

# Anais do V Workshop

## DESENVOLVIMENTO TECNOLÓGICO NAS CONCESSÕES RODOVIÁRIAS

soluções técnicas aplicadas  
2010



# Sumário



2

Projeto Conceitual para a Construção de Acesso da Ponte Rio-Niterói para a Linha Vermelha



12

Avaliação de Formação de Trilha de Rodas com Diferentes Tipos de Misturas Asfálticas



26

Avaliação do Comportamento de Dois Tipos de Revestimentos asfálticos, Dosados pelo Método SUPERPAVE, sob Ação de Tráfego Real na Rodovia BR040 – Trecho da Concessionária CONCER



40

Avaliação da Técnica de Reciclagem a Frio de Capa com Emulsão Polimerizada



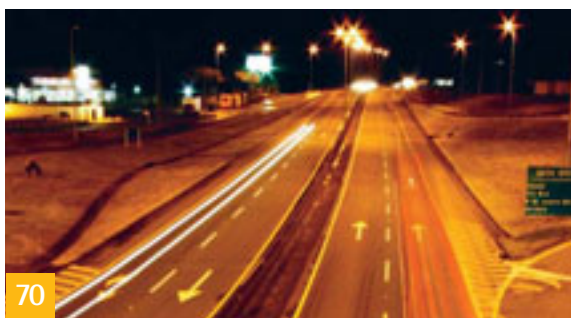
50

Caracterização de Depósitos de Argilas Moles na Região Metropolitana de Porto Alegre e Estudo Preliminar de Melhorias desses Solos por Meio da Adição de Cal



60

Monitoramento das condições climáticas associadas às condições geológicas-geotécnicas da rodovia BR-116/RJ e seu entorno: correlação entre chuvas, piezometria e movimentos das encostas dos km 87 e km101 da BR-116/RJ



70

Avaliação da Sinalização Viária com base em Padrões de Desempenho Funcional



86

Avaliação da pesagem de veículos em movimento com cargas líquidas

# Introdução

O Recurso para Desenvolvimento Tecnológico chamado de RDT é uma verba no montante de 0,25% da Receita Bruta de Pedágio anual, prevista em alguns contratos de concessão de rodovias federais para fomento da pesquisa e desenvolvimento tecnológico na área de engenharia rodoviária. Na 1ª etapa de concessões federais de rodovias, os recursos são previstos para os contratos das concessionárias: CONCEPA, CONCERT, CRT, NOVADUTRA e PONTE. Já na 2ª etapa de concessões, a cláusula está presente nos contratos das concessionárias: AUTOPISTA LITORAL SUL, AUTOPISTA FERNÃO DIAS E AUTOPISTA RÉGIS BITTENCOURT.

A Resolução nº 483, de 24 de março de 2004, dispõe que para utilização destes recursos, as concessionárias devem desenvolver projetos de pesquisa aprovados pela ANTT, que os acompanha e fiscaliza, além de aprovar seus produtos finais e os recursos aplicados nos limites das respectivas verbas anuais.

A soma das verbas de RDT de todas as concessões federais de rodovias no ano de 2009 foi de cerca de R\$ 7,5 milhões, a preços de junho de 2010. Essas verbas são distribuídas uniformemente no tempo, sendo reajustadas anualmente. Tais recursos, quando não utilizados para os fins a que se destinam no exercício, são revertidos para a modicidade tarifária por ocasião das revisões ordinárias da tarifa básica de pedágio.

Vários trabalhos, frutos do RDT, vêm sendo publicados em congressos da área, e diversas pesquisas realizadas com a participação de instituições acadêmicas motivaram o desenvolvimento de trabalhos de mestrado e doutorado.

A ANTT organiza anualmente este workshop para divulgar os resultados e produtos das pesquisas realizadas com a verba de RDT, bem como difundir o conhecimento

científico e tecnológico gerado nesses estudos para toda a comunidade técnico-científica (concessionárias, universidades, empresas de tecnologia, agências reguladoras e órgãos rodoviários).

Neste ano, o V Workshop “Desenvolvimento tecnológico nas concessões rodoviárias: soluções técnicas aplicadas”, realizado nos dias 18 e 19 de agosto, contará com a presença de representantes das concessionárias, de empresas do setor, de universidades e institutos de pesquisa, e Ministério dos Transportes, entre outros.

Com a divulgação do RDT, espera-se que haja uma maior diversificação das instituições envolvidas e, conseqüentemente, uma maior variedade de temas e abordagens de pesquisa.

**Bernardo Figueiredo**

Diretor Geral da ANTT





Concessionária da Ponte Rio-Niterói S. A.

# Projeto Conceitual para a Construção de Acesso da Ponte Rio–Niterói para a Linha Vermelha

Willian Alberto de Aquino Pereira – Sinergia Estudos e Projetos Ltda  
Nilton Velihovetchi – CCR Ponte

## Resumo

O projeto conceitual para construção de acesso da Ponte Rio – Niterói para a Linha Vermelha foi desenvolvido no escopo da pesquisa “Estudos de Alternativas Técnicas e Operacionais para Melhoria da Fluidez do Tráfego nos Acessos da Ponte – Extremidade Rio de Janeiro”, realizada em 2008, cujo cerne do trabalho teve por objetivo avaliar a proposta de implantação de um viaduto ligando a Ponte (sentido Rio de Janeiro) à Linha Vermelha (sentido Norte), levando-se em consideração a área ociosa ao lado da Ferrovia que acessa o Porto.

Foi realizado um levantamento de dados na área de influência da Ponte Rio – Niterói a fim de se obter insumos para o desenvolvimento dos estudos, com vistas à proposição de soluções para os problemas de fluidez nos acessos da Ponte no Rio de Janeiro. Analisou-se o desempenho destes acessos através de contagens de tráfego e pesquisas de origem/destino de placas, realizadas no intuito de identificar os fluxos componentes dos entrela-

çamentos existentes.

Os resultados destas pesquisas demonstraram o Nível de Serviço em cada uma destas alças, localizando os pontos de impedância ao tráfego. Foram realizadas também microsimações para a alça que liga a Av. Brasil (sentido centro) à Ponte (sentido Niterói), bem como para a alça que faz a ligação análoga, originada na Linha Vermelha.

Essas simulações têm a finalidade de fornecer indicadores mais realistas do efeito de entrelaçamento na fluidez do tráfego e, também, foram realizadas na proposta de ligação entre Ponte e a Linha Vermelha, para elaboração do projeto básico.

Definida a solução técnica e comprovada sua viabilidade, foi desenvolvido no ano de 2009 o projeto básico para implantação da ligação direta da Ponte com a Linha Vermelha.

Palavras-chave: ponte, fluidez, acesso, linha vermelha.

# 1. Projeto Conceitual para Construção de Acesso da Ponte para a Linha Vermelha

## 1.1. Estudo de Alternativas Técnicas e Operacionais para Melhoria da Fluidez nos Acessos a Ponte – Extremidade Rio de Janeiro

Os congestionamentos diários verificados nos Acessos e Saídas da Ponte na cidade do Rio de Janeiro impõem enorme desconforto

aos usuários da rodovia, o que poderá tornar a rota cada vez menos atrativa e limitar o desenvolvimento sócio-econômico da região.



Figura 1 – Congestionamentos diários verificados na Ponte Rio-Niterói

Foi diagnosticado que ao longo dos anos a impedância nas vias adjacentes está aumentando e progressivamente será prejudicial ao tráfego da Ponte, afetando em muito o nível de serviço oferecido aos motoristas. Para aumentar a fluidez do tráfego nas suas alças, foi feita uma proposta através de um projeto básico, para a ligação direta entre a Ponte, no sentido do Rio de Janeiro, e a Linha Vermelha, no sentido Norte.

Este novo acesso seria feito através da implantação de um viaduto que utilizaria a área ociosa ao lado da Ferrovia que acessa o Porto do Rio de Janeiro e ligaria a saída da Ponte no Rio de Janeiro até a pista do sentido Norte da Linha Vermelha, reduzindo o número de entrelaçamentos existentes na Av. Brasil e, conseqüentemente, melhorando o fluxo de veículos.

Para a realização do projeto básico, foram executadas pesquisas para verificar se a capacidade das alças atuais da Ponte permitiria absorverem uma maior demanda. Para isso foi efetuada uma pesquisa de Contagem Volumétrica e de Origem/Destino nos dias 12 e 18 de março de 2008, no pico da manhã e da tarde e no dia 09 de abril de 2008, somente no pico da manhã.

As contagens volumétricas foram executadas em 18 postos, sendo um para cada faixa de rolamento dos acessos e saídas da Ponte

Rio – Niterói, na extremidade do Rio de Janeiro. Estas pesquisas foram elaboradas em dias úteis no pico da manhã, que consiste entre as 06:00 e 10:00 horas, e no pico da tarde, entre as 16:00 e 20:00 horas.

Já as pesquisas de Origem/Destino foram executadas em oito postos, concomitantes com as Contagens Volumétricas e também considerando cada faixa de rolamento. Para esta pesquisa foram utilizados palmtops em que se anotaram as placas de noventa mil veículos, com o intuito de conhecer as movimentações dos usuários da Ponte Rio – Niterói e sua inserção na Avenida Brasil e Linha Vermelha. Assim, foi possível identificar os fluxos dos veículos da Avenida Brasil e os entrelaçamentos no trecho compreendido entre a Saída da Ponte e o Acesso à linha Vermelha, numa extensão de aproximadamente 500 m.

O estudo concentrou-se em pesquisar este trecho entre a descida da Ponte e a Linha Vermelha, por esta conexão ocorrer através de uma via expressa, a Avenida Brasil, sendo necessário transpor o tráfego desta via até o acesso à Linha Vermelha. Isto exigiu a identificação minuciosa dos fluxos componentes do tráfego das principais seções de cada via, implicando em um número muito maior de variáveis a ser consideradas na análise de desempenho viário, a microsimulação.

Para os usuários da Ponte que se destinam ao centro do Rio de Janeiro, foi constatado que estes utilizam vias de características urbanas para chegar até o destino, principalmente a Avenida Rodrigues Alves e Avenida Francisco Bicalho. Dada a complexidade da rede a ser analisada neste percurso e a necessidade de se criar um modelo capaz de representar as condições de tráfego existentes de maneira confiável, neste projeto básico optou-se por obter somente os Níveis de Serviço das alças que são utilizadas por estes usuários da Ponte e admitiu-se outros estudos e projetos já existentes na esfera municipal, que se forem implantados contribuirão com a fluidez do tráfego nestas alças.

Para a verificação da capacidade das alças de acesso à Ponte Rio – Niterói foram levantadas as características geométricas e operacionais destas vias, como velocidade máxima permitida, largura do afastamento lateral, número de faixas, entre outras. Optou-se por utilizar a velocidade máxima permitida por se verificar que o fluxo livre ocorre em valores superiores a estas, sendo a velocidade máxima permitida para as vias expressas de 80 km/h e para as alças de 60 km/h.

Para facilitar a identificação das alças da Ponte utilizadas pelos os usuários que se destinam ou tem origem da cidade do Rio de Janeiro, as alças foram codificadas da seguinte forma:

#### Quadro 1 – Identificação das alças de acesso à Ponte

Descrição da Alça	Seção
Veículos da Ponte que se destinam à Perimetral e Francisco Bicalho	1
Veículos da Ponte que se destinam à Rodoviária e Rodrigues Alves	2
Veículos da Rodrigues Alves que se destinam à Ponte	3
Veículos da Francisco Bicalho que se destinam à Ponte	4

Utilizando as contagens de tráfego efetuadas, determinaram-se os volumes horários equivalentes de cada uma destas alças, utilizando-se os fatores de equivalência existentes no HCM (Highway Capacity Manual). Assim foi possível calcular dos Níveis de Serviço das alças de acesso à Ponte.

Entretanto convém ressaltar que tais resultados se referem simplesmente à seção típica

de cada alça, não levando em consideração fatores como o entrelaçamento de veículos em segmento posterior, por exemplo. Desta forma, a interpretação dos valores apresentados fica limitada à verificação de capacidade em termos do volume de veículos passantes.

O Nível de Serviço calculado de cada alça nos picos da manhã e da tarde pode ser analisado nos quadros a seguir:

#### Quadro 2 – Níveis de Serviço (Pico da Manhã)

Seção	Volume Equivalente	Fator de Hora de Pico	Nível de Serviço
1	2.487	0,97	C
2	2.157	0,90	C
3	442	0,82	A
4	2.633	0,95	C

#### Quadro 3 – Níveis de Serviço (Pico da Tarde)

Seção	Volume Equivalente	Fator de Hora de Pico	Nível de Serviço
1	1.245	0,92	B
2	1.128	0,71	A
3	1.337	0,93	B
4	2.794	0,89	C

Interpretando os resultados obtidos do cálculo de Nível de Serviço, conclui-se que tanto para o período de pico da manhã quanto da tarde todas as seções se mostraram suficientes para o bom desempenho do sistema, não havendo necessidade de se pensar em qualquer tipo de intervenção específica nas alças. Com isso, pode-se concluir que os congestionamentos nas alças têm origem não pela falta de capacidade das saídas, mas devido às retenções ocorridas fora da Ponte Rio – Niterói, que impedem os usuários de prosseguirem viagem.

Outra alça analisada pelo projeto foi a que conecta tanto a Av. Brasil quanto a Linha Vermelha à Ponte Rio – Niterói: são os usuários que se destinam à Niterói. Neste acesso foi realizada a microsimulação de tráfego onde há a supressão da faixa de rolamento originada na Linha Vermelha, trecho que é considerado o mais crítico: isto por ser este o trecho em que a Linha Vermelha desemboca, fazendo a união das duas vias. Para facilitar a identificação, os segmentos foram esquematizados segundo o quadro a seguir:

**Quadro 4 – Identificação dos segmentos que ligam à Ponte**

Alça de Origem	Segmento
Linha Vermelha	1
Av. Brasil	2
Alça Unificada	3

Os indicadores calculados para estes segmentos tanto no pico da manhã quanto no da tarde podem ser observados a seguir:

**Quadro 5 – Indicadores de desempenho por segmento (Pico da Manhã)**

Segmento	Indicadores			Nível de Serviço
	Velocidade (km/h)	Volume(veic/h)	Densidade (veic/km)	
1	64	740	11,7	B
2	64	902	7,1	A
3	60	1642	12,6	B

**Quadro 6 – Indicadores de desempenho por segmento (Pico da Tarde)**

Segmento	Indicadores			Nível de Serviço
	Velocidade (km/h)	Volume(veic/h)	Densidade (veic/km)	
1	63	1095	16,4	C
2	65	1013	7,8	A
3	59	2108	17,7	C

Analisando os resultados calculados acima, se pode observar que há uma substancial reserva de capacidade para estas alças, tanto para o período da manhã quanto para o da tarde.

Com isso, pode-se concluir que todas as alças analisadas até este ponto permitem o acesso e saída adequados da Ponte. Contudo, diagnosticou-se que os atuais congestionamentos observados nestas alças são ocasionados por problemas externos à Ponte e que parte da solução pode ser obtida em função dos estudos relacionados aos projetos já

existentes para dinamizar o tráfego e aumentar o fluxo no âmbito municipal.

Contudo, outra alça analisada pelo projeto é a que faz o acesso à Linha Vermelha a partir da Ponte Rio – Niterói. Atualmente, há um entrelaçamento de tráfego dos veículos que querem acessar a Linha Vermelha com os veículos da Av. Brasil. Isto porque para acessar a primeira os usuários da Ponte devem utilizar esta alça até a pista central da Av. Brasil para, então, se dirigir para o acesso à Linha Vermelha. O trajeto pode ser observado na Figura 2.





Figura 2 – Entrelaçamento de fluxos na Av. Brasil

Há, portanto, um conflito entre fluxos veiculares da seguinte forma: movimento 1-4 em convergência com o movimento 2-5, movimento 1-5 em convergência com o movimento 3-4 e, finalmente, movimento 2-5 em convergência com o movimento 3-4.

Os entrelaçamentos descritos acima ocorrem em um pequeno trecho da pista central da Av. Brasil, que tem aproximadamente 500 m de extensão, um espaço muito pequeno para o trânsito que circula nesta via. Segundo a pesquisa realizada, no pico da manhã 40% dos usuários que utilizam a alça para a Av. Brasil destinam-se à Linha Vermelha. Já no pico da tarde, esse percentual passa para 30% dos usuários.

Em números, são aproximadamente 2 mil veículos por hora que saem da Ponte Rio – Niterói para Linha Vermelha (do ponto 2 para o ponto 6 na Figura 1) e disputam passagem com outros 3 mil veículos originados na Av. Brasil e que desejam seguir adiante pela

mesma via, representado pelo ponto 1 com destino ao ponto 5 da Figura 2.

Esta disputa faz com que a velocidade do trecho diminua consideravelmente e, com isso, reduza o fluxo da via, causando um grande impacto sobre o desempenho da Av. Brasil. Além disso, este problema também causa grandes transtornos aos usuários da Ponte, em consequência dos reflexos das ondas de choque e seu impacto sobre suas alças, gerando congestionamentos diários que atingem a extensão de 5 Km.

A distância adequada entre as duas extremidades do trecho de entrelaçamento é fundamental para o bom desempenho da via, o que permite aos motoristas negociarem as mudanças de faixa com maior folga. Como consequência de um possível aumento desta distância, tem-se a redução das ondas de choque e seu impacto sobre o desempenho da rede viária. Matematicamente, de acordo com a metodologia de análise de capacidade do HCM, tem-se que:

$$S_i = S_{\min} + \frac{S_{\max} - S_{\min}}{1 + W}$$

Sendo “Si” a velocidade resultante do entrelaçamento e “W” o fator de intensidade do entrelaçamento, calculado por:

$$W = \frac{\alpha (1 + VR)^{\beta} (v/N)^{\gamma}}{L^d}$$

Sendo “L” a extensão da distância disponível para o entrelaçamento.

Percebe-se então que quanto maior a distância, menor o fator  $W$ , e quanto menor este último, maior a velocidade resultante.

A distância do trecho é, portanto, um fator decisivo para determinar a velocidade resultante do entrelaçamento. Porém, no caso do acesso da Ponte Rio – Niterói à Linha Vermelha pela Av. Brasil o entrelaçamento está localizado em um ponto em que não é favorecido por nenhum tipo de intervenção simplificada. Neste ponto existem restrições para a implantação de novas obras de prolongamento do intervalo e de demais ampliações de capacidade, dadas a quantidade de alças já existentes em diferentes níveis.

Para a análise comparativa de possíveis soluções a serem implantadas, tornou-se necessária a elaboração de um modelo capaz de fornecer indicadores de desempenho do sistema viário. Fez-se então a microsimulação de tráfego do trecho descrito acima nos períodos de pico da manhã e da tarde, através do qual foi possível identificar o trecho crítico. Este foi localizado na parte central da Av. Brasil, representado pelo adensamento do tráfego, causado pela redução de velocidade, resultante do entrelaçamento do tráfego na via.

Identificou-se três problemas principais que influenciam este adensamento do tráfego: o início da faixa exclusiva de ônibus, representada na Figura 2 como ponto 4, dois pontos de convergência de fluxos veiculares

e três pontos de movimentos conflitantes no trecho. Em 500 m, todos os três fatores ocorrem, sendo que em apenas 300 m as convergências já ocorrem e, ainda, a capacidade da via é imediatamente reduzida através da reserva de uma faixa de rolamento para o transporte público, ainda dentro do trecho crítico para a acomodação dos veículos. Estes fatores causam a redução do fluxo e criam o adensamento do tráfego percebido na microsimulação.

Esta situação se agrava no período do pico da tarde, quando o número de veículos aumenta na Av. Brasil, causando um aumento substancial da densidade do tráfego, mesmo com o decréscimo do número de veículos vindos da Ponte Rio – Niterói.

Com a intenção de se reduzir os custos econômicos associados aos atrasos impostos aos veículos neste trecho analisado e garantir a qualidade do serviço oferecido pela Ponte SA a seus usuários, foi proposta a construção de uma ligação direta entre a Ponte Rio – Niterói e a Linha Vermelha, acesso pela qual não haveria conflito entre os fluxos de tráfego identificados anteriormente.

Este projeto básico propõe a construção de uma nova alça de Saída da Ponte Rio – Niterói, que poderá ser implantada utilizando-se da área ociosa ao lado da Ferrovia que acessa o Porto do Rio de Janeiro. A implantação dessa alça faria a conexão direta entre a Ponte e a Linha Vermelha, conforme se pode visualizar na Figura 3.



Figura 3 – Alça entre a Ponte e a Linha Vermelha – Sentido Zona Oeste

Esta seria uma solução para o problema hoje enfrentado pelos usuários da Ponte que utilizam a alça que desemboca na Av. Brasil, onde enfrentam os entrelaçamentos de tráfego atuais conforme descrito anteriormente e se destinam à Linha Vermelha.

Para determinar os benefícios da nova alça de Saída proposta pela Ponte Rio – Niterói, foi realizada a microsimulação de tráfego, caso a proposta fosse implantada, e os resultados obtidos foram positivos para o desempenho do sistema viário no trecho analisado, o que já era esperado em função da retirada

do fluxo originado na Ponte Rio – Niterói com sentido à Linha Vermelha.

A retirada dos usuários da Ponte que descem na Av. Brasil e acessam a Linha Vermelha, cerca de 1500 veículos/h nos horários de pico, eliminaria dois movimentos conflitantes no trecho analisado e acarretaria em significativo aumento na velocidade média e redução da densidade dos veículos no referido trecho, trazendo assim os consequentes benefícios econômicos e ambientais. Os resultados da simulação da implantação deste projeto são vistos nos Quadros 7 e 8:

**Quadro 7 – Indicadores de desempenho do sistema no pico da manhã**

Sistema	Indicadores	
	Velocidade Média (km/h)	Densidade (veíc/km)
Atual	50,9	24,9
Proposto	57,5	12,2

**Quadro 8 – Indicadores de desempenho por sistema no pico da tarde**

Segmento	Indicadores	
	Velocidade Média (km/h)	Densidade (veíc/km)
Atual	23,4	53,5
Proposto	57,0	15,5

A execução de nova alça de ligação entre a Ponte Rio – Niterói e a Linha Vermelha acarretaria em dobrar a velocidade média dos veículos no trecho analisado da Av. Brasil, no pico da tarde, e também iria reduzir a densidade de

veículos por quilômetro, eliminando os congestionamentos diários verificados no pico da tarde. Deve-se ressaltar que a velocidade máxima permitida nas Alças da Ponte é de 60 km/h.

## 1.2. Projeto Básico para Construção de Acesso da Ponte Rio-Niterói a Linha Vermelha

A solução para a ligação da Ponte Rio-Niterói com a Linha Vermelha consiste na implantação de uma estrutura elevada (viaduto) com aproximadamente 2.300 m de extensão.

A diretriz do traçado da via elevada guiou-se, no trecho inicial, pela linha férrea que liga o cais do Caju, no Porto do Rio de Janeiro, ao pátio de Arará e que é operada pela concessionária MRS. Nesse trecho a via elevada se desenvolverá sobre a ferrovia ocupando, preponderantemente, sua faixa de domínio. Mais adiante, após cruzar a Rua Carlos Seidl, a orientação segue sobre o rio Dom Carlos até a comunidade Parque Boa Esperança, onde encontra, enfim, a Linha Vermelha.

### Premissas adotadas no projeto básico:

Velocidade diretriz:

→ 80 km/h (trecho principal e alça saída da Ponte);

→ 60 km/h (trecho alça Linha Vermelha);

→ Traçado buscando a menor extensão e o aproveitamento do corredor ferroviário entre Benfica e Arará, trecho sob concessão da MRS;

→ Minimização dos impactos sociais às co-

munidades locais;

→ Desconsiderado ônus para ocupação da faixa de domínio da ferrovia (MRS);

→ Redução dos custos com desapropriação;

→ Minimização do remanejamento das redes de serviço existentes;

→ Metodologia para execução das fundações compatível com as condições locais (confinamento/proximidade de edificações) e características geológicas;

→ Greide máximo: 3%;

→ Lançamento das vigas longarinas com treliça metálica.

### Dados geométricos:

→ Extensão total aproximada: 2.300 m;

→ Largura típica: 9,00 m;

→ Tabuleiro composto por 55 vãos com extensão variando entre 26 m e 42,5 m;

→ Número total de apoios: 56 sendo 51 pórticos, 04 pilares e 1 encontro junto a Linha Vermelha;

→ Superestrutura em vigas pré-moldadas de concreto protendido, com uso de pré-lajes e complementação de concretagem no local;

→ Previsão de encaixe de acessos futuros nos pilares P9 e P43.

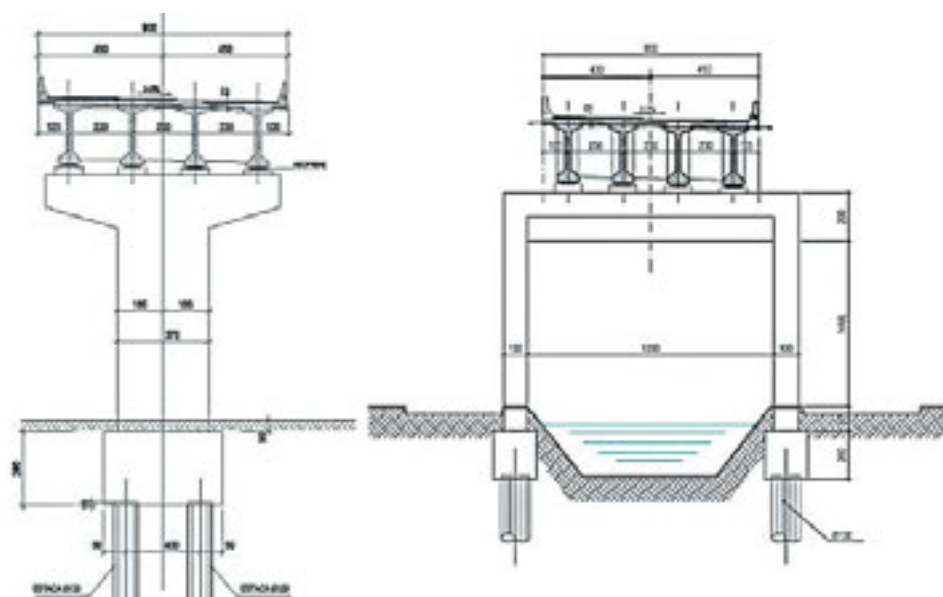


Figura 4 - Seções Típicas (Com apoio independente e em pórtico sobre o canal e a ferrovia)

## Considerações Finais

Os resultados obtidos pelo estudo demonstram que haveria redução dos custos econômicos associados aos deslocamentos tanto aos usuários da Ponte quanto aos não-usuários, que utilizam o trecho analisado da Av. Brasil, além dos benefícios ambientais que tal redução de congestionamento poderia causar.

Além do aumento de velocidade na Av. Brasil, a implantação da nova alça da Ponte acarretaria em externalidades positivas ao trânsito da região, como o aumento da fluidez do tráfego no viaduto do Gasômetro, que são os veículos que se destinam à Zona Oeste do Rio de Janeiro e que, conseqüentemente, beneficiará os usuários da Ponte que ali trafegam com destino à Niterói.

Deve-se frisar que os ganhos obtidos são considerados como base conservadora, já que o crescimento do volume de tráfego tanto na Ponte quanto na Av. Brasil levaria a quedas cada vez mais significativas dos indicadores de desempenho em um sistema já saturado. Apesar do trecho analisado não permitir níveis de saturação muito superiores, o que ocorreria com o crescimento dos volu-

mes de tráfego seria o aumento da porção afetada do sistema viário através do prolongamento das filas dos congestionamentos.

Portanto, pode-se considerar que a implantação da nova alça tem um caráter não apenas de mitigação de impactos, mas também de prevenção ao aumento iminente dos custos econômicos associados aos congestionamentos.

Quanto aos impactos devidos aos congestionamentos externos à Ponte, deve-se monitorar junto aos Governos Estadual e Municipal os projetos existentes, que se implantados contribuirão com a fluidez do tráfego nas vias e conseqüente alívio aos usuários da Ponte.

Espera-se que estes projetos externos contribuam com a melhoria da fluidez do tráfego dos acessos e saídas da Ponte Rio – Niterói à Avenida Brasil, à Perimetral e à Avenida Francisco Bicalho. Acredita-se que o conhecimento destes projetos seja importante, pois os impactos de sua implantação também se refletirão beneficemente na Ponte, sem que dependam de investimentos próprios da Concessionária.

Concessionária Autopista Litoral Sul S. A.



# Avaliação de Formação de Trilha de Rodas com Diferentes Tipos de Misturas Asfálticas

Edson de Moura (USP), Liedi Legi Bariani Bernucci (USP) e José Mário Cortes Chaves (OHL Brasil)

**Co-Participantes:** Carlos Magno Cardozo Candeias (OHL Brasil), Arnaldo da Silva Junior (Paulista Infra-Estrutura), Daniele Rodrigues dos Santos (Paulista Infra-Estrutura), André Felipe Vale (Dynatest) e Vagner Alba (CDT Paulista)

## Resumo

Este trabalho pesquisa os processos que levam à deformação permanente de revestimentos asfálticos, utilizando como estudo de caso uma pista teste localizada na Rodovia BR 376 PR, trecho concedido à Concessionária Litoral Sul - OHL com a finalidade principal de estudar os afundamentos em trilha de roda. Foram executados 10 trechos de 200 m de extensão cada, em aclave, totalizando 2 km, na 3a. faixa de rolamento, sujeita a tráfego pesado de caminhões lentos. Os trechos experimentais consistem de restauração de pista existente, onde foram executados diferentes tipos de misturas asfálticas, variando-se o tipo de distribuição granulométrica e também o tipo de ligante asfáltico, todas dosadas pelo método Marshall. Dois dos dez trechos foram submetidos ao ensaio acelerado por um simulador de tráfego de pista, em escala real. As misturas foram igualmente ensaiadas em laboratório com simulador de

tráfego tipo LPC. Além disso, foram extraídas placas do revestimento asfáltico e foram submetidas ao simulador de tráfego de laboratório. O objetivo dessa pesquisa foi o de comparar o comportamento das misturas asfálticas, quanto à deformação permanente obtida em campo, com a deformação permanente obtida em laboratório com o simulador de tráfego francês, de modo a estudar a consistência nos resultados e a previsibilidade de deformações pelo método laboratorial. Os resultados apontaram uma boa correlação entre os resultados de ensaios de laboratório com o desempenho das misturas de pista, sugeriu modificações no simulador de tráfego móvel e balizou a recomendação de três tipos de misturas a serem utilizadas na segunda etapa da pesquisa.

**Palavras-chave:** deformação permanente, pavimentação; simulador de tráfego.

## 1. Introdução

O principal objetivo do pavimento é o de proporcionar ao usuário: conforto, segurança e economia ao rolamento. O conforto é a sensação de bem estar que o usuário percebe quando do deslocamento do veículo no pavimento, e está relacionado com a ausência ou pequena presença de perturbações na suspensão do veículo. A segurança reside na facilidade com que o usuário mantém a trajetória do veículo. O fator economia está associado às características de desgaste do veículo, consumo de combustível e tempo de deslocamento.

A malha rodoviária no Brasil no ano de 2005 era de 1.413.000 km de vias sendo apenas cerca de 14%, 196.000 km de vias pavimentadas. Cerca de 45% das vias pavimentadas apresentam condições ótimas ou boas de trafegabilidade e o restante condições deficientes, ruins ou péssimas. Os itens avaliados foram defeitos em geral como buracos, ondulações, afundamentos e condições do acostamento (COPPEAD, 2009).

A somatória de reduzida malha rodoviária pavimentada do Brasil, com mais de 50% em condições precárias, aumentos de carga transportada por veículo, e ainda o aumento do volume de cargas transportadas pelo modo rodoviário nos últimos anos, traz ao engenheiro rodoviário condições funcionais como principalmente em características estruturais do pavimento. As melhorias funcionais dizem respeito à economia no transporte e à segurança dos usuários; as melhorias estruturais dizem respeito à redução de custos de manutenção pelos órgãos responsáveis pela via, seja público ou privado. A falta de previsibilidade da periodicidade das manutenções também leva a custos adicionais operacionais, de logística de obras, de interdições e de desgaste de imagem dos órgãos responsáveis pela manutenção.

Dentre os diversos tipos de defeitos estruturais e funcionais a que um pavimento está sujeito, sem dúvida, a deformação permanente em trilha de roda da camada de rolamento é um dos mais importantes, pois esse tipo de defeito além de propiciar uma degradação acelerada da estrutura do pavimento, reduz consideravelmente a segurança do usuário. Em dias chuvosos, há formação de uma lâmina d'água ao longo de todo o trecho nas trilhas de roda, ocasionando uma dificuldade de escoamento da água, e propiciando um menor contato entre o pneu e as acículas dos agregados, podendo ocorrer a hidroplanagem.

A deformação permanente em trilha de roda segundo JOLIVET & MALLOT (2000) é um processo que ocorre de forma simultânea à deformação viscosa do ligante asfáltico e deformação plástica da estrutura mineral da mistura asfáltica. Estes autores comentam que tanto o ligante como o agregado exercem papel fundamental no desempenho da mistura asfáltica. O ligante com o resultado de sua consistência e reologia, e o agregado com as forças de fricção interna entre suas partículas (ângulo de atrito interno advindo do entrosamento entre os granulares).

Os principais fatores que contribuem diretamente para a formação de deformação permanente em trilha de roda são:

- teor de ligante asfáltico acima do teor ótimo de projeto,
- emprego de ligante asfáltico com consistência inadequada com a região onde a mistura asfáltica é empregada,
- distribuição granulométrica inadequada, associado também à forma de agregados,
- excesso de carga, comum em nossas rodovias,
- grau de compactação da mistura asfáltica em pista.



