

Tema: Área 1 – Qualidade e Segurança em Rodovias
Gestão de Pavimentos e Obras-de-Arte Especiais

**MODELOS PARA PREVISÃO DE DESEMPENHO DE PAVIMENTOS
COM BASE EM DADOS DE CONCESSIONÁRIAS DE RODOVIAS**

Régis Martins Rodrigues

Instituto Tecnológico de Aeronáutica – ITA, São José dos Campos (SP)

INTRODUÇÃO

A estimativa confiável da vida restante dos pavimentos e a tomada de decisão acerca das soluções técnicas mais apropriadas no contexto de um projeto requerem a disponibilidade de modelos consistentes para a previsão do desempenho futuro dos pavimentos, a partir de sua condição atual e dos fatores intervenientes, especialmente no que diz respeito ao tráfego atuante.

Neste trabalho, são reunidas as bases de dados de diversas concessionárias de rodovias, a fim de se buscar, por meio da análise conjunta dos dados, detectar de forma quantitativa a influência dos parâmetros relevantes para o desempenho dos pavimentos. Os dados utilizados são das Concessionárias: AutoBan, Rodovias das Colinas, Consórcio UniVias (ConVias, MetroVias e SulVias), Coviplan, Ecosul e ViaOeste. Modelos específicos para cada concessionária foram desenvolvidos, mas a reunião das diferentes bases de dados permitiu enriquecer as análises estatísticas. É o caso, por exemplo, das aplicações de micro-concreto asfáltico, onde as espessuras variaram desde 4 a 7 mm na UniVias até 17 mm na AutoBan, passando por valores intermediários, como 12 mm na Rodovias das Colinas.

Foram consideradas as seguintes situações estruturais:

- (a) Pavimentos que ainda não foram restaurados (estrutura original)
- (b) Recapeamentos em concreto asfáltico (CBUQ)
- (c) Micro-concreto asfáltico

Foram desenvolvidos diversos modelos para cada base de dados específica, relativa a uma determinada concessionária, usando como referência modelos gerais cuja validade tem sido verificada em muitas situações. Neste trabalho são abordados os modelos do programa HDM (*Highway Design and Maintenance Standards Model*) do Banco Mundial, cuja aplicação sempre despertou interesse.

PROCEDIMENTO DA PESQUISA

Foram calibrados modelos do HDM que são apresentados na Ref.[1], envolvendo a previsão de afundamentos em trilha de roda, trincamento e irregularidade longitudinal.

No caso dos afundamentos em trilha de roda, o modelo é descrito por:

$$RDM = F_c AGER^{0,166} SNC^{-0,502} COMP^{-2,30} NE_4^{ERM} \quad (1)$$

$$ERM = 0,0902 + 0,0384D_0 - 0,009RH + 0,00158MMP \times TR$$

onde:

- RDM = afundamento em trilha de roda (média das trilhas de roda externa e interna), em mm;
- COMP = índice de compactidade do pavimento, em relação a um padrão, para lidar com eventuais deficiências construtivas ($0 < COMP \leq 1$);
- AGER = idade do pavimento, desde a construção ou último recapeamento, em anos;
- NE₄ = número equivalente acumulado de passagens do eixo padrão de rodas duplas de 80 kN (usando fatores de carga com expoente 4);
- D₀ = deflexão do pavimento (mm), medida com a viga Benkelman, em prova-de-carga com o eixo de 80 kN;
- RH = estado quanto à restauração (1 para pavimentos recapeados, e 0 para estrutura original);
- MMP = precipitação pluviométrica média mensal (m/mês);

TR = percentagem de área trincada, envolvendo trincas de severidade maior ou igual à da Classe 2 da AASHTO.

O número estrutural corrigido para a capacidade de suporte do subleito (SNC) é dado por:

$$SNC = SN + 3,51 \log_{10} CBR - 0,85 \log_{10}^2 CBR - 1,43 \quad (2)$$

onde:

SN = número estrutural do pavimento (Guia da AASHTO) = $a_1 h_1 + a_2 h_2 m_2 + a_3 h_3 m_3$;
 a_i = coeficiente de equivalência estrutural da camada i ;
 h_i = espessura da camada i , em polegadas;
 m_i = coeficiente de drenagem da camada i ;
 CBR = Índice de Suporte Califórnia do solo de subleito.

Neste modelo, o fator F_c tem valor *default* igual a 1,0 e corresponde ao fator de calibração experimental do modelo. Este fator será aqui determinado para as bases de dados das rodovias analisadas.

No caso de pavimentos flexíveis, o modelo para previsão do trincamento do revestimento asfáltico é:

$$TY_{cr2} = 4,21 \exp\left(0,139SNC - 17,1 \frac{YE_4}{SNC^2}\right) \quad (3)$$

onde:

TY_{cr2} = idade do revestimento, em anos, quando do aparecimento na superfície das primeiras trincas severas (Classe 2 da AASHTO);
 YE_4 = tráfego anual (em 10^6 repetições do eixo de 80 kN).

No caso de pavimentos semi-rígidos:

$$TY_{cr2} = 1,11 \exp(0,035HS + 0,371 \ln CMOD - 0,418 \ln D_0 - 2,87YE_4 D_0) \quad (4)$$

onde:

HS = espessura do revestimento asfáltico (mm);
 $CMOD$ = módulo de resiliência da base cimentada (GPa).

No caso de pavimentos recapeados por uma camada de concreto asfáltico:

$$TY_{cr2} = 2,54 \exp(0,0157H_R - 0,0141PCR_4) \quad (5)$$

onde:

H_R = espessura da camada de recapeamento (mm);
 PCR_4 = percentagem da área do pavimento existente com trincas de severidade muito alta (Classe 4 da AASHTO).

Esta última fórmula apresenta sérias deficiências para ser aplicada na prática, por não incluir dois parâmetros que são centrais no processo: o tráfego atuante e as deflexões do pavimento. Em vista disto, o modelo que é efetivamente utilizado no HDM é descrito na fórmula:

$$TY_{cr2} = 10,8 \exp(-1,21D_0 - 1,02YE_4 D_0) \quad (6)$$

o qual apresentou confiabilidade maior que o modelo da equação (5) no estudo experimental que gerou os modelos do HDM. Persiste, contudo, o problema de ser o trincamento de uma camada asfáltica de recapeamento dependente de todas as quatro variáveis envolvidas nas equações (5) e (6), e não apenas de duas delas. Em vista disto, foram realizadas comparações entre as previsões destes dois modelos e os resultados gerados por modelos de previsão de desempenho do tipo mecanístico-empírico. Esta comparação mostrou que grande parte das deficiências destes modelos poderia ser superada, em termos de sensibilidade aos parâmetros que importam no processo, se for utilizado o seguinte modelo alternativo:

$$TY_{cr2} = F_c \frac{(1,0TY_{cr2}^{eq.(5)} + 1,5TY_{cr2}^{eq.(6)})}{(1 + 1,5)} \quad (7)$$

ou seja, a partir de uma média ponderada entre ambos, com peso 50% maior para o modelo que apresentou maior poder explicativo no estudo do Banco Mundial que gerou estes modelos. Esta forma (equação 7) foi aqui adotada para a calibração que é descrita a seguir.

