

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE TRANSPORTES

Serviço de Pós-Graduação EESC/USP

EXEMPLAR REVISADO

Data de entrada no Serviço: 10.07.02.

Ass.: 

FAIXAS ADICIONAIS
PARA ACLIVES DE
RODOVIAS BRASILEIRAS

RICARDO ALMEIDA DE MELO

Tese apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil – Área: Transportes.

DEDALUS - Acervo - EESC



31100037037



ORIENTADOR: Prof. Dr. José Reynaldo A. Setti

São Carlos, SP
Junho - 2002

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **RICARDO ALMEIDA DE MELO**

Tese defendida e julgada em 10-06-2002 perante a Comissão Julgadora:



Prof. Assoc. **JOSÉ REYNALDO ANSELMO SETTI (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP) APROVADO



Prof. Titular **JOÃO ALEXANDRE WIDMER**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP) APROVADO



Prof. Doutor **FELIPE ISSA KABBACH JÚNIOR**
(Escola Politécnica/USP) APROVADO



Profa. Doutora **HELENA BEATRIZ BETELLA CYBIS**
(Universidade Federal do Rio Grande do Sul/UFRGS) APROVADO



Prof. Doutor **GLAUCO TÚLIO PESSA FABBRI**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP) APROVADO



Prof. Assoc. **JOSÉ REYNALDO ANSELMO SETTI**
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em
Engenharia de Transportes



Profa. Assoc. **MARIA DO CARMO CALIJURI**
Presidente da Comissão de Pós-Graduação da EESC

DEDICATÓRIA

Dedico esta tese aos meus pais (*In memoriam*):

ADELINA MARIA ALMEIDA DE MELO e JOSÉ BEZERRA DE MELO IRMÃO.

“Honra teu pai e tua mãe – este é o primeiro mandamento com promessa – para que tudo te corra bem e tenhas longa vida sobre a terra” [Efésios 6:2-3].

“O único lugar onde o resultado vem antes do trabalho é no dicionário” [Albert Einstein].

“No fim tudo dá certo, se não deu certo é porque ainda não chegou ao fim” [Fernando Sabino].

Para mim, foi uma grande satisfação iniciar esta tese, desenvolvê-la e concluí-la. Porém, o questionamento mais difícil feito a minha pessoa, durante a elaboração desta pesquisa, foi o seguinte: “Ricardo, quando você defende a sua tese?”.

Entretanto, como eu sabia que tinha muito a fazer para concluí-la, prever o dia de defesa era difícil. Então, eu sempre respondia aos meus amigos: “Eu defendo a tese após 30 dias da entrega dos exemplares na CPG”. (risos).

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Dr. José Reynaldo A. Setti, pela orientação e incentivo na realização deste trabalho. Após ter lançado a idéia de desenvolver a tese, sempre contribuiu para a sua conclusão, seja questionando minhas idéias, seja apresentando sugestões ou repassando o seu conhecimento sobre o tema. O apoio prestado foi muito importante para que eu acumulasse conhecimentos e me possibilitasse elaborar esta tese.

Ao CNPq, pela concessão da bolsa de estudos, recurso financeiro indispensável à promoção do desenvolvimento científico e tecnológico do País.

Ao FIPAI, por financiar a realização das coletas de dados, ao FINEP, que através do programa RECOPE, financiou a aquisição de equipamentos e, a EMDEC e à Prefeitura Municipal de Campinas, pelo empréstimo de equipamentos.

Aos diretores, gerentes e funcionários das concessionárias Triângulo do Sol (Paulo André, Otávio Martins, Marcos Pierri, Cristiano Monteiro, Fábio Bernardino, Marcelo Morante, entre outros) e Centrovias (Jorge Amín, Ricardo Apfeulbaum, Luiz Biasotto, Marco Pedrocchi, Sidnei Vieira, Mário Yamada, entre outros), por disponibilizarem informações, equipamentos e apoio com viaturas durante as coletas de dados nas rodovias.

Ao Prof. John Morrall, da Universidade de Calgary, por enviar material bibliográfico e pelas informações prestadas durante a sua estada em São Carlos.

A todos os amigos do Departamento de Transportes da EESC/USP: Alexandre, Cláudio, Everton, Fábio, Marcus, João, Omar, Pastor, Rafael, Renatinho, Renato, Rômulo e Rone, pelos momentos de convivência e pela amizade firmada. Aos que me ajudaram na realização da coleta de dados, Carlos, Célio, Cynthia, Eduardo, Flávio, Giovane, Márcia Lika, Mário Erba e Juliana, e na análise de dados, Cintia e Sérgio.

A todos os funcionários do Departamento de Transportes da EESC/USP, pela amizade, simpatia, apoio e suporte oferecido durante a pesquisa (em especial, ao Carlos, à Magali, ao Paulo e ao Vicente).

A todos os professores do Departamento de Transportes da EESC/USP.

A toda minha família, em especial à minha segunda mãe, Auxiliadora. Aos meus irmãos Aroldo, Marcus, Márcia e Mércia. Ao meu cunhado, Edísio, e à minha namorada, Wliane, que apesar de estarem distantes, foram os maiores incentivadores e sempre me apoiaram nos momentos mais difíceis.

À Prof^a Dr^a Victoria Secaf, da Universidade de São Paulo, pela revisão da redação.

Aos amigos de São Carlos: Andressa, Carol, Fabiana, Fernanda, Jairo, Jairo Sales, José Luiz, Melissa, Rita, Susana e Viviane.

SUMÁRIO

DEDICATÓRIA	i
AGRADECIMENTOS	iii
LISTA DE FIGURAS	viii
LISTA DE TABELAS	xi
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	xiv
LISTA DE SÍMBOLOS	xv
RESUMO	xviii
ABSTRACT	xix
CAPÍTULO 1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Objetivo da Tese	5
1.2. Aspectos Estudados	5
1.3. Estrutura da Tese	6
CAPÍTULO 2. DIRETRIZES PARA IMPLANTAÇÃO DE FAIXAS ADICIONAIS EM ACLIVES	7
2.1. Critérios da AASHTO	7
2.1.1. Implantação de Faixa Adicional de Subida em Rodovias de Pista Simples	7
2.1.2. Implantação de Faixa Adicional em Rodovias de Pista Dupla	12
2.2. Critérios Propostos por Schulze & Lamm	13
2.3. Critérios do MTO	16
2.4. Critérios da ATU	17
2.5. Critérios Propostos por Polus <i>et al.</i>	18
2.6. Critérios do IMT	19
2.7. Critérios do DNER	21
2.8. Critérios Propostos por Kabbach	23
2.8.1. Critério da Redução Admissível de Velocidade	23
2.8.2. Critério Baseado na Análise de Capacidade Viária	24
2.8.3. Critério de Análise de Viabilidade Econômica	24
2.9. Outros Estudos	24
2.10. Considerações Finais	25
CAPÍTULO 3. OBJETIVOS DA TESE	28
3.1. Curvas de Desempenho para Caminhões	28
3.2. Índices de Envolvimento de Caminhões em Acidentes e a Diferença de Velocidade de Veículos	29
3.3. Volumes Mínimos de Tráfego que Justifiquem Economicamente a Construção da Faixa Adicional	29
3.4. Considerações Finais	30

CAPÍTULO 4. DESEMPENHO DE CAMINHÕES EM RAMPAS	31
4.1. Objetivo do Capítulo	32
4.2. Determinação de Curvas de Desempenho para Caminhões	32
4.2.1. Modelos Analíticos	34
4.2.2. Modelos Empíricos	35
4.3. Estudos no Brasil	37
4.4. Desempenho de Caminhões em Aclives e a Relação Massa/Potência	38
4.5. Proposta de um Modelo de Desempenho de Caminhões	42
4.6. Calibração e Validação do Modelo	44
4.6.1. Perfis de Velocidade dos Caminhões nos Aclives	49
4.6.2. Ajuste Feito nas Curvas Empíricas de Desempenho	51
4.6.3. Validação do Modelo	52
4.7. Uma Proposta de Curvas de Desempenho para Caminhões Brasileiros	58
4.8. Considerações Finais	66
CAPÍTULO 5. DIFERENÇA DE VELOCIDADE DE VEÍCULOS E ÍNDICES DE ACIDENTES	67
5.1. Objetivo deste Estudo	68
5.2. Elementos Causadores de Acidentes em Rampas	68
5.3. Índices de Envolvimento de Caminhões em Acidentes e a Diferença de Velocidade dos Veículos	71
5.4. Abordagem Proposta: Análise de Acidentes em Rampas	78
5.4.1. Coleta de Dados	78
5.4.2. Informações sobre Acidentes	78
5.4.3. Volumes Diários Médios dos Locais Estudados	79
5.4.4. Distribuições de Velocidades dos Veículos	85
5.4.5. Índices de Envolvimento de Caminhões em Acidentes e Diferença de Velocidades	86
5.5. Considerações Finais	95
CAPÍTULO 6. VOLUMES MÍNIMOS DE TRÁFEGO	97
6.1. Objetivo do Estudo	99
6.2. Critérios Econômicos Propostos no Brasil	99
6.2.1. Redução dos Custos Operacionais dos Veículos	100
6.2.2. Redução do Tempo de Viagem	105
6.2.3. Custos de Construção para Faixa Adicional	107
6.3. Critérios Econômicos Propostos pelo MTO	108
6.4. Critérios Econômicos Propostos pelo IMT	110
6.5. Critérios Econômicos Propostos por Jain & Taylor	112
6.6. Outras Propostas	113

6.7. Volumes Mínimos de Tráfego que Justifiquem a Implantação de Faixas Adicionais	114
6.7.1. O Modelo de Simulação TRARR	114
6.7.2. Características Geométricas dos Trechos Estudados	116
6.7.3. Características do Tráfego	119
6.7.4. Arquivos OBS	120
6.7.5. As Rodadas de Simulação e os Resultados Obtidos	121
6.7.6. Estimativa dos Benefícios	121
6.7.7. Custos de Construção	128
6.7.8. Relação Benefício/Custo e Volumes Mínimos de Tráfego	130
6.8. Considerações Finais	133
CAPÍTULO 7. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	135
7.1. Desempenho de Caminhões Brasileiros em Rampas	136
7.2. Reduções Admissíveis de Velocidade para Caminhões Brasileiros	141
7.3. Volumes Mínimos de Tráfego	142
7.4. Recomendações	143
ANEXO A. RODOVIAS ESTUDADAS	145
ANEXO B. ARQUIVOS DO TRARR	148
B.1. Lista de Variáveis Usadas no Simulador	148
B.1.1. Parâmetros do Arquivo ROAD	148
B.1.2. Parâmetros do Arquivo TRAF	149
B.1.3. Parâmetros do Arquivo VEHS	150
B.1.4. Parâmetros do Arquivo OBS	153
B.1.5. Parâmetros do Arquivo OUT	154
B.2. Exemplos de Arquivos do TRARR	155
B.2.1. Arquivo ROAD	155
B.2.2. Arquivo TRAF	156
B.2.3. Arquivo VEHS	159
B.2.4. Arquivo OBS	163
B.2.5. Arquivo OUT	164
ANEXO C. EXEMPLO DE ANÁLISE ECONÔMICA	167
C.1. Benefícios de Redução dos Custos Operacionais dos Veículos	167
C.2. Benefícios por Redução dos Tempos de Viagem	170
C.3. Total dos Benefícios	171
C.4. Custos para Construção da Faixa Adicional	171
C.5. Cálculo da Relação Benefício/Custo e Viabilidade Econômica	171
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	172

LISTA DE FIGURAS

1.1. Modelo de faixa adicional para aclives [AASHTO, 2001]	4
2.1. Curvas de desempenho de um caminhão típico norte-americano, relação massa/potência de 120 kg/kW: (a) curvas de desaceleração, (b) curvas de aceleração [AASHTO, 2001]	10
2.2. Índice de acidentes envolvendo caminhões para velocidades inferiores à velocidade média da rodovia [Glennon, 1970; citado por AASHTO, 2001]	11
2.3. Perfil do 15 ^o percentil de velocidade do caminhão típico alemão (130 kg/kW), em função curvatura horizontal [Schulze & Lamm, 2000]	14
2.4. Perfil do 85 ^o percentil de velocidade do automóvel alemão, em função da curvatura horizontal [Schulze & Lamm, 2000]	15
2.5. Curvas de desaceleração para caminhão brasileiro (relação massa/potência de 180 kg/kW) [DNER, 1979]	22
2.6. Curvas de aceleração para caminhão brasileiro (relação massa/potência de 180 kg/kW) [DNER, 1979]	22
4.1. Curvas de desempenho para um caminhão típico norte-americano (120 kg/kW) (A) desaceleração, (B) aceleração [AASHTO, 2001]	33
4.2. Curvas de tendência para relações massa/potência dos caminhões norte-americanos, entre os anos de 1949 a 1985 [AASHTO, 1994]	39
4.3. Diagrama de forças atuantes em um veículo em movimento [Demarchi, 2000a]	42
4.4. Distribuição de massas dos caminhões pesados na balança móvel da rodovia SP-225	47
4.5. Distribuição de relações massas/potências dos veículos na SP-225	48
4.6. Curvas de desaceleração obtidas na SP-225 e SP-310	50
4.7. Curvas de desaceleração obtidas na SP-310	50
4.8. Exemplo de translação horizontal de curvas de desempenho para caminhões articulados pesados: aclave com inclinação de 2,93%	51
4.9. Curvas de desempenho para caminhões rígidos pesados, SP-225	53
4.10. Curvas de desempenho para caminhões articulados pesados, SP-225	53
4.11. Curvas de desempenho para caminhões rígidos leves, SP-310	55
4.12. Curvas de desempenho para caminhões rígidos pesados, SP-310	56
4.13. Configurações típicas de caminhões canavieiros [Demarchi & Pierin, 2001]	58
4.14. Curvas de desempenho de caminhão rígido leve (100 kg/kW): (a) curvas de desaceleração; (b) curvas de aceleração	59
4.15. Curvas de desempenho de caminhão rígido pesado (200 kg/kW): (a) curvas de desaceleração; (b) curvas de aceleração	60

4.16. Curvas de desempenho de caminhão articulado leve (140 kg/kW): (a) curvas de desaceleração; (b) curvas de aceleração	61
4.17. Curvas de desempenho de caminhão articulado pesado (180 kg/kW): (a) curvas de desaceleração; (b) curvas de aceleração	62
4.18. Curvas de desempenho de caminhão rígido sobrecarregado (300 kg/kW): (a) curvas de desaceleração; (b) curvas de aceleração	63
4.19. Curvas de desempenho de caminhão + reboque sobrecarregado (380 kg/kW): (a) curvas de desaceleração; (b) curvas de aceleração	64
4.20. Curvas de desempenho de treminhão sobrecarregado (300 kg/kW): (a) curvas de desaceleração; (b) curvas de aceleração	65
5.1. Índices de acidentes e a variação da diferença da velocidade média de automóveis e caminhões [Solomon, 1964]	72
5.2. Índices de envolvimento de caminhões em acidentes e a diferença de velocidade entre automóveis e caminhões [Glennon, 1970; citado por AASHTO, 2001]	76
5.3. Índices de envolvimento de caminhões em acidentes e a diferença de velocidades em rodovias de pista simples	90
5.4. Índices de envolvimento de caminhões em acidentes e a diferença de velocidades em rodovias de pista dupla	91
5.5. Comparação entre índices de envolvimento de caminhões em acidentes da AASHTO [2001] e os índices obtidos neste estudo	94
6.1. Etapas do modelo de simulação TRARR [Egami & Setti, 1999]	116
6.2. Planta das rampas estudadas	118
6.3. Perfil longitudinal das rampas estudadas	118
6.4. Relações benefícios/custos em função do volume de tráfego (sentido ascendente) e porcentagem de caminhões	131
6.5. Fluxos de tráfego (sentido ascendente) em função da porcentagem de caminhões, para os quais a relação B/C = 1	132
6.6. Volumes mínimos de tráfego (sentido ascendente) que justifiquem a construção de faixas adicionais em aclives de rodovias de pista simples brasileiras	134
7.1. Comparação entre curvas de desempenho do caminhão de projeto norte-americano (120 kg/kW) e de um caminhão típico brasileiro (200 kg/kW)	137
7.2. Comprimentos críticos de rampas para rodovias de pista simples	139
7.3. Comprimentos críticos de rampas para rodovias de pista dupla	140
7.4. Curvas de índices de envolvimento de caminhões em acidentes em função da diferença de velocidade entre veículos rápidos e veículos lentos	142
A.1. Locais de coleta de dados para o estudo sobre desempenho de caminhões	145

A.2. Locais de coleta de dados sobre velocidade e fluxo de veículos: rodovias de pista simples	146
A.3. Locais de coleta de dados sobre velocidade e fluxo de veículos: rodovias de pista dupla	147

LISTA DE TABELAS

1.1. Extensão da rede viária pesquisada pela CNT [2001]	1
2.1. Valores dos 85 ^o percentis das velocidades dos automóveis em função da inclinação da rampa [Schulze & Lamm, 2000]	15
2.2. Diretrizes para implantação de faixas adicionais em aclives	27
4.1. Relação massa/potência dos caminhões por região (anos de 1974 e 1975) [DNER, 1979; citado por Kabbach, 1992]	40
4.2. Relação massa/potência média de caminhões brasileiros em 1978 [DNER, 1979; citado por Kabbach, 1992]	40
4.3. Número de caminhões que passaram na balança da rodovia SP-225	46
4.4. Distribuição de massas dos caminhões na SP-225 e comparação com a distribuição da SP-330	47
4.5. Distribuição das relações massas/potências dos veículos na SP-225 e comparação com os resultados obtidos em um estudo na SP-330	48
4.6. Parâmetros usados no modelo de desempenho (caminhões rígidos e articulados)	57
4.7. Parâmetros usados modelo de desempenho (caminhões sobrecarregados)	57
5.1. Fatores de redução de acidentes em aclives, após a implantação de faixas adicionais [Hauer & Persaud, 1996]	69
5.2. Comparação entre índices de acidentes em rodovias com e sem faixa de ultrapassagem [Harwood et al., 1985]	70
5.3. Redução de velocidade estimada para caminhões de 4 eixos em função da redução de velocidade do caminhão de projeto [Glennon, 1970]	74
5.4. Índice de envolvimento de caminhões (de quatro ou mais eixos) em acidentes, para uma diferença de velocidade de 25 km/h [Glennon, 1970]	75
5.5. Índices de envolvimento de caminhões em acidentes em função das diferenças de velocidades [Glennon, 1970]	76
5.6. Características geométricas dos trechos estudados e acidentes envolvendo caminhões entre junho de 1998 a abril de 2001	81
5.7. Volume total de tráfego dos locais estudados (janeiro a abril de 2001)	82
5.8. Estimativa do volume diário médio anual para os locais de estudo, em rodovias de pista simples e dupla (anos 1999 e 2000)	84
5.9. Distribuição das velocidades dos veículos nas rodovias de pista simples	85
5.10. Distribuição das velocidades dos veículos nas rodovias de pista dupla	86
5.11. Índices de envolvimento de caminhões em acidentes para rodovias de pista simples (período junho de 1998 a abril de 2001)	88
5.12. Índices de envolvimento de caminhões em acidentes para rodovias de pista dupla (período junho de 1998 a abril de 2001)	88

5.13. Comparação entre índices de envolvimento de caminhões em acidentes da AASHTO [2001] e índices de acidentes determinados neste estudo	94
6.1. Exemplo de parte do arquivo <i>ROAD</i> gerada para a rampa da SP-225, entre os quilômetros 148 e km 150+400	117
6.2. Localização e comprimento das faixas adicionais nas rampas estudadas	119
6.3. Características sobre o tráfego de veículos nas rampas estudadas	120
6.4. Velocidades médias desejadas e porcentagens de pelotões nas rampas estudadas	120
6.5. Exemplo de composição de custos operacionais para carros populares (dezembro/2001). [Economia e Transporte, 2001]	123
6.6. Exemplo de composição de custos operacionais para ônibus rodoviários (dezembro/2001). [Economia E Transporte, 2001]	124
6.7. Exemplo de composição de custos operacionais para caminhões (dezembro/2001). [Economia e Transporte, 2001]	124
6.8. Custo de construção para um quilômetro de faixa adicional (dezembro/2001)	129
6.9. Custos de construção para as faixas adicionais propostas neste estudo (dezembro/2001)	130
6.10. Fluxos de tráfego (sentido ascendente), em função da porcentagem de caminhões, para os quais a relação B/C=1	132
6.11. Volumes mínimos de tráfego (sentido ascendente) que justifiquem a construção de faixas adicionais em aclives de rodovias de pista simples brasileiras	134
7.1. Comprimentos críticos de rampas para rodovias de pista simples	139
7.2. Comprimentos críticos de rampas para rodovias de pista dupla	140
7.3. Volumes mínimos de tráfego (sentido ascendente) a partir dos quais sugere-se implantar faixas adicionais em aclives de rodovias de pista simples	143
B.1. Parâmetros do arquivo <i>ROAD</i>	148
B.2. Parâmetros do arquivo <i>TRAF</i>	149
B.3. Classes de veículos usadas no <i>TRARR</i>	150
B.4. Parâmetros do arquivo <i>VEHS</i>	151
B.5. Parâmetros do arquivo <i>OBS</i>	153
C.1. Volumes de tráfego e fator da hora de projeto na SP-333, km 155+40 ao km 157+840	167
C.2. Composição do tráfego simulado na SP-333, km 155+40 ao km 157+840	167
C.3. Volumes diários médios na SP-333: km 155+40 ao km 157+840	168

C.4. Cálculo da variação do custo operacional unitário, SP-333: km 155+40 ao km 157+840 (rampa equivalente de 2,60%)	168
C.5. Cálculo da redução do custo operacional para todos os veículos na hora-pico, SP-333: km 155+40 ao km 157+840	169
C.6. Determinação da redução diária dos tempos de viagem para carros e ônibus: SP-333: km 155+40 ao km 157+840	170

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

<i>AASHO:</i>	<i>American Association of State Highway Officials</i>
<i>AASHTO</i>	<i>American Association of State Highways and Transportation Officials</i>
<i>ATU:</i>	<i>Alberta Transportation and Utilities</i>
<i>BNB:</i>	Banco do Nordeste do Brasil
<i>CNT:</i>	Confederação Nacional do Transporte
<i>CONTRAN:</i>	Conselho Nacional de Trânsito
<i>DER:</i>	Departamento de Estradas de Rodagem
<i>DNER:</i>	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
<i>EBTU:</i>	Empresa Brasileira dos Transportes Urbanos
<i>GEIPOT:</i>	Empresa Brasileira de Planejamento de Transportes
<i>GPS:</i>	<i>Global Positioning System</i>
<i>HCM:</i>	<i>Highway Capacity Manual</i>
<i>HDM:</i>	<i>Highway Development and Management System</i>
<i>IGP-M:</i>	Índice Geral dos Preços do Mercado
<i>IMT:</i>	<i>Instituto Mexicano del Transporte</i>
<i>IPR:</i>	Instituto de Pesquisas Rodoviárias
<i>MOPT:</i>	<i>Ministerio de Obras Publicas y Transporte</i>
<i>MT:</i>	Ministério dos Transportes
<i>MTO:</i>	<i>Ministry of Transportation of Ontario</i>
<i>SAE:</i>	<i>Society of Automotive Engineers</i>
<i>TRARR:</i>	<i>Traffic on Rural Roads</i>
<i>TRB:</i>	<i>Transportation Research Board</i>

LISTA DE SÍMBOLOS

%:	porcentagem de veículos rápidos (automóveis, ônibus e caminhões descarregados)
% <i>cam</i> :	porcentagem de caminhões no fluxo de tráfego
% <i>TE_{com faixa}</i> :	porcentagem média do tempo em que os veículos rápidos acompanham veículos lentos, quando existe faixa adicional
% <i>TE_{sem faixa}</i> :	porcentagem média do tempo em que os veículos rápidos acompanham veículos lentos, quando não existe faixa adicional
η :	coeficiente de eficiência da transmissão
μ :	coeficiente estático de atrito pneu-pavimento
$\frac{\bar{P}}{M}$:	relação potência/massa média estimada (W/kg)
<i>a</i> :	aceleração (m/s^2)
<i>A</i> :	área frontal do veículo (m^2)
<i>A</i> :	valor de uma parcela anual (R\$)
<i>Ad</i> :	atraso diário real causado aos veículos rápidos que sobem a rampa (h)
<i>Adu</i> :	atraso diário médio de cada veículo rápido na rampa (h)
<i>AR</i> :	redução anual dos índices de acidentes
<i>B/C</i> :	relação benefício/custo
<i>BRACID</i> :	benefício de redução dos custos de acidentes (R\$/ano)
<i>BRCM</i> :	benefício de redução do custo de manutenção viária (R\$/ano)
<i>BRCO</i> :	benefício de redução dos custos operacionais dos veículos (R\$/ano)
<i>BROUT</i> :	outros benefícios, como redução do impacto ambiental (R\$/ano)
<i>BRTV</i> :	benefício de redução dos tempos de viagem para automóveis ou ônibus (R\$/ano)
<i>BT</i> :	benefício total (R\$/ano)
<i>C</i> :	custos de construção e manutenção da faixa adicional
<i>C_{1,i}</i> , <i>C_{2,i}</i> :	custo operacional dos veículos (sem e com faixa adicional)
<i>C_f</i> :	coeficiente que inclui a densidade do ar ao nível do mar e fatores de conversão de unidades
<i>C₂</i> , <i>C₃</i> :	coeficientes para tipo de pneu
<i>C_a</i> :	coeficiente aerodinâmico (kg/m^3)
<i>CCR_s</i> :	taxa de variação da curvatura horizontal
<i>C_d</i> :	coeficiente de atrito aerodinâmico
<i>CF</i> :	custos fixos mensais (R\$)
<i>C_h</i> :	coeficiente de altitude
<i>CHu</i> :	valor médio ponderado da hora perdida por veículos (R\$)
<i>C_i</i> :	custo inicial do investimento e ao longo do horizonte de projeto (R\$)

C_m :	custo anual de manutenção da infra-estrutura da rodovia (R\$/ano)
Co :	custo anual de operação da infra-estrutura (R\$/ano)
CO :	custo operacional do veículo (R\$/mês)
COD_{CFA} :	custo operacional diário para veículos rápidos, quando existe a faixa adicional (R\$)
COD_{SFA} :	custo operacional diário para todos os veículos rápidos, quando não existe a faixa adicional (R\$)
COU :	custo operacional unitário (para automóveis, ônibus ou caminhões vazios) para a rampa de inclinação i e velocidade de 75 km/h (R\$/km)
COU_A :	custo operacional unitário (para automóveis, ônibus ou caminhões vazios) para a rampa de inclinação i e velocidade média do veículo lento (R\$/km)
C_r :	coeficiente de resistência ao rolamento
CT :	custo total do investimento (R\$)
CV :	custos variáveis por quilômetro (R\$/km)
D_d :	divisão do tráfego por sentido
DR :	redução das horas de atraso (horas/ano)
DR :	taxa de desconto anual (%)
ds :	divisão do fluxo de tráfego por sentido
E :	equivalentes em carros de passeio
F :	taxa de fluxo horário correspondente ao período de pico (veíc/h)
f :	taxa de inflação
$F_{t,max}$:	força tratora máxima (N)
F_t :	força tratora (N)
g :	aceleração da gravidade
GAN :	ganho de velocidade no aclave
GR :	taxa anual de crescimento de tráfego (%)
H :	altitude do local (m)
h_1 :	diferença de cota entre os pontos inicial e final da rampa
IEC :	índice de envolvimento de caminhões em acidentes (número de caminhões envolvidos em acidentes por km×caminhões de viagens)
IRR :	taxa interna de retorno
$k_{1,2}$:	fatores de expansão
L :	comprimento (km)
L_{c11}, L_{c12} :	comprimentos das clotóides (antecedente e subsequente à curva circular, respectivamente)
L_{cr} :	comprimento da curva circular (m)
Lm :	distância média de acompanhamento (km)
M :	inclinação da rampa (%)
m :	massa do veículo (kg)

N :	vida útil do projeto ou período de análise
N_O :	número médio de passageiros por ônibus
N_{pa} :	número médio de passageiros por automóvel
nc :	número de caminhões envolvidos em acidentes do tipo colisão, abalroamento e engavetamento (total de acidentes por ano)
P :	potência do motor (kW)
$P_{A, O, CV}$:	porcentagem de veículos (automóveis, ônibus ou caminhões vazios) dentro da composição do tráfego (veíc/dia)
PNP :	porcentagem do trecho com zona de ultrapassagem proibida
P_r :	porcentagem de veículos rápidos no fluxo que sobe a rampa
PU :	porcentagem do tráfego na rampa
R :	fator adimensional: exprime a participação dos veículos rápidos que geram benefícios de redução de atraso (automóveis e ônibus), dentro da frota que compõem os veículos rápidos (inclui os caminhões vazios)
R :	resistência ao movimento (N)
R_A :	relação entre o custo operacional (automóvel, ônibus ou caminhão vazio) nas condições “sem” e “com” faixa adicional implantada
R_a :	resistência aerodinâmica (N)
rco :	redução do custo operacional dos veículos após a implantação da faixa adicional (R\$/h)
rco' :	parcela de redução do custo operacional nas horas de entre-pico (R\$)
R_g :	resistência de rampa (N)
rp :	redução da porcentagem de pelotões (diferença entre a porcentagem de pelotões, nas situações sem e com a faixa adicional)
R_r :	resistência de rolamento (N)
rtv :	redução do tempo de viagem para automóveis e ônibus após a implantação da faixa adicional (h)
SM :	valor do salário mínimo (R\$)
t_1 :	tempo gasto por um veículo lento para percorrer um segmento de rampa de comprimento igual a 1 km, à velocidade de sustentação (h)
V :	velocidade (km/h)
VAC :	valor de redução de um acidente (em unidades monetárias)
VDM :	volume diário médio (automóvel, ônibus ou caminhão), para os dois sentidos (veíc/h)
VMT :	volume mínimo de tráfego na hora-pico, para o qual o investimento é economicamente viável (veíc/h)
W, W_{ta} :	peso do veículo e parcela do peso que atua sobre o eixo trator (N)
X :	quilometragem média percorrida, por um veículo
ΔV :	diferença de velocidade dos veículos

RESUMO

MELO, R. A. *Faixas Adicionais para Aclives de Rodovias Brasileiras*. São Carlos, 2002, 178p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

O objetivo da tese foi adaptar, para as condições das rodovias brasileiras, as diretrizes da AASHTO para projetos de faixas adicionais de subida. Esta adaptação foi feita através de três aspectos: (i) geração de curvas de desempenho para caminhões típicos brasileiros; (ii) determinação da redução admissível de velocidade para caminhões; e (iii) estimativa do fluxo e da porcentagem de caminhões no tráfego que justifiquem economicamente a construção da faixa adicional. Quanto ao primeiro aspecto, constatou-se que as relações massa/potência encontradas para caminhões brasileiros (variam de 100 a 380 kg/kW) são significativamente maiores que a dos caminhões norte-americanos (120 kg/kW), o que inviabiliza o uso das curvas de desempenho que constam do livro verde da AASHTO. Nesta pesquisa, um modelo de locomoção de veículos foi calibrado e validado, após foram geradas curvas de desempenho para sete categorias de caminhões brasileiros. No segundo aspecto, relações entre as diferenças de velocidade entre automóveis e caminhões e índices de envolvimento de caminhões em acidentes foram obtidas. Para atingir esse objetivo, foram coletados dados sobre acidentes envolvendo caminhões, velocidade de veículos em aclives e volume diário médio. As relações foram comparadas com a utilizada nas diretrizes da AASHTO e as diferenças encontradas sugerem que a redução admissível na velocidade dos caminhões brasileiros deve ser de 20 km/h, em rodovias de pista simples, e de 35 km/h, em rodovias de pista dupla, se o índice de envolvimento de caminhões em acidentes for o que corresponde à redução máxima de velocidade admitida pela AASHTO (15 km/h). Em relação ao terceiro aspecto, foram analisadas relações benefício/custo para diversos cenários, visando estimar os fluxos de tráfego para os quais os custos fossem iguais aos benefícios. Os custos foram estimados a partir do investimento de capital necessário para a construção da faixa adicional, com base em projetos típicos do estado de São Paulo. Os benefícios estimados foram a redução do tempo de viagem e dos custos operacionais dos carros, ônibus e caminhões descarregados. Para a estimativa dos tempos de viagem, porcentagem do tempo trafegando em pelotões e porcentagem média de veículos em pelotões, foram feitas simulações, com e sem a faixa adicional, usando-se o modelo TRARR. Nessas simulações, os fluxos variaram entre 50 a 700 veíc/h e as porcentagens de caminhões de 10% a 40%. Os resultados indicam que os fluxos mínimos no aclive, que justifiquem economicamente a construção da faixa adicional, dependem da porcentagem de caminhões e da magnitude do aclive, variando de 340 veíc/h (10% de caminhões; aclives de até 3%) a 185 veíc/h (30% de caminhões; aclives de mais de 3%).

Palavras-chave: rodovias, aclives, faixa adicional, caminhões, desempenho, simulação, TRARR

ABSTRACT

MELO, R. A. *Faixas Adicionais para Aclives de Rodovias Brasileiras*. São Carlos, 2002, 178p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

The objective of the research reported in this PhD dissertation was to adapt the AASHTO guidelines for design of climbing lanes to the Brazilian highways characteristics. This adaptation was carried out with regard to three aspects: (i) development of performance curves for typical Brazilian trucks; (ii) determination of the maximum speed reduction of slow trucks on upgrades; and (iii) estimation of minimum upgrade traffic flow rates and truck percents that would warrant the construction of climbing lanes on two-lane highways, from cost-effectiveness approach. Regarding the first aspect, it was verified that mass/power ratios for Brazilian trucks vary between 100 and 380 kg/kW and significantly differ from the ratio taken by AASHTO as representative of the average North-American truck (120 kg/kW); therefore, the truck performance curves from the AASHTO green book should not be used to design climbing lanes in Brazil. The green book's performance curves can be replaced by a family of performance curves for Brazilian trucks generated by a truck locomotion model, which was calibrated and validated in this research. With regard to the second aspect analyzed, the relationship between speed difference and truck accident involvement rates was studied. Data about truck accidents, speeds and annual average daily traffic were collected. These functions were compared to the one presented in the green book and the differences found suggest that, for the same truck accident involvement rate used to establish the maximum truck speed reduction adopted in the AASHTO policy (15 km/h), the admissible truck speed reduction on Brazilian roads would be 20 km/h on two-lane highways and 35 km/h on divided highways. With regard to the third aspect, benefit/cost ratios for several scenarios were analyzed in order to estimate upgrade traffic flow rates that would warrant the provision of climbing lanes. The costs were estimated on the basis of the capital costs for the construction of the climbing lane, based on costs of climbing lanes built in the state of São Paulo. The benefits were estimated from the reduction of travel time and vehicle operating costs provided by the construction of a climbing lane. Travel times, percent time spent following, and average fraction of vehicles travelling in platoons with and without the climbing lane were estimated by means of traffic flow simulations carried out with TRARR. The simulations were run using traffic flows ranging from 50 to 700 veh/h, with truck percents varying from 10% to 40%. The results indicated upgrade traffic flow rates that warrants climbing lanes varying with truck percents and grades magnitude and range from 340 veh/h (grades of up to 3%, 10% trucks in flow) to 185 veh/h (grades of more than 3%, with 30% trucks).

Keywords: highways, upgrades, climbing lane, truck, performance, simulation, TRARR

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

A rede rodoviária brasileira tem uma extensão de 1.724.924 quilômetros, dos quais 164.246 quilômetros (9,5% do total) são constituídos por rodovias pavimentadas e 1.560.678 quilômetros (90,5% do total) constituem as estradas de terra [GEIPOT, 2002]. Por sua vez, segundo estimativa feita pela Confederação Nacional de Transporte, num estudo desenvolvido para avaliar as condições de conservação de 45.294 quilômetros de rodovias em vários estados [CNT, 2001], as rodovias pavimentadas são subdivididas em 149.464 quilômetros (91% do total) de rodovias de pista simples e em 14.782 quilômetros (9% do total) de rodovias de pista dupla. A Tabela 1.1 resume a extensão de rodovias pesquisadas pela CNT.

Tabela 1.1. Extensão da rede viária pesquisada pela CNT [2001]

Tipo de Rodovia	Extensão	
	km	%
Pista Dupla		
<i>Total</i>	4.119	9,0%
Pista Simples		
com faixa adicional nos aclives	5.468	12,1%
sem faixa adicional nos aclives	35.707	87,9%
<i>Total</i>	41.175	91,0%

As rodovias desempenham um papel muito importante para a economia brasileira, seja ligando regiões agrícolas ou industriais aos centros de consumo, seja como via para transporte de passageiros. Para se ter uma idéia, no Brasil, 62% do transporte de carga e

96% do transporte interurbano de passageiros são feitos pelo modo rodoviário [GEIPOT, 2002]

Na região amazônica, a malha rodoviária tem a função de complementar o sistema hidroviário através de vias alimentadoras. Nessa região, as rodovias sob responsabilidade federal têm 25.900 quilômetros de extensão. Algumas das rodovias seguem em direção das fronteiras e buscam interligação com a rede viária dos países vizinhos, que integram a Amazônia [Sant'Anna, 1998].

Na região Nordeste, a rede viária mede 394.700 quilômetros, incluindo-se rodovias pavimentadas e estradas de terra. As rodovias nordestinas interligam os estados da região entre si e com outros estados do Brasil, servindo como vias de transportes dos bens produzidos na região, para consumo interno brasileiro ou exportação para vários países [BNB, 1998].

O modo rodoviário transportou 81% do total de grãos produzidos no Brasil, entre os anos de 1995 e 2000, ficando o transporte ferroviário com 16% e as hidrovias com 3%. Ainda, a produção agrícola total no ano de 1998 teve uma participação, em relação ao PIB brasileiro, de US\$ 27 bilhões (35% do total) [MT, 2001a].

No estado de São Paulo, a movimentação global de carga – medida em toneladas por quilômetro – é feita em sua maioria pelo modo rodoviário, que transporta 93,2%, enquanto que o modo ferroviário transporta 5,3% e os modos aeroviário, hidroviário e dutoviário ficam com os 2,5% restantes [MT, 2001b].

Como se pode perceber, em todas as regiões do Brasil, o modo rodoviário é o meio de transporte mais utilizado, o qual desempenha importante papel no escoamento de produtos agrícolas, produtos industrializados e no transporte interurbano de passageiros. Devido à importância das rodovias para a economia brasileira, é necessário desenvolver pesquisas que visem propor melhorias para o sistema rodoviário existente, de forma que o transporte pelas rodovias seja feito de maneira rápida, econômica e segura.

Nas rodovias de pista simples, se o tráfego for composto na maior parte por automóveis e não houver restrições de visibilidade, a velocidade dos veículos e a operação nessas vias são pouco afetadas pelo tráfego oposto. Porém, à medida que o volume de tráfego aumenta e os caminhões fazem parte da composição, a velocidade de

operação se reduz e a necessidade de ultrapassar os veículos mais lentos torna-se maior. Como as manobras de ultrapassagens são feitas na faixa ocupada pelo tráfego oposto, a operação e a velocidade dependem do volume de tráfego e da frequência de trechos da rodovia, onde existem distâncias de visibilidade suficientes para os automóveis fazerem ultrapassagens seguras [AASHO, 1965].

Aliado ao volume e à composição do tráfego, o baixo desempenho dos caminhões carregados em aclives afeta a operação do tráfego nas vias de pista simples. Em terrenos planos, os caminhões podem viajar em velocidades próximas às dos automóveis, mas em aclives com declividades maiores que 3%, a diferença de velocidade é maior. A interferência causada pelos veículos lentos sobre os automóveis e ônibus (normalmente, veículos mais rápidos) reflete-se em acréscimos no tempo de viagem, nos custos operacionais e na possibilidade de acidentes, bem como na redução do nível de serviço [DNER, 1979; Polus *et al.*, 1981; McLean, 1989].

Em rodovias de pista dupla, esses problemas não existem ou são menos frequentes, pois como não existe tráfego vindo em sentido oposto, as ultrapassagens podem ser feitas pela faixa da esquerda. Entretanto, em aclives, caminhões que deveriam trafegar pela faixa da direita podem ocupar a faixa da esquerda para fazer manobras de ultrapassagens, impedindo os veículos mais rápidos. Isso resulta na formação de pelotões e na redução da capacidade e do nível de serviço, bem como aumenta a possibilidade de colisões traseiras.

Com o intuito de melhorar a operação dos veículos em aclives, reduzir os tempos de viagens, custos operacionais de veículos e tornar as viagens mais seguras podem ser feitas obras de melhoria, como faixas adicionais de subida. Uma faixa adicional de subida (ou terceira faixa) consiste de uma faixa auxiliar construída ao lado direito da faixa de rolamento, no sentido ascendente, destinada exclusivamente ao tráfego de veículos lentos (caminhões carregados). Esse tipo de melhoria pode ser executado em rodovias de pista simples ou em rodovias de pista dupla [DNER, 1999]. A Figura 1.1 ilustra um modelo de faixa adicional usado em aclives.

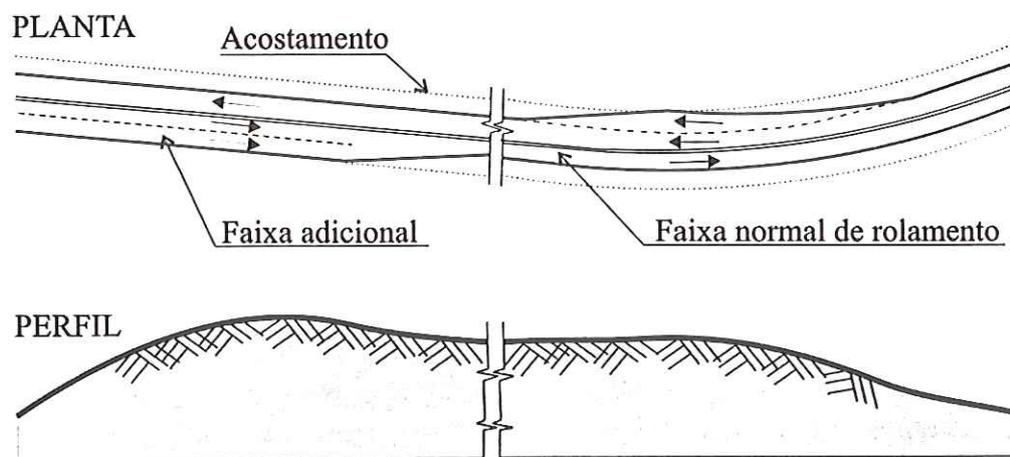


Figura 1.1. Modelo de faixa adicional para aclives [AASHTO, 2001]

A construção de novas rodovias está sendo limitada pela falta de recursos financeiros, porém existe uma necessidade contínua de melhorar a infra-estrutura viária, a fim de suportar o crescimento do tráfego de veículos, melhorar a operação, reduzir custos e atrasos, bem como proporcionar segurança durante as viagens. Faixas adicionais para aclives são consideradas obras de melhoria de baixo custo de construção, necessitam de menos tempo para serem construídas e causam impactos ambientais menores quando comparadas às obras de duplicação.

Desde os anos 60, a *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) estabelece diretrizes para projetos de implantação de faixas adicionais para aclives de rodovias norte-americanas. As diretrizes propostas pela AASHTO estão entre as mais difundidas no mundo e servem como referência para diretrizes seguidas por muitos países, como Canadá, México, Brasil, Alemanha e Israel.

No Brasil, o Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER) é o órgão responsável pela elaboração de critérios para projetos geométricos de rodovias rurais. As primeiras instruções para projetos de faixas adicionais de subida foram publicadas no ano de 1979 [DNER,1979]. O DNER publicou uma nova versão em 1999 que, além de incluir diretrizes para implantação de terceira faixa em rodovias de pista simples, também incluiu critérios para implantação de outras melhorias, como faixa de ultrapassagem, trecho de três faixas e baía de ultrapassagem. Embora esta versão seja a mais atual, as diretrizes estabelecidas pelo DNER foram baseadas nas da AASHTO [1994], sem que tenham sido feitos estudos para adaptá-las às condições das rodovias brasileiras.

1.1. Objetivo da Tese

O objetivo primordial desta tese foi adaptar, segundo as condições de tráfego e de veículos nacionais, as diretrizes de implantação de faixas adicionais para acíves estabelecidas pela AASHTO [2001], para que elas possam ser usadas com maior eficiência em obras de melhoria para as rodovias brasileiras.

1.2. Aspectos Estudados

Para alcançar o objetivo desta tese, a primeira atividade desenvolvida foi verificar, na bibliografia disponível, os aspectos das diretrizes de implantação de faixas adicionais da AASHTO [2001], que poderiam ser analisados e adaptados às condições de rodovias brasileiras. Após a revisão bibliográfica, os aspectos escolhidos para análise foram:

- 1) Curvas de desempenho para caminhões;
- 2) A curva que correlaciona índices de envolvimento de caminhões em acidentes com a diferença de velocidade entre automóveis e caminhões, proposta por Glennon [1970];
- 3) Volume mínimo de tráfego e porcentagem de caminhões que justifiquem economicamente a construção da faixa adicional.

O primeiro aspecto teve como objetivo calibrar e validar um modelo de locomoção de veículos. Após a validação e calibração, o modelo foi usado para gerar curvas de desempenho para caminhões brasileiros.

A curva que correlaciona índices de envolvimento de caminhões em acidentes com a diferença de velocidade de veículos foi atualizada e adaptada para as condições de rodovias brasileiras. Através das curvas obtidas neste estudo, foram propostos valores admissíveis de redução de velocidades para caminhões quando trafegando em rampas.

O terceiro aspecto foi analisado através da relação benefício custo. Os benefícios de redução dos custos operacionais dos veículos e dos tempos de viagem foram estimados usando-se o simulador *TRARR* e, o custo de construção foi fornecido por uma concessionária de rodovias do estado de São Paulo. A partir dos resultados, foram obtidos volumes mínimos de tráfego e porcentagens de caminhões que tornam o investimento viável economicamente.

As diretrizes para implantação de faixas adicionais em aclives, definidas pela AASHTO [2001], não devem ser usadas diretamente em projetos de melhorias nas rodovias brasileiras, pois as características dos veículos e as condições do tráfego nos Estados Unidos são diferentes das que ocorrem no Brasil. Por esse motivo, justifica-se propor diretrizes para verificar a necessidade de faixas adicionais em aclives, que sejam mais adequadas às condições das rodovias brasileiras.

1.3. Estrutura da Tese

Além desta introdução, esta tese é composta por mais sete capítulos. O Capítulo 2 apresenta um resumo das diretrizes para implantação de faixas adicionais em aclives propostas pela AASHTO [2001], pelo DNER [1999], além de propostas desenvolvidas em vários países.

No Capítulo 3 é definido, em mais detalhes, o objetivo principal da tese, bem como os objetivos específicos de cada um dos aspectos das diretrizes da AASHTO [2001], que foram analisados e adaptados.

O primeiro aspecto analisado está no Capítulo 4: apresentam-se as atividades desenvolvidas para calibrar e validar o modelo de locomoção de veículos, que foi usado para gerar curvas de desempenho para caminhões típicos da frota brasileira.

O Capítulo 5 trata da curva que correlaciona índices de envolvimento de caminhões em acidentes com a diferença de velocidade de veículos. De início, estudos sobre acidentes envolvendo caminhões em rampas e o de Glennon [1970] são descritos. Logo após, a proposta para adaptá-la, bem como as atividades executadas e os resultados, são apresentados.

O capítulo 6 trata do estudo desenvolvido para propor volumes mínimos de tráfego e porcentagens de caminhões, que justifiquem economicamente a implantação de faixas adicionais em aclives de rodovias brasileiras.

As conclusões da tese e as recomendações para trabalhos futuros estão no Capítulo 7. Por fim, o Anexo A mostra as rodovias estudadas, o Anexo B apresenta arquivos criados e resultados obtidos no *TRARR* e o Anexo C, um exemplo de análise econômica usando-se relação benefício/custo para determinar volumes mínimos de tráfego.

CAPÍTULO 2

DIRETRIZES PARA IMPLANTAÇÃO DE FAIXAS ADICIONAIS EM ACLIVES

Este capítulo resume diretrizes para implantação de faixas adicionais em aclives, procurando fornecer uma visão geral dos critérios de decisão existentes. As diretrizes descritas são: *American Association of State Highway and Transportation Officials* [AASHTO, 2001], Schulze & Lamm [2000], *Ministry of Transportation of Ontario* [MTO, 1990], *Alberta Transportation and Utilities* [ATU, 1999], Polus *et al.* [1981], *Instituto Mexicano del Transporte* [Mendonza & Mayoral, 1994], Departamento Nacional de Estradas de Rodagem [DNER, 1999], Kabbach [1992], entre outras propostas.

2.1. Critérios da AASHTO

2.1.1. Implantação de Faixa Adicional de Subida em Rodovias de Pista Simples

A AASHTO estabelece diretrizes para projetos de implantação de faixas adicionais em aclives, visando minimizar os problemas causados por caminhões de baixo desempenho. Essas diretrizes têm servido de base para métodos de implantação de faixas adicionais adotados em vários países.

As características de operação em aclives dependem principalmente da declividade e comprimento das rampas, das características e dos tipos de veículos e, em menor grau, da habilidade dos motoristas. Na maioria dos casos, admite-se que automóveis podem trafegar em rampas com declividade de até 6%, sem haver redução significativa na velocidade em relação a que normalmente é mantida em trechos planos.

O efeito dos aclives é mais pronunciado sobre a velocidade de operação dos caminhões. Em trechos planos, esses veículos podem viajar a velocidades bem próximas dos automóveis, mas em aclives ocorrem significativas reduções da velocidade que são função principalmente da relação massa/potência do veículo.

Em um projeto de rodovia, as declividades e os comprimentos das rampas devem ser definidos de forma que não haja grandes reduções de velocidades dos caminhões. Se essa condição não for obedecida, pode ocorrer a formação de pelotões, o que aumenta os tempos de viagens, os custos operacionais dos veículos e pode provocar acidentes.

O projeto de uma rampa (comprimento e declividade) é determinado pelo *comprimento crítico*, que é “o comprimento máximo de uma rampa ascendente sobre a qual um caminhão carregado pode trafegar sem redução significativa da velocidade” [AASHTO, 2001, p. 242].

Além do comprimento crítico da rampa, outros parâmetros são importantes na análise de verificação da faixa adicional:

- 1) *Massa bruta e potência de um caminhão de projeto*. O principal parâmetro que determina o desempenho de um caminhão em aclives é a relação massa/potência, ou seja, a massa bruta do veículo dividida pela potência do motor. A AASHTO sugere um caminhão, com relação massa/potência 120 kg/kW, como veículo de projeto para as principais rodovias norte americanas;
- 2) *Velocidade de entrada ou velocidade inicial na rampa*. A velocidade de entrada do caminhão na rampa depende do trecho antecedente: em trecho plano, a velocidade de entrada é igual à de operação, em declive, a velocidade é maior e se for aclive, a velocidade é menor;
- 3) *Velocidade mínima na rampa*. A AASHTO não sugere valores de velocidades mínimas para caminhões operando em aclives, porém dependem da velocidade de projeto da rodovia. Por exemplo, nas rodovias com velocidade de projeto entre 60 e 100 km/h, se o tempo de espera para fazer a ultrapassagem for pequeno, aceitam-se velocidades mínimas na faixa de 40 e 60 km/h;
- 4) A resistência aerodinâmica e a habilidade do motorista também podem influenciar a velocidade dos caminhões na rampa, porém com menores efeitos.

Se o comprimento da rampa for menor que o crítico, os veículos estarão operando dentro da faixa desejada de velocidades; caso contrário, a operação dos veículos na rampa fica prejudicada. Nesses casos, devem ser feitos ajustes para melhorar a operação dos veículos, como retificações na rampa ou a implantação de faixas adicionais.

Segundo a AASHTO [2001, p. 248], a implantação de uma faixa adicional justifica-se quando são satisfeitos três critérios, os quais incluem considerações econômicas:

- 1) Existe uma taxa de fluxo de tráfego no aclive maior que 200 veíc/h; e
- 2) O fluxo de caminhões é maior que 20 caminhões por hora no aclive; e
- 3) Uma das seguintes condições é satisfeita:
 - 3.1) Ocorre uma redução na velocidade de um caminhão típico de 15 km/h ou mais ao longo do aclive; ou
 - 3.2) O nível de serviço calculado para a rampa é igual ao nível E ou F; ou
 - 3.3) Ocorre uma redução de dois ou mais níveis de serviço em relação ao trecho antecedente ao aclive.

Dado que na maioria das rampas analisadas, o comprimento é maior que o comprimento crítico, o primeiro aspecto a ser analisado para justificar a construção de uma faixa adicional é verificar se ocorre redução de velocidade do caminhão no aclive. Em função da velocidade de entrada, do comprimento e declividade da rampa, verifica-se o valor da velocidade que o caminhão terá ao chegar no final da rampa pela curva de desaceleração mostrada na Figura 2.1a. Se a redução de velocidade for maior que 15 km/h, a construção da faixa adicional está garantida por esse critério. Do contrário, deve-se verificar os aspectos que se referem às análises de nível de serviço.

O ponto de início da faixa adicional é determinado pela distância percorrida na rampa, para qual a velocidade de entrada do caminhão reduz de 15 km/h. Essa redução de velocidade é obtida pelas curvas de desaceleração, como se mostra na Figura 2.1a.

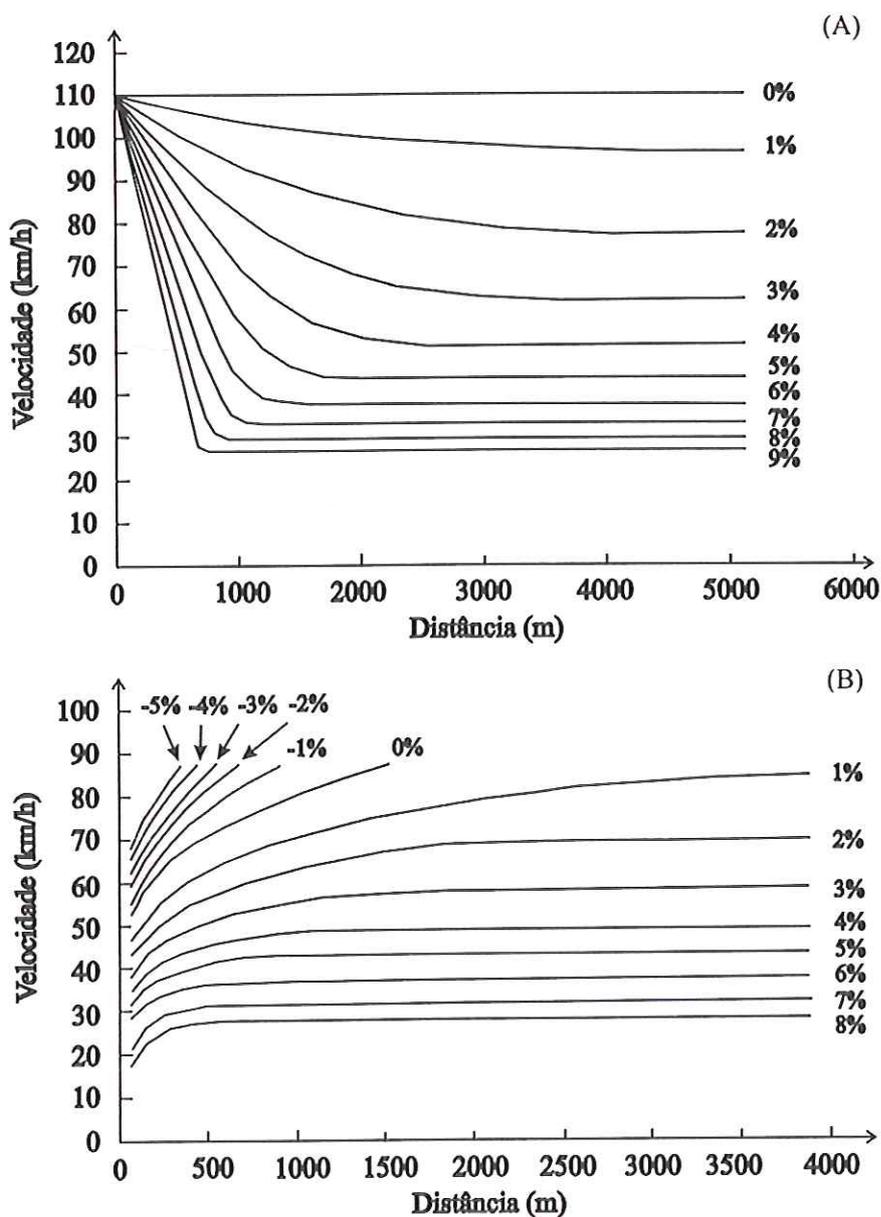


Figura 2.1. Curvas de desempenho de um caminhão típico norte-americano, relação massa/potência de 120 kg/kW: (a) curvas de desaceleração, (b) curvas de aceleração [AASHTO, 2001]

O comprimento da faixa adicional é estimado em função da distância percorrida, pelo caminhão de projeto, ao longo do aclive em velocidades inferiores a velocidade de operação da rodovia. No trecho próximo à curva vertical convexa, o aumento da velocidade do caminhão é obtido pelas curvas de aceleração. Isto ocorre porque, à medida que o veículo vai se aproximando da curva vertical, a declividade da rampa vai diminuindo, o que faz com que veículo acelere e retome a velocidade normal de operação.

O ponto final da faixa adicional se dá quando o caminhão de projeto atinge a mesma velocidade que entrou na faixa adicional. Esse aumento na velocidade do caminhão é obtido pelas curvas de aceleração mostradas na Figura 2.1b.

O valor de 15 km/h definido como critério de redução admissível de velocidade para caminhões, proposto pela AASHTO, fundamenta-se na diminuição de acidentes em aclives. A variação do índice de envolvimento de caminhões em acidentes está relacionada com a diferença entre a velocidade dos caminhões e a velocidade dos automóveis. Em outros termos, um aumento na diferença de velocidade implica num aumento da taxa de ocorrências de acidentes, segundo se constata na Figura 2.2. Observa-se que as faixas adicionais podem reduzir acidentes em aclives, na medida em que os caminhões lentos deixam as faixas normais de rolamento para o tráfego mais veloz. Segundo a AASHTO [2001], se houver a necessidade de aumentar a segurança durante as viagens, o critério de redução de acidentes pode ser decisivo para justificar a implantação de faixas adicionais em aclives de rodovias.

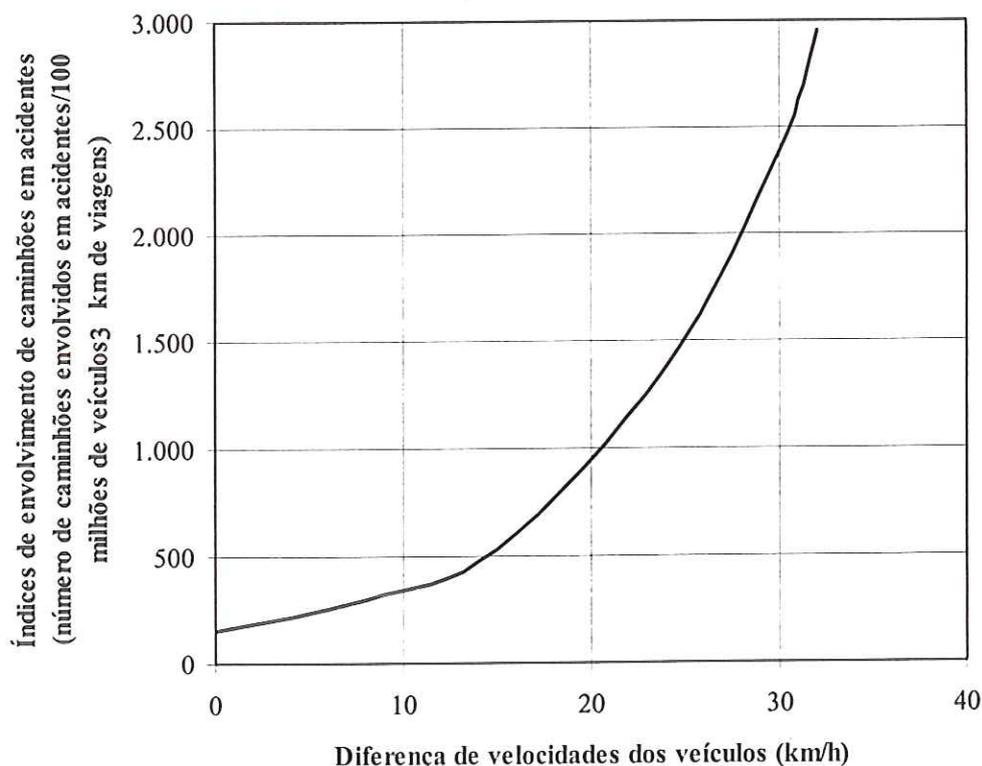


Figura 2.2. Índice de acidentes envolvendo caminhões para velocidades inferiores à velocidade média da rodovia [Glennon, 1970; citado por AASHTO, 2001]

Caso o critério de redução de velocidade não seja satisfeito, os níveis de serviço na rampa (itens 3.2 e 3.3) devem ser analisados, segundo os procedimentos do *Highway Capacity Manual* [TRB, 2000]. Para analisar o critério do item 3.2, o fluxo de serviço no nível D é calculado e comparado com o fluxo de serviço do aclive; se este for maior, a implantação da faixa adicional estará garantida. Para estimar o fluxo de serviço no aclive, faz-se a divisão do fluxo de tráfego pelo fator hora-pico. Do contrário, comparam-se os níveis de serviços do trecho de aproximação e do aclive (critério 3.3), a faixa adicional está garantida se ocorrer uma redução de dois níveis de serviço ou mais.

2.1.2. Implantação de Faixa Adicional em Rodovias de Pista Dupla

Nas rodovias de pista simples, os veículos, que seguem caminhões em aclives, usam a faixa adjacente e dependem de *gaps* entre os veículos, que circulam no sentido oposto, para fazer ultrapassagens. Esse tipo de problema não ocorre nas rodovias de pista dupla, pois um caminhão que viaja lentamente na faixa da direita não impede os outros veículos, os quais podem trafegar pela faixa esquerda e ultrapassar sem dificuldade ou risco. Entretanto, há estudos que mostram acidentes em rodovias de pista dupla causados por manobras de mudança de faixa realizadas pelos veículos lentos [Miaou *et al.*, 1993; McGee *et al.*, 1995; Vogt & Bared, 1998].

Desse modo, a probabilidade de construir faixas adicionais em rodovias de pista dupla é muito menor se comparado às rodovias de pista simples. Em alguns casos, adiar a construção da faixa adicional em rodovias de pista dupla pode economizar investimentos iniciais. No entanto, a terraplenagem do terreno deverá estar pronta para possibilitar a construção da faixa adicional no futuro. Entretanto, em áreas urbanas onde existem vias expressas com grande relação volume/capacidade, é necessária a construção de faixas adicionais para melhorar a operação, em função da alta demanda do tráfego.

Em rodovias de pista dupla, o processo para verificar a necessidade de faixas adicionais em aclives usa os mesmos critérios de rodovias de pista simples:

- 1) Determinação do comprimento crítico da rampa;
- 2) Porcentagem mínima de caminhões no tráfego;

- 3) Estimativa do nível de serviço da rampa: esse difere do usado em rodovias de pista simples, pois, o nível de serviço calculado para o fluxo de serviço na rampa, não poderá exceder ao nível de serviço mínimo estipulado em projeto e nem deverá ser menor que o nível de serviço D .

Como em rodovias de pista simples, se os custos de construção da faixa adicional forem excessivos, a implantação da faixa só deverá ser feita se o volume de tráfego for grande, porque os usuários estão mais preparados para encontrar congestionamentos em aclives do que em trechos planos. Em geral, é aconselhável implantar faixas adicionais quando o volume de tráfego é maior que $1.700 \text{ veíc}3\text{h}^{-1}3\text{faixa}^{-1}$, a rampa é suficientemente longa e existe grande número de caminhões no tráfego. Entretanto, o aumento do número de faixas ao longo da rodovia, pode ser uma medida melhor do que a implantação de faixas adicionais em aclives.

Faixas adicionais não devem ser implantadas em aclives de rodovias de pista dupla (2 faixas por pista) quando o fluxo de tráfego for menor que $1.000 \text{ veíc}3\text{h}^{-1}3\text{faixa}^{-1}$, mesmo que os caminhões constituam a maior porcentagem de veículos dentro do fluxo de tráfego. Nessas condições, o investimento na obra não é economicamente viável [AASHTO, 2001].

2.2. Critérios Propostos por Schulze & Lamm

Na Alemanha, o critério para verificar a necessidade de implantação da faixa adicional, incorpora o efeito de redução de velocidade dos veículos devido a variação de curvatura horizontal [Schulze, 1996; Schulze & Lamm, 2000]. Esse critério é considerado juntamente com a redução de velocidade devido ao perfil longitudinal, representada pelas curvas de desempenho. Em suma, o critério é baseado em dois aspectos: primeiro, semelhante ao que propõe a AASHTO, analisa-se a redução da velocidade pelas curvas de desempenho do caminhão típico alemão (relação massa/potência de 130 kg/kW); após, a redução de velocidade é analisada a partir do efeito causado pelo alinhamento horizontal da rampa. Para isso, o 15º percentil das velocidades dos caminhões ($V_{\text{cam}15}$) deve ser comparado com 85º percentil das velocidades dos automóveis ($V_{\text{aut}85}$).

Antes de proceder a análise de redução de velocidade, determina-se a variação da curvatura horizontal pela seguinte equação:

$$CCR_s = \frac{(L_{c11} / 2R + L_{cr} / R + L_{c12} / 2R) \times 63.700}{L} \quad (2.1)$$

em que CCR_s : taxa de variação da curvatura horizontal composta por curva circular e de transição (gon*/km; *400 gon = 360°);

L : comprimento total da curva (km) = $L_{cr} + L_{c11} + L_{c12}$;

L_{cr} : comprimento da curva circular (m);

L_{c11} , L_{c12} : comprimentos das clotóides (antecedente e subsequente à curva circular, respectivamente);

63.700: constante = $(200/\pi) \times 10^3$.

Calculada a variação da curvatura horizontal, o 15º percentil de velocidade do caminhão é obtido na Figura 2.3 e compara-se com a velocidade obtida nas curvas de desempenho. O valor a ser adotado para traçar o perfil de velocidade dos caminhões é o menor entre os dois valores.

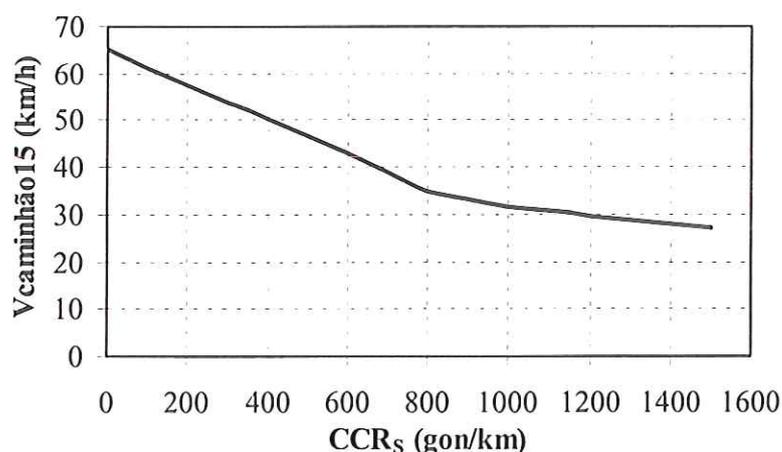


Figura 2.3. Perfil do 15º percentil de velocidade do caminhão típico alemão (130 kg/kW), em função curvatura horizontal em rodovias de pista simples [Schulze & Lamm, 2000]

Quanto aos automóveis, a velocidade de operação pode ser mantida constante para rampas de declividade de até 6%. Para declividades maiores que 6%, a velocidade é reduzida em função da magnitude da rampa, como mostra a Tabela 2.1.

Tabela 2.1. Valores dos 85º percentis das velocidades dos automóveis em função da declividade da rampa [Schulze & Lamm, 2000]

Rampa (%)	6	6,5	7	8	9	10
V_{aut85} (km/h)	100	95	90	85	80	70

Assim, como foi constatado para caminhões, o efeito da curvatura horizontal também influencia a velocidade de operação dos automóveis. A redução do 85º percentil causada pela curvatura horizontal está representada na Figura 2.4.

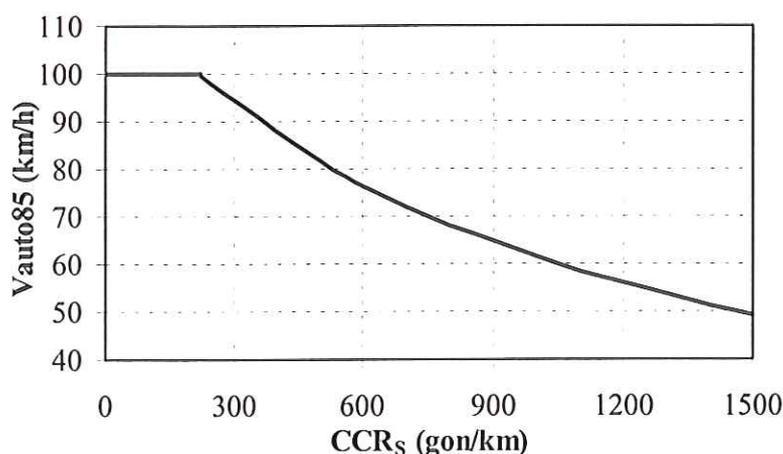


Figura 2.4. Perfil do 85º percentil de velocidade do automóvel alemão, em função da curvatura horizontal nas rodovias de pista simples [Schulze & Lamm, 2000]

As velocidades usadas para gerar o perfil de velocidade dos automóveis serão os menores valores obtidos entre os 85º percentis das velocidades, devido ao efeito de rampa, e as velocidades, que dependem da variação da curvatura horizontal.

Após gerados os perfis de velocidades dos caminhões e dos automóveis, a implantação da faixa adicional estará garantida se $V_{\text{cam15}} < \frac{1}{2} \cdot V_{\text{aut85}}$. Esta condição deter-

mina o ponto de início da faixa adicional e o seu comprimento. O final da faixa adicional se dará quando $V_{cam15} > \frac{1}{2} \cdot V_{aut85}$. Somando-se a esse critério, mais dois aspectos deverão ser verificados:

- 1) O trecho em estudo deve ter comprimento mínimo de 500 m; e
- 2) Se a distância das faixas adicionais entre rampas consecutivas for menor que 800 m, deverá ser construída uma única faixa ao longo de todo o trecho.

2.3. Critérios do MTO

As diretrizes propostas pelo *Ministry of Transportation of Ontario* [MTO, 1990] são baseadas em avaliação econômica e de custo/eficácia da faixa adicional, que leva em consideração o comprimento crítico da rampa, o aumento da segurança e a estimativa do nível de serviço em rodovias de pista simples.

O primeiro critério estabelecido para implantação de faixa adicional baseia-se na determinação do comprimento crítico da rampa. Para uso desse critério, o comprimento do aclive deve exceder o comprimento crítico, ou seja, o comprimento que cause uma redução de 15 km/h ou mais na velocidade do caminhão de projeto, o qual porta relação massa/potência de 180 kg/kW.

Nos segmentos onde o comprimento crítico da rampa for excedido, se a porcentagem de caminhões estiver abaixo de 12% e volume de tráfego abaixo de 300 veíc/h, não se justifica a implantação de uma faixa adicional. Pois, em rodovias rurais com pequenos volumes de tráfego (mesmo que a rampa exceda o comprimento crítico), o investimento na construção de uma faixa adicional pode não ser economicamente viável.

O segundo critério é a análise do nível de serviço: se o nível de serviço no aclive for inferior em um ou mais níveis, em comparação ao estabelecido no projeto da rodovia, a construção da faixa adicional estará garantida.

O último critério é a comparação entre o custo do investimento e os benefícios gerados pela redução dos custos operacionais dos veículos, do tempo de viagem e dos acidentes após a implantação da faixa adicional. O investimento é economicamente viável quando os benefícios são maiores que o custo de investimento.

2.4. Critérios da ATU

Em Alberta, no Canadá, as diretrizes de implantação de faixas adicionais foram propostas em 1995 e revisadas em 1999, pela *Alberta Infrastructure*, um dos comitês da *Alberta Transportation and Utilities* (ATU). Para as rodovias de pista simples, as diretrizes são baseadas principalmente em dois critérios:

- 1) *Redução de velocidade*: estabelece uma redução admissível de velocidade de 15 km/h para um caminhão carregado (relação massa/potência de 180 kg/kW), ao entrar na rampa com velocidade igual a 95 km/h. Se na composição dos veículos pesados, os veículos de recreio ou ônibus constituírem mais que 85%, a relação massa/potência passa a ser de 120 kg/kW. A categoria veículos pesados é constituída pela soma do número de caminhões articulados e rígidos, mais a metade da soma do número de veículos de recreio e ônibus;
- 2) *Volume mínimo de tráfego*: sugere volumes diários médios em função da porcentagem de ultrapassagem permitida, declividade e comprimento da rampa e, porcentagem de caminhões no tráfego. Este critério, por sua vez, está baseado em duas outras condições:
 - 2.1) O volume diário médio de veículos pesados deve exceder 150 veíc/dia;
 - 2.2) O nível de serviço na hora-pico deve ser inferior ao nível A.

Se o volume de tráfego, indicado no item 2 do critério, for esperado ocorrer antes de 10 anos (metade do horizonte de projeto da faixa adicional: 20 anos), a construção da faixa adicional na rampa está garantida.

As razões que levaram a sugerir um volume mínimo de caminhões, como descrito no item 2.1, são as seguintes:

- 1) Estabelecer um critério, o qual se baseia apenas em nível de serviço, pode sugerir implantação de faixa adicional em situações nas quais o volume de tráfego é pequeno. Nesses casos, os benefícios (redução de custos de operação de veículos, dos tempos de viagens e diminuição dos índices de acidentes) são menores que os custos de investimento;

- 2) O critério torna-se abrangente, pois passa a considerar a declividade e o comprimento da rampa e, a composição de tráfego, além de estar baseado em volumes de tráfego;
- 3) Constatou-se que, em muitas faixas adicionais existentes em Alberta, os fluxos de veículos eram pequenos e os níveis de serviço eram bons.

Com relação às rodovias de pista dupla (com 2 faixas por pista e canteiro central), deve-se verificar se o volume diário médio é maior que 12.000 veíc/dia e se o caminhão de projeto reduz a velocidade em, pelo menos, 15 km/h na rampa. Caso essa condição seja atendida, se o nível de serviço calculado para a rampa for menor que o nível de serviço do trecho antecedente, a construção da faixa adicional estará garantida.

2.5. Critérios Propostos por Polus *et al.*

Em Israel, Polus *et al.* [1981] desenvolveram estudo para a implantação de faixas adicionais em aclives e declives, visando aumentar a capacidade e a segurança nas rodovias rurais. O método proposto é baseado no conceito de nível de serviço, que reflete as condições de operação do trecho de rodovia que está sendo estudado.

Baseados no estudo de Stimpson & Glennon [1971] e nos critérios da AASHO [1965], Polus *et al.* [1981] propuseram dois critérios para justificar a implantação de faixas adicionais: (a) se a redução de velocidade dos caminhões em um aclive fosse maior do que 20 km/h; e (b) se no aclive, o nível de serviço fosse um nível abaixo dos trechos planos da rodovia. Os dois critérios devem ser atendidos simultaneamente. Os critérios se justificam porque, quando o comprimento da rampa não excede o comprimento crítico, os usuários dos automóveis toleram o atraso causado pelos veículos lentos, independente do volume de tráfego. De forma similar, quando o comprimento da rampa é grande e o volume de tráfego é pequeno, os atrasos são menos frequentes e não prejudicam os usuários.

A razão para escolher um nível de serviço mais baixo provém de fatores econômicos e relacionados aos usuários, como:

- 1) As restrições orçamentárias não permitiam incluir projetos que necessitassem de muitos recursos financeiros; e

- 2) Frequentemente, a expectativa dos motoristas é que existam piores condições de operação em rampas do que em trechos planos.

Para verificar o critério de redução de velocidade dos caminhões, os autores propõem usar as curvas de desempenho definidas pela AASHO [1965].

Para verificar o nível de serviço na rampa, Polus *et al.* [1981] indicaram o HCM de 1965 [HRB, 1965]. Entretanto, os equivalentes de caminhões em carros de passeio que devem ser usados, são os propostos num estudo desenvolvido por Craus *et al.* [1979]. Os equivalentes foram estimados pela relação entre o atraso causado por um caminhão e o atraso causado por um automóvel, para vários níveis de serviço. No HCM de 1965, os equivalentes são valores teóricos que foram obtidos pela razão entre o número de ultrapassagens feitas em um caminhão e média de ultrapassagens feitas em um automóvel, num trecho de rodovia considerado.

2.6. Critérios do IMT

O *Instituto Mexicano del Transporte (IMT)* desenvolveu métodos de análises econômicas para avaliar a implantação de faixas adicionais e estimar níveis de serviço, antes e após a construção dessas melhorias, em rodovias de pista simples do México [Mendonza & Mayoral, 1994].

O primeiro aspecto estudado teve como objetivo obter a relação massa/potência representativa da frota de caminhões. As massas e as características dos caminhões foram obtidas em 10 estações de pesagem distribuídas nas rodovias do México. A potência dos veículos foi fornecida pelos fabricantes de caminhões. A relação massa/potência obtida foi de 280 kg/kW, maior do que a indicada pelo HCM de 1985 (180 kg/kW). Também, constatou-se que a porcentagem de caminhões que trafegam nas rodovias mexicanas difere das norte-americanas (35% do tráfego no México e 14 % nos Estados Unidos).

O baixo desempenho dos caminhões mexicanos nos aclives provocavam a formação de pelotões, que prejudicavam a operação dos veículos e contribuíam para o aumento dos índices de acidentes. Esses problemas levaram o IMT a propor diretrizes para implantação de faixas adicionais. Para alcançar o objetivo, o IMT precisou fazer adaptações no HCM de 1985 para avaliar o nível de serviço em rampas específicas e adequá-lo às condições de tráfego e de geometria das rodovias do México. As modificações feitas pro-

põem novos valores para a relação volume/capacidade, para os equivalentes veiculares e para os níveis de serviço. As atividades desenvolvidas para fazer as adaptações foram:

- 1) Coleta de dados sobre a velocidade e a composição do tráfego em aclives com faixas adicionais. As velocidades foram medidas com a faixa adicional liberada ao tráfego e depois com a faixa adicional interdita. O objetivo foi quantificar os benefícios gerados aos usuários quando os aclives dispõem de faixas adicionais;
- 2) As velocidades obtidas nas rampas, com a faixa adicional interdita, foram comparadas com velocidades calculadas pelo HCM. Constatou-se que as velocidades medidas foram menores que as velocidades obtidas pelo HCM;
- 3) Os níveis de serviços foram estimados pelo HCM, os quais foram: iguais a E e F, para as velocidades medidas nos aclives; e, igual ao nível B, para as velocidades calculadas;
- 4) O *TRARR* foi usado para simular o tráfego e determinar relações volume/capacidade, em função da declividade da rampa, da velocidade média e da porcentagem de zona de ultrapassagem proibida, em substituição aos valores propostos pelo HCM de 1985;
- 5) Os fatores de equivalência para caminhões foram recalculados de acordo com as características de veículos e rodovias mexicanas, os resultados obtidos mostram valores bem maiores que os propostos pelo HCM;
- 6) Os níveis de serviços, em função das velocidades, foram estimados e comparados com os valores do HCM; as velocidades para cada nível de serviço apresentaram valores menores no estudo do México.

A etapa final do método é a verificação da viabilidade econômica da obra. A construção da faixa adicional é economicamente viável, se a relação entre os benefícios e os custos de construção for maior que a unidade. Os benefícios gerados são as reduções dos custos operacionais dos veículos e dos tempos de viagens dos usuários. Em termos gerais, a implantação da faixa adicional está garantida se o volume diário médio estiver entre 3.000 veíc/dia e 6.000 veíc/dia e se a largura da seção transversal da rodovia for

suficiente para construir a melhoria. Em caso contrário, os custos de cortes e terraplenagens inviabilizam a construção da obra. Entretanto, deve-se implantar faixas adicionais em rodovias com volume diário médio maior que 6.000 veíc/dia, pois, nesse caso, as viagens se tornam mais inseguras.

2.7. Critérios do DNER

Uma nova versão de critérios para avaliar a necessidade de faixa adicional foi publicada pelo DNER em 1999, visando substituir as instruções antigas [DNER, 1979]. As diretrizes propostas baseiam-se no que estabelece a AASHTO [1994]. Para implantar a faixa adicional deve ser verificado se:

- 1) O fluxo de tráfego no aclave é maior que 200 veíc/h; e
- 2) A taxa de fluxo de caminhões no aclave é maior que 10%; e
- 3) Uma das seguintes condições existe:
 - 3.1) Uma redução de velocidade de 15 km/h ou mais é esperada para um caminhão carregado típico; ou
 - 3.2) O nível de serviço calculado para a rampa é de *E* ou *F*; ou
 - 3.3) Redução de dois ou mais níveis de serviço quando se passa do segmento plano da aproximação para a rampa.

O método proposto pelo DNER [1999], nada mais é do que a tradução para a língua portuguesa do método da AASHTO [1994]. Portanto, é duvidoso usá-lo sem que sejam feitas as devidas adaptações do método às condições de tráfego e às características de veículos das rodovias brasileiras.

Durante a elaboração das instruções de implantação de terceiras faixas, o DNER [1979] propôs curvas de desempenho para um caminhão representativo da frota brasileira, relação massa/potência de 180 kg/kW. Esse estudo teve como objetivo obter o desempenho real dos caminhões brasileiros. Entretanto, na versão de 1999 do DNER, não se têm registro de estudos efetuados para propor curvas de desempenho para caminhões, que sejam mais adequadas às condições de tráfego e às características dos veículos.

As curvas de desaceleração propostas pelo DNER [1979] abrangem rampas de +2,0% a +7,0% para caminhões com velocidade de entrada igual a 80 km/h. Essas curvas são usadas na determinação dos pontos iniciais e no comprimento das faixas adicionais; a Figura 2.5 ilustra as curvas de desaceleração estabelecidas pelo DNER. As curvas de aceleração, mostradas na Figura 2.6, abrangem rampas de -6,0% a +3,0% para caminhões com velocidade inicial de 10 km/h. Essas curvas são usadas na determinação das distâncias de aceleração e dos pontos finais das terceiras faixas.

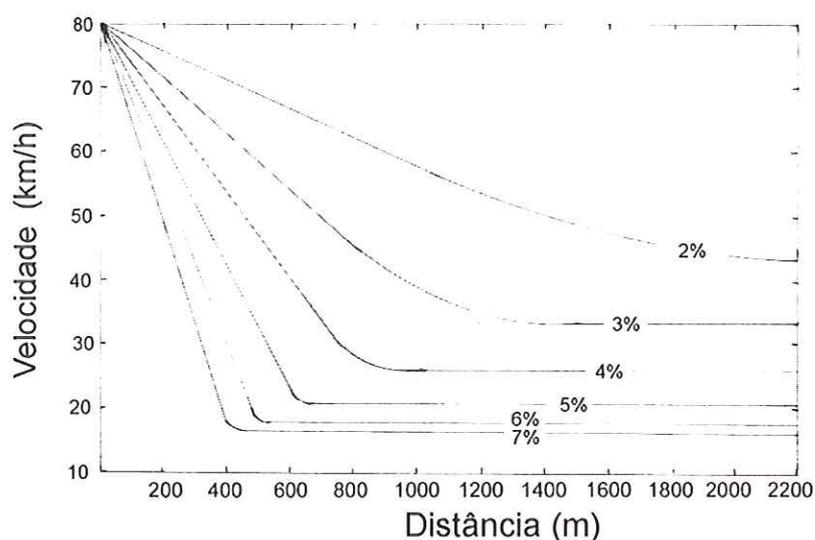


Figura 2.5. Curvas de desaceleração para caminhão brasileiro (relação massa/potência de 180 kg/kW) [DNER, 1979]

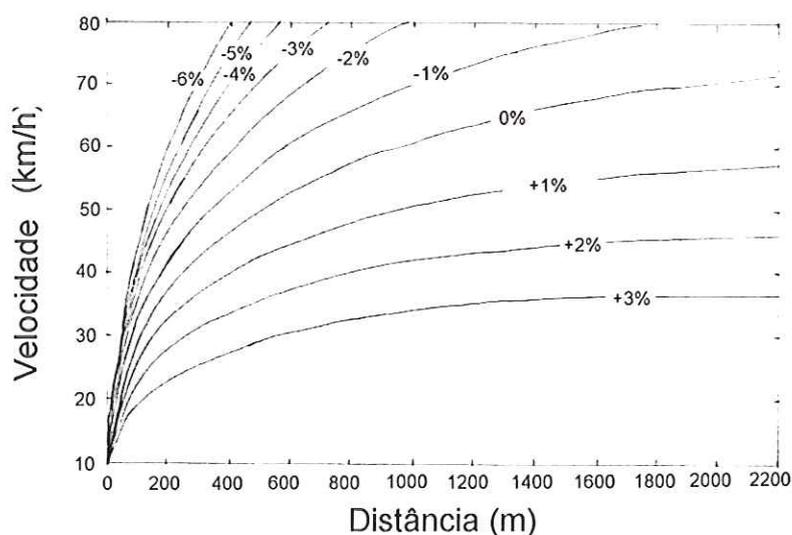


Figura 2.6. Curvas de aceleração para caminhão brasileiro (relação massa/potência de 180 kg/kW) [DNER, 1979]

2.8. Critérios Propostos por Kabbach

Na sua proposta, Kabbach [1992] analisou os conceitos, os critérios e os parâmetros técnicos e econômicos de diretrizes para implantação de faixas adicionais propostos pelo DNER [1979], Polus *et al.* [1981], AASHTO [1984] e TRB [1985]. A partir das análises e resultados desse estudo, Kabbach propôs ajustes para tornar as diretrizes mais adequadas às condições das rodovias brasileiras e características dos veículos nacionais.

Além disso, Kabbach [1992] indica procedimentos de avaliação econômica que permitiam analisar diferentes alternativas de melhorias, de acordo com vários níveis de investimento. O objetivo é oferecer ao projetista diversas opções às soluções de problemas operacionais e de segurança, baseando-se na projeção do tráfego futuro da rodovia.

Em suma, no método proposto por Kabbach [1992], deve-se seguir três etapas para investigar a necessidade de implantação de uma faixa adicional de subida:

- 1) Verificar se o caminhão carregado reduz a velocidade em 25 km/h ou mais, considerando que a velocidade de entrada na rampa é de 80 km/h;
- 2) Analisar a capacidade e nível de serviço da rampa através do uso do HCM, edição de 1985;
- 3) Fazer análises econômicas da obra, através da comparação entre os benefícios gerados aos usuários e os custos de construção da faixa adicional.

Nos itens seguintes descreve-se com mais detalhes a proposta do autor.

2.8.1. Critério da Redução Admissível de Velocidade

Sugere o valor mínimo admissível que um caminhão carregado pode trafegar num aclive sem a necessidade de implantação de faixa adicional. Considerou-se que a velocidade de entrada dos caminhões na rampa era de 80 km/h e a implantação da faixa adicional estaria garantida, se a redução de velocidade do caminhão fosse de 25 km/h.

Esse valor proposto é a média dos valores de redução de velocidades de 35 km/h, proposto pelo DNER [1979] e 15 km/h, proposto pela AASHTO [1984], visando tornar o investimento econômico e reduzir os índices de acidentes nas rodovias.

Kabbach [1992] mostra que as curvas de desempenho de caminhões carregados propostos pelo DNER [1979] continuavam válidas para aplicação em projetos de faixas adicionais. A verificação foi feita através da caracterização da frota de caminhões que trafegavam no estado de São Paulo, na época, e, a partir de informações obtidas em catálogos dos fabricantes de caminhões.

2.8.2. Critério Baseado na Análise de Capacidade Viária

Para a análise de capacidade e verificação do nível de serviço, Kabbach propôs o uso do HCM de 1985, porém com algumas adaptações: de acordo com as características da geometria e do tráfego, o nível de serviço calculado para a rampa deveria ser E ou F e, o volume de caminhões carregados deveria ser maior ou igual a 20 veíc/h, na hora de pico.

2.8.3. Critério de Análise de Viabilidade Econômica

A implantação da faixa adicional é economicamente viável, se a relação entre benefícios gerados aos usuários e os custos de investimento é maior ou igual que a unidade, em valores monetários presentes.

No método proposto por Kabbach [1992], pode ser estimado o melhor ano para a construção da faixa adicional, supondo que as condições dos três critérios (redução admissível de velocidade, capacidade viária e de análise econômica) foram satisfeitas. O método de Kabbach propõe a análise de diferentes estratégias de investimentos para a construção da faixa adicional.

Para auxiliar na tomada de decisão, foi criado um programa em *BASIC* que quantifica os atrasos totais causados aos automóveis e aos ônibus pelos caminhões. A determinação do atraso foi feita a partir da curva de distribuição de *headways*, proposta por Schuhl [1955]. O programa permite estimar os benefícios decorrentes da implantação da faixa adicional com base na geometria e tráfego, custos operacionais, valores de renda dos usuários e na taxa de oportunidade do capital do investimento.

2.9. Outros Estudos

Stimpson & Glennon [1971] estudaram a relação entre os índices de acidentes com caminhões e a diferença de velocidade entre veículos. Na proposta, faixas adicionais são implantadas em aclives, quando o caminhão reduzir a velocidade em 15 km/h (em substitui-

ção da proposta de 25 km/h [AASHO,1965]) e se volume diário médio exceder a capacidade da rodovia.

Modelos matemáticos e simuladores de tráfego também podem ser usados para auxiliar a tomada de decisão durante a verificação da necessidade de implantação de faixas adicionais. Harwood [1991] criou modelos que avaliam a operação do tráfego em faixas adicionais em função do nível de serviço, volume de tráfego, porcentagem de caminhões e características geométricas da rodovia. Morral [1998] propôs o uso de simuladores de tráfego (como o *TRARR*) e modelos matemáticos para avaliar o nível de serviço.

2.10. Considerações Finais

Nos Estados Unidos, as primeiras pesquisas sobre diretrizes de implantação de faixas adicionais em aclives datam da década de 40. Isso faz com que esse país seja o principal precursor em normas de projeto para esse tipo de melhoria. Como, naquele país, o conhecimento acumulado sobre o tema é grande, as diretrizes de projeto de faixas adicionais usadas por vários países, estão baseadas nas da AASHTO. Entretanto, as diretrizes da AASHTO só devem ser aplicadas se forem feitas adaptações para as características de veículos e para as condições de tráfego das rodovias locais.

As diretrizes propostas por Schulze & Lamm [2000] consideram, no tocante ao critério de velocidade, o efeito da redução causado pelo alinhamento horizontal, caracterizado pela variação da curvatura. Apesar de representar uma inovação, essas diretrizes devem ser usadas com cuidado, pois existem poucos estudos desenvolvidos para verificar a sua aplicação.

Com relação às diretrizes propostas pelo DNER [1999], é duvidoso usá-las em projetos de faixas adicionais. Elas constituem as diretrizes propostas pela AASHTO [1994], que foram traduzidas para a língua portuguesa, sem que existissem estudos para verificar a sua adequação às condições de rodovias brasileiras.

Apenas os métodos propostos pela AASHTO [2001] e ATU [1999] estabelecem diretrizes para implantação de faixas adicionais em aclives de rodovias de pista dupla, as quais estão baseadas, principalmente, na redução de capacidade da rodovia.

Pela revisão pode-se constatar que a construção de faixas adicionais em rodovias de pista dupla não é tão facilmente justificável como em rodovias de pista simples. As rodovias de pista dupla são constituídas de, pelo menos, duas faixas por pista e não existe tráfego vindo em sentido oposto, essas condições oferecem maiores chances e mais facilidades para as manobras de ultrapassagens entre veículos.

Para concluir, a Tabela 2.2 traz um resumo das diretrizes de implantação de faixas adicionais discutidas neste capítulo.

Tabela 2.2. Diretrizes para implantação de faixas adicionais em aclives

Método	Rodovia	Relação massa/potência (kg/kW)	Critérios de Análise			Custo-eficácia	Redução de acidentes
			Velocidade de entrada (km/h)	Redução de velocidade (km/h)	Nível de serviço/volumes		
AASHTO [2001]	S	120	90	15	<i>Pista simples:</i> VHP > 200; c > 20; NS = E ou F ou redução de dois ou mais níveis.	implícito	sim
	D	120	-	-	<i>Pista dupla:</i> VHP > 1.700 veic/h/faixa; NS > D	implícito	sim
Schulze & Lamm [2000]	S	130	80	$V_{cam1s} < \frac{1}{2} \cdot V_{aut85}$	-	-	-
MTO [1990]	S	180	90	15	VHP > 300; c > 36; redução do NS de projeto em um ou mais níveis	B/C > 1	-
ATU [1999]	S	120 (outros) ou 180 (caminhão)	95	15	<i>Pista simples:</i> depende do VDM; VDM de caminhões > 150; NS inferior a A.	implícito	implícito
	D	120 (outros) ou 180 (caminhão)	-	15	<i>Pista dupla:</i> VDM > 12.000, redução do NS	implícito	implícito
Polus <i>et al.</i> [1981]	S	240	75	20	Redução do nível de serviço em pelo menos um nível, em relação ao do trecho de aproximação	-	-
IMT [1994]	S	280	-	-	3.000 < VDM < 6.000 e se não for necessário fazer cortes e/ou aterros	B/C > 1	Considera-se p/ VDM > 6.000
DNER [1999]	S	-	-	15	<i>Pista simples:</i> VHP > 200; c > 20; NS = E ou F ou redução de dois ou mais níveis.	implícito	implícito
Kabbach [1992]	S	180	80	25	Se NS for E ou F; VHP de caminhões maior que 20	B/C > 1	implícito

Legenda: S: Pista Simples, D: Pista Dupla, -: não mencionado, VHP: volume de tráfego na hora-pico (veic/h), c: volume de caminhões por hora, NS: nível de serviço, VDM: volume diário médio (veic/dia), B/C: relação benefício/custo.

CAPÍTULO 3

OBJETIVOS DA TESE

O objetivo principal desta tese foi adaptar as diretrizes – estabelecidas pela AASHTO [2001] – para implantação de faixas adicionais em aclives, incorporando-lhes os efeitos das características dos caminhões e do tráfego nacionais, para que elas possam ser usadas com maior eficiência em projetos de melhorias de rodovias brasileiras.

Os aspectos das diretrizes da AASHTO escolhidos para adaptação foram:

- 1) As curvas de desempenho de caminhões;
- 2) A relação entre os índices de envolvimento de caminhões em acidentes e a diferença de velocidade entre veículos rápidos e veículos lentos; e
- 3) Os volumes mínimos de tráfego que justifiquem economicamente a implantação de faixa adicional de subida.

Cada um desses aspectos é detalhado nos itens seguintes.

3.1. Curvas de Desempenho para Caminhões

O primeiro aspecto visou analisar o efeito das rampas sobre o desempenho de caminhões, permitindo determinar o comprimento da rampa, a partir do qual deve ser implantada uma faixa adicional no aclive. Os produtos obtidos são curvas de aceleração e desaceleração para vários caminhões típicos da frota brasileira. Para tanto, as distribuições de massa e de potência dos caminhões foram obtidas e os perfis de velocidade dos caminhões foram medidos em rampas de rodovias do estado de São Paulo. Essas informações serviram para recalibrar um modelo de locomoção de veículos, criado por Demarchi [2000a]. Após

calibrado e validado, o modelo foi usado para gerar as curvas de desempenho para os caminhões típicos brasileiros.

3.2. Índices de Envolvimento de Caminhões em Acidentes e a Diferença de Velocidade de Veículos

Nesta parte do projeto, o estudo visou estimar a maior redução de velocidade do caminhão que pode ser admitida num aclive, partindo-se do pressuposto que uma diferença excessiva de velocidade entre veículos, aumenta o índice de acidente na rampa, como constatou Solomon [1964]. Para isso, foi adaptada e atualizada, para as condições nacionais, a curva que relaciona índices de envolvimento de caminhões em acidentes com a diferença de velocidade de veículos, proposta por Glennon [1970]. O estudo envolveu coleta de dados sobre acidentes envolvendo caminhões e distribuições de velocidade dos veículos em aclives de rodovias estaduais paulistas e a determinação do volume diário médio para cada local estudado.

Como resultado deste estudo, a curva usada pela AASHTO [2001] para expressar a relação entre índices de envolvimento de caminhões em acidentes com diferenças entre velocidades de automóveis e de caminhões, é proposta sua substituição por curvas atualizadas e representativas das condições encontrada nas rodovias de pista simples e pista dupla brasileiras.

3.3. Volumes Mínimos de Tráfego que Justifiquem Economicamente a Construção da Faixa Adicional

Na terceira parte do projeto, o estudo teve como objetivo determinar volumes mínimos de tráfego que justifiquem economicamente a implantação de faixas adicionais. Os volumes mínimos foram obtidos através da relação entre os benefícios gerados aos usuários e os custos associados à construção da faixa adicional. Os benefícios gerados pela implantação da melhoria (considerados na análise econômica) são a redução dos tempos de viagem e dos custos operacionais dos veículos. Os benefícios provenientes da redução dos índices de acidentes não foram incluídos, pois não existiam estudos que permitam fazer análises de acidentes. O custo do investimento na obra é igual ao custo de construção.

Como resultado deste estudo, foram obtidos volumes mínimos de tráfego, em função das porcentagens de caminhões e da declividade da rampa, que justifiquem economicamente a construção da faixa adicional.

3.4. Considerações Finais

As atividades desenvolvidas para atingir os objetivos de cada aspecto estão relatadas nos capítulos seguintes. O primeiro aspecto analisado está no Capítulo 4: trata das curvas de desempenho de caminhões. O Capítulo 5 trata da curva que correlaciona índices de envolvimento de caminhões em acidentes com a diferença de velocidade de veículos. O capítulo 6 trata do estudo desenvolvido para propor volumes mínimos de tráfego e porcentagens de caminhões, que justifiquem economicamente a implantação de faixas adicionais em aclives de rodovias brasileiras.

CAPÍTULO 4

DESEMPENHO DE CAMINHÕES EM RAMPAS

A verificação do desempenho de caminhões em aclives é um aspecto de grande importância para o projeto geométrico de rodovias, para o projeto de faixas adicionais e para a análise de nível de serviço. Usando-se curvas que expressam o perfil de velocidade em função do comprimento e declividade de uma rampa, pode-se estimar se a redução de velocidade dos caminhões é significativa, de tal forma que seja necessária a implantação de uma faixa adicional para o tráfego de veículos lentos.

As características dos caminhões norte-americanos e caminhões brasileiros são diferentes, portanto as curvas de desempenho adotadas pela AASHTO não podem ser usadas para verificar a necessidade de implantação de faixas adicionais em rampas de rodovias brasileiras. Neste capítulo, trata-se do estudo desenvolvido para determinar curvas de desempenho para caminhões brasileiros, o qual foi subdividido em cinco partes:

- 1) Na primeira parte, descrevem-se os estudos feitos no exterior e no Brasil, com respeito ao desempenho de caminhões ao trafegar em rampas;
- 2) Na segunda parte, faz-se uma descrição do modelo de locomoção de veículos desenvolvido por Demarchi [2000a], o qual foi usado para gerar curvas de desempenho para caminhões brasileiros;
- 3) As atividades desenvolvidas para validar as curvas de desempenho, geradas por esse modelo, estão descritas na terceira parte do capítulo;
- 4) Na quarta parte, mostram-se curvas geradas para representar o desempenho dos caminhões carregados, típicos da frota nacional.

4.1. Objetivo do Capítulo

O objetivo deste estudo foi substituir as curvas de aceleração e desaceleração adotadas pela AASHTO [2001], por outras que representem melhor o desempenho de caminhões nacionais, para que possam ser usadas em projetos de faixas adicionais para aclives de rodovias brasileiras.

4.2. Determinação de Curvas de Desempenho para Caminhões

O desempenho de um veículo movimentando-se em uma rampa pode ser caracterizado por gráficos de velocidade \times distância, os quais podem ser gerados de três maneiras: em ensaios de campo (métodos empíricos), por modelos teóricos (métodos analíticos) ou uma combinação de ambos.

As curvas empíricas são obtidas em levantamentos do perfil de velocidade durante a passagem de caminhões em vários pontos de um aclive. Embora este método permita estimar o desempenho real, é necessário monitorar a velocidade em rampas de diferentes declividades e comprimentos. Como existem diversos modelos e configurações de veículos de carga, a obtenção de curvas de desempenho por esse método exige um grande dispêndio de recursos durante a coleta de dados. Além disso, a evolução tecnológica dos veículos e o tipo de carga transportada fazem com que as curvas de velocidade tornem-se obsoletas. Posto que, para que os dados disponíveis representem o desempenho real dos veículos, faz-se necessário haver, periodicamente, a repetição do processo de análise.

As curvas de desempenho obtidas analiticamente são geradas por modelos baseados na mecânica de locomoção, que determinam pares ordenados de velocidade \times distância de curvas de aceleração e desaceleração de veículos, quando trafegando em rampas. Alguns dos parâmetros usados nesses modelos, como a massa do veículo, podem ser obtidos a partir da coleta de dados em balanças rodoviárias [Demarchi & Setti, 1999]. Outros parâmetros, tais como coeficientes usados no cálculo da resistência ao movimento ou na eficiência da transmissão, são normalmente adotados da literatura [St. John & Kobett, 1978; Fitch, 1994; SAE, 1996] devido à complexidade de se realizar ensaios específicos para a determinação desses coeficientes. Na Figura 4.1 mostra-se um exemplo de curvas de desempenho de veículos norte-americanos.

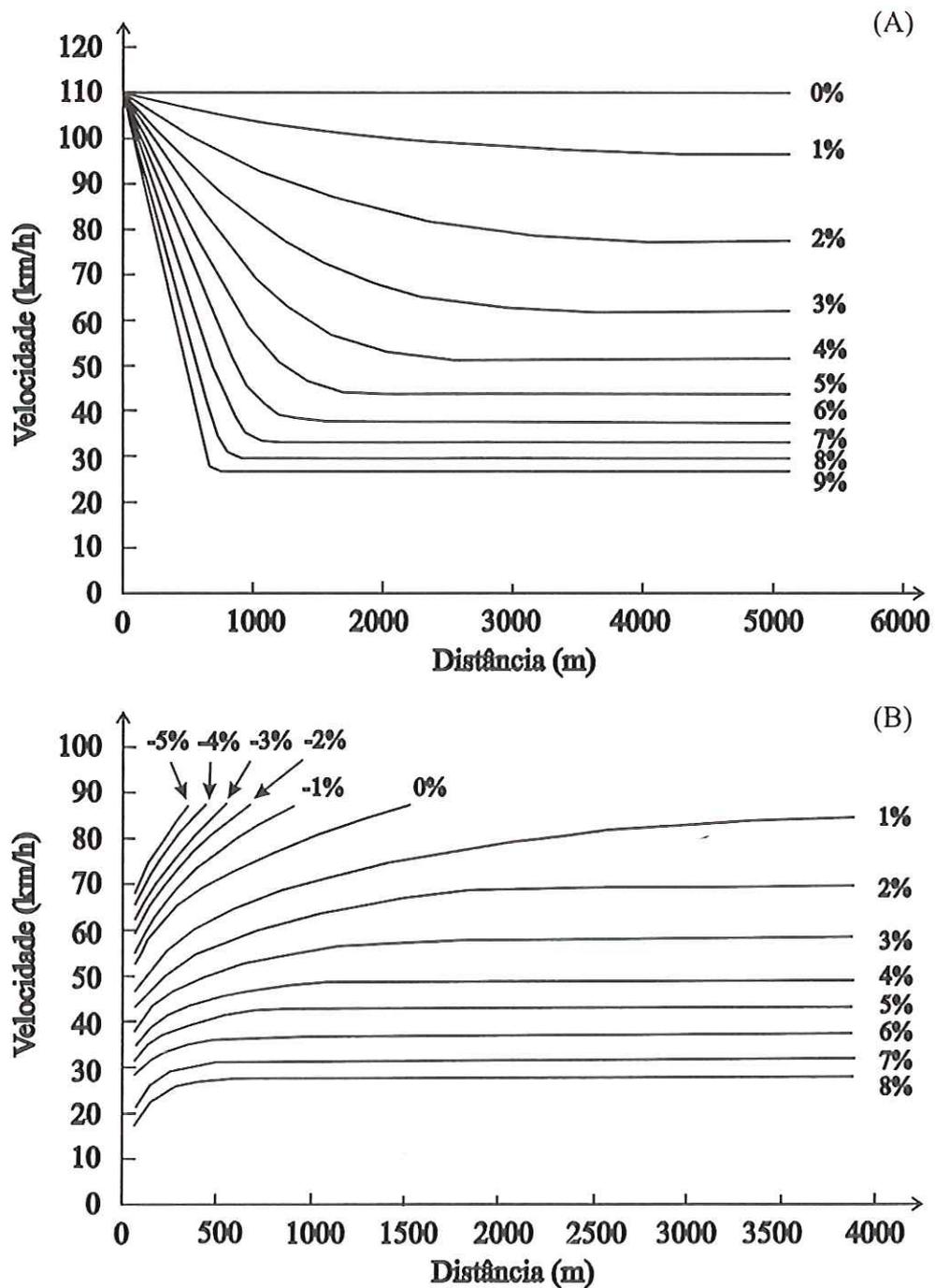


Figura 4.1. Curvas de desempenho para um caminhão típico norte-americano (120 kg/KW) (A) desaceleração, (B) aceleração [AASHTO, 2001]

Demarchi [2000a] observa que os parâmetros que constam na literatura foram determinados empiricamente para caminhões americanos, porém nunca foram validados para os caminhões nacionais. Apesar de sua grande conveniência, os modelos analíticos normalmente incorporam simplificações que podem conduzir a imprecisões no desenvolvimento dos perfis de velocidade.

O ideal para determinar as curvas de aceleração e desaceleração de caminhões é uma combinação de modelos analíticos com métodos empíricos. Isto significa que, o modelo é usado para gerar curvas de desempenho teóricas e depois validado e calibrado por informações de perfis de velocidade de veículos obtida em testes de campo. Nessas condições, os resultados obtidos representam melhor o desempenho de caminhões em rampas.

Um dos primeiros estudos para determinar os efeitos da declividade da rampa, esforço trator e peso bruto na redução de velocidade dos caminhões, foi conduzido entre 1938 e 1941, pela *Public Roads Administration*, como uma tentativa de eliminar os congestionamentos causados por caminhões carregados em aclives [Saal, 1942].

Com base nos resultados do estudo, sugeriu-se a construção de vias com rampa máxima de 3%, duplicação da potência dos motores ou redução da carga transportada pelos caminhões para que eles pudessem manter a velocidade em aclives. Como algumas dessas soluções não seriam viáveis em curto prazo, o autor propôs a construção de faixas adicionais em aclives, nos quais existiam congestionamentos de veículos.

Anos depois, Taragin [1945] usando modelos formulados com base nas leis de Newton, estendeu a análise e obteve gráficos de velocidade \times distância em função da velocidade de entrada e peso bruto do veículo. A análise mostrou que as velocidades dos caminhões nos aclives dependem de parâmetros como a massa, a potência, a velocidade de entrada do veículo e da geometria da rampa (declividade e comprimento).

4.2.1. Modelos Analíticos

Um modelo analítico foi desenvolvido por Firey & Peterson [1962] para estimar curvas de velocidade \times distância. Para validar o modelo, foram feitos ensaios com caminhões em rampas de rodovias do estado de Washington, EUA.

No Canadá, o *Alberta Transportation and Utilities* estimou a relação massa/potência de vários caminhões visando preparar um manual de projeto para faixas adicionais das rodovias da região. Para alcançar esse objetivo, as características (número e composição dos eixos, peso bruto permitido, tipo de carroceria e potência) de mais de 450 caminhões foram obtidos de dados coletados em balanças rodoviárias [ATU, 1990].

O *Ministry of Transportation of Ontario* desenvolveu pesquisa para avaliar curvas de velocidade \times distância [MTO, 1990]. No estudo, foram desenvolvidos dois modelos: um modelo que simula o desempenho de caminhões, baseado em princípios básicos de mecânica e dinâmica de veículos; e um segundo, baseado no *Truck Ability Prediction Procedure* recomendado pela *Society of Automotive Engineers* [SAE, 1987]. Em paralelo, fizeram-se coletas de dados de velocidade de caminhões, veículos de recreio e automóveis em rampas, com o intuito de comparar e validar os resultados gerados pelos modelos de desempenho.

Para estimar a velocidade de caminhões em rampas, Archilla & Cieza [1996] propuseram um modelo de locomoção de veículos baseado nas equações de equilíbrio de forças. Nesse modelo, foi suposto que o motorista usava toda a potência disponível para locomover o caminhão. Para calibrar o modelo, foram feitas medidas de velocidades de caminhões em aclives da *Carretera Nacional 7*, Mendoza, Argentina.

4.2.2. Modelos Empíricos

Em 1949, o *Arizona Highway Department* estimou o desempenho dos caminhões carregados, medindo a redução de velocidade desses veículos em rampas de relevo montanhoso. Esse trabalho teve como objetivo propor diretrizes para projetos de rodovias e implantação de faixas adicionais, com o intuito de eliminar congestionamentos em rampas [Willey, 1949].

Anos depois, Huff & Scrivner [1955] propuseram um modelo que gerou uma série de curvas de desempenho para servir de critério de implantação de faixas adicionais. Para calibrar e validar o modelo, o *Texas Highway Department* fez ensaios com um caminhão-teste em várias rampas, monitoradas por detectores automáticos, espaçados a cada 30 m. Uma câmera e um aparelho registravam o tempo de passagem entre dois detectores consecutivos. Desses resultados, as velocidades foram calculadas, marcadas em gráficos velocidade \times distância e comparadas com os valores gerados pelo modelo teórico. Como conclusão, os resultados gerados pelo modelo teórico representaram relativamente bem o desempenho do caminhão-teste nas rampas.

Nos anos 50, no estado de Washington existiam 9.300 km de rodovias rurais, das quais menos de 320 km eram constituídas por quatro faixas e, boa parte da rede viária

atravessava regiões de relevo ondulado. Em virtude disso, o crescimento do volume de tráfego aumentou o número de acidentes e de congestionamentos em algumas rodovias do estado. Esses problemas foram solucionados pela construção de faixas adicionais. Um dos critérios, para a implantação dessas faixas, foi a obtenção de curvas de desempenho de caminhões em aclives. As distribuições de velocidades dos caminhões foram obtidas usando-se um radar. Das curvas de desaceleração obtidas, usou-se a curva média para representar o perfil de velocidade e fazer comparação com curvas de desempenho propostas por um modelo teórico [Dunn, 1955].

Walton & Lee [1977] propuseram coletas de dados mais amplas para caracterizar melhor a operação de caminhões em aclives. Os dados coletados foram as características do caminhão, a geometria da rampa e características dos motoristas. Os perfis de velocidades dos caminhões foram obtidos seguindo-se o veículo com um automóvel e usando-se equipamentos com fotocélulas. Essas informações foram analisadas e foi concluído que os parâmetros sobre a geometria da rampa, declividade e comprimento, são os elementos mais importantes na elaboração de curvas de desempenho. O objetivo do estudo foi estabelecer curvas de desempenho para projetos de faixas adicionais, relacionando-as aos aspectos de segurança e capacidade da rodovia, pois segundo os autores, os modelos matemáticos tradicionais não alcançavam bons resultados na avaliação do desempenho dos veículos da época.

Na Colômbia, Alaix *et. al.* [1997] caracterizam a frota e as relações massa/potência de caminhões a fim de estabelecer curvas de desempenho para fazer atualizações no *Manual de Capacidad y Niveles de Servicio para Carreteras Rurales de Dos Carriles*, usado para planejamento, análise de operação e projeto de vias colombianas [MOPT, 1992].

Os modelos de desempenho estão baseados em um valor único de relação massa/potência do caminhão, entretanto a média e a distribuição dessa relação varia de rodovia para rodovia, pois dependem do tipo de veículo e da carga transportada. Além disso, esses parâmetros nem sempre são fáceis de se obter. Para superar esses problemas, Bester [2000] propôs um modelo mais simplificado que permite criar perfis de velocidades de um caminhão típico ou de uma frota de caminhões. O modelo adota uma relação linear entre a aceleração e a velocidade, necessitando apenas de dois coeficientes

de calibração (α e β).

Os coeficientes (α e β) podem ser estimados por testes em campo: no caso de um único veículo, a velocidade é estimada em trechos planos como função da distância percorrida e do tempo de viagem; para um conjunto de veículos, estima-se as distribuições de velocidades obtidas em pontos pré-definidos nas rampas. Os parâmetros são obtidos em equações que relacionam velocidades, distâncias percorridas e tempos de viagens. As principais vantagens do método de Bester [2000] são a simplicidade do modelo e a facilidade para poder calibrá-lo para um conjunto de caminhões.

4.3. Estudos no Brasil

Silveira [1974] fez um levantamento da frota brasileira para desenvolver curvas de desempenho para caminhões leves, médios e pesados; essa é uma das primeiras pesquisas sobre redução de velocidade dos caminhões em rampas que se têm registro no Brasil.

Por volta de 1977, o Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR) fez um estudo sobre a capacidade de rodovias, a fim de analisar a validade de alguns parâmetros do HCM de 1965 e realizar adaptações para as condições das rodovias brasileiras. Uma das etapas do projeto, consistiu na determinação da distribuição de velocidade em função do volume de tráfego e do desempenho de caminhões em rampas (BR-040, BR-101, BR-106, BR-116 e BR-381). A redução de velocidade foi simulada por um modelo baseado na mecânica da locomoção. A relação massa/potência dos caminhões foi obtida junto aos fabricantes de veículos. O estudo resultou em curvas de velocidade dos caminhões, em função da declividade, do comprimento da rampa e da distância percorrida [DNER, 1977].

Em 1978, foi feito estudo na rodovia BR-277, no estado do Paraná, com o propósito de se estabelecer o desempenho dos caminhões brasileiros em aclives [Kabbach, 1992]. Os resultados do estudo foram usados para a elaboração de curvas de desempenho, que se encontram no método do DNER [1979], que é usado para analisar a necessidade de implantação de terceiras faixas.

No estado de São Paulo, Demarchi & Setti caracterizaram a frota de caminhões brasileiros, através de dados obtidos em 6.765 pesagens efetuadas nas balanças das rodovias Anhanguera e Bandeirantes. As informações sobre os caminhões (modelo e massa) serviram para calibrar um modelo de locomoção de veículos e desenvolver curvas

de desempenho para caminhões típicos brasileiros [Demarchi & Setti, 1998, 1999; Demarchi, 2000a]. A validação deste modelo foi uma das atividades desenvolvidas na elaboração desta tese.

Em outro estudo, Demarchi & Pierin [2001] utilizaram-se desse mesmo modelo para analisar o efeito da sobrecarga no desempenho de caminhões canavieiros em aclives das rodovias de Ribeirão Preto, estado de São Paulo. Os dados referentes à massa dos caminhões foram obtidos de um relatório de pesagem emitido pela regional do DER.

Concluiu-se que os caminhões trafegam com cargas acima dos valores limites estabelecidos pelo CONTRAN [1998]. Ademais, o percentual de sobrecarga verificado foi de 30% para caminhões rígidos, 16% para caminhão+reboque e 14% para treminhões (caminhão+2 reboques).

O efeito da sobrecarga foi analisado por simulações do desempenho dos caminhões sobrecarregados e comparado com as desacelerações dos caminhões legalmente carregados; a diferença máxima obtida entre as velocidades nos aclives foi de 10 km/h. Numa análise hipotética, os caminhões carregados legalmente (227 kg/kW) foram comparados com o caminhão+reboque (382 kg/kW) e com o treminhão (304 kg/kW), nesse caso, a diferença entre as velocidades foram iguais a 19 km/h e a 12 km/h, respectivamente.

4.4. Desempenho de Caminhões em Aclives e a Relação Massa/Potência

A relação massa/potência do veículo é o parâmetro que mais afeta o desempenho dos caminhões em rampas. A velocidade (ou tempo de viagem) de caminhões é inversamente proporcional à relação massa/potência, ou seja, à medida que essa relação diminui, o desempenho do veículo aumenta, além disso, admite-se que veículos com mesma relação massa/potência tenham características de operação similares.

A indústria automotiva tem desenvolvido caminhões maiores, mais pesados e com maior número de eixos, como o veículo longo combinado que é permitido trafegar em algumas rodovias. Por causa da evolução tecnológica, motores mais potentes foram desenvolvidos a fim de melhorar o desempenho desses veículos, com uma conseqüente redução nas relações massa/potência. Essa tendência de redução tem sido observada em vários estudos [AASHTO, 1994; Schulze & Lamm, 2000], conforme ilustra a Figura 4.2.

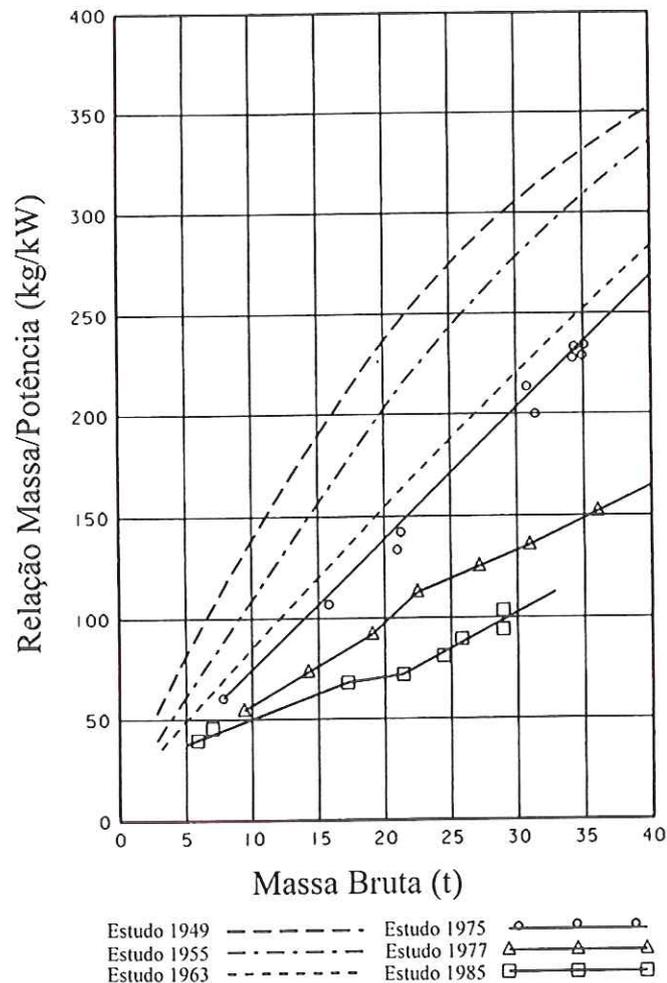


Figura 4.2. Curvas de tendência para relações massa/potência dos caminhões norte-americanos, entre os anos de 1949 a 1985 [AASHTO, 1994]

Nos Estados Unidos, o veículo de projeto (relação massa/potência de 120 kg/kW) possui as características operacionais aceitáveis pelos usuários das rodovias norte-americanas. Mas se a relação de 120 kg/kW não for apropriada, o projetista deverá adotar um valor ou método alternativo mais adequado às condições locais [AASHTO, 2001].

No Brasil, o DNER estimou as relações massa/potência médias ponderadas para algumas regiões do país a partir dos dados dos Planos Diretores Rodoviários publicados entre 1974 e 1975. Posteriormente, na elaboração das “Instruções para Implantação de Terceiras Faixas”, determinou as relações massa/potência por tipo de caminhão com base nos dados nominais dos fabricantes e nos testes efetuados na BR-277, no estado do

Paraná, em 1978. Nesse estudo, verificou-se que o caminhão dotado de terceiro eixo, representava 60% da frota de caminhões e que a relação massa/potência tinha valor bem próximo à do caminhão semi-reboque. Com base nesses estudos, o DNER estabeleceu uma relação massa/potência de 130 kg/cv (180 kg/kW) como o valor representativo da frota nacional de caminhões, que trafegavam nas rodovias do país nos anos 70 [DNER, 1979; Kabbach, 1992]. Os resultados obtidos apresentam-se nas Tabelas 4.1 e 4.2, que mostram, respectivamente, a relação massa/potência média por região do país e a relação massa/potência média por tipo de caminhão.

Tabela 4.1. Relação massa/potência dos caminhões por região (anos de 1974 e 1975) [DNER, 1979; citado por Kabbach, 1992]

Região	Relação massa/potência média	
	kg/cv	kg/kW
Sudeste	130	180
Nordeste	122	170
Centro-Oeste	118	165

Tabela 4.2. Relação massa/potência média de caminhões brasileiros em 1978 [DNER, 1979; citado por Kabbach, 1992]

Tipo de caminhão	Relação massa/potência nominal média	
	kg/cv	kg/kW
Médio	80	110
Pesado	126	175
Semi-reboque	141	195

No início dos anos 90, Kabbach [1992] pesquisou a relação massa/potência dos caminhões que trafegavam nas rodovias brasileiras. Com base em dados de massa e potência publicados na Revista Transporte Moderno, o autor calculou a relação massa/potência nominal para diversos modelos de caminhões. Esse estudo determinou que a relação massa/potência de 130 kg/cv (180 kg/kW) continuava a ser um valor representativo da frota nacional de caminhões e portanto as curvas de desempenho,

propostas pelo DNER em 1979, continuavam sendo válidas para implantação de terceiras faixas em rodovias brasileiras.

A grande desvantagem da determinação da relação massa/potência, como feito pelo DNER [1979] e Kabbach [1992], reside em não se dispor de dados sobre a massa bruta efetiva dos caminhões que trafegam em rodovias, o que pode fazer com que a relação massa/potência obtida não reflita o desempenho dos veículos. Por isso, nesta pesquisa a relação massa/potência de caminhões carregados foi obtida pela distribuição de massas medidas em balanças rodoviárias, conforme se discute a partir do item 4.5 deste capítulo.

Uma outra maneira para estimar a relação massa/potência é usar expressões matemáticas como a proposta por Gynnerstedt *et al.* [1977], que requerem as velocidades inicial e final do veículo, o tempo gasto, o comprimento da rampa e a diferença de cotas. O modelo é expresso pela equação:

$$\frac{\bar{P}}{M} = \frac{v_1^2 - v_0^2}{2} + \frac{g \cdot h_1}{t_1} + C_a \cdot \frac{A}{M} \cdot \left(\frac{s_1}{t_1} \right)^3 + C_r \cdot \frac{s_1}{t_1} \quad (4.1)$$

na qual $\frac{\bar{P}}{M}$: relação potência/massa média estimada (W/kg);

v_0 : velocidade inicial do veículo (m/s);

v_1 : velocidade final do veículo (m/s);

g : aceleração da gravidade;

h_1 :diferença de cota entre os pontos inicial e final da rampa;

t_1 : tempo gasto pelo veículo para percorrer a rampa;

C_a : coeficiente aerodinâmico (kg/m^3);

A : projeção da área frontal (m^2);

s_1 : comprimento total da rampa; e

C_r : coeficiente de resistência ao rolamento.

Esse método permite estimar a relação massa/potência em valores obtidos em campo e após, fazer comparações com valores fornecidos por catálogos de fabricantes de caminhões e revistas automotivas. A desvantagem do método é necessitar de um grande número de informações referentes aos veículos, às velocidades e à geometria da via.

4.5. Proposta de Um Modelo de Desempenho de Caminhões

As curvas de desaceleração dos caminhões, que trafegam nas rodovias de São Paulo, foram geradas por um modelo simplificado, desenvolvido no Departamento de Transportes da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo [Demarchi & Setti, 1998, 1999; Demarchi, 2000a].

O modelo é analítico e fundamenta-se na mecânica de locomoção de veículos, o qual é representado por um conjunto de forças que atuam quando o veículo está em movimento, como pode ser visualizado na Figura 4.3.

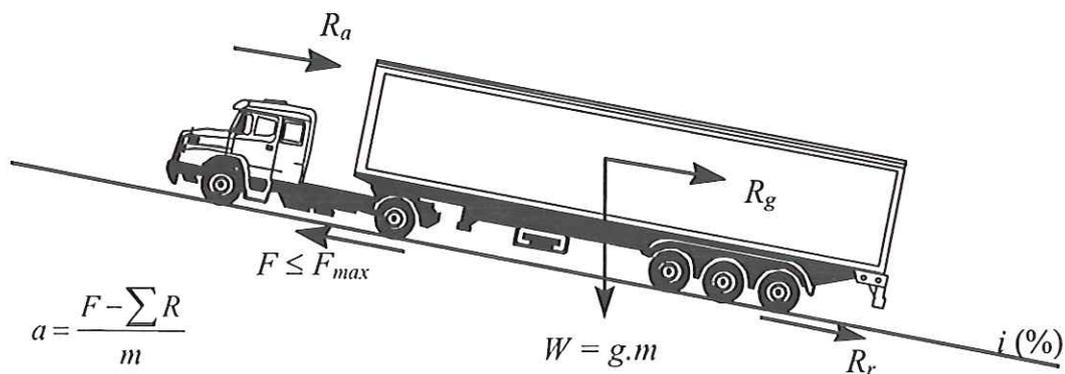


Figura 4.3. Diagrama de forças atuantes em um veículo em movimento [Demarchi, 2000a]

A força tratora F_t é a força que impulsiona o veículo e depende da potência do caminhão:

$$F_t = 3600 \cdot \eta \cdot \frac{P}{V} \quad (4.2)$$

em que F_t : força tratora (N);

P : potência do motor (kW);

V : velocidade (km/h); e

η : coeficiente de eficiência da transmissão.

Entretanto, essa força é limitada pelo atrito que existe entre o pneu do veículo e o pavimento para que não ocorram derrapagens:

$$F_{t,max} = W_{ta} \cdot \mu \quad (4.3)$$

na qual $F_{t,max}$: força tratora máxima (N);

W_{ta} : peso do veículo que atua sobre o eixo trator (N); e

μ : coeficiente estático de atrito pneu-pavimento.

Daí, a força tratora efetivamente usada para movimentar o veículo F é o menor valor entre a força tratora e a força tratora máxima:

$$F = \min(F_t, F_{max}) \quad (4.4)$$

A resistência ao movimento R , força que impede o movimento do veículo, é a soma de três parcelas: a resistência de rolamento, a resistência aerodinâmica e a resistência de rampa. As equações que expressam a resistência total, bem como as suas componentes, são:

$$R = R_r + R_a + R_g \quad (4.5)$$

$$R_r = C_r \cdot (C_2 \cdot V + C_3) \cdot \frac{W}{1000} \quad (4.6)$$

$$R_a = C_1 \cdot C_d \cdot C_h \cdot A \cdot V^2 \quad (4.7)$$

$$R_g = W \cdot i \quad (4.8)$$

em que R : resistência ao movimento (N);

R_r : resistência de rolamento (N);

R_a : resistência aerodinâmica (N);

R_g : resistência de rampa (N);

C_r : coeficiente de resistência de rolamento;

C_2, C_3 : coeficientes para o tipo de pneu;

W : peso do veículo (N);

C_1 : coeficiente que inclui a densidade do ar ao nível do mar e fatores de conversão de unidades ($C_1 = 0,047285$);

C_d : coeficiente de atrito aerodinâmico;

A : área frontal do veículo (m^2);

i : declividade da rampa (%/100);

C_h : coeficiente de altitude, calculado pela expressão proposta por Watanatada *et. al.* [1987]:

$$C_h = (1 - 2,26 \times 10^{-5} \cdot H)^{4,255} \quad (4.9)$$

H : altitude do local (m).

A força resultante é a diferença entre a força tratora e a resistência ao movimento do veículo. Se a resultante das forças for positiva, o veículo está acelerando, em caso contrário, quando a resultante é negativa, o veículo está desacelerando. Se a resultante é nula, o veículo está trafegando em velocidade constante, chamada de velocidade de equilíbrio. Desse modo, a aceleração do veículo é estimada por:

$$a = \frac{F - R}{m} \quad (4.10)$$

em que a : aceleração (m/s^2);

m : massa do veículo (kg).

Para que o modelo pudesse ser usado na geração das curvas de desempenho, os parâmetros foram calibrados por Demarchi & Setti [1998; 1999]. Os dados usados naquela calibração foram obtidos em balança nas rodovias Anhanguera e Bandeirantes (massa e configuração de veículos), em catálogos de fabricantes (potência nominal) e na literatura (demais parâmetros). Nesta pesquisa, o modelo foi validado e recalibrado com um conjunto de dados sobre a massa, a configuração dos eixos, a potência do caminhão e informações sobre o desempenho dos caminhões em rampas, como se discute a seguir.

4.6. Calibração e Validação do Modelo

A calibração e validação do modelo tiveram o objetivo de verificar se os parâmetros usados refletem o desempenho real do veículo quando trafegando em rampas. A calibração e a validação foram feitas pela comparação dos valores teóricos de velocidade gerados pelo modelo e velocidades reais medidas em aclives.

As atividades de coleta de dados programadas para fazer a validação do modelo foram as seguintes:

- 1) Seleção dos trechos;
- 2) Determinação do perfil longitudinal das rampas escolhidas para estudos;
- 3) Caracterização da frota de caminhões em balanças rodoviárias; e
- 4) Obtenção de perfis de desaceleração dos caminhões nos aclives.

Os dados necessários para aplicação do modelo são a massa, a potência e a configuração dos veículos. Outros dados também foram coletados como o tipo de carroceria, produto transportado e idade do veículo. Esses dados foram obtidos em balanças móveis nos trechos de rodovias próximos a São Carlos.

O levantamento dos perfis de velocidade dos caminhões foi feito em aclives de declividade e comprimento conhecidos. Dois métodos foram usados para obter as velocidades: um método mais simples e indireto, que foi seguir caminhões com um automóvel e anotar as velocidades lidas do velocímetro do carro; e um método mais sofisticado e direto, que foi a instalação de um GPS diferencial nos caminhões, em percurso previamente escolhido.

Os trechos escolhidos possuem baías para instalação de balanças móveis, uma variedade de rampas e localizam-se nas rodovias SP-225 (Eng. Paulo Nilo Romano) e SP-310 (Washington Luiz); os mesmos podem ser vistos no Anexo A (Figura A.1).

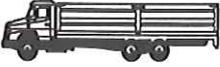
Os perfis longitudinais da SP-225 foram obtidos por levantamento topográfico, com o uso de uma estação total e prisma. Cada rampa escolhida foi dividida em seções de 100 m, identificadas por pontos marcados no acostamento. Os comprimentos dos trechos que antecedem aclives estudados foram estimados por leituras no hodômetro de um automóvel e a declividade desses trechos, através de um clinômetro. Os perfis longitudinais das rampas estudadas na SP-310 foram obtidos do projeto geométrico da rodovia fornecido pela CENTROVIAS, a concessionária do trecho, e posteriormente comparados com os dados obtidos por GPS.

Os dados anotados foram a placa, o modelo e a configuração de eixos dos

caminhões. A massa dos veículos era obtida do relatório emitido na balança, enquanto que os valores de potência nominal dos veículos foram conseguidos nos catálogos dos fabricantes. Dados de 588 caminhões foram usados na análise, depois de descartados os dados com problemas devido a anotações erradas ou incompletas.

A composição de caminhões é baseada no número de eixos do veículo, em grupos de eixos isolados e na existência de articulação, indicado pelo sinal “+”, como proposto por Demarchi [2000a]. Um eixo simples é denotado por “1”, ao passo que “2” indica um eixo tandem duplo e “3”, um eixo tandem triplo. A Tabela 4.3 mostra um resumo do estudo desenvolvido na SP-225.

Tabela 4.3. Número de caminhões analisados que passaram na balança da rodovia SP-225

Nomenclatura	Configuração típica	Classe	número de observações	porcentagem
11		Rígido Leve	93	15,8%
12		Rígido Pesado	203	34,5%
11+1		Articulado Leve	19	3,2%
11+2				
11+3		Articulado Pesado	271	46,1%
12+3				
11+111				
Outros	–	Caminhões Combinados	2	0,4%

A Figura 4.4 e a Tabela 4.4 mostram as distribuições de massas dos caminhões que passaram pela balança rodoviária. Nessa tabela, também estão descritos os resultados das distribuições de massas obtidos por Demarchi [2000a], o objetivo é verificar se a frota de caminhões é semelhante.

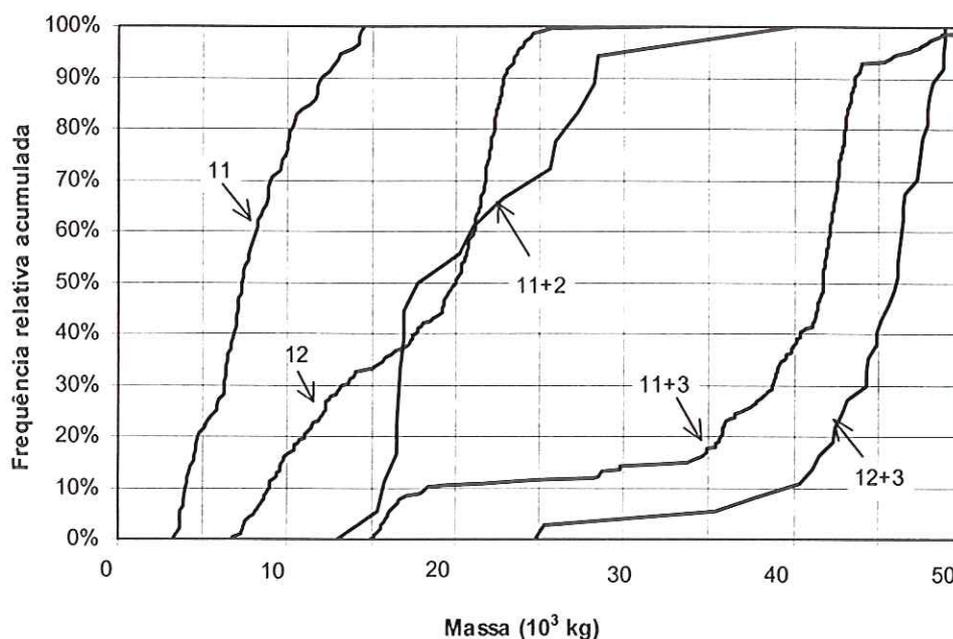


Figura 4.4. Distribuição de massas dos caminhões pesados na balança móvel da rodovia SP-225

Tabela 4.4. Distribuição de massas dos caminhões na SP-225 e comparação com a distribuição da SP-330

Caminhão	SP-225			SP-330 [Demarchi, 2000a]		
	M_{15}	M_{85}	$M_{85}-M_{15}$	M_{15}	M_{85}	$M_{85}-M_{15}$
11	4.415	11.413	6.998	4.510	10.469	5.959
12	9.640	22.568	12.928	11.080	21.850	10.770
11+2	16.241	27.541	11.300	16.273	28.029	11.756
11+3	33.700	43.280	9.580	28.414	41.542	13.128
12+3	41.338	47.984	6.646	33.028	46.482	13.454

Como se pode deprender da Tabela 4.4, as distribuições de massa obtidas neste estudo são bem próximas às obtidas por Demarchi [2000a], excetuando-se o caso de caminhões articulados pesados de configuração “11+3” e “12+3”, que são mais leves na SP-333, provavelmente porque as balanças na SP-330 são fixas e operam o tempo todo.

As distribuições de relação massa/potência dos caminhões que passaram pela balança rodoviária estão mostradas na Figura 4.5 e na Tabela 4.5.

A relação massa/potência foi calculada por divisão da massa pela potência

nominal de cada caminhão carregado. Os valores da relação massa/potência também foram comparados com os valores obtidos por Demarchi [2000a], para verificar se os resultados podem caracterizar a frota e serem usados como parâmetros para gerar as curvas de desempenho de caminhões. Os resultados desta comparação podem ser vistos na Tabela 4.5.

Tabela 4.5. Distribuição das relações massas/potências dos veículos na SP-225 e comparação com os resultados obtidos em um estudo na SP-330

caminhão	SP-225			SP-330 [Demarchi, 2000a]		
	M/P ₁₅	M/P ₈₅	M/P ₈₅ -M/P ₁₅	M/P ₁₅	M/P ₈₅	M/P ₈₅ -M/P ₁₅
11	47,6	103,7	56,1	58	101	43
12	88,6	220,2	131,6	103	197	94
11+2	64,4	121,4	57,0	75	138	63
11+3	131,1	179,6	48,5	118	172	54
12+3	159,0	189,0	29,7	131	185	54

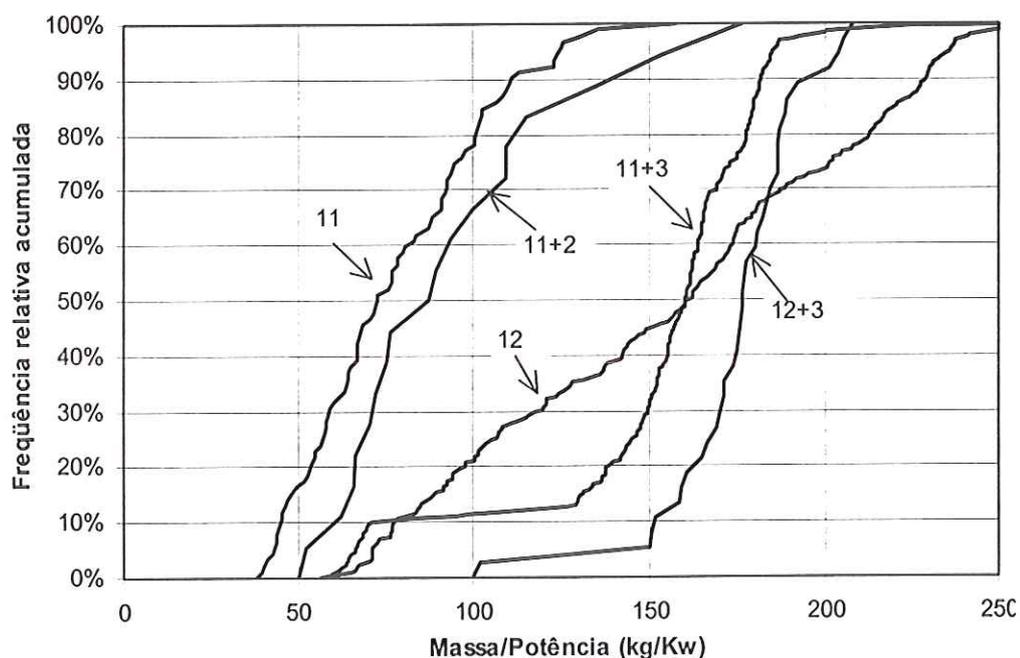


Figura 4.5. Distribuição de relações massas/potências dos veículos na SP-225

A variação das relações massa/potência observadas por está relacionada principalmente pela diversidade de cargas transportadas pela SP-225. Em virtude das pequenas diferenças observadas, decidiu-se usar, neste estudo, os valores de

massa/potência obtidos por Demarchi [2000a], pois a amostra estudada foi bem maior.

4.6.1. Perfis de Velocidade dos Caminhões nos Aclives

Nos meses de março a junho de 2000, e abril e maio de 2001, foram obtidos os perfis de velocidade dos caminhões. No primeiro estudo realizado em 2000, os caminhões foram seguidos nas rampas por um automóvel. Quando o mesmo passava por pontos pré-definidos na rampa (a cada 100 m), as velocidades eram lidas no velocímetro do automóvel e anotadas em uma planilha. Além disso, a placa traseira era anotada, para que depois fosse possível relacionar os dados de velocidade com as informações da balança. No segundo estudo, em 2001, um método mais sofisticado foi usado para obter os perfis de velocidade: durante a pesagem do caminhão na balança, um receptor GPS era instalado e, a partir daí, media-se a velocidade do veículo, a cada segundo, ao longo de percurso pré-estabelecido.

Durante esses estudos foram conseguidas 122 curvas de desempenho. Porém, problemas como a ausência de dados sobre a massa ou o modelo do caminhão, caminhões que se envolveram em manobras de ultrapassagens, perda do sinal do GPS e excesso de velocidade, fizeram com que alguns perfis de velocidade fossem obtidos apenas parcialmente. Por isso, diversas curvas foram descartadas e o número de perfis de velocidade dos caminhões carregados para a análise foi reduzido a 56. Após, os pares cartesianos $velocidade \times distância$ foram marcados em gráficos, em função da declividade da rampa e da classe de caminhões. As Figuras 4.6 e 4.7 mostram exemplos de curvas de desaceleração obtidas em rampas na SP-225 e SP-310.

Observando-se a Figuras 4.6, pode-se constatar que os caminhões rígidos pesados tiveram as maiores reduções de velocidade, fruto da maior relação massa/potência desses veículos (como pode ser visto na Tabela 4.5). Quanto a Figura 4.7a, pode-se dizer que os caminhões rígidos leves têm desempenho semelhante, sendo que a diferença deve-se ao caminhão de maior relação massa/potência (146 kg/kW) ter maior velocidade inicial na rampa (90 km/h), percorrendo uma maior distância antes de atingir a velocidade de equilíbrio (40 km/h). Quanto aos caminhões rígidos pesados (Figura 4.7b), o caminhão de menor relação massa/potência de 198 kg/kw tem um melhor desempenho do que o caminhão de 205 kg/kW.

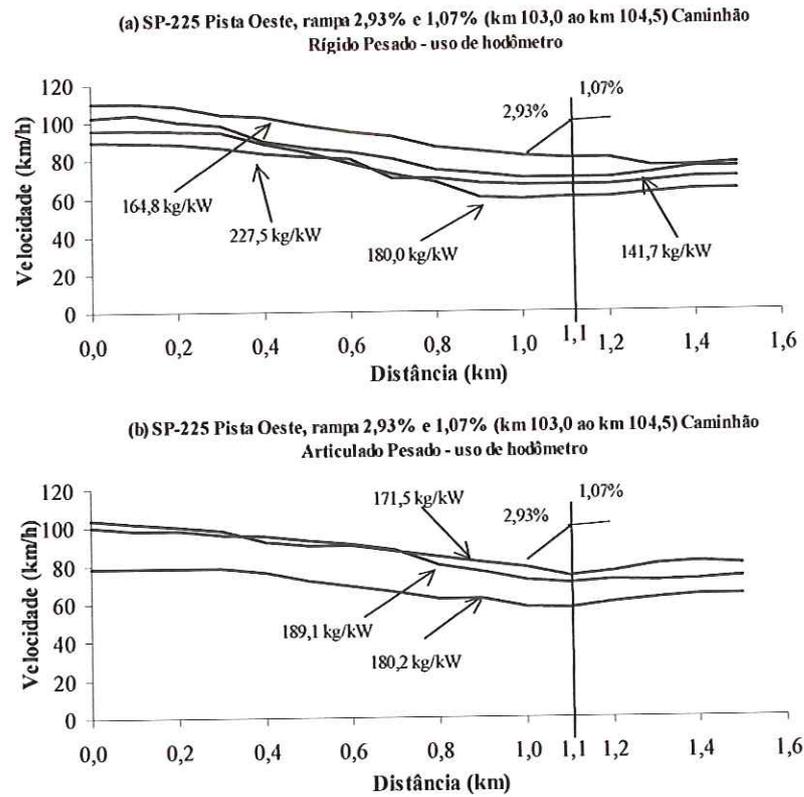


Figura 4.6. Curvas de desaceleração obtidas na SP-225 e SP-310

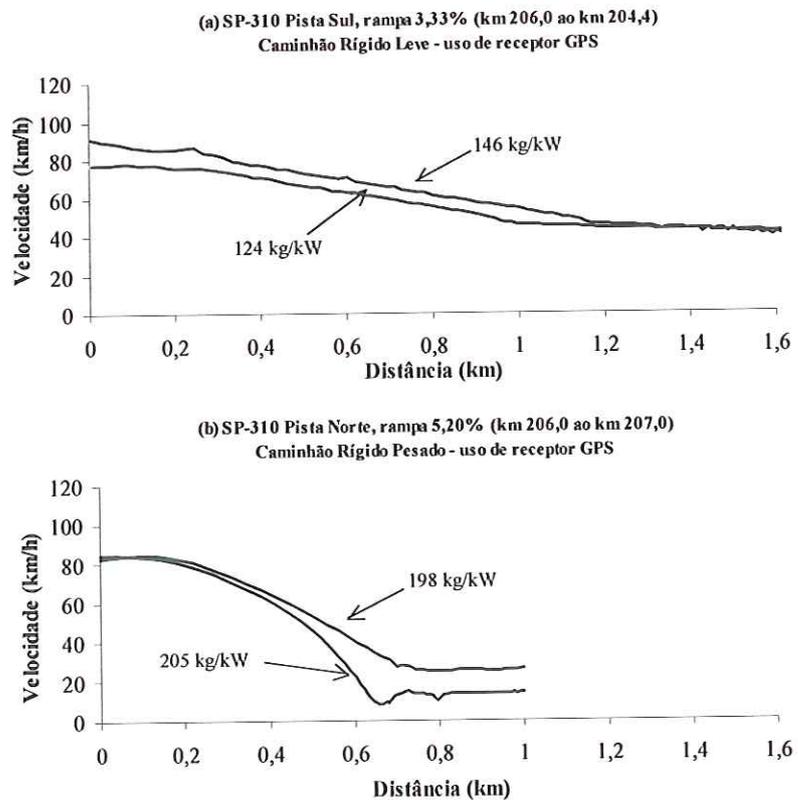


Figura 4.7. Curvas de desaceleração obtidas na SP-310

4.6.2. Ajuste feito nas curvas empíricas de desempenho

Como a velocidade de entrada na rampa varia de um caminhão para outro, é difícil fazer comparações diretas entre as curvas de desempenho. As curvas de desempenho foram obtidas usando-se um procedimento baseado no proposto originalmente por Willey [1949]. Este procedimento consiste, inicialmente, na escolha da curva com maior velocidade inicial como sendo a curva de referência. Essa curva é mantida fixa, enquanto que as demais são transladadas paralelamente ao eixo horizontal até que o primeiro ponto de maior velocidade de cada curva coincida com a curva de referência. A curva de desempenho final é uma “colagem” de todas as curvas obtidas empiricamente.

As Figuras 4.8a e 4.8b mostram, respectivamente, as curvas obtidas para caminhões articulados em um aclive com declividade média igual a 2,93% e um exemplo de ajuste das curvas. A curva com maior velocidade inicial (curva 1) é mantida fixa, enquanto que as outras curvas são movidas na direção horizontal à direita. Dessa maneira, a curva 2 foi deslocada 100 m e a curva 3 foi deslocada 700 m. Os primeiros 100 m da curva 2 e os primeiros 200 m da curva 3 foram desprezados, pois não ocorre variação significativa de velocidade nesses trechos, indicando que os caminhões ainda não usavam a potência máxima do veículo.

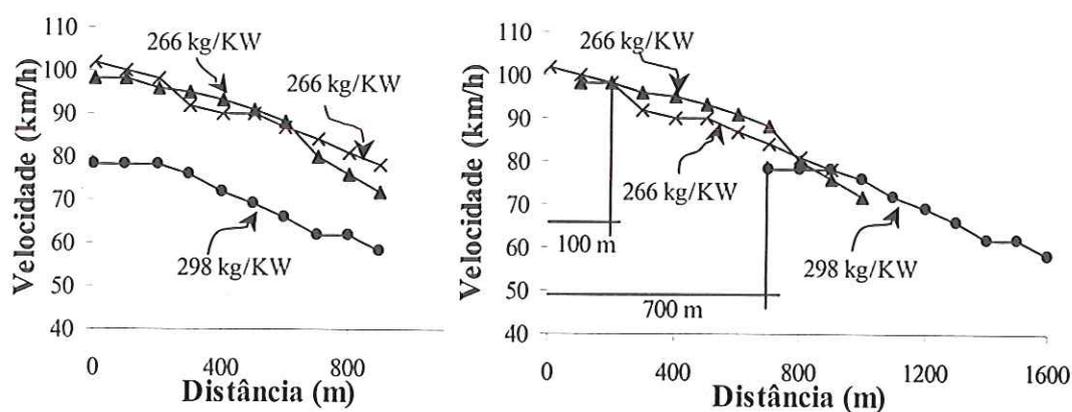


Figura 4.8. Exemplo de translação horizontal de curvas de desempenho para caminhões articulados pesados: aclive com declividade de 2,93%

4.6.3. Validação do modelo

As curvas ajustadas pelo procedimento proposto por Willey [1949] foram usadas para validação do modelo. Os caminhões vazios ou apenas parcialmente carregados foram descartados da análise quando sua relação massa/potência era muito menor do que dos demais caminhões analisados. Inicialmente, 36 curvas foram usadas, sendo 17 de caminhões rígidos pesados e 19 de caminhões articulados pesados. Posteriormente, mais oito curvas foram usadas, sendo três de rígidos leves, três de rígidos pesados e duas de articulados pesados. O modelo não foi validado para caminhões articulados leves, pois poucos veículos dessa categoria foram observados neste estudo.

A partir dos valores obtidos, os caminhões com relações massa/potência similares foram selecionados e agrupados. Os valores de relação massa/potência mostrados nas Figuras 4.9 e 4.10 são valores médios usados na elaboração das curvas de desempenho teóricas. Os valores usados para a área frontal e para os demais coeficientes são os mesmos adotados por Demarchi [2000a]. A área frontal adotada para caminhões rígidos é $6,5 \text{ m}^2$ e, para caminhões articulados, $7,5 \text{ m}^2$. Outros coeficientes são iguais para ambas as categorias veiculares: $\eta = 0,87$; $C_r = 1,2$; $\mu = 0,6$; $C_1 = 0,047285$; $C_2 = 0,0125$; $C_3 = 7,6$ e $C_h = 1,0$.

A Figura 4.9 mostra que os parâmetros usados produzem curvas teóricas que representam satisfatoriamente o desempenho dos caminhões rígidos pesados. As diferenças entre as curvas empíricas e a curva teórica na rampa de 5,09%, devem-se ao fato de que, a curva teórica representa o desempenho de caminhões em uma rampa com declividade constante, enquanto que os últimos 100 m da rampa real fazem parte, na verdade, de uma curva vertical, com declividade igual a 4,58% (menor que a declividade dos trechos anteriores). Essa redução na declividade da rampa permite que os caminhões possam acelerar no final do aclive. Na rampa de 1,75%, o desempenho real é ligeiramente inferior ao previsto pelas curvas teóricas provavelmente porque os caminhões podem não estar usando toda a potência disponível. Pode-se notar que a rampa de 3,43% não é suficientemente longa para que os caminhões desacelerem até atingir a velocidade de equilíbrio.

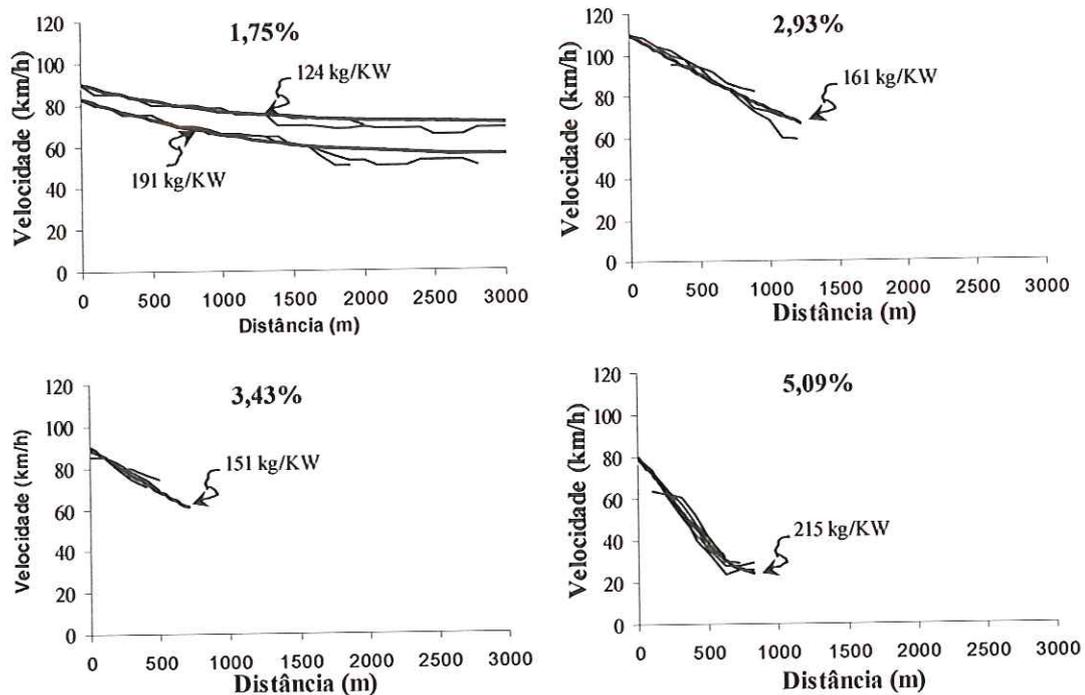


Figura 4.9. Curvas de desempenho para caminhões rígidos pesados, SP-225

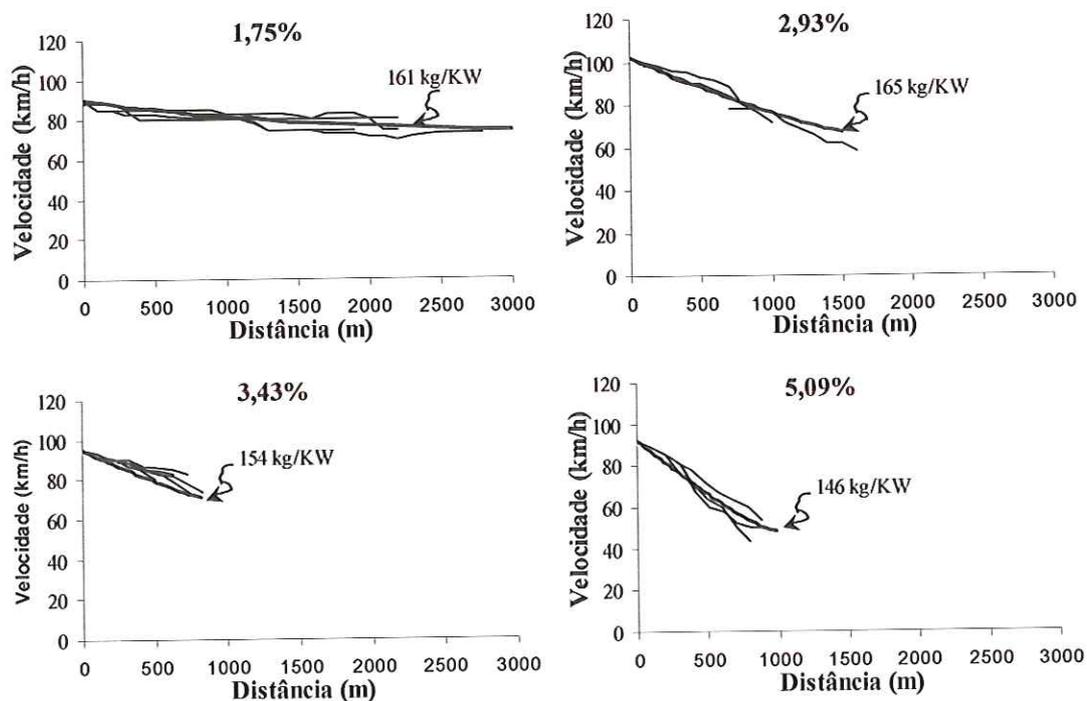


Figura 4.10. Curvas de desempenho para caminhões articulados pesados, SP-225

Durante a validação do modelo, verificou-se que os coeficientes usados para os caminhões rígidos não eram adequados para os caminhões articulados, pois as curvas

teóricas obtidas subestimavam o desempenho observado. Verificou-se que coeficientes recomendados pelo procedimento J2188 da SAE [1996] ($\eta = 0,94$; $C_2 = 0,0255$ e $C_3 = 4,1$) fazem com que o modelo teórico represente melhor o desempenho observado para os caminhões articulados pesados, como pode ser visto na Figura 4.10. Somente na rampa de 3,43%, o modelo teórico subestima o desempenho real, o que pode ser explicado tanto pela possível superestimativa de velocidades medidas em campo, como pela pequena extensão da rampa, que é insuficiente para levar os caminhões à velocidade de equilíbrio.

Considerou-se que não existem motivos que justifiquem a modificação do valor do coeficiente aerodinâmico C_d , pois o efeito de sua variação nos resultados é pouco significativo. Os valores de μ e C_r foram mantidos iguais para ambos os tipos de caminhão, pois são coeficientes relativos ao tipo de pneu e tipo de pavimento da rodovia.

Num segundo estudo, realizado em abril e maio de 2001, os dados de velocidade foram coletados por meio de uso de um equipamento GPS. Como a precisão das medidas de velocidade realizadas por este método é melhor que as realizadas com velocímetro, decidiu-se refazer o procedimento de validação do modelo.

Em linhas gerais, o procedimento para validar o modelo foi o mesmo. Os resultados da validação diferem apenas em termos dos valores dos coeficientes C_2 e C_3 , que foram alterados de modo a se obter uma curva teórica que mais se aproximasse da curva empírica. Os demais parâmetros mantiveram-se inalterados.

A literatura mostra que os valores comumente adotados para o coeficiente C_2 variam entre 0,0125 [St. John & Kobett, 1978] e 0,0460 [Smith, 1970], enquanto que os valores de C_3 variam entre 4,1 [Olson *et. al.*, 1984; SAE, 1996] e 7,6 [St. John & Kobett, 1978]. Na validação do modelo com os dados coletados inicialmente, os valores escolhidos para o C_2 foram 0,0125 (caminhões rígidos pesados) e 0,0255 (caminhões articulados pesados). Uma análise paramétrica baseada nos dados de velocidade coletados com GPS mostrou que o melhor valor para C_2 é 0,0460. O valor para o coeficiente C_3 foi também determinado por uma análise paramétrica, que mostrou que o melhor valor para este coeficiente é 7,6. Embora no segundo estudo, o parâmetro C_2 tenha sido diferente ao usado no primeiro estudo, a diferença no perfil de velocidade não foi significativa.

Os resultados da validação do modelo são resumidos nas Figuras 4.11 e 4.12 para caminhões rígidos leves e rígidos pesados, respectivamente. A Figura 4.11a mostra que o modelo representa satisfatoriamente as curvas obtidas empiricamente. Na figura 4.11b, nota-se que as curvas teóricas aproximam-se bem das curvas empíricas apenas nos primeiros 300 m, a partir daí o modelo superestima o desempenho real do veículo. Contudo, tanto na curva empírica como na teórica, o caminhão de relação massa/potência de 124 kg/kW tem melhor desempenho do que o caminhão de 146 kg/kW.

Também os parâmetros usados no modelo conseguem representar as curvas empíricas dos caminhões rígidos pesados, mostradas nas figuras 4.11a e 4.11b. Os primeiros 200 m não são usados na análise porque os caminhões viajavam a velocidade constante, talvez porque os motoristas não estivessem usando toda a potência do veículo.

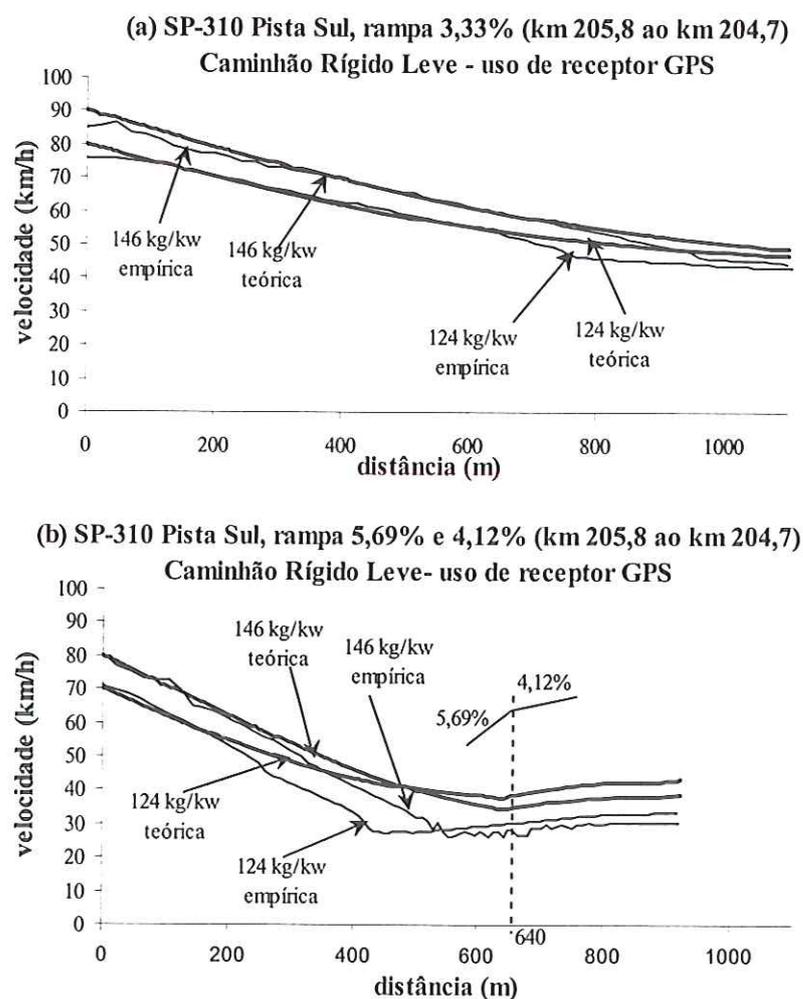


Figura 4.11. Curvas de desempenho para caminhões rígidos leves, SP-310

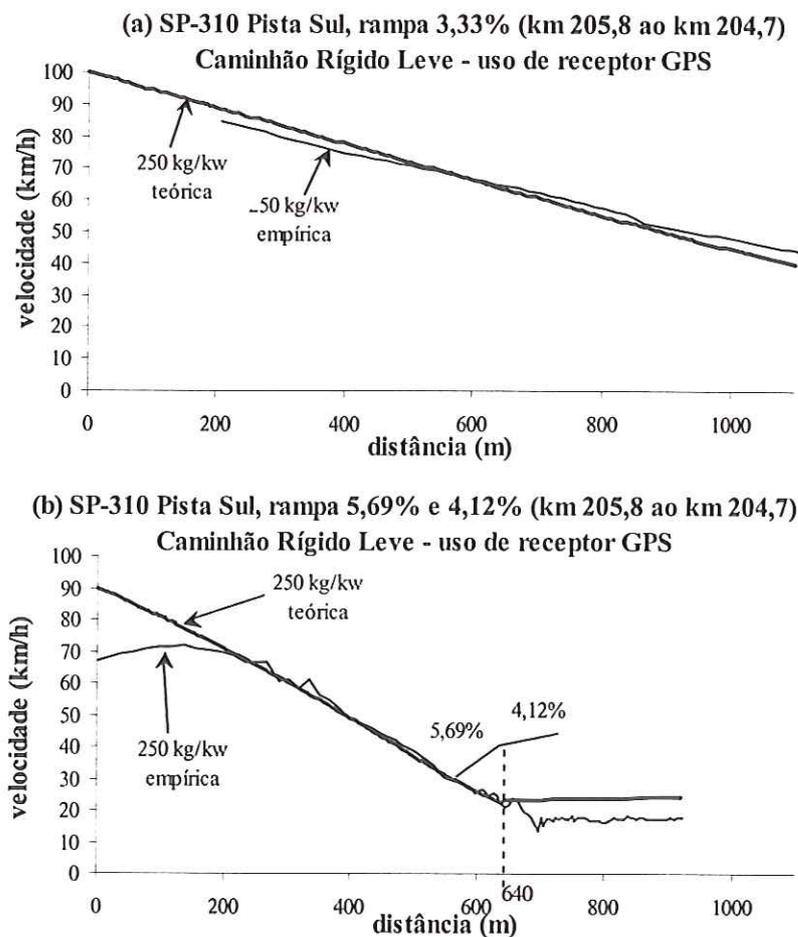


Figura 4.12. Curvas de desempenho para caminhões rígidos pesados, SP-310

Tendo-se em vista os resultados apresentados, admite-se que o modelo é capaz de representar adequadamente o desempenho dos caminhões estudados. Um resumo dos coeficientes adotados na validação do modelo de desempenho é mostrado na Tabela 4.6.

Com o intuito de fazer uma abordagem mais ampla sobre o desempenho de caminhões brasileiros, incorporou-se curvas de desempenho para caminhões que trafegam sobrecarregados, tais como veículos usados em transporte de cana. Os coeficientes usados para gerar as curvas de desempenho para esses tipos de veículos são os mesmos adotados no estudo de Demarchi & Pierin [2001]; os quais estão resumidos na Tabela 4.7. A Figura 4.13 mostra as configurações típicas de caminhões usados no transporte de cana no Brasil.

Tabela 4.6. Parâmetros usados no modelo de desempenho (caminhões rígidos e articulados)

Parâmetro	Rígido leve (100 kg/KW)	Rígido pesado (200 kg/kW)	Articulado leve (140 kg/kW)	Articulado pesado (180 kg/kW)
m (kg)	10.469	21.850	27.831	42.120
m_{ta} (kg)	6.965	8.565	9.271	10.370
μ	0,6	0,6	0,6	0,6
P (KW)	103,3	111,2	196,7	242,7
η	0,87	0,87	0,87	0,87
C_d	0,8	0,7	0,9	0,8
C_h	1,0	1,0	1,0	1,0
A (m ²)	7,7	6,5	9,0	7,5
C_r	1,2	1,2	1,2	1,2
C_2	0,0125	0,0125	0,0125	0,0125
C_3	7,6	7,6	7,6	7,6
L (m)	7,0	9,0	17,0	17,0

Tabela 4.7. Parâmetros usados modelo de desempenho (caminhões sobrecarregados)

Parâmetro	Rígido pesado sobrecarregado (300 kg/KW)	Caminhão + reboque sobrecarregado (380 kg/kW)	Treminhão sobrecarregado (300 kg/kW)
m (kg)	30.000	49.350	70.500
m_{ta} (kg)	10.200	10.200	12.444
μ	0,6	0,6	0,6
P (KW)	100	130	235
η	0,89	0,94	0,94
C_d	0,86	0,86	0,86
C_h	-	-	-
A (m ²)	8,20	9,10	9,70
C_r	1,2	1,2	1,2
C_2	0,0125	0,0255	0,0255
C_3	7,6	4,1	4,1
L (m)	-	-	-

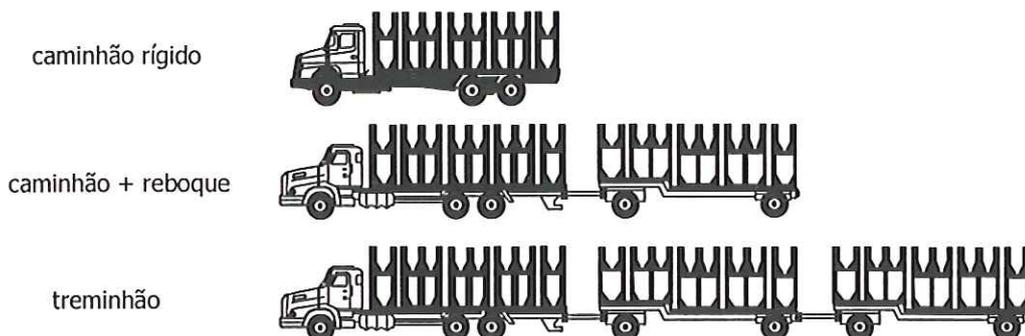


Figura 4.13. Configurações típicas de caminhões canavieiros [Demarchi & Pierin, 2001]

4.7. Proposta de Curvas de Desempenho para Caminhões Brasileiros

Após a calibração e validação do modelo proposto por Demarchi [2000a], foram criados conjuntos de curvas de desempenho para caminhões típicos brasileiros; essas curvas podem ser usadas para substituir as fornecidas pela AASHTO [2001].

As curvas de desempenho propostas neste estudo são curvas de aceleração e desaceleração para sete tipos de caminhões típicos brasileiros: rígido leve (relação massa/potência de 100 kg/kW), rígido pesado (200 kg/kW), articulado leve (140 kg/kW), articulado pesado (180 kg/kW) e usados no transporte de cana (sobrecarregados), rígido pesado (300 kg/kW), caminhão+reboque (380 kg/kW) e treminhão (300 kg/kw).

As curvas de desaceleração foram geradas para velocidade de entrada do caminhão na rampa igual a 110 km/h. As curvas de aceleração foram geradas para a velocidade inicial igual a 20 km/h. As curvas de desempenho são mostradas nas Figuras 4.14 a 4.20.

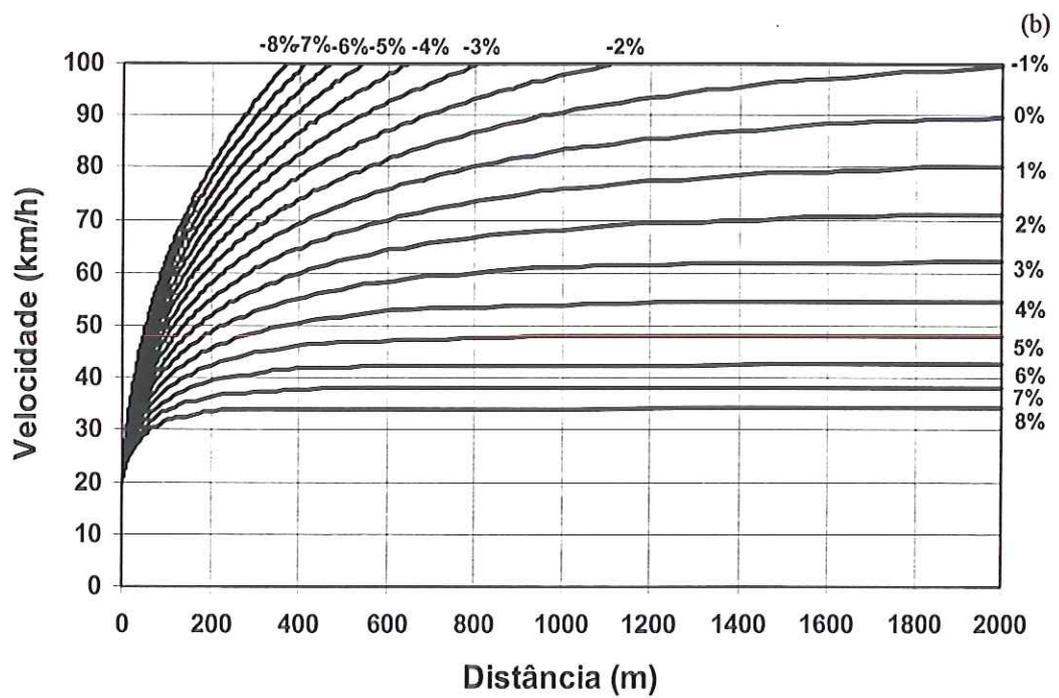
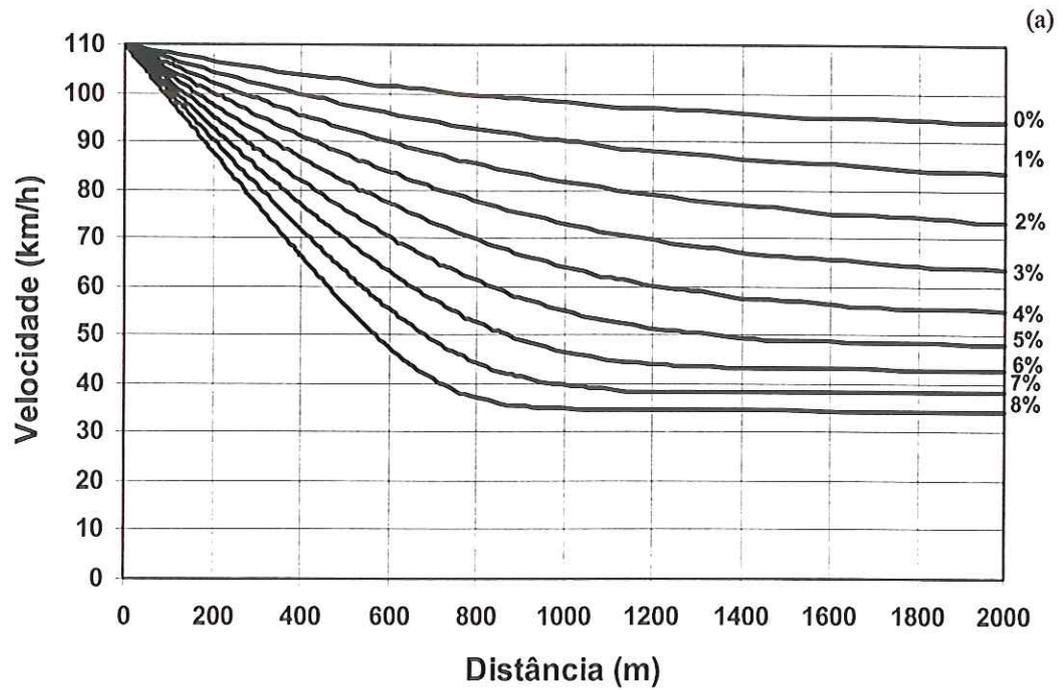


Figura 4.14. Curvas de desempenho de caminhão rígido leve (100 kg/kW): (a) curvas de desaceleração; (b) curvas de aceleração

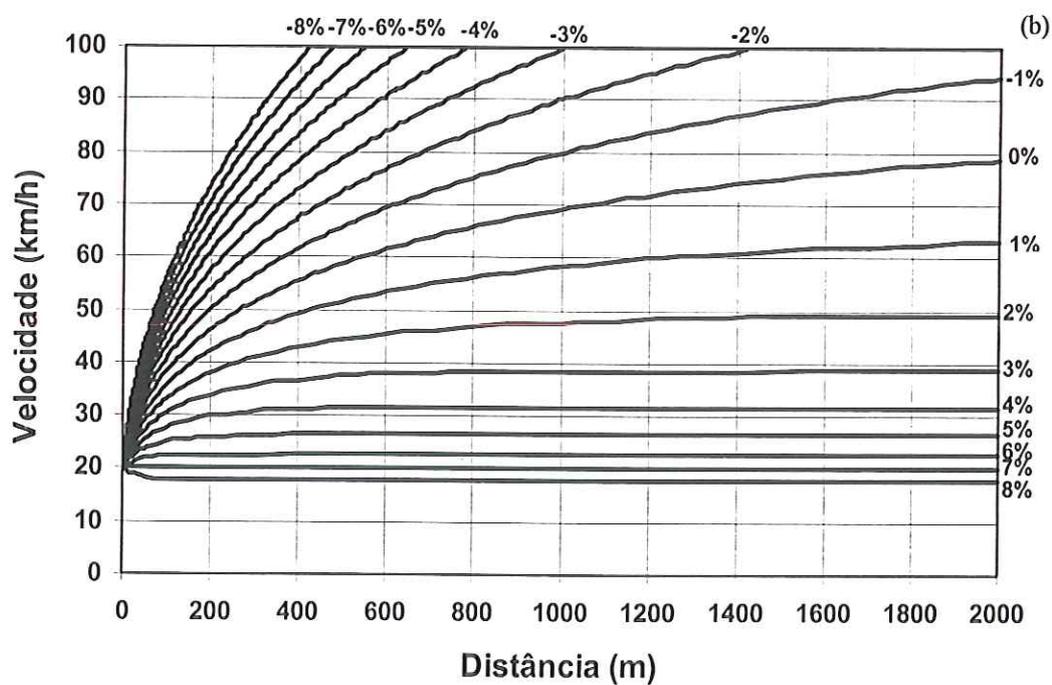
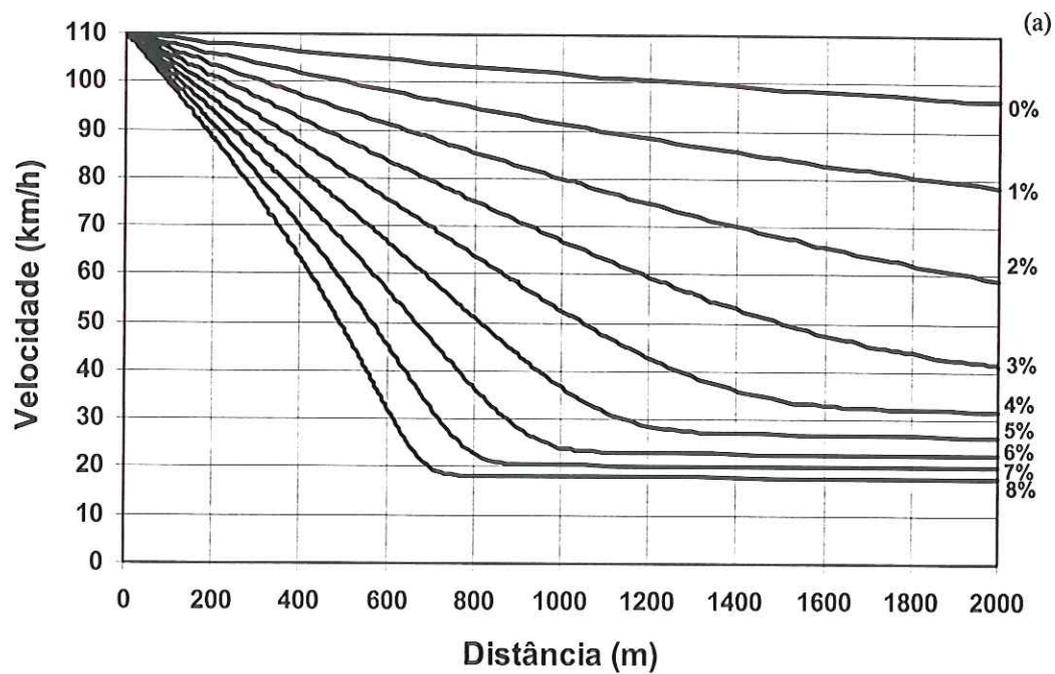


Figura 4.15. Curvas de desempenho de caminhão rígido pesado (200 kg/kW): (a) curvas de desaceleração; (b) curvas de aceleração

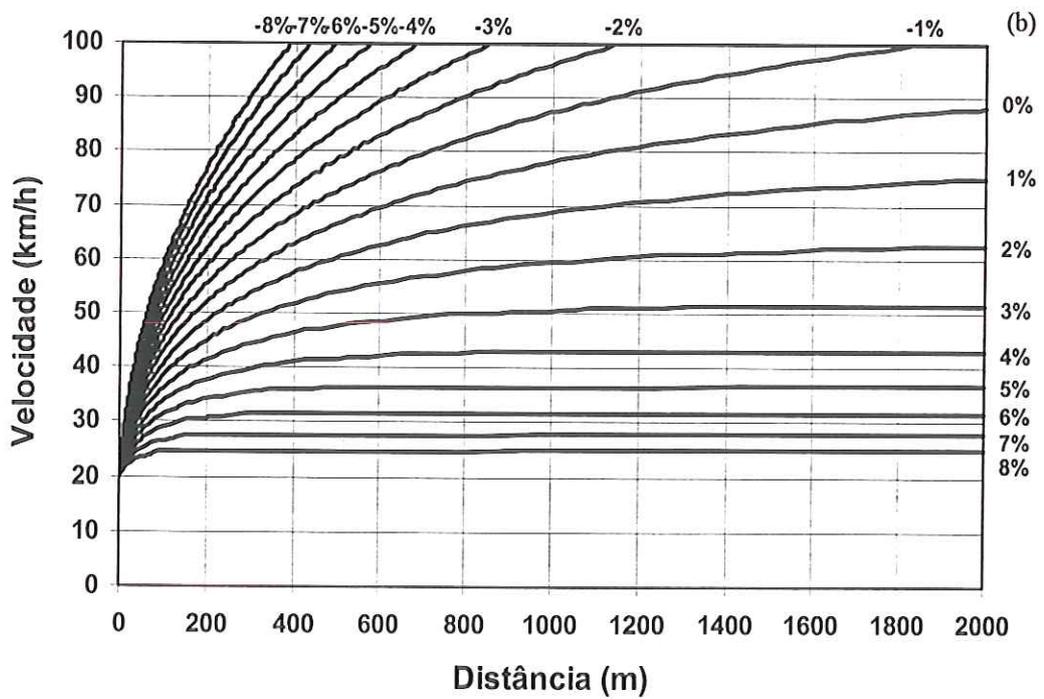
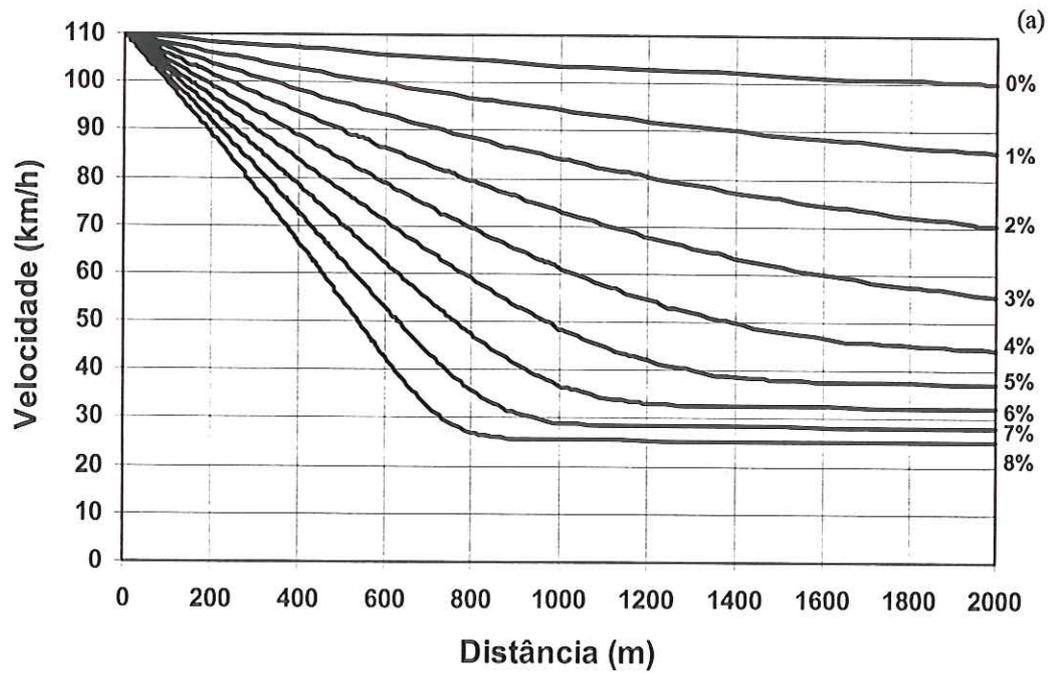


Figura 4.16. Curvas de desempenho de caminhão articulado leve (140 kg/kW): (a) curvas de desaceleração; (b) curvas de aceleração

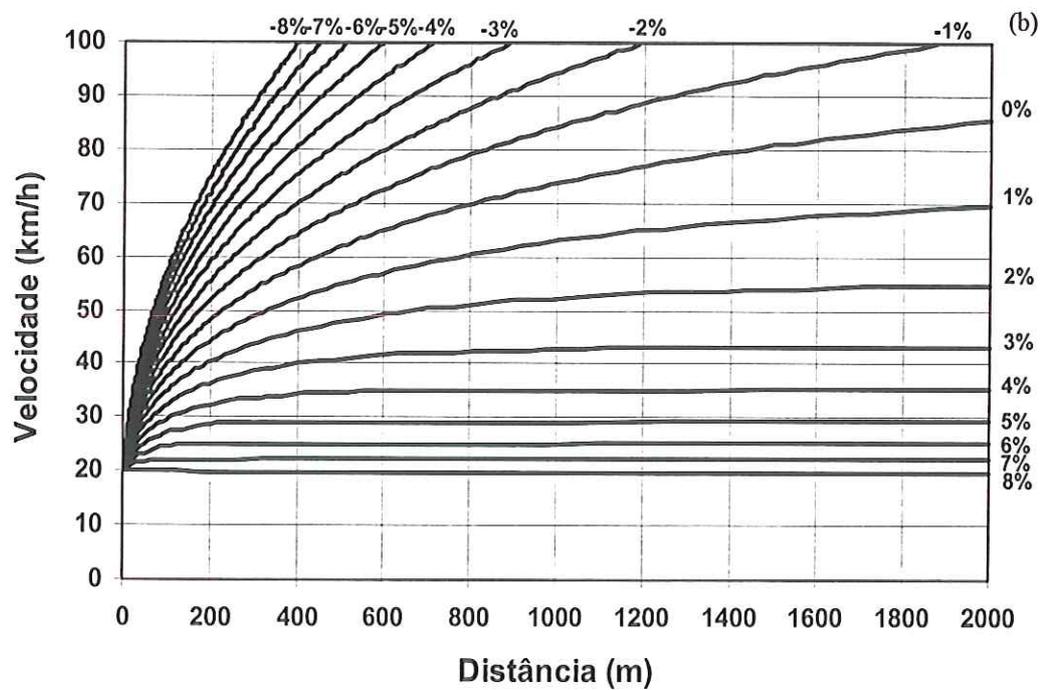
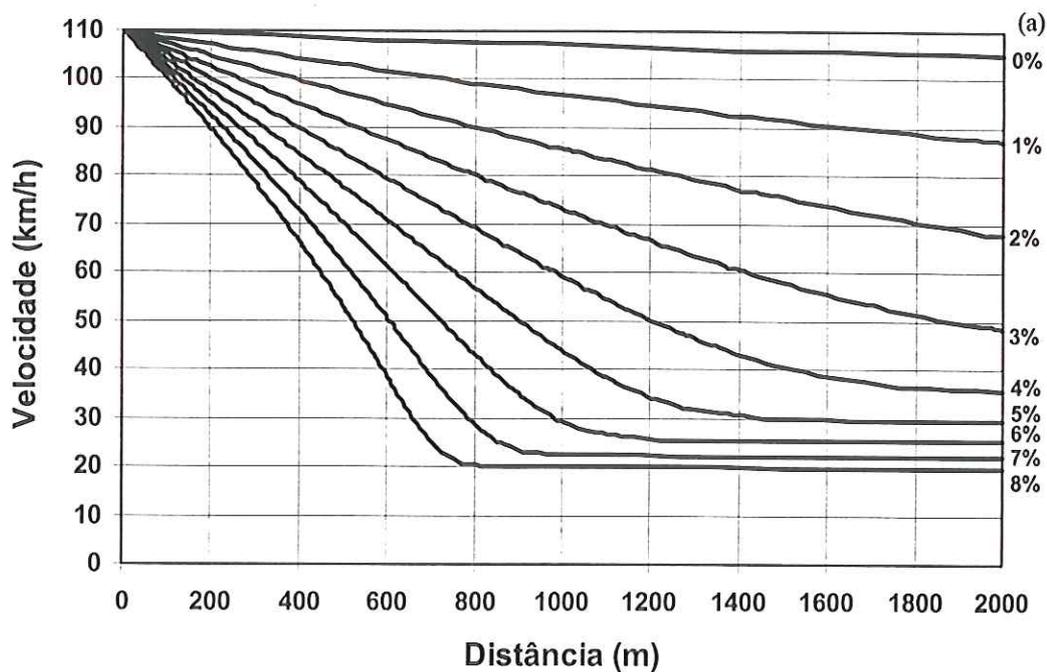


Figura 4.17. Curvas de desempenho de caminhão articulado pesado (180 kg/kW): (a) curvas de desaceleração; (b) curvas de aceleração

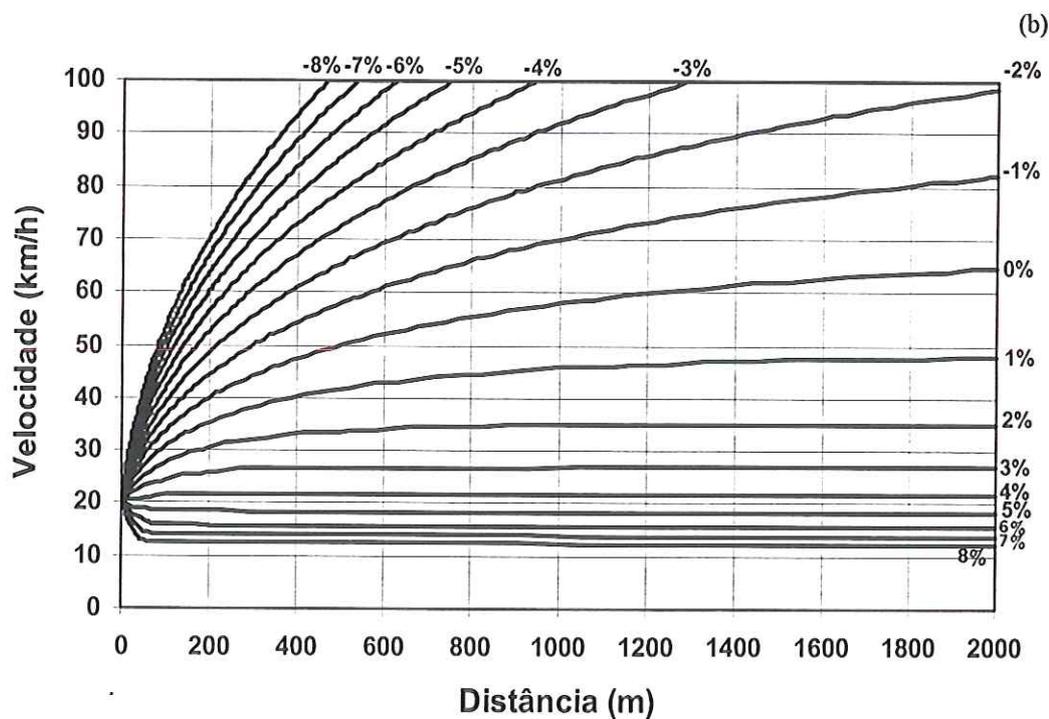
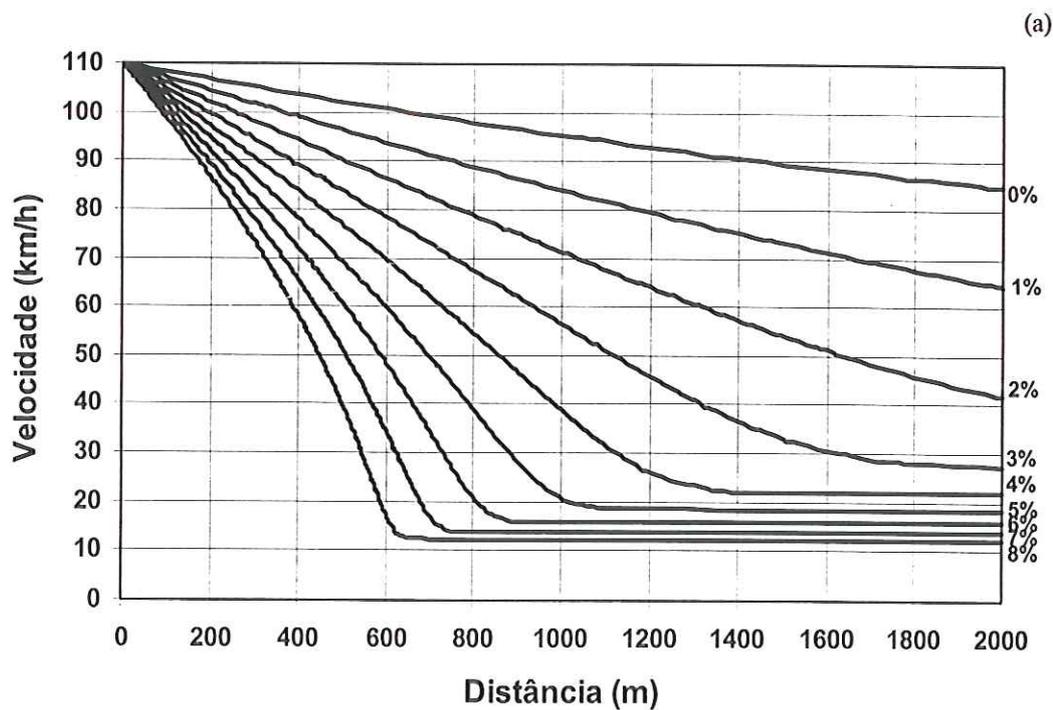


Figura 4.18. Curvas de desempenho de caminhão rígido sobrecarregado (300 kg/kW): (a) curvas de desaceleração; (b) curvas de aceleração

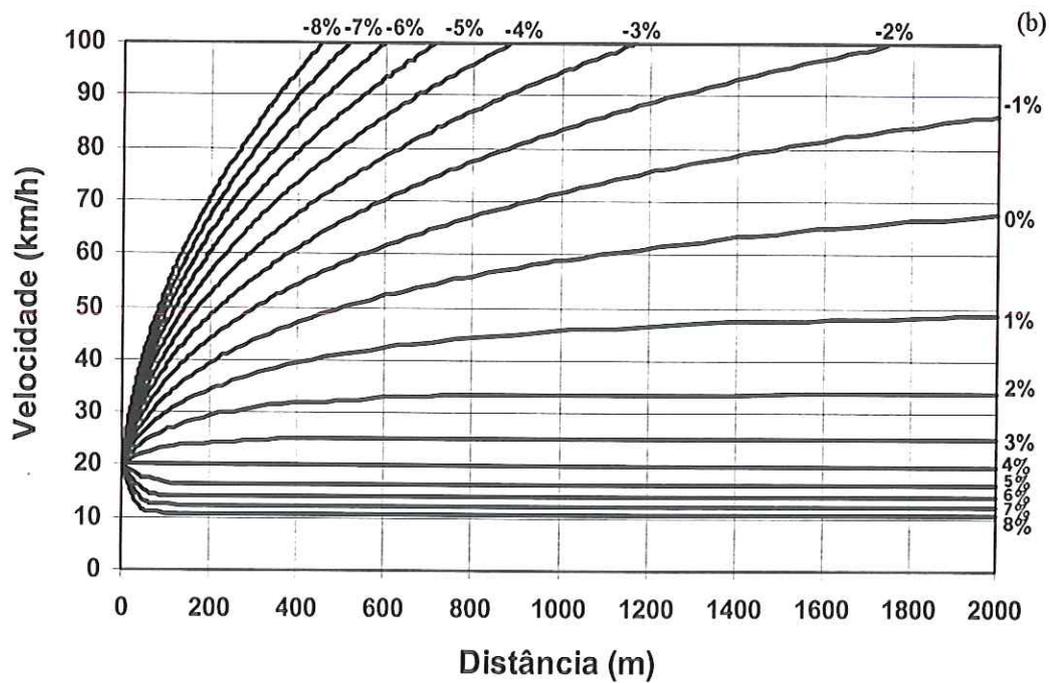
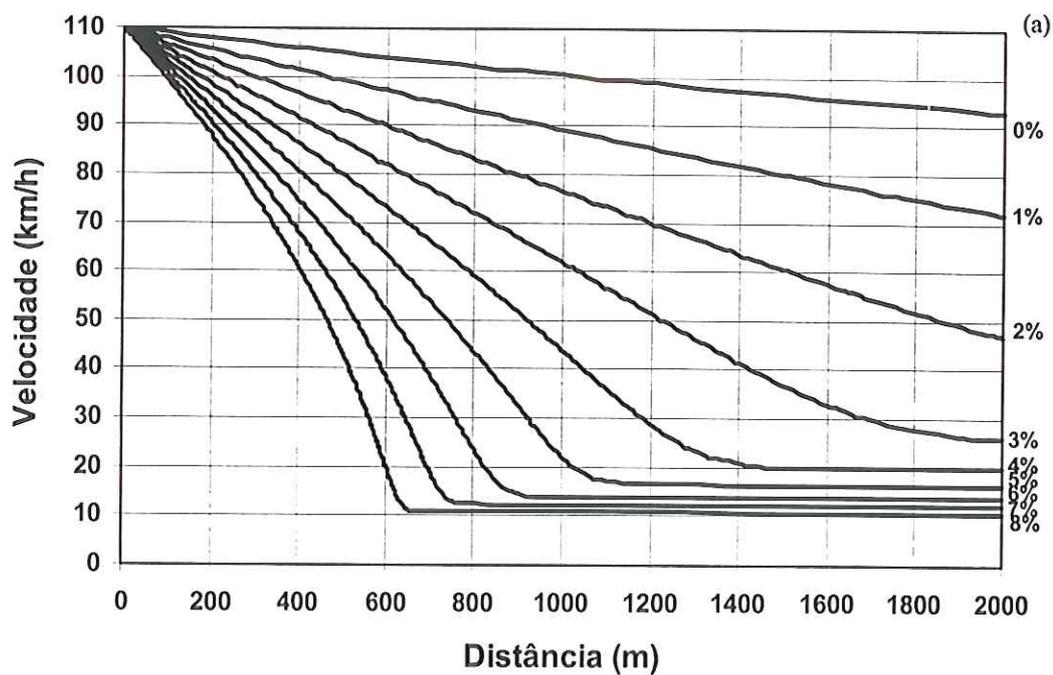


Figura 4.19. Curvas de desempenho de caminhão + reboque sobrecarregado (380 kg/kW): (a) curvas de desaceleração; (b) curvas de aceleração

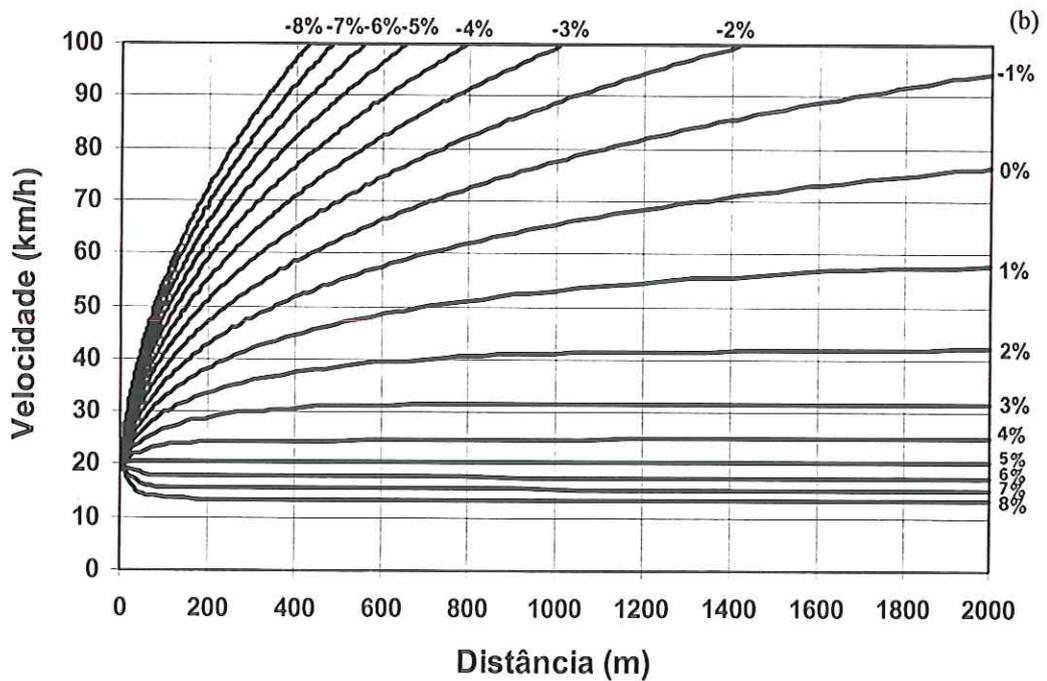
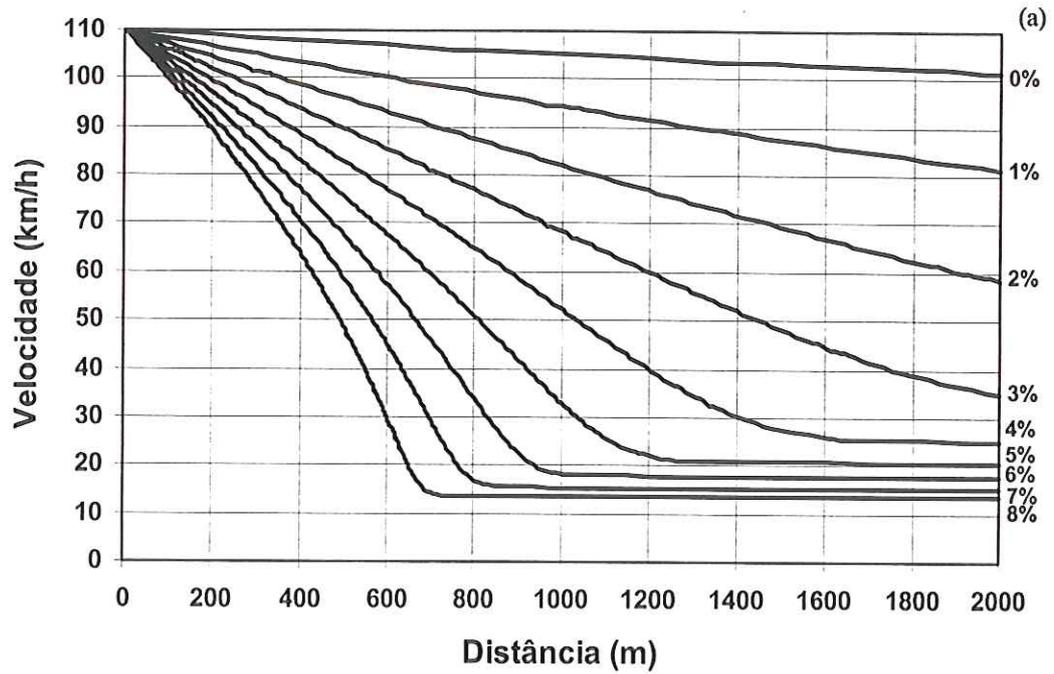


Figura 4.20. Curvas de desempenho de treminhão sobrecarregado (300 kg/kW): (a) curvas de desaceleração; (b) curvas de aceleração

4.8. Considerações Finais

Nos fins dos anos 70, as curvas de desempenho do DNER foram obtidas a partir de testes de campos. Não obstante, não foram realizadas pesagens para que fossem obtidas as distribuições de massas e as relações massa/potência dos caminhões. Daí, a relação massa/potência adotada foi de 180 kg/kW para o caminhão de projeto, pois verificou-se que a frota era composta em sua maioria (60%) por caminhões rígidos pesados (“12”) e existia uma tendência de aumento na composição do tráfego, com relação aos caminhões articulados pesados (“11+3”).

Este estudo teve por objetivo obter curvas de desempenho para caminhões típicos brasileiros, pois a relação massa/potência dos caminhões nacionais é diferente da proposta pela AASHTO [2001]. Para isto, foi utilizado o modelo proposto por Demarchi [2000a], cuja validade foi verificada através de dados coletados em duas rodovias paulistas, a SP-255 e a SP-310. Os dados foram coletados em dois estudos diferentes, um realizado no primeiro semestre de 2000 e outro, no primeiro semestre de 2001. No primeiro estudo, as velocidades dos caminhões foram obtidas através de leituras de um velocímetro de um automóvel, realizadas a cada 100 metros ao longo da rampa. No segundo estudo, as velocidades foram obtidas com auxílio de um equipamento GPS, que possibilitava a determinação da velocidade a cada segundo, com precisão aproximada de um km/h.

Com base nos perfis de desaceleração observados em rampas nessas rodovias, foram determinados parâmetros que minimizam as diferenças entre o perfil de variação de velocidade observado ao longo da rampa e o estimado pelo modelo. Ao final do processo de calibração e validação, pode-se considerar que o modelo proposto é capaz de prever adequadamente o desempenho dos caminhões em rampas nas rodovias brasileiras.

CAPÍTULO 5

DIFERENÇA DE VELOCIDADE DE VEÍCULOS E ÍNDICES DE ACIDENTES

A segurança das viagens é um dos aspectos mais importantes que devem ser considerados pelos projetistas durante a elaboração de projetos geométricos de rodovias. Nas rodovias que não oferecem viagens seguras aos usuários, há riscos iminentes de acidentes que ocasionam perdas e danos às pessoas, aos veículos e ao patrimônio da rodovia, bem como custos. Porém, as piores situações são os acidentes que envolvem mortos e feridos. Nesses casos é difícil atribuir um valor monetário ao custo do acidente, pois não se pode estimar com segurança o valor monetário de uma vida.

Com o objetivo de reduzir índices de acidentes em rampas, a AASHTO incorporou nas diretrizes de implantação de faixas adicionais, um critério de redução máxima admissível para velocidade de caminhões ao trafegar em rampas. O critério foi baseado na curva que correlaciona índices de envolvimento de caminhões em acidentes com a diferença de velocidade entre veículos, proposta por Glennon [1970].

A proposta inicial foi desenvolvida por Solomon [1964] que verificou que, quanto maior for a diferença de velocidade entre veículos rápidos e veículos lentos, maior será a probabilidade de ocorrer um acidente.

Neste capítulo, relatam-se atividades desenvolvidas com o intuito de adaptar e atualizar, às condições de tráfego e veículos brasileiros, a curva proposta por Glennon [1970]. Dos resultados obtidos, são propostos valores de redução máximos admissíveis para velocidades dos caminhões em meio ao fluxo de veículos em aclives, para rodovias brasileiras de pista simples e de pista dupla.

5.1. Objetivo deste Estudo

Esta etapa do projeto teve o objetivo de atualizar e adaptar a curva que relaciona índices de envolvimento de caminhões em acidentes e diferenças de velocidades de automóveis e caminhões, conforme proposta de Glennon [1970]. A curva é usada pela AASHTO como critério de redução de velocidade máxima admissível para caminhões norte-americanos quando trafegando em aclives.

5.2. Elementos Causadores de Acidentes em Rampas

A fim de suportar o crescimento de tráfego e permitir uma boa operação dos veículos, a infra-estrutura viária de um país precisa sempre ser melhorada. Em rodovias de pista simples, a execução de obras de melhoria favorece as condições operacionais, melhorando o nível de serviço, bem como reduzindo os custos dos usuários e os acidentes.

Em obras de melhoria para rampas, a implantação de faixas adicionais é uma medida de baixo custo de construção e menor impacto ambiental quando comparado à duplicação de rodovias. Esse tipo de melhoria reduz os custos operacionais, os tempos de viagens dos veículos e os índices de acidentes.

Os acidentes em rampas dependem de muitos fatores relacionados à geometria (comprimento e declividade), ao tráfego (composição e volumes), ao período do dia e aos fatores climáticos [O'Conneide, 1995]. Neste item, descrevem-se os fatores relacionados ao projeto geométrico e ao tráfego de veículos, por constituírem parâmetros que são mais facilmente determinados e quantificados por projetistas de rodovias.

Muitos estudos concluíram que a probabilidade de ocorrência de acidentes em rampas é muito maior do que em tangentes da rodovia e os índices de acidentes dependem do comprimento e da declividade da rampa [Glennon *et al.*, 1987; Garber & Gadiraju, 1989; Hall & Pendleton, 1990; Hedman, 1990; St. John & Harwood, 1991; Miaou & Lum, 1993; Miaou *et al.*, 1993; Mohamedshah *et al.*, 1993; Choueiri *et al.*, 1994; McGee *et al.*, 1995; Nogueira, 1995].

Como exemplo, Hedman [1990] mostrou que, na Suécia, os acidentes aumentam de 10% a 20% quando a declividade da rampa passa de 2,5% a 4%, se comparado aos trechos planos. Em estudos feitos nos Estados Unidos, Glennon *et al.* [1987] obtiveram conclusões semelhantes: índices de acidentes são maiores à medida que a declividade da

rampa aumenta e os índices de acidentes são maiores em declives do que em aclives.

No Brasil, Nogueira [1995] observou que além da influência desses elementos nos índices de envolvimento de caminhões em acidentes, nas rodovias de Jaú – município do estado de São Paulo – existem rampas com declividades maiores do que os valores recomendados pelo DER-SP (declividade máxima igual a 6%). Em situações como essa, o problema se agrava porque a redução de velocidade sofrida pelos caminhões é bem maior, resultando em maiores riscos de acidentes.

O baixo desempenho dos caminhões faz com que esses veículos reduzam a velocidade em aclives e provoquem a formação de pelotões. Daí, os automóveis, que viajam em velocidades mais altas, podem ocasionalmente fazer manobras de ultrapassagens inseguras ou fazer frenagens bruscas, que resultam em colisões laterais ou traseiras com caminhões e colisões frontais com veículos que trafegam no sentido oposto [Miaou *et al.*, 1993; AASHTO, 1994; Harwood, 1995; Lotti & Widmer, 1998].

Um dos aspectos que justificam a construção de faixas adicionais em aclives é a redução do número e da gravidade dos acidentes. Uma maneira de quantificar esse benefício é através dos fatores de redução de acidentes, devido à implantação da faixa em pontos críticos da rodovia. A Tabela 5.1 mostra valores deduzidos em estudos feitos para faixas adicionais em rodovias do Canadá.

Tabela 5.1. Fatores de redução de acidentes em aclives, após a implantação de faixas adicionais [Hauer & Persaud, 1996]

Tipo de acidente	Fatores de redução de acidentes			Observações
	<i>resultado esperado</i>			
	pessimista	usual	otimista	
Mortos e feridos	0,90	0,85	0,80	Aplica-se ao total de acidentes em pontos críticos da rodovia.
Todos os acidentes	0,95	0,90	0,85	

Na Suécia, as faixas adicionais construídas em aclives de rodovias de pista simples reduziram em média 25% dos acidentes: 10% a 20%, em rampas moderadas (declividade entre 3% e 4%) e 20% a 40%, em rampas íngremes [Hedman, 1990]. Entretanto,

em estudos mais antigos, as conclusões sobre reduções de acidentes após a implantação de faixas adicionais são contraditórias: Jorgensen [1966] mostrou que não houve redução dos acidentes nas rodovias dos Estados Unidos, enquanto que os índices de acidentes reduziram em 13% nas rodovias do Reino Unido [Martin and Voorthees Associates, 1978].

Estudos mostram que faixas de ultrapassagens podem ser eficientes na redução de acidentes em rodovias de pista simples [Harwood *et al.*, 1985; Jain & Taylor, 1991]. Pela Tabela 5.2 pode-se constatar que rodovias com faixas de ultrapassagem têm índices de acidentes menores que rodovias sem esse tipo de melhoria.

Diante da revisão da literatura, constatou-se que as chances de ocorrência de acidentes é maior em rampas íngremes (acima de 4% de declividade) que em rampas suaves, e os declives oferecem menos segurança aos veículos. Entretanto, nos estudos não se conseguiu estabelecer relações entre índices de acidentes e rampas com declividades menores que 3%, os resultados obtidos são contraditórios.

Tabela 5.2. Comparação entre índices de acidentes em rodovias com e sem faixa de ultrapassagem [Harwood *et al.*, 1985]

Sentido do tráfego	Quantidade de trechos	Número de acidentes			Índice médio de acidentes ^a	
		Total	Fatais e feridos	Exposição (MVM)	Total	Fatais e feridos
<i>com faixa de ultrapassagem</i>						
adjacente	66	305	133	271,0	1,13	0,49
oposto	66	227	95	242,5	0,94	0,39
ambos	66	532	228	513,5	1,04 ^b	0,44 ^b
<i>sem faixa de ultrapassagem</i>						
Ambos os sentidos	13	430	226	273,5	1,57	0,83

^aNúmero de acidentes/MVM (milhões de veículos 3 milhas)

^bÍndice médio de acidentes em ambos os sentidos

Quanto à composição de veículos no tráfego, os automóveis geralmente constituem a maior parte da frota que viaja pelas rodovias no Brasil e no mundo. Entretanto, em alguns trechos de rodovias, o tráfego é composto na sua maioria por caminhões. As características peculiares dos caminhões – referentes ao tamanho, à largura, à massa e à capa-

cidade de aceleração e desaceleração – fazem com que esses veículos sejam os principais causadores de acidentes nas rodovias [Miaou *et al.*, 1993; Mohamedshah *et al.*, 1993].

Segundo St. John & Kobett [1978], os índices de envolvimento de caminhões em acidentes dependem das porcentagens desses veículos na composição do tráfego, por exemplo: em rampas com declividade de 4% a 8% e tráfego composto por 20% de caminhões, os índices de acidentes podem ser 175% a 250% maiores do que em rampas similares, onde não existam caminhões no tráfego.

O tipo de veículo também aumenta o risco de acidentes nas rodovias, os caminhões do tipo combinado se envolvem mais em acidentes (em termos relativos) que caminhões articulados, e estes, por sua vez, mais que caminhões rígidos [Miaou *et al.* 1993]. Todavia, os índices de acidentes dependem do volume de tráfego: estudos constataram que em rodovias de baixo volume, os índices de acidentes com caminhões rígidos são maiores que índices com caminhões articulados e combinados [Kihlberg & Tharp, 1968; Durham, 1970; Hall & Pendleton, 1990].

5.3. Índices de Envolvimento de Caminhões em Acidentes e a Diferença de Velocidade dos Veículos

A velocidade tem sido tema de estudo em vários países, por se tratar de um elemento relacionado ao tráfego que influencia a ocorrência de acidentes nas rodovias. A velocidade não é a principal causa [Hall & Dickinson, 1974; Garber & Gadiraju, 1989], mas é um fator determinante da severidade e dos custos dos acidentes nas rodovias.

As rodovias com elementos geométricos bem projetados podem proporcionar uma variedade de velocidades. No entanto, podem contribuir para aumentar os índices de acidentes. Isso acontece porque os motoristas não obedecem às velocidades máximas permitidas e preferem dirigir em velocidades de acordo com as condições operacionais da rodovia. Desse modo, o projetista deve identificar as velocidades mais seguras ao tráfego, de forma a reduzir as probabilidades de acidentes [Garber & Gadiraju, 1989].

Com respeito às velocidades médias de operação, bem como às velocidades regulamentadas nas rodovias, os resultados obtidos em alguns estudos são divergentes. No Reino Unido, Aljanahi *et al.* [1999] verificaram a existência de correlação entre a velocidade média e o índice de acidentes nas rodovias do território de Tyne e Wear, ainda que a

correlação não foi significativa quando foram analisadas as rodovias de Bahrain. No estudo desenvolvido por Hall & Dickinson [1974], a diferença de velocidade regulamentada dos veículos não pode ser correlacionada com os índices de acidentes envolvendo caminhões, nas rodovias de Maryland.

Há evidências que mostram que existe relação entre os índices de acidentes com caminhões e a diferença de velocidade entre os veículos [Garber & Gadiraju, 1989; Aljanahi *et. al.*, 1999; Garber & Ehrhart, 2000]. O primeiro trabalho encontrado na literatura sobre esse tema foi desenvolvido por Solomon [1964]. Nesse estudo, mostrou-se que quanto maior for a diferença entre as velocidades médias dos automóveis e dos caminhões, maior será a probabilidade desses veículos se envolverem em acidentes, essa afirmação está representada na Figura 5.1.

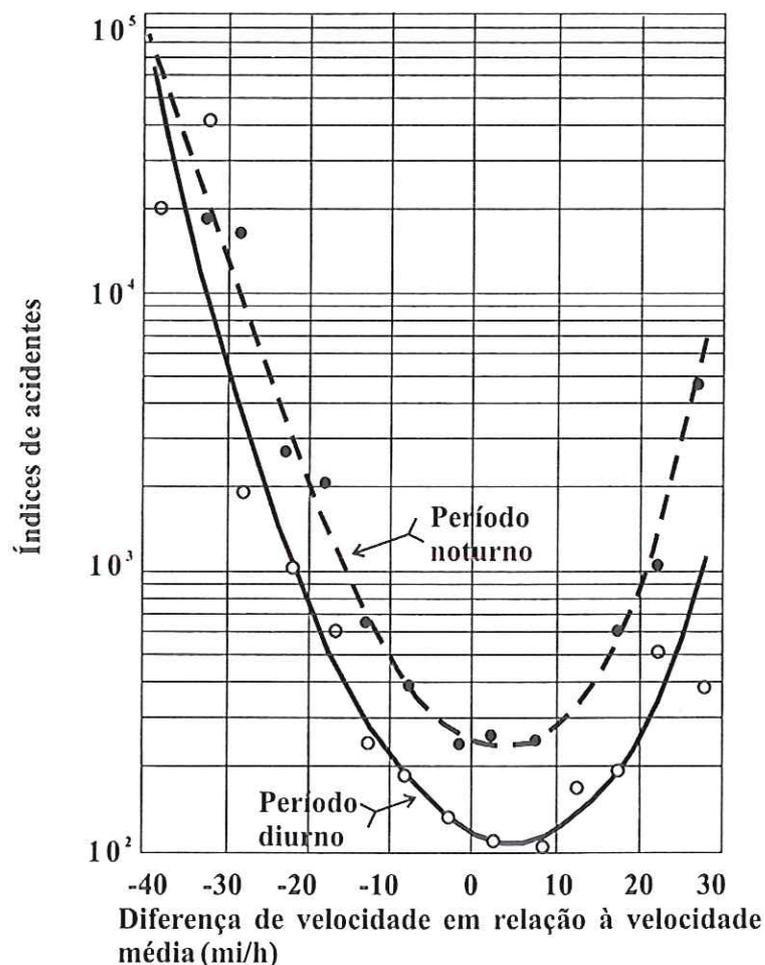


Figura 5.1. Índices de acidentes e a variação da diferença da velocidade média de automóveis e caminhões [Solomon, 1964]

Partindo do estudo de Solomon [1964], Glennon [1970] obteve as distribuições de velocidades e relacionou-a com o índice de envolvimento de caminhões em acidentes nas rodovias do Texas. Garber & Gadiraju [1989] obtiveram a mesma conclusão: os índices de acidentes nas rodovias não têm correlação direta com o aumento da velocidade média, porém os índices são diretamente proporcionais as diferenças de velocidades.

O objetivo do estudo de Glennon [1970] foi incorporar a análise de acidentes para verificar a necessidade de implantação de faixa adicional, ou seja, sugerir que a redução de velocidade, proposta pela AASHO [1965], de 25 km/h fosse reduzido para 15 km/h, visando reduzir os índices de acidentes nas rodovias do Texas

As diferenças de velocidades entre os automóveis e caminhões foram obtidas de medições feitas em trechos planos, existentes nas rodovias do estado. As estimativas dos índices de acidentes foram baseadas nas seguintes hipóteses:

- 1) A velocidade adotada para os automóveis é a média das velocidades medidas nas rodovias do estado;
- 2) A distribuição de velocidade adotada para os caminhões é igual a distribuição média de velocidade dos caminhões medidas nas rodovias do estado;
- 3) Os índices de envolvimento de caminhões em acidentes (em função da diferença de velocidades) foram calculados usando-se a curva de índices de acidentes diurnos mostrada na Figura 5.1. Como os índices de acidentes diurnos são menores, Glennon preferiu fazer uma análise conservadora;
- 4) As reduções de velocidades dos caminhões devem ser obtidas da Tabela 5.3. Esses valores foram gerados pelo modelo de desempenho proposto por Huff & Scrivner [1955];
- 5) Em uma rampa específica, a redução da velocidade dos automóveis é igual a 30% da redução da velocidade dos caminhões. Por exemplo, se um caminhão reduzisse a velocidade em 8 km/h, a redução da velocidade de um automóvel seria de 2,4 km/h. Este exemplo pode ser verificado na Tabela 5.3.

Tabela 5.3. Redução de velocidade estimada para caminhões de 4 eixos em função da redução de velocidade do caminhão de projeto [Glennon, 1970]

Velocidades dos caminhões	Redução da velocidade do caminhão de projeto ^a (km/h)				
	0	8	16	24	32
Classes (km/h)					
48 a 56	0	12,9	20,9	29,0	37,0
56 a 64	0	11,3	19,3	27,4	35,4
64 a 72	0	9,7	17,7	25,7	33,8
72 a 80	0 ^a	8,0 ^a	16,1 ^a	24,1 ^a	32,2 ^a
80 a 88	0	6,4	12,9	19,3	25,7
88 a 96	0	4,8	9,7	14,5	19,3
96 a 104	0	3,2	6,4	9,7	12,9
104 a 112	0	1,6	3,2	4,8	6,4
112 a 120	0	0	0	0	0
Velocidade média do tráfego	95,6	93,2 ^b	90,7 ^b	88,3 ^b	85,9 ^b

^a O Caminhão de projeto viaja dentro da classe de 72 a 80 km/h.

^b A velocidade média do tráfego é calculada pela subtração de 30% da redução de velocidade do caminhão da velocidade média, 95,6 km/h, de todos os veículos em trechos planos.

Na Tabela 5.4, mostra-se um exemplo para estimar o índice de envolvimento de caminhões em acidentes para a diferença de velocidade igual a 25 km/h. Os procedimentos usados para estimar os índices foram os seguintes:

- 1) As velocidades médias e as distribuições de velocidades foram obtidas dos dados existentes no departamento rodoviário do Texas (colunas 1 e 2 da Tabela 5.4);
- 2) A diferença de velocidades dos veículos (coluna 4) é a subtração da velocidade média dos automóveis (coluna 1) da velocidade média dos caminhões (coluna 3);
- 3) O índice total de acidentes (coluna 6) foi determinado pela curva de acidentes diurnos (Figura 5.1), para a correspondente diferença de velocidade dos veículos obtida no item 2;
- 4) Para cada classe de caminhões, calcularam-se os índices de acidentes fazendo-se o produto do índice total de acidentes (coluna 6) pela porcentagem de

caminhões (coluna 5);

- 5) O índice de envolvimento de caminhões em acidentes é a soma de todos os índices de acidentes (somatório da coluna 7) e a divisão do total por 100;
- 6) Repete-se o processo, itens 2 a 5, para obter os índices de envolvimento de caminhões em acidentes para outros valores de reduções de velocidade – os resultados estão descritos na Tabela 5.5;
- 7) A curva é criada marcando-se num gráfico cartesiano os pares ordenados “índice de envolvimento de caminhões em acidentes (eixo vertical) e diferença de velocidade entre automóveis e caminhões (eixo horizontal)”. A Figura 5.2 ilustra a curva obtida no estudo de Glennon [1970].

Tabela 5.4. Índice de envolvimento de caminhões (de quatro ou mais eixos) em acidentes, para uma diferença de velocidade de 25 km/h [Glennon, 1970]

Velocidade média (km/h)	Velocidade dos caminhões. Classes (km/h)		Velocidade média (km/h)	Diferença da média	Caminhões de 4 eixos (%)	Taxa de envolvimento	Porcentagem de caminhões 3 taxa de envolvimento
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(7)
88	19 a 27	23	-65	0,9	100.000	90.000	
	29 a 37	33	-55	3,9	17.000	66.300	
	39 a 47	43	-46	6,1	3.700	22.570	
	48 a 56	52	-36	18,3	1.180	21.594	
	61 a 69	65	-23	19,8	350	6.930	
	74 a 82	78	-10	37,4	175	6.545	
	87 a 95	91	3	10	118	1.180	
	100 a 108	104	15	3,4	123	418	
	113 a 121	117	28	0,2	200	40	
Total				100		215.577	

Índices de acidentes = 215.577 / 100 = 2.155

Col. 1: Velocidade média de todos os veículos em trechos planos menos 30% da redução de velocidade do caminhão no greide: $96 - (0,3) \cdot (24) = 88$

Col. 2: Classes de velocidade determinada pela subtração da redução de velocidade do caminhão (Tabela 5.3) pela classe de velocidade estabelecida pelo Departamento de Rodovias do Texas.

Col 3: A velocidade média para cada classe.

Col. 4: Diferença entre a velocidade média do caminhão e a velocidade média da classe (col. 1 menos col. 3).

Col. 5: Porcentagem de caminhões de 4 eixos por classe de velocidade.

Col. 6: Taxa de envolvimento em acidentes - gráfico da Figura 5.1

Col. 7: Porcentagem de caminhões de 4 eixos vezes a taxa de envolvimento em acidentes (col.5 vezes col. 6).

Tabela 5.5. Índices de envolvimento de caminhões em acidentes em função das diferenças de velocidades [Glennon, 1970]

Redução de velocidade (km/h)	Índice de acidentes (número de caminhões de 4 ou mais eixos envolvidos em acidentes/100 milhões de veículos.3quilômetros)	Razão entre índices em relação à redução de velocidade de 0 km/h
0	154	1,00
8	300	1,95
15	536	3,48
25	1.370	8,90
32	2.950	19,16

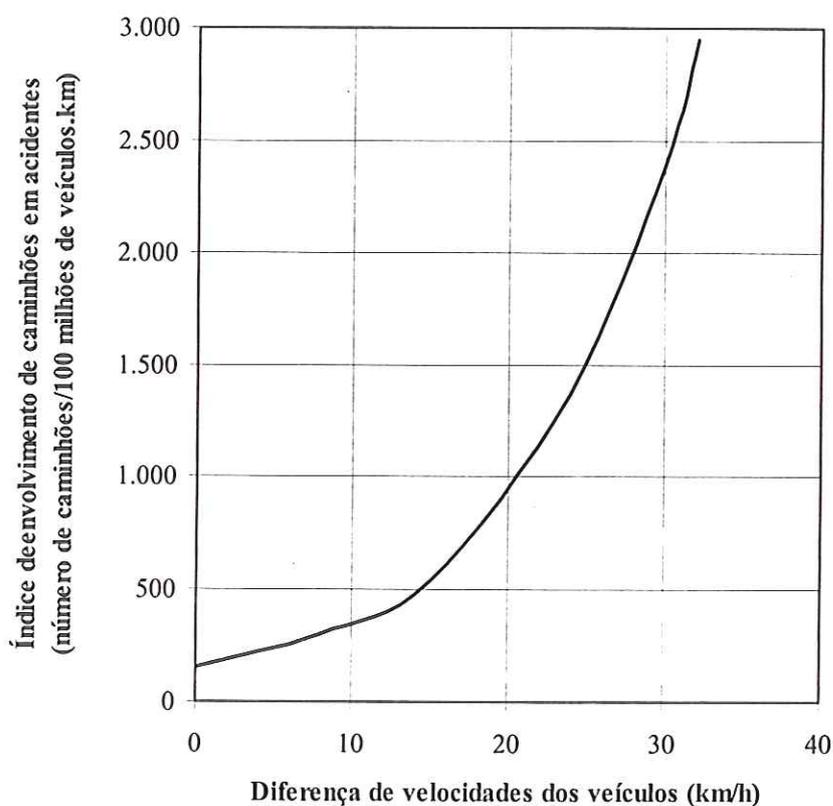


Figura 5.2. Índices de envolvimento de caminhões em acidentes e a diferença de velocidade entre automóveis e caminhões [Glennon, 1970; citado por AASHTO, 2001]

Na Figura 5.2, observa-se que o índice de acidentes para a redução de velocidade de 25 km/h é da ordem de 2,4 vezes maior que os índices de acidentes para redução de velocidade de 15 km/h. Também, pode-se concluir que a partir do valor de velocidade 15 km/h, os índices de acidentes crescem exponencialmente. Baseando-se nessas observações, Glennon [1970] propôs uma alteração no critério de redução de velocidade estabe-

lecido pela AASHO [1965]: a redução de velocidade máxima admissível para caminhões quando trafegando em rampas seria de 15 km/h em substituição ao valor de 25 km/h.

Com base no estudo de Glennon [1970], a partir de 1985, a AASHTO estabeleceu o valor de 15 km/h como critério de redução de velocidade para verificação da necessidade de faixa adicional em aclives nas rodovias norte-americanas, valor que continua sendo proposto na versão de 2001.

Embora o estudo de Glennon [1970] seja usado pela AASHTO [2001] para estabelecer um critério de redução de velocidade de caminhões em rampas, pode-se questionar da sua aplicação na verificação da necessidade de implantação de faixas adicionais para rodovias brasileiras. O estudo foi feito há mais de 30 anos, numa época em que as características dos veículos e as condições de tráfego e a operação dos veículos eram diferentes das atuais.

Ademais, Glennon [1970] não menciona os tipos de acidentes usados na análise para calcular os índices e gerar a curva. Supõe-se que podem estar inclusos acidentes que não estão relacionados diretamente com a diferença de velocidade entre veículos, como por exemplo, capotamento e tombamento.

Podem existir erros nas distribuições de velocidades dos veículos, pois as reduções de velocidades não foram obtidas por medições, mas foram estimadas a partir das reduções de velocidades do caminhão de projeto, como pode ser visto na Tabela 5.3. Além disso, as distribuições de velocidades foram obtidas para trechos planos, locais onde, pelo menos na teoria, as diferenças de velocidades devem ser mantidas constantes ou com pequenas diferenças para volumes de tráfego iguais. O estudo não menciona índices de acidentes e diferenças de velocidades obtidos em aclives.

Por último, Glennon [1970] não definiu os tipos de rodovias que foram analisadas para propor a relação entre os índices de acidentes e as diferenças de velocidades de automóveis e caminhões. Da mesma forma, não explica porque no cálculo dos índices de acidentes incluem-se apenas caminhões com 4 ou mais eixos.

5.4. Abordagem Proposta: Análise de Acidentes em Rampas

Neste item, descreve-se o procedimento usado neste estudo para propor um critério que agregue a análise de acidentes como condição de implantação de faixa adicional em aclives de rodovias brasileiras. Ou seja, pretende-se atualizar e adaptar a curva que relaciona o índice de envolvimento de caminhões em acidentes com a diferença entre as velocidades dos caminhões e automóveis, proposta por Glennon [1970]. As atividades desenvolvidas para alcançar o objetivo desse estudo incluíram:

- 1) Coleta de dados sobre acidentes e tráfego (volume e velocidade de veículos), em rodovias de pista simples e pista dupla;
- 2) Análises dos dados: visou caracterizar os locais com maior ocorrência de acidentes nas rodovias e estimar o volume diário médio e as distribuições de velocidades;
- 3) Cálculo dos índices de envolvimento de caminhões em acidentes;
- 4) Criação dos gráficos cartesianos: pares ordenados dos índices de acidentes e diferença de velocidade entre veículos.

5.4.1. Coleta de Dados

As informações referentes aos acidentes em rodovias podem ser obtidas a partir de bancos de dados disponíveis em concessionárias rodoviárias ou através da polícia rodoviária do estado. Nesse estudo, todos os dados sobre acidentes foram fornecidos por duas concessionárias de rodovias, que atuam em regiões próximas ao município de São Carlos.

Além das informações sobre acidentes, as concessionárias disponibilizaram dados referentes à contagem diária de tráfego e volume diário médio anual de diversas praças de pedágio existentes nas rodovias sob concessão.

As distribuições de velocidades e os volumes de tráfego de veículos nesses trechos foram obtidos mediante o uso de sensores automáticos.

5.4.2. Informações Sobre Acidentes

As concessionárias de rodovias forneceram dados sobre acidentes em quatro rodovias estaduais paulistas, no período de junho de 1998 a abril de 2001, a saber:

- 1) SP-225: rodovia Eng^o Paulo Nilo Romano (pista simples);
- 2) SP-310: rodovia Presidente Washington Luiz (pista dupla);
- 3) SP-326: rodovia Carlos Tonani (pista simples); e
- 4) SP-333: rodovia Brigadeiro Faria Lima (pista simples).

A coleta de dados sobre acidentes dentro de um período de três anos é um tempo suficientemente necessário para permitir análises sobre índices de acidentes em rodovias [Khasnabis & Al-Assar, 1989].

Os dados disponíveis nos bancos de dados das concessionárias estão detalhados do seguinte modo:

- 1) *Sobre os acidentes*: data e hora da ocorrência, local do acidente (rodovia, km, sentido), tipo e causa do acidente, número de vítimas (mortos e feridos);
- 2) *Sobre os veículos envolvidos*: número e tipo (bicicleta, motocicleta, automóvel, ônibus, caminhão, máquina agrícola e tração animal), total de ocupantes, tipo de carga transportada (se o veículo for caminhão);
- 3) *Sobre a rodovia*: condições da pista e da sinalização, danos causados (veículos envolvidos ou patrimônio da concessionária);
- 4) *Sobre o ambiente*: condições climáticas e de iluminação.

Dos bancos de dados de acidentes foram escolhidos os trechos com maior quantidade de caminhões envolvidos em acidentes do tipo colisões, abalroamentos e engavetamentos nos 770 km de rodovias estudadas, sendo 480 km, em rodovias de pista simples e 290 km, em rodovias de pista dupla. Esses acidentes foram selecionados porque parece sensato considerar que são causados por tentativas de ultrapassagens forçadas ou por conta da diferença de velocidade entre veículos. Segundo Nogueira [1995], pode-se admitir que colisões, abalroamentos e engavetamentos são os tipos de acidentes que estão correlacionados com aclives.

5.4.3. Volumes Diários Médios dos Locais Estudados

Para estimar os índices de envolvimento de caminhões em acidentes é necessário calcular

a exposição dos caminhões em viagens pelas rodovias. O índice é definido como sendo o produto do volume diário médio anual de caminhões pelo comprimento da rampa.

Daqui a diante, descreve-se o procedimento desenvolvido para fazer as estimativas dos volumes diários médios dos locais estudados, que serão usados para calcular a exposição dos caminhões. Os locais escolhidos para coletar dados deveriam atender aos seguintes requisitos:

- 1) Ser um local com grande frequência de caminhões envolvidos em acidentes, pelo menos 2 ocorrências por ano. Segundo Mak [1988], um trecho de rodovia é considerado perigoso se acontecer pelo menos 1 acidente por ano;
- 2) Ter ocorrência de acidentes do tipo colisão (frontal, traseira e lateral), abalroamento (frontal, traseiro e lateral) e engavetamento;
- 3) Por motivos de tempo de deslocamento e custos de viagem, o trecho escolhido não podia estar separado do município de São Carlos de uma distância maior que 130 km;
- 4) A pista do local estudado deveria ter até três faixas de tráfego, pois o número de sensores disponíveis era limitado em três unidades.

A Tabela 5.6 resume as rodovias de pista simples e dupla selecionadas para obtenção de volumes de tráfegos e velocidades de veículos; as mesmas podem ser vistas no Anexo A (Figuras A.2 e A.3). As coletas foram feitas entre janeiro e abril de 2001.

Todos os dados sobre a composição de veículos, volume e velocidade foram obtidos pelo uso de sensores automáticos de tráfego *Hi-Star NC-97*, fabricado pela empresa *Nu-Metrics*. O *Hi-Star NC-97* é um sensor que dispõe de um *chip* programável que gera um campo magnético e fornece dados sobre velocidade, comprimento e instante de passagem do veículo [NU-METRICS, 2001]. O sensor é instalado sobre o pavimento, sendo o mesmo fixado com pregos e protegido por uma capa de borracha. Os sensores foram instalados e retirados com o apoio de funcionários das concessionárias, que sinalizavam o trecho e desviavam o tráfego.

Tabela 5.6. Características geométricas dos trechos estudados e acidentes envolvendo caminhões entre junho de 1998 a abril de 2001

Rodovia			Rampa			Acidentes com caminhões	
nome	km		nº de faixas	declividade (%)	comprimento (m)	quantidade de acidentes	nº de veículos
<i>Pista Simples</i>							
SP225	93+700	leste	1	4,8	1.540	6	13
SP225	93+700	oeste	1	-4,8	1.540	1	2
SP225	149+150	leste	1	6	2.320	7	13
SP326	338+300	norte	1	3,9	1.300	5	6
SP326	338+300	sul	2	-3,9	1.300	1	1
SP333	97	sul	1	-0,9	1.000	2	4
SP333	156+800	norte	1	4	1.400	2	4
SP333	176	norte	1	-5,9	1.100	1	1
SP333	176	sul	1	+5,9	1.100	4	5
<i>Pista Dupla</i>							
SP310	182+500	norte	3	+6,0	1.880	18	32
SP310	203	norte	2	+1,8	500	1	3
SP310	205	sul	2	+3,7	3.100	19	30
SP310	216	norte	2	+1,1	2.140	4	5
SP310	227	sul	2	-0,8	1.920	1	2
SP310	244	norte	2	+0,2	700	3	6
SP310	247	sul	3	-3,4	1.000	3	4
SP310	261	norte	2	+6	1.700	9	15
SP310	268	sul	2	+3,4	2.500	5	7

Obs.: 1) SP 225: Sentido *Leste*: Bauru – Pirassununga; *Oeste*: Pirassununga – Bauru;
 2) SP 326: Sentido *Norte*: Matão – Barretos; *Sul*: Barretos – Matão;
 3) SP 333: Sentido *Norte*: Borborema – Sertãozinho; *Sul*: Sertãozinho – Borborema;
 4) SP 310: Sentido *Norte*: Limeira – São José do Rio Preto; *Sul*: São José do Rio-Limeira.

As coletas de dados eram feitas em dois trechos distintos a cada dia: o primeiro local, no período da manhã (das 7:00 h às 11:00 h) e, o segundo local, no período da tarde (das 13:00 h às 17:00 h ou das 14:00 h às 18:00 h). Ao final da primeira contagem, os dados dos contadores eram recuperados e era feita uma nova programação para o segundo local de coleta.

A Tabela 5.7 mostra os resultados das contagens volumétricas de tráfego para os locais estudados. Os volumes de tráfego mostrados representam uma amostra do volume diário. Para estimar o valor que teoricamente representaria o volume diário médio anual,

os volumes de tráfego coletados foram expandidos a partir de fluxos diários e volumes diários médios anuais, referentes às praças de pedágio mais próximas dos locais estudados. As concessionárias rodoviárias disponibilizaram os fluxos diários e volumes diários médios anuais de doze praças de pedágio.

Tabela 5.7. Volume total de tráfego dos locais estudados. Janeiro a Abril de 2001.

Rodovia				Período de coleta		Volume de tráfego	
nome	km	n ^o de faixas por sentido		horário	horas	por sentido	
		a	b			a	b
<i>Pista Simples</i>							
SP225	93+700	1	1	7:00 às 11:00 h	4	568	593
SP225	93+700	1	1	14:00 às 18:00 h	4	345	434
SP326	149+150	1	1	13:00 às 17:00 h	4	641	1.260
SP333	338+300	1	2	7:30 às 11:30 h	4	734	707
SP333	338+300	1	2	7:00 às 11:00 h	4	473	553
SP333	97	1	1	13:00 às 17:00 h	4	450	375
<i>Pista Dupla</i>							
SP310	182+500	3	2	14:00 às 18:00 h	4	2.685	1.720
SP310	203	2	2	14:00 às 18:00 h	4	2.250	n. d.
SP310	205	2	2	7:00 às 11:00 h	4	2.196	1.791
SP310	216	2	2	15:00 às 18:00 h	3	1.236	n.d.
SP310	227	3	2	8:00 às 18:00 h	10	4.509	4.586
SP310	244	2	2	13:00 às 17:00 h	4	3.117	2.432
SP310	247	2	3	7:00 às 11:00 h	4	2.115	2.229
SP310	261	2	2	7:00 às 11:00 h	4	1.714	1.808
SP310	268	2	2	13:00 às 17:00 h	4	2.300	1.870

Obs.: Sentido a: Norte ou Leste; Sentido b: Sul ou Oeste
n.d.: não disponível

O primeiro fator de expansão k_1 , usado para estimar o volume diário médio nos locais estudados, é a razão entre o fluxo diário e o volume diário médio anual, da praça de pedágio mais próxima ao trecho estudado. O primeiro fator é definido pela expressão:

$$k_1 = \frac{VDP}{VDM} \quad (5.1)$$

em que k_1 : primeiro fator de expansão;

VDP : fluxo diário na praça de pedágio mais próxima do local de estudo; e

VDM : volume diário médio anual da praça de pedágio.

O segundo fator de expansão é a razão entre o fluxo horário e o fluxo diário, ambos obtidos na praça de pedágio:

$$k_2 = \frac{VP}{VDP} \quad (5.2)$$

em que k_2 : segundo fator de expansão; e

VP : fluxo horário no pedágio, para o período de coleta.

Para o local estudado, a expansão do volume diário de tráfego é feita pela razão entre o fluxo de veículos e o segundo fator de expansão:

$$VDL = \frac{VL}{k_2} \quad (5.3)$$

em que VDL : volume diário de tráfego expandido, para o local de estudo; e

VL : fluxo de veículos, obtido em coleta no local de estudo.

Assim, o volume diário médio anual, para o local de estudo, é estimado pela razão entre o volume diário de tráfego expandido e o primeiro fator de expansão:

$$VDML = \frac{VDL}{k_1} \quad (5.4)$$

em que $VDML$ é o volume diário médio anual no local estudado.

Os resultados obtidos dos valores expandidos para os volumes diários médios anuais, dos locais estudados, estão resumidos na Tabela 5.8.

Tabela 5.8. Estimativa do volume diário médio anual para os locais de estudo, em rodovias de pista simples e dupla (Anos 1999 e 2000)

Rodovia	Volume de tráfego (pedágio)				Tráfego no local		Fator de expansão				Volume de tráfego estimado						
	(1) VP	(2) VDP	(3) VDM	(4) VL	(5) $=2/(3) k_i$	(6) $=1/(2) k_i$	(7) $=4/(6) VDL$	(8) $=7/(5) VDM$	leste/oeste	leste/oeste	leste/oeste	leste/oeste	leste/oeste	leste/oeste			
	Pista simples - Ano 1999																
SP225	93,7	314	468	1.353	2.109	1.366	2.332	568	593	0,990	0,904	0,232	0,222	2,447	2,672	2,471	2,955
SP225	149,15	353	461	1.353	2.109	1.366	2.332	345	434	0,990	0,904	0,261	0,219	1,322	1,985	1,335	2,195
SP326	338,3	453	491	2.105	2.092	2.234	2.462	641	1.260	0,942	0,850	0,215	0,235	2,979	5,368	3,161	6,318
SP333	97	546	536	2.025	2.080	1.714	1.741	734	707	1,181	1,195	0,269	0,258	2,725	2,741	2,306	2,294
SP333	156,8	235	280	1.317	1.501	1.714	1.741	473	553	0,768	0,862	0,178	0,187	2,651	2,964	3,120	3,090
SP333	176	333	400	1.317	1.501	1.714	1.741	450	375	0,768	0,862	0,253	0,266	1,780	1,407	2,316	1,632
	Pista simples - Ano 2000																
SP225	93,7	314	468	1.353	2.109	1.367	2.245	568	593	0,990	0,939	0,232	0,222	2,447	2,672	2,473	2,845
SP225	149,15	353	461	1.353	2.109	1.366	2.332	345	434	0,990	0,939	0,261	0,219	1,322	1,985	1,336	2,114
SP326	338,3	453	491	2.105	2.092	2.176	2.371	641	1.260	0,967	0,882	0,215	0,235	2,979	5,368	3,079	6,084
SP333	97	546	536	2.025	2.080	1.979	2.020	734	707	1,023	1,030	0,269	0,258	2,725	2,741	2,663	2,662
SP333	156,8	235	280	1.317	1.501	1.386	1.389	473	553	0,950	1,081	0,178	0,187	2,651	2,964	2,790	2,743
SP333	176	333	400	1.317	1.501	1.386	1.389	450	375	0,950	1,081	0,253	0,266	1,780	1,407	1,873	1,302
	Pista dupla - Ano 1999																
SP310	182,5	1.772	1.921	7.784	8.274	8.071	8.314	2.685	1.720	0,964	0,995	0,228	0,232	7,556	7,408	7,834	7,444
SP310	203	449	849	6.137	7.923	8.071	8.314	2.250	n.d.	0,760	0,953	0,073	0,107	30,753	n.d.	40,445	n.d.
SP310	205	1.493	1.748	7.784	8.274	8.071	8.314	2.196	1.791	0,964	0,995	0,192	0,211	11,449	8,478	11,871	8,519
SP310	216	1.299	1.342	7.210	8.904	8.071	8.314	1.236	n.d.	0,893	1,071	0,180	0,151	6,860	n.d.	7,680	n.d.
SP310	227	3.962	4.303	7.216	7.926	8.071	8.314	4.509	4.586	0,894	0,953	0,549	0,543	8,212	8,447	9,185	8,861
SP310	244	1.883	1.334	8.956	5.553	6.911	7.128	3.117	2.432	1,296	0,779	0,210	0,240	14,825	10,124	11,439	8,993*
SP310	247	1.381	1.005	8.956	5.553	6.911	7.128	2.115	2.229	1,296	0,779	0,154	0,181	13,716	12,316	10,583	10,535*
SP310	261	1.416	1.046	7.135	5.238	6.911	7.128	1.714	1.808	1,032	0,735	0,198	0,200	8,637	9,054	8,365	8,342
SP310	268	1.540	1.219	7.135	5.238	6.911	7.128	2.300	1.870	1,032	0,735	0,216	0,233	10,656	8,035	10,321	8,615*
	Pista dupla - Ano 2000																
SP310	182,5	1.772	1.921	7.784	8.274	8.042	8.443	2.685	1.720	0,968	0,980	0,228	0,232	7,556	7,408	7,806	7,560
SP310	203	449	849	6.137	7.923	8.042	8.443	2.250	n.d.	0,763	0,938	0,073	0,107	30,753	n.d.	40,300	n.d.
SP310	205	1.493	1.748	7.784	8.274	8.042	8.443	2.196	1.791	0,968	0,980	0,192	0,211	11,449	8,478	11,829	8,651
SP310	216	1.299	1.342	7.210	8.904	8.042	8.443	1.236	n.d.	0,897	1,055	0,180	0,151	6,860	n.d.	7,652	n.d.
SP310	227	3.962	4.303	7.216	7.926	8.042	8.443	4.509	4.586	0,897	0,939	0,549	0,543	8,212	8,447	9,152	8,998
SP310	244	1.883	1.334	8.956	5.553	6.855	7.137	3.117	2.432	1,307	0,778	0,210	0,240	14,825	10,124	11,347	8,993*
SP310	247	1.381	1.005	8.956	5.553	6.855	7.137	2.115	2.229	1,307	0,778	0,154	0,181	13,716	12,316	10,498	10,535*
SP310	261	1.416	1.046	7.135	5.238	6.855	7.137	1.714	1.808	1,041	0,734	0,198	0,200	8,637	9,054	8,297	8,342
SP310	268	1.540	1.219	7.135	5.238	6.855	7.137	2.300	1.870	1,041	0,734	0,216	0,233	10,656	8,035	10,237	8,615*

* Os volumes diários médios dos quilômetros 244, 247 e 268 foram estimados a partir de contagens feitas pela TriSol.

5.4.4. Distribuições de Velocidades dos Veículos

A segunda parte da análise dos dados é estimar a diferença de velocidade entre automóveis e caminhões. As velocidades dos veículos foram medidas pelos sensores automáticos de tráfego. Também foram definidos dois pontos no acostamento, durante a filmagem do trecho, para que as velocidades pudessem ser estimadas e comparadas com as velocidades obtidas pelos sensores.

Os valores de velocidade referentes à média, ao 15^o e ao 85^o percentil da distribuição foram usados no cálculo das diferenças de velocidades. Esses valores foram escolhidos porque o 15^o percentil da velocidade do caminhão representa a velocidade dos caminhões mais lentos e 85^o percentil da velocidade do automóvel representa a velocidade de operação dos automóveis. Esses valores são usados em análises de acidentes porque a probabilidade de ocorrência de um acidente está relacionada entre caminhões, que viajam em velocidades mais baixas e automóveis, que viajam em velocidades mais altas. Quanto à média, o valor foi escolhido por se tratar de um parâmetro de análise de acidentes usado pela AASHTO [2001]. As Tabelas 5.9 e 5.10 resumem os valores obtidos. Os valores médios das velocidades dos automóveis são maiores do que os valores médios das velocidades dos caminhões.

Tabela 5.9. Distribuição das velocidades dos veículos nas rodovias de pista simples

Rodovia	Velocidade	Diferença de velocidade (automóvel – caminhão)							
		automóvel	caminhão						
nome	km	média	85 ^o	15 ^o	média	média - 15 ^o	média - média	85 ^o - 15 ^o	85 ^o - média
SP225	93+700 - L	83,6	100,0	38,6	57,0	45,0	26,6	61,4	43,0
	93+700 - O	95,3	106,0	74,0	84,7	21,3	10,6	32,0	21,3
SP225	149+150 - L	94,2	109,0	72,0	85,3	22,3	9,0	37,0	23,7
	149+150 - O	70,7	92,2	27,0	48,6	43,8	22,1	65,2	43,6
SP326	338+300 - L	82,6	97,0	39,0	63,7	43,6	18,9	58,0	33,3
	338+300 - O	67,2	90,0	48,0	67,2	19,2	0,0	42,0	22,8
SP333	97 - L	84,9	100,0	27,0	61,0	57,9	23,9	73,0	39,0
	97 - O	87,1	100,0	51,0	67,8	36,1	19,3	49,0	32,2
SP333	156+800 - L	89,8	105,3	50,0	70,2	39,8	19,6	55,3	35,1
	156+800 - O	96,0	109,0	68,0	81,8	28,0	14,2	41,0	27,2
SP333	176 - L	102,5	114,0	63,0	83,4	39,5	19,1	51,0	30,6
	176 O	97,0	109,0	58,0	76,5	39,0	20,5	51,0	32,5

L: Leste; O: Oeste

Tabela 5.10. Distribuição das velocidades dos veículos nas rodovias de pista dupla

Rodovia	Velocidade	Diferença de velocidade (automóvel – caminhão)							
		automóvel		caminhão					
nome	km	média	85 ^o	15 ^o	média	média - 15 ^o	média - média	85 ^o - 15 ^o	85 ^o - média
	182+500 - N	84,9	101,0	35,0	55,7	49,9	29,2	66,0	45,3
	203 - N	97,8	109,0	66,0	79,2	31,8	18,6	43,0	29,8
	205 - S	93,9	108,0	50,0	70,3	43,9	23,6	58,0	37,7
	216 - N	92,0	111,0	61,0	77,5	31,0	14,5	50,0	33,5
SP310	227 - S	95,0	111,0	45,0	78,4	50,0	16,6	66,0	32,6
	244 - N	95,7	113,0	43,0	78,1	52,7	17,5	70,0	34,9
	247 - S	86,5	108,0	63,0	83,1	23,5	3,4	45,0	24,9
	261 - N	85,3	100,0	39,0	57,7	46,3	27,5	61,0	42,3
	268 - S	88,4	106,0	39,0	66,2	49,4	22,2	67,0	39,8

N: Norte; S: Sul

Levando-se em conta o 15^o percentil de todos os veículos, os valores das velocidades na rodovia de pista simples são semelhantes às de pista dupla, tanto para automóveis como para caminhões. Já para as médias e 85^o percentil de todos os veículos, as médias dos valores de velocidades na rodovia de pista simples são menores do que nas rodovias de pista dupla. Nas rodovias de pista dupla, os veículos podem trafegar em velocidades maiores proporcionadas pelo maior número de faixas e melhor nível de serviço, o que permite ao motorista maior liberdade de escolha da velocidade de operação do veículo.

A faixa de variação das velocidades correspondentes ao 15^o e ao 85^o percentis para vias de pista dupla é superior à diferença encontrada nas rodovias de pista simples e o mesmo pode ser observado nas diferenças entre as velocidades do 15^o percentil e da média. Mais uma vez, isso se explica pela maior liberdade de operação dos veículos em rodovias de pista dupla, o que possibilita ampla escolha da velocidade e a liberdade para mudar de faixa para fazer ultrapassagens (um dado que também se deve considerar é que, na presença de duas faixas por sentido, não existem veículos trafegando no sentido oposto e os fluxos observados são relativamente baixos).

5.4.5. Índices de Envolvimento de Caminhões em Acidentes e Diferença de Velocidades

Não é possível fazer constatações sobre estatísticas de acidentes baseando-se apenas em números absolutos de ocorrência e tipos de acidentes. É necessário estabelecer parâmetros que sirvam de comparação entre diferentes pontos críticos e auxiliem aos projetistas na tomada de decisão durante a elaboração de projetos de rodovias. O parâmetro mais usado

é um índice que expressa a razão entre a frequência de acidentes (ou número de veículos envolvidos) e a exposição de veículos durante as viagens nas rodovias.

Segundo Miaou *et al.* [1993], não é possível determinar com precisão o valor da exposição de veículo durante uma viagem, pois é difícil estabelecer um valor preciso para a quilometragem total percorrida pela frota de veículos. Os autores sugerem que a exposição de caminhões em viagens seja o produto do volume diário médio anual de caminhões pelo comprimento do trecho estudado. A expressão genérica do índice de acidentes é:

$$\text{índice de acidentes} = \frac{\text{número total de acidentes ou de veículos}}{\text{exposição}} \quad (5.5)$$

Nesta tese, o parâmetro usado para analisar acidentes em rampas será um índice que estabelece a razão entre o número de caminhões envolvidos em acidentes relacionados à diferença de velocidade entre veículos (colisões, abalroamentos e engavetamentos) e a exposição dos caminhões, definido pelo produto do comprimento da rampa vezes o volume diário médio anual de caminhões. A Equação 5.5 passará a ter seguinte forma:

$$IEC = \frac{\sum nc}{L \times VDM_{cam} \times 365} \quad (5.6)$$

em que *IEC*: índice de envolvimento de caminhões em acidentes (número de caminhões envolvidos em acidentes por km×caminhões de viagens);

nc: número de caminhões envolvidos em acidentes do tipo colisão, abalroamento e engavetamento (total de acidentes por ano);

L: comprimento da rampa (km);

VDM_{cam}: volume diário médio de caminhões.

As Tabelas 5.11 e 5.12 mostram os resultados dos índices de envolvimento de caminhões em acidentes calculados para as rodovias de pista simples e pista dupla. Pelos resultados, pode-se constatar que as rodovias de pista dupla têm maior número de acidentes e de caminhões envolvidos. Talvez, isto seja devido ao maior volume de tráfego que essas rodovias apresentam. Por outro lado, os índices de acidentes nas rodovias de pista simples são maiores. Conclusões semelhantes foram obtidas em outros estudos: rodovias de pistas simples têm maiores índices de acidentes do que rodovias de múltiplas faixas [Lundy, 1965; Hall & Pendleton, 1990; Miaou *et al.*, 1993].

Tabela 5.11. Índices de envolvimento de caminhões em acidentes para rodovias de pista simples (Período Junho de 1998 a Abril de 2001)

rodovia	km	pista	rampa	comprimento			Acidentes			Caminhões			Índice de envolvimento de caminhões em acidentes
				(km)	dias	total	número de caminhões	VDM	%	VDM _{cam}			
SP-225	93+700	leste	94,44 a 92,9	1,54	1.017	6	13	2.471	42,8	1.058	785		
SP-225	93+700	oeste	92,9 a 94,44	1,54	1.017	1	2	2.900	30,5	885	144		
SP-225	149+150	oeste	148,04 a 150,36	2,32	1.017	7	13	2.155	35,5	765	720		
SP-326	338+300	norte	337,7 a 339	1,30	1.047	5	6	3.079	30,0	924	477		
SP-326	338+300	sul	339 a 337,7	1,30	1.047	1	1	6.084	33,2	2.020	36		
SP-333	97	sul	96,4 a 97,4	1,00	1.047	2	4	2.478	25,6	634	602		
SP-333	156+800	norte	157,5 a 156,1	1,40	1.047	2	4	3.120	21,1	640	426		
SP-333	176	norte	176,8 a 175,7	1,10	1.047	1	1	2.095	32,3	677	128		
SP-333	176	sul	175,7 a 176,8	1,10	1.047	4	5	1.467	30,9	453	958		

Tabela 5.12. Índices de envolvimento de caminhões em acidentes para rodovias de pista dupla (Período Junho de 1998 a Abril de 2001)

rodovia	Km	pista	rampa	comprimento			Acidentes			Caminhões			Índice de envolvimento de caminhões em acidentes
				(km)	dias	total	número de caminhões	VDM	%	VDM _{cam}			
182+500	norte	181 a 182,88	1,88	1.017	18	32	7.825	43,2	3.380	495			
203	norte	202,6 a 203,2	0,50	1.017	1	3	8.224	47,9	3.939	149			
205	sul	206,16 a 203,06	3,10	1.017	19	30	8.585	41,8	3.588	265			
216	norte	214,50 a 216,65	2,14	1.017	4	5	7.666	37,5	2.874	80			
227	sul	227,04 a 225,14	1,92	1.017	1	2	8.998	39,0	3.509	29			
244	norte	244,0 a 244,8	0,70	1.047	3	6	8.993	22,9	2.059	398			
247	sul	246,5 a 247,7	1,00	1.047	3	4	10.535	26,6	2.802	136			
261	norte	260,0 a 261,7	1,70	1.047	9	15	8.342	30,8	2.569	328			
268	sul	266,9 a 269,4	2,50	1.047	5	7	8.615	33,2	2.860	94			

Em função dos resultados mostrados nas Tabelas 5.11 e 5.12, os pares ordenados *índices de envolvimento de caminhões em acidentes e as diferenças de velocidades entre os veículos* foram marcados em gráficos cartesianos. As curvas foram feitas para quatro categorias de diferenças de velocidade:

- 1) $V_{\text{aut, média}} - V_{\text{cam, 15}^{\circ}}$, ou seja, a relação entre os índices de acidentes e a diferença entre as velocidades correspondentes à média das velocidades dos automóveis e ao 15º percentil da distribuição de velocidades dos caminhões;
- 2) $V_{\text{aut, média}} - V_{\text{cam, média}}$, ou seja, a diferença entre as velocidades correspondentes à média das velocidades dos automóveis e à média das velocidades dos caminhões;
- 3) $V_{\text{aut, 85}^{\circ}} - V_{\text{cam, 15}^{\circ}}$, ou seja, a diferença entre a velocidade correspondente ao 85º percentil da distribuição de velocidades dos automóveis e à velocidade correspondente ao 15º percentil da distribuição de velocidades dos caminhões; e
- 4) $V_{\text{aut, 85}^{\circ}} - V_{\text{cam, média}}$, ou seja, a diferença entre as velocidades correspondentes ao 85º percentil da distribuição de velocidades dos automóveis e à média das velocidades dos caminhões.

Pode-se constatar que os índices de envolvimento de caminhões em acidentes são diretamente proporcionais às diferenças de velocidade automóveis e caminhões. Em outros termos, quanto maiores forem as diferenças, maiores serão as probabilidades de ocorrência de acidentes, como mostraram Solomon [1964] e Glennon [1970].

Outra conclusão é que os índices de acidentes em rodovias de pista simples são maiores que os índices de acidentes obtidos para rodovias de pista dupla, como mostra-se em outros estudos [Lundy, 1965; Hall & Pendleton, 1990; Miaou *et al.*, 1993].

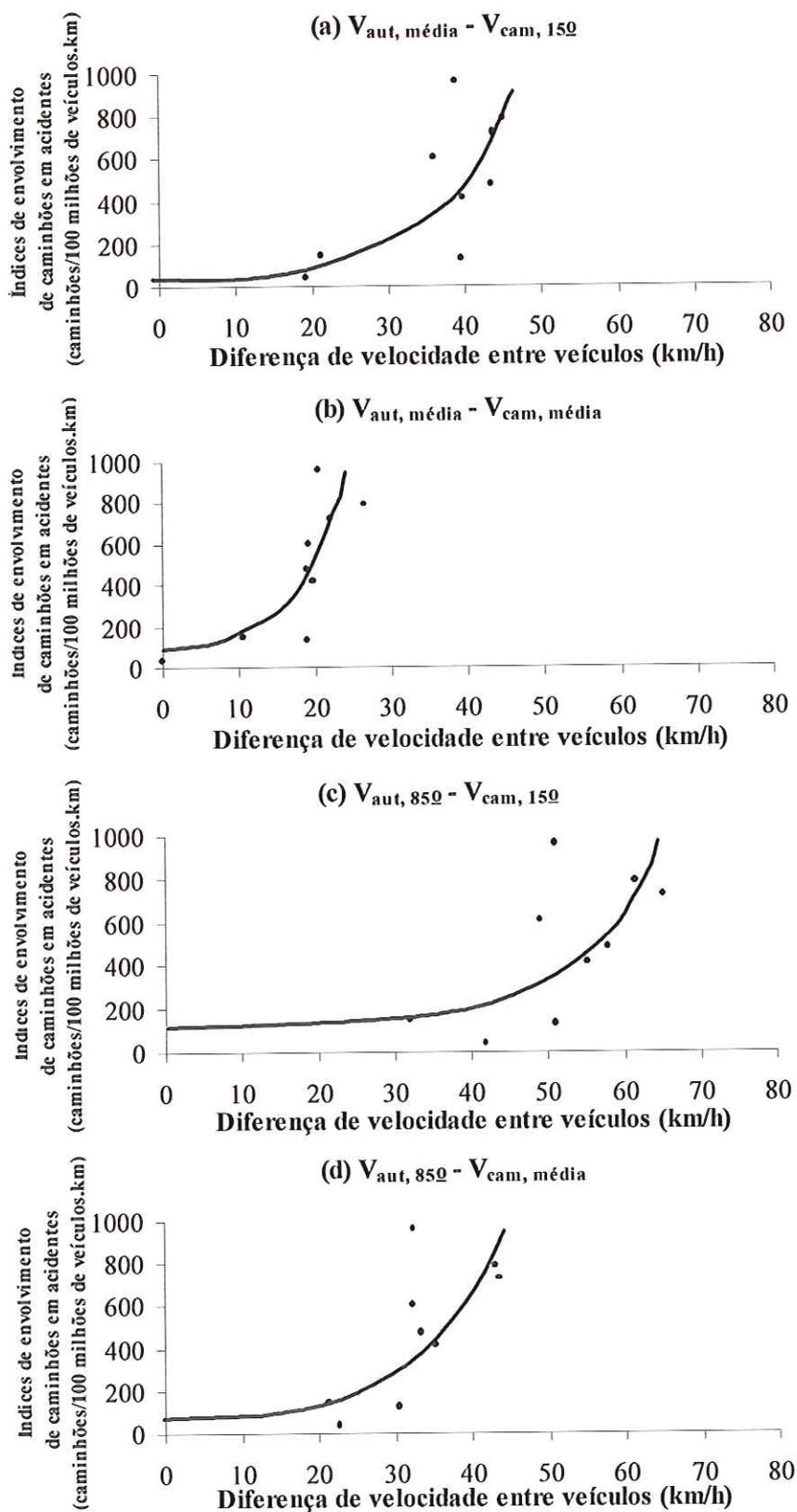


Figura 5.3. Índices de envolvimento de caminhões em acidentes e a diferença de velocidades em rodovias de pista simples

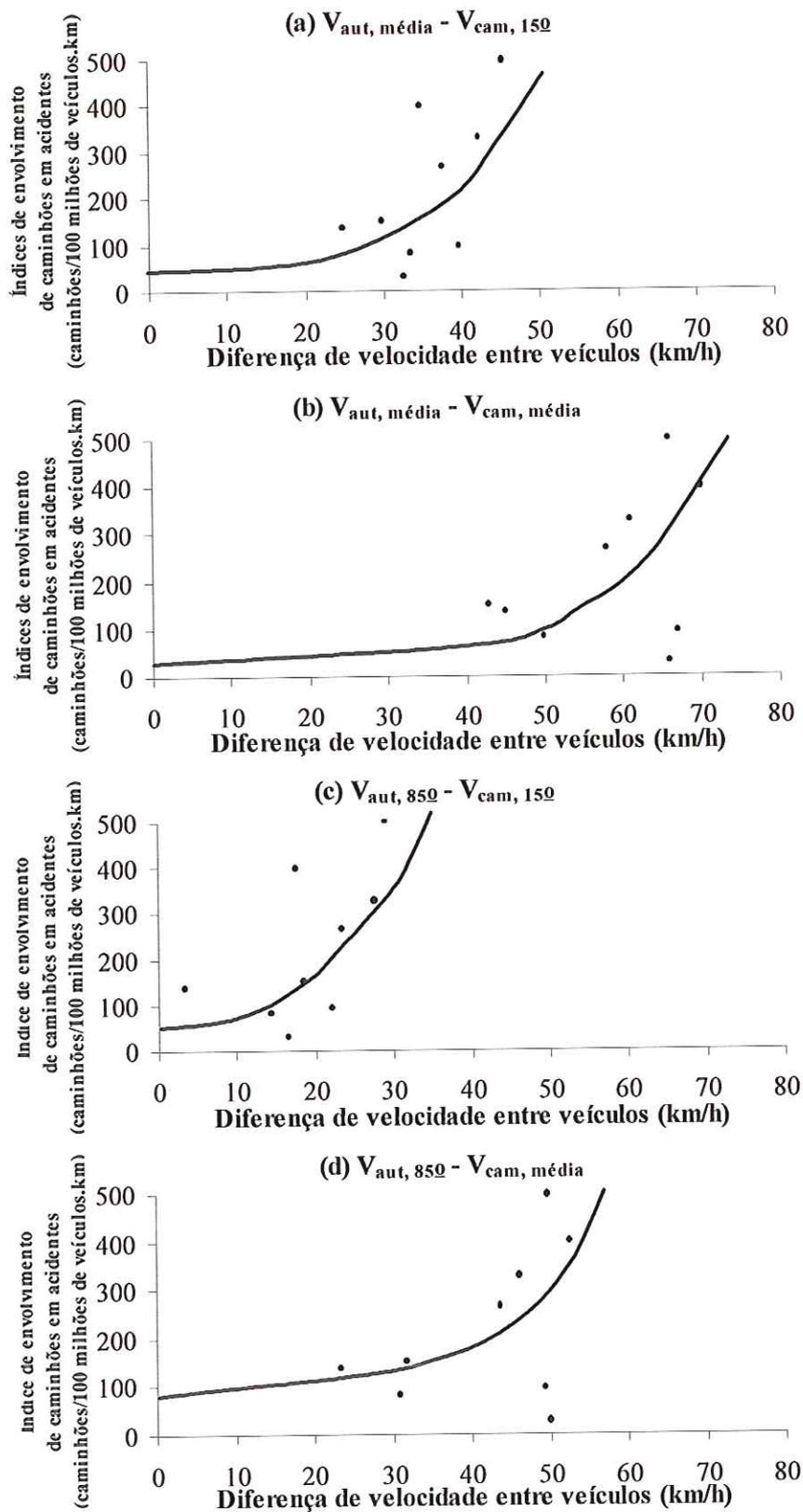


Figura 5.4. Índices de envolvimento de caminhões em acidentes e a diferença de velocidades em rodovias de pista dupla

Para verificar qual a equação matemática que teoricamente representaria melhor a relação entre as variáveis, fizeram-se várias análises por regressão com expressões do tipo exponencial, polinomial, logarítmica e de potência entre duas variáveis – uma independente, a diferença de velocidade entre veículos e, uma dependente, o índice de envolvimento de caminhões em acidentes. A expressão escolhida foi do tipo exponencial, da qual se obteve o maior valor do coeficiente de regressão R^2 .

Para as rodovias de pistas simples, o valor do coeficiente R^2 que melhor representou a relação entre as variáveis foi no caso da diferença de velocidades de $V_{\text{aut, média}} - V_{\text{cam, média}}$, sendo que o valor obtido para R^2 foi de 0,7802. Esse resultado foi o escolhido para representar a relação índices de acidentes e diferenças de velocidades.

Quanto aos gráficos relacionados às rodovias de pista dupla, os valores dos coeficientes R^2 não representam bem a relação entre as variáveis em todas as diferenças de velocidade (os valores obtidos foram pequenos, os quais variam de 0,03 a 0,24). Entretanto, dentre os valores obtidos para os coeficientes de regressão, escolheu-se o gráfico para o qual a diferença de velocidade é $V_{\text{aut, 85}^\circ} - V_{\text{cam, 15}^\circ}$ para representar a relação entre índices de acidentes e diferenças de velocidades.

Como conclusão geral das expressões matemáticas obtidas por regressão, os valores dos coeficientes de regressão obtidos podem assim ser explicados:

- 1) Como as rodovias de pista simples são dotadas de uma única faixa de rolamento por sentido, as oportunidades de ultrapassagens são menores, isso faz com que os veículos viajem em pelotões e as diferenças de velocidades sejam bem menores se comparadas às rodovias de pista dupla;
- 2) Os valores de exposição dos caminhões em viagens podem influenciar os resultados obtidos, por se tratar de um parâmetro de difícil estimativa; e
- 3) Como a análise foi feita entre duas variáveis, uma dependente e a outra independente, podem existir outras variáveis que não estão sendo analisadas e que estejam influenciando os resultados de alguma maneira.

As melhores funções que representam a relação entre os índices de acidentes com diferenças de velocidades dos veículos, para as rodovias de pista simples e pista dupla,

são as seguintes:

$$\text{Pista simples: } ind_cam = 37,626 \cdot \exp[0,1243 \cdot \Delta V]; \quad R^2 = 0,7802 \quad (5.7)$$

$$\text{Pista dupla: } ind_cam = 55,426 \cdot \exp[0,0557 \cdot \Delta V]; \quad R^2 = 0,2265 \quad (5.8)$$

em que ind_cam : índices de envolvimento de caminhões em acidentes;

ΔV : diferença de velocidade dos veículos ($V_{\text{aut, média}} - V_{\text{cam, média}}$, para rodovias de pista simples e $V_{\text{aut}85^\circ} - V_{\text{cam}15^\circ}$, para rodovias de pista dupla).

Os valores obtidos pelos coeficientes de regressão indicam índices de acidentes em função de diferenças de velocidades distintas, $V_{\text{aut, média}} - V_{\text{cam, média}}$, para rodovias de pista simples e $V_{\text{aut}85^\circ} - V_{\text{cam}15^\circ}$, para rodovias de pista dupla. Três hipóteses podem explicar essa diferença entre os resultados:

- 1) *A operação dos veículos depende do tipo de rodovia.* Nas rodovias de pista simples, a velocidade é determinada pela composição e volume de tráfego, geometria e distância de visibilidade suficiente para fazer ultrapassagens. Nas rodovias de pista dupla, os motoristas têm mais liberdade na escolha da velocidade de operação e maior facilidade para fazer as ultrapassagens, dado que existem duas faixas por sentido onde não há tráfego vindo no sentido oposto e não dependem da distância de visibilidade para fazer ultrapassagens;
- 2) *As velocidades regulamentadas são diferentes para cada rodovia.* Nas rodovias estudadas, as velocidades máximas permitidas são iguais a 80 km/h (caminhões) e 100 km/h (automóveis) nas rodovias de pista simples e iguais a 90 km/h (caminhões) e 110 km/h (automóveis) nas rodovias de pista dupla, conseqüentemente, a faixa de variação de velocidades é maior nas rodovias de pista dupla;
- 3) *As duas hipóteses anteriores conduzem a diferentes distribuições de velocidades dos veículos.* As distribuições de velocidades dos veículos nas rodovias de pista dupla têm uma forma mais achatada, fazendo com nessas rodovias os acidentes aconteçam em velocidades mais altas dos automóveis e mais baixas dos caminhões. Nas rodovias de pista simples, os acidentes acontecem em velocidades próximas à média da distribuição.

Os índices de envolvimento de caminhões em acidentes foram calculados e comparados com os pela AASHTO [2001]. A Tabela 5.13 mostra os resultados e a Figura 5.5 mostra as curvas obtidas para os três casos. O objetivo principal é adaptar a curva proposta por Glennon [1970] às condições brasileiras. Das curvas obtidas, propõe-se valores de redução de velocidade máxima admissível para caminhões, que podem ser usados como critério de implantação de faixas adicionais em aclives nas rodovias brasileiras.

Tabela 5.13. Comparação entre índices de envolvimento de caminhões em acidentes da AASHTO [2001] e índices de acidentes determinados neste estudo

diferença de velocidade (km/h)	Índices de acidentes envolvendo caminhões			Razão em relação a velocidade de 0 km/h		
	AASHTO [2001]	Melo [2002]		AASHTO [2001]	Melo [2002]	
		pista simples	pista dupla		pista simples	pista dupla
0	154	55	52	1,00	1,00	1,00
8	300	110	65	1,95	2,00	1,25
15	536	230	119	3,48	4,18	2,29
24	1.370	1.000	250	8,90	18,18	4,81
30	2.390	1.670	373	15,52	30,36	7,17
32	2.950	1.880	431	19,16	34,18	8,29

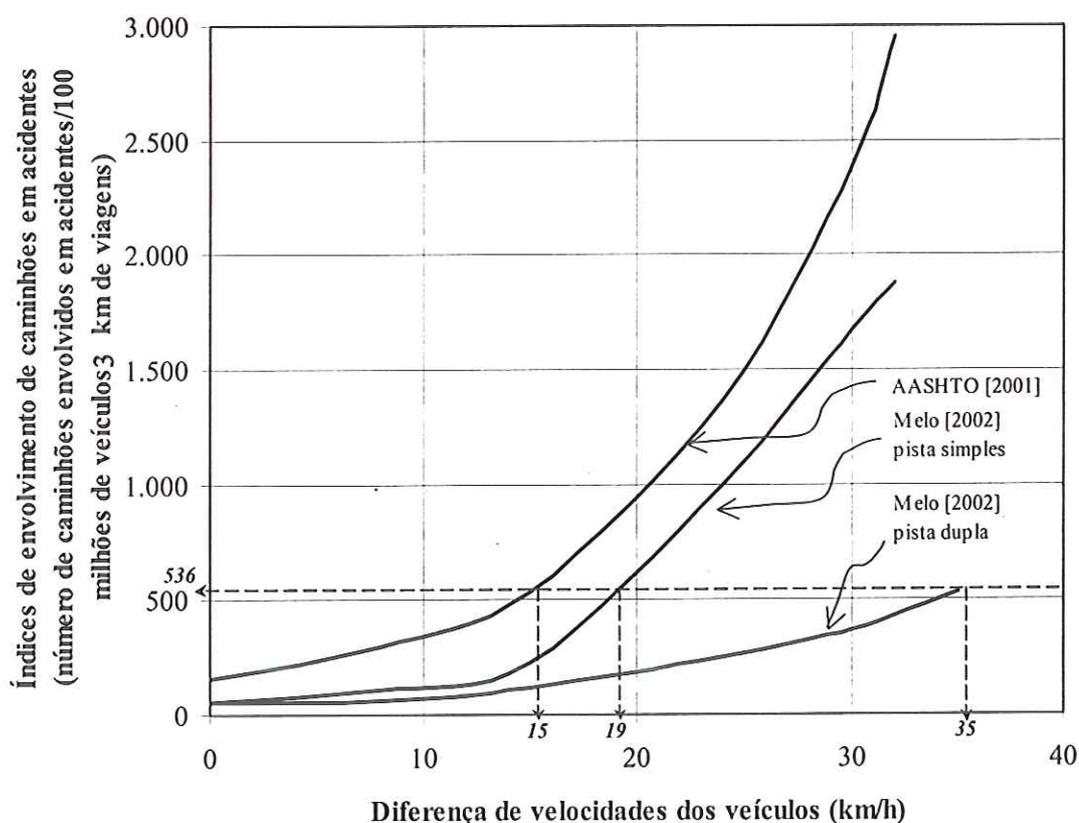


Figura 5.5. Comparação entre índices de envolvimento de caminhões em acidentes da AASHTO [2001] e os índices obtidos neste estudo

Como pode se notar na Tabela 5.13, com relação à diferença de velocidade de 15 km/h, os valores absolutos dos índices de acidentes com caminhões, obtidos pela AASHTO [2001], são 2,3 vezes e 4,2 vezes maiores do que os índices obtidos para as rodovias de pista simples e pista dupla neste estudo.

Como hipótese para propor critérios de redução de velocidades para caminhões em aclives, tomar-se-á como referência o valor do índice de acidentes (igual a 536) para uma redução de velocidade de 15 km/h, como propôs a AASHTO [2001]. Verificando as curvas na Figura 5.5, obtêm-se os valores para os critérios de redução de velocidades iguais a 19 km/h (ou simplesmente 20 km/h), para rodovias de pista simples e 35 km/h, para rodovias de pista dupla. Em aclives, nos quais as reduções de velocidades dos caminhões forem maiores do que as adotadas, deve-se implantar faixas adicionais. Entretanto, esses valores para redução máxima admissível de velocidade são apenas um indicativo, a decisão final ficar por conta do projetista: se forem adotados valores menores, os custos de construção aumentam e os índices de acidentes diminuem, por outro lado, valores maiores, os custos de construção diminuem e os índices de acidentes aumentam.

Semelhante ao estudo de Glennon [1970], para valores de diferença de velocidades acima de 15 km/h pode-se observar que os índices de acidentes para rodovias de pista simples aumentam mais rapidamente.

Fazendo-se uma análise dos índices de acidentes, o valor de redução de velocidade proposto para as rodovias de pista dupla pode ser maior do que o proposto para as rodovias de pista simples (ao contrário do estabelecido pelo método da ATU [1999], o qual estipulou valores de redução de velocidades iguais a 15 km/h nas duas situações). Entretanto, esse valor proposto para rodovias de pista dupla é válido somente se os caminhões – quando trafegando em rampas – forem obrigados a usar a faixa da direita e proibidos de usar a faixa da esquerda para fazer ultrapassagens. Essa redução de velocidade pode ser alterada se forem considerados outros critérios, como a capacidade e o nível de serviço oferecido pela rodovia, de acordo com que estabelece a AASHTO [2001].

5.5. Considerações Finais

Os dados obtidos neste estudo sobre as curvas que correlacionam índices de envolvimento de caminhões em acidentes com a diferença de velocidade entre veículos podem repre-

sentar um avanço em relação ao estudo de Glennon [1970], pois:

- 1) O método proposto é atual e consideram-se as características de veículos e condições de tráfego brasileiro. No estudo de Glennon [1970], os veículos e as condições de tráfego são para as condições daquela época;
- 2) Neste estudo, os acidentes (colisões, abalroamentos e engavetamentos) são característicos de situações nas quais existem diferenças de velocidade entre veículos. Glennon [1970] não cita os tipos de acidentes usados na análise;
- 3) As distribuições de velocidade de automóveis e caminhões foram obtidas diretamente em coletas feitas em pontos críticos de rampas, ao contrário do estudo de Glennon [1970], no qual os trechos estudados eram planos e as velocidades foram obtidas por um modelo teórico de desempenho;
- 4) Neste estudo, define-se com clareza o tipo de rodovia – pista simples e pista dupla – bem como, propõe-se um critério de redução de velocidade para cada uma das situações; e
- 5) No cálculo dos índices de envolvimento de caminhões em acidentes foram incluídos todos os tipos de caminhões típicos da frota brasileira – rígidos leves, rígidos pesados, articulados leves e articulados pesados.

CAPÍTULO 6

VOLUMES MÍNIMOS DE TRÁFEGO

A verificação do desempenho de caminhões em rampas e a análise dos índices de acidentes devem ser levadas em conta quando se pensa na construção de faixas adicionais. Entretanto, esses critérios apesar de serem necessários não são suficientes, pois existem situações nas quais o volume de tráfego é pequeno e a probabilidade de ocorrer formação de pelotões é reduzida, conseqüentemente poucos veículos serão prejudicados pelo atraso causado por caminhões nos aclives. Nesses casos, não compensa implantar faixas adicionais porque os benefícios gerados aos usuários são pequenos comparados aos custos de investimentos na obra. Dessa forma, a análise da relação entre o custo do investimento e o retorno de benefícios aos usuários é um parâmetro importante para a tomada de decisão, durante a avaliação de projetos de faixas adicionais para aclives de rodovias.

Os benefícios gerados aos usuários são a redução do atraso da viagem, dos custos de operação dos veículos, que podem ser medidos em valor monetário, e a redução do número de acidentes, cuja valoração em termos monetários é mais complexa.

Desses benefícios, a redução do tempo de viagem e a economia de combustível são os mais reconhecidos pelos usuários e representam a maior parcela do montante dos benefícios totais em análises econômicas de obras para rodovias [GEIPOT, 1982; McFarland & Chui, 1987].

As análises dos parâmetros técnicos relacionados à estimativa do tempo de viagem dos usuários, velocidades médias de operação e porcentagem de pelotões podem ser feitas através de técnicas de simulação. A simulação permite verificar diferentes cenários sem e com faixas adicionais, além do que apresenta como vantagem a rapidez na

análise dos parâmetros e o tempo de execução da análise é bem menor quando comparado às técnicas manuais. Neste estudo, um modelo de simulação (*TRARR*) será incorporado como ferramenta de análise dos benefícios gerados aos usuários, após a implantação de faixas adicionais.

Uma outra parcela importante dos benefícios é a redução dos custos de acidentes, segundo a AASHTO [2001] a frequência de acidentes pode ser um critério decisivo para implantação de faixa adicional em rampas.

Nesta tese, na análise econômica apenas serão incluídos os benefícios gerados pela redução dos custos operacionais e pela redução do tempo de viagem. Os benefícios gerados pela redução de acidentes não serão calculados, pois não existem estudos no Brasil, que sejam confiáveis para incorporá-los na quantificação desses benefícios. Embora, estudos desenvolvidos em outros países tenham mostrado que a implantação de faixa adicional pode reduzir acidentes e os custos associados e conseqüentemente trazer benefícios para toda sociedade [Stimpson & Glennon, 1971; AASHTO, 2001].

Os efeitos de externalidades negativas geradas por obras de construção de rodovias (poluição ambiental, poluição sonora, perda de áreas para recreação, alterações climáticas etc.) são difíceis de serem quantificados. Porém, evidências mostram que os impactos ambientais causados pela construção de obras de melhoria são muito menores se comparado aos impactos gerados por obras de duplicação de rodovia [Kabbach, 1992; Pedrozo *et al.* 2001].

O custo do investimento na obra é a soma dos custos de construção, de manutenção e de operação durante a vida útil do empreendimento. Conforme Pedrozo *et al.* [2001], quanto maior for o investimento para a construção melhor será o padrão operacional da rodovia e menores serão os custos de operação dos veículos e do transporte de carga.

É prática verificar se o investimento é exequível por técnicas de análise econômica. Uma das técnicas mais usadas é a relação benefício/custo. Se essa relação for maior que a unidade diz-se que a obra é economicamente viável. Existem também técnicas de análise de sensibilidade que permitem verificar diferentes relações benefício/custo. Variando-se os parâmetros (relacionados ao tráfego, aos custos, aos

benefícios, aos tipos de melhorias e ao horizonte de projeto da obra) pode-se verificar qual o melhor empreendimento e o ano ideal para sua implantação.

Além desta introdução, neste capítulo, descrevem-se as atividades desenvolvidas para propor um critério baseado em volumes mínimos de tráfego que justifiquem economicamente a implantação de faixas adicionais em aclives de rodovias brasileiras.

6.1. Objetivo do Estudo

O objetivo desta parte da pesquisa foi estimar volumes mínimos de tráfego que justifiquem economicamente a implantação da faixa adicional. Para tanto, os volumes mínimos foram estimados através da relação benefício/custo, para as quais os custos são iguais aos benefícios.

6.2. Critérios Econômicos Propostos no Brasil

Neste estudo, o método usado para estimar os benefícios será baseado no que estabeleceu DNER [1976, 1979], EBTU [1981] e Kabbach [1992]. Entretanto, algumas alterações e sugestões serão propostas com o propósito de atualizar esses procedimentos. As alterações propostas estão descritas no item 6.7.

Segundo Kabbach [1992], os benefícios econômicos dos investimentos em transportes, quando quantificáveis, podem ser estimados pela seguinte expressão:

$$BT = BRCO + BRTV + BRCM + BRACID + BROUT \quad (6.1)$$

em que

BT: benefício total (R\$/ano);

BRCO: benefício de redução dos custos operacionais (R\$/ano);

BRTV: benefício de redução dos tempos de viagem (R\$/ano);

BRCM: benefício de redução do custo de manutenção viária (R\$/ano);

BRACID: benefício de redução dos custos de acidentes (R\$/ano);

BROUT: outros benefícios, como redução do impacto ambiental (R\$/ano).

Por sua vez, os benefícios gerados pela redução dos custos operacionais (*BRCO*) são compostos por:



$$BRCO = BRCOa + BRCOo + BRCOc \quad (6.2)$$

na qual $BRCOa$: benefício de redução de custo operacional dos automóveis (R\$/ano);
 $BRCOo$: benefício de redução de custo operacional dos ônibus (R\$/ano);
 $BRCOc$: benefício de redução de custo operacional dos caminhões (R\$/ano).

Os benefícios gerados pela redução dos tempos de viagem (BRTV) são expressos pela equação:

$$BRTV = BRTVa + BRTVo \quad (6.3)$$

na qual $BRTVa$: benefício de redução do tempo de viagem dos automóveis (R\$/ano);
 $BRTVo$: benefício de redução do tempo de viagem dos ônibus (R\$/ano).

Nos itens seguintes, descrevem-se os benefícios gerados aos usuários e os custos associados à implantação de faixa adicional.

6.2.1. Redução dos Custos Operacionais dos Veículos

O custo operacional de um veículo é quanto o usuário tem que desembolsar para usar seu veículo numa rodovia. Segundo Pedrozo *et. al.* [2001], os custos operacionais dos veículos nas rodovias dependem do volume diário médio, dos congestionamentos, das condições das rodovias, da velocidade, e do tipo de veículo (de passeio ou de carga). Outros itens que compõem os custos operacionais de veículos comerciais são dependentes do tempo de percurso, como o salário do motorista, depreciação do veículo, remuneração do capital, licenciamento, seguros, administração etc. [Kabbach, 1992].

Em aclives, o acréscimo do custo operacional dos automóveis e ônibus] causado pela inexistência de faixa adicional] é função da distância média de acompanhamento dos caminhões pelos automóveis e ônibus e dos custos unitários dos veículos e dependem da declividade da rampa e da velocidade de operação [Kabbach, 1992]. A distância média de acompanhamento pode ser obtida pela estimativa do tempo perdido por automóveis, ônibus e caminhões descarregados (veículos rápidos) por seguirem em pelotões atrás dos caminhões carregados (veículos lentos) [DNER, 1979].

O DNER [1976, 1979] desenvolveu estudos para estabelecer os custos operacionais unitários para os veículos brasileiros viajando em condições ideais nas rodovias – trecho em nível, pavimento em boas condições e velocidade econômica, ou seja, 80 km/h, para automóveis e 55 km/h, para ônibus e caminhões vazios. Nesses estudos, o DNER estimou os acréscimos nos custos operacionais quando as condições ideais alteram-se pelo fato do veículo estar trafegando em rampas. Essas alterações nos custos são devidos a distância média de acompanhamento.

O GEIPOT também desenvolveu, entre os anos de 1975 e 1982, um estudo para estabelecer inter-relações entre os custos de conservação, construção e de operação de veículos em rodovias [GEIPOT, 1982]. Esse estudo foi desenvolvido juntamente com o *Texas Research and Development Foundation* e o Banco Mundial, nele foram obtidas as principais relações entre os custos operacionais e velocidades de operação de veículos em rampas de diferentes declividades e comprimentos [Watanatada *et al.*, 1987].

Outra maneira de analisar os custos operacionais dos veículos é usando o *HDM – Highway Development and Management System*. O HDM é uma ferramenta analítica para engenharia e análise econômica de investimentos em construção, conservação e restauração de rodovias. Permite simular a deterioração e conservação de rodovias, a operação e os custos dos veículos e prevê os custos dos usuários, os parâmetros de análise econômica e os desembolsos dos órgãos rodoviários [Pedrozo *et al.*, 2001]

Nas diretrizes propostas pelo DNER [1979] para determinar os benefícios por redução do tempo de viagem, o atraso dos veículos rápidos foi estimado por um modelo que simula o comportamento do tráfego em aclives. O modelo fora baseado nas seguintes premissas:

- 1) A ordem de chegada dos veículos ao início da rampa é aleatória;
- 2) O *headway* mínimo entre veículos é de três segundos;
- 3) O veículo rápido ao alcançar um veículo lento em um ponto qualquer da rampa o acompanha até o final;
- 4) A velocidade dos veículos rápidos em fluxo livre é igual a 75 km/h.

Partindo dessas hipóteses, pode-se calcular a distância média de acompanhamento pela seguinte expressão:

$$Lm = \frac{Adu}{t_1 - t_2} \quad (6.4)$$

em que Lm : distância média em que um veículo rápido acompanha um veículo lento na rampa estudada (km);

Adu : atraso diário médio de cada veículo rápido na rampa (h) estimado pela expressão:

$$Adu = \frac{Ad}{VDM \cdot D_d \cdot P_r} \quad (6.5)$$

em que Ad : atraso diário real causado aos veículos rápidos que sobem a rampa (h) – a descrição do método para obter o atraso pode ser vista em Kabbach [1992; p. 77 – 145];

VDM : volume diário médio (veíc/dia);

D_d : fator de distribuição de tráfego por sentido;

P_r : porcentagem de veículos rápidos no fluxo que sobe a rampa;

t_1 : tempo gasto por um veículo lento para percorrer um segmento de rampa de comprimento igual a 1 km, à velocidade de sustentação (h):

$$t_1 = \frac{1}{Vsust} \quad (6.6)$$

em que $Vsust$: velocidade de sustentação do caminhão (km/h);

t_2 : tempo gasto por um veículo rápido para percorrer um segmento da rampa, com comprimento igual a 1 km, à velocidade de 75 km/h (h):

$$t_2 = \frac{1}{75} = 0,01333 \quad (6.7)$$

Substituindo-se as Equações 6.6 e 6.7 na Equação 6.5, a expressão para o cálculo da distância média de acompanhamento (Lm) resulta em:

$$Lm = \frac{Adu}{\frac{1}{Vsust} - 0,01333} \quad (6.8)$$

Baseando-se nos custos operacionais unitários para veículos, obtidos no Manual de Custo de Operação do DNER [1976], Kabbach [1992] obteve expressões que caracterizam as relações entre os custos operacionais unitários em função da velocidade e da declividade da rampa:

- Para automóvel:

$$R_A = 1,5822 + 0,0721 \cdot i - 0,0074 \cdot V_A \quad (6.9)$$

- Para ônibus:

$$V_O \leq 55 \text{ km/h} \Rightarrow R_O = 1,2705 + 0,069 \cdot i - 0,0049 \cdot V_O \quad (6.10)$$

$$V_O > 55 \text{ km/h} \Rightarrow R_O = 0,8402 + 0,0788 \cdot i + 0,0025 \cdot V_O \quad (6.11)$$

- Para caminhão vazio:

$$V_{CV} \leq 55 \text{ km/h} \Rightarrow R_{CV} = 1,9104 + 0,0801 \cdot i - 0,0174 \cdot V_{CV} \quad (6.12)$$

$$V_{CV} > 55 \text{ km/h} \Rightarrow R_{CV} = 0,54413 + 0,0844 \cdot i + 0,00763 \cdot V_{CV} \quad (6.13)$$

nas quais

R_A : relação entre o custo operacional do automóvel, para a situação considerada e o custo operacional, para a situação ideal (V_A igual a 80 km/h, em trecho plano);

R_O : relação entre o custo operacional do ônibus, para a situação considerada e o custo operacional, para a situação ideal (V_O igual a 55 km/h em trecho plano);

R_{CV} : relação entre o custo operacional do caminhão vazio, para a situação considerada e o custo operacional, para a situação ideal (V_O igual a 55 km/h em trecho plano);

i : declividade do aclave (%);

V_A : velocidade do automóvel na rampa (km/h);

V_O : velocidade do ônibus na rampa (km/h);

V_{CV} : velocidade do caminhão vazio na rampa (km/h).

Uma vez obtidos todos os parâmetros, o custo operacional diário dos veículos rápidos, em rampas sem faixas adicionais, pode ser estimado pela equação:

$$COD_{SFA} = Lm \cdot D_d \cdot (VDM_A \cdot COU_A + VDM_O \cdot COU_O + VDM_{CV} \cdot COU_{CV}) \quad (6.14)$$

em que COD_{SFA} : custo operacional diário para todos os veículos rápidos, quando não existe a faixa adicional (R\$);

D_d : divisão do tráfego por sentido;

VDM_A : volume diário médio de automóveis (veíc/dia);

VDM_O : volume diário médio de ônibus (veíc/dia);

VDM_{CV} : volume diário médio de caminhões vazios (veíc/dia);

COU_A : custo operacional unitário dos automóveis para a rampa de declividade i e velocidade média do veículo lento (R\$/km);

COU_O : custo operacional unitário dos ônibus para a rampa de declividade i e velocidade média do veículo lento (R\$/km);

COU_{CV} : custo operacional unitário dos caminhões vazios para a rampa de declividade i e velocidade média do veículo lento (R\$/km);

A estimativa dos custos operacionais diários dos veículos rápidos, quando considerando a faixa adicional, é feita de maneira análoga ao que foi descrito anteriormente. Contudo, a velocidade média na rampa é considerada como sendo a mais econômica, ou seja, igual 75 km/h:

$$COD_{CFA} = Lm \cdot D_d \cdot (VDM_A \cdot COU'_A + VDM_O \cdot COU'_O + VDM_{CV} \cdot COU'_{CV}) \quad (6.15)$$

em que COD_{CFA} : custo operacional diário para todos os veículos rápidos, quando considerando com a existência de faixa adicional (R\$);

VDM_A : volume diário médio de automóveis (veíc/dia);

VDM_O : volume diário médio de ônibus (veíc/dia);

VDM_{CV} : volume diário médio de caminhões vazios (veíc/dia);

COU'_A : custo operacional unitário dos automóveis para a rampa de declividade i e velocidade de 75 km/h (R\$/km);

COU_o : custo operacional unitário dos ônibus para a rampa de declividade i e velocidade de 75 km/h (R\$/km);

COU_{cv} : custo operacional unitário dos caminhões vazios para a rampa de declividade i e velocidade de 75 km/h (R\$/km).

A redução diária dos custos operacionais dos veículos rápidos (ROD) pode ser calculada por:

$$ROD = COD_{SFA} - COD_{CFA} \quad (6.16)$$

Finalmente, os benefícios anuais decorrentes da redução dos custos operacionais dos veículos (BOP) podem ser calculados pela seguinte expressão:

$$BOP = 365 \cdot ROD \quad (6.17)$$

6.2.2. Redução do Tempo de Viagem

A velocidade é um dos fatores mais importantes de decisão dos usuários quando escolhem os meios de transportes e as rotas para fazer uma viagem ou transportar bens. A escolha é baseada no tempo de viagem, na conveniência e no custo (nota-se que esses parâmetros estão diretamente relacionados com a velocidade de operação). Em rodovias, a velocidade depende da habilidade do motorista, da composição e do volume de tráfego, da geometria, das condições climáticas e das limitações de velocidades, estas impostas por lei ou por centrais de controle de tráfego [AASHTO, 2001].

Nas análises econômicas para estimar os benefícios gerados pela redução do tempo de viagem é preciso definir o custo horário do usuário. A estimativa do custo horário é uma tentativa para determinar o quanto o usuário estaria disposto a pagar se fosse reduzida uma hora no tempo de viagem. O custo depende do tipo e da finalidade da viagem, dos níveis de renda da população e do tempo gasto durante o deslocamento entre a origem e o destino [AASHTO, 1977; Kabbach, 1992].

No Brasil, a EBTU [1981] desenvolveu estudo para estabelecer o valor monetário para uma hora de viagem, essa estimativa está baseada nos custos dos usuários quando utilizam sistemas de transportes num período de uma hora.

Outro modo para estabelecer custos horários foi estabelecido por McFarland & Chui [1987]. Eles propuseram um método para estimar o valor da hora de viagem em

função da velocidade de operação, que é escolhida pelos usuários de rodovias. No método proposto, o usuário é entrevistado para indicar qual a velocidade de operação que minimizaria os custos totais gerados durante a viagem. O custo total é a soma dos custos dos tempos de viagem, custos operacionais dos veículos, custos de acidentes, tarifas de pedágios e multas.

Os benefícios anuais gerados pela redução do tempo de viagem podem ser estimados pela equação:

$$B_T = 365 \cdot Ad \cdot CHu \cdot R \quad (6.18)$$

em que Ad : atraso diário real causado aos veículos rápidos que sobem a rampa (h);
 CHu : valor médio ponderado da hora perdida por veículos (R\$), considerando os motoristas de automóveis e os passageiros de automóveis e de ônibus, calculado pela seguinte expressão [EBTU, 1981]:

$$CHu = \frac{P_A \cdot (0,0352 + 0,0123 \cdot N_{pa}) + 0,0123 \cdot P_O \cdot N_{po} \cdot SM}{(P_A + P_O)} \quad (6.19)$$

em que P_A : porcentagem de automóveis dentro da composição do tráfego (veíc/dia);

N_{pa} : número médio de passageiros por automóvel;

P_O : porcentagem de ônibus dentro da composição do tráfego (veíc/dia);

N_O : número médio de passageiros por ônibus;

SM : valor do salário mínimo (R\$)

R : fator adimensional que exprime a participação dos veículos rápidos que geram benefícios de redução de atraso (automóveis e ônibus) dentro da frota que compõem os veículos rápidos (inclui os caminhões vazios):

$$R = \frac{P_A + P_O}{P_A + P_O + P_{CV}} \quad (6.20)$$

na qual P_{CV} : porcentagem de caminhões vazios dentro da composição do tráfego (veíc/dia).

6.2.3. Custos de Construção para Faixa Adicional

Os custos de construção dependem de: topografia e geotecnia do local, disponibilidade de materiais e respectivas distâncias de transportes, seção transversal adotada, volumes de cortes e de aterros, reforço ou demolição da estrutura do acostamento, drenagem, sinalização, defensas, desapropriações, provisões para contingências e custos de projeto, e supervisão da obra [DNER, 1979; GEIPOT, 1982; Kabbach, 1992; Pedrozo *et al.*, 2001]. Os custos que constituem os itens necessários à construção de faixa adicional podem ser obtidos em tabelas de preços e de custos unitários do DER e DNER.

O incremento no custo de manutenção causado pela implantação da faixa adicional é considerado como custo marginal se comparado aos custos de manutenção de rotina da rodovia, o que pode ser desprezado da análise. Os custos de operação, como de centrais de controle de tráfego e terminais, também podem ser desprezados, pois são custos considerados apenas em sistemas de transportes urbanos [DNER, 1979; Kabach, 1992].

As alternativas de construção de uma faixa adicional variam de um simples reforço do acostamento existente até soluções mais completas, como a construção de uma nova faixa extra com acostamento. Evidente que os custos de construção irão depender da alternativa escolhida, pois implica na inclusão ou exclusão de itens que compõem a obra, dependem da largura da faixa, da sinalização etc.. Entretanto, soluções como reforço do acostamento só devem ser utilizadas se forem garantidas condições mínimas de segurança [Kabbach, 1992].

O custo total do projeto proposto pode ser expresso pela seguinte equação:

$$CT = Ci + (Cm + Co) \cdot t \quad (6.21)$$

na qual CT : custo total do investimento (R\$);

Ci : custo inicial do investimento e ao longo do horizonte de projeto (R\$);

Cm : custo anual de manutenção da infra-estrutura da rodovia (R\$/ano);

Co : custo anual de operação da infra-estrutura (R\$/ano);

t : período considerado (anos).

Após estimar os benefícios e os custos provenientes da implantação da faixa adicional, elabora-se um diagrama de fluxo de caixa para a vida útil do empreendimento.

Após, os indicadores econômicos são calculados e verificada a condição de viabilidade do projeto. Os indicadores econômicos são os resultados obtidos de métodos e critérios econômicos usados para verificar se um empreendimento é aceito, ou que possam ser estabelecido prioridades na execução de vários empreendimentos, sob o ponto de vista técnico [Kabbach, 1992].

Nesta tese, o método escolhido para fazer as análises econômicas foi a relação benefício/custo, por se tratar de um método bastante usado e de fácil entendimento, além de facilitar comparações entre alternativas e diversos projetos. Existem outros métodos de análise econômica como o método do valor líquido presente e da taxa interna de retorno, entretanto não serão descritos neste estudo. A relação benefício/custo consiste em estimar a relação dos benefícios totais pelo custos totais, quando se verifica a necessidade de implantação da faixa adicional. Um projeto é considerado economicamente viável se a relação B/C for maior ou igual a unidade e, quanto maior a relação, mais atraente se torna o projeto.

6.3. Critérios Econômicos Propostos pelo MTO

No Canadá, o método do Ministério dos Transportes da Província de Ontario [MTO, 1990] estima a viabilidade econômica da obra pela relação entre benefícios (redução de atrasos e de acidentes) e custos (construção e manutenção) da faixa adicional. Para isso, usa-se o critério do valor presente com e sem taxa interna de retorno, baseado num fluxo de caixa, para vida útil da obra. Os valores monetários são estimados, em relação ao ano zero, para várias alternativas de melhoria ou para diferentes níveis de tráfego dentro de uma mesma alternativa.

Para estimar custos e benefícios gerados pela implantação de uma faixa adicional, o método do MTO [1990] especificou os seguintes parâmetros:

- 1) Taxa interna de retorno, i ;
- 2) Taxa de inflação, f ;
- 3) Vida útil do projeto ou período de análise, N (valor sugerido: 30 anos);
- 4) Valor de uma hora de viagem por veículo, VT (em unidades monetárias);
- 5) Valor de redução de um acidente, VAC (em unidades monetárias).

Quando não há intenção de descontar os benefícios futuros, ou seja, estimar os benefícios com taxa interna de retorno igual a zero, o valor presente é deflacionado pela taxa de inflação. A Equação usada é:

$$B = DR \cdot VT + AR \cdot VAC \quad (6.22)$$

em que B : benefícios anuais (em unidades monetárias);

DR : redução das horas de atraso (horas/ano);

AR : redução anual dos índices de acidentes.

Para estimar os benefícios com taxa interna de retorno, usa-se a taxa i para cálculo dos valores presentes; isso implica em um valor menor quando comparado aos benefícios sem taxa interna de retorno. Os autores ressaltam que a escolha de um valor adequado para a taxa interna de retorno para projetos públicos é uma decisão difícil, pois, se aos setores privados interessam taxas de juros acima da taxa de inflação, a natureza dos benefícios de investimentos em rodovias é tal que as taxas de juros usadas em empreendimentos comerciais podem não ser apropriadas. Então, sugere-se um valor entre zero e a taxa que prevalece no mercado. Assim, a equação usada para estimar os benefícios com descontos é:

$$B = DR \cdot VT \cdot \left[\frac{(1+i)^N - 1}{i \cdot (1+i)^N} \right] \cdot \frac{1}{N} + AR \cdot VAC \cdot \left[\frac{(1+i)^N - 1}{i \cdot (1+i)^N} \right] \cdot \frac{1}{N} \quad (6.23)$$

Após a estimativa dos benefícios, devem ser analisados os custos de construção e manutenção da faixa adicional em várias alternativas e escolhe-se aquela que resulte em menor custo total para a faixa adicional. O custo de uma faixa adicional é estimado por:

$$C = \frac{L \cdot c}{N} \quad (6.24)$$

em que C : custo total por ano (em unidades monetárias);

L : comprimento da faixa adicional (km);

c : custos de construção e manutenção por quilômetro de faixa (em unidades monetárias).

A última etapa da análise é a verificação da viabilidade econômica da obra, ou seja, estimativa dos benefícios anuais pela seguinte equação:

$$B_p = B - C \quad (6.25)$$

em que B_p : benefícios resultantes no ano (em unidades monetárias).

Para que o investimento seja viável economicamente é preciso que B_p seja maior ou igual a zero.

6.4. Critérios Econômicos Propostos pelo IMT

No México, Mendonza & Mayoral [1994] descrevem o método desenvolvido pelo *Instituto Mexicano del Transporte* (IMT), para analisar a viabilidade econômica e melhoria do nível de serviço em rodovias de pista simples após a construção de faixas adicionais.

A análise econômica foi feita para rampas com comprimentos menores que 3.000 m em 243 casos (de um total de 729) combinando-se os seguintes parâmetros: volume de tráfego, porcentagem de caminhões, porcentagem do fluxo no aclave, declividade e comprimento da rampa e, porcentagem de trechos com ultrapassagem proibida.

O simulador *TRARR* foi usado para quantificar o acréscimo na velocidade dos automóveis, ônibus e caminhões nos aclives, após a implantação da faixa adicional. Os benefícios econômicos gerados pelo aumento da velocidade foram calculados: redução dos custos operacionais dos veículos, redução do tempo de viagem dos automóveis e ônibus e redução do valor do frete no transporte de cargas. Os benefícios provenientes da redução dos acidentes não foram analisados. Por fim, os custos de construção para implantar faixas adicionais foram calculados.

Desses resultados, foram gerados os fluxos de caixa dos benefícios e custos anuais, depois foram calculadas a relação benefício/custo e a taxa interna de retorno para um período de 10 anos (tempo de vida útil para projetos de faixas adicionais em rodovias do México).

A partir dos resultados do estudo, várias equações foram obtidas por regressão para serem usadas como ferramentas de análises econômicas e verificar a necessidade de implantação de faixas adicionais. Os resultados obtidos estão nas Equações 6.26 a 6.29. A expressão para prever o aumento da velocidade dos veículos após implantar a faixa adicional é a seguinte:

$$GAN = 0,845 + 1,61 \cdot E - 4 \cdot M^{2,9} + 3,71 \cdot E - 8 \cdot M^{2,9} \cdot PU^{2,4} + 3,55 \cdot E - 3 \cdot L^{0,2} \cdot F^{0,5} + 2,77 \cdot E - 4 \cdot PNP \cdot PT^{0,5} \quad (6.26)$$

na qual *GAN*: ganho de velocidade no aclive (relação entre as velocidades médias, antes e após a construção da faixa adicional);

E: equivalentes em carros de passeio;

M: declividade da rampa (%);

PU: porcentagem do tráfego na rampa;

L: comprimento da rampa (m);

F: taxa de fluxo horário correspondente ao período de pico (15 min), nos dois sentidos (veíc/h);

PNP: porcentagem do trecho com zona de ultrapassagem proibida;

PT: porcentagem de caminhões.

Vale salientar, a Equação 6.26 foi desenvolvida para aclives de até 3.000 m de comprimento e é válida para velocidades médias entre 35 e 100 km/h em aclives sem faixas adicionais.

O benefício devido à redução dos custos operacionais dos veículos (*BEN₀*, em pesos/km, no primeiro ano) após a construção da faixa adicional é expresso por:

$$BEN_0 = \frac{1}{903,7 \cdot e^{[22,47 - 0,032 \cdot SU \cdot (GAN - 0,98)^{-0,653}]} \quad (6.27)$$

na qual *SU*: velocidade média na rampa (obtida em coletas ou estimada pelo método modificado do HCM proposto Mendonza & Mayoral, em km/h).

A equação que estima relação benefício/custo (*B/C*) é:

$$B/C = \frac{0,046 \cdot BEN_0^{0,88} \cdot (GR + 20)^{2,17}}{(DR + 5)^{0,444} \cdot C_0^{0,935}} \quad (6.28)$$

na qual *B/C*: relação benefício/custo;

GR: taxa anual de crescimento de tráfego (%);

DR : taxa de desconto anual (%);

C_0 : custo da faixa adicional no primeiro ano (valor presente calculado para o ano de 1993, pesos/km).

A taxa interna de retorno (IRR) é calculada por:

$$IRR = (2,25 \cdot B / C - 1,257) \cdot DR \quad (6.29)$$

6.5. Critérios Econômicos Propostos por Jain & Taylor

Em Michigan, Jain & Taylor [1991] sugeriram volumes mínimos de tráfego, em função de porcentagens de caminhões, volumes de tráfego e geometria, como critério de implantação de faixas de ultrapassagens para rodovias de pista simples.

Embora o tema desvie do objetivo desta tese, é interessante mencioná-lo, pois os problemas que acontecem em rodovias sem faixas de ultrapassagens são semelhantes aos problemas que ocorrem em aclives sem faixas adicionais, como aumento dos custos operacionais dos veículos, atrasos dos viajantes e a possibilidade de acidentes. Ademais, os critérios de análise econômica usados são semelhantes para as duas situações.

Os objetivos do estudo desenvolvido por Jain & Taylor [1991] foram: estimar a redução dos tempos de viagens em rodovias dotadas de faixas de ultrapassagens em função da composição do tráfego, geometria e características dos motoristas, comparar índices de acidentes em rodovias sem e com faixas de ultrapassagens e fazer análises benefício/custo para diferentes combinações de tráfego e geometria de rodovia.

Para analisar o comportamento do tráfego, Jain & Taylor usaram um simulador de tráfego para rodovias de pista simples, o *TWOPAS*. O modelo foi calibrado a partir de informações sobre *headway*, velocidades e tráfego obtidas em coletas de dados em rodovias, sem e com faixas de ultrapassagens, no estado de Michigan.

Após o *TWOPAS* ser calibrado, o modelo foi usado para comparar os benefícios gerados pela redução do tempo de viagem e porcentagens de pelotões em trechos de rodovias dotadas de faixas de ultrapassagens.

Os índices de acidentes em trechos dotados de faixas de ultrapassagens foram estimados e comparados com os demais trechos das rodovias, sem esse tipo de melhoria. O objetivo foi analisar os benefícios proporcionados pela redução de acidentes.

A viabilidade econômica da obra foi verificada por comparação entre os benefícios e os custos de construção de faixas de ultrapassagens. Essas análises foram feitas para diferentes cenários, nos quais as declividades e comprimentos de rampa, porcentagens de caminhões e porcentagens das zonas de ultrapassagens permitidas foram variados.

As principais conclusões do estudo mostraram que faixas ultrapassagens são eficientes na redução de acidentes em rodovias de pista simples. A redução do atraso dos veículos é maior em rampas suaves e médias do que em rampas íngremes. Além disso, esses benefícios são maiores quando a porcentagem de caminhões no tráfego é baixa (5% e 10%) do que quando existe grande porcentagem de caminhões (20%). Em suma, os volumes mínimos de tráfego que trazem economia à obra variam entre 300 e 500 veíc/h, para rampas com declividades iguais a 2% e 4%, e volumes entre 800 e 1.500 veíc/h, para rampa igual a 6% de declividade.

6.6. Outras Propostas

A ATU [1999] não descreve o método usado para fazer as análises econômicas e verificar a necessidade de implantação de faixa adicional em rodovias de Alberta, embora mencione que se deva usar os procedimentos de análises de custos e benefícios disponíveis no órgão. Segundo a ATU [1999], os benefícios gerados pela redução dos custos operacionais dos veículos, tempos de viagem e redução dos custos de acidentes deverão proporcionar uma taxa interna de retorno igual a 4% sobre o investimento necessário para construir a faixa adicional. A taxa interna de retorno deverá ser alcançada antes do final da vida útil da obra. Para esse tipo de melhoria em rodovias de Alberta, o horizonte de projeto considerado é de 20 anos, porém pode ser reduzido se a duplicação do trecho estiver sendo prevista.

Para atender aos critérios econômicos para implantação da faixa adicional, a ATU [1999] sugere um mínimo de 150 veíc/dia para volume diário médio de veículos pesados (número de caminhões mais a metade do número de veículos de recreio e ônibus) em rodovias de pista simples. Com relação às rodovias de pista dupla (2 faixas por pista e com canteiro central), deve-se verificar se volume diário é maior que 12.000 veíc/dia.

No Brasil, a proposta do DNER [1999] não sugere métodos de análises econômicas para verificar a necessidade de implantação de faixa adicional. O critério de volumes

mínimos do DNER foi baseado nas diretrizes da AASHTO [1994], ou seja, o fluxo de tráfego no aclive deve ser maior que 200 veíc/h e composto por, pelo menos, 10% de caminhões.

6.7. Volumes Mínimos de Tráfego que Justifiquem a Implantação de Faixas Adicionais

Este estudo estabeleceu, a partir da relação benefício/custo, volumes mínimos de tráfego que justifiquem economicamente a implantação de faixas adicionais para aclives, de rodovias de pista simples brasileiras.

Os benefícios gerados aos usuários foram analisados por comparação de trechos de aclives sem e com faixa adicional. O simulador TRARR foi usado para gerar informações necessárias a estimativa dos benefícios. As informações obtidas nas simulações foram: os tempos de viagens e as velocidades para cada categoria de veículo, a porcentagem média de pelotões na rampa e as porcentagens de tempo de espera atrás de pelotões para cada veículo. As rodadas de simulação foram feitas para várias combinações de volumes de tráfego e porcentagens de caminhões carregados.

Os itens de materiais e serviços necessários à construção de faixas adicionais foram fornecidos pela Triângulo do Sol, sendo que os custos unitários foram obtidos da Tabela de Preços Unitários do DER-SP (mês de junho de 2001) e corrigidos de acordo com o IGP-M. Essas informações foram usadas para calcular os custos de construção das faixas adicionais.

Depois de obtidos os benefícios dos usuários e os custos de construção das faixas adicionais, a viabilidade econômica do investimento foi verificada através da relação benefício/custo.

Nos itens seguintes, discute-se cada etapa desenvolvida durante este estudo. Começando com uma descrição do modelo de simulação, *TRARR*, geração dos arquivos de entradas sobre geometria, tráfego e os resultados obtidos. Após, mostram-se os resultados dos cálculos dos benefícios, dos custos de construção de faixas adicionais e as relações benefícios/custos usadas para determinar os volumes mínimos de tráfego.

6.7.1. O Modelo de Simulação TRARR

Os parâmetros necessários para estimar os benefícios são os tempos de viagens e as velocidades para cada categoria de veículo, a porcentagem média de pelotões e as

porcentagens de tempo de espera atrás de pelotões para cada veículo. Para estimar esses parâmetros foi usado um modelo de simulação de tráfego para rodovias de pista simples] o *TRARR*.

O *TRARR* – abreviação de *TRAffic on RurAl Roads* – é um modelo de simulação microscópico e estocástico capaz de simular um fluxo de tráfego ininterrupto em uma rodovia de pista simples com ou sem faixas adicionais e sem interseções. O modelo foi desenvolvido, entre anos de 1978 e 1980, por Geoff Robinson do *AARB Transport Research Ltd.* da Austrália [Egami, 2000].

Esse simulador foi escolhido porque permite avaliar a operação do tráfego de veículos em aclives com e sem faixa adicional. O Departamento de Transportes da Escola de Engenharia de São Carlos dispõe de uma versão calibrada e validada por Egami [2000] para as condições existentes nas rodovias do estado de São Paulo

No modelo pode-se avaliar as alterações causadas à operação do tráfego dos veículos, seja por modificações da geometria da rodovia ou por modificações nos parâmetros relacionados ao tráfego. Os resultados fornecidos pelo modelo são os tempos de viagens, velocidades médias, porcentagens de pelotões, consumo de combustível etc.

Para fazer as simulações é preciso fornecer dados sobre a geometria da rodovia, características dos veículos, comportamento dos motoristas e parâmetros de tráfego. Essas informações são armazenadas em arquivos específicos que podem ser alterados para refletir as características da rodovia e do fluxo de tráfego. Os arquivos específicos do modelo são os seguintes:

- 1) *TRAF*: especifica a composição do tráfego, volume, divisão do tráfego por sentido, velocidades desejadas, intervalo entre atualizações do tráfego e a duração da simulação;
- 2) *VEHS*: armazena dados sobre parâmetros dos veículos e relativos ao comportamento dos motoristas para 18 tipos de veículos. Os parâmetros incluem comprimento, potência e aceleração máxima do veículo, *headway* mínimo para os pelotões de veículos, comportamento durante manobras de ultrapassagens etc.;
- 3) *ROAD*: fornece as características da rodovia, tais como comprimentos e

declividades das rampas, curvas horizontais, trechos com ultrapassagens proibidas, distâncias de visibilidades, existência de faixas adicionais etc.;

- 4) *OBS*: arquivo onde são especificadas informações para se obter resultados que o usuário deseja, em pontos estabelecidos ao longo da rodovia simulada.

Os arquivos *TRAF*, *ROAD* e *OBS* foram criados para representar as condições dos aclives estudados nesta tese. Um exemplo pode ser verificado no Anexo B.

A Figura 6.1 mostra as etapas executadas durante as simulações de tráfego em rodovias de pista simples, feitas pelo modelo *TRARR*.

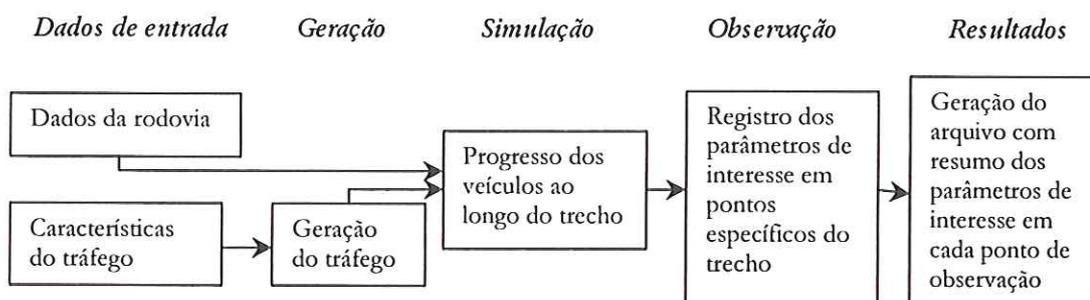


Figura 6.1. Etapas do modelo de simulação *TRARR* [Egami & Setti, 1999]

As rampas escolhidas foram simuladas em duas situações: primeiro, sem a faixa adicional, e depois, com a faixa adicional. Dos resultados obtidos, foram escolhidos os tempos de viagens e as velocidades para cada categoria de veículo, a porcentagem de pelotões na rampa e as porcentagens do tempo de espera para executar manobras de ultrapassagens. Essas informações foram usadas para calcular os benefícios de redução dos custos operacionais e de redução dos tempos de viagem dos veículos, quando comparados cenários *com* e *sem* faixa adicional.

6.7.2. Características Geométricas dos Trechos Estudados

Para fazer as análises econômicas e determinar os volumes mínimos de tráfego foram escolhidos três trechos de rodovias de pista simples, um na SP-333 e dois na SP-225. Esses trechos foram escolhidos porque existem dados disponíveis sobre tráfego e geometria necessários ao estudo de viabilidade econômica. Os trechos escolhidos

localizam-se na SP-333, entre os quilômetros 155+40 e 157+840, e na SP-225, entre os quilômetros 92+600 e 95 e 148 a 150+400.

A geometria dos trechos (comprimento e declividade da rampa, largura das faixas de rolamento e do acostamento, seção transversal e sinalização horizontal) foi fornecida pelas concessionárias. Os perfis de velocidade dos veículos foram estimados usando-se um simulador de desempenho de veículos, o *Truper*, desenvolvido por Demarchi [2000b]. As distâncias de visibilidade foram calculadas pelo método da AASHTO [1994]. Todas essas informações são armazenadas no arquivo de extensão *ROAD*, como mostra na Tabela 6.1. Um outro exemplo pode ser verificado no Anexo B.

Tabela 6.1. Exemplo de parte do arquivo *ROAD* gerada para a rampa da SP-225, entre os quilômetros 148 e km 150+400

SP-225		sinalização horizontal ¹		faixa adicional ²		distância de visibilidade		inclinação da rampa (%)		velocidade	raio ³
km	comp.	sentido		oeste	leste	oeste	leste	oeste	leste	V ₈₅ (km/h)	(m)
148,0	0,000	-1	-1	F	F	213	264	3,0	-3,0	109,0	9999
148,1	0,100	1	1	F	F	208	263	3,0	-3,0	108,1	9999
148,2	0,200	1	1	F	F	203	262	3,0	-3,0	107,2	9999
148,3	0,300	1	1	F	F	198	261	3,0	-3,0	106,3	9999
148,4	0,400	1	1	F	F	194	260	3,0	-3,0	105,4	9999
148,5	0,500	1	1	F	F	189	259	3,0	-3,0	104,6	9999

obs.: 1) 1 corresponde a ultrapassagem permitida; -1 ultrapassagem proibida

2) F quando não existe faixa adicional; T se o trecho dispõe de faixa adicional

3) o raio é obtido do projeto geométrico; para trechos retos o valor adotado é igual a 9.999

Os alinhamentos horizontais das rampas, que compreendem os quilômetros 155+40 até 157+840, da SP-333 e os quilômetros 92+600 até 95, da SP-225, são trechos retos. Porém, no trecho que vai do quilômetro 148 ao quilômetro 150+400, da SP-225, existe uma curva horizontal. As Figuras 6.2 e 6.3 mostram croquis das plantas e dos perfis longitudinais das rampas, respectivamente.

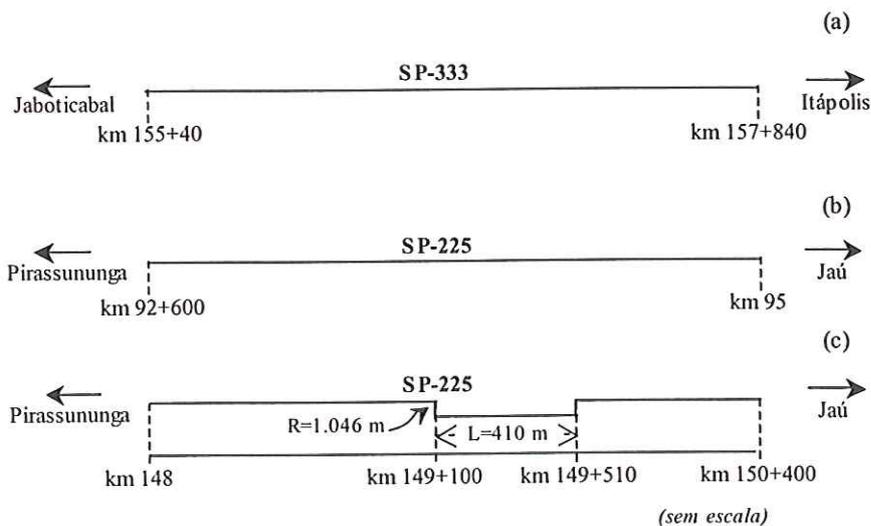


Figura 6.2. Planta das rampas estudadas

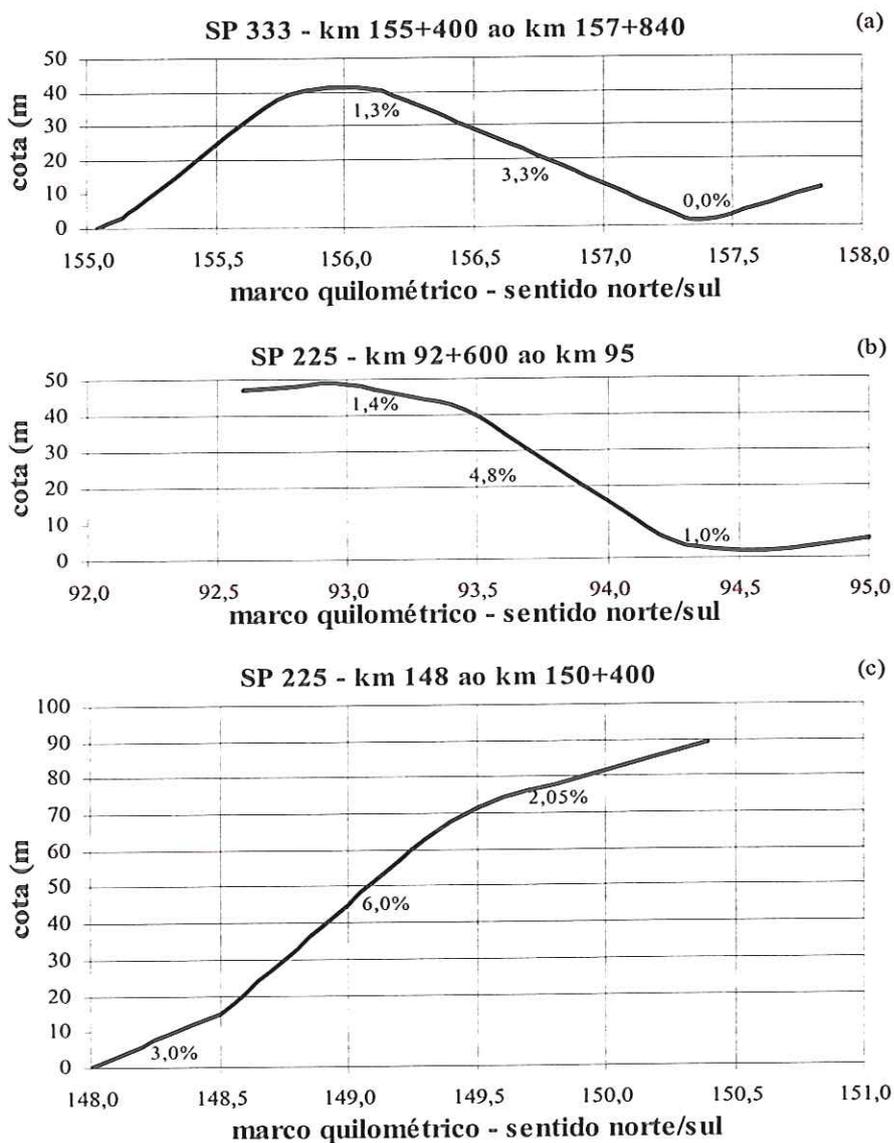


Figura 6.3. Perfil longitudinal das rampas estudadas

As faixas adicionais foram determinadas a partir do critério de redução de velocidade estabelecido no Capítulo 5 (uma redução de velocidade igual a 20 km/h). A velocidade de entrada na rampa adotada foi de 80 km/h. Desse modo, o ponto de início da faixa adicional se dá quando a velocidade do caminhão se reduz para 60 km/h e o seu comprimento é em função da distância percorrida pelo caminhão em velocidades inferiores àquela. O ponto final da faixa adicional se dá quando o caminhão retoma a velocidade inicial na faixa adicional – 60 km/h. As características das faixas adicionais estão descritas na Tabela 6.2.

Tabela 6.2. Localização e comprimento das faixas adicionais nas rampas estudadas

Rodovia trecho (km: início-fim)	Faixa adicional			
	sentido	início (km)	fim (km)	comprimento (m)
SP 333 sul (155+40 ao 157+840)	norte	156+700	155+700	1.000
SP 225 oeste (92+600 ao 95)	leste	93+800	92+800	1.000
SP 225 oeste (148 ao 150+400)	oeste	148+600	150+400	1.800

6.7.3. Características do Tráfego

Nas Tabelas 6.3. e 6.4, resumem-se as informações relativas ao arquivo *TRAF*, como composição e volumes de tráfego, velocidades desejadas e porcentagens de pelotões, durante a hora de pico. Essas informações foram obtidas em coletas feitas com sensores automáticos e câmera de vídeo instalada nas rampas estudadas.

A velocidade média desejada é a média aritmética das velocidades dos veículos que trafegam em fluxo livre. Dois ou mais veículos trafegam em pelotão quando o *headway* entre veículos consecutivos é menor ou igual a 5 segundos.

Neste estudo, as alterações mais importantes sobre os dados de tráfego para fazer as simulações foram relacionadas à composição e aos volumes de cada categoria de veículos. Para fazer as simulações, as porcentagens de caminhões usadas foram iguais a 10%, 15%, 20%, 25%, 30%, 35% e 40%. Os volumes de tráfego adotados foram iguais a

50 veíc/h, 100 veíc/h, 200 veíc/h, 250 veíc/h, 300 veíc/h, 350 veíc/h, 400 veíc/h, 450 veíc/h, 500 veíc/h, 600 veíc/h e 700 veíc/h.

Tabela 6.3. Características sobre o tráfego de veículos nas rampas estudadas

Rodovia		Volume do tráfego na hora de pico- veíc/h (%)			Total
nome (trecho – km)	sentido	auto	caminhão	ônibus	(divisão por sentido)
SP-333 (155,04 ao 157,84)	Norte	99 (77,3%)	27 (21,1%)	2 (1,6%)	128 (48,5%)
	Sul	99 (72,8%)	34 (25,0%)	3 (2,2%)	136 (51,5%)
SP-225 (92,6 ao 95,0)	Leste	76 (64,4%)	33 (28,0%)	9 (7,6%)	118 (43,3%)
	Oeste	104 (67,5%)	48 (31,2%)	2 (1,3%)	154 (56,6%)
SP-225 (148,0 ao 150,4)	Leste	100 (71,4%)	31 (22,1%)	9 (6,4%)	140 (54,7%)
	Oeste	81 (69,8%)	34 (29,3%)	1 (0,9%)	116 (45,3%)

Tabela 6.4. Velocidades médias desejadas e porcentagens de pelotões nas rampas estudadas

Rodovia nome (trecho – km)	Velocidades médias desejadas (km/h)			Porcentagem de pelotões (%): Norte - Sul
	auto	caminhão	ônibus	
SP-333 (155+40 ao 157+840)	93,1	78,0	85,8	29,5 – 50,0
SP-225 (92 +600 ao 95)	93,5	73,0	68,3	42,4 – 45,6
SP-225 (148 ao 150+400)	87,5	67,7	91,0	40,5 - 31,4

6.7.4. Arquivos OBS

Os resultados obtidos no *TRARR* dependem das informações especificadas no arquivo *OBS*. Nesse arquivo, as alterações feitas concernem ao número de pontos e à identificação dos locais de observações dos resultados, os quais são gerados pela simulação.

Em relação às rampas das rodovias SP-333 (km 155+40 ao km 157+840) e SP-225 (km 92+600 ao km 95) o número escolhido de pontos foi igual a 20, sendo 10 em cada sentido, na rampa da rodovia SP-225 (km 148 ao km 150+400) o número de pontos foi igual a 36, sendo 18 pontos em cada sentido. A distância entre pontos consecutivos é igual a 100 metros. Esses pontos foram escolhidos em função dos comprimentos das faixas adicionais: 1.000 metros, para as rampas da SP-333 (km 155+40 ao km 157+840) e da SP-225 (km 92+600 ao km 95) e 1.800 metros, para a rampa da SP-225 (km 148 ao km 150+400).

6.7.5. As Rodadas de Simulação e os Resultados Obtidos

Para fazer as rodadas de simulação foram criados 2.310 arquivos de entrada relacionados ao *TRAF*, dos quais metade constitui rampas sem faixa adicional e a outra metade constitui as mesmas rampas dotadas de faixa adicional.

Em cada arquivo criado, os dados alterados foram a porcentagem de caminhões e o volume de tráfego. Para cada combinação entre esses parâmetros foram criados cinco arquivos, nos quais foi alterado apenas o número aleatório; esse procedimento é um critério estatístico necessário para estimar valores médios dos resultados obtidos nas simulações.

Os resultados gerados pelas simulações são armazenados em arquivos de saída denominados por *OUT*. Neste estudo, os resultados escolhidos para análise são os tempos de viagens e as velocidades para cada categoria de veículo, a porcentagem de pelotões na rampa e as porcentagens do tempo de espera para executar manobras de ultrapassagens. Esses resultados foram usados para estimar os benefícios de redução dos custos operacionais e de redução dos tempos de viagem dos veículos quando comparados cenários com e sem faixa adicional.

6.7.6. Estimativa dos Benefícios

Os benefícios gerados pela redução dos custos operacionais dos veículos e dos tempos de viagens serão calculados em função dos resultados obtidos nas simulações do *TRARR*, como relatados nos itens que se seguem.

Cálculo dos Benefícios por Redução dos Custos Operacionais

A maneira para calcular a redução dos custos operacionais segue o método descrito no item 6.2 deste capítulo, entretanto serão propostas algumas modificações.

A primeira alteração refere-se ao procedimento de cálculo da distância média de acompanhamento: pode-se admitir que esse parâmetro é diferença entre as porcentagens dos tempos de esperas dos veículos em pelotões, obtidas das simulações, para as condições sem e com a existência de faixa adicional no aclive. Isso posto, a distância média de acompanhamento (Lm) é expressa por:

$$Lm_i = \frac{\%TE_{sem_faixa} - \%TE_{com_faixa}}{100} \quad (6.30)$$

em que Lm_i : distância média em que um veículo rápido da categoria i acompanha um veículo lento na rampa estudada (km);

i : categoria do veículo rápido (automóvel, ônibus e caminhão vazio);

$\%TE_{sem_faixa}$: porcentagem média do tempo em que os veículos rápidos da categoria i acompanham veículos lentos, quando não existe faixa adicional;

$\%TE_{com_faixa}$: porcentagem média do tempo em que os veículos rápidos da categoria i acompanham veículos lentos, quando existe faixa adicional.

A segunda alteração proposta é uma suposição dos volumes de tráfego para cada hora do dia. Neste estudo, os volumes de hora-pico (VHP) são iguais a 6,5% do volume diário médio (VDM). Logo, para estimar os atrasos horários causados aos veículos rápidos admite-se que, das 24 horas do dia, 8 horas serão correspondentes aos horários de pico e 16 horas corresponderão aos horários de entre-pico. Essa hipótese é uma simplificação, posto que na aquisição de dados sobre volumes, o tempo de coleta foi de 4 horas por trecho.

Daí, o tempo perdido será calculado como:

- 1) Calcula-se o atraso para 8 horas para o volume da hora-pico;
- 2) Calcula-se o atraso para 16 horas para o volume de entre-pico, que é considerado como sendo a metade do volume da hora-pico;

3) O atraso total diário é a soma dos atrasos obtidos nos itens 1 e 2.

Os custos operacionais dos veículos são compostos por duas parcelas: uma que corresponde aos custos fixos mensais e outra que corresponde aos custos variáveis, função da quilometragem percorrida. O custo operacional do veículo por mês é expresso pela seguinte equação:

$$CO = CF + CV \cdot X \quad (6.31)$$

na qual CO : custo operacional do veículo (R\$/mês);

CF : custos fixos mensais (R\$/mês);

CV : custos variáveis (R\$/km);

X : quilometragem média percorrida num mês (km) } automóvel, 1.667 km/mês; ônibus, 7.500 km/mês e caminhão, 8.750 km/mês.

Os custos operacionais dos veículos foram baseados em dados de preços e custos de transportes, obtidos pela *internet* na página de Economia e Transporte [2001]. As Tabelas 6.5 a 6.7 mostram composições de custos operacionais para carros populares, ônibus rodoviários e caminhões brasileiros.

Tabela 6.5. Exemplo de composição de custos operacionais para carros populares (Dezembro/2001). [Economia e Transporte, 2001]

Custos	Gol Special 1.0	Uno Mille Smart	Fiesta GL 1.0	Clio RL 1.0	média	
fixos mensais	depreciação a	R\$ 129,14	R\$ 127,74	R\$ 155,75	R\$ 187,42	R\$ 137,54
	remuneração de capital	R\$ 71,83	R\$ 60,39	R\$ 74,35	R\$ 90,33	R\$ 68,86
	licenciamento + seguro + IPVA	R\$ 50,97	R\$ 42,42	R\$ 52,26	R\$ 63,53	R\$ 48,55
	seguro do casco	R\$ 73,62	R\$ 72,58	R\$ 67,36	R\$ 88,94	R\$ 71,19
	TOTAL	R\$ 325,56	R\$ 303,13	R\$ 349,72	R\$ 430,22	R\$ 352,15
variáveis por km	manutenção	R\$ 0,0273	R\$ 0,0240	R\$ 0,0300	R\$ 0,0365	R\$ 0,0271
	pneus, câmaras e recapagens	R\$ 0,0065	R\$ 0,0068	R\$ 0,0054	R\$ 0,0054	R\$ 0,0062
	combustível	R\$ 0,1377	R\$ 0,1408	R\$ 0,1482	R\$ 0,1282	R\$ 0,1422
	óleo de carter	R\$ 0,0016	R\$ 0,0031	R\$ 0,0016	R\$ 0,0016	R\$ 0,0021
	lavagens e graxas	R\$ 0,0200				
	TOTAL	R\$ 0,1930	R\$ 0,1947	R\$ 0,2052	R\$ 0,1916	R\$ 0,1961

Tabela 6.6. Exemplo de composição de custos operacionais para ônibus rodoviários (Dezembro/2001). [Economia e Transporte, 2001]

Custos		Caio/MBB	Marcopolo/MBB	Caio/VW	média
fixos mensais	depreciação a	RS 505,74	RS 979,17	RS 895,83	RS 793,58
	remuneração de capital	RS 346,64	RS 565,63	RS 448,13	RS 453,46
	licenciamento + seguro + IPVA	RS 82,87	RS 134,06	RS 105,31	RS 107,41
	salário do motorista	RS 1.182,06	RS 1.314,00	RS 1.182,06	RS 1.226,04
	seguro do casco	RS 220,98	RS 268,13	RS 210,63	RS 233,24
TOTAL		RS 2.338,28	RS 3.260,98	RS 2.841,96	RS 2.813,74
variáveis por km	manutenção	RS 0,1479	RS 0,0802	RS 0,0728	RS 0,1003
	pneus, câmaras e recapagens	RS 0,0169	RS 0,0341	RS 0,0235	RS 0,0248
	combustível	RS 0,1486	RS 0,3508	RS 0,3272	RS 0,2756
	óleo de carter	RS 0,0030	RS 0,0064	RS 0,0062	RS 0,0052
	lavagens e graxas	RS 0,0800	RS 0,1000	RS 0,0800	RS 0,0867
	TOTAL	RS 0,3964	RS 0,5715	RS 0,5097	RS 0,4925

Tabela 6.7. Exemplo de composição de custos operacionais para caminhões (Dezembro/2001). [Economia e Transporte, 2001]

Custos		leves	médios	semi-pesados	pesados	média
fixos mensais	depreciação a	RS 261,65	RS 411,98	RS 489,81	RS 958,29	RS 530,43
	remuneração de capital	RS 201,06	RS 234,01	RS 336,49	RS 607,91	RS 344,87
	licenciamento + seguro + IPVA	RS 80,50	RS 86,72	RS 123,59	RS 235,62	RS 131,61
	salário do motorista	RS 925,20	RS 925,20	RS 925,20	RS 1.017,00	RS 948,15
	seguro do casco	RS 225,58	RS 258,59	RS 256,31	RS 499,64	RS 310,03
TOTAL		RS 1.693,98	RS 1.916,50	RS 2.131,40	RS 3.318,46	RS 2.265,09
variáveis por km	manutenção	RS 0,0753	RS 0,0765	RS 0,0759	RS 0,1357	RS 0,0909
	pneus, câmaras e recapagens	RS 0,0233	RS 0,0239	RS 0,0389	RS 0,0621	RS 0,0371
	combustível	RS 0,1471	RS 0,1972	RS 0,2307	RS 0,3464	RS 0,2303
	óleo de carter	RS 0,0021	RS 0,0031	RS 0,0033	RS 0,0049	RS 0,0033
	lavagens e graxas	RS 0,0400	RS 0,0467	RS 0,0458	RS 0,0889	RS 0,0553
TOTAL		RS 0,2878	RS 0,3474	RS 0,3946	RS 0,6380	RS 0,4169

Para converter o custo operacional total (por mês) para o custo operacional unitário (por km) usou-se a seguinte expressão:

$$COU = \frac{CF}{30 \cdot x} + CV \quad (6.32)$$

em que COU : custo operacional total unitário (R\$/km);

CF : custos fixos mensais (R\$);

CV : custos variáveis por quilômetro (R\$/km);

x : utilização média diária do veículo (km)] automóvel, 56 km/dia; ônibus, 250 km/dia e caminhão, 292 km/dia.

Os custos operacionais unitários (COU) foram calculados a partir dos custos fixos mensais, custos variáveis e da quilometragem média diária, para cada veículo. Os valores obtidos foram os seguintes:

- 1) R\$ 0,5129/km para automóveis;
- 2) R\$ 0,8729/km para ônibus;
- 3) R\$ 0,6794/km para caminhões.

Após essas considerações, o procedimento usado para calcular os benefícios gerados pela redução dos custos operacionais será o seguinte:

- 1) As relações dos custos operacionais unitários para condições sem (c_1) e com faixa adicional (c_2) são calculadas pelas expressões 6.9 a 6.13. Os dados necessários são as velocidades médias obtidas nos resultados das simulações e a declividade da rampa do trecho estudado;
- 2) O custo operacional para cada categoria de veículo ($C_{1,i}$; $C_{2,i}$; sem e com faixa adicional, respectivamente) é o produto entre as relações obtidas no item 1 pelos custos operacionais unitários (COU_i), onde i é a categoria dos veículos (automóvel, ônibus ou caminhão);
- 3) Estima-se a distância média de acompanhamento (Lm_i) pela Equação 6.30;
- 4) A estimativa da redução do custo operacional diário (rco) para cada veículo depende do volume de hora-pico (VHP):
 - 4.1) se $VHP = 50$ veíc/h, o custo operacional diário é estimado pela Equação 6.33;
 - 4.2) se $VHP > 50$ veíc/h, o custo operacional diário é estimado pela Equação 6.35;
- 5) Fazendo-se a soma dos custos operacionais de veículo obtêm-se a redução do custo operacional total por dia. Multiplica-se o resultado por 365 para estimar a redução anual dos custos operacionais ($BRCO$) [Equação 6.36.

A equação genérica (entretanto, foi usada para calcular apenas quando $VHP = 50$ veíc/h) proposta para estimar a redução do custo operacional diário, é a seguinte:

$$rco = \sum_i Lm_i \cdot (C_{1,i} - C_{2,i}) \cdot VDM_i \cdot y \quad (6.33)$$

em que Lm_i : distância média de acompanhamento;
 $C_{1,i}$; $C_{2,i}$: custo operacional para categoria de veículo i (sem e com faixa adicional, respectivamente);
 VDM_i : volume diário médio para cada veículo (sentido ascendente da rampa);
 y : percentagem de veículos rápidos (igual a 1 para automóveis e ônibus; 0,10 para caminhões vazios).

A percentagem de caminhões vazios (y) usada neste estudo foi medida em coleta de dados feita numa balança rodoviária.

Por sua vez, o volume diário médio para tipo de veículo (sentido ascendente) pode ser expresso pela seguinte equação:

$$VDM_{i,sentido} = VDM \cdot ds \cdot \% \quad (6.34)$$

na qual VDM : volume diário médio, para os dois sentidos (veíc/h);
 ds : divisão do fluxo de tráfego por sentido;
 $\%$: percentagem de veículos rápidos (automóveis, ônibus e caminhões descarregados);

Para volumes de hora-pico maiores que 50 veíc/h, a redução dos custos operacionais foi estimada por uma equação constituída por duas parcelas: a primeira parcela, corresponde a estimativa em função das 16 horas de entre-pico e a segunda parcela corresponde às horas de pico. A expressão genérica é descrita por:

$$rco = 2 \cdot rco' + \sum_i Lm_i \cdot (C_{1,i} - C_{2,i}) \cdot VHP_i \cdot 8 \cdot y \quad (6.35)$$

em que rco' : parcela de redução do custo operacional relacionada às 16 horas de entre-pico (R\$).

O benefício anual gerado pela redução do custo operacional dos veículos é expresso por:

$$BRCO = 365 \cdot rco \quad (6.36)$$

Benefícios por redução do tempo de viagem

Os procedimentos para estimar os benefícios de redução do tempo de viagem usados neste estudo serão os seguintes:

- 1) Estima-se o custo de uma hora de viagem, CHu (Equação 6.19) e a relação entre veículos que geram benefícios e os que não geram benefícios, R (Equação 6.20);
- 2) Pelos resultados obtidos na simulação, estima-se a redução do atraso por veículo que é igual à diferença entre os tempos de viagem sem e com a faixa adicional, $t_{1,i}$ e $t_{2,i}$, respectivamente;
- 3) O valor da redução do tempo de viagem depende do volume hora-pico:
 - 3.1) Se $VHP = 50$ veíc/h, o valor será estimado pela Equação 6.37;
 - 3.2) Se $VHP > 50$ veíc/h, o valor será estimado pela Equação 6.38;
- 4) O benefício diário gerado pela redução do atraso é o produto da redução do tempo de viagem, obtido no item 3, pelo custo de uma hora de viagem e pela relação entre os veículos que geram e os que não geram benefícios, obtidos no item 1. Para obter o benefício anual da redução do tempo de viagem ($BRTV$) multiplica-se o resultado por 365 – Equação 6.39.

As expressões propostas para estimar a redução do tempo de viagem para automóveis e ônibus são representadas pelas Equações 6.37 e 6.38:

$$rtv = \frac{rp}{3600} \cdot \sum_i (t_{1,i} - t_{2,i}) \cdot (VDM_i) \quad (6.37)$$

em que rtv : redução do tempo de viagem para automóveis e ônibus após a implantação da faixa adicional (h);

rp : redução da porcentagem de pelotões (diferença entre a porcentagem de pelotões, nas situações sem e com a faixa adicional);

VDM_i : volumes diários médios, obtidos pela Equação 6.34.

$$rtv = 2 \cdot rtv' + \frac{8 \cdot rp}{3600} \cdot \sum_i (t_{1,i} - t_{2,i}) \cdot (VHP_i) \quad (6.38)$$

em que rtv' : parcela de redução do tempo de viagem relacionada às 16 horas de entre-pico (h).

O benefício anual da redução do tempo de viagem é:

$$BRTV = 365 \cdot rtv \cdot CHu \cdot R \quad (6.39)$$

O benefício total (BT) gerado com a implantação da faixa adicional é a soma dos benefícios de redução dos custos operacionais ($BRCO$) e os benefícios de redução dos tempos de viagem ($BRTV$):

$$BT = BRCO + BRTV \quad (6.40)$$

6.7.7. Custos de Construção

O custo de construção da faixa adicional (um quilômetro de comprimento) foi estimado em função da quantidade de materiais e serviços necessários, bem como os custos unitários a estes associados. Os resultados estão na Tabela 6.8.

Nos custos de construção, admite-se que a plataforma para a execução da faixa adicional já esteja pronta, portanto as parcelas de custos de cortes e aterros serão desprezadas. Os valores propostos podem ser alterados de acordo com os custos de cortes, aterros e obras de arte, que dependem das condições de cada local. Neste estudo, os custos de construção não devem ser considerados como valores definitivos, mas como um indicativo para as análises econômicas do investimento.

A partir dos resultados obtidos na Tabela 6.8, os custos totais de construção das faixas adicionais propostas nas rodovias SP-225 e SP-333 foram determinados. Como a comparação entre as relações benefício/custo é feita para uma situação presente, deve-se calcular a parcela correspondente a um ano do investimento total da faixa adicional.

Para determinar os valores das parcelas (A) capazes de pagar o investimento de construção da faixa adicional (Cc), o método de fator de recuperação de capital foi usado, sendo expresso pela equação:

$$A = Cc \cdot \left[\frac{i \cdot (1+i)^n}{(1+i)^n - 1} \right] \quad (6.41)$$

- em que A : valor de uma parcela anual (R\$);
 Cc : custo de construção da faixa adicional (R\$);
 i : taxa nominal de juros (12% ao ano);
 n : período de vida útil da faixa adicional (10 anos).

Tabela 6.8. Custo de construção para um quilômetro de faixa adicional (Dezembro/2001)

Características da obra				
Extensão (m) =				1.000,00
Largura de escavação (m) =				5,70
Largura de Sub-leito e base (m) =				5,70
Espessura de escavação (m) =				0,20
Espessura de base (m) =				0,15
Espessura de C.B.U.Q. (m) =				0,05
Canaleta L = 1,50 m ; Espessura = 0,08 m; Volume (m ³)				0,12
Dreno de pavimento - 40 x 40 cm (m)				1.000,00
serviços	preço unitário (R\$)	quantidade	unidade	custos
Terraplenagem				
Limpeza	R\$ 0,10	5.700	m ²	R\$ 570,00
Escavação de 1ª categoria	R\$ 2,05	1.140	m ³	R\$ 2.337,00
Transporte 1km	R\$ 1,29	1.140	m ³ x km	R\$ 1.470,60
			sub-total	R\$ 4.377,60
Pavimentação				
Remoção do pav. existente	R\$ 15,29	145	m ³	R\$ 2.217,05
Melhoria de subleito	R\$ 0,47	5.700	m ²	R\$ 2.679,00
Base em solo cimento	R\$ 28,09	855	m ³	R\$ 24.016,95
Imprimadura impermeabilizante	R\$ 1,30	5.700	m ²	R\$ 7.410,00
Imprimadura ligante	R\$ 0,63	5.700	m ²	R\$ 3.591,00
C.B.U.Q.	R\$ 181,14	285	m ³	R\$ 51.624,90
			sub-total	R\$ 91.538,90
Drenagem				
Canaleta em concreto	R\$ 103,36	120	m ³	R\$ 12.403,20
Dreno de pavimento	R\$ 6,58	1.000	m	R\$ 6.580,00
			sub-total	R\$ 18.983,20
			Sub-Total =	R\$ 114.899,70
IGP-M (jul a dez/2001)	5,67		Fator de reajuste =	105,67%
			Total com reajuste =	R\$ 121.414,51

Os custos totais de construção das faixas adicionais propostas nas rodovias SP-225 e SP-333, bem como o valor de cada parcela para um período de 10 anos estão resumidos na Tabela 6.9.

Tabela 6.9. Custos de construção para as faixas adicionais propostas neste estudo (Dezembro/2001)

Rodovia	Faixa adicional		Comprimento (km)	Custo	
	início (km)	fim (km)		parcela anual	total à vista
SP-333	156,7	155,7	1,00	R\$ 21.488,57	R\$ 121.414,51
SP-225	148,6	150,4	1,80	R\$ 38.679,20	R\$ 218.546,12
SP-225	93,8	92,8	1,00	R\$ 21.488,57	R\$ 121.414,51

6.7.8. Relação Benefício/Custo e Volumes Mínimos de Tráfego

Após a determinação dos benefícios e dos custos, a relação benefício/custo foi calculada em função do volume de tráfego e da porcentagem de caminhões. A partir das relação benefício/custo foi possível identificar qual o volume de tráfego que torna o investimento economicamente viável, ou seja, a relação é igual a unidade. Os resultados estão na Figura 6.4. Um exemplo pode ser verificado no Anexo C.

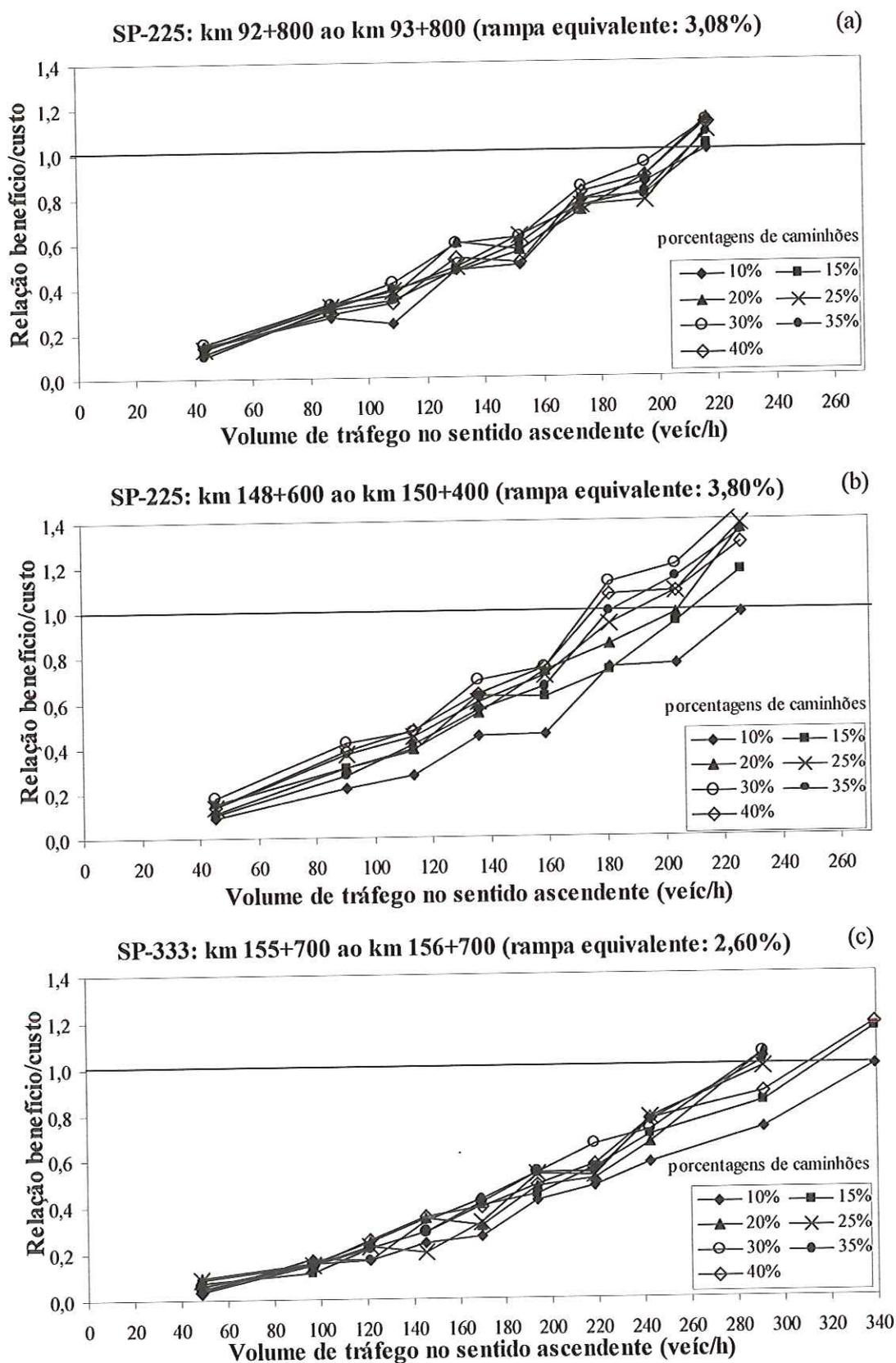


Figura 6.4. Relações benefícios/custos em função do volume de tráfego (sentido ascendente) e porcentagem de caminhões

Das curvas obtidas, foram feitas análises de regressão com o intuito de estimar, através de função matemática, o volume de tráfego para o qual a relação benefício/custo seria igual a unidade, permitindo analisar a viabilidade econômica da obra. A expressão matemática que apresentou o melhor ajuste foi a função do tipo quadrática. As análises de regressão foram feitas para fluxos de tráfego no sentido ascendente, na hora-pico. Os resultados obtidos estão na Tabela 6.10 e na Figura 6.5.

Tabela 6.10. Fluxos de tráfego (sentido ascendente), em função da porcentagem de caminhões, para os quais a relação B/C=1

Rodovia	Faixa adicional		Porcentagem de caminhões						
	início (km)	fim (km)	10%	15%	20%	25%	30%	35%	40%
SP-333 Norte	156,7	155,7	340	310	291	291	281	286	310
SP-225 Oeste	148,6	150,4	227	208	195	190	179	188	186
SP-225 Leste	93,8	92,8	217	221	204	213	200	213	204

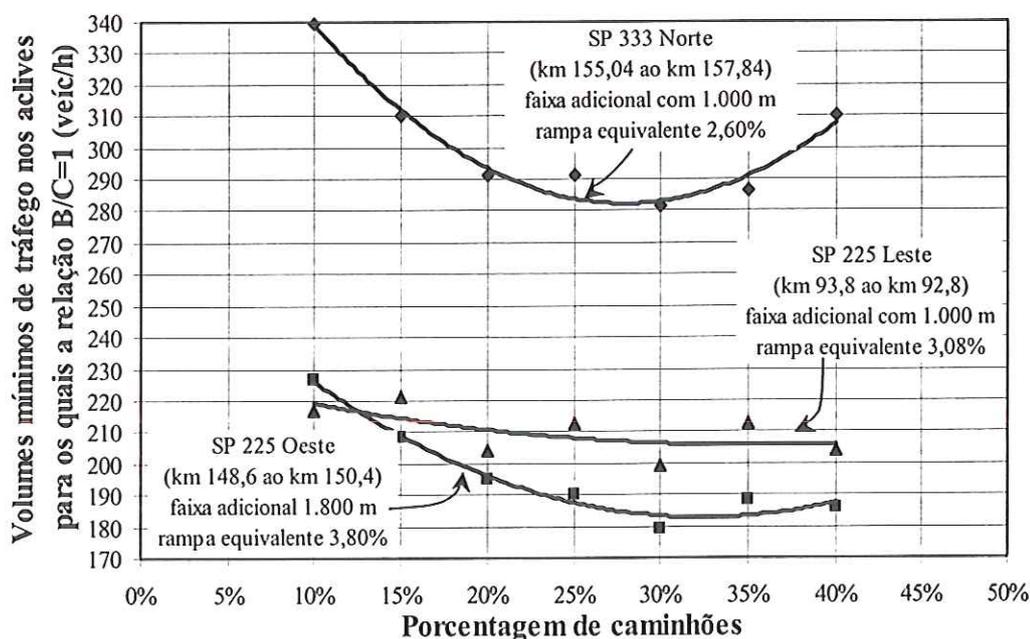


Figura 6.5. Fluxos de tráfego (sentido ascendente) em função da porcentagem de caminhões, para os quais a relação B/C = 1

Pelos resultados existem evidências que os volumes mínimos de tráfego dependem da geometria da rampa. Como se observa na Tabela 6.10, os volumes mínimos obtidos para as rampas na SP 333 norte e na SP 225 (km 93+800 ao km 92+800) são quase sempre maiores que os volumes obtidos para a rampa na SP 225 (km 148+600 ao

km 150+400). Ademais, pela Tabela 6.2, pode-se verificar que o comprimento e a declividade das duas primeiras rampas são menores que o da última rampa.

Também se pode constatar, que os volumes mínimos de tráfego diminuem à medida que a porcentagens de caminhões aumentam. Essa constatação é verificada para porcentagens de caminhões até valores próximos a 30% (para valores maiores existe uma tendência de aumento dos volumes mínimos). Isso ocorre porque as porcentagens de automóveis e ônibus vão se reduzindo, conseqüentemente os benefícios também se reduzem pois são dependentes dos volumes diários médios de veículos rápidos.

Hipóteses semelhantes foram obtidas no estudo desenvolvido pela ATU [1999]: o critério de volume mínimo de tráfego para implantação de faixas adicionais depende da geometria da rampa e da porcentagem de caminhões na composição do tráfego.

6.8. Considerações Finais

Este estudo visou estabelecer volumes mínimos de tráfego que justifiquem economicamente a construção de faixas adicionais em aclives de rodovias de pista simples brasileiras. Partindo-se dos resultados apresentados na Figura 6.5 e Tabela 6.10, os volumes mínimos, que dependem das porcentagens de caminhões, podem ser estimados pelas seguintes expressões:

- Para rampa de 2,60% de declividade:

$$VMT = 1.639,8 \cdot \%cam^2 - 934,2 \cdot \%cam + 415,37; \quad R^2 = 0,9697 \quad (6.42)$$

- Para rampa igual a 3,08% de declividade:

$$VMT = 206,57 \cdot \%cam^2 - 146,67 \cdot \%cam + 231,77; \quad R^2 = 0,4155 \quad (6.43)$$

- Para rampas de 3,80% de declividade:

$$VMT = 852,07 \cdot \%cam^2 - 553,85 \cdot \%cam + 272,77; \quad R^2 = 0,9658 \quad (6.44)$$

em que VMT : volume mínimo de tráfego na hora-pico, para o qual o investimento é economicamente viável (veíc/h);

$\%cam$: porcentagem de caminhões no fluxo de tráfego (%/100).

As equações foram obtidas por análises de regressão, os melhores ajustes foram obtidos quando foi usada a função do tipo polinômio do 2º grau. A verificação do critério

também poderá ser feita através dos resultados resumidos na Tabela 6.11 ou pelas curvas mostradas na Figura 6.6.

Tabela 6.11. Volumes mínimos de tráfego (sentido ascendente) que justifiquem a construção de faixas adicionais em aclives de rodovias de pista simples brasileiras

Porcentagem de caminhões (%)	Volumes mínimos de tráfego (veíc/h) ¹		
	declividade da rampa		
	igual a 2,60%	igual a 3,08%	igual a 3,80%
10	340	220	225
15	310	215	210
20	295	210	200
25	285	210	190
30	280	205	185
35	290	205	185
40	305	210	190

¹ Os valores de volumes mínimos de tráfego obtidos pelas equações foram arredondados para valores múltiplos de 5.

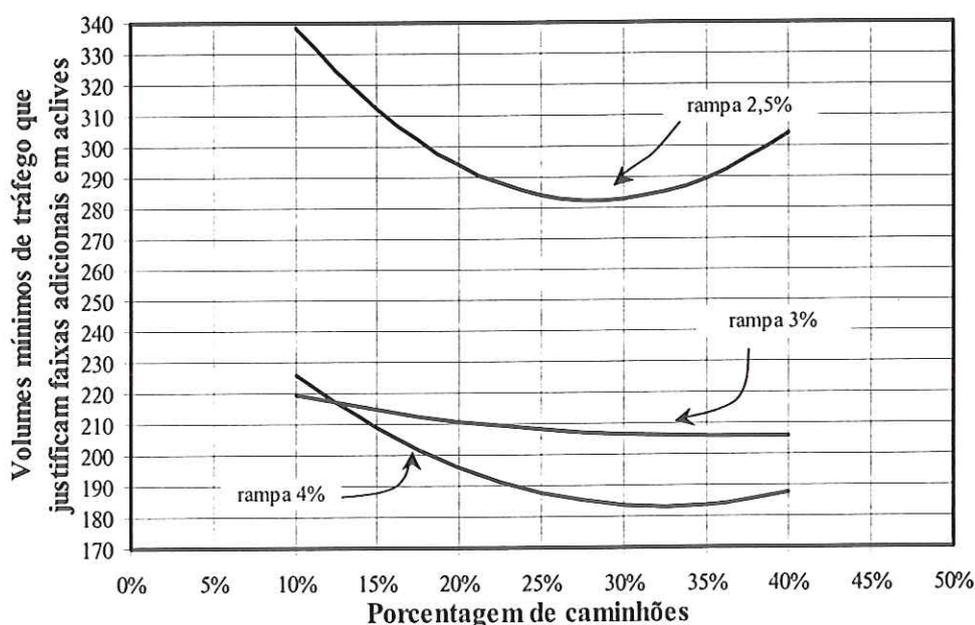


Figura 6.6. Volumes mínimos de tráfego (sentido ascendente) que justifiquem a construção de faixas adicionais em aclives de rodovias de pista simples brasileiras

Vale salientar que o volume de ônibus no fluxo de veículos foi admitido como sendo 5% (média nos dois sentidos) e o volume de hora-pico igual a 8% do tráfego diário médio. Ademais, as porcentagens de caminhões variaram de 10% a 40%.

CAPÍTULO 7

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O objetivo principal desta tese foi adaptar as diretrizes para implantação de faixas adicionais em aclives estabelecidas pela AASHTO [2001], para as condições prevalentes nas rodovias brasileiras. Para alcançar esse objetivo, três aspectos foram adaptados:

- 1) *Curvas de desempenho para caminhões*: para avaliar este aspecto, um estudo foi desenvolvido visando calibrar e validar um modelo de locomoção de veículos. Depois de calibrado e validado, o modelo foi usado para gerar curvas de desempenho para caminhões típicos da frota brasileira;
- 2) *Redução máxima admissível da velocidade para caminhões carregados*: a curva que correlaciona índices de envolvimento de caminhões em acidentes com a diferença de velocidade de veículos, a que foi proposta por Glennon [1970], foi adaptada e atualizada para as condições das rodovias brasileiras. A partir dos resultados obtidos, foram estabelecidos valores de redução máximos admissíveis para velocidades de caminhões em rampas, a partir dos quais deverão ser implantadas faixas adicionais;
- 3) *Volumes mínimos de tráfego*: os benefícios gerados pela implantação da faixa adicional foram comparados com o custo de construção através da relação benefício/custo. Dessas análises, foram determinados volumes mínimos de tráfego e porcentagens de caminhões que tornam o investimento viável economicamente, ou seja, quando a relação benefício/custo é igual à unidade.

Nesta tese propõe-se a implantação de faixa adicional em aclives de rodovias de pista simples brasileiras, quando os seguintes critérios são satisfeitos simultaneamente:

- 1) O volume de veículos na hora-pico (sentido ascendente) depende da porcentagem de caminhões no fluxo e da declividade da rampa, conforme mostra a Tabela 7.3 (item 7.3);
- 2) A porcentagem de caminhões varia de 10% a 40%;
- 3) Uma das seguintes condições é satisfeita:
 - 3.1) A redução de velocidade do caminhão de projeto é maior ou igual a 20 km/h (se for rodovia de pista dupla, admite-se uma redução de até 35 km/h); ou
 - 3.2) O nível de serviço calculado para a rampa é igual ao nível E ou F; ou
 - 3.3) Ocorre uma redução de dois ou mais níveis de serviço, ao se passar do trecho que antecede o aclive para o aclive.

Os níveis de serviço devem ser calculados de acordo com os procedimentos descritos no *Highway Capacity Manual* [TRB, 2000]. Apesar de estar sendo indicado, o critério de nível de serviço estava fora do escopo da tese, por se tratar de um estudo mais complexo. Portanto, recomendam-se estudos para avaliar o nível de serviço em rampas de rodovias brasileiras.

Pelos resultados obtidos, observa-se que a hipótese formulada inicialmente não pode ser descartada: as diretrizes de projeto para implantação de faixas adicionais em aclives, estabelecidas pela AASHTO [2001], não podem ser usadas diretamente em projetos de melhorias para rodovias nacionais. Foi constatado que as condições de tráfego e características de veículos brasileiros são diferentes das que prevalecem nas rodovias norte-americanas.

Como os aspectos relacionados às diretrizes da AASHTO [2001] foram avaliados em três estudos distintos, os resultados obtidos são específicos para cada caso e as conclusões são as mais diversas, logo são discutidas separadamente nos itens seguintes.

7.1. Desempenho de Caminhões Brasileiros em Rampas

No estudo desenvolvido no Capítulo 4, as evidências mostram que as relações

massa/potência dos caminhões brasileiros (variam de 100 kg/kW a 380 kg/kW) são maiores que a relação massa potência dos caminhões norte-americanos (120 kg/kW). Diante desta constatação, a conclusão é que as curvas de desempenho, propostas pela AASHTO, não podem ser usadas para avaliar a aceleração e desaceleração de caminhões carregados brasileiros em rampas. A título de ilustração, a Figura 7.1 mostra uma comparação entre o caminhão de projeto norte-americano (120 kg/kW) e um caminhão típico da frota brasileira (200 kg/kW).

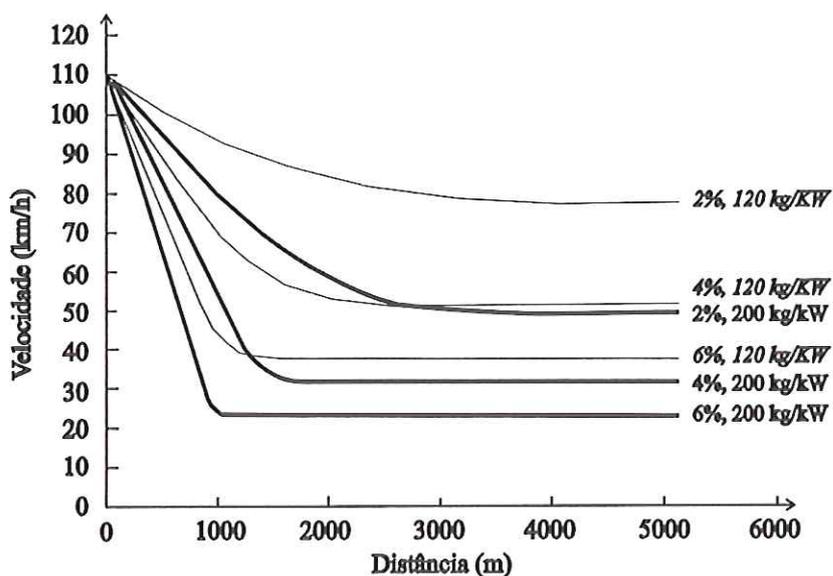


Figura 7.1. Comparação entre curvas de desempenho do caminhão de projeto norte-americano (120 kg/kW) e de um caminhão típico brasileiro (200 kg/kW)

Como se nota pela Figura 7.1, o desempenho do caminhão brasileiro é bem inferior ao do caminhão norte-americano. Este dado já era esperado, pois a relação massa/potência é um dos principais parâmetros que determinam o desempenho de veículos. Conclui-se que, na hipótese de se usar as curvas de desempenho da AASHTO [2001], os valores de velocidade dos caminhões seriam bem maiores, o que conduziria o projetista a tomar decisões equivocadas ao propor a implantação de faixas adicionais em acíves de rodovias brasileiras.

Para solucionar esse problema, as curvas de desempenho para caminhões brasileiros foram geradas por um modelo de simulação. O modelo foi calibrado e validado através de dados sobre massa e potência de veículos, obtidos em balanças

rodoviárias e em catálogos de fabricantes de caminhões. As curvas de desempenho teóricas geradas pelo modelo foram comparadas com curvas obtidas empiricamente em rampas de rodovias estaduais paulistas. A conclusão geral é que o modelo de desempenho usado pode representar o perfil de velocidade de caminhões em rampas. Este estudo propõe curvas de desempenho para caminhões típicos brasileiros: caminhões rígidos leves e pesados, articulados leves e pesados e usados no transporte de cana. As curvas são mostradas nas Figuras 4.14 a 4.20 do Capítulo 4.

Para avaliar a desaceleração e aceleração dos caminhões nas rampas, deve-se usar as curvas de desempenho do caminhão carregado que tem o pior desempenho, ou seja, o veículo de maior relação massa/potência. Entretanto, quando tal veículo constituir pequena porcentagem dentro do fluxo de tráfego, deve-se usar as curvas de desempenho da categoria do caminhão predominante.

As curvas de desaceleração são usadas para determinar o ponto onde começa a faixa adicional no aclave e o seu comprimento. As curvas de aceleração servem para determinar o ponto onde acaba a faixa adicional.

Para finalizar, as Tabelas (7.1 e 7.2) e as Figuras (7.2 e 7.3) mostram os valores dos comprimentos críticos de rampas. O comprimento crítico é o comprimento máximo da rampa, acima do qual, a redução de velocidade do veículo é maior do que a máxima redução estabelecida, o que implica na necessidade de implantação de uma faixa adicional. Os comprimentos críticos foram obtidos das curvas de desempenho de cada categoria de caminhão, mostrados no Capítulo 4. A velocidade inicial do caminhão é 80 km/h e a redução máxima admissível da velocidade é de 20 km/h, para as rodovias de pista simples. No caso das rodovias de pista dupla, a velocidade de entrada é 90 km/h e a redução máxima admissível da velocidade é de 35 km/h.

Como pode ser notado, o comprimento crítico da rampa depende da declividade e da relação massa/potência do veículo, em outras palavras, quanto maiores forem os valores das magnitudes dos aclives e das relações massa/potência, menores serão os comprimentos críticos de rampa. Essa constatação é válida para ambos os tipos de rodovias.

Tabela 7.1. Comprimentos críticos de rampas para rodovias de pista simples

declividade da rampa	Velocidade de entrada: 80 km/h						
	Tipo de caminhão e relação massa/potência (kg/kW)						
	RL (100)	RP (200)	AL (140)	AP (180)	RS (300)	TS (300)	CS (380)
0%	-	-	-	-	-	-	-
1%	-	-	-	-	1.130	-	1.490
2%	-	950	-	1.540	550	840	620
3%	-	500	800	620	370	470	400
4%	680	340	450	400	280	330	290
5%	400	260	320	290	220	260	230
6%	300	210	250	230	190	210	190
7%	230	180	200	190	160	180	160
8%	200	150	170	160	140	150	140

* RL: Rígido Leve; RP: Rígido Pesado; AL: Articulado Leve; AP: Articulado Pesado; RS: Rígido Pesado Sobrecarregado; TS: Treminhão Sobrecarregado; CS: Caminhão+Reboque Sobrecarregado.

**As simulações foram feitas para comprimentos de rampas de até 5.000 m.

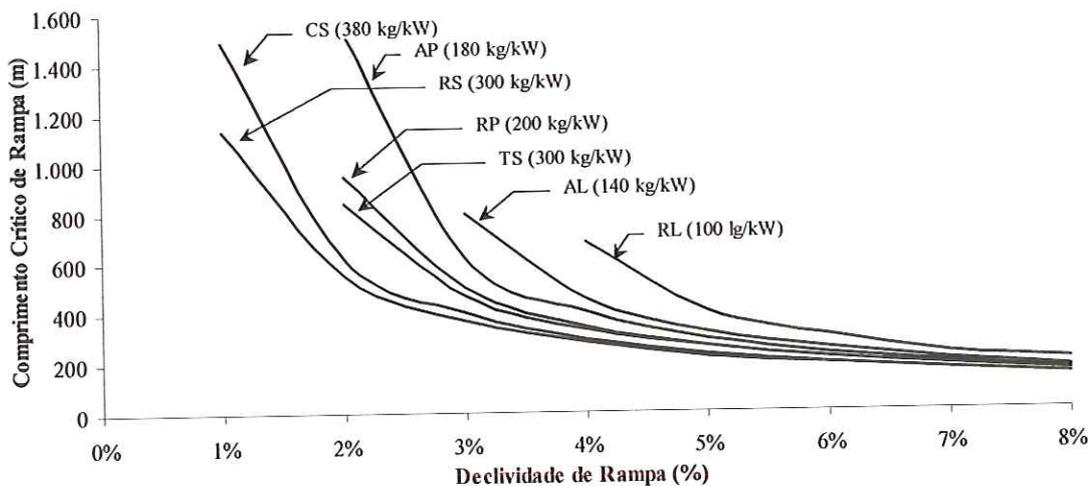
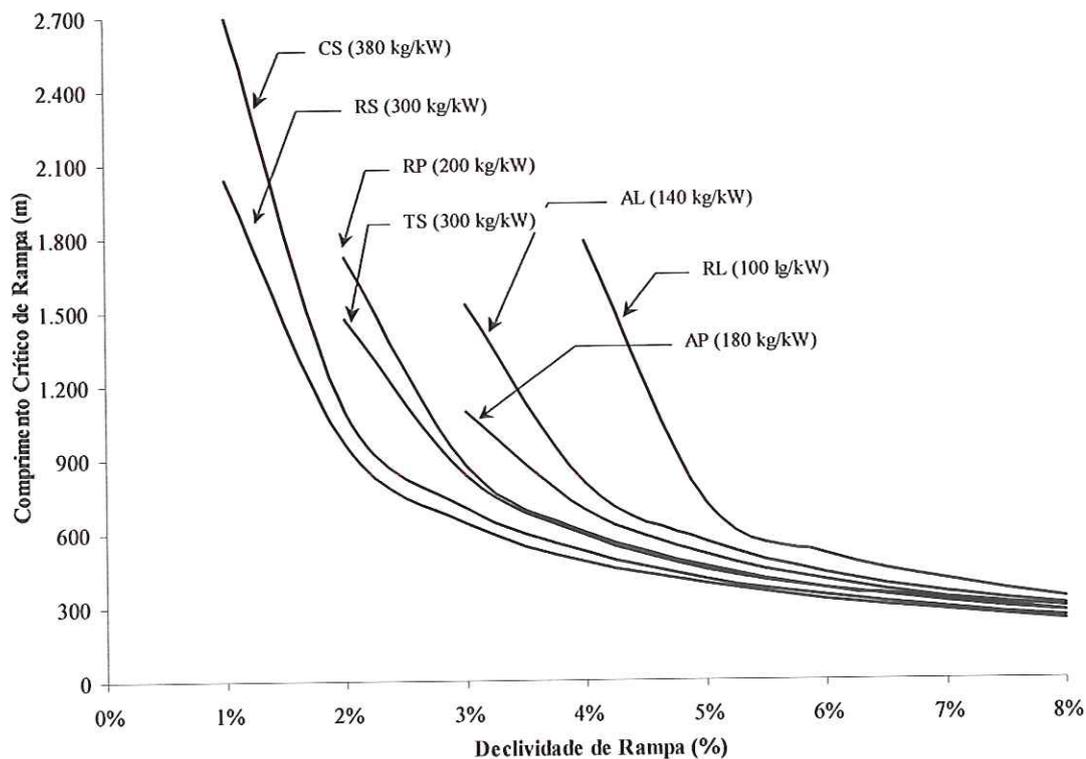
**Figura 7.2.** Comprimentos críticos de rampas para rodovias de pista simples

Tabela 7.2. Comprimentos críticos de rampas para rodovias de pista dupla

declividade da rampa	Velocidade de entrada: 90 km/h						
	Tipo de caminhão e relação massa/potência (kg/kW)						
	RL (100)	RP (200)	AL (140)	AP (180)	RS (300)	TS (300)	CS (380)
0%	-	-	-	-	-	-	-
1%	-	-	-	-	2.040	-	2.710
2%	-	1.720	-	-	960	1.470	1.090
3%	-	870	1.530	1.090	640	830	700
4%	1.782	600	800	690	480	590	520
5%	720	460	560	510	390	450	410
6%	510	370	430	400	320	370	340
7%	400	320	350	330	280	310	290
8%	330	270	300	290	240	270	250

* RL: Rígido Leve; RP: Rígido Pesado; AL: Articulado Leve; AP: Articulado Pesado; RS: Rígido Pesado Sobrecarregado; TS: Treminhão Sobrecarregado; CS: Caminhão+Reboque Sobrecarregado.

**As simulações foram feitas para comprimentos de rampas de até 5.000 m.

**Figura 7.3.** Comprimentos críticos de rampas para rodovias de pista dupla

7.2. Reduções Admissíveis de Velocidade para Caminhões Brasileiros

Neste estudo, a análise sobre índices de acidentes e a diferença de velocidade dos veículos podem representar um avanço em relação ao estudo desenvolvido por Glennon [1970]. Os índices de acidentes foram estimados considerando-se os acidentes característicos de rampas, como colisões, abalroamentos e engavetamentos. As distribuições de velocidade dos veículos foram medidas diretamente nas rampas, através de sensores automáticos. No estudo de Glennon, as características dos veículos e condições de tráfego são diferentes das que prevalecem atualmente. Os tipos de acidentes, usados na análise, não foram especificados. Ainda, as velocidades dos veículos foram estimadas por um modelo teórico de locomoção de veículos, no qual se admitiu que a geometria das rodovias era plana.

Constata-se ainda que as curvas dos índices de envolvimento de caminhões em acidentes têm relação direta com a diferença de velocidade de veículos, tanto em rodovias de pista simples como em rodovias de pista dupla. Também, observa-se que os índices de acidentes são maiores em rodovias de pista simples do que em rodovias de pista dupla.

Tomando-se como referência o índice de 536 (número de caminhões envolvidos em acidentes por 100 milhões de quilômetros³caminhões de viagens) é razoável sugerir como redução máxima admissível de velocidade para caminhões nos aclives 20 km/h, para rodovias de pista simples e 35 km/h, para rodovias de pista dupla. Se as reduções de velocidades forem maiores do que as propostas, deve-se implantar faixas adicionais. Caso o projetista deseje, outros valores para as reduções de velocidades dos caminhões poderão adotados usando-se as curvas da Figura 7.4.

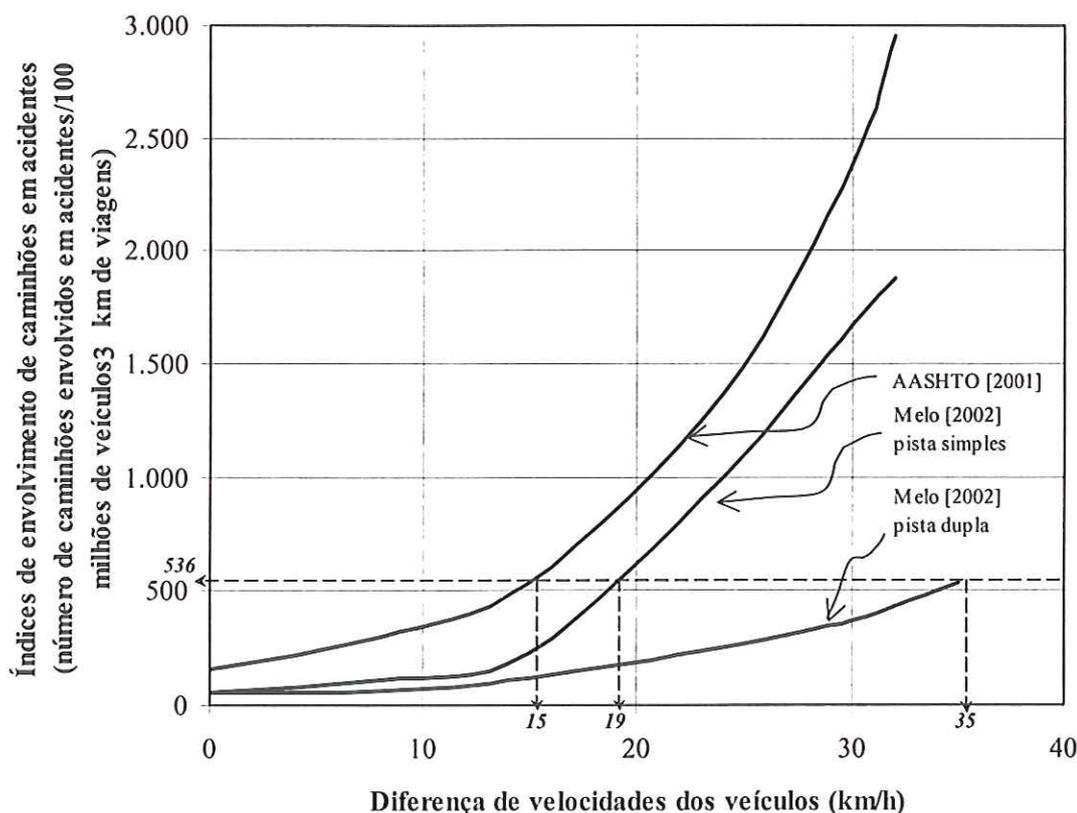


Figura 7.4. Curvas de índices de envolvimento de caminhões em acidentes em função da diferença de velocidade entre veículos rápidos e veículos lentos

7.3. Volumes Mínimos de Tráfego

A AASHTO [2001] não mostra explicitamente qual foi o critério adotado para definir o volume mínimo de tráfego e a porcentagem de caminhões usados para verificar a necessidade de implantação de faixa adicional em aclives de rodovias norte-americanas. Neste estudo, os volumes mínimos de tráfego que justifiquem economicamente a implantação de faixas adicionais em aclives de rodovias brasileiras foram determinados através da relação benefício/custo. Pode-se concluir que os volumes mínimos dependem das porcentagens de caminhões, pois os benefícios de redução dos tempos de viagem e dos custos operacionais dos veículos são função da composição de veículos.

Para verificar a necessidade de implantação de faixa adicional, os volumes mínimos de tráfego em função da porcentagem de caminhões carregados, propostos nesta tese, estão resumidos na Tabela 7.3. Se o projetista preferir, pode usar a Figura 6.6, as Equações 6.42 a 6.44 (descritas no Capítulo 6) ou fazer novas simulações com o *TRARR*.

Tabela 7.3. Volumes mínimos de tráfego (sentido ascendente) a partir dos quais sugere-se implantar faixas adicionais em aclives de rodovias de pista simples

Porcentagem de caminhões (%)	Volumes mínimos de tráfego (veíc/h) ¹		
	declividade da rampa		
	igual a 2,60%	igual a 3,08%	igual a 3,80%
10	340	220	225
15	310	215	210
20	295	210	200
25	285	210	190
30	280	205	185
35	290	205	185
40	305	210	190

¹ Os valores de volumes mínimos de tráfego obtidos pelas equações foram arredondados para valores múltiplos de 5.

Vale salientar que a porcentagem média de ônibus foi adotada como sendo da ordem de 5% e o volume na hora-pico é suposto como sendo igual a 8% do volume diário médio. Ademais, as porcentagens de caminhões variaram de 10% a 40%.

7.4. Recomendações

Recomenda-se usar as diretrizes propostas nesta tese para verificar a necessidade de implantação de faixas adicionais em aclives de rodovias brasileiras. Pois, os resultados obtidos representam as condições de tráfego e as características de veículos nacionais. Tais resultados indicam que as diretrizes propostas pela AASHTO podem ser substituídas. Entretanto, esta tese não esgota todo o assunto, muito pelo contrário, abrem-se possibilidades para o desenvolvimento de estudos que visem melhorar ou complementar os resultados desta pesquisa.

A produção de motores mais potentes e o tipo de carga transportada pelos caminhões podem alterar as distribuições da relação massa/potência, fazendo com que as curvas de desempenho se tornem obsoletas. Essa situação pode inviabilizar o uso das curvas de desempenho nas estimativas de desaceleração e aceleração dos caminhões ou gerar resultados equivocados. Diante disso, recomenda-se fazer estudos periódicos para determinar empiricamente as curvas de desempenho e compará-las com curvas geradas por modelos de locomoção de veículos, tal como o que foi calibrado e validado nesta tese.

O estudo desenvolvido no Capítulo 5 deve ser ampliado, visando obter mais

informações para as curvas de índices de envolvimento de caminhões em acidentes com a diferença de velocidade de veículos. O objetivo será alcançado, fazendo-se mais coletas para se obter dados sobre acidentes envolvendo caminhões, volumes diários médios e diferenças de velocidades de veículos em aclives.

Os benefícios gerados pela redução dos índices de acidentes, após a implantação de faixas adicionais, não foram estimados, pois não existem estudos confiáveis que possam ser usados para quantificar (em valores monetários) esse tipo de benefício. Posto que, sugere-se efetuar estudos para estimar os custos envolvidos com os acidentes em aclives, permitindo analisar os benefícios gerados pelo aumento de segurança nas viagens, quando são implantadas faixas adicionais em rampas.

Recomenda-se também obter mais informações que possibilitem fazer uma maior generalização dos volumes mínimos de tráfego que justifiquem economicamente a construção da faixa adicional. Dois aspectos podem ser melhorados: fazer mais simulações para aclives de diferentes declividades e incluir nos custos de implantação da faixa, os custos de manutenção e de sinalização.

Por se tratar de um estudo antigo, sugere-se desenvolver estudos para verificar a validade das expressões do valor monetário da hora que são usadas para calcular o benefício de redução do atraso na viagem.

Nesta tese, as diretrizes propostas avaliam a necessidade de implantação de faixas adicionais em aclives isolados. Portanto, recomenda-se fazer estudos que verifiquem a implantação de faixas adicionais ao longo de um trecho de rodovia. O objetivo seria determinar a localização e o comprimento ideal para cada faixa implantada, de modo que sempre seja garantida a dispersão de pelotões, gerando os máximos benefícios aos usuários.

ANEXO A. RODOVIAS ESTUDADAS

Neste item, mostram-se as rodovias onde foram coletados dados para o estudo sobre desempenho de caminhões em rampas (Capítulo 4) e sobre diferença de velocidade de veículos e índices de caminhões envolvidos em acidentes (Capítulo 5).

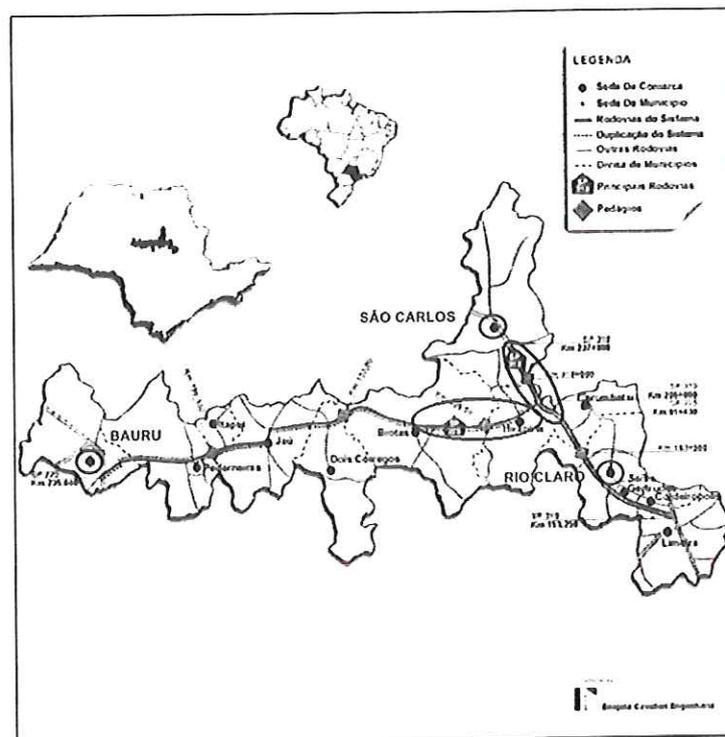


Figura A.1. Locais de coleta de dados para o estudo sobre desempenho de caminhões (envoltos por elipses)

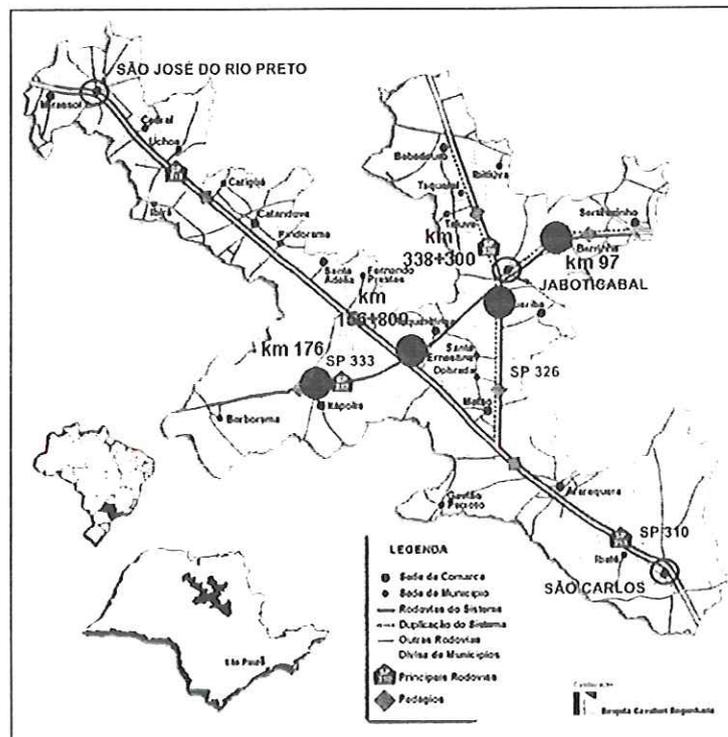
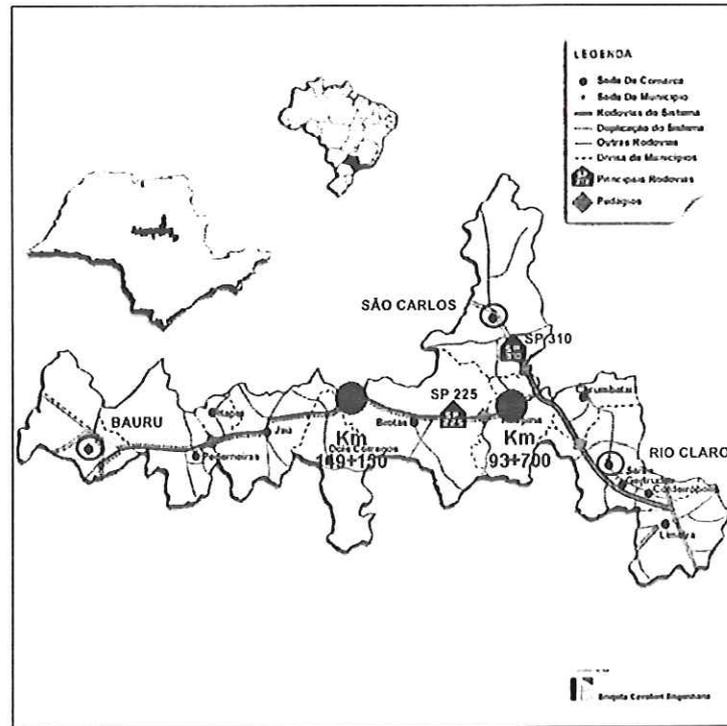


Figura A.2. Locais de coleta de dados sobre velocidade e fluxo de veículos: rodovias de pista simples (círculos hachurados)

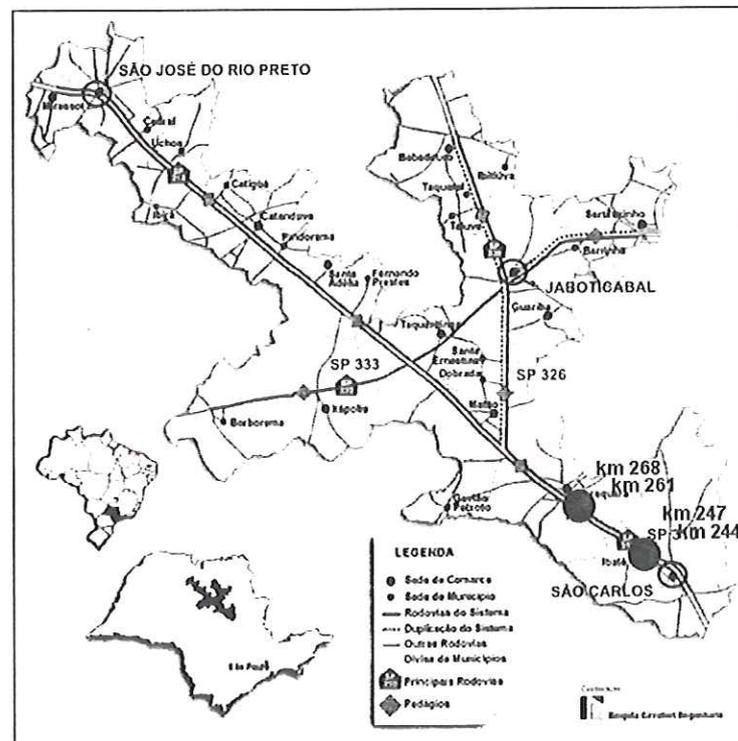
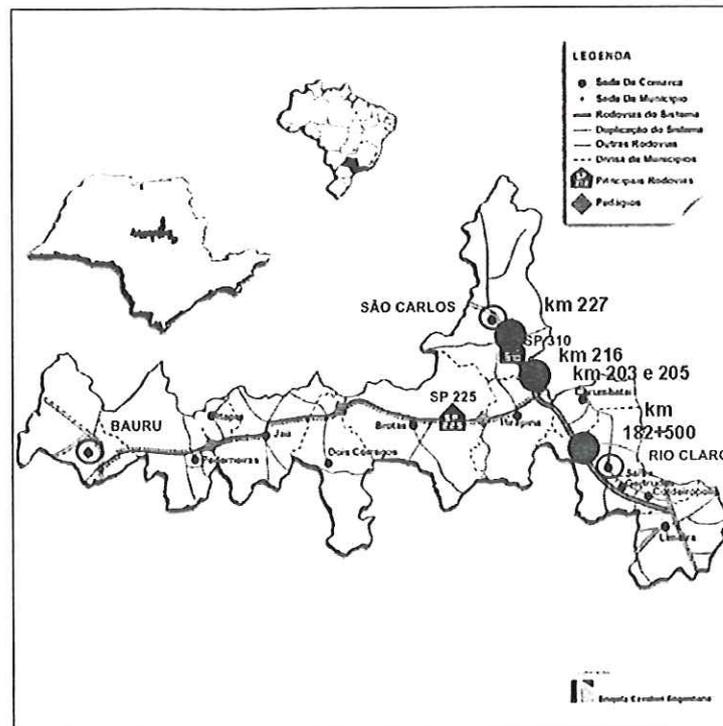


Figura A.3. Locais de coleta de dados sobre velocidade e fluxo de veículos: rodovias de pista dupla (círculos hachurados)

ANEXO B. ARQUIVOS DO TRARR

Neste anexo, apresentam-se listagens que descrevem os parâmetros, exemplos de arquivos usados nas simulações e os resultados obtidos usando-se o *TRARR*, para um dos aclives estudados. O trecho escolhido está situado na SP-333, entre o quilômetro 155+400 e o quilômetro 157+840.

B.1. Lista de Variáveis Usadas no Simulador

As tabelas que listam as variáveis usadas no *TRARR* foram baseadas nos estudos de Hoban *et al.* [1991] e Egami [2000], as listagens são apresentadas nos itens seguintes.

B.1.1. Parâmetros do Arquivo ROAD

Nesse arquivo são definidos os parâmetros que caracterizam o aclave de rodovia que está sendo estudado. Os parâmetros estão resumidos na Tabela B.1.

Tabela B.1. Parâmetros do arquivo *ROAD*

Variável	Significado
DSS	Comprimento de rodovia simulado (m)
DENDS	O ponto final do comprimento de rodovia simulado (m)
DUR	Segmento de rodovia, no qual as características do trecho simulado são consideradas uniformes, em geral de comprimento igual a 100 m
NURD	Número de unidades da rodovia simulada, igual a DSS/DUR
Desired 85%ile speed	85% percentil da velocidade desejada
Bendiness	Grau de curvatura (graus/km)
Chainage	Pontos do trecho de rodovia simulado
Barrier Lines	Indica a permissão ou proibição para manobras de ultrapassagens; atribue-se 1 quando há permissão e -1, quando há proibição
Auxiliary lanes	Existências de faixas adicionais; quando o trecho é dotado de faixa

	adicional atribue-se T, caso contrário, F.
Road speed indices	Índices existentes no arquivo MULTIP, cuja função é alterar a velocidade de acordo com as condições do trecho simulado
Sight distance	Distância de visibilidade de frenagem (m)
Grade	Declividade da rampa (%). Aclives atribuir valores positivos, declives atribuir valores negativos
Curve radius	Raio da curva horizontal (m). Trecho reto atribua o valor de 9999
85%ile	85% percentil da velocidade da rodovia simulada

B.1.2. Parâmetros do Arquivo TRAF

A Tabela B.2 mostra os parâmetros do arquivo *TRAF*, os quais estão relacionados ao tráfego de veículos. As unidades padrões são *segundo*, *metro* e *quilômetro/hora*. Em caso contrário, as unidades deverão ser especificadas.

Tabela B.2. Parâmetros do arquivo *TRAF*

Variável	Significado
TUN	Tempo básico de simulação
TSE	Tempo necessário para formar e estabilizar o fluxo de tráfego
TSI	Duração da simulação propriamente dita. O programa continua até que todos os veículos gerados no tempo programado tenham partido
OPTION	0: Execução padrão do <i>TRARR</i> , versão 4; 1: Execução padrão do <i>TRARR</i> , versão 3.2; 2: Opção usada para eliminar a rotina de geração de tráfego, a informação é fornecida pelo usuário usando-se o arquivo <i>ITRAF</i> . Isto pode ser gerado em outros bancos de dados, modelos ou de uma execução prévia do <i>TRARR</i> ; 3: <i>PASSING BAYS</i> , a opção para incorporar uma faixa adicional de pequeno comprimento para veículos lentos; 5: Esta opção gera uma animação na tela que mostra os movimentos dos veículos na rodovia; 6: Execução na forma padrão do <i>TRARR</i> 4, porém com atualização dos dados de entrada e de saída na tela a cada intervalo de tempo
DTS1	Comprimento adotado antes do início da seção de simulação para gerar veículos no fluxo no sentido 1
DTS2	Comprimento adotado antes do início da seção de simulação para gerar veículos no fluxo no sentido 2
PFOL1	Porcentagem de veículos em pelotões no sentido 1
PFOL2	Porcentagem de veículos em pelotões no sentido 2
NSTR	Número de categorias de veículos geradas
NSEEDO	Valor do número aleatório dentro do intervalo de 0 a 999.999

ICHECK	0: Não imprime os arquivos de dados 1: Grava erros dos dados de entrada no arquivo <i>CHKOUT</i>
ADTV	Proporção dos tipos de veículos para as várias categorias disponíveis, admite-se até 8 categorias veiculares
ADVGC	Divisão do tráfego por sentido para cada uma das oito categorias veiculares dentro das faixas de rolamentos e faixas adicionais
VMIT	Volume de tráfego nos dois sentidos para cada categoria veicular
VMF	Velocidade média desejada para cada categoria veicular
VSDF	Desvio padrão das velocidades desejadas para cada categoria veicular
LFSDF	Índices que expressam o tipo de distribuição de velocidade que será usada nas simulações: 1: Distribuição normal; 2: Distribuição log-normal; 3: Distribuição exponencial; 4: Distribuição uniforme; 5 à 15: Distribuição estipulada de acordo com histogramas de frequências
PFQ1	Distribuição padrão usada para o fluxo de veículos em pelotões quando se adota uma porcentagem de veículos em pelotão (<i>PFOL</i>) igual a -1

B.1.3. Parâmetros do Arquivo *VEHS*

Esse arquivo serve para descrever as características dos veículos que trafegam na rodovia. A Tabela B.3 especifica as classes de veículos disponíveis no *TRARR*. A Tabela B.4 resume os parâmetros que caracterizam a operação dos veículos na rodovia simulada.

Tabela B.3. Classes de veículos usadas no *TRARR*

n ^o	Classe do veículo
1	EXTRAORDINARY VEHICLE: Rodotrem
2	LARGE ROAD TRAIN: Treminhão
3	SMALL ROAD TRAIN: Romeu & Julieta
4	LOW POWERED 38 TONNER: Caminhão pesado
5	HIGH POWERED 38 TONNER: Caminhão pesado
6	UNLOADED ARTIC. TRUCK: Caminhão “12” não carregado
7	BUS: Ônibus
8	4 TONNE TRUCK (LOADED): Caminhão
9	1 TONNE TRUCK (LOADED): Caminhão leve
10	SMALL TRUCK: Caminhão leve

11	CAR AND CARAVAN: Carros e sedans
12	UNAGGRESSIVE CAR: Carro “não agressivo” (relacionado com o comportamento do motorista)
13	LOW POWERED CAR: Carro de baixa potência
14	AVERAGE CAR: Carro médio
15	LARGE CAR: Carro grande
16	AVERAGE CAR: Carro médio
17	AVERAGE CAR: Carro médio
18	SPORT CAR: Carro esporte

Tabela B.4. Parâmetros do arquivo *VEHS*

Variável	Significado
LIF	Grupo de velocidade desejada
VOSFN	Fator da velocidade de ultrapassagem quando não existe faixa adicional
VOSFA	Fator da velocidade de ultrapassagem quando existe faixa adicional
VHSFN	Fator de velocidade desejada quando não existe faixa adicional
VHSFA	Fator de velocidade desejada quando existe faixa adicional
VDE	Desaceleração máxima
VXA	Aceleração máxima
VNP	Máxima relação potência/massa a ser usada em situações onde não há ultrapassagens
VXP	Máxima relação potência/massa a ser usada durante ultrapassagens
VWRC	Coefficiente de resistência aerodinâmica
VLN	Comprimento do veículo
VFA	Aceleração de um veículo lento quando está em pelotão
VFB	Constante usada na equação de velocidade desejada para o veículo que segue
VFDA1	Espaçamento entre veículos na faixa normal de rolamento quando não existe a intenção de fazer ultrapassagem
VFDB1	Tempo para o veículo na faixa normal de rolamento quando não existe a intenção de fazer ultrapassagem
VFDA2	Espaçamento entre veículos na faixa normal de rolamento quando existe a intenção de fazer ultrapassagem
VFDB2	Tempo para o veículo na faixa normal de rolamento quando existe a intenção de fazer ultrapassagem
VFDA3	Espaçamento para o veículo na faixa de ultrapassagem, quando não existe faixa adicional
VFDB3	Tempo para o veículo na faixa de ultrapassagem, quando não há faixa adicional
VFDA4	Espaçamento para o veículo na faixa de ultrapassagem, quando existe faixa adicional
VFDB4	Tempo para o veículo na faixa de ultrapassagem, quando há faixa adicional

VSHA	Componente fixo de espaçamento da distância mínima desejada entre os veículos em pelotão
VSHB	Componente temporal da distância mínima desejada entre os veículos em pelotão
VDFD	Fator para distância entre veículos em pelotão, incrementado a cada segundo
VDFDC	Fator para distância entre veículos em pelotão do valor de “corte” (máximo fator)
LAG	Número que representa a agressividade do motorista (0, corresponde a situação de realização de manobra de ultrapassagem se houver faixa adicional)
LAGB	Espera pelo veículo de trás ultrapassar se o seu LAG exceder LAGB (se $LAG > LAGB$, esse veículo será ultrapassado)
LAGF	Espera pelo veículo da frente ultrapassar se o seu LAG exceder LAGF
LBS	Se ultrapassar quando ocupar uma posição além do segundo lugar em um pelotão
LLA	Se obedecer às restrições de ultrapassagens (T = sim, F = não)
LRO	Se realizar ultrapassagens arriscadas
LUO	Se usar a faixa adicional do sentido oposto
VTO	O veículo está sendo ultrapassado se outro veículo o alcançar em VTO
VSFSA	Fator de segurança: a ultrapassagem é restringida pela visibilidade e se dá o início da faixa adicional; essa restrição acaba quando no final da faixa adicional
VSFSN	Fator de segurança: ultrapassagem restringida pela visibilidade; termina normalmente
VSFVA	Fator de segurança: a ultrapassagem é restringida pela visualização do veículo da faixa oposta, a faixa adicional se inicia; essa restrição acaba no final da faixa adicional
VSFVN	Fator de segurança: a ultrapassagem é restringida pela visualização do veículo da faixa oposta; não existe faixa adicional
VSOA	Componente de distância para o espaço a ser deixado após a ultrapassagem (incluindo o comprimento do veículo)
VSOB	Componente temporal para o espaço a ser deixado após a ultrapassagem
VEXA	O espaçamento mínimo para o qual não há tempo extra para ultrapassar
VEXB	Tempo extra para ultrapassagem por cada metro sem espaçamento suficiente, exceto VEXA
VCLB	Tempo para mudança de faixa quando há um veículo seguindo
VCLN	Tempo para mudança de faixa quando não há veículo seguindo
VAM	Tempo disponível para retorno a faixa normal de rolamento após a ultrapassagem
VMGA	Componente de distância para o espaçamento disponível de retorno para a faixa normal de rolamento, quando se dá o fim da faixa adicional
VMGB	Componente temporal para o tempo disponível de retorno para a faixa normal de rolamento, quando se dá o fim da faixa adicional

VTS	Tempo até a estabilização do fluxo depois do retorno à faixa normal de rolamento
VFE	Se a aceleração dos veículos lentos quando retornam à faixa normal de rolamento exceder esse valor, não desacelerar
VFCA	Coefficiente de consumo de combustível por segundo (ml/s)
VFCB	Fator beta1 de eficiência do consumo de combustível (ml/kJ)
VFCC	Fator beta2 de eficiência do consumo de combustível (ml/(kJ 3 m/s))
VFCD	Parâmetro da força de arrasto (kN), relacionado com a resistência de rolamento
VFCE	Parâmetro da força de arrasto (kN), relacionado com a resistência aerodinâmica
VFCF	Massa dos veículos (kg31.000)
VFCG	Fator multiplicativo para a resistência de rolamento de acordo com o índice de velocidade
SMX	Máxima velocidade presumida para um veículo saindo do campo de visão
CIOV	Constante usada na decisão de qual veículo será tratado como oposto
SMN	Velocidade mínima de viagem para todos os veículos: velocidade crítica no momento de retorno a faixa normal de rolamento após ultrapassagem
XMFH	<i>Headway</i> médio entre veículo em pelotão
VFCH	Tipo de combustível: gasolina (P) e diesel (D)

B.1.4. Parâmetros do Arquivo OBS

Nesse arquivo, definem-se os pontos de observação no trecho de rodovia simulado. A Tabela B.5 mostra os parâmetros relacionados ao arquivo *OBS*.

Tabela B.5. Parâmetros do arquivo *OBS*

Variável	Significado
NOB	Número de pontos de observação
NOB1	Número de pontos de observação no sentido 1
LMSP	Ponto inicial para observação no sentido 1 e no sentido 2
LMFP	Ponto final para observação no sentido 1 e no sentido 2
NCT	Número de categorias de veículos observados
TFOL	Intervalo máximo de tempo entre veículos para estar em pelotão
DFOL	Distância máxima entre veículos para ser considerado um pelotão
IFILE	Fornece várias opções para saída de dados: 0: saída de dados padrão; 1: fornece a distribuição de frequências das velocidades, número de ultrapassagens e tamanho dos pelotões 2: características dos veículos que passam em cada ponto de

	observação, incluindo o tempo de viagem e taxas de ultrapassagens dos veículos que passam no fim dos pontos de observação;
	3: fornece apenas as características dos veículos que passam no fim dos pontos de observação;
	4: fornece a posição, o tempo e a faixa para todos os veículos a cada unidade de tempo;
	5: fornece o consumo de combustível, posição, tempo, velocidade e aceleração para cada unidade de tempo
LVC	Classificação de cada tipo de veículos numa das categorias definidas

B.1.5. Parâmetros do Arquivo OUT

Os resultados gerados nas simulações dependem da opção de saída adotada no arquivo *OBS*, como se comentou anteriormente. Neste item, descrevem-se apenas os parâmetros de resultados das simulações de acordo com a opção de saída de dados padrão, por se tratar da opção escolhida para fazer as análises econômicas.

O arquivo *OUT* lista alguns parâmetros usados no arquivo *TRAF*, como tempos de simulação, porcentagens de pelotões e fluxo de tráfego por sentido.

Os resultados obtidos nas simulações são listados para cada sentido de tráfego, em função dos pontos de observação adotados no arquivo *OBS*. Os principais resultados descritos em cada ponto de observação (comprimento 100 m) são:

- 1) OVERTAKINGS COMMENCED: ultrapassagens iniciadas;
- 2) SPEED MEAN e S.D.: velocidade média do tráfego e desvio padrão;
- 3) %FOLL: porcentagem de veículos em pelotões;
- 4) MEAN SPEED BY CATEGORY: velocidade média para cada categoria de veículos (neste estudo, automóveis, ônibus e caminhões).

Ainda, o arquivo *OUT* disponibiliza informações gerais dentro do trecho de rodovia estudado, nesse caso, foi escolhido o trecho que compreende a faixa adicional no active. Os principais resultados obtidos para cada categoria de veículos são:

- 1) TRAVEL TIME (MEAN e S.D.): tempo médio de viagem e desvio padrão;
- 2) JOURNEY SPEED (MEAN e S.D.): velocidade de operação, média e desvio

padrão;

- 3) %TIME SPENT FOLL.: porcentagem do tempo que os veículos esperam em pelotões; neste estudo, definiu-se como sendo a distância média que os veículos rápidos acompanham os veículos lentos (seguem em pelotões);
- 4) OVERTAKINGS: número e taxa de ultrapassagens;
- 5) PETROL ou DIESEL CONS.: consumo médio de combustível por veículo (gasolina ou diesel).

B.2. Exemplos de Arquivos do TRARR

B.2.1. Arquivo ROAD

Sem Faixa Adicional

DSS 2700.00	DENDS 1000.00		DUR 100.00		NURD 27		DESIRED 85%ILE SPEED 105.0		BENDINESS 0.0		
CHAINAGE KM	BARRIER LINES (1 OR-1)		AUXILIARY LANES (T OR F)		ROAD SPEED INDICES		SIGHT DISTANCE M		GRADE (DIR 1) UP +VE	CURVE RADIUS M	85%ILE SPEED KMH
157.8	-1	-1	F	F	26	26	254.00	221.00	-2.30	9999	101.0
157.7	-1	-1	F	F	25	25	255.00	224.00	-2.30	9999	101.2
157.6	-1	-1	F	F	25	25	255.00	228.00	-2.30	9999	101.4
157.5	-1	-1	F	F	24	24	256.00	231.00	-2.30	9999	101.6
157.4	-1	-1	F	F	23	23	257.00	238.00	-2.30	9999	101.8
157.3	-1	-1	F	F	22	22	249.00	249.00	-0.87	9999	102.1
157.2	-1	-1	F	F	22	22	223.00	273.00	3.28	9999	101.2
157.1	-1	-1	F	F	23	22	220.00	271.00	3.28	9999	100.3
157.0	-1	-1	F	F	24	22	217.00	269.00	3.28	9999	99.4
156.9	1	1	F	F	24	22	213.00	265.00	3.28	9999	98.4
156.8	1	1	F	F	25	23	210.00	260.00	3.28	9999	97.5
156.7	1	1	F	F	26	23	203.00	256.00	3.28	9999	95.7
156.6	1	1	F	F	27	24	200.00	252.00	3.28	9999	94.8
156.5	1	1	F	F	29	24	194.00	249.00	3.28	9999	92.9
156.4	1	1	F	F	31	25	191.00	241.00	3.28	9999	92.0
156.3	1	1	F	F	33	25	185.00	237.00	3.28	9999	90.2
156.2	-1	1	F	F	34	26	185.00	231.00	3.28	9999	90.2
156.1	-1	1	F	F	34	27	193.00	223.00	2.82	9999	92.0
156.0	-1	-1	F	F	34	28	210.00	210.00	1.08	9999	94.8
155.9	-1	-1	F	F	31	32	222.00	198.00	0.00	9999	96.6
155.8	-1	-1	F	F	27	36	237.00	189.00	-0.90	9999	99.4
155.7	1	-1	F	F	25	39	257.00	177.00	-2.80	9999	101.2
155.6	1	-1	F	F	24	41	281.00	166.00	-4.83	9999	103.4
155.5	1	-1	F	F	24	42	304.00	159.00	-5.96	9999	105.8
155.4	1	1	F	F	22	42	314.00	164.00	-5.96	9999	107.6
155.3	1	1	F	F	22	42	318.00	170.00	-5.96	9999	108.6
155.2	1	1	F	F	22	41	328.00	176.00	-5.96	9999	110.0
155.1	1	1	F	F	22	40	328.00	182.00	-5.96	9999	110.0

Com Faixa Adicional

DSS 2700.00	DENDS 1000.00	DUR 100.00	NURD 27	DESIRED 85%ILE SPEED 105.0	BENDINESS 0.0						
CHAINAGE KM	BARRIER LINES (1 OR -1)		AUXILIARY LANES (T OR F)		ROAD SPEED INDICES		SIGHT DISTANCE M		GRADE (DIR 1) UP +VE	CURVE RADIUS M	85%ILE SPEED KMH
	157.8	-1	-1	F	F	26	26	254.00	221.00	-2.30	9999
157.7	-1	-1	F	F	25	25	255.00	224.00	-2.30	9999	101.2
157.6	-1	-1	F	F	25	25	255.00	228.00	-2.30	9999	101.4
157.5	-1	-1	F	F	24	24	256.00	231.00	-2.30	9999	101.6
157.4	-1	-1	F	F	23	23	257.00	238.00	-2.30	9999	101.8
157.3	-1	-1	F	F	22	22	249.00	249.00	-0.87	9999	102.1
157.2	-1	-1	F	F	22	22	223.00	273.00	3.28	9999	101.2
157.1	-1	-1	F	F	23	22	220.00	271.00	3.28	9999	100.3
157.0	-1	-1	F	F	24	22	217.00	269.00	3.28	9999	99.4
156.9	1	1	F	F	24	22	213.00	265.00	3.28	9999	98.4
156.8	1	1	F	F	25	23	210.00	260.00	3.28	9999	97.5
156.7	1	1	T	F	26	23	203.00	256.00	3.28	9999	95.7
156.6	1	1	T	F	27	24	200.00	252.00	3.28	9999	94.8
156.5	1	1	T	F	29	24	194.00	249.00	3.28	9999	92.9
156.4	1	1	T	F	31	25	191.00	241.00	3.28	9999	92.0
156.3	1	1	T	F	33	25	185.00	237.00	3.28	9999	90.2
156.2	-1	1	T	F	34	26	185.00	231.00	3.28	9999	90.2
156.1	-1	1	T	F	34	27	193.00	223.00	2.82	9999	92.0
156.0	-1	-1	T	F	34	28	210.00	210.00	1.08	9999	94.8
155.9	-1	-1	T	F	31	32	222.00	198.00	0.00	9999	96.6
155.8	-1	-1	T	F	27	36	237.00	189.00	-0.90	9999	99.4
155.7	1	-1	T	F	25	39	257.00	177.00	-2.80	9999	101.2
155.6	1	-1	F	F	24	41	281.00	166.00	-4.83	9999	103.4
155.5	1	-1	F	F	24	42	304.00	159.00	-5.96	9999	105.8
155.4	1	1	F	F	22	42	314.00	164.00	-5.96	9999	107.6
155.3	1	1	F	F	22	42	318.00	170.00	-5.96	9999	108.6
155.2	1	1	F	F	22	41	328.00	176.00	-5.96	9999	110.0
155.1	1	1	F	F	22	40	328.00	182.00	-5.96	9999	110.0

B.2.2. Arquivo TRAF

Sem Faixa Adicional

WHERE NOT SPECIFIED UNITS ARE IN SECONDS, METRES AND KM/H.

