

Deise Menezes Nascimento

**ANÁLISE COMPARATIVA DE MODELOS DE
PREVISÃO DE DESEMPENHO DE
PAVIMENTOS FLEXÍVEIS**

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para a obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil: Transportes.

Orientador: Prof. Assoc. José Leomar Fernandes Jr.

São Carlos
2005

AGRADECIMENTOS

Na realização deste trabalho muitas pessoas contribuíram de forma significativa e relevante, algumas dessas pessoas estavam perto e acompanharam todos os momentos de dúvidas e incertezas, outras contribuíram à distância, apoiando e incentivando cada decisão que resultou nessa dissertação de mestrado.

Gostaria de agradecer ao Prof. José Leomar Fernandes Jr. pela orientação e amizade que propiciaram o desenvolvimento deste trabalho.

Sou grata ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pelo apoio à pesquisa.

À Universidade de São Paulo e à Escola de Engenharia de São Carlos pela estrutura oferecida durante a realização desse trabalho.

Aos professores do Departamento de Transportes, pelos conhecimentos transmitidos, incentivos e colaborações.

Aos colegas e funcionários do Departamento de Transportes, pela convivência generosa, amizade, apoio e cooperação. Em especial aos colegas de grupo Frederico, Marcos, Fábio, Eduardo, Lílian, Jesner e Josiane.

Aos amigos e colegas: Simone Becker, Márcia Pereira, Márcia Lika, Andrés Cheung, Josiele Patias, Larissa Kirchoff, Daniele Andolfato, Marcela Costa, Fabiana Arruda, Ana Paula Furlan, Cira Pitombo, Daniane Vicentini, Vítor Borges, João Olympio, Antônio Prado, Rogério Ribeiro, Adson, entre outros.

Agradeço especialmente ao meu namorado e amigo, Giovano Palma, pela dedicação, apoio e colaboração na realização desse trabalho.

A Deus, que tenho certeza esteve sempre ao meu lado, orientando, norteando e permitindo que mesmo nos momentos mais difíceis eu tivesse força e confiança para continuar.

...Porque ter a mente boa não é o bastante; o principal é aplicá-la bem. As maiores almas são capazes tanto das maiores virtudes quanto dos maiores vícios, e aqueles que marcham lentamente podem avançar muito mais, se seguirem o caminho certo, do que os que correm porém dele se afastam.

Descartes.

RESUMO

NASCIMENTO, D. M. (2005). ***Análise Comparativa de Modelos de Previsão de Desempenho de Pavimentos Flexíveis***. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

Os modelos de previsão de desempenho de pavimentos são importantes ferramentas utilizadas pelos sistemas de gerência, essenciais para o planejamento das atividades de manutenção e reabilitação, assim como para a estimativa dos recursos necessários para a preservação das rodovias. Este trabalho tem por objetivo comparar modelos de desempenho de pavimentos, desenvolvidos por análises empíricas e empírico-mecanísticas, que predizem a evolução da condição de pavimentos flexíveis, ao longo do tempo e/ou tráfego acumulado. Os modelos de desempenho analisados foram desenvolvidos por pesquisadores e órgãos rodoviários brasileiros e internacionais, inclusive os modelos de deterioração utilizados pelo programa computacional de gerência de pavimentos desenvolvido pelo Banco Mundial, o HDM-4 (*Highway Development and Management*). A pesquisa está baseada na comparação do desempenho real de seções de pavimentos rodoviários, obtido a partir da base de dados dos experimentos LTPP (*Long-Term Pavement Performance*) do FHWA (*Federal Highway Administration*), com o comportamento previsto pelos modelos de desempenho desenvolvidos por Queiroz (1981), Paterson (1987), Marcon (1996) e Yshiba (2003). Neste trabalho, a análise do comportamento das seções de teste LTPP-FHWA é feita utilizando-se uma programação fatorial que, através da análise de variância (ANOVA), permite a determinação do nível de significância de fatores pré-selecionados (variáveis independentes: tráfego, idade e número estrutural corrigido) bem como a modelagem do desempenho dos pavimentos dessas seções (variáveis dependentes: irregularidade longitudinal e deformação permanente).

Palavras-chave: gerência de pavimentos, modelos de previsão de desempenho, banco de dados LTPP, HDM-4.

ABSTRACT

NASCIMENTO, D. M. (2005). *Análise Comparativa de Modelos de Previsão de Desempenho de Pavimentos Flexíveis*. M.Sc. Dissertation – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

The pavement performance prediction models are important tools used for pavement management, essential for the planning of maintenance and rehabilitation activities, as well as for budgeting. The aim of this work is to compare performance prediction models developed through empirical and empirical-mechanistic analyses, which predict the evolution of the condition of flexible pavements, throughout the time and/or accumulated traffic. The performance prediction models analyzed were developed by researchers and Brazilian and international road agencies, including the deterioration models used by the pavement management computer program HDM-4 (Highway Development and Management), developed by the World Bank. The research is based on the comparison of the real performance of pavement of sections, obtained from the data base of the LTPP Program (Long-Term Pavement Performance) of FHWA (Federal Highway Administration), with the behavior predicted by deterioration models developed by Queiroz (1981), Paterson (1987), Marcon (1996) and Yshiba (2003). In this work, the analysis of the behavior of the LTPP-FHWA test sections is made through a factorial programming. Analysis of Variance (ANOVA) allows the determination of the level of significance of pre-selected factors (independent variables: traffic, age and pavement structure) and the development of performance prediction models (dependent variables: roughness and rutting).

Keywords: pavement management, performance prediction models, database LTPP, HDM-4.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 – Componentes de um sistema de gerência de pavimentos.	4
FIGURA 2 – Efeito da deflexão pela viga Benkelman na quantidade estimada de trincas.....	9
FIGURA 3 – Exemplo dos efeitos da energia de deformação e do recapeamento.	11
FIGURA 4 – Modelos de previsão de desempenho contidos no programa HDM-III.....	13
FIGURA 5 – Valores de IRI (m/km) para a seção de teste 12-9054 (GPS-1).....	71
FIGURA 6 – Valores ajustados de IRI (m/km) para a seção de teste 12-9054 (GPS-1).	72
FIGURA 7 - Valores de DP (mm) para a seção de teste 12-4154 (GPS-1).....	73
FIGURA 8 - Valores ajustados de DP (mm) para a seção de teste 12-4154 (GPS-1).....	74
FIGURA 9 – Teste de Normalidade para os dados de IRI GPS-1.....	74
FIGURA 10– Teste de Normalidade para os dados de Deformação Permanente GPS-1.....	76
FIGURA 11 - Teste de Normalidade para os dados de IRI GPS-2	78
FIGURA 12 - Teste de Normalidade para os dados de Deformação Permanente GPS-2.....	79

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 – Coeficientes para a previsão da progressão do trincamento total e largo.....	15
TABELA 2 – Sistema de classificação dos pavimentos asfálticos no HDM-4.....	29
TABELA 3 – Classificação da zona climática quanto à precipitação média anual.....	30
TABELA 4 – Classificação da zona climática quanto à variação da temperatura.....	30
TABELA 5 – Coeficientes para o modelo de previsão do início do trincamento estrutural total.	32
TABELA 6 – Coeficientes para o modelo de previsão do início do trincamento estrutural largo	32
TABELA 7 – Coeficientes para o modelo de progressão do trincamento estrutural total e largo	36
TABELA 8 – Valores propostos para o coeficiente de trincamento térmico (CCT).....	36
TABELA 9 – Valores propostos para o número máximo de trincas térmicas (NCT_{eq}) e tempo necessário para alcançar esse nível de trincamento (T_{eq}).....	36
TABELA 10– Coeficientes para o início e progressão do trincamento térmico transversal	38
TABELA 11 – Coeficientes para o modelo de previsão do início do desgaste.	39
TABELA 12 – Coeficientes para o modelo de progressão do desgaste.	41
TABELA 13 – Coeficientes para o modelo de previsão do início das panelas.....	42
TABELA 14 – Coeficientes para o modelo de progressão das panelas.....	43
TABELA 15 – Valores para o fator intervalo de tempo (TLF).....	44
TABELA 16 – Coeficientes para o modelo de densificação inicial	44
TABELA 17 – Coeficientes para o modelo de deformação estrutural	45
TABELA 18 – Coeficientes para o modelo de deformação plástica.....	46
TABELA 19 – Coeficiente ambiental ‘m’ para as zonas climáticas.	48
TABELA 20 – Coeficientes para os componentes da irregularidade longitudinal.	50
TABELA 21 – Representação de um experimento fatorial em dois níveis com três fatores.....	60
TABELA 22 – Coeficientes de contraste para um fatorial em dois níveis com três fatores.	61

TABELA 23 – Matriz fatorial de IRI para as seções GPS-1.....	63
TABELA 24 – Análise de variância dos resultados de IRI para as seções GPS-1.	63
TABELA 25 – Matriz fatorial da deformação permanente para as seções GPS-1.....	64
TABELA 26 – Análise de variância dos resultados da deformação permanente para as seções GPS-1.....	64
TABELA 27 – Matriz fatorial de IRI para as seções GPS-2.....	65
TABELA 28 – Análise de variância dos resultados de IRI para as seções GPS-2.	65
TABELA 29 – Matriz fatorial da deformação permanente para as seções GPS-2.....	66
TABELA 30 – Análise de variância dos resultados da deformação permanente para as seções GPS-2.....	66
TABELA 31 – Análise de Variância para os dados de IRI GPS-1	75
TABELA 32 – Comparação para as médias de IRI GPS-1 (Teste de Tukey)	76
TABELA 33 – Análise de Variância para os dados de Deformação Permanente GPS-1	77
TABELA 34– Comparação para as médias de DP GPS-1 (Teste de Tukey).....	77
TABELA 35 – Análise de Variância para os dados de IRI GPS-2	78
TABELA 36– Comparação para as médias de IRI GPS-2 (Teste de Tukey)	79
TABELA 37 – Análise de Variância para os dados de Deformação Permanente GPS-2	80
TABELA 38– Comparação para as médias de DP GPS-2 (Teste de Tukey).....	80

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

AASHO	<i>American Association of State Highway Officials</i>
AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
ANOVA	Análise de Variância
CBR	Índice de Suporte Califórnia
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DP	Deformação Permanente nas Trilhas de Roda
FHWA	<i>Federal Highway Administration</i>
FWD	<i>Falling Weight Deflectometer</i>
GEIPOT	Empresa Brasileira de Planejamento de Transportes
GPS	<i>General Pavement Studies</i>
HDM-III	<i>Highway Design and Maintenance Standards Model</i>
HDM-4	<i>Highway Development and Management Tool</i>
HRB	<i>Highway Research Board</i>
IRI	Irregularidade Longitudinal da Superfície
ISOHDM	<i>International Study of Highway Development and Management</i>
LCPC	<i>Laboratoire Centrale des Ponts et Chaussées</i>
LTPP	<i>Long-Term Pavement Performance</i>
MIT	<i>Massachusetts Institute of Technology</i>
PICR	Pesquisa sobre o Inter-relacionamento dos Custos de Construção, Conservação e Utilização de Rodovias
SGP	Sistema de Gerência de Pavimentos
SHRP	<i>Strategic Highway Research Program</i>
SMP	<i>Seasonal Monitoring Program</i>
SN	Número Estrutural
SNC	Número Estrutural Corrigido
SPS	<i>Specific Pavement Studies</i>
STRS	<i>Strategic Transportation Research Study</i>
SUPERPAVE	<i>Superior Performance Asphalt Pavements</i>
TRB	<i>Transportation Research Board</i>
TRRL	<i>British Transport and Road Research Laboratory</i>

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	iv
LISTA DE FIGURAS	v
LISTA DE TABELAS	vi
LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS	viii
1 – INTRODUÇÃO	1
2 – SISTEMA DE GERÊNCIA DE PAVIMENTOS	4
2.1 Definição e Informações Gerais	4
2.2 Modelos de Desempenho de Pavimentos.....	5
2.2.1 Tipos de Modelos de Desempenho	6
2.2.2 Modelos de Desempenho Desenvolvidos por Queiroz.....	7
2.2.2.1 Modelos Empíricos	7
2.2.2.2 Modelos Empírico-Mecanísticos	10
2.2.3 Modelos de Desempenho Desenvolvidos por Paterson	12
2.2.3.1 Início e Progressão do Trincamento	12
2.2.3.2 Início e Progressão do Desgaste	17
2.2.3.3 Início e Progressão das Painelas.....	19
2.2.3.4 Progressão da Deformação Permanente nas Trilhas de Roda	21
2.2.3.5 Progressão da Irregularidade.....	22
2.2.4 Modelos de Desempenho Desenvolvidos por Marcon	24
2.2.5 Modelos de Desempenho Desenvolvidos por Yshiba	26
2.3 – Programa Computacional: HDM-4	27
2.3.1 Modelos de Previsão de Desempenho do HDM-4.....	28
2.3.1.1 Modelos de Deterioração Devido ao Trincamento.....	30
2.3.1.2 Modelos de Deterioração Devido ao Desgaste.....	39
2.3.1.3 Modelos de Deterioração Devido às Painelas	41
2.3.1.4 Modelos de Deterioração Devido à Deformação Permanente	44
2.3.1.5 Modelos de Deterioração Devido à Irregularidade Longitudinal	47

3 – BANCO DE DADOS: LTPP-FHWA	52
3.1 Coleta e Armazenamento dos Dados do LTPP-FHWA	54
3.2 Seleção das Seções de Teste LTPP.....	55
3.3 Características das Seções de Teste LTPP.....	56
3.3.1 Determinação do Número Estrutural Corrigido (SNC)	56
3.3.2 Determinação do Volume e Taxas de Crescimento do Tráfego	57
3.4 Modelos Estatísticos para os dados da LTPP-FHWA	58
3.4.1 Planejamento Fatorial	58
3.4.2 Experimentos Fatoriais em Dois Níveis	59
3.4.3 Análise de Variância (ANOVA)	62
3.4.3.1 Análise de Variância para as Seções GPS-1	63
3.4.3.2 Análise de Variância para as Seções GPS-2.....	65
3.4.4 Análise de Regressão	67
4 - RESULTADOS E ANÁLISE DOS RESULTADOS	70
4.1 Comparação dos Modelos Estatísticos com os Modelos de Desempenho Existentes	70
4.1.1 Irregularidade Longitudinal (IRI).....	70
4.1.2 Deformação Permanente	72
4.2 Teste de Tukey	74
5 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	81
5.1 Conclusões.....	82
5.2 Sugestões para Trabalhos Futuros	83
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	84
ANEXO A	87
ANEXO B	97
ANEXO C	100
ANEXO D	122

1 – INTRODUÇÃO

As primeiras idéias sobre conservação das vias podem ter surgido por volta de 1750, propostas por Pierre Marie Jerome Tresaguet, que introduziu inovações referentes ao projeto de pavimentos, como a adoção de menores espessuras de revestimento e a execução de bases compactadas e bem drenadas para suportar as cargas aplicadas. No entanto, o mais importante para a gerência de pavimentos foi o fato de Jerome Tresaguet reconhecer a necessidade de uma manutenção contínua (HAAS *et al.*, 1994).

Em 1920, com a criação do *Highway Research Board* (HRB), multiplicaram-se as pesquisas em pavimentação, cujo objetivo comum era melhorar e aperfeiçoar os projetos e métodos de construção. Essas pesquisas englobaram estudos teóricos e empíricos, incluindo o *AASHO Road Test*, realizado em Ottawa, Illinois, entre 1958 e 1961.

No final da década de 60 e início da década de 70, o termo Sistema de Gerência de Pavimentos (SGP) começou a ser usado por pesquisadores para descrever o conjunto de atividades relacionadas à seleção e priorização das atividades de manutenção e reabilitação de pavimentos.

No Brasil, entre 1975 e 1981, foi conduzida a Pesquisa sobre o Inter-relacionamento dos Custos de Construção, Conservação e Utilização de Rodovias (PICR), desenvolvida pela Empresa Brasileira de Planejamento de Transportes (GEIPOT, 1982). Queiroz (1984) afirma que essa pesquisa tinha como objetivo produzir parâmetros, métodos e modelos que permitissem a otimização de investimentos em construção e conservação rodoviárias, a fim de minimizar o custo total do transporte rodoviário. Queiroz (1981) estabeleceu modelos de previsão de desempenho a partir da base de dados da PICR, mediante modelos empírico-mecanísticos para a previsão da irregularidade longitudinal e do trincamento de pavimentos no Brasil.

Paterson (1987) desenvolveu equações de previsão da deterioração de pavimentos através da análise estatística dos dados coletados para a PICR, sendo algumas dessas equações estruturadas a partir de conceitos mecânicos.

Nos Estados Unidos, no início da década de 80, o *Transportation Research Board* (TRB), do *Federal Highway Administration* (FHWA) e com a cooperação da *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) iniciou um estudo, denominado *Strategic Transportation Research Study* (STRS), sobre a deterioração do sistema de infra-estrutura de rodovias e pontes. Esse estudo foi publicado em 1984 e recomendava a pesquisa em seis áreas estratégicas, destacando-se como uma dessas áreas o programa *Long-Term Pavement Performance* (LTPP) (ELKINS *et al.*,2003).

Esse programa foi iniciado em 1987, como parte do *Strategic Highway Research Program* (SHRP), sendo que a responsabilidade pela gerência do programa foi transferida para o FHWA em 1992. Esse estudo compreende a monitorização de seções de pavimentos em serviço por 20 anos, com a avaliação de mais de 2.400 seções de pavimentos flexíveis e rígidos, constituindo a maior pesquisa sobre desempenho de pavimentos, ainda em desenvolvimento.

O programa LTPP-FHWA visa suprir a necessidade de informações sobre o comportamento dos pavimentos rodoviários, sendo que as análises realizadas têm como objetivos principais: determinar modelos de previsão de desempenho para utilização nos projetos e na gerência de pavimentos; analisar os efeitos específicos sobre os pavimentos das ações do tráfego, do meio ambiente, dos tipos de materiais, da qualidade da construção e das práticas de manutenção; desenvolver novas técnicas de projeto, construção e reabilitação de pavimentos (ELKINS *et al.*,2003).

No Brasil, a implementação do primeiro Sistema de Gerência de Pavimentos ocorreu no início da década de 80, pelo DNER, para a malha rodoviária federal. Desde então, vários estudos foram publicados no país, abordando a gerência de pavimentos ou assuntos relacionados a ela, no que diz respeito aos modelos de desempenho, destacam-se os trabalhos de Marcon (1996) e Yshiba (2003).

Marcon (1996) estabeleceu modelos de previsão de desempenho com base nos dados da rede rodoviária do estado de Santa Catarina, levantados em 1990. O desempenho dos pavimentos foi avaliado através de variáveis como quociente de irregularidade, deflexões máximas médias, índice de gravidade global, trincamento total e profundidade média das trilhas de roda.

Yshiba (2003) desenvolveu modelos estatísticos que representam os efeitos dos fatores idade, tráfego e número estrutural sobre o desempenho de pavimentos quantificados em termos da irregularidade longitudinal e das deflexões. Para o desenvolvimento dos modelos foram estabelecidas equações de regressão tendo por base dados históricos de avaliações, realizadas em 1995 e 1998, da condição da malha rodoviária do estado do Paraná.

Atualmente, os Sistemas de Gerência de Pavimentos contam, também, com programas computacionais para a realização de suas análises. Pode-se citar, como exemplo, o HDM-4 (*Highway Development and Management*), desenvolvido pelo Banco Mundial. Esse programa utiliza modelos de desempenho para avaliar técnica e economicamente projetos de rodovias, preparar programas de investimentos rodoviários e analisar diversas alternativas de manutenção e reabilitação, além de ser utilizado pelo Banco Mundial para a análise de concessão de financiamentos a organismos rodoviários.

Dando continuidade as pesquisas sobre modelos de desempenho, este trabalho tem por finalidade apresentar um estudo comparativo entre os modelos de previsão de desempenho, desenvolvidos por análises empíricas e empírico-mecanísticas, que predizem a evolução da condição de pavimentos flexíveis, ao longo do tempo e/ou tráfego acumulado. Os modelos de previsão de desempenho que são analisados foram desenvolvidos por Queiroz (1981), Paterson (1987), Marcon (1996), Yshiba (2003) e, também, os modelos utilizados pelo programa HDM-4. A pesquisa está baseada na comparação do desempenho real de seções de pavimentos rodoviários, obtido a partir da base de dados dos experimentos LTPP (*Long-Term Pavement Performance*) do FHWA (*Federal Highway Administration*), com o comportamento previsto pelos modelos de desempenho analisados.

Optou-se pela utilização do banco de dados do LTPP-FHWA, uma vez que essa pesquisa apresenta dados confiáveis de monitorização das seções por um período significativo de tempo. No Brasil, mesmo com milhares de quilômetros de rodovias pavimentadas e importantes pesquisas no assunto, ainda não há um banco de dados que possa servir como base para o estudo de desempenho de pavimentos a longo prazo.

Neste trabalho, a análise do comportamento das seções de teste LTPP-FHWA é feita utilizando-se uma programação fatorial que, através da análise de variância (ANOVA), permite a determinação do nível de significância de fatores pré-selecionados (variáveis independentes: tráfego, idade e número estrutural corrigido) bem como a modelagem do desempenho dos pavimentos destas seções (variáveis dependentes: irregularidade longitudinal e deformação permanente).

2 – SISTEMA DE GERÊNCIA DE PAVIMENTOS

2.1 Definição e Informações Gerais

Os Sistemas de Gerência de Pavimentos (SGP) visam obter o melhor retorno possível para os recursos investidos, fornecendo pavimentos seguros, confortáveis e econômicos aos usuários. Representam a possibilidade de evoluir de um esquema de manutenção baseado apenas na correção de problemas para um sistema de manutenção planejada, capaz de prolongar a vida útil e garantir padrões mínimos de serviço em toda a malha viária.

De acordo com Haas *et al.* (1994) a gerência de pavimentos é um processo que abrange todas as atividades envolvidas com o propósito de fornecer e manter pavimentos em um nível adequado de serviço. Envolve desde a obtenção inicial de informações para o planejamento e elaboração de orçamento até a monitorização periódica do pavimento em serviço, passando pelo projeto e construção do pavimento e sua manutenção e reabilitação ao longo do tempo.

As atividades de gerência de pavimentos e os componentes do sistema estão caracterizados geralmente em dois níveis administrativos: gerência em nível de rede e em nível de projeto, conforme ilustrado na Figura 1.

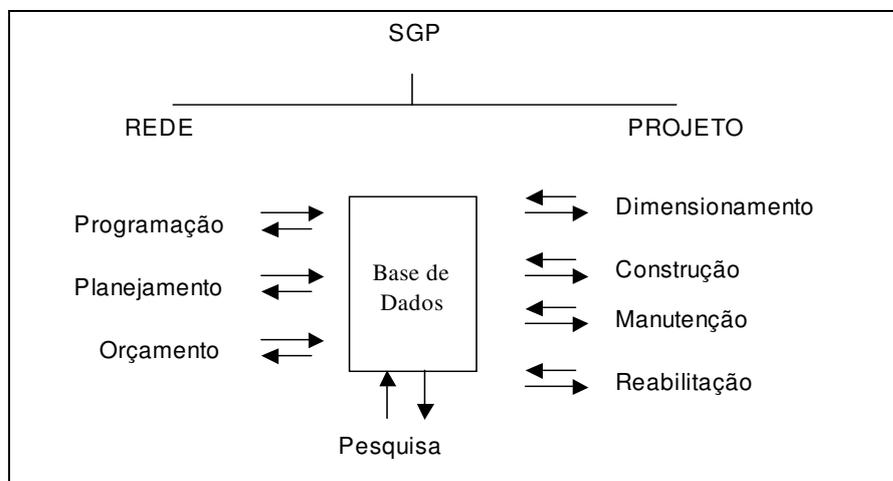


FIGURA 1 – Componentes de um sistema de gerência de pavimentos.

Fonte: HAAS *et al.*, (1994).

Os modelos de previsão de desempenho são utilizados em ambos os níveis (rede e projeto) para avaliar a condição dos pavimentos e determinar as ações de manutenção e reabilitação necessárias. Fernandes Jr. *et al.* (2001) cita que a gerência de pavimentos em nível de rede trabalha com informações resumidas, relacionadas a toda malha viária, utilizadas para a tomada de decisões essencialmente administrativas (planejamento, programação e orçamento). Já a gerência de pavimentos em nível de projeto envolve dimensionamento, construção, manutenção e reabilitação, utilizando informações técnicas detalhadas, relacionadas às seções específicas dos pavimentos.

Um Sistema de Gerência de Pavimentos deve fornecer um método sistemático e consistente para selecionar necessidades e prioridades de manutenção e reabilitação e determinar o tempo ótimo de intervenção através da previsão da condição futura do pavimento. Os modelos de previsão de desempenho dos pavimentos são essenciais para um completo SGP. (SHAHIN,1994)

2.2 Modelos de Desempenho de Pavimentos

Os modelos de previsão de desempenho estimam a evolução da condição do pavimento ao longo do tempo, considerando geralmente fatores como idade, tráfego, clima e número estrutural. Os mesmos são utilizados pelos Sistemas de Gerência de Pavimentos como ferramenta de auxílio na tomada de decisões, como por exemplo, para a escolha de ações de manutenção e reabilitação, para a determinação da data de intervenção e para a seleção de projetos prioritários. Esses modelos de desempenho devem retratar, da melhor forma possível, as condições locais, uma vez que cada região apresenta características distintas como tráfego, clima, capacidade de suporte do subleito, tipo de materiais empregados na construção, além de diferentes técnicas e controles construtivos. Portanto, a decisão sobre qual modelo de previsão que será utilizado pode definir o sucesso das atividades desenvolvidas pelo SGP.

As ações de manutenção e reabilitação envolvem o uso de uma quantia considerável de recursos financeiros que é gasta periodicamente com a conservação dos pavimentos rodoviários. Para utilizar com eficiência esses recursos, é necessário estimar as condições ou o nível de serventia futuro de diferentes trechos de pavimentos de uma rede viária, o que destaca a importância de modelos de previsão de desempenho confiáveis.

2.2.1 Tipos de Modelos de Desempenho

Os modelos de desempenho podem ser agrupados em quatro classes, conforme a classificação proposta por Haas *et al.* (1994).

1. Puramente mecânicos: modelos baseados em parâmetros de respostas estruturais, tais como: tensão, deformação ou deflexão do pavimento;
2. Empírico-mecânicos: que utilizam respostas estruturais, mas que são relacionadas com a deterioração funcional ou estrutural através de equações de regressão;
3. Empíricos ou de regressão: modelos em que as variáveis dependentes, relativas à deterioração funcional ou estrutural, são relacionadas a uma ou mais variáveis independentes, como suporte do subleito, aplicações de carga por eixo, propriedades e espessuras das camadas do pavimento, fatores ambientais e suas interações;
4. Subjetivo: modelos em que a experiência de engenheiros é formalizada através de processos de transição, como, por exemplo, o processo de Markov, que permite a obtenção de modelos de desempenho mesmo sem série histórica de dados.

Muitas técnicas são utilizadas para o desenvolvimento de modelos de previsão de desempenho, entre elas pode-se citar extrapolação em linha reta, regressão (empírico), empírico-mecânico, polinômio com mínimos quadrados, distribuição de probabilidade e Markoviana.

Shahin (1994) afirma que o grau de acurácia necessário para um modelo de previsão de desempenho depende da função na qual ele será empregado. Por exemplo, modelos de desempenho utilizados em análises em nível de projeto necessitam maior acurácia do que aqueles que serão empregados em análises em nível de rede.

2.2.2 Modelos de Desempenho Desenvolvidos por Queiroz

Queiroz (1981) desenvolveu modelos de previsão de desempenho a partir da base de dados levantada para a PICR, iniciada em 1975 pela Empresa Brasileira de Planejamento de Transportes (GEIPOT, 1982). Os dados de campo utilizados provêm de trechos de pavimentos localizados na rede rodoviária existente nos estados de Goiás, Minas Gerais, São Paulo e Distrito Federal. (QUEIROZ, 1984).

Foram desenvolvidos modelos, tanto empíricos quanto mecânicos, de previsão de desempenho de pavimentos no Brasil. As variáveis dependentes consideradas no estudo foram: irregularidade longitudinal, trincamento e pequenos remendos, bem como profundidade das trilhas de roda. Os afundamentos das trilhas de roda observados foram, no entanto, muito pequenos, razão pela qual não foram desenvolvidas equações para previsão da profundidade das trilhas de roda nos pavimentos. (QUEIROZ, 1984).

2.2.2.1 Modelos Empíricos

Os modelos empíricos ou de regressão relacionam as variáveis dependentes (irregularidade longitudinal, trincas, deflexões...), que caracterizam a deterioração estrutural ou funcional do pavimento, com uma ou mais variáveis independentes como: tráfego, estrutura do pavimento, idade e condições climáticas. Os modelos empíricos são aplicáveis quando se dispõem de uma série histórica de dados e são formulados a partir de uma análise estatística de dados de desempenho levantados em pavimentos existentes.

Os modelos de previsão da irregularidade longitudinal para pavimentos flexíveis foram desenvolvidos em função da idade do pavimento e do número equivalente de solicitações do eixo padrão, bem como de uma ou duas das seguintes variáveis estruturais: número estrutural corrigido e deflexão pela viga Benkelman.

1. Equação que inclui o número estrutural

$$\log QI = 1,478 - 0,138 ER + 0,000795 A + 0,0224 \left(\frac{\log N}{SNC} \right)^2 \quad (1)$$

R²: 0,26

em que:

QI = quociente de irregularidade, em contagens/Km;

A = idade do pavimento desde a construção ou reabilitação, em anos;

SNC = número estrutural corrigido para a resistência do subleito.

ER = variável indicadora do estado de reabilitação

ER = 0, como construído;

ER = 1, reabilitado;

N = número equivalente acumulado de solicitações do eixo padrão de 80 kN, calculado pelo método da AASHTO;

2. Equação incluindo deflexão pela viga Benkelman

$$QI = 21,8 - 7,52ER + 5,16TR + 0,515A + 7,22 \times 10^{-5} (B \times \log N)^2 \quad (2)$$

R²: 0,48

em que:

TR = variável indicadora do tipo de revestimento

TR = 0, concreto asfáltico;

TR = 1, tratamento superficial;

B = deflexão pela viga Benkelman (0,01 mm);

3. Equação incluindo número estrutural e deflexão pela viga Benkelman

$$QI = 12,63 - 5,16ER + 3,31TR + 0,393A + 8,66 \left(\frac{\log N}{SNC} \right) + 7,17 \times 10^{-5} (B \times \log N)^2 \quad (3)$$

R²: 0,52

Para a previsão das trincas nos pavimentos de concreto asfáltico foram desenvolvidos dois tipos de modelos: de previsão do número equivalente de solicitações do eixo padrão de 80 kN até o surgimento da primeira trinca; de previsão da progressão do trincamento. Nesses dois tipos de modelos considera-se que o pavimento não sofreu nenhum tipo de manutenção.

O modelo para prever o surgimento de trincas no pavimento foi desenvolvido em termos do número estrutural corrigido. Para prever a percentagem de área trincada são apresentadas equações que além da idade e do tráfego, incluem as variáveis independentes como deflexão pela viga Benkelman e o número estrutural corrigido. Dessa forma a seleção da equação poderá ser feita de acordo com as variáveis disponíveis.

4. Estimativa do N até o surgimento da primeira trinca

$$\log N = 1,205 + 5,96 \log SNC \quad (4)$$

R²: 0,52

5. Evolução do trincamento, equação incluindo deflexão pela viga Benkelman

$$CR = -18,53 + 0,0456 \times B \times \log N + 0,00501 \times B \times A \times \log N \quad (5)$$

R^2 : 0,64

em que:

CR = percentagem de área trincada do pavimento;

A Equação 5 é representada graficamente na Figura 2, que demonstra o efeito da deflexão pela viga Benkelman na quantidade estimada de trincas, ao longo do tempo.

6. Evolução do trincamento, equação que inclui o número estrutural corrigido.

$$CR = -57,7 + 53,5 \left(\frac{\log N}{SNC} \right) + 0,313 \times A \times \log N \quad (6)$$

R^2 : 0,345

É importante ressaltar que as equações 3 e 5 são utilizadas no procedimento de projeto DNER-PRO 159/85 conforme DNER (1985). Nesse procedimento, os tipos de trincamento 2, 3, e 4 foram substituídas pelos tipos 2 e 3, conforme apresentado em Marcon (1996).

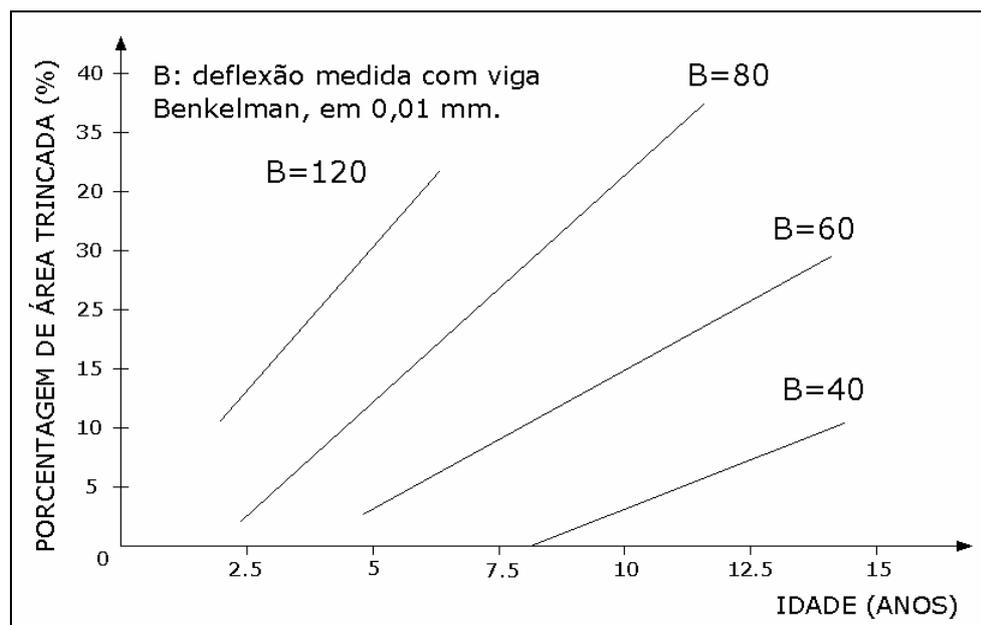


FIGURA 2 – Efeito da deflexão pela viga Benkelman na quantidade estimada de trincas.

Fonte: QUEIROZ (1984)

2.2.2.2 Modelos Empírico-Mecanísticos

Os modelos empírico-mecanísticos desenvolvidos por Queiroz (1981) para a previsão da irregularidade longitudinal e do trincamento correlacionam efeitos estruturais (tensão, deformação específica e deslocamento) com as observações de campo. Para a obtenção desses modelos três etapas principais foram seguidas, conforme apresentado em Queiroz (1984). Cabe salientar que essa referência bibliográfica cita a tradução da tese de doutorado desenvolvida por Queiroz (1981).

1. Caracterização das propriedades dos materiais do pavimento: suposição de um comportamento elástico linear, ou seja, as deflexões são linearmente proporcionais às cargas aplicadas.
2. Análises de estruturas de pavimento: podem ser realizadas através de programas computacionais referentes a camadas elásticas, para o cálculo de tensões, deformações específicas e deflexões em estruturas de pavimento. Sendo necessário o conhecimento de duas propriedades dos materiais, para cada camada, o coeficiente de Poisson e o módulo de elasticidade.
3. Comparação das respostas empírico-mecanísticas com as observações de campo: a hipótese empregada para desenvolver modelos de desempenho supõe que o fenômeno físico observável (isto é, irregularidade longitudinal e trincas) seja função da interação do tráfego com situações de tensões, deformações e deslocamentos, induzidas pela carga de eixo padrão, à estrutura do pavimento.

Para a irregularidade do pavimento foram derivados dois modelos de previsão, cujas variáveis independentes comuns são idade e tráfego.

$$\log QI = 1,426 + 0,01117A - 0,1505ER + 0,001671 \times VSN3 \times \log N \quad (7)$$

$$R^2: 0,248$$

$$\log QI = 1,297 + 9,22 \times 10^{-3}A + 9,08 \times 10^{-2}TR - 7,03 \times 10^{-2}ER + 5,57 \times 10^{-4}(SEN1 * \log N) \quad (8)$$

$$R^2: 0,510$$

em que:

VSN3 = deformação específica de compressão vertical no topo do subleito (10^4);

SEN1 = energia de deformação na face inferior do revestimento (10^4 kgf. cm).

A Equação 7 é representada graficamente na Figura 3, na qual pode-se observar que o pavimento com energia de deformação mais elevada fica irregular mais depressa. O segmento da curva de irregularidade após o recapeamento foi obtido por suposição de uma redução de 10% da energia de deformação, ocasionada pelo recapeamento. (QUEIROZ, 1984).

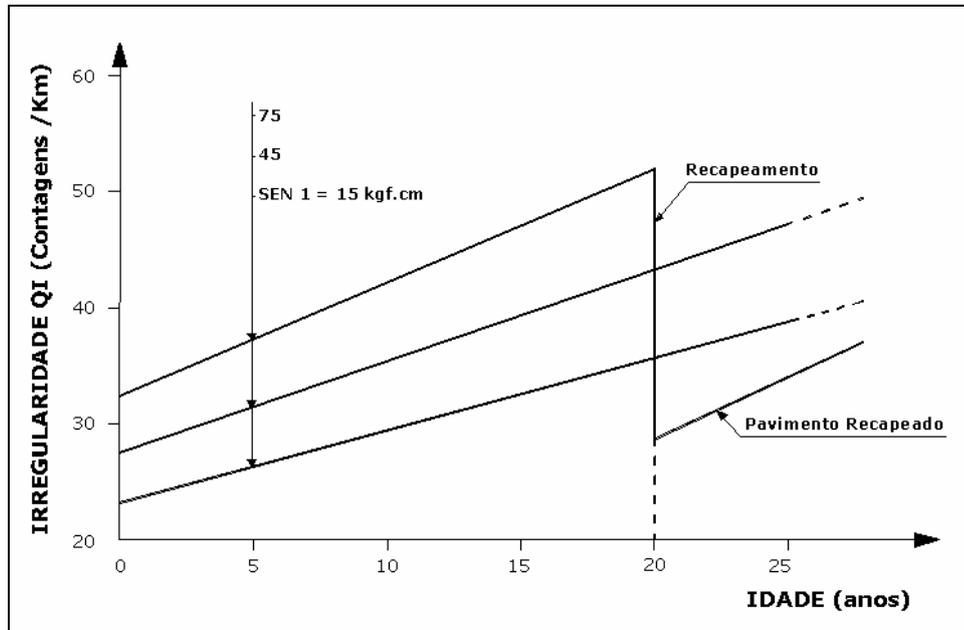


FIGURA 3 – Exemplo dos efeitos da energia de deformação e do recapeamento.

Fonte: QUEIROZ, (1984)

Dois tipos de equação de previsão de trincas foram desenvolvidos para pavimentos de concreto asfáltico. O primeiro prevê o número equivalente de solicitações do eixo padrão suportado pelo pavimento até o surgimento da primeira trinca, em função da deformação específica de compressão vertical na face inferior do revestimento e o segundo tipo prevê a percentagem de área trincada em função do tráfego e da tensão de tração horizontal na base do revestimento.

$$\log N = 6,87 - 1,970 \log VSN 1 \quad (9)$$

R²: 0,31

$$CR = -8,70 + 0,258HST1 \times \log N + 1,006 \times 10^{-7} HST1 \times N \quad (10)$$

R²: 0,50

sendo:

VSN1 = deformação específica de compressão vertical na face inferior do revestimento (10⁻⁴);

HST1 = tensão de tração horizontal na face inferior do revestimento (kgf/cm²).

2.2.3 Modelos de Desempenho Desenvolvidos por Paterson

As equações obtidas por Paterson (1987) basearam-se, também, nos dados coletados no Brasil (PICR). Essas equações foram determinadas por procedimentos estatísticos de regressão aliados, em alguns casos a conceitos mecanísticos de comportamento de pavimentos. Cabe salientar, que no programa HDM-III e no HDM-4 foram utilizadas equações desenvolvidas por Paterson (1987) e também equações suplementares provenientes de outros estudos realizados no Quênia e Caribe, segundo documentado em Watanatada *et al.* (1987).

Os principais defeitos dos pavimentos flexíveis modelados para o programa HDM –III (*Highway Design and Maintenance Standards Model*) são:

- Início e progressão das trincas;
- Início e progressão do desgaste;
- Início e progressão das panelas;
- Progressão da deformação permanente nas trilhas de roda;
- Progressão da irregularidade longitudinal.

A forma geral da representação gráfica para cada um destes modelos de previsão de desempenho é mostrada na Figura 4, apresentada em Paterson (1987).

Esses modelos possuem fatores de calibração (K_i), os quais valem 1 para as condições originais do estudo, realizado no Brasil, e podem ser modificados para realidades diferentes. (VIDELA *et al.*, 1995).

2.2.3.1 Início e Progressão do Trincamento

Paterson (1987), seguindo a classificação da PICR, agrupa as trincas em quatro classes de severidade:

Classe 1: trincas capilares, com abertura de até 1 mm;

Classe 2: trincas com abertura entre 1 e 3 mm;

Classe 3: trincas com abertura maior que 3 mm, sem erosão dos bordos;

Classe 4: trincas que apresentam erosão dos bordos.

As equações de previsão de início e progressão das trincas dividem-se em dois grupos: equações para trincas totais (inclui as trincas das Classes 2, 3 e 4) e equações para trincas largas (inclui as trincas da Classe 4).

As trincas de Classe 1, que têm larguras menores do que 1 mm, geralmente chamadas de trincas capilares, não foram incluídas nos cálculos por não serem facilmente identificáveis no campo e, ainda, pelo fato de sua medida depender muito do julgamento do observador e das condições climáticas. (QUEIROZ, 1984).

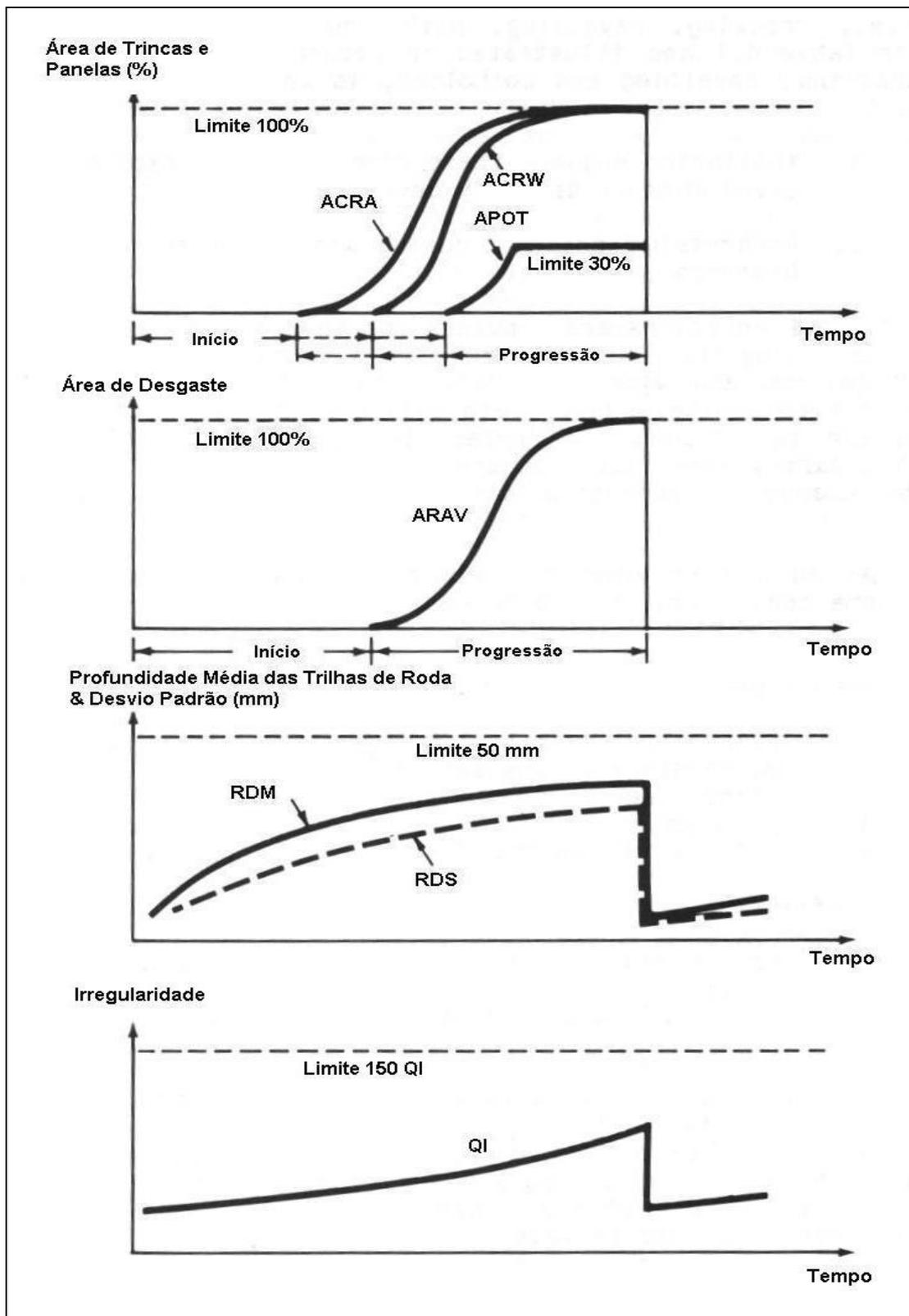


FIGURA 4 – Modelos de previsão de desempenho contidos no programa HDM-III.

Fonte: PATERSON (1987)

1. Previsão do início do trincamento total

O início do trincamento caracteriza-se pela presença desse defeito em pelo menos 0,5% da área do trecho avaliado.

a) Para base granular e revestimento com tratamento superficial

$$TYCRA = K_{ci} (F_c \times TY_{cr2} + CRT) \quad (11)$$

$$TY_{cr2} = 13,2 \times \exp \left[-20,7 \times (1 + CQ) \times \frac{YE_4}{SNC^2} \right] \quad (12)$$

b) Para base granular e revestimento com concreto asfáltico

$$TYCRA = K_{ci} (F_c \times TY_{cr2} + CRT) \quad (13)$$

$$TY_{cr2} = 4,21 \times \exp \left(0,139SNC - 17,1 \frac{YE_4}{SNC^2} \right) \quad (14)$$

2. Previsão do início do surgimento das trincas largas

a) Para base granular e tratamento superficial

$$TYCRW = K_{ci} \max (2,66 + 0,88TYCRA ; 1,16TYCRA) \quad (15)$$

b) Para base granular e revestimento com concreto asfáltico

$$TYCRW = K_{ci} (2,46 + 0,93TYCRA) \quad (16)$$

em que:

TYCRA = idade média prevista para o aparecimento de trincas estreitas;

TYCRW = idade média prevista para o aparecimento de trincas largas;

K_{ci} = fator de deterioração, para o início do trincamento;

F_c = fator de distribuição de ocorrência para o início do trincamento no trecho avaliado (valores usados no HDM-III são 0,55; 0,98 e 1,48 para um trecho fraco, médio e forte, respectivamente);

CRT = tempo estimado de retardamento no surgimento das trincas devido à manutenção, em anos;

CQ = indicador da qualidade de construção do revestimento asfáltico

CQ = 1, se o revestimento apresentar falha construtiva;

CQ = 0, caso contrário.

YE_4 = número equivalente de solicitações do eixo padrão de 80 KN, calculado pelo método da AASHTO, para o ano de análise, em milhões por faixa;

SNC = número estrutural corrigido.

