Campus de São Carlos

**INFLUÊNCIA DOS VEÍCULOS PESADOS NA CAPACIDADE DE
RODOVIAS DE PISTA SIMPLES**

ELOY FERRAZ MACHADO NETO

ORIENTADOR:

PROF. DR. JOSÉ REYNALDO A. SETTI

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

**ESCOLA DE ENGENHARIA
DE SÃO CARLOS**

✓

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

INFLUÊNCIA DOS VEÍCULOS PESADOS NA
CAPACIDADE DE RODOVIAS DE PISTA SIMPLES

DEDALUS - Acervo - EESC

31100013601

Eloy Ferraz Machado Neto

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

Orientador: Prof. Dr. José Reynaldo A. Setti

São Carlos
1995

Class.	Tese-EESC
Curr.	3201
Tombo	065/95

Transportes

st 0741905

Machado Neto, E.F.

Impacto dos veículos de grande porte na operação de trechos em aclives de rodovias de pista simples/ Eloy Ferraz Machado Neto.-- São Carlos, 1995.

1v.

Dissertação (Mestrado) -- Escola de Engenharia de São Carlos- Universidade de São Paulo, 1995

Orientador: Prof. Dr. José Reynaldo Anselmo Setti

1. Engenharia de Transportes-Planejamento e Operação. I. Título

Ao meu pai Eloy Jr. e à minha mãe Lília Maria
Aos meus irmãos Carlos Gustavo, João Guilherme e Maria Augusta

Agradecimentos

Ao Professor Doutor José Reynaldo Anselmo Setti, pelo apoio, orientação e amizade durante todo o tempo em que trabalhamos juntos.

À CAPES pela bolsa de estudos concedida.

A todos os professores do Departamento de Transportes, em especial ao Prof. Dr. João Alexandre Widmer pelas sugestões e principalmente amizade.

Aos meus colegas do Departamento de Transportes da EESC-USP, que muito me ajudaram nas coletas de dados: Sergio H. Demarchi, Sandra Oda e Miriam de Freitas. Em especial ao Sérgio, pelas sugestões, amizade e ajuda constante durante todo o decorrer deste trabalho, e à Sandra, pela paciência dispensada.

Aos demais colegas do Departamento de transportes da EESC-USP, Luzenira, Vania, Glauco, Roberto, Barreiro, Antonio Augusto, Carlos Alexandre, John Kennedy, José Antonio, Plínio e Renata, pela ajuda prestada em todos os sentidos.

A todos os funcionários do Departamento de Transportes da EESC-USP, em especial à Heloisa, ao Nelson, Carlos e Ângelo.

Ao meu pai, ao Departamento de Transportes, ao colega John Kennedy e ao amigo Idinir Janduzo pelos equipamentos emprestados.

Ao meu irmão João Guilherme, pela revisão final do texto.

Aos amigos de Rio Claro Fabricio Lombardi, Jayson Meyer e Rodrigo Marchi pela ajuda nas coletas de dados.

Ao Diretor do DR-8 do DER-SP Reynaldo T. Setti, ao Mj. PM João Roberto Nascimento e todo o pessoal da 4ª Cia da Polícia Militar Rodoviária do estado de São Paulo, pelo empréstimo do radar portátil.

Ao pessoal da 2ª Cia do 3º BPRv de Araraquara, em especial ao Cap. PM Jair Lourenço de Moura, pelo empréstimo do radar.

Ao Prof. Dr. Antonio Carlos Canale, do departamento de Engenharia Mecânica da EESC-USP, pela cessão do programa Carprin e pelos dados técnicos conseguidos junto à Mercedes Benz do Brasil S.A.

À minha namorada Débora Cury Campineiro, pelo apoio fundamental em todos os momentos.

E finalmente, um agradecimento especial aos meus amigos mais próximos Caio, Sebá, Luiz Anta, Beatão, Cássio, Freire, Bahia, Olavo, Paula, Érika e Fernanda que entre uma cerveja e outra acabaram acompanhando todo o meu trabalho.

Sumário

Lista de Figuras	i
Lista de Tabelas	iv
Lista de Abreviaturas e Siglas	viii
Resumo	ix
<i>Abstract</i>	x
1 Introdução	1
1.1. Contexto	1
1.2. Objetivos da dissertação	2
1.3. Escopo do estudo	2
1.4. Organização da dissertação	3
2 Capacidade e Nível de Serviço	4
2.1. Capacidade	4
2.1.1. Definição	4
2.1.2. Capacidade de Rodovias de Pista Simples	6
2.1.3. Fatores que influenciam a capacidade	6
2.1.3.1. Largura das faixas de tráfego e dos acostamentos	7
2.1.3.2. Perfil Longitudinal e Vertical	9
2.1.3.3. Condições do Pavimento	9
2.1.3.4. Percentagens de Zonas de Ultrapassagem Proibida	10
2.1.3.5. Composição do Tráfego	11
2.1.3.6. Aclives	12
2.1.3.7. Distribuição direcional	12
2.1.3.8. Tipos de Motoristas	14
2.1.3.9. Fatores Ambientais	14
2.1.4. Determinação da Capacidade de Rodovias de Pista Simples	15
2.1.4.1. Máximo fluxo observado	15
2.1.4.2. Curva fluxo-velocidade.....	16
2.1.4.3. Distribuição de velocidades	17
2.1.4.4. Distribuição direcional	17
2.1.4.5. Experimentos controlados	19
2.1.4.6. Espaçamento entre Veículos	20
2.2. Nível de Serviço	20
2.2.1. Definição	20
2.2.1.1. Descrição dos Níveis de Serviço	21
2.2.1.2. Razão Volume-Capacidade (v/c)	22
2.2.2. Níveis de Serviço em Rodovias de Pista Simples	23
2.2.3. Críticas ao método do HCM 1985	28
3 Equivalentes Veiculares	30
3.1. Métodos de cálculo	31
3.1.1. Highway Capacity Manual (HCM), edição de 1965	31

3.1.2. Highway Capacity Manual (HCM), edição de 1985	37
3.1.3. Craus, Polus & Grimberg [1979]	41
3.1.4. Outras determinações	45
3.1.4.1. Cunagin & Messer [1983]	45
3.1.4.2. Van Aerde & Yagar [1984]	47
3.2 Análise dos Métodos	50
4 Ultrapassagens	51
4.1. A manobra de ultrapassagem	51
4.2. Pesquisas Empíricas	52
4.3. Distâncias de Visibilidade de Ultrapassagem	53
4.3.1. Critérios Existentes	53
4.3.1.1. Critério da AASHTO	54
4.3.1.2. Critério do MUTCD	56
4.3.2. A manobra de Ultrapassagem e o Ponto Crítico	58
4.3.2.1 Weaver & Glennon [1971] e Van Valkenburg & Michael [1971]	58
4.3.2.2. Harwood & Glennon [1976]	59
4.3.3 Modelos Teóricos	60
4.3.3.1. Lieberman [1982]	60
4.3.3.2. Glennon [1988]	62
4.3.3.3. Riliet, Hutchinson & Whitney [1990]	66
4.4 Análise dos Modelos Teóricos	67
5 Coleta e Análise Preliminar dos Dados	69
5.1. Locais escolhidos para coleta de dados	69
5.2. Equipamentos e métodos usados	70
5.3. Períodos de coleta	73
5.4. Análise preliminar dos dados	73
5.4.1. Categorias veiculares usadas na estratificação dos dados	73
5.4.2. Composição do tráfego observada	74
5.4.3. Distribuições de headways	76
5.4.4. Pelotões e velocidades observadas	78
6 O Método Proposto	83
6.1. Cálculo do headway na corrente oposta	84
6.1.1. Desenvolvimento de um modelo de ultrapassagem	85
6.1.2. Headways mínimos calculados para as categorias veiculares	91
6.2 Distribuição das velocidades livres dos automóveis	95
6.3. Distribuições observadas de headways na corrente oposta	96
6.4. Curvas de velocidade média	97
6.4.1. Escolha dos veículos representativos das categorias veiculares	97
6.4.2. Curvas de velocidade média para os veículos típicos	98
6.5. Cálculo dos equivalentes veiculares	104
6.5.1 Curvas de equivalência veicular x velocidade média	105
6.5.2. Tabelas de equivalência veicular	113
6.5.3. Equivalentes veiculares para uma composição típica do tráfego	120

6.5.4.Comparação dos valores obtidos com os do HCM/85	122
6.6.Efeito da sobrecarga na capacidade viária	123
6.6.1.Diferenças no desempenho	124
6.6.2.Novos fatores de equivalência	125
7 Conclusões e Recomendações	129
7.1 Conclusões	129
7.2 Recomendações	131
Referências Bibliográficas	133

Lista de Figuras

Figura 3.1: VPE's para várias velocidades médias de caminhões em rodovias de pista simples [HRR, 1965, pág 102, fig 5.6]	34
Figura 3.2: Efeito do comprimento e inclinação das rampas na velocidade dos caminhões em rodovias de pista simples [HRR, 1965, pág 96, fig 5.1a].....	34
Figura 3.3: Velocidade média de um caminhão típico percorrendo todo o comprimento de uma rampa em rodovias de pista simples [HRR, 1965, pág 100, fig 5.5]	35
Figura 4.1: Esquema proposto por Van Valkenburg & Michael [1971] para a manobra de ultrapassagem crítica.....	59
Figura 4.2. Esquema de uma manobra ultrapassagem crítica. [Harwood & Glennon, 1976].....	60
Figura 4.3: DVU necessária segundo Lieberman. [Lieberman, 1982].....	62
Figura 4.4. DVU para projeto calculadas por Rillet et al. [1990].....	67
Figura 5.1: Região de Rio Claro, SP, onde foram escolhidos os locais para coletas de dados, assinalados no mapa com os números 1 e 2.	71
Figura 5.2: Categorias veiculares consideradas.....	75
Figura 5.3: Distribuição total dos headways coletados no local 1, em active	77
Figura 5.4: Distribuição total dos headways coletados no local 1, em declive.....	77
Figura 5.5: Distribuição total dos headways coletados no local 2, em active	78
Figura 5.6: Distribuição total dos headways coletados no local 2, em declive.....	78
Figura 5.7: Distribuição das velocidades livres para os automóveis em cada nível de serviço (NS).....	82
Figura 6.1: Diagrama espaço-tempo para uma ultrapassagem bem sucedida.....	86
Figura 6.2: Diagrama espaço-tempo para uma ultrapassagem interrompida.....	86
Figura 6.3: Distribuição acumulada das velocidades livres dos automóveis	95

Figura 6.4: Teste de aderência das chegadas dos veículos na corrente oposta à uma distribuição de Poisson. A coleta em questão foi efetuada em 07/10/94.....	96
Figura 6.5: Curvas de desaceleração para caminhão semi-pesado em aclives de 2 a 7%.....	98
Figura 6.6: Curvas de velocidade média para caminhão semi-pesado em aclives de 2 a 7%.....	99
Figura 6.7: Curvas de velocidade média para ônibus nos aclives de 2 a 7%.....	100
Figura 6.8: Curvas de velocidade média para caminhão leve nos aclives de 2 a 7%.....	101
Figura 6.9: Curvas de velocidade média para caminhão semi-reboque nos aclives de 2 a 7%.....	101
Figura 6.10: Curvas de velocidade média para caminhão pesado+reboque "romeu-e-julieta" nos aclives de 2 a 7%.....	102
Figura 6.11: Curvas de velocidade média para caminhão extra-pesado tipo treminhão nos aclives de 2 a 7%.....	102
Figura 6.12: Curva de velocidade média única elaborada com as seis categorias de veículos consideradas.....	103
Figura 6.13: Variação do equivalente veicular com a velocidade média do caminhão semi-pesado.....	106
Figura 6.14: Variação do equivalente veicular com a velocidade média do ônibus.....	107
Figura 6.15: Variação do equivalente veicular com a velocidade média do caminhão leve.....	108
Figura 6.16: Variação do equivalente veicular com a velocidade média do semi-reboque.....	109
Figura 6.17: Variação do equivalente veicular com a velocidade média do caminhão pesado+reboque "romeu-e-julieta".....	110
Figura 6.18: Variação do equivalente veicular com a velocidade média do treminhão.....	111
Figura 6.19: Variação do equivalente veicular único com a velocidade média dos veículos de grande porte.....	112
Figura 6.20: Esquema de obtenção do equivalente veicular em função da distância percorrida em aclive.....	113
Figura 6.21: Curvas de velocidade média para o veículo sobrecarregado comparado com o veículo com o peso ideal.....	124

Figura 6.22: Curvas de velocidade média para o veículo sobrecarregado iniciando o aclave a 60 km/h comparado com o veículo com o peso ideal e velocidade inicial de 80 km/h125

Figura 6.23: Comparação dos equivalentes veiculares para caminhões semi-pesados em situação ideal e sobrecarregados.128

Lista de Tabelas

Tabela 2.1: Fatores de ajuste para o efeito combinado de larguras de pistas de tráfego e de acostamentos, f_w [HRB, 1985, pág. 8-9, Tab. 8-5]	8
Tabela 2.2: Fatores de ajuste para distribuição direcional do tráfego em segmentos gerais de terreno. [HRB, 1985, Tab. 8-4, pág. 8-9].....	13
Tabela 2.3: Fatores de ajuste para distribuição direcional do tráfego em aclives específicos. [HRB, 1985, Tab. 8-8, pág. 8-11]	14
Tabela 2.4: Critérios para níveis de serviço em aclives específicos [HRB, 1985, pág. 8-6, Tab. 8-2]	24
Tabela 2.5: Critérios dos níveis de serviço para condições gerais de terreno em rodovias de pista simples [HRB, 1985, Tab 8-1, pág 8-5]	25
Tabela 2.6: Valores da razão v/c^a para aclives específicos. [HRB, 1985, Tab. 8-7, pág. 8-10]	27
Tabela 3.1: VPEs de caminhões e ônibus em condições gerais de terreno nas rodovias de pista simples [HRR 1965, pág 304, Tab. 10.9a]	35
Tabela 3.2: VPEs dos caminhões em subseções específicas de greides em rodovias de pista simples. [HRR 1965, pág 305, Tab 10.10].....	36
Tabela 3.3: VPE's médios para caminhões, ônibus e RV's em rodovias de pista simples para condições gerais do terreno. [TRR 1985, pág 8-9, Tab 8-6].....	37
Tabela 3.4: Equivalentes veiculares para uma composição de tráfego com 14% de caminhões, 4% de RV's e 0% de ônibus em subseção específica de aclives em rodovias de pista simples, E e E_0 . [TRR 1985, pág 8-12, Tab. 8-9].....	39
Tabela 3.5: VPE's médios para automóveis em rodovias de pista simples para condições gerais do terreno. [Werner & Morral, 1976].....	40
Tabela 3.6: Comparação das equivalências veiculares calculadas com o método do HCM de 1965 e o sugerido. [Craus, Polus & Grinberg, 1979].....	45
Tabela 3.7: Comparação dos equivalentes veiculares para rodovias de pista simples [Cunagin & Messer, 1983]	47
Tabela 3.8: VPEs estimados para redução de velocidade baseada nos dados de Ontário, Canadá. [Van Aerde & Yagar, 1984]	48

Tabela 3.9: Razões de liderança de pelotões por categoria veicular. [Van Aerde & Yagar, 1984].....	49
Tabela 3.10: Veículo de passageiro equivalente em termos de número de seguidores produzidos. [Van Aerde & Yagar, 1984]	50
Tabela 4.1: Valores para DVU segundo método da AASHTO [AASHTO, 1990, pág 133].....	56
Tabela 4.2- valores de DVU apresentados no MUTCD [FHWA, 1988, pág 3B-8].....	57
Tabela 4.3- Critério do MUTCD para DVU possivelmente baseado na norma da AASHO de 1940 [Harwood & Glennon, 1989]	57
Tabela 4.4 - Diferenciais de velocidade em função da velocidade de projeto. [Glennon, 1988].....	64
Tabela 4.5: Valores de Glennon [1988] para DVU crítica.....	64
Tabela 4.6: Valores de Glennon [1988] para DVU Crítico necessária para diversos tamanhos de veículos impedidores sendo ultrapassados por um automóvel	64
Tabela 4.7: DVU necessária para várias situações de ultrapassagem (Harwood & Glennon, 1989)	65
Tabela 5.1: Composição do tráfego (em porcentagem) observada no local de coleta número 1 (aclive de 6%).....	76
Tabela 5.2: Composição do tráfego (em porcentagem) observada no local de coleta número 2 (aclive de 4%).....	76
Tabela 5.3: Velocidades observadas num aclive de 6% (nível de serviço E, velocidade média de 48 km/h).....	79
Tabela 5.4: Velocidades observadas num aclive de 4%, (nível de Serviço C, velocidade média de 73 km/h)	79
Tabela 5.5: Velocidades observadas num aclive de 4% (velocidade média de subida de 68 km/h, nível de Serviço D)	80
Tabela 5.6: Velocidades observadas num aclive de 4% (velocidade média de subida de 78 km/h, nível de serviço B).....	80
Tabela 5.7: Veículos coletados num declive de 6% (velocidade média de descida de 92 km/h, nível de serviço A).....	81
Tabela 5.8: Velocidades médias dos automóveis (em fluxo livre) em cada nível de serviço.....	81
Tabela 5.9: Porcentagem observada de veículos de cada categoria liderando pelotões no local de coleta número 1	82
Tabela 5.10: Porcentagem observada de veículos de cada categoria liderando pelotões no local de coleta número 2.	82