A determinação do ano em que provavelmente teve início a manifestação do trincamento severo na superfície do pavimento foi feita admitindo a validade das taxas de progressão de percentagem de área trincada do HDM (como $dTR/dt = 5,0\%$ ao ano para $TR < 30\%$ e $dTR/dt = 7,6\%$ ao ano, no caso de recapeamentos em CBUQ). A análise conjunta de todas as seções com trincamento mensurável permitiu a determinação de um fator de calibração médio para cada trecho de rodovia. Este fator médio foi em seguida testado quanto à sua validade no caso dos pavimentos ainda não trincados pertencentes à rodovia correspondente. Caso a previsão do tempo requerido para o surgimento na superfície das primeiras trincas severas levasse a um valor maior que a idade do pavimento, aquele fator de calibração era então considerado válido também para a seção em análise. Caso contrário (pavimento sem trincas e modelo indicando que deveria estar trincado), a seção era analisada em separado junto com as demais na mesma condição, computando-se o percentual de seções da rodovia para as quais aquele fator de calibração médio não era válido. Este percentual se revelou insignificante em todas as rodovias analisadas.

A evolução futura da irregularidade longitudinal é prevista por um modelo cuja forma funcional foi obtida a partir da derivada da seguinte função de regressão:

$$IRI(t) = [IRI_0 + 725F_c(1 + SNC)^{-4,99} N(t)]e^{0,0153t} \quad (8)$$

onde:

F_c = fator de calibração do modelo;

$IRI(t)$ = *International Roughness Index* no ano t (m/km);

t = idade do pavimento desde a construção ou restauração, em anos;

$N(t)$ = tráfego acumulado do eixo padrão 80 kN, em milhões de repetições;

IRI_0 = irregularidade longitudinal inicial do pavimento após a construção ou recapeamento (m/km).

Neste caso, o modelo do HDM foi aplicado inicialmente a apenas uma idade do pavimento (a mais recente) e foi estimada, pelo modelo, qual deveria ter sido a irregularidade inicial ($QI_0 = 13 \times IRI_0$), imediatamente após a restauração ou construção, admitindo $F_c = 1$, que é o valor *default* do HDM. Os valores obtidos (QI_0 médio de 15 cont/km no caso de estruturas originais, de 19 cont/km no caso de recapeamentos em CBUQ e de 22 cont/km no caso de micro-concreto asfáltico) parecem razoáveis o suficiente para que se possa considerar o modelo do HDM como sendo, em princípio, válido.

Esta abordagem, contudo, não permite que seja feita uma calibração direta do modelo, por requerer extensas bases de dados contendo a irregularidade inicial do pavimento naquelas três situações, para efeito de comparação com os valores de QI_0 estimados pelo modelo. Em vista de não estarem disponíveis valores de QI_0 , os dados de campo foram organizados de forma a que se traçasse o histórico de evolução da irregularidade em períodos de tempo nos quais o pavimento não tivesse sido objeto de intervenções significativas. A Figura 1 ilustra um exemplo mostrando esta evolução.

Este histórico foi em seguida associado por regressão linear ao modelo do HDM, obtendo-se o intercepto (irregularidade inicial, IRI_0) e a declividade da função $IRI = f(t)$, de onde foi calculado o fator de calibração F_c correspondente a cada seção. Foi adotado o seguinte arranjo para as variáveis no desenvolvimento destas regressões:

$$y = \frac{IRI(t)}{e^{0,0153t}} = IRI_0 + F_c [725(1 + SNC)^{-4,99} N(t)] = a + bx \quad (9)$$

com a variável independente x definida de modo que $F_c = b$, ou seja, com $a = IRI_0$.

Todo o processo de desenvolvimento dos modelos foi automatizado dentro de um módulo especial, inserido no Sistema de Gerência de Pavimentos, e que é mostrado na Figura 2. Este módulo executa tanto a função de calibrar modelos propostos pelo usuário quanto a de gerar diversas possibilidades de modelos para análise de sua relevância estatística. Naquela figura, cada ponto experimental corresponde a uma faixa de tráfego dentro de um segmento homogêneo, com extensão da ordem de 1 km.

PREVISÃO DA IRREGULARIDADE LONGITUDINAL

A síntese dos dados experimentais utilizados e dos resultados obtidos aparece na Tabela 1.

Tabela 1 – Síntese dos dados e dos resultados para o modelo IRI = f(t), equação (8)

	N _{ano} (10 ⁶) (10 ⁶)	D ₀ (0,01 mm)	TR (%)	H _R (cm)	N _p (pontos)	r ²	Se	Se/Sy	IRI ₀ (m/km)	SNC	Fc
Média =	0,684	54,7	6,8	3,4	3,8	0,68	0,15	0,69	1,77	4,42	0,6622
Desvio =	0,522	26,1	8,3	2,7	0,8	0,18	0,14	0,25	0,77	1,15	0,6955
C _v (%) =	76,2	47,6	122,0	79,4	21,7	26,9	94,1	36,9	43,7	26,1	105,0

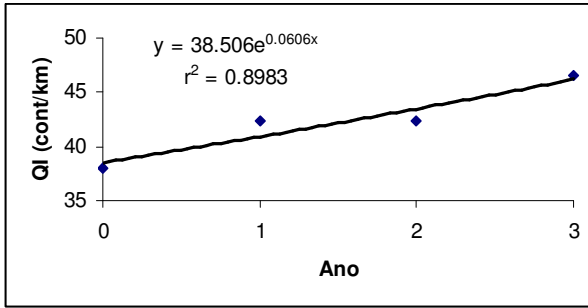


Figura 1 – Histórico de evolução da irregularidade em um segmento

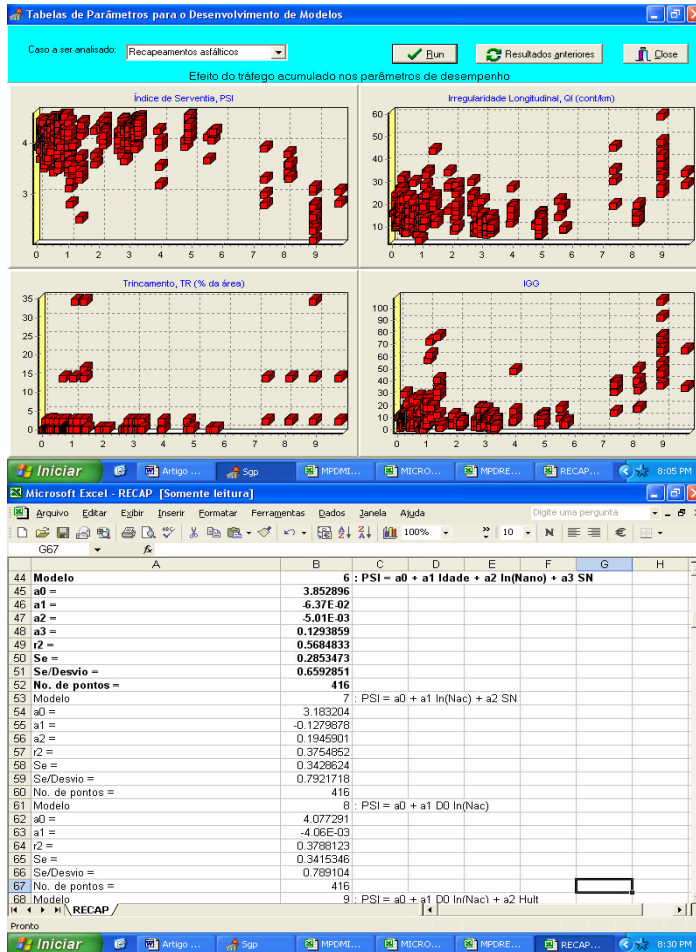


Figura 2 – Módulo de calibração de modelos do SGP em uma rede específica

Na Tabela 1:

r^2 = coeficiente de determinação

Se = erro-padrão da estimativa

Np = número de pontos por regressão

TR = porcentagem de área trincada das seções

H_R = espessura do último recapeamento aplicado

Se/Sy = relação entre Se e o desvio-padrão da variável dependente (Sy)