Os fatores K_{ci} e F_c foram introduzidos no HDM III para possibilitar o uso dos modelos em outros locais, fora do ambiente onde foram determinados.

3. Progressão da área do trincamento total

$$\Delta ACRA_d = K_{cp} \times CRP \times Z_a \left[\left(Z_a \times a_i \times b_i \times \Delta TCRA + SCRA_a^{b_i} \right)^{\frac{1}{b_i}} - SCRA_a \right] \quad (17)$$

4. Progressão da área de trincas largas

$$\Delta ACRW_d = K_{cp} \times CRP \times Z_w \left[\left(Z_w \times c_i \times d_i \times \Delta TCRW + SCRW_a^{d_i} \right)^{\frac{1}{d_i}} - SCRW_a \right] \quad (18)$$

sendo:

$\Delta ACRA_d$ = mudança prevista na área de trincamento total, durante o ano de análise, devido à deterioração, em % da área total do revestimento;

$\Delta ACRW_d$ = mudança prevista na área de trincamento largo durante o ano de análise devido à deterioração, em % da área total do revestimento;

K_{cp} = fator de deterioração para progressão do trincamento;

CRP = fator de retardamento na progressão das trincas devido à manutenção preventiva, dado por: $CRP = 1 - 0,12 CRT$;

$Z_a = 1$, se $ACRA_a < 50$

$Z_a = -1$, caso contrário;

$Z_w = 1$, se $ACRW_a < 50$

$Z_w = -1$, caso contrário;

a_i, b_i, c_i, d_i = coeficientes determinados em função do tipo de pavimento, conforme a Tabela 1.

TABELA 1 – Coeficientes para a previsão da progressão do trincamento total e largo

Tipo de revestimento	a	b	c	d
Concreto asfáltico	1,84	0,45	2,94	0,56
Tratamento superficial	1,76	0,32	2,50	0,25

Fonte: Modificado de PATERSON (1987)

$\Delta TCRA$ = fração do ano de análise em que ocorre a progressão do trincamento total, em anos, dado por:

$$\Delta TCRA = \begin{cases} 0 & \text{se } AGE2 < TYCRA & \text{e } ACRA_a = 0; \\ (AGE2 - TYCRA) & \text{se } AGE2 - 1 < TYCRA \leq AGE2 & \text{e } ACRA_a = 0; \\ 1 & \text{se } TYCRA \leq AGE2 - 1 & \text{ou } ACRA_a > 0; \end{cases}$$

$AGE2$ = idade do revestimento, definido como o tempo desde a execução de capa selante, reabilitação ou reconstrução, em anos;

$TYCRA$ = idade média esperada para o aparecimento de trincas estreitas;

$ACRA_a$ = área de trincamento total, no início do ano de análise, em % da área do revestimento;

$$SCRA_a = \min (ACRA_a, 100 - ACRA_a)$$

$$SCRA_a = \max (SCRA_a, 0,5) \quad \text{se } ACRA_a > 0,5$$

$$ACRA_a = \begin{cases} 0 & \text{se } \Delta TCRA = 0; \\ 0,5 & \text{se } 0 < \Delta TCRA < 1; \\ ACRA_a & \text{caso contrário.} \end{cases}$$

$\Delta TCRW$ = fração do ano de análise em que ocorre a progressão do trincamento largo, em anos, dado por:

$$\Delta TCRW = \begin{cases} 0 & \text{se } AGE2 < TYCRW & \text{e } ACRW_a = 0; \\ (AGE2 - TYCRW) & \text{se } AGE2 - 1 < TYCRW \leq AGE2 & \text{e } ACRW_a = 0; \\ 1 & \text{se } TYCRW \leq AGE2 - 1 & \text{ou } ACRW_a > 0; \end{cases}$$

$TYCRW$ = idade média esperada para o aparecimento de trincas largas;

$ACRW_a$ = área de trincamento largo, no início do ano de análise, em % da área do revestimento;

$$SCRW_a = \min (ACRW_a; 100 - ACRW_a)$$

$$SCRW_a = \max (SCRW_a; 0,5) \quad \text{se } ACRW_a > 0,5$$

$$ACRW_a = \begin{cases} 0 & \text{se } \Delta TCRW = 0; \\ 0,5 & \text{se } 0 < \Delta TCRW < 1 \text{ e } ACRW \leq 0,5; \\ ACRW_a & \text{caso contrário.} \end{cases}$$

Paterson (1987) propõem duas outras equações para a previsão da área trincada do pavimento. A primeira utiliza o número equivalente de operações do eixo padrão, calculado pelo método da AASHTO, suportado pelo pavimento desde o início do trincamento, dado por:

$$ATR = (1 - z) \times 50 + z \left[z \times a \times b \times NE_{ci} + z \times 0,5^b + (1 - z) \times 50^b \right]^{1/b} \quad (19)$$

$$R^2 = 0,43$$

em que:

ATR = trincamento total, em percentagem da área total do revestimento;

NE_{ci} = número equivalente acumulado de operações do eixo padrão desde o início do trincamento, em milhões

$z = 1$ se $t_{ci} \leq t_{50}$

$z = -1$ em outros casos

t_{ci} = tempo desde o início do trincamento, em anos;

t_{50} = tempo em que a área trincada chega a 50%, em anos;

a e b = coeficientes estatísticos apresentados em Paterson (1987)

$a = 450 \times SNC^{-2,27}$ e $b = 0,65$ valores determinados por regressão para revestimento de concreto asfáltico, para aplicação da equação 19.

A segunda equação estima a área trincada em função do tempo decorrido desde o início do fenómeno, sendo a seguinte:

$$ATR = (1 - z) \times 50 + z \left[z \times a \times b \times t_{ci} + z \times 0,5^b + (1 - z) \times 50^b \right]^{1/b} \quad (20)$$

$$R^2 = 0,31$$

$a = 1,84$ e $b = 0,45$ valores determinados por regressão para revestimento de concreto asfáltico, para aplicação da equação 20.

2.2.3.2 Início e Progressão do Desgaste

1. Previsão do início do desgaste

a) Para tratamento superficial

$$TYRAV = K_{vi} \{ F_r [10,5 \exp(-0,655 CQ - 0,156 YAX)] RRF \} \quad (21)$$

b) Para concreto asfáltico

$$TYRAV = 100 \quad (22)$$

em que:

TYRAV = idade média esperada para o início do desgaste desde a execução do último revestimento;

K_{vi} = fator de deterioração, especificado pelo usuário, para o início do desgaste (valor padrão = 1);

F_r = fator de distribuição de ocorrência para o início do desgaste no trecho avaliado (valores usados no HDM-III são 0,54; 0,97 e 1,49 para um trecho fraco, médio e forte, respectivamente);

CQ = indicador da qualidade de construção do revestimento asfáltico

CQ = 1, se o revestimento apresentar falha construtiva;

CQ = 0, caso contrário.

YAX = número total de eixos para todas as classes de veículos, no ano de análise, em milhões por faixa;

RRF = fator de retardamento no surgimento do desgaste devido à manutenção;

2. Progressão da área de desgaste

a) Para tratamento superficial

$$\Delta ARAV_d = (K_{vi} \times RRF)^{-1} \times Z_r \times \left\{ \left[Z_r \times 1,560 \Delta TRAV + SRAV_a^{0,352} \right]^{2,84} - SRAV_a \right\} \quad (23)$$

b) Para concreto asfáltico

$$\Delta ARAV_d = 0 \quad (24)$$

em que:

$\Delta ARAV_d$ = mudança prevista na área de desgaste durante o ano de análise devido à deterioração, em percentagem;

$Z_r = 1$, se $ARAV_a < 50$

$Z_r = -1$, caso contrário;

$\Delta TRAV$ = fração do ano de análise em que ocorre a progressão do desgaste, em anos, dado por:

$$\Delta TRAV = \begin{cases} 0 & \text{se } AGE2 < TYRAV & \text{e } ARAV_a = 0; \\ (AGE2 - TYRAV) & \text{se } AGE2 - 1 < TYRAV \leq AGE2 \text{ e } ARAV_a = 0; \\ 1 & \text{se } TYRAV \leq AGE2 - 1 & \text{ou } ARAV_a > 0; \end{cases}$$

$$SRAV_a = \min (ARAV_a ; 100 - ARAV_a)$$

$$ARAV_a = 0,5 \quad \text{se } ARAV_a \leq 0,5 \quad \text{e } 0 < \Delta TRAV < 1$$

$$ARAV_a = ARAV_a \quad \text{caso contrário.}$$

2.2.3.3 Início e Progressão das Pannels

1. Previsão do início das pannels

$$TMIN = \max (2 + 0,04 HS - 0,5 YAX ; 2) \quad (25)$$

Para base granular: $HS = (HSNEW + HSOLD)$

Para base betuminosa: $HS = (HSNEW + HSOLD + HBASE)$

em que:

TMIN = número previsto de anos para o aparecimento das pannels, a partir do início do tráfego e do surgimento dos defeitos;

YAX = número total de eixos para todas as classes de veículos, no ano de análise, em milhões por faixa;

HSNEW = espessura do revestimento mais recente, em mm;

HSOLD = espessura total das camadas de revestimento antigas, em mm;

HBASE = espessura da camada da base no pavimento original, em mm;

O indicador do surgimento das pannels (INPOT) assume valores de zero ou um, para as seguintes condições:

$$INPOT = 1; \text{ se } AGE2 - TYCRW \geq TMIN \quad \text{e } ACRW_d \geq 20$$

$$\text{ou } AGE2 - TYRAV \geq TMIN + (HSNEW + HSOLD)/10 \quad \text{e } ARAV_d \geq 30$$

$$\text{ou } APOT_a > 0$$

$$\text{ou } APOT_a \text{ (primeiro ano de análise)} > 0$$

$$INPOT = 0 \text{ caso contrário.}$$

em que:

$APOT_a$ = área total de pannels, em % da área do revestimento;

2. Progressão da área das pannels

$$\Delta APOT_d = \min [\Delta APOTCR_d + \Delta APOTRV_d + \Delta APOTP_d ; 10] \quad (26)$$

em que:

$\Delta APOT_d$ = mudança prevista na área total de painelas, durante o ano de análise, devido à deterioração, em percentagem;

$\Delta APOTCR_d$ = mudança prevista na área de painelas, durante o ano de análise, devido ao trincamento, dado por:

$$\Delta APOTCR_d = K_{pp} \times INPOT \times \min [2ACRW_a \times U; 6] \quad \text{se } ACRW_a > 20 \quad (27)$$

$$\Delta APOTCR_d = 0 \quad \text{caso contrário.} \quad (28)$$

K_{pp} = fator de deterioração, especificado pelo usuário, para a progressão das painelas (valor padrão = 1);

$ACRW_a$ = área de trincamento largo, em % da área do revestimento;

$$U = \frac{(1 + CR) \left(\frac{YAX}{SNC} \right)}{(HSNEW + HSOLD) \frac{0,8W}{ELANES}} \quad (29)$$

CR = coeficiente adimensional da resistência de rolamento;

W = largura do revestimento, em metros;

ELANES = número efetivo de faixas para uma seção da rodovia.

A variável ELANES pode ser especificada pelo usuário ou expressa em termos do valor padrão, que é função da largura da rodovia, isto é:

$$ELANES = \begin{cases} 1,0 & \text{se } W < 4,5 \\ 1,5 & \text{se } 4,5 < W < 6,0 \\ 2,0 & \text{se } 6,0 < W < 8,0 \\ 3,0 & \text{se } 8,0 < W < 11,0 \\ 4,0 & \text{se } 11,0 < W \end{cases}$$

$\Delta APOTRV_d$ = mudança prevista na área de painelas, durante o ano de análise, devido ao desgaste, dado por:

$$\Delta APOTRV_d = \{K_{pp} \times INPOT \times \min [0,4ARAV_a \times U; 6] \quad \text{se } ARAV_a > 20 \quad (30)$$

$$\Delta APOTRV_d = 0 \quad \text{caso contrário.} \quad (31)$$

$ARAV_a$ = área total de desgaste, em % da área do revestimento;

$\Delta APOTP_d$ = mudança prevista na área equivalente de painéis, durante o ano de análise, devido ao aumento das painéis, dado por:

$$\Delta APOTP_d = \min\{APOT_a [KBASE \times YAX(MMP + 0,1)]; 10\} \quad (32)$$

$KBASE = \max[2 - 0,02(HSNEW + HSOLD); 0,3]$ (para base granular)

$KBASE = 0,6$ (para base tratada com cimento)

$KBASE = 0,3$ (casos contrários)

$APOT_a$ = área total de painéis, em % da área do revestimento;

MMP = precipitação mensal média, em metros/mês;

2.2.3.4 Progressão da Deformação Permanente nas Trilhas de Roda

A deformação permanente é um defeito estrutural que altera o perfil transversal da superfície do pavimento, sendo caracterizada por depressões longitudinais sob a trajetória das rodas, que podem ser acompanhadas por pequenas elevações laterais. Assim, tem-se que o afundamento de trilha de roda é resultante do somatório das deformações permanentes que ocorrem a cada passagem de veículo.

1. A estimativa da profundidade média das trilhas de roda

$$RDM = 1,0 \times AGE^{0,166} \times SNC^{-0,502} \times COMP^{-2,30} \times NE_4^{ERM} \quad (33)$$

$$R^2 = 0,42$$

$$ERM = 0,0902 + 0,0384 \times DEF - 0,009 \times RH + 0,00158 \times MMP \times CRX \quad (34)$$

sendo:

RDM = profundidade média das trilhas de roda, em mm;

AGE = idade do pavimento desde a construção, reabilitação ou reconstrução, em anos;

SNC = número estrutural corrigido;

$COMP$ = índice de compactação, definido como a compactação relativa média ponderada pela espessura da camada;

NE_4 = número equivalente acumulado de solicitações do eixo padrão de 80 KN, calculado pelo método da AASHTO, em milhões por faixa;

DEF = deflexão máxima média medida com viga Benkelman, em mm;

RH = variável indicadora do estado de reabilitação:

RH = 0, como construído;

RH = 1, reabilitado;

MMP = precipitação mensal média, em m/mês;

CRX = área de trincamento indexado, dado por:

Para a aplicação das equações 33 e 34 foi utilizado os dados disponíveis e valores padrões (COMP, CRX).

COMP = 0,972 valor médio determinado na PICR (PATERSON, 1987).

CRX = este índice foi considerado igual a 0 para idades menores que 6 anos e igual a 21,6 para idades maiores, correspondendo ao valor médio determinado com os dados da PICR , para pavimentos com revestimento de CBUQ (PATERSON, 1987).

2.2.3.5 Progressão da Irregularidade

$$\Delta QI_d = 13 \times K_{gp} \left[134 \times EMT \times (SNCK + 1)^{-5} \times YE4 + 0,114 (RDS_b - RDS_a) \right] + K_{ge} \times 0,023 \times QI_a \quad (35)$$

sendo:

ΔQI_d = aumento previsto na irregularidade da rodovia durante o ano de análise, devido à deterioração, em contagens/km;

QI_a = quociente de irregularidade do pavimento no início do ano de análise, em contagens/Km;

K_{gp} = fator de deterioração para progressão da irregularidade;

K_{ge} = fator de deterioração referente ao ambiente;

$$EMT = \exp(0,023 K_{ge} \times AGE 3) \quad (36)$$

AGE3 = idade do pavimento desde a construção, reabilitação ou reconstrução, em anos;

YE4 = número equivalente de solicitações do eixo padrão de 80 KN, calculado pelo método da AASHTO, para o ano de análise, em milhões por faixa;

$RDS_b - RDS_a$ = variação do desvio padrão da profundidade média das trilhas de roda, durante o ano de análise, em mm;

ΔCRX_d = variação prevista do trincamento indexado, devido à deterioração, durante o ano de análise, em percentagem;

$\Delta APOT_d$ = variação prevista da área de painéis, devido à deterioração, durante o ano de análise, em percentagem;

$SNCK$ = número estrutural corrigido ajustado ao efeito do trincamento, dado por:

$$SNCK = \max(1,5; SNC - \Delta SNK) \quad (37)$$

ΔSNK = redução estimada para o número estrutural, devido ao trincamento, dado por:

$$\Delta SNK = 0,0000758(CRX'_a \times HSNEW + ECR \times HSOLD) \quad (38)$$

$$CRX'_a = \min(63; CRX_a) \quad (39)$$

CRX_a = área de trincamento indexado no início do ano de análise, em %;

$HSNEW$ = espessura do revestimento mais recente, em mm;

$HSOLD$ = espessura total das camadas de revestimento antigas, em mm;

ECR = trincamento previsto além do existente no revestimento antigo (pavimentos reabilitados), em %, dado por:

$$ECR = \max[\min(CRX_a - PCRX; 40); 0] \quad (40)$$

$PCRX$ = área prevista de trincamento indexado nas antigas camadas de revestimento e base, dado por:

$$PCRX = 0,62PCRA + 0,39PCRW \quad (41)$$

$PCRA$ = trincamento total ocorrido antes da última reabilitação, em percentagem da área do revestimento;

$PCRW$ = trincamento largo ocorrido antes da última reabilitação, em percentagem da área do revestimento;

Paterson (1987) também apresenta a seguinte estimativa da irregularidade longitudinal (equação não incluída no HDM-3):

$$IRI = [IRI_0 + 72,5(1 + SNC)^{-4,99} \times NE4] \times e^{0,0153AGE} \quad (42)$$

sendo:

IRI_0 = irregularidade longitudinal inicial, em m/km;

SNC = número estrutural corrigido;

NE4 = número equivalente acumulado de solicitações do eixo padrão de 80 KN, calculado pelo método da AASHTO, em milhões por faixa;
 AGE3 = idade do pavimento desde a construção, reabilitação ou reconstrução, em anos;

2.2.4 Modelos de Desempenho Desenvolvidos por Marcon

Marcon (1996) estabeleceu modelos de previsão com base nos dados da rede rodoviária do estado de Santa Catarina (extensão 2.500 km) levantados em 1990. A análise das tendências de desempenho e as comparações com modelos existentes foram efetuadas através de gráficos, relacionando a idade ou o número equivalente de operações do eixo padrão de 80 kN, calculado pelo método da AASHTO, às variáveis quociente de irregularidade, deflexões máximas médias, índice de gravidade global, trincamento total e profundidade média das trilhas de roda. Para alguns parâmetros onde existem equações de desempenho desenvolvidas em outras pesquisas, foi traçada a curva de desempenho juntamente com os dados, permitindo a comparação desta com a linha de tendência determinada através dos valores levantados dos parâmetros. Os modelos utilizados neste trabalho foram desenvolvidos para a região 2 do estado de Santa Catarina, conforme apresentado em Marcon (1996).

1. Quociente de irregularidade

$$QI = 18,348 + 1,1635 \times IDADE \quad (43)$$

$$R^2 = 0,29$$

$$QI = 25,783 + 4,0 \times 10^{-6} \times NA - 5,0 \times 10^{-14} \times NA^2 \quad (44)$$

$$R^2 = 0,32$$

2. Deflexões máximas médias

$$DEFM = 24,288 + 3,5458 \times IDADE \quad (45)$$

$$R^2 = 0,37$$

$$DEFM = 44,928 + 1,0 \times 10^{-5} \times NA \quad (46)$$

$$R^2 = 0,50$$

3. Índice de Gravidade Global

$$IGG = -20,91 + 5,01 \times IDADE \quad (47)$$

$$R^2 = 0,52$$

$$IGG = 8,7647 + 2,0 \times 10^{-5} \times NA - 1,0 \times 10^{-12} \times NA \quad (48)$$

$$R^2 = 0,61$$

4. Trincamento total

$$ATR = 1,5124 \times IDADE - 6,8923 \quad (49)$$

$$R^2 = 0,32$$

$$ATR = 1,4532 + 4 \times 10^{-6} \times NA \quad (50)$$

$$R^2 = 0,55$$

5. Profundidade média das trilhas de roda

$$TRI = 1,8228 + 0,2325 \times IDADE \quad (51)$$

$$R^2 = 0,28$$

$$TRI = 3,3051 + 5 \times 10^{-7} \times NA \quad (52)$$

$$R^2 = 0,26$$

em que:

QI = quociente de irregularidade, em contagens/km;

IDADE = idade do pavimento desde a construção ou reabilitação, em anos;

NA = número equivalente de operações do eixo padrão de 8,2 ton, calculado pelo método da AASHTO;

DEFM = deflexão máxima média, em 0,01 mm;

IGG = Índice de Gravidade Global;

ATR = percentual de área do pavimento com trincamento total;

TRI = profundidade média das trilhas de roda, em mm.

2.2.5 Modelos de Desempenho Desenvolvidos por Yshiba

Yshiba (2003) desenvolveu modelos estatísticos que representam os efeitos dos fatores idade, tráfego e número estrutural sobre o desempenho de pavimentos, quantificados tanto em termos de irregularidade longitudinal (IRI, em m/Km), como em termos estruturais (deflexão determinada com a viga Benkelman). Para o desenvolvimento dos modelos foram utilizados dados históricos de avaliações da condição da malha rodoviária do estado do Paraná, realizadas em 1995 e 1998. As seções inventariadas foram agrupadas em uma matriz fatorial, com o objetivo de identificar os fatores e interações que possuam efeito significativo sobre os parâmetros de desempenho dos pavimentos. O estabelecimento das equações de regressão se deu através da análise de variância (ANOVA).

1. Irregularidade longitudinal de pavimentos não reabilitados e avaliados em 1995

$$IRI = 2,8 + 0,38P(I) + 0,31P(N) - 0,16P(S) + 0,09 \times P(I) \times P(N) - 0,08 \times P(I) \times P(S) \quad (53)$$

$$R^2 = 0,75$$

2. Deflexão máxima recuperável de pavimentos não reabilitados e avaliados em 1995

$$DEF = 56,0 + 8,7P(I) + 4,25P(N) - 4,75P(S) + 1,81 \times P(I) \times P(S) \quad (54)$$

$$R^2 = 0,62$$

3. Irregularidade longitudinal de pavimentos reabilitados e avaliados em 1995

$$IRI = 2,37 + 0,12P(I) + 0,22P(N) - 0,14P(S) \quad (55)$$

$$R^2 = 0,81$$

4. Deflexão máxima recuperável de pavimentos reabilitados e avaliados em 1995

$$DEF = 47,2 + 2,2P(I) + 3,81P(N) - 2,7P(S) + 1,44 \times P(N) \times P(S) \quad (56)$$

$$R^2 = 0,83$$

sendo:

$$P(I) = \frac{I - 13}{8} \quad P(N) = \frac{N - 5 \times 10^4}{10^5} \quad P(S) = \frac{S - 5,5}{2}$$

I é a idade em anos;

N é o número de solicitações do tráfego;

S é o número estrutural corrigido.

2.3 – Programa Computacional: HDM-4

O programa de gerência de pavimentos HDM-III (*Highway Design and Maintenance Standards Model*), desenvolvido pelo Banco Mundial, tem sido utilizado para avaliar técnica e economicamente projetos de rodovias, preparar programas de investimentos rodoviários e analisar estratégias. O *International Study of Highway Development and Management* (ISOHDM), com interesse de estender o alcance do HDM-III e criar um sistema mais acessível para a gerência de pavimentos, com ferramentas adaptadas e computacionalmente mais amigáveis, desenvolveu o *Highway Development and Management Tool* (HDM-4). (KERALI, 2000).

Os estudos que resultaram na criação do modelo HDM-III iniciaram em 1969, visando o desenvolvimento de uma metodologia para análise econômica de projetos rodoviários para países em desenvolvimento. A primeira fase, encerrada em 1971, foi executada pelo MIT (*Massachusetts Institute of Technology*) dos Estados Unidos, pelo TRRL (*British Transport and Road Research Laboratory*) do Reino Unido, pelo LCPC (*Laboratoire Centrale des Ponts et Chaussées*) da França e pelo Banco Mundial. Nesta fase foram desenvolvidos a estrutura conceitual e o primeiro modelo de custos rodoviários inter-relacionando os custos de construção, manutenção e operação de veículos.

Na segunda fase (1971–1975), realizada em países em desenvolvimento como Quênia, Índia, Brasil e Ilhas do Caribe, foram desenvolvidos estudos visando à obtenção de resultados experimentais que pudessem servir de base empírica para o desenvolvimento teórico do modelo. O estudo conduzido no Quênia forneceu modelos de deterioração para pavimentos flexíveis sob condições de clima tropical e subtropical e para rodovias não pavimentadas. Segundo Watanatada *et al.* (1987) o maior estudo de campo foi realizado no Brasil (1975–1984), sendo conduzido por uma equipe de especialistas do Brasil e de outros nove países e financiado pelo Governo Brasileiro e pelo Programa de Desenvolvimento das Nações Unidas. O estudo foi executado pela Empresa Brasileira de Planejamento de Transportes (GEIPOT) juntamente com o Banco Mundial e a *Texas Research and Development Foundation*.

A etapa final consistiu na análise da base de dados adquiridos nas pesquisas de campo, principalmente os resultados obtidos no Brasil. Este processo possibilitou o desenvolvimento de modelos para previsão dos custos de operação dos veículos e da evolução da deterioração das rodovias. Em 1987, o Banco Mundial divulgou as publicações do Modelo HDM – III, referentes à documentação das pesquisas e, em 1989, apresentou a versão para microcomputadores.

O programa de gerência de pavimentos HDM-4 é uma versão atualizada do modelo HDM-III. Esse difere da versão anterior por considerar os efeitos de congestionamento, analisar pavimentos asfálticos em climas frios, incluir diversos tipos e estruturas de pavimentos (inclusive os rígidos), além de considerar a segurança das rodovias e os efeitos ambientais, tais como: consumo de energia, poluição do ar e sonora.

De acordo com Cafiso *et al.* (2002) o HDM-4 é usualmente empregado em três níveis de decisões dentro do processo de gerência de pavimentos:

1. Planejamento estratégico: estimativa orçamentária a médio e longo prazo, necessário para o desenvolvimento e preservação da rede rodoviária.
2. Programação: elaboração de um programa de trabalho anual (ou plurianual) dentro da previsão orçamentária, selecionando as ações de manutenção, reabilitação ou reconstrução a serem executadas.
3. Análise de projetos: avaliação econômica ou de viabilidade técnica de diversos projetos rodoviários e seus efeitos no meio ambiente. Incluem projetos típicos de manutenção e reabilitação de rodovias existentes, duplicações, reparos nos pavimentos e construção de novas rodovias.

A unidade básica de análise do HDM-4 é um segmento homogêneo de rodovia, sendo que várias opções de investimento podem ser propostas para este segmento. Além disso, devem ser definidos os tipos de veículos que usam a rodovia e seu volume de tráfego.

O HDM-4 simula o desempenho dos pavimentos e os custos correspondentes durante o período de análise especificado pelo usuário. Realiza análises econômicas de diferentes opções de investimentos, estima os custos para um grande número de alternativas, atualizando os custos futuros. Simula, para cada seção, a condição da via e os recursos usados em cada alternativa de manutenção, assim como, os recursos físicos consumidos pela operação dos veículos.

2.3.1 Modelos de Previsão de Desempenho do HDM-4

O desenvolvimento dos modelos de previsão de desempenho do HDM-4 foi baseado, principalmente, em três documentos: Riley and Bennett* (1995 & 1996) – baseado em Paterson* (1987), Watanatada *et al.**. (1987) e NDLI* (1995). (apud ODOKI e KERALI, 2000).

Os modelos de desempenho utilizados pelo HDM-4 apresentam uma grande flexibilidade, podendo trabalhar com diversos tipos de revestimentos e de bases, isto é, com estruturas de pavimentos distintas. No HDM-4 podem ser modelados os seguintes defeitos: trincas por fadiga, desgaste, panelas, trincas nos bordos, deformação permanente nas trilhas de roda e irregularidade longitudinal, sendo que o programa apresenta equações que prevêm o surgimento e a progressão para cada um desses defeitos. Podem-se analisar, também, os meios de transportes motorizados (motocicletas, carros, ônibus, caminhões etc.) e os não motorizados (bicicletas, veículos de tração animal etc.).

O sistema de classificação dos pavimentos utilizado pelo HDM-4 está representado na Tabela 2.

TABELA 2 – Sistema de classificação dos pavimentos asfálticos no HDM-4

Tipo de Pavimento	Tipo do Revestimento	Material do Revestimento	Tipo de Base	Material da Base
AMGB	AM	AC, HRA	GB	NG, CRS
AMSB		CM, PMA	SB	CS, LS
AMAP		SMA etc.	AP	TNA etc.

Fonte: Modificado de ODOKI e KERALI (2000)

Tipo de Revestimento:

AM – Mistura Asfáltica

Material de Revestimento:

AC – Concreto Asfáltico

HRA – Asfalto Rolado à Quente

CM – Pré-Misturado a Frio

PMA – Asfalto Modificado com Polímero

SMA – Matriz Pétreo Asfáltica

Tipo de Base:

GB – Base Granular

SB – Base Estabilizada

AP – Pavimento Asfáltico

Material da Base:

NG – Agregado Natural

CRS – Pedra Britada

CS – Estabilizado com Cimento

LS – Estabilizado com Cal

TNA – Camada Asfáltica Delgada

*Riley, M.J. e Bennett, C.R. (1995 & 1996) – Specifications for the HDM-4 Road Deterioration Model. ISODHM, UK.

*Paterson (1987)– Road Deterioration and Maintenance Effects. World Bank Publications, USA.

*Watanatada et al. (1987) – The Highway Design and Maintenance Standads Model – Vol.1. World Bank Publications, Washington, D.C.

*NDLI (1995) – Modelling Road Deterioration and Maintenance Effects in HDM-4. N.D. Lea Internatinal, Vancouver.

As principais variáveis usadas nos modelos de deterioração estão vinculadas ao clima, tráfego, idade do pavimento, geometria da rodovia, características estruturais e propriedades dos materiais de pavimentação. O clima em que a rodovia está situada tem um significativo impacto sobre sua taxa de deterioração. Sendo que os fatores climáticos mais importantes estão relacionados com a temperatura e as precipitações, para o programa HDM-4 são definidas as informações sobre o clima, utilizando as Tabelas 3 e 4.

TABELA 3 – Classificação da zona climática quanto à precipitação média anual

Umidade	Descrição	Precipitação anual (mm)
Árido	Pouca chuva e alta evaporação	< 300
Semi-árido	Pouca chuva	300 a 800
Pouco úmido	Chuva moderada ou chuva sazonal forte	800 a 1600
Úmido	Chuva moderada na estação quente	1500 a 3000
Muito úmido	Chuva intensa	> 2400

Fonte: modificado de ODOKI e KERALI (2000)

TABELA 4 – Classificação da zona climática quanto à variação da temperatura

Temperatura	Descrição	Varição da temperatura (°C)
Tropical	Temperatura alta com pequenas variações	20 a 35
Subtropical quente	Temperatura alta de dia e baixa à noite,	-5 a 45
Subtropical frio	Temperatura moderada, inverno frio	-10 a 30
Temperado frio	Verão quente e inverno muito frio	-20 a 25

Fonte: modificado de ODOKI e KERALI (2000)

2.3.1.1 Modelos de Deterioração Devido ao Trincamento

Há dois tipos de trincas considerado no HDM-4: trincas estruturais e trincas térmicas transversais.

a) Trincas estruturais

O modelo para o trincamento estrutural, baseado nas equações derivadas de Paterson (1987), apresenta equações de previsão de início e progressão das trincas divididas em duas classes: equações para trincas totais (incluem classes 2, 3 e 4) e equações para trincas largas (classe 4).

1. Previsão do início do trincamento total, revestimento original (HSOLD = 0).

$$ICA = K_{cia} \left\{ CDS^2 a_0 \exp \left[a_1 SNP + a_2 \left(\frac{YE4}{SNP^2} \right) \right] + CRT \right\} \quad (57)$$

2. Previsão do início do trincamento total em pavimentos reabilitados, exceto reabilitações com capa selante, lama asfáltica e pré-misturado a frio (HSOLD > 0).

$$ICA = K_{cia} \left\{ CDS^2 \left[\begin{array}{l} \text{MAX} \left(a_0 \exp \left[a_1 SNP + a_2 \left(\frac{YE4}{SNP^2} \right) \right] \right) \\ * \text{MAX} \left(1 - \frac{PCRW}{a_3}, 0 \right) a_4 HSNEW \end{array} \right] + CRT \right\} \quad (58)$$

3. Previsão do início do trincamento total em pavimentos reabilitados com capa selante, lama asfáltica e pré-misturado a frio (HSOLD > 0).

$$ICA = K_{cia} \left\{ CDS^2 \left[\begin{array}{l} \text{MAX} \left(a_0 \exp \left[a_1 SNP + a_2 \left(\frac{YE4}{SNP^2} \right) \right] \right) \\ * \text{MAX} \left(1 - \frac{PCRA}{a_3}, 0 \right) a_4 \end{array} \right] + CRT \right\} \quad (59)$$

4. Previsão do início do surgimento das trincas largas

$$ICW = K_{ciw} \text{MAX} \left[(a_0 + a_1 ICA); a_2 ICA \right] \quad (60)$$

Os valores dos coeficientes a_0 , a_1 , a_2 , a_3 e a_4 para o início do trincamento total são apresentados na Tabela 5, e os valores dos coeficientes a_0 , a_1 , a_2 , para o início do trincamento largo são apresentados na Tabela 6.

em que:

ICA = tempo para o surgimento de trincas estruturais totais, em anos;

ICW = tempo para o surgimento de trincas estruturais largas, em anos;

CDS = indicador das falhas construtivas em revestimentos asfálticos;

YE4 = número equivalente de solicitações do eixo padrão, para o ano de análise, em milhões por faixa;

SNP = número estrutural ajustado para uma média anual do pavimento;

HSNEW = espessura do revestimento mais recente, em mm;

HSOLD = espessura total do revestimento antigo, em mm;

PCRA = área de trincamento total ocorrido antes da última reabilitação, em percentagem da área do revestimento;

PCRW = área de trincamento largo ocorrido antes da última reabilitação, em percentagem da área do revestimento;

K_{cia} = fator de calibração para o surgimento das trincas estruturais totais;

K_{ciw} = fator de calibração para o surgimento das trincas estruturais largas;

CRT = tempo de retardo no trincamento devido à manutenção, em anos.

TABELA 5 – Coeficientes para o modelo de previsão do início do trincamento estrutural total.

Tipo de pavimento	Material do revestimento	HSOLD	a_0	a_1	a_2	a_3	a_4
AMGB	Todos	0	4,21	0,14	-17,1		
	Todos (exceto CM)	>0	4,21	0,14	-17,1	30	0,025
	CM	>0	13,2	0	-20,7	20	1,4
AMAB	Todos	0	4,21	0,14	-17,1		
		>0	4,21	0,14	-17,1	30	0,025
AMAP	Todos	>0	4,21	0,14	-17,1	30	0,025

Fonte: Modificado de ODOKI e KERALI (2000)

TABELA 6 – Coeficientes para o modelo de previsão do início do trincamento estrutural largo

Tipo de pavimento	Material do revestimento	HSOLD	a_0	a_1	a_2
AMGB	Todos	0	2,46	0,93	0
	Todos exceto CM	>0	2,04	0,98	0
	CM	>0	0,70	1,65	0
AMAB	Todos	0	2,46	0,93	0
		>0	2,04	0,98	0
AMAP	Todos	>0	2,04	0,98	0

Fonte: Modificado de ODOKI e KERALI (2000)

5. Progressão da área do trincamento estrutural total

$$dACA = K_{cpa} \left[\frac{CRP}{CDS} \right] Z_A \left[\left(Z_A a_0 a_1 \delta t_A + SCA^{a_1} \right)^{1/a_1} - SCA \right] \quad (61)$$

A progressão do trincamento estrutural total começa quando $\delta t_A > 0$ ou $ACA_a > 0$

Se $ACA_a > 0$ então $\delta t_A = 1$

Caso contrário: $\delta t_A = \text{MAX}\{0, \text{MIN}[(AGE2 - ICA), 1]\}$

Se $ACA_a \geq 50$ então $Z_A = -1$

Caso contrário: $Z_A = 1$

$ACA_a = \text{MAX}(ACA_a; 0,5)$

$SCA = \text{MIN}[ACA_a; (100 - ACA_a)]$

$$y = [a_0 a_1 Z_A \delta t_A + SCA^{a_1}] \quad (62)$$

▪ se $Y < 0$, então:

$$dACA = K_{cpa} \left[\frac{CRP}{CDS} \right] (100 - ACA_a) \quad (63)$$

▪ se $Y \geq 0$, então:

$$dACA = K_{cpa} \left[\frac{CRP}{CDS} \right] Z_A (Y^{1/a_1} - SCA) \quad (64)$$

▪ se $ACA_a \leq 50$ e $ACA_a + dACA > 50$, então:

$$dACA = K_{cpa} \left[\frac{CRP}{CDS} \right] (100 - c_1^{1/a_1} - ACA_a) \quad (65)$$

sendo:

$$c_1 = \text{MAX}\{[2(50^{a_1}) - SCA^{a_1} - a_0 a_1 \delta t_A], 0\} \quad (66)$$

6. Progressão da área do trincamento estrutural largo

$$dACW = K_{cpw} \left[\frac{CRP}{CDS} \right] Z_W [(Z_W a_0 a_1 \delta t_W + SCW^{a_1})^{1/a_1} - SCW] \quad (67)$$

sendo:

$$dACW = \text{MIN}[ACA_a + dACA - ACW_a; dACW] \quad (68)$$

A progressão das trincas estruturais largas começa quando:

$$\delta t_w > 0 \text{ ou } ACW_a > 0.$$

$$\text{Se } ACW_a > 0 \text{ então } \delta t_w = 1$$

$$\text{Caso contrário: } \delta t_w = \text{MAX}\{0, \text{MIN}[(AGE_2 - ICW), 1]\}$$

As trincas estruturais largas não iniciam antes que a área do trincamento estrutural total exceda 5% da área do revestimento, então:

$$\delta t_w = 0 \text{ se } ACA_a \leq 5$$

Se a manutenção corretiva das trincas estruturais largas foi executada antes do ano de análise, reduzindo a área de trincas largas abaixo de 1% e mantendo a área de trincamento estrutural total acima de 11%. No início do ano de análise (isto é, com $ACW_a \leq 1$ e $ACA_a > 11$), a taxa de progressão da área das trincas largas não é assumida como uma taxa inicialmente baixa, mas como uma taxa alta similar à taxa anterior a manutenção.

Para esta situação um valor temporário de trincamento estrutural largo (ACW_{temp}), é definido como sendo 5% a menos do que o ACA_a , isto é:

$$ACW_{temp} = ACA_a - 5 \quad \text{se } ACW_a \leq 1 \text{ e } ACA_a > 11$$

Este valor é então usado como um valor temporário de ACW_a , para o cálculo da $dACW$ no ano de análise. A $dACW$ é calculada como a seguir:

$$\text{Se } ACW_a \geq 50 \text{ então } Z_w = -1$$

$$\text{Caso contrário: } Z_w = 1$$

$$ACW_a = \text{MAX}(ACW_a; 0,5)$$

$$SCW = \text{MIN}[ACW_a; (100 - ACW_a)]$$

$$y = [a_0 a_1 Z_w \delta t_w + SCW^{a_1}] \quad (69)$$

▪ se $Y < 0$, então:

$$dACW = K_{cpw} \left[\frac{CRP}{CDS} \right] \text{MIN}[(ACA_a + dACA - ACW_a); (100 - ACW_a)] \quad (70)$$

- se $Y > 0$, então:

$$dACW = K_{cpw} \left[\frac{CRP}{CDS} \right] \text{MIN} \left[(ACA_a + dACA - ACW_a); Z_w (Y^{1/a_1} - SCW) \right] \quad (71)$$

- se $ACW_a \leq 50$ e $ACW_a + dACW > 50$, então:

$$dACW = K_{cpw} \left[\frac{CRP}{CDS} \right] \text{MIN} \left[(ACA_a + dACA - ACW_a); (100 - c_1^{1/a_1} - ACW_a) \right] \quad (72)$$

Onde:

$$c_1 = \text{MAX} \left\{ \left[2(50^{a_1}) - SCW^{a_1} - a_0 a_1 \delta t_w \right], 0 \right\} \quad (73)$$

sendo:

$dACA$ = mudança prevista na área de trincamento estrutural total, durante o ano de análise, em percentagem da área total do revestimento;

$dACW$ = mudança prevista na área de trincamento estrutural largo, durante o ano de análise, em percentagem da área total do revestimento;

ACA_a = área de trincamento estrutural total no início do ano de análise;

ACW_a = área de trincamento estrutural largo no início do ano de análise;

δt_A = fração do ano de análise em que ocorre progressão do trincamento estrutural total;

δt_w = fração do ano de análise em que ocorre progressão do trincamento estrutural largo;

$AGE2$ = idade do revestimento desde a construção, execução de capa selante, reabilitação ou reconstrução, em anos;

ICA = tempo para o surgimento de trincas estruturais totais, em anos.

ICW = tempo para o surgimento de trincas estruturais largas, em anos.

K_{cpa} = fator de calibração para progressão do trincamento estrutural total;

K_{cpw} = fator de calibração para progressão do trincamento estrutural largo;

CDS = indicador das falhas construtivas em revestimentos asfálticos;

CRP = fator de retardo na progressão do trincamento, devido à manutenção preventiva, dado por: $CRP = 1 - 0,12 CRT$;

Os valores dos coeficientes a_0 e a_1 para a progressão do trincamento são apresentados na Tabela 7.

TABELA 7 – Coeficientes para o modelo de progressão do trincamento estrutural total e largo

Tipo de pavimento	Material do revestimento	HSOLD	Trincas totais		Trincas largas	
			a ₀	a ₁	a ₀	a ₁
AMGB	Todos	0	1,84	0,45	2,94	0,56
	Todos exceto CM	>0	1,07	0,28	2,58	0,45
	CM	>0	2,41	0,34	3,40	0,35
AMAB	Todos	0	1,84	0,45	2,94	0,56
		>0	1,07	0,28	2,58	0,45
AMAP	Todos	>0	1,07	0,28	2,58	0,45

Fonte: Modificado de ODOKI e KERALI (2000)

b) Trincas térmicas transversais

O coeficiente de trincamento térmico (CCT) é usado como uma variável para prever o tempo de início das trincas térmicas para várias zonas climáticas, os valores sugeridos para o CCT são dados na Tabela 8.

A Tabela 9 mostra os valores propostos para o número máximo de trincas térmicas (NCT_{eq}) por quilômetro de rodovia e o tempo necessário para alcançar este nível de trincamento (T_{eq}), para várias zonas climáticas.

TABELA 8 – Valores propostos para o coeficiente de trincamento térmico (CCT)

Parâmetros do modelo	Tropical	Subtropical	Subtropical	Temperado
		quente	frio	frio
Árido	100	5	100	100
Semi-árido	100	8	100	100
Pouco úmido	100	100	100	100
Úmido	100	100	100	100
Muito úmido	100	100	100	

Fonte: Modificado de ODOKI e KERALI (2000)

TABELA 9 – Valores propostos para o número máximo de trincas térmicas (NCT_{eq}) e tempo necessário para alcançar esse nível de trincamento (T_{eq})

Parâmetros do modelo	Tropical	Subtropical quente	Subtropical frio	Temperado frio
NCT _{eq}	0	100	0	0
T _{eq}	50	7	50	50

Fonte: Modificado de ODOKI e KERALI (2000)

1. Previsão do início do trincamento térmico transversal

Uma distinção é feita entre o tempo de início do trincamento térmico transversal em revestimentos originais e em pavimentos reabilitados.

Se HSOLD = 0 (revestimento original)

$$ICT = K_{cit} \text{MAX}[a_0; (CDS)(CCT)] \quad (74)$$

Se HSOLD > 0 (pavimentos reabilitados)

$$ICT = K_{cit} \text{MAX}[a_0; CDS(CCT + a_1 + a_2 HSNEW)] \quad (75)$$

2. Progressão da área do trincamento térmico transversal

A progressão do trincamento térmico transversal começa quando $\delta t_T > 0$.

Se $ACT_a > 0$ então $\delta t_T = 1$

Caso contrário: $\delta t_T = \text{MAX}\{0, \text{MIN}[(AGE2 - ICT), 1]\}$

Se HSOLD = 0 (revestimento original)

$$dNCT = K_{cpt} \left[\frac{1}{CDS} \right] \text{MAX} \left\{ 0; \text{MIN} \left[(NCT_{eq} - NCT_a); \left(\frac{2NCT_{eq}(AGE3 - ICT - 0,5)}{(T_{eq})^2} \right) \right] \right\} \delta t_T \quad (76)$$

Se HSOLD > 0 (pavimentos reabilitados)

$$dNCT = K_{cpt} \left[\frac{1}{CDS} \right] \text{MIN} \left\{ (NCT_{eq} - NCT_a); \text{MAX} \left[\left(\frac{2NCT_{eq}(AGE3 - ICT - 0,5)}{(T_{eq})^2} \right); \text{MIN}(a_0 PNCT; (PNCT - NCT_a)); 0 \right] \right\} \delta t_T \quad (77)$$

Uma trinca térmica transversal é assumida quando atravessa todo o revestimento. Deste modo à área de trincamento térmica transversal é dada por:

$$dACT = \frac{dNCT}{20} \quad (78)$$

em que:

ICT = tempo para o surgimento das trincas térmicas transversais, em anos;

dNCT = mudança prevista no número de trincas térmicas transversais, durante o ano de análise (nº/ km);

CDS = indicador das falhas construtivas em revestimentos asfálticos;

dACT = mudança prevista na área de trincamento térmico transversal, durante o ano de análise, em percentagem da área total do revestimento;

CCT = coeficiente de trincamento térmico (ver Tabela 8);

PNCT = número de trincas térmicas transversais antes da última manutenção ou recapeamento (nº/ km);

NCT_a = número de trincas térmicas transversais no início do ano de análise (nº/ km);

NCT_{eq} = número máximo de trincas térmicas (nº/ km) (ver Tabela 9);

T_{eq} = tempo necessário para alcançar o número máximo de trincas térmicas (anos) (ver Tabela 9);

HSNEW = espessura do revestimento mais recente, em mm;

K_{cit} = fator de calibração para o início do trincamento térmico transversal;

K_{opt} = fator de calibração para a progressão do trincamento térmico transversal.

Os valores dos coeficientes a_0 , a_1 e a_2 , (início) e de a_0 (progressão) do trincamento térmico transversal são dados na Tabela 10.

TABELA 10– Coeficientes para o início e progressão do trincamento térmico transversal

Tipo de pavimento	Início			Progressão
	a_0	a_1	a_2	a_0
Todos	1,0	-1,0	0,02	0,25

Fonte: ODOKI e KERALI (2000)

3. Área total de trincamento

3.1. Área de trincamento indexado

A área de trincamento indexado é uma média ponderada do trincamento estrutural total e largo, definido por Paterson (1987) como a seguir:

$$ACX = 0,62ACA + 0,39ACW \quad (79)$$

em que:

ACX = área de trincamento indexado (% da área total do revestimento);

ACA = área do trincamento estrutural total (% da área total do revestimento);

ACW = área do trincamento estrutural largo (% da área total do revestimento);

3.2. Área total de trincamento

A área total de trincamento combina o trincamento estrutural e o térmico transversal e é definido por:

$$ACRA = ACA + ACT \quad (80)$$

em que:

ACRA = área total do trincamento (% da área total do revestimento);

ACA = área do trincamento estrutural total (% da área total do revestimento);

ACT = área do trincamento térmico transversal (% da área total do revestimento);

2.3.1.2 Modelos de Deterioração Devido ao Desgaste

O modelo para o surgimento do desgaste é basicamente proposto por Paterson (1987), com o indicador das falhas construtivas em revestimentos asfálticos (CDS) substituindo o indicador original da qualidade de construção (CQ). O modelo para a progressão do desgaste também é baseado em Paterson* (1987), mas com a adição da variável tráfego proposto por Riley *(1999). (apud ODOKI e KERALI, 2000).

