

CAIO RUBENS GONÇALVES SANTOS

**DIMENSIONAMENTO E ANÁLISE DO CICLO DE VIDA DE
PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS:
UMA ABORDAGEM PROBABILÍSTICA**

Tese apresentada à Escola Politécnica da
Universidade de São Paulo para obtenção do
título de Doutor em Engenharia.

**São Paulo
2011**

CAIO RUBENS GONÇALVES SANTOS

**DIMENSIONAMENTO E ANÁLISE DO CICLO DE VIDA DE
PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS:
UMA ABORDAGEM PROBABILÍSTICA**

Tese apresentada à Escola Politécnica da
Universidade de São Paulo para obtenção do
título de Doutor em Engenharia.

Área de Concentração:
Engenharia de Transportes

Orientador: Prof^a. Dra.
Liedi Légi Bariani Bernucci

**São Paulo
2011**

Este exemplar foi revisado e alterado em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, 27 de julho de 2011.

Assinatura do autor _____

Assinatura do orientador _____

FICHA CATALOGRÁFICA

Santos, Caio Rubens Gonçalves
Dimensionamento e análise do ciclo de vida de pavimentos rodoviários: uma abordagem probabilística / C.R.G. Santos. – ed.rev. -- São Paulo, 2011.
263 p.

Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Transportes.

1. Ciclo de vida (Custos) 2. Pavimentação 3. Método Monte Carlo 4. Análise probabilística I. Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Transportes II. t.

**À MINHA FAMÍLIA,
ANGELA, DAVID E DOMENICO**

AGRADECIMENTOS

À Professora Dra. **Liedi Legi Barriani Bernucci**, incansável na tarefa de orientação e direcionamento;

Ao Professor Dr. **Carlos Yukio Suzuki**, sempre participativo, atuante e indispensável para a conclusão desta tese, além de todo esforço e incentivo dispensado ao meu crescimento intelectual, profissional e pessoal durante todos os anos de convívio.

Ao Professor Dr. **José Leomar Fernandes Junior** pelas bem-vindas sugestões no exame de qualificação, indispensáveis para a conclusão desta tese;

À **Angela, David e Domenico**, minha família e razão de tudo, por todo suporte, incentivo e, amor, incondicional e regenerador nas horas mais difíceis desta importantíssima etapa da minha vida.

Aos companheiros e amigos da **Planservi Engenharia**, em especial a **Flaviane**, pela organização e revisão dos textos, **Santi e Angela** pelos incentivos e constantes debates necessários para o desenvolvimento do trabalho, **Paulo, Daibert e Batezzini**, sempre solícitos e interessados no sucesso desta empreitada, **Gabriel, Claudioni e Richard**, por todo apoio e amizade durante os últimos anos.

A todos que direta ou indiretamente contribuíram para a conclusão desta etapa. Principalmente à meus pais, irmãos e todos meus familiares, por todo o crédito dispensado e aos amigos que me acompanham desde o início de minha jornada, em Bauru.

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS	III
SUMÁRIO	V
LISTA DE FIGURAS	IX
LISTA DE TABELAS	XIII
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	XVII
LISTA DE SÍMBOLOS	XIX
RESUMO	XXIII
ABSTRACT	XXV
CAPÍTULO 1. INTRODUÇÃO	1
1.1. MOTIVAÇÃO E OBJETIVO DO TRABALHO	3
1.1.1. NÍVEL DE REDE E NÍVEL DE PROJETO	5
1.1.2. OBJETIVOS	6
1.2. ORGANIZAÇÃO DA TESE	8
CAPÍTULO 2. AVALIAÇÃO ECONÔMICA DE PAVIMENTOS E CONCEITOS PROBABILÍSTICOS	11
2.1. INTRODUÇÃO	11
2.2. CONCEITOS BÁSICOS	14
2.2.1. CUSTOS ASSOCIADOS À GESTÃO DE PAVIMENTOS	17
2.2.2. CUSTOS PARA A ADMINISTRAÇÃO RODOVIÁRIA	18
2.2.3. CUSTOS PARA OS USUÁRIOS DA RODOVIA	20
2.3. A EXPERIÊNCIA BRASILEIRA	22
2.4. A EXPERIÊNCIA INTERNACIONAL - LCCA	25
2.5. ABORDAGEM PROBABILÍSTICA – INTRODUÇÃO À ANÁLISE DE RISCO	32
2.5.1. CONCEITOS DE PROBABILIDADE	35
2.5.2. ANÁLISE ESTATÍSTICA	41
2.5.3. PAVIMENTOS E AS DISTRIBUIÇÕES PROBABILÍSTICAS	44
2.5.4. CONFIABILIDADE	47
2.5.5. MÉTODO MONTE CARLO	55
2.5.6. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE DA AVALIAÇÃO ECONÔMICA DOS FATORES DE CUSTO	59

2.6.	MÉTODOS DE AVALIAÇÃO DE ALTERNATIVAS	60
2.6.1.	MÉTODO DO VALOR PRESENTE LÍQUIDO	61
2.6.2.	MÉTODO DO VALOR ANUAL LÍQUIDO	63
2.6.3.	MÉTODO DO CUSTO ANUAL	64
2.6.4.	MÉTODO DA RELAÇÃO BENEFÍCIO - CUSTO	65
2.6.5.	MÉTODO DA TAXA INTERNA DE RETORNO	65
2.6.6.	MÉTODO DA TAXA INTERNA DE RETORNO INCREMENTAL	66
2.7.	COMPARAÇÃO ENTRE ALTERNATIVAS	66

CAPÍTULO 3. DIMENSIONAMENTO E DESEMPENHO DE PAVIMENTOS 69

3.1.	MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS	69
3.1.1.	MÉTODOS PARA PAVIMENTOS ASFÁLTICOS	72
3.1.2.	MÉTODOS PARA PAVIMENTOS RÍGIDOS	79
3.2.	ANÁLISE CRÍTICA DOS PROCEDIMENTOS DE DIMENSIONAMENTO	82
3.3.	DESEMPENHO DE ESTRUTURAS DE PAVIMENTO	85
3.3.1.	RESTAURAÇÃO DE ESTRUTURAS DE PAVIMENTOS	86
3.3.2.	O MODELO HDM-4 E OS CUSTOS DOS USUÁRIOS	103

CAPÍTULO 4. DESCRIÇÃO DOS MODELOS PROPOSTOS 109

4.1.	MODELOS PARA PAVIMENTOS ASFÁLTICOS	111
4.1.1.	CONFIABILIDADE_ASFÁLTICO	112
4.1.2.	LCCA_ASFÁLTICO_30ANOS	121
4.1.3.	CUSTO DE IMPLANTAÇÃO	126
4.1.4.	CUSTO DE RESTAURAÇÃO	127
4.1.5.	VALOR RESIDUAL	129
4.1.6.	CONSERVAÇÃO DE ROTINA	130
4.1.7.	LCCA_ASFÁLTICO_40ANOS	131
4.2.	MODELOS PARA PAVIMENTOS RÍGIDOS	131
4.2.1.	CONFIABILIDADE_RÍGIDO	132
4.2.2.	LCCA_RÍGIDO_30ANOS	138
4.2.3.	CUSTO DE IMPLANTAÇÃO	144
4.2.4.	CUSTO DE RESTAURAÇÃO	145
4.2.5.	VALOR RESIDUAL	147
4.2.6.	CONSERVAÇÃO DE ROTINA	147
4.2.7.	LCCA_RÍGIDO_40ANOS	147
4.2.1.	LIMITAÇÕES DOS MODELOS PROPOSTOS	148
4.3.	GUIA PARA UTILIZAÇÃO PARA ENTRADA DOS DADOS	148

CAPÍTULO 5. ESTUDO DE CASO 153

5.1.	CONFIABILIDADE	153
5.2.	LCCA_ASFÁLTICO	172
5.3.	LCCA_RÍGIDO	180

CAPÍTULO 6. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE	187
6.1. CONFIABILIDADE_ASFÁLTICO	190
6.2. CONFIABILIDADE_RÍGIDO	194
6.3. LCCA_ASFÁLTICO	197
6.3.1. CUSTO DE IMPLANTAÇÃO	198
6.3.2. CUSTO DE RESTAURAÇÃO	199
6.3.3. CUSTO DE CONSERVA DE ROTINA	203
6.3.4. VALOR RESIDUAL	204
6.3.5. CUSTO TOTAL	206
6.4. LCCA_RÍGIDO	210
6.4.1. CUSTO DE IMPLANTAÇÃO	210
6.4.2. CUSTO DE RESTAURAÇÃO	211
6.4.3. CUSTO DE CONSERVA DE ROTINA	214
6.4.4. VALOR RESIDUAL	216
6.4.5. CUSTO TOTAL	219
6.5. MODELOS PARA CONFIABILIDADE	222
CAPÍTULO 7. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	239
7.1. CONCLUSÕES	239
7.2. RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	244
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	247
REFERÊNCIAS CONSULTADAS	255
APÊNDICE A - ARQUIVOS DIGITAIS	261

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1 – FATORES COMPONENTES DE UMA ANÁLISE DE CUSTO DO CICLO DE VIDA DE UM PAVIMENTO (ADAPTADO DE VELADO, 2007).....	13
FIGURA 2.2 – ABORDAGEM PROBABILÍSTICA EM UMA ANÁLISE DE CUSTOS DO CICLO DE VIDA	33
FIGURA 2.3 – ESTRUTURA GENERALIZADA PARA ESTIMAR OS BENEFÍCIOS GLOBAIS DE UM PROJETO SOB CERTEZA, RISCO E INCERTEZA (ADAPTADO DE LI E MADANU, 2009)	35
FIGURA 2.4 – ÁREA HACHURADA REPRESENTANDO A PROBABILIDADE DE ESPESSURA < 9CM	37
FIGURA 2.5 – GRÁFICO DE UMA DISTRIBUIÇÃO GAUSSIANA (NORMAL) COM MÉDIA μ E DESVIO PADRÃO σ	39
FIGURA 2.6 – GRÁFICO DE UMA DISTRIBUIÇÃO LOGNORMAL	40
FIGURA 2.7 – EXEMPLO DE UM HISTOGRAMA DE UMA VARIÁVEL ALEATÓRIA.....	42
FIGURA 2.8 – EXEMPLO GRÁFICO DA CONFIABILIDADE BASEADA NO ÍNDICE DE DANO	53
FIGURA 2.9 – MÉTODO DO VALOR PRESENTE LÍQUIDO	62
FIGURA 2.10 – MÉTODO DO VALOR ANUAL LÍQUIDO	64
FIGURA 3.1 – ÁBACO PARA DETERMINAÇÃO DA ESPESSURA DO PAVIMENTO (DNIT, 2006A).....	76
FIGURA 3.2 - CURVA DE DESEMPENHO DO PAVIMENTO SEGUNDO AASHTO (1993).	78
FIGURA 3.3 – FASES DE VIDA DE UM PAVIMENTO (DNER-PRO 011, 1979)	89
FIGURA 3.4 – PAVIMENTO SUPERPOSTO SEM ADERÊNCIA (DNIT, 2010).....	95
FIGURA 3.5 – PAVIMENTO SUPERPOSTO COM ADERÊNCIA PARCIAL (DNIT, 2010).....	96
FIGURA 3.6 – PAVIMENTO SUPERPOSTO COM ADERÊNCIA TOTAL (DNIT, 2010)	96
FIGURA 3.7 – DESEMPENHO DA ESTRUTURA COM A EXECUÇÃO DE RESTAURAÇÃO SEGUNDO MODELO DA AASHTO (1993)	98
FIGURA 3.8 – RELAÇÃO ENTRE VIDA REMANESCENTE E FATOR DE CONDIÇÃO (ADAPTADO DE AASHTO, 1993)....	101
FIGURA 4.1 – ESQUEMA DO MODELO PARA DETERMINAÇÃO DE CONFIABILIDADE DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS	112
FIGURA 4.2 – TELA 1 – PARÂMETROS DE ENTRADA (MODELO CONFIABILIDADE_ASFÁLTICO).....	115
FIGURA 4.3 – TELA 2 – CARACTERIZAÇÃO DA ESTRUTURA (MODELO CONFIABILIDADE_ASFÁLTICO)	118
FIGURA 4.4 – TELA 3 – DETERMINAÇÃO DA CONFIABILIDADE E APRESENTAÇÃO GRÁFICA DAS DISTRIBUIÇÕES (MODELO CONFIABILIDADE_ASFÁLTICO).....	119
FIGURA 4.5 – TELA 1 – PARÂMETROS DE ENTRADA (MODELO LCCA_ASFÁLTICO_30ANOS).....	121
FIGURA 4.6 – TELA 2 – DEFINIÇÃO DA ESTRUTURA E POLÍTICAS DE MANUTENÇÃO (MODELO LCCA_ASFÁLTICO_30ANOS).....	122

FIGURA 4.7 – TELA 3 – APRESENTAÇÃO DISTRIBUIÇÃO DO CUSTO TOTAL PARA PERÍODO DE 30 ANOS (MODELO LCCA_ASFÁLTICO_30ANOS)	123
FIGURA 4.8 – TELA 3A – APRESENTAÇÃO DISTRIBUIÇÃO DOS CUSTOS PARCIAIS PARA PERÍODO DE 30 ANOS (MODELO LCCA_ASFÁLTICO_30ANOS)	124
FIGURA 4.9 – TELA 4 – APRESENTAÇÃO DISTRIBUIÇÃO ACUMULADA DO CUSTO TOTAL PARA PERÍODO DE 30 ANOS (MODELO LCCA_ASFÁLTICO_30ANOS)	125
FIGURA 4.10 – TELA 4 – DETERMINAÇÃO DO CUSTO TOTAL REFERENTE A CONFIABILIDADE REQUERIDA PARA PERÍODO DE 30 ANOS (MODELO LCCA_ASFÁLTICO_30ANOS).....	125
FIGURA 4.11 – TELA 4 – APRESENTAÇÃO DAS DISTRIBUIÇÕES ACUMULADA DOS CUSTOS PARCIAIS PARA PERÍODO DE 30 ANOS (MODELO LCCA_ASFÁLTICO_30ANOS)	126
FIGURA 4.12 – ESQUEMÁTICO DO MODELO PARA DETERMINAÇÃO DE CONFIABILIDADE DE PAVIMENTOS RÍGIDOS ...	132
FIGURA 4.13 – TELA 1 – PARÂMETROS DE ENTRADA (MODELO CONFIABILIDADE_RÍGIDO)	134
FIGURA 4.14 – TELA 2 – CARACTERIZAÇÃO DA ESTRUTURA DE PAVIMENTO E DETERMINAÇÃO DA CONFIABILIDADE (MODELO CONFIABILIDADE_RÍGIDO)	137
FIGURA 4.15 – TELA 1 – PARÂMETROS DE ENTRADA (MODELO LCCA_RÍGIDO_30ANOS).....	139
FIGURA 4.16 – TELA 2 – DEFINIÇÃO DA ESTRUTURA E POLÍTICAS DE MANUTENÇÃO (MODELO LCCA_RÍGIDO_30ANOS).....	139
FIGURA 4.17 – TELA 3 – APRESENTAÇÃO DA DISTRIBUIÇÃO DO CUSTO TOTAL PARA PERÍODO DE 30 ANOS (MODELO LCCA_RÍGIDO_30ANOS).....	141
FIGURA 4.18 – TELA 3A – APRESENTAÇÃO DAS DISTRIBUIÇÕES DOS CUSTOS PARCIAIS PARA PERÍODO DE 30 ANOS (MODELO LCCA_RÍGIDO_30ANOS).....	141
FIGURA 4.19 – TELA 4 – APRESENTAÇÃO DISTRIBUIÇÃO ACUMULADA DO CUSTO TOTAL PARA PERÍODO DE 30 ANOS (MODELO LCCA_RÍGIDO_30ANOS).....	142
FIGURA 4.20 – TELA 4 – DETERMINAÇÃO DO CUSTO TOTAL REFERENTE À CONFIABILIDADE CONHECIDA PERÍODO DE 30 ANOS (MODELO LCCA_RÍGIDO_30ANOS).....	143
FIGURA 4.21 – TELA 4 – APRESENTAÇÃO DAS DISTRIBUIÇÕES ACUMULADAS DOS CUSTOS PARCIAIS PARA PERÍODO DE 30 ANOS (MODELO LCCA_RÍGIDO_30ANOS).....	144
FIGURA 5.1 – DISTRIBUIÇÕES RESULTANTES DO ESTUDO DE CASO – PAVIMENTO ASFÁLTICO	159
FIGURA 5.2 – DISTRIBUIÇÕES RESULTANTES DO ESTUDO DE CASO – PAVIMENTO RÍGIDO	160
FIGURA 5.3 – VARIAÇÃO DA CONFIABILIDADE DO PAVIMENTO EM FUNÇÃO DO ACRÉSCIMO NA ESTRUTURA.....	169
FIGURA 5.4 – VARIAÇÃO DA CONFIABILIDADE DO PAVIMENTO EM FUNÇÃO DA ESPESSURA DA PLACA DE CONCRETO.	170
FIGURA 5.5 – VARIAÇÃO DA CONFIABILIDADE DO PAVIMENTO EM FUNÇÃO DA ESPESSURA DO REVESTIMENTO ASFÁLTICO.	171
FIGURA 5.6 – ESTUDO DE CASO MODELO LCCA_ASFÁLTICO 30 ANOS – DISTRIBUIÇÃO CUSTO TOTAL.....	173
FIGURA 5.7 – ESTUDO DE CASO MODELO LCCA_ASFÁLTICO 30 ANOS – DISTRIBUIÇÕES CUSTOS PARCIAIS	173
FIGURA 5.8 – ESTUDO DE CASO MODELO LCCA_ASFÁLTICO 30 ANOS – DIST. ACUMULADAS CUSTOS PARCIAIS.....	174
FIGURA 5.9 – ESTUDO DE CASO MODELO LCCA_ASFÁLTICO 30 ANOS – DIST. ACUMULADA CUSTO TOTAL	175
FIGURA 5.10 – ESTUDO DE CASO MODELO LCCA_ASFÁLTICO 30 ANOS – CUSTO TOTAL PARA CONFIABILIDADE DE 99%	176
FIGURA 5.11 – ESTUDO DE CASO MODELOS LCCA_ASFÁLTICO 30 E 40 ANOS – CUSTOS	178

FIGURA 5.12 – ESTUDO DE CASO MODELOS LCCA_ASFÁLTICO 30 E 40 ANOS – COEFICIENTE DE VARIAÇÃO.....	178
FIGURA 5.13 – ESTUDO DE CASO MODELO LCCA_RÍGIDO 30 ANOS – DISTRIBUIÇÃO CUSTO TOTAL	180
FIGURA 5.14 – ESTUDO DE CASO MODELO LCCA_RÍGIDO 30 ANOS – DISTRIBUIÇÕES CUSTOS PARCIAIS.....	181
FIGURA 5.15 – ESTUDO DE CASO MODELO LCCA_RÍGIDO 30 ANOS – DIST. ACUMULADAS CUSTOS PARCIAIS	181
FIGURA 5.16 – ESTUDO DE CASO MODELO LCCA_RÍGIDO 30 ANOS – DIST. ACUMULADA CUSTO TOTAL.....	182
FIGURA 5.17 – ESTUDO DE CASO MODELO LCCA_RÍGIDO 30 ANOS – CUSTO TOTAL PARA CONFIABILIDADE DE 99%	183
FIGURA 5.18 – ESTUDO DE CASO MODELOS LCCA_RÍGIDO 30 E 40 ANOS – CUSTOS	185
FIGURA 5.19 – ESTUDO DE CASO MODELOS LCCA_RÍGIDO 30 E 40 ANOS – COEFICIENTES DE VARIAÇÃO.....	185
FIGURA 6.1 – VARIÁVEIS COM MAIOR SIGNIFICÂNCIA PARA CONFIABILIDADE MODELO DNIT.....	191
FIGURA 6.2 – VARIÁVEIS COM MAIOR SIGNIFICÂNCIA PARA CONFIABILIDADE MODELO AASHTO.....	193
FIGURA 6.3 – VARIÁVEIS COM MAIOR SIGNIFICÂNCIA INDIRETA PARA CONFIABILIDADE MODELO AASHTO	194
FIGURA 6.4 – VARIÁVEIS COM MAIOR SIGNIFICÂNCIA PARA CONFIABILIDADE PAVIMENTO RÍGIDO	195
FIGURA 6.5 – VARIÁVEIS COM MAIOR SIGNIFICÂNCIA INDIRETA PARA CONFIABILIDADE PAVIMENTO RÍGIDO.....	197
FIGURA 6.6 – VARIÁVEIS COM MAIOR SIGNIFICÂNCIA PARA CUSTO DE IMPLANTAÇÃO – LCCA_ASFÁLTICO	198
FIGURA 6.7 – VARIÁVEIS COM MAIOR SIGNIFICÂNCIA PARA CUSTO DE RESTAURAÇÃO – LCCA_ASFÁLTICO	200
FIGURA 6.8 – VARIÁVEIS COM MAIOR SIGNIFICÂNCIA INDIRETA PARA CUSTO DE RESTAURAÇÃO – LCCA_ASFÁLTICO	202
FIGURA 6.9 – VARIÁVEIS COM MAIOR SIGNIFICÂNCIA PARA CUSTO DE CONSERVA – LCCA_ASFÁLTICO	203
FIGURA 6.10 – VARIÁVEIS COM MAIOR SIGNIFICÂNCIA PARA VALOR RESIDUAL – LCCA_ASFÁLTICO	205
FIGURA 6.11 – VARIÁVEIS COM MAIOR SIGNIFICÂNCIA INDIRETA PARA VALOR RESIDUAL – LCCA_ASFÁLTICO	206
FIGURA 6.12 – VARIÁVEIS COM MAIOR SIGNIFICÂNCIA PARA CUSTO TOTAL – LCCA_ASFÁLTICO	208
FIGURA 6.13 – VARIÁVEIS COM MAIOR SIGNIFICÂNCIA INDIRETA PARA CUSTO TOTAL – LCCA_ASFÁLTICO.....	209
FIGURA 6.14 – VARIÁVEIS COM MAIOR SIGNIFICÂNCIA PARA CUSTO DE IMPLANTAÇÃO – LCCA_RÍGIDO.....	211
FIGURA 6.15 – VARIÁVEIS COM MAIOR SIGNIFICÂNCIA PARA CUSTO DE RESTAURAÇÃO – LCCA_RÍGIDO	212
FIGURA 6.16 – VARIÁVEIS COM MAIOR SIGNIFICÂNCIA INDIRETA PARA CUSTO DE RESTAURAÇÃO – LCCA_RÍGIDO	214
FIGURA 6.17 – VARIÁVEIS COM MAIOR SIGNIFICÂNCIA PARA CUSTO DE CONSERVA – LCCA_RÍGIDO.....	215
FIGURA 6.18 – VARIÁVEIS COM MAIOR SIGNIFICÂNCIA PARA VALOR RESIDUAL – LCCA_RÍGIDO.....	217
FIGURA 6.19 – VARIÁVEIS COM MAIOR SIGNIFICÂNCIA INDIRETA PARA VALOR RESIDUAL – LCCA_RÍGIDO	218
FIGURA 6.20 – VARIÁVEIS COM MAIOR SIGNIFICÂNCIA PARA CUSTO TOTAL – LCCA_RÍGIDO.....	220
FIGURA 6.21 – VARIÁVEIS COM MAIOR SIGNIFICÂNCIA INDIRETA PARA CUSTO TOTAL – LCCA_RÍGIDO	221
FIGURA 6.22 – ESTRUTURAS MÍNIMA E MÁXIMA DE PAVIMENTO ASFÁLTICO	224
FIGURA 6.23 – ESTRUTURAS MÍNIMA E MÁXIMA DE PAVIMENTO RÍGIDO.....	224
FIGURA 6.24 – EXEMPLO DE REPRESENTAÇÃO DA MATRIZ DE CONFIABILIDADE	225
FIGURA 6.25 – ESCALA DE CORES UTILIZADA NA REPRESENTAÇÃO DAS MATRIZES DE CONFIABILIDADE.....	225
FIGURA 6.26 – REPRESENTAÇÃO DA MATRIZ DE CONFIABILIDADE PARA PAVIMENTOS ASFÁLTICOS DIMENSIONADOS PELO MÉTODO DA AASHTO (1993).....	226
FIGURA 6.27 – REPRESENTAÇÃO DA MATRIZ DE CONFIABILIDADE PARA PAVIMENTOS ASFÁLTICOS DIMENSIONADOS PELO MÉTODO DO DNIT (2006A).....	226
FIGURA 6.28 – REPRESENTAÇÃO DA MATRIZ DE CONFIABILIDADE PARA PAVIMENTOS RÍGIDOS DIMENSIONADOS PELO MÉTODO DA AASHTO (1993)	227

FIGURA 6.29 – REPRESENTAÇÃO DA MATRIZ DE CONFIABILIDADE PARA DIVERSOS VALORES DE CBR PARA PAVIMENTOS ASFÁLTICOS DIMENSIONADOS PELO MÉTODO DA AASHTO (1993)	228
FIGURA 6.30 – REPRESENTAÇÃO DA MATRIZ DE CONFIABILIDADE PARA DIVERSOS VALORES DE CBR PARA PAVIMENTOS ASFÁLTICOS DIMENSIONADOS PELO MÉTODO DO DNIT (2006A).	232
FIGURA 6.31 – REPRESENTAÇÃO DA MATRIZ DE CONFIABILIDADE PARA DIVERSOS VALORES DE MÓDULO DE REAÇÃO PARA PAVIMENTOS RÍGIDOS DIMENSIONADOS PELO MÉTODO DA AASHTO (1993).....	236

LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1 – COEFICIENTES DE VARIAÇÃO PARA PARÂMETROS DE PREVISÃO DO TRÁFEGO (ADAPTADO DE HUANG, 2004).....	54
TABELA 2.2 – COEFICIENTES DE VARIAÇÃO PARA PARÂMETROS DE DESEMPENHO DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS (ADAPTADO DE HUANG, 2004).....	55
TABELA 2.3 – COEFICIENTES DE VARIAÇÃO PARA PARÂMETROS DE DESEMPENHO DE PAVIMENTOS RÍGIDOS (ADAPTADO DE HUANG, 2004).....	55
TABELA 3.1 – ESPESURA MÍNIMA DO REVESTIMENTO ASFÁLTICO DO MÉTODO DNER.....	75
TABELA 3.2 – COEFICIENTES ESTRUTURAIS PARA OS MATERIAIS UTILIZADOS.....	77
TABELA 3.3 – CRITÉRIOS PARA A AVALIAÇÃO ESTRUTURAL (DNER-PRO 011, 1979).....	90
TABELA 4.1 – MATERIAIS E UNIDADES PARA PAVIMENTOS ASFÁLTICOS	127
TABELA 4.2 – MATERIAIS E UNIDADES PARA PAVIMENTOS RÍGIDOS.....	145
TABELA 5.1 – PARÂMETROS DE ENTRADA PARA TRÁFEGO SOLICITANTE.....	154
TABELA 5.2 – PARÂMETROS DE ENTRADA PARA PAVIMENTO ASFÁLTICO – MÉTODO DNIT.....	155
TABELA 5.3 – PARÂMETROS DE ENTRADA PARA PAVIMENTO ASFÁLTICO – MÉTODO AASHTO.....	156
TABELA 5.4 – PARÂMETROS DE ENTRADA PARA PAVIMENTO RÍGIDO – MÉTODO AASHTO	157
TABELA 5.5 – TRÁFEGO SOLICITANTE PARA PERÍODO DE 10ANOS (PAV. ASFÁLTICO) E 20ANOS (PAV. RÍGIDO).	157
TABELA 5.6 – RESULTADOS DESEMPENHO.....	158
TABELA 5.7 – RESULTADOS CONFIABILIDADE DO ESTUDO DE CASO	160
TABELA 5.8 – PERÍODO DE PROJETO PARA AS ESTRUTURAS ANALISADAS E CONFIABILIDADE DE 90%.....	161
TABELA 5.9 – TRÁFEGO SOLICITANTE PARA PERÍODO DE 15 ANOS (PAV. ASFÁLTICO).	162
TABELA 5.10 – TRÁFEGO SOLICITANTE PARA PERÍODO DE 20 ANOS (PAV. ASFÁLTICO).....	162
TABELA 5.11 – TRÁFEGO SOLICITANTE PARA PERÍODOS DE 30 E 40 ANOS (PAV. RÍGIDO).	162
TABELA 5.12 – RESULTADOS CONFIABILIDADE DO ESTUDO DE CASO PARA OUTROS PERÍODOS DE PROJETO.....	163
TABELA 5.13 – CONFIABILIDADE PAV. ASFÁLTICO DNIT (2006) PARA PERÍODO DE PROJETO DE 10 ANOS.	164
TABELA 5.14 – CONFIABILIDADE PAV. ASFÁLTICO DNIT (2006) PARA PERÍODO DE PROJETO DE 15 ANOS.	164
TABELA 5.15 – CONFIABILIDADE PAV. ASFÁLTICO DNIT (2006) PARA PERÍODO DE PROJETO DE 20 ANOS.	165
TABELA 5.16 – CONFIABILIDADE PAV. ASF. AASHTO (1993) PARA PERÍODO DE PROJETO DE 10 ANOS.	165
TABELA 5.17 – CONFIABILIDADE PAV. ASF. AASHTO (1993) PARA PERÍODO DE PROJETO DE 15 ANOS.	166
TABELA 5.18 – CONFIABILIDADE PAV. ASF. AASHTO (1993) PARA PERÍODO DE PROJETO DE 20 ANOS.	166

TABELA 5.19 – CONFIABILIDADE PAV. RIG. AASHTO (1993) PARA PERÍODO DE PROJETO DE 20 ANOS.	167
TABELA 5.20 – CONFIABILIDADE PAV. RIG. AASHTO (1993) PARA PERÍODO DE PROJETO DE 30 ANOS.	167
TABELA 5.21 – CONFIABILIDADE PAV. RIG. AASHTO (1993) PARA PERÍODO DE PROJETO DE 40 ANOS.	168
TABELA 5.22 – CUSTOS UNITÁRIOS PARA PAVIMENTOS ASFÁLTICOS E RÍGIDOS	172
TABELA 5.23 – ESTUDO DE CASO MODELO LCCA_ASFÁLTICO 30 ANOS – CUSTOS FINAIS	177
TABELA 5.24 – ESTUDO DE CASO MODELO LCCA_ASFÁLTICO 40 ANOS – CUSTOS FINAIS	177
TABELA 5.25 – ESTUDO DE CASO MODELO LCCA_RÍGIDO 30 ANOS – CUSTOS FINAIS.....	183
TABELA 5.26 – ESTUDO DE CASO MODELO LCCA_RÍGIDO 40 ANOS – CUSTOS FINAIS.....	184
TABELA 6.1 – VARIÁVEIS COM MAIOR SIGNIFICÂNCIA PARA CONFIABILIDADE MODELO DNIT	190
TABELA 6.2 – VARIÁVEIS COM MAIOR SIGNIFICÂNCIA PARA CONFIABILIDADE MODELO AASHTO	192
TABELA 6.3 – VARIÁVEIS COM MAIOR SIGNIFICÂNCIA INDIRETA PARA CONFIABILIDADE MODELO AASHTO	193
TABELA 6.4 – VARIÁVEIS COM MAIOR SIGNIFICÂNCIA PARA CONFIABILIDADE PAVIMENTO RÍGIDO.....	195
TABELA 6.6 – VARIÁVEIS COM MAIOR SIGNIFICÂNCIA PARA CUSTO DE IMPLANTAÇÃO – LCCA_ASFÁLTICO	198
TABELA 6.7 – VARIÁVEIS COM MAIOR SIGNIFICÂNCIA PARA CUSTO DE RESTAURAÇÃO – LCCA_ASFÁLTICO.....	199
TABELA 6.8 – VARIÁVEIS COM MAIOR SIGNIFICÂNCIA INDIRETA PARA CUSTO DE RESTAURAÇÃO – LCCA_ASFÁLTICO	201
FIGURA 6.8 – VARIÁVEIS COM MAIOR SIGNIFICÂNCIA INDIRETA PARA CUSTO DE RESTAURAÇÃO – LCCA_ASFÁLTICO	202
TABELA 6.9 – VARIÁVEIS COM MAIOR SIGNIFICÂNCIA PARA CUSTO DE CONSERVA – LCCA_ASFÁLTICO	203
TABELA 6.10 – VARIÁVEIS COM MAIOR SIGNIFICÂNCIA PARA VALOR RESIDUAL – LCCA_ASFÁLTICO	204
TABELA 6.11 – VARIÁVEIS COM MAIOR SIGNIFICÂNCIA INDIRETA PARA VALOR RESIDUAL – LCCA_ASFÁLTICO	206
FIGURA 6.11 – VARIÁVEIS COM MAIOR SIGNIFICÂNCIA INDIRETA PARA VALOR RESIDUAL – LCCA_ASFÁLTICO.....	206
TABELA 6.12 – VARIÁVEIS COM MAIOR SIGNIFICÂNCIA PARA CUSTO TOTAL – LCCA_ASFÁLTICO.....	207
TABELA 6.13 – VARIÁVEIS COM MAIOR SIGNIFICÂNCIA INDIRETA PARA CUSTO TOTAL – LCCA_ASFÁLTICO	208
TABELA 6.14 – REPRESENTATIVIDADE DOS CUSTOS PARCIAIS NO CUSTO TOTAL – LCCA_ASFÁLTICO.....	209
TABELA 6.15 – VARIÁVEIS COM MAIOR SIGNIFICÂNCIA PARA CUSTO DE IMPLANTAÇÃO – LCCA_RÍGIDO	210
TABELA 6.16 – VARIÁVEIS COM MAIOR SIGNIFICÂNCIA PARA CUSTO DE RESTAURAÇÃO – LCCA_RÍGIDO.....	212
TABELA 6.17 – VARIÁVEIS COM MAIOR SIGNIFICÂNCIA INDIRETA PARA CUSTO DE RESTAURAÇÃO – LCCA_RÍGIDO	213
TABELA 6.18 – VARIÁVEIS COM MAIOR SIGNIFICÂNCIA PARA CUSTO DE CONSERVA – LCCA_RÍGIDO	215
TABELA 6.19 – VARIÁVEIS COM MAIOR SIGNIFICÂNCIA PARA VALOR RESIDUAL – LCCA_RÍGIDO	216
TABELA 6.20 – VARIÁVEIS COM MAIOR SIGNIFICÂNCIA INDIRETA PARA VALOR RESIDUAL – LCCA_RÍGIDO.....	218
TABELA 6.21 – VARIÁVEIS COM MAIOR SIGNIFICÂNCIA PARA CUSTO TOTAL – LCCA_RÍGIDO	219
TABELA 6.22 – VARIÁVEIS COM MAIOR SIGNIFICÂNCIA INDIRETA PARA CUSTO TOTAL – LCCA_RÍGIDO.....	220
TABELA 6.23 – REPRESENTATIVIDADE DOS CUSTOS PARCIAIS NO CUSTO TOTAL – LCCA_RÍGIDO	221
TABELA 6.24 – VARIAÇÃO DE PARÂMETROS PARA O TRÁFEGO SOLICITANTE	222
TABELA 6.25 – VARIAÇÃO DE PARÂMETROS PARA O DESEMPENHO DE PAVIMENTO ASFÁLTICO	222
TABELA 6.26 – VARIAÇÃO DE PARÂMETROS PARA O DESEMPENHO DE PAVIMENTO RÍGIDO	223
TABELA 6.27 – VALORES MÍNIMOS E MÁXIMOS DE NÚMERO N.....	223
TABELA 6.28 – PROBABILIDADE DE FALHA PARA PAVIMENTO ASFÁLTICO COM SN = 2,8POL.....	229
TABELA 6.29 – PROBABILIDADE DE FALHA PARA PAVIMENTO ASFÁLTICO COM SN = 3POL	229
TABELA 6.30 – PROBABILIDADE DE FALHA PARA PAVIMENTO ASFÁLTICO COM SN = 4POL	230

TABELA 6.31 – PROBABILIDADE DE FALHA PARA PAVIMENTO ASFÁLTICO COM SN = 5POL	230
TABELA 6.32 – PROBABILIDADE DE FALHA PARA PAVIMENTO ASFÁLTICO COM SN = 6POL	230
TABELA 6.33 – PROBABILIDADE DE FALHA PARA PAVIMENTO ASFÁLTICO COM SN = 7POL	231
TABELA 6.34 – PROBABILIDADE DE FALHA PARA PAVIMENTO ASFÁLTICO COM SN = 7,8POL.....	231
TABELA 6.35 – PROBABILIDADE DE FALHA PARA PAVIMENTO ASFÁLTICO COM HT = 49CM	233
TABELA 6.36 – PROBABILIDADE DE FALHA PARA PAVIMENTO ASFÁLTICO COM HT = 60CM	233
TABELA 6.37 – PROBABILIDADE DE FALHA PARA PAVIMENTO ASFÁLTICO COM HT = 70CM	233
TABELA 6.38 – PROBABILIDADE DE FALHA PARA PAVIMENTO ASFÁLTICO COM HT = 80CM	234
TABELA 6.39 – PROBABILIDADE DE FALHA PARA PAVIMENTO ASFÁLTICO COM HT = 90CM	234
TABELA 6.40 – PROBABILIDADE DE FALHA PARA PAVIMENTO ASFÁLTICO COM HT = 100CM.....	234
TABELA 6.41 – PROBABILIDADE DE FALHA PARA PAVIMENTO ASFÁLTICO COM HT = 110CM.....	235
TABELA 6.42 – PROBABILIDADE DE FALHA PARA PAVIMENTO ASFÁLTICO COM HT = 120CM.....	235
TABELA 6.43 – PROBABILIDADE DE FALHA PARA PAVIMENTO ASFÁLTICO COM HT = 131CM.....	235

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHO	<i>AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY OFFICIALS</i>
AASHTO	<i>AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAYS TRANSPORTATION OFFICIALS</i>
ABCP	<i>ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND</i>
BCA	<i>BENEFIT COST ANALYSIS (ANÁLISE DO BENEFÍCIO CUSTO)</i>
CALTRANS	<i>CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION</i>
CAUQ	<i>CONCRETO ASFÁLTICO USINADO À QUENTE</i>
CBR	<i>CALIFÓRNIA BEARING RATIO (ÍNDICE DE SUPORTE CALIFORNIA)</i>
CCP	<i>CONCRETO DE CIMENTO PORTLAND</i>
cdf	<i>CUMULATIVE DISTRIBUTION FUNCTION (FUNÇÃO DE DISTRIBUIÇÃO ACUMULADA)</i>
CDH	<i>CALIFORNIA DIVISION OF HIGHWAYS</i>
CDOT	<i>COLORADO DEPARTMENT OF TRANSPORTATION</i>
DER/SP	<i>DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO</i>
DNER	<i>DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM</i>
DNIT	<i>DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA TERRESTRE</i>
DOTs	<i>DEPARTMENTS OF TRANSPORTATION</i>
ESRD	<i>EIXO SIMPLES RODA DUPLA</i>
EUA	<i>ESTADOS UNIDOS DA AMÉRICA</i>
FHWA	<i>FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION</i>
GEIPOT	<i>GRUPO DE ESTUDOS INTEGRAÇÃO DA POLÍTICA DE TRANSPORTES</i>
GPS	<i>GENERAL PAVEMENT STUDIES (ESTUDO GERAL DO PAVIMENTO)</i>
HCM	<i>HIGHWAY COST MODEL</i>
HDM	<i>HIGHWAY DESIGN AND STANDARDS MODEL</i>
HDM-III	<i>HIGHWAY DESIGN AND MAINTENANCE-III</i>
HDM-4	<i>HIGHWAY DEVELOPMENT AND MANAGEMENT</i>
IGG	<i>ÍNDICE DE GRAVIDADE GLOBAL</i>
IPR	<i>INSTITUTO DE PESQUISAS RODVIÁRIAS</i>
IRI	<i>INTERNATIONAL ROUGHNESS INDEX (ÍNDICE DE IRREGULARIDADE LONGITUDINAL)</i>
ISC	<i>ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA</i>
ISOHDM	<i>INTERNATIONAL STUDY OF HIGHWAY DEVELOPMENT AND MANAGEMENT</i>

LCCA	<i>LIFE CYCLE COST ANALYSIS (ANÁLISE DE CUSTO DO CICLO DA VIDA)</i>
LCPC	<i>LABORATOIRE CENTRALE DES PONTS ET CHAUSSEÉS</i>
LTPP	<i>LONG-TERM PAVEMENT PERFORMANCE</i>
MEF	MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS
MIT	<i>MASSACHUSETTS INSTITUTE OF TECHNOLOGY</i>
NDT	ENSAIO NÃO DESTRUTIVO
PCA	<i>PORTLAND CEMENT ASSOCIATION</i>
pdf	<i>PROBABILITY DISTRIBUTION FUNCTION (DISTRIBUIÇÃO DE PROBABILIDADE)</i>
PIARC	<i>WORLD ROAD ASSOCIATION</i>
PMS/ SIURB	PREFEITURA MUNICIPAL DE SÃO PAULO/SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA
PNUD	PROGRAMA DAS NAÇÕES UNIDAS PARA O DESENVOLVIMENTO
POSM	PRIMEIRA ORDEM SEGUNDO MOMENTO
PPI	<i>PRODUCER PRICE INDEX</i>
PSI	ÍNDICE DE SERVIENTIA
RBC	RELAÇÃO BENEFÍCIO-CUSTO
RDWE	<i>ROAD DETERIORATION AND WORKS EFFECTS (EFEITOS DA DETERIORAÇÃO E DE INTERVENÇÕES NA RODOVIA)</i>
RTIM	<i>ROAD TRANSPORT INVESTMENT MODEL</i>
RUC	<i>ROAD USER COSTS (CUSTOS DOS USUÁRIOS)</i>
RUE	<i>ROAD USER EFFECTS (EFEITOS AOS USUÁRIOS DA RODOVIA)</i>
SGP	SISTEMA DE GERÊNCIA DE PAVIMENTOS
SHRP	<i>STRATEGIC HIGHWAY RESEARCH PROGRAM</i>
SI	SISTEMA INTERNACIONAL DE MEDIDAS
SN	<i>STRUCTURAL NUMBER (NÚMERO ESTRUTURAL)</i>
SNEF	NÚMERO ESTRUTURAL EFETIVO
SPS	<i>SPECIFIC PAVEMENT STUDIES (ESTUDO ESPECÍFICO DO PAVIMENTO)</i>
TIR	TAXA INTERNA DE RETORNO
TPU	TABELA DE PREÇOS UNITÁRIOS
TRRL	<i>TRANSPORT AND ROAD RESEARCH LABORATORY</i>
TxDOT	<i>TEXAS DEPARTMENT OF TRANSPORTATION</i>
USACE	<i>UNITED STATES ARMY CORPS OF ENGINEERS</i>
USDOT	<i>UNITED STATES DEPARTMENT OF TRANSPORTATION</i>
VAL	VALOR ANUAL LÍQUIDO
VOC	<i>VEHICLE OPERATING COSTS (CUSTOS DE OPERAÇÃO DOS VEÍCULOS)</i>
VP	VALOR PRESENTE
VPL	VALOR PRESENTE LÍQUIDO

LISTA DE SÍMBOLOS

a_1, a_2, a_3	COEFICIENTES ESTRUTURAIS DE CADA CAMADA
a_i	COEFICIENTE ESTRUTURAL DA I-ÉSIMA CAMADA
a_{oi}	COEFICIENTE ESTRUTURAL PARA O RECAPEAMENTO
A	FATOR A
B	ESPESSURA DA BASE
C	COEFICIENTE DE CORREÇÃO DEVIDO AO GRAU DE ADERÊNCIA
Cd	COEFICIENTE DE DRENAGEM
CF	FATOR DE CONDIÇÃO
CI	CUSTO DE IMPLANTAÇÃO
CM	CUSTO DE MANUTENÇÃO
CU	CUSTOS DOS USUÁRIOS
CV (x)	COEFICIENTE DA VARIAÇÃO DA AMOSTRA
D	ESPESSURA DA PLACA
D	ESPESSURA TOTAL DE TODAS AS CAMADAS ACIMA DO SUBLEITO
D₀	ESPESSURA DA PLACA DO PAVIMENTO IMPLANTADO
D₁, D₂, D₃	ESPESSURAS DA CAPA, BASE, E SUB-BASE DO PAVIMENTO EXISTENTE
D_{adm}	DEFLEXÃO ADMISSÍVEL
D_c	DEFLEXÃO CARACTERÍSTICA
D_{ef}	ESPESSURA EFETIVA DA PLACA DE CONCRETO
D_i	ESPESSURA DA I-ÉSIMA CAMADA
D_{oi}	ESPESSURA DA CAMADA DE RECAPEAMENTO
D_p	DEFLEXÃO DE PROJETO
D_R	ÍNDICE DE ANO
D_{rec}	ESPESSURA DA PLACA APÓS O RECAPEAMENTO
ϵ	ERRO TOTAL
$\epsilon \%$	ERRO RELATIVO
E[x]	MÉDIA AMOSTRAL
E[X]	VALOR ESPERADO
E_c	MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CONCRETO

E_p	MÓDULO EFETIVO GLOBAL DAS CAMADAS DE PAVIMENTOS ACIMA DO SUBLEITO
FD	FATOR DIRECIONAL
FF	FATOR DE FAIXA
FV	FATOR DE VEÍCULOS
h	ESPESSURA NECESSÁRIA PARA O PAVIMENTO EQUIVALENTE DE CONCRETO
H_{20}	ESPESSURA SOBRE A SUB-BASE
h_{20}	ESPESSURA DA SUB-BASE
h_e	ESPESSURA EXISTENTE
h_e	ESPESSURA DO PAVIMENTO DE CONCRETO EXISTENTE
h_{ef}	ESPESSURA EFETIVA
H_m	ESPESSURA TOTAL DO PAVIMENTO SOBRE A INFRAESTRUTURA
H_n	ESPESSURA SOBRE O REFORÇO DO SUBLEITO
H_{ref}, h_{ref}	ESPESSURA DO REFORÇO DO PAVIMENTO
h_s	ESPESSURA NECESSÁRIA PARA O PAVIMENTO SUPERPOSTO
H_{SB}	ESPESSURA DA SUB-BASE
H_t	ESPESSURA TOTAL DO PAVIMENTO
i	TAXA ANUAL DE CRESCIMENTO
i	TAXA DE ATRATIVIDADE
I_1, I_2	COEFICIENTES EM FUNÇÃO DO TIPO DE SOLO DO SUBLEITO
J	COEFICIENTE DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA
k	MÓDULO DE REAÇÃO
K_R, K_B, K_S, K_{ref}	COEFICIENTES DE EQUIVALÊNCIA ESTRUTURAL
LCCn	CUSTO TOTAL DE CICLO DE VIDA DO PAVIMENTO EM n ANOS
m_2, m_3	COEFICIENTES DE DRENAGEM DE BASE GRANULAR E SUB-BASE
m_i	COEFICIENTE DE DRENAGEM DA I-ÉSIMA CAMADA
M_r	MÓDULO DE RESILIÊNCIA EFETIVO DO SUBLEITO
n	NÚMERO DE ANOS
n	NÚMERO PREVISTO DE SOLICITAÇÕES DO EIXO PADRÃO
N	NÚMERO ADMISSÍVEL DE SOLICITAÇÕES DE EIXO PADRÃO
$N_{1,5}$	NÚMERO N LIMITE PARA LEVAR A ESTRUTURA A SERVENTIA DE 1,5
N_{AASHTO}	NÚMERO DE REPETIÇÕES DO EIXO PADRÃO DE 80 kN SEGUNDO A AASHTO
N_i	NÚMERO DE ITERAÇÕES
$n_{i,j}$	NÚMERO DE REPETIÇÕES PREVISTO
$N_{i,j}$	NÚMERO DE REPETIÇÕES ADMISSÍVEL
N_p	NÚMERO N TOTAL ATÉ A DATA
N_{RIG}	NÚMERO DE REPETIÇÕES DE CARGA PARA PAVIMENTO RÍGIDO
P, p	PERÍODO DE PROJETO
p_0	SERVENTIA INICIAL (APÓS A CONSTRUÇÃO) DO PAVIMENTO ASFÁLTICO
p_n	SERVENTIA AO FIM DO PERÍODO DE ANÁLISE

p_t	SERVENTIA FINAL OU TERMINAL (FINAL DO PERÍODO DE PROJETO)
R	CONFIABILIDADE
R	ESPESSURA DO REVESTIMENTO
R	RAIO DE CURVATURA
RL	VIDA REMANESCENTE (%)
s, s_0	DESVIO PADRÃO
S_c	RESISTÊNCIA DO CONCRETO À RUPTURA POR TRAÇÃO
SC_0	CONDIÇÃO ESTRUTURAL INICIAL DO PAVIMENTO
SC_N	CONDIÇÃO ESTRUTURAL DO PAVIMENTO APÓS N SOLICITAÇÕES DO EIXO PADRÃO
SN	NÚMERO ESTRUTURAL
SN_0	NÚMERO ESTRUTURAL DO PAVIMENTO IMPLANTADO
SN_{ef}	NÚMERO ESTRUTURAL EFETIVO DO PAVIMENTO EXISTENTE
SN_f	NÚMERO ESTRUTURAL REQUERIDO, CONFORME DETERMINADO NA ETAPA 6
SN_{ol}	NÚMERO ESTRUTURAL DO RECAPEAMENTO NECESSÁRIO
SN_{rec}	NÚMERO ESTRUTURAL APÓS O RECAPEAMENTO
t	TAXA ANUAL DE ATUALIZAÇÃO
TC_A	FATOR DE CRESCIMENTO ACUMULADO NO PERÍODO DE PROJETO
V	VARIÂNCIA
VDM_i	VOLUME DIÁRIO MÉDIO NO ANO INICIAL
VF	VALOR FUTURO
VP	VALOR PRESENTE
VR	VALOR RESIDUAL
Z_r	NÍVEL DE CONFIABILIDADE (CONFIABILIDADE ESTATÍSTICA)
Z_R	VARIÁVEL ALEATÓRIA PADRONIZADA
ΔPSI	VARIAÇÃO DE SERVENTIA
%VP	PORCENTAGEM DE VEÍCULOS PESADOS
(X), Z	VARIÁVEL ALEATÓRIA
\bar{x}	MÉDIA, MÉDIA AMOSTRAL
\bar{D}	MÉDIA ARITMÉTICA
σ	DESVIO PADRÃO
μ	MÉDIA

RESUMO

SANTOS, C.R.G. (2011). *Dimensionamento e análise do ciclo de vida de pavimentos rodoviários: uma abordagem probabilística*. Tese (Doutorado). Escola Politécnica de São Paulo da Universidade de São Paulo, São Paulo.

Frequentemente é utilizada a abordagem determinística tanto em dimensionamentos quanto em análises do ciclo de vida de pavimentos rodoviários. A variabilidade inerente aos parâmetros pertinentes à implantação e ao desempenho de um pavimento é comumente desprezada, porém sua consideração pode ser contemplada com a utilização de uma abordagem probabilística, onde cada variável é caracterizada através de uma distribuição de probabilidade adequada. Uma análise econômica de um pavimento, seja asfáltico ou rígido, deve sempre abordar todos os custos pertinentes, desde a implantação. Os custos e benefícios tanto dos usuários quanto da administração rodoviária devem ser considerados. Um dos principais objetivos da avaliação econômica de pavimentos é o de apoiar a decisão quanto à seleção de alternativas de construção ou manutenção mais viáveis, quanto ao custo, e face de determinadas condições técnicas e econômicas. Este trabalho foca a utilização da abordagem probabilística no dimensionamento e em uma análise econômica de pavimentos rodoviários, tanto asfálticos quanto rígidos. São propostos procedimentos para a determinação da confiabilidade de uma estrutura de pavimento, asfáltico ou rígido, baseados nos métodos do DNIT e da AASHTO. Para análise do ciclo de vida são propostos modelos computacionais para a execução destas análises utilizando-se a equação de desempenho da AASHTO. Os custos dos usuários não foram contemplados nos modelos. O método Monte Carlo foi utilizado em todos os modelos. O risco de falha é determinado para o dimensionamento do pavimento. Os resultados contam ainda com uma distribuição dos custos totais ao longo de um período de projeto, possibilitando uma análise de risco. Os dados de saída (resultados) revelam-se como importantes balizadores para a tomada de decisão quanto à alocação de investimentos em alternativas de pavimentação, considerando os riscos inerentes às variabilidades das parcelas do processo consideradas neste trabalho.

PALAVRAS-CHAVE: LCCA, Análise Probabilística, Confiabilidade, Simulação Monte Carlo

ABSTRACT

A deterministic approach is often used for pavement design and life cycle cost analysis, which does not consider the inherent variability of some relevant parameters. The inherent variability of relevant parameters to the construction and performance of a pavement is often overlooked, but their consideration can be addressed with the use of a probabilistic approach, where each variable is characterized by a suitable probability distribution. An economic analysis of a pavement, either asphaltic or rigid, should always include an approach that considers all relevant construction costs, since its construction. The benefit-cost for both agency and road users should be considered. Improving the decision making process to choose among all construction and maintenance alternatives is one of the main pavement economic analysis goals. This thesis focuses on the use of probabilistic approach in the pavement design and in the Life Cycle Cost Analysis of road pavements, either asphalt or rigid. Procedures are proposed for determining the reliability of a structure of pavement, based on the methods of DNIT and AASHTO. For life cycle cost analysis, models are proposed for the implementation of these computational analyses using the performance equation of AASHTO. The user costs were not included in the models. The Monte Carlo method was used in all models. The reliability (and the risk of failure) is determined for pavements design. The results also come with a distribution of total costs over an analysis period, allowing a risk analysis. The output data (results) are revealed as important indicators for decision making process regarding the allocation of investments in alternative pavements solution, considering the inherent variability of the parcels of the process considered in this work.

KEYWORDS: LCCA, Probabilistic Analysis, Reliability, Monte Carlo Simulation

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

O crescimento da malha rodoviária e o aumento de sua importância na economia nacional exigem um dispêndio cada vez maior de recursos para a adequada manutenção e conservação de todo o passivo implantado ao longo do século passado. Longe de ser uma situação inesperada, o fato de não se dispor de recursos suficientes para a manutenção da malha rodoviária explica-se mais nitidamente na cultura erroneamente formada ao longo dos governos, negligenciando-se a real necessidade de intervenções nas estruturas de pavimento, executando a manutenção paliativa sempre que possível.

A rápida deterioração das estruturas de pavimento sem conservação, expostos ao clima predominantemente tropical, às solicitações de um tráfego cada vez mais pesado e numeroso tem reflexo imediato e compromete grande parte (senão todo) do orçamento dos organismos gestores rodoviários.

Neste cenário a qualidade das rodovias implantadas assume uma relevância econômica, uma vez que os custos agregados à produção nacional devido ao transporte podem tornar-se bastante elevados com uma malha rodoviária excessivamente degradada.

Os fatores que determinam os custos de transporte têm sido amplamente discutidos em diversos estudos. É consenso que, no modo rodoviário, esses custos são influenciados pela condição superficial do pavimento. A qualidade de rolamento em uma rodovia interfere fortemente no custo operacional da atividade transportadora uma vez que, quando se degrada, aumenta os gastos com combustíveis e manutenção, os riscos de

acidentes e avarias nas cargas assim como interferem nas condições de trabalho e qualidade de vida do trabalhador do transporte.

Além de impactar os custos de transporte, os congestionamentos resultam em aumento dos tempos de viagem e maiores níveis de emissão de poluentes, contribuindo dessa maneira, para um maior desequilíbrio ambiental.

Diferentes estruturas de pavimento requerem diferentes políticas de manutenção. A malha rodoviária brasileira, de maneira geral, é composta por uma maioria de trechos rodoviários de pavimento com revestimento asfáltico. Os pavimentos rígidos, com placas de concreto de cimento Portland, possuem uma representatividade muito inferior aos pavimentos asfálticos. Isso se deve, em grande parte, aos custos de implantação, geralmente superiores das estruturas rígidas.

Na década de 1970, a utilização de pavimentos asfálticos flexíveis era uma opção economicamente mais viável que a de pavimento rígido, em face da disponibilidade de equipamentos, facilidade de material e de execução, rapidez na manutenção e restauração, dentre outras vantagens, expandindo a cultura do uso desse tipo de estrutura de pavimento para a maioria das estradas hoje em operação no Brasil.

A crise do petróleo fomentou a alternativa de uso do concreto de cimento Portland em pavimentos como opção decorrente de experiências no exterior, ainda que restrito à condição de local, em que se supunha que o pavimento flexível apresentasse desvantagem quando solicitado por veículos de carga pesada e em trechos íngremes, como foi o caso da interligação Anchieta – Imigrantes. Essa cultura manteve-se ao longo dos anos.

Pavimentos rígidos ou flexíveis têm sido motivo de diversos estudos visando à maximização de seu desempenho e a minimização de seus custos, sejam de implantação, ou de manutenção.

O critério de decisão para seleção de um tipo de pavimento, geralmente se baseia inicialmente no tráfego e nos custos de implantação. Para níveis elevados de solicitação do tráfego, onde pavimentos de concreto e asfálticos tornam-se competitivos, algumas vezes já no momento da implantação, recorre-se à necessidade de análise de custos ao longo de um período de vida útil do pavimento. Porém estes estudos possuem limitações de ordem técnica e metodológica, uma vez que as recomendações para sua condução são muito vagas no meio brasileiro e deixam em aberto questões importantes acerca das políticas de manutenção e custos a serem considerados.

No meio rodoviário internacional, observam-se diversos esforços no sentido de se obter resultados mais precisos e consistentes em análises desta natureza, porém, no Brasil ainda recorre-se a modelos que não consideram características relevantes acerca da natureza e desempenho de pavimentos.

1.1. MOTIVAÇÃO E OBJETIVO DO TRABALHO

A seleção de uma estrutura de pavimento mais adequada para uma determinada rodovia deve sempre ser balizada por dois aspectos principais. O primeiro, o embasamento técnico, deve conter as soluções mais adequadas à intervenção considerando as condições de suporte, da disponibilidade de materiais e de solicitações do tráfego. O segundo aspecto é o econômico, que deve subsidiar a decisão com ferramentas que possibilitem mensurar tanto os custos de implantação e manutenção quanto os custos associados aos usuários.

No aspecto técnico, o estado-da-arte de pavimentos conta com importantes avanços no campo do dimensionamento das camadas componentes da estrutura e na caracterização de materiais. Porém, ainda representa uma lacuna a questão probabilística, a consideração das incertezas inerentes às variáveis em um dimensionamento de pavimento. O desempenho da estrutura ao longo do período de análise vem sendo objeto de estudos, porém a quantidade de variáveis envolvidas inviabiliza uma formulação única

para o evento. Sendo assim, uma análise por um período de operação de um pavimento depara-se invariavelmente com a questão subjetiva da seleção de políticas de manutenção e restauração.

O aspecto econômico da análise advém da atribuição de valores financeiros aos serviços programados, da seleção de um método de avaliação de alternativa de investimento e da taxa de desconto. No campo da engenharia econômica encontram-se diversos métodos consolidados para a avaliação de investimento (Valor Presente Líquido, Valor Anual Uniforme, etc.), sendo a programação de serviços o parâmetro de maior dificuldade de definição. Ainda podem ser relacionados os custos dos usuários, oriundos da operação, que na maioria dos casos, devido à dificuldade de determinação, acabam por não serem considerados.

Mesmo com o conhecimento destas variáveis inerentes a este tipo de análise, o aspecto econômico, como critério de seleção de uma estrutura de pavimento, resume-se comumente na determinação do custo total de implantação da obra baseado em valores médios das variáveis envolvidas, ignorando as incertezas intrínsecas a cada parâmetro de entrada.

A consideração da incerteza dos parâmetros de entrada em uma análise de custo de ciclo de vida (*Life Cycle Cost Analysis - LCCA*) é ignorada talvez pelo fato de não ser uma técnica simples. Tradicionalmente, os modelos para análise econômica de pavimentos trabalham com variáveis discretas como entrada, com valores fixos, onde um valor médio de cada parâmetro de entrada é usado para calcular um único resultado determinístico.

Análises de sensibilidade são freqüentemente realizadas para avaliar os efeitos de alguns parâmetros de entrada sobre os resultados do modelo. No entanto estas análises de sensibilidade geralmente não são eficazes para revelar áreas de incerteza que podem vir a ser parte crítica do processo decisório. Esta lacuna nos modelos determinísticos de análises tipo LCCA pode gerar muitas dúvidas e incertezas sobre a validade dos resultados. Nesta

situação, é difícil julgar qual das alternativas tem realmente o menor custo do ciclo de vida (WALLS III; SMITH, 1998).

Para auxiliar neste processo de análise deve ser utilizada uma metodologia onde as incertezas dos parâmetros de entrada possam ser devidamente computadas e o resultado analisado probabilisticamente. O risco, resultante da não ocorrência dos valores médios considerados, acaba por ser evidenciado, fornecendo, dessa forma, uma importante ferramenta para alocação de investimentos ao órgão decisor. A análise de risco é uma técnica de avaliação que inclui a incerteza na análise, permitindo que seja avaliada a probabilidade de ocorrência de um resultado específico.

1.1.1. NÍVEL DE REDE E NÍVEL DE PROJETO

Basicamente, a aplicação dos princípios da engenharia econômica na engenharia rodoviária pode ocorrer em dois níveis. No primeiro nível, comumente chamado de nível de rede, são definidas estratégias de gestão quanto à viabilidade e programação de intervenções. Já no segundo nível, chamado de nível de projeto, devem ser verificados os requisitos para alcançar a maior economia possível para um determinado projeto (AASHTO, 1993).

O nível de rede inclui funções do tipo de gerenciamento, como o estabelecimento de prioridades para o projeto ou vários projetos de construção, determinando a melhor utilização dos fundos em um orçamento restrito, e selecionando as políticas ideais de manutenção para toda uma rede. A vantagem do nível de rede é a capacidade de minimizar os custos totais globais maximizando seu benefício. No entanto, a desvantagem do nível de rede é que os modelos são geralmente simples e, portanto, podem não considerar adequadamente todos os fatores relacionados ao projeto (REIGLE, 2000).

Análises em nível de projeto geralmente fornecem critérios para a seleção de uma estratégia ótima, por exemplo, de um projeto de pavimentação

para uma seção específica de uma rodovia. Modelos utilizados em nível de projeto são normalmente complexos, englobando questões técnicas e exigindo informações detalhadas (HAAS et al., 1994).

Em estudos de análise de custo do ciclo de vida de uma estrutura qualquer, estudos em ambos os níveis de detalhamento podem ocorrer. O nível de rede e o nível de projeto são, geralmente, mutuamente dependentes. Uma das muitas funções de um sistema de gerência de pavimentos (SGP) no nível de rede pode ser a de identificar seções de pavimento deficientes dentro de uma malha que exijam imediatas ações corretivas. Posteriormente, o nível de projeto pode ser o responsável por determinar a estratégia mais adequada, seja de manutenção e/ou restauração, para cada seção identificada no nível de rede. Após a seleção e implementação de uma determinada intervenção em uma seção de pavimento, os resultados poderão ser utilizados para alimentar os sistemas de gestão tanto em nível de rede quanto de projeto.

Em análises do custo do ciclo de vida de um pavimento, o ideal deveria ser incluir toda a gestão e o processo de tomada de decisão quanto ao projeto, implantação e manutenção em ambos os níveis de detalhamento, de rede e de projeto. Para Reigle (2000), um modelo completo para análise do tipo LCCA deve fornecer informações tanto a respeito do retorno de um investimento em relação aos benefícios gerados para os usuários da seção em particular (nível de projeto), quanto da viabilidade do mesmo investimento e seu impacto na malha na qual esta seção está inserida (nível de rede).

1.1.2. OBJETIVOS

O objetivo principal deste trabalho é introduzir uma abordagem probabilística na verificação de um dimensionamento e em algumas etapas da análise do custo do ciclo de vida de uma estrutura de pavimento, verificando-se a dimensão decorrente do impacto das incertezas das variáveis em uma análise econômica de pavimentos asfálticos e rígidos. Como resultado espera-se a determinação de distribuições de probabilidade para o custo total do ciclo

de vida de um pavimento, possibilitando a avaliação das chances de ocorrência de determinados valores (análise de risco). Os resultados das análises probabilísticas são comparados aos das análises econômicas com abordagem essencialmente determinística.

Serão formulados modelos computacionais considerando a abordagem probabilística para a determinação dos custos envolvidos, a saber: custos de implantação, de manutenção e de restauração, e valor residual. A metodologia proposta segue os princípios da análise do custo ao longo do período de vida do pavimento, *LCCA – Life Cycle Cost Analysis* (WALLS III; SMITH, 1998).

Com o tratamento probabilístico das variáveis de entrada (parâmetros de tráfego, suporte do subleito e de rigidez das camadas da estrutura) sugere-se a verificação do risco de sucesso e/ou de falha da estrutura resultante utilizando o conceito de confiabilidade.

No Brasil, de forma pioneira, Motta (1991) utilizou a confiabilidade para análises de estruturas de pavimento, porém até hoje esta técnica não foi incorporada aos métodos nacionais. Já métodos estrangeiros, como por exemplo, o americano da AASHTO (*American Association of State Highways Transportation Officials*) consideram a confiabilidade, ainda que simplificada, através da majoração da estrutura de pavimento de acordo com o nível mínimo de confiabilidade requerido.

Neste trabalho são desenvolvidos modelos de análise em nível de projeto, com a tarefa de identificar os pontos mais importantes a serem considerados na análise do custo total de uma solução para uma seção em particular, independente da malha na qual esta seção se insira. Neste nível de detalhamento, o problema ou a tarefa principal é determinar o custo global de uma estrutura de pavimento a ser implantada e uma estratégia de manutenção/restauração que irá proporcionar um nível aceitável de serviço para os usuários, durante um determinado período de tempo. Os resultados alcançados podem também ser utilizados para a alimentação de sistemas de gerência de pavimentos em nível de rede, embora fora do escopo desta tese.

1.2. ORGANIZAÇÃO DA TESE

Este trabalho está dividido em capítulos de acordo com os assuntos pertinentes à metodologia de análise do custo global de estruturas de pavimento.

O capítulo 1 traz uma introdução ao assunto da tese abordando de maneira sucinta a importância do tema, os objetivos e a motivação para o desenvolvimento da pesquisa e a estrutura organizacional do trabalho.

O capítulo 2 traz uma revisão bibliográfica sobre o conceito de Análise de Custo do Ciclo de Vida (*Life Cycle Cost Analysis - LCCA*), as variáveis econômicas pertinentes a este tipo de estudo e o delineamento de uma análise de viabilidade econômica de um projeto ao longo de todo seu período de operação. São abordados também neste capítulo os aspectos relacionados ao tipo de abordagem, probabilística ou determinística, para um estudo desta natureza e os conceitos de estatística e simulação de dados necessários para a consideração das incertezas pertinentes às variáveis de uma análise deste tipo. Também é discutida a determinação da confiabilidade da estrutura de pavimento baseada no modelo utilizado.

Alguns métodos de dimensionamento são apresentados no capítulo 3, no intuito de se descreverem as equações de dimensionamento disponíveis. Ainda, são apresentadas considerações sobre o desempenho de estruturas de pavimento assim como métodos de restauração asfáltica, seja sobre pavimento existente asfáltico ou de concreto de cimento Portland.

O capítulo 4 apresenta os modelos propostos com as principais telas de entradas, de processamento e apresentação de resultados. São apresentados dois modelos para o cálculo da confiabilidade de uma estrutura e outro modelo que calcula o custo do ciclo de vida do pavimento, sendo um par destinado à análise de pavimentos asfálticos e outro para estruturas de pavimentos rígidos, com placas de concreto de cimento Portland.

No capítulo 5 é apresentado um estudo de caso, visando ilustrar a operacionalidade dos modelos. Utiliza-se um trecho de rodovia com tráfego pesado e estruturas de pavimento asfáltico e de concreto. São discutidos os resultados e as inter-relações de cada modelo.

Uma análise de sensibilidade dos parâmetros de entrada é conduzida no capítulo 6. A influência das incertezas relacionadas ao tráfego e às características geométricas e elásticas da estrutura de implantação no modelo proposto é determinada visando elencar a relevância de cada parâmetro no risco intrínseco à solução de pavimentação em análise.

As conclusões do trabalho, comentários e recomendações sobre a validade e importância dos modelos propostos são apresentadas no capítulo 7. Esta seção aborda de forma analítica as vantagens e desvantagens de se utilizar uma análise do tipo LCCA na avaliação da viabilidade de uma estrutura de pavimento, assim como a consideração do risco associado a cada parcela. Recomendações para trabalhos futuros também são objeto deste capítulo.

CAPÍTULO 2

AVALIAÇÃO ECONÔMICA DE PAVIMENTOS E CONCEITOS PROBABILÍSTICOS

2.1. INTRODUÇÃO

Por mais de duas décadas, diversos estudos foram conduzidos com o objetivo de auxiliar a seleção do tipo de pavimento mais adequado para um determinado projeto. Estes esforços são bastante evidentes em publicações no exterior. Neste contexto, diferentes abordagens foram propostas, porém, notadamente não existe um consenso no que se refere a uma metodologia padrão. Apesar de uma concentração de esforços mais recentes, a introdução da engenharia econômica no domínio rodoviário não é recente. Em 1847, Gillespie desenvolveu a obra “*Manual of the Principles and Practice of Road Making*” (RODRIGUES FILHO, 2006). No entanto, esta área de estudo apenas conheceu um real desenvolvimento a partir da era do automóvel, no século seguinte, aproximadamente em 1920.

Inicialmente, os métodos de avaliação econômica de pavimentos apenas consideravam os custos iniciais de construção do pavimento. Dado que os investimentos nos pavimentos são realizados para um longo prazo, a avaliação econômica deve considerar todo o ciclo de vida do pavimento e respectivos custos e benefícios. A escolha de determinado tipo de pavimento em detrimento de outro era subsidiada por embasamentos inadequados, sem a consideração dos investimentos necessários em longo prazo, que podem ser bastante significativos.

Em 1985, na África do Sul, Mitchell e Walker¹ (apud WINSATT et al, 2009), em estudo baseado na análise econômica recomendou a seleção de tipos de pavimento para tráfego pesado. Este estudo considera um período de 30 anos para a estrutura de pavimento e utiliza além dos custos de implantação, os custos de manutenção neste período, os custos de atrasos (tempo) de usuários e o valor residual ao fim de 30 anos.

Uma análise econômica de uma estrutura de pavimento deve sempre conter uma abordagem que contemple todos os custos pertinentes, desde a implantação da rodovia. Os custos e os benefícios aos usuários devem ser previstos e considerados em uma análise deste tipo, utilizando modelos adequados e realistas.

No período de 1975 a 1984 foram coletados, no Brasil, dados de desempenho de pavimentos, que originaram, em conjunto com pesquisas em outros países, o Modelo HDM-III (*Highway Design and Standards Model*), desenvolvido pelo Banco Mundial. O HDM é uma poderosa ferramenta a ser utilizada em estudos de viabilidade. Inclui modelos que correlacionam serviços de construção, manutenção e condição do pavimento aos custos dos usuários.

Na maioria de seus modelos, a irregularidade longitudinal do pavimento é o principal parâmetro utilizado. No HDM foram incorporados modelos de Custos de Operação de Veículos – VOC (*Vehicle Operating Cost*). O HDM foi formulado para ser utilizado em países em desenvolvimento, não havendo na literatura frequentes relatos de sua utilização em países desenvolvidos como os EUA. Porém seus modelos são utilizados nas estimativas de custos de operação dos usuários, mesmo em países desenvolvidos.

A tomada de decisão quanto ao tipo de pavimento a ser implantado e a gestão deste passivo durante o período de operação deve ser baseada em uma metodologia adequada. Uma das mais conhecidas técnicas em projetos

¹ MITCHELL, M.; WALKER, R. **The economics of pavement type selection**. Department of Transportation. Pretoria, South Africa. 1985.

de infraestruturas de transportes para uma análise de investimento é a *Life Cycle Cost Analysis* (LCCA), ou Análise de Custo do Ciclo de Vida. Apesar de ser uma técnica reconhecida para uma avaliação de investimento, seu sucesso depende diretamente da qualidade dos dados e das estimativas utilizadas.

A técnica LCCA consiste basicamente na determinação do custo total decorrente de determinada intervenção em uma via, seja de pavimentação ou de reabilitação. Para tanto devem ser determinados 3 custos principais, a saber: custos iniciais de implantação, custos de manutenção e reabilitação ao longo do ciclo de vida, e custos dos usuários, também ao longo do ciclo de vida do pavimento. Ainda, de acordo com Walls III e Smith (1998), a Análise do Custo de Ciclo de Vida é uma técnica que se baseia em princípios bem fundados de análise econômica para avaliar a eficiência econômica global em longo prazo entre alternativas de investimento concorrentes. A Figura 2.1, adaptada de Velado (2007), ilustra o processo de uma análise de custo do ciclo de vida de um pavimento, onde são determinados os diversos custos pertinentes a uma solução de pavimento e posteriormente comparada a soluções alternativas. A solução economicamente mais vantajosa será aquela que apresentar o menor custo do ciclo de vida.

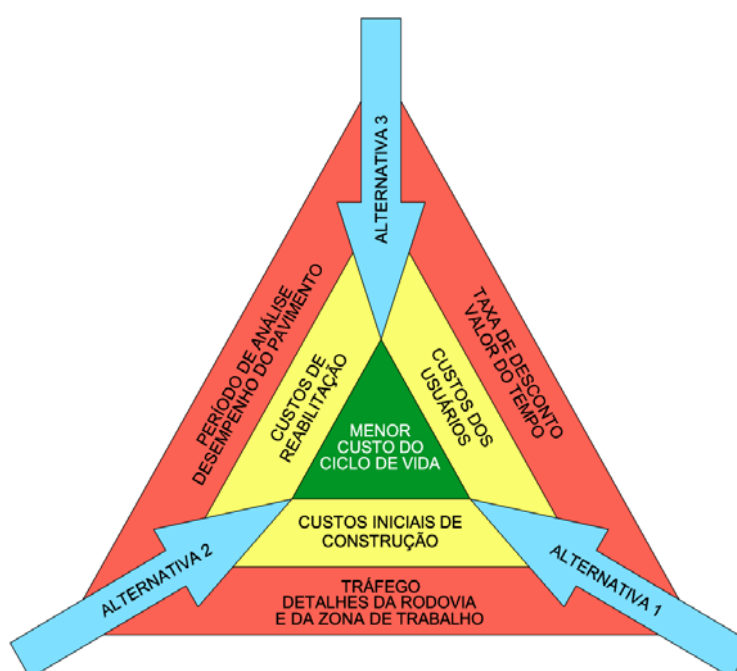


Figura 2.1 – Fatores componentes de uma análise de custo do ciclo de vida de um pavimento (adaptado de Velado, 2007)

2.2. CONCEITOS BÁSICOS

Um dos principais objetivos da avaliação econômica de pavimentos é o de apoiar a decisão quanto à escolha das alternativas de construção, ou conservação, mais rentáveis, quanto ao custo e benefício, em face de determinadas condições técnicas e econômicas.

Segundo o Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos do DNIT (2006b) pode-se dizer que a avaliação econômica consiste no conjunto de procedimentos a serem executados com vistas a determinar, à luz de conhecimentos de matemática financeira e comportamento real ou previsível de determinadas variáveis, quais, dentre uma série de alternativas devem ser executadas e, dentre essas, qual é a mais interessante economicamente. Ressaltar sempre a necessidade de se definir o ponto de vista sob o qual a análise deve ser feita, pois o que representa custo para alguém pode significar benefício a outrem, e vice-versa.

Assim, é necessário integrar na análise todos os fatores influentes na evolução do pavimento, determinando, para dada qualidade exigida, o menor custo total. Deste modo, é necessário avaliar a história econômica previsível para dado pavimento, a qual compreende uma sucessão de custos e benefícios, determinados, ou previstos para cada período de tempo considerado (1 ano ou superior).

Para o ano a_i , determinam-se os custos C_i e benefícios B_i decorrentes de uma solução específica. Estes custos e benefícios devem ser quantificados ano a ano até o fim da vida útil ou período de análise do pavimento. De modo geral, um estudo de análise econômica consiste nas seguintes fases:

- Identificação e definição das diferentes alternativas capazes de responder ao problema diagnosticado, incluindo também a alternativa nula (não fazer nada), avaliando as respectivas consequências;

- Identificação e definição dos vários fatores que podem contribuir para a diferenciação do custo e benefício das diversas alternativas e fatores de custo;
- Conversão de todas as alternativas à mesma base de comparação, por exemplo, o “valor presente”, de modo a selecionar a mais rentável.

Assim, é necessário definir índices de conversão de custos e benefícios. Estes índices são obtidos a partir da aplicação de diferentes métodos de avaliação econômica.

Dos métodos existentes para este fim, o mais utilizado em engenharia é o método do valor presente. A seleção do método mais apropriado para a avaliação econômica de estratégias alternativas de pavimentos deve ser precedida pela discussão das seguintes considerações com ela relacionadas:

- A importância do capital inicialmente investido relativamente aos custos futuros previstos;
- O método de mais fácil compreensão para o responsável pela tomada de decisão;
- A inclusão ou não dos benefícios na análise.

O processo de comparar custos de diferentes períodos aos custos equivalentes num período de referência (por exemplo, o início da construção) necessita da definição do “custo de oportunidade do capital”. Trata-se de conhecer a rentabilidade dos recursos financeiros durante certos períodos. Este custo de capital é dependente de vários fatores econômicos:

- A procura do capital;
- A disponibilidade do dinheiro (liquidez);
- A credibilidade do projeto (aspecto técnico);

- A confiança no futuro (estabilidade política e econômica);
- A inflação (valor atual e tendências de evolução).

O custo de oportunidade do capital pode ser traduzido pela “taxa de atualização” do dinheiro, t , a qual engloba, além do custo líquido do dinheiro (taxa de rentabilidade), a taxa de inflação. Alternativamente, pode ser utilizada a taxa do custo real do dinheiro, representada pela taxa de rentabilidade. Deste modo evita-se especular sobre a evolução das taxas de inflação. No entanto, em geral, nos métodos de avaliação econômica é utilizada uma taxa de atualização, englobando o valor da inflação.

Considerando uma taxa anual de atualização t , R\$ $(1+t)$ ao fim de um ano equivalem a R\$ 1,00 no início do ano, assim como considerando t constante durante o período n , R\$ $(1+t)^n$ no fim do período de análise, equivalem a R\$ 1,00 no início.

Os princípios básicos de engenharia econômica e métodos de avaliação econômica são aplicáveis à análise dos pavimentos, podendo ser resumidos do seguinte modo:

- O nível de gestão ao qual a avaliação é realizada deve ser claramente identificado; este pode variar desde o nível de planejamento ou programação (nível de rede), até o nível de projeto, onde um elemento, como um tipo de revestimento, é considerado dentro de cada projeto;
- A análise econômica fornece a base de decisão, mas não inclui a decisão; os critérios para tomar decisões (critérios de escolha – menor VPL, maior benefício, etc) devem ser formulados separadamente e antes de aplicar os resultados da avaliação econômica;
- Uma avaliação econômica deve considerar várias alternativas possíveis, dentro das restrições de recursos, de tempo e de dinheiro;
- As alternativas devem ser comparadas para o mesmo período de tempo, de modo que a maioria dos fatores envolvidos na comparação possa ser definida com a mesma finalidade;

- A avaliação econômica de pavimentos deve incluir custos da administração, custo dos usuários e benefícios se possível.

No domínio dos pavimentos, muitas vezes consideram-se apenas os custos de construção e de conservação, assumindo que os custos dos usuários não variam ao longo do tempo. No entanto, estes custos variam em função da qualidade funcional dos pavimentos, sendo os benefícios considerados como redução desses custos. Para a determinação destes benefícios, correntemente é utilizado o software HDM-4.

2.2.1. CUSTOS ASSOCIADOS À GESTÃO DE PAVIMENTOS

Na avaliação econômica, é essencial incluir todos os custos ocorridos durante a vida de um determinado projeto. Por esse motivo, em pavimentos, a partir de 1970 começou a ser utilizado o conceito de “custo do ciclo de vida” (*life-cycle cost*).

Atualmente este conceito é considerado em conferências específicas, dedicadas a diversos tipos de infraestruturas, com o objetivo de analisar o custo de todo o ciclo de vida (*Life-Cycle Cost Analysis – LCCA*).

Os custos do ciclo de vida referem-se a todos os custos (incluindo os benefícios), envolvidos na construção, manutenção e reabilitação de um pavimento durante o seu ciclo de vida. De modo a ilustrar esta análise, Branco, Pereira e Santos (2005) utilizam a comparação entre os custos de dois automóveis, onde se considera:

- O custo de aquisição;
- O combustível e outros custos de operação, como pneus;
- As reparações (conservação);
- O valor da retoma (valor residual).

O mesmo tipo de comparação deve ser adotado para os pavimentos. Ainda utilizando como exemplo dois automóveis, Branco, Pereira e Santos (2005) afirmam também ser necessário considerar a vida útil do automóvel. Um automóvel barato pode durar 5 anos, enquanto que um automóvel caro, cuidadosamente escolhido pode durar 15 anos. Deste modo, todos os custos a considerar nos dois casos não ocorrem ao mesmo tempo. Por isso, é útil determinar a soma global de dinheiro que deve ser investida em certa data (normalmente no princípio) e a valorização da moeda do mesmo. Assim, considera-se uma determinada taxa de juros de modo a permitir o pagamento desses custos quando os mesmos ocorrerem.