Em geral, estavam disponíveis dados de IRI abrangendo entre 3 e 5 anos para 300 seções, cujo histórico pôde ser utilizado por envolver seções onde não houve intervenções significativas de manutenção no período. A mediana (valor que é maior que 50% do total de pontos) de todas as 300 determinações foi igual a $F_c = 0,4459$, diferente portanto do valor médio de $F_c = 0,6622$. Isto indica que o fator de calibração não obedece a uma distribuição normal gaussiana, o que torna necessário traçar-se a função densidade de probabilidade própria deste parâmetro, a partir dos dados experimentais. O grande número de pontos disponíveis torna possível esta tarefa, cujo resultado é mostrado na Figura 3, onde pode ser obtido o fator (n) a ser aplicado ao desvio-padrão (σ) para a obtenção do fator de calibração associado a um determinado nível de confiabilidade (N_C), de acordo com: $F_c = F_c^{médio} + n \sigma$. Pode-se observar que os valores de n para $80\% < N_C < 95\%$ (ou seja, nos níveis de confiança adequados para rodovias de tráfego entre médio e pesado) se encontram próximos da faixa da distribuição normal gaussiana ($0,9 < n < 2,0$).

A variação dos fatores dentre as diferentes redes não mostra algum padrão onde o efeito regional ou climático possa ser destacado como variável explicativa. Este fato implica em que, na prática, a síntese estatística geral, expressa pelo valor médio, desvio-padrão e função densidade de probabilidade da Figura 3, pode ser aplicada diretamente.

O valor médio $F_c = 0,6622$ é significativamente inferior ao valor *default* do modelo HDM (1,00). Isto implica na conclusão de que os pavimentos aqui analisados apresentaram crescimento de irregularidade longitudinal sob velocidades em média inferiores àquelas dos pavimentos que fizeram parte da base de dados utilizada para o desenvolvimento do modelo do HDM (ou seja, essencialmente, rodovias de baixo a médio volume de tráfego).

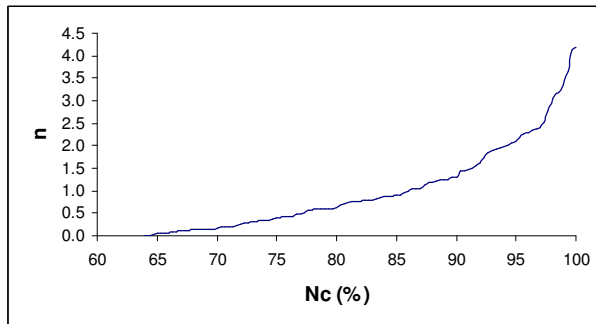


Figura 3 – Função densidade de probabilidade para Fc no modelo de irregularidade

RECAPEAMENTOS EM CBUQ

As condições gerais dos dados experimentais são mostradas na Tabela 2, em termos dos seguintes parâmetros:

H_R = espessura do último recapeamento aplicado;

h₁ = espessura total do revestimento asfáltico;

Idade = número de anos decorrido desde a última restauração;

N = tráfego acumulado desde a última restauração (em repetições equivalentes do eixo de 8,2 tf, usando os fatores de carga da AASHTO);

Condição atual do pavimento: expressa pelos parâmetros QI, TR (porcentagem de área trincada), IGG (Índice de Gravidade Global de DNER PRO-08/78) e RDM (afundamento médio nas trilhas de roda);

N_{ano} = tráfego anual atuante (com os fatores da AASHTO);

D₀ = deflexão do pavimento (10⁻² mm) à temperatura de referência do revestimento asfáltico de 21,1^oC (70^oF), sob a carga de 4100 kgf no FWD;

E_{SL} = módulo de elasticidade do solo de subleito;

C_v = coeficiente de variação (desvio-padrão / média).

Os parâmetros SN e E_{SL} foram calculados a partir das bacias de deflexões medidas com o FWD.

Tabela 2 – Condições gerais dos dados para o caso de recapeamento em CBUQ

	H_R (cm)	h_i (cm)	Idade (anos)	N (10^6)	PSI	QI cont/km	TR (%)	IGG	RDM (mm)	N_{ano} (10^5)	D_0	SN	E_{SL} (MPa)
Média =	4,8	17,6	7,03	3,494	3,63	23,0	6,5	28	3,2	6,487	49,8	4,07	486
Desvio =	3,4	6,8	5,81	4,790	0,68	12,7	11,3	34	1,9	7,538	43,3	2,00	503
Cv (%) =	70,5	38,8	82,6	137,1	18,7	55,2	173,4	121,3	59,0	116,2	87,0	49,1	103,5
Mín. =	2,0	5,0	0,08	0,001	1,32	0,0	0,0	0	0,2	0,073	3,7	0,95	14
Máx. =	17,0	46,0	21,5	24,12	4,52	98,0	48,0	226	12,8	39,709	312	7,50	750
Pontos	3260	3260	3260	3260	3260	3260	3260	3260	2372	3260	3260	3260	3257

A síntese dos fatores de calibração obtidos aparece na Tabela 3, em termos dos seguintes parâmetros:

$F_c_HDM_TY_{cr2}$ = fator para o modelo que prevê o ano em que as primeiras trincas severas surgem na superfície do pavimento;

$F_c_HDM_atr$ = fator para o modelo de previsão de afundamentos em trilha de roda;

QI_0_HDM = irregularidade inicial (cont/km), projetada para o passado de modo que o modelo do HDM seja capaz de prever a irregularidade atual.

Tabela 3 – Síntese da calibração para o caso de recapeamento em CBUQ

	$F_c_HDM_TY_{cr2}$	$F_c_HDM_atr$	QI_0_HDM (cont/km)
Média =	1,382	5,1017	18,941
Desvio-padrão σ =	1,097	3,1858	9,683
Cv (%) =	79,4	62,4	51,1
Mínimo =	0,009	0,53	6,000
Máximo =	9,059	17,0	39,90
Nº de pontos =	2522	2347	2597

No caso do fator de calibração para o modelo que prevê o surgimento na superfície do pavimento das primeiras trincas de fadiga de alta severidade, houve variação significativa apenas com a espessura da camada de recapeamento, como ilustrado na Figura 4. Nesta figura, os dados foram consolidados em termos do valor médio de F_c para cada valor de H_R , a fim de evitar que a presença desigual de dados experimentais em algumas espessuras distorcesse a tendência geral. O seguinte modelo de regressão pode ser proposto:

$$F_c = 0,03097 + 0,4859H_R - 3,9549 \times 10^{-2} H_R^2 + 1,2906 \times 10^{-3} H_R^3 \quad (10)$$

com $r^2 = 0,716$ e erro-padrão da estimativa $S_E = 0,3555$ para um total de 19 pontos.

O fato de ter sido detectada uma tendência geral de aumento de F_c com H_R indica que a variante dos modelos do HDM aqui proposta subestima o benefício do aumento da espessura da camada asfáltica de recapeamento. Sendo assim, os pesos adotados na equação (7) poderiam ser mais próximos entre si. Este resultado mostra uma deficiência séria no HDM, na medida em que o programa aplica de fato apenas a equação (6), onde a espessura do recapeamento não é considerada de forma explícita.

A Figura 4 sugere ainda que, para efeitos práticos, o fator de calibração seja determinado da seguinte forma:

$H_R < 2,6$ cm:	$F_c^{médio} = 0,033H_R^{3,8601}$	Desvio-padrão = $0,257 \times F_c^{médio}$	393 pontos
$2,6 < H_R \leq 6$ cm:	$F_c^{médio} = 1,3268$	Desvio-padrão = 1,000 Cv = 75,4%	2039 pontos
$H_R > 6$ cm:	$F_c^{médio} = 2,2362$	Desvio-padrão = 0,5752 Cv = 25,7%	90 pontos

No caso de $H_R > 6$ cm, o baixo coeficiente de variação de F_c implica em alta significância para o seu valor médio.

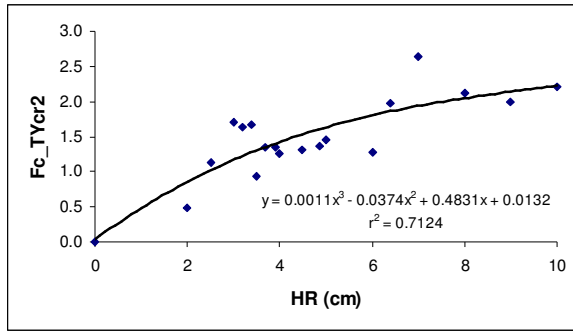


Figura 4 – Fator de calibração para o início do trincamento severo

Para os recapeamentos com espessura no intervalo $2,6 \text{ cm} < H_R \leq 6 \text{ cm}$ a mediana de F_c foi igual a 1, diferente, portanto, do valor médio (1,3268), sugerindo uma distribuição não normal. A Figura 5 mostra a sua função densidade de probabilidade, na qual é apresentado o valor de n em $F_c^{proj} = F_c^{médio} + n \sigma$ para a obtenção do fator de calibração de projeto em função do nível de confiabilidade requerido (N_c). O valor de n desta distribuição se aproxima da gaussiana para valores de N_c em torno de 90%.

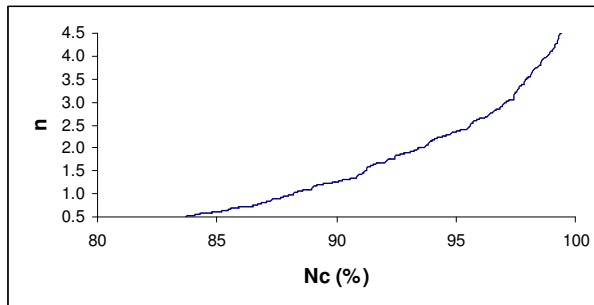


Figura 5 – Função densidade de probabilidade para F_c de TYcr2 ($2,6 < H_R \leq 6 \text{ cm}$)

No caso dos afundamentos em trilha de roda, os dados de campo envolveram afundamentos de modo geral baixos (média de 3,2 mm com desvio-padrão de 1,9 mm). Os fatores de calibração do modelo HDM foram, contudo, bastante elevados (média igual a 5,10 com desvio-padrão de 3,19 e mediana igual a 4,27), indicando uma tendência de o modelo do HDM subestimar este parâmetro, ao menos no caso das rodovias aqui analisadas, cuja tendência é a de apresentarem baixos afundamentos em trilha de roda. Não houve qualquer tendência detectável de variação do fator de calibração com algum parâmetro estrutural ou relativo ao tráfego atuante, de modo que as previsões de desempenho utilizando a calibração aqui obtida devem ser feitas apenas por meio de uso do valor médio e do desvio-padrão do fator F_c , junto com a correspondente função densidade de probabilidade (Figura 6). Os valores de n desta distribuição se aproximam da normal (gaussiana) para valores de N_c em torno de 85%.

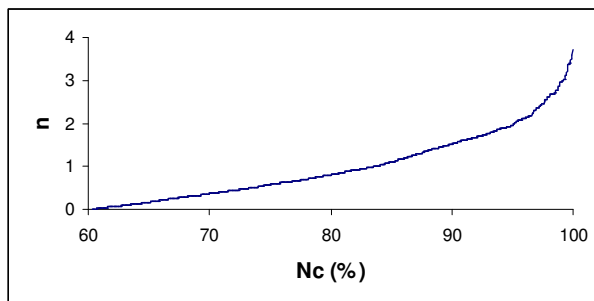


Figura 6 – Função densidade de probabilidade de F_c para afundamentos em trilha de roda no recapeamento

MICRO-CONCRETO ASFÁLTICO

As condições gerais dos dados experimentais são mostradas na Tabela 4, enquanto que a síntese dos fatores de calibração aparece na Tabela 5.

Tabela 4 – Condições gerais dos dados para o caso de micro-concreto asfáltico

	H _R (cm)	h ₁ (cm)	Idade (anos)	N (10 ⁶)	PSI	QI cont/km	TR (%)	IGG	ATR (mm)	N _{ano} (10 ⁵)	D ₀	SN	E _{SL} (MPa)
Média =	1,1	16,0	2,48	2,010	3,72	25,5	3,1	16	3,7	8,545	31,3	3,50	6575
Desvio =	0,4	6,2	1,73	2,450	0,51	11,2	6,6	17	1,8	6,995	25,1	0,88	4267
Cv (%) =	35,9	38,8	70,0	121,9	13,8	44,0	213,4	101,6	48,6	81,9	80,4	25,2	64,9
Mín. =	0,3	5,6	0,25	0,03	2,01	0,0	0,0	0	0,2	0,330	4,9	1,65	427
Máx. =	2,5	31,2	8,45	14,08	4,52	75,1	36,5	161	15,2	32,26	252,7	9,40	12300
Pontos	2928	2928	2928	2928	2928	2928	2928	2928	1985	2928	2928	2928	2928

Tabela 5 – Síntese da calibração para o caso de micro-concreto asfáltico

	Fc_HDM_TYcr2	Fc_HDM_atr	QI ₀ _HDM (cont/km)
Média =	0,9287	6,8533	22,042
Desvio-padrão σ =	0,2638	3,3860	8,964
Cv (%) =	28,4	49,4	40,7
Mínimo =	0,252	0,45	6,000
Máximo =	2,575	19,8	39,90
Nº de pontos =	2391	1971	2832

No caso do fator de calibração do modelo para previsão do início do trincamento, o coeficiente de variação obtido (Cv = 28,4%) é baixo o suficiente para que as previsões de desempenho possam vir a ser feitas apenas com base no valor médio (Fc = 0,9287) e no desvio-padrão (σ = 0,2638). De fato, um valor de Cv da ordem de 30% corresponde à ordem de grandeza da variabilidade esperada para os parâmetros estruturais que caracterizam um segmento de rodovia nominalmente homogêneo. Isto significa que o efeito da espessura da camada de micro-concreto asfáltico é adequadamente descrito pela variante dos modelos do HDM aqui proposta.

Para os afundamentos em trilha de roda, ocorreu o mesmo fenômeno que no caso de recapeamento em CBUQ: elevados fatores de calibração, sem variação com algum parâmetro. A variabilidade dos fatores determinados foi, contudo, menor, viabilizando o uso da média e do desvio-padrão. A pesquisa direta de relações funcionais, como ilustrada na Figura 2, levou ao seguinte modelo:

$$PSI = 2,7297 - 0,1312 \ln(N) + 0,2852 SN \quad (11)$$

com $r^2 = 0,371$ e $S_E = 0,4020$ para 2519 pontos. Apesar do baixo coeficiente de determinação, o modelo capta de forma racional os efeitos do tráfego acumulado (N) e do número estrutural do pavimento (SN). Aplicações práticas para a previsão da perda de serventia (PSI) ao longo do tempo podem ser feitas para um determinado nível de confiabilidade, bastando construir um intervalo de confiança na forma:

$$PSI^{eq.(11)} - tS_E \sqrt{1 + \frac{1}{n}} \leq PSI \leq PSI^{eq.(11)} + tS_E \sqrt{1 + \frac{1}{n}} \quad (12)$$

onde o valor t da distribuição de Student deve corresponder ao N_C requerido. Como o número de pontos n é muito grande, o PSI previsto após N (10⁶) repetições de carga com 90% de confiança é dado por: $PSI = PSI^{eq.(11)} - 1,29 S_E$, podendo ser utilizada a distribuição gaussiana no lugar da distribuição t .

PAVIMENTOS FLEXÍVEIS NÃO RESTAURADOS

As condições gerais dos dados experimentais são mostradas na Tabela 6, enquanto que a síntese dos fatores de calibração aparece na Tabela 7.

Tabela 6 – Condições gerais dos dados para o caso de pavimentos flexíveis não restaurados

	h_1 (cm)	Idade (anos)	N (10^6)	PSI	QI cont/km	TR (%)	IGG	ATR (mm)	N_{ano} (10^3)	D_0	SN	E_{SL} (MPa)
Média =	8,9	4,84	1,300	4,14	16,7	1,4	8	2,8	2,613	23,6	4,11	715
Desvio =	3,0	2,30	1,628	0,44	7,7	4,3	14	1,5	2,711	14,5	1,30	363
Cv (%) =	33,4	47,5	125,2	10,7	46,4	317	176	54,8	103,8	61,5	31,6	50,7
Mín. =	5,0	0,95	0,050	2,57	0,0	0,0	0	0,6	0,170	5,9	1,61	115
Máx. =	12,0	8,95	9,730	4,52	57,4	34,2	108	9,4	16,34	113	8,95	1250
Pontos	537	537	537	537	537	537	537	226	537	537	537	537

Tabela 7 – Síntese da calibração para o caso de pavimentos flexíveis não restaurados

	$F_c_HDM_TY_{cr2}$	$F_c_HDM_atr$	QI_0_HDM (cont/km)
Média =	0,9150	5,2942	15,28
Desvio-padrão σ =	0,2278	2,1954	6,193
Cv (%) =	24,9	41,5	40,53
Mínimo =	0,084	0,985	6,10
Máximo =	1,055	11,82	39,9
Nº de pontos =	521	222	497

Embora os pavimentos desta base de dados sejam relativamente novos (idade média de apenas 4,8 anos, com idade máxima igual a 9 anos), o fator de calibração para o modelo que prevê o início do trincamento pôde ser determinado em muitos segmentos, tendo sido obtido um valor médio bastante próximo daquele resultante do desenvolvimento original do modelo do HDM (1,0), com baixo coeficiente de variação, praticamente dando suporte àquele modelo. No caso do modelo para previsão de afundamentos em trilha de roda, obteve-se resultado similar ao dos casos anteriores, indicando a necessidade de uma correção bastante significativa do modelo do HDM pelo fator de calibração. O coeficiente de variação (Cv = 41,5%) não é, contudo, elevado, de modo que a validade do modelo do HDM pode ser considerada confirmada por estes dados. O uso do modelo na prática pode ser, portanto, recomendado, desde que com um fator de calibração apropriado ao nível de confiabilidade do projeto, o qual pode ser obtido simplesmente utilizando a média e o desvio-padrão.

PAVIMENTOS SEMI-RÍGIDOS

Todos os pavimentos com camada de base cimentada existentes nas redes aqui analisadas já foram objeto de restauração, o que impede seu uso para a calibração de modelos relativos a estruturas em estado original. Desta forma, será feita aqui a avaliação em separado de uma rodovia, a SP-075, onde predominam pavimentos semi-rígidos com histórico bem conhecido, a fim de levantar elementos para uma comparação entre o desempenho previsto pelos modelos e o seu comportamento real. A Figura 7 mostra o pavimento existente e a Tabela 8 mostra resultados decorrentes da avaliação estrutural com o FWD, realizada 15,5 anos após a construção do pavimento e 2,5 anos após sua restauração.

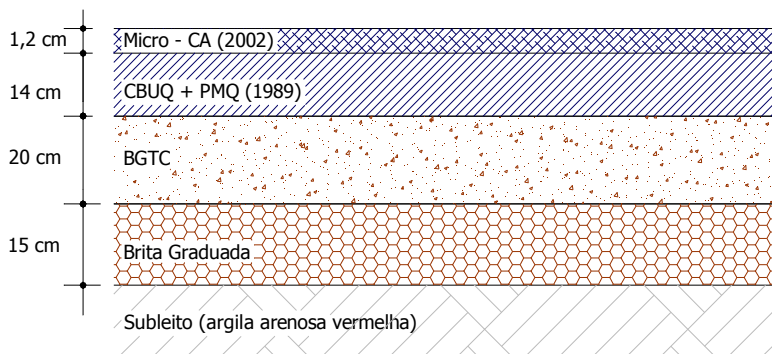


Figura 7 – Pavimento existente na Rodovia SP-075 (km 43,0 – km 70,6)

Tabela 8 – Síntese da avaliação estrutural com FWD na SP-075 (Ref.[2])

Pista	Início (km)	Final (km)	REV.			BGTC			N (10 ⁷)	ε _t (10 ⁻⁵)	N _f (10 ⁷)	c _f	N _{ano} (10 ⁶)
			E_Fx1	E_Fx2	RM	E_Fx1	E_Fx2	RM					
Norte	43	56	6,09	4,04	0,663	17,24	14,18	0,823	1,473	1,983	1,087	1,354	0,950
Norte	56	66,6	6,15	5,82	0,946	17,72	16,71	0,943	0,409	1,982	1,088	0,376	0,264
Norte	66,6	70,6	6,35	4,95	0,779	17,15	16,01	0,934	0,659	1,930	1,098	0,600	0,425
Sul	70,6	66,4	5,24	4,42	0,843	18,99	18,07	0,952	0,726	1,891	1,105	0,657	0,468
Sul	66,4	55,62	5,97	4,46	0,747	20,40	18,32	0,898	1,048	1,868	1,110	0,944	0,676
Sul	55,62	43	5,43	4,54	0,835	18,88	18,30	0,969	1,480	1,915	1,101	1,345	0,955

A Tabela 8 mostra os módulos de elasticidade médios (E, em GPa) do revestimento asfáltico (REV.) e da camada de base cimentada (em Brita Graduada Tratada com Cimento), nas faixas de tráfego 1 e 2. Foi calculada a relação modular $RM = E(Fx2) / E(Fx1)$ a fim de quantificar a deterioração estrutural por trincamento que teriam sofrido estas camadas. Admite-se aqui que os valores correspondentes à Faixa 1 indicam a condição inicial, íntegra, destas camadas. A concentração quase que total do tráfego comercial na Faixa 2 (e na 3, quando há) nesta rodovia permite que seja adotada tal hipótese.