## 2. Objetivo

Esta pesquisa tem como objetivo estudar a relação entre a deformação permanente de misturas asfálticas em trilha de roda obtida em laboratório com simulador de tráfego francês tipo LPC, com valores de deformação permanente em trilha de roda medidos em campo em pista teste em real grandeza, de forma a estabelecer os limites de deformação em laboratório que assegurarão, com elevada probabilidade, a não ocorrência de deformações permanentes significativas dos revestimentos asfálticos de pavimentos no Brasil. Para tanto foram construídas 10 seções teste em campo com diferentes tipos de

misturas asfálticas, variando, em alguns casos, a distribuição granulométrica, bem como também os tipos de ligantes asfálticos. A pista foi construída na rodovia BR 376, na terceira faixa, no sentido ascendente, com 200 m de extensão cada seção teste. Três trechos selecionados serão submetidos ao simulador de tráfego de pista. Placas de misturas asfálticas serão retiradas de pista e testadas em laboratório do simulador de tráfego tipo LPC. Além disso, serão fabricadas misturas asfálticas em laboratório para estudo de deformações e outras características e propriedades.

## 3. Pista teste

A pista teste localiza-se no Município de Guaratuba – SC, entre os kms 675+200 e 673+200 da Rodovia BR 376 PR, pista norte, 3ª faixa, trecho em aclave, direção de Joinville-SC para Curitiba-PR. O local escolhido pa-

ra implantação da pista teste possui características representativas de tráfego e de estrutura de pavimento. Tornando possível o uso dos resultados obtidos com a pista teste em outros locais da rodovia.

### 3.1. Tráfego

Para obtenção do número N correspondente a 12 meses (janeiro de 2009 a janeiro de 2010), período em que a pista-teste, após sua implantação, foi submetida à ação do tráfego, realizou-se uma contagem dos veículos no 5º trecho da pista-teste, designado de T05.

Para a determinação, optou-se por realizar um levantamento de campo por meio de filmagem dos veículos que solicitam somente a 3ª faixa. Para tanto foi adquirida uma câmera filmadora com capacidade suficiente de registro. Foram 15 horas de filmagem

entre 6:00 hs e 21:00 hs, distribuídas em três dias 27, 28 e 29/01/2010. Através dessa filmagem foi possível quantificar o volume de veículos por classes.

Na tabela 1 estão os fatores de equivalência de carga para eixo com carga máxima legal e eixo com excesso de 30% de carga e os respectivos valores do número N para o USACE e para AASHTO. Foram neste estudo variados também a porcentagem de veículos com sobrecarga dentre os veículos comerciais carregados. Foram mantidos os 20% de veículos vazios nos cálculos.

**Tabela 1 – FEC com eixo máximo legal e com excesso de carga em 30%**

FEC	Participação da sobrecarga	FV		N	
		USACE	AASHTO	USACE	AASHTO
Eixo máximo legal	0	11,35	2,84	3,41E+06	8,52E+05
	10	16,02	3,55	4,81E+06	1,07E+06
Excesso de 30%	20	20,70	4,26	6,22E+06	1,28E+06
	30	25,37	4,98	7,62E+06	1,50E+06

### 3.2. Clima da região da pista teste

O clima da cidade de Guaratuba – SC, região onde a pista teste foi construída é classificado como subtropical superúmido, sem estação seca definida e isento de geadas. A média

de temperatura dos meses mais quentes é superior a 30°C, e nos meses mais frios inferior a 15°C, (PREFEITURA MUNICIPAL DE GUARATUBA, 2009)

### 3.3. Tipos de misturas asfálticas da pista teste

Cada trecho da pista teste difere-se quanto ao tipo de ligante asfáltico utilizado como também a distribuição granulométrica. É apresentada na tabela 2, a localização do

km dos dez trechos da pista teste, as misturas asfálticas utilizada e a faixa granulométrica para cada trecho.

**Tabela 2 – Tipos de mistura asfáltica de cada trecho**

Trecho n.	Localização (km)	Tipo de mistura	
		Ligante asfáltico	Granulometria
1	672+200 a	CAP 50/70	Fx. mix IVb.
2	675+000 a	CAP 50/70	Superpave 12,5 mm grossa
3	674+800 a	CAP mod. por 4% SBS	Superpave 12,5 mm grossa
4	674+600 +	CAP mod. por 4% SBS	Superpave 9,5 mm grossa
5	674+400 +	CAP mod. por 1,2% Elvaloy	Superpave 9,5 mm grossa
6	674+200 a	CAP mod. por 1,2% Elvaloy	Superpave 12,5 mm grossa
7	674+000 a	CAP mod. por Borracha	Gap-graded
8	673+800 a	CAP 30/45	Superpave 12,5 mm grossa
9	673+600 a	CAP 30/45	Superpave 9,5 mm grossa
10	673+400 a	CAP 30/45	Gap-graded

### 3.4. Características de execução e dados de projeto

Na execução da pista teste, primeiramente foi fresado uma espessura de 5 cm pela largura da 3ª faixa, em seguida foi aplicado uma imprimação com emulsão RR-2C a uma taxa de 1,0 l/m<sup>2</sup> e em seguida foram aplicadas as misturas asfálticas em cada trecho e compactadas, com espessura final após compactação de 5 cm. O processo de fresagem/imprimação/aplicação da massa foi executada paulatinamente devido à impossibilidade de se interromper o tráfego ao longo de toda a extensão de 2 km da pista teste. Fresava-se 2 trechos no total de 400 m, executava-se a imprimação e aplicava-se a mistura.

Os materiais escolhidos destinados a execução dos 10 trechos foram entregues no laboratório do Centro de Desenvolvimento Tecnológico Paulista de Infraestrutura da OHL em Atibaia – SP para a realização dos

projetos de dosagem e no Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da Escola Politécnica de SP para a determinação da deformação permanente em trilha de roda nos teores de projetos. Com os projetos de dosagem já prontos, a empresa que realizaria a obra nos informou que não tinha mais o pedrisco ora considerado nos projetos de dosagem e que seria utilizado um outro pedrisco de origem mineralógica diferente. Devido a urgência da realização da pista teste e a falta de tempo para execução de novos projetos de dosagem a Centro de Desenvolvimento Tecnológico Paulista de Infraestrutura da OHL, alterou os teores de ligantes asfálticos dos projetos considerando a densidade do novo material. Os dados de projeto da dosagem Marshall, corrigidos, estão apresentados na tabela 3.

**Tabela 3 – Dados de Projeto Marshall das Misturas Asfálticas**

Trecho	Dosagem	Tipos de misturas	Tipos de ligante	Teor Ót. (%)	Dens. Ap.	Dens. T.	% de vazios	VCB (%)	VAM (%)	RBV (%)	Estabilidade (kgf)	Fluência (mm)
1	1	Faixa C/Mix IVb	CAP 50/70	5,20	2,415	2,514	4,0	12,1	16,1	75,4	1286,0	10,4
2	2	Superpave 12,5 mm grossa	CAP 50/70	5,46	2,407	2,507	4,0	12,6	16,6	76,0	1262,0	7,8
3	5	Superpave 12,5 mm grossa	4% SBS	6,20	2,381	2,481	4,0	14,1	18,2	77,8	1522,0	13,2
4	6	Superpave 9,5 mm grossa	4% SBS	6,70	2,357	2,462	4,3	15,2	19,5	78,1	1557,0	11,5
5	4	Superpave 9,5 mm grossa	1,2% RET	7,00	2,345	2,450	4,3	15,8	20,1	78,6	1126,0	9,6
6	3	Superpave 12,5 mm grossa	1,2% RET	6,14	2,384	2,483	4,0	14,0	18,0	77,9	1152,0	10,4
7	10	Gap graded	CAP BORRACHA	8,20	2,281	2,397	4,9	17,9	22,8	78,6	580,0	18,0
8	7	Superpaave 12,5 mm grossa	CAP 30/45	5,40	2,425	2,524	3,9	12,0	15,9	75,3	1226,0	9,9
9	8	Superpave 9,5 mm grossa	CAP 30/45	5,72	2,412	2,512	4,0	12,7	16,7	76,2	1318,0	7,7
10	9	Gap graded	CAP 30/45	8,42	2,297	2,418	5,0	17,9	22,9	78,2	881,0	11,8

### 3.5. Condições da mistura asfáltica de pista

Após a execução da pista teste foram extraídas sete placas, figuras 1 e 2, do eixo da pista. Dessas placas foram determinados os teores de ligante asfáltico pelo método de refluxo e através do método de Abson, o li-

gante asfáltico dos dez trechos foram recuperados e submetidos aos ensaios de viscosidade, penetração, ponto de amolecimento anel e bola e recuperação elástica. Apresentam-se na tabela 4 os resultados encontrados.



Figura 1 – Corte das placas na pista-teste



Figura 2 – Remoção com martelete das placas

A determinação da viscosidade Brookfield do ligante modificado por borracha não foi possível de ser realizada porque a norma ABNT NBR 15529-2007 especifica que a quantidade de ligante asfáltico deve ser suficiente para o ensaio ser realizado dentro de um béquer de 800 ml de capacidade (cerca de 600 ml de amostra). Como o processo de obtenção da amostra de ligante asfáltico, é através da extração por refluxo (sox-let) e da recuperação do ligante é pelo método de Abson, a quantidade que se obtém é relativa-

mente pequena para a determinação do ensaio de viscosidade.

Observe-se que o valor de recuperação elástica do ligante asfáltico convencional CAP 30/45 dos trechos T09 e T10 apresentaram valores de 38,5% e 41,5%, valores de recuperação incompatíveis para esse tipo de ligante. Provavelmente, o tanque que recebeu o ligante asfáltico CAP 30/45 estivesse com quantidade suficiente para alterar suas características.

Tabela 4 – Caracterização dos ligantes asfáltico de pista-teste

Trecho	Identificação		PA – Ponto de amolecimento (C°)	Pentração (1/10mm)	Visc. Brookfield			Teor de ligante (%)	Recuperação Elástica (%)
	Mistura	Ligante asfáltico			135°C (cP)	150°C (cP)	177°C (cP)		
T-01	Mix Ivb I.A.	CAP-50/70	54,5	32,0	512	249	87	5,51	12,0
T-02	SPV 12,5	CAP-50/70	55,5	29,7	552	262	89	4,73	10,5
T-03	SPV 12,5	4% de SBS	69,0	22,3	2214	933	284	4,21	80,0
T-04	SPV 9,5	4% de SBS	66,0	34,3	1402	641	210	5,37	80,0
T-05	SPV 9,5	1,2% RET.	56,0	34,0	635	303	104	6,61	30,0
T-06	SPV 12,5	1,2% RET.	58,0	25,8	705	329	110	6,18	29,0
T-07	Gap-Graded	AMB	54,0	49,2	*	*	*	7,28	45,5
T-08	SPV 12,5	CAP-30/45	55,5	30,8	605	288	99	5,82	10,0
T-09	SPV 9,5	CAP-30/45	55,8	33,7	673	320	109	6,13	38,5
T-10	Gap-Graded	CAP-30/45	56,0	33,7	633	301	103	5,38	41,5

(\*) O ensaio de viscosidade Brookfield não foi realizado para o ligante asfáltico modificado por borracha.

Os teores de ligante asfáltico de projeto apresentados na tabela 3 comparados com os encontrados em pista tabela 4, mostram que para os trechos T01, T08 e T09 ocorreu um

acréscimo na ordem de 0,3% a 0,4%, e os trechos T03 e T09 uma redução na ordem de 2% para os demais trechos ocorreram reduções variando de 0,4% a 1,3%.

### 3.6. Deformação permanente de laboratório

Em laboratório estas placas foram serrilhadas nas dimensões 17,5 cm de largura por 49,5 cm de comprimento e acondicionadas

nos moldes metálicos do simulador de tráfego tipo LPC, conforme procedimento mostrado nas figuras 3 a 5.



Figura 3 – Corte longitudinal da placa



Figura 4 – Corte da altura da placa



Figura 5 – Confinamento da placa no molde com argamassa

Os ensaios de Deformação Permanente nas trilhas de roda foram realizados em simulador de tráfego tipo LPC francês (Laboratoire des Ponts et Chaussées), com duas placas com 50 cm de comprimento, 18 cm de largura e 5cm de espessura, para a mistura asfáltica estudada, conforme especificação francesa NF

P 98-253-1 “Déformation Permanente des Mélanges Hydrocarbonés”, MANUEL LPC (2007). Os resultados de deformação permanente em trilha de roda para as placas extraídas de pista e submetidas ao simulador de tráfego estão apresentados na figura 6.

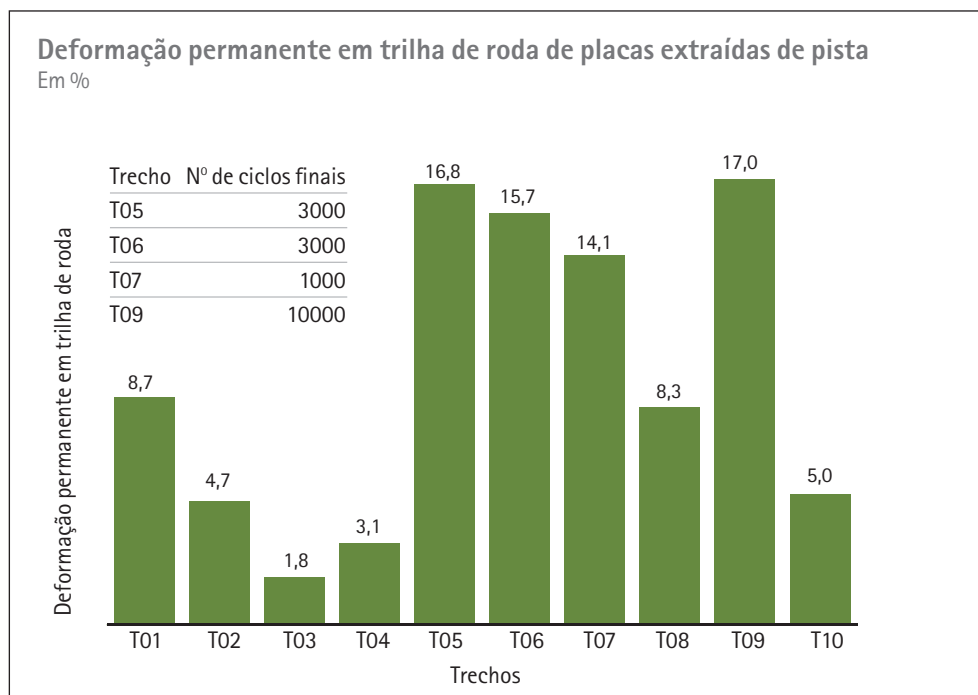


Figura 6 – Deformação permanente de misturas asfálticas de laboratório com teor de pista e de placas extraídas de pista

De modo a tentar prever comportamento em campo por meio de os estudos de laboratório, foi programada a pesquisa de obtenção em laboratório das deformações permanentes com misturas asfálticas usinadas em laboratório para três condições:

→ distribuição granulométrica e teor de ligante asfáltico de projeto;

→ distribuição granulométrica e teor de ligante asfáltico de pista; e,

→ distribuição granulométrica de pista e teor de ligante asfáltico corrigido em função dos resultados com a PCG e com a deformação permanente em trilha de roda obtidos no item b.



Figura 7 – Mesa compactadora tipo LPC (Laboratoire des Ponts et Chaussées)

As misturas asfálticas foram usinadas em laboratório atendendo às distribuições granulométricas e também aos teores de ligante especificados nos itens acima. As placas de misturas asfálticas foram compactadas por amassamento, simulando a compactação de campo, por meio de um equipamento “mesa compactadora tipo LCPC (Labora-

toire Central des Ponts et Chaussées) – Figura 7, conforme especificação francesa NF P 98-250-2 “Preparation des Mélanges Hydrocarbonés”.

Os resultados de deformação permanente em trilha de roda para as três condições estão apresentados na figura 8.

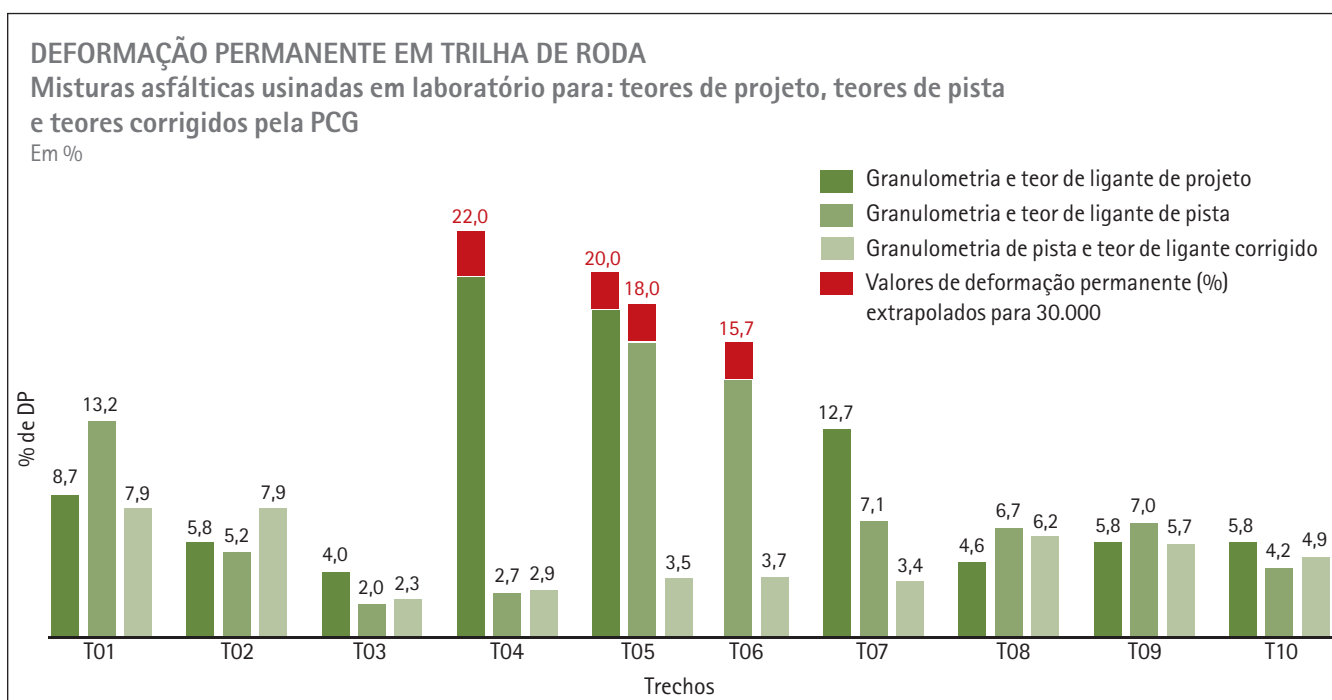


Figura 8 – Deformação permanente após 30.000 ciclos do simulador de tráfego LCPC de misturas asfálticas usinadas nos teores de ligante de projeto, de pista e corrigidos pela PCG

### 3.7. Flechas registradas sem campo

A ANTT, através do programa de exploração de rodovias – PER para as rodovias BR 116/376PR e BR 101 SC – Trecho Curitiba/Florianópolis, especifica o limite de 7,0 mm como sendo o valor máximo da flecha admissível; acima deste limite, indica-se a necessidade de intervenção. Observe-se na figura 9 que após 13 meses da abertura ao tráfego da pista-teste, todos os valores de flecha registrados ultrapassam o limite acima especificado, exceto o trecho T10 que apre-

sentou um valor de 6,6 mm de flecha. Por este motivo, como continuidade da pesquisa, está sendo proposta a fresagem total de 50 mm, e execução de dois trechos cobrindo toda a extensão da pista-teste, sendo que as duas soluções serão realizadas de acordo com os resultados desta pesquisa atual.

Observe-se ainda que os trechos T01, T05, T06 e T07, já apresentavam valores acima do especificado após apenas 6 meses de ação do tráfego.

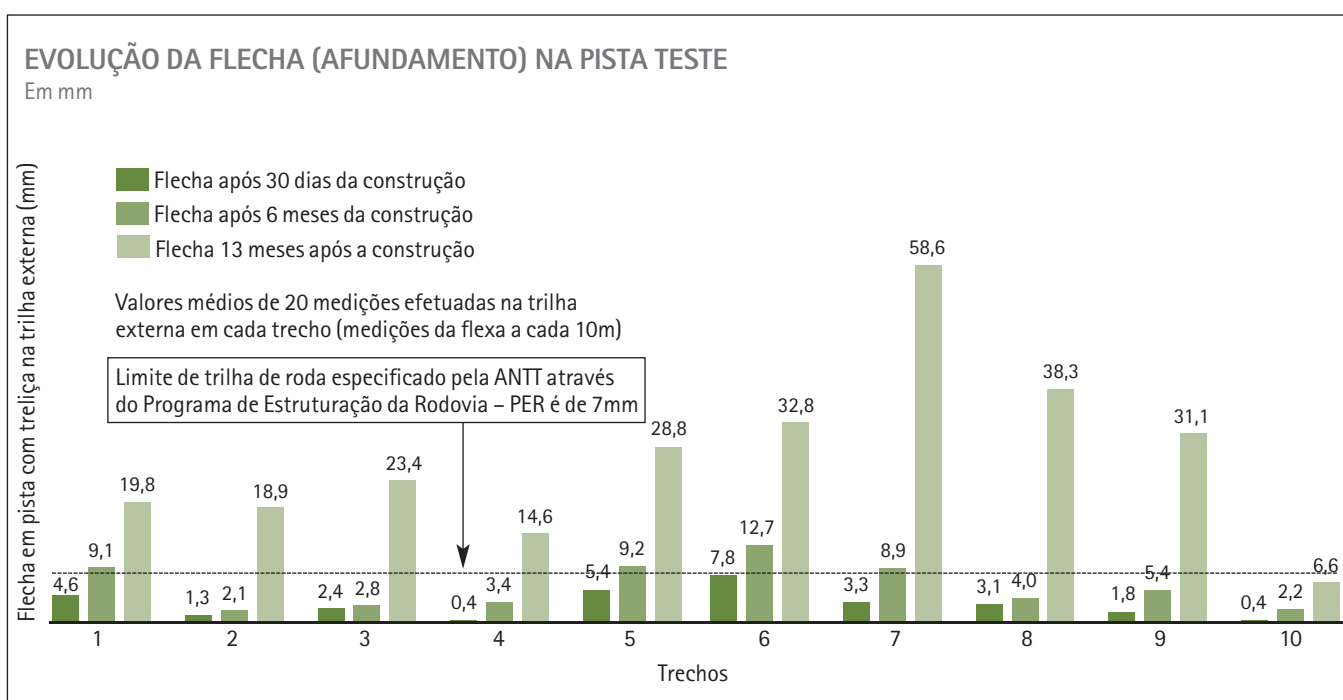


Figura 9 – Afundamentos – após implantação 1, 6 e 13 meses após abertura ao tráfego

## 4. Simulador de tráfego móvel – HVS

A determinação da deformação permanente em trilha de roda de campo, da pista teste, será com o emprego do equipamento simulador de tráfego móvel da empresa Simular Tecnologia do Pavimento Ltda, semelhante ao desenvolvido na África do Sul denominado de Heavy Vehicle Simulador (HVS),

O simulador de tráfego móvel é um equipamento móvel que realiza ensaios de campo acelerados em pavimentos. Os ensaios podem ser de deformação permanente em trilha

de roda e de fadiga, (SIMULAR, 2009)

O peso bruto total (com lastro) do simulador é de 50 t, o comprimento máximo da área simulada é de 12 m e largura máxima de 1 m, o simulador permite que o rodado tenha um deslocamento lateral simulando melhor as condições de tráfego. Os ciclos podem ser mono-direcional com 4.000 ciclos/dia ou bi-direcional com 8.000 ciclos/dia, a velocidade média é de aproximadamente 10 km/h, (SIMULAR, 2009).

### 4.1. Escolha dos trechos

Foram selecionados dois trechos para serem submetidos ao simulador de tráfego móvel, o trecho T04 que foi feito com misturas asfálticas atendendo a faixa granulométrica SPV 9,5 mm e usinada com ligante asfáltico modificado por polímero SBS e outro trecho T10 com mistura na faixa gap graded usinado com ligante asfáltico convencional CAP

30/45. Esses dois trechos foram escolhidos por apresentam as melhores condições superficiais e por se tratar de misturas de interesse da concessionária. Apresenta-se na tabela 5 a identificação dos trechos escolhidos para serem submetidos ao simulador de tráfego móvel bem como as cargas e número de ciclos de solitação.

**Tabela 5 – Trechos escolhidos para ensaio acelerado com o simulador e carga para número de ciclos**

Trecho	Tipo de ligante asfáltico	Tipo de misturas asfálticas	Carga do simulador para nº de ciclos	
			6,1 t	8,3 t
4	CAP mod.por 4% SBS	SPV 9,5 mm	500.000	500.000
10	CAP 30/45	Gap Graded	440.703	-

### 4.2. Deformação permanente com simulador de tráfego móvel

Apresentam-se na figura 10 os afundamentos registrados nas trilhas de roda com o simulador de tráfego móvel para os trechos T04 e

T10. Observe-se que para o trecho T04 o valor máximo registrado foi de 1,0 mm e para o trecho T10 alcançou o valor de 1,2 mm.

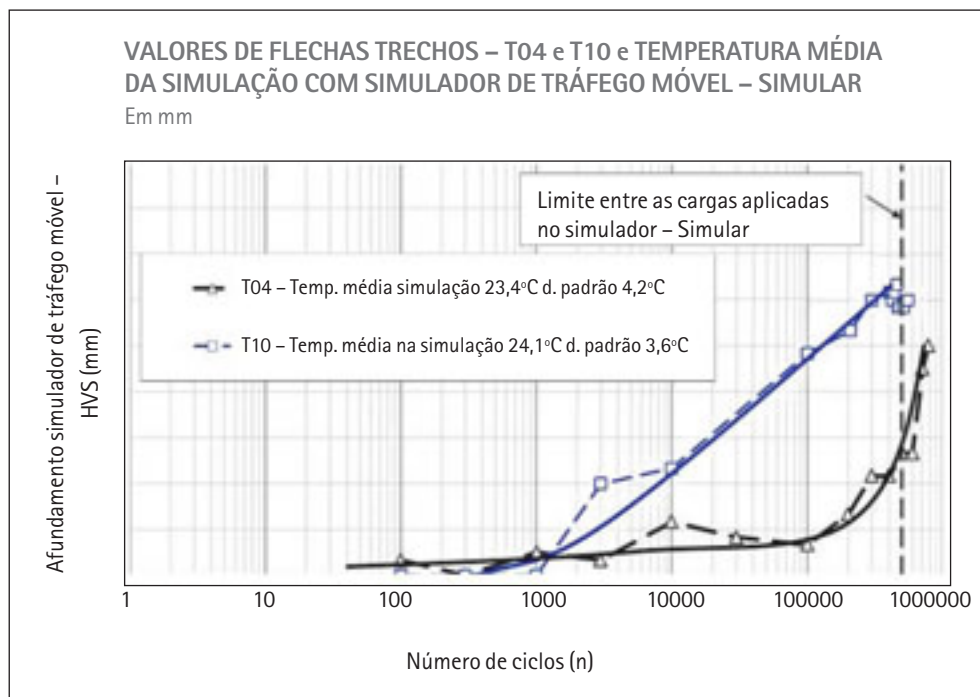


Figura 10 – Afundamentos com o simulador de tráfego móvel



Apresenta-se na tabela 6 a associação do número N para os períodos de 1, 6 e 13 meses (determinados com a contagem de tráfego

descrita no item 3.1) de solicitação pelo tráfego com as flechas registradas em pista apresentadas na figura 9.

**Tabela 6 – Número N calculado para os período de 1, 6 e 13 meses com FEC da USACE e as flechas medidas em pista para os mesmos períodos**

Período (mês)	Eixo Legal	N calculado Ex. excesso	T04	Flechas T10
1	2,59E+05	5,79E+05	0,4	0,4
6	3,89E+05	3,47E+06	3,4	2,2
13	3,67E+06	8,20E+06	14,6	6,6

O produto do número de ciclos do simulador de tráfego móvel e os seus respectivos FEC resulta no número N representativo com o simulador de tráfego. Na tabela 7, apresen-

tam-se para os trechos T04 e T10 o número N (função do FEC da USACE) e os respectivos valores de flechas encontrados com o simulador de tráfego móvel – Simular.

**Tabela 7 – Número N dos trechos T04 e T10 e as flechas encontradas com o simulador**

Ciclos Simulador	Trecho T04			Trecho T10			
	FEC USACE	N Simulador	Flecha Simulador	Ciclos Simulador	FEC USACE	N Simulador	Flecha Simulador
100	12,63	1,26E+03	0,04	1000	12,63	1,26E+04	0,10
1000	12,63	1,26E+04	0,10	3000	12,63	3,79E+04	0,40
10000	12,63	1,26E+05	0,15	10000	12,63	1,26E+05	0,47
100000	12,63	1,26E+06	0,19	100000	12,63	1,26E+06	0,97
500000	12,63	6,32E+06	0,53	470000	12,63	5,94E+06	1,17
280000	78,29	2,82E+07	1,00	83000	78,29	1,24E+07	1,2

Plotando-se em um gráfico as flechas encontradas no trecho simulado pelo equipamento com seus respectivos valores de número N determinados, tabela 7 juntamente com as flechas registradas em campo associa-

das aos respectivos números N determinados, tabela 6, pode-se verificar o efeito temporal da carga do simulador de tráfego. Nas figuras 11 e 12 observa-se o efeito temporal do simulador do trecho dos trechos T04 e T10.

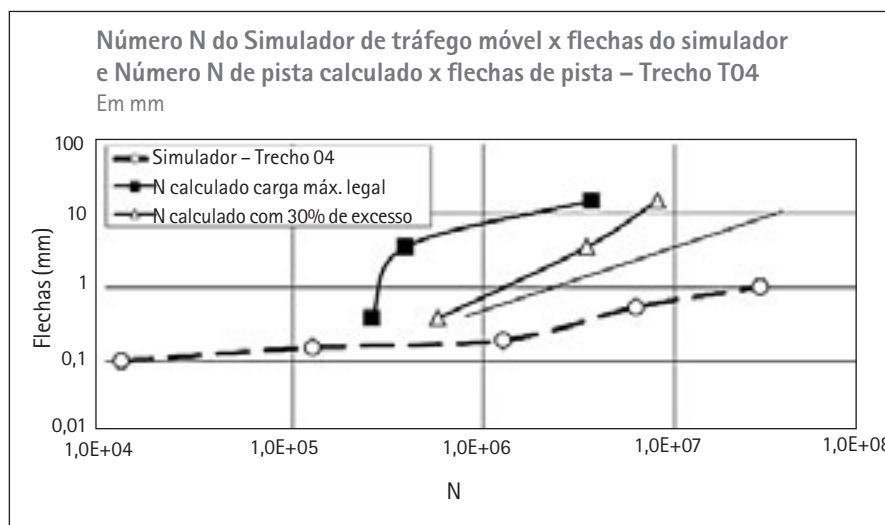


Figura 11 – Efeito temporal do simulador de tráfego móvel – Simular – Trecho T04

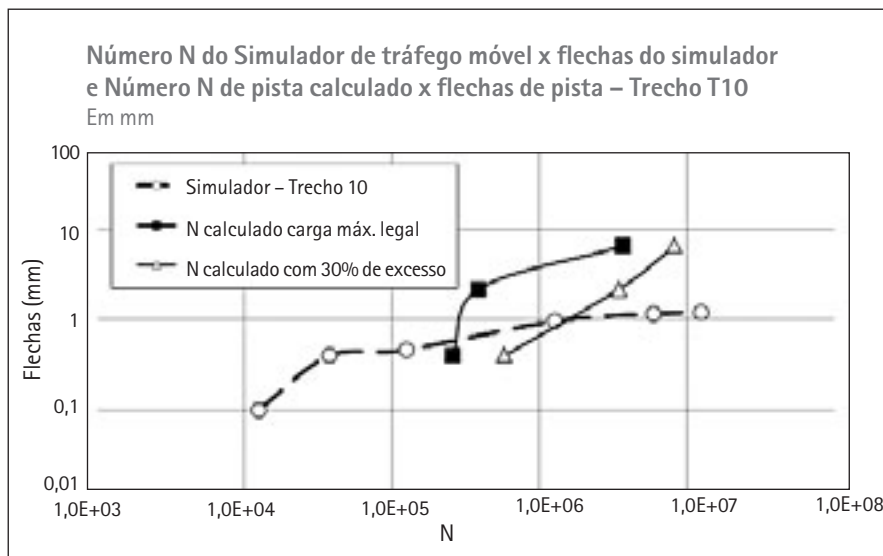


Figura 12 – Efeito temporal do simulador de tráfego móvel – Simular – Trecho T10

## 5. Comentários

As flechas registradas nos dez trechos experimentais da pista-teste, após 13 meses, mostraram que as misturas asfálticas não resistiram à formação de trilha de roda imposta pelo tráfego muito pesado de caminhões, em sentido de pista ascendente, com baixa velocidade. Deve-se constatar que uma parte expressiva dos trechos experimentais, as medições realizadas com 6 meses de solicitação pelo tráfego mostraram já a baixa resistência à deformação permanente.

Os ensaios laboratoriais de deformação permanente com simulador de tráfego LPC das misturas asfálticas empregadas em pista, com os teores de ligantes asfálticos acima do

adequado, mostraram que era previsível que ocorreriam afundamentos em trilha de rodas. Os ensaios de todas as misturas, reproduzidos com as mesmas condições de pista quanto a distribuições granulométricas, como principalmente os teores de ligantes asfálticos, mostraram a vulnerabilidade das misturas asfálticas na formação de deformação. Para as misturas asfálticas cuja previsibilidade aos afundamentos pelos resultados de laboratório não foi boa, as condições de laboratório não reproduziram a média de campo, seja pela variabilidade das condições de campo, seja pelo ligante asfáltico de campo que não condizia com aquele testado em laboratório.