Conclui-se, deste modo, que é importante a consideração nos cálculos de uma taxa de juro ou do valor do dinheiro ao longo do tempo. Relativamente aos custos associados à gestão de pavimentos, estes podem ser divididos em dois grupos principais: os custos do governo (administração rodoviária) e os custos dos usuários. Cada um destes grupos engloba um determinado conjunto de componentes de custos a seguir definidos.

2.2.2. CUSTOS PARA A ADMINISTRAÇÃO RODOVIÁRIA

Para a administração rodoviária devem ser considerados os custos a seguir definidos:

- Custos de projeto;
- Custos de implantação (custos iniciais);
- Custos de conservação e manutenção;
- Valor residual (benefício, caracterizado na análise como custo negativo).

A seguir são sucintamente descritos cada um destes componentes da parcela dos Custos para a Administração Rodoviária.

- Custos de Projeto

Os custos dos projetos envolvem todos os custos com estes relacionados, incluindo custos de obtenção dados, tais como os referentes à caracterização do tráfego atual e futuro e caracterização do pavimento existente. Trata-se, no entanto de uma componente de peso relativamente pequeno no conjunto dos custos considerados.

- Custos de Implantação

Estes custos referem-se ao investimento inicial com a implantação do pavimento novo. Na análise de estratégias alternativas de conservação de pavimentos, em princípio, não é necessário considerar esta componente de custos.

- Custos de Conservação e Restauração

Estes custos referem-se a todas as ações implementadas ao longo da vida do pavimento, com objetivo de manter o pavimento em determinado nível de qualidade, ou manter a qualidade do pavimento com um determinado nível limite de degradação.

Basicamente podem considerar-se dois grupos de ações de conservação: a conservação periódica e a restauração. A primeira tem por objetivo corrigir certas deficiências do pavimento, à medida que elas vão aparecendo, na maioria dos casos de modo pontual, incluindo correção do sistema de drenagem.

A restauração compreende um conjunto de ações a executar em certos períodos da vida do pavimento, com objetivo de recuperar certas características (estruturais e/ou funcionais), ou apenas para reduzir a taxa de degradação do pavimento.

A conservação é de aplicação mais frequente e de planificação difícil, logo, com custos mais difíceis de estimar, sendo por vezes avaliados, ou estimados em termos médios.

A restauração é aplicada ao longo da vida do pavimento com uma frequência reduzida, podendo ser planejada, com custos para a administração de cálculo relativamente fácil.

- Valor Residual

Um pavimento quando chega ao fim do seu período de vida, geralmente ainda apresenta algum valor do ponto de vista estrutural e funcional. Pode-se determinar este valor considerando o custo do pavimento inicial e o custo de reabilitação do pavimento existente de modo que apresente características idênticas às iniciais. A diferença entre estes dois valores, trazidos a valor presente, será o valor residual, apresentado como custo negativo (benefício).

2.2.3. CUSTOS PARA OS USUÁRIOS DA RODOVIA

Em relação aos usuários de uma rodovia podem-se considerar diversos custos relativos a esta operação. Este custo é composto de algumas parcelas intermediárias, a saber:

- Custos de operação dos veículos;
- Custos do tempo de percurso;
- Custos do tempo de percurso devido aos trabalhos de conservação;
- Custos dos acidentes;
- Custo do desconforto.

Este conjunto de custos é de determinação mais difícil que o grupo anterior, estando todos, em graus diferentes, dependentes do estado do pavimento. De modo geral, quanto maior for o estado de degradação, com mais dificuldade um veículo transitará nesta via, aumentando desta forma os custos associados à movimentação (BRANCO; PEREIRA; SANTOS, 2005).

- Custos de Operação dos Veículos

Este custo é função dos seguintes fatores: tipo e estado de conservação do veículo, tipo de camada de revestimento, velocidade de circulação,

irregularidade superficial e características geométricas da rodovia. A consideração desta componente de custo é necessária, particularmente quando a utilização de uma camada superficial granular é considerada nas alternativas. Segundo Branco, Pereira e Santos (2005), no caso de camadas de revestimento do tipo mistura asfáltica (como o CAUQ), ou concreto de cimento, o custo de operação dos diferentes veículos apresenta uma variação muito reduzida, não sendo fundamental a sua consideração na análise econômica.

No entanto, uma superfície com uma irregularidade elevada conduzirá a uma redução de velocidade, logo implicando um aumento do tempo de percurso, cujo custo é, parcialmente, compensado com a redução do consumo de combustível.

- Custo do Tempo de Percurso

O tempo de percurso é função essencialmente da velocidade, a qual por sua vez é função das características geométricas da estrada, do tipo de veículo e do estado do pavimento.

Trata-se de uma componente dos custos dos usuários que pode assumir um peso muito elevado na comparação de diferentes estratégias, em particular quando se trata de estradas de tráfego pesado. Além disso, esta componente deve incluir outra, relacionada com o tempo adicional devido aos trabalhos de conservação. Estes custos podem ser muito elevados, função da estratégia de conservação proposta, podendo, em certos casos, determinar a diferença nos custos globais para o usuário.

- Custo dos Acidentes

O custo dos acidentes inclui os custos dos acidentes pessoais (fatais ou não fatais) e dos danos materiais. Para que esses custos possam entrar na avaliação econômica de alternativas é necessário identificar os parâmetros influentes no nível de acidentes.

- Custo do Desconforto

É uma componente de custo de difícil determinação e por tal motivo na maioria dos casos não é considerada. No entanto, é através da avaliação do conforto de circulação que a maioria dos usuários estabelece a sua classificação do estado da estrada.

2.3. A EXPERIÊNCIA BRASILEIRA

Atualmente no Brasil, a avaliação econômica de alternativas de pavimento continua sendo condicionada pelo custo de implantação da rodovia. Para obras de tráfego pesado, geralmente com maiores custos de implantação envolvidos, recorre-se a uma análise econômica antes da seleção do tipo de estrutura de pavimento. Estas análises, quase que em sua totalidade, possuem apenas as estimativas dos custos de implantação, restauração e conservação. Os custos dos usuários, pela dificuldade de determinação, geralmente não são considerados nestas análises.

A questão da avaliação econômica de pavimentos, no Brasil, começou a obter importância, segundo Queiroz (1981), em pesquisa conduzida pelo IPR (Instituto de Pesquisas Rodoviárias). Um dos objetivos desta pesquisa foi a quantificação dos custos de operação dos veículos e dos usuários, utilizando os modelos empíricos que alimentaram o banco de dados do HDM, software do Banco Mundial.

A pavimentação com a utilização de revestimentos asfálticos manteve-se durante várias décadas como uma alternativa economicamente mais viável do que a pavimentação em concreto de cimento Portland (CCP). Com a crise do petróleo no início da década de 1970, a pavimentação em CCP começou a ganhar espaço no cenário nacional apoiada por experiências bem sucedidas e práticas consolidadas no exterior.

No Brasil, desde então se produziram trabalhos técnicos no intuito de verificar a viabilidade da implantação de pavimentos de concreto em detrimento

dos pavimentos asfálticos, executando, na maioria dos casos, uma comparação a valor presente dos custos de implantação e manutenção. Os custos dos usuários raramente foram utilizados.

Zeminian (1977), em seu estudo, comparou custos entre pavimentos rígidos e flexíveis. Em suas conclusões estabeleceu que para baixos volumes de tráfego prevalecia a tendência de maior viabilidade para o pavimento flexível, já para o outro extremo, com tráfego pesado, o pavimento rígido apresentava uma viabilidade notadamente superior. A faixa intermediária, segundo o autor, deveria ser alvo de uma análise de viabilidade antes da seleção do tipo de estrutura.

Carvalho, Grossi e Ignati (1994) desenvolveram estudo similar, porém analisando a viabilidade de um pavimento para uma área crítica em solicitações do tráfego. A estrutura com pavimento rígido apresentou-se como a solução economicamente mais viável para o tráfego pesado.

Domingues e Nishyama (1996) conduziram, levando em conta o desempenho durante 20 anos, um estudo econômico comparativo entre um trecho em pavimento asfáltico e outro em concreto de cimento Portland na rodovia dos Imigrantes, em São Paulo, conhecida pelo elevado volume de veículos. Concluíram que naquela situação o pavimento rígido era a solução economicamente mais viável.

Pitta (2001), comparando o desempenho e o custo de estruturas de pavimento flexível e rígido em um período de 15 anos, verificou que as estruturas de concreto poderiam ser mais vantajosas economicamente ainda no custo de implantação, especificamente para situações de tráfego pesado.

No Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos do DNIT (2006b) são apresentadas algumas modalidades de análise econômica para pavimentos, porém a distribuição cronológica dos serviços de manutenção e conservação, um parâmetro muito importante neste tipo de análise, é atribuída livremente ao projeto. Cria-se uma situação onde a adoção de políticas

diversas pode conduzir os resultados a certo tipo de pavimento, visto que a magnitude dos custos destes serviços em períodos de 20 anos podem ser decisivos na determinação da viabilidade da solução.

A grande maioria dos estudos comparativos entre tipos de pavimento baseia-se em políticas de manutenção e conservação definidas de acordo com a experiência prévia. Denota-se neste ponto uma grande dificuldade, uma vez que ainda é comum a prática de se favorecer certos tipos de pavimentos na determinação dos parâmetros de entrada da análise.

No âmbito acadêmico, Rodrigues Filho (2006), através de um estudo comparativo entre uma estrutura de pavimento asfáltico e outra de pavimento rígido, utilizou modelos empíricos de deterioração baseados na ocorrência de defeitos para modelar a política de manutenção e conservação de sua análise.

Utilizando os modelos de desempenho do HDM, Severi (1997) e Biroli (2003) desenvolveram estudos acerca da determinação dos custos totais de pavimentos rígidos e asfálticos. Com o objetivo de determinar o custo global de uma estrutura de pavimento de concreto, Severi (1997) analisou um experimento fatorial, utilizando as metodologias de dimensionamento da PCA (*Portland Cement Association*) e da AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*), e o software HDM-III (*Highway Design and Maintenance-III*) para a avaliação dos custos dos usuários. Biroli (2003) utilizou-se de uma versão posterior do software HDM, o HDM-4 (*Highway Development and Management-4*) para a determinação dos custos dos usuários, inclusive de pavimentos de concreto.

Assim como em Severi (1997), em Biroli (2003) evidenciou-se a importância dos custos dos usuários nas operações. Para estruturas de pavimentos flexíveis e tráfego elevado, estes custos chegaram a representar 95% dos custos totais. Na literatura nacional, são raras as iniciativas de se mensurar os custos dos usuários sobre estruturas de pavimento. A dificuldade de se obter conjuntos de dados suficientemente completos e modelos mais simplificados configuram os maiores entraves para o avanço de pesquisas

nesta linha e o desenvolvimento de modelos genuinamente nacionais e ou calibração de modelos existentes.

2.4. A EXPERIÊNCIA INTERNACIONAL - LCCA

Grande parte dos esforços para o desenvolvimento e aprimoramento das técnicas de análise de custo de ciclo vida de pavimentos (LCCA) concentra-se em estudos e diretrizes norte-americanas e na Europa. O conceito de que a adequada seleção do tipo de pavimento para uma dada situação pode levar a grandes benefícios econômicos ao longo de um período de operação mais longo, geralmente superiores a 20 ou 30 anos, está bem consolidado e valorizado em trabalhos acadêmicos e diretrizes governamentais.

A FHWA (*Federal Highway Administration*), que é o principal órgão regulador das práticas rodoviárias nos Estados Unidos, demonstra em diversas publicações o interesse na adequada aplicação das técnicas de LCCA em seu país, visando a otimização dos custos e ainda assim obter pavimentos que possibilitam grande conforto e segurança aos usuários para períodos de tempo cada vez maiores. Walls III e Smith (1998) publicaram através da FHWA o relatório técnico "*Life-Cycle Cost Analysis in Pavement Design – Interim Technical Bulletin*", onde recomendam procedimentos para a elaboração de uma análise econômica do tipo LCCA.

Walls III e Smith (1998) discutem como conduzir uma análise LCCA, determinar a estratégia de projeto, os períodos e os tipos de manutenção, e o desempenho das estruturas antes e após as intervenções. Em relação aos custos, dividem em duas componentes, os custos para a agência (incluindo a implantação, a restauração e conservação e o valor residual) e os custos dos usuários, definidos como o resultado da somatória dos custos de atrasos, de operação dos veículos, de acidentes. Walls III e Smith (1998) recomendam ainda o Valor Presente Líquido (VPL) como um indicador econômico adequado para a condução da LCCA.

Ainda em Walls III e Smith (1998) é recomendada a análise de riscos, devido às inerentes variações que podem ocorrer nos parâmetros envolvidos neste tipo de estudo. No mínimo, é indicada uma análise de sensibilidade para a verificação da influência destas variações nos resultados da LCCA. Recomendam ainda simulação computacional das variações implícitas aos parâmetros do procedimento utilizando o método Monte Carlo.

Em 2002 foi publicado, também pela FHWA, o manual de análise de custo do ciclo de vida (*Life-Cycle Cost Analysis Primer*). Este manual, publicado pelo gabinete de gestão de ativos da FHWA, teve a intenção de subsidiar análises de investimento. A abordagem considera o custo total, composto pelo custo do governo e pelo custo dos usuários, na comparação de alternativas. A aplicação da Análise do Benefício Custo (BCA – Benefit Cost Analysis) para considerar os benefícios decorrentes de uma intervenção na comparação de alternativas também é recomendada no manual. Salaria que se alternativas em comparação resultam em diferentes benefícios, então uma análise BCA seria mais eficiente que uma análise tipo LCCA (FHWA, 2002).

Ainda no manual de 2002 o processo da Análise de Custo do Ciclo de Vida é apresentado passo a passo, além de diretrizes para as alternativas de projeto, determinação das políticas de serviços ao longo do período de análise, determinação dos custos (governamentais e dos usuários) e também como analisar os resultados. São recomendados o Valor Presente Líquido ou o Custo Anual Equivalente Uniforme como indicadores econômicos na análise. Assim como a publicação anterior da FHWA (WALLS III; SMITH, 1998), o manual também menciona a questão da análise de risco. A análise pode ter uma abordagem determinística ou probabilística para considerar as incertezas inerentes às variáveis de entrada da análise.

Ainda no intuito de se encorajar e facilitar a condução de Análises de Custo do Ciclo de Vida de pavimentos foi desenvolvido pela FHWA o software RealCost. Este software possibilita a análise LCCA considerando uma abordagem tanto determinística quanto probabilística dos parâmetros de entrada. Desenvolvido para subsidiar uma análise mais consistente, objetiva e

prática entre pavimentos em nível de projeto, este software funciona em Excel e teve seu manual publicado em 2004. A consideração do tráfego segue a tendência norte-americana de se considerar todo o espectro de cargas ao longo de períodos de tempo em vez de se reduzir a um número equivalente de aplicações de um eixo padrão.

Wimsatt et al. (2009) em trabalho também publicado pela FHWA conduziram uma pesquisa sobre LCCA no Departamento de Transporte do Texas (*TxDOT – Texas Department of Transportation*). Analisou-se o estado-da-prática sobre o assunto nos Estados Unidos. A pesquisa averiguou que a prática da Análise de Custo do Ciclo de Vida de intervenções nos pavimentos é uma prática comum aos estados daquele país, porém verificou-se também uma grande variação nas metodologias de execução destas análises. Muitos estados participantes da pesquisa apontam estudos deste tipo como o mais relevante critério para a seleção do tipo de estrutura.

Ainda em Wimsatt et al. (2009) verifica-se que em aproximadamente 60% dos departamentos consultados os custos dos usuários não são contemplados na análise. E em estados onde são considerados os custos dos usuários, estes são compostos apenas pelos custos de atraso decorrentes de intervenções na pista. Mais de 50% dos estados utilizam algum tipo de software para esta finalidade, com destaque para o RealCost da FHWA. Ressalta-se que o RealCost é recomendado em Wimsatt et al. (2009) como o software mais adequado para uma análise desta natureza.

A inclusão dos valores residuais e as taxas de desconto utilizadas também apresentaram variação. O objetivo desta pesquisa foi o de consolidar as boas práticas no país para uma atualização dos procedimentos do TxDOT (*Texas Department of Transportation*). Uma questão relevante foi a utilização de métodos probabilísticos e determinísticos, onde verificaram que a maioria dos departamentos utiliza abordagens essencialmente determinísticas, porém o estudo recomenda que o procedimento do TxDOT adote uma abordagem probabilística, mais adequada para este tipo de estudo.

A quantidade de Departamentos de Transporte nos EUA que possuem diretrizes e trabalhos acerca das análises tipo LCCA é bastante relevante. É atribuída a este assunto a devida importância, uma vez que uma análise adequada pode resultar em uma escolha capaz de gerar grandes economias em longo prazo. O Departamento de Transportes da Califórnia (*California Department of Transportation – Caltrans*) possui um manual publicado em 2007. Neste trabalho (VELADO, 2007) são apresentados os principais procedimentos para uma análise LCCA naquele estado. O manual recomenda o uso do software RealCost nas análises, porém, apesar de o software possibilitar a entrada de dados com uma abordagem probabilística, mais adequada, a Caltrans utiliza, atualmente, apenas a abordagem determinística, já que a entrada de dados de variáveis probabilísticas continua em desenvolvimento.

No departamento do Colorado (*CDOT – Colorado Department of Transportation*), Demos (2006) apresenta um método de análise probabilística onde utiliza a taxa de desconto e a taxa de inflação. Considera ainda o valor residual da estrutura igual a zero. Neste método, quando uma análise probabilística de custo de ciclo de vida é executada, o departamento assume um nível de risco de 75% na referida análise.

Além dos departamentos de transportes e da FHWA, outra importante entidade na engenharia rodoviária que também preconiza a utilização de técnicas de LCCA é a AASHTO, que em seu guia mais atual do ano de 2002 incluiu a metodologia preconizada pela FHWA. Apesar da AASHTO (2002) ter incorporado a metodologia em questão e incentivar o uso do software para a realização de uma análise, o programa não foi incorporado ao módulo principal de dimensionamento.

Muitos estudos recentes realizados pelas indústrias do cimento e do asfalto apresentam relevantes esclarecimentos na prática de aplicação das técnicas de LCCA visando à comparação de tipos de pavimentos, porém, conforme afirmam Wimsatt et al. (2009) cada indústria continua defendendo o tipo de pavimento de seu interesse.

Apesar do estado-da-arte a respeito do assunto (LCCA) estar bastante explorado e divulgado, em muitos trabalhos registra-se ainda uma lacuna entre o estado-da-arte e o estado-da-prática. Atualmente, em diversos países, as análises são conduzidas de forma bastante simplificada. Ozbay et al. (2004) conduziram uma pesquisa em todos os departamentos de transportes (DOTs) verificando o atual estado-da-prática e comparam esta pesquisa com uma grande pesquisa realizada em 1984. Verificou-se que as maiores lacunas estão relacionadas às variáveis de entrada na análise. A abordagem probabilística, apesar de bastante recomendada e estudada, na prática é pouco utilizada. Somente são utilizados valores médios dos parâmetros de entrada da análise, ignorando inerentes variações.

Outro ponto bastante divergente é a definição de políticas de serviços ao longo do período de análise. Ozbay et al. (2004) verificaram que enquanto estudos orientam a definição das épocas e tipos de intervenções baseadas no desempenho da estrutura, na prática são adotados os padrões decorrentes de experiência prévia dos engenheiros dos DOTs (*Departments of Transportation*) visando, muitas vezes, a utilização de orçamentos pré-estabelecidos.

Ozbay et al. (2004) constataram ainda que além das divergências nos parâmetros de entrada, o tratamento dos dados ainda é realizado de forma simplificada, determinando valores médios. As técnicas mais refinadas de simulação de dados e as abordagens probabilísticas recomendadas em estudos ainda não são utilizadas.

Os custos dos usuários, uma das parcelas de maior dificuldade de determinação raramente era contemplada nas análises dos departamentos de transporte norte-americanos (OZBAY et al., 2004), apesar de serem preconizados como parte importante na análise.

Morgado e Neves (2009) visando uma simplificação da determinação dos custos dos usuários desenvolveram uma metodologia para este fim. O resultado foi um processo simplificado que possibilita mais rapidamente a determinação destes custos. O modelo preconizado pelo HDM-4 é o modelo mais conhecido e utilizado (MORGADO; NEVES, 2007), porém devido à

dificuldades na obtenção adequada de dados, surgem formulações com a finalidade de se simplificar este processo.

Hall et al. (2003) em seu guia para análises LCCA em soluções de reabilitação sugere uma ponderação entre os custos da agência e os custos dos usuários, recomendando que em cada caso seja verificada necessidade de se enfatizar os efeitos de determinada solução em relação à administração ou em relação aos usuários da via.

Vadakpat, Stoffels e Dixon (2000) utilizaram o software CORSIM, que é um programa de simulação de tráfego da FHWA, para determinar o custo dos usuários em nível de rede. Verificaram que a utilização de programas computacionais desta natureza pode facilitar a obtenção dos custos dos usuários com certa precisão.

Morgado e Neves (2007) desenvolveram modelos para a formulação de estratégia de manutenção em rodovias e avaliando seus efeitos na análise do custo do ciclo de vida do pavimento, tendo como base a malha rodoviária de Portugal. Ainda na Europa, são claros os esforços em se obter soluções de pavimentação onde se consiga otimizar os custos em um longo período.

Analisando as soluções de pavimentos flexíveis do Manual de Concepção para a Rede Rodoviária de Portugal, Costa (2008) conduziu análises do custo total das estruturas incluindo custos de natureza ambiental. Estes valores foram determinados através dos volumes de material utilizados e desprezados, inclusive resíduos de fresagens. As soluções que resultam em menor volume por unidade de área foram consideradas as melhores escolhas, do ponto de vista ambiental.

Hall et al. (2007) descreveram as técnicas utilizadas em pavimentos de concreto em alguns países da Europa, como Áustria e Alemanha, e no Canadá. A pesquisa, realizada através da FHWA, teve como finalidade principal a troca de experiências e técnicas de construção e manutenção em pavimentos de

concreto, visando a otimização do processo, diminuindo a necessidade de intervenções na estrutura em períodos cada vez maiores.

Analisando a realidade rodoviária britânica e os métodos de dimensionamento oficiais do país Nunn e Ferne (2001) verificaram a necessidade de se desenvolver uma metodologia mais adequada para o dimensionamento e a verificação de estruturas feitas para durar mais, denotando a preocupação em se obter situações onde se evite por períodos cada vez maiores intervenções na estrutura.

Uzarowski e Moore (2008) estudaram além dos efeitos econômicos, os efeitos ambientais decorrentes da utilização de pavimentos com estruturas de longa duração. Verificaram que se implantando uma estrutura mais robusta, com menores necessidades de intervenções e melhores condições de rolamento, para um mesmo nível de serviço, as emissões de gases decorrentes do tráfego podem ser diminuídas.

Ainda Uzarowski e Moore (2008) concluíram que em um período de análise de 50 anos, o consumo de energia e a emissão de gases e particulados na atmosfera devido à construção, manutenção e reabilitação do pavimento perpétuo podem ser reduzidos em aproximadamente 1/3 quando comparadas com as soluções convencionais de estruturas de pavimento. Além desta redução, verificou-se que a solução estudada é vantajosa economicamente e que se ainda na análise forem computados os custos dos usuários esta vantagem econômica é mais pronunciada.

Hass, Tighe e Falls (2005), estudando o período do ciclo de vida de pavimentos, constataram que as estruturas estão cada vez mais sendo dimensionadas para períodos mais longos. Desta forma propõem que análises de custo sejam conduzidas segundo três períodos, curto, médio e longo, caracterizados por 25, 50 e 100 anos respectivamente. Os estudos canadenses acerca do assunto contemplam ainda sugestões para implementação de abordagens probabilísticas nas análises.

Zaghloul et al. (2004) estudaram os efeitos da drenagem nos custos do ciclo de vida de pavimentos. Verificaram que um bom sistema de drenagem pode refletir em redução dos custos futuros de restauração.

2.5. ABORDAGEM PROBABILÍSTICA – INTRODUÇÃO À ANÁLISE DE RISCO

Análise de risco é um termo utilizado para descrever qualquer método quantitativo ou qualitativo para avaliar os impactos do risco em situações de decisão. Análises deste tipo abordam três questões básicas sobre o risco, ou incertezas. Quais são os possíveis resultados? Qual é a probabilidade de ocorrência de cada resultado? Quais são as consequências de decisões baseadas no conhecimento da probabilidade de cada resultado? (@Risk User's Manual, 1997).

Mais especificamente, Walls III e Smith (1998) definiram a análise de risco como uma combinação da descrição probabilística da variação de cada parâmetro de entrada da análise com simulações para caracterizar o risco associado aos possíveis resultados.

Métodos quantitativos de modelagem, análise e avaliação são poderosas ferramentas da engenharia. Quantificar os efeitos das incertezas e avaliar seus efeitos em projeto e no desempenho de uma estrutura assume uma grande importância na tomada de decisão.

Segundo Tighe (1999) é evidente que na previsão do desempenho de uma estrutura de pavimento de uma rodovia, as incertezas devem ser consideradas para que os resultados sejam relevantes para o “mundo real”.

Nas últimas décadas, o tipo de abordagem de uma análise do custo do ciclo de vida de um pavimento tem sido objetivo de vários estudos. Wilde et al. (1999) introduziram um modelo para análise do custo do ciclo de vida de projetos de pavimento rígido, com placas de concreto de cimento Portland. Labi e Sinha (2005) estudaram os efeitos de manutenção preventiva e definição

ótima das datas das intervenções visando o menor custo possível do custo do ciclo de um pavimento flexível.

A abordagem probabilística, com a consideração das incertezas e variações inerentes aos parâmetros que compõem a análise vem ganhando destaque entre trabalhos e estudos nesta área. A Figura 2.2 ilustra esta abordagem. Tighe (2001) desenvolveu uma análise probabilística incorporando média, variância e distribuições probabilísticas típicas para variáveis da construção do pavimento, como espessura e custo.

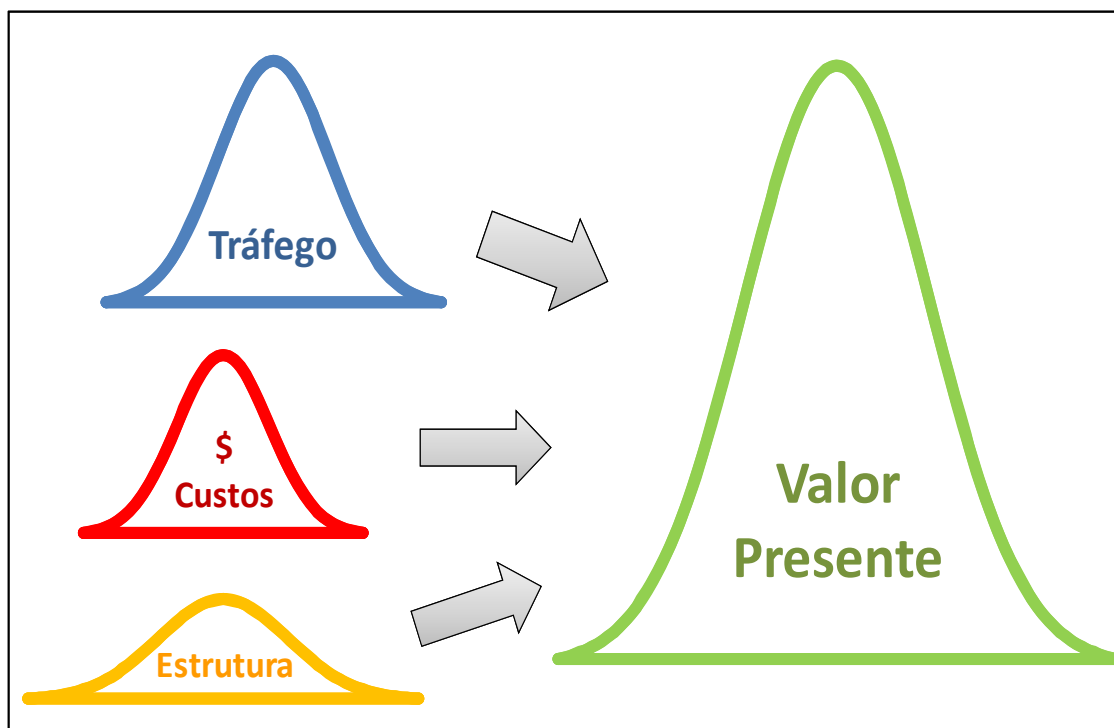


Figura 2.2 – Abordagem probabilística em uma análise de custos do ciclo de vida

Reigle e Zaniewski (2002) incorporaram conceitos de análise de risco em seu modelo para análise do custo do ciclo de um pavimento asfáltico. Este modelo, além de ter como principal objetivo avaliar a melhor intervenção de restauração para a estrutura em análise (comparando os resultados das análises econômicas) conta ainda com considerações acerca da textura do pavimento e sua influência na geração de acidentes. Reigle e Zaniewski (2002) utilizaram o método de simulações Monte Carlo no modelo proposto.

Li e Madanu (2009) propõem uma estrutura generalizada para uma análise dos benefícios decorrentes de um projeto. A estrutura para análise do benefício/custo do ciclo de vida de um pavimento em nível de projeto baseia-se nas incertezas associadas às variáveis de entrada, sendo estes parâmetros de entrada caracterizados de acordo com sua variabilidade, a saber:

- Certeza (o parâmetro de entrada é puramente determinístico com um único valor),
- Risco (o parâmetro de entrada possui uma série de possibilidades de acordo com uma distribuição probabilística conhecida) e,
- Incerteza (o parâmetro de entrada possui uma série de possibilidades com probabilidades desconhecidas).

Se um parâmetro de entrada está sob certeza, um único valor é utilizado, se está sob risco, é utilizada uma probabilidade matemática e se este parâmetro está sob incerteza, pode ser adotado um único valor determinado de acordo com regra de decisão do modelo de Shackle. A Figura 2.3 apresenta a estrutura proposta por Li e Madanu (2009).

Whiteley, Tighe e Zhang (2005) estudaram os efeitos das variações de alguns parâmetros na análise de custo do ciclo de vida e propõem a incorporação probabilística destas variações. Foram avaliadas variações no desempenho em até 30%. As diferenças calculadas através das análises de ciclo de vida são então utilizadas para a especificação de um fator de pagamento. A execução de pavimentos com desempenho inferior ao desejado, ou projetado, implicaria em descontos diretamente proporcionais às variações de custo calculadas nas análises LCCA.

Para a incorporação de conceitos de incerteza e/ou de risco em uma análise qualquer, a definição das distribuições probabilísticas mais adequadas para cada parâmetro assume grande importância. A seção a seguir apresenta de forma sucinta os principais conceitos de probabilidade, algumas distribuições e suas principais características.

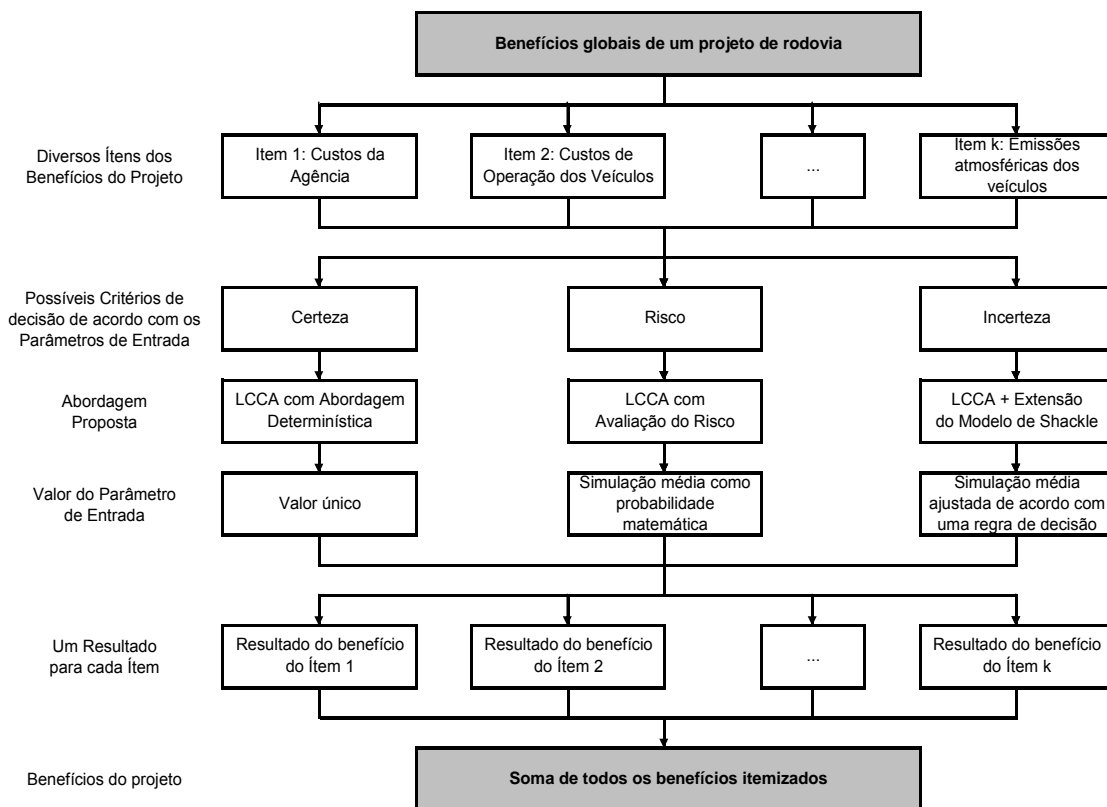


Figura 2.3 – Estrutura generalizada para estimar os benefícios globais de um projeto sob certeza, risco e incerteza (adaptado de Li e Madanu, 2009)

2.5.1. CONCEITOS DE PROBABILIDADE

A análise probabilística consiste na previsão comportamental de uma determinada experiência. Entende-se por experiência um processo aleatório, em geral um processo físico, que é controlado total ou parcialmente por um mecanismo de casualidade, sorte ou azar (chance). A característica de interesse de uma experiência que assume valores diferentes e não previsíveis como resposta é denominada de variável aleatória. A variável aleatória pode ser considerada discreta, quando assume apenas certos valores específicos, ou contínua, quando pode assumir qualquer valor dentro de um intervalo.

Em uma experiência, o conjunto de todas as respostas é denominado de espaço amostral. Em geral, o espaço amostral é dito discreto se possui um número contável de elementos. Se os elementos de um espaço amostral constituem um contínuo (por exemplo, todos os pontos de uma reta ou plano) o

espaço amostral é dito contínuo. A caracterização de um espaço amostral em discreto ou contínuo é determinada através do tipo de variável aleatória em questão.

Qualquer subconjunto de um espaço amostral é definido como evento, enquanto que o conjunto de todas as observações realizadas é denominado de população.

2.5.1.1. FUNÇÃO DE PROBABILIDADE

Sendo X uma variável aleatória qualquer, o comportamento probabilístico do fenômeno aleatório pode ser descrito por uma função matemática conhecida por função densidade de probabilidade $f(x)$.

Objetivamente, a função densidade de probabilidade descreve a forma da curva de distribuição da probabilidade de ocorrência de cada valor da variável aleatória. Dentre as formas mais usuais, podem ser citadas as distribuições normal ou gaussiana, lognormal, gama, qui-quadrado e t de Student, entre outras.

A probabilidade de ocorrência da variável aleatória (X) ser menor ou igual a certo valor t é dada pela função de distribuição $F(t)$ definida na equação (2.1) a seguir:

$$P[X \leq t] = F(t) = \int_{-\infty}^t f(x)dx \quad (2.1)$$

A probabilidade de ocorrência da variável X em certo intervalo $[a,b]$ pode ser descrita conforme a equação (2.2).

$$P[a \leq X \leq b] = \int_a^b f(x)dx \quad (2.2)$$

Portanto, a probabilidade de ocorrência de X em um determinado intervalo é a área sob a função $f(X)$ para esse intervalo. A Figura 2.4 apresenta, como exemplo, a área sob a função que representa uma determinada

probabilidade de ocorrência de um evento. Tomando-se uma curva de distribuição de espessuras de uma camada do pavimento, a área hachurada representa a probabilidade de se obter espessuras menores ou iguais a 9cm para esta distribuição probabilística de espessuras nesta situação específica.

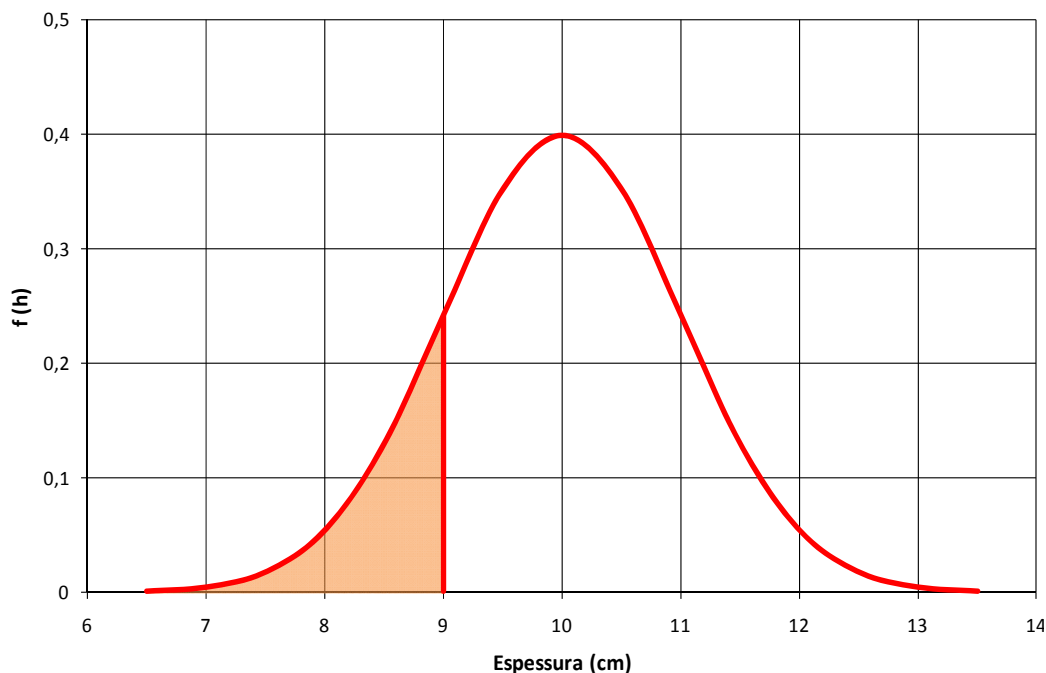


Figura 2.4 – Área hachurada representando a probabilidade de Espessura ≤ 9 cm

2.5.1.2. MOMENTOS PROBABILÍSTICOS

Para um estudo detalhado da densidade de probabilidade, utilizam-se medidas estatísticas que descrevem a locação e a dispersão da distribuição. Uma medida de locação muito utilizada é dada pela média, μ , ou valor esperado, $E[X]$, da densidade de probabilidade da variável aleatória contínua X correspondente, definida pela equação (2.3).

$$\mu = \int_{-\infty}^{\infty} x f(x) dx \quad (2.3)$$

A variação da densidade de probabilidade é medida pela variância que é o segundo momento sobre a média, definida pela equação (2.4).

$$V[X] = \int_{-\infty}^{\infty} (x - \mu)^2 f(x) dx \quad (2.4)$$

A raiz quadrada da variância, denominada desvio padrão, é outra medida usual da variabilidade de uma variável aleatória. Sua vantagem principal é ter a mesma dimensão da variável, enquanto a variância tem dimensão ao quadrado, que dificulta sua interpretação direta. O desvio padrão, σ , é expresso pela equação (2.5) a seguir.

$$\sigma[X] = \sqrt{V[X]} \quad (2.5)$$

O terceiro momento é usado para descrever a simetria ou assimetria da distribuição, enquanto o quarto momento descreve a curtose ou “falta de pico” da densidade de probabilidade. O conhecimento da forma exata da densidade de probabilidade só é possível através do conhecimento de todos os momentos probabilísticos.

2.5.1.3. ALGUMAS DISTRIBUIÇÕES PROBABILÍSTICAS

Apresentam-se, a seguir, algumas distribuições probabilísticas amplamente utilizadas em análises de variáveis aleatórias contínuas.

2.5.1.3.1. DISTRIBUIÇÃO NORMAL

As origens da distribuição normal remontam a Gauss em seus trabalhos sobre erros de observações astronômicas, por volta de 1810, donde o nome de distribuição gaussiana para tal modelo. A distribuição gaussiana caracteriza-se por uma simetria, que se aproxima de uma seção em corte de um sino. A equação que descreve seu comportamento é descrita em (2.6).

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right]} \quad (2.6)$$

A Figura 2.5 a seguir ilustra uma distribuição normal com média μ e desvio padrão σ .

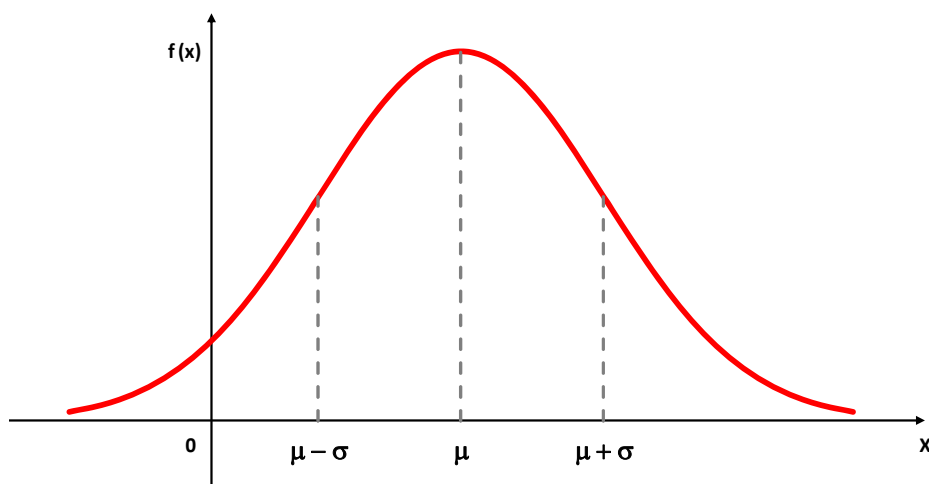


Figura 2.5 – Gráfico de uma distribuição Gaussiana (Normal) com média μ e desvio padrão σ

Usualmente são apresentadas tabelas especiais padronizadas para uma densidade normal com média $\mu = 0$ e desvio padrão $\sigma=1$, que são facilmente aplicáveis. Com o advento dos microcomputadores estes valores tabelados podem ser facilmente determinados por programas como o Microsoft Excel[®]. Substituindo na equação (2.6) os valores de μ e σ utilizados para padronização, tem-se uma distribuição padrão ou reduzida, apresentada na equação (2.7):

$$f[z] = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-z^2/2} \quad (2.7)$$

Onde z é uma variável aleatória padronizada definida pela equação (2.8) a seguir.

$$z = \frac{x - \mu}{\sigma} \quad (2.8)$$

A utilização frequente da distribuição normal é justificada pelo Teorema Central do Limite. Esse teorema diz que a soma de variáveis aleatórias independentes com distribuições quaisquer é aproximadamente normal, desde que o número (n) de termos da soma seja suficientemente grande. Esta aproximação torna-se cada vez melhor à medida que n aumenta.

2.5.1.3.2. DISTRIBUIÇÃO LOGNORMAL

Sendo Y uma variável aleatória com distribuição gaussiana e $\ln(X)=Y$, a variável aleatória X possui densidade lognormal. A densidade lognormal ocorre, portanto, sempre que o logaritmo de uma variável aleatória for normalmente distribuído. A densidade lognormal é encontrada tomando-se a exponencial de uma variável aleatória normal. Esta distribuição é caracterizada por possuir somente valores positivos. Sua forma é ilustrada na Figura 2.6. A equação que descreve o comportamento da função lognormal é descrita em (2.9).

$$f(x) = \frac{1}{x \cdot \sigma \sqrt{2\pi}} \cdot e^{\left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln(x) - \mu}{\sigma} \right)^2 \right]} \quad (2.9)$$

Os valores de média e variância são determinados a partir das seguintes equações (2.10) e (2.11).

$$E[x] = e^{\mu + \frac{1}{2}\sigma^2} \quad (2.10)$$

$$var[x] = e^{2\mu + 2\sigma^2} - e^{2\mu + \sigma^2} \quad (2.11)$$

Onde μ e σ^2 são, respectivamente, a média e a variância.

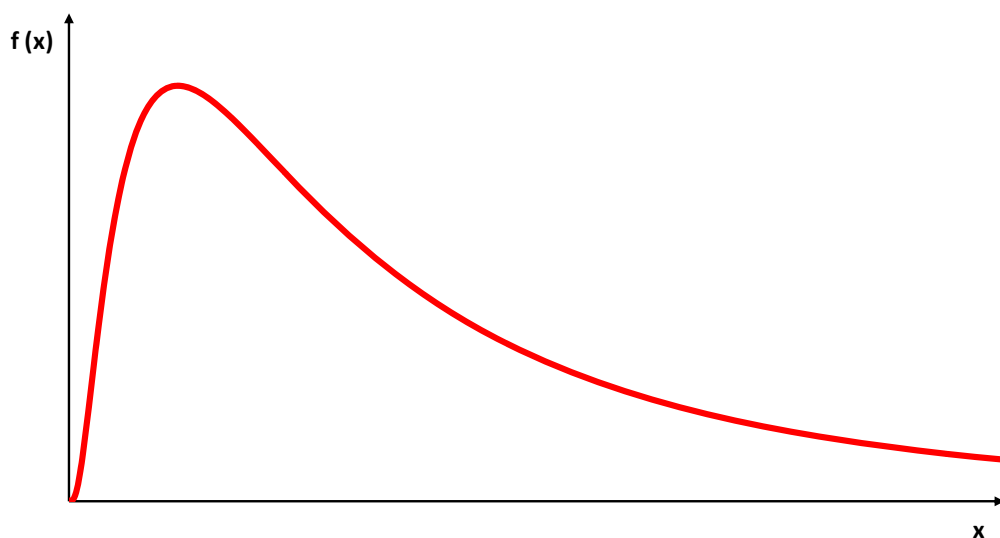


Figura 2.6 – Gráfico de uma distribuição Lognormal

2.5.2. ANÁLISE ESTATÍSTICA

O tratamento estatístico está relacionado à análise de uma coleção de observações, denominada amostra ou conjunto amostral, que visa caracterizar um fenômeno aleatório de interesse e não prever o comportamento do fenômeno em si (análise probabilística).

O tratamento dos dados amostrais pode ser realizado a partir de análise gráfica ou aritmética. A análise gráfica da amostra compreende a classificação da variável aleatória segundo a sua frequência de valores assumidos e a montagem de um gráfico com frequência versus valor da variável, denominado histograma. A análise aritmética da amostra é realizada através do cálculo de estimativas dos parâmetros populacionais que visam caracterizar a distribuição.

2.5.2.1. ANÁLISE GRÁFICA DA AMOSTRA

Dado um histograma, o comportamento de uma variável aleatória X em uma amostra pode ser caracterizado pela sua função de frequência $t(x)$. A função de frequência é entendida como a função matemática que descreve a frequência de valores assumidos pela variável aleatória no âmbito amostral, ou seja, é a função que melhor caracteriza a forma do histograma da variável aleatória. A função de frequência é análoga à função de densidade de probabilidade $f(x)$ da população correspondente, embora estas funções sejam conceitualmente diferentes. A Figura 2.7 ilustra um exemplo de um histograma de uma variável aleatória.

A população da variável aleatória possui uma função densidade de probabilidade definida, mas caso sejam realizadas diversas amostragens desta mesma população, pode-se encontrar diversas funções de frequência diferentes entre si.

Em um histograma pode-se usar uma função de frequência absoluta ou relativa. A função de frequência absoluta mostra diretamente o número ou a

porcentagem de recorrência de uma variável aleatória em um determinado intervalo. A função de frequência relativa, também chamada de densidade de frequência, é obtida dividindo-se a frequência absoluta pela amplitude do intervalo da variável aleatória em análise.

Portanto, no caso de utilizar-se a função de frequência relativa, a frequência absoluta de uma variável aleatória em um determinado intervalo é obtida a partir do cálculo da área do retângulo, cuja base é a amplitude do intervalo e a altura é a função de frequência relativa.

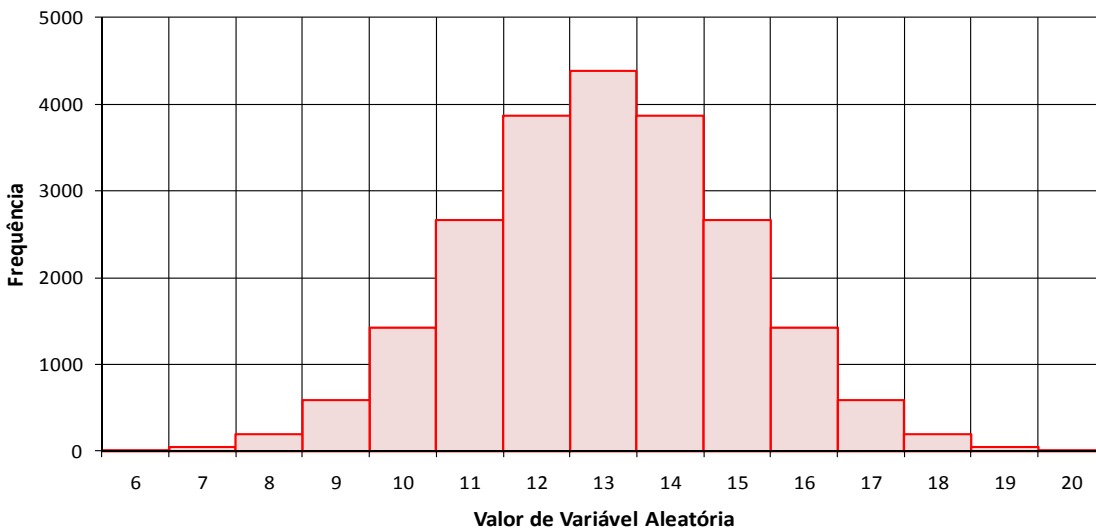


Figura 2.7 – Exemplo de um histograma de uma variável aleatória

2.5.2.2. ANÁLISE ARITMÉTICA DA AMOSTRA

Os parâmetros mais comumente utilizados são a média, μ , e a variância, σ^2 . A média amostral, definida de acordo com a equação (2.12), aplicada às observações de uma amostra de n unidades, dá uma estimativa da média populacional, μ .

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (2.12)$$

Deve-se atentar para a diferença entre a média amostral (\bar{x}) e a média da distribuição de probabilidade (μ). Enquanto a primeira relaciona os valores de um determinado conjunto de observações, a segunda indica a média de toda a população do fenômeno aleatório.

A variância amostral relaciona-se com os quadrados dos desvios da variável x em relação à média \bar{x} , sendo definida pela equação (2.13).

$$s^2 = \sum_{i=1}^n \frac{(x_i - \bar{x})^2}{n-1} \quad (2.13)$$

A variância amostral é uma estimativa da variância populacional.

Outro parâmetro bastante utilizado na análise de amostras é o desvio padrão. O desvio padrão amostral é definido como a raiz quadrada da variância. Em termos matemáticos temos este parâmetro definido de acordo com a equação (2.14).

$$s = \sqrt{\sum_{i=1}^n \frac{(x_i - \bar{x})^2}{n-1}} \quad (2.14)$$

Para representar o desvio padrão amostral como percentagem da média, utiliza-se o coeficiente de variação da amostra, $Cv(x)$, que é calculado conforme indicado na expressão (2.15).

$$Cv(x) = \frac{s(x)}{\bar{x}} \quad (2.15)$$

2.5.2.3. INFERÊNCIA ESTATÍSTICA

Os conceitos de probabilidade apresentados mostram que modelos teóricos identificados por parâmetros são utilizados para representar o comportamento da população de uma determinada variável aleatória. Com

base nos conceitos de estatística, tem-se uma estimativa do comportamento de uma variável aleatória a partir da observação de uma amostra.

Neste item são apresentados argumentos estatísticos para que sejam feitas afirmações sobre as características de uma população, com base em informações dadas por amostras. Portanto, a inferência estatística visa o uso de uma amostra para compreender o comportamento de uma população.

A condição para que seja válida a aplicação da teoria probabilística a uma amostra, é que esta seja aleatória. Uma amostra de tamanho n obtida a partir de uma população de tamanho N é dita aleatória se cada unidade da população tem uma probabilidade positiva e conhecida de pertencer à amostra.

A partir do Teorema Central do Limite, demonstra-se que tomando várias amostras de uma população normalmente distribuída, estas possuem valores médios diferentes. A variável aleatória média amostral (\bar{X}) é, neste caso, normalmente distribuída, desde que o número de elementos da amostra seja suficientemente grande (por exemplo, $n > 30$ elementos). Neste caso os limites máximo e mínimo para um intervalo de confiança da média da população (μ), baseado numa amostra aleatória simples com reposição, são calculados de acordo com a equação (2.16) a seguir.

$$\mu_{máx,min} = \bar{X} \pm Z \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \quad (2.16)$$

Onde Z é o ponto de corte da distribuição $N(0;1)$, de acordo com o nível de confiança desejado.

2.5.3. PAVIMENTOS E AS DISTRIBUIÇÕES PROBABILÍSTICAS

A escolha da distribuição probabilística que melhor represente cada característica do pavimento é fator de extrema importância para o sucesso de uma análise de risco. Geralmente estas distribuições devem ser determinadas a partir de amostras significativas. Em um pavimento asfáltico, as principais

características que influem no desempenho global da estrutura são a espessura e o módulo de resiliência de cada camada, inclusive do subleito.

A distribuição normal é largamente utilizada em diversos trabalhos. Vennalaganti, Ferregut e Nazarian (1994) utilizaram a distribuição normal na modelagem de seu experimento. Para todos os parâmetros de entrada, deflexões, espessuras das camadas, carga do ensaio e coeficiente de Poisson, a caracterização seguiu uma distribuição normal, com uma média e desvio padrão. Como resultados concluíram que os módulos de resiliência das camadas do pavimento analisado seriam mais bem caracterizados por uma distribuição lognormal.

Tighe (2001) mostrou que a espessura das camadas do pavimento é uma variável probabilística que deve ser contemplada na análise desta forma. Tendo como base o banco de dados de desempenho de pavimentos no Canadá (*Canadian Long-Term Performance database*). Tighe (2001) propõe um método de análise probabilística utilizando a distribuição lognormal. Conclui que não utilizar esta distribuição provavelmente conduz a resultados pouco confiáveis.

Mladenovic et al. (2003) utilizaram os dados de espessuras de projeto e de *as-built* provenientes do LTPP (*Long-Term Pavement Performance*) no ano de 2001 visando verificar eventuais diferenças entre as espessuras projetadas e as efetivamente implantadas. Como resultado obtiveram que na maioria dos casos esta diferença, para camadas com mesmo material, seguem uma distribuição normal. Ressalta-se que no universo de amostras analisadas em cerca de 60% das seções analisadas a espessura média implantada possuía uma diferença de $\pm 0,25$ pol. em relação à espessura projetada.

Reigle e Zaniewski (2002) utilizaram em seu modelo de análise a modelagem de todas as variáveis segundo uma distribuição normal. Neste modelo tanto os parâmetros de entrada como de saída foram caracterizados pela distribuição Gaussiana, porém houve a preocupação de se utilizar a distribuição normal truncada (evitando valores menores que zero na análise).

Jiang, Zhang e Ji (2003) apresentaram um modelo para a caracterização de amostras através de distribuições probabilísticas. O objetivo principal foi de verificar distribuições adequadas para caracterizar custos em projetos diversos. Neste trabalho, os autores recomendam a utilização da distribuição normal na caracterização de custos em análises do custo de ciclo de vida. Em outro trabalho, Jiang, Zhang e Ji (2004) apresentam um modelo para seleção de alternativa baseadas nas distribuições probabilísticas dos custos envolvidos. Apesar destes trabalhos não terem como objetivo avaliar a análise exclusiva de pavimentos fica evidente a importância da seleção da adequada distribuição e ainda os resultados, considerados satisfatórios, de análises com os custos caracterizados pela distribuição normal.

O software RealCost (FHWA, 2004) fornece ao usuário a possibilidade de selecionar a distribuição mais adequada para a análise. Velado (2007) em sua proposta utiliza o software RealCost, porém como distribuições para o Departamento de transportes da Califórnia ainda estavam em desenvolvimento na época, recomenda que sejam conduzidas apenas análises determinísticas, visto a importância da seleção da adequada distribuição.

A ACPA (2002) em seu guia recomenda que sejam utilizados dados históricos para a verificação do tipo de distribuição que melhor se adéqua a cada situação. Para custos de materiais para pavimentação ACPA (2002) recomenda as séries históricas do PPI (*Producer Price Index*), que contem variações nos custos de diversos materiais nos EUA desde 1958.

A seleção da distribuição probabilística na caracterização dos parâmetros em uma análise do custo do ciclo de um pavimento tem vital importância na qualidade dos resultados. Além disso, a utilização de bancos de dados para a identificação de distribuições mais adequadas para cada característica do pavimento parece ser o caminho mais seguro para uma análise de qualidade, porém na ausência destes dados, a distribuição normal apresenta-se como uma boa solução nesta etapa da análise (REIGLE, 2000).

2.5.4. CONFIABILIDADE

Os parâmetros envolvidos no projeto de uma rodovia são de natureza probabilística. Nenhum deles possui um valor único determinístico, de modo que o tratamento estatístico não pode ser dispensado (MOTTA, 1991). Em uma análise determinística de uma seção de pavimento, os modelos se utilizam dos parâmetros médios para a previsão dos principais indicadores funcionais e estruturais ao longo da vida útil do pavimento. Portanto é correto afirmar que o resultado destas previsões pautadas em valores médios dos parâmetros de entrada possui uma confiabilidade de 50%. Existe uma probabilidade de 50% de o resultado da análise ser maior ou menor do que o previsto.

Em uma definição mais ampla, a confiabilidade pode ser definida como um atributo inerente ao projeto de um produto e representa a capacidade potencial que deveria ser atingida em condições habituais, desde que o produto seja fabricado exatamente conforme projetado e operado e mantido exatamente nas condições prescritas. No âmbito rodoviário, a confiabilidade do processo de projeto-desempenho do pavimento é a probabilidade de que uma seção do pavimento projetado usando o referido processo irá trabalhar de maneira satisfatória sob as solicitações de tráfego e as condições ambientais durante o período de projeto (AASHTO, 1993).

Em 1971, Lemer e Moavenzadeh² (apud REIGLE, 2000) avaliaram a incerteza envolvida em todos os aspectos do processo de concepção do pavimento, desde o planejamento e projeto até a construção, operação e manutenção. Os autores discutem a importância da inclusão de confiabilidade como um parâmetro de projeto, e concluíram que essa inclusão no processo de projeto tem potencial para obter o dimensionamento de pavimentos economicamente eficientes. O conceito de confiabilidade foi incorporado no guia da AASHTO de 1986, utilizando os conceitos desenvolvidos por Irick, Hudson e McCullough (1987).

²LEMER, A. C.; MOAVENZADEH, F. **Reliability of highway pavements**. Highway Research Record 362. Washington D.C., 1971. p. 1-8.

Os métodos de dimensionamento de pavimentos podem ser determinísticos ou probabilísticos. Em um método de concepção determinística, o projetista normalmente atribui um fator de segurança para os parâmetros que são incertos ou tem um efeito significativo sobre o dimensionamento final. No entanto, esta abordagem de dimensionamento tradicional pode resultar em estruturas tanto superdimensionadas quanto subdimensionadas, dependendo da magnitude dos fatores de segurança aplicados e a sensibilidade dos modelos de dimensionamento (HUANG, 2004). Em um método probabilístico de projeto de pavimentos, cada parâmetro de projeto é descrito por uma distribuição de probabilidade, e a confiabilidade do projeto pode ser avaliada, estimando uma distribuição para o dimensionamento através de métodos de simulação.

Os métodos de dimensionamento da USACE (*United States Army Corps of Engineers*) são puramente determinísticos (PITTMAN; OPELIKA, 1996). Os métodos de dimensionamento utilizam apenas um valor, geralmente o valor médio, para cada parâmetro de projeto e ignoram a variação inerente de cada parâmetro durante o processo de projeto. A variação nos parâmetros de projeto, como por exemplo, o CBR (*California Bearing Ratio*) do subleito deve sempre ser considerado no dimensionamento de pavimentos flexíveis.

Pittman e Opelika (1996) afirmou ainda que a utilização de técnicas probabilísticas para caracterizar a variação de parâmetros de projeto através da consideração do desvio padrão ou do coeficiente de variação com uma confiabilidade arbitrada deveria ser uma técnica a ser utilizada para alguns parâmetros mais importantes no projeto. Esta abordagem probabilística permitiria ao projetista avaliar o impacto no dimensionamento de cada parâmetro devido ao seu respectivo potencial de variação.

O método preconizado pelo DER/SP está baseado na metodologia clássica do DNER (DNIT), que por sua vez tem por base o trabalho "*Design of Flexible Pavements Considering Mixed Loads and Traffic Volume*" de autoria de Turnbull, Foster e Ahlvin (1962), do USACE, e em conclusões obtidas na pista experimental da AASHTO, sendo que o principal objetivo da estrutura

dimensionada é a proteção contra a ruptura por tensões de cisalhamento da camada do subleito. Nestes métodos, puramente determinísticos, as possíveis variações inerentes a cada uma das variáveis de entrada do processo não são consideradas. A grande maioria dos métodos que tomam por base o método do USACE adota a abordagem determinística.

O método de dimensionamento da AASHTO, desde sua primeira concepção utiliza, ainda que simplificada, conceitos probabilísticos. No último guia da AASHTO, de 2002, também se utiliza a abordagem probabilística baseada no método da Primeira Ordem Segundo Momento (POSM).

Suzuki et al. (2001) e Suzuki et al. (2004) ressaltavam a necessidade de se incorporar o conceito de confiabilidade nos métodos brasileiros puramente determinísticos. A análise de sensibilidade realizada por Suzuki et al. (2004) permitiu ressaltar a necessidade da utilização de procedimentos de dimensionamento probabilísticos, em função da variabilidade dos resultados encontrados ao se aplicar um procedimento simplificado para consideração da confiabilidade no dimensionamento. Verificou que para uma confiabilidade de 99,9%, há necessidade de majorar a espessura (determinada pelo método do DNER) expressa em termos de material granular da ordem de 10% a 20%.

Em seu trabalho, Suzuki et al. (2004) concluem que em termos de confiabilidade estatística pode-se, em função dos resultados de campo do pavimento construído (*as built*), estimar o acréscimo ou redução da vida útil e com isso estabelecer políticas de penalização ou bonificação nas obras futuras de pavimentação.

2.5.4.1. CONFIABILIDADE NO DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS

Segundo Huang (2004), o uso das repetições de carga do eixo padrão como critério de ruptura é apenas um dos vários métodos para avaliar a confiabilidade de um projeto. Cita ainda como exemplo o software VESYS, que é um modelo probabilístico e mecanicista de análise de pavimentos flexíveis.

Este modelo (VESYS) emprega a serventia como critério de ruptura, e o tráfego é tratado como uma das muitas variáveis que afetam a serventia do pavimento. O modelo, objeto desta tese, também está baseado na repetição de cargas como critério de ruptura. Esta formulação é apresentada em Huang (2004).

O tráfego, caracterizado pelo número de repetições do eixo padrão (Número N), é um dos mais importantes fatores de um projeto de pavimentos. Existem dois tipos de números N: o previsto e o admissível. Em um método determinístico, ambos os números N (previsto e admissível) são caracterizados por um único valor, já nos métodos probabilísticos são caracterizados por uma média e o respectivo desvio padrão. Em um projeto com abordagem determinística, os dois valores de número N são comparados diretamente, a estrutura proposta sempre deve apresentar valor admissível de aplicações do eixo padrão superior ao previsto. Já na abordagem probabilística, onde o projeto está baseado na variabilidade das aplicações de carga, deve ser utilizado o conceito de índice de dano.

O índice de dano, que é a relação entre o número previsto e o admissível de repetições, deve ser calculado para cada grupo de cargas em cada período do ano, e é determinado pela equação (2.17).

$$D_R = \sum_{i=1}^p \sum_{j=1}^m \frac{n_{i,j}}{N_{i,j}} \quad (2.17)$$

Onde:

D_R = índice de dano;

$n_{i,j}$ = número de repetições previsto;

$N_{i,j}$ = número de repetições admissível.

Para a caracterização do número de repetições previsto (n) durante o período de projeto definido pela equação (2.18) a seguir.

$$n = (VDM_i) \cdot (VP) \cdot (FV) \cdot (FD) \cdot (FF) \cdot (P) \cdot (TC_A) \cdot (365) \quad (2.18)$$

Onde:

VDM_i = volume diário médio no ano inicial;

VP = porcentagem de veículos pesados;

FV = fator de veículos;

FD = fator direcional;

FF = fator de faixa;

P = período de projeto, em anos;

TC_A = fator de crescimento acumulado no período de projeto.

O fator de crescimento pode ser calculado de maneiras diferentes, assumindo-se diferentes formas de progressão, neste trabalho utiliza-se a formulação utilizada no guia da AASHTO (1993) dado pela equação (2.19).

$$TC_A = \frac{(1+i)^p - 1}{i} \quad (2.19)$$

Onde:

i = taxa anual de crescimento;

p = período de projeto, em anos.

O número de repetições admissível (N) deve ser calculado através do modelo de dimensionamento da estrutura. Neste ponto deve ser selecionado um modelo para a condução da análise, e sempre verificando a compatibilidade entre o cálculo do tráfego previsto e o admissível. Ambos devem ser determinados utilizando-se o mesmo conceito de dano, ou seja, o conceito de dano utilizado no dimensionamento deve ser o mesmo utilizado no cálculo do Fator de Veículos do tráfego previsto. Para dimensionamentos que se utilizam do tráfego caracterizado segundo a metodologia da AASHTO, segundo a mesma metodologia deve ser determinado o Fator de veículos. O mesmo deve ocorrer se a metodologia for USACE (*United States Army Corps of Engineers*).

Para a determinação da confiabilidade do dimensionamento, os tráfegos, previsto e admissível, devem ser calculados probabilisticamente, ou seja, devem ser caracterizados por um valor médio e uma variância. Quanto maior o universo amostral mais a distribuição se aproxima de uma curva gaussiana

(normal), sendo assim, deve ser utilizado um número elevado de simulações ou de amostras. A distribuição estatística utilizada para caracterizar o tráfego pode ser a uma distribuição lognormal. Portanto, utilizando o conceito de índice de Dano, tem-se a equação (2.20).

$$D_R = \frac{n}{N} \quad \text{ou} \quad \log D_R = \log n - \log N \quad (2.20)$$

Onde:

D_R = índice de dano;

n = número previsto de solicitações do eixo padrão;

N = número admissível de solicitações do eixo padrão (desempenho).

Conhecidos os valores de $\log n$, $\text{Var}[\log n]$, $\log N$, $\text{Var}[\log N]$, a confiabilidade é caracterizada pela probabilidade da diferença entre o logaritmo do tráfego admissível e previsto ser menor que 0, conforme a equação (2.21).

$$R (\%) = p(\log n - \log N < 0) \quad (2.21)$$

Onde:

R = confiabilidade;

n = número previsto de solicitações do eixo padrão;

N = número admissível de solicitações do eixo padrão (desempenho).

Sendo $\log(n)$ e $\log(N)$ os valores médios das distribuições tipo lognormal que caracterizam os tráfegos previsto e admissível respectivamente e $\log(D_r)$ a distribuição, também lognormal, do índice de dano, por sua vez caracterizado pela relação entre n e N ($D_r = n/N$), a variância e o desvio padrão de $\log(D_r)$ podem ser descritos pelas equações (2.22) e (2.23).

$$\text{Var}[\log D_R] = \text{Var}[\log N] + \text{Var}[\log n] \quad (2.22)$$

$$s[\log D_R] = \sqrt{\text{Var}[\log D_R]} \quad (2.23)$$

Portanto, assumindo que o índice de dano é descrito por uma distribuição lognormal, a confiabilidade do projeto pode ser graficamente indicada como a área hachurada conforme apresentado na Figura 2.8 a seguir. O valor da confiabilidade pode ser calculado aproximando a distribuição resultante para uma distribuição normal padrão e utilizando as equações (2.24) e (2.25) a seguir.

$$Z_R = \frac{0 - \log D_R}{s} \quad (2.24)$$

$$R(\%) = p(Z_R) \quad (2.25)$$

Onde:

Z_R = variável aleatória padronizada;

s = desvio padrão de D_R ;

R = confiabilidade.

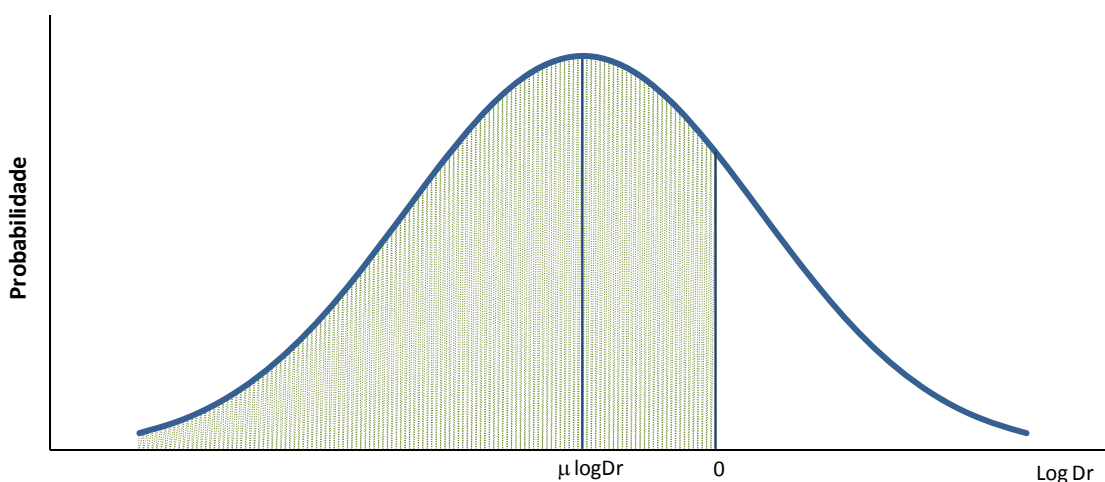


Figura 2.8 – Exemplo gráfico da confiabilidade baseada no índice de dano

Modelos de dimensionamento onde a confiabilidade é avaliada são mais adequados para o projeto de pavimentos. Visando estes modelos de dimensionamento, estudos no sentido de se introduzir o conceito da confiabilidade nos dimensionamentos têm ocorrido. No campo dos pavimentos de aeroportos, Chou (1997) e Chen e Flintsch (2007) propuseram a avaliação da confiabilidade nestas estruturas. Ayres Jr (1997), Franco (2000), Franco

(2007) e Sanchez-Silva et al. (2005) são outros exemplo de pesquisas acerca da introdução da confiabilidade no dimensionamento de estruturas asfálticas.

Em suma, a confiabilidade está diretamente ligada à variabilidade dos parâmetros que descrevem tanto o tráfego solicitante quanto o admissível. Nesta abordagem, probabilística, cada parâmetro é descrito por uma distribuição probabilística. Huang (2004) resumiu diversos valores de coeficientes de variação que foram usados em experiências anteriores para definir as distribuições de probabilidade para parâmetros tanto do tráfego quanto do desempenho da estrutura.

As Tabela 2.1 a Tabela 2.3 apresentam os valores de coeficientes de variação para os parâmetros de previsão do tráfego, de desempenho de pavimentos asfálticos e rígidos, respectivamente. Estes valores foram retirados, por Huang (2004) do guia de dimensionamento de pavimentos flexíveis da AASHTO de 1985.

Tabela 2.1 – Coeficientes de variação para parâmetros de previsão do tráfego (adaptado de Huang, 2004)

Descrição	Coeficiente de Variação (%)
Somatória Fator de carga vezes	35
Distribuição de eixos	
Volume Médio Diário Inicial	15
Fator de Crescimento	10
Porcentagem de Veículos Pesados	10
Número Médio de Eixos por Veículo	10
Previsão Global do Tráfego	42

Tabela 2.2 – Coeficientes de variação para parâmetros de desempenho de pavimentos asfálticos (adaptado de Huang, 2004)

Descrição	Coeficiente de Variação (%)
Índice de Serventia Inicial	6,7
Coeficiente Estrutural do Revestimento	10,0
Espessura do Revestimento	10,0
Coeficiente Estrutural da Base	14,3
Coeficiente Drenagem da Base	10,0
Espessura da Base	10,0
Coeficiente Estrutural da Subbase	18,2
Coeficiente Drenagem da Subbase	10,0
Espessura da Subbase	10,0
Módulo de Resiliência do Subleito	15,0

Tabela 2.3 – Coeficientes de variação para parâmetros de desempenho de pavimentos rígidos (adaptado de Huang, 2004)

Descrição	Coeficiente de Variação (%)
Índice de Serventia Inicial	6,7
Espessura da placa	4,0
Módulo de Elasticidade da Placa	10,0
Fator de Transferencia de Carga	5,0
Fator de Drenagem	10,0
Módulo de Reação	35,0
Módulo de Ruptura do Concreto	10,0

2.5.5. MÉTODO MONTE CARLO

Metropolis e Ulam (1949) apresentaram, no *Journal of the American Statistical Association*, o método Monte Carlo. Este método é, essencialmente, uma abordagem estatística para o estudo de equações diferenciais, ou, mais generalizadamente, equações integrais e diferenciais que ocorrem em diversos ramos das ciências naturais.

A descrição matemática do método é o estudo de um fenômeno que consiste numa mistura de processos determinísticos e estocásticos (VON NEUMANN; ULAM, 1945³ *apud* METROPOLIS; ULAM, 1949). Em outras palavras, a simulação de Monte Carlo consiste na geração aleatória de um determinado número de valores para as variáveis aleatórias independentes. Com estes valores são realizadas análises determinísticas com base em uma determinada função $f(x)$ dependente. O conjunto dos valores obtidos através da função $f(x)$ é tratado como amostra de uma população e, desta forma, os valores de média e variância da função são obtidos, respectivamente, a partir das seguintes equações (2.26) e (2.27).

$$f(\bar{X}) = \sum_{i=1}^n \frac{f(X)_i}{N} \quad (2.26)$$

$$V[f(X)] = \frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^n [f(X)_i - f(\bar{X})]^2 \quad (2.27)$$

Onde:

N = número de estimativas;

$f(X)$ = função probabilística.

A geração dos valores das variáveis independentes pode ser feita por meio de softwares e tem como dados os seus valores médios, os seus desvios padrão e a sua forma de distribuição. A Simulação de Monte Carlo é uma técnica de amostragem e, por essa razão, seus resultados estão sujeitos a erros. À medida que o número de elementos da amostra de $f(X)$ aumenta, os erros vão diminuindo e a solução se torna exata quando este número tende ao infinito. Por isso, em geral, a Simulação de Monte Carlo exige um número grande de análises determinísticas para chegar-se a uma solução adequada.

O método fornece uma estimativa do parâmetro a ser simulado, e conseqüentemente um erro para esta estimativa. Este erro é inversamente proporcional ao número de iterações na simulação. O erro total é dado pela

³ VON NEUMANN, J.; ULAM, S. **Random Ergodic Theorems**. Bulletin of American Mathematical Society. Abstract 51-9-165. 1945.

equação (2.28). Pode-se observar que quanto maior o número de iterações, menor será o erro na estimativa.

$$\varepsilon = \frac{3s}{\sqrt{N_i}} \quad (2.28)$$

Onde:

ε = erro total;

s = desvio padrão;

N_i = número de iterações.

Torna-se de suma importância a correta determinação do número de iterações a serem realizadas na simulação. A equação (2.29) apresenta o cálculo deste número, sendo o erro total o resultado do produto da média da amostra pelo erro relativo, em %, conforme a equação (2.30).

$$N_i = \left(\frac{3s}{\varepsilon}\right)^2 \quad (2.29)$$

$$\varepsilon = \varepsilon_{\%} \cdot \bar{x} \quad (2.30)$$

Onde:

ε = erro total;

s = desvio padrão;

N_i = número de iterações;

$\varepsilon_{\%}$ = erro relativo;

\bar{x} = média.

A essência do método de simulação Monte Carlo está em dois aspectos mais importantes, a saber: estabelecimento de distribuição probabilística adequada para a variável aleatória correspondente e amostragem desta variável aleatória com número de iterações suficientemente grande. Outro aspecto é a independência das variáveis aleatórias. Para que uma simulação esteja correta é necessário que se satisfaça a condição de independência de todas as variáveis, ou seja, uma variável não pode influenciar no resultado de

outra, ou esta influência deve ser absolutamente mínima. Uma simulação que não satisfaça esta condição não está correta.

De acordo com o Teorema do Limite Central, sob condições gerais, a função de distribuição acumulada (*cdf – cumulative distribution function*) de uma soma de variáveis aleatórias independentes aproxima-se à *cdf* gaussiana apesar da *cdf* das variáveis aleatórias individuais poderem estar longe de serem gaussianas. Ou seja, pouco importa a distribuição de probabilidade de cada variável aleatória independente, o somatório delas resulta sempre em uma distribuição normal (para um número considerável de variáveis aleatórias). Isto explica por que as distribuições normais aparecem com frequência na prática. Em suma, o resultado da simulação Monte Carlo multivariada responde à uma curva normal de distribuição de probabilidade (*pdf – probability distribution function*) e *cdf*, sob pena de tornar a simulação sem efeito caso contrário.

Este método de simulação é largamente recomendado e utilizado em análises probabilísticas. Na avaliação de custos, este método também é bastante utilizado. Pazzini, Ferreira e Pazzini (2007) utilizaram o método em estudos de viabilidade financeira, visando determinar os riscos de um projeto de investimento imobiliário. Já no âmbito da engenharia, mais especificamente infraestrutura de transportes (pavimentação), a grande maioria de estudos desenvolvidos com o objetivo de determinar riscos utiliza este método. Na mesma linha, Bruni, Famá e Siqueira (1998) propuseram o método para a determinação e análise do risco em projetos de investimentos.

De toda a literatura pesquisada neste trabalho, a imensa maioria dos trabalhos utiliza e/ou recomenda o método de simulação Monte Carlo como o mais adequado e simplificado para a determinação de riscos em análises probabilísticas. Walls III e Smith (1998), Herbold (2000), Wilde, Waalkes e Harrison (1999), Tighe (2001), Hall et al. (2003), Tighe, Hass e Ponniah (2003), Ozbay et al. (2004), Hass, Tighe e Falls (2005) e Wimsatt et al. (2009), entre outros, utilizam e recomendam o método de simulação Monte Carlo. No Brasil, destaca-se Ayres Jr (1997).

Além de análises de custo, este método é utilizado em outras etapas de projetos da engenharia. Wang, Machemehl e Popova (2010) propuseram a utilização da simulação de variáveis aleatórias na análise de desempenho de pavimentos asfálticos através de método mecanístico empírico. O espectro de cargas e as características das camadas do pavimento foram tratados como variáveis aleatórias segundo distribuições estatísticas. As distribuições utilizadas foram a normal, log-normal e uniforme. Utilizando modelos de desempenho da AASHTO (2002) mostraram a viabilidade do modelo proposto.

Tack e Chou (2001) utilizaram o método de simulação de forma parecida, em análises de desempenho de pavimentos asfálticos com modelos de deterioração probabilísticos. Outro exemplo de utilização bem sucedida do método é descrita em Shahata e Zayed (2008). Os autores propõem a simulação para análise de estratégias de reabilitação e restauração em redes de abastecimento de água.

2.5.6. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE DA AVALIAÇÃO ECONÔMICA DOS FATORES DE CUSTO

A avaliação econômica deve compreender uma análise de sensibilidade da influência dos fatores de custo nos respectivos resultados. Tipicamente uma análise de sensibilidade é conduzida com os resultados da análise visando identificar a significância de cada parâmetro de entrada e atribuir os efeitos decorrentes da variação de cada parâmetro nos resultados da análise. Pretende-se avaliar os efeitos das variações de determinados fatores na seleção de uma alternativa. Combinar os resultados de uma análise do tipo LCCA com uma análise de sensibilidade pode fornecer diretrizes valiosas para um tomador de decisão quando da seleção de uma estratégia ótima de investimento (REIGLE, 2000).

A análise de sensibilidade deve compreender a abordagem de algumas questões. Qual a sensibilidade dos resultados da avaliação econômica às avaliações dos parâmetros incertos (não satisfatoriamente definidos ou

caracterizados)? Deverão estes parâmetros justificar a seleção de uma alternativa correntemente utilizada? Qual deverá ser a variação de um parâmetro para determinar a decisão da escolha da alternativa A em detrimento à alternativa B?

Segundo Branco, Pereira e Santos (2005), com a análise de sensibilidade pretende-se avaliar os efeitos nos resultados relativos ao ciclo de vida de um pavimento, das variações de certos parâmetros, avaliando o risco e incerteza associados à alternativa selecionada. Esta necessidade é particularmente importante no caso de duas alternativas com diferenças muito reduzidas entre si. De modo geral os fatores a considerar num estudo de sensibilidade são:

- O tráfego;
- O período de análise;
- O custo de conservação;
- Os custos dos usuários; e
- A taxa de desconto.

Como mencionado anteriormente, tradicionalmente, os modelos de análise tipo LCCA utilizam valores discretos (médios), que representam a melhor aproximação de cada parâmetro. A variabilidade inerente associada a cada parâmetro de entrada não são consideradas nos modelos mais usuais, que por sua vez não refletem seus efeitos nos resultados da análise. A análise de sensibilidade aborda a influência da variação de certo parâmetro no resultado global, e a inclusão de modelos probabilísticos para os parâmetros de entrada do modelo atribuem aos resultados considerações sobre o risco de não se confirmarem em campo as características adotadas.

2.6. MÉTODOS DE AVALIAÇÃO DE ALTERNATIVAS

Para decidir qual entre diferentes alternativas de investimento deve ser adotada, utilizam-se os métodos de comparação de alternativas de

investimento. Esses métodos fundamentam-se em conceitos elementares de matemática financeira e consistem, basicamente, em comparações de benefícios e custos.

Alguns dos métodos mais empregados são os do valor presente líquido, valor anual líquido, custo anual, relação benefício-custo e da taxa interna de retorno. Dentre esses métodos, o do valor presente líquido é o mais utilizado e também o mais recomendado, muito em virtude de sua simplicidade de aplicação. De certo modo, todos os demais métodos podem ser considerados derivações do método do valor presente líquido.

2.6.1. MÉTODO DO VALOR PRESENTE LÍQUIDO

O método do Valor Presente Líquido (VPL) é caracterizado pela transferência de todos os benefícios e custos, previstos e estimados para ocorrer ao longo do horizonte de projeto, para o instante presente, descontada a taxa mínima de atratividade. Pode ser representado matematicamente pela equação (2.31) apresentada a seguir.

$$[VPL_{x,n}]_i = \sum_{t=0}^n \frac{B_{x,t} - C_{x,t}}{(1+i)^t} \quad (2.31)$$

Onde VPL é o valor presente líquido dos fluxos da alternativa x, para um período de n anos, com taxa de desconto t, $B_{x,t}$ é o valor de benefícios para a alternativa x que ocorrem no intervalo de tempo t e $C_{x,t}$ é o valor dos custos para a alternativa x que ocorrem no intervalo de tempo t. Todos estes símbolos conservam seu significado nas demais equações em que aparecem.

Em uma análise de ciclo de vida de um pavimento os principais custos a serem computados são o custo de implantação da estrutura, o custo de restauração, o custo de conservação e o valor residual. A Figura 2.9 ilustra a ocorrência destes custos ao longo do período de análise e o valor presente líquido que representa todos estes custos no período.

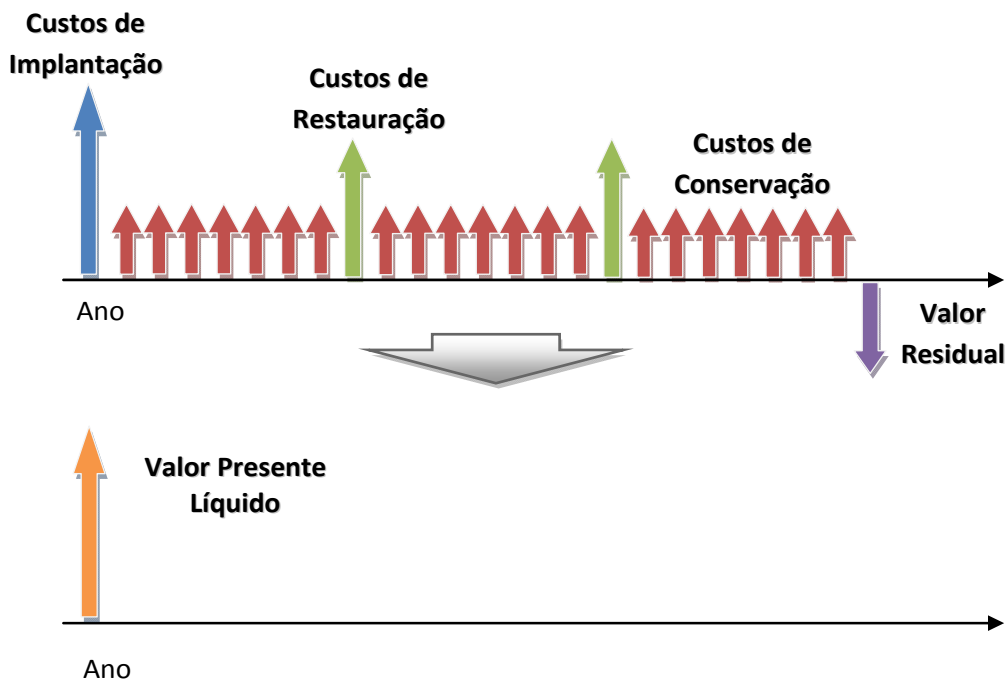


Figura 2.9 – Método do valor presente líquido

O método do VPL apresenta a vantagem de ser direto e de assegurar a maximização de benefícios sociais líquidos, não havendo método de análise benefício-custo de mais fácil aplicação, interpretação clara, completo e menos tedioso. Na avaliação de um projeto individual, pode-se afirmar que:

- a) se $VPL > 0$, o projeto será viável;
- b) se $VPL = 0$, o projeto será indiferente; e
- c) se $VPL < 0$, o projeto será inviável.

Quando se efetua a comparação entre alternativas, inicialmente deve ser avaliada a viabilidade de cada alternativa, utilizando as regras de decisão fundamentadas no VPL. Assumindo que mais de uma alternativa inicialmente aceitável permaneça após o cálculo dos valores presentes líquidos individuais, as regras de decisão fundamentadas no VPL podem ser usadas para selecionar a melhor alternativa dentre as demais. Estas regras são muito simples, a saber:

- a) Selecionar a alternativa que maximiza o valor presente líquido; e

- b) Se duas ou mais alternativas têm o mesmo VPL, os projetos são igualmente aceitáveis para o analista.

Para que estas regras sejam aplicáveis, todos os benefícios e custos associados às alternativas em consideração devem ser quantificáveis em unidades monetárias. Se não o forem, então a “melhor” alternativa pode não ser a que maximiza o VPL.

2.6.2. MÉTODO DO VALOR ANUAL LÍQUIDO

Uma alternativa à luz do valor presente líquido é a análise do Valor Anual Líquido (VAL) - este método é amplamente usado e pode ser desenvolvido diretamente da análise do valor presente líquido. As regras de decisão são completamente análogas às do valor presente líquido e podem ser usadas para tomar decisões, sem ambiguidade, sobre quais alternativas são inicialmente aceitáveis ($VAL > 0$) e qual alternativa inicialmente aceitável é a melhor (aquela que maximiza o VAL).

Basicamente, todos os valores anuais de benefícios e custos são calculados (ao invés de VP – Valor Presente) e combinados. A análise anualizada é atraente para muitos investidores e organismos, uma vez que se adéqua bem às considerações orçamentárias, e muitos dos benefícios e custos com que a análise trata ocorrem em uma base anual. A análise do VAL requer que todos os benefícios e custos sejam “convertidos” em quantidades anuais equivalentes (análogas a um pagamento mensal de um carro). Pode-se calcular o VAL usando as equações (2.32) e (2.33). A Figura 2.10 a seguir ilustra o método do valor anual líquido.

$$VP = F (1 + i)^{-n} \quad (2.32)$$

$$VA = P \left\{ \frac{i (1+i)^n}{(1+i)^n - 1} \right\} \quad (2.33)$$

Uma vantagem de usar a análise do VAL para selecionar a melhor alternativa dentre várias alternativas inicialmente aceitáveis é que não requer

períodos iguais de análise para cada uma das alternativas em consideração. Há, entretanto, uma hipótese implícita que o período de análise para cada alternativa é o mesmo e, além disso, de que os benefícios e custos individuais são repetidos.

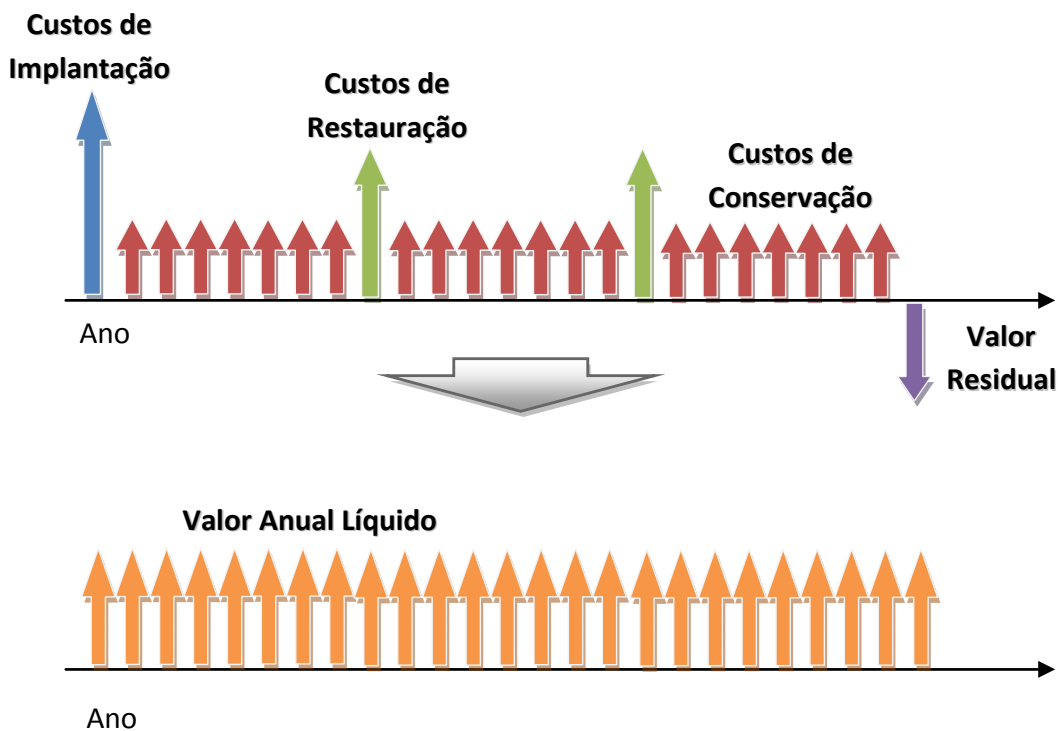


Figura 2.10 – Método do valor anual líquido

2.6.3. MÉTODO DO CUSTO ANUAL

Este critério seletivo entre alternativas de investimento, que é também conhecido como análise de custos de ciclo de vida, é uma derivação do método do valor presente e do valor anual líquido, particularizado para a situação da comparação entre alternativas em que ocorrem apenas variações nos custos, mantendo-se iguais os benefícios para todas as alternativas em consideração.

Obviamente que, por se tratar de um método que envolve a avaliação de desembolsos, aquela alternativa que apresentar o menor custo deve ser a preferida, quando o critério de decisão for econômico. A análise de custos de ciclo de vida é uma expressão em voga que aparentemente é entendida como

algo novo. Esta visão é basicamente incorreta, pois representa nada mais que uma particularização dos métodos vistos anteriormente.

2.6.4. MÉTODO DA RELAÇÃO BENEFÍCIO - CUSTO

O método da Relação Benefício-Custo (RBC) fundamenta-se na ideia de obter valores presentes de benefícios e custos, e do cálculo do quociente entre eles, conforme ilustra a equação (2.34) abaixo, em que $(RBC_{x,n})$ é a razão benefício-custo. Adverte-se para a necessidade de se ordenarem inicialmente as alternativas em ordem crescente de custos iniciais.

$$[RBC_{x,n}]_i = \frac{\sum_{t=0}^n \frac{B_{x,n}}{(1+i)^t}}{\sum_{t=0}^n \frac{C_{x,n}}{(1+i)^t}} \quad (2.34)$$

Um projeto é considerado economicamente viável se tal quociente não for inferior à unidade. A rigor, esse resultado expressa a maximização do retorno por unidade monetária investida, o que não é igual a maximização do valor presente líquido.

2.6.5. MÉTODO DA TAXA INTERNA DE RETORNO

O método da Taxa Interna de Retorno (TIR) visa determinar a taxa de juro para a qual o módulo do valor presente dos benefícios torna-se igual ao módulo do valor presente dos custos, podendo ser expressa pela equação (2.35).

$$\sum_{t=0}^n \frac{B_{x,t}}{(1+i_x)^t} = \sum_{t=0}^n \frac{C_{x,t}}{(1+i_x)^t} \quad (2.35)$$

A condição de viabilidade para um projeto, segundo esse critério, é que a taxa interna de retorno i_x não seja inferior à taxa mínima de atratividade. O método da taxa interna de retorno não encerra a questão da aceitação ou rejeição de um projeto, uma vez que por si só não fornece os elementos

necessários à tomada de decisão, dada a necessidade de se fazer comparação com uma base, que é a taxa mínima de atratividade, podendo resultar em escolhas incorretas, principalmente quando da comparação de projetos de diferentes níveis de investimento.

2.6.6. MÉTODO DA TAXA INTERNA DE RETORNO INCREMENTAL

O método da taxa interna de retorno incremental pode ser entendido como um complemento do método da taxa interna de retorno, e compreende dois procedimentos básicos, o primeiro consistindo em dispor as alternativas em ordem crescente em custo inicial e em determinar a taxa interna de retorno para cada alternativa, excluindo aquelas para as quais esse valor é inferior à taxa mínima de atratividade, utilizando-se a equação seguinte, em segundo momento, determina-se a taxa interna de retorno incremental, representada por $i(x+k)/x$, utilizando a equação (2.36).

$$\sum_{t=0}^n \frac{B_{x+k} - B_{x,t}}{\left(1 + \frac{i_{x+k}}{x}\right)^t} = \sum_{t=0}^n \frac{C_{x+k} - C_{x,t}}{\left(1 + \frac{i_{x+k}}{x}\right)^t} \quad (2.36)$$

Onde k é número inteiro não negativo que, somado à alternativa x , identifica uma alternativa economicamente mais interessante do que seja se o valor da taxa interna incremental resultar superior ao da taxa mínima de atratividade.

O método da taxa interna de retorno incremental permite que se evitem erros oriundos da adoção simples das taxas de retorno estimadas para cada projeto alternativo.

2.7. COMPARAÇÃO ENTRE ALTERNATIVAS

Branco, Pereira e Santos (2005) propõem um procedimento generalizado para análise econômica. Este procedimento pretende resumir a

abranger os itens tratados em uma análise econômica. A seguir o procedimento é apresentado etapa por etapa:

- a) Identificar as alternativas que devem ser consideradas;
- b) Determinar o período de análise que será usado;
- c) Definir o fluxo de caixa para cada alternativa em consideração incluindo, por exemplo, custos de restauração para pavimentos novos;
- d) Comparar o orçamento disponível com o fluxo de caixa para cada alternativa para estabelecer quais são viáveis;
- e) Selecionar (ou calcular) a taxa de desconto (ou variação da mesma) mais apropriada para a avaliação;
- f) Determinar quais alternativas, se houver, preenchem o critério inicial de decisão para aceitação (algumas alternativas podem ser eliminadas neste ponto);
- g) Determinar que alternativa entre o conjunto de alternativas inicialmente aceitáveis é melhor. Os métodos recomendados para selecionar a melhor são valor presente líquido e seus derivados - isto é, selecionar a alternativa que maximiza o valor presente líquido;
- h) Realizar uma análise de sensibilidade examinando o efeito de variações em todas as suposições apropriadas sobre decisões de aceitação e rejeição inicial e final (por exemplo, taxa de desconto, taxa de inflação, e estimativas de custos e/ou benefícios futuros).

CAPÍTULO 3

DIMENSIONAMENTO E DESEMPENHO DE PAVIMENTOS

3.1. MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS

A implantação de rodovias, no final do século XIX, não era baseada em nenhum tipo de dimensionamento de pavimento rodoviário, fundamentalmente devido ao pouco significado das cargas atuantes, pelo que era normal utilizarem-se para realizar os pavimentos as mesmas espessuras de materiais de caracterização semelhantes.

Já no início do século XX, o uso crescente das vias pelos veículos tracionados mecanicamente trouxe à tona as diversas deficiências da utilização pura e simples de camadas granulares em pavimentos como propunham franceses e ingleses cem anos antes (BALBO, 2007). O mesmo autor comenta que na década de 1920, o advento da Mecânica dos Solos deu grande impulso às pesquisas aplicadas à pavimentação, em especial por pesquisadores ligados a universidades e a agências viárias americanas.

Porter engenheiro do *Califórnia Division of Highways*, realizou pesquisas no final dos anos 20 que permitiram definir as principais causas de ruptura dos pavimentos flexíveis àquela época, sendo que a mais comum era ruptura por cisalhamento do subleito por subdimensionamento. Deste estudo resultou a primeira curva empírica para dimensionamento com base em um critério de resistência ao cisalhamento do subleito indiretamente obtida pelo ensaio do *Califórnia Bearing Ratio* (CBR) – Índice de Suporte Califórnia. Na mesma

época e local, estabelecia-se o ensaio de Proctor para a compactação de solos.

Com a 2ª Guerra Mundial, os aeródromos militares foram pela primeira vez solicitados com cargas por roda excedendo as verificadas para as estradas, o que causava rupturas após poucas solicitações no pavimento. Este fato impulsionou o desenvolvimento dos métodos empíricos de dimensionamento, de forma a poder-se incluir uma nova variável: a carga por roda. Uma das adaptações mais conhecidas é a do método do CBR para os aeródromos (YODER; WITCZAK, 1975), desenvolvida pelo Corpo de Engenheiros do Exército dos EUA.

Em 1943, Burmister, baseando-se na formulação de Boussinesq da Teoria da Elasticidade para o cálculo de tensões num meio semi-infinito, homogêneo e elástico, deduziu as expressões analíticas que permitem calcular as deformações em um pavimento, no centro de aplicação da carga, devido à atuação de cargas uniformemente distribuídas em formato de círculos no contato.

Nos anos 1950, foi concebido um grande plano de pavimentação nos Estados Unidos, para a ligação entre os Estados americanos de cidades de médio e grande porte, denominado *Interstate System*, que culminou nos experimentos realizados pela AASHO – *American Association of State Highway Officials* (atual AASHTO), planejados a partir de 1951, construídos entre agosto de 1956 e setembro de 1958, e monitorado sob tráfego entre outubro de 1958 e novembro de 1960, em *Otawa*, no Estado de *Illinois* (EUA). Os engenheiros da AASHO, congregando representantes de todos os Estados, conceberam uma pesquisa sobre o desempenho de pavimentos, compreendendo seis pistas experimentais com dezenas de seções de pavimentos, empregando diversos tipos de materiais de construção, conhecido como AASHO Road Test (HIGHWAY RESEARCH BOARD, 1962).

Os métodos para dimensionamento de pavimentos da AASHTO/1986 e AASHTO/1993 basearam-se fundamentalmente na análise estatística dos

resultados obtidos da Pista Experimental da AASHO (atual AASHTO). Durante a *AASHO Road Test*, foram avaliados os efeitos de cargas do tráfego, o que, por meio de fatores de equivalência estrutural definidos ao final dos experimentos, consubstanciou-se no estabelecimento da relação entre a repetição de cargas (expressa em termos de um Eixo Simples Roda Dupla (ESRD), com 18.000 libras, ou seja, 80 kN, o eixo-padrão) com a espessura do pavimento e a perda de qualidade de rolamento expressa em termos da variação de serventia (HIGHWAY RESEARCH BOARD, 1962).

Entre os diversos resultados obtidos nas pesquisas, o experimento se destacou pelo estabelecimento de um modo de quantificar a condição de ruptura de um pavimento, baseado na opinião subjetiva dos usuários e na mensuração objetiva de determinados defeitos nos pavimentos. Este modo de avaliação da condição de ruptura consiste na aferição da condição de serventia do pavimento. A serventia pode ser definida como uma medida de quão bem um pavimento em dado instante do tempo serve ao tráfego usuário, com conforto ao rolamento, considerando-se a existência de tráfego misto, sob qualquer condição climática. Tal medida varia dentro de uma escala de 0 a 5, e o valor 5 representa o melhor índice de serventia possível (HIGHWAY RESEARCH BOARD, 1962).

O método da AASHTO de 1986, assim como a primeira e segunda versões do guia, era dedicado ao projeto de novas estruturas de pavimento. Em 1993, em sua nova edição, o método detalhou melhor os projetos de reforços de pavimentos (recapeamentos), pois se tratava da nova necessidade de normalização no EUA do início da década de 1980. Já em 1998, com a edição de um guia suplementar voltado exclusivamente para pavimentos de concreto foram incorporados conceitos mecanísticos ao modelo, até então essencialmente empírico, incorporando o cálculo de tensões e degradação por fadiga, bem como os diferentes efeitos sazonais e regionais do clima nas tensões de empenamento nas placas de concreto.

O programa *Strategic Highway Research Program* - SHRP conduzido pelo *Federal Highway Administration* - FHWA, vem desenvolvendo o programa

Long-Term Pavement Performance Program - LTPP que acompanha o desempenho dos pavimentos ao longo do tempo através do estudo de 2.200 seções de teste (trechos rodoviários em serviço) nos Estados Unidos e Canadá por um período de 20 anos. O objetivo principal deste programa é aumentar a vida de serviço dos pavimentos novos e reabilitados usando diferentes materiais e operando com diversas cargas, condições ambientais, variedades de materiais e programas de manutenção.

Destes estudos resultou o método de 2002 que é uma evolução bastante notável nos métodos de dimensionamento da AASHTO, quando comparado com o de outros órgãos rodoviários no mundo, pois leva em consideração numerosas variáveis que interferem no desempenho do pavimento, além ter uma abordagem empírico-mecanística que muito se aproxima das situações reais que ocorrem em campo (MEDINA; MOTTA, 2005).

A seguir são descritos e apresentados de forma sucinta os métodos de dimensionamento do DNIT (Departamento Nacional de Infraestrutura Terrestre) e o método da AASHTO, tanto para pavimentos asfálticos quanto rígidos, uma vez que estes foram os métodos selecionados para a condução do modelo de análise probabilística de custos. Como o método do DNIT, é baseado no método do CBR, este é sucintamente descrito no início do próximo item.

3.1.1. MÉTODOS PARA PAVIMENTOS ASFÁLTICOS

3.1.1.1. MÉTODO DO CBR

O método do CBR é atribuído ao engenheiro O. J. Porter (TURNBULL; FOSTER; AHLVIN, 1962) do *Califórnia Division of Highways* (CDH), tendo sido o primeiro método de dimensionamento de pavimentos flexíveis criado sobre bases estritamente empíricas.

A primeira adaptação deste método foi realizada pelo USACE para aeródromos na 2ª Guerra Mundial. Muitas adaptações deste método são ainda hoje, amplamente utilizadas para dimensionamento de pavimentos asfálticos em diversos países. No Brasil, os grandes órgãos rodoviários do país utilizam como normas de dimensionamento, procedimentos adaptados do método do CBR, como por exemplo, o DNIT (extinto DNER), que utiliza o método do Eng. Murillo Lopes de Souza, com base no ensaio CBR de O.J.Porter, no índice de Grupo de Steelee e pelas normas do DNER (os dados de tráfego foram obtidos através dos trabalhos do *U.S. Corps of Engineers* apresentado por J. Turnbull, C.R. Foster R.G. Alukin), e o DER/SP, entre outros.

O critério básico de ruptura adotado é aquele por cisalhamento do subleito e camadas granulares, que causariam o aparecimento de sulcos nas trilhas de rodas (deformações permanentes) ou mesmo rupturas plásticas no subleito.

Os principais parâmetros de entrada deste método são:

- Tráfego – caracterizado pelo número de solicitações impostas ao pavimento pelo eixo-padrão que deu origem à curva de dimensionamento;
- Capacidade de Suporte do Subleito (CBR) – medido pelo ensaio do Índice de Suporte Califórnia (ISC ou CBR).

Embora este método tenha sido elaborado sobre bases empíricas, é importante ressaltar que para a elaboração dos ábacos de dimensionamento, foram realizados estudos teóricos envolvendo a Teoria da Elasticidade, para extrapolação do método para cargas e combinações de cargas diferentes daquelas observadas em campo. Deste ponto de vista pode-se considerar que a grande maioria das adaptações do método do CBR são, na realidade, métodos semi-empíricos de dimensionamento.

A maioria dos procedimentos de dimensionamento estrutural de pavimentos flexíveis empregados no país são baseados no método de

dimensionamento do CBR, assim consideram como principais parâmetros de projeto o índice de suporte do subleito (CBR) e o número N de repetições do ESRD de 80 kN, correspondente à carga padrão rodoviária e as espessuras totais do pavimento são obtidas através de gráficos de dimensionamento e expressas em termos de material granular, podendo as diversas camadas efetivas serem substituídas por outros materiais mais nobres, empregando-se o conceito de equivalência estrutural.

3.1.1.2. MÉTODO DO DNIT

O método de dimensionamento de pavimento flexível do DNER (Departamento Nacional de Estradas de Rodagem) elaborado pelo Engenheiro Murillo Lopes de Souza, em 1966, baseia-se no trabalho “*Design of Flexible Pavements Considering Mixed Loads and Traffic Volume*” da autoria de Turnbull, Foster e Ahlvin (1962), do Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos, e as conclusões obtidas na Pista Experimental da AASHTO, sendo que o principal objetivo da estrutura dimensionada é a proteção contra a ruptura por tensões de cisalhamento da camada do subleito. O referido método é parte integrante da última edição do Manual de Pavimentação do DNIT de 2006 (DNIT, 2006a).

Segundo tal procedimento, determina-se a espessura total necessária para o pavimento, dada em termos de material granular, em função dos dados geotécnicos e das características de tráfego solicitante. Este último parâmetro também é utilizado para a determinação da espessura mínima do revestimento asfáltico.

Determinadas essas espessuras, procede-se à determinação das espessuras das demais camadas constituintes da estrutura do pavimento. Dadas em termos de material granular, as camadas são convertidas para espessuras reais dos materiais utilizados através dos coeficientes de equivalência estrutural, que expressam a relação entre a espessura de material granular e do material utilizado, de forma que ambos, nas respectivas espessuras, apresentem desempenho estrutural semelhante.

A determinação das camadas constituintes do pavimento se faz pelas seguintes inequações (3.1) a (3.3).

$$R \cdot K_R + B \cdot K_B \geq H_{20} \quad (3.1)$$

$$R \cdot K_R + B \cdot K_B + h_{20} \cdot K_S \geq H_n \quad (3.2)$$

$$R \cdot K_R + B \cdot K_B + h_{20} \cdot K_S + h_n \cdot K_{REF} \geq H_m \quad (3.3)$$

Onde:

R = espessura do revestimento;

B = espessura da base;

H₂₀ = espessura sobre a sub-base;

h₂₀ = espessura da sub-base;

H_n = espessura sobre o reforço do subleito;

H_{ref} = espessura do reforço do subleito;

H_m = espessura total do pavimento sobre o subleito;

K_R, K_B, K_S, K_{ref} = coeficientes de equivalência estrutural.

As espessuras mínimas de revestimento asfáltico são obtidas em função do número “N”, conforme Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Espessura mínima do revestimento asfáltico do Método DNER

Numero N	Espessura Mínima de Revestimento Asfáltico
$N \leq 10^6$	Tratamentos superficiais asfálticos
$10^6 < N \leq 5 \times 10^6$	Revestimentos asfálticos com 5,0 cm de espessura
$5 \times 10^6 \leq N < 10^7$	Concreto Asfáltico com 7,5 cm de espessura
$10^7 < N \leq 5 \times 10^7$	Concreto Asfáltico com 10,0 cm de espessura
$N > 5 \times 10^7$	Concreto Asfáltico com 12,5 cm de espessura

As espessuras equivalentes H_m, H_n, H₂₀ são obtidas através do ábaco apresentado na Figura 3.1 a seguir, onde a espessura necessária, em termos de material granular, é obtida em função do número N e do valor de CBR do subleito, da sub-base ou do reforço do subleito.

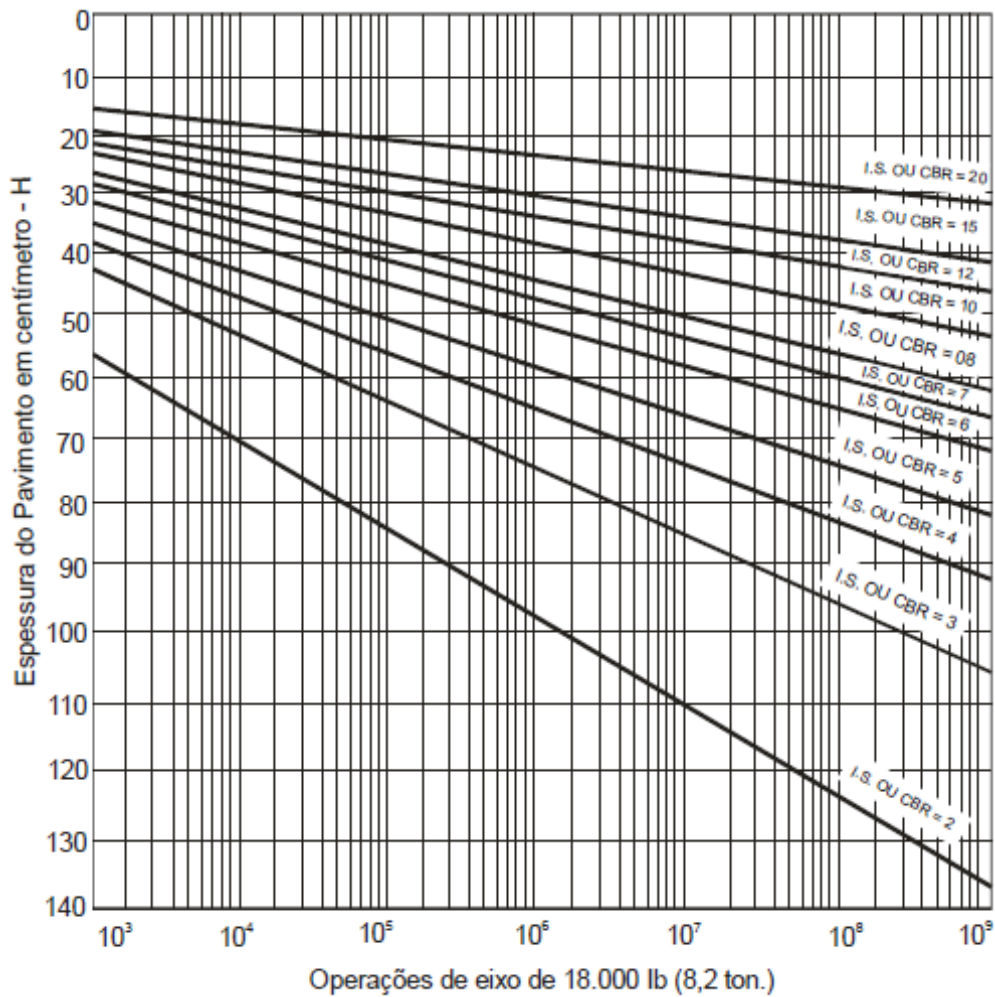


Figura 3.1 – Ábaco para determinação da espessura do pavimento (DNIT, 2006a)

As equações (3.4) e (3.5) a seguir representam o ábaco de dimensionamento apresentado anteriormente na Figura 3.1, através da determinação da espessura total em termos de material granular em função do tráfego solicitante e da capacidade de suporte do solo do subleito ou o contrário (DNIT, 2006^a).

$$H_t = 77,67 \times N^{0,0482} \times CBR^{-0,598} \quad (3.4)$$

$$N = 6,069 \times 10^{-40} \times H_t^{20,747} \times CBR^{12,407} \quad (3.5)$$

Onde:

H_t = espessura total do pavimento (cm);

N = número de repetições do eixo padrão de 80 kN;

CBR = índice de suporte do subleito (%).

Para os materiais integrantes das camadas do pavimento, são adotados coeficientes de equivalência estrutural, tomando por base, conceitualmente, os resultados obtidos na pista experimental da AASHTO; portanto, consideraram-se os valores apresentados na Tabela 3.2 para os coeficientes de equivalência estrutural.

Tabela 3.2 – Coeficientes estruturais para os materiais utilizados

Material Constituinte da Camada	Coefficiente k
Base ou revestimento em concreto asfáltico	2,0
Base ou revestimento pré-misturado a quente de graduação densa	1,7
Base ou revestimento pré-misturado a frio de graduação densa	1,4
Base ou revestimento asfáltico por penetração	1,2
Camadas granulares	1,0
Solo cimento com resistência à compressão a 7 dias superior a 45 kgf/cm ²	1,7
Solo cimento com resistência à compressão a 7 dias entre 28 kgf/cm ² e 45 kgf/cm ²	1,4
Solo cimento com resistência à compressão a 7 dias entre 21 kgf/cm ² e 28 kgf/cm ²	1,2
Bases de solo-cal	1,2

3.1.1.3. MÉTODO DA AASHTO

A concepção do método de dimensionamento da AASHTO teve seu início na década de 50 nos Estados Unidos quando foi criada “*The AASHTO Road Test*”, conforme comentado no início deste capítulo. Com investimento de US\$27 milhões a *American Association of State Highway Officials* (AASHO) realizou um estudo do desempenho de vários tipos de estruturas de pavimento através da avaliação dos efeitos das cargas do tráfego de magnitude e frequência conhecidas. A pista experimental contemplou tanto seções rígidas quanto asfálticas.

As informações adquiridas na pista experimental foram cruciais para o progresso dos estudos de desempenho de pavimentos, dimensionamento estrutural, equivalência de carga e efeitos climáticos. Com as informações vieram os gráficos e as equações de dimensionamento utilizadas no guia de dimensionamento da AASHTO.

Foi com a concepção do método de dimensionamento da AASHTO que surgiu o conceito de serventia (PSI – *Present Serviceability Index*) e de desempenho⁴ que, hoje, norteia alguns projetos de pavimento.

A Figura 3.2 a seguir ilustra a curva típica de perda de serventia (PSI) ao longo do tempo de operação do pavimento, causada principalmente pelas solicitações do tráfego no período de projeto, além de outras variáveis.

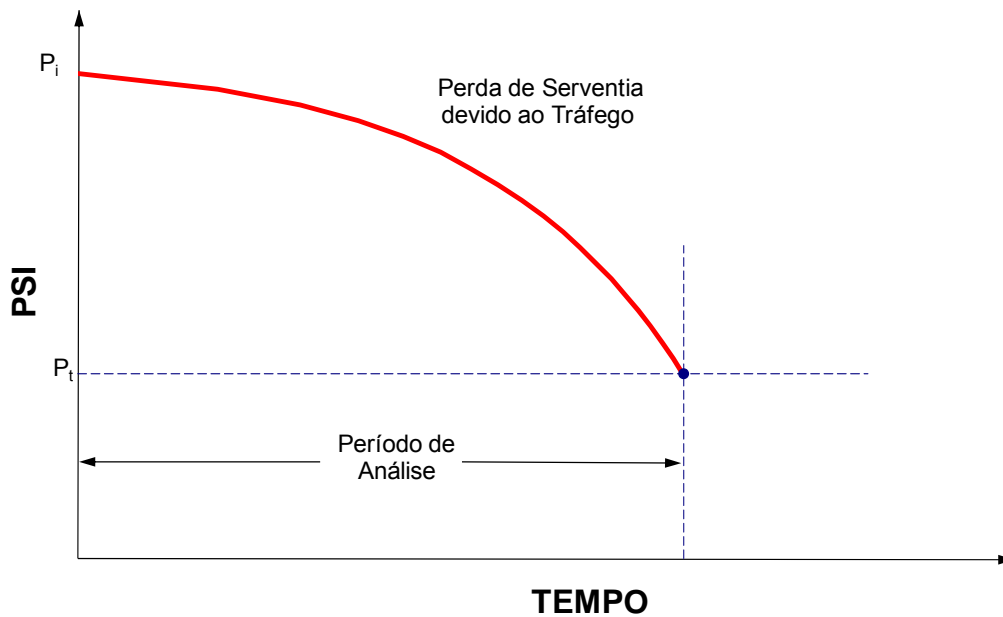


Figura 3.2 - Curva de desempenho do pavimento segundo AASHTO (1993).

A equação que relaciona o tráfego (número N), serventia e as espessuras de camadas para descrever o desempenho de dado pavimento asfáltico no tempo é descrita a seguir em (3.6).

$$\log_{10} N = Z_r \times S_0 + 9,36 \times \log_{10}(SN + 1) - 0,20 + \frac{\log_{10} \frac{P_0 - P_t}{P_0 - 1,5}}{0,40 + \frac{1094}{(SN + 1) \times 5,19}} + 2,32 \times \log_{10} M_r - 8,07$$

...(3.6)

⁴ Desempenho é a medida da história de serventia de um pavimento no decorrer do tempo

Onde:

SN = número estrutural do pavimento (pol.);

p_0 = serventia inicial (após a construção) – para pavimento asfáltico foi considerado o valor de 4,2;

p_t = serventia terminal (final do período de projeto);

M_R = módulo de resiliência efetivo do subleito, em lb/pol²;

Z_R = nível de confiabilidade (Confiabilidade Estatística);

S_0 = desvio padrão.

O número estrutural SN (*Structural Number*) é calculado pela expressão (3.7) apresentada a seguir.

$$SN = a_1 x D_1 + a_2 x D_2 x m_2 + +a_3 x D_3 x m_3 \quad (3.7)$$

Onde:

a_i = coeficiente estrutural da i-ésima camada;

D_i = espessura (em polegada) da i-ésima camada;

m_i = coeficiente de drenagem da i-ésima camada.

As pesquisas realizadas na pista experimental da *AASHO Road Test*, que mais tarde resultariam no método da AASHTO/93, representaram um grande salto de qualidade para os novos métodos de dimensionamento de estruturas de pavimento. O método da AASHTO/93, embora seja um método desenvolvido com bases empírico-estatísticas, leva em consideração maior quantidade de variáveis que podem influenciar no desempenho da estrutura, em comparação ao método do CBR.

3.1.2. MÉTODOS PARA PAVIMENTOS RÍGIDOS

3.1.2.1. MÉTODO DA PCA

O método da PCA/1984 (*Portland Cement Association*) é um método empírico mecanístico de dimensionamento de pavimentos de CCP. Este

método emprega a lei de Miner para avaliação mecanicista e utiliza modelos de desempenho por fadiga do concreto e de erosão das placas de CCP. Os ábacos para determinação das tensões atuantes foram elaborados com base no cálculo de tensões através de Métodos de Elementos Finitos – MEF que permite a análise das placas como elementos de dimensões finitas.

Pitta (1998) ressalta que o método de 1984 difere profundamente do editado em 1966, fundamentado exclusivamente no modelo de fadiga do concreto. Além disso, o método da PCA/84 aplica-se tanto a pavimentos de concreto simples e com barras de transferência, quanto aos dotados de armadura distribuída, descontínua, e usa um modelo de análise estrutural por elementos finitos. Outros tópicos que o novo processo leva em conta são o tipo e grau de transferência de carga nas juntas transversais; os efeitos da existência ou não de acostamentos de concreto; a contribuição estrutural das sub-bases de concreto rolado ou sub-bases tratadas com cimento; a ação dos eixos tandem triplos; e introduz o modelo de ruína por erosão de fundação do pavimento, o qual inclui o modelo de ruína por formação de degraus ou escalonamento nas juntas transversais, usando-o concomitantemente com o tradicional modelo de fadiga. O sistema permite combinar facilmente diferentes fatores de projeto, propiciando a análise acelerada de muitas soluções alternativas.

Este método considera as características de fundação do pavimento através da medida do módulo de reação (assim chamado por Westergaard), simbolizado pela letra k , o qual é determinado diretamente por uma prova de carga estática sobre a fundação preparada e avalia a pressão necessária para produzir uma deformação unitária no terreno, sendo expresso no Sistema Internacional de Unidades (SI) em megapascal por metro (PITTA, 1998). De trabalhosa execução, além de dispendiosa, o ensaio pode ser substituído, segundo o método, pela fixação do valor de suporte por procedimento mais simples, cujos resultados tenham correspondência numérica com o valor de k ; por sua difusão generalizada.

A ABCP recomenda o ensaio de Índice de Suporte Califórnia (ISC ou CBR), cuja precisão é satisfatória para fins de dimensionamento, visto que a determinação pelos ensaios de placa de k não é essencial e as pequenas variações de seu valor não tem maior influência no resultado do cálculo da espessura (PITTA, 1998).

3.1.2.2. MÉTODO DA AASHTO

O método de dimensionamento de pavimentos de CCP da AASHTO/1993 é um método basicamente empírico que tem como base os resultados obtidos na pista de testes da AASHTO – *The AASHTO Road Test*, assim como o método de dimensionamento de pavimentos asfálticos contido no mesmo guia.

Assim como o método de dimensionamento de pavimentos asfálticos contido no guia, o método de pavimentos rígidos oferece um modelo de dimensionamento baseado no desempenho do índice de serventia – PSI.

A equação (3.8) apresenta o modelo utilizado para o dimensionamento e desempenho das estruturas de concreto. Note-se que os modelos da AASHTO, tanto para pavimento asfáltico quanto rígido tem uma forma bastante similar. Para a determinação da estrutura, o período de projeto é normalmente considerado como 20 anos.

$$\log(N_{RIG}) = Zr.so + 7,35 \log(D + 1) - 0,06 + \frac{\log\left(\frac{\Delta PSI}{4,5 - 1,5}\right)}{1 + \frac{1,624 \cdot 10^7}{(D + 1)^{8,46}}}$$

$$+ (4,22 - 0,32pt) \log \left[\frac{Sc.Cd. (D^{0,75} - 1,132)}{215,63.J \left[D^{0,75} - \frac{18,42}{\left(\frac{Ec}{k}\right)^{0,25}} \right]} \right]$$

...(3.8)

Onde:

N_{RIG} = número de repetições do eixo padrão de 80 kN segundo a AASHTO;

D = espessura da placa (pol.);

ΔPSI = variação de serventia;

Z_r = nível de confiabilidade (Confiabilidade Estatística);

s_0 = desvio padrão;

S_c = resistência do concreto à ruptura por tração (psi);

C_d = coeficiente de drenagem;

J = coeficiente de transferência de carga;

E_c = módulo de elasticidade do concreto;

k = módulo de reação (pci).

3.2. ANÁLISE CRÍTICA DOS PROCEDIMENTOS DE DIMENSIONAMENTO

Os métodos de dimensionamento da USACE (*United States Army Corps of Engineers*) são puramente determinísticos (PITTMAN; OPELIKA, 1996). Os métodos de dimensionamento utilizam apenas um valor, geralmente o valor médio, para cada parâmetro de projeto e ignoram a variação inerente de cada parâmetro durante o processo de projeto. A variação nos parâmetros de projeto, como por exemplo, o CBR (*California Bearing Ratio*) do subleito deve sempre ser considerado no dimensionamento de pavimentos flexíveis.

Pittman e Opelika (1996) afirmaram ainda que a utilização de técnicas probabilísticas para caracterizar a variação de parâmetros de projeto através da consideração do desvio padrão ou do coeficiente de variância com uma confiabilidade arbitrada deveria ser uma técnica a ser utilizada para alguns parâmetros mais importantes no projeto. Esta abordagem probabilística permitiria ao projetista avaliar o impacto no dimensionamento de cada parâmetro devido ao seu respectivo potencial de variação.

O método preconizado pelo DER/SP está baseado na metodologia clássica do DNER (DNIT), que por sua vez tem por base o trabalho "*Design of Flexible Pavements Considering Mixed Loads and Traffic Volume*" de autoria de

Turnbull, Foster e Ahlvin (1962), do USACE, e em conclusões obtidas na pista experimental da AASHTO, sendo que o principal objetivo da estrutura dimensionada é a proteção contra a ruptura por tensões de cisalhamento da camada do subleito. Nestes métodos, puramente determinísticos, as possíveis variações inerentes a cada uma das variáveis de entrada do processo não são consideradas. A grande maioria dos métodos que tomam por base o método do USACE adota a abordagem determinística.

O método de dimensionamento da AASHTO desde sua primeira concepção utiliza conceitos probabilísticos. No último guia da AASHTO, de 2002, também utiliza a abordagem probabilística baseada no método da Primeira Ordem Segundo Momento (POSM).

Suzuki et al. (2004) ressaltaram a necessidade de se incorporar o conceito de confiabilidade nos métodos brasileiros puramente determinísticos. A análise de sensibilidade realizada por Suzuki et al. (2004) permitiu ressaltar a necessidade da utilização de procedimentos de dimensionamento probabilísticos em função da variabilidade dos resultados encontrados ao se aplicar um procedimento simplificado para consideração da confiabilidade no dimensionamento. Verificou que para uma confiabilidade de 99,9%, há necessidade de majorar a espessura (determinada pelo método do DNER) expressa em termos de material granular da ordem de 10% a 20%.

Em seu trabalho, Suzuki et al. (2004) concluem que em termos de confiabilidade estatística pode-se, em função dos resultados de campo do pavimento construído (*“as built”*), estimar o acréscimo ou redução da vida útil e com isso estabelecer políticas de penalização ou bonificação nas obras futuras de pavimentação.

Em suma, para se considerar as incertezas dos parâmetros em um método de dimensionamento de pavimentos, deve-se verificar a concepção do método. O método da AASHTO possibilita, por exemplo, a variação das características dos materiais constituintes das camadas do pavimento, através dos coeficientes estruturais. Estes coeficientes são caracterizados, no método,

através de valores variáveis em função dos módulos de elasticidade, para revestimento asfáltico, resistência à compressão para materiais cimentados, CBR para solos e materiais granulares, entre outros.

Já o método do DNIT, adaptado pelo Eng. Murillo Lopes de Souza, utiliza coeficientes estruturais caracterizados por valores discretos para cada tipo de material. Neste último método, é difícil a distinção, por exemplo, de um dimensionamento onde é utilizado um revestimento com ligante modificado de um convencional, já no método da AASHTO, esta consideração pode ser representada pela variação do coeficiente estrutural em função do módulo de resiliência da mistura. Vale ressaltar que o método da AASHTO vem sendo motivo de estudos e atualizações durante as últimas décadas, sendo revisado pelo menos 5 vezes desde 1962, já o método do DNER, adaptado pelo Eng. Murillo continua o mesmo.

A concepção dos modelos de dimensionamento também deve ser analisada. A grande maioria dos modelos de dimensionamento disponível é de natureza empírica. Os métodos mecanísticos e empírico-mecanísticos vêm sendo motivo de diversos estudos, e alguns já disponíveis para utilização, como a última versão do método da AASHTO, do ano 2002.

O modelo a ser utilizado em uma análise de confiabilidade, ou de custo de ciclo de vida do pavimento, deve possibilitar a variação do maior número de variáveis possível, tentando reproduzir a variabilidade que ocorre em pavimentos desta natureza.

Outro ponto é a facilidade de se variar estes parâmetros e obter uma resposta. Por exemplo, para pavimentos de concreto, o método utilizado no Brasil, o método da PCA (*Portland Cement Association*) de 1984, tem como variável de entrada a resistência na ruptura à tração do concreto, porém a forma como se poderia variar este parâmetro dificulta muito, mas não inviabiliza a sua utilização em simulações Monte Carlo. Mais uma vez, a formulação de dimensionamento da AASHTO, para pavimentos rígidos, apresenta modelos mais adequados e amigáveis para atender o objetivo desta presente tese.

3.3. DESEMPENHO DE ESTRUTURAS DE PAVIMENTO

Ao longo do período de projeto as características funcionais e estruturais do pavimento, seja este asfáltico ou rígido, sofrem degradação devido à intempéries e às solicitações do tráfego. Modelos de desempenho de estruturas de pavimento são utilizados tanto no projeto quanto em sistemas de gerência de pavimentos. Chen et al. (1995) relataram que a previsão de desempenho de pavimentos é a parte mais difícil tecnicamente na gerência de pavimentos. Notaram ainda vários fatores que contribuem para a complexidade da previsão de desempenho do pavimento, a saber:

- A incerteza do comportamento da estrutura sobre carregamentos variáveis e intempéries;
- A dificuldade de quantificar muitos dos fatores que afetam o desempenho da estrutura;
- O erro associado ao uso de pontos discretos de teste para representar a área total do pavimento, ao se estimar a condição do pavimento, e;
- A natureza subjetiva das avaliações das condições da estrutura.

Na literatura, são numerosos os modelos propostos e calibrados para a previsão do desempenho de estruturas de pavimento. Existem modelos tanto com a abordagem determinística, quanto probabilística. No entanto, na literatura registrou-se que esses modelos tem sido fracos na inferência e previsão de desempenho, apesar da simplicidade ou complexidade envolvidas.

A condição funcional da estrutura aparece como o caráter da estrutura mais utilizado em modelos de avaliação de desempenho. A irregularidade longitudinal, medida de forte correlação com o conforto ao rolamento vem sendo utilizada com frequência. Um dos modelos mais difundidos é o do HDM (que se encontra na versão HDM-4), que correlaciona o IRI com o custo de operação dos veículos, entre outros.

Neste sentido, Lerch (2002) propôs um ajuste no modelo de previsão de irregularidade longitudinal do HDM-4. Campos (2004) trabalhou também com os modelos de previsão de irregularidade propondo um critério de ajuste. Dewan e Smith (2002) propuseram a estimativa da irregularidade longitudinal através de avaliações de defeitos em pavimentos asfálticos, visando o cálculo dos custos de operação de veículos.

Ainda utilizando a condição funcional, o método da AASHTO (1993) descrito anteriormente, analisa a serventia ao longo do período de projeto. A equação da AASHTO (1993), tipicamente utilizada para o dimensionamento da espessura das camadas do pavimento, pode também ser usada para prever o desempenho de uma estrutura, dado certo carregamento de tráfego em um período específico de tempo em anos.

3.3.1. RESTAURAÇÃO DE ESTRUTURAS DE PAVIMENTOS

Depois de implantado e disponibilizado ao tráfego, o pavimento, seja rígido ou asfáltico, sofre degradação de suas características funcionais e estruturais. Para maximizar a vida de serviço de uma estrutura, a seleção de estratégias econômicas de preservação e manutenção assume papel determinante para as agências rodoviárias. Por estratégias de preservação entende-se é combinação de tratamentos selecionados para otimizar a relação de custo e efetividade da estrutura de pavimento. Estes tratamentos incluem a manutenção de rotina, manutenção preventiva, restauração (ou reabilitação) e reconstrução. Os tipos de tratamentos são bem definidos na literatura. Entretanto, o efeito destes tratamentos no desempenho do pavimento é difícil de quantificar.

A restauração através de reforço estrutural é realizada no momento em que o pavimento novo (ou já existente) atinge seu nível terminal, funcional ou estrutural. O reforço consiste em uma aplicação de uma camada de concreto asfáltico usinado à quente (CAUQ) ou concreto de cimento Portland com espessura adequada para que uma estrutura de pavimento existente tenha sua

vida de serviço prolongada durante certo período de tempo. O objetivo da restauração é melhorar a capacidade de carga da estrutura do pavimento existente ao longo do período analisado. Alguns modelos de dimensionamento e desempenho de intervenções desta natureza são apresentados a seguir.

Para um pavimento asfáltico, pode-se recorrer a reforços tanto em concreto asfáltico quanto em concreto de cimento Portland (*Whitetopping*), sendo o primeiro tipo muito mais frequente na realidade brasileira. As estruturas de pavimentos rígidos também podem ser restauradas com reforços tanto em concreto asfáltico quanto de cimento Portland, sendo que este último pode ser aderido ou não à estrutura existente.

São apresentados dois métodos de restauração para pavimentos asfálticos bastante utilizados no Brasil (DNIT, 2006b), as recomendações do DNIT (2010) para restauração de pavimentos rígidos e os modelos de dimensionamento de reforços apresentados no guia da AASHTO (1993). Os procedimentos brasileiros para pavimentos asfálticos, preconizados em DNIT (2006b) são DNER-PRO 011 (1979) e DNER-PRO 269 (1994). Estes procedimentos determinam as espessuras de reforço estrutural em CAUQ necessárias para a restauração do pavimento asfáltico em função do tráfego solicitante (número N) e com base nos resultados do levantamento deflectométrico.

3.3.1.1. Método DNER PRO 11/79

O método de cálculo de espessura de reforço estrutural descrito a seguir foi extraído do procedimento técnico DNER-PRO 011 (1979). Os procedimentos preconizados por esta norma foram desenvolvidos baseados no critério de deformabilidade dos pavimentos flexíveis, expressos na prática pela medida de deflexões recuperáveis, uma vez que a experiência tem demonstrado que existe uma correlação entre a magnitude das deflexões (e do raio de curvatura correspondente) e o aparecimento de falhas nos pavimentos flexíveis.

A análise considera o comportamento de um pavimento bem construído, que ao longo de sua vida é solicitado não só pelo tráfego, que o submete a esforços diversos de compressão, cisalhamento e flexão, como também pelos fatores climáticos, como precipitações pluviométricas e mudanças de temperatura, levando à ruína de toda a estrutura. Podem-se distinguir, com respeito à deflexão, as seguintes fases da vida do pavimento:

- **Fase de Consolidação**

Fase que sucede imediatamente à construção, sendo caracterizada por um decréscimo desacelerado do valor da deflexão, decorrente da consolidação adicional pelo tráfego nas diversas camadas do pavimento. O valor da deflexão tende a se estabilizar ao fim desta primeira fase.

- **Fase Elástica**

Fase que sucede à de consolidação e ao longo da qual o valor da deflexão do pavimento, a menos das variações sazonais, se mantém aproximadamente constante ou cresce ligeiramente. Essa fase define a vida útil do pavimento, tendendo a se alongar na proporção da diferença verificada entre a deflexão admissível e a deflexão suportada pelo pavimento.

- **Fase de Fadiga**

Fase que sucede à elástica, caracterizando-se por um crescimento acelerado do valor de deflexão do pavimento na medida em que a estrutura começa a exteriorizar os efeitos da fadiga, representados por fissuras e trincas sob cargas repetidas. Caso não sejam tomadas medidas para reforço e recuperação do pavimento, observa-se, geralmente, um processo de degradação do pavimento. A Figura 3.3 a seguir ilustra as fases da vida do pavimento descritas anteriormente.

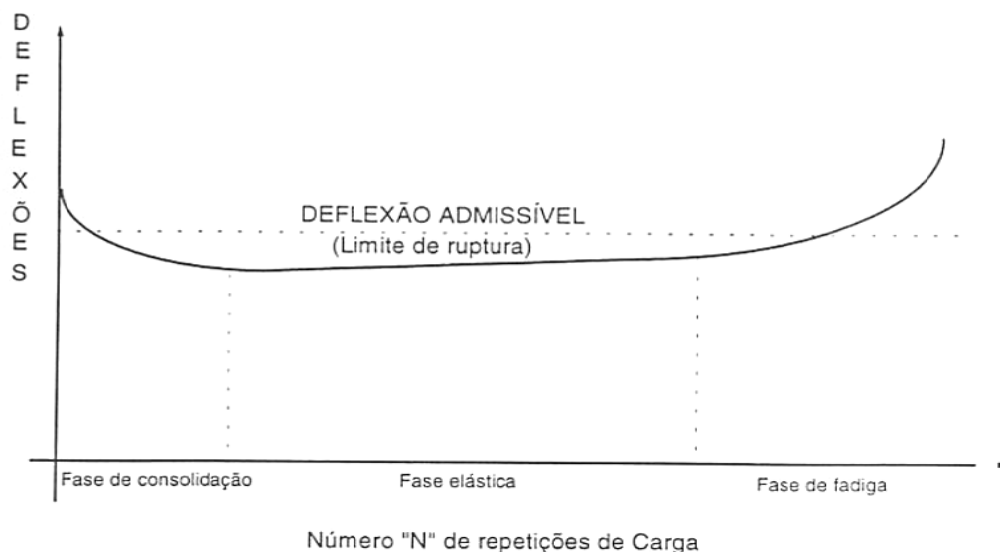


Figura 3.3 – Fases de vida de um pavimento (DNER-PRO 011, 1979)

Evidentemente, um pavimento flexível bem projetado será tanto melhor, técnica e economicamente, quanto maior for a sua fase elástica. Para efeito de cálculo a deflexão D passa a ser expressa pelo valor de D_c (Deflexão característica) que é calculado pela equação (3.9).

$$D_c = \bar{D} + \sigma \quad (3.9)$$

Onde \bar{D} e σ representam, respectivamente, a média aritmética e o desvio-padrão dos valores de deflexão sob a ação da carga do segmento analisado.

O valor da deflexão admissível depende dos materiais constituintes do revestimento e da base do pavimento, bem como do número N de solicitações de eixos equivalentes ao eixo padrão de 80 kN. Para pavimentos flexíveis, constituídos de revestimento de concreto asfáltico executado sobre base granular, o valor da deflexão admissível (D_{adm}) em 10^{-2} mm é dado pela equação (3.10), correspondente a deflexões medidas com a carga padrão de 80 kN em eixo simples de roda dupla.

$$\log D_{adm} = 3,01 - 0,176 \times \log N \quad (3.10)$$

Para o cálculo da espessura de reforço estrutural simples utilizando a norma técnica DNER-PRO 011 (1979) devem-se conhecer os seguintes parâmetros, por segmentos homogêneos. A Tabela 3.3 a seguir apresenta os critérios para a avaliação estrutural.

Tabela 3.3 – Critérios para a avaliação estrutural (DNER-PRO 011, 1979)

Hipótese	Dados Deflectométricos obtidos	Qualidade Estrutural	Necessidade de Estudos Complementares	Critério para Cálculo de Reforço	Medidas Corretivas
I	$D_c \leq D_{adm}$ $R \geq 100$	BOA	NÃO	-	Apenas correções de superfície
II	$D_c > D_{adm}$ $R \geq 100$	Se $D_p \leq 3 D_{adm}$ REGULAR	NÃO	Deflectométrico	Reforço
		Se $D_p > 3 D_{adm}$ MÁ	SIM	Deflectométrico e Resistência	Reforço ou Reconstrução
III	$D_c \leq D_{adm}$ $R < 100$	REGULAR PARA MÁ	SIM	Deflectométrico e Resistência	Reforço ou Reconstrução
IV	$D_c > D_{adm}$ $R < 100$	MÁ	SIM	Resistência	Reforço ou Reconstrução
V	-	MÁ O pavimento apresenta deformações e rupturas plásticas generalizadas (IGG > 180).	SIM	Resistência	Reconstrução

Onde:

N = número de solicitações de eixos equivalentes ao eixo padrão;

D_p = deflexão de projeto, em 10^{-2} mm;

R = raio de curvatura, em m;

D_{adm} = deflexão admissível, em 10^{-2} mm;

IGG = índice de Gravidade Global.

Para calcular a espessura de reforço do pavimento, h_{ref} , em termos de concreto asfáltico, utiliza-se a expressão (3.11).

$$h_{ref} = 40 \times \log \frac{D_p}{D_{adm}} \quad (3.11)$$

Onde:

h_{ref} = espessura do reforço do pavimento, em cm;

D_p = deflexão de projeto, em 10^{-2} mm;

D_{adm} = deflexão admissível após execução do reforço, em 10^{-2} mm.

Este método de dimensionamento de reforço está embasado em um critério deflectométrico, visando reduzir os valores de deflexão para garantir uma vida remanescente ao pavimento segundo o modelo de fadiga. Apesar deste modelo, não é possível a predição do desempenho do pavimento através deste método. O único aspecto de predição de desempenho é a partir da intervenção, onde com o modelo de fadiga pode-se calcular o número de solicitações admissíveis, mas o aumento dos valores de deflexão (inerente aos processos de degradação da estrutura) não podem ser calculados.

3.3.1.2. Método DNER PRO 269/94 – TECNAPAV

O método de cálculo de espessura de reforço estrutural descrito a seguir foi extraído do procedimento técnico DNER-PRO 269 (1994). Os procedimentos preconizados por esta norma também foram desenvolvidos baseados no critério de deformabilidade dos pavimentos flexíveis, expressos na prática pela medida de deflexões recuperáveis, uma vez que a experiência tem demonstrado que existe uma correlação entre a magnitude das deflexões (e do raio de curvatura correspondente) e o aparecimento de falhas nos pavimentos flexíveis.

O procedimento de análise dos pavimentos usado nessa norma apoia-se, basicamente, na comparação entre as deformações solicitantes e as admissíveis pela estrutura do pavimento, de forma a não ocorrer a “ruptura” dos materiais constituintes. Assim, as intervenções dimensionadas com base nesta norma estão fundamentadas nos conceitos básicos da Mecânica dos Pavimentos, de forma a promover à estrutura em questão deformações elásticas compatíveis com o tráfego previsto ao longo do período do projeto.

A deflexão admissível é aquela que, imposta ao pavimento, acarretará a ruptura do revestimento asfáltico por processo de fadiga, representada pelo número “N” acumulado e calculada através da equação (3.12).

$$\log D_{adm} = 3,148 - 0,188 \times \log N \quad (3.12)$$

Um parâmetro importante de avaliação dos pavimentos é a espessura efetiva do revestimento existente. Conceitualmente, a espessura efetiva representa a condição estrutural da camada betuminosa de revestimento, tendo em vista a estrutura de referência do modelo, quando comparada com uma camada nova em concreto asfáltico.

Deste modo, um pavimento cujo revestimento encontra-se consideravelmente deteriorado (excesso de trincamento), não possui capacidade estrutural compatível com as condições a que foi inicialmente proposto e, por isso, deve ter sua espessura efetiva reduzida em relação a espessura real, para efeito de modelagem estrutural. A espessura efetiva do revestimento é calculada pelas equações (3.13) e (3.14) apresentadas a seguir.

$$h_{ef} = -5,737 + \frac{807,961}{D_c} + 0,972 \times I_1 + 4,101 \times I_2 \quad (3.13)$$

$$0 \leq h_{ef} \leq h_e \quad (3.14)$$

Onde:

h_{ef} = espessura efetiva, em cm;

D_c = deflexão característica, em 10^{-2} mm;

h_e = espessura existente, em cm;

I_1, I_2 = coeficientes em função do tipo de solo do subleito.

A equação de definição da espessura de reforço em CAUQ proposta pela norma DNER-PRO 269 (1994) é baseada no conceito de deflexão admissível, ou seja, a espessura de reforço calculada visa reduzir a deflexão medida no pavimento até um nível considerado aceitável, de acordo com a equação (3.15) a seguir.

$$h_{ref} = -19,015 + \frac{238,14}{\sqrt{D_{adm}}} - 1,357 \times h_{ef} + 1,016 \times I_1 + 3,893 \times I_2 \quad (3.15)$$

Onde:

h_{ref} = espessura do reforço, em cm;

D_{adm} = deflexão admissível, em 10^{-2} mm;

h_{ef} = espessura efetiva, em cm;

I_1, I_2 = coeficientes em função do tipo de solo do subleito.

Os métodos DNER-PRO 011 (1979) e DNER-PRO 269 (1994) necessitam de avaliações de campo, levantamentos deflectométricos para a determinação das espessuras de reforço. Estes critérios, intrinsecamente deflectométricos, são de difícil utilização em análises de custo de ciclo de vida de pavimentos, uma vez que para estes tipos de análise deve ser estimado o desempenho futuro da estrutura. Portanto, para a utilização destes dois procedimentos em uma análise tipo LCCA, além dos modelos de fadiga apresentados, seria necessário outro modelo de progressão das deflexões.

Estes procedimentos foram concebidos, e são tipicamente utilizados para pavimentos asfálticos. Para os pavimentos rígidos, o DNIT (2010) apresenta recomendações para a restauração de estruturas deste tipo, descritas a seguir.

3.3.1.3. RESTAURAÇÃO DE PAVIMENTOS RÍGIDOS DNIT

O Manual de Recuperação de Pavimentos Rígidos do DNIT – Publicação IPR-737 (DNIT, 2010) define a recuperação de um pavimento como qualquer trabalho realizado neste pavimento que prolongue significativamente a sua vida útil, mantendo as condições de segurança do trânsito e o conforto dos usuários.

A recuperação de um pavimento implica nas seguintes atividades:

- a) Restauração ou reparação: São reparos realizados em pequenas zonas de uma placa do pavimento, devendo ser feitos tão logo os defeitos apareçam;
- b) Reforço: Consiste em executar um revestimento superposto ao existente, devendo este último ainda apresentar características estruturais satisfatórias;
- c) Reconstrução: Consiste na demolição de uma ou várias placas do pavimento e a posterior reconstrução, o que deve ser feito quando

for excessiva a quantidade de áreas defeituosas ou os tipos de defeitos existentes indicarem a impossibilidade de recuperação do pavimento, devido ao mesmo ter perdido a sua capacidade estrutural.

Segundo o mesmo manual (DNIT, 2010), o reforço de um pavimento é a superposição de um pavimento de concreto sobre o pavimento de concreto existente, que se pressupõe não tenha sido dimensionado adequadamente, tanto o pavimento como a sua fundação, ou então por ter sido considerado um fluxo de tráfego de veículos, especialmente os comerciais, inferior ao atuante na rodovia existente e não ter sido levado em conta o aumento deste tráfego durante a vida útil do pavimento.

Tendo em vista que no Brasil os pavimentos rígidos são geralmente projetados para rodovias de tráfego pesado, não há registros suficientes da execução de recuperação de pavimentos rígidos por meio de outro pavimento rígido superposto, com o objetivo de prolongar a vida útil deste pavimento rígido existente (DNIT, 2010).

A prática comum de recuperação de pavimentos de concreto no Brasil tem sido a restauração das placas que apresentam defeitos e, no caso destes defeitos serem em grande quantidade ou com alto grau de severidade, costuma-se promover a reconstrução deste pavimento, com a demolição das placas defeituosas e construção de novas placas. Para que uma recuperação atinja seus objetivos, é necessário que ela seja feita na época certa, quando ainda é possível a sua realização.

A estrutura de pavimento rígido deve ser avaliada funcional e estruturalmente a fim de se estabelecer uma solução adequada para a restauração. No caso de se concluir pela reabilitação do pavimento mediante a execução de um pavimento superposto, o manual do DNIT (2010) indica que a solução mais adequada seria a execução de um pavimento superposto de concreto, pois o reforço com uma capa asfáltica apresenta o inconveniente da

reflexão das fissuras do pavimento rígido nesta capa. Sendo assim, no referido manual somente aparecem detalhadas soluções de reabilitação neste sentido.

Cabe ressaltar, porém, que apesar destas recomendações existem no Brasil diversos casos de pavimentos de concreto que receberam capas asfálticas como solução de restauração, visando melhorar as condições funcionais e estruturais da via. Como exemplo pode-se citar as Rodovias SP-150 Anchieta (BALBO, 2009) e a BR-101 no Nordeste do Brasil, próximo a Recife.

Ainda no manual de restauração de pavimentos de concreto do DNIT (DNIT, 2010) os tipos de recapeamento de um pavimento de concreto existente, com outro pavimento de concreto, dando origem a um pavimento superposto, são divididos em três tipos principais, a saber, pavimento superposto sem aderência, superposto com aderência parcial e superposto com aderência total.

- Pavimento superposto sem aderência

Nesta condição, é colocada uma camada de separação (que costuma ser de concreto asfáltico), entre o pavimento de concreto existente com espessura (h_e) e o novo pavimento superposto de concreto com espessura (h_s) conforme apresentado na Figura 3.4.

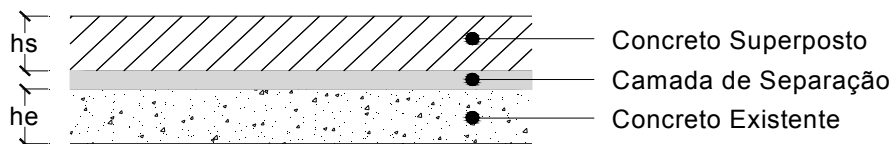


Figura 3.4 – Pavimento superposto sem aderência (DNIT, 2010)

- Pavimento superposto com aderência parcial

Nesta condição, não ocorre uma perfeita aderência entre os dois pavimentos superpostos, conforme apresenta a Figura 3.5.

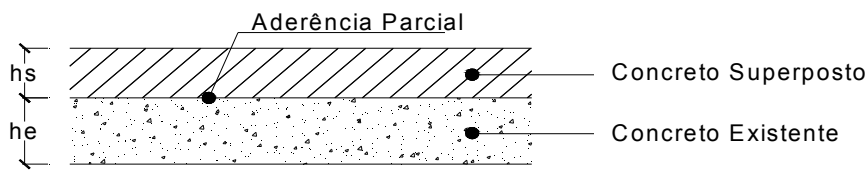


Figura 3.5 – Pavimento superposto com aderência parcial (DNIT, 2010)

- Pavimento superposto com aderência total

Nesta condição, o pavimento superposto e o pavimento existente devem ter a mesma capacidade estrutural de uma placa equivalente fictícia, com espessura igual a soma das duas espessuras, $h_e + h_s$, como ilustra a Figura 3.6.

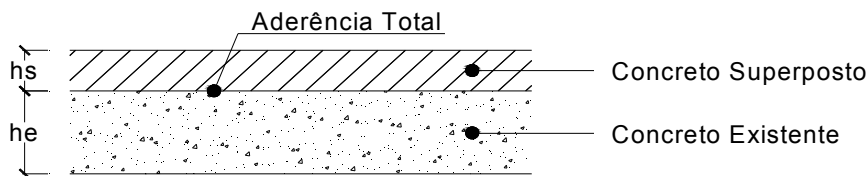


Figura 3.6 – Pavimento superposto com aderência total (DNIT, 2010)

O dimensionamento das espessuras necessárias para cada um dos três tipos de reforço em concreto sobreposto apresentado no manual utiliza o método de dimensionamento da PCA (1984) para a determinação da espessura total necessária e com o grau de aderência entre a camada existente e a nova, determina a espessura da camada superposta.

O grau de aderência entre os dois pavimentos (existente e superposto) depende das condições em que se encontra a superfície do pavimento atual existente. É utilizado o coeficiente de correção C , que deve ser multiplicado pela espessura do pavimento existente, sendo:

- $C = 1,00$ – Pavimento existente com superfície sem defeitos estruturais;
- $C = 0,75$ – Pavimento existente com superfície com defeitos estruturais de extensão limitada, sem progressão acentuada;

- $C = 0,35$ – Pavimento existente trincado ou fragmentado, com perda de capacidade estrutural.

A espessura de concreto superposto será calculada de acordo com o tipo determinado, não aderido, aderido parcialmente ou aderido totalmente, de acordo com as expressões (3.16) a (3.18) a seguir. A equação (3.16) é para pavimento superposto não aderido, a equação (3.17) para pavimentos superpostos com aderência parcial e a equação (3.18) para pavimentos superpostos com aderência total.

$$h_s = h - h_e \quad (3.16)$$

$$h_s = \sqrt{h^2 - C \cdot h_e^2} \quad (3.17)$$

$$h_s = \sqrt{h^{1,4} - C \cdot h_e^{1,4}} \quad (3.18)$$

Onde:

h_s = espessura necessária para o pavimento superposto, em cm;

h = espessura necessária para o pavimento equivalente de concreto, em cm;

h_e = espessura do pavimento de concreto existente, em cm;

C = coeficiente de correção devido ao grau de aderência.

3.3.1.4. MÉTODO DE RESTAURAÇÃO DA AASHTO

O guia da AASHTO (1993) para o dimensionamento de pavimentos apresenta métodos de dimensionamento de reforços para pavimentos flexíveis e rígidos, sendo a solução para o reforço em concreto asfáltico ou concreto. Para o reforço em concreto asfáltico, tanto para pavimentos flexíveis quanto rígidos, o guia identifica oito etapas para a determinação da espessura da camada necessária de reforço estrutural para um pavimento existente. Embora a abordagem de projeto recomende avaliar o pavimento atual para obter entradas de projeto válidas, um dimensionamento aproximado pode ser obtido através de estimativas dos parâmetros de entradas. As etapas necessárias para o dimensionamento de reforços em concretos asfálticos são descritos

brevemente neste capítulo, tanto para as estruturas existentes de pavimentos asfálticos quanto de concreto de cimento Portland.

O desempenho de uma estrutura, na metodologia preconizada pela AASHTO, é medido através do índice de serventia, que por sua vez retrata o conforto ao rolamento provido pelo pavimento. Os processos de deterioração inerentes à uma estrutura de pavimento provocam uma redução do conforto ao rolamento (serventia) ao longo do tempo. Intervenções de restauração e /ou manutenção promovem uma melhoria na estrutura, aumentando a serventia do pavimento. A Figura 3.7 a seguir ilustra o desempenho de uma estrutura de pavimento descrito pelo modelo da AASHTO (1993). A partir de uma serventia inicial, o pavimento sofre processo de degradação ao longo do tempo de serviço, ao se atingir um determinado limite do valor de serventia, é executada uma intervenção de restauração que melhora o conforto ao rolamento aos níveis iniciais. Na Figura 3.7 são retratadas duas intervenções de restauração.

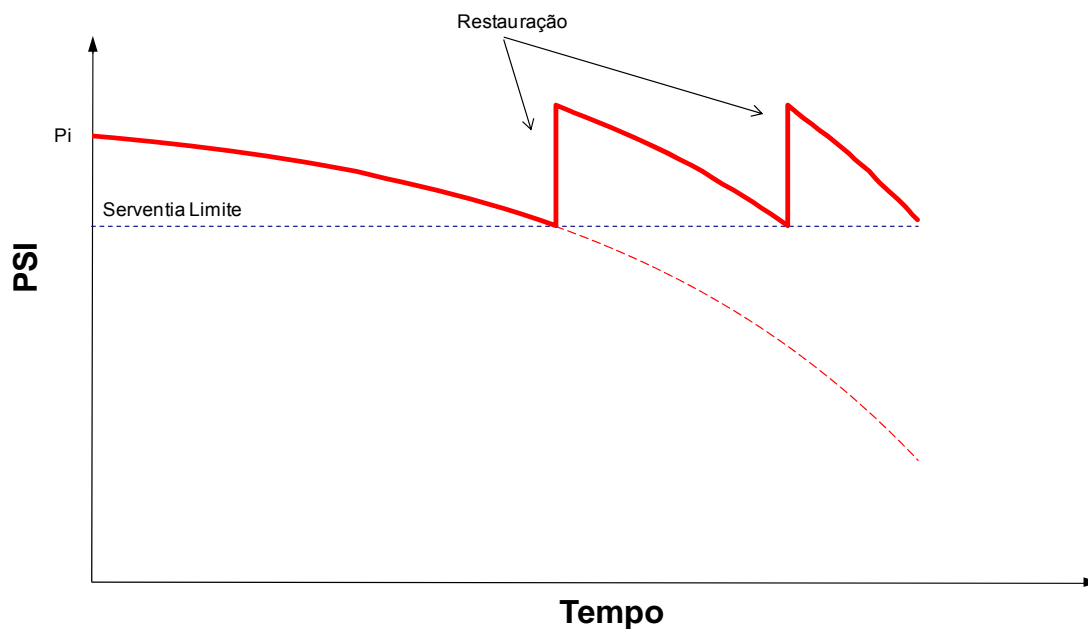


Figura 3.7 – Desempenho da estrutura com a execução de restauração segundo modelo da AASHTO (1993)

Para a execução do reforço em concreto asfáltico, seja sobre estrutura de pavimento asfáltico, quanto de concreto são recomendadas pelo guia da AASHTO algumas etapas conforme descrito na sequência.

Etapa 1: Caracterização do pavimento existente.

Etapa 2: Análise do tráfego

Etapa 3: Análise de defeitos superficiais

Etapa 4: Levantamento deflectométrico

Etapa 5: Poços de inspeção e ensaios de laboratório

Etapa 6: Determinação do número estrutural requerido para o tráfego futuro

Etapa 7: Determinação do número estrutural efetivo do pavimento existente

Etapa 8: Determinação da espessura do reforço.

A etapa 1 inclui a determinação do tipo de espessura e material de cada camada do pavimento, bem como informações sobre o solo do subleito. A etapa 2 contempla a análise do tráfego na faixa de projeto, deve ser calculado o número N desde a implantação (para uso no método de vida útil remanescente), e deve ser previsto o tráfego futuro durante o período do projeto. Na etapa 3 é recomendada a execução de levantamento da condição superficial do pavimento, que exige a medição e registro de defeitos na faixa de projeto. A etapa 4 recomenda fortemente a execução de levantamento deflectométrico, visando a caracterização estrutural do pavimento existente. Adicionalmente, a etapa 5, também fortemente recomendada para a execução de projetos, contempla a extração de amostras do pavimento e posterior análise de laboratório, visando determinar as condições elásticas e de suporte de cada material.

A etapa 6 visa a determinação do número estrutural necessário para o tráfego futuro, utilizando a equação de dimensionamento de pavimento asfálticos do guia para projeto da AASHTO (1993). Na etapa 7 do guia determina-se o número estrutural efetivo (SN_{ef}) do pavimento existente. Três métodos são apresentados para a determinação do número estrutural do pavimento existente, a saber: método com ensaio não destrutivo (NDT), método com avaliação do pavimento e um método de vida remanescente. O guia recomenda que o projetista utilize os três métodos e selecione, com base nos resultados, o valor mais adequado utilizando critérios técnicos e experiências passadas da agência.

- Método com ensaio não destrutivo (NDT)

Este método segue uma suposição de que a capacidade estrutural do pavimento é função de sua espessura e rigidez total global. O módulo efetivo das camadas de pavimentos acima do subleito (E_p) é calculado a partir de dados de levantamentos deflectométricos. A equação (3.19) apresentada a seguir é utilizada neste cálculo.

$$SN_{ef} = 0,0045 D \sqrt[3]{E_p} \quad (3.19)$$

Onde:

D = espessura total de todas as camadas acima do subleito (pol.);

E_p = módulo efetivo global das camadas de pavimentos acima do subleito (psi).

- Método com avaliação do pavimento

O método usa a equação de número estrutural, apresentada a seguir em (3.20).

$$SN_{ef} = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3 \quad (3.20)$$

Onde:

D_1, D_2, D_3 = espessuras da capa, base, e sub-base do pavimento existente;

a_1, a_2, a_3 = coeficientes estruturais de cada camada;

m_2, m_3 = coeficientes de drenagem de base granular e sub-base.

Os coeficientes de drenagem são determinados da mesma forma usada no projeto do pavimento. No entanto, dependendo do tipo e intensidade da deterioração da camada, os coeficientes atribuídos aos materiais existentes no pavimento devem, na maioria dos casos, ser inferiores aos valores que seriam atribuídos aos mesmos materiais para a implantação do pavimento.

- Método de vida remanescente

A vida remanescente de um pavimento pode ser determinada matematicamente através da equação (3.21), apresentada a seguir.

$$RL = 100 \left[1 - \frac{N_p}{N_{1,5}} \right] \quad (3.21)$$

Onde:

RL = vida remanescente (%);

N_p = número N total até a data;

$N_{1,5}$ = número N limite para levar a estrutura a serventia de 1,5.

A partir da determinação da vida remanescente de uma estrutura pode-se determinar o fator de condição (condition factor), através da equação (3.22) a seguir.

$$CF = \frac{SC_N}{SC_0} \quad (3.22)$$

Onde:

CF = fator de condição;

SC_0 = condição estrutural inicial do pavimento;

SC_N = condição estrutural do pavimento após N solicitações do eixo padrão.

A partir da determinação da vida remanescente, pode-se determinar a condição estrutural do pavimento a ser restaurada utilizando a relação existente entre estas duas variáveis, de acordo com a Figura 3.8.

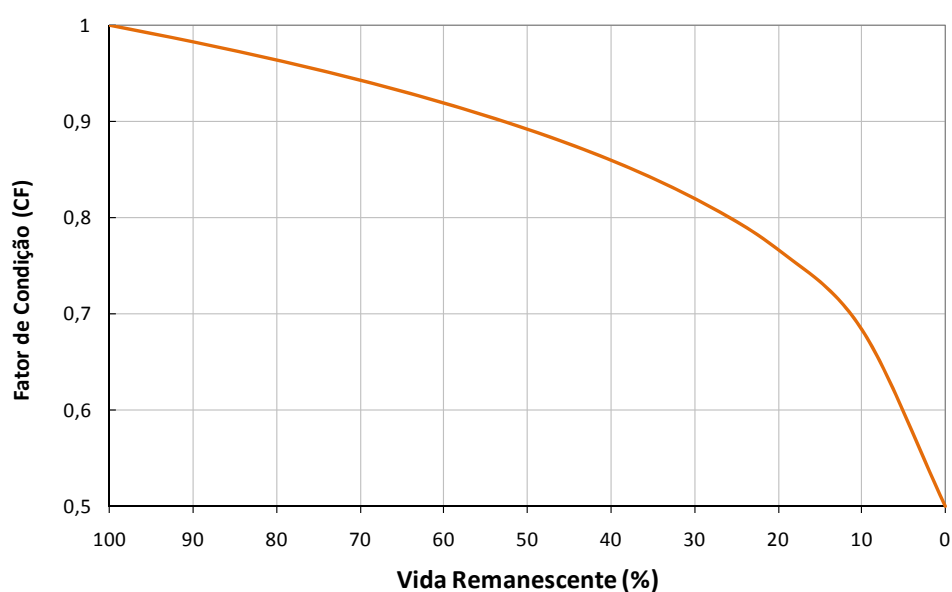


Figura 3.8 – Relação entre vida remanescente e fator de condição (adaptado de AASHTO, 1993)

O número estrutural efetivo do pavimento existente é, portanto, determinado através da equação (3.23).

$$SN_{ef} = CF \cdot SN_0 \quad (3.23)$$

Onde:

CF = fator de condição;

SN₀ = número estrutural do pavimento, como se fosse recém-construído.

Utilizando esta abordagem, o projetista deve atentar ao fato de que o Número N até a data da restauração (N_P) pode exceder o N_{1,5}, fazendo com que se obtenha valores negativos de vida remanescente. Nestes casos o projetista deve adotar um valor mínimo de fator de condição igual a 0,5.

A etapa 8 contempla a determinação da espessura da camada de recapeamento a ser implantada. A equação (3.24) é utilizada para calcular a espessura da camada de reforço.

$$D_{ol} = \frac{SN_{ol}}{a_{ol}} = \frac{(SN_f - SN_{ef})}{a_{ol}} \quad (3.24)$$

Onde:

SN_{ol} = número estrutural do recapeamento necessário;

a_{ol} = coeficiente estrutural para o recapeamento;

D_{ol} = espessura da camada de recapeamento necessária (pol.);

SN_f = número estrutural requerido, conforme determinado na Etapa 6;

SN_{ef} = número estrutural efetivo do pavimento existente.

Para os pavimentos rígidos de concreto é utilizado o mesmo processo, nos casos de recapeamento asfáltico sobre pavimento existente de concreto, sendo que a estrutura existente é caracterizada através da espessura efetiva (D_{ef}). Para restaurações de pavimentos de CCP utilizando concreto deve-se aplicar a metodologia adequada, também descrita no guia da AASHTO (1993).

Além do modelo de desempenho da AASHTO (1993), outros podem ser utilizados na tarefa de se prever o comportamento das estruturas de pavimento. Um exemplo é o software HDM-4, que além de prever as condições do pavimento ao longo do tempo pode correlacioná-las com os custos dos usuários. Na sequência é apresentada uma descrição do modelo HDM-4 e das parcelas que compõem os custos dos usuários que podem ser calculadas com o auxílio do software HDM-4.

3.3.2. O MODELO HDM-4 E OS CUSTOS DOS USUÁRIOS

Em 1968 iniciaram-se os primeiros estudos para a produção de um modelo de avaliação de projetos rodoviários. Estes estudos, conduzidos pelo Banco Mundial em conjunto com o TRRL (*Transport and Road Research Laboratory*) do Reino Unido e o LCPC (*Laboratoire Centrale des Ponts et Chaussées*) da França.

Mais tarde, nos Estados Unidos, o MIT (*Massachusetts Institute of Technology*) realizou, sob solicitação do Banco Mundial, uma pesquisa e elaborou um modelo baseado nas informações disponíveis, o *Highway Cost Model*, que foi um avanço na análise das interações entre custos de construção, de manutenção e de operação dos veículos. O modelo de custos rodoviários (HCM - *Highway Cost Model*) constituiu-se num considerável avanço em relação a outros custos utilizados para avaliar as inter-relações entre os custos de atividades de implantação e manutenção de rodovias e os custos de manutenção e operação dos veículos.

O HCM evidenciou a necessidade de novos estudos para substituir as políticas de manutenção de pavimentos que se mostravam inapropriadas para as condições dominantes em países em desenvolvimento. Faltava, portanto, uma base empírica, além da necessidade de adequação a diversas regiões, estendendo a sua utilização a países em desenvolvimento.

Foram realizados estudos no Quênia para investigar a deterioração de vias pavimentadas e não pavimentadas e os fatores que afetavam os custos de operação dos veículos. Os resultados desse estudo foram usados pelo TRRL para elaborar a primeira versão do modelo RTIM (*Road Transport Investment Model*) para países em desenvolvimento. O Banco Mundial, em 1976, incrementou o modelo criado pelo MIT e produziu a primeira versão do HDM (*Highway Design and Maintenance Standards Model*).

Outros trabalhos foram realizados em diversos países para estender o alcance geográfico e a validade do RTIM e do HDM. Estes trabalhos foram realizados em países em desenvolvimento, a saber, nas ilhas do Caribe, onde foram investigados os efeitos da geometria da via nos custos de operação dos veículos, na Índia, onde se investigou a influência de vias estreitas e as grandes proporções de veículos não motorizados e também no Brasil, por meio de um convênio entre o governo brasileiro, através do GEIPOT (Grupo de Estudos Integração da Política de Transportes), e o Programa das Nações Unidas para o Desenvolvimento (PNUD), onde se procurou validar as relações do HDM.

Os resultados desses estudos do TRRL foram utilizados para desenvolver o modelo RTIM2. A partir de então, o Banco Mundial desenvolveu um modelo mais completo que incorporou os resultados de todos os estudos anteriores, o HDM-III (WATANATADA et al., 1987). Com o avanço da informática, a Universidade de Birmingham criou a versão para microcomputador do RTIM2 enquanto o Banco Mundial produzia a versão HDM-PC, uma versão do HDM-III para microcomputadores de escritório.

Seguiu-se então nesta linha o desenvolvimento de duas novas versões do HDM, o HDM-Q, que incorporou efeitos de saturação do tráfego no modelo do HDM, e o HDM Manager, versão do HDM-III adaptada para sistemas operacionais tipo MS Windows[®] (ARCHONDO-CALLAO, 1994).

A partir de então, os modelos RTIM3 e HDM-III tornaram-se ultrapassados e, embora os modelos de deterioração ainda fossem relevantes,

havia a necessidade de se incorporar os resultados de estudos que haviam sido conduzidos em diversas partes do mundo nos anos anteriores. No caso dos custos de operação dos veículos, por exemplo, reconhecia-se que a tecnologia dos veículos havia sido muito modificada desde 1980 e que os resultados dos custos de operação podiam ser significativamente menores que os previstos pelo RTIM3 e pelo HDM-III.

Evidenciou-se, portanto, a necessidade da reformulação dos modelos até então utilizados para a incorporação de maior variedade de tipos e estruturas de pavimentos e de condições de utilização. Procurou-se também utilizar dos avanços da tecnologia no campo computacional. Além disso, o novo sistema deveria incluir capacidades adicionais como a de considerar efeitos de congestionamentos, climas frios, aspectos relacionados a acidentes e efeitos ambientais.

Diante disso, o ISOHDM (*International Study of Highway Development and Management*), projeto internacional coordenado pelo PIARC (*World Road Association*) e com a participação de centros de pesquisa de diversos países, foi conduzido para estender o alcance do modelo HDM-III, tendo obtido como resultado um novo programa computacional de análise técnico-econômica, o HDM-4 – *Highway Development & Management* (KERALI et al., 2000).

3.3.2.1. CUSTOS TOTAIS DOS USUÁRIOS

Os custos totais dos usuários compreendem os custos de operação dos veículos e os custos em função do tempo das viagens. Além desses, podem ser incluídos nos custos dos usuários os custos relacionados a acidentes e a emissões de poluentes provocadas pelos veículos. Bennet e Greenwood (2001) apresentam uma terminologia para a determinação dos custos dos usuários:

- VOC – Vehicle Operating Costs (Custos de Operação dos Veículos): Engloba os custos de combustível, pneus, peças, óleos lubrificantes e pode também incluir os custos de tempo de viagem e de tripulação.
- RUE – Road User Effects (Efeitos aos Usuários da Rodovia): Similar ao VOC, mas RUE também inclui outras componentes tradicionalmente negligenciadas, como emissões e segurança. No HDM-4 RUE é utilizado como a terminologia padrão de custos dos usuários.
- RUC – Road User Costs (Custos dos Usuários): São os custos originados da atribuição de custos ao RUE (Efeitos aos Usuários).
- RDWE – Road Deterioration and Works Effects (Efeitos da Deterioração e de Intervenções na Rodovia): Abrange os efeitos da deterioração do pavimento e as melhorias decorrentes de intervenções. Podem abranger também efeitos de melhorias como alargamentos.

No HDM-4 é feita a implementação do modelo de efeitos sobre usuários (RUE – *Road User Effects*) para o cálculo das velocidades dos veículos motorizados, dos custos de operação dos veículos, do tempo de viagem, dos custos dos acidentes e das emissões de poluentes.

Para modelar o custo de operação, assim como o tempo de viagem, são utilizados procedimentos computacionais para:

- Calcular a velocidade para cada tipo de veículo (velocidade livre, velocidade de congestionamento, velocidade de operação média anual, velocidade de tráfego média anual);
- Calcular a quantidade de insumos consumidos (combustível, óleo lubrificante, pneus, peças, custo do trabalho de manutenção, custo do capital, custo da tripulação e custos gerais);
- Calcular o tempo de viagem (passageiros por hora e carga por hora);
- Calcular o custo dos insumos consumidos pelos veículos e o tempo de viagem, aplicando os custos unitários;
- Calcular o aumento nos custos operacionais (devido a possíveis reduções de velocidade provocadas por estrangulamentos do tráfego ou

pela deterioração da via). Para um trecho de rodovia e um período de projeto, o consumo de insumos dos veículos é modelado considerando-se a operação de cada tipo de veículo sob as condições do fluxo de tráfego.

3.3.2.2. CUSTO DE OPERAÇÃO DOS VEÍCULOS

Os custos de operação dos veículos dependem dos tipos de veículos, do volume de tráfego, da geometria da via, da condição da superfície do pavimento e do comportamento do motorista. Portanto, alterações de projeto em qualquer destes parâmetros irão resultar em alterações nos custos de operação.

As características dos veículos consideradas são: atributos físicos (número de eixos, número de rodas etc.), características do desempenho (potência), da utilização do veículo e da vida útil. O HDM-III apresentava 10 veículos representativos para a análise, enquanto o HDM-4 é mais flexível, permitindo que possam ser realizadas análises com até 16 diferentes tipos de veículos.

Os dados necessários sobre a geometria da via incluem os dados do alinhamento, velocidade limite, fator de atrito lateral, dimensões e número de faixas. Além disso, são necessários dados sobre a relação velocidade/fluxo (capacidade da via, parâmetros que determinam a velocidade de operação dos veículos e as características do fluxo), sobre o modelo de fluxo de tráfego, sobre a condição da via (irregularidade longitudinal do pavimento), sobre o tráfego (volume diário, composição e taxa de crescimento) e sobre os custos unitários (combustível, preço de veículos novos e de pneus etc.). Os componentes do custo de operação dos veículos são derivados do:

- Consumo de combustível;
- Consumo de óleo lubrificante;
- Desgaste do pneu;

- Consumo de peças;
- Tempo para a realização de serviços de manutenção;
- Custos do capital (depreciação e juros);
- Hora do motorista e dos ajudantes (tripulação);
- Custos gerais.

3.3.2.3. TEMPO DE VIAGEM

Na composição do custo total dos usuários está presente, além do custo de operação dos veículos, o custo relacionado ao tempo de viagem, que é o tempo gasto por passageiros e cargas durante as viagens. O custo dos atrasos de viagens devido à condições ruins da estrutura de pavimento são quantificados através destas variáveis. Quanto melhor for a condição de tráfegabilidade no pavimento, menores serão as diminuições de velocidade por motivo de defeitos na pista e por consequência menores serão os custos decorrentes de atrasos.

3.3.2.3.1. TEMPO DE VIAGEM DOS PASSAGEIROS

O número de horas de viagem de passageiros é calculado como uma função da velocidade de operação para cada tipo de veículo, durante cada período de fluxo de tráfego, e é calculada separadamente para viagens de passageiros durante horas em serviço e fora de horas em serviço.

3.3.2.3.2. TEMPO DE TRÂNSITO DE CARGAS

O tempo de trânsito de cargas refere-se ao número de horas gastas pelo veículo para o transporte das cargas. É calculado como uma função da velocidade de operação de cada veículo, durante cada período de fluxo de tráfego.

CAPÍTULO 4**DESCRIÇÃO DOS MODELOS PROPOSTOS**

Uma análise de custo de ciclo de vida de uma estrutura de pavimento deve conter as estimativas de custos para a implantação do pavimento, sua conservação e manutenção ao longo do período de operação e os custos relativos à operação dos usuários. A equação (4.1) a seguir ilustra este tipo de análise:

$$LCC_n = CI + \sum_{i=1}^n CM + \sum_{i=1}^n CU - VR \quad (4.1)$$

Onde:

- LCC_n = custo total de ciclo de vida do pavimento em n anos;
- CI = custo de implantação;
- CM = custo de manutenção;
- CU = custos dos usuários;
- VR = valor residual.

Uma análise deste tipo pode utilizar tanto uma abordagem determinística, incorporando aos custos componentes da análise somente um valor médio, quanto uma abordagem probabilística, considerando a variabilidade inerente ao processo. Nesta seção é apresentada uma modelagem probabilística para uma análise econômica de uma estrutura de pavimento, seja com revestimento asfáltico ou em concreto de cimento Portland.

Para incorporar as incertezas na parcela da análise correspondente ao dimensionamento da estrutura devem-se considerar as variações inerentes aos

parâmetros do projeto. Hoje no Brasil, os métodos de dimensionamento disponíveis e oficiais, não contemplam as incertezas das variáveis de entrada. São métodos essencialmente determinísticos, onde cada parâmetro possui um valor médio fixo baseado no coeficiente de segurança atribuído pelo projetista.

Na fase do projeto da estrutura de pavimento, quando da determinação das características dos materiais e espessuras das camadas, é recomendado que se defina, em alguns métodos de dimensionamento, qual a probabilidade de falha que se admitirá para o pavimento. Esta probabilidade é a confiabilidade da estrutura. O método de dimensionamento americano da AASHTO (1993) majora a estrutura resultante em decorrência da confiabilidade atribuída ao projeto e recomenda níveis mínimos em função da importância da via.

Suzuki et al. (2004) propuseram a incorporação de um fator para majorar a espessura total da estrutura de pavimento asfáltico para alguns métodos nacionais e regionais de acordo com a confiabilidade requerida. Huang (2004) apresenta uma descrição detalhada da avaliação da confiabilidade baseada no tráfego como critério de ruptura. Nesta avaliação, também utilizada nos modelos propostos deste trabalho, são determinados e comparados dois tipos de tráfego. Primeiro o tráfego solicitante previsto, e paralelamente, o tráfego admissível correspondente ao desempenho da estrutura dimensionada.

O objetivo principal deste trabalho é formular e verificar modelos probabilísticos para a análise do custo do ciclo de vida de estruturas de pavimentos asfálticos e rígidos. Todos os modelos são apresentados em formato Excel[®]. Além do custo do ciclo de vida, são apresentados modelos para a determinação da confiabilidade do dimensionamento de uma estrutura frente um tráfego solicitante previsto.

Ambos os modelos foram desenvolvidos tanto para pavimentos asfálticos quanto para pavimentos rígidos. Cabe ressaltar, que a parcela que compõe o custo dos usuários, na análise do custo do ciclo de vida de uma estrutura de pavimento, não foi contemplada nos modelos elaborados neste

trabalho. Esta parcela é de difícil determinação, uma vez que podem ser consideradas algumas subdivisões do custo dos usuários. Sendo assim, recomenda-se que os custos dos usuários, e os modelos existentes para sua determinação sejam adaptados à realidade brasileira, motivando novas pesquisas nesta área.

Os modelos propostos neste trabalho estão apresentados a seguir, identificados pelo nome utilizado em cada arquivo:

1. Confiabilidade_asfáltico
2. LCCA_Asfáltico_30anos
3. LCCA_Asfáltico_40anos
4. Confiabilidade_rígido
5. LCCA_Rígido_30anos
6. LCCA_Rígido_40anos

4.1. MODELOS PARA PAVIMENTOS ASFÁLTICOS

São propostos três modelos para análise de pavimentos asfálticos. O primeiro visa a determinação da confiabilidade (probabilidade de sucesso) de uma estrutura de pavimento asfáltico dimensionada pelo método do DNIT (DNIT, 2006a) e pelo método americano da AASHTO (AASHTO, 1993). Já os outros dois modelos propostos visam analisar o custo do ciclo de vida de um pavimento asfáltico em períodos de 30 e 40 anos, respectivamente.

Em todos os modelos uma abordagem probabilística é utilizada, considerando as variações inerentes aos parâmetros que compõem uma análise desta natureza através de simulações Monte Carlo. A seguir são descritos detalhadamente os modelos para pavimentos asfálticos e suas componentes.

4.1.1. CONFIABILIDADE_ASFÁLTICO

O modelo proposto está configurado em planilhas do programa Microsoft Excel®. A Figura 4.1 a seguir ilustra resumidamente o fluxo de informações desde os dados de tráfego e a estrutura de pavimento asfáltico a ser testada até o cálculo da confiabilidade desta estrutura ante o tráfego previsto.

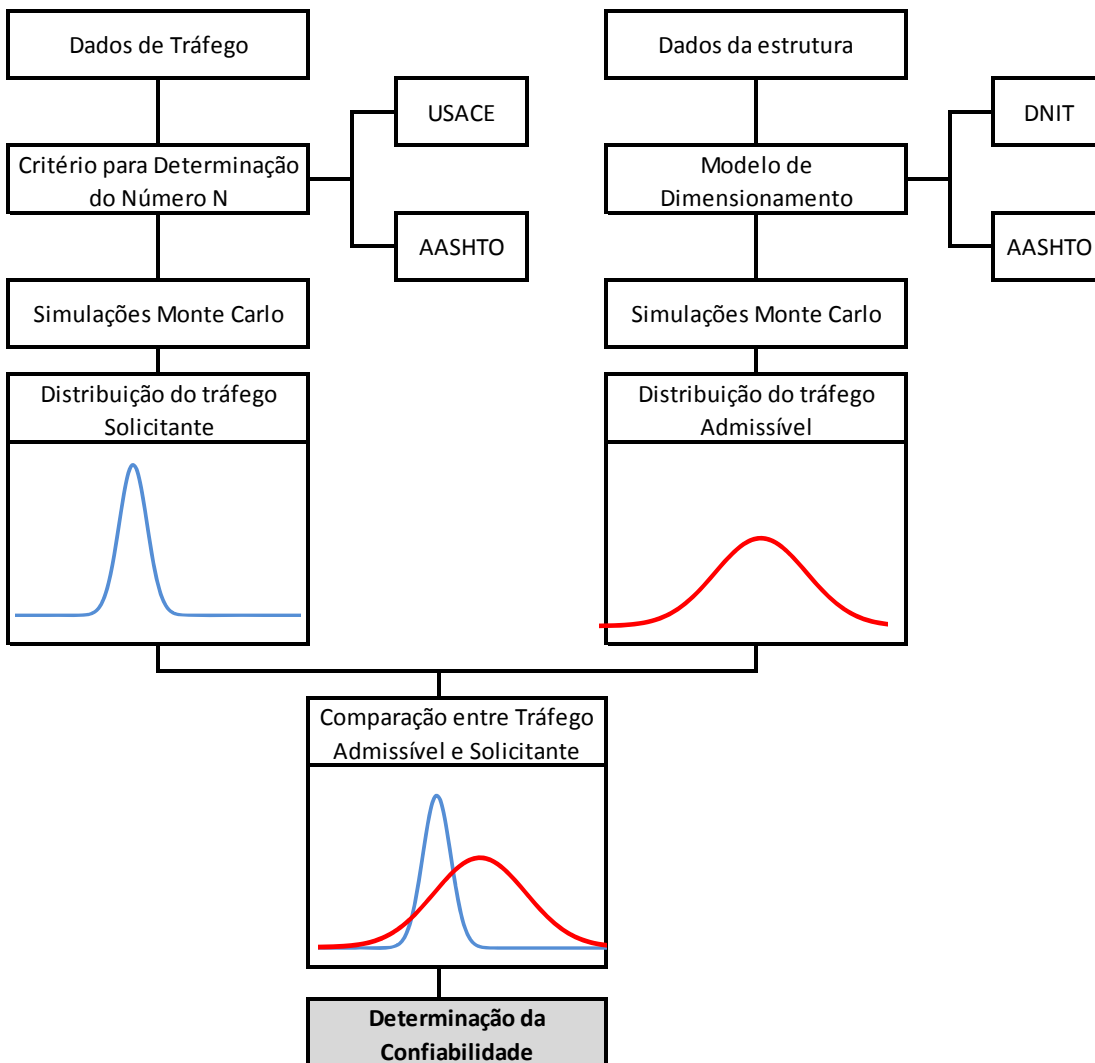


Figura 4.1 – Esquema do modelo para determinação de confiabilidade de pavimentos asfálticos

Para a determinação da confiabilidade, o modelo utiliza as repetições de carga do eixo padrão como critério de ruptura, conforme demonstrado em Huang (2004). São calculados e comparados dois tipos de números N: o previsto e o admissível.

No modelo, que utiliza abordagem probabilística, tanto a caracterização do número de repetições previsto (n) durante o período de projeto quanto o número de repetições admissível (N) são definidos por distribuições de probabilidade provenientes de simulações estocásticas de modelos determinísticos. Para as simulações, as variáveis de entrada dos modelos são definidas através do valor médio e desvio padrão segundo a distribuição normal.

- Tráfego Previsto (n)

O tráfego previsto (n), tanto para o modelo Confiabilidade_ásfáltico, quanto para os outros modelos é calculado através da mesma equação (4.2), apresentada a seguir. São calculados dois valores de tráfego previsto, um utilizando a metodologia AASHTO e outro pela metodologia da USACE.

$$n = (VDM_i) \cdot (VP) \cdot (FV) \cdot (FD) \cdot (FF) \cdot (P) \cdot (TC_A) \cdot (365) \quad (4.2)$$

Onde:

n = número de repetições previstas;

VDM_i = volume diário médio no ano inicial;

VP = porcentagem de veículos pesados;

FV = fator de veículos;

FD = fator direcional;

FF = fator de faixa;

P = período de projeto, em anos;

TC_A = fator de crescimento acumulado no período de projeto.

O fator de veículos deve ser informado tanto conforme a AASHTO, quanto a USACE, todos os outros não apresentam diferença ou variação entre as duas metodologias. Para o cálculo do fator de crescimento utiliza-se a formulação utilizada no guia da AASHTO (1993) dado pela equação (4.3).

$$TC_A = \frac{(1+i)^p - 1}{i} \quad (4.3)$$

Onde:

i = taxa anual de crescimento;

p = período de projeto, em anos.

Através da caracterização das variáveis de entrada com um valor médio e o desvio padrão segundo uma distribuição normal determina-se a distribuição probabilística que caracteriza o tráfego solicitante utilizando-se simulações Monte Carlo. São realizadas 5.000 simulações, tanto neste modelo quanto em todos os outros.

A Figura 4.2 a seguir ilustra a tela dos parâmetros de entrada do modelo Confiabilidade_asfáltico, onde devem ser inseridos os valores médios e o coeficiente de variação de cada parâmetro. O coeficiente de variação de uma amostra é caracterizado como a razão entre o desvio padrão e a média, conforme apresenta a equação (4.4). Este coeficiente pode ser multiplicado por 100 e apresentado em porcentagem, sendo esta a representação deste coeficiente no modelo.

$$CV = \frac{\sigma}{\mu} \quad (4.4)$$

Na tela apresentada na Figura 4.2, além dos parâmetros de tráfego, descritos na equação (4.2), devem ser informados os valores de serventia inicial e final e a capacidade de suporte do subleito, caracterizada pelo valor de CBR.

Somente as células marcadas em amarelo são editáveis. Todos os parâmetros são caracterizados por uma média e um coeficiente de variação, sendo o desvio padrão calculado automaticamente. À exceção se faz com o Fator Direcional, o Fator de Faixa, o Período de Projeto e a Serventia Final, os quais são caracterizados deterministicamente através de um valor médio.

PARÂMETROS DE ENTRADA			
Descrição	Valor Médio	Desvio Padrão	CV
Volume Diário Médio	5.000	750	15,0%
Fator Direcional	50%	-	-
% Veículos Pesados	65%	0,065	10,0%
Fator de Veículos AASHTO	4,5	1,575	35,0%
Fator de Veículos USACE	7	2,45	35,0%
Taxa de Crescimento	5%	0,005	10,0%
Fator de Faixa	100%	-	-
Período de Projeto (anos)	10	-	-
Serventia Inicial	4,2	0,2814	6,7%
Serventia Final	2	-	-
CBR Subleito (%)	5	0,75	15,0%
MR Subleito (psi)	7500	1125	15,0%

Definir Estrutura

Figura 4.2 – Tela 1 – Parâmetros de entrada (Modelo Confiabilidade_asfáltico)

- Tráfego Admissível (N)

No modelo Confiabilidade_asfáltico são determinadas duas distribuições para o tráfego admissível (N). A primeira distribuição refere-se à simulação Monte Carlo com o modelo de dimensionamento do DNIT e a segunda refere-se ao modelo da AASHTO (1993).

A estrutura de pavimento asfáltico, no método de dimensionamento do DNIT, é caracterizada pela espessura total em termos de material granular, que por sua vez é determinada em função do tráfego solicitante e da capacidade de suporte do subleito (CBR). A equação (4.5) apresenta a determinação do tráfego admissível em função da espessura total e do CBR do subleito, segundo o método do DNIT.

$$N = 6,069 \cdot 10^{-40} \cdot H_t^{20,747} \cdot CBR^{12,407} \quad (4.5)$$

Onde:

N = número de repetições do eixo padrão de 80 kN;

Ht = espessura total do pavimento (cm);

CBR = índice de suporte do subleito (%).

A expressão (4.6) a seguir ilustra a relação entre a espessura granular total e as espessuras e coeficientes estruturais de cada camada de um pavimento asfáltico.

$$R \cdot K_R + B \cdot K_B + H_{SB} \cdot K_{SB} = H_t \quad (4.6)$$

Onde:

R = espessura do revestimento;

B = espessura da base;

H_{SB} = espessura da sub-base;

K_R, K_B, K_{SB} = coeficientes de equivalência estrutural.

Segundo a metodologia da AASHTO, o pavimento asfáltico é caracterizado através do *Structural Number* – SN (Número Estrutural). A expressão (4.7) apresenta a correlação entre o SN e as espessuras, coeficientes estruturais e de drenagem de cada camada.

$$SN = a_1 \cdot D_1 + a_2 \cdot D_2 \cdot m_2 + a_3 \cdot D_3 \cdot m_3 \quad (4.7)$$

Onde:

a_i = coeficiente estrutural da i-ésima camada;

D_i = espessura (em polegada) da i-ésima camada;

m_i = coeficiente de drenagem da i-ésima camada.

O tráfego admissível (N) é determinado, utilizando o modelo de dimensionamento da AASHTO (1993) segundo a expressão (4.8) apresentada a seguir.

$$\log_{10} N_{AASHTO} = 9,36 \times \log_{10} (SN + 1) - 0,20 + \frac{\log_{10} \frac{P_0 - P_t}{P_0 - 1,5}}{0,40 + \frac{1094}{(SN + 1) \times 5,19}} + 2,32 \times \log_{10} M_r - 8,07 \quad \dots(4.8)$$

Onde:

N_{AASHTO} = número de repetições do eixo padrão de 80 kN segundo a AASHTO;

M_r = módulo de resiliência efetivo do subleito, em lb/pol²;

SN = número estrutural do pavimento (pol.);

p_0 = serventia inicial (após a construção) do pavimento asfáltico;

p_t = serventia terminal (final do período de projeto).

Note-se que o modelo de dimensionamento da AASHTO (1993) descrito na equação (4.8) está apresentado segundo uma abordagem determinística, sendo que a abordagem probabilística do dimensionamento será considerada na variabilidade dos parâmetros independentes do modelo. Para o dimensionamento convencional utilizando o método da AASHTO, é introduzida a confiabilidade através da consideração dos termos Z_R e s_0 . São recomendados no guia valores para estes dois termos em função do tipo e importância do projeto em estudo. Estes valores são provenientes das análises de dados realizadas na pista experimental do mesmo órgão.

Na formulação proposta, cada variável de entrada é definida em termos de uma distribuição de probabilidade. O dimensionamento é executado utilizando a análise de risco e a metodologia de simulação para incorporar as variáveis de entrada probabilística, com uma forma geral do modelo de dimensionamento da AASHTO. Uma característica desta abordagem é que a variabilidade associada ao dimensionamento é determinada separadamente em duas distribuições, uma para previsão de tráfego e outra para previsão de desempenho. Ressalta-se, mais uma vez, que uma vez que a variabilidade associada a cada parâmetro é conhecida, já não é necessário combinar todas as variabilidades juntas em um único valor estimado (Z_R e s_0).

Caracterizado o tráfego previsto, a próxima tela, apresentada na Figura 4.3, é dedicada às informações relativas à estrutura do pavimento asfáltico, seguindo tanto o método de dimensionamento do DNIT (2006a), quanto da AASHTO (1993). Assim como na primeira tela, nesta, somente as células em amarelo.

DEFINIÇÃO DA ESTRUTURA

Método de Dimensionamento DNIT				Método de Dimensionamento AASHTO/93			
Htotal Requerida (cm)	69,62	cm		SN requerido (pol)	4,5514	pol	1 - Calcular SN
Espessura Mín. Revestimento (cm)	12,5	cm		Espessura Mín. Revestimento (pol)	4,0	pol	
				Espessura Mín. Base (pol)	6,0	pol	

Descrição	Valor Médio	Desvio Padrão	COV	Descrição	Valor Médio	Desvio Padrão	0
Espessura Capa CBUQ (cm)	12,5	1,25	10,0%	Espessura Capa CBUQ (pol)	4,92	0,49	10,0%
Espessura Base Granular (cm)	20	2	10,0%	Espessura Base Granular (pol)	7,87	0,79	10,0%
Espessura Sub-base Granular (cm)	30	3	10,0%	Espessura Sub-base Granular (pol)	11,81	1,18	10,0%
Coef. Revestimento (krev)	2	-	-	Coef. Est. Revestimento (arev)	0,44	0,04	10,0%
Coef. Base (kb)	1	-	-	Coef. Est. Base (as)	0,16	0,02	14,3%
Coef. Sub-base (ksb)	1	-	-	Coef. Est. Sub-base (asb)	0,11	0,02	18,2%
				Coef. Drenagem Base (m1)	1	0,1	10,0%
				Coef. Drenagem Sub-base (m2)	1	0,1	10,0%

Htotal	75
---------------	-----------

SN resultante	4,7231
----------------------	---------------

Número mínimo de iterações para erro = 2%	2756
---	------

Número de iterações realizadas = 5000	OK
---------------------------------------	----

Probabilidade do Desempenho da Estrutura ser Superior ao Tráfego Solicitante	72%
--	-----

Probabilidade do Desempenho da Estrutura ser Superior ao Tráfego Solicitante	61%
--	-----

2 - Executar Simulação Monte Carlo **3 - Visualizar Gráficos**

Figura 4.3 – Tela 2 – Caracterização da estrutura (Modelo Confiabilidade_asfáltico)

Devem ser informadas as espessuras e os coeficientes estruturais, diferentemente para os dois métodos de dimensionamento. No modelo da AASHTO (1993), além destes coeficientes, cada camada deve ser caracterizada ainda pelo coeficiente de drenagem m_i .

Após a caracterização das espessuras e dos coeficientes de variação, através das 5.000 simulações determinam-se os diversos valores de tráfego admissível para as duas metodologias. Para este modelo estabelece-se um erro de 2% para as estimativas das variáveis aleatórias, sendo apresentada na tela 2 a quantidade mínima de iterações a ser realizada e a verificação confrontando este valor com o número de simulações (5.000) realizadas pelo programa. Caso este valor seja inferior a 5.000 a simulação esta validada, caso contrário, devem ser revistos os coeficientes de variação de cada variável.

Na tela 3 é apresentado o resultado da determinação da confiabilidade, inclusive com os gráficos das distribuições, tanto para o tráfego previsto como o admissível. A tela 3 é apresentada na Figura 4.4 a seguir.

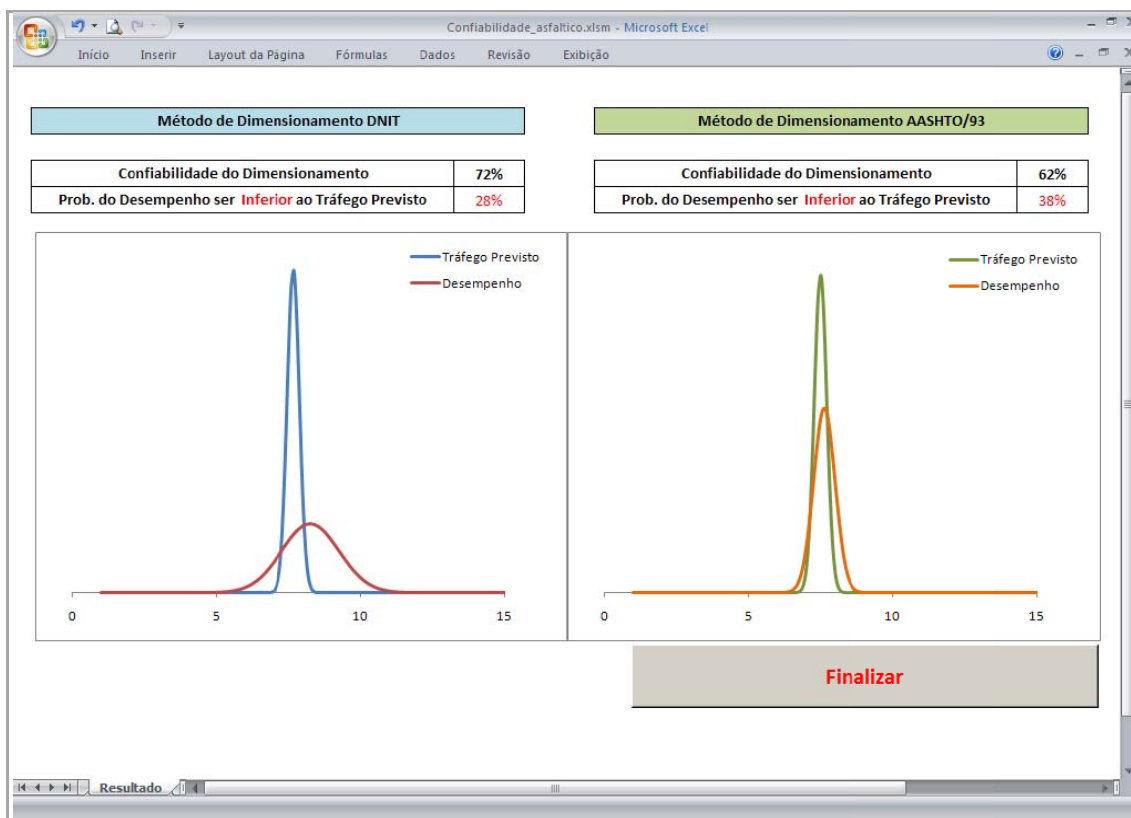


Figura 4.4 – Tela 3 – Determinação da confiabilidade e apresentação gráfica das distribuições (Modelo Confiabilidade_asfáltico)

Para cada simulação determina-se o logaritmo tanto do tráfego previsto quanto do tráfego solicitante. Da comparação entre as distribuições $\log(n)$ e $\log(N)$ obtém-se a confiabilidade segundo a expressão (4.9), sendo a confiabilidade caracterizada pela probabilidade da diferença entre o logaritmo do tráfego admissível e previsto ser menor que 0.

$$R(\%) = p(\log N - \log n < 0) \quad (4.9)$$

Onde:

R = confiabilidade;

N = número Admissível de solicitações do eixo padrão (desempenho);

n = número Previsto de solicitações do eixo padrão.

Com um número de iterações de 5.000 vezes, as distribuições resultantes tanto do tráfego solicitante quanto do admissível se aproximam de uma distribuição normal. Aplicando o conceito de índice de dano, o valor da

confiabilidade pode ser calculado aproximando a distribuição resultante para uma distribuição normal padrão e utilizando as equações (4.10) e (4.11).

$$Z_R = \frac{0 - \log D_R}{s} \quad (4.10)$$

$$R(\%) = p(Z_R) \quad (4.11)$$

Onde:

Z_R = variável aleatória padronizada;

s = desvio padrão de D_R ;

R = confiabilidade.

O objetivo do engenheiro rodoviário é projetar o pavimento que seja capaz de suportar as cargas previstas para o período do projeto. Portanto, deseja-se limitar a probabilidade de falha do pavimento, ou seja, a probabilidade de que o desempenho seja inferior ao tráfego solicitante. Com duas distribuições distintas, uma para o tráfego previsto e outra para o admissível (desempenho) o ajuste da confiabilidade pode ser feito movendo-se as distribuições até se determinar a confiabilidade superior a um valor mínimo especificado. A curva do tráfego previsto é regida por informações fornecidas pelo usuário, sendo que esta distribuição não pode ser ajustada. Conseqüentemente, a distribuição que deve ser ajustada é a do tráfego admissível (desempenho), que corresponde ao projeto das camadas do pavimento.

As características do tráfego e a capacidade de suporte do subleito são parâmetros associados com o desempenho da estrutura que são fixados no projeto. Portanto, as espessuras e materiais (coeficientes estruturais) a serem utilizados no pavimento são os parâmetros que se referem ao desempenho que podem, e devem ser ajustados no processo de concepção da estrutura. As espessuras das camadas e os coeficientes estruturais podem ser aumentados ou diminuídos para que se obtenha uma confiabilidade superior a um valor mínimo especificado.

4.1.2. LCCA_ASFÁLTICO_30ANOS

O modelo proposto está configurado em planilhas do programa Microsoft Excel®. São calculados custos no decorrer de 30 anos de operação do pavimento, a saber: custo de implantação, custo de manutenção; custo de conserva de rotina e o valor residual. Além destas parcelas, o custo total contempla o custo de operação, muitas vezes chamados de custo social, esta parcela é de difícil quantificação.

A dificuldade de se obter modelos adequados à realidade brasileira foi determinante para a decisão de não incluir esta parcela nos custos calculados pelo modelo proposto. A Figura 4.5 a seguir apresenta a tela inicial do modelo, onde devem ser informados os parâmetros referentes ao tráfego, ao segmento de estudo e a taxa de desconto a ser considerada.

PARÂMETROS DE ENTRADA			
	Valor Médio	Desvio Padrão	CV
VDM	5.000	750	15,0%
Fator Direcional	50%	-	-
% Veículos Pesados	65%	0,065	10,0%
Fator de Veículos AASHTO	4,5	1,575	35,0%
Taxa de Crescimento	5%	0,005	10,0%
Fator de Faixa	100%	-	-
Período de Análise	30	-	-
Serventia Inicial	4,2	0,2814	6,7%
Serventia Final	2	-	-
CBR Subleito	5	0,75	15,0%
MR Subleito	6.000	900	15,0%
Largura (m)	7,00	-	-
Comprimento (m)	100,00	-	-
Área (m2)	700,00	-	-
Taxa de Desconto	6%	-	-

Botões de ação: IMPORTAR DADOS DE "Confiabilidade_Asfáltico.xls" e AVANÇAR

Figura 4.5 – Tela 1 – Parâmetros de entrada (Modelo LCCA_asfáltico_30anos)

Seguindo o mesmo padrão, e visando facilitar a operação com o modelo, somente as células grifadas em amarelo são editáveis. Na tela 1, apresentada na Figura 4.5, os dados de tráfego podem ser importados do modelo Confiabilidade_asfáltico através de botão específico.

A tela 2 apresentada na Figura 4.6 é onde devem ser informadas as características da estrutura. Note-se que estas informações também podem ser importadas do modelo Confiabilidade_asfáltico. Os custos unitários também são informados através do valor médio e do coeficiente de variação.

DEFINIÇÃO DA ESTRUTURA E POLÍTICAS DE MANUTENÇÃO

Estrutura de Implantação

Descrição	Valor Médio	Desvio Padrão	CV
Espessura Capa CBUQ (cm)	12,5	1,25	10,0%
Espessura Base Granular (cm)	20	2	10,0%
Espessura Sub-base Granular (cm)	30	3	10,0%
Coef. Est. Revestimento (arev)	0,44	0,04	10,0%
Coef. Est. Base (ab)	0,16	0,02	14,3%
Coef. Est. Sub-base (asb)	0,11	0,02	18,2%
Coef. Drenagem Base (m1)	1	0,1	10,0%
Coef. Drenagem Sub-base (m2)	1	0,1	10,0%

Custo Unitários de Implantação

Descrição	Unid.	Valor Médio	Desvio Padrão	CV
Concreto Asfáltico - CBUQ	m3	559,26	55,926	10%
Imprimadura Ligante	m2	1,24	0,124	10%
Imprimadura Impermeabilizante	m2	3,21	0,321	10%
Base Granular - BGS	m3	154,49	15,449	10%
Subbase - Granular	m3	84,07	8,407	10%
Melhoria Subleito	m2	0,92	0,092	10%

Custo Conserva de Rotina (Serviços sem contribuição à estrutura)

Descrição	Unid.	Valor Médio	Desvio Padrão	CV
Conserva de rotina (anual)	R\$/km	5000	500	10%

Análise Determinística - Definir Periodicidade para Recapeamentos

Ano Recapeamento 1	8
Intervalo entre recapeamentos (anos)	5

Restauração

Descrição	Valor Médio	Desvio Padrão	CV
Recapamento CBUQ Esp. (cm)	5	0,5	10%
Coef. Est. Revestimento (arev)	0,4	0,04	10%
Aplicar Recape a x% da vida útil	90%	-	-

Confabilidade da Estrutura Importada: 69%

Número mínimo de iterações para erro = 2%: 2756

Número de iterações realizadas = 5000: OK

Rodar Simulações Monte Carlo

Figura 4.6 – Tela 2 – Definição da estrutura e políticas de manutenção (Modelo LCCA_asfáltico_30anos)

Ainda na tela 2 (Figura 4.6) devem ser inseridas informações adicionais que serão utilizadas para a determinação dos custos de restauração e custos de conserva de rotina. No primeiro caso, custos de restauração, devem ser informados a espessura e o coeficiente estrutural do concreto asfáltico a ser utilizado nos recapeamentos. O modelo está formatado a aplicar, ao longo do período de análise, um recapeamento na espessura especificada sempre que

necessário. Há ainda uma opção para que se considere a aplicação do recapeamento antecipadamente ao fim do período remanescente. Para os custos de conserva de rotina é apenas considerada uma verba anual, também caracterizada pelo valor médio e coeficiente de variação. Ressalta-se que a conserva de rotina é caracterizada como uma intervenção sem contribuições ao desempenho da estrutura, como por exemplo, capina, roçada, limpeza no sistema de drenagem superficial, sinalização horizontal, etc. Adicionalmente são inseridas informações a respeito da periodicidade de recapeamentos para o cálculo do custo de forma determinística. Ressalta que a espessura considerada será a mesma considerada na análise principal, fato este que elimina a necessidade de se informar a espessura nesta seção.

O modelo é capaz de calcular 4 grupos de custos, a saber: custos de implantação, custos de restauração, custos de conserva de rotina e valor residual. Na Figura 4.7 é ilustrada a tela 3 onde são apresentados os custos parciais e o custo total, tanto deterministicamente como probabilisticamente.

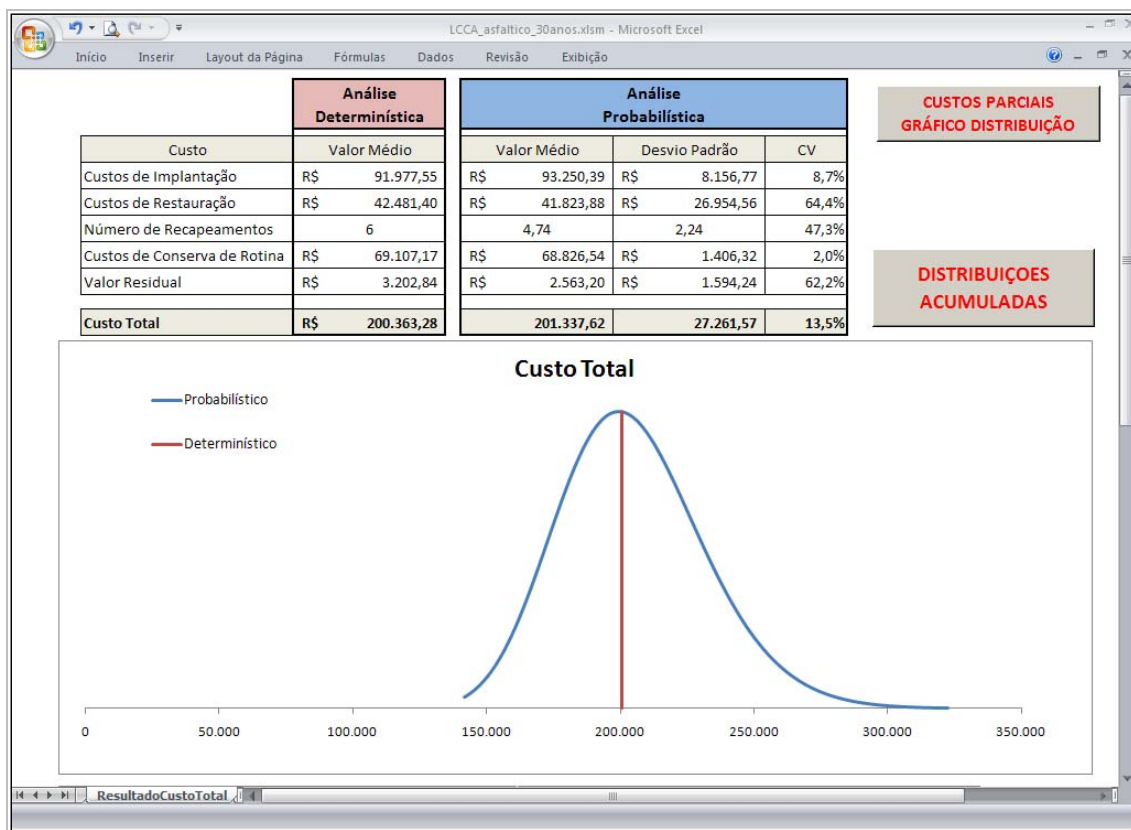


Figura 4.7 – Tela 3 – Apresentação distribuição do custo total para período de 30 anos (Modelo LCCA_ásfáltico_30anos)

Na tela 3, selecionando o botão “Custos Parciais – Gráfico Distribuição” pode-se verificar as distribuições referentes aos custos de implantação, restauração, conserva de rotina e valor residual, sempre comparando a distribuição com o valor determinístico calculado. Um exemplo desta tela 3a é apresentado na Figura 4.8.

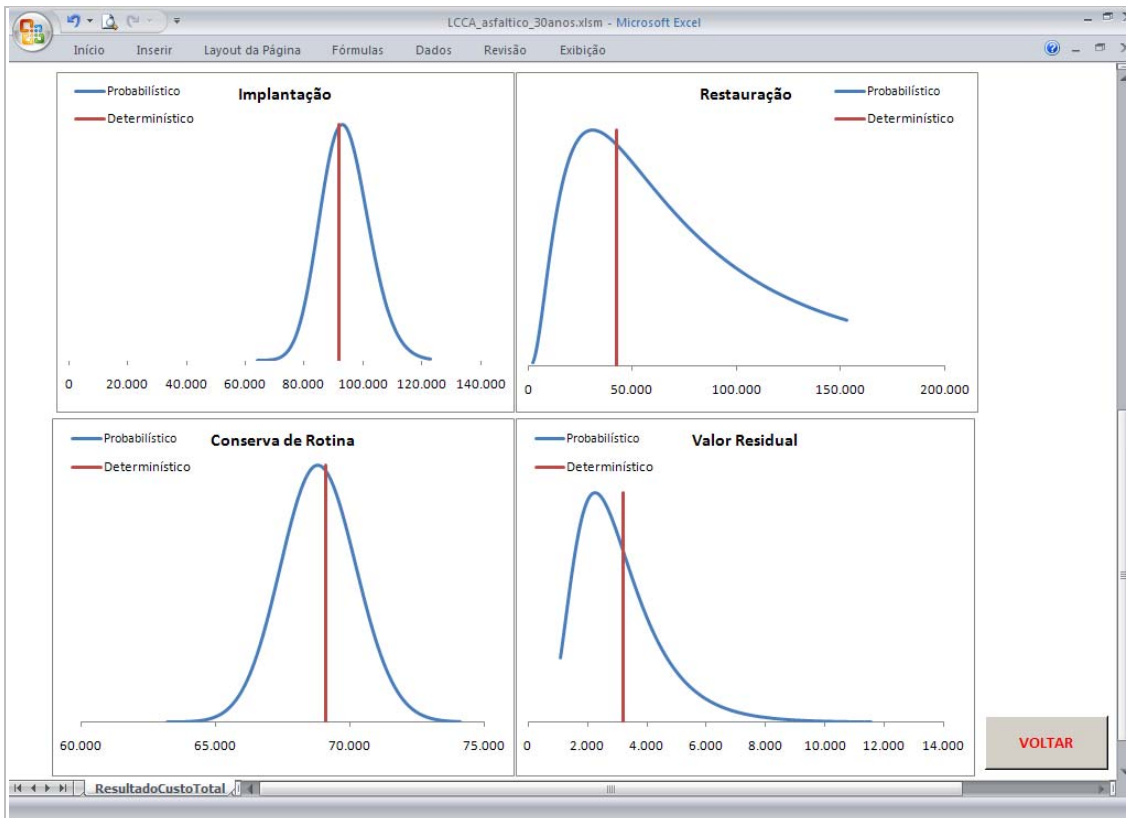


Figura 4.8 – Tela 3a – Apresentação distribuição dos custos parciais para período de 30 anos (Modelo LCCA_asfáltico_30anos)

Ainda na Tela 3, com a opção “Distribuições Acumuladas” pode-se visualizar a mesma distribuição probabilística para o custo total do pavimento em estudo, mas em vez da distribuição probabilidade densidade, tem-se a distribuição acumulada. Esta distribuição é visualizada na Tela 4 e esta tela é ilustrada na Figura 4.9.

Após determinada a curva, na célula marcada em amarelo pode-se selecionar a confiabilidade desejada e será calculado o custo total referente a este valor. No gráfico também será marcada esta confiabilidade, conforme apresentado na Figura 4.10.



Figura 4.9 – Tela 4 – Apresentação distribuição acumulada do custo total para período de 30 anos (Modelo LCCA_asfáltico_30anos)

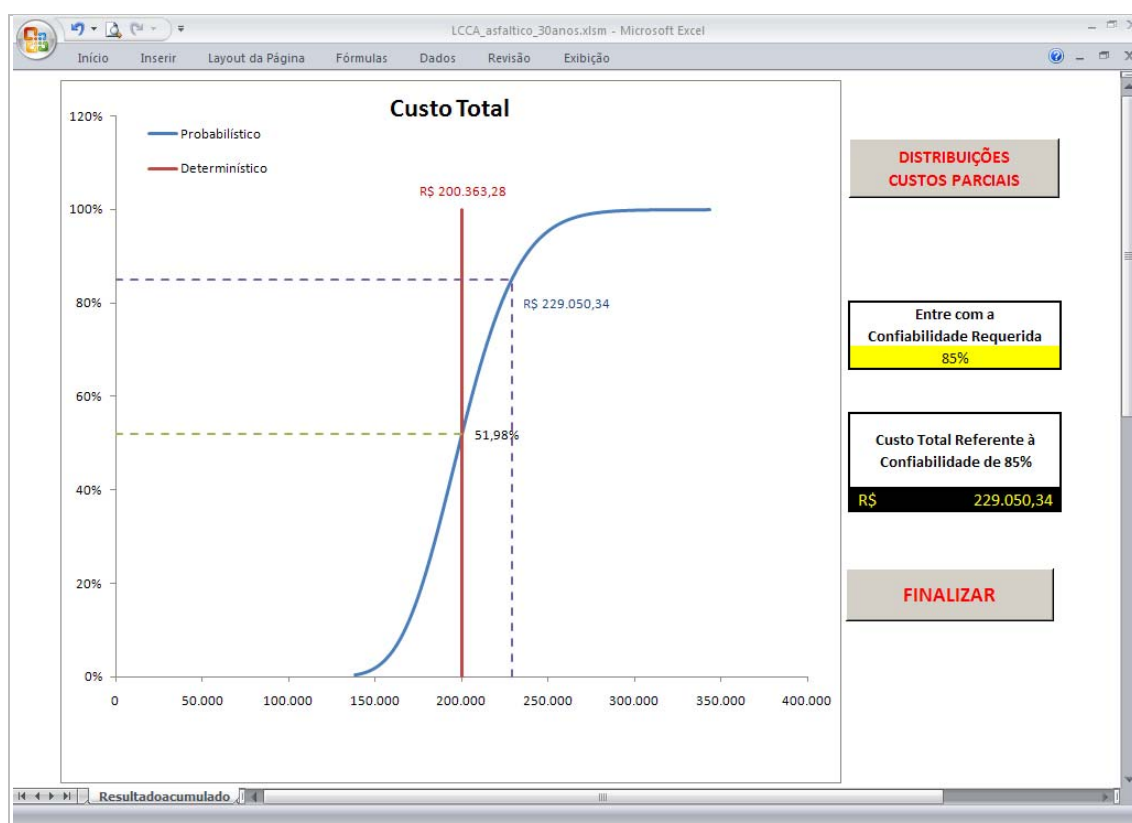


Figura 4.10 – Tela 4 – Determinação do custo total referente a confiabilidade requerida para período de 30 anos (Modelo LCCA_asfáltico_30anos)

Assim como na Tela 3 (distribuições densidade), na Tela 4 também é disponibilizada a opção de visualização das curvas acumuladas para os custos parciais. Na Figura 4.11 é apresentado um exemplo de visualização destas distribuições.

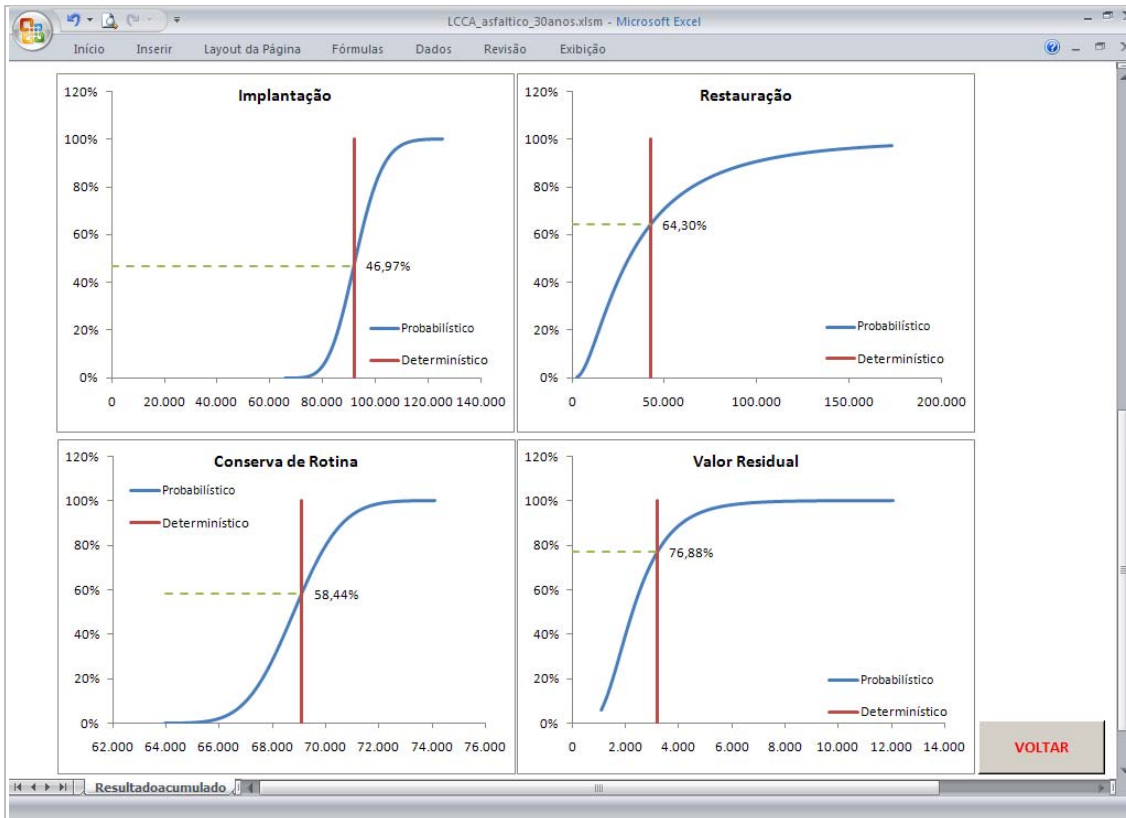


Figura 4.11 – Tela 4 – Apresentação das distribuições acumulada dos custos parciais para período de 30 anos (Modelo LCCA_asfáltico_30anos)

4.1.3. CUSTO DE IMPLANTAÇÃO

Os custos de implantação são calculados em função do segmento de análise. Na tela inicial, apresentada na Figura 4.5, devem ser informadas as dimensões do segmento a ser analisado. A partir do comprimento e da largura são calculadas as quantidades de material necessárias para cada camada. Não são consideradas sobrelarguras, ou seja, a área é a mesma para todas as camadas do pavimento. A Tabela 4.1 a seguir apresenta as unidades e os materiais utilizados para a determinação do custo de implantação da estrutura de pavimento asfáltico.

Tabela 4.1 – Materiais e unidades para pavimentos asfálticos

Material	Unidade
Revestimento em Concreto Asfáltico	m ³
Imprimadura Betuminosa Ligante	m ²
Imprimadura Betuminosa Impermeabilizante	m ²
Base Granular	m ³
Sub-base Granular	m ³
Melhoria Subleito	m ²

As espessuras dos materiais são determinadas estocasticamente em 5.000 simulações e as áreas permanecem constantes. Portanto para a melhoria do subleito e as imprimaduras é considerada a mesma área, igual ao segmento analisado. Caso a espessura de concreto asfáltico seja superior à 6,5cm, este deverá ser executado em mais de uma camada, sendo consideradas as camadas adicionais de imprimadura ligante para isto.

Após determinados os 5.000 valores de custos de implantação, é determinada a distribuição deste custo. Sendo que a distribuição log-normal foi a selecionada para representar este custo.

4.1.4. CUSTO DE RESTAURAÇÃO

Durante o período de análise de 30 anos são verificadas as necessidades de recapeamentos visando à manutenção de níveis aceitáveis de serventia. Para tanto se utiliza a metodologia da AASHTO (1993) para restauração com recapeamento em concreto asfáltico superposto a pavimento asfáltico, tanto para o pavimento dimensionado pelo DNIT quanto pela AASHTO.

O tráfego solicitante e o tráfego admissível são calculados ano a ano, sendo que ano a ano, estes são confrontados, visando verificar a necessidade de restauração. Sempre que o tráfego solicitante no ano n superar o tráfego admissível no mesmo ano será executado um reforço. A espessura do reforço

é determinada estocasticamente segundo uma distribuição normal, a partir do valor médio e coeficiente de variação informados na tela 2 do modelo.

Adicionalmente, na tela 2 apresentada na Figura 4.6 há a possibilidade de se informar uma porcentagem da vida útil do pavimento para a aplicação do recapeamento. Por exemplo, informando o valor de 90%, o número N admissível da estrutura será reduzido em 10%, antecipando desta forma a necessidade de restauração na referida estrutura.

A rotina para a determinação das políticas de manutenção inicia-se com o cálculo do número N admissível para a estrutura implantada. Ressalta-se que a variabilidade nas características geométricas e elásticas das camadas da estrutura geram diferentes valores de número estrutural, que por sua vez originam diversos valores de número N admissível. Após este cálculo, verifica-se na série anual de tráfego solicitante e determina-se o ano em que este supera o admissível, sendo este o ano para o primeiro recapeamento. É calculada a vida remanescente da estrutura, através da equação (4.12).

$$RL = 100 \left[1 - \frac{N_p}{N_{1,5}} \right] \quad (4.12)$$

A partir do valor de vida remanescente é determinada a capacidade estrutural do pavimento, calculando o número estrutural efetivo no ano da restauração, de acordo com a equação (4.13)

$$SN_{ef} = CF \cdot SN_0 \quad (4.13)$$

Onde:

CF = fator de condição;

SN_0 = número estrutural do pavimento implantado.

O acréscimo estrutural decorrentes da aplicação do reforço, calculado utilizando o valor de espessura e coeficiente estrutural, é somado ao número estrutural efetivo, configurando o número estrutural do pavimento recapeado, conforme apresentado na equação (4.14).

$$SN_{rec} = SN_{ef} + D_{ol} \cdot a_{ol} \quad (4.14)$$

Onde:

SN_{rec} = número estrutural após o recapeamento;

SN_{ef} = número efetivo estrutural do pavimento existente;

D_{ol} = espessura da camada de recapeamento (pol.);

a_{ol} = coeficiente estrutural para o recapeamento.

O valor do novo número estrutural será utilizado para calcular o novo número N admissível, e o processo se repetirá até o fim do período de análise, que para este modelo é de 30 anos.

Para cada intervenção de restauração determinada, é quantificado o volume necessário de concreto asfáltico e atribuído o custo referente à este serviço. Ressalta-se que sempre é considerada a aplicação do recapeamento em toda a seção de análise. Os valores futuros são trazidos a valor presente para a composição do custo total de acordo com a taxa de desconto, ou de atratividade, considerada, conforme apresenta a equação (4.15).

$$VP = VF \cdot \left[\frac{1}{(1+i)^n} \right] \quad (4.15)$$

Onde:

VP = valor presente;

VF = valor futuro;

i = taxa de atratividade;

n = número de anos.

4.1.5. VALOR RESIDUAL

O valor residual, ou o valor monetário que representa o valor previsto do pavimento no final do período de análise, é considerado como um custo benefício. Nesta tese, o valor residual é designado como uma percentagem do

custo de implantação do pavimento, com base na condição do pavimento no final do período de análise.

Para cada simulação é determinado o valor de serventia ano a ano, sendo, portanto, determinado também o valor de serventia ao fim do período de análise. Assumindo o valor limite de serventia igual a 1,5, a porcentagem existente da condição do pavimento inicial é calculada através da equação (4.16) apresentada a seguir.

$$\% \text{ existente} = \frac{p_N - 1,5}{p_0 - 1,5} \quad (4.16)$$

Onde:

$\% \text{ existente}$ = % da serventia final no fim do período de análise;

p_N = serventia ao fim do período de análise;

p_0 = serventia inicial.

Se o índice de serventia no final do período de análise for menor do que 1,5 (valor limite para a estrutura), o valor residual é zero. O próximo passo na determinação do valor residual de cada simulação é multiplicar a porcentagem, existente no final do período de análise pelo custo de implantação do pavimento. Este produto determina o valor residual obtido no ano N (fim do período de análise), o qual deve ser convertido a valor presente da mesma forma apresentada anteriormente no item dos custos de restauração.

Após as 5.000 simulações Monte Carlo, é determinada uma distribuição do valor residual, sendo a distribuição probabilística do tipo log-normal utilizada para esta representação.

4.1.6. CONSERVAÇÃO DE ROTINA

O custo da conservação de rotina é calculado a partir do valor médio e do coeficiente de variação informados na tela 2, apresentada anteriormente. Esta parcela do custo total representa os custos necessários para a conservação da rodovia como um todo, contemplando serviços que não

interfiram diretamente nas condições funcional e estrutural do pavimento. Nesta classe podem ser citados, roçada, limpeza de dispositivos de drenagem superficial, reparos de cercas, limpeza de bueiros, reparo de sinalização, tpa buracos, selagem de trincas, entre outros.

Depois de informado o valor médio e o coeficiente de variação a serem considerados, estocasticamente são atribuídos valores ano a ano para todo o período de análise, sempre para as 5.000 simulações. Todos os valores futuros são convertidos a valor presente e a distribuição é caracterizada por um valor médio e um desvio padrão. A distribuição para a representação destes custos, é, como nos custos anteriores, a log-normal. Ressalta-se que neste caso, informando o coeficiente de variação zero, o valor médio será atribuído a todos os anos da análise.

4.1.7. LCCA_ASFÁLTICO_40ANOS

Uma vez que o número de anos do período total de análise não é uma variável de entrada, cada modelo só pode ser utilizado para o período para o qual está configurado. No intuito de se obter uma análise em um período superior aos 30 anos foi desenvolvido o modelo de análise para 40 anos. Toda a formulação desenvolvida e apresentada para o modelo de análise para o período de 30 anos é válida para o modelo LCCA_Asfáltico_40anos.

4.2. MODELOS PARA PAVIMENTOS RÍGIDOS

Assim como no caso dos pavimentos asfálticos, para os pavimentos rígidos são propostos três modelos para análise de pavimentos asfálticos. O primeiro visa a determinação da confiabilidade (probabilidade de sucesso) de uma estrutura de pavimento rígido dimensionada pelo método americano da AASHTO (1993). Já os outros dois modelos propostos visam analisar o custo do ciclo de vida de um pavimento de concreto em períodos de 30 e 40 anos, respectivamente.

Em todos os modelos uma abordagem probabilística é utilizada, considerando as variações inerentes aos parâmetros que compõem uma análise desta natureza através de simulações Monte Carlo. A seguir são descritos detalhadamente os modelos para pavimentos rígidos e suas componentes.

4.2.1. CONFIABILIDADE_RÍGIDO

Assim como o modelo para pavimentos asfálticos, o modelo proposto para pavimentos rígidos está configurado em planilhas do programa Microsoft Excel[®]. A Figura 4.12 a seguir ilustra resumidamente o fluxo de informações desde os dados de tráfego e a estrutura de pavimento rígido a ser testada até o cálculo da confiabilidade desta estrutura ante o tráfego previsto.

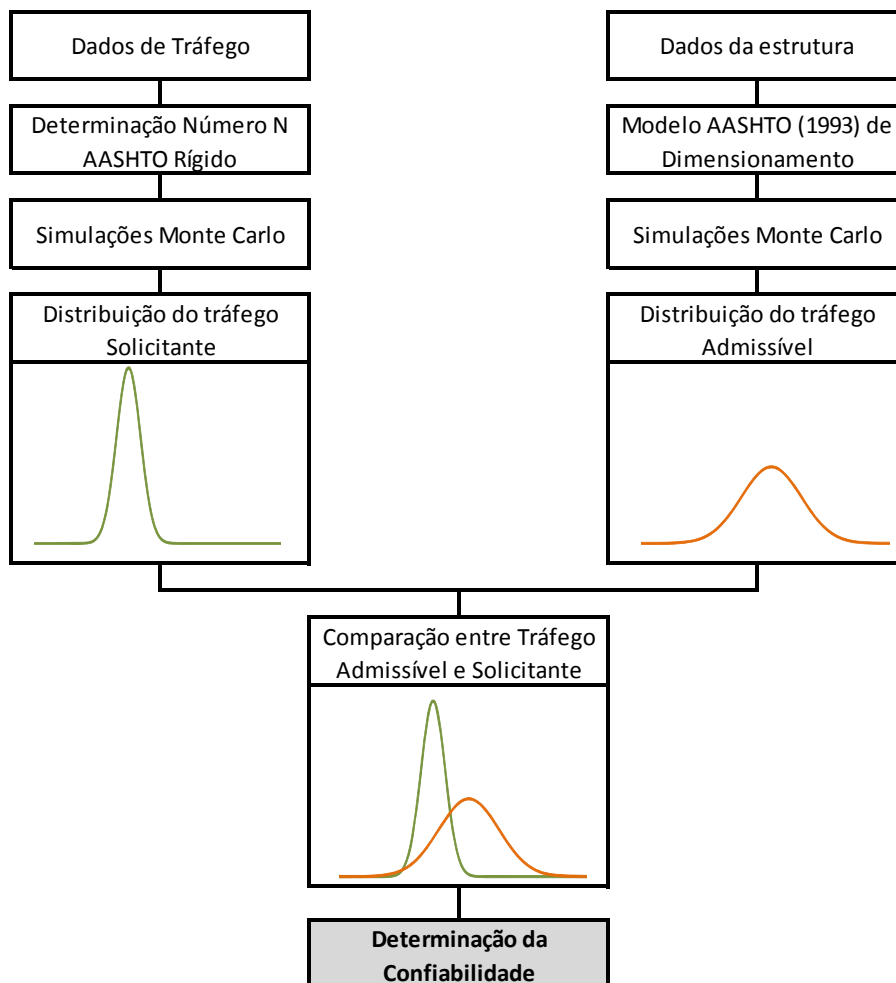


Figura 4.12 – Esquemático do modelo para determinação de confiabilidade de pavimentos rígidos

O que difere este modelo do anteriormente apresentado (para pavimentos asfálticos) são os modelos de desempenho (tráfego admissível) utilizados. Sendo assim, para a determinação da confiabilidade, este modelo também utiliza as repetições de carga do eixo padrão como critério de ruptura, conforme mostrado em Huang (2004). São calculados e comparados, portanto, dois tipos de números N: o previsto e o admissível.

A caracterização do número de repetições previsto (n) durante o período de projeto e o número de repetições admissível (N) são definidos por distribuições de probabilidade provenientes de simulações estocásticas de modelos determinísticos. Para as simulações, as variáveis de entrada dos modelos também são definidas através do valor médio e desvio padrão segundo a distribuição normal.

Para a caracterização do tráfego previsto, ressalta-se que se deve atentar para o fator de veículo a ser utilizado. Este fator deve ser compatível com o modelo de desempenho utilizado, que para o modelo pavimentos rígidos corresponde ao método da AASHTO (1993), sendo o fator AASHTO para pavimentos rígidos recomendado para o cálculo.

Através da caracterização das variáveis de entrada com um valor médio e o desvio padrão segundo uma distribuição normal determina-se a distribuição probabilística que caracteriza o tráfego solicitante utilizando-se simulações Monte Carlo. São realizadas 5.000 simulações, tanto neste modelo quanto em todos os outros.

A Figura 4.13 a seguir ilustra a tela dos parâmetros de entrada do modelo Confiabilidade_rígido, onde devem ser inseridos os valores médios e o coeficiente de variação de cada parâmetro. Na tela apresentada, além dos parâmetros de tráfego, devem ser informados os valores de serventia inicial e final da estrutura de pavimento em análise.

Somente as células marcadas em amarelo são editáveis. Todos os parâmetros são caracterizados por uma média e um coeficiente de variação,

sendo o desvio padrão calculado automaticamente. À exceção se faz com o Fator Direcional, o Fator de Faixa, o Período de Projeto e a Serventia Final, os quais são caracterizados deterministicamente através de um valor médio.

The screenshot shows a Microsoft Excel window titled 'Confiabilidade_rígido.xlsm - Microsoft Excel'. The ribbon includes 'Início', 'Inserir', 'Layout da Página', 'Fórmulas', 'Dados', 'Revisão', and 'Exibição'. The main content area displays a table with the following data:

PARÂMETROS DE ENTRADA			
Descrição	Valor Médio	Desvio Padrão	COV
Volume Diário Médio	10.000	1500	15,0%
Fator Direcional	50%	-	-
% Veículos Pesados	65%	0,065	10,0%
Fator de Veículos AASHTO	2,5	0,875	35,0%
Taxa de Crescimento	5%	0,005	10,0%
Fator de Faixa	100%	-	-
Período de Projeto (anos)	20	-	-
Serventia Inicial	4,5	0,3015	6,7%
Serventia Final	2	-	-

Below the table is a button labeled 'Definir Estrutura'.

Figura 4.13 – Tela 1 – Parâmetros de entrada (Modelo Confiabilidade_rígido)

- Tráfego Admissível (N)

No modelo Confiabilidade_rígido é determinada apenas uma distribuição para o tráfego admissível (N). No modelo anterior (asfáltico) utilizou-se além da equação da AASHTO (1993) outra proveniente do método de dimensionamento brasileiro (DNIT, 2006a). Pela lacuna existente nas normas brasileiras em relação a um método de dimensionamento, optou-se apenas pela utilização do modelo da AASHTO (1993). É, portanto definida uma distribuição probabilística dos valores de tráfego admissível, utilizando-se simulações Monte Carlo e o modelo supracitado.

Segundo a metodologia da AASHTO (1993), o pavimento rígido é caracterizado através da espessura da placa de concreto de cimento portland necessária para o tráfego solicitante. O tráfego admissível (N) é, portanto,

determinado utilizando o modelo de dimensionamento da AASHTO (1993) segundo a expressão (4.17) apresentada a seguir.

$$\log(N_{RIG}) = 7,35 \log(D + 1) - 0,06 + \frac{\log\left(\frac{\Delta PSI}{4,5 - 1,5}\right)}{1 + \frac{1,624 \cdot 10^7}{(D + 1)^{8,46}}} +$$

$$(4,22 - 0,32pt) \log \left[\frac{Sc \cdot Cd \cdot (D^{0,75} - 1,132)}{215,63 \cdot J \left[D^{0,75} - \frac{18,42}{\left(\frac{Ec}{k}\right)^{0,25}} \right]} \right] \quad \dots(4.17)$$

Onde:

N_{RIG} = número de repetições do eixo padrão de 80 kN segundo a AASHTO;

D = espessura da placa (pol.);

ΔPSI = variação de serventia;

pt = serventia final;

Sc = resistência do concreto à ruptura por tração (psi);

Cd = coeficiente de drenagem;

J = coeficiente de transferência de carga;

Ec = módulo de elasticidade do concreto (psi);

k = módulo de reação (pci).

Assim como no modelo para pavimentos asfálticos, o modelo de dimensionamento de pavimentos de concreto da AASHTO (1993) descrito na equação (4.13) está apresentado segundo uma abordagem determinística, sendo que a abordagem probabilística do dimensionamento será considerada na variabilidade dos parâmetros independentes do modelo. Em dimensionamentos conforme a metodologia da AASHTO (1993), os fatores Z_R e s_0 são utilizados para considerar a confiabilidade. São recomendados no guia valores para estes dois termos em função do tipo e importância do projeto em estudo. Estes valores são provenientes das análises de dados realizadas na pista experimental do mesmo órgão, mas não serão usados aqui, sendo substituídas pelas simulações proposta nesta tese.

A formulação proposta é a mesma do modelo para pavimentos asfálticos, sendo cada variável de entrada definida de acordo com uma distribuição de probabilidade. O dimensionamento é executado utilizando a análise de risco e a metodologia de simulação para incorporar as variáveis de entrada probabilística, com uma forma geral do modelo de dimensionamento da AASHTO. Uma característica desta abordagem é que a variabilidade associada ao dimensionamento é determinada separadamente em duas distribuições, uma para previsão de tráfego e outra para previsão de desempenho. Ressalta-se, mais uma vez, que uma vez que a variabilidade associada a cada parâmetro é conhecida, já não é necessário combinar todas as variabilidades juntas em um único valor estimado (Z_R e s_0), como no método original.

Caracterizado o tráfego previsto, a próxima tela, apresentada na Figura 4.14, é dedicada às informações relativas à estrutura do pavimento de concreto, seguindo o método de dimensionamento da AASHTO (1993) e do cálculo da confiabilidade e apresentação gráfica das distribuições probabilísticas resultantes. Assim como na primeira tela, nesta, somente as células marcadas em amarelo devem ser editadas.

Devem ser informadas a espessura da placa em análise, o módulo de reação do sistema de apoio, o módulo de elasticidade e a resistência de ruptura à tração do concreto, o coeficiente de drenagem e o coeficiente de transferência de carga.

Após a caracterização da estrutura e dos coeficientes de variação, através das 5.000 simulações determinam-se os diversos valores de tráfego admissível (desempenho). Assim como no modelo anterior, neste, estabelece-se um erro de 2% para as estimativas das variáveis aleatórias, sendo apresentada na tela 2 a quantidade mínima de iterações a ser realizada e a verificação confrontando este valor com o número de simulações (5.000) realizadas pelo programa. Caso este valor seja inferior a 5000, a simulação esta validada, caso contrário, devem ser revistos os coeficientes de variação de cada variável.

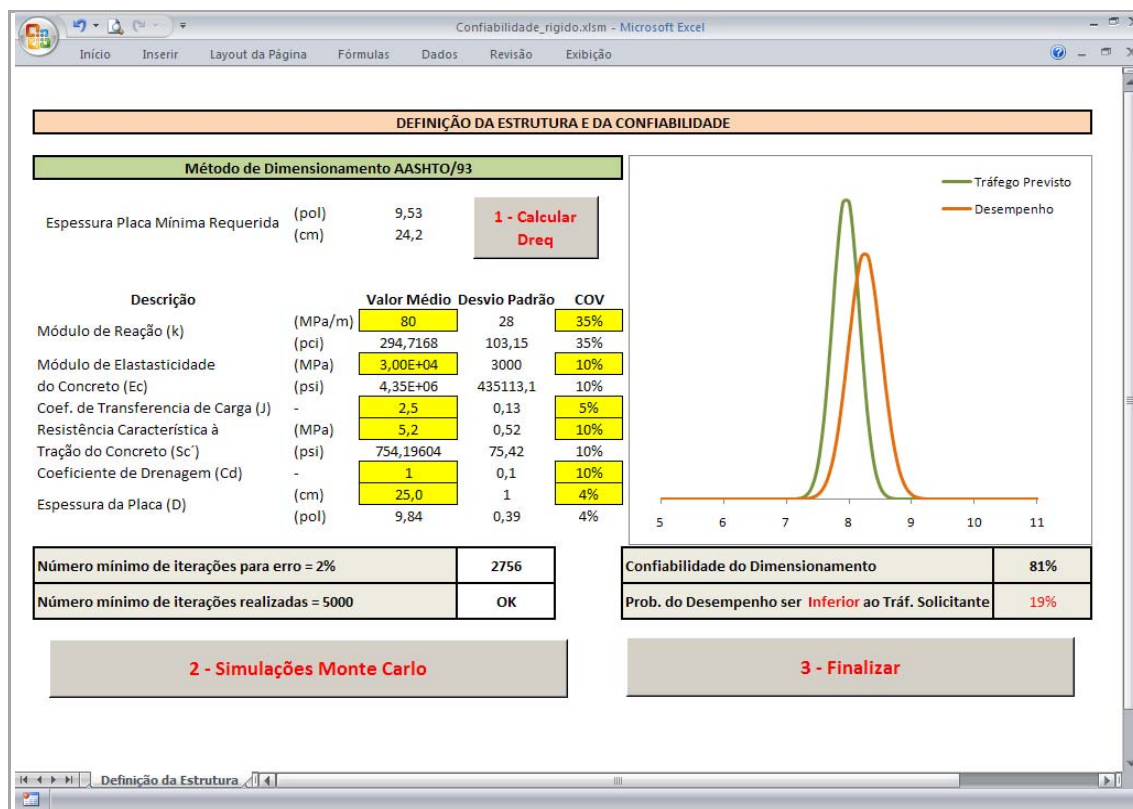


Figura 4.14 – Tela 2 – Caracterização da estrutura de pavimento e determinação da confiabilidade (Modelo Confiabilidade_rígido)

Para cada simulação determina-se o logaritmo tanto do tráfego previsto quanto do tráfego solicitante. Da comparação entre as distribuições $\log(n)$ e $\log(N)$ obtém-se a confiabilidade segundo a expressão (4.18), sendo a confiabilidade caracterizada pela probabilidade da diferença entre o logaritmo do tráfego admissível e previsto ser menor que 0.

$$R(\%) = p(\log N - \log n < 0) \quad (4.18)$$

Onde:

R = confiabilidade;

N = número Admissível de solicitações do eixo padrão (desempenho);

n = número Previsto de solicitações do eixo padrão.

Com um número de iterações de 5.000 vezes, as distribuições resultantes tanto do tráfego solicitante quanto do admissível se aproximam de uma distribuição normal. Aplicando o conceito de índice de dano, o valor da

confiabilidade pode ser calculado aproximando a distribuição resultante para uma distribuição normal padrão e utilizando as equações (4.19) e (4.20).

$$Z_R = \frac{0 - \log D_R}{s} \quad (4.19)$$

$$R(\%) = p(Z_R) \quad (4.20)$$

Onde:

Z_R = variável aleatória padronizada;

s = desvio padrão de D_R ;

R = confiabilidade.

4.2.2. LCCA_RÍGIDO_30ANOS

Este modelo, assim como os anteriores, está configurado em planilhas do programa Microsoft Excel®. São calculados custos no decorrer de 30 anos de operação do pavimento, a saber: custo de implantação, custo de manutenção; custo de conserva de rotina e o valor residual. Além destas parcelas, o custo total contempla o custo de operação, muitas vezes chamados de custo social, esta parcela é de difícil quantificação.

Como ocorre no caso dos pavimentos asfálticos, a dificuldade de se obter modelos adequados à realidade brasileira foi determinante para a decisão de não incluir esta parcela nos custos calculados pelo modelo proposto. A Figura 4.15 a seguir apresenta a tela inicial do modelo, onde devem ser informados os parâmetros referentes ao tráfego, ao segmento de estudo e a taxa de desconto a ser considerada.

Mantido o padrão adotado para todos os modelos, somente as células grifadas em amarelo são editáveis. Na tela 1, apresentada na Figura 4.15 pode ser utilizado o botão para importação dos dados de entrada do modelo Confiabilidade_rígido.

PARÂMETROS DE ENTRADA

	Valor Médio	Desvio Padrão	COV
VDM	10.000	1500	15,0%
Fator Direcional	50%	-	-
% Veículos Pesados	65%	0,065	10,0%
Fator de Veículos AASHTO	2,5	0,875	35,0%
Taxa de Crescimento	5%	0,005	10,0%
Fator de Faixa	100%	-	-
Período de Análise	30	-	-
Serventia Inicial	4,5	0,3015	6,7%
Serventia Final	2	-	-
Largura (m)	7,00	-	-
Comprimento (m)	100,00	-	-
Área (m ²)	700,00	-	-
Taxa de Desconto	6%	-	-

IMPORTAR DADOS DE "Confiabilidade_Rigido.xls"

AVANÇAR

Figura 4.15 – Tela 1 – Parâmetros de entrada (Modelo LCCA_rígido_30anos)

DEFINIÇÃO DA ESTRUTURA E POLÍTICAS DE MANUTENÇÃO

Estrutura de Implantação				Custo Implantação				
Descrição	Valor Médio	Desvio Padrão	CV	Descrição	Unid.	Valor Médio	Desvio Padrão	CV
Espessura da Placa (cm)	25	1	4%	Concreto Cimento Portland	m ³	554,83	55,483	10%
Espessura da Placa (pol)	9,84	0,39	4%	Base Concreto Pobre	m ³	235,06	23,506	10%
Espessura Base CCR (cm)	10	1	10%	Subbase - Granular BGS	m ³	154,49	15,449	10%
Espessura Sub-base Granular (cm)	10	1	10%	Melhoria do Subleito	m ²	0,92	0,092	10%
Módulo de Reação k (pci)	515,7544	180,51	35%	Concreto Asfáltico - CBUQ	m ³	559,26	55,926	10%
Módulo Elasticidade Ec (psi)	4,35E+06	435113,1	10%	Imprimadura Ligante	m ²	1,24	0,124	10%
Coefficiente J	2,5	0,13	5%					
Reist. Ruptura Tração Sc (psi)	754,19604	75,42	10%					
Coefficiente de Drenagem Cd	1	0,1	10%					

IMPORTAR ESTRUTURA DE "CONFIABILIDADE.XLS"

Confiabilidade da Estrutura Importada: 69%

Custo Conserva de Rotina (Serviços sem contribuição à estrutura)				
Descrição	Unid.	Valor Médio	Desvio Padrão	CV
Conserva de rotina (anual)	R\$/km	5.200	520	10%

Análise Determinística - Definir Periodicidade para Recapeamentos

Ano Recapeamento 1	20
Intervalo entre recapeamentos (anos)	10

Número mínimo de iterações para erro = 2%: 2756

Número de iterações realizadas = 5000: OK

Rodar Simulações Monte Carlo

Figura 4.16 – Tela 2 – Definição da estrutura e políticas de manutenção (Modelo LCCA_rígido_30anos)

A tela 2 apresentada na Figura 4.16 é onde devem ser informadas as características da estrutura. Note-se que estas informações também podem ser importadas do modelo Confiabilidade_rígido. Os custos unitários também são informados através do valor médio e do coeficiente de variação.

Para a determinação dos custos de restauração conserva de rotina devem ser inseridas informações adicionais. No primeiro caso, custos de restauração, devem ser informados a espessura e o coeficiente estrutural do concreto asfáltico a ser utilizado nos recapeamentos. O modelo esta formatado a aplicar, ao longo do período de análise, um recapeamento na espessura especificada sempre que necessário. Há ainda uma opção para que se considere a aplicação do recapeamento antecipadamente ao fim do período remanescente.

Para os custos de conserva de rotina é apenas considerada uma verba anual, também caracterizada pelo valor médio e coeficiente de variação. Ressalta-se que, assim como no modelo de pavimentos asfálticos, a conserva de rotina é caracterizada como uma intervenção sem contribuições ao desempenho da estrutura, como por exemplo, capina, roçada, tapa buracos, selagem de juntas, limpeza no sistema de drenagem superficial, sinalização horizontal, etc.

Adicionalmente são inseridas informações a respeito da periodicidade de recapeamentos para o cálculo do custo de forma determinística. Ressalta que a espessura considerada em cada recapeamento será a mesma considerada na análise principal, fato este que elimina a necessidade de se informar a espessura nesta seção.

O modelo é capaz de calcular 4 grupos de custos, a saber: custos de implantação, custos de restauração, custos de conserva de rotina e valor residual. Na Figura 4.17 é ilustrada a tela 3 onde são apresentados os custos parciais e o custo total, tanto deterministicamente como probabilisticamente.

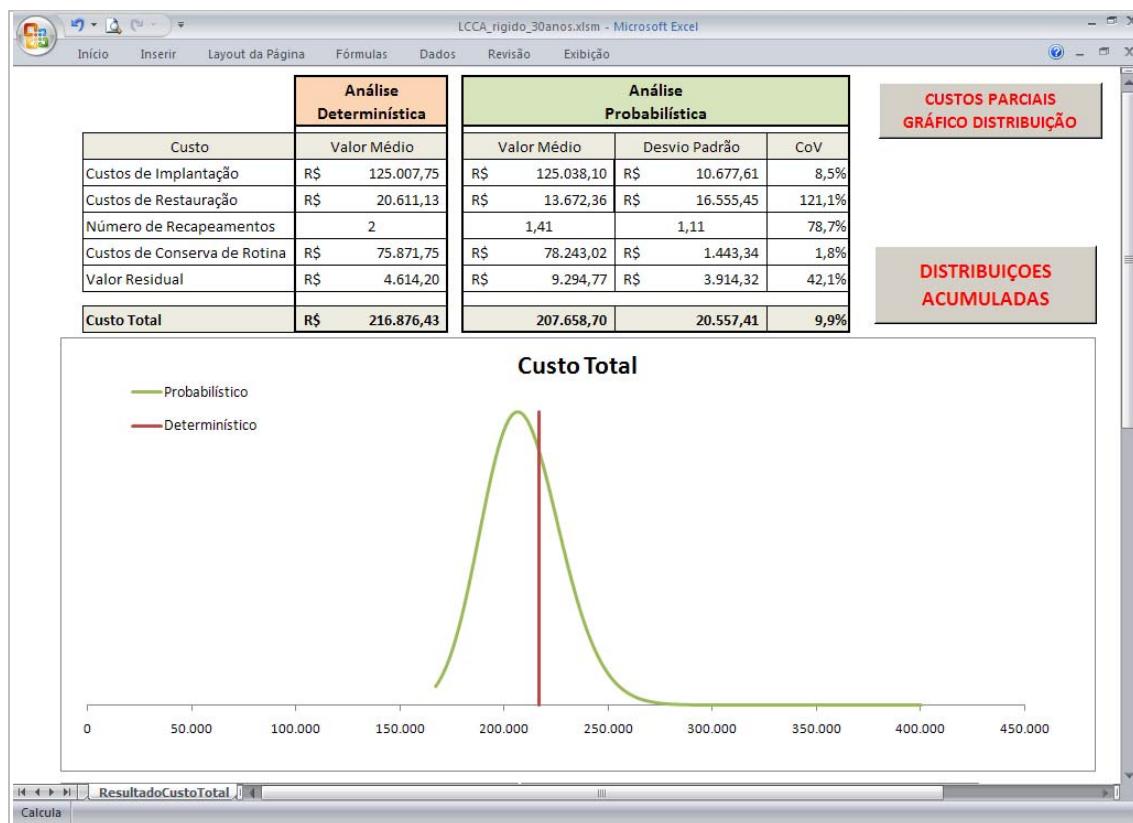


Figura 4.17 – Tela 3 – Apresentação da distribuição do custo total para período de 30 anos (Modelo LCCA_rigido_30anos)

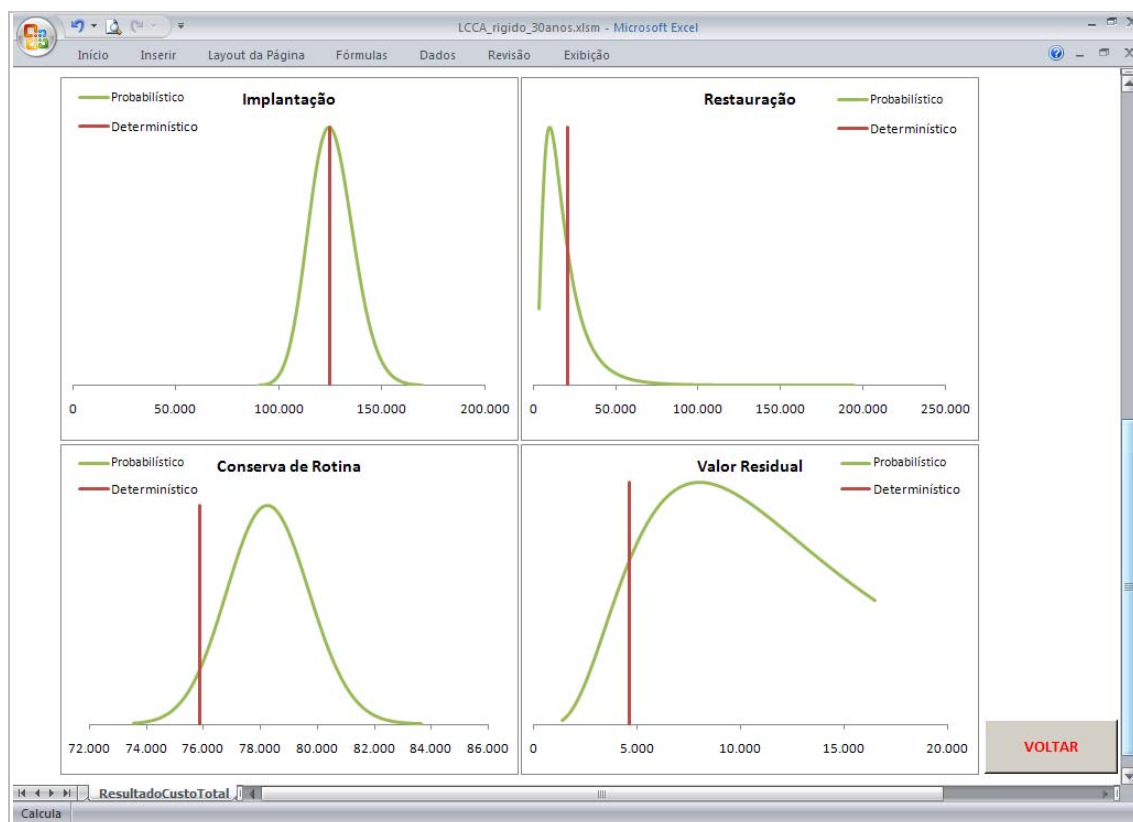


Figura 4.18 – Tela 3a – Apresentação das distribuições dos custos parciais para período de 30 anos (Modelo LCCA_rigido_30anos)

Na tela 3, selecionando o botão “Custos Parciais – Gráfico Distribuição” pode-se verificar as distribuições referentes aos custos de implantação, restauração, conserva de rotina e valor residual, sempre comparando a distribuição com o valor determinístico calculado. Um exemplo desta tela 3a é apresentado na Figura 4.18.

Com a opção “Distribuições Acumuladas” pode-se visualizar a mesma distribuição probabilística para o custo total do pavimento em estudo, mas em vez da distribuição probabilidade densidade, tem-se a distribuição acumulada. Esta distribuição é visualizada na Tela 4 e esta tela é ilustrada na Figura 4.19.

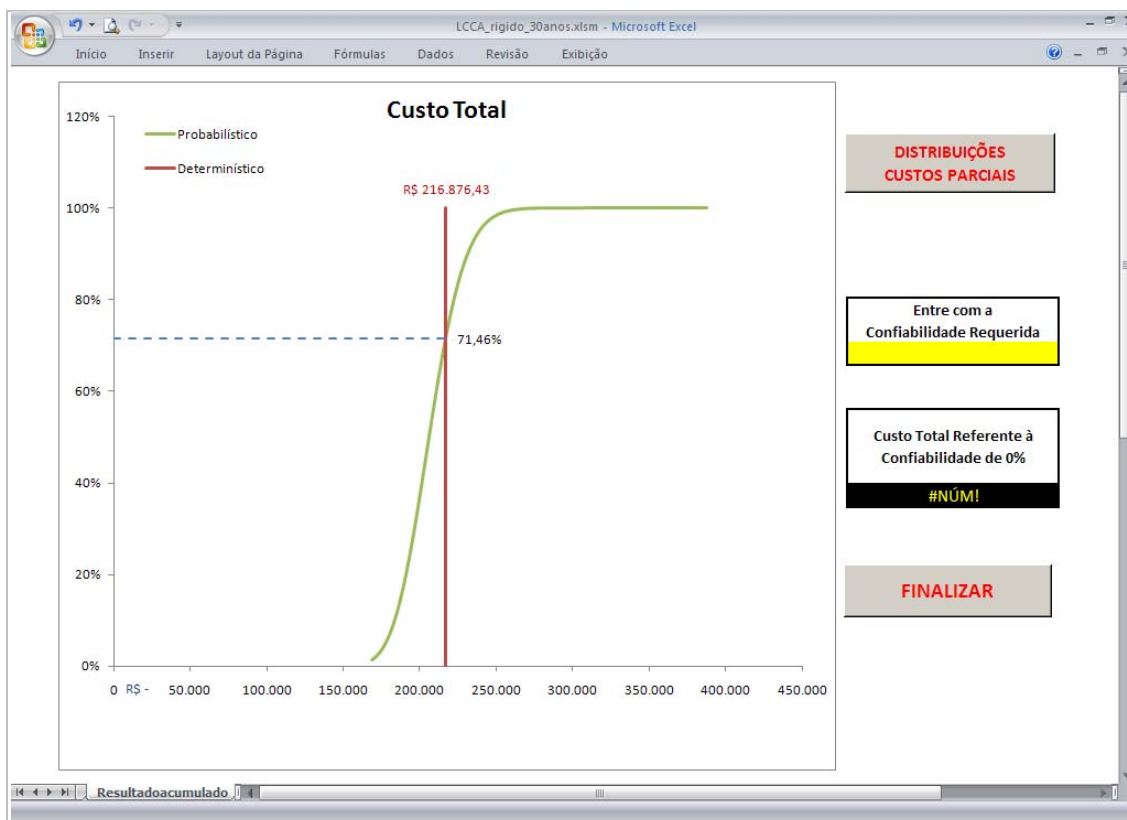


Figura 4.19 – Tela 4 – Apresentação distribuição acumulada do custo total para período de 30 anos (Modelo LCCA_rígido_30anos)

Após determinada a curva, na célula marcada em amarelo pode-se selecionar a confiabilidade desejada e será calculado o custo total referente a este valor. No gráfico também será marcada esta confiabilidade, conforme apresentado na Figura 4.20.

No exemplo apresentado na Figura 4.20, o custo total da estrutura de pavimento rígido determinado de forma determinística resultou em um investimento com valor presente igual a R\$ 216.876,43 e na análise probabilística este valor corresponde a 70,98% de confiabilidade, ou seja, há 70,98% de probabilidade do custo total ser menor ou igual a este valor. Caso se deseje uma confiabilidade de 85%, a estimativa do custo total deverá ser igual a R\$ 226.468,72.

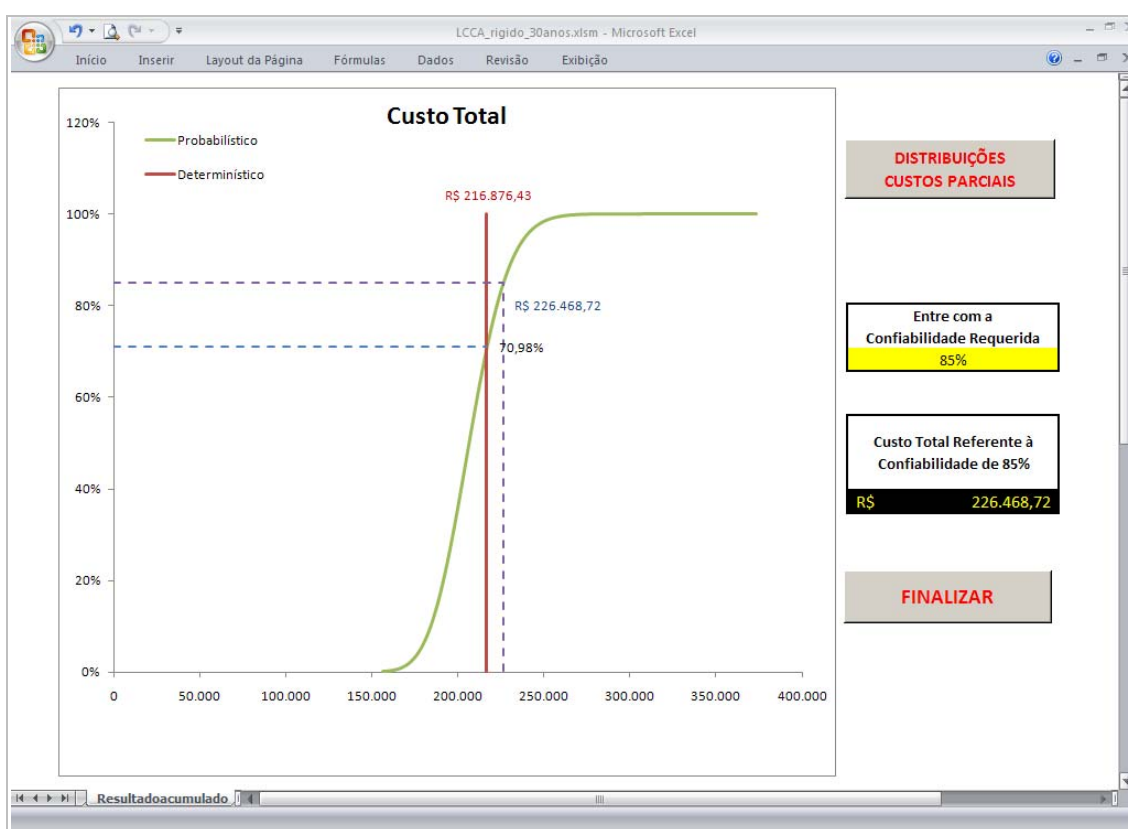


Figura 4.20 – Tela 4 – Determinação do custo total referente à confiabilidade conhecida período de 30 anos (Modelo LCCA_rígido_30anos)

Assim como na Tela 3 (distribuições densidade), na Tela 4 também é disponibilizada a opção de visualização das curvas densidade acumuladas para os custos parciais. Na Figura 4.21 é apresentado um exemplo de visualização destas distribuições.

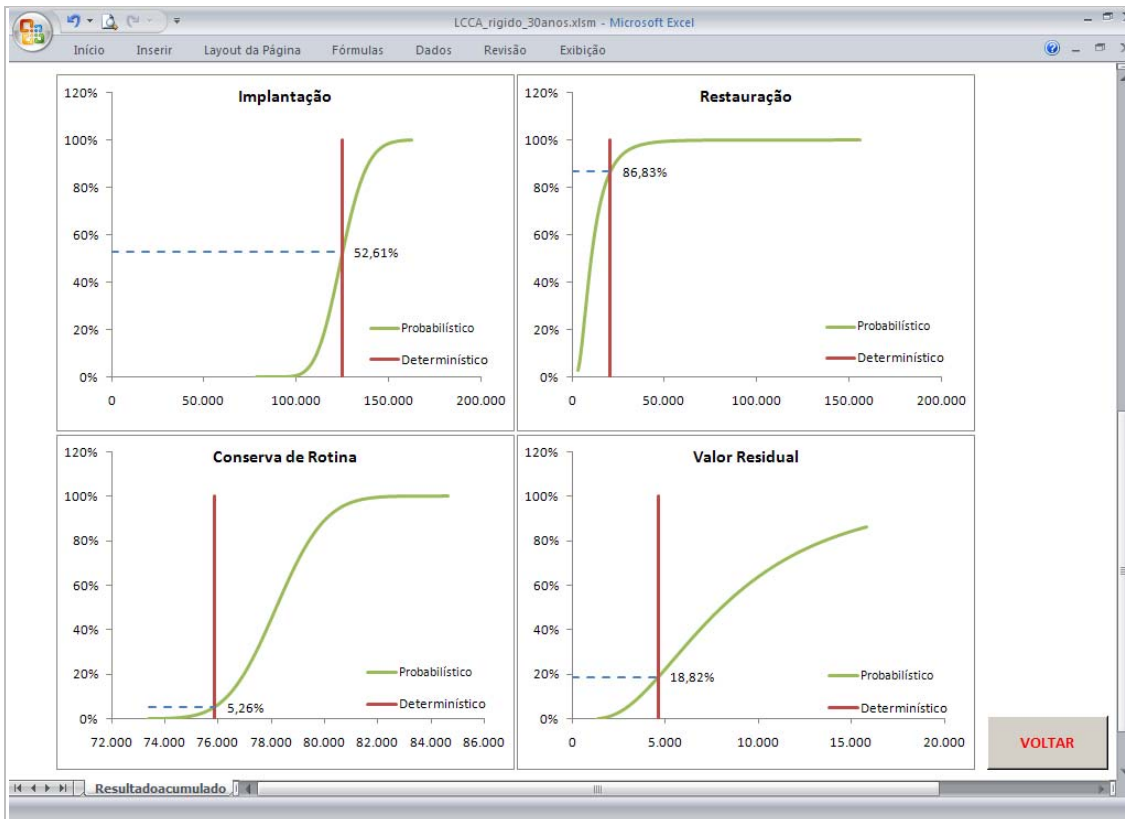


Figura 4.21 – Tela 4 – Apresentação das distribuições acumuladas dos custos parciais para período de 30 anos (Modelo LCCA_rígido_30anos)

4.2.3. CUSTO DE IMPLANTAÇÃO

Os custos de implantação são calculados em função do segmento de análise. Na tela inicial, apresentada na Figura 4.15, devem ser informadas as dimensões do segmento a ser analisado. A partir do comprimento e da largura são calculadas as quantidades de material necessárias para cada camada. Não são consideradas sobrelarguras, ou seja, a área é a mesma para todas as camadas do pavimento.

A Tabela 4.2 a seguir apresenta as unidades e os materiais utilizados para a determinação do custo de implantação da estrutura de pavimento rígido. Cabe ressaltar que devem ser informados os custos do revestimento asfáltico uma vez que as políticas de restauração são aplicação de reforço em CBUQ sobre o pavimento de concreto.

Tabela 4.2 – Materiais e unidades para pavimentos rígidos

Material	Unidade
Revestimento em Concreto Asfáltico	m ³
Imprimadura Betuminosa Ligante	m ²
Concreto de Cimento Portland	m ³
Concreto Pobre Rolado	m ³
Base Granular	m ³
Sub-base Granular	m ³
Melhoria Subleito	m ²

Após determinados os 5.000 valores de custos de implantação, é determinada a distribuição deste custo. Sendo que a distribuição log-normal foi a selecionada para representar este custo.

4.2.4. CUSTO DE RESTAURAÇÃO

Durante o período de análise de 30 anos são verificadas as necessidades de recapeamentos visando a manutenção de níveis aceitáveis de serventia. Para tanto se utiliza a metodologia da AASHTO (1993) para restauração com recapeamento em concreto asfáltico superposto a pavimento de CCP.

A rotina de cálculos utilizada para a determinação das intervenções de recapeamento é a mesma utilizada para o modelo de pavimentos asfálticos, descrita anteriormente, utilizando o conceito de vida remanescente. A partir do valor de vida remanescente é determinada a capacidade estrutural do pavimento, calculando o número estrutural efetivo no ano da restauração, de acordo com a equação (4.21)

$$D_{ef} = CF \cdot D_0 \quad (4.21)$$

Onde:

CF = fator de condição;

D_{ef} = espessura efetiva da placa de concreto;

D₀ = espessura da placa do pavimento implantado.

O acréscimo estrutural decorrentes da aplicação do reforço, calculado utilizando o valor de espessura, é incorporado à espessura efetiva da placa, configurando a espessura da placa após o recapeamento, conforme apresentado na equação (4.22).

$$D_{rec} = D_{ef} + \frac{D_{ol}}{A} \quad (4.22)$$

Onde:

D_{rec} = espessura da placa após o recapeamento;

D_{ol} = espessura da camada de recapeamento em concreto asfáltico (pol.);

A = fator calculado segundo expressão 4.23.

O fator A é uma função da deficiência de espessura do pavimento de concreto, e pode ser calculado utilizando a equação (4.23) apresentada a seguir.

$$A = 2,2233 + 0,0099 (D_f - D_{ef})^2 - 0,1534 (D_f - D_{ef}) \quad (4.23)$$

O valor da espessura de placa equivalente recapeada será utilizada para calcular o novo número N admissível, e o processo se repetirá até o fim do período de análise, que para este modelo é de 30 anos.

Para cada intervenção de restauração determinada, é quantificado o volume necessário de concreto asfáltico e atribuído o custo referente a este serviço. Ressalta-se que sempre é considerada a aplicação do recapeamento em toda a seção de análise. Os valores futuros são trazidos a valor presente para a composição do custo total de acordo com a taxa de desconto considerada.

Após as 5.000 simulações Monte Carlo, é determinada uma distribuição do custo de restauração, sendo a distribuição probabilística do tipo log-normal utilizada para esta representação.

4.2.5. VALOR RESIDUAL

O valor residual, ou o valor monetário que representa o valor previsto do pavimento no final do período de análise, é considerado como um custo negativo. Neste trabalho, o valor residual é designado como uma percentagem do custo de implantação do pavimento, com base na condição do pavimento no final do período de análise, sendo calculado exatamente igual ao apresentado para o modelo de pavimentos asfálticos.

Após as 5.000 simulações Monte Carlo, é determinada uma distribuição do valor residual, sendo a distribuição probabilística do tipo log-normal utilizada para esta representação.

4.2.6. CONSERVAÇÃO DE ROTINA

O custo da conservação de rotina é calculado a partir do valor médio e do coeficiente de variação informados na tela 2, apresentada anteriormente. Esta parcela do custo total representa os custos necessários para a conservação da rodovia como um todo, contemplando serviços que não interfiram diretamente nas condições funcional e estrutural do pavimento. Nesta classe podem ser citados, roçada, limpeza de dispositivos de drenagem superficial, reparos de cercas, limpeza de bueiros, reparo de sinalização, entre outros. O cálculo é igual ao descrito para o modelo de pavimentos asfálticos.

4.2.7. LCCA_RÍGIDO_40ANOS

Uma vez que o número de anos do período total de análise não é uma variável de entrada, cada modelo só pode ser utilizado para o período para o qual está configurado. No intuito de se obter uma análise em um período superior aos 30 anos foi desenvolvido o modelo de análise para 40 anos. Toda a formulação desenvolvida e apresentada para o modelo de análise para o período de 30 anos é válida para o modelo LCCA_Rígido_40anos.

4.2.1. LIMITAÇÕES DOS MODELOS PROPOSTOS

A utilização dos modelos propostos não deve ser livre e irrestrita. Limitações decorrentes das concepções de cada modelo devem ser observadas e incorporadas à interpretação dos resultados.

Para os modelos de confiabilidade que utilizam as equações de dimensionamento da AASHTO, são calculados o SN_{REQ} e D_{REQ} . Estes valores não devem ser utilizados como resultado de dimensionamento, uma vez que o método da AASHTO preconiza a consideração da parcela referente à confiabilidade ($Z_R \cdot S_0$) e esta parcela foi convenientemente removida das equações, resultando em uma confiabilidade de aproximadamente 50%.

Os modelos de análise de custo são concebidos para a verificação de uma única solução de restauração ao longo do ciclo de vida. Tanto o modelo de pavimentos asfálticos quanto o de pavimentos rígidos consideram a execução de um recapeamento asfáltico sempre que necessário. Eventuais soluções de restauração de pavimento rígido em concreto de cimento Portland não são consideradas no modelo.

Ainda sobre a restauração, são previstos recapeamentos asfálticos de acordo com o modelo de desempenho da AASHTO (1993). Considera-se que cada intervenção restabelece as condições funcionais da via a níveis de serventia próximos ao inicial. A condição estrutural é considerada na degradação do número estrutural à época do recapeamento, porém não é avaliada a necessidade de reconstruções ao longo do ciclo de vida da estrutura.

4.3. GUIA PARA UTILIZAÇÃO PARA ENTRADA DOS DADOS

Para a utilização dos modelos propostos nesta tese é necessária a utilização do software Excel® versão 2007 ou superior. São utilizadas macros

para a execução das operações internas no modelo, sendo, portanto, necessário que habilite-as para a correta condução das análises.

Na tela inicial dos modelos são solicitados, basicamente, dados referentes ao tráfego solicitante. Devem ser informados os valores somente nas células marcadas em amarelo.

- **VDM** – Neste campo deve ser informado o volume diário médio total da frota, incluindo os veículos leves;
- **Fator Direcional** – Caso o VDM informado seja direcional, indicar Fator direcional igual a 100%, caso seja bidirecional indicar 50%;
- **% de Veículos Pesados** – Inserir a porcentagem do VDM total composto por veículos pesados;
- **Fator de Veículos** – de acordo com cada metodologia, deve ser calculado em planilha a parte, o fator de veículos da frota, tanto seguindo as recomendações da AASHTO quanto USACE. O fator de veículos e o produto do fator de carga pelo fator de eixos de cada veículo, ponderados na frota. Geralmente os FV calculados pela AASHTO são inferiores ao que seguem o método USACE.
- **Taxa de crescimento** – Inserir a taxa anual, em porcentagem. É admitido, em todos os modelos, crescimento geométrico com taxa constante em todo o período;
- **Fator de faixa** – Porcentagem de veículos que trafegam na faixa mais solicitada. Para pista simples, FF igual a 100%, para rodovias multifaixas, o valor pode ser reduzido;

- **Serventia Inicial** – Valor de serventia do pavimento no início da vida útil. Recomenda-se para pavimentos asfálticos o valor de 4,2 e para pavimentos rígidos 4,5;
- **Serventia final** – Deve ser informado o valor mínimo admitido para a qualidade funcional do pavimento. Este valor deve ser maior que 1,5 e menor que o valor de serventia inicial;
- **CBR Subleito** – Informar valor do índice de suporte Califórnia do solo do subleito;
- **Comprimento e Largura** – Inserir medidas em metros. Estes valores serão utilizados para o cálculo das quantidades de insumos e respectivo orçamento;
- **Espessuras das camadas** – Inserir as espessuras das camadas em centímetros. Para os modelos de pavimentos asfálticos são caracterizadas 3 camadas, a saber: revestimento asfáltico, base e sub-base. Para os modelos de pavimento rígido também são caracterizadas 3 camadas, a saber: placa de CCP, base de CCR e sub-base granular;
- **Custos unitários** – Os custos informados devem ser compatíveis com as unidades quantificadas de cada material;
- **Custo conserva de rotina** – Neste item deve ser informado um valor médio por km de pista para a execução dos serviços rotineiros de manutenção;
- **Recapeamento** – Informar espessura e o coeficiente estrutural, segundo a metodologia da AASHTO. Estes valores também serão utilizados na análise determinística;

- **Aplicar Recape a x% da vida útil** – Caso queira que a aplicação das políticas de restauração seja implantada antes do valor final calculado, ou seja, simula uma antecipação das intervenções de recape;
- **Análise determinística** – informar o ano para a implantação da primeira intervenção de recapeamento e o intervalo, em anos, para posteriores intervenções ao longo do período de análise.

As informações preenchidas nos modelos podem ser importadas para os modelos de LCCA, basta utilizar o botão disponível. Para que sejam importados os resultados de confiabilidade, é necessário que seja rodado e mantido aberto o respectivo modelo Confiabilidade.

Para os modelos Confiabilidade o processamento é quase que instantâneo, já para os modelos LCCA o processamento pode durar até 2 minutos, dependendo dos recursos de informática disponíveis.

Após realizado o estudo recomenda-se utilizar o botão “Finalizar”, que apaga as simulações realizadas, tornando o arquivo menor e de melhor manuseio.

CAPÍTULO 5

ESTUDO DE CASO

O estudo de caso apresentado a seguir tem a finalidade de ilustrar o funcionamento dos modelos apresentados e seus resultados. É conduzida a avaliação da probabilidade de sucesso e de falha das estruturas e uma análise dos custos ao longo do ciclo de vida dos pavimentos analisados.

5.1. CONFIABILIDADE

Utilizaram-se as características de tráfego e estruturas de pavimentos provenientes do projeto de implantação de uma rodovia com tráfego pesado. Com a evolução da economia brasileira observa-se o crescente aumento dos níveis de tráfego em rodovias. No Estado de São Paulo, principal unidade da economia nacional já existe milhares de quilômetros de rodovias solicitadas por tráfego pesado, e estes níveis de solicitação só tendem a aumentar.

O dimensionamento das estruturas foi obtido de projetos de pavimento executados para rodovias no Estado de São Paulo. Estes dimensionamentos foram realizados de acordo com os métodos vigentes no Estado de São Paulo, puramente determinísticos, ou seja, a caracterização dos parâmetros pertinentes, tanto referentes ao tráfego solicitante quanto às camadas das estruturas, é realizada apenas por valores pontuais médios.

O objetivo deste trabalho não é o de se analisar a validade do dimensionamento das estruturas, portanto, serão utilizadas as características do pavimento previamente determinadas em projetos, visando somente

verificar o resultado caso as hipóteses adotadas nos parâmetros de projeto não forem confirmadas ao longo do tempo, utilizando os modelos propostos neste trabalho. Ressalta-se que os modelos de dimensionamento que integram as rotinas aqui apresentadas são parte do cálculo como usualmente é realizado e recomendado pelos órgãos competentes no país. A principal recomendação complementar é a verificação mecanicista, onde são determinados esforços e deformações críticas no interior da estrutura, levando a pavimentos mais robustos que os dimensionados sem esta análise.

A Tabela 5.1 a seguir apresenta os parâmetros de entrada no programa referentes ao tráfego solicitante. Para a mesma rodovia serão testadas estruturas de pavimento asfáltico e rígido.

Tabela 5.1 – Parâmetros de entrada para tráfego solicitante

Descrição	Unidade	Valor Considerado no Projeto	Tipo de Variável
Volume Diário Médio Inicial	veíc.	27.807	Probabilística
Fator Direcional	%	53	Determinística
Porcentagem de Veículos Pesados	%	27	Probabilística
Fator de Veículos AASHTO Asfáltico	-	1,648	Probabilística
Fator de Veículos AASHTO Rígido	-	2,981	Probabilística
Fator de Veículos USACE	-	6,229	Probabilística
Taxa de Crescimento	%	7,15	Probabilística
Fator de Faixa	%	80	Determinística
Período de Projeto - Pav. Asfáltico	anos	10	Determinística
Período de Projeto - Pav. Rígido	anos	20	Determinística

Inicialmente, para a determinação da confiabilidade utilizou-se o período de projeto igual a 10 anos para os pavimentos asfálticos. Adiante, no fim desta seção é realizada uma verificação dos impactos da variação do período de projeto na determinação da confiabilidade.

Embora em alguns procedimentos seja recomendado o período de 15 anos para rodovias com tráfego pesado, foi adotado, no presente caso o período de 10 anos em vista da predominância de solo mole na fundação do aterro em grande parte do trecho.

As estruturas de pavimento foram dimensionadas para os valores de número N calculados deterministicamente, através dos valores médios dos parâmetros, como usualmente é recomendado nos procedimentos do DNIT. A Tabela 5.2 apresenta os parâmetros de entrada referentes à estrutura de pavimento asfáltico, conforme o resultado do dimensionamento projetado.

Tabela 5.2 – Parâmetros de entrada para pavimento asfáltico – método DNIT

Descrição	Unidade	Valor Considerado no Projeto	Tipo de Variável
Coeficiente Estrutural do Revestimento	-	2,0	Determinística
Espessura do Revestimento	cm	12,5	Probabilística
Coeficiente Estrutural da Base	-	1,0	Determinística
Espessura da Base	cm	15,0	Probabilística
Coeficiente Estrutural da Subbase	-	1,0	Determinística
Espessura da Subbase	cm	30,0	Probabilística
CBR do Subleito	%	8,0	Probabilística

Apesar da estrutura não ter sido dimensionada pelo método da AASHTO (1993), através do modelo Confiabilidade_Asfáltico pode ser verificada a probabilidade de sucesso e falha desta estrutura segundo esta metodologia adotando valores de coeficiente estrutural adequados para cada camada. A Tabela 5.3 apresenta, além dos coeficientes estruturais, todos os parâmetros utilizados nesta análise.

Tabela 5.3 – Parâmetros de entrada para pavimento asfáltico – método AASHTO

Descrição	Unidade	Valor Considerado no Projeto	Tipo de Variável
Índice de Serventia Inicial	-	4,2	Probabilística
Índice de Serventia Final	-	2,5	Determinística
Coefficiente Estrutural do Revestimento	-	0,44	Probabilística
Espessura do Revestimento	pol	4,92	Probabilística
Coefficiente Estrutural da Base	-	0,16	Probabilística
Coefficiente Drenagem da Base	-	1,00	Probabilística
Espessura da Base	pol	6,00	Probabilística
Coefficiente Estrutural da Subbase	-	0,11	Probabilística
Coefficiente Drenagem da Subbase	-	1,00	Probabilística
Espessura da Subbase	pol	11,81	Probabilística
Módulo de Resiliência do Subleito	psi	12.000	Probabilística

A Tabela 5.4 apresenta os parâmetros referentes à estrutura de pavimento rígido resultantes do dimensionamento através do método da AASHTO (1993). Para este dimensionamento é necessária ainda a caracterização do pavimento segundo o tipo de transferência de carga e a qualidade do sistema de drenagem.

Neste caso, trata-se de pavimento de concreto com barras de transferência e acostamento também em concreto, caracterizando coeficiente J igual a 2,5. O sistema de drenagem subsuperficial foi considerado excelente devido ao baixo tempo de exposição da estrutura à saturação, sendo utilizado Cd igual a 1,25. Ressalta-se ainda que esta estrutura também é resultado do dimensionamento através do método da PCA (1984). A estrutura de pavimento em análise foi caracterizada de acordo com os parâmetros apresentados na Tabela 5.4 a seguir.

Tabela 5.4 – Parâmetros de entrada para pavimento rígido – Método AASHTO

Descrição	Unidade	Valor Considerado no Projeto	Tipo de Variável
Índice de Serventia Inicial	-	4,5	Probabilística
Índice de Serventia Final	-	2,5	Determinística
Módulo de Reação	MPa/m	80	Probabilística
Módulo de Elasticidade do Concreto	MPa	30.000	Probabilística
Coef. de Transferencia de Carga	-	2,5	Probabilística
Resistência Carac à Tração do Concreto	MPa	5,3	Probabilística
Coefficiente de Drenagem	-	1,25	Probabilística
Espessura da Placa	cm	24,0	Probabilística

Conduzidas as simulações Monte Carlo obtém-se as distribuições referentes ao tráfego solicitante, apresentadas na Tabela 5.5 e referentes ao tráfego admissível, apresentadas na Tabela 5.6. Ressalta-se que os modelos executam para todas as variáveis 5.000 simulações, garantindo desta forma um erro inferior a 2%, conforme equações (2.29) e (2.30) apresentadas no capítulo 2.

Tabela 5.5 – Tráfego solicitante para período de 10anos (pav. asfáltico) e 20anos (pav. rígido).

Parâmetro Tráfego Solicitante	Cálculo	Valor Médio	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação (%)
Número N USACE	Determinístico	1,01E+08	-	-
	Probabilístico	1,00E+08	4,08E+07	41%
Numero N AASHTO Asfáltico	Determinístico	2,66E+07	-	-
	Probabilístico	2,68E+07	1,06E+07	40%
Número N AASHTO Rígido	Determinístico	1,44E+08	-	-
	Probabilístico	1,44E+08	5,91E+07	41%

Tabela 5.6 – Resultados desempenho

Parâmetro Desempenho		Valor Médio	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação (%)
Espessura em Termos de Material Granular (cm)	Determinístico	70	-	-
	Probabilístico	70,16	4,20	5,99%
Número Estrutural - SN (pol)	Determinístico	4,42	-	-
	Probabilístico	4,42	0,46	10,31%
Espessura da Placa de Concreto (pol)	Determinístico	9,45	-	-
	Probabilístico	9,44	0,38	3,98%
Desempenho - Equação DNIT	Probabilístico	1,40E+11	7,48E+11	533,13%
Desempenho - Equação AASHTO Asfáltico	Probabilístico	6,74E+07	6,69E+07	99,18%
Desempenho - Equação AASHTO Rígido	Probabilístico	3,69E+08	2,44E+08	66,18%

Para os resultados dos modelos, as distribuições são do tipo normal. A Figura 5.1 a seguir apresenta as distribuições probabilísticas referentes ao modelo Confiabilidade_Asfáltico e a Figura 5.2 ilustra o resultado referente ao modelo Confiabilidade_Rígido.

A distribuição resultante do desempenho da estrutura de pavimento asfáltico analisada de acordo com o modelo do DNIT (2006a) apresentou um coeficiente de variação bastante elevado, superior a 500%. Ressalta-se que neste modelo as espessuras das camadas e o CBR do subleito são caracterizados probabilisticamente e os coeficientes estruturais são caracterizados deterministicamente. Para os modelos da AASHTO (1993), onde todos os parâmetros da estrutura são probabilísticos, os coeficientes de variação foram inferiores a 100%.

Para o tráfego solicitante no período de projeto previsto de 10 anos verifica-se, a partir da Figura 5.1, que a implantação das estruturas conforme apresentado anteriormente, resultará para o pavimento asfáltico em uma probabilidade de sucesso de 99% referindo-se ao método de dimensionamento do DNIT (2006a) e de 76% referindo-se ao método da AASHTO (1993). Pode-

se observar que segundo o método do DNIT, seria necessária a espessura total equivalente H_t de 54,24 cm, e a estrutura analisada possui H_t igual a 70 cm (acréscimo de 29%). Em relação ao modelo da AASHTO (1993) ocorre algo semelhante, o SN requerido é de 3,99 pol., porém, a estrutura analisada possui SN igual a 4,42 pol. (acréscimo de 10,8%).

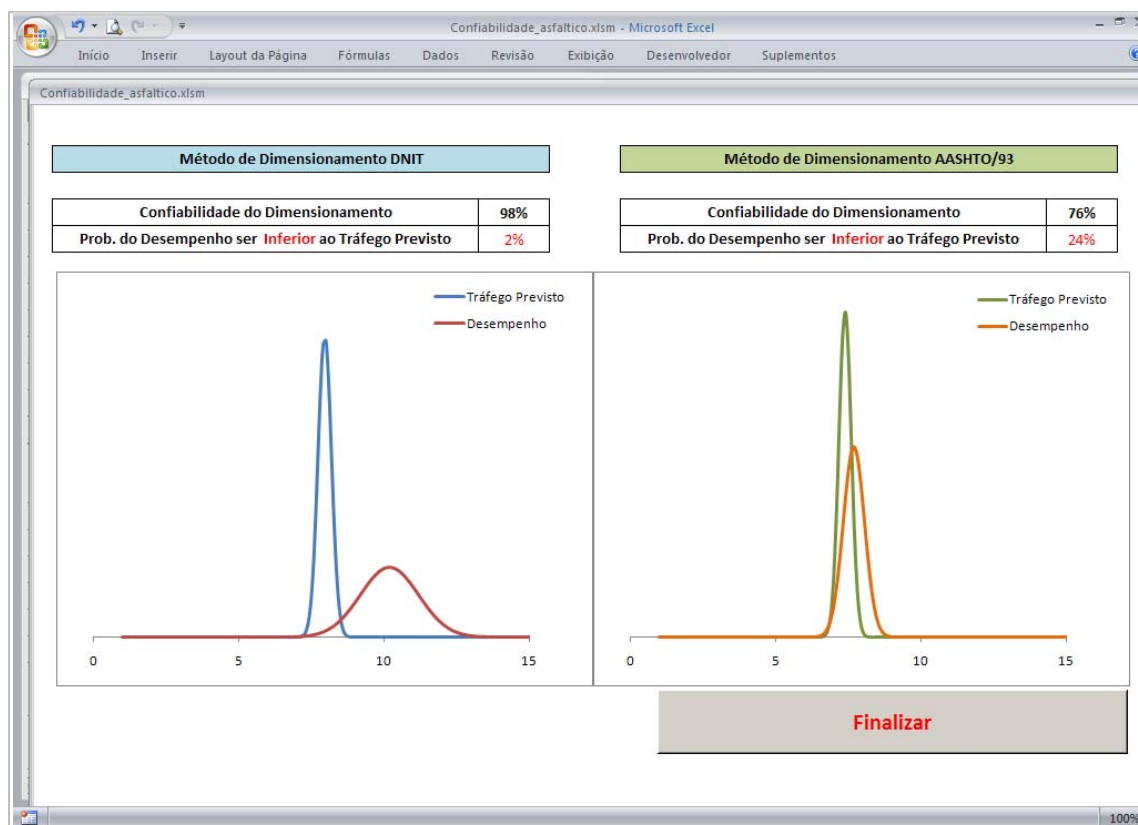


Figura 5.1 – Distribuições resultantes do estudo de caso – pavimento asfáltico

Para o pavimento rígido, onde a espessura mínima de placa deveria ser de 8,35 pol. (21,20cm) e a resultante do dimensionamento igual a 24cm a confiabilidade resultou em 84% (Figura 5.2). Ressalta-se que o dimensionamento da AASHTO (1993) pondera a confiabilidade em seu procedimento e que para esta estrutura de pavimento rígido, em seu dimensionamento original (projeto), utilizou-se o valor de confiabilidade igual 70%, e com o modelo proposto a probabilidade de sucesso resultou em 84%. Ressalta-se que para uma rodovia do porte da analisada, o guia da AASHTO (1993) recomenda nível de confiabilidade entre 85% e 99,9%.

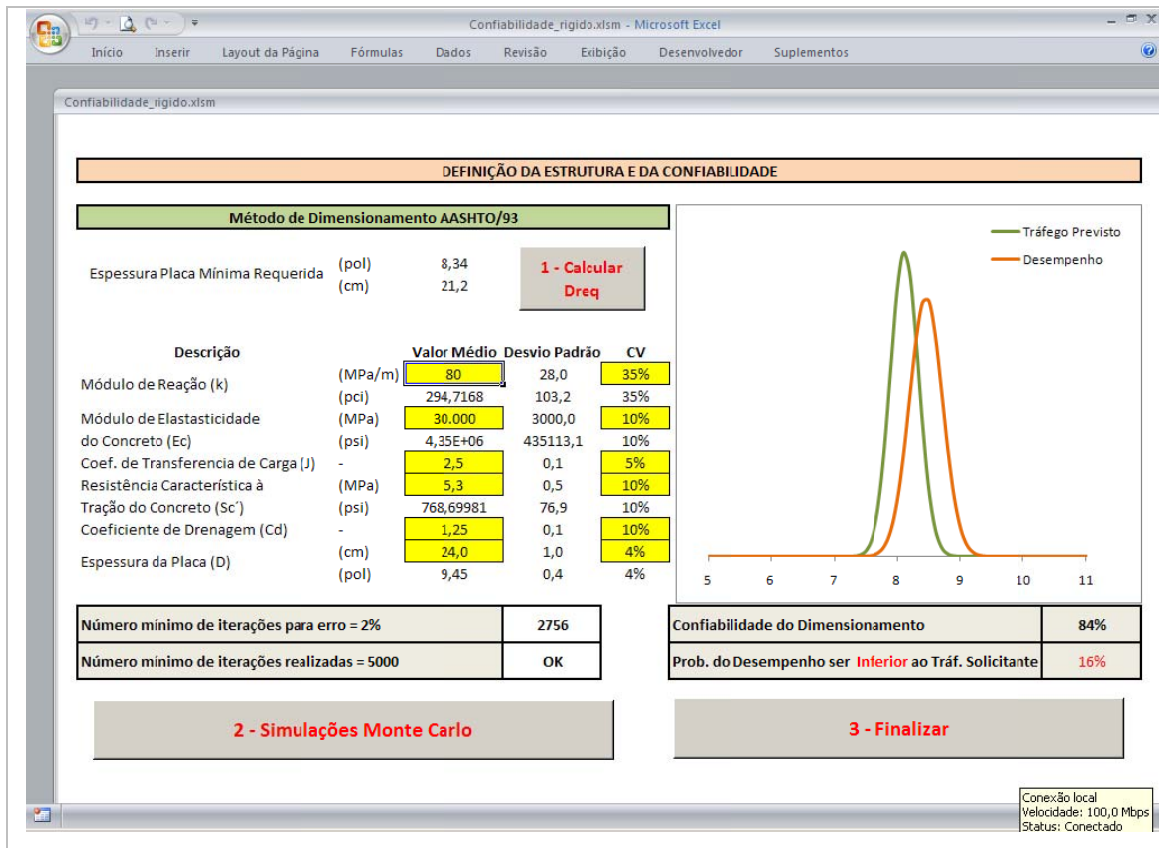


Figura 5.2 – Distribuições resultantes do estudo de caso – pavimento rígido

A Tabela 5.7 apresenta os resultados obtidos na análise de ambas as estruturas, de pavimento asfáltico e rígido. O dimensionamento de estruturas mais robustas do que o mínimo requerido pelo método leva a uma maior probabilidade de sucesso do pavimento no período analisado.

Quanto menor a diferença entre a estrutura mínima requerida e o resultado do dimensionamento, menor será a confiabilidade, ou probabilidade de sucesso. Verifica-se esta afirmação para os dimensionamentos realizados através dos métodos da AASHTO (1993).

Tabela 5.7 – Resultados confiabilidade do estudo de caso

Dimensionamento	Método	Probabilidade de Sucesso	Probabilidade de Falha
Pavimento Asfáltico	DNIT (2006)	99%	1%
Pavimento Asfáltico	AASHTO (1993)	76%	24%
Pavimento Rígido	AASHTO (1993)	84%	16%

Em suma, a estrutura analisada possui espessuras e materiais que resultam em Ht e SN superiores aos mínimos requeridos pelos métodos de dimensionamentos. O mesmo ocorre para o pavimento rígido, onde a espessura de placa é superior à mínima requerida. Estas parcelas de acréscimos nos valores mínimos requeridos reduzem o risco de falha da estrutura durante o período de projeto, e esta redução de risco é retratada através da confiabilidade, ou seja, quanto maior a confiabilidade menor o risco de falha da estrutura segundo o modelo de dimensionamento analisado.

O modelo de cálculo da confiabilidade pode ainda ser utilizado para determinar o período de projeto máximo para uma determinada combinação de estrutura e confiabilidade requerida. A Tabela 5.8 apresenta o período de projeto máximo para o qual as estruturas analisadas apresentariam uma confiabilidade de 90%. Com este tipo de utilização pode-se simular o período máximo onde o pavimento apresentaria um determinado risco de falha. Através destes resultados verifica-se que a estrutura asfáltica possui confiabilidade de 99% através do método do DNIT (2006a) e 76% quando utilizado AASHTO (1993). Fixando a confiabilidade em 90%, podemos afirmar que, segundo a verificação do DNIT, o pavimento poderá ter um bom desempenho por um período maior, já que em 10 anos apresenta 2% de risco de falha, aumentando o nível de risco admitido para 10% o período correspondente será de 28 anos.

Com os resultados utilizando os métodos da AASHTO (1993) acontece o oposto. Se nos período o risco já é superior a 10%, quando fixamos este valor (confiabilidade 90%) o período máximo será reduzido, para 5 e 16 anos, respectivamente para a estrutura de pavimento asfáltico e rígido.

Tabela 5.8 – Período de projeto para as estruturas analisadas e confiabilidade de 90%

Dimensionamento	Método	Período de projeto para confiabilidade de 90%
Pavimento Asfáltico	DNIT (2006)	28 anos
Pavimento Asfáltico	AASHTO (1993)	5 anos
Pavimento Rígido	AASHTO (1993)	16 anos

Com o objetivo de analisar o impacto do período de projeto na determinação da confiabilidade das estruturas de pavimento deste estudo de caso, foram calculados os valores de número N solicitante para os períodos de 15 anos (Tabela 5.9) e 20 anos (Tabela 5.10) para pavimentos asfálticos e 30 anos e 40 anos para os pavimentos rígidos (Tabela 5.11).

Tabela 5.9 – Tráfego solicitante para período de 15 anos (pav. asfáltico).

Parâmetro Tráfego Solicitante	Cálculo	Valor Médio	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação (%)
Número N USACE	Determinístico	1,84E+08	-	-
	Probabilístico	1,82E+08	7,45E+07	41%
Numero N AASHTO Asfáltico	Determinístico	4,86E+07	-	-
	Probabilístico	4,88E+07	1,96E+07	40%

Tabela 5.10 – Tráfego solicitante para período de 20 anos (pav. asfáltico).

Parâmetro Tráfego Solicitante	Cálculo	Valor Médio	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação (%)
Número N USACE	Determinístico	3,01E+08	-	-
	Probabilístico	3,00E+08	1,21E+08	40%
Numero N AASHTO Asfáltico	Determinístico	7,97E+07	-	-
	Probabilístico	8,02E+07	3,33E+07	42%

Tabela 5.11 – Tráfego solicitante para períodos de 30 e 40 anos (pav. rígido).

Período de Projeto para Número N AASHTO Rígido	Cálculo	Valor Médio	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação (%)
30 anos	Determinístico	3,36E+08	-	-
	Probabilístico	3,39E+08	1,42E+08	42%
40 anos	Determinístico	7,19E+08	-	-
	Probabilístico	7,39E+08	3,21E+08	43%

Para os períodos de projeto de 10, 15 e 20 anos para os pavimentos asfálticos e 20, 30 e 40 anos para os pavimentos rígidos foram determinadas as confiabilidades (probabilidades de falha) das estruturas deste estudo de caso. A Tabela 5.12 apresenta os resultados desta análise.

Tabela 5.12 – Resultados confiabilidade do estudo de caso para outros períodos de projeto.

Dimensionamento	Método	Período de Projeto (anos)	Ht _{REQ} (cm) SN _{REQ} (pol) D _{REQ} (pol)	Dif. entre (Ht, SN e D) e mín.req.	Probabilidade de Sucesso
Pavimento Asfáltico	DNIT (2006)	10	54,24	29%	99%
		15	55,83	25%	97%
		20	57,17	22%	95%
	AASHTO (1993)	10	3,992	11%	76%
		15	4,383	1%	53%
		20	4,719	-6%	35%
Pavimento Rígido	AASHTO (1993)	20	8,34	13%	84%
		30	9,60	-2%	48%
		40	10,86	-13%	16%

Os valores de confiabilidade determinados segundo o método do DNIT sofreram pequena variação para os períodos de 10, 15 e 20 anos. Este fato decorre do pequeno aumento requerido na estrutura quando se aumenta o período de projeto. A diferença entre a espessura em termos de material granular da estrutura e o valor mínimo requerido mantém-se entre 22% e 29%, e a confiabilidade varia entre 95% e 99%.

Já quando utilizados os métodos de dimensionamento da AASHTO (1993), tanto para pavimentos asfálticos quanto rígidos, o período de projeto (influenciando diretamente o tráfego solicitante) exerce grande impacto na probabilidade de falha da estrutura. Os valores mínimos requeridos sofrem aumentos mais representativos. Para o pavimento asfáltico o SN da estrutura quase que equivale ao mínimo para 15 anos (acréscimo de 1%) e é insuficiente para o período de 20 anos: resulta em representativa diminuição da confiabilidade de 76% (10 anos) para 35% (20 anos).

Para o pavimento de concreto, a placa com 24cm de espessura mostrou-se insuficiente para os períodos de projeto de 30 e 40 anos, sendo a espessura mínima requerida superior a 24cm. Como resultado os valores de confiabilidade sofreram uma redução bastante acentuada, apresentando 48% para o período de 30 anos e 16% para o período de 40 anos.

Observa-se, conforme esperado, que um aumento nas espessuras do pavimento acarreta um aumento da confiabilidade do dimensionamento (redução do risco de falha do pavimento).

Visando caracterizar, para este estudo de caso, o comportamento dos acréscimos estruturais do pavimento na confiabilidade, foram submetidos aos modelos Confiabilidade_asfáltico e Confiabilidade_rígido pavimentos com diversas espessuras, sempre em confronto com o tráfego solicitante, também neste caso, para períodos de projeto de 10, 15 e 20 anos para pavimento asfáltico e 20, 30 e 40 anos para os rígidos.

Os resultados para pavimentos asfálticos segundo método do DNIT (2006a) são apresentados na Tabela 5.13 (período 10 anos), Tabela 5.14 (período 15 anos) e Tabela 5.15 (período 20 anos).

Tabela 5.13 – Confiabilidade pav. asfáltico DNIT (2006) para período de projeto de 10 anos.

Estrutura Capa / Base / Sub-base	Ht (cm)	Ht - Ht_{REQ} (cm)	Varição Ht - Ht_{REQ} (%)	Confiabilidade
12,5cm / 15cm / 15cm	55,0	0,76	1,4%	48%
13cm / 15cm / 15cm	56,0	1,76	3,2%	55%
12,5cm / 15cm / 20cm	60,0	5,76	10,6%	77%
12,5cm / 20cm / 15cm	60,0	5,76	10,6%	77%
15cm / 15cm / 15cm	60,0	5,76	10,6%	76%
12,5cm / 15cm / 30cm	70,0	15,76	29,1%	98%
12,5cm / 30cm / 15cm	70,0	15,76	29,1%	98%

Tabela 5.14 – Confiabilidade pav. asfáltico DNIT (2006) para período de projeto de 15 anos.

Estrutura Capa / Base / Sub-base	Ht (cm)	Ht - Ht_{REQ} (cm)	Varição Ht - Ht_{REQ} (%)	Confiabilidade
13cm / 15cm / 15cm	56,0	0,17	0,3%	45%
15cm / 15cm / 15cm	60,0	4,17	7,5%	67%
13cm / 15cm / 20cm	61,0	5,17	9,3%	73%
13cm / 20cm / 15cm	61,0	5,17	9,3%	72%
18cm / 15cm / 15cm	66,0	10,17	18,2%	91%
13cm / 15cm / 30cm	71,0	15,17	27,2%	97%
13cm / 30cm / 15cm	71,0	15,17	27,2%	97%

Tabela 5.15 – Confiabilidade pav. asfáltico DNIT (2006) para período de projeto de 20 anos.

Estrutura Capa / Base / Sub-base	Ht (cm)	Ht - Ht_{REQ} (cm)	Varição Ht - Ht_{REQ} (%)	Confiabilidade
14cm / 15cm / 15cm	58,0	0,83	1,5%	49%
15cm / 15cm / 15cm	60,0	2,83	5,0%	59%
14cm / 15cm / 20cm	63,0	5,83	10,2%	75%
14cm / 20cm / 15cm	63,0	5,83	10,2%	75%
18cm / 15cm / 15cm	66,0	8,83	15,4%	87%
14cm / 15cm / 30cm	73,0	15,83	27,7%	98%
14cm / 30cm / 15cm	73,0	15,83	27,7%	97%

Verifica-se que para os três períodos de projeto analisados, uma estrutura com pequeno (ou nenhum) acréscimo de espessura em termos de material granular em relação à espessura mínima requerida a confiabilidade resultou em aproximadamente 45%. Para uma confiabilidade próxima a 100%, para todos os períodos, foi necessário um acréscimo de próximo de 27% na espessura total.

Para os modelos da AASHTO (1993) os resultados para os pavimentos asfálticos são descritos na Tabela 5.16 (período 10 anos), Tabela 5.17 (período 15 anos) e Tabela 5.18 (período 20 anos).

Tabela 5.16 – Confiabilidade pav. asf. AASHTO (1993) para período de projeto de 10 anos.

Estrutura Capa / Base / Sub-base	SN (pol)	SN - SN_{REQ} (pol)	Varição SN - SN_{REQ} (%)	Confiabilidade
14cm / 15cm / 15cm	4,02	0,03	0,7%	45%
15cm / 15cm / 15cm	4,19	0,20	5,1%	56%
14cm / 15cm / 20cm	4,24	0,25	6,2%	58%
14cm / 20cm / 15cm	4,33	0,34	8,6%	65%
14cm / 15cm / 30cm	4,67	0,68	17,0%	81%
18cm / 15cm / 15cm	4,71	0,72	18,1%	82%
14cm / 30cm / 15cm	4,96	0,97	24,4%	90%
15cm / 20cm / 30cm	5,16	1,17	29,3%	93%
16cm / 20cm / 30cm	5,33	1,34	33,6%	96%
15cm / 30cm / 20cm	5,35	1,36	34,2%	96%
16cm / 30cm / 20cm	5,53	1,54	38,5%	98%
16cm / 30cm / 30cm	5,96	1,97	49,4%	99%

Tabela 5.17 – Confiabilidade pav. asf. AASHTO (1993) para período de projeto de 15 anos.

Estrutura Capa / Base / Sub-base	SN (pol)	SN - SN_{REQ} (pol)	Variação SN - SN_{REQ} (%)	Confiabilidade
15,5cm / 15cm / 15cm	4,28	-0,10	-2,3%	36%
16cm / 15cm / 15cm	4,38	0,00	0,0%	42%
15cm / 15cm / 20cm	4,41	0,03	0,7%	44%
15cm / 20cm / 15cm	4,51	0,13	2,9%	52%
18cm / 15cm / 15cm	4,71	0,33	7,6%	62%
15cm / 15cm / 30cm	4,84	0,46	10,6%	68%
15cm / 30cm / 15cm	5,14	0,76	17,3%	82%
16cm / 20cm / 30cm	5,33	0,95	21,7%	88%
16cm / 30cm / 20cm	5,53	1,15	26,2%	92%
18cm / 20cm / 30cm	5,68	1,30	29,6%	94%
18cm / 30cm / 20cm	5,87	1,49	34,1%	97%
18cm / 30cm / 30cm	6,31	1,93	44,0%	99%
20cm / 30cm / 30cm	6,65	2,27	51,9%	100%

Tabela 5.18 – Confiabilidade pav. asf. AASHTO (1993) para período de projeto de 20 anos.

Estrutura Capa / Base / Sub-base	SN (pol)	SN - SN_{REQ} (pol)	Variação SN - SN_{REQ} (%)	Confiabilidade
15cm / 20cm / 20cm	4,72	0,00	0,1%	43%
16cm / 20cm / 20cm	4,90	0,18	3,8%	54%
15cm / 20cm / 25cm	4,94	0,22	4,7%	55%
15cm / 25cm / 20cm	5,04	0,32	6,8%	62%
15cm / 20cm / 30cm	5,16	0,44	9,3%	66%
18cm / 20cm / 20cm	5,24	0,52	11,1%	71%
15cm / 30cm / 20cm	5,35	0,63	13,4%	76%
18cm / 20cm / 30cm	5,68	0,96	20,3%	87%
18cm / 30cm / 20cm	5,87	1,15	24,4%	90%
21cm / 20cm / 30cm	6,20	1,48	31,3%	95%
21cm / 30cm / 20cm	6,39	1,67	35,5%	97%
21cm / 30cm / 30cm	6,83	2,11	44,6%	99%
22,5cm / 30cm / 30cm	7,09	2,37	50,1%	100%

Assim como observado no caso das estruturas analisadas pelo método do DNIT (2006a), para o método da AASHTO (1993), uma estrutura enxuta, com SN próximo ao mínimo requerido apresenta um risco de falha girando em torno de 40% a 50%. No outro extremo, para um dimensionamento com uma

confiabilidade próxima a 100%, foi necessário um acréscimo no valor do número estrutural de aproximadamente 50% em relação ao valor mínimo requerido.

Para os modelos da AASHTO (1993) os resultados para os pavimentos rígidos são apresentados na Tabela 5.19 (período 20 anos), Tabela 5.20 (período 30 anos) e Tabela 5.21 (período 40 anos).

Tabela 5.19 – Confiabilidade pav. rig. AASHTO (1993) para período de projeto de 20 anos.

Estrutura Espessura da Placa D (cm)	D (pol)	D - D _{REQ} (pol)	Varição D - D _{REQ} (%)	Confiabilidade
21	8,27	-0,08	-0,9%	37%
22	8,66	0,32	3,8%	53%
23	9,06	0,71	8,5%	65%
24	9,45	1,10	13,2%	77%
25	9,84	1,50	17,9%	85%
26	10,24	1,89	22,7%	91%
27	10,63	2,28	27,4%	95%
28	11,02	2,68	32,1%	98%
29	11,42	3,07	36,8%	99%
30	11,81	3,47	41,5%	99%
31	12,20	3,86	46,2%	100%

Tabela 5.20 – Confiabilidade pav. rig. AASHTO (1993) para período de projeto de 30 anos.

Estrutura Espessura da Placa D (cm)	D (pol)	D - D _{REQ} (pol)	Varição D - D _{REQ} (%)	Confiabilidade
24	9,45	-0,15	-1,5%	36%
25	9,84	0,25	2,6%	49%
26	10,24	0,64	6,7%	61%
27	10,63	1,03	10,8%	72%
28	11,02	1,43	14,9%	80%
29	11,42	1,82	19,0%	87%
30	11,81	2,21	23,1%	92%
31	12,20	2,61	27,2%	95%
32	12,60	3,00	31,3%	97%
33	12,99	3,40	35,4%	98%
34	13,39	3,79	39,5%	99%
35	13,78	4,18	43,6%	99%

Tabela 5.21 – Confiabilidade pav. rig. AASHTO (1993) para período de projeto de 40 anos.

Estrutura Espessura da Placa D (cm)	D (pol)	D - D _{REQ} (pol)	Varição D - D _{REQ} (%)	Confiabilidade
27	10,63	-0,23	-2,2%	35%
28	11,02	0,16	1,5%	46%
29	11,42	0,55	5,1%	56%
30	11,81	0,95	8,7%	66%
31	12,20	1,34	12,3%	75%
32	12,60	1,73	16,0%	82%
33	12,99	2,13	19,6%	87%
34	13,39	2,52	23,2%	91%
35	13,78	2,92	26,8%	95%
36	14,17	3,31	30,5%	96%
37	14,57	3,70	34,1%	98%
38	14,96	4,10	37,7%	98%
40	15,75	4,88	45,0%	99%

Dimensionamentos de espessuras de placa próximas à mínima requerida, também resultaram em confiabilidade no entorno de 40%, para os três períodos de projeto. E o acréscimo necessário para se elevar a confiabilidade a 99% (reduzindo o risco de falha do pavimento para praticamente zero) foi de aproximadamente 45%.

A Figura 5.3 apresenta o gráfico resultante de todos os casos analisados anteriormente. Utilizando o modelo proposto nesta tese para o cálculo de confiabilidade de pavimentos asfálticos e rígidos, foram determinadas as variações da confiabilidade (risco de falha) do pavimento em função do acréscimo estrutural, segundo os métodos de dimensionamento analisados.

Para o método do DNIT (2006a), que não contempla considerações acerca da confiabilidade em sua concepção, verificou-se que para as características do tráfego do estudo de caso foram necessários menores acréscimos da espessura total para a elevação dos níveis de confiabilidade, com o aumento de aproximadamente 35% da espessura granular o risco de falha já tende a zero. Para os modelos da AASHTO, para pavimentos asfálticos

e rígidos, estes valores de aumentos para a mesma redução do risco foram de 50% e 45%, respectivamente.

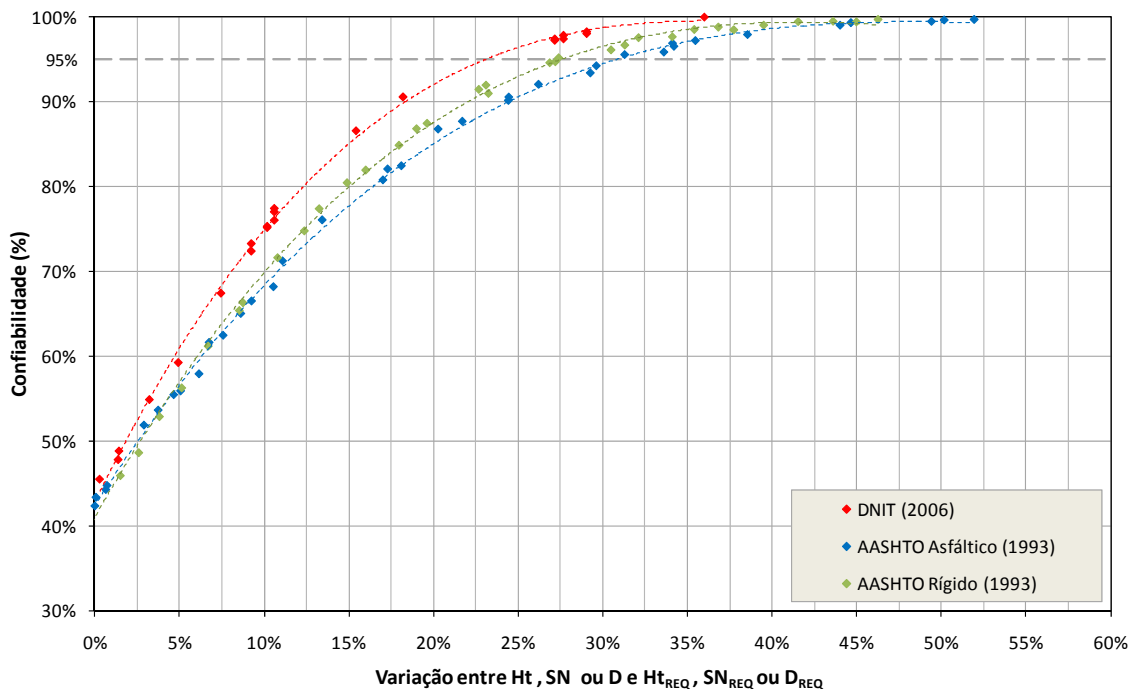


Figura 5.3 – Variação da confiabilidade do pavimento em função do acréscimo na estrutura.

Ainda na Figura 5.3, pode-se determinar o acréscimo necessário na estrutura para um dado nível de confiabilidade. Por exemplo, buscando um projeto com 95% de confiabilidade, seria necessário para o dimensionamento através do método do DNIT um acréscimo da espessura em termos de material granular de aproximadamente 23%. Se o dimensionamento seguir a metodologia preconizada pela AASHTO este aumento deverá ser de aproximadamente 31% em termos de SN para pavimentos asfálticos e de 28% em termos de D (espessura da placa) para o pavimento rígido.

A camada de revestimento, seja em um pavimento asfáltico ou rígido, é geralmente composta pelos materiais nobres na hierarquia da estrutura. Responsáveis por grande parte do custo e também com grande contribuição ao desempenho global do pavimento. O aumento da espessura é, portanto, inversamente proporcional ao risco de falha da estrutura. A Figura 5.4 apresenta a variação da confiabilidade em função do aumento da espessura de placa, para o pavimento de concreto.

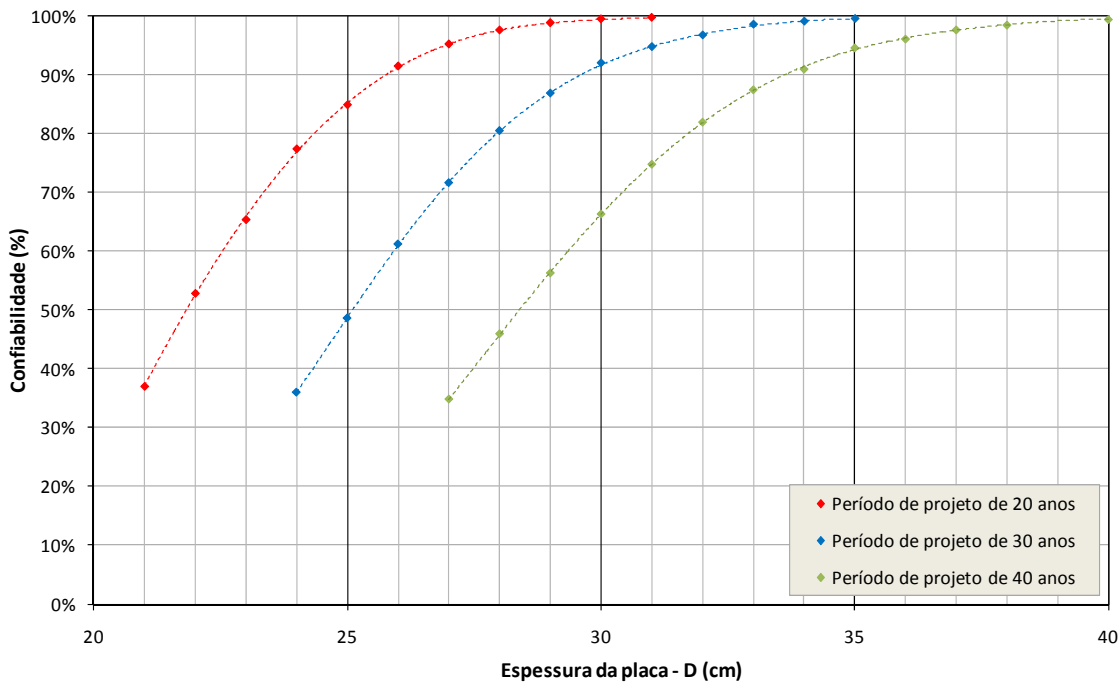


Figura 5.4 – Variação da confiabilidade do pavimento em função da espessura da placa de concreto.

Pode-se observar que quanto maior o período de projeto (maior tráfego solicitante) maior deve ser o aumento de espessura para o mesmo ganho de confiabilidade. Por exemplo, para um aumento da confiabilidade de 50% para 90%, seria necessário um acréscimo de aproximadamente 4 cm para período de projeto de 20 anos e 5 cm para o período de 40 anos.

Esta relação também vale no sentido oposto, uma redução de espessura na execução do pavimento acarreta uma diminuição da confiabilidade do projeto e conseqüente aumento no risco de o pavimento apresentar falha antes do tempo determinado. Para estas avaliações pode ser utilizado o modelo proposto nesta tese, onde a variação dos parâmetros é rapidamente incorporada ao desempenho do pavimento frente ao tráfego solicitante previsto ao longo do período de projeto.

Análise semelhante foi conduzida para as estruturas de pavimento asfáltico. Pavimentos com revestimento asfáltico de espessuras entre 12 cm e 32 cm foram analisados no modelo no intuito de determinar a confiabilidade, sendo consideradas base e sub-base, ambas granulares com 15cm cada.

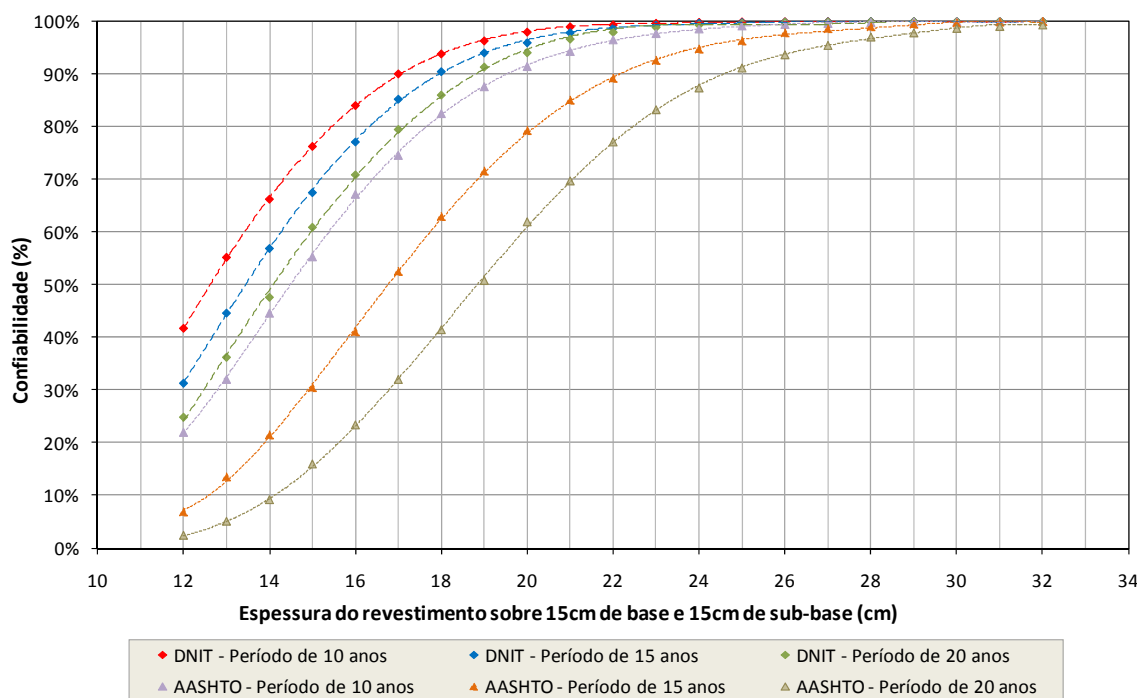


Figura 5.5 – Variação da confiabilidade do pavimento em função da espessura do revestimento asfáltico.

A partir da Figura 5.5 pode-se observar que para o método do AASHTO (1993) o aumento do período de projeto acarreta maiores necessidades de aumento na espessura do revestimento para uma mesma confiabilidade. Para a manutenção de 80% de confiabilidade, o aumento de espessura necessária no revestimento para a variação do período de projeto de 10 para 15 anos, seria de 0,8 cm para o método do DNIT e de aproximadamente 2,5 cm para o método da AASHTO. Esta necessidade de aumento mantém-se praticamente a mesma para o incremento do período de projeto de 15 para 20 anos.

A relevância do revestimento asfáltico em relação às outras camadas é mais pronunciada no dimensionamento da AASHTO (1993). A relação entre os coeficientes estruturais do revestimento (0,44) e da base (0,16), por exemplo, para este método é próximo de 3 vezes. Já para o método do DNIT (2006a) esta relação é igual a 2.

Ressalte-se que as análises conduzidas nesta seção foram realizadas para uma frota de tráfego específica, caracterizada no início do capítulo. Vale lembrar ainda, que os valores de SN mínimo requerido e espessura mínima

requerida (D) foram determinados para as equações de dimensionamento da AASHTO (1993) excluindo-se a parcela referente à confiabilidade, representada pelo produto $-Z_R \cdot S_0$.

5.2. LCCA_ASFÁLTICO

Os modelos determinam os custos de implantação, restauração, conservação de rotina e o valor residual após um período de 30 anos ou 40 anos de utilização. Utilizaram-se as mesmas características de tráfego e estruturas de pavimentos apresentados no estudo da confiabilidade, provenientes do projeto de implantação de uma rodovia com tráfego pesado. A Tabela 5.22 a seguir apresenta os parâmetros de entrada no programa referentes aos custos unitários envolvidos, tanto para análise de pavimentos asfálticos, quanto pavimentos rígidos de concreto.

Tabela 5.22 – Custos unitários para pavimentos asfálticos e rígidos

Descrição	Unidade	R\$ Unitário
Camada Rolamento - CBUQ - Grad.C	m ³	561,33
Imprimadura Betuminosa Ligante	m ²	1,23
Imprimadura Betuminosa Impermeabilizante	m ²	3,21
Base de Brita Graduada Simples	m ³	153,29
Sub-base de Pedra Rachão	m ³	154,52
Melhoria / Preparo do Subleito - 100% EN	m ²	0,92
Concreto Pobre Compactado com Rolo	m ³	217,99
Concreto de Cimento Portland - Plataforma	m ³	651,30

Fonte: TPU DER/SP - Data Base: 09/2010

Após executadas as simulações Monte Carlo, o modelo apresenta os custos. Os dados de saída são apresentados tanto em forma de tabela quanto em forma de gráfico, onde são representadas as distribuições referentes a cada custo. A Figura 5.6 apresenta o resultado da análise de custo para o pavimento asfáltico no período de 30 anos. As distribuições dos custos parciais resultantes do estudo são ilustradas na Figura 5.7 e na Figura 5.8, as distribuições acumuladas.