A Tabela 8 mostra também o tráfego anual (N_{ano}), o tráfego acumulado (N), a deformação máxima de tração sob a camada cimentada, calculada pela teoria de camadas elásticas (ε_t), e a vida de fadiga (N_f) prevista pelo modelo oriundo de estudos com o HVS na África do Sul (Ref.[3]):

$$N_f = 10^{7,19 \left(1 - \frac{SSR}{8}\right)} \quad (13)$$

$$SSR = \frac{\epsilon_t}{\epsilon_b} d$$

onde ε_b é a deformação de tração na ruptura (145 μ no caso de BGTC) e d = 1,25 é o fator de acréscimo da deformação de tração devido à presença das trincas transversais de retração. Com este modelo, foi calculado o consumo à fadiga c_f = N / N_f produzido pelas cargas do tráfego na Faixa 2 até a data da avaliação do pavimento.

Os resultados mostram, como é indicado na Figura 8, uma tendência bem definida de queda da relação modular com o tráfego acumulado, tanto no caso do revestimento asfáltico quanto no da base cimentada. Ambas as camadas devem estar, portanto, sofrendo os efeitos da fadiga sob a passagem repetida das cargas do tráfego.

No caso da BGTC, a Figura 9 expressa os resultados em termos do consumo à fadiga em relação ao modelo do HVS (equação 13) e compara o modelo resultante com um outro que consolida uma série de resultados experimentais obtidos na África do Sul (Ref.[4]), também com o HVS.

Apesar dos diferentes formatos das funções, há uma grande concordância em termos de tendência geral dos modelos. Assim, o trincamento por fadiga da camada de base começa a se manifestar de forma significativa para valores de c_f em torno de 1,3 em ambos os modelos (para os quais se tem $RM = E_{ef} / E_0$ em torno de 82%), e a camada de base pode ser considerada severamente trincada para c_f = 3,5 (com $RM = E_{ef} / E_0$ em torno de 28%). Desta forma, o modelo do HVS (equação 13) pode ser considerado aplicável no sentido de prever a evolução futura da condição estrutural da camada de base cimentada.

Os pavimentos deste trecho da SP-075 foram restaurados com cerca de 13 anos de vida. Havia áreas com trincamento severo que foram objeto de reparos superficiais executados com uso de fresagem e reposição em CBUQ de pequenas espessuras (cerca de 4 cm), antes da aplicação do micro-concreto asfáltico. Admitindo, por este histórico, a existência de cerca de 25% de área trincada com trincas severas naquele momento e para uma velocidade de progressão média de área trincada da ordem de 8,7% ao ano (valor do modelo do HDM), deduz-se que o início do aparecimento na superfície do pavimento das primeiras trincas severas teria se dado por volta de 10 anos em serviço. Para reproduzir esta ocorrência, deve-se aplicar um fator de calibração Fc = 0,013 ao modelo da equação (4). Um fator tão diferente de 1,0 indica inaplicabilidade total do modelo do HDM. A causa deve estar em que aquele modelo foi desenvolvido para rodovias com base de solo-cimento e revestimentos asfálticos delgados.

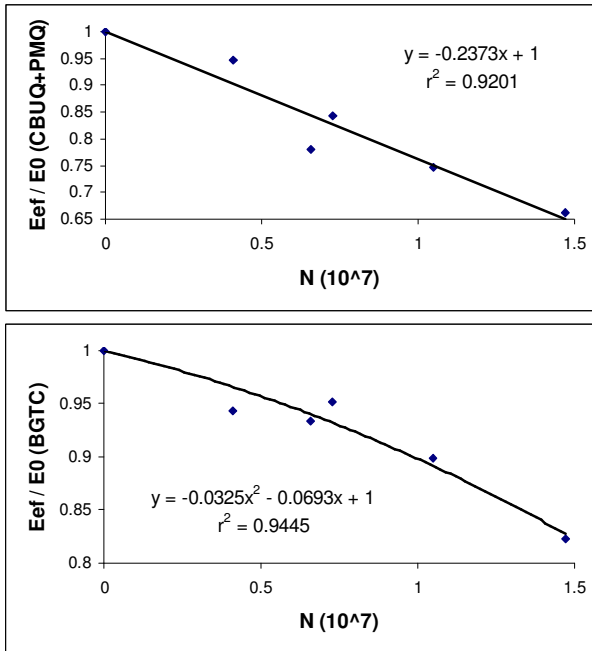


Figura 8 – Deterioração estrutural das camadas de revestimento e base

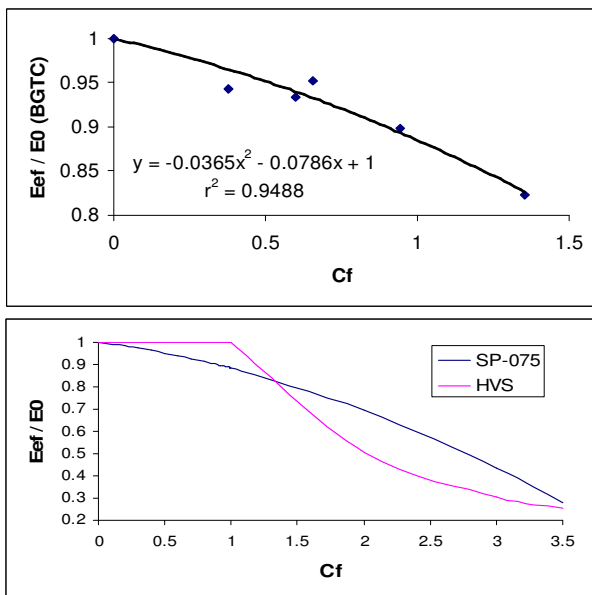


Figura 9 – Comparação do modelo de deterioração da BGTC com o do HVS

CONCLUSÕES

O fato de a maior parte dos fatores de calibração aqui determinados não ter sido função de parâmetros estruturais ou de parâmetros referentes ao tráfego ou à idade indica que os modelos assim calibrados têm confiabilidade adequada para que decisões de projeto possam ser baseadas em sua aplicação. Os resultados obtidos mostraram, além disso, a importância da calibração dos modelos do HDM antes que sejam aplicados na prática. Os pavimentos das rodovias aqui envolvidas apresentam capacidade estrutural maior e se encontram sob tráfego mais pesado que aqueles para os quais os modelos do HDM foram originalmente desenvolvidos, e requerem

fatores de calibração bem diferentes dos fatores originais, principalmente nos casos dos modelos para irregularidade longitudinal e afundamentos em trilha de roda.

