
FELIPE ISSA KABBACH JUNIOR

CONTRIBUIÇÃO PARA O ESTUDO DE IMPLANTAÇÃO DE
FAIXAS ADICIONAIS EM RAMPAS ASCENDENTES DE
RODOVIAS DE PISTA SIMPLES

Tese apresentada à Escola
Politécnica da USP para a
obtenção do título de Doutor
em Engenharia.

São Paulo, 1992

FELIPE ISSA KABBACH JUNIOR

CONTRIBUIÇÃO PARA O ESTUDO DE IMPLANTAÇÃO DE
FAIXAS ADICIONAIS EM RAMPAS ASCENDENTES DE
RODOVIAS DE PISTA SIMPLES

Tese apresentada à Escola Politécnica da
USP para a obtenção do título de Doutor
em Engenharia.

Área de Concentração : Engenharia de
Transportes

Orientador : Prof. Dr. Jorge Pimentel
Cintra

São Paulo, 1992

Kabbach Jr., Felipe Issa

Contribuição para o Estudo de Implantação de Faixas Adicionais em Rampas Ascendentes de Rodovias de Pista Simples, São Paulo 1992, p.333.

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

1. Faixa Adicional em Rodovias. 2. Terceira Faixa. 3. Aumento de Capacidade e Segurança em Rodovias 4. Projeto Geométrico de Rodovias I.Universidade de São Paulo - Escola Politécnica - Departamento de Engenharia de Transportes II.t

*À memória de meu pai
e à minha mãe;
a Cristina,
Fernanda e Ricardo.*

SUMÁRIO

S U M Á R I O

	<u>Página</u>
1. INTRODUÇÃO.....	001
1.1 Os Veículos Lentos e a Faixa Adicional em Rampas Ascendentes.....	002
1.2 Síntese das Metodologias de Implantação de Faixas Adicionais.....	005
1.3 Objetivos do Trabalho.....	010
1.4 Estrutura do Trabalho.....	014
2. O DESEMPENHO DE CAMINHÕES CARREGADOS E OS CRITÉRIOS DE REDUÇÃO DE VELOCIDADE.....	017
2.1 Relação Peso-Potência dos Caminhões Carregados.....	018
2.2 Curvas de Desempenho dos Caminhões Carregados.....	026
2.3 Curvas de Velocidade Média em Rampas Ascendentes.....	037
2.4 O Comprimento Crítico de Rampa e o Critério de Redução de Velocidade.....	039
2.5 Considerações Finais.....	052
3. CRITÉRIOS PARA IMPLANTAÇÃO DE FAIXAS ADICIONAIS FUNDAMENTADOS NA ANÁLISE DE CAPACIDADE VIÁRIA.....	053
3.1 Síntese de Métodos de Determinação do Equivalente de Caminhões (E)	055
3.2 Critérios de Análise de Capacidade do HCM...	057
3.3 Critérios de Análise de Capacidade da AASHTO	069
3.4 Critério Proposto por Polus et al.....	073
3.5 Considerações Finais.....	075

4.	CRITÉRIOS PARA IMPLANTAÇÃO DE FAIXAS ADICIONAIS FUNDAMENTADOS NO ATRASO VEICULAR/ECONOMIA DE TEMPO	077
4.1	A Determinação do Atraso Veicular.....	080
4.2	Principais Critérios de Justificativa de Faixas Adicionais que Levam em Conta o Atraso Veicular.....	129
4.3	Considerações Finais.....	144
5.	JUSTIFICATIVA DE IMPLANTAÇÃO DE FAIXA ADICIONAL ASCENDENTE COM BASE EM CRITÉRIOS ECONÔMICOS.....	146
5.1	Avaliação Econômica da Implantação de Faixas Adicionais.....	148
5.2	Conceituação dos Métodos de Análise Econômica.....	151
5.3	Quantificação e Cálculo dos Benefícios nos Estudos de Implantação de Faixas Adicionais	159
5.4	Custos (Investimentos) de Implantação de Faixa Adicional.....	191
6.	PROPOSIÇÃO DE UMA METODOLOGIA PARA AVALIAÇÃO DA NECESSIDADE DE IMPLANTAÇÃO DE FAIXAS ADICIONAIS EM RAMPAS ASCENDENTES.....	203
6.1	Critério da Redução Admissível de Velocidade	209
6.2	Critério Baseado na Análise de Capacidade Viária.....	214
6.3	Critério de Análise de Viabilidade Econômica.....	222
6.4	Análise dos Resultados Obtidos pela Aplicação dos Critérios Adotados e Estratégia de Implantação da Faixa Adicional.....	229
6.5	Programa de Cálculo para Avaliação Econômica.....	233
6.6	Exemplos Numéricos.....	234

7.	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DA FAIXA ADICIONAL....	250
7.1	Fixação do Ponto de Início da Faixa Adicional.....	252
7.2	Determinação do Ponto de Término da Faixa Adicional.....	255
7.3	Comprimento Mínimo da Faixa Adicional.....	260
7.4	Características da Seção Transversal.....	262
8.	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	266
8.1	Conclusões.....	267
8.2	Recomendações.....	272
ANEXO A - INTEGRAÇÃO DA FUNÇÃO DA DENSIDADE DE PROBABILIDADE DA CURVA DE DISTRIBUIÇÃO DE SCHUHL....		274
ANEXO B - CONCEITUAÇÃO DO PROCESSO DE DETERMINAÇÃO DO "COMPRIMENTO VIRTUAL EQUIVALENTE".....		279
ANEXO C - PROGRAMA COMPUTACIONAL.....		284
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS E BIBLIOGRAFIA CONSULTADA...		322

RELAÇÃO DE FIGURAS

	<u>Página</u>
FIGURA 2.1 - TENDÊNCIA DA RELAÇÃO PESO/POTÊNCIA DE 1949 A 1985, COM BASE EM DADOS MÉDIOS, PARA TODOS OS TIPOS DE VEÍCULOS (USA)	020
FIGURA 2.2 - CURVAS TEÓRICAS DE DESACELERAÇÃO PARA CAMINHÃO DE 136 kg/cv EM RAMPAS ASCENDENTES.....	027
FIGURA 2.3 - CURVAS DE DESEMPENHO PARA CAMINHÕES PESADOS (136 kg/cv = 300 lb/hp).....	029
FIGURA 2.4 - CURVAS DE DESACELERAÇÃO PARA CAMINHÃO DE 130 Kg/CV ESTABELECIDAS PELO DNER PARA AS CONDIÇÕES BRASILEIRAS.....	034
FIGURA 2.5 - VARIAÇÃO DA VELOCIDADE DE SUSTENTAÇÃO COM A DECLIVIDADE DE RAMPA ASCENDENTE, VÁLIDA PARA CAMINHÃO REPRESENTATIVO DA FROTA BRASILEIRA (130 Kg/CV).....	035
FIGURA 2.6 - CURVAS DE ACELERAÇÃO PARA CAMINHÃO DE 130 Kg/CV ESTABELECIDAS PELO DNER PARA AS CONDIÇÕES BRASILEIRAS.....	036
FIGURA 2.7 - CURVAS DE VELOCIDADE MÉDIA DE CAMINHÃO REPRESENTATIVO DA FROTA BRASILEIRA ENTRANDO NA RAMPA ASCENDENTE A UMA VELOCIDADE DE 80 Km/h.....	038
FIGURA 2.8 - CURVAS DE REDUÇÃO DE VELOCIDADE VÁLIDAS PARA CAMINHÃO TÍPICO DA FROTA BRASILEIRA.....	041

FIGURA 2.9	- TAXA DE ENVOLVIMENTO EM ACIDENTES DOS CAMINHÕES EM FUNÇÃO DA REDUÇÃO DE SUA VELOCIDADE RELATIVAMENTE À VELOCIDADE DE OPERAÇÃO MÉDIA DA CORRENTE DE TRÁFEGO.....	045
FIGURA 2.10	- CURVAS DE COMPRIMENTO CRÍTICO DE RAMPA EM FUNÇÃO DA DECLIVIDADE DO GREIDE....	049
FIGURA 3.1	- CURVAS DE VARIAÇÃO DO EQUIVALENTE PARA RAMPAS DE 3% - 48 A 64 km/h.....	068
FIGURA 4.1	- DISTRIBUIÇÃO DE INTERVALOS ENTRE VEÍCULOS.....	091
FIGURA 4.2	- PROBABILIDADE DE UM HEADWAY MENOR QUE t SEGUNDOS.....	094
FIGURA 4.3	- ILUSTRAÇÃO ESQUEMÁTICA DE UM VEÍCULO "RÁPIDO" ALCANÇANDO UM VEÍCULO "LENTO" EM UMA RAMPA ASCENDENTE.....	099
FIGURA 4.4	- REDUÇÃO LINEAR DE VELOCIDADE MÉDIA DO FLUXO NA RAMPA EM FUNÇÃO DO VOLUME BIDIRECIONAL DA RODOVIA.....	103
FIGURA 4.5	- DIAGRAMA DE FREQUÊNCIA ACUMULADA DOS TEMPOS EFETIVOS DE ULTRAPASSAGEM.....	115
FIGURA 4.6	- ILUSTRAÇÃO DO PROCESSO COMPLETO REQUERIDO PARA UMA MANOBRA DE ULTRAPASSAGEM.....	117
FIGURA 4.7	- COMPARAÇÃO DE FATORES DE ULTRAPASSAGEM DO DNER COM OS CALCULADOS PARA INTERVALOS CRÍTICOS DE 20 E 25 s.....	122

	<u>Página</u>
FIGURA 4.8 - DETERMINAÇÃO DO TEMPO PERDIDO.....	133
FIGURA 4.9 - FATORES PARA AJUSTE DO ATRASO CALCULADO EM FUNÇÃO DA PERCENTAGEM DE CAMINHÕES.....	135
FIGURA 4.10 - RELAÇÕES ENTRE VOLUME, GREIDE E ATRASO	138
FIGURA 4.11 - ATRASOS TOTAIS DIÁRIOS PARA GREIDES DE 6%.....	142
FIGURA 5.1 - RELAÇÃO DE CUSTOS OPERACIONAIS UNITÁRIOS PARA VEÍCULOS DE PASSEIO EM FUNÇÃO DA VELOCIDADE E DA DECLIVIDADE DE RAMPA ASCENDENTE.....	169
FIGURA 5.2 - RELAÇÃO DE CUSTOS OPERACIONAIS UNITÁRIOS PARA ÔNIBUS EM FUNÇÃO DA VELOCIDADE E DA DECLIVIDADE DE RAMPA ASCENDENTE..	169
FIGURA 5.3 - RELAÇÃO DE CUSTOS OPERACIONAIS UNITÁRIOS PARA CAMINHÕES VAZIOS EM FUNÇÃO DA VELOCIDADE E DA DECLIVIDADE DE RAMPA ASCENDENTE.....	169
FIGURA 5.4 - VARIAÇÃO DO ÍNDICE DE ACIDENTES EM FUNÇÃO DO VDM EM RODOVIAS PAULISTAS (1975).....	186
FIGURA 5.5 - VARIAÇÃO DO ÍNDICE DE VÍTIMAS EM FUNÇÃO DO VDM EM RODOVIAS PAULISTAS (1975).....	186
FIGURA 5.6 - EXEMPLOS DE ESQUEMAS ALTERNATIVOS DE MELHORIAS PARA IMPLANTAÇÃO DE FAIXAS ADICIONAIS.....	193

FIGURA 6.1	- FLUXOGRAMA GERAL PARA VERIFICAÇÃO DA NECESSIDADE DE IMPLANTAÇÃO DE FAIXAS ADICIONAIS EM RAMPAS ASCENDENTES.....	208
FIGURA 6.2	- COMPRIMENTO CRÍTICO DE RAMPA EM FUNÇÃO DA DECLIVIDADE DO GREIDE PARA REDUÇÃO ADMISSÍVEL DE VELOCIDADE = 25Km/h	211
FIGURA 6.3	- FLUXOGRAMA PARA VERIFICAÇÃO DA NECESSIDADE DE IMPLANTAÇÃO DE FAIXAS ADICIONAIS SEGUNDO O CRITÉRIO DE REDUÇÃO DE VELOCIDADE (CRITÉRIO I).....	213
FIGURA 6.4	- VOLUME DE SERVIÇO MÁXIMO PARA O NÍVEL A EM FUNÇÃO DO COMPRIMENTO E DA DECLIVIDADE DA RAMPA.....	218
FIGURA 6.5	- VOLUME DE SERVIÇO MÁXIMO PARA O NÍVEL B EM FUNÇÃO DO COMPRIMENTO E DA DECLIVIDADE DA RAMPA.....	218
FIGURA 6.6	- VOLUME DE SERVIÇO MÁXIMO PARA O NÍVEL C EM FUNÇÃO DO COMPRIMENTO E DA DECLIVIDADE DA RAMPA.....	219
FIGURA 6.7	- VOLUME DE SERVIÇO MÁXIMO PARA O NÍVEL D EM FUNÇÃO DO COMPRIMENTO E DA DECLIVIDADE DA RAMPA.....	219
FIGURA 6.8	- VOLUME DE SERVIÇO MÁXIMO PARA O NÍVEL E EM FUNÇÃO DO COMPRIMENTO E DA DECLIVIDADE DA RAMPA.....	220
FIGURA 6.9	- FLUXOGRAMA PARA VERIFICAÇÃO DA NECESSIDADE DE IMPLANTAÇÃO DE FAIXAS ADICIONAIS SEGUNDO O CRITÉRIO DE ANÁ	

LISE DE CAPACIDADE VIÁRIA (CRITÉRIO II).....	221
FIGURA 6.10 - FLUXOGRAMA PARA VERIFICAÇÃO DA NECESSIDADE DE FAIXAS ADICIONAIS SEGUNDO O CRITÉRIO DE ANÁLISE DE VIABILIDADE ECONÔMICA (CRITÉRIO III).....	228
FIGURA 7.1 - ILUSTRAÇÃO DO CRITÉRIO DE FIXAÇÃO DO PONTO DE INÍCIO DA RAMPA ASCENDENTE...	254
FIGURA 7.2 - LOCALIZAÇÃO E CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DAS FAIXAS ADICIONAIS.....	259

RELAÇÃO DE QUADROS

	<u>Página</u>
QUADRO 1.1 - CRITÉRIOS PARA IMPLANTAÇÃO DE FAIXAS ADICIONAIS EM RAMPAS ASCENDENTES....	008
QUADRO 2.1 - RELAÇÃO PESO/POTÊNCIA MÉDIA DE CAMINHÕES BRASILEIROS - 1978.....	021
QUADRO 2.2 - RELAÇÃO PESO/POTÊNCIA DE CAMINHÕES - SET/78.....	022
QUADRO 2.3 - RELAÇÃO PESO/POTÊNCIA POR REGIÃO....	022
QUADRO 2.4 - RELAÇÃO PESO/POTÊNCIA DE CAMINHÕES MÉDIOS.....	024
QUADRO 2.5 - RELAÇÃO PESO/POTÊNCIA DE CAMINHÕES SEMI-PESADOS.....	024
QUADRO 2.6 - RELAÇÃO PESO/POTÊNCIA DE CAMINHÕES PESADOS.....	025
QUADRO 2.7 - DADOS DE RELAÇÃO PESO/POTÊNCIA E DE VELOCIDADE DE ENTRADA NA RAMPA, RELATIVOS A CAMINHÕES CARREGADOS.....	028
QUADRO 2.8 - VELOCIDADES DE SUSTENTAÇÃO, RELATIVAS A CAMINHÕES CARREGADOS.....	031
QUADRO 2.9 - DISTÂNCIAS PARA ATINGIR A VELOCIDADE DE SUSTENTAÇÃO.....	031

Página

QUADRO 2.10	- VALORES DE VELOCIDADES DE ENTRADA NA RAMPA E DE REDUÇÃO ADMISSÍVEL.....	047
QUADRO 2.11	- VALORES DE COMPRIMENTO CRÍTICO DE RAMPA, EM FUNÇÃO DA DECLIVIDADE DO GREIDE.....	048
QUADRO 2.12	- VALORES DE COMPRIMENTO CRÍTICO DE RAMPA PARA REDUÇÃO ADMISSÍVEL DE 25 Km/h (CAMINHÕES DE 130 Kg/CV)....	051
QUADRO 3.1	- CRITÉRIO DO NÍVEL DE SERVIÇO PARA TRECHOS ESPECÍFICOS.....	058
QUADRO 3.2	- VALORES DA RELAÇÃO V/C EM FUNÇÃO DA VELOCIDADE, PORCENTAGEM DE RAMPA E PORCENTAGEM DE PROIBIÇÃO DE ULTRA PASSAGEM EM RAMPAS ESPECÍFICAS.....	060
QUADRO 3.3	- FATOR DE AJUSTAMENTO DA DISTRIBUIÇÃO DIRECIONAL DO TRÁFEGO EM RAMPAS ESPECÍFICAS (fd).....	061
QUADRO 3.4	- FATORES DE AJUSTAMENTO DA RESTRIÇÃO DAS LARGURAS DA FAIXA DE TRÁFEGO E ACOSTAMENTO COMBINADAS (fw).....	061
QUADRO 3.5	- EQUIVALENTES DE CARROS DE PASSEIO EM RAMPAS ESPECÍFICAS (E e Eo).....	063
QUADRO 3.6	- RODOVIAS DE DUAS FAIXAS - EQUIVALENTE EM CARROS DE PASSEIO DO CAMINHÃO NA RAMPA, EM VÁRIAS VELOCIDADES MÉDIAS DOS CAMINHÕES E PARA VÁRIAS VELOCIDADES DE OPERAÇÃO DOS CARROS DE PASSEIO.....	071

Página

QUADRO 3.7	- RODOVIAS DIVIDIDAS - EQUIVALÊNCIA EM CARROS DE PASSEIO DO CAMINHÃO NA RAMPA COM UMA VELOCIDADE DE OPERAÇÃO MÉDIA DOS CARROS DE PASSEIO DE 72 A 80 Km/h.....	071
QUADRO 3.8	- RODOVIAS DE DUAS FAIXAS - CAPACIDADE DE PROJETO, NAS DUAS DIREÇÕES, EM VEÍCULOS DE PASSEIO POR HORA....	072
QUADRO 3.9	- RODOVIAS DIVIDIDAS - RURAIS OU SUBURBANAS - CAPACIDADE DE PROJETO, POR FAIXA, EM VEÍCULOS DE PASSEIO POR HORA.....	072
QUADRO 4.1	- VALORES DOS INTERVALOS MÉDIOS DE TEMPO ENTRE VEÍCULOS SUCESSIVOS DA CORRENTE DE TRÁFEGO.....	096
QUADRO 4.2	- QUANTIDADES E TIPOS DE CAMINHÕES ULTRAPASSADOS, COM RESPECTIVAS VELOCIDADES MÉDIAS.....	114
QUADRO 4.3	- INTERVALOS DE TEMPO EFETIVO DE ULTRAPASSAGEM E RESPECTIVAS FREQUÊNCIAS	114
QUADRO 4.4	- ATRASO REAL ESTIMADO EM FUNÇÃO DO VOLUME DE TRÁFEGO.....	121
QUADRO 4.5	- COEFICIENTES DO ATRASO MÉDIO HORÁRIO RELATIVOS A 20 TRECHOS RODOVIÁRIOS DO ESTADO DE SÃO PAULO.....	126
QUADRO 4.6	- VARIAÇÃO DOS COEFICIENTES DO ATRASO MÉDIO HORÁRIO EM FUNÇÃO DA VARIAÇÃO DA EXTENSÃO E DECLIVIDADE DA	

Página

	RAMPA.....	128
QUADRO 5.1	- COMPOSIÇÃO DO CUSTO OPERACIONAL UNITÁRIO DE VEÍCULO DE PASSEIO (JUNHO/1991).....	167
QUADRO 5.2	- COMPOSIÇÃO DO CUSTO OPERACIONAL UNITÁRIO DE ÔNIBUS RODOVIÁRIO (JUNHO/1991).....	167
QUADRO 5.3	- COMPOSIÇÃO DO CUSTO OPERACIONAL UNITÁRIO DE CAMINHÃO MÉDIO (JUNHO/1991).....	168
QUADRO 5.4	- ESTATÍSTICA DE ACIDENTES EM DIVERSOS SEGMENTOS EM RAMPA NA BR-277/PR IMBITUVA - VILA GUARÁ (1976).....	183
QUADRO 5.5	- RESUMO GERAL DOS DADOS DE ACIDENTES PARA RODOVIAS PAULISTAS DE PISTAS SIMPLES COM FAIXAS ADICIONAIS (1975).....	185
QUADRO 5.6	- ÍNDICES RELATIVOS DE ACIDENTES PARA ALTERNATIVAS DE MELHORIAS.....	188
QUADRO 5.7	- QUADRO-RESUMO DE CUSTOS DE IMPLANTAÇÃO DE FAIXAS ADICIONAIS PARA DIFERENTES ALTERNATIVAS DE MELHORIAS...	195
QUADRO 5.8	- QUANTITATIVOS DE SERVIÇOS E PREÇOS PARA CONSTRUÇÃO DE 1 Km DE FAIXA DE ROLAMENTO COM LARGURA DE 3,50 m....	196
QUADRO 5.9	- QUANTITATIVOS DE SERVIÇOS E PREÇOS PARA CONSTRUÇÃO DE 1 Km DE ACOSTA	

Página

MENTO COM LARGURA DE 1,50 m.....	197
QUADRO 5.10 - QUANTITATIVOS DE SERVIÇOS E PREÇOS PARA CONSTRUÇÃO DE 1 Km DE ACOSTAMENTO COM LARGURA DE 2,50 m.....	198
QUADRO 5.11 - QUANTITATIVOS DE SERVIÇOS E PREÇOS PARA CONSTRUÇÃO DE 1 Km DE FAIXA DE ROLAMENTO COM LARGURA DE 3,50 m + FAIXA DE SEGURANÇA DE 0,50 m.....	199
QUADRO 5.12 - QUANTITATIVOS DE SERVIÇOS E PREÇOS PARA DEMOLIÇÃO DE 1 Km DE ACOSTAMENTO EXISTENTE COM LARGURA DE 2,50 m	200
QUADRO 5.13 - DADOS BÁSICOS RELATIVOS À ESTRUTURA-TIPO ADOTADA PARA O PAVIMENTO DA FAIXA ADICIONAL E PARA O ACOSTAMENTO.....	201
QUADRO 6.1 - VALORES ARREDONDADOS DE COMPRIMENTO CRÍTICO DE RAMPA EM FUNÇÃO DA DECLIVIDADE DO GREIDE ASCENDENTE.....	211
QUADRO 6.2 - ANO DO PERÍODO DE ANÁLISE EM QUE A RAMPA PASSA A OPERAR EM NÍVEL DE SERVIÇO "E" PARA OS DADOS CONSIDERADOS NO EXEMPLO Nº 2.....	247
QUADRO 6.3 - VALORES DE ATRASOS DIÁRIOS MÉDIOS (min/dia) NO ANO ZERO PARA OS DADOS CONSIDERADOS NO EXEMPLO Nº 2.....	247
QUADRO 6.4 - ANO DO PERÍODO DE ANÁLISE A PARTIR DO QUAL A FAIXA ADICIONAL APRESENTA VIABILIDADE ECONÔMICA E ANO EM QUE	

	B/C > 1, PARA OS DADOS CONSIDERADOS NO EXEMPLO Nº 2	248
QUADRO 6.5	- CLASSIFICAÇÃO DOS CASOS DO EXEMPLO Nº 2 SEGUNDO O CRITÉRIO DE TIPIFI- CAÇÃO CONCEITUADO NO ITEM 6.4 DO TRABALHO.....	249
QUADRO 7.1	- DISTÂNCIAS DE ACELERAÇÃO NAS RAM- PAS DESCENDENTES PARA RETORNO DO CAMINHÃO TÍPICO À FAIXA NORMAL DE ROLAMENTO.....	258
QUADRO 7.2	- COMPRIMENTOS MÍNIMOS DE FAIXA ADI- CIONAL SEGUNDO O CRITÉRIO DO DNER.	261
QUADRO 7.3	- LARGURAS DA FAIXA ADICIONAL E DO ACOSTAMENTO RECOMENDADAS PELO DNER	263

LISTA DE SIGLAS

- AASHO - American Association of State Highway Officials
- AASHTO - American Association of State Highway and
Transportation Officials
- BPR - Bureau of Public Roads
- DER/RJ - Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Rio
de Janeiro
- DER/SP - Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São
Paulo
- DNER - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
- EBTU - Empresa Brasileira dos Transportes Urbanos
- FHWA - Federal Highway Administration
- GEIPOT - Empresa Brasileira de Planejamento de Transportes
- HCM - Highway Capacity Manual
- HCS - Highway Capacity Software
- HRB - Highway Research Board
- IPR - Instituto de Pesquisas Rodoviárias
- NSC - National Safety Council
- PICR - Pesquisa do Inter-relacionamento dos Custos
Rodoviários

TRB - Transportation Research Board

TRR - Transportation Research Record

LISTA DE SÍMBOLOS

São relacionados a seguir os símbolos de uso consagrado no meio técnico que foram utilizados no texto do trabalho, acompanhados dos respectivos significados. Os demais símbolos estão sendo discriminados à medida em que vão aparecendo no texto.

B/C - relação benefício - custo

C - capacidade da via, em veículos mistos por hora

CV - cavalo vapor

DVU - distância de visibilidade de ultrapassagem

E - parâmetro de equivalência em unidades de veículos de passeio

PFH - fator de pico horário

h - hora

i - declividade do greide da via (%)

K - parâmetro de curvatura da curva vertical parabólica de concordância

kg - quilogramas

km/h - quilômetros por hora

lb - libras

m - metros

mph - milhas por hora

NS - nível de serviço

s - segundos

SFi - taxa de fluxo para o nível de serviço "i"

TIR - taxa interna de retorno

V/C - relação volume/capacidade

VDM - volume diário médio de veículos na via

VHP - volume de veículos na hora-pico

VLP - valor líquido presente

vph - veículos por hora

RESUMO

As faixas adicionais implantadas em rampas ascendentes de rodovias têm a finalidade de evitar distúrbios na corrente de tráfego causados pelas restrições que os veículos mais lentos - em geral caminhões carregados - impõem aos demais veículos, que estariam espontaneamente trafegando a velocidades superiores.

A partir de uma análise crítica dos conceitos, critérios e parâmetros básicos estabelecidos nas metodologias tradicionalmente utilizadas para avaliar a necessidade das faixas adicionais ascendentes em rodovias de pista simples, foram desenvolvidos estudos que permitiram a proposição de ajustes e adaptações em alguns desses elementos analisados, visando torná-los mais adequados às condições brasileiras.

Com o objetivo de consolidar os resultados das análises e estudos desenvolvidos, foi proposta uma metodologia que permite a avaliação da necessidade de faixa adicional através da consideração de dois critérios técnicos, relacionados ao desempenho dos veículos pesados e à análise da capacidade viária na rampa, e de um critério de avaliação econômica, que considera como benefícios a redução dos custos operacionais dos veículos e do retardamento causado pelos veículos lentos.

Esta metodologia estabelece a aplicação conjunta dos três critérios, visando uma análise completa das condições operacionais que resultam para o fluxo de tráfego ascendente e permitindo a verificação da viabilidade econômica da implantação da faixa adicional com a consideração de diferentes alternativas de melhorias e, conseqüentemente, de níveis de investimento.

ABSTRACT

Truck climbing lanes are added on critical grades to avoid restriction of the traffic flow caused by slow-moving vehicles (heavy-laden trucks), where cars and small trucks would usually travel at higher speeds.

Based on a critical analysis of basic concepts, criteria and parameters established on used warrant methods for climbing lanes on two-lane highways, studies were conducted to adjust some elements to account for conditions specific to Brazilian highways.

Considering the above, a new method of climbing lane evaluation was proposed reflecting the application of two technical criteria (related to heavy truck operation and capacity analysis of the ascending grade), and application of economic evaluation criteria which consider as benefits the reduction of vehicle operation costs and the avoidance of delays caused by slow-moving vehicles.

The proposed method uses the concurrent application of these three criteria for full analysis of the operational effectiveness of the grade and the feasibility of the truck climbing lane considering alternate improvement facilities and corresponding levels of investment.

1. INTRODUÇÃO

1. INTRODUÇÃO

1.1 OS VEÍCULOS LENTOS E A FAIXA ADICIONAL EM RAMPAS ASCENDENTES

As condições operacionais de uma rodovia são fortemente influenciadas pelo volume e pela composição do seu tráfego, bem como pelas características de sua geometria em planta e perfil.

Em terrenos planos, a maioria dos veículos pode manter velocidades relativamente altas e, conseqüentemente, o fluxo nesses trechos é caracterizado por pequenos diferenciais de velocidade e por um mínimo de distúrbios na corrente de tráfego, permitindo o escoamento de elevados volumes de veículos.

Entretanto, nos aclives com gradientes a partir de 3%, a situação se altera bastante: o diferencial de velocidade aumenta significativamente, levando a um incremento no efeito de agrupamento, com veículos que trafegam em velocidades reduzidas restringindo as características operacionais dos demais veículos, que, por hipótese, estariam espontaneamente trafegando a velocidades superiores. O agrupamento de veículos reduz o nível de serviço da rodovia, pois a velocidade dos pelotões formados decresce consideravelmente nesses aclives acentuados, especialmente para volumes de tráfego elevados, quando as oportunidades de ultrapassagem são significativamente reduzidas.

A interferência causada pelos veículos lentos sobre os demais veículos reflete-se tanto sob a forma de acréscimos do tempo de viagem, dos custos operacionais e da possibilidade de acidentes, como da redução do padrão operacional. Ao se fazer referência ao padrão operacional, deve ser lembrado que os

motoristas aceitam naturalmente condições um pouco mais restritas em um aclive íngreme em comparação com as condições mais favoráveis predominantes nos demais trechos da via.

A interferência mencionada no parágrafo anterior, embora possa ocorrer em rodovias de pista dupla, é mais comum em rodovias de pista simples com duas faixas de tráfego, quando, em rampas com declividades acentuadas, os caminhões carregados, deslocando-se a baixas velocidades, obrigam boa parte dos veículos mais leves a trafegar em fila indiana, ante a impossibilidade de ultrapassagem causada pelo fluxo do sentido oposto e/ou pelas próprias características da geometria da via no local.

Assim, tanto no caso do projeto original de construção de uma rodovia como do projeto de melhoramentos de vias existentes, pode-se prever a implantação de uma faixa adicional nas rampas ascendentes íngremes, para uso dos veículos pesados lentos, a qual tem a finalidade de evitar o retardamento dos veículos mais rápidos nesses locais, harmonizando o fluxo de tráfego. A faixa adicional ascendente deve iniciar-se, em princípio, no ponto onde a velocidade do veículo pesado carregado reduz-se ao limite inferior aceitável e estender-se continuamente até o ponto onde sua velocidade aumenta novamente acima de um valor razoável, o que, em geral, ocorre em determinado ponto da rampa descendente subsequente.

Essa faixa adicional implantada nos trechos ascendentes íngremes da rodovia não deve ser considerada como alargamento da pista destinado a absorver parte do tráfego misto, mas sim uma faixa extra à seção normal da pista, ao longo da qual os veículos lentos devem trafegar, de maneira a permitir a ultrapassagem pelos veículos mais rápidos.

Dessa forma, em uma rodovia simples de dupla mão, as faixas adicionais ascendentes são projetadas separadamente para cada sentido de tráfego, levando-se em conta as condições operacionais específicas em cada aclive acentuado. Dependendo das condições de alinhamento horizontal e vertical, as faixas

adicionais projetadas para fluxos opostos de tráfego podem justapor-se parcialmente, no caso de uma curva vertical convexa que concorda longos e acentuados aclives.

No caso das rodovias de pista dupla, como não existe fluxo de tráfego oposto reduzindo as oportunidades de ultrapassagem, as faixas adicionais não são tão facilmente justificáveis. Além disso, diferentemente do que ocorre em uma rodovia simples de dupla mão, onde as faixas auxiliares apresentam alguma utilização ao longo de quase todas as horas do dia, as faixas extras nas pistas duplas podem ter um uso muito limitado fora dos períodos de pico do tráfego.

1.2 SÍNTESE DAS METODOLOGIAS DE IMPLANTAÇÃO DE FAIXAS ADICIONAIS

Os critérios e metodologias estabelecidos para determinar a necessidade, localização e extensão de faixas adicionais em rampas ascendentes têm-se desenvolvido ao longo das últimas quatro décadas, fundamentando-se em formulações teóricas e pesquisas de campo que procuram analisar as situações onde a declividade da rampa, o volume de tráfego e a frequência de veículos pesados da rodovia apresentam uma inter-relação tal que as condições operacionais no aclave resultam fortemente degradadas em comparação com as condições predominantes na aproximação do mesmo.

As metodologias mais utilizadas a nível internacional foram estabelecidas nos Estados Unidos, sendo as principais aquelas constantes das edições de 1965 e 1985 do "Highway Capacity Manual" - HCM, publicado pelo "Highway Research Board" - HRB, atual "Transportation Research Board" - TRB, bem como da edição de 1965 do "A Policy on Geometric Design of Rural Highways" e de 1984 do "A Policy on Geometric Design of Highways and Streets", publicados pela "American Association of State Highway and Transportation Officials" - AASHTO (antiga AASHO).

Tais publicações consideram basicamente dois critérios para determinar a necessidade de implantação da faixa adicional: a análise da redução de velocidade sofrida pelos veículos pesados, em função da extensão e da declividade do greide, e a análise do nível de serviço resultante na rampa. Complementarmente, o HCM de 1985 estabelece como condição para justificar a necessidade de faixas adicionais que o fluxo de tráfego e a taxa de caminhões no sentido ascendente superem valores mínimos fixados no método (200 e 20 vph, respectivamente).

O nível de serviço é um indicador das características operacionais do fluxo de tráfego, medido em termos de atraso, velocidade de operação e relação volume/capacidade. Na verificação da relação volume/capacidade, são determinados fatores de equivalência para os ônibus e caminhões, expressos em número de carros de passeio, de forma que suas influências sobre o padrão operacional da rodovia sejam equivalentes. Um importante aspecto deste indicador é que ele, embora associado à percepção dos motoristas quanto às condições operacionais predominantes na via, guarda pouca ou praticamente nenhuma relação direta com os custos operacionais que decorrem de uma determinada condição do fluxo de tráfego.

No Brasil, para tratar do assunto em questão, os órgãos rodoviários procuraram se orientar, de forma geral, pelas metodologias estabelecidas nas publicações já mencionadas do TRB e da AASHTO.

Em 1969, o Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo publicou na Revista DER-Edição nº 111, em trabalho do Engº Cid Barbosa LIMA (1969), uma metodologia para estudo de implantação de "faixa adicional para veículos lentos nas rampas ascendentes", tomando por base os mesmos critérios indicados na metodologia estabelecida em "A Policy on Geometric Design of Rural Highways" - conhecido como "Livro Azul" - que foi publicado em 1965 pela então AASHO - "American Association of State Highway Officials".

Apenas em 1979 é que o DNER-Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, com base em trabalho contratado junto à empresa de consultoria PACS Ltda., publicou suas "Instruções para Implantação de Terceiras Faixas". Tais Instruções procuram, a partir dos critérios e conceitos das metodologias americanas, fixar normas para o assunto, utilizando parâmetros e critérios mais representativos das condições prevalecentes na rede rodoviária do Brasil, com ênfase para rodovias de duas faixas.

Tal trabalho já apresentou um grande avanço ao permitir a análise da redução de velocidade na rampa ascendente com a utilização de curvas de desempenho dos caminhões carregados típicos da frota brasileira, as quais foram obtidas com base em pesquisas de campo realizadas no trecho Imbituva-Três Pinheiros, da rodovia BR-277/PR, com extensão de cerca de 160 km.

Além disso, tais Instruções apresentaram uma substancial alteração na abordagem conceitual do assunto, estabelecendo que a implantação da faixa adicional em aclives, além de ser justificável segundo o critério de análise da redução de velocidade dos caminhões carregados na rampa, deve também ser justificada com base em critérios econômicos. Para esta finalidade, as Instruções do DNER estabeleceram, com base em modelo de análise econômica desenvolvido no trabalho da firma de consultoria PACS, os volumes mínimos de tráfego que justificam economicamente a construção das faixas adicionais, para diversas combinações de extensão e declividade das rampas e percentagens de caminhões carregados.

Deve-se salientar que o critério de análise do nível de serviço na rampa preconizado na metodologia americana deixou de ser aplicado e foi substituído pelo critério de avaliação econômica, em função de dois problemas básicos indicados nas Instruções do DNER, que não proporcionavam uma base suficientemente segura para fins de avaliação de necessidade das faixas adicionais. Tais problemas foram assim caracterizados:

- A metodologia do "Highway Capacity Manual" de 1965 dava margem a divergências de interpretação na aplicação dos procedimentos de cálculo recomendados;
- Os equivalentes de caminhões "E" tabelados, estabelecidos nos Estados Unidos para rampas específicas sob determinadas condições, eram de aplicação duvidosa diante das condições predominantes no Brasil, especialmente aquelas relacionadas

à alta incidência de veículos pesados na composição do volume de tráfego das rodovias; além disso, havia divergências entre os valores tabelados pelo HCM, pela AASHTO e em trabalho publicado pelo Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPR (1979).

O Quadro 1.1 sintetiza os critérios estabelecidos nas metodologias do HCM, da AASHTO e do DNER para os estudos de implantação de faixas adicionais em rampas ascendentes. Em tal quadro, também estão indicados parâmetros que têm significativa influência na redução da velocidade do caminhão típico carregado, quais sejam, sua relação peso/potência e sua velocidade de entrada na rampa ascendente.

Nos capítulos 2, 3 e 4 deste trabalho, serão efetuadas análises mais detalhadas de certos conceitos, critérios e parâmetros estabelecidos nas metodologias cujas sínteses foram apresentadas neste item.

QUADRO 1.1.

CRITÉRIOS PARA IMPLANTAÇÃO DE FAIXAS ADICIONAIS EM RAMPAS ASCENDENTES

METODOLOGIA	RELAÇÃO PESO/POTÊNCIA DO CAMINHÃO-TIPO (kg/cv)	VELOCIDADE DE ENTRADA NA RAMPA (km/h)	CRITÉRIOS DE ANÁLISE		
			REDUÇÃO DE VELOCIDADE DO CAMINHÃO NA RAMPA (km/h)	CAPACIDADE/NÍVEL DE SERVIÇO	VIABILIDADE ECONÔMICA
AASHO - 65	181	75	24	VHP > 1,2 x capacidade	-
HCM - 65	147	64	16	-	-
DNER - 79	130	80	35	-	B/C > 1
AASHTO - 84	136	88	16-24	NS > D	-
HCM - 85	136	88	16	VHP > 200, c > 20, NS=E ou redução de 2 graus no NS	-

Legenda: VHP = volume na hora-pico
 NS = nível de serviço
 B/C = relação benefício/custo
 c = nº de caminhões na hora-pico no sentido ascendente

Fonte: AASHO (1965); HCM (1965 e 1985); DNER (1979) e AASHTO (1984)

Deve-se salientar que, quando o presente trabalho encontrava-se em sua fase final de conclusão, o autor teve a oportunidade de tomar contato com a última versão do "A Policy on Geometric Design of Highways and Streets", que havia sido recentemente publicada pela AASHTO (1990).

A análise dessa nova versão revelou que, para o estudo de implantação de faixas adicionais em rampas ascendentes de rodovias de pista simples, a AASHTO passou a recomendar os mesmos critérios estabelecidos no HCM-85.

Dessa forma, pode-se considerar que os estudos desenvolvidos nos capítulos segundo e terceiro deste trabalho, abrangendo os principais critérios de natureza técnica utilizados para avaliar a necessidade de faixas adicionais, também são válidos para essa recente versão do "Green Book" da AASHTO, uma vez que os critérios do HCM-85 foram amplamente analisados em tais capítulos.

1.3 OBJETIVOS DO TRABALHO

As faixas adicionais em rampas ascendentes, quando implantadas com extensões e em locais adequados, melhoram evidentemente as condições de fluidez e segurança do tráfego. Nos casos em que uma ou algumas rampas constituem os segmentos críticos de uma rodovia de pista simples, e apresentando os demais segmentos condições operacionais aceitáveis, podem se tornar dispensáveis, a curto prazo, melhorias de maior vulto, como a sua duplicação, se forem solucionados os problemas operacionais dessas rampas críticas.

Por outro lado, é preciso ter a visão de que não é possível, pelas condições econômicas do Brasil, proporcionar, de imediato, os mesmos padrões de conforto de viagem e nível de serviço vigentes nos países altamente desenvolvidos. Neste sentido, as interveniências de ordem física e operacional na malha rodoviária devem, por vezes, ser feitas em etapas, com a estratégia de antecipar a obtenção de benefícios para os usuários, sempre de forma compatível com os investimentos possíveis de serem realizados em função dos recursos disponíveis.

Assim, a implantação de faixas adicionais em rampas críticas pode se constituir, em vista da escassez de recursos para ampliação e expansões em grande escala, em uma primeira etapa de investimentos para solucionar os graves problemas de capacidade e de segurança que atingem boa parte da malha rodoviária do País, na qual predominam as pistas simples de dupla mão de direção.

É muito importante, portanto, que os estudos de implantação de faixas adicionais em uma rodovia sejam desenvolvidos segundo uma metodologia que, no seu aspecto técnico, esteja adaptada às condições brasileiras em termos de frota de veículos, de características básicas da malha rodoviária e de comportamento

médio dos motoristas. Além disso, essa metodologia deve servir de instrumento ao projetista para considerar, dentro do âmbito de uma avaliação de natureza econômica, diferentes alternativas de melhorias capazes de resolver os problemas operacionais nas rampas em estudo, alternativas às quais estão associados diferentes níveis de investimentos e prazos, possibilitando assim encontrar uma solução economicamente viável para tais problemas.

A solução economicamente mais viável, que resolva tecnicamente os problemas operacionais no trecho em estudo da rodovia, pode variar de um simples reforço do pavimento do acostamento (visando a sua utilização pelos veículos mais lentos no aclive) ao alargamento da plataforma para implantação de uma faixa extra e de um acostamento, ou até mesmo levar à alteração de declividade da rampa para atenuar o efeito de retardamento provocado pelos veículos lentos, dispensando a construção da faixa adicional.

Quando se analisam os critérios e procedimentos que vêm sendo utilizados no Brasil para se estudar a implantação dessas faixas adicionais, constata-se que os mesmos não se constituem em base segura para que se alcancem os objetivos mencionados anteriormente.

Os procedimentos fixados nas metodologias do HCM e da AASHTO não podem ser empregados indiscriminadamente sem que se façam os ajustes necessários para que os critérios e parâmetros utilizados reflitam condições válidas para o Brasil.

Quanto aos procedimentos fixados na metodologia estabelecida pelo DNER - embora na ocasião de sua publicação os mesmos tenham efetivamente representado uma tentativa válida de adaptação das metodologias americanas à realidade brasileira - não se pode deixar de enfatizar que a aplicação dos mesmos também apresenta restrições.

Assim, pode-se citar que o critério da análise de redução de velocidade - único de natureza técnica fixado no método do DNER - não permite, por si só, a realização de uma análise adequada e mais abrangente das condições operacionais da rampa em estudo, o que, nos métodos americanos, é obtido pela verificação do nível de serviço.

O critério de avaliação econômica do DNER, por sua vez, pode não conduzir a resultados que reflitam adequadamente os benefícios alcançados e os custos envolvidos na implantação da faixa adicional, seja porque muitos dos insumos considerados estão com seus valores bastante desatualizados, seja como decorrência da extrema rigidez do modelo adotado. Exemplificando tal rigidez, pode-se citar que a taxa de crescimento do tráfego foi fixada em 6% ao ano, a vida útil da faixa adicional em 10 anos e a taxa de oportunidade de capital em 16% ao ano, sem que seja possível considerar nenhuma outra alternativa de valor para tais parâmetros. Da mesma forma, os custos para as obras de implantação da faixa adicional foram fixados para uma única hipótese de configuração (largura de 3,00 m e acostamento de 1,20 m), sem que também se possa considerar outras alternativas para a sua seção transversal.

Assim, o primeiro objetivo do presente trabalho foi a realização de uma análise crítica dos conceitos, critérios e parâmetros adotados nas metodologias que vêm usualmente sendo utilizadas para estudos de implantação de faixas adicionais em rampas ascendentes de rodovias de pista simples.

Com base, então, nos resultados dessa análise, foram desenvolvidos estudos que permitiram a proposição de ajustes e adaptações em alguns dos critérios e parâmetros analisados, visando torná-los mais adequados e representativos das reais condições prevalecentes no país.

Complementarmente, procurou-se conceituar outros procedimentos que, no âmbito de uma avaliação econômica, possam se constituir em instrumento para considerar diferentes alternativas de

melhorias associadas a diferentes níveis de investimento, de forma a proporcionar ao projetista condições para a adoção de estratégias de solução dos problemas operacionais e de segurança com base na projeção do tráfego futuro da rodovia.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho é apresentado em oito capítulos:

- 1 - Introdução;
- 2 - O Desempenho de Caminhões Carregados e os Critérios de Redução de Velocidade;
- 3 - Critérios para Implantação de Faixas Adicionais Fundamentados na Análise de Capacidade Viária;
- 4 - Critérios para Implantação de Faixas Adicionais Fundamentados no Atraso Veicular/Economia de Tempo;
- 5 - Justificativa de Implantação da Faixa Adicional Ascendente com Base em Critérios Econômicos;
- 6 - Proposição de uma Metodologia para Avaliação da Necessidade de Implantação de Faixas Adicionais em Rampas Ascendentes;
- 7 - Características Geométricas da Faixa Adicional;
- 8 - Conclusões e Recomendações.

O primeiro capítulo, além das considerações iniciais e dos objetivos, apresenta a estrutura do trabalho.

No capítulo 2 é abordada a questão do desempenho de veículos comerciais (caminhões) em rampas ascendentes, considerando as características da frota nacional e suas peculiaridades, e são analisados os critérios de redução de velocidade e de fixação do comprimento crítico de rampa utilizados para justificar, sob o ponto de vista técnico, a implantação de faixa adicional.

O terceiro capítulo apresenta os critérios de análise de capacidade estabelecidos nas metodologias do HCM (1965 e 1985) e da AASHO/AASHTO (1965 e 1984) para justificar a implantação de faixa adicional, bem como o critério alternativo proposto por POLUS et al (1981).

No capítulo 4, são apresentados critérios que, sob o ponto de vista técnico ou econômico, levam em conta o atraso veicular para justificar a necessidade de faixa adicional.

O quinto capítulo aborda, de início, os principais métodos de análise econômica utilizados para justificar a viabilidade de melhorias como a implantação de faixas adicionais. Na seqüência, são definidos os critérios e relacionados os parâmetros para a determinação e quantificação dos benefícios advindos da implantação de uma faixa adicional em rampa ascendente, envolvendo a redução dos custos operacionais dos veículos, a redução do tempo de viagem (atraso) dos veículos mais rápidos e a potencial redução dos acidentes. Na parte final deste capítulo, são definidos os critérios a serem considerados na determinação dos custos/investimentos para implantação de uma faixa adicional.

O capítulo 6 introduz a metodologia proposta pelo autor deste trabalho para avaliação da necessidade de faixas adicionais em rampas ascendentes, considerando os aspectos técnico e econômico, e apresenta dois exemplos numéricos de aplicação de todo o roteiro de cálculo proposto, incluindo o critério de redução admissível de velocidade, a análise de capacidade e a avaliação econômica, para rodovias de pista simples.

No capítulo 7, para complementar o estudo, são comentadas as características geométricas que devem ter as faixas adicionais, considerando seus diversos componentes.

No último capítulo, são apresentadas as conclusões relativas aos estudos e análises desenvolvidos no presente trabalho, e as recomendações quanto ao prosseguimento de pesquisas afins.

No Anexo A, apresenta-se a integração da função da densidade de probabilidade de distribuição aleatória proposta por SCHUHL (1955) - que considera o tráfego composto por uma combinação de veículos em fluxo livre e de pelotões de veículos em fluxo contido - a qual conduziu à correspondente equação, adotada neste trabalho, para determinação do atraso veicular.

O Anexo B conceitua de forma sintética a determinação dos "comprimentos virtuais" que traduzem os acréscimos nos custos operacionais dos veículos para condições de velocidade de deslocamento da rampa e de declividade de greide diferentes daquelas definidas para um trecho "ideal" (greide em nível, percorrido à velocidade mais econômica).

O Anexo C contém a listagem do programa computacional desenvolvido, em linguagem BASIC, para a avaliação econômica de implantação de faixa adicional.

Ao final, encontram-se relacionadas as referências bibliográficas e a bibliografia consultada que embasaram os estudos realizados no decorrer deste trabalho.

Salienta-se, por fim, que as tabelas e gráficos extraídos de publicações internacionais e apresentados no presente trabalho foram adaptados para o sistema métrico.

***2. O DESEMPENHO DE CAMINHÕES CARREGADOS
E OS CRITÉRIOS DE REDUÇÃO DE VELOCIDADE***

2. O DESEMPENHO DE CAMINHÕES CARREGADOS E OS CRITÉRIOS DE REDUÇÃO DE VELOCIDADE

2.1 RELAÇÃO PESO/POTÊNCIA DOS CAMINHÕES CARREGADOS

O efeito das rampas sobre a velocidade dos veículos é evidentemente muito mais pronunciado no caso dos caminhões do que no dos veículos de passeio. Em uma longa rampa ascendente, a máxima velocidade que pode ser sustentada por um certo caminhão depende basicamente da extensão e da declividade do greide, bem como da relação peso/potência desse veículo. Outras variáveis que afetam a velocidade média do caminhão, em relação a uma certa extensão do greide, são sua velocidade de entrada na rampa, a sua resistência ao vento e a habilidade do motorista. Estas duas últimas variáveis causam, em geral, efeitos pequenos na velocidade média do veículo para a extensão considerada de uma rampa ascendente; no caso, entretanto, de uma rampa descendente, a forma de dirigir do motorista pode afetar mais significativamente a velocidade do caminhão ao longo da mesma.

Deve-se salientar que a frota brasileira de veículos apresenta uma composição sensivelmente diferente daquela verificada em outros países. Tal composição, decorrente da estruturação do sistema de transportes no País, indica uma elevada porcentagem de caminhões, especialmente dos tipos "pesado" e "semi-reboque". Em países onde a rede ferroviária responde por parcela significativa do transporte de cargas, a frequência de caminhões nas rodovias raramente ultrapassa a taxa de 20% do fluxo de tráfego, sendo que, no Brasil, valores da ordem de 30% a 40% não são raros, especialmente em determinadas horas dos dias úteis.

Considerando a grande dificuldade de se analisar conjuntamente todas as variáveis mencionadas para os diferentes tipos de veículos que compõem a corrente de tráfego, normalmente se adota uma relação peso/potência para o veículo-tipo representativo do tráfego da via e determinam-se, teórica ou experimentalmente, curvas que procuram caracterizar o desempenho do mesmo em rampas ascendentes e descendentes com diferentes declividades.

Por esta razão, a relação peso/potência é o parâmetro básico no estudo de desempenho dos caminhões. Normalmente, tal relação é expressa em termos de peso bruto do caminhão (em libras ou quilogramas) dividido pela sua potência nominal (em hp ou CV), dados esses fornecidos pelos fabricantes.

Tem-se verificado uma tendência de decréscimo da relação peso/potência ao longo das últimas décadas. Vários levantamentos da AASHTO, realizados em 1949, 1955, 1963, 1975, 1977 e 1985, mostram que, para um peso bruto de 18.200 kg, a relação média peso/potência (kg/CV) dos caminhões decresceu de cerca de 163, em 1949, para cerca de 141, em 1955, para cerca de 109, em 1963, para cerca de 95, em 1975, e para cerca de 72, em 1985, conforme ilustra a Figura 2.1, a seguir apresentada.

Tal tendência indica que os caminhões foram sendo fabricados com maior potência ao longo destas últimas quatro décadas. Apesar disso, tem sido verificado que ainda existe uma tendência de aumento das dimensões e peso dos caminhões, com o incremento do número de eixos, fazendo com que possa aumentar a relação peso/potência.

Levando em conta todos esses fatores, tanto o Manual da AASHTO de 1984 como o HCM de 1985 recomendam, por questões de segurança, a utilização da relação peso/potência de 300 lb/hp (136 Kg/CV), ressaltando, no entanto, que se pode adotar outras relações mais representativas, em casos específicos.

A título de ilustração, vale lembrar que o "Livro Azul" da AASHO, de 1965, utilizava a relação peso/potência de 400 lb/hp (181 kg/cv) para avaliar o desempenho dos caminhões na rampa, e o HCM de 1965 a relação 325 lb/hp (147 kg/cv).

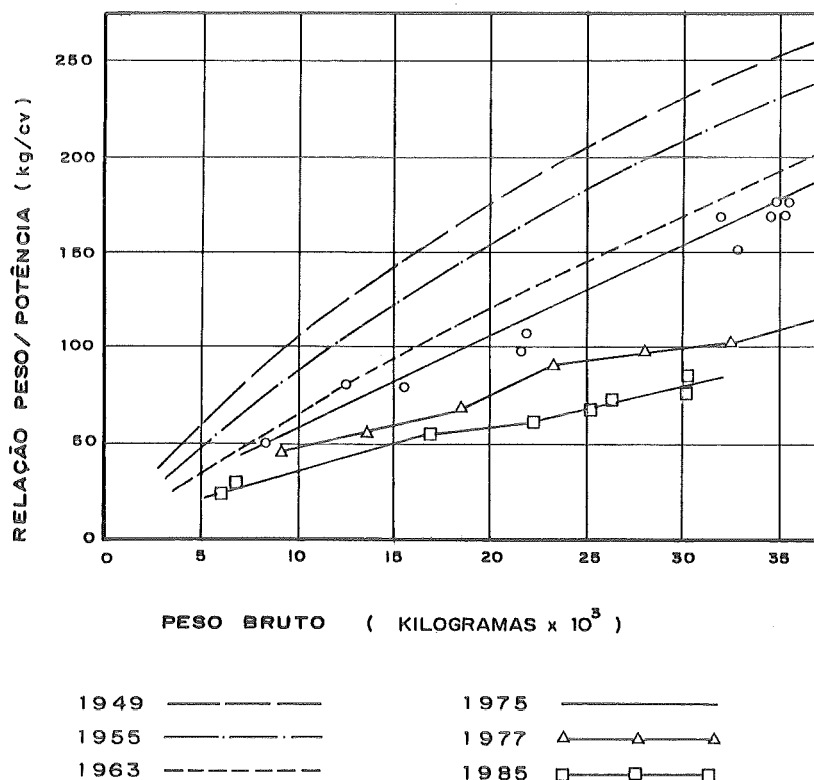


FIGURA 2.1 TENDÊNCIA DA RELAÇÃO PESO/POTÊNCIA DE 1949 a 1985, COM BASE EM DADOS MÉDIOS PARA TODOS OS TIPOS DE VEÍCULOS (USA)

FORNE: AASHO (1990)

Na elaboração de suas "Instruções para Implantação de Terceiras Faixas", a equipe contratada pelo DNER, com base nos dados nominais dos fabricantes de caminhões (conforme levantamento feito em 1978), determinou as relações peso/potência médias ponderadas representativas, por tipo de caminhão, utilizando como fator de ponderação as participações percentuais de cada modelo de caminhão nos testes de campo efetuados na BR-277 (PR). Os resultados obtidos estão indicados no Quadro 2.1, a

seguir, devendo-se salientar que foi adotado, no trabalho desenvolvido para o DNER, um valor básico médio de 30% para exprimir a participação dos caminhões vazios na frota total de caminhões pesados e semi-reboques. Mais adiante, na seqüência, analisar-se-á a evolução da relação peso/potência da frota brasileira de caminhões nos dias atuais.

QUADRO 2.1
RELAÇÃO PESO/POTÊNCIA MÉDIA DE CAMINHÕES BRASILEIROS-1978

TIPO DE CAMINHÃO	RELAÇÃO PESO/POTÊNCIA NOMINAL MÉDIA (kg/CV)
Médio	80
Pesado	126
Semi-reboque	141

Fonte: DNER (1979)

Observa-se, nesse quadro, que as relações peso/potência nominais dos caminhões pesados e semi-reboques são relativamente próximas, sugerindo desempenhos semelhantes. Foram considerados como caminhões pesados aqueles dotados de 3º eixo ("trucão").

As características de peso bruto total nominal e potência nominal dos caminhões por marca e modelo, que serviram de base à determinação das relações peso/potência indicadas no Quadro 2.1, estão apresentadas no Quadro 2.2, a seguir.

Em acréscimo, com base nos dados constantes dos Planos Diretores Rodoviários publicados pelo DNER entre 1974 e 1975, foram calculados, no referido trabalho do DNER, as relações peso/potência médias ponderadas por região do país, usando-se como fator de ponderação as participações percentuais de cada tipo de caminhão na frota então circulante. Tais relações são apresentadas ao Quadro 2.3, a seguir.

QUADRO 2.2
 RELAÇÃO PESO/POTÊNCIA DE CAMINHÕES - SET/78

MARCA E MODELO	PESO BRUTO TOTAL (kg)	POTÊNCIA (CV)	RELAÇÃO PESO/POTÊNCIA NOMINAL (kg / CV)
MERCEDES BENZ			
1113	11000	147	75
1113 - (3ª eixo)	18500	147	126
1313	13000	147	88
1313 - (3ª eixo)	19500	147	133
1316 - (3ª eixo)	19500	172	113
1519 - (3ª eixo)	22000	215	102
1924 SR	40000	215	186
FORD			
F600	11000	142	77
F600 - (3ª eixo)	18500	142	130
CHEVROLET			
643	10700	135	79
643 - (3ª eixo)	18500	135	137
783 - (3ª eixo)	20500	142	144
SAAB-SCANIA			
LK 11150 SR	40000	350	114
L 11138 SR	40000	202	198
LKS 140 SR	40000	350	114
FIAT DIESEL			
130	13500	165	82
130 - (3ª eixo)	21500	165	130
210 SR	40000	215	186

FONTE - REVISTA TRANSPORTE MODERNO-SET/78

QUADRO 2.3
 RELAÇÃO PESO/POTÊNCIA POR REGIÃO

REGIÃO	RELAÇÃO PESO/POTÊNCIA MÉDIA (kg/CV)
Sudeste	130
Nordeste	122
Centro-Oeste	118

Fonte: DNER (1979)

Com base, então, nos levantamentos e cálculos efetuados, o DNER utilizou em seu trabalho a relação peso/potência de 130 kg/CV como representativa da frota nacional de caminhões trafegando nas rodovias do país.

Tendo em vista o razoável tempo decorrido desde os levantamentos efetuados pela equipe técnica contratada pelo DNER, o autor do presente trabalho entendeu ser necessário efetuar uma nova verificação da relação nominal peso/potência dos caminhões da atual frota brasileira, utilizando, para isso, a mesma fonte a que recorreu a equipe do DNER quando de sua pesquisa, ou seja, a Revista Transporte Moderno.

Salienta-se que a classificação dos tipos de caminhões adotada pela Revista Transporte Moderno (médio, semi-pesado e pesado) não guarda proporcionalidade com a relação peso/potência estabelecida pelo DNER conforme dados do Quadro 2.1.

Assim, foram levantados os dados nominais relativos ao peso bruto total e à potência, por marca e modelo, dos caminhões médios, semi-pesados e pesados comercializados atualmente no Brasil. Com base nesses dados, foi calculada, para cada marca e modelo de caminhão, a relação peso/potência nominal, em kg/CV. Os dados levantados e as relações calculadas são apresentados nos quadros 2.4, 2.5 e 2.6, a seguir.

Uma análise dos dados constantes desses quadros permite concluir que, embora alguns modelos novos estejam apresentando uma relação peso/potência nominal inferior aos de certos modelos correspondentes da pesquisa anterior (Quadro 2.2), uma significativa parte dos modelos de caminhões atuais, abrangendo uma maior quantidade de caminhões médios e semi-pesados, está apresentando uma relação peso/potência cuja ordem de grandeza é muito próxima daquelas determinadas pelo DNER em 1978.

Dessa forma, é razoável admitir que a relação peso/potência de 130 kg/CV, assumida anteriormente pelo DNER, continua a ser

representativa da frota nacional de caminhões trafegando nas rodovias brasileiras.

QUADRO 2.4
RELAÇÃO PESO/POTÊNCIA DE CAMINHÕES MÉDIOS

MARCA E MODELO	PESO BRUTO TOTAL (kg)	POTÊNCIA (Cv)	RELAÇÃO PESO/POTÊNCIA NOMINAL (kg / Cv)
FORD			
C-1215 - (3º eixo)	19500	155	126
F-11000	11000	127	87
GENERAL MOTORS			
12000 - chassi médio - (3º eixo)	18500	130	142
12000 - chassi longo - (3º eixo)	18500	135	137
MERCEDES BENZ			
L-1214 ou LK-1214 ou L-1218 (3º eixo)	19000	136	140
VOLKSWAGEN			
11140/46 - (3º eixo)	19000	138	138
12140/46	11800	138	85

FONTE: REVISTA CUSTOS E FRETES - Nº 1 (1991)

OBS: Os caminhões leves apresentam relação kg/Cv entre 20,0 e 70,0

QUADRO 2.5
RELAÇÃO PESO/POTÊNCIA DE CAMINHÕES SEMI-PESADOS

MARCA E MODELO	PESO BRUTO TOTAL (kg)	POTÊNCIA (Cv)	RELAÇÃO PESO/POTÊNCIA NOMINAL (kg / Cv)
MERCEDES BENZ			
L-2314/51	21650	130	167
L-2318/51 - LB2318/42 ou LK-2318/42	22000	156	141
L-1414/51 ou LK-1414/42 (3º eixo)	21000	136	154
L-1418/48 - LK-1418/42 ou LK-1418/51 - (3º eixo)	21000	184	114
LA-1418/51 ou LAK-1418/42	13500	184	73
L-1614/51 - (3º eixo)	22000	136	162
L-1618/42/51/59 - (3º eixo)	22000	184	120
VOLKSWAGEN			
14140/36 - (3º eixo)	21000	132	159
14210/45 - (3º eixo)	21400	210	102
16220/43 - (3º eixo)	22000	210	105
FORD			
C-1415 ou C-1617 - (3º eixo)	22000	155	142
C-1419 - (3º eixo)	22000	182	121
C-1622 - (3º eixo)	22000	177	124
C-2322	22000	182	121
F-14000 - (3º eixo)	20600	127	162
GENERAL MOTORS			
14000-chassi médio - (3º eixo)	22000	182	121
14000-chassi longo - (3º eixo)	22000	155	142

FONTE: REVISTA CUSTOS E FRETES - Nº 1 (1991)

QUADRO 2.6
 RELAÇÃO PESO/POTÊNCIA DE CAMINHÕES PESADOS

MARCA E MODELO	PESO BRUTO TOTAL (kg)	POTÊNCIA (Cv)	RELAÇÃO PESO/POTÊNCIA NOMINAL (kg / Cv)
MERCEDES BENZ			
L-1621/51 (3º eixo)	22000	192	115
LK-1621/42 (3º eixo)	22000	192	115
L-2325/51 ou LK2325/42 ou LB 2325/42	22000	192	115
LS-1625/45	22100	252	88
LS-1630/45	22770	300	76
LS-1935/46	23470	354	66
LS-1941/46	23520	408	58
SAAB-SCANIA			
T-112 HW ou RT-112 HW	19500	305	64
T-112 EW 6 x 4	37000	305	121
T-112 EW 6 x 4 IC	37000	333	111
T-142 HW 4 x 2 IC	19500	400	49
T-142 EW 6 x 4 IC	37000	400	93
R-112 EW 6 x 4	35000	305	115
R-112 EW 6 x 4 IC	35000	333	105
R-142 HW 4 x 2 IC	19500	400	49
R-142 EW 6 x 4 IC	35000	400	88
VOLVO			
NL10280 turbo 4 x 2	18500	275	67
NL10340 intercooler 4 x 2	18500	340	54
NL10280 turbo 6 x 4	32490	275	118
NL10280 turbo 6 x 4 5,0	32500	275	118
NL10340 intercooler 6 x 4	32600	340	96
NL12400 intercooler 4x2/6x4/6x4 4,2	25373	400	63
VOLKSWAGEN			
16220H/35 ou 24220/41 (3º eixo)	32000	210	105
35300/35	21700	291	75

FONTE - REVISTA CUSTOS E FRETES - Nº 1 (1991)

2.2 CURVAS DE DESEMPENHO DOS CAMINHÕES CARREGADOS

2.2.1 Determinação Teórica do Desempenho de Veículos

O desempenho de um veículo deslocando-se ao longo de uma rampa, caracterizado por uma curva do tipo "velocidade x distância", pode ser determinado através da conceituação teórica do seu movimento ou através de testes de campo, onde se faz o seu monitoramento ao longo da rampa ou observação de sua passagem, em diversos instantes, em pontos distribuídos ao longo do trecho de teste.

A determinação teórica de curvas de aceleração e desaceleração de veículos foi conceituada de diferentes formas em vários trabalhos já desenvolvidos para tal finalidade, sendo que, na maioria deles, os resultados obtidos através das expressões de cálculo estabelecidas foram posteriormente comparados com resultados de testes de campo.

Tanto nas rampas descendentes como nas ascendentes é compreensível que, em geral, os resultados obtidos em testes de campo não coincidam com aqueles determinados por conceituação teórica, em razão da evidente dificuldade de estabelecer hipóteses que reflitam todas as condições e circunstâncias que envolvem o deslocamento do veículo ao longo da rampa. Ademais, conforme mencionado, existem outros fatores básicos, além da extensão e declividade do greide, bem como da relação peso/potência do caminhão, que também afetam a velocidade média deste na rampa, dentre os quais podem ser citados como importantes as condições do tráfego e a forma de dirigir do motorista, este último mais significativamente no caso das rampas descendentes.

A título de ilustração, pode-se citar que, dentre os principais trabalhos de conceituação teórica que tratam do deslocamento de veículos em rampas, destaca-se aquele desenvolvido por FIREY & PETERSON (1962), apresentado no Boletim nº 334 do HRB.

Tal trabalho, levando em conta certas hipóteses adotadas, e com base na relação peso/potência do caminhão escolhido (entre 90 e 181 kg/cv), bem como na declividade da rampa, permite calcular a velocidade deste veículo após qualquer extensão percorrida na rampa.

Com a finalidade de permitir eventuais comparações com as curvas de desempenho estabelecidas pelo HCM, pela AASHTO e pelo DNER, que serão mais adiante comentadas, apresentam-se, na Figura 2.2, a seguir, dados de "velocidade x distância", para diferentes declividades de greide, utilizando-se as expressões do trabalho de FIREY & PETERSON (1962) para um caminhão com relação peso/potência de 136 kg/CV e com velocidade de entrada na rampa de 80 km/h (50 mph).

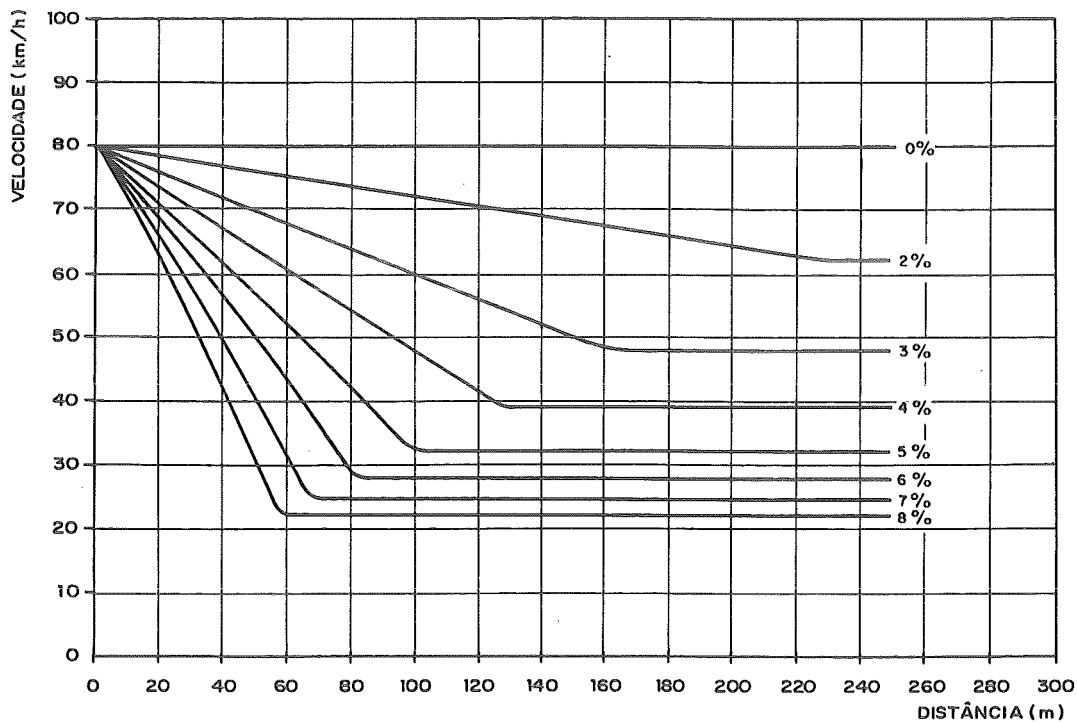


FIGURA 2.2 - CURVAS TEÓRICAS DE DESACELERAÇÃO PARA CAMINHÃO DE 136 kg/cv EM RAMPAS ASCENDENTES.

2.2.2 As Curvas de Desempenho do HCM e da AASHTO

São apresentados, no Quadro 2.7, os valores correspondentes à relação peso/potência do caminhão carregado e à velocidade de entrada do mesmo na rampa, os quais foram adotados no HCM, em suas edições de 1965 e 1985, e nos Manuais da AASHTO, em suas edições de 1965 e 1984. Tais dados foram utilizados no estabelecimento das curvas de desempenho de caminhões carregados em rampas descendentes e ascendentes, constantes das citadas publicações. A fim de permitir as devidas comparações, os dados correspondentes que foram fixados pelo DNER também estão sendo apresentados no Quadro 2.7, embora os critérios e os demais aspectos adotados por este órgão só sejam abordados mais adiante, dentro deste mesmo capítulo.

QUADRO 2.7

DADOS DE RELAÇÃO PESO/POTÊNCIA E DE VELOCIDADE
DE ENTRADA NA RAMPA, RELATIVOS A CAMINHÕES CARREGADOS

PUBLICAÇÃO	RELAÇÃO PESO/POTÊNCIA DO CAMINHÃO CARREGADO		VELOCIDADE DE ENTRADA DO CAMINHÃO CARREGADO NA RAMPA	
	(lb/hp)	(Kg/CV)	(mph)	(Km/h)
AASHO-65	400	181	47	76
HCM-65	325	147	40	64
DNER-79	287	130	50	80
AASHTO-84/HCM-85	300	136	55	88

FONTE: AASHO (1965); HCM (1965 e 1985); DNER (1979) e AASHTO (1984)

Tendo em vista a discrepância verificada no Quadro 2.7 para os valores de relação peso/potência e de velocidade de entrada do caminhão na rampa, as curvas de desempenho estabelecidas nas edições mais antigas do HCM e do Manual da AASHO (ambas de 1965) evidentemente são diferentes daquelas estabelecidas nas edições mais recentes dessas publicações, que apresentam os mesmos valores para tais parâmetros.