1. Previsão do início do desgaste

$$IRV = K_{vi} CDS^2 a_0 RRF \exp(a_1 YAX) \quad (81)$$

em que:

IRV = tempo para o início do desgaste (anos);

CDS = indicador das falhas construtivas em revestimentos asfálticos;

YAX = número total de eixos para todas as classes de veículos, no ano de análise, em milhões por faixa;

K_{vi} = fator de calibração para o início do desgaste;

RRF = fator de retardo no surgimento do desgaste devido à manutenção.

Os valores dos coeficientes a_0 e a_1 , para o modelo de previsão do início do desgaste, são dados na Tabela 11.

TABELA 11 – Coeficientes para o modelo de previsão do início do desgaste.

Tipo de Revestimento	Material do Revestimento	a_0	a_1
AM	Todos exceto CM	100	-0,156
	CM	8,0	-0,156

Fonte: Modificado de ODOKI e KERALI (2000)

*Paterson (1987)– Road Deterioration and Maintenance Effects. World Bank Publications, USA.

*Riley, M.J. (1999) – Notes on Seasonal Adjustment of Pavement Strength. ISODHM, UK.

2. Progressão da área de desgaste

$$dARV = \left[\frac{K_{vp}}{RRF} \right] \left[\frac{1}{CDS^2} \right] Z \left[\left(Z(a_0 + a_1 YAX) a_2 \delta t_v + SRV^{a_2} \right)^{1/a_2} - SRV \right] \quad (82)$$

A progressão do desgaste começa quando $\delta t_v > 0$ ou $ARV_a > 0$, em que:

Se $ARV_a > 0$ então $\delta t_v = 1$

Caso contrário: $\delta t_v = \text{MAX} \{0, \text{MIN}[(AGE2 - IRV), 1]\}$

Se $ARV_a \geq 50$ então $Z = -1$

caso contrário: $Z = 1$

$ARV_a = \text{MAX} (ARV_a ; 0,5)$

$SRV = \text{MIN} [ARV_a ; (100 - ARV_a)]$

$YAX = \text{MAX} [\text{MIN} (YAX, 1) ; 0,1]$

$$Y = \left[(a_0 + a_1 YAX) a_2 Z \delta t_v + SRV^{a_2} \right] \quad (83)$$

▪ Se $Y < 0$, então:

$$dARV = \left[\frac{K_{vp}}{RRF} \right] \left[\frac{1}{CDS^2} \right] (100 - ARV_a) \quad (84)$$

▪ Se $Y \geq 0$, então:

$$dARV = \left[\frac{K_{vp}}{RRF} \right] \left[\frac{1}{CDS^2} \right] Z (Y^{1/a_2} - SRV) \quad (85)$$

▪ Se $ARV_a \leq 50$ e $ARV_a + dARV > 50$, então:

$$dARV = \left[\frac{K_{vp}}{RRF} \right] \left[\frac{1}{CDS^2} \right] (100 - c_1^{1/a_2} - ARV_a) \quad (86)$$

em que:

$$c_1 = \text{MAX} \left\{ \left[2(50^{a_2}) - SRV^{a_2} - (a_0 + a_1 YAX) a_2 \delta t_v \right], 0 \right\} \quad (87)$$

sendo:

dARV = mudança na área de desgaste durante o ano de análise (% da área total do revestimento);

ARV_a = área de desgaste no início do ano de análise (% da área total do revestimento);

δt_v = fração do ano de análise em que ocorre progressão do desgaste;

AGE2 = idade do revestimento desde a construção, execução de capa selante, reabilitação ou reconstrução, em anos;

K_{vp} = fator de calibração para a progressão do desgaste;

IRV = tempo para o início do desgaste (anos).

Os valores dos coeficientes a₀, a₁ e a₂, para o modelo de progressão do desgaste, são dados na Tabela 12.

TABELA 12 – Coeficientes para o modelo de progressão do desgaste.

Tipo de Pavimento	a ₀	a ₁	a ₂
Todos	0,6	3,0	0,352

Fonte: ODOKI e KERALI (2000)

2.3.1.3 Modelos de Deterioração Devido às Painelas

1. Previsão do surgimento das painelas

As painelas, devido ao trincamento no revestimento, iniciam quando a área de trincamento estrutural largo (ACW) excede 20% e as que se originam do desgaste somente iniciam quando a área de desgaste (ARV) excede 30%.

$$IPT = K_{pi} \times a_0 \left[\frac{(1 + a_1 HS)}{(1 + a_2 CDB)(1 + a_3 YAX)(1 + a_4 MMP)} \right] \quad (88)$$

em que:

IPT = tempo entre o início do trincamento estrutural largo ou do desgaste e o surgimento das painelas (anos);

HS = espessura total do revestimento asfáltico (mm);

CDB = indicador das falhas construtivas na camada de base;

YAX = número total de eixos para todas as classes de veículos, no ano de análise (milhões/faixa);

MMP = precipitação média mensal (mm/mês);

K_{pi} = fator de calibração para o início das painelas.

Os valores para IPT são calculados separadamente para o surgimento das panelas devido ao trincamento e devido ao desgaste. A separação entre estes dois mecanismos de formação das panelas é mantida em toda a análise, com a progressão sendo modelada separadamente para as panelas devido ao trincamento, devido ao desgaste e devido ao alargamento de panelas existentes.

Os valores dos coeficientes de a_0 a a_4 , para o modelo de previsão do início das panelas, são dados na Tabela 13.

TABELA 13 – Coeficientes para o modelo de previsão do início das panelas

Causa do surgimento das panelas	Tipo de pavimento	a_0	a_1	a_2	a_3	a_4
Trincamento	AMGB	2,0	0,05	1,0	0,5	0,01
	Todos, exceto bases GB	3,0	0,05	1,0	0,5	0,01
Desgaste	AMGB	2,0	0,05	1,0	0,5	0,01
	Todos, exceto bases GB	3,0	0,05	1,0	0,5	0,01

Fonte: Modificado de ODOKI e KERALI (2000)

2. Progressão do número de panelas

A variação do número de panelas devido a cada um dos três defeitos (trincas largas, desgaste e alargamento das panelas existentes) é calculada por:

$$dNPT_i = K_{pp} \times a_0 \times ADIS_i(TLF) \left[\frac{(1 + a_1 CDB)(1 + a_2 YAX)(1 + a_3 MMP)}{(1 + a_4 HS)} \right] \quad (89)$$

A progressão das panelas devido ao trincamento largo ou ao desgaste se dá:

- Se no início do primeiro ano do período de análise $ACW_a = 0$, então a progressão das panelas devido ao trincamento começa quando:

$$AGE2 > ICW + IPT \quad e \quad ACW_a > 20$$
- Se no início do primeiro ano do período de análise $ARV_a = 0$, então a progressão das panelas devido ao desgaste começa quando:

$$AGE2 > IRV + IPT \quad e \quad ARV_a > 30$$
- Se no início do primeiro ano do período de análise $0 < ACW_a \leq 20$, então a progressão das panelas devido ao trincamento começa quando $ACW_a > 20$.
- Se no início do primeiro ano do período de análise $0 < ARV_a \leq 30$, então a progressão das panelas devido ao desgaste começa quando $ARV_a > 30$.
- Se no início do primeiro ano do período de análise $ACW_a > 20$, então a progressão das panelas devido ao trincamento começa imediatamente.

- Se no início do primeiro ano do período de análise $ARV_a > 30$, então a progressão das panelas devido ao desgaste começa imediatamente.
- A progressão das panelas devido ao alargamento das panelas existentes começa se $NPT_a > 0$ no início do ano de análise.

O incremento total anual no número de panelas por quilometro de rodovia é dado por:

$$dNPT = \sum_{i=1}^3 dNPT_i \quad (90)$$

em que:

$dNPT_i$ = número de panelas por km derivado dos i tipos de defeitos (trincas estruturais largas, desgaste e alargamento) durante o ano de análise;

TLF = fator intervalo de tempo (dado na Tabela 15);

$dNPT$ = número total de panelas por km durante o ano de análise;

K_{pp} = fator de calibração para a progressão das panelas;

$ADIS_i$ = percentagem de área do trincamento estrutural largo no início do ano de análise, ou percentagem de área de desgaste no início do ano de análise, ou número de panelas existentes no início do ano de análise;

Os valores dos coeficientes de a_0 a a_4 , para o modelo de progressão das panelas, são dados na Tabela 14 e os valores de TLF são dados na Tabela 15.

TABELA 14 – Coeficientes para o modelo de progressão das panelas

Causa da progressão das panelas	Tipo de pavimento	a_0	a_1	a_2	a_3	a_4
Trincamento	AMGB	1,0	1,0	10	0,005	0,08
	AMSB, AMAP	0,5	1,0	10	0,005	0,08
Desgaste	AMGB	0,2	1,0	10	0,005	0,08
	AMSB, AMAP	0,1	1,0	10	0,005	0,08
Alargamento	AMGB	0,07	1,0	10	0,005	0,08
	AMSB, AMAP	0,035	1,0	10	0,005	0,08

Fonte: ODOKI e KERALI (2000)

TABELA 15 – Valores para o fator intervalo de tempo (TLF)

Intervalo de tempo entre a ocorrência da panela e o seu remendo	TLF
Menos que 2 semanas	0,02
1 mês	0,06
2 meses	0,12
3 meses	0,20
4 meses	0,28
6 meses	0,43
12 meses	1,00

Fonte: ODOKI e KERALI (2000)

2.3.1.4 Modelos de Deterioração Devido à Deformação Permanente

O modelo para afundamento de trilhas de roda é baseado na soma de três componentes: densificação inicial, deformação estrutural e deformação plástica.

1. Densificação inicial

A densificação inicial depende do grau de compactação relativo (COMP) entre as camadas de base, sub-base e o subleito, dada por:

$$RDO = K_{rid} \left[a_0 (YE4 \times 10^6)^{(a_1 + a_2 DEF)} SNP^{a_3} COMP^{a_4} \right] \quad (91)$$

em que:

RDO = trilha de roda devido a densificação inicial (mm);

YE4 = número equivalente de solicitações do eixo padrão (milhões/ faixa);

DEF = deflexão média medida pela viga Benkelman (mm);

SNP = número estrutural ajustado para uma média anual do pavimento;

COMP = compactação relativa (%);

K_{rid} = fator de calibração para densificação inicial.

Os valores propostos para os coeficientes a_0 , a_1 , a_2 , a_3 , a_4 de densificação inicial são dados pela Tabela 16.

TABELA 16 – Coeficientes para o modelo de densificação inicial

Tipo de pavimento	a_0	a_1	a_2	a_3	a_4
AMGB, AMSB	51740	0,09	0,0384	-0,502	-2,30
AMAP	0	0	0	0	0

Fonte: ODOKI e KERALI (2000)

2. Deformação estrutural

O modelo usado pelo programa HDM-4 separa em dois termos a deformação estrutural: antes do trincamento e depois do trincamento.

a) Antes do trincamento

$$\Delta RDST_{uc} = K_{rst} \left(a_0 SNP^{a_1} YE4^{a_2} COMP^{a_3} \right) \quad (92)$$

b) Depois do trincamento

$$\Delta RDST_{crk} = K_{rst} \left(a_0 SNP^{a_1} YE4^{a_2} MMP^{a_3} ACX_a^{a_4} \right) \quad (93)$$

A variação total da deformação estrutural, durante o ano de análise, segue as seguintes condições:

Se ACRA = 0, então:

$$\Delta RDST = \Delta RDST_{uc} \quad (94)$$

Se ACRA > 0, então:

$$\Delta RDST = \Delta RDST_{uc} + \Delta RDST_{crk} \quad (95)$$

em que:

$\Delta RDST$ = variação total da deformação estrutural, no ano de análise (mm);

$\Delta RDST_{uc}$ = incremento das trilhas de roda, devido à deformação estrutural antes do trincamento, no ano de análise (mm);

$\Delta RDST_{crk}$ = incremento das trilhas de roda, devido à deformação estrutural depois do trincamento, no ano de análise (mm);

MMP = precipitação média mensal (mm/mês);

ACX_a = área de trincamento indexado, no início do ano de análise (%);

SNP = número estrutural ajustado para uma média anual do pavimento;

YE4 = número equivalente de solicitações do eixo padrão (milhões/ faixa);

K_{rst} = fator de calibração para deformação estrutural.

Os valores propostos para os coeficientes a_0 , a_1 , a_2 , a_3 , a_4 de deformação estrutural são dados na Tabela 17.

TABELA 17 – Coeficientes para o modelo de deformação estrutural

Tipo de pavimento		a_0	a_1	a_2	a_3	a_4
Antes do trincamento	Todos	44950	-1,14	0,11	-2,3	
Depois do trincamento	Todos	0,0000248	-0,84	0,14	1,07	1,11

Fonte: ODOKI e KERALI (2000)

3. Deformação plástica

$$\Delta RDPD = K_{rpd} CDS^3 a_0 YE 4 Sh^{a_1} HS^{a_2} \quad (96)$$

sendo:

$\Delta RDPD$ = variação da deformação plástica, no ano de análise (mm);

CDS = indicador das falhas construtivas em revestimentos asfálticos;

Sh = velocidade para veículos pesados (Km/h);

HS = espessura total do revestimento asfáltico (mm);

K_{rpd} = fator de calibração para deformação plástica.

Os valores dos coeficientes para o modelo de deformação plástica são dados na Tabela 18.

TABELA 18 – Coeficientes para o modelo de deformação plástica

Tipo de revestimento	a_0	a_1	a_2
AM	2,46	-0,78	0,71

Fonte: Modificado de ODOKI e KERALI (2000)

4. Afundamento total das trilhas de roda

O crescimento anual do afundamento total das trilhas de roda, ΔRDM , é derivado das seguintes relações:

Se $AGE4 \leq 1$

$$\Delta RDM = RDO + \Delta RDPD \quad (97)$$

Caso contrário:

$$\Delta RDM = \Delta RDST + \Delta RDPD \quad (98)$$

em que:

ΔRDM = aumento da profundidade média das trilhas de roda, no ano de análise (mm);

RDO = afundamento das trilhas de roda devido a densificação inicial, no ano de análise (mm);

$\Delta RDST$ = aumento da deformação estrutural no ano de análise (mm);

$\Delta RDPD$ = aumento da deformação plástica no ano de análise (mm);

AGE4 = idade desde a construção ou reconstrução (incluindo a base) (anos);

O afundamento total das trilhas de roda, RDM_b , em qualquer período, é dado por:

$$RDM_b = MIN [(RDM_a + \Delta RDM); 100] \quad (99)$$

em que:

RDM_b = profundidade média das trilhas de roda no final do ano de análise (mm);

RDM_a = profundidade média das trilhas de roda no início do ano de análise (mm);

5. Desvio padrão do afundamento das trilhas de roda

$$RDS_b = MAX [0,3; (0,9 - 0,04 RDM_b)] RDM_b \quad (100)$$

sendo:

RDS_b = desvio padrão das trilhas de roda no final do ano de análise (mm);

O desvio padrão das trilhas de roda no início do ano de análise (RDS_a) também pode ser calculado pela equação 4.19, basta substituir o termo RDM_b pelo RDM_a .

2.3.1.5 Modelos de Deterioração Devido à Irregularidade Longitudinal

Os valores dos defeitos superficiais, usados no modelo de previsão para o desenvolvimento da irregularidade, são ajustados para que a área da superfície total danificada mais a área não danificada seja igual a 100%. A variação total na irregularidade é a soma dos incrementos dos diversos componentes da irregularidade.

1. Componente estrutural

A componente estrutural da irregularidade relaciona-se com a deformação dos materiais que compõem as camadas do pavimento através da tensão de cisalhamento imposta pelas cargas do tráfego.

$$\Delta RI_s = a_0 \exp(mK_{gm} AGE 3) (1 + SNPK_b)^{-5} YE 4 \quad (101)$$

e:

$$SNPK_b = MAX [(SNP_a - dSNPK); 1,5] \quad (102)$$

e:

$$dSNPK = K_{snpk} a_0 \left\{ \begin{array}{l} MIN(a_1, ACX_a) HSNEW + \\ MAX [MIN(ACX_a - PACX, a_2), 0] HSOLD \end{array} \right\} \quad (103)$$

em que:

ΔRI_s = aumento na irregularidade devido à deterioração estrutural durante o ano de análise (IRI m/Km);

$dSNPK$ = redução no número estrutural ajustado devido ao trincamento;

$SNPK_b$ = número estrutural ajustado devido ao trincamento no final do ano de análise;

SNP_a = número estrutural ajustado no início do ano de análise;

ACX_a = área de trincamento indexado no início do ano de análise (% da área total do revestimento);

$PACX$ = área prevista de trincamento indexado no antigo revestimento (% da área total do revestimento), isto é: $0,62 (PCRA) + 0,39 (PCRW)$;

$HSNEW$ = espessura do revestimento mais recente (mm);

$HSOLD$ = espessura total do revestimento antigo, em mm;

$AGE3$ = idade do pavimento desde a construção, reabilitação ou reconstrução, em anos;

$YE4$ = número equivalente de solicitações do eixo padrão (milhões/ faixa);

m = coeficiente ambiental (ver Tabela 19);

K_{gm} = fator de calibração do coeficiente ambiental;

K_{snpk} = fator de calibração para o SNPK;

TABELA 19 – Coeficiente ambiental 'm' para as zonas climáticas.

Classificação por umidade	Classificação por temperatura			
	Tropical	Subtropical quente	Subtropical frio	Temperado frio
Árido	0,005	0,010	0,015	0,025
Semi-árido	0,010	0,015	0,025	0,035
Pouco úmido	0,020	0,025	0,040	0,060
Úmido	0,025	0,030	0,060	0,100
Muito úmido	0,030	0,040	0,070	

Fonte: Modificado de ODOKI e KERALI (2000)

2. Componente do trincamento

O incremento na irregularidade devido ao trincamento é dado por:

$$\Delta RI_c = a_0 \times \Delta ACRA \quad (104)$$

sendo:

ΔRI_c = incremento na irregularidade devido ao trincamento durante o ano de análise (IRI m/Km);

$\Delta ACRA$ = aumento na área total de trincas durante o ano de análise (% da área total do revestimento).

3. Componente do afundamento das trilhas de roda

O incremento na irregularidade devido ao afundamento das trilhas de roda é dado por:

$$\Delta RI_r = a_0 \times \Delta RDS \quad (105)$$

em que:

ΔRI_r = incremento na irregularidade devido ao afundamento das trilhas de roda durante o ano de análise (IRI m/Km);

ΔRDS = aumento do desvio padrão das trilhas de roda durante o ano de análise (mm) ($=RDS_b - RDS_a$);

4. Componente devido às painelas

$$FM = (MAX \{MIN [0,25(CW - 3),1],0\}) \left\{ MAX \left[\left(1 - \frac{AADT}{5000} \right), 0 \right] \right\} \quad (106)$$

A variação na irregularidade é calculada por:

→ Se não existir remendo (TLF =1)

$$\Delta RI_t = a_0 (a_1 - FM) \left[\left(NPT_a \times TLF + \frac{\Delta NPT \times TLF}{2} \right)^{a_2} - NPT_a^{a_2} \right] \quad (107)$$

→ Caso contrário

$$\Delta RI_t = a_0 (a_1 - FM) \times \Delta NPT \times \left(NPT_a + \frac{\Delta NPT}{2} \right)^{a_2} \quad (108)$$

em que:

FM = liberdade para manobrar;

CW = largura do revestimento (m);

AADT = tráfego diário médio anual (veículos/dia);

ΔRI_t = incremento na irregularidade devido às painelas durante o ano de análise (IRI m/Km);

ΔNPT = incremento do número de painelas por Km durante o ano de análise;

NPT_a = número de painelas por Km no início do ano de análise;

TLF = fator intervalo de tempo (ver Tabela 15);

5. Componente ambiental

O componente ambiental na irregularidade deve-se a fatores que incluem a precipitação e a variação da temperatura e da umidade.

$$\Delta RI_e = m \times K_{gm} RI_a \quad (109)$$

em que:

ΔRI_e = incremento na irregularidade devido ao meio ambiente durante o ano de análise (IRI m/Km);

RI_a = irregularidade no início do ano de análise (IRI m/Km);

m = coeficiente ambiental (ver Tabela 19);

K_{gm} = fator de calibração do coeficiente ambiental;

6. Variação total na irregularidade

$$\Delta RI = K_{gp} [\Delta RI_s + \Delta RI_c + \Delta RI_r + \Delta RI_t] + \Delta RI_e \quad (110)$$

em que:

ΔRI = variação total na irregularidade durante o ano de análise (IRI m/Km);

K_{gp} = fator de calibração para a progressão da irregularidade;

Os valores dos coeficientes para os diversos componentes da irregularidade são apresentados na Tabela 20.

TABELA 20 – Coeficientes para os componentes da irregularidade longitudinal.

Tipo de Pavimento	Componente da irregularidade	Equação	a_0	a_1	a_2
	Estrutural	101	134		
	dSNPK	103	0,0000758	63,0	40,0
Todos os tipos de pavimentos	Trincamento	104	0,0066		
	Trilhas de roda	105	0,088		
	Panelas	107	0,00019	2,0	1,5

Fonte: ODOKI e KERALI (2000)

A irregularidade de um pavimento no final do ano de análise é dada por:

$$RI_b = \text{MIN} [(RI_a + \Delta RI), a_0] \quad (111)$$

em que:

RI_b = irregularidade do pavimento no final do ano de análise (IRI m/Km);

RI_a = irregularidade do pavimento no início do ano de análise (IRI m/Km);

a_0 = limite superior da irregularidade nos pavimentos, especificado pelo usuário
(valor padrão = 16 IRI m/Km);

A irregularidade média anual de um pavimento para um determinado ano de análise é calculada por:

$$RI_{av} = 0.5(RI_a + RI_b) \quad (112)$$

em que:

RI_{av} = irregularidade média anual do pavimento no ano de análise (IRI m/Km).

3 – BANCO DE DADOS: LTPP-FHWA

O programa LTPP (*Long-Term Pavement Performance*) do FHWA (*Federal Highway Administration*) visa suprir a necessidade de informações sobre o comportamento dos pavimentos rodoviários (flexíveis e rígidos), por meio da monitorização de seções de pavimentos em serviço, por um período de 20 anos. A pesquisa LTPP-FHWA foi concebida como um programa abrangente destinado a fornecer todas as informações possíveis no que diz respeito a pavimentos, com base na obtenção de dados de alta qualidade (PEDROSA, 2002).

O programa LTPP-FHWA tem como objetivos principais: determinar modelos de previsão de desempenho para utilização nos projetos e na gerência de pavimentos; analisar os efeitos específicos sobre os pavimentos das ações do tráfego, do meio ambiente, dos tipos de materiais de construção, da qualidade da construção e das práticas de manutenção; desenvolver novas técnicas de projeto, construção e reabilitação de pavimentos; estabelecer uma base de dados de longo prazo, para atender aos objetivos da pesquisa SHRP e as necessidades futuras (ELKINS *et al.*, 2003).

A pesquisa LTPP incorpora três tipos de estudos: o GPS (*General Pavement Studies*), o SPS (*Specific Pavement Studies*) e o SMP (*Seasonal Monitoring Program*) ou Programa de Monitorização Sazonal. As seções de teste do banco de dados LTPP-FHWA podem ser classificadas como GPS ou SPS, sendo que a diferença fundamental entre essas duas classificações provém do início do programa LTPP, no qual as seções de teste GPS representam os pavimentos em serviço (como construídos ou após um recapeamento), cujos materiais e projetos estruturais refletem as práticas padrões nos Estados Unidos e no Canadá. As seções de teste SPS representam os pavimentos construídos, conservados e restaurados em condições e localização controladas, para a obtenção de um banco de dados mais completo e para a análise detalhada do desempenho de fatores específicos, necessários para complementar as pesquisas GPS.

O SMP (*Seasonal Monitoring Program*), outro estudo desenvolvido pelo LTPP, foi criado para medir o impacto diário e anual da variação de temperatura e umidade sobre as estruturas de pavimento. Sessenta e três seções foram selecionadas entre os estudos GPS e SPS para a monitorização das variações de temperatura e umidade.

As seções de teste classificadas como GPS (*General Pavement Studies*) estão agrupadas em oito classes:

- GPS – 1: Pavimento de concreto asfáltico sobre base granular;
- GPS – 2: Pavimento de concreto asfáltico sobre base estabilizada;
- GPS – 3: Pavimento de concreto com juntas não armadas (JPCP);
- GPS – 4: Pavimento de concreto com juntas armadas (JRCP);
- GPS – 5: Pavimento de concreto continuamente armado (CRCP);
- GPS – 6: Recapeamento asfáltico sobre concreto asfáltico;
- GPS – 7: Recapeamento asfáltico sobre pavimento rígido;
- GPS – 8: Placas de concreto não aderidas sobre o pavimento rígido.

As seções de teste classificadas como SPS (*Specific Pavement Studies*) estão agrupadas em nove classes, de acordo com o tipo de estudo desenvolvido para cada seção:

- SPS – 1: Estudo estratégico de fatores estruturais para pavimentos flexíveis;
- SPS – 2: Estudo estratégico de fatores estruturais para pavimentos rígidos;
- SPS – 3: Manutenção preventiva mais eficaz para pavimentos flexíveis;
- SPS – 4: Manutenção preventiva mais eficaz para pavimentos rígidos;
- SPS – 5: Reabilitação de pavimentos de concreto asfáltico;
- SPS – 6: Reabilitação de pavimentos rígidos com juntas (JPCC);
- SPS – 7: Recapeamento de concreto de cimento sobre pavimento rígido;
- SPS – 8: Estudo dos efeitos ambientais na ausência de cargas pesadas;
- SPS – 9: Validação das especificações e dosagens asfálticas do método SUPERPAVE.

Para o desenvolvimento desta pesquisa foi utilizado o banco de dados do LTPP-FHWA (*LTPP DataPave Online*), que se encontra disponível na página do *Federal Highway Administration* na Internet (FHWA, 2004).

3.1 Coleta e Armazenamento dos Dados do LTPP-FHWA

O programa LTPP-FHWA envolve a coleta intensiva e completa de dados necessários para explicar o desempenho dos pavimentos. Esses dados são armazenados dentro do banco de dados da pesquisa nos seguintes módulos:

- a) Clima (CLM): contém os dados estatísticos relativos às condições climáticas do local onde se encontra a seção de teste, sendo que para cada seção de teste existe uma estação climática virtual. Os dados desta estação climática virtual são estimados a partir dos dados das cinco estações climáticas mais próximas de cada seção de teste LTPP;
- b) Inventário (INV): contém informações que incluem a localização da seção de teste, o tipo de pavimento, as espessuras e os tipos de camadas, as propriedades dos materiais, entre outras. Os dados do inventário são de natureza histórica e existem para todas as seções de teste GPS, sendo a maioria das informações baseadas em dados obtidos junto às agências rodoviárias;
- c) Manutenção (MNT): contém informações sobre os tipos de manutenções realizadas pelas agências rodoviárias nas seções de teste. As atividades de manutenção incluem tratamento superficial, selagem de trincas, selagem de juntas e remendos, executadas nas seções de teste em serviço;
- d) Monitorização (MON): é o maior banco de dados do LTPP-FHWA e contém os dados da monitorização do desempenho dos pavimentos:
 - Deflexão(MON_DEFL): ensaios realizados com o FWD;
 - Defeitos(MON_DIS): levantamentos dos defeitos;
 - Atrito(MON_FRICTION): medidas das condições de atrito da superfície das seções de teste;
 - Perfil (MON_PROFILE): irregularidade longitudinal;
 - Perfil Transversal (MON_T_PROFILE): deformação permanente nas trilhas de roda;
- e) Reabilitação (RHB): contém informações sobre os tipos de reabilitações realizadas pelas agências rodoviárias nas seções de teste. As atividades de reabilitação incluem recapeamento, reconstrução e adição de novas camadas, executadas nas seções de teste em serviço;
- f) Tráfego (TRF): apresenta dados do histórico de volume de tráfego e carregamento nas seções antes da monitorização e também estimativas baseadas nas medições do tráfego atuante nas seções de teste realizadas durante a pesquisa LTPP;

g) Ensaio (TST): contém dados das amostras coletadas no campo e resultados de ensaios de laboratório, realizados nas amostras das seções de teste. Os ensaios de campo e laboratório são realizados para verificar e documentar a estrutura do pavimento nas seções de teste, além de estabelecer as propriedades e características dos materiais.

Os dados da pesquisa LTPP estão armazenados no Sistema de Gerenciamento de Informações Nacionais (NIMS – *National Information Management System*) dos Estados Unidos.

3.2 Seleção das Seções de Teste LTPP

Para o desenvolvimento deste trabalho foi necessário selecionar seções de teste a serem analisadas. Optou-se pelas seções classificadas como GPS-1, GPS-2 e GPS-6, que apresentam revestimento asfáltico sobre base granular, revestimento asfáltico sobre base estabilizada e recapeamento sobre camada betuminosa, respectivamente, compondo os tipos de estrutura mais freqüentemente encontradas no Brasil.

Para a utilização do banco de dados LTPP-FHWA foi estabelecido o seguinte critério: apresentar clima semelhante ao de grande parte das regiões Sul, Sudeste e Centro-Oeste do território brasileiro, isto é, com índice de congelamento entre 0 e 100 e precipitação média anual entre 1000 e 1800 mm. As seções que atendem a esses critérios estão localizadas na região sul dos Estados Unidos, nos seguintes estados americanos: Alabama, Arkansas, Florida e Mississippi. Outros dois critérios que estão disponíveis para a seleção das seções de análise são: tráfego diário de veículos pesados e espessura da camada de revestimento. O primeiro critério não foi adotado, pois se desejava trabalhar com a amplitude total do volume de tráfego, isto é, com seções localizadas em rodovias de baixo volume de tráfego e em rodovias com alto volume de tráfego. O segundo critério não pode ser adotado uma vez que as rodovias americanas apresentam uma espessura média da camada do revestimento superior às espessuras das camadas de revestimento normalmente encontradas no Brasil.

Foram selecionadas 103 seções (GPS-1, GPS-2 e GPS-6) que atenderam aos critérios climáticos, mas só puderam ser analisadas 66 seções, ou seja, apenas as que possuíam um banco de dados com todas as informações, sendo que a maioria das seções descartadas não possuía dados sobre o tráfego. Restaram para a análise 20 seções do tipo GPS-1, 22 seções GPS-2 e 24 seções GPS-6, devido ao pequeno número de seções que atenderam a estes critérios não foram feitas distinções entre as seções novas e as reabilitadas.

No decorrer do trabalho percebeu-se que as seções classificadas como GPS-6 coincidiam com as seções reabilitadas classificadas como GPS-1 e GPS-2. Assim optou-se pela continuidade da análise somente para as seções GPS-1 e GPS-2.

3.3 Características das Seções de Teste LTPP

As principais características das seções de teste GPS-1 e GPS-2 estão apresentadas nos Módulos CLM, INV, MNT, MON, RHB, TRF e TST, que compõem o banco de dados LTPP-FHWA, sendo que os dados utilizados na realização deste trabalho são apresentados Anexos A. Para o desenvolvimento desta pesquisa foi necessária a determinação de algumas características das seções de teste com base nos dados do LTPP-FHWA: número estrutural corrigido (SNC) e volumes e taxas de crescimento do tráfego.

3.3.1 Determinação do Número Estrutural Corrigido (SNC)

O número estrutural corrigido (SNC) é um parâmetro associado à capacidade estrutural do pavimento, calculado a partir do número estrutural (SN) e do valor da resistência à penetração do subleito (CBR). É determinado pela seguinte equação, apresentada em Queiroz (1981) e DNER (1985):

$$SNC = SN + 3,51 \times (\log CBR) - 0,85 \times (\log CBR)^2 - 1,43 \quad (113)$$

Para a determinação do SNC de cada seção foram utilizados os valores de SN e CBR do subleito obtidos do módulo Inventário. Para as seções que não apresentam o valor do CBR (no módulo Inventário), o SNC foi determinado utilizando-se os dados fornecidos pelo FWD (*Falling Weight Deflectometer*), contidos no módulo Monitoramento. Assim, o número estrutural corrigido (SNC) pode ser estimado através da utilização de equações de correlação com a deflexão máxima do pavimento medida com a viga Benkelman (D_{VB}), conforme apresentado em Watanatada *et al.* (1987) e Paterson (1987).

Se o pavimento possui base não estabilizada:

$$SNC = 3,2 \times D_{VB}^{-0,63} \quad (114)$$

Se o pavimento possui base estabilizada:

$$SNC = 2,2 \times D_{VB}^{-0,63} \quad (115)$$

A equação, utilizada neste trabalho, que relaciona as deflexões máximas medidas com o FWD (aplicação de carga de 40 KN) e as deflexões máximas determinada pela viga Benkelman foi desenvolvida por Cardoso (1992) e apresentada em Marcon (1996).

$$D_{FWD} = 2,8281 + 0,7502 \times D_{VB} \quad (116)$$

3.3.2 Determinação do Volume e Taxas de Crescimento do Tráfego

Os dados sobre composição, volume e taxas de crescimento do tráfego nas seções de teste LTPP-FHWA são apresentados no Módulo Tráfego (TRF), que é dividido em:

- TRF_BASIC_INFO: apresenta informações sobre a data de abertura do tráfego, classe funcional, número total de pistas e número de pistas da seção de teste LTPP;
- TRF_MONITOR_BASIC_INFO: apresenta informações sobre a composição e o volume do tráfego, além dos fatores de veículo para as seções de teste LTPP-FHWA.

A estimativa dos volumes médios diários e das respectivas taxas de crescimento foi determinada com base nas informações apresentadas no banco de dados LTPP-FHWA. A frota de veículos circulante foi classificada em veículos leves (carros de passeio e motocicletas) e veículos pesados (ônibus, caminhões leves, caminhões pesados, reboques e semi-reboques). Também foram determinados os percentuais de participação de cada categoria de veículo em cada seção de teste.

A taxa de crescimento anual para cada tipo de veículo foi estimada com base nos dados históricos existentes, adotou-se como solução genérica para as projeções de tráfego modelos de crescimento geométrico representados pela seguinte equação:

$$V_{pi} = V_{oi} \times (1 + t)^p \quad (117)$$

em que:

V_{pi} = volume do tráfego da categoria i para o ano p ;

V_{oi} = volume do tráfego para a categoria i para o ano base;

t = taxa de crescimento anual;

p = prazo de projeção (vida útil).

Os dados sobre o tráfego são apresentados no Anexo A para as seções de teste GPS-1 e GPS-2 analisadas neste trabalho.

3.4 Modelos Estatísticos para os dados da LTPP-FHWA

Nesta pesquisa foram desenvolvidos modelos estatísticos para a previsão da irregularidade longitudinal da superfície dos pavimentos e para a previsão da deformação permanente nas trilhas de roda. Esses modelos são baseados em séries históricas de dados (banco de dados LTPP-FHWA), que são arranjados em matrizes fatoriais visando à identificação dos fatores e interações que tem efeito significativo sobre os parâmetros de desempenho analisados e o estabelecimento de equações de regressão por meio da análise de variância (ANOVA).

3.4.1 Planejamento Fatorial

O planejamento fatorial tem por objetivo elaborar uma programação de experimentos, em que são estabelecidos quais e de que maneira são arranjadas as variáveis de entrada no sistema, de modo a permitir a observação e identificação das causas de alteração nas variáveis de saída ou respostas do sistema. Para executar o planejamento fatorial é necessário definir os fatores (variáveis independentes) e os seus respectivos níveis, bem como as variáveis dependentes a serem medidas.

O desempenho dos pavimentos é afetado por diversos fatores, que incluem as características dos materiais que o compõem, o tráfego, a idade e as condições climáticas do local onde o pavimento construído permanecerá em serviço. Dentre os fatores citados foram selecionados para este estudo: a idade (tempo decorrido entre a construção e/ou reabilitação e a data da avaliação), o tráfego anual (número de solicitações equivalentes do eixo padrão) e o número estrutural corrigido, que é uma medida da capacidade estrutural do pavimento. As variáveis dependentes consideradas são a irregularidade longitudinal, que representa a condição funcional, e a deformação permanente nas trilhas de roda, que representa a condição estrutural.

Os intervalos de variação dos fatores selecionados para estudo são denominadas níveis, sendo que esses são determinados de forma a preencher todas as células da matriz fatorial com pelo menos duas réplicas.

a) Para as seções de teste classificadas como GPS-1:

- Fator A: número estrutural corrigido
 - nível a1: $S \leq 5,5$ (baixo);
 - nível a2: $S > 5,5$ (alto).
- Fator B: tráfego anual
 - nível b1: $N \leq 4,0 \times 10^5$ (tráfego baixo);
 - nível b2: $N > 4,0 \times 10^5$ (tráfego alto).

- Fator C: idade
 - nível c1: $I \leq 10$ anos (pavimento novo);
 - nível c2: $I \geq 11$ anos (pavimento velho).

- b) Para as seções de teste classificadas como GPS-2:
 - Fator A: número estrutural corrigido
 - nível a1: $S \leq 6,0$ (baixo);
 - nível a2: $S > 6,0$ (alto).

 - Fator B: tráfego anual
 - nível b1: $N \leq 2,0 \times 10^5$ (tráfego baixo);
 - nível b2: $N > 2,0 \times 10^5$ (tráfego alto).

 - Fator C: idade
 - nível c1: $I \leq 14$ anos (pavimento novo);
 - nível c2: $I \geq 15$ anos (pavimento velho).

Neste trabalho, cada célula da matriz fatorial tem pelo menos três elementos. Para fins de análise estatística foram consideradas sempre três réplicas, mesmo para células com quatro ou mais elementos, utilizando-se o seguinte procedimento: para cada célula foram calculados a média aritmética e o desvio padrão dos valores da variável dependente e, por tentativa, foram escolhidos três valores que resultaram em média e desvio padrão aproximadamente igual aos dos valores iniciais.

A influência da variação dos fatores foi avaliada utilizando-se a técnica de experimentos fatoriais, sendo que a significância do efeito da variação de cada fator e dos efeitos das interações entre os fatores foi estimada através do método de análise de variância (ANOVA).

3.4.2 Experimentos Fatoriais em Dois Níveis

No planejamento dos experimentos fatoriais em dois níveis, o efeito principal de um fator é definido como a diferença entre as médias da variável de resposta para os dois níveis do fator considerado. Neste tipo de planejamento costuma-se identificar os níveis superiores e inferiores com os sinais (+) e (-), respectivamente (NETO *et al.*, 2002).

A montagem do arranjo de experimentos fatoriais segue um procedimento padrão, em que todas as colunas começam com o nível (-) e depois os sinais vão se alternando. Um a um na primeira coluna, - + - + ..., depois dois a dois, - - + + ..., e, finalmente, quatro sinais negativos e quatro positivos, na terceira coluna. Se houvesse um quarto fator, a coluna correspondente a ele teria oito sinais negativos e em seguida oito sinais positivos (o número total seria dezesseis). Para um planejamento de k fatores, a última coluna teria 2^{k-1} sinais negativos e depois 2^{k-1} sinais positivos. Assim, pode-se escrever facilmente a matriz de planejamento de qualquer fatorial em dois níveis.

Para as seções de teste GPS-1 e GPS-2 foram desenvolvidos experimentos fatoriais em dois níveis e com três fatores, conforme apresentado na Tabela 21.

TABELA 21 – Representação de um experimento fatorial em dois níveis com três fatores.

Fator A	Níveis		Fatores			Variável de resposta
	Fator B	Fator C	A	B	C	
inferior	inferior	inferior	-	-	-	\bar{Y}_{111}
superior	inferior	inferior	+	-	-	\bar{Y}_{211}
inferior	superior	inferior	-	+	-	\bar{Y}_{121}
superior	superior	inferior	+	+	-	\bar{Y}_{221}
inferior	inferior	superior	-	-	+	\bar{Y}_{112}
superior	inferior	superior	+	-	+	\bar{Y}_{212}
inferior	superior	superior	-	+	+	\bar{Y}_{122}
superior	superior	superior	+	+	+	\bar{Y}_{222}

Fonte: NETO *et al.* (2002)

Sendo:

\bar{Y}_{111} é a resposta média, ou seja, é a soma das observações divididas pelo número de réplicas, para a situação em que os fatores A, B e C são tomados em seu nível inferior;

\bar{Y}_{112} é a resposta média, ou seja, é a soma das observações divididas pelo número de réplicas, para a situação em que os fatores A e B são tomados em seu nível inferior e o fator C é tomados em seu nível superior;

\bar{Y}_{121} é a resposta média, ou seja, é a soma das observações divididas pelo número de réplicas, para a situação em que o fator B é tomado em seu nível superior e os fatores A e C são tomados em seu nível inferior;

\bar{Y}_{122} é a resposta média, ou seja, é a soma das observações divididas pelo número de réplicas, para a situação em que o fator A é tomado em seu nível inferior e os fatores B e C são tomados em seu nível superior;

\bar{Y}_{211} é a resposta média, ou seja, é a soma das observações divididas pelo número de réplicas, para a situação em que o fator A é tomado em seu nível superior e os fatores B e C são tomados em seu nível inferior;

\bar{Y}_{212} é a resposta média, ou seja, é a soma das observações divididas pelo número de réplicas, para a situação em que os fatores A e C são tomados em seu nível superior e o fator B é tomados em seu nível inferior;

\bar{Y}_{221} é a resposta média, ou seja, é a soma das observações divididas pelo número de réplicas, para a situação em que os fatores A e B são tomados em seu nível superior e o fator C é tomados em seu nível inferior;

\bar{Y}_{222} é a resposta média, ou seja, é a soma das observações divididas pelo número de réplicas, para a situação em que os fatores A, B e C são tomados em seu nível superior.

A partir da matriz de planejamento podemos formar a tabela de coeficientes de contraste, multiplicando os sinais das colunas apropriadas para obter as colunas correspondentes às interações. Tem-se agora, além dos três efeitos principais A (número estrutural corrigido), B (tráfego) e C (idade), três interações de dois fatores, AB, AC, BC e uma interação de três fatores ABC. Os sinais para calcular esses efeitos são obtidos multiplicando-se as colunas, conforme ilustrado na Tabela 22.

TABELA 22 – Coeficientes de contraste para um fatorial em dois níveis com três fatores.

Média	A	B	C	AB	AC	BC	ABC	\bar{y}
+	-	-	-	+	+	+	-	\bar{Y}_{111}
+	+	-	-	-	-	+	+	\bar{Y}_{211}
+	-	+	-	-	+	-	+	\bar{Y}_{121}
+	+	+	-	+	-	-	-	\bar{Y}_{221}
+	-	-	+	+	-	-	+	\bar{Y}_{112}
+	+	-	+	-	+	-	-	\bar{Y}_{212}
+	-	+	+	-	-	+	-	\bar{Y}_{122}
+	+	+	+	+	+	+	+	\bar{Y}_{222}

Fonte: NETO *et al.* (2002)

A Tabela 22 contém todos os sinais necessários para o cálculo dos efeitos. O divisor é 8 para a média e 4 para cada um dos efeitos. Usando os sinais apropriados para fazer a soma algébrica das respostas médias e aplicando os divisores, calculam-se os sete efeitos e a média global. Transformando a Tabela 22 em uma matriz X com elementos +1 e -1, podem ser calculados todos os efeitos, fazendo-se o produto $X^t y$, onde y é o vetor coluna contendo as médias dos ensaios.

Apenas a observação dos efeitos principais e dos efeitos de interação entre os fatores pode não ser conclusiva para se determinar se esses efeitos são ou não significativos. Assim, para um estudo mais rigoroso sobre a significância dos efeitos principais e das interações entre os fatores é utilizado o método de análise de variância (ANOVA).

3.4.3 Análise de Variância (ANOVA)

A análise de variância (ANOVA) consiste em uma técnica estatística para a comparação simultânea de várias médias, provenientes de amostras distintas (GOMES, 1960). O método ANOVA permite identificar fatores e interações mais significativos sobre o desempenho dos pavimentos em termos do teste estatístico F .

O teste F de Snedecor baseia-se na comparação do valor de F calculado com os valores de F tabelados. Esse teste compara os quadrados médios (QM) ou variâncias de acordo com a expressão:

$$F_{CAL} = \frac{QM_{tratamentos}}{QM_{erro}} \quad (118)$$

Os quadrados médios dos fatores e interações são obtidos a partir da soma dos quadrados (SQ) e dos graus de liberdade (GL) conforme a expressão:

$$QM = \frac{SQ}{GL} \quad (119)$$

A soma dos quadrados é calculada pela expressão:

$$SQ_{Total} = \sum x^2 - C \quad (120)$$

$$C = \frac{(\sum x)^2}{n} \quad (121)$$

em que:

x = observações;

n = número de observações.

3.4.3.1 Análise de Variância para as Seções GPS-1

As Tabelas 23 e 24 representam, respectivamente, a matriz fatorial e a análise de variância para as seções classificadas como GPS-1, sendo a irregularidade longitudinal da superfície dos pavimentos a variável dependente considerada. Para realização da análise foi feita a verificação da distribuição de probabilidade segundo a distribuição normal. Os dados de tráfego, número estrutural corrigido e irregularidade longitudinal não seguem uma distribuição normal, tornando-se necessária a transformação dos dados para obtenção da normalidade aproximada. A transformação utilizada foi $\ln x$.

TABELA 23 – Matriz fatorial de IRI para as seções GPS-1.

		c ₁			c ₂			
		b ₁	b ₂	b ₁	b ₂			
a ₁	r ₁	0,78	r ₁	0,40	r ₁	2,60	r ₁	0,65
	r ₂	0,57	r ₂	0,51	r ₂	1,18	r ₂	0,63
	r ₃	1,07	r ₃	0,34	r ₃	1,59	r ₃	0,50
a ₂	r ₁	0,61	r ₁	0,70	r ₁	1,15	r ₁	0,98
	r ₂	0,93	r ₂	0,81	r ₂	0,87	r ₂	0,88
	r ₃	1,01	r ₃	0,95	r ₃	0,75	r ₃	1,00

Sendo:

- a – fator número estrutural corrigido;
- b – fator tráfego anual;
- c – fator idade.

TABELA 24 – Análise de variância dos resultados de IRI para as seções GPS-1.

Fatores e Interações	GL	Soma dos Quadrados	Quadrado Médio	F ₀ ^a
S	1	0,1953	0,1953	3,16***
N	1	1,0495	1,0495	17,00*
I	1	0,7178	0,7178	11,62*
SN	1	0,0454	0,0454	0,73
SI	1	0,2970	0,2970	4,81**
NI	1	1,1153	1,1153	18,06*
SNI	1	0,0871	0,0871	1,41
Erro	N – m = 16	0,9876	0,0617	
SQ _{Total}	N – 1 = 23	4,4950		

^a Teste F de Snedecor : * Significância de 1%: 8,53 ** Significância de 5%: 4,49

***Significância de 10%: 3,05

As Tabelas 25 e 26 representam, respectivamente, a matriz fatorial e a análise de variância para as seções classificadas como GPS-1, sendo a deformação permanente nas trilhas de roda a variável dependente considerada. Para realização da análise foi feita a verificação da distribuição de probabilidade segundo a distribuição normal. Os dados de idade, tráfego, número estrutural corrigido e deformação permanente não seguem uma distribuição normal, tornando-se necessária a transformação dos dados para obtenção da normalidade aproximada. A transformação utilizada para os dados do tráfego foi $\ln x$ e para os demais $x^{0,5}$.