- 1.0 BASIC TIME UNIT FOR THE SIMULATION (TUN)
 - 5000.0 SETTTLING DOWN TIME FOR THE SIMULATION (TSE)
 - 10000.0 DURATION OF THE SIMULATION (TSI); NOTE THAT THE PROGRAM KEEPS RUNNING UNTIL ALL VEHICLES WHICH ARRIVED IN THIS TIME HAVE DEPARTED.
 - 0 OPTION: 0=TRARR4; 1=STANDARD; 2=USE ITRAF; 3=USE PBAYS; 5=GRAFIC DISPLAY; 6=TIME DISPLAY;
 - 100.0 LENGTH OF NO OVERTAKING TO CREATE BUNCHING IN DIRECTION 1 (DTS1)
 - 100.0 LENGTH OF NO OVERTAKING TO CREATE BUNCHING IN DIRECTION 2 (DTS2)
 - 29.5 PERCENT FOLLOWING IN PLATOONS ON ARRIVAL IN DIRECTION 1 (PFOL1)
 - 50.0 PERCENT FOLLOWING IN PLATOONS ON ARRIVAL IN DIRECTION 2 (PFOL2)
- NOTE ZERO %FOLL GIVES RANDOM ARRIVALS; NEG %FOLL USES DEFAULTS.

- 3 NUMBER OF VEHICLE GENERATION CATEGORIES (NSTR); CHECK FORMATS IN THIS FILE IF NSTR IS CHANGED. ONLY NSTR OF THE COLUMNS BELOW ARE READ.
- 669858.0 RANDOM SEED NUMBER (NSEED0); RANGE IS 0. TO 999999.
- 0 ICHECK: 1=PRINT INPUT DATA TO FILE CHKOUT FOR CHECKING; 0 = NO CHECK

THE REMAINING PARAMETERS DESCRIBE THE SIMULATED TRAFFIC STREAM
ADTV: PROPORTIONS OF VEHICLE TYPES IN VARIOUS CATEGORIES

* TRAFFIC GENERATION CATEGORIES * TYPE *

CARS	TRUCKS	BUSES	VANS	HTRUCK	EXTRA1	EXTRA2	EXTRA3	*	*
0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	*	1 *
0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	*	2 *
0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	*	3 *
0.	0.50	0.	0.	0.	0.	0.	0.	*	4 *
0.	0.12	0.	0.	0.	0.	0.	0.	*	5 *
0.	0.02	0.	0.	0.	0.	0.	0.	*	6 *
0.	0.	1.	0.	0.	0.	0.	0.	*	7 *
0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	*	8 *
0.11	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	*	9 *
0.	0.36	0.	0.	0.	0.	0.	0.	*	10 *
0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	*	11 *
0.14	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	*	12 *
0.06	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	*	13 *
0.32	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	*	14 *
0.09	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	*	15 *
0.13	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	*	16 *
0.15	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	*	17 *
0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	*	18 *

ADVGC: PROPORTION OF FLOW IN EACH LANE AND DIRECTION

0.5103	0.4355	0.3333	0.	0.	0.	0.	0.	DIR1 BASIC LANE
0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	AUX. LANE
0.4897	0.5645	0.6667	0.	0.	0.	0.	0.	DIR2 BASIC LANE
0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	AUX. LANE

VMIT: TWO-DIRECTIONAL TRAFFIC VOLUME (VEH/H) FOR EACH CATEGORY

201.0	90.0	9.0	0.	0.	0.	0.	0.
-------	------	-----	----	----	----	----	----

VMF: MEAN DESIRED SPEED (KM/H)

93.1	78.0	85.8	0.	0.	0.	0.	0.
------	------	------	----	----	----	----	----

VSDF: STANDARD DEVIATION OF DESIRED SPEEDS (KM/H)

13.2	15.9	9.1	0.	0.	0.	0.	0.
------	------	-----	----	----	----	----	----

LFSD: INDICES INDICATING TYPE OF SPEED DISTRIBUTION

1	1	1	1	1	1	1	1
---	---	---	---	---	---	---	---

PFQ1: DEFAULT PLATOONING-FLOW DISTRIBUTION USED WHEN PFOL IS INPUT AS -1

0.	200.	400.	800.	1200.	1600.	2000.	2800.
0.	15.	30.	50.	65.	75.	90.	100.

VMIT: TWO-DIRECTIONAL TRAFFIC VOLUME (VEH/H) FOR EACH CATEGORY

201.0 90.0 9.0 0. 0. 0. 0. 0.

VMF: MEAN DESIRED SPEED (KM/H)

93.1 78.0 85.8 0. 0. 0. 0. 0.

VSDF: STANDARD DEVIATION OF DESIRED SPEEDS (KM/H)

13.2 15.9 9.1 0. 0. 0. 0. 0.

LFSF: INDICES INDICATING TYPE OF SPEED DISTRIBUTION

1 1 1 1 1 1 1 1

PFQ1: DEFAULT PLATOONING-FLOW DISTRIBUTION USED WHEN PFOL IS INPUT AS -1

0. 200. 400. 800. 1200. 1600. 2000. 2800.

0. 15. 30. 50. 65. 75. 90. 100.

B.2.3. Archivo VEHS

VEHICLE AND DRIVER CHARACTERISTICS ARE SPECIFIED FOR 18 VEHICLE TYPES:

ROW 1:

1 EXTRAORDINARY VEHICLE
2 LARGE ROAD TRAIN
3 SMALL ROAD TRAIN
4 LOW POWERED 38 TONNER
5 HIGH POWERED 38 TONNER
6 UNLOADED ARTIC. TRUCK
7 BUS
8 4 TONNE TRUCK (LOADED)
9 1 TONNE TRUCK (LOADED)

ROW 2:

10 SMALL TRUCK
11 CAR AND CARAVAN
12 UNAGGRESSIVE CAR
13 LOW POWERED CAR
14 AVERAGE CAR
15 LARGE CAR
16 AVERAGE CAR
17 AVERAGE CAR
18 SPORTS CAR

LIF: DESIRED SPEED GROUP

1 1 1 1 1 1 1 2 2
2 3 3 3 3 3 3 3 4

VOSFN: OVERTAKING SPEED FACTOR WHEN THERE IS NO AUXILIARY LANE

1.00 1.06 1.06 1.06 1.10 1.10 1.15 1.20 1.20
1.20 1.05 1.20 1.15 1.15 1.10 1.15 1.15 1.05

VOSFA: OVERTAKING SPEED FACTOR WHERE THERE IS AN AUXILIARY LANE

1.00 1.03 1.03 1.03 1.04 1.04 1.18 1.10 1.10
1.10 1.05 1.10 1.08 1.08 1.05 1.08 1.08 1.03

VHSFN: HAPPY SPEED FACTOR WHERE THERE IS NO AUXILIARY LANE

1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00
1.00 .83 .83 .83 .83 .83 .83 .83 .83

VHSFA: HAPPY SPEED FACTOR WHERE THERE IS AN AUXILIARY LANE

1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00
1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00

VDE: MAXIMUM DECELERATION (AS AN ACCELERATION)

-3.00 -3.00 -3.00 -3.00 -3.00 -6.00 -6.00 -3.00 -4.00
-6.00 -4.00 -6.00 -6.00 -6.00 -7.00 -6.00 -6.00 -8.00

VXA: MAXIMUM ACCELERATION

10.00 10.00 10.00 10.00 10.00 8.40 7.60 8.00 7.60
9.00 6.70 8.40 9.80 7.00 7.00 8.00 8.00 9.00

VNP: MAXIMUM POWER TO BE USED WHILE NOT OVERTAKING

5.00 3.00 4.00 5.00 5.81 17.00 10.00 26.00 28.00
9.90 30.00 35.00 40.00 50.00 55.00 50.00 50.00 90.00

VXP: MAX POWER TO BE USED WHILE OVERTAKING

5.00 3.00 4.00 9.71 8.47 19.00 12.00 27.00 29.00
17.24 42.00 47.00 47.00 56.00 63.00 56.00 56.00 121.00

VWRC: RESISTANCE COEFF. OF SPEED**2 DUE TO WIND ETC. (10**-4 M**-1)

-0.40 -0.40 -0.60 -0.70 -0.70 -1.50 -1.00 -1.00 -1.50
-2.00 -3.50 -1.50 -3.50 -2.50 -2.00 -2.50 -2.50 -1.80

VLN: LENGTH OF VEHICLE

60.00 50.00 35.00 8.66 19.29 19.29 12.00 7.00 7.00
6.34 12.00 5.00 5.00 5.00 5.00 5.00 5.00 5.00

VFA: ACCELERATION TO BE USED FOR SMOOTH FOLLOWING BEHAVIOUR

.50 .50 .50 .50 .50 .50 .50 .50 .50
.50 .50 .50 .50 .50 .50 .50 .50 .50

VFB: (REL. SPEED)/(DIST. TO BE MADE UP) FOR SMALL FOLL. DEVIATIONS

.10 .10 .10 .10 .10 .15 .15 .10 .10
.15 .10 .10 .15 .15 .15 .15 .15 .15

VFDA1: DISTANCE SPACING FOR BASIC LANE WHEN NOT THINKING OF OVERTAKING

2.00 2.00 2.00 2.00 2.00 2.00 2.00 2.00 2.00
2.00 2.00 2.00 2.00 2.00 2.00 2.00 2.00 2.00

VFDB1 TIME SPACING

2.00 1.50 1.50 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 .70
.90 3.00 3.00 2.00 2.00 2.00 2.00 2.00 2.00

VFDA2: DISTANCE SPACING WHEN IN BASIC LANE, CONSIDERING OVERTAKING

2.00 2.00 2.00 2.00 2.00 2.00 2.00 2.00 2.00
2.00 2.00 2.00 2.00 2.00 2.00 2.00 2.00 2.00

VFDB2 TIME SPACING

2.00 1.50 1.50 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 .70
.90 .70 1.00 .40 .50 .50 .50 .50 .30

VFDA3: DISTANCE SPACING FOR OVERTAKING LANE WHERE THERE IS NO AUX. LANE

5.00 5.00 5.00 5.00 5.00 5.00 5.00 5.00 5.00
5.00 5.00 5.00 5.00 5.00 5.00 5.00 5.00 5.00

VFDB3: TIME SPACING IN SAME SITUATION

3.00 2.00 2.00 .70 .70 .70 .90 .70 .70
.70 1.00 1.30 .70 .70 .70 .70 .70 .60

VFDA4: DIST. SPACING WHEN IN O'TAKING LANE WHERE THERE IS AN AUX. LANE

5.00 5.00 5.00 5.00 5.00 5.00 5.00 5.00 5.00
5.00 5.00 5.00 5.00 5.00 5.00 5.00 5.00 5.00

VFDB4: TIME SPACING

4.50 2.50 2.50 1.00 1.00 1.00 1.30 1.00 1.00
1.00 2.00 2.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00

VSHA: FIXED DISTANCE COMPONENT OF MINIMUM DESIRED FOLLOWING DISTANCE

.80 .80 .80 .80 .80 .80 .80 .80 .80
.80 .80 .80 .80 .80 .80 .80 .80 .80

VSHB: TIME COMPONENT OF FOLLOWING SPACE WHEN HASSLED

1.00 .50 .50 .20 .20 .20 .40 .20 .20
.20 .50 .50 .20 .20 .20 .20 .20 .20

VDFD: FOLLOWING DISTANCE FACTOR (PER SECOND)

.00 .00 .00 .00 .00 .00 .00 .00 .00
.00 .005 .01 .01 .01 .01 .01 .01 .015

VDFC: FOLLOWING DISTANCE FACTOR CUTOFF VALUE (MAXIMUM FACTOR)

1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00
1.00 1.60 2.00 3.00 3.00 3.00 3.00 3.00 5.00

LAG: AGGRESSION NUMBER (0 = ONLY OVERTAKES WHERE THERE IS AN AUX. LANE)

3 3 3 3 3 3 3 3 3
3 3 3 3 3 6 3 3 8

LAGB: WAIT FOR VEHICLE BEHIND IF ITS AGGRESSION NUMBER EXCEEDS THIS

7 7 7 7 7 7 7 7 7
7 5 4 7 7 7 7 7 10

LAGF: WAIT FOR VEHICLE IN FRONT IF ITS AGGRESSION NUMBER EXCEEDS THIS

4 4 4 4 4 4 4 4 4
4 4 4 4 4 9 4 4 9

LBS: WHETHER OVERTAKE WHEN BEYOND SECOND IN A PLATOON

F T T T T T T T T
T T F T T T T T T

LLA: WHETHER OBEYS OPTIONAL OVERTAKING RESTRICTIONS (T = YES, F = NO)

T T T T T T T T T
F T T T F F T T F

LRO: WHETHER DO RISKY OVERTAKINGS

F F F F F T F F F
T F F T T T T F T

LUO: WHETHER USE OPPOSING AUXILIARY LANE TO ADVANTAGE

F T T T T T T T F
T T F T T T F T T

VTO: CONSIDER YOURSELF BEING O'TAKEN IF VEH WILL REACH YOUR REAR IN VTO

5.00 5.00 5.00 5.00 5.00 5.00 5.00 5.00 5.00
5.00 5.00 5.00 5.00 5.00 5.00 5.00 5.00 5.00

VSFSA: SAFETY FACTOR: SIGHT-RESTRICTED OVERTAKING, AUXILIARY LANE STARTS

2.00 2.00 1.80 1.60 1.60 1.60 2.00 1.60 1.60
1.60 1.80 2.50 1.50 1.70 1.70 2.00 1.40 1.40

VSFSN: SAFETY FACTOR FOR OTHER SIGHT-RESTRICTED OVERTAKINGS

2.00 2.00 1.80 1.60 1.60 1.60 2.00 1.60 1.60
1.60 1.80 2.50 1.50 1.70 1.70 2.00 1.40 1.40

VSFVA: SAFETY FACTOR: OPPOSING VEHICLE VISIBLE, AUXILIARY LANE STARTS

2.20 2.20 2.00 1.80 1.80 1.80 2.20 1.80 1.80
1.80 2.00 2.70 1.70 1.90 1.90 2.20 1.60 1.60

VSFVN: SAFETY FACTOR: OPPOSING VEHICLE VISIBLE, NO AUXILIARY LANE

2.00 2.00 1.80 1.60 1.60 1.60 2.00 1.60 1.60
1.60 1.80 2.50 1.50 1.70 1.70 2.00 1.40 1.40

VSOA: DIST. COMPONENT OF SPACE TO BE LEFT AFTER O'TAKING (INCL. LENGTH)

70.00 60.00 35.00 20.00 20.00 20.00 15.00 10.00 10.00
10.00 20.00 13.00 10.00 10.00 10.00 10.00 10.00 10.00

VSOB: TIME COMPONENT OF SPACE TO BE LEFT AFTER OVERTAKING

.20 .20 .20 .20 .20 .20 .20 .20 .20
.20 .20 .20 .30 .30 .30 .30 .30 .30

VEXA: LEAST SPACING SUCH THAT NO EXTRA OVERTAKING TIME IS ALLOWED

100.00 80.00 65.00 45.00 45.00 45.00 40.00 30.00 30.00
30.00 40.00 35.00 25.00 25.00 25.00 25.00 25.00 15.00

VEXB: EXTRA OVERTAKING TIME PER METRE OF INSUFFICIENT SPACING

.10 .10 .10 .10 .10 .10 .10 .10 .10
.10 .10 .10 .10 .10 .10 .10 .10 .10

VCLB: CHANGE LANE TIME WHEN SOMEONE BEHIND

15.00 15.00 15.00 15.00 15.00 15.00 15.00 15.00 15.00
15.00 15.00 15.00 15.00 15.00 15.00 15.00 15.00 15.00

VCLN: CHANGE LANE TIME WHEN NOONE BEHIND

30.00 30.00 30.00 30.00 30.00 30.00 30.00 30.00 30.00
30.00 30.00 30.00 30.00 30.00 30.00 30.00 30.00 30.00

VAM: TIME ALLOWED FOR MERGING AFTER OVERTAKING

5.00 5.00 5.00 5.00 5.00 5.00 5.00 5.00 5.00
5.00 5.00 5.00 5.00 5.00 5.00 5.00 5.00 5.00

VMGA: DISTANCE COMPONENT OF END-OF-AUX.-LANE MERGING DISTANCE
ALLOWED

50.00 50.00 30.00 20.00 20.00 20.00 20.00 20.00 20.00
20.00 50.00 20.00 30.00 20.00 20.00 10.00 30.00 20.00

VMGB: TIME COMPONENT OF SAME

10.00 10.00 10.00 8.00 8.00 8.00 8.00 5.00 6.00
7.00 5.00 3.00 8.00 4.00 4.00 2.00 6.00 4.00

VTS: TIME UNTIL SETTLE AFTER MERGING

30.00 30.00 30.00 30.00 30.00 30.00 10.00 30.00 30.00
30.00 10.00 10.00 30.00 30.00 30.00 20.00 40.00 30.00

VSS: SPEEDS FOR WHICH END-OF-AUXILIARY-LANE MERGING IS STOP-START

5.00 5.00 5.00 10.00 10.00 10.00 10.00 10.00 10.00
10.00 14.00 14.00 10.00 10.00 10.00 13.00 7.00 10.00

VFE: IF ACCELERATION FOR SMOOTH MERGING EXCEEDS THIS, DO NOT DECELERATE

-1.00 -1.00 -1.00 -1.00 -1.00 -1.00 -1.00 -1.00 -1.00
-1.00 -.80 -.50 -1.00 -1.00 -1.00 -1.20 -.80 -.50

VFCA: FUEL CONSUMPTION PER SECOND WHEN IDLING (ML/S)

1.75 1.50 1.29 .87 1.17 .87 .56 .43 .54
.48 .40 .30 .20 .15 .65 .50 .40 .60

VFCB: FUEL CONSUMPTION EFFICIENCY FACTOR BETA1 (ML/KJ)

.07 .07 .07 .07 .07 .07 .07 .07 .08
.08 .08 .09 .10 .13 .07 .09 .10 .11

VFCC: FUEL CONSUMPTION EFFICIENCY FACTOR BETA2 (ML/(KJ.M/S))

.02 .02 .02 .02 .02 .02 .01 .01 .02
.02 .05 .06 .05 .07 .04 .03 .06 .05

VFCD: DRAG FORCE PARAMETER (KN), MAINLY RELATED TO ROLLING RESISTANCE

12.77 10.62 7.24 3.57 3.57 2.16 1.18 .92 .41
.39 .50 .28 .30 .33 .40 .30 .35 .25

VFCE: DRAG FORCE PARAMETER (KN/(M/S)), MAINLY RELATED TO AEROD. RESIST.

6.00 5.20 4.70 4.30 4.30 2.50 2.10 2.00 1.10
1.00 1.60 .80 1.20 1.80 1.40 1.00 1.10 .80

VFCF: VEHICLE MASS (KG*1000)

150.00 115.50 79.00 21.90 42.20 15.50 12.00 7.80 2.50
10.50 2.50 .80 1.10 .95 1.65 1.40 1.20 1.10

VFCG: MULT. FACTOR FOR ROLLING RESISTANCE ACCORDING TO ROAD SPEED INDEX

1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00
1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00
1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00
1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00
1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00
1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00
1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00
1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00
1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00
1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00

SMX CIOV RTUHN SMN XMFH XMIPH MPS
30.00 .80 10.00 1.00 1.8 4.0 35

VFCH: VEHICLE USES (P) PETROL OR (D) DIESEL

D D D D D D D D D
D P P P P P P P P

B.2.4. Arquivo OBS

22 NOB NUMBER OF OBSERVATION POINTS
11 NOB1 NUMBER OF OBSERVATION POINTS IN DIRECTION 1

1 LMSP INTERVAL STARTING POINT DIRECTION 1
12 LMSP INTERVAL STARTING POINT DIRECTION 2

11 LMFP INTERVAL FINISHING POINT DIRECTION 1
22 LMFP INTERVAL FINISHING POINT DIRECTION 2

3 NCT NUMBER OF VEHICLE OBSERVATION CATEGORIES
 5.0 TFOL TIME COMPONENT OF DEFINITION OF FOLLOWING
 0.0 DFOL DISTANCE COMPONENT OF DEFINITION OF FOLLOWING
 0 IFILE OPTION TO GENERATE ADDITIONAL OUTPUT INFORMATION

VEHICLE CATEGORY NAMES

1=TRUCKS; 2=CARS ; 3=BUSES ; 4= ; 5= ; 6= .

VEHICLE CATEGORIES FOR THE VARIOUS VEHICLE TYPES (LVC)

1 1 1 1 1 1 3 1 1 1 2 2 2 2 2 2 2 2

OBSERVATION POINTS FOR FIRST DIRECTION (RELATIVE TO START OF SIM. SEGMENT)

1100. 1200. 1300. 1400. 1500. 1600. 1700. 1800. 1900. 2000. 2100.

OBSERVATION POINTS FOR SECOND DIRECTION (FROM START OF SIM. SEG. IN DIR 2)

600. 700. 800. 900. 1000. 1100. 1200. 1300. 1400. 1500. 1600.

B.2.5. Arquivo OUT

O arquivo *OUT* disponibiliza resultados da simulação para os dois sentidos do fluxo de tráfego. Neste item, apenas serão mostrados os resultados obtidos para o sentido do aclave estudado (DIRECTION 1), nas situações sem e com faixa adicional.

Sem Faixa Adicional

TRAFFIC PARAMETERS SPECIFIED AT INPUT:

TIME OF SIMULATION = 10000.0
 SETTling DOWN TIME = 5000.0
 RANDOM SEED NUMBER = 699668.0

% FOLLOWING, DIRECTION 1 = 29.5
 % FOLLOWING, DIRECTION 2 = 50.0

| STREAM | DIR1
FLOW
(VEH/H) | DIR2
FLOW
(VEH/H) | TOTAL |
|--------|-------------------------|-------------------------|-------|
| CARS | 103.0 | 98.0 | 201.0 |
| TRUCKS | 39.0 | 51.0 | 90.0 |
| BUSES | 3.0 | 6.0 | 9.0 |
| TOTAL | 145.0 | 155.0 | 300.0 |

ACTUAL FLOWS - DIRECTION 1: 147. VEH/H
 - DIRECTION 2: 158. VEH/H
 - COMBINED: 305. VEH/H

ACTUAL COMPLETION TIME: 10081. SEC
 MAXIMUM NUMBER OF VEHICLES ON ROAD: 54

**** DIRECTION 1 ****

POINT OBSERVATIONS: POSITIONS MEASURED FROM START IN DIRECTION OF TRAVEL

| POSITION
M | OVERTAKINGS
COMMENCED | SPEED (KM/H) | | %FOLL | # | MEAN SPEED BY CATEGORY | | |
|---------------|--------------------------|--------------|------|-------|-----|------------------------|------|------|
| | | MEAN | S.D. | | | 1 | 2 | 3 |
| 1100. | 0 | 81.1 | 16.2 | 41.9 | 408 | 74.9 | 84.7 | 74.3 |
| 1200. | 0 | 78.3 | 15.4 | 42.4 | 408 | 72.5 | 81.6 | 72.1 |
| 1300. | 0 | 74.4 | 15.4 | 42.6 | 408 | 68.7 | 77.7 | 68.1 |
| 1400. | 0 | 69.2 | 14.4 | 43.1 | 408 | 63.7 | 72.5 | 64.2 |
| 1500. | 0 | 64.5 | 13.6 | 43.6 | 408 | 59.3 | 67.6 | 59.2 |
| 1600. | 0 | 60.4 | 12.1 | 44.4 | 408 | 55.6 | 63.1 | 56.5 |
| 1700. | 0 | 58.5 | 11.2 | 44.9 | 408 | 54.0 | 61.1 | 55.7 |
| 1800. | 0 | 58.4 | 11.1 | 46.3 | 408 | 54.1 | 60.9 | 55.7 |
| 1900. | 0 | 59.6 | 10.8 | 46.6 | 408 | 54.7 | 62.5 | 57.0 |
| 2000. | 0 | 66.4 | 12.2 | 46.6 | 408 | 60.4 | 69.8 | 62.7 |
| 2100. | 0 | 75.0 | 13.8 | 47.8 | 408 | 68.9 | 78.5 | 72.2 |

* INTERVAL OBSERVATIONS BETWEEN 1100. M AND 2100. M (1000 M

| VEHICLE
CATEGORY | TRAVEL TIME | | JOURNEY SPEED | | %TIME
SPENT
FOLL. | OVERTAKINGS | | | PETROL
CONS.
ML | DIESEL #
CONS.
ML |
|---------------------|-------------|-------------|---------------|--------------|-------------------------|-------------|-----------|------------|-----------------------|-------------------------|
| | MEAN
SEC | S.D.
SEC | MEAN
KM/H | S.D.
KM/H | | NO.
OF | NO.
BY | RATE
BY | | |
| TRUCKS | 60.9 | 9.3 | 60.5 | 9.3 | 49.8 | 0 | 0 | .000 | .0 | 532.5 146 |
| CARS | 54.5 | 11.5 | 68.8 | 13.2 | 54.7 | 0 | 0 | .000 | 143.4 | .0 257 |
| BUSES | 58.7 | 5.5 | 61.8 | 5.8 | 47.6 | 0 | 0 | .000 | .0 | 386.3 5 |
| ALL | 56.8 | 11.2 | 65.7 | 12.5 | 52.9 | 0 | 0 | .000 | 143.4 | 527.6 408 |

Com Faixa Adicional

TRAFFIC PARAMETERS SPECIFIED AT INPUT:

TIME OF SIMULATION = 10000.0
 SETTling DOWN TIME = 5000.0
 RANDOM SEED NUMBER = 887222.0

% FOLLOWING, DIRECTION 1 = 29.5
 % FOLLOWING, DIRECTION 2 = 50.0

| STREAM | DIR1 | DIR2 | TOTAL |
|--------|-----------------|-----------------|-------|
| | FLOW
(VEH/H) | FLOW
(VEH/H) | |
| CARS | 103.0 | 98.0 | 201.0 |
| TRUCKS | .0 | 51.0 | 51.0 |
| BUSES | 3.0 | 6.0 | 9.0 |
| TOTAL | 106.0 | 155.0 | 261.0 |

ACTUAL FLOWS - DIRECTION 1: 143. VEH/H
 - DIRECTION 2: 165. VEH/H
 - COMBINED: 309. VEH/H

ACTUAL COMPLETION TIME: 10062. SEC
 MAXIMUM NUMBER OF VEHICLES ON ROAD: 50

**** DIRECTION 1 ****

POINT OBSERVATIONS: POSITIONS MEASURED FROM START IN DIRECTION OF TRAVEL

| POSITION
M | OVERTAKINGS
COMMENCED | SPEED (KM/H) | | %FOLL | # | MEAN SPEED BY CATEGORY | | |
|---------------|--------------------------|--------------|------|-------|-----|------------------------|------|------|
| | | MEAN | S.D. | | | 1 | 2 | 3 |
| 1100. | 0 | 85.7 | 14.9 | 34.9 | 398 | 77.2 | 91.1 | 75.0 |
| 1200. | 109 | 88.2 | 15.9 | 18.8 | 398 | 77.5 | 95.2 | 73.0 |
| 1300. | 9 | 87.2 | 17.0 | 20.9 | 398 | 76.7 | 94.0 | 70.8 |
| 1400. | 3 | 81.6 | 16.3 | 22.6 | 398 | 71.8 | 88.0 | 65.4 |
| 1500. | 9 | 76.4 | 15.1 | 20.4 | 398 | 67.3 | 82.4 | 61.1 |
| 1600. | 7 | 71.3 | 13.8 | 20.6 | 398 | 62.8 | 76.9 | 57.0 |
| 1700. | 5 | 68.7 | 13.0 | 21.4 | 398 | 61.0 | 73.8 | 55.3 |
| 1800. | 6 | 68.7 | 13.0 | 21.1 | 398 | 60.8 | 73.8 | 55.3 |
| 1900. | 4 | 68.7 | 13.0 | 18.6 | 398 | 60.9 | 73.9 | 55.3 |
| 2000. | 1 | 76.3 | 14.3 | 19.3 | 398 | 66.9 | 82.5 | 61.1 |
| 2100. | 4 | 85.8 | 14.9 | 17.1 | 398 | 75.5 | 92.5 | 70.4 |

* INTERVAL OBSERVATIONS BETWEEN 1100.M AND 2100.M (1000.M)

| VEHICLE
CATEGORY | TRAVEL TIME | | JOURNEY SPEED | | %TIME
SPENT
FOLL. | OVERTAKINGS | | | PETROL
CONS.
ML | DIESEL
CONS.
ML | # |
|---------------------|-------------|-------------|---------------|--------------|-------------------------|-------------|-----------|------------|-----------------------|-----------------------|-----|
| | MEAN
SEC | S.D.
SEC | MEAN
KM/H | S.D.
KM/H | | NO.
OF | NO.
BY | RATE
BY | | | |
| TRUCKS | 55.5 | 10.2 | 67.1 | 12.7 | 37.7 | 126 | 57 | .396 | .0 | 520.7 | 144 |
| CARS | 44.6 | 6.2 | 82.1 | 10.8 | 39.6 | 104 | 187 | .766 | 186.4 | .0 | 244 |
| BUSES | 59.5 | 8.2 | 61.5 | 8.0 | 36.2 | 14 | 0 | .000 | .0 | 371.0 | 10 |
| ALL | 49.0 | 9.6 | 76.2 | 13.7 | 38.8 | 244 | | .613 | 186.4 | 511.0 | 398 |

ANEXO C. EXEMPLO DE ANÁLISE ECONÔMICA

Neste anexo, apresenta-se uma planilha de cálculo dos benefícios de redução dos custos operacionais e dos tempos de viagem, usados para estimar a relação benefício/custo e verificar a viabilidade econômica de implantação de faixa adicional num dos aclives estudados. O trecho escolhido está situado na SP-333, entre o quilômetro 155+400 e o quilômetro 157+840. O volume na hora-pico usado nas simulações foi de 300 veíc/h (nos dois sentidos) e a porcentagem de caminhões foi de 30%.

C.1. Benefícios de Redução dos Custos Operacionais dos Veículos

As Tabelas C.1 e C.2 resumem informações sobre o tráfego de veículos no trecho que vai do quilômetro 155+40 ao quilômetro 157+840 na SP-333.

Tabela C.1. Volumes de tráfego e fator da hora de projeto na SP-333, km 155+40 ao km 157+840

| | |
|--|------------------|
| Horário de pico | 8:00 h às 9:00 h |
| Volume de tráfego na hora-pico (<i>VHP</i>) – dois sentidos: | 300 veíc/h |
| Volume de tráfego na hora entre-pico – dois sentidos: | 150 veíc/h |
| Fator da hora de projeto (<i>K</i>): | 6,5% |
| Volume diário médio (<i>VDM = VHP/K</i>) – dois sentidos: | 3.337 veíc/dia |

Tabela C.2. Composição do tráfego simulado na SP-333, km 155+40 ao km 157+840

| sentido | Volume na hora pico - veíc/h (%) | | | Total
(divisão por sentido, %) |
|---------|----------------------------------|------------|----------|-----------------------------------|
| | carro | caminhão | ônibus | |
| Norte | 103 (71,0%) | 39 (26,9%) | 3 (2,1%) | 145 (48,5%) |
| Sul | 98 (63,2%) | 51 (32,9%) | 6 (3,9%) | 155 (51,5%) |

O volume diário médio foi estimado pela Equação 6.34, que é função do volume diário médio total, da distribuição de veículos e da composição do tráfego. Os resultados obtidos estão resumidos na Tabela C.3.

Tabela C.3. Volumes diários médios: rodovia SP-333 - km 155+40 ao km 157+840

| Sentido | Volume diário médio | | | Total |
|---------|---------------------|----------|--------|-------|
| | carro | caminhão | ônibus | |
| Norte | 1.172 | 444 | 34 | 1.650 |
| Sul | 1.092 | 568 | 67 | 1.727 |

Os fatores de variação dos custos operacionais dos veículos foram calculados pelas Equações 6.9 a 6.13. Como exemplo, o fator de variação do carro (R_A) quando o aclive está na condição “sem faixa” é expresso pela Equação 6.9:

$$R_A = 1,5822 + 0,0721 \cdot i - 0,0074 \cdot V_A$$

em que i : declividade do aclive (neste trecho, $i = 2,6\%$);

V_A : velocidade do automóvel (69,3 km/h).

Substituindo-se os valores na Equação 6.9, o resultado obtido é:

$$R_A = 1,5822 + 0,0721 \cdot 2,60 - 0,0074 \cdot 69,3 = 1,26$$

Os resultados obtidos para todas as categorias de veículo, nas condições sem e com faixa adicional, estão resumidos na Tabela C.4.

Tabela C.4. Cálculo da variação do custo operacional unitário, SP-333 - km 155+40 ao km 157+840 (rampa equivalente de 2,60%)

| Veículo | Velocidade média (km/h) | | Fator de variação de custo | |
|----------|-------------------------|-----------|----------------------------|-----------|
| | sem faixa | com faixa | sem faixa | com faixa |
| carro | 69,3 | 81,9 | 1,26 | 1,18 |
| caminhão | 61,3 | 65,7 | 1,23 | 1,27 |
| Ônibus | 60,2 | 64,5 | 1,20 | 1,21 |

A variação do custo operacional unitário foi calculada fazendo-se o produto do fator de variação, mostrado na Tabela C.4, pelo custo operacional unitário de cada veículo. Esses resultados foram multiplicados pelos volumes horários e distâncias média de acompanhamento (*spent follow*) para se obter as reduções dos custos operacionais, conforme as Equações 6.33 e 6.35. Os resultados estão apresentados na Tabela C.5.

A título de exemplo, a variação do custo operacional para carro quando o aclave não tem faixa adicional é dada por:

$$C_{1,A} = R_A \cdot COU_A = 1,26 \cdot R\$0,5129 = R\$0,64$$

O mesmo procedimento foi repetido para calcular a variação do custo operacional para carros, quando o aclave é dotado de faixa adicional.

A distância média de acompanhamento para a categoria carro é estimada pela Equação 6.30:

$$Lm_i = \frac{\%TE_{sem_faixa} - \%TE_{com_faixa}}{100} = \frac{54,7\% - 40,6\%}{100} = 0,141$$

Daí, o custo operacional horário é calculado pela Equação 6.33, na qual o volume diário médio (*VDM*) foi substituído pelo volume na hora-pico:

$$rcohp_A = Lm_A \cdot (C_{1,A} - C_{2,A}) \cdot VHP_A = 0,141 \cdot (0,64 - 0,60) \cdot 103 = R\$0,58$$

Tabela C.5. Cálculo da redução do custo operacional para todos os veículos na hora-pico, SP-333 - km 155+40 ao km 157+840

| Veículo | unitário | Custo operacional | | | | subtotal |
|----------------|--------------|-------------------|-----------|---------------------|-----------|----------------|
| | | variação | | <i>spent follow</i> | | |
| | | sem faixa | com faixa | sem faixa | com faixa | |
| carro | R\$0,5129/km | R\$0,64 | R\$0,60 | 0,547 | 0,406 | R\$0,58 |
| caminhão vazio | R\$0,6794/km | R\$0,84 | R\$0,86 | 0,497 | 0,386 | R\$0,00 |
| ônibus | R\$0,8729/km | R\$1,04 | R\$1,05 | 0,508 | 0,406 | R\$0,00 |
| TOTAL | | | | | | R\$0,58 |

Para determinar a redução do custo operacional para todos os carros (na hora-pico), multiplica-se o custo operacional horário por 8 horas:

$$rco = rcohp \cdot 8 = R\$0,58 \cdot 8 = R\$4,64$$

Para as 16 horas de entre-pico, cujo volume é de 150 veíc/h, a redução do custo operacional foi estimada como sendo igual a R\$3,24. Portanto, a redução diária do custo operacional para os carros será igual a:

$$rco = rco(hora_pico) + rco(entre_pico) = R\$4,64 + R\$3,24 = R\$7,88$$

O mesmo processo foi repetido para calcular os custos para os caminhões descarregados e para os ônibus. Nesse caso, a redução obtida para essas categorias foi pequena, portanto foi desprezada. A redução do custo operacional diário é o somatório das reduções para as três categorias de veículos. Assim, o benefício anual gerado pela redução do custo operacional dos veículos é expresso por:

$$BRCO = 365 \cdot \sum_i rco_i = 365 \cdot R\$7,88 = R\$2.877,39$$

C.2. Benefícios por Redução dos Tempos de Viagem

A Tabela C.6 mostra os resultados dos cálculos feitos para determinar as reduções dos tempos de viagem após a implantação da faixa adicional. Os valores foram obtidos usando-se a Equação 6.37. Como exemplo, a redução do tempo de viagem para carros (nas horas de pico) é dada pela diferença entre o tempo de viagem, sem faixa adicional e o tempo de viagem, com a faixa adicional:

$$rtv_A = \frac{(t_{1,A} - t_{2,A}) \cdot (8 \cdot VHP_A)}{3.600} = \frac{(53,8 - 44,7) \cdot 8 \cdot 103}{3.600} = 2,1 \text{ horas}$$

Tabela C.6. Determinação da redução diária dos tempos de viagem para carros e ônibus: SP-333 - km 155+40 ao km 157+840

| Veículo | Tempo de viagem (s) | | Redução do atraso | | |
|-------------------------|---------------------|---------------|-------------------|--------------|--------------|
| | sem faixa (s) | com faixa (s) | por veículo (s) | Subtotal (s) | Subtotal (h) |
| carro | 53,8 | 44,7 | 9,1 | 7.481,9 | 2,10 |
| ônibus | 61,1 | 56,4 | 4,7 | 318,1 | 0,01 |
| <i>Total Diário (h)</i> | | | | | <i>2,11</i> |

O resultado obtido é multiplicado pela porcentagem de redução de pelotões, assim a redução dos tempos de viagem para carros e ônibus será igual a:

$$RTV = rtv \cdot rp = 2,11 \cdot 0,219 = 0,46 \text{ horas}$$

Para as 16 horas de entre-pico, a redução do tempo de viagem foi de 0,30 horas. Portanto, a redução diária do tempo de viagem para os carros e ônibus é dada por:

$$RTV = rtv(\text{hora_pico}) + rtv(\text{entre_pico}) = 0,46 + 0,30 = 0,76 \text{ horas}$$

O valor da hora perdida CHu foi estimado pela Equação 6.19, da qual obteve-se um valor igual de R\$ 12,77. O fator adimensional R foi estimado pela Equação 6.20, da qual obteve-se um valor igual de 0,9645. Em função desses resultados, o benefício anual de redução dos tempos de viagens para automóveis e ônibus, pode ser calculado por:

$$BRTV = 365 \cdot RTV \cdot CHu \cdot R = 365 \cdot 0,76 \cdot 12,77 \cdot 0,9645 = R\$3.406,55$$

C.3. Total dos Benefícios

O total dos benefícios é a soma dos benefícios de redução dos custos operacionais e redução dos tempos de viagem, que é expresso pela Equação 6.40:

$$BT = BRCO + BRTV = R\$2.877,39 + R\$3.406,55 = R\$6.283,94$$

C.4. Custos para Construção da Faixa Adicional

O custo para a construção da faixa adicional neste trecho foi estimado em R\$ 121.414,21; sendo que a parcela a ser paga anualmente é de R\$ 21.488,57; calculada para uma vida útil de 10 anos e a uma taxa de juros anuais de 12%, segundo a Equação 6.41.

C.5. Cálculo da Relação Benefício/Custo e Viabilidade Econômica

Em função dos resultados dos benefícios totais gerados aos usuários e o custo de construção da faixa adicional, pode-se calcular a relação benefício/custo:

$$r = \frac{B}{C} = \frac{R\$6.283,94}{R\$21.488,57} = 0,29$$

Como a relação B/C calculada é menor que a unidade, a obra não é viável economicamente para o volume de tráfego (hora-pico, sentido ascendente), 145 veíc/h e para a porcentagem de caminhão adotada, 30% na composição do tráfego.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHO [1965]. A Policy on Geometric Design of Rural Highways. American Association of State Highway Officials, Chapter V: Highway types, p. 259-284. Washington, D. C..
- AASHTO [1984]. *A Policy on Design of Highways and Streets*. American Association of State Highway and Transportation Officials. Chapter III: Elements of Design, p. 252-293. Washington, D. C..
- AASHTO [1994]. *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*. American Association of State Highway and Transportation Officials. Chapter III: Elements of Design, p. 227-262. Washington, D. C..
- AASHTO [2001]. *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*. American Association of State Highway and Transportation Officials. Chapter III: Elements of Design, p. 235-254. Fourth Edition. Washington, D. C..
- Alaix, V. G. V.; Orrego, V. E. B. & López, M. E. O. [1997]. Relación peso/potencia de vehículos pesados en carreteras colombianas. *IX Congreso Panamericano de Ingeniería de Tránsito y Transporte. Actas*. La Habana, Cuba.
- Aljanahi, A. A. M.; Rhodes, A. H. & Metcalfe, A. V. [1999]. Speed, speed limits and road traffic accidents under free flow conditions. *Accident Analysis and Prevention* 31, p. 161-168.
- Archilla, A. R. & de Cieza, A. O. F. [1996]. Truck Performance on Argentinean Highways. *Transportation Research Record* 1555, p. 114 – 123.
- ATU [1990]. *Climbing lanes analysis procedures for Alberta highways*. Alberta Transportation and Utilities. /unpublished/.
- ATU [1999]. *Highway Geometric Design Guide*. Alberta Infrastructure, Alberta Transportation and Utilities. Chapter B: Alignment Elements, p. B-55 to B-79. Alberta, Canada.
- Bester, J. C. [2000]. Truck Speed Profiles. *Transportation Research Record* 1555, p. 111 – 115.
- BNB [1998]. *A Região Nordeste*. <http://www.bnb.gov.br/neon/geral.html>. Banco do Nordeste do Brasil. (Acessado em 26/03/02).
- Choueiri, E. M. *et al.* [1994]. Safety aspects of individual design elements and their inter-

- actions on two-lane highways: international perspective. *Transportation Research Record* 1994, p. 34-46.
- CNT [2001]. *Pesquisa Rodoviária 2001*. Confederação Nacional do Transporte. <http://www.cnt.org.br/>. (acessado em 15/03/02).
- CONTRAN [1998]. Resolução 12/98: Estabelece os limites de peso e dimensões para veículos que transitem por vias terrestres. Conselho Nacional de Trânsito, Ministério da Justiça do Brasil, Brasília, DF. Citado por Demarchi & Pierin [2001].
- Craus, J., Polus A. & Grinberg, I. [1979]. *Operational Characteristics of Heavy Vehicles on Two-Lane Rural Roads*. Research Report 79-13. Transportation Research Institute, Technion—Israel Institute of Technology, Haifa. Citado por Polus *et. al.* [1981].
- Demarchi, S. H. & Pierin, I. [2001]. O impacto da sobrecarga no desempenho de caminhões canavieiros em rampas ascendentes. In: CONGRESSO DE PESQUISA E ENSINO EM TRANSPORTES, XVI ANPET, Campinas. *Anais*. São Paulo, v. 1, p. 21-29.
- Demarchi, S. H. & Setti, J. R. A. [1998]. Desempenho de caminhões em rampas ascendentes. CONGRESSO DE PESQUISA E ENSINO EM TRANSPORTES, XII ANPET, Fortaleza. *Anais*. Ceará, v. 1, p. 17-28.
- Demarchi, S. H. & Setti, J. R. A. [1999]. Caracterização da relação massa/potência de caminhões em rodovias do estado de São Paulo. In: CONGRESSO DE PESQUISA E ENSINO EM TRANSPORTES, XIII ANPET, São Carlos. *Anais*. São Paulo, v. 1, p. 573-84.
- Demarchi, S. H. [2000a]. *Influência de Veículos Pesados na Capacidade e Nível de Serviço de Rodovias de Pista Dupla*. 157 p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- Demarchi, S. H. [2000b]. *TruPer: Simulador de Desempenho de Veículos Rodoviários e Ferroviários*. Versão 2.1e. Universidade Estadual de Maringá, Departamento de Engenharia Civil. Maringá.
- DER [2001]. *Tabela de Preços Unitários*. Data de referência 30/06/2001. Departamento de Estradas de Rodagem do estado de São Paulo (DER-SP). http://www.der.sp.gov.br/obras/firm_obr.htm. Acessado em 21/12/01.
- DNER [1976]. *Manual de custo de operação*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER). Rio de Janeiro. Citado por Kabbach [1992].
- DNER [1977]. *Pesquisa de Capacidade de Rodovias*. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro.
- DNER [1979]. *Instruções para implantação de terceiras faixas*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro.
- DNER [1999]. *Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais*. Capítulo 7: Terceira Faixa nas Rampas Ascendentes, pg. 177-186. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro.
- Dunn, R. E. [1955]. Motor Vehicle Performance on Ascending Grades. *Highway Research Board Bulletin* 104, p. 12-20. Highway Research Board, Washington, D.C.

- Durham, N. C. [1970]. *Speed and Accidents*, Vol.2. Research Triangle Institute. Citado por Garber, N. J. & Ehrhart, A. A. [2000].
- EBTU [1981]. *Manual de avaliação de projetos*. Empresa Brasileira de Transportes Urbanos (EBTU). Brasília. Citado por Kabbach [1992].
- Economia e Transporte [2001]. *Custos operacionais*.
<http://www.economiaetransporte.com.br/index2.html>. Acessado em 14/12/01.
- Egami, C. Y. [2000]. *Recalibração de um Modelo para Simulação do Tráfego em Rodovias de Pista Simples*. 137 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- Egami, C.Y.; Setti, J.R.A. [1999]. Recalibração de um Modelo para Simulação de Rodovias de Pista Simples. In: CONGRESSO DE PESQUISA E ENSINO EM TRANSPORTES, XIII ANPET, São Carlos. *Anais*. São Paulo, v.3, p.107-110.
- Firey, J. C.; Peterson, E. W. [1962]. An analysis of speed changes for large transport trucks. *Highway Research Board*, 334, p. 1-26. Washington.
- Fitch, J. W. [1994]. *Motor Truck Engineering Handbook*. Society of Automotive Engineers, 4^a ed., Warrendale, PA, EUA.
- Garber, N. J. & Ehrhart, A. A. [2000]. Effect of Speed, Flow and Geometric Characteristics on Crash Frequency for Two-Lane Highways. *Transportation Research Record* 1717, p. 76-83.
- Garber, N. J. & Gadiraju, R. [1989]. Factors Affecting Speed Variance and Its Influence on Accidents. *Transportation Research Record*, 1213, p. 64-71.
- GEIPOT [1982]. *Pesquisa sobre o inter-relacionamento dos custos de construção, conservação e utilização de rodovias*. Empresa Brasileira de Planejamento de Transportes (GEIPOT). Relatório Final. Janeiro. Brasil.
- GEIPOT [2002]. *Anuário Estatístico de Transportes*. Capítulo 5: Transporte Rodoviário (período 1996 a 2000). Empresa Brasileira de Planejamento de Transportes. Ministério dos Transportes. Brasil. (acessado em 15/03/02).
- Glennon, J. C. [1970]. An Evaluation of Design Criteria for Operating Trucks Safely on Grades. *Highway Research Record* 312, p. 93-112. Texas Transportation Institute, Texas A & M University.
- Glennon, J. C. et al. [1987]. "Effect of Alignment on Safety." *State of the Art Report 6: Relationship Between Safety and Key Highway Features, A Synthesis of Prior Research*. Transportation Research Board, National Research Council. Washington, D. C.. Citado por McGee; Hughes & Daily [1995].
- Gynnerstedt, G.; Carlsson, A. & Westerlund, B. [1977]. A model for the Monte Carlo simulation of traffic flow along two-lane single-carriageway rural roads. Swedish National Road and Traffic Research Institute, Report 43. Citado por McLean [1989].
- Hall, J. W. & Dickinson, L. V. [1974]. Trucks speeds and accidents on interstate highways. *Transportation Research Record*, 486, p. 19-32.
- Hall, J. W. & Pendleton, O. J. [1990]. Rural Accident Rate Variations with Traffic Volume. *Transportation Research Record* 1281, p. 62-70.

- Harwood, D. W. [1991]. *Research needs on the operational effectiveness of passing lanes on two-lane highways*. Highway Capacity and Level of Service. Ed. U. Brannolte. Balkema, Rotterdam.
- Harwood, D. W. [1995]. Relationships Between Operational and Safety Considerations in Geometric Design Improvements. *Transportation Research Record 1512*, p. 1-6.
- Harwood, D. W.; St. John, A. D. & Warren, D. L. [1985]. Operational and Safety Effectiveness of Passing Lanes on Two-Lane Highways. *Transportation Research Record 1026*, p. 31-39.
- Hauer, E. & Persaud, B. [1996]. *Safety Analysis of Roadway Geometric and Ancillary Features*. Research Report. TAC – Transportation Association of Canada. Ottawa, Canada.
- Hedman, K. O. [1990]. Road design and safety. *Proceedings of Strategic Highway Research Program and Traffic Safety on Two Continents*. Gothenburg, 1989. VTI Report 315A, 1990. Citado por O’Cinneide [1995].
- Hoban, C. J. *et al.* [1991]. *A Model for Simulating Traffic on Two-Lane Roads – User Guide and Manual for TRARR Version 3.2*. Victoria – Australia, ARRB Transport Research Ltd.
- HRB [1965]. *Highway Capacity Manual, Special Report 87*. Highway Research Board. Washington, D. C.
- Huff, T. S.; Scrivner, F. H. [1955]. Simplified Climbing-Lane Design Theory and Road-Test Results. *Highway Research Board Bulletin 104*, p. 1–11. Washington.
- Jain, M. K. & Taylor, W. C. [1991]. Criteria for passing relief lanes on two-lane highways. *ITE Journal*, v. 61, n. 2, p. 25-30, feb. Institute of Transportation Engineers, Washington.
- Jorgensen, R. E. [1966]. Evaluation of criteria for safety improvements on the highway. Department of Commerce, Bureau of Public Roads. Washington. Citado por O’Cinneide [1995].
- Kabbach, F. I. J. [1992]. *Contribuição para o estudo de implantação de faixas adicionais em rampas ascendentes de rodovias de pista simples*. Tese (Doutorado). Escola Politécnica - Universidade de São Paulo. 333 p.
- Khasnabis, S. & Al-Assar, R. [1989]. Analysis of heavy truck accident data-exposure based approach. *Journal of Transportation Engineering*, v. 115, n. 3, p. 298-394, may. ASCE. New York.
- Kihlberg, J. K. & Tharp, K. J. [1968]. *NCHRP Report 47: Accident Rates as Related to Design Elements of Rural Highways*. Highway Research Board, Washington, D.C. Citado por Hall & Pendleton [1990].
- Lotti, C. P. & Widmer, J. A. [1998]. Desenvolvimento de base de dados para o estudo de acidentes rodoviários. *Anais da Reunião Anual de Pavimentação, 31^a*. Outubro. São Paulo.
- Lundy, R. A. [1965]. Effect of Traffic Volumes and Number of Lanes on Freeway Accident Rates. *Highway Research Board Bulletin 99*, pp. 138-147. Highway Research Board, Washington, D.C. Citado por Hall & Pendleton [1990].

- Mak, K. K. *et al.* [1988]. Assessment of existing general purpose data bases for highway safety analysis. *Transportation Research Record*, 1172, p. 1-10.
- Martin and Voorthees Associates [1978]. *Crawler Lane Study: An Economic Evaluation*. Department of the Environment. London. Citado por O'Conneide [1995].
- McFarland, W. F. & Chui, M. [1987]. The value of travel time: new elements developed using a speed choice model. *Transportation Research Record*, 1116, p. 15-21.
- McGee, H. W.; Hughes, W. E. & Daily, K. [1995]. *NCHRP Report 374: Effect of Highway Standards on Safety*. National Cooperative Highway Research Program. National Research Council, Transportation Research Board. Washington.
- McLean, J. R. [1989]. *Two-Lane Highway Traffic Operations – Theory and Practice*. New York, Gordon and Breach Science Publishers. P. 21-23.
- Mendonza, A. & Mayoral, E. [1994]. Economic Feasibility Assessment Procedure for Climbing Lanes on Two-Lanes Roads in Mexico. *Transportation Research Record* 1457, p. 26-34.
- Miaou, S. P. & Lum, H. [1993]. Statistical Evaluation of the Effects of Highway Geometric Design on Truck Accident Involvements. *Transportation Research Record* 1407, p. 11-23.
- Miaou, S. P. *et al.* [1993]. *Development of Relationship Between Truck Accidents and Geometric Design: Phase I*. Publication No. FHWA-RD-91-124. Federal Highway Administration. U. S. Department of Transportation. Virginia.
- Mohamedshah, Y. M.; Paniati, J. F. & Hobeika, A. G. [1993] Truck Accident Models for Interstates and Two-Lane Rural Roads. *Transportation Research Record* 1407, p. 35-41.
- MOPT [1992]. *Manual de Capacidad y Niveles de Servicio para Carreteras Rurales de Dos Carriles*. Ministerio de Obras Publicas y Transporte. Universidad del Cauca. Santafe de Bogota, D. C.. Colombia.
- Morral, J. [1998]. Impact of Passing Lanes on the Quality of Service on Two-Lane Highways. *Proceedings of the Third International Symposium on Highway Capacity*. TRB/Danish Road Directorate. Copenhagen, Denmark.
- MT [2001a]. Corredores Estratégicos de Desenvolvimento: Alternativas de escoamento de soja para exportação. *Transportes Agora*. Artigo de 01/10/01. <http://www.transportes.gov.br/ascom/transporteAgora/Detailhe.asp?Origem=6270>. Ministério dos Transportes. (Acessado em 26/03/02).
- MT [2001b]. O Planejamento dos Transportes no Estado de São Paulo. Plano Diretor de Desenvolvimento de Transportes. *Transportes Agora*. Artigo de 16/08/01. <http://www.transportes.gov.br/ascom/transporteAgora/Detailhe.asp?Origem=6270>. Ministério dos Transportes. (Acessado em 26/03/02).
- MTO [1990]. *Cost-effectiveness of Climbing Lanes: Safety, Level of Service and Cost Factors*. Documentation Page TDS-90-08. Ministry of Transportation Ontario.
- Nogueira, A. A. R. [1995]. *Análise da relação da geometria de rodovias e acidentes envolvendo veículos de carga* 101 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

- NU-METRICS [2001]. *Hi-Star Portable Traffic Counter*. <http://www.nu-metrics.com/pages/01dhistar.html>. Nu-Metrics. (10/09/2001).
- O'Connide, D. [1995]. The relationship between geometric design standards and safety. *Proceedings of International Symposium on Highway Geometric Design Practices*, p. 44-1 to 44-7. September. Boston, Massachusetts.
- Olson, P. L. *et al.* [1984]. Parameters Affecting Stopping Sight Distance. *NCHRP Report 270*. The University of Michigan Transportation Research Institute, Ann Arbor, Michigan. Transportation Research Board, Washington, D. C..
- Pedrozo, L. G; Senna, L. A. S. & Michel, F. D. [2001]. Custos rodoviários – análise e sistematização. Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem do estado do Rio Grande do Sul (DAER). *Revista Estradas, ano 1, número 1*, p. 16-23, Set..
- Polus, A.; Craus, J. & Grinberg, I. [1981]. Applying the Level-of-Service Concept to Climbing Lanes. *Transportation Research Record 806*, p. 28-33.
- Saal, C. C. [1942]. Hill-Climbing Ability of Motor Trucks. Public Roads. Citado por Glennon [1970].
- SAE [1987]. *Truck Ability Prediction Procedure, SAE Recommended Practice*. Revised. Society of Automotive Engineers, Warrendale, PA, EUA.
- SAE [1996]. *Procedure J2188: Commercial truck and bus SAE recommended procedure for vehicle performance prediction and charting*. Society of Automotive Engineers, Warrendale, PA, EUA.
- Sant'Anna, J. A. [1998]. *Rede Básica de Transportes da Amazônia*. Texto para discussão no. 562. http://www.ipea.gov.br/pub/td/td_562.pdf. (Acessado em 26/03/02).
- Schuhl, A. [1955]. Repartition des espacements de temps entre véhicules successifs sur une route à deux voies. *Travaux*, p. 635-638. Citado por Kabbach [1992].
- Schulze, C. & Lamm, R. [2000]. A Procedure for Designing Auxiliary Lanes on Upgrade Sections of Two-Lane Rural Roads. 2nd International Symposium on Highway Geometric Design. *Proceedings*, p. 472-485. Transportation Research Board & Forschungsgesellschaft für Strassen- und Verkehrswesen. Mainz, Germany.
- Schulze, C. [1996]. *Comparison, Analysis and Evaluation of the Speed Behavior on Auxiliary Lanes of Upgrade Sections, Based on International Design Procedures as well as on Speed Measurements*. Master Thesis, Institute for Highway and Railroad Engineering, University of Karlsruhe (TH), Karlsruhe, Germany. Citado por Schulze & Lamm [2000].
- Silveira, A. [1974]. Considerações sobre a influência dos caminhões nos greides em rampa na capacidade das rodovias. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo. São Carlos, SP.
- Smith, G. L. [1970]. Commercial Vehicle Performance and Fuel Economy. *SAE Paper SP-355*, 23 p. Society of Automotive Engineers.
- Solomon, D. [1964]. Accidents on Main Rural Highways Related to Speed, Driver and Vehicle. *Bureau of Public Roads, U. S. Department of Commerce*. Citado por Glennon [1970].
- St. John, A. D.; Harwood, D. W. [1991]. Safety Considerations for Truck Climbing Lanes

- on Rural Highways. *Transportation Research Record 1303*, p. 74-82.
- St. John, A. D.; Kobett, D. R. [1978]. *Grade Effects on Traffic Flow Stability and Capacity*. NCHRP Report 185. Midwest Research Institute, Kansas City, Missouri. Transportation Research Board, Washington, D.C.
- Stimpson, W. A. & Glennon, J. C. [1971]. Critical Review of Climbing Lane Design Practices. *Highway Research Board Bulletin 167*, p. 1-11, Washington, D.C.
- Taragin, A. [1945]. Effect of length of grade on speed of motor vehicles. *Highway Research Board*, v. 25, p. 342-353. Washington.
- TRB [1985]. *Highway Capacity Manual, Special Report 209*. Transportation Research Board. Washington, D. C.
- TRB [2000]. *Highway Capacity Manual*. Transportation Research Board. Washington, D. C.
- Vogt, A. & Bared, J. G. [1998]. *Accident Models for Two-Lane Rural Roads: Sediments and Intersections*. Publication No. FHWA-RD-98-133. Federal Highway Administration. U. S. Department of Transportation. Virginia. http://www.tfhrc.gov/safety/98133/body_index.html. (Acessado em 07/06/01).
- Walton, C. M.; Lee, C. E. [1977]. Characteristics of Truck Operating on Grades. *Transportation Research Record*, v. 631, p. 23-30. Washington.
- Watanatada, T. et al. [1987]. *The Highway Design and Maintenance Standard Model, v.1: Description of the HDM-III Model*. John Hopkins University, Baltimore and London.
- Willey, W. E. [1949]. Survey of Uphill Speeds of Trucks on Mountain Grades. *Highway Research Board Proceedings*, v. 29, p. 304-310. Washington.