Deve-se salientar que uma das mais antigas curvas de desempenho para caminhões foi determinada por HUFF & SCRIVNER (1955) e utilizada pela AASHO em 1965. Tais curvas foram deduzidas a partir de conceituação teórica e validadas por testes de campo realizados em 1953 com caminhões de relação peso/potência da ordem de 181 kg/cv. A velocidade de entrada na rampa de 75,2 km/h, obtida pela média de velocidades de caminhões operando em rodovias do Texas, em 1953, representava também a máxima velocidade de sustentação dos caminhões testados com greide em nível.

Tendo em vista que os parâmetros relativos ao caminhão carregado, fixados em 1965 no HCM e pela AASHO, não podem mais ser considerados como representativos da frota atual de veículos pesados que trafegam nas rodovias, no presente trabalho são apresentados, na Figura 2.3, a seguir, apenas as curvas de aceleração e desaceleração estabelecidas no Manual da AASHTO-84 e no HCM-85 para o caminhão típico de 300 lb/hp (136 kg/cv).

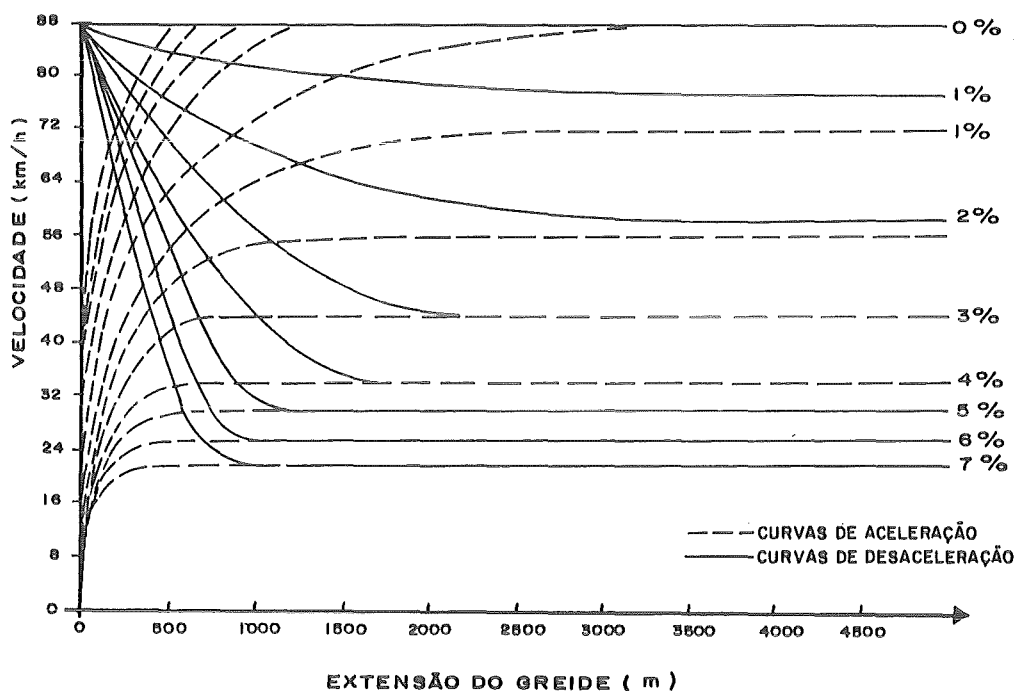


FIGURA 2.3 - CURVAS DE DESEMPENHO PARA CAMINHÕES PESADOS (136 kg/cv = 300 lb/hp)

FONTE: AASHTO (1984); HCM (1985)

As curvas de desaceleração da Figura 2.3, que servem de base em qualquer estudo de velocidades dos caminhões carregados nas rampas ascendentes, têm como importante característica a sua estabilização em um patamar que corresponde à velocidade mínima atingida na rampa, conhecida como velocidade de sustentação.

A fim de permitir as devidas comparações, os quadros 2.8 e 2.9 apresentam, respectivamente, os valores de velocidades de sustentação e as distâncias, desde o início da rampa, para se atingir essa velocidade de sustentação, dados estes que são característicos das curvas de desaceleração em rampas ascendentes estabelecidas nas edições antigas e atuais do HCM e da AASHO/AASHTO. Os quadros também contêm os valores de tais parâmetros, extraídos das curvas de desaceleração estabelecidos pelo DNER, apenas para fins de comparação, embora, como já se mencionou, os critérios e demais aspectos importantes adotados por este órgão venham a ser abordados na seqüência, dentro do presente capítulo.

2.2.3 As Curvas de Desempenho Estabelecidas no Trabalho do DNER

Com o objetivo de estabelecer o desempenho real dos caminhões brasileiros em rampas ascendentes de forte aclive, a equipe técnica da PACS levou a efeito, em 1978, uma série de pesquisas de campo na rodovia BR - 277/PR , entre Imbituva e Três Pinheiros, numa extensão aproximada de 160 km.

O trecho selecionado possuía as características desejadas para os testes de velocidades reais dos caminhões, quais sejam: um volume de tráfego diário de 3000 veículos, com uma porcentagem de caminhões próxima de 50% do fluxo total e com um índice de crescimento anual de tráfego relativamente elevado. Ademais, a topografia predominante no trecho era tal que ocorriam, com

QUADRO 2.8

VELOCIDADES DE SUSTENTAÇÃO, RELATIVAS A CAMINHÕES CARREGADOS

RAMPA (%)	VELOCIDADE DE SUSTENTAÇÃO (Km/h)				
	AASHO 65	HCM 65	DNER	AASHTO 84	HCM 85
3	24	26	33	44	44
4	16	21	26	35	35
5	14	18	21	30	30
6	13	15	18	26	26
7	11	13	16	22	22

FONTE: AASHO(1965); HCM(1965 e 1985); DNER(1979) e AASHTO(1984)

QUADRO 2.9

DISTÂNCIAS PARA ATINGIR A VELOCIDADE DE SUSTENTAÇÃO

RAMPA (%)	DISTÂNCIA PARA ATINGIR A VELOCIDADE DE SUSTENTAÇÃO (m)				
	AASHO 65	HCM 65	DNER	AASHTO 84	HCM 85
3	1.750	1.145	1.445	2.110	2.110
4	1.000	840	920	1.660	1.660
5	735	580	660	1.190	1.190
6	550	475	520	960	960
7	460	400	435	945	945

FONTE: AASHO (1965); HCM (1965 e 1985); DNER (1979) e AASHTO (1984)

certa freqüência, rampas íngremes, que permitiram avaliar o desempenho dos caminhões.

O planejamento dos testes foi efetuado com base no projeto de restauração daquele trecho de rodovia, elaborado em 1976 para o DNER, pela empresa de consultoria Sondotécnica S.A, projeto este no qual o autor deste trabalho atuou como coordenador técnico dos levantamentos de campo.

Com base no citado projeto e nas curvas de desempenho então conhecidas do Livro Azul da AASHO, selecionaram-se rampas cujas extensões, em tese, cobririam as variações totais de velocidade de caminhões carregados (no caso de desaceleração, desde a velocidade de entrada na rampa até a velocidade de sustentação).

A partir dos valores obtidos na pesquisa de campo, foram localizadas, nas plantas do mencionado projeto de restauração, as leituras de velocidades ao longo das rampas de teste e marcados, para cada rampa, em papel milimetrado, os valores de velocidade em função da distância do ponto de leitura ao início de cada rampa.

O principal problema encontrado para a obtenção das curvas médias de desempenho representativas de cada rampa foi o fato dos intervalos de velocidade (isto é, velocidade inicial até a velocidade final) abrangidos por cada rampa serem diferentes de teste para teste, tendo em vista os diferentes desempenhos de cada combinação veículo-motorista, quanto à velocidade de entrada na rampa, desaceleração do veículo, forma de mudar as marchas, velocidade final, etc.

O processo utilizado para obtenção das referidas curvas de desempenho a uma mesma velocidade inicial foi o de subdividir as curvas em intervalos de dimensões tais que o segmento de curva pudesse ser considerado uma reta, e estabelecer um segmento com coeficiente angular médio. Dessa forma, foram obtidos, para cada intervalo, os segmentos de curva média, os

quais, justapostos consecutivamente, forneceram a curva média de desempenho.

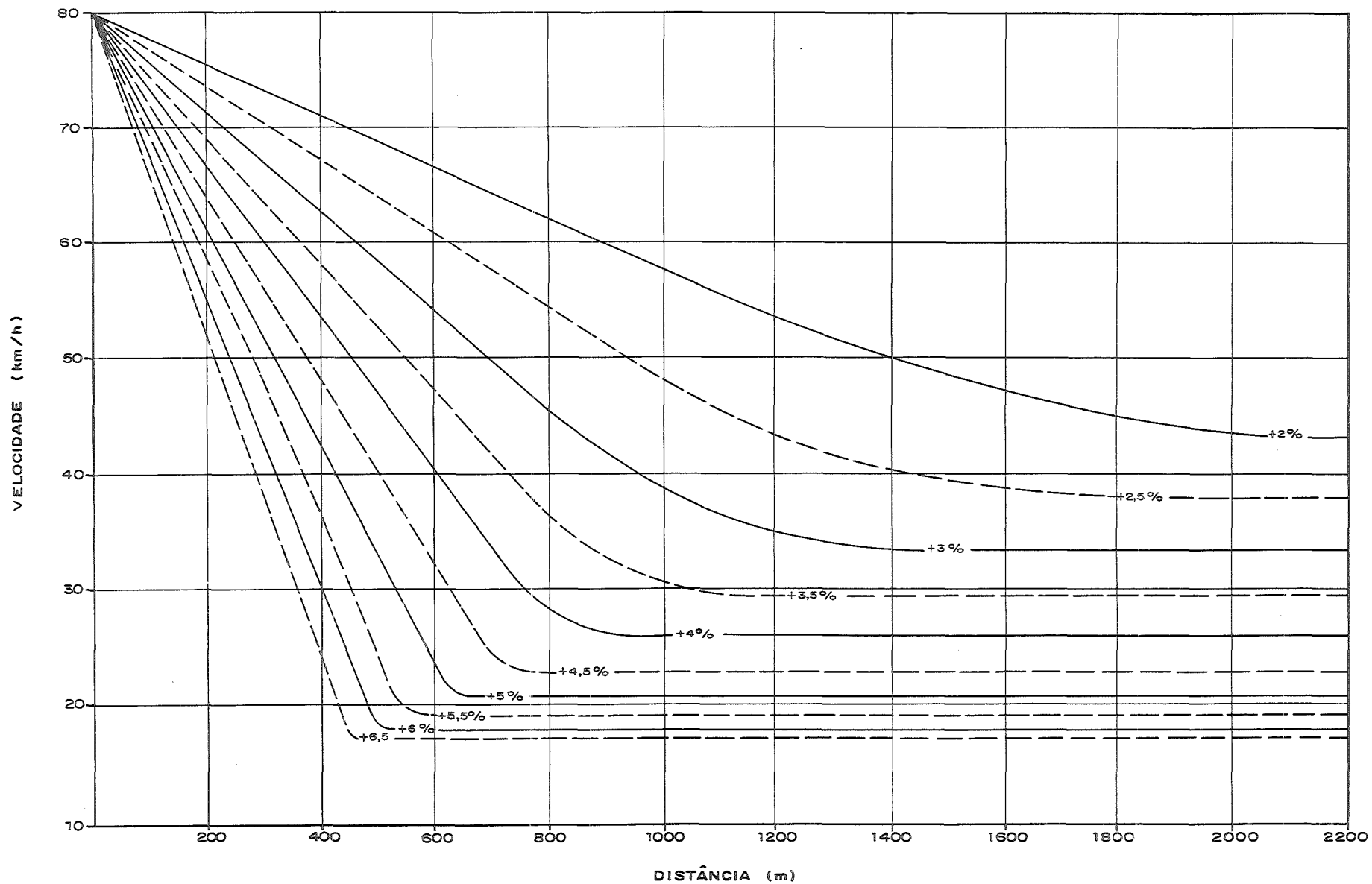
Foi elaborada, conforme descrito anteriormente, uma família de curvas de desaceleração, abrangendo os greides de +2,0% a +6,5% , a intervalos de 0,5% , para um caminhão representativo da frota nacional com relação peso/potência de 130 kg/CV, válida para velocidades de entrada na rampa iguais ou inferiores a 80 km/h , conforme representado na Figura 2.4, a seguir.

Na Figura 2.5 podem ser verificadas as velocidades de sustentação referentes a cada declividade de greide ascendente, salientando-se que, para efeito de comparação com os correspondentes valores estabelecidos no HCM e pela AASHTO, tais velocidades e as distâncias percorridas pelo caminhão típico para atingí-las são aquelas já apresentadas nos quadros 2.8 e 2.9.

A representação gráfica da variação de velocidade de sustentação foi determinada por processo de regressão linear, tomando por base as características das curvas de desaceleração estabelecidas pelo DNER (1979) para o caminhão representativo de 130 kg/CV (Figura 2.4).

A família de curvas de aceleração, válida para o mesmo caminhão representativo de 130 kg/CV, abrangendo greides de -6,0% a +3,0% , a intervalos de 0,5% , foi obtida de forma análoga e está representada na Figura 2.6.

Cabe salientar que, para fins de utilização das Figuras 2.4 e 2.6, o comprimento da rampa deve ser calculado considerando-se os pontos de início e término da mesma, de acordo com os critérios específicos estabelecidos pelo DNER, que estão sendo apresentados mais adiante no sétimo capítulo deste trabalho.



FONTE: DNER(1979)

FIGURA 2.4 - CURVAS DE DESACELERAÇÃO PARA CAMINHÃO DE 130 Kg/cv ESTABELECIDAS PELO DNER PARA AS CONDIÇÕES BRASILEIRAS

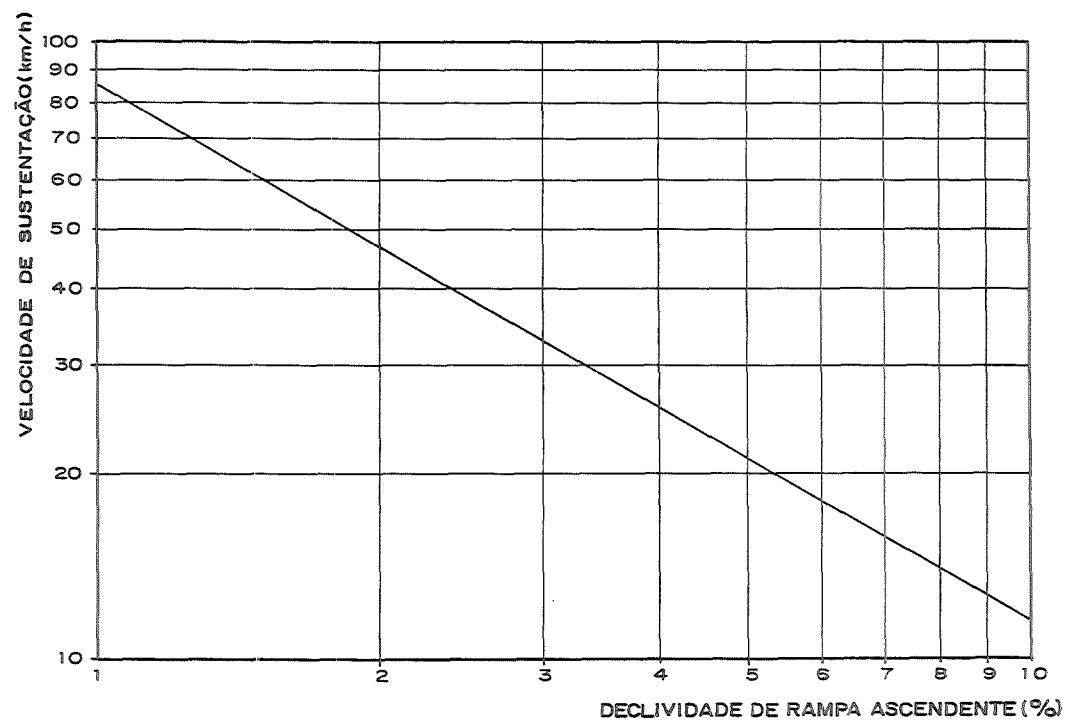
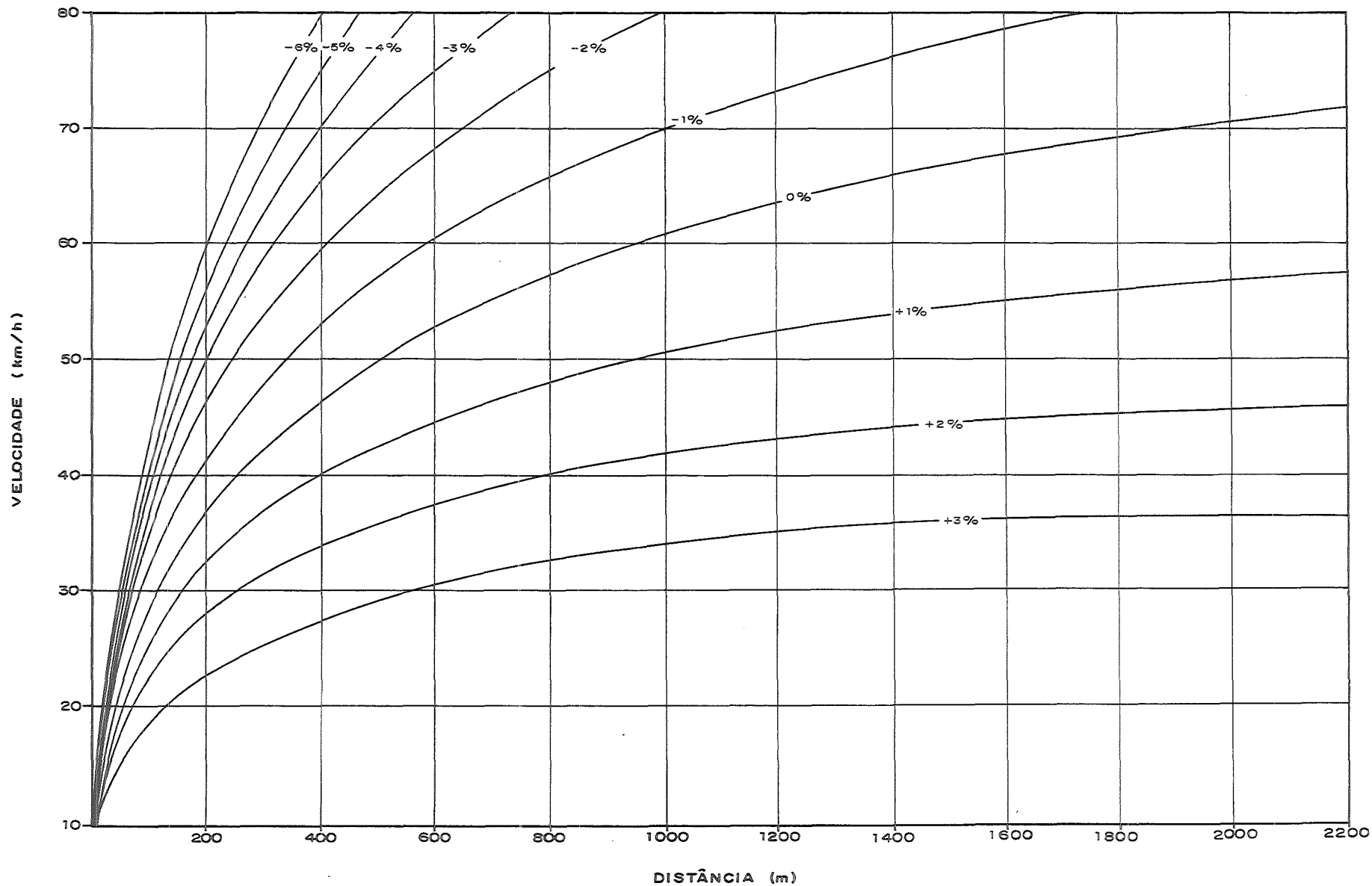


FIGURA 2.5 - VARIAÇÃO DA VELOCIDADE DE SUSTENTAÇÃO COM A DECLIVIDADE DE RAMPA ASCENDENTE, VÁLIDA PARA CAMINHÃO REPRESENTATIVO DA FROTA BRASILEIRA (130 kg/cv)

FONTE: DNER (1979)



FONTE: DNER (1979)

FIGURA 2.6 - CURVAS DE ACELERAÇÃO PARA CAMINHÃO DE 130 Kg/cv ESTABELECIDAS PELO DNER PARA AS CONDIÇÕES BRASILEIRAS

2.3 CURVAS DE VELOCIDADE MÉDIA EM RAMPAS ASCENDENTES

Para poder estabelecer o tempo perdido por automóveis, ônibus e caminhões vazios, quando eles se deslocam lentamente nas rampas ascendentes, em razão de haver um ou mais caminhões carregados à sua frente e sem possibilidade de ultrapassagem, são elaboradas curvas de velocidades médias dos caminhões carregados ao longo de rampas com diferentes extensões e declividades de greides. Essas curvas fornecem os valores de velocidade média do caminhão, desde o início até um ponto qualquer da rampa.

Tais curvas de velocidade média são elaboradas a partir das curvas de desaceleração referidas nos subitens 2.2.2 e 2.2.3, utilizando-se papel mono-log para melhor visualização das mesmas. No eixo das abscissas constam os comprimentos desde o início até um ponto qualquer da rampa e no eixo das ordenadas as velocidades médias. Evidentemente, consideradas a declividade do greide e a curva de desaceleração correspondente a este greide, a velocidade de entrada do caminhão típico na rampa passa a ser o valor básico que vai influir na velocidade média deste caminhão em cada extensão de rampa percorrida.

Na Figura 2.7 são apresentadas as curvas de velocidade média do caminhão representativo da frota brasileira, com relação peso/potência de 130 kg/CV, correspondentes a diferentes declividades de greide, as quais foram obtidas a partir das curvas de desaceleração estabelecidas pelo DNER (Figura 2.4), considerando uma velocidade de entrada na rampa de 80 km/h.

Assim, a título de exemplo, pode-se verificar na Figura 2.4 que, em uma rampa ascendente de 6,0%, após ter percorrido uma distância de 400 m, o caminhão carregado terá sua velocidade reduzida a 30 km/h. Considerando, então, a sua velocidade de entrada na rampa de 80 km/h, a velocidade média do caminhão no

trecho exemplificado resulta igual a 55 km/h, conforme indicado na Figura 2.7.

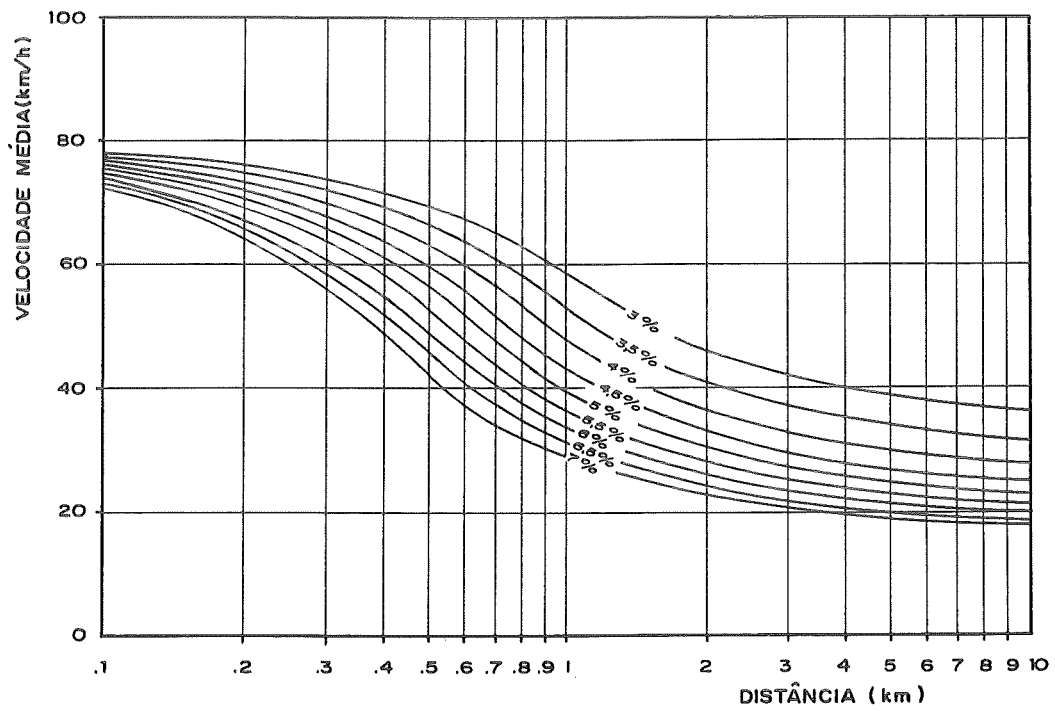


FIGURA 2.7 - CURVAS DE VELOCIDADE MÉDIA DE CAMINHÃO REPRESENTATIVO DA FROTA BRASILEIRA ENTRANDO NA RAMPA ASCENDENTE A UMA VELOCIDADE DE 80 km/h

FONTE : DNER (1979)

2.4 O COMPRIMENTO CRÍTICO DE RAMPA E O CRITÉRIO DE REDUÇÃO DE VELOCIDADE

2.4.1 O Conceito de "Comprimento Crítico de Rampa"

As rodovias devem ser projetadas de tal forma que os veículos possam manter, sempre que possível, uma velocidade uniforme ao longo da mesma. Assim sendo, uma vez escolhida a velocidade de projeto, definem-se os elementos geométricos dos traçados que procuram garantir esse objetivo.

Entretanto, um aspecto difícil de ser equacionado é a manutenção de velocidades uniformes nas rampas ascendentes com greides acentuados, em vista da grande diferença de desempenho entre os veículos de passeio e os veículos comerciais, principalmente quando estes últimos estão carregados. Este problema torna-se mais grave quando a via não apresenta boas distâncias de visibilidade de ultrapassagem, ocasionando condições ruins de fluidez e de segurança.

Assim, no estudo do alinhamento vertical de uma rodovia, torna-se necessário definir o "comprimento crítico de uma rampa", que é a extensão a partir da qual um caminhão, subindo a mesma, sofre demasiada redução de velocidade, afetando o desempenho dos demais veículos, principalmente para situações de volume de tráfego elevado.

O comprimento crítico é usualmente determinado para uma redução admissível de velocidade do caminhão-tipo, considerando um certo valor para a velocidade de entrada deste caminhão na rampa, conforme será visto no subitem 2.4.4 deste capítulo.

Duas alternativas são usualmente consideradas quando a extensão da rampa projetada é maior do que o comprimento crítico:

a) ajusta-se o greide até que a extensão da rampa seja inferior ao comprimento crítico, ou b) implanta-se uma faixa adicional adjacente à via principal para os veículos lentos.

Conforme se verá em capítulos subseqüentes deste trabalho (capítulos 3 e 4), para determinar os casos que justificam a necessidade da faixa adicional ascendente, outras considerações devem ser feitas além da análise da redução de velocidade do caminhão na rampa, como a análise da relação volume de tráfego/capacidade, por exemplo.

2.4.2 As Curvas de Redução de Velocidade

Tendo em vista que o conceito de "comprimento crítico da rampa" envolve a consideração da redução de velocidade sofrida pelos caminhões carregados deslocando-se nas rampas ascendentes, é usual a elaboração de curvas de redução de velocidade em função da extensão percorrida na rampa.

Tais curvas de redução de velocidade estão associadas, evidentemente, aos mesmos parâmetros que servem de base à elaboração das curvas de desaceleração, quais sejam, a relação peso/potência do caminhão típico e a sua velocidade de entrada na rampa.

Assim, para o caso do caminhão típico representativo da frota brasileira, com relação peso/potência de 130 kg/CV, as curvas de redução de velocidade podem ser elaboradas a partir das curvas de desaceleração estabelecidas pelo DNER, que consideram velocidade de entrada na rampa de 80 km/h.

A Figura 2.8, a seguir, apresenta as curvas de redução de velocidade, com intervalos de variação de 5 km/h, elaborada com base nos dados da Figura 2.4, e permite determinar, para uma

certa declividade de greide, que extensão da rampa ascendente corresponde à redução de velocidade considerada. Esta figura também permite determinar, considerando uma certa declividade de greide e uma dada extensão de rampa, qual a redução de velocidade sofrida pelo caminhão típico, devendo ser feita a interpolação quando tal redução não corresponder a um valor múltiplo inteiro de 5 km/h.

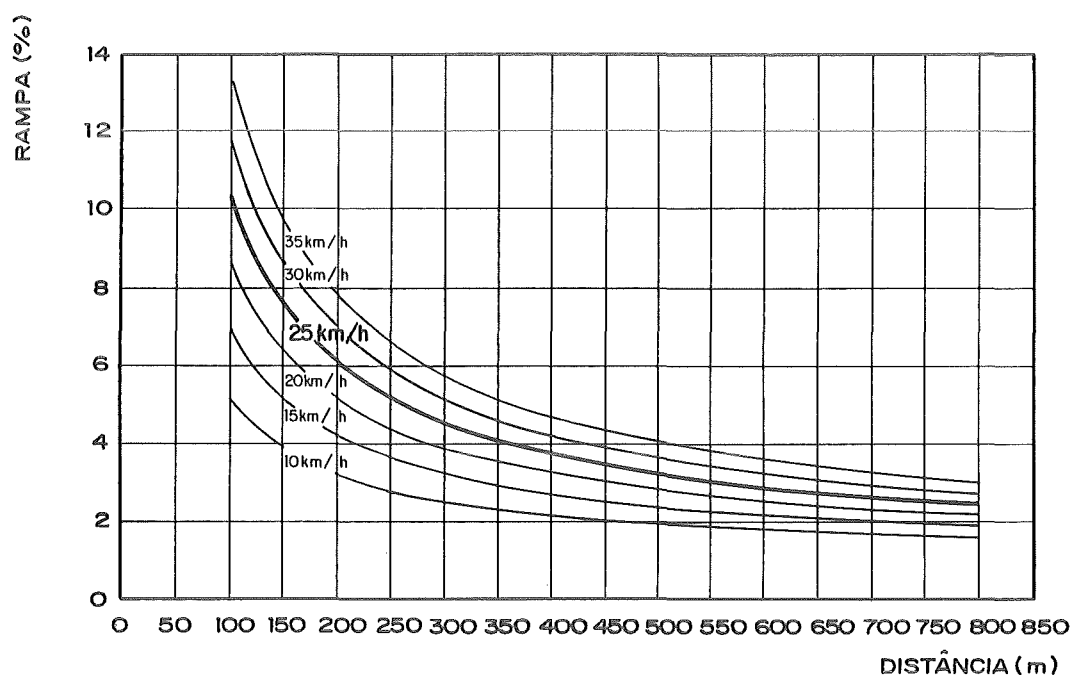


FIGURA 2.8 - CURVAS DE REDUÇÃO DE VELOCIDADE VÁLIDAS PARA CAMINHÃO TÍPICO DA FROTA BRASILEIRA.

FONTE : DNER (1979)

2.4.3 A Fixação da Velocidade de Entrada na Rampa

Já foi concluído, no subitem 2.1 deste capítulo, que a relação peso/potência de 130 kg/CV, adotada pelo DNER, continua sendo representativa da frota nacional de caminhões carregados trafegando nas rodovias brasileiras.

Por este motivo, as curvas de desempenho estabelecidas pelo DNER (Figuras 2.4 e 2.6), com base em testes de campo realizados para os caminhões típicos da frota nacional, devem ser preferencialmente utilizadas para os estudos de implantação de faixas adicionais em rodovias do Brasil. Pelo mesmo motivo, as curvas de velocidade média dos caminhões carregados em rampas ascendentes (Figura 2.7) devem ser utilizadas preferencialmente àquelas que não se baseiam nas condições brasileiras.

No entanto, pelo fato de todas estas curvas levarem em consideração uma velocidade de entrada na rampa dos caminhões carregados igual a 80 km/h, é preciso analisar se esta velocidade é aceitável para os padrões operacionais das rodovias brasileiras e coerente com as diretrizes básicas que norteiam o critério de redução de velocidade como justificativa de implantação de faixa adicional.

Sob o ponto de vista das condições operacionais prevalecentes na rede rodoviária brasileira, o DNER tem o entendimento - em princípio aceitável - de que, embora possam ocorrer casos isolados de caminhões entrando nas rampas ascendentes a velocidades superiores a 80 km/h, é razoável admitir-se que nem todos os caminhões carregados adotam o procedimento de desengrenar o veículo em rampas descendentes, mesmo quando, face às circunstâncias locais, a geometria e os volumes de tráfego o permitam, inclusive porque o crescimento do tráfego tende a restringir gradualmente as possibilidades desse procedimento.

Por outro lado, há que se lembrar que os critérios de redução de velocidade, como outros que procuram garantir condições operacionais satisfatórias para a corrente de tráfego como um todo, devem levar em consideração padrões médios de velocidade dos caminhões carregados, ou seja, não utilizar valores extremos de velocidade de alguns poucos veículos que apresentem desvios acentuados em relação à média do fluxo de tráfego.

É por este motivo que o critério de redução admissível de velocidade, procurando caracterizar a velocidade média de operação do fluxo no trecho que antecede a rampa em estudo, indica que tal redução é calculada em relação à velocidade média dos caminhões carregados nos trechos em nível ou em rampas suaves.

Analisando-se, então, as curvas de aceleração dos caminhões típicos brasileiros (Figura 2.6), verifica-se que o valor de 80 km/h é aquele para o qual a curva correspondente ao greide em nível (0%) tende assintoticamente, ou para o qual as curvas relativas aos greides suaves descendentes (até 1%) só conseguem atingi-lo em abscissas que correspondem a grandes extensões de rampa percorridas.

Uma comparação das curvas de aceleração do DNER (Figura 2.6) com as curvas de aceleração do HCM e da AASHTO (Figura 2.3) revela, por outro lado, que, pelo fato de os caminhões americanos apresentarem maior potência e, conseqüentemente, melhor desempenho (136 kg/CV), a velocidade de sustentação dos mesmos em rampas em nível (0%) é igual a 55 mph (88 km/h), enquanto que a velocidade de sustentação do caminhão brasileiro, para esse mesmo greide, conforme já mencionado, é igual a 80 km/h. Este é o provável motivo pelo qual os critérios de redução de velocidade do HCM e da AASHTO estabelecem velocidade de entrada na rampa para os caminhões carregados igual a 88 km/h.

Assim, parece razoável e coerente utilizar-se, para as rodovias brasileiras, o valor de 80 km/h para a velocidade de entrada dos caminhões carregados na rampa ascendente, conforme é preconizado pelo DNER.

2.4.4 Critérios para o Estabelecimento do Comprimento Crítico de Rampa

Podem ser considerados dois critérios básicos principais alternativos para determinar o ponto da rampa ascendente onde o caminhão carregado sofre demasiada redução de velocidade e a partir do qual seria desejável a implantação de faixa adicional:

- fixar uma redução máxima admissível de velocidade dos caminhões carregados em relação à velocidade média destes nos trechos em nível ou em rampas suaves;
- fixar uma velocidade mínima admissível para os caminhões carregados em meio ao fluxo de tráfego misto.

Em ambas as hipóteses, uma velocidade inferior àquela definida por estes critérios seria considerada intolerável pelo restante do tráfego (automóveis, ônibus e caminhões leves ou vazios).

A AASHTO e o HCM propõem a adoção do primeiro critério, preconizado em suas edições mais recentes (1984 e 1985, respectivamente), com uma redução admissível de 10 mph (16 km/h). Historicamente, enquanto o HCM de 1965 estabelecia o valor de 16 km/h para a redução admissível de velocidade, o "Livro Azul" da AASHO (1965) fixava, para tal parâmetro, o valor de 24 km/h.

A justificativa para a adoção de uma redução de 16 Km/h tem por base resultados de estudos levados a efeito por GLENNON, J.C. (1970), os quais relacionam a probabilidade de envolvimento dos caminhões em acidentes com a declividade da rampa ao longo da qual tais veículos estão trafegando. Glennon propôs um método para estabelecer um critério de redução de velocidade que refletisse adequadamente a importante relação entre

diferenciais altos de velocidade para os veículos da corrente do tráfego e o conseqüente envolvimento em acidentes.

Os resultados das análises desenvolvidas por GLENNON (1970) indicaram que a taxa de envolvimento em acidentes prevista para o caso dos caminhões carregados sofrerem redução de velocidades de 24 km/h é cerca de 9 vezes a taxa esperada para uma redução de 0 km/h (manutenção da velocidade) e cerca de 2,4 vezes a taxa esperada para uma redução de 16 km/h, conforme caracterizado na Figura 2.9, a qual sintetiza as conclusões de seu trabalho. Em função de tais resultados, a redução admissível de 16 km/h foi indicada por Glennon como mais adequada ao critério de redução de velocidade para o estudo de faixas adicionais em rampas ascendentes.

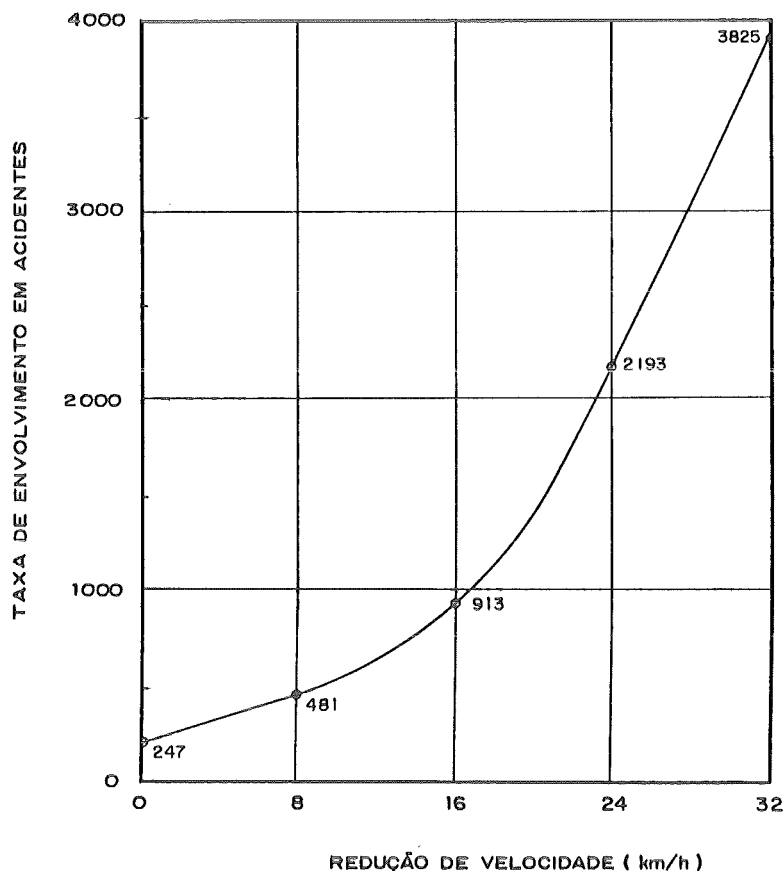


FIGURA 2.9 - TAXA DE ENVOLVIMENTO EM ACIDENTES DOS CAMINHÕES EM FUNÇÃO DA REDUÇÃO DE SUA VELOCIDADE RELATIVAMENTE À VELOCIDADE DE OPERAÇÃO MÉDIA DA CORRENTE DE TRÁFEGO.

FONTE: GLENNON (1970)

A título de comparação, pode-se citar que POLUS et al (1981) propõem uma redução admissível de 12 mph (20 km/h) como critério que justifica a implantação de faixas adicionais. De acordo com WOLHUTER, K.M. (1985) apud POLUS, A.; WOLHUTER K.M. (1988), as normas da África do Sul também estabelecem uma redução admissível de 20 km/h para tal finalidade, assumindo uma velocidade de entrada do caminhão na rampa igual a 80 km/h. As normas canadenses fixam que uma redução admissível de 15 km/h justifica a implantação de uma faixa adicional, considerando, no entanto, tal redução, a partir do 85º percentil da velocidade de operação da rodovia.

A AASHTO (1984) sugere, ainda, valores de redução de velocidade superiores ou inferiores ao valor de 16 km/h, conforme o greide que antecede a rampa ascendente em estudo seja, respectivamente, descendente ou ascendente. Tal orientação tem por base a suposição de que, ao final da rampa descendente que antecede a rampa em estudo (quando este for o caso), a velocidade do caminhão é algo superior à mencionada velocidade média nos trechos em nível e, portanto, a redução admissível pode ser algo superior a 16 km/h. No caso contrário, qual seja, o de rampa ascendente antecedendo a rampa em estudo, a redução admissível pode ser algo inferior, pelo fato de a velocidade ao final da primeira rampa ascendente ser inferior à velocidade média dos trechos em nível.

Adotada, então, uma velocidade de entrada na rampa ascendente em estudo, e estabelecida a redução admissível de velocidade, sucede que os critérios da AASHTO (1984) e do HCM (1985) conduzem de fato ao segundo critério mencionado no início deste subitem, ou seja, passa a existir um valor limite inferior de velocidade admissível para os caminhões carregados que estão trafegando na rampa.

O DNER (1979), entendendo que este limite inferior de velocidade deva ser próximo dos valores de velocidade correspondentes à máxima capacidade de escoamento do tráfego (entre 40 e 50 km/h), considera razoável, por motivo de

economia, prever, eventualmente, um pequeno prolongamento da interferência dos caminhões carregados, tendo em vista que logo em seguida iniciar-se-á a faixa adicional.

Tais considerações conduziram à adoção, por parte do DNER, da velocidade inferior admissível de 45 Km/h, abaixo da qual os caminhões carregados deveriam trafegar pela faixa adicional ascendente. Levando em conta que o DNER indica a adoção de uma velocidade de entrada na rampa de 80 Km/h, a redução de velocidade sofrida pelo caminhão carregado desde o início de tal rampa seria de 35 Km/h, valor este bastante superior ao preconizado pela AASHTO e no HCM. Neste caso, o comprimento crítico da rampa corresponde, então, à distância medida desde o início da rampa até o ponto onde a velocidade do caminhão se reduz para 45 km/h, ou seja, até onde a redução de velocidade do caminhão atinge o valor de 35 km/h.

O Quadro 2.10, apresentado a seguir, permite comparações entre os valores de redução admissível de velocidade e de velocidade de entrada dos caminhões carregados preconizados no HCM, nos manuais da AASHTO e nas instruções do DNER. Para melhor ilustrar a relação de tais parâmetros com o tipo de caminhão adotado, são também apresentados, neste quadro, os correspondentes valores da relação peso/potência.

QUADRO 2.10

VALORES DE VELOCIDADES DE ENTRADA NA RAMPAS E DE REDUÇÃO ADMISSÍVEL

CARACTERÍSTICAS		METODOLOGIA				
		AASHTO 65	HCM 65	DNER	AASHTO 84	HCM 85
Relação peso/potência do caminhão-tipo	(lb/hp)	400	325	287	300	300
	(kg/CV)	181	147	130	136	136
Velocidade de entrada do caminhão-tipo na rampa	(mph)	47	40	50	55	55
	(km/h)	76	64	80	88	88
Redução admissível de velocidade	(mph)	15	10	22	10	10
	(km/h)	24	16	35	16	16

FONTE: AASHTO (1965); HCM (1965 e 1985); DNER (1979) e AASHTO (1984)

O Quadro 2.11, por sua vez, apresenta os valores de comprimento crítico de rampa determinados em função da declividade do greide ascendente e com base nos correspondentes parâmetros apresentados no Quadro 2.10.

QUADRO 2.11
VALORES DE COMPRIMENTO CRÍTICO DE RAMPA, EM FUNÇÃO
DA DECLIVIDADE DO GREIDE

DECLIVIDADE DO GREIDE ASCENDENTE (%)	COMPRIMENTO CRÍTICO DE RAMPA (m)				
	AASHO 65	HCM 65	DNER	AASHTO 84	HCM 85
3	510	350	830	450	450
4	330	250	530	305	305
5	235	190	380	245	245
6	185	155	290	190	190
7	160	125	230	160	160

FONTE: AASHO (1965); HCM (1965 e 1985); DNER (1979) e AASHTO (1984)

A Figura 2.10, a seguir, apresenta curvas que propiciam uma visualização da variação dos valores de comprimento crítico de rampa com a declividade do greide, para o caso de cada metodologia mencionada.

Uma análise dos valores indicados no Quadro 2.11 e na Figura 2.10 revela que as discrepâncias constatadas podem ser explicadas pela adoção, nas citadas metodologias, de diferentes valores e critérios quanto ao tipo de caminhão carregado, à velocidade de entrada na rampa e aos critérios de redução de velocidade.

Por essa análise, fica evidente que o fator que acentua a diferença do valor do comprimento crítico de rampa calculado pelo critério do DNER em relação aos demais critérios é a maior redução admissível de velocidade preconizada na metodologia brasileira (35 km/h).

Se, por um lado, parece razoável o entendimento do DNER de que, por motivo de economia, é aceitável prever-se um pequeno prolongamento da interferência dos caminhões carregados na rampa, por outro lado, é importante levar em conta que, dependendo da magnitude da redução admissível de velocidade, pode-se chegar a elevadas taxas de envolvimento em acidentes para os caminhões carregados.

Mesmo que se considere que a relação estabelecida por GLENNON (1970) para a taxa de envolvimento em acidentes possa se alterar em função da variação das características geométricas da rampa, bem como do volume e da composição do tráfego, ela indica uma tendência para as condições de segurança da via que deve ser levada em consideração.

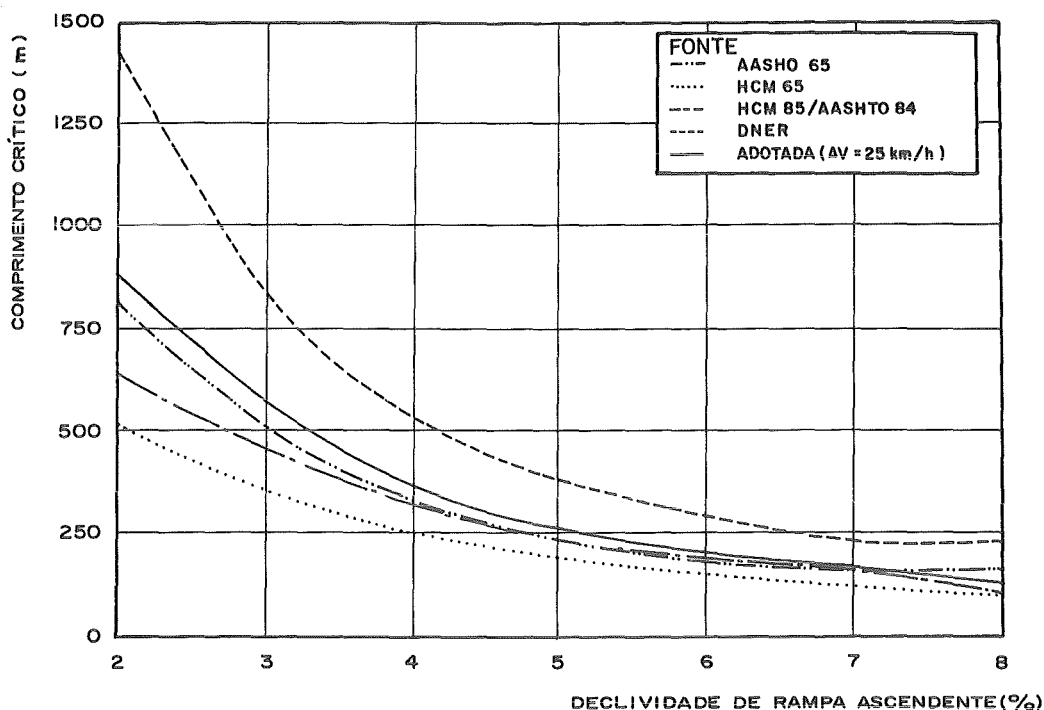


FIGURA 2.10- CURVAS DE COMPRIMENTO CRÍTICO DE RAMPA EM FUNÇÃO DA DECLIVIDADE DO GREIDE.

FONTE : AASHO (1965), HCM (1965,1985), DNER (1979) e AASHTO (1984)

Assim, pode-se verificar, através da Figura 2.9, por extrapolação, que a redução admissível de 35 km/h fixada pelo DNER (1979) corresponde uma taxa esperada de envolvimento em acidentes de 16,5 vezes a taxa para a redução de 0 km/h, cerca de 4,5 vezes a taxa para a redução de 16 km/h e cerca de 1,9 vezes a taxa para a redução de 24 km/h.

Desta forma, é razoável procurar-se um ponto de equilíbrio entre as razões de ordem econômica evocadas pelo DNER e a necessidade de atendimento às condições de segurança da via, conforme apregoam o HCM e a AASHTO. Uma redução admissível de cerca de 24 km/h, conforme recomendava a AASHO no "Livro Azul" de 1965, parece ser um valor que corresponde a esse ponto de equilíbrio, especialmente quando se considera ainda que, para a velocidade de entrada na rampa de 80 km/h (50 mph), o limite inferior admissível de velocidade resulta da ordem de 35 mph (56 km/h), valor este que, conforme se verá adiante, no capítulo 3, é ligeiramente superior à média da faixa típica de velocidades de fluxo em rampa específica para Nível de Serviço E.

Assim, é razoável que tal redução admissível de velocidade do caminhão carregado seja arredondada para 25 km/h, valor este mais característico do sistema de unidades métricas, podendo ser aplicadas reduções ou majorações deste valor, conforme o greide que antecede a rampa em estudo seja ascendente ou descendente, da mesma forma que preconizado pela AASHTO.

A Figura 2.8, já apresentada, ilustra as curvas de redução de velocidade, inclusive de 25 km/h, para um caminhão carregado representativo da frota brasileira (130 kg/CV), em função da declividade do greide, curvas estas que, conforme mencionado, foram elaboradas a partir dos dados das curvas de desaceleração do DNER (Figura 2.4).

Com este critério de redução de velocidade, os comprimentos críticos de rampa válidos para os caminhões carregados de 130 kg/CV podem ser então calculados através da Figura 2.8,

utilizando-se a curva correspondente à redução de velocidade de 25 km/h. O Quadro 2.12, a seguir, apresenta os valores assim determinados de comprimentos críticos de rampa, para diferentes declividades de greides ascendentes.

QUADRO 2.12

VALORES DE COMPRIMENTO CRÍTICO DE RAMPA

PARA REDUÇÃO ADMISSÍVEL DE 25 km/h

(caminhões de 130 kg/CV)

Declividade do greide ascendente (%)	Comprimento crítico de rampa (m)
3,0	574
3,5	448
4,0	364
4,5	306
5,0	263
5,5	230
6,0	204
6,5	183
7,0	166

2.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Através da análise efetuada acerca do desempenho de caminhões carregados e dos critérios de redução de velocidade para os estudos de implantação de faixas adicionais, pode-se destacar as conclusões a seguir descritas, que serão mais adiante adotadas na metodologia proposta no Capítulo sexto:

- a relação peso/potência de 130 kg/CV, assumida pelo DNER, pela sumária análise desenvolvida, continua a ser representativa da frota nacional de caminhões carregados trafegando nas rodovias brasileiras e, por conseguinte, as curvas apresentadas nas Figuras 2.4 e 2.6 podem ser utilizadas para considerar o desempenho de tais caminhões em rampas ascendentes e descendentes;
- a velocidade de entrada na rampa de 80 km/h é a mais adequada para o caminhão típico carregado de 130 kg/CV, conforme visto no item 2.4.3;
- uma redução admissível de velocidade igual a 25 km/h para o caminhão típico carregado atende de forma equilibrada a razões de ordem econômica e aos requisitos relativos à segurança da via; os comprimentos críticos correspondentes a tal redução admissível de velocidade podem ser obtidos da Figura 2.8 ou do Quadro 2.12.

**3. CRITÉRIOS PARA IMPLANTAÇÃO DE FAIXAS ADICIONAIS
FUNDAMENTADOS NA ANÁLISE DE CAPACIDADE VIÁRIA**

3. CRITÉRIOS PARA IMPLANTAÇÃO DE FAIXAS ADICIONAIS FUNDAMENTADOS NA ANÁLISE DE CAPACIDADE VIÁRIA

Apresenta-se neste capítulo uma avaliação crítica dos métodos de análise de capacidade usualmente utilizados no Brasil para avaliação da necessidade de implantação de faixas adicionais em rampas ascendentes, contidos na metodologia estabelecida para o assunto pelo HCM, edições de 1965 e 1985, e nos manuais da AASHO/AASHTO, edições de 1965 e 1984.

É também apresentada uma avaliação do critério proposto por POLUS, A.; CRAUS, J.; GRINBERG, I. (1981), na publicação TRR-806.

Esses critérios consistem, basicamente, na comparação do volume de tráfego horário previsto na rampa com o máximo volume admissível para um determinado nível de serviço pré-estabelecido.

Destaca-se como aspecto importante em tais critérios a consideração do conceito de "equivalente de caminhões em unidades de carros de passeio" (E), comumente denominado "equivalente de caminhões", o qual procura exprimir o efeito dos veículos comerciais mais lentos sobre os veículos leves, conforme sintetizado no item 3.1, a seguir.

3.1 SÍNTESE DE MÉTODOS DE DETERMINAÇÃO DO EQUIVALENTE DE CAMINHÕES (E)

A importância da análise dos equivalentes de caminhões a adotar decorre do questionamento que durante muitos anos foi feito sobre os valores a eles sugeridos na edição de 1965 do HCM, considerados muito altos para as condições de tráfego brasileiras, principalmente para os níveis de serviço mais baixos. O HCM de 1985 alterou significativamente os valores de tais equivalentes, não só em termos absolutos, mas também em termos relativos, em função dos diferentes níveis de serviço, conforme se comentará mais adiante.

O critério básico adotado pelo HCM-65 para determinar o equivalente de caminhões considera o número relativo de ultrapassagens que ocorre em um comprimento unitário da via (1 km) se cada veículo - tanto aquele que ultrapassa como aquele que é ultrapassado - continuar com sua velocidade normal, sob as condições de tráfego prevalecentes. Tal equivalente é considerado para um fluxo de tráfego constituído de carros de passeio e um caminhão, e é obtido pelo quociente entre o número de ultrapassagens sobre o caminhão e o número de ultrapassagens sobre um carro de passeio.

Tal critério, embora não apresente a dificuldade de outros métodos que exigem medições no campo, possui, no entanto, duas limitações que tornam sua validade duvidosa: a adoção de medidas teóricas do número de ultrapassagens e a não consideração do tráfego no sentido oposto.

Também é considerado, no HCM-65, outro método que se baseia no conceito de que o caminhão ocupa mais espaço do que um carro de passeio, o que contribui para reduzir a capacidade da via. O procedimento desse método envolve a medida no campo dos intervalos entre veículos e suas velocidades.

Tal método do intervalo é mais apropriado para a determinação de equivalentes em terrenos planos e para níveis de serviço mais pobres, tendo em vista o menor diferencial de velocidades dos veículos da corrente de tráfego nestas condições.

Um outro método alternativo de determinação do equivalente de caminhões foi proposto por POLUS et al (1981) e tem como base a consideração das medidas de atraso, expressas pela relação entre o atraso causado por um caminhão e o atraso total causado pelos veículos de passeio trafegando a diferentes velocidades na corrente de tráfego. Tal método também leva em conta o efeito do tráfego no sentido oposto, ou seja, o tempo de atraso é calculado para um carro de passeio até o motorista encontrar um intervalo crítico no tráfego oposto para efetuar a manobra de ultrapassagem.

Para baixas velocidades dos caminhões, os equivalentes determinados pelo modelo de POLUS et al (1981) são significativamente mais baixos do que os do HCM-65, refletindo melhor a real perturbação e atraso causados pelos caminhões, principalmente devido à consideração do tráfego oposto.

3.2 CRITÉRIOS DE ANÁLISE DE CAPACIDADE DO HCM

O "Highway Capacity Manual" - HCM foi publicado inicialmente em 1950, pelo "Bureau of Public Roads" - BPR, com o objetivo de servir como guia para o projeto e análise operacional de rodovias. A segunda edição foi publicada em 1965, pelo "Highway Research Board" - HRB, sob a direção de seu Comitê de Capacidade de Rodovias. Já a terceira edição, de 1985, reflete um total de duas décadas de pesquisas, por um conjunto de entidades científicas, com patrocínio de um número de entidades, principalmente do "National Cooperative Highway Research Program" e da "Federal Highway Administration". Seu desenvolvimento tem sido orientado pelo Comitê de Rodovias e Qualidade de Serviço do "Transportation Research Board" - TRB.

Neste item, procurar-se-á analisar a metodologia preconizada para rampas específicas pelo "Highway Capacity Manual", através da publicação de seu novo Manual-edição de 1985 - Special Report 209 - Transportation Research Board - National Research Council, destacando-se o que foi alterado em relação à edição de 1965 - Special Report 87.

Um histórico de evolução dos estudos de capacidade de rodovias, desde a década de 30, passando pelo Manual do HCM de 1950, e com os estudos mais amplos do Manual de 1965, permite analisar o Manual de 1985 com seus novos procedimentos. No capítulo 8 - Vias de Duas Faixas - Pista Simples do Manual de 1985 é apresentada a metodologia para rampas ascendentes em greides específicos, conforme descrito a seguir.

Para analisar a capacidade de um greide específico, pressupõe-se que o trecho imediatamente anterior à rampa encontre-se em nível. Nessas rampas, a operação dos veículos ascendentes é sensivelmente afetada, enquanto que, para os veículos que descem, o impacto é menor. Como resultado, os critérios de nível de serviço, apresentados na Tabela 8.2 do HCM-85 (vide

Quadro 3.1), são baseados na velocidade média de viagem de todos os veículos que sobem a rampa.

Quando houver um greide composto, utiliza-se, para efeito de análise, o greide médio, obtido através do quociente entre a diferença de nível pela extensão total.

A velocidade média de subida na qual as condições operacionais baixam para o Nível de Serviço E varia entre 40 e 64 km/h, dependendo da inclinação da rampa, do percentual de ZUP (zona de ultrapassagem proibida) e de outros fatores. Como as condições de operação na capacidade variam para cada greide, a definição da capacidade não é feita tão diretamente quanto a determinação dos volumes de serviço correspondentes aos níveis de serviço de A até D, onde a velocidade é estabelecida utilizando-se os critérios da Tabela 8.2 do HCM-85 (vide Quadro 3.1, a seguir).

QUADRO 3.1 - CRITÉRIO DO NÍVEL DE SERVIÇO PARA TRECHOS ESPECÍFICOS

NÍVEL DE SERVIÇO (NS)	VELOCIDADE MÉDIA NA RAMPA ASCENDENTE (Km/h)
A	≥ 88
B	≥ 80
C	≥ 72
D	≥ 64
E	≥ 40 - 64
F	< 25 - 40

FONTE: HCM (1985)

A equação que reflete a operação do tráfego em segmentos específicos de rampas ascendentes, sob determinados valores médios de velocidade, é a seguinte:

$$SF_i = 2.800 \left(\frac{V}{C} \right)_i \cdot f_d \cdot f_w \cdot f_g \cdot f_{hv} \quad (\text{Eq. 8.3 do HCM-85})$$

onde:

SF_i = volume de serviço total do fluxo para o nível de serviço "i" ou velocidade "i", nos dois sentidos, nas condições que prevalecem na via e na circulação do tráfego, dado em veículos por hora (vph);

2.800 = valor da capacidade em condições ideais, dado em veículos por hora (vph);

$(V/C)_i$ = relação entre a taxa de fluxo e a capacidade ideal para o nível de serviço "i" ou para a velocidade "i", obtida através da Tabela 8.7 do HCM-85 (vide Quadro 3.2, anexo);

f_d = fator de ajustamento, dado em função da distribuição direcional do tráfego, obtido por meio da Tabela 8.8 do HCM-85 (vide Quadro 3.3, anexo);

f_w = fator de ajustamento, dado em função das larguras das faixas de tráfego e dos acostamentos, obtido pela Tabela 8.5 do HCM-85 (vide Quadro 3.4, anexo);

f_g = fator de ajustamento, dado em função do efeito das rampas ascendentes sobre a circulação dos veículos leves, calculado através das equações apresentadas a seguir:

$$f_g = 1/[1 + (P_p \cdot I_p)] \quad (\text{Eq. 8.4 do HCM-85})$$

$$I_p = 0,02 (E - E_0) \quad (\text{Eq. 8.5 do HCM-85})$$

f_{hv} = fator de ajustamento devido à presença de veículos pesados na corrente de tráfego nas rampas ascendentes, calculado através das equações 8.6 e 8.7 do HCM-85, apresentadas a seguir:

QUADRO 3.2 - VALORES DA RELAÇÃO V/C EM FUNÇÃO DA VELOCIDADE, PORCENTAGEM DE RAMPA E PORCENTAGEM DE PROIBIÇÃO DE ULTRAPASSAGEM EM RAMPAS ESPECÍFICAS

RAMPA (%)	VELOCIDADE MÉDIA NAS RAMPAS ASCENDENTES (km/h)	PORCENTAGEM DE PROIBIÇÃO DE ULTRAPASSAGEM					
		0	20	40	60	80	100
3	88	0,27	0,23	0,19	0,17	0,14	0,12
	84	0,42	0,38	0,33	0,31	0,29	0,27
	80	0,64	0,59	0,55	0,52	0,49	0,47
	72	1,00	0,95	0,91	0,88	0,86	0,84
	68	1,00	0,98	0,97	0,06	0,95	0,94
	64	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
4	88	0,25	0,21	0,18	0,16	0,13	0,11
	84	0,40	0,36	0,31	0,29	0,27	0,25
	80	0,61	0,56	0,52	0,49	0,47	0,45
	72	0,97	0,92	0,88	0,85	0,83	0,81
	68	0,99	0,96	0,95	0,94	0,93	0,92
	64	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
5	88	0,21	0,17	0,14	0,12	0,10	0,08
	84	0,36	0,31	0,27	0,24	0,22	0,20
	80	0,37	0,49	0,45	0,41	0,39	0,37
	72	0,93	0,84	0,79	0,75	0,72	0,70
	68	0,97	0,90	0,87	0,85	0,83	0,82
	64	0,98	0,96	0,95	0,94	0,93	0,92
6	88	0,12	0,10	0,08	0,06	0,05	0,04
	84	0,27	0,22	0,18	0,16	0,14	0,13
	80	9,48	0,40	0,35	0,31	0,28	0,26
	72	0,49	0,76	0,68	0,63	0,59	0,55
	68	0,93	0,84	0,78	0,74	0,70	0,67
	64	0,97	0,91	0,87	0,83	0,81	0,78
7	88	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	84	0,13	0,10	0,08	0,07	0,05	0,04
	80	0,34	0,27	0,22	0,18	0,15	0,12
	72	0,77	0,65	0,55	0,46	0,40	0,35
	68	0,86	0,75	0,67	0,60	0,54	0,48
	64	0,93	0,82	0,75	0,69	0,64	0,59
7	56	1,00	0,91	0,87	0,82	0,79	0,76
	48	1,00	0,95	0,92	0,90	0,58	0,86

* NAS CONDIÇÕES IDEAIS, O VOLUME DO FLUXO NA CAPACIDADE É TOMADO IGUAL A 2800 vph
 NOTA: CONSIDERA-SE QUE A OPERAÇÃO DOS CARROS DE PASSEIO NÃO É AFETADA PELAS RAMPAS.
 FONTE: HCM (1985)

QUADRO 3.3 - FATOR DE AJUSTAMENTO DA DISTRIBUIÇÃO DIRECIONAL DO TRÁFEGO EM RAMPAS ESPECÍFICAS (fd)

PORCENTAGEM DO TRÁFEGO NA RAMPA (%)	FATOR DE AJUSTAMENTO
100	0,58
90	0,64
80	0,70
70	0,78
60	0,87
50	1,00
40	1,20
30	1,50

FONTE: HCM (1985)

QUADRO 3.4 - FATORES DE AJUSTAMENTO DA RESTRIÇÃO DAS LARGURAS DA FAIXA DE TRÁFEGO E ACOSTAMENTO COMBINADAS (fw)

LARGURA UTILIZÁVEL DO ACOSTAMENTO (m) ^a	FAIXAS COM 3,60 m		FAIXAS COM 3,30 m		FAIXAS COM 3,00 m		FAIXAS COM 2,70 m	
	NS A - D	NS ^b E	NS A - D	NS ^b E	NS A - D	NS ^b E	NS A - D	NS ^b E
≥ 1,80	1,00	1,00	0,93	0,94	0,84	0,87	0,70	0,76
1,20	0,92	0,97	0,85	0,92	0,77	0,85	0,65	0,64
0,60	0,81	0,93	0,75	0,88	0,68	0,81	0,57	0,60
0,00	0,70	0,88	0,65	0,82	0,58	0,75	0,49	0,66

(a) QUANDO OS ACOSTAMENTOS APRESENTAM LARGURAS DIFERENTES NA MESMA PLATAFORMA, UTILIZE A LARGURA MÉDIA.

(b) FATORES APLICADOS PARA TODAS AS VELOCIDADES MENORES QUE 72 km/h.

FONTE: HCM (1985)

$$f_{hv} = 1/[1 + P_{hv} (E_{hv} - 1)] \quad (\text{Eq. 8.6 do HCM-85})$$

$$E_{hv} = 1 + (0,25 + P_{t/hv}) \cdot (E-1) \quad (\text{Eq. 8.7 do HCM-85})$$

onde:

P_p = porcentagem de veículos de passeio na corrente de tráfego, expressa em número decimal;

I_p = fator de impedância para os veículos de passeio;

E = parâmetro de equivalência dos carros de passeio, função da velocidade, declividade e extensão da rampa, obtido da Tabela 8.9 do HCM-85 (vide Quadro 3.5, anexo);

E_o = parâmetro de equivalência dos carros de passeio, para um greide em nível, a uma dada velocidade, obtido também da Tabela 8.9;

P_{hv} = porcentagem total dos veículos pesados na corrente de tráfego da rampa, expressa em número decimal;

E_{hv} = equivalente em veículos de passeio da composição do tráfego de veículos pesados presente na corrente de tráfego da rampa ascendente;

$P_{t/hv}$ = relação entre as porcentagens de caminhões e do tráfego total de veículos pesados.

A faixa adicional é aplicada como uma melhoria localizada, em região com rampas longas e íngremes, que provocam nos veículos pesados, especialmente os caminhões, uma forte queda na velocidade média de viagem. Tal fato, aliado às restrições de ultrapassagem, provoca a formação de comboios, aumentando a retenção do tráfego e reduzindo sobremaneira a capacidade.

Segundo os critérios do HCM de 1985 a faixa adicional é necessária quando são encontradas as seguintes condições:

QUADRO 3.5 - EQUIVALENTES DE CARROS DE PASSEIO EM RAMPAS ESPECÍFICAS (E e E_o)

RAMPA (%)	EXTENSÃO DA RAMPA (m)	VELOCIDADE MÉDIA NAS RAMPAS ASCENDENTES (km/h)					
		88	84	80	72	64	48
0	QUALQUER	2.1	1.8	1.6	1.4	1.3	1.3
3	400	2.9	2.3	2.0	1.7	1.6	1.5
	600	3.7	2.9	2.4	2.0	1.8	1.7
	1200	4.8	3.6	2.9	2.3	2.0	1.9
	1600	6.5	4.6	3.5	2.6	2.3	2.1
	2400	11.2	6.6	5.1	3.4	2.9	2.5
	3200	19.8	9.3	6.7	4.6	3.7	2.9
	4800	71.0	21.0	10.8	7.3	5.6	3.8
	6400	a	48.0	20.5	11.3	7.7	4.9
4	400	3.2	2.5	2.2	1.8	1.7	1.6
	600	4.4	3.4	2.8	2.2	2.0	1.9
	1200	6.3	4.4	3.5	2.7	2.3	2.1
	1600	9.6	6.3	4.5	3.2	2.7	2.4
	2400	19.5	10.3	7.4	4.7	3.8	3.1
	3200	43.0	16.1	10.8	6.9	5.3	3.8
	4800	a	48.0	20.0	12.5	9.0	5.5
	6400	a	a	51.0	22.8	13.8	7.4
5	400	3.6	2.8	2.3	2.0	1.8	1.7
	600	5.4	3.9	3.2	2.5	2.2	2.0
	1200	8.3	5.7	4.3	3.1	2.7	2.4
	1600	14.1	8.4	5.9	4.0	3.3	2.8
	2400	34.0	16.0	10.8	6.3	4.9	3.8
	3200	91.0	28.3	17.4	10.2	7.5	4.8
	4800	a	a	37.0	22.0	14.6	7.8
	6400	a	a	a	55.0	25.0	11.5
6	400	4.0	3.1	2.5	2.1	1.9	1.8
	600	6.5	4.8	3.7	2.8	2.4	2.2
	1200	11.0	7.2	5.2	3.7	3.1	2.7
	1600	20.4	11.7	7.8	4.9	4.0	3.3
	2400	60.0	25.2	16.0	8.5	6.4	4.7
	3200	a	50.0	28.2	15.3	10.7	6.3
	4800	a	a	70.0	38.0	23.9	11.3
	6400	a	a	a	90.0	45.0	18.1
7	400	4.5	3.4	2.7	2.2	2.0	1.9
	600	7.9	5.7	4.2	3.2	2.7	2.4
	1200	14.5	9.1	6.3	4.3	3.6	3.0
	1600	31.4	16.0	10.0	6.1	4.8	3.8
	2400	a	39.5	23.5	11.5	8.4	5.8
	3200	a	88.0	46.0	22.8	15.4	8.2
	4800	a	a	a	66.0	38.5	16.1
	6400	a	a	a	a	a	28.0

(a) VELOCIDADE INATINGÍVEL EM RAMPAS ESPECÍFICAS
 FONTE: HCM (1985)

- O fluxo de tráfego ascendente é superior a 200 vph;
- O fluxo ascendente de caminhões é superior a 20 vph;
- Ocorre qualquer uma das três seguintes situações:
 - a rampa opera no nível de serviço E ou F;

- o nível de serviço obtido para a rampa é inferior, em dois ou mais graus, ao nível de serviço do trecho de aproximação;
- a velocidade prevista para um caminhão pesado (135 Kg/CV) reduz-se de valor igual ou maior do que 10 mph (16 Km/h).

As Figuras 8.2 e 8.3 da referida publicação mostram as curvas de redução de velocidades em função da inclinação das rampas de subida, para caminhões com relação peso/potência de 200 lb/hp (caminhão leve = 90 kg/hp) e 300 lb/hp (caminhão pesado = 135 kg/hp).

O Manual de 1965 preconizava o mesmo cálculo, com base na seguinte expressão:

$$SV_i = 2000 \cdot (V/C)_i \cdot W_{Li} \cdot T_{Li} \cdot B_{Li}$$

onde:

SV_i = volume de serviço para o nível de serviço "i";

2000 = valor da capacidade para as condições ideais (vph);

$(V/C)_i$ = relação volume/capacidade, para o nível de serviço "i", obtido da Tabela 10.7 do HCM-65;

W_{Li} = fator combinado de ajustamento para estreitamento de faixa e da folga lateral, obtido da Tabela 10.8 do HCM-65;

T_{Li} = fator de ajustamento para caminhões ao nível de serviço "i", obtido a partir da equação a seguir:

$$T_{Li} = \frac{100}{(100 - P_T + E_T \cdot P_T)}$$

B_{Li} = fator de ajustamento para ônibus ao nível de serviço "i", obtido da equação a seguir:

$$B_{Li} = \frac{100}{(100 - P_B + E_B \cdot P_B)}$$

onde:

P_T = porcentagem de caminhões na corrente de tráfego da rampa;

E_T = equivalente em veículos de passeio do total de caminhões presente na corrente de tráfego da rampa, obtido da Tabela 10.10 do HCM-65;

P_B = porcentagem de ônibus na corrente de tráfego da rampa;

E_B = equivalente em veículos de passeio do total de ônibus presente na corrente de tráfego da rampa, obtido da Tabela 10.11 do HCM-65.

Analisando as diferenças entre as metodologias do HCM de 1985 e 1965 verifica-se o seguinte:

- SF_i é uma taxa de fluxo que leva em consideração um fator de pico horário (FPH); já SVi é um volume de serviço. A utilização do fator de pico horário FPH considera a taxa de fluxo máximo de 15 minutos, dentro do período do volume horário considerado. É importante observar que a utilização da taxa de fluxo de 15 min. é um aprimoramento da análise de qualidade do serviço. O Manual de 1965 preconizava o uso do PHF somente na análise para auto-estradas;
- O Manual de 1965 estabelecia para a capacidade, nas condições ideais, o valor de 2000 veículos equivalentes de passeio por hora nos dois sentidos. O Manual de 1985, por

sua vez, fixa o valor de 2800 veículos equivalentes por hora, correspondendo a um acréscimo de 40%, para uma distribuição direcional de 50%-50%. O valor de 2800 vph está mais condizente com as condições brasileiras, visto que, em pesquisas realizadas pelo IPR (1979), foram alcançados valores próximos a este;

- Os valores da relação V/C, isto é, volume/capacidade, no Manual de 1965 eram obtidos através da Tabela 10.7, a partir do nível de serviço e da porcentagem de distância de visibilidade de ultrapassagem maior do que 450 m. Já no Manual de 1985, os valores de V/C são apresentados em duas tabelas, sendo uma para trechos genéricos (Tab. 8.1) e outra para rampas específicas em função das declividades do greide (Tab. 8.7);
- Houve uma redução significativa na ordem de grandeza dos equivalentes de caminhões originalmente estabelecidos na edição de 1965. A Figura 3.1 procura caracterizar as grandes diferenças que se constataam entre os equivalentes das edições antigas e atual do HCM, e também as diferenças em relação aos equivalentes determinados pelo IPR (1979) para as condições brasileiras. Deve-se ainda salientar que o HCM-85 corrige a distorção que antes se verificava nos equivalentes sugeridos, cujos valores eram maiores para os níveis de serviço mais próximos da capacidade, contrariando a lógica de que os atrasos veiculares na corrente de tráfego são menores para volumes de tráfego maiores, tendo em vista que, nestas condições, é maior a dificuldade de ultrapassagem e menor o diferencial de velocidade entre os veículos da corrente;
- O fator f_d não é considerado no Manual de 1965. Foi introduzido no Manual de 1985, tendo valores distintos para trechos genéricos (Tab. 8.4) e rampas específicas (Tab. 8.8). Verificou-se, neste caso, que os valores variam de 100%-0% a 0%-100%, ao contrário do caso de trechos genéricos, em que a variação ocorre entre 100%-0% e

50%-50%. No Brasil, não se tem conhecimento de pesquisas desenvolvidas em função da distribuição direcional;

- O fator f_w é considerado em ambos os Manuais, sendo os valores porém diferentes, pois o Manual de 1985 não os discrimina para efeito de obstrução em um só lado ou em ambos os lados da pista, como é feito pelo Manual de 1965. Os valores considerados são bem diferentes, havendo apenas algumas poucas coincidências. No Brasil, também não se tem informações sobre pesquisas desenvolvidas para esse assunto;
- O Manual de 1965 considera separadamente o fator de caminhões em função de E_T e P_T e o fator de ônibus em função de E_B e P_B , diferenciando a análise em trechos genéricos e rampas específicas. O Manual de 1985, ao contrário, apresenta um fator único (f_{hV}) para caminhões e ônibus, que são ponderados entre si. Para rampas específicas, o Manual de 1985 apresenta um novo fator (f_g), que considera o efeito dos automóveis lentos nas rampas ascendentes sobre os demais.

Dessa forma, pode-se concluir que há diferenças significativas no HCM de 1985 em relação ao de 1965, mostrando uma clara evolução da metodologia originalmente proposta.

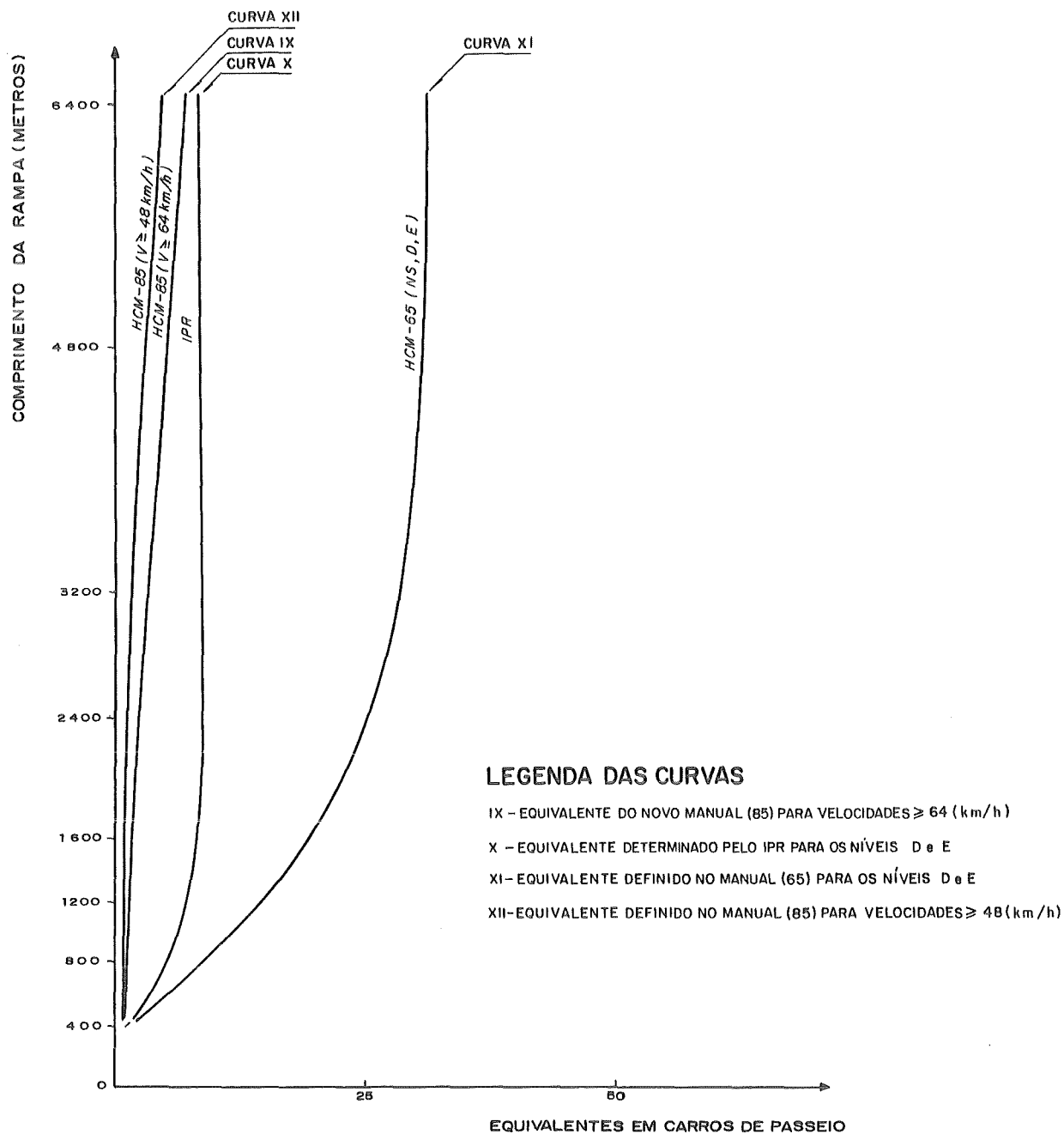


FIGURA 3.1 - CURVAS DE VARIAÇÃO DO EQUIVALENTE PARA RAMPAS DE 3% - 48 a 64 km/h

FONTE : DANTAS (1989)

3.3 CRITÉRIOS DE ANÁLISE DE CAPACIDADE DA AASHTO

Na metodologia preconizada pela AASHO, em 1965, os automóveis equivalentes aos caminhões subindo uma determinada rampa são obtidos a partir do confronto entre a velocidade média do veículo pesado na rampa e a velocidade média de operação da via, de acordo com a Tabela V-3, proposta por NORMANN et al (1957), no HRB-Bulletin 167.

Uma vez determinado o equivalente de caminhões na subida, o equivalente do trecho específico é calculado pela média ponderada entre os veículos subindo e descendo a rampa, admitindo-se a distribuição direcional na hora de pico e o equivalente de caminhões na descida igual a 2,5, conforme indica a expressão a seguir:

$$Emp = (1 - D) 2,5 + D.Ecs$$

onde:

Emp = equivalente médio ponderado;

D = distribuição direcional;

Ecs = equivalente do caminhão na subida.

A capacidade final da rampa é determinada corrigindo-se a capacidade de projeto em veículos de passeio por hora, obtida da Tabela 11-8 do Manual da AASHO de 1965 (função da velocidade de projeto, da velocidade de operação na via e das restrições de distâncias de visibilidade de ultrapassagem), através da porcentagem de veículos comerciais na hora de pico e do equivalente médio ponderado na rampa.

A implantação da faixa adicional é requerida quando o volume na hora de pico na via excede à capacidade calculada em 20%, conforme a seguinte expressão:

$$\begin{aligned} \text{VHP} > C' \\ C' = 1,2 \cdot C \end{aligned} \qquad C = \frac{P}{1 + T(\text{Emp} - 1)}$$

onde:

C = capacidade, em veículos mistos por hora;

P = capacidade de projeto, em veículos de passeio por hora;

T = % de veículos comerciais;

VHP = volume na hora-pico;

C' = capacidade, em veículos mistos por hora, majorada de 20%.

O artigo publicado pelo eng^o Cid Barbosa LIMA (1969) na revista nº 111 do DER/SP é basicamente uma tradução da metodologia da AASHO-65, o que proporcionou a transcrição para o presente trabalho dos quadros anexos (quadros 3.6 a 3.9), já traduzidos do referido artigo.

A publicação da AASHTO-84 adota, para efeito de análise de capacidade viária, os critérios preconizados pelo HCM-65, embora, para efeito de cálculo do comprimento crítico, seja adotada a curva de desempenho do caminhão-tipo de 136 kg/CV com redução de velocidade de 16 km/h e velocidade de entrada na rampa do caminhão igual a 88 km/h.

QUADRO 3.6

RODOVIAS DE DUAS FAIXAS

EQUIVALENTE EM CARROS DE PASSEIO DO CAMINHÃO NA RAMPA, EM

VÁRIAS VELOCIDADES MÉDIAS DOS CAMINHÕES E PARA VÁRIAS

VELOCIDADES DE OPERAÇÃO DOS CARROS DE PASSEIO

Velocidade do caminhão	Número de carros de passeio equivalente a um caminhão		
	Para velocidade de operação do carro de passeio		
km/h	56 a 64 km/h	64 a 72 km/h	72 a 80 km/h
56	2,5	2,7	3,0
48	3,0	4,9	5,0
40	5,0	7,6	8,6
32	8,8	11,7	13,9
24	15,0	18,7	22,9
16	25,2	32,5	40,5
8	50,0	75,0	94,5

FONTE: LIMA, C.B. (1969); AASHO (1965)

QUADRO 3.7

RODOVIAS DIVIDIDAS

EQUIVALENCIA EM CARROS DE PASSEIO DO CAMINHÃO NA RAMPA

COM UMA VELOCIDADE DE OPERAÇÃO MÉDIA DOS CARROS

DE PASSEIO DE 72 A 80 km/h

Velocidade do caminhão km/h	Número de carros de passeio equivalente a um caminhão
64	2,0
56	2,5
48	4,0
40	7,0
32	11,0
24	18,0
16	30,0

FONTE: LIMA, C.B. (1969); AASHO (1965)

QUADRO 3.8
 RODOVIAS DE DUAS FAIXAS
 CAPACIDADE DE PROJETO, NAS DUAS DIREÇÕES, EM
 VEÍCULOS DE PASSEIO POR HORA

Restrição de (+) visibilidade	Velocidade de operação média de		
	56 a 64 km/h	64 a 72 km/h	72 a 80 km/h
	Velocidade de projeto de 64 km/h		
0	1.200	-	-
20	1.070	-	-
40	900	-	-
60	720	-	-
80	460	-	-
	Velocidade de projeto de 80 km/h		
0	1.450	1.010	-
20	1.340	900	-
40	1.200	770	-
60	1.050	620	-
80	900	440	-
	Velocidade de projeto de 96 km/h		
0	1.500	1.150	900
20	1.410	1.050	810
40	1.320	930	700
60	1.220	810	585
80	1.110	680	480
	Velocidade de projeto de 104 ou 112 km/h		
0	1.500	1.150	900
20	1.450	1.120	860
40	1.400	1.070	800
60	1.350	920	720

(+) Alinhamento - porcentagem, sobre o total de extensão da rodovia, das distâncias cuja visibilidade é restrita a menos de 450 m.

FONTE: LIMA, C.B. (1969); AASHO (1965)

QUADRO 3.9
 RODOVIAS DIVIDIDAS - RURAIS OU SUBURBANAS
 CAPACIDADE DE PROJETO, POR FAIXA, EM VEÍCULOS DE
 PASSEIO POR HORA

Tipo de Rodovia	Veículos por hora
Vias expressas suburbanas	1.200
Vias expressas ou auto estradas rurais	1.000
Rodovias principais	800

FONTE: LIMA, C.B. (1969); AASHO (1965)

3.4 CRITÉRIO PROPOSTO POR POLUS ET AL

Nessa metodologia, POLUS, A.; CRAUS, J.; GRINBERG, I. (1981) justificam a implantação de faixa adicional quando se dão concomitantemente duas situações: a primeira quando a velocidade do caminhão é reduzida de 20 Km/h, e a segunda quando o volume na hora de pico ultrapassa o máximo volume de serviço correspondente a um nível inferior àquele correspondente da rodovia, considerando um trecho plano.

Os dois critérios devem ser atendidos simultaneamente, pois, quando o comprimento da rampa não ultrapassa o comprimento crítico, o atraso no tráfego pode ser tolerável para qualquer volume; em um segundo caso, quando ocorre um greide longo com baixo volume de tráfego, os atrasos são menos freqüentes e aleatórios.

Para o primeiro critério, os autores recomendam a utilização das curvas de desempenho de caminhões preconizadas pela AASHO-65. Para o segundo critério, é proposta a utilização da metodologia do HCM-65, ressaltando o cálculo do fator de ajuste de caminhões, que deve ser determinado a partir da porcentagem de caminhões na rampa e do equivalente médio ponderado de subida e descida, levando-se em consideração a distribuição direcional da hora de pico.

Os equivalentes de subida, propostos em função dos níveis de serviço, são os da Fig. 1 da referida publicação, correspondendo aparentemente aos do HCM-65, e os equivalentes para descida são os da Tabela 1 do mesmo artigo, independentemente do nível de serviço.

Nesse trabalho, é proposta ainda, para casos especiais de dificuldade ou proibição de ultrapassagem nas descidas e diminuição do nível de serviço, a previsão de faixa adicional na rampa descendente, utilizando-se, dessa forma, os mesmos

critérios anteriores e considerando-se os equivalentes para descida mostrados na Tabela 1 ou determinados pela Figura 3 da citada publicação, em função de G, onde a expressão utilizada é a seguinte:

$$G = L.e^i$$

onde:

L = comprimento do greide, em km;

i = porcentagem da rampa;

e = base do logarítmo neperiano.

3.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Através da análise efetuada para os mencionados critérios de implantação de faixa adicional, pode-se concluir o que se segue:

- O HCM-85 considera a capacidade básica da pista simples igual a 2800 vph contra 2000 vph dos demais critérios;
- Nos critérios que consideram a capacidade da pista de 2000 vph, a diferença básica reside no cálculo dos equivalentes;
- Não houve consenso, nos métodos analisados, quanto à definição do nível de serviço aceitável a partir do qual se justifica a faixa adicional;
- Somente os critérios da AASHO-65 e de POLUS et al (1981) consideram explicitamente o cálculo do equivalente médio ponderado de subida e descida na rampa. O HCM-85 considera esse efeito quando da utilização do fator de distribuição direcional (fd);
- A comparação entre os equivalentes do HCM-65 e do HCM-85 revela que os da edição mais recente são sensivelmente inferiores aos valores que vinham sendo utilizados, mostrando agora adaptar-se melhor às condições brasileiras;
- O HCM-85 considera também que, em greides íngremes e longos, até mesmo a operação dos veículos de passeio (cerca de 2%) é afetada, independentemente da presença de veículos pesados na corrente de tráfego. Deve-se salientar que tal efeito pode ser mais acentuado nas rodovias brasileiras, em vista dos diferentes desempenhos dos veículos de passeio e da gama de variação das condições de manutenção e de idade da frota dos veículos nacionais.

Assim, em função da análise realizada, pode-se concluir que, nos estudos de capacidade para as rodovias brasileiras, é aceitável que se utilizem os equivalentes e o critério preconizado pelo HCM-85. Evidentemente, a validade dos parâmetros estabelecidos no HCM-85 para as condições brasileiras só poderá ser aferida com base em estudos futuros e abrangentes sobre o assunto, que estejam fundamentados em uma quantidade representativa de testes de campo na malha rodoviária do país.

Mais adiante, no Capítulo 6, onde é apresentada proposição de uma metodologia para avaliação da necessidade de implantação de faixas adicionais, os procedimentos e os parâmetros estabelecidos no HCM-85 servirão de base à aplicação de um critério (dentre três a serem considerados) fundamentado na análise de capacidade viária. Conforme se explicará naquele Capítulo, não serão consideradas, no critério proposto, exatamente as mesmas condições recomendadas no HCM-85 para justificar a implantação de faixa adicional sob o ponto de vista de análise da capacidade viária, devendo ser mantida, no entanto, a exigência fundamental de que a operação na rampa tenha atingido o nível de serviço E ou F.

***4. CRITÉRIOS PARA IMPLANTAÇÃO DE FAIXAS
ADICIONAIS FUNDAMENTADOS NO ATRASO
VEICULAR /ECONOMIA DE TEMPO***

4. CRITÉRIOS PARA IMPLANTAÇÃO DE FAIXAS ADICIONAIS FUNDAMENTADOS NO ATRASO VEICULAR/ECONOMIA DE TEMPO

Complementarmente aos critérios de redução de velocidade ou àqueles que se fundamentam na análise de capacidade viária, alguns organismos rodoviários e pesquisadores têm proposto, para a justificativa de implantação de faixas adicionais, a consideração do atraso médio ou global dos veículos da corrente de tráfego que está subindo a rampa em estudo.

Alguns critérios levam em conta tal atraso estabelecendo como condição para justificar a faixa adicional o atendimento a certos aspectos de natureza essencialmente técnica, como, por exemplo, que os atrasos previstos sejam superiores a um valor pré-estabelecido para o tipo e classe da rodovia em estudo.

Outros critérios relacionam o atraso veicular a aspectos de natureza econômica, de forma tal que a justificativa para a faixa adicional é feita através de um estudo de viabilidade econômica, onde o fator "redução de tempo" - vinculado à redução do atraso veicular, no caso da faixa extra ser implantada - é considerado como um dos benefícios a serem quantificados no modelo de avaliação adotado.

As Instruções do DNER (1979), conforme já mencionado no primeiro capítulo deste trabalho, estabelecem exatamente este tipo de consideração em seu critério de avaliação econômica, levando em conta os seguintes benefícios:

- Redução do tempo perdido por motoristas e passageiros dos veículos "rápidos" que trafegam atrás dos veículos "lentos" a baixas velocidades, em rampas não dotadas de faixas adicionais;
- Redução dos custos operacionais dos veículos "rápidos" em relação às condições operacionais desfavoráveis, em rampas não dotadas de faixas adicionais.

A quantificação do primeiro tipo de benefício é feita a partir da determinação do tempo perdido total e de seu respectivo custo. No segundo tipo, a quantificação é feita em função das distâncias médias de acompanhamento dos veículos "lentos" pelos veículos "rápidos" e dos conseqüentes acréscimos nos custos operacionais dos veículos "rápidos", por operarem a velocidades mais baixas.

4.1 A DETERMINAÇÃO DO ATRASO VEICULAR

4.1.1 Conceituação do Atraso

O atraso é o tempo adicional de viagem causado pela redução da velocidade média espacial do fluxo, para um valor menor do que o desejável, em vista de fatores condicionantes físicos e operacionais prevaletentes na via.

O atraso, além de refletir um indicador de insuficiência da capacidade ofertada pela via na rampa em estudo, em relação à solicitação do tráfego, também está associado aos padrões de segurança operacional. Isto porque a propensão do motorista em assumir determinados riscos é função do atraso sofrido pelo mesmo. Acrescenta-se ainda que os atrasos excessivos, além das externalidades provocadas pelo congestionamento, contribuem para um consumo energético adicional.

O atraso veicular é aquele sofrido somente pelos motoristas dos veículos, enquanto que o atraso global veicular é função da composição do tráfego e da taxa de ocupação dos veículos; assim, o atraso considerado nas avaliações econômicas normalmente deve se referir ao atraso global.

No caso de atrasos de veículos em interseções, geralmente se assume que, em condições típicas, atrasos médios da ordem de 30 a 60 segundos são aceitáveis e refletem um desempenho satisfatório da interseção. Nesses locais, os atrasos podem ser medidos diretamente, através de métodos tradicionais de levantamento de dados.

Já para o caso de um fluxo contínuo, os atrasos apresentam algumas dificuldades para serem medidos diretamente no campo, sendo por isso, comum, nesses casos, estimá-los através da

utilização de modelos matemáticos. De qualquer forma, não se pode dispensar a aferição de um modelo matemático assumido sem que algum tipo de verificação seja feito em campo.

4.1.2 Considerações sobre os Intervalos de Tempo ("Headways") entre Veículos Sucessivos da Corrente de Tráfego

O "headway" representa o intervalo de tempo entre a passagem das frentes de dois veículos consecutivos de uma mesma corrente de tráfego.

Quando ocorrem diferenciais apreciáveis de velocidade ao longo de uma via - como é o caso de uma rampa em aclive acentuado - tão importante quanto a análise dos volumes e velocidades dos veículos é a análise dos intervalos de tempo entre veículos sucessivos ("headways"), pois tais elementos refletem melhor a natureza da corrente de tráfego em termos das características que são consideradas na determinação dos atrasos veiculares.

Nos estudos de determinação do atraso veicular, é importante o conhecimento de duas características básicas do fluxo de tráfego: a previsão do número de veículos que chega em uma determinada seção e a previsão dos correspondentes intervalos de tempo com que tal sucessão de veículos chega a esta seção.

O número de "headways" em um dado período de tempo depende do fluxo de tráfego e pode ser considerado, portanto, como uma medida direta do volume de tráfego.

A variação dos valores de "headways" constatados em uma rodovia qualquer é muito grande, sendo que o "headway" médio pode ser calculado por:

$$h = \frac{3.600}{Q} = \frac{1}{q}$$

onde:

h = "headway" (s);

Q = volume horário de veículos (vph);

q = taxa média de chegada de veículos na unidade de tempo.

Assim, em uma corrente de tráfego de 400 vph, por exemplo, o "headway" médio é $3.600/400 = 9$ s.

Análises feitas por MATSON ET AL (1955), a partir de trabalhos desenvolvidos por Normann, O.K. ("Results of Highway Capacity Studies, U.S. Bureau of Public Roads, 1942), indicaram que, em uma via de duas faixas de tráfego com duas mãos de direção, o valor mais freqüente de "headway" está situado entre 1 s e 2 s para um volume de tráfego de 400 vph.

Para este mencionado volume de tráfego, tais estudos também indicaram que 72% de todos os valores de "headways" eram iguais ou menores que o valor médio de 9 s e que 50% eram menores que 3 s.

Dessa forma, a distribuição dos "headways" de um fluxo de tráfego não apresenta tendência de variação ao redor do valor médio (9 s no caso do exemplo dado); essa variação é tal que a maior freqüência de "headways" se verifica para valores menores que o valor médio.

RING & CARSTENS (1971), com base em medições de campo efetuadas para 94 fluxos de tráfego (unidirecionais), representativos de condições de hora-pico, obtiveram, por regressão múltipla, a seguinte equação para determinação da freqüência de ocorrência de "headways":

$$y = 0,1279 \cdot (t - 0,9)^{0,3681} \cdot q^{0,6094}$$

onde:

y = frequência acumulada de ocorrência de "headways"
iguais ou menores que t;
t = "headway" (s);
q = volume unidirecional de tráfego (centenas de
veículos/hora).

O coeficiente de variação (R^2) para tal equação é 0,79, o que indica a apreciável magnitude da dispersão dos valores de "headway" observados.

Tal equação, que leva em conta o efeito de formação de pelotões no caso de volumes de tráfego mais elevados, conduz, para um volume de 400 vph, a uma frequência de ocorrência de 64,3% de "headways" iguais ou menores que 9 s e de 39,1% de "headways" iguais ou menores que 3 s.

4.1.3 Principais Modelos de Distribuição de "Headways"

Na Engenharia de Tráfego, os modelos de distribuição probabilística podem ser utilizados tanto na análise de dados relativos a um certo fenômeno físico observado no tráfego, como na previsão de seu futuro comportamento, especialmente quando estes eventos ocorrem com uma distribuição aleatória.

Um evento cujo comportamento se quer prever pode ser, por exemplo, a chegada de um veículo em uma determinada faixa de conversão junto a uma interseção, ou a travessia de um pedestre que aguarda oportunidade de cruzamento de uma via ao longo da qual trafega um fluxo de veículos.

As distribuições estatísticas usadas na Engenharia de Tráfego podem ser classificadas em duas categorias gerais: as

distribuições de variável discreta e as de variável contínua. Dentre as distribuições de variável discreta destacam-se as de Poisson e as binomiais (simples e negativa), sendo que, para o caso de variável contínua, são mais conhecidas as seguintes:

- Distribuição Exponencial Negativa;
- Distribuição Exponencial Negativa Deslocada;
- Distribuição de Erlang.

Para se estudar o número de veículos que chega a uma determinada seção da via, deve ser considerada uma distribuição estatística de variável discreta, enquanto que, para se estudar fenômenos da corrente de tráfego relacionados com o tempo - como, por exemplo, o intervalo de tempo entre chegadas de veículos sucessivos - deve ser utilizada uma distribuição de variável contínua.

As chegadas dos veículos em uma determinada seção podem ser estudadas de duas maneiras diferentes:

- a) analisando os intervalos entre as chegadas sucessivas, e
- b) analisando o número de chegadas durante intervalos de tempo com duração predeterminada

A análise dos intervalos fornece mais informações sobre os processos de chegadas e por isso é mais recomendável.

Ressalta-se que a forma das distribuições assim obtidas sofre uma influência considerável do volume de tráfego. Quando o volume é pequeno em relação à capacidade da via não há, praticamente, interação entre veículos e o fluxo resulta livre. Aumentos de volume provocam maior interação entre veículos, modificando as condições do fluxo.

ADAMS, W.F. (1936) apud GEIPOT (1982) foi provavelmente o primeiro pesquisador a observar a aparente distribuição aleatória das chegadas de veículos em uma determinada seção da

rodovia. Ele comparou essas observações de chegadas de veículos com valores obtidos na distribuição de Poisson e obteve um bom ajuste para volumes de tráfego não muito elevados.

No caso de se assumir o fluxo de tráfego como aleatório, e representando o comportamento do tráfego que chega em uma determinada seção da via através da distribuição de Poisson, tem-se a seguinte equação:

$$P(n) = \frac{(q \cdot t)^n \cdot e^{-q \cdot t}}{n!}$$

onde:

$P(n)$ = probabilidade de "n" veículos chegarem em um certo ponto da via, no intervalo de tempo "t";

q = taxa média de chegada de veículos por unidade de tempo = n/t ;

e = base dos logaritmos neperianos = 2,71828.

As principais condições assumidas para a utilização da distribuição de Poisson são as seguintes:

- as chegadas são independentes entre si, exceto para "headways" muito pequenos;
- no intervalo de tempo considerado a razão média de chegadas (q) não varia significativamente, ou seja, o comportamento médio do sistema durante o período considerado deve permanecer praticamente inalterado;
- a probabilidade de chegada simultânea de dois ou mais veículos é desprezível;
- não há ocorrência de ultrapassagens.

Esta distribuição é freqüentemente associada à distribuição do

volume de tráfego, já que ela se refere ao número de veículos chegando num certo intervalo de tempo. Se o "headway" (h) for superior ao intervalo "t" considerado, o intervalo entre a passagem de dois veículos consecutivos é maior do que o intervalo "t", e, conseqüentemente, nenhum veículo chegará neste intervalo "t", ou seja, n = 0 na distribuição de Poisson:

$$P(0) = \frac{(q \cdot t)^0 \cdot e^{-q \cdot t}}{0!} = e^{-q \cdot t} = P(h > t)$$

Portanto, os intervalos de tempo entre chegadas sucessivas num processo de Poisson são regidos por uma distribuição exponencial negativa e a probabilidade do "headway" ser superior ao intervalo t (h > t) pode ser obtida pela seguinte equação:

$$P(h > t) = e^{-q \cdot t}$$

Esta distribuição exponencial negativa é comumente empregada para descrever a distribuição dos "headways". No caso de se querer a probabilidade de h < t, tem-se que:

$$P(h \leq t) = 1 - P(h > t) = 1 - e^{-q \cdot t}$$

É possível aferir o uso destas equações (Poisson e exponencial negativa) para representar a distribuição dos "headways" observados em vias de fluxo estável e onde não existem interseções e outros dispositivos de controle do tráfego dentro de uma distância de aproximadamente 1 km a montante do local de observação. Nestas condições, se as oportunidades de ultrapassagem são ilimitadas, a chegada dos veículos em uma seção se dará segundo uma distribuição aproximadamente randômica (distribuição de Poisson), e os "headways" apresentarão uma distribuição de acordo com uma expressão

exponencial negativa.

Alguns pesquisadores, como DREW, D.R. (1968), RING & CARSTENS (1971) e EVANS & TREADWAY (1968), têm afirmado que, apesar da distribuição exponencial negativa constituir-se em um bom modelo estatístico para previsão dos intervalos ("headways") em vias com baixos volumes de tráfego, são observadas algumas discrepâncias entre o cálculo teórico e as medições de campo, para condições de altos volumes de tráfego.

A explicação para tais discrepâncias seria que os veículos, por possuírem um certo comprimento, não poderiam apresentar um valor de "headway" muito pequeno, quase infinitesimal, como caracterizado no extremo de tal curva de distribuição. Além disso, afirmam que os veículos rápidos que não conseguem ultrapassar os mais "lentos" tendem a formar pelotões, o que não seria bem caracterizado pela distribuição exponencial negativa. Em tais condições, o número de espaçamentos pequenos entre veículos é maior, e a totalidade de distribuição dos "headways" é diferente da distribuição randômica.

Com base nessas possíveis restrições, tais pesquisadores sugerem ou a utilização de uma curva exponencial negativa deslocada de uma distância igual ao mínimo "headway" observado (da ordem de 1 segundo), ou a utilização da proposta de SCHUHL (1955) para que o tráfego seja considerado composto por uma combinação de veículos em fluxo livre e de pelotões de veículos em fluxo contido.

A distribuição exponencial negativa deslocada é tal que a probabilidade de ocorrência de um "headway" menor que o valor mínimo fixado ($\sim 1s$) é igual a zero. Já na distribuição de Erlang - onde a variável aleatória, de ordem "k", pode ser interpretada como equivalente à soma de "k" variáveis aleatórias regidas por distribuições exponenciais iguais - a probabilidade de ocorrência de um "headway" pequeno é muito reduzida, inferior à probabilidade que resulta da distribuição exponencial negativa normal, porém não nula.

As equações a seguir apresentadas permitem calcular a probabilidade de um "headway" ser maior que um certo intervalo de tempo "t" com base nas distribuições exponencial negativa deslocada e de Erlang:

- Equação baseada na curva de distribuição exponencial negativa deslocada

$$P(h > t) = e^{-(t-d)} \cdot (\bar{t}-d)$$

onde:

$$\bar{t} = 1/q;$$

q = taxa média de chegada de veículos por unidade de tempo;

d = "headway" mínimo dos veículos no fluxo

- Equação baseada na curva de distribuição de Erlang

$$P(h > t) = e^{-q \cdot t} \sum_{n=0}^{k-1} \frac{(q \cdot t)^n}{n!}$$

$$k = 1, 2, 3, 4 \dots$$

Para k=1, tal equação assume a mesma configuração da expressão correspondente à distribuição exponencial negativa, ou seja:

$$P(h > t) = e^{-q \cdot t}$$

A distribuição proposta por Schuhl será a seguir apresentada em maiores detalhes, por ser ela a que melhor representa as condições prevaletentes em uma rampa ascendente com volumes de tráfego que possam justificar a implantação de uma faixa adicional.

4.1.4 O Modelo de Distribuição Proposto por Schuhl

4.1.4.1 A Conceituação da Distribuição de Schuhl

Desde que os primeiros trabalhos, fundamentados em modelos teóricos ou experimentais, começaram a ser desenvolvidos para caracterizar os espaçamentos entre veículos de uma corrente de tráfego, a consideração da existência de pelotões ou filas de veículos não contínuas tem sido um dos principais problemas enfocados.

Dentre várias distribuições de intervalos ("headways") que foram propostos, aquela concebida por André Schuhl é talvez uma das mais conhecidas, por melhor representar o efeito retro mencionado através da combinação de veículos em regime de fluxo livre com pelotões de veículos em regime de fluxo contido, e levando ainda em conta a magnitude do volume de tráfego.

Tal distribuição, que pode ser aplicada tanto para volumes de tráfego baixos como razoavelmente elevados, é composta da somatória de duas funções exponenciais, que procuram caracterizar os dois tipos de fluxo citados. Considerando, então, que a taxa total do fluxo veicular, composto de veículos "lentos" e "rápidos", é a somatória das taxas desses dois fluxos, Schuhl estabeleceu a probabilidade de distribuição dos espaçamentos entre veículos adjacentes a partir desta combinação das funções exponenciais.

Salienta-se que, embora os termos "lento" e "rápido" possam parecer inadequados (quando se considera que as velocidades de veículos de um fluxo podem estar distribuídos segundo um largo espectro de valores), eles são utilizados com o sentido de distinguir os veículos que sofrem atraso daqueles que causam tal atraso. Em outras palavras, especialmente em um greide

ascendente, os veículos "lentos" deslocam-se segundo uma velocidade livre ou desejada, enquanto que os veículos "rápidos" podem ser restringidos na sua capacidade de deslocar-se segundo uma velocidade espontânea ou desejada.

A expressão proposta por Schuhl que corresponde à probabilidade do "headway" ser superior a um intervalo "t" é a seguinte:

$$P(h > t) = a \cdot e^{-(t - d)/t_1} + (1 - a) \cdot e^{-t/t_2}$$

onde:

a = fração do volume total da faixa em fluxo contido;

1 - a = fração do volume total da faixa em fluxo livre;

d = "headway" mínimo dos veículos no fluxo contido;

t₁ = função do "headway" médio dos veículos no fluxo contido;

t₂ = função do "headway" médio dos veículos no fluxo livre.

4.1.4.2 Estimativa dos Parâmetros da Distribuição de Schuhl

Desde que Schuhl propôs a sua expressão composta para caracterizar a distribuição de "headways" de um fluxo de tráfego, alguns pesquisadores desenvolveram estudos visando a aplicação de sua conceituação considerando os dados empíricos obtidos através de experimentos de campo.

Dentre os trabalhos realizados, destacam-se os de OLIVER, R.M. & THIBAUT, B. (1962), de GRECCO, W.L. & SWORD, E.C. (1968) e de EVANS, E.G. & TREADWAY, T.B. (1968).

Oliver & Thibault, utilizando dados de campo observados por KELL, J.H. (1962), relativos a volumes de tráfego variando de 150 a 1200 vph/faixa, conseguiram obter um bom ajuste dos

mesmos à distribuição de Schuhl. Na Figura 4.1 adiante apresentada, está ilustrada a curva teórica estabelecida segundo a distribuição de Schuhl resultando como a somatória da duas curvas decompostas correspondentes às expressões exponenciais para fluxos contido e livre.

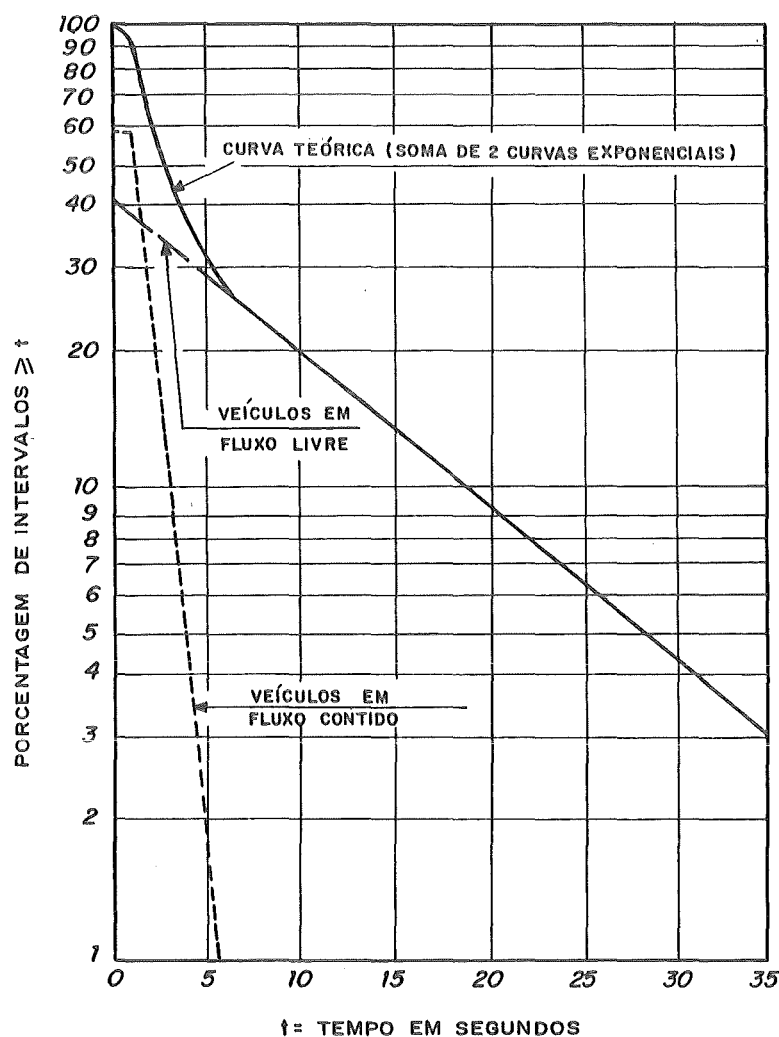


FIGURA 4.1 - DISTRIBUIÇÃO DE INTERVALOS ENTRE VEÍCULOS

FONTE = OLIVER R.M., THIBAUT B. (1962)

Evans & Treadway, cujo trabalho será mais adiante comentado no item 4.2.3, estabeleceram expressões para cálculo dos parâmetros "a", "t₁" e "t₂" da curva de distribuição de Schuhl, utilizando um método simplificado de geração de números randômicos e considerando certas hipóteses específicas para obter parâmetros que caracterizam o fluxo de tráfego.

As expressões por eles obtidas tem sua aplicação limitada para volumes de tráfego mais elevados, por conduzirem a porcentagens de veículos em regime de fluxo contido muito reduzidas, não caracterizando adequadamente, portanto, a situação real de crescimento dos pelotões de veículos nestas condições.

Já no trabalho desenvolvido por Grecco & Sword, com base em dados coletados em diversos trechos da rodovia US52, em Indiana (EUA), com volumes de tráfego variando de 50 a 950 vph/faixa, foram estabelecidas expressões para cálculo dos parâmetros da curva de distribuição de Schuhl que fornecem resultados coerentes tanto para baixos como para volumes de tráfego relativamente elevados.

As relações obtidas por Grecco & Sword são as seguintes:

$$\begin{aligned} a &= 0,115 \times Q_f/100 \\ t_1 &= 2,5 \text{ s} \\ t_2 &= 24 - 1,22 \times Q_f/100 \end{aligned}$$

onde:

$$Q_f = \text{volume horário da faixa de tráfego}$$

Pode-se notar que, segundo a primeira equação, "a" é maior que "1" quando o volume de tráfego por hora e por faixa é maior que 870. Tal valor limite, por ser expresso em quantidade de veículos mistos por hora, corresponde a algo já próximo da capacidade de uma rampa ascendente específica de uma rodovia, indicando, portanto, que a expressão pode ser utilizada para

volumes de tráfego relativamente elevados, nas condições dos casos típicos que são estudados no presente trabalho.

De qualquer forma, há que se frisar que Grecco & Sword concluíram que os melhores ajustes estatísticos à distribuição de Schuhl ocorreram para volumes de até 700 vph/faixa.

Um outro parâmetro importante estudado por Grecco & Sword foi o "headway" mínimo no fluxo contido, cujo valor mais razoável foi por eles fixado em 1 segundo. Os dados de campo por eles obtidos revelaram que o máximo número de veículos com "headways" situados entre 0,00 e 0,99 s era da ordem de um por cento do volume horário da faixa de tráfego, sendo que a maior parte dessas ocorrências situava-se entre 0,90 e 0,99 s.

A Figura 4.2 a seguir apresentada mostra os resultados do trabalho de Grecco & Sword, estando nela estabelecida a probabilidade do "headway" ser inferior a um intervalo de tempo "t".

4.1.5 Um Caso Brasileiro de Pesquisa de Campo para Determinação de Valores de "headway"

Pesquisa realizada em maio de 1976 para algumas rodovias sob jurisdição do DER/SP, com a responsabilidade do Eng^o Luiz P. V. Andreatini, revelou, para as condições das rodovias estudadas, que as distribuições reais dos intervalos de tempo entre veículos sucessivos, para volumes horários bidirecionais de tráfego de até 852 vph, eram melhor caracterizadas pelas curvas teóricas de distribuição exponencial negativa do que pelas curvas semelhantes deslocadas. Essa pesquisa confirma, de certa forma, que para médios e baixos volumes de tráfego, a curva de distribuição exponencial negativa apresenta um ajuste aceitável para a distribuição dos intervalos de tempo ("headways").

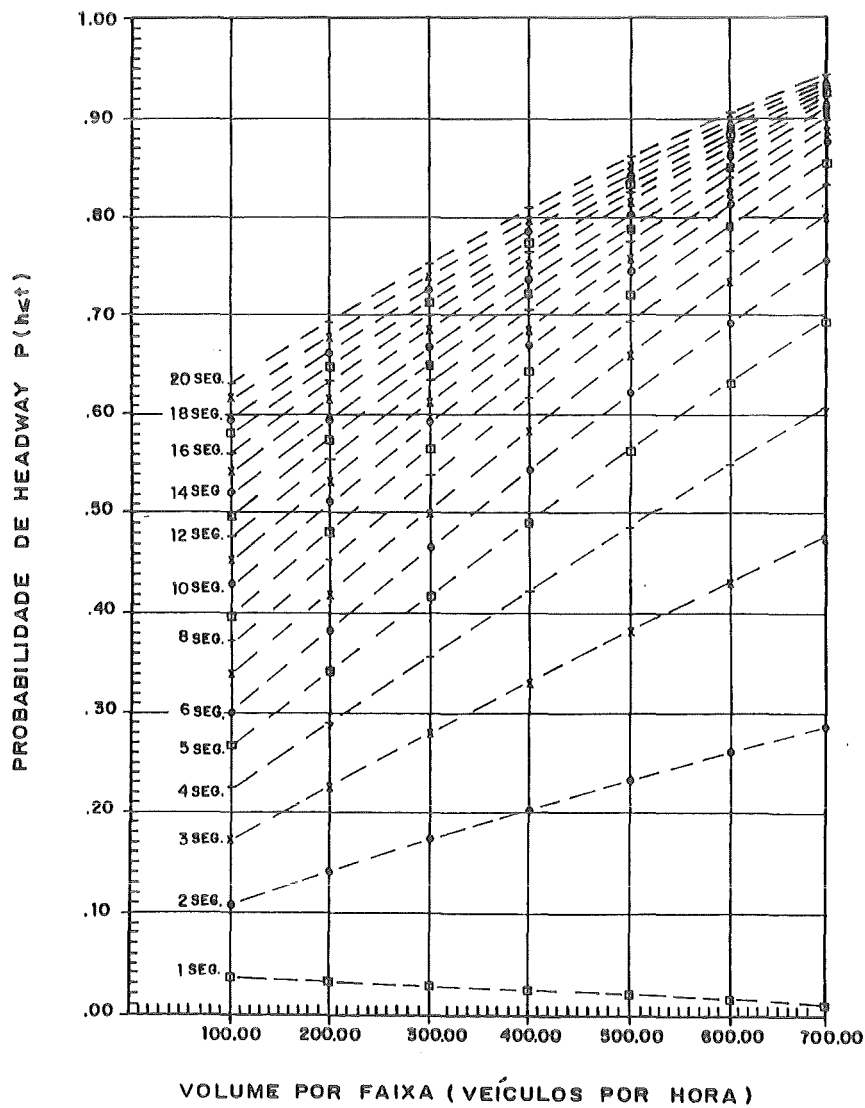


FIGURA 4.2-PROBABILIDADE DE UM HEADWAY MENOR QUE t SEGUNDOS

FONTE: GRECCO, W. L., SWORD, E.C. (1968)

O Quadro 4.1, a seguir, apresenta os valores medidos de "headways" para as rodovias pesquisadas e os correspondentes valores calculados segundo a curva teórica de distribuição exponencial negativa e segundo a curva teórica semelhante deslocada, mostrando que a primeira é uma aproximação melhor e que simula razoavelmente os valores medidos.

Desta forma, a hipótese de uma distribuição dos intervalos de tempo entre veículos sucessivos que seja expressa por uma curva exponencial negativa revela-se apropriada quando os volumes de tráfego são médios e baixos como os das rodovias pesquisadas.

Quando se considera, entretanto, que a implantação de faixas adicionais em rampas ascendentes só se justifica, sob os pontos de vista de capacidade viária e econômico, para volumes de tráfego mais elevados, o modelo baseado na distribuição composta de Schuhl mostra-se mais adequado para representar este tipo de corrente onde é típica a combinação entre pelotões de veículos em fluxo contido e veículos em fluxo livre.

4.1.6 Métodos para Determinação do Atraso

Alguns métodos teóricos têm sido propostos para o cálculo do atraso veicular, tendo a maioria deles assumido a distribuição de Poisson para caracterizar a chegada de veículos em uma dada seção da via, conforme conceituado anteriormente. Existem alguns métodos, no entanto, que procuram adotar hipóteses simplificadoras para a aleatoriedade da chegada dos veículos na seção considerada.

Assim, apresentam-se, a seguir, as bases conceituais de um método de determinação do atraso, desenvolvido pelo autor do presente trabalho, que considera a distribuição aleatória de chegada de veículos segundo a distribuição de Schuhl, e também

QUADRO 4.1
VALORES DOS INTERVALOS MÉDIOS DE TEMPO ENTRE VEÍCULOS
SUCESSIVOS DA CORRENTE DE TRÁFEGO

RODOVIA	KM	VOLUME (VEÍC/HORA)	INTERVALOS MÉDIOS (SEGUNDOS)		
			VALORES MEDIDOS	VALORES TEÓRICOS	
				EXPONENCIAL NEGATIVA	EXPONENCIAL NEGATIVA DESLOCADA (*)
SP-270	16,7	564	3,8	4,5	5,2
SP-270	16,7	564	2,8	4,5	4,8
SP-280	22,0	540	4,1	4,6	5,0
SP-270	21,6	828	2,2	3,0	3,4
SP-280	26,0	852	2,7	3,0	3,4
SP-20	Cotia	400	5,5	6,2	6,7
SP-270	16,7	564	3,5	4,5	4,8
SP-270	16,7	720	3,0	3,4	3,8
SP-280	22,0	480	5,6	5,2	5,5
SP-280	26,0	732	2,8	3,5	3,8
SP-280	26,0	780	2,3	3,2	3,6
SP-270	16,7	576	3,6	4,4	4,8
SP-280	16,7	792	2,2	3,1	3,5

FONTE: Pesquisa de campo em rodovias sob jurisdição do DER/SP (Eng^o Luis P.V. Andreatini)

(*) constante de deslocamento - $d = 1,3$ s

as bases de um método que considera a hipótese simplificadora de uniformidade para o tráfego ao longo do período analisado.

4.1.6.1 Método de Determinação do Atraso Médio para Tráfego Uniforme

Numa primeira aproximação, o atraso total veicular, por hora e por quilômetro, pode ser calculado pela expressão abaixo, assumindo-se que o fluxo se mantenha constante e uniforme ao longo do período analisado.

$$T_d = 3.600 \left(\frac{1}{v} - \frac{1}{V} \right)$$

onde:

T_d = atraso/km/veículo (segundos);

v = velocidade média dos veículos "lentos" (Km/h);

V = velocidade média dos veículos "rápidos" (Km/h).

Este método apresenta restrições, uma vez que a hipótese da distribuição uniforme dos intervalos na corrente de tráfego não reflete as reais condições operacionais verificadas para o fluxo em uma via, especialmente quando ocorrem diferenciais acentuados de velocidade para os veículos.

Mais adiante, no item 4.2.2 deste trabalho, será comentado o trabalho desenvolvido por POLUS & WOLHUTER (1988) que propõe este critério de atraso para tráfego uniforme no estudo da justificativa de implantação de faixas adicionais em rampas ascendentes.

4.1.6.2 Método de Determinação do Atraso Baseado na Distribuição Aleatória Segundo a Distribuição de Schuhl.

a) Determinação do atraso que um veículo "lento" causa a um veículo "rápido"

Numa determinada rampa em análise, admite-se que a subida dos veículos "rápidos" se realize livremente quando o intervalo entre veículos sucessivos for igual ou maior do que o intervalo crítico, isto é, o veículo "rápido" que chega na rampa sofrerá um atraso quando a diferença entre os tempos necessários para um veículo "lento" e um veículo "rápido" subirem isoladamente a mesma for maior do que o intervalo entre estes veículos.

Deste modo, a operação de subida dependerá da disponibilidade desses intervalos no fluxo de veículos, ou seja, estará relacionada à distribuição de intervalos adotada.

Na seqüência é apresentada a determinação do atraso que um veículo "lento" causa a um veículo "rápido" na rampa ascendente, bem como a fixação do intervalo crítico que será posteriormente utilizado para efeito de cálculo do atraso total causado aos veículos "rápidos" do fluxo.

A Figura 4.3a ilustra uma situação genérica em uma rampa ascendente de extensão total "L" onde um veículo "lento" (2) está posicionado em um ponto qualquer B desta rampa e um veículo "rápido" (1) está no seu ponto inicial A começando a subir a mesma.

Seja " X_0 " a distância inicial entre os veículos (1) e (2), conforme representado na Figura 4.3.a. Na Figura 4.3.b está ilustrada a situação onde o veículo "rápido" (1), após percorrer a distância "X" desde o início da rampa, encontra o veículo "lento" (2) no ponto C. Neste instante o veículo

"lento" (2) já percorreu uma distância " Δx " desde o ponto B até o ponto C.

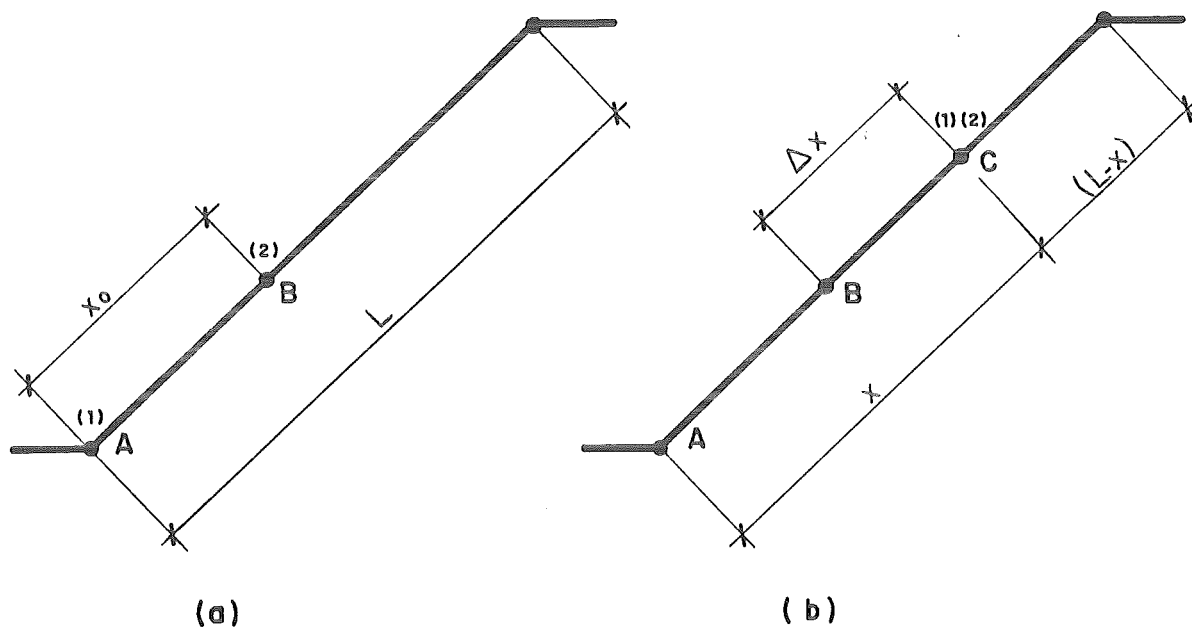


FIGURA. 4.3 - ILUSTRAÇÃO ESQUEMÁTICA DE UM VEÍCULO "RÁPIDO" ALCANÇANDO UM VEÍCULO "LENTO" EM UMA RAMPA ASCENDENTE

Sejam as velocidades dos veículos "lento" e "rápido" constantes e iguais, respectivamente, a " v " e " V ". Seja " t " o intervalo de tempo inicial entre os veículos (1) e (2) ou, em outras palavras, seja " t " o intervalo de tempo que o veículo "lento" (2) gastou para se deslocar desde o ponto inicial A da rampa até atingir o ponto B, quando então surgiu o veículo "rápido" (1) no ponto A. Nestas condições, tem-se que a distância " x_0 " é igual a:

$$x_0 = v \cdot t$$

Se se considerar que o veículo "lento" (2) gastou um intervalo de tempo adicional " Δt " para se deslocar do ponto B até o

ponto C, e que esse é o mesmo intervalo de tempo que o veículo "rápido" (1) levou para se deslocar do ponto inicial da rampa A até o ponto C, tem-se as seguintes relações:

$$\Delta X = v \cdot \Delta t$$

$$X = V \cdot \Delta t$$

Como $X = X_0 + \Delta x$, tem-se:

$$V \cdot \Delta t = v \cdot t + v \cdot \Delta t$$

$$(V - v) \cdot \Delta t = v \cdot t$$

Desta forma, a distância "X", que corresponde à extensão percorrida pelo veículo "rápido" desde o início da rampa até alcançar o veículo "lento", pode ser expressa por:

$$X = \frac{V \cdot v}{V - v} \cdot t$$

Como "V" e "v" são constantes, pode-se exprimir a distância "X" como o resultado da multiplicação de uma constante "W" pelo intervalo de tempo "t" inicial entre os veículos (1) e (2):

$$X = W \cdot t$$

onde:

$$W = \frac{V \cdot v}{V - v}$$

Supondo, então, que não é possível uma manobra de ultrapassagem depois que o veículo (1) alcançou o veículo (2), pode-se avaliar o atraso que o veículo "lento" causou ao veículo

"rápido" calculando, de início, o intervalo de tempo que o veículo "lento" gasta para, a partir do ponto C, chegar até o final da rampa, intervalo esse que é o mesmo gasto pelo veículo "rápido", já que, a partir do ponto C, ele é obrigado a seguir o veículo "lento" até o final da rampa:

$$\Delta t' = \frac{L - X}{v}$$

Assim, o tempo total gasto pelo veículo "rápido" para subir a rampa é igual a:

$$t' = t + \Delta t'$$

$$t' = \frac{X}{V} + \frac{L - X}{v}$$

O atraso causado ao veículo "rápido" pode então ser determinado deduzindo-se desse tempo total efetivamente gasto o intervalo de tempo que ele gastaria caso não houvesse o veículo "lento" subindo a rampa:

$$T = \frac{X}{V} + \frac{L - X}{v} - \frac{L}{V}$$

$$T = L \cdot \frac{V - v}{V \cdot v} - X \cdot \frac{V - v}{V \cdot v}$$

Como $W = \frac{V \cdot v}{V - v}$ e $X = W \cdot t$, tem-se:

$$T = \frac{L}{W} - t$$

Esta expressão permite calcular, assim, o atraso que um veículo "lento" causa a um veículo "rápido" em uma rampa ascendente,

quando não é possível que este último ultrapasse o primeiro após alcançá-lo em um determinado ponto da rampa.

O valor de "T" é função da extensão total da rampa "L", das velocidades com que os veículos "lento" e "rápido" deslocam-se na rampa e do intervalo inicial de tempo "t" entre os dois veículos quando o veículo "rápido" chega na rampa.

Dessa forma, o atraso será maior ou menor dependendo da posição em que o veículo "lento" estiver na rampa quando o veículo "rápido" chegar no ponto inicial da mesma. Tal atraso será, então, máximo quando o veículo "rápido" encontrar o veículo "lento" logo no ponto inicial da rampa ($X_0=0$, $t=0$), e será nulo quando o veículo "rápido" alcançar o veículo "lento" no ponto final da rampa ($X=L$, $t=L/W$) ou além de tal ponto ($X > L$, $t > L/W$).

Portanto conclui-se que, para que ocorra atraso, o intervalo de tempo inicial entre o veículo "lento" e o veículo "rápido" deve ser tal que:

$$0 \leq t \leq \frac{L}{W}$$

Deve-se salientar que um cálculo mais exato do atraso poderia considerar uma distância mínima final entre os dois veículos, sendo, no entanto, desprezível o efeito desta distância sobre o resultado final que se obtém pela expressão deduzida.

Um outro aspecto importante a ressaltar é que a hipótese simplificadora que considera a velocidade do veículo "lento" como constante ao longo da rampa não acarreta erro apreciável no valor do atraso quando se adota para a mesma o valor da velocidade média do veículo "lento" ao longo da rampa, obtida conforme indicado anteriormente no item 2.3 deste trabalho.

Quanto à velocidade do veículo "rápido", também considerada constante ao longo da rampa, há que se levar em conta o volume

de tráfego da rodovia para fixar o seu valor correspondente. Tal necessidade decorre do fato de que a velocidade média do fluxo na rampa ascendente decresce à medida em que o volume bi-direcional de tráfego aumenta.

O Quadro 3.1 anteriormente apresentado mostra a relação da velocidade média do fluxo na rampa ascendente com o Nível de Serviço do trecho específico considerado. Se for adotado para o nível E a velocidade média de 52 km/h (correspondente à média aritmética do valor indicado no Quadro 3.1), pode-se admitir uma hipótese simplificadora de redução linear da velocidade média do fluxo na rampa ascendente, desde o seu valor máximo de 88 km/h até este valor de 52 km/h, em função do crescimento do volume bi-direcional do tráfego, conforme indicado na Figura 4.4 a seguir.

Deve-se ressaltar que a relação da velocidade média do fluxo na rampa com o volume horário do fluxo poderia ser obtida com maior precisão determinando-se, conforme procedimento estabelecido no HCM-85, os volumes de serviço correspondentes às velocidades típicas de cada nível de serviço, bem como, através de processo gráfico, a capacidade da rampa e a respectiva velocidade do fluxo que a ela corresponde.

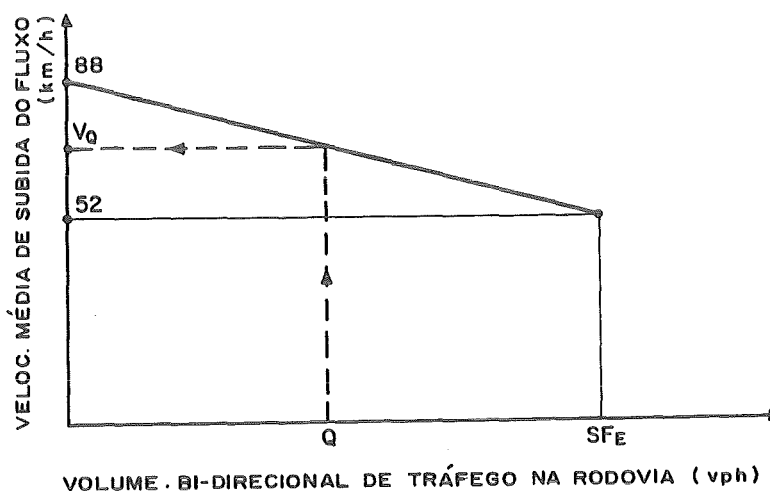


FIGURA 4.4-REDUÇÃO LINEAR DA VELOCIDADE MÉDIA DO FLUXO NA RAMPA EM FUNÇÃO DO VOLUME BI-DIRECIONAL DA RODOVIA

Pelo fato da curva que caracteriza essa relação, quando obtida conforme tal procedimento, ser aproximadamente linear, na maior parte de sua extensão, pode-se admitir, então, que a hipótese simplificadora adotada na Figura 4.4 não conduz a diferenças apreciáveis para a obtenção dos valores de velocidade média de subida do fluxo.

O volume de serviço para nível E (SF_E) deve ser calculado de acordo com o critério de análise de capacidade do HCM-85 estabelecido para segmento específico em rampa ascendente, conforme visto no item 3.2 deste trabalho, levando em conta portanto todos os dados geométricos e de tráfego da rampa em estudo.

Da Figura 4.3 resulta então que a velocidade média do fluxo na rampa ascendente pode ser calculada por:

$$V_Q = 88 - 36 \times \frac{Q}{SF_E}$$

onde:

Q = volume bi-direcional de tráfego da rodovia (vph);

SF_E = volume de serviço para nível E/capacidade (vph).

É razoável assumir para a velocidade média dos veículos "rápidos" que sobem uma rampa o valor da velocidade média do fluxo, pelas razões a seguir expostas. Quando os volumes de tráfego são baixos, há uma dispersão maior dos valores de velocidade com que os veículos "rápidos" trafegam, passando a ser um fator condicionante importante a própria limitação de velocidade que é regulamentada para a rodovia. Desta forma, a velocidade média do fluxo tende a ser alta, sendo razoável portanto adotar para a velocidade média dos veículos "rápidos" a própria velocidade média do fluxo.

Quando os volumes de tráfego vão crescendo, a liberdade de manobra dos veículos "rápidos" tende a se reduzir, ficando tais

veículos cada vez mais vinculados à velocidade de progressão dos veículos "lentos", o que acarreta uma modificação no espectro natural de variação das velocidades dos veículos que antes se deslocavam em regime de fluxo livre.

Assim, quanto maior for o volume de tráfego, mais a velocidade média dos veículos "rápidos" tende a se aproximar da velocidade média do fluxo na rampa, sendo razoável assumir que as mesmas se igualam quando o volume crescer até a capacidade da rodovia (SF_E).

Desta forma, o parâmetro "W" anteriormente conceituado deve ser calculado da seguinte maneira:

$$W = \frac{V \cdot v}{V - v}$$

onde:

v = velocidade média do veículo "lento" na rampa, calculado conforme indicado no item 2.3 deste trabalho;

V = velocidade do veículo "rápido" na rampa, calculado pela expressão abaixo:

$$V = 88 - 36 \times \frac{Q}{SF_E}$$

sendo:

Q = volume bi-direcional de tráfego (vph);

SF_E = volume de serviço da rodovia p/nível E (vph).

b) Probabilidade de ocorrência do intervalo "t" e a correspondente função densidade de probabilidade

Dentre os diversos modelos matemáticos que expressam a relação aleatória entre os valores de intervalos e suas freqüências de

ocorrência, é usual se adotar a distribuição exponencial negativa, conforme exposto anteriormente.

Já foi visto também que a distribuição exponencial composta negativa proposta por Schuhl é a que melhor caracteriza o fluxo subindo uma rampa ascendente, especialmente quando se consideram volumes de tráfego que possam justificar a implantação de uma faixa adicional.

A partir da expressão que caracteriza a distribuição de Schuhl, conforme visto no item 4.1.4.1 deste trabalho, pode-se descrever a probabilidade de que o "headway" seja inferior ou igual a um intervalo "t":

$$P(h \leq t) = 1 - [a \cdot e^{-q_1 \cdot (t-d)} + (1-a) \cdot e^{-q_2 \cdot t}]$$

O intervalo de tempo "t" pode variar de "0" até um valor que corresponde à situação em que o veículo "rápido" alcança o veículo "lento" seguinte no fim da rampa, valor este que, conforme já visto, é dado por:

$$t = \frac{L}{W} = \frac{L \cdot (V - v)}{V \cdot v}$$

Portanto:

$$P(h \leq \frac{L}{W}) = 1 - a \cdot e^{-q_1(L/W-d)} - (1-a) \cdot e^{-q_2 \cdot L/W}$$

Tal expressão fornece, assim, a probabilidade total (acumulada) da ocorrência de todos os valores de intervalo "t" compreendidos entre "0" e "L/W".

A função densidade de probabilidade correspondente a esta distribuição é dada por:

$$f(t) = \frac{dP}{dt}$$

$$f(t) = (-a) \cdot (-q_1) \cdot e^{-q_1 \cdot (L/W-d)} - (1-a) \cdot (-q_2) \cdot e^{-q_2 \cdot (L/W-d)}$$

$$f(t) = a \cdot q_1 \cdot e^{-q_1 \cdot (L/W-d)} + (1-a) \cdot q_2 \cdot e^{-q_2 \cdot (L/W-d)}$$

c) O cálculo do atraso na corrente de tráfego

O modelo de cálculo do atraso que será a seguir desenvolvido está apoiado na premissa de que, em função da porcentagem e da distribuição dos veículos "lentos" na corrente ascendente de tráfego, sempre existirá pelo menos um veículo "lento" na rampa causando atraso aos veículos "rápidos".

Tal situação deixa de ocorrer quando a porcentagem de veículos "lentos" na corrente de tráfego é muito pequena, quando passa, então, a ser reduzida a probabilidade de existência de veículos "lentos" na rampa.

Assim, a aplicação do referido modelo só terá validade para a mencionada condição, sendo que a verificação de ocorrência de um número mínimo de veículos "lentos" na rampa deverá ser efetuada na consideração do critério baseado na análise de capacidade viária, conforme será visto no item 6.2 do capítulo sexto do trabalho.

O atraso infinitesimal unitário na corrente de tráfego resulta da multiplicação do atraso unitário "T", anteriormente definido, pela diferencial da probabilidade de que ocorram "headways" inferiores ou iguais ao intervalo "t = L/W":

$$dA = dP \cdot T$$

Exprimindo tal relação com a utilização da função densidade de probabilidade, tem-se:

$$dA = f(t) \cdot T \cdot dt$$

A integração de tal expressão, para valores de "t" variando de "0" a "L/W", multiplicada pelo volume de veículos "rápidos" fornece o atraso total causado pelos veículos "lentos" a todos os veículos "rápidos":

$$A = \int_0^{L/W} Q_r \cdot f(t) \cdot T \cdot dt$$

Substituindo-se os valores de f(t) e T, tem-se:

$$A = Q_r \int_0^{L/W} [a_1 \cdot q_1 \cdot e^{-q_1(L/W-d)} + (1-a) \cdot q_2 \cdot e^{-q_2(L/W-d)}] \cdot (L/W-t) \cdot dt$$

A resolução de tal integração encontra-se desenvolvida no Anexo A deste trabalho, sendo apresentada a seguir a expressão obtida para o cálculo do atraso horário dos veículos "rápidos" em uma corrente de tráfego, considerando a distribuição de "headways" proposta por Schuhl e os respectivos parâmetros calculados conforme as equações estabelecidas por Grecco & Sword:

$$A_h = \frac{Q_r}{60} \cdot \{ T_1 \cdot [T_2 - T_3 + T_4] + T_5 [T_6 + T_7 - 1] \}$$

$$T_1 = a \cdot e^{q_1 \cdot d} / q_1$$

$$T_2 = q_1 \cdot L/W \cdot (e^{-q_1 \cdot d} - e^{-q_1 \cdot L/W})$$

$$T_3 = e^{-q_1 \cdot d} \cdot (q_1 \cdot d + 1)$$

$$T_4 = e^{-q_1 \cdot L/W} \cdot (q_1 \cdot L/W + 1)$$

$$T_5 = (1-a) / q_2$$

$$T_6 = q_2 \cdot L/W \cdot (1 - e^{-q_2 \cdot L/W})$$

$$T_7 = e^{-q_2 \cdot L/W} \cdot (q_2 \cdot L/W + 1)$$

onde:

A_h = atraso causado aos veículos "rápidos" por hora (min);

a = fração do volume total de fluxo contido = $0,115 \cdot Q_f/100$;

Q_f = volume horário total que sobe a rampa;

Q_r = vol. horário de veíc. "rápidos" que sobem a rampa (vph);

d = "headway" mínimo dos veículos no fluxo contido;

$q_1 = 1 / t_1$;

$q_2 = 1 / t_2$;

$t_1 = 2,5$ s;

$t_2 = 24 - 1,22 \cdot Q_f / 100$;

L/W = intervalo crítico;

L = extensão total da rampa;

$W = V \cdot v / V - v$;

v = velocidade média dos veículos "lentos" na rampa;

V = velocidade dos veículos "rápidos" na rampa;

$V = 88 - 36 \cdot Q/SF_E$;

Q = volume bi-direcional de tráfego (vph);

SF_E = volume de serviço da rodovia para nível E (vph).

Salienta-se que foram utilizadas as equações estabelecidas por Grecco & Sword para calcular os parâmetros de distribuição de Schuhl por serem elas as que fornecem os resultados mais coerentes tanto para baixos como para relativamente elevados

volumes de tráfego, conforme visto no ítem 4.1.4.2 deste trabalho.

4.1.7 Considerações Sobre as Ultrapassagens

4.1.7.1 A Probabilidade de Ultrapassagens e o Atraso Veicular

Nos modelos descritos anteriormente, não foram consideradas as ultrapassagens dos veículos "rápidos" sobre os veículos "lentos", manobras que, nas condições reais de operação, podem ocorrer, mesmo em algumas situações consideradas arriscadas para os motoristas.

Evidentemente, com a ocorrência dessas ultrapassagens, o atraso veicular total, calculado segundo o modelo descrito anteriormente, torna-se menor, sendo necessária, portanto, a aplicação de fatores de correção sobre os resultados obtidos através de tais modelos.

Deve-se lembrar que a probabilidade de serem efetuadas manobras de ultrapassagem em condições seguras decresce à medida que aumenta o volume de tráfego no sentido oposto (fluxo descendente).

Em outras palavras, tal probabilidade depende da freqüência de intervalos de tempo ("headways") disponíveis no contra-fluxo e que são suficientes para que seja efetuada uma manobra de ultrapassagem em condições seguras. Assim, há necessidade de se estabelecer o valor de um "headway" mínimo no contra-fluxo, dentro do qual seja possível ocorrer a ultrapassagem, tomando por base condições médias prevalecentes para o veículo que efetua a ultrapassagem, para o veículo que é ultrapassado e

para o veículo que vem de encontro ao primeiro pelo fluxo oposto.

As relações que envolvem as condições de operação para os três mencionados veículos são relativamente complexas, sendo usual adotar hipóteses simplificadoras que procuram facilitar a caracterização do problema, sem que, no entanto, deixem de ser levadas em conta as condições básicas encontradas em boa parte dos casos observados.

Um outro aspecto que tem influência sobre a probabilidade de ultrapassagens é a condição de visibilidade que os motoristas tem em relação ao fluxo oposto, a qual depende da eventual obstrução causada pela existência de curvas horizontais e/ou verticais em determinado trecho da rodovia.

Tal aspecto, no entanto, por depender da situação específica de cada caso, apresenta uma grande dificuldade em ser considerado conjuntamente com a probabilidade de ocorrência de intervalos de tempo suficientes para a ultrapassagem no contra-fluxo.

Por esta razão, a condição de visibilidade do fluxo oposto só é levada em conta no caso de uma rampa em cuja totalidade de extensão, por falta de visibilidade, é proibida a ultrapassagem. Neste caso, independentemente do volume de tráfego do contra-fluxo, a possibilidade de ultrapassagem é nula.

Em casos onde se tem falta de visibilidade em parte da extensão da rampa, a probabilidade de ultrapassagens é determinada levando-se em conta apenas a freqüência de "headways" maiores que o intervalo de tempo necessário para uma manobra de ultrapassagem segura, conforme conceituação que será desenvolvida na seqüência.

4.1.7.2 O Tempo Efetivo de Ultrapassagem

A AASHTO (1984), com base em pesquisas de campo realizadas por C.W.Prisk, estabelece em seu Manual de Projeto Geométrico, na seção referente à conceituação da "distância de visibilidade de ultrapassagem", as condições básicas a serem consideradas na manobra de ultrapassagem, as quais também são adotadas pelo DNER (1979).

Segundo a AASHTO, a manobra de ultrapassagem em uma pista com duas faixas e tráfego bi-direcional, para ser efetuada em condições seguras, requer intervalos de tempo que variam de cerca de 9,3 a 11,3 s, valores estes relativos a velocidades médias de ultrapassagem que variam respectivamente de 56 a 99 km/h.

Tais intervalos de tempo abrangem tão somente o tempo em que o veículo mais rápido ocupa a faixa da esquerda, desde o instante inicial em que ele deixa a faixa normal de seu fluxo até que se complete a manobra de ultrapassagem sobre o veículo lento e ele possa retornar novamente à faixa da direita.

Para efeito de fixação de valores de projeto para a "distância de visibilidade de ultrapassagem" (DVU), a AASHTO acrescenta ao mencionado intervalo de tempo efetivo de ultrapassagem o tempo de percepção, decisão e reação do motorista e o tempo para a aceleração inicial no ponto em que o veículo rápido deixa a faixa da direita, tempos esses que antecedem o intervalo em que o veículo ultrapassador ocupa efetivamente a faixa da esquerda.

Para a finalidade, no entanto, de se estabelecer o mencionado "headway" mínimo do contra-fluxo, não há necessidade de se considerar os dois referidos tempos iniciais, pois o motorista do veículo ultrapassador pode desistir da ultrapassagem se, na primeira fase da manobra, avistar um veículo no fluxo oposto.

Neste sentido, aliás, não se pode esquecer que os valores fixados pela AASHTO para a DVU são considerados relativamente conservadores, por levarem em conta condições, como as mencionadas, que implicam em proporcionar ao motorista situações, além de seguras, bastante confortáveis. Em razão disso, os valores de DVU fixados pela AASHTO não são utilizados para problemas de natureza operacional, como por exemplo a identificação de trechos em que deve ser feita a marcação de sinalização de proibição de ultrapassagem.

Desta forma, o tempo efetivo de ultrapassagem pode ser estabelecido como aquele correspondente apenas ao intervalo em que o veículo ultrapassador ocupa efetivamente a faixa da esquerda. O valor médio da mencionada faixa de intervalos definida pela AASHTO, correspondente a um tempo de 10,3 s, pode ser então adotado como aquele apropriado para condições médias prevalentes em rodovias onde as velocidades médias de ultrapassagem estão compreendidas no intervalo de 56 a 99 km/h. Com o objetivo de tentar aferir de maneira simplificada tal valor médio de 10,3 s para as condições de algumas rodovias brasileiras, o autor do presente trabalho desenvolveu pesquisas de tempos parciais de ultrapassagem em alguns trechos ascendentes das rodovias Fernão Dias (kms 16 e 58) e Régis Bittencourt (km 54), próximos à cidade de São Paulo, nos dias 27 e 28 de maio de 1992, para verificar o padrão de comportamento dos motoristas brasileiros neste tipo de operação.

A análise da magnitude dos valores de velocidades e tempos de ultrapassagem obtidos revelou ser razoável agregar os dados pesquisados nas duas rodovias, mesmo porque não seria possível dotar tal pesquisa do rigor estatístico desejável diante da reduzida quantidade de medições realizadas e de trechos estudados. Tal pesquisa, conforme citado, teve a finalidade específica de servir de uma aferição simplificada dos valores correspondentes estabelecidos pela AASHTO.

O Quadro 4.2 apresenta as quantidades e tipos dos caminhões ultrapassados nos três locais pesquisados das rodovias Fernão Dias e Régis Bittencourt, e suas respectivas velocidades médias na rampa.

O Quadro 4.3 apresenta as quantidades e as frequências absolutas e acumuladas de intervalos de tempo efetivo de ultrapassagem para a totalidade das medições efetuadas.

A Figura 4.5 mostra o diagrama de frequência acumulada dos tempos efetivos de ultrapassagem, elaborados com os dados constantes do Quadro 4.3.

Tais tempos de ultrapassagem são considerados efetivos, porque foram medidos desde o ponto onde o veículo ultrapassador deixa a faixa da direita para iniciar a ultrapassagem até o ponto onde, após concluída tal manobra, ele retorna à mesma.

Desta forma, os valores de tempo constantes do Quadro 4.3 e da Figura 4.5 não incluem o tempo de percepção, decisão e reação do motorista e nem o tempo para a aceleração inicial do veículo.

QUADRO 4.2
QUANTIDADES E TIPOS DE CAMINHÕES ULTRAPASSADOS,
COM RESPECTIVAS VELOCIDADES MÉDIAS

TIPO DE CAMINHÃO	QUANTIDADE		VELOCIDADE MÉDIA (km/h)
	Nº	%	
LEVES E VAZIOS	93	60,00	65,82
PESADO	42	27,10	63,72
SEMI-REBOQUE	20	12,90	58,92
TOTAL/MÉDIA	155	100,00	64,36

FONTE: Pesquisa nas rodovias Fernão Dias - km 16 e 58 e Régis Bittencourt - km 54
DATAS: 27 e 28 de maio de 1992

QUADRO 4.3
 INTERVALOS DE TEMPO EFETIVO DE ULTRAPASSAGEM
 E RESPECTIVAS FREQUÊNCIAS

INTERVALO DE TEMPO (seg)	OBSERVAÇÕES		
	QUANTIDADE	FREQUÊNCIA	
		ABSOLUTA	ACUMULADA
0 - 2	8	5,16	5,16
2 - 4	40	25,81	30,97
4 - 6	59	38,06	69,03
6 - 8	20	12,90	81,94
8 - 10	19	12,26	94,19
10 - 12	4	2,58	96,77
12 - 14	3	1,94	98,71
14 - 16	1	0,65	99,35
16 - 18	1	0,65	100,00

FONTE: Pesquisa nas rodovias Fernão Dias - km 16 e 58 e Régis Bittencourt - km 54
 DATAS: 27 e 28 de maio de 1992

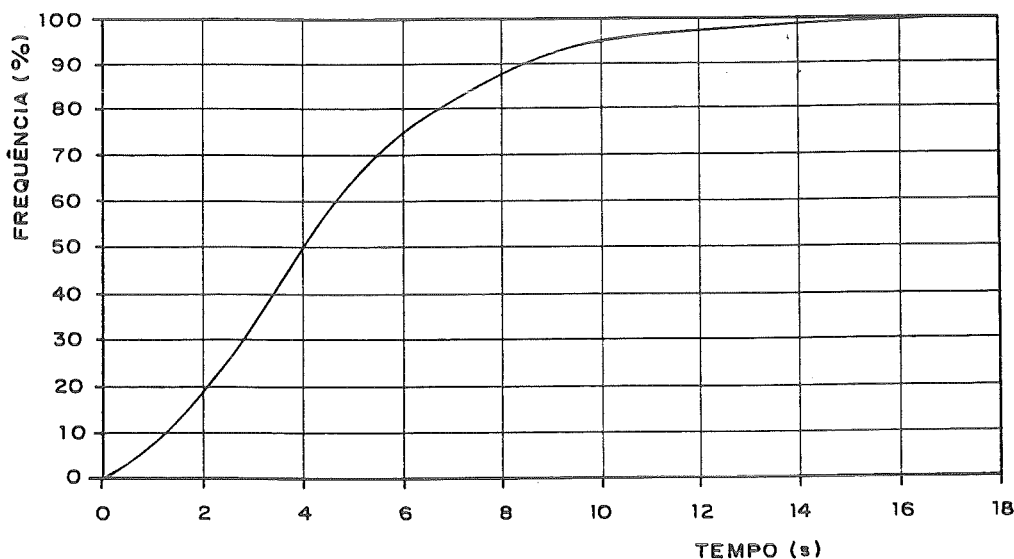


FIGURA 4.5-DIAGRAMA DE FREQUÊNCIA ACUMULADA DOS TEMPOS EFETIVOS DE ULTRAPASSAGEM.

(PESQUISA: RODOVIA FERNÃO DIAS E REGIS BITTENCOURT)
 DATAS: 27 e 28/05/92

A análise dos dados do Quadro 4.3 e da Figura 4.5 revela que o tempo médio efetivo de ultrapassagem de 9,3 s, extraído do Manual da AASHTO, engloba 95% dos valores medidos na pesquisa, dando indicações de que o mesmo poderia ser considerado até certo ponto conservador para as condições dos trechos pesquisados.

Para se obter um valor mais representativo para as condições brasileiras, no entanto, a pesquisa de tempos efetivos de ultrapassagem deveria abranger uma amostra bastante superior àquela obtida pelo autor, bem como considerar diferentes condições de declividade e extensões de rampa e diferentes condições em termos de volumes, distribuição direcional e composição do tráfego.

De qualquer forma, diante dos resultados obtidos, que podem ser considerados como um indicador da ordem de grandeza do parâmetro estudado, o autor entende ser razoável adotar o valor de 10,3 s para o tempo médio efetivo de ultrapassagem em uma rodovia de pista simples e dupla mão de direção, inclusive porque tal valor resultou de uma abrangente pesquisa de campo realizada por C.W. Prisk para diversas condições em tal tipo de rodovia.

4.1.7.3 A Fixação do Intervalo Crítico no Contra-Fluxo

O intervalo de tempo mínimo requerido no contra-fluxo para que possa ser realizada uma manobra de ultrapassagem não pode levar em conta apenas o tempo efetivo de ultrapassagem anteriormente abordado.

A Figura 4.6 adiante apresentada procura ilustrar o processo completo requerido para uma manobra de ultrapassagem segura, onde são considerados, além da distância efetiva de

ultrapassagem, o espaço percorrido por um veículo do contra-fluxo a partir do instante em que o veículo que vai efetuar a ultrapassagem já está totalmente posicionado na faixa da esquerda, bem como uma distância de segurança que deve haver entre ambos após a conclusão da ultrapassagem.

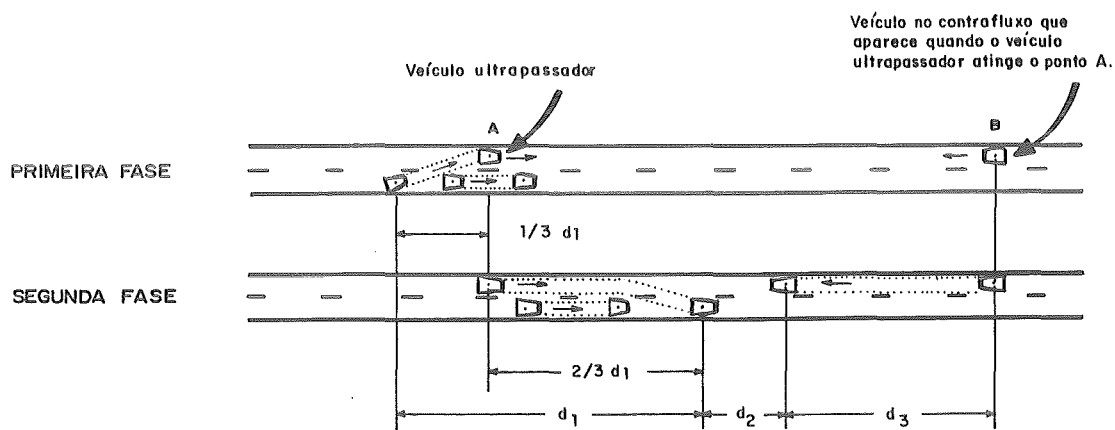


FIGURA 4.6 - ILUSTRAÇÃO DO PROCESSO COMPLETO REQUERIDO PARA UMA MANOBRA DE ULTRAPASSAGEM

Assim, para ser possível a manobra de ultrapassagem, a distância total requerida entre dois veículos sucessivos do contra-fluxo deve resultar da somatória das distâncias parciais ilustradas na Figura 4.6.

A "margem de segurança" (correspondente à distância " d_2 ") é um conceito que deve ser sempre considerado nas ultrapassagens em pistas simples. Nas ultrapassagens, o veículo ultrapassador deve completar a operação de forma segura, isto é, deve retornar à sua faixa alguns segundos antes que o veículo que porventura venha em sentido contrário alcance o ponto em que a ultrapassagem foi concluída, conforme ilustrado na Figura 4.6. Vale ressaltar que essa "margem de segurança" depende da interação entre veículos e não inclui o fator visibilidade.

Segundo a AASHTO (1984), a distância de segurança que deve haver entre o veículo ultrapassador e o primeiro veículo do fluxo oposto varia de 30,00 m a 90,00 m, em função de valores já citados de velocidade média de ultrapassagem, que variam de 56 a 99 km/h. Tais distâncias corresponderiam a intervalos de tempo de segurança que variam de 1,9 a 3,3 segundos.

O GEIPOT (1982), ao desenvolver testes de campo para efetuar as simulações do modelo utilizado para a PICR, determinou uma "margem de segurança" média de 3,7 segundos, valor este que, embora devesse ser aferido através de um número mais representativo de medições, dá uma indicação de que a faixa de valores sugerida pela AASHTO (1984) é aparentemente aceitável, especialmente para aqueles mais próximos de seu limite superior.

Pode-se, então, adotar o tempo médio de 2,6 s da mencionada faixa de valores da AASHTO para a necessária "margem de segurança" que deve haver após a conclusão da manobra de ultrapassagem.

Quanto à distância " d_3 " percorrida pelo veículo do contra-fluxo desde o instante em que o veículo que vai efetuar a ultrapassagem já está totalmente posicionado na faixa da esquerda, tanto a AASHTO como o DNER adotam que a mesma é igual a $2/3$ da distância total " d_1 ". Assim, considera-se que na primeira fase da manobra indicada na Figura 4.6, desde o instante em que o motorista do veículo "rápido" decide executar a manobra de ultrapassagem até que o veículo se posicione totalmente na faixa da esquerda, a distância percorrida é igual a $1/3$ de " d_2 ".

Como se considera que a velocidade do veículo do contra-fluxo é constante e igual à do veículo que efetua a ultrapassagem, o tempo gasto para percorrer a distância " d_3 " é igual a $2/3$ do tempo efetivo de ultrapassagem gasto para percorrer a distância " d_1 ".

Assim, pode-se considerar que o tempo gasto pelo veículo do contra-fluxo, para a média da faixa de velocidades consideradas para o veículo que efetua a ultrapassagem, é igual a $2/3 \times 10,3 = 6,9$ s.

Assim, o intervalo de tempo mínimo que deve existir no contra-fluxo para que possa ocorrer uma manobra segura de ultrapassagem resulta da soma do tempo efetivo de ultrapassagem com o tempo correspondente à "margem de segurança" e com o tempo gasto pelo veículo do contra-fluxo, correspondentes respectivamente às distâncias " d_1 ", " d_2 " e " d_3 " da Figura 4.6.

Portanto, para as condições médias da faixa de velocidades de ultrapassagem de 56 a 99 km/h, tem-se que:

$$H = 10,3 \text{ s} + 2,6 \text{ s} + 6,9 \text{ s} = 19,8 \text{ s}$$

Arredondando-se tal valor, pode-se então fixar o intervalo de tempo crítico do contra-fluxo no valor de 20 s, correspondendo o mesmo ao "headway" mínimo que permite a realização de uma manobra segura de ultrapassagem no fluxo de tráfego que sobe a rampa em estudo.

4.1.7.4 O Cálculo do "Fator de Ultrapassagem"

O "fator de ultrapassagem" deve ser aplicado sobre o atraso veicular total, com a finalidade de considerar a probabilidade de ocorrência de ultrapassagens, corrigindo desta forma o valor do atraso originalmente calculado.

Considerando que no fluxo descendente da rampa (contra-fluxo), em função das maiores velocidades que os veículos pesados podem alcançar, é menor a possibilidade de formação de pelotões de veículos, é razoável admitir para tal corrente de tráfego uma

distribuição de "headways" do tipo exponencial negativa.

No caso de se querer determinar a probabilidade de que os "headways" do fluxo descendente sejam menores do que o intervalo crítico de 20 s, ou seja, para se conhecer a probabilidade de que não ocorram manobras de ultrapassagem no fluxo ascendente, probabilidade essa que corresponde ao "fator de ultrapassagem" retro definido, deve-se usar a seguinte expressão:

$$FU = P(h \leq 20) = 1 - P(h > 20)$$

$$FU = 1 - e^{-q \cdot t} = 1 - e^{-20 \cdot q}$$

onde: FU = fator de ultrapassagem;

q = taxa média de chegada de veículos do fluxo descendente por unidade de tempo (veículos por segundo)

Dessa forma, o atraso horário real é obtido multiplicando-se o atraso teórico, determinado através da expressão desenvolvida no item 4.1.6.2.c deste capítulo, pelo "fator de ultrapassagem":

$$A_{hr} = A_h \times FU$$

Para efeito de comparação de tal modelo de correção do atraso veicular considerando a probabilidade de ultrapassagens, é apresentada a seguir uma síntese da abordagem que EVANS & TREADWAY (1968) dão para o problema em questão.

Evans & Treadway procuraram avaliar o erro que está envolvido na determinação teórica do atraso, quando ela é feita através de um modelo de distribuição em que uma das hipóteses é a não ocorrência de ultrapassagens. Nessa avaliação, os autores assumiram, além de outras considerações, as seguintes:

- Uma manobra de ultrapassagem requer um intervalo crítico no contra-fluxo de 25 segundos para ser realizada em condições de segurança;
- Para a iminência de ultrapassagens ocorrendo no ponto médio da rampa ascendente, existe uma fila de veículos atrás de um caminhão neste ponto;
- Dois carros não podem ultrapassar o caminhão simultaneamente, ou seja, o segundo carro só poderá tentar a ultrapassagem depois que o primeiro completar tal manobra;
- Um caminhão não pode ultrapassar outro veículo na rampa, em razão do excessivo tempo requerido para tal manobra.

A partir dessas considerações, foram efetuados cálculos que permitiram a estimativa do atraso real (correspondente às condições operacionais reais, onde é possível a ocorrência de ultrapassagens), como uma porcentagem do atraso teórico calculado para condições com proibição de ultrapassagem, conforme valores indicados no Quadro 4.4, a seguir.

QUADRO 4.4

ATRASO REAL ESTIMADO EM FUNÇÃO DO VOLUME DE TRÁFEGO

VOLUME DE TRÁFEGO POR SENTIDO (VEÍC./H)	ATRASO REAL ESTIMADO COMO % DO ATRASO TEÓRICO CALCULADO
100	85
200	90

FONTE: EVANS & TREADWAY (1968)

Segundo os cálculos efetuados por EVANS & TREADWAY (1968), quando o volume de tráfego se aproxima de 800 a 1000 vph em ambas as direções, as oportunidades de ultrapassagem se tornam difíceis e, dessa forma, essa diferença entre os dois tipos de atraso se torna pequena. Para volumes de tráfego pequenos - menores do que 50 vph/sentido - as manobras de ultrapassagem,

se permitidas, são relativamente mais fáceis, e os atrasos tornam-se desprezíveis.

Os valores de atraso real estimados por EVANS & TREADWAY (1968), testados para as condições americanas, são aparentemente altos para a realidade brasileira, provavelmente como decorrência do valor adotado para o intervalo crítico de tempo, que considera a exposição ao fluxo de tráfego oposto.

Apesar de tais limitações, o DNER (1979) adotou os valores percentuais obtidos neste estudo americano, utilizando-os para estabelecer os atrasos reais considerados em sua metodologia de estudo de implantação de faixas adicionais.

Para fins de comparação, a Figura 4.7 ilustra a variação dos fatores de ultrapassagem calculados conforme a conceituação apresentada e em função dos volumes horários da via, para o intervalo crítico de tempo de 20 segundos, bem como para o intervalo crítico de 25 segundos, sugerido por EVANS & TREADWAY (1968). Também é apresentada a variação dos fatores de ultrapassagem adotada pelo DNER (1979) com base no trabalho de EVANS & TREADWAY (1968).

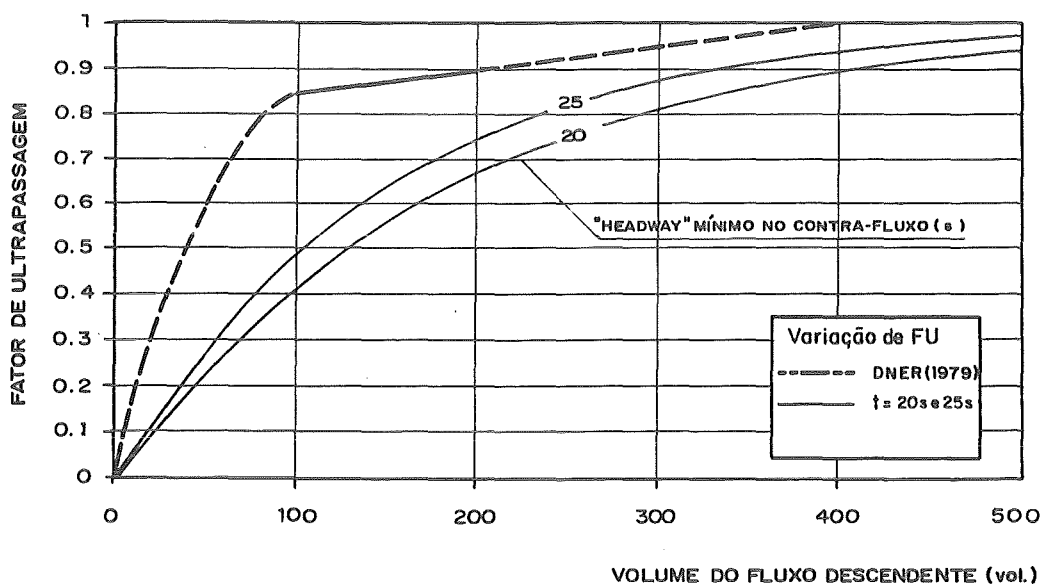


FIGURA 4.7 - COMPARAÇÃO DE FATORES DE ULTRAPASSAGEM DO DNER COM OS CALCULADOS PARA INTERVALOS CRÍTICOS DE 20 e 25s

4.1.8 Determinação do Atraso Horário e do Atraso Diário

A determinação do atraso total dos veículos "rápidos" em uma determinada hora, em função do volume horário de tráfego misto unidirecional, pode ser feita a partir das premissas e expressões já descritas neste capítulo.

O atraso total ao longo do dia, no entanto, não pode ser estabelecido diretamente, como poderia parecer à primeira vista, a partir do atraso determinado na hora de pico, dividindo-o pelo fator de hora de pico (K). Isso se deve ao fato de que o atraso relativo às demais horas, cujos volumes de tráfego são gradativamente inferiores ao volume da hora de pico, decresce a um ritmo mais acelerado do que o da redução dos volumes de tráfego, em decorrência, especialmente, do simultâneo aumento das oportunidades de ultrapassagem e dos tempos médios de seqüência de veículos ("headways"). Esse ritmo é tanto mais acelerado quanto maior for o valor de K.

Conhecendo-se, então, os volumes de tráfego horários, pode-se calcular, hora a hora, o atraso veicular, cuja somatória fornece o atraso total diário.

$$A_d = \sum_{i=1}^{24} A_{hi}$$

onde : A_d = atraso diário real causado a todos os veículos rápidos que sobem a rampa;
 A_{hi} = atraso horário real causado a todos os veículos rápidos que sobem a rampa.

Pode-se, também, estabelecer curvas hipotéticas representativas da distribuição do tráfego ao longo do dia nas rodovias e, a partir dos atrasos diários correspondentes, efetuar o cálculo dos percentuais dos volumes diários que correspondem aos atrasos horários médios, ou seja , aos atrasos que,

multiplicados pelas 24 horas do dia, levam aos mesmos respectivos atrasos diários.

O DNER (1979), em sua metodologia para estudos de implantação de faixas adicionais, adota uma única distribuição do tráfego ao longo do dia, conforme valores que constam da tabela abaixo, assumindo um fator de hora de pico (K) de 10%.

HORA	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11	11-12
% VDM	1,3	0,9	0,4	0,1	1,7	2,4	4,4	4,4	7,5	7,5	7,5	5,8

HORA	12-13	13-14	14-15	15-16	16-17	17-18	18-19	19-20	20-21	21-22	22-23	23-24
% VDM	5,4	10,0	7,0	6,0	7,1	6,0	9,0	1,9	1,6	0,6	0,8	0,7

Evidentemente, essa hipótese adotada pelo DNER (1979) é muito rígida, pois a distribuição considerada certamente não é representativa de todas as flutuações horárias que podem ocorrer nas rodovias brasileiras.

Com objetivo de verificar a tendência da relação entre o atraso horário médio e o respectivo atraso diário, o autor procedeu, a partir de dados horários de tráfego relativos a 20 trechos de rodovias do Estado de São Paulo, aos cálculos que permitiram obter as porcentagens dos valores diários médios que correspondem aos respectivos atrasos horários médios. Tais cálculos foram efetuados considerando as reais distribuições de volumes destes trechos de rodovias ao longo do dia.

O Quadro 4.5 contém os dados relativos aos postos e às datas de contagens das rodovias pesquisadas, os respectivos volumes diários médios (VDM) e as respectivas porcentagens de veículos "lentos" e "rápidos", bem como os volumes de serviço para nível E calculados segundo os critérios do HCM-85. Os cálculos dos atrasos diários e horários médios foram efetuados considerando-

se a distribuição exponencial negativa composta de Schuhl para os "headways", com a sua correspondente expressão de cálculo do atraso veicular. Foi adotada uma distribuição direcional fixa de 60% (fluxo ascendente na rampa) para todas as rodovias. Nos atrasos calculados foi considerada a probabilidade de ultrapassagens, aplicando-se, para isso, a expressão baseada em uma distribuição exponencial negativa, conforme conceituado neste capítulo. A extensão da rampa ascendente foi considerada como de 1000,00 m e a sua declividade igual a 6%. A velocidade de entrada dos veículos rápidos na rampa foi fixada em 80 Km/h e os ônibus foram considerados como inexistentes no fluxo (0%).

A partir dos volumes horários ao longo das 24 horas do dia, que eram conhecidos através das contagens realizadas, foram calculados, com base nas expressões desenvolvidas no item 4.1.6.2 e 4.1.7.4 deste capítulo, os correspondentes atrasos horários (para cada intervalo de 1 hora do dia), o que permitiu a determinação, pela somatória dos mesmos, do atraso diário para cada caso. Dividindo-se então o atraso diário pelo número de horas do dia (24), obteve-se o atraso horário médio.

Conhecido o atraso horário médio para cada rodovia, determinou-se, aplicando as expressões do atraso veicular e do fator de ultrapassagem, a que volume horário de tráfego corresponderia este referido valor de atraso horário. A relação entre este volume horário ao qual corresponde o atraso médio e o volume diário médio da rodovia permitiu calcular o denominado "coeficiente do atraso médio horário" (K_{AMH}). Tal coeficiente, então, quando multiplicado pelo VDM, conduz ao volume horário de tráfego que corresponde ao atraso horário médio.

$$\text{Assim, tem-se: } A_{hm} = \frac{A_d}{24} \quad \text{e} \quad K_{AMH} = \frac{VH_i}{VDM}$$

onde: A_{hm} = atraso horário médio;

A_d = atraso diário;

VH_i = volume horário que gera um atraso horário igual a A_{hm} .

QUADRO 4.5 - COEFICIENTES DO ATRASO MÉDIO HORÁRIO
RELATIVOS A 20 TRECHOS RODOVIÁRIOS DO ESTADO DE SÃO PAULO

Nº	RODOVIA (SP-)	POSTO	KM	DATA	DIA DA SEMANA	VDM	% VL	% VR	VHP	SF _E	ATRASO		Vhi para Atraso Médio	K _{AMH}
											DIÁRIO	HORÁRIO MÉDIO		
1	050	15	113	31/10/89	3ª. f.	1184	18	82	94	1592	59,27	2,47	57	4,81
2	300	250	631	06/10/91	Dom.	1517	27	73	90	1426	65,19	2,72	65	4,28
3	300	250	631	20/07/91	Sab.	2121	21	79	180	1534	174,65	7,28	102	4,81
4	050	15	113	29/10/89	Dom.	2126	2	98	198	-	-	-	-	-
5	300	250	631	07/10/91	2ª. f.	2148	19	81	157	1575	161,89	6,75	98	4,56
6	300	250	631	08/10/91	3ª. f.	2537	19	81	188	1575	211,14	8,80	113	4,45
7	300	250	631	19/07/91	6ª. f.	2753	26	74	212	1445	255,74	10,66	130	4,72
8	300	251	660	13/10/91	Dom.	3136	22	78	207	1517	295,53	12,31	137	4,37
9	300	251	660	14/10/91	2ª. f.	3305	20	80	202	1558	338,93	14,12	148	4,48
10	270	187	82	25/04/91	5ª. f.	3391	35	65	275	1314	336,09	14,00	164	4,84
11	300	251	660	15/10/91	3ª. f.	3492	24	76	213	1482	353,28	14,72	153	4,38
12	300	248	546	27/10/91	Dom.	3924	14	86	288	1678	512,26	21,34	174	4,43
13	300	245	436	17/04/91	4ª. f.	5273	27	73	377	1426	770,91	32,12	240	4,55
14	300	245	436	06/10/91	Dom.	5420	14	86	449	1678	972,45	40,52	246	4,54
15	300	245	436	06/07/91	Sab.	6151	15	85	515	1660	1176,44	49,02	278	4,52
16	300	245	436	07/10/91	2ª. f.	6431	21	79	487	1534	1183,18	49,30	291	4,53
17	300	245	436	06/10/91	3ª. f.	7251	24	76	570	1482	1421,47	59,23	331	4,57
18	300	242	331	07/10/91	2ª. f.	8144	9	91	704	1805	2027,43	84,48	368	4,52
19	300	242	331	06/10/91	Dom.	9457	19	81	669	1575	2230,17	92,92	418	4,42
20	300	242	331	12/07/91	6ª. f.	10347	18	82	783	1592	2606,29	108,60	454	4,39
MEDIA ARITMETICA														4,54

L = 1000 m
i = 6%

Os valores de tais coeficientes estão tabelados na última coluna do Quadro 4.5. Conforme se pode verificar pelos valores obtidos, é relativamente pequena a dispersão apresentada por estes coeficientes para as vinte diferentes distribuições de volumes horários de tráfego. A média aritmética dos vinte valores deste coeficiente resultou igual a 4,54%.

Dessa forma, tal valor médio de "coeficiente do atraso médio horário" (K_{AMH}) permite calcular com relativa precisão o atraso diário correspondente a um certo VDM, quando não é possível efetuar o cálculo dos atrasos horários em cada um dos 24 períodos ao longo do dia por não se dispor dos volumes horários correspondentes.

Como os valores de K_{AMH} do Quadro 4.5 foram calculados para uma única rampa com extensão de 1000 m e declividade de 6%, houve necessidade de verificar qual a influência da alteração da extensão e da declividade da rampa sobre tal coeficiente.

Assim, foram selecionados cinco dos vinte trechos considerados no Quadro 4.5, com volumes diários médios de grandezas distintas, tendo sido efetuados para os mesmos o cálculo de quatro valores de K_{AMH} para rampas com extensões diferentes (700 m e 2000 m) e também com declividades diferentes (4% e 6%).

Os resultados obtidos estão tabelados no Quadro 4.6, podendo-se verificar que também neste caso a dispersão dos valores calculados para o "coeficiente do atraso médio diário" é muito pequena e que, além disso, praticamente não houve qualquer influência da alteração da extensão e da declividade da rampa sobre tal coeficiente, uma vez que a média aritmética dos valores correspondentes resultou igual a 4,56%.

Assim, arredondando as médias aritméticas dos valores de K_{AMH} obtidas nos Quadros 4.5 e 4.6, pode-se fixar o "coeficiente do atraso médio horário" como igual a 4,5%, ou seja, quando não se dispõe dos volumes horários de tráfego da rodovia, deve-se

multiplicar o VDM da mesma por 4,5% para se calcular o volume correspondente ao "atraso horário médio". Para se obter o atraso diário basta então multiplicar-se o "atraso horário médio" pela quantidade de horas do dia (24).

QUADRO 4.6 - VARIAÇÃO DOS COEFICIENTES DO ATRASO MÉDIO HORÁRIO
EM FUNÇÃO DA VARIAÇÃO DA EXTENSÃO E DECLIVIDADE DA RAMPA

RODOVIA	POSTO	KM	VDM	% VL	SF _E	ATRASO		L (m)	i (%)	VHi para Atraso Médio	K _{AMH}
						DIÁRIO	HORÁRIO MÉDIO				
300	250	631	1517	27	1882	7,11	0,30	700	4	64	4,22
					1595	23,97	1,00	700	6	64	4,22
					1521	138,83	5,78	2000	4	64	4,22
					1040	253,82	10,58	2000	6	64	4,22
300	250	631	2121	21	1940	19,70	0,82	700	4	103	4,86
					1683	65,40	2,73	700	6	103	4,86
					1626	367,37	15,31	2000	4	102	4,81
					1165	669,82	27,91	2000	6	102	4,81
270	187	82	3391	35	1805	38,93	1,62	700	4	164	4,84
					1503	128,16	5,34	700	6	164	4,84
					1425	699,37	29,14	2000	4	163	4,81
					925	1265,84	52,74	2000	6	161	4,75
300	245	436	6151	15	1781	461,35	19,22	700	6	281	4,57
					1741	2386,81	99,45	2000	4	276	4,49
					1304	4321,20	180,05	2000	6	276	4,49
300	242	331	9457	19	1970	268,03	11,17	700	4	415	4,39
					1717	897,14	37,38	700	6	422	4,46
					1656	4420,04	184,17	2000	4	414	4,38
					1200	7936,99	330,71	2000	6	413	4,37
MÉDIA ARITMÉTICA											4,56

4.2 PRINCIPAIS CRITÉRIOS DE JUSTIFICATIVA DE FAIXAS ADICIONAIS QUE LEVAM EM CONTA O ATRASO VEICULAR

Apresentam-se, neste item, os principais critérios, propostos e/ou empregados por pesquisadores e organismos rodoviários para a justificativa de implantação de faixas adicionais em rampas ascendentes, que consideram aspectos técnicos e/ou econômicos relacionados ao atraso médio de veículos. Tais critérios são os seguintes:

- Critério estabelecido pelo DNER (1979) em suas "Instruções para Implantação de Terceiras Faixas";
- Critério do atraso para tráfego uniforme, proposto por POLUS & WOLHUTER (1988);
- Critério de avaliação econômica proposto por EVANS & TREADWAY (1968).

4.2.1 Critério do DNER Estabelecido nas "Instruções para Implantação de Terceiras Faixas"

Conforme já citado neste capítulo, o DNER (1979) considera, em seu modelo de avaliação econômica, que a redução do tempo perdido por motoristas e passageiros dos veículos "rápidos" que trafegam atrás dos veículos "lentos" deve ser quantificada como um dos benefícios que decorrem da implantação de uma faixa adicional.

Esse tipo de benefício é calculado a partir de um modelo matemático básico, resumido a seguir, calibrado com os dados obtidos nas pesquisas de campo realizadas pelo DNER, em 1978,

para estabelecer as curvas de desempenho dos caminhões brasileiros. O modelo básico adotado tem as seguintes características principais:

4.2.1.1 Premissas

As premissas básicas adotadas pelo DNER no estabelecimento do modelo básico foram as seguintes:

- A ordem de chegada dos veículos ao início da rampa é aleatória;
- A composição do tráfego adotada, suposta constante ao longo do dia, baseada nas pesquisas de campo, é a seguinte:

- Veículos "Lentos"

- . Caminhões carregados 37% | 37%

- Veículos "Rápidos"

- . Demais caminhões (leves, vazios, etc.) 16%

- . Ônibus 4%

- . Automóveis, pick-ups, etc. 43% | 63%

Total 100%

- 63% dos tempos de seqüência de veículos ("headways") têm valor abaixo da média, sendo 3 segundos o tempo mínimo de seqüência de veículos;
- O tempo gasto por um veículo "lento" para galgar uma rampa com determinadas extensão e declividade média é obtido a partir das curvas de desaceleração representativas do desempenho dos veículos "lentos";

- O veículo "rápido" que alcança um veículo "lento" na rampa não tem possibilidade de ultrapassá-lo;
- A velocidade de qualquer veículo "rápido", em qualquer rampa, na ausência de veículos "lentos", é de 75 km/h.

4.2.1.2 O Desenvolvimento do Modelo

A fórmula geral empregada para o cálculo do tempo perdido por veículos "rápidos" devido à presença de veículos "lentos" em rampas ascendentes é a seguinte:

$$TP = TL - (TR + TS)$$

onde:

TP = tempo perdido pelos veículos "rápidos" devido à presença de veículos "lentos";

TL = tempo gasto pelos veículos "lentos" para galgar a rampa desde seu início;

TR = tempo que seria gasto pelos veículos "rápidos" para galgar a rampa desde seu início, na ausência de veículos "lentos";

TS = tempos de seqüência de veículos acumulados para todos os veículos "rápidos" seguindo atrás do primeiro veículo "lento".

Para calcular os tempos de seqüência dos veículos "rápidos" chegando à rampa, foi empregado o método de Monte Carlo para distribuições contínuas, assumindo uma distribuição de Poisson

para a seqüência dos eventos em foco (isto é, a chegada aleatória dos veículos à rampa).

A expressão pertinente é a seguinte:

$$F(t) = 1 - e^{-\bar{X}t}$$

onde:

$F(t)$ = função que expressa a probabilidade da ocorrência dos eventos aleatórios, ou seja, a chegada dos veículos à rampa, em função do tempo;

e = base dos logaritmos neperianos;

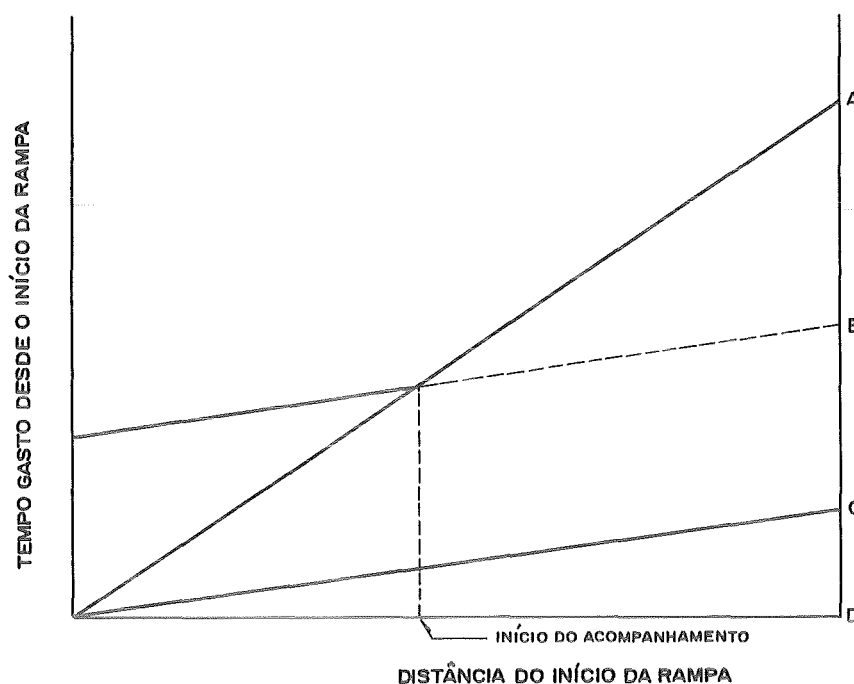
\bar{X} = tempo médio de seqüência de veículos;

t = tempo decorrido.

A determinação do tempo perdido está graficamente ilustrada na Figura 4.8, para o caso genérico.

4.2.1.3 Determinação do Tempo Perdido Diário

O tempo total perdido ao longo de um dia é determinado conforme mencionado no item 4.1.8 deste capítulo.



- AD - TEMPO GASTO PELO VEÍCULO "LENTO".
- CD - TEMPO GASTO PELO VEÍCULO "RÁPIDO" SEM VEÍCULOS "LENTOS" À FRENTE.
- BC - \bar{x} - TEMPO MÉDIO DE SEQUÊNCIA DE VEÍCULOS "RÁPIDOS" (HEADWAY MÉDIO)
- AB - TEMPO PERDIDO ATRÁS DO VEÍCULO "LENTO"

FIGURA 4.8 - DETERMINAÇÃO DO TEMPO PERDIDO

FONTE: DNER (1979)

4.2.1.4 Ajuste no Valor do Tempo Perdido por Variações na Composição do Tráfego

Dado um determinado volume total de tráfego misto, o tempo total perdido pelos veículos "rápidos" em uma certa rampa varia com a participação de veículos "lentos" na frota. À medida que essa participação cresce de 0% a 100%, esse tempo perdido aumenta rapidamente até um valor máximo, decrescendo logo após.

Esse fenômeno ocorre porque, para elevadas percentagens de veículos "rápidos" e baixas percentagens de veículos "lentos", qualquer aumento na participação destes últimos se reflete sobre um número ainda elevado de veículos "rápidos" de uma

forma mais intensa do que aquela decorrente da correspondente redução na percentagem desses veículos "rápidos".

A maximização do tempo perdido ocorre no ponto onde o incremento no tempo perdido por cada veículo "rápido" isolado é exatamente contrabalançado pela redução no número total de veículos "rápidos", correspondendo, segundo os estudos do DNER (1979), a uma percentagem de caminhões carregados de 13%, aproximadamente. A partir desse ponto, o tempo perdido por cada veículo "rápido" isolado continua a crescer, porém o somatório dos tempos perdidos por todos os veículos "rápidos" diminui, em correspondência com a redução na participação desses veículos "rápidos" na frota total.

O DNER (1979) adotou a seguinte composição da frota para diferentes percentagens de caminhões:

- De acordo com as hipóteses adotadas expostas anteriormente, os caminhões carregados constituem, em qualquer circunstância, 70% da frota de caminhões, daí decorrendo a participação dos demais caminhões (leves, vazios);
- A seguir, as decorrentes participações dos ônibus e automóveis são determinadas de forma a ser mantida a relação de 4 ônibus para 43 automóveis.

A Figura 4.9, a seguir, apresenta a curva que fornece fatores para ajuste dos valores do tempo perdido para diversas percentagens de veículos "lentos". Essa curva foi estabelecida com base em simulações realizadas pelo DNER (1979) para diversas percentagens de caminhões e comparando os resultados com os valores básicos, para uma participação de caminhões carregados de 37%.

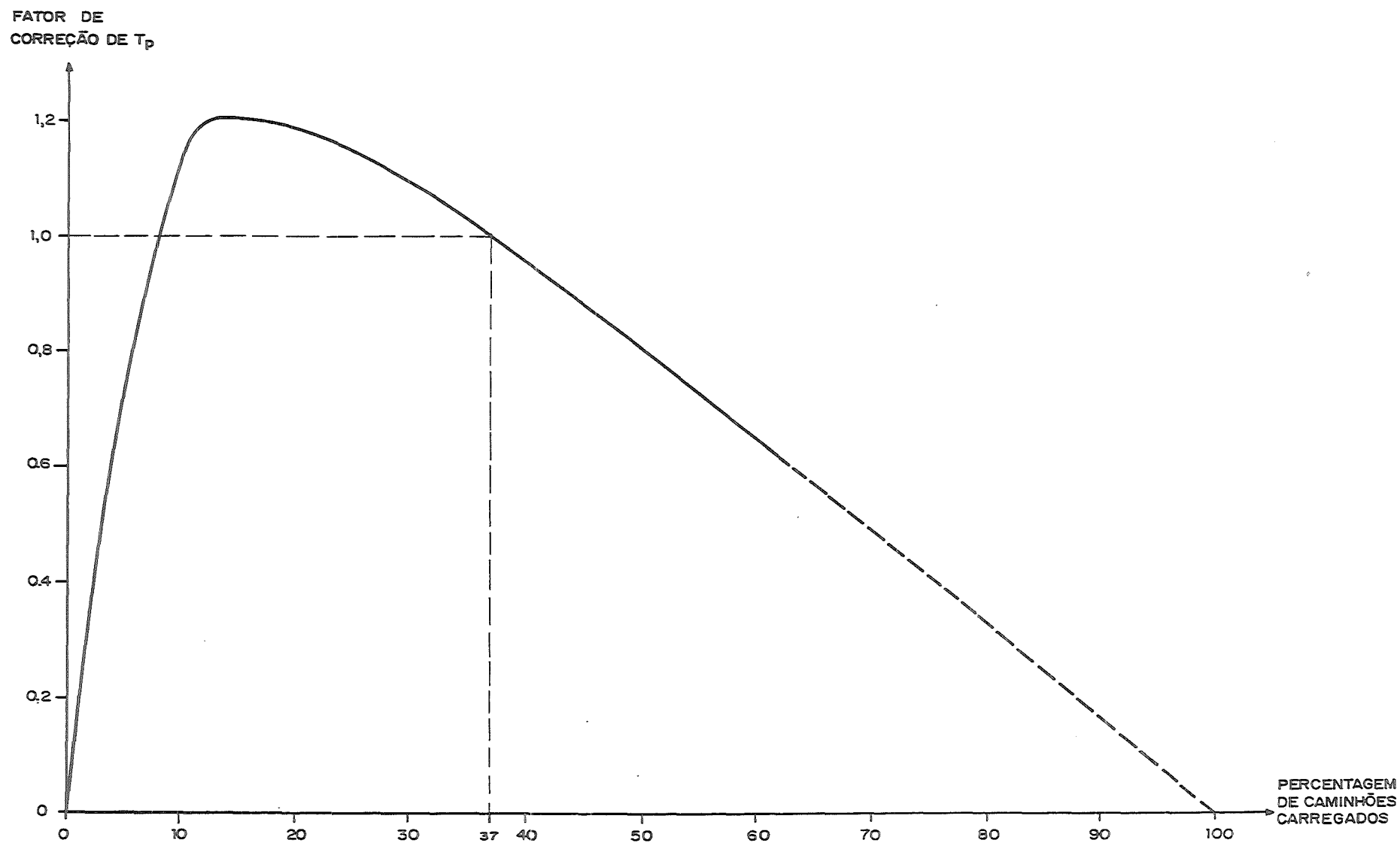


FIGURA 4.9 — FATORES PARA AJUSTE DO ATRASO CALCULADO EM FUNÇÃO DA PERCENTAGEM DE CAMINHÕES

FONTE: DNER (1979)

4.2.2 Critério do Atraso para Tráfego Uniforme Proposto por Polus e Wolhuter

O trabalho desenvolvido por POLUS & WOLHUTER (1988) trata da apresentação de um critério fundamentado no atraso dos veículos como justificativa para implantação de faixas adicionais em rampas ascendentes.

Os dados desse trabalho foram obtidos e analisados para estabelecer relações básicas entre fluxo, gradiente e velocidade nas rodovias da África do Sul. Essas relações foram usadas para calibrar um programa de simulação (TRARR) desenvolvido pelo "Australian Road Research Board", programa este que permitiu determinar as relações entre atraso e fluxo, para várias declividades de greide.

Nesse modelo, o atraso considerado corresponde ao acréscimo de tempo verificado num percurso, devido à redução da velocidade média espacial em relação a um valor desejável, ocasionada pelos veículos mais lentos.

A velocidade média espacial é calculada pelo quociente entre a distância unitária e o correspondente tempo médio de viagem; as velocidades comparadas são aquelas referentes a várias situações de greide e de níveis de fluxo e aquelas correspondentes a condições de fluxo livre subindo as mesmas rampas.

O atraso é calculado pela seguinte expressão:

$$D = 3600 \left(\frac{1}{V_a} - \frac{1}{V_d} \right)$$

onde:

D = atraso / km / veículo de passeio (s);

Va = velocidade simulada para carros de passeio, em função do volume de tráfego = 131,660 - 6,538 G - 0,017 Q (Km/h);

Vd = velocidade alcançada pelos carros de passeio, para fluxo livre - intervalos iguais ou superiores a 10 segundos = 131,660 - 6,538 G (Km/h).

sendo:

G = declividade da rampa (%);

Q = fluxo de veículos mistos subindo a rampa (vph).

O cálculo do atraso total (Z) é efetuado pela seguinte expressão:

$$Z = \frac{Q \cdot D \cdot PP}{3600}$$

onde:

PP = porcentagem de carros de passeio.

É de se supor que o primeiro termo das expressões estabelecidas para calcular as velocidades "Va" e "Vd", igual a 131,660, tenta sua magnitude resultante do efeito de desenvolvimento do modelo e seja válido apenas para declividades de rampas acentuadas, uma vez que as velocidades alcançadas pelos veículos de passeio resultam exageradamente elevadas para rampas de baixa ou média declividade.

Na Figura 4.10, que foi extraída do trabalho em questão, são apresentados os resultados dos cálculos dos atrasos unitários e total, em função do volume de tráfego e da inclinação da rampa.

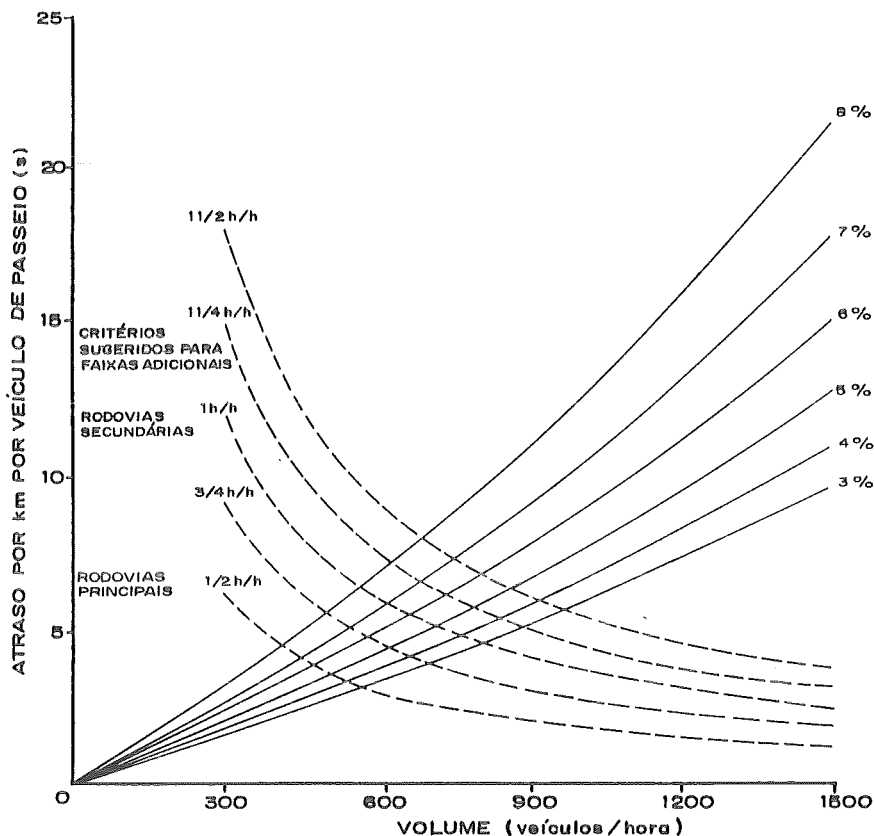


FIGURA 4.10- RELAÇÕES ENTRE VOLUME , GREIDE E ATRASO

FONTE: POLUS & WOLHUTER (1988)

Nesta figura, são mostradas cinco curvas isócronas, que representam os critérios para a justificativa de faixa adicional. Essas curvas, de 1/2, 3/4, 1, 1 1/4 e 1 1/2 horas de atraso por hora, correspondem ao atraso horário total para trechos de 1 Km.

A faixa adicional é justificável quando os atrasos previstos são superiores a um valor pré-estabelecido pelas curvas isócronas, para uma determinada via.

A escolha de cada curva deverá ficar por conta do projetista, e deverá ser adotada em função dos recursos financeiros disponíveis. São sugeridos no trabalho, conforme se verifica na referida figura, atrasos totais de 1/2 h/h para rodovias principais e 1 h/h para rodovias secundárias.

4.2.3 Critério de Avaliação Econômica Proposto por Evans e Treadway

EVANS & TREADWAY (1968) desenvolveram um estudo de viabilidade econômica para a implantação de faixas adicionais em rampas ascendentes de rodovias de pista simples, em região de terreno montanhoso. Tal estudo foi fundamentado no incremento do tempo de viagem (atraso) causado aos usuários de veículos de passeio e caminhões leves deslocando-se sobre uma determinada rampa, devido à presença de caminhões pesados, principalmente carregados (que apresentam relação peso/potência elevada), trafegando ao longo de um aclive acentuado e a velocidades relativamente baixas.

Os atrasos nos tempos de viagem foram convertidos em valores monetários, a partir dos quais foram calculados os benefícios do estudo de viabilidade econômica para implantação da faixa adicional.

Os benefícios advindos dos custos operacionais e dos custos de acidentes não foram incluídos nesse estudo, em vista da dificuldade, na época, de se obterem valores precisos e reais desses parâmetros.

Os atrasos foram calculados com base em um modelo matemático, admitindo-se as seguintes hipóteses:

- Seriam proibidas manobras de ultrapassagem nos greides acentuados;
- Os carros de passeio manteriam uma velocidade constante no greide se não fossem atrasados pelos caminhões;
- Todos os veículos teriam a mesma velocidade na entrada da rampa e recuperariam esta velocidade até um local além da crista da curva vertical.

Foi efetuada, ainda, uma simulação para gerar a distribuição do tráfego, apenas no sentido ascendente, em vista da proibição de ultrapassagem considerada, eliminando assim a interferência que eventualmente seria causada pelos veículos no sentido oposto. Dependendo das condições e das restrições de visibilidade de ultrapassagem, tanto em planta como em perfil, essa hipótese é considerada válida.

Foi adotada uma distribuição composta de intervalos ("headways"), desenvolvida por SCHUHL (1955) e modificada por KELL (1962), para sintetizar o fluxo de tráfego. Esse modelo considera uma distribuição de intervalos tal que o fluxo livre e os veículos com restrição de manobra estejam misturados na corrente de tráfego. Utilizando-se esse critério, a distribuição de intervalos se aproxima de maneira mais adequada às distribuições verificadas no campo.

A forma de calcular as parcelas do volume total de tráfego que se encontram em regime de fluxo livre ou contido, bem como os respectivos "headways" médios, já foi comentada no item 4.1.4.2 deste trabalho.

Segundo os autores, para baixos volumes de tráfego, a distribuição de Poisson caracterizaria de forma adequada o fluxo de tráfego, enquanto que a distribuição exponencial deslocada se adaptaria a fluxos de altos volumes. A distribuição de SCHUHL (1955) seria apropriada para situações em que se verificam baixos e altos volumes de tráfego.

As principais variáveis consideradas no modelo de simulação do tráfego foram:

- Volume horário de tráfego unidirecional;
- Porcentagem de caminhões na corrente de tráfego;
- Relação peso/potência média dos caminhões;

- Porcentagem média da rampa;
- Extensão do greide ou diferença de cota.

O trabalho apresenta curvas para o cálculo dos atrasos totais diários, para declividades de 3%, 6% e 8%, considerando diversas combinações de volumes e composição do tráfego, a partir das quais é possível calcular os benefícios dos usuários.

A Figura 4.11, extraída como exemplo do trabalho em questão, permite calcular o atraso total diário para greides de 6%, salientando-se que foi assumido que, do total de caminhões trafegando na rampa, 30% seriam do tipo "pesado" e 30% do tipo "médio".

Para a avaliação econômica, foi proposta a utilização do critério da taxa interna de retorno (TIR), considerando apenas os diferenciais de benefícios e custos em relação a uma alternativa básica em análise.

As principais conclusões dos autores a respeito de seu trabalho foram as seguintes:

- As faixas adicionais são economicamente viáveis quando os volumes de tráfego e porcentagens de caminhões são relativamente elevados (superior a 10%) e quando os greides são acentuados (acima de 3%), ou quando o custo da faixa adicional é relativamente baixo;
- O atraso do tempo de viagem calculado no trabalho é altamente conservador, pois não considera o atraso causado pelos veículos de passeio mais lentos subindo a rampa; é conservador também porque as observações sobre as velocidades dos caminhões em campo revelaram valores menores do que aqueles considerados no estudo;

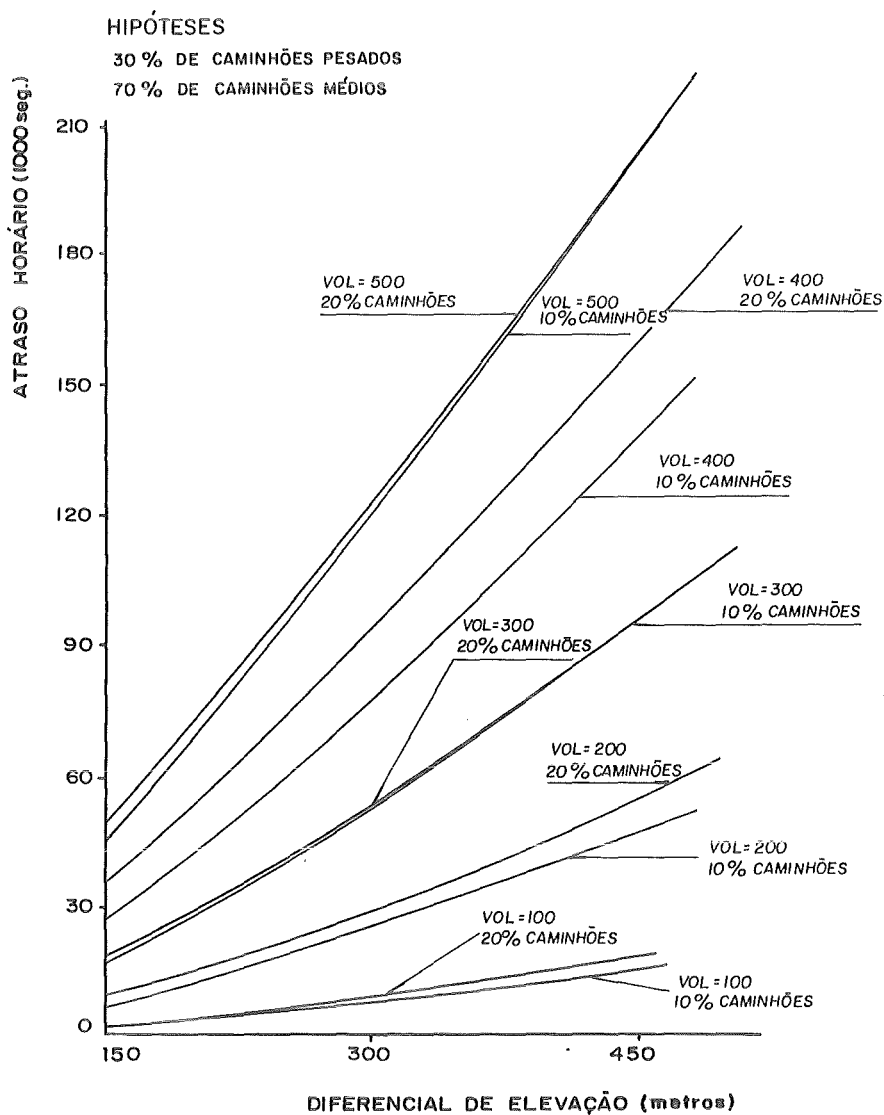


FIGURA 4.11 - ATRASOS TOTAIS DIÁRIOS PARA GREIDES DE 6%

FONTE : EVANS & TREADWAY (1968)

- Apesar de os custos operacionais não terem sido incluídos no trabalho, os custos dos carros de passeio são maiores, tanto pelo atraso devido aos veículos lentos, como pela condição de operação forçada subindo a rampa;
- Caso se considerem os custos de redução de acidentes, as faixas adicionais podem ser mais atrativas;
- O trabalho considerou apenas o custo de implantação de faixas adicionais; entretanto, em outras situações, poderá ser analisada a possibilidade de reforçar ou recapear o acostamento, a fim de que este seja utilizado com faixa adicional.

4.3 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Da análise dos critérios que consideram o atraso ou a economia de tempo como justificativa complementar para a implantação da faixa adicional, pode-se concluir o seguinte:

- O critério do atraso para tráfego uniforme adota um modelo muito simples, com espaçamento constante entre os veículos, o que não condiz com as observações de campo e a natureza do tráfego. O atraso isolado, sem ser transformado em valores econômicos, como proposto no trabalho de POLUS & WOLHUTER (1988), não dá a sensibilidade desejável dos benefícios da implantação de faixa adicional. Outra restrição específica ao trabalho diz respeito às expressões de determinação das velocidades alcançadas pelos carros de passeio, as quais, por serem oriundas de um modelo de simulação, conduzem a valores aparentemente altos, que não refletem o desempenho médio dos veículos de passeio brasileiros;
- O critério do DNER (1979) quantifica, em termos monetários, os benefícios de ganho de tempo do usuário e de redução dos custos operacionais. Entretanto, o mesmo apresenta restrições devido às condições rígidas com que as curvas foram estabelecidas, pois foram adotados valores fixos de taxa de crescimento do tráfego, de composição do tráfego e de distribuição do tráfego ao longo do dia;
- O critério econômico proposto por EVANS & TREADWAY (1968) adota uma modelagem relativamente complexa para o cálculo do atraso, mas não considera os benefícios relativos à variação do custo operacional dos veículos, parecendo portanto incompleto. Além disso, o trabalho não pode ser aplicado diretamente às condições brasileiras, porque considera caminhões com relações peso/potência válidas apenas para os Estados Unidos e com uma participação de no máximo 20% no volume misto de veículos. Além disso, as

expressões por eles obtidas para cálculo dos parâmetros da distribuição de Schuhl tem sua aplicação limitada para volumes de tráfego mais elevados, por conduzirem a porcentagem de veículos em regime de fluxo contido muito reduzidas, não caracterizando a real situação de crescimento de pelotões de veículos nestas condições;

- Nenhum dos critérios analisados considera os benefícios referentes à probabilidade de redução do número e gravidade de acidentes, em vista da dificuldade e precaridade de dados estatísticos confiáveis.

Com base nessas considerações, o presente trabalho busca desenvolver um critério que, além de levar em conta conceitos técnicos e aspectos econômicos, seja flexível na entrada de dados, possibilitando a aplicação do modelo estabelecido para condições específicas das rodovias em estudo, tais como: composição do tráfego, flutuação horária do tráfego e taxa de crescimento anual do tráfego.

Conforme visto neste capítulo, a distribuição proposta por Schuhl para previsão dos "headways", com seus parâmetros calculados conforme critérios estabelecidos por Grecco & Sword, é a que melhor simula as reais condições operacionais do fluxo de tráfego em uma rampa ascendente, sendo válida a sua aplicação tanto para baixos como para relativamente altos volumes de tráfego.

Assim, a expressão de cálculo do atraso, desenvolvida pelo autor do presente trabalho no item 4.1.6.2, pode ser utilizada no método a ser proposto no capítulo sexto para avaliação da necessidade de implantação de faixas adicionais em rampas ascendentes. Neste método proposto também será efetuada a correção do atraso teórico pela aplicação do "fator de ultrapassagem", conceituado no item 4.1.7, a fim de considerar a probabilidade de ultrapassagens em função da disponibilidade de "headways" iguais ou superiores ao intervalo crítico no contra-fluxo.

**5. JUSTIFICATIVA DE IMPLANTAÇÃO DE FAIXA ADICIONAL
ASCENDENTE COM BASE EM CRITÉRIOS ECONÔMICOS**

5. JUSTIFICATIVA DE IMPLANTAÇÃO DE FAIXA ADICIONAL ASCENDENTE
COM BASE EM CRITÉRIOS ECONÔMICOS

Há algumas décadas atrás, parte considerável dos projetos rodoviários era desenvolvida de maneira a se alcançar o menor custo de construção, sem a preocupação de considerar os custos operacionais dos veículos, bem como eventual desconforto causado aos usuários. Boa parte das pesquisas de natureza econômica desenvolvidas naquela época era voltada quase que exclusivamente aos tipos e custos dos materiais empregados na execução da obra.

Nos projetos com tal concepção, especialmente em regiões onduladas e montanhosas, buscava-se prioritariamente a compensação entre os volumes dos cortes e aterros, dando-se pouca ênfase às distâncias de visibilidade de ultrapassagem e às variações de velocidade nas curvas horizontais e nas rampas em aclive acentuado, enfim a fatores que afetam o desempenho, os custos operacionais e o tempo de percurso dos veículos, bem como às condições de segurança geral da via.

Atualmente, já se sabe que a economia e a segurança na operação dos veículos rodoviários são alcançadas quando se proporcionam condições para que as velocidades de percurso sejam as mais uniformes e contínuas possíveis.

Assim, os projetos rodoviários atuais devem ser concebidos buscando-se soluções que conduzam aos menores custos totais de transporte, relacionados tanto ao custo de construção da via como também aos custos operacionais do tráfego.

5.1 AVALIAÇÃO ECONÔMICA DA IMPLANTAÇÃO DE FAIXAS ADICIONAIS

No caso das rampas em aclive acentuado, as quais muitas vezes são inevitáveis pelas características topográficas da região atravessada pela rodovia, não se consegue manter uniformidade na velocidade da corrente de tráfego, em razão das fortes reduções de velocidade sofridas pelos caminhões carregados.

Conforme já se conceituou anteriormente, as faixas adicionais em rampas ascendentes têm a finalidade básica de evitar o retardamento dos veículos mais rápidos nesses locais, harmonizando o fluxo de tráfego.

Nos capítulos anteriores foram abordados critérios de natureza técnica que podem ser considerados para justificar a implantação das faixas adicionais.

O critério fundamentado na análise de capacidade viária procura também refletir, de maneira indireta, considerações de ordem econômica. Assim é que, para casos de vias com baixos volumes de tráfego, nas quais apenas alguns poucos e ocasionais carros de passeio podem sofrer atrasos em aclives acentuados, as faixas adicionais, embora desejáveis, em geral não são justificáveis tendo em vista que, em tais circunstâncias, as rampas ascendentes dificilmente irão operar em condições próximas da capacidade (relativas a nível de serviço D ou E).

Não se tem a garantia, no entanto, de que o critério baseado na análise de capacidade viária possa, por si só, ser um indicador de viabilidade econômica para todas as rampas ascendentes que, pelos critérios técnicos, necessitem de faixa adicional. Tal argumento reforça-se ainda mais quando se considera que as condições operacionais na rampa variam ao longo do dia, em função da correspondente variação dos volumes de tráfego, sendo que os Níveis de Serviço mais baixos (D, E e F) devem ocorrer em geral apenas para os períodos onde os volumes de tráfego são

mais carregados (nas horas de pico).

Há casos em que a faixa adicional, se implantada com extensão e em local adequados, pode melhorar as condições de fluidez e segurança de tráfego em determinada rampa, atendendo às exigências fixadas nos critérios de ordem técnica, inclusive relativamente à análise da capacidade viária, mas apresentando, no entanto, elevado custo de construção, que a torna economicamente inviável em vista dos benefícios obtidos para os usuários, pelo menos dentro de um certo prazo de avaliação. Um dos casos típicos de tais situações refere-se à extensão de uma rodovia situada em região de serra ou tipicamente montanhosa, onde o elevado custo de alargamento da plataforma muitas vezes inviabiliza a implantação de uma faixa adicional.

É preciso, assim, dispor-se de um instrumento de avaliação econômica, que considere adequadamente os custos totais de transporte, para que se possa analisar a estratégia de solução para os problemas operacionais e de segurança desses casos críticos, cotejando diferentes alternativas de melhorias e de prazos, e portanto de custos de investimento, de forma a se buscar aquela que seja economicamente viável para tais problemas.

A alternativa economicamente mais viável, que solucione problemas operacionais e de segurança da rampa em estudo, pode variar de um simples reforço do pavimento - visando sua utilização pelos veículos mais lentos como uma faixa extra de tráfego - ao alargamento da plataforma para implantação de uma faixa adicional e seu respectivo acostamento.

Em casos de projetos de novas rodovias, quando forem previstos problemas operacionais em trechos específicos com acentuado aclive, a solução pode variar entre a implantação da faixa adicional na rampa e a alteração da declividade da rampa para atenuar o efeito de retardamento provocado pelos veículos lentos, dispensando-se, neste segundo tipo de solução, a construção de uma faixa extra à custa de aterros e cortes mais

altos no trecho em questão. Também nesses casos é fundamental dispor-se de um instrumento de avaliação econômica, a fim de que possa ser efetuado, além da comparação de natureza técnica, o cotejo econômico entre ambas alternativas, de forma a se selecionar aquela que seja, sob estes pontos de vista, a mais atraente.

Por outro lado, tendo em vista a escassez de recursos para ampliações e expansões em grande escala nas rodovias do Brasil, por vezes é necessário que os estudos para solução de problemas de capacidade viária e de segurança abranjam não só pontos isolados mas toda uma rede regional existente, a fim de serem estabelecidas prioridades, bem como permitir a definição de uma estratégia de implantação de melhorias em etapas, sempre de forma compatível com os investimentos possíveis de serem realizados em função dos recursos disponíveis.

Com este tipo de instrumento de análise econômica, muitas vezes consegue-se antecipar a obtenção de benefícios para os usuários, garantindo, por muitos anos, uma adequada capacidade para o tráfego, sem que sejam necessárias melhorias que representem investimentos de maior vulto, como por exemplo a duplicação da rodovia.

5.2 CONCEITUAÇÃO DOS MÉTODOS DE ANÁLISE ECONÔMICA

5.2.1 Principais Métodos Empregados

A decisão sobre a viabilidade de um projeto, esteja ele sendo analisado isoladamente, esteja ele sendo comparado a outros projetos, exige o emprego de critérios e métodos que devem ser observados para que o empreendimento correspondente possa ser aceito ou, quando for o caso, possa ser estabelecida uma priorização na execução de vários empreendimentos necessários do ponto de vista técnico.

Não existe um único método de análise econômica com tal finalidade unanimemente aceito pelos empresários, administradores, órgãos e instituições de financiamento. Muitos dos métodos mais conhecidos foram sendo desenvolvidos para atender às necessidades do setor industrial, com exceção do método da relação benefício/custo, cuja evolução é atribuída principalmente às necessidades do setor de obras públicas.

Em termos gerais, a disseminação e o aprimoramento dos métodos de análise econômica são resultados tanto do esforço de administradores em obter uma avaliação de natureza econômica sobre o capital investido em melhorias adicionais, produtos e processos, como do desejo de técnicos da área de Engenharia em estabelecer uma forma de medir a economia que os projetos desenvolvidos acarretam em termos de sua construção e utilização.

São descritos, a seguir, de forma resumida, os principais métodos utilizados na avaliação de empreendimentos públicos da área de transportes e suas características básicas.

5.2.1.1 Método do "Valor Líquido Presente" (VLP)

É um método de avaliação econômica - considerado razoavelmente rigoroso - que efetua a soma algébrica dos valores do fluxo de um projeto, atualizados a taxa ou taxas adequadas de desconto. O projeto é considerado viável se apresentar um VLP positivo e, na escolha entre projetos alternativos, a preferência recai sobre aquele com maior VLP positivo.

Se a taxa de desconto considerada for constante, a expressão mais conhecida do VLP é a seguinte:

$$VLP = \sum_{i=0}^n \frac{F_i}{(1+r)^i}$$

onde: F_i = fluxo líquido relativo ao período t_i
 r = taxa de desconto

5.2.1.2 Método da "Taxa Interna de Retorno" (TIR)

Por definição, "Taxa Interna de Retorno" é a taxa de juros que iguala a zero o valor presente líquido de um projeto. Logo, é a taxa de desconto que iguala o valor presente dos benefícios de um projeto ao valor presente dos seus custos, sendo este indicador um dos mais utilizados como parâmetro de decisão.

O método adotado diz que um projeto é viável e deve ser considerado como alternativa para execução se a sua taxa interna de retorno é igual ou maior que o custo de oportunidade dos recursos para a sua implantação. O custo de oportunidade

seria o ônus decorrente, ao longo do tempo, de não se efetuar um determinado projeto por falta de recursos num determinado momento. Através da TIR, é possível imaginar um projeto equivalente tal que os benefícios cresçam a esta mesma taxa e, evidentemente, quanto maior a TIR, maior a atratividade do projeto.

A expressão para obtenção da TIR é, então, derivada da expressão do VLP igualada a zero:

$$\sum_{i=0}^n \frac{F_i}{(1 + TIR)^i} = 0$$

5.2.1.3 Método da "Relação Benefício-Custo" (B/C)

O método da Relação Benefício-Custo é largamente utilizado e consiste na relação entre o valor presente global de todos os benefícios e o valor presente global dos custos. Segundo o método, um projeto deve apresentar um B/C maior do que a unidade para que seja viável, e quanto maior esta relação, mais atraente o projeto.

Tal relação constitui uma medida útil para análise de projetos, já que seu entendimento é simples e representa um valor adimensional, o que facilita comparações de alternativas e projetos diversos. Essa relação, no entanto, não deve ser utilizada como critério único na avaliação de projetos, especialmente nos casos onde é difícil separar efetivamente o que é redução de custo e o que é incremento nos benefícios.

Existem várias versões para este indicador. Alguns autores colocam no numerador o valor presente dos benefícios líquidos e no denominador o valor presente dos dispêndios com a

implantação. Outros colocam no numerador o valor presente de todas as parcelas que representam um benefício e no denominador o valor presente de todas as parcelas de custo de implantação, recomposição e até mesmo de operação.

Em resumo, os projetos da área de transportes são considerados viáveis, sob a ótica econômica, quando, com base em benefícios quantificáveis, apresentam relação B/C igual ou superior à unidade, valor líquido presente positivo e taxa interna de retorno superior ao custo de oportunidade de capital (fixado em geral, por organismos nacionais e internacionais de financiamento, em 12% a.a.).

5.2.2 Custos e Benefícios Considerados para os Projetos da Área de Transportes

Conforme se conceituou no item anterior, a avaliação da eficiência econômica pode ser feita segundo metodologia que relaciona os benefícios e os custos envolvidos no projeto em análise, pela comparação da variação de renda real (das alternativas "propostas" em relação à "base") com os investimentos (valores monetários em termos econômicos), sob a ótica macroeconômica.

A quantificação de investimentos, custos e benefícios deve ser feita em termos econômicos, representados pelos custos financeiros dos principais itens de custos (agregados), deduzidos os impostos, subsídios e transferências.

Podem ser avaliados, de forma geral, os seguintes grupos:

- Custos de investimento "com o projeto";
- Diferenças nos custos de operação, manutenção e conservação

da infra-estrutura viária, "sem e com o projeto";

- Diferenças nos custos de operação dos veículos da frota, "sem e com o projeto";
- Diferenças nos custos de tempo de viagem dos usuários de transportes, "sem e com o projeto";
- Diferenças nos custos dos "não usuários", "sem e com o projeto";
- Diferenças nos custos totais de acidentes, "sem e com o projeto".

Os benefícios econômicos dos investimentos em transportes, quando quantificáveis, podem ser calculados pela seguinte expressão genérica:

$$BT = BRCO + BRTV + BRCM + BRACID + BR_{out}$$

onde:

BT = benefício total;

BRCO = benefício de redução dos custos operacionais;

BRTV = benefício de redução dos tempos de viagem;

BRCM = benefício de redução do custo de manutenção viária;

BRACID = benefício de redução de custos de acidentes;

BR_{out} = outros benefícios (quando significativos e quantificáveis, como, por exemplo, redução do impacto no meio ambiente).

sendo:

$$\text{BRCO} = \text{BRCOa} + \text{BRCOo} + \text{BRCOc}$$

e

$$\text{BRTV} = \text{BRTVa} + \text{BRTVo}$$

onde:

BRCOa = benefício dos automóveis;

BRCOo = benefício dos ônibus;

BRCOc = benefício dos caminhões;

BRTVa = benefício dos usuários de automóveis;

BRTVo = benefício dos usuários de ônibus.

Os investimentos em transportes, representados pelo custo total dos projetos propostos, podem ser expressos por:

$$\text{CT} = \text{Ci} + (\text{Cm} + \text{Co}) \times t$$

onde:

CT = custo total;

Ci = custo do investimento inicial e ao longo da vida útil;

Cm = custo (anual) de manutenção da infra-estrutura viária;

Co = custo (anual) de operação da infra-estrutura operacional;

t = período em anos considerado.

No caso de implantação de uma faixa adicional, os custos de investimento são aqueles necessários para a terraplenagem,

pavimentação, drenagem, sinalização, elaboração de estudos e projetos, supervisão, etc.; os custos adicionais de manutenção, abrangendo a sinalização, serviços preventivos e corretivos da pavimentação e a drenagem, podem ser considerados como muito pequenos, tendo em vista a rotina de manutenção estabelecida para toda a rodovia; os custos de operação, por sua vez, podem ser desprezados (são considerados apenas em transportes urbanos, quando são instalados centrais controladoras de tráfego, terminais e outros elementos operacionais).

Como resultado da avaliação, pode-se elaborar um fluxo de caixa em valores correntes, indicando-se os custos e os benefícios, ano a ano, para a vida útil de cada projeto e os resultados das variações operacionais previstas "com" a implantação do projeto em relação à situação-base ("sem o projeto"). A partir dessas informações, calculam-se os indicadores econômicos (B/C, TIR ou VLP), a fim de que seja verificada a condição de viabilidade do projeto.

5.2.3 Análise de Sensibilidade

Análise de sensibilidade é o procedimento técnico para a realização de testes de consistência de dados de entrada nos modelos de avaliação, bem como para a determinação dos diferentes níveis e áreas de risco dos projetos. Ela é feita a partir do novo cálculo das equações relativas ao método adotado, após alterarem-se os valores adotados para cada um dos parâmetros, a partir dos cenários alternativos que representam variações possíveis dentro de um projeto.

Não existem parâmetros fixos para as alterações dos dados considerados nas diferentes avaliações. A EBTU (1988) sugere, com base em procedimentos que já se tornaram tradicionais, a utilização de um ou mais dos três critérios a seguir:

- Considerar acréscimo de 20% nos custos de investimento;
- Considerar apenas os benefícios de redução de custos operacionais dos veículos;
- Considerar que os níveis de tráfego do ano-base se perpetuem durante toda a vida útil do projeto, analisando-se assim a repercussão das taxas de projeção das viagens.

5.3 QUANTIFICAÇÃO E CÁLCULO DOS BENEFÍCIOS NOS ESTUDOS DE IMPLANTAÇÃO DE FAIXAS ADICIONAIS

Na implantação de uma faixa adicional, os benefícios quantificáveis correspondem usualmente à redução dos custos operacionais dos veículos (BRCO) e à redução dos tempos de viagem (BRTV). O benefício decorrente da redução do custo de manutenção (BRCM), conforme já se comentou, é irrelevante. O benefício associado à redução de custos de acidentes (BRACID), por sua vez, é evidentemente importante, porém apresenta certas dificuldades de quantificação e de valoração, conforme se verá mais adiante.

5.3.1 Benefícios por Redução dos Custos Operacionais dos Veículos

Em uma rampa não dotada de faixa adicional, com reduzida ou nula possibilidade de ultrapassagem, os veículos "rápidos", após alcançarem os veículos "lentos", são obrigados a acompanhá-los, ou seja, são obrigados a trafegar à mesma velocidade dos veículos "lentos". Tal situação acarreta um acréscimo nos custos operacionais desses veículos "rápidos" em relação à condição proporcionada pela implantação da faixa adicional, quando poderiam desenvolver sua velocidade normal de operação, em função das características básicas da rampa (extensão e declividade do greide).

Esse acréscimo no custo operacional dos veículos "rápidos", pela inexistência da faixa adicional, pode ser determinado calculando-se as distâncias médias de acompanhamento dos veículos "lentos" pelos veículos "rápidos", bem como os custos unitários, por tipo de veículo "rápido", em função da

declividade do greide e da velocidade reduzida com que ele é obrigado a trafegar.

5.3.1.1 Cálculo da Distância Média de Acompanhamento dos Veículos "Lentos" pelos Veículos "Rápidos"

Os valores do atraso total dos veículos "rápidos" também são utilizados para determinar o ponto da rampa onde, em média, os veículos "rápidos" alcançam os veículos "lentos". Após esse ponto, as características operacionais dos veículos "lentos" condicionam as dos demais veículos até o início da rampa descendente subsequente, onde o veículo "rápido" ultrapassa o veículo lento.

O cálculo dessas distâncias pode ser feito, para cada combinação de declividade e extensão de rampa e volume e composição do tráfego, estabelecendo-se a diferença de tempos de percurso de um veículo isolado ao longo daquela distância às velocidades, respectivamente, do veículo "lento" (variável até ser atingida a velocidade de sustentação) e do veículo "rápido", e igualando essa diferença ao atraso médio de cada veículo "rápido", obtido dividindo-se os valores dos atrasos totais pelo número efetivo de veículos "rápidos". Normalmente, desprezam-se as transições graduais de velocidade dos veículos "rápidos" ao alcançarem os veículos "lentos".

O tempo de percurso do veículo "lento" ao longo daquela distância e seu comprimento podem ser obtidos a partir das curvas de velocidade média da Figura 2.7, apresentada anteriormente, no capítulo 2.

Com relação aos veículos "rápidos", adota-se a hipótese de que os mesmos conseguem manter, ao longo da rampa, uma velocidade aproximadamente constante. O DNER (1979) adota a hipótese de

que a velocidade média de tais veículos "rápidos" ao longo do dia - que abrangem os carros de passeio, os ônibus, os caminhões leves e os demais caminhões vazios - é constante ao longo da rampa e igual a 75 Km/h.

Conforme visto anteriormente no item 4.1.6.2, a velocidade média do fluxo, e conseqüentemente a velocidade média dos veículos "rápidos", decresce à medida que o volume bidirecional de tráfego aumenta. Quando se considera, no entanto, que o volume de tráfego pode variar significativamente ao longo das horas do dia, conclui-se que a velocidade média dos veículos "rápidos" pode se alterar a cada hora do dia, dependendo da intensidade do tráfego.

Como na grande maioria dos casos os altos volumes de tráfego devem ocorrer apenas nas horas de pico, na maior parte das horas do dia a velocidade média dos veículos "rápidos" é relativamente alta (igual ou superior a 80 km/h, em geral).

Assim, a velocidade média de 75 km/h adotada pelo DNER é razoável quando se considera que boa parte do fluxo, constituída pelos carros de passeio, consegue trafegar, em média ao longo do dia, com a mesma velocidade com que entra na rampa. O valor médio de 75 Km/h, no caso, se justifica pela consideração de que os caminhões leves, os ônibus e os caminhões vazios, que em geral não representam grande porcentagem do fluxo, podem sofrer uma certa redução de velocidade (que vai depender da extensão e da declividade da rampa em estudo), e que além disso, nas horas do dia em que o volume de tráfego é mais elevado, a velocidade média dos veículos rápidos decresce forçosamente.

A partir, então, da curva de variação da velocidade do caminhão carregado "lento" e da velocidade média dos veículos "rápidos" (adotada como constante e igual a 75 Km/h), poder-se-ia calcular a distância de acompanhamento dos veículos "lentos" pelos veículos "rápidos".

Entretanto, tendo em vista que, em média, os veículos "rápidos" alcançam os veículos "lentos" quando estes já atingiram, ou estão prestes a atingir a velocidade de sustentação, o cálculo pode ser simplificado (com erro limitado a 2%, segundo simulações feitas pelo DNER) ao se admitir já estar o veículo "lento" à velocidade de sustentação quando é alcançado pelo veículo "rápido" na rampa.

Neste caso, as distâncias de acompanhamento são calculadas pela seguinte expressão simplificada:

$$L_m = \frac{A_{du}}{T_1 - T_2}$$

onde:

L_m = distância média em que um veículo "rápido" acompanha um veículo "lento" na rampa em estudo (Km);

A_{du} = atraso diário médio de cada veículo "rápido" na rampa em estudo (h), sendo:

$$A_{du} = \frac{A_d}{VDM \times D_d \times P_r}$$

onde:

A_d = atraso diário real causado a todos os veículos "rápidos" que sobem a rampa;

D_d = fator de distribuição direcional do tráfego;

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

T_1 = tempo gasto por um veículo "lento" para percorrer um segmento da rampa em estudo com extensão de 1 Km, à velocidade de sustentação (h):

$$T_1 = \frac{1}{V_{\text{sust}} \text{ (km/h)}} \text{ (h)}$$

T₂ = tempo gasto por um veículo "rápido" para percorrer um segmento da rampa em estudo com extensão de 1 Km, à velocidade de 75 Km/h (h):

$$T_2 = \frac{1}{75} = 0,01333 \text{ (h)}$$

O atraso diário médio por veículo (T_{du}) é calculado dividindo-se o atraso total diário obtido para a rampa (conforme conceituação vista no quarto capítulo deste trabalho) pelo volume diário de veículos "rápidos". Este volume é obtido deduzindo-se do VDM da rodovia o volume correspondente aos caminhões carregados.

Assim, a fórmula de cálculo da distância média de acompanhamento resulta:

$$L_m = \frac{A_{du}}{\frac{1}{V_{\text{sust}}} - 0,01333} \text{ (km)}$$

5.3.1.2 Custos Operacionais Unitários Básicos

Na composição dos custos totais que oneram os usuários do sistema rodoviário do País, quase todos os componentes são, de uma forma ou de outra, dependentes do regime de operação dos veículos e das características geométricas e físicas das rodovias.

Existem vários modelos estabelecidos para determinação dos custos operacionais unitários relativos aos diferentes tipos de veículos fabricados no Brasil.

Os levantamentos conduzidos na Pesquisa do Inter-relacionamento dos Custos Rodoviários (PICR), por parte do GEIPOT (1982), permitiram o desenvolvimento de equações para previsão dos vários componentes dos custos de operação dos veículos em função das características das rodovias.

O DNER (1976) também desenvolveu seu Manual de Custo de Operação, que permite calcular os custos operacionais de veículos nacionais segundo os fatores condicionantes típicos.

Para determinar estes custos unitários (em geral calculados para uma extensão unitária de 1 Km), tais modelos, que estão entre os mais consagrados do País, consideram os seguintes itens de custos:

- Dependentes da velocidade:
 - consumo de combustíveis;
 - consumo de óleos lubrificantes.

- Dependentes da quilometragem:
 - desgaste dos pneus;
 - lubrificação e lavagem;
 - manutenção.

- Dependentes do tempo de percurso:
 - salário do motorista (ônibus e caminhão);
 - depreciação do veículo;

- remuneração do capital empregado na compra do veículo;
- licenciamento e seguros;
- administração e eventuais.

Em geral, tais custos unitários são determinados por tipo de veículo, para condições de operação em uma situação "ideal" da rodovia, representada por um trecho em nível, em tangente, pavimentado e em boas condições. A tal situação "ideal" corresponde uma velocidade padrão para o desempenho ótimo de cada veículo. O DNER (1979), a partir de curvas de desempenho determinadas para diferentes veículos, e tomando por base conclusões do "Plano Diretor Rodoviário - Região Sudeste", tem adotado os valores de 80 Km/h e 55 Km/h para as velocidades mais econômicas, respectivamente, dos automóveis e dos ônibus/caminhões vazios.

Toda vez que ocorrer alteração em determinada característica da rodovia que induza o veículo a desenvolver uma velocidade diferente da velocidade padrão, haverá acréscimos no seu custo operacional.

Como características da rodovia que levam à alteração do custo operacional podem ser citadas:

- Aclives e declives;
- Tipo e estado de conservação da superfície de rolamento;
- Curvas horizontais cujo raio exija redução de velocidade;
- Curvas verticais (lombadas e depressões);
- Resistências laterais (entradas e saídas de veículos na pista, etc);
- Pontes com largura reduzida.

Para as mencionadas condições "ideais", os custos unitários operacionais de diferentes veículos também podem ser consultados em publicações periódicas especializadas, como, por exemplo, a Revista Transporte Moderno. Estas publicações especializadas consideram, em geral, os mesmos itens de custos mencionados anteriormente e publicam valores atualizados mensalmente.

Os quadros 5.1, 5.2 e 5.3, apresentados a título de exemplo, contêm a composição dos custos operacionais unitários para os três tipos representativos de veículos considerados "rápidos" dentro do fluxo que trafega nas rampas ascendentes (automóvel, ônibus e caminhão médio) e são válidos para as citadas condições "ideais" de trecho rodoviário. Tais dados, que estão referidos à data-base de junho/91, foram obtidos da REVISTA CUSTOS & FRETES (1991), podendo-se observar que os custos unitários por quilômetro são determinados para uma dada utilização média mensal (em Km), que é própria de cada tipo de veículo.

No caso específico de uma rampa ascendente, as alterações em relação às condições "ideais" anteriormente referidas conduzem a acréscimos nos custos operacionais dos veículos que dependem basicamente da declividade do greide desta rampa e da velocidade média com que tais veículos trafegam ao longo da mesma. Evidentemente, tal velocidade média depende tanto da extensão como da declividade da rampa.

QUADRO 5.1

COMPOSIÇÃO DO CUSTO OPERACIONAL UNITÁRIO DE VEÍCULO DE PASSEIO (JUNHO/1991)

GOL CL	ÁLCOOL		VW	
0,008900		de depreciação a	2.048.805,18	18.234,37
0,008398		de remuneração de capital a	2.103.288,10	17.663,41
1/12		de licenciamento e seguro obrigatório	39.973,19	3.331,10
0,0992/12		de seguro do casco a	2.103.288,10	17.387,18
			Custo Fixo Mensal	56.616,06
0,145/30.000		de peças e material de oficina a	2.048.805,18	9,9026
4/45.000		de pneus, câmaras e recapagens a	18.106,30	1,6094
0,1140		litros de combustível a	113,00	12,8820
3,5/7.500		litros de óleo do cárter a	693,00	0,3234
0,0/0		litros de óleo do câmbio e diferencial a	782,89	0,0000
1/3.000		de lavagens e graxas a	4.543,24	1,5144
			Custo Variável/km	26.2318
Custo Mensal = 56.616,06 + (26,2318 x X)				
Custo/Quilômetro = (56.616,06 / X) + 26,2318 = Cr\$ 28,50/Km				
X = utilização média mensal = 25.000 km				

FONTE: REVISTAS CUSTOS & FRETES (1991)

QUADRO 5.2

COMPOSIÇÃO DO CUSTO OPERACIONAL UNITÁRIO DE ÔNIBUS RODOVIÁRIO (JUNHO/1991)

O 371 R	ÔNIBUS RODOVIÁRIO		MB	
0,007813		de depreciação a	30.736.294,97	240.142,67
0,006719		de remuneração de capital a	31.855.202,09	214.035,10
2,667		de salário de motorista e leis sociais a	91.330,51	243.578,47
1/12		de licenciamento e seguro obrigatório	198.004,78	16.500,40
0,1140/12		de seguro do casco a	31.855.202,09	302.624,42
			Custo Fixo Mensal	1.016.881,06
0,623/1.000.000		de peças e material de oficina a	30.736.294,97	19,1487
0,3760/15.000		de salários pes. ofi. e leis sociais a	50.603,90	1,2685
6/75.000		de pneus, câmaras e recapagens a	313.201,74	25,0561
0,3880		litros de combustível a	74,00	28,7120
15,0/10.000		litros de óleo do cárter a	693,00	1,0395
23,0/20.000		litros de óleo do câmbio e diferencial a	782,89	0,9003
			Custo Variável/Km	81,5332
Custo Mensal = 1.016.881,06 + (81,5332 x X)				
Custo/Quilômetro = (1.016.881,06 / X) + 81,5332 = Cr\$ 92,83/Km				
X = utilização média mensal, em quilômetros = 90.000 Km				

FONTE: REVISTAS CUSTOS & FRETES (1991)

QUADRO 5.3

COMPOSIÇÃO DO CUSTO OPERACIONAL UNITÁRIO DE CAMINHÃO MÉDIO (JUNHO/1991)

L-1214/48 CARGA SECA			MBB
0,008475	de depreciação a	16.478.096,32	139.651,87
0,007966	de remuneração de capital a	16.876.676,80	134.439,61
1,878	de salário de motorista e leis sociais a	67.986,92	127.679,44
1/12	de licenciamento e seguro obrigatório	149.451,71	12.454,31
0,0800/12	de seguro do casco a	16.876.676,80	112.511,18
Custo Fixo Mensal			526.736,41
2,500/1.000.000	de peças e material de oficina a	16.478.096,32	41,1952
0,3760/10.000	de salários pes. ofi. e leis sociais a	50.603,90	1,9027
6/100.000	de pneus, câmaras e recapagens a	146.226,81	8,7736
0,2774	litros de combustível a	74,00	20,5276
16,5/10.000	litros de óleo do cárter a	693,00	1,1435
10,3/20.000	litros de óleo do câmbio e diferencial a	782,89	0,4032
1/4.000	de lavagens e graxas a	15.276,51	3,8191
Custo Variável/Km			77,7649
Custo Mensal = 526.736,41 + (77,7649 x X)			
Custo/Quilômetro = (526.736,41 / X) + 77,7649 = Cr\$ 82,78/Km			
X = utilização média mensal, em quilômetros = 105.000 Km			

FONTE: REVISTAS CUSTOS & FRETES (1991)

No trabalho desenvolvido para estabelecer suas Instruções para Implantação de Terceiras Faixas, o DNER (1979), a partir do levantamento de preços e de valores para todos os insumos anteriormente citados, determinou os custos unitários operacionais de veículos típicos para as condições ideais de um trecho rodoviário (trecho em nível, percorrido à velocidade mais econômica). Considerando, então, as alterações de tais condições "ideais", ou seja, das condições de velocidade e de rampa, foram calculados pelo DNER os correspondentes acréscimos para os custos unitários operacionais originalmente determinados, traduzidos através de "comprimentos virtuais".

O processo de determinação dos "comprimentos virtuais" que traduzem os acréscimos nos custos operacionais dos veículos encontra-se sinteticamente conceituado no ANEXO B, ao final deste trabalho.

As Figuras 5.1, 5.2 e 5.3, anexas, elaboradas pelo autor para aplicação no presente trabalho, apresentam as curvas e respectivas equações que caracterizam as relações entre os custos unitários em função da velocidade e da declividade da

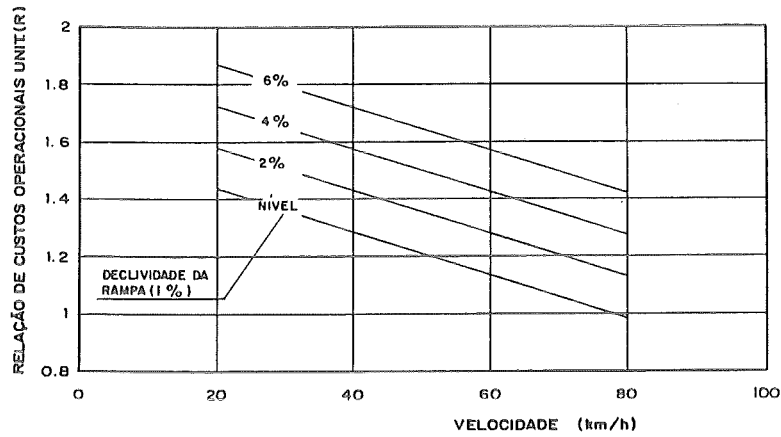


FIGURA 5.1 - RELAÇÃO DE CUSTOS OPERACIONAIS UNITÁRIOS PARA VEÍCULOS DE PASSEIO EM FUNÇÃO DA VELOCIDADE E DA DECLIVIDADE DE RAMPA ASCENDENTE.

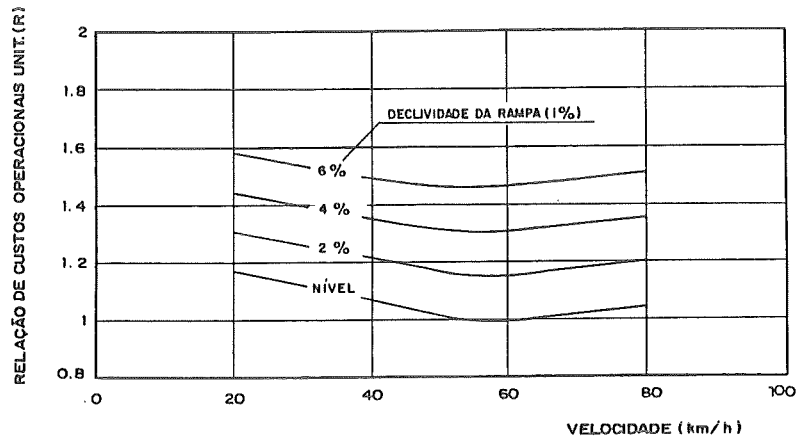


FIGURA 5.2 - RELAÇÃO DE CUSTOS OPERACIONAIS UNITÁRIOS PARA ÔNIBUS EM FUNÇÃO DA VELOCIDADE E DA DECLIVIDADE DE RAMPA ASCENDENTE.

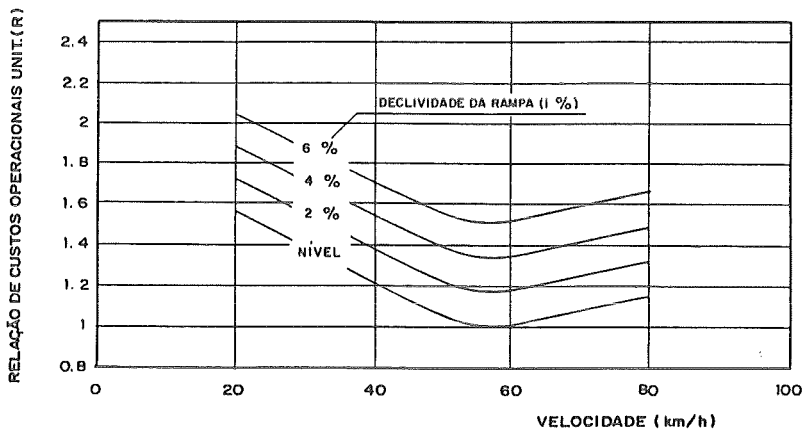


FIGURA 5.3 - RELAÇÃO DE CUSTOS OPERACIONAIS UNITÁRIOS PARA CAMINHÕES VAZIOS EM FUNÇÃO DA VELOCIDADE E DA DECLIVIDADE DE RAMPA ASCENDENTE.

rampa, respectivamente para veículos de passeio, ônibus e caminhões vazios. Tais curvas e equações foram obtidas por regressão linear, utilizando-se os custos unitários calculados pelo DNER para diferentes valores de declividade de greide e de velocidade média na rampa.

Conforme se pode verificar em tais figuras, os custos operacionais unitários referentes às condições "ideais" de trecho rodoviário (greide em nível e velocidade de operação mais econômica) são aqueles correspondentes à relação de custos igual à unidade. No caso dos veículos de passeio, para tais condições "ideais", a velocidade mais econômica, conforme já mencionado, é de 80 Km/h e, no caso dos ônibus e dos caminhões vazios, é de 55 Km/h.

Qualquer outra situação de declividade de greide e de velocidade média na rampa corresponderá a um custo operacional para o veículo típico superior àquele determinado para as condições "ideais", sendo a relação entre ambos dada pela ordenada correspondente.

Assim, por exemplo, na Figura 5.1, pode-se verificar que um veículo de passeio que esteja subindo uma rampa com declividade de 4%, atrás de um caminhão carregado cuja velocidade de sustentação seja 26 Km/h, vai ter um custo operacional unitário 1,68 vezes o custo operacional deste mesmo veículo de passeio deslocando-se por um trecho em nível, à velocidade de 80 Km/h.

O custo unitário de operação do veículo de passeio para a situação ideal pode ser obtido utilizando-se algum dos modelos anteriormente citados ou consultando-se publicação especializada.

As equações que caracteriam as relações entre os custos unitários, em função da velocidade e da declividade da rampa, por tipo de veículo, tomando-se como paradigma a situação "ideal", com greide em nível, percorrido à velocidade mais econômica, são as seguintes:

- Veículos de passeio

$$R_{VP} = 1,5822 + 0,0721 \cdot i - 0,0074 \cdot V_{VP}$$

onde:

R_{VP} = relação entre o custo operacional do veículo de passeio para a situação real considerada e o custo operacional para a situação ideal ($i = 0\%$ e V_{VPe} = velocidade mais econômica = 80 km/h);

i = declividade da rampa;

V_{VP} = velocidade real do veículo de passeio na rampa.

- Ônibus

a) Para $V_o \leq 55$ km/h

$$R_o = 1,2705 + 0,069 \cdot i - 0,0049 \cdot V_o$$

onde:

R_o = relação entre o custo operacional do ônibus para a situação real considerada e o custo operacional para a situação ideal ($i = 0\%$ e V_{Oe} = velocidade mais econômica = 55 km/h);

V_o = velocidade real do ônibus na rampa.

b) Para $V_o > 55$ km/h

$$R_o = 0,8402 + 0,0788 \cdot i + 0,0025 \cdot V_o$$

- Caminhão Vazio

a) Para $V_{CV} \leq 55$ km/h

$$R_{CV} = 1,9104 + 0,0801 \cdot i - 0,0174 \cdot V_{CV}$$

onde:

R_{CV} = relação entre o custo operacional do caminhão vazio para situação real considerada e o custo operacional para a situação ideal ($i = 0\%$ e V_{CVe} = velocidade mais econômica = 55 km/h);

V_{CV} = velocidade real do caminhão vazio na rampa.

b) Para $V_{CV} > 55$ km/h

$$R_{CV} = 0,54413 + 0,0844 \cdot i + 0,00763 \cdot V_{CV}$$

5.3.1.3 Cálculo da Redução dos Custos Operacionais dos Veículos "Rápidos"

O cálculo dos custos operacionais diários de todos os veículos "rápidos", quando se considera a inexistência da faixa adicional na rampa em estudo, deve ser efetuado multiplicando-se a extensão total de acompanhamento dos veículos "lentos" pelos volumes diários dos diferentes tipos de veículos "rápidos" que sobem a rampa e pelos respectivos custos operacionais unitários (determinados para o greide e para a velocidade média do veículo "lento" na rampa), conforme expressão a seguir:

$$COD_{VR/SFA} = L_m \cdot D_d \cdot (VDM_A \cdot COU_A + VDM_O \cdot COU_O + VDM_{CV} \cdot COU_{CV})$$

onde:

$COD_{VR/SFA}$ = custo operacional diário de todos os veículos "rápidos" quando a faixa adicional não está implantada na rampa;

D_d = fator de distribuição direcional do tráfego;

L_m = distância média em que um veículo "rápido" acompanha um veículo "lento" na rampa em estudo (Km);

VDM_A = volume diário médio de automóveis;

VDM_O = volume diário médio de ônibus;

VDM_{CV} = volume diário médio de caminhões vazios;

COU_A = custo operacional unitário dos automóveis, para greide "i" e velocidade média do veículo "lento" na rampa;

COU_O = custo operacional unitário dos ônibus, para greide "i" e velocidade média do veículo "lento" na rampa;

COU_{CU} = custo operacional unitário dos caminhões vazios, para greide "i" e velocidade média do veículo "lento" na rampa.

O cálculo dos custos operacionais diários de todos os veículos "rápidos", quando se considera a existência da faixa adicional na rampa em estudo, é efetuado de maneira análoga, considerando-se os custos operacionais unitários dos diferentes tipos de veículos "rápidos" para o mesmo greide, porém para a velocidade média dos veículos "rápidos" na rampa, ou seja, de 75 Km/h.

Assim:

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

onde:

$COD_{VR/CFA}$ = custo operacional diário de todos os veículos "rápidos" quando a faixa adicional está implantada na rampa;

COU'_A = custo operacional unitário dos automóveis, para greide "i" e velocidade de 75 Km/h;

COU'_O = custo operacional unitário dos ônibus, para greide "i" e velocidade de 75 Km/h;

COU'_{CV} = custo operacional unitário dos caminhões vazios, para greide "i" e velocidade de 75 Km/h.

A redução diária dos custos operacionais dos veículos "rápidos" pode ser então calculada pela diferença:

$$ROD_{VR} = COD_{VR/SFA} - COD_{VR/CFA}$$

$$ROD_{VR} = Lm \cdot D_d \cdot (VDM_A \cdot COU_{VP} + VDM_O \cdot COU_O + VDM_{CV} \cdot COU_{CV})$$

onde:

ROD_{VR} = redução diária dos custos operacionais dos veículos "rápidos" quando se implanta a faixa adicional.

Deve-se salientar que a redução diária dos custos operacionais calculada pela expressão anterior está levando em conta apenas os veículos "rápidos" que não conseguem ultrapassar os veículos "lentos" na rampa, pelo fato da distância média de acompanhamento "Lm" ser uma função do atraso diário real causado aos veículos "rápidos", conforme conceituado no item 5.3.1.1 deste capítulo.

A relação entre o atraso veicular real e a possibilidade de ultrapassagens na rampa foi definida no item 4.1.7.4 do capítulo quarto, com a correção aplicada ao atraso veicular teórico quando este é multiplicado pelo "fator de ultrapassagem - FU".

Os benefícios anuais correspondentes são obtidos multiplicando-se os benefícios diários pelo número de dias do ano:

$$B_{OP} = ROD_{VR} \times 365$$

sendo:

B_{OP} = benefícios anuais decorrentes da redução dos custos operacionais;

5.3.2 Benefícios por Redução do Tempo de Atraso dos Veículos "Rápidos"

5.3.2.1 Expressão de Cálculo dos Benefícios Anuais

Para calcular o benefício constituído pela economia de parte do tempo total perdido pelos veículos "rápidos", como decorrência da implantação de faixa adicional em uma rampa ascendente, é necessário, de início, determinar os correspondentes atrasos diário e anual referentes à situação da rampa sem a existência da faixa adicional, conforme metodologia conceituada no quarto capítulo deste trabalho.

De acordo com tal metodologia, vale lembrar que o atraso anual dos veículos rápidos vai se alterando ano a ano, conforme o crescimento do volume de tráfego misto (segundo as projeções

consideradas), sendo também influenciado pelas correspondentes alterações que ocorrem nas probabilidades de ultrapassagem (traduzidas por FU = fator de ultrapassagem).

Os benefícios anuais decorrentes da redução do atraso veicular podem ser, então, calculados pela seguinte expressão:

$$B_T = 365 \times A_d \times CHu \times R$$

onde:

B_T = benefícios (*) anuais decorrentes da redução do atraso causado pelos veículos "lentos" aos motoristas e passageiros dos automóveis e aos passageiros dos ônibus (Cr\$);

A_d = atraso diário total da frota total de veículos rápidos que sobe a rampa (h);

CHu = valor (custo) médio ponderado da hora perdida por veículos, considerando os motoristas de automóveis e os passageiros de automóveis e de ônibus (Cr\$);

R = fator adimensional que exprime a participação dos veículos "rápidos" que geram benefícios de redução de atraso (automóveis e ônibus) na frota total de veículos "rápidos" (que inclui caminhões vazios e à qual se refere o valor de A_d).

sendo:

$$R = \frac{Pa + o}{Pa + o + cv}$$

(*) Os benefícios de redução de tempo gerados por ônibus e caminhões vazios, no que se refere ao veículo e ao motorista, estão incorporados diretamente nos benefícios de redução de custos operacionais, conforme visto anteriormente.

onde:

$P_a + o$ = percentagem de veículos rápidos que geram benefícios (automóveis e ônibus);

$P_a + o + cv$ = percentagem total de veículos rápidos (automóveis, ônibus e caminhões vazios).

O custo médio ponderado da hora perdida por veículo, considerando os motoristas de automóveis e os passageiros de automóveis e de ônibus (CH_u), pode ser calculado por:

$$CH_u = \frac{CH_{ma} \times P_a + CH_{pa} \times P_a \times N_{pa} + CH_{po} \times P_o \times N_{po}}{(P_a + P_o)}$$

$$CH_u = \frac{P_a (CH_{ma} + CH_{pa} \times N_{pa}) + CH_{po} \times P_o \times N_{po}}{(P_a + P_o)}$$

onde:

CH_{ma} = custo unitário médio adotado para a hora dos motoristas de automóveis;

P_a = percentagem de automóveis no fluxo de tráfego;

CH_{pa} = custo unitário médio adotado para a hora dos passageiros de automóveis;

N_{pa} = número médio de passageiros por automóvel (excluído o motorista);

CH_{po} = custo unitário médio adotado para a hora dos passageiros de ônibus;

P_o = percentagem de ônibus no fluxo de tráfego;

N_{po} = número médio de passageiros por ônibus (excluído o motorista).

5.3.2.2 Fixação do Custo Horário dos Usuários

Os custos horários dos usuários - no caso, aqueles ocupantes dos veículos que geram benefícios de redução de atraso, quais sejam, os motoristas e passageiros dos automóveis e os passageiros dos ônibus - são representados pelo valor econômico do uso alternativo do seu tempo de viagem.

No caso do passageiro de ônibus, não se deve considerar a tarifa paga em cada viagem como seu custo financeiro direto, mas como a transferência aos operadores de parcela correspondente aos seus gastos operacionais.

Para que haja um benefício de redução de tempo, é necessário que o usuário tenha uso econômico alternativo para seus ganhos de tempo. Pode-se, entretanto, argumentar que os aspectos de conveniência, segurança e conforto, bem como a utilização dos ganhos do tempo em lazer e outras atividades, tenham valor econômico indireto.

Um outro enfoque para o valor monetário do tempo - que permite estabelecer o ganho de tempo em horas de forma monetária - é a tentativa de determinação do preço que o usuário estaria disposto a pagar pela redução de uma unidade do tempo de permanência na via de transporte, o qual depende da finalidade da viagem, do modo de transporte empregado e, evidentemente, da renda do usuário.

O fato é que, desconhecendo-se qual o valor das atividades alternativas disponíveis e passíveis de serem usufruídas pelos usuários de transportes, alguns órgãos técnicos, como a EBTU

(1981), calcados em recomendações internacionais - inclusive do Banco Mundial - para países em desenvolvimento, têm adotado o ganho real por hora como base para o valor do tempo ganho, limitando o benefício a 30% do tempo total ganho pela população economicamente ativa entre os usuários beneficiados, estimada em 50% do total dos passageiros. Tal ganho real é considerado com a agregação dos encargos sociais incidentes sobre o salário mensal utilizado, encargos estes adotados pela EBTU como de 95,02%.

A rigor, quando tais informações não existem, dever-se-ia efetuar uma pesquisa de renda dos usuários para a rodovia em estudo, a fim de que os benefícios relativos à redução dos atrasos pudessem ser adequadamente valorados. Neste sentido, aliás, há que se considerar que, em uma economia instável como a do Brasil, os indicadores de renda podem mostrar variações significativas ao longo dos anos, o que dificulta ainda mais a fixação do custo horário a ser adotado para o tempo do usuário.

A EBTU (1981) adota como renda média mensal para passageiros de ônibus e de automóvel o valor correspondente a 3,5 salários mínimos e, para o proprietário (motorista) de automóvel, 10 salários mínimos; considera, entretanto, apenas 50% do tempo total computado, como sendo da parcela da população economicamente ativa.

O número médio de horas efetivamente trabalhadas por mês pode ser adotado como igual a 166, resultado do seguinte cálculo do número de dias úteis existentes em um ano:

- Número de dias do ano365
- Número de dias de férias30
- Número de feriados (9 oficiais, 1 estadual e 1 municipal)11

- Número de faltas justificadas (inclusive no aviso prévio)4
- Número de domingos (4 estão computados nas férias)48
- Número de dias úteis por ano272

Dos 272 dias úteis calculados, computam-se, em 224 deles, 8 horas diárias de trabalho, das 2^{as} às 6^{as} feiras, e de apenas 4 horas diárias, em 48 sábados, resultando, pois, o total de 1.984 horas/ano, ou aproximadamente 166 horas úteis por mês.

Assim, se seguidos os valores adotados pela EBTU (1981), a equação de cálculo do custo médio ponderado da hora perdida por veículo pode ser simplificada para:

$$CH_u = \frac{P_a \{ (30\% \times 1,9502 \times 10 \text{ SM} / 166) + (30\% \times 1,9502 \times 3,5 \text{ SM} / 166) \times N_{pa} \}}{(P_a + P_o)} +$$

$$+ \frac{30\% \times 1,9502 \times 3,5 \text{ SM} / 166 \times P_o \times N_{po}}{(P_a + P_o)}$$

$$CH_u = \frac{P_a (0,0352 + 0,0123 \times N_{pa}) + 0,0123 \times P_o \times N_{po}}{(P_a + P_o)} \text{ . SM}$$

5.3.3 Benefícios por Redução de Acidentes

É bastante conhecida a gravidade da situação da malha rodoviária brasileira quanto ao elevado número de acidentes de diferentes naturezas que nela ocorrem.

Tais acidentes representam grande ônus para o País, em decorrência dos grandes prejuízos materiais e, especialmente, humanos que ocasionam, envolvendo ferimentos, invalidez ou morte dos acidentados.

A ocorrência de acidentes nas rodovias pode ter como causa a falha do motorista, problemas com o veículo, deficiências existentes na via ou ainda uma combinação desses fatores. As condições meteorológicas também podem contribuir para a ocorrência de acidentes, sendo sua influência, no entanto, maior ou menor, em função do comportamento do motorista, do desempenho do veículo em situações de pista molhada e das condições da rodovia.

Em rampas íngremes e extensas, a combinação da redução de velocidade imposta pelos veículos pesados aos veículos leves, com elevados volumes de tráfego e poucas oportunidades de ultrapassagem, conduz à formação de filas que geram, além do atraso para os veículos mais rápidos, impaciência e desconforto de dirigir.

Tal situação aumenta a tendência dos motoristas dos veículos leves em assumir riscos crescentes para efetuar ultrapassagens em circunstâncias desfavoráveis, perigosas e, portanto, com alto potencial de gerar acidentes. Existe ainda o agravante de que acidentes nestas condições tendem a assumir a forma mais grave de colisões frontais ou de capotamentos.

Assim, uma grande porcentagem desses acidentes são fatais ou não fatais com feridos graves; os acidentes que apresentam apenas danos materiais, embora ocorram em certos casos, correspondem, em geral, a uma porcentagem inferior aos demais.

Dentre as melhorias executadas em rodovias com a finalidade de reduzir acidentes, sem dúvida, a implantação de faixas adicionais é uma das que conseguem alcançar os resultados almejados.

A abordagem descrita a seguir restringe-se a uma tentativa de obtenção de indicadores básicos da influência dos acidentes e dos benefícios gerados por sua redução quando se implanta a faixa adicional em uma rampa ascendente.

5.3.3.1 Estatísticas de Acidentes

5.3.3.1.1 Alguns dados obtidos no Brasil

- Fonte: DNER

No trabalho desenvolvido para a elaboração de suas Instruções para Implantação de Terceiras Faixas, o DNER (1979) compilou, a título de exemplo, dados de acidentes referentes a um dos trechos rodoviários onde foram realizadas as pesquisas de campo em 1978 (trecho Imbituva-Vila Guará da BR-277/PR), com extensão de 89 Km. Destes, cerca de 32 Km têm greide acima de 3% sem faixa adicional, sendo que 6 Km abrangem dez rampas com extensão inferior mínima recomendada (pelo critério DNER) para a implantação de faixa adicional. Daí decorre que as rampas que potencialmente necessitam de faixa adicional totalizam 26 Km.

O Quadro 5.4, a seguir, apresenta um resumo do número de acidentes ocorridos nos referidos 26 Km de segmentos em rampa no citado trecho rodoviário. Essa estatística baseia-se em dados da Seção de Transitometria do 9º DRF do DNER, para o ano de 1976.

Observa-se que 16 acidentes em 37, ou seja, 43%, foram devidos a ultrapassagens (convencionais, em curva ou

forçadas), muitos dos quais seriam potencialmente eliminados caso existisse uma faixa adicional.

QUADRO 5.4
Estatística de Acidentes em Diversos Segmentos em
rampa na BR-277/PR, Imbituva-Vila Guará (1976)

Greide (%)	N de Rampas	Extensão (Km)	N de Acidentes		
			Por Ultra passagem	Sem Ultra passagem	Total
3,5 - 4,5	5	5,9	3	2	5
4,5 - 5,5	8	10,2	6	10	16
5,5 - 6,5	13	9,9	7	9	16
TOTAL	26	26,0	16	21	37

FONTE: DNER (1979)

Para fins de avaliao de custos de acidentes, deve ser ressaltado que nem todos os acidentes por ultrapassagem nessas rampas seriam eliminados em decorrência da construo de faixas adicionais.

- Fonte: DER/SP

O DER/SP, através de trabalho de autoria do Eng João Nilton Ramos de CASTRO (1975), procedeu  análise de dados de acidentes de tráfego nas rodovias paulistas, referentes ao ano de 1975.

Neste trabalho, o autor apresenta um gráfico, reproduzido na Figura 5.4, com uma curva de correlao de funo linear entre os índices de acidentes (I_a) e os volumes diários médios anuais (VDM) registrados em rodovias de pista simples com e sem faixas adicionais de subida, para o qual foi obtido um coeficiente de correlao igual a 0,83. Na Figura 5.5,  reproduzida outra curva de correlao com funo exponencial, entre o ndice de vítimas (I_v) e o VDM registrados em rodovias de pista simples com e sem faixas adicionais de subida, e para a qual foi obtido um ndice de correlao de 0,69.

Salienta-se que os Índices de acidentes (Ia) e de vítimas (Iv) representam, respectivamente, as probabilidades de ocorrência de acidentes de quaisquer natureza e de vítimas por 106 e 108 Km percorridos.

Nas curvas da Figura 5.4, nota-se que os trechos com faixas adicionais de subida não só aumentaram a capacidade viária (fluidez), como também tiveram desempenho favorável quanto à segurança, por evitarem tentativas arriscadas de ultrapassagem que normalmente aconteceriam se elas não existissem.

Os resultados da pesquisa referem-se a um total de 166,21 Km de trechos com faixas adicionais, cujos principais dados encontram-se resumidos no Quadro 5.5.

5.3.3.1.2 Alguns dados do Exterior

Conforme estudos desenvolvidos nos Estados Unidos, por KAUB & BERG (1988), o aumento de oportunidades de ultrapassagens gerado pela implantação de faixas adicionais proporciona uma redução da ordem de 25% no índice de acidentes das rodovias.

Em tais estudos, foram utilizados os seguintes dados de acidentes publicados pela "Federal Highway Administration"-FHA e pelo "National Safety Council" - NSC, dos Estados Unidos, contendo a distribuição, por ano e por gravidade, em rodovias de duas faixas:

TIPOS DE ACIDENTES	TOTAL/ANO
com vítimas	7.469
com feridos	148.591
com danos materias	1.578.800
TOTAL	1.734.860

QUADRO 5.5
RESUMO GERAL DOS DADOS DE ACIDENTES PARA RODOVIAS
PAULISTAS DE PISTAS SIMPLES COM FAIXAS ADICIONAIS (1975)

VDM	Extensão (Km)	EXTENSÃO x VDM x 365	ACIDENTES (A)	ACIDENTES C/ MORTES (Am)	ACIDENTES C/VÍTIMAS (Av)	MORTOS (M)	FERIDOS (E)	VÍTIMAS (V)	ÍNDICE					
									Ia	Im	Iav	I _M	Iv	If
1.320	0,72	346.896	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-
2.789	23,65	24.074.665	23	1	6	1	15	16	0,96	4,15	24,92	4,15	66,46	2,67
3.621	35,58	46.661.206	30	2	19	3	43	46	0,71	4,29	40,72	6,43	98,58	2,42
4.458	29,38	47.804.036	38	2	15	2	32	34	0,63	4,18	31,38	4,18	71,12	2,27
5.898	20,69	44.542.822	65	3	30	4	70	74	1,46	6,74	67,35	8,98	166,13	2,47
6.529	43,06	102.617.612	85	2	45	2	138	140	0,83	1,95	43,83	1,95	136,43	3,11
9.550	1,98	6.622.925	13	0	5	0	13	13	1,96	0	75,50	0	196,29	2,68
10.584	11,31	43.692.854	77	3	25	3	43	46	1,76	6,87	57,22	6,87	105,28	1,84
5.215,00	166,21	316.363.016	326	13	145	15	354	369	1,03	4,11	45,83	4,74	116,64	2,54

FONTE: CASTRO, J.M.R. (1975)

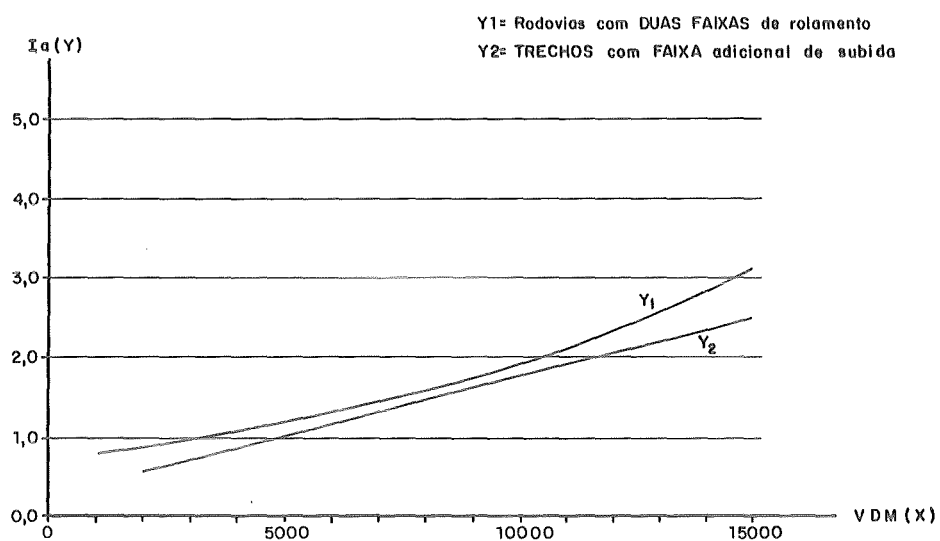


FIGURA 5.4 - VARIAÇÃO DO ÍNDICE DE ACIDENTES EM FUNÇÃO DO VDM EM RODOVIAS PAULISTAS (1975)

FONTE: CASTRO N.R. (1975)

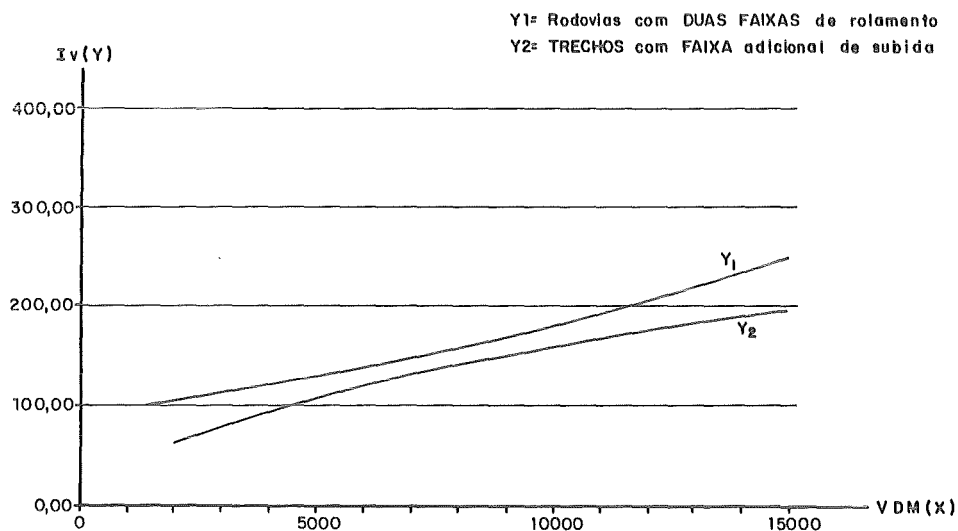


FIGURA 5.5 - VARIAÇÃO DO ÍNDICE DE VÍTIMAS EM FUNÇÃO DO VDM EM RODOVIAS PAULISTAS (1975)

FONTE: CASTRO N.R. (1975)

KAUB & BERG (1988) citam ainda estudos desenvolvidos pelo Instituto Franklin de Pesquisas Laboratoriais dos Estados Unidos, que concluíram que aproximadamente 10% dos acidentes nas rodovias de pista simples estão relacionados às manobras de ultrapassagem, estimando-os, portanto, em 173.486 acidentes/ano.

HARDWOOD et al (1988) reuniram, em seu trabalho, dados sobre pesquisas levadas a efeito para avaliar a redução de acidentes em decorrência da implantação de faixas adicionais, conforme se resume a seguir. Rindi, com base em estudos desenvolvidos na Califórnia abrangendo 23 locais, encontrou uma redução de 11% a 27% no índice de acidentes devido à implantação de faixas adicionais em trechos planos, ondulados e montanhosos de rodovias. HARDWOOD et al (1985) demonstraram uma redução de 9% no número total de acidentes e 17% nos acidentes com mortos e feridos, com base em dados de 22 locais analisados em quatro Estados norte-americanos. Voorhess observou, na Grã-Bretanha, uma redução de 13% nos acidentes em rodovias onde foram implantadas faixas adicionais. Hardwood et al (1988), avaliando a segurança em 9 pequenos trechos com seções de 4 faixas em três Estados norte-americanos, encontraram uma diminuição de 34% no índice total de acidentes e de 43% no índice de acidentes com feridos e vítimas fatais, em relação às rodovias de pista simples.

O Quadro 5.6 sintetiza os índices relativos de acidentes encontrados em estudos recentes de implantação de faixas adicionais de ultrapassagem e segmentos curtos de 4 faixas, exprimindo as relações esperadas para os casos de implantação dessas melhorias.

QUADRO 5.6
ÍNDICES RELATIVOS DE ACIDENTES PARA
ALTERNATIVAS DE MELHORIAS

ALTERNATIVA	ACIDENTES	
	TOTAL	COM FERIDOS E MORTOS
Rodovia convencional de 2 faixas	1,00	1,00
Trechos com faixas adicionais de ultrapassagem	0,75	0,70
Trechos curtos com 4 faixas	0,65	0,60

Fonte: HARDWOOD et al (1988)

5.3.3.2 Custos Devidos a Acidentes

Não existem dados significativos no Brasil sobre os custos de acidentes no sistema rodoviário nacional, o que leva os organismos rodoviários e os pesquisadores brasileiros a utilizar, sempre com a devida cautela, a ordem de grandeza dos valores determinados em outros países.

O DNER (1988), ao desenvolver um modelo de programa para aumento da segurança de trânsito nas rodovias federais, estabeleceu uma metodologia que prevê as seguintes estimativas de custo médio unitário por acidente:

- com morte : US\$ 36.163,00;
- com feridos : US\$ 9.292,00;
- apenas com danos materias : US\$ 3.916,00;
- média geral (por acidente) : US\$ 7.919,00.

Segundo o DNER (1988), com base em tais custos, os acidentes ocorridos na rede rodoviária federal no ano de 1986, em número

de 71.341, representaram perdas econômicas superiores a US\$ 510 milhões, sem levar ainda em conta as perdas de vidas humanas.

É importante salientar que os custos de acidentes determinados em vários trabalhos estrangeiros não devem levar à interpretação de que ferimentos ou perdas de vidas humanas possam ser perfeitamente contabilizados ou que lhes possa ser atribuído um valor financeiro exato. Tais custos representam apenas conseqüências econômicas diretas tangíveis dos acidentes (por exemplo, assistência médico-hospitalar, enterro, reparo de danos materiais, etc.) e não incluem efeitos tão intangíveis como sofrimentos físicos, psicológicos e perdas familiares. Não estão também incluídos os prejuízos decorrentes da cessação, temporária ou definitiva, da percepção de rendimentos ou lucros, que constituem custos indiretos controversos, sendo por vezes incluídos nas estimativas dos custos de acidentes.

5.3.3.3 A Dificuldade em Estabelecer Benefícios Econômicos Diretos Decorrentes da Redução de Acidentes em Rodovias Brasileiras

Os benefícios econômicos totais gerados em uma rampa, acumulados ao longo da vida útil da faixa adicional e descontados para o ano 0, decorrentes da esperada redução de acidentes em conseqüência da construção deste tipo de melhoria, são função direta do custo médio ponderado dos acidentes, do número de acidentes por quilômetro de rampa que se estima poderão ser eliminados pela construção da faixa adicional e da extensão da rampa em foco, sendo necessário estimar ainda a taxa de crescimento anual dos acidentes.

No Brasil, é marcante, no entanto, a carência de dados e de conceitos relativamente precisos quanto ao número de acidentes efetivamente decorrentes de ultrapassagens indevidas em rampas

ascendentes, quanto à sua distribuição por nível de gravidade e especialmente quanto à fixação do seu custo direto para cada nível.

Algumas estimativas feitas no Exterior, tomando por base dados relativos à distribuição e à taxa de crescimento de acidentes segundo os níveis de gravidade, bem como à redução de acidentes prevista com a implantação das faixas adicionais, indicam uma ordem de grandeza de 10% a 20% dos custos de construção para os benefícios totais a serem auferidos ao longo da sua vida útil.

Entretanto, uma vez que tais estimativas levam em conta dados de acidentes e valores característicos das condições próprias de diferentes países, as mesmas não podem ser utilizadas no Brasil sem que se desenvolvam pesquisas sobre acidentes para casos específicos de rampas ascendentes, através das quais possam ser estabelecidos valores médios para o número de acidentes por quilômetro de rampa e custos por nível de gravidade dos mesmos.

Assim, embora em muitos casos seja perceptível a contribuição dos benefícios por redução de acidentes à viabilidade econômica da faixa adicional, a carência de dados e conceitos precisos quanto ao número de acidentes devidos a ultrapassagens em rampas, à sua distribuição por nível de gravidade e ao seu custo não possibilita, de momento, a utilização desse critério para as condições brasileiras.

5.4 CUSTOS (INVESTIMENTOS) DE IMPLANTAÇÃO DE FAIXA ADICIONAL

Os custos de construção de uma faixa adicional variam em função de diversos fatores, que são específicos para cada caso, tais como: topografia, geotecnia, disponibilidade de materiais e distâncias respectivas de transporte, seção transversal adotada, eventual necessidade de reforço ou demolição da estrutura do acostamento, drenagem, sinalização, defensas, eventuais desapropriações e outros itens afins, aos quais acrescentam-se os custos do projeto de engenharia e da supervisão da construção.

Conforme já se comentou anteriormente, os custos de manutenção requeridos pela implantação de faixa adicional podem ser considerados como custos marginais, e não necessitam ser considerados na avaliação econômica.

Conforme também já se conceituou anteriormente, a avaliação econômica deve permitir a análise de diferentes alternativas de melhorias, às quais correspondem diferentes níveis de investimento, a fim de que seja possível encontrar a solução economicamente mais viável ou, quando houver o cotejo entre algumas boas alternativas, aquela que, sob este ponto de vista, seja mais atrativa.

Nesta análise, obviamente, passa a ser relevante se a implantação da faixa adicional corresponde ao alargamento de uma rodovia já existente ou se será incluída como parte integrante na construção de uma rodovia nova.

Na análise das possíveis alternativas de intervenção para implantação da faixa adicional em rodovias existentes, podem ser consideradas soluções mais econômicas, que correspondam a um simples reforço do acostamento existente, até outras, mais completas, que envolvam a construção de uma nova faixa extra com acostamento, implicando, às vezes, na demolição do

acostamento existente bem como na completa reconstrução dos dispositivos laterais de drenagem.

Evidentemente, a solução de simples reforço do acostamento para sua utilização como faixa adicional em rampas ascendentes deve ser considerada apenas em casos excepcionais e cuidadosamente estudada, a fim de que possam ser garantidas condições mínimas de segurança à via no trecho correspondente.

O primeiro aspecto importante a ser analisado é a largura do acostamento existente, que em geral é inferior à largura normal de uma faixa de tráfego (3,50 m). Dependendo de tal largura, é inevitável o alargamento da base do acostamento, desde que, evidentemente, a mesma se apresente em boas condições e possa ser aproveitada. Muitas vezes, no entanto, tal acostamento, além de não estar em boas condições, é estruturalmente muito fraco, o que leva a que seja considerada a sua demolição para implantação da faixa adicional.

Nestes casos, ainda é importante, para as condições de segurança da via, a implantação de sinalização horizontal e vertical adequadas, a fim de prevenir o usuário acerca da restrição de falta de acostamento. É desejável, neste sentido, que possa ser implantada uma faixa de segurança, de largura mínima de 0,50 m, adjacente à faixa adicional, que permita a acomodação restrita de um caminhão, em caso de quebra, e que também possa contribuir para a contenção do pavimento.

Na Figura 5.6, são apresentados exemplos de esquemas alternativos de melhorias para implantação de faixas adicionais, considerando a situação de uma via nova (indicada pelo número 1) e as situações de via existente com e sem acostamento (2 e 3, respectivamente).

As proposições consideram três situações para a faixa adicional: com acostamento, sem acostamento e com faixa de segurança.

SITUAÇÃO	SITUAÇÃO NORMAL - PISTA SIMPLES	SITUAÇÃO PROPOSTA DE FAIXA ADICIONAL	
		ALTERNATIVA A	ALTERNATIVA B
1	<p>RODOVIA NOVA A IMPLANTAR (COM ACOSTAMENTO)</p>	<p>COM ACOSTAMENTO</p>	<p>COM FAIXA DE SEGURANÇA</p>
2	<p>RODOVIA EXISTENTE COM ACOSTAMENTO</p>	<p>COM ACOSTAMENTO</p>	<p>COM FAIXA DE SEGURANÇA</p>
3	<p>RODOVIA EXISTENTE SEM ACOSTAMENTO</p>	<p>COM FAIXA DE SEGURANÇA</p>	<p>SEM ACOSTAMENTO</p>

FIGURA 5.6 - EXEMPLOS DE ESQUEMAS ALTERNATIVOS DE MELHORIAS PARA IMPLANTAÇÃO DE FAIXAS ADICIONAIS.

Os quadros 5.7 a 5.12, anexos, mostram, a título de exemplo, dados de quantitativos e preços unitários que entram na composição dos custos diretos de implantação de faixa adicional, por quilômetro, para os casos das melhorias esquematizadas na Figura 5.6. Todos os custos unitários foram extraídos da Tabela de Preços Unitários do DER/SP e estão referidos à data-base de junho de 1991.

O Quadro 5.7 apresenta o resumo dos custos orçados, por quilômetro, para implantação de faixa adicional, de acordo com cada um dos casos exemplificados na Figura 5.6.

Os quadros 5.8, 5.9 e 5.10 apresentam a discriminação e os quantitativos de serviços, com os correspondentes preços unitários, para construção, respectivamente, de 1 Km de faixa adicional com largura de rolamento de 3,50 m, 1 Km de acostamento de 1,50 m de largura e 1 Km de acostamento de 2,50 m de largura. O Quadro 5.11 apresenta os quantitativos e preços unitários para o caso de 1 km de faixa adicional com largura de 3,50 m e com faixa de segurança de 0,50 m.

O Quadro 5.12 apresenta a discriminação e os quantitativos de serviços, com os respectivos preços unitários, para demolição e remoção de 1 Km de acostamento.

Deve-se salientar que o custo para execução das obras relativas à situação 1-A foi obtido subtraindo-se do custo de implantação da faixa adicional com largura de 3,50 m (Quadro 5.8) o custo de construção de acostamento com largura de 2,50 m (Quadro 5.10), uma vez que tal alternativa implica em deixar de construir este acostamento na nova rodovia. De forma análoga, o custo da situação 1-B foi obtido subtraindo-se do custo da faixa adicional com faixa de segurança de 0,5 m (Quadro 5.11) o custo de construção de acostamento com largura de 2,50 m.

Para fins de composição desses custos, foi adotado um pavimento tipo adequado para um tráfego pesado, considerando 50% do volume de terraplenagem em aterro e 50% em corte. A altura

QUADRO 5.7 - QUADRO-RESUMO DE CUSTOS DE IMPLANTAÇÃO DE FAIXAS ADICIONAIS PARA DIFERENTES ALTERNATIVAS DE MELHORIAS

CONSTRUÇÃO DE FAIXA ADICIONAL			
QUADRO COMPARATIVO DE CUSTOS POR KM			
Data-base : junho / 91			
SITUAÇÃO	DESCRIÇÃO DOS SERVIÇOS	(Cr\$/Km)	(US\$)
1-A	Implantar Faixa Adicional com Acostamento em Rodovia Nova com Acostamento	36.638.114,50	123.103,67
1-B	Implantar Faixa Adicional com Faixa de Segurança em Rodovia Nova com Acostamento	24.846.085,00	83.482,58
2-A	Implantar Faixa Adicional com Acostamento em Rodovia Existente com Acostamento	69.151.049,50	232.346,78
2-B	Implantar Faixa Adic. com Faixa de Segurança em Rodovia Existente com Acostamento	57.359.020,00	192.725,69
3-A	Implantar Faixa Adic. com Faixa de Segurança em Rodovia Existente sem Acostamento	55.876.420,00	187.744,17
3-B	Implantar Faixa Adic. em Rodovia Existente s/Acostamento	49.070.810,50	164.877,40

OBS.: Dólar Oficial Médio de junho/91 = Cr\$ 297,62

QUADRO 5.8 - QUANTITATIVOS DE SERVIÇOS E PREÇOS PARA CONSTRUÇÃO DE 1 KM DE FAIXA DE ROLAMENTO COM LARGURA DE 3,50 m

CONSTRUÇÃO DE FAIXA DE ROLAMENTO COM LARGURA DE 3,50 m					
Quadro de Quantitativos e Preços					
Data-base : junho / 91					
ITEM	DESCRIÇÃO DOS SERVIÇOS	UNID.	QUANTIDADE	PREÇO UNITARIO (Cr\$)	PREÇO GLOBAL (Cr\$/Km)
01	TERRAPLENAGEM				
01.01	Limpeza do Terreno	m ²	3.500,00	30,30	106.050,00
01.04.01	Escavação 1ª categoria	m ³	10.950,00	754,00	8.256.300,00
01.06	Compactação aterro 95% PS	m ³	8.750,00	197,00	1.723.750,00
01.08.01.01	Transporte ate 1 Km	m ³ /Km	5.475,00	280,00	1.533.000,00
TOTAL DO ITEM 1					11.619.100,00
02	PAVIMENTAÇÃO				
02.01.02	Remoção Pav. Existente	m ²	3.500,00	92,30	323.050,00
02.02.01	Melhoria Subleito 100% PS	m ²	2.100,00	905,00	1.900.500,00
02.03.01	Ref. Subleito - Escavado	m ²	2.100,00	310,00	651.000,00
02.03.02	Ref. Subleito - Transp. 3 Km	m ²	2.100,00	327,00	686.700,00
02.03.03.02	Ref. Subleito Comp. 100% PI	m ²	700,00	17.100,00	11.970.000,00
02.06.05	Brita Graduada	m ²	262,50	26.700,00	7.008.750,00
02.06.08	Macadame Betuminoso	m ²	3.500,00	152,00	532.000,00
02.07.01	Imprimação Impermeabilizante	m ²	3.500,00	97,20	340.200,00
02.07.02	Imprimação Ligante	m ²	175,00	25.800,00	4.515.000,00
02.08.02	Tratamento Superficial Duplo	m ²		40.200,00	7.035.000,00
02.11.01	Cam. Rol. Concret. Bet. Gr" C"	m ²			
TOTAL DO ITEM 2					30.447.200,00
03	OBRAS DE ARTE E DRENAGEM				
03.01	Porcentagem sobre o total da obra (15%)		,15	42.670.270,00	6.400.540,50
TOTAL DO ITEM 3					6.400.540,50
04	SERVIÇOS PRELIMINARES E COMPLEMENTARES				
04.03.01.01.02	Sinal Ver. CA 1010+WA	m	5,50	37.900,00	208.450,00
04.03.01.03.03	Sinal Ver. Fglass/FTO	m	2,79	33.000,00	92.070,00
04.03.02.04	Sinal Horizontal Spray	m	37,50	4.140,00	155.250,00
04.03.02.05	Sinal Horizontal Extrusao	m	20,00	7.410,00	148.200,00
04.06.01	Demolição de Concreto S.	m ³			
TOTAL DO ITEM 4					603.970,00
TOTAL GERAL DOS ITENS					49.070.810,50

FONTE : T.P.U. DO DER/SP

QUADRO 5.9 - QUANTITATIVOS DE SERVIÇOS E PREÇOS PARA CONSTRUÇÃO DE 1 KM DE ACOSTAMENTO COM LARGURA DE 1,50 m

CONSTRUÇÃO DE ACOSTAMENTO COM LARGURA DE 1,50 m					
Quadro de Quantitativos e Preços				Data-base : junho / 91	
ITEM	DESCRIÇÃO DOS SERVIÇOS	UNID.	QUANTIDADE	PREÇO UNITÁRIO (Cr\$)	PREÇO GLOBAL (Cr\$/Km)
01	TERRAPLENAGEM				
01.01	Limpeza do Terreno	m ²	1.500,00	30,30	45.450,00
01.04.01	Escavação 1ª categoria	m ³	4.690,00	754,00	3.536.260,00
01.06	Compactação aterro 95% PS	m ³	3.750,00	197,00	738.750,00
01.08.01.01	Transporte ate 1 Km	m ³ /Km	2.345,00	280,00	656.600,00
TOTAL DO ITEM 1					4.977.060,00
02	PAVIMENTAÇÃO				
02.01.02	Remoção Pav. Existente	m ²	1.500,00	92,30	138.450,00
02.02.01	Melhoria Subleito 100% PS	m ²	900,00	905,00	814.500,00
02.03.01	Ref. Subleito - Escavado	m ²	900,00	310,00	279.000,00
02.03.02	Ref. Subleito - Transp. 3 Km	m ²	900,00	327,00	294.300,00
02.03.03.02	Ref. Subleito Comp. 100% PI	m ²	300,00	17.100,00	5.130.000,00
02.06.05	Brita Graduada	m ²	112,50	26.700,00	3.003.750,00
02.06.08	Macadame Betuminoso	m ²	1.500,00	152,00	228.000,00
02.07.01	Imprimação Impermeabilizante	m ²	1.500,00	97,20	145.800,00
02.07.02	Imprimação Ligante	m ²	45,00	25.800,00	1.161.000,00
02.08.02	Tratamento Superficial Duplo	m ²		40.200,00	
02.11.01	Cam. Rol. Concret. Bet. Gr"C"	m ²			
TOTAL DO ITEM 2					11.194.800,00
03	OBRAS DE ARTE E DRENAGEM				
03.01	Porcentagem sobre o total da obra (15%)		,15	16.171.860,00	2.425.779,00
TOTAL DO ITEM 3					2.425.779,00
04	SERVIÇOS PRELIMINARES E COMPLEMENTARES				
04.03.01.01.02	Sinal Ver. CA 1010+WA	m ²		37.900,00	
04.03.01.03.03	Sinal Ver. Fglass/FTO	m ²		33.000,00	
04.03.02.04	Sinal Horizontal Spray	m ²		4.140,00	
04.03.02.05	Sinal Horizontal Extrusão	m ²		7.410,00	
04.06.01	Demolição de Concreto S.	m ²			
TOTAL DO ITEM 4					
TOTAL GERAL DOS ITENS					18.597.639,00

FONTE : T.P.U. DO DER/SP

QUADRO 5.10 - QUANTITATIVOS DE SERVIÇOS E PREÇOS PARA CONSTRUÇÃO DE 1 KM DE ACOSTAMENTO COM LARGURA DE 2,50 m

CONSTRUÇÃO DE ACOSTAMENTO COM LARGURA DE 2,50 m					
Quadro de Quantitativos e Preços				Data-base : junho / 91	
ITEM	DESCRIÇÃO DOS SERVIÇOS	UNID.	QUANTIDADE	PREÇO UNITÁRIO (Cr\$)	PREÇO GLOBAL (Cr\$)
01	TERRAPLENAGEM				
01.01	Limpeza do Terreno	m ²	2.500,00	30,30	75.750,00
01.04.01	Escavação 1ª categoria	m ³	7.850,00	754,00	5.918.900,00
01.06	Compactação aterro 95% PS	m ³	6.250,00	197,00	1.231.250,00
01.08.01.01	Transporte até 1 Km	m ³ /Km	3.925,00	280,00	1.099.000,00
TOTAL DO ITEM 2					8.324.900,00
02	PAVIMENTAÇÃO				
02.01.02	Remoção Pav. Existente	m ²	2.500,00	92,30	230.750,00
02.02.01	Melhoria Subleito 100% PS	m ²	1.500,00	905,00	1.357.500,00
02.03.01	Ref. Subleito - Escavado	m ²	1.500,00	310,00	465.000,00
02.03.02	Ref. Subleito - Transp. 3 Km	m ²	1.500,00	327,00	490.500,00
02.03.03.02	Ref. Subleito Comp. 100% PI	m ²	500,00	17.100,00	8.550.000,00
02.06.05	Brita Graduada	m ²	187,50	26.700,00	5.006.250,00
02.06.08	Macadame Betuminoso	m ²	2.500,00	152,00	380.000,00
02.07.01	Imprimação Impermeabilizante	m ²	2.500,00	97,20	243.000,00
02.07.02	Imprimação Ligante	m ²	75,00	25.800,00	1.935.000,00
02.08.02	Tratamento Superficial Duplo	m ²		40.200,00	
02.11.01	Cam. Rol. Concret. Bet. Gr" C"	m ²			
TOTAL DO ITEM 2					18.658.000,00
03	OBRAS DE ARTE E DRENAGEM				
03.01	Porcentagem sobre o total da obra (15%)		,15	26.982.900,00	4.047.435,00
TOTAL DO ITEM 3					4.047.435,00
04	SERVIÇOS PRELIMINARES E COMPLEMENTARES				
04.03.01.01.02	Sinal Ver. CA 1010+WA	m		37.900,00	
04.03.01.03.03	Sinal Ver. Fglass/FTO	m		33.000,00	
04.03.02.04	Sinal Horizontal Spray	m		4.140,00	
04.03.02.05	Sinal Horizontal Extrusão	m		7.410,00	
04.06.01	Demolição de Concreto S.	m ³			
TOTAL DO ITEM 4					
TOTAL GERAL DOS ITENS					31.030.335,00

FONTE : T.P.U. DO DER/SP

QUADRO 5.11 - QUANTITATIVOS DE SERVIÇOS E PREÇOS PARA CONSTRUÇÃO DE 1 KM DE FAIXA DE ROLAMENTO COM LARGURA DE 3,50 m + FAIXA DE SEGURANÇA DE 0,50 m

CONSTRUÇÃO DE FAIXA DE ROLAMENTO COM LARGURA DE 3,50 m + FAIXA DE SEGURANÇA DE 0,50 m					
Quadro de Quantitativos e Preços					
Data-base : junho / 91					
ITEM	DESCRIÇÃO DOS SERVIÇOS	UNID.	QUANTIDADE	PREÇO UNITARIO (Cr\$)	PREÇO GLOBAL (Cr\$/Km)
01	TERRAPLENAGEM				
01.01	Limpeza do Terreno	m ²	4.000,00	30,30	121.200,00
01.04.01	Escavação 1ª categoria	m ³	12.500,00	754,00	9.425.000,00
01.06	Compactação aterro 95% PS	m ³	10.000,00	197,00	1.970.000,00
01.08.01.01	Transporte ate 1 Km	m ³ /Km	6.250,00	280,00	1.750.000,00
TOTAL DO ITEM 1					13.266.200,00
02	PAVIMENTAÇÃO				
02.01.02	Remoção Pav. Existente	m ²	4.000,00	92,30	369.200,00
02.02.01	Melhoria Subleito 100% PS	m ²	2.400,00	905,00	2.172.000,00
02.03.01	Ref. Subleito - Escavado	m ²	2.400,00	310,00	744.000,00
02.03.02	Ref. Subleito - Transp. 3 Km	m ²	2.400,00	327,00	784.800,00
02.03.03.02	Ref. Subleito Comp. 100% PI	m ²	800,00	17.100,00	13.680.000,00
02.06.05	Brita Graduada	m ²	300,00	26.700,00	8.010.000,00
02.06.08	Macadame Betuminoso	m ²	4.000,00	152,00	608.000,00
02.07.01	Imprimação Impermeabilizante	m ²	4.000,00	97,20	388.800,00
02.07.02	Imprimação Ligante	m ²	-	25.800,00	-
02.08.02	Tratamento Superficial Duplo	m ²	200,00	40.200,00	8.040.000,00
02.11.01	Cam. Rol. Concret. Bet. Gr"C"	m ²			
TOTAL DO ITEM 2					34.796.800,00
03	OBRAS DE ARTE E DRENAGEM				
03.01	Porcentagem sobre o total da obra (15%)		0,15	48.063.000,00	7.209.450,00
TOTAL DO ITEM 3					7.209.450,00
04	SERVIÇOS PRELIMINARES E COMPLEMENTARES				
04.03.01.01.02	Sinal Ver. CA 1010+WA	m	5,50	37.900,00	208.450,00
04.03.01.03.03	Sinal Ver. Fglass/FTO	m	2,79	33.000,00	92.070,00
04.03.02.04	Sinal Horizontal Spray	m	37,50	4.140,00	155.250,00
04.03.02.05	Sinal Horizontal Extrusao	m	20,00	7.410,00	148.200,00
04.06.01	Demolição de Concreto S.	m ³			
TOTAL DO ITEM 4					603.970,00
TOTAL GERAL DOS ITENS					55.876.420,00

FONTE : T.P.U. DO DER/SP

QUADRO 5.12 - QUANTITATIVOS DE SERVIÇOS E PREÇOS PARA DEMOLIÇÃO E REMOÇÃO DE 1 KM DE ACOSTAMENTO EXISTENTE COM LARGURA DE 2,50 m

DEMOLIÇÃO E REMOÇÃO DE ACOSTAMENTO EXISTENTE COM LARGURA DE 2,50 m					
Quadro de Quantitativos e Preços				Data-base : junho / 91	
ITEM	DESCRIÇÃO DOS SERVIÇOS	UNID.	QUANTIDADE	PREÇO UNITÁRIO (Cr\$)	PREÇO GLOBAL (Cr\$/Km)
01	TERRAPLENAGEM				
01.01	Limpeza do Terreno	m ²		30,30	
01.04.01	Escavação 1ª categoria	m ³		754,00	
01.06	Compactação aterro 95% PS	m ³		197,00	
01.08.01.01	Transporte até 1 Km	m ³ /Km		280,00	
TOTAL DO ITEM 1					
02	PAVIMENTAÇÃO				
02.01.02	Remoção Pav. Existente	m ²	2.500,00	298,00	745.000,00
02.02.01	Melhoria Subleito 100% PS	m ²		92,30	
02.03.01	Ref. Subleito - Escavado	m ²		905,00	
02.03.02	Ref. Subleito - Transp. 3 Km	m ²		310,00	
02.03.03.02	Ref. Subleito Comp. 100% PI	m ²		327,00	
02.06.05	Brita Graduada	m ²		17.100,00	
02.06.08	Macadame Betuminoso	m ²		26.700,00	
02.07.01	Imprimação Impermeabilizante	m ²		152,00	
02.07.02	Imprimação Ligante	m ²		97,20	
02.08.02	Tratamento Superficial Duplo	m ²		25.800,00	
02.11.01	Cam. Rol. Concret. Bet. Gr" C"	m ²		40.200,00	
TOTAL DO ITEM 2					745.000,00
03	OBRAS DE ARTE E DRENAGEM				
03.01	Porcentagem sobre o total da obra (15%)				
TOTAL DO ITEM 3					
04	SERVIÇOS PRELIMINARES E COMPLEMENTARES				
04.03.01.01.02	Sinal Ver. CA 1010+WA	m ²		37.900,00	
04.03.01.03.03	Sinal Ver. Fglass/FTO	m ²		33.000,00	
04.03.02.04	Sinal Horizontal Spray	m ²		4.140,00	
04.03.02.05	Sinal Horizontal Extrusao	m ²		7.410,00	
04.06.01	Demolição de Concreto S.	m ²	80,00	9.220,00	737.600,00
TOTAL DO ITEM 4					737.600,00
TOTAL GERAL DOS ITENS					1.482.600,00

FONTE : T.P.U. DO DER/SP

média dos cortes e aterros foi adotada como sendo de 5,00 m. A seção adotada previu larguras de 3,50 m para a faixa adicional, de 0,50 m para a faixa de segurança e de 1,50 m para o acostamento, mais os dispositivos de drenagem e sinalização. Não foram incluídos os custos de elaboração do projeto e de supervisão das obras, os quais podem ser estimados em cerca de 8% do custo total da construção.

A estrutura-tipo adotada para o pavimento da faixa de rolamento e para o acostamento é resumida através dos dados constantes do Quadro 5.13, apresentado a seguir.

QUADRO 5.13
DADOS BÁSICOS RELATIVOS À ESTRUTURA-TIPO
ADOTADA PARA O PAVIMENTO DA FAIXA ADICIONAL E PARA O ACOSTAMENTO

CAMADA	ESPESSURAS (cm)	
	PAVIMENTO DA FAIXA ADICIONAL	ACOSTAMENTO
- concreto betuminoso	5,00	-
- tratamento superficial	-	3,00
- imprimadura betuminosa ligante	-	-
- macadame betuminoso	7,50	7,50
- imprimadura betuminosa impermeabilizante	-	-
- brita graduada	20,00	20,00
- reforço do subleito	60,00	6,00

Deve-se salientar que é possível considerar variações das melhorias esquematizadas na Figura 5.6, cuja quantificação de serviços e orçamento encontram-se nos quadros 5.7 a 5.12. Por exemplo, poder-se-ia considerar redução nas larguras da faixa de rolamento e no acostamento para valores próximos dos mínimos recomendados, os quais, conforme se verá em capítulo subsequente deste trabalho, são de 3,00 m e 1,20 m, respectivamente.

Por fim, é importante que sejam analisadas, para cada caso

específico, as diferentes alternativas possíveis de melhorias, às quais correspondem distintos níveis de investimento, de forma que, através de avaliação econômica, possa ser encontrada a solução que possa viabilizar economicamente a faixa adicional (quando ela se justifica sob o ponto de vista técnico) ou, dentro de um elenco de alternativas de soluções economicamente viáveis, possa ser selecionada aquela mais atrativa.

Há que se salientar ainda que os custos de construção da faixa adicional devem levar em conta a extensão total projetada para a mesma, segundo critérios que serão apresentados mais adiante, no capítulo sétimo deste trabalho. A extensão total deverá incluir não só o comprimento relativo à rampa ascendente, como também o comprimento situado na rampa descendente subsequente, necessário para que os veículos "lentos" possam acelerar e readquirir a velocidade mínima aceitável para o fluxo e, além disso, os "tapers" de início e fim da faixa adicional.

**6. PROPOSIÇÃO DE UMA METODOLOGIA PARA AVALIAÇÃO
DA NECESSIDADE DE IMPLANTAÇÃO DE FAIXAS
ADICIONAIS EM RAMPAS ASCENDENTES**

6. PROPOSIÇÃO DE UMA METODOLOGIA PARA AVALIAÇÃO DA NECESSIDADE DE IMPLANTAÇÃO DE FAIXAS ADICIONAIS EM RAMPAS ASCENDENTES

Nos capítulos anteriores, foi efetuada uma análise crítica dos conceitos, critérios e parâmetros básicos estabelecidos nas metodologias do HCM, da AASHTO e do DNER para estudos de implantação de faixas adicionais em rampas ascendentes. Também foram analisados os conceitos, resultados e recomendações de vários estudos desenvolvidos por pesquisadores e entidades com o objetivo de ajustar ou reformular critérios e parâmetros definidos nas metodologias mencionadas.

Na abordagem feita para cada assunto, o autor, quando necessário, desenvolveu estudos que permitiram a proposição de ajustes e adaptações em alguns dos critérios e parâmetros analisados, visando torná-los mais adequados e representativos das reais condições prevalentes nas rodovias brasileiras.

O presente capítulo tem o objetivo de consolidar os resultados das análises e estudos efetivados, através da proposição de uma metodologia que propicie a avaliação da necessidade de faixa adicional pela aplicação dos critérios básicos de natureza técnica e econômica conceituados anteriormente.

Esses critérios fundamentais utilizados para verificação da necessidade de faixa adicional, conforme visto anteriormente, são em número de três e estão relacionados com os seguintes aspectos:

- Redução admissível de velocidade do caminhão carregado típico subindo a rampa;
- Confronto entre o volume ascendente na hora de pico e a capacidade ou máximo volume admissível para determinado nível de serviço;

- Viabilidade econômica verificada através da comparação entre os benefícios gerados pela implantação da faixa adicional e os seus respectivos custos de investimento.

Na análise das metodologias referidas anteriormente, pôde-se observar que nenhuma delas considera a aplicação conjunta desses três critérios básicos. O HCM e a AASHTO estabelecem a utilização dos dois primeiros critérios e o DNER preconizou, em sua metodologia, a aplicação do primeiro e do terceiro critérios.

Conforme foi comentado no item 1.2, o DNER, quando estabeleceu, em 1979, suas Instruções para Implantação de Terceiras Faixas, deixou de considerar a aplicação do critério de análise da capacidade viária, pelas divergências de interpretação que existiam, na época, acerca dos procedimentos de cálculo do HCM-65 e, principalmente, pelo questionamento que se fazia sobre a utilização dos equivalentes de caminhões "E" tabelados naquele Manual, diante das condições predominantes no Brasil.

Entretanto, pôde-se constatar, através das análises efetuadas no capítulo terceiro, que o HCM-85 introduziu modificações significativas nos valores fixados para os equivalentes de caminhões e na metodologia de análise da capacidade viária em uma rampa específica. Os novos valores tabelados de "E", embora não tenham sido aferidos através de uma pesquisa mais abrangente, estão conduzindo a resultados que agora são mais coerentes com as condições brasileiras.

Dessa forma, o novo critério de análise de capacidade viária estabelecido pelo HCM-85, pela análise sumária efetuada, mostrou ser um instrumento mais confiável para avaliação das condições operacionais do fluxo de tráfego que sobe a rampa, traduzidas pelo nível de serviço resultante na mesma.

Por outro lado, o procedimento fixado pelo DNER de considerar a aplicação de um critério de avaliação econômica como fator determinante para justificar a necessidade da faixa adicional,

sem a consideração da análise de capacidade viária, tem o inconveniente de não proporcionar nenhuma indicação das condições operacionais que resultam na rampa para a totalidade do fluxo de tráfego. Por este motivo, a avaliação técnica é feita de forma incompleta, já que o critério de redução admissível de velocidade dá uma mera indicação do desempenho isolado do caminhão carregado típico ao longo da rampa. Neste método do DNER (1979), a insegurança sobre a verificação da necessidade de faixa adicional aumenta ainda mais quando a avaliação de natureza econômica - que no método é decisiva - é feita segundo um modelo extremamente rígido como o que foi estabelecido.

Assim, a metodologia ora proposta estabelece a aplicação conjunta dos três critérios mencionados, de forma tal que a análise de natureza técnica das condições operacionais na rampa seja feita de forma completa e a avaliação de natureza econômica permita, através de parâmetros que podem se alterar em função das condições de cada caso, a verificação da viabilidade da faixa adicional considerando diferentes alternativas de melhorias e de níveis de investimento.

O fluxograma representado na Figura 6.1 procura caracterizar a seqüência de aplicação e o inter-relacionamento dos três referidos critérios na metodologia proposta. Mais adiante, são consolidados os conceitos e parâmetros básicos de cada um desses critérios, sendo ainda apresentado, para cada um deles, um fluxograma que caracteriza de forma mais detalhada o inter-relacionamento dos dados e procedimentos considerados.

Na seqüência, são apresentadas considerações acerca da análise dos resultados obtidos pela aplicação dos critérios adotados e da estratégia de implantação da faixa adicional, sendo também apresentado o programa de cálculo, desenvolvido em microcomputador, para aplicação dos conceitos, critérios e parâmetros da metodologia proposta.

Ao final deste capítulo, é apresentado um exemplo numérico

completo para a verificação da necessidade de implantação de faixa adicional através da metodologia proposta, utilizando-se o programa de cálculo elaborado.

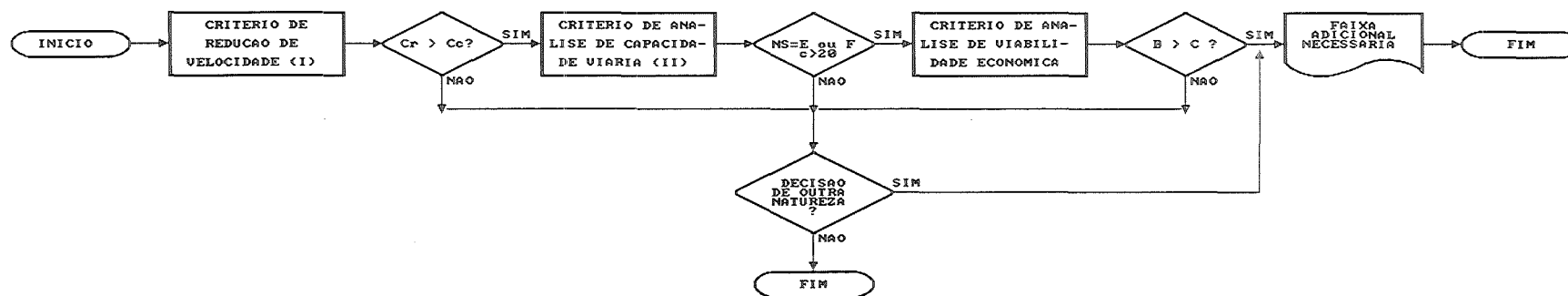


FIGURA 6.1 - FLUXOGRAMA GERAL PARA VERIFICACAO DA NECESSIDADE DE IMPLANTACAO DE FAIXAS ADICIONAIS EM RAMPAS ASCENDENTES

LEGENDA = Cr = comprimento da rampa
 Cc = comprimento critico
 NS = nivel de servico
 B = beneficios
 C = custos
 c = n° de camin角度 na hora-pico no sentido ascendente da rampa

6.1 CRITÉRIO DA REDUÇÃO ADMISSÍVEL DE VELOCIDADE

Conforme comentado anteriormente no capítulo 2, onde foi abordado o desempenho de caminhões carregados, tem-se verificado, ao longo das últimas décadas, um decréscimo na relação peso/potência dos veículos comerciais, mostrando uma tendência de melhoria do rendimento dos mesmos.

Por outro lado, através da pesquisa que objetivou a verificação da relação nominal peso/potência dos caminhões fabricados atualmente, constatou-se que é razoável admitir que a relação de 130 Kg/CV, assumida pelo DNER em 1979, continua a ser representativa da frota nacional de caminhões carregados trafegando nas rodovias brasileiras.

Conforme também foi conceituado no segundo capítulo, são dois os critérios básicos alternativos considerados para determinar o ponto da rampa ascendente onde o caminhão típico carregado impõe condições operacionais intoleráveis para o restante do tráfego:

- O critério da redução admissível de velocidade dos caminhões carregados em relação à velocidade média destes nos trechos em nível ou em rampas suaves;
- O critério da menor velocidade admissível para os caminhões carregados em meio ao fluxo de tráfego misto.

Assumida uma velocidade de entrada na rampa ascendente, e estabelecida a redução admissível de velocidade, os dois critérios mencionados conduzem, de fato, à fixação de um limite inferior de velocidade admissível para os caminhões carregados em meio ao fluxo de tráfego. É conceituado, em decorrência, o "comprimento crítico de rampa", que corresponde à distância do início da rampa ascendente até o ponto onde é atingida essa velocidade mínima admissível.

Conforme visto no item 2.4.3, a velocidade de entrada na rampa de 80 Km/h é a mais adequada para o caminhão típico carregado representativo da frota brasileira (130 Kg/CV) e para as condições operacionais prevaescentes nas rodovias do País.

Da mesma forma, no item 2.4.4, concluiu-se que uma redução admissível de velocidade igual a 25 Km/h, para tal caminhão típico, atende de forma equilibrada a razões de ordem econômica e aos requisitos relativos à segurança da via. No que diz respeito à fluidez, tal valor de 25 Km/h também se mostra adequado, uma vez que reduções superiores não seriam compatíveis com a velocidade média de operação (52 Km/h) da corrente de tráfego referente ao nível de serviço E (capacidade).

Assim, de acordo com este critério, a implantação da faixa adicional justifica-se quando a extensão da rampa em estudo for superior ao comprimento crítico, definido a partir das curvas de desaceleração do caminhão carregado típico brasileiro utilizado pelo DNER (Figura 2.4) e adotando-se uma redução admissível de velocidade para o mesmo igual a 25 Km/h.

O Quadro 6.1 e a Figura 6.2, a seguir, mostram as relações entre o comprimento crítico e as inclinações de rampa que deverão, portanto, ser consideradas na metodologia proposta. Os valores de comprimento crítico de rampa, correspondentes a valores de declividade do greide múltiplos de 0,5 %, indicados no Quadro 6.1, correspondem àqueles constantes do Quadro 2.12, devidamente arredondados, por razões de ordem prática, para valores múltiplos de 10,00 m.

QUADRO 6.1
VALORES ARREDONDADOS DE COMPRIMENTO
CRÍTICO DE RAMPA EM FUNÇÃO DA DECLIVIDADE
DO GREIDE ASCENDENTE

Declividade do greide ascendente (%)	Comprimento crítico de rampa (m)
3,0	570
3,5	450
4,0	360
4,5	310
5,0	260
5,5	230
6,0	200
6,5	180
7,0	170

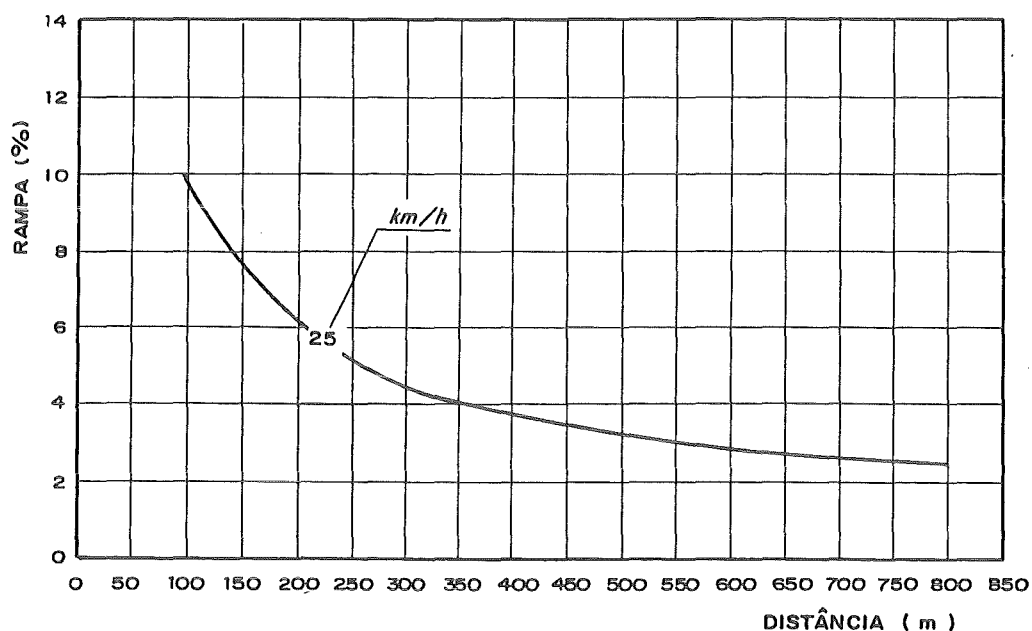


FIGURA 6.2 - COMPRIMENTO CRÍTICO DE RAMPA EM FUNÇÃO DA DECLIVIDADE DO GREIDE PARA REDUÇÃO ADMISSÍVEL DE VELOCIDADE = 25 km/h

FONTE : DNER (1979)

Deve-se salientar que tanto o Quadro 6.1 como a Figura 6.2 fornecem o comprimento crítico para declividades de rampas isoladas. Na prática, no entanto, ocorrem casos de rampas sucessivas ascendentes com declividades diferentes, sendo que este conjunto denomina-se rampa composta. Nesses casos, essa rampa composta deverá ser transformada em uma outra equivalente, levando-se em consideração o desempenho médio dos caminhões carregados no final da primeira e da segunda rampas, admitindo-se, no segundo caso, como velocidade de entrada do caminhão na rampa, a velocidade constatada no final da rampa anterior. A seguir, com a extensão total das rampas sucessivas, procura-se uma declividade equivalente que forneça a mesma velocidade do caminhão no final da segunda rampa.

Da mesma forma que ocorrem velocidades de entrada diferentes daquelas adotadas no início de uma rampa devido à rampa que a antecede ser ascendente, podem ocorrer também acréscimos na velocidade devido à rampa anterior ser descendente. Nesses casos, admite-se redução de velocidade acima daquele valor pré-fixado para os casos normais (25 Km/h), como preconizado pela AASHTO (vide capítulo 2).

Na Figura 6.3, é apresentado um fluxograma que caracteriza o inter-relacionamento dos dados e procedimentos a serem utilizados para verificação da necessidade de implantação de faixas adicionais segundo o critério de redução de velocidade.

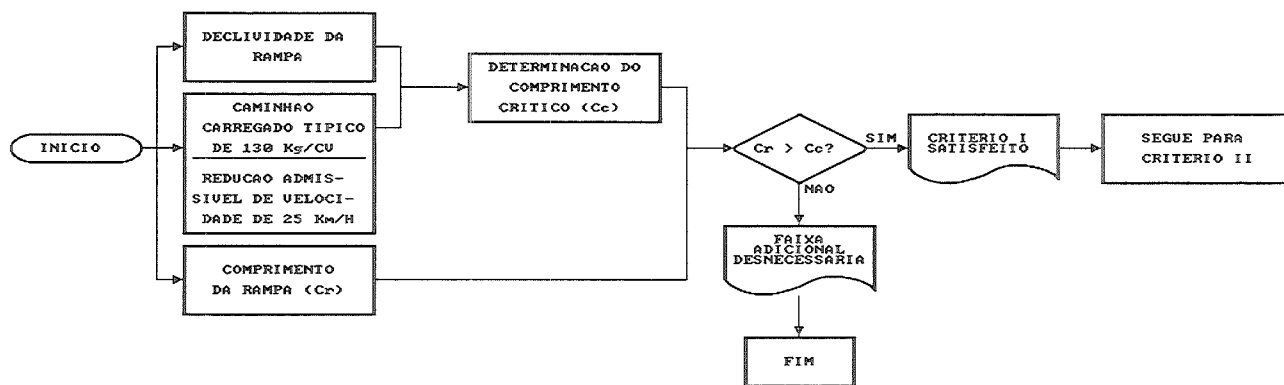


FIGURA 6.3 - FLUXOGRAMA PARA VERIFICAÇÃO DA NECESSIDADE DE IMPLANTAÇÃO DE FAIXAS ADICIONAIS SEGUNDO O CRITÉRIO DE REDUÇÃO DE VELOCIDADE (CRITÉRIO I)

6.2 CRITÉRIO BASEADO NA ANÁLISE DE CAPACIDADE VIÁRIA

Para efeito de análise de capacidade viária e verificação dos níveis de serviço resultantes na rampa ascendente, propõe-se a utilização da metodologia publicada no HCM-85 e preconizada pelo TRB, com pequenas adaptações específicas para o caso de implantação de faixas adicionais.

A aplicabilidade de alguns parâmetros do Manual de Capacidade HCM-85 para as condições brasileiras, principalmente aqueles relacionados ao desempenho dos veículos e às características dos motoristas americanos, pode ser questionada. Entretanto, não se tem notícia, até o momento, de estudos que permitam efetuar as adaptações convenientes.

Salienta-se, no entanto, que, nessa nova metodologia, o grande problema do equivalente de caminhões em unidades de carros de passeio mostrou-se, em princípio, equacionado, pois os valores indicados no HCM-85 são significativamente inferiores aos do HCM-65, conforme já comentado anteriormente no capítulo 3.

Outros aspectos problemáticos da versão anterior, agora já adaptados no HCM-85, referem-se à consideração do efeito dos veículos de passeio mais lentos sobre os mais rápidos, à determinação em separado dos fatores de ajuste devido aos veículos comerciais, e à consideração do fator de distribuição direcional na hora de pico, antes inexistentes na versão de 1965, aspectos estes também abordados no capítulo 3.

Assim, tomando-se como referência os critérios do HCM-85 para rampas ascendentes específicas, propõe-se que, sob o ponto de vista de análise da capacidade viária, seja considerada justificável a implantação da faixa adicional quando foram verificadas as seguintes condições na rampa:

- em função de suas características geométricas e do volume e composição do tráfego, a rampa está operando em nível de serviço E ou F;
- o fluxo ascendente de caminhões carregados na rampa é superior a 20 vph (na hora-pico)

A consideração de um número mínimo de caminhões carregados por hora no fluxo ascendente torna-se necessária para que a implantação da faixa adicional seja justificável apenas nos casos em que existam veículos "lentos" na rampa prejudicando o desempenho dos veículos "rápidos".

No caso de rodovias de tráfego predominantemente leve, onde é desprezível ou não permitida a frequência de veículos pesados, as condições operacionais serão críticas para volumes de serviço muito altos, em uma condição de elevada densidade de tráfego, típica de nível de operação próximo da saturação. Em tais circunstâncias, as oportunidades de ultrapassagem são muito restritas, em alguns casos quase nulas, caracterizando uma situação operacional crítica não só nas rampas ascendentes mas também ao longo dos outros trechos.

Neste caso mencionado - que foge do âmbito do presente trabalho - o tratamento a ser dado às rampas ascendentes é o mesmo empregado em outros locais com restrições de visibilidade para a manobra de ultrapassagem de um veículo leve sobre outro. Em tal situação, passa a ser fundamental no estudo de eventual implantação de uma "faixa auxiliar de ultrapassagem" a magnitude dos volumes de tráfego, uma vez que, na condição de alta densidade de tráfego, a probabilidade de ocorrência de ultrapassagens reduz-se drasticamente pela falta de disponibilidade de "headways" suficientes para tal manobra no contra-fluxo.

Por outro lado, salienta-se que no critério ora proposto está sendo desconsiderada a recomendação do HCM-85 de que, alternativamente à verificação da condição de nível de serviço

E ou F na rampa, a redução de dois ou mais graus do nível de serviço em relação ao trecho de aproximação possa se constituir em condição que justifique a implantação da faixa adicional.

Tal recomendação, se adotada, poderia representar, em certos casos, a exigência de um padrão mínimo de operação na rampa superior ao que é usualmente requerido para as rodovias brasileiras dentro de um determinado horizonte de projeto considerado. Assim, para um caso em que fosse verificado o nível de serviço A para o trecho de aproximação, a ocorrência do nível C para a rampa já seria uma das condições que justificaria a necessidade da faixa adicional; nesse contexto, para tais condições de operação consideradas razoavelmente boas para a realidade brasileira, a implantação da faixa adicional não seria uma melhoria que pudesse ser caracterizada como prioritária dentro do conhecido cenário de escassez de recursos que prevalece no País.

Da mesma forma, está também sendo desconsiderada a recomendação relativa à existência na rampa de uma taxa de fluxo ascendente superior a 200 vph, pelo fato de que tal condição, na grande maioria dos casos correntes verificados nas rodovias brasileiras, acabará ocorrendo sempre que uma rampa ascendente com declividade superior a 3% estiver operando em nível de serviço E ou F.

As expressões e tabelas de cálculo a serem utilizadas para a verificação do nível de serviço da rampa são aquelas já apresentadas no capítulo 3 deste trabalho.

Cabe destacar a existência do programa "Highway Capacity Software" - HCS, para microcomputadores, distribuído pelo "Center for Microcomputers in Transportation", sob a supervisão do FHWA do Estados Unidos, que serve para efetuar a referida análise de capacidade. Com a utilização desse software, o autor do presente trabalho desenvolveu, a título de exemplo, para emprego em análises expeditas, uma série de gráficos, apresentados nas figuras 6.4 a 6.8, que fornecem, para os

parâmetros adiante indicados, e em função da extensão e da declividade da rampa, os volumes de serviço máximos correspondentes às condições operacionais para níveis de serviço variando de A a E.

Os principais parâmetros considerados nos cálculos desenvolvidos foram:

- Características da Via

● largura das faixas de tráfego	3,50 m
● largura dos acostamentos	1,80 m
● restrição à ultrapassagem	20 %

- Características do Tráfego

● distribuição direcional	60-40 %
● porcentagem de caminhões carregados	28 %
● porcentagem de ônibus	4 %
● fator de pico horário	0,91

Para as condições caracterizadas através destes parâmetros, é possível, utilizando as figuras 6.4 a 6.8, verificar, ano a ano, o nível de serviço resultante para a rampa em estudo em função do crescimento do tráfego. Deve-se salientar que o volume de serviço que resulta da utilização de tais figuras é bi-direcional e está expresso em veículos mistos por hora.

Assim, para o caso de uma rampa com extensão de 1 km e declividade de 5%, na qual são válidas as características geométricas e de tráfego adotadas, pode-se verificar na Figura 6.7 que, até o volume de serviço de aproximadamente 1500 vph, o Nível de Serviço resultante é "D". Para volumes de tráfego superiores a tal valor, o Nível de Serviço resultante para a rampa é "E", e, portanto, de acordo com o critério de análise de capacidade, justifica-se a implantação de faixa adicional.

O volume de serviço que se obtém na Figura 6.8 indica o limite até o qual a rampa opera em Nível de Serviço "E", ou seja, a partir de que volume a rampa passa a operar em Nível de Serviço "F". Para o exemplo considerado, tal volume é de aproximadamente 1800 vph.

Assim, a rampa considerada operará em Nível de Serviço "E" para volumes de serviço variando aproximadamente de 1500 vph a 1800 vph.

Na Figura 6.9, é apresentado um fluxograma que caracteriza o inter-relacionamento dos dados e os procedimentos a serem utilizados para verificação da necessidade de implantação de faixas adicionais segundo o critério de análise de capacidade viária.

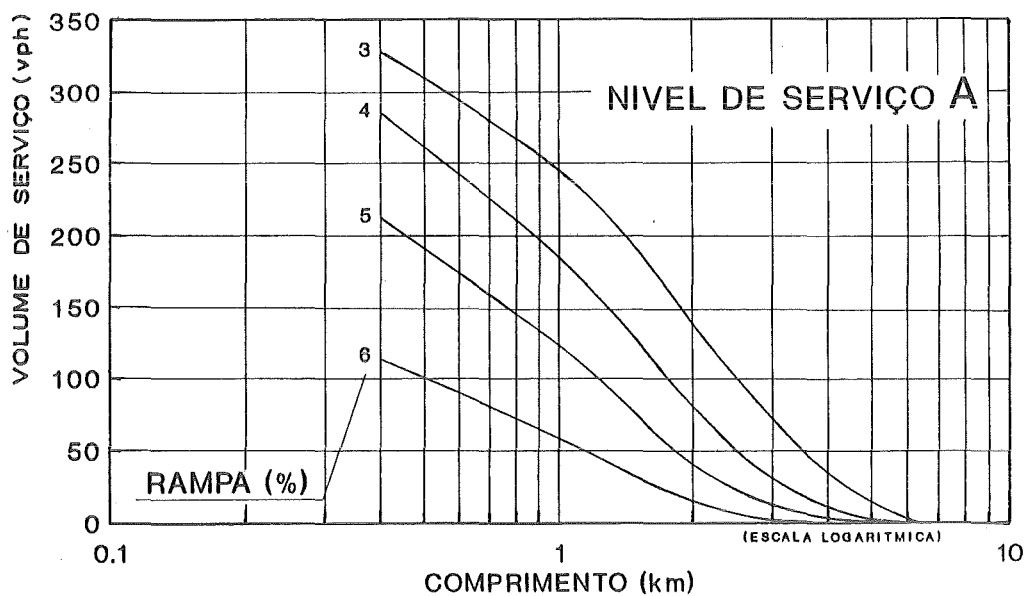


FIGURA 6.4 - VOLUME DE SERVIÇO MÁXIMO PARA O NÍVEL A EM FUNÇÃO DO COMPRIMENTO E DA DECLIVIDADE DA RAMPA.

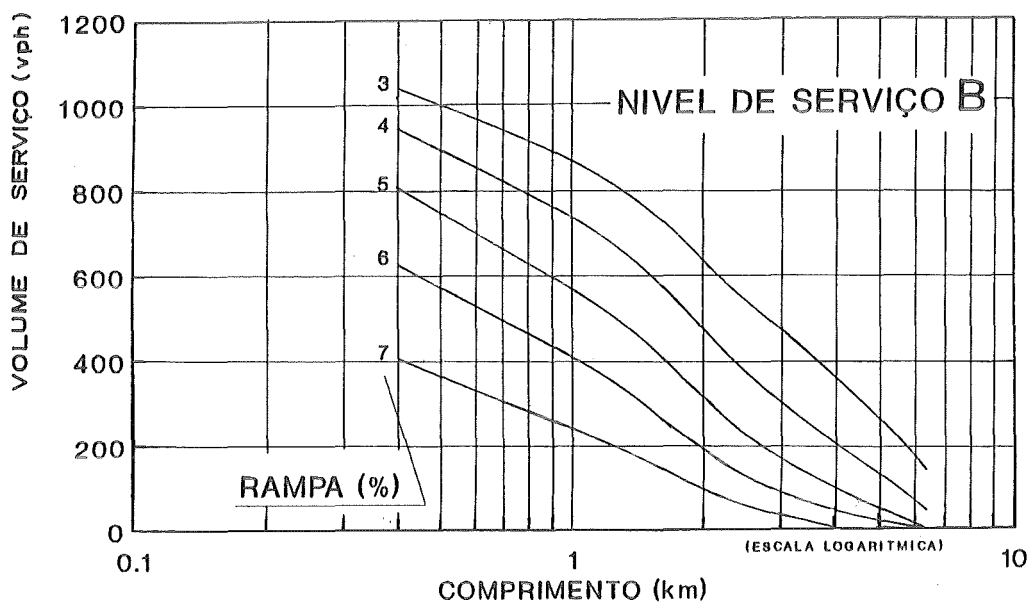


FIGURA 6.5 - VOLUME DE SERVIÇO MÁXIMO PARA O NÍVEL B EM FUNÇÃO DO COMPRIMENTO E DA DECLIVIDADE DA RAMPA.

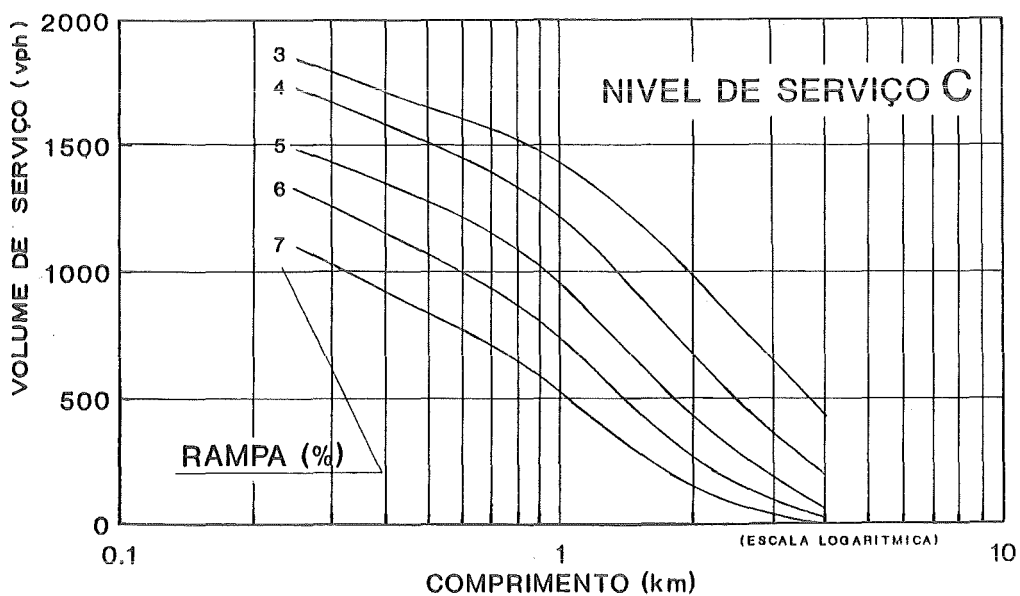


FIGURA 6.6 - VOLUME DE SERVIÇO MÁXIMO PARA O NÍVEL C EM FUNÇÃO DO COMPRIMENTO E DA DECLIVIDADE DA RAMPA.

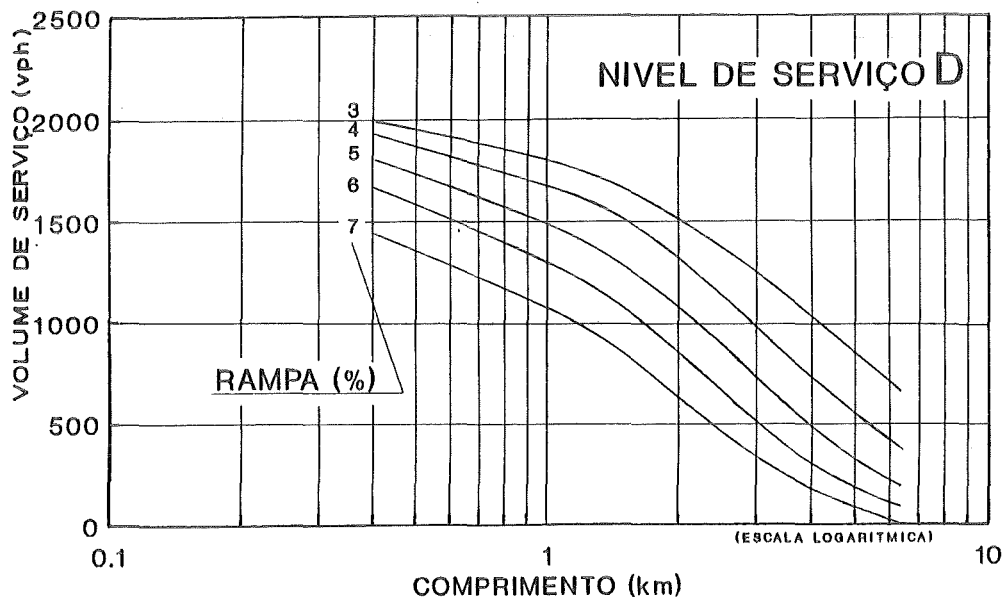


FIGURA 6.7 - VOLUME DE SERVIÇO MÁXIMO PARA O NIVEL D EM FUNÇÃO DO COMPRIMENTO E DA DECLIVIDADE DA RAMPA.

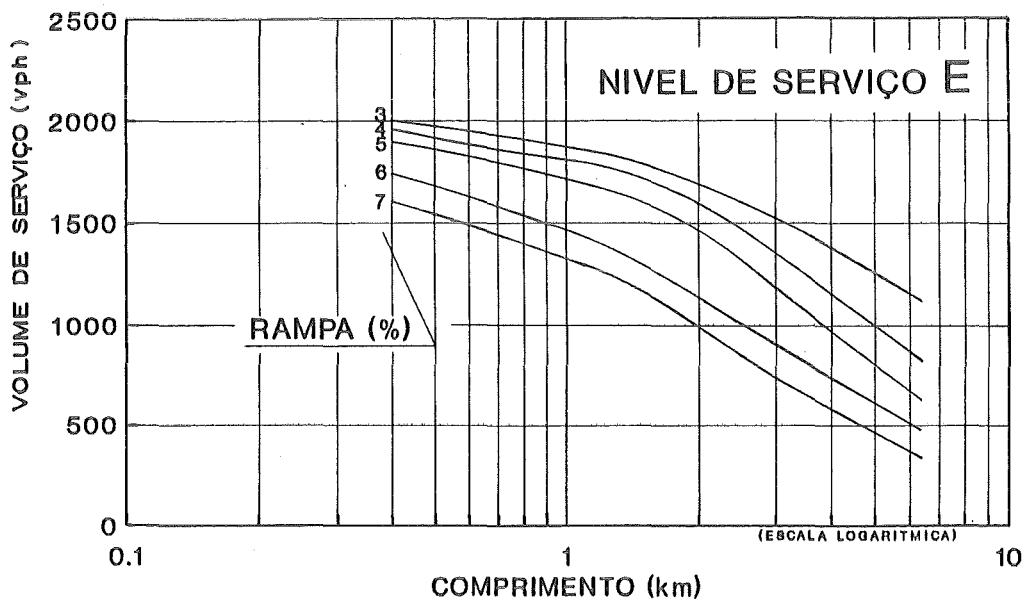


FIGURA 6.8 - VOLUME DE SERVIÇO MÁXIMO PARA O NIVEL E EM FUNÇÃO DO COMPRIMENTO E DA DECLIVIDADE DA RAMPA.

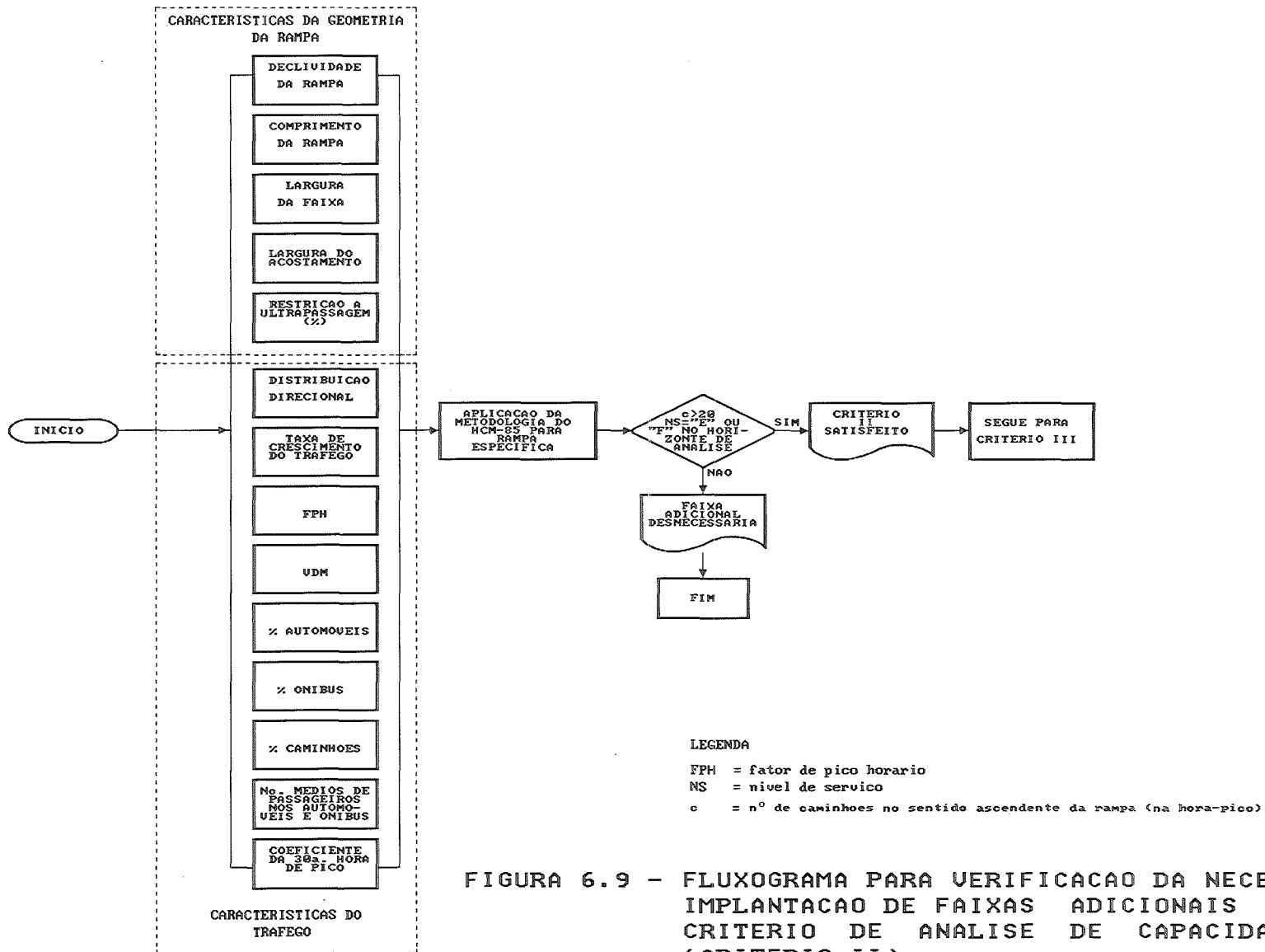


FIGURA 6.9 - FLUXOGRAMA PARA VERIFICACAO DA NECESSIDADE DE IMPLANTACAO DE FAIXAS ADICIONAIS SEGUNDO O CRITERIO DE ANALISE DE CAPACIDADE VIARIA (CRITERIO II)

6.3 CRITÉRIO DE ANÁLISE DE VIABILIDADE ECONÔMICA

Com base na conceituação dos métodos de análise econômica apresentada no item 5.2 deste trabalho, propõe-se que a comparação, ano a ano, entre os benefícios e os custos acumulados seja efetuada através da "Relação Benefício/Custo". A implantação da faixa adicional será, então, economicamente viável se a somatória dos benefícios, a valor presente e atualizados à taxa de desconto adequada, que são gerados ao longo de sua vida útil (referidos, portanto, ao ano de sua construção, que precede o ano da abertura), for equivalente ou superior ao seu custo de construção.

A expressão que caracteriza tal relação é a seguir apresentada:

$$\sum_{i=1}^n \frac{(B_T + B_{OP})_i}{(1 + r)^i} = C$$

onde:

$(B_T + B_{OP})_i$ = soma dos benefícios no ano "i" decorrentes da redução do atraso causado aos ocupantes dos veículos "rápidos" e da redução dos custos operacionais dos veículos "rápidos";

r = taxa de oportunidade de capital, fixada, em geral, de 10% a 12%.

Assim, sob o ponto de vista de viabilidade econômica, a faixa adicional só se justifica se, a partir da sua implantação, a relação B/C for igual ou superior a "1" dentro de um horizonte igual à sua vida útil (em geral adotada como a vida útil do pavimento, igual a 10 anos).

São a seguir descritas as premissas, conceitos e aspectos básicos considerados no critério de análise de viabilidade

econômica proposto.

- a) para efeito de cálculo da relação B/C, deve-se considerar que a faixa adicional só será implantada no ano em que os benefícios totais superarem a aplicação da taxa de oportunidade do capital sobre o investimento necessário para a execução da obra; tal procedimento é importante para que não seja computada a remuneração do investimento antes que a obra tenha sido executada; assim, a relação B/C só passa a ser calculada no ano em que ocorrer a seguinte condição:

$$B_t \geq r \cdot C$$

onde:

B_t = benefícios totais no ano considerado que resultariam se a faixa adicional estivesse implantada;

r = taxa de oportunidade de capital;

C = custo de implantação da faixa adicional

- b) o período de estudo (horizonte de projeto) dentro do qual são feitas as projeções dos volumes de tráfego e analisada a viabilidade econômica da implantação da faixa adicional não deve superar o prazo de 15 a 20 anos, pela grande incerteza com que, em períodos maiores do que esses, seriam projetados os valores e grandezas utilizados na avaliação econômica;
- c) devem ser considerados somente os benefícios devidos à redução dos custos operacionais dos veículos e à redução do tempo perdido pelos motoristas e passageiros dos automóveis e ônibus, tendo em vista a possibilidade de maiores velocidades de operação com a implantação da faixa adicional; a quantificação e o cálculo de tais benefícios

devem ser efetuados conforme conceitos, critérios, parâmetros e expressões apresentados no item 5.3 do quinto capítulo deste trabalho;

- d) a redução do número e gravidade de acidentes, bem como a menor emissão de poluentes, não estão sendo consideradas na metodologia proposta, tendo em vista a recomendação de determinados organismos - por exemplo o Banco Mundial - no sentido de somente serem computados os benefícios que possam ser quantificáveis em termos monetários; salienta-se, no entanto, que esses benefícios, por questões político-sociais, poderão servir de elementos de decisão, devendo ser considerados nesses casos em termos qualitativos;
- e) quando não se dispuser de custos operacionais para diferentes condições de velocidade de deslocamento dos veículos nas rampas, bem como para diferentes declividades de greides, propõe-se a utilização das relações caracterizadas nas Figuras 5.1, 5.2 e 5.3 deste trabalho, obtidas pelo autor com base em custos unitários calculados pelo DNER para estabelecer suas Instruções para Implantação de Terceiras Faixas (1979); ressalta-se que mesmo esses custos apurados pelo DNER podem não refletir a conjuntura ou a política de preços de combustíveis vigentes na época da realização da análise;
- f) a fixação do custo horário dos usuários deve ser feita preferencialmente com base em pesquisa de renda na região onde se situa a rodovia em estudo; na falta de uma pesquisa dessa natureza, podem ser consideradas como mera referência as rendas médias mensais sugeridas pela EBTU (1981) para passageiros de ônibus e de automóveis; deve-se enfatizar que para certas regiões País, como por exemplo o Estado de São Paulo, tais rendas sugeridas pelo EBTU, até porque constam de trabalho publicado já há mais de 10 anos, são

consideradas baixas, devendo-se utilizar nesses casos outros indicadores como referência, como por exemplo a Pesquisa Origem-Destino de 1987 da Região Metropolitana de São Paulo;

- g) na quantificação dos benefícios devidos à mencionada redução do tempo perdido, propõe-se que a determinação dos atrasos seja feita com a utilização da expressão desenvolvida pelo autor no item 4.1.6.2 deste trabalho, a partir da curva de distribuição de intervalos de tempo proposta por Schuhl, com seus parâmetros calculados conforme equações de Grecco e Sword, por ser tal distribuição aquela que caracteriza de forma mais adequada o comportamento do fluxo de tráfego que sobe uma rampa, ao considerar que o mesmo é uma combinação de veículos em fluxo livre e contido, conforme visto no capítulo 4;
- h) para considerar a probabilidade de ultrapassagens em função da disponibilidade de "headways" iguais ou inferiores ao intervalo crítico no contra-fluxo (20 s), o atraso teórico obtido através da expressão citada em g) deve ser corrigido pela aplicação do "fator de ultrapassagem" conceituado no item 4.1.7 deste trabalho;
- i) - ao se fazer a determinação do atraso veicular, ano a ano, considerando o crescimento do tráfego dentro do período de análise, o valor máximo admissível para o VDM deve ser aquele para o qual corresponda um VHP que não supere a capacidade da rampa, determinada segundo os critérios do HCM-85 (vistos no item 3.2 deste trabalho); tal valor-limite é teoricamente dado pela expressão a seguir:

$$VDM \leq \frac{SF_E \cdot FPH}{K_{30}}$$

onde:

SF_E = volume de serviço para nível E;

FPH = fator de pico horário;

K_{30} = coeficiente da 30ª hora de pico;

- em termos práticos, é razoável fixar-se tal valor-limite do VDM a partir do volume horário admitido como máximo possível no modelo de atraso concebido, que corresponde à situação de totalidade de fluxo contido na corrente de tráfego; conforme visto no item 4.1.4.2, de acordo com as equações estabelecidas por Grecco e Sword, a totalidade da corrente de tráfego opera em regime de fluxo contido quando o volume na faixa ascendente atinge o valor de 870 vph; assim, pode ser adotada a seguinte expressão para considerar o valor máximo admissível de VDM compatível com o modelo adotado:

$$VDM \leq \frac{870}{D_d \cdot K_{30}}$$

onde:

D_d = distribuição direcional do tráfego;

- convém destacar que valores próximos dos fornecidos pela expressão acima tem sido, na prática, aqueles para os quais se verifica saturação da via, nas condições de rampa específica;

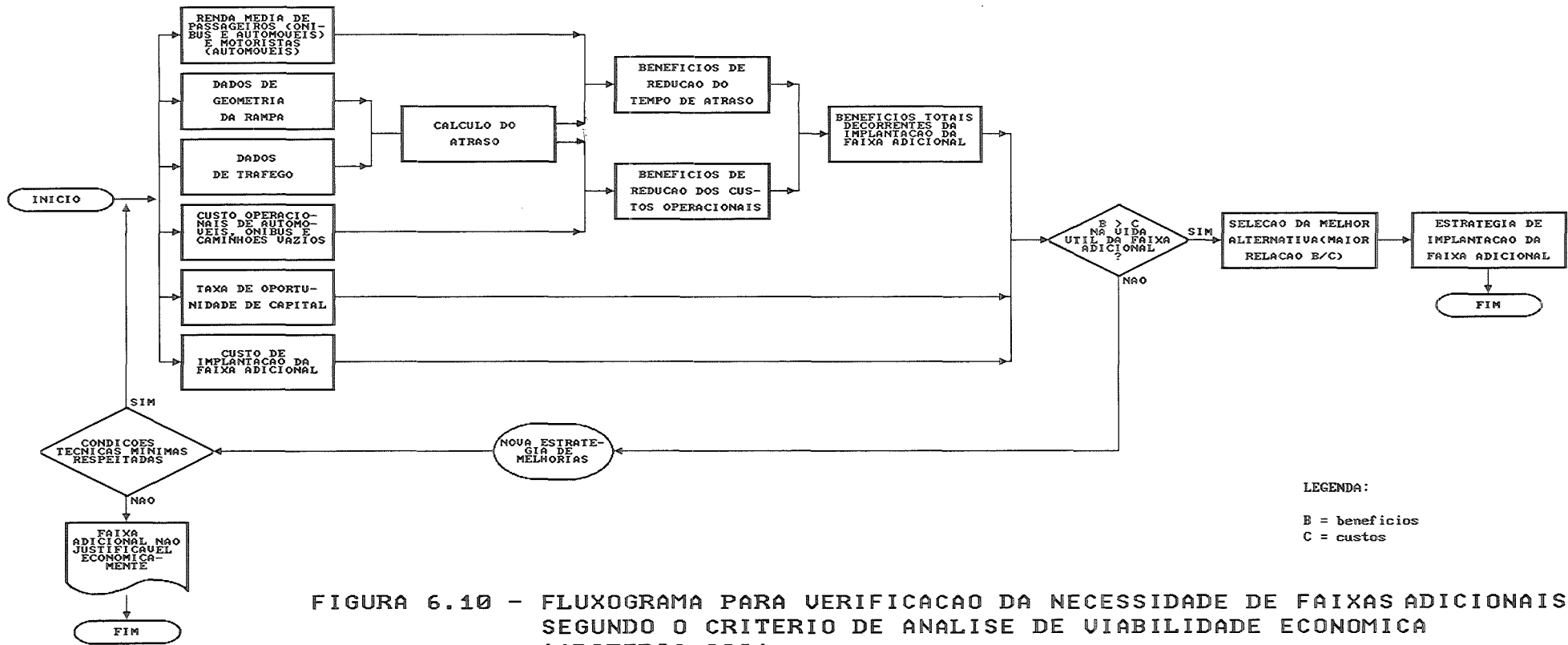
- j) a determinação dos custos de investimento deve ser feita considerando-se apenas a construção da faixa adicional e a implantação de dispositivos afins, uma vez que os custos de manutenção da mesma, conforme visto no item 5.2.2, podem ser considerados desprezíveis; o custo de implantação da faixa

adicional deve ser calculado para o seu comprimento efetivo total, ou seja, deve levar em conta os "tapers" de início e término da faixa, a sua extensão na rampa ascendente e o seu comprimento na rampa subsequente (distância de aceleração), características estas que serão vistas mais adiante no capítulo 7 deste trabalho;

- 1) tendo em vista a possibilidade de eventuais erros de estimativa dos valores monetários dos benefícios e dos custos envolvidos, que tendem a ser maiores quanto mais longo for o horizonte de análise, recomenda-se que sejam sempre realizados estudos e análises de sensibilidade, envolvendo diversos cenários e estratégias de investimento, conforme foi conceituado no capítulo 5.

Deve ser lembrado que o benefício gerado pela redução do tempo de atraso causado aos veículos "rápidos" será calculado a partir de modelo que só é válido para casos que não apresentem porcentagens de veículos "lentos" pequenos ou desprezíveis.

Na Figura 6.10 é apresentado um fluxograma que caracteriza o inter-relacionamento dos dados e dos procedimentos a serem utilizados para verificação da necessidade de implantação de faixas adicionais segundo a critério de viabilidade econômica.



6.4 ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS PELA APLICAÇÃO DOS CRITÉRIOS ADOTADOS E ESTRATÉGIA DE IMPLANTAÇÃO DA FAIXA ADICIONAL

Observadas as condições estabelecidas nos três critérios fundamentais apresentados nos itens anteriores deste Capítulo, torna-se necessário avaliar os resultados obtidos nas análises de capacidade viária e de viabilidade econômica, a fim de se poder definir, quando satisfeitas todas as condições, a época mais conveniente de implantação da faixa adicional ou, quando for o caso, de se estudar uma estratégia de priorização na implantação de faixas adicionais em diversas rampas ascendentes ao longo de uma rodovia.

A partir da hipótese de que o critério da redução admissível de velocidade tenha sido atendido, são caracterizados a seguir os casos típicos em termos de resultados obtidos com a aplicação dos demais critérios e definidas as correspondentes decisões ou estratégias quanto à implantação da faixa adicional na rampa em estudo.

CASO A

- resultado do critério II: a operação na rampa atingirá o nível de serviço E após o horizonte de projeto;
- resultado do critério III: a implantação da faixa não é economicamente viável dentro do horizonte de projeto;
- estratégia: não implantar a faixa adicional.

6.4 ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS PELA APLICAÇÃO DOS CRITÉRIOS ADOTADOS E ESTRATÉGIA DE IMPLANTAÇÃO DA FAIXA ADICIONAL

Observadas as condições estabelecidas nos três critérios fundamentais apresentados nos itens anteriores deste Capítulo, torna-se necessário avaliar os resultados obtidos nas análises de capacidade viária e de viabilidade econômica, a fim de se poder definir, quando satisfeitas todas as condições, a época mais conveniente de implantação da faixa adicional ou, quando for o caso, de se estudar uma estratégia de priorização na implantação de faixas adicionais em diversas rampas ascendentes ao longo de uma rodovia.

A partir da hipótese de que o critério da redução admissível de velocidade tenha sido atendido, são caracterizados a seguir os casos típicos em termos de resultados obtidos com a aplicação dos demais critérios e definidas as correspondentes decisões ou estratégias quanto à implantação da faixa adicional na rampa em estudo.

CASO A

- resultado do critério II: a operação na rampa atingirá o nível de serviço E após o horizonte de projeto;
- resultado do critério III: a implantação da faixa não é economicamente viável dentro do horizonte de projeto;
- estratégia: não implantar a faixa adicional.

CASO B

- resultado do critério II: a operação na rampa atingirá o nível de serviço E após o horizonte de projeto;
- resultado do critério III: a implantação da faixa é economicamente viável dentro do horizonte de projeto;
- estratégia: não implantar a faixa adicional.

CASO C

- resultado do critério II: a operação na rampa atingirá o nível de serviço E dentro do horizonte de projeto, no ano "i";
- resultado do critério III: a implantação da faixa não é economicamente viável dentro do horizonte de projeto;
- estratégia: procurar alternativa mais barata para a faixa adicional; não sendo possível tal alternativa, a possibilidade de implantação da faixa no ano "i" ou em outro ano dentro do horizonte de projeto só pode ser considerada em rodovia com situação crítica quanto à ocorrência de acidentes.

CASO D

- resultado do critério II: a operação na rampa atingirá o nível de serviço E dentro do horizonte de projeto, no ano "i";

- resultado do critério III: a implantação da faixa é economicamente viável dentro do horizonte de projeto e a condição $B_t > r \cdot C$ (vide item 6.3.a) ocorre no ano "j";

- estratégia para CASO D1 ($i \geq j$):

- em função da disponibilidade de recursos e considerando análise da ocorrência de acidentes na rodovia, a faixa adicional pode ser implantada no ano "j"; a implantação da faixa não pode ser postergada além do ano "i";
- em uma análise conjunta de várias rampas de uma rodovia, implantar a faixa adicional segundo conveniência de localização dentro de um lote de obra e/ou de acordo com um cronograma de alocação de recursos, dentro do período compreendido entre o ano "j" e o ano "i";

- estratégia para CASO D2 ($i < j$):

- deve-se tentar encontrar uma alternativa mais barata para a faixa adicional, de forma que, se possível, chegue-se à condição " $i < j$ ";
- não se encontrando uma alternativa mais barata, a faixa deve ser implantada no ano "j"; a análise da ocorrência de acidentes pode indicar conveniência de antecipação da implantação da faixa para época compreendida entre o ano "i" e o ano "j";

- em uma análise conjunta de várias rampas de uma rodovia, implantar a faixa adicional segundo conveniência de localização dentro de um lote de obra e/ou de acordo com um cronograma de alocação de recursos, dentro do período compreendido entre o ano "i" e o ano "j".

6.5 PROGRAMA DE CÁLCULO PARA AVALIAÇÃO ECONÔMICA

Para a aplicação do critério de avaliação econômica proposto, desenvolveu-se um programa em microcomputador, na linguagem BASIC, que, além de quantificar os atrasos totais causados aos veículos "rápidos" de acordo com o modelo adotado, determina os benefícios decorrentes da implantação da faixa adicional com base nos dados geométricos e de tráfego da rampa, nos custos operacionais dos veículos, nos valores de renda média dos usuários da rodovia e na taxa de oportunidade de capital adotada.

Fornecidos, então, os custos de construção da faixa, o programa calcula, ano a ano, os benefícios totais acumulados (atualizados à taxa de desconto igual à oportunidade de capital), a relação BENEFÍCIO/CUSTO e o VALOR LÍQUIDO PRESENTE (VLP).

Com a estrutura básica do programa desenvolvido, é possível determinar o volume inicial que justifica a implantação da faixa adicional, em função do nível de investimento considerado, de determinados dados de tráfego pré-estabelecidos, da taxa de oportunidade de capital, bem como dos custos operacionais dos veículos e dos valores de renda média dos usuários adotados.

Da mesma forma, a estrutura básica do programa também permite determinar os valores mínimos de comprimento e declividade de rampa que justificam a faixa adicional, em função dos mesmos parâmetros mencionados.

O fluxograma e a listagem do programa desenvolvido são apresentados no Anexo C, ao final deste trabalho.

6.6 EXEMPLOS NUMÉRICOS

Com a finalidade de ilustrar a aplicação da metodologia proposta, são apresentados, neste item, dois exemplos numéricos, onde se analisa a viabilidade técnica e econômica de implantação de faixa adicional em rampas ascendentes. O primeiro caso envolve a análise de uma rampa específica isolada, enquanto que o segundo considera a análise de um conjunto de rampas apresentando diferentes condições de tráfego e de geometria.

6.6.1 Exemplo Nº 1

Verificar a necessidade de faixa adicional em uma rampa ascendente apresentando as seguintes características de geometria e de tráfego, e considerando os dados de custos apresentados na seqüência. Efetuar os cálculos de atraso e da avaliação econômica utilizando, de início, os volumes horários médios e, na seqüência, para efeito de comparação dos resultados, o volume diário médio da rodovia.

- Dados Geométricos:

- extensão da rampa = 1.000,00 m;
- declividade da rampa em estudo = + 6%;
- declividade da rampa posterior = - 3%.

- Dados de Tráfego:

- caminhão-tipo carregado = 130 Kg/CV;

- velocidade do caminhão na entrada da rampa = 80 Km/h;
- volume diário médio = 6.151 veículos (bidirecional);
- volume de serviço máximo para Nível E = 1409;
- volumes horários médios

HORA	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11	11-12
VOLUME	135	126	65	81	103	203	126	515	265	409	437	409

HORA	12-13	13-14	14-15	15-16	16-17	17-18	18-19	19-20	20-21	21-22	22-23	23-24
VOLUME	395	405	344	412	286	348	292	221	185	148	119	122

- distribuição direcional = 60%;
- coeficiente da 30ª hora de pico = 10%;
- porcentagem de automóveis = 56%;
- porcentagem de ônibus = 4%;
- porcentagem de caminhões vazios = 12%;
- porcentagem de caminhões carregados = 28%;
- taxa de crescimento anual do tráfego = 6,5%;
- fator de pico horário = 0,91;
- número médio de passageiros nos automóveis = 2,2 (inclusive motorista);
- número médio de passageiros nos ônibus = 30.

- Dados para Avaliação Econômica (data-base: junho/91)
 - custo operacional do automóvel = Cr\$ 28,50/Km;
 - custo operacional do ônibus = Cr\$ 92,83/Km;
 - custo operacional do caminhão vazio = Cr\$ 82,78/Km;
 - renda média dos motoristas de automóveis = Cr\$ 400.000,00
 - renda média dos passageiros de automóveis e ônibus = Cr\$ 140.000,00;
 - porcentagem dos passageiros de automóveis e ônibus que pertencem à população economicamente ativa = 50%;
 - encargos sociais incidentes sobre os valores de renda média = 95,02%;
 - taxa de oportunidade do capital = 12%;
 - custo de construção da faixa = Cr\$ 40.000.000,00/Km;
 - vida útil da faixa adicional = 10 anos.

R E S O L U Ç Ã O

a) Verificação do Critério I (Redução de Velocidade)

O comprimento crítico (Cc) da rampa de 6% em estudo, de acordo com a Figura 6.2 e o Quadro 6.1, é de 200,00 m. Como o comprimento da rampa (Cr = 1.000,00 m) é superior ao comprimento crítico determinado, a primeira condição é satisfeita.

b) Verificação do Critério II (Análise de Capacidade)

O menor volume de serviço para o nível de serviço E (SF_D) admissível na rampa em estudo (extensão de 1.000,00 m e declividade de 6%) é de aproximadamente 1250 veículos mistos/hora (bidirecional), conforme se verifica na Figura 6.7. Salienta-se que as condições básicas de geometria e de tráfego na via são as mesmas consideradas para a confecção do ábaco da Figura 6.7. Caso as condições fossem diferentes, o cálculo do referido volume de serviço deveria ser efetuado utilizando-se a metodologia do HCM-85, exposta no terceiro capítulo.

O volume do fluxo de pico (VHP') no ano ZERO é de 676 veículos por hora, obtido através da seguinte expressão:

$$VHP' = \frac{VDM}{FPH} \cdot K_{30}$$

onde:

VDM = volume diário médio bidirecional;

K_{30} = coeficiente da 30ª hora de pico;

FPH = fator de pico horário.

Considerando o valor de VHP' calculado para o ano ZERO, o número de caminhões que sobe a rampa por hora é igual a $676 \times 60\% \times 28\% = 114$, superior portanto ao volume mínimo exigido para justificar a implantação da faixa adicional (20 caminhões por hora).

Entretanto, como o volume do fluxo de pico (VHP') no ano ZERO é inferior ao menor volume de serviço para o nível E (SF_D), determina-se o ano em que essa condição será atingida, admitindo-se a taxa de crescimento anual do tráfego de 6,5% e utilizando-se a seguinte equação:

$$\begin{aligned} SF_D &= VHP' \cdot n = VHP'_0 (1 + i)^n \\ 1250 &= 676 (1 + 0,065)^n \\ n &= 9,7611 \end{aligned}$$

Assim, verifica-se que a faixa adicional só se justifica, sob o ponto de vista de análise da capacidade, a partir do 9º ano do período de análise.

c) Verificação do Critério III (Análise de Viabilidade Econômica)

c.1) Cálculo do atraso diário médio para o ano ZERO do período de análise

Com os dados de tráfego e da geometria da rampa, e utilizando-se o programa computacional desenvolvido, pode-se efetuar o cálculo do atraso diário médio. As duas planilhas a seguir apresentadas indicam o valor de tal atraso, considerando-se, respectivamente, os volumes horários médios e o volume diário médio (VDM) de tráfego.

Comparando-se os resultados obtidos (respectivamente 979,40 e 977,33 min/dia), verifica-se que a diferença entre ambos é efetivamente desprezível no ano considerado.

Deve-se observar que a velocidade média dos veículos "lentos" na rampa resulta em 34 km/h para os dois processos utilizados, em razão da mesma independe do volume de tráfego. Quanto à velocidade dos veículos "rápidos", no caso do processo de cálculo que considera os volumes horários de tráfego, a mesma varia hora a hora em função de tais volumes e, no caso do processo em que é utilizado o VDM, é calculado um valor que representa a velocidade média ao longo do dia, em função do volume horário que corresponde ao atraso horário médio (4,5% x VDM). Evidentemente, a velocidade dos veículos "rápidos" sofrerá variações, ano a ano, em função do crescimento dos volumes de tráfego.

 ATRASO MEDIO DOS VEICULOS

Velocidade dos Veiculos:

Lentos (km/h) = 34

Composicao de Veiculos:

Rapidos (Z) = 72

Lentos (Z) = 28

Caracteristicas Geometricas da Rampa:

Comprimento (m) = 1000

Declividade (Z) = 6.00

Volume de Servico Nivel E (veic/h) = 1409

Distribuicao Direcional (Z) = 60

HORA	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
Vr(Km/h)	85	85	86	86	85	83	85	75	81	78	77	78	78	78	79	77	81	79	81	82	83	84	85	85
B(veic/h)	135	126	65	81	103	203	126	515	265	409	437	409	395	405	344	412	286	348	292	221	185	148	119	122
Tp(min/h)	11.05	9.71	2.74	4.18	6.63	23.46	9.71	112.94	37.74	78.63	87.46	78.63	74.30	77.39	59.09	79.57	43.11	60.25	44.68	27.34	19.81	13.12	8.72	9.14

VOLUME DIARIO MEDIO = 6151.00

ATRASO DIARIO MEDIO = 979.40

ATRASO HORARIO MEDIO = 40.81

ATRASSO MEDIO DOS VEICULOS

Velocidade dos Veiculos:

Rapidos (km/h) = 81
Lentos (km/h) = 34

Composicao de Veiculos:

Rapidos (%) = 72
Lentos (%) = 28

Caracteristicas Geometricas da Rampa:

Comprimento (m) = 1000
Declividade (%) = 4.00

Volume de Servico Nivel E (veic/h) = 1409
Distribuicao Direcional (%) = 40

ATRASSO HORARIO MEDIO = 40.72

VOLUME DIARIO MEDIO = 6151.00

ATRASSO DIARIO MEDIO = 977.33

c.2) Cálculo, ano a ano, da relação benefício-custo (B/C) e do valor líquido presente (VLP)

Com os dados econômicos adotados e empregando-se o programa computacional desenvolvido, os valores de B/C e de VLP são calculados ano a ano (dentro do horizonte de análise considerado), levando-se em conta os correspondentes volumes de tráfego com base na taxa de crescimento anual de 6,5%.

As planilhas apresentadas na seqüência mostram os valores de B/C e de VLP calculados, respectivamente, considerando os volumes horários médios e o volume diário médio (VDM) de tráfego. Da mesma forma que no cálculo do atraso horário médio, verifica-se que os resultados obtidos pelos dois processos são muito próximos.

Pode-se verificar que o VDM resultou limitado a partir do 14º ano da análise, no valor de 14.500 veículos por dia, de acordo com a expressão estabelecida no item 6.3 do trabalho, de forma que o VHP correspondente não supere a capacidade da rampa. Os benefícios de redução de custos operacionais e de tempo correspondentes a tal volume ficaram evidentemente constantes a partir desse mencionado ano.

Conforme consta nas planilhas apresentadas, os resultados obtidos indicam que a faixa adicional na rampa em estudo tem viabilidade econômica a partir do ano ZERO de análise, pois a relação B/C resulta maior que a unidade no 4º ano de projeção, dentro portanto da vida útil adotada para a mesma (10 anos após a sua implantação).

Conforme está indicado no quadro de dados econômicos apresentado, os cálculos foram efetuados utilizando-se o comprimento efetivo da faixa adicional de 972,44 m, valor este que é superior à mínima extensão fixada segundo o critério que será conceituado mais adiante no item 7.3 do sétimo capítulo. Tal extensão foi obtida deduzindo-se do comprimento da rampa o "comprimento crítico" correspondente

à declividade da mesma (6%) e acrescentando-se a tal resultado o comprimento de aceleração da rampa descendente subsequente (-3%), necessária à recuperação da velocidade dos veículos "lentos". O custo de implantação da faixa adicional foi, então, calculado levando-se em conta o mencionado comprimento efetivo e mais os "tapers" de início e término da faixa adicional, bem como o preço unitário de construção adotado.

- d) Análise dos resultados da aplicação dos três critérios adotados e definição do ano de implantação da faixa adicional

Pelos resultados da aplicação dos critérios I, II e III, conclui-se que a faixa adicional deve ser implantada na rampa ascendente em estudo. Sob o ponto de vista da análise da capacidade, a faixa deve ser implantada a partir do 9º ano do período de análise e, sob o ponto de vista da análise de viabilidade econômica, a faixa pode ser implantada a partir do ano ZERO.

De acordo com o que foi conceituado no ítem 6.4 deste Capítulo, a rampa em estudo enquadra-se no caso típico D-1 e, portanto, a faixa adicional deve ser implantada até o 9º ano do período de análise. A implantação pode ser efetuada desde o ano ZERO, ou em algum ano intermediário, em função da disponibilidade de recursos, da situação da rodovia quanto à ocorrência de acidentes no local ou nas proximidades da rampa, bem como de acordo com um cronograma de alocação de recursos para a execução de obras na rodovia onde a mesma se situa.

D A D O S P A R A A V A L I A C A O E C O N O M I C A

```

:-----:
:Porcentagem de Automoveis      (Z) = 56.00      Custo Operacional dos Automoveis em Nivel      (Cr$) = 28.50:
:Porcentagem de Onibus          (Z) = 4.00        Custo Operacional dos Onibus em Nivel          (Cr$) = 92.83:
:Porcentagem de Caminhoes Vazios (Z) = 12.00      Custo Operacional dos Caminhoes Vazios em Nivel (Cr$) = 82.78:
:-----:
:Fator de Pico Horario = 0.91
:Coeficiente da 30a Hora de Pico = 0.10
:-----:
:Renda Media Mensal do Motorista de Automovel      (Cr$) = 400000.00
:Renda Media Mensal dos Passageiros de Automovel e Onibus (Cr$) = 140000.00
:Porcentagem de Passageiros na Populacao Economicamente Ativa (Z) = 50.00
:Encargos Sociais (Z) = 95.02
:-----:
:Taxa Interna de Retorno (Z) = 12.00      Taxa de Crescimento Anual do Trafego (Z) = 6.50
:-----:
:Numero Medio de Ocupantes no Automovel = 2.20      Numero Medio de Passageiros nos Onibus = 30.00
:Custo de Construcao da 3a Faixa (Cr$/Km) = 40000000.00
:-----:
:Declividade da Rampa Posterior (Z) = 3.00
:Compr. Efetivo da Faixa Adicional (excluidos os 'TAPERS') (m) = 972.44
:-----:

```

Arquivo = EXERC-1.TFA - 06/03/1993 - 11:50:00

AVALIACAO ECONOMICA PARA IMPLANTACAO DE FAIXA ADICIONAL

ANO	ATRASO (min/dia)		BENEFICIO (10 ³ - Cr\$)				RELACAO	VLP	
	VDH	Ip dia	Ip acum	Bop	Bt	Btotal	Btot.acum.	B/C	(10 ³ -Cr\$)
0	6151	979.40	979.40	1345.34	10354.73	11700.07	11700.07	0.28	-29397.57
1	6551	1086.80	2066.20	1492.87	11490.23	12983.10	24683.17	0.54	-21346.18
2	6977	1204.30	3270.50	1654.27	12732.46	14386.73	39069.90	0.76	-12482.98
3	7430	1332.50	4603.00	1830.37	14087.89	15918.27	54988.16	0.95	-2751.06
4	7913	1471.99	6074.99	2021.99	15562.70	17584.68	72572.85	1.12	7904.92
5	8427	1623.30	7698.30	2229.83	17162.43	19392.26	91965.11	1.27	19537.03
6	8975	1786.87	9485.17	2454.52	18891.78	21346.30	113311.41	1.40	32191.96
7	9559	1963.03	11448.20	2696.49	20754.16	23450.65	136762.05	1.51	45908.26
8	10180	2151.92	13600.12	2955.96	22751.27	25707.23	162469.28	1.60	60713.04
9	10842	2353.51	15953.63	3232.87	24882.54	28115.41	190584.69	1.67	76617.70
10	11546	2567.44	18521.07	3526.73	27144.34	30671.07	221255.77	1.73	93612.73
11	12297	2793.00	21314.08	3836.57	29529.08	33365.65	254621.41	1.78	111661.22
12	13096	3028.99	24343.06	4160.73	32024.05	36184.77	290806.19	1.82	130690.76
13	13947	3273.56	27616.62	4496.68	34609.79	39106.46	329912.63	1.84	150583.38
14	14500	3823.63	31440.26	5252.29	40425.47	45677.76	375590.41	1.87	174741.63
15	14500	3823.63	35263.89	5252.29	40425.47	45677.76	421268.16	1.87	196317.53
16	14500	3823.63	39087.52	5252.29	40425.47	45677.76	466945.91	1.85	215001.22
17	14500	3823.63	42911.16	5252.29	40425.47	45677.76	512623.69	1.82	230445.61
18	14500	3823.63	46734.79	5252.29	40425.47	45677.76	558301.44	1.77	242262.00
19	14500	3823.63	50558.42	5252.29	40425.47	45677.76	603979.19	1.71	250015.05
20	14500	3823.63	54382.05	5252.29	40425.47	45677.76	649656.94	1.64	253217.11

Arquivo = EXEMP-1.TFA - 06/03/1993 - 12:00:42

AVALIACAO ECONOMICA PARA IMPLANTACAO DE FAIXA ADICIONAL

ANO	<-- -->	ATRASO (min/dia)		BENEFICIO (10 ³ - Cr\$)				RELACAO	VLP
	VDH	Ip dia	Ip acum	Bop	Bt	Btotal	Btot.acum.	B/C	(10 ³ -Cr\$)
0	6151	977.33	977.33	1342.50	10332.85	11675.34	11675.34	0.28	-29422.30
1	6551	1090.13	2067.46	1497.44	11525.41	13022.85	24698.19	0.54	-21331.17
2	6977	1214.63	3282.09	1668.46	12841.70	14510.16	39208.35	0.76	-12344.53
3	7430	1351.78	4633.87	1856.86	14291.78	16148.64	55356.99	0.96	-2382.23
4	7913	1502.57	6136.45	2063.99	15886.00	17949.99	73306.98	1.13	8639.05
5	8427	1667.99	7804.43	2291.21	17634.82	19926.02	93233.01	1.29	20804.92
6	8975	1849.00	9653.43	2539.86	19548.63	22088.49	115321.49	1.42	34202.04
7	9559	2046.59	11700.02	2811.27	21637.58	24448.84	139770.34	1.54	48916.55
8	10180	2261.64	13961.66	3106.67	23911.22	27017.89	166788.22	1.64	65031.98
9	10842	2494.98	16456.63	3427.19	26378.20	29805.39	196593.61	1.73	82626.63
10	11546	2747.29	19203.93	3773.78	29045.82	32819.60	229413.22	1.80	101770.19
11	12297	3019.09	22223.02	4147.14	31919.46	36066.59	265479.81	1.86	122519.62
12	13096	3310.65	25533.67	4547.63	35001.95	39549.59	305029.41	1.91	144914.00
13	13947	3621.91	29155.58	4975.19	38292.74	43267.93	348297.34	1.94	168968.08
14	14500	3823.63	32979.21	5252.28	40425.47	45677.75	393975.09	1.96	193126.34
15	14500	3823.63	36802.85	5252.28	40425.47	45677.75	439652.88	1.95	214702.23
16	14500	3823.63	40626.48	5252.28	40425.47	45677.75	485330.63	1.93	233385.92
17	14500	3823.63	44450.11	5252.28	40425.47	45677.75	531008.38	1.88	248830.31
18	14500	3823.63	48273.75	5252.28	40425.47	45677.75	576686.13	1.82	260646.70
19	14500	3823.63	52097.38	5252.28	40425.47	45677.75	622363.88	1.76	268399.75
20	14500	3823.63	55921.01	5252.28	40425.47	45677.75	668041.69	1.69	271601.78

6.6.2 Exemplo nº 2

Analisar a necessidade e a estratégia de implantação de faixas adicionais em rampas ascendentes para os casos abaixo relacionados, efetuando o cálculo de atraso e a avaliação econômica com base no VDM da rodovia.

- Dados geométricos, de tráfego e para avaliação econômica

Todos os dados são iguais aos do exemplo nº 1, exceto os seguintes elementos:

- extensões de rampa: 700 m, 1000 m e 2000 m;
- declividades de rampa: 4% e 6%;
- volumes diários médios (bidirecionais): 2.500, 5.000, 7.500 e 10.000 ;
- período de análise: 15 anos;
- vida útil da faixa adicional: 10 anos.

R E S O L U Ç Ã O

Adotando a mesma seqüência metodológica do exemplo anterior, pode-se constatar, de início, que o Critério I (redução de velocidade) é atendido em qualquer um dos casos a serem estudados, pois os "comprimentos críticos" para as declividades de 4% e 6% (vide Quadro 6.1) são inferiores às extensões de rampa consideradas.

Os resultados da aplicação do Critério II (análise da capacidade), considerando os dados de tráfego e as combinações

de extensão e declividade de rampa, estão sintetizados no Quadro 6.2 a seguir, através da indicação do ano (dentro do período de análise) em que a rampa passará a operar em nível de serviço E. Salienta-se que em todos os casos considerados é atendida a condição de que o número de caminhões carregados que sobe a rampa por hora é superior a 20 unidades.

QUADRO 6.2

ANO DO PERÍODO DE ANÁLISE EM QUE A RAMPA PASSA A OPERAR EM NÍVEL DE SERVIÇO "E"
PARA OS DADOS CONSIDERADOS NO EXEMPLO Nº 2

	EXTENSÃO (m)	720		1.000		2.000	
	DECLIVIDADE	4%	6%	4%	6%	4%	6%
VDM	2.500	>20	>20	>20	>20	>20	15
NO	5.000	18	15	17	12	12	4
ANO	7.500	12	8	10	6	5	0
INICIAL	10.000	7	4	6	1	1	0

No Quadro 6.3, adiante apresentado, são indicados os atrasos diário médios (min/dia) no ano zero, para os dados de tráfego considerados e em função das combinações de extensão e declividade da rampa. Tais valores de atraso foram calculados através do programa computacional desenvolvido.

QUADRO 6.3

VALORES DE ATRASOS DIÁRIOS MÉDIOS (min/dia) NO ANO ZERO
PARA OS DADOS CONSIDERADOS NO EXEMPLO Nº 2

	EXTENSÃO (m)	720		1.000		2.000	
	DECLIVIDADE	4%	6%	4%	6%	4%	6%
VDM	2.500	23,3	76,5	75,6	188,1	397,6	725,3
NO	5.000	87,6	282,3	276,6	677,6	1.406,3	2.549,8
ANO	7.500	182,1	584,1	567,4	1.373,3	2.802,9	5.051,0
INICIAL	10.000	294,7	951,8	916,2	2.199,0	4.419,9	7.912,8

Verifica-se, pelos dados apresentados no Quadro 6.3, que o valor do atraso diário médio sofre uma influência significativa da declividade e da extensão da rampa, o que se explica pelo fato destes elementos condicionarem o desempenho dos veículos "lentos" bem como o intervalo crítico ao qual está associada a probabilidade de ocorrência de "headways" que permitem a ocorrência de atraso para os veículos "rápidos".

Os resultados de aplicação do Critério III (análise de viabilidade econômica), obtidos com a utilização do programa computacional desenvolvido e considerando os dados de tráfego e econômicos, bem como as combinações de extensão e declividade de rampa, estão resumidos no Quadro 6.4 adiante. Neste quadro está indicado o ano a partir do qual a implantação da faixa adicional tem viabilidade econômica, ou seja, o primeiro ano de um período igual à vida útil da faixa adicional (10 anos) a partir do qual a relação B/C resulta igual ou maior que a unidade dentro deste mencionado período. Para uma melhor visualização do comportamento da relação B/C dentro do período de análise, também está sendo indicado o ano em que os benefícios totais acumulados superam os custos, ou seja, o ano em que a relação B/C iguala ou supera a unidade.

QUADRO 6.4

ANO DO PERÍODO DE ANÁLISE A PARTIR DO QUAL A FAIXA ADICIONAL APRESENTA VIABILIDADE ECONÔMICA E ANO EM QUE B/C > 1, PARA OS DADOS CONSIDERADOS NO EXEMPLO Nº 2

	EXTENSÃO (m)	720				1.000				2.000			
		DECLIVIDADE 4%		6%		4%		6%		4%		6%	
		ANOS X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
VDM	2.500	>20	>20	>20	>20	>20	>20	>20	>20	>20	>20	>20	>20
NO	5.000	>20	>20	>20	>20	>20	>20	6	0	5	0	2	0
ANO	7.500	>20	>20	5	0	6	0	2	0	2	0	2	0
INICIAL	10.000	>20	>20	3	0	1	0	1	0	1	0	0	0

(*) ANO X : ano em que B/C > 1;

ANO Y : ano a partir do qual, sob o ponto de vista de viabilidade econômica, a faixa adicional pode ser implantada.

A partir da análise dos resultados da aplicação dos critérios I, II e III, pode-se, então, classificar cada uma das situações consideradas de acordo com os casos típicos conceituados no item 6.4 deste capítulo.

O Quadro 6.5 adiante apresentado contém a indicação do caso típico correspondente a cada uma das situações estudadas tomando por base os resultados apresentados nos Quadros 6.2 e 6.4.

QUADRO 6.5

CLASSIFICAÇÃO DOS CASOS DO EXEMPLO Nº 2 SEGUNDO O CRITÉRIO DE TIPIFICAÇÃO CONCEITUADO NO ÍTEM 6.4 DO TRABALHO

	EXTENSÃO (m)	720		1.000		2.000	
	DECLIVIDADE	4%	6%	4%	6%	4%	6%
VDM	2.500	CASO A	CASO A	CASO A	CASO A	CASO A	CASO C
NO	5.000	CASO A	CASO C	CASO B	CASO D1	CASO D1	CASO D1
ANO	7.500	CASO C	CASO D1	CASO D1	CASO D1	CASO D1	CASO D1
INICIAL	10.000	CASO C	CASO D1	CASO D1	CASO D1	CASO D1	CASO D1

7. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DA FAIXA ADICIONAL

7. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DA FAIXA ADICIONAL

Neste capítulo, são abordados os elementos referentes às características geométricas de que devem ser dotadas as faixas adicionais, quando as mesmas têm sua implantação justificada através de critérios técnicos e econômicos.

Além das características básicas da seção transversal da faixa, abrangendo as larguras da faixa de rolamento e do acostamento e as respectivas taxas de superelevação, são conceituados os critérios para determinar o início e o término das mesmas, em função das declividades da rampa ascendente e da rampa que a sucede.

7.1 FIXAÇÃO DO PONTO DE INÍCIO DA FAIXA ADICIONAL

Conforme conceituado anteriormente, no item 2.4.4, são considerados dois critérios básicos alternativos para determinar o ponto de início de uma faixa adicional, uma vez estabelecida a sua necessidade, sendo que ambos os critérios, de fato, conduzem à fixação de um limite inferior de velocidade admissível para os caminhões carregados em meio ao fluxo de tráfego.

Em função da velocidade de entrada do caminhão carregado na rampa ascendente e da declividade desta, esse local de início da faixa adicional corresponde ao ponto onde tal caminhão tem sua velocidade reduzida ao citado valor admissível, e abaixo do qual as condições operacionais resultariam intoleráveis para o restante do tráfego (automóveis, ônibus e caminhões leves ou vazios). A distância do início da rampa ascendente até o ponto onde é atingida essa velocidade é denominada, conforme já mencionado, "comprimento crítico da rampa".

Assumida a velocidade de entrada na rampa de 80 Km/h, os comprimentos críticos de rampa válidos para os caminhões típicos brasileiros de 130 Kg/CV podem ser calculados utilizando-se a Figura 6.2. Para valores de declividade da rampa ascendente múltiplos de 0,5%, os valores de comprimento crítico da rampa estão tabelados no Quadro 6.1 (vide capítulo 6).

Por outro lado, tendo em vista a existência de curvas verticais de concordância no início de todas as rampas, as quais têm influência sobre o desempenho dos caminhões, o ponto de início da rampa a ser considerado (para fins de posterior fixação do início da faixa adicional) deve situar-se antes do término (no sentido do tráfego ascendente) da curva vertical, de acordo com os seguintes critérios definidos pelo DNER (1979) e conforme ilustrado na Figura 7.1, adiante:

- A rampa ascendente em estudo é precedida de uma outra rampa ascendente ou de um trecho em nível (caso "a" da Figura 7.1):
 - o A estaca do ponto de início da rampa coincide com a estaca do PIV das duas rampas em questão.
- A rampa ascendente em estudo é precedida de uma rampa descendente (caso "b" da Figura 7.1):
 - o O início da rampa ascendente situa-se em ponto eqüidistante do ponto baixo da curva vertical côncava de concordância das duas rampas e do término (no sentido ascendente) dessa curva vertical. Sua posição é obtida empregando as expressões a seguir:

$$d = \frac{L_{cv} \cdot i_2}{2(i_2 - i_1)} \quad \text{ou} \quad \frac{K \cdot i_2}{2}$$

onde:

d = distância do ponto considerado como início da rampa ao término da curva vertical de concordância das rampas (m);

L_{cv} = comprimento da curva vertical (m);

i₂ = declividade do greide da rampa ascendente (%);

i₁ = declividade do greide da rampa descendente (%);

K = parâmetro de curvatura da parábola de concordância (m).

Estabelecido, então, o ponto de início da rampa ascendente, o ponto de início da faixa adicional deve estar afastado do mesmo de uma distância igual ao "comprimento crítico da rampa", já conceituado anteriormente.

Por razões de ordem prática, a estaca do ponto de início da faixa adicional deverá preferencialmente coincidir com uma estaca inteira ou inteira + 10, sendo sempre antecedida por um trecho de pista com largura variável ("taper") adequado. Além disso, poderá ser conveniente, em alguns casos, deslocar rampa acima ou abaixo o ponto de início, conforme necessário, para proporcionar uma visibilidade adequada aos motoristas.

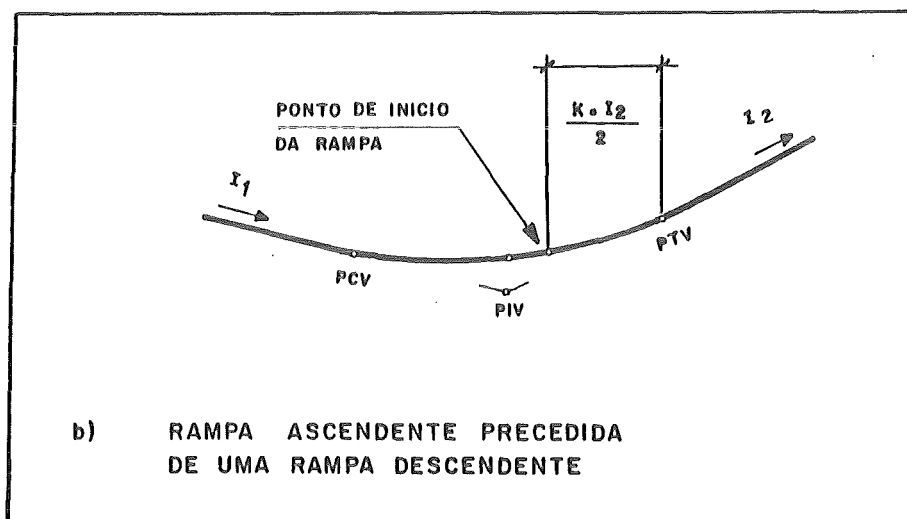
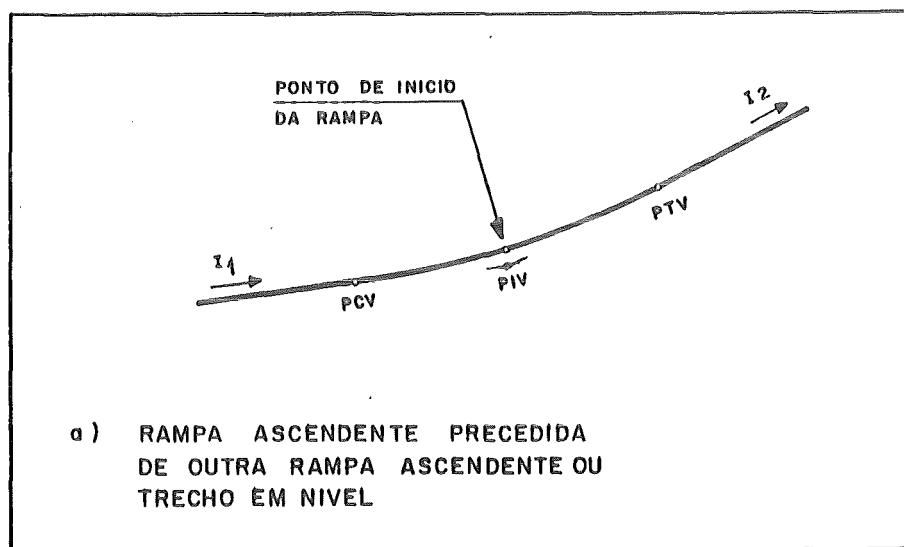


FIGURA 71 - ILUSTRAÇÃO DO CRITÉRIO DE FIXAÇÃO DO PONTO DE INICIO DA RAMPA ASCENDENTE

7.2 DETERMINAÇÃO DO PONTO DE TÉRMINO DA FAIXA ADICIONAL

Existem dois critérios básicos principais adotados pelo DNER que devem ser considerados simultaneamente para determinar a localização do ponto final da faixa adicional:

- Critério da velocidade de retorno, que considera a menor velocidade admissível para reentrada dos caminhões carregados na faixa normal, em condições aceitáveis de segurança e sem causar perturbação excessiva ao restante do tráfego;
- Critério da visibilidade, que se baseia na exigência de uma distância de visibilidade adequada para permitir que um caminhão carregado, retornando à faixa de rolamento normal, seja ultrapassado pelo restante do tráfego.

Os caminhões carregados deveriam retornar à faixa de rolamento normal à velocidade regular de operação, minimizando a perturbação ao restante do tráfego e as necessidades de ultrapassagem. Para isso, no entanto, seria necessário estender excessivamente as faixas adicionais, com a correspondente elevação de custos.

O DNER (1979), por razões de ordem econômica, adota a velocidade de 40 Km/h como a mínima necessária para a reentrada dos caminhões na faixa de rolamento normal. Esse valor é inferior em 5 Km/h àquele adotado pelo DNER como velocidade mínima aceitável (45 Km/h) para fins de determinação do comprimento crítico de rampa ascendente.

A justificativa do DNER para tal procedimento - aceitável, em princípio - é de que se considera razoável prever uma pequena antecipação da interferência causada pelos caminhões carregados, visto que estes se encontram em processo de aceleração e, logo a seguir, atingirão sua velocidade de

operação normal.

No entanto, conforme visto no item 2.4.4, pelo fato de a redução admissível de velocidade do caminhão típico igual a 25 Km/h atender tanto às razões econômicas como às de segurança, a velocidade mínima aceitável de 55 Km/h é a mais adequada para a finalidade de determinação do comprimento crítico da rampa ascendente.

Considerando, entretanto, que é coerente e razoável, conforme preconiza o DNER, que se aceite uma pequena antecipação da interferência causada pelos caminhões carregados, pode-se admitir que uma velocidade de 50 Km/h seja a mais adequada para ser utilizada como a mínima necessária para a reentrada dos caminhões na faixa de rolamento normal.

As distâncias correspondentes aos pontos onde é atingida a velocidade de 50 Km/h na rampa subsequente àquela na qual foi implantada a faixa adicional - denominadas distâncias de aceleração - podem ser obtidas das curvas de aceleração de caminhões carregados, pela diferença entre as leituras no eixo das abscissas da Figura 2.6 (vide item 2.2.3), correspondentes às ordenadas de 50 Km/h, e da velocidade de sustentação na rampa precedente (onde foi implantada a faixa adicional).

Tendo em vista a existência de curvas verticais de concordância ao final de todas as rampas, as quais têm influência sobre o desempenho dos caminhões, as distâncias de aceleração são medidas, por simplicidade, a partir de um ponto situado antes do término da curva vertical, de acordo com os seguintes critérios:

- A rampa ascendente em análise é seguida de uma rampa descendente:
 - Medem-se as distâncias de aceleração a partir do ponto de cota máxima da curva vertical, cuja posição é dada pelas expressões a seguir:

$$b = \frac{L_{cv} \cdot i_2}{(i_3 - i_2)} \quad \text{ou} \quad K \cdot i_2$$

onde:

b = extensão desde o início da curva vertical (no sentido ascendente) até o ponto considerado como fim da rampa;

L_{cv} = comprimento da curva vertical (m);

i₂ = declividade do greide da rampa ascendente (%);

i₃ = declividade do greide da rampa seguinte (%);

K = parâmetro de curvatura da parábola de concordância (m).

- A rampa ascendente em análise é seguida por outra rampa ascendente ou por um trecho em nível:

- Medem-se as distâncias de aceleração a partir do PIV das rampas em questão.

A fim de facilitar a obtenção das referidas distâncias de aceleração, são apresentados, no Quadro 7.1, os seus valores correspondentes a diferentes greides descendentes (-1% a -6%), determinados a partir das velocidades de sustentação atingidas pelos caminhões carregados típicos em rampas ascendentes com diferentes greides (+3% a +6%).

QUADRO 7.1
 DISTÂNCIAS DE ACELERAÇÃO NAS RAMPAS DESCENDENTES PARA RETORNO DO CAMINHÃO
 TÍPICO À FAIXA NORMAL DE ROLAMENTO

GREIDE DA RAMPAS ASCENDENTE (%)	VELOCIDADE DE SUSTENTAÇÃO DOS CAMINHÕES (Km/h)	DISTÂNCIAS DE ACELERAÇÃO NA FAIXA DESCENDENTE PARA QUE O CAMINHÃO TÍPICO ATINJA VELOCIDADE DE 50 Km/h					
		DECLIVIDADE DA RAMPAS DESCENDENTE					
		- 6 %	- 5 %	- 4 %	- 3 %	- 2 %	- 1 %
3,0	33	85	95	105	125	160	235
3,5	29	90	100	115	135	170	250
4,0	26	100	110	125	145	180	270
4,5	23	105	115	130	155	195	285
5,0	21	110	120	135	160	205	300
5,5	19	115	125	145	170	210	315
6,0	18	120	130	150	175	220	330
6,5	17	125	135	155	185	230	340

A Figura 7.2 ilustra a localização e as características geométricas básicas das faixas adicionais, com indicação dos seus pontos de início e término, do comprimento crítico da rampa ascendente, da distância de aceleração, dos "tapers" de início e fim de faixa, bem como dos elementos da seção transversal com variações das larguras da faixa adicional e de seu acostamento.

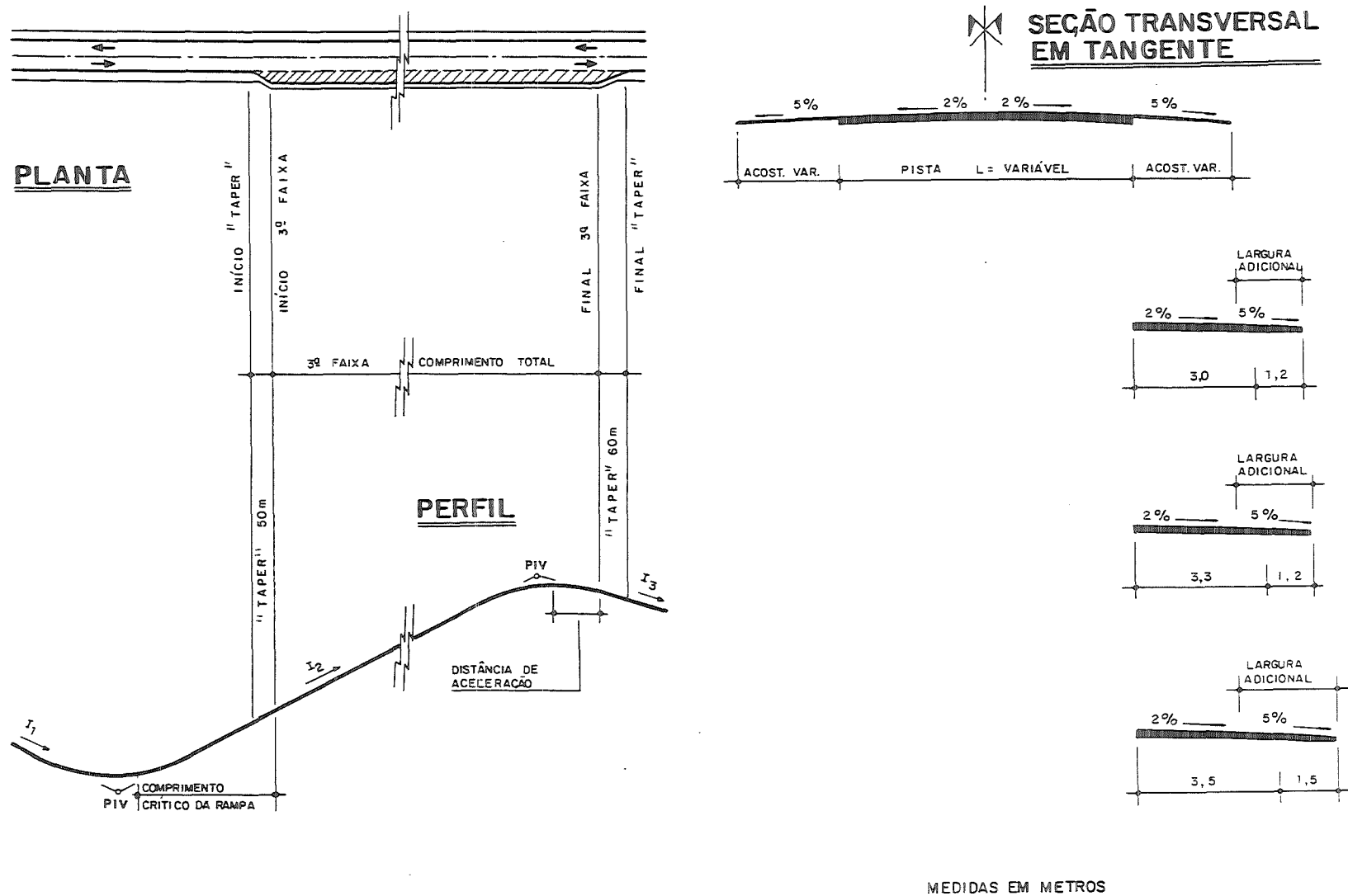


FIGURA 7.2 - LOCALIZAÇÃO E CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DAS FAIXAS ADICIONAIS

FONTE : DNER (1979)

7.3 COMPRIMENTO MÍNIMO DA FAIXA ADICIONAL

O estabelecimento de valores mínimos para o comprimento da faixa adicional está relacionado a fatores de ordem econômica e operacional. O benefício proporcionado pela implantação da faixa adicional acaba restringido, se a sua extensão for pequena, uma vez que pode ser muito reduzido o tempo de permanência dos veículos lentos fora do fluxo de tráfego. Além disso, em tais condições, podem ocorrer perturbações à operação e à segurança do tráfego na via, em virtude dos movimentos de saída e retorno à faixa normal de rolamento, em locais pouco distanciados; nestas circunstâncias, há ainda o agravante da possibilidade de alguns motoristas de veículos "lentos" não se encorajarem a utilizar a faixa adicional.

Além desses aspectos, também deve ser considerado que os custos fixos de implantação de faixa adicional que independem de sua extensão, tais como os "tapers" e a sinalização, acabam acarretando um custo unitário maior à mesma quando tal extensão é reduzida.

Dessa forma, é desejável que as faixas adicionais tenham um comprimento mínimo que garanta a sua utilização por parte dos veículos "lentos" durante um tempo mínimo pré-estabelecido, em função da declividade da rampa e do desempenho de tais veículos ao longo da mesma.

Como uma consideração desse tipo envolveria uma análise específica para cada caso, na prática tem sido aceito e utilizado o critério simplificado sugerido pelo DNER (1979) de fixar como comprimento mínimo de faixa adicional a distância entre o seu ponto de início e o ponto onde o veículo carregado típico atinge a sua velocidade de sustentação na rampa.

No Quadro 7.2 a seguir apresentado estão indicados os comprimentos mínimos de faixa adicional, calculados segundo o critério sugerido pelo DNER e arredondados para valores

múltiplos de 10 m, para diferentes declividades de rampas. No cálculo de tais valores, considerou-se que o início da faixa adicional deve ser fixado utilizando-se os comprimentos críticos de rampa indicados no Quadro 2.12 (item 2.4.4 do segundo capítulo).

QUADRO 7.2
COMPRIMENTOS MÍNIMOS DE FAIXA ADICIONAL
SEGUNDO O CRITÉRIO DO DNER

RAMPA (%)	COMPRIMENTO MÍNIMO (M)
3	870
4	560
5	400
6	320
7	270

Salienta-se que os valores resultantes da consideração do critério sugerido pelo DNER não devem ser rígidos, mas utilizados com bom senso, analisando-se cuidadosamente as peculiaridades de cada caso. Exemplificando, pode-se citar um caso, que merece cuidadosa análise, em que os veículos "lentos" podem não atingir a velocidade de sustentação em determinada rampa ascendente, mas algum valor próximo dela, havendo ainda na seqüência uma rampa ascendente ou descendente de baixa declividade, de forma que o veículo "lento" deverá percorrer grande extensão para atingir a velocidade mínima de 55 km/h.

7.4 CARACTERÍSTICAS DA SEÇÃO TRANSVERSAL

7.4.1 Larguras da Faixa Adicional e do Acostamento

Seria desejável que fossem adotadas, para a faixa adicional e para o seu acostamento, as mesmas larguras fixadas para os trechos normais da rodovia.

Considerando, no entanto, razões de ordem econômica, bem como o fato de que a faixa adicional é concebida para condições de operação com abrangência limitada e razoavelmente uniforme (fluxo exclusivo de caminhões lentos trafegando a baixas velocidades), é justificada a adoção de valores mais restritos para as larguras da faixa adicional e do acostamento adjacente. O acostamento, aliás, nestas condições, deve ser considerado como faixa de segurança e elemento de contenção do pavimento.

A fixação dessas larguras deve ser tal que seja possível ao tráfego ascendente - composto de uma fila de veículos "rápidos" e outra de veículos "lentos" - ultrapassar um caminhão parado (que, por hipótese, esteja com as rodas do lado direito no bordo do acostamento), em condições de mínima ou nula invasão da faixa de rolamento descendente.

O DNER (1979) considera três alternativas de fixação de tais larguras, em função de fatores econômicos, da importância da via e da participação de veículos comerciais no fluxo de tráfego. O Quadro 7.3 sintetiza as dimensões fixadas pelo DNER para a faixa adicional e para o acostamento adjacente com base nos fatores mencionados.

A escolha final das larguras a adotar deverá levar em conta não só os aspectos indicados no Quadro 7.3, mas também a consideração de níveis diferentes de investimento para que a

faixa adicional possa, quando for o caso, apresentar viabilidade econômica.

QUADRO 7.3
LARGURAS DA FAIXA ADICIONAL E DO ACOSTAMENTO
RECOMENDADAS PELO DNER

CONDIÇÕES DA VIA OU DE IMPLANTAÇÃO DA FAIXA ADICIONAL	DISTÂNCIA ENTRE VEÍCULOS EMPARELHADOS (NA FAIXA NORMAL DE ROLAMENTO E NA FAIXA ADICIONAL) (m)	L A R G U R A S (m)	
		FAIXA ADICIONAL	ACOSTAMENTO
- Custo elevado de implantação da faixa adicional	0,40 (restrita)	3,00	1,20
- Custos de im- plantação mais baixos - Participação ele- vada de veículos comerciais rápi- dos na faixa de rolamento normal	0,50 a 0,60	3,30	1,20
- Rodovias de alto padrão	0,80	3,50	1,50

Fonte: DNER (1979)

Visando garantir condições de segurança mínimas admissíveis para o fluxo de tráfego da rodovia, as larguras estabelecidas para a faixa adicional e para seu acostamento não devem sofrer restrições por conta de elementos como caixas coletoras, postes, placas, existência de meio-fio, etc.

7.4.2 Superelevação da Faixa Adicional e do Acostamento

Nos trechos em tangente, as taxas de superelevação da faixa adicional e do acostamento devem ser as mesmas adotadas para estes elementos nos trechos normais da via. Nas curvas, tendo em vista o diferencial de velocidades entre os veículos "rápidos" e "lentos", os motoristas destes últimos são beneficiados se a superelevação adotada para a faixa adicional for inferior à da pista principal, de forma a reduzir a

aceleração transversal no sentido do lado interno da curva atuante sobre o caminhão. A diferença entre as declividades transversais da faixa adicional e da faixa principal, neste caso, não deve ultrapassar o valor de 4%, segundo recomendação do DNER (1979).

O acostamento, por sua vez, deverá ter, nas curvas, a mesma superelevação da faixa adicional.

7.4.3 "Tapers"

A fixação dos comprimentos dos "tapers" de saída e de retorno à faixa de rolamento normal deve atender às recomendações usuais para a taxa linear de variação correspondente.

O DNER (1979) recomenda a utilização de uma taxa normal de variação da largura de 15:1 e restrita de 12:1 para o "taper" de início da faixa adicional, das quais resultam os valores médios arredondados de comprimento desejável de 50,00 m e restrito de 40,00 m para o mesmo. O comprimento restrito, de acordo com o DNER, deve ser utilizado apenas em casos excepcionais.

Para o "taper" de retorno à faixa normal de rolamento, o DNER adota uma taxa linear de variação de 20:1, da qual resulta um comprimento médio arredondado de 60,00 m para o mesmo.

Tais comprimentos fixados pelo DNER (1979) correspondem aos valores mínimos indicados pela AASHTO (1984) para os "tapers" de início e fim de faixas adicionais, sendo que as taxas desejáveis de variação destes elementos sugeridos pela AASHTO são, respectivamente, 25:1 e 50:1.

Os valores estabelecidos pelo DNER são próximos também àqueles sugeridos pelo "Manual on Uniform Traffic Control Devices for Streets and Highways" - FHWA (1971), que resultam da seguinte expressão:

$$L_t = \frac{L_f \cdot S^2}{155,33} \quad , \text{ para } S < 64 \text{ km/h}$$

onde:

L_t = comprimento do "taper" (em metros);

L_f = largura da faixa (em metros);

S = velocidade do veículo lento (km/h).

Considerando, então, a velocidade mínima aceitável de 55 Km/h para o caminhão típico carregado na rampa ascendente, para fins de determinação do comprimento crítico de rampa, e a velocidade mínima recomendada de 50 Km/h para a sua reentrada na faixa de rolamento normal, os correspondentes comprimentos de "taper" resultam respectivamente em cerca de 65,00m e 54,00m, bastante próximos, portanto, dos fixados pelo DNER.

8. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

8. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

8.1 CONCLUSÕES

A análise crítica e os estudos desenvolvidos nos capítulos segundo a quinto deste trabalho permitiram a proposição de ajustes e adaptações em alguns dos conceitos, critérios e parâmetros básicos contidos nas metodologias do HCM, da AASHTO e do DNER para implantação de faixas adicionais em rampas ascendentes. Em alguns casos, os ajustes e as adaptações efetuados visaram tornar os parâmetros mais adequados e representativos das condições prevalecentes nas rodovias brasileiras.

No capítulo sexto, foram consolidados os resultados das análises e dos estudos realizados, e foi proposta uma metodologia que permite a avaliação da necessidade de faixa adicional através da consideração dos seguintes critérios:

- Critério de redução admissível de velocidade;
- Critério de análise da capacidade viária;
- Critério de análise de viabilidade econômica.

A metodologia proposta estabelece a aplicação conjunta dos três critérios, objetivando uma análise completa das condições operacionais que resultam para o fluxo de tráfego que sobe a rampa, além de permitir a verificação da viabilidade econômica da faixa adicional com a consideração de diferentes alternativas de melhorias e, conseqüentemente, de distintos níveis de investimento.

As principais conclusões dos estudos e análises efetuados sobre o desempenho de caminhões carregados e sobre o critério de redução admissível de velocidade são a seguir descritas:

- Através de pesquisa realizada para a verificação da relação nominal peso/potência dos caminhões fabricados no Brasil, constatou-se que é razoável admitir que a relação de 130 Kg/CV, assumida pelo DNER em 1979, continua a ser representativa da frota nacional de caminhões carregados trafegando nas rodovias brasileiras e, por conseguinte, continuam válidas as curvas de desempenho em rampas ascendentes e descendentes estabelecidas para tais veículos;
- Com base na utilização das mencionadas curvas de desempenho, uma redução admissível de velocidade de 25 Km/h atende de forma equilibrada a aspectos de ordem econômica e a requisitos relacionados com a segurança da via; no que diz respeito à fluidez do tráfego, esse valor de redução também se mostra adequado, quando se considera que, para uma velocidade de entrada do caminhão igual a 80 Km/h na rampa ascendente, a velocidade inferior admissível resulta em 55 Km/h, valor este que é próximo da velocidade média de subida do fluxo para nível de serviço E.

No que diz respeito às análises efetuadas sobre o critério de análise da capacidade viária, as principais conclusões são as seguintes:

- O HCM-85 introduziu modificações significativas nos valores que estavam fixados na edição de 1965 para os equivalentes de caminhões ("E") e na metodologia de análise de capacidade viária em rampas específicas; os novos valores tabelados de "E", bastante inferiores aos da versão anterior, embora não tenham sido aferidos através de uma pesquisa mais abrangente, mostram-se agora mais compatíveis para aplicação às condições brasileiras;

- Outros aspectos problemáticos da versão anterior, agora já adaptados no HCM-85, referem-se à consideração do efeito dos veículos de passeio mais lentos sobre os mais rápidos, à determinação em separado dos fatores de ajuste devidos aos veículos comerciais, e à consideração do fator de distribuição direcional na hora de pico, inexistentes na versão de 1965;
- Para efeito de análise de capacidade viária e verificação dos níveis de serviço resultantes nas rampas ascendentes, foi recomendada a utilização de critério baseado na nova metodologia do HCM-85, cuja aplicação aparenta agora ser mais confiável para as condições nacionais;

As principais conclusões provenientes das análises e estudos relativos ao critério de análise de viabilidade econômica são a seguir descritas, conjuntamente com alguns conceitos relevantes:

- A implantação de uma faixa adicional deve também ser justificada com base em critérios econômicos; há casos em que ela, se implantada adequadamente, pode melhorar as condições operacionais e de segurança em uma rampa ascendente, atendendo às exigências fixadas pelos critérios de natureza técnica; tal implantação, no entanto, pode apresentar elevado custo de construção, que a torna economicamente inviável em vista dos benefícios obtidos para os usuários, dentro de um certo período de análise;
- A implantação de uma faixa adicional pode ser economicamente avaliada com a utilização da comparação direta entre os benefícios e os custos, ou seja, através da determinação da correspondente relação benefício/custo;
- O critério de avaliação econômica deve ser tal que permita que os dados e parâmetros a serem considerados para quantificação dos benefícios e dos custos possam se alterar de caso para caso; assim, não podem ser considerados como

- fixos dados relativos à composição e à taxa de crescimento do tráfego, taxa de oportunidade do capital, características geométricas da seção transversal da via, valores e custos unitários para valoração dos benefícios e determinação dos custos, etc;
- No critério proposto, são considerados apenas os benefícios devidos à redução dos custos operacionais dos veículos "rápidos" cujo desempenho é afetado pelos veículos "lentos" que sobem a rampa, bem como os benefícios devidos à redução do tempo perdido pelos motoristas e passageiros desses veículos "rápidos";
 - Na quantificação dos benefícios devidos à redução do tempo perdido por motoristas e passageiros dos veículos "rápidos", está sendo recomendada a determinação dos atrasos a partir da curva de distribuição de "headways" proposta por SCHUHL (1955), visto que ela caracteriza melhor o comportamento do fluxo de tráfego que sobe uma rampa, por considerar tal fluxo como uma combinação de veículos em fluxo livre com pelotões de veículos em fluxo contido;
 - A redução do número e gravidade dos acidentes não pode ser considerada diretamente na avaliação econômica, pela grande dificuldade que existe para quantificar os benefícios decorrentes em termos monetários; tais benefícios, no entanto, podem ser considerados, em termos qualitativos, como um subsídio aos elementos tangíveis de decisão;
 - Na avaliação econômica, os custos de investimento devem abranger apenas a construção da faixa adicional e a implantação dos dispositivos afins, uma vez que os custos de manutenção específicos desta faixa podem ser considerados desprezíveis;
 - A avaliação econômica deve ser um instrumento para que se possa analisar a estratégia de solução para os problemas

operacionais e de segurança de casos críticos de rampas ascendentes, de forma a se cotejar diferentes alternativas de melhorias e prazos, associadas a diferentes níveis de investimento, a fim de se encontrar alguma que seja economicamente viável para o caso em estudo;

- Quando se estuda a implantação de faixas adicionais ao longo de uma grande extensão de rodovia, ou quando se estuda a melhoria de capacidade em uma rede rodoviária regional, a avaliação econômica deve ser utilizada para estabelecer prioridades, bem como permitir a definição de uma estratégia de melhorias em etapas, considerando os investimentos possíveis; os exemplos numéricos apresentados no final do capítulo sexto ilustram a utilização dos critérios de avaliação econômica para tal finalidade.

Em resumo, a contribuição básica deste trabalho consiste na proposição de uma metodologia que estabelece critérios técnicos e econômicos que, aplicados em conjunto, permitem avaliar a necessidade de implantação de faixas adicionais em rampas ascendentes de rodovias simples com tráfego bi-direcional.

Apesar das restrições que foram apontadas para os resultados de alguns estudos e análises desenvolvidos, tal metodologia pode ser um instrumento útil para a finalidade mencionada, uma vez que as metodologias existentes não tem se mostrado plenamente satisfatórias quanto aos aspectos técnico e econômico abordados simultaneamente.

8.2 RECOMENDAÇÕES

Com base na abordagem feita para cada assunto, apresenta-se a seguir a relação de itens para os quais se entende ser necessário efetuar recomendações visando o prosseguimento dos estudos e análises já desenvolvidos neste trabalho ou a realização de novas pesquisas que permitam uma melhor aferição dos parâmetros, modelos e critérios adotados.

- Desempenho dos caminhões carregados da frota brasileira

A última grande pesquisa de que se tem notícia para avaliar o desempenho dos caminhões da frota nacional foi realizada em 1978, pelo DNER (1979). No presente trabalho, a pesquisa realizada abrangeu apenas um levantamento das características nominais básicas dos veículos atualmente fabricados, visando comparar as respectivas relações peso/potência com o valor fixado na ocasião por aquele órgão (130 Kg/CV). Recomenda-se, assim, um acompanhamento da evolução da relação peso/potência média dos veículos fabricados no Brasil e, na ocorrência de alguma alteração significativa, o desenvolvimento de nova e ampla pesquisa para avaliar diferentes tipos de caminhões da frota nacional.

- Metodologia do HCM-85 para análise do nível de serviço em rampas específicas

É necessário o desenvolvimento de pesquisa específica para aferir se os parâmetros definidos na metodologia do HCM-85 para análise de capacidade viária em rampas específicas podem ser aplicados sem restrições para as condições brasileiras, especialmente no que se refere aos equivalentes de caminhões "E" tabelados para diferentes declividades e extensões de rampa.

- Modelo de determinação do atraso veicular

Recomenda-se a realização de pesquisas de campo para calibrar o modelo adotado de determinação do atraso veicular, baseado na curva de distribuição proposta por SCHUHL (1955), que considera o fluxo de tráfego uma combinação de veículos em fluxo livre com pelotões de veículos em fluxo contido. Devem ser aferidos parâmetros como o intervalo de deslocamento da distribuição de "headways" relativo ao fluxo contido, e os "headways" médios das parcelas do tráfego em fluxo livre e em fluxo contido. Outro aspecto importante que deve ser melhor avaliado através de pesquisa específica é a relação do volume e da composição do tráfego que sobe a rampa com a fração deste volume que vai se deslocar em regime de fluxo contido.

- Acidentes

A impossibilidade de quantificação dos benefícios gerados pela redução do número e gravidade dos acidentes decorre da falta de uma estatística confiável sobre informações básicas relativas aos mesmos. A formação de um banco de dados sobre acidentes é algo muito abrangente e que deve envolver o esforço de muitos segmentos da sociedade interessados nesse problema. Recomenda-se então o desenvolvimento de pesquisa para trechos específicos de alguns casos de rodovias com níveis diferentes de VDM, e para as quais esteja programada a implantação de faixas adicionais, de forma tal que se possa efetuar a quantificação de acidentes, por tipo e nível de gravidade, e de acordo com outras informações julgadas convenientes, antes e depois da construção de tais melhorias. Se possível, e de uma forma simplificada, poder-se-ia tentar o levantamento de alguns dados relativos a custos gerados por parte dos acidentes levantados, a fim de se estimar uma ordem de grandeza para os mesmos, em função de sua gravidade.

*ANEXO A - INTEGRAÇÃO DA FUNÇÃO DE DENSIDADE
DE PROBABILIDADE DA CURVA DE
DISTRIBUIÇÃO DE SCHUHL*

INTEGRAÇÃO DA FUNÇÃO DE DENSIDADE DE PROBABILIDADE DA CURVA DE DISTRIBUIÇÃO DE SCHUHL (1955)

$$T = L/W - t$$

$$A_h = Qr \cdot \int_0^T t \cdot f(t) \cdot dt = Qr \cdot \int_0^{L/W} f(t) \cdot (L/W - t) \cdot dt$$

$$A_h = Qr \cdot \left[\begin{array}{c} \text{(I)} \\ \int_0^{L/W} L/W \cdot f(t) \cdot dt \end{array} - \begin{array}{c} \text{(II)} \\ \int_0^{L/W} t \cdot f(t) \cdot dt \end{array} \right]$$

Para $f(t) = a \cdot q_1 \cdot e^{-q_1(t-d)} + (1-a) \cdot q_2 \cdot e^{-q_2 \cdot t}$

sendo

$$e^{-qt} \cdot dt = \frac{-1}{q} \cdot e^{-qt}$$

e

$$t \cdot e^{-qt} \cdot dt = \frac{-e^{-qt}}{q^2} (qt + 1) \quad \text{vem:}$$

$$(I) = \int_0^{L/W} L/W \cdot f(t) \cdot dt$$

$$(I) = L/W \left\{ \int_d^{L/W} a \cdot q_1 \cdot e^{-q_1 \cdot t} \cdot e^{q_1 d} \cdot dt + \right.$$

$$\left. + \int_0^{L/W} (1-a) \cdot q_2 \cdot e^{-q_2 t} \cdot dt \right\}$$

$$(I) = L/W \cdot a \cdot q_1 \cdot e^{q_1 d} \cdot \int_0^{L/W} e^{-q_1 t} \cdot dt +$$

$$+ L/W \cdot (1-a) \cdot q_2 \cdot \int_0^{L/W} e^{-q_2 t} \cdot dt$$

$$(I) = L/W \cdot a \cdot q_1 \cdot e^{q_1 d} \cdot \left[-1/q_1 \cdot e^{-q_1 t} \right]_{d}^{L/W} +$$

$$+ L/W \cdot (1-a) \cdot q_2 \cdot \left[-1/q_2 \cdot e^{-q_2 t} \right]_{0}^{L/W}$$

$$(I) = L/W \cdot a \cdot e^{q_1 d} \cdot (e^{-q_1 d} - e^{-q_1 L/W}) + L/W \cdot (1-a) \cdot (1 - e^{-q_2 L/W})$$

$$(II) = \int_0^{L/W} t \cdot f(t) \cdot dt$$

$$(II) = \int_d^{L/W} t \cdot a \cdot q_1 \cdot e^{-q_1 t} \cdot e^{q_1 d} \cdot dt +$$

$$+ \int_0^{L/W} t \cdot (1-a) \cdot q_2 \cdot e^{-q_2 t} \cdot dt$$

$$(II) = a \cdot q_1 \cdot e^{q_1 d} \int_d^{L/W} t \cdot e^{-q_1 t} \cdot dt + (1-a) \cdot q_2 \int_0^{L/W} t \cdot e^{-q_2 t} \cdot dt$$

$$(II) = a \cdot q_1 \cdot e^{q_1 d} \cdot \left[-\frac{e^{-q_1 t} \cdot (q_1 \cdot t + 1)}{q_1^2} \right]_{d}^{L/W} +$$

$$+ (1-a) \cdot q_2 \cdot \left[-\frac{e^{-q_2 t} \cdot (q_2 \cdot t + 1)}{q_2^2} \right]_{0}^{L/W}$$

$$(II) = \frac{a \cdot e^{q_1 d} \cdot [e^{-q_1 d} \cdot (q_1 \cdot d + 1) - e^{-q \cdot L/W} (q_1 \cdot L/W + 1)] + (1-a) \cdot [1 - e^{-q_2 L/W} \cdot (q_2 \cdot L/W + 1)]}{q_1} + \frac{\quad}{q_2}$$

$$A_h = Q_r [(I) - (II)]$$

Desta forma, a expressão final do cálculo do atraso horário resulta:

$$A_h = Q_r \{ T_1 \cdot [T_2 - T_3 + T_4] + T_5 \cdot [T_6 + T_7 - 1] \}$$

onde:

$$T_1 = a \cdot e^{q_1 \cdot d} / q_1 \qquad T_5 = (1-a) / q_2$$

$$T_2 = q_1 \cdot L/W \cdot (e^{-q_1 \cdot d} - e^{-q_1 \cdot L/W}) \qquad T_6 = q_2 \cdot L/W \cdot (1 - e^{-q_2 \cdot L/W})$$

$$T_3 = e^{-q_1 \cdot d} \cdot (q_1 \cdot d + 1) \qquad T_7 = e^{-q_2 \cdot L/W} \cdot (q_2 \cdot L/W + 1)$$

$$T_4 = e^{-q_1 \cdot L/W} \cdot (q_1 \cdot L/W + 1)$$

sendo:

A_h = atraso causado aos veículos "rápidos" por hora (min);

a = fração do volume total de fluxo contido = $0,115 \cdot Q_f / 100$;

Q_f = volume horário total que sobe a rampa;

Q_r = vol. horário de veíc. "rápidos" que sobem a rampa (vph);

d = "headway" mínimo dos veículos no fluxo contido;

$$q_1 = 1 / t_1;$$

$$q_2 = 1 / t_2;$$

$$t_1 = 2,5 \text{ s};$$

$$t_2 = 24 - 1,22 \cdot Q_f / 100;$$

L/W = intervalo crítico;

L = extensão total da rampa;

$$W = V \cdot v / V - v;$$

v = velocidade média dos veículos "lentos" na rampa;

V = velocidade dos veículos "rápidos" na rampa;

$$V = 88 - 36 \cdot Q / SF_E;$$

Q = volume bi-direcional de tráfego (vph);

SF_E = volume de serviço da rodovia para nível E (vph).

*ANEXO B - CONCEITUAÇÃO DO PROCESSO DE DE-
TERMINAÇÃO DO "COMPRIMENTO
VIRTUAL EQUIVALENTE"*

ANEXO B

CONCEITUAÇÃO DO PROCESSO DE DETERMINAÇÃO DO
"COMPRIMENTO VIRTUAL EQUIVALENTE"

Este critério permite calcular o acréscimo no custo operacional provocado pela restrição que é causada aos veículos "rápidos" quando eles têm que trafegar ao longo da rampa em estudo a velocidades menos econômicas do que aquelas que poderiam ter, caso estivesse implantada a faixa adicional.

O critério consiste basicamente em obter o comprimento virtual correspondente à rampa em estudo, calculando-se os acréscimos virtuais de extensão correspondentes a cada uma das características desta rampa que contribuem para que os veículos "rápidos" não possam trafegar à velocidade mais econômica ou a uma velocidade padrão, típica de uma situação "ideal" (trecho em tangente, em nível, pavimentado e em boas condições).

O custo operacional total é então calculado, multiplicando-se o custo operacional correspondente à situação "ideal" pelo comprimento virtual.

A sistemática para determinação do comprimento virtual de uma dada rampa em estudo pode ser resumida pelas etapas básicas a seguir relacionadas:

- Determinação do custo de cada item que compõe o custo operacional por Km, à velocidade em que este é mínimo (velocidade mais econômica), para cada tipo de veículo;
- Fixação da velocidade mais econômica para cada tipo de veículo no trecho rodoviário ideal, ao qual corresponde o custo operacional mínimo;
- Caracterização da rampa em estudo (extensão e declividade do greide), bem como de todas as características e

condições de tráfego que implicam na redução de velocidade em relação à velocidade mais econômica no trecho ideal de rodovia;

- Determinação do custo operacional por Km, à velocidade empregada, segundo cada uma das características e condições de tráfego no trecho;
- Cálculo do "fator virtual" para cada uma das características;
- Cálculo do acréscimo virtual para cada uma das características;
- Somatória dos acréscimos virtuais calculados;
- Adição da extensão real da rampa com a somatória dos acréscimos de comprimento virtuais calculados;
- Multiplicação do custo operacional ideal pelo comprimento virtual.

O fator virtual para cada característica considerada é em geral extraído das tabelas constantes do Manual de Custo de Operação elaborado pelo DNER (1976).

Em termos gerais, o "fator virtual" é obtido pela expressão:

$$FV = \frac{C_r}{C_i} - 1$$

onde:

C_r = custo operacional total na rodovia real à velocidade econômica;

C_i = custo operacional/km na rodovia ideal à velocidade econômica

Conhecido o fator virtual (FVi) correspondente a uma certa característica "i", e sendo "Li" a extensão em Km em que se verifica a característica "i" na rampa, o acréscimo virtual ΔLi é calculado por:

$$\Delta Li = FVi \cdot Li$$

O comprimento virtual é então calculado pela expressão:

$$Lv = L_r + \sum_{i=1}^n \Delta Li$$

onde:

L_v = comprimento virtual da rampa;

L_r = comprimento real da rampa;

ΔL_i = acréscimo virtual no comprimento para a característica "i";

n = número de características condicionantes para a rampa.

Assim, admita-se que, ao vencer uma rampa de extensão "L", à velocidade econômica "Ve", o veículo tenha um custo operacional Crv/km; se, na prática, a sua velocidade real é "Vr", designe-se o seu custo real por C_{rv1} .

Se o veículo vencesse a rampa à velocidade econômica, o acréscimo de comprimento virtual seria:

$$\Delta L = FV \cdot L$$

Como a velocidade real é diferente da econômica, o acréscimo de comprimento virtual será:

$$\Delta L_1 = FV_1 \cdot L$$

A diferença entre os dois acréscimos será então:

$$\Delta L' = \Delta L_1 - \Delta L = (FV_1 - FV) \cdot L$$

Como $FV_1 = (Crv_1/C_i)$

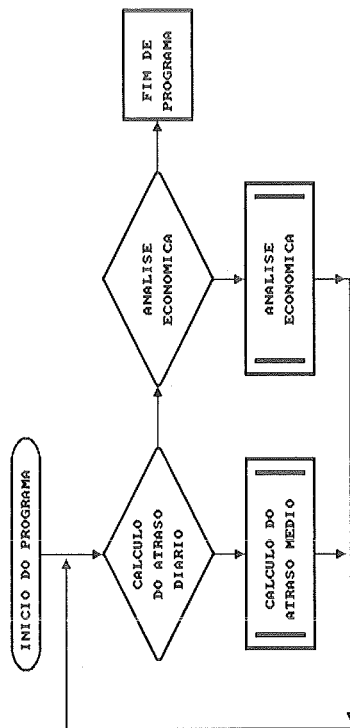
e $FV = (Crv/C_i)$

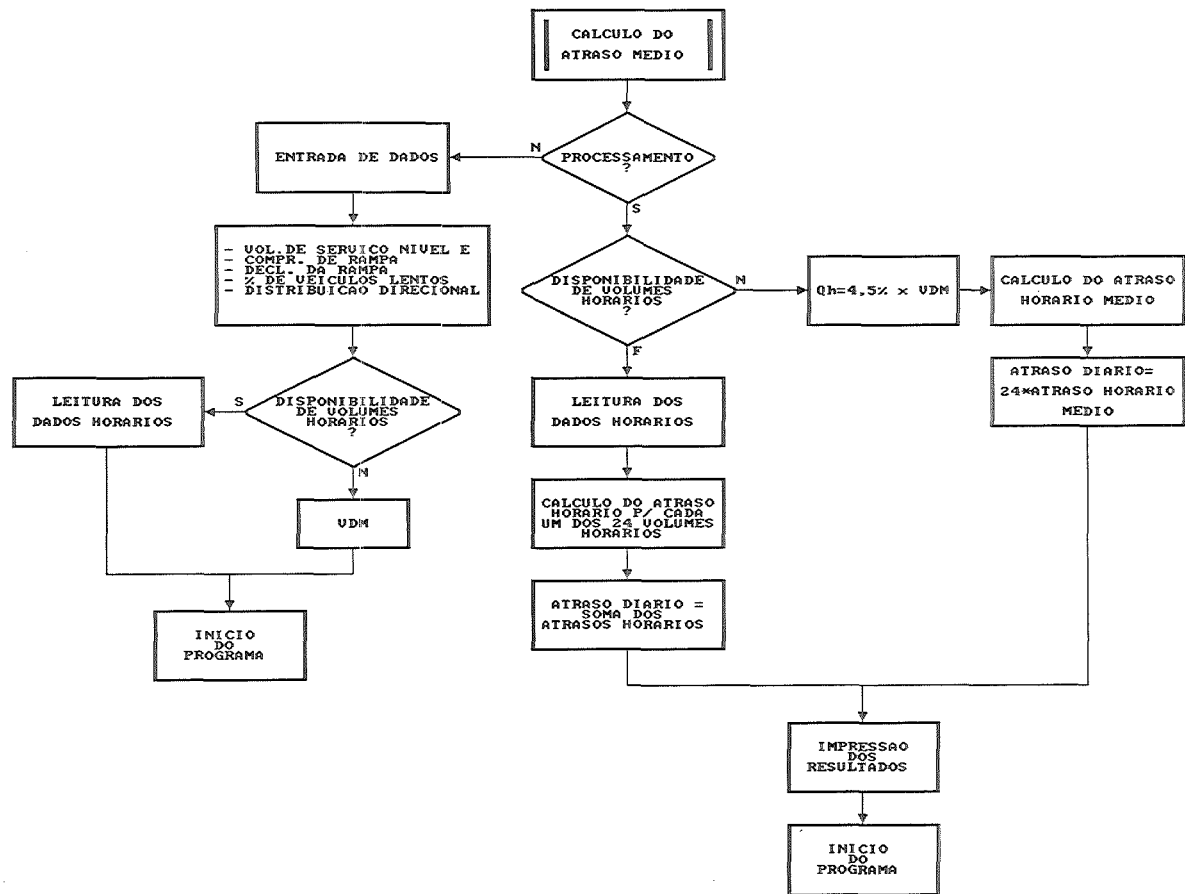
resulta:

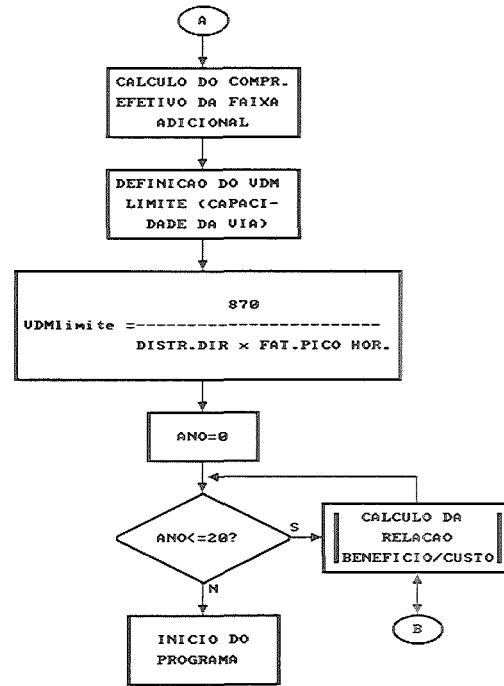
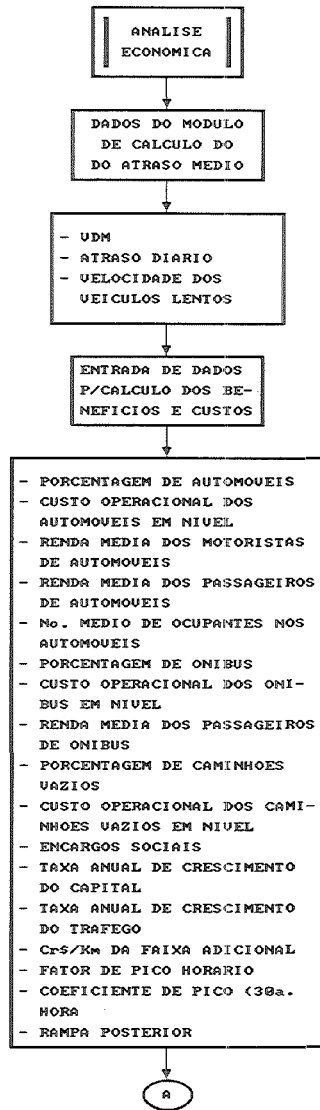
$$\Delta L' = \frac{Crv_1 - Crv}{C_i} \cdot L$$

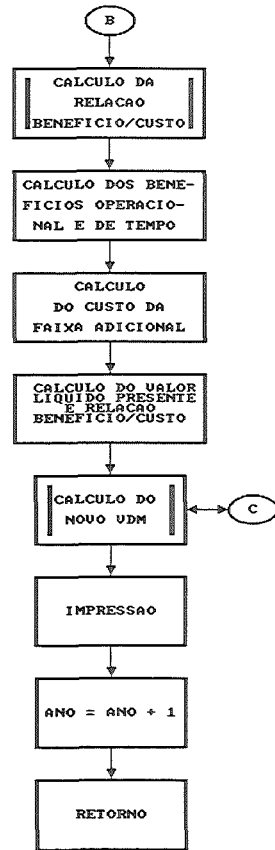
ANEXO C - PROGRAMA COMPUTACIONAL

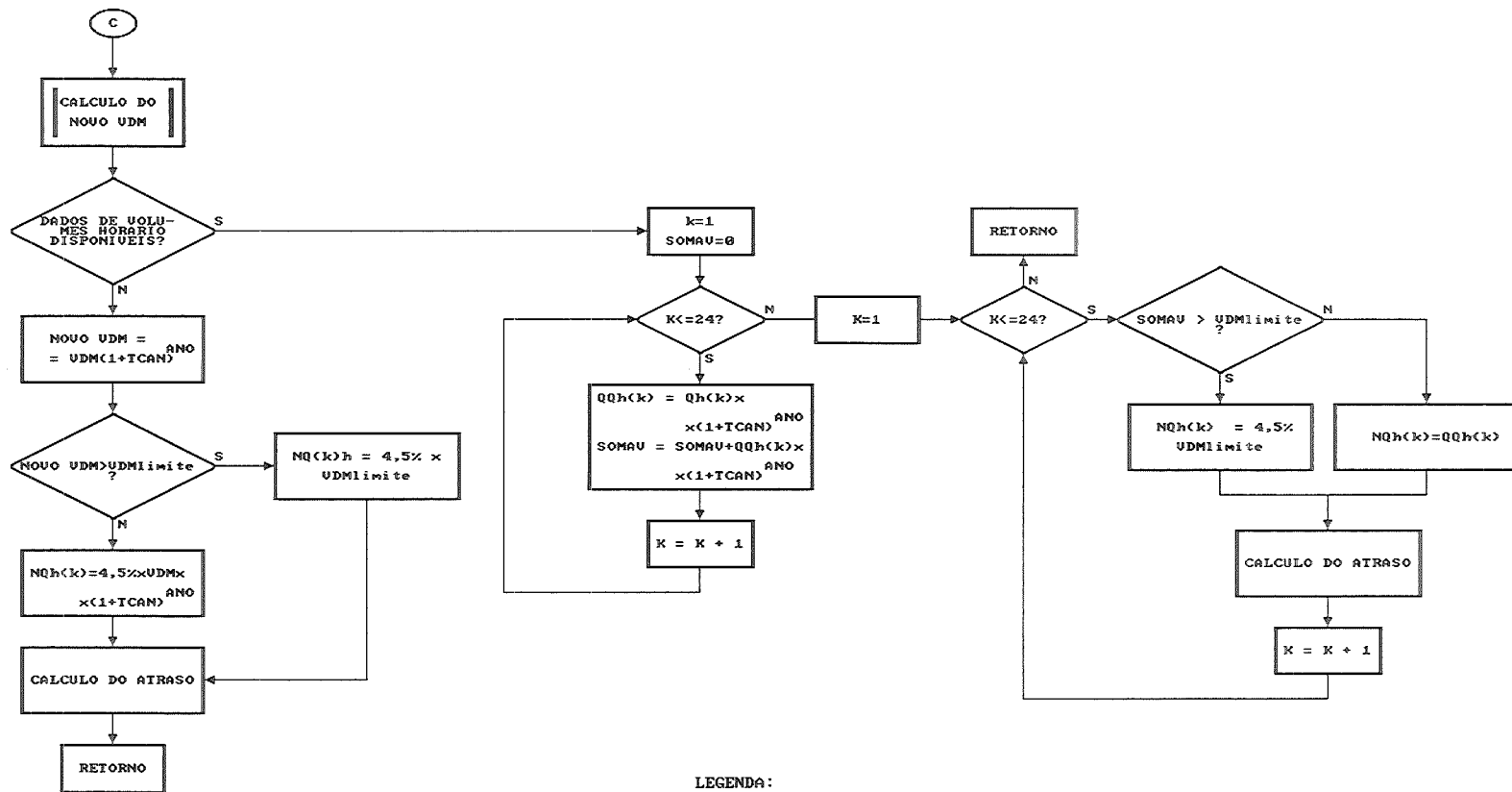
C1. FLUXOGRAMAS











LEGENDA:

- Qh(k) = Volume Horario de Trafego
- ICAN = Taxa de Crescimento Anual do Trafego
- SOMAU = Soma dos Volumes Horarios

C2. LISTAGEM

 /
 / SISTEMA TFAIXA - CALCULO DO ATRASO MEDIO DOS VEICULOS E ANALISE ECONOMICA
 /
 /-----
 /

DECLARE SUB HELP ()
 DECLARE SUB DOSSH ()
 DECLARE SUB TelaPrim (sinal!)

DIM Q(24), NQ(24), Qd(24), QDISF(24), Vr(24)
 DIM FI(24), Bop(100), Bt(100)
 DIM Qr(24), ql(24), TP(24)

10 COLOR 15, 0: CLS

DEFSTR W
 DEFINT J
 WIDTH "LPT1:", 200
 LPRINT CHR\$(15)

WFORM1 = "	HORA	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
WFORM8 = "	Vr(Km/h)	####	####	####	####	####	####	####	####	####	####	####	####	####	####	####	####	####	####	####	####	####	####	####
WFORM2 = "	Q(veic/h)	####	####	####	####	####	####	####	####	####	####	####	####	####	####	####	####	####	####	####	####	####	####	####
WFORM7 = "	Tp(min/h)	###.##	###.##	###.##	###.##	###.##	###.##	###.##	###.##	###.##	###.##	###.##	###.##	###.##	###.##	###.##	###.##	###.##	###.##	###.##	###.##	###.##	###.##	###.##

WFORM3 = "		<--	ATRASO (min/h)		BENEFICIO (10 ^ 3 - Cr\$)					RELACAO		"
WFORM4 = "	ANO	-->	-----		-----					VLP		"
WFORM5 = "		VDM	Tp dia	Tp acum	Bop	Bt	Btotal	Btot.acum.		B/C	(10^3-Cr\$)	"
WFORM6 = "												"

WMens(1) = "[1] ENTRADA DE DADOS"
 WMens(2) = "[2] PROCESSAMENTO"
 WMens(3) = "[1] ATRASO MEDIO DOS VEICULOS"
 WMens(4) = "[2] ESTUDO DE CUSTO/BENEFICIO"

WDATE = MID\$(DATE\$, 4, 2) + "/" + MID\$(DATE\$, 1, 2) + "/" + MID\$(DATE\$, 7, 4)
 WTIME = MID\$(TIME\$, 1, 2) + ":" + MID\$(TIME\$, 4, 2) + ":" + MID\$(TIME\$, 7, 2)

GOSUB TelaInicial
 GOSUB TelaI
 COLOR 15, 0

 t = 20
 Df = 1

```

*****
/
LOCATE 22, 30:
COLOR 0, 3
PRINT " OPCAO [ 1 --> 2 ] ";
COLOR 0, 0
W = ""
WHILE (W <> "1" AND W <> "2" AND W <> CHR$(27))
    W = INKEY$
WEND
IF W = CHR$(27) THEN
    COLOR 0, 0
    COLOR 7, 0
    CLS : END
END IF
OPC1 = VAL(W)
/
/-----
'opcao de calculo do atraso medio
/-----
/
IF OPC1 = 1 THEN
    GOSUB TelaInicial
    GOSUB Tela
    COLOR 15, 0
    /
    LOCATE 22, 30:
    COLOR 0, 3
    PRINT " OPCAO [ 1 --> 2 ] ";
    COLOR 0, 0
    W = ""
    WHILE (W <> "1" AND W <> "2" AND W <> CHR$(27))
        W = INKEY$
    WEND
    IF W = CHR$(27) THEN
        COLOR 0, 0
        COLOR 7, 0
        CLS : GOTO 10
    END IF
    OPC1 = VAL(W)
    /
    /-----
    'opcao de entrada de dados
    /-----
    /

```



```

IF OPCA = 1 THEN
    sinal = 2
    ,
    GOSUB NomeArq
    CALL LimpaLinha(22)
    GOSUB TelaInicial
    ,
    CALL Frames(15, 0, 6, 20, 4, 70)
    ,
    OPEN WArqDados FOR OUTPUT AS #1
    ,
    NumReg = 24
    PRINT #1, NumReg
    ,
    GOSUB Entrada0
    PRINT #1, USING "####.## ####.## ###.## ##.## ###.##"; SFE; L; IP; Pr; PL; D
    ,
    CT = 1
    TP = 0
    OPTA = 0
    ,
    CALL LimpaLinha(22)
    GOSUB TelaInicial
    CALL Frames(15, 0, 6, 20, 4, 70)
    GOSUB Alternativa
    ,
    IF OPTA = 0 THEN
        CALL LimpaLinha(22)
        GOSUB TelaInicial
        CALL Frames(15, 0, 6, 20, 4, 70)
        GOSUB entrada
    END IF
    ,
    CLOSE #1
    ,
    GOTO 10
,-----
'opcao de calculo do atraso medio
'-----
ELSE
    sinal = 2
    ,
    GOSUB NomeArq
    ,
    CALL LimpaLinha(22)

```

```

GOSUB TelaInicial
COLOR 15, 0
'
OPEN WArqDados FOR INPUT AS #1
OPEN WArqResul FOR OUTPUT AS #2
'
INPUT #1, NumReg
INPUT #1, SFE, L, IP, Pr, Pl, D
'
Pr = Pr / 100
Pl = Pl / 100
D = D / 100
'
INPUT #1, OPTA
'
'-----
'dados por VDM
'-----
IF OPTA <> 0 THEN
    GOSUB CALALT
    '
    CLOSE #1
'-----
'dados horarios
'-----
ELSE
    FOR k = 1 TO NumReg
        '
        INPUT #1, Q(k)
        Vr(k) = 88 - (36 * (Q(k) / SFE))
        '
    NEXT k
    '
    CLOSE #1
    '
    FOR k = 1 TO NumReg
        GOSUB Calculo
    NEXT k
END IF
'
CALL Frames(15, 0, 6, 20, 4, 70)
LOCATE 22, 10: PRINT "Prepare a Impressora e Aperte Alguma Tecla p/ Continuar";
CALL Pausa(W)
'
GOSUB Impressao

```

```

        /
        CLOSE #2
        /
        OPTA = 0
        /
        GOTO 10
    END IF
/
-----
'opcao de calculo de calculo de viabilidade economica
-----
/
ELSE
    sinal = 2
    GOSUB NomeArq
    /
    CALL LimpaLinha(22)
    COLOR 15, 1
    CALL LimpaLinha(23)
    /
    /*****
VrFix = 75
    /*****
    /
    CALL Frames(15, 0, 6, 20, 4, 70)
    LOCATE 22, 10: PRINT "Deseja Usar Dados Calculados no Item Anterior [S/N] ?"
    W = ""
    WHILE (UCASE$(W) <> "S" AND UCASE$(W) <> "N")
        W = INKEY$
    WEND
    /
    IF (UCASE$(W) = "N") THEN
        CALL LimpaLinha(22)
        CALL Frames(15, 0, 6, 20, 4, 70)
        GOSUB EntradaII
    ELSE
        sinal = 2
        ON ERROR GOTO Erro1
        /
        OPEN WArqResul FOR INPUT AS #2
        /
        INPUT #2, L, IP, SOMAVDM, SOMATP, VI
        /
    IF L = 0 THEN
        GOSUB Alerta

```

```

                GOTO 10
            END IF
            /
            CLOSE #2
            /
            TPDIA = SOMATP
            VDM = SOMAVDM
        END IF
        /
        OPEN WArqDados FOR INPUT AS #1
        /
            INPUT #1, NumReg
            INPUT #1, SFE, L, IP, Pr, Pl, D
        /
        Pr = Pr / 100
        Pl = Pl / 100
        D = D / 100
        /
        INPUT #1, OPTA
        /
        FOR k = 1 TO NumReg
            INPUT #1, Q(k)
            'Vr(k) = 88 - (36 * (Q(k) / SFE))
        NEXT k
        /
        CLOSE #1
        /
        IF OPTA = 1 THEN
            CLD = VDM * 4.5 / 100
        END IF
        /
        CALL LimpaLinha(22)
        CALL Frames(15, 0, 6, 20, 4, 70)
        GOSUB EntradaIII
        /
        CALL LimpaLinha(22)
        CALL Frames(15, 0, 6, 20, 4, 70)
        GOSUB EntradaIV
        /
        VDMLimite = 870 / (D * KPH)
        /
        GOSUB ImpDadEcon
        /
        GOSUB CalcBen
        sinal = 0
    
```

```
GOTO 10
END IF
```

```
-----
/
/-----
/
/                SUB - ROTINAS
/-----
/
```

Tela:

```
/
CALL Frames(15, 0, 8, 15, 24, 33)
/
LOCATE 10, 27: PRINT WMens(1)
LOCATE 13, 27: PRINT WMens(2)
/
LOCATE 9, 59: PRINT " "
LOCATE 10, 59: PRINT " "
LOCATE 11, 59: PRINT " "
LOCATE 12, 59: PRINT " "
LOCATE 13, 59: PRINT " "
LOCATE 14, 59: PRINT " "
LOCATE 15, 59: PRINT " "
LOCATE 16, 59: PRINT " "
LOCATE 16, 25: PRINT STRINGS(36, " ")
/
```

RETURN

TelaI:

```
/
CALL Frames(15, 0, 8, 15, 24, 33)
/
LOCATE 10, 27: PRINT WMens(3)
LOCATE 13, 27: PRINT WMens(4)
/
LOCATE 9, 59: PRINT " "
LOCATE 10, 59: PRINT " "
LOCATE 11, 59: PRINT " "
LOCATE 12, 59: PRINT " "
LOCATE 13, 59: PRINT " "
LOCATE 14, 59: PRINT " "
LOCATE 15, 59: PRINT " "
LOCATE 16, 59: PRINT " "
LOCATE 16, 25: PRINT STRINGS(36, " ")
/
```

```

RETURN
/
TelaInicial:
/
    CALL TelaPrim(sinal)
    IF sinal = 2 THEN : GOTO 69
    /
    LOCATE 23, 2: PRINT "F1 - Help"
    LOCATE 23, 18: PRINT "F2 - DOS"
    LOCATE 23, 33: PRINT "<ESC> - Saida"
    LOCATE 23, 70: PRINT WDATE
    ON KEY(1) GOSUB SOS
    KEY(1) ON
    ON KEY(2) GOSUB SHEL
    KEY(2) ON
    /
/
69 RETURN
/
SOS:
/
    CLS
    CALL HELP
    CLS
    GOTO 10
/
RETURN
/
SHEL:
/
    CALL DOSSH
    GOTO 10
/
RETURN
/
Calculo:
/
    Ss = 3.7975 * IP ^ -1.1278
    Vs = 78.226 * IP ^ -.8098
    /
    IF L / 1000 <= Ss THEN
        Vl = 80 + (Vs - 80) * L / (2 * Ss * 1000)
    ELSE
        Vl = ((80 + Vs) * Ss / 2 + Vs * ((L / 1000) - Ss)) / (L / 1000)
    END IF

```

```
FI(k) = Vr(k) * VL / (Vr(k) - VL)
```

```
FI(k) = FI(k) * 1000 / 3600
```

```
Qr(k) = Q(k) * Pr * D / 3600
```

```
QL(k) = Q(k) * Pl * D / 3600
```

```
Qd(k) = (Q(k) * (1 - D)) / 3600
```

```
Q1 = .4
```

```
Q2 = 1 / (24 - (.0122 * Q(k) * D))
```

```
Alf = .00115 * Q(k) * D
```

```
Z1 = Alf * EXP(Q1 * Df) / Q1
```

```
Z2 = (Q1 * L / FI(k)) * (EXP(-Q1 * Df) - EXP(-Q1 * L / FI(k)))
```

```
Z3 = EXP(-Q1 * Df) * (Q1 * Df + 1)
```

```
Z4 = EXP(-Q1 * L / FI(k)) * (Q1 * (L / FI(k)) + 1)
```

```
Z5 = (1 - Alf) / Q2
```

```
Z6 = (Q2 * L / FI(k)) * (1 - EXP(-Q2 * L / FI(k)))
```

```
Z7 = EXP(-Q2 * L / FI(k)) * (Q2 * (L / FI(k)) + 1) - 1
```

```
TP(k) = Z1 * (Z2 - Z3 + Z4) + Z5 * (Z6 + Z7)
```

```
NEWVAL = 1 - (EXP(-Qd(k) * t))
```

```
TP(k) = TP(k) * NEWVAL * (60 * Qr(k))
```

```
RETURN
```

```
CalcBen:
```

```
IANO = 0: ECON = 0: j = 1
```

```
SOMABTOT = 0
```

```
''Vsust = 85.7 * IP ^ -.87257
```

```
Vsust = 78.226 * IP ^ -.8098
```

```
Tret = Tret / 100
```

```
TCAN = TCAN / 100
```

```
Pa = Pa / 100
```

```
Po = Po / 100
```

```
Pc = Pc / 100
```

```
Porb = Pa + Po
```

```
Por = Porb + Pc
```

```
GOSUB Cabecalho
```

```
ACUMTP = TPDIA
```

```

/
/-----*
Rec:
/-----*
/

GOSUB Recalculo
/
/
SOMABTOT = SOMABTOT + Bop(j) + Bt(j)
/
VLP = SOMABTOT - ((CO * (1 + Tret) ^ IANO))
RELACAO = SOMABTOT / ((CO * (1 + Tret) ^ IANO))
/
IF (IANO < 20) THEN
/
GOSUB ImpressaoII
IANO = IANO + 1
/
GOSUB NOVOVDM
/
j = j + 1
GOTO Rec
END IF
/
GOSUB ImpressaoII
LPRINT CHR$(12)
/
RETURN
/
Mensagem:
/
LPRINT TAB(35); "RELACAO BENEFICIO CUSTO INVIAVEL"
IF IANO > 20 THEN
LPRINT TAB(35); "ANO > 20"
ELSE
LPRINT TAB(35); "VDM > 20.000"
END IF
LPRINT CHR$(12)
/
RETURN
/
Entrada0:
/
500 LOCATE 7, 10: INPUT "1 - Volume de Servico Nivel E = ", SFE

```



```

        IF SELO = 1 THEN : SELO = 0: GOTO 570
    ,
510 LOCATE 9, 10: INPUT "2 - Comprimento de Rampa (m)      = ", L
    IF SELO = 1 THEN : SELO = 0: GOTO 570
    ,
520 LOCATE 11, 10: INPUT "3 - Declividade de Rampa (%)     = ", IP
    IF SELO = 1 THEN : SELO = 0: GOTO 570
    ,
530 LOCATE 13, 10: INPUT "4 - Porcentagem Veiculo Lento (%) = ", PL
    IF SELO = 1 THEN : SELO = 0: GOTO 570
    ,
540 LOCATE 15, 10: INPUT "5 - Distribuicao Direcional (%)   = ", D
    IF SELO = 1 THEN : SELO = 0: GOTO 570

570 CALL LimpaLinha(22)
    LOCATE 22, 30: PRINT "Dados Corretos [ S/N ] ?";
    W = ""
    WHILE UCASE$(W) <> "S" AND UCASE$(W) <> "N"
        W = INKEY$
    WEND
    IF UCASE$(W) = "N" THEN
        CALL LimpaLinha(22)
        LOCATE 22, 25: PRINT "Opção p/ Correção [ 1 --> 5 ] ";
        W = ""
        WHILE (W <> "1" AND W <> "2" AND W <> "3" AND W <> "4" AND W <> "5")
            W = INKEY$
        WEND
        OPC = VAL(W)
        ,
        IF OPC = 1 THEN SETA = 1
        IF OPC = 2 THEN SETA = 3
        IF OPC = 3 THEN SETA = 5
        IF OPC = 4 THEN SETA = 7
        IF OPC = 5 THEN SETA = 9
        ,
        LOCATE 6 + SETA, 33: PRINT "          "
        ,
        SELO = 1
        ON OPC GOTO 500, 510, 520, 530, 540
        END IF
        ,
        Pr = 100 - PL
    ,

```

RETURN

entrada:

```
FOR k = 1 TO NumReg
100 LOCATE 9, 10: PRINT USING "1 - Q (##) (Volume / hora) = "; k
    LOCATE 9, 43: INPUT "", Q

170 CALL LimpaLinha(22)
    LOCATE 22, 30: PRINT "Dados Corretos [ S/N ] ?";
    W = ""
    WHILE UCASE$(W) <> "S" AND UCASE$(W) <> "N"
        W = INKEY$
    WEND
    IF UCASE$(W) = "N" THEN
        CALL LimpaLinha(22)
        LOCATE 9, 33: PRINT "
        SELO = 1
        GOTO 100
    END IF

    CALL LimpaLinha(22)
    GOSUB TelaInicial
    CALL Frames(15, 0, 6, 20, 4, 70)

    PRINT #1, USING "###.#####"; Q

NEXT k

RETURN
```

EntradaII:

```
200 LOCATE 7, 10: INPUT "1 - Velocidade Veiculos Lentos (km/h) = ", VL
    IF SELO = 1 THEN : SELO = 0: GOTO 270

210 LOCATE 9, 10: INPUT "2 - Volume Diario Medio = ", VDM
    IF SELO = 1 THEN : SELO = 0: GOTO 270

220 LOCATE 11, 10: INPUT "3 - Atraso Diario dos Veiculos = ", TPDIA
    IF SELO = 1 THEN : SELO = 0: GOTO 270

230 LOCATE 13, 10: INPUT "4 - Declividade da Rampa (%) = ", IP
    IF SELO = 1 THEN : SELO = 0: GOTO 270
```

```

/
270 CALL LimpaLinha(22)
LOCATE 22, 30: PRINT "Dados Corretos [ S/N ] ?";
W = ""
WHILE UCASE$(W) <> "S" AND UCASE$(W) <> "N"
W = INKEY$
WEND
IF UCASE$(W) = "N" THEN
CALL LimpaLinha(22)
LOCATE 22, 25: PRINT "Opção p/ Correção [ 1 -->4 ] ";
W = ""
WHILE (W <> "1" AND W <> "2" AND W <> "3" AND W <> "4")
W = INKEY$
WEND
OPC = VAL(W)
/
IF OPC = 1 THEN SETA = 1
IF OPC = 2 THEN SETA = 3
IF OPC = 3 THEN SETA = 5
IF OPC = 4 THEN SETA = 7
/
LOCATE 6 + SETA, 33: PRINT " "
/
SELO = 1
ON OPC GOTO 200, 210, 220, 230
END IF
/
//
RETURN
/
EntradaIII:
/
300 LOCATE 7, 10: INPUT "1 - Porcentagem de Automoveis (%)" = ", Pa
IF SELO = 1 THEN : SELO = 0: GOTO 370
/
310 LOCATE 9, 10: INPUT "2 - Custo Oper. em Nivel - Automoveis (Cr$)" = ", CopA
IF SELO = 1 THEN : SELO = 0: GOTO 370
/
320 LOCATE 11, 10: INPUT "3 - Porcentagem de Onibus (%)" = ", Po
IF SELO = 1 THEN : SELO = 0: GOTO 370
/
330 LOCATE 13, 10: INPUT "4 - Custo Oper. em Nivel - Onibus (Cr$)" = ", CopO
IF SELO = 1 THEN : SELO = 0: GOTO 370
/
340 LOCATE 15, 10: INPUT "5 - Porcentagem de Caminhoes Vazios (%)" = ", Pc

```

```

IF SELO = 1 THEN : SELO = 0: GOTO 370
/
350 LOCATE 17, 10: INPUT "6 - Custo Oper. em Nivel - Caminhoes Vazios (Cr$) = ", CopC
IF SELO = 1 THEN : SELO = 0: GOTO 370
/
370 CALL LimpaLinha(22)
LOCATE 22, 30: PRINT "Dados Corretos [ S/N ] ?";
/
W = ""
WHILE UCASE$(W) <> "S" AND UCASE$(W) <> "N"
W = INKEY$
WEND
IF UCASE$(W) = "N" THEN
CALL LimpaLinha(22)
LOCATE 22, 25: PRINT "Opção p/ Correção [ 1 --> 6 ] ";
W = ""
WHILE (W <> "1" AND W <> "2" AND W <> "3" AND W <> "4" AND W <> "5" AND W <> "6")
W = INKEY$
WEND
OPC = VAL(W)
/
IF OPC = 1 THEN SETA = 1
IF OPC = 2 THEN SETA = 3
IF OPC = 3 THEN SETA = 5
IF OPC = 4 THEN SETA = 7
IF OPC = 5 THEN SETA = 9
IF OPC = 6 THEN SETA = 11
''
LOCATE 6 + SETA, 33: PRINT "
/
SELO = 1
ON OPC GOTO 300, 310, 320, 330, 340, 350
END IF
/
Vca1 = 1.5822 + .0721 * IP - .0074 * VrFix
Vca2 = 1.5822 + .0721 * IP - .0074 * Vl
Vca = (Vca2 - Vca1) * CopA
/
IF VrFix < 55 THEN
Vco1 = 1.2705 + .069 * IP - .0049 * VrFix
ELSE
Vco1 = .84202 + .0788 * IP + .0025 * VrFix
END IF
''
IF Vl < 55 THEN

```

```

      Vco2 = 1.2705 + .069 * IP - .0049 * VL
ELSE
      Vco2 = .84202 + .0788 * IP + .0025 * VL
END IF

Vco = (Vco2 - Vco1) * Cop0
,
IF (VrFix < 55) THEN
      Vcl1 = 1.9104 + .0801 * IP - .0174 * VrFix
ELSE
      Vcl1 = .54413 + .0844 * IP + .00763 * VrFix
END IF
''
IF VL < 55 THEN
      Vcl2 = 1.9104 + .0801 * IP - .0174 * VL
ELSE
      Vcl2 = .54413 + .0844 * IP + .00763 * VL
END IF

Vcl = (Vcl2 - Vcl1) * CopC
,
RETURN
,
EntradaIV:
,
420 LOCATE 7, 10: INPUT "1 - Taxa de Retorno (%)" = ", Tret
      IF SELO = 1 THEN : SELO = 0: GOTO 470
,
430 LOCATE 9, 10: INPUT "2 - Taxa de Crescimento Anual (%)" = ", TCAN
      IF SELO = 1 THEN : SELO = 0: GOTO 470
,
440 LOCATE 11, 10: INPUT "3 - Custo / km de Faixa Adicional (Cr$) = ", CFA
      IF SELO = 1 THEN : SELO = 0: GOTO 470
,
450 LOCATE 13, 10: INPUT "4 - Rampa Posterior (%)" = ", IP2
      IF SELO = 1 THEN : SELO = 0: GOTO 470
''
870 LOCATE 15, 10: INPUT "5 - Fator de Pico Horário" = ", FPH
      IF SELO = 1 THEN : SELO = 0: GOTO 470
,
880 LOCATE 17, 10: INPUT "6 - Coef. da Hora de Pico" = ", KPH
      IF SELO = 1 THEN : SELO = 0: GOTO 470
,
,
470 CALL LimpaLinha(22)

```

```

LOCATE 22, 30: PRINT "Dados Corretos [ S/N ] ?";
W = ""
WHILE UCASE$(W) <> "S" AND UCASE$(W) <> "N"
    W = INKEY$
WEND
''
IF UCASE$(W) = "N" THEN
    CALL LimpaLinha(22)
    LOCATE 22, 25: PRINT "Opção p/ Correção [ 1 --> 6 ] ";
    W = ""
    WHILE (W <> "1" AND W <> "2" AND W <> "3" AND W <> "4" AND W <> "5" AND W <> "6")
        W = INKEY$
    WEND
    OPC = VAL(W)
    '
    IF OPC = 1 THEN SETA = 1
    IF OPC = 2 THEN SETA = 3
    IF OPC = 3 THEN SETA = 5
    IF OPC = 4 THEN SETA = 7
    IF OPC = 5 THEN SETA = 9
    IF OPC = 6 THEN SETA = 11
    ''
    LOCATE 6 + SETA, 33: PRINT "
    ''
    SELO = 1
    ON OPC GOTO 420, 430, 440, 450, 870, 880
END IF
'
CALL LimpaLinha(22)
CALL Frames(15, 0, 6, 20, 4, 70)
''
900 LOCATE 7, 10: INPUT "1 - No. Medio de Ocupantes nos Automoveis = ", NOA
    IF SELO = 1 THEN : SELO = 0: GOTO 900
    ''
901 LOCATE 9, 10: INPUT "2 - % de Passageiros na Pop. Econ. Ativa = ", Pativa
    IF SELO = 1 THEN : SELO = 0: GOTO 901
    ''
902 LOCATE 11, 10: INPUT "3 - Renda Media dos Motoristas de Autom. = ", Rma
    IF SELO = 1 THEN : SELO = 0: GOTO 902
    ''
903 LOCATE 13, 10: INPUT "4 - Renda Media dos Pass. Autom. e Onibus = ", Rmpao
    IF SELO = 1 THEN : SELO = 0: GOTO 903
    ''
904 CALL LimpaLinha(22)
    LOCATE 22, 30: PRINT "Dados Corretos [ S/N ] ?";

```

```

W = ""
WHILE UCASE$(W) <> "S" AND UCASE$(W) <> "N"
    W = INKEY$
WEND
''
IF (UCASE$(W) = "N") THEN
    CALL LimpaLinha(22)
    LOCATE 22, 25: PRINT "Opção p/ Correção [ 1 --> 4 ] ";
    W = ""
    WHILE (W <> "1" AND W <> "2" AND W <> "3" AND W <> "4")
        W = INKEY$
    WEND
    OPC = VAL(W)
    '
    IF OPC = 1 THEN SETA = 1
    IF OPC = 2 THEN SETA = 3
    IF OPC = 3 THEN SETA = 5
    IF OPC = 4 THEN SETA = 7
    ''
    LOCATE 6 + SETA, 33: PRINT "
    ''
    SELO = 1
    ON OPC GOTO 900, 901, 902, 903
END IF
'
CC = 94.9375 * (IP ^ -1.1278) / (80 - 78.226 * (IP ^ -.8098))
CA = 136.7823 * (IP ^ .487942) * ((IP2) ^ -.563699)
Lef = L - (CC * 1000) + CA + 55
CO = Lef * CFA / 1000
'
'
NPa = NOA - 1
NPo = 30
EncSol = .9502 '' encargos sociais
''
CHma = .3 * (1 + EncSol) * (Rma / 166)
CHpa = .3 * (1 + EncSol) * (Rmpao / 166)
CHpo = CHpa
''
CHu1 = (CHma + (CHpa * NPa * (Pativa / 100))) * (Pa / 100)
CHu2 = CHpo * (Po / 100) * NPo * (Pativa / 100)
'
CHu = (CHu1 + CHu2) / ((Pa + Po) / 100)
''
B = CHu

```

```

/
RETURN
/
Impressao:
/
IF OPTA = 0 THEN
    LPRINT "|"; STRING$(190, "-"); "|"
    LPRINT "|";
    LPRINT TAB(59); "A T R A S O   M E D I O   D O S   V E I C U L O S";
    LPRINT TAB(192); "|"
    LPRINT "|"; STRING$(190, "-"); "|"
ELSE
    LPRINT "|"; STRING$(139, "-"); "|"
    LPRINT "|";
    LPRINT TAB(40); "A T R A S O   M E D I O   D O S   V E I C U L O S";
    LPRINT TAB(141); "|"
    LPRINT "|"; STRING$(139, "-"); "|"
    LPRINT : LPRINT : LPRINT : LPRINT
    LPRINT : LPRINT : LPRINT : LPRINT
END IF
/
LPRINT : LPRINT : LPRINT
/
LPRINT TAB(10); "Velocidade dos Veiculos:";
LPRINT TAB(68); "Composicao de Veiculos:"
/
IF OPTA <> 0 THEN
    LPRINT
    LPRINT TAB(12); USING "Rapidos (km/h) = ###"; Vr;
END IF
/
LPRINT TAB(70); USING "Rapidos (%) = ##"; Pr * 100
LPRINT TAB(12); USING " Lentos (km/h) = ###"; Vl;
LPRINT TAB(70); USING "Lentos (%) = ##"; Pl * 100
/
LPRINT : LPRINT
LPRINT TAB(10); "Características Geometricas da Rampa:"
LPRINT
LPRINT TAB(12); USING "Comprimento (m) = #####"; L;
LPRINT TAB(70); USING "Volume de Servico Nivel E (veic/h) = #####"; SFE
LPRINT TAB(12); USING "Declividade (%) = ##.##"; IP;
LPRINT TAB(70); USING "Distribuicao Direcional (%) = #####"; D * 100
LPRINT : LPRINT
/
IF OPTA = 0 THEN

```



```

LPRINT STRING$(181, "--")
LPRINT WFORM1
LPRINT STRING$(181, "--")
LPRINT USING WFORM8; Vr(1); Vr(2); Vr(3); Vr(4); Vr(5); Vr(6); Vr(7); Vr(8); Vr(9); Vr(10); Vr(11); Vr(12); Vr(13); Vr(14); Vr(15); Vr(16); Vr(17); Vr(18); Vr(19); Vr(20); Vr(21); Vr
LPRINT STRING$(181, "--")
LPRINT USING WFORM2; Q(1); Q(2); Q(3); Q(4); Q(5); Q(6); Q(7); Q(8); Q(9); Q(10); Q(11); Q(12); Q(13); Q(14); Q(15); Q(16); Q(17); Q(18); Q(19); Q(20); Q(21); Q(22); Q(23); Q(24)
LPRINT STRING$(181, "--")
LPRINT USING WFORM7; TP(1); TP(2); TP(3); TP(4); TP(5); TP(6); TP(7); TP(8); TP(9); TP(10); TP(11); TP(12); TP(13); TP(14); TP(15); TP(16); TP(17); TP(18); TP(19); TP(20); TP(21); TP
LPRINT STRING$(181, "--")
'
LPRINT : LPRINT
END IF
'
soma = 0
SOMAV = 0
''
IF (OPTA = 0) THEN
    FOR k = 1 TO NumReg
        soma = soma + TP(k)
        SOMAV = SOMAV + Q(k)
    NEXT k
ELSE
    TP(1) = TP / 24
    soma = TP
    SOMAV = somaQ
END IF
'
SOMAVDM = (SOMAV / NumReg) * 24
SOMATP = (soma / NumReg) * 24
'
IF OPTA = 0 THEN
    LPRINT
    LPRINT
    LPRINT STRING$(181, "--")
    LPRINT TAB(150); USING "VOLUME DIARIO MEDIO = #####.## "; SOMAVDM
    LPRINT STRING$(181, "--")
    LPRINT TAB(150); USING "ATRASO DIARIO MEDIO = #####.## "; SOMATP
    LPRINT STRING$(181, "--")
    LPRINT TAB(150); USING "ATRASO HORARIO MEDIO = #####.## "; SOMATP / 24
    LPRINT STRING$(181, "--")
'
ELSE
    LPRINT : LPRINT : LPRINT : LPRINT
    LPRINT : LPRINT : LPRINT : LPRINT
    LPRINT : LPRINT : LPRINT : LPRINT

```

```

/
LPRINT TAB(70); STRING$(69, "--")
LPRINT TAB(100); USING " ATRASO HORARIO MEDIO = #####.## "; TP(1)
LPRINT TAB(70); STRING$(69, "--")
LPRINT TAB(100); USING " VOLUME DIARIO MEDIO = #####.## "; SOMAVDM
LPRINT TAB(70); STRING$(69, "--")
LPRINT TAB(100); USING " ATRASO DIARIO MEDIO = #####.## "; SOMATP
LPRINT TAB(70); STRING$(69, "--")
END IF
''
LPRINT CHR$(12)
/
PRINT #2, , USING "#### ###.## #####.## #####.## ###.##"; L; IP; SOMAVDM; SOMATP; VL
'''
RETURN
'''
NomeArq:
/
90 COLOR 15, 0
CALL LimpaLinha(22)
GOSUB TelaInicial
CALL Frames(15, 0, 10, 15, 4, 70)
COLOR 15, 0
/
LOCATE 12, 7: INPUT "Nome do Arquivo (sem extensao) : ", WARQ
IF (WARQ = "") THEN GOTO 10
/
WARqDados = WARQ + ".TFA"
WARqResul = WARQ + ".RES"
/
CALL LimpaLinha(22)
LOCATE 22, 28: PRINT "Dados Corretos [S/N] ? ";
/
W = ""
/
WHILE (UCASE$(W) <> "S" AND UCASE$(W) <> "N")
W = INKEY$
WEND
CALL LimpaLinha(22)
IF (UCASE$(W) <> "S") GOTO 90
/
COLOR 15, 0
GOSUB TelaInicial
COLOR 15, 0
CALL LimpaLinha(22)

```

```

/
RETURN
/
Recalculo:
/
    LPVR = (TPDIA / 60) / ((1 / Vsust) - (1 / VrFix)) * 1 / (VDM * Por)
/
    Bop(j) = 365 * VDM * LPVR * (Pa * Vca + Po * Vco + Pc * Vcl)
    Bt(j) = 365 * (TPDIA / 60) * B * Porb / Por
/

```

```

RETURN

```

```

//

```

```

Erro1:
/

```

```

    L = 0
    RESUME 77
/

```

```

Alerta:
/

```

```

    COLOR 15, 0
    CALL LimpaLinha(22)
    GOSUB TelaInicial
    CALL Frames(15, 0, 10, 15, 4, 70)
    COLOR 15, 0
/
    LOCATE 11, 16: PRINT "Nome de Arquivo Errado ou Nao Foi Processado"
    LOCATE 13, 20: PRINT "o Item 1 - ATRASO MEDIO DOS VEICULOS"
/
    LOCATE 22, 18: PRINT "Tecla Algo para Retornar ao Menu Principal"
/
    CALL Pausa(W)
    CALL LimpaLinha(22)
/

```

```

RETURN
/

```

```

NOVOVDM:
/

```

```

/-----
/ verificacao do VDM limite
/-----
/
SOMAV = 0
/
IF (OPTA = 1) THEN
    k = 1

```

```

        SOMAV = 24 * (Q(k) * (1 + TCAN) ^ IANO)
ELSE
    FOR k = 1 TO NumReg
        SOMAV = SOMAV + (Q(k) * (1 + TCAN) ^ IANO)
    NEXT k
END IF
''
IF (SOMAV > VDMLimite) THEN
    VDM$ = "MAIOR"
ELSE
    VDM$ = ""
END IF
''
soma = 0
SOMAV = 0
'
IF (OPTA = 1) THEN 'método simplificado
    'entrada dos volumes através do VDM
    k = 1
    GOSUB CalculoII
    soma = 24 * TP(k)
    '
    IF (VDM$ <> "MAIOR") THEN
        SOMAV = 24 * (Q(k) * (1 + TCAN) ^ IANO)
    ELSE
        SOMAV = VDMLimite
    END IF

ELSE
    'entrada dos volumes horários
    FOR k = 1 TO NumReg
        GOSUB CalculoII
        soma = soma + TP(k)
        SOMAV = SOMAV + (Q(k) * (1 + TCAN) ^ IANO)
    NEXT k
    '
    IF (VDM$ = "MAIOR") THEN
        SOMAV = VDMLimite
    END IF
    '
END IF
'
SOMAVDM = (SOMAV / NumReg) * 24
SOMATP = (soma / NumReg) * 24
'
TPDIA = SOMATP

```

```
ACUMTP = ACUMTP + TPDIA
VDM = SOMAVDM
```

```
RETURN
```

```
CalculoII:
```

```
Ss = 3.7975 * IP ^ -1.1278
```

```
Vs = 78.226 * IP ^ -.8098
```

```
IF ((L / 1000) <= Ss) THEN
```

```
    Vl = 80 + (Vs - 80) * L / (2 * Ss * 1000)
```

```
ELSE
```

```
    Vl = ((80 + Vs) * Ss / 2 + Vs * ((L / 1000) - Ss)) / (L / 1000)
```

```
END IF
```

```
IF OPTA = 1 THEN
```

```
    QDISF(k) = CLD
```

```
ELSE
```

```
    QDISF(k) = Q(k)
```

```
END IF
```

```
NovoQ = QDISF(k) * ((1 + TCAN) ^ IANO)
```

```
IF (VDM$ <> "MAIOR") THEN
```

```
    NQ(k) = NovoQ
```

```
ELSE
```

```
    NQ(k) = (870 / (D * KPH)) * (4.5 / 100)
```

```
END IF
```

```
Vr(k) = 88 - (36 * (NQ(k) / SFE))
```

```
FI(k) = Vr(k) * Vl / (Vr(k) - Vl)
```

```
FI(k) = FI(k) * 1000 / 3600
```

```
Qr(k) = NQ(k) * Pr * D / 3600
```

```
Ql(k) = NQ(k) * Pl * D / 3600
```

```
Qd(k) = (NQ(k) * (1 - D)) / 3600
```

```
NEWVAL = 1 - (EXP(-Qd(k) * t))
```

```
Q1 = .4
```

```
Q2 = 1 / (24 - (.0122 * NQ(k) * D))
```

```
Alf = .00115 * NQ(k) * D
```

```
Z1 = Alf * EXP(Q1 * Df) / Q1
```

```

Z2 = (Q1 * L / FI(k)) * (EXP(-Q1 * Df) - EXP(-Q1 * L / FI(k)))
Z3 = EXP(-Q1 * Df) * (Q1 * Df + 1)
Z4 = EXP(-Q1 * L / FI(k)) * (Q1 * (L / FI(k)) + 1)
Z5 = (1 - Alf) / Q2
Z6 = (Q2 * L / FI(k)) * (1 - EXP(-Q2 * L / FI(k)))
Z7 = EXP(-Q2 * L / FI(k)) * (Q2 * (L / FI(k)) + 1) - 1
'
TP(k) = Z1 * (Z2 - Z3 + Z4) + Z5 * (Z6 + Z7)
'
TP(k) = TP(k) * NEWVAL * (60 * Qr(k))
'
RETURN
'
ImpressaoII:
'
'
IF ContLinha > 20 THEN
    LPRINT CHR$(12)
    GOSUB Cabecalho
END IF
'
LPRINT USING "| ## | ##### | ####.## | #####.## | #####.## | #####.## | #####.## | #####.## | #####.## | #####.## |"; IANO; VDM; TPDIA; ACUMTP; Bop(j) / 1000; Bt(j) / 1000; (Bop
/ 1000
LPRINT STRING$(113, "-")
ContLinha = ContLinha + 1
'
RETURN
'
Cabecalho:
'
LPRINT TAB(6); "Arquivo = "; UCASE$(WArqDados); " - "; WDATE; " - "; WTIME
LPRINT
LPRINT "|"; STRING$(113, "-"); "|"
LPRINT "|";
LPRINT TAB(35); " AVALIACAO ECONOMICA PARA IMPLANTACAO DE FAIXA ADICIONAL ";
LPRINT TAB(115); "|"
LPRINT "|"; STRING$(113, "-"); "|"
'
LPRINT : LPRINT
'
LPRINT STRING$(113, "-")
LPRINT WFORM3
LPRINT WFORM4
LPRINT WFORM5
LPRINT STRING$(113, "-")

```

```

ContLinha = 0
/
RETURN
/
Alternativa:
/
OCATE 22, 7: PRINT "Existem Dados de Volume Horario [S/N] ?"
Wvh = ""
/
WHILE UCASE$(Wvh) <> "S" AND UCASE$(Wvh) <> "N"
    Wvh = INKEY$
WEND
/
IF UCASE$(Wvh) = "N" THEN
    OPTA = 1
    PRINT #1, USING "####.##"; OPTA
    CALL LimpaLinha(22)
    LOCATE 12, 18: INPUT "Volume Diario Medio (bidirecional) = ", VDM
    /
    Q = VDM * 4.5 / 100
    /
    FOR I = 1 TO 24
        QQ = VDM / 24
        PRINT #1, USING "####.#####"; QQ
    NEXT I
ELSE
    PRINT #1, USING "####.##"; OPTA
END IF
/
RETURN
/
CALALT:
/
somaQ = 0
FOR k = 1 TO NumReg
    INPUT #1, Q(k)
    somaQ = somaQ + Q(k)
NEXT k
/
Q = (Q(1) * 4.5 / 100) * 24
Vr(1) = 88 - (36 * (Q / SFE))
/
Vr = Vr(1)
/
/Q = (Q(1) * 4.5 / 100) * 24

```

```

Ss = 3.7975 * IP ^ -1.1278
Vs = 78.226 * IP ^ -.8098
'
IF L / 1000 <= Ss THEN
    VL = 80 + (Vs - 80) * L / (2 * Ss * 1000)
ELSE
    VL = ((80 + Vs) * Ss / 2 + Vs * ((L / 1000) - Ss)) / (L / 1000)
END IF
''
FI = Vr * VL / (Vr - VL)
'
FI = FI * 1000 / 3600
'
QR = Q * Pr * D / 3600
QL = Q * Pl * D / 3600
Qd = (Q * (1 - D)) / 3600
'
NEWVAL = 1 - (EXP(-Qd * t))
'
Q1 = .4
Q2 = 1 / (24 - (.0122 * Q * D))
Alf = .00115 * Q * D
'
Z1 = Alf * EXP(Q1 * Df) / Q1
Z2 = (Q1 * L / FI) * (EXP(-Q1 * Df) - EXP(-Q1 * L / FI))
Z3 = EXP(-Q1 * Df) * (Q1 * Df + 1)
Z4 = EXP(-Q1 * L / FI) * (Q1 * (L / FI) + 1)
Z5 = (1 - Alf) / Q2
Z6 = (Q2 * L / FI) * (1 - EXP(-Q2 * L / FI))
Z7 = EXP(-Q2 * L / FI) * (Q2 * (L / FI) + 1) - 1
'
TP = Z1 * (Z2 - Z3 + Z4) + Z5 * (Z6 + Z7)
'
TP = TP * NEWVAL * (60 * QR)
'
''
TP = TP * 24

```

```

RETURN
'

```

```

ImpDadEcon:
''

```

```

LPRINT "|"; STRING$(190, "-"); "|"

```

```

LPRINT "|";

```

```

LPRINT TAB(59); " D A D O S E C O N O M I C O S ";

```



```

LPRINT TAB(192); "|"
LPRINT "|"; STRING$(190, "-"); "|"
LPRINT : LPRINT : LPRINT
''
W0$ = "*-----*|"
W1$ = "|Porcentagem de Automoveis      (%) = ###.##      Custo Operacional dos Automoveis em Nivel      (Cr$) = #####.##|"
W2$ = "|Porcentagem de Onibus          (%) = ###.##      Custo Operacional dos Onibus em Nivel      (Cr$) = #####.##|"
W3$ = "|Porcentagem de Caminhoes Vazios (%) = ###.##      Custo Operacional dos Caminhoes Vazios em Nivel (Cr$) = #####.##|"
''
W4$ = "|Renda Media Mensal do Motorista de Automovel      (Cr$) = #####.##|"
W5$ = "|Renda Media Mensal dos Passageiros de Automovel e Onibus (Cr$) = #####.##|"
W5A$ = "|Porcentagem de Passageiros na Populacao Economicamente Ativa (%) = ###.##|"
W5B$ = "|Encargos Sociais (%) = ###.##|"
''
W6$ = "||"
W7$ = "|Taxa Interna de Retorno (%) = ###.##      Taxa de Crescimento Anual do Trafego (%) = ###.##|"
W8$ = "|Numero Medio de Ocupantes no Automovel = ##.##      Numero Medio de Passageiros nos Onibus = ##.##|"
W9$ = "|Custo de Construcao da 3a Faixa (Cr$/Km) = #####.##|"
W10$ = "|Fator de Pico Horario = ##.##|"
W11$ = "|Coeficiente da 30a Hora de Pico = ##.##|"
''
W12$ = "|Declividade da Rampa Posterior (%) = ##.##|"
W13$ = "|Compr. Efetivo da Faixa Adicional (excluidos os 'TAPERS') = #####.##|"
''
LPRINT TAB(40); W0$
LPRINT TAB(40); USING W1$; Pa; CopA
LPRINT TAB(40); USING W2$; Po; CopO
LPRINT TAB(40); USING W3$; Pc; CopC
LPRINT TAB(40); W0$
''
LPRINT TAB(40); USING W10$; FPH
LPRINT TAB(40); USING W11$; KPH
LPRINT TAB(40); W0$
''
LPRINT TAB(40); USING W4$; Rma
LPRINT TAB(40); USING W5$; Rmpao
LPRINT TAB(40); USING W5A$; Pativa
LPRINT TAB(40); USING W5B$; EncSol * 100
LPRINT TAB(40); W0$
''
LPRINT TAB(40); USING W7$; Tret; TCAN
LPRINT TAB(40); W0$
''
LPRINT TAB(40); USING W8$; NOA; NPo

```

```
LPRINT TAB(40); USING W9$; CFA
LPRINT TAB(40); W0$
''
LPRINT TAB(40); USING W12$; IP2
LPRINT TAB(40); USING W13$; (Lef - 55)
LPRINT TAB(40); W0$
''
LPRINT CHR$(12)
''
RETURN
''
```

```
DEFSNG J
SUB DOSSH
```

```
    COLOR 0, 0
    COLOR 7, 0
    CLS
    SHELL
    CLS
```

```
END SUB
```

```
SUB HELP
```

```
PG1:
```

```
    /
    sinal = -1
    COLOR 15, 11
    CLS
    /
    CALL TelaPrim(sinal)
    /
    CALL Frames(15, 0, 4, 19, 3, 75)
    /
    LOCATE 5, 25: PRINT " "
    LOCATE 7, 4: PRINT ""
    LOCATE 8, 7: PRINT ""
    LOCATE 9, 4: PRINT ""
    LOCATE 10, 7: PRINT ""
    LOCATE 11, 7: PRINT ""
    LOCATE 12, 7: PRINT ""
    LOCATE 13, 4: PRINT ""
    LOCATE 14, 7: PRINT ""
    LOCATE 15, 7: PRINT ""
    LOCATE 16, 7: PRINT ""
    LOCATE 17, 4: PRINT ""
```

```
,  
CALL LimpaLinha(22)  
LOCATE 22, 2: PRINT " <SHIFT+PgUp> OU <SHIFT+PgDn> p/ movimentar"  
LOCATE 22, 65: PRINT " <ESC> Menu"
```

```
,  
TECLAPG1:
```

```
,  
DC$ = INKEY$  
IF DC$ = CHR$(27) THEN COLOR 15, 0: EXIT SUB  
IF DC$ = CHR$(51) THEN GOTO PG2 ELSE GOTO TECLAPG1
```

```
,  
PG2:
```

```
,  
COLOR 15, 11  
CLS  
CALL TelaPrim(sinal)  
CALL Frames(15, 0, 4, 20, 3, 75)
```

```
,  
LOCATE 5, 4: PRINT ""  
LOCATE 7, 4: PRINT ""  
LOCATE 8, 4: PRINT ""  
LOCATE 9, 4: PRINT ""  
LOCATE 10, 4: PRINT ""  
LOCATE 11, 4: PRINT ""  
LOCATE 12, 4: PRINT ""  
LOCATE 13, 4: PRINT ""  
LOCATE 14, 4: PRINT ""  
LOCATE 15, 4: PRINT ""  
LOCATE 16, 4: PRINT ""  
LOCATE 17, 4: PRINT ""  
LOCATE 18, 4: PRINT ""  
LOCATE 19, 4: PRINT ""
```

```
,  
CALL LimpaLinha(22)  
LOCATE 22, 2: PRINT " <SHIFT+PgUp> OU <SHIFT+PgDn> p/ movimentar"  
LOCATE 22, 65: PRINT " <ESC> Menu"
```

```
,  
TECLAPG2:
```

```
,  
DC$ = INKEY$  
IF DC$ = CHR$(27) THEN COLOR 15, 0: EXIT SUB  
IF DC$ = CHR$(57) THEN GOTO PG1  
IF DC$ = CHR$(51) THEN GOTO PG3 ELSE GOTO TECLAPG2
```

,
PG3:

,
COLOR 15, 11
CLS
,
CALL TelaPrim(sinal)
,
CALL Frames(15, 0, 4, 16, 3, 75)
,
LOCATE 5, 4: PRINT ""
LOCATE 6, 4: PRINT ""
LOCATE 7, 4: PRINT ""
LOCATE 8, 4: PRINT ""
LOCATE 10, 20: PRINT ""
LOCATE 12, 4: PRINT " "
LOCATE 13, 4: PRINT " "
LOCATE 14, 4: PRINT " "
,
CALL LimpaLinha(22)
LOCATE 22, 2: PRINT " <SHIFT+PgUp> OU <SHIFT+PgDn> p/ movimentar"
LOCATE 22, 65: PRINT " <ESC> Menu"

,
TECLAPG3:

,
DC\$ = INKEY\$
IF DC\$ = CHR\$(27) THEN COLOR 15, 0: EXIT SUB
IF DC\$ = CHR\$(57) THEN GOTO PG2
IF DC\$ = CHR\$(51) THEN GOTO PG4 ELSE GOTO TECLAPG3
,

PG4:

,
COLOR 15, 11
CLS
,
CALL TelaPrim(sinal)
,
CALL Frames(15, 0, 4, 19, 5, 70)
,
LOCATE 5, 7: PRINT " "
LOCATE 7, 7: PRINT " "
LOCATE 8, 7: PRINT " "
LOCATE 9, 7: PRINT " "
LOCATE 10, 7: PRINT " "
LOCATE 11, 7: PRINT " "

*REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS E
BIBLIOGRAFIA CONSULTADA*

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- (1) AASHO - AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY OFFICIALS. A police on geometric design of rural highways. Washington, 1965.
- (2) AASHTO - AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. A police on geometric design of highways and streets. Washington, 1984.
- (3) AASHTO - AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. A police on geometric design of highways and streets. Washington, 1990.
- (4) CASTRO, J.N.R. Análise de dados de acidentes de tráfego das rodovias paulistas referentes a 1975. Relatório Preliminar. Série: Documentos básicos do DER-SP. s. d.
- (5) DANTAS, C.P. Capacidade de rodovias: O que mudou na metodologia do HCM/1985. Uma análise para rodovias de duas faixas. Boletim Técnico do DER. v.2, n.6, p.13-9, São Paulo, 1989.
- (6) DER/SP - Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo. Tabela de preços unitários - TPU - jun. 1991, 1991.
- (7) DNER - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Normas para o projeto geométrico de estradas de rodagem. Rio de Janeiro, 1975.
- (8) DNER - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Manual de custo de operação. Rio de Janeiro, 1976.
- (9) DNER - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Instruções para implantação de terceiras faixas. Rio de Janeiro, 1979.

- (10) DNER - Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. Um modelo de programa para aumento da segurança de trânsito nas rodovias federais, com ênfase na redução dos segmentos críticos, ou pontos negros. Rio de Janeiro, 1988.
- (11) EBTU - Empresa Brasileira dos Transportes Urbanos. Manual de avaliação de projetos. Brasília, 1981.
- (12) EBTU - Empresa Brasileira dos Transportes Urbanos. Manual de pavimentação urbana: Planejamento e administração, v. 1, Brasília, 1988.
- (13) GEIPOT - Empresa Brasileira de Planejamento de Transportes. Pesquisa sobre o inter-relacionamento dos custos de construção, conservação e utilização de rodovias: Relatório final. Brasília, 1982.
- (14) DREW, D.R. Traffic flow theory and control. New York, 1968.
- (15) EVANS, E.G; TREADWAY, T. B. Economic analysis of truck climbing lanes on two-lane highways. Highway Research Record. n. 245, p. 1-16, 1968.
- (16) FIREY, J.C.; PETERSON, E.W. An analysis of speed changes for large transport trucks. Bulletin. Highway Research Board. n. 334, p.1-26, 1962.
- (17) GLENNON, J.C. An evaluation of design criteria for operating trucks safety on grades. Bulletin. Highway Research Board. n. 312, p.93-112, 1970.
- (18) GRECCO, W.L.; SWORD, E.C. Prediction of parameters for Schuhl's headway distribution. Traffic Engineering. p.36-8, Fev.1968.

- (19) HARDWOOD, D.W.; HOBAN, C.J.; WARREN, D.L. Effective use of passing lanes on two-lane highways. Transportation Research Record. n. 1195, p. 79-91, 1988.
- (20) HARDWOOD, D.W.; ST.JOHN, A.D.; WARREN, D.L. Operational and safety effectiveness of passing lanes on two-lane highways. Transportation Research Record. n. 1026, p.31-9, 1985.
- (21) HRB - Highway Reserach Board. Highway capacity manual. Washington, 1965. (Special Report 87)
- (22) HUFF, T.S.; SCRIVNER, F.H. Simplified climbing-lane design theory and road-test results. Bulletin. Highway Research Board. n. 104, p.1-11, 1955.
- (23) KAUB, A.R.; BERG, W.D. Design guide for auxiliary passing lanes on rural two-lane highways. Transportation Research Record. n. 1195, p. 92-100, 1988.
- (24) KELL, J.H. Analyzing vehicular delay at intersections through simulation. Bulletin. Highway Research Board. n.356, p.28-39, 1962.
- (25) LIMA, C.B. Faixa adicional para veículos lentos nas rampas ascendentes. Revista DER. v.30, n.111, p.24-33, 1969.
- (26) MATSON, T.M.; SMITH, W.S.; HURD, F.W. Traffic engineering. New York, 1955.
- (27) NORMANN, O.K.; SCHWENDER, H.C.; GRANUM, J.O. New methods of capacity determination for rural roads in mountainous terrain. Bulletin. Highway Research Board. n. 167, p.10-37, 1957.

- (28) OLIVER, R.M.; THIBAUT, B. A high-flow traffic-counting distribution. Bulletin. Highway Research Board. n.356, p.15-27, 1962.
- (29) POLUS, A.; CRAUS, J.; GRINBERG, I. Applying the level-of-service concept to climbing lanes. Transportation Research Record. n. 806, p.28-33, 1981.
- (30) POLUS, A.J.; WOLHUTER, K.M. Uniform delay approach to warrants for climbing lanes. Transportation Research Record. n.1195, p. 101-10, 1988.
- (31) REVISTA CUSTOS & FRETES. São Paulo, v.1, n.1, jul. 1991.
- (32) REVISTA TRANSPORTE MODERNO. São Paulo, v. 26, n. 305, set. 1978.
- (33) RING, S.L.; CARSTENS, R.L. Guidelines for the inclusion of left-turns lanes at rural highway intersections. Highway Research Record. n.371, p.64-79, 1971.
- (34) SCHUHL, A. Repartition des espacements de temps entre véhicules successifs sur une route à deux voies. Travaux. P.635-8, Jul. 1955.
- (35) TRB - Transportation Research Board. Highway capacity manual. Washington, 1985. (Special Report 209)

BIBLIOGRAFIA CONSULTADA

- (1) BARNES, F.C.; GERLOUGH, D.L. The Poisson and other probability distributions in highway traffic. Sangatuck, Connecticut, Eno Foundation for Transportation, 1971.
- (2) BRIGGS, R.C.; MASON JR., J.M. Geometric design of exclusive truck facilities. Transportation Research Record. n.1026, p.24-30, 1985.
- (3) CAMPOS, R.A. Projeto de estradas. Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. São Paulo, 1979.
- (4) COHEN, S. Effet des poids lourds sur l'écoulement du trafic autoroutier. Recherche-Transports. n.34, p.1-13, 1981.
- (5) CONTADOR, C.R. Avaliação social de projetos. São Paulo, 1981.
- (6) DER/RJ - Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Rio de Janeiro. Estudos de tráfego, melhorias nas condições físicas e remanejamento operacional no corredor da Avenida Brasil: Avaliação econômica. Rio de Janeiro, Sondotécnica, 1978.
- (7) DERSA - Desenvolvimento Rodoviário S.A. Projeto executivo da Via Leste - trecho Guararema - Taubaté: Estudos de implantação de terceira faixa. São Paulo, Sondotécnica, 1983.
- (8) DERSA - Desenvolvimento Rodoviário S.A. Projeto básico do prolongamento da Rodovia dos Bandeirantes: Estudo complementar de tráfego - Avaliação do tráfego atual e futuro; estudos de capacidade viária e definição das interseções. São Paulo, Sondotécnica, 1990.

- (9) DERSA - Desenvolvimento Rodoviário S.A. Projeto executivo do prolongamento da Rodovia dos Bandeirantes: Estudos de tráfego - Reavaliação da metodologia para implantação de faixas adicionais em rampas ascendentes. São Paulo, Sondotécnica, 1991.
- (10) DNER - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Documentação de programas: Sistema/370. 3ª faixa (publicação 673/70). Rio de Janeiro, 1970.
- (11) DNER - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Instruções para o projeto geométrico de rodovias rurais. Rio de Janeiro, 1979.
- (12) GEIPOT - Empresa Brasileira de Planejamento de Transportes. Manual para cálculo de custos operacionais de veículos rodoviários. Brasília. s.d.
- (13) DUNN, R.E. Motor-vehicle performance on ascending grades. Bulletin. Highway Research Board. n. 104, p.12-20, 1955.
- (14) FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. Manual on uniform traffic control devices for streets and highways. Washington, 1971.
- (15) FIREY, J.C.; SAWHILL, R.B. Predicting fuel consumption and travel time of motor transport vehicles. Bulletin. Highway Research Board. n. 334, p.27-46, 1962.
- (16) GARBER, N.J.; GADIRAJU, R. Factors affecting speed variance and its influence on accidents. Transportation Research Record. n. 1213, p. 64-71, 1989.
- (17) GLENNON, J.C. New and improved model of passing sight distance on two-lane highways. Transportation Research Record. n. 1195, p. 132-7, 1988.

- (18) GLENNON, J.C.; FITZPATRICK, K.; MASON, J.M. Sight distance requirements for trucks at railroad-highway grade crossings. Transportation Research Record. n. 1208, p.70-9, 1989.
- (19) GLENNON, J.C.; STIMPSON, W.A. Critical review of climbing--lane design practices. Highway Research Record. n. 371, p.1-11, 1971.
- (20) HANSCOM, F.R. Operational effectiveness of truck lane restrictions. Transportation Research Record. n. 1281, p.119-26, 1990.
- (21) HARDWOOD, D.W.; GLENNON, J.C. Passing sight distance design for passenger cars and trucks. Transportation Research Record. n. 1208, p. 59-69, 1989.
- (22) HARMELINK, M.D. Volume warrants for left-turn storage lanes at unsignalized grade intersections. Highway Research Record. n.211, p.1-18, 1967
- (23) HUBER, M.J. Estimation of passenger car equivalents of trucks in the traffic stream./ Apresentado ao Annual Meeting of the Transportation Research Board/ Washington, 1982.
- (24) INSTITUTE OF TRANSPORTATION ENGINEERS. Transportation and traffic engineering handbook. New Jersey, Prentice-Hall, 1982.
- (25) KABBACH JR., F.I. Reavaliação das distâncias de visibilidade de parada e dos comprimentos de curvas verticais requeridos para projetos de vias rurais e urbanas. São Paulo, 1984.100p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

- (26) LAMM, R.; CHOUËIRI, E.M.; HAYWARD, J.C. Tangent as an independent design element. Transportation Research Record. n. 1195, p. 123-31, 1988.
- (27) LAMM, R.; CHOUËIRI, E.M.; HAYWARD, J.C.; PALURI, A. Possible design procedure to promote design consistency in highway geometric design on two-lane rural roads. Transportation Research Record. n. 1195, p. 111-22, 1988.
- (28) LEISCH, J.E.; LEISCH, J.P. New concepts in design-speed application. Transportation Research Record. n. 631, p.4-14, 1977.
- (29) LINZER, E.M.; ROESS, R.P.; McSHANE, W.R. Effects of trucks, buses and recreation vehicles on freeway capacity and service volume. Transportation Research Record. n.699, p.17-26, 1968.
- (30) MANNERING, F.L.; KILARESKI, W.P. Principles of highway engineering and traffic analysis. New York, 1990.
- (31) Mc COY, P.T.; HOPPE, W.J.; DVORAK, D.V. Benefit-cost evaluation of left-turn lanes on uncontrolled approaches of rural intersections. Transportation Research Record. n. 1026, p. 40-3, 1985.
- (32) NOVAES, A.G. Avaliação sócio-econômica. Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. São Paulo, 1983.
- (33) NOVAES, A.G. Pesquisa operacional e transportes: Modelos probabilísticos. São Paulo, 1984.
- (34) POLUS, A.; CRAUS, J.; GRINBERG, I. A revised method for determination of passenger car equivalences. Transportation Research. v. 14 A, n.4, p.241-6, 1980.

- (35) REVISTA TRANSPORTE MODERNO. São Paulo, v. 26, n. 305, jun. 1989. Número especial/Tudo sobre custos/
- (36) SCHUHL, A. Le calcul des probabilités et la répartition des véhicules sur les routes à deux voies de circulation. Travaux. P.16-18, Jan. 1955.
- (37) SENÇO, W. Projeto de estradas de rodagem. DLP. Grêmio Politécnico. São Paulo, 1979.
- (38) SHAW, R.B.; MICHAEL, H.L. Evaluation of delays and accidents at intersection to warrant construction of a median lane. Highway Research Record. n. 257, p. 17-33, 1968.
- (39) SILVEIRA, A. Considerações sobre a influência dos caminhões nos greides em rampa na capacidade das rodovias. São Paulo, 1974. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- (40) TORRES, J.F. The effects of street geometrics and signalization on travel time and their relationships to traffic operations evaluation. Highway Research Record. n. 211, p.54-74, 1967.
- (41) TRB - Transportation Research Board. Methods for evaluating highway safety improvements. Washington, 1975. (National Cooperative Highway Research Program Report 162)
- (42) WALTON, C.M.; LEE, C.E. Characteristics of trucks operating on grades. Transportation Research Record. n. 631, p.23-30, 1977.
- (43) WERNER, A.; MORRALL, J.F. Passenger car equivalencies of trucks, buses, and recreational vehicles for two-lane rural highways. Transportation Research Record. n.615, p. 10-6, 1976.

- (44) WILLEY, W.E. Truck congestion on uphill grades. Bulletin. Highway Research Board. n. 104, p.21-33, 1955.
- (45) WINFREY, R. Economic analysis for highways. Scranton, Pennsylvania, 1969.
- (46) ZEGEER, C.V.; HUMMER, J.; HANSCOM, F. Operational effects of larger trucks on rural roadways. Transportation Research Record. n. 1281, p. 28-39, 1990.

A G R A D E C I M E N T O S

- Ao professor Dr. Jorge Pimentel Cintra, pela orientação deste trabalho;
- Em especial, ao professor Me. Carlos Yukio Suzuki, incansável e dileto amigo, pelas idéias, sugestões, apoio, incentivo e dedicação, sem cuja colaboração não teria sido possível a conclusão deste trabalho;
- Ao saudoso professor Dr. Sérgio Then de Barros, pelas primeiras orientações e incentivo;
- Aos colegas do Departamento de Engenharia de Transportes da EPUSP, pelo estímulo, em especial ao professor Me. Ettore José Bottura, pelo constante incentivo;
- Aos amigos que direta ou indiretamente contribuíram para o desenvolvimento deste trabalho, em especial a Fernando A. Garcia, Paulo Roberto Belisário S. de Souza, Paulo Tomaz Pellegrini, Ricardo K. Motomatsu e Walter L. G. Nieyama;
- À engenheira Me. Thays B. Ferreira, pelas sugestões e pela constante ajuda nas verificações dos textos; ao engenheiro Adauto Martinez Filho e à estagiária Paula Coelho, pelo auxílio na revisão dos textos;
- Às empresas Sondotécnica S.A. e Planservi Engenharia Ltda., por todo o apoio e facilidades proporcionadas; à empresa Vetec Engenharia S/C Ltda pela colaboração espontânea;
- A Seiji Habara e Roberto Mori, pela dedicação na confecção dos desenhos; a Maria Lizione, Isabel e a todo o pessoal do Setor de Computação da Sondotécnica e da Planservi, em especial ao Eduardo de Araujo Cintra pela presteza e dedicação na digitação dos textos e tabelas;
- Ao Eng^o Luís P.V. Andreatini, pela colaboração na concepção do modelo de cálculo do atraso veicular.