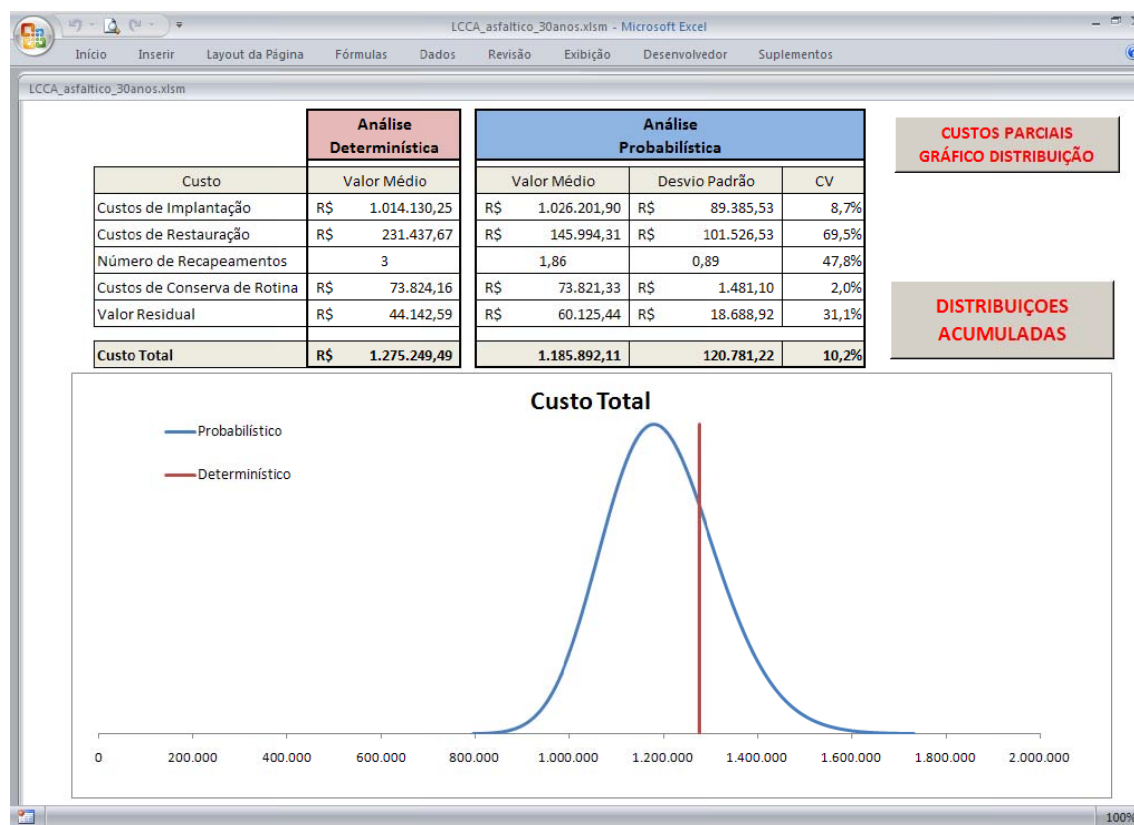


Figura 5.6 – Estudo de caso modelo LCCA_asfáltico 30 anos – distribuição custo total

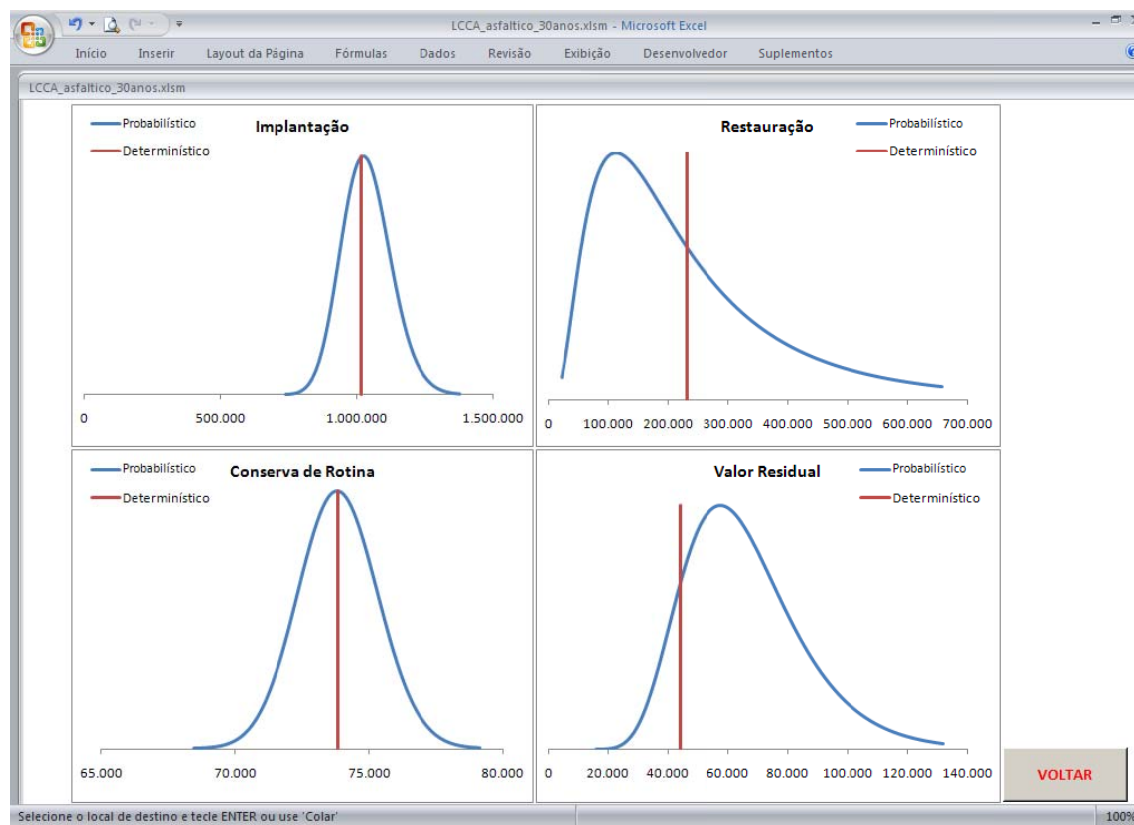


Figura 5.7 – Estudo de caso modelo LCCA_asfáltico 30 anos – distribuições custos parciais

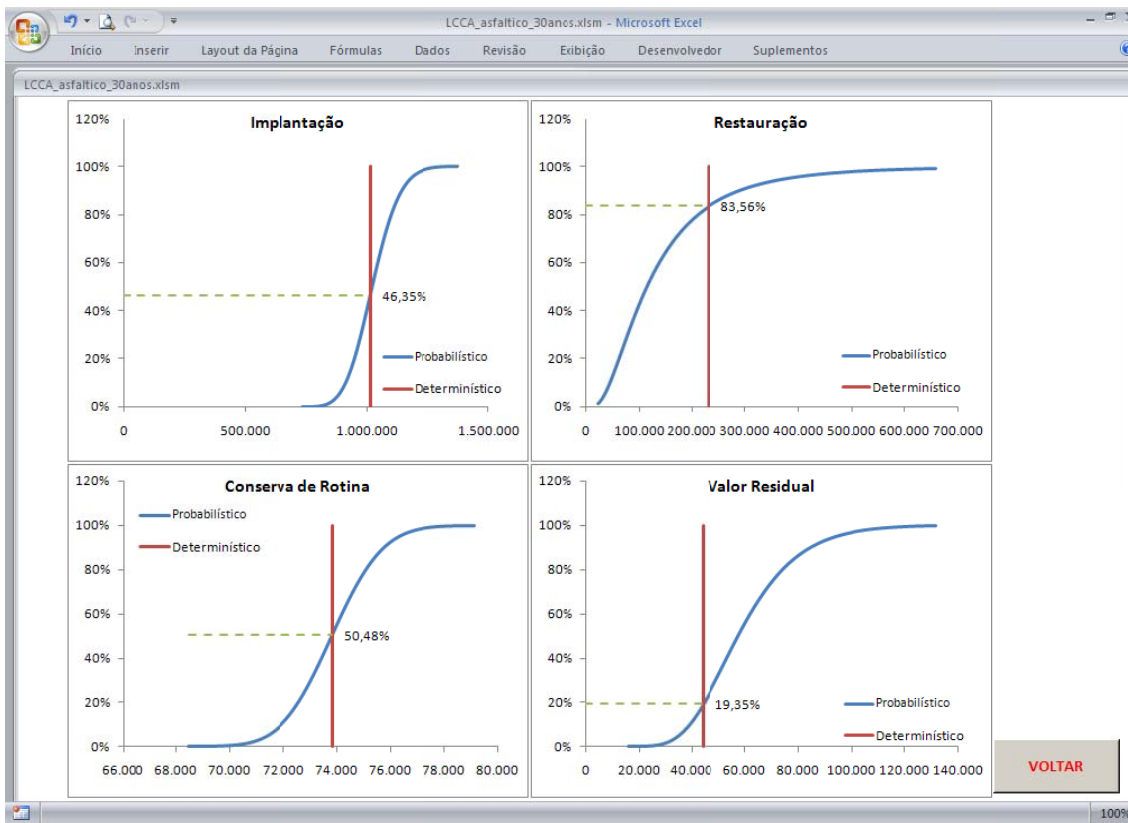


Figura 5.8 – Estudo de caso modelo LCCA_asfáltico 30 anos – dist. acumuladas custos parciais

Para o custo total no período de 30 anos é apresentada na Figura 5.9 a curva que representa a distribuição acumulada. Verifica-se que neste estudo de caso, o custo calculado deterministicamente, com valor total de R\$ 1.275.249,49 apresenta uma confiabilidade de aproximadamente 77% (Figura 5.9).

Analisando as curvas de distribuição dos custos calculados, verifica-se que para os custos de implantação e conservação de rotina, o valor determinístico e a média da distribuição resultam muito próximos. O procedimento para a determinação da distribuição, nestes dois casos, é simplesmente a simulação e combinação das variáveis de entrada de acordo com a caracterização probabilística de cada uma. As operações utilizadas são somas e multiplicações simples. Portanto, o resultado da combinação (soma e multiplicação) de distribuições normais também será uma distribuição normal.

Já para os custos de restauração e o valor residual além da simulação aleatória das variáveis de entrada, é utilizada, para a combinação das distribuições de cada variável, a equação de desempenho para a avaliação da serventia ao longo do ciclo de vida do pavimento.

As operações para a combinação das variáveis não são mais caracterizadas apenas por somas e ou multiplicações simples, uma vez que a equação da AASHTO (1993) é concebida em base logarítmica. Some-se a este fato a aleatoriedade do ano de aplicação das soluções ao longo de todo o período de análise e têm-se como resultado uma distribuição probabilística do custo de restauração com grande amplitude, ou seja, coeficiente de variação elevado. A dependência do valor residual em relação às políticas de restauração faz com que a sua distribuição sofra o mesmo efeito, porém minimizado, pois todos os custos referentes ao valor residual ocorrem no mesmo ano, sempre ao fim do ciclo.

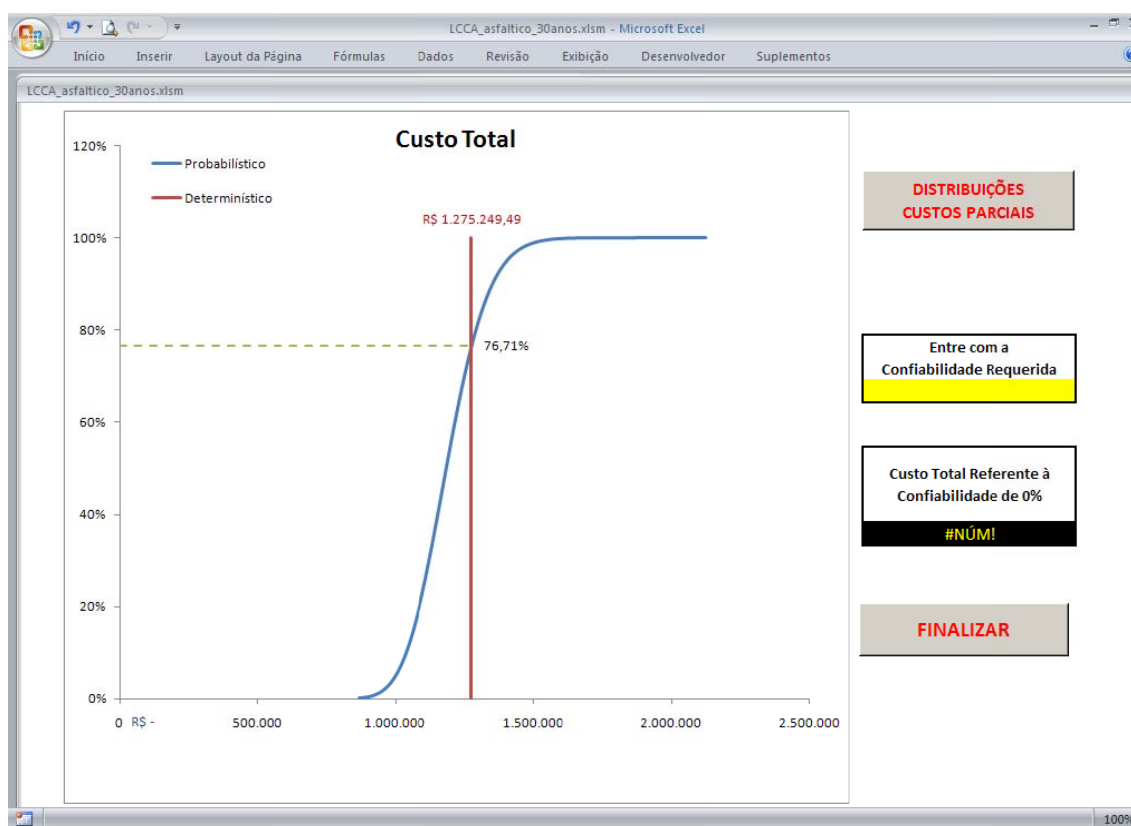


Figura 5.9 – Estudo de caso modelo LCCA_asfáltico 30 anos – dist. acumulada custo total

Selecionando um nível de confiabilidade desejado, é calculado custo total do ciclo de vida da estrutura ao longo de 30 anos. No estudo, selecionando-se a confiabilidade de 99% obtém-se o custo total, trazido a valor presente, igual a R\$ 1.495.719,84 (Figura 5.10). Ou seja, um aumento na confiabilidade de 77% para 99% acarreta no acréscimo da estimativa do custo total em aproximadamente 18%.

Ressalta-se que um nível de confiabilidade de 99% em projetos de engenharia é bastante elevado, sendo este valor utilizado nesta análise com o único objetivo de ilustrar a forma de apresentação do custo para uma confiabilidade arbitrada.

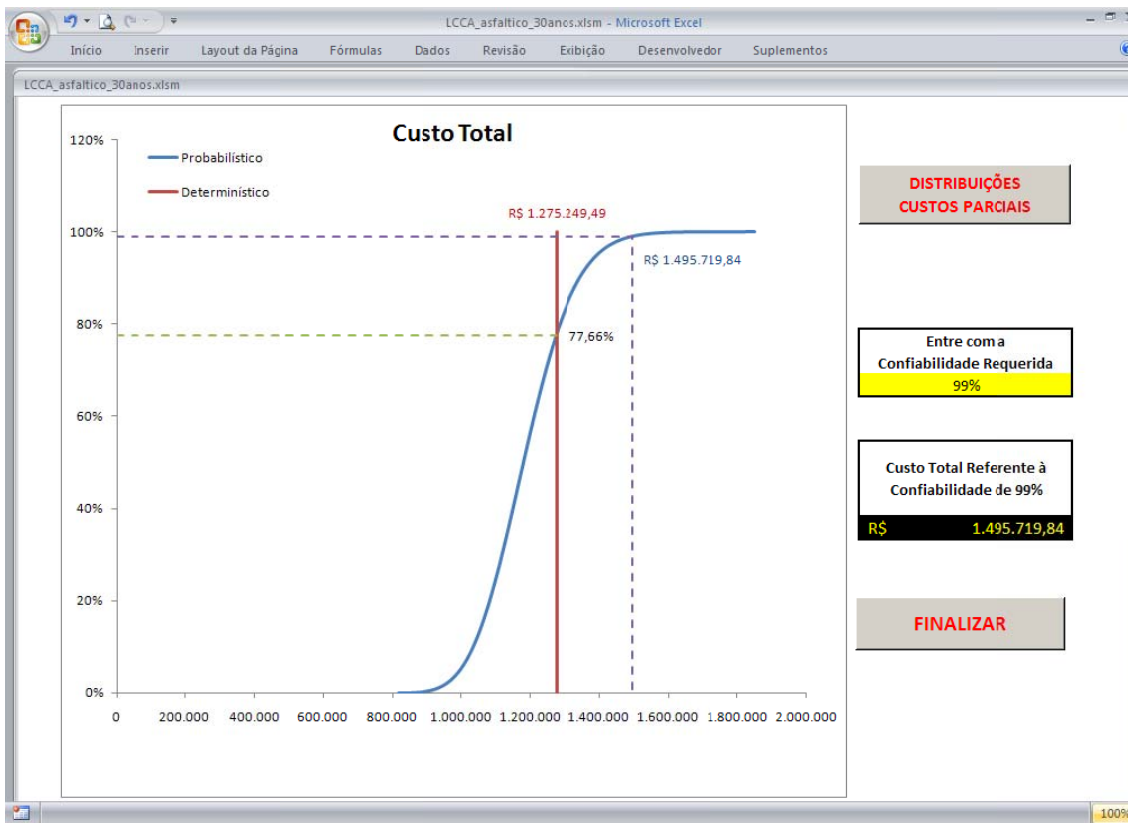


Figura 5.10 – Estudo de caso modelo LCCA_asfáltico 30 anos – custo total para confiabilidade de 99%

Na Tabela 5.23 e na Tabela 5.24 são apresentados os custos resultantes do estudo de caso para os períodos de análise de 30 anos e 40 anos, respectivamente.

Tabela 5.23 – Estudo de caso modelo LCCA_asfáltico 30 anos – custos finais

Custo			Valor Médio	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação (%)
Custo de Implantação	Determinístico	R\$	1.014.130,25	-	-
	Probabilístico	R\$	1.026.201,90	R\$ 89.385,53	8,7%
Custo de Restauração	Determinístico	R\$	231.437,67	-	-
	Probabilístico	R\$	145.994,31	R\$ 101.526,53	69,5%
Número de Recapeamentos	Determinístico		3	-	-
	Probabilístico		1,86	0,89	47,8%
Custo de Conservação	Determinístico	R\$	73.824,16	-	-
	Probabilístico	R\$	73.821,33	R\$ 1.481,10	2,0%
Valor Residual	Determinístico	R\$	44.142,59	-	-
	Probabilístico	R\$	60.125,44	R\$ 18.688,92	31,1%
Custo Total	Determinístico	R\$	1.275.249,49	-	-
	Probabilístico	R\$	1.185.892,11	R\$ 120.781,22	10,2%

Tabela 5.24 – Estudo de caso modelo LCCA_asfáltico 40 anos – custos finais

Custo			Valor Médio	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação (%)
Custo de Implantação	Determinístico	R\$	1.014.130,25	-	-
	Probabilístico	R\$	1.025.816,09	R\$ 89.516,18	8,7%
Custo de Restauração	Determinístico	R\$	259.719,94	-	-
	Probabilístico	R\$	166.641,38	R\$ 105.251,55	63,2%
Número de Recapeamentos	Determinístico		4	-	-
	Probabilístico		2,67	1,12	41,9%
Custo de Conservação	Determinístico	R\$	80.231,48	-	-
	Probabilístico	R\$	80.264,12	R\$ 1.517,39	1,9%
Valor Residual	Determinístico	R\$	24.648,99	-	-
	Probabilístico	R\$	39.522,51	R\$ 11.830,79	29,9%
Custo Total	Determinístico	R\$	1.329.432,69	-	-
	Probabilístico	R\$	1.233.199,09	R\$ 124.037,69	10,1%

Analisando os resultados das duas análises, apresentados na Figura 5.11, verifica-se que o custo de implantação apresentou uma pequena diferença, decorrente das variações inerentes às 5.000 simulações aleatórias dos modelos. Os custos de restauração e de conserva apresentaram aumento, decorrentes da necessidade de um número maior de intervenções num período de 40 anos. O valor residual apresentou um pequeno decréscimo a valor presente, uma vez que sua ocorrência foi deslocada em 10 anos.

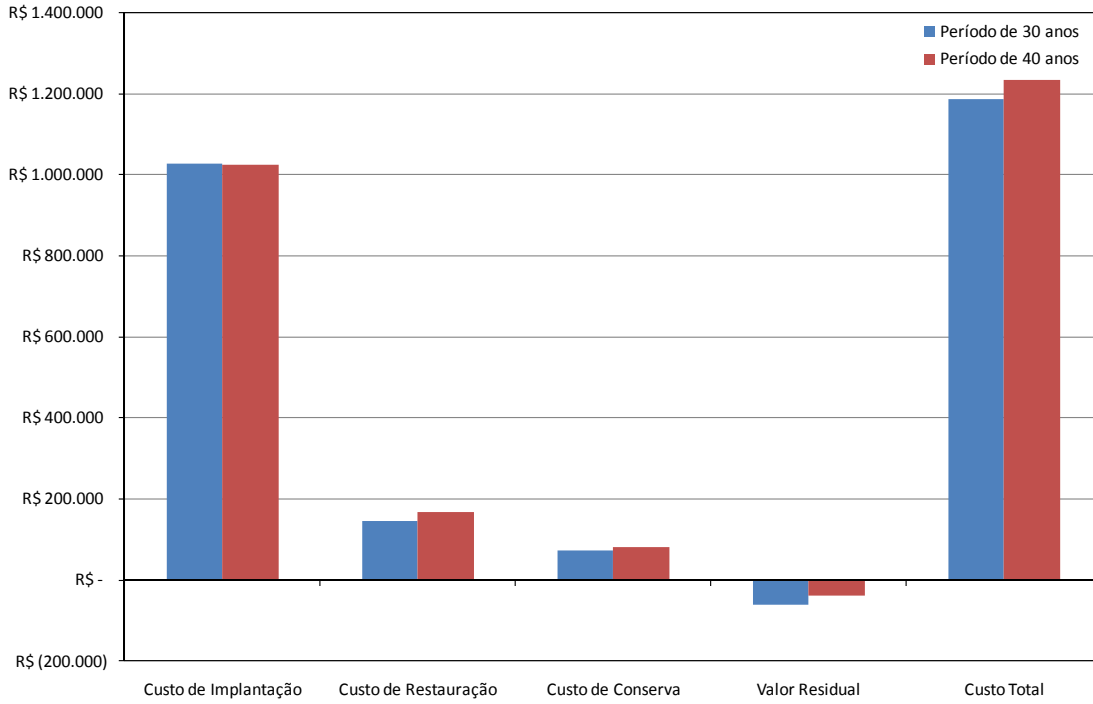


Figura 5.11 – Estudo de caso modelos LCCA_asfáltico 30 e 40 anos – custos

Como resultado o custo total de um período de 40 anos sofreu um acréscimo de aproximadamente 4%, sendo que o custo de implantação manteve-se o mesmo, o custo de restauração aumentou cerca de 14%, o de conserva 9% e o valor residual diminuiu aproximadamente 34%, sempre considerando os custos a valor presente.

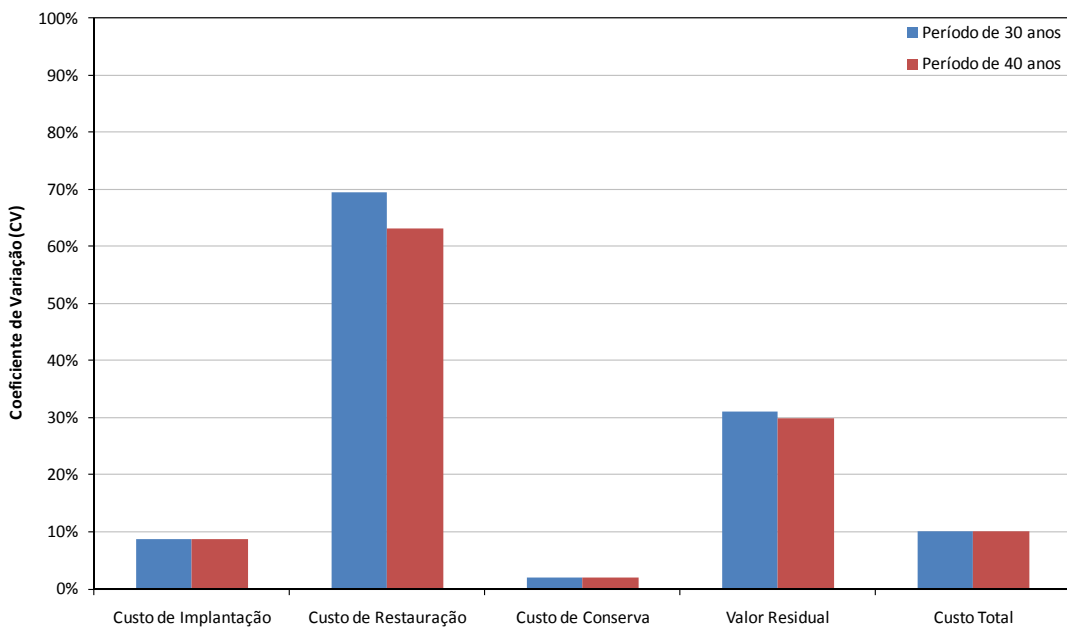


Figura 5.12 – Estudo de caso modelos LCCA_asfáltico 30 e 40 anos – coeficiente de Variação

Os coeficientes de variação das distribuições de custo mantiveram-se praticamente os mesmos nas duas análises, tanto no período de 30 anos quanto de 40 anos. Em ambas análises, as variáveis de entrada foram caracterizadas segundo as mesmas distribuições (médias e coeficientes de variações iguais), e a combinação destas distribuições ocorreu segundo as mesmas operações. Devido a este fato, os valores de CV para as duas análises, 30 e 40 anos, realmente deveriam ser parecidas.

A distribuição do custo de restauração apresentou os maiores valores de CV e a maior diferença entre os dois períodos de análise, conforme apresentado na Figura 5.12. Como estes custos ocorrem ao longo do ciclo todo, o aumento de 10 anos demandou uma quantidade superior de recapeamentos no período final. Cabe lembrar que todos os custos são trazidos e comparados a valor presente.

A utilização da equação de desempenho da AASHTO (1993) pondera apenas a condição funcional da estrutura ao longo de seu período de análise. O procedimento utilizado no modelo compara ano a ano o tráfego solicitante e o tráfego admissível da estrutura, quando o solicitante supera o admissível, é executado um recapeamento. Neste ano são calculados os valores de número estrutural antes e depois da restauração. Considera-se que com o recapeamento o índice de serventia retornará aos níveis iniciais e o tráfego admissível é calculado a partir do novo valor de número estrutural e serventia após a intervenção.

Isto posto, verifica-se que o aumento no período de projeto apenas aumenta a necessidade de recapeamentos, ou seja, não é avaliada a viabilidade desta solução, mesmo que ela ocorra ano a ano, por exemplo. O modelo proposto, que utiliza as equações da AASHTO, não possui nenhum mecanismo, ou gatilho para esta verificação. Recomenda-se portanto que a comparação entre resultados em períodos de projeto diferentes seja efetuada levando-se em conta esta limitação do modelo formulado.

5.3. LCCA_RÍGIDO

Com o objetivo de ilustrar os modelos para o cálculo dos custos de ciclo de vida para os pavimentos rígidos, é apresentado a seguir um estudo de caso para uma rodovia solicitada por tráfego pesado.

Para estes modelos de pavimentos rígidos foram utilizados os dados de tráfego e a estrutura apresentados anteriormente. Após executadas as simulações Monte Carlo, o modelo apresenta os custos resultantes. A Figura 5.13 apresenta o resultado da análise de custo para o pavimento rígido no período de 30 anos. As distribuições dos custos parciais são ilustradas na Figura 5.14 e na Figura 5.15, as distribuições acumuladas.

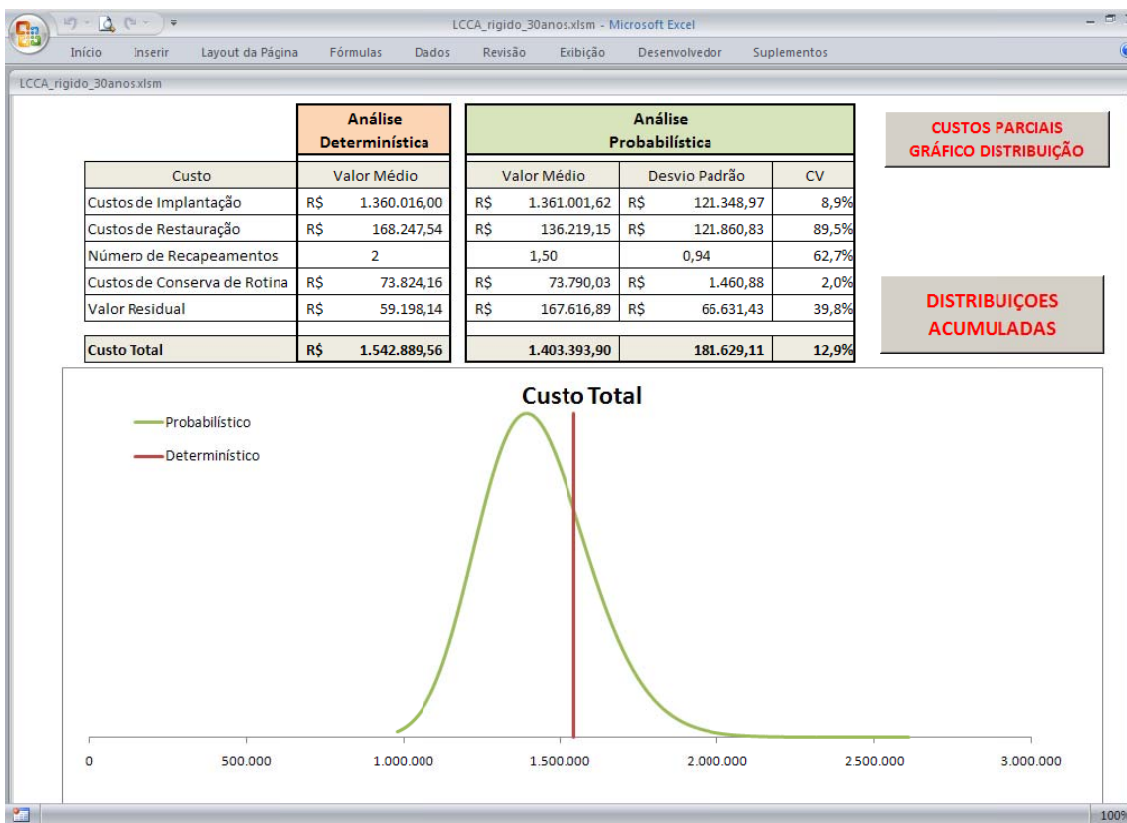


Figura 5.13 – Estudo de caso modelo LCCA_rígido 30 anos – distribuição custo total

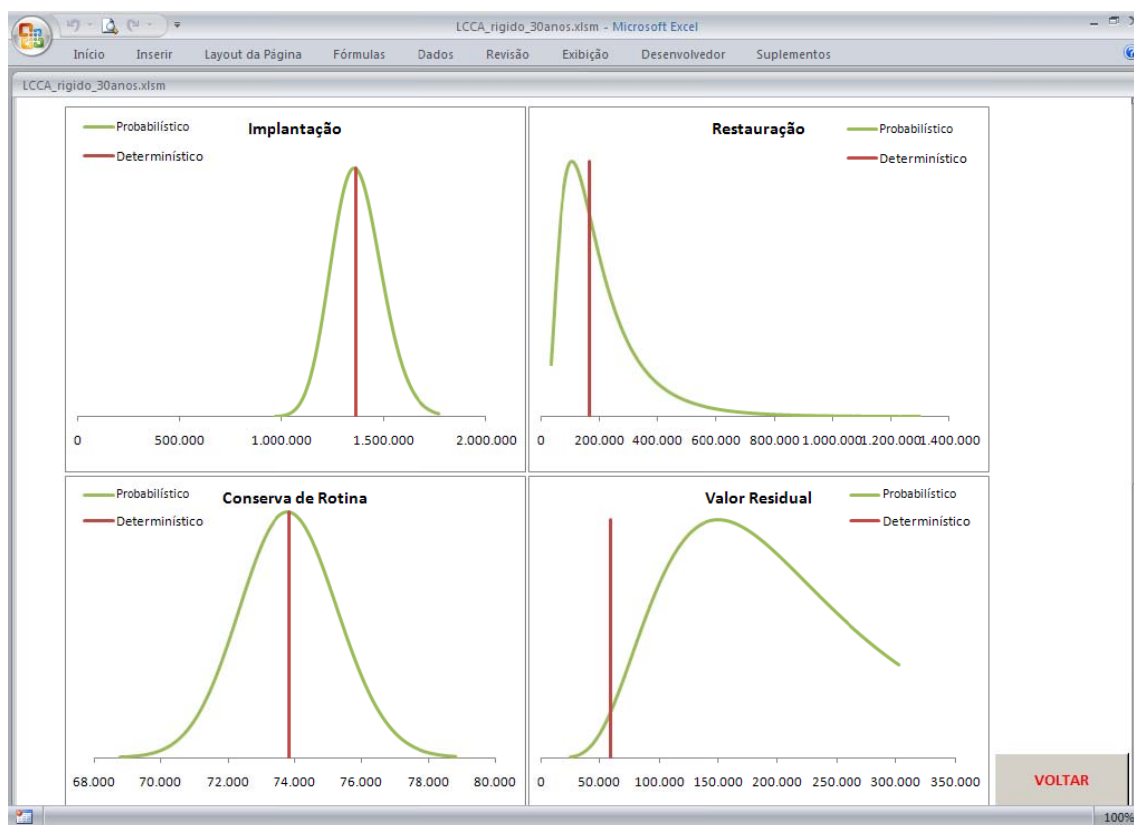


Figura 5.14 – Estudo de caso modelo LCCA_rígido 30 anos – distribuições custos parciais

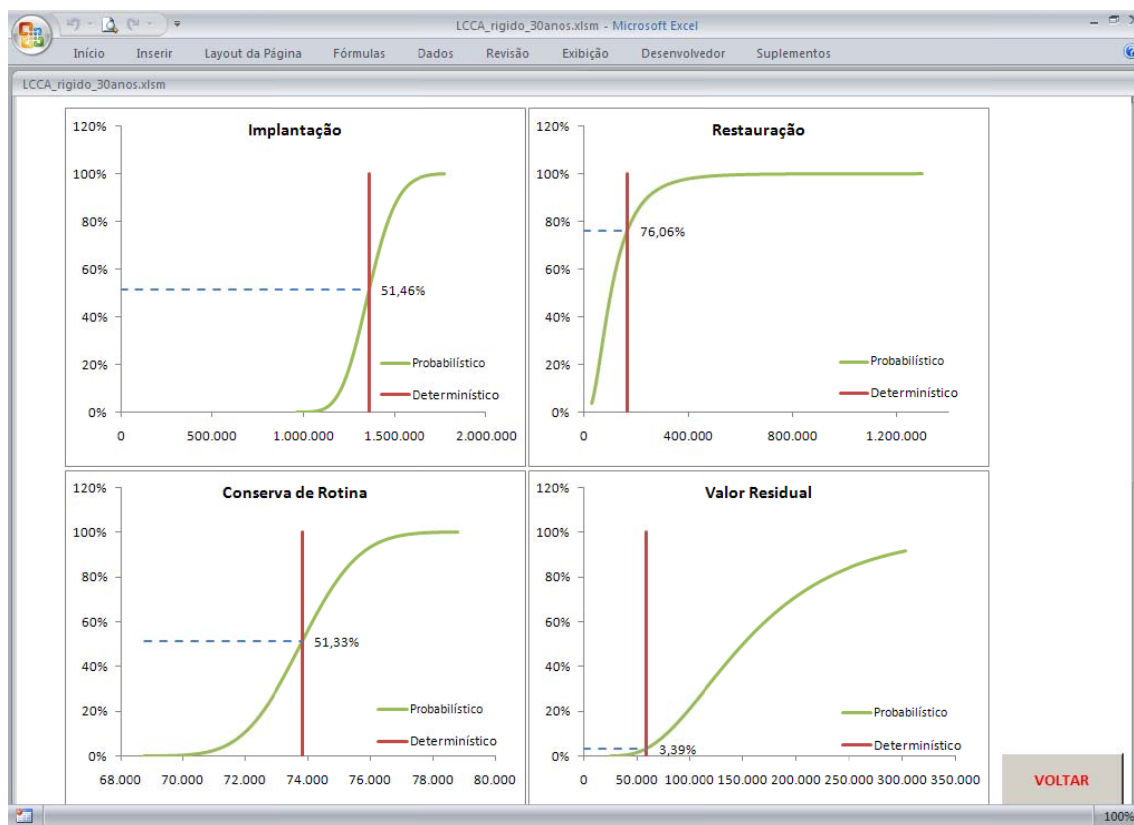


Figura 5.15 – Estudo de caso modelo LCCA_rígido 30 anos – dist. acumuladas custos parciais

Para o custo total no período de 30 anos é apresentada na Figura 5.16 a curva que representa a distribuição acumulada. Verifica-se que neste estudo de caso, o custo calculado deterministicamente, com valor total de R\$ 1.542.889,56 apresenta uma confiabilidade de aproximadamente 80%.

Selecionando um nível de confiabilidade desejado, é calculado custo total do ciclo de vida da estrutura ao longo de 30 anos. No estudo, selecionando-se a confiabilidade de 99% obtém-se o custo total, trazido a valor presente, igual a R\$ 1.842.677,65 (Figura 5.17). Ou seja, um aumento na confiabilidade de 80% para 99% acarreta no acréscimo da estimativa do custo total em aproximadamente 19%.

Assim como no modelo de pavimentos asfálticos, ressalta-se que a determinação do cálculo do custo para uma confiabilidade de 99% possui caráter meramente ilustrativo.

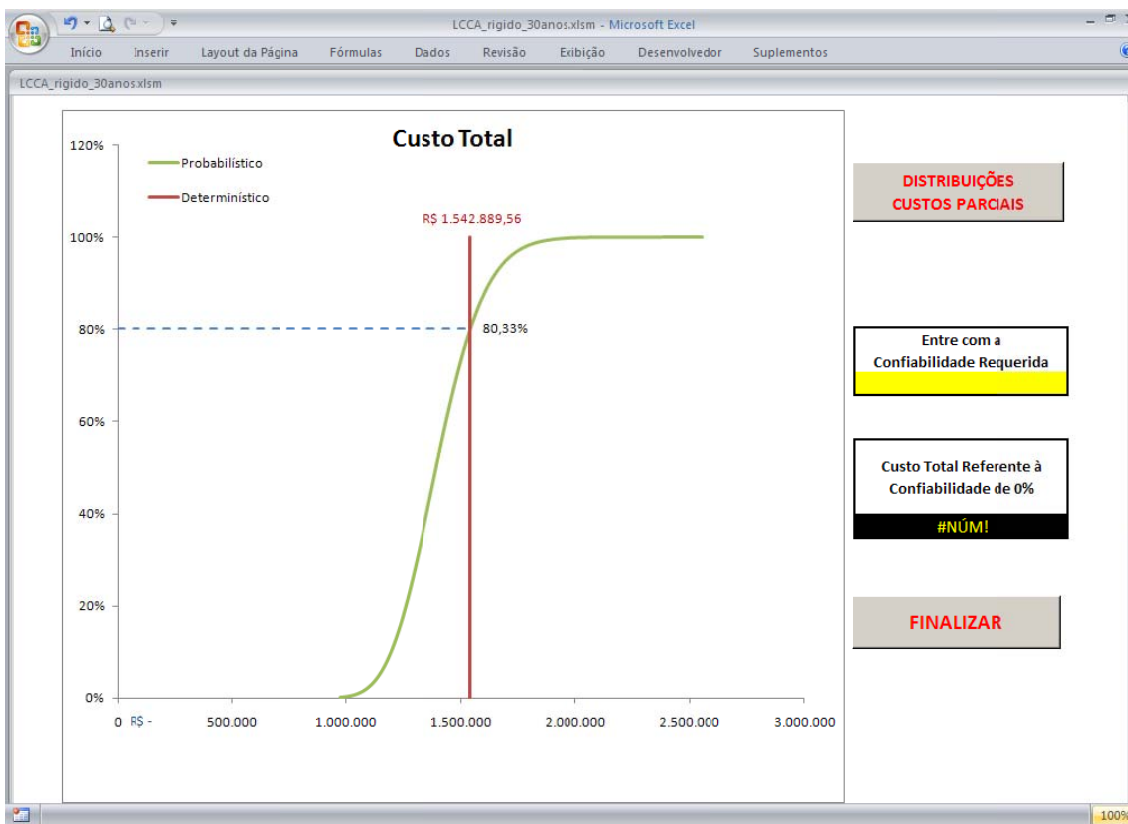


Figura 5.16 – Estudo de caso modelo LCCA_rigido 30 anos – dist. acumulada custo total

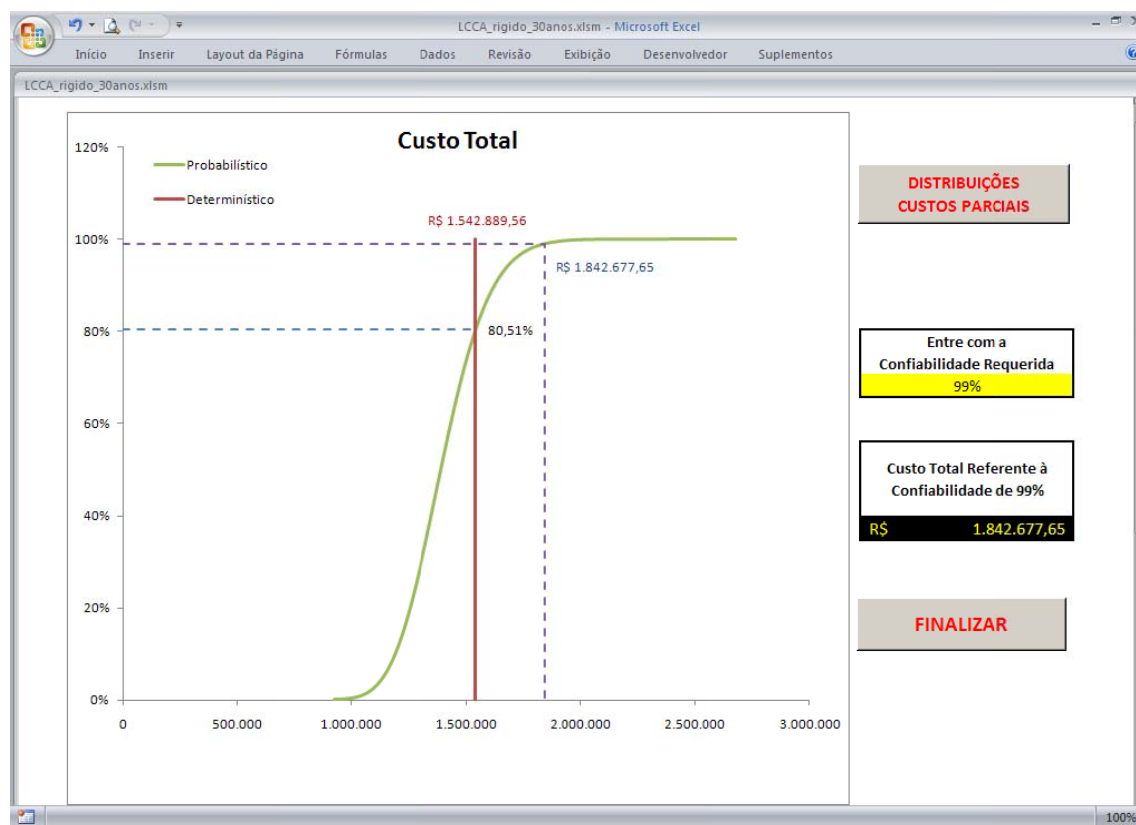


Figura 5.17 – Estudo de caso modelo LCCA_rígido 30 anos – custo total para confiabilidade de 99%

Na Tabela 5.25 e na Tabela 5.26 são apresentados os custos resultantes do estudo de caso para os períodos de análise de 30 anos e 40 anos, respectivamente.

Tabela 5.25 – Estudo de caso modelo LCCA_rígido 30 anos – custos finais

Custo		Valor Médio	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação (%)
Custo de Implantação	Determinístico	R\$ 1.360.016,00	-	-
	Probabilístico	R\$ 1.361.743,89	R\$ 124.075,35	9,1%
Custo de Restauração	Determinístico	R\$ 168.247,54	-	-
	Probabilístico	R\$ 137.544,94	R\$ 124.711,04	90,7%
Número de Recapeamentos	Determinístico	2	-	-
	Probabilístico	1,51	0,95	62,9%
Custo de Conservação	Determinístico	R\$ 73.824,16	-	-
	Probabilístico	R\$ 73.850,20	R\$ 1.507,96	2,0%
Valor Residual	Determinístico	R\$ 59.198,14	-	-
	Probabilístico	R\$ 170.090,47	R\$ 65.745,50	38,7%
Custo Total	Determinístico	R\$ 1.542.889,56	-	-
	Probabilístico	R\$ 1.403.048,57	R\$ 179.192,25	12,8%

Tabela 5.26 – Estudo de caso modelo LCCA_rígido 40 anos – custos finais

Custo			Valor Médio	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação (%)
Custo de Implantação	Determinístico	R\$	1.360.016,00	-	-
	Probabilístico	R\$	1.356.851,22	R\$ 120.710,82	8,9%
Custo de Restauração	Determinístico	R\$	208.944,06	-	-
	Probabilístico	R\$	179.485,27	R\$ 152.716,14	85,1%
Número de Recapeamentos	Determinístico		3	-	-
	Probabilístico		2,57	1,61	62,6%
Custo de Conservação	Determinístico	R\$	80.231,48	-	-
	Probabilístico	R\$	80.231,27	R\$ 1.502,13	1,9%
Valor Residual	Determinístico	R\$	26.444,75	-	-
	Probabilístico	R\$	80.405,74	R\$ 39.610,32	49,3%
Custo Total	Determinístico	R\$	1.622.746,80	-	-
	Probabilístico	R\$	1.536.162,03	R\$ 195.457,52	12,7%

Os resultados das duas análises estão apresentados na Figura 5.18, onde se observa que o custo de implantação apresentou uma diferença mínima, decorrente das variações inerentes às simulações aleatórias dos modelos. Os custos de restauração e de conserva apresentaram aumento, decorrentes da necessidade de um número maior de intervenções num período de 40 anos. O valor residual apresentou um pequeno decréscimo a valor presente, uma vez que sua ocorrência foi deslocada em 10 anos.

Como resultado o custo total de um período 40 anos sofreu um acréscimo de aproximadamente 9%, sendo que o custo de implantação manteve-se o mesmo, o custo de restauração aumentou cerca de 30%, o de conserva 9% e o valor residual diminuiu aproximadamente 50%, sempre considerando os custos a valor presente.

As conclusões acerca da variabilidade dos custos de restauração para os pavimentos asfáltico mostraram-se válidas também para os pavimentos rígidos. Uma vez que ambas utilizam modelos de desempenho da AASHTO (1993), e as equações são semelhantes em sua forma matemática, era de se esperar um comportamento semelhante.

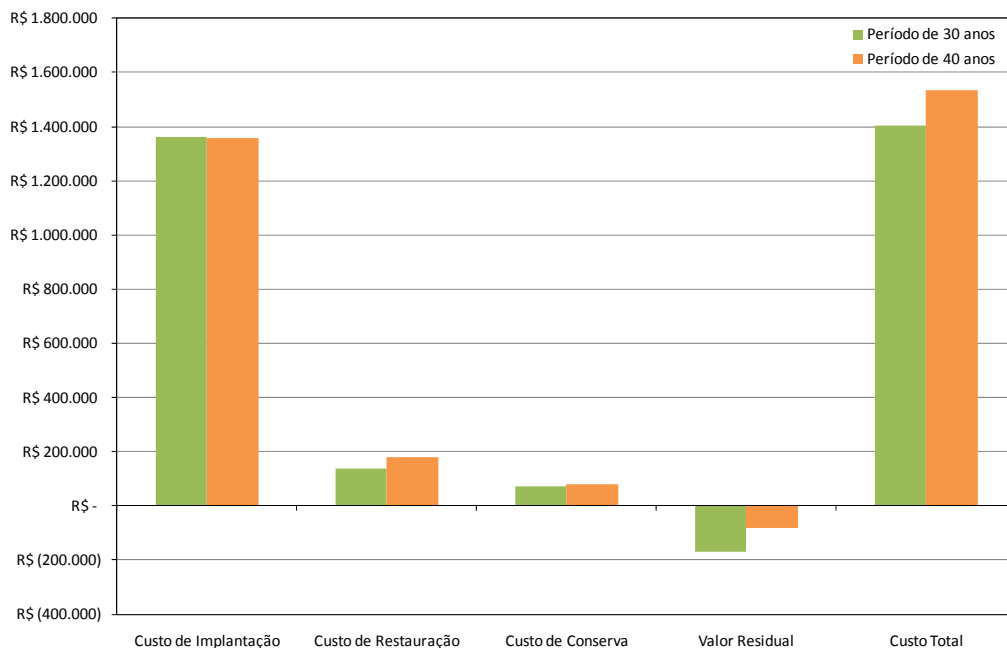


Figura 5.18 – Estudo de caso modelos LCCA_rígido 30 e 40 anos – custos

A mesma afirmação vale para os coeficientes de variação das distribuições de custo, que também, mantiveram-se praticamente inalterados nas duas análises, considerando períodos de 30 anos e 40 anos. A distribuição do custo de restauração apresentou os maiores valores de CV e a maior diferença entre os dois períodos de análise, conforme apresentado na Figura 5.19. Assim como no modelo anterior (pavimento asfáltico) estes não possuem artifícios e mecanismos para se avaliar a viabilidade de restaurações através de recapeamentos para períodos de projeto maiores, portanto, a comparação entre os resultados também deve ser pautada nesta limitação do modelo.

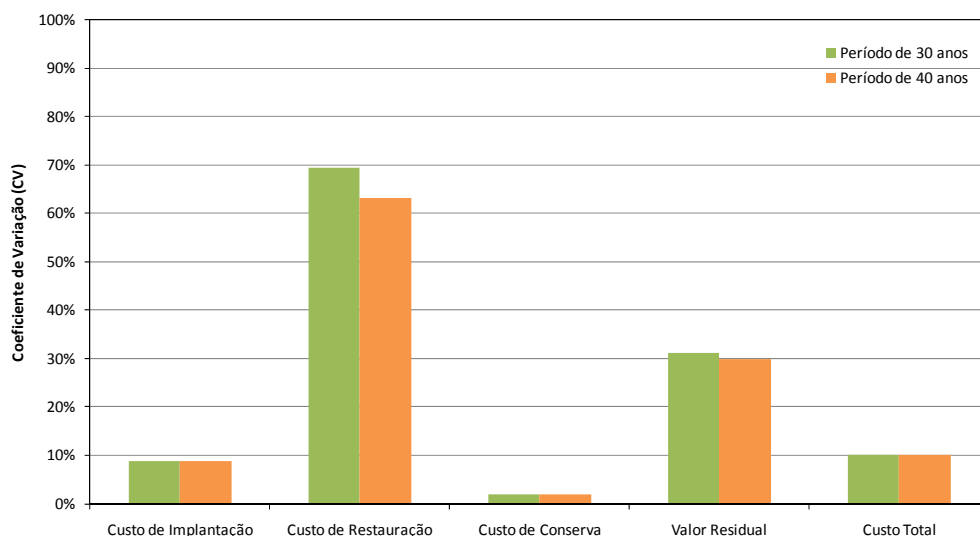


Figura 5.19 – Estudo de caso modelos LCCA_rígido 30 e 40 anos – coeficientes de variação

CAPÍTULO 6

ANÁLISE DE SENSIBILIDADE

Os modelos previamente apresentados são submetidos, neste capítulo à análises de sensibilidade. Devido ao grande número de parâmetros de entrada utilizados nos modelos resultantes desta pesquisa, a análise de sensibilidade focou o exame dos efeitos individuais dos parâmetros de entrada nas saídas de cada modelo.

Para cada um dos modelos, mais de cinquenta variáveis foram analisadas, incluindo as médias e os coeficientes de variação (CV) para todas as entradas disponíveis. Um valor médio foi estabelecido para cada parâmetro, sendo este o mesmo valor utilizado no estudo de caso apresentado previamente. Este valor médio foi multiplicado por 0,8 e 1,2. Sendo assim para cada variável de entrada foram necessárias três simulações. Com todas as variáveis variando em 20% para mais e para menos foi possível a comparação dos resultados a fim de classificar o grau de significância de cada variável nas respostas.

Depois que os modelos, tanto de confiabilidade, quanto de custo (LCCA) foram executados por três vezes para cada variável de entrada (80% da média, média, e 120% da média), uma análise da regressão linear foi conduzida com os resultados do nível de confiabilidade, e da distribuição de custo a valor presente. As distribuições de custo consideradas na análise de sensibilidade incluíram o custo total, o custo de implantação, o custo de restauração, de conserva de rotina e o valor residual, todos trazidos a valor presente.

Um modelo de regressão linear foi utilizado para determinar a relação entre a variável resposta Y (confiabilidade ou custo a valor presente), e uma

única variável explicativa X (uma variável de entrada do modelo). O modelo de regressão linear utilizado é descrito na equação (6.1) a seguir:

$$Y_i = \beta_0 + \beta_1 x_i + \varepsilon_i \quad (6.1)$$

Onde:

Y_i = variável resposta (custo ou confiabilidade);

x_i = variável explicativa (entrada do modelo);

β_0 = coeficiente linear da regressão, define a interseção;

β_1 = coeficiente angular da regressão, define a inclinação;

ε_i = erro.

Após a equação de regressão ser estimada para uma variável particular de entrada, um teste de hipótese foi realizado sobre os coeficientes de regressão. Para este trabalho, o teste de hipótese realizado está descrito nas equações (6.2) e (6.3) a seguir.

$$H_0: \beta_1 = 0 \quad (6.2)$$

$$H_1: \beta_1 \neq 0 \quad (6.3)$$

A hipótese nula, H_0 , assume que β_1 , ou a inclinação da equação linear determinada, é igual a zero. Se H_0 não é rejeitada, conclui-se que a variável explicativa (x) não é importante para explicar a variabilidade da variável resposta Y (MONTGOMERY; RUNGER, 2003). Se a hipótese nula for rejeitada, a alternativa H_1 implica que (x) tem uma associação linear significativa com Y .

O teste estatístico utilizado neste teste de hipótese é o teste-T, que é calculado através da relação entre a estimativa dos mínimos quadrados de β_1 e o erro padrão para β_1 como apresentado na equação (6.4) a seguir.

$$t_{\hat{\beta}_1} = \frac{\hat{\beta}_1}{s(\hat{\beta}_1)} \quad (6.4)$$

Para um nível de significância igual a α , a hipótese nula é rejeitada se for verdadeira a relação apresentada na equação (6.5) mostrada a seguir.

$$|t_{\hat{\beta}_1}| \geq t(\alpha/2; n - 2) \quad (6.5)$$

Caso contrário, não há evidências suficientes para rejeitar a hipótese nula. Se a hipótese nula não é rejeitada, a variável de entrada é considerada como tendo um efeito insignificante sobre as saídas do modelo, seja de confiabilidade, seja de custo (LCCA). Se a hipótese nula é rejeitada e a hipótese alternativa é aceita, o efeito da variável de entrada analisada é considerado estatisticamente significativo sobre os resultados do modelo.

Após a conclusão dos testes de hipóteses, as variáveis de entrada mais significativas foram identificadas e utilizadas para uma análise complementar, visando determinar o grau de influência de cada variável na distribuição de saída. Cada parâmetro de entrada que resultou estatisticamente significativo em relação a uma distribuição de saída é representado graficamente utilizando no eixo das abscissas o valor de entrada dividido pela média. Sendo assim, foram obtidos os valores das variáveis de entrada normalizados, iguais a 0,8, 1,0 e 1,2.

A normalização permitiu que valores de entrada de diferentes variáveis fossem plotados em uma escala comum. As curvas correspondentes para cada variável de entrada foram comparadas com outras, e as variáveis de entrada com inclinações mais acentuadas foram consideradas como tendo um maior efeito sobre a distribuição de saída. Os resultados da análise de sensibilidade são apresentados e discutidos a seguir.

Foram consideradas significantes as variáveis que apresentaram valores da estatística de teste fora do intervalo entre -12,706 e +12,706 (t crítico para nível de significância α igual a 0,05 e grau de liberdade n-2 igual 1). Ressalta-se que os valores fora deste intervalo denotam uma variável com significância segundo a regressão linear executada.

6.1. CONFIABILIDADE_ASFÁLTICO

Para o modelo de determinação da confiabilidade para pavimentos asfálticos foi analisada a influência das variáveis de entrada tanto na confiabilidade resultante do modelo de dimensionamento do DNIT (2006a) quanto da AASHTO (1993). A Tabela 6.1 apresenta o resultado da análise para o modelo de dimensionamento do DNIT (2006a).

Tabela 6.1 – Variáveis com maior significância para confiabilidade modelo DNIT

Variável de Entrada	Valor	Confiabilidade Asfáltico DNIT	Teste-T
Espessura Revestimento	10,0	50,00%	1,8
	12,5	98,20%	
	15,0	99,67%	
CBR Subleito	6,4	82,51%	2,1
	8,0	98,20%	
	9,6	99,88%	
Coeficiente DNIT Revestimento	1,4	86,15%	5,7
	1,8	96,14%	
	2,0	98,20%	
Coeficiente DNIT Sub-base	0,8	89,74%	2,5
	1,0	98,20%	
	1,2	99,79%	
Espessura Sub-base	24	90,19%	2,6
	30	98,20%	
	36	99,79%	
Espessura Base	12	95,25%	4,2
	15	98,20%	
	18	99,42%	
Coeficiente DNIT Base	0,8	95,76%	5,1
	1,0	98,20%	
	1,2	99,39%	
Fator Direcional	42,4	98,63%	(63,7)
	53,0	98,20%	
	63,6	97,74%	

Para este modelo apenas o Fator direcional apresentou significância no valor da resposta (confiabilidade) segundo a regressão linear realizada. Outras variáveis também se mostraram bastante significativas, porém, com relação não linear com a resposta.

A Figura 6.1 apresenta a variação da confiabilidade segundo a variação de alguns parâmetros de entrada do modelo. Verifica-se que com a diminuição do valor de entrada das espessuras e dos coeficientes estruturais das camadas ocorre uma diminuição da confiabilidade do dimensionamento, porém, um aumento nestas mesmas variáveis não proporciona um aumento significativo na confiabilidade.

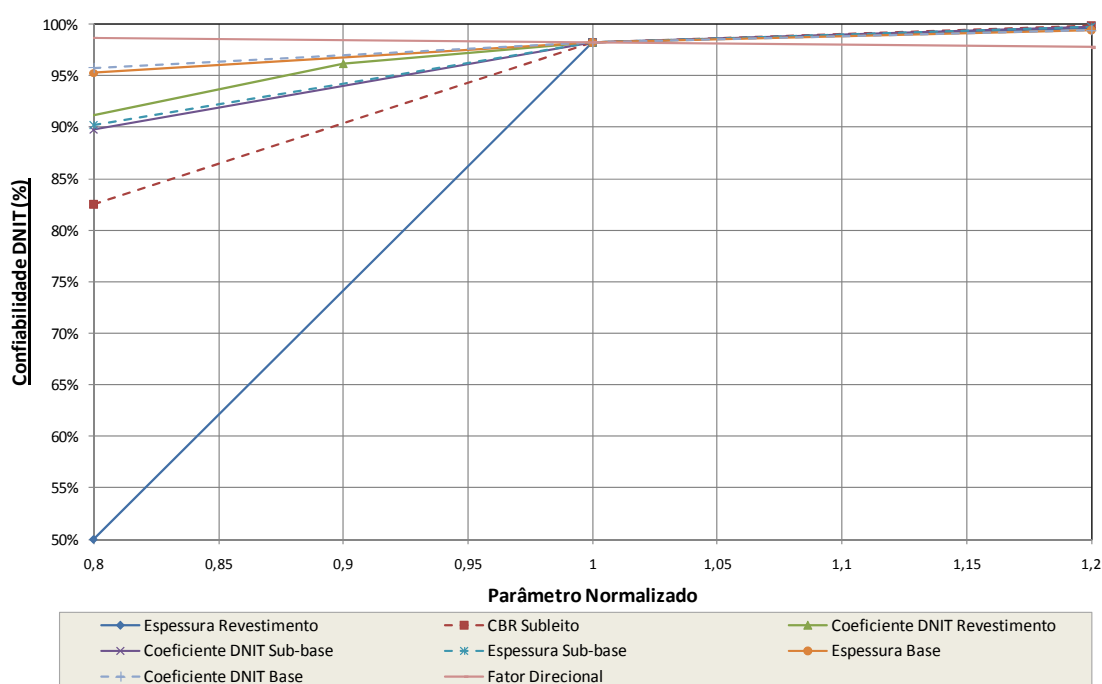


Figura 6.1 – Variáveis com maior significância para confiabilidade modelo DNIT

O mesmo procedimento foi executado utilizando-se o modelo de dimensionamento da AASHTO (1993). Foram identificadas variáveis que influem diretamente no resultado, ou seja, seu aumento incorre em aumento no valor da confiabilidade. A Tabela 6.2 apresenta estes parâmetros.

Tabela 6.2 – Variáveis com maior significância para confiabilidade modelo AASHTO

Variável de Entrada	Valor	Confiabilidade Asfáltico AASHTO	Teste-T
Espessura Revestimento	10,0	50,00%	2,9
	12,5	69,27%	
	15,0	86,67%	
CBR Subleito	6,4	47,58%	6,6
	8,0	69,27%	
	9,6	81,94%	
Coef. ai Revestimento	0,352	42,37%	68,0
	0,396	56,16%	
	0,440	69,27%	
Espessura Sub-base	24,0	51,37%	6,9
	30,0	69,27%	
	36,0	80,02%	
Espessura Base	12,0	50,00%	2,2
	15,0	69,27%	
	18,0	77,07%	
Coef. mi Sub-base	0,8	53,19%	9,5
	1,0	69,27%	
	1,2	80,41%	
Coef. ai Sub-base	0,088	53,99%	13,8
	0,110	69,27%	
	0,132	81,15%	
Coef. mi Base	0,8	56,97%	9,5
	1,0	69,27%	
	1,2	77,78%	
Coef. ai Base	0,128	56,81%	8,2
	0,160	69,27%	
	0,192	77,40%	

A Figura 6.2 apresenta a variação da confiabilidade da mesma estrutura de pavimento utilizada na análise anterior (modelo DNIT). Verifica-se as características geométricas e elásticas do pavimento exerce maior influência na probabilidade de sucesso da estrutura. Sendo que o aumento da camada mais nobre do pavimento, o revestimento, produz o maior aumento na confiabilidade. Ressalta-se que esta característica é observada neste modelo de dimensionamento isoladamente, sendo que o aumento incondicional desta espessura muitas vezes pode não determinar o sucesso da estrutura.

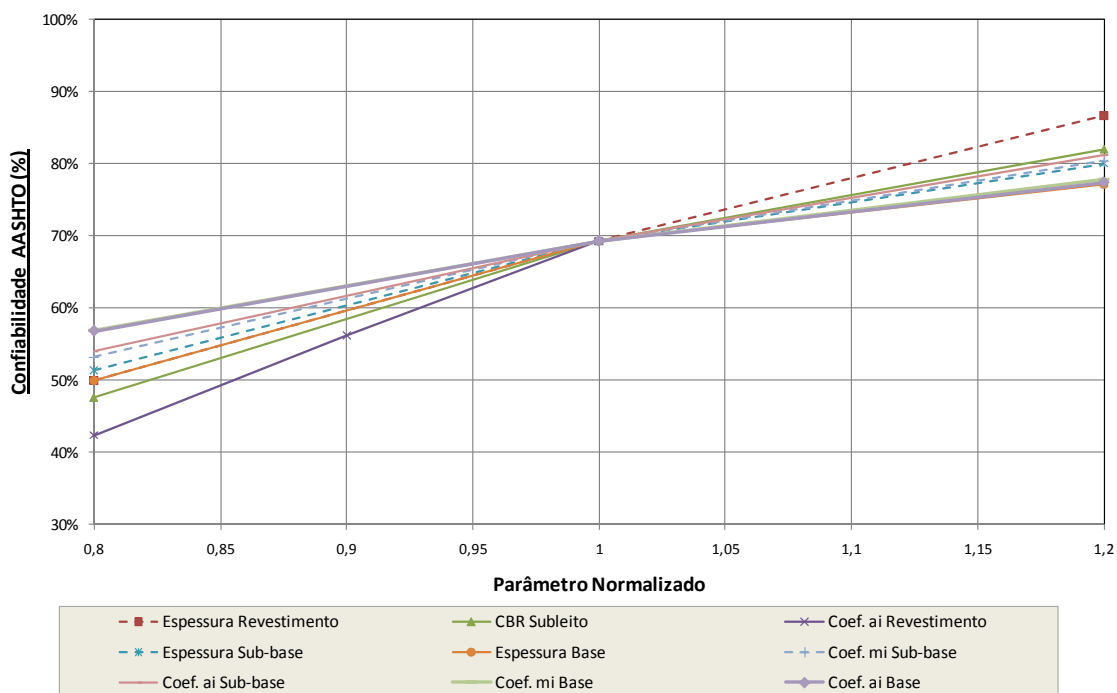


Figura 6.2 – Variáveis com maior significância para confiabilidade modelo AASHTO

A Tabela 6.3 e a Figura 6.3 apresentam os parâmetros com significância indireta à resposta do modelo.

Tabela 6.3 – Variáveis com maior significância indireta para confiabilidade modelo AASHTO

Variável de Entrada	Valor	Confiabilidade Asfáltico AASHTO	Teste-T
VDM	22.246,0	75,76%	
	27.807,0	69,27%	(45,6)
	33.368,0	62,27%	
Fator Direcional	42,4	76,12%	
	53,0	69,27%	(49,9)
	63,6	61,93%	
% Veículos Pesados	21,6	76,23%	
	27,0	69,27%	(55,4)
	32,4	61,86%	
Fator de Veículos - AASHTO	1,3	76,14%	
	1,6	69,27%	(20,5)
	2,0	61,13%	
Periodo de Projeto	8,0	78,58%	
	10,0	69,27%	(22,5)
	12,0	58,40%	
Índice de Serventia Final	2,0	82,14%	
	2,5	69,27%	(5,3)
	3,0	44,01%	

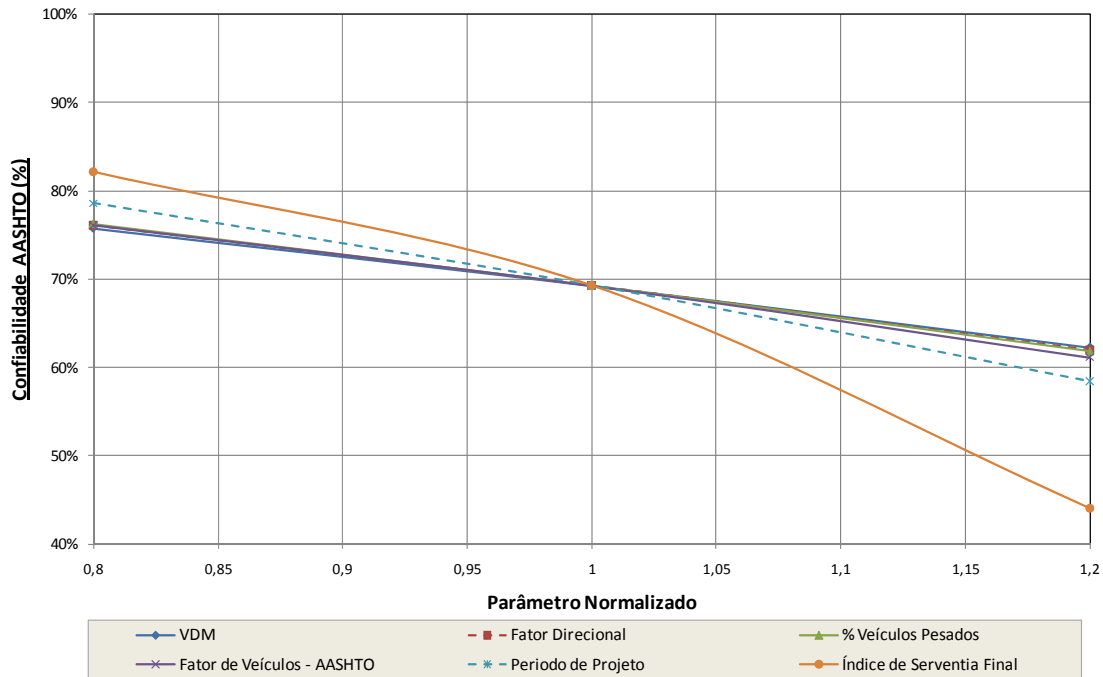


Figura 6.3 – Variáveis com maior significância indireta para confiabilidade modelo AASHTO

Os parâmetros relacionados com o tráfego solicitante, com o período de projeto e o índice de serventia final diminuem a confiabilidade da estrutura com o seu aumento. Um pavimento com determinadas características geométricas e elásticas apresentará menor probabilidade de sucesso se for submetido a um aumento do tráfego solicitante ou do período de projeto ou do índice de serventia final.

6.2. CONFIABILIDADE_RÍGIDO

Para o modelo destinado ao cálculo da confiabilidade para pavimentos rígidos foi executado o mesmo procedimento. A Tabela 6.4 e a Figura 6.4 apresentam os parâmetros com maior significância direta na confiabilidade, ou seja, o aumento do valor de entrada destes parâmetros ocasiona um aumento na confiabilidade. Já a

Tabela 6.5 e Figura 6.5 ilustram os parâmetros que causam diminuição da confiabilidade com seu aumento.

Tabela 6.4 – Variáveis com maior significância para confiabilidade pavimento rígido

Variável de Entrada	Valor	Confiabilidade Rígido AASHTO	Teste-T
Espessura da Placa	19,2	2,69%	17,4
	24,0	41,12%	
	28,8	88,04%	
Resistencia Tração do Concreto (Sc)	4,20	9,64%	170,9
	5,30	41,12%	
	6,40	71,97%	
Coeficiente de Drenagem (Cd)	0,8	10,68%	97,4
	1,0	41,12%	
	1,2	70,50%	
Fator de Veículos - AASHTO - CV	28,0	38,86%	14,5
	35,0	41,12%	
	42,0	43,99%	
Modulo de Reação (k)	64,0	37,50%	4,3
	72,0	38,58%	
	80,0	41,12%	

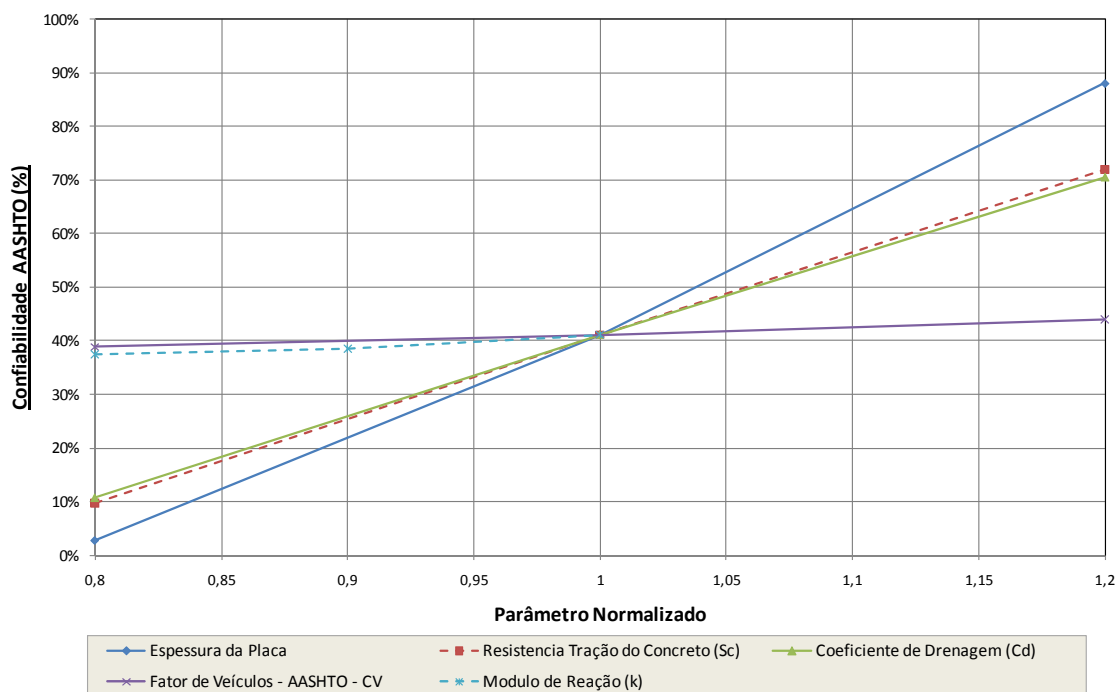


Figura 6.4 – Variáveis com maior significância para confiabilidade pavimento rígido

Tabela 6.5 – Variáveis com maior significância indireta para confiabilidade pavimento rígido

Variável de Entrada	Valor	Confiabilidade Rígido AASHTO	Teste-T
Índice de Serventia Final	2,0	43,82%	
	2,5	41,12%	(4,3)
	3,0	34,81%	
Taxa de Crescimento	5,72	49,03%	
	7,15	41,12%	(183,5)
	8,58	33,36%	
Fator Direcional	42,0	52,10%	
	53,0	41,12%	(15,9)
	64,0	32,30%	
% Veículos Pesados	21,6	51,63%	
	27,0	41,12%	(31,4)
	32,4	31,71%	
VDM	22.246	51,91%	
	27.807	41,12%	(46,3)
	33.368	31,10%	
Fator de Veículos - AASHTO	2,385	52,36%	
	2,981	41,12%	(27,0)
	3,577	31,23%	
Periodo de Projeto	16	60,45%	
	20	41,12%	(22,7)
	24	24,53%	
Coef. de Transferência de Carga (J)	2,0	76,24%	
	2,5	41,12%	(14,2)
	3,0	13,61%	

Com os pavimentos rígidos observou-se a mesma tendência. Parâmetros ligados ao tráfego solicitante, período de projeto e índice de serventia final causam diminuição da confiabilidade. Já parâmetros ligados à qualidade do pavimento melhoram os níveis de confiabilidade com seu incremento, sendo a espessura da placa e a resistência do concreto os maiores contribuintes para este aumento.

Um sistema de drenagem adequado, representada pelo coeficiente Cd, também contribui para o aumento da confiabilidade do pavimento. A utilização de acostamentos de concreto (menores valores de coeficiente J) também pode contribuir para o aumento da probabilidade de sucesso do pavimento.

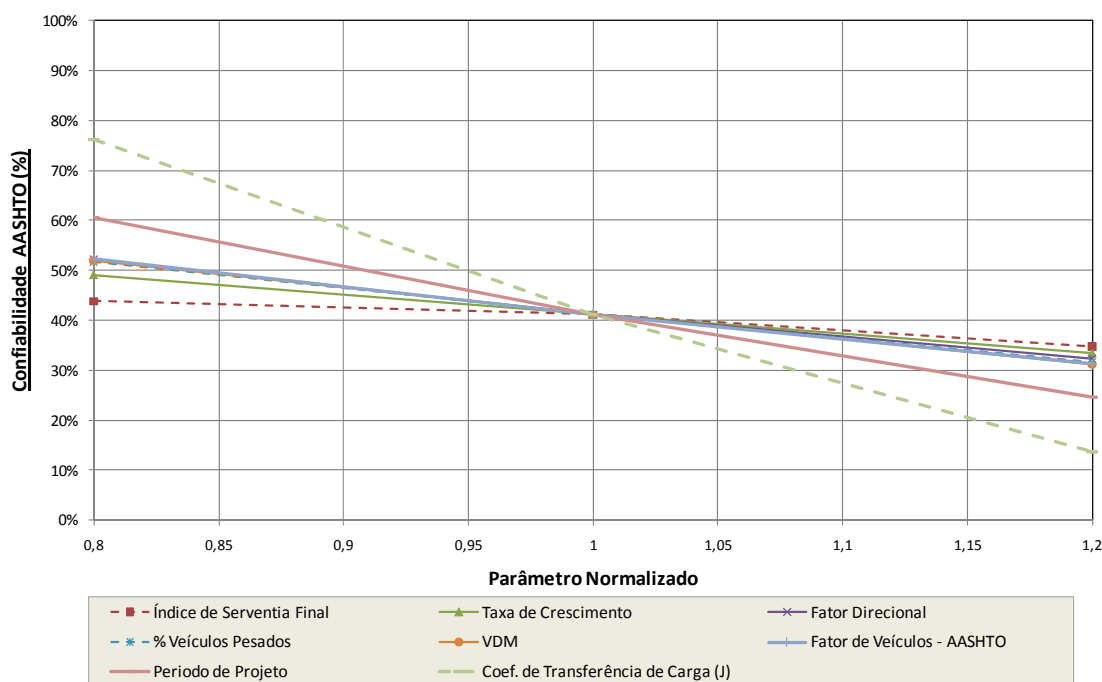


Figura 6.5 – Variáveis com maior significância indireta para confiabilidade pavimento rígido

Tanto para os pavimentos asfálticos quanto rígidos, a influência e importância de cada parâmetro de entrada utilizado nas equações de dimensionamento vem sendo motivo de diversos estudos e as conclusões resultantes destes esforços coincidem com as observadas neste trabalho.

6.3. LCCA_ASFÁLTICO

Para o modelo de custo do ciclo de vida de pavimentos asfálticos foi analisada a influência das variáveis de entrada tanto na distribuição do custo total, quanto nas distribuições dos custos de implantação, de restauração, de conservação e no valor residual.

6.3.1. CUSTO DE IMPLANTAÇÃO

A Tabela 6.6 e a Figura 6.6 apresentam os parâmetros encontrados como mais significantes para o custo de implantação de pavimentos asfálticos.

Tabela 6.6 – Variáveis com maior significância para custo de Implantação – LCCA_Asfáltico

Variável de Entrada	Valor	Custo de Implantação			Teste-T
		Média	Desvio Padrão	CV	
Espessura Revestimento	10,00	R\$ 924.034,25	R\$ 76.246,81	8%	59,3
	12,50	R\$ 1.023.610,98	R\$ 88.279,55	9%	
	15,00	R\$ 1.129.177,63	R\$ 99.828,62	9%	
R\$ Revestimento	R\$ 449,06	R\$ 927.287,79	R\$ 77.273,02	8%	77,3
	R\$ 561,33	R\$ 1.024.046,82	R\$ 87.455,80	9%	
	R\$ 673,60	R\$ 1.125.238,59	R\$ 99.007,96	9%	
Espessura Sub-base	24,00	R\$ 959.960,27	R\$ 83.313,49	9%	999,4
	30,00	R\$ 1.024.884,48	R\$ 88.591,09	9%	
	36,00	R\$ 1.089.584,04	R\$ 95.055,14	9%	
R\$ Sub-base	R\$ 123,62	R\$ 964.044,49	R\$ 84.427,97	9%	60,9
	R\$ 154,52	R\$ 1.026.187,88	R\$ 89.724,95	9%	
	R\$ 185,42	R\$ 1.091.972,49	R\$ 94.680,89	9%	
R\$ Base	R\$ 122,63	R\$ 994.125,69	R\$ 88.230,32	9%	24,5
	R\$ 153,29	R\$ 1.024.675,82	R\$ 88.479,17	9%	
	R\$ 183,95	R\$ 1.059.864,88	R\$ 89.378,98	8%	
Espessura Base	12,00	R\$ 992.885,72	R\$ 86.167,36	9%	59,9
	15,00	R\$ 1.025.727,56	R\$ 88.312,07	9%	
	18,00	R\$ 1.056.722,86	R\$ 91.812,76	9%	

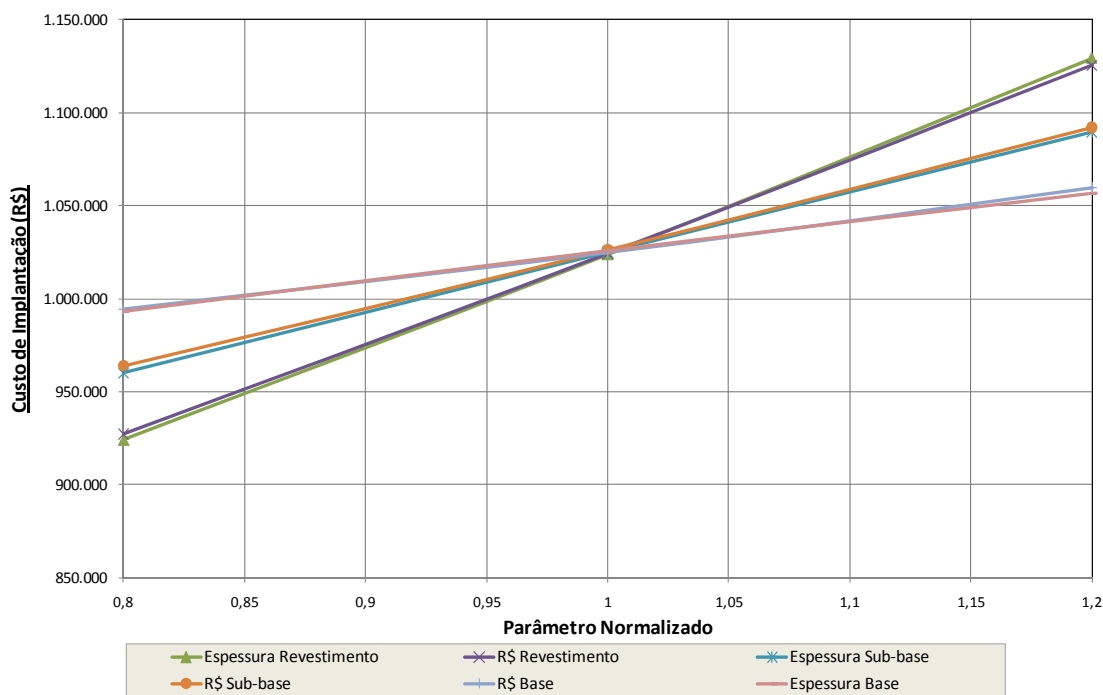


Figura 6.6 – Variáveis com maior significância para Custo de Implantação – LCCA_Asfáltico

Como esperado, as variáveis com maior significância para a determinação do custo de implantação referem-se exclusivamente às características geométricas da estrutura, espessuras, comprimento e largura, e os custos unitários do material de cada camada. Cabe ressaltar que as espessuras de cada camada do pavimento são parâmetros de entrada do modelo, sendo o custo de implantação calculado apenas com a combinação entre estas informações e os custos unitários.

6.3.2. CUSTO DE RESTAURAÇÃO

As variáveis com maior importância para o custo de restauração são apresentadas em Tabela 6.7, Tabela 6.8, Figura 6.7 e Figura 6.8.