## 6. Conclusão

O trabalho mostra a importância de uma seleção prévia criteriosa da graduação e do tipo de ligante asfáltico, além de uma dosagem rigorosa, de preferência realizada com ensaios que possam prever comportamento mecânico, principalmente no caso de revestimentos asfálticos para vias de tráfego pesado. Para essas condições climáticas e de tráfego, não se deve utilizar ligantes asfálticos cujas características reológicas indiquem baixas consistências.

Face aos resultados obtidos na pesquisa indica-se a adoção do limite máximo de 5% de deformação permanente em trilha de roda, obtido com o equipamento francês tipo LCP – ornireur, em placas de 5 cm de espessura,

para as misturas asfálticas brasileiras que serão submetidas a tráfego considerado pesado, com baixas velocidades e temperaturas médias de serviço elevadas.

Quanto ao simulador de tráfego móvel foram sugeridas modificações no monitoramento permanente da carga aplicada, sistema de aquecimento de forma a manter a temperatura média de 25°C e também a instalação de uma unidade meteorológica próxima ao simulador. A incompatibilidade entre os resultados com o simulador e o observado em pista pela ação do tráfego estima-se que esteja associada principalmente à carga aplicada pelo simulador.

## 7. Recomendação

Devido à evolução das flechas observadas ao longo de todo o trechos da pista-teste ultrapassando o limite superior de 7 mm especificado pela ANTT através do Programa de Estruturação de Rodovias – PER, sugeriu-se a remoção com fresagem de 50 mm da camada de rolamento e recomposição com outros

três tipos de misturas asfálticas:

- faixa SPV 12,5 mm com ligante asfáltico modificado por SBS
- faixa SPV 12,5 mm com ligante asfáltico modificado por 1,2% de RET
- faixa Gap Graded do Caltrans com ligante asfáltico modificado por borracha

## 8. Bibliografia

- JOLIVET .Y.; MALLOT,M. Precautions when interpreting rutting results from the LCPC traffic simulator, 2º Eurasphalt & Eurobitume Congress Barcelona, 2000.
- MANUEL LPC (2007), Manuel LPC d'aide à la formulation des enrobés. Groupe de Travail RST "Formulation des enrobés". Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Paris, France.
- COPPEAD. Índices de transportes rodoviário. Instituto de Pós-graduação e Pesquisa em Administração, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2007.
- Disponível em: <[HTTP://www.centrodelogistica.com.br/new/\\_IndicesRodoviarosV7.pdf](http://www.centrodelogistica.com.br/new/_IndicesRodoviarosV7.pdf)>. Acesso em jun.2009.
- SIMULAR Tecnologia do Pavimento Ltda, Porto Alegre/RS, 2009.
- Disponível em: <[HTTP://www.simular.eng.br](http://www.simular.eng.br)>. Acesso em jun.2009.

Companhia de Concessão Rodoviária Juiz de Fora/Rio S.A. – CON CER



# Avaliação do Comportamento de Dois Tipos de Revestimentos asfálticos, Dosados Pelo Método SUPERPAVE, Sob Ação de Tráfego Real na Rodovia BR040 – Trecho da Concessionária CONCER

Prof. Laura Maria Goretti da Motta – COPPE/UFRJ, Eng. Marcos Antonio Fritzen – COPPE/UFRJ, Eng. Álvaro Augusto Dellê Vianna – COPPE/UFRJ, Prof. Giovanni Manso Ávila – EE/UFRJ, Eng. Ricardo Barra – CONCER

## Resumo

No Brasil ainda se utiliza para o dimensionamento de pavimentos asfálticos o método de dimensionamento de pavimentos baseados no ensaio de CBR. No entanto, no Manual de Pavimentação já se anuncia a possibilidade de aplicação de método de dimensionamento mecanístico – empírico, visto que esse tipo de método vem sendo utilizado em vários países já há alguns anos. Também nos últimos anos tem-se processado grande transformação no mercado de ligantes asfálticos com a adição de vários produtos tais como: polímeros, borracha de pneus e diversos aditivos nas chamadas misturas mornas. Para os agregados tem-se utilizado curvas granulométricas distintas, dos tipos descontínuas e abertas, que vem sendo cada vez mais utilizadas em concessionárias e obras novas de rodovias de alto volume de tráfego em todo o país. O objetivo deste trabalho é avaliar o comportamento de trechos

experimentais que serão construídos no trecho da BR040 sob concessão da CONCER, dimensionados através do método mecanístico – empírico SisPav. Nos trechos experimentais a serem construídos, serão adotados duas tecnologias novas de misturas asfálticas: uma com uso de mistura morna e outra de mistura de módulo elevado além de uma mistura de referência, convencional. Todas as dosagens serão realizadas segundo o método SUPERPAVE com uso do compactador giratório da COPPE/UFRJ e será acompanhado o desempenho por dois anos sob a ação do tráfego real.

**Palavras-chave:** Dimensionamento Mecanístico – Empírico SisPAV; Misturas Asfálticas Mornas; Mistura de Módulo Elevado; Dosagem Superpave; Estudo de Tráfego.

## 1. Introdução

No Brasil ainda se utiliza para o dimensionamento de pavimentos asfálticos o método de dimensionamento de pavimentos baseado no ensaio CBR, desenvolvido e adotado em 1966 pelo DNER (Manual de Pavimentação, DNIT, 2006). No entanto, neste Manual de Pavimentação já se anuncia a possibilidade de aplicação de método mecanístico – empírico de dimensionamento de pavimentos asfálticos. Este tipo de método já foi implantado em vários países nesta década e até na anterior (Soares et al, 2009). No Brasil já temos condição de implantar um, a qualquer momento, tendo em vista que desde a década de 1980 vários laboratórios executam os ensaios de carga repetida que são necessários para obtenção dos dados de módulo de resiliência e de fadiga dos vários materiais que compõem o pavimento, especialmente as misturas asfálticas.

Também nos últimos anos tem-se processado uma grande transformação no mercado de ligantes asfálticos com a aplicação de vários produtos novos tais como polímeros, borracha de pneu e aditivos diversos. A divulgação das chamadas misturas mornas tem sido bastante freqüente no exterior e no país tendo em vista seu apelo ambiental. Para os agregados tem-se utilizado curvas granulométricas distintas, dos tipos descontínuas e abertas, também têm sido cada vez mais aplicadas, em várias concessionárias e nas obras novas de rodovias de alto volume de tráfego: SMA, CPA e GAP GRADED. Assim, a proposição de novo método de dosagem a partir do compactador giratório e tecnologia SUPERPAVE vem auxiliar na definição de características mais adequadas

de escolha do teor de ligante e da previsão do desempenho das misturas asfálticas sob o ponto de vista de fadiga e de afundamento (Bernucci et al, 2007).

Para tornar estes dois novos enfoques aplicáveis de forma direta nas obras correntes de pavimentação, o apoio das Concessionárias às pesquisas aplicadas de desenvolvimento tecnológico tem sido essencial, visto que as universidades precisam colocar em prática os novos critérios testados em laboratório e, para isto, o acesso ao campo é fundamental. Do ponto de vista das Concessões também há ganhos imediatos, pois tem-se a melhoria dos processos, dos projetos e das aplicações, especialmente das misturas asfálticas, com maior durabilidade das obras.

A grande dificuldade de se implantar um novo método de dimensionamento de pavimento asfáltico no Brasil ainda é a definição, de forma regionalizada, de fatores campo-laboratório (FCL) que permitam otimizar as estruturas previstas num dimensionamento mecanístico. Em vários países do mundo esta necessidade de ajuste nos modelos de laboratório foi resolvida com uso de simuladores de tráfego ou com acompanhamento sistemático de trechos experimentais.

No presente projeto de pesquisa o objetivo principal é planejar e executar três segmentos experimentais, cada um com 300m aproximadamente, em locais a serem escolhidos de comum acordo entre a CON CER e a equipe da COPPE, nos quais serão aplicadas duas técnicas novas de misturas asfálticas: a mistura morna e a mistura de módulo elevado, e uma mistura convencional utilizada pela concessionária como referência.

## 2. Objetivos

A presente pesquisa está dividida em dois focos principais: Pavimentos e Estudo de Tráfego.

### Pavimentos:

O objetivo principal deste foco é realizar estudo do desempenho de três trechos experimentais monitorados, dimensionados pelo método mecanístico – empírico SisPav (Franco, 2007). Os trechos experimentais serão construídos com: mistura asfáltica morna (MM), mistura de módulo elevado (MME) e mistura convencional, esta já utilizada pela concessionária Concer. Os trechos experimentais serão construídos em dois pontos distintos ao longo da rodovia BR040 sob a concessão da CONKER em locais escolhidos de comum acordo, dentro de critérios técnicos, dentre os que estão previstos para restauração ou reconstrução no ano de 2010.

Serão utilizados critérios de dosagem de misturas asfálticas para rodovias de tráfego pesado através do método SUPERPAVE: ensaios de Laboratório com o compactador giratório permitem determinar os parâmetros CDI, TDI e FN (Nascimento, 2008); avaliação das características mecânicas de fadiga através do ensaio de carga repetida e de deformação permanente através do simulador de tráfego de laboratório LCPC (Medina e Motta, 2005). Adicionalmente será feita uma tentativa de definir curvas de desempenho, utilizando o banco de dados de avaliações periódicas da concessionária CONKER.

### Estudo de Tráfego:

O objetivo principal deste foco é realizar estudos de tráfego visando previsão do crescimento do tráfego, em pontos de interesse, e

as mudanças de Volume Médio Diário para fins de dimensionamento dos pavimentos a serem restaurados futuramente.

## 3. Conceitos Básicos

### 3.1. Misturas Mornas (MM) e Misturas de módulo elevado (MME)

A seguir estão apresentados os conceitos sobre misturas mornas conhecidas como Warm Mix Asphalt – WMA e misturas asfálticas de módulo elevado.

#### 3.1.1. Misturas Mornas (MM)

As misturas asfálticas mornas conhecidas como Warm Mix Asphalt – WMA diferem de outras misturas asfálticas pelas temperaturas nas quais são produzidas e pela resistência e durabilidade do produto final. Os desenvolvimentos destas tecnologias começaram na Europa em 1997, com o objetivo de adequar os procedimentos empregados pela indústria da pavimentação às premissas do Protocolo de Kyoto segundo (Rohde et al, 2007). Os processos variam entre si, mas os objetivos são os mesmos: economizar energia e reduzir a emissão de gases poluentes na atmosfera.

As misturas a frio são executadas em temperaturas ambientes entre 20 a 50 °C, geralmente, enquanto as misturas asfálticas a quente são produzidas em temperaturas bem superiores, cerca de 140 a 170 °C em ligantes

convencionais chegando a mais de 180 °C, esta geralmente usada em ligantes modificados. As misturas mornas são produzidas a temperaturas entre 100 e 135 °C. Sabe-se que misturas asfálticas a quente apresentam maior estabilidade e durabilidade se comparadas às misturas a frio, o que explica a grande utilização deste material em camadas mais delgadas de pavimentos e em baixo volume de tráfego. O principal objetivo das misturas asfálticas mornas é alcançar resistência e durabilidade equivalentes ou superiores às das misturas asfálticas a quente.

A diminuição da temperatura na produção de misturas asfálticas é muito desejável sob diversos aspectos: As reduções das emissões de gases poluentes e do consumo de energia são importantes motivações ambientais. Na

Cidade Universitária da UFRJ foram construídos trechos experimentais de misturas asfálticas mornas que foram submetidas aos ensaios acelerados através do simulador de tráfego móvel. Estas misturas foram monitoradas na Usina de Asfalto e tiveram uma redução de consumo de energia para a produção da massa asfáltica de aproximadamente 35%. Os trechos experimentais de misturas mornas, construídos na Cidade Universitária, estudados com o simulador de tráfego, ainda estão sendo monitorados periodicamente com o objetivo de se obter o fator campo / laboratório através do tráfego comercial ao longo dos anos. Esse fator é importante porque será possível calibrar com o fator

campo / laboratório obtido do ensaio acelerado através do uso do simulador de tráfego móvel, segundo Fritzen et al (2009).

Existem ainda significativas vantagens construtivas e de desempenho dessas misturas asfálticas mornas: tem-se observado melhor trabalhabilidade da massa asfáltica durante a sua aplicação e compactação; temperaturas de produção e aplicação reduzidas podem melhorar os resultados de pavimentação em locais de climas frios e ainda representar menor envelhecimento, em curto prazo, do ligante asfáltico, por oxidação, aumentando o desempenho do pavimento quanto à resistência ao trincamento.

### 3.1.2. Misturas de Módulo Elevado (MME)

Segundo Magalhães (2004) misturas de módulo elevado são caracterizadas pelo uso de ligantes duros, granulometria contínua, que apresentem faixas de valores de módulos de resiliência de duas a três vezes maiores que os valores encontrados nas misturas convencionais. São misturas densas com granulometria contínua (30% a 35% passante na peneira de 2mm e 7% a 8% de filer e diâmetro máximo de 14mm a 20mm), sendo aplicadas em camadas de 7 a 15cm de espessura. Essa solução é recomendada em vias urbanas de tráfego canalizado, rodovias de alto volume de tráfego e aeroportos. As primeiras aplicações em rodovias começaram em 1981, como camada de base em reforços com ou sem fresagem, embora o seu uso só tenha se tornado mais significativo 4 ou 5 anos depois.

Segundo Delorme et al (1996) para o desenvolvimento destas novas concepções de misturas, foi necessário grande número de ensaios de laboratório, para a comparação entre o desempenho das misturas tradicionais e das novas, essenciais os testes destas misturas no Simulador de Tráfego Circular de Nantes, além da observação de trechos experimentais por 10 a 15 anos. Assim, só em 1992 foi possível propor a primeira especificação francesa para mistura de módulo elevado. Porém, em 1998, o Catálogo de Estruturas Tipo de Estradas Novas para a rede estadual e federal da França passa a considerar o uso de misturas de módulo elevado como base sobre camadas granulares ou em pavimentos full-

depth funcionando como base e sub-base.

Segundo Magalhães (2004) as misturas de módulo elevado estão divididas em dois tipos de acordo com sua aplicação: para camada de rolamento ou binder (Béton Bitumineux à Module Elevé – BBME) ou para binder ou camada de base (Enrobé à Module Elevé-EME). As normas NF P 98 – 140 (EME) e NF P 98 – 141 (BBME) são frutos de mais de 10 anos de aplicação em obras, acompanhamentos de trechos e extensa pesquisa em laboratórios.

Magalhães (2004) fez estudo sobre a influência do ligante duro na rigidez e no desempenho mecânico da mistura de módulo elevado, avaliando dois ligantes duros e um convencional: Cimento Asfáltico Modificado pelo Polímero EVA e Resíduo Asfáltico de Petróleo – RASF, duros, e o ligante CAP 50/70, convencional. Como resultados o autor concluiu que as misturas usinadas com CAP + EVA e RASF apresentaram rigidez duas a três vezes maiores que misturas convencionais utilizadas no Brasil, variando de 10.000 a 13.000 MPa para o EVA e entre 15.000 a 20.000 MPa para o RASF. A mistura de controle preparada com o ligante CAP-50/70 apresentou faixa de módulo entre 5.800 a 7.000 MPa. As misturas de módulo elevado apresentaram desempenho satisfatório quanto à deformação permanente: afundamentos no simulador de tráfego LCPC, entre 3% e 4,5%, bem abaixo do valor limite da norma francesa para mistura EME2 de 7,5% para 30.000 ciclos. Já a mistura de



controle não atendeu ao limite de afundamento, tendo de ser paralisado o ensaio antes devido à ruptura do corpo-de-prova com 6.600 ciclos. As misturas preparadas com o RASF apresentaram desempenho melhor que a do EVA no que diz respeito à vida de fadiga para N maior que 108 na análise paramétrica efetuada.

Rodhe (2007) realizou estudo com o simulador de tráfego da UFRGS utilizando diferentes espessuras de misturas asfálticas de módulo elevado, a primeira pista com 12cm

de espessura de EME e a segunda com 8cm de espessura. As camadas de base e sub-base foram iguais para os dois casos. Somente a pista com 8cm de EME foi submetida a ensaios acelerados. Os critérios de avaliação do trecho foram levantamentos deflectométricos e deformação permanente. Concluiu que o emprego de misturas asfálticas de módulo elevado, em camadas estruturais de pavimentos, permitirá a construção de estruturas de melhor qualidade técnica, contribuindo para aumento da vida útil das rodovias.

### 3.2. Dosagem SUPERPAVE

O Programa Estratégico de Pesquisa Rodoviária SHPR (Strategic Highway Research Program) foi iniciado em 1987 para desenvolvimento de novo sistema de especificações de materiais asfálticos. O SUPERPAVE (Superior PERFORMANCE asphalt PAVements - Pavimentos Asfálticos de Desempenho Superior) foi um dos produtos finais do programa SHRP, concebido para auxiliar na seleção de materiais e projeto de misturas. Este sistema especifica materiais, projeta e analisa misturas asfálticas e prevê desempenho de pavimentos, incluindo equipamentos de ensaios, métodos e critérios. A sua aplicação depende do volume de tráfego ou de outra forma de classificação funcional da rodovia. O SUPERPAVE foi desenvolvido em três níveis de projeto de misturas segundo Marques (2004):

O 1º nível é para tráfego com passagens de eixo equivalente AASTHO abaixo de 106. Neste nível é requerido apenas o projeto volumétrico. Engloba moldagem de corpos-de-prova usando o Compactador Gira-tório SUPERPAVE, a seleção do teor de ligante é baseada na % de vazios (Va), nos vazios do agregado mineral (VAM), na % de vazios preenchido com asfalto (VFA) e razão filer / asfalto.

O 2º nível é para tráfego AASTHO entre 106 e 107. Neste nível usa-se o projeto volumétrico como ponto de partida e uma bateria de testes com os equipamentos: Analisador de cisalhamento SUPERPAVE (SUPERPAVE Shear Tester - SST) e Analisador de Tração Indireta (Indirect Tensile Test - IDT). Estes são testes de predição de desempenho.

O 3º nível é para tráfego AASTHO acima de 107. Este nível engloba os passos dos níveis 1 e 2 e testes adicionais com o SST e IDT em faixa mais ampla de temperatura e ensaios com corpos-de-prova confinados (Testes de Predição Estendidas). A previsão de desempenho do nível 3 é mais confiável, pois baseia num grupo de ensaios maior.

Marques (2004) estudou a influencia de alguns fatores - granulometria, tipo de ligante, tipo de compactação e temperatura - no valor de módulo de resiliência de misturas asfálticas densas. O objetivo foi desenvolver metodologia para utilizar o módulo de resiliência como critério de dosagem de misturas asfálticas. Este parâmetro vem sendo utilizado como um dos critérios de projeto de dosagem, hoje no laboratório de Pavimentos da COPPE e também em outras instituições do país.

### 3.3. Dimensionamento mecânico – empírico

Segundo Franco e Motta (2009), há atualmente diversas instituições pesquisando e desenvolvendo métodos modernos e analíticos de dimensionamento de pavimentos asfálticos em todo o mundo. Os estudos variam desde métodos simplificados a muito complexos. O dimensionamento de estrutura de pavimento asfáltico é um processo que envolve o conhecimento de variáveis de difícil previsão e modelagem: características dos materiais de pavimentação, comportamento em relação à aplicação das cargas, o próprio carregamento e o tipo de resposta da estrutura para suportar as cargas sob todas as variações das condições climáticas durante o período de análise.

Motta (1991) descreve o método de dimensionamento de pavimento asfáltico tradicional aplicado no Brasil, com forte dose de empirismo. Hoje muitos trabalhos científicos vêm sendo produzidos buscando-se reduzir ou até mesmo eliminar essa parcela do empirismo. No entanto, apesar dos esforços principalmente das instituições universitárias, não se tem um método de dimensionamento adequado ao estado-da-arte atual, padronizado por algum órgão regulador nacional de modo a generalizar seu uso no Brasil.

Os métodos matemáticos obtidos de regressões de dados de ensaios em laboratório e que tentam traduzir as tensões, as deformações e os deslocamentos em danos nos pavimentos podem ser considerados o elo mais fraco no método mecânico de dimensionamento de pavimentos. Segundo Franco e Motta (2009), apesar do avanço das pesquisas e técnicas de ensaios no campo e no laboratório, o fator de calibração entre o campo e o laboratório, ponto onde se encontra o empirismo, ainda não pode deixar de ser utilizado.

Huang (2003) diz que os métodos de projetos de pavimentos asfálticos, ao longo do século XX, podem ser classificados em cinco categorias: métodos empíricos, com ou sem ensaios de resistência do solo; métodos que limitam a ruptura por cisalhamento; métodos que limitam a ruptura por deformação vertical; métodos baseados no desempenho dos pavimentos em pistas experimentais e métodos mecânico - empírico.

O dimensionamento das estruturas dos pa-

vimentos deve garantir que o pavimento não venha sofrer ruptura estrutural dentro de um período determinado pelo projeto. Pouco se pode afirmar sobre a condição funcional futura do pavimento após vários ciclos de vida, apesar de existir modelos de previsão de irregularidade e de trincamento, que demandam muitos anos de persistentes acompanhamentos de trechos de pavimentos e respectivos tráfegos.

Os métodos de dimensionamento de pavimentos asfálticos mecânico-empírico consistem basicamente em:

- Reunir dados referentes aos materiais de pavimentação, ao tráfego e às condições ambientais;
- Correlacionar os dados de resistência dos materiais e tráfego em função das épocas sazonais e o comportamento dos materiais em função do tipo de carregamento;
- Escolher as espessuras das camadas e calcular tensões e deformações considerando as diversas correlações obtidas;
- Relacionar os valores críticos de tensões e deformações com os danos que a repetição das cargas pode causar ao pavimento por meio de modelos de previsão;
- Verificar se as espessuras escolhidas satisfazem as condições impostas no dimensionamento.

Franco (2007) desenvolveu um programa de dimensionamento mecânico empírico, chamado SisPav, que leva em consideração ensaios de laboratório, o clima, os materiais de pavimentação e o tráfego, considerando ainda:

- Análise do tráfego para os diversos eixos com variação lateral;
- Variação sazonal do tráfego ao longo do período de projeto;
- Materiais com comportamento elástico linear e não linear;
- Modelos de previsão de danos desenvolvidos a partir de base de dados de ensaios;
- Parâmetros dos materiais de pavimentação e bacias de deformação calculadas para o controle de execução no campo;
- Análise da confiabilidade.

Para realizar essas análises o método de dimensionamento funciona considerando o tempo total de vida de serviço do pavimento dividido em sub períodos. Em cada período são consideradas as variações relaciona-

das ao tráfego, ao clima, aos parâmetros dos materiais, incluindo o envelhecimento do ligante asfáltico. Cada cálculo de estado de tensões determina um dano no pavimento que considera o efeito da variação lateral dos veículos na rodovia. Esses danos são acumulados de forma a se obter o dano total na estrutura do pavimento que será comparado com os limites máximos predefinidos dos critérios de ruptura.

Os danos considerados no programa para efeito de dimensionamento são: a deformação permanente limite no topo do subleito, a deflexão máxima na superfície do pavimento, e o dano da fadiga da camada asfáltica e ou cimentada. Porém o acúmulo da deformação permanente de toda a estrutura é calculado apenas para a estrutura final sendo informado ao projetista para avaliação. Depois de verificar os danos da estrutura, caso estes não sejam adequados, novas espessuras são selecionadas e o processo repetido até

que os danos fiquem dentro de limites aceitáveis de tolerância.

Segundo Franco e Motta (2009), o SisPav é uma proposta de método de dimensionamento que avalia individualmente os danos causados no pavimento por diversos tipos de eixos, e que elimina a consideração do carregamento equivalente a um eixo padrão. O conceito passagem / cobertura foi substituído pela variação lateral do tráfego. Este parâmetro mostrou forte influência nas análises e definição das espessuras das camadas do pavimento. O SisPav permite utilizar diversos materiais, conhecidos, especificados ou novos. Essa vantagem do método se traduz diretamente em economia de recursos financeiros e ambientais, possibilitando ao projetista utilizar materiais disponíveis próximo às obras que, até então, não poderiam compor o pavimento por não se enquadrarem em especificação técnica.

### 3.4. Critérios de Implantação e Monitoramento de Trechos Experimentais

Em Anexo estão apresentados fluxogramas que ilustram os passos que compõem o Manual de implantação e de monitoramento da pesquisa de trechos monitorados, programa maior de pesquisa da Rede Temática de As-

falto da ANP, do qual a presente pesquisa fará parte. Esse manual foi elaborado por quatro universidades do país (COPPE, USP/SP, UFRGS e UFC) com a intensa participação do CENPES/Petrobras.

## 4. Atividades a serem desenvolvidas na presente pesquisa pela COPPE/UFRJ

As etapas a serem desenvolvidas na presente pesquisa envolvem os seguintes passos básicos:

### PAVIMENTOS

- Definição dos materiais a serem empregados na pesquisa: ligantes (MM e MME) e agregados (pedreira escolhida) e escolha de aditivos e processos;
- Verificação das características físicas dos agregados e dos ligantes;
- Dosagem das duas misturas no Laboratório da COPPE: SUPERPAVE (energia de compactação giratória ou amassamento, parâmetros do método Bailey, CDI, TDI e FN) e teste no simulador de laboratório (LCPC) do teor escolhido para checar sensibilidade ao escorregamento ou deformação permanente do concreto asfáltico;
- Nos teores de projeto de cada mistura, preparação de corpos de prova para obtenção da curva de fadiga e módulo de resiliência das duas misturas asfálticas;
- Obtenção de curva de fadiga e módulo de resiliência da mistura asfáltica convencional de uso padrão da CONCERT para comparação e referência no campo, coleta de amostras na usina;
- Levantamento com o GPR (Ground Penetrating Radar) da COPPE da estrutura do pavimento de trechos selecionados pela CONCERT para intervenção no ano de 2010 para escolha dos dois segmentos que serão objeto de aplicação das misturas asfálticas estudadas e que se tornarão os dois trechos monitorados;
- Projeto do dimensionamento das espessuras das camadas destes trechos monitorados;
- Acompanhamento das aplicações das misturas asfálticas no campo e coleta de amostras na usina e na pista para monitoramento das características das massas asfálticas usadas e aplicadas;
- Medidas de deflexão antes e após a aplicação da massa asfáltica;
- Acompanhamento do trecho com retirada de amostras a cada seis meses, medida de deflexão e levantamento de defeitos por no mínimo 2 anos;
- Contagem de tráfego no local dos segmentos antes e após a aplicação das camadas;
- Análise do espectro de características do hábito de carga (% excesso?) porventura existente nos arquivos da CONCERT;
- Análise do desempenho dos segmentos em comparação a trechos próximos construídos na mesma época com mistura asfáltica convencional da CONCERT;
- Obtenção do Fator campo – laboratório destes segmentos monitorados;
- Estes dados serão adicionados ao banco de dados nacional a ser montado no projeto de rede temática de asfalto da ANP, e ajudará com certeza a concluir sobre a aplicabilidade do SisPav e do método de dosagem SUPERPAVE no país;
- Recebimento e análise do banco de dados de avaliação periódica de segmentos, intervenções e dados de tráfego passado nos trechos realizados.
- Modelos de desempenho e critérios de decisão de reabilitação.

## ESTUDO DE TRÁFEGO

- Análise dos acessos com contribuições significativas;
- Análise global da rodovia e levantamento dos segmentos tipo classificados pelo número de pistas, número de faixas de tráfego por pista, nos segmentos entre acessos com contribuições significativas;
- Análise dos dados relativos aos balanços de tráfego entre os principais acessos da rodovia, estimando o VMD – Volume médio diário e o volume na hora de pico;
- Determinação do volume total anual de pagantes e do volume total anual de veículos que utilizam a rodovia (pagantes + não pagantes);
- Levantamento dos segmentos críticos de não pagantes;
- Levantamento das áreas de fuga do pedágio;
- Definição da tecnologia a ser utilizada na contagem classificatória;
- Dimensionamento do número e tipo de

- equipamento classificatório;
- Localização do posicionamento dos contadores classificatórios de tráfego nos principais acessos da rodovia, nos acessos críticos da rodovia;
- Indicação da tecnologia e escala de aquisição e locais de implantação dos contadores classificatórios;
- Processamento dos dados coletados na contagem;
- Diagnóstico das condições de tráfego na rodovia com apresentação de contagens classificatórias por segmento e totais;
- Desenvolvimento metodológico e de material didático (apostilas) para cursos curtos de capacitação de corpo técnico em noções de engenharia de tráfego;
- Elaboração de material técnico para monitoração e operação do tráfego na rodovia.
- Programação e aplicação de cursos de pequena duração para operadores e técnicos da Concessionária.

## 5. Considerações finais

A presente pesquisa está apenas se iniciando, visto que o contrato foi assinado no mês de junho de 2010. Até o presente momento foram realizadas as seguintes atividades:

- reuniões de fechamento do escopo da pesquisa;
- avaliação das condições deflectométricas da rodovia através da análise de dados fornecidos pela CONCERT, de início de 2009;
- pré – definidos os possíveis locais para a construção dos trechos experimentais a partir deste balanço, foi realizada uma vistoria

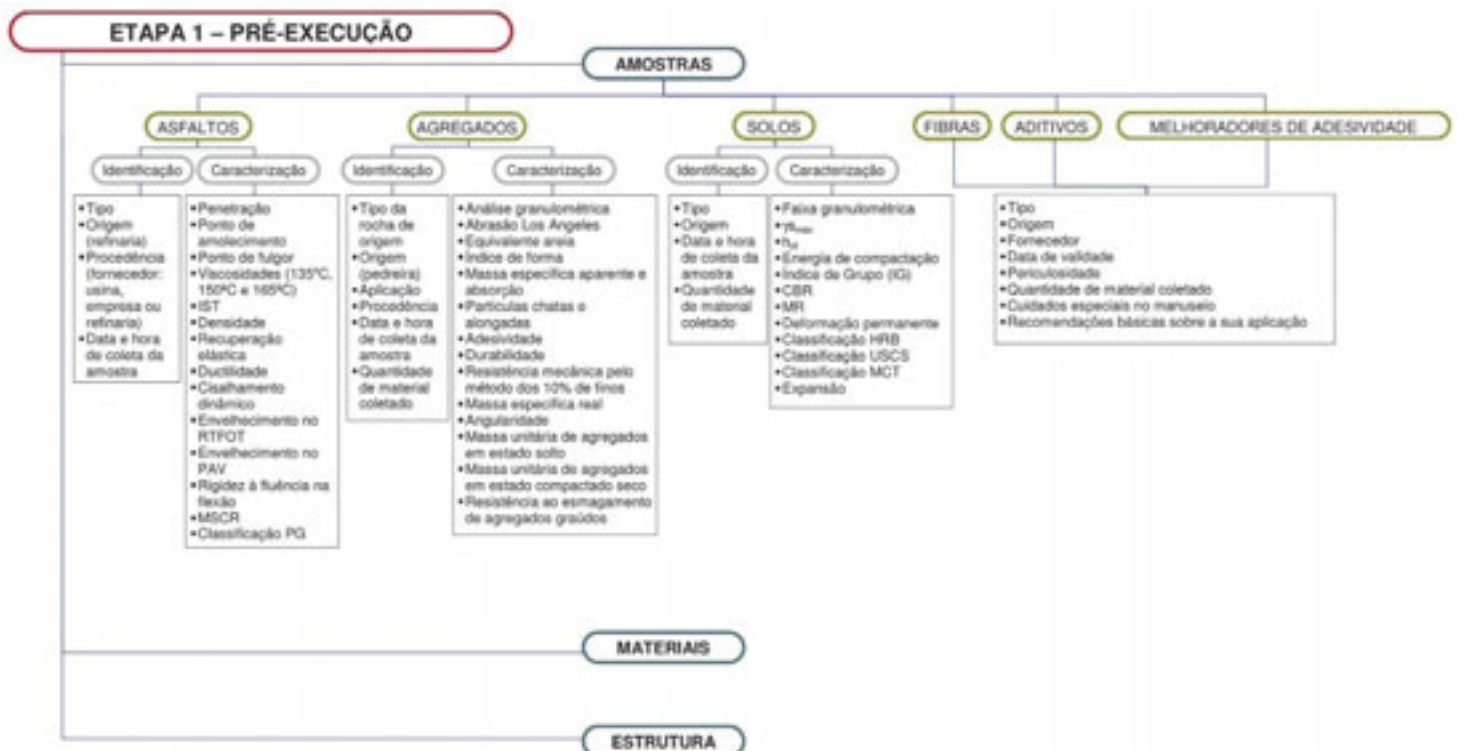
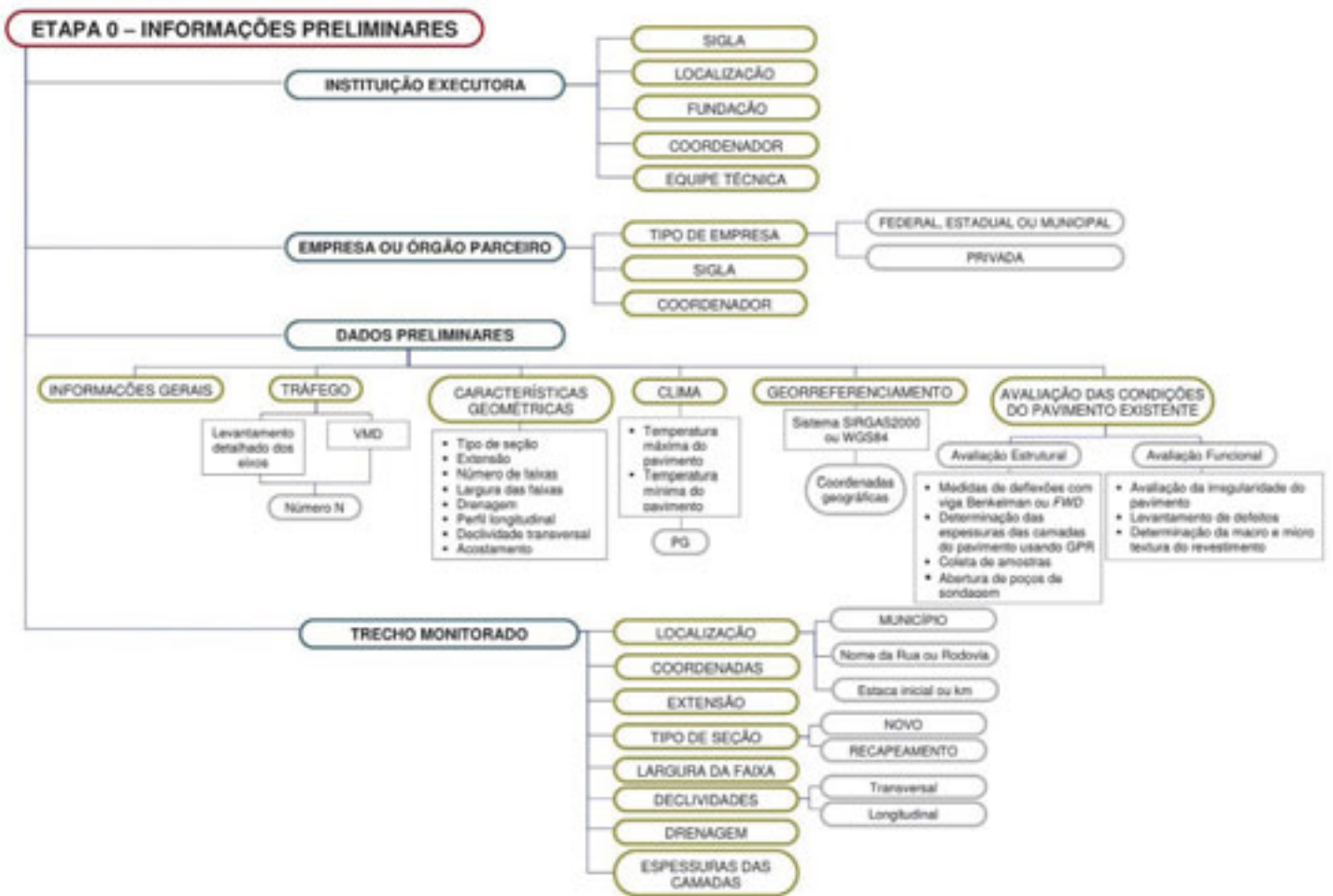
in situ por dois engenheiros da COPPE a esses locais para verificação da geometria e traçado.