Tabela 6.1: Headways mínimos (em segundos) entre dois veículos opostos trafegando a 90 km/h, necessários à ultrapassagem de um automóvel.....	91
Tabela 6.2: Headways mínimos (em segundos) entre dois veículos opostos trafegando a 90 km/h, necessários à manobra de ultrapassagem de um ônibus.	92
Tabela 6.3: Headways mínimos (em segundos) entre dois veículos opostos trafegando a 90 km/h, necessários à ultrapassagem de um caminhão leve.	92
Tabela 6.4: Headways mínimos (em segundos) entre dois veículos opostos trafegando a 90 km/h, necessários à ultrapassagem de um caminhão semi-pesado.	93
Tabela 6.5: Headways mínimos (em segundos) entre dois veículos opostos trafegando a 90 km/h, necessários à ultrapassagem de um semi-reboque.....	93
Tabela 6.6: Headways mínimos (em segundos) entre dois veículos opostos trafegando a 90 km/h, necessários à ultrapassagem de um caminhão "romeu-e-julieta".	94
Tabela 6.7: Headways mínimos (em segundos) entre dois veículos opostos trafegando a 90 km/h, necessários à ultrapassagem de um treminhão.	94
Tabela 6.8: Categorias veiculares e os modelos escolhidos para representá-las.	97
Tabela 6.9: Pesos usados no cálculo da curva de desaceleração única.....	102
Tabela 6.10: Exemplo de uma planilha de cálculo do atraso médio causado pelos automóveis lentos aos automóveis rápidos por falta de oportunidade de ultrapassagem.....	104
Tabela 6.11: Exemplo de planilha para o cálculo do atraso causado pelo caminhão a 30 km/h aos automóveis rápidos.....	104
Tabela 6.12: Equivalentes veiculares para ônibus.....	113
Tabela 6.13: Equivalentes veiculares para caminhões leves.....	114
Tabela 6.14: Equivalentes veiculares para caminhões semi-pesados.....	115
Tabela 6.15: Equivalentes veiculares para caminhões semi-reboques.....	116
Tabela 6.16: Equivalentes veiculares para caminhões "romeu-e-julieta".....	117
Tabela 6.17: Equivalentes veiculares para caminhões tipo treminhão.....	118

Tabela 6.18: Fatores de equivalência para a composição do tráfego típica observada 120

Tabela 6.19: Fatores de correção para algumas situações envolvendo diferentes composições de tráfego, níveis de serviço, inclinação e distância percorrida na rampa. 121

Tabela 6.20: Equivalentes veiculares calculados para caminhão semi-pesado sobrecarregado com relação potência/peso de 4 cv/t. 125

Tabela 6.21: Equivalentes veiculares calculados para caminhão semi-pesado sobrecarregado com relação potência/peso de 4 cv/t e iniciando a subida do aclave à velocidade de 60 km/h..... 126

Lista de Abreviaturas e Siglas

AASHO - American Association of State Highway Officials

AASHTO - American Association of State Highway and Transportation Officials

DER-SP - Departamento de estradas de Rodagem do Estado de São Paulo

DNER - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem

DVU - distância de visibilidade de ultrapassagem

EESC - Escola de Engenharia de São Carlos

EUA - Estados Unidos da América

FWHA - Federal Highway Administration

HCM - Highway Capacity Manual

HRB - Highway Research Board

MUTCD - Manual on Uniform Traffic Control Devices

NS - nível de serviço

PBTC - peso bruto total combinado

RV - veículos de recreação

TRB - Transportation Research Board

USP - Universidade de São Paulo

VPE - veículos de passageiro equivalentes

Resumo

Machado Neto, E.F. *Influência dos veículos pesados na capacidade de rodovias de pista simples*. São Carlos, 1995. 136 pág. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

O objetivo deste trabalho é analisar a influência dos veículos pesados na capacidade de rodovias de pista simples e mão dupla de direção através da determinação de fatores de equivalência veicular para diversos comprimentos e magnitudes de aclives. A presença de veículos de grande porte em rodovias de pista simples contribui para a redução dos níveis de serviço devido ao seu tamanho e desempenho. Um caminhão ocupa mais espaço na via que um automóvel, em função de seu maior comprimento, reduzindo a capacidade da via. Numa rodovia de pista simples, os automóveis devem ultrapassar os veículos pesados; caso a ultrapassagem não seja possível, ocorre a formação de pelotões, que ocasionam uma degradação no nível de serviço.

O método proposto determina os fatores de equivalência a partir das velocidades médias dos veículos ao longo dos aclives e das oportunidades de ultrapassagem. Para o cálculo dos headways na corrente oposta necessários para uma ultrapassagem, este trabalho propõe um novo modelo cinemático de ultrapassagem. Os fatores de equivalência são calculados para diversas categorias veiculares; um conjunto de tabelas determinadas a partir da composição de tráfego observada é também apresentado. O efeito da sobrecarga na capacidade é estudado para a categoria de caminhões mais comum, os caminhões semi-pesados.

Palavras-chave: Capacidade (etc.)

Abstract

Machado Neto, E.F. *Impacts of heavy vehicles on the capacity of two-lane highways*. São Carlos, 1995. 136 pág. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

This study assesses the impacts of heavy vehicles on the capacity of two-lane highways through equivalency factors determined for various grade lengths and magnitudes. Heavy vehicles impact negatively the capacity of two-lane highways due to their size and performance. As a truck is longer than a car, it reduces the capacity of the road due to its length. Given that trucks have poorer performances than cars, in a two-lane road, cars generally pass trucks, and platoons are formed when passing opportunities are scarce. The formation of platoons cause a noticeable reduction on the level of service.

The proposed method calculates equivalency factors from the average speeds on grades and from the passing opportunities. A new cinematic model for the passing maneuver that is able to determine the required headways in the opposite flow for a safe passing maneuver is proposed. The equivalency factors are determined for a set of pre-defined vehicular classes; a set of truck equivalents is also calculated for the observed traffic mix. The effect of overloading on capacity is analyzed for the most common truck type.

Keywords: Capacity (etc.)

Capítulo 1

Introdução

1.1 Contexto

O número de veículos de grande porte (quaisquer caminhões e ônibus) que trafegam em rodovias de pista simples no estado de São Paulo e no Brasil chega a níveis elevados em determinadas rodovias, quando comparados a percentuais estrangeiros. No Brasil, 70% da carga é transportado pelo modo rodoviário, contra 25% nos EUA, 18% na Alemanha e 28% na França [Ministério dos Transportes, 1993].

A safra canavieira, que se estende anualmente de maio a novembro, contribui para um aumento no número de caminhões nas rodovias de pista simples do interior de São Paulo. Veículos bastante carregados, cuja relação potência-peso é inferior ao mínimo recomendado de 6 cv/t, trafegam a velocidades muito baixas, causando a formação de pelotões, e reduzindo o nível de serviço dessas vias. Esse problema é mais pronunciado em trecho em aclives.

O nível de serviço das rodovias de pista simples é descrito em função da velocidade média de viagem, do tempo perdido em pelotões à espera de chances para ultrapassagens, e da relação entre o volume e a capacidade da rodovia. Quanto mais o volume da via se aproxima de sua capacidade, maior é a chance de formação de pelotões atrás de algum veículo mais lento, atrasando a viagem e diminuindo a velocidade média da mesma. Dadas as características operacionais dos ônibus e caminhões, que os fazem trafegar a baixas velocidades nos aclives, a presença de veículos de grande porte numa corrente de tráfego contribui para uma redução do nível de serviço da rodovia.

O *Highway Capacity Manual* (HCM) [TRB, 1985] propõe um método para cálculo da capacidade e identificação do nível de serviço das rodovias de pista simples baseado nas características da cada rodovia, entre as quais se inclui a composição do tráfego, onde o volume de veículos de grande porte é contabilizado em termos de automóveis equivalentes.

Quanto maior for o fator de equivalência veicular de um veículo de grande porte, maior é o seu impacto na capacidade das rodovias de pista simples. É bastante provável que os fatores de equivalência para os veículos de grande porte encontrados no HCM não sejam adequados à realidade brasileira.

1.2 Objetivos da dissertação

O objetivo deste trabalho é avaliar o impacto causado pelos veículos de grande porte na capacidade de trechos contínuos em aclive de rodovias de pista simples, através dos fatores de equivalência para cada categoria veicular. Assim, as seguintes metas podem ser definidas:

1. Estabelecer os fatores de equivalência veicular para todas as categorias de veículos de grande porte. Para isso é necessário:

- Revisar a literatura existente sobre o assunto;
- Definir o método para determinação dos equivalentes veiculares mais adequado às condições brasileiras;
- Definir as categorias veiculares a serem estudadas;
- Coletar dados para aplicar o método;
- Calcular os fatores de equivalência para cada categoria veicular.

2. Analisar o impacto da sobrecarga em veículos de grande porte na capacidade das rodovias de pista simples.

1.3 Escopo do estudo

Este estudo será conduzido em duas frentes básicas. Primeiro, uma ampla revisão bibliográfica sobre capacidade, nível de serviço, equivalentes veiculares e ultrapassagens em rodovias de pista simples. Depois, uma análise do comportamento dos veículos de grande porte nas rodovias brasileiras.

Desde que uma grande quantidade de dados são necessários para se apresentar resultados acurados, o estudo é limitado aos fatores que poderão ser atingidos. Os dados serão coletados apenas para propiciar uma avaliação do impacto das categorias veiculares na capacidade de rodovias de pista simples. Os outros

fatores que afetam a capacidade são importantes mas não fazem parte dos objetivos desse estudo. Todos eles estão descritos na revisão bibliográfica.

Uma amostragem global do comportamento dos veículos pesados nas rodovias paulistas e brasileiras está fora do alcance desse estudo, mas a metodologia aqui apresentada pode ser usada num projeto de maior abrangência.

1.4 Organização da dissertação

A dissertação está organizada da seguinte forma:

O capítulo 1 foi reservado à introdução, exposição do problema e definição dos objetivos e metas. No capítulo 2 apresenta-se uma revisão bibliográfica relativa à capacidade e nível de serviço de rodovias de pista simples. No capítulo 3 é apresentada a revisão da literatura sobre equivalência veicular e no capítulo 4, sobre as manobras de ultrapassagem. O capítulo 5 descreve as coletas de dados, enfocando equipamentos e métodos utilizados e apresenta uma análise preliminar dos dados. No capítulo 6 estão os resultados do estudo – curvas e tabelas com os fatores de equivalência veicular – e uma análise do problema da sobrecarga na capacidade viária. O capítulo 7 está reservado às conclusões e recomendações deste trabalho.

Capítulo 2.

Capacidade e Nível de Serviço

Os conceitos de capacidade e nível de serviço são fundamentais para a análise da interação de veículos e rodovias. A análise da capacidade visa estimar a máxima quantidade de tráfego que pode ser acomodada em uma dada rodovia, mantendo as condições operacionais desejadas, e os níveis de serviço definem as condições operacionais relacionadas ao volume de tráfego que pode ser acomodado em cada nível.

Em sua terceira edição, o *Highway Capacity Manual* (HCM) é uma das principais referências na análise de capacidade, e a grande maioria das definições e explicações presentes nesse capítulo são encontradas no HCM.

2.1 Capacidade

2.1.1 Definição

Segundo a edição de 1985 do HCM, capacidade é o maior volume horário de veículos que pode passar por uma seção de controle de uma rodovia sob determinadas condições. Uma tradução fiel ao HCM de 1985 poderia ser da seguinte forma:

Capacidade de uma instalação (onde se incluem as rodovias) é o máximo volume horário que pode ser razoavelmente esperado de pessoas ou veículos transpondo um ponto ou segmento uniforme de uma pista durante um dado período de tempo sob condições predominantes de tráfego, de pista e de controle.

Segundo McShane & Roess [1990, pág. 192], vários pontos chaves podem ser analisados nessa definição:

1. A capacidade de uma instalação depende de condições predominantes. Condições de tráfego referem-se à composição do tráfego que usa a instalação, geralmente expressa pela proporção de automóveis, caminhões, ônibus e veículos de recreação (RV) na corrente de tráfego. Condições de pista referem-se às

características geométricas da via, como velocidade de projeto, alinhamento vertical e horizontal, número, largura e configuração das faixas de tráfego e largura dos acostamentos e dos canteiros centrais. Condições de controle referem-se à presença de controles que causam impacto ao uso das pistas, como sinais de tráfego, sinais de PARE e DÊ A PREFERÊNCIA, controles de uso das faixas de tráfego, vias de faixa única e outros. Qualquer mudança nas condições predominantes resultam em mudança na capacidade.

2. Capacidade refere-se a um "ponto ou segmento uniforme" de uma instalação. A análise da capacidade é conduzida para segmentos da instalação que tenham condições uniformes de tráfego, de pista e de controle. Como a capacidade depende desses fatores, segmentos não uniformes têm capacidades diferentes.
3. Capacidade é a máximo fluxo que uma instalação pode acomodar. O período de análise é geralmente o período de 15 minutos de pico na hora de interesse. A capacidade refere-se ao máximo fluxo que a instalação pode acomodar num período de 15 minutos, convertidos para volume horário, e não o máximo volume acomodado numa hora inteira.
4. Capacidade é definida com base em valores que tenham uma probabilidade razoável de ocorrência, ou seja, a capacidade de uma dada instalação é a taxa de fluxo que pode ser repetidamente alcançada durante cada período de pico para o qual exista suficiente demanda, e que possa ser alcançada em qualquer instalação com características similares, em qualquer lugar dos Estados Unidos. Assim, situações localizadas de taxas de tráfego maiores que a capacidade estabelecida podem ocorrer, mas são ocorrências isoladas que não se repetem mesmo em locais similares nos Estados Unidos. Isso ocorre pois as características dos motoristas variam de local para local e mesmo o volume absoluto de tráfego pode variar no dia-a-dia de local para local.

Uma das grandes dúvidas que um engenheiro de tráfego deveria ter é se essa definição pode ser estendida para locais fora dos EUA, como o Brasil, e se essas taxas horárias que representam a capacidade em terras americanas podem ser "razoavelmente esperadas" no Brasil.

5. Capacidade pode ser definida em termos de pessoas/hora ou veículos/hora (veíc/h), dependendo do tipo de instalação analisada. O HCM de 1985 [TRB, 1985] inclui processos para determinação de capacidade em instalações para pedestres, onde a capacidade é dada em termos de pessoas/hora. Nas outras instalações (rodovias, interseções, etc), a capacidade é dada em termos de veíc/h.

2.1.2 Capacidade de rodovias de pista simples

A capacidade de uma rodovia de pista simples é estabelecida pelo HCM/1985, em 2800 veículos de passageiro/hora (vp/h), considerando o tráfego em ambas as direções e a rodovia sob condições ideais, definidas de forma a não proporcionar nenhuma restrição das condições geométricas, de tráfego, ou ambiental. São elas:

- Velocidade de projeto maior ou igual a 97 km/h (60 mph);
- Largura das pistas maior ou igual a 3,6 m (12 pés);
- Largura dos acostamentos maior ou igual a 1,8 m (6 pés);
- Nenhuma zona de ultrapassagem proibida;
- Tráfego composto somente por automóveis;
- Distribuição do tráfego em 50% para cada direção;
- Nenhum impedimento ao escoamento do tráfego (nenhuma condição de controle);
- Greide em nível.

O fluxo em uma direção limita e interage com o fluxo de outra, tornando impraticável acomodar em rodovias de pista simples 2000 veículos de passageiro/hora/faixa de tráfego (vp/h/f), valor que reflete a capacidade de rodovias de pista dupla, segundo o HCM. O valor de 2800 vp/h foi definido por Krumins [1981] e adotado pelo HCM de 1985, contra os 2000 vp/h adotados no HCM de 1965, para rodovias de pista simples.

Essa mudança é resultado de uma nova consideração do impacto causado pela distribuição direcional de tráfego na capacidade, uma vez que no HCM/1965 cada automóvel adicional no fluxo oposto ocasionava a diminuição da capacidade em um automóvel no outro fluxo [HRB, 1965, pág. 76].

2.1.3 Fatores que influenciam na capacidade

Os fatores que influenciam na capacidade de uma rodovia de pista simples podem ser divididos em:

- Fatores geométricos: largura da pista e do acostamento, declividade, traçado, velocidade de projeto, porcentagem de zonas de ultrapassagem permitida, etc.

- Fatores relativos ao tráfego: tipo de veículo e suas características de desempenho, distribuição direcional do tráfego, características dos motoristas, etc;
- Fatores ambientais: condições atmosféricas, luminosidade, etc.

Os dois primeiros grupos de fatores foram largamente estudados e serão abordados a seguir. A consideração dos fatores ambientais na capacidade de uma maneira acurada é difícil pela escassez de dados e estudos conclusivos, apesar de que intuitivamente aceita-se que durante uma chuva, à noite e com neblina, a capacidade fica reduzida se comparada com um dia claro e com sol. [Krumins, 1981, pág. 12].

O método do HCM para a determinação da capacidade considera o efeito desses fatores corrigindo a capacidade ideal de 2800 vpph por meio de fatores de ajuste. Além disso, o HCM separa a análise da capacidade em duas situações distintas: análise de condições gerais de terreno (plano, ondulado ou montanhoso) e análise de aclives. Em alguns casos há diferença entre os fatores de ajuste para as duas situações.

2.1.3.1 Larguras das faixas de tráfego e dos acostamentos

Os métodos de análise padrão da capacidade impõe reduções substanciais à capacidade de rodovias de pista simples com faixas de tráfego de largura inferior a 3,6m e acostamentos de largura inferior a 1,8m. Entretanto, não existem evidências de uma base empírica para estas reduções. Os fatores de ajuste para as larguras têm mudado pouco desde a primeira edição do HCM, em 1950. O HCM de 1965 alega que estes fatores de ajuste refletem a redução da velocidade de fluxo livre pelos motoristas com a redução da largura das faixas, e a adoção de um comportamento mais cauteloso na aceitação de oportunidades de ultrapassagem quando as faixas são mais estreitas.

Muitos estudos empíricos vêm sendo desenvolvidos ao longo dos anos em várias partes do mundo, e vários apresentam conclusões conflitantes com as adotadas pelos HCM. A grande maioria desses estudos correlaciona as larguras de faixa de tráfego e acostamentos às mudanças na velocidade de fluxo livre dos veículos. Alguns não verificam diminuição alguma da velocidade em função da alteração das larguras [McLean, 1989, pág. 225-226].

Desde a versão do HCM de 1950 [Bureau of Public Roads (BPR), 1950] pressupõe-se que a largura ideal das faixas de tráfego é de 3,6m (12 pés). Valores menores reduzem a capacidade progressivamente. Segundo o HCM de 1965, uma faixa de 2,7m de largura diminui a capacidade em 24% (TRB, 1965, pág. 89, Tab. 5.1). Faixas de tráfego estreitas forçam os motoristas de uma faixa a dirigirem mais próximos dos veículos da faixa oposta do que eles realmente desejariam. A sensação de segurança dos motoristas diminui, e essa falta de confiança é compensada por uma diminuição na velocidade ou por um aumento dos headways, afetando a capacidade.

A diminuição do tamanho ideal dos acostamentos (6 pés ou 1,8m) diminui a largura efetiva da faixa de tráfego, transmitindo ao motorista a impressão de uma pista mais estreita. Estudos realizados pelo BPR mostram que os motoristas tendem a manter em média uma distância de 0,8m entre os pneus externos e a borda do pavimento [Pauls, 1925], e de 1,8m entre dois carros lado a lado ou em direção contrária [Thompson & Hebden, 1937]. Esse valor de 1,8m foi tomado como padrão para a distância preferida pelos motoristas de qualquer obstrução lateral desde a versão de 1950 do HCM.

O HCM de 1985 introduziu a largura dos acostamentos como fator que afeta a capacidade em substituição à desobstrução lateral, presente no HCM de 1965, mantendo praticamente os mesmos valores anteriores para os fatores de ajuste, com modificações relativas às larguras de pista intermediárias (3,0 e 3,3m). O efeito da largura das faixas de tráfego é contabilizado junto com o efeito da largura dos acostamentos, por intermédio de um fator de correção único. Estes valores estão na Tabela 2.1.

Tabela 2.1: Fatores de ajuste para o efeito combinado de larguras de pistas de tráfego e de acostamentos, f_w [HRB, 1985, pág. 8-9, Tab. 8-5]

largura ^a dos acostamentos	pista ^b de 3,6 m		pista ^b de 3,3 m		pista ^b de 3,0 m		pista ^b de 2,7 m	
	níveis A até D	Nível E	níveis A até D	Nível E	níveis A até D	Nível E	níveis A até D	Nível E
1,8 m	1,00	1,00	0,93	0,94	0,84	0,87	0,70	0,76
1,2 m	0,92	0,97	0,85	0,92	0,77	0,85	0,65	0,74
0,6 m	0,81	0,93	0,75	0,88	0,68	0,81	0,57	0,70
0,0 m	0,70	0,88	0,65	0,82	0,58	0,75	0,49	0,66

^a Onde acostamentos de cada lado tiverem diferentes larguras, usar a largura média

^b Para análises em acíves específicos, use os fatores do nível E para todas velocidades menores que 72 km/h.

Os fatores de correção para o nível E são maiores que os fatores dos outros níveis porque a velocidade próxima da capacidade já é relativamente baixa, fazendo com que o impacto da redução das larguras seja diminuído.

2.1.3.2 Perfil longitudinal e vertical

O efeito básico dos perfis longitudinal e vertical de uma rodovia é na diminuição da velocidade média do fluxo de tráfego. Muitos estudos empíricos foram feitos na tentativa de relacionar velocidade de fluxo livre com o perfil da rodovia conforme mostra McLean [1989, pág. 238-243]. As variáveis que quantificam o perfil da rodovia são conhecidas como *hillness* e *bendiness* (sinuosidade vertical e horizontal, respectivamente).

Hillness é um índice dado pela soma de todas as mudanças de altura (subidas e descidas) dividida pelo comprimento total do trecho considerado (m/km) e *bendiness* é um índice dado pela soma de todas as mudanças de direção da diretriz da rodovia, dividida pelo comprimento total da seção considerada ($^{\circ}$ /km).

Os estudos realizados mostram uma gama muito grande de resultados e uma falta de consistência entre os métodos de previsão, tornando duvidosa a validade da suposição da existência de relações entre geometria da via e a velocidade do fluxo [McLean, 1989, pág. 244].

O HCM nunca considerou esses fatores no ajuste da capacidade ideal.

2.1.3.3 Condições do pavimento

Quase todos os estudos sobre velocidades de fluxo livre relatam rodovias com pavimento de asfalto ou concreto com qualidade razoável. Um estudo de 1939 [Moyer, 1939] relata que as velocidades médias diminuem cerca de 15 km/h em rodovias pavimentadas com cascalho. Um estudo realizado no Quênia em 1975 [Hide et al., 1975] mostrou quedas de 20 km/h na velocidade de fluxo livre dos automóveis e 5 km/h nas velocidades dos caminhões. Da mesma forma, uma análise sobre dados brasileiros em 1987 mostrou reduções de 16 km/h para automóveis e 10 km/h para caminhões leves e semi-pesados [Watanada, Dharehar & Rezende Lima, 1987].

Resultados de um grande número de pesquisas em países em desenvolvimento têm quantificado reduções nas velocidades de fluxo livre de

acordo com a rugosidade do pavimento. Krumins [1981] aponta para a pouca importância desse fator no cálculo da capacidade.

O HCM não considera este fator no ajuste da capacidade.

2.1.3.4 Porcentagens de zonas de ultrapassagem proibida

A frequência de zonas de ultrapassagem proibida ao longo de uma rodovia de pista simples é usada para caracterizar o projeto da via e para definir condições de tráfego esperadas. Uma zona de ultrapassagem proibida é definida pelo HCM de 1985 como qualquer segmento de rodovia sinalizado horizontalmente com faixas contínuas, ou com distância de visibilidade de ultrapassagem inferior à 457 m (1500 pés). Nos procedimentos de cálculo do HCM é usada a porcentagem média em ambos os lados ao longo de uma seção.

A porcentagem típica de zonas de ultrapassagem proibida encontrada em rodovias de pista simples varia entre 20% e 50%. Valores próximos de 100% podem ser encontrados em segmentos sinuosos de rodovias em regiões montanhosas. Zonas de ultrapassagem proibida têm um efeito maior em terrenos montanhosos do que em terrenos em nível ou ondulados. A formação de grandes pelotões ao longo de uma seção da rodovia pode causar impactos maiores que os esperados em uma seção adjacente com oportunidades de ultrapassagens restritas.

O HCM de 1985 englobou as considerações sobre os impactos causados por zonas de ultrapassagem proibida, tipo de terreno (que pode ser considerada como uma espécie de medida do perfil vertical) e velocidades de projeto da rodovia em um parâmetro chamado razão volume-capacidade (v/c), que altera a capacidade ideal da pista para adequá-la às condições não ideais do projeto geométrico analisado. A razão v/c indica a proporção máxima da capacidade que pode ser atingida dentre as condições selecionadas de velocidade, porcentagem de zonas de ultrapassagem proibida, tipo de terreno, etc.

Na seção 2.2.1.2 a razão v/c será estudada mais detalhadamente, como um descritor dos níveis de serviço, e na seção 2.2.2 estão as tabelas que relacionam a porcentagem de zonas de ultrapassagem proibida com os níveis de serviço e seus descritores.

2.1.3.5 Composição do tráfego

A variedade de veículos que formam a corrente de tráfego, diferentes entre si em tamanho e desempenho, faz com que o impacto causado por um determinado veículo na capacidade não seja necessariamente o mesmo impacto causado por outro veículo. Basicamente, os veículos influem na capacidade de duas formas:

- Tendo um desempenho inferior ao da média, um determinado veículo atrapalha o fluxo normal do tráfego, exigindo manobras de ultrapassagem dos outros veículos. Enquanto isso não é possível, formam-se pelotões de veículos seguindo um veículo mais lento, contribuindo para o não aproveitamento homogêneo da via pelos veículos (sobra espaço à frente do veículo lento, que não é ocupado pelos veículos que estão no pelotão)
- Tendo um tamanho maior que a média, o veículo ocupa mais espaço do que o padrão, influenciando na capacidade da rodovia.

Desde o HCM de 1950, o efeito das várias categorias veiculares são medidos em comparação aos efeitos dos automóveis, presentes em maior quantidade nas vias (supõe-se que 100% de automóveis no tráfego seja a composição ideal). A unidade de comparação é o veículo de passageiro equivalente (VPE), que para o automóvel vale 1.

As categorias consideradas pelo HCM são automóveis, caminhões, ônibus e veículos recreacionais (RVs). O impacto de cada uma delas está detalhado no capítulo 3. O HCM transforma o VPE das várias categorias em um único fator de correção, usando a porcentagem de veículos das categorias presente na corrente de tráfego:

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T(E_T - 1) + P_B(E_B - 1) + P_{RV}(E_{RV} - 1)} \quad (2.1)$$

onde

f_{HV} = fator de correção para veículos pesados (caminhões, ônibus e RVs)

P_T = porcentagem de caminhões na corrente de tráfego

E_T = equivalente veicular (VPE) dos caminhões

P_B = porcentagem de ônibus na corrente de tráfego

E_B = equivalente veicular (VPE) dos ônibus

P_{RV} = porcentagem de RVs na corrente de tráfego

E_{RV} = equivalente veicular (VPE) dos RVs

Na consideração de aclives específicos, o HCM de 1985 engloba o equivalente veicular em um único valor, simplificando o cálculo do fator de ajuste. Estes equivalentes veiculares podem ser encontrados no capítulo 3.

2.1.3.6 Aclives

Aclives afetam a capacidade das rodovias de diversas maneiras. A principal das razões é que todos os veículos apresentam queda de desempenho quando trafegam num aclive. Para os veículos de grande porte, essa queda no desempenho é mais pronunciada, fazendo com que a velocidade de subida diminua de forma considerável. Além disso, embora não sempre, os aclives estão geralmente associados a restrições na distância de visibilidade, afetando a proporção de zonas de ultrapassagens proibidas e contribuindo para a formação de pelotões liderados por um veículo lento.

Por outro lado, a menor velocidade dos veículos nos aclives e a componente da força peso na direção contrária ao movimento contribuem para uma diminuição da distância de freagem dos veículos, quando comparados à operação em nível. Assim, é possível ter headways menores na subida e manter a segurança.

O impacto de um aclive na capacidade está diretamente relacionado aos tipos de veículos que trafegam nesse aclive. Assim, o HCM considera os efeitos dos aclives junto com o efeito da composição de tráfego, na determinação dos VPE dos veículos.

O HCM trata os aclives específicos de forma diferente dos segmentos gerais de terreno, visto que os impactos dos veículos de grande porte são relativos à severidade da inclinação da rampa.

2.1.3.7 Distribuição Direcional

A capacidade determinada pelo HCM para cada faixa de tráfego, em termos de veículos de passageiro por hora é 2000 vpphpf. Segundo este raciocínio, poderia ser esperado 4000 vpph em uma rodovia de pista simples, considerando-se os dois sentidos. Entretanto, este raciocínio não leva em consideração a interação entre os veículos das faixas opostas, que acontece em rodovias de pista simples. A pista

oposta é usada para ultrapassagens sempre que houver espaço suficiente entre dois veículos sucessivos para que a manobra seja feita em segurança.

A presença de veículos na pista oposta nem sempre permite as ultrapassagens, principalmente quando o volume se aproxima da capacidade. Desta forma, espaços mal aproveitados na pista, principalmente entre dois pelotões sucessivos, reduzem a capacidade. O HCM de 1965 considerava que a adição de um veículo na faixa oposta impunha na outra faixa um gap suficiente para subtrair um veículo desta. Assim, o volume total nunca seria diferente de 2000 vpph considerando-se ambas as faixas (constante para todas as distribuições direcionais) e este era um fator que não afetava a capacidade.

Krumins [1981] estabeleceu a seguinte relação entre a capacidade e distribuição direcional:

$$\text{Capacidade Total} = 3600 - 16.d \text{ [vpph]} \quad (2.2)$$

onde d = porcentagem de tráfego na faixa mais carregada, sendo que $50\% \leq d \leq 100\%$. Note-se que com uma distribuição direcional 100/0 ou seja, 100% do fluxo em uma faixa e 0% na outra, a capacidade total cai para 2000 vpph, consistente com a capacidade por faixa das rodovias de pista dupla.

O HCM de 1985 incorporou a contribuição de Krumins [1981] e a distribuição direcional passou a ser um fator relevante no cálculo da capacidade. Os fatores de correção para a influência da distribuição direcional em segmentos gerais de terreno estão na Tabela 2.2. A Tabela 2.3 traz os fatores para aclives específicos.

Tabela 2.2: Fatores de ajuste para distribuição direcional do tráfego em segmentos gerais de terreno. [HRB, 1985, Tab. 8-4, pág. 8-9]

Distribuição direcional	Fator de ajuste f_d
100/0	0,71
90/10	0,75
80/20	0,83
70/30	0,89
60/40	0,94
50/50	1,00

Tabela 2.3: Fatores de ajuste para distribuição direcional do tráfego em aclives específicos. [HRB, 1985, Tab. 8-8, pág. 8-11]

Porcentagem tráfego subindo	Fator de ajuste
100	0,58
90	0,64
80	0,70
70	0,78
60	0,87
50	1,00
40	1,20
≤ 30	1,50

É interessante notar que se em condições gerais de terreno não interessa a direção predominante de tráfego (30/70 ou 70/30 tem o mesmo fator de ajuste), em aclives específicos é importante diferenciar subida e descida, já que em declive o desempenho dos veículos é melhor que em nível ou aclive, além de existirem maiores oportunidades de ultrapassagem para os veículos que descem, ao contrário dos veículos que sobem.

2.1.3.8 Tipos de Motoristas

As velocidades livres tendem a ser afetadas pelo motivo e comprimento da viagem [Oppenlander, 1963 e Galin, 1981]. Em geral, velocidades tendem a ser maiores em viagens longas e menores quando a viagem é por motivos de lazer [McLean, 1981, pág. 228]. Motoristas ocasionais tendem a viajar em velocidades menores que a dos motoristas regulares, que conhecem o trajeto.

Este efeito varia consideravelmente em função da localidade. O HCM só considera o efeito dos tipos de motoristas para rodovias de pista dupla, onde uma população predominante de motoristas ocasionais pode reduzir a capacidade em 10 a 25% (o fator de correção varia de 75 a 90%). No cálculo da capacidade para rodovias de pista simples, o HCM não considera o fator motorista.

2.1.3.9 Fatores Ambientais

A literatura existente mostra resultados conflitantes no que diz respeito ao efeito dos fatores ambientais sobre a velocidade, possivelmente devido a fatores relacionados aos próprios motoristas e definições imprecisas. Velocidades são maiores em ambientes rurais do que em ambientes urbanos [Galin, 1981]. Os efeitos

da noite contra o dia não são claros, provavelmente devido aos diferentes propósitos de viagens em diferentes horas do dia.

Quando diferenças nas velocidades são observadas, elas indicam queda para os automóveis e aumento para os caminhões, à noite. Chuvas degradam tanto as condições do pavimento como a visibilidade. Vários autores tem encontrado tanto quedas substanciais e variações desprezíveis na velocidade sob chuva [Oppenlander, 1966], possivelmente devido à grande variedade de estados climáticos (conseqüentemente grande variedade de comportamentos dos motoristas) e à generalidade do termo "chuva" [McLean, 1981, pág. 228]. Segundo Krumins [1981], dada uma redução de 14 a 19% da capacidade de rodovias de pista dupla sob chuva [Jones, Goolsby & Brewer, 1970], possivelmente em pista simples essa redução seja igual ou maior, devido às maiores dificuldades de ultrapassagens.

2.1.4 Determinação da capacidade de rodovias de pista simples

Krumins [1981] lista uma série de procedimentos de análise de dados que permitem a determinação da capacidade de rodovias de pista simples. A capacidade das rodovias pode ser estimada a partir de observações do volume de tráfego ou características do fluxo, de extrapolações de tendências ou de experimentos controlados. Todas estas aproximações serão discutidas a seguir, embora algumas delas necessitem de dados ou recursos que estão além dos objetivos e possibilidades desse estudo e portanto não serão levadas em consideração.

Krumins determinou a capacidade das rodovias de pista simples canadenses utilizando-se dos métodos do máximo fluxo observado, da curva volume-velocidade, da distribuição de velocidades e da distribuição direcional (taxa de ultrapassagens) encontrando resultados bastante dispersos.

2.1.4.1 Máximo Fluxo Observado

É o método mais direto para determinação da capacidade, envolvendo medidas do máximo fluxo observado como uma estimativa da capacidade. Essa aproximação tem mérito se uma amostra estatisticamente válida for empregada na análise. Mesmo com uma grande base de dados, não há garantia que o fluxo representando a capacidade aconteça. Desta forma, o máximo fluxo observado não pode ser considerado um estimador acurado da capacidade.

Para propósitos de planejamento, a capacidade deve ser um valor repetitório, ou seja, o valor da capacidade deve ter uma probabilidade razoável de acontecer, segundo definição do HCM, já discutida previamente. Eventos pouco prováveis, como um fluxo observado muito maior que os outros, não deveriam ser considerados.

Krumins observou dois fluxos significativamente maiores que 2000 vpph (na época o conceito vigente no HCM de 1965 era de uma capacidade constante de 2000 vpph considerando-se ambos os sentidos de uma rodovia de pista simples), 2499 vpph, durante 6 min. e 2272 vpph, durante 10 min. Concluiu que fluxos de tráfego podem atingir a marca de 2500 vpph durante períodos de 5 a 10 min., retornando depois às condições de fluxo livre.

2.1.4.2 Curva fluxo-velocidade

As várias teorias de fluxo de tráfego consideram a relação fluxo-velocidade como uma curva contínua, não necessariamente suave, cujo ápice ocorre na capacidade. A construção de uma curva fluxo-velocidade a partir de dados observados naturalmente indica a capacidade.

Entretanto, dois problemas são encontrados quando uma curva fluxo-velocidade é usada para determinação da capacidade de rodovias de pista simples. Primeiro, o fato de que condições de congestionamento são raras em rodovias de pista simples, então a porção da curva na região congestionada é geralmente definida por poucos pontos. Uma definição acurada da curva congestionada é difícil, conduzindo possivelmente a uma indefinição do ponto de interseção entre a curva congestionada e a não congestionada. Em segundo, existem várias curvas que poderiam ser as "melhores ajustadas" aos dados plotados [Duncan, 1976 e Duncan, 1979]. A capacidade estimada pode variar bastante quando diferentes técnicas de ajuste de curvas são empregadas.

Krumins [1981] encontrou um ponto de interseção entre as curvas congestionadas e não congestionadas ocorrendo em 2350 vpph. A curva não congestionada é geralmente bem definida, mas a curva congestionada é definida por poucos pontos, dada a pequena ocorrência de situações congestionadas. Assim, este valor está sujeito a erros significantes. A curva congestionada de Krumins foi desenhada por estimativa dada a forma geral das curvas encontradas nas relações fluxo-velocidade do HCM.

2.1.4.3 Distribuição de Velocidades

A distribuição de velocidades pode ser usada tanto para extrapolar tendências e prognosticar a capacidade como para reconhecer quando a capacidade foi observada. A suposição básica é que pouca ou nenhuma variação da velocidade entre veículos sucessivos é observada quando o fluxo está perto da capacidade, dada a grande ocorrência de pelotões.

Com o aumento do tráfego, existe uma tendência de redução das diferenças médias entre as velocidades dos veículos do fluxo. Na capacidade, ou perto dela, as diferenças entre as velocidades seriam mínimas. A capacidade pode ser estimada pela extrapolação dessa tendência observada num fluxo de veículos. Deve-se tomar cuidado com fluxos congestionados antes da capacidade, que não estão incluídos na análise e que podem apresentar diferenças médias de velocidades muito pequenas em baixos volumes e não são representativos do comportamento de fluxo livre.

Uma técnica parecida, mas menos tediosa, consiste em usar o desvio padrão das velocidades observadas ao invés da diferença média das velocidades. Entretanto, essa técnica não assegura a acurácia do método, pois o desvio padrão independe da ordem na qual as velocidades ocorrem. Krumins mostra que é preferível usar a técnica das diferenças médias ao invés do desvio padrão.

Krumins encontrou que se a capacidade ocorrer quando a diferença média das velocidades for zero, o valor estimado seria de 4575 vpph. Entretanto, a probabilidade de todos os veículos estarem à mesma velocidade é muito baixa, mesmo em situações congestionadas. Para satisfazer os requisitos de um valor definido como capacidade, Krumins estabeleceu o valor de 1,6 km/h (1 mph) como a diferença média que indicaria capacidade. Desta forma, o valor estimado para a capacidade foi de 3540 vpph.

2.1.4.4 Distribuição Direcional

É indiscutível que a distribuição direcional é um fator preponderante na determinação da capacidade de rodovias de pista simples. O mecanismo básico pelo qual a distribuição direcional diminui a capacidade de uma faixa é a restrição das oportunidades de ultrapassagens. Os veículos na corrente de tráfego viajam em velocidades diferentes quando estão desimpedidos. Quando um veículo mais lento é

encontrado, uma manobra de ultrapassagem é iminente, não acontecendo apenas se o tráfego oposto não permitir.

Enquanto não acontece a manobra de ultrapassagem, o espaço (gap) à frente do veículo mais lento não será preenchido. Esse gap representa uma parcela da capacidade que não é utilizada e causa uma redução na capacidade total da faixa de tráfego. A estimativa do desejo de ultrapassagem e da formação de gaps causadas pela não ultrapassagem é útil na determinação da capacidade.

Com uma relação estabelecida por Wardrop em 1952 [Wardrop, 1952] relacionando taxa de ultrapassagens, volume de tráfego e velocidade, Krumins [1981] estabeleceu a capacidade das rodovias de pista simples canadenses em 2940 vpph para distribuição direcional de 50/50, e sugeriu a adoção de um valor padrão de 2800 vpph. Esse valor foi incorporado à edição de 1985 do HCM.

A relação proposta por Wardrop é:

$$P = \frac{0,56 \cdot s \cdot Q^2}{V^2}, \quad (2,3)$$

onde:

P : taxa total das ultrapassagens iminentes (ultrapassagens/hora/km);

s : desvio padrão da distribuição das velocidades (km/h);

Q : volume horário (automóveis/h);

V : velocidade média no espaço para a distribuição das velocidades (km/h).

Comparando a distribuição das velocidades coletadas no Canadá com a utilizada pelo HCM/1965, Krumins [1981] determinou que a taxa das ultrapassagens iminentes (aquelas que só não acontecem devido a fatores que fogem à vontade do motorista) para as rodovias canadenses, para um fluxo de 2000 vpph, é de 2505 ultrapassagens iminentes/hora/km. A taxa calculada com os dados do HCM/1965, para o mesmo fluxo de 2000 vpph, é de 4654 ultrapassagens/hora/km.

Em qualquer fluxo, a taxa canadense é cerca de 54% da taxa do HCM. Assim, se nenhuma ultrapassagem for possível dado o fluxo oposto, as correntes de tráfego observadas em Alberta por Krumins deveriam conter 54% dos gaps presentes nas correntes de tráfego do HCM 1965, sob capacidade. Desde que o HCM tem gaps suficientes para uma redução de 1000 vpph (pois se no HCM de 1965 a capacidade total de 2000 vpph em ambas as faixas não era alterada pela distribuição direcional,

1000 vpph na faixa oposta reduzem em 1000 vpph o volume na outra), na situação onde nenhuma ultrapassagem acontece (capacidade), Alberta deveria ter gaps suficientes para uma redução de 540 vpph.

A capacidade unidirecional de cada faixa de tráfego estabelecida pelo HCM é de 2000 vpph, na ausência de fluxo oposto. Não havendo evidências de que um valor diferente deveria ser usado nas rodovias canadenses, Krumins determinou que se na capacidade, com distribuição direcional 50/50, cada faixa deveria perder 540 vpph em função da formação de gaps, a capacidade de cada faixa seria de 1460 vpph, e a capacidade total de uma rodovia de pista simples seria de 2920 vpph.

Krumins também determinou a capacidade em função de dados coletados sobre fluxo e distribuição direcional. A partir de uma relação linear onde o par ordenado capacidade-volume (2000, 100) era fixo, Krumins determinou capacidades de 2644 vpph e 2750 vpph usando dois métodos diferentes de ajuste de retas. Krumins considerou o método da distribuição direcional o melhor estimador da capacidade, e dada a consistência dos três valores obtidos, sugeriu o valor de 2800 vpph como a melhor estimativa para a capacidade na distribuição 50/50, variando até 100/0 através de uma linha reta. A relação sugerida é:

$$\text{Capacidade Total} = 3600 - 16.d \quad [\text{vpph}] \quad (2.4)$$

onde

d = porcentagem de tráfego na faixa mais carregada, sendo que $50\% \leq d \leq 100\%$.

2.1.4.5 Experimentos Controlados

Existem muitas maneiras de se determinar a capacidade através de experimentos controlados. O maior problema do pesquisador é esperar acontecer eventos nos quais ocorram a capacidade e estar preparado para medi-la adequadamente. Se estes eventos não ocorrem, o pesquisador não tem poder para "encená-los". Estudos sobre capacidade de pistas com a demanda não controlada pode levar a casos onde nunca durante o estudo a rodovia funcionou sob capacidade, invalidando os dados ou levando a extrapolações forçadas.

Produzir fluxos de tráfego sob condições controladas pode evitar estes problemas em muitos casos, mas infelizmente muitos estudos não exploram este método devido aos altos custos de uma rodovia e de se utilizar uma população de motoristas e veículos para simular a população geral.

2.1.4.6 Espaçamento entre veículos

O HCM de 1950 utiliza dados sobre os espaçamento entre veículos (headways) para determinar a capacidade. O método é baseado na premissa lógica de que a capacidade é limitada por um espaçamento mínimo admitido pelos motoristas de dois veículos consecutivos, dadas as condições de tráfego. Por exemplo, se nenhum motorista está disposto a trafegar sob headways de menos de 1,8 segundos, o máximo fluxo possível será de 2000 vpph.

O uso deste método é ligado a uma base de dados relativamente grande, de forma que o headway mínimo seja determinado para a população de motoristas. Krumins [1981] não utilizou este método, principalmente pelo fato de que uma coleta ostensiva de dados sobre headways não era um dos propósitos de seu estudo.

2.2 Nível de Serviço

2.2.1 Definição

A edição de 1965 do HCM [HRB, 1965] introduziu o conceito de nível de serviço como uma medida qualitativa do efeito de inúmeros fatores, tais como velocidade e tempo de viagem, interrupções do tráfego, liberdade de manobra, segurança, conforto e custos operacionais.

A edição de 1985 do HCM [TRB, 1985] define nível de serviço como uma medida qualitativa que descreve as condições operacionais numa corrente de tráfego e sua percepção pelos motoristas e/ou passageiros. Uma definição de nível de serviço geralmente descreve estas condições em termos dos fatores já citados - velocidade e tempo de viagem, liberdade de manobra, interrupções de tráfego, conforto, conveniência, segurança. Um ponto crítico nesta definição é a necessidade de se estabelecer qualidade de serviço em termos do que é percebido pelo usuário. Algumas medidas chaves são utilizadas pelo HCM de 1985 para descrever nível de serviço [McShane & Roess, 1990, pág. 193]:

1. Velocidade e tempo de viagem: Uma das medidas de qualidade de serviço mais facilmente perceptíveis é a velocidade, ou o seu inverso, o tempo de viagem. Motoristas e passageiros são igualmente conscientes da quantidade de tempo gasta para ir de um lugar para outro. Em rodovias de pista dupla, a velocidade é a

medida de qualidade de serviço mais evidente, enquanto que em sistemas viários urbanos o motorista é muito sensível ao tempo total de viagem.

2. **Densidade:** Densidade é um parâmetro não usado freqüentemente em análises de tráfego. Contudo, é um excelente descritor da qualidade de serviço em muitos casos. Densidade descreve a proximidade dos veículos um dos outros na corrente de tráfego, e reflete a tranqüilidade da manobrabilidade na corrente de tráfego, bem como o conforto psicológico dos motoristas.
3. **Atraso:** Atraso pode ser descrito de muitas formas. A análise da capacidade de rodovias usa atraso de muitas maneiras. Em interseções, atraso é o tempo médio (enquanto parado) gasto pelos veículos que estão cruzando a intersecção. Em rodovias de pista simples, a percentagem de atraso é a percentagem do tempo gasto em pelotões formados atrás de veículos mais lentos enquanto não se consegue ultrapassá-los. De qualquer forma, atraso representa o tempo adicional gasto em função das condições operacionais de controle ou de tráfego. Tempo de atraso é uma parte do tempo de viagem particularmente óbvia ao motorista e que aumenta seu aborrecimento e frustração.
4. **Outras medidas:** Uma variedade de outras medidas são usadas para descrever qualidade de serviço. Em alguns casos, as medidas utilizadas não são diretamente perceptíveis aos motoristas e passageiros. Tais medidas geralmente estão relacionadas a volumes ou taxa de fluxo pois o estado da arte ainda não inclui outras medidas de qualidade calibradas.

2.2.1.1 Descrição dos Níveis de Serviço

Existem seis níveis de serviço definidos pelo HCM [TRB, 1985] para análise de capacidade. Eles são designados por letras variando de A até F, sendo que o nível de serviço A (NS A) representa a melhor faixa das condições de operação e o NS F representa a pior. Cada faixa de qualidade de serviço é descrita pelo HCM de 1985 como:

- **Nível de serviço A:** Descreve condições de fluxo livre, com baixos volumes e altas velocidades, determinadas pelo desejo do motorista e limites legais. Usuários não são afetados individualmente pela presença de outros. O nível geral de conforto é excelente.
- **Nível de serviço B:** Zona de fluxo estável, com velocidades de operação começando a serem restringidas por condições de tráfego. Os motoristas ainda

conseguem escolher a velocidade preferida com razoável liberdade. A presença de outros motoristas começa a ser notada. A liberdade de manobra é ligeiramente inferior a do NS A. O conforto individual de alguns motoristas começa a ser afetado pela presença de outros.

- *Nível de serviço C:* Ainda em zona de fluxo estável, mas começando uma faixa de fluxo na qual a operação de usuários individuais torna-se significativamente afetada pela presença de outros. A liberdade na escolha da velocidade e nas manobras já é mais restrita pelo tráfego. O nível geral de conforto cai consideravelmente neste nível de serviço.
- *Nível de serviço D:* Condições próximas de fluxo instável. Fluxo elevado, porém estável. Velocidade e liberdade de manobra bastante restritas, sendo que os usuários experimentam níveis de conforto muito baixos. Pequenos aumentos no fluxo de veículos geralmente causam incidentes na corrente de tráfego.
- *Nível de serviço E:* O fluxo é instável, com paradas de curta duração. O volume de tráfego está próximo da capacidade da via. Todas as velocidades foram reduzidas a um valor baixo, praticamente constante. A liberdade de manobra é extremamente reduzida, e as manobras são geralmente forçadas. Conforto extremamente baixo e a frustração dos usuários é grande.
- *Nível de serviço F:* Descreve fluxo forçado, operação em velocidades baixas e paradas de média e longa duração, causadas por congestionamentos. Veículos podem prosseguir a determinadas velocidades por centenas de metros e de repente, serem obrigados a parar. Em casos extremos, velocidades e volumes caem para zero. É o nível que descreve a formação de filas, com chegadas excedendo as saídas.

2.2.1.2 Razão volume-capacidade (v/c)

Como discutido anteriormente, os níveis de serviço precisam ser descritos por parâmetros perceptíveis ao usuário. Velocidade, tempo de viagem, densidade, atraso e outras medidas seguem este critério, enquanto que volume de tráfego não. O fluxo não pode ser percebido pelo motorista numa corrente de tráfego pois o volume que flui por uma seção de controle é uma medida pontual. Além disso, o fluxo não indica como uma instalação está operando. Um volume de tráfego, que não seja a capacidade, pode ocorrer em condições de baixa velocidade e alta

densidade ou alta velocidade e baixa densidade. Ambas situações produzem o mesmo fluxo, mas indicam diferentes níveis de serviço.

Contudo, volume de tráfego é o parâmetro mais freqüentemente utilizado por engenheiros de tráfego para descrever a demanda, e todos os métodos de análise e projeto estão relacionados ao fluxo como parâmetro de principal interesse. Na análise da capacidade, a razão volume-capacidade (v/c) é um parâmetro de grande importância:

$$v/c = \frac{\text{volume de tráfego}}{\text{capacidade}} \quad (2.5)$$

Em muitas análises, o volume de tráfego é a medida atual ou uma previsão da demanda futura, e a capacidade é o valor calculado com base nas condições dominantes de tráfego, da pista e de controle do local considerado.

A razão v/c é uma medida da suficiência da capacidade. Uma razão v/c maior que 1,00 acontece quando a demanda prevista excede a capacidade calculada de um segmento de rodovia. Isso claramente indica capacidade insuficiente e a necessidade de melhorias. Uma razão v/c de 0,90 indica que a rodovia ainda suporta um aumento de 10% da capacidade demandada antes que a capacidade última seja excedida. Deste modo, a razão v/c é um parâmetro importante encontrado nas sequências normais de cálculo da capacidade.

2.2.2 Níveis de serviço em rodovias de pista simples

Em rodovias de pista simples, três parâmetros são usados pelo HCM de 1985 para descrever a qualidade de serviço, em função da mobilidade e da acessibilidade das vias [TRB, 1985]:

- *Velocidade média de viagem*: reflete a mobilidade das rodovias de pista simples. É obtida pela relação entre a distância percorrida e o tempo médio de viagem dos veículos em ambos os sentidos.
- *Porcentagem de atraso*: reflete a mobilidade e a acessibilidade da via, e é definido como a porcentagem média de tempo em que os veículos viajando em pelotões sofrem atrasos por não poderem ultrapassar veículos mais lentos. É de difícil medida direta em campo. A porcentagem de veículos trafegando separados por headways menores de 5 segundos pode ser usado como uma medida substituta em estudos de campo.

- *Utilização da capacidade:* reflete a acessibilidade, e é definido como a razão entre o volume e a capacidade da via (razão v/c).

Todos os três parâmetros são utilizados, sendo a porcentagem de atraso o principal parâmetro. Os critérios de níveis de serviço são definidos para períodos de pico de 15 minutos, e aplicáveis a segmentos da rodovia de comprimento significativo.

O HCM de 1985 separa os critérios para definição dos níveis de serviço em segmentos gerais de terreno e aclives específicos. O critério para níveis de serviço em condições gerais de terreno é dado na Tabela 2.5. Para cada nível de serviço, a porcentagem de atraso é mostrada, junto com a velocidade média de viagem. O corpo da Tabela inclui os valores da razão v/c máximos alcançáveis para os vários tipos de terreno e níveis de serviço de A até F. Esses valores da razão v/c relacionam-se à capacidade ideal de 2800 vpph para terreno em nível, com geometria ideal e 0% de zonas de ultrapassagem proibida. Rodovias de pista simples são bastante complexas, com a capacidade dependendo do tipo de terreno e do grau de restrições à ultrapassagens. Para simplificar a análise computacional, a razão v/c é dada em função da constante "capacidade ideal" de 2800 vpph considerando-se ambas as direções.

A Tabela 2.4 mostra o critério para os níveis de serviço em aclives específicos. Estes critérios são relacionados à velocidade média de subida da corrente de tráfego. A operação em aclives específicos é totalmente diferente de segmentos gerais de terrenos. A velocidade de subida é seriamente impactada, a formação de pelotões se intensifica e as ultrapassagens tornam-se mais difíceis.

Tabela 2.4: Critérios para níveis de serviço em aclives específicos [HRB, 1985, pág. 8-6, Tab. 8-2]

Níveis de Serviço	Velocidade média no aclive (km/h)
A	$\geq 88,0$
B	$\geq 80,0$
C	$\geq 72,0$
D	$\geq 64,0$
E	$\geq 40,0 - 64,0^a$
F	$\geq 40,0 - 64,0^a$

^a A velocidade exata na qual ocorre a capacidade depende da inclinação e comprimento do aclive, composição e volume do tráfego, e sua determinação só é possível com processos específicos.

Tabela 2.5: Critérios dos níveis de serviço para condições gerais de terreno em rodovias de pista simples [HRB, 1985, Tab 8-1, pág 8-5]

NS	porcentagem de atraso	Razão v/c ^a																				
		Terreno em Nível							Terreno Ondulado							Terreno Montanhoso						
		velocid. média ^b (km/h)	Porcentagem de zonas de ultrapassagem proibida						velocid. média ^b (km/h)	Porcentagem de zonas de ultrapassagem proibida						velocid. média ^b (km/h)	Porcentagem de zonas de ultrapassagem proibida					
			0	20	40	60	80	100		0	20	40	60	80	100		0	20	40	60	80	100
A	≤30	≥93	0,15	0,12	0,09	0,07	0,05	0,04	≥92	0,15	0,10	0,07	0,05	0,04	0,03	≥90	0,14	0,09	0,07	0,04	0,02	0,01
B	≤45	≥89	0,27	0,24	0,21	0,19	0,17	0,16	≥87	0,26	0,23	0,19	0,17	0,15	0,13	≥87	0,25	0,20	0,16	0,13	0,12	0,10
C	≤60	≥84	0,43	0,39	0,36	0,34	0,33	0,32	≥82	0,42	0,39	0,35	0,32	0,30	0,28	≥79	0,39	0,33	0,28	0,23	0,20	0,16
D	≤75	≥80	0,64	0,62	0,60	0,59	0,58	0,57	≥79	0,62	0,57	0,52	0,48	0,46	0,43	≥72	0,58	0,50	0,45	0,40	0,37	0,33
E	>75	≥72	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	≥64	0,97	0,94	0,92	0,91	0,90	0,90	≥56	0,91	0,87	0,84	0,82	0,80	0,78
F	100	<72	-	-	-	-	-	-	<64	-	-	-	-	-	-	<56	-	-	-	-	-	-

^aRazão da taxa de fluxo para uma capacidade ideal de 2800 vpph em ambas as direções.

^bEstas velocidades estão colocadas para informação somente e aplicam-se a rodovias com velocidade de projeto de 96 km/h ou mais.

A razão v/c para acíves específicos é dada em função da velocidade média de subida em cada rampa (consequente, em função do nível de serviço) e está na Tabela 2.6.

Para o *nível de serviço A* existir, os motoristas precisam ser capazes de trafegar à velocidade que eles desejarem. Esta velocidade está por volta de 97 km/h (60 mph) nas rodovias de pista simples. As ultrapassagens necessárias nesse nível são mínimas, e quase nenhum pelotão de 3 ou mais veículos são observados. Os motoristas não se atrasam mais que 30% do tempo. Uma taxa máxima de 420 vpph total em ambas as direções pode ser acomodada sob tais condições.

No *nível de serviço B*, velocidades de 88 km/h (55 mph) ou ligeiramente superior são esperadas em trechos em nível. A demanda de ultrapassagens para manter as velocidades desejadas é significativa. Os atrasos chegam a 45% do tempo, no máximo. O volume de serviço que pode ser acomodado em ambas as direções chega a 750 vpph. Acima dessa taxa de fluxo, o número de pelotões começa a aumentar significativamente.

Além do aumento do fluxo, o *nível de serviço C* se caracteriza por aumentos perceptíveis na formação de pelotões, no tamanho dos pelotões e na frequência de impedimentos à ultrapassagem. As velocidades ainda são maiores que 84 km/h (52 mph) em trechos em nível. Em níveis de volume maiores, começam a ocorrer encadeamento de pelotões e significantes reduções na capacidade de ultrapassagem. Mesmo com o tráfego estável, alguns congestionamentos começam a ocorrer por conta de veículos mais lentos. O atraso médio chega a 60% e o volume total em ambas as direção pode chegar a 1200 vpph nesse nível, sob condições ideais.

As condições de fluxo instável se aproximam no *nível de serviço D*. As ultrapassagens começam a tornar-se difíceis. A demanda por ultrapassagens é alta, e a capacidade de efetuá-las é quase zero. Pelotões com 5 a 10 veículos são comuns, embora velocidades de 80 km/h (50 mph) possam ser mantidas sob condições ideais. A porcentagem de zonas de ultrapassagem proibida tem pouca influência na ocorrência das ultrapassagens. Perturbações na via causam maiores ondas de choques na corrente de tráfego. A porcentagem de atrasos se aproxima de 75%. Um volume total de 1800 vpph, em ambas as direções, pode ser acomodado nesse nível. É o maior volume que pode ser mantido por um tempo qualquer em trechos em nível sem uma alta probabilidade de congestionamentos.

Tabela 2.6: Valores da razão v/c^a para aclives específicos. [HRB, 1985, Tab. 8-7, pág. 8-10]

inclinação do aclive	velocidade média de subida (km/h)	Percentagens de zonas de ultrapassagem proibida					
		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	0,96	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	0,57	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
	56	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
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	0,48	0,40	0,35	0,31	0,28	0,26
	72	0,85	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
	56	1,00	0,96	0,95	0,93	0,91	0,90
	48	1,00	0,99	0,99	0,98	0,98	0,98
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
	56	1,00	0,91	0,87	0,82	0,79	0,76
	48	1,00	0,95	0,92	0,90	0,88	0,86

^aRazão v/c para capacidade ideal de 2800 vpph, assumindo que a operação dos automóveis não são afetados pelos aclives.

NOTA: Interpolar para valores intermediários de percentagem de zonas de ultrapassagem proibida; arredondar inclinação do aclive para o valor inteiro acima mais próximo.

O *nível de serviço E* é definido como condições de tráfego onde os motoristas sofrem atrasos em mais de 75% do seu tempo de viagem. Sob condições ideais, as velocidades caem abaixo de 80 km/h (50 mph). A velocidade média em rodovias com características abaixo das condições ideais pode ser abaixo dos 40 km/h em aclives específicos. Ultrapassagens são virtualmente impossíveis, e a pelotização torna-se intensa quando veículos mais lentos ou outras interrupções são encontradas. A operação é difícil e instável nesse nível.

O maior volume alcançado sob nível E define a capacidade sob condições ideais (2800 vpph em ambas as direções). Fora das condições ideais, a capacidade é menor. (Note que a razão v/c não é sempre 1,00 para a capacidade, e por isso a razão v/c é relativa sempre à "capacidade ideal" de 2800 vpph).

O *nível de serviço F* representa congestionamento pesado com a demanda de tráfego excedendo a capacidade. Volumes e velocidades são menores do que sob capacidade. Frequentemente, perturbações no tráfego sob nível de serviço E causam rápidas transições para o nível de serviço F.

2.2.3 Críticas ao método do HCM 1985

Alguns autores contestam o fato de dois critérios definirem níveis de serviço, para condições gerais de terrenos e aclives específicos. Guell & Virkler [1988] sugerem a adoção de 3,5 ou 4 segundos como critério para considerar veículos em pelotão, ao invés dos 5 segundos sugeridos pelo HCM, como uma maneira de minimizar diferenças entre os níveis de serviço gerados pelos critérios diferentes. Segundo Guell & Virkler [1988], pelo atual critério, em segmentos gerais de terreno qualquer volume de tráfego maior que 43% da capacidade está no nível D ou E, mesmo sob boas condições de tráfego, uma banda muito larga para apenas dois níveis de serviço.

Guell & Virkler [1988] utilizam o seguinte exemplo para dar consistência às suas afirmações: considere uma rodovia de pista simples com velocidade de projeto de 97 km/h, pistas com largura de 3,6 m e acostamentos maiores que 1,8 m. Num trecho em nível, existem 0% de zonas de ultrapassagem proibida; em terreno ondulado, 10% e em um aclive de 4% e outro de 6% de inclinação, ambos com 1,6 km de extensão, existem 20% de proibição de ultrapassagem, perto do topo apenas. A distribuição direcional é de 60/40, (60% na subida quando se tratar de aclives específicos) e apenas 12% de caminhões compõem o tráfego pesado. Baseado nestas

situações, os fluxos de serviço foram calculados pelos métodos do HCM de 1985 e associados com cada nível de serviço.

Do nível A até o nível C, acomodam-se até 990 vpph na situação trecho em nível, até 720 vpph em ondulado, até 1630 vpph no aclave de 4% e 1100 vpph no aclave de 6%. Para a situação do trecho em nível, o nível de serviço que acomoda de 1500 a 1630 vpph é o nível de serviço E, contra nível de serviço C para 4% de aclave. A conclusão seria que uma rodovia construída com uma sequência de rampas de 4% de inclinação resultariam em melhores condições de serviço que uma rodovia em nível, e esta conclusão não está de acordo com o esperado intuitivamente para o impacto causado por um aclave.

Modificando o critério dos headways² em pelotões de 5 para 3,5 segundos (Guell & Virkler [1988] recalcularam todos as razões v/c adequando-as aos critérios de 4 e 3,5 segundos), o nível C em trechos em nível passa a acomodar 1380 vpph, mais consistente com o apresentado acima.

Pelo fato de que o valor de 5 segundos não tem razão nenhuma que o faça preferível a outro, Guell & Virkler [1988] defendem uma revisão desse critério. Segundo eles, qualquer valor entre 2 e 6 segundos é possível para headways de veículos em pelotões. Em coletas de dados para esta dissertação, foram observados na região de São Carlos, SP, headways de até 10 segundos para veículos em pelotão, no caso de um automóvel seguindo uma composição caminhão+reboque trafegando a 15km/h em um aclave de 6%.

Capítulo 3

Equivalência Veicular

As várias categorias de veículos provocam alterações diferenciadas na capacidade das rodovias. O impacto causado por um caminhão leve é diferente do impacto causado por um caminhão pesado. Uma das maneiras de mensurar a interferência de cada categoria veicular é calcular o número de veículos de passageiro (automóveis) que causariam a mesma interferência que um veículo dessa categoria veicular, na mesma rodovia, sob as mesmas condições. Dessa maneira, tem-se um padrão de comparação – o automóvel – e os impactos causados pelas diferentes categorias veiculares podem ser comparados. Os equivalentes veiculares proporcionam uma boa medida do efeito causado pelos caminhões na capacidade das rodovias [TRB, 1989; pág. 157]

Os impactos causados por um veículo de grande porte na corrente de tráfego são maiores que os causados por um automóvel por duas razões:

- Trafegando mais devagar do que os automóveis, os caminhões e ônibus devem ser ultrapassados, aumentando o atraso e o tempo médio de viagem, diminuindo a velocidade média do tráfego, e conseqüentemente diminuindo a capacidade e o nível de serviço; e
- Trafegando aproximadamente à mesma velocidade da corrente de tráfego dos automóveis, um veículo de grande porte ocupa um espaço maior, devido ao seu maior tamanho e, possivelmente, pela necessidade de maiores distâncias de freagem, o que diminui a densidade dos veículos e, conseqüentemente, a capacidade da rodovia.

A edição de 1985 do HCM define equivalência veicular para caminhões como sendo o número de automóveis que podem ser substituídos por um único caminhão, sem que o nível de serviço da rodovia nem as condições operacionais se modifiquem. A equivalência veicular é medida em veículos de passageiro equivalente (VPE).

Seja um fluxo de veículos onde coexistam apenas automóveis e caminhões, chamado de fluxo misto (Q_M), e cuja porcentagem de caminhões seja P_T . A transformação desse fluxo misto em um fluxo básico equivalente (Q_B), composto apenas por automóveis é dado por:

$$Q_B = Q_M \cdot (1 - P_T) + Q_M \cdot P_T \cdot E_T = Q_M \cdot [1 + P_T \cdot (E_T - 1)] \quad (3.1)$$

onde E_T é o equivalente veicular do caminhão. O inverso do termo $[1 + P_T \cdot (E_T - 1)]$ é chamado de fator de correção para veículos pesados (f_{HV}) e então:

$$Q_M = Q_B \cdot f_{HV} \quad (3.2)$$

3.1 Métodos de Cálculo

A literatura mostra que muitos critérios de equivalência já foram usados para estabelecer valores de VPEs. Portanto, qualquer comparação entre os valores obtidos por diversos autores deve ser cautelosa, justamente por essa falta de uniformidade nos vários critérios propostos para os cálculos da equivalência. Segundo A.D. St. John, é preferível que os valores dos equivalentes não entrem em conflito com o julgamento e a intuição dos engenheiros de tráfego [Huber, 1982; discussão]. Dessa forma, os métodos apresentados a seguir estão agrupados por autor acompanhados pelos valores calculados, de forma a tentar uma cronologia sem a preocupação de comparar um com o outro e estabelecer o melhor.

3.1.1 Highway Capacity Manual (HCM), edição de 1965

A edição de 1965 do HCM prevê dois métodos para cálculo das equivalências veiculares em rodovias de pista simples:

- Pela obtenção de informações detalhadas sobre velocidades e headways de veículos para várias taxas de fluxo em rodovias com diferentes características (método dos headways); ou
- Tendo-se a distribuição das velocidades dos automóveis e caminhões para um dado volume de tráfego. Usa-se então como critério o número de ultrapassagens que seriam efetuadas por quilômetro de rodovia, caso cada veículo continuasse com sua velocidade normal (método de Walker).

O método dos headways baseia-se na premissa de que veículos de maiores comprimentos impõem headways maiores a uma corrente de tráfego. Desta forma,

tem-se headways maiores entre caminhões e automóveis do que entre dois automóveis sucessivos, não só pelos maiores comprimentos dos caminhões, mas também pela necessidade de maiores espaços de frenagem por parte dos mesmos, que mantêm uma distância de segurança maior que a mantida pelos automóveis. O equivalente é dado pela relação entre os headways médios observados entre caminhões e automóveis e os headways médios observados entre dois automóveis.

Dada a formação de pelotões, esse método pode apresentar resultados superestimados ou subestimados, dependendo dos dados utilizados. Em uma seção onde a ultrapassagem é difícil, headways pequenos serão medidos para automóveis, e o equivalente será superestimado. Em uma seção onde os automóveis já ultrapassaram o caminhão e estão em fluxo livre, headways maiores serão medidos para automóveis, subestimando o equivalente calculado para o caminhão. Assim, esse método é recomendado para o cálculo dos equivalentes veiculares em terrenos em nível. Os valores de equivalentes apresentados na Tabela 3.1 foram calculados por este método.

O método de Walker, usado por Powell Walker na determinação dos equivalentes veiculares da edição de 1965 do HCM, é baseado na premissa de que são efetuadas mais ultrapassagens de automóveis sobre caminhões do que de automóveis sobre automóveis, uma vez que os caminhões geralmente são mais lentos que os automóveis. A equivalência é dada por $E = P_{kt}/P_{kp}$, onde P_{kt} é número de ultrapassagens dos automóveis sobre um caminhão em um quilômetro e P_{kp} é o número médio de ultrapassagens de automóvel sobre automóvel em um quilômetro. Esse método é recomendado para terrenos em aclive, onde as diferenças de desempenho entre caminhões e automóveis são mais acentuadas.

O número de ultrapassagens de veículos rápidos sobre veículos lentos (assumindo-se um fluxo em equilíbrio, com nenhuma formação de pelotões) é dado por:

$$P_0 = k^2 \int_0^{\infty} f(u) \int_u^{\infty} (v-u) f(v) dv du \quad (3.3)$$

onde:

P_0 = número de ultrapassagens efetuadas na corrente de tráfego, (ultrapassagens/km/h);

k = densidade dos veículos rápidos (veículos/km);

v e u = velocidade dos veículos rápidos e lentos, respectivamente (km/h); e

$f(v)$ e $f(u)$ = função densidade de probabilidade para velocidades dos veículos rápidos e dos veículos lentos, respectivamente.

Para aplicação com distribuição discreta de velocidades, a taxa de ultrapassagens pode ser reescrita como:

$$P_0 = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m X_i Y_j \left(\frac{1}{V_{2i}} - \frac{1}{V_{1j}} \right) \quad (3.4)$$

onde:

V_{1j} e V_{2i} = velocidades do veículo lento j e do veículo rápido i , respectivamente

X = fluxo de veículos trafegando à velocidade V_2 (veículo/hora)

Y = fluxo de veículos trafegando à velocidade V_1 (veículos/hora)

O método é atraente pois bastam a distribuição das velocidades dos automóveis pertencentes a um fluxo de tráfego e a velocidade do veículo lento para que sejam calculadas as taxas de ultrapassagem e conseqüentemente, o equivalente. Os equivalentes são obtidos em função da velocidade do veículo lento analisado, como mostra a Figura 3.1.

Os equivalentes apresentados no HCM de 1965 são dados em termos de inclinação e comprimento do alicve. A relação entre os equivalentes e os alicves é feita através de curvas de velocidade em função da distância percorrida no alicve. No HCM de 1965, as curvas são para um caminhão típico de relação peso-potência de 325 lb/hp (7 cv/t) como mostra a Figura 3.2. Desta forma, é possível a previsão da velocidade do veículo em qualquer ponto do alicve e com isso, a elaboração de uma curva de velocidade média em função do comprimento total do alicve (Figura 3.3). Isso é necessário pois no método de Walker as velocidades utilizadas são velocidades médias no trecho considerado.

Figura 3.1: VPEs para várias velocidades médias de caminhões em rodovias de pista simples [HRB, 1965, pág. 102, fig. 5.6]

Figura 3.2: Efeito do comprimento e inclinação das rampas na velocidade dos caminhões em rodovias de pista simples [HRB, 1965, pág. 96, fig. 5.1a]

Figura 3.3: Velocidade média de um caminhão típico percorrendo todo o comprimento de uma rampa em rodovias de pista simples [HRB, 1965, pág. 100, fig. 5.5]

Os equivalentes veiculares encontrados no HCM, edição de 1965, foram calculados usando-se estes métodos. O método dos headways gerou a Tabela 3.1, para caminhões e ônibus em condições gerais de terreno (em nível, ondulado e montanhoso) e a utilização conjunta das curvas mostradas nas Figuras 3.1 e 3.3 resultaram nos valores mostrados na Tabela 3.2 para condições específicas de terrenos (aclives variando de 3% a 7% de inclinação). Os valores apresentados na edição de 1965 do HCM variam entre 2 e 12 VPEs para as condições gerais de terreno, e de 2 a 108 VPEs, para aclives específicos.

Tabela 3.1: VPEs de caminhões e ônibus em condições gerais de terreno nas rodovias de pista simples [HRB 1965, pág. 304, Tab. 10.9a]

Equivalentes	Nível de Serviço	VPE para condições gerais de terreno		
		terreno em nível	terreno ondulado	terreno montanhoso
ET (caminhão)	A	3	4	7
	B e C	2,5	5	10
	D e E	2	5	12
ET (ônibus)	todos	2	4	6

Tabela 3.2: VPEs dos caminhões em subseções específicas de greides em rodovias de pista simples [HRB 1965, pág. 305, Tab. 10.10]

Greide %	comprimento do greide - km	VPE (E_T) para todas porcentagens de caminhões por nível de serviço		
		A e B	C	D e E
0,2	Todas	2	2	2
3	0,4	5	3	2
	0,8	10	10	7
	1,2	14	16	14
	1,6	17	21	20
	2,4	19	25	26
	3,2	21	27	29
	4,8	22	29	31
	6,4	23	31	32
4	0,4	7	6	3
	0,8	16	20	20
	1,2	22	30	32
	1,6	26	35	39
	2,4	28	39	44
	3,2	30	42	47
	4,8	31	44	50
	6,4	32	46	52
5	0,4	10	10	7
	0,8	24	33	37
	1,2	29	42	47
	1,6	33	47	54
	2,4	35	51	59
	3,2	37	54	63
	4,8	39	56	66
	6,4	40	57	68
6	0,4	14	17	16
	0,8	33	47	54
	1,2	39	56	65
	1,6	41	59	70
	2,4	44	62	75
	3,2	46	65	80
	4,8	48	68	84
	6,4	50	71	87
7	0,4	24	32	35
	0,8	44	63	15
	1,2	50	71	84
	1,6	53	74	90
	2,4	56	79	95
	3,2	58	82	100
	4,8	60	85	104
	6,4	62	81	108

Os dados usados para elaboração da Tabela 3.2 foram coletados para volumes correspondentes aos níveis de serviço B, C e E (capacidade), assumindo-se posteriormente que na prática os critérios do nível B podem ser aplicados ao nível A, bem como os critérios do nível E aplicados ao nível D.

A principal crítica ao método do HCM de 1965 é que os equivalentes mostrados na Tabela 3.2 produzem volumes de tráfego baixos para aclives específicos. Os equivalentes veiculares calculados pelo método de Walker baseiam-se no critério de taxa de ultrapassagens, que é inconsistente com o critério usado para definir os níveis de serviço (velocidade de operação).

A deficiência teórica de se empregar um critério de taxa de ultrapassagens para definir capacidade combinada com o fato dos caminhões típicos empregados nas análises terem relação peso-potência inferior aos caminhões típicos operando em rodovias de pista simples nas décadas de 70 e 80, leva a uma previsão notadamente inferior do desempenho real dos veículos observados em aclives [McLean, 1989, pág. 90].

3.1.2 Highway Capacity Manual (HCM), edição de 1985

No HCM, edição de 1985, o capítulo relativo às rodovias de pista simples foi revisto e modificado em vários aspectos. Os valores dos equivalentes para condições gerais de terrenos (Tabela 3.1) sofreram algumas alterações.

Tabela 3.3: VPEs médios para caminhões, ônibus e RVs em rodovias de pista simples para condições gerais do terreno. [TRR 1985, pág. 8-9, Tab. 8-6]

Equivalentes	Nível de Serviço	Tipo de terreno		
		terreno em nível	terreno ondulado	terreno montanhoso
E_T (caminhão)	A	2	4	7
	B e C	2,2	5	10
	D e E	2	5	12
E_R (RVs)	A	2,2	3,2	5
	B e C	2,5	3,9	5,2
	D e E	1,6	3,3	5,2
E_B (ônibus)	A	1,8	3	5,7
	B e C	2	3,4	6
	D e E	1,6	2,9	6,5

Modificaram-se os valores dos equivalentes para caminhões em terrenos em nível, e além de caminhões e ônibus, foram incluídos valores para equivalência dos RVs (veículos de recreação, ou seja, caminhonetes rebocando ou equipadas com trailers e similares). Entretanto, o conceito básico empregado ficou inalterado pois os equivalentes apresentados pelo HCM de 1985 (mostrados na Tabela 3.3), foram baseados em Werner & Morral [1976], que utilizaram o método dos headways.

Os novos valores de equivalência para aativos específicos apresentados no HCM de 1985 são valores obtidos por simulação, usando como critério de equivalência a velocidade média no aativo (ou seja, o mesmo critério usado para definir os níveis de serviço). As características do desempenho dos caminhões assumidas no modelo de simulação são resultados de observações nos EUA na década de 70.

Duas composições de tráfego foram simuladas: (a) 100% automóveis e (b) uma composição considerada padrão em rodovias americanas, com 14% caminhões, 4% RVs e 82% automóveis. Os valores tabelados, mostrados na Tabela 3.4, aplicam-se a essa composição padrão, e processos analíticos permitem derivar esses valores para outras composições de tráfego.

É possível notar que, se na edição de 1965 os equivalentes cresciam com a deterioração do nível de serviço (Tabela 3.2), na edição atual os equivalentes diminuem (Tabela 3.4). Como a velocidade média no aativo é menor para níveis de serviço piores, caminhões lentos atrapalham menos (relativamente à velocidade média dos veículos no aativo, a velocidade dos veículos de grande porte é maior nos níveis de serviço mais baixos). McLean [1989, pág. 91] aponta que os métodos empregados na elaboração dos valores mostrados na Tabela 3.4 fazem supor que as falhas detectadas no HCM de 1965 foram superadas.

Outra novidade é que essa mesma tabela também serve como base para obtenção de uma equivalência veicular (mais especificamente, de um fator de correção, f_g) para os próprios automóveis no aativo, uma vez que o desempenho de um automóvel num aativo é inferior ao desempenho dos mesmos em terrenos em nível.

Tabela 3.4: Equivalentes veiculares para uma composição de tráfego com 14% de caminhões, 4% de RVs e 0% de ônibus em subseção específica de aclives em rodovias de pista simples, E e E₀. [TRR 1985, pág. 8-12, Tab. 8-9]

Greide %	Extensão do greide (km)	Velocidade média no aclive (km/h)					
		88,0	84,0	80,0	72,0	64,0	48,0
	todos	2,1	1,8	1,6	1,4	1,3	1,3
	0,4	2,9	2,3	2,0	1,7	1,6	1,5
	0,8	3,7	2,9	2,4	2,0	1,8	1,7
	1,2	4,8	3,6	2,9	2,3	2,0	1,9
	1,6	6,5	4,6	3,5	2,6	2,3	2,1
	2,4	11,2	6,6	5,1	3,4	2,9	2,5
	3,2	19,8	9,3	6,7	4,6	3,7	2,9
	4,8	71,0	21,0	10,8	7,3	5,6	3,8
	6,4	(a)	48,0	20,5	11,3	7,7	4,9
4	0,4	3,2	2,5	2,2	1,8	1,7	1,6
	0,8	4,4	3,4	2,8	2,2	2,0	1,9
	1,2	6,3	4,4	3,5	2,7	2,3	2,1
	1,6	9,6	6,3	4,5	3,2	2,7	2,4
	2,4	19,5	10,3	7,4	4,7	3,8	3,1
	3,2	43,0	16,1	10,8	6,9	5,3	3,8
	4,8	(a)	48,0	20,0	12,5	9,0	5,5
	6,4	(a)	(a)	51,0	22,8	13,8	7,4
5	0,4	3,6	2,8	2,3	2,0	1,8	1,7
	0,8	5,4	3,9	3,2	2,5	2,2	2,0
	1,2	8,3	5,7	4,3	3,1	2,7	2,4
	1,6	14,1	8,4	5,9	4,0	3,3	2,8
	2,4	34,0	16,0	10,8	6,3	4,9	3,8
	3,2	91,0	28,3	17,4	10,2	7,5	4,8
	4,8	(a)	(a)	37,0	22,0	14,6	7,8
	6,4	(a)	(a)	(a)	55,0	25,0	11,5
6	0,4	4,0	3,1	2,5	2,1	1,9	1,8
	0,8	6,5	4,8	3,7	2,8	2,4	2,2
	1,2	11,0	7,2	5,2	3,7	3,1	2,7
	1,6	20,4	11,7	7,8	4,9	4,0	3,3
	2,4	60,0	25,2	16,0	8,5	6,4	4,7
	3,2	(a)	50,0	28,2	15,3	10,7	6,3
	4,8	(a)	(a)	70,0	38,0	23,9	11,3
	6,4	(a)	(a)	(a)	90,0	45,0	18,1
7	0,4	4,5	3,4	2,7	2,2	2,0	1,9
	0,8	7,9	5,7	4,2	3,2	2,7	2,4
	1,2	14,5	9,1	6,3	4,3	3,6	3,0
	1,6	31,4	16,0	10,0	6,1	4,8	3,8
	2,4	(a)	39,5	23,5	11,5	8,4	5,8
	3,2	(a)	88,0	46,0	22,8	15,4	8,2
	4,8	(a)	(a)	(a)	66,0	38,5	16,1
	6,4	(a)	(a)	(a)	(a)	(a)	28,0

(a) Velocidade média não atingível nos greides em questão

NOTA: Arredondar o greide para o próximo valor inteiro

O cálculo do valor do equivalente veicular E_{HV} adequado à composição do tráfego de veículos pesados da rodovia estudada é dado por:

$$E_{HV} = 1 + (0,25 + P_{T/HV})(E-1) \quad (3.5)$$

onde $P_{T/HV}$ é a porcentagem de caminhões entre os veículos pesados e E é o valor encontrado na Tabela 3.4 para um dado greide e velocidade.

O fator de correção para veículos pesados f_{HV} é dado por:

$$f_{HV} = 1/[1 + P_{HV}(E_{HV}-1)] \quad (3.6)$$

onde P_{HV} é a porcentagem de veículos pesados na corrente de tráfego.

O desempenho dos automóveis nos aclives gerou VPEs para automóveis, propostos por Werner & Morral [1976]. Segundo estes autores, é possível o cálculo dos VPEs para automóveis pois eles também sofrem reduções de velocidades nos aclives. Os valores propostos por Werner & Morral para os automóveis são dados na Tabela 3.5.

Tabela 3.5: VPEs médios para automóveis em rodovias de pista simples para condições gerais do terreno. [Werner & Morral, 1976]

Veículo	Nível de Serviço	VPEs por tipo de terreno		
		terreno em nível	terreno ondulado	terreno montanhoso
automóvel	A	1	1,3	2,3
	B e C	1	1	2,5
	D e E	1	1	1

Na época, Werner & Morral afirmaram que esses VPEs não seriam usados nos cálculos da redução da capacidade porque, pelas definições aceitas de níveis de serviço, os quais incorporam velocidade, esses valores eram sem significado.

Para o HCM 1985, se o desempenho dos automóveis é afetado pelo aclive, e se os VPEs calculados para os veículos pesados são relativos ao desempenho desses automóveis nos aclives, então deve existir uma correção para relacionar esses fatores ao desempenho dos automóveis em terrenos em nível. O fator de correção para os automóveis nos aclives (f_g) é calculado como

$$f_g = 1/[1 + P_p \cdot I_p] \quad (3.7)$$

onde P_p é a porcentagem dos automóveis na corrente de tráfego e I_p é o chamado fator de impedância para automóveis, dado por:

$$I_p = 0.02(E - E_0) \quad (3.8)$$

onde E_0 é o valor encontrado na Tabela 3.4 para greide em nível (0%) e E já foi definido anteriormente. A maneira como foram estabelecidos os cálculos dos fatores de correção para veículos pesados e para automóveis não ficou explícita em nenhuma referência consultada.

3.1.3 Craus, Polus & Grinberg [1979]

Craus, Polus & Grinberg [1979] propõem uma variação do método de Walker, onde ao invés de taxa de ultrapassagens, a equivalência é dada pela taxa de atraso causado aos veículos mais rápidos por caminhões e por automóveis. Esse método é denominado por alguns autores como método dos atrasos equivalentes.

Essa variação do método de Walker tem uma ligação muito mais forte com as medidas de desempenho do fluxo de veículos e deveria produzir equivalentes mais realistas do que o método original. Entretanto, a aplicação prática do método requer algumas simplificações no que se refere ao processo de tomada de decisões na ultrapassagem (aceitação dos headways na corrente oposta) e apresentação das oportunidades de ultrapassagem. Além disso, o método também carrega uma suposição implícita de que as condições de fluxo estão em equilíbrio, o que pode gerar dúvidas quanto sua aplicação em seções de aclives [McLean, 1989, pág. 305].

Craus, Polus & Grinberg apontam duas limitações no método de Walker usado no HCM de 1965:

- não estabelece o efeito da pista oposta, em declive, que deveria ser sempre levado em consideração na análise dos aclives específicos; e
- despreza variações no desempenho dos caminhões, considerando apenas caminhões típicos, e então qualquer medida da realidade é completamente mascarada.

Quando um automóvel ultrapassa outro veículo em uma rodovia de pista simples, seja ele automóvel ou caminhão, pode haver ou não redução de sua própria velocidade em algum ponto da manobra. Quando não há tráfego na pista oposta, geralmente nenhuma redução de velocidade é observada. Entretanto, se algum veículo aparece na pista oposta, o veículo que está ultrapassando é obrigado a

reduzir sua velocidade e seguir o veículo mais lento até surgir uma oportunidade de ultrapassagem. O tempo de atraso é definido como o tempo de viagem desde a redução da velocidade do veículo mais rápido até o início da manobra de ultrapassagem.

A idéia é que veículos de grande porte causam mais atraso aos automóveis do que os próprios automóveis causam a outros automóveis, pois os caminhões e ônibus impõem headways maiores à corrente de tráfego oposta para permitirem ultrapassagens seguras. A equivalência é dada pela razão entre o atraso causado por um caminhão e o atraso médio causado pelos automóveis.

Baseado em estudos prévios dos padrões dinâmicos de uma rodovia de pista simples, Craus, Polus & Grinberg assumem três premissas básicas na elaboração do modelo:

- O fluxo em cada direção é livre e os instantes de passagem regidos por uma distribuição de Poisson. O tempo entre chegadas (headways) é exponencialmente distribuído (segundo os autores, esta é uma suposição razoável para fluxos médios a baixos, e citam Tanner [1958] e Leutzbach & Egert [1963]);
- A corrente principal de tráfego é considerada estacionária, e o tráfego oposto tem a velocidade relativa igual a soma da velocidade média do fluxo da pista oposta e da velocidade do veículo mais lento que será ultrapassado;
- Os motoristas envolvidos nas manobras de ultrapassagem são sensíveis às velocidades médias do tráfego oposto. Segundo os autores, esta hipótese está de acordo com determinações prévias, como Farber & Silver [1967] e Stock & May [1976], de que motoristas estimam de forma grosseira a velocidade do veículo se aproximando na corrente oposta pela velocidade média do tráfego oposto.

O atraso total pode ser obtido com a distribuição das velocidades dos veículos da corrente principal e a soma de todos os atrasos causados aos veículos mais rápidos pelos mais lentos. O volume e a velocidade média do tráfego da faixa oposta também são necessários.

Craus, Polus & Grinberg concluem que o atraso médio sofrido por um veículo j ao ultrapassar um veículo i é expresso por:

$$d_{ij} = \left(\frac{1 - e^{-\lambda a_{ij}}}{1 - e^{-\lambda v_i}} - a_{ij} \right) \left(\frac{u}{u + v_i} \right) \quad (3.9)$$

onde:

d_{ij} = tempo ajustado de atraso médio sofrido pelo veículo j antes de ultrapassar i ;

a_{ij} = headway necessário na corrente oposta para que seja efetuada a ultrapassagem de j por i ;

λ = taxa média de chegada dos veículos na corrente oposta;

u = velocidade média do fluxo oposto; e

v_i = velocidade do veículo i (mais lento) que será ultrapassado.

O número de passagens de um veículo j por um veículo i é dado por:

$$P_{p_{ij}} = C_i \cdot C_j \left(\frac{1}{v_i} - \frac{1}{v_j} \right) \quad (3.10)$$

onde:

$P_{p_{ij}}$ = número de passagens efetuadas pelos veículos j sobre veículos i ;

v_j = velocidade do veículo mais rápido, e que vai ultrapassar o veículo i ;

C_i = número de veículos com velocidade v_i ; e

C_j = número de veículos com velocidade v_j .

O atraso total médio para automóveis ultrapassando automóveis é dado por:

$$d_{kp} = \frac{1}{m} \sum P_{p_{ij}} \cdot d_{ij} \quad (3.11)$$

onde:

m = volume de automóveis na corrente de tráfego principal.

Da mesma forma, o atraso sofrido por um automóvel ao ultrapassar um caminhão é dado por:

$$d_{tl} = \left(\frac{1 - e^{-\lambda a_{tl}}}{\lambda \cdot e^{-\lambda a_{tl}}} - a_{tl} \right) \left(\frac{u}{u + v_t} \right) \quad (3.12)$$

onde:

d_{tl} = tempo de atraso médio sofrido pelo veículo l antes de ultrapassar o caminhão t ;

a_{tl} = headway necessário na corrente oposta para que seja efetuada a ultrapassagem de l pelo caminhão t ; e

v_t = velocidade do caminhão t que será ultrapassado.

O valor do número teórico de ultrapassagens P_{tl} é dado por:

$$P_{tl} = C_l \left(\frac{1}{v_t} - \frac{1}{v_l} \right) \quad (3.13)$$

onde:

P_{tl} = número de teórico de passagens efetuadas pelos veículos l sobre caminhões t ;

v_t = velocidade do veículo mais rápido, e que vai ultrapassar o caminhão; e

C_l = número de veículos com velocidade v_l .

Assim, o atraso total médio causado por um caminhão é dado por:

$$d_{kt} = \sum P_{tl} \cdot d_{tl} \quad (3.14)$$

O valor do VPE para o caminhão é dado pela razão entre os atrasos causados pelo caminhão e o atraso médio causado pelos próprios automóveis:

$$E = \frac{d_{kt}}{d_{kp}} \quad (3.15)$$

onde E é o fator de equivalência veicular (em VPE) para o caminhão.

Craus, Polus & Grinberg usaram os mesmos dados para comparar os equivalentes calculados com o método e os sugeridos pelo HCM de 1965. A distribuição de velocidades dos automóveis nas rodovias de pista simples foi obtidas de curvas típicas do próprio HCM/1965 (pág. 50).

Para a valor do headway necessário na corrente oposta para que a ultrapassagem seja efetuada, foi utilizada uma relação encontrada em Crawford [1963], cujo estudo avalia o comprimento de zonas de ultrapassagem para várias velocidades. Segundo Craus, Polus & Grinberg, poucos trabalhos [Crawford, 1963; Gustavsson, 1965; Erlander, 1967] tratavam das ultrapassagens utilizando como parâmetros a velocidade média da corrente oposta e a velocidade do veículo ultrapassado (mais lento). Crawford [1963] apresentou o headway mínimo como:

$$\alpha_{ij} = \frac{7,2(u+v_j)+46,32}{u} \quad (3.16)$$

onde:

α_{ij} = headway (em segundos) necessário na corrente oposta para que um veículo mais rápido j ultrapasse um veículo mais lento i ;

u = velocidade média dos veículos da corrente oposta, em Km/h; e

v_i = velocidade do veículo mais lento, que será ultrapassado, em km/h.

A comparação entre os equivalentes calculados pelo método do HCM de 1965 (método de Walker) e pelo método apresentado está na Tabela 3.6.