No que diz respeito aos modelos para previsão do início do trincamento, pode ser considerado surpreendente o fato de o fator de calibração médio para micro-concreto asfáltico ($F_c = 0,93$) ter sido tão próximo do valor *default* (1,00), visto que os modelos do HDM analisados se referem exclusivamente a recapeamento em CBUQ convencional. O fator médio obtido para este último caso ($F_c = 1,38$) indica uma durabilidade potencial 48% maior para o CBUQ convencional em relação ao micro-concreto asfáltico, em termos de aparecimento na superfície das primeiras trincas. Estas soluções não seriam, portanto, concorrentes entre si, devendo o micro-concreto asfáltico ficar reservado para aplicações específicas em termos de tráfego atuante, período de projeto e condições do pavimento a ser restaurado.

Como ilustração dos resultados gerados pelos modelos assim calibrados neste contexto, a Tabela 9 mostra as espessuras de recapeamento necessárias para três períodos de projeto (5, 7 e 10 anos) e para o Nível de Confiabilidade do projeto $N_c = 85\%$, abrangendo diversas condições em termos de: porcentagem de área trincada do pavimento existente (TR), tráfego atuante (N_{ano} , repetições anuais do eixo-padrão de 8,2 tf pela AASHTO) e deflexão média (D_0), e considerando uma condição terminal dada por $TR_t = 20\%$ de área trincada, para definir o final da vida de serviço do pavimento restaurado. Esta tabela ilustra a magnitude das necessidades de recapeamento em casos onde o critério crítico para o desempenho seja o trincamento por fadiga, ou seja, casos em que o pavimento a ser restaurado apresenta-se em condições regulares e pouco preocupantes com relação a deformações plásticas e irregularidade longitudinal.

Tabela 9 – Espessura de recapeamento em CBUQ para $TR_t = 20\%$ e $N_c = 85\%$

D_0 (0,01 mm)	N_{ano} (10^6)	TR (%)	H_R (cm) para PP = 5 anos	H_R (cm) para PP = 7 anos	H_R (cm) para PP = 10 anos
30	0,3	5	2	2,2	6
		20	2,1	2,3	6
		50	2,3	6	6
	1,0	5	2	2,3	6
		20	2,2	2,8	6
		50	4,7	6	6
	3,0	5	2	4,1	6
		20	3,1	6	6
		50	6	6	7,2
45	0,3	5	2	2,3	6
		20	2,2	2,9	6
		50	4,9	6	6
	1,0	5	2	2,6	6
		20	2,3	5,3	6
		50	6	6	6
	3,0	5	2	6	6
		20	5,6	6	6
		50	6	6,3	9,5
65	0,3	5	2	2,6	6
		20	2,3	5,2	6
		50	6	6	6
	1,0	5	2	4,7	6
		20	3,9	6	6
		50	6	6	8
	3,0	5	2,2	6	6,6
		20	6	6	7,7
		50	6	8,4	11,1

Grandes espessuras de recapeamento, que resultam dos casos onde o pavimento a ser restaurado se encontra severamente trincado, indicam a conveniência de uma preparação prévia do pavimento por meio de reparos localizados ou reperfilagem antes do recapeamento em CBUQ, de modo a que se possa utilizar recapamentos mais delgados com eficácia econômica e confiabilidade técnica dentro de níveis aceitáveis.

Incluindo no projeto o critério de irregularidade longitudinal admissível, dado por $QI \leq 35$ cont/km, e o de afundamento em trilha de roda máximo de 7 mm, e considerando ainda que o pavimento existente apresentava irregularidade $QI = 35$ cont/km imediatamente antes da restauração, as espessuras da Tabela 9 aumentam para aquelas mostradas na Tabela 10.

Tabela 10 – Recapeamento em CBUQ para $TR_t = 20\%$, $QI_t = 35$ cont/km e $ATR_t = 7$ mm ($N_c = 85\%$)

D_0 (0,01 mm)	N_{ano} (10^6)	TR (%)	H_R (cm) para PP = 5 anos	H_R (cm) para PP = 7 anos	H_R (cm) para PP = 10 anos
30	0,3	5	2	2,2	6
		20	2,1	2,3	6
		50	2,3	6	6
	1,0	5	2	2,3	6
		20	2,2	2,8	6
		50	4,7	6	6
	3,0	5	2	4,1	6
		20	3,1	6	6
		50	6	6	7,2
45	0,3	5	2	2,3	6
		20	2,2	2,9	6
		50	4,9	6	6
	1,0	5	2	2,6	6
		20	2,3	5,3	6
		50	6	6	6
	3,0	5	5,5	7,9	10,7
		20	5,6	7,9	10,7
		50	6	7,9	10,7
65	0,3	5	2	2,6	6
		20	2,3	5,2	6
		50	6	6	6
	1,0	5	4,2	6,3	8,6
		20	4,2	6,3	8,6
		50	6	6,3	8,6
	3,0	5	9,7	12,1	14,8
		20	9,7	12,1	14,8
		50	9,7	12,1	14,8

No caso de micro-concreto asfáltico, a Tabela 11 mostra as espessuras necessárias para diversas condições de projeto, para pavimentos com irregularidade antes da restauração da ordem de $QI = 25$ cont/km e nível de confiabilidade igual a $N_c = 85\%$. As células em branco nesta tabela correspondem a casos onde o micro-concreto asfáltico não seria diretamente aplicável, sendo necessária alguma preparação prévia do pavimento. Fica evidente destes resultados que, apesar do amplo espectro de situações onde o micro-concreto asfáltico é aplicável (mesmo em uma espessura mínima de 4 mm), seu domínio é mais restrito que o do recapeamento em CBUQ convencional. O pavimento a ser restaurado não pode apresentar trincamento excessivo, deflexões elevadas ou irregularidade longitudinal em níveis que requeiram espessuras de recapeamento significativas para sua redução. A tabela mostra também que há dificuldade na obtenção de uma vida de serviço maior que 5 anos quando o tráfego é pesado. Além disso, a equação (11) já havia mostrado que as duas variáveis estatisticamente mais relevantes para a previsão da perda de serventia de pavimentos recapeados com micro-concreto asfáltico são: o tráfego acumulado (número N) e o número estrutural do pavimento (SN), o que realça a necessidade de que, para ser viável sob tráfego pesado, o micro-concreto asfáltico deve ser aplicado apenas sobre pavimentos bem estruturados.

Na Tabela 11, espessuras maiores que 2 cm devem ser interpretadas como casos onde uma camada intermediária deve ser aplicada antes do micro-concreto asfáltico, o que pode envolver sistemas do tipo *Cape Seal* (micro-concreto asfáltico sobre tratamento superficial). Estes resultados se referem a um nível de confiabilidade compatível com um projeto de restauração. Aplicações com objetivo apenas de conserva preventiva e ou corretiva não requerem tal nível de confiança, o que viabiliza espessuras menores que as indicadas na Tabela 11.