As próximas etapas são: a definição final dos locais onde serão construídos os trechos experimentais, seguida da avaliação estrutural e funcional atual dos futuros trechos; escolha das usinas de asfalto; estudo dos agregados minerais; definição dos tipos de ligantes asfálticos; dosagens das misturas asfálticas; estudos de tráfego e análise dos dados dos veículos fornecidos pela Concer.

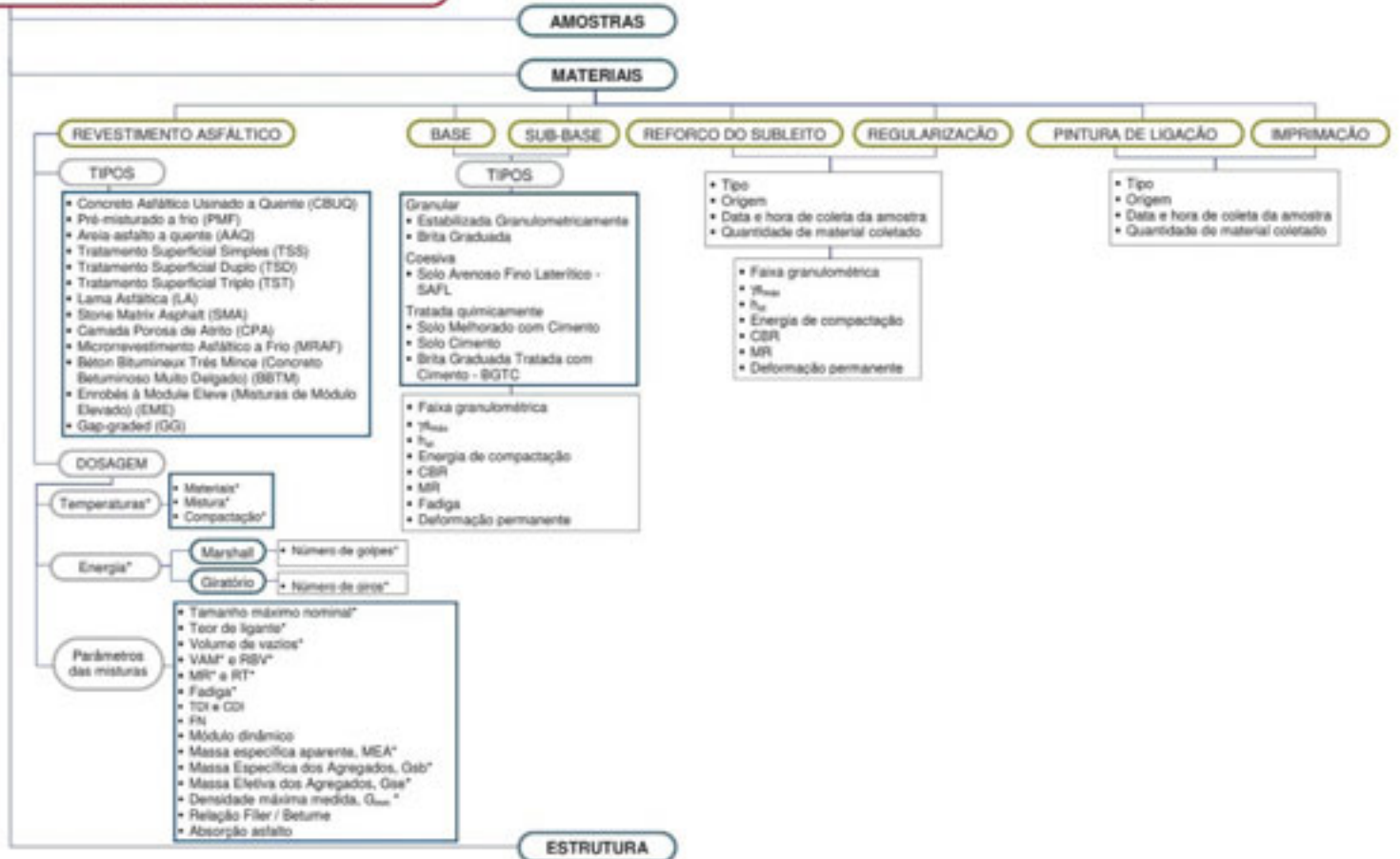
## 6. Referências Bibliográficas

- Bernucci, L. et al, 2007 - “Pavimentação Asfáltica – Formação Básica para Engenheiros” Rio de Janeiro: Petrobras e Abeda.
- Delorme et al, 1996 - “Asphaltic concrete with hiht modulus (EME): description use performance” In: Proceedings of 1st Eurasphalt & Eurobitumie Congress.
- Franco, F. A.C. P e Motta, L. M. G. – 2009 - “Método Automático de Dimensionamento Mecânico – Empírico de Pavimentos Asfálticos” Congresso XV CILA, Lisboa - Portugal
- Franco, F.A.C.P., 2007 - “Método de Dimensionamento Mecânico – Empírico de Pavimentos Asfálticos – SISPAV” Tese DSc. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil
- Fritzen, M.A. et al, 2009 - “Características Mecânicas de Misturas Asfálticas Preparadas em Usina e laboratório com Diversos Tempos de Envelhecimento de Curto Prazo” Congresso XV CILA, Lisboa – Portugal.
- Fritzen, M. A.
- Huang, Y.H. 2003 - “Pavement Analysis and Design. 2. ed. Englewood Cliffs: Prentice-Hall”
- Magalhães, S.T., 2004 - “Misturas Asfálticas de Módulo Elevado para Pavimentos de alto Desempenho” Tese de MSc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil
- Marques, G.L.O., 2004 - “Utilização do Módulo de Resiliência como Critério de Dosagem de Mistura Asfáltica; Efeito de Compactação por Impacto e Giratória” Tese DSc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil
- Medina, J e Motta, L. M. G. 2005 - “Mecânica dos Pavimentos”. 2ª edição
- Motta, L. M. G. 1991 - “Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis Critério de Confiabilidade e Ensaio de Cargas Repetidas” Tese de DSc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil
- Nascimento, L. A. H., 2008 - “Nova Abordagem da Dosagem de Misturas Asfálticas Densas com Uso do Compactador Giratório e Foco na Deformação Permanente” COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil
- Nascimento. L.A.H., et al, 2008 - “Misturas Asfálticas Mornas” Revista ABPv Pavimentação nº 11 – Setembro de 2008
- Rhode, L, 2007 - “Estudo de Misturas Asfálticas de Módulo Elevado para Camadas Estruturais de Pavimentos” Tese DSc., UFRGS, Porto Alegre, RS, Brasil
- Soares J.B., et al, 2009 - “Aspectos Gerais de Métodos de Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos de Vários Países e a Relação com um Novo Método Brasileiro” Revista ABPv Pavimentação nº 14 – Julho/ Agosto de 2009

# ANEXO – Fluxogramas das etapas de Implantação e monitoramento de trechos monitorados



### ETAPA 1 - PRÉ-EXECUÇÃO

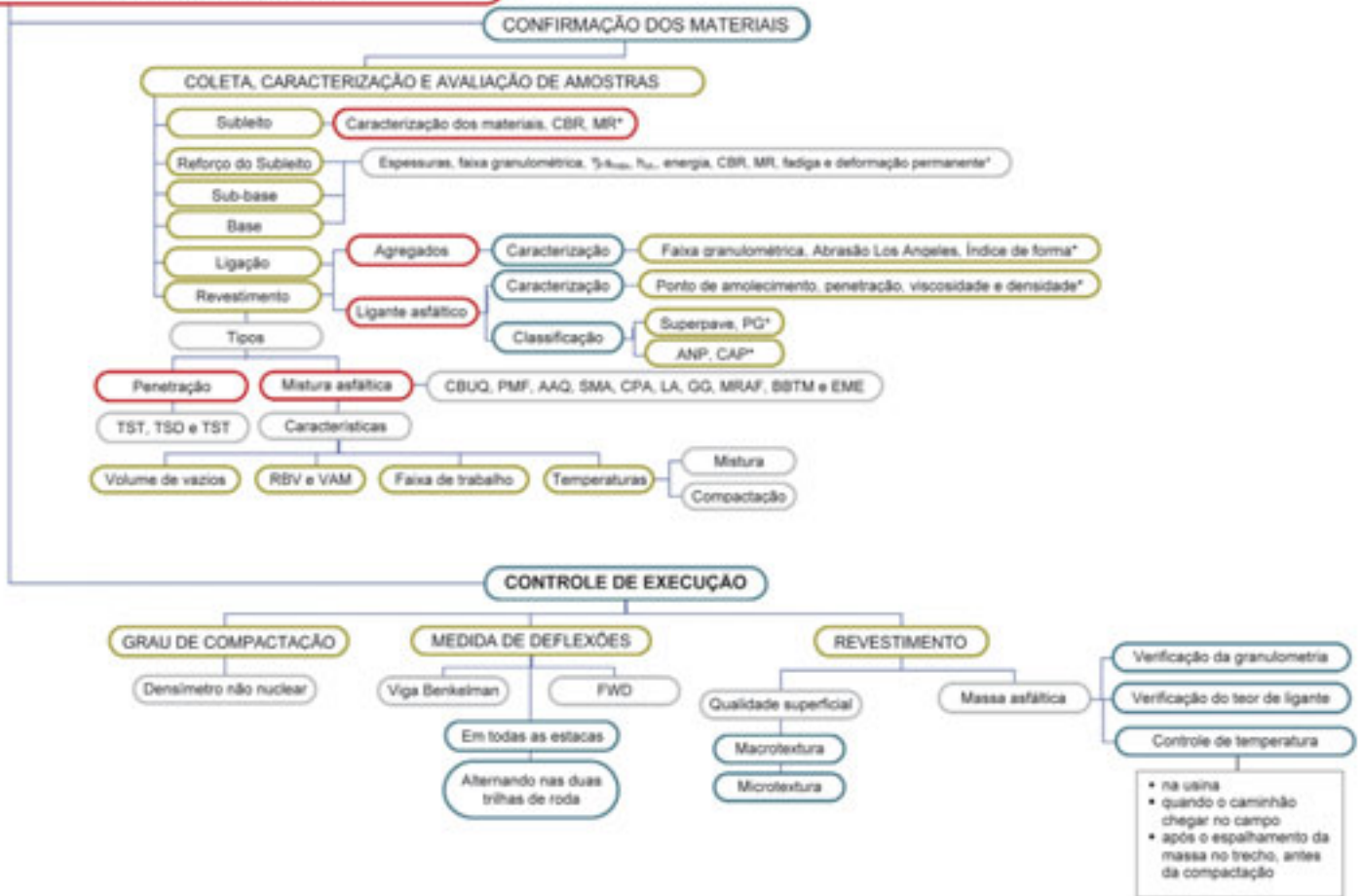


### ETAPA 1 - PRÉ-EXECUÇÃO





## ETAPA 2 – EXECUÇÃO



## ETAPA 3 – PÓS-EXECUÇÃO





Concessionária Autopista Régis Bittencourt S. A.

# Avaliação da Técnica de Reciclagem a Frio de Capa com Emulsão Polimerizada

Amanda Helena Marcandali Kayumi (USP), Liedi Legi Bariani Bernucci (USP) e José Mário Cortes Chaves (OHL Brasil)

**Co-Participantes:** Carlos Magno Cardozo Candeias (OHL Brasil), Arnaldo da Silva Junior (Paulista Infra-Estrutura), Daniele Rodrigues dos Santos (Paulista Infra-Estrutura), André Felipe Vale (Dynatest) e Vagner Alba (CDT Paulista)

## Resumo

Este trabalho apresenta a avaliação do processo de restauração de pavimentos rodoviários asfálticos deteriorados através de reciclagem a frio “in situ” com uso de emulsão asfáltica polimerizada e estudo do desempenho deste material aplicado em estruturas similares com variações na camada de rolamento de pista experimental. O processo consiste na extração do material envelhecido existente na pista, retirando espessura determinada em projeto, suficiente para corrigir defeitos tais como trincamento, “panelas”, exsudação, corrugação, dentre outros, sendo possível a utilização de todo o material, mesmo após sucessivos recapeamentos. A utilização do material extraído depende de um

processo de beneficiamento, no qual o material é reduzido a dimensões adequadas, e recebe adição complementar de cal ou cimento e de emulsão asfáltica. Dois trechos da pista teste foram submetidos à simulação de tráfego, com equipamento de escala real, e o desempenho foi medido em função das deflexões. A pista experimental foi monitorada por meio de levantamentos deflectométricos e de avaliação de condição de superfície face aos esforços atuantes, tendo apresentado resultados coerentes, sem apresentar indícios de envelhecimento precoce.

**Palavras-chave:** reciclagem, emulsão, fresagem, simulador de tráfego.

# 1. Introdução

A implantação de novas tecnologias em pavimentação tem sido crescentemente motivada com o objetivo de se alcançar a maior durabilidade e qualidade dos pavimentos restaurados, promovendo constante conforto e segurança aos usuários, considerando ainda a diminuição dos impactos ambientais, causados pela aplicação de técnicas de eficiência insuficiente à preservação do meio ambiente. As inovações introduzidas configuram diferentes materiais e especificações executivas além da busca por resultados capazes de prever o desempenho e o nível de intervenções a que o pavimento estará sujeito durante seu período de serviço, desta forma, este trabalho explora o desempenho do pavimento submetido à reciclagem, aplicada em trecho experimental da Rodovia Régis Bittencourt.

Esta pesquisa encontra justificativa no desafio e urgência da reabilitação de pavimentos, na necessidade de destinação ao material envelhecido e ainda no potencial de aplicação deste material em novas misturas. O re-uso dos materiais agregados representa uma alternativa viável de aplicação deste, para atender legislação sobre manejo ambiental de agregados (DNER, 2000). A restauração por meio de reciclagem se caracteriza pelo reaproveitamento total ou parcial de camada existente, submetido a processo de mistura em equipamento apropriado, compondo uma nova mistura homogênea, juntamente com a adição de novos elementos, e com intuito de reaplicação de camada destinada a resistir novamente aos esforços do tráfego e condições ambientais. Este estudo pretende avaliar o desempenho de trecho experimental submetido ao processo de reciclagem a frio “in situ” com uso de emulsão modificada por polímero.

As etapas que integram o processo de reci-

clagem afetam diretamente a durabilidade da mistura, com potencial para diminuir consideravelmente a vida útil do pavimento, quando da aplicação de materiais e métodos disformes, influenciando os custos finais deste processo (FHWA, 1997). A reciclagem de pavimentos não teve ainda estudos suficientes para definir condições de aplicação em função dos resultados apresentados. É uma tecnologia relativamente nova sem avaliação de desempenho por modelos que apresentem confiabilidade ou procedimentos para avaliação e determinação de vida útil através de ensaios acelerados. Modelos de previsão de desempenho são muito importantes no sistema de gerência de pavimentos, para tanto são necessários métodos de calibração e validação desses modelos e que os modelos sejam representativos das condições funcionais e estruturais. Por essas razões, a pesquisa procura avaliar comportamento em relação à deformação permanente, à fadiga, à textura superficial, às deflexões e à evolução de trincamento e ao final conseguir estimar a vida de serviço e as condições de serviço deste pavimento exposto ao já conhecido tráfego.

O uso de equipamento simulador de tráfego em escala real acelera a obtenção dos resultados, uma vez que o equipamento submete a estrutura aos esforços de um semi-eixo de roda dupla com carga definida pela pesquisa e acionado por um sistema hidráulico, simulando um veículo comercial em sucessivas passagens definidas como ciclos. O processo ininterrupto abrevia o período necessário para avaliação de desempenho deste pavimento. Entretanto, o equipamento apresenta uma série de variáveis que o distingue do tráfego real, implicando conseqüentemente em resultados com reservas.

## 2. Projeto

A estrutura avaliada recebeu variações com vistas às comparações sob condições diversas. A rodovia escolhida tem elevado volume de tráfego composto por aproximadamente 60% de veículos comerciais, supondo ainda a possibilidade de veículos com excesso além da carga máxima legal. Esses veículos trafegam com velocidade baixa, em torno de 50 km/h, acentuando danos, especialmente no que tange a deformação permanente. O trecho escolhido da Rodovia Régis Bittencourt está posicionado entre os km 433+000 a 435+750, sentido norte e foi escolhido a partir de avaliações in loco, devido à similaridade das condições de superfície, condições estruturais (figuras 01 e 02), e características de tráfego muito semelhantes sendo estas características consideravelmente representativas da rodovia, permitindo que os resultados sejam extrapolados para outros trechos. A homogeneidade de características determina o projeto da mistura, que deve ser específico para cada sub-trecho homogêneo (DER, 2006).

A reciclagem foi executada com equipamento destinado exclusivamente a este fim, conhecido como trem de reciclagem, que soma todas as etapas numa determinada sequência, sendo ele móvel e independente de usina ou canteiros fixos (figura 03). A utilização de equipamento apropriado garante a fresagem da espessura estipulada com variações máximas de 0,3 cm (figura 04), gerando textura superficial uniforme (DER, 2006) e material agregado correspondente à faixa granulométrica especificada, o que garante mistura homogênea nos padrões de dosagem. O processo de execução disponível pelo equipamento é o tratamento de misturas a frio, método que propicia considerável redução no consumo de energia e emissão de gases poluentes, além de não adicionar deterioração ao material fresado, uma vez que este não trabalha exposto a altas temperaturas. A abertura ao tráfego ocorre após duas horas da compactação, desde que não constatado o desprendimento de agregados (DER, 2006).



Fig. 01 – Camada de rolamento antes da intervenção



Fig. 02 – Trincamento e tráfego elevado na pista experimental



Fig. 03 – Trem de reciclagem



Fig. 04 – Mistura reciclada a frio

A definição do teor de emulsão depende das condições do agregado encontrado no campo, e para tanto, são necessários ajustes que incrementem as características de coesão da mistura. A dosagem da mistura reciclada baseou-se no teor de betume residual extraído do agregado da pista, e no comportamento da mistura face às variações de teor de umidade e teor de emulsão. O processo de dosagem também contemplou a avaliação de cal ou cimento co-

mo aditivo, em teores de 1%. Os parâmetros volumétricos, bem como ensaios de Resistência a Tração por Compressão Diametral e Perda por Umidade Induzida foram analisados segundo critérios preconizados pela Asphalt Recycling and Reclaimed Association - ARRA (2001). Em função dos resultados obtidos em laboratório e dos objetivos da pesquisa, optou-se por testar misturas diferentes, conforme descrito no tópico seguinte.

### 3. Pista teste

A concepção do projeto de pesquisa previu a execução de segmentos variando-se a espessura da camada de material reciclado, variação no aditivo utilizado, cal ou cimento e variação no tipo de revestimento asfáltico aplicado sobre a camada de material reci-

clado, selando o material reciclado. A Figura 05 mostra de forma esquemática a subdivisão dos nove segmentos alterando-se estas configurações e do trecho referência, e ainda suas configurações por faixa.

Km	Sentido do tráfego ←									
	433+500	433+750	434+000	434+250	434+500	434+750	435+000	435+250	435+500	435+750
Camada de rolamento	MICRO REVESTIMENTO			MICRO REVESTIMENTO			CBUQ		CBUQ	
Camada reciclada	8 cm	11 cm	15 cm	8 cm	11 cm	15 cm	15 cm	11 cm	8 cm	Fresagem 5 cm Referência
Binder 8 cm	Binder 8 cm									
BGS 26 cm	BGS 26 cm									
Subleito	Subleito									

Fig. 05 – Divisão esquemática da pista experimental na Rodovia Régis Bittencourt

As variações propostas nas espessuras de reciclagem foram determinadas primordialmente em função da espessura da camada de revestimento envelhecido existente de 15 cm. A primeira opção contemplou a reciclagem de toda a espessura da camada. A segunda opção, de 11 cm, objetivou reciclar 70% da espessura total, isso porque pesquisas internacionais indicam que para mitigar a reflexão do trincamento, é necessário restaurar no mínimo essa porcentagem, sendo que a camada reciclada inibe a reflexão de trincas, dado o elevado volume de vazios da mistura, além da substituição de camada trincada por camada íntegra. A espessura final de 8 cm visa testar a eficiência da reciclagem quando executada na menor espessura possível do equipamento, quanto à correção de defeitos como “panelas”, corrugações e exsudação, defeitos passíveis de correção por meio da reciclagem; além disso, é uma espessura considerada adequada para fins

comparativos com as demais espessuras.

O objetivo ao se testar duas estruturas diferentes que receberam o mesmo processo de reciclagem foi definir a necessidade de uso de capa de rolamento e a espessura necessária. A camada de rolamento de CBUQ foi proposta como incremento estrutural, apesar de delgada (figura 06); a camada de microrrevestimento atua como camada selante, impedindo o acesso do tráfego e de intempéries diretamente na camada reciclada (figura 07).

A pesquisa contemplou ainda a construção de um trecho de referência, o qual foi fresado na espessura de 4 cm e recomposto por CBUQ em 5 cm, constituindo-se como a alternativa usualmente adotada em restaurações. O pavimento envelhecido apresentava trincamento classe FC 3 com erosão nas bordas, e o segmento de referência não recebeu nenhum tipo de tratamento para conter este trincamento.



Fig. 06 – Segmento reciclado com capa de rolamento de CBUQ



Fig. 07 – Segmento reciclado com capa de rolamento de microrrevestimento

## 4. Monitoramento

O desempenho do trecho experimental foi atentamente acompanhado com o auxílio de medições periódicas das condições de superfície e estruturais. A tabela 01 apresenta os resultados relativos ao Índice de Gravidade Global da pista, em quatro campanhas. Os valores descritos referem-se à média para cada segmento, e ainda acumulam erro devido à parte subjetiva do levantamento; essas medidas revelam, contudo, o excelente desempenho dos segmentos que receberam capa de rolamento de CBUQ.

Os segmentos reciclados com adição de cal apresentaram problemas desde o processo de reciclagem, tendo sofrido diversas inter-

venções para correção de defeitos de superfície. Este comportamento está sendo associado a dois fatores principais: deficiência de drenagem e reação do agregado com a cal. Os valores de IGG encontrados na figura 08 revelam os benefícios das intervenções, melhorando as condições superficiais.

Apesar de relativa deficiência no monitoramento do segmento de referência, o qual foi fresado e recomposto em 5 cm de CBUQ, as condições atuais apresentam reflexão de trincas como principal defeito, cerca de 57%, confirmando que a camada trincada necessita de tratamento para conter a reflexão desse trincamento.

Tabela 01 – Índice de Gravidade Global – IGG

Definição	IGG							
	out/08		fev/09		ago/09		dez/09	
	Fx 1	Fx 2	Fx 1	Fx 2	Fx 1	Fx2	Fx1	Fx 2
Recicl. 8 cm c/ cal + Micro	133	133	3	7	13	20	2	8
Recicl. 11 cm c/ cal + Micro	146	140	6	8	18	41	3	45
Recicl. 15 cm c/ cal + Micro	119	108	5	44	13	102	3	81
Recicl. 8 cm c/ cim. + Micro	117	147	5	14	13	51	3	30
Recicl. 11 cm c/ cim. + Micro	114	157	5	18	16	62	16	33
Recicl. 15 cm c/ cim. + Micro	110	140	3	11	17	43	20	61
Recicl. 15 cm c/ cim. + CBUQ 4 cm	142	142	0	0	4	14	0	21
Recicl. 11 cm c/ cim. + CBUQ 4 cm	80	150	0	0	2	3	0	3
Recicl. 8 cm c/ cim. + CBUQ 4 cm	79	112	2	1	2	2	0	6
FS 5 cm + CBUQ 5 cm	-	-	-	-	68	26	82	57

As medidas de deflexão também foram realizadas em quatro campanhas nas duas faixas (figuras 08 e 09), sendo a primeira campanha, outubro/2008, antes do processo de reciclagem, quando as deflexões estavam consideravelmente altas e indicavam a baixa condição estrutural do trecho, além de indicar pontos com problemas de drenagem. Desta forma, foram executados drenos por todo o trecho experimental, antes da restauração.

A restauração iniciou em novembro/2009 e nesta etapa foi executada a reciclagem das duas faixas de tráfego, por toda a extensão do trecho, e após três meses foram executadas

as capas de rolamento de CBUQ e microrrevestimento; este período de espera entre as camadas é fundamental para assegurar a cura da camada reciclada (DNER, 2000). As campanhas realizadas após a restauração estão apresentadas de forma segmentada, a fim de evidenciar o desempenho de cada segmento do trecho experimental, sem que estes sejam influenciados pelos dados interligados aos demais segmentos. Em março/2009, uma nova campanha de medição de deflexão foi realizada, revelando diminuição significativa nas deflexões comparadas aos valores medidos antes da restauração, para ambas as faixas de rolamento.

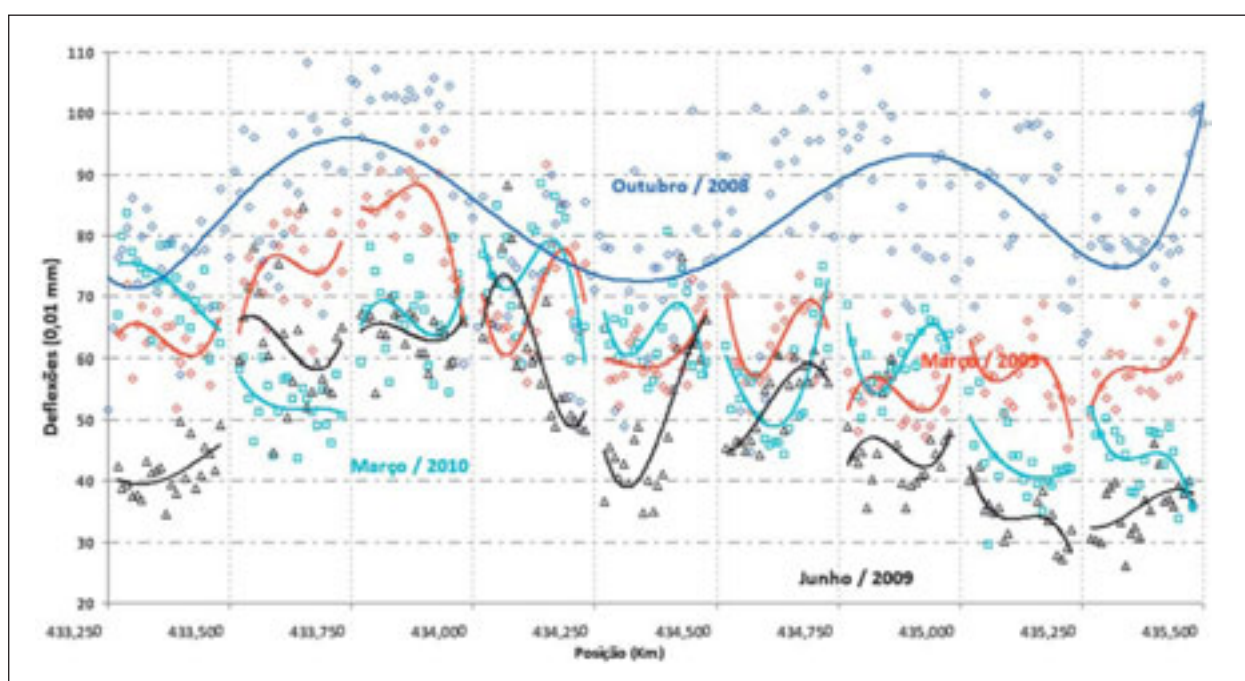


Fig. 08 – Medidas de deflexão com equipamento FWD – Faixa I

A terceira campanha realizada em junho/2009 indica deflexões menores do que as deflexões medidas em março/2009, sendo esta queda atribuída às baixas temperaturas registradas nesse período, à menor incidência de chuvas e ainda ao ganho de resistência esperado do material reciclado com adição de cimento e cal.

A mais recente campanha foi realizada em

março/2010, caracterizando um período de um ano após a conclusão dos trabalhos de restauração, estando o pavimento reciclado exposto ao elevado tráfego da Rodovia, com número N atuante na ordem de  $10^7$ . Esta medida revelou aumento em relação às medidas de junho/2009 e março/2009, conforme esperado, representando ainda bom desempenho do trecho experimental.



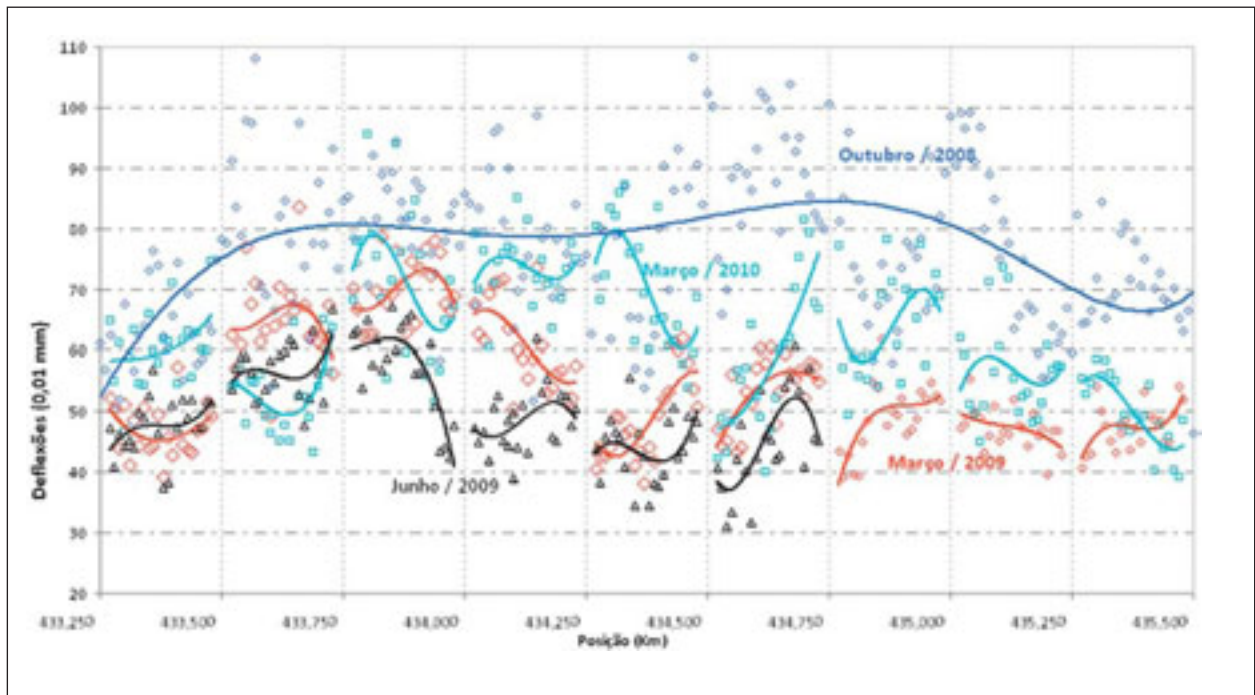


Fig. 09 – Medidas de deflexão com equipamento FWD – Faixa II

Os dados relativos à temperatura e precipitações também foram adicionados ao monitoramento, a fim de identificar o máximo de variáveis que interferem no desempenho do pavimento (figura 10). O trecho tem progra-

mação de monitoramento, com o objetivo de acompanhar o processo de envelhecimento deste material sob as diferentes configurações de aplicação.

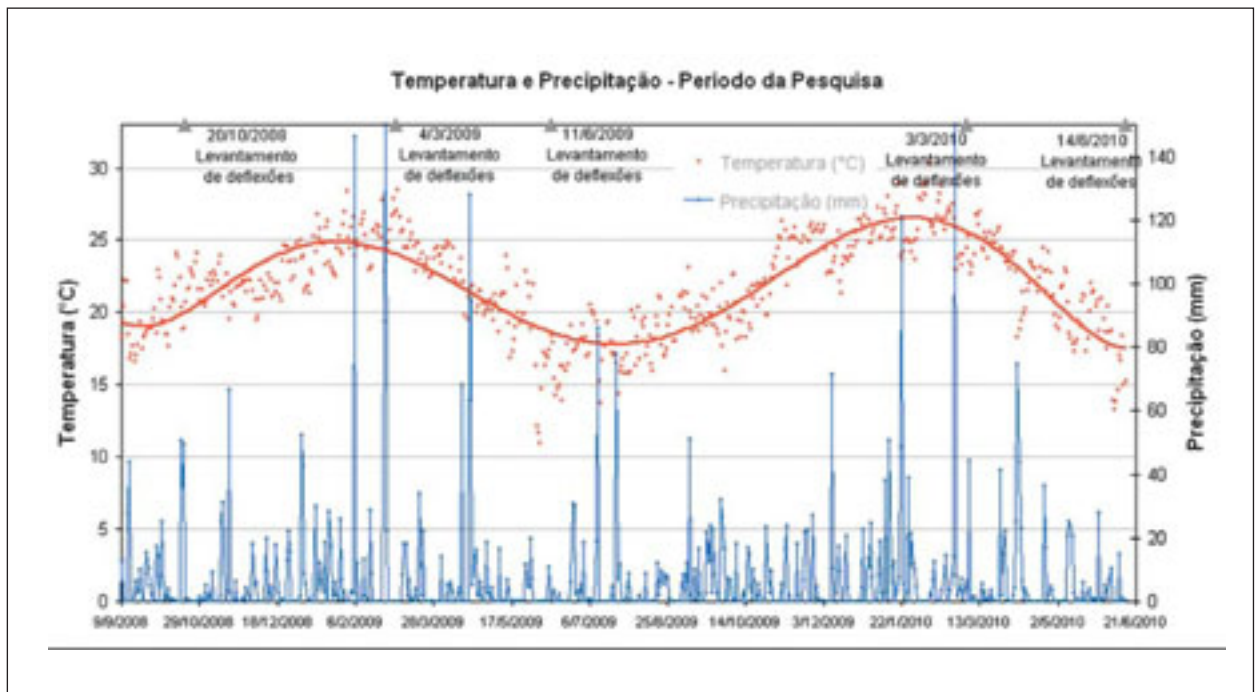


Fig. 10 – Temperatura e precipitação no período da pesquisa

## 5. Simulador de tráfego móvel

Como forma de análise de desempenho, utilizou-se o equipamento simulador de tráfego, que opera em uma das faixas de tráfego, e que consiste de um semi-eixo que se movimenta alternadamente no sentido longitudinal com deslocamentos de até 9 m. Dessa forma, a combinação da velocidade de deslocamento longitudinal do semi-eixo com

os demais recursos do equipamento, ou seja, deslocamento transversal e carga aplicada, permitem reproduzir em curtos períodos de tempo e com relativa aproximação da realidade as conseqüências da ação das cargas do tráfego nas estruturas de pavimento (figuras 11, 12 e 13).



Fig. 11 – Simulador de tráfego móvel



Fig. 12 – Semi-eixo em deslocamento longitudinal



Fig. 13 – Área de atuação com monitoramento

O segmento de 7 metros submetido ao simulador, subdividido a cada metro, esteve monitorado por medições diárias de deflexão com viga Benkelman, afundamento na trilha de roda por treliça, evolução do trincamento, macrotextura por mancha de areia e microtextura por Pêndulo Britânico. Também foram adicionados aos dados da pesquisa, os levantamentos pluviométricos e de temperatura efetuados na região. Os critérios para determinação de término de vida de serviço consideram primordialmente deformação permanente e trincamento, e ainda aumento acentuado de deflexão.

Dois segmentos foram simulados, sendo o

primeiro com estrutura reciclada em 11 cm com adição de cimento e 4 cm de camada de rolamento de CBUQ, e o segundo com estrutura reciclada em 11 cm com adição de cimento e capa de rolamento de microrrevestimento.

Os segmentos simulados não tiveram medidas de deformação permanente, sendo, desta forma, o trincamento somado ao aumento de deflexão considerados fatores preponderantes nas medidas de desempenho dos pavimentos. O critério final de vida de serviço determinado foi o trincamento classe FC 3. Os dados dependem de avaliação mais específica.

## 6. Considerações finais

A investigação da natureza dos defeitos, antes da intervenção, pode direcionar acertadamente a técnica para restauração, resultando em pavimentos mais duráveis com condições adequadas de trafegabilidade e conseqüentemente resulta em economia dos recursos materiais disponíveis.

As estimativas de vida de fadiga, no entanto, são mais complexas em virtude das variações já citadas entre o simulador e o tráfego real. A avaliação dos segmentos que receberam simulação de tráfego podem ser melhor compreendidas com a realização de medidas de deflexão próximas ao ponto instalado, sem exposição ao tráfego regular, permitindo que sejam separados os efeitos de carga e clima. Uma vez que existem muitas variáveis envolvidas nos processos de vida de fadiga, os resultados devem ser analisados de forma estatística, advertindo que os

danos causados pelo equipamento simulador de tráfego são indicativos de comportamento, mas não conclusivos. Além disso, a compreensão dos dados depende da ponderação entre os dados de tráfego e do simulador, sem que haja necessariamente uma relação de equivalência entre ambos.

A extrapolação dos resultados indica que os comportamentos das estruturas avaliadas tendem a ser equivalentes ao descrito por ARRA (2001), no qual são sugeridos períodos de vida útil esperada após os tratamentos testados como 7 a 15 anos para reciclagem com reforço de CBUQ e de 6 a 8 anos para reciclagem com tratamento superficial. Contudo, a pesquisa não está concluída, de modo que os danos pela exposição ao tráfego real serão monitorados a fim de confirmar estes resultados preliminares.

## 7. Referências bibliográficas

- ARRA - Asphalt Recycling and Reclaiming Association. Basic Asphalt Recycling Manual. Annapolis/EUA, 2001.
- DER - Departamento de Estradas de Rodagem. Fresagem de pavimento asfáltico - Especificação técnica - ET-DE-P00/034. 2006.
- DER - Departamento de Estradas de Rodagem. Reciclagem de pavimento asfáltico in situ com emulsão - Especificação técnica - ET-DE-P00/038. 2006.
- DNER - ES 405/2000 - Reciclagem de pavimento a frio "in situ" com espuma de asfalto. Rio de Janeiro, 2000.
- DNER - ME 107/94 - Mistura betuminosa a frio, com emulsão asfáltica - Ensaio Marshall. Rio de Janeiro, 1994.
- FHWA - Pavement Recycling Guidelines for State and Local Governments - FHWA-SA-98-042. Washington, 1997.



Concessionária Rodovia Osório-Porto Alegre S. A. – CONCEPA



# Caracterização de Depósitos de Argilas Moles na Região Metropolitana de Porto Alegre e Estudo Preliminar de Melhorias desses Solos por Meio da Adição de Cal

Prof. Luiz Antônio Bressani (UFRGS), Prof. Washington Peres Núñez (UFRGS)  
Eng° Leonardo Andres Schmitt (UFRGS), Matheus Miotto Rizzon (UFRGS)  
Eng° Daniel Ramos Victorino (CONCEPA), Eng° Fábio Hirsch (CONCEPA),  
Eng° Lélío Brito (CONCEPA), Eng° Thiago Vitorello (CONCEPA)

## Resumo

O estudo do subsolo de uma obra de pavimentação é de grande importância para definir a estratigrafia do terreno e permitir uma estimativa das propriedades dos materiais envolvidos. Devido à ocorrência de solos argilosos de baixa consistência na Região Metropolitana de Porto Alegre, os ensaios de caracterização e medição da compressibilidade destes materiais são essenciais para obter parâmetros necessários a um projeto confiável e econômico. O depósito estudado está localizado na faixa de domínio da BR-116, entre os municípios de Eldorado do Sul e Guaíba, com extensão de 8,2 km. As sondagens do tipo SPT permitiram determinar o tipo de material e a sua resistência ao longo da profundidade. A determinação dos pontos para realização das sondagens foi

feita através da análise de fotos aéreas. A retirada de amostras indeformadas de boa qualidade é uma das principais dificuldades encontradas para obtenção do material ensaiado em laboratório. Nesta pesquisa foi utilizado um amostrador especial, que diminui a possibilidade de amolgamento das amostras. Neste trabalho são descritos ensaios utilizados para a caracterização geotécnica e a medição do comportamento de deformabilidade e velocidade de adensamento do solo, além dos efeitos da adição de cal na plasticidade, na trabalhabilidade e na compressibilidade deste material.

**Palavras-chave:** solos moles; aterros, amostragem, compressibilidade, cal

## 1. Introdução

Tendo em vista a presença de solos sedimentares de baixa consistência em áreas próximas ao traçado de rodovias na Região Metropolitana de Porto Alegre, há necessidade de caracterizar geotecnicamente esses depósitos de materiais flúvio-lacustres, principalmente junto ao lago do Guaíba. O delta formado por 5 rios sofreu a influência de várias oscilações do nível marinho no passado geológico recente. Geralmente, este tipo de ambiente tende a depositar de forma alternada materiais argilosos de consistência muito mole a média com areias de diferentes densidades. Este tipo de pacote sedimentar, presente em muitas

áreas sedimentares brasileiras, se não for tratado adequadamente com obras geotécnicas antes da colocação dos aterros, pode vir a causar grandes recalques totais e diferenciais, podendo comprometer seriamente o pavimento construído sobre o aterro.

Além disto, considerando-se a experiência universal na melhoria do comportamento de solos argilosos e argilas moles através da adição de cal, realizou-se um estudo sobre os efeitos da adição de cal na redução da plasticidade, na melhoria da trabalhabilidade, na redução da compressibilidade e no aumento da resistência dos solos em foco.

## 2. Objetivos da pesquisa

O objetivo geral da pesquisa foi estudar materiais sedimentares argilosos moles presentes em regiões vizinhas a traçados de rodovias, na Região Metropolitana de Porto Alegre, RS, considerando seu comportamento natural e quando tratados com cal.

Os principais objetivos específicos atingidos através execução do projeto foram:

- estudar o padrão de deposição das áreas, a partir da análise de fotos aéreas e imagens de satélite, realizar inspeção em campo e estabelecer um programa de investigação preliminar de locação de sondagens exploratórias tipo SPT;
- analisar os resultados das sondagens em termos de tipo de materiais presentes, caracterização geotécnica (umidades, limites de plasticidade, descrição tátil-visual), compor-

tamento médio esperado (deformabilidade e velocidades de adensamento);

- estabelecer perfis longitudinais preliminares de subsolos com as profundidades típicas dos pacotes sedimentares de areias e argilas;
- obter amostras deformadas de diversas posições consideradas representativas do subsolo da região e realizar ensaios de caracterização;
- obter amostras indeformadas e realizar ensaios de adensamento nos materiais argilosos amostrados e estabelecer os parâmetros básicos de análise de comportamento das futuras obras de engenharia geotécnica;
- avaliar os efeitos da adição de cal na plasticidade, na trabalhabilidade e na compressibilidade dos solos moles em questão.

## 3. Atividades desenvolvidas

### 3.1. Análise de fotos aéreas e locação dos furos de sondagem

A análise das fotos aéreas, imagens de satélite e inspeção de campo permite a determinação de unidades geomorfológicas. Através desta análise, foi estabelecido o programa de investigação preliminar com o planejamento de 5 ensaios SPT. A locação precisa dos furos de sondagem foi realizada em campo, aproximando ao máximo os pontos reais do planejamento, em função de obstáculos ou problemas operacionais. Os Furos 1 e 2 foram colocados em uma área que parecia ter

um depósito localizado de argilas moles.

No trecho em estudo foi encontrada uma camada argilosa, com espessura variando de 3,60 a 6,30 m a partir da cota inicial dos furos de sondagem. O ponto crítico, local onde foi encontrado o material de menor resistência foi no Furo 1. Este furo de sondagem apresenta uma camada de argila arenosa com NSPT variando de 3 a 5 desde a cota da boca do furo até os 3,60 metros. A observação de um material de menor resistência foi o fator determinante

na escolha deste local para retirada de amostras indeformadas. A Figura 1 mostra o perfil geotécnico obtido da sondagem SPT do furo 1.

Os demais furos indicaram materiais sedi-

mentares alternados (argilas e areias), com valores de SPT crescentes com a profundidade e sem uma camada mole na superfície (tipicamente SPT > 6-7 desde o nível do terreno).

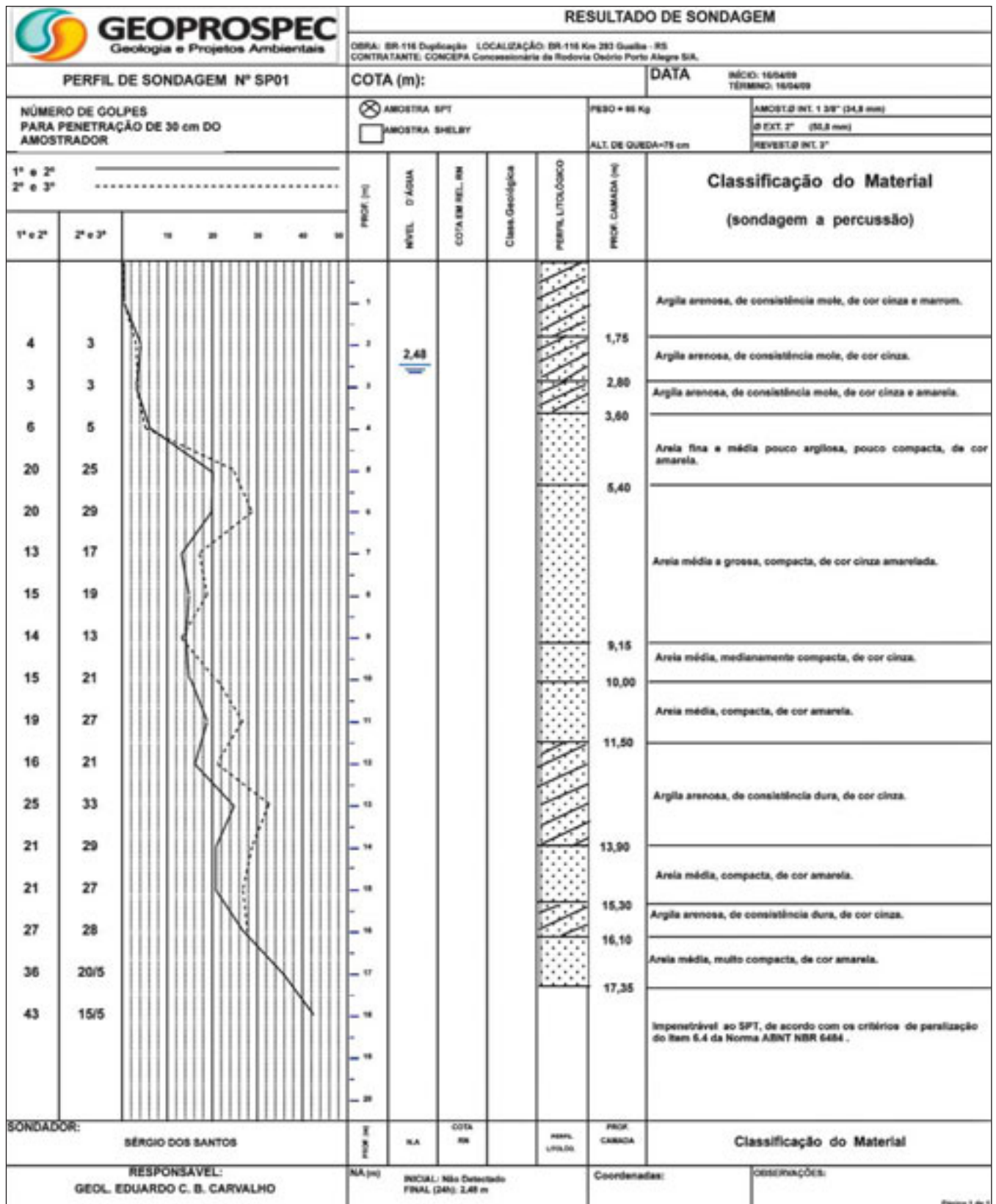


Figura 1 - Perfil geotécnico (SPT) do furo 1, com a presença de uma camada argilosa mole na superfície de 3-4m de espessura

## 3.2. Determinação de perfis longitudinais do subsolo

Através dos resultados obtidos e das amostras coletadas na execução dos 5 pontos de sondagens foram determinados os perfis longitudinais

preliminares do subsolo, indicando as profundidades típicas do pacote sedimentar da areias e argilas.

## 3.3. Amostragem

### 3.3.1. Amostrador utilizado

O amostrador utilizado é constituído de tubo de parede fina e pistão fixo. Foi tomado cuidado com o ângulo no chanfro de corte e a consistência das dimensões do tubo amostrador. O tubo é de latão, com espessura de 1,58 mm,

sendo coerente com o estipulado pela norma NBR 9820/1997. Trata-se, assim, de um amostrador de parede fina (espessura da parede inferior a 2,5% do diâmetro do tubo). A Figura 2 mostra o aspecto dos tubos utilizados.



Figura 2 – Tubos amostradores de latão utilizados (Bertuol, 2009)

### 3.3.2. Retirada de amostras indeformadas

A execução da sondagem para retirada de amostras indeformadas inicia com a execução do pré-furo, realizado com trados manuais, até a profundidade de cerca de 1m. Em cada etapa da escavação, o pré-furo era preenchido com água até o nível do terreno. Ao ser atingida a cota de amostragem, a limpeza do fundo do furo era realizada com o trado de limpeza. O tubo amostrador era posicionado e a haste de cravação empurrada manualmente de forma contínua, sem percussão, na direção vertical.

Após o término do processo de cravação, o conjunto era deixado em repouso por aproximadamente 30 minutos. Em seguida, o tubo amostrador era girado para separar a amostra

do restante da massa de solo e puxados para cima, onde tinham suas extremidades vedadas (com parafina e filme plástico) para evitar perda de umidade e ter proteção mecânica. O transporte era feito em caixas especiais com fundo flutuante e revestida com material isolante térmico.

Através da análise de sondagens anteriores, um novo local foi determinado para retirada de amostras indeformadas, aproximadamente 200 metros do local do furo 1, como pode ser visto na Figura 3. Neste local foram retirados 2 tubos amostradores, o primeiro de 1,00 a 1,90 metros e o segundo de 2,10 a 2,70 m.





Figura 3 – Locais de retirada de amostras indeformadas

### 3.4. Ensaio de laboratório

#### 3.4.1. Granulometria e peso específico dos grãos

A curva granulométrica do solo encontrado no tubo 1 da amostragem 1 é apresentada na Figura 4. Observando esta figura, percebe-se que o material dominante é argiloso. As porcentagens do material são divididas em: 49 % de argila, 40 % de silte, 10 % de areia fina e 1 % de areia média.

A distribuição granulométrica do solo en-

contrado no tubo 1 da amostragem 2 é muito semelhante à mostrada na Figura 4, apresentando 49 % de argila, 38 % de silte, 12 % de areia fina e 1 % de areia média.

A massa específica real dos grãos foi de  $\gamma_s = 25,38 \text{ kN/m}^3$  para o solo do tubo 1 amostragem 1 e  $\gamma_s = 25,50 \text{ kN/m}^3$  para o solo do tubo 2 amostragem 2.

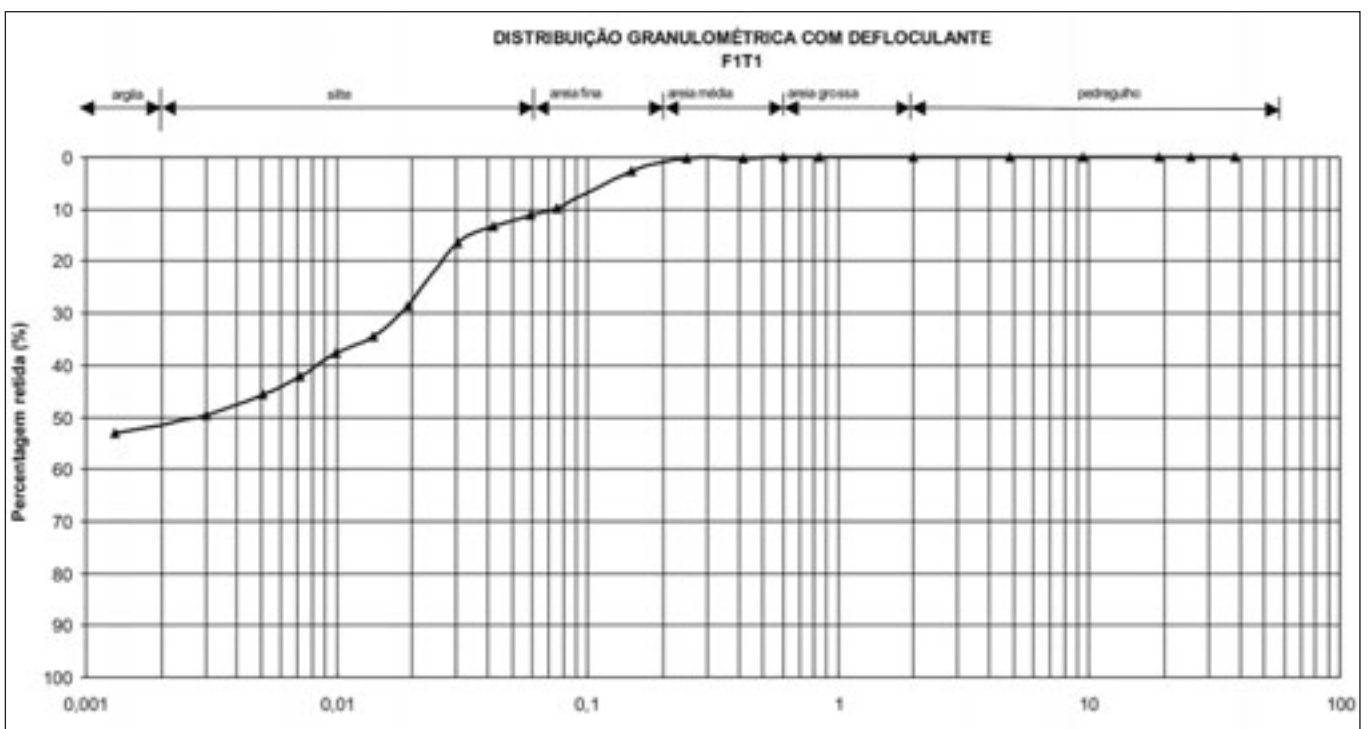


Figura 4 – Distribuição granulométrica do solo amostrado no tubo 1, furo 1

### 3.4.2. Limites de Atterberg

O ensaio de Limite de Liquidez foi realizado de acordo com as especificações da norma ABNT NBR 6459/84 e o de Limite de Plasticidade foi realizado obedecendo às especificações da norma ABNT NBR 7180/84, ambos com secagem prévia do solo.

Os ensaios de Limites de Liquidez e Limite de Plasticidade foram realizados em amostra

de solo natural e de solo com 1%, 3%, 5% e 7% de cal em relação ao peso de solo seco, com tempo de cura de 1 hora. Procurou-se avaliar os efeitos da adição de cal na plasticidade e trabalhabilidade dos solos. A cal utilizada é dolomítica hidratada. A Tabela 1 mostra a influência do teor de cal nos limites de Atterberg.

**Tabela 1. Resultados dos limites de Atterberg com a variação do teor de cal**

Teor de Cal (%)	LL(%)	LP(%)	IP(%)
Solo Natural	66,3	29,2	37,1
1	68	25,3	42,7
3	61,3	31,6	29,7
5	49	36,4	12,6
7	49,8	39	10,8

Pode-se observar que ocorre uma significativa redução no Índice de Plasticidade até teores de cal de 5%, de 37,1% para o solo natural para 12,6 % para a mistura solo-cal, o

que tornou o solo mais friável, melhorando a sua trabalhabilidade. Com 7% de cal ainda ocorre uma pequena redução no IP.

### 3.4.3. Ensaios de adensamento

Nestes ensaios a amostra de solo é colocada dentro de um anel metálico rígido, que restringe o deslocamento lateral, e é carregada verticalmente. Os ensaios de adensamento foram realizados visando o estudo do adensamento de argilas, determinando-se a partir destes ensaios o coeficiente de adensamento  $C_v$  e o índice de compressão  $C_c$  do solo.

A moldagem dos corpos de prova para os ensaios de adensamento foi feita com o auxílio dos próprios anéis do ensaio de adensamento. Estes anéis foram delicadamente forçados contra a amostra através de cravação manual, enquanto a mesma era talhada com o auxílio de um arco com fio de aço (Figura 5).



**Figura 5. Moldagem dos corpos de prova para ensaios de adensamento**

#### 3.4.3.1. Resultados

Foram realizados ensaios de adensamento em corpos de prova indeformados do tubo 1, amostragem 1 e do tubo 2 amostragem 1, além de um ensaio remoldado do solo do tubo 2 amostragem 1 misturado com 5% de cal, com 3 dias de cura.

As curvas da variação do índice de vazios em função do log da tensão vertical, para cada amostra, assim como a determinação das tensões de pré-adensamento são apresentadas a seguir. A tensão de pré-adensamento foi calculada pelo método de Pacheco Silva.

### Amostragem 1 tubo 1

Nessa amostra, a tensão de pré-adensamento encontrada foi de  $\sigma'_{vm} = 120$  kPa, o índice de recompressão  $Cr = 0,05312$ , o índice de compressão  $Cc = 0,5252$  e o índice de descarga  $Cd = 0,0876$ . Nesta amostra o coeficiente

de adensamento variou de  $1,27 \times 10^{-4}$  cm<sup>2</sup>/s a  $12,21 \times 10^{-4}$  cm<sup>2</sup>/s, sendo a média  $5,0 \times 10^{-4}$  cm<sup>2</sup>/s, enquanto o coeficiente de permeabilidade variou de  $3 \times 10^{-9}$  m/s a  $6,6 \times 10^{-8}$  m/s, com média de  $2,65 \times 10^{-8}$  m/s.

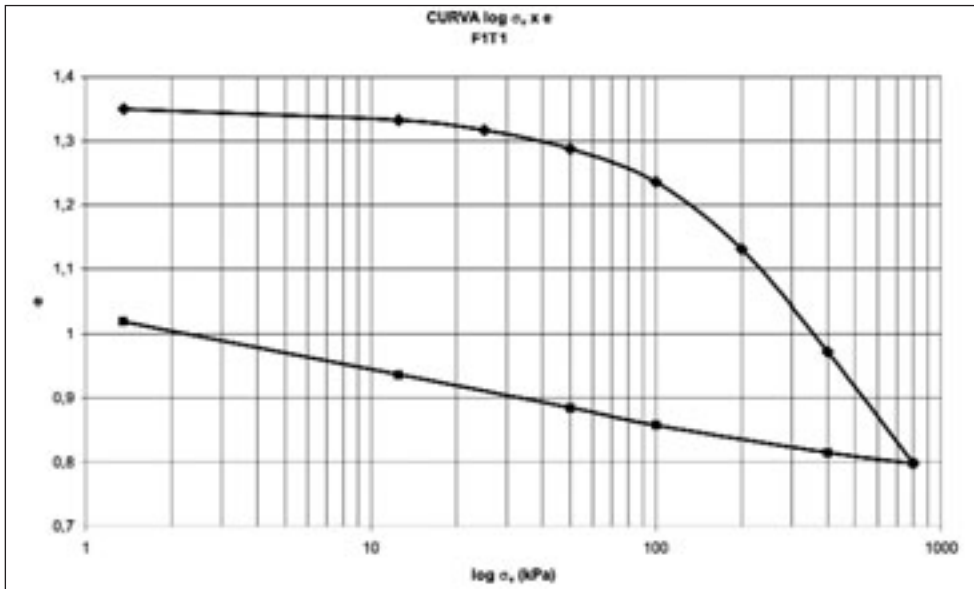


Figura 6 - Curva da variação do índice de vazios em função do log da tensão vertical da amostra indeformada da amostragem 1 tubo 1

### Amostragem 2 tubo 1

Para a 2ª amostra extraída do tubo 1, a tensão de pré-adensamento encontrada foi de  $\sigma'_{vm} = 76$  kPa, o índice de recompressão  $Cr = 0,02069$ , o índice de compressão  $Cc = 0,5068$  e o índice de descarga  $Cd = 0,0621$ . Nessa amostra o coeficiente de adensamen-

to variou de  $4,70 \times 10^{-4}$  a  $106,73 \times 10^{-4}$  cm<sup>2</sup>/s, sendo a média  $59,32 \times 10^{-4}$  cm<sup>2</sup>/s enquanto o coeficiente de permeabilidade variou de  $1,0 \times 10^{-8}$  m/s a  $6,8 \times 10^{-7}$  m/s, com valor médio de  $2,26 \times 10^{-7}$  m/s.

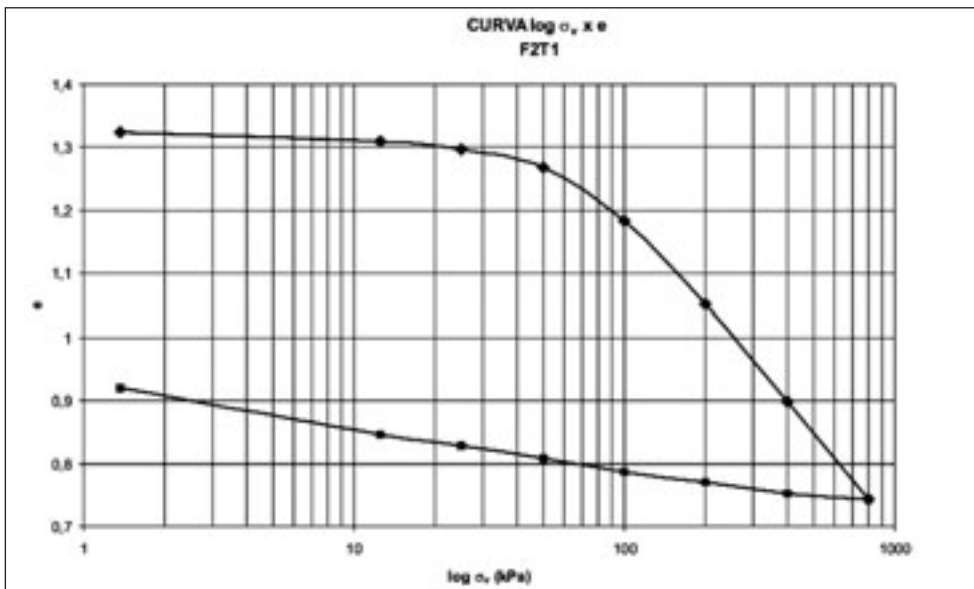


Figura 7 - Curva da variação do índice de vazios em função do log da tensão vertical da amostra indeformada da amostragem 2 tubo 1

**Mistura solo amostragem 2 tubo 1 com 5% de cal (amostra remoldada)**

Para a amostra feita com solo da amostragem 2 tubo 1 e 5 % de cal, deixada em cura solta por 3 dias, a tensão de pré-adensamento foi de  $\sigma'_{vm} = 50$  kPa, o índice de recompressão  $Cr = 0,03753$ , o índice de compressão  $Cc = 0,2583$  e o índice de descarga  $Cd = 0,0122$ .

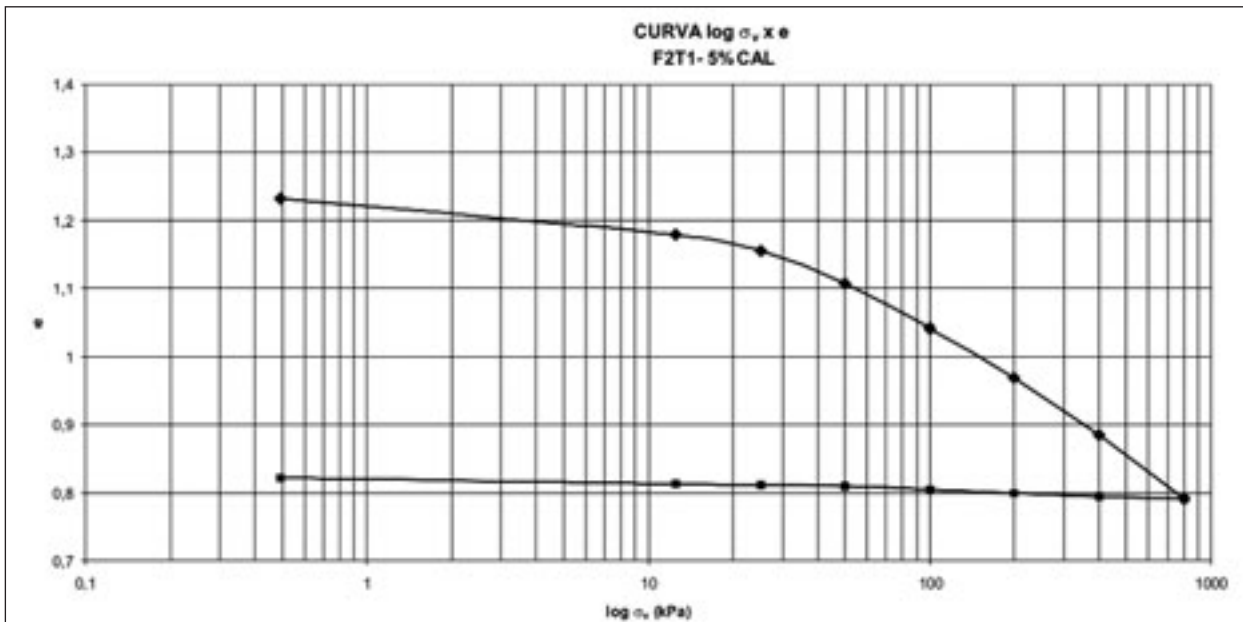


Figura 8 – Curva da variação do índice de vazios em função do log da tensão vertical da amostra remoldada (solo+5%cal) da amostragem2, tubo 1

Nesta amostra o coeficiente de adensamento variou de  $2,0 \times 10^{-4}$  a  $44,0 \times 10^{-4}$   $cm^2/s$ , sendo a média  $21,78 \times 10^{-4}$   $cm^2/s$  enquanto o coeficiente de permeabilidade variou de  $2,5 \times 10^{-8}$  m/s a  $2,0 \times 10^{-7}$  m/s, com valor médio igual a  $1,25 \times 10^{-7}$  m/s.

Observando a Figura 9, notam-se algumas diferenças entre os ensaios da mistura solo-cal e solo natural. Deve-se salientar a redução de aproximadamente 50% do índice de compressão e de 80% do índice de descarga.

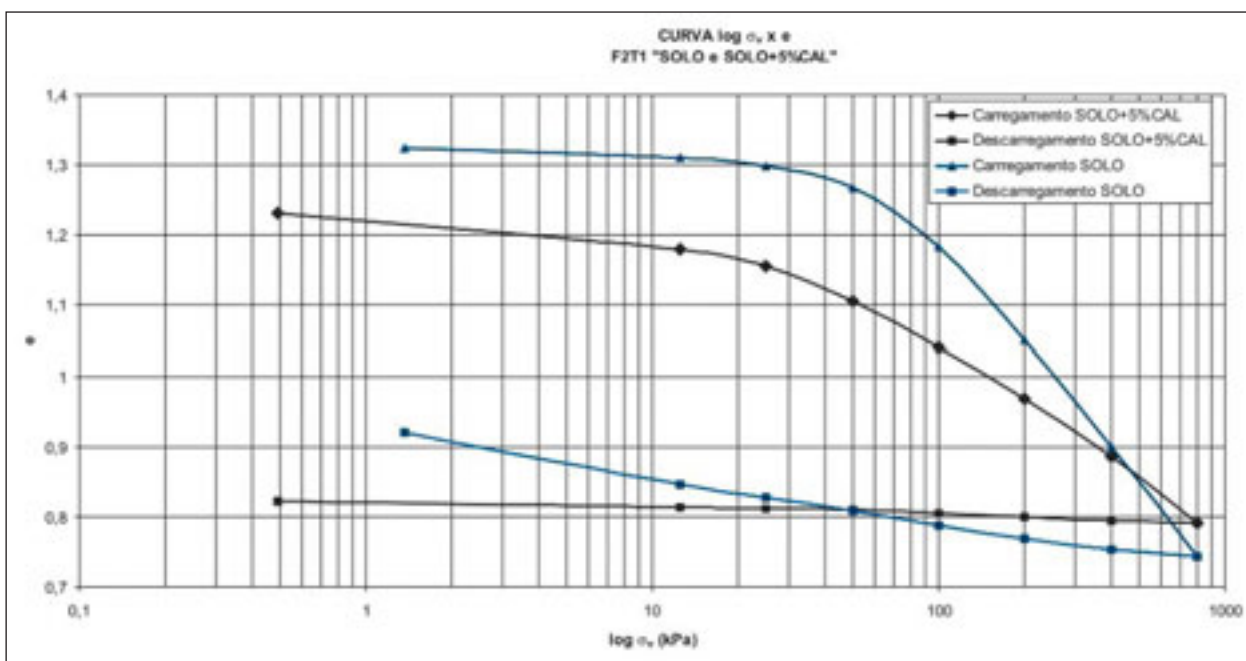


Figura 9 – Curva da variação do índice de vazios em função do log da tensão vertical da amostra indeformada e da mistura solo cal da amostragem 2 tubo 1

## 4. Conclusões

→ Através da análise das fotos aéreas e imagens de satélite, determinou-se um possível ponto crítico, em torno do arroio do Conde, o que foi confirmado pelos ensaios SPT.

→ Após verificação dos resultados das sondagens e a construção do amostrador, foi executada a extração de amostras indeformadas para ensaios de laboratório.

→ Salienta-se significativa melhoria na trabalhabilidade do solo ao serem-lhe adicionadas pequenas porcentagens de cal. Para a mistura de solo e 3% de cal, com 1 hora de cura o Índice de Plasticidade diminuiu aproximadamente 20% e para a mistura de solo e 5% de cal, 1 hora de cura, a redução foi de 66%; tornando o solo mais friável.

→ Uma diferença significativa foi observada

nos resultados de ensaios de adensamento realizados em amostras do solo natural e de solo com cal. Ocorreu a redução de aproximadamente 50% do índice de compressão (Cc), que variou de 0,5068 em amostras indeformadas para 0,2583 na amostra amolgada + 5% de cal. Esta variação representa uma redução expressiva no recalque se o solo for misturado com a cal.

→ Outra variação significativa ocorreu no índice de descarga (Cd), com redução de 80% variando de 0,0621 em amostras indeformadas, para 0,0122 na amostra amolgada com 5% de cal. Estas diferenças no comportamento de deformação representam um melhor comportamento da amostra misturada com cal, em relação à amostra indeformada.

## Referências bibliográficas

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solo - Análise Granulométrica. NBR 7181. Rio de Janeiro, 1984-a, 13p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solo - Coleta de Amostras Indeformadas de Solos de Baixa Consistência em Furos de Sondagem: NBR 9820. Rio de Janeiro, 1997-a, 5p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solo - Determinação da Massa Específica. NBR 6508. Rio de Janeiro, 1984-a, 8p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solo - Determinação do Limite de Plasticidade. NBR 7180. Rio de Janeiro, 1984-a, 3p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solo - Determinação do Limite de Liquidez. NBR 6459. Rio de Janeiro, 1984-a, 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solo - Ensaio de Adensamento Unidimensional. NBR 12007. Rio de Janeiro, 1990-a, 13p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solos - Rochas e Solos. NBR 6502. Rio de Janeiro, 1995-a, 18p.

BERTUOL, F. Caracterização Geotécnica da Sensibilidade de um Depósito Sedimentar do Rio Grande do Sul com o Uso de Ensaios de Laboratório. Porto Alegre, 2009, 200p.

Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da UFRGS.



Empresa Concessionária Rio – Teresópolis S. A. – CRT

# Monitoramento das condições climáticas associadas às condições geológicas-geotécnicas da rodovia BR-116/RJ e seu entorno: correlação entre chuvas, piezometria e movimentos das encostas dos km 87 e km 101 da BR-116/RJ

Maurício Ehrlich (COPPE/UFRJ), Clara Ferraz (CRT), Sergio Magalhães (CRT)

## Resumo

Correlacionam-se chuvas, piezometria e movimentos de encostas em dois trechos da BR -116/RJ. Busca-se explicitar os mecanismos e as condições de estabilidade da região estudada, levando em consideração as condições locais geológico-geotécnicas e de drenagem da área. Observou-se nos dois locais, que a subida do lençol apresenta-se defasada de cerca de 7 dias do pico da chuva e que intensidades inferiores a 50mm em 96 horas basicamente não foram sentidas pelos piezômetros. No km 101, as movimentações laterais foram mo-

nitoadas por inclinômetros e, como seria de esperar, ocorreram com maior velocidade nos períodos chuvosos, praticamente não se observaram movimentações nos períodos de estiagem. Em linhas gerais, a direção e a profundidade dos movimentos observados mostraram-se condizentes com o perfil geológico-geotécnico encontrado no local.

**Palavras-chave:** monitoramento, encostas, inclinômetro, piezômetro, pluviometria.

## 1. Introdução

A BR-116 interliga duas importantes regiões do país – Sudeste/Nordeste, e tem destacada relevância para o escoamento da produção agrícola. Em virtude do forte apelo turístico da região, o trecho entre a BR-040 e a BR-393 tem grande volume de tráfego, principalmente nos finais de semana e feriados prolongados, com maior concentração no trecho da Serra dos Órgãos.

A Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT) e a Concessionária Rio - Teresópolis (CRT) têm investido num programa de pesquisa junto à COPPE procurando aprofundar o conhecimento das condições reais de campo. Tem-se por objetivo melhor explicitar os mecanismos que governam a instabilização de encostas na região serrana. Em linhas gerais, tais problemas estão associados às condições geológico-geotécnicas e de drenagem.

O problema de instabilidade das encostas se agrava no período compreendido entre os meses de novembro e março, quando a intensidade das chuvas aumenta ocasionando escorregamentos de encostas e também enchentes.

O artigo é parte de um estudo de maior abrangência que visa correlacionar chuvas com o comportamento das encostas, caracterizar o regime pluviométrico e desenvolver um sistema de alerta meteorológico. Busca-se também desenvolver modelos numéricos de previsibilidade de temporais e acidentes relacionados.

Para monitoração mais detalhada escolheram-se dois trechos com histórico de problemas: o km 87 e o km 101. Apresenta-se a seguir um breve relato de problemas ocorridos nesses trechos.

## 2. Histórico

Em Fevereiro de 2005 verificou-se ruptura de toda a seção da estrada ao longo de um trecho de 40 m de extensão na altura do km 87,3. Na figura 1 apresenta-se foto do local do acidente. A ruptura atingiu cerca de 10 m de profundidade envolvendo a camada de aterro e também terreno natural situado abaixo. O material deslizado avançou na forma de uma corrida de lama em direção ao Condomínio da Granja Comary, tendo percorrido uma distância de 120 m de extensão. Foi significativo o montante de precipitação antecedente à ruptura. Verificou-se um total de 134 mm de chuvas nos 4 dias anteriores ao evento. A precipitação diária máxima observada em fevereiro ocorreu no dia 05 atingindo o valor de

63.2 mm. No dia do colapso (08/02) a precipitação foi de 7.2 mm. Esses dados correspondem à Estação Climatológica Auxiliar de Teresópolis localizada na cota 874 e distante 4.5 km do local do acidente (cota 936). No entanto, comparando-se esses valores com a série histórica não se pode dizer, que o montante de chuva tenha sido excepcional.

No km 101 tem-se um antigo histórico de movimentos lentos. No início da década de 70 efetuou-se um alteamento de cerca de 2 metros de forma a melhor confinar a base da pista e minimizar os movimentos. Após a intervenção, os movimentos diminuíram, mas não cessaram por completo (Bittencourt e Pinto, 1978).



Figura 1 – Foto do local do acidente no km 87 (Jornal O DIA)



### 3. Caracterização geológico-geotécnica dos locais

Sondagens foram executadas objetivando verificar os subsolos dos dois locais. Na Figura 2 apresenta-se o perfil do terreno observado na região do km 87.3 (local do colapso de Fev/2005), que pode ser considerado típico do local. Um aterro de baixa permeabilidade encontrava-se posicionado sobre camadas de maior permeabilidade bloqueando em parte o fluxo da água subterrânea.

Sondagens convencionais e geofísicas resistivas foram efetuadas para caracterizar o perfil do subsolo encontrado no km 101. Os ensaios geofísicos demonstraram a ocorrência de uma língua de material menos consolidado que segue das partes de menor profundidade para as áreas mais profundas. Esta língua apresenta-se inclinada (~45°) em relação ao eixo da rodovia no sentido Rio de Janeiro e tem profundidade variando de 30 m (cota 215, perfil CRT-02) a 70 m (cota 140, perfil CRT-08) e largura entre 150 m

(a 27 m de profundidade) e 100 m (a 47 m de profundidade).

Tais estudos, associados aos testemunhos obtidos nas sondagens, indicam que a partir de 9m de profundidade da superfície do terreno tem-se a presença se um paleotalus, ou seja, blocos de rocha vindo da escarpa acima, depositados ao longo de milhares de anos num antigo talvegue.

Outro dado importante que reforça a teoria da existência de um depósito de blocos de rocha na região do km 101 é o fato das sondagens revelarem a ocorrência de “Granito Alterado” se iniciando em pequenas profundidades, em torno de 9 m, e se estendendo até o limite das sondagens (~50 m). De acordo com o perfil geológico desta região, o substrato granítico é encontrado nos grandes picos, sotoposto à suite Santo Aleixo, composta basicamente de gnaisses.

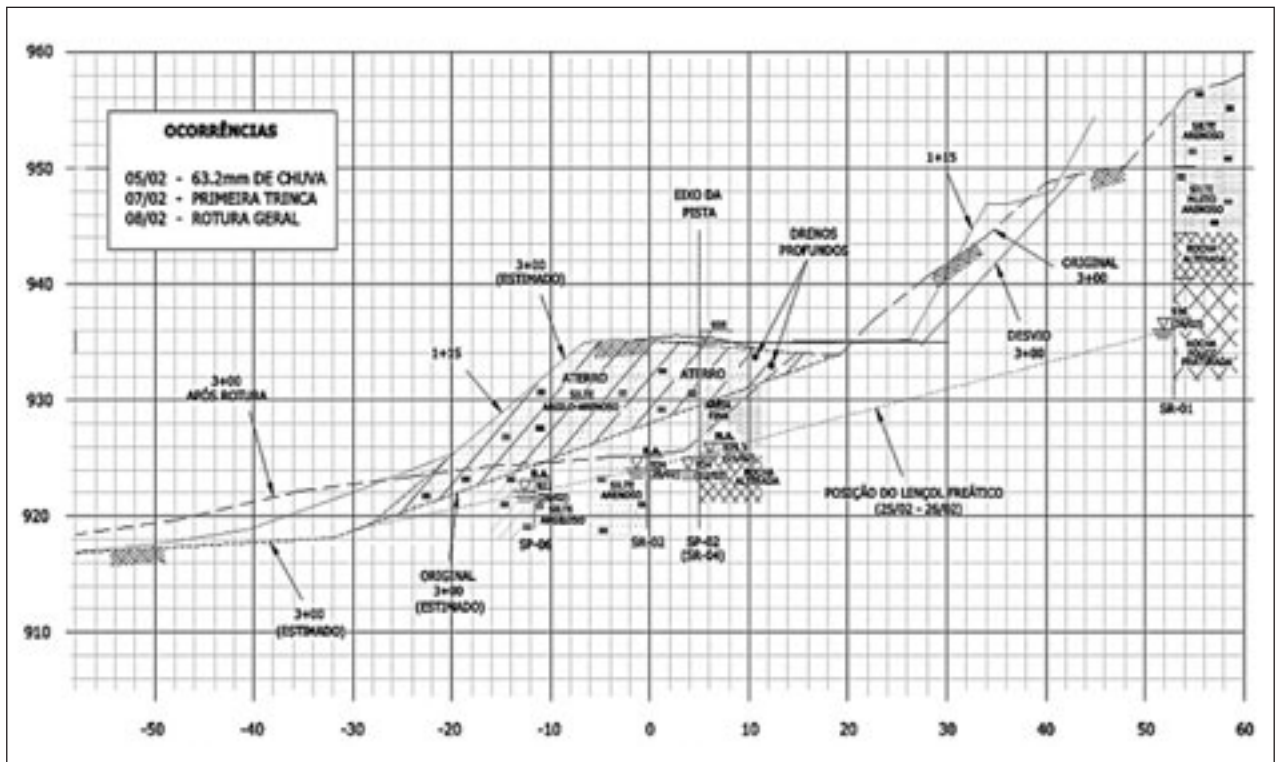


Figura 2 – Perfil Geotécnico Típico do local do acidente – km 87 (Ehrlich, 2008)

## 4. Instrumentação

Os furos de sondagens foram aproveitados para a instalação da instrumentação (Oliveira et al, 2008). A monitoração em sua maioria é automática e no caso das chuvas transmite os dados coletados em tempo real. Concomitantemente está sendo efetuado um levantamento sobre informações pré-existentes de chuvas e deslizamentos de encostas relacionados à rodovia.

Encontram-se em operação estações meteorológicas automáticas situadas nos km 40, km 71, km 81, km 94, km 105 e km 133,5, além de informações e dados disponíveis nos principais centros de previsão de tempo. A transmissão dos dados de campo se dá via sistema de telefonia celular.

Para monitoramento das poropressões foram instalados piezômetros tipo corda vibrante (elétricos) e Casagrande. 11 piezômetros Casagrande e 11 elétricos foram ins-

talados pelos km 86,3, 86,8, 87,3, 87,9 e 101. Com exceção do km 101 que possui 3 Casagrande e 3 elétricos, os outros trechos monitorados contam com dois pares de cada instrumento. A monitoração dos instrumentos elétricos é automática, o que facilita cotejar a inter-relação entre chuvas, fluxos e pressões de água subterrânea. As leituras automáticas viabilizam o acompanhamento durante chuvas intensas.

No km 101, em duas verticais, são monitorados os movimentos laterais através de inclinômetros (21 meses de monitoração). As leituras dos 2 instrumentos serão apresentadas a seguir.

As figuras 3 e 4 apresentam as locações dos instrumentos nos trechos estudados. Na Tabela 1 tem-se a localização e profundidade de assentamento dos piezômetros.



Figura 3 – Localização da instrumentação do entorno do km 87

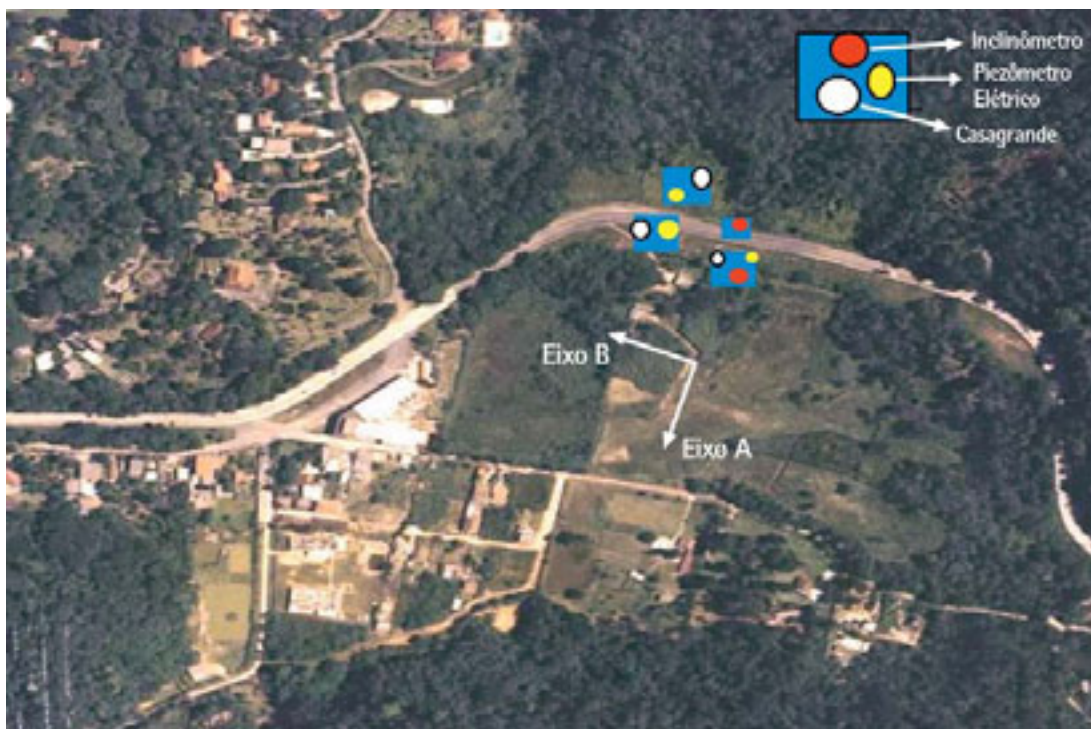


Figura 4 - Localização da instrumentação do entorno do km 101

**Tabela 1: Localização dos piezômetros**

km	Posição	Pista	Tipo	Cota do terreno (m)	Profundidade (m)	Cota de posicionamento (m)
86,3	bordo	1	C.grande	938,42	14,75	923,67
86,3	bordo	1	Elétrico	938,73	23,30	915,43
86,3	bordo	2	C.grande	940,36	8,25	932,11
86,3	bordo	2	Elétrico	939,89	19,65	920,24
86,8	bordo	1	C.grande	929,45	26,68	902,77
86,8	bordo	1	Elétrico	929,55	24,50	905,05
86,8	c. corte	2	C.grande	943,99	13,90	930,09
86,8	c. corte	2	Elétrico	938,64	10,80	927,84
87,3	sob o vdt	1	C.grande	932,10	11,45	920,65
87,3	sob o vdt	1	Elétrico	929,01	17,20	911,81
87,3	c. corte	2	C.grande	950,28	15,60	934,68
87,3	c. corte	2	Elétrico	941,00	14,50	926,50
87,9	bordo	1	C.grande	951,55	18,50	933,05
87,9	bordo	1	Elétrico	951,48	17,90	933,58
87,9	c. corte	2	C.grande	963,18	18,25	944,93
87,9	c. corte	2	Elétrico	960,88	12,90	947,98
101	bordo	2	Elétrico	238,58	12,90	225,68
101	bordo	2	C.grande	238,36	7,45	230,91
101	bordo	1	Elétrico	235,57	17,00	218,57
101	bordo	1	C.grande	235,93	8,10	227,83
101	c. corte	1	Elétrico	240,86	23,30	217,56
101	c. corte	1	C.grande	241,07	7,85	233,22

## 5. Resultados

### 5.1. Inclinômetros

As figuras 5 e 6 apresentam as leituras coletadas até dia 11 de dezembro de 2009. As leituras iniciaram em abril de 2007, em linhas gerais os dois pontos de monitoração têm apresentado comportamentos semelhantes. A diferença entre eles está na superfície de movimentação que no inclinômetro I1 se situa a 10 m de profundidade, enquanto que em I2 essa superfície fica na cota de 17,50 m abaixo do nível do terreno.

Os deslocamentos acumulados são da or-

dem de 70 mm e observam-se maiores taxas de velocidade de movimentação nos períodos chuvosos, chegando nesses períodos à cerca de 20 mm/mês. Até o momento tem-se em média uma velocidade de cerca de 40 mm/ano corroborando com a expectativa de movimento lento.

O movimento por ser intermitente se classifica como rastejo, diferentemente da fluência que se trata de um movimento contínuo.

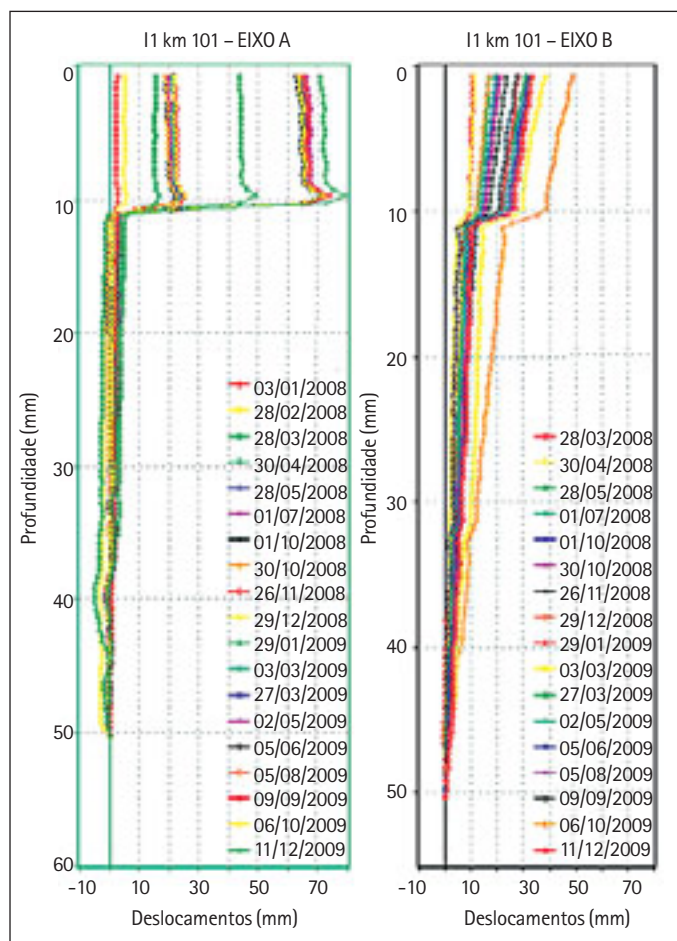


Figura 5 – Leituras inclinômetro I1 – km 101

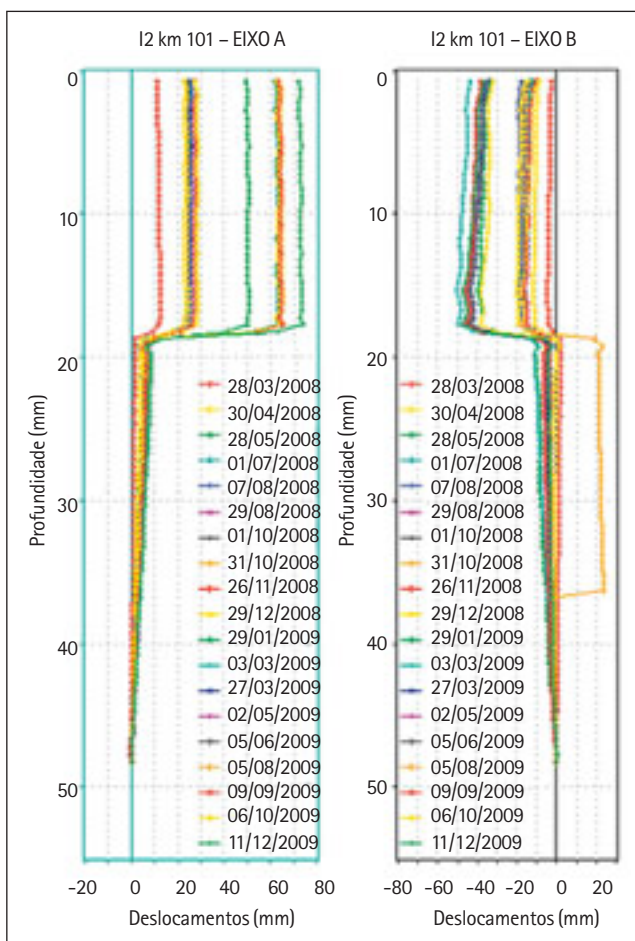


Figura 6 – Leituras inclinômetro I2 – km 101

## 5.2. Estudos geofísicos

Na figura 7 apresenta-se o perfil geolétrico CRT-02, que passa pelo ponto de instalação do inclinômetro I2 no bordo da pista sentido RJ. O perfil CRT-03 que passa pela posição do inclinômetro I1 na outra margem da rodovia, pode ser visualizado na figura 8. Os resultados indicam a presença de uma faixa de material menos resistivo que vai das partes superiores às camadas mais profundas (Marcelino, 2008).

Observa-se que os pontos que se verificam maiores deslocamentos laterais encontram-se em zonas de transição de materiais de diferentes resistividades; no inclinômetro I1 a 10 m de profundidade e no inclinômetro I2 a 17,5 m. Nota-se também que I1 está praticamente todo em área de anomalia condutiva, ficando apenas a extremidade inferior em zona de rocha sã, representada pela cor azul.

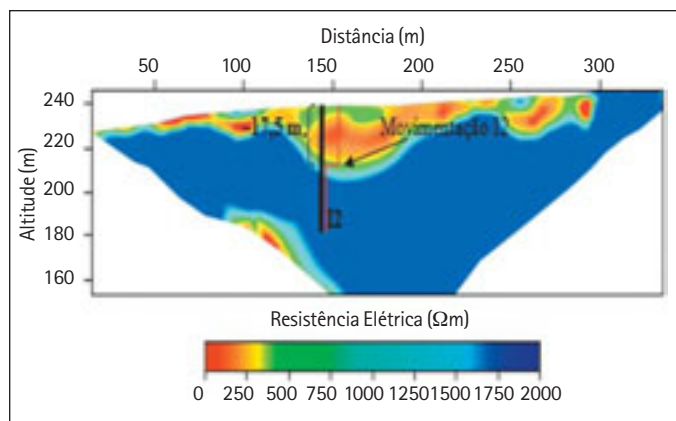


Figura 7 – Perfil CRT-02 e inclinômetro I2

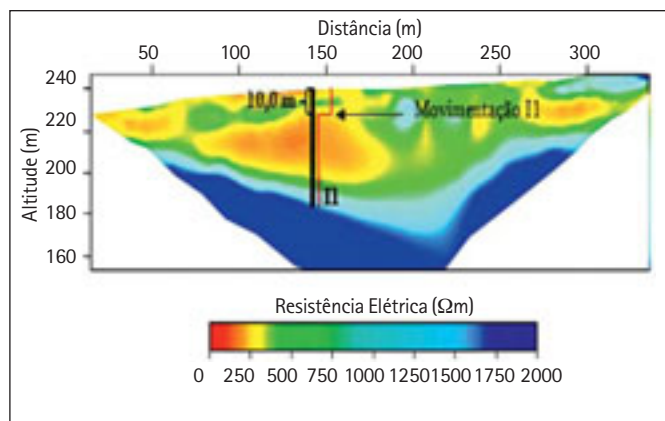


Figura 8 – Perfil CRT-03 e inclinômetro I1

## 5.3. Pluviógrafos

Na figura 9 tem-se os registros pluviométricos de chuvas acumuladas de 96h correspondentes ao período de janeiro de 2008 até dezembro de 2009. Observa-se que ocorreram picos de chuva significativos nesse in-

tervalo de leituras, passando de 300 mm em três eventos, sendo dois deles maiores que 400 mm. Como esperado, as maiores leituras ocorrem entre novembro e abril.

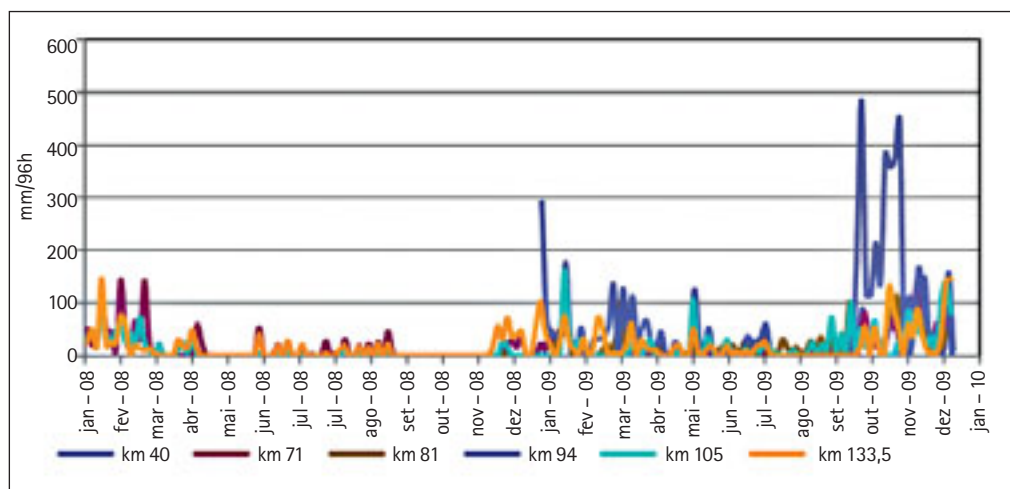


Figura 9 – Leituras pluviométricas

### 5.4. Piezômetros

Na figura 10 apresentam-se leituras do piezômetro elétrico do km 87,3 (instalado sob o viaduto) junto com os registros pluviométricos (acumulados de 96 horas) das estações meteorológicas situadas no km 71, km 94 e km 105. Na figura 11 os gráficos correspondentes ao piezômetro elétrico instalado no km 101 na pista 1 no sentido RJ apresenta resultados semelhantes.

Percebe-se nos dois casos que as leituras dos piezômetros variam de acordo com as variações pluviométricas maiores que 100 mm. O tempo de resposta é de aproximadamente 7 dias, ou seja, após um evento chuvoso de mais de 100 mm em 96 horas, um pico nas leituras piezométricas é registrado no decorrer de uma semana.