Tabela 3.6: Comparação das equivalências veiculares calculadas com o método do HCM de 1965 e o sugerido. [Craus, Polus & Grinberg, 1979]

velocidade do caminhão		Nível de Serviço					
		A		C		E	
		método	método	método	método	método	método
mph	km/h	HCM	sugerido	HCM	sugerido	HCM	sugerido
5	8	110	42	160	64	240	89
10	16	50	33	66	40	82	44
20	32	18	14	23	15	23	17
30	48	8	8	7	7,5	1	1
40	64	3	3,5	1	1		
50	80	1					

É interessante notar que para velocidades baixas dos caminhões, os valores de equivalência aumentam com a diminuição do nível de serviço, acontecendo o contrário para velocidades altas. A razão é que caminhões mais lentos num nível de serviço alto atrapalham menos que caminhões lentos num nível de serviço baixo, onde existem menos oportunidades de ultrapassagens. Ao contrário, caminhões com velocidades mais altas em nível de serviço alto causam atrasos que não acontecem em níveis de serviço baixo onde há menos demanda de ultrapassagens sobre esses caminhões rápidos [Craus, Polus & Grinberg, 1979].

3.1.4 Outras determinações.

3.1.4.1 Cunagin & Messer [1983]

Cunagin & Messer [1983] calcularam equivalentes veiculares para rodovias de pista simples e de pista dupla. Utilizando os métodos de Walker, do atraso equivalente e dos headways, eles analisaram 11.213 veículos, em 4 rodovias de pista simples. Poucos dados foram obtidos para os níveis de serviço C, D e E, de forma que os valores das equivalências nesses casos tiveram que ser estimados. A classificação foi feita de acordo com o HCM/1965. Assim, nível C corresponde a um volume de

tráfego entre 900 e 1400 vph; nível D, 1400 a 1700 vph e nível E, 1700 a 2000 vph (capacidade), considerando-se ambas as direções.

Para estimar os equivalentes pelo método de Walker, foi usada a seguinte equação:

$$PCE_i = (OT_i / VOL_i) / (OT_{LPC} / VOL_{LPC}) \quad (3.17)$$

onde:

PCE_i = valor do equivalente para o veículo tipo i ;

OT_i = número de ultrapassagens de automóveis pelos veículos tipo i por milha por hora;

VOL_i = volume de veículos tipo i por hora;

OT_{LPC} = número de ultrapassagens de automóveis rápidos pelos automóveis lentos por milha por hora; e

VOL_{LPC} = volume de automóveis lentos por hora.

Para estimar os equivalentes pelo método do atraso equivalente, foi usada a seguinte equação:

$$PCE_i = \frac{(OT_i / VOL_i) \cdot [(1 / TSSP) - (1 / MPCSP)]}{(OT_{LPC} / VOL_{LPC}) \cdot [(1 / AVCRSP) - (1 / MPCSP)]} \quad (3.18)$$

onde:

$TSSP$ = velocidade média do tráfego

$MPCSP$ = velocidade média da corrente de tráfego apenas com automóveis rápidos; e

$AVCRSP$ = velocidade média da corrente de tráfego apenas com automóveis.

As rampas típicas usadas para o cálculo dos equivalentes são plana (0%), moderada (3% e 1,6 km de comprimento) e acentuada (6% e 1,6 km).

Cunagin & Messer [1983] assumem que é apropriado utilizar o método de Walker no nível de serviço A, uma vez que o método de Walker não leva em consideração a formação de pelotões atrás de veículos lentos, e o método dos atrasos equivalentes no nível de serviço E, onde pelotões são inevitáveis. Nos níveis de serviço intermediários, foi usada uma combinação linear dos dois métodos. A Tabela 3.7 mostra os resultados de Cunagin & Messer [1983] comparados com os valores do HCM 1965.

Os valores encontrados por Cunagin & Messer estão próximos dos valores dados pelo HCM de 1965 para as condições gerais de terreno, mas são totalmente discrepantes em relação às condições específicas, dadas no mesmo manual. Segundo os autores, outros pesquisadores, como McLean [1980], também recomendavam uma revisão nos equivalentes veiculares para situações específicas de terreno, que estariam muito elevados no HCM de 1965.

Tabela 3.7: Comparação dos equivalentes veiculares para rodovias de pista simples [Cunagin & Messer, 1983]

Tipo de active	Volume	Equivalentes Veiculares (VPE)		
		HCM 1965 (condições gerais)	HCM 1965 (active específicos)	Cunagin & Messer [1983]
plano	A	3	2	1,5
	B	2,5	2	1,6
	C	2,5	2	1,6
	D	2	2	1,6
	E	2	2	1,7
moderado	A	4	17	2,9
	B	5	17	3,5
	C	5	21	4,2
	D	5	21	4,8
	E	5	20	5,4
acentuado	A	7	41	5,1
	B	10	41	8,2
	C	10	59	10,1
	D	12	59	11,7
	E	12	70	11,1

3.1.4.2 Van Aerde & Yagar [1984]

Van Aerde & Yagar [1984] determinam os equivalentes veiculares usando três conceitos distintos: redução de velocidade imposta por cada categoria veicular à velocidade de fluxo livre, propensão de cada categoria em tornar-se líder de pelotões e número de veículos atrás de cada categoria veicular líder de um pelotão.

Na análise dos dados, para estimar os equivalentes baseados em redução de velocidades, um modelo de regressão linear múltipla foi estruturado para estimar a velocidade de fluxo livre e os coeficientes de redução de velocidade C_1 até C_5 :

$$V_p = V_u + C_1 \cdot n_1 + C_2 \cdot n_2 + C_3 \cdot n_3 + C_4 \cdot n_4 + C_5 \cdot n_5 \quad (3.19)$$

Onde :

V_p = velocidade do p -ésimo percentil; ($p=10\%$, 50% e 90%);

V_v = velocidade de fluxo livre;

n_1 até n_5 = número de automóveis, caminhões, RVs e outros veículos, respectivamente;

n_5 = número de veículos na corrente de tráfego oposta; e

C_1 até C_5 = coeficientes de redução de velocidade; indicam o tamanho relativo da redução de velocidade para cada categoria considerada (ou direção de tráfego).

O cálculo dos equivalentes é dado por:

$$VPE_n = \frac{C_n}{C_1} \quad (3.20)$$

Para levar em consideração os coeficientes de todos os locais coletados, foi feita uma média ponderada usando-se como peso os inversos das variâncias. Para o 10º percentil de velocidade, por exemplo, a velocidade livre estimada foi de 81,3 km/h e os coeficientes estimados $C_1=-3,2$; $C_2=-36,4$; $C_3=-12,4$; $C_4=-3,6$ e $C_5=-1,6$. Isso gerou um equivalente de 11,4 para caminhões ($-36,4/-3,2=11,4$). Os valores calculados por Van Aerde & Yagar usando o critério de redução de velocidades estão na Tabela 3.8.

Os equivalentes para tipo de veículo "outros" foram arbitrariamente estimados em 1,0, mesmo valor dos automóveis, pois não havia dados suficientes para que um valor diferente deste fosse estimado.

Tabela 3.8: VPEs estimados para redução de velocidade baseada nos dados de Ontário, Canadá. [Van Aerde & Yagar, 1984]

direção	Tipo de veículo	velocidade		
		10º percentil	50º percentil	90º percentil
principal	caminhão	11,4	6,1	3,8
	RVs	3,9	3,7	2,6
	outros	1,0	1,0	1,0
oposta	todos os tipos	0,5	0,5	0,5

Uma segunda análise dos equivalentes foi feita baseada na propensão que determinados veículos têm de estarem a frente de pelotões. Através da razão porcentagem de lideranças por tipo de veículo dividida pela porcentagem do tipo de

veículo no fluxo, Van Aerde & Yagar encontraram o que denominaram Razão Original. O equivalente veicular é a Razão Normalizada, ou seja, a Razão Original de cada tipo de veículo dividida pela Razão Original dos automóveis. Esses valores são dados na tabela 3.9.

Tabela 3.9: Razões de liderança de pelotões por categoria veicular. [Van Aerde & Yagar, 1984]

Tipo de veículo	Razão	
	Original	Normalizada
todos os veículos	1,000	1,056
automóvel	0,946	1,000
caminhões	1,716	1,813
RVs	1,388	1,464
outros	1,023	1,082

O terceiro critério usado foi chamado de "criação de seguidores em pelotões". O aumento do número de seguidores como uma função do tráfego da via foi modelado e através de uma regressão linear múltipla, estimou-se o número de seguidores "criados" por determinada categoria liderando um pelotão. Dividiu-se os dados em dois blocos, um de baixos volumes de tráfego (de 0 a 650 vph) e outros de altos volumes (de 650 a 2000 vph). O modelo usado na regressão linear múltipla foi:

$$N_f = A_1 + B_1.n_1 + B_2.n_2 + B_3.n_3 + B_4.n_4 + B_5.n_5 \quad (3.21)$$

onde:

N_f = número de seguidores;

A_1 = intercepto das ordenadas;

$n_1, \dots, n_5$ = número de: automóveis, caminhões, RVs, outros veículos e veículos na direção oposta, respectivamente;

$B_1, \dots, B_4$ = número de seguidores adicionais "criados" por tipo de veículo na direção principal; e

B_5 = número de seguidores na direção principal criados por veículo na direção oposta, para um tráfego de 1000 vph na via principal.

Os equivalentes são dados pela razão B_i/B_1 . Os valores encontrados estão na Tabela 3.10.

Tabela 3.10: Veículo de passageiro equivalente em termos de número de seguidores produzidos. [Van Aerde & Yagar, 1984]

direção	parâmetro	Baixos volumes		Altos volumes	
		valor médio	VPE	valor médio	VPE
principal	intercepto A_1	-81,1		-246,8	
	B_1 automóvel	0,74	1,00	1,01	1,00
	B_2 caminhão	0,91	1,23	1,21	1,20
	B_3 RVs	0,91	1,23	1,08	1,07
	B_4 outros	0,72	0,98	1,14	1,13
oposta	B_5 todos	0,042	0,06	0,066	0,07

Todos os locais onde foram coletados os dados empregados nos cálculos, pelos três critérios, podem ser classificados como terrenos em nível, segundo Van Aerde & Yagar [1984].

3.2 Análise dos métodos

Como já foi discutido antes, a comparação dos valores dos equivalentes deve ser feita com bom senso, levando-se em conta o critério de equivalência utilizado. No caso de um cálculo dos valores de equivalência para veículos de grande porte em trechos de alicies específicos, descartando-se a possibilidade de simulação (usada no HCM/1985), o método de Walker parece ser o mais indicado.

Craus, Polus & Grinberg [1979] aperfeiçoaram o método de Walker usando condições mais realistas, ressaltando um aspecto importante em rodovias de pista simples que é a ocorrência de ultrapassagens apenas quando surgem oportunidades em função do tráfego oposto. Entretanto, na consideração dessas oportunidades Craus, Polus e Grinberg utilizaram uma relação proposta por Crawford em 1963 para determinar o headway na corrente oposta necessário para uma ultrapassagem. A forma de consideração das oportunidades na corrente oposta pode ser decisiva na obtenção dos valores de equivalência.

O método de Craus, Polus & Grinberg será utilizado nos cálculos dos valores de equivalência, substituindo o método de Walker, mas uma atenção especial será dada às oportunidades de ultrapassagem propiciadas pelo tráfego oposto.

Os outros dois métodos [Cunagin & Messer, 1983 e Van Aerde & Yagar, 1984] não serão aproveitados nos cálculos uma vez que a intenção é manter a linha proposta nos HCMs.

Capítulo 4

Ultrapassagens

Um dos maiores problemas encontrados no fluxo de veículos em uma rodovia de pista simples é a interação de dois veículos com velocidades diferentes. A ultrapassagem do veículo mais lento pelo mais rápido deve acontecer de maneira segura e eficiente, ou seja, com o mínimo atraso e risco na viagem do veículo mais rápido. Entretanto, essa passagem acontece pela pista oposta, que deverá estar desobstruída durante todo o tempo em que o veículo que está ultrapassando a estiver ocupando, de modo a evitar o conflito.

A sinalização horizontal nas pistas indica aos motoristas se há ou não distância suficiente à frente para um julgamento correto de pista livre para a manobra de ultrapassagem. Essa distância é chamada de distância de visibilidade de ultrapassagem (DVU). Desde há muito tempo estuda-se a manobra de ultrapassagem, para se tentar estabelecer de maneira correta e mais próxima do real possível, as distâncias necessárias à manobra. Segundo Harwood & Glennon [1976], as sinalizações horizontais existentes na época nos EUA, para áreas de ultrapassagem permitida ou proibida, eram baseadas em princípios falsos e arcaicos, estabelecidos a partir de estudos feitos na década de 40. Essas palavras podem ser consideradas perfeitamente atuais, uma vez que os critérios americanos não foram alterados desde aquela época.

A sinalização horizontal é um dos fatores que afeta a capacidade, uma vez que a existência de zonas de ultrapassagem proibida restringe a capacidade de ultrapassagem dos veículos, tão importante para a manutenção de um nível de serviço adequado.

4.1 A manobra de Ultrapassagem

A manobra de ultrapassagem envolve três veículos, que podem ser definidos como *ultrapassador*, o veículo que está ultrapassando; *impedidor*, o veículo mais lento, que está sendo ou será ultrapassado (e está impedindo a passagem do veículo mais rápido); e *opositor*, o veículo que trafega no sentido oposto ao ultrapassador e impedidor.

Existem duas categorias de ultrapassagem: a *ultrapassagem direta*, em que o motorista de veículo ultrapassador não precisa esperar atrás do veículo mais lento (impedidor) por um intervalo na corrente de tráfego oposta que permita uma manobra segura, e a *ultrapassagem retardada*, onde o ultrapassador é submetido a uma espera atrás do impedidor até que surja uma oportunidade segura para a complementação da manobra. Apenas as ultrapassagens retardadas são de interesse desse capítulo, pois são as que exigem tempo e distâncias maiores para sua complementação. Supõe-se aqui que o motorista que efetua ultrapassagens diretas tem plena condição de julgar corretamente a segurança da manobra, o que nem sempre é um fato.

Na concepção do motorista do veículo que ultrapassa um outro, a faixa oposta está livre quando: a) ele não vê um veículo vindo em sua direção (o que não quer dizer que não exista veículo na faixa oposta); ou b) mesmo vendo um veículo vindo na faixa oposta, o motorista acredita que haja espaço de tempo suficiente para que ele complete a manobra de ultrapassagem em segurança.

O julgamento do motorista é apenas visual, uma vez que ou ele não vê o veículo na direção oposta, ou se ele o vê, acredita que exista espaço suficiente para a complementação da ultrapassagem. Nos momentos de falha do julgamento acontecem os acidentes. Se o motorista julga que o espaço não é suficiente, ele freqüentemente aborta a manobra e espera nova oportunidade.

4.2 Pesquisas Empíricas

Há mais de 50 anos, pesquisadores vem tentando estabelecer padrões que descrevam o comportamento dos motoristas frente a uma manobra de ultrapassagem. Seguindo o trabalho pioneiro de Matson e Forbes [1938], muitos outros estudos sobre o comportamento dos motoristas foram desenvolvidos, utilizando a técnica do veículo de observação em movimento, no qual um veículo de pesquisa era dirigido na corrente de tráfego em determinada velocidade e o comportamento dos motoristas que ultrapassavam era estudado.

A grande maioria dos trabalhos desenvolvidos nessa época visava a determinação do gap crítico, ou seja, o mínimo intervalo em tempo entre dois veículos consecutivos na corrente de tráfego oposta que é aceito pelos motoristas para efetuar uma ultrapassagem em condições de segurança. Teorias de aceitação de gaps foram desenvolvidas a partir dos dados obtidos. De uma forma geral, dada

uma amostragem de gaps aceitos, é considerado como gap crítico aquele cuja probabilidade de aceitação era de 50%.

Outro aspecto igualmente estudado foi o tempo e o espaço gastos na realização de uma manobra de ultrapassagem. Desses estudos empíricos resultaram prognósticos do espaço e tempo necessários a uma manobra, em função das velocidades dos veículos envolvidos (principalmente do impediador e do opositor), que permitiriam a elaboração de projetos de rodovias e a demarcação das mesmas de forma mais eficiente. Os critérios existentes atualmente para projeto e sinalização de rodovias (AASHTO [1990] e FWHA [1988], respectivamente) são baseados nesses primeiros estudos, conduzidos há mais de meio século.

O primeiro modelo descrevendo a manobra de ultrapassagem sob o ponto de vista cinemático apareceu em 1982 [Lieberman, 1982]. A partir do modelo proposto por Lieberman, outros modelos mais refinados foram derivados, mas a questão ainda não pode ser considerada como encerrada uma vez que não há consenso entre todos os modelos e um grande número de variáveis ainda são desprezadas no intuito de simplificar os resultados.

A distância de visibilidade de ultrapassagem (DVU) é o fator mais importante tanto para a decisão dos motoristas como para o projeto e sinalização de uma rodovia.

4.3 Distâncias de visibilidade de ultrapassagem

4.3.1 Critérios existentes

A distância de visibilidade de ultrapassagem (DVU) é o comprimento de via que o motorista que deseja ultrapassar um veículo mais lento deve ser capaz de enxergar para certificar-se que não há um outro veículo trafegando na direção contrária. Os critérios de distância de visibilidade de ultrapassagem atualmente utilizados no Brasil para projeto geométrico de rodovias e para demarcação de zonas de ultrapassagem proibida em rodovias existentes, seguem critérios norte-americanos baseados em estudos de campo conduzidos em 1938-41, que foram validados por estudos adicionais em 1957.

Os critérios para projeto geométrico [DNER, 1979] são baseados nas normas do Livro Azul da AASHTO (*A Policy on Geometric Design of Rural Highways* [AASHO, 1965]) que foram mantidas nas edições de 1984 e 1990. Para a demarcação da sinalização horizontal, o *Manual de Sinalização Rodoviária* [DER-SP,

1993] segue os critérios do MUTCD (*Manual on Uniform Traffic Control Devices* [FHWA, 1988]), que são os mesmo das edições de 1971 e 1978. Esses critérios têm sido objeto de várias críticas, que apontam sua inadequação e que sugerem modelos mais sofisticados para a determinação da DVU e revisão das normas [Van Valkenburg & Michael, 1971; Weaver & Glennon, 1971; Harwood & Glennon, 1976; Lieberman, 1982; Saito, 1984; Glennon, 1988; Rilett et al., 1990].