TABELA 25 – Matriz fatorial da deformação permanente para as seções GPS-1.

		c₁				c₂			
		b₁		b₂		b₁		b₂	
a₁	r₁	4,00	r₁	5,00	r₁	12,00	r₁	7,00	
	r₂	8,00	r₂	5,00	r₂	14,00	r₂	8,00	
	r₃	5,00	r₃	7,00	r₃	15,00	r₃	7,00	
	r₄	6,00	r₄	7,00	r₄	17,00	r₄	7,00	
a₂	r₁	4,00	r₁	4,00	r₁	8,00	r₁	5,00	
	r₂	5,00	r₂	7,00	r₂	10,00	r₂	8,00	
	r₃	5,00	r₃	5,00	r₃	8,00	r₃	11,00	
	r₄	7,00	r₄	6,00	r₄	6,00	r₄	9,00	

TABELA 26 – Análise de variância dos resultados da deformação permanente para as seções GPS-1.

Fatores e Interações	GL	Soma dos Quadrados	Quadrado Médio	F₀^a
S	1	0,5372	0,5372	6.11**
N	1	0,4658	0,4658	5.30**
I	1	3,7063	3,7063	42.17*
SN	1	0,6363	0,6363	7.24**
SI	1	0,2637	0,2637	3.00***
NI	1	0,7160	0,7160	8.15*
SNI	1	0,0569	0,0569	0.65
Erro	N – m =24	2,1096	0,0879	
SQ_{Total}	N – 1 =31	8,4918		

^a Teste F de Snedecor : * Significância de 1%: 7,82 ** Significância de 5%: 4,26

***Significância de 10%: 2,93

3.4.3.2 Análise de Variância para as Seções GPS-2

As Tabelas 27 e 28 representam, respectivamente, a matriz fatorial e a análise de variância para as seções classificadas como GPS-2, sendo a irregularidade longitudinal da superfície dos pavimentos a variável dependente considerada. Os dados de idade, tráfego, número estrutural corrigido e irregularidade longitudinal não seguem uma distribuição normal, tornando-se necessária a transformação dos dados para obtenção da normalidade aproximada. A transformação utilizada para a idade foi $x^{0,5}$, para o tráfego foi $x^{0,178}$, para o número estrutural corrigido foi x^3 e para a irregularidade longitudinal foi $x^{-0,5}$.

TABELA 27 – Matriz fatorial de IRI para as seções GPS-2.

		c₁				c₂			
		b₁		b₂		b₁		b₂	
a₁	r₁	0,84	r₁	1,03	r₁	1,39	r₁	0,93	
	r₂	1,15	r₂	1,06	r₂	1,16	r₂	1,10	
	r₃	1,25	r₃	1,46	r₃	2,14	r₃	4,05	
	r₄	1,39	r₄	1,69	r₄	2,18	r₄	1,30	
a₂	r₁	1,06	r₁	0,81	r₁	2,03	r₁	1,14	
	r₂	1,19	r₂	0,94	r₂	2,87	r₂	0,78	
	r₃	1,75	r₃	1,17	r₃	3,54	r₃	0,79	
	r₄	1,08	r₄	0,77	r₄	2,06	r₄	0,80	

Sendo:

- a – fator número estrutural corrigido;
- b – fator tráfego anual;
- c – fator idade.

TABELA 28 – Análise de variância dos resultados de IRI para as seções GPS-2.

Fatores e Interações	GL	Soma dos Quadrados	Quadrado Médio	F₀^a
S	1	0,1231	0,1231	11,38*
N	1	0,3809	0,3809	35,27*
I	1	0,0811	0,0811	7,48**
SN	1	0,0158	0,0158	1,46
SI	1	0,2767	0,2767	25,62*
NI	1	0,0312	0,0312	2,88
SNI	1	0,0266	0,0266	2,46
Erro	N – m = 24	0,2602	0,0108	
SQ_{Total}	N – 1 = 31	1,1956		

^a Teste F de Snedecor : * Significância de 1%: 7,82 ** Significância de 5%: 4,26

***Significância de 10%: 2,93

As Tabelas 29 e 30 representam, respectivamente, a matriz fatorial e a análise de variância para as seções classificadas como GPS-2, sendo a deformação permanente nas trilhas de roda a variável dependente considerada. Os dados de idade, tráfego, número estrutural corrigido e deformação permanente não seguem uma distribuição normal, tornando-se necessária a transformação dos dados para obtenção da normalidade aproximada. A transformação utilizada para a idade foi $x^{0,5}$, para o tráfego foi $x^{0,199}$, para o número estrutural corrigido foi x^2 e para a deformação permanente foi $x^{0,25}$.

TABELA 29 – Matriz fatorial da deformação permanente para as seções GPS-2.

		c₁				c₂			
		b₁		b₂		b₁		b₂	
a₁	r₁	14,00	r₁	11,00	r₁	2,00	r₁	12,00	
	r₂	9,00	r₂	2,00	r₂	5,00	r₂	14,00	
	r₃	3,00	r₃	6,00	r₃	3,00	r₃	10,00	
	r₄	4,00	r₄	9,00	r₄	4,00	r₄	3,00	
a₂	r₁	14,00	r₁	5,00	r₁	3,00	r₁	7,00	
	r₂	5,00	r₂	6,00	r₂	6,00	r₂	10,00	
	r₃	4,00	r₃	8,00	r₃	8,00	r₃	12,00	
	r₄	3,00	r₄	4,00	r₄	3,00	r₄	10,00	

TABELA 30 – Análise de variância dos resultados da deformação permanente para as seções GPS-2.

Fatores e Interações	GL	Soma dos Quadrados	Quadrado Médio	F₀^a
S	1	0,1723	0,1723	6,98**
N	1	0,4557	0,4557	18,46*
I	1	0,5452	0,5452	22,09*
SN	1	0,1656	0,1656	6,71**
SI	1	0,0753	0,0753	3,04***
NI	1	0,2309	0,2309	9,36*
SNI	1	0,0189	0,0189	0,76
Erro	N – m =24	0,5923	0,0247	
SQ_{Total}	N – 1 =31	2,2562		

^a Teste F de Snedecor : * Significância de 1%: 7,82 ** Significância de 5%: 4,26

***Significância de 10%: 2,93

3.4.4 Análise de Regressão

O modelo de regressão linear para o experimento fatorial em dois níveis com três fatores (idade, tráfego e número estrutural corrigido) é apresentado em sua forma geral pela seguinte expressão:

$$Y = \alpha_0 + \alpha_a P(A) + \alpha_b P(B) + \alpha_c P(C) + \alpha_{ab} P(A)P(B) + \alpha_{ac} P(A)P(C) + \alpha_{bc} P(B)P(C) \quad (122)$$

onde:

Y = variável dependente ou variável de resposta;

A, B, C = fatores ou variáveis independentes;

A = número estrutural corrigido;

B = tráfego anual;

C = idade;

α_0 = média total de todas as observações;

α_a = coeficiente correspondente ao fator A;

α_b = coeficiente correspondente ao fator B;

α_c = coeficiente correspondente ao fator C;

α_{ab} = coeficiente correspondente à interação AB;

α_{ac} = coeficiente correspondente à interação AC;

α_{bc} = coeficiente correspondente à interação BC;

P(A) = equação polinomial correspondente ao fator A;

P(B) = equação polinomial correspondente ao fator B;

P(C) = equação polinomial correspondente ao fator C.

As equações polinomiais lineares de um fator quantitativo x podem ser expressas em sua forma geral pela equação a seguir:

$$P(x) = \lambda_l \left[\frac{(x - \bar{x})}{d} \right] \quad (123)$$

em que:

λ_l = constantes para as quais os polinômios possuem valores inteiros;

x = valor do fator quantitativo;

\bar{x} = média dos valores que podem ser atribuídos ao fator quantitativo x;

d = distância entre os níveis do fator x.

As equações polinomiais lineares para as seções de teste GPS-1 são:

$$P(A) = \frac{S - 5,5}{2,5}$$

$$P(B) = \frac{N - 4,0 \times 10^5}{8,0 \times 10^5}$$

$$P(C) = \frac{I - 10}{9}$$

As equações polinomiais lineares para as seções de teste GPS-2 são:

$$P(A) = \frac{S - 6}{4}$$

$$P(B) = \frac{N - 2,0 \times 10^5}{9,0 \times 10^5}$$

$$P(C) = \frac{I - 14}{13}$$

Sendo:

$$P(A) = \text{SNC}$$

$$P(B) = \text{N}$$

$$P(C) = \text{I}$$

O coeficiente de determinação (R^2) dos modelos pode ser calculado dividindo-se as somas dos quadrados dos fatores e interações significativos pela soma dos quadrados total, de acordo com a seguinte expressão:

$$R^2 = \frac{SQ_{\text{modelo}}}{SQ_{\text{total}}} \quad (124)$$

Os modelos estatísticos que representam os efeitos dos fatores número estrutural corrigido, tráfego anual e idade sobre o desempenho dos pavimentos quantificados em termos da irregularidade longitudinal e da deformação permanente nas trilhas de roda, com os seus respectivos coeficientes de determinação, são apresentados a seguir:

a) Irregularidade Longitudinal para as seções GPS-1 (IRI, em m/km)

$$IRI = 0,99 - 0,216P(S) + 0,05P(N) + 0,70P(I) + 0,65P(N)P(I) - 0,20P(S)P(I) \quad (125)$$

$$R^2 = 0,75$$

b) Deformação Permanente para as seções GPS-1 (DP, em mm)

$$DP = 8,02 - 0,503P(S) - 1,56P(N) + 6,63P(I) + 2,61P(S)P(N) - 2,79P(S)P(I) + 2,88P(N)P(I) \quad (126)$$

$$R^2 = 0,75$$

c) Irregularidade Longitudinal para as seções GPS-2 (IRI, em m/km)

$$IRI = 1,13 - 0,146 \times P(S) + 0,165 \times P(N) + 0,457 \times P(I) + 0,044P(S)P(I) \quad (127)$$

$$R^2 = 0,78$$

d) Deformação Permanente para as seções GPS-2 (DP, em mm)

$$DP = 6,4 - 0,355P(S) + 5,99P(N) + 1,69P(I) - 2,032P(S)P(N) + 1,52P(S)P(I) + 1,84P(N)P(I) \quad (128)$$

$$R^2 = 0,73$$

4 - RESULTADOS E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os dados disponíveis para este trabalho resultaram de levantamentos realizados pelo programa LTPP-FHWA, entre os anos de 1989 e 2003, totalizando um período de 15 anos de avaliações de pavimentos. Assim, se dispõe de uma série histórica de dados que permitiu a determinação de modelos estatísticos desenvolvidos para defeitos funcionais, como a irregularidade longitudinal, e estruturais, como a deformação permanente nas trilhas de roda.

4.1 Comparação dos Modelos Estatísticos com os Modelos de Desempenho Existentes

Os modelos de desempenho estatísticos, obtidos através do uso da análise de variância, são comparados com os modelos desenvolvidos por Queiroz (1981), Paterson (1987), Marcon (1996), Yshiba (2003) e pelos modelos de deterioração contidos no programa HDM-4. Os dados de entrada utilizados para a calibração do programa HDM-4 são apresentados no Anexo B. Os parâmetros analisados foram a irregularidade longitudinal da superfície e a deformação permanente nas trilhas de roda.

4.1.1 Irregularidade Longitudinal (IRI)

Para a análise comparativa dos modelos de previsão da irregularidade longitudinal foram determinados os valores de IRI utilizando os seguintes modelos de previsão de desempenho:

a) Equação empírica estabelecida por Queiroz (1981):

$$QI = 12,63 - 5,16ER + 3,31TR + 0,393A + 8,66 \left(\frac{\log N}{SNC} \right) + 7,17 \times 10^{-5} (B \times \log N)^2 \quad (\text{eq. 3})$$

b) Equação estabelecida por Paterson (1987):

$$IRI = [IRI_0 + 72,5(1 + SNC)^{-4,99} \times NE4] \times e^{0,0153AGE} \quad (\text{eq.42})$$

c) Equação estabelecida por Marcon (1996):

$$QI = 18,348 + 1,1635 \times IDADE \quad (\text{eq.43})$$

d) Equação estabelecida por Yshiba (2003) para pavimentos não reabilitados:

$$IRI = 2,8 + 0,38P(I) + 0,31P(N) - 0,16P(S) + 0,09 \times P(I) \times P(N) - 0,08 \times P(I) \times P(S) \quad (\text{eq.53})$$

e) Equação estabelecida por Yshiba (2003) para pavimentos reabilitados:

$$IRI = 2,37 + 0,12P(I) + 0,22P(N) - 0,14P(S) \quad (\text{eq. 55})$$

Os valores de QI (contagens/km) foram transformados em IRI (m/km) utilizando-se a relação $IRI = QI / 13$, apresentada em Paterson (1986). Foi utilizado o valor de irregularidade longitudinal inicial igual a 25 contagens/Km (ou 1,923 m/km), conforme recomendado por Watanatada *et al.* (1987).

Para comparação foram utilizadas seções de concreto asfáltico sobre base granular (GPS-1) e sobre base estabilizada (GPS-2), todas localizadas na região sul dos Estados Unidos. Os resultados obtidos com as equações de previsão da irregularidade longitudinal são apresentados no Anexo C, para todas as seções de teste analisadas.

Como pode ser observado na Figura 5, representativa dos resultados obtidos, os valores de irregularidade longitudinal da seção de teste 12-9054 (GPS-1) são inferiores aos previstos pelos modelos de desempenho desenvolvidos por Queiroz (1981), Paterson (1987), Marcon (1996) e Yshiba (2003). Esses modelos foram desenvolvidos com dados de rodovias brasileiras e todos possuem uma constante que representa a irregularidade longitudinal inicial, que está associada à condição da malha viária. Essa mesma observação pode ser estendida a todas às outras seções de teste LTPP.

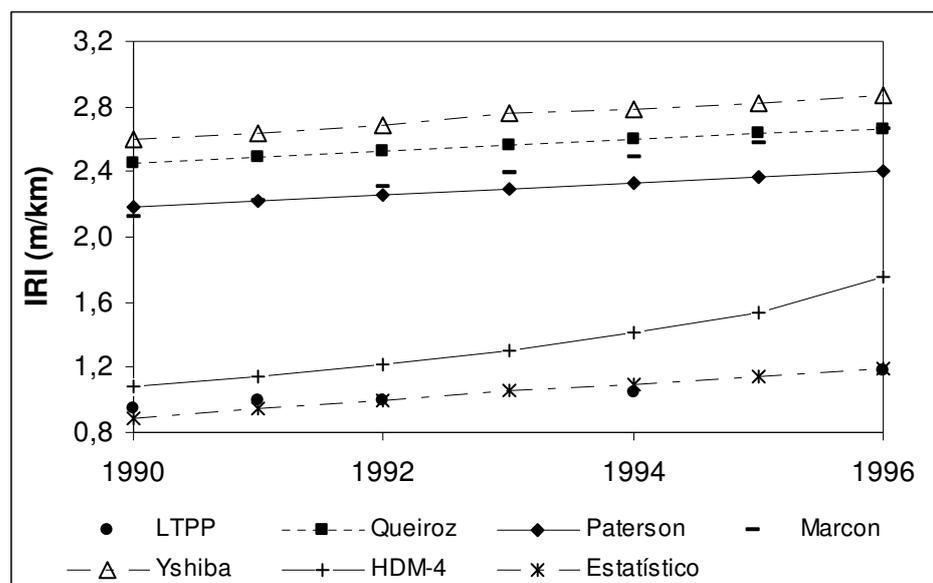


FIGURA 5 – Valores de IRI (m/km) para a seção de teste 12-9054 (GPS-1).

Como as seções de teste LTPP apresentam irregularidade longitudinal inicial inferior ao valor das constantes propostas pelos modelos, fez-se necessário um ajuste para que a análise da progressão da irregularidade longitudinal pudesse ser realizada. Foi estipulado um valor de irregularidade longitudinal inicial (IRI_0) conforme o valor adotado pelo programa HDM-4 ($IRI_0 \geq 0,5$). Os resultados obtidos com as equações de previsão da irregularidade longitudinal ajustadas também são apresentados no Anexo C, para todas as seções de teste analisadas. A Figura 6 apresenta os valores de irregularidade longitudinal para os modelos ajustados da seção de teste 12-9054 (GPS-1), ilustrativa do que ocorre com as outras seções. O modelo de previsão da irregularidade longitudinal contido no HDM-4 considera $IRI_0 = 0,5$ m/km, sendo, portanto, desnecessário ajustá-lo.

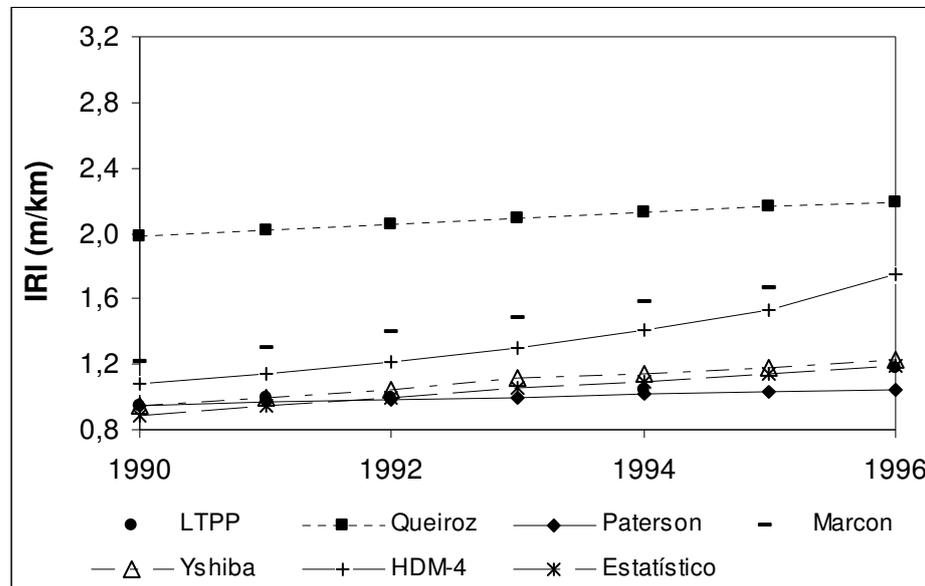


FIGURA 6 – Valores ajustados de IRI (m/km) para a seção de teste 12-9054 (GPS-1).

4.1.2 Deformação Permanente

Para a análise comparativa dos modelos de deformação permanente foram utilizando os seguintes modelos de previsão de desempenho:

a) Equação estabelecida por Paterson (1987):

$$RDM = 1,0 \times AGE^{0,166} \times SNC^{-0,502} \times COMP^{-2,30} \times NE_4^{ERM} \quad (\text{eq.33})$$

b) Equação estabelecida por Marcon (1996):

$$TRI = 1,8228 + 0,2325 \times IDADE \quad (\text{eq.51})$$

Foram analisadas seções de concreto asfáltico sobre base granular (GPS-1) e sobre base estabilizada (GPS-2), todas localizadas na região sul dos Estados Unidos. Os resultados obtidos com as equações de previsão da deformação permanente são apresentados no Anexo D, para todas as seções de teste analisadas.

Como pode ser observado na Figura 7, representativa dos resultados obtidos, os valores de deformação permanente da seção de teste 12-4154 (GPS-1) são superiores aos previstos pelos modelos de desempenho desenvolvidos por Paterson (1987) e Marcon (1996). Esses modelos foram desenvolvidos com dados de rodovias brasileiras e eles possuem uma constante que está associada à condição da malha viária. Essa mesma observação pode ser estendida às outras seções de teste LTPP.

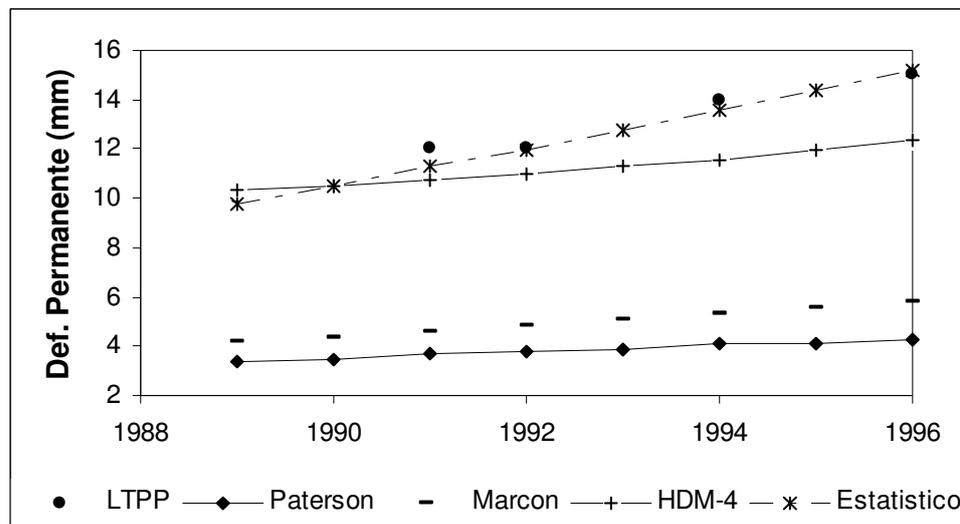


FIGURA 7 - Valores de DP (mm) para a seção de teste 12-4154 (GPS-1).

Assim, para que a análise da progressão da deformação permanente pudesse ser realizada, foi estipulado um valor de ajuste para cada seção, fazendo com que o valor da deformação permanente coincidissem para o primeiro ano da análise. Os resultados obtidos com os modelos de desempenho ajustados também são apresentados no Anexo D, para todas as seções de teste analisadas. A Figura 8 apresenta os valores de deformação permanente para os modelos ajustados da seção de teste 12-4154 (GPS-1), ilustrativa do que ocorre com as outras seções.

O modelo da deformação permanente contido no HDM-4 não foi ajustado, pois os dados de entrada do modelo foram obtidos do banco de dados LTPP-FHWA. Além disso, o modelo é aplicável em muitos países e, portanto, desejava-se analisar a adequação do modelo às condições locais.

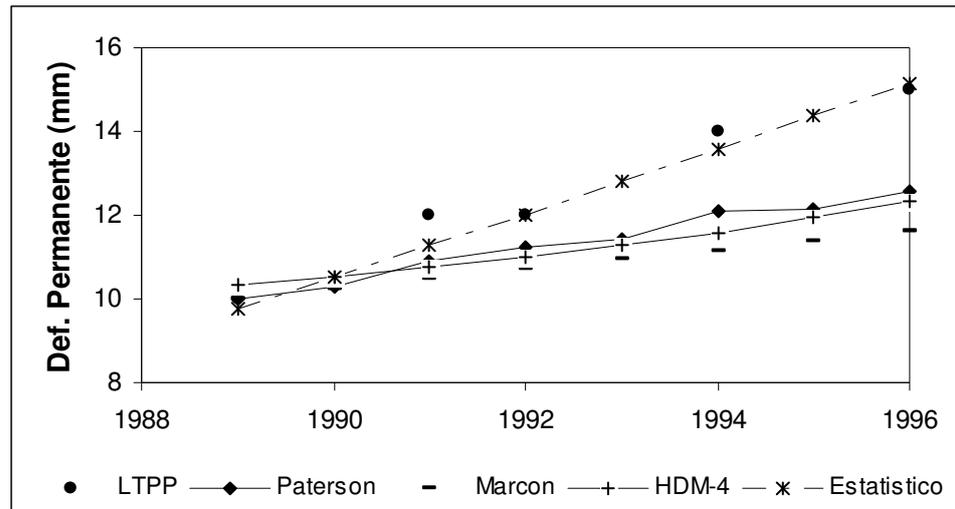


FIGURA 8 - Valores ajustados de DP (mm) para a seção de teste 12-4154 (GPS-1).

4.2 Teste de Tukey

Os dados de irregularidade longitudinal e de deformação permanente, previstos por todos os modelos de previsão de desempenho analisados, foram submetidos à análise de variância e suas médias comparadas pelo teste de Tukey, com auxílio do programa de estatística MINITAB 14. Para todos os dados foi realizada a verificação da distribuição de probabilidade segundo a distribuição normal.

a) Irregularidade Longitudinal GPS-1

Como pode ser observado na Figura 9a, os valores de irregularidade longitudinal para as seções GPS-1 não seguem uma distribuição normal, tornando-se necessária a transformação dos dados para obtenção da normalidade aproximada. A transformação utilizada foi $x^{-0,22}$. A Figura 9b ilustra os dados transformados, evidenciando uma distribuição normal aproximada.

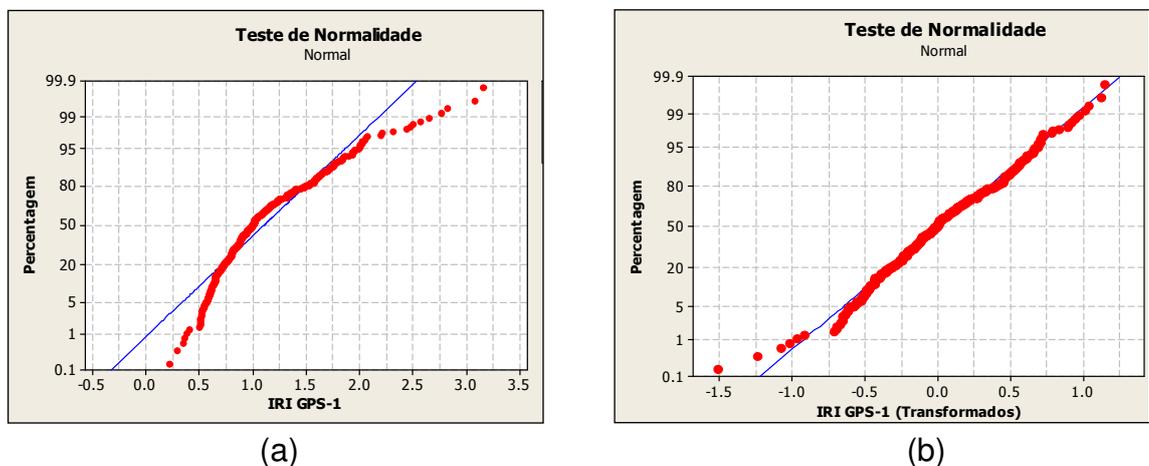


FIGURA 9 – Teste de Normalidade para os dados de IRI GPS-1.

Para a estimativa da variabilidade entre e dentro dos tratamentos (modelos de previsão de desempenho) foi utilizada a Análise de Variância (ANOVA). Esta é apresentada na Tabela 31.

TABELA 31 – Análise de Variância para os dados de IRI GPS-1

Fonte de Variação	GL	SQ	QM	Fcal	p
Entre os Tratamentos (Modelos)	5	2,2218	0,4443	87,34	0,0000
Dentro de Tratamentos (Resíduos)	840	4,2736	0,0051		
Total	845	6,4954			

Para verificar se existe diferença significativa entre as médias dos tratamentos obtidos pela ANOVA, deve-se considerar o seguinte teste de hipóteses, em termos dos efeitos de tratamentos:

$$\begin{cases} H_0 : \tau_1 = \tau_2 = \dots = \tau_k = 0 \\ H_1 : \tau_t \neq 0 \end{cases} \quad (129)$$

Assim, para um nível de significância $\alpha = 0,05$ a hipótese deve ser rejeitada se $F_{CAL} > F_{TAB}$, isto é se $F_{CAL} > F_{0,05;(k-1);(n-k)}$, sendo a região de rejeição representada por $R: F_{CAL} > F_{0,05;(k-1);(n-k)}$, conforme apresentado em SPIEGEL (1985).

Com os dados da Tabela 31, tem-se o F_{CAL} com $(6-1) = 5$ graus de liberdade e $(141-6) = 135$ graus de liberdade, assim $F_{0,05;(5);(135)} = 2,21$, isto é, a região de rejeição é $R: F_{CAL} > 2,21$.

Dos dados observados, a estatística do teste, com objetivo de rejeitar ou não a hipótese nula dos tratamentos, é dada pela razão F_{CAL} :

$$F_{CAL} = \frac{0,4443}{0,0051} = 87,34$$

Decisão estatística: Como $F_{CAL} = 87,34 > 2,21$, deve-se rejeitar H_0 ao nível de significância $\alpha = 0,05$.

De acordo com os dados, a um nível de significância de $\alpha = 0,05$, podemos concluir que existe evidência estatística de que os 6 tipos de tratamentos produzem resultados de IRI diferentes. Neste caso o p-valor de tratamentos é 0,000. Lembrando que se rejeita a H_0 se o p-valor do teste é menor que um nível α ($0,01 < \alpha < 0,05$). Portanto, para verificar quais são as médias que diferem entre si, foi utilizado o método de Tukey.

Em comparações de κ médias o objetivo principal é o intervalo de confiança para $(\eta_i - \eta_j)$. Tukey demonstrou que os limites de confiança para $(\eta_i - \eta_j)$ são dados por:

$$(\bar{y}_i - \bar{y}_j) \pm \frac{q_{k,v,\alpha/2}}{\sqrt{r}} s \sqrt{\frac{1}{n_i} + \frac{1}{n_j}} \quad (130)$$

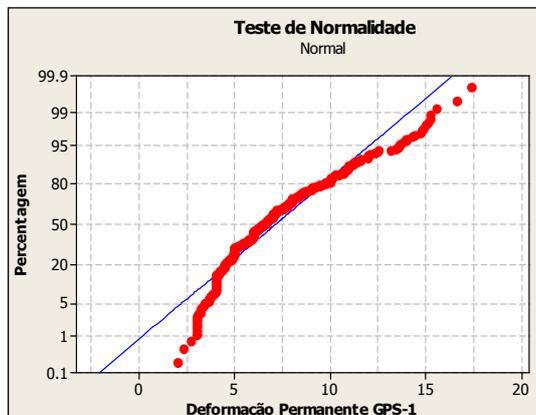
TABELA 32 – Comparação para as médias de IRI GPS-1 (Teste de Tukey)

Tratamentos Estatístico	Média	IC 95% $(y_i - y_j)$
Queiroz	0,9140	(-0,1526 ; -0,1042)
Paterson	1,0466	(-0,0201 ; 0,0284)
Marcon	0,9474	(-0,1193 ; -0,0708)
Yshiba	1,0320	(-0,0347 ; 0,0137)
HDM-4	0,9683	(-0,0984 ; -0,0499)

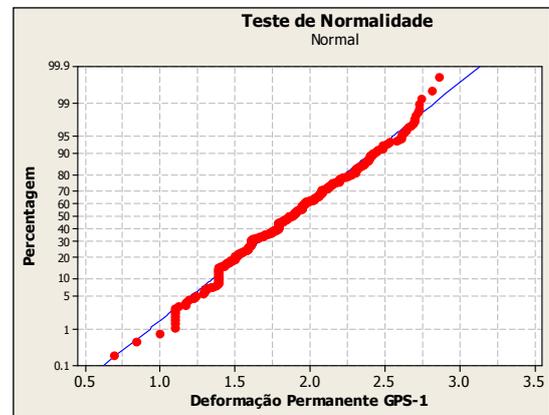
Verifica-se que não existe diferença estatisticamente significativa dos valores de IRI GPS-1 para os modelos de Paterson e Yshiba quando comparados com os dados observados.

b) Deformação Permanente GPS-1

Como pode ser observado na Figura 10a, os valores de deformação permanente para as seções GPS-1 não seguem uma distribuição normal, tornando-se necessária a transformação dos dados para obtenção da normalidade aproximada. A transformação utilizada foi $x^{0,3}$. A Figura 10b ilustra os dados transformados, evidenciando uma distribuição normal aproximada.



(a)



(b)

FIGURA 10– Teste de Normalidade para os dados de Deformação Permanente GPS-1

Para a estimativa da variabilidade entre e dentro dos tratamentos (modelos de previsão de desempenho) foi utilizada a Análise de Variância (ANOVA). Esta é apresentada na Tabela 33.

TABELA 33 – Análise de Variância para os dados de Deformação Permanente GPS-1

Fonte de Variação	GL	SQ	QM	Fcal	p
Entre os Tratamentos (Modelos)	3	1,1568	0,3856	9,56	0,00
Dentro de Tratamentos (Resíduos)	660	26,6283	0,0403		
Total	663	27,7851			

Com os dados da Tabela 33, tem-se o F_{CAL} com $(4-1) = 3$ graus de liberdade e $(166-4) = 162$ graus de liberdade, assim $F_{0,05;(3;162)} = 2,61$, isto é, a região de rejeição é $R: F_{CAL} > 2,61$.

Decisão estatística: Como $F_{CAL} = 9,56 > 2,61$, deve-se rejeitar H_0 ao nível de significância $\alpha = 0,05$.

De acordo com os dados a um nível de significância de $\alpha = 0,05$, podemos concluir que existe evidência estatística de que os 4 tipos de tratamentos produzem resultados de deformação permanente diferentes. Portanto, para verificar quais são as médias que diferem entre si, foi utilizado o método de Tukey.

TABELA 34– Comparação para as médias de DP GPS-1 (Teste de Tukey)

Tratamentos Estatístico	Média	IC 95% ($y_i - y_j$)
Paterson	1,7549	(-0,0461 ; 0,0670)
Marcon	1,7109	(-0,0901 ; 0,0231)
HDM-4	1,8255	(0,0245 ; 0,1377)

Verifica-se que não existe diferença estatisticamente significativa dos valores de deformação permanente GPS-1 para os modelos de Paterson e Marcon quando comparados com os dados observados.

c) Irregularidade Longitudinal GPS-2

Como pode ser observado na Figura 11a, os valores de irregularidade longitudinal para as seções GPS-2 não seguem uma distribuição normal, tornando-se necessária a transformação dos dados para obtenção da normalidade aproximada. A transformação utilizada foi $x^{0,5}$. A Figura 11b ilustra os dados transformados, evidenciando uma distribuição normal aproximada.

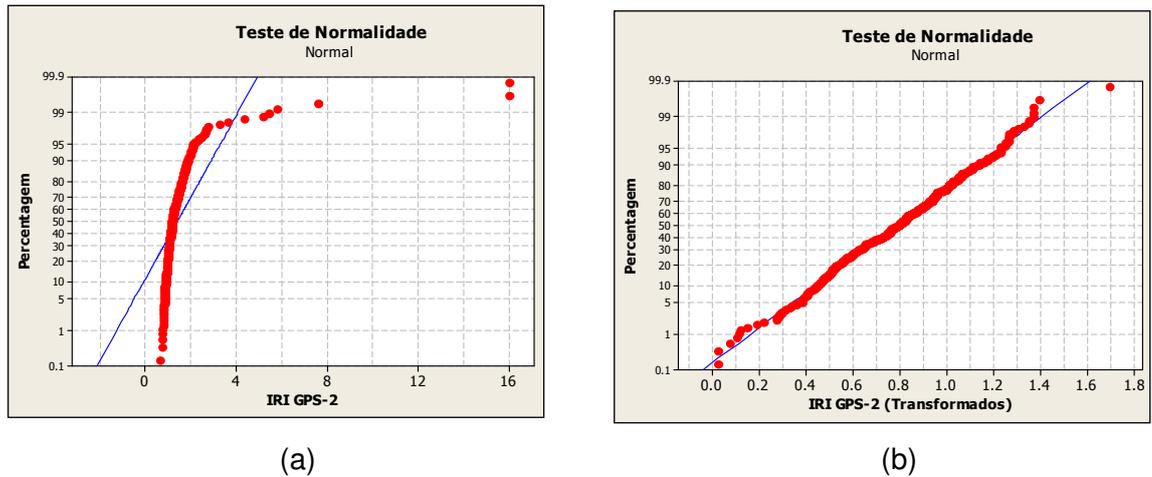


FIGURA 11 - Teste de Normalidade para os dados de IRI GPS-2

Para a estimativa da variabilidade entre e dentro dos tratamentos (modelos de previsão de desempenho) foi utilizada a Análise de Variância (ANOVA). Esta é apresentada na Tabela 35.

TABELA 35 – Análise de Variância para os dados de IRI GPS-2

Fonte de Variação	GL	SQ	QM	Fcal	p
Entre os Tratamentos (Modelos)	5	8,8887	1,7777	72,51	0,00
Dentro de Tratamentos (Resíduos)	954	23,3906	0,0245		
Total	959	32,2793			

Com os dados da Tabela 35, tem-se o F_{CAL} com $(6-1) = 5$ graus de liberdade e $(160-5) = 155$ graus de liberdade, assim $F_{0,05;(5;155)} = 2,21$, isto é, a região de rejeição é $R: F_{CAL} > 2,21$.

Decisão estatística: Como $F_{CAL} = 72,51 > 2,21$, deve-se rejeitar H_0 ao nível de significância $\alpha = 0,05$.

De acordo com os dados a um nível de significância de $\alpha = 0,05$, podemos concluir que existe evidência estatística de que os 6 tipos de tratamentos produzem resultados de IRI diferentes. Portanto, para verificar quais são as médias que diferem entre si, foi utilizado o método de Tukey.

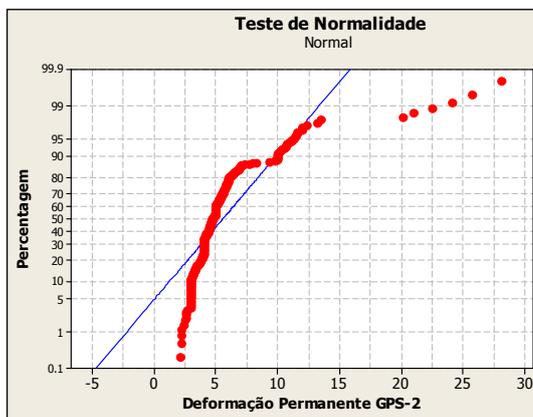
TABELA 36– Comparação para as médias de IRI GPS-2 (Teste de Tukey)

Tratamentos Estatístico	Média	IC 95% ($y_i - y_j$)
Queiroz	0,8028	(-0,2415 ; -0,1418)
Paterson	1,0274	(-0,0170 ; 0,0828)
Marcon	0,8231	(-0,2212 ; -0,1214)
Yshiba	0,9668	(-0,0775 ; 0,0223)
HDM-4	0,7970	(-0,2473 ; -0,1475)

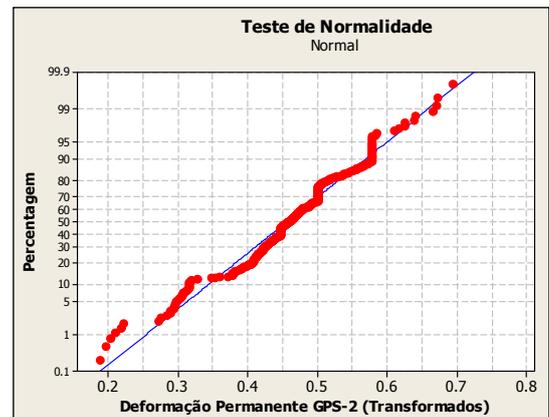
Verifica-se que não existe diferença estatisticamente significativa dos valores de IRI GPS-2 para os modelos de Paterson e Yshiba quando comparados com os dados observados.

d) Deformação Permanente GPS-2

Como pode ser observado na Figura 12a, os valores de deformação permanente para as seções GPS-2 não seguem uma distribuição normal, tornando-se necessária a transformação dos dados para obtenção da normalidade aproximada. A transformação utilizada foi $\ln x$. A Figura 12b ilustra os dados transformados, evidenciando uma distribuição normal aproximada.



(a)



(b)

FIGURA 12 - Teste de Normalidade para os dados de Deformação Permanente GPS-2

Para a estimativa da variabilidade entre e dentro dos tratamentos (modelos de previsão de desempenho) foi utilizada a Análise de Variância (ANOVA). Esta é apresentada na Tabela 37.

TABELA 37 – Análise de Variância para os dados de Deformação Permanente GPS-2

Fonte de Variação	GL	SQ	QM	F _{cal}	p
Entre os Tratamentos (Modelos)	3	6,361	2,120	14,82	0,00
Dentro de Tratamentos (Resíduos)	596	85,247	0,143		
Total	599	91,608			

Com os dados da Tabela 37, tem-se o F_{CAL} com $(4-1) = 3$ graus de liberdade e $(150-4) = 146$ graus de liberdade, assim $F_{0,05;(3;146)} = 2,61$, isto é, a região de rejeição é $R: F_{CAL} > 2,61$.

Decisão estatística: Como $F_{CAL} = 14,82 > 2,61$, deve-se rejeitar H_0 ao nível de significância $\alpha = 0,05$.

De acordo com os dados a um nível de significância de $\alpha = 0,05$, podemos concluir que existe evidência estatística de que os 4 tipos de tratamentos produzem resultados de deformação permanente diferentes. Portanto, para verificar quais são as médias que diferem entre si, foi utilizado o método de Tukey.

TABELA 38– Comparação para as médias de DP GPS-2 (Teste de Tukey)

Tratamentos Estatístico	Média	IC 95% ($y_i - y_j$)
Paterson	1,7205	(-0,1181 ; 0,1061)
Marcon	1,7052	(-0,1334 ; 0,0908)
HDM-4	1,9545	(0,1159 ; 0,3401)

Verifica-se que não existe diferença estatisticamente significativa dos valores de DP GPS-2 para os modelos de Paterson e Marcon quando comparados com os dados observados.

5 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Neste trabalho foram desenvolvidos modelos de previsão desempenho estatísticos para as seções de teste classificadas como GPS-1 e GPS-2, contidas no programa LTPP-FHWA. Para a obtenção destes modelos foi realizado um planejamento fatorial, através do qual realizou-se uma investigação sobre a influência de diversos fatores no desempenho dos pavimentos, ao longo dos anos ou do tráfego. Os fatores selecionados para estudo foram idade, tráfego e número estrutural corrigido. Quanto ao fator clima, não foi considerado, pois as seções de teste analisadas situam-se todas na mesma região de análise.

Cada um desses fatores foi considerado em dois níveis (baixo e alto) para que pudesse ser avaliado o efeito provocado pela variação de cada fator no comportamento dos pavimentos. O experimento fatorial completo envolve 8 combinações, sendo este valor aumentado para 24 no caso da utilização de três réplicas e para 32, com utilização de quatro réplicas.

A determinação dos modelos estatísticos só foi possível porque o programa LTPP-FHWA dispõe de uma série histórica de dados, totalizando um período de 15 anos de avaliações de pavimentos (1989 a 2003), mas devido ao pequeno número de seções que atenderam a estes critérios não foram feitas distinções entre as seções novas e as reabilitadas. Foram desenvolvidos modelos estatísticos, obtidos através da análise de variância (ANOVA), permitindo a avaliação dos efeitos de cada fator e de suas interações sobre o desempenho dos pavimentos.

Nesta pesquisa os modelos estatísticos foram desenvolvidos para os seguintes defeitos: irregularidade longitudinal na superfície dos pavimentos (defeito funcional) e deformação permanente nas trilhas de roda (defeito estrutural). Cabe salientar que foram desenvolvidas duas equações para prever a progressão da irregularidade longitudinal e duas equações para previsão da deformação permanente. A distinção entre as equações ocorre em função do tipo de base, sendo que todas consideram a presença de revestimento asfáltico. As seções GPS-1 consideram revestimento asfáltico sobre base granular e as seções GPS-2 consideram revestimento asfáltico sobre base estabilizada.

5.1 Conclusões

Os modelos estatísticos desenvolvidos para a previsão da irregularidade longitudinal da superfície dos pavimentos e para a previsão da deformação permanente nas trilhas de roda mostraram-se significativos, como demonstrado pelo Teste de TuKey e pelos valores dos coeficientes de determinação (R^2). Cabe salientar que os modelos desenvolvidos neste trabalho utilizaram dados de seções não reabilitadas e reabilitadas conjuntamente considerando como idade do pavimento o tempo decorrido entre a construção e/ou reabilitação e a data da avaliação das seções, o mesmo não acontece com os modelos empregados nas comparações.

Pode-se concluir que, para os dados analisados (base de dados LTPP–FHWA), os modelos de previsão da irregularidade longitudinal desenvolvidos por Paterson (1987) e Yshiba (2003) apresentam os resultados mais próximos entre suas previsões e os valores observados. Quanto a esses modelos, deve-se destacar que ambos consideram como fatores principais a idade, o tráfego e o número estrutural corrigido. Por meio da análise da média dos tratamentos, pode-se concluir que o modelo de previsão de desempenho desenvolvido por Paterson (1987) é estatisticamente melhor para as seções classificadas como GPS-1 e o modelo desenvolvido por Yshiba (2003) para as seções GPS-2.

Do mesmo modo, pode-se notar que os modelos de deformação permanente desenvolvidos por Paterson (1987) e Marcon (1996) apresentam previsões mais próximas aos valores observados. Por meio da análise da média dos tratamentos, pode-se concluir que o modelo de previsão de desempenho desenvolvido por Paterson (1987) é estatisticamente melhor para as seções classificadas como GPS-1 e GPS-2. Deve-se ressaltar que esse modelo considera como fatores principais a idade, o tráfego e o número estrutural corrigido, sendo que o modelo desenvolvido por Marcon (1996) considera somente o fator idade.

Os modelos desenvolvidos nesta pesquisa e, também, os modelos desenvolvidos por Yshiba (2003) evidenciam a importância do emprego da análise estatística fatorial para o estabelecimento dos modelos de desempenho, que permite a identificação não só dos fatores significativos, mas também das interações que afetam as variáveis dependentes. Trata-se de um método capaz de ser aplicado a malhas viárias de regiões com características distintas de clima, tráfego, capacidade de suporte do subleito, tipo de materiais, além de diferentes técnicas e controles construtivos, pois a matriz fatorial é definida de forma a representar os intervalos com que os fatores significativos se apresentam.

Os modelos de previsão da irregularidade longitudinal desenvolvidos por Queiroz (1981), Marcon (1996) e HDM-4 e o modelo de previsão da deformação permanente contido no HDM-4 apresentaram diferença estatisticamente significativa quando comparados com os dados do LTPP-FHWA.

O modelo de irregularidade longitudinal desenvolvido por Queiroz (1981) não aceitou o ajuste feito nesta pesquisa, no qual foi estipulado um valor de irregularidade longitudinal inicial ($IRI_0 \geq 0,5$ ou $QI \geq 6,5$). Assim, pode-se concluir que a simples substituição de sua variável independente pelo valor sugerido neste trabalho não é suficiente para adequá-lo aos padrões das rodovias americanas.

Os modelos de previsão de desempenho contidos no HDM-4 não apresentaram bons resultados nem para a previsão da irregularidade longitudinal e nem para a deformação permanente. Provavelmente porque o programa exige a calibração de um grande número de variáveis de entrada, o que torna sua utilização vinculada a um banco de dados extenso, nem sempre disponível.

Os valores de irregularidade longitudinal e de deformação permanente obtidos pelo HDM-4, na maioria dos casos, são superiores aos valores observados nas seções de teste LTPP-FHWA. Demonstrando que os dados de entrada utilizados para calibrar o modelo não foram suficientes para adequá-lo às condições locais.

Outra limitação para a utilização do programa HDM-4 refere-se à progressão da irregularidade longitudinal. O modelo considera uma progressão mais rápida para a condição limite ($IRI = 16$ m/km) do que a progressão apresentada pelas seções de teste LTPP-FHWA. Cabe salientar, que nenhum outro modelo apresenta esta rápida evolução em suas previsões.

5.2 Sugestões para Trabalhos Futuros

Finalmente, sugere-se a continuidade da análise dos dados do LTPP-FHWA, já que essa importante base de dados encontra-se disponível na Internet, sendo atualizada periodicamente. Recomenda-se a investigação de outros defeitos dos pavimentos utilizando a mesma técnica de planejamento fatorial.

Mais estudos devem ser conduzidos sobre a calibração do programa HDM-4, pois este é uma importante ferramenta de análise empregada pelos sistemas de gerência de pavimentos.

Sugere-se, também, a análise de utilização de modelos de previsão de desempenho mais simples que exijam um menor número de variáveis de entrada.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

CAFISO, S.; DI GRAZIANO, A.; KERALI, H. R.; ODOKI, J. B. (2002) Multicriteria Analysis Method for Pavement Maintenance Management. *Transportation Research Record*, n.1816, p. 73-84.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1985) *Projeto de Restauração de Pavimentos Flexíveis e Semi-Rígidos*. DNER-PRO 159/85. Rio de Janeiro. 34 p.