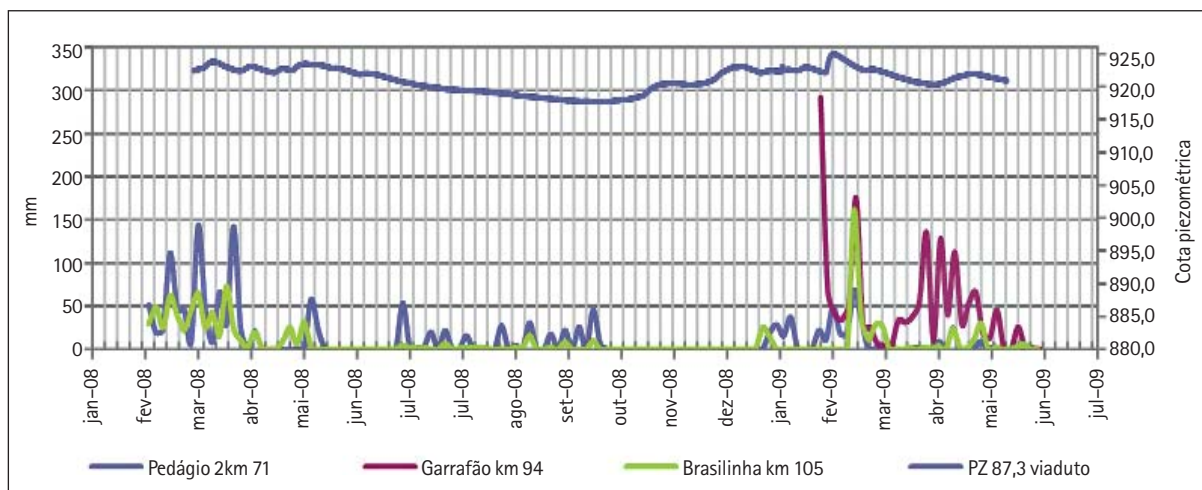


Figura 10 – Leituras piezométricas no km 87,3 (sob o viaduto) vs. leituras pluviométricas

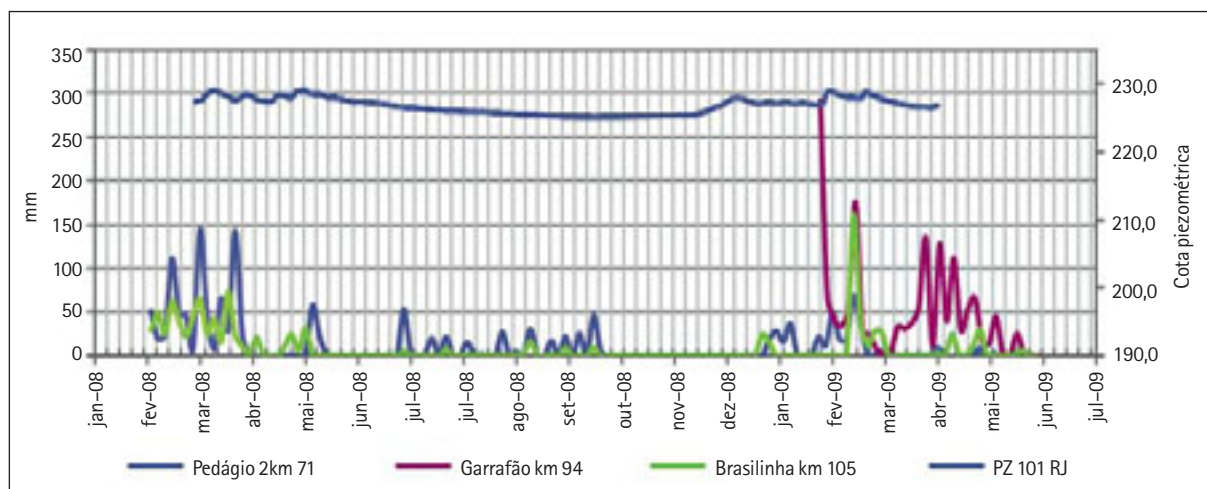


Figura 11 – Leituras piezométricas no km 101 sentido RJ vs. Leituras pluviométricas

## 6. Conclusões

Os pluviógrafos assinalam a estação chuvosa entre os meses de novembro e abril, podendo atingir picos significativos com valores diários maiores que 150 mm.

Os resultados piezométricos mostram que a variação de poropressão acompanha o regime de chuvas e podem alcançar variações da ordem de 7 m (Piezômetro km 87,3 viaduto). As leituras piezométricas foram sensíveis às chuvas acumuladas (96h), com uma defasagem de aproximadamente sete dias em relação aos picos de chuva. Os picos pluviométricos com intensidades menores que 50 mm em 96 horas basicamente não foram sentidos pelos piezômetros.

As movimentações laterais medidas nos inclinômetros instalados no km 101 assinalaram maiores velocidades de deslocamento nos períodos chuvosos, praticamente não havendo movimentação nos períodos de estiagem. Verificou-se nos dois instrumentos instalados, resultados similares tanto quanto a velocidade e períodos de deslocamento quanto no valor de deslocamento acumulado (~70 mm). O movimento é classificado como Rastejo por ser intermitente e em termos de velocidade de deslocamento (~40 mm/ano) pode ser descrita como Muito Baixa, segundo a escala de classificação de Cruden e Varnes (1996). No entanto, em períodos chuvosos essas taxas de deslocamento podem chegar à ordem de 20 mm/mês.

Verificou-se através dos ensaios geofísicos

efetuados no km 101, a ocorrência de uma língua de material menos consolidado que segue das partes de menor profundidade para as áreas mais profundas. Esta língua apresenta-se inclinada (~45°) em relação ao eixo da rodovia no sentido Rio de Janeiro e tem profundidade variando de 30 m (cota 215, perfil CRT-02) a 70 m (cota 140, perfil CRT-08) e largura entre 150 m (a 27 m de profundidade) e 100 m (a 47 m de profundidade).

Tais estudos, associados aos testemunhos obtidos nas sondagens efetuadas anteriormente, indicam se tratar de um paleotalus, ou seja, blocos de rocha vindo da escarpa acima, depositados ao longo de milhares de anos num antigo talvegue.

Outro dado importante que reforça a teoria da existência de um depósito de blocos de rocha na região do km 101 é o fato das sondagens revelarem a ocorrência de “Granito Alterado” se iniciando em pequenas profundidades, em torno de 9 m, e se estendendo até o limite das sondagens (~50 m). De acordo com o perfil geológico desta região, o substrato granítico é encontrado nos grandes picos, sotoposto à suíte Santo Aleixo, composta basicamente de gnaisses.

Os dois inclinômetros estão instalados nesta zona de anomalia condutiva (língua) e o sentido de movimentação coincide com o sentido de orientação desta área de material de menor resistividade.

## Referências Bibliográficas

- Bittencourt, Y. e Pinto, S. (1978) Estudo geológico geotécnico na análise da estabilidade de talude de corte do km 43 + 500m, da BR-116/RJ, Rio Corujas – Teresópolis. Rio de Janeiro, Instituto de Pesquisas Rodoviárias.
- Cruden, D.M., Varnes, D.J., 1996, “Landslides types and process”, Special Report 247: Landslides – Investigation and mitigation, pp.36-75.
- Ehrlich, M. (2008) Monitoramento das condições climáticas associadas às condições geológicas-geotécnicas da Rodovia BR-116/RJ e seu entorno, Relatório, Projeto de pesquisas ANTT/CRT.
- Marcelino, M. B (2008) Levantamento geofísico (geoelétrico) do km 101 da Rodovia BR-116/RJ, Relatório, Projeto de pesquisas ANTT/CRT.
- Oliveira, G. A., Ehrlich, M. e Lacerda, W. A. (2008) Monitoramento de encostas dos km 87 e 101 da Rodovia BR 116/RJ. XIV Cobramseg- Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - vol. 2 - Búzios – Rio de Janeiro- Brasil.



SAÍDA 050 B  
Fajuda  
Sta Rita  
R. Dr. Joaquim DM 110  
PETERCO

Concessionária Autopista Fernão Dias S. A.





## 1. Introdução

Os critérios empregados nos projetos de implantação da sinalização em rodovias seguem normas e manuais técnicos, que, no Brasil, consistem nos Manuais Brasileiros de Sinalização de Trânsito do DENATRAN e nos manuais específicos dos Órgãos Rodoviários, DNIT (federal) e Secretarias de Transportes/DERs (estaduais). Embora estes manuais contenham definições para a maior

parte dos elementos, ainda restam algumas lacunas que permitem interpretações diversas, além das diferenças entre os padrões de projeto nacional e estaduais e conseqüentemente, variadas formas de uso da sinalização. A aceitação do sistema de sinalização consiste estritamente na aprovação de projetos e na exigência de sua manutenção.

## 2. Objetivo

O presente estudo busca avaliar o uso da sinalização rodoviária não mais apenas quanto à observância dos critérios de projeto, mas sim, em relação ao seu desempenho funcional, ou seja, nos resultados observados e anotados em campo, representados pelo comporta-

mento do motorista, envolvendo respostas comportamentais – percepção, compreensão e ação – de condutores de veículos diante das situações operacionais usuais, com variadas configurações dos sinais de trânsito (elementos de sinalização horizontal e vertical).

### 2.1. Objetivos Específicos

Conceber e testar um procedimento de campo para avaliação do desempenho funcional da sinalização viária. Estudar eventuais alterações na reação do usuário quando exposto a elementos de sinalização empregados de formas variadas, registrando dados como distâncias de visibilidade e legibilidade, ba-

lizamento do veículo na faixa de rolamento, acionamento de freios, redução de velocidade e outros.

Analisar a adequabilidade dos critérios contidos em normas e manuais técnicos de projeto, a partir das observações registradas em campo.

## 3. Desenvolvimento do Projeto

### 3.1. Aspectos Gerais

Os experimentos foram realizados durante os períodos diurno e noturno, observando, também, a situação climática: dia claro, sem chuva e sem neblina e nível de tráfego, variando as condições amostradas. Os trechos pesquisados não possuem sistema de iluminação. As rotas foram monitoradas em percurso por observadores treinados, embarca-

dos nos veículos, para a coleta de dados sobre detecção dos elementos de sinalização e sobre a eficiência/deficiência da percepção dos elementos pelos condutores. Houve filmagem de alguns segmentos, com a finalidade de obtenção de dados sobre efeitos no posicionamento longitudinal dos veículos, sua progressão, além de dados de tráfego.

### 3.2. Teste Piloto e Levantamento dos Dados

Foi viabilizada a realização de teste-piloto no mês de setembro/2009, antecedendo a pesquisa de campo, para a avaliação dos procedimentos de coleta de dados em campo pretendidos. Esta etapa incluiu a preparação de formulários e planilhas de anotação, o treinamento de uma equipe e a supervisão da aplicação-piloto dos procedimentos definidos, sendo:

- Observação em movimento;
- Filmagem da rodovia nos pontos selecionados.

Posteriormente, definiu-se o procedimento de tabulação dos dados, realização da tabu-

lação dos dados coletados no teste-piloto, análise preliminar dos dados, além de eventuais reformulações e reavaliações consideradas necessárias para adequar os procedimentos de coleta inicialmente propostos.

Devido à grande quantidade de elementos a serem observados, foram planejadas de 3 a 4 passagens por cada trecho em cada etapa, onde para cada passagem (percurso) havia uma certa quantidade de elementos a serem avaliados. Essa medida foi tomada para que houvesse um intervalo de tempo suficiente para marcação de todos os pontos de todos os elementos.

## 4. Descrição das Etapas e Condições de Campo

Foram utilizados dois trechos da BR-381 (Rodovia Fernão Dias) que continham elementos de sinalização e situações operacionais representativos e de interesse técnico para o estudo:

- Trecho 1: km 79 ao km 85 (São Paulo/SP), Pista Norte e Pista Sul;
- Trecho 2: km 33 ao km 40 (Atibaia/SP), Pista Norte e Pista Sul.

### 4.1. Etapa Inicial

Foram definidas intervenções recomendadas para estabelecer o cenário base a ser avaliado (posição/suporte das placas, materiais utilizados e estado de limpeza/conservação; similarmente para marcas viárias e dispositivos). Em princípio, buscou-se obter os padrões

Os dois trechos considerados foram definidos para observar dois contextos básicos distintos: um ambiente rural típico para rodovias (trecho 2) e um ambiente urbano típico para rodovias (trecho 1). Após o teste piloto onde definiu-se o procedimento para coleta e tabulação dos dados, o presente trabalho foi dividido em três etapas, em épocas distintas, a saber:

usualmente definidos nos manuais de projeto de sinalização. As observações foram realizadas nos dias 14 e 15 de Outubro de 2009, em condições boas de tempo e nível médio de tráfego em ambos os trechos.

### 4.2. Etapa Intermediária

Foram definidas intervenções recomendadas para estabelecer o cenário de teste intermediário, com alterações dos padrões de projeto ou execução a serem testados. Em princípio, buscou-se a avaliação das principais opções de projeto e execução. Foram introduzidas variações de dimensões, posicionamento, inclinação e níveis de retrorrefletorização nos elementos em relação à etapa anterior. As

mudanças de percepção do usuário da pista seriam então verificadas em termos de variações nas distâncias de detecção e reação. Algumas placas foram retiradas e outras acrescentadas. Um conjunto de controle teve os sinais mantidos nas mesmas condições. As observações foram realizadas nos dias 16 e 18 de Novembro de 2009, em condições tempo nublado e nível médio de tráfego.

### 4.3. Etapa Final

Foram definidas intervenções recomendadas para estabelecer o cenário de confirmação, combinando novas variações e reaplicação dos tratamentos iniciais, a fim de avaliar a consistência do padrão de variação observado (incluindo o retorno à avaliação inicial, no caso de reaplicação dos padrões iniciais). O conjunto de elementos de controle foi mantido nas mesmas condições, como na etapa anterior. Elementos de caráter experimental foram retirados e ou modificados para a configuração definitiva. As principais

signalizações verificadas foram as marcas longitudinais, marcas de canalização e inscrições no pavimento. As configurações em geral foram adotadas no sentido de maior contraste e tamanho. As observações foram realizadas nos dias 15, 16 e 17 de Dezembro de 2009, o terceiro dia de observação foi necessário por conta das condições de chuva no dia 16, recuperando parte dos dados perdidos. Com nível médio de tráfego em ambos os trechos e acidente próximo ao trecho 2 no dia 18 (não interferiu no experimento).

## 5. Levantamento dos Dados

Foi planejado o levantamento dos dados de observação em movimento para cada elemento estudado, caracterizado pelas propriedades vigentes nas três etapas. Inclui-se a transcrição dos dados de detecção e leitura. Para o processamento dos dados de filmagem foram extraídos os dados de tráfego (volume, composição, velocidades) e dados de po-

sicionamento na seção, início e término de aceleração e locais de mudança de faixa.

Outros dados levantados: medições de índices de retrorrefletividade, que serviram como confirmação do índice de projeto para os elementos de sinalização horizontal implementados em cada etapa.

### 5.1. Intervenções na infra-estrutura – elementos experimentados

Foram realizadas intervenções recomendadas para estabelecer o cenário-base a ser avaliado (posição/suporte das placas; materiais utilizados e estado de limpeza/conservação; similarmente para marcas viárias e dispositivos). Em princípio, buscou-se obter os

padrões usualmente definidos em manuais de projeto de sinalização e outras recomendações oficiais, algumas variações foram definidas nas etapas intermediária e final em função da análise estatística para que fosse possível avaliar o efeito de certos fatores.

### 5.2. Sinalização horizontal

Para os itens de sinalização horizontal, foram avaliados, pela aplicação alternada, diferentes índices de retrorrefletorização e de diferentes padrões de aplicação (presença/ausência de dispositivo auxiliar retrorrefletivo).

Os elementos experimentados foram as marcas longitudinais de canalização e inscrições no pavimento:

- Linha de divisão de fluxos de mesmo sentido (LMS);
- Linha de bordo (LBO);
- Marcação de transição de largura de pista (MTL);
- Seta indicativa de mudança obrigatória de faixa (MOF).

Para diferentes índices de retrorrefletividade e tipos de materiais utilizados para as marcas e/ou dispositivos auxiliares, foi observado o efeito sobre o balizamento dos veículos na faixa e sobre a observância de proibição de transposição. Variáveis registradas: posição média do veículo e sua dispersão em relação ao eixo da faixa; quantidade de transposições involuntárias da linha demarcada pelo pneu adjacente à linha; e quantidade de transposições de faixa erráticas e/ou irregulares.

Modo de registro: monitoração por vídeo, a partir de ponto de observação em local alto (passarela - Foto 1).



Foto 1 – Visão geral – sinalização horizontal

### 5.3. Sinalização vertical

Para os itens de sinalização vertical, foram avaliados, pela aplicação alternativa, diferentes tipos de materiais e níveis de retrorrefletorização aplicados ao fundo, mensagem

das placas, diferentes padrões dimensionais e padrões de aplicação (posição padrão, com repetição em ambos os lados da pista ou projetada sobre a via – Fotos 2 e 3).



Foto 2 – Placa da direita, no solo

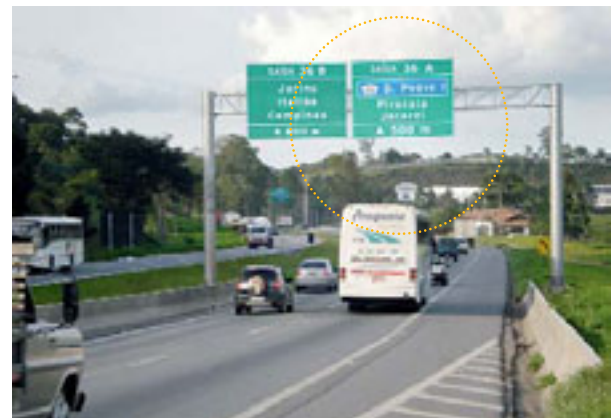


Foto 3 – A mesma placa instalada no pórtyco

Os elementos experimentados foram placas de:  
 → Regulamentação;  
 → Advertência;  
 → Orientação (ou indicativas) – particularmente as de orientação de destino na via.

Para diferentes padrões de posicionamento, níveis de retrorrefletividade, frequência de confirmação da placa, distância de legibilidade (dimensão) e de visibilidade até a placa, foram avaliadas a percepção pelo

motorista e a distância de detecção da placa. Variáveis registradas: distância média de percepção (se percebida) ou porcentagem de falhas na detecção (se não percebida), local de mudança de faixa, etc. Modo de registro: na monitoração em percurso, observador embarcado em veículo anota a que distância o condutor é capaz de identificar as placas e suas mensagens.

## 6. Coleta de Dados

Nas três etapas foram coletados dados de acordo com a observação em movimento e à filmagem do experimento, conforme verificado através do teste-piloto. Com realização simultânea, foram mobilizadas 3 equipes de observação (cada equipe com 1 motorista-avaliador e 1 anotador) e 2 equipes de filmagem (Fotos 4 a 7). Cada atividade de coleta de dados referiu-se a um período de 1 hora,

sendo que em alguns casos foi necessária a repetição por mais uma hora, na qual a equipe de observação percorreu o trecho e a equipe de filmagem monitorou a gravação das imagens da operação a partir de local externo ao veículo, com visão geral da pista (câmeras posicionadas sobre passarelas, filmando um trecho da rodovia).



Foto 4 – Parte da equipe de observadores e motoristas



Foto 5 – Tipo de veículo utilizado na pesquisa (três veículos similares)

Foi realizada uma atividade de coleta em cada um dos trechos propostos, para as três etapas referentes ao estudo. Em cada dia, a coleta foi feita em dois períodos (tarde e à noite), com uma hora de descanso. As ativida-



Foto 6 – Filmagem da rodovia (sobre passarela)

des realizadas durante as três etapas foram: Orientação das equipes de observações; observações anotadas pelas equipes por percurso em cada período e verificação dos dados coletados.



Foto 7 – Equipamento de filmagem

Instrução para marcação de pontos:

→ Com o carro em movimento, o anotador posicionado no banco de passageiros, consultando sua planilha de anotações, identifica o elemento de sinalização a ser avaliado e orienta o motorista a manifestar-se quando detectar esse elemento e em seguida dizer qual a sua mensagem ou significado. Para isso, o anotador cita uma referência – que pode ser um local, um objeto à margem da rodovia ou um dispositivo viário qualquer – que anteceda o elemento de sinalização a ser avaliado, e alguma característica desse elemento.

→ O motorista avisa que detectou o elemento. Nesse momento, o anotador pressiona o botão do GPS e anota o ponto na planilha (primeiro ponto).

→ O motorista lê (interpreta) a mensagem ou significado. Nesse momento, o anotador

pressiona o botão do GPS e anota o ponto na planilha (segundo ponto).

→ O veículo passa pelo local do elemento de sinalização. Nesse momento, o anotador pressiona o botão do GPS e anota o ponto na planilha (terceiro ponto).

→ Percorrido o trecho da pesquisa, o motorista realiza o retorno e continua o levantamento de dados até seguir para o próximo percurso, e assim por diante, até concluir todos os percursos, cobrindo todos os elementos.

As perguntas que o anotador vê na planilha para fazer ao motorista são perguntas que não identificam o elemento, apenas sugerem a placa em questão. Esse cuidado visa a testar se o motorista realmente conseguiu detectar a placa.

## 7. Processamento dos Dados

### 7.1. Dados das observações em movimento

As observações em movimento executadas pelas 3 equipes resultaram na obtenção das medidas de distâncias de visibilidade e leitura das sinalizações obtidas através dos GPS.

Dos pontos marcados no aparelho com suas coordenadas UTM são calculadas as distâncias. Nas observações, cada um dos observadores tem uma tabela para anotar os pontos gerados pelo GPS. Depois das observações, os dados do GPS são descarregados no computador pelo programa GPS Trackmaker e processados pela planilha Excel que contém todos os elementos experimentados ordenados. Manualmente, cada ponto do GPS é referenciado com o elemento através do número do ponto anotado pelo observador na tabela levada em campo, e o arquivo gerado pelo GPS Trackmaker é importado na planilha que referencia o número do ponto com suas coordenadas; em seguida o cálculo das distâncias é automatizado pela planilha.

No caso dos experimentos de sinalização vertical, para cada elemento são marcados 6 pontos por etapa por observador, 3 pontos de dia e 3 pontos à noite. Desses 3 pontos, o primeiro é o ponto em que o observador detectou a placa, o segundo é o ponto em que o observador conseguiu fazer a leitura e o terceiro é o ponto em que se localiza a placa. A raiz da soma dos quadrados das diferenças das coordenadas do primeiro e do terceiro ponto resulta na distância de detecção. O va-

lor obtido analogamente a partir das coordenadas do segundo e do terceiro ponto resulta na distância de legibilidade. No caso dos experimentos de sinalização horizontal, anotam-se 2 pontos, pois apenas verifica-se a distância de detecção. Os outros dados desse experimento provêm da filmagem.

Por conta da imprecisão e de falhas do GPS, os dados brutos das distâncias são filtrados, descartando-se os valores incorretos. Os critérios para esse filtro têm como base:

- A ordem de grandeza dos valores - limite de 700m para as sinalizações verticais e 350m para as marcas horizontais;
- Comparação entre observadores - Já que se têm 3 observações de distância para o mesmo caso, descarta-se o dado que estiver muito diferente dos outros.
- Coerência de valores: as distâncias de detecção devem ser maiores que os respectivos dados de leitura.

Outras perdas de dados são: Perda de pontos por falha do observador; obstrução da visão por caminhões, ônibus e outros; condições de chuva e ou pista molhada; método de operação dos GPS; características locais com obstrução dos sinais de satélites.

Pode se notar a maior perda de dados na etapa inicial devido ao método de operação do GPS e uma seqüência de dados da etapa final por conta das condições de chuvas onde no caso, o observador 2 refez as observações e recuperou sua parte de dados.

### 7.2. Dados do Vídeo

Foram filmados dois dias por Etapa:

- No primeiro dia de cada etapa foram filmados ambos os sentidos (norte e sul) do trecho 1 nas proximidades da passarela no km 83+000, nos períodos vespertino e noturno;
- No segundo dia de cada etapa foram filmados ambos os sentidos (norte e sul) do trecho 2 nas proximidades da passarela no km 36+000 nos períodos vespertino e noturno;
- Foram verificadas as imagens gravadas.

Para cada amostra foram levantados os dados de tráfego, como velocidade média e flu-

xo, e os dados de posicionamento (transposição da LBO e posicionamento entre LMS).

A análise do vídeo também foi utilizada para obter dados sobre o posicionamento dos veículos na seção transversal, utilizados para avaliar os elementos da sinalização horizontal. Foram avaliadas as situações de transposição da LBO nas faixas extremas (1 e 2 no trecho rural; 1 e 4 no trecho urbano) e a posição relativa dos veículos na seção das faixas intermediárias (também 1 e 2 no trecho rural; 2 e 3 no trecho urbano).



### 7.3. Resultados dos testes de retrorrefletância (marcas horizontais)

Os resultados dos testes de retrorrefletância obtidos pelo uso de retrorrefletômetros serviram para confirmar os níveis de retrorrefle-

tividade nas sinalizações horizontais propostos no projeto das etapas nos locais dos experimentos.

## 8. Análise dos Resultados

O planejamento dos levantamentos de campo ao longo dos trechos selecionados para observação foi realizado de forma a coletar dados para analisar um certo número de experimentos independentes. Cada trecho tem um grande número de elementos de sinalização. Entre estes elementos, foram selecionados elementos que correspondem a 4 diferentes aspectos a serem avaliados e que constituem grupos distintos do ponto de vista da análise a ser feita. Após a coleta de dados, no entanto, os dados referentes a cada aspecto são separados e analisados de forma independente.

Os aspectos selecionados para avaliação foram:

- a eficácia da sinalização de regulamentação de velocidade (R19), nas suas diversas formas, incluindo o efeito decorrente da sinalização de advertência correspondente;
- a eficácia da sinalização de orientação de destino (saídas da via), inicialmente associada à pré-sinalização, mas incluindo a confirmação de saída ou a orientação antecipada;
- a eficácia das marcas de canalização para supressão de faixa (MTL), incluindo o uso de dispositivos auxiliares à sinalização e de sinalização de advertência correspondente;
- e eficácia das linhas longitudinais em pista única, especificamente a linha de bordo da pista (LBO) e a linha de divisão de faixas de mesmo sentido de tráfego (LMS).

Cada aspecto considerado pode ser desdobrado em uma série de análises distintas (complementares em uma dada análise), que são chamados de sub-experimentos (principal ou primário, e secundário ou terciário).

Dentro de cada trecho ocorreram variações nas seguintes características: número de faixas (embora o trecho rural tenha normalmente 2 faixas e o urbano tenha um número maior de faixas), tipo de separador central (embora o trecho urbano tenha predomínio no uso de barreiras de concreto como ele-

mento separador), tipo de alinhamento horizontal (reto, curvas à direita ou esquerda).

Com os dados obtidos, a análise estatística foi baseada na regressão das variáveis respostas.

Após selecionar um modelo básico adequado (ou compreender as limitações de modelos básicos alternativos), são introduzidas as variáveis controladas e as variáveis de tráfego, progressivamente. A seguir, a análise elimina estimativas consideradas fracas, seleciona especificações consideradas adequadas (pelo menos uma) e avalia a robustez das suas estimativas. Este último passo é realizado com base na comparação com modelos obtidos de dados agregados (a resposta média de todos os observadores) e com modelos baseados na especificação linear logarítmica.

Pode-se ver, portanto, que a distância até o alvo altera a condição efetivamente experimentada pelo usuário da via. Esta condição é também alterada pelo posicionamento da placa (de solo ou aérea, e do afastamento a ou altura  $h$  correspondente) e pela angulação da placa em relação ao eixo de visão do condutor. A angulação tem, aliás, um outro efeito interessante mesmo nos períodos diurnos: a interferência com a possibilidade de reflexão especular dos raios solares (que pode produzir ofuscamento visual).

Todos estes efeitos e fatores, apesar de amplamente estudados, não são ainda claramente incorporados nas recomendações de projeto usuais para sinalização viária. No entanto, os efeitos e fatores são normalmente considerados na fabricação e normatização dos elementos de sinalização viária. Por exemplo, placas de maior retrorrefletividade são normalmente indicadas para elementos a serem vistos a uma maior distância e usados em placas aéreas. Neste caso, os ângulos de entrada e de observação relevantes são distintos dos aplicados a placas de solo visualizadas a menor distância.

## 8.1. Experimento A: placas de regulamentação

O Experimento A buscou avaliar a influência das diversas variáveis na distância de detecção e de leitura das placas de regulamentação de velocidade (R19) e das placas de advertência correspondentes.

Define-se detecção pelo instante em que a placa é discernida no entorno viário (exige a identificação do tipo de sinal ao invés da simples chamada de atenção para o sinal) e leitura pelo instante em que a mensagem contida na placa é entendida (no sentido cor-

respondente à legibilidade, sem incluir a compreensão da sua implicação ou o início das manobras comandadas pela situação sinalizada). Ambas medem, desta forma, os requisitos de percepção da sinalização que precedem a reação dos usuários da via.

Com base na literatura técnica, os seguintes atributos da sinalização foram considerados para o estudo de campo:

- tamanho da placa (diâmetro da placa circular ou lado da placa quadrada);
- posição na seção transversal (padrão à direita, repetida à direita e à esquerda, projetada sobre a via, incluindo o afastamento lateral e superior em metros);
- tipo de placa (simples, com apenas uma mensagem, ou múltipla, com mais de uma mensagem, especificamente a regulamentação de velocidade por tipo de veículo);
- tipo de mensagem incorporada (placa sem mensagem, placa com mensagem em gravata ou placa com mensagem incorporada);
- nível de retrorefletividade (retrorefletividade com padrão GT- grau técnico, aplicado com esferas de vidro, ou AIP- Alta intensidade prismático);
- contraste luminoso (combinando a retrorefletividade do fundo e da orla/tarja das placas de regulamentação; eventualmente também do fundo da placa incorporada);
- tipo de uso (com placa isolada ou com placas progressivas);
- tipo de advertência (sem advertência, com advertência);
- largura das orlas interna e externa (se existente);
- angulação da placa (perpendicular, horizontal ou vertical, sendo considerada positiva com o eixo da placa virado para a via ou negativa quando virado para fora da via).

O Experimento A se subdividiu em:

- Experimento principal (A1): placas de regulamentação R19;
- Experimento secundário (A2) placas de advertência da R19.

Na Figura 1 mostra como exemplo os gráficos de frequência para as variáveis resposta distância de detecção para o período noturno (DetNoi) e distância de leitura (LeiNoi) obtido com o Gretl 1.8:

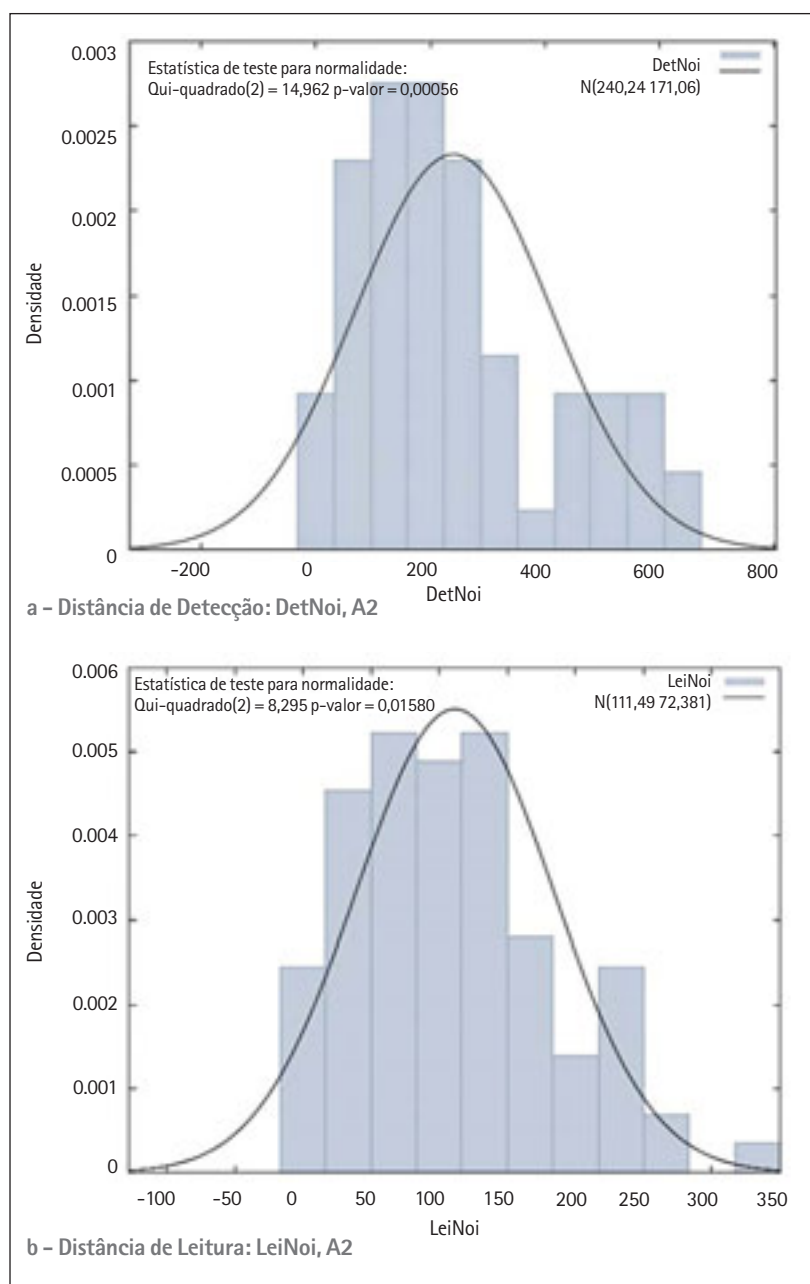


Figura 1 – Frequência das Variáveis Resposta para o Sub-Experimento A2 – Noturno

## 8.2. Experimento D: linhas longitudinais

O Experimento D buscou avaliar a influência das diversas variáveis na distância de detecção das linhas longitudinais (LBO, as linhas de borda, e LMS, as linhas divisórias de faixas de mesma direção), incluindo o efeito dos dispositivos auxiliares. Neste caso, avaliou-se também o efeito no posicionamento efetivo dos veículos na seção transversal.

Com base na literatura técnica, os seguintes atributos da sinalização foram considerados para o estudo de campo:

- largura da linha longitudinal (LBO ou LMS);
- padrão da linha longitudinal (contínua, seccionada ou tracejada, incluindo a cadência t:s e a dimensão do traço t ou do espaço s);
- nível de retrorrefletividade da linha longitudinal (ausência de retrorrefletividade ou retrorrefletividade com índice de retrorrefletividade IR de 80, 150 ou 250 mcd/m<sup>2</sup>/lux);
- uso de dispositivo auxiliar para delimitação (sem ou com tachas, com coeficiente de intensidade luminosa CIL de 60 ou 90 mcd/lux);
- uso de dispositivo auxiliar adicional (como marcadores de alinhamento) ou placas de regulamentação ou advertência correspondentes (como proibição de transposição de faixas ou advertência de afunilamento de pista adiante).

Por tratar-se de um conjunto de variáveis bastante amplo e complexo (incluindo placas de advertência correspondentes), o planejamento final selecionou sub-conjuntos de fatores e tratamentos considerados potencialmente mais relevantes para cada sub-experimento, considerando que os efeitos mensurados possam ser pelo menos parcialmente transferidos para outros contextos similares. Este detalhamento e a análise dos resultados obtidos será descrito a seguir, para cada sub-experimento.

Em princípio, foram definidos sub-experimentos distintos para a LBO (incluindo seus dispositivos auxiliares) e para a LMS (incluindo seus dispositivos auxiliares).

O Experimento D se subdividiu em:

- Experimento principal (D1): linha de bordo da pista;

→ Experimento secundário (D2): linha de divisão de faixas de mesmo sentido.

Na Figura 2 mostra, como exemplo, os gráficos de frequência para as variáveis resposta distância de detecção (DetDia) e porcentagem de transgressão (TransDia) no período diurno obtido com o Gretl 1.8:

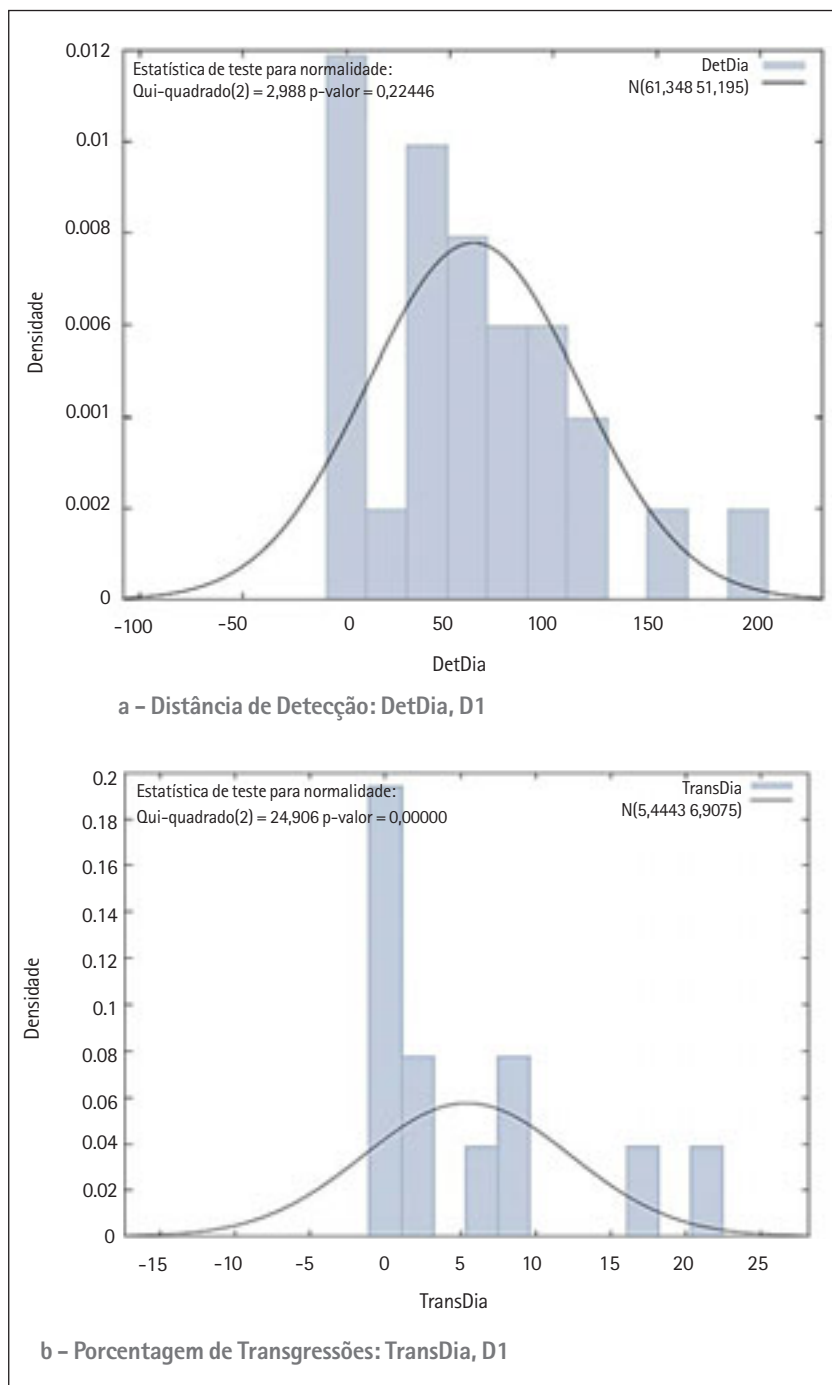


Figura 2 – Frequência das Variáveis Resposta para o Sub-Experimento D1 - Diurno

## 9. Conclusões e sugestões

No método de observação embarcada, o número de elementos de sinalização ao longo da via é muito grande e é necessário selecionar um sub-conjunto que pode ser observado em um único percurso ou separar os elementos de um trecho em um número mínimo de percursos, que forneçam observações sobre todos. A grande vantagem da observação embarcada é a possibilidade de obter informações sobre trechos extensos e de analisar elementos relacionados que se sucedem ao longo da via.

No método de observação estacionada há dois aspectos críticos para sua operacionalização: as variáveis respostas têm de ser obtidas a partir de eventos observáveis de um único local de observação e para um único local de análise, ao longo do tempo; as variáveis respostas têm de ser obtidas a partir de dados estimáveis da observação em campo, incluindo a possibilidade de utilizar marcos de referência para viabilizar a obtenção dos dados; os levantamentos realizados obtiveram medidas de velocidade com base no tempo necessário para percorrer uma distância definida pelos segmentos das marcas viárias. A grande desvantagem da observação estacionada é a possibilidade de avaliar somente um local de análise para cada ponto de observação. O tempo necessário para observação e/ou processamento dos dados é também maior que o envolvido na observação embarcada. No entanto, pode obter informações mais detalhadas e potencialmente mais precisas sobre o local em análise.

Para os elementos de sinalização vertical, as distâncias de detecção e de leitura foram selecionadas como variáveis resposta e utilizadas como medidas de desempenho da sinalização. Em função das distâncias envolvidas e da avaliação ligada ao condutor, as variáveis respostas puderam ser obtidas somente pelo método de observação embarcada. De forma geral, obteve-se um bom entendimento pelo condutor e um procedimento

adequado para o anotador. A variação na medida entre observadores e anotadores não pode ser avaliada, em função da grande margem de erro decorrente do uso do GPS.

Para os elementos de sinalização horizontal, a escala espacial da observação é mais reduzida. Decorrem disso dois aspectos: os erros relativos das medidas de distância dos métodos de observação embarcada são maiores. A distinção entre detecção e leitura mostrou-se, neste caso, menos clara para os condutores. Além disso, a dificuldade de detecção mostrou-se maior (pela menor visibilidade das marcas e pela existência de obstruções no tráfego).

As medidas de avaliação de desempenho alternativas foram neste caso consideradas e testadas no levantamento de campo. A precisão das medidas mostrou-se superior, mas a pertinência da variável resposta para a avaliação do elemento de sinalização tornou-se um aspecto crítico. As variáveis de posicionamento transversal exigiram a observação estacionada.

Para a análise dos resultados, em nível exploratório, foram realizadas análises de regressão lineares para estimar o efeito de variáveis básicas (características dos trechos), controladas (características dos elementos de sinalização) e de operação (velocidade, fluxo de tráfego e participação de veículos pesados) nas variáveis resposta.

Na Tabela 1 a seguir, serão apresentados os resultados obtidos nos experimentos A e D onde estão mostrados os coeficientes e os erros padrões correspondentes. Os dados coletados para os experimentos B e C mostraram deficiências e não puderam ser analisados. Foi reproduzido o modelo estimado com dados médios dos observadores por considerá-lo mais representativo da prática (que mostra um coeficiente de determinação maior, mas um erro padrão menor que os obtidos no processo de estimação).

**Tabela 1 – Síntese dos Modelos de Regressão obtidos nos Experimentos**

<b>A1- Sinalização de Regulamentação de Velocidade</b>		
Variável, Período	Modelo Selecionado	
Distância de detecção	$DetDia = 121,6 - 64,3.N + 103,8.D + 86,7.R + 27,6.P + 123,3.I$ $\pm 54,0 \pm 40,4 \pm 40,7 \pm 56,7 \pm 46,3 \pm 47,0$	R2=42,5%
Período diurno	DetDia = distância de detecção diurna da R19 (m); N = 1 para 3 ou 4 faixas (0 para 2 faixas); D = 1 para diâmetro de 1000mm (0 para 800mm); R = 1 para repetição à esquerda/direita (0 para só direita); P = 1 para placa progressiva anterior (0 para placa isolada); I = 1 para placa incorporada (0 para placa simples)	
Distância de detecção	$DetNoi = 112,1 + 167,1.D + 127,3.RI + 53,8.A - 148,8.II + 68,2.I + 151,6.G$ $\pm 87,7 \pm 77,1 \pm 92,6 \pm 83,7 \pm 118,4 \pm 79,6 \pm 102,9$	R2=28,0%
Período noturno	DetNoi = distância de detecção noturna da R19 em metros; D = 1 para diâmetro de 1000mm (0 para 800mm); RI = 1 para sinal AIP (0 para sinal GT); A = 1 para placa de advertência anterior (0 para ausência); II = 1 para parte incorporada AIP (0 para parte incorporada GT); I = 1 para placa incorporada (0 para placa simples); G = 1 para placa simples com gravata (0 sem gravata)	
Distância de leitura	$LeiDia = 201,6 - 10,4.U + 39,7.D + 23,5.A + 58,7.I - 14,0.V$ $\pm 97,4 \pm 22,6 \pm 22,3 \pm 22,0 \pm 22,8 \pm 12,4$	R2=42,6%
Período diurno	LeiDia = distância de leitura diurna da R19 em metros; U = 1 para entorno urbano (0 para rural); D = 1 para diâmetro de 1000mm (0 para 800mm); A = 1 para placa de advertência anterior (0 para ausência); I = 1 para placa incorporada (0 para placa simples); V = velocidade de tráfego em 10km/h (e.g. V=9 para 90km/h)	
Distância de leitura	$LeiNoi = 66,8 + 69,1.D + 26,2.RI - 38,7.II + 42,5.I + 7,6.G$ $\pm 15,2 \pm 16,5 \pm 22,6 \pm 30,2 \pm 18,6 \pm 22,4$	R2=49,9%
Período noturno	DetNoi = distância de detecção noturna da R19 em metros; D = 1 para diâmetro de 1000mm (0 para 800mm); RI = 1 para sinal AIP (0 para sinal GT); II = 1 para parte incorporada AIP (0 para parte incorporada GT); I = 1 para placa incorporada (0 para placa simples); G = 1 para placa simples com gravata (0 sem gravata)	
<b>A2- Sinalização de Advertência da Regulamentação de Velocidade</b>		
Variável, Período	Modelo Selecionado	
Distância de detecção	$DetDia = 108,5 + 82,4.N + 132,6.L + 54,3.R$ $\pm 23,5 \pm 21,0 \pm 25,7 \pm 29,7$	R2=91,65%
Período diurno	DetDia = distância de detecção diurna da advertência da R19 em metros; N = 1 para 3 ou 4 faixas (0 para 2 faixas); L = 1 para letra de 300mm (0 para 175mm); R = 1 para repetição à esquerda/direita (0 para só direita)	
Período noturno	Não foi possível estimar modelos adequados para distância de detecção pela colinearidade nos dados.	

<b>Distância de leitura</b>	$LeiDia = 222,5 + 76,3.N + 129,4.L + 41,9.R + 51,7.J - 5,8.P$ $\pm 84,2 \pm 31,3 \pm 29,7 \pm 39,8 \pm 38,1 \pm 3,1$	R2=81,5%
<b>Período diurno</b>	LeiDia = distância de leitura diurna da advertência da R19 em metros; N = 1 para 3 ou 4 faixas (0 para 2 faixas); L = 1 para letra de 300mm (0 para 175mm); R = 1 para repetição à esquerda/direita (0 para só direita); J = 1 para placa projetada (0 para placa simples); P = presença de veículos pesados % (e.g. P=10 para 10%)	
<b>Período noturno</b>	Não foi possível estimar modelos adequados para distância de leitura pela colinearidade nos dados.	
<b>D1- Linhas de Borda</b>		
<b>Variável, Período</b>	Modelo Selecionado	
<b>Distância de detecção</b>	$DetDia = 63,2 + 30,0.U - 28,6.C$ $\pm 16,5 \pm 17,7 \pm 18,0$	R2=43,5%
<b>Período diurno</b>	DetDia = distância de detecção diurna da LBO tracejada em metros; U = 1 para entorno urbano (0 para rural); C = 1 para curva à direita (0 para curva à esquerda)	
<b>Distância de detecção</b>	$DetNoi = 271,4 + 56,8.R1 - 25,6.T - 29,1.V$ $\pm 68,4 \pm 20,2 \pm 18,5 \pm 8,6$	R2=74,1%
<b>Período noturno</b>	DetNoi = distância de detecção noturna da LBO tracejada em metros R1 = 1 para LBO com IR=150 (0 caso contrário); T = 1 para uso de tachas (0 para ausência); V = velocidade de tráfego em 10km/h (e.g. V=9 para 90km/h)	
<b>Porcentagem de Transgressões</b>	$TransDia = -1,9 - 8,7.U - 3,7.C + 1,8.V$ $\pm 7,2 \pm 1,8 \pm 1,7 \pm 0,9$	R2=48,3%
<b>Período diurno</b>	TransDia = porcentagem de transgressões diurna da LBO U = 1 para entorno urbano (0 para rural) C = 1 para curva à direita (0 para curva à esquerda) V = velocidade de tráfego em 10km/h (e.g. V=9 para 90km/h)	
<b>Porcentagem de Transgressões</b>	$TransNoi = -9,6 - 1,8.U + 3,1.L - 8,2.R1 - 2,8.T + 1,9.V$ $\pm 4,4 \pm 1,0 \pm 1,2 \pm 1,1 \pm 1,1 \pm 0,5$	R2=67,3%
<b>Período noturno</b>	TransNoi = porcentagem de transgressões noturna da LBO; U = 1 para entorno urbano (0 para rural); L = 1 para largura de 200mm (0 para 150mm); R1 = para LBO com IR=150 (0 para IR=80); T = 1 para uso de tachas (0 para ausência); V = velocidade de tráfego em 10km/h (e.g. V=9 para 90km/h)	
<b>D2- Linhas de Divisão de Faixas de Mesmo Sentido</b>		
<b>Variável, Período</b>	Modelo Selecionado	
<b>Porcentagem de posicionamento central</b>	$PosCentrDia = -22,8 + 31,1.U + 8,5.T + 2,1.P$ $\pm 21,0 \pm 5,5 \pm 5,2 \pm 0,6$	R2=81,1%
<b>Período diurno</b>	PosCentrDia = porcentagem de pos.central diurna da LBO; U = 1 para entorno urbano (0 para rural); T = 1 para uso de tachas (0 para ausência); P = presença de veículos pesados % (e.g. P=10 para 10%)	

Porcentagem de posicionamento central

$$\text{PosCentrNoi} = 20,9 + 4,2.R1 + 19,9.R2 + 4,3.T + 22,7.Q \\ \pm 9,0 \quad \pm 6,3 \quad \pm 7,6 \quad \pm 5,8 \quad \pm 4,7$$

R2=77,3%

Período noturno

TransNoi = porcentagem de pos.central noturna da LBO;  
R1 = para LBO com IR=150 (0 caso contrário);  
R2 = para LBO com IR=250 (0 caso contrário);  
T = 1 para uso de tachas (0 para ausência);  
Q = fluxo de tráfego em 1000v/h (e.g. Q=2 para 2000v/h)

Sobre os Experimentos A e D, de forma geral, considerando os resultados de ambos os períodos, foi possível obter resultados bastante consistentes com a expectativa teórica e com os valores recomendados nos métodos de projeto usuais para a maior parte dos efeitos estimados com significância estatística. Esta conclusão apóia a validade do método de avaliação do desempenho funcional da sinalização viária desenvolvido para este trabalho nesta aplicação. Por exemplo, o aumento do diâmetro das placas de regulamentação de 0,80 para 1,0 metro, na hipótese de que os algarismos tem altura igual a 40% do diâmetro da placa e que o condutor tem uma visão 6/12 (que corresponde a  $x/h=400$ ), prevê-se um aumento da distância de leitura de 32m e da distância de detecção de 48m, sem distinguir o período diurno ou noturno. Os resultados indicam que o efeito correspondente tem uma estimativa estatística

significativa em ambos os períodos, sempre superior ao valor admitido teoricamente. Infelizmente, os problemas de erros gerados pelo uso do GPS não permitiram determinar a precisão do método de observação embarcada ou aferir o nível de variação interpessoal existente. Seria necessário fazer levantamentos isentos dos erros do GPS para poder analisar estas questões de forma adequada. Em princípio, a precisão do GPS pode ser melhorada pela coleta de pontos continuamente ao longo do percurso. Alternativamente, pode-se usar um odômetro com precisão de 10m no veículo. Ambas as opções teriam de ser testadas em campo para comprovar o ganho de precisão e poder avaliar melhor a precisão do método de observação embarcada. Para a observação estacionada, ao contrário, é preciso conceber e testar métodos mais simples que a filmagem em campo.

## 10. Referências bibliográficas

- BRASIL. Ministério das Cidades. Código de Trânsito Brasileiro. DENATRAN: Lei 9.503, de 23/09/97 e atualizações. Brasil. 1997.
- BRASIL. Ministério das Cidades. Código de Trânsito Brasileiro – Anexo II. DENATRAN: Resolução n.160/2004. Brasil. 2004.
- BRASIL. Ministério das Cidades. Manual Brasileiro de Sinalização de Trânsito – Volume I – Sinalização Vertical de Regulamentação. DENATRAN: Resolução n.180/2005. Brasil. 2005.
- BRASIL. Ministério das Cidades. Manual Brasileiro de Sinalização de Trânsito – Volume II – Sinalização Vertical de Advertência. DENATRAN: Resolução n.243/2007. Brasil. 2007.
- BRASIL. Ministério das Cidades. Manual Brasileiro de Sinalização de Trânsito – Volume IV – Sinalização Horizontal. DENATRAN: Resolução n.236/2007. Brasil. 2007.

# Concessionária da Rodovia Presidente Dutra S. A. – NovaDutra





# Avaliação da pesagem de veículos em movimento com cargas líquidas

Luciano Bruno Faruolo, M.T. Inmetro, Paulo José Brochado Martha, Inmetro, Marina Rodrigues Brochado, PhD Cefet-RJ.

## Resumo

O uso do sistema rodoviário no transporte de cargas líquidas é fundamental para a economia nacional, principalmente no transporte de derivados de petróleo e álcool. O controle do peso dos veículos tanque em transporte de cargas líquidas apresenta-se como uma preocupação evidente das concessionárias de rodovias, considerando-se o desgaste prematuro do pavimento e a prevenção de acidentes ocasionados por veículos com excesso de carga. A movimentação da carga dentro dos tanques apresenta-se como o elemento principal no estudo do controle de pesagem na rodovia, com a finalidade de se estabelecer parâmetros de exatidão para a medição do peso do veículo em movimento com cargas líquidas. Este ar-

tigo apresenta os resultados e a análise parciais da pesquisa realizada na rodovia Presidente Dutra, em Queluz, SP. A metodologia adotada considera o uso de veículos representativos da frota nacional, em diversas condições de cargas líquidas e instrumentos de pesagens para a abordagem metrológica da atividade de medição da carga de veículos em movimento. Nos resultados, apresentam-se elementos metrológicos, que aplicados de forma apropriada, melhoram a eficiência dos instrumentos de pesagem na atividade da fiscalização de peso de veículos, para atender a legislação de trânsito.

**Palavras-chave:** metrologia, veículos, pesagem, legislação, rodovias.

## 1. Introdução

O tráfego de veículos de transporte de carga líquida, veículos tanque, tem sido objeto de preocupação das autoridades de trânsito, com relação à gravidade de acidentes relacionados a estes veículos. Uma forma de evitar os acidentes é a fiscalização do peso, onde se evita o sobrepeso e o esforço excessivo do veículo.

Considerando o Código de Trânsito Brasileiro no ART 99, os veículos devem atender aos limites de peso estipulados na legislação, conforme Resolução Contran n.º 258/2007. Atualmente, a forma mais utilizada para fiscalizar o peso dos veículos tem sido as balanças dinâmicas instaladas nas praças de pesagem junta às rodovias. Estas podem ser fixas e portáteis.

Entretanto, a utilização de instrumentos de pesagem de veículos em movimento tem sido vedada para a pesagem de cargas líquidas a granel, considerando o ofício Inmetro/Dimel n.º 018/2008, onde expressa que estes instrumentos não são aprovados para esta finalidade e devem portar a inscrição “Instrumento não apropriado para a pesagem de carga líquida a granel”.

O objetivo deste estudo é a utilização destes instrumentos através de adaptações para esta finalidade a serem ainda desenvolvidas, seja na legislação ou no ajuste de funcionamento, tendo em vista à dificuldade de se verificar o peso dos veículos, por falta de instrumentos de pesagem estática, instalados nas rodovias.

Conforme Faruolo e Brochado (2008), ou-

tros estudos devem ser realizados para uma melhor definição da eficiência destes instrumentos para a medição da massa de líquidos em caminhão tanque em movimento, considerando outros fatores atuantes na medição, como o tipo de carregamento de líquido e gases em diferentes diâmetros dos tanques. Considerando naquele estudo os índices de exatidão dentro dos limites de 5% estabelecidos pela legislação de trânsito, os resultados, porém, foram considerados não satisfatórios de acordo com a legislação metrológica, estabelecida pela portaria de aprovação de modelo do instrumento de pesagem, obrigatória para esta finalidade.

Neste sentido, o projeto em questão irá aprofundar a análise realizada no ensaio anterior, e determinar a confiabilidade destes instrumentos para a pesagem de veículos com cargas líquidas. Neste estudo considerando a nova legislação metrológica em desenvolvimento no Inmetro, irá contribuir para a regulamentação de instrumentos de pesagem, e na fiscalização de veículos no transporte de líquidos perigosos, produtos líquidos utilizados em processos industriais e combustíveis.

A análise em questão colabora para avanços tecnológicos na utilização de balanças dinâmicas nas rodovias e para o aprimoramento de políticas de controle de excesso peso nas estradas. Desta forma, colabora para a adoção de medidas preventivas para a redução de acidentes de trânsito e desgastes prematuros nas rodovias.

## 2. Método

Basicamente, consiste em estudar a pesagem dos veículos, analisando o resultado da medição em diferentes composições de caminhões e tipos de cargas. O processo de análise feito levando-se em consideração o peso de referência de cada veículo, determinado por pesagem estática em uma balança de controle, e o valor medido na balança dinâmica. Para a validação da metodologia foram utilizados em São Paulo, dois diferentes tipos de instrumentos de pesagem dinâmica, um fixo e o outro portátil, e sete tipos de veículos de carga diferentes, contendo condições carga líquida e carga sólida. Foram avaliados os erros da medição, considerando o projeto da nova regulamentação de pesagem de veículos em movi-

mento desenvolvido no Inmetro, os principais fatores de influência na pesagem, Faruolo et al (2006), e o modelo de análise de confiabilidade desenvolvido em Faruolo (2007).

Na regulamentação desenvolvida pelo Inmetro estão divididas as classes de exatidão conforme a tabela 1 para valores de erros máximos admissíveis para a massa total dos veículos e na tabela 2 para valores de erros máximos para a carga por eixo e conjunto de eixos.

Estes valores limites foram utilizados para a avaliação dos resultados com foco na eficiência do instrumento de pesagem avaliando-se a exatidão dos instrumentos de pesagem submetidos a este estudo.

**Tabela 1 – Erros máximos admissíveis conforme as classes de exatidão para massa do veículo**

Classe de exatidão (Massa do veículo)	Porcentagem do valor convencional da massa do veículo (6.7)	
	Verificação inicial e subsequente (+/-)	Inspeção em serviço (+/-)
0,2	0,10%	0,20%
0,5	0,25%	0,50%
1	0,50%	1,00%
2	1,00%	2,00%
5	2,50%	5,00%
10	5,00%	10,00%

Classe de exatidão da carga por eixo isolado e por conjunto de eixos	Porcentagem da carga média corrigida por eixo isolado ou conjunto de eixos	
	Verificação inicial e subsequente (+/-)	Inspeção em serviço (+/-)
A	0,50%	1,00%
B	1,00%	2,00%
C	1,50%	3,00%
D	2,00%	4,00%
E	4,00%	8,00%
F	8,00%	16,00%

Para a análise foi desenvolvida uma estrutura operacional em Queluz, SP, rodovia Presidente Dutra, para a medição dos veículos específica. Os veículos passaram em uma seqüência de pesagem, primeiro por uma balança fixa e em seguida em uma balança móvel, instaladas na mesma trajetória, formando a disposição de duas praças de pesagens. Este artifício propiciou a compa-

ração direta entre os dois instrumentos de pesagens.

Adicionalmente, foi realizada uma inspeção a fim de registrar as condições de segurança dos veículos. A utilização de veículos em condições de conservação conhecidas proporcionou a verificação da sensibilidade dos sistemas de pesagens face às condições dos pneus e estabilidade do chassi.

### 3. Resultados

Na análise foram consideradas as classes mais adequadas para a avaliação, correspondendo as Classes 5 para o peso bruto total, denominada massa do veículo, e E para conjunto de eixos. Sendo os limites descritos nas respectivas classes.

Uma observação importante foi a identificação de variação dos valores de erro onde são apresentados os valores de erros máximos para cada veículo relacionados aos valores de PBT (peso bruto total) e por eixo ou conjunto de eixos, inferiores ao limite de 5% para o PBT e, na maioria dos casos inferiores

ao limite de 7,5% para valores por eixos da legislação de trânsito.

Considerando os dados da primeira balança, utilizando diferentes tipos de veículos rodoviários em movimento, com carregamento de gasolina e químicos, foram obtidos os resultados conforme Tabela 3 – balança fixa, onde são apresentados os erros relativos em relação aos valores de referência estabelecidos em pesagem estática, onde apenas a ação da gravidade é atuante para a determinação do valor da massa dos veículos.

Tabela 3 – Balança fixa			
RTM			
Veículos	carga	eixo%	PBT%
3e IPEM	padrão	1,7	1,57
3 eixos	brita	-2,57	-2,06
5 eixos	brita	-1,98	-3,24
6e 3S3	gasolina	-5,65	-4,21
6e 3I3	propeno	8,03	1,41
7 eixos	gasolina	-4,52	-2,86
7 eixos	álcool	-4,6	-2,86

Tabela 4 – Balança móvel/portátil			
RTM			
Veículos	carga	eixo%	PBT%
3e IPEM	padrão	2,53	1,57
3 eixos	brita		
5 eixos	brita		
6e 3S3	gasolina	5,32	3,76
6e 3I3	propeno	7,19	3,55
7 eixos	gasolina	6,39	3,61
7 eixos	álcool	4,28	3,46

Os valores de erros por eixo são maiores, verificando-se a tendência a erros superiores em veículos mais longos. No veículo de 6 eixos com propeno foi identificado que as cargas por eixos isolados não estavam distribuídas de forma uniforme. Os resultados registrados para erros por eixo são superiores aos relacionados ao PBT.

No caso da balança móvel os valores de er-

ros apresentados na Tabela 4 são superiores ao da balança fixa. Nesta balança não foram considerados os dois outros veículos com carregamento de brita pelo fato de sido interrompida as medições no momento do ensaio por motivo de chuvas. Os valores dos erros registrados para veículos com carga seca são inferiores aos veículos com carga líquida.



Figura 1 – Veículos tanque com seis eixos

A apresentação dos dados demonstra a variação em valores positivos e negativos. Os veículos mais longos se apresentam com erros maiores. Neste caso, o tamanho do tanque é uma variável fundamental na possibilidade de deslocamento da carga, como é o caso dos veículos com seis eixos, figura 1, e com tanques de até 30.000 l.

Estes valores podem ser reduzidos, melhorando a eficiência do sistema de pesagem quando se torna possível identificar a fonte de erro que proporciona esta variação acentuada. A identificação da variação da velocidade e da aceleração durante a pesagem é fun-

damental para a melhoria na qualidade das medições, reduzindo os valores de pico de erros durante a utilização. A análise em função dos erros médios e a dispersão de cada veículo indicam valores reduzidos, e poucas medições nos valores mais altos indicados.

## 4. Discussão

Estudos anteriores Faruolo e Brochado (2008) demonstraram a variação do desempenho da pesagem de veículos com diferentes cargas, onde foram registradas medições com os mesmos veículos com três condições de carregamento, considerando na capacidade máxima, com meia carga e sem carregamento, apresentando para a condição de medição do PBT, valores de erros médios e dispersão inferiores ao estabelecido pela legislação de trânsito, vigente na época de 5%. O estudo desenvolvido pelo LPTC considerou como boa a exatidão de 5% na pesagem de veículos tanque.

Considerando os dados de uma primeira análise do estudo de regulamentação, realizada em São Paulo, na rodovia Imigrantes, em fevereiro de 2010, foram obtidos os valores na Tabela 5.

Nesta fase os resultados apresentados estão melhores, máximos de 3,01% para o PBT e de 4,84% para valor por eixo, considerando que foi realizada uma manutenção preventiva e verificação metrológica no dia anterior aos ensaios. O veículo em destaque 5 eixos isotanque apresentou na inspeção prévia problemas estruturais, que comprovaram a influência da má conservação dos veículos na pesagem em movimento.

Na pesquisa diferentes abordagens foram registradas com relação à configuração dos veículos e a forma de distribuição do peso no chassi, condições de pneus, aspectos fundamentais de influência na medição dinâmica

**Tabela 5 – Valores de erros registrados em instrumento em melhor nível de eficiência**

Veículo – carga	eixo%	PBT%
3e Ipem – padrão de massa	-1,22	-0,76
3e Glicol	-1,95	-1,6
3e Glicol r	-2,76	-1,15
5e isotanque*	4,64	3,01
5e álcool	-1,72	-0,9
6e 3S3 GLP	2,14	1,78
6e 3S3 Catalizador	-2,24	1,27
6e 3S3 acrilato	2,89	1,9
6e 3S3 gasolina	-2,08	-1,36
6e 3S3 GLP	3,52	1,68
6e 3I3 Hipoclorito	2,85	0,36
6e 3I3 amonia	3,27	0,79
6e 3I3 soda	4,84	-1,46
7e Álcool	-3,23	-1,29

do peso dos veículos.

A inspeção de carga perigosa foi um elemento importante para a análise. Sendo verificado que a manutenção dos veículos pelo fato das condições de uso dos veículos influenciarem na vibração do veículo durante a passagem sobre o instrumento de pesagem.

Os erros maiores durante as medições são relacionados basicamente aos efeitos da vibração proporcionada pelos elementos causadores de instabilidade da carga, provenientes da má conservação dos veículos e variação da aceleração dos veículos durante as medições.

## 5. Considerações finais

Neste trabalho foram desenvolvidos elementos capazes de demonstrar que em condições ideais é possível avaliar o peso dos veículos em movimento com cargas líquidas. O estudo proporcionou um elemento eficiente para o estabelecimento da legislação metrológica adequada para o desenvolvimento desta atividade.

Os aspectos metrológicos utilizados no estudo apresentam uma variável decisiva na fiscalização do peso, pois o controle da aceleração é fundamental para a análise dos resultados. A implementação deste controle mais rígido na legislação metrológica torna evidente a melhora na qualidade da medi-

ção e no respectivo controle de peso dos veículos na rodovia. Os resultados parciais apresentados serão complementados com uma nova coleta de dados em campo a fim de consolidar estes resultados.

Os aspectos de metrologia legal, onde a aplicação da legislação e a defesa do cidadão são fundamentais, são determinantes na avaliação da eficiência do instrumento de pesagem. O desenvolvimento da pesquisa relacionada a prática de políticas públicas de regulamentação metrológica representa um avanço imediato da qualidade do tráfego nas rodovias.

## Referências bibliográficas

- FARUOLO Luciano Bruno, M.T. e Paulo José Brochado Martha, “Medição dinâmica da massa de veículos rodoviários em transporte de cargas líquidas para aplicação de trânsito” I – CIMMEC-Congresso Internacional de Metrologia Mecânica, Rio de Janeiro, Setembro, 2008.
- FARUOLO Luciano Bruno, “Análise de confiabilidade da pesagem dinâmica de veículos rodoviários”, dissertação de mestrado em tecnologia, CEFET-RJ, Rio de Janeiro, 2007.
- LCTC Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, D. Labry, V. Dolcemascolo, B. Jacob, F. Romboni, “Performance of a ls-wim system by testing” ICWIM4, Taipei, Taiwan, february, 2005.
- FARUOLO L. B., J. L. Farnades D.Sc., M.R. Brochado D.Sc. “Key factors in road vehicles weigh-in-motion”, XVII, IMEKO, Rio de Janeiro, 2006.
- Relatório de ensaios de pesagem, rodovia dos Imigrantes, fevereiro de 2010.
- Ofício Inmetro/Dimel nº 018/2008.
- Código de Trânsito Brasileiro, [www.denatran.gov.br](http://www.denatran.gov.br)
- Resolução Contran nº 258/2007, [www.denatran.gov.br](http://www.denatran.gov.br)