Tabela 11 – Espessura de recapeamento em micro-concreto asfáltico (pavimento com QI atual = 25 cont/km)

D_0 (0,01 mm)	N_{ano} (10^6)	TR (%)	H_R (cm) para PP = 4 anos	H_R (cm) para PP = 5 anos	H_R (cm) para PP = 6 anos
25	0,3	3	0,4	0,4	0,4
		7	0,4	0,4	0,4
		15	0,4	0,4	0,4
	1	3	0,4	0,4	0,4
		7	0,4	0,4	0,4
		15	0,4	0,4	0,4
	3	3	0,4	0,4	0,4
		7	0,4	0,4	0,4
		15	0,4	0,9	2,9
35	0,3	3	0,4	0,4	0,4
		7	0,4	0,4	0,4
		15	0,4	0,4	0,4
	1	3	0,4	0,4	0,4
		7	0,4	0,4	0,4
		15	0,4	0,4	0,6
	3	3	0,4	1,2	2,3
		7	0,4	1,2	2,3
		15	1,3	3,3	
45	0,3	3	0,4	0,4	0,4
		7	0,4	0,4	0,4
		15	0,4	0,4	0,4
	1	3	0,4	0,4	0,4
		7	0,4	0,4	0,4
		15	0,4	0,4	2,4
	3	3	2,9		
		7	2,9		
		15	3		

Outra aplicação importante dos modelos desenvolvidos é na estimativa da vida restante dos pavimentos dentro de Sistemas para Gerência de Pavimentos (SGP). A Figura 10 ilustra este recurso dentro de um SGP. Com este objetivo, os modelos aqui calibrados são aplicados em sua forma diferencial, de modo a que, partindo da condição atual, seja prevista de forma incremental a condição futura do pavimento a cada ano seguinte.

Grande parte dos pavimentos que receberam recapeamento em CBUQ foram objeto de fresagem prévia em igual espessura. Este fato não foi aqui levado em consideração, em vista de conclusões experimentais, obtidas na pesquisa FHWA-LTPP, que apontam para a irrelevância da operação de fresagem em termos de afetar a vida de serviço do pavimento restaurado. Esta conclusão pode ser considerada apoiada pela pesquisa aqui desenvolvida, uma vez que os modelos do HDM aplicáveis a recapeamento simples (sem fresagem) puderam ser calibrados de forma consistente utilizando bases de dados que continham tanto recapeamentos após fresagem como recapeamento simples. A causa para esta irrelevância deve estar no fato de a operação de fresagem envolver dois efeitos contraditórios: (a) de um lado, beneficia a camada de recapeamento, por eliminar parte da espessura trincada da camada asfáltica subjacente, especialmente as trincas mais abertas e com desagregação do topo desta camada, e (b) de outro, por se tratar de corte a frio, gera fissuramento adicional na camada asfáltica remanescente. Deve estar havendo uma tendência a alguma compensação entre estes dois efeitos, a ponto de se poder concluir que a decisão de fresar ou não deveria ser baseada apenas em aspectos geométricos (restrições quanto a elevação do greide da pista).

AGRADECIMENTOS

A todas as Concessionárias de Rodovias que participaram desta pesquisa (AutoBan S/A, Rodovias das Colinas S/A, Consórcio UniVias S/A, Coviplan S/A, Ecosul S/A, e ViaOeste S/A) e à ARTESP, por motivar o desenvolvimento de modelos para previsão de desempenho nas Concessões Rodoviárias Estaduais de São Paulo.

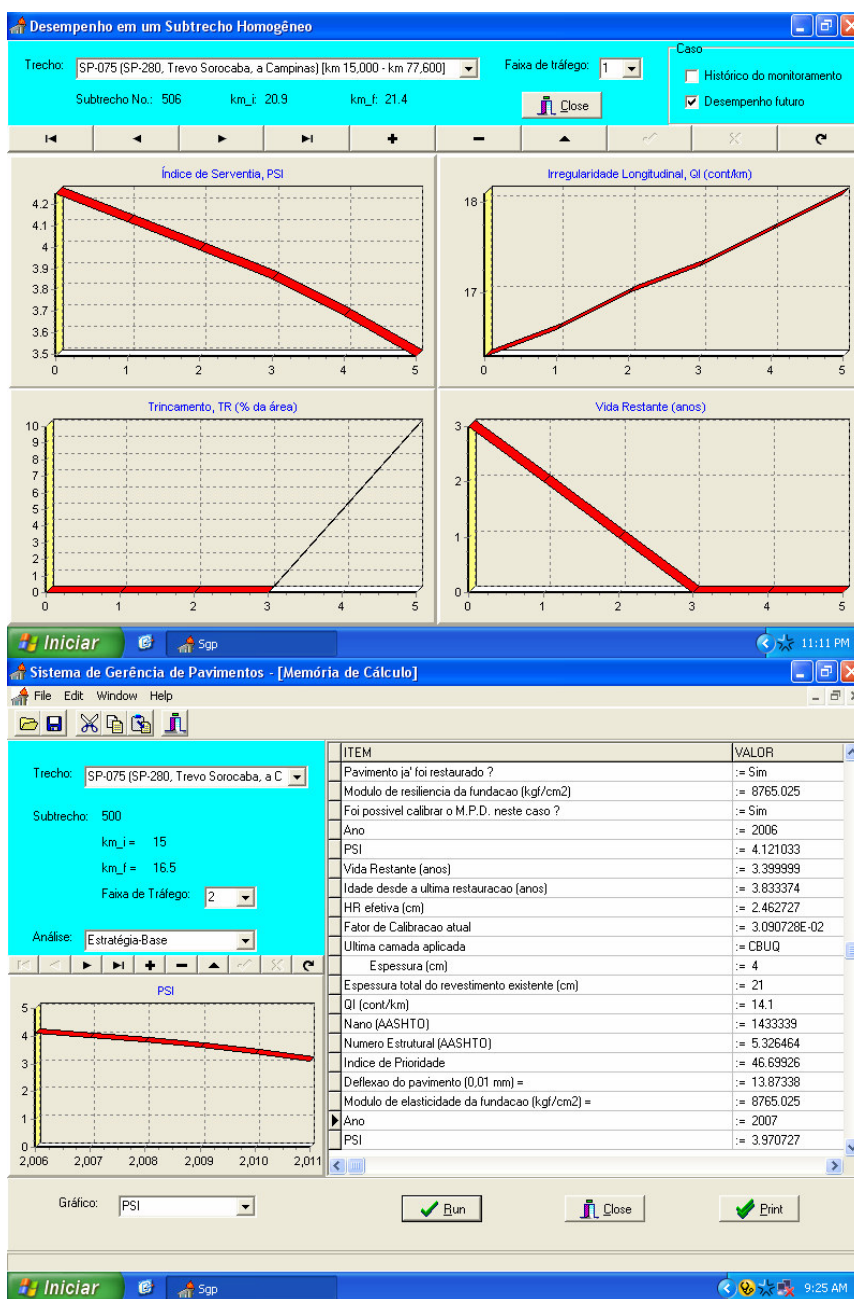


Figura 10 – Aplicação dos modelos à previsão do desempenho futuro em um SGP

REFERÊNCIAS

[1] Paterson, W.D.O. (1987). Road Deterioration and Maintenance Effects: Models for Planning and Management. The World Bank. Johns Hopkins, Baltimore.

[2] Concessionária Rodovias das Colinas S/A (2005). Relatórios MC-13.075.015-0-P05/001 e MC-13.075.077-0-P05/001.

[3] de Beer, M., Kleyn, E.G. & Horak, E. (1989). *Behavior of cementitious Gravel Pavements with Thin Surfacing*. 2º Simpósio Internacional de Avaliação de Pavimentos e Projeto de Reforço, Vol. II, pp. 4.1 – 4.1.39, ABPv, Rio de Janeiro.

[4] de Beer, M. (1985). *Behaviour of Cementitious Subbase Layers in Bitumen Base Road Structures*. M(Eng) thesis, University of Pretoria, South Africa.