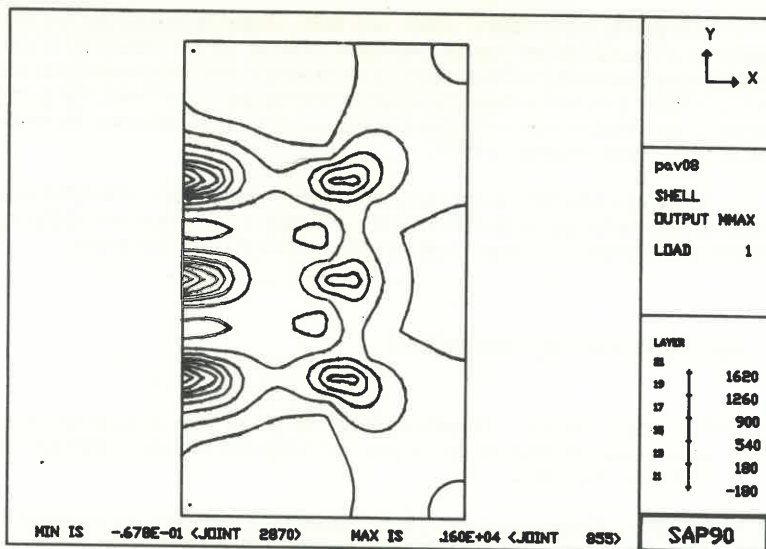


Figura 5 - Diagrama de iso-momentos. Condição mais desfavorável de carregamento.

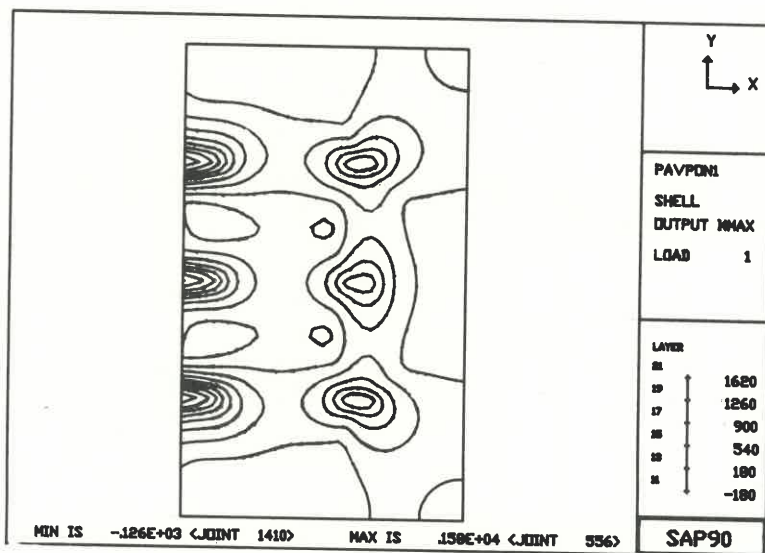


Figura 6 - Diagrama de iso-momentos. Carregamento da NBR-7188

O momento fletor máximo obtido pelo MEF, utilizando veículo-tipo da NBR-7188 (figura 3) e mantendo as demais hipóteses básicas foi de 1580 kgf x cm / cm, praticamente igual ao da análise anterior e da mesma ordem de grandeza do calculado em [1]. A figura 6 mostra o diagrama de iso-momentos para este caso. Tal constatação permite a simplificação das condições de carregamento, quer utilizando os métodos da PCA e ABCP, quer utilizando o MEF.

Na análise pelo MEF é possível ainda analisar placas com dimensões quaisquer, alterar as características da placa e do solo e visualizar o comportamento global da placa sob efeito do veículo, com suas zonas de solicitações e de deslocamentos.

5 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] PITTA, Márcio Rocha - Dimensionamento de pavimentos rodoviários de concreto para o caso de eixos tandem triplos. 1º Congresso Brasileiro de Pavimentos de Concreto - PAVICON.
- [2] NBR 7188 - "Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre", Norma Brasileira, Associação Brasileira de Normas Técnicas, dez./1982.

27ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO
TERESINA - PIAUÍ
NOVEMBRO DE 1993

EQUIPAMENTO SIMULADOR DE TRÁFEGO
DESENVOLVIDO PELO DAER/RS E UFRGS

JORGE AUGUSTO CERATTI, D.Sc.

Professor Adjunto, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
Av. Osvaldo Aranha, 99-3º andar. Porto Alegre-RS. CEP 90035-
190. Telefone (051) 228-1633 Ramal 3590 FAX (051) 227-1807.

JOSÉ AUGUSTO DE OLIVEIRA

Engenheiro Civil, Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem.
Unidade de Normas e Pesquisas. Av. Guaíba, 154. Porto Alegre-RS.
CEP 91900-420. Telefone (051) 249-1909.

RESUMO

Testes realizados em laboratório, em escala reduzida, geralmente não são adequados para a reprodução do desempenho de pavimentos, devido ao efeito escala que modifica fatores que afastam o experimento das condições existentes em escala real. Este problema tem sido contornado pela utilização de equipamentos conhecidos como simuladores de tráfego que testam seções em escala real.

A utilização dos simuladores é consequência da necessidade dos pesquisadores de obtenção de dados mais precisos e em curtos períodos de tempo. Estes equipamentos permitem a obtenção de dados mais reais sob condições controladas.

Este trabalho descreve o simulador de tráfego desenvolvido e construído conjuntamente pela UFRGS e pelo DAER/RS para testar pavimentos alternativos para rodovias de baixo a médio volume de tráfego. São apresentadas as condicionantes consideradas, e descritos os diversos sistemas componentes do simulador.

INTRODUÇÃO

Testes realizados em laboratório, em escala reduzida, geralmente não são adequados para a reprodução do desempenho de pavimentos, devido ao efeito escala que modifica fatores que afastam o experimento das condições existentes em escala real. O problema da escala do experimento pode ser solucionado pela utilização de seções-teste em pavimentos reais. Este procedimento tem como inconveniente o longo período de tempo necessário para que se desenvolvam variações de desempenho do pavimento, devido ao volume de tráfego atuante na rodovia. Alternativamente pode-se testar pequenas seções com a aplicação de cargas definidas, o que possibilita a redução do tempo necessário para o desenvolvimento de variações no desempenho do pavimento. Isto tem sido conseguido através dos equipamentos conhecidos como "simuladores de tráfego".

A utilização dos simuladores de tráfego é consequência da necessidade dos pesquisadores de obtenção de dados mais precisos e em curtos períodos de tempo. Estes equipamentos permitem a obtenção de dados mais reais sob condições controladas. Podem ser agrupados de acordo com seu tamanho em:

a) Grandes Simuladores

Incluem simuladores que operam a céu aberto e aqueles que operam no interior de grandes laboratórios.

Uma das mais antigas aplicações de tráfego simulado sob condições controladas em pesquisa de pavimentos, utilizando grandes simuladores, foi conduzida pelo "United States Corps of Engineers", dando origem ao Método Marshall de projeto de misturas betuminosas.

No Brasil, O Instituto de Pesquisas Rodoviárias(1990) do DNER possui um simulador de tráfego com diâmetro de aproximadamente 25 metros e capacidade de velocidade de até 80 km/h.

Dos grandes simuladores, o mais completo e sofisticado encontra-se em Nantes, na França, nas instalações do "Laboratoire Central des Ponts et Chaussées". Apresenta um diâmetro de 41 metros, com largura de pista de 6 metros e 4 braços que giram no sistema. Na extremidade de cada braço existe um rodado duplo que

pode deslocar-se de maneira a reproduzir o efeito de variação lateral do ponto de carregamento. O equipamento é guiado por 4 motores hidráulicos de baixa velocidade localizados na torre central. Autret et al.(1987) concluíram que este equipamento reproduz o efeito do tráfego em um pavimento de maneira real.

b) Simuladores Médios

Embora a maioria dos simuladores de porte médio atualmente existentes operem a céu aberto, estes equipamentos e as seções de pavimento sobre as quais atuam tem dimensões menores do que aquelas dos grandes simuladores.

Os principais simuladores médios existentes são três, localizados na Alemanha, África do Sul e Estados Unidos da América.

O equipamento existente na Alemanha, descrito por Gusfeldt(1967), consiste de duas vigas metálicas paralelas que suportam uma plataforma móvel entre elas. Uma roda de 100 cm de diâmetro encontra-se montada sob esta plataforma. Um motor elétrico aciona a roda de carga através de um cabo, podendo ser alcançada velocidade de até 50 km/h. O carregamento é obtido por um sistema pneumático que utiliza as duas vigas como reação, com cargas de 4 kN a 20kN. As seções de pavimento utilizadas possuem largura útil de 10 metros e 30 metros em cada extremidade para aceleração e desaceleração.

Van Vuuren(1972) descreveu o chamado "Heavy Vehicle Simulator" (HVS) da África do Sul como um equipamento montado em uma estrutura sobre rodas, que pode ser transportado por meios próprios até o local de teste de forma a realizar estudos in situ. A carga é aplicada por reação hidráulica e pode variar de 20 kN a 80 kN. O acionamento é obtido a partir de um motor hidráulico e a velocidade é de 10 km/h. O carregamento é aplicado nos dois sentidos e numa extensão de 6 metros por 1 metro de largura.

O equipamento norte-americano, conhecido como "Accelerated Loading Facility"(ALF), na verdade tem origem na Austrália, conforme Kadar(1987), embora tenha se tornado conhecido mundialmente a partir de sua utilização nos EUA. Este simulador utiliza uma estrutura metálica de suporte. A carga é proporcionada por um lastro, e varia de 40 kN a 80 kN em incrementos de 10 kN. O rodado duplo é acelerado a uma velocidade de 20 km/h através de

rolagem sob a ação da gravidade sobre uma rampa e atua sobre uma seção-teste de 12 metros de comprimento. A desaceleração ocorre quando o conjunto de rodas alcança uma segunda rampa. Os pneus retornam à posição original rolando sobre uma placa metálica colocada na face inferior da viga de suporte superior, o que permite que continuem girando na mesma direção durante todo o ciclo. Nesta fase de retorno, ocorre a ação de um motor elétrico até o final da subida na primeira rampa. A variação transversal da aplicação de carga é assegurada pelo deslocamento de todo o equipamento nesta direção. Este equipamento pode ser transportado para testes in situ, embora atualmente ele atue em local fixo, nas instalações do "Federal Highway Administration Turner-Fairbanks Research Laboratory", em McLean, no estado de Virginia-EUA.

c) Simuladores Pequenos

São equipamentos instalados em laboratórios, considerados como ferramentas que simulam algumas das características do tráfego, produzindo resultados limitados.

Um dos equipamentos mais conhecidos nesta categoria é a "Rolling Wheel Machine", construída e utilizada pelo Grupo Shell Holandês. Este simulador possui uma pista circular de 3 metros de diâmetro onde as seções do pavimento são construídas entre dois muros de concreto. Uma viga com rodas nas extremidades gira fixa a um pivô central. A velocidade pode variar até 20 km/h e as cargas entre 1 kN e 20 kN.

Gontijo(1983) apresentou um equipamento desenvolvido no Laboratório Nacional de Engenharia Civil de Lisboa, Portugal, para teste de revestimentos betuminosos em regime de flexão dinâmica, sob a ação de cargas rolantes repetidas.

DESENVOLVIMENTO DO EQUIPAMENTO SIMULADOR DE TRÁFEGO

A intenção do desenvolvimento do equipamento descrito neste trabalho surgiu da necessidade de se conhecer o comportamento estrutural de camadas de basalto alterado quando empregado em

rodovias de baixo volume de tráfego, em pesquisa desenvolvida conjuntamente pelo Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem do RS (DAER/RS) e a Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), financiada pela Fundação de Amparo à Pesquisa do RS.

O DAER atualmente tem seu programa de execução de pavimentos voltado para estradas vicinais e coletoras, já que a rede de rodovias troncais e semi-troncais está praticamente toda pavimentada.

O Estado do Rio Grande do Sul possui praticamente 40% de sua área coberta por um derrame basáltico, sendo portanto bastante importante a ocorrência de basaltos com diferentes graus de alteração. Este material até então não tinha utilização em pavimentos, devido a variabilidade e o pouco conhecimento que se tinha de seu comportamento mecânico.

No desenvolvimento do simulador foram estudadas preliminarmente as características dos principais simuladores em operação a nível mundial, tendo-se optado por um simulador de tamanho médio, que reproduzisse de maneira o mais real possível, o efeito do tráfego sobre uma estrutura de pavimento. Foi definida a aplicação de carga de forma retilínea, de forma a eliminar o efeito curva existente nos simuladores circulares de diâmetros menores. Optou-se pelo desenvolvimento de um equipamento semelhante ao ALF norte-americano.

O projeto do equipamento foi desenvolvido pelo Grupo de Projeto Mecânico e Automação Industrial (GPA) do Departamento de Engenharia Mecânica da UFRGS. O simulador foi construído pelo DAER na sua Oficina Central, em Guaíba-RS, sob supervisão dos projetistas e da coordenação da pesquisa.

A figura 1 e a foto 1 mostram o equipamento desenvolvido. Este equipamento possui aproximadamente 15 metros de comprimento, 2,5 metros de largura e 4,3 metros de altura, com as seguintes características:

- Curso de atuação de carga sobre o pavimento: 9 metros;
- Curso de aceleração e desaceleração: 3 metros;
- Carga sobre o pavimento: regulável de 0 a 60 kN;
- Princípio de aplicação de cargas: hidráulico;
- Aplicação de carga: linear, unidirecional, não tracionada;
- Sistema de rodado: simples ou duplo, articulado, regulável;
- Velocidade de deslocamento: regulável até 20 km/hora;
- Princípio de acionamento geral: elétrico.

O equipamento é formado por diferentes sistemas, descritos a seguir:

Sistema de Guiamento do Rodado

O rodado, simples ou duplo, é ligado a um carro que desloca-se em trilhos, tracionado por cabo de aço. Este carro possui em cada lateral 5 rodas que promovem seu guiamento, e são dispostas de forma a 3 delas servirem ao guiamento sob carga e 2 servirem ao guiamento durante o retorno para reposicionamento, durante um ciclo de aplicação.

Sistema de Aplicação da Carga

A carga é aplicada através de uma unidade hidráulica comandada eletricamente e de um cilindro hidráulico, montados sobre o carro. Esta carga é aplicada sempre com deslocamento em um único sentido. O retorno se dá com o rodado suspenso.

Sistema de Amortecimento

O sistema de amortecimento é um dispositivo de segurança composto de molas helicoidais colocadas nas extremidades dos trilhos de guiamento e tem como função a parada com segurança do carro caso haja falha do sistema de controle.

Sistema de Acionamento

O equipamento é acionado por um motor de indução trifásico de rotor bobinado, para regime intermitente, com freio eletromagnético, com potência de 15 CV e um redutor com redução de 1:9,4. Este conjunto aciona um tambor ao qual está ligado o cabo de

aço que movimenta o carro. O cabo de aço possui um mecanismo esticador em uma das extremidades, de forma a mantê-lo sempre esticado.

Sistema do Rodado

O rodado é ligado ao carro por um garfo articulado, que possui um semi-eixo de caminhão na extremidade, onde é fixo o rodado. Este semi eixo é regulável de forma a permitir o alinhamento do rodado. São utilizados rodados comerciais de caminhões.

Estrutura de Suporte Geral

A estrutura é composta por painéis Bailey tipo BB.1 sobrepostos, que o DAER dispunha desativados, e que anteriormente eram utilizados para a construção de pontes provisórias de emergência. Esta estrutura serve de reação as cargas, e é apoiada sobre duas vigas-caixão localizadas nas extremidades, conforme mostra a figura 1 e foto 1.

Sistema de Controle

O equipamento é comandado através de um quadro de comando elétrico com grau de proteção IP54, desenvolvido especialmente para esta função, e que através de um microprocessador programável acoplado, aciona todos os sistemas integrantes do simulador de tráfego. Este quadro é mostrado esquematicamente na figura 2.

Faz parte também do sistema de controle um quadro de resistores, que tem como função o controle da velocidade de acionamento.

Sistema de Aceleração e Desaceleração

A aceleração e a desaceleração do deslocamento do carro é comandada pelo sistema de controle através do acionamento do freio do motor elétrico, e segundo um sinal elétrico originário de sensores fotoelétricos, dispostos ao longo dos trilhos de guiamento do carro.

Sistema de Deslocamento Transversal

O equipamento em operação tem um deslocamento transversal coordenado com o longitudinal, de forma a impedir a formação de trilhas por passagem das rodas em um único local. Frações deste deslocamento ocorrem toda vez que o rodado retorna suspenso para o início de cada ciclo.

Este movimento é realizado pelo deslocamento de toda a estrutura sobre um elemento guia existente em cada uma das vigas-caixão de apoio externas ao equipamento. O deslocamento ocorre sobre roletes fixos a viga de apoio da estrutura e é acionado por um motor elétrico de 3 CV com redutor, instalado nesta viga, em cada extremidade do equipamento. O movimento é obtido através de correias ligadas às vigas externas de apoio.

CONSIDERAÇÕES FINAIS

O simulador, designado como "Máquina de Teste Acelerado de Pavimentos", será instalado em uma "Área de Teste de Pavimentos" no Campus da UFRGS, conforme mostrado na figura 3. Nesta área será possível a execução, com equipamento convencional, de 9 pistas experimentais com 3 metros de largura e 20 metros de comprimento cada.

O acionamento e controle do simulador de tráfego será feito a partir de um prédio localizado próximo às pistas, onde será instalado o quadro de comando elétrico. Neste prédio será

instalados em uma segunda etapa equipamentos eletrônicos para aquisição de dados provenientes de transdutores de força e deslocamento colocados em futuras pistas.

O desenvolvimento deste simulador de tráfego de porte médio tem como fatores a serem ressaltados a associação de duas entidades com o objetivo de desenvolvimento de pesquisa conjunta, o DAER e a UFRGS, e as inúmeras possibilidades de utilização futura deste equipamento no estudo do comportamento de pavimentos, no aprimoramento de metodologias de dimensionamento considerando condicionantes regionais e no estudo de novos materiais. Desta associação resultou um equipamento de características bastante semelhantes aos hoje utilizados no exterior, e a um custo relativamente baixo, graças ao empenho dos projetistas, da equipe de execução e dos dirigentes das entidades envolvidas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AUTRET, G.F., BAUCHERON DE BOISSOUY, A. e GRAMSAMMER, J.C. (1987), "The Circular Test Track of the Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) Nantes - First Results", Sixth International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, Proceedings.
- GONTIJO, P.R.A. (1983), "Pesquisa e Desenvolvimento de um Equipamento para Ensaio de Fadiga de Misturas Betuminosas", 18ª Reunião Anual de Pavimentação, Volume 2, Anais.
- GUSFELDT, K.H. e DEMPWOLFF, K.R. (1987), "Stress and Strain Measurements in Experimental Road Sections Under Controlled Loading Conditions", Second International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, Proceedings.
- INSTITUTO DE PESQUISAS RODOVIÁRIAS-DNER (1990), A Pista Experimental Circular do IPR/DNER.

- KADAR, P. (1987), "Accelerated Full Scale Testing of Heavy Duty Pavements - Experience with the Australian Accelerated Loading Facility (ALF)", Sixth International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, Proceedings.
- VAN VUUREN, D.J. (1972), "Pavement Performance in the S12 Road Experiment, an AASHO Satellite Test Road in South Africa", Third International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, Volume I, Proceedings.

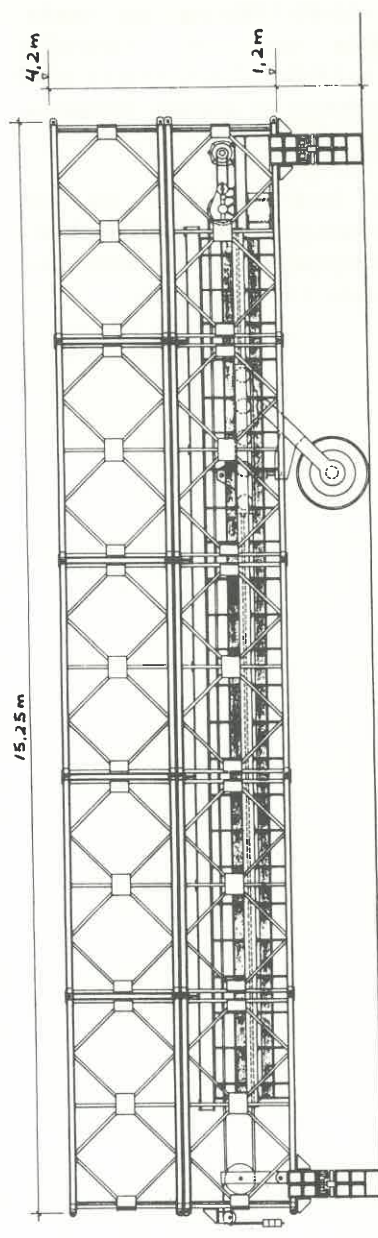
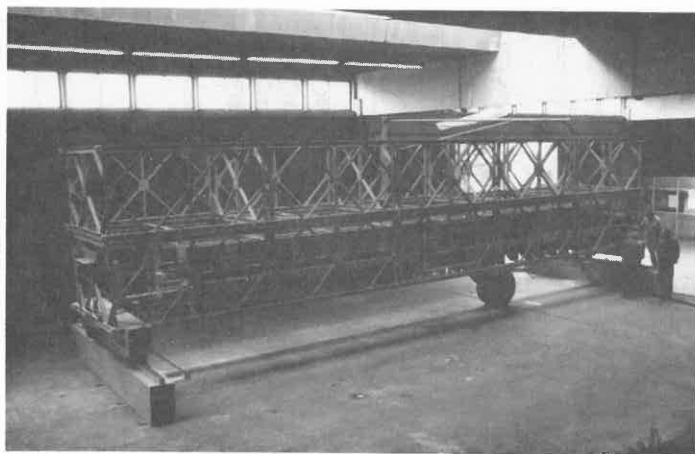
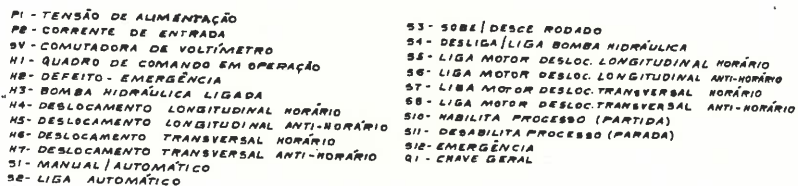


Figura 1 - Vista do Equipamento Simulador de Tráfego.

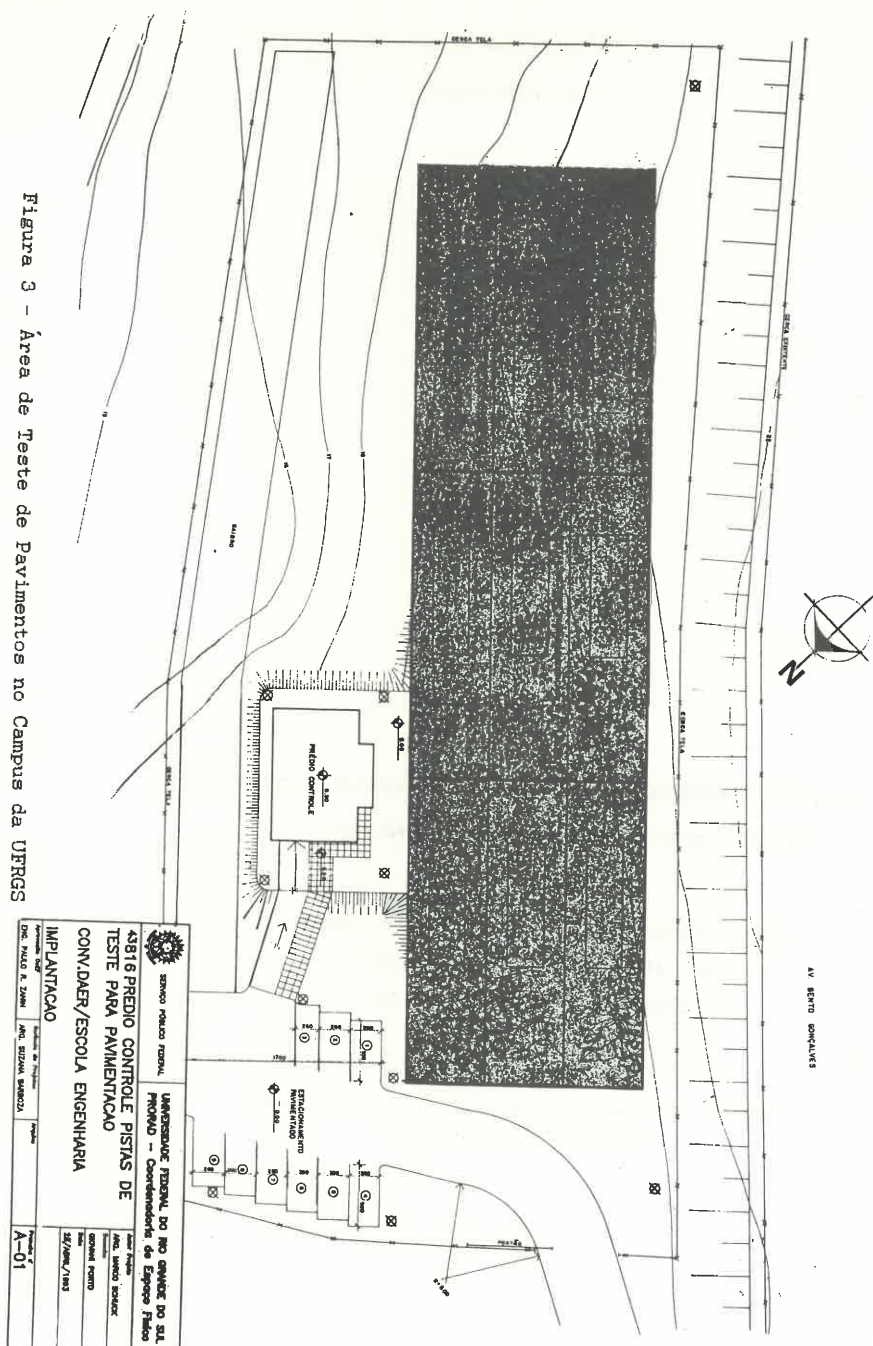


Fotografia 1 - Equipamento Simulador de Tráfego.



392

Figura 3 - Área de Teste de Pavimentos no Campus da UFRGS



 SERVIÇO PÚBLICO FEDERAL	UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL PROFESSOR - Coordenador do Espaço Físico
43816 PRÉDIO CONTROLADO TESTE PARA PAVIMENTAÇÃO CON/DAR/ESCOLA ENGENHARIA	IMPLANTAÇÃO
PROFESSOR PROF. SÉRGIO BOMFIM	PROF. SÉRGIO BOMFIM
PROF. SÉRGIO BOMFIM PROF. SÉRGIO BOMFIM	PROF. SÉRGIO BOMFIM
PROF. SÉRGIO BOMFIM PROF. SÉRGIO BOMFIM	PROF. SÉRGIO BOMFIM

27^a REUNIÃO ANUAL DE
PAVIMENTAÇÃO

PROJETO BARRINHO - USO DE PLINTOSSOLO COMO BASE
DE PAVIMENTO DE BAIXO CUSTO NA RST/101

Eng^a MARIA CRISTINA FERREIRA PASSOS
Eng^o JOSÉ AUGUSTO DE OLIVEIRA
Eng^o LUIS SOMACAL NETO

UNIDADE DE NORMAS E PESQUISAS - DAER/RS
LABORATÓRIO CENTRAL

RESUMO

Este trabalho relata a análise do desempenho de um pavimento alternativo na RST-101, trecho Bacopari-Mostardas, com 83 km de extensão, onde foi empregado um plintossolo denominado regionalmente de "barrinho" na estrutura do pavimento. Este solo foi utilizado na sua condição natural como sub-base e tratado com aditivo químico impermeabilizante na base do pavimento.

São apresentados resultados de ensaios realizados em amostras indeformadas e amolgadas retiradas de trechos com idades de tráfego que variavam de 6 meses a nove anos. Para complementação do estudo foram realizados levantamentos defletométricos e avaliações visuais das condições da superfície de rolamento.

1. INTRODUÇÃO

A RST-101 - a Estrada do Inferno -, localiza-se na planície costeira do Rio Grande do Sul, numa estreita faixa de terras arenosas situada entre a Lagoa dos Patos e o Oceano Atlântico.

Esta região se caracteriza pela enorme escassez de materiais de construção rodoviária, onde predominam sedimentos arenosos inconsolidados do Quaternário, num relevo baixo e plano. O lençol freático está próximo a superfície, sobretudo no período das chuvas, o que exige elevação do greide de terraplenagem em torno de 1 a 1,5 metros a partir do terreno natural.

Estes aterros de areia fina se constituem em outro problema, pois no verão a falta de coesão e no inverno a o trilhamento na areia úmida prejudicam o tráfego na região. Além disto, são extremamente susceptíveis à erosão hidráulica e eólica, fazendo com que a cada ano extensões consideráveis de aterro fossem destruídas.

Desde o início da década de 80 os técnicos da Unidade de Normas e Pesquisas do DAER/RS tem se dedicado a pesquisa de soluções economicamente viáveis que mantivessem a trafegabilidade em qualquer época do ano. A primeira solução utilizada foi o revestimento primário com saibro, transportado

de 118 km de distância. Todavia, devido a força dos agentes erosivos, camadas de 10 cm de espessura tinham duração de 1,5 anos. Partiu-se então para a idéia de uma pavimentação mais definitiva. As alternativas que se apresentavam eram as seguintes: base de brita graduada, de solo-cimento ou uma tentativa de utilizar um solo local denominado regionalmente de barrinho (plintossolo).

Em 1982 os técnicos da UNP, executaram um trecho experimental com extensão de 500m. A estrutura do pavimento consistiu em uma base de 15cm de barrinho com aditivo químico DS-328 e tratamento superficial duplo. Posteriormente tentou-se um trecho sem tratamento com aditivo químico impermeabilizante. Este trecho de 3 km de extensão não pode ser avaliado, pois foi totalmente perdido após a imprimação, devido a ação da água da chuva que provocou uma frente de umidade dos bordos para o corpo da pista, deteriorando a base.

A partir do trecho experimental a estrutura do pavimento foi reforçada, sendo adotada uma espessura de sub-base de 15cm e 15 cm de barrinho mais aditivo DS-328 ou DYNACAL. O revestimento empregado foi TSD com capa selante. A seção de pavimentação adotada foi de 6,60 metros de pista e 1,0 metro de acostamento. A imprimação foi estendida por mais meio metro para cada lado para maior proteção da base.

Em 1991, transcorridos 9 anos após a execução do trecho pista experimental, iniciou-se um estudo com a finalidade de analisar o desempenho deste material como base de pavimento.

A rodovia apresentava, conforme contagem realizada em 25/06/91, um VDM de 565 veículos com as seguintes características:

Passeio	357
Coletivo	14
C.leve	21
C.médio	79
C.pesado	54
C.U.pesado	40

resultando no número N igual a $2,7 \times 10^5$ operações do eixo de 8,2 t para o primeiro ano de tráfego.

Em março de 1993 foi concluída a pavimentação dos 83 km do trecho em questão.

2. CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL

O material regionalmente chamado de "barrinho" é o horizonte B de um plintossolo, originado dos sedimentos areno - argilosos pouco consolidados da Formação Chui (quaternário).

Segundo o levantamento de Recursos Naturais-vol 33 (IBGE, 1986) os plintossolos "são solos minerais formados sob condições de restrições à percolação da água, moderadamente, imperfeitamente ou mal drenados".

Na planície costeira os plintossolos ocorrem em áreas de relevo plano em cotas ligeiramente superiores às dos planossolos.

Grande parte da área é ocupada por campos nativos de cobertura rala e de baixa qualidade. O horizonte textural plântico ocorre sob um horizonte arenoso, pouco espesso, e sobre uma camada de areia amarela (A1).

A formação do horizonte plântico se dá por ciclos de umedecimento e secagem provocadas pela variação sazonal do lençol freático, sendo, por este motivo, encontrados entre a cota máxima e mínima de variação deste. Esta movimentação da água sub-superficial provoca a concentração dos óxidos (principalmente ferro e alumínio) originando um aspecto mosqueado peculiar. De acordo com seu grau de desenvolvimento os plintossolos podem apresentar colorações distintas com matriz amarela e mosqueados alaranjados ou vermelhos apresentando ou não manchas escuras ou acinzentadas. Nos casos de exposição do horizonte plântico há formação, por processo irreversível, de concreções de ferro e manganês, constituindo, na superfície, uma fração cascalho.

O horizonte plântico denominado "barrinho" é solo de textura areno-argilosa (81 areia fina, 18 argila, 01 silte), com concentração de óxidos. A matriz é de coloração amarela com mosqueados em tons vermelhos e acinzentados, apresentando ou não manchas pretas, e ocorrendo a profundidades em torno de 30 cm com as espessuras entre 80 e 100 cm.

O material após seco e destorroado, passa totalmente na peneira 10 (2 mm). No quadro 2 são apresentados os resultados da análise química por espectometria de absorção atômica, onde foram determinados os teores de ferro, alumínio, cálcio, manganês, sódio e potássio.

Numa primeira determinação realizou-se a análise da amostra total, porém em virtude do teor de sílica muito elevado a apreciação dos demais elementos ficou prejudicada. Procedeu-se então análise somente da fração fina (diâmetro inferior a 0,075mm). A amostra foi preparada conforme o preconizado para o ensaio de granulometria por sedimentação, com uso do hexametáfosfato de sódio.

No cálculo das quantidades dos elementos químicos foi considerada a quantidade de hexametáfosfato de sódio adicionada.

Pode-se observar que, mesmo na fração inferior a 0,075mm, o teor de sílica é bastante elevado, confirmando o caráter quartzoso da amostra.

Em termos de classificações rodoviárias o barrinho é classificado como A-2-4 - areia siltosa na classificação HRB e como SM, solo arenoso não plástico, na classificação unificada.

Na classificação MCT o solo foi classificado como LA, areia laterítica, situando-se no limite para NA, areia não laterítica.

Nos ensaios de compactação na energia intermediária obtém-se umidades ótimas em torno de 10,5% e densidades de 19,5 KN/m³. Em termos de capacidade suporte na energia intermediária obtém-se ISC entre 40 e 50%..

3. AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO

3.1. METODOLOGIA DE TRABALHO

Foram escolhidos, entre os trechos pavimentados até o início desta pesquisa, cinco segmentos característicos com datas de execução distintas, que variavam de seis meses a nove anos (trecho experimental - Km 86). Os cinco segmentos são:

Segmento	Idade na época da pesquisa
Km 41 ao 42	- 2 anos
Km 45 ao 46	- 4 anos
Km 68 ao 69	- 6 meses
Km 86 ao 86 + 500	- 9 anos
Km 97 ao 98	- 6 anos

De 4 dos 5 segmentos retirou-se amostras indeformadas (blocos de 30 x 30 cm) e amostras deformadas da pista, para a realização dos ensaios

de laboratório necessários ao conhecimento do comportamento e das propriedades do material. Para complementar este conhecimento foram ainda utilizadas, em todos os segmentos, técnicas não destrutivas como levantamento das deflexões com a viga Benkelmann e avaliação das condições da superfície segundo o DNER Pro 08/79.

Das amostras indeformadas foram realizados ensaios verificando o comportamento da camada de base (eventualmente também da sub-base) nas mesmas condições em que se encontrava na pista. Das amostras amolgadas foram realizados ensaios de caracterização e verificação da capacidade de suporte do material.

3.2. ENSAIOS REALIZADOS

3.2.1. AMOSTRAS INDEFORMADAS

Das amostras indeformadas foram realizados ensaios de permeabilidade por sucção capilar e perda por imersão.

3.2.1.1. CONFECÇÃO DAS AMOSTRAS

A partir dos blocos indeformados de 30 x 30 cm, foram esculpidos, dos 15 cm superiores (no caso das amostras de base), corpos de prova cilíndricos de solo com diâmetro e altura igual a 5 cm, para os ensaios de sucção capilar e perda por imersão, e altura igual a 10 cm para o ensaio triaxial com carga repetida.

3.2.1.2. TÉCNICAS DE ENSAIOS

a) ENSAIO DE PERMEABILIDADE POR SUCÇÃO CAPILAR

O corpo de prova cilíndrico de 5 x 5 cm foi pintado lateralmente com parafina para evitar perda de umidade. A seguir, colocado sobre o equipamento sugerido pelos professores Nogami e Villibor (Ref 2) para o ensaio de permeabilidade por sucção capilar. Este equipamento consiste em uma pedra porosa alimentada, até sua parte inferior, por água sem coluna de pressão. O ensaio se resume a medir o volume de água absorvida a intervalos de tempo pré-determinados.

Fornece o coeficiente de permeabilidade capilar K_c que é definido pela relação entre a variação do volume/área do corpo de prova e a variação da raiz quadrada dos tempos.

As curvas volume/área por $\sqrt{t}$ dos corpos de prova obtidos em cada um dos segmentos estão em anexo (figs. 1, 2, 3 e 4).

b) ENSAIO DE PERDA POR IMERSÃO

Os corpos de prova cilíndricos de 5 x 5 cm foram envolvidos com uma camada de parafina na parte inferior e laterais, de maneira que a parte superior e os primeiros 10 mm das laterais permanecem descobertos, a semelhança de uma "pastilha". A seguir os corpos de prova foram imersos em água, sobre suportes adequados, de tal forma que a sua geratriz ficasse na posição horizontal. Sob a "pastilha" descoberta foi colocado um recipiente com a função de receber o material desprendido. Após 20 horas o recipiente foi retirado da água tendo-se assim condições de determinar o peso seco do material desprendido. Este ensaio fornece o parâmetro P_i que é a relação entre peso seco do material desprendido e o peso seco da pastilha antes da imersão.

Os resultados obtidos em amostras dos quatro segmentos estudados estão nas figuras 1, 2, 3 e 4.

c) ENSAIO TRIAXIAL DE CARGA REPETIDA

Os corpos de prova com 10 cm de altura, esculpidos conforme descrito no item 3.2.1.1. foram submetidos a carregamento triaxial de carga repetida. O ensaio foi realizado na condição drenada com drenagem no topo e na base do corpo de prova e com tempo de duração da carga de 0,1 segundo e frequência de carregamento de 1 Hz.

As medidas de deformações dos corpos de prova foram realizadas após ciclos de 220 aplicações da carga e após aplicação dos estágios de condicionamento da amostra.

As figuras 16 a 19 apresentam os resultados dos ensaios triaxiais de carga repetida realizados, nestas mesmas amostras, para determinação dos módulos de resiliência.

3.2.2. AMOSTRAS AMOLGADAS

Em cada um dos segmentos em que foram retirados os blocos de amostras indeformadas realizou-se ensaios de compactação na energia do Proctor Intermediário, ISC na mesma energia,

granulometria e limites de Atterberger .
resultados estão apresentados na tabela 1.
3.2.3. AVALIAÇÕES NÃO DESTRUTIVAS

Os

3.2.3.1. MEDIDAS DE DEFLEXÕES COM AUXÍLIO DA VIGA BENKELMANN

A partir da execução do trecho experimental em 1982 as deflexões no pavimento deste trecho foram acompanhadas com a realização de duas campanhas de medida por ano, uma no outono e outra no primavera, com carga de 10 t no eixo traseiro. Os resultados se encontram na tabela 2.

Estas medidas realizadas entre 1982 e 1985 mostram que as maiores deflexões corresponderam às medidas da primavera. Este acréscimo é perfeitamente justificável pelo aumento de umidade das camadas do pavimento (sub-base) e do sub-leito decorrente do período de chuvas correspondente ao inverno. O efeito da temperatura no revestimento pode ser desprezado em virtude da esbeltez deste (TSD), podendo-se considerar que um tratamento superficial não tem contribuição significativa no valor da deflexão medida.

A campanha de medidas nos cinco segmentos - teste escolhidos procedeu-se no mês de novembro de 1991. Ao longo de cada um deles foram medidas as deflexões máximas nas duas trilhas de roda a cada 20 m alternadamente, sendo determinadas as bacias de deformação a cada 60 m, também alternando lado esquerdo e direito. Os valores das deflexões características estão na tabela 3.

As medidas foram realizadas com duas vigas Benkelmann marca Soiltest com relação de braços 1:4. Para carregamento do pavimento foi utilizado um caminhão Mercedes Benz modelo 1513, com carga de 8,2 t no eixo traseiro. A temperatura ambiente ficou entre 23 e 27°C durante as medições.

Para fins de cálculo das deflexões foi considerado o rebaixamento do pé de apoio da viga sempre que este se encontrava dentro da bacia de deformação correspondente. Devido a própria natureza do revestimento não se consideraram efeitos da temperatura, conforme anteriormente mencionado.

A deflexão característica foi determinada segundo a PRO-11/79 DNER, ou seja, $dc = dm + SD$, onde:

dc = deflexão característica (10^{-2} mm) ;
dm = deflexão média (10^{-2} mm) obtida por média
aritmética simples e
SD = desvio padrão da amostra.

As deflexões características nos cinco trechos estudados, inclusive o experimental, variaram entre 42 e 74 mm/100, na trilha de roda externa.

As figuras 11, 12, 13, 14 e 15 apresentam as bacias de deformação do pavimento sob carga de 8,2t. Estas medidas foram realizadas a cada 20 cm, aproximadamente, de deslocamento da carga.

3.2.3.2. AVALIAÇÃO DE SUPERFÍCIE.

O cinco segmentos relacionados foram avaliados segundo a metodologia proposta pela DNER PRO 08/78.

O quadro 1 apresenta os dados obtidos.

Os resultados encontrados demonstram que os segmentos apresentam todos baixos valores de deformação permanente e índices de gravidade global (IGG) aceitáveis.

Observa-se que no segmento do Km 45 ao 46 que apresentou conceito "MAU", 52% do IGG corresponde a problemas de exudação, não caracterizando defeito estrutural.

No segmento do Km 86 a 86 + 500 (trecho experimental) há que se considerar que já se encontrava com 9 anos de tráfego.

O sub-trecho do Km 43 ao 50 + 600, que conta com idade de 5 anos, foi avaliado recentemente pelo Método VIZIR, proposto pelo LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) e atualmente adotado pelo DAER para levantamentos visuais de superfície dos pavimentos no estudo do gerenciamento.

Os resultados forneceram um índice de fissuração (IF) de 1,26 e índice de deformação (ID) de 1,06, levando a uma nota final de 3,19. Este valor indica um desempenho satisfatório para o período de utilização.

Os critérios estabelecidos para o programa de gerenciamento do DAER baseado no método VIZIR são:

Solução	IF	ID
Manutenção Rotineira	<1	<2
Recapeamento	≥1	<2
Restauração	-	≥2

Pelo exposto acima a solução prevista para o sub - trecho em questão é um simples recapeamento, o que confirma a hipótese do bom comportamento estrutural para o tráfego atual.

3.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Durante a retirada das amostras verificaram-se diferenças, a princípio de coloração, entre os materiais utilizados nos segmentos Km 41 e Km 68 e nos utilizados nos segmentos Km 86 e 97. Estas diferenças se refletiram também com relação à "coesão". O material amarelado da base do Km 41 e 68 apresentava maior facilidade de ser escavado do que o material mais avermelhado e concrecionado dos Km 86 e 97.

Posteriormente verificou-se uma diferença de comportamento em relação a presença d'água. Onde existia o material mais amarelado semelhante ao Km 41 e 68, a base, na presença de algum defeito de revestimento que lhe permitisse o contato com água, não mantinha sua integridade, podendo ser escavada facilmente. Já no Km 97 apesar dos bordos se encontrarem totalmente submersos devido a problemas de drenagem, o material apresentava-se rijo, não sendo facilmente escavável.

No Km 86 (trecho experimental) a base se manteve íntegra, mesmo quando o tratamento superficial apresentava-se muito desgastado.

Estas diferenças, a princípio de coloração, se mostraram perceptíveis também nos ensaios de permeabilidade capilar, perda por imersão e determinação do módulo resiliente.

Características como ISC e índices físicos não serviram para identificar diferenças significativas entre os dois materiais como se pode ver na tabela 1.

Em termos de granulometria há uma diferença de 2 a 3% nas frações argila e areia fina, como se pode ver na tabela 1.

Nos ensaios de permeabilidade capilar

notou-se, como se pode ver nas figs. 1 a 4, é que a velocidade de absorção de água foi muito maior nas bases dos Km 41 (principalmente Km 41 + 243) e Km 68 que nos Km 86 e 97, inclusive no Km 68 onde foram ensaiadas amostras da sub-base (material um pouco mais "coesivo") este apresentou em seu estado natural, sem aditivo, velocidades menores de absorção capilar que a base tratada. Ao contrário do que ocorre no Km 97 + 700 onde o mesmo material apresenta redução sensível do Kc quando empregado natural na sub-base ou estabilizado na base.

Uma outra diferenciação se deu no comportamento das curvas $V/A \times \sqrt{t}$. Nas amostras dos Km 86 e 97 o crescimento dessa relação é lento e constante até a leitura dos 64 min ($\sqrt{t} = 8$ min).

Apesar das diferenças nos valores e nas declividades das curvas de variação dos módulos com a tensão confinante, em termos de deflexões não surgiram diferenciações significativas entre os segmentos dos quilômetros 41 e 68 e os dos quilômetros 86 e 97.

Os inventários de superfícies forneceram um IGG que conduziu a um conceito regular tanto no Km 41 (idade 4 anos) como no 97 (idade 6 anos), sendo em ambos a maior contribuição de defeitos do tipo FC - 2.

Nas amostras do Km 86 apresentaram grande variedade nos resultados dos ensaios de perda por imersão e no comportamento resiliente, o que pode ser consequência de uma falta de homogeneidade do solo ou da mistura solo-aditivo.

4. EFEITOS DO ADITIVO SOBRE O SOLO

4.1. EFEITO DO ADITIVO NA CAPACIDADE SUPORTE

Não foram verificados efeitos de aumento da capacidade suporte nos corpos de prova ensaiados após imersão de 96 horas.

Os ensaios foram realizados segundo os métodos tradicionais e não o método modificado preconizado pelos fabricantes (neste, o corpo de prova, após a moldagem, é submetido a secagem em estufa e após imerso e rompido). A justificativa para utilização do método modificado seria o fato da umidade de equilíbrio das bases de solo serem inferiores à umidade ótima, o que não se verificou

verdadeiro para o trecho estudado. Nos diversos pontos onde a umidade de base foi verificada esta gravitou em torno da umidade ótima, como se pode ver na tabela 1.

As figuras 5 e 6 mostram as curvas de densidade e ISC de dois materiais moldados nas energias normal e intermediária, com o emprego de amostras virgens. Os pontos avulsos correspondem a corpos de prova moldados na umidade ótima do Proctor Intermediário, com e sem aditivo.

4.2 EFEITO IMPERMEABILIZANTE DO ADITIVO

A partir dos ensaios de amostras indeformadas da base sugeriu-se que os ensaios de permeabilidade capilar e perda por imersão poderiam fornecer dados que permitissem comprovar a ação do aditivo sobre o material a ser utilizado.

Foram então moldados corpos de prova, em cilindros de diâmetro de 5 cm e com altura de 50 mm $\pm$ 0,5 mm (os mesmos utilizados nos ensaios da metodologia MCT) na umidade ótima e energia do proctor intermediário. A umidade ótima foi obtida em ensaio de compactação convencional. Por este procedimento foram confeccionados corpos de prova para ensaios de permeabilidade capilar e perda por imersão de amostras naturais e com aditivo.

As curvas das figuras 7 e 8 mostram a redução da velocidade de absorção da água e a redução da perda por imersão nos ensaios dos materiais caracterizados na tabela 4.

4.3. EFEITO DO ADITIVO NA CLASSIFICAÇÃO MCT

A figura 20 apresenta os resultados da classificação MCT em três amostras de barrinho na condição natural e tratadas com aditivo. Como se pode observar, os coeficientes c' não sofreram alterações, já a perda por imersão corresponde ao $M-MCV=10$ apresentou um leve decréscimo devido a utilização do aditivo, ocasionando uma ligeira redução no parâmetro e' .

5. ESCOLHA DOS SOLOS ADEQUADOS PARA BASES DE BARRINHO + IMPERMEABILIZANTE

A pesquisa de jazidas de barrinho tem demonstrado que o mesmo ocorre em áreas não muito extensas e com certa heterogeneidade, dada a própria

gênese do solo, o que requer uma pesquisa mais minuciosa desta áreas.

Através da avaliação dos ensaios de amostras da pista e de jazidas de materiais utilizados para base, chegou-se a algumas conclusões sobre a escolha dos plintossolos adequados ao uso do estabilizante.

O primeiro critério a ser adotado é o da coloração do material, já que o teor de óxido de ferro (que empresta ao solo coloração avermelhada) é fundamental para termos um bom desempenho do aditivo.

A capacidade suporte do solo é condição indispensável para sua utilização como base e deve ser o primeiro parâmetro a ser verificado.

Para verificação do efeito impermeabilizante do aditivo misturado ao solo tomou-se como padrão de comportamento desejado os resultados obtidos no Km 97, já que no Km 86 existiam variações como idade avançada e defeitos que expunham a base do pavimento à condições pouco representativas.

Sob o ponto de vista da impermeabilidade o aditivo deve proporcionar uma absorção capilar lenta no ensaio de permeabilidade por sucção capilar e perda por imersão praticamente nula. Os ensaios foram realizados em mini-corpos de prova moldados conforme descritos no item 5.2.

As figuras 9 e 10 mostram resultados de dois plintossolos ensaiados. A amostra B-005 se refere um horizonte plíntico de cor amarelada apresentando mosqueados de cor laranja intenso. Este material uma vez destorroado e homogeneizado apresenta coloração amarela homogênea.

A amostra B-021 refere-se a um horizonte plíntico com mosqueados de cores vermelha, cinza, amarela. Este material após secagem apresenta dificuldades no destorroamento devido à forte cimentação de suas concreções.

A caracterização dos materiais está na tabela 4.

Nas figuras 9 e 10 pode-se notar que a amostra B-005 apesar das velocidades de absorção baixas, não apresenta redução destas com emprego do

aditivo. A perda por imersão apesar da redução que apresentou não alcançou valores inferiores à amostra B-021 na condição natural.

A amostra B-021 apresentou redução sensível da velocidade de absorção (~ 60%) e a perda por imersão foi nula quando o solo foi ensaiado com o aditivo impermeabilizante.

6. PROCESSO EXECUTIVO DAS BASES DE BARRINHO ESTABILIZADAS

6.1. EXPLORAÇÃO DE JAZIDAS

As jazidas de barrinho exigem maiores cuidados na extração e na delimitação das áreas a serem exploradas devido a pequena espessura e variabilidade do material.

A extração exige uma decapagem cuidadosa de maneira que toda a areia amarela, que existe acima da camada de barrinho, seja removida e depositada em local conveniente, para que não haja mistura de materiais. Da mesma forma, a espessura total da camada deve ser perfeitamente determinada para que a cota final da escavação não atinja a camada arenosa subsequente.

O material é extraído saturado devido a sua proximidade com o lençol freático. Durante o inverno, com a elevação deste, as dificuldades para a extração são maiores. Após a retirada o barrinho é estocado em montes, com o objetivo de reduzir o teor de umidade.

6.2. EXECUÇÃO DE BASE DE BARRINHO MAIS ADITIVO

Numa primeira etapa, o barrinho é transportado dos montes e espalhado na pista (normalmente em meia pista para proporcionar a continuidade do fluxo de veículos) e submetido a gradamentos periódicos que visam aumentar a aeração, até que o material atinja uma umidade inferior à ótima, permitindo a colocação do aditivo químico.

Após atingida a umidade desejada o material é destorroado através de gradeamento com grade de disco e a ele é misturado o primeiro componente do aditivo (estabilizante) na proporção de 1:1000 em relação ao peso do solo seco. O estabilizante é adicionado ao solo diluído em água (3 tambores (200 l) / 6000 l de água) e espalhado por caminhões pipa munidos de barra de distribuição.

Uma vez concluída a adição do estabilizante o material é novamente gradeado e a ele é adicionado o segundo componente (sulfato de alumínio: neutralizante) na proporção de 1:5000 em relação ao peso do seco (3 sacos de 40 kg / 6000 l de água).

No ato contínuo o material é submetido a novo gradeamento e posterior pulverização com o pulvimixer, visando proporcionar uma mistura íntima do solo, estabilizante e neutralizante.

Na etapa seguinte a compactação é feita através dos rolos pé-de-carneiro pata curta vibratórios, até se atingir a densidade desejada.

Após a compactação, as irregularidades são eliminadas através de corte com motoniveladora até ser atingida a cota prevista para o topo da base. O acabamento final é realizado com rolo de pneus, selando a superfície.

6.3. REVESTIMENTO

A imprimação é com asfalto do tipo CM-70, para que se possa obter uma penetração máxima em torno de 10 mm de material betuminoso na base.

O revestimento é tratamento superficial duplo com capa selante.

7 . PROBLEMAS VERIFICADOS

A natureza do material empregado como base do pavimento exige um trabalho de conservação mais frequente, mesmo nos primeiros anos de pavimentação, visto que, quando são empregados materiais naturais, o risco da ocorrência de defeitos localizados é maior. Neste caso, a conservação rotineira deve ser realizada de forma "preventiva", evitando-se assim a exposição da base de solo e a conseqüente perda do material tratado.

O caráter arenoso do material da região, aliado aos ventos predominantes, tende a formar uma "banqueta" longitudinal que retém as águas superficiais com flagrante prejuízo ao desempenho do pavimento.

Outro problema relacionado a pouca coesão da base é a falta de aderência desta com o revestimento asfáltico.

A proliferação desordenada de acessos não revestidos, estimulada pela pavimentação da rodovia, provoca, nestes locais, uma erosão acelerada, atingindo o acostamento e, muitas vezes, a própria pista de rolamento.

O subtrecho compreendido entre os quilômetros 95 e 123, com pouco mais de 8 anos de tráfego, apresentava defeitos no pavimento em aproximadamente 50% da sua extensão. Estes defeitos (trincas, panelas e deformações) começaram a ser notados a partir do 2.º ano de tráfego, sendo causados, principalmente, pela altura insuficiente do aterro que provoca o surgimento de pressões neutras no pavimento. No próprio subtrecho, podem ser claramente diferenciados segmentos com o pavimento em "bom estado" que, no geral, correspondem a aterros mais elevados e segmentos em "mau estado", que excetuando-se os problemas localizados de sub-leito, correspondem aos aterros mais baixos.

8. VIDA UTIL

O acompanhamento dos trechos pavimentados, através da observação da condição de superfície e da frequência da necessidade de conservação, permitiu-nos fixar com segurança a viabilidade técnica do emprego do "barrinho" (plintossolo) para um período de projeto de 5 anos na atual situação de tráfego regional.

Deve ser considerada, ainda, a necessidade de uma conservação rotineira mais eficaz que nos pavimentos convencionais, já a partir dos primeiros anos de vida do pavimento. Estes serviços devem ser programados no sentido de realizar-se uma ação preventiva.

A pesquisa continua agora direcionada para a segunda etapa da pavimentação, com o emprego de uma camada betuminosa de 6 cm de espessura sobrejacente à estrutura atual.

Esta camada betuminosa foi dimensionada a partir dos resultados de campo obtidos, utilizando-se o programa FEPAVE.

A segunda etapa da pesquisa foi colocada em prática recentemente, com a construção de uma pista experimental de 500m de extensão, localizada entre os km 45+500 e 46+000. Nesta pista foi

executada com motoniveladora uma camada de regularização de CBUQ, numa espessura média de 2,0 cm e na largura de 8,60 m, com a finalidade de corrigir as pequenas deformações existentes. Sobrejacente a esta foi executada com vibro-acabadora uma camada uniforme de CBUQ com 4,0 cm de espessura, na largura de 7,0 m.

Visando o monitoramento da pista experimental estão sendo realizadas, periodicamente, campanhas de medidas deflectométricas e levantamentos do estado da superfície do pavimento.

9. ESTUDO COMPARATIVO DE CUSTOS

Um estudo comparativo do custo unitário (por Km) da pavimentação entre as diversas alternativas nos forneceu os dados a seguir:

ESTRUTURA N.º 1 - Base e sub-base de brita graduada (espessura total 30 cm) e TSD com capa selante U\$ 311.400,00 / Km

ESTRUTURA N.º 2 - Base de solo cimento (7% - 15 cm) e sub-base de solo melhorado com cimento (3,5% - 15 cm) e TSD com capa selante U\$ 213.800,00 / Km

ESTRUTURA N.º 3 - Revestimento primário com saibro (espessura inicial de 10 cm) U\$ 86.900,00 / Km

ESTRUTURA N.º 4 - Base de barrinho estabilizado com DYNACAL (15 cm), sub-base de barrinho sem estabilizante (15 cm) e TSD com capa selante U\$ 51.100,00 / Km

ESTRUTURA N.º 4a -
Est. 4 + CBUQ (6,0 cm):..... U\$ 62 700,00 / Km
Total.....U\$ 113 800,00 / Km

DADOS:

Distância de transporte do saibro: 118 Km
Distância de transporte da brita: 118 Km
Distância de transporte do cimento: 133 Km
Distância de transporte da mistura solo + cimento: 20 Km
Distância média de transporte do barrinho: 2 Km

A despeito da brita graduada (estrutura 1)

e do solo cimento (estrutura 2) serem pavimentos mais nobres e que possuem uma vida útil superior a pavimentos alternativos como o barrinho + DYNACAL (estrutura 4), há que se considerar que o custo do quilômetro pavimentado com a estrutura 4 corresponde a 1/6 do custo da estrutura 1 e 1/4 do custo da estrutura 2.

Se compararmos o custo da estrutura 4 (barrinho + DYNACAL) com o da 3 (revestimento primário com saibro) veremos que a primeira custa menos que 60% do valor da segunda. Nesta comparação cabe ressaltar que o saibro, na sua função de revestimento primário, exige ainda um maior número de operações rotineiras de conservação (após chuvas intensas, por exemplo) e tem vida útil muito reduzida em função das condições climáticas regionais; além de fornecer uma condição de rolamento muito inferior à do tratamento superficial utilizado na estrutura 4.

Com a execução da segunda etapa (estrutura 4a) com revestimento em CBUQ, teremos uma redução dos custos de pavimentação da ordem de:

- 47% em relação ao custo do pavimento com solo - cimento;
- 63% em relação ao custo do pavimento com brita graduada.

Ainda devemos levar em conta que a solução prevista na segunda etapa propicia uma condição de rolamento muito superior a do TSD com capa selante adotado nas demais alternativas.

11. CONCLUSÃO

A pavimentação com base de "barrinho" estabilizado com aditivo químico apresentou, nos segmentos estudados, desempenho satisfatório, atendendo plenamente aos objetivos propostos. Neste caso, o pavimento de baixo custo, além de proporcionar a manutenção do corpo estradal numa área de difícil conservação e a trafegabilidade em qualquer época do ano, também possibilitou o desenvolvimento econômico de uma região há muito tempo estagnada por absoluta inacessibilidade.

12. BIBLIOGRAFIA

1. AUTRET, P.; BROUSSE, J.L., VIZIR . IST - Section des Publications, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Paris, 1991.
2. IBGE. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. Levantamento de recursos naturais. (vol. 33). Rio de Janeiro, 1986.
3. NOGAMI, J.S. Ensaios MCT e suas aplicações em pavimentação. II Colóquio de Solos Tropicais e suas Aplicações em Engenharia Civil. Porto Alegre, 1989.
4. OLIVEIRA, J.A.; PASSOS, M.C.F.; SOMACAL, L.- Estrada do Inferno, uma solução de baixo custo. DAER. Porto Alegre, 1992.

RESUMO DO INVENTÁRIO DO ESTADO DE SUPERFÍCIE DO PAVIMENTO

SEGMENTO	IGG	f (mm)	PRINCIPAIS CONTRIBUIÇÕES	CONCEITO (PRO 08/78)
Km 41 ao 42	32	5,2	FC-2: 37%	Regular
Km 45 ao 46	88	8,0	Exudação: 52% FC-2: 22%	Mau
Km 68 ao 69	22	3,3	Exudação: 58%	Regular
Km 86 ao 86+500	95	4,1	Panelas: 31% Desgaste: 26% Remendos: 21%	Mau
Km 96 ao 97	69	6,4	FC-2: 32%	Regular

QUADRO 1

ANÁLISE QUÍMICA DO BARRINHO

Composição	Amostra total (%)	Fração <0,075mm (%)
Ferro (Fe)	1.24	4.4
Óxido de Ferro (Fe_2O_3)	1.78	6.8
Alumínio (Al)	2.00	10.4
Óxido de Alumínio (Al_2O_3)	3.78	19.6
Manganes (Mn)	0.007	0.024
Calcio (Ca)	0.022	0.14
Sódio (Na)	0.076	-
Potássio (K)	0.20	0.41
Dióxido de silício (SiO_2)	91.4	34.7

QUADRO 2

CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS DA BASE E SUB-BASE

LOCAL	CAMADA	ESP. (cm)	DESCRIÇÃO VISUAL	GRANULOMETRIA					LL	IP	W _{nat}	W _{ot}	$\gamma_{s, \max}$	ISC
				# 10	# 200	% argila	% silte	% areia fina						
41+243	base sub-base	14,5	areia amarela	100	17	15	1	84	NP	NP	10,3	11,0	19,30	42
		16	areia amarela	-	-	-	-	-	-	-	-	9,0	19,55	59
68+680	base sub-base	18	areia amarela	100	17	16	1	83	NP	NP	10,4	10,7	19,25	65
		20	areia amarela	-	-	-	-	-	-	-	10,4	10,5	19,40	60
86+020	base	16	barrinho	100	20	18	1	81	19,0	6,0	9,5	10,3	19,75	44
97+700	base sub-base	14	barrinho	100	19	18	1	81	NP	NP	11,5	10,3	19,46	43
		18	barrinho	-	-	-	-	-	-	-	11,7	10,5	19,10	25

TABELA 1

DEFLEXÕES MEDIDAS NO TRECHO EXPERIMENTAL (Km 86)
(em 1/100mm, e carga de 10t)

DATA	DEFLEXÃO	
	LE	LD
02/06/82	61	60
15/12/82	79	60
24/03/83	65	59
30/09/83	83	71
11/04/84	69	65
31/10/84	80	74
17/07/85	74	70

TABELA 2

DEFLEXÕES CARACTERÍSTICAS

SEGMENTO	LADO ESQUERDO		LADO DIREITO		TOTAL DA TRILHA EXTERNA
	TRE	TRI	TRE	TRI	
Km 41 ao 42	74	40	57	48	67
Km 45 ao 46	53	48	47	41	50
Km 68 ao 69	46	37	42	37	44
Km 86 ao 86+500	63	55	55	52	63
Km 96 ao 97	58	60	64	51	61

TABELA 3

CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS ENSAIADOS

AMOSTRA	LOCAL	GRANULOMETRIA					LL	IP	γ_s (KN/m ³)	Wot(%)	ISC
		#10	#200	%argila	%silte	%areia fina					
B 005	Km 64	100	15	14	1	85	NP	NP	19,10	10,7	40
B 012	84+900	100	18	-	-	-	16	6	19,20	11,0	55
B 021	89+300	100	18	17	0	83	NP	NP	19,20	12,0	42
B 056	Km 135	100	19	18	0	82	NP	NP	19,80	10,0	40
B 064	Km 135	100	20	-	-	-	NP	NP	19,70	10,3	38

TABELA 4

Km 41

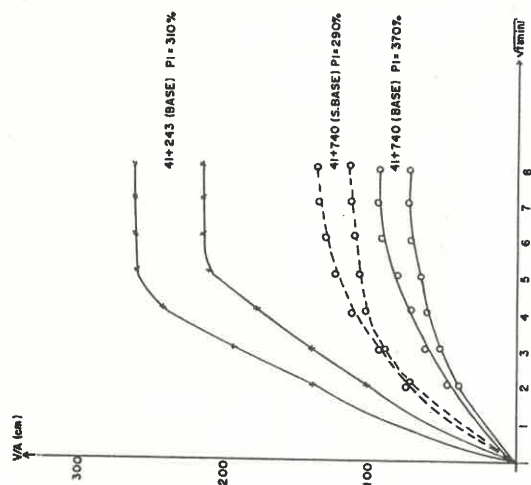


FIGURA 1

Km 68

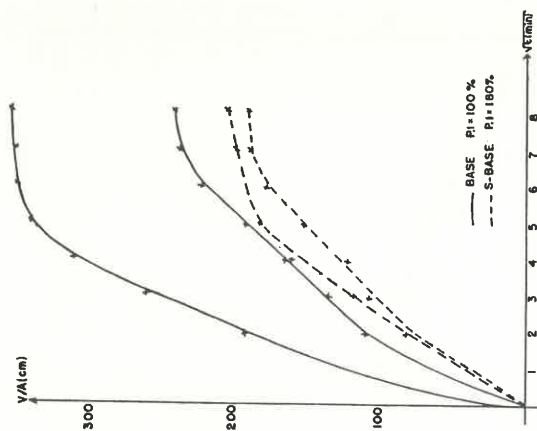
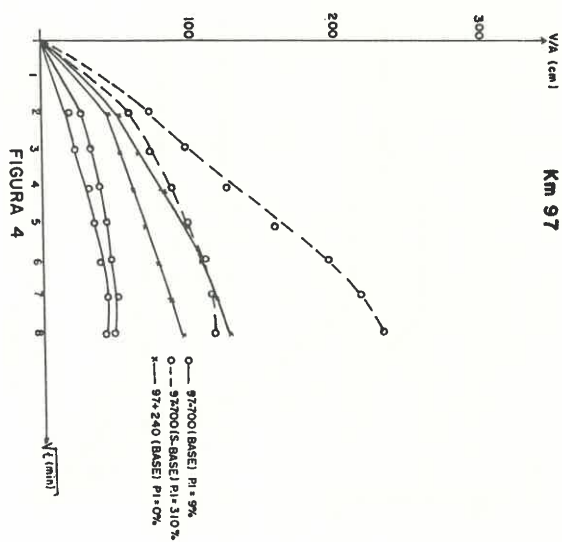
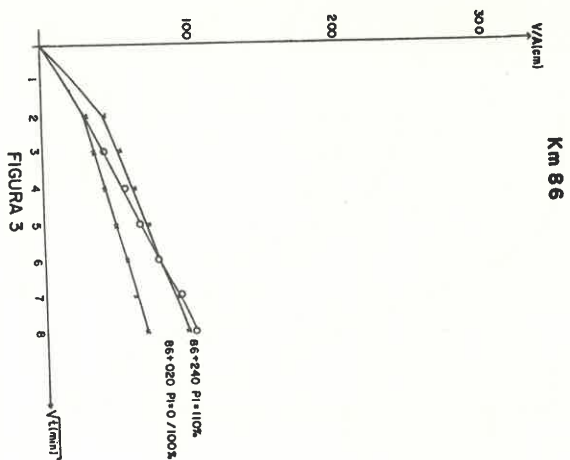


FIGURA 2



RST/101 JAZIDA Km 84

B-021

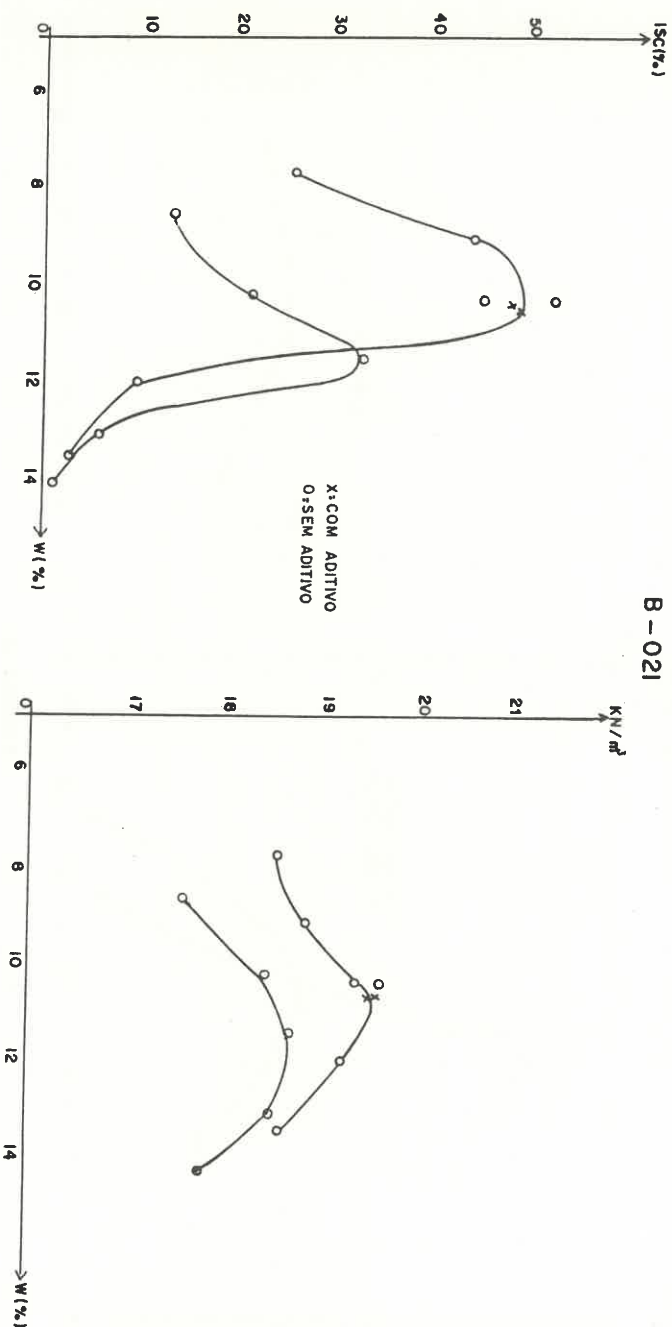


FIGURA 5

RST/101 JAZIDA Km 64
B - 005

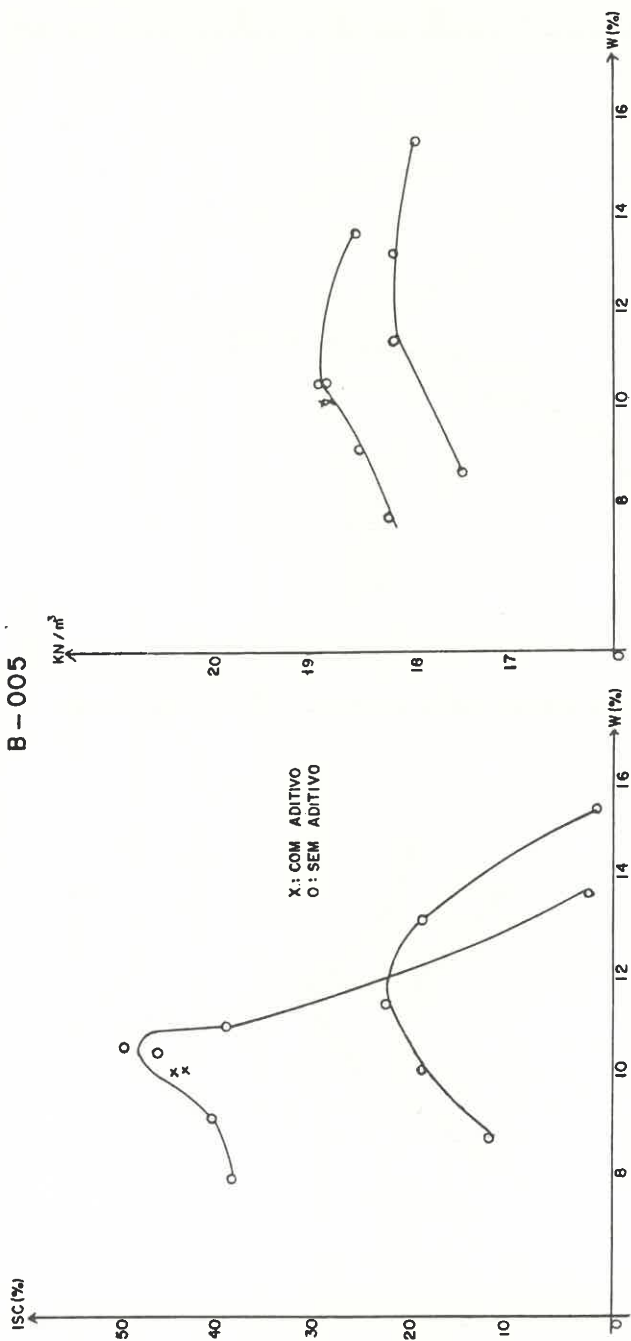


FIGURA 6

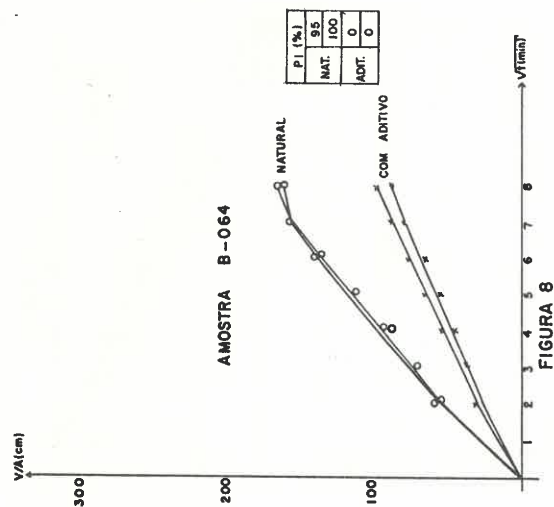


FIGURA 8

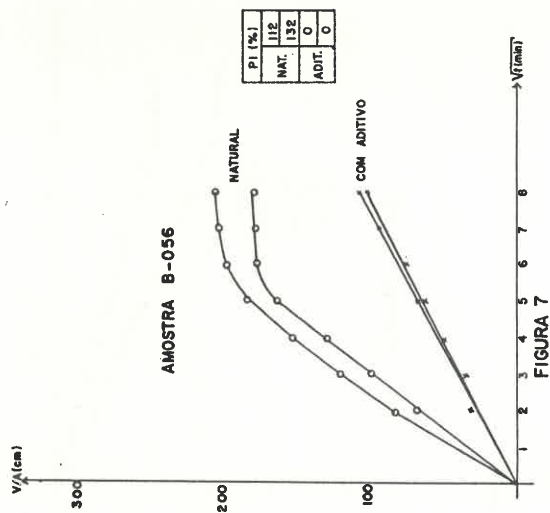


FIGURA 7

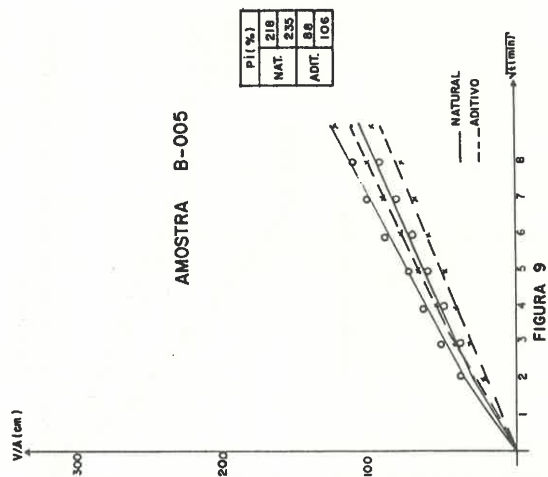


FIGURA 9

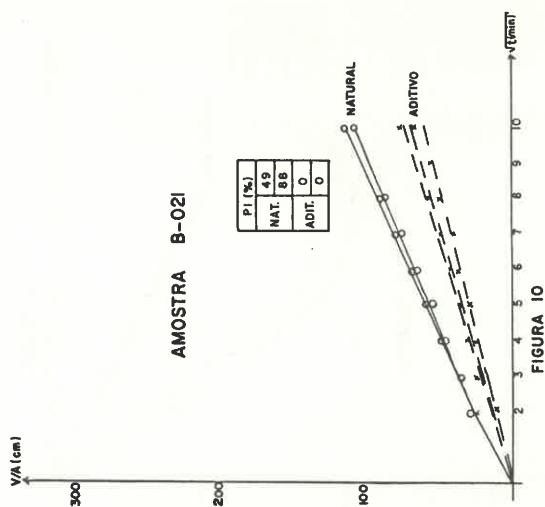
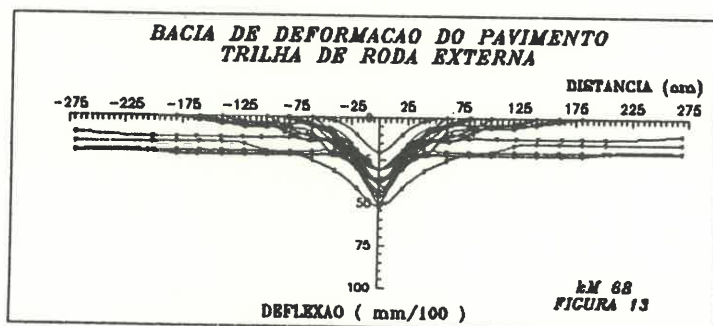
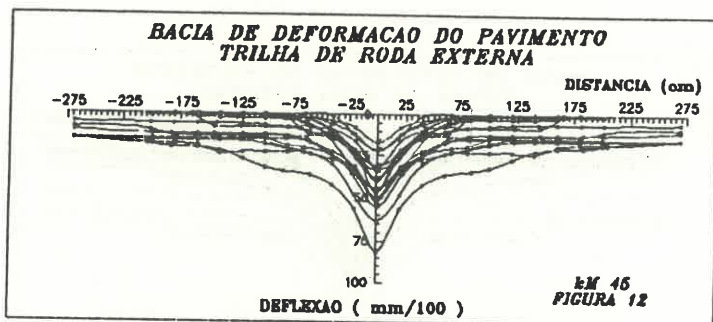
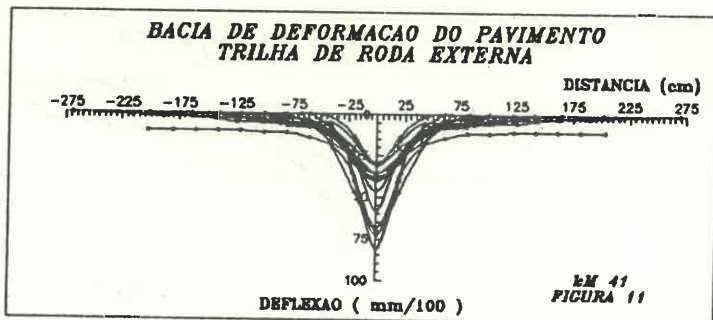


FIGURA 10



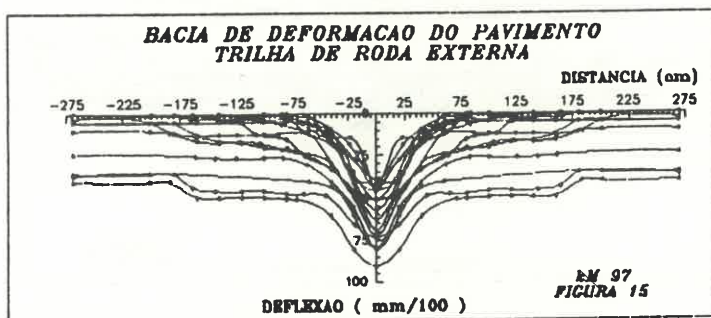
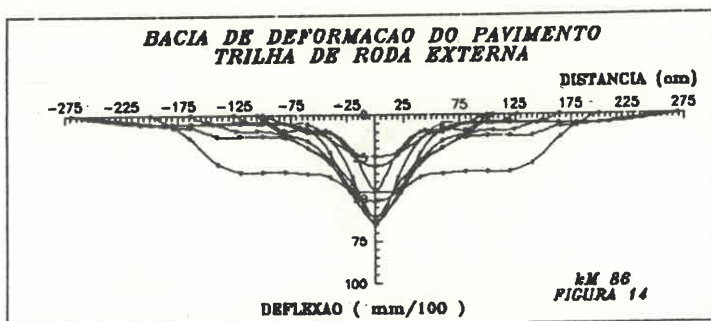


FIGURA 16 — TRIAXIAL DE CARGA REPETIDA

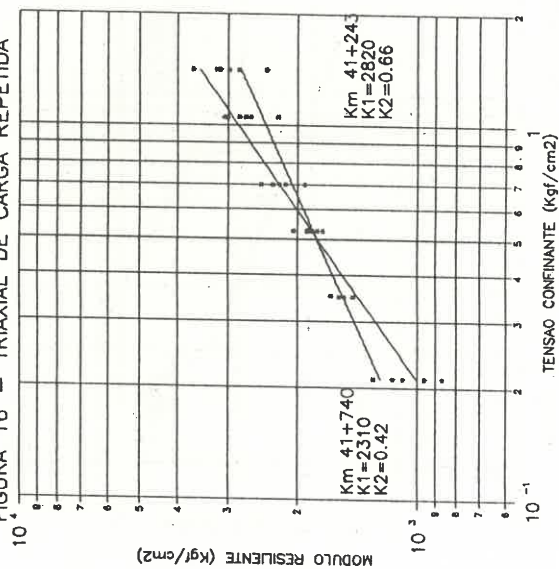


FIGURA 17 — TRIAXIAL DE CARGA REPETIDA

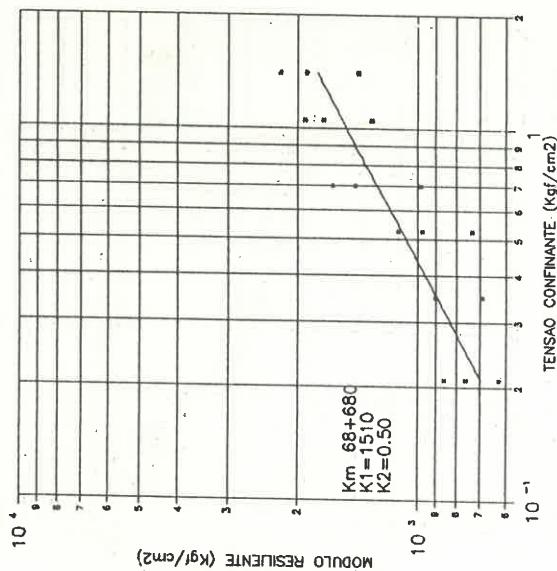


FIGURA 10 - TRIAXIAL DE CARGA REPETIDA

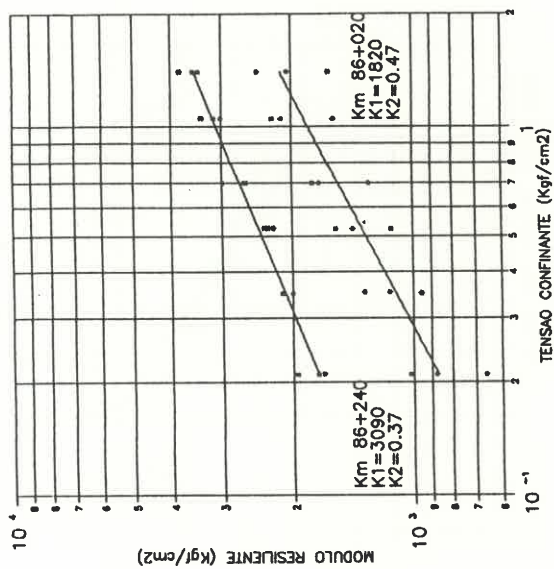


FIGURA 19 - TRIAXIAL DE CARGA REPETIDA

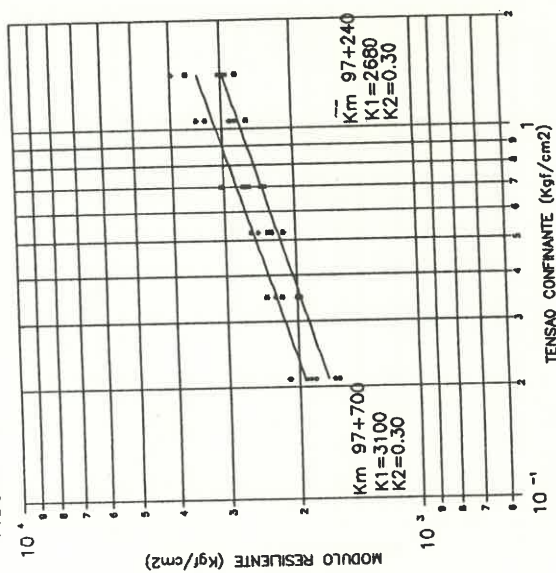
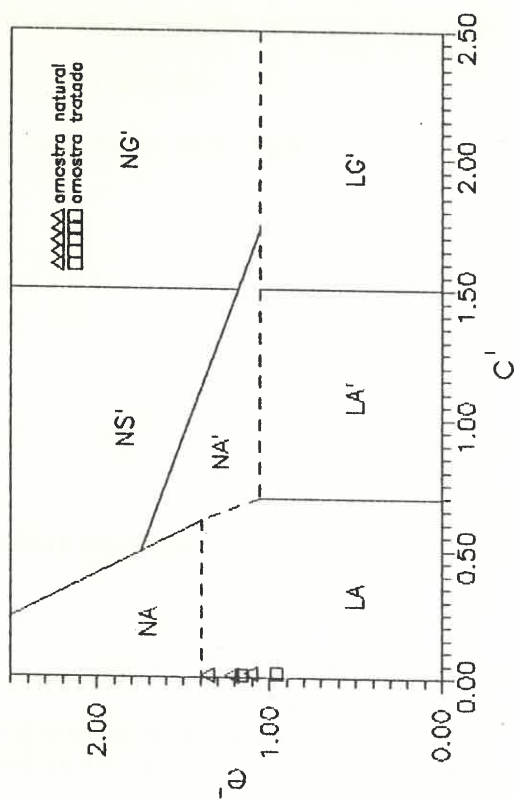


FIGURA 20 - CLASSIFICACAO MCT



27ª REUNIÃO DE PAVIMENTAÇÃO

TERESINA (PI)

07 A 12 DE novembro de 1993

ALGUMAS REFLEXÕES SOBRE CARGAS EQUIVALENTES

Genésio Almeida da Silva Msc

Depto de Engenharia de Transportes da Escola Politécnica da USP

Felipe Augusto Aranha Domingues

Professor Associado do Depto Engenharia de Transportes
da Escola Politécnica da USP

Escola Politécnica da USP - PTR/USP

Departamento de Engenharia de Transportes

Av. Prof. Almeida Prado, SIN - Cidade Universitária

Cep: 05508 - Butantã - São Paulo - SP

INDICE

1.0	INTRODUÇÃO
2.0	PRELIMINARES
2.1	CARGA EQUIVALENTE
2.2	IGUALDADE DE TENSÃO
2.3	IGUALDADE DE DEFLEXÃO
3.0	FORMULAÇÕES MATEMÁTICA PARA CÁLCULO DA CARGA EQUIVALENTE
3.1	MÉTODOS GRÁFICO
4.0	FATOR DE CARGA
4.1	TABELAS IMPORTANTES PARA ANÁLISES
4.1.1	TABELA 1 (2)
4.1.2	TABELA 2 (2)
4.1.3	TABELA 3
5.0	EFEITO DO ESPAÇAMENTO ENTRE AS RODAS
6.0	EFEITO DA ESPESURA DO PAVIMENTO
7.0	REFLEXÕES FINAS
8.0	BIBLIOGRAFIA
	ANEXOS E FIGURAS

1.0 INTRODUÇÃO

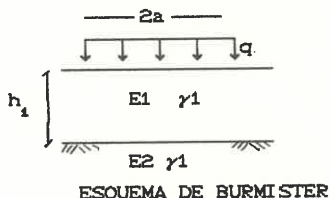
As reflexões que serão apresentadas neste informe, são baseadas em estudos bibliográficos, principalmente, o elaborado por Y .H HUANG (1) com o título de Cálculo Das Cargas Equivalentes Em Rodas Simples empregando-se a Teoria Das Camadas Elásticas. Ele faz parte da linha ampla de pesquisas sobre as relações pneu-pavimento, estabelecida pelo Laboratório de Desenvolvimento Tecnológico de Transportes, LDIT/PTR/EPUSP pertencente ao Departamento de Engenharia de Transportes da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, ao nível de Mestrado e de Doutorado.

É uma questão ainda em aberto para pesquisas, cujos resultados beneficiarão a engenharia de projetos, no campo da infra-estrutura de pavimentos de rodoviários e aeroportuários, no que concerne ao dimensionamento de pavimentos novos e, de camadas de reforço.

Sem o recurso técnico da carga equivalente, os órgãos e empresas responsáveis por projetos de pavimentação teriam que adotar variados métodos de dimensionamento, que fossem compatíveis com cada configuração de eixo. Este fato sobressalta nos projetos de pavimento de aeroportos onde, os modelos de trens-de-pouso, podem variar bastante com o desenvolvimento da tecnologia dos aviões.

2.0 PRELIMINARES

Uma contribuição muito importante, para o estudo do comportamento elástico dos pavimentos, foi publicada por BURMISTER [1]. Com base nesse trabalho, HUANG [2]. Desenvolveu sua análise sobre carga equivalente de eixo simples, a qual é objeto destas reflexões. O modelo de BURMISTER, cujo desenvolvimento matemático é muito difícil, considera duas camadas superpostas sem escorregamento, sendo a primeira camada de espessura definida e caracterizada por módulo de deformação E_1 e coeficiente de Poisson γ_1 , enquanto a segunda que é o próprio solo de fundação (subleito) de espessura semi-infinita tem características elásticas E_2 γ_2 .



Para se obter com razoável precisão, as matrizes de tensões, deformações ou deslocamentos, por métodos analíticos, em cada ponto da estrutura do pavimento, necessita da aplicação da teoria das funções ortogonais, além de uma série de condições de contorno e, de hipóteses simplificadoras.

As Séries de Fourier, bem como as funções de Bessel aplicadas em diferentes formas geométricas e, condições de contorno, são exemplos típicos de funções ortogonais.

HUANG [2], utilizou as funções de Bessel, durante os seus estudos, para $\gamma = 0,5$. Essas funções, definidas em homenagem ao matemático e Astrônomo Alemão Bessel, foram obtidas quando se resolveu um determinado problema planetário e, provém da seguinte equação:

$$x^2 \frac{d^2 y}{dx^2} + x \frac{dy}{dx} + (x^2 - n^2) y = 0 \quad \text{onde,}$$

As soluções particulares desta equação, denominadas de $J_n(x)$, são as funções de Bessel de primeira espécie e ordem n . Especificamente, para a análise proposta por HUANG e que será discutida nas próximas páginas, foram empregadas as funções $J_0(x)$ e $J_1(x)$, respectivamente, para $n = 0$ e para $n = 1$.

$$J_{0(x)} = 1 - \frac{x^2}{2^2} + \frac{x^4}{2^4 (2!)^2} - \frac{x^6}{2^6 (3!)^2} + \dots$$

$$J_{1(x)} = \frac{x}{2} - \frac{x^3}{2^3 2!} + \frac{x^5}{2^5 2!3!} - \frac{x^7}{2^7 3!4!} + \dots$$

Os métodos analíticos, apesar do desenvolvimento matemático laborioso, apresentam a vantagem de serem contínuos. Enquanto que, os métodos numéricos, tais como, Diferenças Finitas, Relaxação, Elementos Finitos e outros, por exigirem meios discretos, implicam em se fornecer uma distribuição descontínua do trabalho elástico e, por consequência, dos deslocamentos, como se fossem barras fictícias que convergem para um determinado nó. Esta condicionante, exige uma otimização prévia da discretização, de acordo com a geometria do meio, para que os possíveis erros possam ser reduzidos.

Com base no comentário anterior, pode-se refletir sobre os motivos que levaram a HUANG empregar as funções ortogonais de Bessel, para a obtenção das deflexões e das tensões na superfície do pavimento, bem como, na interface com o subleito.

As formulações que seguem, elaboradas por Boussinesq, foram utilizadas por HUANG, nos seus estudos concernentes a cargas equivalentes.

$$\sigma = q \cdot \phi$$

$$w_o = \frac{q \cdot a}{E_2} \cdot F_o$$

$$w_1 = \frac{q \cdot a}{E_2} \cdot F_1$$

ϕ : Fator de tensão;

F_o e F_1 : Fatores de deflexão;

q : Pressão de contato;

a : Raio da área de contato;

σ : Trabalho elástico na interface pavimento-subleito;

w_o : Deflexão na superfície do pavimento;

w_1 : Deflexão na interface pavimento-subleito;

As dificuldades ainda existentes para resolver o problema, consistem na determinação dos fatores de tensão e de deflexão (ϕ , F_o , F_1) assim como, na compreensão das formulações matemáticas, expressas abaixo, para $\gamma = 0,5$ (meio incompressível).

$$\Theta = -(1 - N) \frac{a}{h} \int_0^{\infty} J_0 \left(m \frac{r}{h} \right) J_1 \left(m \frac{a}{h} \right) \times$$

$$\left[\frac{(1 + m)e^{-m} - N(1 - m)e^{-3m}}{1 - 2N(1 + 2m^2)e^{-2m} + N^2 e^{-4m}} \right] dm$$

$$F_1 = 1,5(1 - N) \int_0^{\infty} J_0 \left(m \frac{r}{h} \right) J_1 \left(m \frac{a}{h} \right) \times$$

$$\left[\frac{(1+m)e^{-m} - N(1-m)e^{-3m}}{1 - 2N(1 + 2m^2)e^{-2m} + N^2 e^{-4m}} \right] \frac{dm}{m}$$

$$F_0 = \frac{1,5}{(E_1 / E_2)} \int_0^{\infty} J_0 \left(m \frac{r}{h} \right) J_1 \left(m \frac{a}{h} \right) \times$$

$$\left[\frac{1 + 4 N m e^{-2m} - N^2 e^{-4m}}{1 - 2N(1 + 2m^2)e^{-2m} + N^2 e^{-4m}} \right] dm$$

$$N = \frac{E_1 - E_2}{E_1 + E_2}$$

h : Espessura da primeira camada;

J_0 : Função de Bessel de 1ª espécie e ordem zero;

J_1 : Função de Bessel de 1ª espécie e ordem um;

E_1 : Módulo de deformação médio da primeira camada;

E_2 : Módulo de deformação do subleito;

m : Um parâmetro.

Verifica-se que a solução depende do cálculo da integral imprópria, resolvível somente com o auxílio de um programa de computador ou, com o emprego de tabelas existentes.

Outros autores, como Queiroz [4], da mesma forma que HUANG [2] também não definiram o parâmetro m que aparece na fórmula. Esta é mais uma reflexão sobre a resolução e o entendimento desta questão.

2.1 CARGA EQUIVALENTE

O cálculo de cargas equivalentes em roda simples, pode ser baseado nos critérios de deflexões ou de tensões iguais. Isto é, conhecendo-se qual a máxima tensão ou a máxima deflexão que ocorre sob um conjunto de duas rodas, pode-se inferir que uma roda simples que produza deflexão ou tensão, de valores iguais, é equivalente ao sistema de rodas duplas. HUANG considerou, em seus estudos, apenas a tensão vertical existente na interface pavimento-subleito e as deflexões verticais medidas na superfície do pavimento (w_0) e, na sua interface com o subleito (w_1). Ele concluiu que o critério de deflexões iguais na interface oferece valores mais favoráveis à segurança.

O pavimento empregado nos estudos de HUANG é constituído de um sistema de duas camadas elásticas. A camada 1, na qual estão incluídos o revestimento, a base e a sub-base granular, possui uma espessura h e um módulo de deformação equivalente E_1 . A camada 2, que representa o subleito é considerada com espessura infinita e módulo de deformação E_2 . Ambas as camadas são infinitas em extensão e constituídas de materiais incompressíveis, isto é, com $\gamma = 0,5$. Esta condição, implica em uma variação volumétrica igual a zero, expressa pela formulação matemática abaixo:

$$\epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z = 0 = \frac{1-2\nu}{E} (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z), \quad \text{onde}$$

$\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$: deformação específica segundo os eixos x, y, z ;
 $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$: trabalho elástico segundo os eixos x, y, z .
 E : módulo de deformação
 ν : coeficiente de poisson.

Considera ainda, HUANG, que a carga de roda simples, bem como cada carga de roda dupla, é aplicada sobre uma área circular de raio (a).

$$a = \sqrt{\frac{P}{\pi \cdot q}}$$

P : carga aplicada em cada roda;

q : pressão de contato.

Dentro das reflexões que estamos fazendo, é importante observar que a hipótese de HUANG, semelhante a de Burmister, ($\gamma = 0,8$), força o pavimento a se comportar como "gelatina" ou líquido do tipo "água" o que, de fato, não corresponde ao modelo real.

Quanto ao valor médio adotado para E_1 , desde que seja uma média ponderada, cujos pesos sejam as espessuras das camadas, estudos preliminares do LDTT/PTR/EPUSP, sobre a relação pneu-pavimento, têm indicado, que este procedimento é compatível com a realidade, para efeito de cálculo do módulo equivalente, embora, essa afirmação ainda não seja conclusiva.

2.2 IGUALDADE DE TENSÃO

De posse dos valores da carga aplicada em cada roda dupla (Pd) e, da pressão de contato (q), pode-se calcular o raio de contato (a) e, conseqüentemente, o máximo fator de tensão (σ_d). Desta forma, uma carga simples (Ps) que produz a mesma tensão vertical na interface possui, também, o fator de tensão $\sigma_s = \sigma_d$, conforme demonstrado a seguir.

$$\sigma_v (pd) = q \cdot \sigma_d$$

$$\longrightarrow \sigma_d = \sigma_s$$

$$\sigma_v (ps) = q \cdot \sigma_s$$

$$\sigma_v (pd) : \text{máxima tensão vertical devido a pd.}$$

$$\sigma_v (ps) : \text{máxima tensão vertical devido a ps.}$$

$$\sigma_d : \text{fator de tensão para a carga dupla.}$$

$$\sigma_s : \text{fator de tensão para a carga simples}$$

Então, em uma curva plotada em que (Ps) é a abscissa e (σ_s) é ordenada, pode-se afirmar que o valor de (Ps), para um (σ_s) igual a (σ_d), é a carga equivalente procurada.

2.3 IGUALDADE DE DEFLEXÃO

Neste critério, tem-se os fatores de deflexão (F_s) (roda simples) igual a (F_d) (roda dupla). Pelo critério de igualdade de deflexão na interface ou na superfície, devido as cargas (P_d) e (P_s), tem-se:

$$\frac{q \cdot a_s}{E_2} \cdot F_s = \frac{q \cdot a_d}{E_2} \cdot F_d \text{ ou } a_s \cdot F_s = a_d \cdot F_d$$

Onde, (a_s) e (a_d) são os raios de contato para as cargas simples e dupla respectivamente.

$$\sqrt{\frac{P_s}{\pi \cdot q}} \cdot F_s = \sqrt{\frac{P_d}{\pi \cdot q}} \cdot F_d$$

$$\sqrt{P_s} \cdot F_s = \sqrt{P_d} \cdot F_d$$

Novamente, plotando-se os valores de $\sqrt{P_s} \cdot F_s$ como abscissa e os de P_s como ordenada, pode-se tirar da curva o valor de (P_s) correspondente a uma abscissa igual a $\sqrt{P_d} \cdot F_d$ e obter-se a carga equivalente.

Parece ser muito fácil. Entretanto, a determinação dos fatores de tensão e de deflexão é que podem desencorajar o especialista a percorrer este caminho. Hoje, com o avanço da tecnologia da microcomputação e, sobretudo, com o início da implantação, no Brasil, de programas aplicativos, os estudos em desenvolvimento na EPUSP sobre as relações pneu-pavimento, colocação, em breve, esta alternativa ao alcance da engenharia de projetos.

3.0 FORMULAÇÕES MATEMÁTICA PARA CÁLCULO DA CARGA EQUIVALENTE

As referências [1], [6] e [7], apresentam formulações para se calcular a carga equivalente. Na referência [6] foi desenvolvido raciocínio semelhante ao de HUANG, mas de uma forma bem mais explicativa, onde um ábaco proveniente de Yoder e Witczak, porém originário de HUANG, é destinado ao cálculo do fator de deflexão. Entretanto, cabe salientar, que este ábaco [6] só é válido para determinada relação modular E_1/E_2 . Isto, porque, o fator de deflexão (F) é função das seguintes principais variáveis, entre outras que já foram definidas anteriormente, com excessão de Z, que é a profundidade em termos de unidades de raio da área de contato.

$$F = f(E_1 / E_2, a, Z, J_0, J_1, r, m)$$

Em anexo a este trabalho, costam os ábacos originais de HUANG para se calcular os fatores de carga e de deflexão. Entretanto, os estudos em andamento na USP, na linha da pesquisa da relação pneu-pavimento, indicam que para fins práticos, em pavimentos flexíveis, as relações modulares em torno de 5, 10 ou 25, atendem à engenharia de projetos. Estes números ainda se encontram em fase de confirmação.

Quanto a referência [1] nela se encontra uma fórmula muito simples e adotada pela Marinha de Guerra dos Estados Unidos (NAVY), para se calcular, a carga equivalente em roda simples, com base na teoria de Burmister e no critério de igualdade de tensões no subleito. Possivelmente, ela subdimensiona a carga equivalente, em função do critério adotado, porém, para a engenharia de projetos, este inconvenientemente tem sido considerado irrelevante.

$$P_1 = P \left(1 + \frac{z^2}{R^2} \right) \quad (1)$$

$$R = \sqrt{z^2 + s^2}$$

P_1 : carga de roda simples equivalente ao sistema de rodas duplas;

P : carga em cada pneu do sistema de rodas duplas;

z : profundidade em que se calcula a carga equivalente;

s : separação entre os pneus de rodas duplas de centro a centro. Aproximadamente igual a 3 a, sendo a o raio de contato.

O modelo matemático supra citado é mais conveniente para projetos de pistas de aeroportos. Ao passo que, o que consta em [7], com certeza, é bem apropriado para projetos de rodovias, no Brasil, onde o eixo-padrão de 8165 Kgf é considerado em todos os métodos de dimensionamento.

$$WP : (0,0025z + 0,4069) WSRD \quad (7)$$

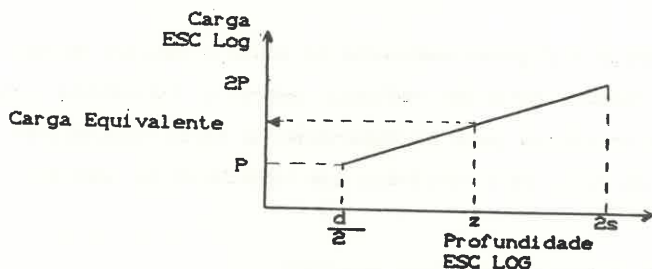
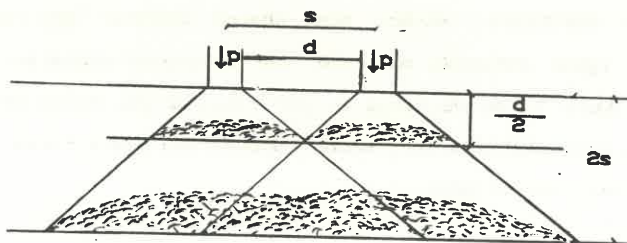
Wp : carga de roda simples equivalente ao eixo-padrão;

z : profundidade considerada para o cálculo de carga equivalente;

$WSRD$: carga do eixo-padrão - eixo simples de rodas duplas com 8165 Kgf.

3.1. METODO GRÁFICO

Um método gráfico para se determinar a carga de roda simples equivalente a um sistema de duas rodas [1] pode ser visualizado através das figuras abaixo, constantes em [9]. Teórica e praticamente, está comprovado que o efeito de superposição dos dois pneus se verifica, a partir da profundidade igual a metade de d e que, a superposição total, acontece na profundidade $\frac{d}{2}$ igual a $2s$. Supondo-se que a variação de carga entre $\frac{d}{2}$ e $2s$ seja linear, pode-se construir um gráfico onde, no intervalo considerado, para qualquer valor de z , tem-se a carga equivalente.



4.0 FATOR DE CARGA

Para indicar a relação entre a carga total sobre o sistema de duas rodas ($2Pd$) e a carga de roda simples equivalente, um parâmetro denominado de fator de carga, que é a relação entre a carga total ($2Pd$) e a carga equivalente de roda simples, foi estabelecido, conforme uma expressão simplificada. Contudo, deve-se lembrar que ele também depende da relação modular, da pressão de contato, do espaçamento entre as rodas e da espessura do pavimento.

$$L = \frac{2Pd}{ESWL}$$

L : Fator de carga;

$2Pd$: Carga total no sistema de duas rodas;

$ESWL$: Carga de roda simples equivalente.

Pode-se verificar, então, nos ábacos anexos, que o critério de igual deflexão na interface pavimento-subleito, conduz a um menor fator de carga e, por isto, à uma carga de roda simples equivalente maior, sendo considerado desta forma, um critério mais conservador.

Os ábacos e figuras mostrados no anexo e obtidos da pesquisa de HUANG, permitem refletir sobre a influência dos diferentes critérios para se determinar a carga equivalente, bem como, as principais variáveis que interferem na questão.

4.1 TABELAS IMPORTANTES PARA ANÁLISES

4.1.1 TABELA 1

A tabela 1, [2] mostra os fatores de carga calculados por três diferentes critérios, para várias espessuras do pavimento e diversas relações modulares.

Nela, observa-se que todos os critérios possuem a mesma tendência, isto é, o fator de carga decresce pouco, com o aumento da espessura do pavimento e o aumento da relação modular. Observa ainda, nesta tabela, que o critério de deflexão na interface, fornece os menores fatores de carga e por conseguinte, maiores cargas equivalentes.

Espessura do Pavimento	Critérios	E_1 / E_2						
		1.0	2.5	5.0	10.0	25.00	50.0	100.00
6	Tensão na interface	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	1.98	1.95
	Deflexão na Superfície.	1.77	1.77	1.77	1.73	1.66	1.60	1.52
	Deflexão na Interface	1.79	1.78	1.76	1.73	1.66	1.60	1.51
16	Tensão na interface	1.99	1.97	1.93	1.86	1.73	1.62	1.49
	Deflexão na Superfície.	1.77	1.66	1.57	1.47	1.32	1.23	1.16
	Deflexão na Interface	1.67	1.60	1.52	1.43	1.30	1.22	1.15
24	Tensão na interface	1.96	1.89	1.81	1.72	1.57	1.45	1.36
	Deflexão na Superfície.	1.77	1.61	1.48	1.36	1.24	1.17	1.12
	Deflexão na Interface	1.55	1.45	1.36	1.28	1.18	1.13	1.08

4.1.2 TABELA 2

Na tabela 2, [2] tem-se o efeito da carga total sobre o fator de carga. O cálculo foi baseado em condições médias com a pressão de contato de 70 psi, comprimento do eixo de 48 in e espessura do pavimento de 16 in. Neste caso, o fator de carga decresce levemente com o aumento da carga total. Verifica-se, também, que o aumento de relação modular, acarreta razoável redução no fator de carga. Como o raio de contato é diretamente proporcional a carga total, pode-se considerar, também, como sendo muito pequeno seu efeito no fator de carga. Esta conclusão de HUANG, conforme a tabela 2, deve merecer, por parte dos especialistas, maiores reflexões sobre os danos que podem ser causados ao pavimento, quando a carga passa de 4 Kips para 32 Kips e, sobre a importância da relação modular. Mostra ainda que, ao se considerar o meio como isotrópico, $E_1 / E_2 = 1$, conforme a hipótese de Boussinesq, provavelmente, subdimensiona-se a carga equivalente.

Neste aspecto, parece que a expressão matemática adotada [7] pelos métodos de dimensionamento do DNER, de autoria de Souza, M [10] encontra-se a favor da segurança, para esta questão do meio isotrópico, ao acrescentar 7,5cm de de CBUQ sobre a espessura necessária em termos de base granular.

$$T_c(\text{cm}) = 7,5 + \sqrt{\frac{7067}{\text{CBR}}} - 130,7 \times (0,23 \log N + 0,05) \quad (7)$$

Para o caso específico de $E_1/E_2 = 1$, torna-se fácil calcular o fator de deflexão (F), o qual, alguns especialistas o chamam de fator de Boussinesq, para qualquer valor da profundidade z.

$$F = \frac{1,5}{\left[1 + \left(\frac{z}{a}\right)^2\right]^{1/2}}$$

Voltando-se a condição de $E_1/E_2 = 1$, poder-se-á calcular a deformação vertical a uma profundidade z no centro de uma área circular uniformemente carregada, segundo Boussinesq.

$$W(z) = \frac{q \cdot a}{E_2} \cdot F$$

Nesta condição, baseia-se o método do Estado de Kansas, nos Estados Unidos, onde a espessura do pavimento deduzida é dada por:

$$z = \sqrt{\left(\frac{3p}{2\pi \cdot E_2 \cdot W}\right)^2 - a^2} \quad *$$

p : carga de roda simples equivalente

* : Fórmula básica do Método de Kansas sem considerar os coeficientes de trânsito (m) e de saturação (n) que entram, na formulação final e foram introduzidos posteriormente.

E_2 : Módulo de deformação do subleito, porém, determinado de acordo com o ensaio triaxial do Kansas.

TABELA 2 EFEITO DA CARGA TOTAL SOBRE O FATOR DE CARGA

Carga Total Kip	E_1 / E_2						
	1.0	2.5	5.0	10.0	25.00	50.0	100.00
4	1.67	1.63	1.54	1.45	1.33	1.22	1.16
8	1.67	1.62	1.54	1.45	1.32	1.22	1.15
16	1.67	1.60	1.52	1.43	1.30	1.22	1.15
32	1.63	1.57	1.50	1.40	1.28	1.20	1.14

4.1.3 TABELA 3

A tabela 3 a seguir, também de HUANG, mostra a influência da pressão de contato sobre o fator de carga. Verifica-se que o fator de carga aumenta levemente com o incremento da pressão de contato. Por isto, como reflexo, para um determinado pavimento e condições de carregamento, o efeito da pressão de contato pode não ser significativo. Esta questão, está sendo considerada na linha de pesquisa da USP sobre a relação pneu-pavimento, com muito cuidado, porque, existem muitas versões contrárias por parte de renomados técnicos em pavimentação. Sória, M e outros [8], em trabalho recente, demonstram esta preocupação e apresentam referências existentes sobre pesquisas em andamento no exterior sobre este assunto, ainda em aberto.

Pressão de Contato (Psi)	E_1 / E_2						
	1.0	2.5	5.0	10.0	25.00	50.0	100.00
40	1.64	1.57	1.51	1.41	1.29	1.21	1.14
70	1.67	1.60	1.52	1.43	1.30	1.22	1.15
110	1.67	1.61	1.54	1.44	1.31	1.22	1.15
180	1.73	1.63	1.56	1.45	1.33	1.23	1.17

5.0 EFEITO DO ESPAÇAMENTO ENTRE AS RODAS

Observando a figura 1, (anexo), percebe-se que o espaçamento entre as rodas tem grande influência sobre o fator de carga. Quanto maior for o espaçamento maior também será o fator de carga e, conseqüentemente, tem-se menor carga equivalente.

6.0 EFEITO DA ESPESSURA DO PAVIMENTO

A figura 2, (anexo), mostra dois exemplos, sendo que o caso II é baseado em uma carga muito grande em relação ao caso I. Nas duas condições verifica-se que o fator de carga decresce com o aumento da espessura do pavimento.

7.0 REFLEXÕES FINAIS

Neste trabalho, foram discutidos alguns aspectos concernentes a carga de roda simples equivalente, tendo por base bibliográfica o trabalho de HUANG [2]. Verifica-se que o critério de igual deflexão na interface pavimento-subleito, fornece carga equivalente de roda simples maior e, consequentemente, é a favor da segurança. Constatou-se ainda, que o critério de tensões iguais na interface pavimento-subleito, conduz a valores menores para as cargas equivalentes o que, alerta para que alguma atenção deve ser tomada ao se empregar os métodos da Marinha dos Estados Unidos (Navy), ou, a solução gráfica.

Após uma razoável pesquisa bibliográfica, não foi possível encontrar demonstração matemática que conduza ao emprego da função ortogonal de Bessel para se calcular tensões e deflexões, inclusive, nas referências que tratam de transferência de carlor, onde esta função é abordada, porém, sem demonstração.

Entre outras reflexões que devem ser feitas sobre o assunto, são destacadas, as mais importantes:

- A carga total e a pressão de contato têm relativamente pouco efeito sobre o fator de carga; recomenda-se observar, que esta conclusão é muito discutida por vários especialistas
- O valor da carga equivalente cresce bastante com o aumento das espessuras do pavimento e da relação modular;

- O valor da carga equivalente cresce também com a redução da distância entre as rodas;
- Os ábacos e gráficos desenvolvidos por Huang e apresentados no anexo de forma original, são para casos particulares e não devem ser generalizados.
- Por fim, deve-se lembrar que a carga equivalente determinada para a relação modular $E_1 / E_2 = 1$, isto é, para um meio isotrópico, é menor do que a determinada para um meio transversalmente isotrópico, como é, aproximadamente um pavimento.

Os autores deste trabalho, entendem que prestaram alguma contribuição para esta questão que ainda permanece em discussão e, sugerem que é indispensável, um entrosamento técnico entre agências rodoviárias, transportadores, universidades, e fabricantes de pneus e de veículos comerciais, para a solução deste problema, importante no processo de destruição do pavimento.

8.0 BIBLIOGRAFIA

1. Teoria e Aplicação da Mecânica dos solos.
Badillo, E.J Rodriguez, A.R. Volume 2 1967
2. Cálculo de Cargas Equivalentes de Roda-Simples com o emprego da Teoria Elástica.
Huang, Y. H. 1969.
3. Mecânica dos solos e suas Aplicações.
Caputo, H - Volume 4 1987.
4. Estudo de Deformação Vertical de Pavimento para o Dimensionamento de Recapeamentos.
Queiroz, C. A. (sem data)
5. Implicações Do Uso Do Pneu Extralargo Nas Rodovias Brasileiras.
WIDMER, J.A e outros ABPV 1991.
6. Análise Crítica dos Fatores de Equivalência adotados pelo DNER e sua adequação às Rodovias de tráfego Pesado.
Pereira, A. M. Bol tec No. 11 ABPV - 1985
7. Ajustagem do Método de Dimensionamento Flexíveis do DNER,
1966. Bello, A. M. ABPV 1991
8. Importância da Pressão de Pneu nos estudos de Deterioração de Pavimentos.
Sori, M.H.A e outros ABPV-1991
9. La Ingenieria de Suelos.
Rico, A - Castillo, H. Volume 2 (1984)
10. Método de Dimensionamento de pavimentos Flexíveis e semi-rígidos do DNER SOUZA,
M. L. DNER 1966
11. Avaliação dos Efeitos Prováveis dos Limites Legais de cargas por eixos e da sobrecarga na deterioração dos Pavimentos no Brasil.
Leomar, J. e outros. ABPV - 1991.
12. Um método de dimensionamento de pavimentos flexíveis desenvolvidos no Brasil.
Motta, L e Medina J. ABPV 1991
13. The theory of stresses and Displacement in Layered Systems and Application to Design of Airport Run Ways.
Burmister, D. M. No. 23 1943

14. Evaluation of pavement systems of the WASHO Road test by Layered Systems Methods.
Burmister, D. M. hrb No. 177 - 1958
15. Stress and Displacements in Visco-elastic Layered Systems under circular Loaded Areas.
Huang, Y. H Ann Arbor, 1967.
16. A critical Review of Present Knowledge of the problems of Rational Thickness Design of Flexible Pavements.
Barros, S. T. HRB No. 71 - 1965

ANEXOS:
RESULTADOS OBTIDOS POR HUANG

EFEITO DE ESPAÇAMENTO ENTRE RODAS FIG. 1

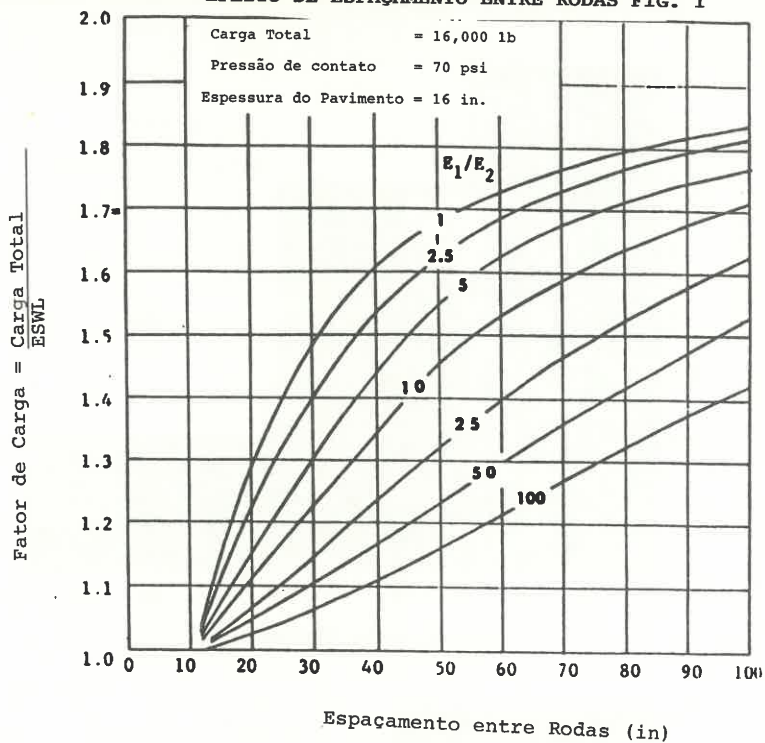


FIG. 2 EFEITO DA ESPESSURA DO PAVIMENTO SOBRE O FATOR DE CARGA

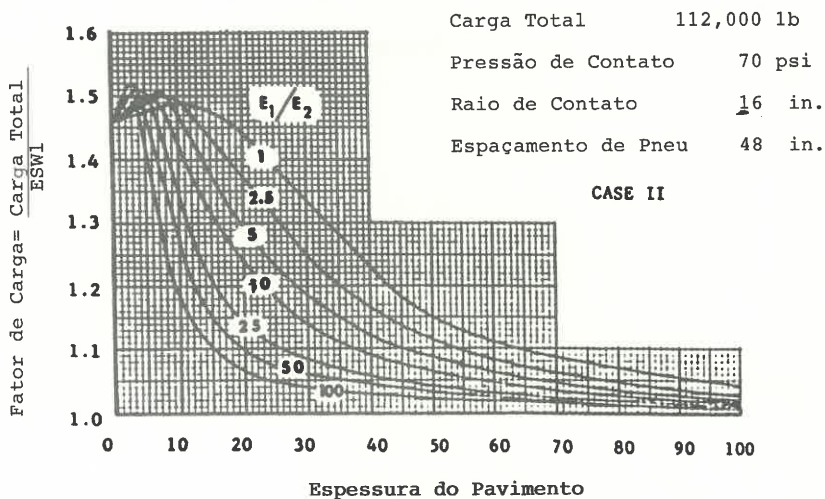
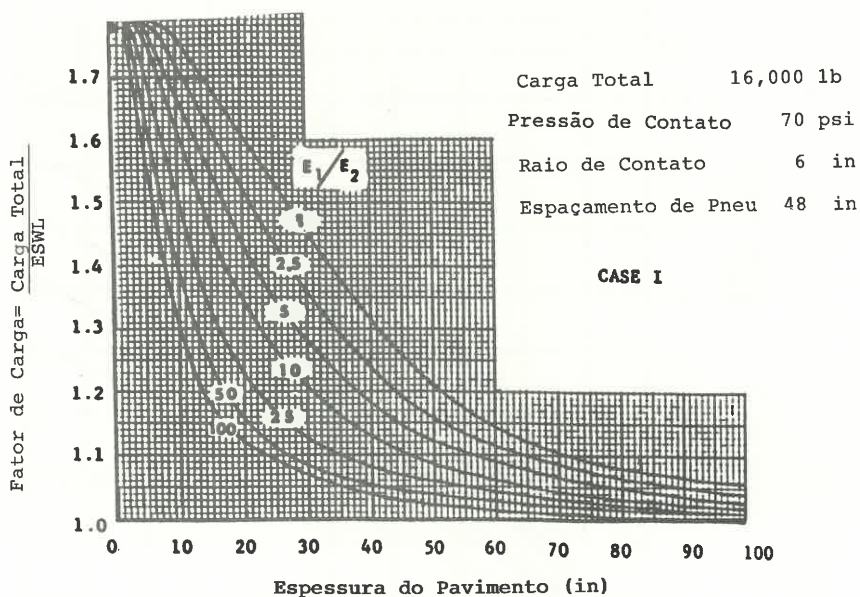


FIGURA 3:

CARTAS DE DEFLEXÃO DE HUANG

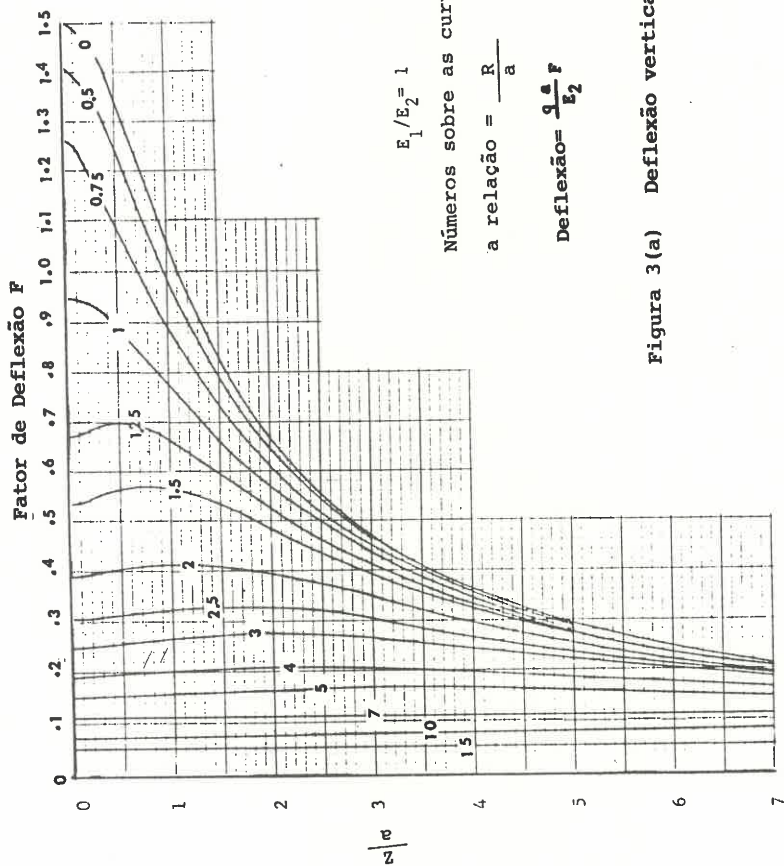


Figura 3(a) Deflexão vertical na interface

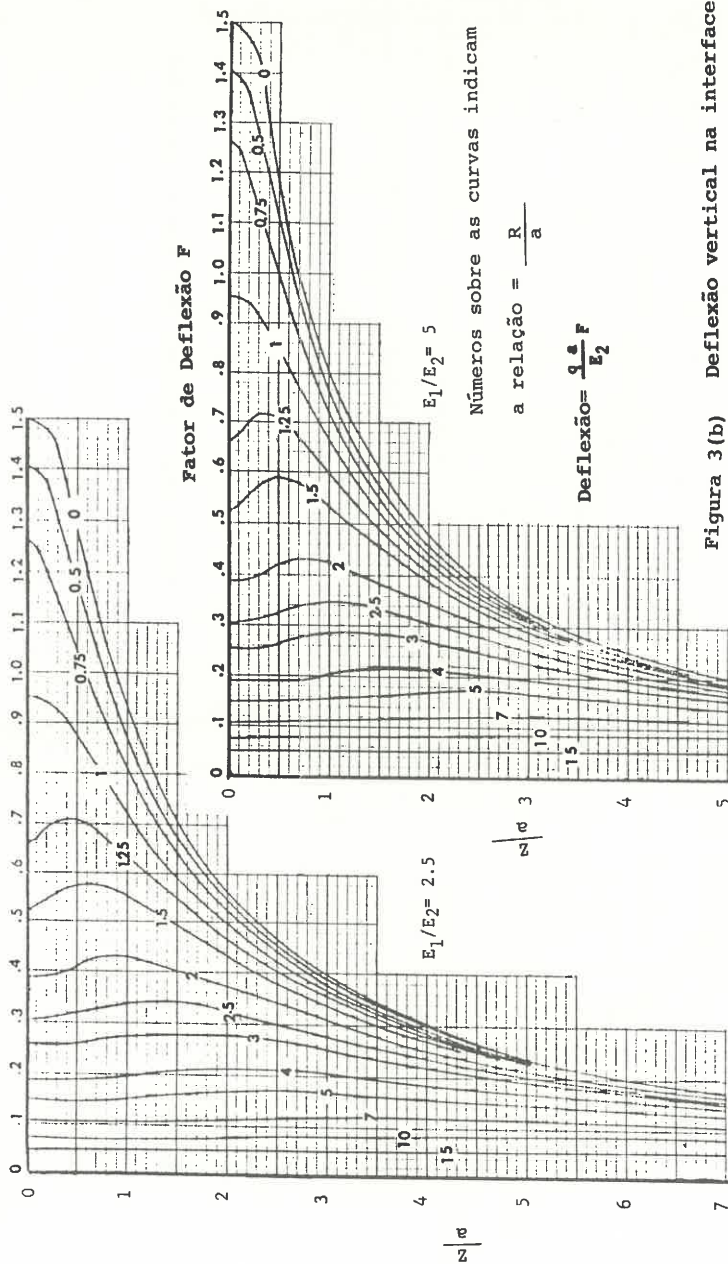
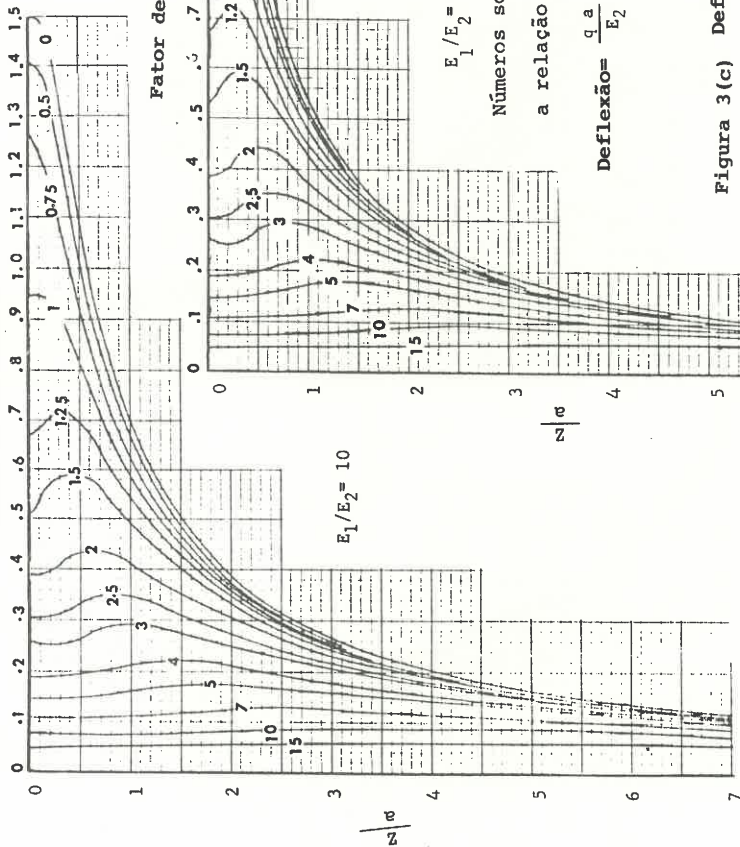
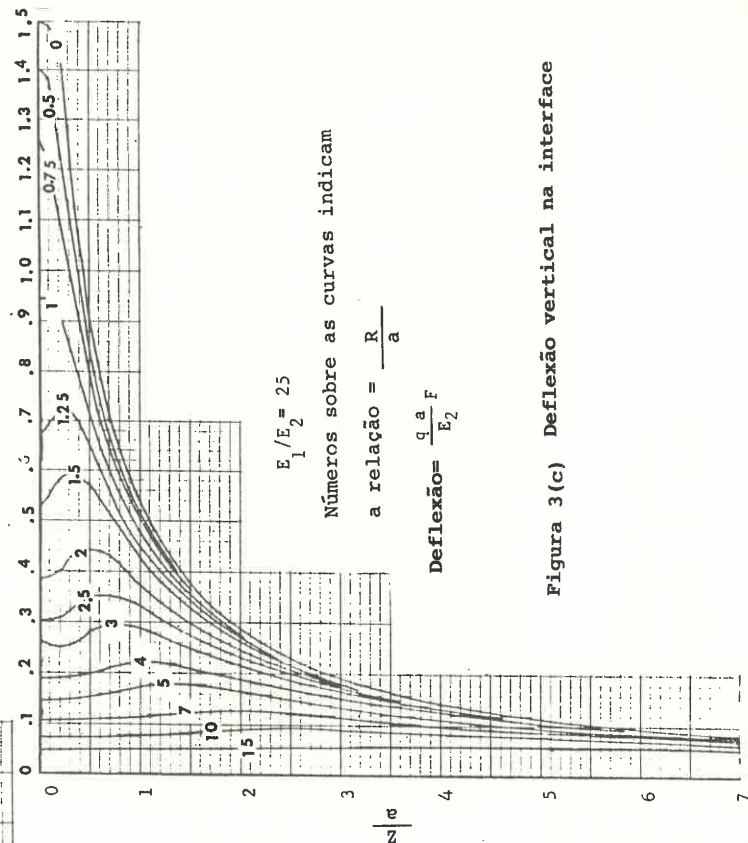


Figura 3(b) Deflexão vertical na interface

Fator de Deflexão F



Fator de Deflexão F



$$E_1/E_2 = 25$$

Números sobre as curvas indicam

$$a \text{ relação} = \frac{R}{a}$$

$$\text{Deflexão} = \frac{q a^3 F}{E_2}$$

Figura 3(c) Deflexão vertical na interface

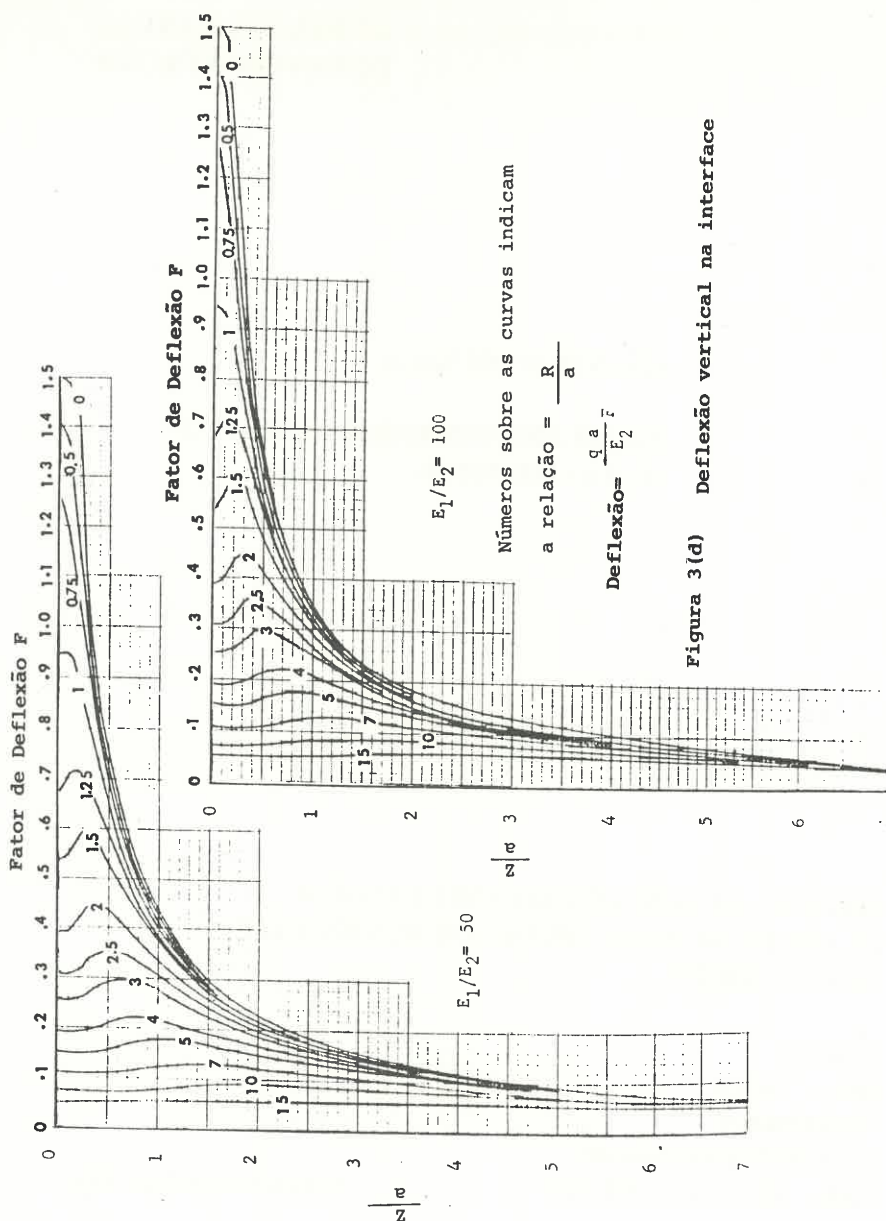


Figura 3(d) Deflexão vertical na interface

II SESSÃO TÉCNICA

**PROJETO E DIMENSIONAMENTO
DE PAVIMENTOS**

**SISTEMA AUTOMATIZADO DE PESAGEM
CLASSIFICAÇÃO E CONTAGEM DE VEÍCULOS
RODOVIÁRIOS**

Autores:

Heitor Vieira

Vitor Frainer

Eduardo Schattschneider

URG - RIO GRANDE/RS

CAIXA POSTAL 474

Trabalho Financiado por: FAPERGS/URG

SISTEMA AUTOMATIZADO DE PESAGEM, CLASSIFICAÇÃO E CONTAGEM DE VEÍCULOS RODOVIÁRIOS

1.1 - INTRODUÇÃO:

O presente trabalho descreve o projeto de um sistema automatizado de contagem e classificação de veículos. O sistema automatizado constitui-se de duas partes principais, que devido as funções que desempenham, são denominadas respectivamente de:

- A) SENSOR DE PASSAGEM;**
- B) SENSOR DE PESO;**

O sensor de peso é formado por uma plataforma metálica de pesagem, que é colocada no mesmo plano de uma das faixas da pista de rolamento da estrada, com fluxo unidirecional.

Já o sensor de passagem, é constituído por um conjunto emissor-receptor de raios infravermelho. O feixe gerado pelo emissor projeta-se com uma direção inclinada de um ângulo " α " em relação ao sentido de fluxo da faixa, conforme será mostrado adiante.

1.2 - FUNCIONAMENTO DO SISTEMA:

O sistema automatizado apresenta o seguinte esquema de funcionamento:

Quando um veículo (carro de passeio, caminhão, ônibus, etc.) vem trafegando na faixa que contém o sistema automatizado, este ao se aproximar dos dispositivos sensores atua sobre os mesmos. Primeiramente o veículo corta o feixe de raio infravermelho do sensor de passagem,

estabelecido a sua frente, e antes do veículo chegar ao sensor de peso. No exato instante em que o raio é interrompido, o mesmo, que antes era captado pelo receptor, não mais o é, e esta interrupção indicará que começou a passagem do referido veículo pelo sensor. A indicação é registrada por um microcomputador previamente programado para "saber" que quando o fecho não estiver interrompido não há passagem de veículo.

Ao haver interrupção do fecho, são lidos os próximos sinais enviados a partir do sensor de peso. Quando o fecho for novamente restabelecido está encerrada a leitura dos dados relacionados com o veículo que provocou a descontinuidade.

Enquanto um veículo está interrompendo o fecho, seus pneumáticos pressionam a plataforma metálica do sensor de peso, que transmite esta carga aos apoios, ocasionando deformações nas células de carga que serão postas nestes pontos. O sensor de peso registrará tantos valores de carga quantos forem o número de eixos do veículo analisado. Por exemplo, se o veículo for um caminhão de dois eixos, constituído por um eixo simples (uma roda em cada extremo de eixo) dianteiro e um eixo tandem duplo (duas rodas em cada extremo do eixo) traseiro, o sensor de peso registrará três valores de carga.

Os dados são armazenados em arquivos, onde os pontos amostrais são separados pelo sinal vindo do sensor de passagem. Consideremos que no exemplo anterior os três valores fossem respectivamente 1ton para uma das rodas do eixo dianteiro e 2ton para cada uma das duas rodas do eixo traseiro. Admitindo-se que o peso do veículo se distribui uniformemente teríamos

então o peso total por eixo e consequentemente o peso total do veículo analisado. Logo o eixo dianteiro pesaria (1ton * 2 rodas) duas toneladas e o eixo tandem traseiro (2ton * 2rodas * 2) oito toneladas, resultando num peso total do veículo de dez toneladas bruta (carga + tara). Assim, classificariamos o veículo como sendo um caminhão (um eixo simples + um eixo duplo) com carga máxima por eixo de quatro toneladas e peso total de dez toneladas.

Desta maneira, ao final de um período de tempo definido que poderia ser uma hora, um dia, uma semana, etc. ou a qualquer fração deste período, poderíamos ter o controle e a determinação do volume de tráfego e das percentagens das cargas atuantes na referida faixa. Este controle é importante para o dimensionamento de pavimentos e principalmente para análise do nível de serviço oferecido pelas rodovia, nível de serviço este que afeta o custo operacional e segurança de tráfego.

Para satisfazer a proposta de um equipamento de baixo custo os sensores deverão ser colocados em lugares como os postos de policia rodoviária, onde se tem velocidade controlada, menor ou igual a 40 Km/h, e o fluxo é canalizado, tornando o desenho da plataforma em meia faixa viável. Os postos de polícia são os locais mais adequados, visto possuírem pessoal especializado para a guarda do mesmo, e condições mínimas de suporte técnico.

As velocidades altas diminuem a pressão exercida na plataforma de pesagem diminuindo a sensibilidade dos sensores de carga e provavelmente origina erros, que podem ser compensados mas precisaria se ter registro da velocidade instantânea do

veículo. O sistema não apresenta limitações práticas quanto ao espaçamento entre veículos, pois a distância mínima que dois veículos podem guardar sem erros de leitura é de 1,5m.

1.2.1) SENSOR DE PASSAGEM;

Como foi dito anteriormente, o sensor de passagem, que tem como função principal indicar a passagem de um veículo para ser analisado, será constituído de um sensor emissor-receptor de raio infravermelho.

O sistema de emissão-recepção utilizado no projeto, produz uma luz pulsante estável, invisível a olho nu, com uma frequência de 2200Hz. A alimentação do sensor (emissor e receptor), com referência as especificações técnicas do aparelho, deveria ser alimentado com tensão contínua de +12V (+12Vcc). Alimentado à esta tensão (12V), o mesmo foi projetado para funcionar com uma distância de até 40m de espaçamento entre o emissor e o receptor.

Definiremos agora o porque do fecho ter de ser inclinado de um ângulo " α " em relação a direção de fluxo da pista.

Ocorre que os caminhões de carga geralmente possuem um espaço livre entre a cabide do motorista e a carroçaria. Se a cabina de um caminhão estivesse cortando o fecho de raio infravermelho quando analisado e o emissor-receptor do sensor de passagem fosse colocado a 90° com o eixo da pista, a parte livre entre a cabina e a carroçaria não interromperia o fecho. O fluxo de raio infravermelho se estabeleceria entre o emissor e o receptor e o computador "entenderia" que havia terminado o veículo quando na realidade isto não estaria ocorrendo. Quando a carroçaria interrompesse novamente o fecho

o computador registraria os pulsos de peso dos eixos desta independentemente do eixo da cabina. Isto logicamente seria indesejável e precisaria ser corrigido.

Ao colocar-se emissor-receptor inclinado de um ângulo " α ", de forma que quando a cabina liberar o fecho este já está sendo interceptado pela carroçaria e resolve-se o problema.

O espaço entre a cabine e a carroçaria dos caminhões usuais está em torno de 1,50m e a largura dos mesmos da face lateral esquerda da cabine a face lateral direita da carroçaria em torno de 2,20m. O ângulo limite é a linha da diagonal que liga estes pontos. Fazendo-se a tangente desse ângulo obtemos $\alpha = \text{arc tg } (1,50/2,20)$, ou seja $\alpha = 34,28^\circ$. Assim de uma forma econômica e prática para a solução do problema, quando da passagem dos caminhões, define-se que a linha retilínea originada pelo fecho de raio infravermelho será instalada com um ângulo de $34,28^\circ$ em relação ao eixo da pista.

Visando-se também prever a não interrupção do fecho pelo espaço livre abaixo dos veículos, definiu-se que o emissor deverá ser colocado em um dos cones divisores de pista colocados a frente dos postos da Polícia Rodoviária. A diferença de nível (desnível) entre o ponto de instalação do emissor e o receptor deverá ser de 1,0m. Logo, o emissor será colocado no vértice do cone divisor de pista a uma altura de 0,50m e o receptor instalado em um suporte de 1,50m de altura em relação ao nível do plano da estrada.

Pretendendo-se aumentar a sensibilidade e precisão da emissão do raio, o emissor e o receptor são providos de lentes convergentes para concentrar o máximo do

fluxo luminoso em uma linha porque a emissão do mesmo tende a dispersar-se em forma de um cone com vértice no emissor.

A alimentação do emissor e do receptor da fonte, bem como, o retorno do condutor do receptor até o microcomputador que se encontram na sala de controle do posto policial, devem ser feita dentro de tubulações de mangueira enterradas no leito do terreno. Desta maneira a umidade do terreno não terá contato com os condutores evitando-se a sua deterioração.

Os condutores para alimentação dos sensores devem ter seção mínima de 20AWG e o fio de retorno do sinal pode ser instalado com seção de 28AWG. (Obs.: Os dados da seção dos condutores são de acordo com as especificações técnicas do fabricante.)

1.2.2) SENSOR DE PESO;

O sensor de peso é constituído por uma plataforma de aço, possuindo as dimensões de 100 cm x 35cm, disposta de maneira que os pneus externos dos eixos dos veículos que circulam em uma das faixas da pista de rolamento pressionem a plataforma. A instalação da mesma na pista é feita de forma que fique encravada 12 cm no pavimento, e com a sua superfície de rolamento em nível com a da estrada, para evitar impacto quando as rodas dos veículos circularem sobre a estrutura.

Abaixo da superestrutura da plataforma são instaladas, nos apoios, células de carga. Estas células de carga sofrem deformações devido a atuação dos carregamentos provenientes dos eixos dos veículos. Estas deformações são captadas por elementos apropriados chamados extensômetros. O sinal de deformação

proveniente dos extensômetros, somados convenientemente, são captados e convertidos em carregamento atuante na estrutura através de uma placa analógico-digital. Depois de determinado o valor de carga atuante pela placa, este valor de carga é registrado em um arquivo de dados em grupos separados por um ciclo de funcionamento do sensor óptico (intervalo de passagem de um veículo). Assim, o veículo analisado tem tantos picos de carga atuantes quantos forem o número de eixos.

As células de carga, para obtenção das deformações, são constituídas de corpos de prova em forma de cilindro vazado de 3cm de comprimento cada um, nos quais são fixados os extensômetros. Para que os cilindros não saiam de sua posição original nos apoios, são introduzidos eixos metálicos na parte vazada. Estes eixos, que funcionam como êmbolos, são soldados a parte inferior da superestrutura da plataforma. Assim os cilindros vazados podem deformar-se livremente ao longo do eixo, e esta deformação é captada pelos extensômetros a que estão solidários.

Feita a ligação de cada corpo de prova, seus fios são colocados na placa analógico-digital para que esta possa fazer a conversão das deformações em carga atuante sobre a plataforma. Os fios de ligação dos extensômetros, bem como, os condutores que captam os sinais de deformação também são protegidos por mangueiras que são enterradas no solo até a sala de controle. A partir daí, os pulsos provenientes da placa são processados no computador que fará a classificação do veículo.

Visando-se projetar uma base de

sustentação para a estrutura e distribuir a pressão exercida na plataforma para o solo, são previstas placas de apoio sob as células de carga. Por outro lado, para evitar-se a deterioração do revestimento do pavimento devido ao impactos sofridos pela plataforma, é colocado na interface entre pavimento/plataforma de pesagem um elemento amortecedor a base de neoprene fretado.

1.3 - VANTAGENS DO SISTEMA AUTOMATIZADO:

A principal vantagem do sistema automatizado de contagem e classificação de veículos é a de que a rodovia provida com este sistema tem um controle dinâmico do fluxo de veículos que circula na mesma. Hoje os controles atuais de capacidade de tráfego e previsão de efeito destrutivo nas rodovias brasileiras e na quase totalidade dos países do terceiro mundo são feitas através de fórmulas empíricas oriundas de amostragens periódicas. É notório que amostragens periódicas não revelam, na maioria dos casos, a real solicitação da instalação pois o desvio padrão amostral em torno da média do fluxo de tráfego é muito alto.

Outra vantagem de se ter um sistema automatizado e computacional é o baixo volume de pessoal especializado necessário para a operação do mesmo. Além disto, dados processados podem ser obtidos a qualquer instante, inclusive fornecendo-se gráficos e dados com relativa precisão em qualquer momento que se necessite dos mesmos.

Outro fator considerável é o tempo reduzido necessário, por exemplo, para se obter o volume máximo de pico de veículos nas rodovias com esse sistema. Bastaria uma simples listagem dos picos horários máximos da rodovia para termos esta informação,

pois o computador teria estes dados armazenados em função de suas próprias contagens.

Atualmente é necessário um grande número de profissionais para executar esta operação de contagem, além disso estes tem que se deslocar de seu local de serviço para um ponto intermediário da rodovia várias vezes durante o dia ou até mesmo durante semanas para efetuarem as contagens manuais, gastando recursos e tempo.

Conclui-se então, que é desejável para o desenvolvimento rodoviário um sistema automatizado de análise de tráfego, o qual pode trazer grandes benefícios aos processos de planejamento e projeto de engenharia de tráfego e de pavimentos. O acompanhamento do nível de serviço de rodovias, com registros que possam ser relacionados com efeito destrutivo de fluxo (pesos), pode antecipar diagnósticos que poupam recursos e preservam a vida.

BIBLIOGRAFIA

- BAPTISTA, CYRONOGUEIRA. Pavimentação, Editora Globo/MEC. Porto Alegre, v1-2 edição. 1976.
- BLODGETT, ONER W.. Design of Welded Structures. Secção 3.3. Cleaveland , Ohio. 12ª edição. Março 1982.
- FRAENKEL, BENJAMIN B.. Engenharia Rodoviária. Editora Guanabara Dois. Rio de Janeiro. 1ª edição. 1980.
- H.C.M. - HIGHWAY CAPACITY MANUAL
- HURTADO, GUY JEAN, PHILIPPERAOUL. Iniciação à extensometria (Extensômetros Elétricos). São Paulo. Julho 1982.
- MASON, JAYME. Pontes Metálicas e mistas em Viga Reta; Editora "Livros Técnicos e Científicos S/A". Rio de Janeiro. 1ª edição. 1976.
- NB - 2. Solicitações a adotar nos projetos das pontes. 1961.
- NBR 8800. Projeto e execução de estruturas de aço. 1986.
- PFEIL, WALTER. Pontes em Concreto Armado. Editora "Livros Técnicos e Científicos S/A". Rio de Janeiro. 3ª edição. 1983.
- PFEIL, WALTER. Estruturas de aço (Dimensionamento prático). Editora "Livros Técnicos e Científicos S/A". Rio de Janeiro; 5ª edição. 1989.
- SOUZA, M. LOPES. Manual de Pavimentação do DNER. Rio de Janeiro. 1ª edição. 1980.

ESTUDO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE UMA
CAMADA ASFÁLTICA SOBRE BASE RÍGIDA

LUIS P. V. ANDREATINI

EVANDRO T. SOBRADO

DEBORA NOGUEIRA TARGAS

27ª REUNIÃO ANUAL
DE PAVIMENTAÇÃO

ESTUDO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE UMA
CAMADA ASFÁLTICA SOBRE BASE RÍGIDA

AUTORES:

LUIS P. V. ANDREATINI (1)

EVANDRO T. SOBRADO (1)

DEBORA NOGUEIRA TARGAS (2)

- (1) LENC - Laboratório de Engenharia e Consultoria S/C Ltda
Rua Salvador Garcia, 39 - 3º andar - Butantã - São Paulo / SP
- (2) EMURB - Empresa Municipal de Urbanização
Rua São Bento, 405 - 16º andar - São Paulo / SP

R E S U M O

Neste trabalho são examinados diversos aspectos do comportamento de uma camada asfáltica, sob carga, situada sobre uma base rígida, visando, principalmente, estabelecer critérios básicos para o projeto deste tipo de estrutura. O uso de revestimentos asfálticos como camada de rolamento em obras de arte ou em tuneis é frequente e pode constituir uma aplicação prática dos conceitos aqui apresentado.

O trabalho abrange:

I) Estimativa da capacidade suporte da camada considerando a influência de:

- Espessura da camada asfáltica;
- Características de mistura asfáltica (coesão e ângulo de atrito interno)
- Condições de atrito da interface;
- Tipo de carga (vertical ou inclinada);
- Anisotropia da mistura asfáltica.

II) Estimativa da capacidade de fadiga levando em conta:

- Módulo da resiliência da camada;
- Espessura da camada.

III) Critérios de Projeto

Em apêndice são feitas considerações relativas à coesão e ângulo de atrito interno das misturas asfálticas.

ESTUDO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE UMA CAMADA ASFÁLTICA SOBRE BASE RÍGIDA

INTRODUÇÃO

Neste trabalho são examinados diversos aspectos do comportamento de uma camada asfáltica, sob carga e situada sobre uma base rígida visando, principalmente, estabelecer critérios básicos para o projeto deste tipo de estrutura. Estes critérios consideram as características da mistura asfáltica, a espessura da camada e as condições mais adequadas para a interface.

O uso de revestimentos asfálticos como camada de rolamento, sobre obras de arte ou em túneis é frequente e pode constituir uma aplicação prática dos conceitos aqui apresentados.

O estudo do comportamento estrutural desenvolveu dois aspectos distintos.

- Determinação da Capacidade Suporte da Camada;
- Determinação da Capacidade de Fadiga da Camada.

O trabalho consta de:

- Parte I - Estudo da Capacidade Suporte e fatores que a influenciam;
- Parte II - Estudo da Capacidade de Fadiga e fatores que influenciam.
- Parte III - Conclusões - Critérios de projeto

Apêndice: Dados relativos às características de misturas asfálticas

Parte I - ESTUDO DA CAPACIDADE SUPORTE

Os estudos efetuados, de carácter quantitativo, utilizaram expressões finais do trabalho de Ref. Bibliográfica nº 3.

Neste trabalho são deduzidos expressões de equilíbrio com base no esquema da figura 1.

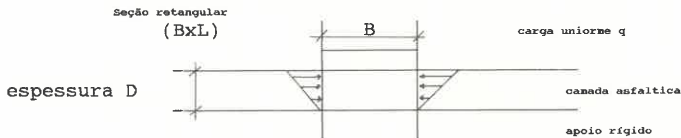


FIGURA 1 (I)

A condição de equilíbrio é dada por.

$$q = \frac{4 C_{\max}}{1 - \sin \frac{\phi}{2}} \cdot \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \cdot f \cdot F \cdot k$$

sendo:

$$f = \frac{1}{W} (e^W - 1)$$

$$W = \frac{\bar{\mu} B}{2D} \cdot \frac{1 + \sin \frac{\phi}{2}}{1 - \sin \frac{\phi}{2}}$$

- q; carga uniforme aplicada numa superfície retangular (BxL)
- $C_{\max}$; coesão máxima da mistura asfáltica, no caso geral da mistura ser anisotrópica
- ϕ ; ângulo de atrito interno da mistura
- k ; coeficiente de atrito

São feitas duas hipóteses:

a) Carga vertical $\bar{\mu} = \frac{1}{2} (\mu_1 + \mu_2)$

Sendo μ_1 e μ_2 os coeficientes de atrito respectivamente da superfície da carga/camada asfáltica e da camada asfáltica/base. Adotaremos para $\bar{\mu}$, que corresponde a média de μ_1 e μ_2 , valores bastante conservadores: 0,2 e 0,4. Este último, por exemplo, corresponde a um coeficiente, carga/camada igual a 0,3 e camada/base igual a 0,5.

b) Carga com componente horizontal devido a frenagem (no caso de veículos).

$$\bar{\mu} = -\mu_b + \mu_2$$

sendo μ_b o coeficiente de atrito relativo a frenagem. Adotamos para $\bar{\mu}$ os valores -0,2 e -0,3. Este último por exemplo corresponde a um coeficiente na frenagem entre o pneu e a camada de 0,65 e a um coeficiente entre a camada e a base de 0,35.

$$- F = \frac{2 + (m-1) (1 - \sin \phi)}{2m}$$

fator decorrente da anisotropia, caracterizada por:

$$M = \frac{C_{\max}}{C_{\min}}$$

$$- k = 1 + \frac{0,2B}{L}$$

Para a condição de frenagem os valores de B e L devem ser invertidas.

Utilizando essas expressões foram construídas as curvas das figuras nº 2, 3 e 4.

Figura nº 2, 3 e 4.

Possibilitam a determinação da coesão necessária para uma carga distribuída de 7 Kg/cm² (100 psi). Variação em função da espessura da camada asfáltica. Diversos valores dos coeficientes de atrito. Ângulo de atrito interno (ϕ): 30°, 31° e 40°.

Figura nº 5

Variação da coesão necessária em função do ângulo de atrito interno (ϕ). Caso específico de 7,5cm de espessura.

Para ilustrar o uso das curvas apresentadas consideraremos um caso particular de uma camada asfáltica de 8 cm de espessura. Se o ângulo de atrito interno de mistura for de 30°, admitindo-se um coeficiente de atrito médio (entre as duas faces) de 0,2 a coesão mínima necessária para que a camada resista a uma carga uniforme vertical de 7 Kg/cm² (nas condições relatadas no cálculo) será de 0,27 Kg/cm² (ver fig. 2 (I)).

Se a mistura for anisotrópica, com m=2, a coesão deve ser de 0,45 Kg/cm².

Observa-se que uma espessura de 12,5 cm exige, nas mesmas condições, uma coesão de 0,52 Kg/cm² que, para temperaturas elevadas do normal, já é relativamente crítica.

CURVAS DOS VALORES DA COESÃO (C máx) NECESSÁRIA PARA DIVERSAS
CONDIÇÕES ESTRUTURAIS E ESPESSURAS DA CAMADA ASFÁLTICA

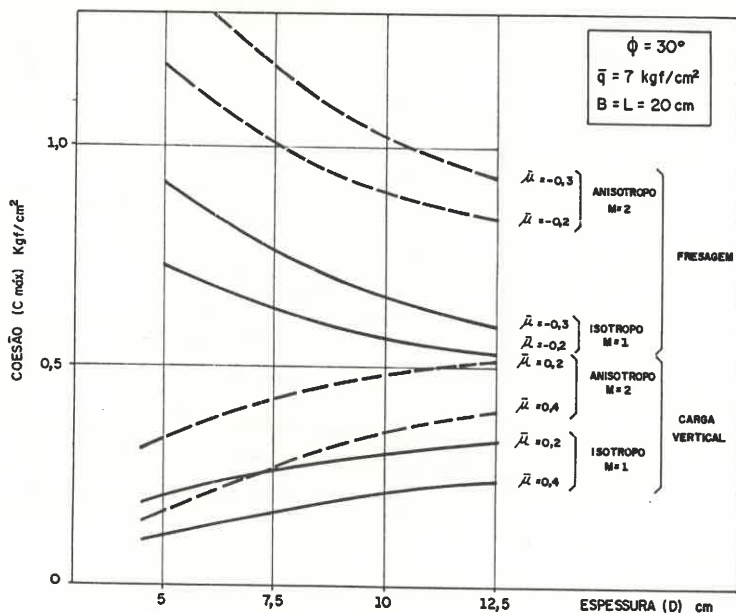


FIG. 2 (I)

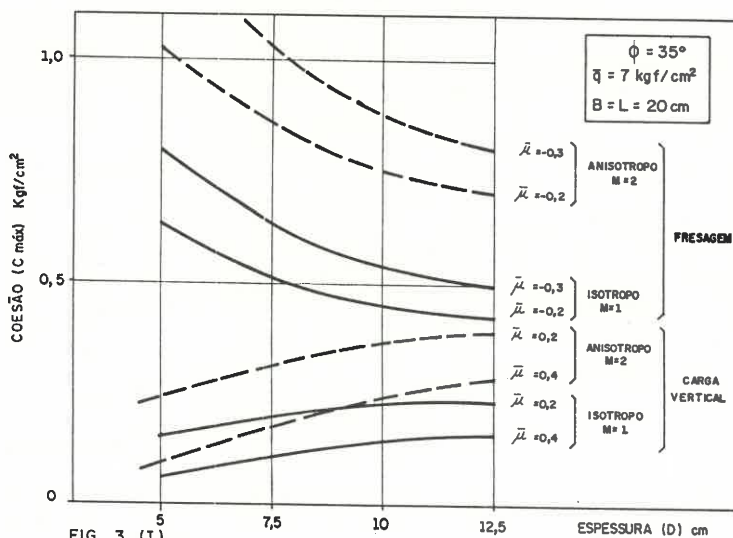


FIG. 3 (I)

CURVAS DE VALORES DA COESÃO (C_{máx}) NECESSÁRIA PARA DIVERSAS
CONDIÇÕES ESTRUTURAIS E ESPESSURAS DA CAMADA ASFÁLTICA

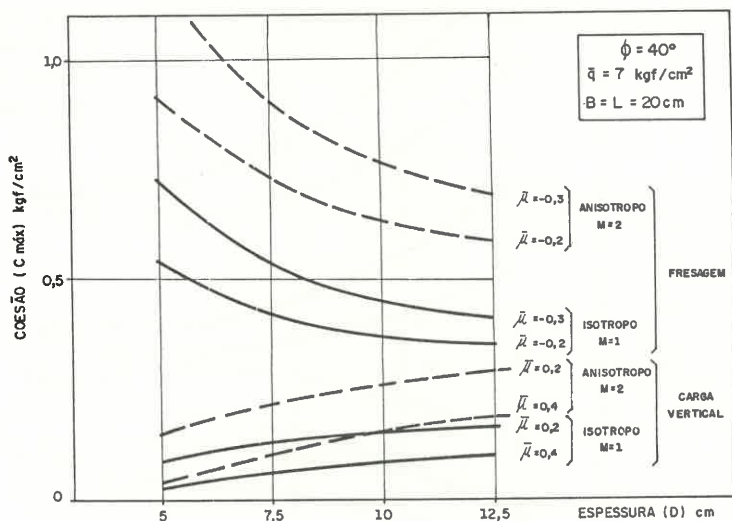


FIG. 4 (I)

COESÃO - INFLUÊNCIA DO ÂNGULO DE ATRITO INTERNO (ϕ)

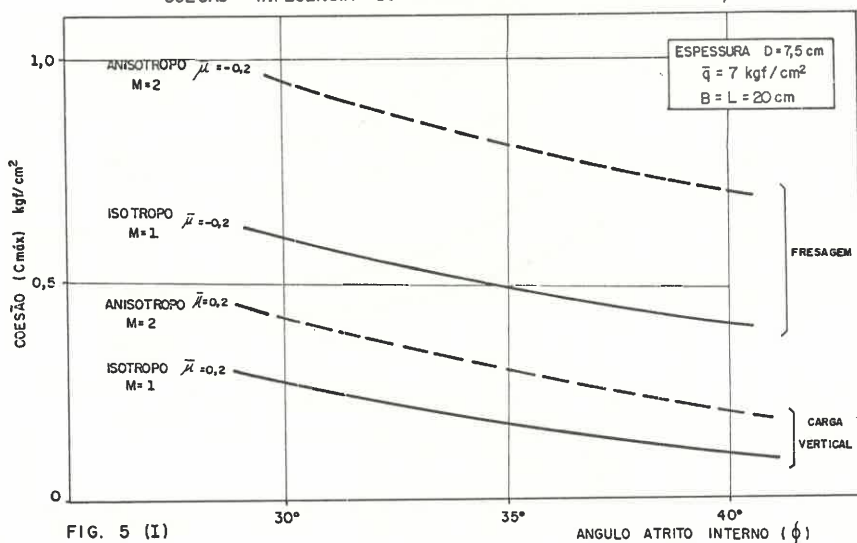


FIG. 5 (I)

Curvas para cargas especiais, outras áreas de contatos e diversas condições de atrito, podem ser obtidas mediante as expressões indicadas.

Do apêndice constam algumas considerações sobre o valor da coesão e informações extraídas das Ref. 1 e 2

Embora os gráficos apresentados nas figuras 2 a 5 correspondam a casos particulares, os parâmetros necessários ao cálculo foram escolhidos de modo a que eles representassem adequadamente condições normalmente encontradas na prática. São pois aceitáveis as conclusões seguintes obtidas pelo exame dos gráficos:

- Para cargas puramente verticais a capacidade suporte decresce com o aumento de espessura. Em outras palavras para a mesma carga espessuras maiores exigem misturas asfálticas de maior coesão e atrito interno.
 - Para cargas com componentes horizontais, derivadas de fretagens e arranque de veículos, a capacidade suporte aumenta com a espessura da camada.
 - A eventual anisotropia da mistura asfáltica, que pode ocorrer devido ao mecanismo de compactação no campo, reduz consideravelmente a capacidade suporte exigindo uma coesão máxima (C_{max}) mais elevada do que uma mistura isotrópica. A literatura técnica aponta valores para "m" (relação entre a coesão máxima e coesão mínima) de 2 ou até 3.
 - De um modo geral, a maioria dos CBUQ utilizados na prática, apresentam coesão adequada à temperaturas iguais ou inferiores a cerca de 25°C. Entretanto seu valor pode decrescer consideravelmente com o aumento de temperatura.
- No projeto da mistura asfáltica considerar os aspectos seguintes:
- . Quanto maior for a rigidez do CAP empregado (pequena penetração) maior será a coesão (Apêndice A e Ref 2);
 - . Escolher, dentro das possibilidades, CAP de baixa suscetibilidade térmica;
 - . Utilizar agregados de forma predominantemente angular para obter maiores ângulos de atrito;
 - . Manter a relação Filler/Betume elevado, respeitadas as condições normativas da mistura (Ref.2)
- A influência do coeficiente de atrito entre a camada asfáltica e a base rígida é considerável, no sentido de aumentar a capacidade suporte.

É recomendável, portanto, um tratamento especial no acabamento da superfície da base, como por exemplo a implantação de ranhuras em todas as direções).

Parte II - ESTUDO DA CAPACIDADE DE FADIGA

1) Estudo das Distribuições das Deformações e energia de distorsão

Foram calculadas essas grandezas em diversos pontos da camada objetivando determinar seus valores máximos. O Sistema de carga adotado no cálculo corresponde ao de um eixo padrão de 8,2t. A figura 1(II) indica os resultados da determinação de um caso particular e os parâmetros correspondentes.

Foi empregado o programa de compactação Elsym5. Os resultados constam do quadro n° 1(II) que apresenta valores máximos da deformação unitária de tração horizontal para diversas espessuras e, também, para diversos módulos de resiliência da camada asfáltica.

Observa-se que maiores espessuras acarretam maiores deformações.

De modo semelhante foi estudada a distribuição da energia unitária de distorsão (intensidade de energia), cujos valores máximo constam do quadro 4 (II).

2) Capacidade de fadiga

- a) A partir das deformações unitárias de tração são estimadas as capacidades de fadiga das diversas estruturas. Os quadros n° 2(II) e 3(II) apresentam os resultados correspondentes a dois modelos de fadiga. As capacidades, expressas em repetições do eixo padrão de 8,2t, são todas superiores a 10^8 . Apesar de alguns autores apontarem restrições no uso de modelo para capacidades superiores a esse limite, os resultados possibilitam algumas conclusões. Constata-se que:

- Camadas com espessuras maiores tem capacidade de fadiga menores;
- Módulos de resiliência decrescente (na faixa de 35000 a 15000 Kgf/cm²) conduzem a menor capacidade de fadiga.

Observa-se que essas influências têm, de certo modo, o mesmo sentido contatado na parte I relativa a capacidade suporte.

b) O quadro 4 (II) indica as intensidades de energia de distorsão (energia por unidade de volume). O quadro 5 (II) apresenta as capacidades de fadiga estimadas a partir da energia de distorsão.

As expressões utilizadas constam do próprio quadro. Essa forma de estimativa da capacidade, que parece ser mais adequada, principalmente tendo em vista o tipo de estrutura estudada, conduz a valores menores de capacidade. O menor valor para as condições adotadas é de 7×10^4 .

Entretanto o sentido da influência da variação da espessura é semelhante ao constatado no item anterior.

DEFORMAÇÕES UNITÁRIAS DE TRAÇÃO HORIZONTAL

CASO ESPECÍFICO : $E = 35\,000 \text{ kgf/cm}^2$; $h = 8 \text{ cm}$

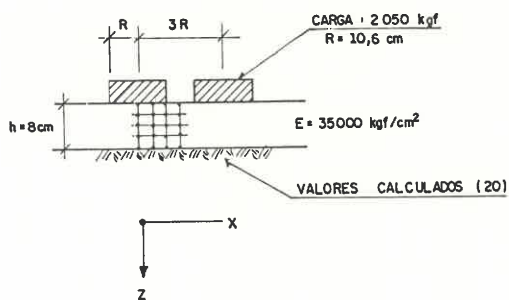
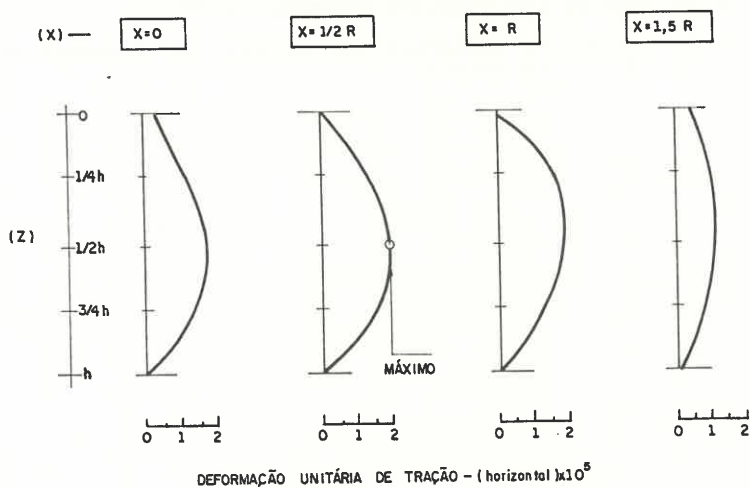


FIG. 1 (II)

QUADRO 1 (II)

DEFORMAÇÕES UNITÁRIAS DE TRAÇÃO HORIZONTAL (ϵ_h) - VALORES MAXIMOS ($\times 10^4$)

MODULO DE RESILIÊNCIA (E) Kg f/cm ²	E SPESSURA DA CAMADA			
	h = 4 cm	h = 8 cm	h = 12 cm	h 15 cm
35000	0,073	0,190	0,294	0,332
20000	0,163	0,354	0,529	0,594
15000	0,234	0,483	0,712	0,798

QUADRO 2 (II)

CAPACIDADE DE FADIGA - ALTERNATIVA "A" - COM BASE NAS DEFORMAÇÕES

MODULO DE RESILIÊNCIA kgf/cm ²	h = 4 cm	h = 8 cm	h = 12 cm	h = 15 cm
35000	$9,7 \times 10^{11}$	$1,8 \times 10^{10}$	$2,9 \times 10^9$	$1,7 \times 10^9$
20000	$1,1 \times 10^{11}$	$4,7 \times 10^9$	$8,9 \times 10^8$	$5,5 \times 10^8$
15000	$5,7 \times 10^{10}$	$2,8 \times 10^9$	$5,5 \times 10^8$	$3,4 \times 10^8$

capacidade é expressa em número "N" de repetições do eixo padrão de 8,2t

Modelos Fadiga Adotados (Ref 5 - A adaptação do modelo de Lister)

$$E = 35000 \quad N = 4,17 \times 10^{-10} \left(\frac{1}{\epsilon_h} \right)^{4,16}$$

$$E = 20000 \quad N = 1,45 \times 10^{-9} \left(\frac{1}{\epsilon_h} \right)^{4,16}$$

$$E = 15000 \quad N = 3,12 \times 10^{-9} \left(\frac{1}{\epsilon_h} \right)^{4,16}$$

QUADRO 3 (II)

CAPACIDADE DE FADIGA - ALTERNATIVA "B" COM BASE NAS DEFORMAÇÕES

"CAMADAS" ASFÁLTICA	h = 4 cm	h = 8 cm	h = 12 cm	h = 15 cm
CBUQ	$6,3 \times 10^9$	$6,9 \times 10^8$	$2,5 \times 10^8$	$1,9 \times 10^8$

Modelo de Fadiga (Preusler e Pinto)

$$9,68 \times 10^{-3} \left(\frac{1}{\varepsilon h} \right)^{2,30}$$

QUADRO 4 (II)

INTENSIDADE DE ENERGIA DE DISTORSÃO (vd)

ESPESSURA CAMADA (CM)	4	8	12	15
$K_g f x \text{ cm/cm}^3$	11.3×10^{-5}	17.2×10^{-5}	21.4×10^{-5}	20.9×10^{-5}

$$U_d = \frac{(1+\nu)}{6xE} (\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + \frac{1}{2G} (\tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2)$$

E - módulo de resiliência da mistura asfáltica

$$G - \text{módulo cizalhante} = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

ν - coef. de Poisson

σ - tensões normais

τ - tensões cizalhantes

Sistema de carga e pontos pesquisados para determinação do máximo de U_d são idênticos aos indicados na Fig. 1 (II).

QUADRO Nº 5 (II)

CAPACIDADE DE FADIGA (N) COM BASE NA INTENSIDADE DE ENERGIA DE DISTORSÃO

ESPESS. DA CAMADA (cm)	4	8	12	15
ud	$11,3 \times 10^{-5}$	$17,2 \times 10^{-5}$	$21,4 \times 10^{-5}$	$20,9 \times 10^{-5}$
No	$13,2 \times 10^4$	$4,8 \times 10^{-4}$	$4,8 \times 10^{-4}$	$4,9 \times 10^4$
N	$2,0 \times 10^8$	$1,0 \times 10^8$	$7,2 \times 10^7$	$7,4 \times 10^7$

$$N_o = k \left(\frac{13 (1+\nu)}{48E} \right)^{n/2} \cdot \left(\frac{1}{U_d} \right)^{n/2}$$

sendo:

No = número de repetições da densidade de energia U_d até ser atingida a ruptura por fadiga. Modelo de laboratório.

E = módulo de resiliência da mistura asfáltica

$$n = 13,75 + 6,0 \sigma_R - 0,687 \sigma_R^2 + 0,025 \sigma_R^3$$

σ_R - resistência a tração, na compressão diametral. Valor estimado pela expressão $E/5250$.

$$\ln K = 3.5156 + 3,8339 n$$

N = número de repetições previsíveis no campo

$$N = f \cdot N_o$$

$$f - \text{função de ajuste} = 1,5 \times 10^3$$

PARTE III - CONCLUSÕES - CRITÉRIOS DE PROJETO

1. CONCLUSÕES

As principais conclusões relativas a influência de parâmetros da estrutura sobre seu comportamento constam das partes I e II. Entretanto são oportunas algumas considerações complementares.

No apêndice "A" são indicados valores mínimos da coesão de misturas asfálticas para temperaturas elevadas de cerca $0,5 \text{ Kgf/cm}^2$. No gráfico da figura 2(I) observa-se que se a mistura for anisotrófica, com m igual 2, essa coesão pode ser atingida para espessura da ordem 12 cm.

2. Critérios de Projeto

- Para trechos com cargas puramente verticais adotar espessuras relativamente pequenas, de acordo com outras condições de projeto (de um modo geral ou inferior a 10 cm).
- Se houver componentes horizontais nas cargas, devidos a freiagens e arranque de veículos adotar uma espessura de compromisso em decorrência das observações das fig. 2, 3, 4 e 5 (I)
- Adotar tratamento especial na superfície da base rígido de modo a aumentar a condição de atrito
- Empregar CAP de maior rigidez (baixa penetração) dentro das possibilidades e exigências do projeto (Apêndice "A" e Ref. 2)
- Empregar CAP de baixa susceptibilidade térmica
- Usar agregados de forma predominantemente granular a fim de aumentar o coeficiente de atrito interno,
- Manter a relação Filler/Betume elevada, respeitados as exigências e condições normativas da mistura (Ref. 2)
- Quanto a eventual anisotropia apresentada pela camada asfáltica não temos dados seguros a respeito. Todavia julgamos que, sempre que possível, efetuar a compactação em duas camadas para atenuar uma possível anisotropia da camada.
- A não ser em casos excepcionais a capacidade de fadiga de camadas asfálticas de espessuras iguais ou inferiores a 10 cm não oferece maiores problemas. Entretanto misturas com baixos módulos de resiliência devem ser evitadas
- As propriedades e características estudadas não foram relacionados com o ensaio Marshall. Entretanto é provável que muitas das exigências de projeto indicadas correspondam à misturas de Elevada Estabilidade e baixa fluência.

APENDICE

INDICAÇÕES RELATIVAS A COESÃO DE MISTURAS ASFÁLTICAS

- 1) Dados extraídos do trabalho clássico de Nijboer (Ref.2)
- a) Características de algumas misturas asfálticas

Quadro 1 (E) (CBUQ)

CAP.	TEMPER. °C	ANGULO ATRITO	COESÃO Kg/cm ²	PENETRAÇÃO CAP RECUPERADO	
				A 25°C	À TEMP.DA MEDIDA DE COESAO
20/30	20	30°	3,80	16	11
	37	32°	0,75	17	47
50/60	10	28°	4,00	35	10
	20	30°	2,00	37	26
	40	32°	0,80	37	137
80/100	20	33°	1,50	61	42
	37	31°	0,90	64	193
180/200	15	31°	1,70	105	38
	20	33°	0,90	94	59
	37	32°	1,00	130	490

Obsevar que, de um modo geral CAP de menor penetração geram misturas de maior coesão embora a rigor a fator mais importante seja a penetração do CAP recuperado, conforme se observa nas curvas apresentads na mesma referência 2.

2) Dados extraídos da referência nº 1

Influência da temperatura na coesão. Casos específicos

TIPO DE CAP (PEN)	60/70	85/100	150/200	85/100	85/180
Coesão a 27°C(80F)-kgf/cm ²	2,60	2,32	1,62	2,14	2,04
Coesão a 60°C(140F)-kgf/cm ²	0,77	0,63	0,56	0,49	0,63

Observação - as medidas foram executado com aplicação de carga a 0,05"/min.

- 3) A determinação do valor da coesão é influenciada pela velocidade de aplicação da carga no procedimento de medida. Entretanto valores obtidos a velocidade inferior a cerca de 0,20 mm/minuto podem ser utilizadas na estimativa da capacidade suporte sob carga estática (Ref.1)

- Se forem considerados cargas móveis deveriam ser empregado coesões obtidas em condições comparáveis. O angulo de atrito interno é menos afetado pela mobilidade da carga). Observar que um aumento da velocidade de aplicação de carga no ensaio de 0,12mm/min. para 12mm/min. pode triplicar o valor da coesão (Ref. 1)

BIBLIOGRAFIA

1. L. Hewih, F.O. Slate - The effect of Rheologicaol Propertie of Asphalt on Strength Characteristics of Asphalt Concrete.
2º Inter. Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements Ann Arbon 1967
2. L.W. Nighoer "Plasticity as a factor in the design of dense betuminous road carpets
Elsevier Publishing Company, 1948
3. M Livneh e E. Shklarsky "The Bearing Capacity of Asphaltic Concrete carpets"
2º Inter. Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements Ann Arbon 1967
4. J. Vertstraeten "Design and Strengthrnning Methods for bituminous pavements
2º Simpósio Inter. Avaliação de Pavimentos e Projeto de ReforçoRio de Janeiro 1989
5. N.W. Lister "Design practice for Bituminous Pavemente in United Kinydom"
6ª Inter. Crif. on the Structural Design of Asphalt Pavement Ann Arbor 1987

INTRODUÇÃO À
MECÂNICA DOS PAVIMENTOS DE BAIXO CUSTO.

Prof. HUMBERTO SANTANA

R E S U M O

É apresentada uma Definição e uma Classificação Geral dos Pavimentos com base na conceituação moderna de *Estrada Pavimentada* e na *Mecânica dos Pavimentos*.

É discutido o conceito de *Pavimento de Baixo Custo* e apresentada, para discussão, uma definição do mesmo.

São dados exemplos numéricos da Aplicação da Mecânica dos Pavimentos na análise e dimensionamento dos pavimentos, com aplicação nos de Baixo Custo.

São dados exemplos de *atos notáveis* que influenciaram o desenvolvimento dos Pavimentos de Baixo Custo no Mundo e, em particular no Brasil, onde a *Metodologia MCT* tem sido a principal mola propulsora.

Í N D I C E

- 1 - INTRODUÇÃO
- 2 - O CONCEITO MODERNO DE ESTRADAS PAVIMENTADAS
- DEFINIÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DOS PAVIMENTOS
- 3 - O CONCEITO DE MECÂNICA DOS PAVIMENTOS E SUA
APLICAÇÃO NA CLASSIFICAÇÃO ESTRUTURAL DOS
MESMOS
- 4 - O POLÊMICO CONCEITO DE ESTRADAS DE BAIXO
CUSTO
- 5 - A MECÂNICA DOS PAVIMENTOS DE BAIXO CUSTO
- 6 - CONCLUSÕES

INTRODUÇÃO À MECÂNICA DOS PAVIMENTOS DE BAIXO CUSTO Prof. HUMBERTO SANTANA	ABPV 27^º RAP TERESINA/PIAUÍ NOVEMBRO/1993
--	---

1. INTRODUÇÃO

A finalidade precípua deste trabalho é dar o *ponta-pê inicial* no que chamamos de *Mecânica dos Pavimentos de Baixo Custo*, isto é - a análise do comportamento estrutural dos chamados pavimentos de baixo custo, à luz da *Mecânica dos Pavimentos* e de *Fatos Experimentais* relativos à esse comportamento.

Inicialmente, procuramos precisar melhor essa noção vaga e polêmica de *Pavimentos de Baixo Custo*, ensaiando uma *Definição*. Para isso, recordamos o conceito moderno de *Estrada Pavimentada* e antecipamos uma *Definição e Classificação dos Pavimentos* que brevemente submeteremos à ABNT.

Nesse trabalho preliminar apenas adotou-se dois *Modelos Estruturais*:

- *Modelo CBR* (experimental/teórico), e
- *Modelo ELSYM 5* - programa computacional baseado nas fórmulas generalizadas de Burmister para sistemas elásticos estratificados, considerando a elasticidade linear - uma camada tem as mesmas características elásticas (E , μ) em todos os seus pontos.

Considerou-se alguns constatados *fatos notáveis*, adiante apresentados, sendo sem dúvida o mais profícuo - o *excepcional comportamento dos Solos Finessos Lateríticos* (J. Nogami e D. Villibor).

2. O CONCEITO MODERNO DE ESTRADA PAVIMENTADA - DEFINIÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DOS PAVIMENTOS

No começo da década de 60, com o AASHO ROAD TEST (hoje AASHTO), foi concretizada a idéia de que o Pavimento é uma estrutura cuja finalidade principal é oferecer ao usuário conforto e segurança, sendo sua condição estrutu-ral uma consequência dessa finalidade.

Note-se que a Terminologia Brasileira TB-7 da ABNT (1953) ⁽¹⁾ ao definir Pavimento cita conforto e segurança, assim como exige a condição economicamente, mas dá mais ênfase ao aspecto estrutural que assim pode ser resumido - uma estrutura construída após a terraplenagem capaz de resistir aos esforços horizontais (a carga do chamado Revestimento) e aos esforços verti-cais (a carga da chamada Base, que deve diluí-los até torná-los compati-veis com a resistência do Subleito). Quanto mais este for fraco mais espes-sa precisar ser a Base, sendo geralmente econômico dividi-la em duas (a Base propriamente dita e a Sub-base) ou em três (Base, Sub-base e Reforço do Subleito). Pode acontecer que uma só camada desempenhe simultaneamente os papéis de Base e de Revestimento, como é o caso de uma Laje de Concreto de Ci-mento Portland.

Ao Pavimento constituído por um Revestimento Asfáltico e uma Base Granular (di-vidida ou não em camadas) deu-se o nome de Pavimento Flexível, desde que não trabalha à flexão (não sendo despertadas tensões apreciáveis de tração na face inferior de suas camadas) - diluindo as pressões verticais trans-mitida ao Subleito devido principalmente a sua espessura. Ao Pavimento constituído por uma Laje de Concreto Tradicional deu-se o nome de Pavimento Rígido desde que trabalha à flexão, diluindo as pressões verticais às cus-tas do aparecimento de fortes tensões de tração na sua face inferior, tendo sua espessura pequena influência (Ver exemplo numérico na Fig. 1).

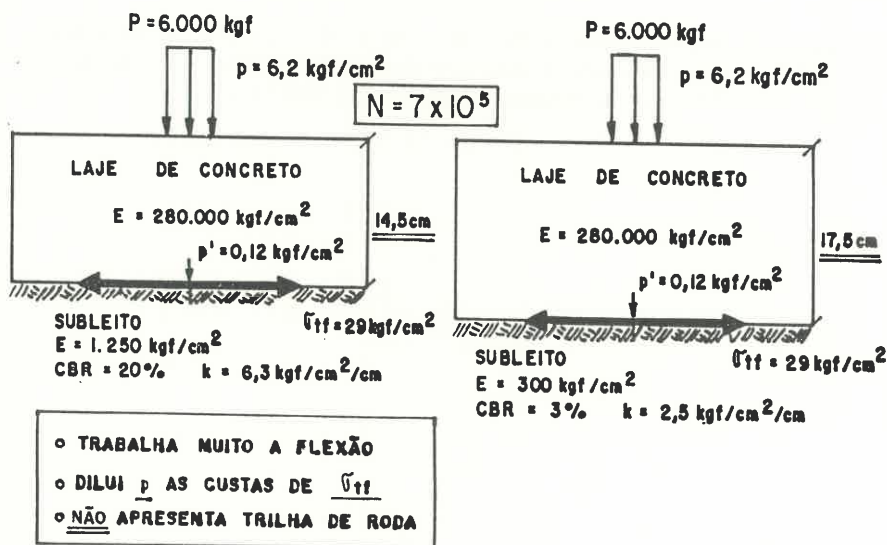
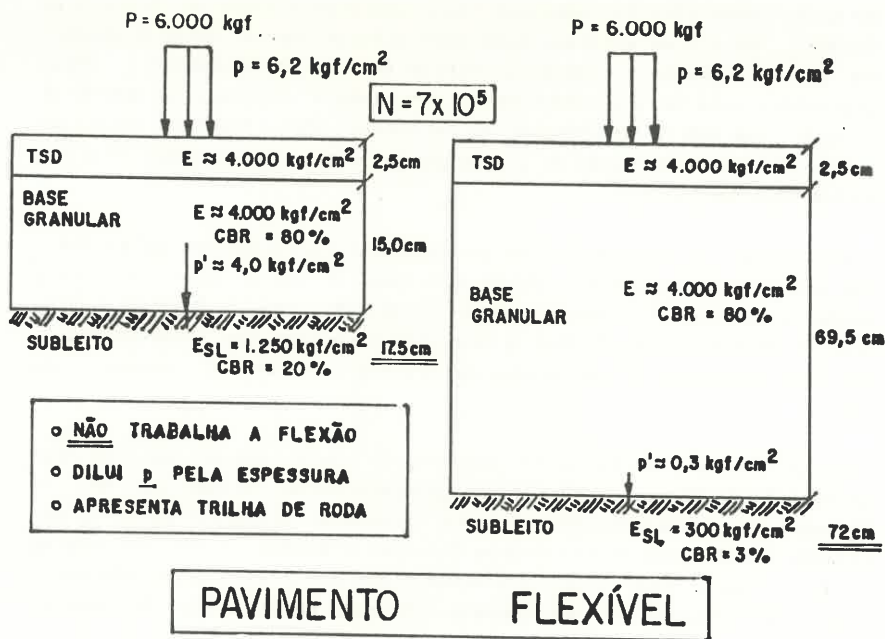


Fig. 1

No AASHO ROAD TEST foi desenvolvida a importante noção de Serventia do Pavimento. Em última análise, quem pode informar sobre estado de serventia de um Pavimento é o Usuário. Várias Comissões de Engenheiros foram instruídas para se comportarem somente como usuários e darem, no momento da inspeção, uma nota de comportamento ao Pavimento (PSR - "Present Serviciability Rating") variando de 5 (excelente) a zero (destruído) (é a nos sua Avaliação Subjetiva) (2).

A Insegurança e o Desconforto são provocados principalmente: pelas Fen-
das (ou Trincas) de Classe 2 (FC-2) e de Classe 3 (FC-3) [não tendo influ-
ência as de Classe 1 (Fissuras)], Áreas já Remendadas, variação do Perfil longitu-
dinal e Profundidade das Trilhas de Roda (não computada nos Pavimentos Rígi-
dos, onde também só há uma classe de trincas - substancial, selada ou
não).

Correlacionou-se, então, a PSR (subjetiva) com um índice objetivo obti-
do através de fórmulas, função dos defeitos acima, denominado PSI -
"Present Serviciability Index" (ISA - "Índice de Serventia Atual"), cor-
relação válida para os Pavimentos Flexível e Rígido, o PSI (ISA) varian-
do de 5 a zero. Note-se que a Exsudação, que de um modo geral não com-
promete a estrutura, foi considerada eliminada pelos Serviços de Conserva-
ção.

No Brasil correlacionou-se o PSI (ISA) com o IGG - Índice de Gravidade
Global (3) para os Pavimentos Flexíveis, e com o ICP - Índice de Condição
de Pavimento (4) para os Pavimentos Rígidos (Ver Fig. 2).

PAVIMENTO FLEXÍVEL

REVESTIMENTO ASFÁLTICO

BASE GRANULAR OU ASFÁLTICA

SUB - BASE

REFORÇO DO SUBLEITO

SUBLEITO

PAVIMENTO RÍGIDO

LAJE DE CONCRETO

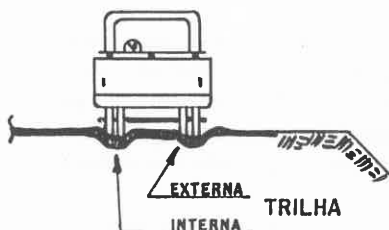
SUB-BASE* GRANULAR OU CIMENTADA

SUBLEITO

* Pouca Função Estrutural

- Evita " Pumping "

- Apoia Melhor a Laje



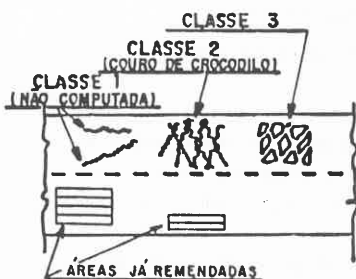
$\overline{RD}$ - MÉDIA DOS AFUNDAMENTOS DAS TRILHAS DE RODAS EM POLEGADAS (RÉGUA DE 1,20m A CADA 7,50m)



$\overline{SV}$ - VARIÂNCIA (σ^2) DAS INCLINAÇÕES DO PERFIL LONGITUDINAL DAS TRILHAS DE RODAS (PERFILÔMETRO AASTHO)

C - ÁREAS COM FC-2 e FC-3 (em 1/1.000)

P - ÁREAS REMENDADAS (em 1/1.000)



* PAVIMENTO RÍGIDO

$PSI = 5,41 - 1,80 \log(1 + \overline{SV}) - 0,09 \sqrt{C + P}$
C' - Comprimento em "foot"/1.000 ft. de pav. de Trincas

P.S.I. - PRESENT SERVICIABILITY INDEX

$$5,03 - 1,91 \log(1 + \overline{SV}) - 0,01 \sqrt{C + P} - 1,38 \overline{RD}^2$$

P.S.I = I.S.A (ÍNDICE DE SERVIENTIA ATUAL)*

ISA — IGG (ÍNDICE DE GRAVIDADE GLOBAL)

ISA / IGG - Estado do Pavimento

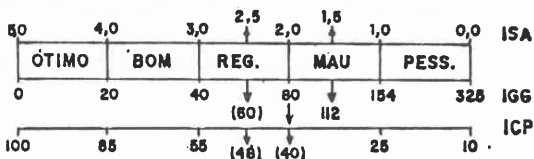


Fig. 2

Os Pavimentos de Asfalto e de Concreto são projetados com uma *Vida de Projeto* de t anos, prevendo-se uma *Conservação Rotineira* (mantendo a Drenagem, pequenos reparos localizados, etc) e uma *Conservação Preventiva* (Banhos de Rejuvenescimento e Recapeamento). Após uma Construção bem feita o Pavimento tem um $PSI = 4,5$ ($IGG = 8$, $ICP = 92$). Com o passar do tempo o PSI vai caindo (assim como o ICP , e o IGG subindo) até que após o tempo t' o PSI atinge $2,5$ ($IGG = 60$, $ICP = 48$), chegando ao fim a *Vida de Serviço* do Pavimento. Nos países mais pobres tem-se considerado $PSI = 2,0$, quando deve ser projetado um *Recapeamento de Vulto* ou uma *Reconstrução*, começando um novo ciclo com novamente um inicial $PSI = 4,5$. Um Projeto, uma Construção e uma Conservação dentro dos conformes, conduzem a $t' \geq t$.

Se $PSI < 2,5$ (ou $< 2,0$) a Via deixa de estar Pavimentada, e em pouco tempo se aproxima de 1 e mais rapidamente ainda de zero. Quanto mais baixo o PSI mais cara a Restauração que pode chegar a ser total. Em 1990 os 50.000km da nossa Rede Federal Pavimentada apresentavam cerca de 30% com $PSI \leq 1,5$, tendo na realidade apenas 35.000km Pavimentados.

Até o presente não se estabeleceu um Índice de Serventia para os Calçamentos, mas as noções qualitativas também neles se aplicam, esperando-se para breve o estabelecimento de um Índice de Serventia para os mesmos.

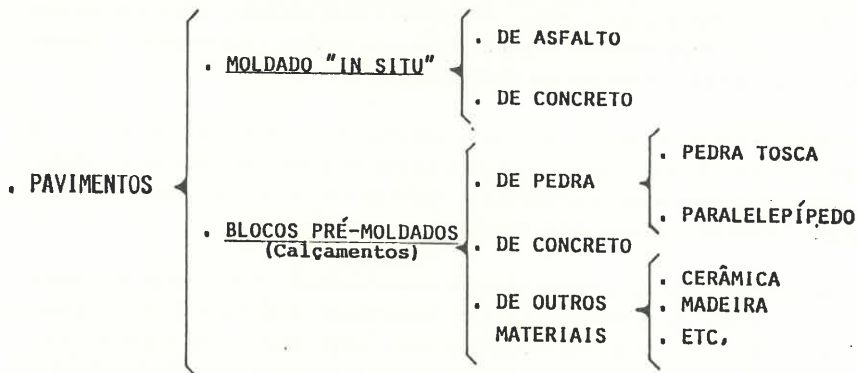
Usualmente os Pavimentos são classificados quanto:

- a) ao modo de emprego e ao tipo dos materiais do Revestimento
- b) ao seu comportamento estrutural (será detalhado mais adiante).

Estamos preparando uma Terminologia e Classificação dos Pavimentos para ser submetida à ABNT e outros Órgãos competentes. De forma muito resumida, apresenta-se a CLASSIFICAÇÃO na página seguinte, com a seguinte DEFINIÇÃO: PAVIMENTO "É a estrutura que se constrói após a obtenção da plataforma de terraplenagem com a finalidade de propiciar ao usuário um grau mínimo de segurança e conforto, dentro do espírito geral da Engenharia do máximo de benefícios com um mínimo de custos". (Ver Quadro 1).

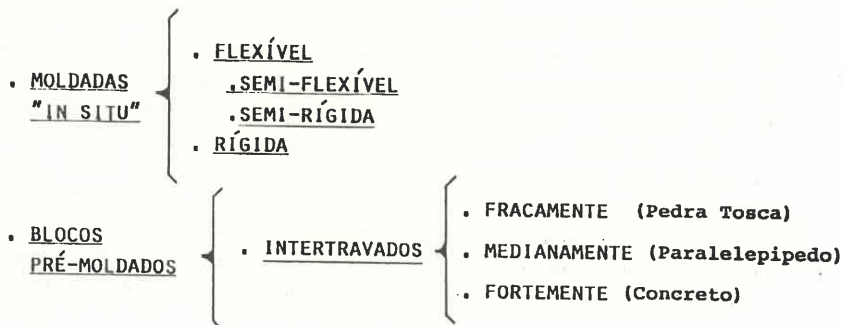
CLASSIFICAÇÃO GERAL DOS PAVIMENTOS

SEGUNDO - O TIPO E O MODO DE EMPREGO DOS MATERIAIS DO REVESTIMENTO



CLASSIFICAÇÃO GERAL DAS CAMADAS DE PAVIMENTOS

SEGUNDO - SEU COMPORTAMENTO ESTRUTURAL



NOTA: A CLASSIFICAÇÃO GERAL DOS PAVIMENTOS QUANTO A SEU COMPORTAMENTO ESTRUTURAL É USUALMENTE FEITA ATRAVÉS:

A) DA CLASSIFICAÇÃO DO SEU REVESTIMENTO OU

B) DA CAMADA DE MAIS FORTE CLASSIFICAÇÃO (FLEXÍVEL → RÍGIDA)

QUADRO 1

3. O CONCEITO DE MECÂNICA DOS PAVIMENTOS E SUA APLICAÇÃO NA CLASSIFICAÇÃO ESTRUTURAL DOS MESMOS

A Mecânica dos Pavimentos procura determinar teoricamente, através de Modelos Elásticos (Boussinesq, Hogg, Burmister, Westergaard, etc) com um menor ou maior embasamento experimental, as tensões e deformações no Subleito e nas diversas camadas do Pavimento.

As dificuldades matemáticas para a aplicação das fórmulas do Modelo de Burmister Generalizado foram superadas pelos Programas Computacionais, proporcionando um grande desenvolvimento à Mecânica dos Pavimentos. Usaremos aqui nessa Introdução apenas dois Modelos:

- Modelo CBR, onde as exclusivamente experimentais Curvas de Dimensionamento de Porter para Pavimentos com Revestimentos Asfálticos Delgados sobre Bases Granulares foram extrapoladas para cargas/roda mais pesadas, supondo que o empírico Índice CBR fosse igual à tensão admissível de cisalhamento determinada no Modelo Teórico de Boussinesq. Esse Modelo, desenvolvido pelo Corpo de Engenheiros do Exército Americano, foi adaptado pelo Engº Murillo Lopes de Souza para o DNER⁽⁵⁾ (Método DNER/61) e depois reformulado com a introdução do Número N e dos Coeficientes Estruturais K ⁽⁶⁾, aplicável aos pavimentos: flexíveis, semi-flexíveis e semi-rígidos.
- Modelo Computacional ELSYM 5 baseado nas fórmulas teóricas generalizadas de Burmister (no caso, até 5 camadas superpostas), podendo receber um carregamento circular de até 10 rodas simples (um Caminhão 3C por exemplo - Princípio de Superposição dos efeitos). Fornece as tensões horizontais, verticais e de cisalhamento máximo, assim como as tensões principais em qualquer ponto do sistema. Por ele foram determinadas as pressões verticais no subleito p' do Pavimento Flexível da Fig. 1 (a espessura h pelo Método DNER/66, e as tensões no Pavimento Rígido pelas fórmulas de Westergaard modificadas experimentalmente). O ELSYM 5 dá também as deformações relativas ϵ e as deflexões Δ .

Geralmente se usa no Dimensionamento dos Pavimentos o número N (número de repetição dos eixos simples padrão de 8,2tf durante a vida de Projeto) - calculado pelo Método DNER/66 no Modelo CBR e calculado pelas fórmulas da AASHTO no Modelo ELSYM 5.

No ELSYM 5 todos os pontos de uma camada têm os mesmos E e μ (elasticidade de linear). Na Fig. 1 usou-se uma roda simples, sendo o sistema de coordenadas: radial na superfície do Pavimento (por simetria) e o eixo dos z (altura - h) perpendicular à mesma. Usando-se como carga uma roda dupla não há simetria, tendo-se na horizontal o sistema XOY ($\sigma_x, \sigma_y, \epsilon_x, \epsilon_y$) (Fig. 3).

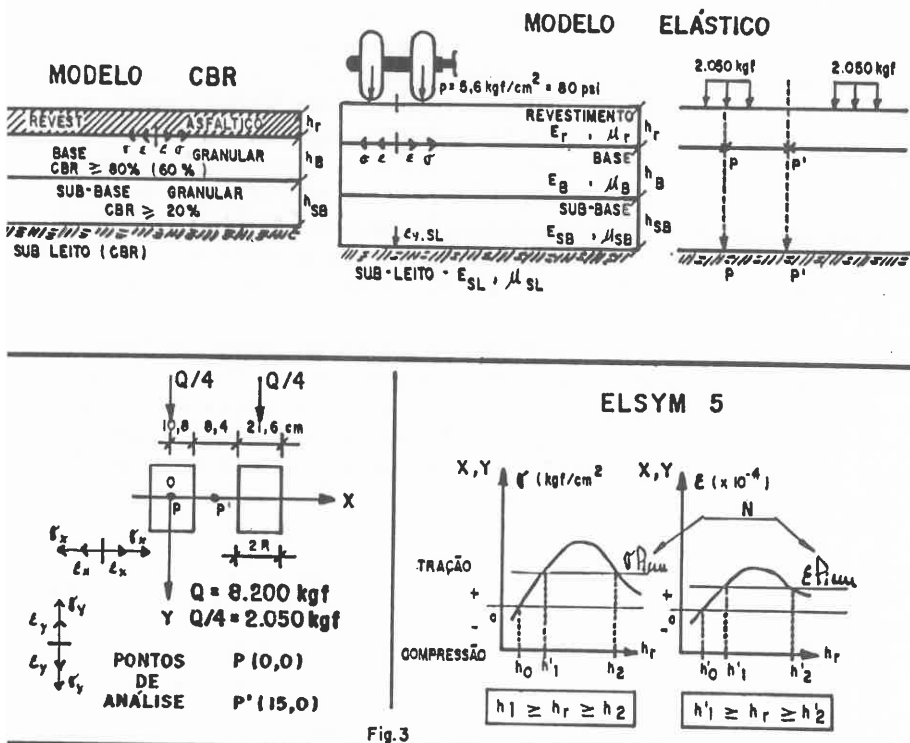


Fig.3

Em qualquer hipótese, *roda simples* ou *roda dupla*, não se tem um estado *simples de tensão* onde $\sigma = E \cdot \epsilon$ (mas sim um estado *triaxial*). Como se determina os valores limites de σ_{lim} e ϵ_{lim} dos Materiais coesivos para um certo N , geralmente por um ensaio de laboratório no estado *simples de tensão* (vigota do material, simplesmente apoiada), pode ser interessante se estudar as duas condições $\sigma \leq \sigma_{adm}$ e $\epsilon \leq \epsilon_{adm}$ de tração na flexão (recorde-se que ϵ é a *deformação relativa* também chamada de *unitária - adimensional*) (Fig. 3). Note-se que para as situações médias de espessura e rigidez da camada, há um intervalo proibido de espessura da camada coesiva (considerada aqui como o Revestimento).

Na Fig. 4, apresentada a seguir, dá-se um exemplo de uma *Carga/roda simples* ($P = 5.000\text{kgf}$, $p = 5,6\text{kgf/cm}^2 \rightarrow 2R = 33,7\text{cm}$) sobre um Pavimento constituído por um Revestimento de Módulo de Rigidez E - variável (determinado em Laboratório, correspondendo ao teórico Módulo de Elasticidade) e de h também variável, com Base e Sub-base Granulares (h fixo e E determinado em Laboratório) sobre um Subleito semi-infinito de Módulo E determinado em Laboratório (os Módulos E dos Solos e de camadas granulares são chamados usualmente de *Módulos Resilientes*, denominação às vezes extendidas às *Camadas Asfálticas*. Os Coeficientes μ apresentam pequenas variações e têm pequena influência nos cálculos, sendo geralmente estimados.

Por simplicidade, considerou-se na Fig. 4 apenas as tensões horizontais na face inferior do Revestimento, que podem ser de *tração* (+) ou de *compressão* (-). Note-se que as camadas de asfalto e de concreto resistem muito mais à compressão do que à tração. Pode-se observar a diferença de comportamento no trabalho à flexão das quatro famílias de Pavimentos: *Flexível - Semi-flexível - Semi-rígido - Rígido*.

Pode-se observar na Fig. 4 -

- Nos Pavimentos Flexível e Semi-flexível o Revestimento (sempre asfáltico) pode, de acordo com sua espessura h , trabalhar à tração ou à compressão, enquanto no Pavimento Rígido (sempre de Concreto Tradicional) e no Pavimento Semi-rígido (de Concreto menos rico ou de asfalto em baixa temperatura e tráfego rápido) o Revestimento trabalha sempre à tração.
- No Pavimento Flexível a curva $\sigma \times h$ é crescente, achatada, tendendo a passar por um máximo com h muito elevada. Até $h \leq 6\text{cm}$ o Revestimento só trabalha a compressão, e admitindo que $\sigma_{tf,lim} = 2,8\text{kgf/cm}^2$ (valor compatível com o material) para $N = 10^6$ (AASHTO), o Revestimento poderá trabalhar sem fadiga à flexão até $N = 10^6$.
- No Pavimento Semi-flexível a curva é acentuadamente convexa, passando por um máximo em $h = 11\text{cm}$, estabelecendo para $\sigma_{lim} = 6,0\text{kgf/cm}^2$ um intervalo proibido (7 - 16cm) para $N = 10^6$. Fora desse intervalo o Revestimento poderá trabalhar sem fadiga à flexão até $N = 10^6$, como se fosse um Pavimento Flexível. Abaixo de $h = 4,0\text{cm}$ só trabalha à compressão.
- No Pavimento Semi-rígido há um pequeno ramo convexo, passando por um máximo com $h = 6,5\text{cm}$, e um grande ramo descendente. Para $\sigma_{lim} = 17,0\text{kgf/cm}^2$ (valor compatível com o material) tem-se $3\text{cm} \geq h \geq 12\text{cm}$. No te-se que na Fig. 4 tem-se uma carga/roda simples que não acusa a tensão de tração na face superior entre a roda dupla que pode chegar a altos valores para E elevados (Ver. Fig.5) (7). Esta observação é válida até para os Tratamentos Superficiais ($E \approx 5.000\text{kgf/cm}^2$ e $h \approx 2,5\text{cm}$), como se verá mais adiante. Deve-se pois ter muito cuidado com Revestimento de E elevado e h muito baixo.

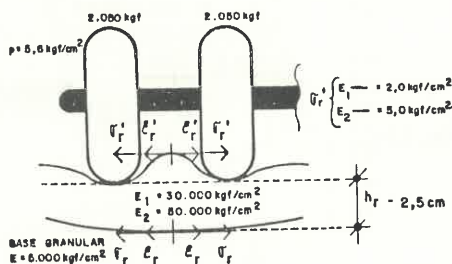


Fig. 5

- No Pavimento Rígido a curva é toda descendente, não havendo limite inferior de espessura. Para $\sigma_{lim} = 25 \text{ kgf/cm}^2$ tem-se $\boxed{h \geq 12,5 \text{ cm}}$, valor para $N = 10^6$ e carga na parte central da laje (a condição mais severa é a de bordos e cantos, dimensionando-se com as fórmula de Westergaard modificadas e não pelo ELSYM 5).

Na realidade, uma mesma camada (com seu E e h) pode, de acordo com sua configuração no Pavimento, apresentar comportamento mais ou menos rígido ou mais ou menos flexível. Cabe para as camadas moldadas "in situ" (em contraposição às camadas de Blocos Prê-moldados) distinguir as de Asfalto e as de Concreto, considerando-se:

- Camada Rígida, aquela caracterizada por: a) alto módulo de rigidez E ; b) diluir fortemente as pressões verticais às custas do aparecimento de grandes tensões de tração, que vão dimensionar sua espessura h sendo muito pequena a influência das camadas subjacentes; c) não contribuir para a formação ou propagação de trilhas de roda.
- Camada Flexível, aquela caracterizada por: a) baixo módulo de rigidez E ; b) diluir as pressões verticais devido praticamente apenas a sua espessura h , sem sofrer significativas tensões de tração na flexão pois praticamente não resiste às mesmas; c) contribuir de modo mais ou menos significativo para a produção e a propagação das trilhas de roda.

A camada rígida por excelência é a Laje de Concreto de Cimento tradicional, enquanto as camadas: Granulares sem aditivos - Tratamentos Superficiais e Macadam Betuminosos - Prê-Misturados Abertos a Frio ou a Quente - Prê-Misturados quaisquer com baixos E ($\leq 10.000 \text{ kgf/cm}^2$) e h ($\leq 5 \text{ cm}$) podem ser consideradas como Flexíveis.

Os Blocos Prê-Moldados, também chamados de Calçamentos, distribuem as pressões verticais devido ao entrelaçamento entre os diversos Blocos. Não diluem as pressões verticais por sua espessura, nem às custas de grandes tensões de tração na flexão, não sendo pois flexíveis, nem rígidos. São entrelaçados devido ao atrito com a areia nas juntas. Esse travamento é muito fraco nas Pedras Toscas, médio nos Paralelepípedos e forte nos Blocos de Concreto. O entrelaçamento pode ser aumentado pelo efeito da cunha (horizontal e vertical) e, nos blocos de concreto pela forma dos mesmos (entrelaçamento geométrico).

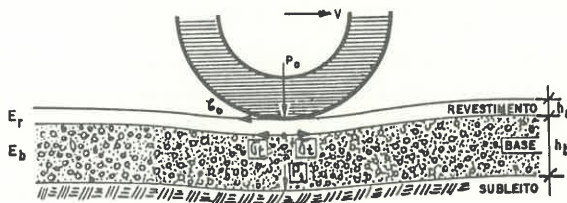
Um Capítulo importante da *Mecânica dos Pavimentos* é o *Dimensionamento*. Entre os Métodos existentes destacam-se dois:

- O Método CBR consubstanciado no Método DNER/61 e no complementado Método DNER/66 (Edição de 1981) onde foram introduzidos o Número N e os Coeficientes Estruturais K .
- O impropriamente chamado Método Racional (como seria o "Irracional"?), com base nas teorias elásticas (o ELSYM 5 é um exemplo)⁽⁸⁾.

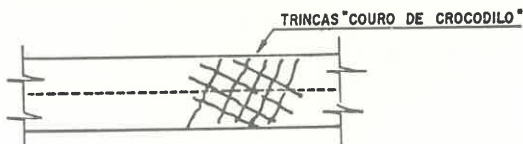
De um modo simplificado, um Pavimento sob ação de cargas sofre:

- Fadiga por tração na Flexão nas Camadas Coesivas;
- Deformações Permanentes (em todas as camadas) - ver Fig. 6.

O PAVIMENTO SOB AÇÃO DE CARGAS



CONSEQUÊNCIAS DA FADIGA DO REVESTIMENTO



CONSEQUÊNCIAS DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE

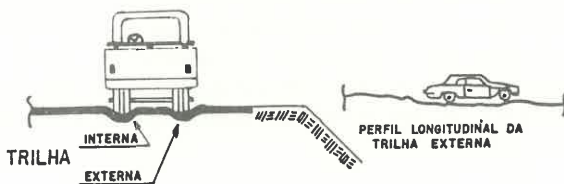


Fig. 6

Note-se que no Pavimento Rígido (Laje de Concreto tradicional) não existem as trilhas de roda e as deformações permanentes têm importância apenas nas juntas transversais (produzindo a irregularidade longitudinal).

O Método CBR dimensiona o Pavimento em função das resistências do Subleito e da Sub-base traduzidas pelo CBR. No Método DNER/61, mais apropriado para Pavimentos Flexíveis com Revestimentos delgados (portanto para Pavimentos de Baixo Custo), são apresentados 3 Gráficos, para: a) Região com predominância de carros de passeio e veículos de passeio mais leves⁽⁹⁾ ($P_{\max}/\text{roda} = 4,1\text{tf}$); b) caso usual no Brasil ($P_{\max}/\text{roda} = 5\text{tf}$); c) veículos comerciais muito pesados ($P_{\max}/\text{roda} = 6,4\text{tf}$). Para cada uma dessas 3 regiões são apresentadas 3 curvas (9 ao todo), para respectivamente 3 Categorias de Tráfego: Leve - Médio - Pesado, de acordo com o número de veículos comerciais por dia (não se fala em Número N) cada Categoria representada por um P/roda que na Fig. 7 correlacionamos com o N. A Fig. 7 foi obtida do Original (caso usual - $P_{\max} = 5\text{tf}/\text{roda}$) onde acrescentamos a Curva A' (3,2tf/roda). Para $N > 5 \times 10^7$ deve-se usar as curvas do Método DNER/66.

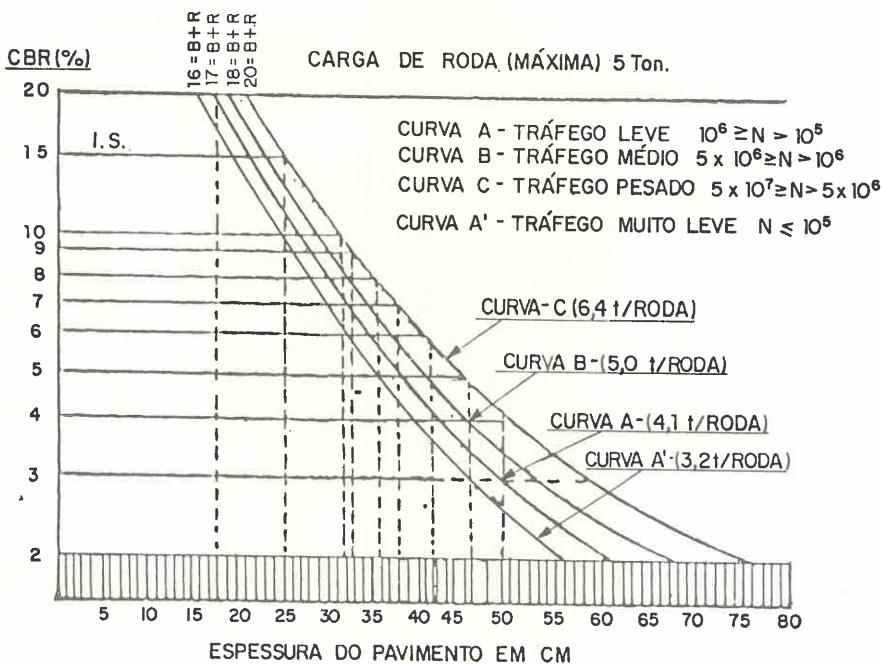


Fig. 7

Exemplo Numérico 1 Dimensionar um Pavimento com Revestimento de TSD (2,5 cm), Base (CBR $\geq$ 60%) e Sub-base (CBR $\geq$ 20%) para um tráfego de $N_{10} = 2 \times 10^6$ (T. Médio) + CURVA B, tendo o Subleito CBR = 5%.

CURVA B + CBR $\geq$ 20% + Base + Revestimento = 18,0cm
 + CBR = 5% + $H_{total} = R + B + SB = 38,0cm$

$R = 2,5cm$

$B = 18,0cm - 2,5cm = 15,5cm$

$SB = 38,0cm - 18,0cm = 20,0cm$

Nota - Esse Método DNER/61 implica num PSI (Final) = 2,0 (não 2,5).

- Só devem ser usados Revestimentos Eminentemente Flexíveis, que não apresentem praticamente a fadiga por tração na Flexão.

O Método DNER/66 protege o Subleito e a Sub-base através das espessuras dadas no Ábaco da Fig. 8 abaixo apresentado. Note-se que admite-se que apenas essas 2 camadas contribuem substancialmente para as trilhas de roda e deformações permanentes longitudinais. A Base é suposta protegida através da fixação de um CBR_{min} (60% ou 80% conforme o tráfego) e o Revestimento Coesivo através de uma Estabilidade Mínima (Marshall ou outra adotada). A Resistência à Fadiga das Camadas Coesivas é garantida(?) com uma espessura mínima (é a grande falha do Método que ignora o intervalo proibido) tabelada.

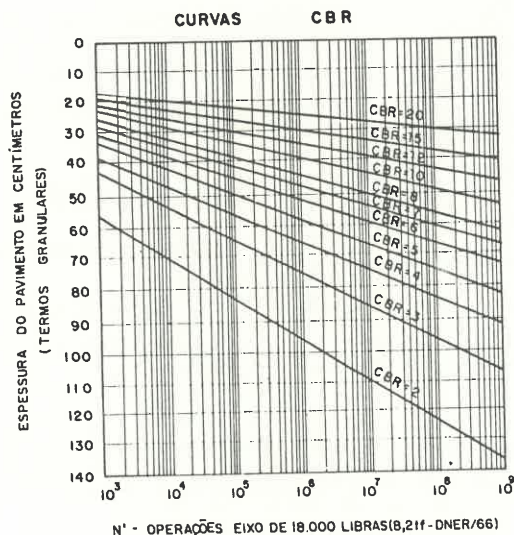


Fig. 8

Vejamos agora um Exemplo de Aplicação do Método DNER/66

Exemplo Numérico 2

$$N(\text{DNER}) = 3 \times 10^7 - N(\text{AASHTO}) = 10^7 - \text{CBR}_{\text{SL}} = 9\%$$

Revestimento - CBUQ; Base - GRANULAR (CBR > 80%); Sub-base (CBR > 20%)
tem-se:

$$N = 3 \times 10^7 \rightarrow \text{CBR} = 20\% \rightarrow R + B = 29,0\text{cm (termos granulares)}$$

$$\rightarrow \text{CBR} = 7\% \rightarrow R + B + \text{SB} = 57,0\text{cm (t.g.)} = H_t$$

$$R(\text{Tabela de 1966}) = 10\text{cm CBUQ } (K_R = 2,0) \text{ em termos geométricos (TG)}$$

$$B' = 29,0 - R \cdot K_R = 29,0 - 10,0 \times 2,0 = 9,0\text{cm (t.g.)} \rightarrow B \geq 9,0\text{cm } (K_B = 1,0)$$

$$\text{SB}' = H_t - 29,0 = 57,0 - 29,0 = 28,0\text{cm} \rightarrow \text{SB} \geq 28,0\text{cm } (K_{\text{SB}} = 1,0)$$

$B + \text{SB} \geq 37,0\text{cm (TG)}$, como $B = 9,0\text{cm}$ é considerado insuficiente preferiu-se considerar $B = 20,0\text{cm}$ e $\text{SB} = 20,0\text{cm}$; $B + \text{SB} > 37\text{cm}$.

Tem-se, assim: $R = 10,0\text{cm}$ - $B = 20,0\text{cm}$ - $\text{SB} = 20,0\text{cm}$.

Verifiquemos pelo Método Racional (com o ELSYM 5) se a espessura arbitra da de $R = 10,0\text{cm}$ de CBUQ é satisfatória, através do

Exemplo Numérico 3

O ELSYM 5 (Fig.9) nos dá as tensões σ e as deformações ϵ horizontais na face inferior do Revestimento de espessura variável h , nas direções X e Y , assim como a *deformação elástica vertical* ϵ_v na superfície do Subleito (quanto maior seu valor e o número de suas repetições N maior será a *deformação permanente* (despreza-se aqui as deformações das outras camadas). A Curva de Fadiga da Fig. 10 foi obtida no Laboratório especialmente para o CBUQ a ser usado (no caso modificado pelo Polímero $P_2^{(7)}$), tendo-se encontrado para $N(\text{AASHTO}) = 10^7 \rightarrow \epsilon_{\text{lim}} = 190 \times 10^{-6} = 1,9 \times 10^{-4}$.

Como esse Ensaio de Fadiga (vigota) foi realizado no estado simples de tensão $\sigma = \epsilon \cdot E \rightarrow \sigma_{\text{lim}} = 1,9 \times 10^{-4} \times 14.560\text{kgf/cm}^2 = 2,8\text{kgf/cm}^2$.

Examinando-se as 8 configurações da Fig. 9 ($\sigma_x, \sigma_y, \epsilon_x, \epsilon_y$) nos pontos de análise P e P', encontra-se a situação mais desfavorável para ϵ_y no ponto P (sob a carga), que indica $\rightarrow 5,4\text{cm} \geq h \geq 14,7\text{cm}$.

Observa-se que a espessura $h_R = 10,0\text{cm}$ indicada pelo Método DNER / 66 está na zona proibida, indicando que o Revestimento não vai durar as $N = 10^7$ solicitações requeridas.

ESTRUTURA 6

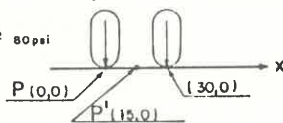
CAP. A + POLÍMERO P₂

$E_n = 14.560$	$\mu = 0,30$	hr VARIÁVEL
$E_a = 4.000$	$\mu = 0,35$	20 cm
$E_{ab} = 2.000$	$\mu = 0,35$	20 cm
$E_{SL} = 700$	$\mu = 0,45$	

CBR = 7 %

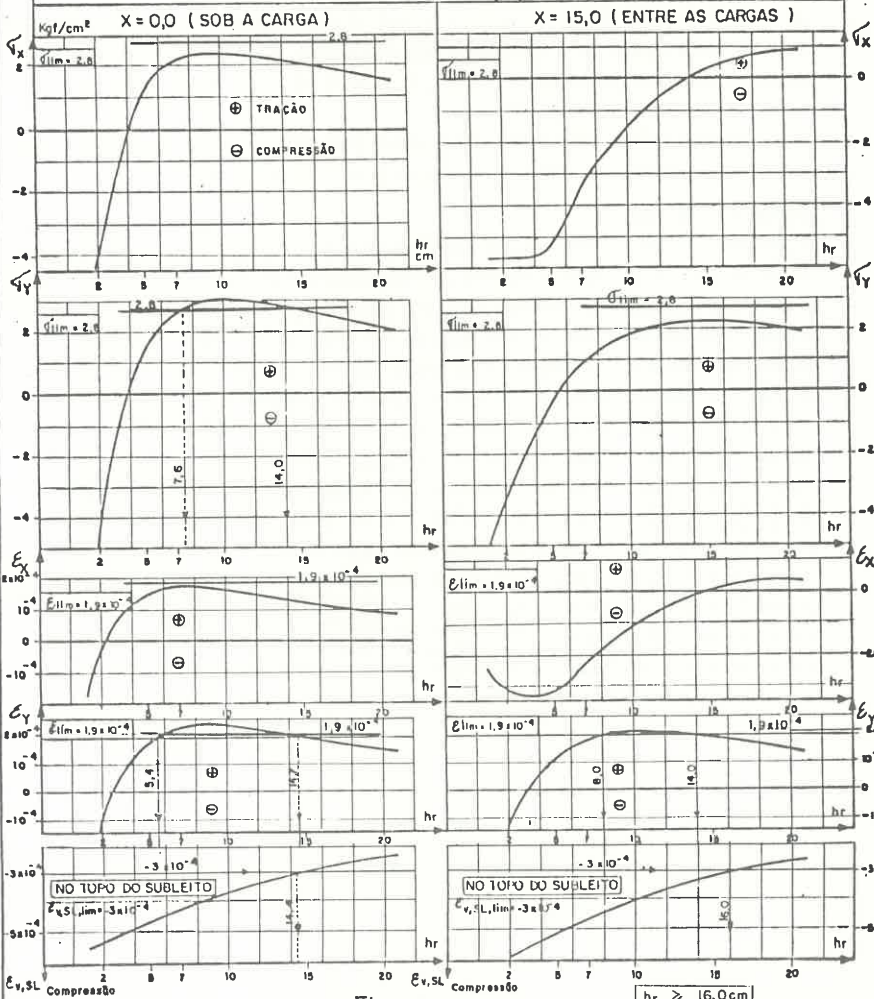
Cargas em (0,0) e (30,0)
2.050 kgf/cm² 2.050 kgf/cm²

p = 7,6 kgf/cm² 80 psi



PROGRAMA ELSYM-5

P (C_y) : 5,4cm ≥ h_r ≥ 14,7cm



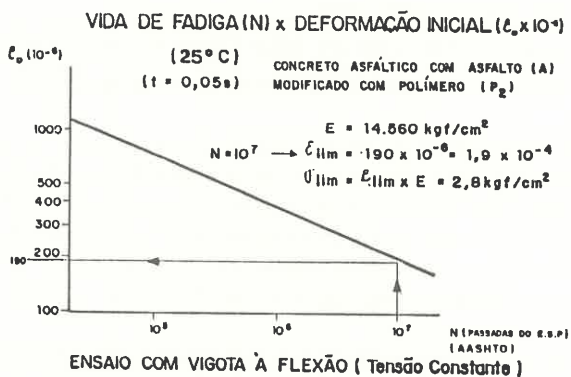


Fig. 10

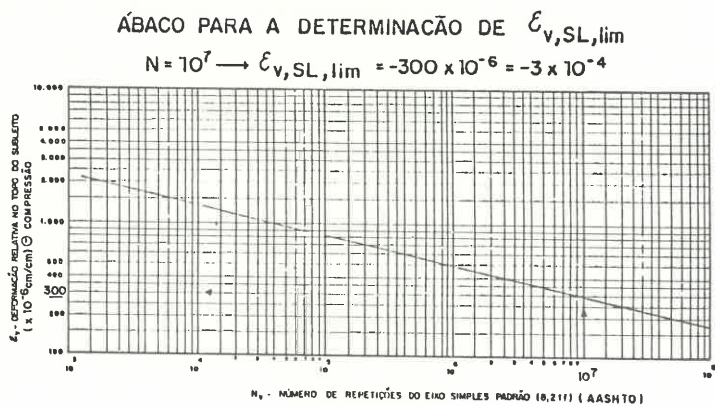


Fig. 11

Nota - Nas Figs. 10 E 11 deve-se usar o N (AASHTO).

A Fig. 11⁽⁷⁾, por sua vez, fornece o ϵ_v limite compatível com N(AASHTO) = $10^7 \rightarrow \epsilon_{v, \text{lim}} = 300 \times 10^{-6} = 3 \times 10^{-4}$ que conduz a situação mais desfavorável no Ponto P' (entre cargas) $\rightarrow$ Fig. 9 $h \geq 16,0\text{cm}$.

Pelo Método Racional, tem-se então que:

- a) Para evitar o *precoce rompimento por fadiga* deve-se ter $5,4\text{cm} \geq h > 14,7\text{cm}$.
- b) Para evitar *deformações permanentes excessivas* deve-se ter $h \geq 16,0\text{cm}$.

Como não se tem experiência no Brasil com a curva da Fig. 11 (que dá resultados considerados excessivos), e como a experiência brasileira consagrou o Método DNER (66) para tráfego pesado no que diz respeito a *proteção ao Subleito*, Humberto Santana e Paulo propuseram⁽⁸⁾ um Método híbrido - usar o Método DNER/66 verificando a espessura do *Revestimento* (ou de outra *mada coesiva*) como no Exemplo Numérico 3 (*Método de Santana e Gontijo*).

Nossa solução para o *Exemplo Numérico 3* é considerar $h_R = 5,0\text{cm} < 5,4\text{cm}$ e considerar a *Base* com CBR $\approx 100\%$ (Brita Graduada) para sua proteção.

O Módulo E = 14.560kgf/cm² do CBUQ foi obtido no Laboratório, e os demais estimados, assim como os Coeficientes de Poisson μ .

A maior dificuldade dos *Métodos Racionais* é a obtenção do E das Misturas Asfálticas que variam muito com a temperatura e a velocidade de aplicação das cargas.

4. O POLEMICO CONCEITO DE ESTRADA DE BAIXO CUSTO

O conceito de *Obra de Engenharia* já traz embutida a condição de ser econômica, pois não se poderia pensar em construir mais caro se pode-se obter o mesmo padrão com um custo menor. A Definição resumida que apresentamos sobre Pavimento já inclui essa obrigação.

Poder-se-ia apelar somente para o conceito de *custo inicial*, o que não teria muito sentido. Por exemplo, na pavimentação de uma estrada de tráfego muito pesado projetou-se para 25 anos ($N_{25} = 4 \times 10^8$ - DNER/66) um Pavimento Rígido e como uma alternativa (absurda) um Tratamento Superficial Duplo, conforme Fig.12.

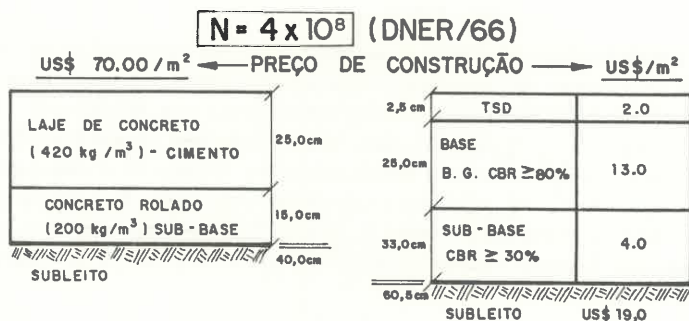


Fig. 12

O custo de construção (inicial) para cada uma das Seções da Fig.12 é respectivamente US\$ 70 e 19/m² (Fig.12), sendo o Pavimento de Concreto 70/19 = 3,7 (270%) mais caro que o Pavimento de TSD. Entretanto, não se pode considerar aqui que o TSD seja de *baixo custo*, pois ele iria durar cerca de 6 meses, com 49 Restaurações ao longo dos 25 anos. Como cada Restauração (1/3 da Base + TSD) custa US\$ (13.00/3) + 2.00 = 6.30 ter-se-ia um custo final de US\$ 19.00 + 49 x 6.30 = US\$ 327.70. Não considerando o custo operacional proveniente das interrupções da Restauração e nem o custo de conservação durante os 25 anos de vida do Concreto (supostos iguais, hipótese favorável ao TSD), tem-se que:

O Pavimento de TSD é $\frac{327.70}{70.00} = 4,7$ (370%) mais caro que o de Concreto.

É evidente que essa Rodovia não pode ser considerada pavimentada com TSD, evidenciando que o conceito de Rodovia Pavimentada é relativo.

No exemplo dado, o Pavimento de TSD não é de *baixo custo*. Entretanto, como a *Mecânica dos Pavimentos* prevê e a *Experiência* confirma que um TSD (2,5cm) sobre um suporte muito resiliente (muito elástico) *dura mais* que 8cm de CBUQ (o mais nobre dos Revestimentos de Asfalto), pode-se dizer que - O Pavimento de TSD é de *baixo custo*.

Se nas Rodovias Federais Brasileiras as Especificações do DNER para *8a* *ses Granulares* impedirem o uso de *Solos Lateríticos* como Base de Pavimentos por não satisfazerem a *Granulometria*, *LL* e *IP*, obrigando às vezes o emprego de *Brita Graduada*, *Solo-Brita* ou de *Solos com alta distâncias de transporte* e, devido a pressão de técnicos rodoviários brasileiros que reconhecem a alta qualidade de *Solos Lateríticos*, o DNER criar novas Especificações (DNER-ES-P 10-71e DNER-DT-P 07-91) então, obteve-se uma *solução de baixo custo*.

Se, reconhecendo-se que o Brasil é um país tropical, com solos de comportamentos diferentes de europeus e norte-americanos, cria-se para o país (J.Nogami e D. Villibor) uma nova Metodologia - a *Metodologia MCT* (*Miniatura, Compactado, Tropical*) que, envolvendo uma classificação de *Solos Tropicais*, novos Ensaio e Especificações - permite o emprego, a té então inimaginável, de *Solos Finos Lateríticos* como Base de Pavimentos com Tráfego Leve a Médio ($N - DNER \leq 5 \times 10^6$) e de *Solo Laterítico - Brita Descontínua* com Tráfego Pesado ($5 \times 10^6 < N \leq 5 \times 10^7$), tem-se uma *Solução Geral de Baixo Custo*.

Cada vez mais se firma em nosso meio rodoviário a conceituação de que *baixo custo* envolve: o máximo emprego possível de materiais locais e tecnologia nativa, desobrigando-se da adoção de técnica estrangeira com a finalidade precípua da obtenção de pavimentos bons e baratos de rodovias com tráfego não muito pesado.

Faz-se agora duas importantes observações:

- os termos *nativa* e *estrangeira* podem ser entendidos tanto em *nível nacional* como em *nível regional* (o Brasil tem 8.500.000km² de área). Nada impede que Regiões, Estados e mesmo Municípios criem suas próprias *tecnologias de baixo custo*.

A noção de *baixo custo* em engenharia geralmente implica na noção de obras mais modestas. Por exemplo, na Implantação da Rodovia Belém - Brasília usou-se Pontes de Madeira com materiais e tecnologia regionais. Por outro lado, não tem sentido querer-se empregar essa terminologia numa Ponte tipo Rio - Niterói. Assim, convém excluir o tráfego muito pesado ($N - DNER > 5 \times 10^7$) do conceito de Pavimento de Baixo Custo.

Sugerimos a seguinte definição geral para Pavimentos de Baixo Custo, em termos de tentativa:

PAVIMENTO DE BAIXO CUSTO -

"É o Pavimento projetado para um tráfego limitado, onde se maximiza o uso de materiais locais com o emprego de tecnologias que traduzam a experiência obtida na Região abrangente, ou, em Regiões com condições gerais semelhantes, de modo a se obter um resultado técnico e economicamente satisfatório".

Gostaríamos que tal sugestão fosse debatida, enfocando seus pontos fracos, como por exemplo - o que se deve entender por *tráfego limitado*; vale a pena quantificar esse limite?

Aproveitando a oportunidade, solicitamos também contribuições e sugestões para os demais itens desse trabalho.

Meu endereço é:

Humberto Santana

Av. Santos Dumont, 1343 - 19 Andar - CEP: 60.150-160

Telefones (085) 2315529 e (085) 2315147

Fax: (085) 2315276

Fortaleza - Ceará

5. A MECÂNICA DOS PAVIMENTOS DE BAIXO CUSTO

5.1. INTRODUÇÃO

A Mecânica dos Pavimentos de Baixo Custo (MPBC) tem como objetivo analisar o comportamento estrutural dos chamados Pavimentos de Baixo Custo (PBC) sob o ponto de vista da elasticidade, levando em conta os fatos teóricos e experimentais que os embasam e os norteiam.

5.2. EMBASAMENTO TEÓRICO

A Teoria da Elasticidade nos mostra um fato teórico muito importante, traduzido pela Fig. 13 que revolucionou o Dimensionamento dos Pavimentos, principalmente no que diz respeito ao Dimensionamento dos Revestimentos Asfálticos e consequentemente o de todas as camadas fortemente coesivas. Com efeito, as camadas asfálticas e cimentadas resistem muito mais à compressão do que à tração. Após um certo número N de repetições das cargas há o rompimento por fadiga à tração na flexão, sendo N função decrescente da relação σ/σ_{lim} .

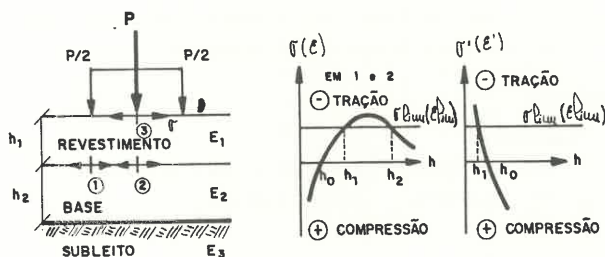


Fig. 13

Como já se salientou, as espessuras de Revestimento de CBUQ *tabela* das caem quase sempre no intervalo proibido $h_1 - h_2$. O valor de σ_{lim} (ϵ_{lim}) é obtido de curvas de fadiga do material correspondente. Note-se que abaixo da espessura h_0 (geralmente $h_0 \leq 5,0\text{cm}$) o Revestimento trabalha a tração.

É importante considerar o *pavimento teórico* carregado com *roda dupla* pois podem se desenvolver altas tensões de trações no ponto 3 (sua superfície superior entre rodas). Pode ser perigoso, inclusive para *Tratamentos Superficiais* sobre Bases Granulares de muito pequena espessura conforme se mostrará adiante.

A Fig. 13 nos lembra uma boa indicação de como devem ser constituídos os Revestimentos dos PSC: baixos módulos E com baixos h. Assim, o TSD - Tratamento Superficial Duplo (ou Triplo) constitui o Revestimento por excelência para os BPC.

Pela Fig. 4 viu-se que *quanto mais flexível* um Revestimento menor espessura pode ter, pois praticamente não apresenta *fadiga à tração* na flexão. Em princípio, não se deve usar nunca uma *Camada Rígida* num BPC. No máximo, uma *Camada Semi-Rígida* (por exemplo, de *Concreto Polido Rolado* em Pavimentação Urbana. Para as outras Camadas de BPC o ideal é o uso de *Camadas Granulares* (sem nenhum aditivo).

Recordemos rapidamente como as *Camadas Granulares* transmitem os esforços quando em trabalho no Pavimento⁽¹⁰⁾, com auxílio da Fig. 14 auto-explicativa, apresentada a seguir. As tensões se propagam através das pequenas áreas de contacto, havendo a diluição de pressões verticais devido a sua espessura. É interessante notar que, se *não há coesão* o material *não pode resistir à tração*. Ora, a Teoria Elástica indica que são despertadas tensões de tração nas Camadas Granulares quando em trabalho no Pavimento, pois ela admite que se trata de um material *contínuo, homogêneo e isotrópico*.

O que acontece é que os grãos do material rolam uns sobre os outros, podendo: a) *rolar sem deslizar* - provocando *deflexões reversíveis* (medidas com a *Viga Benkelman*, por exemplo); b) *rolar com deslizamento* - a força de atrito trabalha, há perda de energia, provocando as *deformações permanentes*.

TRANSMISSÃO DE ESFORÇOS NUM MEIO GRANULAR
($\approx PMF_A / PMF_S D$)

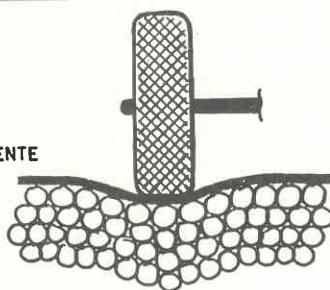
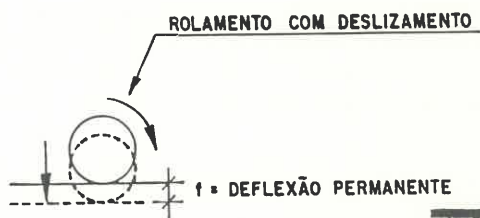
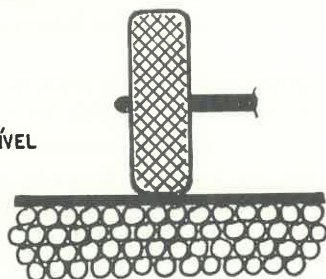
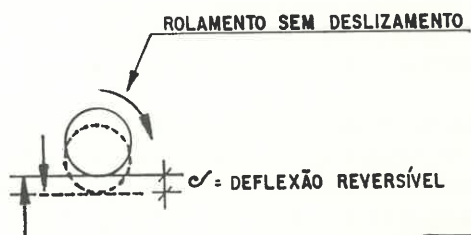
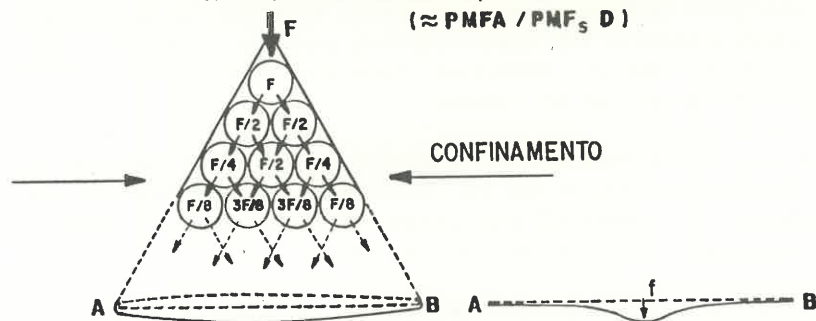


Fig. 14

O que acontece nas deformações permanentes é que há um rearranjo dos grãos que passam a ter uma nova configuração, formando-se as sim as trilhas de roda e as irregularidades longitudinais.

Havendo apenas atrito interno a força confinante é muito importante, sendo dada pela massa que envolve o cone de transmissão de esforços (Fig. 14). É pois favorável um carregamento com forte pressão e grande área de contacto (ou seja cargas elevadas), que vai aumentar a tensão normal no fenómeno de atrito.

Na Fig. 16 recorda-se um princípio da Mecânica dos Corpos Rígidos - no rolamento sem deslizamento a força de atrito não trabalha.

Convém insistir no fato de que os resultados dados pela teoria de Burmister/Boussinesq são apenas aproximados para os materiais tipo granular (inclusive os Macadames Betuminosos e os Prê-Misturados A bertos e Semi-Densos), pois as linhas de força passam obrigatoriamente pelos pontos de contacto entre os grãos. Os materiais tipo granular falham não por fadiga a tração na flexão mas sim por importantes deformações permanentes.

Voltando ao confinamento, observa-se que os Módulos E (de Resiliência ou Deformação) dos materiais tipo granular são função crescente da tensão confinante, a qual diminui muito com a profundidade da Camada, daí ser muito perigoso se usar Camadas Coesivas de pequena espessura sobre camada espessa de material granular. (E médio baixo - material muito resiliente). A Camada Coesiva delgada vai apresentar altas deflexões reversíveis, fortes tensões de tração com o rompimento por fadiga (trincas couro de crocodilo) com baixos N, o que não acontece com a Camada Granular (Fig. 15).

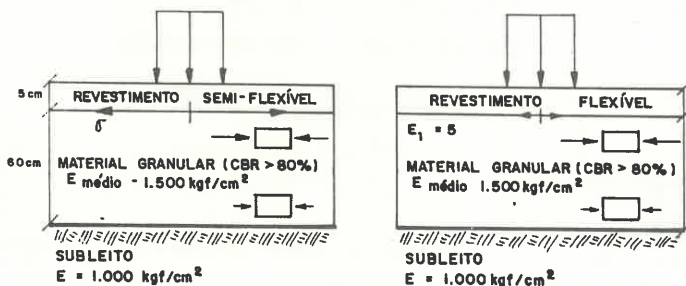
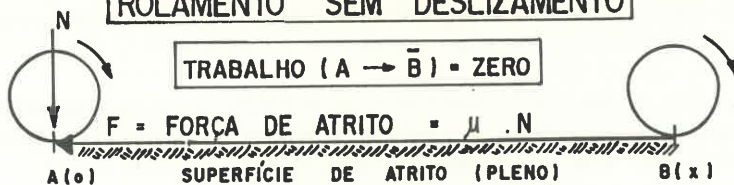
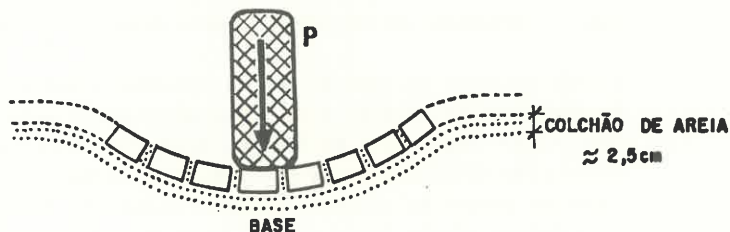


Fig. 15

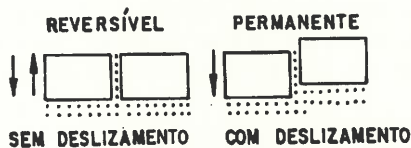
ROLAMENTO SEM DESLIZAMENTO



$$\tau = \int_0^x F \cdot dx = F \cdot x = 0$$



DEFLEXÃO



TIPOS DE TRAVAMENTO

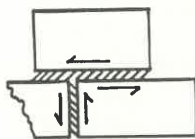


Fig. 16

Como se sabe, o ELSYM 5 trabalha com a hipótese na qual o módulo E é o mesmo para todos os pontos de uma mesma camada (elasticidade de linear), o que não acontece na Fig. 15. Existem Programas, como por exemplo o FEPAVE 2 (também da Universidade de Berkley - Califórnia - USA), onde o emprego dos elementos finitos pode-se fazer variar E de ponto para ponto. Numa análise futura complementar utilizaremos este Programa na MPBC.

Os Blocos Pré-Moldados (Calçamentos), que usualmente funcionam como Revestimentos e que, com recapeamentos, podem funcionar também como Base ou mesmo Sub-base, se portam de certo modo como uma Camada Mono-Granular no que se refere à transmissão dos esforços. São pavimentos que funcionam por Intertravamento de Fricção e no caso de Blocos de Concreto também por Ação de Cunha e Intertravamento Geométrico que dependem muito do formato dos Blocos (Ver Fig. 16 adiante)

Os Calçamentos, que constituíram os primeiros BPC, tem um comportamento que permite seu dimensionamento com o Método CBR estendido aos Pavimentos Semi-Flexíveis (com Coeficientes Estruturais K), embora não seja apropriado defini-los como tais ⁽¹⁰⁾.

Apresenta-se na Fig. 17 a seguir, uma análise do Pavimento constituído por um TSD sobre uma Base Granular, a prima-dona dos BPC. Observa-se que:

- a) apoiado diretamente no Subleito (CBR = 10%) apresenta uma elevada tensão de tração ($\sigma = 5,1 \text{ kgf/cm}^2$) no ponto O'(1), que certamente destruirá o TSD e conseqüentemente o Pavimento em muito pouco tempo;
- b) colocando-se uma Base (CBR = 80%) de $h = 2,5 \text{ cm}$ é reduzida no TSD ($\sigma = 2,7 \text{ kgf/cm}^2$) mas aparece na Base uma forte ($\sigma = 4,1 \text{ kgf/cm}^2$) no ponto O(2);
- c) uma Base de $h = 5,0 \text{ cm}$ reduz mais ainda a tensão no TSD em O'(1) ($\sigma = 0,6 \text{ kgf/cm}^2$) e aumenta na Base O(2) ($\sigma = 4,9 \text{ kgf/cm}^2$);
- d) uma Base de $h = 12,5 \text{ cm}$ faz desaparecer a tensão σ no TSD e reduzir para $\sigma = 3,5 \text{ kgf}$ a tensão na Base em O(2);
- e) uma Base de $h = 27,5 \text{ cm}$ tem sua tensão reduzida para $\sigma = 1,7 \text{ kgf/cm}^2$, que passa a se manifestar em O'(2), sem σ no TSD;

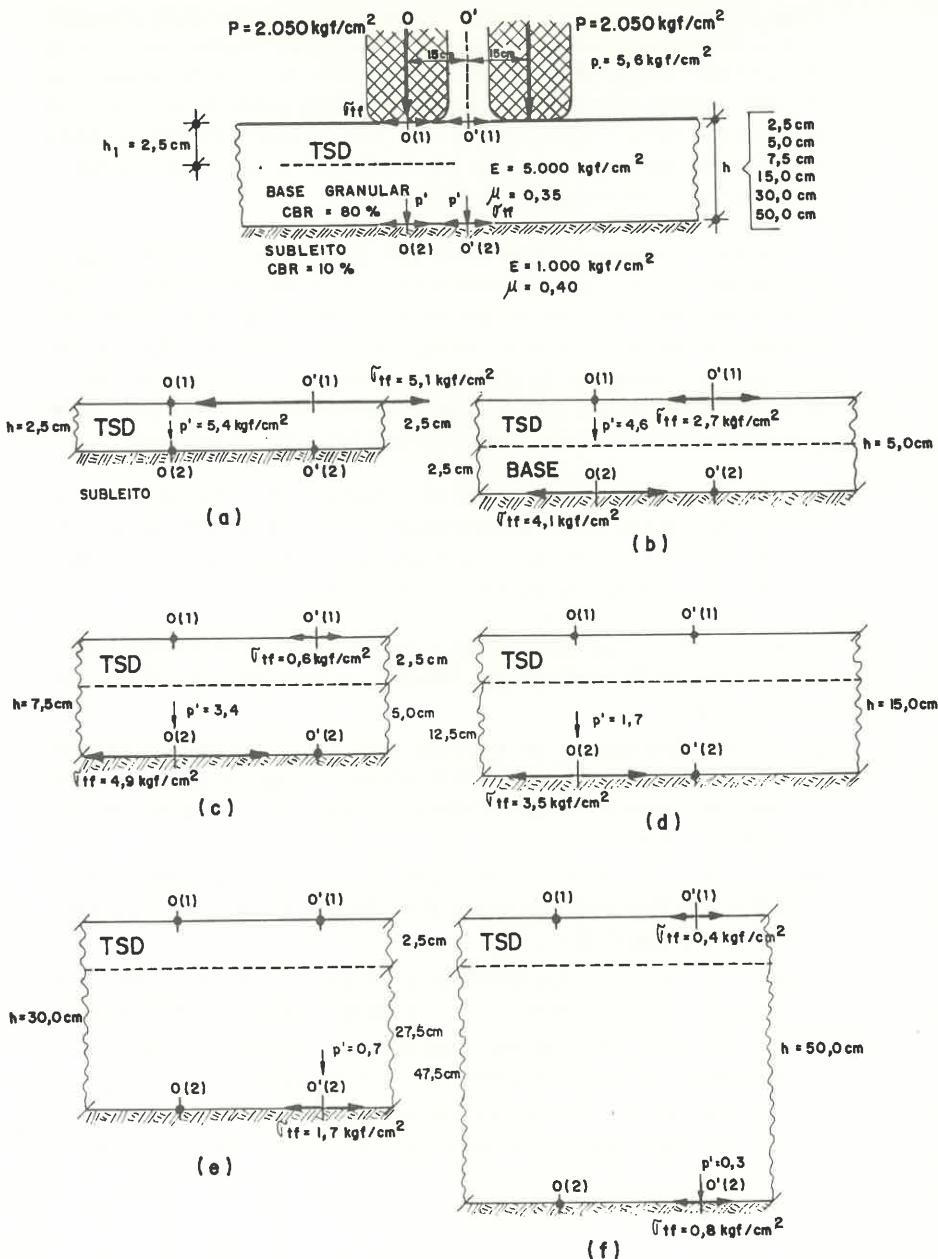


Fig. 17

f) finalmente, uma Base de $h = 47,5\text{cm}$ reduz a tensão na Base para o pequeno valor de $\sigma = 0,8\text{kgf/cm}^2$ e aparece uma pequeníssima tensão no TSD em O' (1) de $\sigma = 0,4\text{kgf/cm}^2$.

Vê-se que a situação e já é bem satisfatória, podendo-se mesmo dividir a Base em: $B = 15,0\text{cm}$ e $SB = 15,0\text{cm}$ ($\text{CBR} \geq 20\%$).

É interessante notar que, teoricamente, aparecem fortes tensões de tração σ na Base que vão provocar as deformações permanentes, baixando o valor do PSI em um tempo relativamente pequeno. Por isso, tais tipos de Pavimento não duram geralmente mais de 12 anos ($\text{PSI} = 2,0$).

A título de ilustração, comparamos na Fig. 18 um Pavimento do tipo estudado na Fig. 17, um caso de Solos não Lateríticos com um de Solos Lateríticos (na Base, Sub-base e Subleito). Observemos que os Solos Lateríticos têm, de um modo geral, Módulos E mais elevados que os Não Lateríticos. As vantagens dos Solos Lateríticos é evidente..

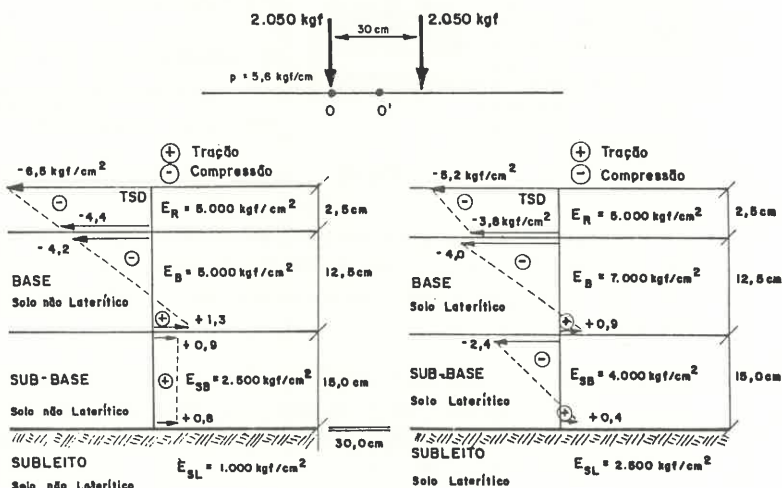


Fig. 18

5.3. EMBASAMENTO EXPERIMENTAL

Existem vários fatos notáveis que serviram de embasamento para o estágio do atual conhecimento que temos dos BPC. Para não estender mais ainda o trabalho vamos nos limitar apenas a citação de quatro deles.

- a) O Pavimento dos Romanos - os romanos, alguns séculos a.C. aplicaram os princípios da Mecânica dos Solos na construção de seus Pavimentos, sendo a *Via Ápia* o exemplo mais citado⁽¹⁰⁾.

Foi usado o princípio da superposição das camadas, mostrando-se na Fig. 19 um típico Pavimento Romano, que deu origem aos nossos Calçamentos - o pioneiro dos BPC.

PAVIMENTO COM CALÇAMENTO (ROMANO)

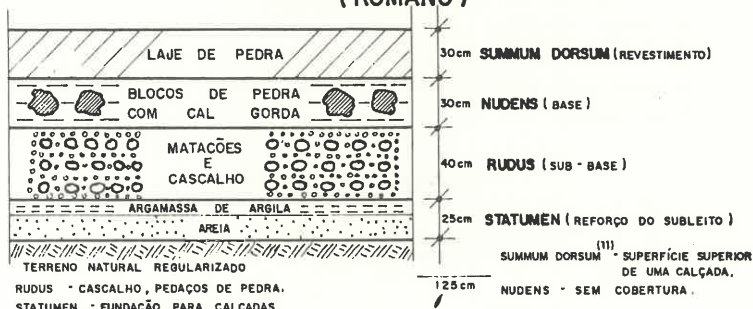


Fig.19

- b) A verificação do excelente comportamento dos Tratamentos Superficiais, Macadame Betuminosos e dos Prê-Misturados Abertos (A) e Semi-Densos (Sd), que ultrapassou todas as expectativas e convenceu os mais céticos.
- c) A utilização de Solos Finos Lateríticos, com a Metodologia MCT (Mini-Compactado - Tropical) de J. Nogami e D. Villibor, que sem dúvida é a maior contribuição sobre o assunto, que será discutido em outra parte desta Reunião.
- d) um processo de Estabilização Betuminosa de Revestimentos Primários de nossa autoria, que será também discutido nessa Reunião.

6. CONCLUSÕES

- a) A *Mecânica dos Pavimentos de Baixo Custo* pode ajudar muito na Conceituação e no Projeto dos Pavimentos de Baixo Custo.
- b) Faz-se necessário uma concentração de esforços dos Técnicos Rodoviários no sentido de desenvolver a *Mecânica dos Pavimentos de Baixo Custo*, com a aplicação de outros tipos de Programas Computacionais além do ELSYM 5, assim como uma intensificação das pesquisas para a determinação dos Módulos E de Solos Lateríticos, e nas determinações de E e de Curvas de Fadiga nos Pré-Misturados Abertos e Semi-Densos.
- c) A Metodologia MCT é sem dúvida a maior contribuição brasileira para a Pavimentação de Baixo Custo em Regiões Tropicais.

B I B L I O G R A F I A

- 1) "Terminologia e Classificação de Pavimentação" - Terminologia Brasileira - TB-7 - 1953
- 2) "Avaliação Subjetiva de Pavimentos" - DNER - PRO 07-78 - 1978
- 3) "Avaliação Objetiva da Superfície de Pavimentos Flexíveis e Semi-Rígidos" - DNER - PRO 008/87 - 1987
- 4) "Manual de Pavimentos Rígidos" - IPR/DNER - 1989
- 5) "Método de Projeto de Pavimentos Flexíveis" - Murillo L. de Souza - Divisão de Conservação e Pavimentação DNER/MVOP - 1961
- 6) "Método de Projeto de Pavimentos Flexíveis" - Murillo L. de Souza - DNER/MVOP - 1966
- 7) "Manual de Pré-Misturados a Frio" - Humberto Santana - Instituto Brasileiro do Petróleo - IBP, Comissão de Asfalto - Rio de Janeiro 1992
- 8) "Evolução dos Métodos de Projeto, Avaliação e Reforço de Pavimentos Asfálticos no Brasil" - Humberto Santana, Conferência proferida no 2º Simpósio Internacional de Avaliação de Pavimentos e Projeto de Reforço - ABPv - Rio de Janeiro 11 a 15 de Setembro de 1989 (Anais - Volume II)
- 9) "A Tendência Atual do Dimensionamento dos Pavimentos Flexíveis Rodoviários no Brasil" - Humberto Santana e Paulo R. A. Gontijo - 20ª RAPv - ABPv - Fortaleza, 1985
- 10) "A Filosofia dos Calçamentos na Pavimentação Urbana" - Humberto Santana - ABPv - 4ª RPU - Maceió - 29/09 a 01/10/1993

**27ª REUNIÃO ANUAL DE
PAVIMENTAÇÃO**
Teresina, PI, 7 a 12 novembro, 1993

**O PROJETO ESTRUTURAL DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS E A DOSAGEM DE
MISTURAS ASFÁLTICAS**

LAURA M. G. MOTTA, DSc
Jacques de Medina, MSc, LD
Raquel C. Scalco, Eng^a Civil

Programa de Engenharia Civil, COPPE/UFRJ
Centro de Tecnologia, CP 68506, Rio de Janeiro, RJ
CEP 21945-970; tel (021)290-1730; FAX (021) 290-6626

O PROJETO ESTRUTURAL DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS E A DOSAGEM DE MISTURAS ASFÁLTICAS

**LAURA MOTTA
JACQUES MEDINA
RAQUEL SCALCO**

Resumo

Indica-se a necessidade de modificar o método atual (Marshall) de dosagem de misturas asfálticas. Uma enquete entre laboratórios mostrou a diversidade de procedimentos de preparação das misturas, compactação e desmoldagem dos corpos de prova. Propõe-se a dosagem de modo a obter uma determinada resistência à tração estática e, enquanto os laboratórios não se aparelharem adequadamente, utilizar correlações desta com módulo resiliente. Este seria o parâmetro fundamental da mistura e não mais a estabilidade Marshall e a fluência. Apresentam-se resultados de pesquisa sobre a durabilidade das misturas asfálticas que refletem a intemperização dos ligantes asfálticos e o acompanhamento de alguns trechos experimentais.

Introdução

O dimensionamento de pavimentos flexíveis pelo método empírico do CBR, admite, a priori, a escolha de uma espessura de revestimento em função do número N de repetições de cargas de eixo padrão de 80 kN (Souza, 1966, 1979). Estipulam-se um tipo de material e espessuras mínimas, sem, no entanto, definir claramente que exigências serão feitas para cada um destes materiais, admitindo-se que se respeitem as especificações de serviços respectivos. Ou seja, historicamente, o dimensionamento estrutural e a dosagem da mistura têm sido considerados passos independentes no projeto de pavimentos flexíveis.

Motta e outros (1992) mostram que este procedimento pode levar a estruturas com vida de fadiga bem diferentes entre si, para um mesmo dimensionamento, por não se levar em conta as reais características das misturas, dosadas com diferentes ligantes e faixas granulométricas.

O procedimento de dimensionamento racional é que permite compatibilizar os materiais a serem empregados em cada camada, tanto em espessura quanto em características de deformabilidade.

Até hoje, a dosagem vem sendo feita considerando somente a Estabilidade e a Fluência, com valores admissíveis que são empíricos e defasados em relação aos atuais ligantes e técnicas construtivas. Estes parâmetros não são adequados para uma utilização racional, pela dificuldade de interpretação teórica do estado de tensões gerado no ensaio Marshall, em que são obtidos.

A evolução do dimensionamento de pavimentos, de modo a alcançar níveis de confiabilidade adequados, com a garantia da qualidade necessária, exige que se progrida no projeto da mistura asfáltica.

Algumas considerações preliminares devem estar presentes:

- de uma forma geral, o revestimento é a única camada do pavimento flexível "construída" pelo homem, ou seja, tem-se a liberdade de escolha dos materiais e de controle da combinação dos mesmos, de modo a se obter as características adequadas.
- o ligante asfáltico é um material de construção que pode ser especificado e controlado; tem uma alta responsabilidade no desempenho da mistura, já que determina seu comportamento mecânico, embora a proporção de ligante na mistura seja pequena (em geral 4 a 8% em peso).
- embora o revestimento represente de 10 a 20% da espessura total do pavimento, tem ele grande responsabilidade na definição da vida útil da estrutura, esta sendo considerada como um todo.

A vida de serviço dos pavimentos revestidos com misturas betuminosas não é grande: de 10 a 20 anos. Para prolongar-lhes a vida há que se aplicar teorias que envolvam as características das misturas asfálticas,

melhorar a qualidade dos ligantes agregados a liler mineral, aperfeiçoar práticas de preparação e compactação das misturas e, por fim, cuidar da implantação de um controle efetivo de campo.

As solicitações das misturas

O pavimento é uma estrutura em camadas sujeita a tensões e deformações, provenientes do tráfego e do clima.

As tensões provenientes dos veículos provocam, de uma forma simplificada, dois tipos de solicitação:

- flexão - responsável pelas deformações elásticas ou reversíveis que, repetidas, provocam o trincamento por fadiga do revestimento.
- compressão - responsável pelas deformações plásticas ou permanentes, que, acumuladas ao longo do tempo, provocam o afundamento das trilhas de roda.

Na sua concepção inicial simplificada, o pavimento verdadeiramente flexível é o que tem sua vida útil determinada somente pelo acúmulo de deformações permanentes do subleito, já que as camadas do pavimento se deformariam elasticamente como se fossem uma única camada.

No outro extremo, o pavimento rígido, concebido como apoiado no subleito elástico ou constituído por molas verticais paralelas (modelo Winkler), funcionaria como uma placa que absorve todos os esforços provenientes de sua flexão e que podem determinar a ruptura da placa à fadiga (flexão-tração).

Na prática, um pavimento pode assemelhar-se bastante a essa concepção de pavimento flexível se o revestimento for um tratamento superficial simples. Nos procedimentos empíricos de dimensionamento pelo CBR e dosagem de misturas segundo Marshall, não fica definida esta limitação. Assim é que, todos os pavimentos com revestimentos de misturas asfálticas são chamados de "flexíveis", e dimensionados levando-se em conta somente as deformações permanentes.

Hoje no Brasil, é cada vez mais comum o uso de ligantes mais duros e de camadas asfálticas mais espessas, conduzindo a estruturas que não podem ser consideradas literalmente como flexíveis. O defeito estrutural que leva à ruína a maioria dos pavimentos brasileiros é o trincamento por fadiga, provocado pela flexão alternada e repetida, e esta não é considerada explicitamente no método de dimensionamento corrente, nem nos ensaios de controle dos materiais.

Quanto às deformações, deve-se levar em conta o fato comprovado de que nas estradas brasileiras, quando se tem cuidado com os processos construtivos e a drenagem, não há o que temer em relação a rupturas

por cisalhamento e deformações permanentes acumuladas excessivas. A análise pode centrar-se nas deformações elásticas e no modo como as cargas e as variações de temperatura influem na deformabilidade do revestimento e na sua resistência à fadiga.

Para se ter um projeto de dimensionamento racional é necessário que os ensaios de caracterização dos materiais permitam obter parâmetros coerentes com as hipóteses de trabalho.

Neste sentido, os ensaios de carga repetida de determinação do módulo resiliente e de fadiga de misturas asfálticas, devem ser obrigatórios nos projetos racionais, por reproduzirem melhor o estado de solicitações gerado no campo.

Propriedades das misturas asfálticas

As misturas asfálticas apresentam vantagens e desvantagens em relação ao concreto de cimento portland, a saber:

Vantagens:

- 1) A resistência mecânica alia-se certa plasticidade e capacidade de se deformar elasticamente, acomodando-se melhor aos defeitos que surgem, sem prejuízo do conforto ao rolamento.
- 2) São simples de preparar e colocar na pista, permitindo a mecanização extensa e a abertura ao tráfego quase que logo após a compactação.
- 3) As operações de reforço e de reparos repetidos são simples, fáceis e rápidas.
- 4) É possível obter superfícies regulares e niveladas e de aderência adequada dos pneus.
- 5) A superposição a pavimentos antigos não apresenta dificuldades.

Desvantagens:

- 1) O envelhecimento do ligante asfáltico faz variar o comportamento mecânico da mistura com o tempo.
- 2) É muito susceptível às variações de temperatura ambiente, que afetam sua rigidez.
- 3) Não tem, usualmente, vida útil longa e carece de manutenção rotineira e freqüente após o surgimento dos primeiros defeitos, o que onera os custos de manutenção.
- 4) É atacado por derrames de combustível (querosene) dos aviões, nas pistas de aeroportos.

As propriedades que as misturas asfálticas devem apresentar a fim de resistem aos esforços do tráfego e ação climática, conforme definidas por Monismith, já em 1961, são:

- a) Estabilidade - capacidade que tem a mistura de deformar-se (plasticamente) pouco sob a ação das cargas; depende do atrito entre agregados e da viscosidade do ligante betuminoso.
- b) Durabilidade - capacidade de resistir à intemperização e à ação abrasiva do tráfego.
- c) Flexibilidade - capacidade de acomodar-se às deformações das camadas subjacentes e de resistir à fadiga sob a repetição de cargas.
- d) Resistência à derrapagem - capacidade de a superfície oferecer resistência de atrito suficiente aos pneus, de modo que os veículos possam parar, quando frenados, a distância razoável na pior condição possível de tempo.
- e) Impermeabilidade - capacidade de oferecer resistência à penetração e percolação da água.
- f) Trabalhabilidade - capacidade de a mistura ser colocada na pista e compactada com relativa facilidade, o que é corrente com os equipamentos mecanizados; porém quando aplicada manualmente a graduação do agregado pode tornar-se crítica.

Atualmente, poderiam ser destacadas ainda como primordiais, segundo os novos entendimentos da mecânica dos pavimentos, a resistência à fadiga e a resistência à fratura por variações térmicas a baixas temperaturas.

Na verdade, pode-se dizer que cinco fatores governariam o projeto da mistura por corresponderem às principais causas de defeitos que usualmente destroem as misturas asfálticas:

- deformação permanente (afundamentos)
- trincamento por fadiga
- trincamento por baixas temperaturas
- efeito da umidade
- envelhecimento

No presente trabalho destacam-se a durabilidade, a fadiga e a flexibilidade. As baixas temperaturas e suas consequências não são predominantes no país.

O método atual de dosagem da misturas do tipo Concreto Asfáltico

O método de dosagem atual considera valores recomendados de estabilidade, fluência e vazios. O que se percebe, no entanto, é que, embora exista uma norma de referência no âmbito federal (DNER -ME 43-64), e, generalizadamente nos órgãos estaduais, os procedimentos correntes de moldagem estão longe de serem uniformes nos diversos laboratórios, e em consequência os valores obtidos podem não ser equivalentes.

Uma pequena amostragem deste panorama foi conseguida através de uma enquete realizada pelos autores, durante os anos 91/92, junto a alguns laboratórios e empresas de órgãos públicos, selecionados aleatoriamente. De 25 questionários distribuídos, retornaram 11. Foram feitas perguntas orientadas para a moldagem padrão pelo método Marshall. Seguem-se algumas observações sobre as respostas:

a) quanto ao aquecimento do agregado

- 10 laboratórios responderam que aquecem toda a massa de agregado necessária para preparar um corpo de prova num mesmo tacho e 1 laboratório respondeu que aquece na estufa o agregado necessário para dois corpos de prova de cada vez.
- 4 laboratórios responderam que aquecem o agregado a 28 °C acima da temperatura determinada para o ligante, desde que esta soma seja menor que 177 °C.
- 7 laboratórios responderam que aquecem o agregado de 10 a 15 °C acima da temperatura determinada para o ligante, desde que a soma seja menor que 177 °C.
- um laboratório respondeu que aquece o agregado e o ligante igualmente na estufa, faz a mistura e esta permanece na estufa até que todos os teores estejam preparados, sendo que preparam 4 corpos de prova por teor.

b) quanto à misturação:

- 2 laboratórios dispõem de misturador mecânico, um da marca Soiltest e faz a misturação em 1 minuto, e, outro, da marca Hobart e faz a misturação em 3 minutos.
- 9 fazem misturação manual, com tempos variáveis:
 - até mistura homogênea - 3 respostas
 - 2 minutos - 3 respostas
 - 3 minutos - 2 respostas
 - 5 minutos - 1 resposta

O aquecimento da mistura se faz em fogareiro em 3 laboratórios e em bico de bunzen em 2 outros.

c) quanto à compactação:

c.1) compactação mecânica

- 6 responderam que dispõem de compactador mecânico, sendo 2 marca Marshall, 2 Soiltest, 1 Helvan e 1 não especificada a marca.
- as frequências dos golpes relatados foram:
75/minuto (1 resposta), 60/minuto (1), 49/minuto (1), variável (1).
- base: de concreto (2 respostas)
de madeira (3 respostas)
- quanto ao número de golpes em relação ao procedimento manual, responderam que aplicam o mesmo número 3 laboratórios, e que aplicam 60 golpes equivalentes aos 75 manual, 2 laboratórios.

c.2) compactação manual

- 5 laboratórios responderam que utilizam a compactação manual, com frequência de golpes de 87/minuto (1), 75/minutos (1) e 60/minutos (2).
- quanto à base de suporte do molde de compactação 1 laboratório usa madeira tipo peroba, 1 tipo eucalipto, 1 madeira de lei, 1 usa madeira sobre concreto e 1 usa base de concreto.

d) quanto à desmoldagem do corpo de prova

- 1 laboratório informou que faz a desmoldagem imediatamente, sem resfriamento algum.
- 6 laboratórios desmoldam após resfriamento parcial, definindo como tal:
2 horas após a moldagem (1 resposta)
colocando sobre água corrente e/ou ventilador (3 respostas)
quando for possível pegar o molde com a mão (2)
- 4 laboratórios responderam que esperam o resfriamento total para a desmoldagem, definindo como tal:
12 horas (2 respostas)
15 a 16 horas (1 resposta)
24 horas (1 resposta)

Este pequeno panorama do que ocorre nos laboratórios serve como base para algumas indagações sobre a homogeneidade, repetibilidade e reprodutibilidade dos resultados obtidos nos ensaios executados nos corpos de prova preparados de forma tão distintas. Talvez alguns destes fatores não conduzam a diferenças significativas, por exemplo, na estabilidade, mas enquanto não se demonstrar isto, pairam dúvidas.

Sabe-se que a dispersão dos resultados de Estabilidade e fluência é grande e já na elaboração do método Marshall nos padrões hoje conhecidos, o Corpo de Engenheiros dos EUA estabeleceu em 1948 que seriam necessários 10 corpos de prova, no mínimo, para se obter um resultado de estabilidade com tolerância de $\pm 10\%$ de dispersão entre os valores. Hoje faz-se, em geral, somente 3 corpos de prova por cada teor, aumentando-se esta dispersão.

Outros aspectos poderiam ser ainda comentados, tal como a composição granulométrica e sua influência na estrutura ou esqueleto mineral que se forma a cada composição e a cada compactação, mas não há espaço para tanto (ver, por exemplo, Coelho, 1992).

A questão fundamental é que, quando se pretende diminuir a variabilidade dos resultados e aumentar a repetibilidade e reprodutibilidade dos ensaios, é necessário padronizar de forma mais completa possível os procedimentos de preparação dos corpos-de-prova.

A proposta de se substituir o ensaio de Estabilidade pelo de Resistência à Tração Estática (Motta e outros, 1992), como ensaio de dosagem das misturas à quente, por ser um ensaio com melhor interpretação do estado de tensões atuantes e com melhor correlação com módulo de resiliência não precise da discussão anterior. Pelo contrário, reforça-a.

A dosagem proposta

No dimensionamento racional de pavimentos com revestimentos asfálticos, conforme roteiro final proposto por Motta e Medina (1991a), pressupõe-se que seja possível dosar uma mistura de forma que a mesma apresente um valor de módulo resiliente determinado, correspondente à temperatura média prevista para o revestimento no trecho considerado.

O atual método de dimensionamento adotado pela DERSA, por exemplo, cita, também, explicitamente o módulo resiliente da mistura como um parâmetro.

Isto porque o dimensionamento com base na mecânica dos pavimentos vai compatibilizar espessuras em função dos módulos resilientes de todas as camadas, já que o estado de tensões desenvolvido será função destes parâmetros, e a vida de fadiga, conseqüentemente, também o será.

Reproduz-se, na tabela 1, os resultados obtidos em estudos anteriores na COPPE/UFRJ, para 17 concretos asfálticos diferentes, que serve como ilustração para ordem de grandeza de módulos resilientes, em função de fatores usuais das misturas.

A tabela 2 mostra uma representação qualitativa da influência de alguns fatores-chaves das misturas no módulo de resiliência e na vida de fadiga, (Pinto, 1991). A tese de Salomão Pinto (1991) é de leitura obrigatória para aqueles que quiserem maiores detalhes sobre o comportamento mecânico das misturas. Nota-se, pela tabela 2, que a vida de fadiga à tensão controlada tem variação correspondente à da rigidez (módulo resiliente).

A figura 1 mostra o efeito do índice de vazios da mistura na vida de fadiga e na deformação permanente (Verstraeten e Francken, 1979). Nota-se que, para diminuir o afundamento de trilha de roda, o melhor é se fazer misturas mais abertas, porém, quanto à fadiga as misturas mais densas são melhores. Portanto, há que se compatibilizar as duas tendências, tendo em vista, também, a questão da impermeabilização do pavimento que se pretende com o revestimento.

Motta e Medina (1991b) apresentam 16 combinações de materiais diferentes, num estudo paramétrico para anteprojeto de dimensionamento de pavimentos. Os gráficos citados mostram que, para a maioria das combinações apresentadas, há uma tendência de diminuição da variação das tensões no revestimento, com o aumento da espessura do mesmo, à medida que se aumenta o módulo resiliente do concreto asfáltico.

Pinto (1991), utilizando o conceito de fator-modo definido por Monismith e Deacon (1969), fez uma análise paramétrica para estruturas, com camada de base com espessura constante e de um único material, e, variando a espessura (5 a 20 cm) e módulo resiliente (1000 a 6000 MPa) do revestimento e o módulo do subleito. Para as estruturas analisadas, pôde Pinto concluir que quanto mais rígido o subleito menores são as espessuras do revestimento para as quais a estrutura se comportará em regime de tensão constante. Não se observou nenhuma estrutura com comportamento à deformação controlada, sendo que muitas apresentaram comportamento intermediário.

Quer-se chamar a atenção aqui, para o fato de que os ensaios de fadiga, normalmente executados à tensão controlada, que estimam as menores vidas de fadiga, são adequadas para a análise da maioria das estruturas de concreto asfáltico, as quais, em geral, são construídas com espessuras maiores que 5 cm.

Como a vida de fadiga à tensão controlada aumenta com a rigidez da mistura, como mostra, por exemplo, Motta e outros (1992), e a tabela 2, e como o módulo resiliente do concreto asfáltico aumenta quando a penetração do ligante diminui (ou aumenta quando a viscosidade do ligante aumenta), pode-se concluir que os asfaltos mais duros (mais viscosos) são mais adequados para utilização no Brasil, em função do clima e em função da mecânica dos pavimentos.

Os pavimentos verdadeiramente flexíveis e que atuariam à deformação controlada, seriam, do ponto de vista da mecânica dos pavimentos, somente aqueles revestidos com tratamento superficial ou outras misturas menos rígidas que os CBUQ atualmente dosados.

A propósito, sugere-se aqui uma revisão de terminologia, passando-se a chamar os pavimentos pela distinção entre os revestimentos, ou seja, pavimento de revestimento asfáltico ou de cimento portland, já que, os termos "flexível" e "rígidos" não são mais distinções adequadas, por se vincularem a conceitos anteriores à mecânica dos pavimentos. O reconhecimento de que os pavimentos revestidos de misturas asfálticas também estão sujeitos ao fenômeno da fadiga, como tradicionalmente se considera no projeto de pavimentos de concreto portland, e o uso crescente de asfalto mais duros justificam esta proposta de revisão da terminologia.

Aos reforços ("overlays") de misturas asfálticas sobre antigas placas de concreto poder-se-ia, por exemplo, continuar a destinar o nome de pavimento composto.

A implantação da dosagem das misturas, por este critério de deformabilidade elástica esbarra no fato de que a maioria dos laboratórios de empresas e órgãos públicos ainda não dispõem de equipamentos de ensaios dinâmicos capazes de medir o módulo resiliente e a fadiga das misturas, conforme norma (DNER 133/83). No entanto, todos tem uma prensa Marshall e podem facilmente adaptá-la para realizar o ensaio de resistência à tração indireta estática (σ_c) conforme a norma DNER ME 183/86. Como a tensão de tração estática se correlaciona bastante bem com o módulo resiliente do concreto asfáltico, é possível, então, inferir de regressões confiáveis, valores de módulo de resiliência para as misturas, para anteprojeto.

A título indicativo, utilizam-se os dados da tabela 1 para obter algumas correlações. É importante observar que todas estas misturas foram produzidas com agregados tipo granito-gnaiss, e representam um espaço de inferência bastante limitado. Como filler, as misturas de n° 1 a 8 utilizaram pó calcário, as misturas de n° 9 a 15 utilizaram cimento portland, e as misturas 16 e 17 utilizaram pó de pedra gnaiss.

Para as 17 misturas apresentadas na tabela 1, puderam ser obtidas as seguintes relações, utilizando-se a técnica da regressão multivariada, passo a passo, com o programa SAS.

Em termos de Módulo Resiliente:

$MR = -2348 + 8426 \sigma_1,$	$r^2 = 0,936, F = 218,13$
$MR = -35076 + 13078 D_1 + 8102 \sigma_1,$	$r^2 = 0,956, F = 153,38$
$MR = 6152 + 50 Visc.,$	$r^2 = 0,962, F = 33,66$
$MR = -73344 + 28118 D_2 + 46 Visc.,$	$r^2 = 0,745, F = 20,41$

onde:

MR : módulo resiliente à compressão diametral, a 25°C, em MPa.

σ_t : resistência à tração indireta estática, a 25°C, em MPa.

D_t : densidade teórica.

Visc. : Viscosidade Saybolt-Furol, a 135° C, SSF

D_a : Densidade aparente

Nenhuma outra variável melhora significativamente a regressão com sua consideração, a nível de significância de 0,15.

Destas expressões vê-se que a tensão de tração tem alta correlação com o módulo resiliente já que tanto r^2 quanto F são grandes. Ambas devem variar no mesmo sentido com os parâmetros das misturas, com por exemplo a granulometria, tanto que a entrada na regressão da densidade teórica melhorou um pouco a correlação.

À título de comparação, apresenta-se, a seguir algumas regressões obtidas para o σ_t e para os parâmetros da lei de fadiga das 17 misturas da tabela 1.

Em termos de Resistência à tração estática (σ_t):

$$\sigma_t = 0,315 + 0,000111 \text{ MR}, \quad r^2 = 0,936, F = 218,13$$

$$\sigma_t = 3,825 + 0,000117 \text{ MR} - 1,4025 D_t, \quad r^2 = 0,952, F = 139,19$$

$$\sigma_t = -0,413 + 0,00575 \text{ Visc}, \quad r^2 = 0,696, F = 34,35$$

$$\sigma_t = 1,111 + 0,5248 Z - 0,02947 \text{ RBV} + 0,00715 \text{ Visc}, \quad r^2 = 0,820, F = 19,75$$

onde:

σ_t - resistência à tração indireta estática, a 25° C, em MPa.

MR - módulo resiliente, à compressão diametral, a 25° C, em MPa.

D_t - densidade teórica.

Visc. -viscosidade Saybolt-Fural, a 135° C, SSF.

RBV - relação betume-vazios

Z - variável dummy, que vale 1 (um) quando a faixa granulométrica for A ou C, e que vale 0 (zero) quando for B ou VA.

Em termos de parâmetro "K"

$$K = -9355 + 3,16 \text{ MR}, \quad r^2 = 0,662, F = 29,48$$

$$K = -31854 + 181,90 \text{ Pen} + 4873 \text{ CAP} - 1463,8 F + 4,86 \text{ MR}, \quad r^2 = 0,880, F = 21,98$$

onde:

K - parâmetro da equação de fadiga ($N = K \Delta \sigma^n$) onde $\Delta \sigma$ é a diferença de tensões de compressão e tração em MPa, que atuam no corpo de prova no ensaio de tensão controlada, compressão diametral.

Pen - penetração padrão a 25° C

CAP - porcentagem de ligante, em peso, na mistura

F - fluência, em centésimos de polegadas

MR - módulo resiliente, a 25° C, MPa.

Em termos do parâmetro "n"

$$n = 5,67 - 0,422V - 0,135F + 0,0037 \text{ Visc.}, \quad r^2 = 0,799, \quad F = 16,99$$

$$n = 5,38 - 0,639V - 0,0001 E - 0,058 F + 0,592Y + 0,008 \text{ Visc.}, \quad r^2 = 0,916, \quad F = 23,91$$

onde:

n - parâmetro da equação de fadiga ($N = K \Delta \sigma^n$) onde $\Delta \sigma$ é a diferença de tensões de compressão e tração em MPa, que atuam no corpo de prova no ensaio de tensão controlada, compressão diametral.

V - porcentagem de vazios na mistura.

F - fluência, centésimo de polegada.

Visc - viscosidade a 135° C, SSF.

E - estabilidade, a 60° C, N.

Y - variável dummy que vale 1 para filer calcário e 0 (zero) para filer cimento ou gnaiss.

A durabilidade das misturas

O envelhecimento dos ligantes é uma preocupação antiga e conhecida, embora seu equacionamento ainda não esteja resolvido. O comportamento em serviço de uma mistura vai ser influenciado grandemente pelas

condições climáticas que atuam especialmente sobre os ligantes betuminosos. Estes se modificam ao longo dos anos e do uso, com maior ou menor intensidade, conforme o CAP.

O endurecimento do ligante asfáltico pelo envelhecimento, está associado a dois tipos de fenômenos:

- perda de componentes voláteis durante o aquecimento na fase de construção, que é um envelhecimento de curto termo, e,
- oxidação progressiva no campo principalmente na superfície exposta às intempéries e ao longo das trincas, que ocorre a longo termo.

Para uma previsão da alteração do ligante na preparação da mistura à quente, é utilizada no Brasil, e mundialmente, o ensaio de película fina ou de efeito de calor e ar, que seria o envelhecimento de curto termo que ocorre na usina. Hoje surge o RTFOT ("rolling thin film oven test") como alternativa para a mesma avaliação.

Para estimar o envelhecimento de longo termo, no entanto, não se tem ainda padrões ou testes definidos e definitivos.

Estudos da década de 80 listam como principais fatores que causam o envelhecimento do asfalto na mistura:

- perda de componentes oleosos pela volatilização ou absorção
- mudanças na composição por reação com oxigênio da atmosfera;
- estruturação molecular que produz efeitos tixotrópicos.

Os estudos visando o acompanhamento e entendimento do que ocorre com o ligante ao longo dos anos, esbarra na dificuldade de se proceder a uma recuperação adequada do ligante em volume suficiente para muitos dos ensaios que poderiam ser considerados adequados como controle. A tendência portanto parece ser a de se ensaiar a mistura a cada idade por ensaios mecânicos, como forma de se inferir o efeito do envelhecimento do ligante na qualidade e desempenho da camada asfáltica.

A relação entre os ensaios de envelhecimento acelerado de laboratório e o desempenho das misturas no campo, porém ainda é assunto pouco estudado.

Alguns índices já tem sido utilizados para expressar a relação entre a composição química do ligante e o seu desempenho potencial em termos de envelhecimento, tais como parâmetro de Rostler, parâmetro de Gotolski ou parâmetro de instabilidade coloidal Gaestel (Leite, 1990). No entanto, há que se notar que estes parâmetros, ou pelo menos os limites aconselhados pelos autores que os propuseram, deveriam ser adaptados aos tipos de construção e clima de cada país.

Bell (1989) selecionou os seguintes procedimentos como promissores para avaliação do envelhecimento em laboratório:

a) métodos de avaliação do envelhecimento de curto-termo (aquecimento, misturação, estocagem e transporte):

- TFOT e RTFOT,
- aquecimento da mistura em estufa a 135° C por 0, 8, 16, 25 e 36 horas antes de compactar a mistura,
- aquecimento por microondas.

b) métodos de avaliação do envelhecimento de longo-termo (durante a vida útil, com ênfase na oxidação):

- ensaiar misturas já compactadas e sob temperaturas moderadas ($< 60^{\circ}\text{C}$), por tempos variáveis;
- tratamento de oxidação sob pressão: câmara a 0,7 MPa de pressão e a 60° C, por 0, 1, 2, 3 e 5 dias;
- aquecimento em estufa a 60° C, por 2 dias e depois a 107° C por 5 dias, de misturas já compactadas, fora do molde;
- tratamento de ultravioleta ou infravermelho por algumas horas;
- percolação de fluidos sob pressão através de corpos-de-prova colocados em célula triaxial.

O efeito de cada um destes procedimentos seriam medidos, segundo Bell, por ensaios de módulo resiliente por compressão diametral, por ensaios de tração indireta estática, por creep ou pelo módulo dinâmico complexo.

Motta e outros (1192) apresentam uma tabela adaptada do trabalho de Bell, que indica uma tendência de correlação dos diversos fatores do ligante e das misturas com os defeitos e envelhecimento de campo.

Finn e outros (1990) faz um levantamento completo da literatura existente sobre pistas experimentais e/ou trechos observados que tivessem informações sobre propriedades do asfalto e suas correlações com o desempenho do pavimento. Algumas conclusões deste trabalho;

- As informações em geral coletadas dizem respeito a misturas dosadas pelos métodos Marshall ou Hveem e não existe indicação da relevância das especificações correntes no desempenho;
- as propriedades das misturas consideradas relevantes incluem medições de rigidez a várias temperaturas e tempos de aplicação de carga, resistência à tração, fadiga e resistência ao cisalhamento. Para todos estes parâmetros existe uma variedade muito grande de procedimentos de ensaios;
- existe necessidade de se padronizar, ou pelo menos estabelecer as bases gerais dos procedimentos, de medição das características do asfalto e de medição do desempenho de um pavimento, para se poder

utilizar os dados de várias fontes a fim de obter as correlações entre estes dois aspectos - asfalto e desempenho;

- os estudos de envelhecimento no campo podem ser divididos em três categorias:
- durante a construção
- durante os dois anos seguintes à construção (maiores mudanças)
- dois anos após a construção (velocidade de alteração menor).
- a possibilidade de reproduzir o envelhecimento em laboratório, particularmente o de longo-termo, é reduzida; portanto, um fator campo-laboratório deve ser necessário para comparações quantitativa. Provavelmente, este fator dependerá de cada asfalto, índice de vazios e condições ambientais.

Considerando que cada ligante deve ter um comportamento diferente face ao clima e condições de projeto da mistura e do pavimento há necessidade de se empreender estudos de envelhecimento no Brasil, para que se estabeleçam valores efetivamente pertinentes dos índices que vierem a ser definidos. Esta pesquisa começa a ser objeto de estudos na COPPE, e os primeiros resultados estão mostrados em Motta, Medina e Scalco (1993).

Para uma certa mistura foram testados vários procedimentos de envelhecimento acelerado em laboratório. Parece promissor o intemperismo correspondente ao aquecimento da mistura solta por 16 horas em estufa a 160°C. Este procedimento conduziu a valores de módulo resiliente correspondentes aos obtidos a 60 dias na estufa a 60°C, e que equivaleram, aproximadamente, a 18 meses de exposição às intempéries no campo.

O acompanhamento de um trecho experimental no Rio de Janeiro vem sendo feito a dois anos em trabalho conjunto CENPES/Prefeitura/COPPE.

Muitos outros trechos em locais de clima e geologia diferentes seriam de interesse observar. Cada órgão interessado se comprometeria, simplesmente, em retirar testemunhas em datas estabelecidas e fazer observações de desempenho em trechos previamente selecionadas, cabendo à COPPE fazer os ensaios de módulo de resiliência e outros pertinentes.

Alguns poucos pontos experimentais que já foram obtidos, em colaboração com IPR e o CENPES estão mostrados na figura 2.

Destes valores pode-se fazer algumas observações:

- para misturas asfálticas cujo valores iniciais de módulo resiliente situa-se entre 2000 e 37000 MPa a 25°C pode-se obter a seguinte regressão, para os valores de módulos resilientes em função do tempo de exposição no campo, em meses:

$$MR = 2152 T^{0,311}$$

$$r^2 = 0,860 \quad n = 26$$

o que mostra uma boa correlação entre os dois parâmetros.

Em escalas aritméticas, a correlação se expressaria:

$$MR = 3471 + 46 (\text{tempo em meses})$$

$$r^2 = 0,758 \quad n = 43$$

A grosso modo, pode-se estimar, portanto, um crescimento do Módulo Resiliente de uma mistura asfáltica que apresente, para valor médio de corpos de prova recém-compactados, um módulo resiliente de 3400 MPa, a uma taxa de 46 MPa por mês de exposição às intempéries a ao tráfego, que parece bastante elevada, o que leva o módulo da mistura a dobrar em 6 anos aproximadamente.

- são poucos os dados de observação, porém pode-se observar que o binder apresentou maior crescimento do módulo resiliente em relação ao valor inicial de laboratório que a capa correspondente. Isto seria de se esperar pois que o binder tem índices de vazios maiores que a capa, portanto sujeito a mais intenso envelhecimento. No entanto, mostra Leite (1990) que para estes dois trechos observados, existe um envelhecimento acentuado do ligante, detectados pelos ensaios químicos, até uma profundidade correspondente a 1,5cm da superfície, e, a profundidades maiores este envelhecimento não é perceptível. Isto mostra que, possivelmente existem outros elementos que influenciam a alteração do módulo resiliente da mistura com o tempo.

Considerações finais

Os autores julgam que é necessário se modificar os procedimentos de dosagem das misturas asfálticas de maneira a se definir teores que conduzam a valores de módulos resilientes adequados a cada projeto estrutural.

Enfatizam a necessidade de se introduzir de forma paliativa, a determinação da resistência à tração estática como forma de inferir o módulo, nos laboratórios que ainda não dispõem de equipamentos dinâmicos.

Há que se dar especial atenção ao estudo do envelhecimento das misturas em laboratório e no campo para bem dimensionar um pavimento de revestimento asfáltico.

Referências Bibliográficas

- Souza, M. L. (1966) - "Método de projeto de pavimentos flexíveis" - DNER -Rio de Janeiro.
- Souza, M. L. (1979) - "Método de projeto de pavimentos flexíveis" - publicação 667 - IPR/DNER.
- Motta, L. M. G.; Medina, J.; Cruz, A. M. S. e Vianna, A. A. D. (1992) - Aspectos do comportamento das misturas asfálticas" - 11º Encontro de Asfalto - IBP.
- Monismith, C. (1961) - "Asphalt Paving Mixtures" - ITTE - Universidade Califórnia - Berkeley.
- DNER - ME 43/64 - "Ensaio Marshall para misturas betuminosas".
- Coelho, W. (1992) - "Um estudo sobre a dosagem, pelo método Marshall, de misturas asfálticas preparadas a quente" - tese de MSc. - USP - São Carlos.
- Motta, L. M. G. e Medina, J. (1991a) - "Um método de dimensionamento de pavimentos flexíveis desenvolvido no Brasil" - 25º RAP - ABPv.
- Motta, L. M. G. e Medina, J. (1991a) - "Análise paramétrica de estruturas de pavimentos para anteprojeto" - 25º RAP - ABPv São Paulo.
- Pinto, S. (1991) - "Estudo do comportamento à fadiga de misturas betuminosas e aplicação na avaliação estrutural de pavimentos" - Tese DSc - COPPE/UFRJ.
- Monismith, C. e Deacon, J. (1969) - "Fatigue of asphalt Paving mixtures" - Transportation Journal - ASCE - N° 2
- DNER 133/86 - "Determinação do módulo de resiliência de misturas betuminosas".

DNER 138/86 - "Determinação da resistência à tração por compressão diametral de misturas betuminosas".

Leite, L. M. F. (1990) - "Estudos reológicos de cimentos asfálticos tese MSc - COPPE/UFRJ.

Bell, C. A. (1989) - "Aging of asphalt - aggregate systems" Report SR - OSU - A - 003A - 89 - 2 - SHRP - EUA.

Finn, F. N. e outros (1990) - "Asphalt properties and relationship to pavement performance" - SR - ARE - A - 003A - 89 - 3 - SHRP.

Motta, L. M. G., Medina, J. e Scalco, R. C. (1993) - "Aspectos da durabilidade das misturas asfálticas" - 7º CILA - Venezuela.

Agradecimentos

- Aos laboratórios que responderam o questionário sobre moldagem de corpos de prova.
- Aos engenheiros Álvaro Augusto Dellê Vianna e Ana Maria Souza Cruz, e ao técnico Marcos Pereira Antunes, da COPPE, pelo apoio a todo momento.
- À Leni M. Leite do CENPES/ Petrobrás e Salomão Pinto IPR/DNER, por obtenção de amostras de campo.

Tabela 1 - Características físicas e mecânicas das misturas tipo CBUQ analisadas

Característica	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Cap. Utilizável	1	1	2	2	2	2	1	1	3	3	4	5	6	7	8	9	9
Tipo	50/60	50/60	85/100	85/100	85/100	85/100	50/60	50/60	50/60	50/60	50/60	30/45	20/45	55	20	55	55
Penetração	54	54	92	92	92	92	54	54	56	56	52	31	21	41	60	27	27
Granulometria	A	C	C	A	B	B	B	B	B	C	B	B	B	B	B	VA	VA
% CAS	5,0	6,0	5,5	4,7	5,3	4,6	5,1	4,5	5,8	7,2	5,7	5,9	6,1	6,1	5,6	6,4	4,0
Resistência Térmica	2,54	2,47	2,45	2,57	2,52	2,55	2,50	2,52	2,53	2,48	2,54	2,54	2,53	2,52	2,54	2,49	2,61
Desgaste Aparente	2,40	2,37	2,37	2,42	2,435	2,42	2,43	2,42	2,43	2,37	2,446	2,445	2,43	2,42	2,44	2,40	2,47
Veloc. Aparente	5,50	3,70	3,30	5,80	3,40	4,30	2,80	3,97	3,95	4,40	3,70	3,70	3,95	3,97	3,94	3,90	5,40
REV %	68,2	79,6	78,5	64,4	78,6	72,4	81,7	73,9	77,6	79,0	78,4	78,7	78,0	78,3	77,3	79,0	64,0
Esteb. (N)	5120	11720	7940	6750	9890	9300	10700	11000	7500	7850	9500	8800	12400	9500	7630	15630	12620
Fluência	13	12	13	13	13	16	14	14	14	15	15	16	16	16	18	23	23
LT MPa 25°C	0,56	0,86	0,64	0,47	0,59	0,52	0,70	0,77	0,65	0,57	0,64	1,06	1,91	1,08	0,83	1,04	1,55
NR MPa 25°C	3700	3900	2100	2300	2800	2500	3400	3600	4000	2300	4100	6070	14610	5250	3600	6050	11470
AR KDS	2200	4200	370	260	1900	1200	3200	3300	1200	1400	2100	6000	56000	3800	1400	4700	5800
n	2,89	3,47	3,40	1,89	2,87	2,26	3,68	2,80	2,77	2,01	2,86	2,65	2,88	2,32	2,61	2,13	1,59
Ref.	Preussler (1983)										Pinto (1991)						

Tab. 2 - Fatores que afetam a rigidez e o comportamento à fadiga de concretos asfálticos (Pinto, 1991)

Fator	Variação Fator	Efeito da variação do Fator		
		Rigidez (MR)	Fadiga em tensão controlada	Fadiga em deformação controlada
Penetração CAP	↓	↑	↑	↓
Teor asfalto	↑	↑ (teor ótimo)	↑	↑
Tipo agregado	↑ rugosidade e angularidade	↑	↑	↓
Granulometria	Aberta → densa	↑	↑	↓
Vazios	↓	↑	↑	↓
Temperatura campo	↓	↑	↑	↓

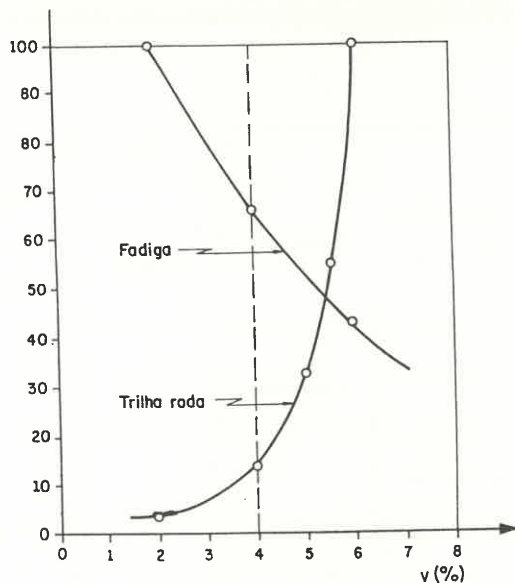
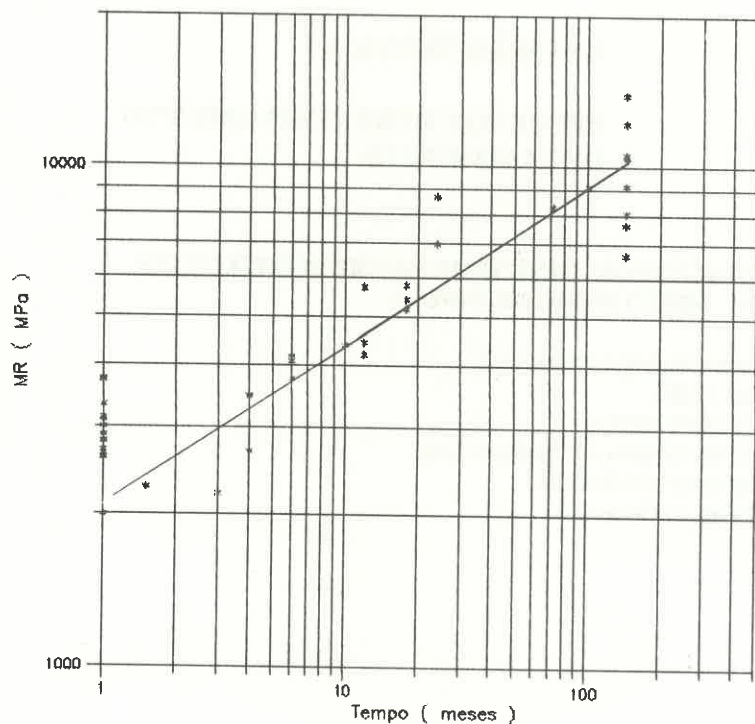


Figura 1-Vida útil relativa (D) em termos de fadiga ou trilha de roda em função da percentagem de vazios de misturas compactadas (Verstraeten e Francken, 1979).

Figura 2 - Variação do Módulo Resiliente com o tempo de intemperismo, para 3 trechos observados



COPPE/UFRJ

Laboratorio de Geotecnia

FIG.

27ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO

II SESSÃO TÉCNICA

PROJETO E DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS

PAVIMENTAÇÃO DO PÁTIO DE ESTOCAGEM DE CONTÊINERES DO TECON - PORTO DO RIO GRANDE/RS

Cláudio Renato Rodrigues Dias, D. Sc

Prof. Titular - FURG

DJALMAR M. PEREIRA

Eng. ENEMAX Estudos e Projetos de Eng.

CARLOS ROBERTO GIUBLIN

Eng. IVAÍ Eng. de Obras S/A

RESUMO

O presente trabalho apresenta a solução adotada no projeto e dimensionamento de uma estrutura de pavimento composto por blocos articulados de concreto tipo PAVI "S" assentados sobre base de mistura de brita graduada com cimento. São apresentados também os processos de composição da mistura, dosagem de laboratório, ensaios na obra e análise dos resultados e do comportamento do pavimento pronto.

INTRODUÇÃO

A crescente utilização de containeres na movimentação de carga portuária levou a um desenvolvimento dos métodos de dimensionamento de pavimentos portuários, comparável aos projetos e técnicas de execução de pavimentos rodoviários e aeroportuários. Além das vantagens que o modelo de transporte por containeres apresenta, no que se refere a movimentação de carga, com confiabilidade e segurança, é muito importante o fato de seu uso permitir uma maior rapidez de embarque e desembarque, bem como uma menor estadia de navios nos portos, representando economia e ordenada mecanização nos trabalhos.

Com a construção de terminais de containeres, o dimensionamento dos pátios de estocagem em retroportos passou a prever pavimentos aptos a suportar carregamentos de grande magnitude, devido a movimentação de empilhadeiras de grande porte, carregadas com containeres, bem como uma grande concentração de tensões na base de pilhas de containeres.

Nas obras de ampliação do Terminal de Containeres do Porto do Rio Grande (Figura 1) constava a construção de um pátio de estocagem, com a execução de pavimento

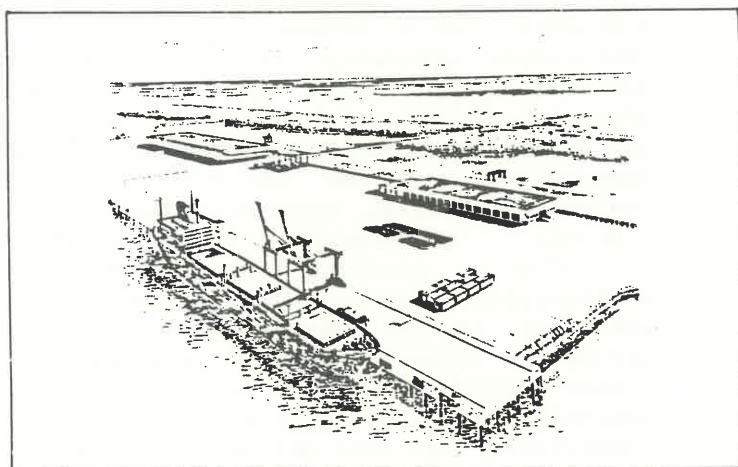
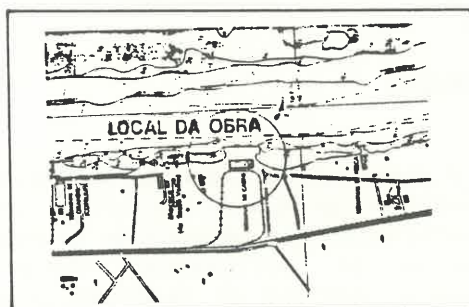
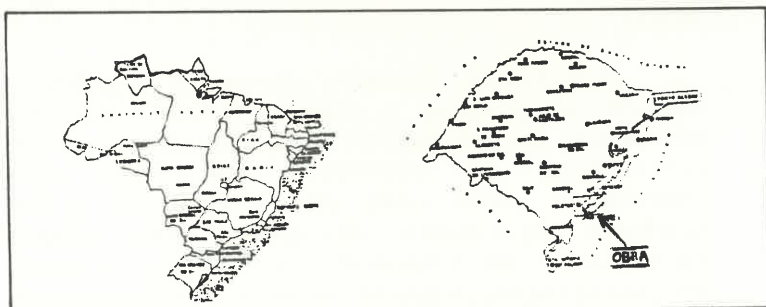


FIGURA - I LOCALIZAÇÃO DA OBRA

WSP

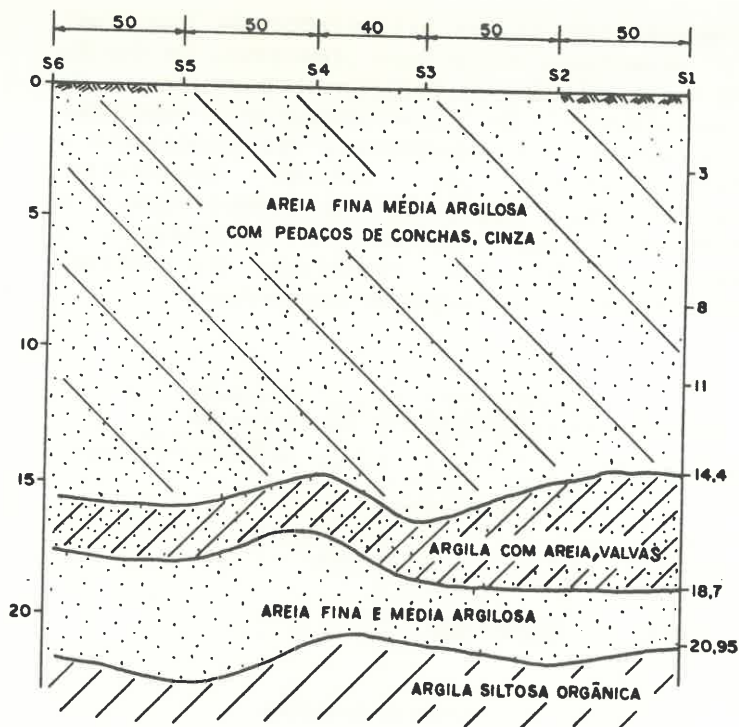


FIGURA 2 - PERFIL DO SOLO.

composto por blocos articulados do Tipo Pavi "S" assentados sobre base cimentada. Em função da magnitude dos carregamentos previstos e da inexistência de procedimentos empíricos aplicáveis a tais condições, foi necessário o desenvolvimento de estudo mecanístico paramétrico, destinado a identificar a combinação dos valores de resistência e espessura da base cimentada que melhor atendessem aos esforços solicitantes.

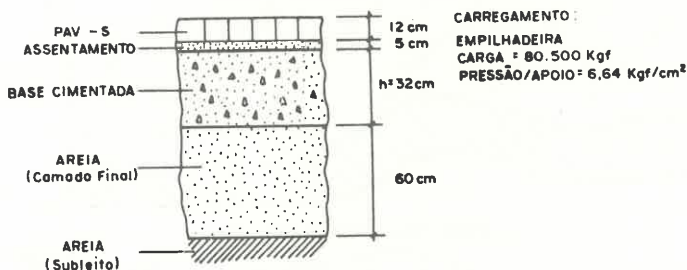


FIGURA 3 - ESTRUTURA DE REFERÊNCIA.

O SOLO DE FUNDAÇÃO

O terreno de fundação é composto basicamente por areia, como pode ser observado na Figura 2, que representa um perfil do solo no local.

A areia superficialmente apresenta-se fofa a medianamente compacta até o nível do lençol freático. Para maiores profundidades a areia passa a compacta, até cerca de 16 metros. A seguir, já para grande profundidade em relação ao pavimento, ocorre uma camada de argila siltosa orgânica mole, de espessura variável. As resistências à penetração do amostrador SPT indicam alguma variação para a compactidade da areia, podendo-se considerar o

valor médio de 20 golpes para a camada arenosa de fundação.

Na zona de influência do pavimento admitiu-se um CBR mínimo maior que dez por cento, e um módulo de deformação de 80MPa, a partir de relações encontradas na bibliografia nacional. A camada final de areia, considerada pertencente ao pavimento, deveria ser compactada com forte energia de vibração, de modo a se ter um módulo de deformação de 120MPa.

A ESTRUTURA BÁSICA

O projeto previa uma estrutura básica com a seguinte constituição:

- Revestimento: blocos intertravados do tipo Pavi "S", com espessura de 12 cm.
- Camada de assentamento de areia natural com espessura de 5 cm.
- Base cimentada: mistura de brita graduada com adição de cimento, que confira à mistura uma resistência à compressão simples compatível com a espessura da base dimensionada.
- Camada final de terraplenagem: areia do local compactada em três camadas de 20 cm cada, apresentando CBR mínimo de 10%.

O PROJETO DO PAVIMENTO

O projeto do pavimento levou em conta a estrutura básica referida acima, as condições de carregamentos críticos e os critérios de aceitação.

CARREGAMENTOS CRÍTICOS

Para efeito da análise estrutural foram consideradas quatro hipóteses de carregamento: a) empilhadeira MADAL MD-3712, carregada com um container de 30.500 kgf; b) empilhadeira

carregada com container de 25.000 kgf, c) pilha de três containeres de 30.000 kgf e d) pilha de três containeres de 25.000 kgf. A Tabela 1 apresenta dados gerais das quatro hipóteses.

TABELA 1-CARREGAMENTOS

HIPÓTESE	CARGA MÁXIMA	CARGA/RODA	ÁREA DE PRESSÃO DE		DIST. ENTRE
	RIXO DIANT. (KGF)	(KGF)	APOIO (cm ²)	CONTATO (Kg/cm ²)	
1	86.000	21.500	3.029	7,1	65
2	80.500	20.125	3.029	6,6	65
3	73.200	18.300	320	57,0	228
4	60.000	15.000	320	47,0	228

As condições de carga de pilhas de três containeres preve a adoção de um fator de redução 0,80, conforme recomendações da UNCTAD (Container Terminal Paviment Management), visando conferir uma condição mais realística de dimensionamento.

DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS ELÁSTICOS DOS COMPONENTES DO PAVIMENTO

O módulo de deformação do terreno de fundação foi considerado como 100MPa e seu coeficiente de Poisson como 0,4 tendo-se considerado correlações da literatura técnica brasileira. Para a camada final do terrapleno (60 cm superior da camada de areia), devido a forte compactação imposta, o módulo foi considerado como 120 MPa e o coeficiente de Poisson de 0,3.

Para a base cimentada seguiu-se sugestão da UNCTAD, que relaciona o módulo de deformação da base com a resistência à

compressão simples, (RCS) através das expressões:

$$\begin{aligned} &\text{Para } RCS < 7,1 \text{ MPa} \\ &E_b = 4.000 \text{ RCS} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &\text{Para } RCS > 7,1 \text{ MPa} \\ &E_b = 95.887 \text{ RCS}^{0,25} \end{aligned}$$

onde: E_b = módulo elástico (kg/cm²)
RCS = resistência à compressão simples (kg/cm²)

Para o material de assentamento considerou-se módulo de 500 MPa e coeficiente de Poisson de 0,4 e para os blocos Pavi "S", módulo de 12.000 MPa e coeficiente de Poisson de 0,2.

FERRAMENTA DE CÁLCULO

Foi empregado o programa ELSYM-5 considerando-se cada um dos quatro carregamentos previstos e para dez estruturas resultantes de combinações dos valores de módulos e espessuras adotados.

O programa em questão permite o cálculo de tensões, deformações e deslocamentos em pontos selecionados da estrutura, assimilada a um sistema elástico estratificado, sob a ação dos carregamentos pré-estabelecidos. O confronto das respostas elásticas obtidas com valor admissível permite, através de uma análise paramétrica selecionar a combinação espessura x módulo elástico da base cimentada que proporcionará melhor desempenho para a estrutura.

A análise das respostas elásticas obtidas e seu confronto com os critérios de aceitação estabelecidos mostra que a camada crítica da estrutura é a base cimentada, e que os severos carregamentos aplicados devem

provocar fortes esforços na fibra inferior da camada em questão.

A Figura 3 apresenta a estrutura de referência prevista para a solução escolhida. A espessura final da camada de brita graduada cimentada foi adotada como 32 cm, para uma resistência a compressão de 18 MPa, para idades superiores a 28 dias.

ESTUDOS DE LABORATÓRIO PARA COMPOSIÇÃO DA MISTURA DE BRITA GRADUADA (BASE)

O pavimento apresenta uma camada de base composta de brita graduada com adição de cimento. O estudo da composição da mistura seguiu inicialmente a normatização do DNER, principalmente no que refere ao estabelecimento de uma granulometria dentro de uma faixa de projeto.

A adição de cimento portland em baixos teores transforma a mistura de brita num concreto magro, de consistência seca, de modo a permitir a compactação por rolos compressores. Tal processo de execução, que prevê mistura em central de solos, espalhamento na pista e compactação por rolos, se aproxima muito do concreto rolado, que tem sido utilizado em pavimentação.

A definição do traço (relação cimento-agregado) foi feita através de dosagens de laboratório, tendo-se como objetivo a obtenção de resistência característica à compressão de 18 MPa para idades superiores a 28 dias, conforme a definição de projeto.

O material (agregado britado) teve como procedência a pedreira da Ivaí em Capão do Leão-RS, sendo composto de brita de granito. Foram testadas diversas misturas, com diferentes percentagens de cimento, sendo moldados corpos de prova com energia de compactação do Proctor Modificado. A mistura foi compactada em cinco camadas com 130

golpes, com soquete de 4,5 kgf de peso e altura de queda de 45 cm, utilizando-se moldes para corpo de prova de concreto (altura de 30 cm e diâmetro de 15 cm).

A Tabela 2 apresenta os resultados de ruptura de corpos de prova moldados no laboratório, com diferentes percentagens de cimento e para as idades de 3, 7, 28 e 90 dias.

TABELA 2 - RESISTÊNCIAS DE LABORATÓRIO

MISTURA	RESISTÊNCIA MPa			
	3 DIAS	7 DIAS	28 DIAS	90 DIAS
BBG com 6% cim.	6,3	8,2	11,5	12,3
BBG com 8% cim.	7,5	10,2	15,2	16,7
BBG com 10% cim.	10,5	12,8	18,4	24,2

A Tabela 3 mostra a composição das misturas definidas a partir de ensaios de laboratório. Numa primeira fase da obra (4 meses) utilizou-se o traço n.1, composto de brita 3/8" (92%) e cimento (8%), sendo o material usinado na pedreira de Capão do Leão, distante 76 km do local de execução do serviço. Na segunda fase, usinando o material na própria obra, utilizou-se o traço n.2, composto de brita 1/2" (45%), brita 3/16" (47%) e cimento (8%).

EXECUÇÃO E ENSAIOS DE CAMPO SUBLEITO

De forma a melhorar as condições de suporte do terreno, foram substituídas as camadas de argila e silte argiloso que não admitiam a compactação desejada, e que

estivessem na faixa de 0,60 m abaixo do nível de projeto do sub-leito. O material utilizado na substituição permitia CBR acima de 10% e foi compactado em camadas de 0,20 m, até atingir a cota de projeto.

TABELA 3 - MISTURAS

PENEIRAS	MISTURAS (% PASSANTES)		FAIXA DE PROJETO
	TRAÇO n.1	TRAÇO n.2	
1"	100,00	100,0	100,0
3/8"	100,00	97,1	95-100
n.4	69,1	69,6	63-75
n.10	44,9	46,2	40-48
n.40	23,5	23,6	19-27
n.200	11,1	10,2	9-13
DENSIDADE SECA MÁXIMA (kg/dm ³)	2.230	2.200	
UMIDADE	6,3%	7,0%	

Para efeito de controle tecnológico, foram realizados ensaios para determinação de peso específico aparente seco "in situ" para cada 1000 m² de subleito preparado.

BASE

A base foi executada com duas camadas, tendo-se o cuidado de efetuar a superposição no menor tempo possível, considerando o início de pega do cimento. Desta forma se garantia o funcionamento de forma solidária da mistura em toda a espessura da base.

Na cura da base utilizou-se uma pintura com emulsão betuminosa na dosagem de 0,8 l/m², aplicada no máximo duas horas após a compactação da última camada.

O controle tecnológico compreendeu coleta do material de base na pista, com objetivo de verificar a granulometria do

material e para controle da resistência à compressão simples. Este controle era feito para cada 3.000 m² de material espalhado, sendo moldados corpos de prova, utilizando-se a energia do Proctor Modificado.

A determinação da massa específica "in situ" era feita a cada 500 m² de base compactada, admitindo-se um grau de compactação mínimo de 98%.

Foram efetuadas 30 etapas na fase 1 (usinagem a 76 km do local), com resultados constantes da Tabela 4. Devido ao pouco conhecimento sobre a evolução das resistências com o tempo para esta mistura, fixou-se de início um maior número de corpos de prova, para ruptura aos 3, 7, 28, 60 e 90 dias. A medida que o comportamento da mistura se tornou conhecido, foram reduzidos os corpos de prova, para as idades de 7, 28 e 90 dias.

A fase 2 (usinagem na obra) compreendeu 30 etapas e os resultados constam da Tabela 5. As Tabelas 4 e 5 apresentam volumes, umidade média, teor de cimento médio e resistências à compressão simples nas diversas idades.

Uma análise estatística geral apresenta os seguintes valores:

- volume de base compactada: 6.962 m³;
- resistência média aos 7 dias: 13,01 MPa;
- resistência média aos 28 dias: 16,84 MPa;
- resistência média aos 90 dias: 20,34 MPa.

Considerando-se estes valores, entende-se que a resistência média após 28 dias atendeu a requerida no projeto da estrutura do pavimento.

CAMADA DE ASSENTAMENTO

Para material de assentamento foi utilizada uma areia grossa, com poucos finos, de modo a evitar problemas de bombeamento.

TABELA 4 - RESULTADOS DA PRIMEIRA FASE

DATA	VOL.BASE	UMIDADE	TEOR	RESISTÊNCIA					CARACTER.
			cimen.	3D	7D	28D	60D	90D	
	(m3)	(%)	(%)	(MPa)					
23/10	108,60	8,5	8,22	7,3	10,9	23,6	26,2	19,3	
25/10	129,33	9,0	7,80	4,3	6,3	10,7	18,6	-	
27/10	131,37	7,5	7,22	17,8	7,6	18,7	18,6	13,5	
29/10	64,82	8,0	8,58	4,6	11,4	15,3	11,1	12,7	
06/11	69,59	8,8	7,96	7,9	11,6	20,1	22,3	23,9	
10/11	92,96	7,6	6,22	7,3	9,4	17,0	18,0	19,1	
12/11	94,71	7,9	7,91	15,0	17,6	21,4	22,4	-	
16/11	83,03	7,5	8,26	11,4	14,1	19,1	23,7	28,1	
17/11	77,49	7,5	6,94	11,6	14,8	19,9	21,5	23,7	
19/11	61,39	7,2	7,30	10,1	12,9	16,7	17,9	19,1	
24/11	131,79	7,0	6,91	7,2	11,9	18,2	19,3	19,9	
27/11	134,37	7,5	7,63	8,7	12,1	17,9	20,3	22,7	
01/12	94,73	7,5	7,50	10,5	13,6	24,1	27,2	27,8	
08/12	115,30	7,0	7,58	-	-	19,0	-	21,8	
10/12	115,13	7,0	8,73	-	-	15,6	-	22,5	
12/12	138,75	6,5	8,13	-	-	15,1	-	25,0	
14/12	145,21	7,9	8,06	-	-	15,6	-	17,4	
18/12	89,40	7,5	8,40	-	-	19,8	-	18,9	
07/01	83,23	7,8	9,11	-	-	13,2	-	14,8	
15/01	95,67	7,5	7,31	-	-	14,3	-	18,3	
20/01	87,51	7,0	8,46	-	-	10,4	-	14,8	
22/01	100,97	7,5	7,11	-	-	12,2	-	15,2	
25/01	115,00	6,9	8,03	-	-	12,3	-	17,1	
27/01	95,10	7,0	8,06	-	-	17,2	-	-	
29/01	114,70	7,0	8,21	-	-	15,9	-	20,3	
01/02	99,65	7,5	7,20	-	-	6,4	-	20,4	
04/02	120,66	6,5	8,18	-	-	13,9	-	17,4	
10/02	132,59	6,0	7,78	-	-	11,7	-	14,3	
12/02	137,90	6,0	7,56	-	-	16,5	-	18,6	
15/02	120,70	7,0	8,27	-	-	15,8	-	19,7	

TABELA 5 - RESULTADOS DA SEGUNDA FASE

DATA	VOL.BASE (m3)	UMIDADE (%)	RESISTÊNCIA CARACTER.			
			TEOR cimen. (%)	7D	28D (MPa)	90D
18/02	148,36	7,3	9,39	14,5	16,4	20,6
26/02	192,84	7,5	7,26	13,7	14,8	16,7
02/03	78,63	7,5	7,80	14,5	16,9	21,6
12/03	154,74	7,5	6,80	8,3	11,1	15,3
16/03	165,05	7,7	7,85	5,6	17,2	20,7
18/03	155,52	7,6	7,80	14,2	15,7	21,0
19/03	90,80	8,0	9,11	12,8	18,9	21,4
24/03	156,76	7,5	6,65	8,5	12,8	13,9
26/03	146,47	8,0	10,26	12,1	15,6	19,4
30/03	187,92	8,0	8,80	20,8	24,9	25,7
06/04	27,69	8,0	9,19	16,1	30,2	31,4
07/04	164,72	7,8	9,77	12,5	18,2	21,1
15/04	108,55	8,0	9,59	18,4	22,7	24,7
10/04	219,14	7,5	7,50	11,4	15,7	20,0
22/04	162,52	8,0	8,29	12,3	15,6	23,2
23/04	37,53	7,5	8,27	13,1	20,5	22,9
26/04	130,25	7,5	8,11	8,9	15,7	14,0
27/04	48,90	7,0	8,51	16,6	14,7	21,6
28/04	147,92	7,8	7,57	14,7	19,7	26,2
30/04	121,88	7,5	10,13	15,1	24,1	26,6
05/05	158,60	7,0	8,18	10,1	15,0	14,4
07/05	74,17	7,5	8,46	15,0	18,6	27,3
12/05	144,19	8,0	9,17	16,8	20,8	25,7
14/05	150,30	8,0	7,95	10,8	16,2	17,3
17/05	42,18	7,5	7,97	9,7	9,9	12,7
19/05	143,70	8,0	8,49	15,4	17,3	20,9
21/05	123,05	7,8	8,79	14,1	11,4	22,9
24/05	154,97	7,5	7,76	10,1	14,6	15,6
28/05	143,05	7,8	8,06	14,4	21,2	22,9

TOTAL	6.961,85					
MÉDIAS			8,07	13,01	16,84	20,34

BLOCOS INTERTRAVADOS TIPO PAVI "S"

Os blocos intertravados foram confeccionados com espessura de 12 cm, tendo-se elaborado traço específico para esta obra. Para a confecção dos blocos foi utilizada uma misturadora marca MONTANA-TRILLOR e uma prensa com capacidade de fabricação de 3.600 blocos dia.

O controle estatístico dos resultados de ruptura dos blocos vem apresentando valores acima dos fixados no traço experimental, com médias aos 28 dias maiores que 40,0 MPa.

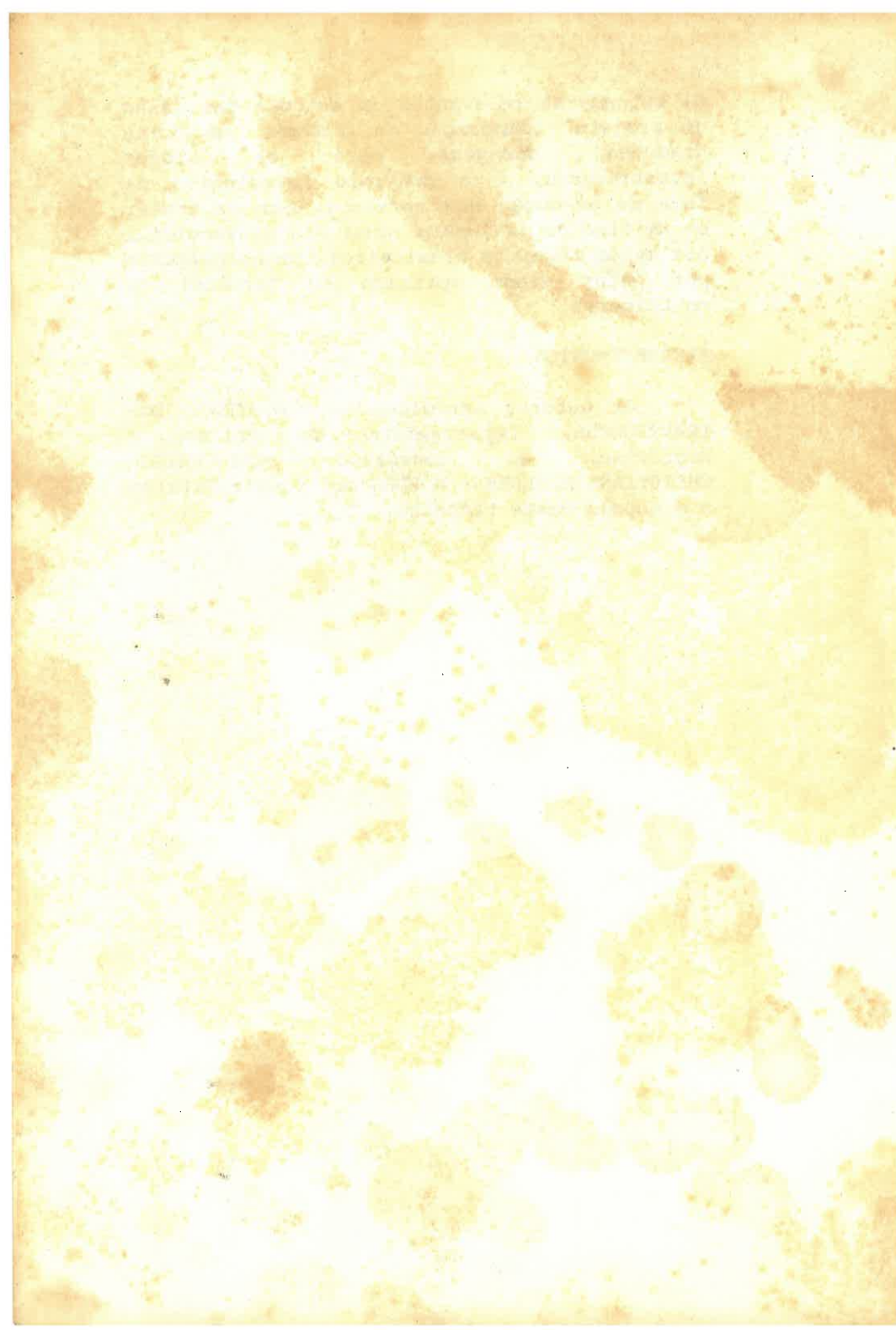
COMENTÁRIOS E CONCLUSÕES

- 1) Em função dos resultados obtidos a partir dos estudos efetuados no projeto do pavimento, conclui-se que as características elásticas das camadas integrantes da estrutura fazem com que a base cimentada seja responsável pela absorção dos violentos esforços gerados pelas solicitações aplicadas, tornando-se esta a camada crítica.
- 2) Como decorrência da primeira conclusão, a camada final de areia e o próprio subleito deverão trabalhar aliviados, sob baixos níveis de tensões.
- 3) O valor médio de resistência para 90 dias foi de 20,3 MPa, atendendo aos requisitos considerados no projeto (acima de 18 MPa para idades maiores que 28 dias).
- 4) A execução da camada cimentada, com as características requeridas, envolveu cuidados executivos especiais, particularmente durante o tempo de espalhamento e compactação das duas camadas, como também quanto ao processo de cura, de modo a evitar o problema de trincas de retração.
- 5) O controle estatístico das resistências dos blocos intertravados apresentou valores acima dos 35 MPa de projeto.

6) Entende-se relevantes os estudos das fases de projeto, composição da mistura de brita graduada, dosagens para os blocos intertravados, e o controle tecnológico na fase de execução dos serviços, por se tratar de um tipo de pavimento ainda não convencional nos meios técnicos brasileiros, principalmente por estar sendo aplicado em terminal de containeres.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES, Departamento de Portos e Hidrovias, ao Consórcio IVAÍ-CARIOCA CHRISTIANI NIELSEN e à FURG que possibilitaram a execução deste trabalho.



FINEP



FINANCIADORA DE ESTUDOS E PROJETOS



PETROBRAS