Tabela 6.7 – Variáveis com maior significância para custo de restauração – LCCA_Asfáltico

Variável de Entrada	Valor	Custo de Restauração			Teste-T
		Média	Desvio Padrão	CV	
Índice de Serventia Final	2,00	R\$ 156.824,88	R\$ 143.618,62	92%	2,5
	2,50	R\$ 168.149,28	R\$ 116.593,47	69%	
	3,00	R\$ 233.350,72	R\$ 131.426,33	56%	
R\$ Revestimento	R\$ 449,06	R\$ 134.444,69	R\$ 89.919,61	67%	73,0
	R\$ 561,33	R\$ 165.992,24	R\$ 113.777,43	69%	
	R\$ 673,60	R\$ 199.073,46	R\$ 134.279,28	67%	
% Veículos Pesados	21,6	R\$ 142.110,80	R\$ 101.320,46	71%	236,8
	27,0	R\$ 165.458,50	R\$ 109.955,77	66%	
	32,4	R\$ 189.150,29	R\$ 124.283,48	66%	
VDM	22.246	R\$ 143.951,43	R\$ 102.417,29	71%	123,9
	27.807	R\$ 166.298,18	R\$ 111.684,69	67%	
	33.368	R\$ 188.028,74	R\$ 119.130,13	63%	
Fator de Veículos	1,318	R\$ 144.075,83	R\$ 102.976,37	71%	11,9
	1,648	R\$ 168.140,47	R\$ 112.453,36	67%	
	1,978	R\$ 186.103,83	R\$ 121.684,46	65%	
Taxa de Crescimento	5,72	R\$ 146.657,69	R\$ 109.123,28	74%	106,1
	7,15	R\$ 166.186,83	R\$ 111.129,75	67%	
	8,58	R\$ 186.364,23	R\$ 120.229,46	65%	
Espessura Recapeamento	4,00	R\$ 157.471,95	R\$ 117.035,66	74%	30,3
	5,00	R\$ 166.275,48	R\$ 112.161,27	67%	
	6,00	R\$ 176.146,36	R\$ 113.871,09	65%	
Espessura Recapeamento - CV	8,00	R\$ 165.161,54	R\$ 111.567,59	68%	17,8
	10,00	R\$ 166.369,28	R\$ 111.386,82	67%	
	12,00	R\$ 167.837,42	R\$ 112.403,25	67%	

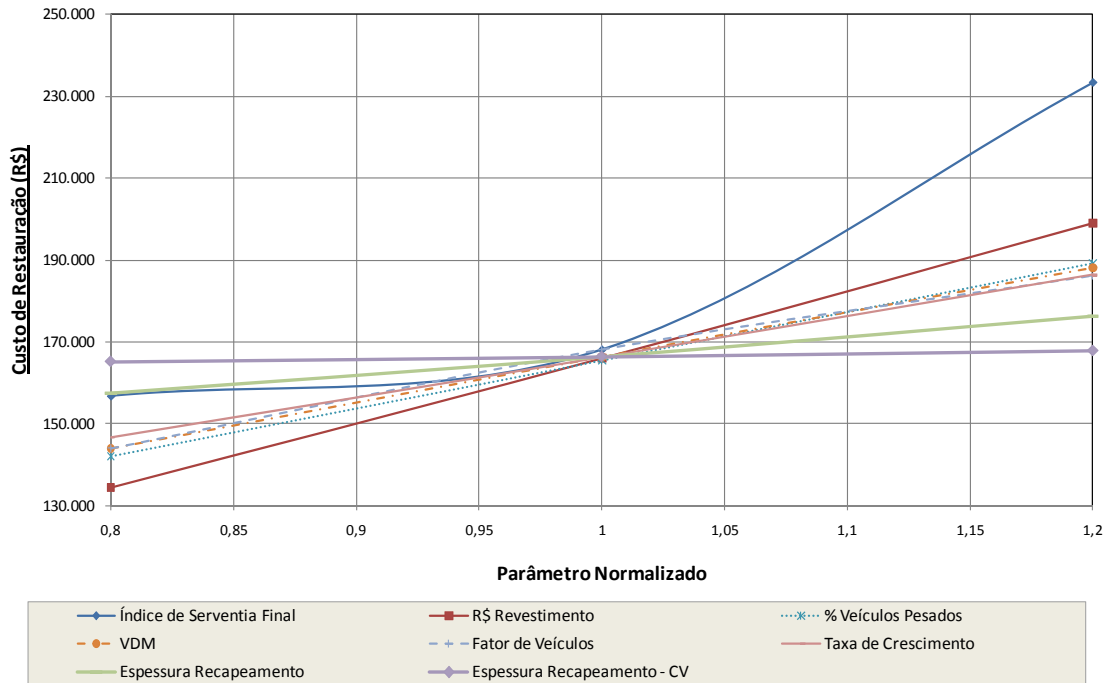


Figura 6.7 – Variáveis com maior significância para custo de restauração – LCCA_Asfáltico

Para o custo de restauração foi identificada uma quantidade superior de parâmetros que influem significativamente na determinação de seu custo. A Tabela 6.7 e a Figura 6.7 apresentam as variáveis que com seu aumento ocasionam aumento no custo de restauração total da estrutura.

O aumento do valor do índice de serventia final acarreta o maior aumento no custo de restauração, uma vez que a manutenção de níveis de qualidade (serventia) elevados demandará um número maior de intervenções ao longo do período de análise.

As variáveis relacionadas ao tráfego solicitante, como o VDM, % de veículos pesados, fator de veículos e taxa de crescimento também se mostram importantes, uma vez que níveis mais elevados de solicitações demandarão um dispêndio superior nas intervenções de manutenção. Cabe ressaltar que a necessidade de recapeamentos, neste modelo, é determinada através do modelo de desempenho da AASHTO (1993), e não arbitrariamente. Sendo assim, cada variável que influi no desempenho, também influirá no custo de manutenção.

A Tabela 6.8 e a Figura 6.8 apresentam as variáveis que com seu aumento ocasionam a redução no custo de restauração da estrutura ao longo do período de análise.

Tabela 6.8 – Variáveis com maior significância indireta para custo de restauração – LCCA_Asfáltico

Variável de Entrada	Valor	Custo de Restauração			Teste-T
		Média	Desvio Padrão	CV	
R\$ Revestimento - CV	8,00	R\$ 164.543,92	R\$ 111.375,99	68%	(39,0)
	10,00	R\$ 164.285,54	R\$ 111.036,00	68%	
	12,00	R\$ 164.049,11	R\$ 111.095,41	68%	
% Aplicação Recapeamento	72,00	R\$ 169.872,93	R\$ 111.648,35	66%	(13,8)
	90,00	R\$ 166.575,01	R\$ 113.544,52	68%	
	100,00	R\$ 165.214,71	R\$ 113.779,51	69%	
Taxa de Desconto	4,80	R\$ 194.342,33	R\$ 122.037,62	63%	(68,6)
	6,00	R\$ 167.587,01	R\$ 114.355,60	68%	
	7,20	R\$ 142.149,36	R\$ 102.624,34	72%	
Coef. ai Recapeamento	0,29	R\$ 225.858,38	R\$ 174.524,55	77%	(6,0)
	0,37	R\$ 186.682,70	R\$ 136.371,50	73%	
	0,44	R\$ 164.952,16	R\$ 111.272,18	67%	
Coef. ai Base	0,13	R\$ 197.036,11	R\$ 122.901,98	62%	(22,8)
	0,16	R\$ 169.251,22	R\$ 114.177,52	67%	
	0,19	R\$ 136.908,08	R\$ 99.755,08	73%	
Coef. mi Base	0,80	R\$ 199.157,10	R\$ 126.595,34	64%	(12,8)
	1,00	R\$ 164.323,05	R\$ 112.906,60	69%	
	1,20	R\$ 137.790,11	R\$ 98.983,79	72%	
Espessura Base	12,00	R\$ 200.842,78	R\$ 127.324,46	63%	(11,8)
	15,00	R\$ 164.591,81	R\$ 112.320,35	68%	
	18,00	R\$ 137.610,83	R\$ 100.119,03	73%	
Coef. ai Revestimento	0,35	R\$ 251.838,37	R\$ 142.777,01	57%	(15,7)
	0,40	R\$ 204.209,26	R\$ 125.517,83	61%	
	0,44	R\$ 166.069,44	R\$ 113.933,39	69%	
Coef. ai Sub-base	0,09	R\$ 211.821,23	R\$ 130.433,96	62%	(24,3)
	0,11	R\$ 166.753,60	R\$ 113.759,89	68%	
	0,13	R\$ 127.693,08	R\$ 92.422,19	72%	
Coef. mi Sub-base	0,80	R\$ 213.268,55	R\$ 126.590,31	59%	(12,2)
	1,00	R\$ 164.794,14	R\$ 111.647,57	68%	
	1,20	R\$ 128.352,77	R\$ 98.540,08	77%	
Espessura Sub-base	24,00	R\$ 214.763,52	R\$ 130.375,95	61%	(14,7)
	30,00	R\$ 165.962,70	R\$ 110.927,60	67%	
	36,00	R\$ 127.429,41	R\$ 96.659,57	76%	
CBR Subleito	6,40	R\$ 234.027,42	R\$ 138.913,83	59%	(6,3)
	8,00	R\$ 164.722,67	R\$ 112.338,67	68%	
	9,60	R\$ 125.234,29	R\$ 94.890,35	76%	
Espessura Revestimento	10,00	R\$ 253.017,29	R\$ 142.307,18	56%	(10,3)
	12,50	R\$ 167.104,47	R\$ 111.765,91	67%	
	15,00	R\$ 105.857,83	R\$ 83.797,32	79%	

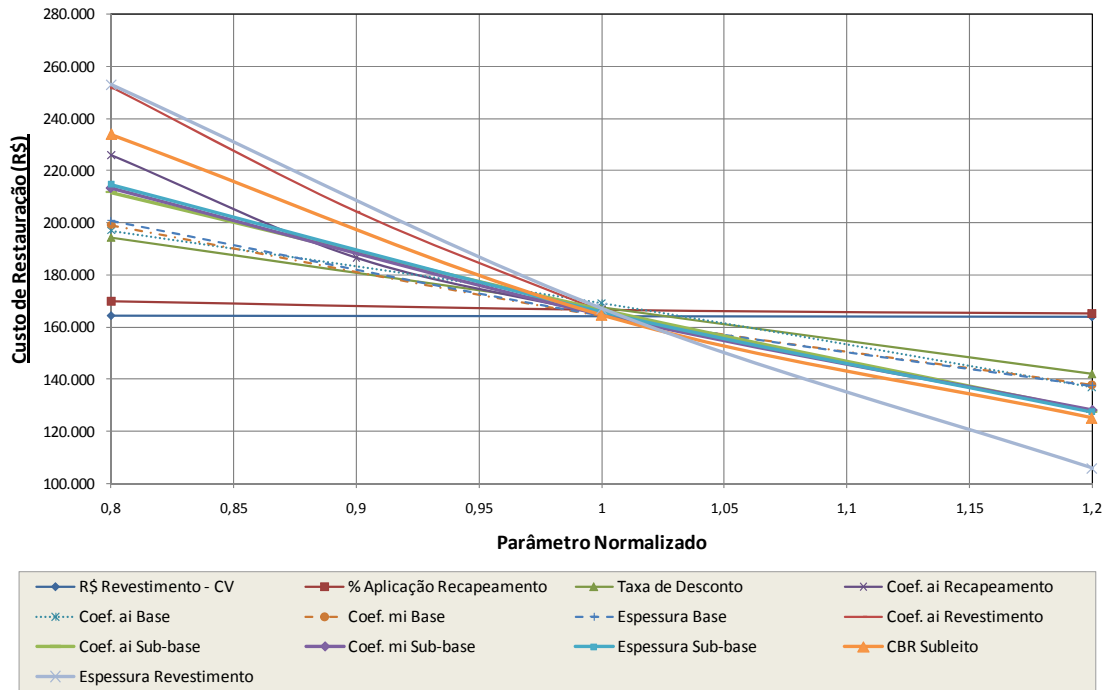


Figura 6.8 – Variáveis com maior significância indireta para custo de restauração – LCCA_Asfáltico

Entre as variáveis que mais influem para a redução do custo de restauração estão o índice de serventia inicial, a taxa de desconto e as características geométricas e elásticas da estrutura.

Quanto melhor for a qualidade (serventia) da estrutura recém construída, menor será probabilidade de necessidade de intervenções de recapeamento. Esta qualidade superior da estrutura também pode ser descrita por um número estrutural (SNC) maior. O SNC, por sua vez sofre incremento com o aumento das espessuras e coeficientes estruturais das camadas que compõem o pavimento. A capacidade de suporte também influi na determinação das intervenções de restauração, uma vez que valores elevados de CBR do subleito podem melhorar o desempenho global da estrutura, diminuindo eventuais necessidades de reforço.

Todos os valores são comparados e totalizados a valor presente, portanto, quanto maior for a taxa de desconto menor será o valor presente para um custo futuro. Todos os custos com ocorrência futura, quando convertidos a valor presente são dependentes da taxa de desconto.

6.3.3. CUSTO DE CONSERVA DE ROTINA

A Tabela 6.9 e a Figura 6.9 apresentam o resultado da análise de sensibilidade para o custo de conserva de rotina. Ressalta-se que este custo é determinado a partir da estimativa de uma verba anual e sua variabilidade (CV), sendo considerado que não é agregado nenhum benefício à estrutura.

Tabela 6.9 – Variáveis com maior significância para custo de conserva – LCCA_Asfáltico

Variável de Entrada	Valor	Custo de Conserva de Rotina			Teste-T
		Média	Desvio Padrão	CV	
R\$ Conserva de Rotina	R\$ 5.000,00	R\$ 73.821,70	R\$ 1.446,82	2%	5274,6
	R\$ 6.000,00	R\$ 88.584,93	R\$ 1.785,36	2%	
	R\$ 4.000,00	R\$ 59.068,16	R\$ 1.209,61	2%	
R\$ Conserva de Rotina - CV	10,00	R\$ 73.823,04	R\$ 1.472,23	2%	(4,3)
	12,00	R\$ 73.817,75	R\$ 1.793,66	2%	
	8,00	R\$ 73.835,47	R\$ 1.191,43	2%	
Taxa de Desconto	6,00	R\$ 73.826,45	R\$ 1.471,07	2%	(17,0)
	7,20	R\$ 65.816,23	R\$ 1.378,26	2%	
	4,80	R\$ 83.651,15	R\$ 1.630,48	2%	

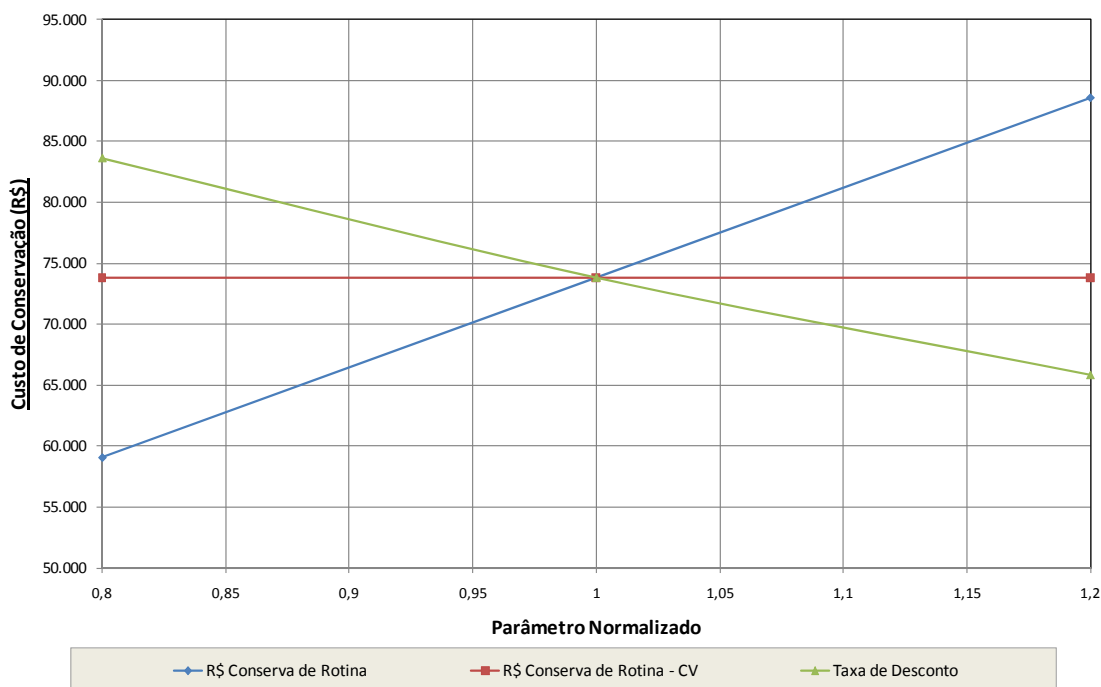


Figura 6.9 – Variáveis com maior significância para custo de conserva – LCCA_Asfáltico

Verifica-se que o valor anual estimado é a variável com maior importância para este custo. E como estes custos ocorrem sempre em tempo futuro, a taxa de desconto influi no valor total ao longo do período de análise.

6.3.4. VALOR RESIDUAL

As variáveis com maior importância na determinação do valor residual são apresentadas em Tabela 6.10, Tabela 6.11, Figura 6.10 e Figura 6.11.

Tabela 6.10 – Variáveis com maior significância para valor residual – LCCA_Asfáltico

Variável de Entrada	Valor	Valor Residual			Teste-T		
		Média	Desvio Padrão	CV			
Índice de Serventia Final	2,00	R\$	46.045,69	R\$	27.395,08	59%	22,4
	2,50	R\$	58.482,50	R\$	17.840,77	31%	
	3,00	R\$	69.132,00	R\$	12.503,71	18%	
Espessura Revestimento	10,00	R\$	48.827,54	R\$	14.153,05	29%	8,4
	12,50	R\$	57.992,62	R\$	17.700,79	31%	
	15,00	R\$	71.941,39	R\$	24.160,50	34%	
Espessura Sub-base	24,00	R\$	52.722,93	R\$	15.291,18	29%	10,1
	30,00	R\$	58.449,53	R\$	17.669,35	30%	
	36,00	R\$	66.554,86	R\$	21.737,61	33%	
R\$ Revestimento	R\$ 449,06	R\$	52.633,92	R\$	15.733,25	30%	31,1
	R\$ 561,33	R\$	58.122,57	R\$	17.663,66	30%	
	R\$ 673,60	R\$	64.258,43	R\$	19.228,91	30%	
Coef. ai Recapeamento	0,29	R\$	50.481,05	R\$	20.768,63	41%	10,9
	0,37	R\$	55.563,13	R\$	18.816,18	34%	
	0,44	R\$	59.253,84	R\$	18.169,53	31%	
Espessura Base	12,00	R\$	54.401,07	R\$	15.975,26	29%	54,5
	15,00	R\$	58.798,06	R\$	17.917,52	30%	
	18,00	R\$	62.924,39	R\$	20.018,34	32%	
CBR Subleito	6,40	R\$	54.557,76	R\$	15.972,34	29%	85,7
	8,00	R\$	58.543,02	R\$	17.754,60	30%	
	9,60	R\$	62.692,78	R\$	20.399,23	33%	
R\$ Sub-base	123,62	R\$	55.061,20	R\$	16.768,61	30%	17,1
	154,52	R\$	58.412,47	R\$	17.714,59	30%	
	185,42	R\$	62.516,98	R\$	19.048,69	30%	
Coef. mi Sub-base	0,80	R\$	55.703,70	R\$	16.200,89	29%	159,0
	1,00	R\$	59.195,51	R\$	18.021,61	30%	
	1,20	R\$	62.764,24	R\$	20.448,36	33%	
Coef. ai Sub-base	0,09	R\$	55.659,10	R\$	16.330,11	29%	51,2
	0,11	R\$	58.970,00	R\$	17.867,23	30%	
	0,13	R\$	62.064,28	R\$	19.801,33	32%	
Espessura Recapeamento	4,00	R\$	55.134,49	R\$	19.538,61	35%	7,4
	5,00	R\$	58.541,31	R\$	17.991,56	31%	
	6,00	R\$	60.662,23	R\$	17.597,46	29%	
Coef. mi Base	0,80	R\$	56.554,27	R\$	16.660,22	29%	11,4
	1,00	R\$	58.419,39	R\$	17.668,99	30%	
	1,20	R\$	60.952,99	R\$	19.139,27	31%	
Coef. ai Base	0,13	R\$	56.832,30	R\$	16.647,14	29%	6,7
	0,16	R\$	58.353,20	R\$	17.782,27	30%	
	0,19	R\$	60.926,38	R\$	19.434,63	32%	
R\$ Base	122,63	R\$	56.878,15	R\$	17.174,76	30%	9,2
	153,29	R\$	58.421,15	R\$	17.797,19	30%	
	183,95	R\$	60.677,79	R\$	18.486,61	30%	
Coef. ai Revestimento	0,35	R\$	54.810,08	R\$	15.872,39	29%	16,0
	0,40	R\$	56.441,69	R\$	16.498,78	29%	
	0,44	R\$	58.468,56	R\$	17.821,48	30%	
R\$ Imp. Impermeabilizante	R\$ 2,57	R\$	57.847,53	R\$	17.539,89	30%	271,6
	R\$ 3,21	R\$	58.450,50	R\$	17.788,29	30%	
	R\$ 3,85	R\$	59.045,83	R\$	17.974,33	30%	
Coef. mi Sub-base - CV	8,00	R\$	58.623,67	R\$	17.707,97	30%	19,3
	10,00	R\$	58.670,30	R\$	17.915,96	31%	
	12,00	R\$	58.726,14	R\$	17.777,74	30%	

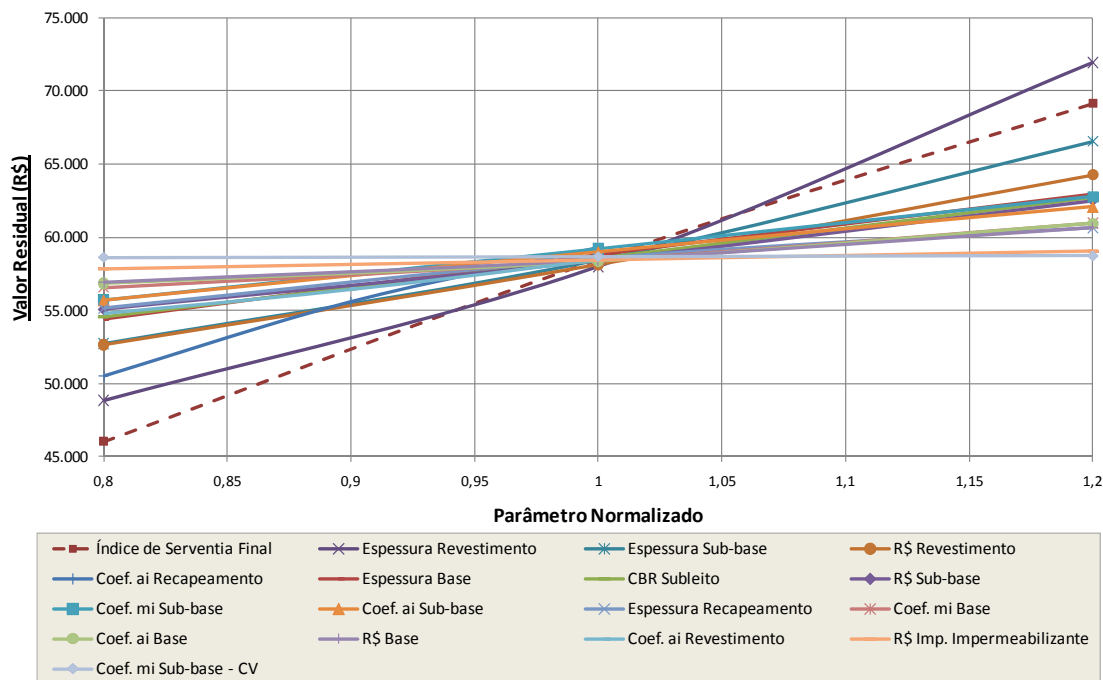


Figura 6.10 – Variáveis com maior significância para valor residual – LCCA_Asfáltico

O valor residual da estrutura de pavimento representa o valor correspondente à estrutura ao fim do período de análise. Sendo assim, os parâmetros que caracterizam a estrutura original também influenciarão na determinação do valor residual. Por exemplo, quanto melhor a estrutura implantada (Coeficientes estruturais e espessuras maiores), melhor será condição final (serventia) da mesma, e, por conseguinte, maior o valor residual.

Este fato deve-se à sua forma de determinação, já que neste modelo o valor residual é calculado como uma porcentagem do inicial, de acordo com sua condição final.

A Tabela 6.11 e Figura 6.11 apresentam as variáveis que quando aumentadas contribuem para a redução do valor residual. Quanto maior for a deterioração da estrutura ao longo do período de análise, menor será o valor residual. Os parâmetros de tráfego influem diretamente na degradação da estrutura. Quanto maior o tráfego solicitante, maior será a redução de serventia da estrutura. Além das variáveis ligadas ao tráfego solicitante, a taxa de desconto também influi no valor residual, que é considerado um custo futuro, com ocorrência ao fim do período de análise.

Tabela 6.11 – Variáveis com maior significância indireta para valor residual – LCCA_Asfáltico

Variável de Entrada	Valor	Valor Residual			Teste-T		
		Média	Desvio Padrão	CV			
VDM	22.246	R\$	60.416,55	R\$	19.177,94	32%	(4,7)
	27.807	R\$	58.211,64	R\$	17.562,06	30%	
	33.368	R\$	57.199,67	R\$	17.083,55	30%	
% Veículos Pesados	21,6	R\$	60.498,47	R\$	18.693,70	31%	(6,0)
	27,0	R\$	58.227,37	R\$	17.644,11	30%	
	32,4	R\$	56.977,82	R\$	16.626,54	29%	
Fator de Veículos	1,318	R\$	60.757,87	R\$	18.871,34	31%	(9,6)
	1,648	R\$	58.258,53	R\$	17.570,83	30%	
	1,978	R\$	56.525,94	R\$	16.562,63	29%	
Taxa de Crescimento	5,72	R\$	61.528,18	R\$	19.577,16	32%	(18,4)
	7,15	R\$	58.538,25	R\$	17.857,66	31%	
	8,58	R\$	56.062,94	R\$	16.563,61	30%	
Taxa de Desconto	4,80	R\$	92.448,69	R\$	27.860,98	30%	(7,6)
	6,00	R\$	58.563,12	R\$	17.575,82	30%	
	7,20	R\$	37.263,85	R\$	11.339,40	30%	

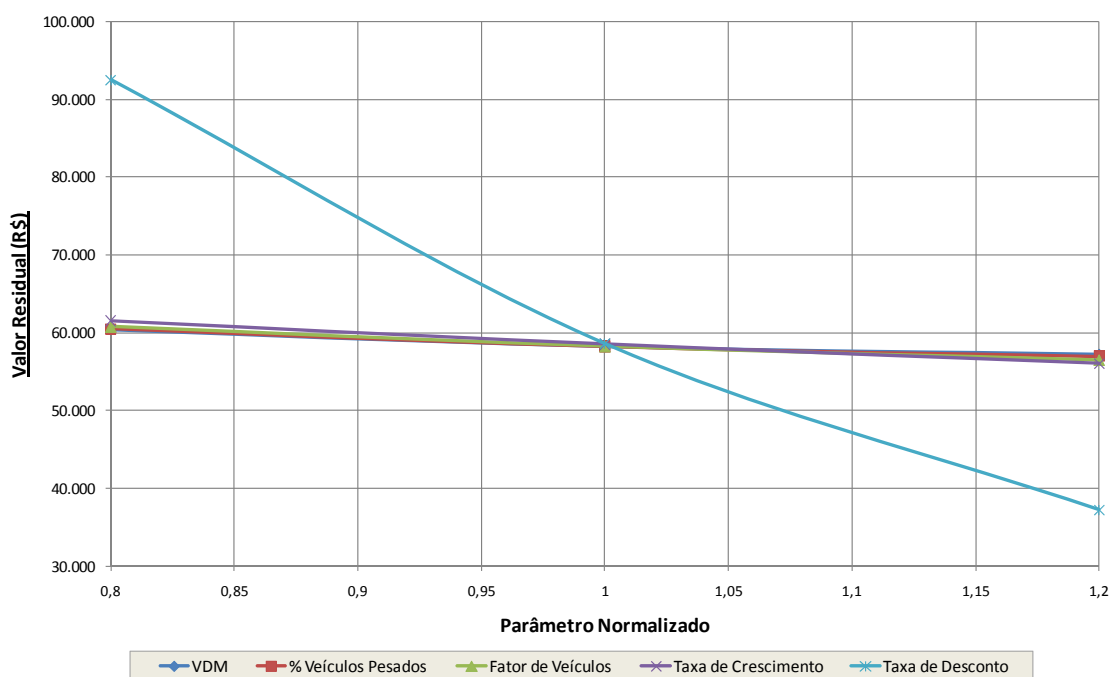


Figura 6.11 – Variáveis com maior significância indireta para valor residual – LCCA_Asfáltico

6.3.5. CUSTO TOTAL

O custo total é resultado da somatória de todos os custos parciais, sendo que o valor residual possui valor negativo, pois representa a parcela restante de todo o investimento ao longo do período de análise. Desta forma,

os parâmetros que influem na variação de cada custo parcial (de implantação, de restauração, de conserva de rotina e valor residual) também influem no custo total.

O resultado da análise de sensibilidade para o custo total é apresentado em Tabela 6.12, Figura 6.12, onde são listadas as variáveis que acarretam aumento no custo total com seu aumento individual e em Tabela 6.13 e Figura 6.13, as variáveis que quando aumentadas acarretam em redução no custo total.

Tabela 6.12 – Variáveis com maior significância para custo total – LCCA_Asfáltico

Variável de Entrada	Valor	Custo Total			Teste-T
		Média	Desvio Padrão	CV	
R\$ Revestimento	R\$ 449,06	R\$ 1.082.956,70	R\$ 105.169,43	10%	81,3
	R\$ 561,33	R\$ 1.205.729,00	R\$ 129.226,26	11%	
	R\$ 673,60	R\$ 1.333.846,65	R\$ 152.769,24	11%	
R\$ Sub-base	R\$ 123,62	R\$ 1.149.077,59	R\$ 126.068,38	11%	156,6
	R\$ 154,52	R\$ 1.207.924,65	R\$ 127.583,70	11%	
	R\$ 185,42	R\$ 1.268.088,43	R\$ 132.511,64	10%	
R\$ Base	R\$ 122,63	R\$ 1.176.592,78	R\$ 128.414,05	11%	48,7
	R\$ 153,29	R\$ 1.206.657,77	R\$ 125.836,87	10%	
	R\$ 183,95	R\$ 1.238.942,18	R\$ 127.440,21	10%	
VDM	22.246	R\$ 1.182.596,57	R\$ 121.443,83	10%	141,0
	27.807	R\$ 1.207.411,13	R\$ 127.906,80	11%	
	33.368	R\$ 1.231.623,65	R\$ 133.934,91	11%	
% Veículos Pesados	21,6	R\$ 1.182.098,24	R\$ 119.458,05	10%	22,0
	27,0	R\$ 1.208.460,84	R\$ 127.363,35	11%	
	32,4	R\$ 1.230.973,37	R\$ 137.037,57	11%	
Fator de Veículos	1,318	R\$ 1.181.245,41	R\$ 122.435,77	10%	17,5
	1,648	R\$ 1.207.459,10	R\$ 127.877,34	11%	
	1,978	R\$ 1.228.949,03	R\$ 134.399,55	11%	
Taxa de Crescimento	5,72	R\$ 1.183.993,93	R\$ 126.575,63	11%	70,3
	7,15	R\$ 1.208.221,92	R\$ 127.900,18	11%	
	8,58	R\$ 1.231.284,04	R\$ 134.076,83	11%	
R\$ Conserva de Rotina	R\$ 4.000,00	R\$ 1.192.395,49	R\$ 127.980,66	11%	254,7
	R\$ 5.000,00	R\$ 1.208.138,65	R\$ 126.829,11	10%	
	R\$ 6.000,00	R\$ 1.224.097,38	R\$ 129.068,23	11%	
Espessura Recapeamento	4,0	R\$ 1.201.327,73	R\$ 134.953,06	11%	52,1
	5,0	R\$ 1.208.323,58	R\$ 127.681,85	11%	
	6,0	R\$ 1.214.868,95	R\$ 128.785,45	11%	

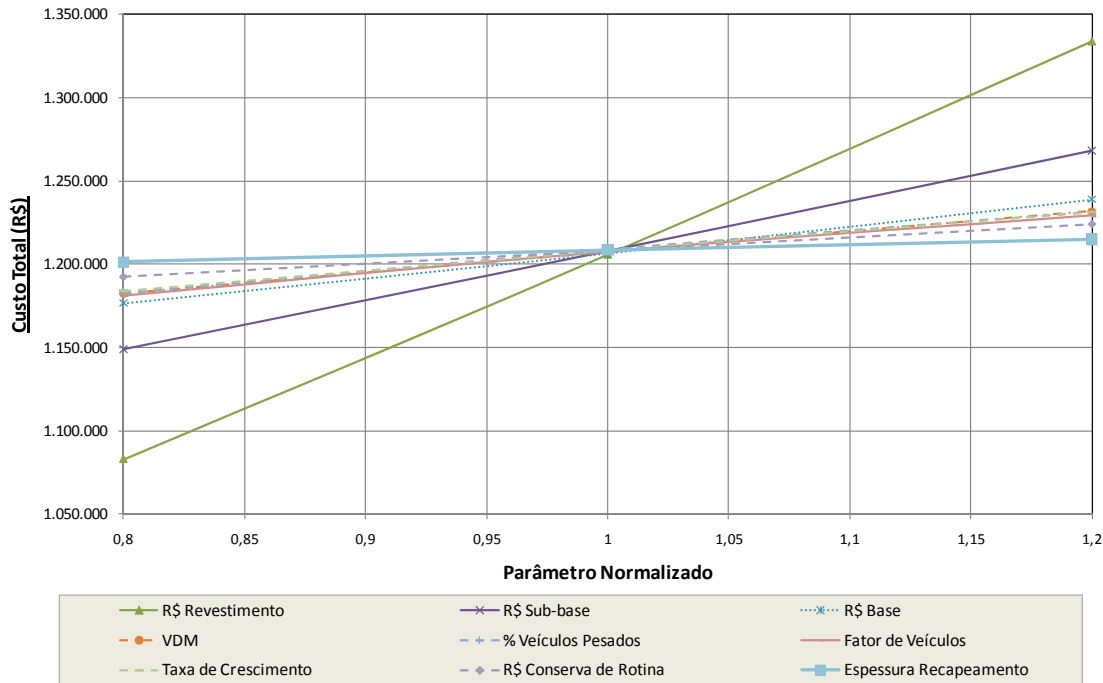


Figura 6.12 – Variáveis com maior significância para custo total – LCCA_Asfáltico

Tabela 6.13 – Variáveis com maior significância indireta para custo total – LCCA_Asfáltico

Variável de Entrada	Valor	Custo Total			Teste-T
		Média	Desvio Padrão	CV	
% Aplicação Recapeamento	72	R\$ 1.213.787,07	R\$ 130.231,40	11%	(28,5)
	90	R\$ 1.208.729,31	R\$ 130.128,95	11%	
	100	R\$ 1.205.519,74	R\$ 128.940,43	11%	
Coef. mi Base	0,80	R\$ 1.241.278,21	R\$ 140.391,19	11%	(28,2)
	1,00	R\$ 1.206.980,82	R\$ 129.761,18	11%	
	1,20	R\$ 1.176.658,62	R\$ 118.694,74	10%	
Coef. ai Base	0,13	R\$ 1.241.818,92	R\$ 137.247,63	11%	(18,7)
	0,16	R\$ 1.211.452,13	R\$ 128.668,74	11%	
	0,19	R\$ 1.174.903,09	R\$ 121.499,17	10%	
Coef. ai Revestimento	0,35	R\$ 1.299.848,84	R\$ 156.550,38	12%	(12,3)
	0,40	R\$ 1.247.443,30	R\$ 140.908,54	11%	
	0,44	R\$ 1.208.002,42	R\$ 129.412,02	11%	
Coef. ai Sub-base	0,09	R\$ 1.255.045,55	R\$ 142.802,77	11%	(21,9)
	0,11	R\$ 1.206.018,27	R\$ 129.957,38	11%	
	0,13	R\$ 1.164.186,21	R\$ 114.139,70	10%	
Coef. mi Sub-base	0,80	R\$ 1.258.127,30	R\$ 138.796,99	11%	(14,1)
	1,00	R\$ 1.206.534,02	R\$ 128.210,37	11%	
	1,20	R\$ 1.166.246,42	R\$ 119.825,59	10%	
CBR Subleito	6,40	R\$ 1.279.733,26	R\$ 149.339,56	12%	(7,3)
	8,00	R\$ 1.206.992,25	R\$ 128.355,67	11%	
	9,60	R\$ 1.162.169,67	R\$ 117.445,16	10%	

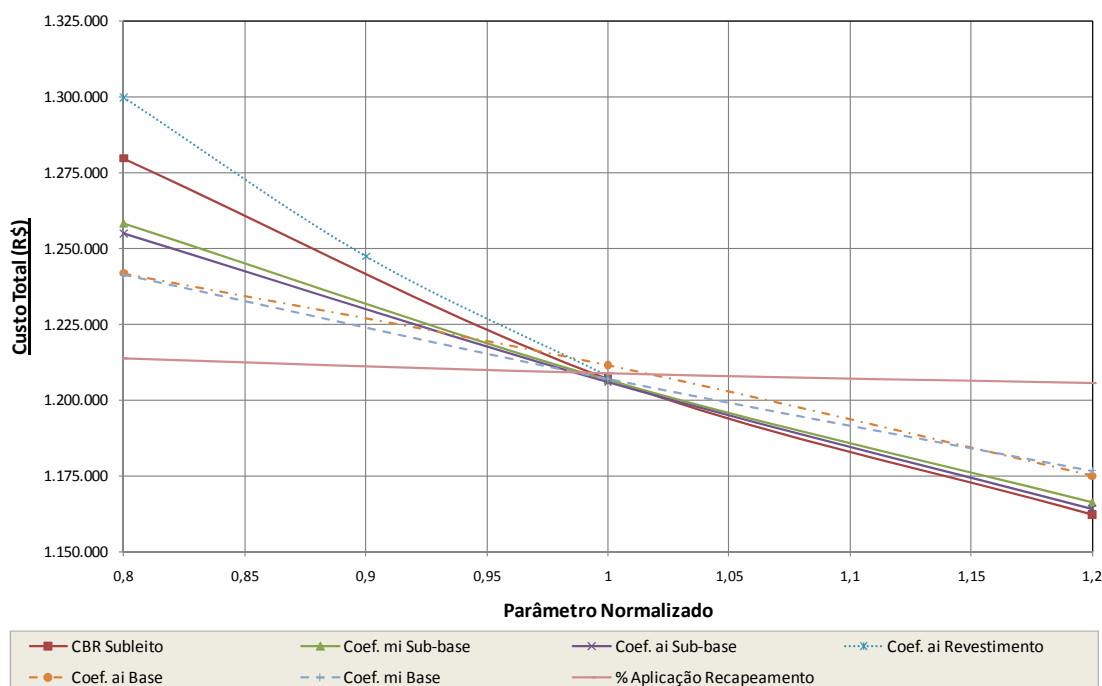


Figura 6.13 – Variáveis com maior significância indireta para custo total – LCCA_Asfáltico

Na análise conduzida, verificou-se que o custo de implantação representou aproximadamente 85% do custo total, sendo que o custo de restauração representou 14%, a conserva de rotina 6% e o valor residual -5%. A Tabela 6.14 apresenta a representatividade de cada custo individual no custo total.

Tabela 6.14 – Representatividade dos custos parciais no custo total – LCCA_Asfáltico

Custo	Representatividade no Custo Total			
	Mínima	Máxima	Média	Desvio Padrão
Implantação	75,8%	91,3%	84,8%	1,8%
Restauração	8,6%	23,4%	13,9%	1,7%
Conserva de Rotina	5,0%	7,5%	6,1%	0,3%
Valor Residual	-3,1%	-7,6%	-4,8%	0,4%

As variáveis que influenciam o resultado do custo total são as mesmas que influenciam os custos parciais, seguindo a ordem de sua representatividade. As variáveis que representam o investimento necessário para a implantação do pavimento exercem uma maior influência no custo total, seguidas pelas variáveis que caracterizam o tráfego solicitante e as intervenções de recapeamento (caracterizando a restauração) e a taxa de desconto, condicionante para consideração de custos futuros na análise.

6.4. LCCA_RÍGIDO

Para o modelo de custo do ciclo de vida de pavimentos rígidos foi analisada a influência das variáveis de entrada tanto na distribuição do custo total, quanto nas distribuições dos custos de implantação, de restauração, de conservação e no valor residual, assim como apresentado para os pavimentos asfálticos.

6.4.1. CUSTO DE IMPLANTAÇÃO

Os parâmetros de entrada que mais influenciam a determinação no custo de implantação das estruturas de pavimento rígido, de acordo com o modelo proposto, são apresentados em Tabela 6.15 e Figura 6.14.

Tabela 6.15 – Variáveis com maior significância para custo de implantação – LCCA_Rígido

Variável de Entrada	Valor	Custo de Implantação			Teste-T
		Média	Desvio Padrão	CV	
R\$ Placa de CCP	R\$ 521,04	R\$ 1.141.197,15	R\$ 98.978,36	9%	233,1
	R\$ 651,30	R\$ 1.359.568,79	R\$ 122.050,91	9%	
	R\$ 781,56	R\$ 1.581.209,32	R\$ 144.378,83	9%	
Espessura da Placa de CCP	19,2	R\$ 1.142.090,81	R\$ 98.799,87	9%	273,2
	24,0	R\$ 1.361.815,25	R\$ 123.462,77	9%	
	28,8	R\$ 1.578.770,79	R\$ 145.335,52	9%	
Espessura do Concreto Compactado a Rolo	8,0	R\$ 1.329.666,96	R\$ 120.905,52	9%	114,9
	10,0	R\$ 1.360.975,82	R\$ 121.445,47	9%	
	12,0	R\$ 1.391.354,59	R\$ 122.311,39	9%	
R\$ Concreto Compactado a Rolo	R\$ 174,39	R\$ 1.330.587,67	R\$ 120.742,65	9%	354,1
	R\$ 217,99	R\$ 1.361.234,08	R\$ 118.117,74	9%	
	R\$ 261,59	R\$ 1.392.181,74	R\$ 120.885,60	9%	
Espessura da Brita Graduada	8,0	R\$ 1.341.066,68	R\$ 119.211,64	9%	26,8
	10,0	R\$ 1.360.051,08	R\$ 119.580,46	9%	
	12,0	R\$ 1.381.661,28	R\$ 120.473,72	9%	

Assim como verificado no modelo para pavimentos asfálticos, para os pavimentos rígidos, as variáveis com maior significância para a determinação do custo de implantação referem-se exclusivamente às características geométricas da estrutura, espessuras, comprimento e largura, e os custos unitários do material de cada camada, sendo que nos pavimentos rígidos os

custos referentes à placa de concreto assumem uma maior representatividade em relação às outras camadas. Cabe ressaltar que as espessuras, tanto da paca de concreto como das demais camadas do pavimento são parâmetros de entrada do modelo, sendo o custo de implantação calculado apenas com a combinação entre estas informações e os custos unitários.

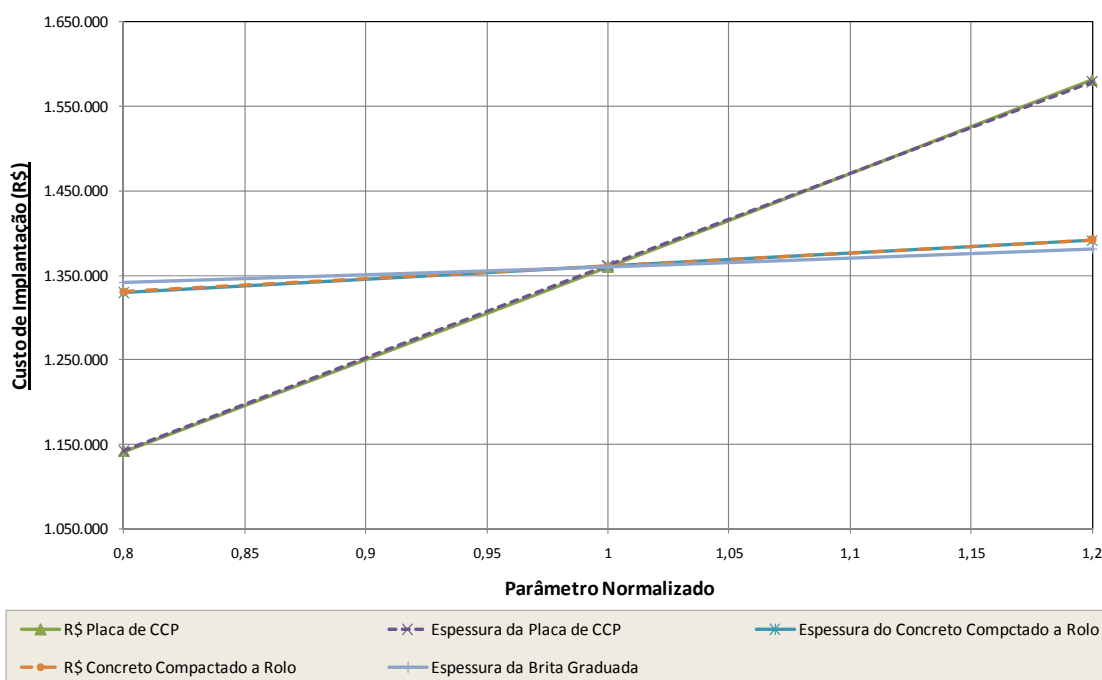


Figura 6.14 – Variáveis com maior significância para custo de implantação – LCCA_Rígido

6.4.2. CUSTO DE RESTAURAÇÃO

Para a determinação dos custos de restauração o modelo proposto utiliza a equação de desempenho da AASHTO para pavimentos rígidos. Desta forma, todos os parâmetros necessários para descrever o desempenho do pavimento ao longo do período de análise influem em maior ou menor grau no cálculo do custo de restauração. A Tabela 6.16 e a Figura 6.15 apresentam as variáveis diretamente proporcionais ao custo de restauração.

Tabela 6.16 – Variáveis com maior significância para custo de restauração – LCCA_Rígido

Variável de Entrada	Valor	Custo de Restauração			Teste-T
		Média	Desvio Padrão	CV	
Coeficiente de Transferência de Carga (J)	2,0	R\$ 172.953,57	R\$ 130.889,93	76%	9,3
	2,5	R\$ 352.374,12	R\$ 254.705,02	72%	
	3,0	R\$ 613.406,00	R\$ 373.166,87	61%	
R\$ Concreto Asfáltico Recapeamento	R\$ 449,06	R\$ 283.595,15	R\$ 200.876,83	71%	53,5
	R\$ 561,33	R\$ 353.606,76	R\$ 251.167,56	71%	
	R\$ 673,60	R\$ 419.228,56	R\$ 307.187,22	73%	
VDM	22.246	R\$ 290.619,03	R\$ 221.701,63	76%	65,7
	27.807	R\$ 350.240,10	R\$ 250.809,50	72%	
	33.368	R\$ 413.090,06	R\$ 279.012,73	68%	
% Veículos Pesados	21,6	R\$ 287.632,21	R\$ 214.973,86	75%	10,2
	27,0	R\$ 355.637,35	R\$ 255.951,52	72%	
	32,4	R\$ 403.875,30	R\$ 276.569,94	68%	
Fator de Veículos	2,385	R\$ 293.721,62	R\$ 223.849,69	76%	800,0
	2,981	R\$ 349.629,91	R\$ 253.760,65	73%	
	3,577	R\$ 405.780,80	R\$ 278.788,65	69%	
Taxa de Crescimento	5,72	R\$ 302.485,03	R\$ 229.361,17	76%	14,9
	7,15	R\$ 349.897,06	R\$ 251.707,10	72%	
	8,58	R\$ 409.787,85	R\$ 268.508,01	66%	
Módulo de Elasticidade do Concreto (Ec)	3.480.905	R\$ 324.695,01	R\$ 235.966,18	73%	6,9
	4.351.131	R\$ 355.932,45	R\$ 251.528,54	71%	
	5.221.357	R\$ 374.639,31	R\$ 261.779,16	70%	

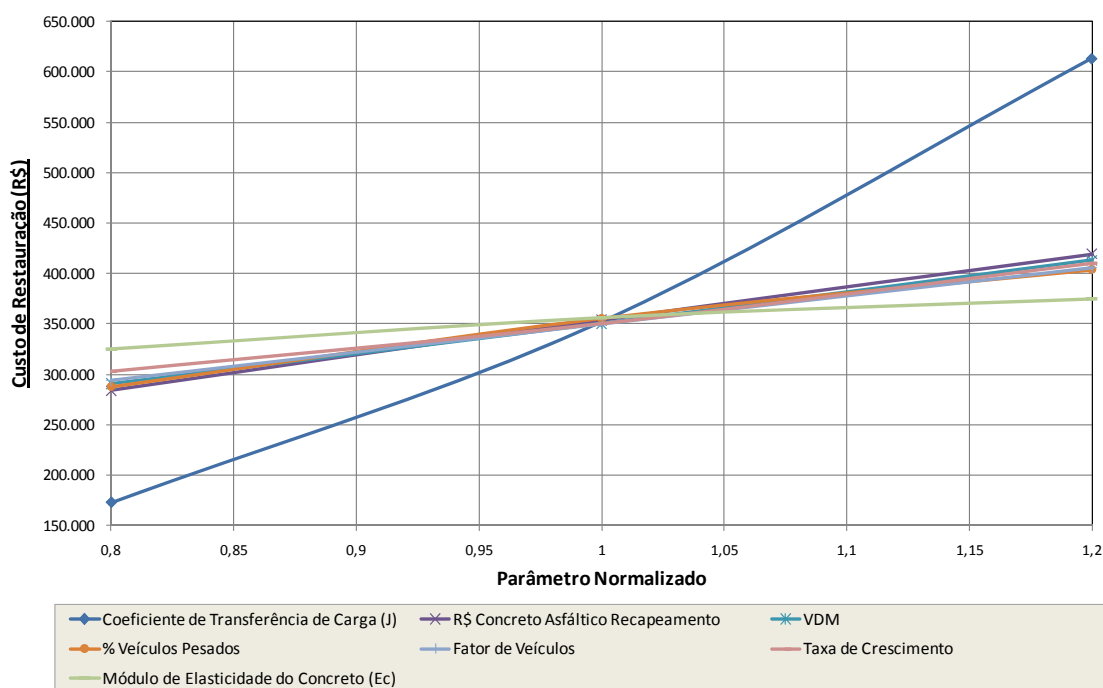


Figura 6.15 – Variáveis com maior significância para custo de restauração – LCCA_Rígido

A existência de acostamentos de concreto pode ser representada pelo coeficiente de transferência de cargas (J) que se mostrou bastante significativa ao modelo proposto. Valores menores de J, próximos de 2, representam uma estrutura com acostamento de concreto e próximos de 3, com acostamentos asfálticos ou ainda sem acostamentos. A condição com acostamentos de concreto proporciona uma melhoria no desempenho da estrutura, diminuindo a necessidade de intervenções ao longo do período, reduzindo o custo de restauração.

Os parâmetros relacionados ao tráfego solicitante também se mostraram significantes para o custo de restauração. Quanto maior o tráfego solicitante ao longo do período, maior será a degradação do pavimento e um número maior de intervenções será necessário, aumentando assim o custo de restauração. Entre estes parâmetros está o VDM, % veículos pesados, fator de veículos e taxa de crescimento.

A Tabela 6.17e a Figura 6.16 apresentam as variáveis que reduzem o custo de restauração com seu aumento.

Tabela 6.17 – Variáveis com maior significância indireta para custo de restauração – LCCA_Rígido

Variável de Entrada	Valor	Custo de Restauração			Teste-T		
		Média	Desvio Padrão	CV			
Módulo de Reação (k)	235,77	R\$	374.299,12	R\$	261.135,51	70%	
	294,72	R\$	354.966,66	R\$	254.232,59	72%	(10,1)
	353,66	R\$	327.641,58	R\$	237.090,26	72%	
Taxa de Desconto	4,80	R\$	427.901,89	R\$	291.788,64	68%	
	6,00	R\$	353.760,66	R\$	257.556,45	73%	(19,8)
	7,20	R\$	291.560,53	R\$	221.619,19	76%	
Módulo de Ruptura à Tração do Concreto (Sc)	614,96	R\$	681.440,72	R\$	395.821,51	58%	
	768,70	R\$	354.857,86	R\$	257.862,66	73%	(5,0)
	922,44	R\$	195.674,24	R\$	151.949,34	78%	
Coeficiente de Drenagem (Cd)	0,80	R\$	685.399,95	R\$	396.284,05	58%	
	1,00	R\$	351.944,08	R\$	254.168,62	72%	(4,8)
	1,20	R\$	194.345,04	R\$	154.226,74	79%	
Espessura da Placa de CCP	19,2	R\$	750.877,28	R\$	359.848,57	48%	
	24,0	R\$	351.777,52	R\$	245.528,03	70%	(5,6)
	28,8	R\$	141.749,80	R\$	126.798,31	89%	

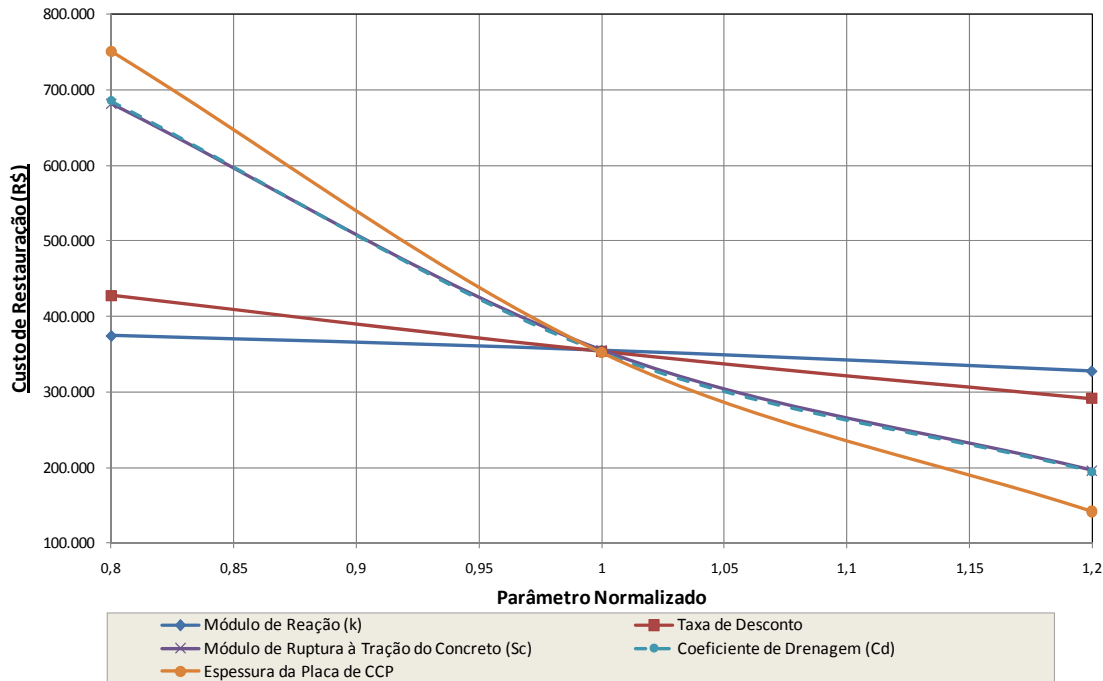


Figura 6.16 – Variáveis com maior significância indireta para custo de restauração – LCCA_Rígido

Além da taxa desconto, utilizada para a representação de custos futuros a valor presente, algumas características da estrutura e do projeto reduzem o custo de restauração quando aumentadas.

Quanto melhores forem as condições de suporte (maiores valores de módulo de reação), as condições de drenagem (maiores valores de Cd) e a resistência à tração do concreto, melhor será o desempenho da estrutura e menor será a necessidade de recapeamentos ao longo do período de análise. As condições iniciais de serventia e placas mais espessas também auxiliam na redução do custo de restauração.

6.4.3. CUSTO DE CONSERVA DE ROTINA

Para o custo da conserva de rotina verificou-se exatamente o mesmo que o ocorrido para o modelo de pavimentos asfálticos. A Tabela 6.18 e a Figura 6.17 apresentam o resultado da análise de sensibilidade para o custo de conserva de rotina. Ressalta-se que este custo, assim como no outro modelo apresentado, é determinado a partir da estimativa de uma verba anual e sua

variabilidade (CV), sendo admitido que não é agregado nenhum benefício à estrutura.

Desta forma, verifica-se que o valor anual estimado é a variável com maior importância para este custo. E como estes custos ocorrem sempre em tempo futuro, a taxa de desconto influi no valor total ao longo do período de análise.

Tabela 6.18 – Variáveis com maior significância para custo de conserva – LCCA_Rígido

Variável de Entrada	Valor	Custo de Conserva de Rotina			Teste-T
		Média	Desvio Padrão	CV	
R\$ Conserva de Rotina	R\$ 5.000,00	R\$ 73.845,40	R\$ 1.487,08	2%	7824,7
	R\$ 6.000,00	R\$ 88.621,89	R\$ 1.779,72	2%	
	R\$ 4.000,00	R\$ 59.062,38	R\$ 1.167,74	2%	
R\$ Conserva de Rotina - CV	10,0	R\$ 73.853,64	R\$ 1.510,60	2%	(0,4)
	12,0	R\$ 73.794,12	R\$ 1.778,42	2%	
	8,0	R\$ 73.815,78	R\$ 1.185,78	2%	
Taxa de Desconto	6,00	R\$ 73.798,08	R\$ 1.492,86	2%	(16,3)
	7,20	R\$ 65.811,65	R\$ 1.367,45	2%	
	4,80	R\$ 83.687,95	R\$ 1.627,06	2%	

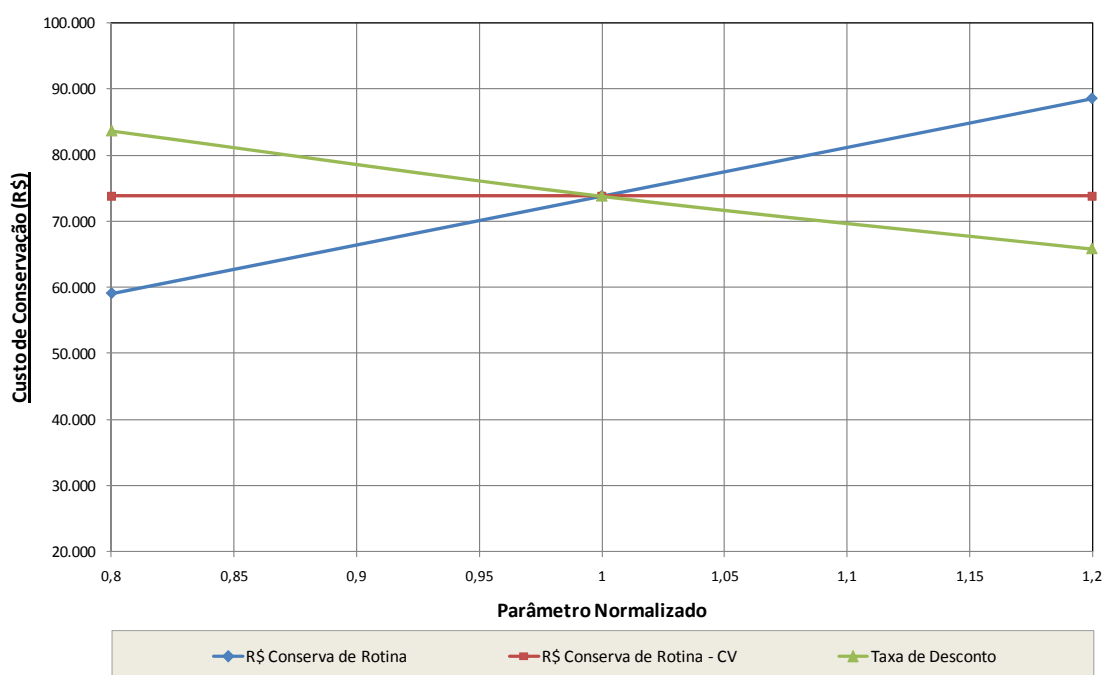


Figura 6.17 – Variáveis com maior significância para custo de conserva – LCCA_Rígido

6.4.4. VALOR RESIDUAL

Da mesma maneira como formulado para o modelo de pavimentos asfálticos, para os rígidos o valor residual da estrutura de pavimento representa o valor correspondente à estrutura ao fim do período de análise. Sendo assim, os parâmetros que caracterizam a estrutura original também influenciarão na determinação do valor residual.

A Tabela 6.19 e a Figura 6.18 apresentam as variáveis que quando aumentadas contribuem para a redução do valor residual.

Tabela 6.19 – Variáveis com maior significância para valor residual – LCCA_Rígido

Variável de Entrada	Valor	Valor Residual			Teste-T
		Média	Desvio Padrão	CV	
Espessura da Placa de CCP	19,2	R\$ 62.676,56	R\$ 36.700,83	59%	6,5
	24,0	R\$ 82.580,83	R\$ 38.959,92	47%	
	28,8	R\$ 116.917,16	R\$ 41.310,86	35%	
Índice de Serventia Final	2,0	R\$ 59.830,35	R\$ 44.199,52	74%	10,0
	2,5	R\$ 83.149,05	R\$ 38.794,69	47%	
	3,0	R\$ 99.556,38	R\$ 29.972,78	30%	
Módulo de Ruptura à Tração do Concreto (Sc)	614,96	R\$ 65.559,35	R\$ 43.035,83	66%	4,8
	768,70	R\$ 83.157,68	R\$ 39.324,79	47%	
	922,44	R\$ 91.448,85	R\$ 35.257,75	39%	
R\$ Placa de CCP	R\$ 521,04	R\$ 69.349,07	R\$ 32.641,91	47%	19,4
	R\$ 651,30	R\$ 83.965,46	R\$ 39.145,03	47%	
	R\$ 781,56	R\$ 96.185,53	R\$ 44.971,11	47%	
Coeficiente de Drenagem (Cd)	0,80	R\$ 65.357,31	R\$ 43.082,05	66%	4,3
	1,00	R\$ 82.843,98	R\$ 38.757,53	47%	
	1,20	R\$ 90.284,76	R\$ 35.262,67	39%	
Espessura Recapeamento	8,00	R\$ 72.529,79	R\$ 41.918,55	58%	3,6
	10,00	R\$ 83.302,26	R\$ 38.718,55	46%	
	12,00	R\$ 87.110,46	R\$ 36.231,18	42%	
R\$ Concreto Compactado a Rolo	R\$ 174,39	R\$ 81.104,62	R\$ 38.156,61	47%	18,0
	R\$ 217,99	R\$ 83.903,31	R\$ 38.075,84	45%	
	R\$ 261,59	R\$ 86.209,57	R\$ 39.817,54	46%	
R\$ Brita Graduada	R\$ 122,63	R\$ 81.566,77	R\$ 38.308,39	47%	17,4
	R\$ 153,29	R\$ 83.060,18	R\$ 38.642,16	47%	
	R\$ 183,95	R\$ 84.883,08	R\$ 39.556,45	47%	

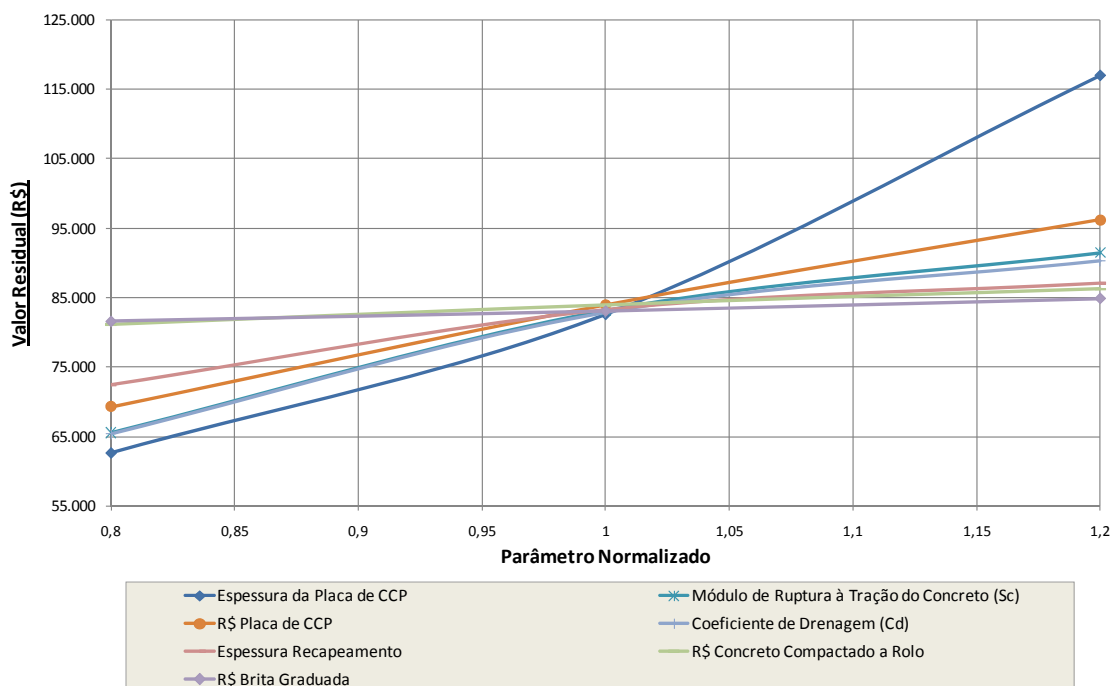


Figura 6.18 – Variáveis com maior significância para valor residual – LCCA_Rígido

Em suma, quanto melhor a estrutura implantada (placas espessas, concreto com adequada resistência e boas condições de projeto), melhor será condição final (serventia) da mesma, e, por conseguinte, maior o valor residual, uma vez que o valor residual é calculado como uma porcentagem do inicial, de acordo com sua condição final.

Para os parâmetros indiretamente proporcionais ao valor residual, ou seja, contribuem para a redução do valor residual quando aumentados ocorre fenômeno semelhante. Quanto maior for a deterioração da estrutura ao longo do período de análise, menor será o valor residual. Os parâmetros de tráfego influem diretamente na degradação da estrutura. Portanto, quanto maior o tráfego solicitante, maior será a redução de serventia da estrutura e por consequência o valor residual.

Além das variáveis ligadas ao tráfego solicitante, a taxa de desconto, o custo unitário do CBUQ para o recapeamento e o coeficiente J também influem no valor residual. A Tabela 6.20 e a Figura 6.19 apresentam os resultados da análise de sensibilidade para estas variáveis.

Tabela 6.20 – Variáveis com maior significância indireta para valor residual – LCCA_Rígido

Variável de Entrada	Valor	Valor Residual			Teste-T
		Média	Desvio Padrão	CV	
R\$ Concreto Asfáltico Recapeamento	R\$ 449,06	R\$ 83.516,24	R\$ 38.741,98	46%	(42,6)
	R\$ 561,33	R\$ 83.305,79	R\$ 38.802,66	47%	
	R\$ 673,60	R\$ 83.077,51	R\$ 38.738,23	47%	
% Veículos Pesados	21,6	R\$ 85.280,45	R\$ 37.614,84	44%	(13,0)
	27,0	R\$ 83.967,99	R\$ 38.649,62	46%	
	32,4	R\$ 82.253,40	R\$ 39.973,83	49%	
VDM	22.246	R\$ 84.615,19	R\$ 37.382,20	44%	(21,4)
	27.807	R\$ 83.156,41	R\$ 38.781,52	47%	
	33.368	R\$ 81.440,71	R\$ 40.129,63	49%	
Taxa de Crescimento	5,72	R\$ 84.500,38	R\$ 37.032,76	44%	(38,2)
	7,15	R\$ 82.525,36	R\$ 38.251,64	46%	
	8,58	R\$ 80.362,51	R\$ 41.424,82	52%	
Coeficiente de Transferência de Carga (J)	2,00	R\$ 92.237,10	R\$ 34.503,03	37%	(17,7)
	2,50	R\$ 82.679,12	R\$ 38.948,13	47%	
	3,00	R\$ 71.051,87	R\$ 43.039,32	61%	
Taxa de Desconto	4,80	R\$ 130.419,87	R\$ 60.409,10	46%	(6,8)
	6,00	R\$ 81.902,16	R\$ 38.723,91	47%	
	7,20	R\$ 53.164,20	R\$ 24.508,75	46%	

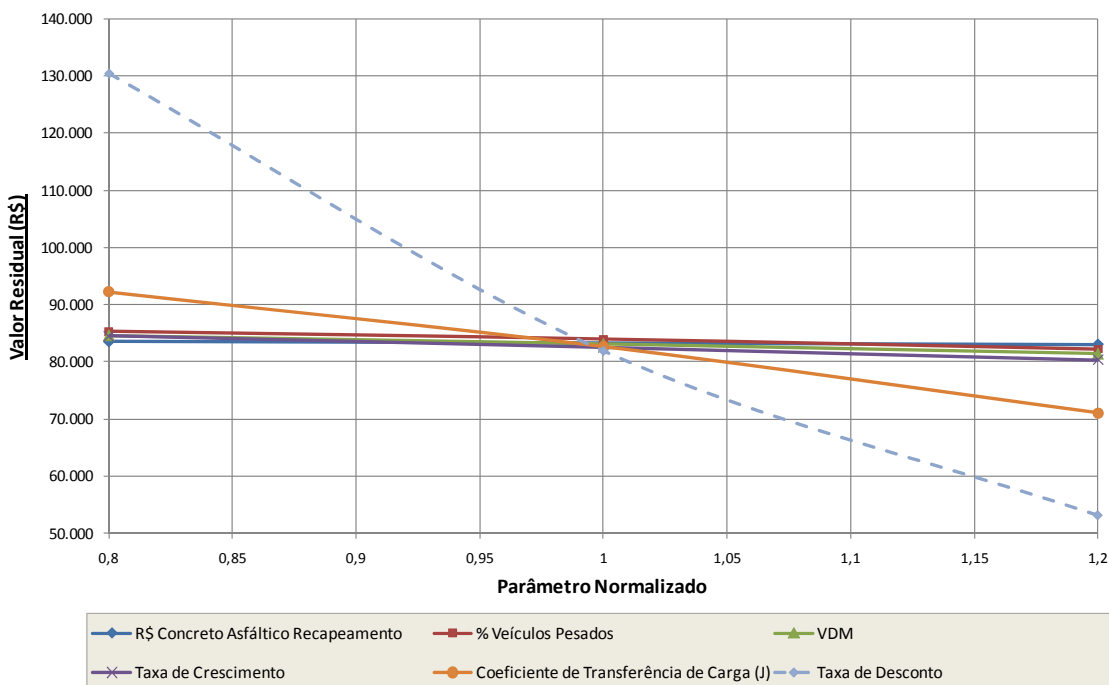


Figura 6.19 – Variáveis com maior significância indireta para valor residual – LCCA_Rígido

6.4.5. CUSTO TOTAL

O resultado da análise de sensibilidade para o custo total é apresentado em Tabela 6.21 e Figura 6.20, onde são listadas as variáveis que acarretam em aumento no custo total com seu aumento individual e em Tabela 6.22 e Figura 6.21, as variáveis que quando aumentadas acarretam em redução no custo total.

Tabela 6.21 – Variáveis com maior significância para custo total – LCCA_Rígido

Variável de Entrada	Valor	Custo Total			Teste-T
		Média	Desvio Padrão	CV	
Coeficiente de Transferência de Carga (J)	2,0	R\$ 1.511.880,82	R\$ 172.300,70	11%	9,9
	2,5	R\$ 1.703.318,42	R\$ 277.707,07	16%	
	3,0	R\$ 1.975.813,82	R\$ 405.427,18	21%	
R\$ Placa de CCP	R\$ 521,04	R\$ 1.506.463,23	R\$ 270.450,96	18%	458,9
	R\$ 651,30	R\$ 1.706.940,82	R\$ 280.505,09	16%	
	R\$ 781,56	R\$ 1.908.937,36	R\$ 283.121,55	15%	
R\$ Concreto Asfáltico Recapeamento	R\$ 449,06	R\$ 1.635.618,05	R\$ 227.651,24	14%	86,1
	R\$ 561,33	R\$ 1.705.329,42	R\$ 274.440,77	16%	
	R\$ 673,60	R\$ 1.772.290,73	R\$ 326.051,73	18%	
VDM	22.246	R\$ 1.639.258,20	R\$ 246.557,40	15%	399,2
	27.807	R\$ 1.702.513,02	R\$ 274.618,87	16%	
	33.368	R\$ 1.765.221,29	R\$ 305.113,23	17%	
% Veículos Pesados	21,6	R\$ 1.639.053,64	R\$ 237.562,87	14%	14,6
	27,0	R\$ 1.704.858,49	R\$ 277.074,47	16%	
	32,4	R\$ 1.756.707,47	R\$ 298.946,87	17%	
Fator de Veículos	2,385	R\$ 1.643.339,40	R\$ 249.679,19	15%	132,6
	2,981	R\$ 1.702.345,47	R\$ 277.812,49	16%	
	3,577	R\$ 1.759.830,11	R\$ 301.384,55	17%	
Taxa de Crescimento	5,72	R\$ 1.651.616,39	R\$ 252.262,84	15%	12,6
	7,15	R\$ 1.700.643,81	R\$ 275.544,37	16%	
	8,58	R\$ 1.765.345,82	R\$ 293.061,94	17%	
R\$ Concreto Compactado a Rolo	R\$ 174,39	R\$ 1.679.623,77	R\$ 276.758,56	16%	34,9
	R\$ 217,99	R\$ 1.703.152,34	R\$ 270.636,38	16%	
	R\$ 261,59	R\$ 1.729.136,69	R\$ 275.936,91	16%	
Espessura da Brita Graduada	8	R\$ 1.679.600,39	R\$ 264.977,59	16%	14,0
	10	R\$ 1.698.428,05	R\$ 275.828,88	16%	
	12	R\$ 1.722.561,62	R\$ 275.101,76	16%	
R\$ Brita Graduada	R\$ 122,63	R\$ 1.689.287,38	R\$ 278.966,69	17%	14,1
	R\$ 153,29	R\$ 1.706.661,02	R\$ 275.408,69	16%	
	R\$ 183,95	R\$ 1.720.223,70	R\$ 274.030,23	16%	

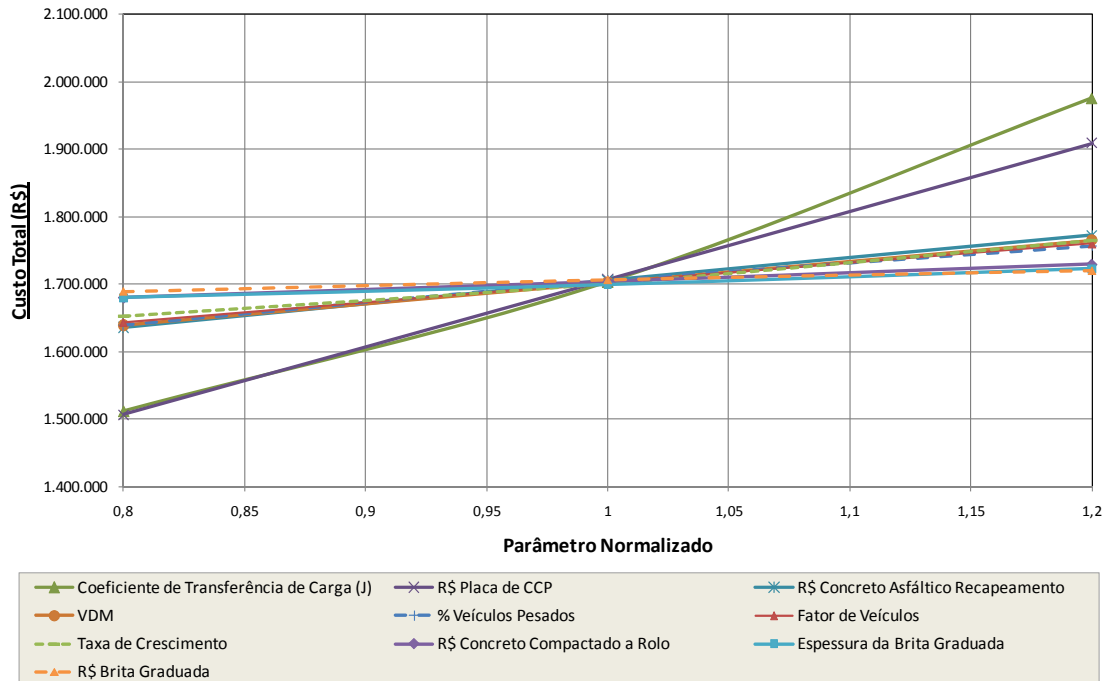


Figura 6.20 – Variáveis com maior significância para custo total – LCCA_Rígido

Tabela 6.22 – Variáveis com maior significância indireta para custo total – LCCA_Rígido

Variável de Entrada	Valor	Custo Total			Teste-T
		Média	Desvio Padrão	CV	
Módulo de Reação (k)	235,8	R\$ 1.727.157,79	R\$ 284.854,37	16%	(13,1)
	294,7	R\$ 1.705.981,13	R\$ 278.383,94	16%	
	353,7	R\$ 1.678.379,07	R\$ 261.950,13	16%	
Taxa de Desconto	4,8	R\$ 1.742.732,24	R\$ 319.354,13	18%	(603,2)
	6,0	R\$ 1.705.013,99	R\$ 279.063,24	16%	
	7,2	R\$ 1.667.511,71	R\$ 245.234,97	15%	
Espessura da Placa de CCP	19,2	R\$ 1.904.110,35	R\$ 381.775,48	20%	(2,3)
	24,0	R\$ 1.704.845,21	R\$ 270.670,23	16%	
	28,8	R\$ 1.677.402,98	R\$ 187.888,75	11%	
Módulo de Ruptura à Tração do Concreto (Sc)	615,0	R\$ 2.049.389,09	R\$ 426.813,43	21%	(4,9)
	768,7	R\$ 1.705.802,30	R\$ 282.114,88	17%	
	922,4	R\$ 1.541.647,34	R\$ 187.138,90	12%	
Coeficiente de Drenagem (Cd)	0,8	R\$ 2.057.801,42	R\$ 428.348,17	21%	(4,9)
	1,0	R\$ 1.706.234,77	R\$ 280.245,35	16%	
	1,2	R\$ 1.539.545,89	R\$ 188.884,65	12%	

Para o modelo de pavimentos rígidos, o custo total também é resultado da somatória de todos os custos parciais, sendo que o valor residual possui valor negativo, pois representa a parcela restante de todo o investimento ao longo do período de análise. Desta forma, os parâmetros que influem na variação de cada custo parcial (de implantação, de restauração, de conserva de rotina e valor residual) também influem no custo total.

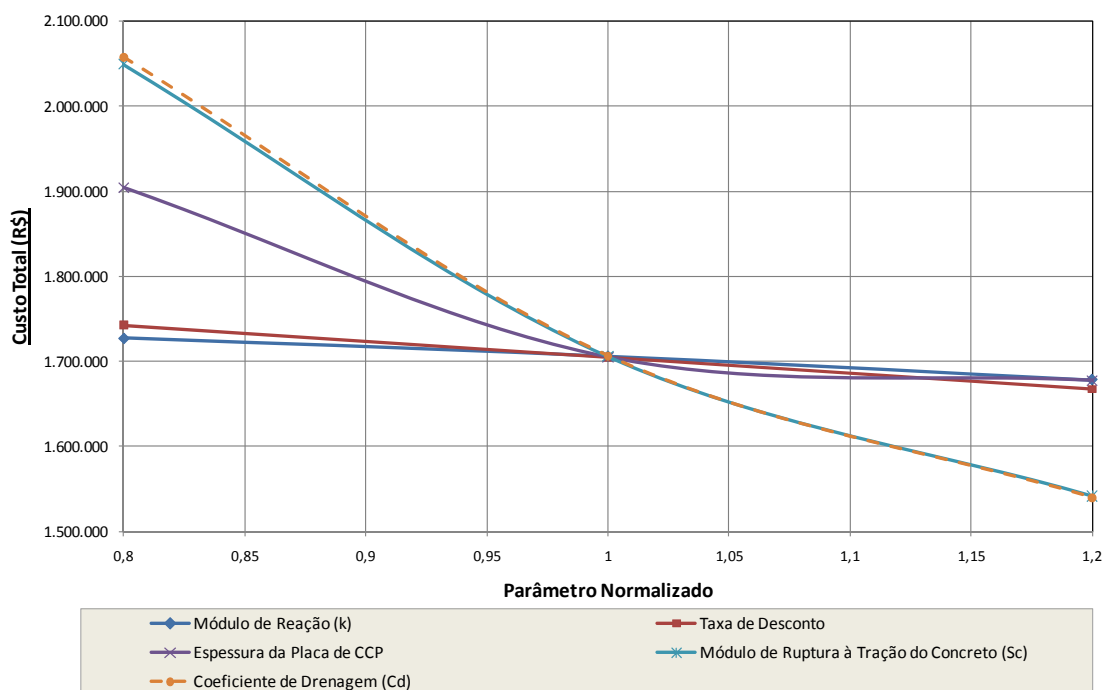


Figura 6.21 – Variáveis com maior significância indireta para custo total – LCCA_Rígido

Verificou-se que o custo de implantação representou aproximadamente 80% do custo total, sendo que o custo de restauração representou 21%, a conserva de rotina 4% e o valor residual -5%. A Tabela 6.23 ilustra a representatividade de cada custo individual no custo total.

Tabela 6.23 – Representatividade dos custos parciais no custo total – LCCA_Rígido

Custo	Representatividade no Custo Total			
	Mínima	Máxima	Média	Desvio Padrão
Implantação	60,0%	94,1%	79,7%	3,2%
Restauração	8,5%	39,4%	20,9%	3,0%
Conserva de Rotina	3,5%	5,3%	4,3%	0,2%
Valor Residual	-3,2%	-7,5%	-4,9%	0,5%

As variáveis que influenciam o resultado do custo total são as mesmas que influenciam os custos parciais, seguindo a ordem de sua representatividade. As variáveis que representam o investimento necessário para a implantação do pavimento exercem uma maior influência no custo total, seguidas pelas variáveis que caracterizam o tráfego solicitante e as intervenções de recapeamento (caracterizando a restauração) e a taxa de desconto, condicionante para consideração de custos futuros na análise.

6.5. MODELOS PARA CONFIABILIDADE

Adicionalmente, é conduzida uma análise referente aos modelos destinados ao cálculo da probabilidade de o desempenho da estrutura ser inferior ao tráfego solicitante. Utilizou-se o método de simulações Monte Carlo para a caracterização das amostras utilizadas, tanto referente ao tráfego solicitante quanto às características das estruturas de pavimento. O universo amostral referente ao tráfego solicitante foi determinado através de 1.000 simulações Monte Carlo. A Tabela 6.24 apresenta os valores máximos e mínimos utilizados nas simulações.

Tabela 6.24 – Variação de parâmetros para o tráfego solicitante

Parâmetro	Unidade	Valor Mínimo	Valor Máximo
Volume Diário Médio	veic.	1.000	10.000
% Veículos Pesados	%	10	100
Fator de Veículos USACE	-	1,60	16,0
Fator de Veículos AASHTO Asfáltico	-	0,80	8,0
Fator de Veículos AASHTO Rígido	-	1,60	16,0
Taxa de Crescimento	%	1	10
Período de Análise Pavimentos Asfálticos	anos	8	12
Período de Análise Pavimentos Rígidos	anos	18	22

Para a caracterização das estruturas, também se utilizou o método de simulações Monte Carlo, obtendo-se através de 1.000 simulações o universo amostral de estruturas, respeitando os valores mínimos e máximos estipulados, conforme apresentado na Tabela 6.25 para pavimentos asfálticos e na Tabela 6.26 para pavimentos rígidos de concreto.

Tabela 6.25 – Variação de parâmetros para o desempenho de pavimento asfáltico

Parâmetro	Unidade	Valor Mínimo	Valor Máximo
Espessura de Revestimento Asfáltico	cm	5	15
Espessura da Base Granular	cm	15	45
Espessura da Sub-base Granular	cm	15	60
CBR Subleito	%	2	20

Tabela 6.26 – Variação de parâmetros para o desempenho de pavimento rígido

Parâmetro	Unidade	Valor Mínimo	Valor Máximo
Módulo de Reação da Infraestrutura	MPa/m	80	140
Módulo de Elasticidade do Concreto	MPa	25.000	35.000
Coefficiente de Transferência de Carga	-	2,3	4,4
Módulo de Ruptura à Tração do Concreto	MPa	4,0	6,0
Coefficiente de Drenagem	-	0,70	1,25
Espessura da Placa de Concreto	cm	10	40

A Tabela 6.27 a seguir apresenta os valores mínimos e máximos resultantes das simulações Monte Carlo para cada uma das metodologias de dimensionamento analisadas.

Tabela 6.27 – Valores mínimos e máximos de Número N

Tráfego Solicitante	Período	Valor Mínimo	Valor Máximo
Número N USACE	10 anos	4,22E+05	2,13E+08
Numero N AASHTO Asfáltico	10 anos	4,80E+05	1,30E+08
Número N AASHTO Rígido	20 anos	3,80E+06	1,40E+09

Ressalta-se que por falta de informações adequadas, para os coeficientes de variação utilizaram-se os valores resultantes da pista experimental da AASHTO, apresentados em Huang (2004). Os coeficientes de variação, tanto para os parâmetros referentes ao tráfego solicitante, quanto às características das estruturas de pavimento asfáltico e rígido estão apresentados em Tabela 2.1, Tabela 2.2 e Tabela 2.3, respectivamente.

As combinações máxima e mínima de espessuras de revestimento, base e sub-base são apresentadas na Figura 6.22. Tanto na metodologia preconizada pelo DNIT (2006a), quanto na preconizada pela AASHTO (1993) utiliza-se o conceito de coeficientes estruturais, sendo que para estas 1.000 simulações o valor médio dos coeficientes estruturais foi mantido inalterado.

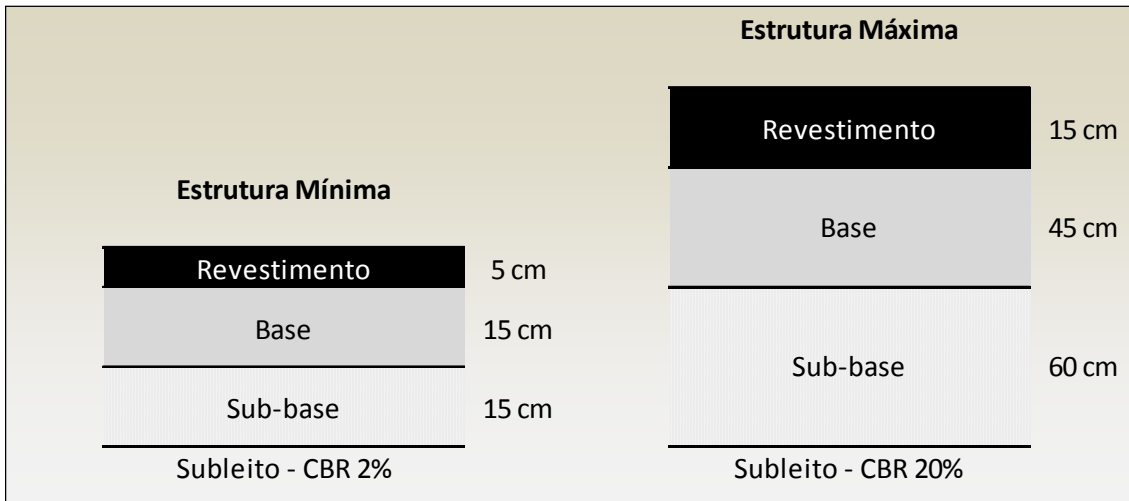


Figura 6.22 – Estruturas mínima e máxima de pavimento asfáltico

A Figura 6.23 apresenta as estruturas mínima e máxima para o conjunto de 1.000 simulações para os pavimentos rígidos, com revestimento em placas de concreto de cimento portland.

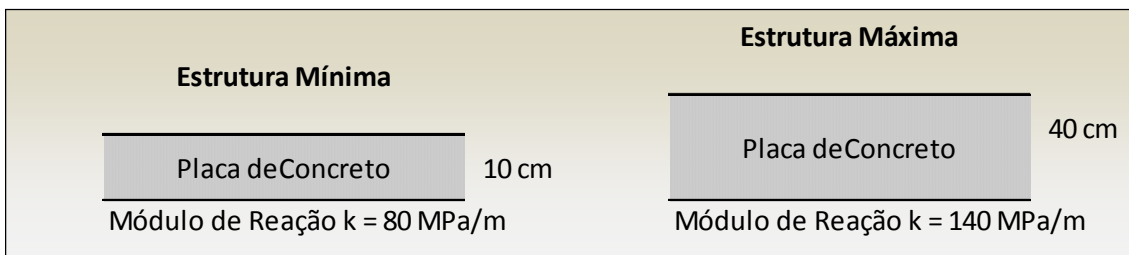


Figura 6.23 – Estruturas mínima e máxima de pavimento rígido

Em resumo, foram determinados estocasticamente 1.000 valores de número N segundo cada metodologia, USACE, AASHTO para pavimentos asfálticos e AASHTO para pavimentos rígidos e paralelamente 1.000 estruturas de pavimento asfáltico e 1.000 estruturas de pavimento rígido.

A combinação destas estruturas resultou em uma matriz com 1 milhão de combinações. Sendo assim, para todos os pares de tráfego solicitante e admissível (desempenho) foi determinada a probabilidade de falha. A fim de se ilustrar estas matrizes, utilizou-se a representação das matrizes através de escala de cores, conforme apresentam a Figura 6.24 e Figura 6.25. Os valores de Número N mínimo e máximo referem-se aos apresentados na Tabela 6.27 e

as estruturas mínimas e máximas referem-se às indicadas na Figura 6.22 e Figura 6.23, para pavimento asfáltico e rígido, respectivamente.

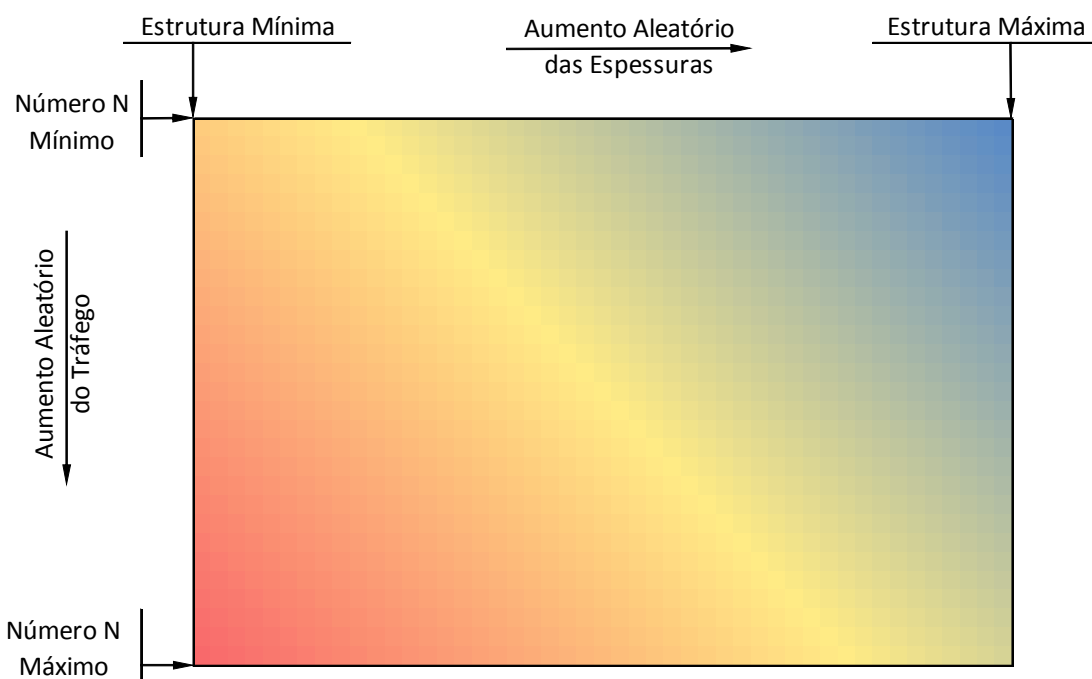


Figura 6.24 – Exemplo de representação da matriz de confiabilidade

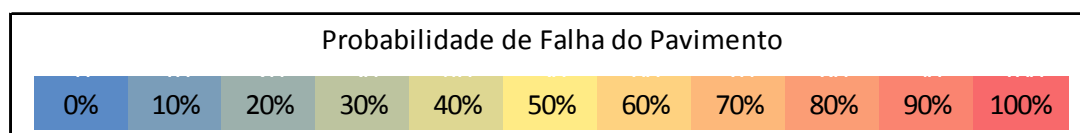


Figura 6.25 – Escala de cores utilizada na representação das matrizes de confiabilidade

Os resultados das simulações Monte Carlos originaram as matrizes apresentadas a seguir. A Figura 6.26 apresenta o resultado para pavimentos asfálticos dimensionados pelo método da AASHTO (1993), a Figura 6.27 pavimentos asfálticos dimensionados pelo método DNIT (2006a) e a Figura 6.28 ilustra o resultado para pavimentos rígidos dimensionados através do método da AASHTO (1993).

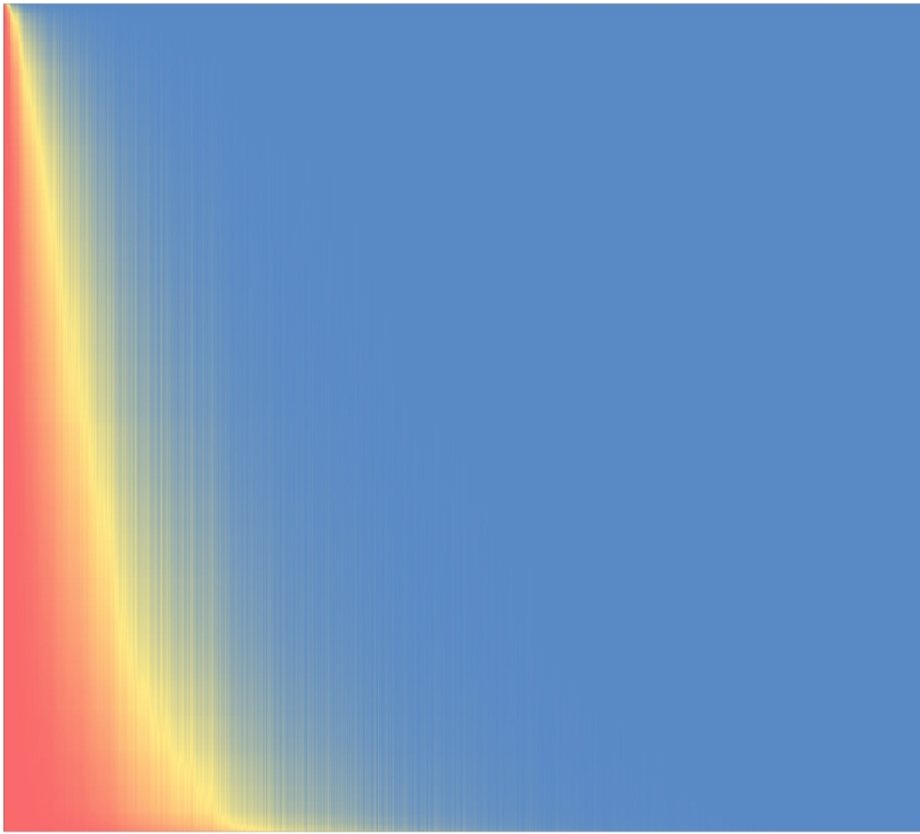


Figura 6.26 – Representação da matriz de confiabilidade para pavimentos asfálticos dimensionados pelo método da AASHTO (1993)

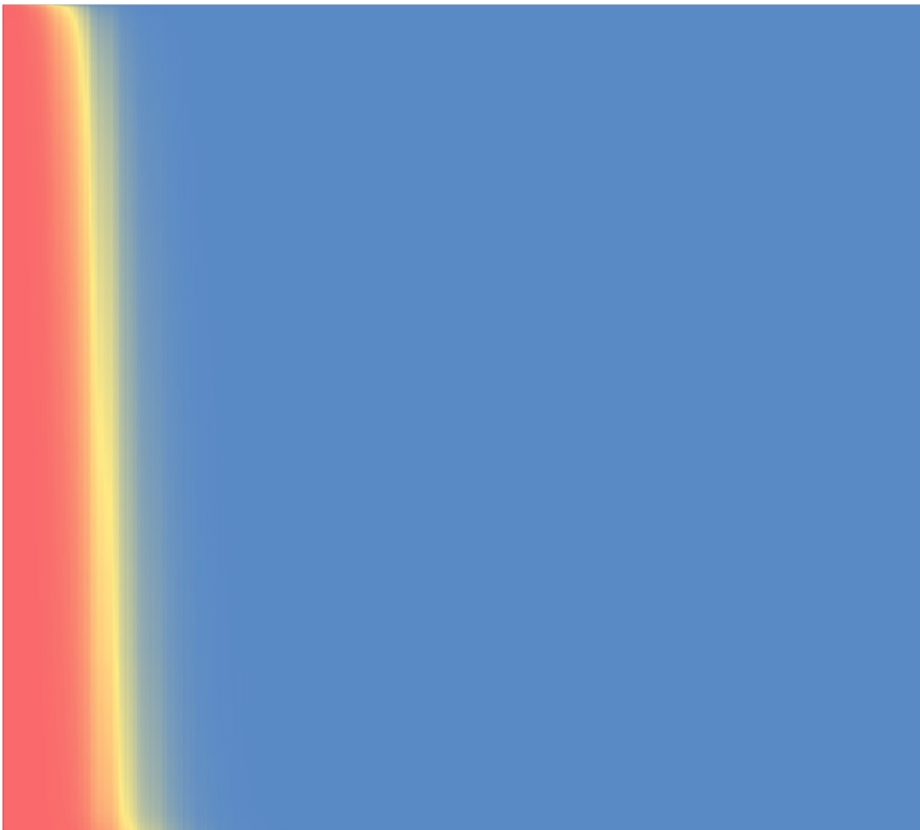


Figura 6.27 – Representação da matriz de confiabilidade para pavimentos asfálticos dimensionados pelo método do DNIT (2006a)

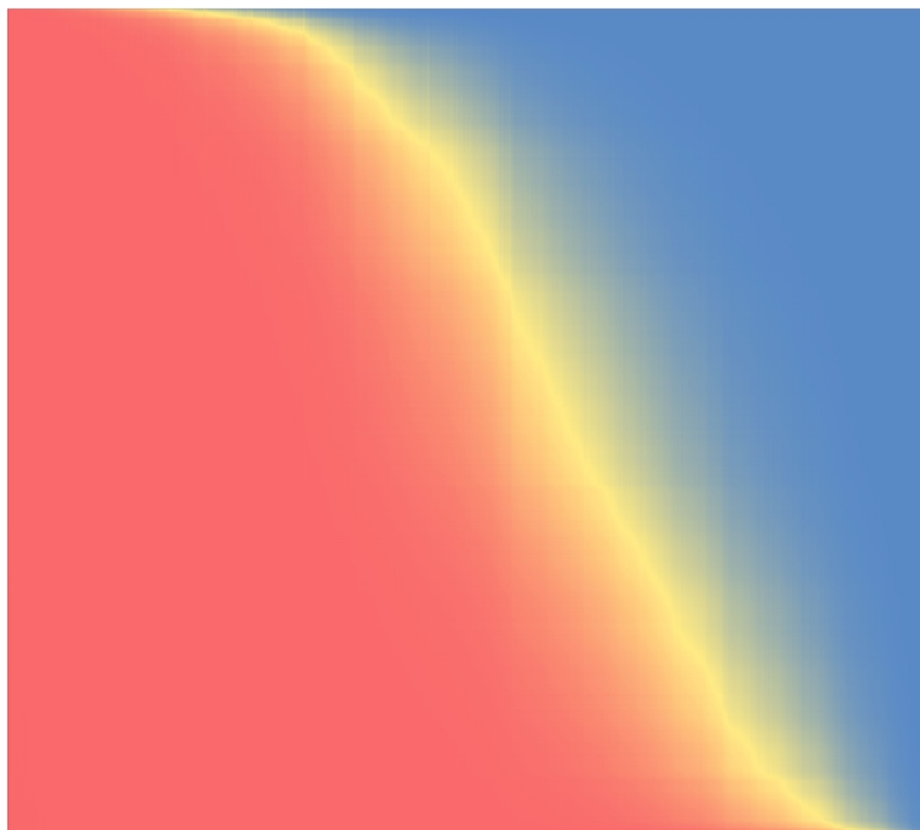


Figura 6.28 – Representação da matriz de confiabilidade para pavimentos rígidos dimensionados pelo método da AASHTO (1993)

A área marcada em vermelho nas matrizes apresentadas representa as situações onde a estrutura apresentará 100% de probabilidade de não obter sucesso durante o período de análise. A região em amarelo apresenta as combinações onde a estrutura apresentará uma probabilidade de aproximadamente 50% de probabilidade de falha e a área em azul representa as estruturas que apresentaram 0% de probabilidade de falha, ou seja, 100% de sucesso.

Comparando os dois modelos para pavimentos asfálticos, AASHTO (1993) e DNIT (2006a), verifica-se uma clara diferença nas inclinações das regiões em amarelo (probabilidade de falha 50%). Enquanto no método da AASHTO verifica-se uma inclinação que indica maiores necessidades requeridas para estruturas em tráfegos pesados, no modelo do DNIT (2006a) esta região é quase que vertical, indicando que com o aumento do tráfego solicitante o modelo não demanda grandes variações na estrutura. Para o modelo de pavimentos rígidos a variação da espessura da placa tem uma

importância bastante pronunciada. Com o aumento do tráfego solicitante o modelo demanda grandes aumentos na espessura da placa.

Para as estruturas de pavimentos asfálticos, a capacidade de suporte do subleito, representada pelo CBR, exerce grande influência no desempenho global do pavimento. Portanto foram determinadas matrizes para diversos valores de CBR, tanto para o método AASHTO (1993), quanto DNIT (2006a). A Figura 6.29 a seguir apresenta esta análise para o modelo da AASHTO (1993), variando o CBR de 2% até 20%.

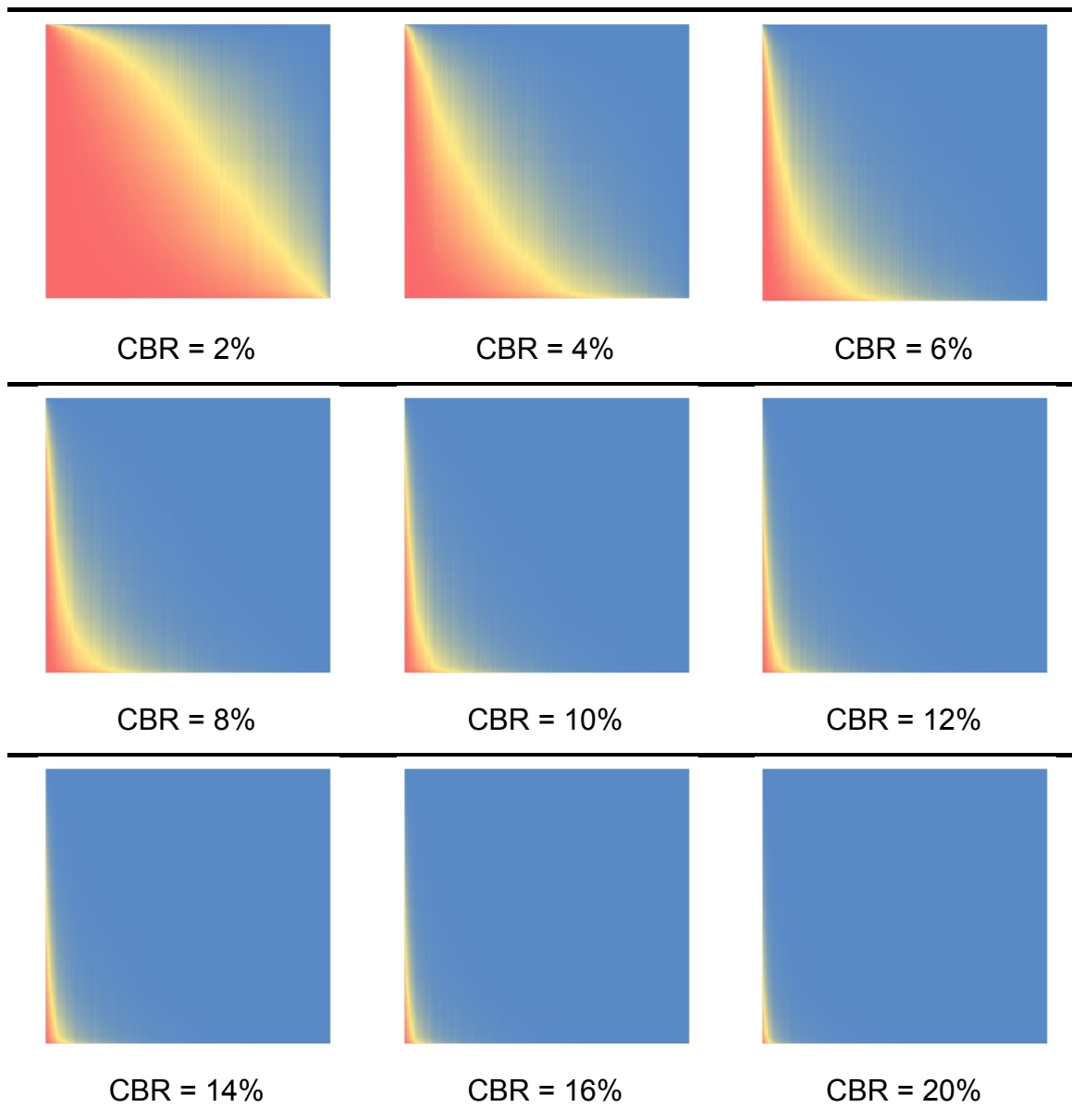


Figura 6.29 – Representação da matriz de confiabilidade para diversos valores de CBR para pavimentos asfálticos dimensionados pelo método da AASHTO (1993)

Verifica-se que quanto menor a capacidade de suporte do subleito, maior serão as necessidades mínimas requeridas para a estrutura, porém verifica-se que a partir do valor de CBR igual a 10% as diferenças entre probabilidades de falha diminuem bastante, sendo apenas percebidas para os tráfegos elevados.

As tabelas 6.28 a 6.34 apresentam a variação da probabilidade de falha de algumas estruturas em relação ao CBR do subleito, com a variação do número estrutural de 2,8 polegadas (estrutura mínima simulada) até 7,8 polegadas (estrutura máxima simulada).

Tabela 6.28 – Probabilidade de falha para pavimento asfáltico com SN = 2,8 pol.

CBR do Subleito (%)	Probabilidade de Falha de pavimento com SN = 2,8 pol. para N igual a						
	4,80E+05	1,00E+06	5,00E+06	1,00E+07	5,00E+07	1,00E+08	1,29E+08
2	88,4%	97,7%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%
4	31,1%	62,3%	97,6%	99,7%	100,0%	100,0%	100,0%
6	6,8%	24,6%	83,2%	95,4%	100,0%	100,0%	100,0%
8	1,5%	8,6%	60,7%	83,9%	99,6%	100,0%	100,0%
10	0,3%	2,6%	38,9%	67,2%	98,5%	99,8%	99,9%
12	0,1%	0,9%	23,4%	50,1%	95,7%	99,3%	99,7%
14	0,0%	0,3%	13,5%	35,4%	90,8%	98,2%	99,1%
16	0,0%	0,1%	7,8%	24,6%	85,0%	96,4%	98,1%
20	0,0%	0,0%	2,3%	10,5%	67,8%	89,0%	93,2%

Tabela 6.29 – Probabilidade de falha para pavimento asfáltico com SN = 3 pol

CBR do Subleito (%)	Probabilidade de Falha de pavimento com SN = 3 pol. para N igual a						
	4,80E+05	1,00E+06	5,00E+06	1,00E+07	5,00E+07	1,00E+08	1,29E+08
2	77,4%	94,0%	99,9%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%
4	17,2%	44,3%	93,5%	98,8%	100,0%	100,0%	100,0%
6	2,5%	12,4%	68,8%	88,8%	99,8%	100,0%	100,0%
8	0,4%	3,4%	43,0%	70,7%	98,8%	99,9%	99,9%
10	0,1%	0,9%	24,1%	50,7%	95,7%	99,3%	99,7%
12	0,0%	0,3%	12,5%	33,4%	89,7%	97,8%	98,9%
14	0,0%	0,1%	6,1%	20,7%	81,1%	95,0%	97,1%
16	0,0%	0,0%	2,9%	12,1%	70,5%	90,3%	94,1%
20	0,0%	0,0%	0,7%	4,1%	50,1%	78,1%	85,1%

Tabela 6.33 – Probabilidade de falha para pavimento asfáltico com SN = 7pol

CBR do Subleito (%)	Probabilidade de Falha de pavimento com SN = 7 pol. para N igual a						
	4,80E+05	1,00E+06	5,00E+06	1,00E+07	5,00E+07	1,00E+08	1,29E+08
2	0,0%	0,0%	0,3%	1,7%	23,6%	46,2%	54,8%
4	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	1,7%	6,6%	9,8%
6	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,1%	0,8%	1,4%
8	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,1%	0,2%
10	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,1%
12	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%
14	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%
16	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%
20	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%

Tabela 6.34 – Probabilidade de falha para pavimento asfáltico com SN = 7,8pol.

CBR do Subleito (%)	Probabilidade de Falha de pavimento com SN =7,8 para N igual a						
	4,80E+05	1,00E+06	5,00E+06	1,00E+07	5,00E+07	1,00E+08	1,29E+08
2	0,0%	0,0%	0,0%	0,2%	7,1%	20,0%	26,5%
4	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,2%	1,1%	1,9%
6	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,1%	0,2%
8	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%
10	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%
12	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%
14	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%
16	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%
20	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%

A probabilidade de falha da estrutura diminui com o aumento do número estrutural e da capacidade de suporte do subleito. Este comportamento está adequado à concepção do modelo de dimensionamento, que requer o aumento da estrutura com o aumento do tráfego solicitante e a diminuição do CBR do subleito.

A mesma análise foi conduzida para as matrizes resultantes do modelo do DNIT (2006a). A Figura 6.30 a seguir apresenta a variação da probabilidade de falha para estruturas sobrepostas a subleitos com valores de CBR entre 2% e 20%. Esta análise refere-se ao modelo de dimensionamento do DNIT (2006a).

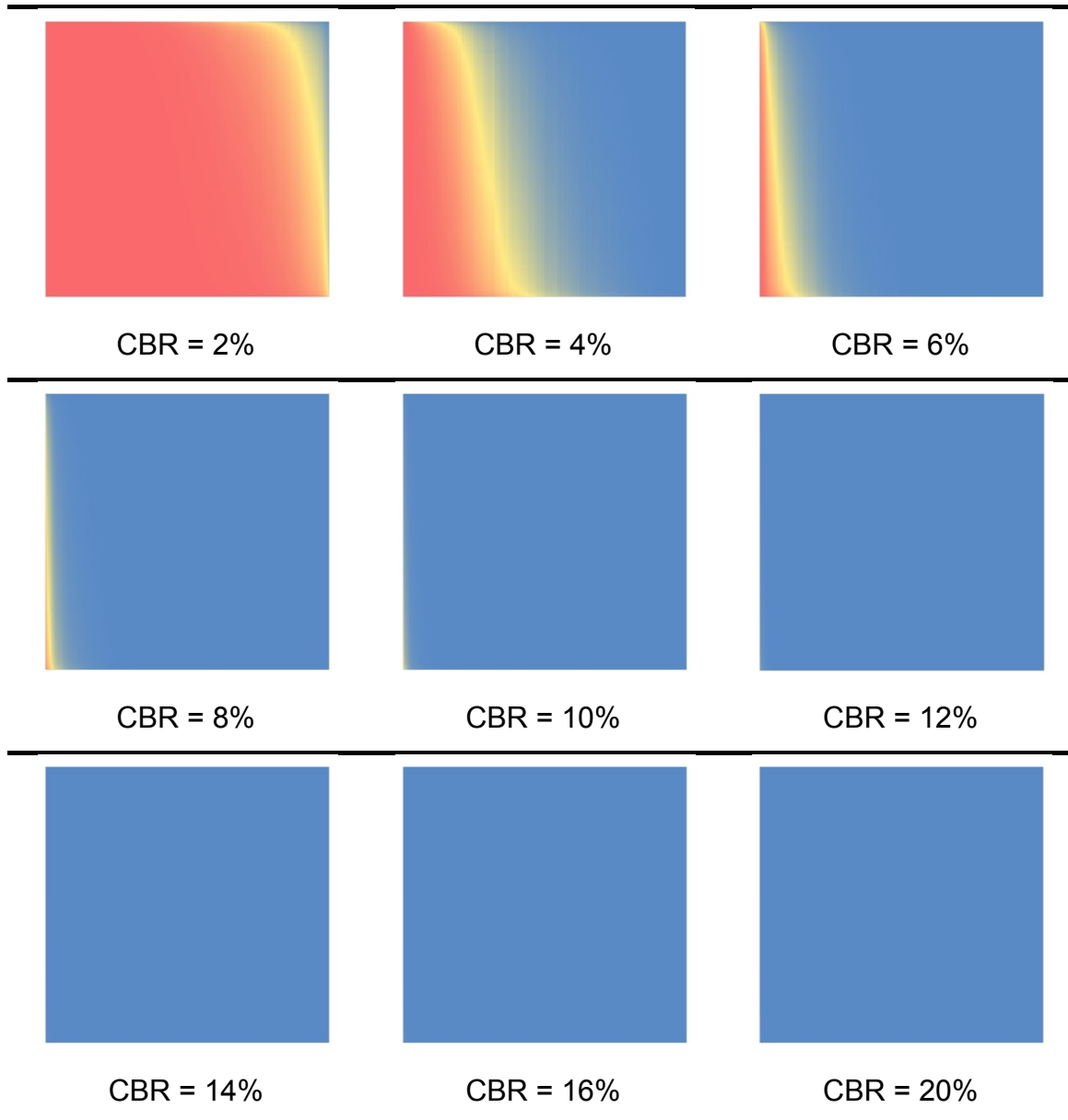


Figura 6.30 – Representação da matriz de confiabilidade para diversos valores de CBR para pavimentos asfálticos dimensionados pelo método do DNIT (2006a).

Na sequência é apresentada, nas tabelas 6.35 a 6.43, a mesma análise, realizada para o modelo anterior, para algumas estruturas de pavimento dimensionadas através do método do DNIT (2006a). A análise contemplou estruturas com Ht variando de 49 cm até 131 cm, correspondendo às estruturas mínima e máxima simuladas.

Tabela 6.41 – Probabilidade de falha para pavimento asfáltico com Ht = 110cm

CBR do Subleito (%)	Probabilidade de Falha de pavimento com Ht = 110 cm para N igual a						
	4,22E+05	1,00E+06	5,00E+06	1,00E+07	5,00E+07	1,00E+08	2,13E+08
2	12,3%	21,6%	45,4%	57,1%	80,5%	87,5%	92,9%
4	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,4%	0,8%	1,9%
6	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%
8	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%
10	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%
12	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%
14	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%
16	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%
20	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%

Tabela 6.42 – Probabilidade de falha para pavimento asfáltico com Ht = 120cm

CBR do Subleito (%)	Probabilidade de Falha de pavimento com Ht = 120 cm para N igual a						
	4,22E+05	1,00E+06	5,00E+06	1,00E+07	5,00E+07	1,00E+08	2,13E+08
2	2,5%	5,7%	18,1%	26,9%	52,7%	64,1%	75,2%
4	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,1%	0,1%
6	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%
8	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%
10	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%
12	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%
14	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%
16	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%
20	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%

Tabela 6.43 – Probabilidade de falha para pavimento asfáltico com Ht = 131cm

CBR do Subleito (%)	Probabilidade de Falha de pavimento com Ht = 131 cm para N igual a						
	4,22E+05	1,00E+06	5,00E+06	1,00E+07	5,00E+07	1,00E+08	2,13E+08
2	0,3%	0,8%	4,3%	7,9%	23,8%	34,1%	46,7%
4	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%
6	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%
8	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%
10	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%
12	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%
14	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%
16	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%
20	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%

Através das matrizes apresentadas, verifica-se que neste modelo o valor do CBR do subleito possui grande influência no desempenho global da

estrutura de pavimento analisada. A partir do valor de CBR para a camada de subleito de aproximadamente 12%, todas as estruturas apresentaram baixas ou nenhuma probabilidade de falha. A variação da probabilidade de falha das estruturas dimensionadas por este modelo é menos pronunciada em relação ao aumento do tráfego, quando comparada ao modelo da AASHTO (1993).

Para o modelo da AASHTO (1993) para pavimentos rígidos, analisou-se a influência do módulo de reação na probabilidade de falha da estrutura. A Figura 6.31 apresenta esta análise. Nota-se que a variação do módulo de reação apresenta pouca influência na probabilidade de falha da estrutura, uma vez que todas as matrizes apresentam comportamento bastante semelhante.

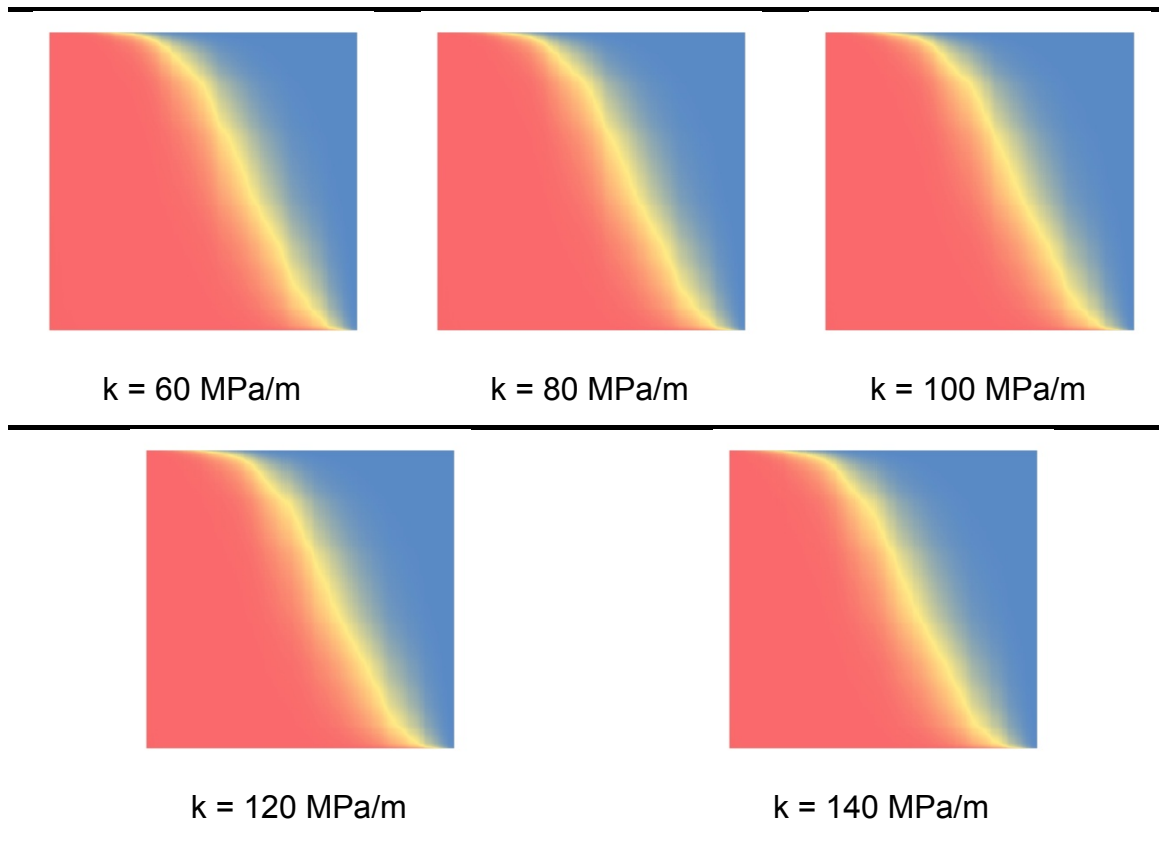


Figura 6.31 – Representação da matriz de confiabilidade para diversos valores de módulo de reação para pavimentos rígidos dimensionados pelo método da AASHTO (1993)

A Tabela 2.1 traz os coeficientes de variação relacionados às diversas variáveis na determinação do tráfego solicitante previsto, estes valores são os apresentados por Huang (2004). Verifica-se que para o coeficiente de variação global para o tráfego previsto o valor é de 42%. Analisando as simulações

Monte Carlo conduzidas verificou-se o coeficiente de variação para as 1.000 distribuições, tanto de tráfego solicitante, quanto de desempenho.

Para o tráfego solicitante, obteve-se para a metodologia USACE um coeficiente de variação médio de 39,91% (desvio padrão de 1,10%), e para a metodologia AASHTO, coeficientes de variação médios de 39,90% (desvio padrão de 1,09%) para pavimentos asfálticos e 40,42% (desvio padrão de 1,78%) para pavimentos rígidos. Ressalta-se que a variação entre as 1.000 simulações foi pequena (vide desvio padrão) e que os valores médios ficaram próximos ao determinado para a pista experimental da AASHTO, conforme apresentado em Huang (2004). O coeficiente de variação para o tráfego estimado na pista experimental foi de 42%.

Através das análises conduzidas, verificou-se que os valores de desvio padrão calculados para as distribuições do tráfego admissível aproximaram-se dos valores apresentados pela AASHTO (1993). Os resultados da pista experimental da AASHTO apontaram para uma variância do tráfego admissível da estrutura de 0,1938 para pavimentos flexíveis e 0,1128 para pavimentos rígidos. Isto corresponde à valores de desvio padrão de 0,44 e 0,34, respectivamente. Nesta tese, para os pavimentos asfálticos o desvio padrão médio foi igual a 0,41 e coeficiente de variação de 7,18%, e para os pavimentos rígidos, desvio padrão de 0,28 com CV igual a 7,47%. Ressalta-se mais uma vez, que a utilização de valores de coeficientes de variação idênticos aos do experimento da AASHTO conduziram à proximidade dos resultados. Já com o modelo do DNIT (2006a) obteve-se desvio padrão médio de 1,00 e CV igual a 1,68%.

CAPÍTULO 7

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Neste capítulo são apresentadas as conclusões finais do trabalho, baseadas nas discussões acerca das análises apresentadas anteriormente. São apresentadas ainda algumas recomendações para pesquisas futuras visando o mesmo objetivo deste trabalho.

7.1. CONCLUSÕES

O objetivo principal deste trabalho é reforçar a importância da utilização de conceitos probabilísticos apresentando uma metodologia aplicável à verificação do dimensionamento de pavimentos e a proposição de uma metodologia para a análise de custo do ciclo de vida de um pavimento, seja asfáltico ou rígido.

Os resultados de uma análise de custo do ciclo de vida podem fornecer importantes subsídios para a seleção de uma alternativa de estrutura de pavimento. Ainda que não exista uma conclusão universal e isolada que possa afirmar que uma estrutura de pavimento é melhor que outra, pois depende de uma série de variáveis e da metodologia de análise empregada, o custo do ciclo de vida representa uma poderosa e importante ferramenta na comparação entre alternativas.

O desenvolvimento deste trabalho traz à discussão a utilização de técnicas e elementos da análise probabilística em projetos de pavimentação,

ainda pouco abordada no país. Ainda no campo da análise probabilística foi abordado o conceito de confiabilidade em dimensionamentos de pavimentos rodoviários, sendo este, um assunto amplamente abordado em trabalhos acadêmicos nacionais. A técnica de simulação estocástica de dados, chamada de simulação Monte Carlo foi utilizada para as análises probabilísticas, tanto de confiabilidade, quanto de custo. Este método de simulação, já consolidado, é bastante utilizado internacionalmente, não restrito ao meio rodoviário.

Foram desenvolvidos dois modelos para a determinação da probabilidade de sucesso (confiabilidade) de uma estrutura quando exposta a determinado tráfego solicitante, um para pavimentos asfálticos e outro para pavimentos rígidos. No caso dos pavimentos asfálticos foram utilizadas duas equações de dimensionamento, a primeira, preconizada pelo DNIT, e a segunda, proveniente do guia da AASHTO de 1993.

A equação de dimensionamento preconizada em DNIT (2006a) tem como variáveis o número N e o CBR do subleito, fornecendo como resposta a espessura total do pavimento em termos de material granular. Já a equação da AASHTO (1993) possui outros parâmetros, como o índice de serventia, que esta correlacionado ao desempenho funcional do pavimento. Originalmente a equação de dimensionamento da AASHTO (1993) possui uma parcela referente à confiabilidade. Para o modelo apresentado neste trabalho esta parcela não foi considerada, uma vez que ela considera a variabilidade global do dimensionamento e o modelo proposto considera a variabilidade de cada parâmetro da equação independentemente.

Utilizando o método de simulações Monte Carlo verificou-se que a equação de dimensionamento do DNIT (2006a) não foi satisfatória para tráfegos pesados e valores de CBR elevados. A análise de sensibilidade revelou que para as necessidades de aumento na estrutura apontadas para solicitações de tráfego são relativamente pequenas, sendo esta equação inadequada para estes níveis de tráfego. Tanto o estado-da-arte, quanto o estado-da-prática de dimensionamentos de pavimentos no Brasil não está restrito ao modelo de dimensionamento do DNIT (2006a). Este mesmo órgão,

em seus manuais, recomenda ainda que o dimensionamento de estruturas de pavimento considerem análises do comportamento mecânico do pavimento quando carregado.

Para os modelos de determinação de confiabilidade da AASHTO para pavimentos rígidos e asfálticos observou-se um comportamento diferente. Com aumentos do tráfego solicitante, são demandados aumentos na estrutura. Estes aumentos foram mais expressivos para os pavimentos de concreto. Foram calculados os valores de desvio padrão após as simulações Monte Carlo nestes modelos.

Verificou-se que a consideração da variabilidade dos parâmetros de entrada segundo recomendações da AASHTO resultaram em desvio padrão para a distribuição do tráfego admissível, tanto para os pavimentos asfálticos como de concreto, da mesma ordem do preconizado pela AASHTO (1993). Os valores determinados de desvio padrão foram 0,41 para pavimentos asfálticos e 0,28 para os pavimentos rígidos, sendo que a AASHTO apresenta os valores de 0,44 e 0,34, respectivamente. Já para a equação do DNIT (2006a) o desvio padrão resultou próximo de 1,00. Pode-se concluir que a equação brasileira está menos adequada para a consideração da variabilidade dos diversos parâmetros pertinentes ao dimensionamento.

O cálculo da confiabilidade de um dimensionamento pode ser uma importante ferramenta para a tomada de decisão quanto a aceitação de uma estrutura de pavimento executada diferentemente das condições de projeto. É possível determinar qual o risco que se assume na aceitação. Pode-se ainda verificar qual dos parâmetros de entrada possui mais influência no desempenho do pavimento, aumentando a atenção nos controles geométrico e tecnológico de campo.

Os modelos propostos abrem a possibilidade de se introduzir nos parâmetros do dimensionamento variações em função das oscilações sazonais. Esta possibilidade é de difícil consideração em modelos determinísticos.

Os modelos de dimensionamento essencialmente determinísticos resultam em estruturas com a probabilidade de sucesso da ordem de 50% e em algumas situações isto pode não ser suficiente, principalmente para os casos de pavimento com camadas cimentadas em que os materiais tem ruptura frível. Uma única carga de grandes proporções pode levar a camada cimentada à ruptura. Modelos com abordagem probabilística podem ser utilizados para avaliar as possibilidades de variação no tráfego, por exemplo.

Para os modelos de análise do custo do ciclo de vida de pavimentos foram necessárias equações que pudessem prever o desempenho das estruturas ao longo do tempo. No meio técnico nacional verificou-se a existência de modelos utilizados na restauração embasados em critérios deflectométricos, porém insuficientes para a predição do comportamento da estrutura ao longo do tempo.

Utilizou-se a equação da AASHTO (1993) tanto para os pavimentos asfálticos quanto rígidos. Estes modelos se restringiram apenas à determinação de custos referentes à administração rodoviária, não considerando os custos dos usuários, uma vez que a realidade brasileira apresenta uma grande lacuna de informações relativas a estes custos, de difícil formulação e obtenção.

Compõem os modelos os custos de implantação, restauração, conserva de rotina e valor residual. Foram desenvolvidos modelos tanto para o período de projeto de 30 anos, quanto de 40 anos. A variação entre o custo total dos dois períodos de projeto resultou pequena. Isto, provavelmente, se deve ao fato da relevância dos custos de implantação (idênticos para ambas análises) em relação aos outros custos que ocorrem em tempo futuro. Em um modelo para a análise somente de estratégias de restauração de pavimentos existentes, provavelmente, as diferenças serão mais pronunciadas.

Os custos são apresentados e caracterizados segundo uma distribuição probabilística lognormal, e sempre comparando as informações com o referido custo calculado segundo uma análise determinística. Esta forma de

apresentação ilustra de forma simples e direta o risco que se assume quando são ignoradas as variações inerentes às componentes da análise.

A análise de sensibilidade mostrou a significância dos parâmetros de entrada em relação aos resultados do modelo. Verificou-se que em todos os modelos os valores médios das variáveis resultaram mais significativos ao valor médio do resultado do que seus respectivos valores de coeficientes de variação. A forma da curva de distribuição, caracterizada pelo desvio padrão, também foi mais influenciada pelos valores médios das variáveis de entrada.

A importância das considerações da variação dos parâmetros envolvidos em uma análise desta natureza foi evidenciada nos modelos propostos. O trabalho resultou ainda em modelos que podem ser utilizados no auxílio destas considerações. Cabe ressaltar que compete ao usuário determinar e informar as variações a serem consideradas pelo modelo.

A falta de dados históricos referentes a este assunto no país reforça a necessidade de atenção, pois não existem hoje no Brasil recomendações ou estudos referentes aos aspectos de variações que ocorrem em estruturas implantadas em nossos pavimentos. A pesquisa utilizou recomendações norte americanas, provenientes da pista experimental da AASHTO. Quanto maiores forem as variações de cada parâmetro de entrada, maior será o desvio padrão da distribuição resultante da análise.

Os investimentos necessários para a implantação de uma rodovia são bastante elevados, e os custos da estrutura do pavimento possui relevante representatividade neste montante. A seleção do tipo de pavimento não é uma tarefa simples, geralmente recorre-se a estudos de custo total ao longo de um período de tempo, uma vez que pode haver inversões de valores entre diferentes estruturas de pavimento. Os modelos propostos nesta tese configuram-se como importantes ferramentas na condução destes estudos. Além de auxiliar na seleção do tipo de pavimento, com os resultados de análises com estes modelos pode ser realizada uma análise do que pode acontecer com o pavimento caso as hipóteses de projeto não forem

confirmadas durante a execução. Deficiências na implantação certamente irão ocasionar aumentos nos investimentos necessários durante o ciclo de vida do pavimento. Materiais de baixa qualidade e pavimentos mal construídos com larga faixa de variação dos parâmetros devem ser mais espessos do que pavimentos bem construídos com controle tecnológico adequado para uma mesma confiabilidade, ou ainda, para um mesmo risco de ruptura do pavimento.

7.2. RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Este trabalho não é, e nem tem a pretensão de ser, definitivo sobre os assuntos que aborda. Muito ainda há de ser estudado e avançado tanto nas pesquisas acadêmicas brasileiras quanto na utilização destes avanços em projetos e implantações que visem sempre a redução dos custos associados e o aumento dos benefícios gerados por uma intervenção. Para os trabalhos futuros que visem contribuir para o conhecimento das melhores técnicas de análise econômica de pavimentos recomendam-se alguns pontos importantes que podem ser abordados.

- A união dos modelos em um único programa, com a possibilidade de se tornar o período de projeto como um parâmetro de entrada. A interface computacional poderia ainda ser melhorada, deixando o modelo mais amigável e simples na operação. Técnicas mais avançadas de programação podem ser utilizadas no intuito de se diminuir os tempos de processamento;
- A determinação de equações de dimensionamento de pavimentos, tanto asfálticos quanto rígidos adequadas à realidade brasileira e já contemplando uma abordagem probabilística;

- Uma parcela importante dos custos totais que não foi considerada nestes modelos, os custos dos usuários, podem ser incorporados aos modelos;
- A consideração dos custos dos usuários pode ser complementada com estudos a respeito dos impactos das taxas de acidentes, ampliações e reduções de capacidade, entre outros;
- Os modelos deste trabalho restringem-se às análises de estruturas novas. Uma grande contribuição ao assunto seria o desenvolvimento de modelos para pavimentos existentes, com enfoque na seleção de melhores estratégias de conservação e restauração utilizando o custo do ciclo e as condições estruturais do pavimento;
- A utilização de dados históricos de intervenções e implantações tipicamente brasileiras pode contribuir no estudo das distribuições estatísticas mais adequadas para cada variável;
- Neste trabalho optou-se pela caracterização de cada uma das variáveis segundo uma distribuição normal, a avaliação dos impactos de se utilizar outro tipo de distribuição ou de combinações de distribuições pode ser verificada;
- O método de simulação Monte Carlo é comumente utilizado em análises desta natureza, porém, podem ser avaliados os impactos, tanto no tempo de processamento quanto nos resultados, da utilização de outros métodos de simulação;
- Poderiam ser avaliados os resultados decorrentes da utilização de planilhas de preços unitários distintas, como por exemplo, dos DER estaduais e do DNIT.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

@Risk User's Manual. Palisade Corporation. Newfield, NY: 1997.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS - AASHTO. **Guide for design of pavement structures.** Washington D.C., 1993. ISBN 1-56051-055-2.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS - AASHTO. **Guide for mechanistic – empirical design of new and rehabilitated pavement structures.** Project I-37A, National Cooperative Highway Research Program, Washington D.C., 2002.

AMERICAN CONCRETE PAVEMENT ASSOCIATION - ACPA. **Life cycle cost analysis: a guide for comparing alternate pavement designs.** Engineering Bulletin - EB220P, Skokie, 2002.

ARCHONDO-CALLAO, R. **HDM Manager Version 3.0.** Transportation, Water and Urban Development Department, Washington D.C.: The World Bank, 1994.

AYRES, JR. M. **Development of a rational probabilistic approach for flexible pavement analysis.** 1997. Ph. D. Dissertation (Doctor of Philosophy in Civil Engineering) - University of Maryland, College Park, 1997.

BALBO, J. T. **Pavimentação asfáltica: materiais, projetos e restauração.** São Paulo: Oficina de Textos, 2007. ISBN 978-85-86238-56-7.

BALBO, J. T. **Pavimentos de concreto.** São Paulo: Oficina de Textos, 2009. ISBN 978-85-86238-90-1.

BENNETT, C. R.; GREENWOOD, I. D. **Modeling road user and environmental effects in HDM-4.** Volume Seven. Highway Development & Management. Washington D.C.: The World Bank, 2001.

BIROLI, F. C. **Comparação dos custos de pavimentos flexíveis e rígidos com base em conceitos de gerência de pavimentos.** 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

BRANCO, F.; PEREIRA, P.; SANTOS, L. P. **Pavimentos rodoviários**. Coimbra: Edições Almedina, 2005.

BRUNI, A. L.; FAMÁ, R.; SIQUEIRA, J. O. Análise do risco na avaliação de projetos de investimento: uma aplicação do método de Monte Carlo. **Caderno de Pesquisas em Administração**, São Paulo, v. 1, n. 6, p. 62-75, 1998.

CAMPOS, A. C. R. **Métodos de previsão de desempenho de irregularidade longitudinal para pavimentos asfálticos**: aplicação e proposição de critérios de ajuste. 2004. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2004.

CARVALHO, M. D.; GROSSI, L. C.; IGNATI, M. B. Custos comparativos de pavimentos rígidos e flexíveis em áreas críticas de solicitação de tráfego. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 28., 1994, Belo Horizonte. **Anais...** Rio de Janeiro: RAPv, 1994.

CHEN, C.; FLINTSCH, G. W. Reliability design of flexible airfield pavements elastic layered method. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, Washington D.C., v.1990, p. 80-91, 2007.

CHEN, X.; HUDSON, S.; CUMBERLEDGE, G.; PERRONE, E. Pavement performance modeling program for Pennsylvania. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, Washington D.C., v.1508, p. 1-8, 1995.

CHOU, Y. T. Reliability design of flexible airfield pavements elastic layered method. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, Washington D.C., v.1568, p. 124-130, 1997.

COSTA, H. B. C. **Análise de custos de ciclo de vida relativa a pavimentos rodoviários flexíveis**. 2008. Dissertação (Mestre em Engenharia Civil) - Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2008.

DEMOS, G. P. **Life-cycle cost analysis and discount rate on pavements for the Colorado Department of Transportation**. CDOT-2006-17, Colorado Department of Transportation, Denver, 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM - DNER. DNER-PRO 011/79. **Avaliação estrutural dos pavimentos flexíveis**: Procedimento B. Rio de Janeiro, 1979.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM - DNER. DNER-PRO 269/94. **Projeto de restauração de pavimentos flexíveis**. Rio de Janeiro, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Manual de pavimentação**. Publicação IPR-719. 3. ed. Rio de Janeiro: DNIT, 2006a. 274. p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Manual de recuperação de pavimentos rígidos**. Publicação IPR-737. Rio de Janeiro: DNIT, 2010. 140. p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES - DNIT. **Manual de restauração de pavimentos asfálticos**. Publicação IPR-720. 2. ed. Rio de Janeiro: DNIT, 2006b. 310. p.

DEWAN, S. A.; SMITH, R. E. Estimating international roughness index from pavement distresses to calculate vehicle operating costs for the San Francisco bay area. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, Washington D.C., v.1816, n. 02-2734, p. 65-72, 2002.

DOMINGUES, F. A. A.; NISHYAMA, E. S. Comparação econômica entre trecho de pavimento em concreto asfáltico e um trecho de pavimento rígido da Rodovia Imigrantes, levando-se em conta os seus desempenhos durante 20 anos. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 30., 1996, Salvador. **Anais...** Rio de Janeiro: RAPv, 1996.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION - FHWA. **Life cycle cost analysis - User manual**. Real cost v. 2.1, Washington D.C., 2004.

FRANCO, F. A. C. P. **Um sistema para análise mecânica de pavimentos asfálticos**. 2000. Tese (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2000.

FRANCO, F. A. C. P. **Método de dimensionamento mecânico-empírico de pavimento asfáltico - SISPAV**. 2007. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.

HAAS, R.; HUDSON, W. R.; ZANIEWSKI, J. **Modern pavement management**. Malabar, Florida: Krieger Publishing Company, 1994.

HAAS, R.; TIGHE, S.; FALLS, L. C. Beyond conventional LCCA: long term return on pavement investments. In: ANNUAL CONFERENCE OF THE TRANSPORTATION ASSOCIATION OF CANADA, 2005, Calgary. **Proceedings...** Ottawa: Transportation Association of Canada, 2005.

HALL, K. et al. **Long-life concrete pavements in Europe and Canada**. FHWA-PL-07-027, Federal Highway Administration, Washington D.C., 2007.

HALL, K. T. et al. Guidelines for life-cycle cost analysis of pavement rehabilitation strategies. In: ANNUAL MEETING OF TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, 82., 2003, Washington D.C. **Proceedings...** Washington D.C.: The National Academies, 2003.

HERLBOLD, K. D. Using Monte Carlo Simulation for Pavement Cost Analysis. **Public Roads Magazine**, Federal Highway Administration, Washington D.C., v. 64, n. 3, 2000.

HIGHWAY RESEARCH BOARD. **The AASHO road test**. HRB special report 61E, Report 5: Pavement research. National Research Council. Washington D.C.: National Academy of Sciences, 1962.

HUANG, Y. H. **Pavements analysis and design**. 2. ed. Upper Saddle River: Pearson Prentice Hall, 2004. ISBN 0-13-142473-4.

IRICK, P.; HUDSON, W. R.; McCULLOUGH, B. F. Application of reliability concepts to pavement design. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE STRUCTURAL DESIGN OF ASPHALT PAVEMENTS, 6., 1987, Ann Arbor. **Proceedings...** Ann Arbor: University of Michigan, 1987. p. 163-179.

JIANG, R.; ZHANG, W. J.; JI, P. Required characteristics of statistical distribution models for life cycle cost estimation. **International Journal of Production Economics**, Linköping, v. 83, p. 185-194, 2003.

JIANG, R.; ZHANG, W. J.; JI, P. Selecting the best alternative based on life-cycle cost distributions of alternatives. **International Journal of Production Economics**, Linköping, v. 89, p. 69-75, 2004.

KERALI, H. G. R.; McMULLEN, D.; ODOKI, J.B. **The highway development and management series: HDM 4 manual volume two – Applications guide**. França: PIARC, 2000.

LABI, S.; SINHA, K. C. Life-cycle evaluation of flexible pavement preventive maintenance. **Journal of Transportation Engineering**, Reston, v. 131, n. 10, p. 744-751, 2005.

LERCH, R. L. **Previsão de irregularidade pós-recape em rodovias do RS: Ajuste do Modelo HDM-4**. 2002. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2002.

LI, Z.; MADANU, S. Highway project level life-cycle benefit/cost analysis under certainty, risk, and uncertainty: methodology with case study. **Journal of Transportation Engineering**, Reston, v. 131, n. 8, p. 516-526, 2009.

MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. **Mecânica dos pavimentos**. 2. ed. Rio de Janeiro: UFRJ, 2005. ISBN 85-905987-1-3.

METROPOLIS, N.; ULAM, S. The Monte Carlo method. **Journal of the American Statistical Association**, Alexandria, v. 44, n. 247, p. 335-341, 1949.

MLADENOVIC, G. et al. Comparison of as-constructed and as-designed flexible pavement layer thicknesses. **Transportation Research Record: Journal of**

the **Transportation Research Board**, Washington D.C., v.1853, n. 03-3067, p. 165-176, 2003.

MONTGOMERY, D. C.; RUNGER, G. C. **Applied statistics and probability for engineers**. 3rd ed. New York: John Wiley & Sons, 2003. ISBN 0-471-20454-4.

MORGADO, J.; NEVES, J. Accounting for user costs when planning pavement maintenance and rehabilitation activities. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON MAINTENANCE AND REHABILITATION OF PAVEMENTS AND TECHNOLOGICAL CONTROL - MAIREPAV, 6., 2009, Torino. **Proceedings...** Torino, 2009.

MORGADO, J.; NEVES, J. Models for the analysis of maintenance strategies effects on road pavements life cycle costs. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON MAINTENANCE AND REHABILITATION OF PAVEMENTS AND TECHNOLOGICAL CONTROL - MAIREPAV, 5., 2007, Utah. **Proceedings...** USA, 2007.

MOTTA, L. M. G. **Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis; critério de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas**. 1991. 366 f. Tese (Doutorado) - Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1991.

NUNN, M.; FERNE, B.W. **Design and assessment of long-life flexible pavements**. Transportation Research Circular n.503, Perpetual Bituminous Pavements, Washington D.C., p-32-49, 2001.

OZBAY, K.; JAWAD, D; PARKER, N.A.; HUSSAIN,S. Life-cycle cost analysis: state-of-the-practice vs. state-of-the-art. In: ANNUAL MEETING OF TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, 83., 2004, Washington D.C. **Proceedings...** Washington D.C.: The National Academies, 2004.

PAZZINI, F. L. S.; FERREIRA, M. A. M.; PAZZINI, H. S. Análise de viabilidade financeira de investimentos: abordagem determinística e de simulação de Monte Carlo como auxílio ao processo decisório. In: SEMINÁRIOS EM ADMINISTRAÇÃO FEA-USP, 10., 2007, São Paulo. **Anais...** São Paulo: USP, 2007.

PITTA, M. R. **Dimensionamento de pavimentos rodoviários e urbanos de concreto pelo método da PCA/84**. ET-97. Associação Brasileira de Cimento Portland - ABCP. 3.ed. São Paulo: ABCP, 1998. ISBN 85-87024-04-3.

PITTA, M. R. **Estudo técnico e econômico - Pavimento de concreto de cimento Portland, Rodovia BR-304**. Associação Brasileira de Cimento Portland - ABCP, Rio Grande do Norte, 2001.

PITTMAN, D. W.; OPELIKA, A. **Development of a reliability-based design procedure for rigid and flexible airfield pavement**. U.S. Army Corps of Engineers, Washington D.C., 1996.

PORTLAND CEMENT ASSOCIATION - PCA. **Thickness design for concrete highway and street pavement**. Engineering Bulletin 109-01P. Illinois, 1984.

QUEIROZ, C. A. V. **Performance prediction models for pavement management in Brazil**. Tese (Doutorado), University of Texas, Austin, 1981.

REIGLE, J. A. **Development of an integrated project-level pavement management model using risk analysis**. 2000. Dissertation (Doctor of Philosophy in Civil Engineering) - College of Engineering and Mineral Resources, West Virginia University, Morgantown, 2000.

REIGLE, J. A.; ZANIEWSKI, J. P. Risk-based life-cycle cost analysis for project-level pavement management. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, Washington D.C., v.1816, n. 02-2579, p. 34-42, 2002.

RODRIGUES FILHO, S. **Estudo econômico comparativo entre tipos de pavimentos**. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2006.

SANCHEZ-SILVA, M. et al. Reliability based design optimization of asphalt pavements. **The International Journal of Pavement Engineering**, London, v.6, n. 4, p. 281-294, 2005.

SEVERI, A. A. **Considerações sobre os custos de pavimentos rígidos com base em conceitos de gerência de pavimentos**. 1997. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997.

SHAHATA, K.; ZAYED, T. Simulation as a Tool for Life Cycle Cost Analysis. In: WINTER SIMULATION CONFERENCE, 40., 2008, Miami. **Proceedings...** Miami, 2008.

SUZUKI, C. Y.; KABBACH JUNIOR, F. I.; AZEVEDO, A. M.; PEREIRA, A. C. O. e VICENTE, P. R. F. Introdução do conceito de confiabilidade nos métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis utilizados no Brasil. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 35., 2004, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: RAPv, 2004.

SUZUKI, C. Y.; NAGAO, E. M.; OSÓRIO, C. C.; AZEVEDO, A. M. Considerações sobre o conceito de confiabilidade na análise mecânica de estruturas de pavimentos flexíveis. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 33., 2001, Florianópolis. **Anais...** Rio de Janeiro: RAPv, 2001. p. 695-705.

TACK, J. N.; CHOU, Y. J. Pavement performance analysis applying probabilistic deterioration methods. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, Washington D.C., v.1769, n. 01-2962, p. 20-27, 2001.

- TIGHE, S. L. Guidelines for probabilistic pavement life cycle cost analysis. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, Washington D.C., v. 1769, p. 28-38, 2001.
- TIGHE, S. L. **An integrated model to assess asphalt cement quality on low temperature performance and life cycle cost**. 1999. Ph. D. Thesis (Doctor of Philosophy in Civil Engineering), University of Waterloo, Ontario, 1999.
- TIGHE, S.; HAAS, R.; PONNIAH, J. Life cycle cost analysis of mitigating pavement rehabilitation reflection cracking. In: ANNUAL MEETING OF TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, 82., 2003, Washington D.C. **Proceedings...** Washington D.C.: The National Academies, 2003.
- TURNBULL, W. J.; FOSTER, C. R.; AHLVIN, R. G. Design of flexible pavements considering mixed loads and traffic volume. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE STRUCTURAL DESIGN OF ASPHALT PAVEMENT, 1., 1962, Ann Arbor. **Proceedings...** Ann Arbor: University of Michigan, 1962. p. 130-134.
- UNITED STATES DEPARTMENT OF TRANSPORTATION - USDot. **Life-cycle cost analysis primer**. Federal Highway Administration, Office of Asset Management, Washington D.C., 2002.
- UZAROWSKI, L.; MOORE, G. Sustainable pavements - making the case for longer design lives for flexible pavements. In: ANNUAL CONFERENCE OF THE TRANSPORTATION ASSOCIATION OF CANADA, 2008, Toronto. **Proceedings...** Ottawa: Transportation Association of Canada, 2008.
- VADAKPAT, G.; STOFFELS, S.; DIXON, K. Road user cost models for network-level pavement management. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, Washington D.C., v. 1699, p. 49-57, 2000.
- VELADO, M. **Life cycle cost analysis procedures manual**. California Department of Transportation, California, 2007.
- VENNALAGANTI, K. M.; FERREGUT, C.; NAZARIAN, S. Stochastic analysis of errors in remaining life due to misestimation of pavement parameters in NDT. In: NONDESTRUCTIVE TESTING OF PAVEMENTS AND BACKCALCULATION OF MODULI, 2., **ASTM STP 1198**, Philadelphia: ASTM, 1994.
- WALLS III, J.; SMITH, M. R. **Life-cycle cost analysis in pavement design - Interim technical bulletin**. FHWA-AS-98-079, Federal Highway Administration, Washington D.C., 1998.
- WANG, F.; MACHEMEHL, R. B.; POPOVA, E. Toward Monte Carlo simulation-based mechanistic-empirical prediction of asphalt pavement performance. **Journal of Transportation Engineering**, Reston, v. 136, n. 7, p. 678-688, 2010.

WATANATADA, T. et al. **The highway development and management standards model - Volume one – Description of the HDM-III model.** Washington D.C.: The World Bank, 1987.

WHITELEY, L.; TIGHE, S.; ZHANG, Z. Incorporating Variability into Pavement Performance, Life-Cycle Cost Analysis, and Performance-Based Specification Pay Factors. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, Washington D.C., v. 1940, p. 13-20, 2005.

WILDE, W. J.; WAALKES, S.; HARRISON, R. **Life cycle cost analysis of Portland cement concrete pavements.** FHWA/TX-00/0-1739-1, Federal Highway Administration, Washington D.C., 1999.

WIMSATT, A. J.; CHANG-ALBITRES, C. M.; KRUGLER, P. E.; SCULLION, T.; FREEMAN, T. J. e VALDOVINOS, M. B. **Considerations for rigid vs. flexible pavement designs when allowed as alternate bids: Technical report.** FHWA/TX-09/0-6085-1, Federal Highway Administration, Washington D.C., 2009.

YODER, E.; WITCZAK, M. **Principles of pavement design.** New York: John Willey & Sons, 1975. ISBN 0-471-97780-2.

ZAGHLOUL, S. et al. Effect of positive drainage on flexible pavement life-cycle cost. In: ANNUAL MEETING OF TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, 83., 2004, Washington D.C. **Proceedings...** Washington D.C.: The National Academies, 2004. 16. p.

ZEMINIAN, M. G. S. L. Estudo comparativo de custos de pavimentos rígido e flexível para a definição de uma política de pavimentação no Estado de Minas Gerais. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO, 1., 1977, Minas Gerais. **Anais...** Minas Gerais, 1977.

REFERÊNCIAS COMPLEMENTARES

ABAZA, K. A.; MURAD, M. M. Prediction of flexible pavement remaining strength and overlay design thickness using stochastic modeling. In: ANNUAL MEETING OF TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, 88., 2009, Washington D.C. **Proceedings...** Washington D.C.: The National Academies, 2009. 21. p.

AL-SULEIMAN, T. I.; SINHA, K. C.; RIVERSON, J. D. Effects of pavement age and traffic on maintenance effectiveness. **Journal of Transportation Engineering**, Reston, v. 117, n. 6, p. 644-659, 1991.

ÁVILA, F.; SANTOS, R. A.; LOPES, L. A. S. MATPAV: Uma ferramenta para a gerência de pavimentos. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 38., 2007, Manaus. **Anais...** Rio de Janeiro: RAPv, 2007. 9. p.

BARRINGER, H. P. A life cycle cost summary. In: INTERNATIONAL CONFERENCE OF MAINTENANCE SOCIETIES - ICOMS, 2003, Australia. **Proceedings...** Australia: Maintenance Engineering Society of Australia, 2003. 10. p.

BEG, M. A.; ZHANG, Z.; HUDSON, W. R. Development of pavement type evaluation procedure for Texas Department of Transportation. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, Washington D.C., v.1699, n. 00-0651, p. 23-32, 2000.

BERNUCCI, L. L. B.; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. **Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros**. Rio de Janeiro: Petrobras - Abeda, 2008. ISBN 85-85227-84-2.

BRADBURY, A. et al. Life cycle costing of freeway pavements in Ontario. In: ANNUAL MEETING OF TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, 79., 2000, Washington D.C. **Proceedings...** Washington D.C.: The National Academies, 2000. 25. p.

CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. **California life-cycle benefit/cost analysis model - User's guide version 4.0**. California, 2009.

CHRISTENSEN, P. N.; SPARKS, G. A.; KOSTUK, K. J. A method-based survey of life cycle costing literature pertinent to infrastructure design and renewal. **Canadian Journal of Civil Engineering**, Ottawa, v. 32, Issue 1, p. 250-259, 2005.

COLE, L. W. **Use of life cycle cost analysis to determine the cost-effectiveness of concrete pavement design features**. American Concrete Pavement Association, Skokie.

DU PLESSIS, L.; RUST, F. C.; HORAK, E. et al. Cost benefit analysis of the California HVS program. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON ACCELERATED PAVEMENT TESTING, 3., 2008, Madrid. **Proceedings...** Madrid, 2008.

EMBACHER, R. A.; SNYDER, M. B. Case study comparisons of the life-cycle costs of HMA and PCC pavements on lower volume roads. In: ANNUAL MEETING OF TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, 80., 2001, Washington D.C. **Proceedings...** Washington D.C.: The National Academies, 2001. 27. p.

FWA, T. F.; SINHA, K. C. Pavement performance and life-cycle cost analysis. **Journal of Transportation Engineering**, Reston, v. 117, n. 1, p. 33-46, 1991.

GEARA, T. G. **Improved models for user cost analysis**. 2008. Thesis (Master of Science in Civil Engineering) - Faculty of the Graduate School, University of Cincinnati, Ohio, 2008.

HAAS, R. Reinventing the pavement management wheel. In: CONFERENCE ON MANAGING PAVEMENTS, 5., 2001, Seattle. **Proceedings...** Washington D.C.: University of Washington, 2001.

HAAS, R.; TIGHE, S.; DORE, G., HEIN, D. Mechanistic-empirical pavement design: evolution and future challenges. In: ANNUAL CONFERENCE OF THE TRANSPORTATION ASSOCIATION OF CANADA, 2007, Saskatoon. **Proceedings...** Ottawa: Transportation Association of Canada, 2007.

HAAS, R. TIGHE, S. FALLS, L. C. Generic protocol for long life pavements cost analysis. In: ANNUAL CONFERENCE OF TRANSPORTATION ASSOCIATION OF CANADA, 2003, Newfoundland and Labrador. **Proceedings...** Ottawa: Transportation Association of Canada, 2003. 19. p.

HARRIS, S. **Colorado department of transportation's current procedure for life cycle cost analysis and discount rate calculations**. CDOT-2009-2, Colorado Department of Transportation, Denver, 2009.

HERABAT, P.; AMEKUDZI, A. A.; SIRIRANGSI, P. Application of cost approach for pavement valuation and asset management. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, Washington D.C., v.1812, n. 02-3501, p. 219-227, 2002.

HERLBOLD, K. D. Using Monte Carlo Simulation for Pavement Cost Analysis. **Public Roads Magazine**, Federal Highway Administration, Washington D.C., v. 64, n. 3, 2000.

HONG, F. **The role of road user costs in benefit-cost analysis**. 2009. Thesis (Master of Science) - Faculty of the Graduate School, University of Minnesota, Minneapolis, 2009.

ISMAIL, K.; SAYED, T. Risk-based highway design: case studies from British Columbia, Canada. In: ANNUAL MEETING OF TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, 89., 2010, Washington D.C. **Proceedings...** Washington D.C.: The National Academies, 2010. 20. p.

JAWAD, D.; OZBAY, K. Probabilistic lifecycle cost optimization for pavement management at the project-level. In: ANNUAL MEETING OF TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, 85., 2006, Washington D.C. **Proceedings...** Washington D.C.: The National Academies, 2006. 15. p.

JUNG, J.; KALOUSH, K. E., WAY, G. B. **Life cycle cost analysis: conventional versus asphalt-rubber pavements**. Arizona Department of Transportation, Tempe, 2002.

KERALI, H. G. R. **The highway development and management series: HDM 4 manual volume one – Overview of HDM-4**. França: PIARC, 2000.

MEARIG, T.; COFFEE, N.; MORGAN, M. **Life cycle cost analysis handbook**. Alaska Department of Education & Early Development, Juneau, 1999.

KHURSHID, M. B.; IRFAN, M.; LABI, S. Comparison of methods for evaluating pavement interventions. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, Washington D.C., v.2108, p. 25-36, 2009.

KIM, H. B. A Practical probabilistic design format for flexible pavements. In: ANNUAL MEETING OF TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, 85., 2006, Washington D.C. **Proceedings...** Washington D.C.: The National Academies, 2006. 18. p.

LAMPTEY, G.; AHMAD, M.; LABI, S.; SINHA, K. **Life cycle cost analysis for INDOT pavement design procedures**. FHWA/IN/JTRP-2004/28, Federal Highway Administration, Washington D.C., 2005.

LI, Z.; SINHA, K. C. Application of Shackle's model and system optimization for highway investment decision making under uncertainty. **Journal of Transportation Engineering**, Reston, v. 135, n. 3, p. 129-139, 2009.

LINDLY, J. K.; CLARK, P. R. **Adjustments to pavement life-cycle cost analysis procedures**. UTCA Report 02409, University Transportation Center for Alabama, Tuscaloosa, 2003.

MORIARTY, K. D. et al. Using simulation models to assess the impacts of highway work zone strategies: case studies along interstate highways in Massachusetts and Rhode Island. In: ANNUAL MEETING OF TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, 87., 2008, Washington D.C. **Proceedings...** Washington D.C.: The National Academies, 2008. 16. p.

NEWCOMB, D.E.; WILLIS, R.; TIMM, D. H. **Perpetual asphalt pavements - A synthesis**. Asphalt Pavement Alliance - APA, Michigan, 2009.

ORGANIZATION FOR ECONOMIC CO-OPERATION AND DEVELOPMENT - OECD. **Economic evaluation of long-life pavements - Phase 1**. Paris, 2005. ISBN 92-64-00856-X.

PASINDU, H. R.; FWA, T. F. Incorporating risk of failure into runway pavement maintenance management of cracks. In: ANNUAL MEETING OF TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, 89., 2010, Washington D.C. **Proceedings...** Washington D.C.: The National Academies, 2010. 24. p.

PINTO, S.; PREUSSLER, E. S. **Pavimentação rodoviária: conceitos fundamentais sobre pavimentos flexíveis**. Rio de Janeiro: Copiarte, 2002. ISBN 85-902537-1-6.

PONNIAH, J. E.; KENNEPOHL, G. J. Crack sealing in flexible pavements: A life-cycle cost analysis. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, Washington D.C., v. 1529, p. 86-94, 1996.

PRIYA, R.; SRINIVASAN, K. K.; VEERARAGAVAN, A. Sensitivity of design parameters on optimal pavement maintenance decisions at project level. In: ANNUAL MEETING OF TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, 87., 2008, Washington D.C. **Proceedings...** Washington D.C.: The National Academies, 2008. 16. p.

RANGARAJU, P. R., AMIRKHANIAN, S., GUVEN, Z. **Life cycle cost analysis for pavement type selection**. FHWA-SC-08-01, Federal Highway Administration, Washington D.C., 2008.

RENS, L. **Concrete roads: a smart and sustainable choice**. European Concrete Paving Association, Brussels, 2009.

ROLT, J.; PARKMAN, C. C. Characterization of pavement strength in HDM-III and changes adopted for HDM-4. In: ROAD ENGINEERING ASSOCIATION OF ASIA AND AUSTRALIA CONFERENCE, 10., 2000, Tokyo. **Proceedings...** Selangor: The Road Engineering Association of Asia & Australasia, 2000.

ROMANOSCHI, S. A.; METCALF, J. B. Evaluation of probability distribution function for the life of pavement structures. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, Washington D.C., v.1730, n. 00-0614, p. 91-98, 2000.

SINHA, K. C. et al. Applications of advanced technologies in transportation: Lessons learned and future directions. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON APPLICATION OF ADVANCED TECHNOLOGIES IN TRANSPORTATION ENGINEERING, 8., 2004, Beijing. **Proceedings...** Beijing: China Academy of Transportation Sciences, 2004.

UDDIN, W.; CARMICHAEL III, R. F.; HUDSON, W. R. A methodology for life-cycle cost analysis of pavements using microcomputer. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE STRUCTURAL DESIGN OF ASPHALT PAVEMENTS, 6., 1987, Ann Arbor. **Proceedings...** Ann Arbor: University of Michigan, 1987. p. 773-794.

VIDALIS, S. M.; KOPAC, P. A.; NAJAFI, F. T. Probabilistic procedure for analyzing construction pay adjustment systems. In: ANNUAL MEETING OF TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, 85., 2006, Washington D.C. **Proceedings...** Washington D.C.: The National Academies, 2006. 15. p.

VILLACRES, J. N. **Pavement life-cycle cost studies using actual cost data - A Synthesis.** Report 5672-2/1, Ohio Department of Transportation, Ohio, 2005.

WAALKES, S. M. et al. **A sensitivity analysis of the rigid pavement life-cycle cost analysis program.** Research Report n. 0-1739-2, Federal Highway Administration, Washington D.C., 1999.

WALPOLE, R. E. et al. **Probability & statistics for engineers & scientists.** 8th ed. Upper Saddle River: Pearson Prentice Hall, 2007. ISBN 0-13-204767-5.

WANG, F.; MACHEMEHL, R. B. Monte Carlo simulation approach to mechanistic-empirical analysis of flexible pavement. In: ANNUAL MEETING OF TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, 87., 2008, Washington D.C. **Proceedings...** Washington D.C.: The National Academies, 2008. 22. p.

XIAO, Y. et al. Life-cycle cost optimization of highway maintenance and rehabilitation strategies based on a integrated maintenance management system. In: ANNUAL MEETING OF TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, 87., 2008, Washington D.C. **Proceedings...** Washington D.C.: The National Academies, 2008. 27. p.

ZHANG, H. **Sustainable pavement asset management based on life cycle models and optimization methods.** 2009. Dissertation (Doctor of Philosophy) - Natural Resources and Environment, University of Michigan, Ann Arbor, 2009.

APÊNDICE A - ARQUIVOS DIGITAIS

→ Nesta seção é apresentada mídia digital contendo os modelos resultantes da pesquisa, a saber:

- Confiabilidade_Asfáltico.xlsm
- Confiabilidade_Rígido.xlsm
- LCCA_Asfáltico_30anos.xlsm
- LCCA_Asfáltico_40anos.xlsm
- LCCA_Rígido_30anos.xlsm
- LCCA_Rígido_40anos.xlsm