ELKINS, G. E.; SCHMALZER, P.; THOMPSON, T.; SIMPSON, A. (2003) *Long-Term Pavement Performance Information Management System Pavement Performance Database User Guide*. – Federal Highway Administration (FHWA).

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION – LTPP DataPave Online: banco de dados (2004). Disponível em: <http://www.datapave.com>. Acesso em: 18 julho.

FERNANDES JR, J.L.; ODA, S.; ZERBINI, L.F. (2001) *Defeitos e Atividades de Manutenção e Reabilitação em Pavimentos Asfálticos* - Escola de Engenharia de São Carlos, USP - 2001.

GEIPOT (1982) *Pesquisa sobre o Inter-relacionamento dos Custos de Construção, Conservação e Utilização de Rodovias*. Relatório Final - 1981. Ministério dos Transportes. Empresa Brasileira de Planejamento de Transportes. Brasília – DF. 12 v.

GOMES, F. P. (1960) *Curso de Estatística Experimental* – Escola Superior de Agricultura Luiz de Queiroz. Instituto de Genética. Universidade de São Paulo. Piracicaba – SP.

HAAS, R.; HUDSON, W.R.; ZANIEWSKI, J. (1994) *Modern Pavement Management*. Krieger Publishing Co. Malabar. Florida.

KERALI, H.G.R. (2000) *Applications Guide HDM-4, Volume 1- Overview of HDM-4*. The Highway Development and Management Series.

MARCON, A. F. (1996) *Contribuição ao desenvolvimento de um Sistema de Gerência de Pavimentos para a Malha Rodoviária Estadual de Santa Catarina*. São José dos Campos. 398 p. Tese (Doutorado). Instituto Tecnológico de Aeronáutica.

NETO, B.B.; SCARMINIO, I. S.; BRUNS, R.E. (2002) *Como Fazer Experimentos: Pesquisa e Desenvolvimento na Ciência e na Indústria*. Editora da UNICAMP, 2ª ed., Campinas – SP.

ODOKI, J.B.; KERALI, H.G.R. (2000) *Applications Guide HDM-4, Volume 4 - Analytical Framework and Model Descriptions*. The Highway Development and Management Series.

PATERSON, W. D. O. (1986) International Roughness Index: Relationship to Other Measures of Roughness and Riding Quality. *Transportation Research Record*, n.1084, p. 49-59.

PATERSON, W. D. O. (1987) *Road Deterioration and Maintenance Effects – Models for Planning and Management*. The World Bank. Baltimore. The Johns Hopkins University Press.

PEDROSA, A. B. O. (2002). *Calibração dos Modelos de Previsão de Desempenho da AASHTO com Base na Pesquisa FHWA-LTPP*. São José dos Campos. Dissertação (Mestrado). Instituto Tecnológico de Aeronáutica.

QUEIROZ, C. A. V. (1981) *Performance Prediction Models for Pavement Management in Brazil*. Austin. 317p. Dissertation for Degree of Doctor of Philosophy. The University of Texas at Austin. Texas.

QUEIROZ, C. A. V. (1984) *Modelos de Previsão do Desempenho para a Gerência de Pavimentos no Brasil*. Brasília – DF. GEIPOT.

SHAHIN, M. Y. (1994) *Pavement Management for Airports, Roads, and Parking Lots*. Kluwer Academic Publishers, Norwell, Massachusetts/USA.

SPIEGEL, M. R. (1985) *Estatística*. 2 ed. – McGraw-Hill do Brasil – São Paulo, SP.

VIDELA, C.; DE SOLMINIHAC, H.; GAETE, R.; BUSTOS, M. (1995) *Metodologia de Selección de Tramos Muestrales para Calibrar Modelos de Deterioro de Pavimentos Asfálticos*. In: VII Congreso Chileno de Ingeniería de Transporte. 1995. Santiago, Chile p. 129 – 143.

WATANATADA, T.; HARRAL, C.G.; PATERSON, W.D.O.; DHARESHWAR, A.M.; BHANDARI, A.; TSUNOKAWA, K. (1987) *The Highway Design and Maintenance Standards Model*. Volume 1. Description of the HDM – III Model. Baltimore. The World Bank. The Johns Hopkins University Press.

YSHIBA, J. K. (2003) *Modelo de Desempenho de Pavimentos: Estudo de Rodovias do Estado do Paraná*. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos-SP.

ANEXO A

CARACTERÍSTICAS DAS SEÇÕES DE TESTE GPS-1 E GPS-2 DO BANCO DE DADOS LTPP-FHWA

TABELA A.1 – Relação das seções de teste GPS-1 e GPS-2 com as respectivas extensões e características geométricas

	STATE_CODE	SHRP_ID	PISTA (m)	EXT (m)	ALT (m)	ACOST (m)
SEÇÕES GPS-1	1	1001	3,65	152,4	151	3,05
	1	4126	3,65	152,4	232	3,05
	1	4127	3,65	152,4	201	3,05
	1	4129	3,65	152,4	225	3,05
	1	4155	3,65	152,4	99	3,05
	12	1030	3,65	152,4	8	3,05
	12	1060	3,65	152,4	3	3,66
	12	1370	3,65	152,4	6	3,05
	12	3995	3,65	152,4	6	3,66
	12	3997	3,65	152,4	6	3,05
	12	4099	3,65	152,4	7	3,05
	12	4101	3,65	152,4	26	3,05
	12	4103	3,65	152,4	3	3,66
	12	4105	3,65	152,4	6	3,66
	12	4106	3,65	152,4	7	3,66
	12	4107	3,65	152,4	8	3,05
	12	4135	3,65	152,4	40	3,05
	12	4136	3,65	152,4	40	3,05
	12	4137	3,65	152,4	40	3,05
	12	4154	3,65	152,4	3	3,05
12	9054	3,65	152,4	8	3,05	
SEÇÕES GPS-2	1	1011	3,65	152,4	186	3,05
	1	1019	3,65	152,4	19	3,05
	1	1021	3,65	152,4	55	3,05
	1	4073	3,65	152,4	194	3,05
	1	4125	3,65	152,4	56	3,05
	5	2042	3,65	152,4	43	2,44
	5	3048	3,65	152,4	61	2,44
	12	4097	3,65	152,4	36	2,74
	12	4108	3,65	152,4	6	3,05
	28	1001	3,65	152,4	75	3,66
	28	1016	3,65	152,4	122	3,05
	28	1802	3,65	152,4	80	3,05
	28	2807	3,65	152,4	90	3,66
	28	3081	3,65	152,4	97	3,66
	28	3082	3,65	152,4	154	3,05
	28	3083	3,35	152,4	141	2,44
	28	3085	3,35	152,4	94	1,52
	28	3087	3,65	152,4	119	3,66
	28	3089	3,65	152,4	99	3,66
	28	3090	3,35	152,4	53	1,83
	28	3091	3,65	152,4	70	3,66
	28	3093	3,65	152,4	7	3,66
	28	3094	3,65	152,4	7	3,66

Sendo:

STATE_CODE: Código numérico que representa em qual estado dos Estados Unidos a seção de teste LTPP-FHWA esta localizada, sendo:

1- Alabama

5- Arkansas

12- Flórida

28- Mississippi

SHRP_ID: Número de identificação da seção, atribuído pelo programa LTPP;

PISTA: largura da pista de rolamento, em m;

EXT: extensão da seção, em m;

ALT: altitude da seção, em m;

ACOST: largura do acostamento, em m;

OS códigos STATE_CODE e SHRP_ID devem resultar em uma combinação única, que identifica cada seção de teste do banco de dados LTPP-FHWA.

TABELA A.2 – Características estruturais e composição do tráfego das seções de teste GPS-1

STATE CODE	SHRP ID	ESTRUTURA						TRÁFEGO							
		Revest.		Base		Sub-Base		S	SNC	ANO	VDM	VL	VP	TC VL	TC VP
		R	ER (cm)	B	EB (cm)	SB	ESB (cm)								
1	1001*	1	15,2	4	15,7	4	48,5	4,6	5,8	1993	3951	3374	577	9,1	5,6
1	4126	1	7,9	5	46,7	-	-	6,8	8,5	1988	5330	4030	1300	2,9	5,6
1	4127*	1	25,4	5	18,8	-	-	4,5	10,4	1990	4625	4388	237	0,4	4,1
1	4129*	1	11,4	5	32	5	14,2	2,9	4,9	1989	3272	2694	578	1,1	4,0
1	4155*	3	17,8	4	26,4	-	-	3,0	4,9	1999	4491	4178	313	2,1	3,8
12	1030*	1	8,4	5	24,9	10	43,4	3,6	7,1	1998	5868	5545	323	0,5	11,1
12	1060*	1	10,2	4	27,9	-	-	2,4	10,9	1989	11061	10871	190	1,8	4,9
12	1370*	2	7,9	4	27,2	10	37,6	2,7	4,2	2001	3891	3754	137	8,4	10,9
12	3995	1	12,7	5	32,5	10	30,5	4,0	8,0	1979	19844	19540	304	0,5	5,9
12	3997*	2	15,5	5	29,7	10	35,1	3,5	4,0	1995	5387	5038	349	1,9	3,5
12	4099	1	9,1	5	27,7	10	27,4	3,2	7,5	1976	5078	3894	1184	2,6	9,5
12	4101*	2	14,5	4	24,6	9	34,3	4,4	3,5	1992	9154	8513	641	6,2	13,3
12	4103	2	7,4	5	53,8	5	14,5	3,5	9,1	1982	14439	13942	498	2,05	0,1
12	4105	2	5,8	4	25,7	9	33,8	2,8	5,4	1984	9783	7408	2375	0,35	9,72
12	4106	2	19,3	5	25,1	9	35,1	5,6	9,6	1987	8585	8051	535	1,6	11,6
12	4107	2	6,9	5	30,5	-	-	2,2	5,8	1983	1242	1192	50	2,6	8,3
12	4135*	2	17,5	5	8,1	9	35,8	2,9	4,4	1992	3951	3444	507	14,3	31,5
12	4136*	2	16,3	4	20,6	10	30,0	3,2	4,9	1992	3943	3437	506	14,1	31,5
12	4137*	2	20,1	4	25,4	10	44,2	4,5	5,2	1992	3943	3437	506	14,1	31,5
12	4154	1	3,3	4	22,4	-	-	1,3	4,0	1980	1367	1340	27	4,9	11,3
12	9054	1	6,4	4	25,4	10	30,5	2,8	5,2	1983	2254	1436	817	7,1	12,7

* Seções de teste LTPP-FHWA que foram reabilitadas.

TABELA A.3 – Características estruturais e composição do tráfego das seções de teste GPS-2

STATE CODE	SHRP ID	ESTRUTURA						TRÁFEGO							
		Revest.		Base		Sub-Base		SN	SNC	ANO	VDM	VL	VP	TC VL	TC VP
		R	ER (cm)	B	EB (cm)	SB	ESB (cm)								
1	1011	1	2,5	7	12,7	4	25,4	2,5	4,2	1985	891	791	100	7,8	7,1
1	1019*	3	12,4	6	7,6	9	14,0	3,1	3,8	1999	1666	1237	428	10,8	2,0
1	1021	1	7,9	6	11,4	9	44,2	4,5	5,8	1985	1334	1102	232	14,0	2,6
1	4073	1	3,8	6	18,0	9	25,7	2,7	6,2	1988	3569	3257	311	4,7	3,6
1	4125	1	25,1	6	16,5	-	-	4,4	5,5	1972	3720	2723	998	4,1	1,7
5	2042*	1	20,8	8	16,8	-	-	3,7	4,8	1994	1189	968	221	11,0	0,8
5	3048	1	13,2	8	18,8	-	-	3,6	6,2	1981	184	65	119	13,6	2,8
12	4097	2	12,7	6	16,0	6	16,0	4,9	8,3	1986	4353	3898	455	3,2	6,8
12	4108	2	9,9	6	15,2	10	32,8	4,0	6,2	1986	4206	4038	168	7,8	7,2
28	1001*	1	13,5	7	15,5	10	20,8	4,6	6,0	1998	6303	5591	712	11,0	13,5
28	1016	1	5,6	7	11,7	10	32,8	4,8	6,3	1986	668	529	139	8,0	3,4
28	1802	1	7,9	7	12,4	10	4,1	3,4	5,3	1982	1249	1219	30	4,1	20,3
28	2807*	1	32,3	6	16,8	-	-	5,6	6,6	1995	3083	2790	293	3,6	2,4
28	3081*	1	29,0	6	15,5	-	-	3,7	6,3	1996	5808	4443	1365	1,3	5,1
28	3082	1	18,3	6	9,1	6	18,0	4,2	5,9	1989	1840	1579	261	6,1	5,0
28	3083	1	5,3	6	16,5	-	-	1,2	5,6	1978	529	228	301	1,7	12,9
28	3085	1	4,3	6	11,7	-	-	0,8	4,4	1978	600	228	372	1,7	12,9
28	3087*	1	20,6	6	15,0	-	-	2,9	5,2	1996	1572	1412	160	4,0	0,7
28	3089	1	28,2	6	14,5	-	-	4,7	7,3	1982	1926	1666	260	3,6	2,4
28	3090	1	6,4	6	13,7	9	41,7	2,5	3,8	1973	351	219	132	1,2	5,4
28	3091*	1	12,7	8	20,3	-	-	5,5	6,9	1996	2192	1931	261	4,8	1,8
28	3093*	1	20,8	6	16,0	8	17,5	5,9	7,7	1989	7447	6197	1250	6,4	7,5
28	3094*	1	17,3	6	14	8	13,5	5,9	7,3	1989	7446	6208	1238	6,4	7,6

* Seções de teste LTPP-FHWA que foram reabilitadas.

Sendo:

R: tipo de material utilizado no revestimento asfáltico;

- 1- concreto asfáltico, graduação densa;
- 2- concreto asfáltico, graduação aberta;
- 3- concreto asfáltico reciclado;

B: tipo de material utilizado na camada de base;

- 4- brita graduada;
- 5- solo + brita;
- 6- solo cimento;
- 7- mistura agregado cimento;
- 8- solo-cal;

SB: tipo de material utilizado na camada de sub-base;

- 4- brita graduada;
- 5- solo + brita;
- 9- solo (graduação grossa);
- 10- solo (graduação fina);

ER: espessura da camada do revestimento, em cm;

EB: espessura da camada de base, em cm;

ESB: espessura da camada de sub-base, em cm.

SN: número estrutural da seção;

SNC: número estrutural corrigido;

ANO: ano abertura ao tráfego ou ano de reabilitação da seção;

VDM: volume diário médio de tráfego;

VL: número de veículos leves (carros de passeio, motocicleta);

VP: número de veículos pesados (ônibus; caminhões);

TCVL: taxa de crescimento de veículos leves, em %;

TCVP: taxa de crescimento de veículos pesados, em %.

TABELA A.4 – Valores de Precipitação Média Mensal (m/mês) para as Seções de Teste GPS-1 e GPS-2

ANO	SEÇÕES GPS-1 (STATE – SHRP-ID)					
	1-1001	1-4126	1-4127	1-4129	1-4155	12-1030
1989	-	0,1449	-	0,1352	-	-
1990	-	0,1422	-	0,1106	-	-
1991	-	0,1362	-	0,1199	-	-
1992	-	0,1186	0,1110	0,1287	-	-
1993	-	0,0979	0,1029	0,0948	-	-
1994	0,1228	0,1482	0,1506	0,1266	-	-
1995	0,1034	0,1377	0,1279	0,1203	-	-
1996	0,1010	0,1381	0,1331	0,1190	-	-
1997	0,1123	0,1535	0,1418	0,1283	-	-
1998	0,0772	-	0,1339	-	-	0,1473
1999	0,0650	-	0,1141	-	-	0,1505
2000	0,0802	-	0,0951	-	-	0,1009
2001	0,0873	-	0,1337	-	0,1086	0,1524
2002	0,0943	-	0,1228	-	0,1133	0,1214

ANO	SEÇÕES GPS-1 (STATE – SHRP-ID)					
	12-1060	12-3995	12-3997	12-4099	12-4101	12-4103
1989	0,0895	0,0789	-	0,1056	-	0,0923
1990	0,1094	0,1202	-	0,1036	-	0,1150
1991	0,1463	0,1566	-	0,1425	-	0,1533
1992	0,1256	0,1267	-	0,1172	0,1123	0,1294
1993	0,1297	0,138	-	-	0,0938	0,1354
1994	0,1668	0,1548	-	-	0,1439	0,1742
1995	0,1631	0,1588	-	-	0,0916	0,1678
1996	0,1234	0,1276	0,1050	-	0,1200	0,1279
1997	0,1526	0,1502	0,1181	-	-	0,1538
1998	0,1433	-	0,0995	-	-	0,1471
1999	0,1479	-	0,0857	-	-	0,1568
2000	0,1247	-	-	-	-	0,1259
2001	0,1529	-	-	-	-	-
2002	0,136	-	-	-	-	-

ANO	SEÇÕES GPS-1 (STATE – SHRP-ID)					
	12-4105	12-4106	12-4107	12-4135	12-4136	12-4137
1989	0,1031	0,0867	0,0847	-	-	-
1990	0,0671	0,115	0,0983	-	-	-
1991	0,1489	0,1558	0,1422	-	-	-
1992	0,1343	0,1372	0,1188	-	-	-
1993	-	0,1415	0,1435	-	-	-
1994	-	0,1766	0,1681	0,1243	0,1251	0,1243
1995	-	0,1466	0,1420	0,1189	0,1183	0,1180
1996	-	0,1106	0,1208	0,1093	0,1113	0,1117
1997	-	0,1322	0,1315	0,1115	0,1111	0,1102
1998	-	0,1444	-	0,0932	0,0917	0,0882
1999	-	0,1404	-	0,0878	0,0872	0,0861
2000	-	0,0985	-	0,0673	0,0671	0,0657
2001	-	0,1441	-	0,1206	0,1196	0,1198
2002	-	0,1275	-	0,1330	0,1330	0,1310

ANO	SEÇÕES GPS-1		SEÇÕES GPS-2 (STATE – SHRP-ID)			
	12-4154	12-9054	1-1011	1-1019	1-1021	1-4073
1989	0,0978	0,0991	-	-	0,1464	-
1990	0,0868	0,0688	0,1404	-	0,1093	0,1635
1991	0,1466	0,1476	0,1760	-	0,1177	0,1346
1992	0,1139	0,1341	0,1185	-	0,1331	0,1198
1993	0,0845	0,1075	0,1077	-	0,1033	0,0984
1994	0,1490	0,1283	0,1530	-	0,1232	0,1480
1995	0,1099	0,1313	0,1246	-	0,1123	0,1219
1996	0,1308	0,1141	0,1312	-	0,1275	0,1383
1997	-	-	0,1395	-	0,1202	0,1411
1998	-	-	0,1347	-	0,1037	0,1128
1999	-	-	0,1092	-	-	0,1124
2000	-	-	0,0901	-	-	0,1183
2001	-	-	0,1338	0,1358	-	0,1362
2002	-	-	0,1310	0,1515	-	0,1230

ANO	SEÇÕES GPS-2 (STATE – SHRP-ID)					
	1-4125	5-2042	5-3048	12-4097	12-4108	28-1001
1989	-	-	0,1425	0,1397	0,1768	-
1990	-	-	0,1275	0,0956	0,1302	-
1991	0,1271	-	0,1500	0,1534	0,1777	-
1992	0,1358	-	0,1057	0,1435	0,1501	-
1993	0,1078	-	0,1062	0,1063	0,1282	-
1994	0,1238	-	0,1076	0,1442	0,2048	-
1995	0,1149	0,0958	0,0882	0,1187	0,1746	-
1996	0,1299	0,1259	0,1158	0,1234	0,1686	-
1997	0,1118	0,1388	0,1460	0,1546	-	-
1998	0,0998	0,0976	0,0973	0,1451	-	-
1999	0,0993	0,1016	0,1035	0,1105	-	-
2000	0,0827	0,1140	0,0829	0,0934	-	0,1065
2001	0,1045	0,1542	0,1377	0,1221	-	0,1498
2002	0,0932	0,1177	0,1128	0,1515	-	0,1530

ANO	SEÇÕES GPS-2 (STATE – SHRP-ID)					
	28-1016	28-1802	28-3081	28-3082	28-3083	28-3085
1989	0,1511	0,1368	-	-	-	-
1990	0,1249	0,1361	-	0,1255	0,1355	0,1359
1991	0,1757	0,1566	-	0,1481	0,1674	0,1694
1992	0,1211	0,1316	-	0,1035	0,1144	0,1141
1993	0,1085	0,1386	-	0,0934	0,1069	0,1074
1994	0,1322	0,1266	-	0,1193	0,1283	0,1305
1995	0,1240	0,1182	-	0,1239	0,1108	0,1107
1996	0,1057	0,1040	-	0,1060	0,1246	0,1252
1997	0,1427	0,1332	-	0,1472	0,1354	0,1351
1998	-	0,1111	-	0,1197	0,1106	0,1117
1999	-	0,1124	-	0,1047	0,1102	0,1109
2000	-	0,0945	0,1026	0,1074	0,0870	0,0881
2001	-	0,1538	0,1509	0,1559	0,1492	0,1503
2002	-	-	0,1376	-	0,1553	0,1557

ANO	SEÇÕES GPS-2 (STATE – SHRP-ID)					
	28-3087	28-3089	28-3090	28-3091	28-3093	28-3094
1989	-	0,1464	0,1386	-	-	-
1990	-	0,1392	0,1385	-	-	-
1991	-	0,1662	0,1551	-	0,1749	0,1764
1992	-	0,1139	0,1129	-	0,1532	0,1522
1993	-	0,1004	0,1065	-	0,1622	0,1565
1994	-	0,1247	0,1149	-	0,1384	0,1362
1995	-	0,1144	0,0999	-	0,1742	0,1706
1996	-	0,1276	0,1185	0,1054	0,1392	0,1406
1997	-	0,1458	0,1347	0,1188	0,1741	0,1764
1998	-	0,1107	0,0993	0,1051	0,1876	0,1874
1999	0,1148	-	0,1015	0,0900	0,1143	0,1199
2000	0,0981	-	0,0818	0,0823	0,0918	0,0928
2001	0,1596	-	0,1384	0,1465	0,1196	0,1148
2002	0,1590	-	0,1466	-	0,1711	0,1718

ANEXO B

DADOS DE ENTRADA DO PROGRAMA HDM-4

Dados de entrada para a seção de teste 1-1001-1 no programa HDM-4:

1. Definição da seção:

Nome da Seção: GPS-1 (1-1001)

ID: 1-1001

Comprimento da seção: 152,4 metros

Largura da pista: 3,65 metros

Largura do Acostamento: 3,05 metros

Número de Pistas: 2

Zona Climática: Tropical Úmido

Classe da Rodovia: Primária

Tipo de Revestimento: Betuminoso

Tipo de Pavimento: Revestimento Betuminoso sobre Base Granular

2. Geometria:

Velocidade Limite: 90 km/h

Altitude: 151 metros

Tipo de Drenagem: Sem efeitos de drenagem

3. Pavimento

Tipo de Material do Revestimento: Concreto asfáltico, graduação densa

Espessura do Revestimento: 15,2 cm

Data da construção: 1980

Data da última reabilitação: 1993

SN: 4,6

CBR: -

DEF: 0,39 mm

SNC: 5,8

4. Condição

Irregularidade Longitudinal Inicial (m/km): 0,90

Total de Área Trincada (%): 0,75

Área com Desgaste (%): 0

Número de Panelas (Nº/km): 0

Área de Trincas nos Bordos (m²/km): 0

Deformação Permanente (mm): 4

Drenagem: Boa

5. Tráfego:

Ano: 1993

VDM (Volume Diário Médio de Veículos): 3951

Número Veículos Leves: 3374

Número de Veículos Pesados: 577

Taxas de Crescimento para Veículos Leves(%): 9,1

Taxas de Crescimento para Veículos Pesados(%): 5,6

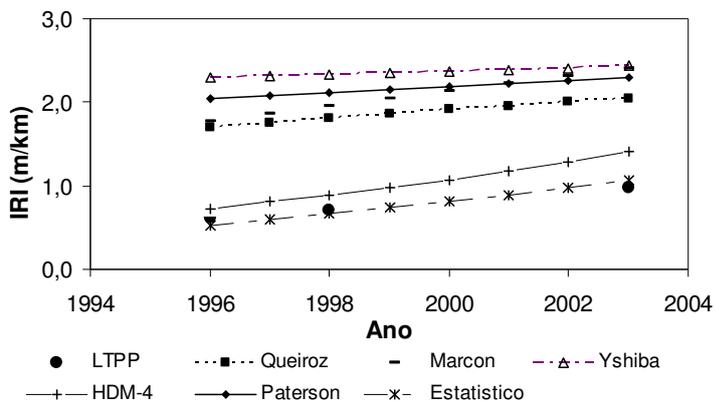
ANEXO C

RESULTADOS DE IRREGULARIDADE LONGITUDINAL PARA AS SEÇÕES DE TESTE GPS-1 E GPS-2

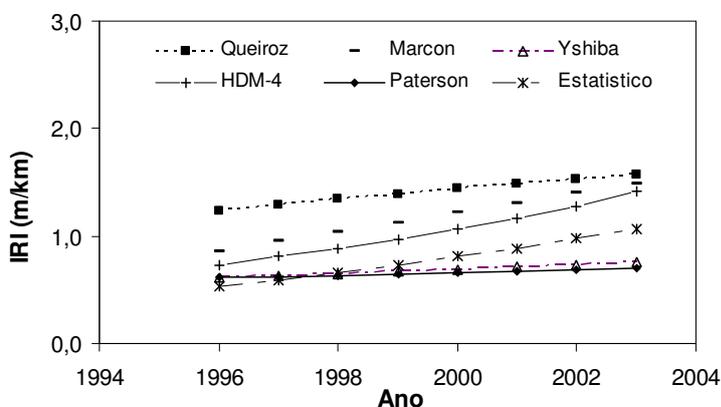
SEÇÕES DE TESTE GPS-1

Seção 1-1001:

Valores Calculados:

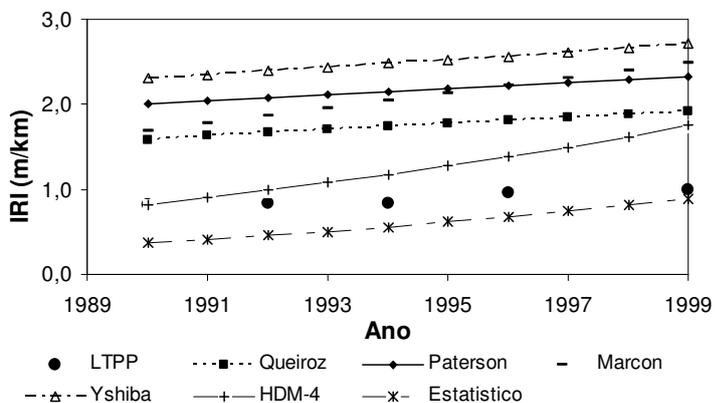


Valores Ajustados:

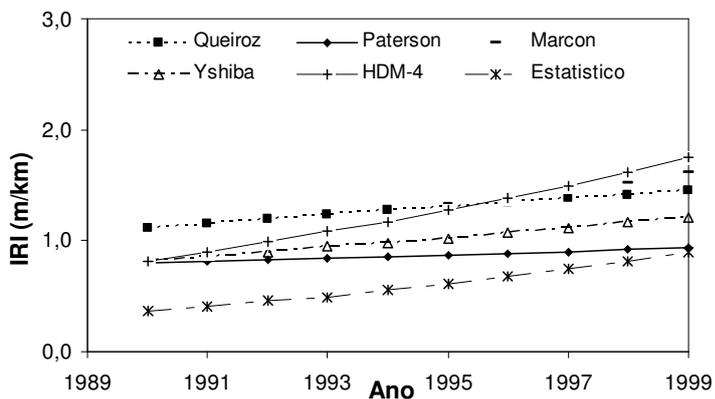


Seção 1-4126:

Valores Calculados:

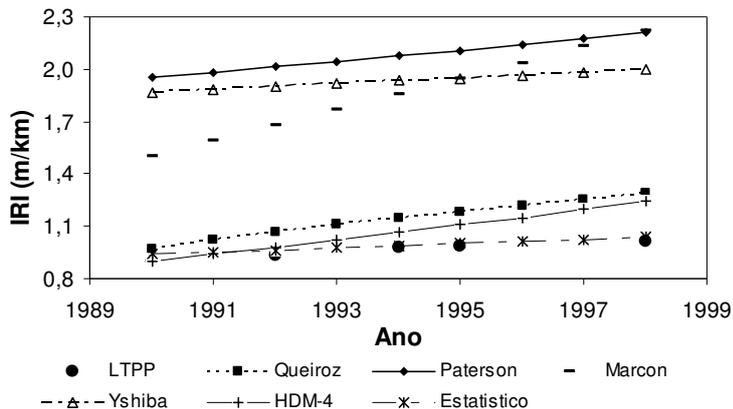


Valores Ajustados:

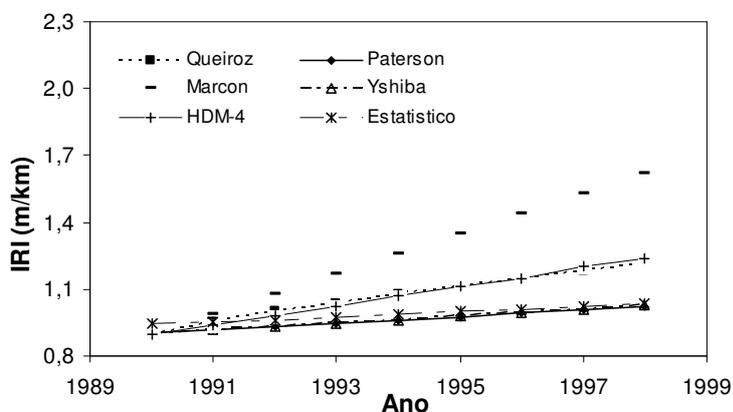


Seção 1-4127:

Valores
Calculados:

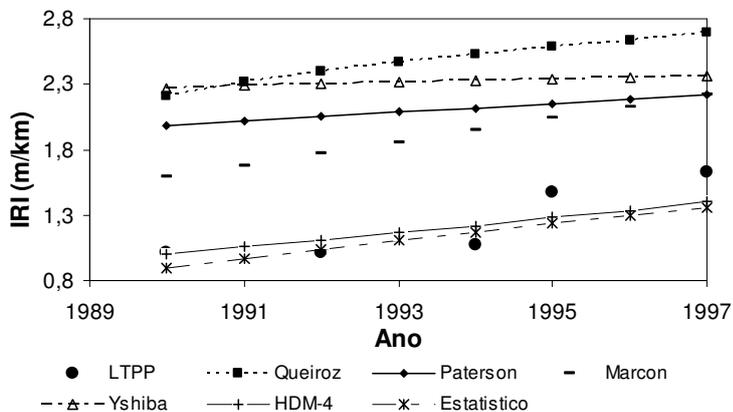


Valores
Ajustados:

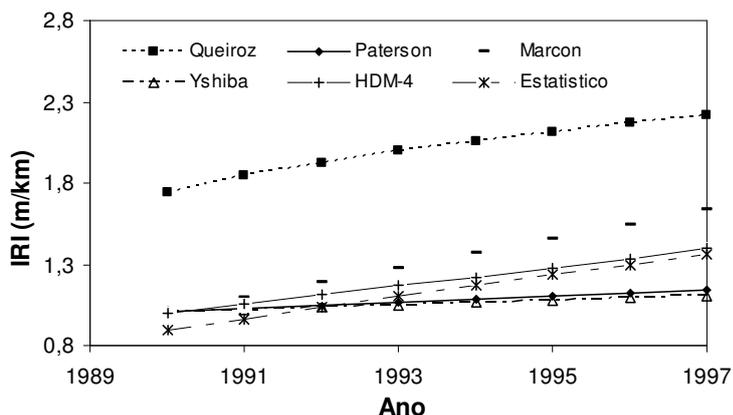


Seção 1-4129:

Valores
Calculados:

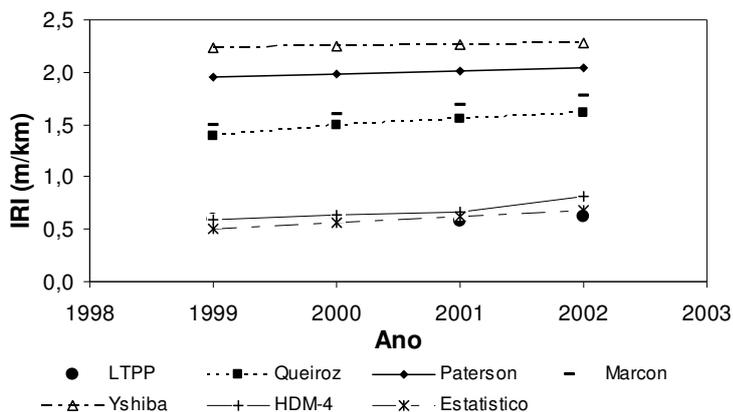


Valores
Ajustados:

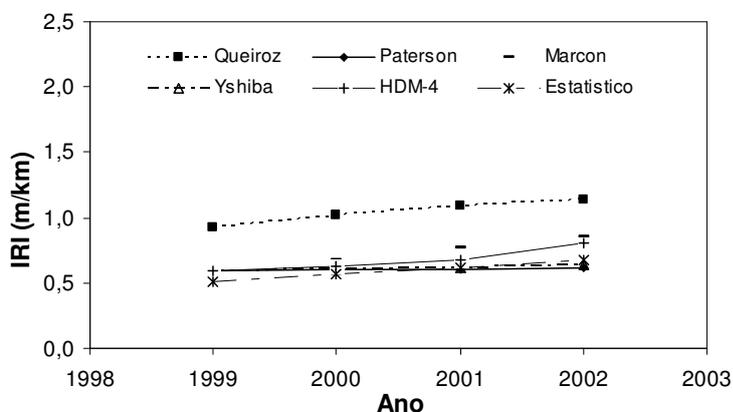


Seção 1-4155:

Valores
Calculados:

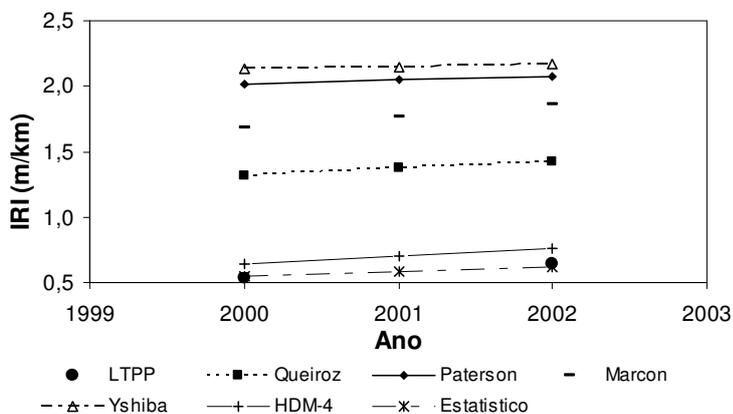


Valores
Ajustados:

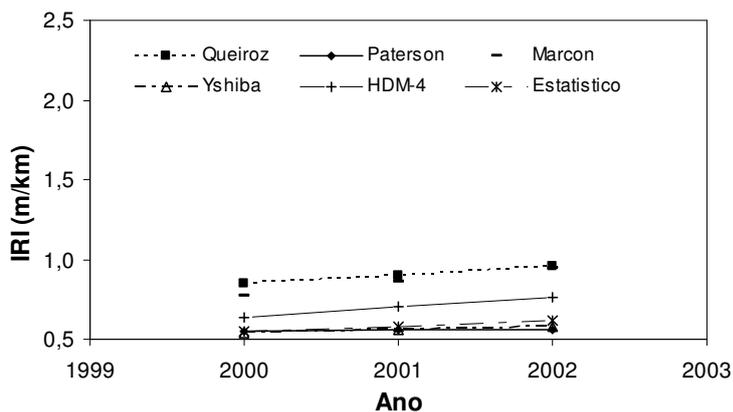


Seção 12-1030:

Valores
Calculados:

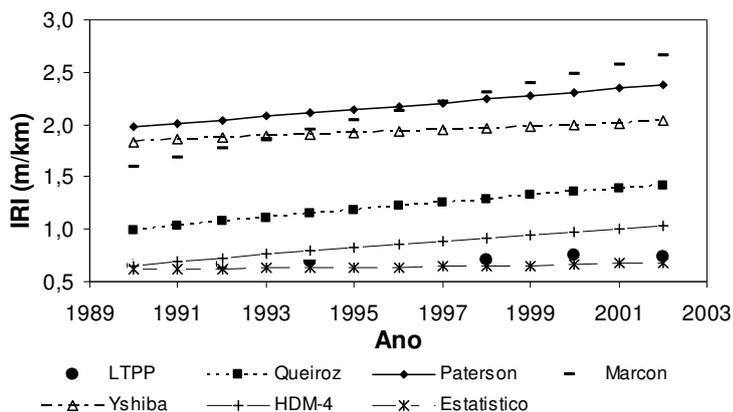


Valores
Ajustados:

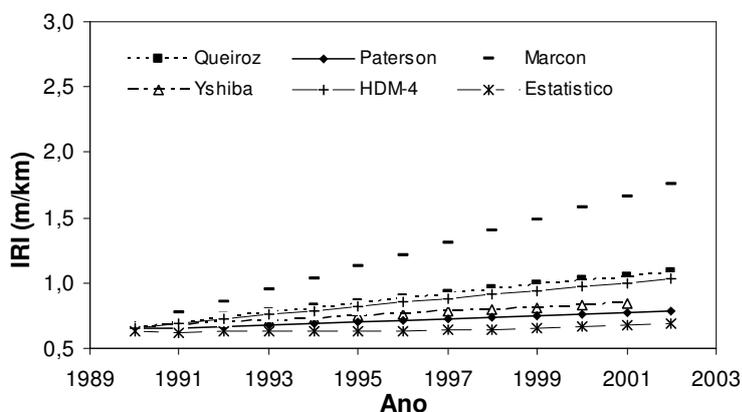


Seção 12-1060:

Valores
Calculados:

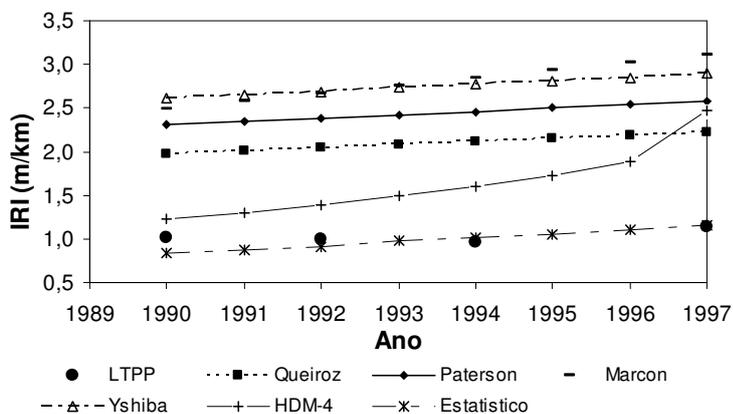


Valores
Ajustados:

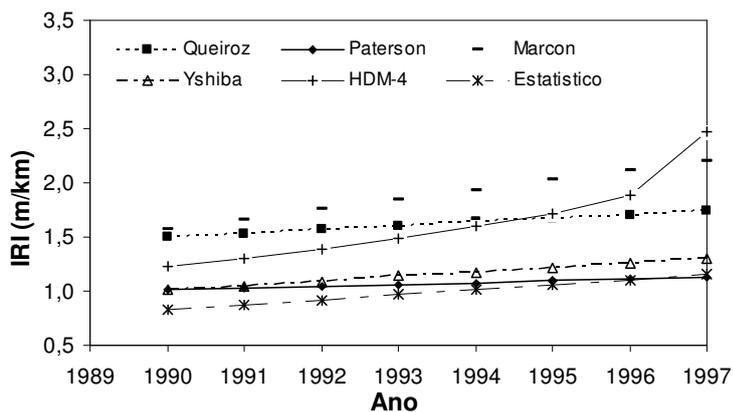


Seção 12-3995:

Valores
Calculados:

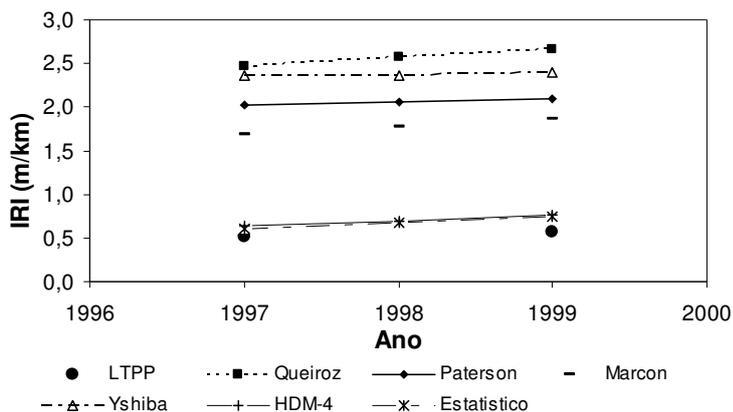


Valores
Ajustados:

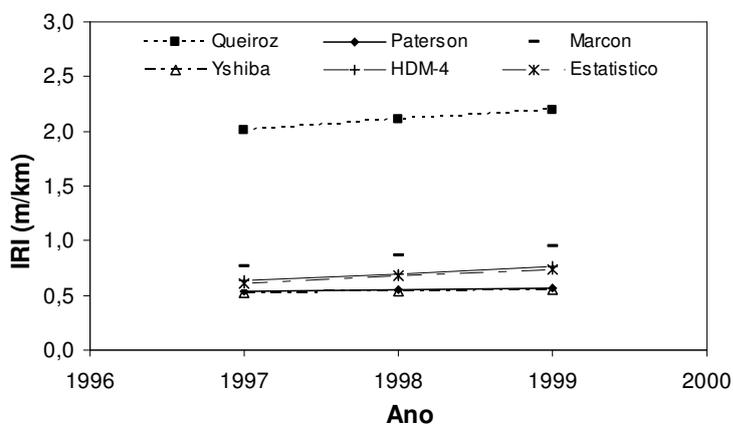


Seção 12-3997:

Valores
Calculados:

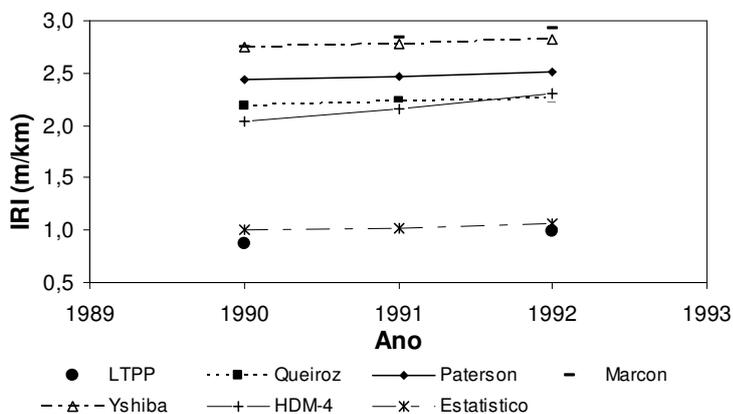


Valores
Ajustados:

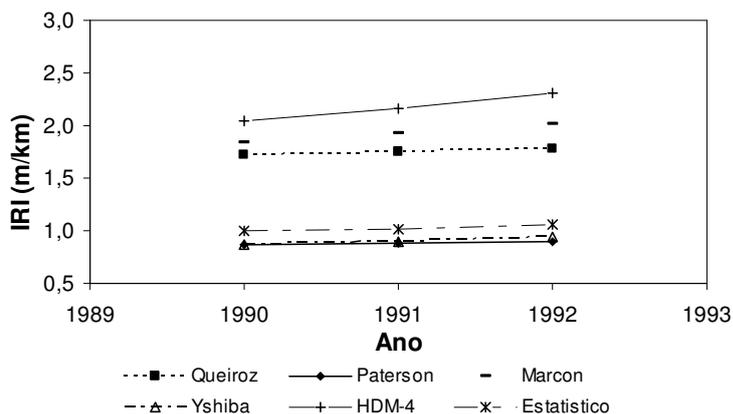


Seção 12-4099:

Valores
Calculados:

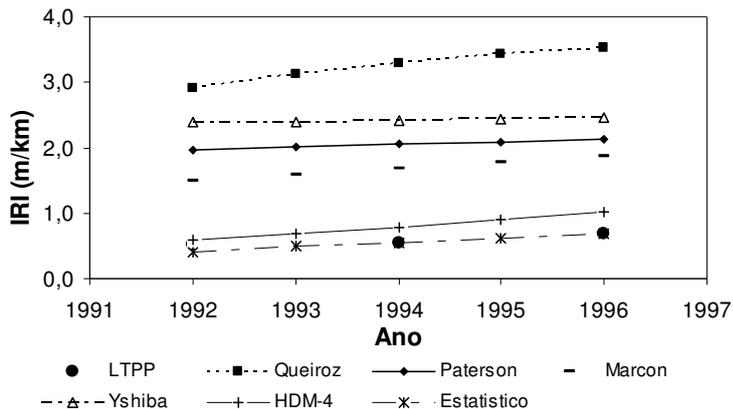


Valores
Ajustados:

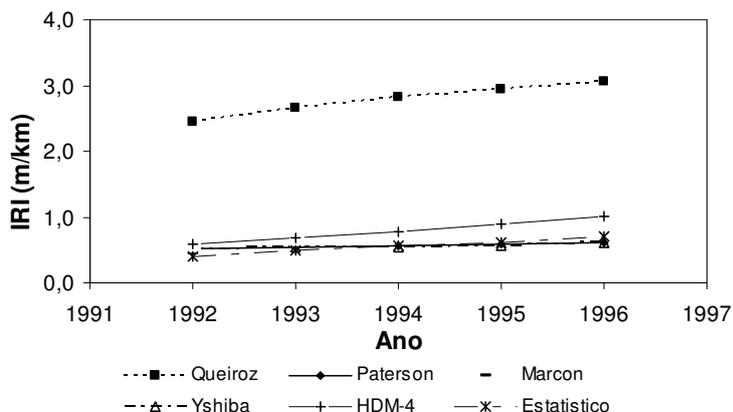


Seção 12-4101:

Valores
Calculados:

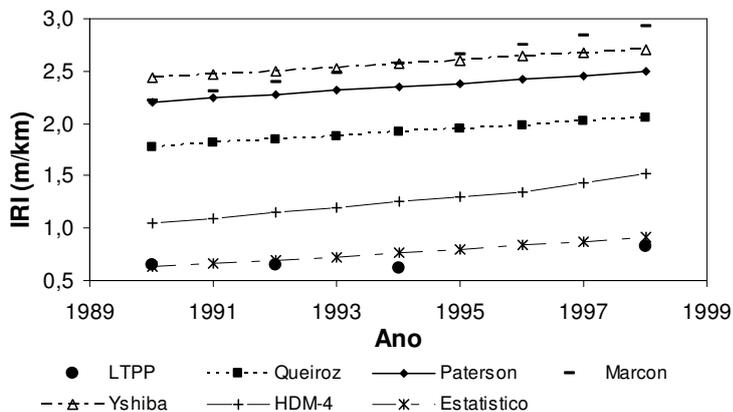


Valores
Ajustados:

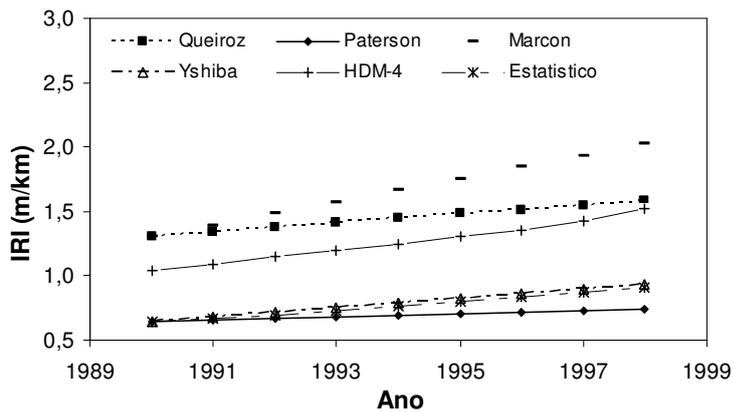


Seção 12-4103:

Valores
Calculados:

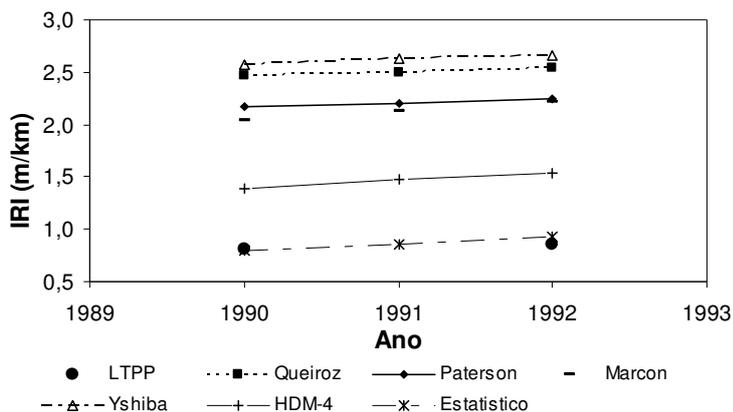


Valores
Ajustados:

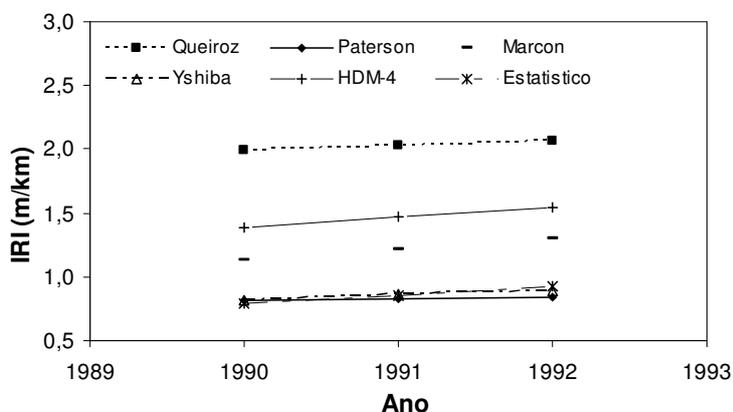


Seção 12-4105:

Valores
Calculados:

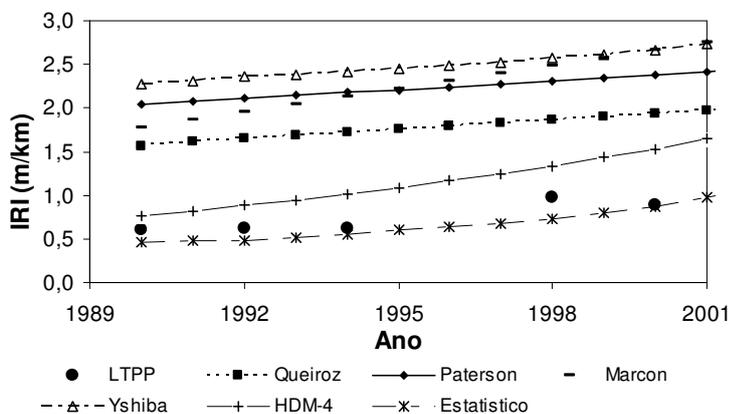


Valores
Ajustados:

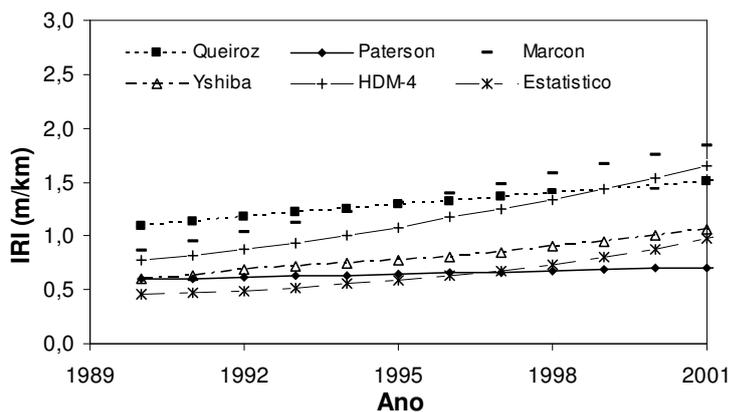


Seção 12-4106:

Valores
Calculados:

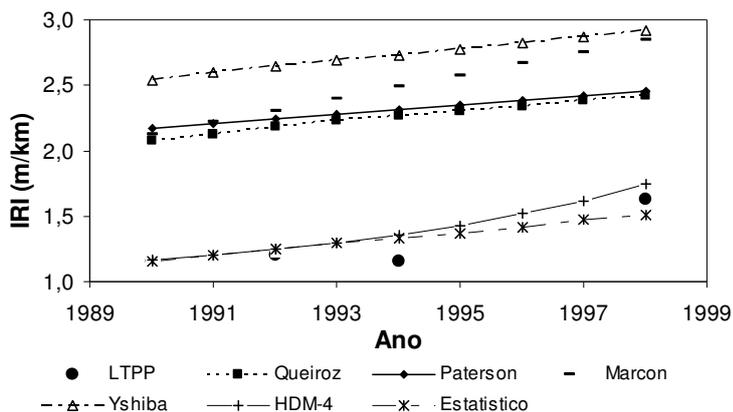


Valores
Ajustados:

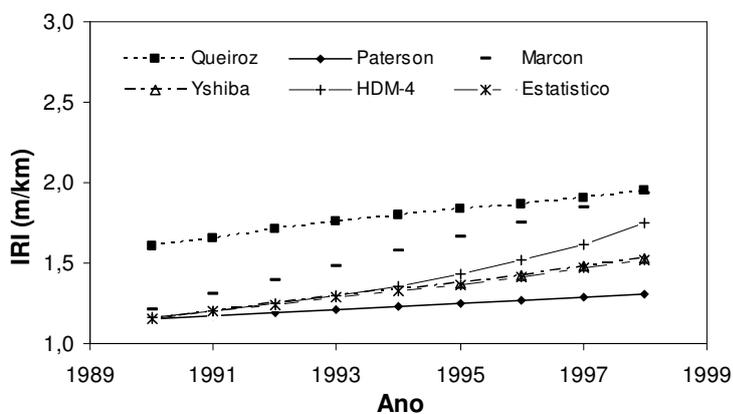


Seção 12-4107:

Valores
Calculados:

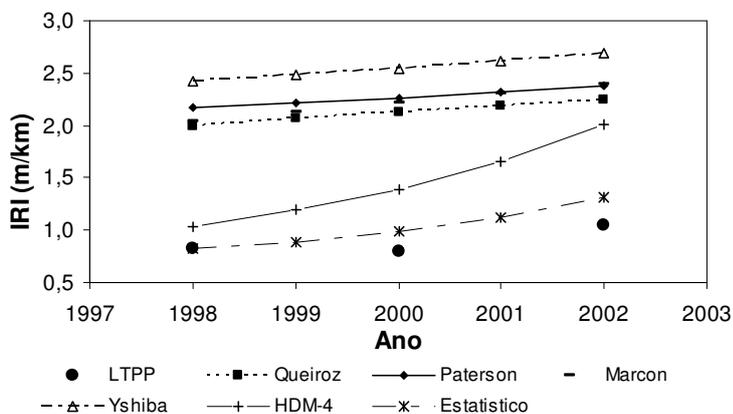


Valores
Ajustados:

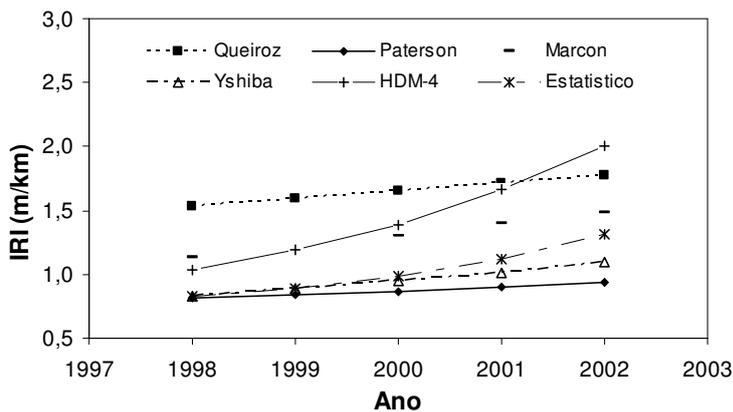


Seção 12-4135:

Valores
Calculados:

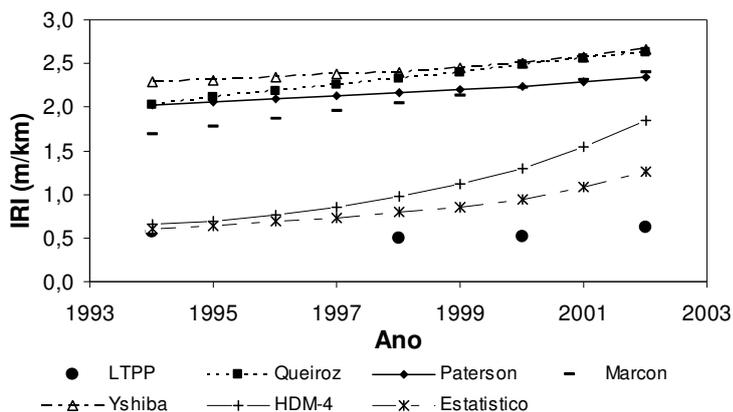


Valores
Ajustados:

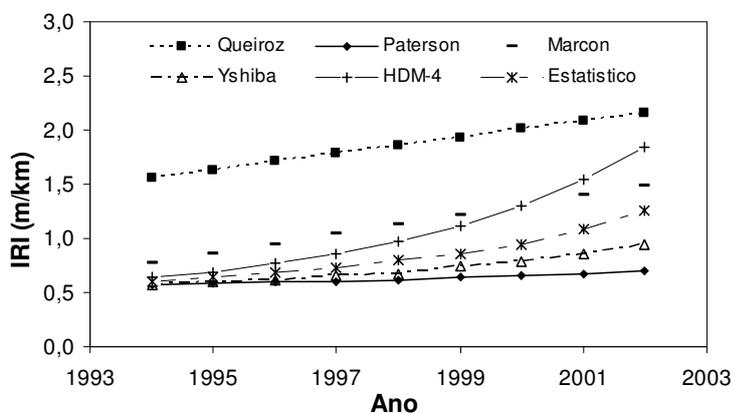


Seção 12-4136:

Valores
Calculados:

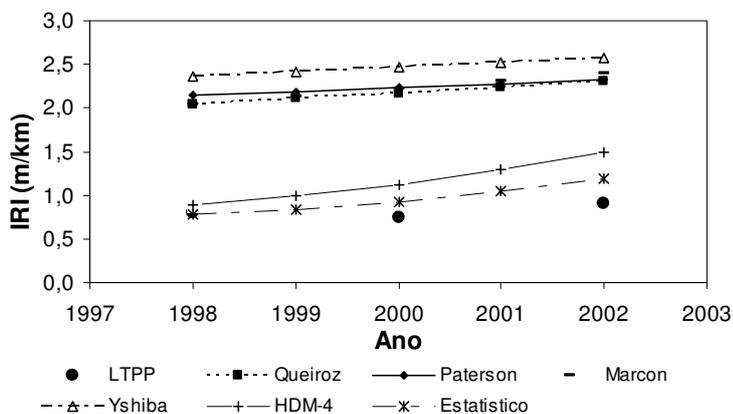


Valores
Ajustados:

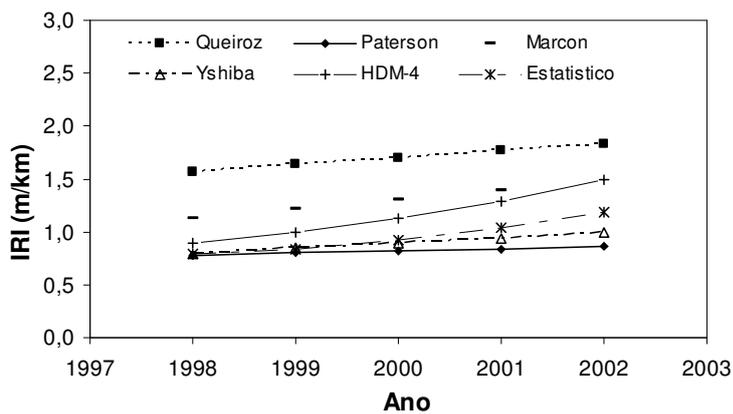


Seção 12-4137:

Valores
Calculados:

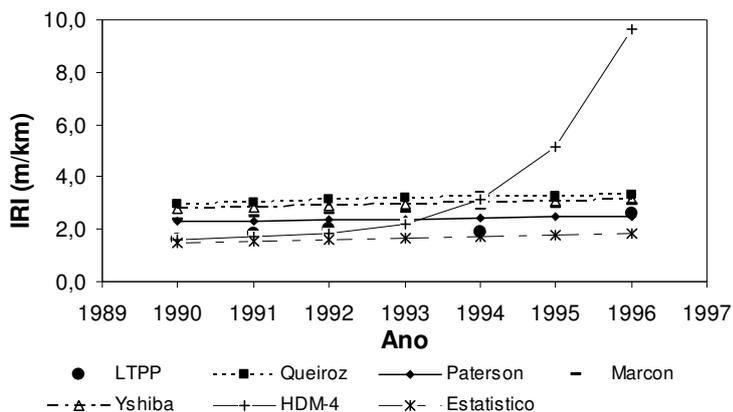


Valores
Ajustados:

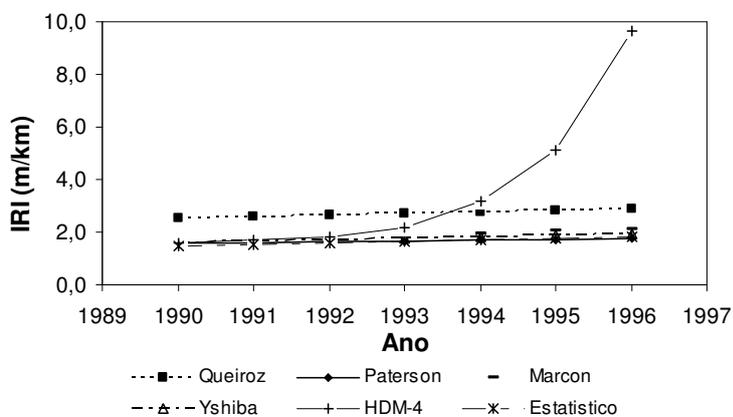


Seção 12-4154:

Valores
Calculados:

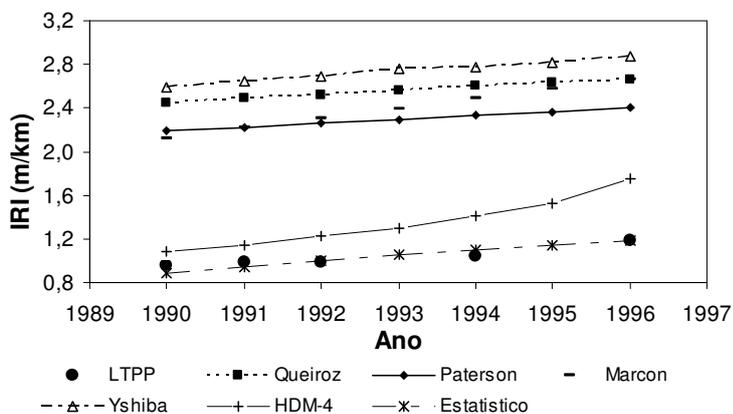


Valores
Ajustados:

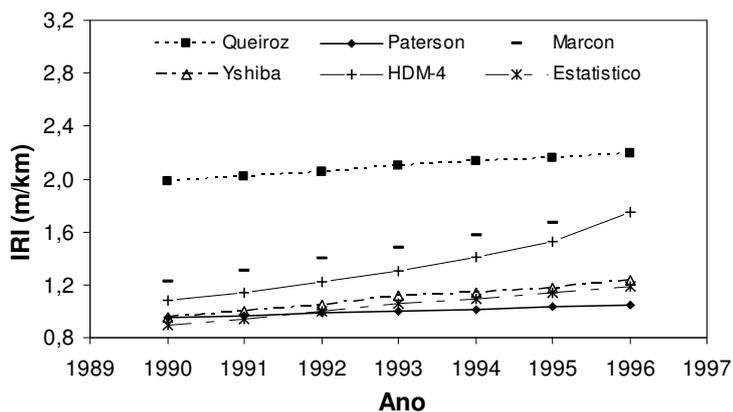


Seção 12-9054:

Valores
Calculados:



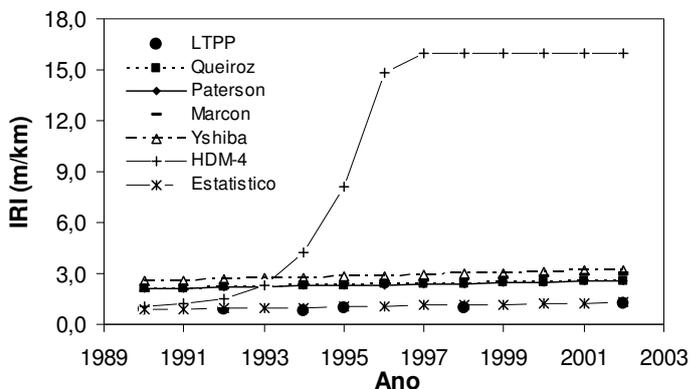
Valores
Ajustados:



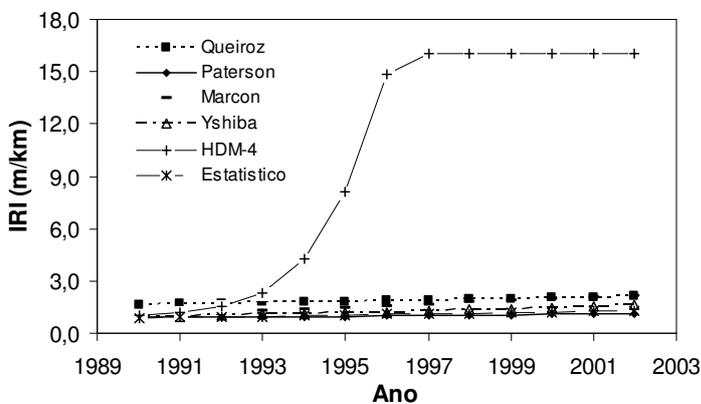
SEÇÕES DE TESTE GPS-2

Seção 1-1011:

Valores Calculados:

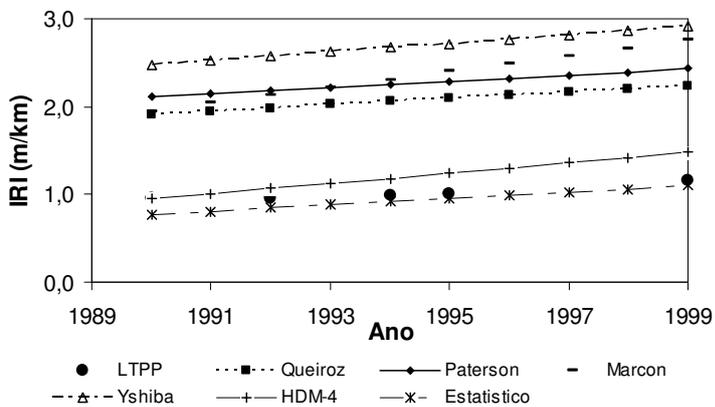


Valores Ajustados:

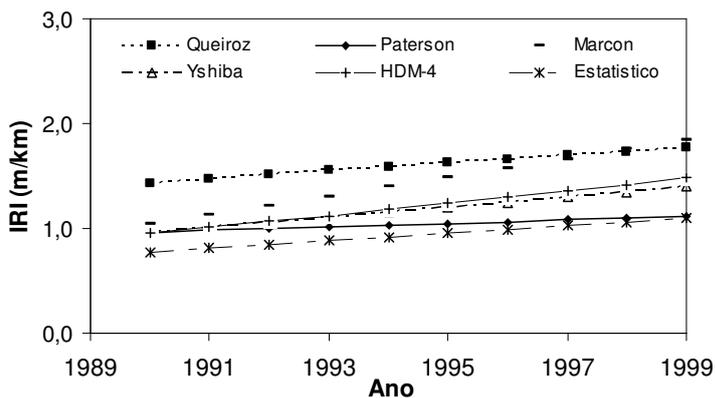


Seção 1-1021:

Valores Calculados:

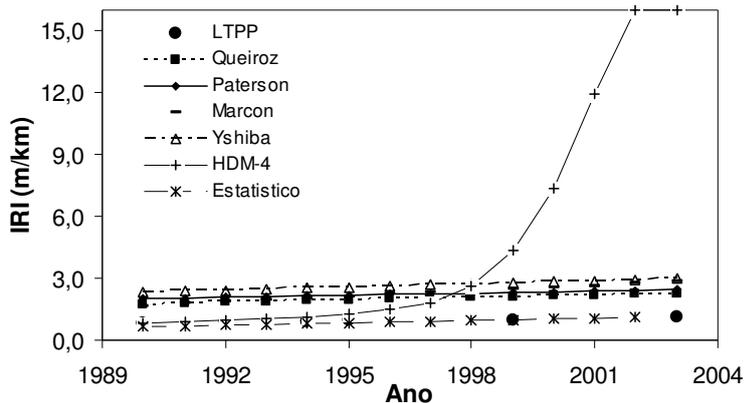


Valores Ajustados:

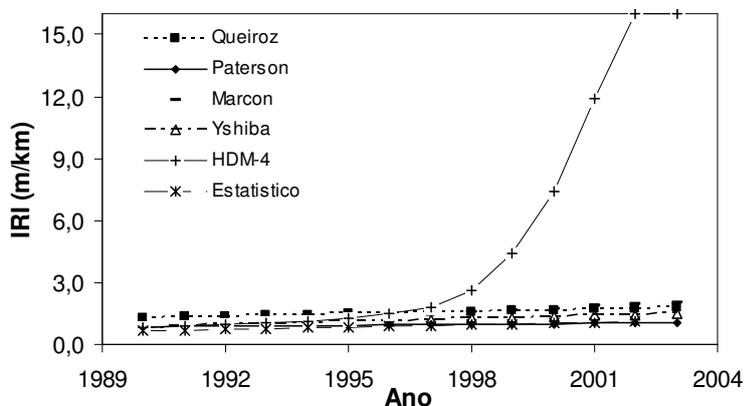


Seção 1-4073:

Valores
Calculados:

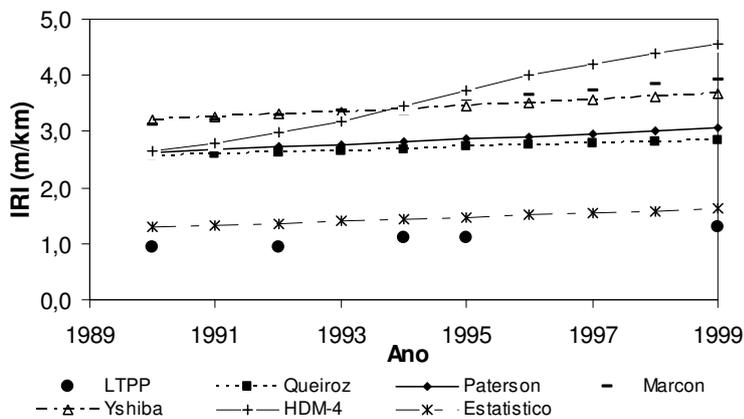


Valores
Ajustados:

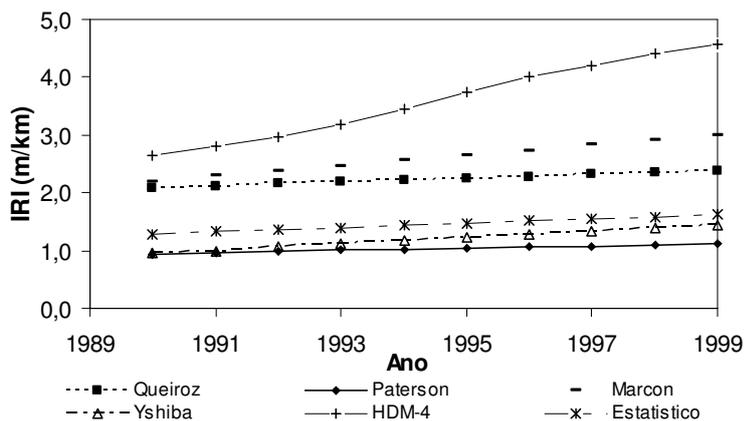


Seção 1-4125:

Valores
Calculados:

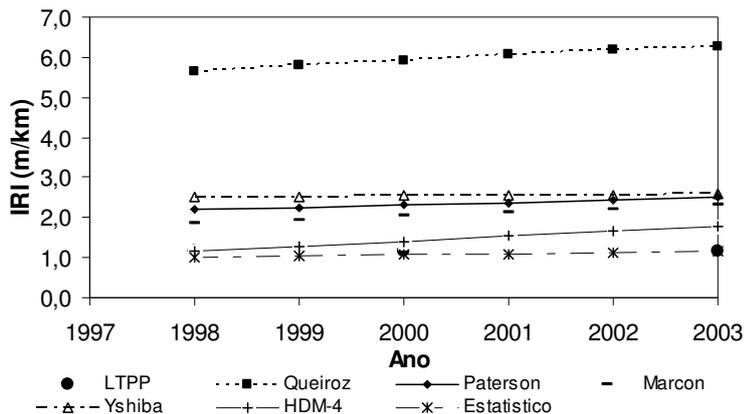


Valores
Ajustados:

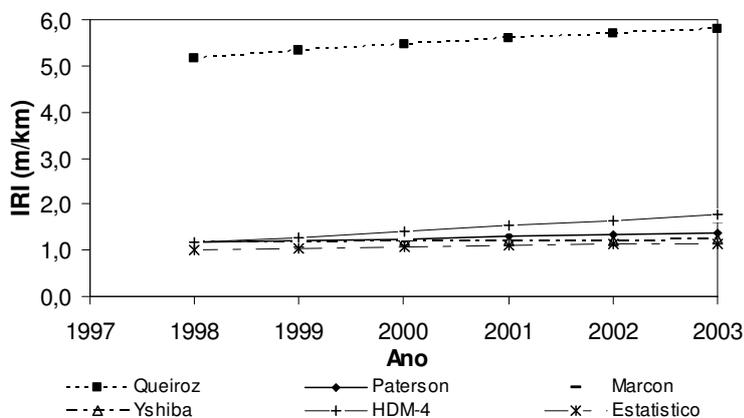


Seção 5-2042:

Valores
Calculados:

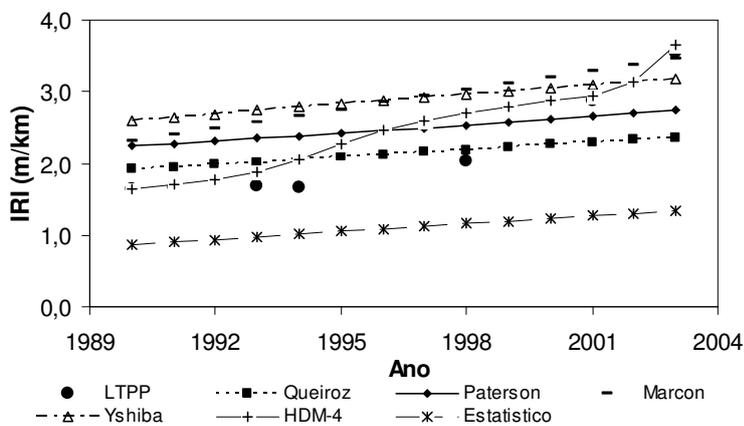


Valores
Ajustados:

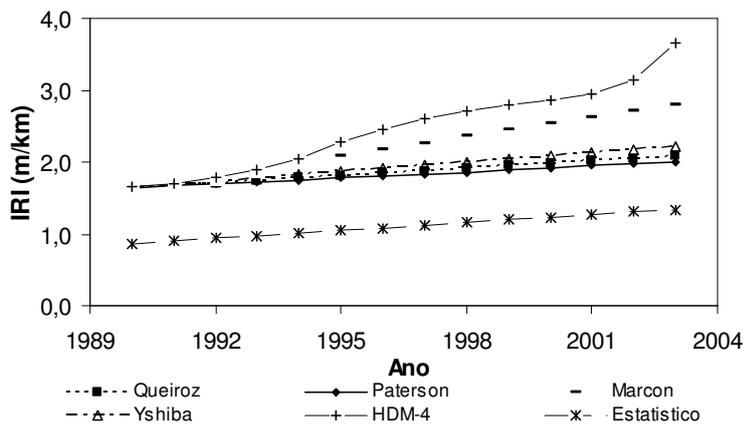


Seção 5-3048:

Valores
Calculados:

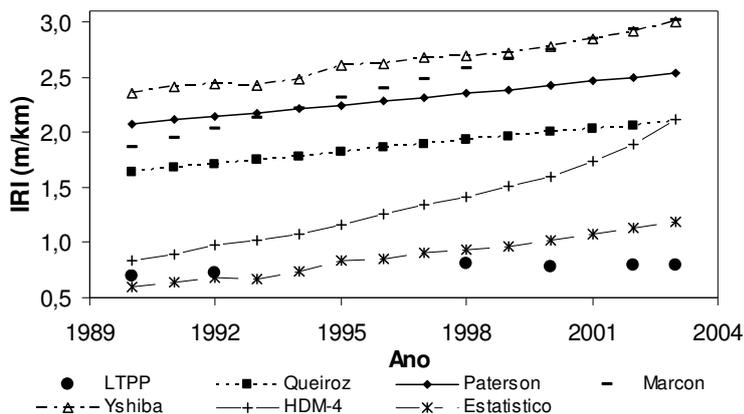


Valores
Ajustados:

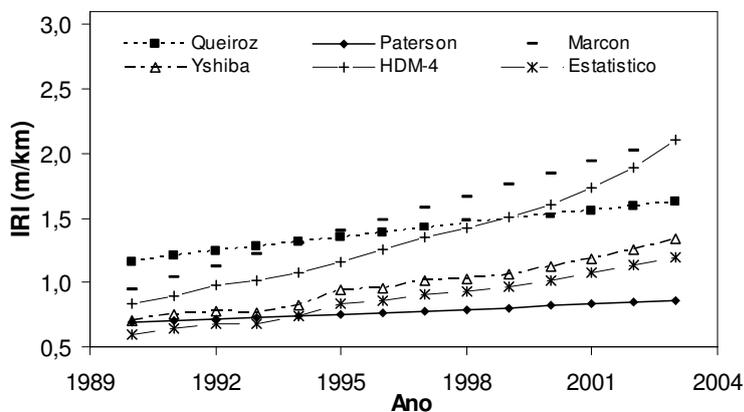


Seção 12-4097:

Valores
Calculados:

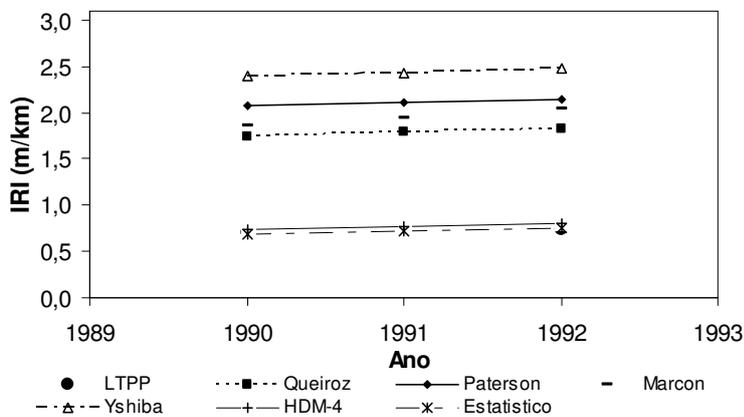


Valores
Ajustados:

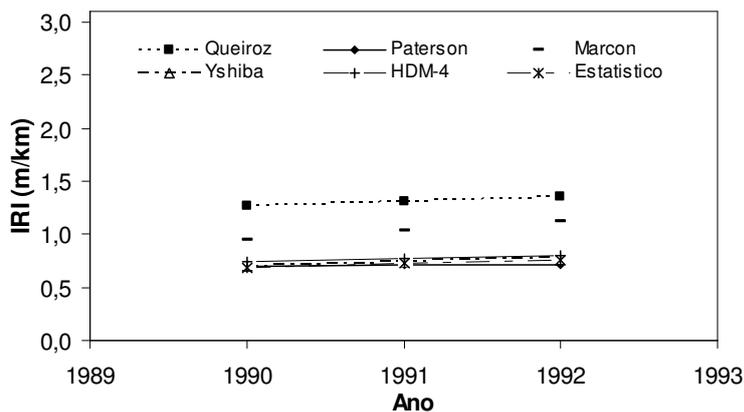


Seção 12-4108:

Valores
Calculados:

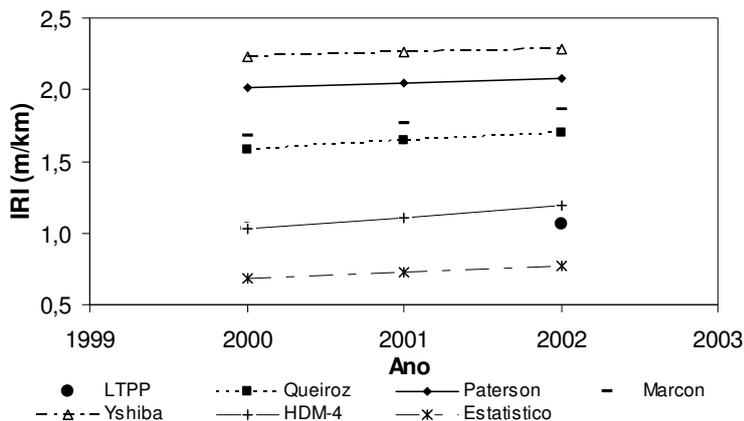


Valores
Ajustados:

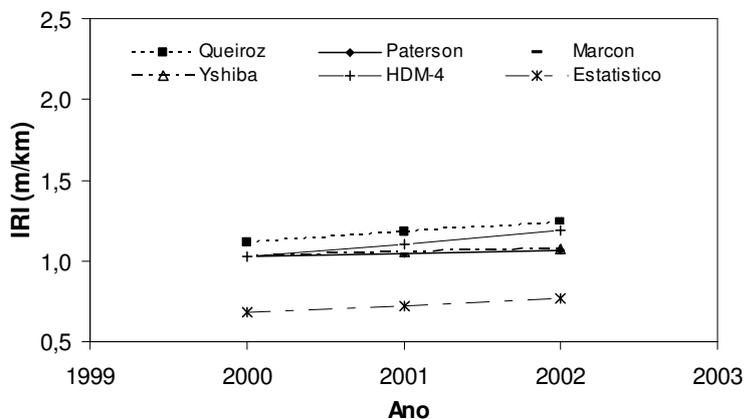


Seção 28-1001:

Valores
Calculados:

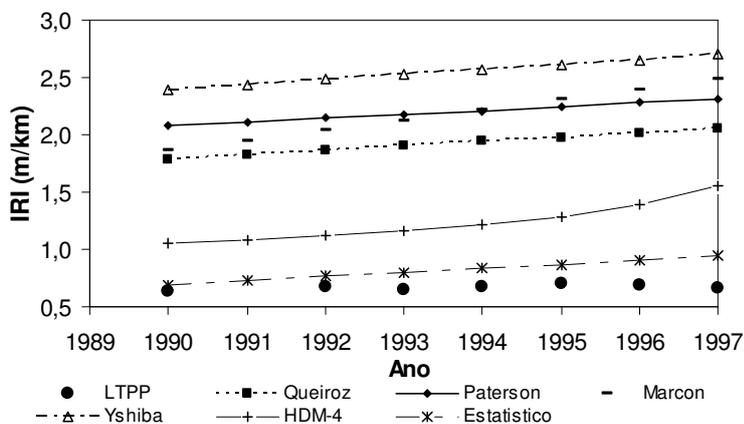


Valores
Ajustados:

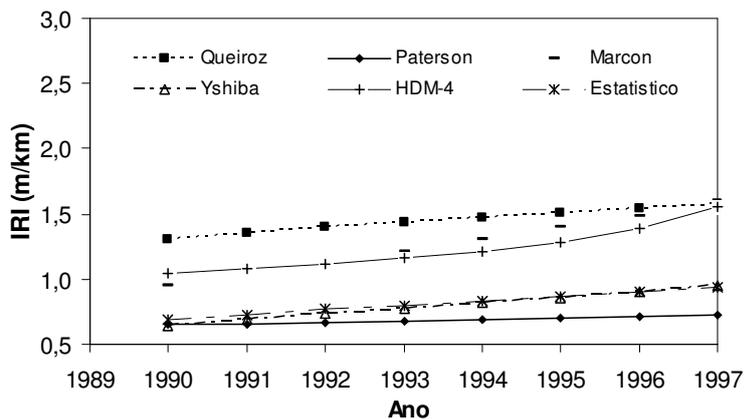


Seção 28-1016:

Valores
Calculados:

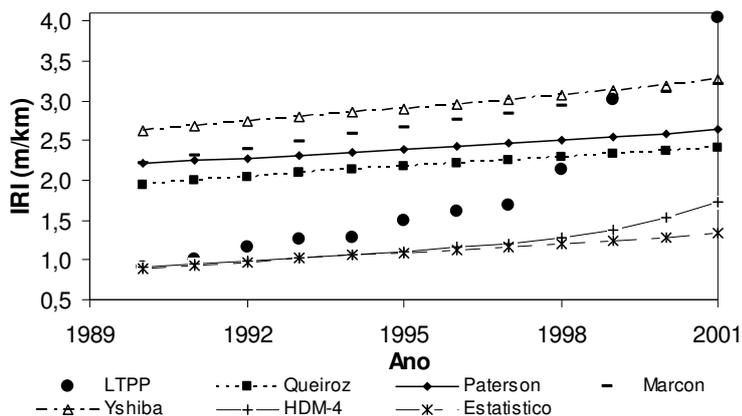


Valores
Ajustados:

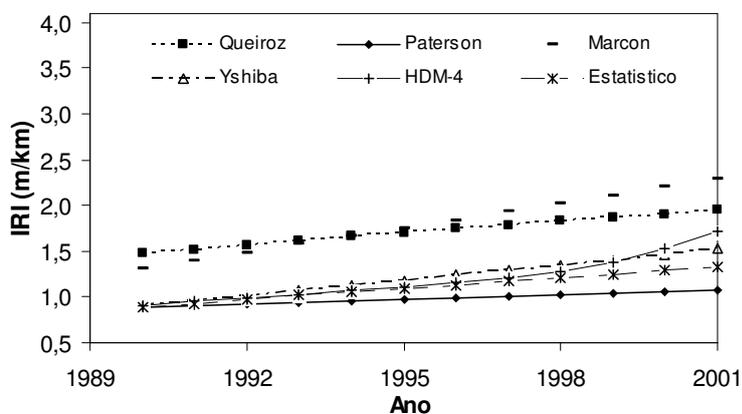


Seção 28-1802:

Valores
Calculados:

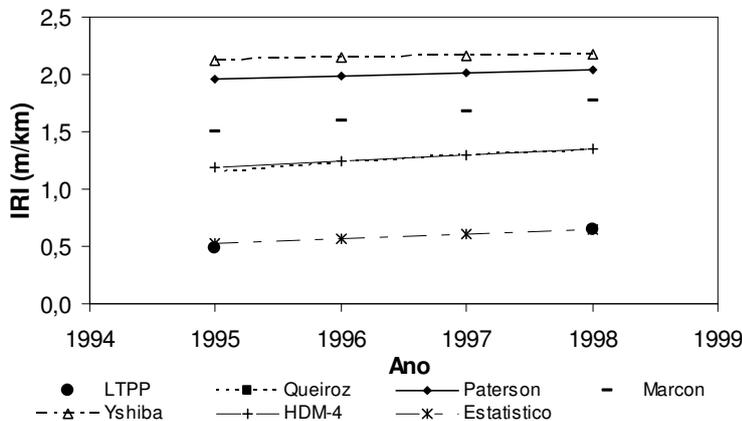


Valores
Ajustados:

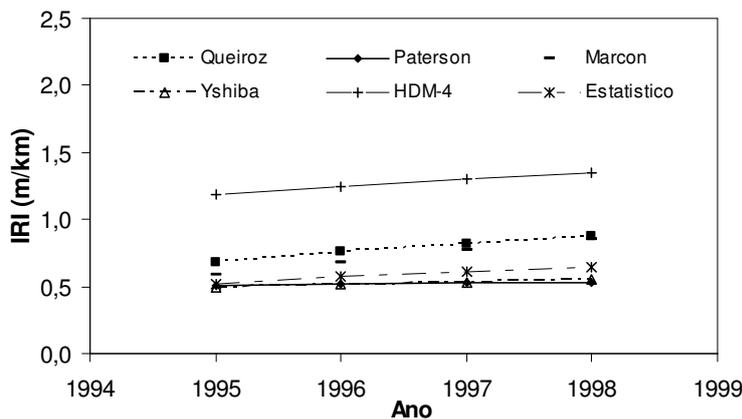


Seção 28-2807:

Valores
Calculados:

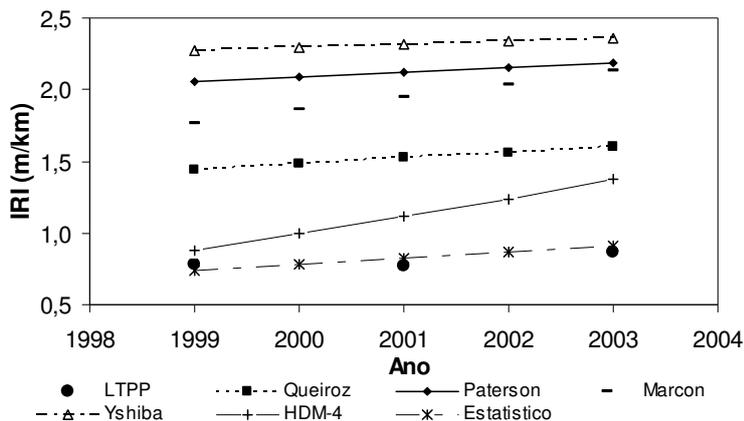


Valores
Ajustados:

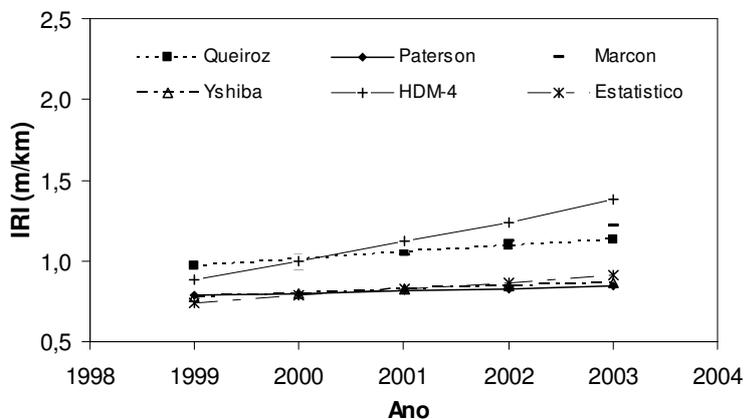


Seção 28-3081:

Valores
Calculados:

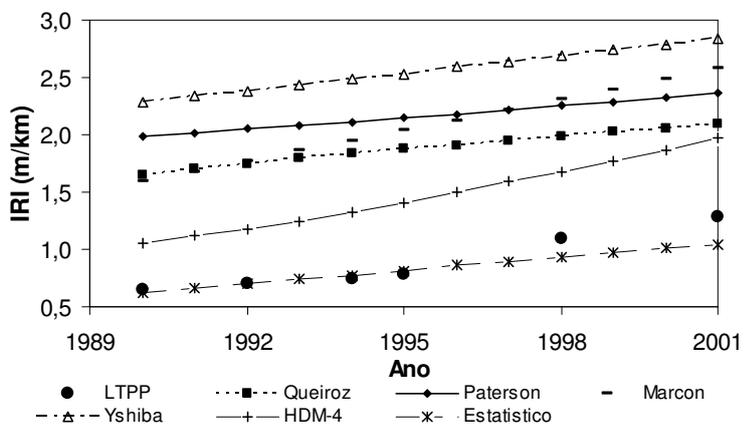


Valores
Ajustados:

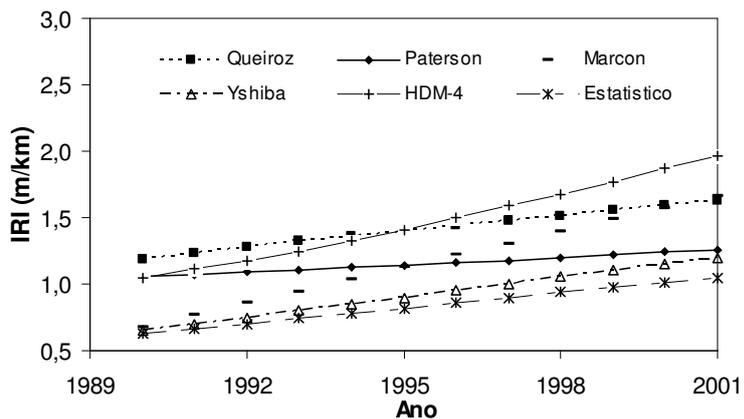


Seção 28-3082:

Valores
Calculados:

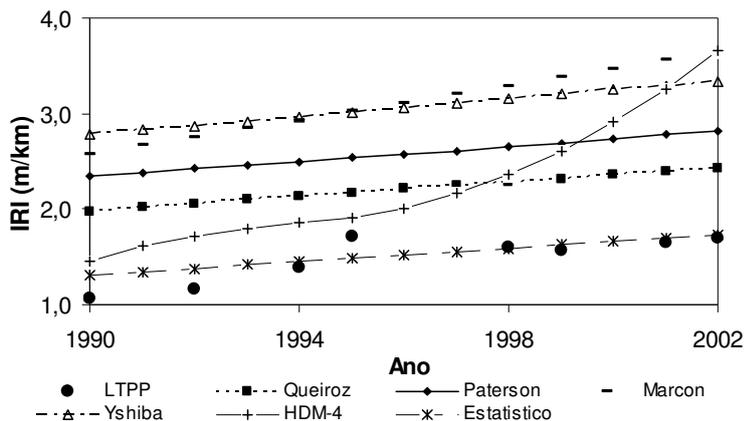


Valores
Ajustados:

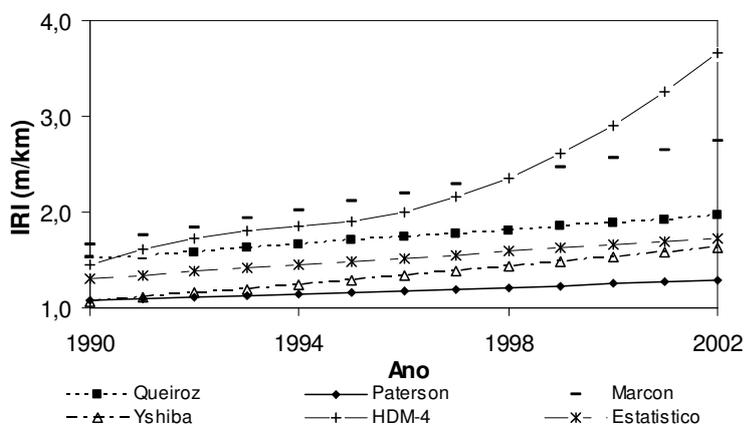


Seção 28-3083:

Valores
Calculados:

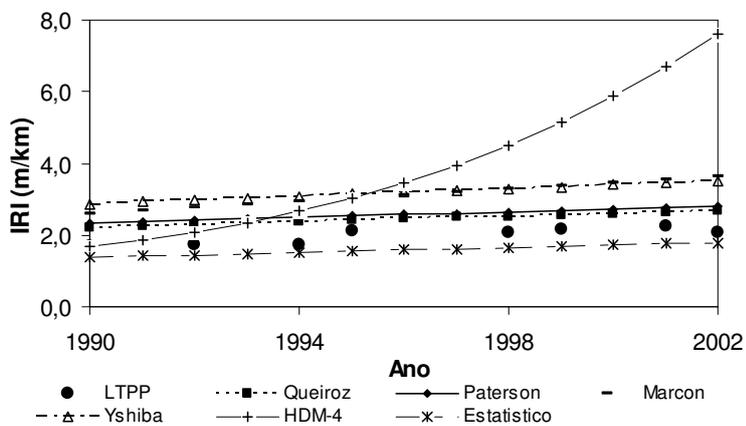


Valores
Ajustados:

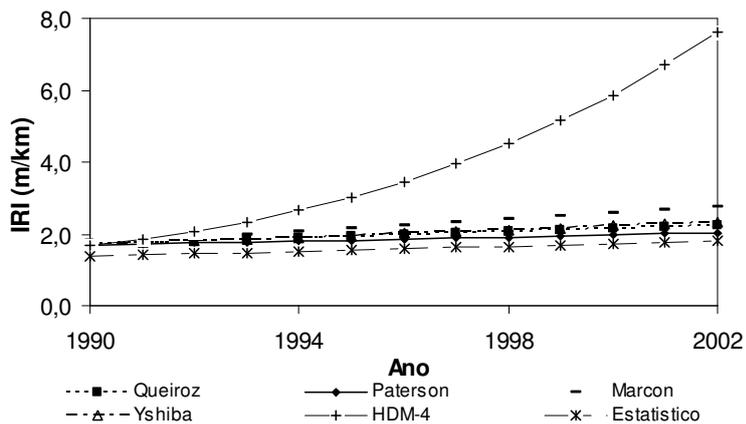


Seção 28-3085:

Valores
Calculados:

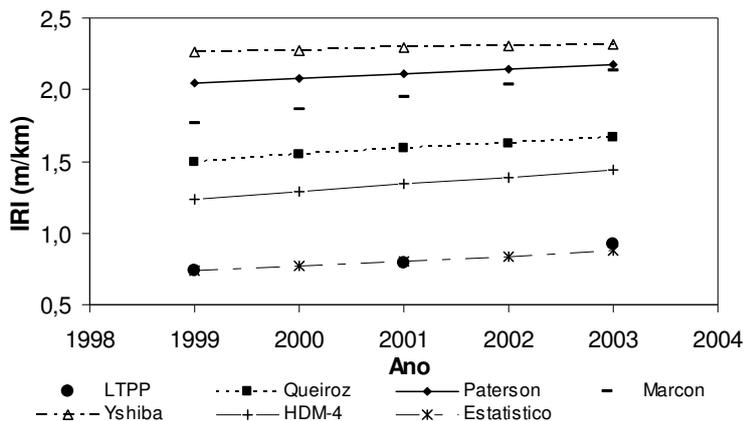


Valores
Ajustados:

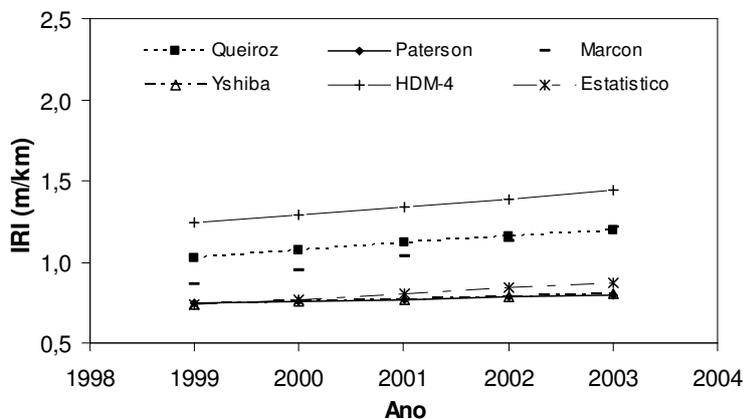


Seção 28-3087:

Valores
Calculados:

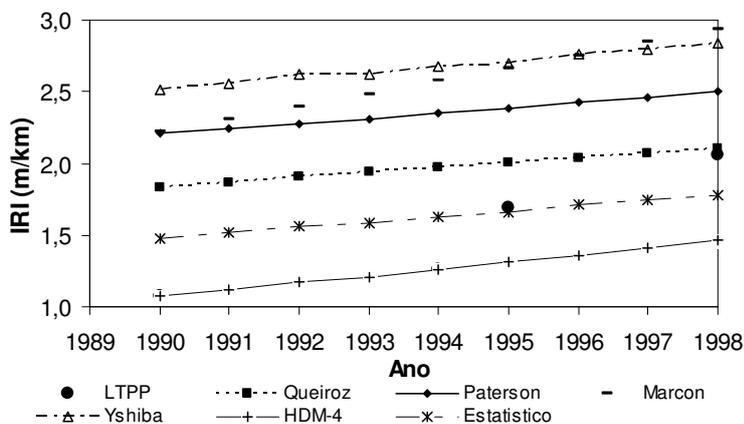


Valores
Ajustados:

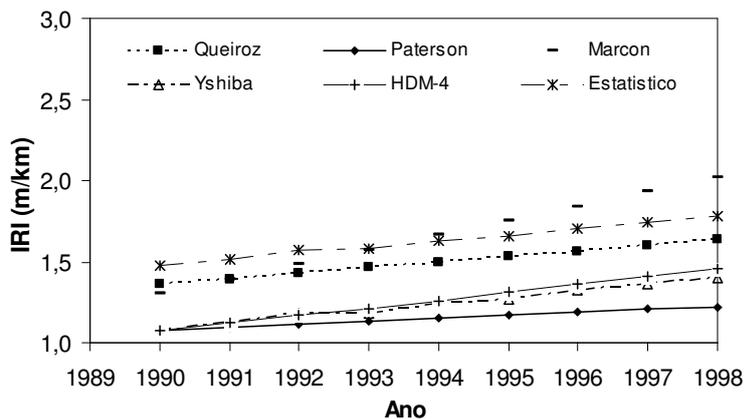


Seção 28-3089:

Valores
Calculados:

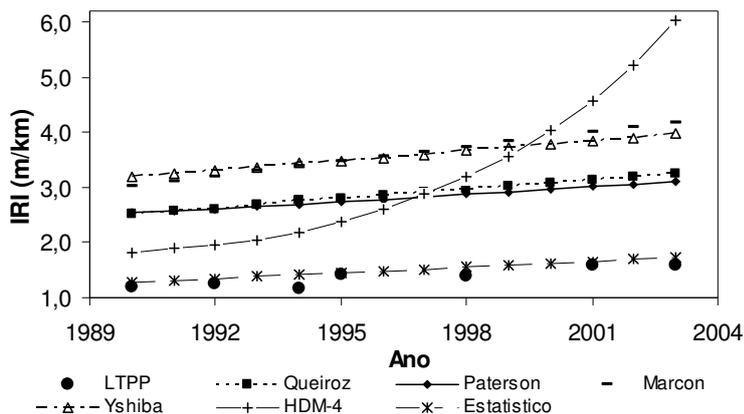


Valores
Ajustados:

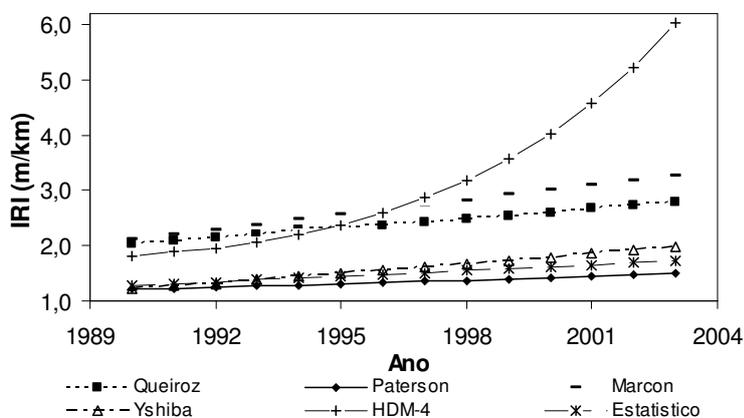


Seção 28-3090:

Valores
Calculados:

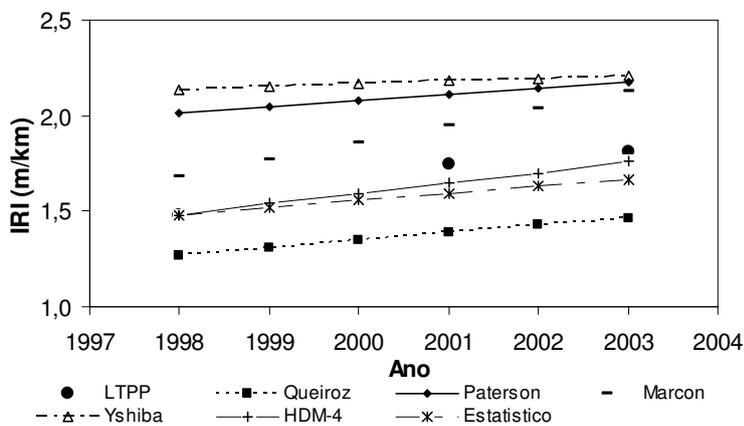


Valores
Ajustados:

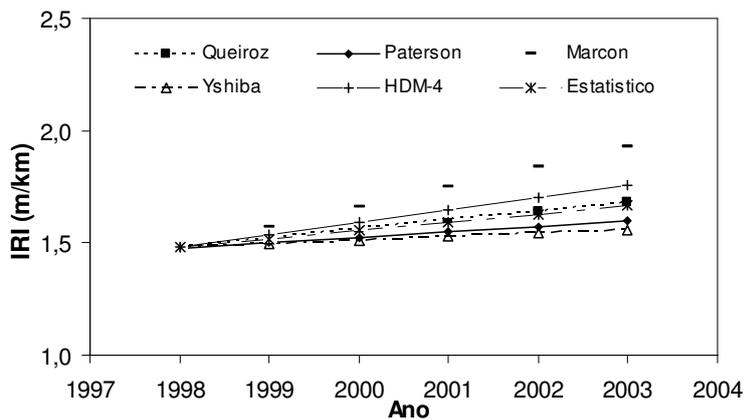


Seção 28-3091:

Valores
Calculados:

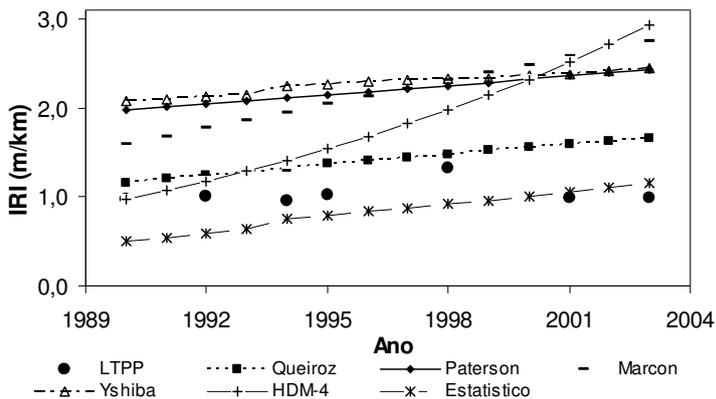


Valores
Ajustados:

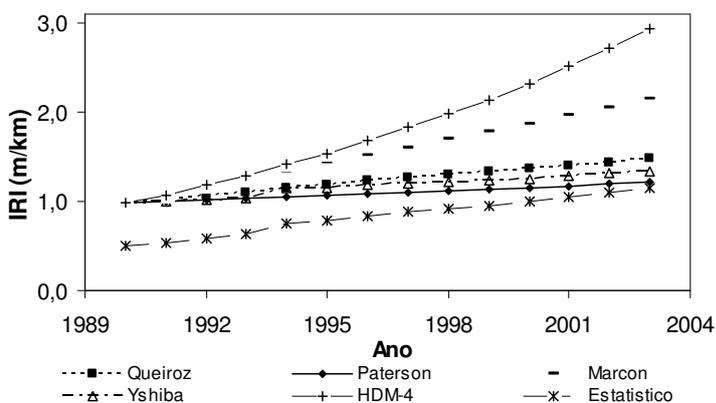


Seção 28-3093:

Valores
Calculados:

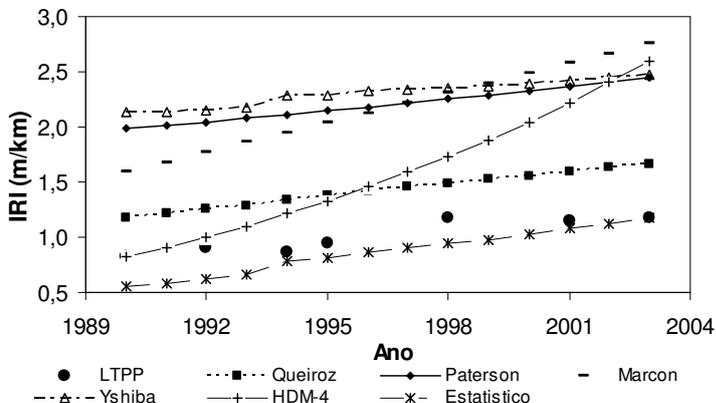


Valores
Ajustados:

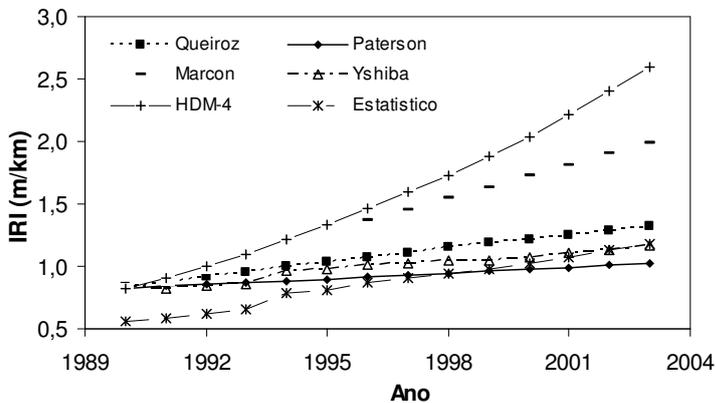


Seção 28-3094:

Valores
Calculados:



Valores
Ajustados:



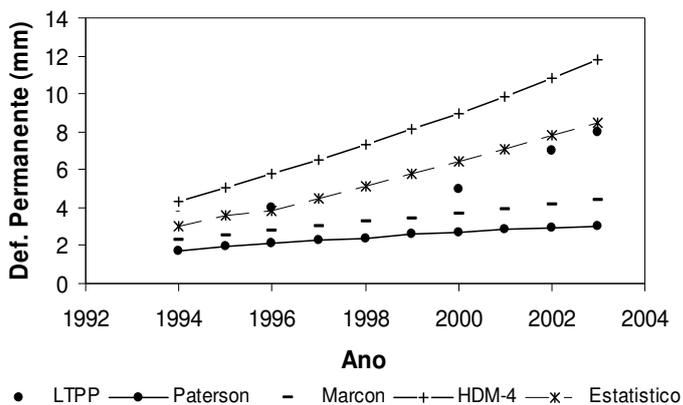
ANEXO D

RESULTADOS DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE PARA AS SEÇÕES DE TESTE GPS-1 E GPS-2

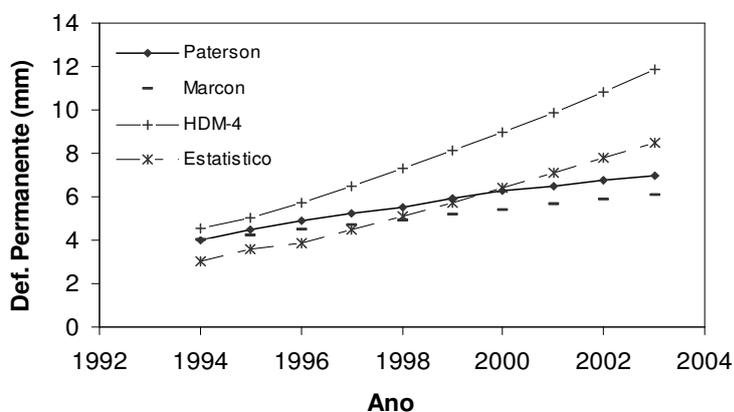
SEÇÕES DE TESTE GPS-1

Seção 1-1001:

Valores Calculados:

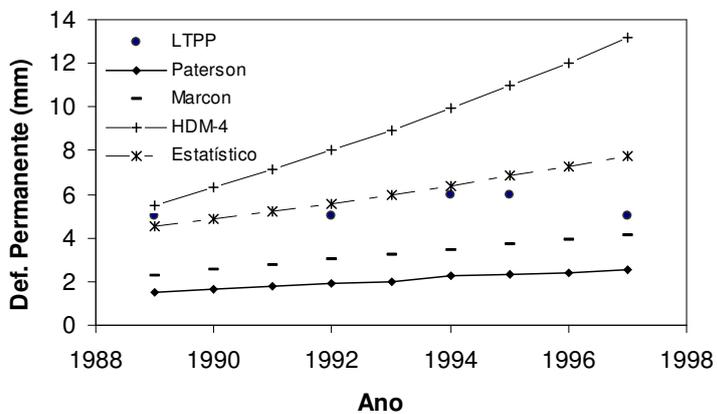


Valores Ajustados:

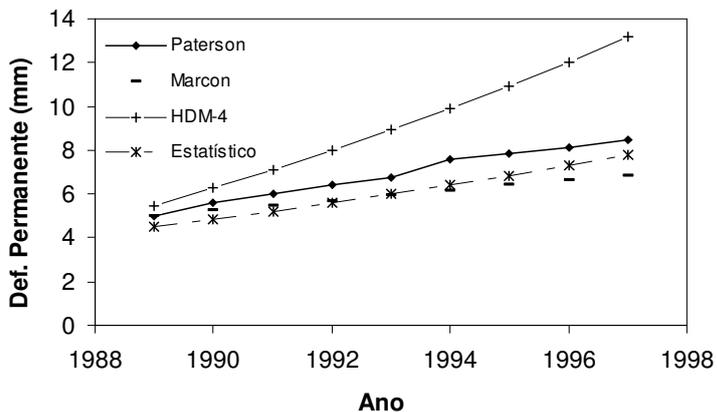


Seção 1-4126:

Valores Calculados:

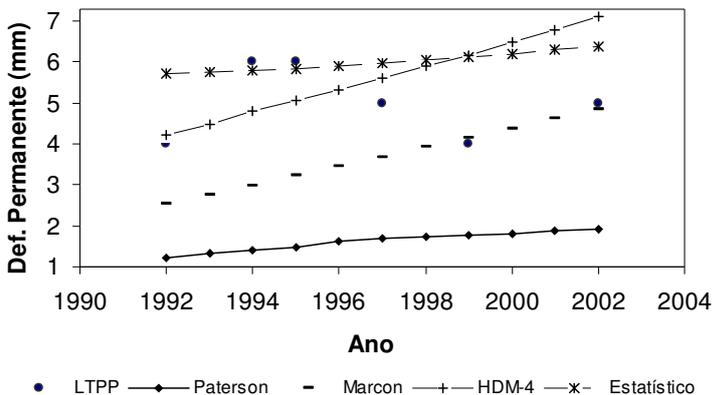


Valores Ajustados:

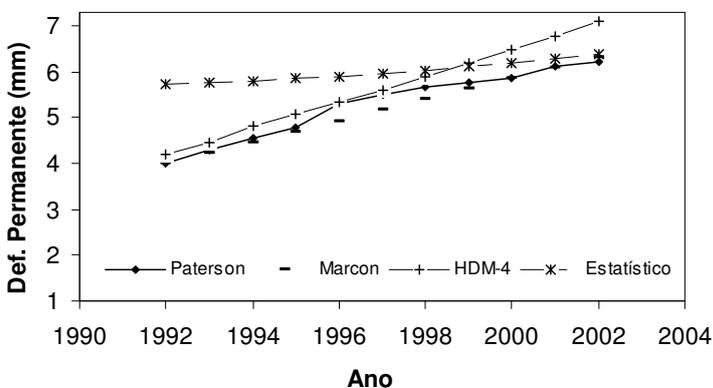


Seção 1-4127:

Valores
Calculados:

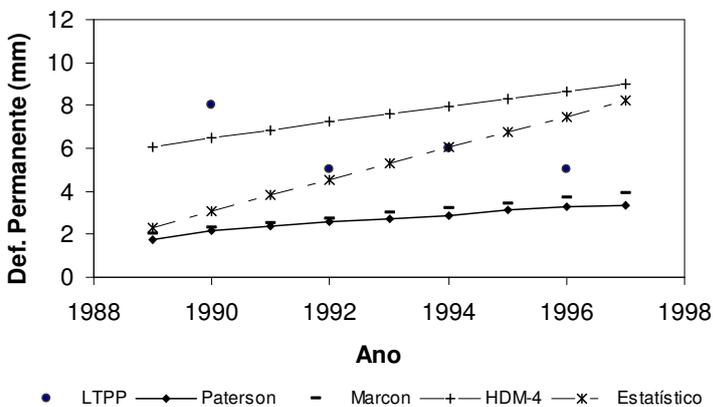


Valores
Ajustados:

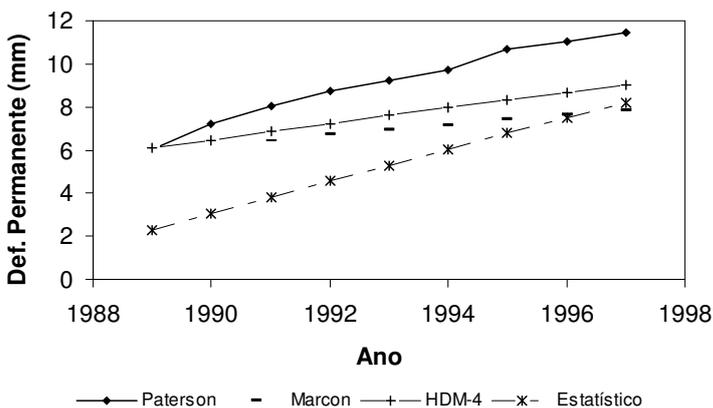


Seção 1-4129:

Valores
Calculados:

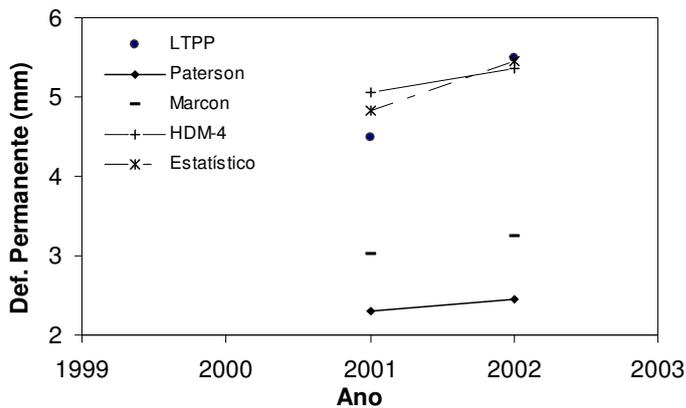


Valores
Ajustados:

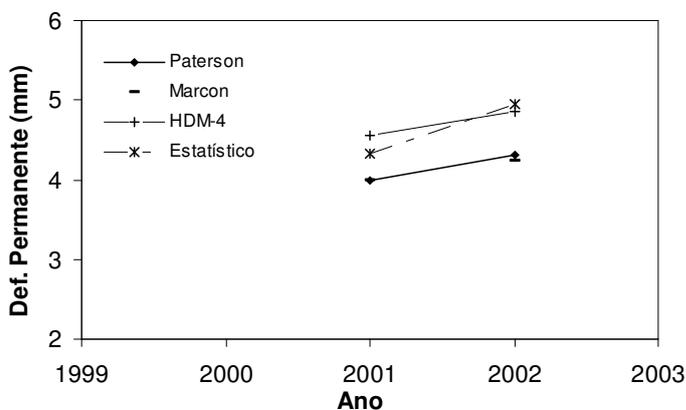


Seção 1-4155:

Valores
Calculados:

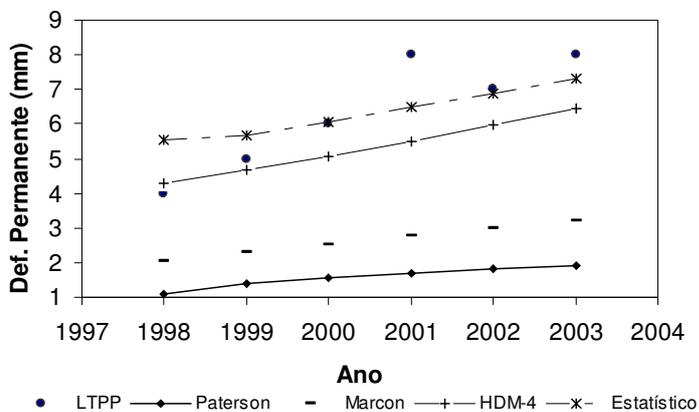


Valores
Ajustados:

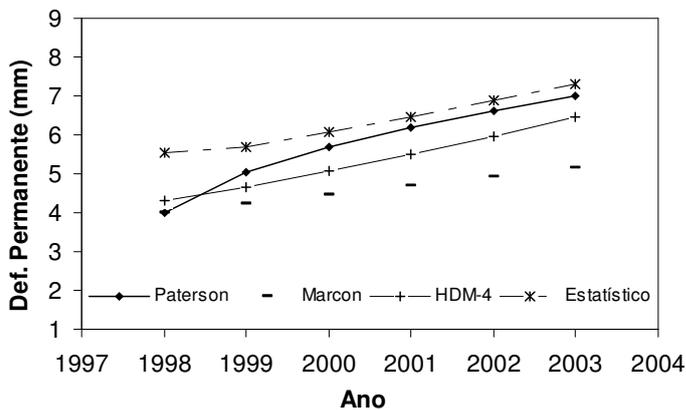


Seção 12-1030:

Valores
Calculados:

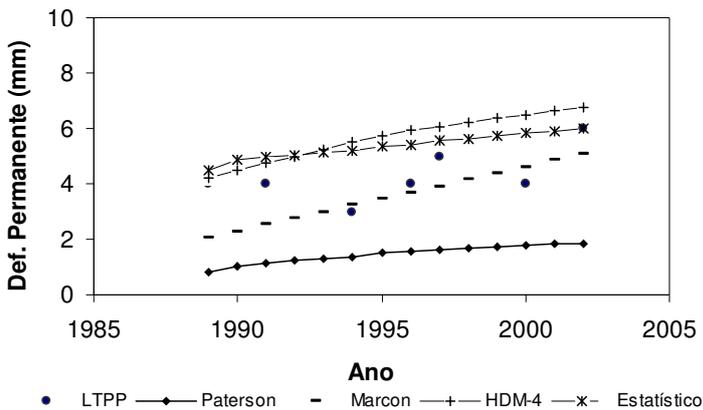


Valores
Ajustados:

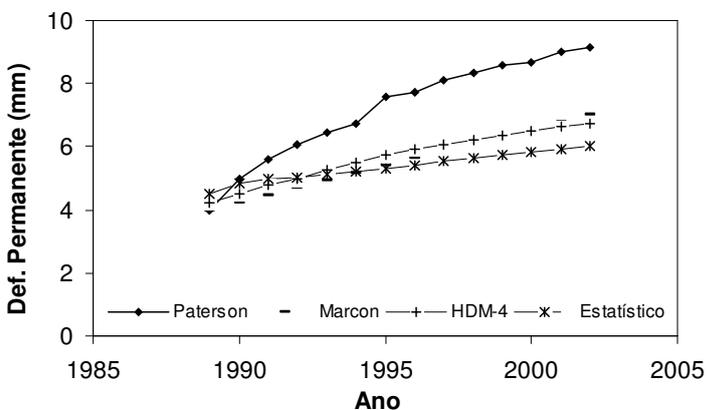


Seção 12-1060:

Valores
Calculados:

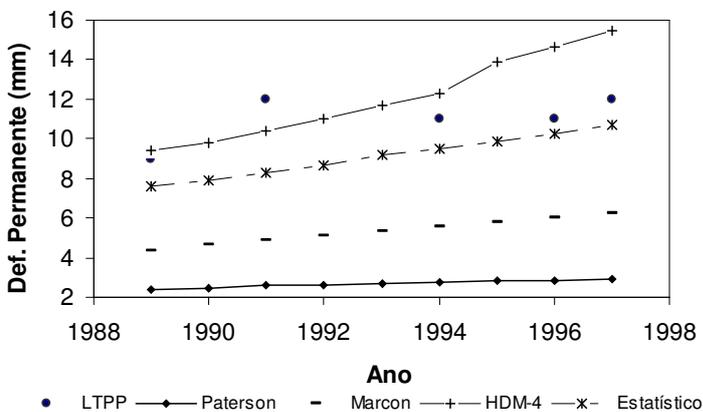


Valores
Ajustados:

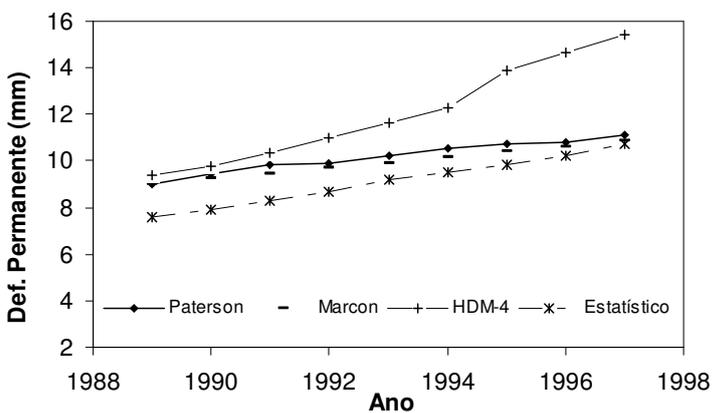


Seção 12-3995:

Valores
Calculados:

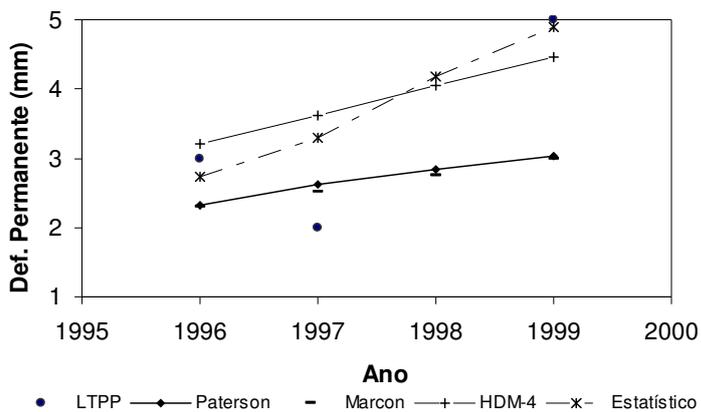


Valores
Ajustados:

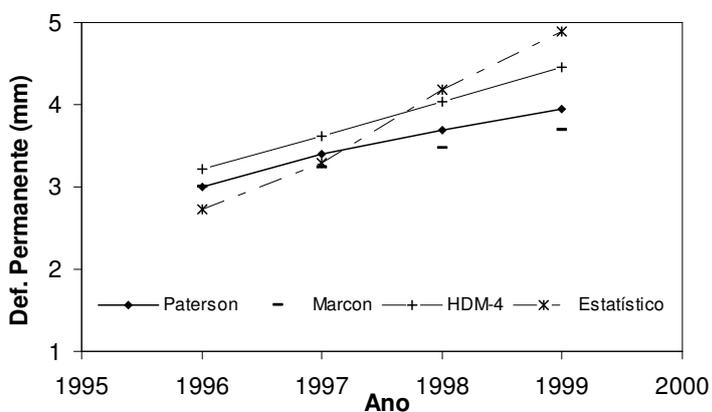


Seção 12-3997:

Valores
Calculados:

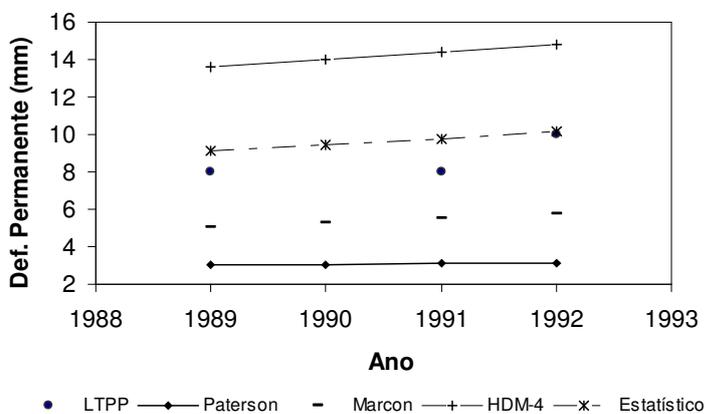


Valores
Ajustados:

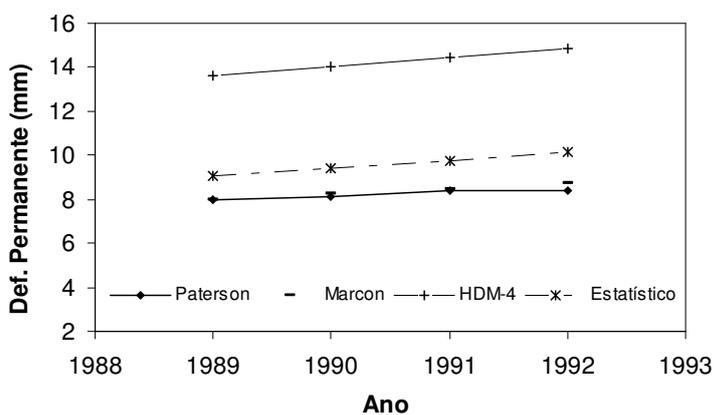


Seção 12-4099:

Valores
Calculados:

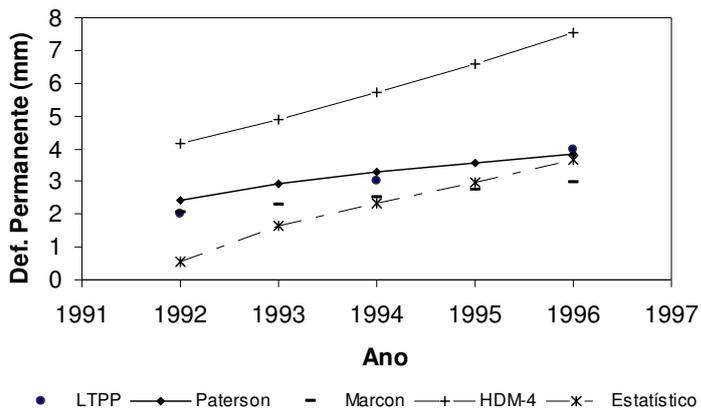


Valores
Ajustados:

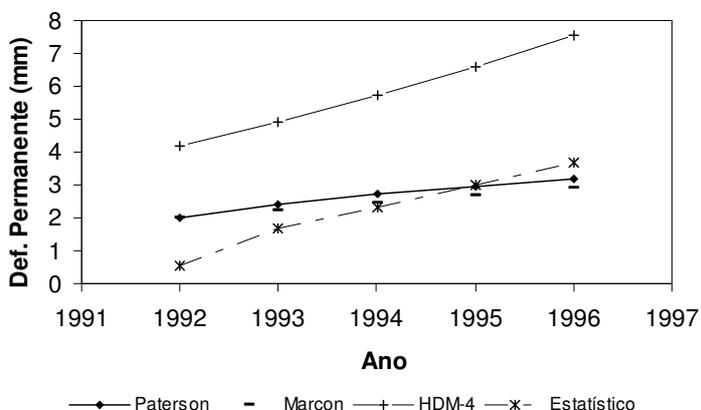


Seção 12-4101:

Valores
Calculados:

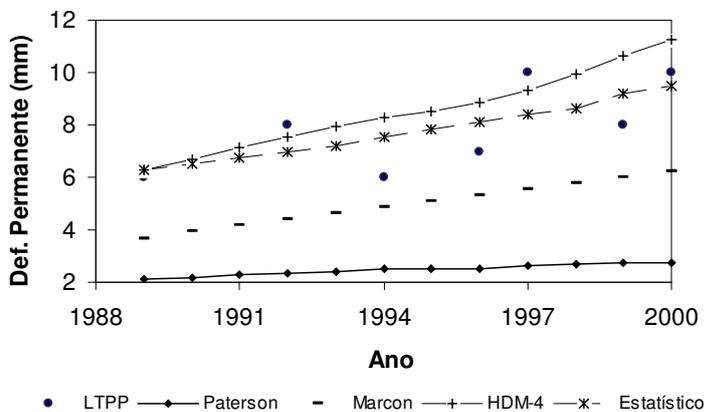


Valores
Ajustados:

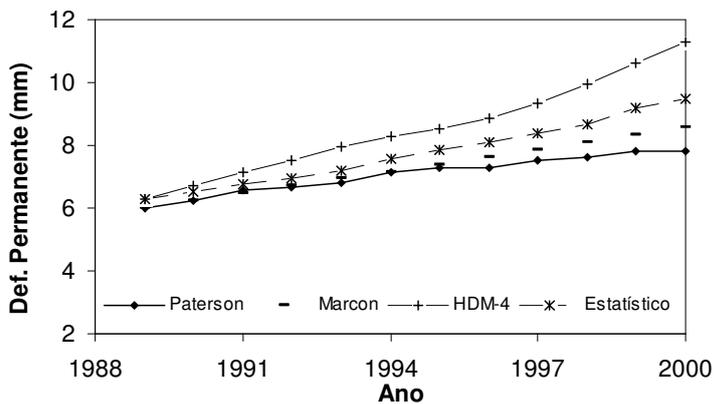


Seção 12-4103:

Valores
Calculados:

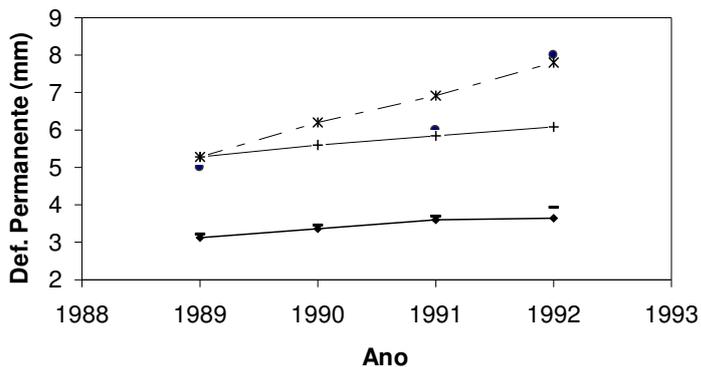


Valores
Ajustados:



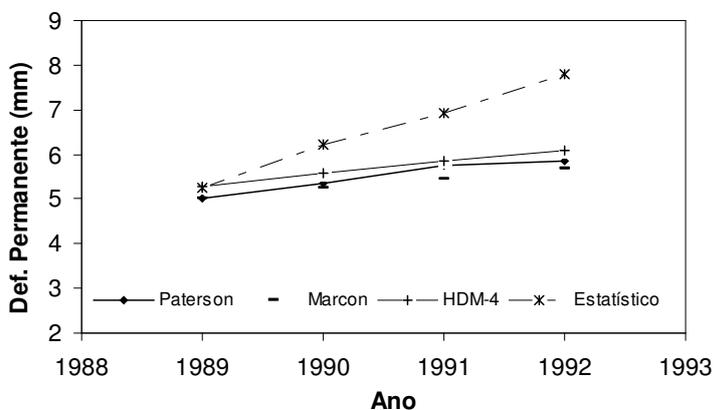
Seção 12-4105:

Valores
Calculados:



● LTPP —◆— Paterson —■— Marcon —+— HDM-4 —*— Estático

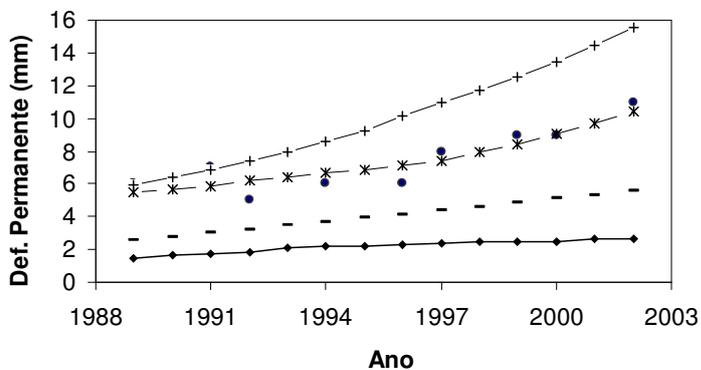
Valores
Ajustados:



◆ Paterson —■ Marcon —+ HDM-4 —* Estático

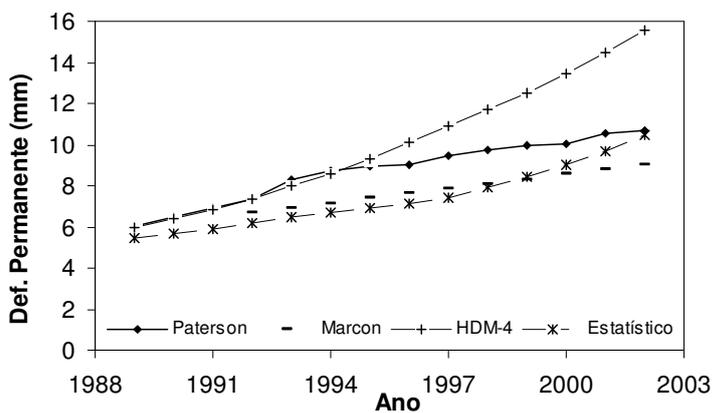
Seção 12-4106:

Valores
Calculados:



● LTPP —◆— Paterson —■— Marcon —+— HDM-4 —*— Estático

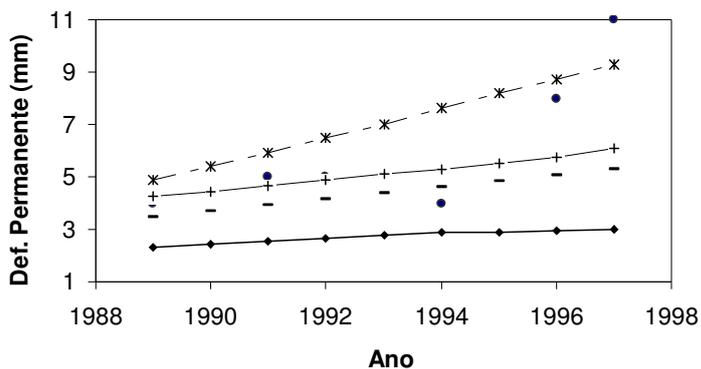
Valores
Ajustados:



◆ Paterson —■ Marcon —+ HDM-4 —* Estático

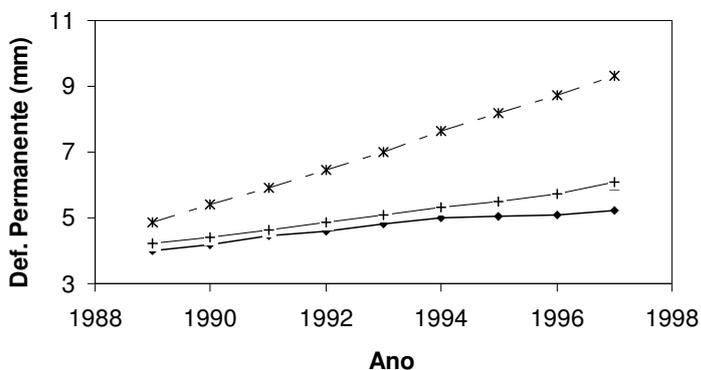
Seção 12-4107:

Valores
Calculados:



● LTPP —◆— Paterson - Marcon —+— HDM-4 —x— Estatístico

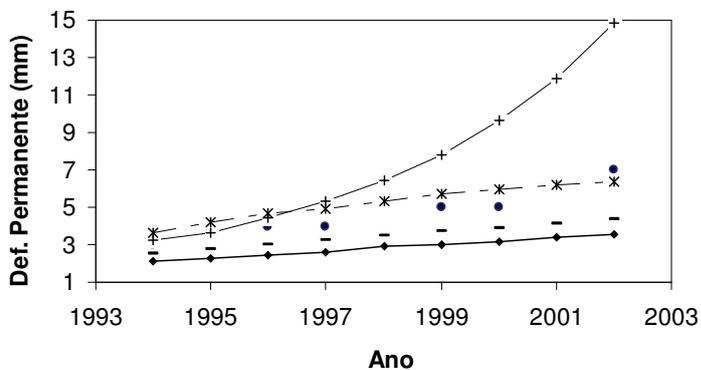
Valores
Ajustados:



◆ Paterson - Marcon —+— HDM-4 —x— Estatístico

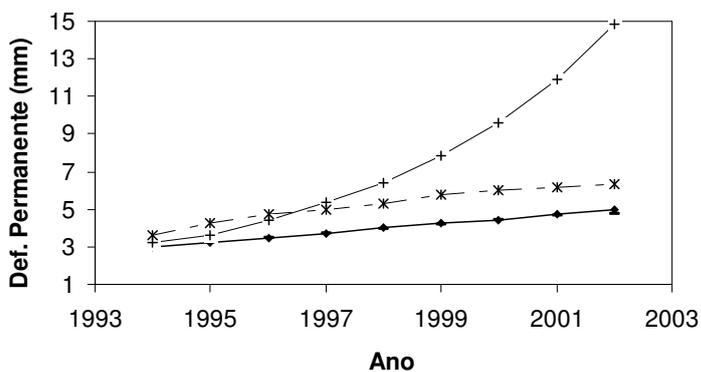
Seção 12-4135:

Valores
Calculados:



● LTPP —◆— Paterson - Marcon —+— HDM-4 —x— Estatístico

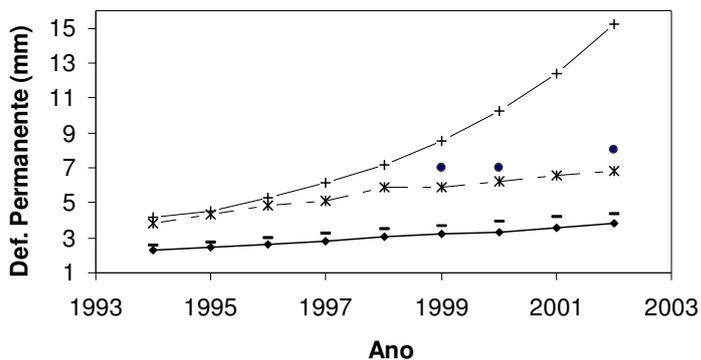
Valores
Ajustados:



◆ Paterson - Marcon —+— HDM-4 —x— Estatístico

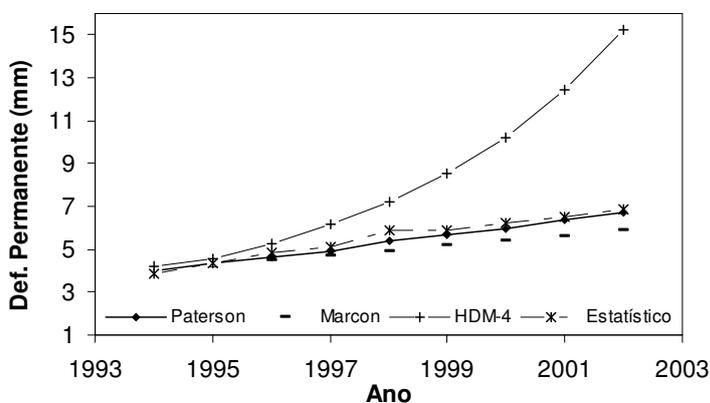
Seção 12-4136:

Valores
Calculados:



● LTPP —◆— Paterson - Marcon —+— HDM-4 —x— Estatístico

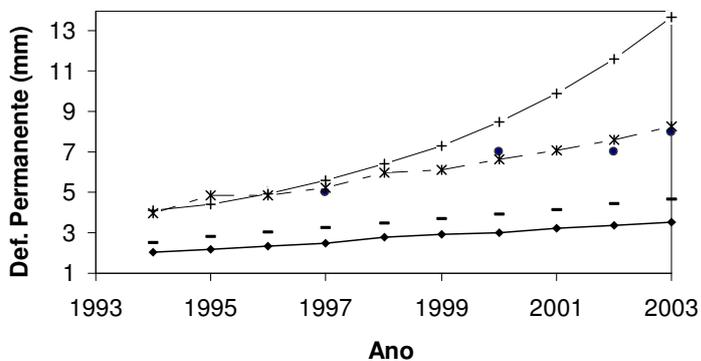
Valores
Ajustados:



◆ Paterson - Marcon —+— HDM-4 —x— Estatístico

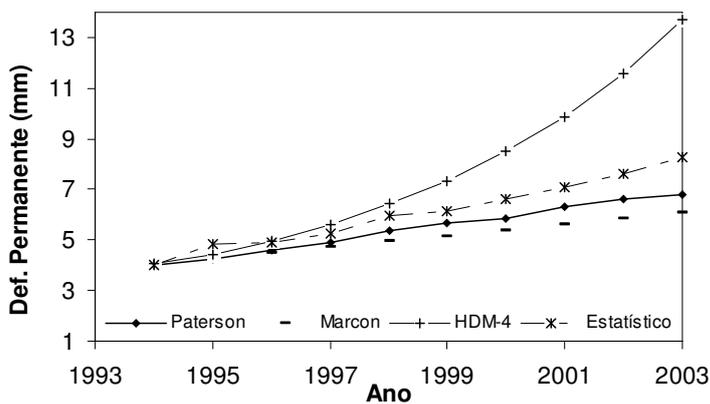
Seção 12-4137:

Valores
Calculados:



● LTPP —◆— Paterson - Marcon —+— HDM-4 —x— Estatístico

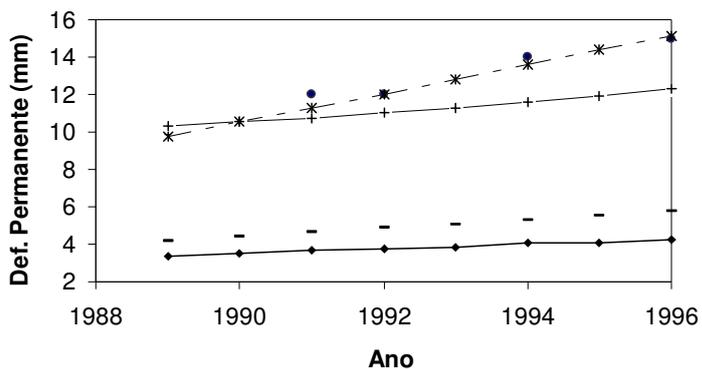
Valores
Ajustados:



◆ Paterson - Marcon —+— HDM-4 —x— Estatístico

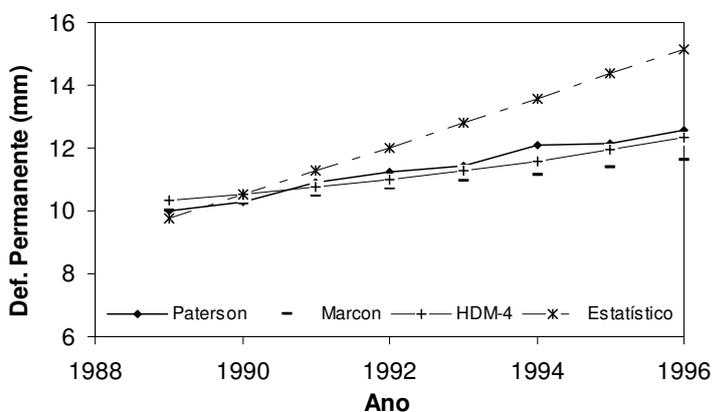
Seção 12-4154:

Valores
Calculados:



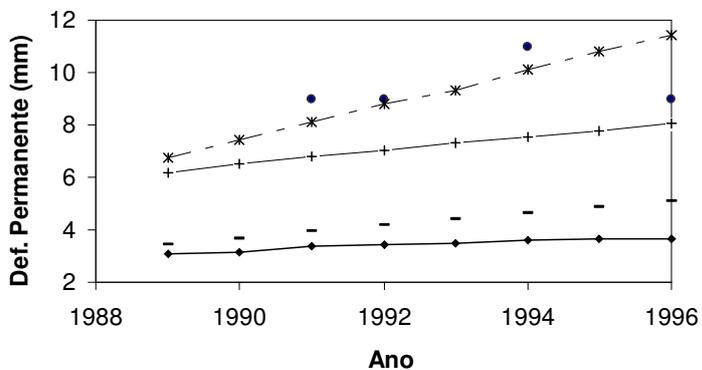
● LTPP —◆— Paterson — - Marcon —+— HDM-4 —*— Estatístico

Valores
Ajustados:



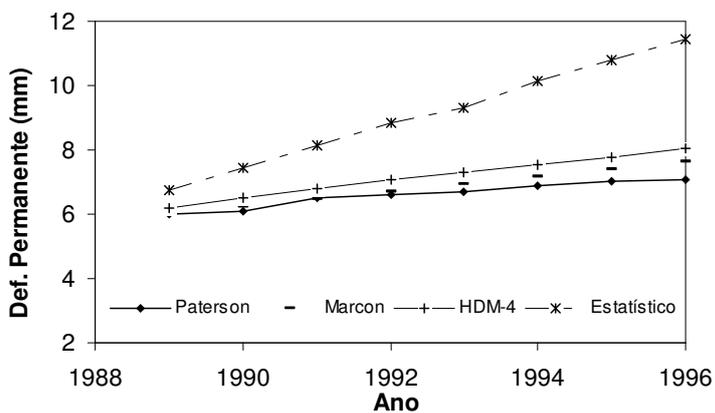
Seção 12-9054:

Valores
Calculados:



● LTPP —◆— Paterson — - Marcon —+— HDM-4 —*— Estatístico

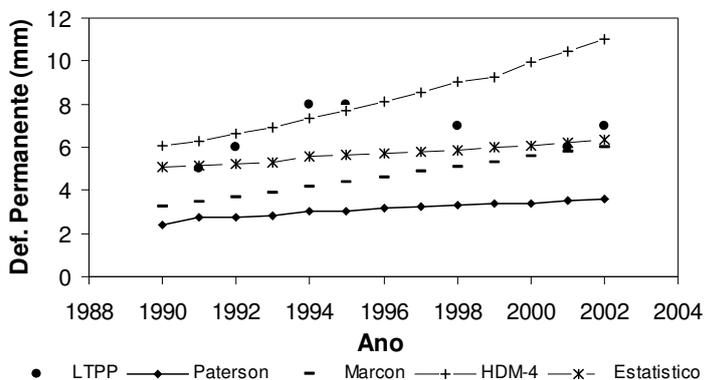
Valores
Ajustados:



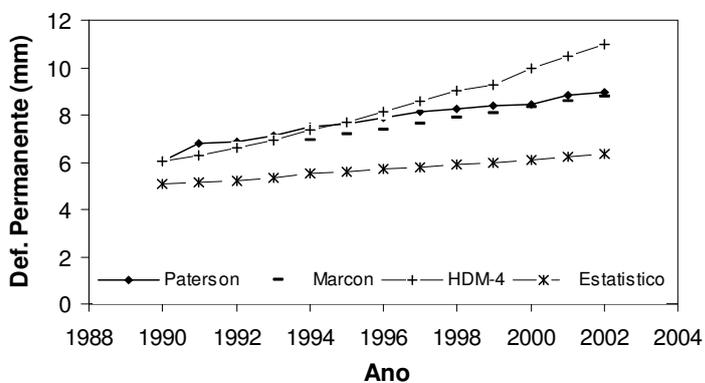
SEÇÕES DE TESTE GPS-2

Seção 1-1011:

Valores
Calculados:

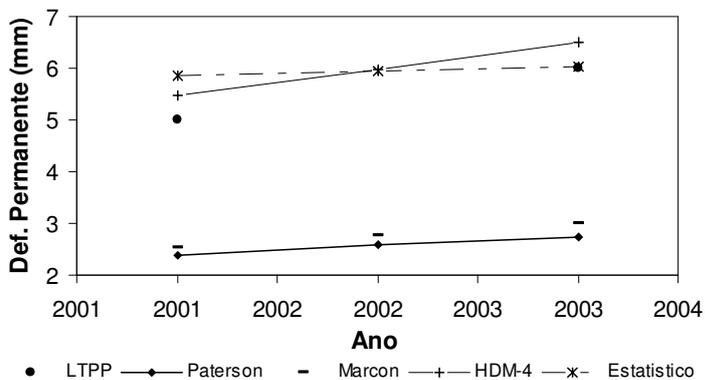


Valores
Ajustados:

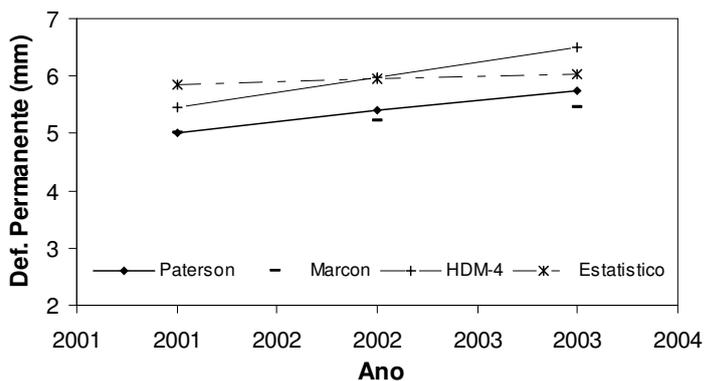


Seção 1-1019:

Valores
Calculados:

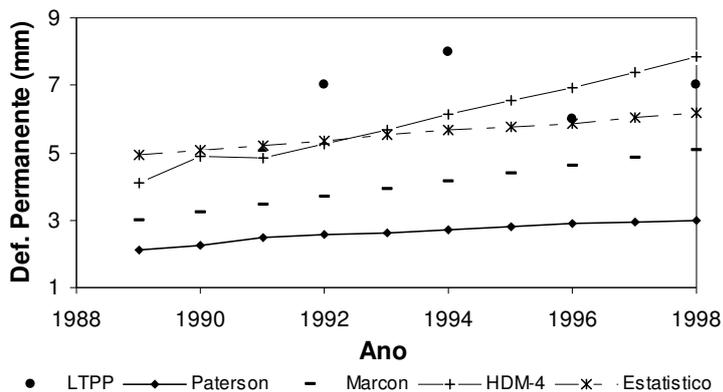


Valores
Ajustados:

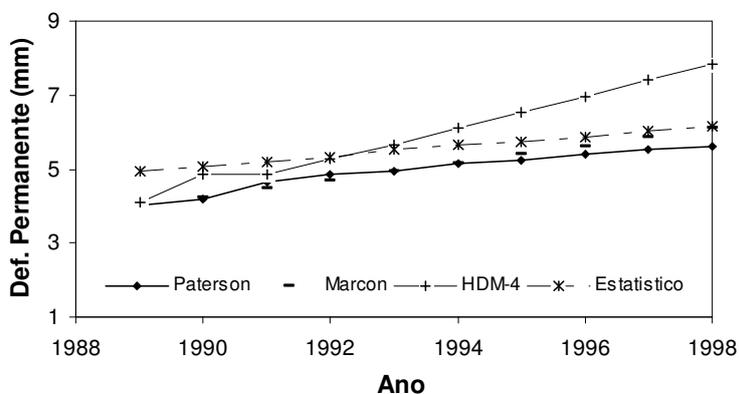


Seção 1-1021:

Valores
Calculados:

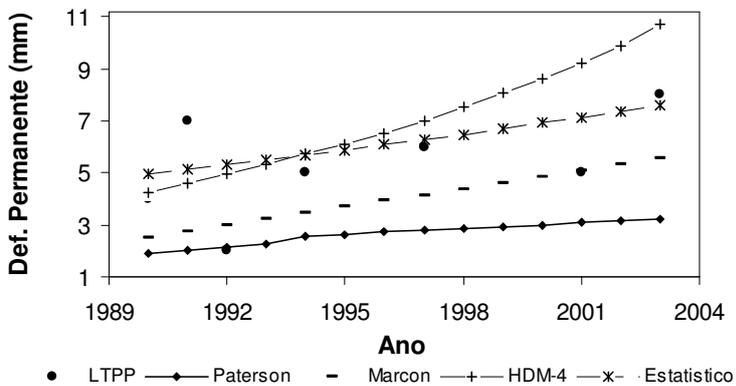


Valores
Ajustados:

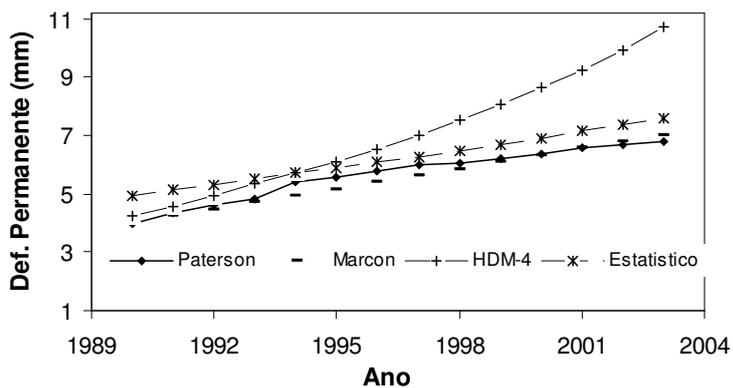


Seção 1-4073:

Valores
Calculados:

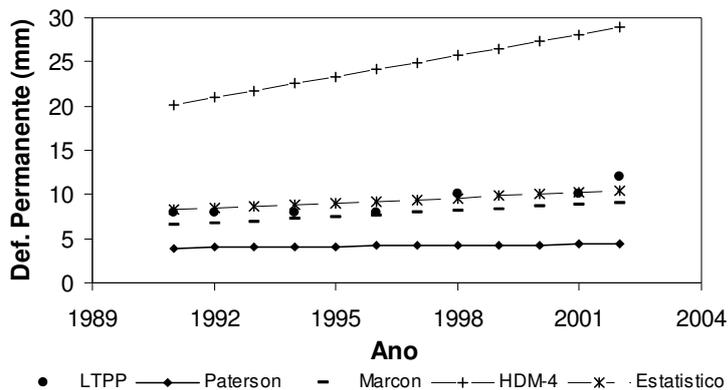


Valores
Ajustados:

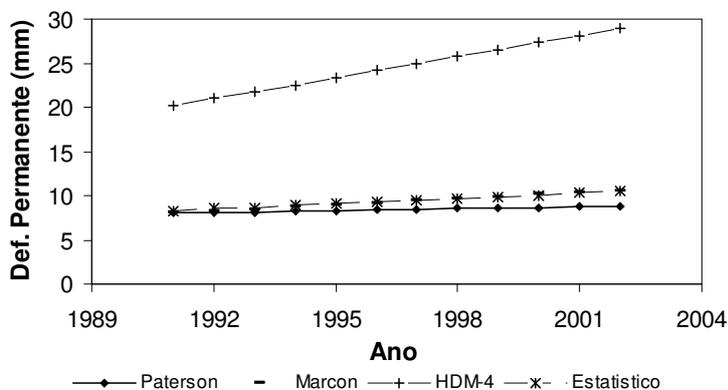


Seção 1-4125:

Valores
Calculados:

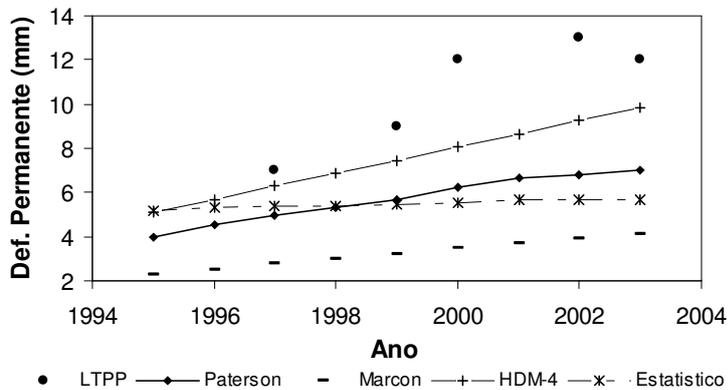


Valores
Ajustados:

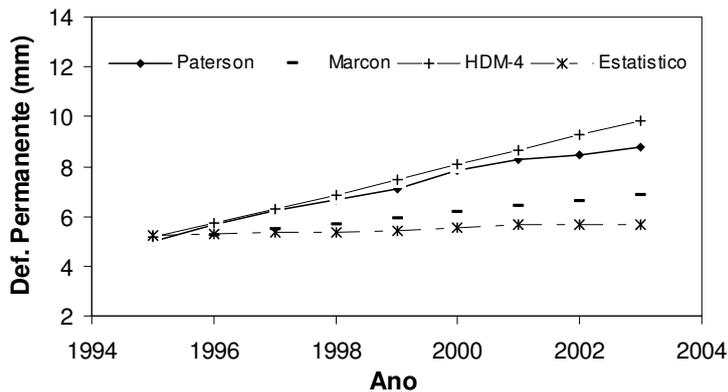


Seção 5-2042:

Valores
Calculados:

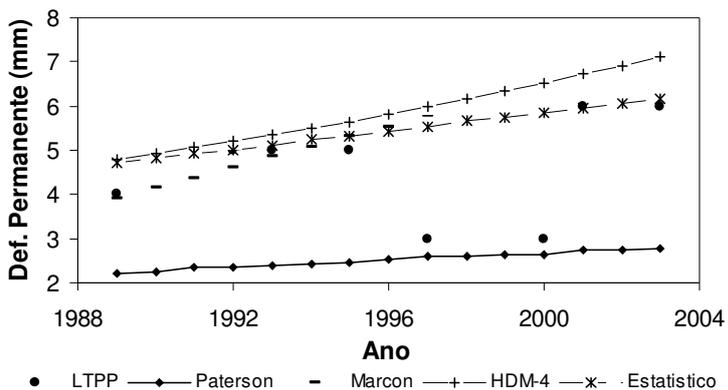


Valores
Ajustados:

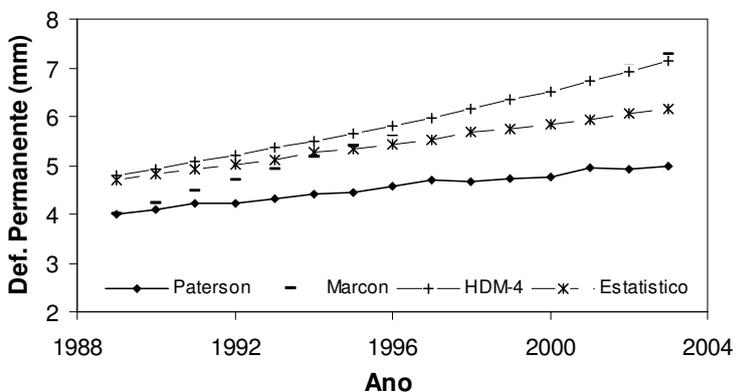


Seção 5-3048:

Valores
Calculados:

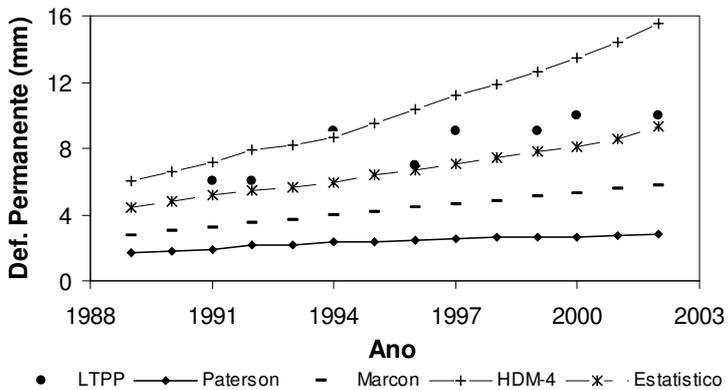


Valores
Ajustados:

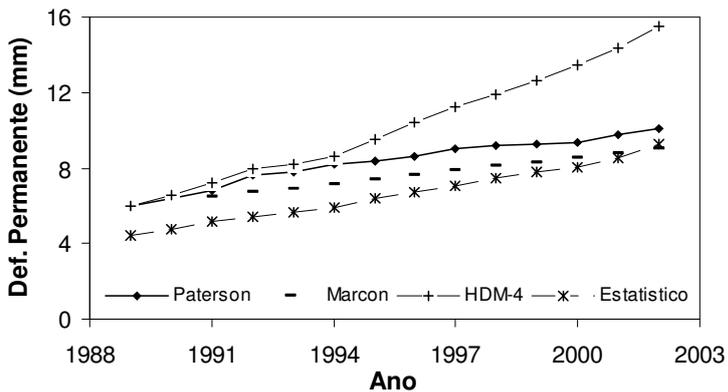


Seção 12-4097:

Valores
Calculados:

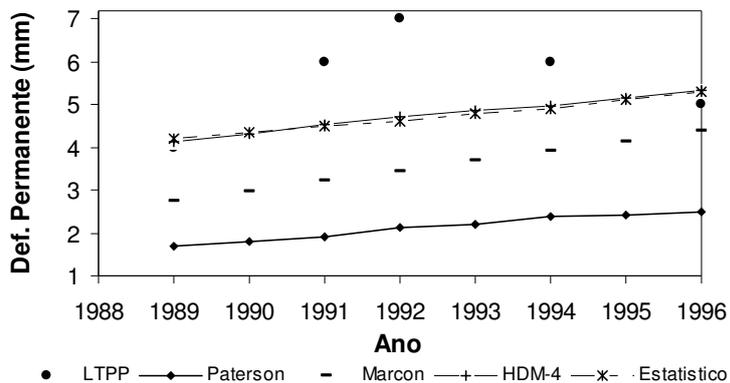


Valores
Ajustados:

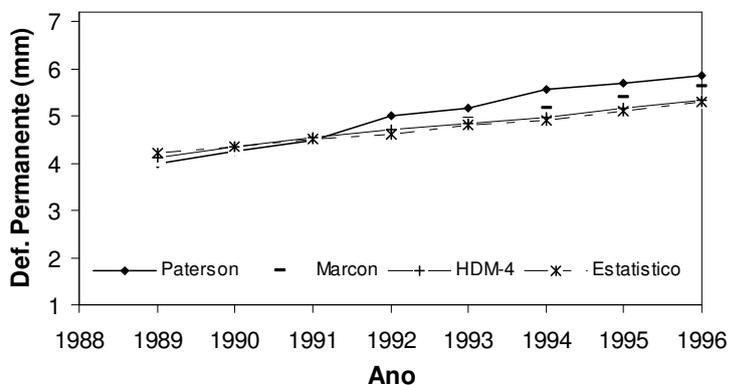


Seção 12-4108:

Valores
Calculados:

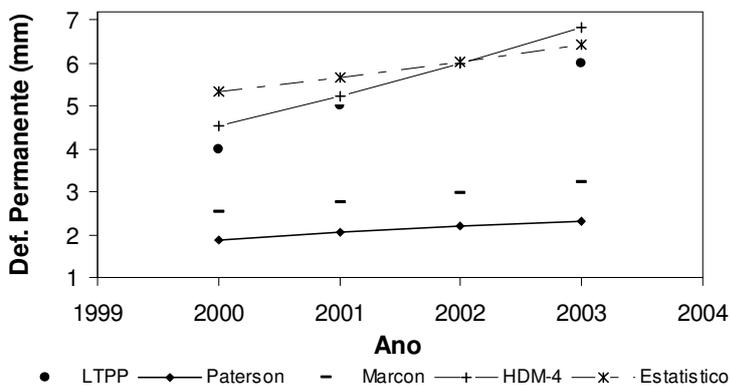


Valores
Ajustados:

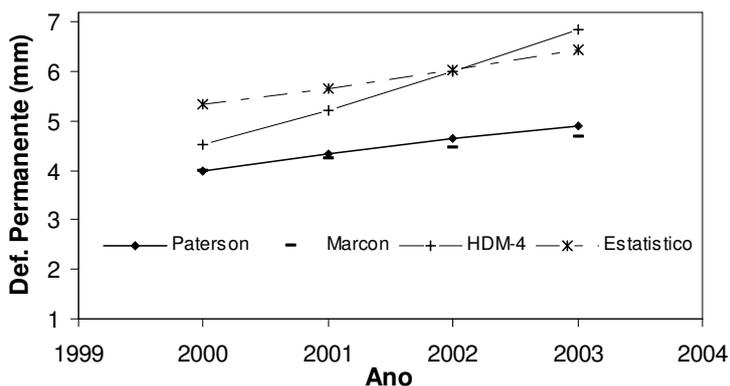


Seção 28-1001:

Valores
Calculados:

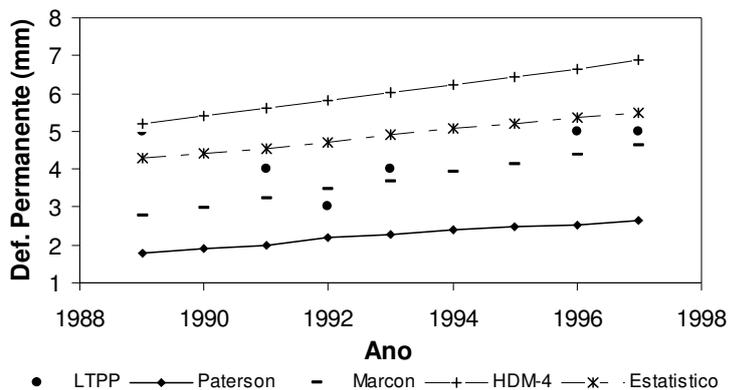


Valores
Ajustados:

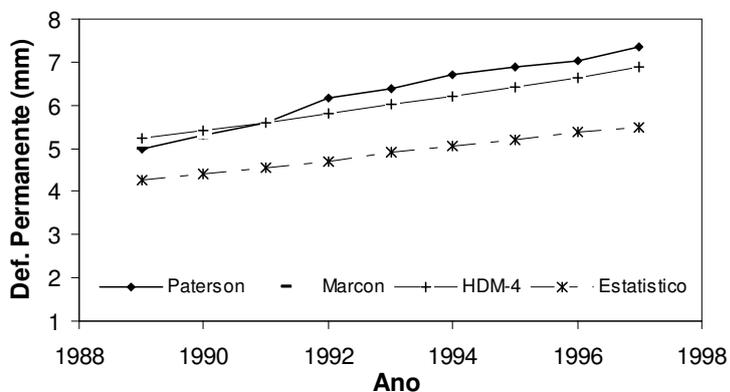


Seção 28-1016:

Valores
Calculados:

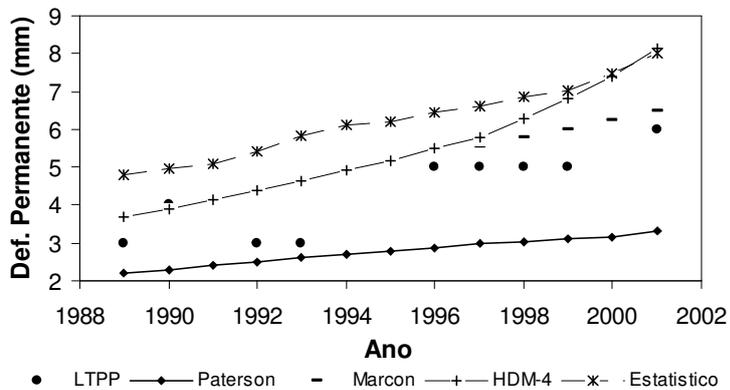


Valores
Ajustados:

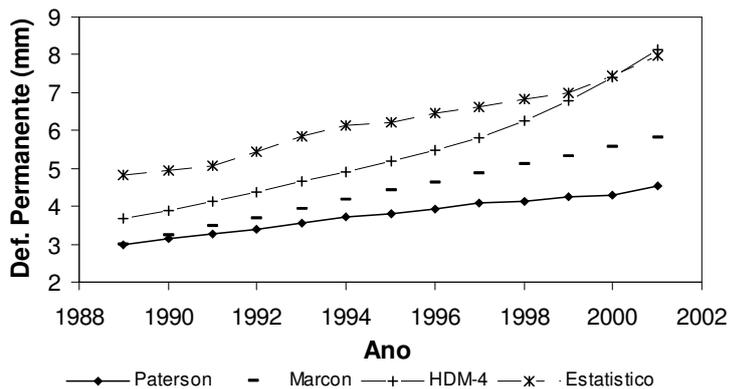


Seção 28-1802:

Valores
Calculados:

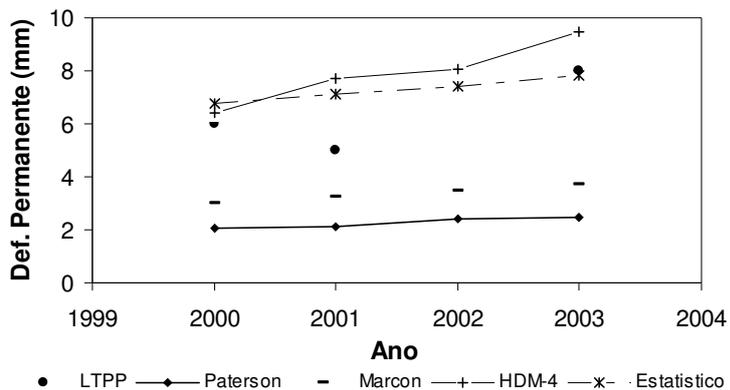


Valores
Ajustados:

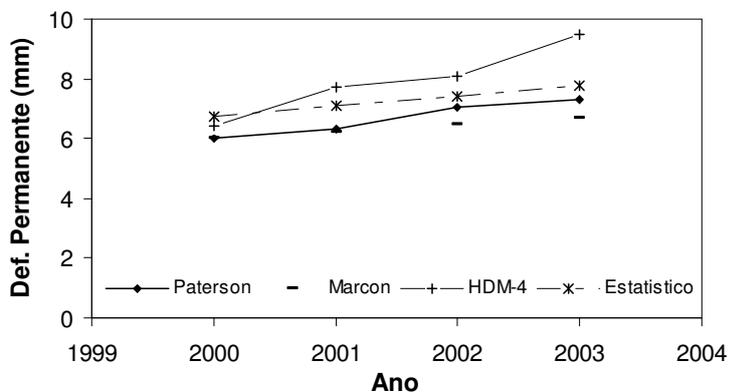


Seção 28-3081:

Valores
Calculados:

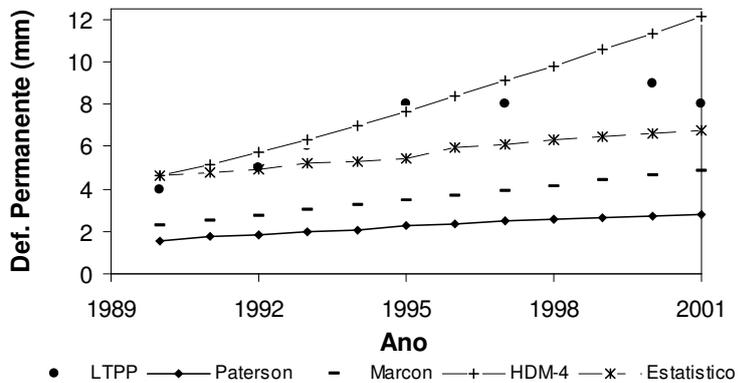


Valores
Ajustados:

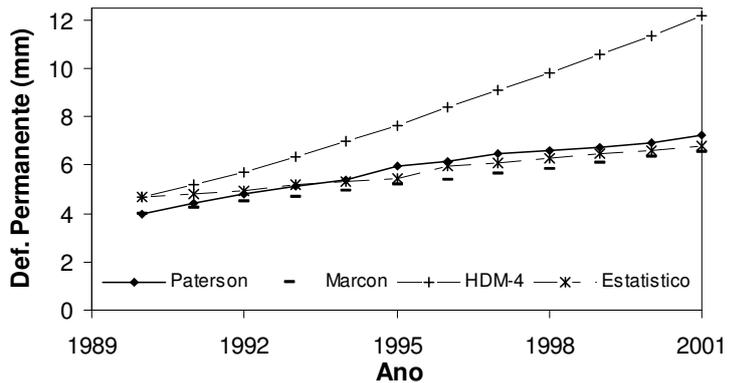


Seção 28-3082:

Valores
Calculados:

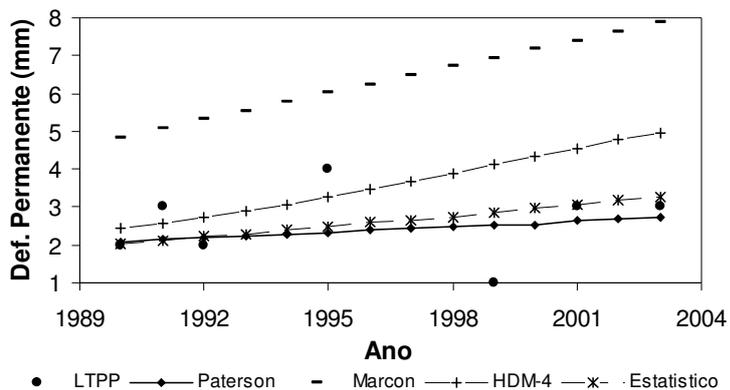


Valores
Ajustados:

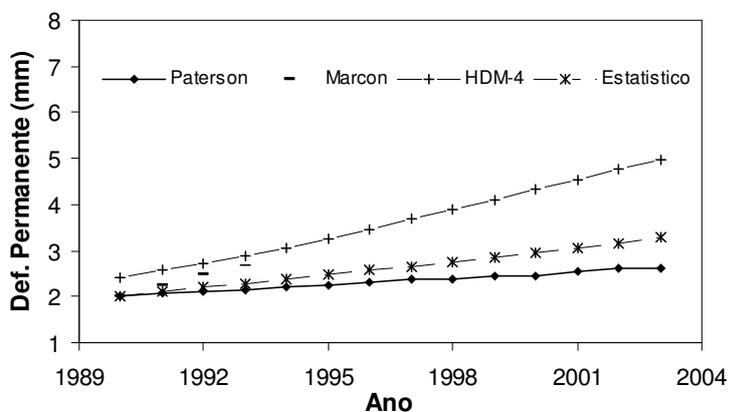


Seção 28-3083:

Valores
Calculados:

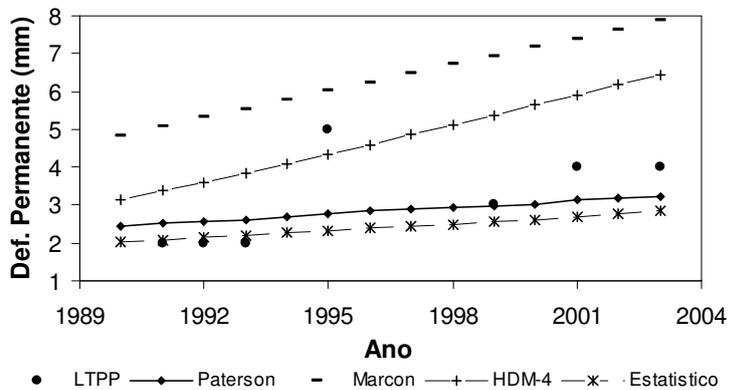


Valores
Ajustados:

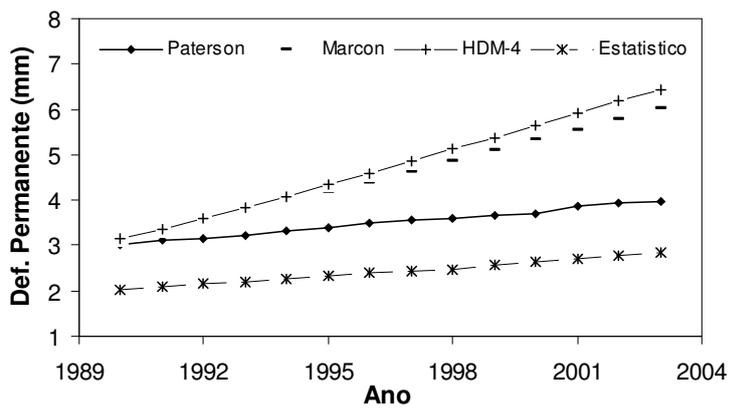


Seção 28-3085:

Valores
Calculados:

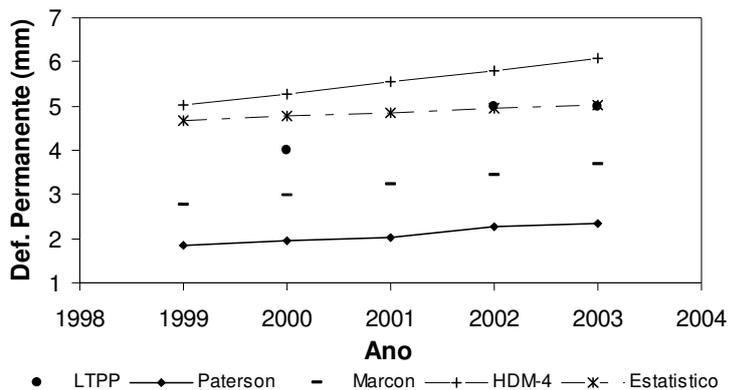


Valores
Ajustados:

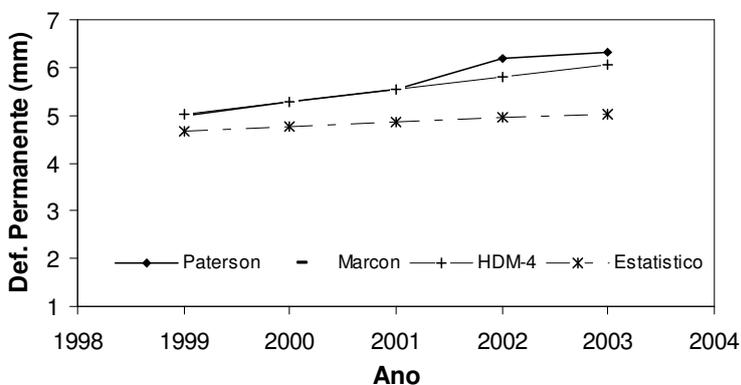


Seção 28-3087:

Valores
Calculados:

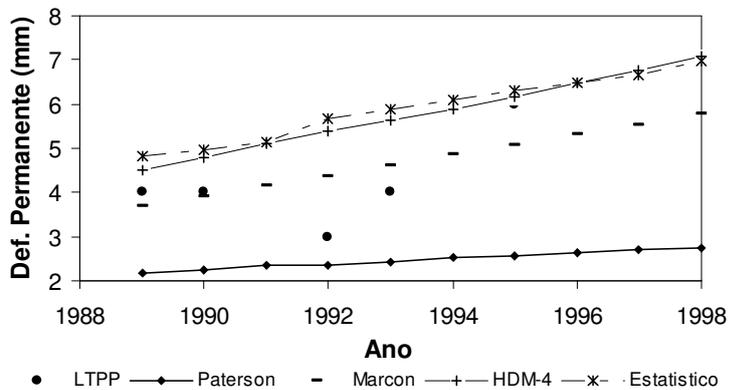


Valores
Ajustados:

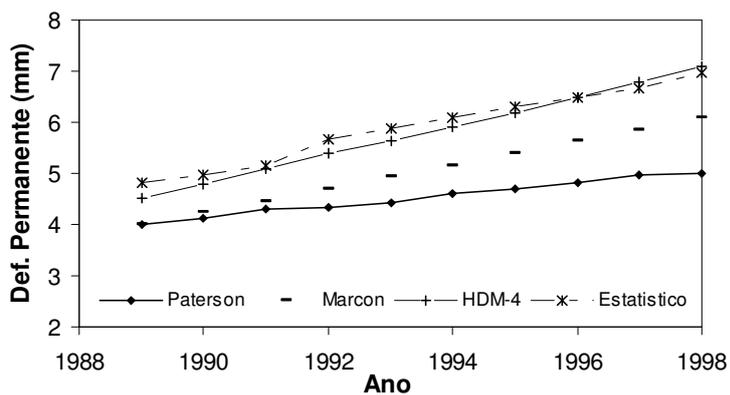


Seção 28-3089:

Valores
Calculados:

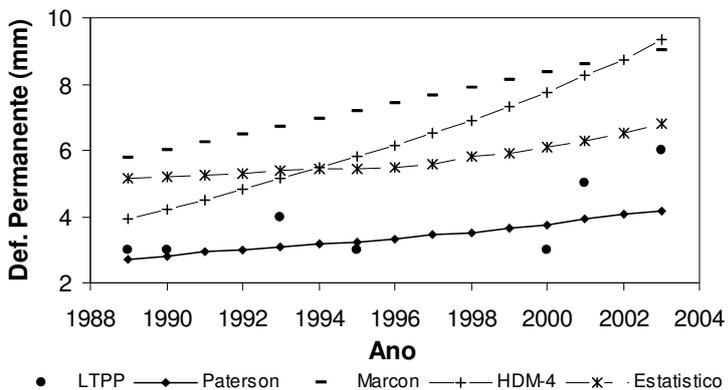


Valores
Ajustados:

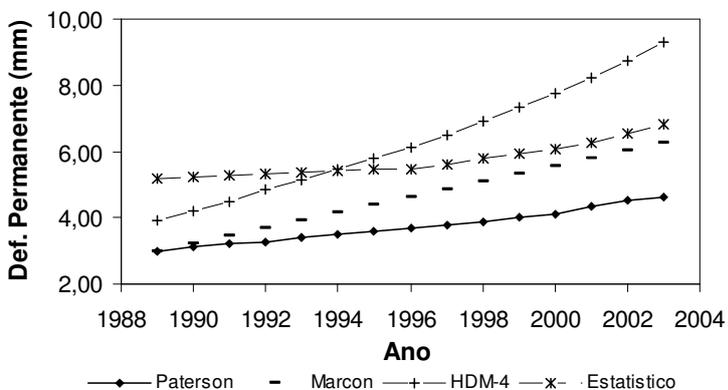


Seção 28-3090:

Valores
Calculados:

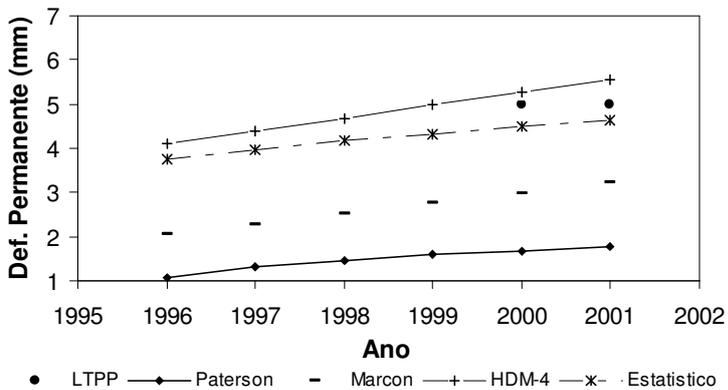


Valores
Ajustados:

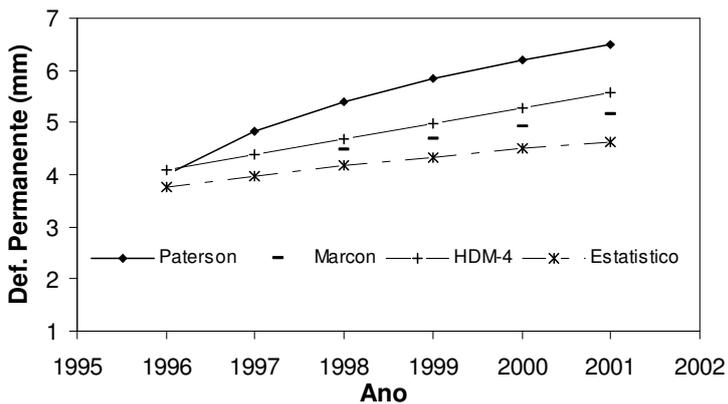


Seção 28-3091:

Valores
Calculados:

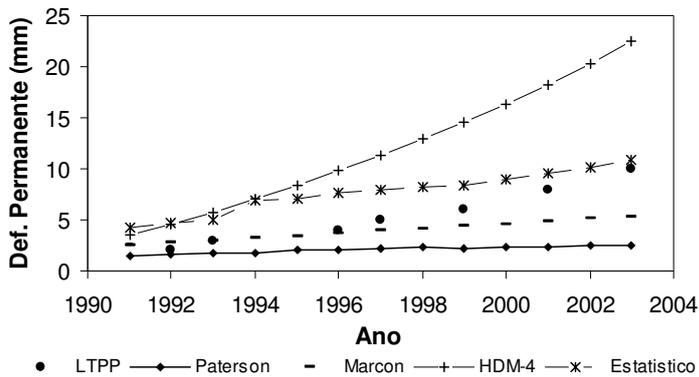


Valores
Ajustados:

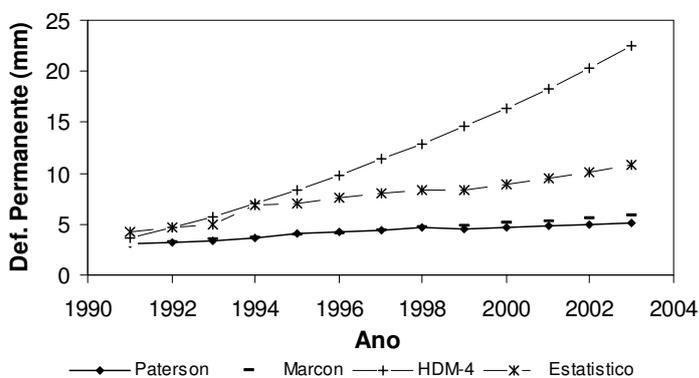


Seção 28-3093:

Valores
Calculados:

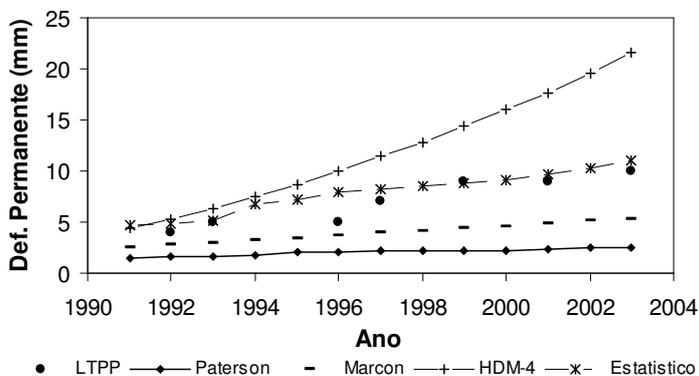


Valores
Ajustados:



Seção 28-3094:

Valores
Calculados:



Valores
Ajustados:

