





# 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 FERNÃO DIAS, AUTOPISTA LITORAL SUL 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 2010 foi de cerca de R\$ 8,2 milhões, a preços de junho de 2011. 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 VI Workshop "Desenvolvimento tecnológico nas concessões rodoviárias: soluções técnicas aplicadas", realizado nos dias 17 e 18 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.

Este ano, com uma visão mais proativa, a ANTT apresentará temas relacionados com problemas identificados nas concessões, visando o desenvolvimento dos mesmos em projetos e pesquisas com os Recursos de Desenvolvimento Tecnológico.

## **Bernardo Figueiredo**

Diretor Geral da ANTT





4

### **Concessionária da Ponte Rio-Niterói S.A.**

Avaliação do sistema de protensão da Ponte Rio-Niterói: estudo de caso sobre as fissuras detectadas em trechos protendidos nos últimos anos



8

### **Concessionária Autopista Litoral Sul S.A.**

Avaliações de estabilidade e do desempenho de sistemas de proteção de taludes rodoviários em uma encosta litorânea instrumentada



20

### **Companhia de Concessão Rodoviária Juiz de Fora/Rio S.A. – CONKER**

Avaliação do comportamento de dois tipos de revestimentos asfálticos, dosados pelo método SUPERPAVE, sob ação de tráfego real na Rodovia BR/040 – trecho Concessionária CONKER



34

### **Concessionária Autopista Régis Bittencourt S.A.**

Avaliação de um segmento crítico de rodovia mediante a aplicação da metodologia de pesquisa do tipo "antes e depois"



46

### **Concessionária Rodovia Osório Porto Alegre S.A. - CONCEPA**

Compatibilização dos valores de IRI e QI  
para correspondência de nível de irregularidade  
em rodovias tipo freeway



58

### **Empresa Concessionária Rio - Teresópolis S.A. - CRT**

Medidas estabilizadoras de encostas dos km 87  
e km 101 da BR-116/RJ



70

### **Concessionária Autopista Fernão Dias S.A.**

Avaliação de misturas a frio como solução  
de camadas de revestimento



82

### **Concessionária da Rodovia Presidente Dutra S.A. - NovaDutra**

Avaliação de danos em pontes decorrentes  
das vibrações induzidas por veículos

# Avaliação do sistema de protensão da Ponte Rio-Niterói: estudo de caso sobre as fissuras detectadas em trechos protendidos nos últimos anos

Autores

Nilton Velihovetchi – Gerente de Obras e Manutenção da CCR Ponte

Carlos Henrique Siqueira – Consultor da CCR Ponte

## Resumo

A Ponte Rio-Niterói, com 14km de extensão, é atualmente a 8ª maior ponte do mundo, e o mais importante conjunto em concreto protendido das Américas. Sua concepção estrutural conjugou soluções diferenciadas, tais como: longarinas pré-moldadas tipo "barriguda", nos acessos Rio e Niterói, caixão unice-lular moldado "in loco", com transversinas pré-moldadas, no Trecho do Eleva-do da Avenida Rio de Janeiro, e aduelas pré-fabricadas e coladas com resina epóxi na superestrutura dos vãos sobre o mar. Para a estabilidade desses seg-mentos, nada menos que 43.000 cabos protendidos foram utilizados, tanto longitudinalmente, quanto transversalmente.

A ponte foi concebida com protensão total, de forma que tensões de tração não fazem parte dos esforços principais que nela atuam. Por conta disto, fissuras jamais foram esperadas no concreto protendido da ponte, em qualquer dos seus trechos.

Na prática, todavia, o que foi constatado, após 25 anos de abertura da ponte Rio-Niterói ao tráfego, veio de encontro às premissas de projeto, porquan-to fissuras foram observadas nas zonas de momentos máximos positivos e negativos, no meio dos vãos e sobre os pilares, respectivamente, no caso do trecho em aduelas.

As recomendações internacionais do "Bridge Inspector's Training Manual", do National Highway Institute, órgão do Federal High-way Administration, dos Estados Unidos, indicam que fissuras em concreto protendido é um problema sério e pode signifi-car um perigo estrutural, devendo as suas causas serem investigadas com rigor.

A linha de ação da CCR Ponte, perante a gravidade do problema, não poderia ser outra, senão partir para uma ampla pesquisa que indicasse a origem dessas descon-tinuidades estruturais, que poderiam com o tempo ameaçar a estabilidade da obra.

Este trabalho apresenta os estudos teóricos, com a participação do projetista da ponte Dr. Ing. Ernani Diaz, e práticos que culminaram no encontro da causa geradora dessas fissuras, e as terapias apli-cadas à estrutura para torná-la com plenas condi-ções de serventia, sem qualquer desvio estrutural.

### Palavras-chave

Concreto protendido, relaxação, fissuras

# Concessionária da Ponte Rio-Niterói S. A.



# 1. Aspectos Gerais

A superestrutura protendida da Ponte Rio-Niterói, no seu trecho sobre a Baía de Guanabara, mostrou as primeiras fissuras nas juntas coladas entre as aduelas 8 e o segmento de fecho dos "fleaux" a partir do ano 2002. Essas anomalias, por conseguinte, despontaram nas zonas de momentos positivos máximos, que se situam no meio entre os pilares com vãos de 80,00m.

A protensão longitudinal desse trecho é formada por cabos com 12 cordoalhas de 12,7mm, com  $f_y = 1600\text{MPa}$ , de relaxação normal. Há 14 cabos no bordo inferior e 42 no bordo superior da viga, por caixão. O traçado dos cabos é retilíneo. Foi instalada protensão vertical nas almas constituída por barras de  $\phi = 25\text{mm}$ , de aço  $f_y = 870\text{MPa}$ , com o sistema Macalloy (ancoragens com porcas), fabricadas no Reino Unido. A laje é protendida transversalmente com cabos de 12 fios de 8mm, com  $f_y = 1250\text{MPa}$ , com espaçamento médio de 0,96m.

A tensão inicial de protensão atingiu valores altos permitidos na época por norma brasileira. O valor adotado era 0,82 da tensão de ruptura especificada. Este valor era o máximo na ancoragem, que era imediatamente reduzido quando da operação de encunhamento nessas peças.

No ano de 2002, foi feita uma prova de carga na superestrutura do trecho sobre o mar, com o carregamento provocado pelos veículos que ali trafegam diariamente, para comparação com outra realizada à época da construção. Foram observadas fissuras nos selos de gesso previamente aplicados nas juntas coladas entre as aduelas 8 e o segmento de fecho dos vãos, ou seja, nas seções mais solicitadas a momento positivo. A partir desse instante, e com a ocorrência de corrosão de algumas cordoalhas (já corrigidas), a CCR Ponte implantou um serviço de vistoria contínua em referências de gesso aplicadas em todas as juntas de colagem ou de concretagem nas seções do meio do vão. Mais tarde, as fissuras passaram a ocorrer também em momentos negativos, próximas aos pilares, nas juntas coladas entre as aduelas de apoio e as aduelas 1, e entre esta e as aduelas 2.

Adicionalmente, foi efetuada uma prospecção mais moderna de vistoria não destrutiva das condições de injeção e corrosão dos cabos protendidos, por meio de um processo denominado R.I.M.T., cuja introdução no Brasil, em larga escala, em pontes e viadutos, se deu na Ponte Rio-Niterói, a partir de 1999.

Por outro lado, de acordo com as classes de agressividade ambiental sugeridas pela NBR 12655/06, que trata de "Concreto de cimento Portland – Preparo, controle e recebimento – Procedimento", a Ponte Rio-Niterói pode ser considerada como de grande risco de deterioração de suas estruturas, portanto enquadrada na classe III. Pelo fato de não haver arrebenção, eliminando a formação de respingos de maré e a consequente poeira salina, a ponte não atinge a classe IV, que é aquela de elevado perigo de danificação do concreto.

Em razão dos condicionantes mencionados no parágrafo anterior, pesquisas também foram efetuadas para informar se a agressividade ambiental poderia ser fator contributivo ao surgimento das fissuras. Para tanto, ensaios de carbonatação, teor de cloretos e teor de sulfatos foram executados em amostras extraídas de vários pontos da estrutura, porém não acusaram índices que pudessem molestar a estrutura de concreto.

As pesquisas teóricas e práticas prosseguiram mais fortes visando a detecção da origem do problema, sendo lembrado que a ponte foi edificada com cordoalhas de relaxação normal, citação considerada como eufemismo, pois na realidade são de relaxação elevada. Até 1974, quando a ponte foi inaugurada, o Brasil ainda não fabricava cordoalhas de baixa relaxação, que são aquelas que são submetidas a um processo termo-mecânico em que as cordoalhas são tracionadas com temperatura em torno dos  $350^\circ\text{C}$ .



Com o apoio da empresa Belgo Mineira-Bekaert, foram realizados ensaios de relaxação de amostras de cordoalhas colhidas no interior das aduelas, com temperatura controlada em torno dos 21°C, sendo constatado que o material era de fato de relaxação normal. É evidente que esta temperatura não é a temperatura encontrada em estruturas de países tropicais, especialmente no caso da Ponte Rio-Niterói. Sabe-se, por relatos de investigações de perdas de protensão em centrais nucleares (US NRC 1990), que as perdas estimadas por relaxação são maiores do que as consideradas em projeto, em decorrência de temperaturas atuantes da ordem de 37°C.

Uma outra questão observada desde 1964 (Magura, D.D 1964) e já incorporada em normas mais modernas tais como o Model Code, de 1990, do CEB, é que a relaxação é um processo extremamente lento, e com estabilização ainda não definida, talvez na ordem de 50-60 anos. A relaxação final pode chegar a ser três vezes maior que a relaxação determinada para 1000h requisitadas no ensaio.

No caso da Ponte Rio-Niterói, com a construção em aduelas de 4,80m de comprimento, qualquer manifestação de perda de protensão (provocada por perdas exageradas por relaxação ou por perda de seção por corrosão) acima da prevista no projeto original, provoca abertura de fissuras nas juntas coladas, já que nestas seções não existe armadura passiva.

## 2. Considerações finais

Face não ter sido observada qualquer manifestação maléfica no concreto provocada por agentes externos contaminantes, tipo carbonatação, cloretos e sulfatos, tampouco bainhas com falhas crassas de injetabilidade que pudessem provocar corrosão nos cordoalhas, a conclusão que se chegou foi que a relaxação dos cabos é o grande causador das fissuras nas juntas coladas das aduelas, tanto em momentos positivos, quanto negativos. Tal fato é arrimado pela condição específica da cordoalha ser de relaxação normal.

Todos os vãos onde ocorreram fissuras em zonas de maiores momentos positivos e negativos estão sendo submetidos a um reforço estrutural por meio de cabos adicionais, externamente, porém interno aos caixões.

## Referências

- BRIDGE INSPECTOR'S TRAINING MANUAL, National Highway Institute. Federal Highway Administration, Estados Unidos, 2002.
- CCR PONTE. Relatórios de Pesquisa do Concreto Protendido da Ponte Rio-Niterói, 2006.
- DIAZ, B. E. e SIQUEIRA, C. H.. A Relaxação em Cabos Protendidos de Aço não Estabilizados em Pontes coladas. IBRACON, 2006.
- SIQUEIRA, C. H.. Auscultação de Cabos Protendidos. International Business Communication, 2000.
- SIQUEIRA, C. H.. Injeção dos Cabos Protendidos do Elevado da Av. Perimetral. Revista Construção Pesada, 1979.

# Concessionária Autopista Litoral Sul S.A.



NO TÚNEL  
USE  
LUZ BAIXA

Autopista Litoral Sul  
NORTE  
km 141

# Avaliações de estabilidade e do desempenho de sistemas de proteção de taludes rodoviários em uma encosta litorânea instrumentada

Alessander Kormann, Universidade Federal do Paraná

Liamara Sestrem, Universidade Federal do Paraná

Sergio Asakawa, OHL Brasil

## Resumo

O presente artigo descreve as etapas iniciais de um projeto de pesquisa que foca as encostas situadas no Morro do Boi, Balneário Camboriú-SC (Pista Sul da BR-101). Propõe-se o desenvolvimento de uma modelagem digital do terreno, gerando-se mapas geológicos, de declividades, de uso e ocupação do solo e de fatores de segurança. O projeto contemplará ainda a investigação de pontos de interesse no local (entre os km 140 e 141) através de sondagens geofísicas e coleta de amostras para avaliação de parâmetros em laboratório, obtendo-se assim informações mais detalhadas sobre o comportamento do terreno em estudo. Nesses locais, a encosta será modelada computacionalmente com abordagens determinística e probabilística. A instalação de instrumentos permitirá validar o modelo estabelecido e acompanhar o desempenho das soluções de estabilização executadas no local. O conhecimento gerado no trabalho buscará também subsidiar análises de risco geotécnico e decisões de engenharia em locais com condições geológicas semelhantes às do estudo de caso objeto da pesquisa.

### Palavras-chave

Estabilidade de taludes, movimentos de massa, Serra do Mar

# 1. Introdução

A implantação de rodovias, que consistem em obras lineares de grande extensão, pode envolver diferentes regiões ao longo de seu traçado, com características específicas em termos de relevo, vegetação, geologia, geotecnia e condições climáticas.

No Brasil, as rodovias instaladas ao longo da Serra do Mar assumem particular interesse, não apenas em função de seu papel na interligação de importantes centros urbanos e industriais, mas também devido aos desafios que as condições naturais presentes trazem à sua construção e operação. Os maciços da Serra do Mar são compostos por solos de origem coluvionar e residual, cujo comportamento é bastante influenciado por agentes ambientais, dentre eles a ação da precipitação pluviométrica, com processos de movimentação do solo sendo observados com frequência. À medida que diversas rodovias estão implantadas nesse meio sujeito a uma dinâmica complexa, assume particular importância o estudo de metodologias de avaliação de segurança e a consequente adoção de técnicas de engenharia eficazes, buscando-se maximizar o conforto dos usuários e minimizar custos de manutenção.

Estudos relacionados à segurança de taludes em áreas costeiras brasileiras têm sido realizados, podendo-se ter uma idéia geral dos tipos de movimentos de massa mais importantes. Acidentes de grande monta, acarretando perdas ambientais, financeiras e humanas significativas ocorreram e ainda representam desafios concretos à operação segura de rodovias no país.

Com base neste contexto, iniciou-se em março de 2011 uma pesquisa da Autopista Litoral Sul que possui o objetivo de aumentar o nível de segurança na operação de rodovias situadas em áreas da Serra do Mar sujeitas a escorregamentos, investigando-se os fenômenos naturais envolvidos e a adequação de soluções tecnológicas para a estabilização das encostas. Para tal, o estudo foca um caso na BR-101, no maciço conhecido como Morro do Boi (Balneário Camboriú-SC).

A pesquisa busca alavancar um maior entendimento das condicionantes presentes, no intuito de se reduzir os riscos da ocorrência de acidentes futuros em locais de geologia semelhante. Para tanto, serão aperfeiçoadas as informações referentes a parâmetros de resistência e deformabilidade dos solos residuais e coluvionares locais, que são típicos dos encontrados em outras rodovias situadas na Serra do Mar. O estudo dará ênfase ao desempenho de soluções de estabilização, em particular do uso combinado de ancoragens passivas e telas de proteção para a contenção de massas coluvionares e/ou de talus. A adequação desse tipo de intervenção será avaliada através de instrumentação geotécnica e ambiental, sendo as informações geradas analisadas em modelos computacionais que simularão o comportamento dos taludes e das técnicas de estabilização.

O presente artigo descreve condições geológico-geotécnicas presentes no Morro do Boi e as etapas iniciais dos estudos.

## 2. Encostas da Serra do Mar: contexto geológico e geotécnico

O continente sul-americano constitui-se em toda a sua borda pelas serras do Mar e da Mantiqueira. A Serra do Mar se estende do Rio de Janeiro ao norte de Santa Catarina, formando um conjunto de escarpas escalonadas com cerca de 1000 km de extensão (ALMEIDA, 1998). Esses terrenos, que se originaram através de processos geológicos e geomorfológicos diversos, constituem-se por maciços terrosos, rochosos ou mistos (solo e rocha) e vêm passando por modificações antrópicas tais como cortes, desmatamentos e introdução de cargas (SILVA, 2005).

Os solos residuais, dada sua gênese ligada à intemperização *in situ*, sem a ação de qualquer agente de transporte, resultam de intemperismo químico e se caracterizam pela mineralogia variada e alto índice de vazios. Tais processos de intemperismo relacionam-se a fatores como: clima (precipitações, temperatura, umidade do ar, evaporação e regime de ventos), agentes biológicos (vegetais e animais), composição da rocha matriz, relevo e do tempo decorrido desde sua formação. Um fator relevante no comportamento desses materiais é o tipo de rocha de origem, que afeta a composição mineralógica do solo e conseqüentemente a granulometria e plasticidade do mesmo (VAZ, 1996). A importância disso pode ser exemplificada com a ocorrência dos argilo-minerais conhecidos como esmectitas, que podem levar ao desenvolvimento de superfícies de ruptura com baixa resistência ao cisalhamento residual (VAUGHAN, 1988 apud DENARDIN, 2005).

LACERDA e SANDRONI (1985) definem os solos coluvionares como sendo depósitos compostos por blocos e/ou grãos de qualquer dimensão, transportados por gravidade e acumulados no sopé ou a pequena distância de taludes mais íngremes ou escarpas rochosas. Originam-se em encostas de formações geológicas diversas, caracterizando-se como materiais com grande variabilidade de textura, comportamento mecânico dúctil-plástico sem pico definido e com rede de fluxo bem estabelecida nos períodos chuvosos. Quando situados acima do nível freático, estão sujeitos ainda à ação de processos físico-químicos e biológicos complexos, podendo-se citar a lixiviação de sílica e bases, bem como de argilo-minerais, que se movem das camadas mais altas para as camadas mais profundas, resultando em uma superfície com solo rico em óxidos hidratados de ferro e alumínio (MASSAD, 2003).

LACERDA (2002) e RODRIGUEZ (2005) associam a formação dos solos coluvionares ao seu modo de ruptura. Quando se originam de movimentos lentos e contínuos, caracterizam-se por acrescentar apenas alguns centímetros à camada superficial da encosta em cada evento. Tais movimentos tendem a se acelerar após períodos de chuvas intensas, acentuando o processo de infiltração de água e, conseqüentemente, causando aumentos significativos de poropressão. Tem-se ainda eventos onde uma porção do solo residual escorrega e se deposita sobre a própria encosta, originando uma nova camada de material de grande espessura em um único episódio.

Os processos de movimentos de massa ocorrem por uma combinação de fatores/condicionantes, estando, portanto o seu entendimento relacionado a uma combinação de variáveis climáticas, geológicas, antrópicas, geotécnicas, pedológicas e geomorfológicas, que atuam simultaneamente na formação desses processos (SESTINI, 1999). Dentre eles, a intensidade e frequência das precipitações interferem de maneira significativa na instabilidade das encostas: chuvas de longa duração caracterizam infiltrações contínuas, responsáveis pela saturação do solo e conseqüente redução de sua resistência ao cisalhamento, resultando em uma superfície com pontos de fraqueza favoráveis à ocorrên-

cia de deslizamentos. Precipitações intensas e de curta duração, entretanto, estão freqüentemente mais relacionadas a processos de erosividade e conseqüente transporte de material.

A presença de fraturas (tectônicas ou resultantes de alívio de pressão) pode representar importantes pontos de descontinuidade e de menor resistência, constituindo-se em caminhos preferenciais à erosão e movimentos de massa. Muitas destas continuidades são formadas pelo alívio de tensões, podendo-se encontrar intemperizadas, o que favorece processos de deslizamento (WOLLE apud SESTINI, 1999).

### 3. O caso do Morro do Boi (Baleário Camboriú-SC)

O maciço do Morro do Boi está inserido na porção sudeste do município de Balneário Camboriú, entre as coordenadas S 27° 05' 00" e S 26° 58' 00"; O 48° 37' 00" e O 48° 34' 00" (Figura 1 e Figura 2), compreendendo as praias de Laranjeiras, Taquarinhas, Taquaras, Pinho, Estaleiro, Estaleirinho e os bairros Barra Nova Esperança. É delimitado a leste pelo Oceano Atlântico, a noroeste pela presença de escarpas e morros do Complexo Cristalino, a nordeste pela BR-101 e ao sul pelo Município de Itapema (TORRES, 2004).

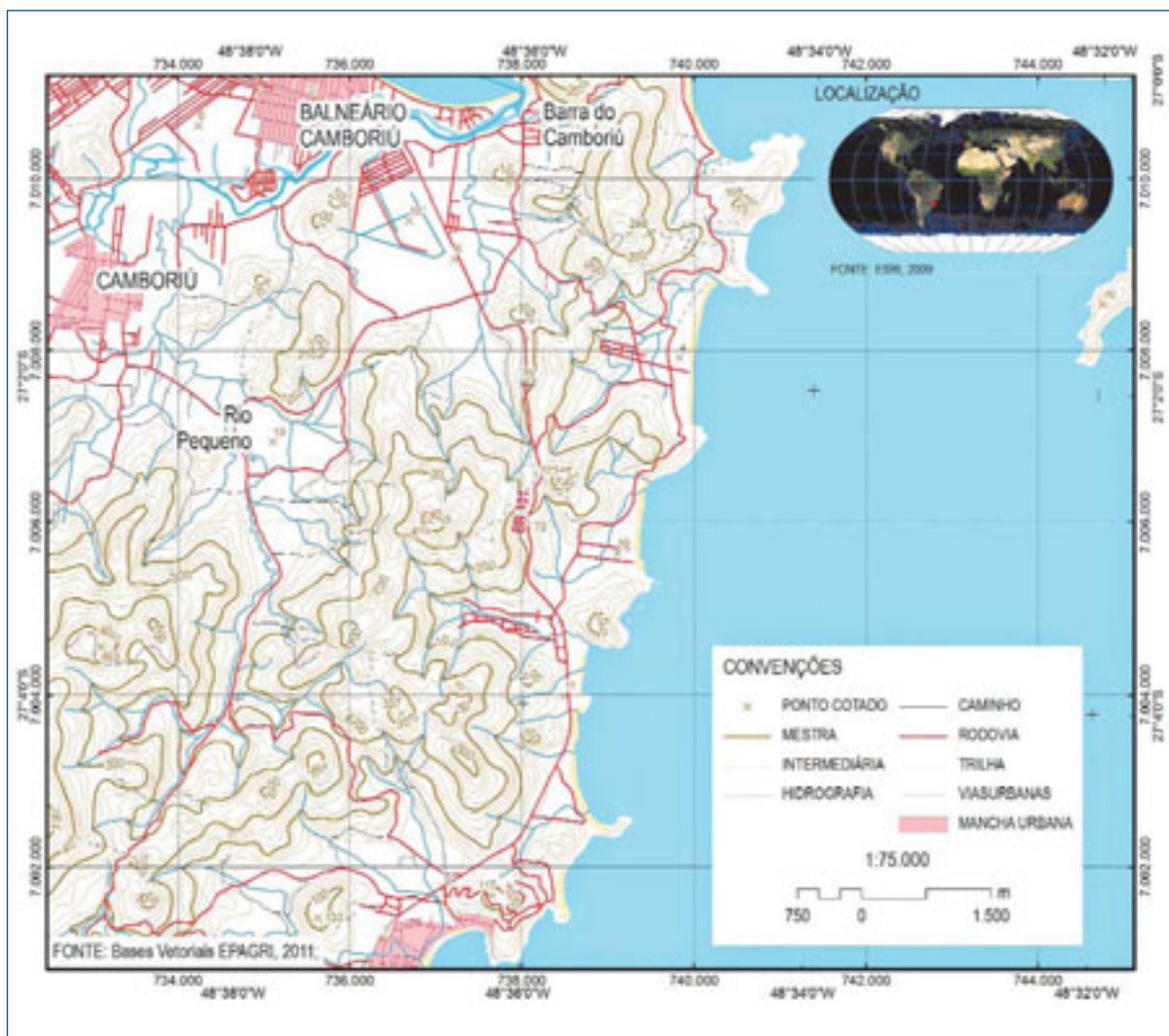


Figura 1 – Localização do Morro do Boi



Ao longo da extensão da BR-101 que intercepta o Morro do Boi, o maciço alcança cerca de 160 m de altitude. Entre os quilômetros 140+700 m e 140+950 m, que são pontos de interesse para a pesquisa devido às soluções de contenção ali instaladas, o terreno apresenta desníveis de até 40 m, sendo que a declividade média da estrutura de corte executada por ocasião da construção da rodovia situa-se entre 1,0V:1,5H e 1,0V:2,0H. O histórico dessas encostas é caracterizado pela ocorrência de processos de movimentação, com o consequente acúmulo de detritos sobre a rodovia e interrupção de tráfego. Em particular, foram registradas rupturas em novembro de 2008, em decorrência das precipitações pluviométricas de extrema intensidade que ocorreram no estado de Santa Catarina naquele mês.

Estudos geotécnicos desenvolvidos contemplaram a necessidade de se estabilizar o colúvio e detritos em sua posição remanescente. Tal decisão se ateuve à premissa de minimizar transtornos aos usuários da rodovia, pois uma alternativa simples sob uma ótica geotécnica poderia envolver a remoção de centenas de metros cúbicos de solo/rocha, intervenção que foi descartada devido aos impactos que acarretaria ao tráfego. Assim, convergiu-se para a adoção de uma solução que, além de contemplar sistemas de drenagem e contenção com muros de concreto, envolve o uso de um sistema combinado de ancoragens passivas e tela metálica específica (GEOBRUGG, 2011) para a contenção de material instável.

**Figura 2 – Morro do Boi**  
**Vista geral entre Balneário**  
**Camboriú e Itapema**

## 4. Investigações geotécnicas e projeto de soluções de estabilização

De maneira a subsidiar o desenvolvimento de projetos de contenção para as encostas dos quilômetros 140+700 m e 140+950 m, conforme histórico descrito no item precedente, as ações conduzidas envolveram a realização de algumas campanhas de investigações geotécnicas.

No km 140+700 m foram realizadas três sondagens a percussão (SP-01 e seus deslocamentos SP-01A e SP-01B), quatro ensaios penetrométricos dinâmicos leves (do tipo DPL) e cinco sondagens mistas. Os dados das sondagens a percussão permitiram identificar uma camada de solo residual de migmatito com espessura da ordem de 3,0 m, representado por fácies silto-areno-argilas, com índices NSPT variando entre 16 e 27 golpes (G4U ENGENHARIA, 2010a). Informações sobre o solo abaixo dessa camada foram obtidas com equipamento rotativo através de sondagens mistas (SM-01, SM-02, SM-03, SM-04 e SM-05), onde pôde-se identificar uma espessura média de 6,0 m de solo à montante da ruptura (SM-02, SM-03 e SM-04) e de 3,0 m no local da ruptura (SM-01 e SM-05) (G4U ENGENHARIA, 2010a). Nessa etapa, o N.A. foi encontrado em todas as sondagens, variando entre 3,5 m e 6,7 m de profundidade.

No contexto da presente pesquisa, as investigações disponíveis foram interpretadas no sentido de se delinear um perfil geológico-geotécnico com vistas à definição de um conjunto de instrumentos/sensores a serem instalados no km 140+700 m (Figura 3), o qual será descrito no item 5. Deve-se notar que a presença sistemática de blocos de rocha torna difícil uma delimitação clara de camadas na massa de colúvio/tálus, devendo-se considerar o perfil em questão apenas como orientativo, até que informações obtidas ao longo do estudo permitam refinar o modelo geológico-geotécnico da área.

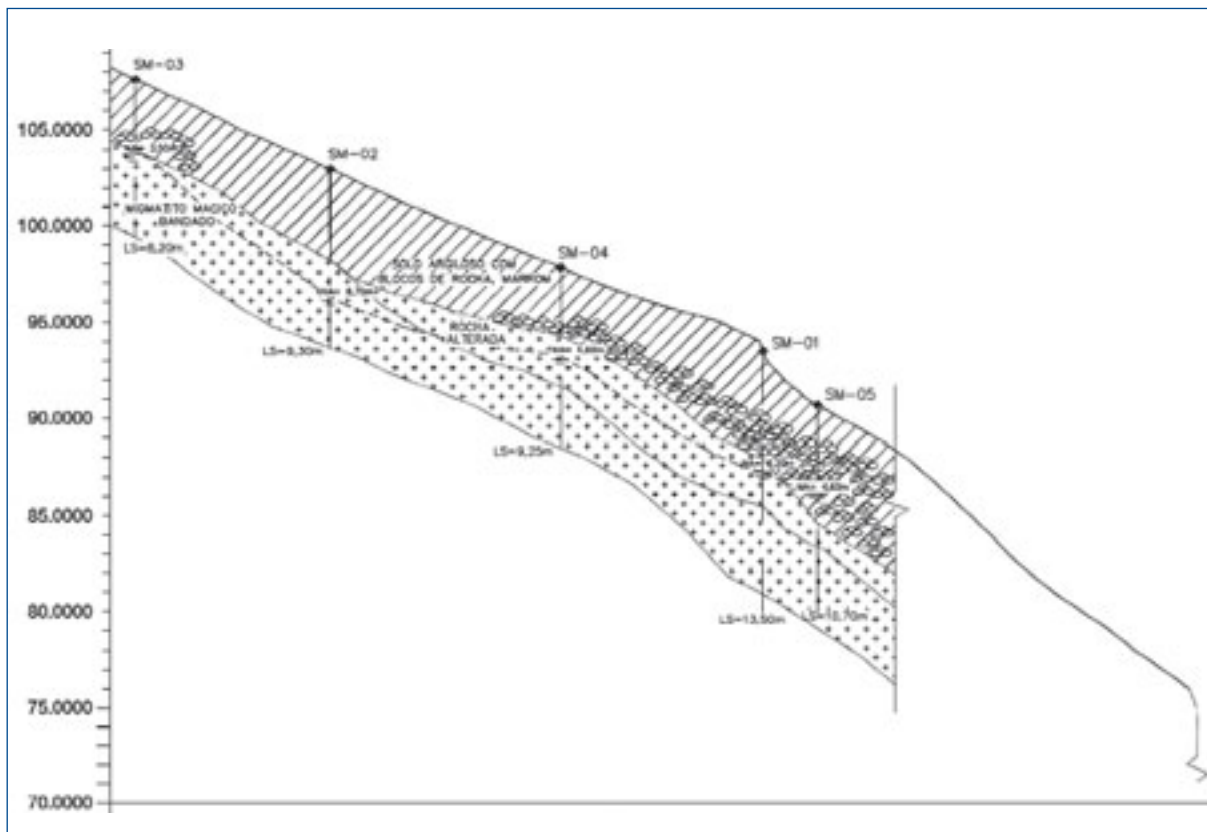


Figura 3 – Perfil geológico-geotécnico interpretado – km 140+700 m



No km 140+950 m, o levantamento planialtimétrico identificou um desnível da ordem de 30 m e declividade média do talude situada entre 1V:1,5H e 1V:2,0H. A campanha de investigação compreendeu quatro sondagens a percussão (SP-03 e SP-04 com seus deslocamentos SP-03A e SP-04A), alguns ensaios DPL e nove sondagens mistas (SM-01, SM-02, SM-03, SM-04, SM-05, SM-06, SM-07, SM-08 e SM-09). Os resultados das sondagens identificaram condições semelhantes àsquelas do km 140+700 m, diferindo apenas nos índices NSPT, os quais variaram entre 9 e 45 golpes. A análise das sondagens mistas mostrou pontos com espessura de solo da ordem de 3,0 m, sendo que as sondagens SM-04 e SM-06 indicaram 8,1 e 5,6 m de solo respectivamente. Destaca-se que esses dois furos estão localizados a montante da crista de ruptura. O N.A. foi encontrado em apenas três sondagens (SM-04, SM-08 e SM-09), variando entre 2,0 e 3,7 m de profundidade (G4U ENGENHARIA, 2010b).

Para a execução do trabalho científico proposto, as informações do subsolo serão complementadas com coletas de amostras/ensaios laboratoriais, descrição de materiais atravessados em perfurações para a instalação de ancoragens/instrumentos e, em particular, levantamentos geofísicos. Isso permitirá um melhor entendimento da estratigrafia, condicionantes ambientais e comportamento geotécnico do subsolo e, conseqüentemente, dos processos de movimentação de massa.

As soluções de contenção concebidas para os quilômetros 140+700 m e 140+950 m propuseram estabilizar o terreno utilizando uma solução de grampos com tela metálica (G4U ENGENHARIA 2010a, G4U ENGENHARIA 2010b, GEOBRUGG 2011). Neste sistema, uma malha de aço é posicionada junto ao material instável, de forma que as deformações do material são controladas pela flexibilidade da tela metálica e seus esforços são redistribuídos para grampos chumbados no maciço rochoso. A estrutura possui ainda uma placa de fixação posicionada na cabeça dos grampos, de maneira a se evitar o efeito de punção provocado pela concentração de esforços. As Figuras 4 e 5 detalham a solução proposta.

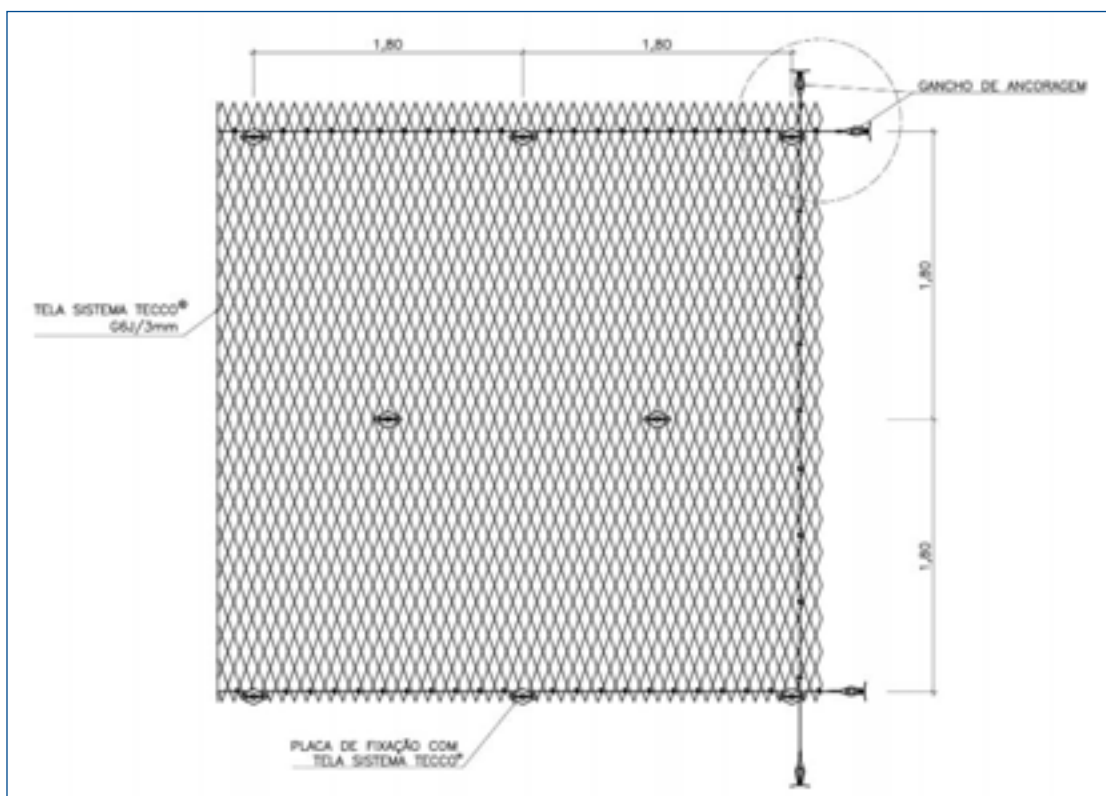
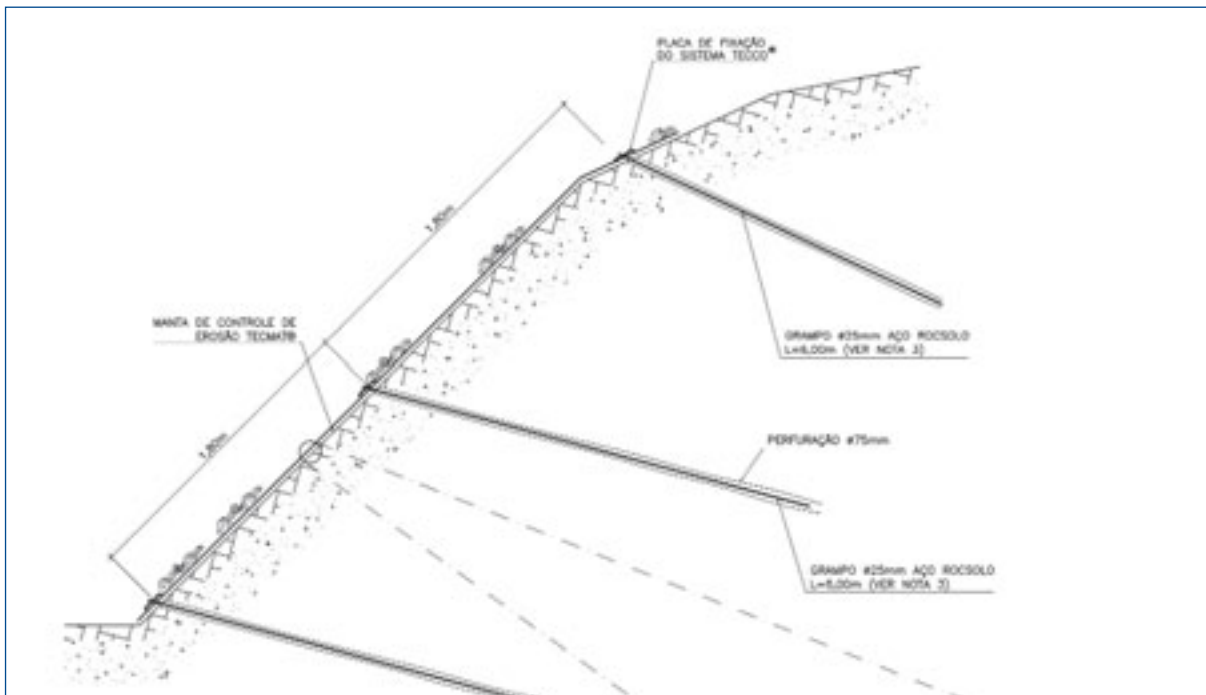


Figura 4 – Vista frontal do sistema de contenção com tela metálica (G4U ENGENHARIA, 2010a)



**Figura 5 – Seção típica do sistema de tela metálica e ancoragens passivas (G4U ENGENHARIA, 2010a)**

Por ocasião da elaboração do presente artigo, a execução das obras de estabilização descritas já se encontrava contratada pela concessionária, com seu início previsto no curto prazo.

## 5. Plano de instrumentação

Ao longo da pesquisa, o desempenho do sistema de estabilização descrito no item precedente será monitorado na encosta do km 140 + 700 m da BR-101. O desenvolvimento de um plano de instrumentação, realizado no contexto do presente estudo, teve como critérios tanto aspectos geológico-geotécnicos como hidrológicos, com sensores sendo selecionados de maneira a identificar variações de poropressões, deslocamentos da massa de solo e deformações do sistema de contenção. Tais instrumentos podem ser classificados de acordo com seus objetivos principais:

- Medição das cargas nos grampos ao longo da massa de solo reforçada com a utilização de extensômetros elétricos ("strain gages") e células de carga;
- Medição dos esforços e deslocamentos da tela metálica com a utilização de "crackmeters" para leitura de deslocamentos;
- Medição do comportamento geotécnico da encosta com a utilização de piezômetros (leituras de poro-pressões positivas), inclinômetros (deslocamentos) e tensiômetros (leituras de poro-pressões negativas);
- Medição de precipitação pluviométrica mediante a utilização de pluviógrafo.

A distribuição dos instrumentos pode ser observada na Figura 6 (seção) e na Figura 7 (planta). A definição dos sensores, bem como das profundidades em que os mesmos serão instalados, baseou-se nas informações das sondagens existentes nos furos mais próximos. Para a instrumentação geotécnica, serão instalados inclinômetros em dois pontos da encosta. Estes instrumentos deverão ficar embutidos 3,0 m em rocha sã, visando-se garantir uma boa ancoragem e, conseqüentemente, um referencial estático para as leituras de deslocamentos.

A instrumentação geotécnica compreenderá também a instalação de piezômetros elétricos de corda vibrante (GEOKON, 2011). Esses instrumentos serão instalados em dois pontos da encosta, sendo que em cada posição a leitura será realizada em três profundidades distintas (2,5 m, 5,0 m e 6,8 m). Prevê-se ainda a

instalação de um piezômetro do tipo Casagrande, com o objetivo de comparar leituras obtidas nos equipamentos automatizados. Com o arranjo de piezômetros, pretende-se obter leituras no centro da camada de solo, na interface da camada de solo / rocha alterada e no contato da rocha alterada com a rocha sã.

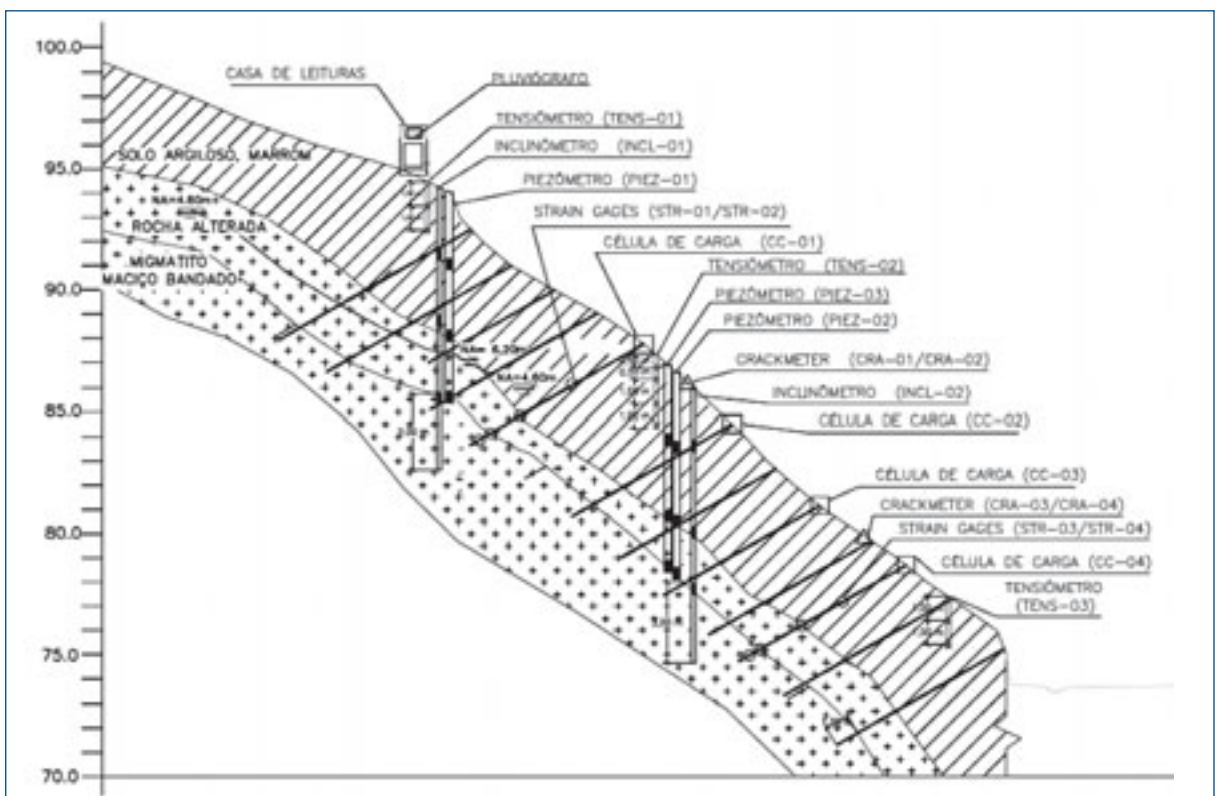
Outra característica que será monitorada na encosta consistirá na sucção das camadas superficiais e não saturadas do solo. Esse monitoramento será realizado através da instalação de tensiômetros em três posições distintas. Em dois desses pontos serão instalados dois sensores (profundidades de 1,0 m e 2,0 m) e, no terceiro, serão instalados quatro sensores, nas profundidades de 0,5 m, 1,0 m, 2,0 m e 3,0 m.

Está prevista ainda a utilização de um pluviógrafo para monitoramento detalhado das precipitações pluviométricas. Esse tipo de instrumento tem a vantagem de registrar os dados ao longo do tempo, ou seja, não apenas o volume precipitado em milímetros por dia ou por episódio de chuva, mas sim a intensidade com que determinada precipitação aconteceu.

Para a instrumentação dos grampos serão utilizadas células de carga, posicionadas entre a cabeça da ancoragem e a tela de contenção. Estão previstas quatro células de carga (GEOKON, 2011). O dispositivo selecionado consiste em um cilindro de aço de alta resistência, com 3-6 sensores de corda vibrante que permitem monitorar as tensões de compressão. O projeto prevê ainda a instrumentação de quatro chumbadores (ancoragens passivas) com "strain gages" ao longo de seu comprimento: um sensor na porção central da camada de solo, um no contato entre a camada de solo e a camada de rocha alterada, um no contato entre a camada de rocha alterada e rocha sã e, por fim, um sensor na parte do grampo que ficará embutido em rocha sã.

Com o intuito de monitorar o comportamento da tela metálica, serão instalados ainda instrumentos denominados "crackmeters". Esses sensores medem o movimento (deslocamento) através de articulações e poderão identificar solicitações na malha de aço que compõe o sistema de contenção. A instalação dos mesmos deverá se dar em seis pontos da encosta, com um posicionamento em pares, objetivando-se o monitoramento em duas direções ortogonais.

Figura 6 – Plano de instrumentação do km 140 + 700 m – seção típica



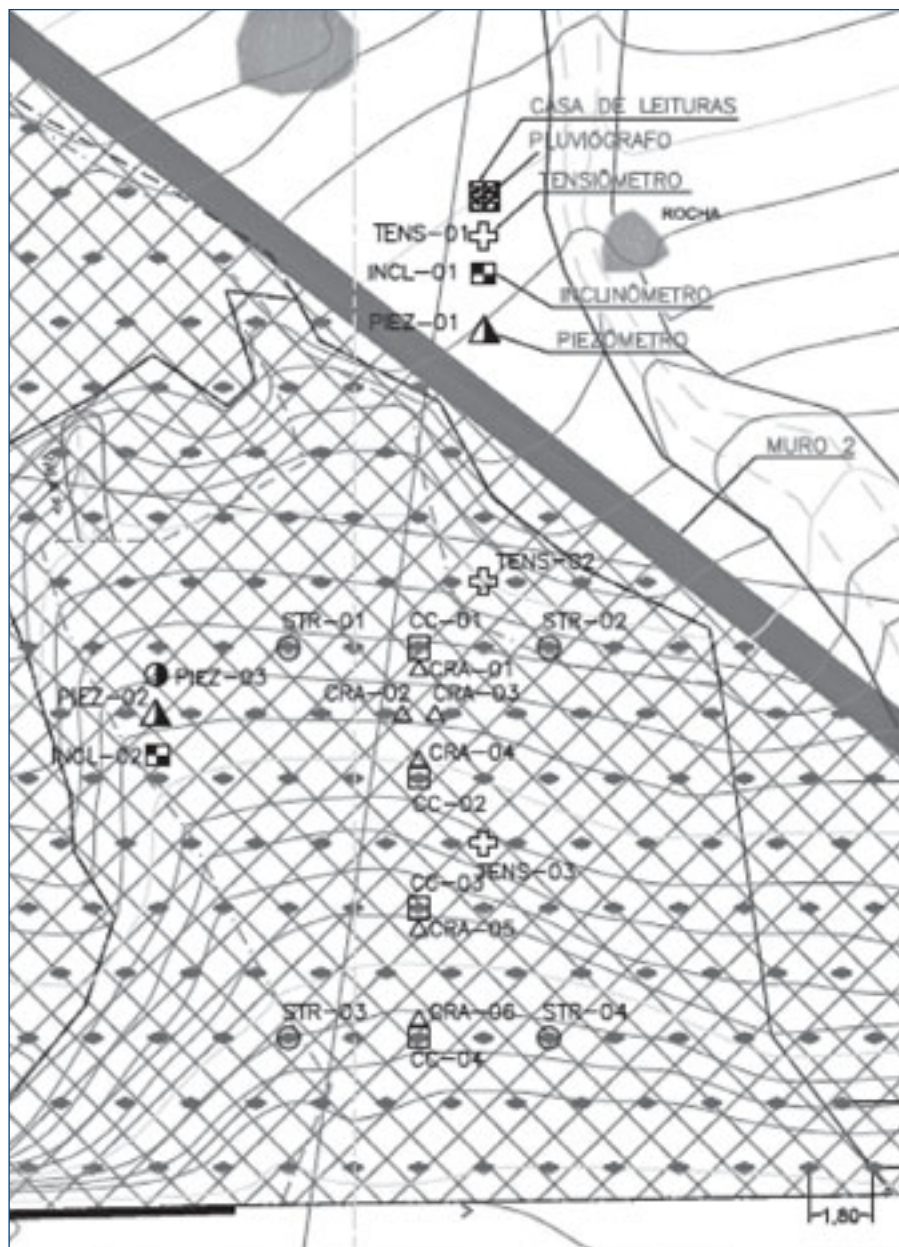


Figura 7 – Plano de instrumentação – planta

## 6. Conclusões

No presente artigo, o contexto desafiador das encostas da Serra do Mar foi discutido, descrevendo-se o contexto da pesquisa em curso e resumindo-se o desenvolvimento dos estudos, os quais foram iniciados em março/2011.

O levantamento das informações disponíveis até o momento reforça a necessidade de se aprofundar o entendimento das condicionantes geológico-geotécnicas presentes no maciço do Morro do Boi, com a avaliação de parâmetros de resistência e deformabilidade do solo local. Deve-se observar que etapas subsequentes do projeto contemplam o desenvolvimento de um modelo digital do terreno, com a geração de mapas geológicos, de declividades, de uso e ocupação do solo e de fatores de segurança.

Os dados existentes (sondagens mistas) serão complementados através de métodos geofísicos, os quais possibilitam investigar maciços com um ganho de escala, melhorando-se o entendimento da estratigrafia e das discontinuidades do embasamento rochoso, com ênfase na distribuição espacial dos materiais e transições que ocorrem em profundidade.

As investigações envolverão ainda a realização de ensaios laboratoriais, com ensaios de cisalhamento direto com reversão múltipla e triaxiais. Os mesmos serão conduzidos sob circunstâncias variadas de tensões efetivas, podendo fornecer subsídios importantes do comportamento tensão-deformação e da resistência ao cisalhamento, com vistas a análises computacionais.

Será realizada uma retro-análise das rupturas já ocorridas, utilizando-se modelos determinísticos. Isso possibilitará a reavaliação de parâmetros de resistência do talude e comparação com os dados obtidos nos ensaios de resistência em laboratório. Análises determinísticas de fatores de segurança do talude serão realizadas em diferentes cenários (flutuação do nível do lençol freático, fluxo subterrâneo saturado e diferentes parâmetros de resistência das camadas).

Os dados a serem monitorados com a instrumentação aqui descrita permitirão avaliar o desempenho do sistema de contenção utilizado nos quilômetros 140+700 m e 140+950 m da BR-101, incluindo a identificação de eventuais vantagens e desvantagens do uso deste método na mitigação de movimentos de massa. Por fim, será possível realizar uma análise crítica da metodologia utilizada na avaliação do tipo de maciço em questão, objetivado-se consolidar diretrizes práticas para a aplicação em outras encostas de interesse.

## Referências

- ALMEIDA, F. F. M.; CARNEIRO, C. D.R.. Origem e evolução da Serra do Mar. Revista Brasileira de Geociências. 1998.
- DENARDIN, A. P.. Estudo do comportamento mecânico de um solo saprolítico de basalto de teutônia, RS. Porto Alegre, 2005. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- GEOBRUGG (2011). TECCO® - Slope Stabilization. Geobrug AG Protection Systems.
- GEOKON (2011). Products. Geokon, Incorporated.
- G4U ENGENHARIA (2010a). MC-07-101-SC-140-7-C05-001. Projeto de Contenção – Memória de Cálculo da Contenção de Estrutura de Corte no km 140+700 da Rodovia BR-101/SC.
- G4U ENGENHARIA (2010b). MC-07-101-SC-140-9-C05-001. Projeto de Contenção – Memória de Cálculo da Contenção de Estrutura de Corte no km 140+950 da Rodovia BR-101/SC.
- LACERDA, W. A. & SANDRONI, S. S.. Movimentos de massas colúviais. Mesa Redonda sobre aspectos geotécnicos de taludes. Rio de Janeiro, 1985.
- ABMS, Clube de Engenharia, pp.III-1 a III-19.
- LACERDA, W. A.. Comportamento geotécnico de massas colúviais. III Simpósio de prática de Engenharia da Região Sul, GEOSUL. Joinville, 2002. ABMS. p.219-231.
- MASSAD, F.. Obras de terra – Curso Básico de Geotecnia. São Paulo, 2003. Oficina de Textos.
- RODRIGUEZ, T. T.. Proposta de classificação geotécnica para colúvios brasileiros. Rio de Janeiro, 2005. Tese (Doutorado). Programa de Pós-Graduação de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- SESTINI, M. F.. Variáveis geomorfológicas no estudo de deslizamentos em Caraguatuba – SP utilizando imagens TM\_LANDSAT e SIG. São José dos Campos, 1999. Dissertação (Mestrado). UNPE, 1999. 140p. – (INPE-7511-TDI/724).
- SILVA, A. L.. Deslizamentos nos morros do brejo da Guabiraba, Recife/PE: Uma visão para desenvolvimento local sustentável. Recife, 2005. Dissertação (Mestrado). Faculdade de Ciência da Administração de Pernambuco.
- TORRES, R. R.. Caracterização espacial e as principais implicações ambientais das atividades de exploração do granito entre os anos de 2000 e 2004, na porção Sudeste do município de Balneário Camboriú. Itajaí, 2004. Monografia (Graduação). Graduação em Engenharia Ambiental da Universidade do Vale do Itajaí.
- VAZ, L. F. Classificação genética dos solos e dos horizontes de alteração de rochas em regiões tropicais. Revista Solos e Rochas, São Paulo, n.2/v.19, p. 117-136, ABMS/ABGE, 1996.

# Avaliação do comportamento de dois tipos de revestimentos asfálticos, dosados pelo método SUPERPAVE, sob ação de tráfego real na Rodovia BR/040 – trecho Concessionária CONCER

Prof. Laura Maria Goretti da Motta, coordenadora do projeto, COPPE/UFRJ

Marcos Antonio Fritzen, Engenheiro Civil, COPPE/UFRJ

Álvaro Augusto Delle Vianna, Engenheiro Civil, COPPE/UFRJ

Prof. Giovanni Avila, EE/UFRJ

Eng. Sérgio Guimarães, CONCER

## Resumo

Esta pesquisa está dividida em dois focos principais: Pavimentos e Estudo do Tráfego. O primeiro foco tem como objetivo estudar o desempenho de trechos experimentais monitorados e dimensionados através do método mecanístico – empírico conhecido como SISPAV (Franco, 2007) e analisar o comportamento de misturas asfálticas dosadas através do método SUPERPAVE. Esta pesquisa teve início em junho de 2010. Nesta etapa foram utilizados: critérios de dosagem de misturas asfálticas para alto volume de tráfego (pesado), ensaios de laboratório utilizando o compactador giratório (determinando os parâmetros de CDI, TDI e FN segundo Nascimento, 2008), avaliação das características mecânicas de fadiga através de cargas repetidas e de deformação permanente através do uso do simulador de tráfego LCPC (Medina e Motta, 2005). Também foram construídos dois trechos experimentais: um de mistura convencional com CAP 50/70, utilizada normalmente pela concessionária nos serviços de recuperação e restauração e um trecho de mistura de Módulo Elevado com ligante especial. Estes trechos foram implantados em dezembro de 2010 e passam por monitoramento periódico. Adicionalmente começa a ser feita tentativa de definir curvas de desempenho, utilizando o banco de dados de avaliações periódicas da concessionária junto com as avaliações realizadas nos trechos experimentais. O segundo foco desta pesquisa tem como objetivo estudar o tráfego, definir visando previsão do crescimento e pontos de interesse de mudança de Volume de Tráfego Diário para fins de dimensionamento dos pavimentos a serem restaurados futuramente.

### Palavras-chave

Misturas de Módulo Elevado, Dimensionamento Mecanístico – Empírico SISPAV, Avaliação Superficial e Estrutural, Estudo do Tráfego

# Companhia de Concessão Rodoviária Juiz de Fora/Rio S.A. – CONKER



# 1. Introdução

No Brasil ainda se utiliza para o dimensionamento de pavimentos asfálticos o método de 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 (Soares et al, 2009). No Brasil já se tem condição de implantar 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.

Com o método de dimensionamento mecanístico – empírico, a previsão das tensões e deformações provenientes do tráfego e do clima que atuam na estrutura do pavimento passa a ser feita por cálculos que levam em consideração os esforços atuantes e as características de tensão e deformação dos materiais. Para isso é necessário conhecer as características de respostas dos materiais, ou seja, os Módulos de Resiliência estabelecidos por ensaios de laboratório, além das características de deformabilidade plástica, o que possibilita a previsão do desempenho quanto ao trincamento e ao afundamento de trilha de roda, respectivamente.

Segundo Bernucci *et al* (2007) nos últimos anos tem-se processado grande transformação no mercado de ligantes asfálticos com aplicação de vários produtos novos tais como polímeros, borracha de pneu e aditivos diversos para as chamadas misturas mornas. Para os agregados, curvas granulométricas distintas, tipo descontínuas e abertas, também têm sido cada vez mais aplicadas, em concessionárias e 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.

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 novos critérios testados em laboratório e o acesso ao campo é de fundamental importância. As Concessões também tem ganhos imediatos, para elas a parceria resulta em melhoria dos processos, dos projetos e das aplicações, especialmente das misturas asfálticas, com maior durabilidade.

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 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 foi planejar e executar dois segmentos experimentais, em locais escolhidos de comum acordo entre a CONCER e a equipe da COPPE, nos quais foram aplicadas: uma nova técnica de misturas asfálticas de módulo elevado (ou alto módulo) e uma mistura asfáltica convencional, de comparação. Foi utilizada em ambas agregados da mesma pedreira.

Este projeto se insere no Projeto da REDE TEMÁTICA de Asfaltos que envolve cerca de 20 universidades, o IPR/DNIT e o CENPES e tem como objetivo contribuir para definição de FCL o mais rapidamente possível, de forma a viabilizar



um novo método brasileiro de dimensionamento de pavimentos.

Parte também importante desta pesquisa tem como objetivo estudar o tráfego visando a previsão do crescimento e pontos de interesse de mudanças de volume de tráfego para fins de dimensionamento dos pavimentos.

São dois focos também na parte de tráfego: (i) Avaliação da capacidade de tráfego, níveis de serviço e balanços direcionais na rodovia Washington Luiz – BR-040 – trecho sob concessão e (ii) produção de material didático (Metodologia, pesquisa bibliográfica, seleção de material didático e elaboração de material didático (apostilas) para cursos curtos de capacitação de corpo técnico em noções de engenharia de tráfego). Esses dois focos estão em andamento coordenados pelo professor Giovani Ávila, e por dificuldade de apresentação no espaço reduzido deste resumo, não estão apresentados neste relato.

## 2. Conceitos básicos

A seguir estão apresentados os conceitos sobre a mistura de Módulo Elevado ou Alto Módulo, dosagem SUPERPAVE e o Dimensionamento Mecânico – Empírico SISPAV.

### 2.1. Misturas de Alto Módulo

As misturas de Alto Módulo ou de módulo elevado são caracterizadas pelo uso de ligantes duros, granulometria contínua e faixa de valores de módulos de resiliência de duas a três vezes maiores aos encontrados nas misturas asfálticas convencionais. São misturas densas com granulometria contínua 30% a 35% passante na peneira 2mm e de 7% a 8% de filer. Devem ser aplicadas em camadas de 7 a 15cm de espessura. Essa solução é recomendada em vias urbanas com tráfego canalizado, rodovias de alto volume de tráfego e aeroportos. As primeiras aplicações em rodovias começaram em 1980, na França, como camada de base em reforços, seu uso se tornou mais significativo após 4 a 5 anos da primeira aplicação.

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 novas, e essenciais os testes no Simulador de Tráfego Circular de Nantes, além da observação de trechos experimentais por 10 a 15 anos. Assim, apenas em 1992 foi possível propor a primeira especificação francesa para mistura de módulo elevado. Já 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 NFP 98 – 140 (EME) e NFP 98 – 141 (BBME) são frutos de mais de 10 anos de aplicação em obras, acompanhamentos de trechos e extensa pesquisa em laboratórios.

### 2.2. 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 PERfor-

mance 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. Seus critérios dependem do volume de tráfego ou da classificação funcional da rodovia.

O SUPERPAVE foi desenvolvido em três níveis de projeto de misturas (Marques, 2004):

→ O 1º nível é para tráfego com passagens de eixo equivalente AASTHO abaixo de  $10^6$ . Neste nível é requerido apenas o projeto volumétrico. Engloba moldagem de corpos-de-prova usando o Compactador Giratório SUPERPAVE, a seleção do teor de ligante é baseada na % de vazios ( $V_a$ ), 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  $10^6$  e  $10^7$ . 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  $10^7$ . 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 se baseia num grupo de ensaios maior.

### 2.3. Dimensionamento mecânico – empírico SISPAV

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.

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 subperíodos. Em cada período são consideradas as variações relacionadas 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 rodo-

via. 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 ou cimentada. 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 tem 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. Local da construção dos trechos experimentais

Foram realizadas várias reuniões entre a equipe da COPPE e da CONCER de forma a delimitar um trecho de pavimento de cerca de 1km de extensão que apresentasse as condições adequadas para a implantação dos trechos monitorados, dentre aqueles onde a concessionária já tivesse planejando recuperação estrutural. Assim, após várias avaliações no campo, foi definido o km 57, e neste foi realizado um poço de sondagem de forma a conhecer completamente as características dos materiais de cada camada e do subleito.

Para a construção dos trechos experimentais foi realizada a fresagem total do revestimento antigo, aproximadamente 11cm, uma vez que o mesmo encontrava-se com elevado grau de trincamento. As deflexões médias eram da ordem de  $110 \times (0,01\text{mm})$  no trecho antes da fresagem.

O primeiro trecho de 190m, de concreto asfáltico convencional, foi realizado nos dias 10 e 11 de dezembro de 2010 na faixa da direita e esquerda, respectivamente, entre a estaca 5649 + 10 metros até a estaca 5659. Ambas as faixas foram realizadas em duas camadas devido a espessura reposta de revestimento: a primeira com 6cm (camada de ligação) e a segunda com 5cm de espessura (capa ou rolamento), totalizando os 11cm de revestimento antigo fresado. A mistura asfáltica utilizada neste primeiro trecho experimental foi uma mistura asfáltica convencional com CAP 50/70, faixa B do DNIT projetada e aplicada pela construtora COMPASA do BRASIL. Esta mistura asfáltica convencional utilizada nesta pesquisa vem sendo utilizada pela concessionária em diversos trechos ao longo da rodovia através de seu plano de restauração. Este é o trecho de referência para os outros dois trechos a serem estudados, o de módulo elevado e o de mistura morna.

O segundo trecho experimental foi realizado nos dias 12 e 13 de dezembro de 2010 na faixa da direita e esquerda, respectivamente, entre a estaca 5639 +

10 metros até a estaca 5649 + 10 metros. O procedimento utilizado foi igual ao primeiro o que diferiu foi o tipo de ligante asfáltico utilizado que foi um CAP especial de Alto Módulo. O ligante utilizado é um asfalto – polímero especialmente projetado pelo CENPES/PETROBRAS para garantir módulo de resiliência elevado, com altas resistências à Tração, à fadiga e à deformação permanente. O ligante utilizado, fornecido pela BR Distribuidora, apresenta as seguintes características:

CAP de módulo elevado:

Penetração @ 25°C entre 15 e 20 dmm

Ponto de amolecimento  $\geq 72^\circ\text{C}$

PG alta temperatura  $\geq 82^\circ\text{C}$

PG baixa temperatura  $\geq -10^\circ\text{C}$

Viscosidade Brookfield @ 135°C Spindle 27  $\geq 3500$  cP

Na mistura asfáltica convencional as proporções de agregados foram Brita  $\frac{3}{4}$ , 24%; Brita nº 0, 25%; Pó de Pedra 50%; Cal Hidratada 1% e o teor de ligante de projeto foi de 5,1% para a camada de rolamento.

Na mistura asfáltica de módulo elevado as proporções de agregados foram Brita  $\frac{3}{4}$ , 33%; Brita nº 0, 36%; Pó de pedra, 31% e o teor de ligante de projeto foi 5,5% para a camada de ligação e 5,2% para a camada de rolamento.

Como já comentado, os agregados foram os mesmos nos dois casos, todas as frações tendo origem na Pedreira PEDRA SUL, de Juiz de Fora, Minas Gerais. No entanto, as curvas granulométricas forma diferentes, propositadamente tendo em vista que para o Módulo Elevado aplicou-se o Método Bailey para melhor ajuste do entrosamento dos agregados.

A usina utilizada para os dois produtos foi usina de asfalto tipo continua da Soma Engenharia localizada próximo a BR 040 km 23 + 500m. Nesta usina foram processadas todas as massas necessárias para a conclusão dos dois trechos, mas foram detectadas algumas não conformidades no processo durante os quatro dias de usinagem, que acabaram se refletindo no desempenho dos trechos como será visto nos levantamentos mostrados a seguir.

O trecho de mistura morna que será implantado contíguo a este não foi ainda realizado devido a dificuldades operacionais junto à usina, que não pode ser a mesma. A Figura 1 mostra a placa de indicação dos trechos experimentais implantados.



Figura 1 – Placa de indicação dos trechos monitorados nesta pesquisa

## 4. Resultados das avaliações realizadas nos trechos experimentais

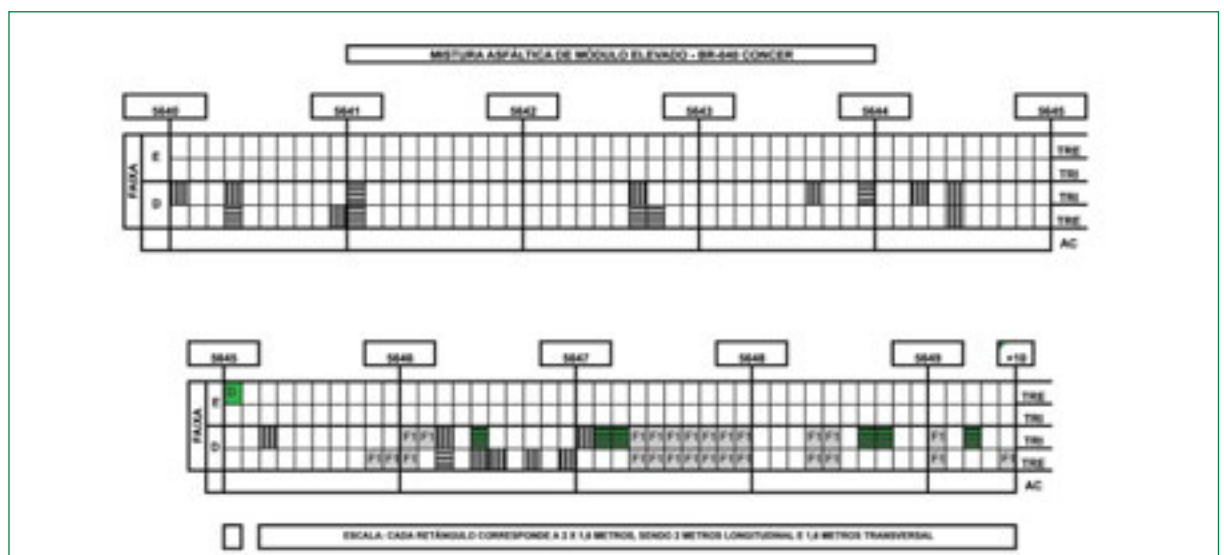
A primeira avaliação dos dois trechos monitorados foi realizada no dia 15 de fevereiro de 2011, ou seja, dois meses após a construção dos mesmos, devido à época de construção ter sido próxima ao Natal e época de grande movimento na pista. Foram realizados os seguintes levantamentos: observação dos defeitos superficiais, medida do afundamento da trilha de roda, avaliação da macro e microtextura do revestimento e bacias deflectométricas. A seguir, estão apresentadas breves descrições de cada levantamento, assim como os resultados obtidos.

### 4.1. Levantamento de defeitos superficiais

O levantamento visual (LV) consiste na medida subjetiva das condições de superfície do trecho monitorado, feito por um ou grupo de avaliadores, que percorrem a pé, registrando suas opiniões sobre a capacidade do pavimento atender às exigências do tráfego atuante, no momento da avaliação, quanto à suavidade e ao conforto. Este valor pode ser considerado correspondente à escala usada no VSA do DNIT (DNIT 009/2003 – PRO), porém, sem obrigatoriedade de serem 5 avaliadores, e levando em conta que, sendo o trecho curto, melhor será percorrer a pé. A avaliação das condições dos pavimentos deve ser realizada em toda a extensão do pavimento do trecho monitorado (Manual da Rede Temática de Asfalto, 2010). O levantamento visual foi realizado a pé, por dois engenheiros da COPPE, e os resultados obtidos estão apresentados nas Figuras 2 e 3. Na Figura 4 está apresentada a legenda com os defeitos observados durante o levantamento visual dos trechos. Lamentavelmente ambos os trechos já apresentam defeitos prematuramente.

Além do levantamento visual e também foram realizadas medidas dos afundamentos em trilha de roda externa e interna utilizando a treliça metálica padrão. Os resultados dos afundamentos em trilha de roda estão apresentados nas Figuras 5 e 6, para os trechos executados com mistura de Alto Módulo e mistura asfáltica convencional CAP 50-70, respectivamente. Todas as medidas dos afundamentos em trilha de roda foram realizadas somente na faixa da direita, sentido Juiz de Fora – Rio de Janeiro por ser a mais solicitada pelo tráfego pesado. Os afundamentos apresentam pontos de nível relativamente elevado em pouco tempo do tráfego.

Figura 2 – Resultados dos defeitos encontrados no trecho experimental de Alto Módulo



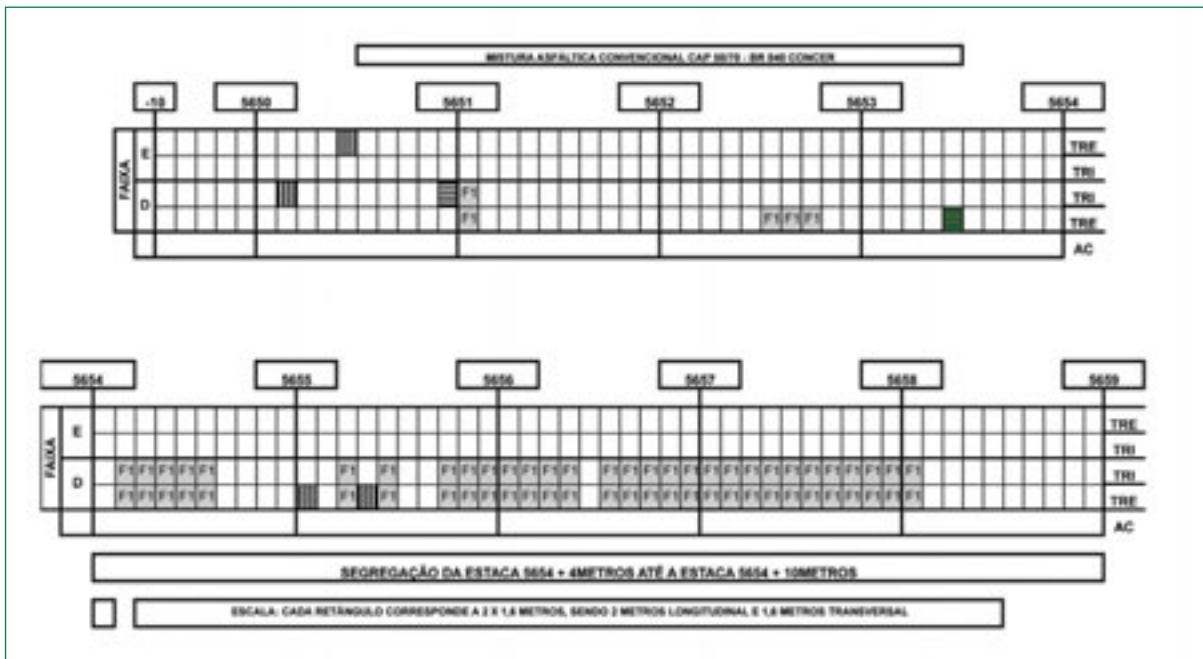


Figura 3 – Resultados dos defeitos encontrados no trecho experimental CAP50/70



Figura 4 – Legenda de defeitos observados durante a avaliação realizada nos trechos experimentais

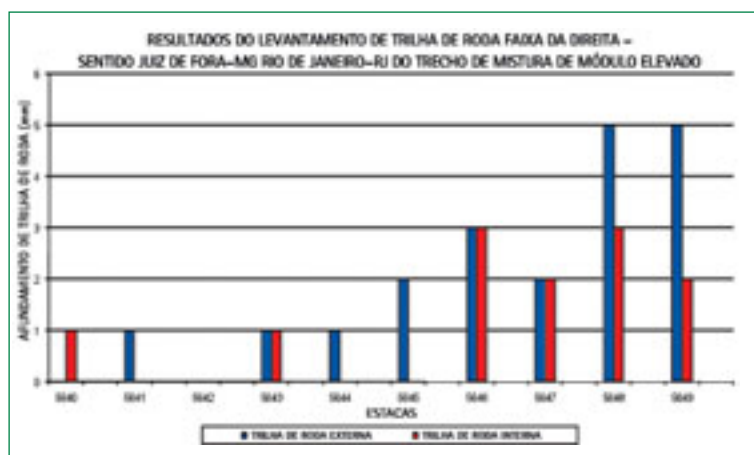


Figura 5 – Afundamento trilha roda mistura Alto Módulo

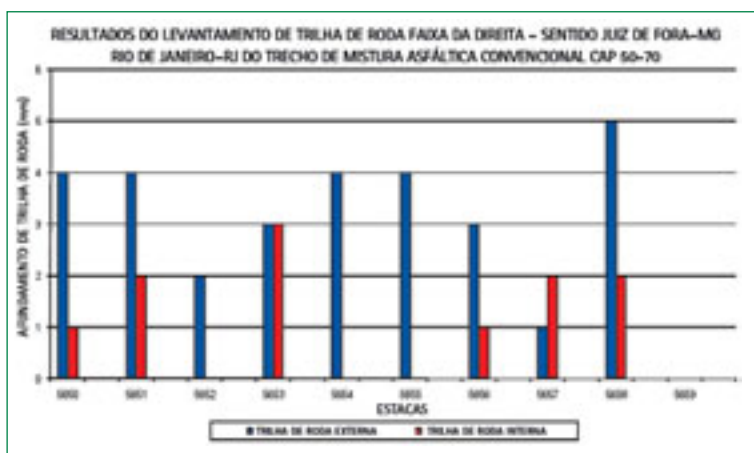


Figura 6 – Afundamento trilha roda mistura Convencional CAP50/70

## 4.2. Pêndulo Britânico e Mancha de Areia

A avaliação da microtextura (função da aspereza do agregado) do revestimento foi realizada conforme ASTM E 303-08. Este equipamento é munido de um braço pendular cuja extremidade tem uma sapata recoberta de borracha para ser atritada contra a superfície do pavimento umedecida. O valor de atrito medido é expresso em português como VRD (Valor de Resistência à Derrapagem). Na Tabela 1 são apresentados os valores de VRD em função das classes de microtextura. O Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos do DNIT (2006) recomenda valores de VRD  $\geq 55$ , correspondente à característica rugosa. A microtextura é característica muito importante para rompimento da película de água e promoção do contato pneu-pavimento para baixas velocidades de deslocamento. Nas Figuras 7 e 8 estão apresentados os resultados da microtextura obtidos. Como esperado a microtextura do trecho de Módulo elevado é maior do que o trecho de mistura convencional, devido à mudança granulométrica. Ambos estão dentro do admissível (tabela 1), no entanto, como esta característica pode diminuir com o tráfego, a convencional está muito próxima ao limite.

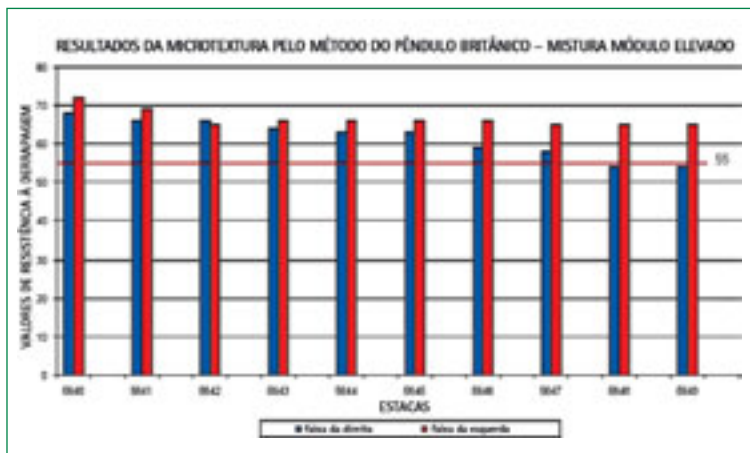


Figura 7 – Resultados de microtextura no trecho experimental de alto Módulo

Tabela 1 – Classes de microtextura pelo método do pêndulo britânico (DNIT, 2006)	
Classificação	Limites de VRD
Perigosa	< 25
Muito Lisa	25 - 31
Lisa	32 - 39
Insuficientemente Rugosa	40 - 46
Medianamente Rugosa	47 - 54
Rugosa	55 - 75
Muito Rugosa	> 75

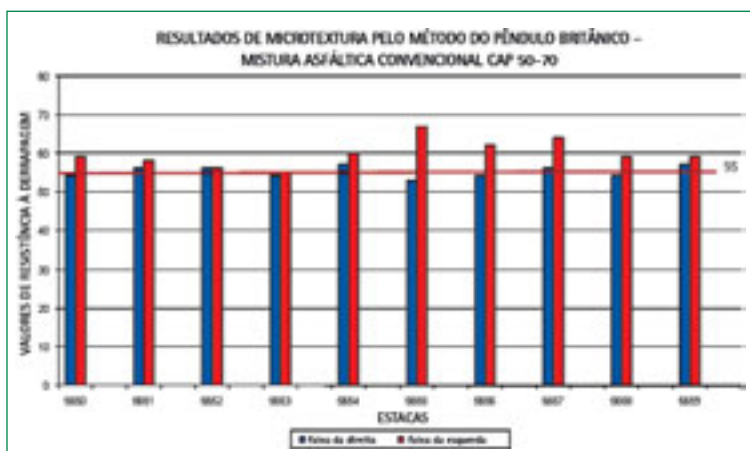


Figura 8 – Resultados de microtextura no trecho experimental convencional

A macrotextura pode ser determinada de várias formas, sendo a mais comum para pequenas extensões o uso do ensaio de altura média da mancha de areia (ASTM E 965). O ensaio de mancha de areia consiste em preencher os vazios da textura superficial do pavimento com um volume conhecido (de 25000 mm<sup>3</sup> ± 150 mm<sup>3</sup>) de areia natural e ou micro esferas de vidro, limpa e seca, de grãos arredondados. A areia é espalhada sobre a superfície seca do pavimento com auxílio da base circular de um pistão, que é movimentada em círculos, obtendo uma área final aproximadamente circular. Mede-se o diâmetro do círculo formado pela mancha obtida, em quatro direções; o diâmetro médio (D) é a média das quatro medições. A altura (HS) é expressa pela seguinte equação:

$$HS = 4 \cdot V / D^2 \cdot \pi$$

onde: HS = altura média da mancha (mm)  
 V = volume de areia (25.000 mm<sup>3</sup>)  
 D = diâmetro médio da mancha (mm)

O Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos (DNIT, 2006) apresenta os limites de macrotextura definidos em função do HS, conforme Tabela 2. A faixa recomendada para os trechos monitorados é 0,6 mm ≤ HS ≤ 1,2 mm, textura média a grossa. Abaixo de 0,6mm, a macrotextura passa a ter uma tendência de ser fechada e aumenta o risco de hidroplanagem. Acima de 1,2mm, a textura é muito aberta, causando desgaste excessivo nos pneus, maior consumo de combustível e tendência a maior ruído ao rolamento. A macrotextura é uma das características mais importantes que afetam a aderência, principalmente para velocidades de deslocamento acima de 50km/h. Nas Figuras 9 e 10 estão apresentados os resultados obtidos nos levantamentos realizados nos trechos experimentais. O trecho de módulo elevado apresenta a textura grossa e o trecho convencional está com textura média, também reflexo da mudança da granulometria.

Tabela 2 – Classes de macrotextura pelo método da mancha de areia (DNIT, 2006)	
Classificação	Limites de HS
Muito Fina	< 0,20
Fina	0,21 - 0,40
Média	0,41 - 0,80
Grossa	0,81 - 1,20
Muito Grossa	> 1,20

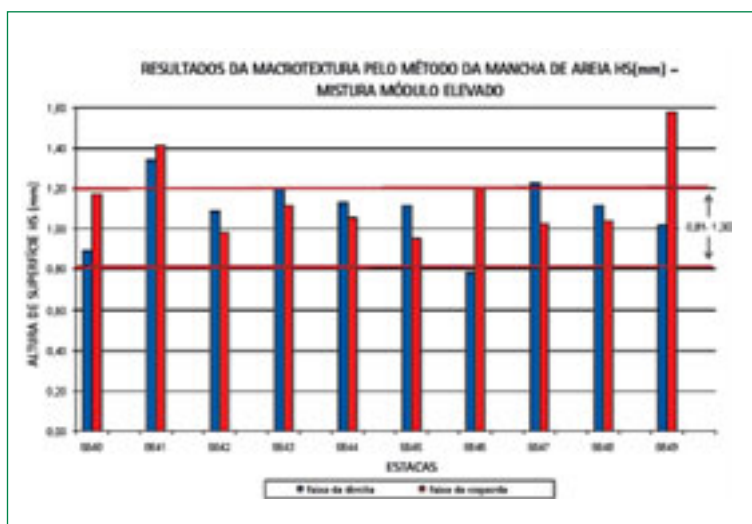


Figura 9 – Resultados da macrotextura obtidos no trecho experimental de Alto Módulo



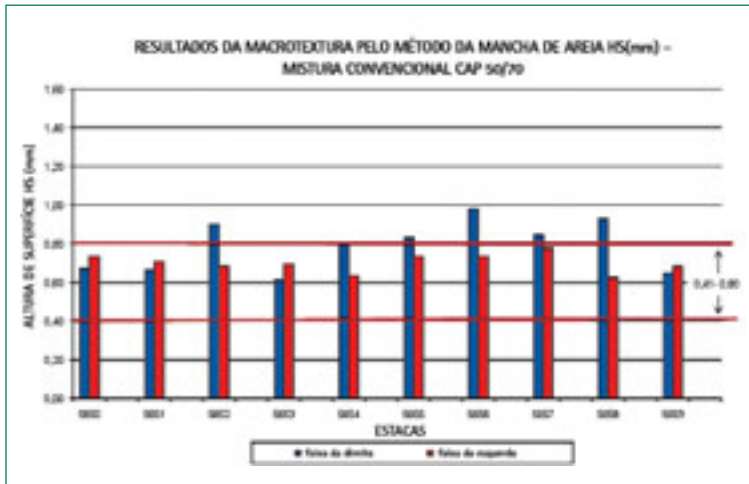


Figura 10 – Resultados da macrotextura obtidos no trecho experimental Convencional

### 4.3. Levantamento Deflectométrico – FWD

Os equipamentos de medição de deflexão do pavimento – defletômetros – mais utilizados no país são: viga Benkelman, convencional ou automatizada e o FWD (falling weight deflectometer). O FWD realiza a medida dos deslocamentos elásticos de um pavimento por impacto, e foi o utilizado. As normas DNER-PRO 273 e ASTM D 4695 descrevem o uso desse tipo de equipamento. É automatizado, sendo rebocado por um veículo utilitário leve que carrega parte do sistema de aquisição de dados. O ensaio consiste em se aplicar uma carga preestabelecida de impacto e ler os deslocamentos em vários sensores colocados ao longo de um suporte em posições convenientemente escolhidas para se obter a linha de deslocamento. Nas Figuras 11 e 12 estão os resultados dos levantamentos deflectométricos realizados. Os valores são altos para o nível de tráfego esperado, o que explica os defeitos já encontrados.

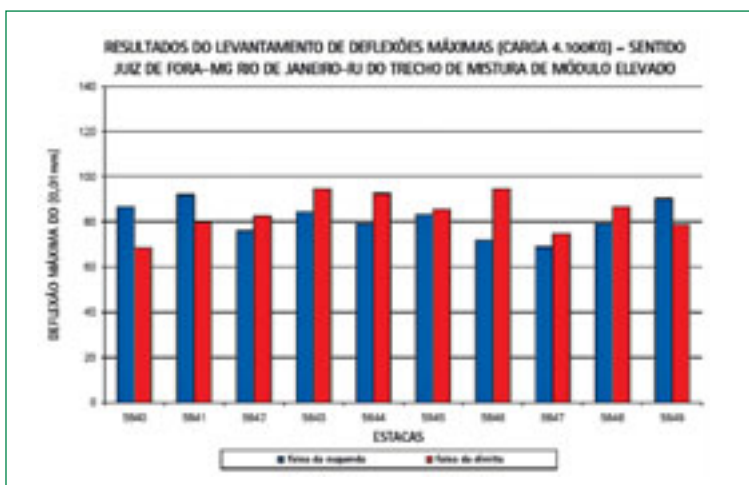


Figura 11 – Deflexões máximas trecho experimental Alto Módulo

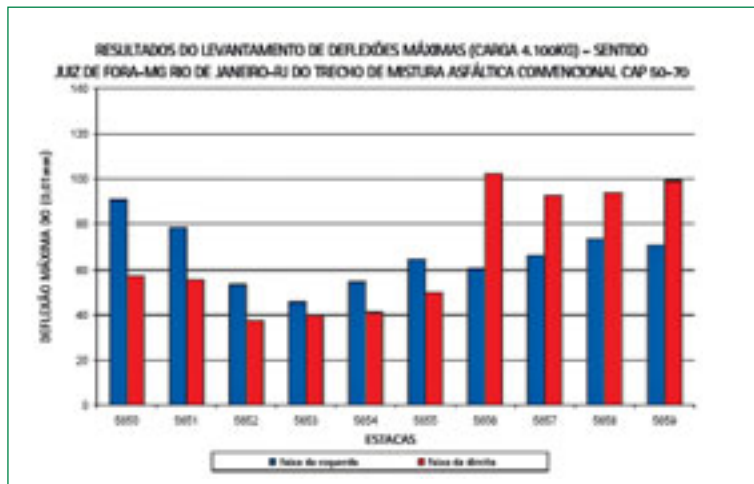


Figura 12 – Deflexões máximas trecho experimental Convencional

## 5. Etapas em andamento

Foram extraídos corpos de prova dos trechos experimentais para verificação dos parâmetros de Módulo de Resiliência, Resistência à Tração, Volume de Vazios, densidade, granulometria, teor de ligante através do Rotarex e do Forno (MUFLA), Grau de Compactação e Extração e Recuperação do Ligante asfáltico através do ensaio Abson. Esses resultados estão em fase de execução e análise, portanto não estão disponíveis ainda para este relato. Na próxima etapa será realizada uma nova avaliação superficial e estrutural para prosseguir o monitoramento.

## 6. Considerações finais

Por se tratar de um trabalho em andamento, é prematuro traçar conclusões gerais. Desta forma, faz-se um balanço das atividades realizadas até o momento:

- Observa-se que os resultados de afundamento de trilha de roda na mistura de Alto Módulo apresentaram em geral resultados menores que a mistura convencional, exceto em dois pontos. Esses resultados surpreendem devido ao pequeno tempo desde a execução dos trechos, aproximadamente 60 dias após a execução.

- Os resultados de VRD (valor de resistência à derrapagem) para a mistura de alto módulo varia entre 54 e 72, o que corresponde a uma classificação de pavimento rugoso a medianamente rugoso. Em geral os pontos medidos no trecho de alto módulo estão classificados como rugoso, bem como o trecho experimental convencional, este porém um pouco mais baixo.

- Na macrotextura pode-se observar que a maior parte dos resultados obtidos no levantamento do trecho de alto módulo se enquadram dentro da faixa  $0,81 < HS < 1,20$ , o que é classificado como macrotextura grossa. Em geral os resultados obtidos no trecho convencional são inferiores ao de mistura de alto módulo. A maior parte se enquadra na faixa de classificação de macrotextura média, que varia  $0,41 < HS < 0,80$ . Na sua maioria, os resultados obtidos no trecho convencional, estão classificados como macrotextura média.

- Essa diferença entre os dois trechos experimentais está relacionada a granulometria utilizada e ao tipo de ligante: na mistura asfáltica convencional as proporções de agregados foram Brita  $3/4$ , 24%; Brita nº 0, 25%; Pó de Pedra

50%; Cal Hidratada 1% e o teor de ligante de projeto foi de 5,5% para a camada de rolamento. Na mistura asfáltica de módulo elevado as proporções de agregados foram Brita  $\frac{3}{4}$ , 33%; Brita nº 0, 36%; Pó de pedra, 31% e o teor de ligante de projeto foi 5,1% na camada de rolamento.

→ Quanto aos resultados das deflexões pode-se observar que apresentaram valores elevados mesmo após a substituição total do revestimento antigo, bastante trincado, por um revestimento novo. Isto explicaria os defeitos que já se apresentam nos trechos. No entanto, o trecho de mistura convencional, apesar de deflexões um pouco menores, apresenta mais defeitos.

## 7. 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 high 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.
- 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.
- 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.
- 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.

# Avaliação de um segmento crítico de rodovia mediante a aplicação da metodologia de pesquisa do tipo "antes e depois"

Mario Guissu Yamada e Rogério Lemos Ribeiro

Obrascon Huarte Lain Brasil S. A.

Antônio Clóvis Pinto Ferraz e Barbara Stolte Bezerra

Universidade de São Paulo – Departamento de Transportes – Escola de Engenharia de São Carlos

## Resumo

Este trabalho apresenta o diagnóstico e a seleção de ações para a redução de acidentes num segmento crítico da Pista Norte da Rodovia Régis Bittencourt, BR-116, no município de Cajati/SP, entre os quilômetros 515+100 e 513+450. O presente documento consiste no resumo da Etapa "Antes" de um estudo observacional do tipo "Antes – Depois", no qual o efeito de intervenções em prol da segurança viária será avaliado. Nessa primeira etapa, avaliaram-se ações compreendidas no âmbito dos dispositivos de segurança e da sinalização vertical e horizontal, ou seja, ações de engenharia ditas de baixo custo. Além disso, foi elaborado um modelo para simulação das reduções na acidentalidade mediante a aplicação de diferentes medidas possíveis de serem implementadas. As intervenções analisadas consideradas como requisitos foram as seguintes: aumento da superelevação nas curvas; aumento do coeficiente de aderência do pavimento nas curvas, introdução de superlargura nas curvas; melhoria da sinalização associada com o emprego de dispositivos de segurança (dispositivos auxiliares, barreiras de concreto, defensas metálicas semimaleáveis simples, semirígida e rígida); melhoria da sinalização associada com o emprego de dispositivos fixos de fiscalização eletrônica da velocidade. Com base nos resultados obtidos no modelo de simulação teórica e tendo em conta a relação custo-benefício das possíveis ações, optou-se pela implementação de quatro medidas, visando à redução do número de acidentes em duas fases. Na primeira fase estão previstas: a) a fresagem e aplicação de micro-revestimento em todos os trechos em curva para aumentar o fator de aderência; b) a introdução de superlargura em duas curvas acentuadas e com raio restrito; c) a melhoria da sinalização horizontal e vertical e a implantação de dispositivos de segurança. Com as ações previstas na Fase 1, a previsão é reduzir anualmente 75 acidentes (redução de 56%). Na Fase 2 está prevista a implantação de dispositivos de fiscalização eletrônica da velocidade. Com as ações previstas nas duas Fases, a previsão é reduzir anualmente 99 acidentes, o que corresponde a uma redução de 74%.

### Palavras-chave

Segmento crítico, segurança viária, avaliação "antes e depois", ações de engenharia, baixo custo

# Concessionária Autopista Régis Bittencourt S. A.



# 1. Introdução

A metodologia para detecção de pontos críticos constantes em publicações do DNER (1987/88) e OHL/ANTT (por ocasião da elaboração dos estudos de identificação de pontos críticos nas rodovias sob sua jurisdição) está bem estabelecida no país. Faltam, no entanto, pesquisas que meçam a eficácia das ações realizadas, no intuito de se obter uma coletânea de melhores práticas a serem adotadas em situações semelhantes. Dentro deste contexto, a presente pesquisa buscará avaliar o impacto na acidentalidade de ações compreendidas no âmbito dos dispositivos de segurança e da sinalização vertical e horizontal, ou seja, ações de engenharia ditas de baixo custo. O local escolhido justifica-se por tratar-se de um segmento crítico, onde houve 358 acidentes no período de 03/09/2008 a 25/04/2011.

## 2. Objetivo

Avaliar a eficácia de ações implementadas para reduzir o número de acidentes em um segmento localizado na Pista Norte da Rodovia Régis Bittencourt, compreendido entre os quilômetros 515+100 e 513+450, BR-116/SP, considerado como trecho crítico em relação à acidentalidade, realizando estudos observacionais do tipo "Antes e Depois", conforme metodologia específica definida previamente junto à ANTT.

As ações a serem implementadas, que deverão ser selecionadas mediante estudo prévio, não devem alterar o traçado em planta e perfil da rodovia, mas se concentrar no emprego de medidas de baixo custo e pequeno, ou nenhum impacto ambiental, como melhoria da sinalização e dispositivos de segurança viária, correção de defeitos da superfície do pavimento, emprego de dispositivos de controle da velocidade, etc.

## 3. Desenvolvimento do projeto de pesquisa

A pesquisa foi dividida em três etapas. Na Etapa 1 ("Antes"), foi realizado o cadastramento físico e operacional do segmento objeto da pesquisa e, em seguida, foi realizado a análise/diagnóstico e proposta de ações para eliminar/mitigar os problemas identificados (atividade realizada em parceria com o Núcleo de Estudos em Segurança no Trânsito – NEST-USP). Essa Etapa foi realizada nos meses de março, abril e maio de 2011. Na Etapa 2, foram implantadas as medidas propostas (Fase 1) executadas nos meses de junho e julho de 2011. Na Etapa 3 será realizada a avaliação das ações implementadas, visando avaliar a eficácia das mesmas. Esta Etapa terá a duração de 12 meses, prevenindo o seu início em agosto de 2011, onde se pretende implantar a Fase 2 (equipamento fixo de fiscalização eletrônica de velocidade).

### 3.1. Etapa 1: "antes" – situação atual

No segmento objeto da pesquisa as principais atividades que foram analisadas nessa etapa são listadas a seguir: cadastro físico da plataforma, cadastro da sinalização vertical e horizontal, cadastro dos dispositivos de segurança, análise de acidentes, inspeção de campo, coleta de dados de tráfego e velocidade

"antes", filmagem do trecho "antes", diagnóstico da situação "antes", concepção do projeto funcional, e detalhamento do projeto executivo de pesquisa.

Com base na concepção, elaborou-se o detalhamento do projeto de pesquisa, contemplando medidas de baixo custo, as quais envolveram sinalização vertical, horizontal e dispositivos de segurança mediante a elaboração de desenhos sobre plantas bases digitais obtidas a partir de restituição aerofotogramétrica em escala 1:1000, além de outras intervenções físicas de pequeno porte (por exemplo, remoção de eventuais obstáculos laterais junto à pista, se necessário). Segue adiante algumas ilustrações fotográficas do segmento analisado.



Foto 1 – Vista parcial do segmento analisado



Foto 2 – km 514+800 – Rampa descendente antes da curva nº 2



Foto 3 – km 514+700 – Detalhes da rampa descendente onde os caminhões desenvolvem velocidades acima da velocidade regulamentada



Foto 4 – km 514+400 – Início da curva nº 3 de raio restrito onde ocorrem grande parte dos acidentes

### 3.2. Etapa 2: implantação do projeto de pesquisa

Esta etapa contempla a implantação do projeto conforme concebido nos estudos realizados na Etapa 1. A implantação foi realizada por empresas especializadas contratadas para a execução de cada atividade especificada no projeto detalhado, e sob supervisão da coordenação técnica do experimento. Esta Etapa ocorreu nos meses de junho e julho de 2011. Ainda nesta Etapa está prevista uma auditoria de implantação do projeto, visando corrigir eventuais não conformidades.

### 3.3. Etapa 3: "depois" – avaliação do projeto de pesquisa implantado

Nesta etapa pretende-se avaliar o projeto implantado, durante um período de doze meses após a sua implantação, sendo previstas as seguintes atividades: coleta de dados de tráfego e velocidade "depois"; filmagem do trecho "depois"; monitoramento dos acidentes "depois"; análise estatística dos acidentes ("antes – depois") e emissão do relatório final contendo as conclusões do Projeto de Pesquisa.

Apresenta-se a seguir uma síntese dos trabalhos já realizados.

## 4. Coleta de dados – Etapa 1

Nesta primeira etapa, foram realizadas vistorias em campo. Primeiramente foi realizado o cadastro físico da plataforma, o cadastro da sinalização vertical e horizontal, o cadastro dos dispositivos de segurança que foram apresentados em plantas base em escala 1:1000. Foram realizadas duas inspeções em campo pela equipe NEST/USP. Foi realizada filmagem embarcada do trecho, para registro da situação "Antes", sendo filmadas as faixas da esquerda e da direita do referido trecho, que recebeu marcações quilométricas a cada 200 m. A coleta de dados de tráfego e velocidade foi realizada através de contador automático em dois pontos do segmento em análise: km 514+800 e km 513+800. Os dados foram tratados e são apresentados a seguir.

## 5. Resultados obtidos na Etapa 1 e diagnóstico da situação atual

A distribuição da frota considerando as três grandes classes de veículos (motocicleta; veículo leve: carros e semelhantes; e veículo pesado: caminhões e ônibus) é mostrada na Tabela 1.

Tabela 1 – Distribuição das três classes de veículos			
Tipo de veículo	VDM	VHORÁRIO	Participação (%)
Moto	144	6	1,4
Leve	4.016	167	40,2
Pesado	5.839	243	58,4

Na Tabela 2 são fornecidos os valores da velocidade média, velocidade do 85º percentil e a velocidade máxima para as classes mais significativas para os dois pontos de coleta de velocidades e para a somatória dos caminhões.



Tabela 2 – Classe de veículos mais representativos e velocidades							
	Motocicleta	Veículo leve	Veículo pesado*	Caminhões			
				Classe 4	Classe 5	Classe 9	Classe 10
Velocidades no 514+800 km (km/h)							
V <sub>m</sub>	62,40	72,60	60,00	69,20	59,00	58,00	55,81
V <sub>85</sub>	88,49	94,60	75,60	83,50	75,40	73,00	68,40
V <sub>max</sub>	131,30	151,80	112,00	121,00	111,80	105,60	101,00
Velocidades no 513+800 km (km/h)							
V <sub>m</sub>	59,20	70,60	55,00	64,00	54,50	53,00	50,00
V <sub>85</sub>	83,68	92,10	70,00	78,20	69,10	66,61	63,10
V <sub>max</sub>	122,50	148,40	115,00	120,00	104,00	95,70	94,00
*Composta predominantemente de caminhões das Classes 4, 5, 9 e 10							

Pode-se observar que no km 514+800 a velocidade média para motocicletas, veículos leves e caminhões Classe 4 é superior à velocidade limite. Já no km 513+800, os veículos leves e os caminhões Classe 4 têm a velocidade média superior à velocidade limite. Contudo, há uma grande porcentagem de veículos de todas as classes analisadas acima da velocidade limite. Também pode ser observado que as motocicletas, os veículos leves e, principalmente os caminhões Classe 4, possuem velocidades máximas maiores ou iguais ao dobro da velocidade permitida, tendo os caminhões Classe 5, 9 e 10 velocidades máximas superando em mais de 30km/h a velocidade limite.

Constatou-se que, em média, 48,5% das motos, 32% dos veículos leves e 57% dos veículos pesados trafegam respeitando a velocidade limite. Foi observado que o desrespeito à velocidade limite é um comportamento comum a todos os tipos de veículos. Sendo que no km 514+800, 42% dos veículos trafegam respeitando a velocidade limite de 60km/h; a velocidade no 85º percentil é de 86 km/h; a velocidade média de 64,40 km/h com desvio padrão de 21 km/h. No km 513+800, 52% dos veículos trafegam respeitando a velocidade limite; a velocidade no 85º percentil é de 80,30 km/h; a velocidade média de 58,90 km/h e variância com desvio padrão de 19,54 km/h.

A distribuição mensal dos acidentes é mostrada na Tabela 3. Foi observado, em todos os anos, que a maioria dos acidentes ocorreram em pista molhada, o que ressalta a importância de aspectos relacionados à aderência entre o pavimento e os pneus dos veículos.

Tabela 3 – Distribuição mensal dos acidentes						
Mês	Ano				Total	Média anual
	2008	2009	2010	2011		
Janeiro	-	8	29	8	45	15,0
Fevereiro	-	6	10	7	23	7,7
Março	-	4	12	11	27	9,0
Abril	-	10	16	6	32	10,7
Mai	-	11	14	-	25	12,5
Junho	-	14	9	-	23	11,5
Julho	-	13	16	-	29	14,5
Agosto	-	9	4	-	13	6,5
Setembro	3	14	9	-	26	8,7
Outubro	3	18	16	-	37	12,3
Novembro	10	13	15	-	38	12,7
Dezembro	7	21	12	-	40	13,3
<b>Total</b>	23	141	162	32	358	119,3
<b>Média mensal</b>	5,8	11,8	13,5	8,0	45	15,0

O trecho em análise foi dividido em cinco trechos, sendo a divisão realizada considerando a área de influência das cinco curvas que compõem o segmento. A divisão pode ser observada na Figura 1, que também contém os raios e a superelevação de cada curva. Os acidentes foram identificados e alocados nos trechos correspondentes.

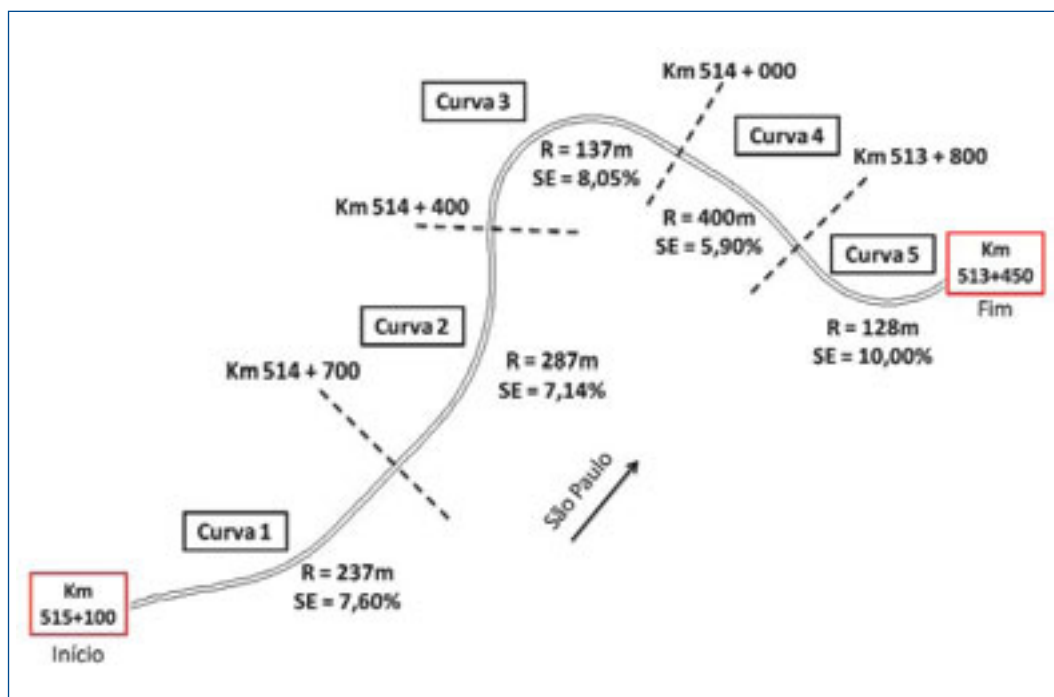


Figura 1 – Características de cada curva do trecho de estudo

Ocorreram, no total, 358 acidentes no segmento em estudo durante o período de análise, sendo que a grande maioria foi decorrente de perda de controle do veículo seguido de saída da pista. A categoria "Saída de pista" compreende os acidentes classificados como: saída de pista, capotamento, tombamento e todos os tipos de choque, os quais corresponderam a 82% dos acidentes. Por sua vez, a categoria "Outros" engloba: colisão traseira, colisão lateral e outros, sendo responsável por 18% dos acidentes.

A Curva 5 é a que apresenta o maior número de acidentes, totalizando 97 acidentes, seguida pela Curva 3 (com 86 acidentes), pela Curva 2 (com 74 acidentes), pela Curva 1 (com 63 acidentes) e pela Curva 4 (com 37 acidentes). Por meio da análise dos raios das curvas e das quantidades de acidentes percebe-se que as curvas com os menores raios são aquelas com o maior número de acidentes.

Tendo em vista que a grande maioria dos acidentes é do tipo "Saída de pista", é importante a análise dos tipos de veículos envolvidos nesses eventos para fins da escolha do tipo de dispositivo de contenção adequado. A distribuição dos tipos de veículos envolvidos nas saídas de pista são as seguintes: 73,6% são veículos leves, 26,1% são pesados e 0,3% motos. Desagregando as categorias citadas, os veículos de passeio representam 59,3%, os caminhões 22,7% e as vans 11,9%.

Foram calculados três índices de acidentes para cada curva e no trecho total: acidentes por quilômetro de via, acidentes por milhão de veículos e acidentes por milhão de veículos x quilômetros percorridos. Os valores desses índices estão indicados na Tabela 4.

**Tabela 4 – Índices de acidentes do trecho em análise**

Curva	Saída de Pista			Outros		
	I <sub>1</sub>	I <sub>2</sub>	I <sub>3</sub>	I <sub>1</sub>	I <sub>2</sub>	I <sub>3</sub>
1	45,94	5,03	12,59	13,12	1,44	3,60
2	75,00	6,16	20,55	17,50	1,44	4,79
3	71,25	7,81	19,52	9,37	1,03	2,57
4	50,62	2,77	13,87	18,75	1,03	5,14
5	151,87	8,32	41,61	31,87	1,75	8,73
<b>Trecho total</b>	<b>73,25</b>	<b>30,11</b>	<b>20,07</b>	<b>16,25</b>	<b>6,68</b>	<b>4,45</b>

I<sub>1</sub>: acidentes por quilômetro de via  
I<sub>2</sub>: acidentes por milhão de veículos  
I<sub>3</sub>: acidentes por milhão de veículos x quilômetros percorridos

## 6. Análise das intervenções possíveis de serem implementadas

Para avaliar o impacto das intervenções possíveis de serem implementadas, foi desenvolvido um modelo simples para a previsão do número de acidentes nos trechos em curva (onde se originam praticamente todos os acidentes), mediante a geração de uma equação teórica relacionando o número de acidentes com um parâmetro denominado "fator de segurança". A equação teórica foi gerada a partir dos dados reais disponíveis utilizando técnica de regressão.

Por intermédio da equação gerada é possível avaliar o impacto da variação individual ou conjunta dos parâmetros associados à ocorrência de acidentes. A função matemática que melhor representou a situação real foi um polinômio do segundo grau, com um coeficiente de determinação igual a 0,9618 – o que significa que a equação teórica representa muito bem a realidade, pois existe uma excelente aderência entre os valores reais e a curva teórica.

O parâmetro "fator de segurança" (FS) foi definido pela relação entre a velocidade máxima teórica possível de ser desenvolvida na curva (função do raio, da superelevação e do coeficiente de aderência) e a velocidade correspondente ao 85º percentil, como segue:

$$FS = V_{m\acute{a}x} / V_{85}$$

A velocidade máxima foi determinada com base na equação clássica derivada da Física:

$$V_{m\acute{a}x} = 3,6 \sqrt{R \cdot g \cdot (SE + \mu)}$$

Onde, V<sub>máx</sub>: velocidade máxima teórica na curva, SE: superelevação e μ: coeficiente de aderência.

Na Tabela 5 estão indicados os valores dos parâmetros correspondentes as diversas curvas e na Figura 2 os pontos correspondentes ao par número de acidentes x fator de segurança, bem como a curva e a equação de regressão gerada a partir dos valores reais. O alto coeficiente de determinação obtido (R<sup>2</sup> = 0,9618) indica uma excelente correlação entre os valores teóricos gerados pela equação e os valores reais disponíveis, ou seja, o modelo apresenta adequada confiabilidade.

Tabela 5 – Características das curvas e fator de segurança calculado								
Curva	Raio (m)	SE (%)	$\mu$	$V_{m\acute{a}x}$ (km/h)	Número real de acidentes	Número de acidentes previsto pela equação teórica	$V_{85}$	FS
1	237	7,60	0,35	114,39	60	71	79,0	1,45
2	287	7,14	0,35	125,20	73	63	83,0	1,51
3	137	8,05	0,35	87,43	106	110	83,0	1,05
4	400	5,90	0,35	145,61	7	7	79,0	1,84
5	128	10,00	0,35	86,40	113	107	79,0	1,09
Trecho total					358	358		

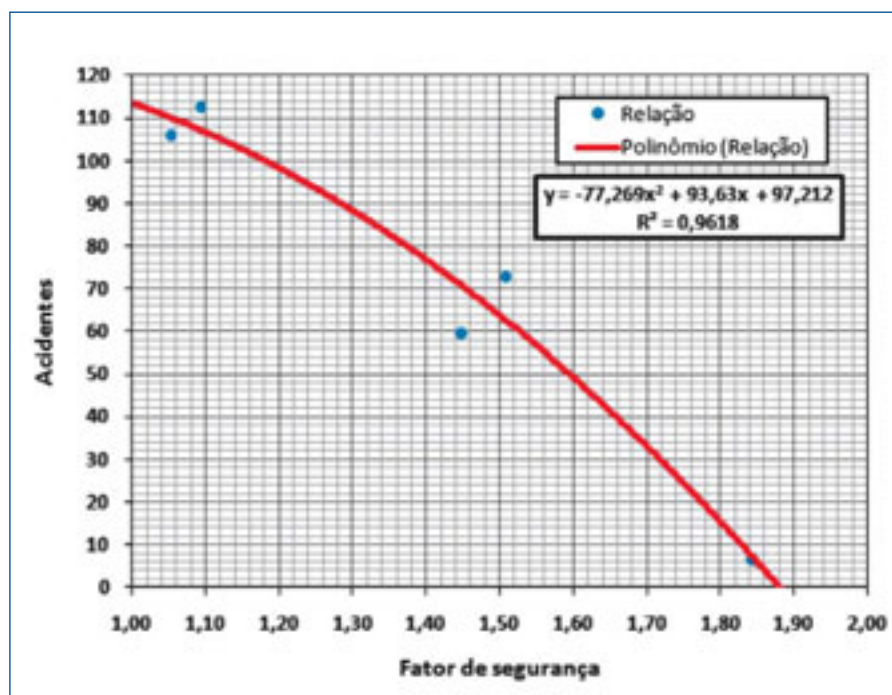


Figura 2 – Modelo (equação e curva correspondente) de previsão do número de acidentes

As intervenções possíveis de serem implementadas e que foram analisadas (requisitos para melhoria), são as seguintes:

- Aumento da superelevação (para 12%) - SE;
- Aumento do coeficiente de aderência (para 0,45) -  $\mu$ ;
- Introdução de superlargura (redução suposta igual a 5%) - SL;
- Melhoria da sinalização e dispositivos de segurança viária (suposta reduzir a velocidade correspondente ao 85º em 10 km/h) - SI (10);
- Melhoria da sinalização associada com o emprego de dispositivos fixos de fiscalização eletrônica da velocidade (suposta reduzir a velocidade correspondente ao 85º em 20 km/h) - SI (20).

A análise foi realizada individualmente e também considerando todas as combinações possíveis entre as cinco medidas. A Tabela 6 mostra as reduções no número de acidentes esperadas com cada tipo de intervenção simulada. Os valores de  $A_{\text{atual}}$  correspondem aos previstos no modelo teórico para o presente, e os valores de  $A_{\text{ação}}$  correspondem aos previstos no modelo teórico após a implementação da ação.

Tabela 6 – Resumo das reduções esperadas na acidentalidade mediante cada tipo de intervenção									
Nº intervenção	Tipo	Redução total (acidentes)		Redução total (% de acidentes)	Curvas ordenadas (da maior para a menor redução no número de acidentes)				
					1º	2º	3º	4º	5º
1	SE	3	5	10	2	1	4	3	5
2	$\mu$	7	5	21	2	1	5	3	4
3	SE + $\mu$	104		29	2	1	3	5	4
4	SL	1	8	5	3	5	1	2	4
5	SL + SE	52		15	2	1	3	5	4
6	SL + $\mu$	82		23	2	1	3	5	4
7	SL + SE + $\mu$	122		34	2	1	3	5	4
8	SI (10)	102		28	1	2	3	5	4
9	SI (10) + SE	135		38	2	1	3	5	4
10	SI (10) + $\mu$	187		52	1	2	3	5	4
11	SI (10) + SE + $\mu$	203		57	1	2	3	5	4
12	SI (10) + SL	113		32	2	1	5	3	4
13	SI (10) + SL + SE	152		43	2	1	3	5	4
14	SI (10) + SL + $\mu$	201		56	1	2	5	3	4
15	SI (10) + SL + SE + $\mu$	214		60	1	2	5	3	4
16	SI (20)	202		56	1	2	5	3	4
17	SI (20) + SE	223		62	1	2	5	3	4
18	SI (20) + $\mu$	254		71	1	2	5	3	4
19	SI (20) + SE + $\mu$	257		72	1	2	5	3	4
20	SI (20) + SL	222		62	1	2	5	3	4
21	SI (20) + SL + SE	234		65	1	2	5	3	4
22	SI (20) + SL + $\mu$	265		74	1	5	2	3	4
23	SI (20) + SL + SE + $\mu$	278		78	1	5	3	2	4

## 7. Conclusões

Com base nos resultados obtidos e tendo em conta a relação custo-benefício das possíveis ações, optou-se pela implementação em duas fases das medidas relacionadas a seguir visando à redução do número de acidentes.

### FASE 1

- Fresagem e aplicação de micro-revestimento de todos os segmentos em curva para aumentar o fator de aderência;
- Introdução de superlargura em duas curvas acentuadas e com raio restrito;
- Melhoria da sinalização horizontal e vertical e dispositivo de segurança viária mediante nova proposta concebida a partir das informações coletadas em campo (cadastro físico/características de traçado) e subsídios dos tipos de acidentes, além de inspeções para avaliar as possíveis causas dos acidentes e constatar in loco o comportamento dos usuários.

Com as ações previstas na FASE 1 a previsão é reduzir anualmente 75 acidentes, o que corresponde a uma redução de 56%.

### FASE 2

- Implantação de dispositivos de fiscalização eletrônica da velocidade.

Com as ações previstas na Etapa 1 (FASE 1) e na Etapa 3 (FASE 2) a previsão é reduzir anualmente 99 acidentes, o que corresponde a uma redução de 74%.

Além das ações a serem implementadas nas Etapas 1 e 2, visando à redução do número de acidentes, foi definida a implantação de novas barreiras de contenção e o prolongamento de algumas das barreiras existentes, visando proporcionar proteção aos veículos nos acidentes envolvendo saída imprevista da pista em todo o segmento analisado. Com essa medida, o número de acidentes graves certamente experimentará significativa redução.

Na concepção dos projetos foram respeitadas as normas técnicas oficiais do país, como por exemplo: do CONTRAN – 2007; Volume I – Sinalização Vertical de Regulamentação; Volume IV – Sinalização Horizontal; Manual de Sinalização Rodoviária do DNER – 1999; Código de Trânsito Brasileiro – CONTRAN/Denatran – 1997; NBR 14885 – Segurança de tráfego – Barreiras de concreto; NBR 15486 – Dispositivos de contenção viária – 2007; e estando em acordo com o Guia de Redução de Acidentes com Base em Medidas de Engenharia de Baixo Custo do DNER – 1998.

## 8. Entidades envolvidas

A empresa que coordena os serviços é a PAULISTA INFRA-ESTRUTURA LTDA associada com O NÚCLEO DE ESTUDOS DE SEGURANÇA NO TRÂNSITO/NEST do DEPARTAMENTO DE TRANSPORTES DA ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS/USP; e execução através da LATINA SINALIZAÇÃO LTDA (Grupo OHL) e IASIN SINALIZAÇÃO LTDA.

### Referências

- ABNT (1999). NBR 6970 – Defensas metálicas zincadas por imersão a quente.
- ABNT (1999). NBR 6971 – Defensas Metálicas – Projeto e Implantação.
- ABNT (2004). NBR 14885 – Segurança no Tráfego – Barreiras de Concreto.
- ABNT (2007). NBR 15486 – Segurança no Tráfego – Dispositivos de contenção viária – Diretrizes.
- CONTRAN (2007). Manual Brasileiro de Sinalização de Trânsito. Volume I – Sinalização Vertical de Regulamentação.
- CONTRAN (2007). Manual Brasileiro de Sinalização de Trânsito. Volume II – Sinalização Vertical de Advertência.
- CONTRAN (2007). Manual Brasileiro de Sinalização de Trânsito. Volume IV – Sinalização Horizontal.
- CONTRAN/DENATRAN (1997). Código de Trânsito Brasileiro.
- HAUER, Ezra (1997). Observational Before-After Studies in Road Safety: Estimating the Effect of Highway and Traffic Engineering Measures on Road Safety. Editora Pergamon.
- DNER (1998). Guia de Redução de Acidentes com Base em Medidas de Engenharia de Baixo Custo.
- DNIT (2010). Manual de Sinalização Rodoviária.

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





# Compatibilização dos valores de IRI e QI para correspondência de nível de irregularidade em rodovias tipo freeway

## Autores

Rodrigo Barella<sup>1</sup>, Fernando Cronst<sup>1</sup>, Lélío Brito<sup>2</sup>

<sup>1</sup> CIBERMÉTRICA Equipamentos e Serviços LTDA.

<sup>2</sup> CONCEPA – Concessionária da Rodovia Osório Porto Alegre

## Resumo

Um dos importantes índices para monitoração do conforto dos pavimentos rodoviários é a irregularidade longitudinal. Este parâmetro vem evoluindo ao longo dos anos passando por variados índices de medição. Com a evolução tecnológica, foi possível passar dos parâmetros ditos correlacionais aos determinísticos; há uma forte tendência que o chamado IRI – *International Roughness Index* – seja preterido em detrimento do QI – Quociente de Irregularidade – para a monitoração deste índice de conforto. Enquanto o IRI indica a variação absoluta de um perfil longitudinal de referência, o QI correlaciona a irregularidade do pavimento com a variação da passagem de um quarto de um carro contendo basicamente mola, amortecedor, massa e pneu em uma rodovia. Neste sentido, este trabalho investigou a compatibilização dos valores de IRI e QI, para viabilizar um retrato mais fiel da condição da rodovia, permitindo uma adequada gerência da malha rodoviária. Para tanto, a pesquisa teve como finalidade analisar a correspondência do IRI adequado ao índice QI hoje utilizado pela Concessionária CONCEPA para monitoração contratual deste parâmetro no trecho da Freeway – BR/290-RS. Para a coleta dos dados foi realizado levantamento dos perfis longitudinais das faixas de rolamento da concessão com a utilização de equipamentos mais precisos do que o tradicionalmente empregado para uma calibração paramétrica do programa usado, bem como acessados e reprocessados os perfis longitudinais dos levantamentos de irregularidade dos anos de 2007 a 2010. Após as análises e estudos com os dados, pode-se inferir que o índice de irregularidade IRI para a rodovia em questão que corresponde a um valor índice QI de 35 contagens/km, equivale a um IRI de 3,18 m/km.

## Palavras-chave

Irregularidade, pavimento, parâmetro de conforto, IRI, QI, Freeway

# 1. Introdução

A necessidade de estudar a compatibilização entre os índices de irregularidade é premente. Considerando-se que os diversos órgãos de fiscalização rodoviária brasileiras e internacionais nem sempre preconizam o mesmo índice de referência, alternando principalmente entre o QI - Quociente de Irregularidade e o IRI - International Roughness Index - é imprescindível que se conheçam os aspectos de suas equivalência, se possível, e a que condicionantes tal equivalência está restrita. Pelo fato do primeiro parâmetro ser uma medida correlacional da variação da passagem de um quarto de um carro ao longo de um segmento de rodoviário, enquanto o outro identifica a variação do perfil longitudinal em relação a um perfil de referência, sendo este uma medida absoluta, uma direta correlação entre os parâmetros não é trivial, se é que possível.

O desenvolvimento de diversos modelos de previsão de desempenho de pavimentos, muito utilizados em projetos de restauração, ou mesmo pavimentos novos, utilizam a irregularidade do pavimento como parâmetro de entrada. Assim, extensos bancos de dados necessários à calibração de modelos, frequentemente requer que sejam utilizadas correlações para equivaler os índices registrados. Tipicamente, no Brasil, IRI é muitas vezes referido como sendo equivalente ao número de contagens por km determinado pelo QI a uma razão de treze avos ( $IRI = QI/13$ ). Este estudo, aqui proposto, avaliou especificamente para os trechos rodoviários administrados pela CONCEPA se há uma correlação para estes parâmetros, qual então seria a melhor correlação, haja visto que estes são fortemente influenciados pela geometria da via, principalmente variação de perfil longitudinal - raios de concordância, existência de obras de arte especial, a resolução com que o parâmetro é medido, o tipo de equipamento, entre outros. Este estudo mostra-se uma importante ferramenta também para as análises de monitorações de pavimento que podem inadvertidamente se valer de correlações entre os índices IRI e QI inapropriados, muitas vezes limitando o índice em níveis equivocados, ou seja, a que IRI corresponde um QI máximo de 35 contagens/km? Este estudo responde a este questionamento avaliando um extenso banco de dados da rodovia BR-290/RS em conjunto com uma análise paramétrica de uma avaliação estendida realizada para determinação do que seria o adequado parâmetro que afeta o rolamento suave dos pavimentos.

## 2. Revisão bibliográfica

Ao longo dos anos que se seguiram desde os primórdios da preocupação com a condição superficial dos pavimentos, a partir do início do século XX, muitos índices foram criados para representar de forma resumida o quão regular ou irregular estava determinado trecho de pavimento.

Alguns destes índices eram bastante objetivos e procuraram realmente medir os desvios da superfície em relação a uma superfície ideal imaginária. Outros buscaram avaliar objetivamente o sentimento de desconforto causado durante o rolamento em determinado pavimento. Outros ainda criaram métodos de avaliação subjetiva que são realizadas por técnicos ou pessoas comuns que simplesmente atribuíam notas à condição do pavimento. *Awasthi et al.* (2003) trata de alguns dos índices de irregularidades mais usados atualmente nos EUA, enquanto Karamihas (2005a) menciona a existência de índices específicos para representar determinado efeito do perfil longitudinal do pavimento em caminhões.

Certos índices são específicos de determinados tipos de equipamentos medi-

dores, o que ao longo do tempo, foi se mostrando um problema, uma vez que isto complicava a comparação entre as avaliações.

Justamente para resolver os problemas de comparação, de subjetividade e de separar a medida do medidor, foi estabelecido o índice internacional de irregularidade, conhecido internacionalmente pelo acrônimo IRI.

Embora não se tenha tido acesso a uma pesquisa mundial a respeito, é possível se dizer, a partir de menções sobre irregularidade em trabalhos de diversas nacionalidades, que o IRI seja atualmente o índice de irregularidade usado pelo maior número de países.

Aqui no Brasil, embora o IRI seja também utilizado, ele não é o mais popular, nem é índice normalizado. O índice de irregularidade recomendado pelas normas nacionais é o QI (quociente de irregularidade), que provavelmente ainda não foi substituído pelo IRI, por toda cultura já disseminada no país em torno do QI e também por ser um índice com origem muito similar ao próprio IRI: o conceito de quarto de carro. Balbo (1997) traz uma tabela adaptada de uma publicação norte-americana que contém uma relação entre os diversos valores de IRI e a condição típica do pavimento, assim como a velocidade de tráfego esperada de um pavimento naquelas condições.

A origem do QI que medimos hoje no Brasil foi o "QI verdadeiro", conhecido como *Quarter-Car Index*, que era calculado usando-se o perfil gerado pelo perfilômetro GMR, que posteriormente era passado por um simulador de quarto de carro, que buscava reproduzir o resultado que um *BPR Roughometer* geraria ao avaliar aquele pavimento. Portanto, o "QI verdadeiro" era um índice estatístico que guardava boa correlação com o resultado medido pelo *BPR Roughometer*.

Por ter sido um equipamento muito caro, tal perfilômetro GMR não se popularizou tão rápido como os medidores do tipo resposta, o que gerou a necessidade do desenvolvimento de um método que permitisse a partir de um perfil longitudinal medido com nível e mira, a estimação do "QI verdadeiro" para fins de calibração dos medidores do tipo resposta. Assim surgiu o quociente de irregularidade (QI), na versão que usamos hoje, um índice que pode ser calculado a partir do perfil longitudinal de um pavimento, cujo valor é próximo, mas não igual ao valor que seria obtido se tal pavimento fosse submetido a uma avaliação do *BPR Roughometer*.

O método de cálculo do QI a partir do nível e mira utiliza a aceleração média quadrática de bases 1 m e 2,5 m. O modelo desenvolvido por Queiroz (1981) para cálculo do QI, além dos dados das duas acelerações verticais médias quadráticas, possui uma constante negativa igual a -8,54, ou seja, um pavimento completamente livre de irregularidade não tem um QI igual a zero e sim um  $QI = -8,54 \text{ cont/km}$ .

Embora as estatísticas aplicadas ao IRI e ao QI guardem semelhança, pois, de uma forma ou de outra, ambas têm o conceito de quarto de carro por trás, no IRI este conceito é aplicado diretamente ao perfil longitudinal, enquanto o QI usado hoje, este conceito é estimado, ou em outras palavras é uma correlação com o "QI verdadeiro", sendo que este último é que fazia uso do conceito de quarto de carro diretamente de forma mecânica, pois tal índice estava associado a um equipamento.

De forma mais simplificada, pode-se dizer que o IRI possui uma forma de cálculo direta em cima de um modelo de quarto de carro e isso minimiza erros presentes em qualquer correlação, o que evidencia a vantagem principal do IRI sobre o QI. Além disto, o IRI ainda possui escala que parte do zero, o que faz mais sentido para um índice de irregularidade. Outra vantagem do IRI é que sua unidade de medida é objetiva, em m/km, enquanto no QI a escala não é direta. Duas normas americanas trazem em seus textos algoritmos para o cálculo do IRI, são elas: ASTM E 1926-98 e ASTM E 1364-95.

Tratando-se da escala do QI, vale a pena registrar como se chegou à unidade de contagens por quilômetro. *Sayers et al.* (1986a) relatam que a escala original dos resultados obtidos com *BPR Roughometer* era polegadas/milha, sendo que o equipamento efetuava as contagens em décimos de polegada e que o tamanho do segmento padrão era em décimos de milha. Como a contagem era uma característica do equipamento, preferiu-se à época converter somente a unidade do denominador, assim multiplicou-se o valor em polegadas/milha por 0,6214 e a nova unidade no sistema métrico ficou em contagens/km.

Mesmo com essas diferenças, em termos estatísticos os dois índices aparentemente correlacionam-se bem, muito embora os modelos de correlação mais usados entre esses índices possam não ser os melhores. Por este motivo, a correlação entre IRI e QI também foi objeto de investigação desta pesquisa.

Uma vez determinado o perfil longitudinal de qualquer trecho pavimento – seja por meio de nível e mira, do Dipstick ou com o auxílio de um perfilômetro inercial, podem ser calculados com base nas normas vigentes aqui e nos EUA respectivamente, os índices de irregularidade QI e IRI, que sintetizarão em um número apenas a condição de rolamento de determinado trecho de pavimento.

O QI é calculado partindo-se de um perfil longitudinal medido de 50 em 50 centímetros. O método de cálculo do QI está previsto na norma brasileira DNER ES- 173/86, sendo que seu cálculo final é dado pela fórmula:

$$QI = -8,54 + 6,17.VA_{1,0} + 19,38.VA_{2,5}$$

Onde  $VA_{1,0}$  e  $VA_{2,5}$  são os valores das acelerações verticais médias quadráticas para cada um dos comprimentos de base  $b = 1,00$  m e  $b = 2,50$  m

O cálculo do QI a partir de um perfil longitudinal não é muito complexo, o que sem dúvida facilitou sua disseminação e utilização no Brasil – principalmente para o cálculo do QI nas bases de calibração dos medidores do tipo resposta, sem contar o fato de que a norma do DNER mencionada é muito didática e apresenta inclusive um exemplo de cálculo.

O mesmo não é verdade para o cálculo do IRI. As duas normas americanas (ASTM E 1926-98 e ASTM E 1364-95) que tratam sobre o cálculo deste índice de irregularidade não apresentam exemplos para o cálculo manual do IRI, tampouco demonstram suas fórmulas. Tais normas ASTM trazem apenas algoritmos de cálculo para serem implementados em *softwares*.

Há dois documentos, entretanto, que são inclusive citados como base da norma ASTM E 1926-98, que tornam o método de cálculo do IRI mais fácil de ser compreendido e explicado, são eles: *Sayers et al.* (1986a, 1986b).

É importante lembrar que o IRI representa a passagem de um modelo de quarto de carro com parâmetros pré-concebidos por um perfil longitudinal. Pode-se dizer que tal modelo mecânico funciona como filtro passa-banda, ou seja, um filtro que retira do "sinal" determinados comprimentos de onda menores que um determinado valor e maiores que outro valor.

Desta maneira, segundo *Sayers et al.* (1986a) existe mais de uma maneira de se calcular o IRI de um determinado perfil, são elas: usando-se um computador analógico e um perfil contínuo; por integração numérica computacional; por correlação com outros índices e por fim, através do uso de uma matriz de transição de estado.

A maneira mais comum de cálculo, que é aquela prevista nos algoritmos das normas norte-americanas mencionadas, faz o uso do último método citado: a matriz de transição de estado.

No caso do IRI, as normas recomendam que ele seja calculado a partir de um perfil com no máximo 25 cm de espaçamento entre os pontos. O algoritmo do IRI em si permite o cálculo do índice a partir de qualquer espaçamento uniforme.

Barella (2007) avaliou os erros que podem estar embutidos nos modelos de correlação mais comumente usados pelos engenheiros rodoviários brasileiros a partir dos resultados do QI e do IRI calculados (conforme os algoritmos originais) de 37 perfis longitudinais com 200 metros de comprimento, medidos de 50 em 50 cm. Os perfis utilizados apresentaram uma grande diversidade de valores de irregularidade. Os modelos verificados estão dispostos a seguir:

$$IRI = \frac{QI + 10}{14} \quad IRI = \frac{QI *}{13}$$

Em ambos os modelos o QI está na unidade de contagens/km e o IRI em m/km.

É imprescindível informar que para o QI calculado a partir do perfil longitudinal, com base no modelo disponível na norma DNER-ES 173/86, o modelo de correlação correto segundo os trabalhos citados é o primeiro, que seguindo esta interpretação, é o adequado para uso com dados de equipamentos calibrados pelo método brasileiro. Vale dizer, portanto, que não é adequado o uso do segundo modelo para equipamentos calibrados conforme a norma DNER-ES 173/86, pois tal modelo foi determinado usando-se como referência o valor do QI\* (cont/km), que foi obtido por medidores do tipo resposta usados durante a PICR e cuja forma de calibração foi alterada durante o estudo.

É importante também mencionar que o primeiro modelo de correlação foi obtido a partir dos dados do Experimento Internacional de Irregularidade de Pavimentos (IRRE), que não contou com um número muito grande de segmentos avaliados. O estudo que propôs o modelo acima levou em conta os dados de 49 trechos de pavimentos em nível e em tangente, com comprimento de 320 metros cada, sendo que 13 deles tinham superfície de concreto asfáltico, 12 haviam sofrido apenas tratamentos superficiais, outros 12 eram estradas de pedregulhos e por fim, os últimos 12 eram estradas de terra, de acordo com dados do próprio estudo de *Sayers et al.* (1986a).

Os resultados de Barella (2007) para essa verificação, ainda que ela tenha sido executada com poucos trechos, demonstram bem os problemas de tais modelos: o primeiro modelo chegou a adicionar às conversões um erro superior a 50%; o segundo modelo, embora melhor que o anterior, também não pôde ser considerado adequado por ter apresentado erros superiores a 20%, principalmente para os valores mais elevados de irregularidade.

Esses resultados levaram a um aprofundamento da pesquisa com um número muito maior de segmentos para verificar se era possível se estabelecer algum outro modelo de correlação entre os dois índices.

Usando-se como subsídio os resultados apresentados anteriormente, que evidenciam as falhas dos modelos de correlação mais usados atualmente para se converter o IRI em QI e vice-versa, aliado ao fato de que o número de segmentos utilizados no IRRE para se chegar ao primeiro modelo ter sido reduzido, Barella (2007) reuniu 4000 km de perfis de trilhas de roda de diversas rodovias e calculou os índices QI e IRI para cada um dos trechos de 200 metros.

Ao todo foram usados pouco mais de 20.900 perfis longitudinais de 200 metros, cujas elevações foram registradas a cada 50 cm, em décimos de milímetros. A partir de cada perfil foi calculado o QI e o IRI, usando os modelos normalizados. Os valores de QI (cont/km) foram arredondados para valores inteiros, enquanto os valores de IRI (m/km) foram arredondados para duas casas decimais. O QI dos trechos variou de -1 a 80 cont/km e o IRI variou de 0,59 a 6,71 m/km, sendo que a figura 1 ilustra a relação gráfica obtida.

Após a aplicação de ferramentas estatísticas diversas para tentar trabalhar os dados obtidos, BARELLA (2007), chegou a um modelo de correlação abaixo. O modelo de correlação apresentado deve, em 95% das vezes, apresentar um

valor que pode na realidade ser 20% maior ou 20% menor.

$$QI = 15,42 \cdot IRI - 10$$

A principal conclusão e legado deste extenso estudo da relação entre os índices de irregularidade IRI e QI não foi o novo modelo de correlação proposto e sim a informação de que se deve evitar a correlação entre eles sempre que possível, haja vista que a melhor das correlações ainda poderá esconder uma grande dispersão de valores que não permitirá aos técnicos concluir sobre o real estado da irregularidade daquele pavimento. A dispersão é tanta que poderia causar a uma concessionária de rodovias ou a um empreiteiro que estivesse entregando uma obra de pavimentação uma variabilidade injusta em seus incentivos.

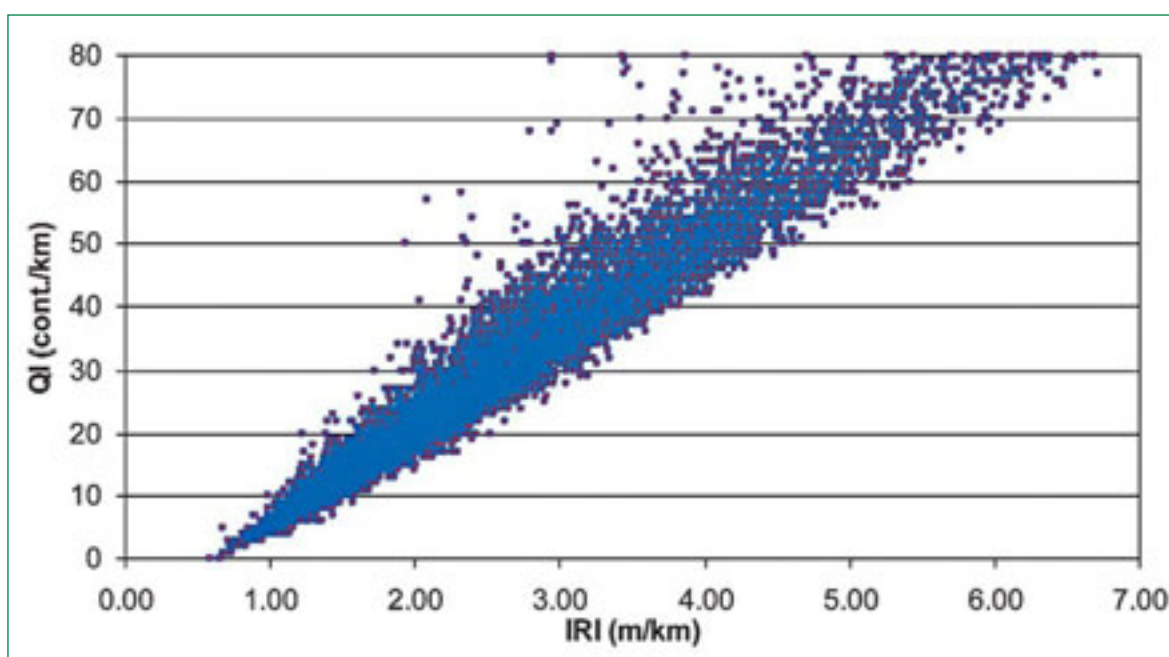


Figura 1 – Representação cartesiana de todos os pares de QI x IRI calculados

O uso incorreto destas correlações poderia levar a demanda de intervenção em um pavimento ainda que não houvesse a necessidade iminente para tanto. Quando se consideram extensas malhas rodoviárias cujo valor de manutenção são bastante elevados, uma cautelosa análise é necessária para que não haja ônus a nenhuma das partes interessadas, seja da parte responsável pela manutenção, ou da fiscalizadora, ou, ainda, mais importante, do usuário da via.

Em adição o emprego de índices correlacionados, por exemplo, para a gerência de uma grande malha pavimentada também é fortemente afetado. Dá para se imaginar quantas decisões erradas e quantos milhões de reais em prejuízos dados ruins poderiam causar o uso incorreto de uma parametrização inadequada.

Embora o modelo de Barella (2007) represente uma sensível melhora nas correlações usadas atualmente, ele deve ser usado com bastante cautela, somente onde realmente não houver a possibilidade de se calcular o índice da forma adequada, a partir de um perfil longitudinal, ou seja, principalmente para o banco de dados do segmento em análise. Pelo perfil longitudinal da rodovia ser peculiar, a formulação apresentada varia.

### 3. Método

Foi realizado um novo levantamento de todos os perfis longitudinais das faixas de rolamento sob concessão da CONCEPA com a utilização de equipamentos mais precisos do que o tradicionalmente utilizado para uma calibração paramétrica do programa utilizado, bem como maiores taxas de aquisição de um perfilômetro inercial para medição do perfil longitudinal da rodovia. Em adição foram acessados e reprocessados os perfis longitudinais dos levantamentos de irregularidade previamente realizados dos anos de 2007, 2008, 2009 e 2010.

O equipamento empregado para se fazer o novo levantamento tem o seguinte princípio de funcionamento: o veículo que contém o equipamento trafega sobre o pavimento e um computador registra concomitantemente: o deslocamento longitudinal, a altura do veículo até o pavimento e a aceleração vertical do mesmo.

Simultaneamente, o sistema processa os dados para que a aceleração vertical registrada seja transformada em deslocamento vertical. A "transformação" da medida da aceleração em deslocamento vertical é feita através de duas integrações sucessivas. Com o valor do deslocamento calculado, consegue-se traçar o perfil para medição das irregularidades, o processamento é feito através de *software*.

Diferentemente do estudo realizado por Barella (2007), no qual foram usados perfis com o espaçamento de 50 cm tanto para o cálculo do IRI quanto para o cálculo do QI, neste estudo visando atender as duas normas vigentes, foram calculados para cada segmento de 200 metros um perfil com espaçamento de 50 centímetros para o cálculo do QI e outro perfil com espaçamento de 25 centímetros para o cálculo do IRI.

Com base nos perfis longitudinais destes 5 anos, foram então calculados o QI e o IRI para cada trilha de roda de cada segmento, independentemente. A massa de dados totalizou pouco mais de 37500 mil pares (IRI x QI).

As principais observações feitas em campo durante os levantamentos reprocessados e realizados foram analisadas, para que se pudessem excluir pares com dados que pudessem não representar perfis corretos de pavimentos. Foram subtraídos pontos referentes às paradas na pista, umidade, objetos da pista, sujeira, desvios, saídas, ultrapassagens, etc.

Após tal análise restaram 36.263 pares de valores de QI e IRI, ambos referentes aos mesmos segmentos de 200 metros. Nessa massa de dados restante o QI variou de 4,6 a 250,2 cont/km e o IRI variou de 0,97 a 9,19 m/km.

Foi realizada em seguida uma análise estatística que resumidamente consistiu em arredondar os dados do QI visando eliminar a casa decimal para que fosse possível determinar a variação dos valores do IRI para cada valor inteiro de QI. Como foram verificado que os valores de QI acima de 80 cont/km eram muito poucos, eles também foram cortados da análise, pois as médias de IRI para cada QI em tais valores não seriam representativas. Restaram para esta análise inicial 36.137 pares de pontos. Possivelmente estes valores poderiam ser advindos da existência de encabeçamentos de pontes e viadutos ou ainda juntas de dilatação em OAEs.

Em seguida, calculou-se para cada valor de QI arredondado entre 5 e 80 cont/km, as seguintes estatísticas referentes aos valores do IRI: mediana, primeiro quartil, o terceiro quartil, o mínimo, o máximo, o máximo menos o mínimo, o coeficiente de variação, a média, o desvio padrão e a quantidade de valores de IRI referente a cada QI arredondado.

O gráfico da figura 2 representa a distribuição da quantidade de medidas observadas em cada valor arredondado de QI, entre 5 e 80 m/km. Como pode ser observado há um número substancial de medidas para os valores de QI

entre 10 e 45 cont/km. A figura 3 ilustra o alinhamento existente entre os valores médios de IRI para cada unidade de QI e inclui a regressão linear desta relação.

O gráfico tipo *box plot* (figura 4) que concentra diversas das informações estatísticas levantadas também mostra resultados muito similares aos da pesquisa citada e permite a mesma conclusão de que existe uma grande variação de valores de IRI para cada valor de QI, muito embora possa ser observada uma concentração maior ao redor do valor médio do IRI.

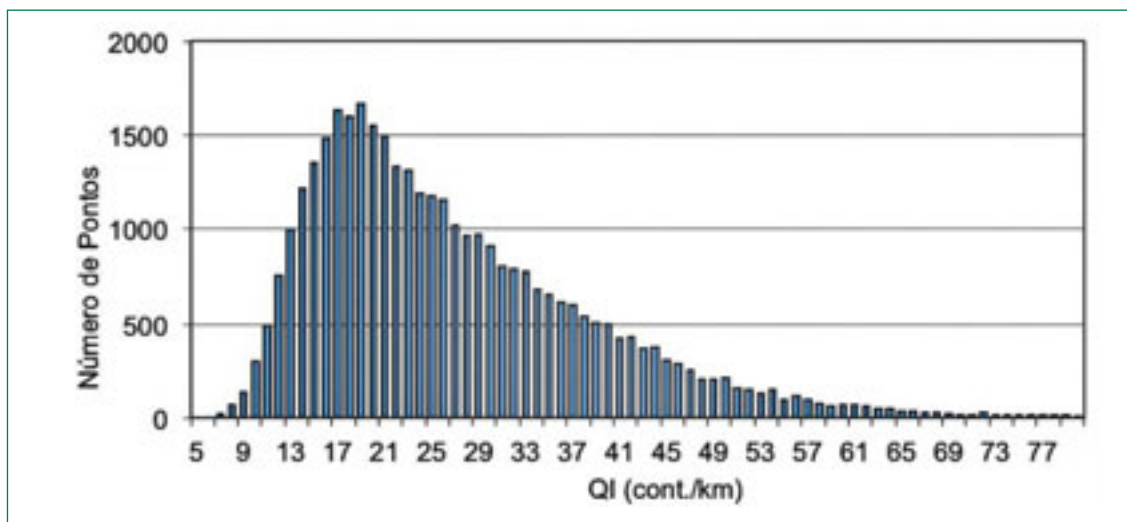


Figura 2 – Distribuição da quantidade de segmentos de 200 m em função do QI

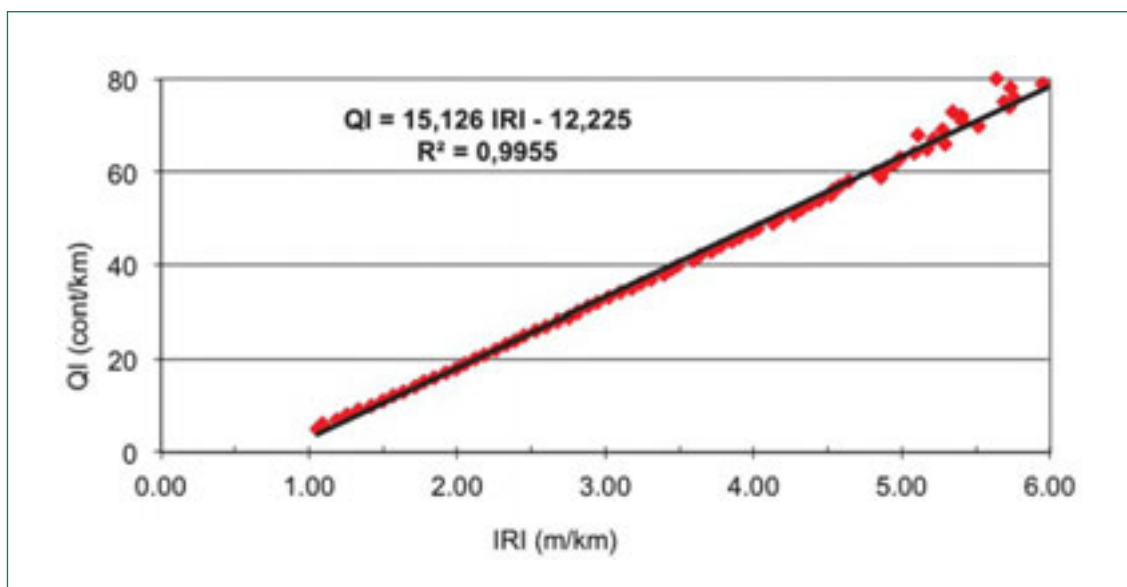


Figura 3 – Representação gráfica e regressão linear (média do IRI por valor de QI)



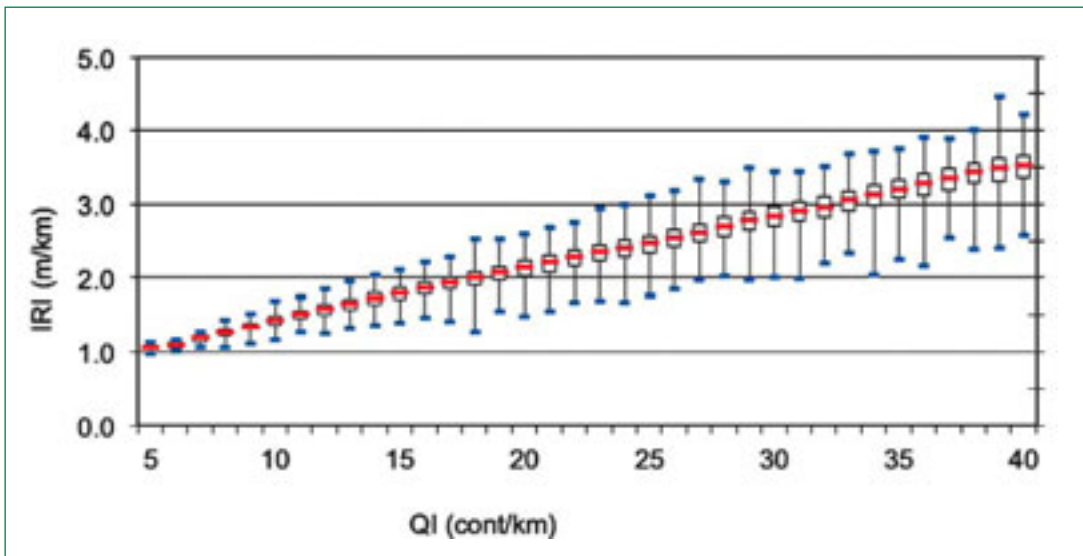


Figura 4 – Gráfico *box plot* da variação do IRI em função de cada valor de QI, para QI < 41 cont/km

Para uma análise mais pragmática, cabe a determinação do IRI equivalente ao valor limite da Concessionária para a irregularidade longitudinal, QI = 35 cont/km. Assim, foi levantado o histograma dos valores de IRI (figura 5), agrupados em faixas de 0,05 m/km, em que o valor de QI arredondado foi igual a 35 cont/km.

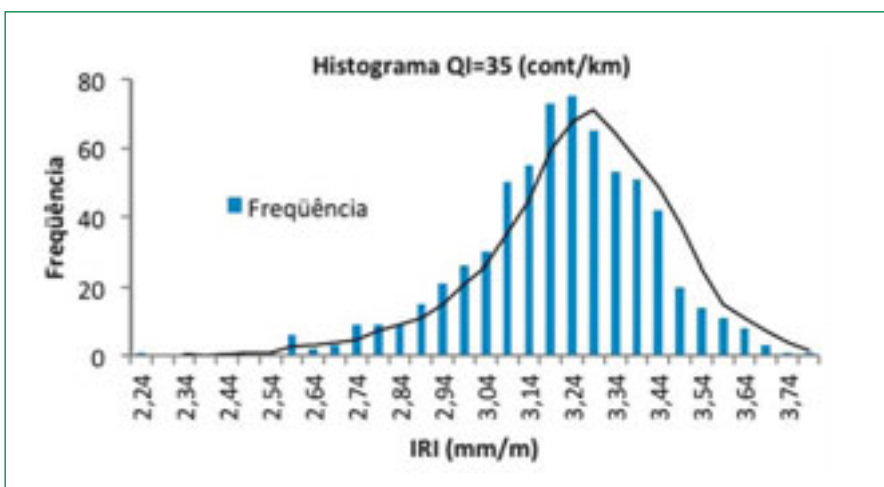


Figura 5 – Histograma dos valores de IRI para QI = 35 cont/km

A análise estatística dos 656 valores de IRI que geraram um valor de QI arredondado igual a 35 cont/km, revela os seguintes resultados:

QI = 35 cont/km	
Média	3,179771341
Erro padrão	0,008324221
Mediana	3,19
Modo	3,19
Desvio padrão	0,213204076
Variância da amostra	0,045455978
Intervalo	1,5
Mínimo	2,24
Máximo	3,74

Em uma primeira análise, pode-se afirmar que o valor justo de IRI que representa nos segmentos de perfis longitudinais de 200 metros, o valor inteiro de  $QI = 35$  cont/km, seria o valor médio de 3,18 m/km.

Com esse dado em mãos, passamos ao segundo método de análise, que foi de se verificar em toda a série de dados levantada, com base no  $QI$  original, não arredondado para um valor inteiro, o número de pares ordenados que conteria valores de  $QI$  maiores que 35,0 cont/km. Em seguida, organizando-se a série de dados pelo valor do decrescente do IRI, contando o mesmo número de pares ordenados, chega-se ao valor do IRI justo, ou seja, o IRI que deixa o mesmo número de segmentos fora do limite estabelecido.

Organizaram-se então os 36.263 pares ordenados originais por ordem de  $QI$  e em seguida foi verificado que 8.003 pares possuíam valores de  $QI$  maiores ou iguais a 35,1 cont/km.

Em seguida, organizou-se os mesmos pares em ordem decrescente de IRI e contou-se 8.003 pares para se chegar então ao par de número 8.004, cujo valor de IRI também foi igual a 3,18 m/km.

## 4. Considerações finais

Como já explicitado, após as análises e estudos com os dados dos levantamentos, pode-se inferir que o índice de irregularidade IRI que corresponde ao valor do índice  $QI = 35$  cont/km é de 3,18 m/km.

O primeiro método validou o segundo e vice-versa, não deixando dúvidas portanto, que para os pavimentos medidos, com base nos milhares de segmentos de perfis longitudinais analisados o valor de IRI de 3,18 m/km representa adequadamente o valor de  $QI$  de 35 cont/km, podendo portanto ser utilizado como um índice de equivalência. Isto auxilia na interpretação das monitorações efetuadas pela Concessionária quando em análise comparativa a outros pavimentos cuja medição da irregularidade é feito com uso do IRI. Da mesma forma, facilita o uso de modelos internacionais já desenvolvidos para a análise do desempenho de pavimentos embasados no índice internacional.

A conclusão acima não quer dizer que tal relação permanecerá fixa por tempo indefinido, pois diferentes conformações de irregularidades podem alterar a relação com tempo, visto que os índices se comportam de forma diferente em relação aos diferentes comprimentos de onda que compõem a irregularidade de um pavimento. Também é importante salientar que o valor correspondente de IRI determinado nesta pesquisa não pode ser estendido a outras rodovias sem que um estudo individualizado como este seja realizado.

## Referências

- AMERICAN SOCIETY OF TESTING AND MATERIALS. Standard Practice for Computing International Roughness Index of Roads from Longitudinal Profile Measurements. ASTM E 1926-98. Estados Unidos, 1999b.
- AMERICAN SOCIETY OF TESTING AND MATERIALS. Standard Test Method for Measuring Road Roughness by Static Level Method. ASTM E 1364-95. Estados Unidos, 1996.
- AWASTHI, G. et al. On Pavement Roughness Indices. Journal of Civil Engineering, Institution of Engineers (India), Vol. 84, May, 2003.
- BALBO, J. T. Pavimentos Asfálticos: Patologias e Manutenção. São Paulo, Editora Plêiade, 1997.
- BARELLA, R. M. Contribuição para a Avaliação da Irregularidade Longitudinal de Pavimentos com Perfilômetros Inerciais. Tese (Doutorado) apresentada à Universidade de São Paulo. São Paulo, 2007.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. Método de Nível e Mira para Calibração de Sistemas Medidores de Irregularidade Tipo Resposta. DNER-ES 173/86. Ministério dos Transportes, Rio de Janeiro, 1986.
- KARAMIHAS, S. M. Critical Profiler Accuracy Requirements. UMTRI, August, 2005a.
- QUEIROZ, C.V. A Procedure for Obtaining a Stable Roughness Scale from Rod-and-Level Profiles. Working Document No. 22, Brazil/UNDP Study, GEIPOT, Brasília, 1981.
- SAYERS, M. W. et al. Guidelines for conducting and calibrating road roughness measurements. World Bank Technical Paper Number 46. WTP-46. Washington, 1986b.
- SAYERS, M. W. et al. The international road roughness experiment. World Bank Technical Paper Number 45. WTP-45. Washington, 1986a.

# Medidas estabilizadoras de encostas dos km 87 e km 101 da BR-116/RJ

Maurício Ehrlich

COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, [me@coc.ufrj.br](mailto:me@coc.ufrj.br)

Clara Ferraz

CRT, Rio de Janeiro, Brasil, [claraferraz@crt.com.br](mailto:claraferraz@crt.com.br)

Sergio Magalhães

CRT, Rio de Janeiro, Brasil, [smag@crt.com.br](mailto:smag@crt.com.br)

## Resumo

Apresentam-se soluções para estabilização de encostas fundamentadas em intenso programa de investigação de chuvas, piezometria e movimentos em dois trechos da BR-116/RJ (região serrana do RJ). Destacam-se os mecanismos e as condições de estabilidade da região estudada, considerando as condições 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 50 mm em 96 horas basicamente não foram sentidas pelos piezômetros. No km 87 os valores medidos pela piezometria mantêm-se abaixo dos valores críticos, assinalando a adequação da drenagem subterrânea presente no local. Obras de estabilização também estão em andamento no km 101. Estudos geofísicos, associados aos testemunhos obtidos nas sondagens indicam a existência no local de um profundo paleotalus. Como seria de esperar, movimentações laterais monitoradas por inclinômetros indicam maiores velocidades nos períodos de chuvosos e praticamente movimentações nulas 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. A estabilização no km 101 está sendo efetuada por drenos horizontais profundos que tem por objetivo orientar o fluxo e manter o nível d'água baixo. Análises de estabilidade indicam que o rebaixamento do nível d'água possibilitará uma significativa melhoria da estabilidade do talude a jusante e interromperá os movimentos que se observam no local quando do período de chuvas.

### Palavras-chave

Monitoramento, obras de estabilização, encostas, inclinômetro, piezômetro, pluviometria

# Empresa Concessionária Rio – Teresópolis S. A. – CRT



# 1. Introdução

A BR-116 interliga duas importantes regiões do país – Sudeste/Nordeste, e tem destacada relevância turística, com maior concentração no trecho da Serra dos Órgãos e para o escoamento da produção agrícola. A Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT) e a Concessionária Rio - Teresópolis (CRT) investiram num programa de pesquisa com a participação da COPPE objetivando melhor explicitar os mecanismos que governam a instabilização e propor soluções para melhoria das condições de estabilidade das 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 envergadura 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 rotura 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 rotura 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 rotura. 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 ( $\sim 45^\circ$ ) 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 9 m de profundidade da superfície do terreno tem-se a presença 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 ( $\sim 50$  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.

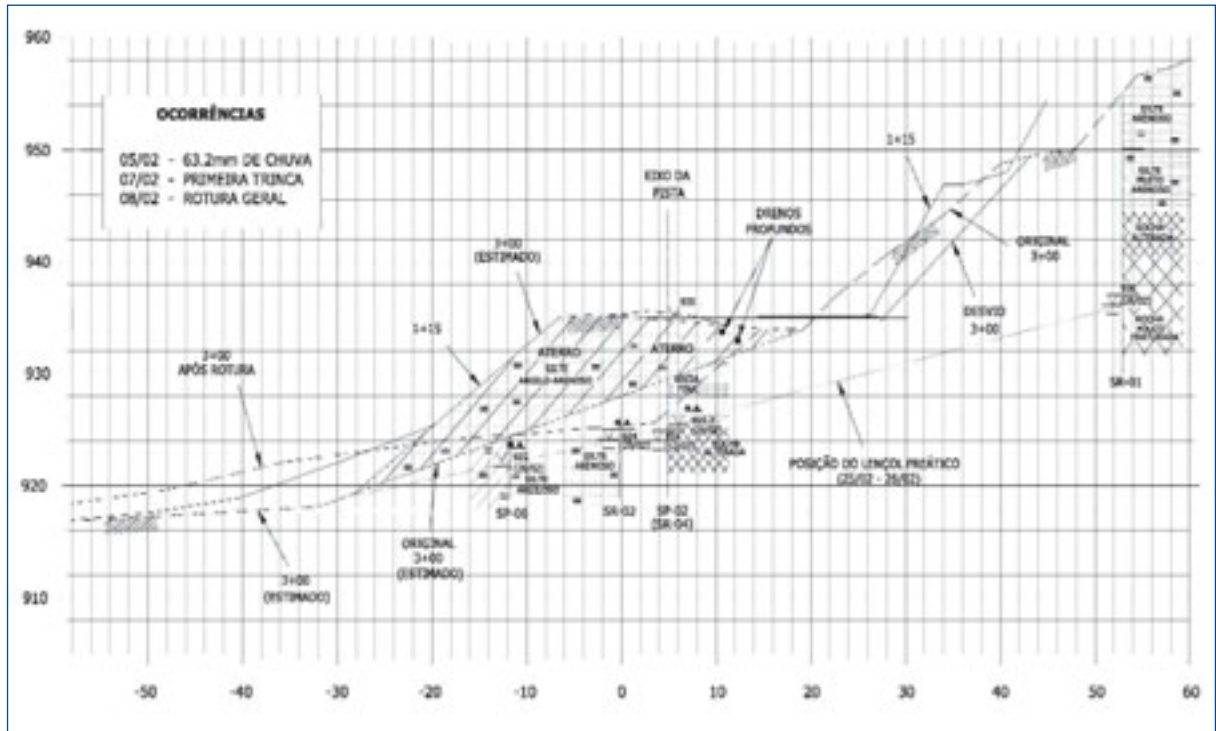


Figura 2 – Perfil Geotécnico Típico do local do acidente – km 87 (Ehrlich, 2008)

## 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 instalados 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

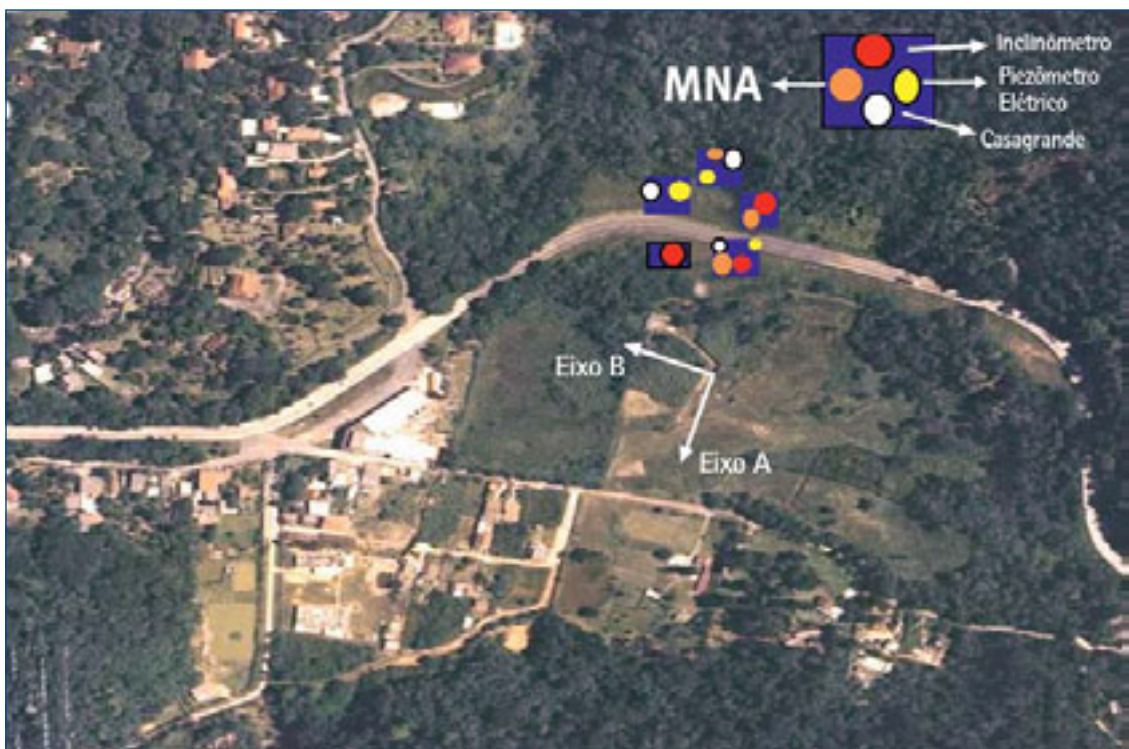


Figura 4 – Localização da instrumentação do entorno do km 101

Tabela 1 : Localização dos piezômetros							
km	Posição	Pista	Tipo	cota do terreno	Profund. (m)	cota de fundo	Situação
86,3	bordo	1	Casagrande	938,42	14,75	923,67	OK
86,3	bordo	1	Elétrico	938,73	23,30	915,43	OK
86,3	bordo	2	Casagrande	940,36	8,25	932,11	OK
86,3	bordo	2	Elétrico	939,89	19,65	920,24	OK
86,8	bordo	1	Casagrande	929,45	26,68	902,77	OK
86,8	bordo	1	Elétrico	929,55	24,50	905,05	OK
86,8	c. corte	2	Casagrande	943,99	13,90	930,09	OK
86,8	c. corte	2	Elétrico	938,64	10,80	927,84	Defeito
87,3	sob o vdt	1	Casagrande	932,10	11,45	920,65	OK
87,3	sob o vdt	1	Elétrico	929,01	17,20	911,81	OK
87,3	c. corte	2	Casagrande	950,28	15,60	934,68	OK
87,3	c. corte	2	Elétrico	941,00	14,50	926,50	OK
87,9	bordo	1	Casagrande	951,55	18,50	933,05	OK
87,9	bordo	1	Elétrico	951,48	17,90	933,58	OK
87,9	c. corte	2	Casagrande	963,18	18,25	944,93	OK
87,9	c. corte	2	Elétrico	960,88	12,90	947,98	Defeito
101	bordo	2	Elétrico	238,58	12,90	225,68	OK
101	bordo	2	Casagrande	238,36	7,45	230,91	OK
101	bordo	1	Elétrico	235,57	17,00	218,57	OK
101	bordo	1	Casagrande	235,93	8,10	227,83	OK
101	c. corte	1	Elétrico	240,86	23,30	217,56	Defeito
101	c. corte	1	Casagrande	241,07	7,85	233,22	OK
Todos os piezômetros com "defeito" apresentaram leituras incoerentes. Provavelmente com problemas em seus sensores.							

## 5. Resultados

### 5.1. Inclínômetros

As figuras 5 e 6 apresentam as leituras coletadas até maio de 2011. 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 ordem de 70 mm e observam-se maiores taxas de velocidade de movimentação nos períodos chuvosos, chegando nesses períodos acerca 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.

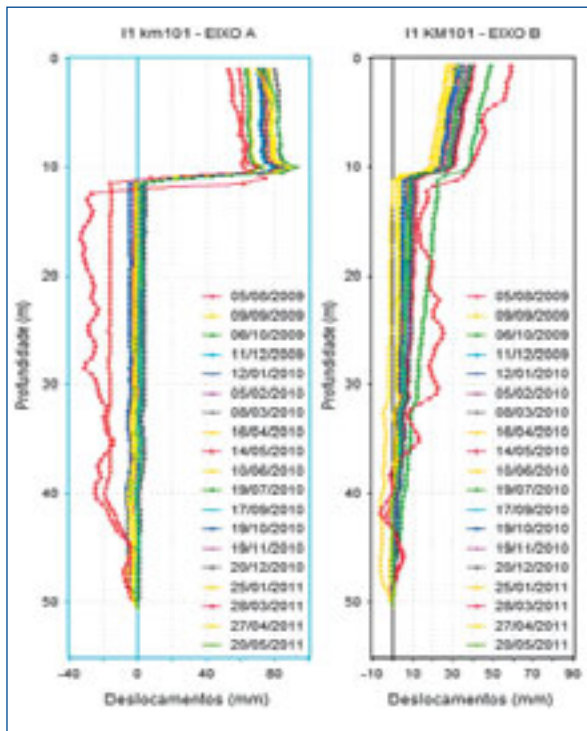


Figura 5 – Leituras Inclinômetro I1 – km 101

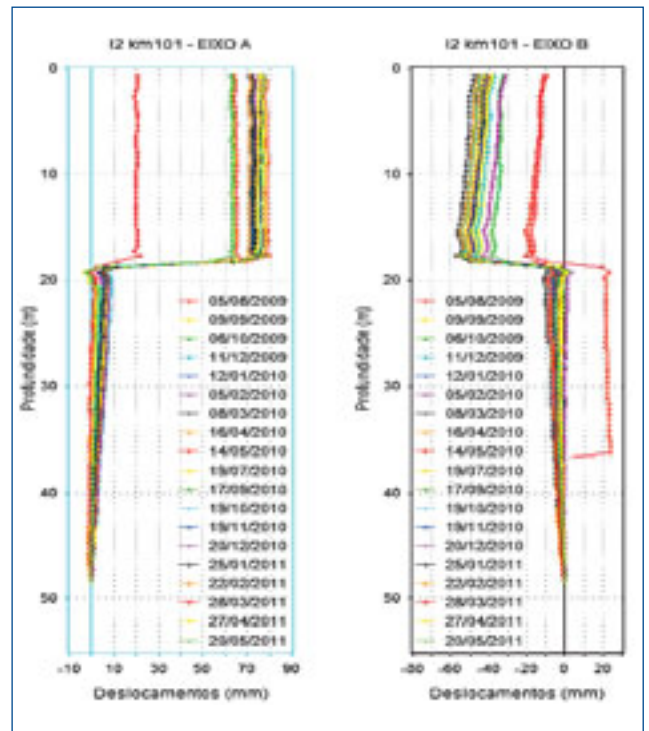


Figura 6 – Leituras inclinômetro I2 – km 101

## 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 em 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 17,50 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.

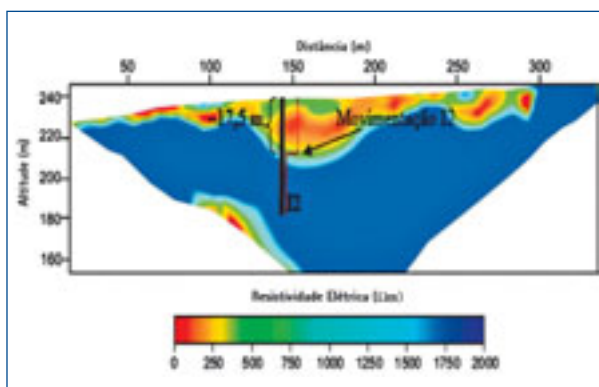


Figura 7 – Perfil CRT-02 e inclinômetro I2

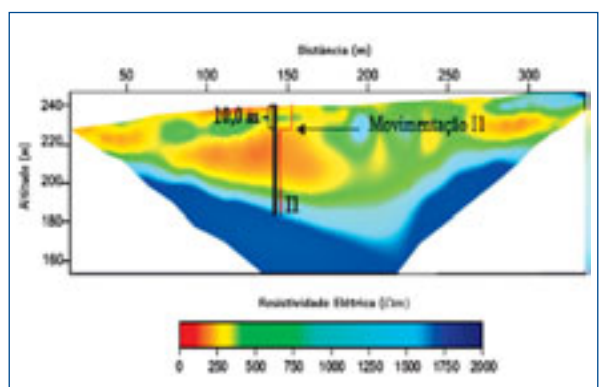


Figura 8 – Perfil CRT-03 e inclinômetro I1

### 5.3. Pluviógrafos

Na figura 9 tem-se os registros pluviométricos de chuvas acumuladas de 96 horas correspondentes ao período de janeiro de 2008 até maio de 2011. Observa-se que ocorreram picos de chuva significativos nesse intervalo 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.

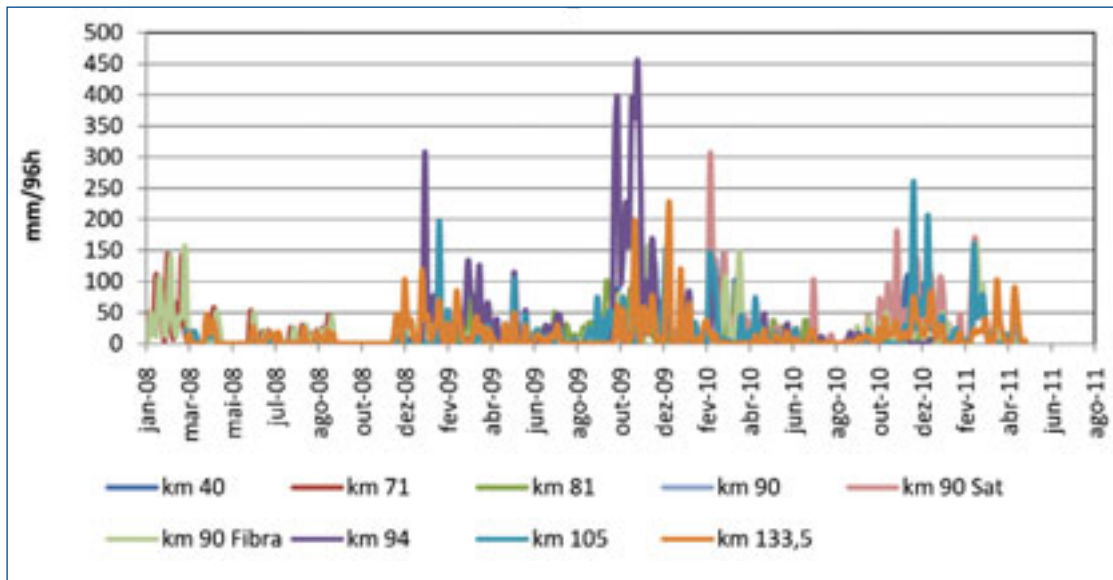


Figura 9 – Leituras pluviométricas

### 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 apresentam 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 de 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.

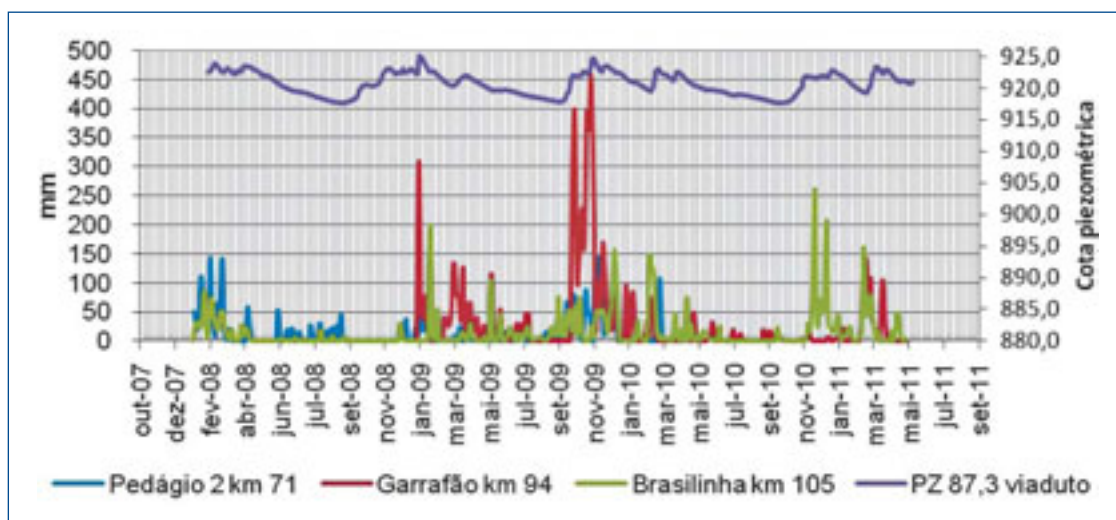


Figura 10 – Leituras piezométricas no km 87,3 (sob o viaduto) vs. leituras pluviométricas

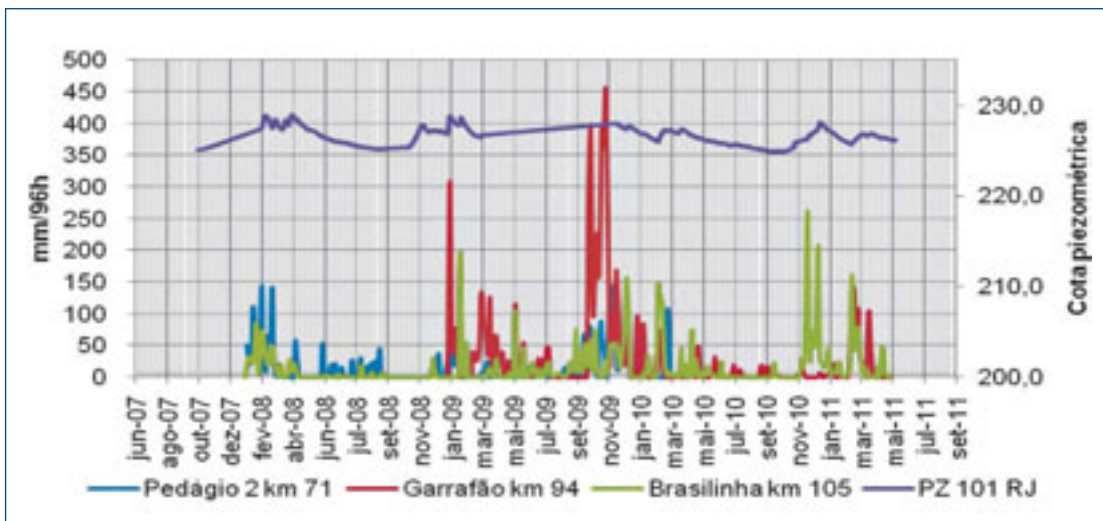


Figura 11 – Leituras piezométricas no km 101 sentido RJ vs Leituras pluviométricas

### 5.5. Medidores de nível d'água (MNA)

Percebe-se pela figura 12 que os medidores de nível d'água situados no km 101 continuam apresentando comportamentos semelhantes. Os níveis seguem baixando, como esperado, com o fim da estação chuvosa. Na figura 12 também apresentam-se as leituras dos piezômetros elétricos próximos, lembrando que não se tem mais leituras, no período, do Pz elétrico situado na crista do talude por conta de avaria ocorrida no passado. Observa-se que as leituras dos MNAs indicam cotas piezométricas maiores que as dos instrumentos elétricos, ou seja, existe uma componente vertical apontando fluxo descendente na área de medição.

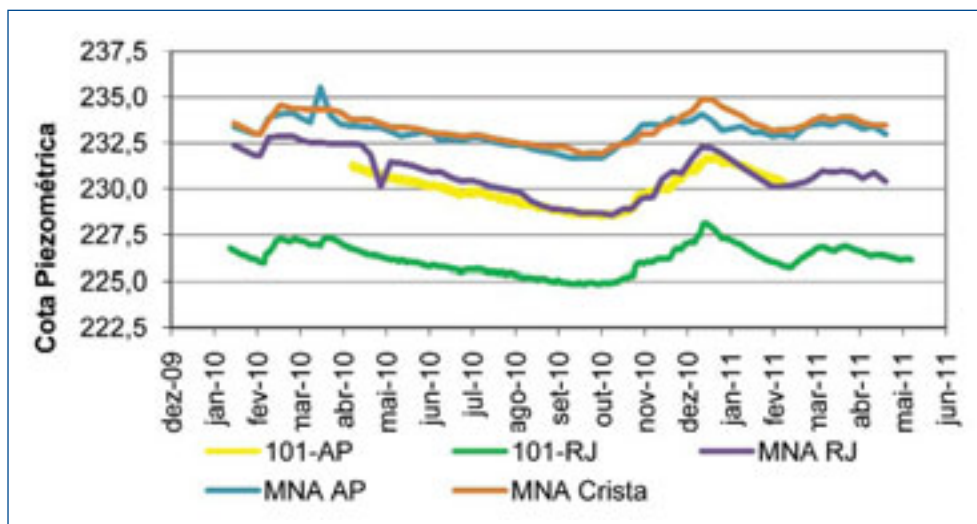


Figura 12 – km 101 - Piezômetros Elétricos x MNA

## 6. Solução para estabilização no km 101

Consonante com os resultados da monitoração no km 101, análises de estabilidade indicam que o rebaixamento do nível d'água possibilitará uma significativa melhoria da estabilidade do talude a jusante e interromperá os movimentos que se observam no local quando do período de chuvas. As movimentações laterais medidas assinalaram maiores velocidades de deslocamento nos períodos chuvosos quando o nível d'água apresenta-se elevado. Praticamente movimentações cessam nos períodos de estiagem.

Objetivando orientação mais favorável da direção do fluxo de água subterrânea e um rebaixamento de 3 m da cota do nível d'água subterrâneo implantam-se a jusante duas linhas de 20 drenos subhorizontais (DHP) de 50 m de comprimento (Figura 13). Uma terceira linha de 10 drenos também com 50 m de comprimento está sendo posicionada na encosta a montante da pista, visando reduzir as surgências de água observadas no local.

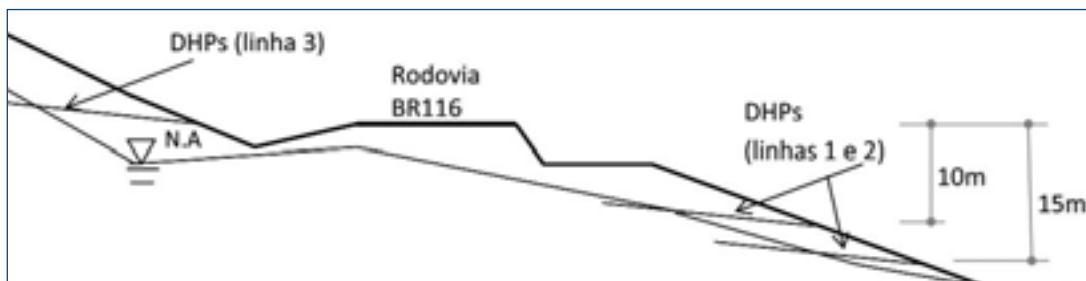


Figura 13 – DHPs em instalação no km 101

Os drenos de 50 mm de diâmetro são de PVC e perfurado nos últimos 35 metros. São implantados com inclinação de 5° com a horizontal e espaçados 15 m horizontalmente entre si. As linhas de DHP posicionam-se na cota da rodovia (montante – terceira linha) e a 10 m e 15 m abaixo do nível da pista da rodovia (jusante – primeira e segunda linha), acompanhando a descida da mesma. Na Figura 14 apresenta-se um dos drenos em operação, medições assinalaram uma vazão de 240 litros por hora em um desses drenos.

Adicionalmente para a melhoria das condições de drenagem superficial instalam-se canaletas na encosta a montante e jusante da rodovia, que têm também por objetivo a coleta das águas provenientes dos DHPs.

Na Figura 15 apresenta-se uma vista das obras de recuperação da pista do km 101. Está sendo efetuado a implantação da terceira faixa com o renivelamento da pista existente no trecho, corrigindo os fortes desnivelamentos que existiam na pista.



Figura 14 – DHP em operação



Figura 15 – Obras de recuperação no km 101

## 7. 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 no km 87,3 viaduto). As leituras piezométricas foram sensíveis às chuvas acumuladas (96 horas), 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. Os valores observados mantêm-se abaixo dos valores críticos, destacando a adequação da drenagem subterrânea presente na região do km 87.

Obras de estabilização também estão em andamento no km 101. Estudos geofísicos, associados aos testemunhos obtidos nas sondagens efetuadas anteriormente, indicam a existência no local de um profundo paleotalus, ou seja, blocos de rocha vindo da escarpa acima, depositados ao longo de milhares de anos num antigo talvegue. Esta língua tem profundidade variando de 30 m a 70 m e largura entre 150 m (a 27 m de profundidade) e 100 m (a 47 m de profundidade).

A estabilização no km 101 igualmente está sendo efetuada por drenos horizontais profundos que têm por objetivo manter o nível d'água baixo. As movimentações laterais medidas assinalaram maiores velocidades de deslocamento nos períodos chuvosos quando o nível d'água apresenta-se elevado. Praticamente movimentações cessam nos períodos de estiagem. Consonante com os resultados da monitoração, análises de estabilidade indicam que o rebaixamento do nível d'água possibilitará uma significativa melhoria da estabilidade do talude a jusante e interromperá os movimentos que se observam no local quando do período de chuvas.

## Referências bibliográficas

- Bittencourt, Y. e Pinto, S. (1978). Estudo geológico geotécnico na análise da estabilidade de talude de corte do km 43 + 500 m, 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 (geoeletrico) 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.



# Avaliação de misturas a frio como solução de camadas de revestimento

Amanda Marcandali Silva: Paulista Infraestrutura (GRUPO OHL)

Profa. Liedi Bariani Bernucci: Coordenadora do Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da USP

José Mário Chaves: Coordenador do Centro de Controle Tecnológico da Paulista Infraestrutura (GRUPO OHL)

## Resumo

Esta pesquisa tem por objetivo principal avaliar as características de resistência e deformação de misturas asfálticas usinadas a frio com emulsão modificada por polímero para serviços de execução de revestimentos asfálticos, reforços e manutenção de pavimentos. A mistura a frio apresenta diversas vantagens dentre elas se destaca a redução no consumo de energia e diminuição nas emissões de poluentes; a usinagem e a aplicação também são beneficiadas pelo uso de ligantes em temperatura ambiente, além de facilitação da execução em condições adversas tais como locais distantes da usina ou trabalhos noturnos, nos quais o uso de misturas a quente é desaconselhado devido à perda de temperatura das mesmas, característica que influencia todo o desempenho da mistura entre a compactação e o período de vida útil. O uso de emulsão modificada por polímero aumenta a durabilidade e melhora sobremaneira o desempenho destas misturas a frio, propiciando resistência e durabilidade necessárias para rodovias com elevados níveis de solicitação de tráfego.

A pesquisa verificou e comparou o comportamento de diferentes tipos de misturas asfálticas usinadas a frio em relação à deformação permanente, características de resistência a partir do módulo de resiliência e resistência à tração para como camadas de revestimento a frio.

### Palavras-chave

Misturas a frio, emulsão asfáltica, período de cura, granulometria





**Concessionária Autopista Fernão Dias S. A.**

# 1. Introdução

As misturas asfálticas produzidas a frio representam uma solução ambientalmente sustentável, contudo devem ser avaliados tecnicamente os processos de produção, aplicabilidade e durabilidade destas misturas para se comprovar a viabilidade de seu emprego. O passivo ambiental inerente às técnicas mal sucedidas é regularmente precedido por pesquisas deficientes, que em geral não apresentam correlação entre estudos laboratoriais e aplicação em pistas experimentais. Além disso, há estudos laboratoriais sem análises aprofundadas de comportamento mecânico, relacionados a diferentes níveis de exigências do tráfego, resultando em interpretações equivocadas de dados.

A avaliação dos parâmetros de desempenho associados à mistura a frio deve ser ponderada em relação às características de aplicação, de tal forma que a vida de serviço dos pavimentos que receberem as misturas seja adequada às condições de aplicação, representando boas relações de custos e benefícios.

Nesta pesquisa a avaliação das características das misturas a frio contemplou variações que permitissem identificar a influência de diferentes parâmetros no comportamento destas. A seleção das misturas de interesse se baseou nas seguintes variáveis:

- Tipos de agregados: Basalto e Granito;
- Distribuição Granulométrica: Aberta, Gap, Denso e Semi Denso;
- Emulsão Modificada por Polímero: SBR e SBS.

## 2. Agregados

A variação no tipo de agregado permite verificar a variabilidade no teor ótimo de projeto e ainda, o desempenho como função das características do agregado. Os agregados representam a maior parcela de material numa mistura asfáltica, sendo fundamental conhecer as características dos materiais que estão sendo utilizados, além disso, os agregados podem variar significativamente nas diversas regiões do país, obrigando a utilização de materiais locais, sem prejuízos na qualidade das misturas. O objetivo desta pesquisa ao comparar dois tipos de agregados diferentes, é quantificar as variações atribuídas ao tipo de agregado.

A definição pelos agregados utilizados na pesquisa se baseou principalmente nas características de localização das pedreiras (que serviam à Rodovia Fernão Dias) e do índice de forma dos agregados. Foram testados dois tipos de agregados naturais, sendo um de forma predominante cúbica (basalto) e o outro de forma predominante lamelar (granito). A variação no índice de forma em agregados graúdos, afeta tanto o teor ótimo, quanto a distribuição dos agregados na mistura. Agregados muito lamelares podem aumentar muito a rigidez das misturas, e se quebrar durante a compactação, resultando em faces expostas, sem recobrimento de ligante. Os ensaios realizados nesta pesquisa objetivaram comparar a influência desta combinação de fatores (teor de ligante + forma do agregado) no comportamento das misturas usinadas a frio.

O basalto com forma predominantemente cúbica, favorece o inter-travamento entre os agregados, gerando esqueleto pétreo mais resistente, contudo foi necessária uma fração adicional de finos para compor as faixas granulométricas. O granito por sua vez, com forma predominantemente lamelar, apresentou composição granulométrica mais eficiente.

### 3. Distribuição granulométrica

A distribuição granulométrica de uma mistura asfáltica tem influência direta sobre aspectos cruciais de desempenho tais como, estabilidade, permeabilidade e durabilidade (Cunha, 2004). Foram adotadas quatro distribuições granulométricas diferentes representadas graficamente na Figura 1, para comparação do desempenho entre estas misturas.

A distribuição densa proporciona maior resistência à mistura por meio da maior densidade, combinando de modo contínuo as proporções entre cada fração, incluindo a fração fina; a máxima densificação não pode ser usada, pois a produção da mistura asfáltica deve contar com vazios para adição de ligante asfáltico, e vazios de projeto, que permitam a acomodação da estrutura face aos esforços do tráfego. A distribuição aberta, conforme se observa na figura, possui menor densidade e maior volume de vazios. A distribuição semi-densa, encontra-se entre as faixas granulométricas densa e aberta, com densificação intermediária, tendo portanto menor resistência associada, mas maior volume de vazios. A distribuição em degrau, no entanto, aumenta a resistência das misturas por meio do contato direto entre grãos graúdos, mantendo volume de vazios mais elevado, tendo portanto menor influência do teor de ligante adicionado (fator de sensibilidade para misturas densas).

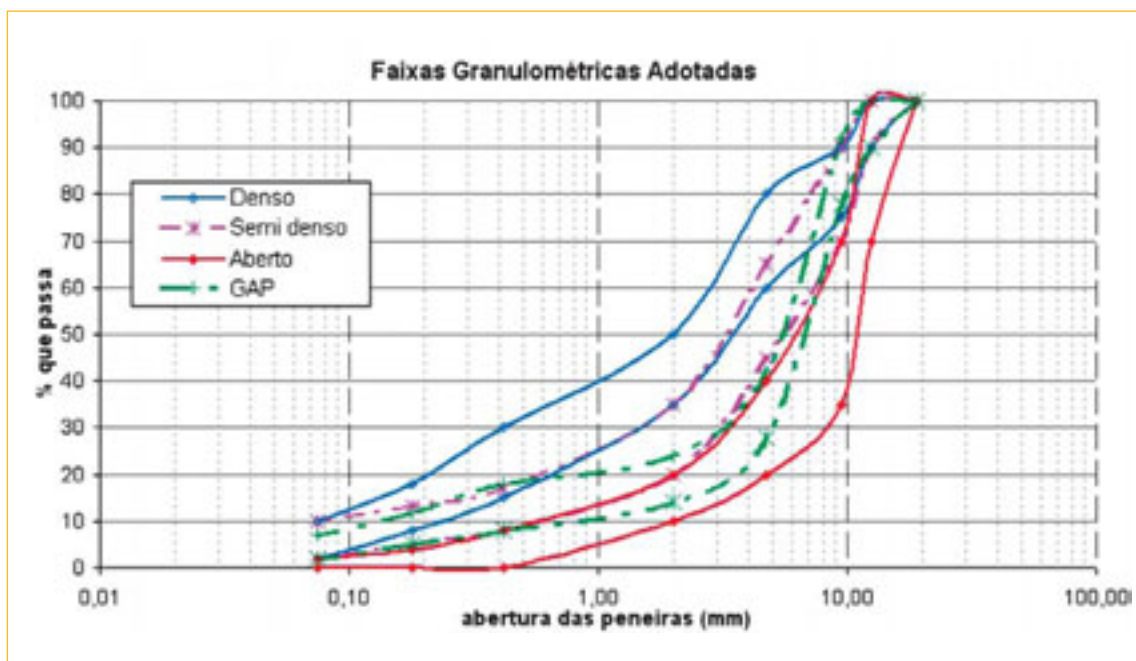


Figura 1 – Distribuição granulométrica das misturas avaliadas na pesquisa para comparação

### 4. Emulsão asfáltica

Emulsão asfáltica é uma dispersão estável de dois líquidos imiscíveis, produzida a partir de quatro componentes essenciais: cimento asfáltico de petróleo, água (líquidos imiscíveis), agente emulsificante e energia mecânica de mistura, gerando um produto estabilizado quimicamente. Dentre algumas vantagens na utilização de emulsões asfálticas encontram-se o manuseio e aplicação em temperatura ambiente, fácil armazenamento e distribuição, redução no risco de oxidação por superaquecimento do ligante, diluição em água, ampliação do tempo de aplicação do material em campo, versatilidade de aplicações, além dos benefícios ambientais.

A cura da emulsão é o processo de perda de água, quando o betume residual da emulsão e aditivos alcançam suas propriedades. De acordo com Salomon (2008), os principais fatores que interferem nos processos de ruptura e cura das emulsões são: superfície específica, carga elétrica e características químicas do agregado, química dos aditivos (cimento e cal), temperatura, umidade relativa, características do agente emulsificante, viscosidade do asfalto, ou ainda fatores de aplicação como compactação e técnica executada. O processo pode levar meses para ser finalizado Bernucci et al. (2007).

As emulsões podem ser combinadas com aditivos para diferentes finalidades. Polímeros são cadeias de moléculas unidas por ligações covalentes. Os polímeros inseridos nas emulsões podem ser elastômeros ou plastômeros, e modificam a estrutura e viscoelasticidade do asfalto. A incorporação de polímeros elastômeros é atualmente normatizada pela ANP através da Resolução RANP nº 05 de 2009, e indicado com a letra E na classificação das emulsões. Os polímeros devem ser dispersos nas emulsões em proporções adequadas, uma vez que o aumento excessivo da quantidade não traz necessariamente benefícios, podendo ainda exigir maior energia de agitação (Leite, 1999).

As características dos polímeros atuam sobre o resíduo das emulsões. Quando se inicia o processo de ruptura, ocorre o fenômeno da coalescência, no qual os glóbulos de asfalto se unem formando uma película ou filme que recobre o agregado (Zegarra, 2007). Os polímeros adicionam características às misturas recicladas como alta coesão inicial (maior capacidade estrutural) e maior resistência a deterioração por fadiga.

O polímero SBR (borracha de estireno-butadieno) se forma numa cadeia alveolar quando a água deixa a mistura no processo de coalescência e cura da emulsão. A estrutura formada pelo SBR atribui maior resistência ao ligante, resistindo melhor às tensões repetidas (Leite, 1999). O polímero elastômero termoplástico SBS, sigla para estireno-butadieno-estireno, onde o estireno (termoplástico) é responsável por fornecer maior resistência ao polímero, e o butadieno (termoelástico) confere elasticidade. O SBS modifica o comportamento reológico do asfalto; a viscoelasticidade apresenta menor variação sob efeito da temperatura (Machado, 2007).

Observa-se um consenso de que o desempenho de pavimentos que utilizam asfalto modificado por polímero é superior àqueles que utilizam asfalto convencional, contudo alguns estudos de campo mostram que esse desempenho não é uniforme e depende de variáveis como tráfego, materiais, clima, dentre outros e precisam ser bem avaliados (Quintus *et al.*, 2001). Esta pesquisa objetiva avaliar a variabilidade de desempenho das emulsões em função da curva granulométrica adotada e do tempo de cura das misturas a frio.

## 5. Dosagem das misturas a frio

O objetivo desta pesquisa é comparar o comportamento de diferentes misturas a frio com emulsão asfáltica, com vistas a sua durabilidade e resistência, para aplicação como camada de revestimento. Os resultados obtidos em laboratório serão utilizados como referência em futuras aplicações em campo, servindo como dados de controle de desempenho, por meio de ensaios em corpos-de-prova Marshall, que podem ser reproduzidos em amostras extraídas de pavimentos com as misturas avaliadas. Para atingir estes objetivos, foram realizados ensaios sobre amostras moldadas em laboratório.

O processo de dosagem das misturas a frio, se baseou na norma do DNER ME 107/94 de Mistura Betuminosa a frio, com emulsão asfáltica – Ensaio Marshall. O procedimento define parâmetros para a confecção de corpos-de-prova que

foram submetidos a ensaios de comportamento mecânico. As misturas apresentaram como esperado, variabilidade no teor ótimo de emulsão adicionada e consequentemente no teor de CAP residual.

Tabela 1 – Matriz de variações das misturas avaliadas					
Agregado Tipo	Emulsão Polímero	Faixa Granulométrica	Agregado Tipo	Emulsão Polímero	Faixa Granulométrica
Basalto	SBR	Aberta Gap Denso Semi-Denso	Granito	SBR	Aberta Gap Denso Semi-Denso
	SBS	Aberta Gap Denso Semi-Denso		SBS	Aberta Gap Denso Semi-Denso

Considerando-se que o teor ótimo obtido (Figura 2) para cada mistura foi utilizado como parâmetro fundamental para a produção das misturas avaliadas por meio de ensaios de comportamento mecânico, estas informações são ponderadas somente quando se atribui algum resultado de ensaio mecânico ao teor de emulsão. Teores mais elevados de ligante asfáltico nas misturas propiciam aumento da espessura de filme asfáltico, que pode contribuir para a resistência à fadiga, contudo, teores muito elevados podem também diminuir a resistência à deformação permanente (Bernucci *et al*, 2007), por esta razão os teores são associados a outros resultados de ensaios mecânicos. A determinação do teor ótimo teve como finalidade definir quais as características das misturas avaliadas por meio de ensaios de comportamento mecânico.

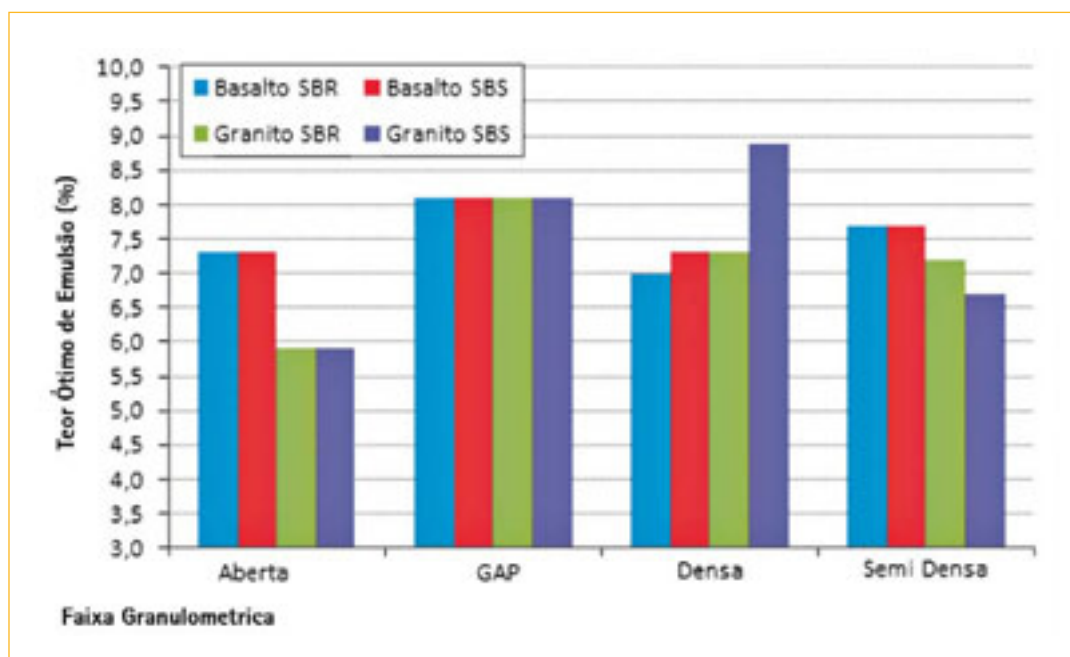


Figura 2 – Teor ótimo de emulsão de cada mistura em função da variação no tipo de agregado e de polímero

Em função das características de cura das emulsões asfálticas, a pesquisa também procurou avaliar o comportamento das misturas em relação ao período de cura por meio de ensaios de comportamento mecânico. As misturas foram moldadas em laboratório em acordo com a especificação do DNER, com período de cura de 24 horas a temperatura de 60° C em estufa. Após este período regulamentado as amostras foram ensaiadas somando-se o período de 7, 14 e 28 dias, estando os corpos-de-prova em ambiente condicionado à temperatura constante de 25° C.

O objetivo dos ensaios com períodos de cura mais extensos é identificar o ganho nas características de resistência das misturas, de modo que se possa mensurar a importância da cura no desempenho em pista. Os resultados utilizados para controle são baseados em misturas com cura em estufa a 60° C por 24 horas, o que pode conduzir a valores consideravelmente baixos em relação ao desempenho esperado após a cura completa. Resultados de controle muito baixos podem facilmente ser alcançados mesmo por misturas de baixa qualidade, que em consequência podem apresentar defeitos precoces. A identificação dos efeitos do período de cura permite estabelecer correlações entre laboratório e campo de modo mais realista, diminuindo possíveis discrepâncias.

## 6. Comportamento mecânico

Os ensaios foram definidos buscando aqueles que poderiam revelar as diferenças nas respostas de comportamento mecânico das misturas. A partir da dosagem que definiu o teor ótimo para cada mistura, foram moldados corpos-de-prova Marshall, e submetidos ao ensaio de módulo de resiliência por compressão diametral e de resistência à tração por compressão diametral. Os valores de módulo de resiliência e de resistência à tração são fundamentais para o dimensionamento através de métodos mecanísticos. Para o ensaio de deformação permanente foi moldado um par de placas para todas as misturas, para verificação de dosagem e de comportamento.

Os ensaios com variação no tempo de cura foram realizados somente para as misturas com emulsão modificada por polímero SBR, tendo em vista que os efeitos observados pelo tempo de cura não devem variar significativamente em função do polímero modificador das emulsões. Desta forma as misturas com polímero SBS foram avaliadas por meio de ensaio de módulo de resiliência e de resistência à tração em amostras com tempo de cura normatizado (24 horas a temperatura de 60° C); os ensaios de deformação permanente para estas misturas foram realizados após 24 horas de cura em estufa a 60° C mais sete dias a temperatura constante de 25° C.

### 6.1. Módulo de resiliência

A resiliência ou deformação recuperável é a capacidade que o material, sob ação de carga, possui de retornar ao estágio prévio à aplicação das tensões de deformação. O ensaio é realizado de acordo com a norma DNER-ME 133/94 simula a aplicação de cargas repetidas com frequência comparável ao carregamento do tráfego. O módulo de resiliência está relacionado à rigidez do material ou à sua capacidade de resistir às deformações. O ensaio por compressão diametral em amostras cilíndricas aplica cargas repetidas no sentido vertical, gerando tensões de tração no sentido horizontal (Figura 3). A frequência de aplicação de carga de 1 Hz com duração de 1 segundo, com temperatura de 25° C, com carga equivalente a 15% da resistência à tração por compressão diame-

tral. Os ensaios foram realizados, respeitando os períodos de cura estabelecidos.



**Figura 3 – Ensaio de módulo de resiliência por compressão diametral**

Foi observada variação considerável nos resultados em curtos períodos de cura. A variação do comportamento das misturas durante os 14 primeiros dias revelou que o processo de cura, no qual ocorre a saída da água e a formação do filme asfáltico com o resíduo da emulsão, tem efeito significativo, não sendo adequado, adotar valores baseados em ensaios realizados neste período sob a possibilidade de se adotar valores inexpressivos para o controle do desempenho na execução da camada.

As misturas que utilizaram agregado granito tiveram melhores resultados aos 28 dias de cura. A variação é mais expressiva na faixa granulométrica densa, o que pode indicar que embora a cubicidade do basalto favoreça o esqueleto pétreo, densificação é mais evidente nas misturas com agregado granito. Contudo, as diferenças são discretas, sendo que esta variabilidade pode ser contornada, em função da disponibilidade dos agregados, sem prejuízo da qualidade das misturas.

As misturas com faixa granulométrica aberta tiveram os resultados mais baixos aos 28 dias de cura, para os dois tipos de agregado, como Módulo de resiliência entre 1.200 MPa e 1.400 MPa; as misturas abertas apresentaram maior constância nos resultados a partir dos 14 dias de cura. As misturas com faixa granulométrica semi-densa apresentaram comportamento similar, para os dois tipos de agregado, com módulo de resiliência próximo de 1.800 MPa, sendo que ambas apresentaram comportamento mais constante aos 14 dias de cura. O comportamento da mistura semi-densa, se assemelha mais aos resultados obtidos para misturas densas, do que para misturas abertas, apesar de ser uma curva intermediária.

A mistura com faixa granulométrica densa com agregado granito teve comportamento estável porém com baixos valores de módulo, durante os primeiros dias de cura, e aumento significativo aos 28 dias. O comportamento foi similar em relação à cura, para as misturas com basalto, entretanto os resultados médios de módulo são mais baixos nesta mistura. O período de cura teve efeito muito significativo nas misturas densas, com resultados próximos de 1.900 MPa para ambos os tipos de agregado. Para os dois tipos de agregado, a faixa granulométrica Gap teve os melhores resultados, com valor de módulo maior do que 2.000 MPa, e diferença discreta em relação ao tipo de agregado. A variação no período inicial de cura mostrou que utilizar resultados de amostras com curtos períodos de cura não reflete o comportamento real da mistura.

## 6.2. Resistência à Tração

O ensaio é padronizado sob a norma DNER-ME 138/94, executado a temperatura de 25° C, a partir da aplicação de carga vertical, distribuída numa barra, e promove a ruptura diametral do corpo-de-prova (Figura 4). A tensão de compressão aplicada na direção vertical gera tensões de tração na direção horizontal. O ensaio realizado em misturas asfálticas verifica seu comportamento quando existe tensão de tração por flexão, em geral na fibra inferior da camada aplicada.



Figura 4 – Ensaio de resistência à tração por compressão diametral

Os resultados indicaram que as misturas têm o comportamento coerente com o verificado por meio do ensaio de módulo de resiliência, tendo o agregado granito resultados discretamente superiores em relação aos resultados com basalto.

A comparação entre misturas com variação no tipo de agregado mostrou que aos 28 dias de cura, as misturas com agregado granito apresentam resultados superiores de resistência à tração em relação às misturas com agregado basalto. Contudo, as diferenças percebidas são consideravelmente sutis, podendo em campo se utilizar os dois tipos de material agregado. O comportamento das misturas aos 28 dias de cura é consideravelmente elevado em relação ao período de cura estabelecido em norma (um dia em estufa a temperatura de 60° C).

Os resultados indicam comportamento similar entre as misturas, com ascendência das misturas densas, resultado propiciado pela melhor coesão de misturas com maior fração fina. Estudos de outros autores mostram que o ganho de resistência se estende por meses em misturas com emulsão asfáltica; estes valores são considerados representativos para misturas em fase inicial de vida de serviço.

## 6.3. Deformação permanente

O ensaio de deformação permanente realizado com equipamento simulador de tráfego de laboratório (LPC) em amostras compactadas na mesa compactadora tipo LPC (Figura 5). O equipamento possui um eixo com dois pneus (um para cada placa simulada), sendo aplicados ciclos de ida e volta numa frequência de 1 Hz em contato com a placa, em temperatura constante de 60° C, acelerando a deformação por afundamento em trilha de roda, de modo que o afundamento a final do ensaio indica se existe necessidade de correção da dosagem da mistura, ou se a mistura dosada tem eficiência para resistir à deformação permanente. O ensaio é realizado posteriormente aos ensaios de módulo de resiliência, como um estágio mais avançado para verificação da dosagem em função do comportamento mecânico.





Figura 5 – Mesa compactadora e Simulador de trafego LPC

O ensaio tem condições severas de realização, devido à frequência e temperatura, de modo a acelerar a obtenção de resultados; contudo a severidade do ensaio sobre amostras de misturas a frio, pode ter uma sobreposição de efeitos nos resultados, definidos como: (i) efeito da temperatura do ensaio no processo de cura e, (ii) efeito do período de cura estendido sobre o comportamento.

O efeito da temperatura do ensaio (60° C), que pode inicialmente, acelerar a cura do material, reduzindo assim a deformação total final, não foi estudado nesta pesquisa, devido a extensão do assunto. O efeito do período de cura das amostras ensaiadas foi avaliado de acordo com os mesmos conceitos utilizados na avaliação por meio de ensaios de módulo de resiliência e de deformação permanente.

Para esta avaliação, foram consideradas as oito misturas que utilizam emulsão modificada por polímero SBR. Inicialmente a pesquisa avaliou o comportamento de misturas compactadas e mantidas em estufa por 24 horas à temperatura de 60° C, conforme preparo de amostras, normatizado por DNER ME 107/94, contudo os resultados foram desconsideráveis, com deformação permanente muito elevada para baixos números de ciclos, de modo que se definiu o prazo de sete dias, como mínimo para a realização dos ensaios e 28 dias como medida comparável para características associadas a cura.

Os resultados de deformação permanente se mostraram muito elevados e inconsistentes, que pode indicar que mesmo o período de cura de 28 dias não é suficiente para dar respostas confiáveis do comportamento das misturas asfálticas a frio. A comparação dos resultados com limites estabelecidos para misturas asfálticas a quente mostra um desempenho muito inferior das misturas a frio, contudo os resultados dos ensaios de módulo de resiliência e resistência à tração não mostraram essa mesma disparidade, o que reforça a severidade do ensaio para misturas a frio e a exigência de se prolongar o período de cura. Cabe reforçar que os ensaios de deformação permanente desenvolvidos pelo LCPC para aplicação no equipamento francês, não contemplam misturas a frio, pois estas não são utilizadas como camada de rolamento na França.

## 7. Conclusões e recomendações finais

A dosagem Marshall foi utilizada para nortear os parâmetros das misturas, por ser um processo bastante difundido e permitir estabelecer dados de controle de fácil realização. Os dados desta pesquisa devem nortear a aplicação em campo de misturas mais adequadas às diferentes solicitações e disponibilidade de material em locais com menor infraestrutura laboratorial de apoio. Os resulta-

dos da comparação entre agregados mostrou sutil superioridade nas misturas com agregados granito, em relação aos agregados basalto; entretanto as diferenças não são significativas de modo que inviabilize a utilização de agregado basalto, sendo que as perdas não são significativas quando se utiliza este material. Quando da disponibilidade de basalto em detrimento do granito, a substituição pode ser feita sem necessidade de ajustes de qualquer natureza.

Os períodos de cura estabelecidos revelaram diferenças importantes nos resultados dos ensaios de comportamento mecânico, evidenciando que valores baseados em curtos períodos de cura conduzem a equívocos. A variabilidade durante o período de cura está diretamente associada à perda da água, que em campo pode ter maior variabilidade em função das condições climáticas. É fundamental adotar valores de referência baseados em resultados com amostras em processo de cura avançado, uma vez que valores muito baixos, baseados em amostras com curtos períodos de cura, podem permitir que misturas sem qualidade sejam aplicadas.

Os ensaios de módulo de resiliência e de resistência à tração mostraram que os resultados são influenciados pelo tipo de agregado e pela faixa granulométrica. A faixa granulométrica aberta teve os resultados mais baixos para estes ensaios, revelando que a baixa coesão deste tipo de distribuição afeta consideravelmente as características de resistência da mistura. A faixa granulométrica Gap teve o melhor comportamento no ensaio de módulo de resiliência, e também o maior teor de emulsão, que em análise simplificada, atribui maior espessura de filme asfáltico e, portanto, melhores condições de resistir ao carregamento repetitivo. A faixa granulométrica Densa apresentou melhores resultados nos ensaios de resistência à tração, revelando que a coesão da mistura lhe permite resistir com mais eficiência às tensões de tração. A faixa granulométrica semi-densa possui menor fração fina do que a faixa densa, que lhe atribui menor coesão; este fator revelou comportamento similar porém inferior à mistura com faixa granulométrica densa.

As misturas a frio apresentam de modo geral, menor coesão e características de resistência inferiores às misturas a quente; as misturas a frio se deformam mais significativamente. O ensaio de fadiga aplica carga de forma similar ao ensaio de módulo de resiliência, contudo é mais severo, não sendo possível realizar o ensaio de fadiga, devido à elevada deformação dos corpos-de-prova. A variação no tipo de polímero não revelou diferenças expressivas no comportamento mecânico das misturas, bem como em parâmetros volumétricos e de teor. O fator mais importante relacionado ao uso de emulsão é o processo de cura. O teor de emulsão associado à resistência à fadiga deve ser avaliado em campo, com maior profundidade.

Os dados obtidos no desenvolvimento desta pesquisa revelaram variações importantes para a aplicação de misturas a frio em relação à distribuição granulométrica e os procedimentos para obtenção de resultados mais realistas. A verificação destes resultados deve ser feita através da execução de trechos experimentais, que permitam verificar a variabilidade de resultados em relação à evolução da cura da mistura, características de resistência, fadiga e deformação.

## Referências

- ANP. Agência Nacional do Petróleo. Regulamento Técnico Nº 05 – Emulsões Asfálticas Catiônicas modificadas por polímeros elastoméricos. 2009.
- BERNUCCI, L. B. et al. Pavimentação Asfáltica: Formação Básica para Engenheiros. Rio de Janeiro: Petrobrás, ABEDA, 2007. 501
- CUNHA, M.B. Avaliação do Método Bailey de Seleção Granulométrica de Agregados para Misturas Asfálticas. 2004. (Dissertação de Mestrado). Infra-Estrutura de Transportes, EESC, São Carlos.
- DNER-ME-107/94. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Mistura Betuminosa a frio com emulsão asfáltica – Ensaio Marshall. 1994.
- DNER-ME-133/94. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Determinação do módulo de resiliência – misturas betuminosas. 1994.
- DNER-ME-138/94. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Misturas Betuminosas – Determinação da Resistência à tração por Compressão Diametral. 1994.
- MACHADO, R. Z. Asfalto modificado por polímero SBS para pavimentos drenantes. (Dissertação de mestrado). Ciência e tecnologia de materiais, UNICAMP, Campinas. 2007.
- QUINTUS, H. L. V.; MALLELA, J.; BUNCHER, M. Quantification of Effect of Polymer-Modified Asphalt on Flexible Pavement Performance. Transportation Record Board, 2001.
- SALOMON, D. A Green Technology Comes of Age. LTRC Emulsion: Design, Construction, and Performance Conference. Baton Rouge, Louisiana. 2008.
- ZEGARRA, E. Ligantes asfálticos peruanos convencional PEN 60 / 70 e modificados por polímero SBS tipo I 60 / 60 e PG 76 -22. (Dissertação de Mestrado). Infra-Estrutura de Transportes, EESC, São Carlos. 2007.

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



# Avaliação de danos em pontes decorrentes das vibrações induzidas por veículos

Pedro Afonso de Oliveira Almeida: Professor Doutor da EPUSP

José Fernando Sousa: Doutor em Engenharia Civil pela EPUSP, pesquisador FAPESP

Eng. Roberta Forestieri Almeida: LSE

## Resumo

A investigação foi realizada para ampliar o conhecimento dos efeitos deletérios das vibrações nas estruturas das pontes de concreto. Em razão da complexidade dos mecanismos envolvidos, a investigação foi conduzida em duas frentes distintas, sendo que a primeira pesquisa tinha como objetivo a identificação dos sistemas estruturais a partir das vibrações induzidas pelos veículos. Na segunda pesquisa buscou-se o entendimento dos danos decorrentes das vibrações, principalmente, nas interfaces entre os materiais concreto e aço, durante as primeiras idades, ou seja, ao longo da moldagem das peças.

Dos resultados da investigação conclui-se que as vibrações induzidas pelos veículos, danificam severamente as estruturas das pontes de concreto e devem ser consideradas não somente na fadiga das armaduras, mas também nas resistências de ancoragem das peças de concreto.

### Palavras-chave

Vibrações de pontes, monitoração, identificação de estruturas

## 1. Introdução

A investigação foi realizada para ampliar o conhecimento dos efeitos deletérios das vibrações nas estruturas das pontes de concreto. Em razão da complexidade dos mecanismos envolvidos, a investigação foi conduzida em duas frentes distintas, sendo que a primeira tinha como objetivo a identificação dos sistemas estruturais a partir das vibrações induzidas pelos veículos. Na segunda pesquisa buscou-se o entendimento dos danos decorrentes das vibrações principalmente nas interfaces entre os materiais concreto e aço, durante as primeiras idades, ou seja, ao longo da moldagem das peças.

Essa investigação foi realizada a partir dos resultados de duas pesquisas: "Critérios de Otimização de projetos de pontes a partir de espectros de acelerações induzidas por veículos nos tabuleiros" e "Avaliação da Resistência dos Concretos com Cura em Ambientes com Vibrações Mecânicas induzidas por Tráfego de Veículos", ambas desenvolvidas no âmbito do contrato ACTUA-ND-4600004851/08 firmado entre o LSE e a Concessionária da Rodovia Presidente Dutra.

## 2. Resistência dos concretos em ambientes com vibrações mecânicas induzidas por tráfego de veículos

O interesse sobre a qualidade das propriedades mecânicas do concreto quando moldado em ambientes com vibrações induzidas por tráfego vem aumentando em razão do aumento dos serviços de recuperação e readequação das autoestradas, que sempre se deparam com questões de manutenção do pavimento ou de alargamento dessas vias. Esses serviços vêm se tornando mais frequentes, principalmente, em função do envelhecimento precoce das pontes de concreto, que exigem uma imediata intervenção nas atividades da ponte, antes da construção de novas estruturas ou até mesmo de desvios rodoviários como alternativa para recuperação das pontes. Esses serviços normalmente são realizados com a via em operação.

Com o objetivo de avaliar os resultados da cura em ambiente com vibrações, para mais de um tipo de dosagem, foram utilizados traços normalmente especificados para as obras da ENGELOG, utilizando-se cimento CII e CPV.

Para a simulação das vibrações ambientes que normalmente ocorrem nas pontes a investigação sempre foi realizada com a moldagem em duas situações distintas: uma em vibração e outra em repouso. Em seguida esses corpos de prova foram ensaiados e os resultados foram comparados, tomando-se como referência aqueles moldados na situação de repouso, onde não havia vibrações de natureza dos veículos.

A cura dos corpos-de-prova foi realizada em quatro situações distintas: repouso, vibrados por 12 horas com acelerações análogas às registradas na Ponte sobre o Rio Bananal, vibrados por 12 horas com acelerações registradas nessa mesma ponte amplificadas em 50% e vibrados por 12 horas com acelerações análogas às registradas no viaduto de acesso a Penedo. A Figura 1 mostra uma série temporal das vibrações normalizadas referentes à ponte sobre o rio Bananal, o valor pico-a-pico máximo registrado nesse caso foi de 193mg.

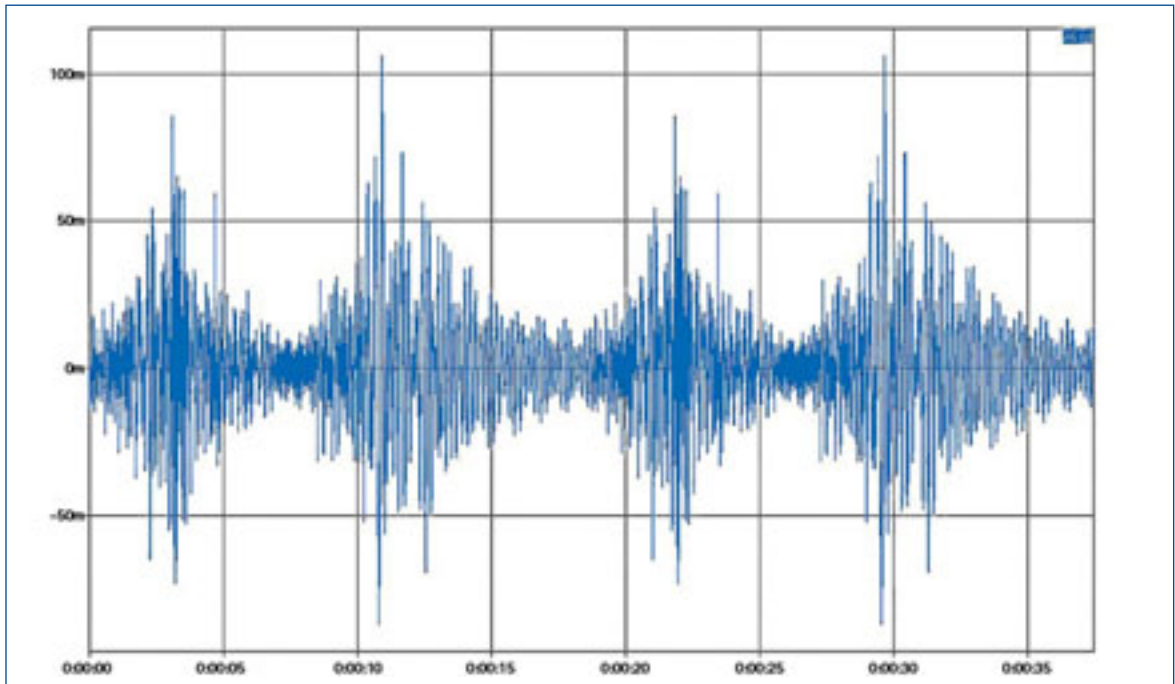


Figura 1 – Acelerações registradas na Ponte sobre o Rio Bananal durante a monitoração do tráfego aleatório de veículos

A partir dos dados levantados, adotou-se um intervalo entre passagens de 7,8s entre o veículo que gera 159 mg e veículo que gera 193 mg e de 10,9s entre o veículo de 193 mg para o veículo de 159 mg. Isso pressupõe a passagem de 9.240 veículos por dia na ponte, portanto, acima da média nacional e próximo aos valores medidos na monitoração da Rodovia Dutra que foi de 8.900 veículos por dia. Para avaliar a natureza das vibrações, o espectro dos sinais medidos na ponte sobre o Rio Bananal decorrente dos trechos de acelerações considerados está mostrado na Figura 2. Verifica-se que a banda de frequências de maior energia corresponde àquelas mobilizadas pelo tráfego de veículos, com picos em 1,5 e 6 Hz.

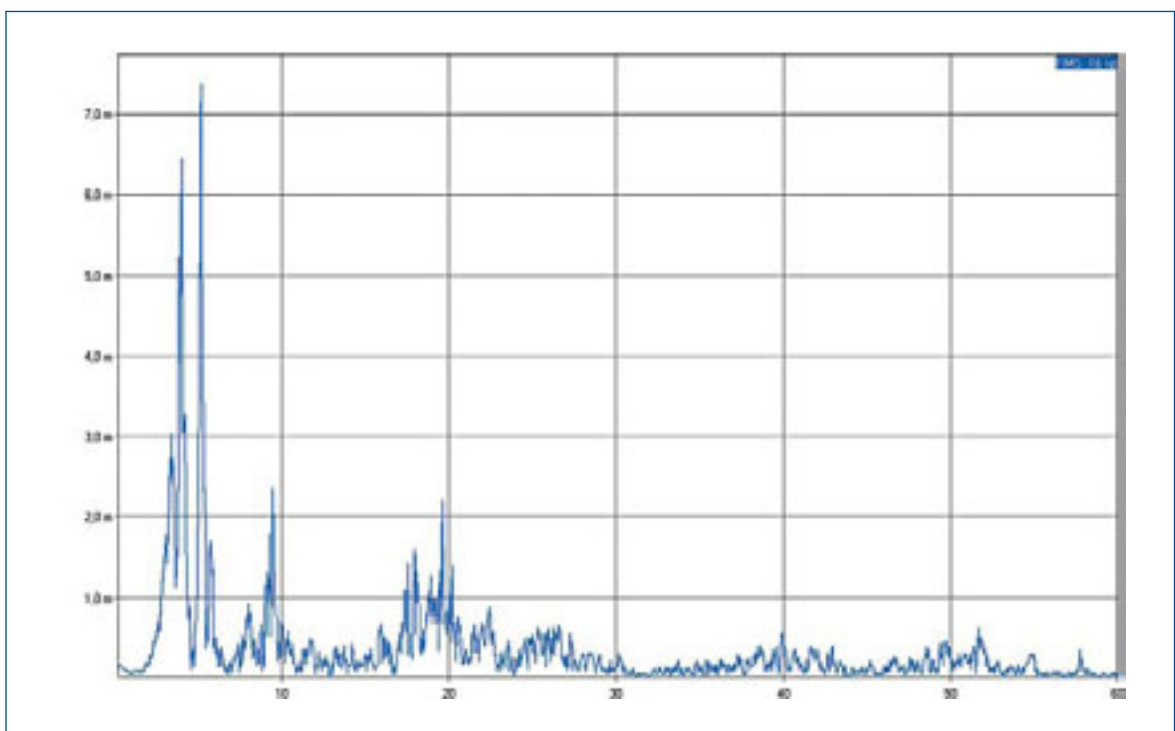


Figura 2 – Espectro de acelerações da série da Figura 1

Essas séries temporais foram normalizadas e utilizadas em plataformas excitadas por atuadores servo-hidráulicos, Figuras 3 e 4. A Figura 5 mostra a moldagem dos corpos de prova sobre a plataforma e a Figura 6 mostra o arranjo dos ensaios com a plataforma vibratória.



Figura 3 – Plataforma vibratória

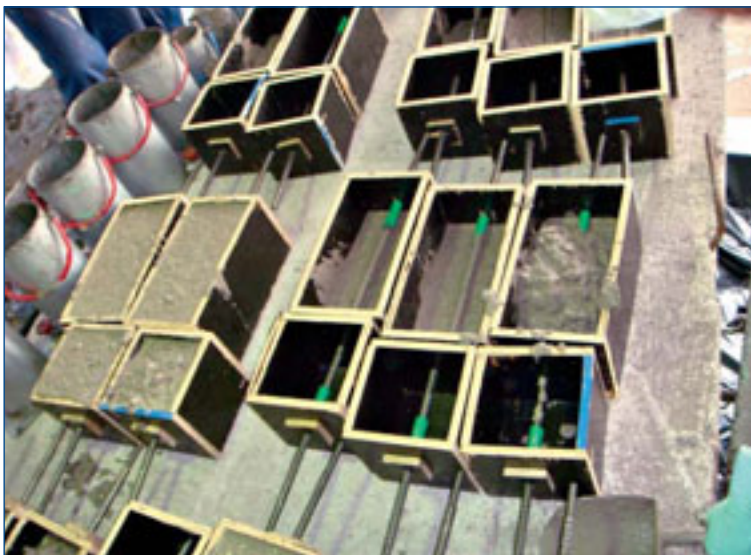


Figura 5 – Moldagem dos corpos de prova na plataforma vibratória



Figura 4 – Plataforma vibratória



Figura 6 – Diagrama da malha de controle do ensaio

### 3. A utilização das vibrações na identificação da estrutura e de danos das pontes

Para identificação estrutural das pontes investigadas foram empregadas as técnicas de identificação modal baseadas nas funções de resposta em frequências *FRFs*, conforme apresentado por MAIA & SILVA (1997) e PENNER (2001). Para obtenção dessas funções, faz-se necessário a medida simultânea das forças atuantes na estrutura e das respostas (nesse caso acelerações), para o que sugere-



riu PENNER (2001), a utilização de um veículo de prova instrumentado. Nessa proposta os eixos de um veículo com peso aproximado de  $450\text{ kN}$  são instrumentados com extensômetros elétricos de resistência tornando-se possível as medidas em tempo real das cargas aplicadas pelo veículo na estrutura da ponte.

A identificação de estruturas toma como referência a utilização de três modelos de engenharia: o modelo espacial; o modelo modal e o modelo de respostas, Figura 7. O modelo espacial é construído a partir das informações do projeto executivo da estrutura. Na ausência desse projeto, então realiza-se o cadastramento geométrico da estrutura para que sejam determinadas as características geométrica do sistema. As propriedades materiais desse modelo são determinadas a partir da extração de corpos-de-prova, que são submetidos a ensaios padronizados para determinação da resistência e rigidez. Assim, com as propriedades do modelo espacial, são determinadas as propriedades modais do sistema estrutural, obtendo as frequências naturais, as deformadas modais e seus respectivos efeitos estruturais. Em seguida esses valores são utilizados na definição dos arranjos de sensores a serem utilizado nos ensaios dinâmicos de monitoração. Após a realização dos ensaios dinâmicos, de onde são determinadas as respostas da estrutura, constrói-se o modelo de resposta. Os resultados experimentais são então comparados com os valores do modelo modal. No caso de serem diferentes, então são realizadas as calibrações do modelo modal, onde normalmente são consideradas as condições de contorno e propriedades de aparelhos de apoio e tipos de solo. Se a estrutura apresentar danos aparentes, então isso também deverá ser considerado na fase de calibração do modelo modal.

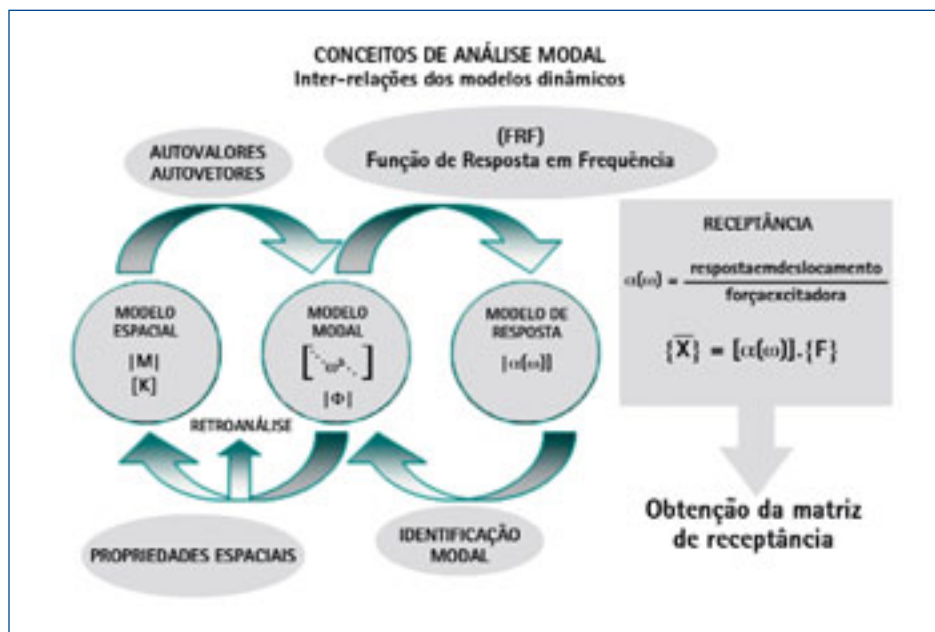


Figura 7 – Modelos para identificação de estruturas

Os ensaios dinâmicos utilizados para a identificação de sistemas estruturais, com a utilização de veículo de prova instrumentado, já estão consolidados na engenharia brasileira e são largamente empregados para a avaliação da segurança das obras de arte. Esses ensaios foram originalmente desenvolvidos no Brasil, pela equipe de pesquisadores da Escola Politécnica, coordenada pelo Prof. Pedro A. O. Almeida e estão documentados na Tese da Doutora Elizabeth Penner, defendida na Escola Politécnica da USP, em 2002. Os ensaios foram iniciados na Rodovia Presidente Dutra, em meados da década de 90, quando havia a necessidade de se substituir as provas de carga convencionais por ensaios que evitassem a interrupção da via por tempo prolongado.

As propriedades estruturais de interesse da ponte são determinadas a partir de extração de testemunhos da estrutura, utilizando-se para isso, critérios estatísticos de variabilidade espacial do material da estrutura.

O ensaio dinâmico é realizado em duas etapas distintas, sendo a primeira com o registro das vibrações (acelerações) induzidas pelo tráfego normal da rodovia, buscando-se identificar aspectos da intensidade e natureza das ações atuantes na estrutura. Na segunda etapa, realizam-se ensaios dinâmicos com um veículo instrumentado, onde as forças instantâneas são medidas em fase e sincronia com os efeitos da ponte. Esse ensaio é realizado com o veículo passando pela pista em diferentes faixas, acelerando e freando em diferentes seções da ponte. Para isso, utiliza-se um veículo típico da operação da via, que tem seus eixos instrumentados para a medida direta das forças numa taxa de 200 Hz. A sincronia da aquisição de dados com os efeitos na ponte podem ser feitos por diferentes meios. Hoje o mais adequado é a aquisição sincronizada de um sinal de GPS, adquirido pelo sistema do Aqdados Chronos, ou similar, Figura 8.

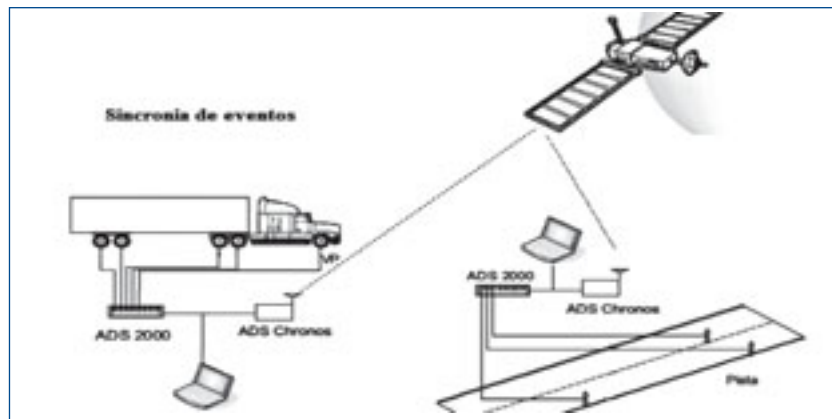


Figura 8 – Sincronização da monitoração da ponte com o veículo

O veículo instrumentado é pesado em balanças aferidas e em seguida é carregado até sua capacidade máxima.

Esse método de avaliação de estruturas de pontes foi empregado em todas as estruturas investigadas, o que tornou possível a identificação modal dessas estruturas, obtendo-se as frequências naturais, modos de vibração e amortecimentos modais.

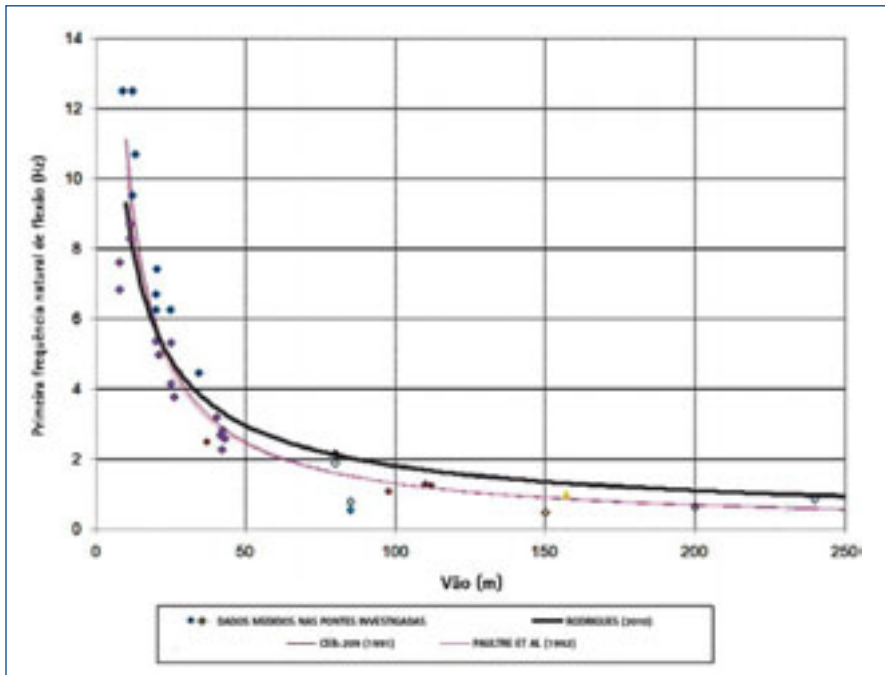
Considerando que normalmente as frequências naturais das pontes estão diretamente relacionadas com os vãos dessas estruturas, o COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON (1991) refere-se à primeira deformada modal de flexão do conjunto. Logo para as pontes identificadas neste trabalho, foi obtido um gráfico relacionando-se a frequência natural do primeiro modo de flexão dessa estrutura ao respectivo vão principal, Figura 9. Com os dados medidos, construiu-se o gráfico cuja curva de regressão, representativa das pontes brasileiras, está indicada na Figura 9 e pela equação:

$$f_{b,1} = 47,946 \cdot L^{-0,7127} \quad (1)$$

onde  $f_{b,1}$  é a primeira frequência natural de flexão da ponte, em Hz, e  $L$  é o comprimento do vão principal da ponte, em metro, neste caso corresponde à distância entre os eixos dos aparelhos de apoio.

No gráfico da Figura 9, observa-se que a curva obtida para pontes brasileiras está próxima daquelas obtidas para pontes européias, expressas por outros pesquisadores e determinadas com medida direta das frequências naturais para o primeiro modo de flexão, tal como relatado por Paultre et al (1992) apud PENNER (2001). Esses resultados corroboram os resultados obtidos com o

método de ensaios dinâmicos desenvolvidos no Brasil para a identificação estrutural de pontes utilizado neste trabalho, como pode-se verificar na Tese da Engenheira Elisabeth Penner, em 2001, orientada pelo Autor deste trabalho.



**Figura 9 – Relação entre maior vão da ponte e primeira frequência natural de flexão identificada da estrutura**

Nessa pesquisa foram empregados tráfegos reais observados em rodovias brasileiras, simultaneamente com dados levantados nas pontes investigadas (características do concreto das pontes existentes e características geométricas dos elementos estruturais), todos esses levados em conta em simulações para verificação da confiabilidade estrutural à fadiga das pontes sobre duas vigas, com vãos entre 7 e 13 metros.

Os efeitos induzidos pelo tráfego existente nas rodovias foram considerados a partir de relações experimentais obtidas nesse estudo para coeficientes de amplificação dinâmica, que se mostraram diferentes daquelas especificadas pela NBR 7187 (ABNT, 2003). Nessas análises considerou-se o coeficiente de impacto por meio da seguinte formulação:

$$\varphi = \frac{F_{d,max}}{F_s} \quad (2)$$

onde  $F_{d,max}$  e  $F_s$  correspondem respectivamente a força máxima e a força média da série temporal de forças medida na suspensão do veículo de prova.

Os resultados da pesquisa permitem concluir que os coeficientes dinâmicos obtidos no presente trabalho foram superiores aos valores especificados pela NBR 7187 (ABNT, 2003) para projetos de pontes, além de dependerem também de outras variáveis, que não somente o vão da ponte.

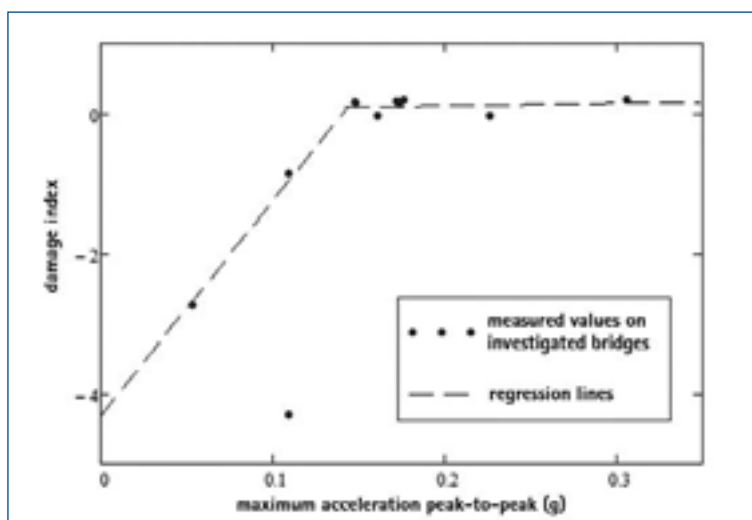
Durante a análise paramétrica realizada em pontes construídas no Brasil conforme DNIT (2004), foram calculados índices de confiabilidade à fadiga de 2,27 para pontes com vãos de 7 metros e taxa de armadura de 1%, valores esses bem abaixo do valor considerado como limite (6,0). E na análise das pontes existentes em rodovias nacionais, que tiveram suas estruturas investigadas, obteve-se índice de 2,75, considerando taxa de armadura correspondente àquela calculada com a classe 24, adequada à época de construção da ponte.

Os processamentos realizados indicam que pontes com vãos pequenos, em torno de 7 metros, podem apresentar fadiga em suas armaduras quando considerado um período de referência de atividade de 100 anos.

Utilizando-se critério de KIM et al (2007), o dano observado na estrutura das pontes investigadas foi também estimado a partir de suas frequências naturais, utilizando-se para isso um modelo de referência da estrutura da ponte calibrado com as características do concreto extraído das pontes e condições de contorno observadas em ensaios dinâmicos e estáticos das estruturas. Verificou-se que em nenhuma das pontes investigadas foram observados danos irreparáveis.

As vibrações induzidas nas pontes investigadas foram então correlacionadas em primeiro com o dano estimado nas estruturas existentes. Em seguida foi feita a correlação com o índice de confiabilidade à fadiga, calculado para as pontes existentes. Nesse caso as vibrações medidas nas pontes durante os ensaios dinâmicos foram expressas em amplitude máxima pico-a-pico de acelerações e em unidades vibrar, atualmente especificadas pela NBR 15307 (ABNT, 2005).

Os resultados indicam que as amplitudes pico-a-pico de acelerações apresentam melhor correlação e, portanto, são melhores indicativos tanto do dano existente como do índice de confiabilidade das estruturas existentes, Figura 10. Dessas correlações, também pode-se sugerir um limite de aceleração pico-a-pico no tabuleiro de pontes de 0,15 g, a ser considerado tanto em projetos de novas estruturas, quanto para avaliar a existência de danos significativos nessas estruturas.



**Figura 10 – Relação entre vibrações medidas (expressas em amplitudes máximas pico-a-pico de acelerações) e índice de dano para pontes investigadas**

## 4. Conclusão

A investigação da cura do concreto em ambientes com vibração mostrou que a vibração introduz defeitos na formação da microestrutura das peças de concreto, que podem ser identificados pelas propriedades mecânicas: de resistência à compressão,  $f_c$ , e módulo de elasticidade,  $E_c$ . Esses defeitos que reduzem as propriedades de  $f_c$ , e  $E_c$ , em valores da ordem de 8%, dependem da amplitude e da natureza da vibração, que neste caso investigado foi a aceleração, principalmente, aquelas com natureza da ordem de 2,5 Hz.

Durante a identificação estrutural das pontes, verificou-se que as frequências naturais de pontes com idades em torno de 40 anos, determinadas por meio de ensaios dinâmicos são próximas às das pontes com mesma idade investigadas em estruturas da Europa, corroborando, portanto, o método de identificação estrutural adotado no presente trabalho.

Os coeficientes de amplificação dinâmica, obtidos a partir de dados medidos em pontes de rodovias nacionais, foram significativamente superiores àqueles especificados pela NBR 7187 (ABNT, 2003) para projetos de estruturas, o que indica a necessidade de revisão desta norma, para considerar as ações dinâmicas nas pontes, com diferentes coeficientes de impacto.

Os coeficientes de amplificação dinâmica determinados experimentalmente tiveram melhor correlação com o vão da ponte, com a velocidade de passagem do veículo e com a frequência da deformada modal do tabuleiro, ao invés de somente com o vão da ponte, como sugerido atualmente pela NBR 7187 para projetos.

Para as propriedades materiais foram obtidas funções de distribuições para as amostras de concreto extraídas das estruturas das pontes antigas do Brasil, que para a superestrutura foram aproximados por uma distribuição lognormal para o módulo de elasticidade ( $\mu = 22,03 \text{ GPa}$ ,  $\sigma = 7,9 \text{ GPa}$ ) e normal para resistência à compressão ( $\mu = 31,2 \text{ GPa}$ ,  $\sigma = 10,4 \text{ GPa}$ ).

Durante a análise paramétrica, foram calculados índices de confiabilidade à fadiga de 2,27 para pontes com vãos de 7 metros e taxa de armadura de 1%, valores esses bem abaixo do valor considerado como limite (6,0). Já para o Estado Limite Último de flexão, a análise paramétrica indicou um índice de confiabilidade de 1,28 para pontes com vãos de 7 metros e taxa de armadura de 1%, valores esses abaixo do valor considerado como limite (3,5).

Para os casos investigados, nas pontes em duas vigas com vãos de 7 a 13 metros, observou-se que o estado limite de fadiga é o mais crítico.

Como resultado imediato da investigação, conclui-se que os coeficientes dinâmicos obtidos no presente trabalho foram superiores aos valores especificados pela NBR 7187 para projetos de pontes, além de dependerem também de outras variáveis, que não somente o vão da ponte.

Finalmente, a investigação deixa claro que as vibrações induzidas pelos veículos danificam severamente as estruturas das pontes de concreto e devem ser consideradas não somente na fadiga das armaduras, mas também nas resistências de ancoragem das peças de concreto.

## 5. Referências bibliográficas

ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) – Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento – NBR 7187 – Rio de Janeiro, 2003.

ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) – Ensaio não destrutivo – Provas de cargas dinâmicas em grandes estruturas – Procedimento – NBR 15307 – Rio de Janeiro, 2005.

COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON (CEB) – Vibration Problems in Structures – Boletim de informação nº 209 – Lausanne, 1991.

DNIT. DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES – Manual de inspeção de pontes rodoviárias. Coordenação do Instituto de Pesquisas Rodoviárias. Rio de Janeiro, 2004.

KIM, C.W; KAWATANI, M.; KWON, Y.R.: Impact coefficient of reinforced concrete slab on a steel girder bridge. Engineering Structures, Grã-Bretanha, volume. 29. 2007.

MAIA, N. M.; SILVA, J. M. – Theoretical and Experimental Modal Analysis. Hertfordshire, Research Studies Press Ltd., 1997.

PENNER, Elisabeth – Avaliação de desempenho de sistemas estruturais de pontes de concreto armado. Tese de Doutorado em Engenharia Civil – Universidade de São Paulo. São Paulo, 2001.