4.3.1.1 Critério da AASHTO

A última edição do manual de projeto geométrico da AASHTO [1990], conhecido como Livro Verde (Green Book), traz a mesma norma relativa à distância de ultrapassagem vigente no manual de 1965 e 1984. Essa norma, baseada em estudos conduzidos em 1938 e 1941, e validados por outro de 1957, define a distância de ultrapassagem como a soma das seguintes quatro distâncias:

- d_1 : distância percorrida durante o tempo de percepção e reação e durante a aceleração inicial para o ponto de entrada na faixa oposta;
- d_2 : distância percorrida pelo veículo ultrapassador na pista oposta;
- d_3 : distância entre o veículo ultrapassador e o veículo impedor no fim da ultrapassagem (distância de segurança); e
- d_4 : distância percorrida pelo veículo opositor em 2/3 do tempo que o veículo ultrapassador ocupou a faixa oposta (ou 2/3 de d_2).

Os valores de projeto de cada uma dessas distâncias são baseados nos resultados dos estudos de campo feitos em 1940 (onde automóveis ultrapassando automóveis foram observados) e nas seguintes suposições:

1. O veículo impedor trafega sempre a velocidade constante;
2. O veículo ultrapassador reduz sua velocidade e segue o veículo a ser impedor até a chegada de uma zona de ultrapassagem;
3. Quando chega a zona de ultrapassagem, o motorista do veículo ultrapassador requer um pequeno período de tempo para perceber uma oportunidade de ultrapassagem e reagir iniciando a manobra;
4. A ultrapassagem é acompanhada por um início lento e um fim apressado, em face ao tráfego oposto. O veículo ultrapassador acelera durante a manobra, e sua velocidade média durante a ocupação da faixa oposta é 16,1 km/h (10 mph) maior que a do impedor; e

5. Quando o ultrapassador retorna a sua faixa, há uma distância adequada entre ele e o veículo opositor.

Segundo a AASHTO [1990] o valor para d_1 é dado por:

$$d_1 = 1,47 \cdot t_1 \cdot (V - m + \frac{a \cdot t_1}{2}), \quad (4.1)$$

onde:

t_1 : tempo necessário à manobra inicial, [s];

a : aceleração média, [mph/s];

V : velocidade média do ultrapassador, [mph]; e

m : diferencial de velocidade entre os veículos ultrapassador e ultrapassado, [mph].

O critério da AASHTO estima t_1 entre 3,6 e 4,5 s baseado em dados de campo, acontecendo o mesmo com a aceleração média (no intervalo entre 1,38 e 1,51 mph/s)

O valor de d_2 pode ser estimado por:

$$d_2 = 1,47 \cdot V \cdot t_2 \quad (4.2)$$

onde:

t_2 : tempo no qual o ultrapassador ocupa a faixa oposta da via; e

V : velocidade média do ultrapassador [mph].

Baseado nos estudos de campo, a AASHTO assume que t_2 varie entre 8,9 e 11,4 s para velocidades de projeto entre 32 e 113 km/h. (20 e 70 mph).

A distância de segurança d_3 é estimada no intervalo entre 10 e 95 m (33 e 310 pés), dependendo da velocidade. A distância percorrida pelo veículo opositor é estimada em 2/3 da distância percorrida pelo ultrapassador na faixa oposta. De uma maneira conservadora, as distâncias d_2 e d_4 poderiam ser iguais, mas o critério AASHTO assume que o motorista ultrapassador poderia abortar a manobra e retornar à sua faixa se um veículo opositor aparecer muito cedo durante a manobra.

Os valores obtidos quando os quatro elementos da manobra de ultrapassagem são combinados levando-se em conta as suposições acima são mostrados na Tabela 4.1:

Tabela 4.1. Valores para DVU segundo o método da AASHTO [1990, pág. 133]

Velocidade de Projeto (km/h)	DVU Mínima (m)
48	335
64	457
80	549
97	640
105	701
113	762
121	792
129	823

Segundo Harwood & Glennon [1976], muitas das suposições adotadas pela AASHTO já eram inadequadas para a época. Por exemplo, o diferencial de velocidade adotado como constante em 16 km/h para qualquer velocidade de projeto foi medido para velocidades baixas e extrapolado para as altas velocidades.

A AASHTO usa esse critério para determinar se o comprimento das zonas de ultrapassagem de um projeto se enquadra no nível de serviço proposto para a rodovia (o nível de serviço não é especificado pelo critério da AASHTO, é um dado de projeto que depende da porcentagem das zonas de ultrapassagem proibida). O critério não é usado para demarcação de sinalização horizontal das zonas de ultrapassagem permitida e proibida.

4.3.1.2 Critério do MUTCD

Os critérios para demarcação das zonas de ultrapassagem proibida é estabelecido nos Estados Unidos pelo *Manual on Uniform Traffic Control Devices for Streets and Highways* (MUTCD), e é baseado no 85º percentil de velocidades, ao invés da velocidade de projeto. Ainda que não haja nenhuma menção no MUTCD [1988] sobre a origem dos critérios usados, eles são idênticos aos apresentados numa publicação da AASHO de 1940 [AASHO, 1940] sobre a marcação de zonas de ultrapassagem proibida [Harwood & Glennon, 1989].

Esses critérios apresentados pela AASHO representam um ajuste subjetivo entre distâncias computadas para ultrapassagens diretas e para ultrapassagens retardadas. Assim, esses critérios não apresentam nenhuma situação especial de ultrapassagem. A tabela 4.2 apresenta os valores da DVU usadas no critério para demarcação de áreas de não ultrapassagem do MUTCD, e a tabela 4.3, as suposições

e dados apresentados na publicação da AASHO de 1940, possível referência para os valores apresentados no MUTCD.

Tabela 4.2- valores de DVU apresentados no MUTCD [FHWA, 1988, pág. 3B-8]

85º percentil de velocidade - km/h (mph)	Mínimo DVU - m (ft)
48	152
64	183
80	244
97	305
113	366

Tabela 4.3- Critério do MUTCD para DVU possivelmente baseado na norma da AASHO de 1940 [Harwood & Glennon, 1989]

	Velocidade do veículo ultrapassador - km/h				
	48	64	80	97	113
diferencial de velocidade - km/h	16	19	24	32	40
velocidade do opositor - km/h	40	51	64	74	88
DV para ultrapassagem direta - m	134	168	201	201	201
DV para ultrapassagem retardada - m	155	232	332	421	543
mínima DV recomendada - m	152	183	244	305	366

Harwood & Glennon [1989] criticam esses critérios argumentando que há uma clara incompatibilidade entre os critérios da AASHTO e do MUTCD, sendo que o da AASHTO seria muito conservador em definir a DVU como a soma das quatro distâncias (d_1 até d_4), pois isso assume que o motorista é levado a completar sua manobra num estágio muito cedo da manobra, quando observações do comportamento dos motoristas mostram que muitas vezes eles abortam suas manobras. O critério do MUTCD teria como principal falha o fato de que é baseado numa premissa questionável, o ajuste entre ultrapassagens diretas e retardadas. Além disso, ambos os critérios são baseados em dados coletados 50 anos atrás. Estes estudos de campo somente consideravam manobras envolvendo automóveis, e não consideravam veículos longos e/ou menos potentes como os caminhões.

Segundo o próprio manual da AASHTO [1990, pág. 134] não se deve comparar os valores da AASHTO com os valores do MUTCD, pois eles são baseados em premissas diferentes.

4.3.2 A manobra de ultrapassagem e o ponto crítico

4.3.2.1 Weaver & Glennon [1971] e Van Valkenburg & Michael [1971]

Dois estudos de 1971 [Weaver & Glennon e Van Valkenburg & Michael] apresentaram um novo conceito na consideração da manobra de ultrapassagem, o ponto crítico. Ambos reconheceram a existência de um ponto teórico durante a manobra de ultrapassagem onde o ultrapassador requer a maior distância de visibilidade para uma manobra segura. Weaver & Glennon [1971] batizaram-no de "ponto crítico" e Van Valkenburg & Michael [1971] de "ponto sem retorno". A partir desse ponto, o motorista do ultrapassador não desiste mais da ultrapassagem. Apesar das dificuldades em se estabelecer as relações teóricas exatas entre ultrapassador e ultrapassado, esse ponto acontece geralmente quando os veículos estão lado a lado durante a manobra.

Mais tarde, Harwood & Glennon [1976] acrescentariam que, neste ponto, a distância de visibilidade para completar com segurança a manobra de ultrapassagem é a mesma para se abortar a manobra com a mesma "segurança", onde "segurança" deve ser encarada como uma distância adequada entre o veículo ultrapassador e o opositor e entre o ultrapassador e impedidor no momento da volta do ultrapassador para sua pista.

Van Valkenburg & Michael [1971] propuseram o esquema de ultrapassagem crítica mostrada na Figura 4.1. A primeira parte da manobra, S_0 , é a distância necessária para o ultrapassador atingir o ponto crítico. Durante essa fase ainda é possível ao motorista do veículo ultrapassador frear e desistir da manobra. Como a posição do ponto crítico varia de motorista para motorista dependendo das características do veículo ultrapassador e da velocidade do impedidor, e/ou da velocidade do veículo opositor, Van Valkenburg & Michael [1971] decidiram escolher para a posição do ponto crítico o ponto no qual o pára-choque traseiro do impedidor está alinhado com a metade do veículo ultrapassador (ponto A na Figura 4.1).

Para Van Valkenburg & Michael [1971], a distância S_0 pode ser desconsiderada no cálculo das distâncias mínimas para a marcação de zonas de ultrapassagem proibida. Assim, a DVU mínima necessária é a soma das distâncias S_1 (distância percorrida pelo ultrapassador na pista oposta), S_2 (distância percorrida pelo opositor quando o ultrapassador estava na pista oposta) e uma distância de segurança mínima que evite a colisão entre os veículos opositor e ultrapassador, definida em 6,1 m (20 pés).

Figura 4.1: Esquema proposto por Van Valkenburg & Michael [1971] para a manobra de ultrapassagem crítica.

As suposições adotadas por Van Valkenburg & Michael [1971] são:

1. O veículo impedor viaja a velocidade constante;
2. O veículo opositor atinge o ponto B quando o ultrapassador atinge o ponto A;
3. A DVU mínima é a soma $S_1 + 6,1 \text{ m (20 pés)} + S_2$.

S_1 e S_2 foram determinados em estudos de campo, em observações feitas dirigindo-se um veículo de teste, a várias velocidades em trechos pré-escolhidos de rodovias.

4.3.2.2 Harwood & Glennon [1976]

A Figura 4.2 mostra a manobra crítica de ultrapassagem apresentada em Harwood & Glennon [1976]. Os termos utilizados são os mesmos d_1 , d_2 , d_3 e d_4 definidos nos critérios da AASHTO (ver seção 4.1.1.1).

Resultados de estudos anteriores, confirmados por Weaver & Glennon [1971] mostraram que a distância média percorrida pelo ultrapassador acelerando após percorrer d_1 até a posição crítica adjacente ao veículo impedor era aproximadamente igual à $1/3$ de d_2 . Os veículos ultrapassador e impedor entram na zona de ultrapassagem nos pontos A e B. Enquanto determina se a pista está livre para passar, o ultrapassador percorre a distância d_1 . Depois, percorre $1/3 d_2$ até o ponto C, tomado como o ponto crítico. Até atingir o ponto C, qualquer veículo opositor detectado pelo motorista do ultrapassador fará com que a decisão mais segura seja abortar a manobra (a distância de visibilidade necessária para completar a manobra é maior que a necessária para abortar). Após o ponto C, um veículo opositor detectado pelo motorista do ultrapassador fará com que ele decida continuar e completar a manobra (a distância de visibilidade necessária para completar a manobra será menor que a necessária para abortar).

Figura 4.2. Esquema de uma manobra ultrapassagem crítica. [Harwood & Glennon, 1976]

No ponto E, o ultrapassador retorna à sua faixa, a uma distância segura do impedidor, agora locado em D. Um veículo opositor percorrerá a distância d_4 (igual a $2/3 d_2$) de G para F enquanto o ultrapassador se move de C para E. A distância de visibilidade requerida pelo ultrapassador no ponto C deve ser tal que permita a existência da distância de segurança d_3 entre E e F. Desta forma, esta distância de visibilidade é a soma da distância percorrida pelo ultrapassador entre o ponto crítico e a volta para a faixa correta ($2/3 d_2$), a distância percorrida pelo opositor enquanto isso (d_4), e a distância de segurança (d_3). Harwood & Glennon não coletaram dados de campo, apenas fizeram uma releitura de pesquisas anteriores.

4.3.3 Modelos teóricos

4.3.3.1 Lieberman [1982]

Também incorporando o conceito de ponto crítico, Lieberman [1982] apresentou o primeiro modelo de ultrapassagem baseado na cinemática dos veículos envolvidos. Dada a definição de ponto crítico, Lieberman assume que a decisão entre continuar ou desistir da manobra é tomada nesse ponto, e que tanto uma quanto outra manobra podem ser efetuadas com a mesma segurança. A partir disso, Lieberman desenvolve seu modelo.

Se o ultrapassador decidir continuar a manobra a partir do ponto crítico, ele ultrapassa o impedidor com velocidade constante igual à velocidade de projeto. O diferencial de velocidade entre ultrapassador e impedidor é m . Quando estiver a uma distância G à frente do impedidor, o ultrapassador retorna à sua faixa, a uma

distância C do veículo opositor, que se move a uma velocidade igual à velocidade do impediador. Se ele decidir abortar, o ultrapassador reduz sua velocidade com desaceleração constante a , até que volte a ficar atrás do impediador, para retornar à sua faixa a uma distância G atrás do impediador e com uma distância C separando-o do opositor. O fato desses parâmetros de segurança (G e C) serem os mesmos para as manobras de continuação ou interrupção da ultrapassagem permite o cálculo teórico do ponto crítico.

Lieberman produziu um modelo conceitualmente correto, apesar de ignorar alguns fatores que viriam a ser incorporados futuramente em outros modelos. Por exemplo, Lieberman não considera as dimensões dos veículos envolvidos na manobra e não considera tempo de percepção e reação na decisão de abortar a manobra, que viriam a ser incorporados por Glennon [1988]. Outra crítica que Lieberman sofre é por considerar como DVU a soma da distância entre o veículo opositor e o ultrapassador quando este está no ponto crítico (S_c) com a distância inicial percorrida de trás do impediador até o ponto crítico (d_1 , para Lieberman). Glennon [1988] defende como DVU apenas a distância S_c , a exemplo de Van Valkenburg & Michael [1971].

Lieberman considera quatro situações de ultrapassagem:

- carro padrão ultrapassando carro padrão
- carro padrão ultrapassando caminhão
- carro popular ultrapassando carro padrão
- carro popular ultrapassando caminhão

mas usa como diferenças entre eles apenas a velocidade máxima e a aceleração, negligenciando a importância do tamanho de cada veículo.

Os resultados de Lieberman são obtidos considerando-se os seguintes parâmetros: desaceleração de $0,37\text{ g}$ (12 pés/s^2 ou $3,66\text{ m/s}^2$); diferencial de velocidade de $16,1\text{ km/h}$ (10 mph) e headway de $1,5\text{ s}$ para calcular G . Não apresenta tabelas, mas um conjunto de curvas, variando os parâmetros acima e concluindo que os resultados são extremamente sensíveis às suposições do modelo, principalmente à magnitude da desaceleração do ultrapassador e à velocidade do impediador. A Figura 4.3 mostra a DVU de Lieberman para carro padrão ultrapassando carro padrão, em relação à velocidade do impediador e à desaceleração do ultrapassador. SD é a distância de visibilidade de ultrapassagem, em pés,

resultado da soma de S_c e d_1 ; a é a desaceleração utilizada na interrupção da manobra, em pés/s²; e m é o diferencial de velocidade.

Figura 4.3: DVU necessária segundo Lieberman. [Lieberman, 1982]

4.3.3.2 Glennon [1988]

Glennon [1988] propôs um novo modelo de ultrapassagem, inspirado no modelo de Lieberman [1982], tecendo novas considerações e alterando alguns aspectos do modelo proposto por Lieberman.

Glennon defende a idéia de que a verdadeira DVU deve ser considerada a partir do ponto crítico (ou seja, sem considerar a distância percorrida pelo ultrapassador até o ponto crítico), onde Glennon demonstrou que se tem a DVU máxima. Essa distância de visibilidade foi chamada por Glennon de DVU crítica, e corresponde à variável S_c presente nos modelos anteriores.

No modelo de Glennon, o veículo opositor trafega à velocidade de projeto V ; o veículo ultrapassador atinge a velocidade de projeto V no ponto crítico ou antes dele, e continua com essa velocidade a menos que decida abortar a manobra; e o veículo impedor trafega a velocidade constante um pouco menor que a velocidade de projeto ($V-m$). A partir do ponto crítico, Glennon equaciona no tempo e no espaço as manobras de completar e abortar a ultrapassagem.

O sub-modelo para a manobra de continuar a ultrapassagem assume que os veículos mantêm suas velocidades constantes e que no fim da ultrapassagem há um intervalo aceitável de segurança C entre o ultrapassador e o opositor, e uma separação aceitável G entre o ultrapassador e o impedor. No sub-modelo para a

interrupção da ultrapassagem, Glennon assume que os veículos opositor e o impedor mantêm suas velocidades constantes, sendo que o ultrapassador, após um tempo de um segundo de percepção e reação, desacelera seu veículo a uma taxa d até conseguir um intervalo de segurança G atrás do impedor e C entre ele e o opositor. Glennon considera no seu modelo o comprimento dos veículos ultrapassador e impedor.

Glennon faz algumas considerações para os parâmetros C e G que foram criticadas posteriormente. Glennon assume como um headway aceitável para calcular G um tempo de um segundo, e usa o diferencial de velocidade m para converter esse headway em distância. Para ele, $G = m$. Para calcular C , Glennon novamente assume um espaço de 1 segundo entre o veículo ultrapassador e o veículo opositor, estabelecendo que $C = 2V$.

Para aplicar seu modelo ao projeto e marcação de zonas de ultrapassagem, Glennon estabelece que devemos ter uma distância mínima de visibilidade S_c ao fim da zona de ultrapassagem, para que a manobra se dê em segurança.

Para não deixar dúvidas quanto às suposições feitas para o cálculo da DVU crítica, Glennon estabelece que:

- o uso de carro ultrapassando carro (critério da AASHTO) é apropriado;
- o comprimento utilizados para os carros é de 4,9 m (16 ft);
- uma desaceleração segura e adequada é de $2,45 \text{ m/s}^2$ (8 ft/s^2).

Com isso, suas relações para o cálculo da DVU crítica são:

$$S_c = 2V \left[2 + \frac{16 + D_c}{m} \right] \quad \text{e} \quad (4.3)$$

$$D_c = 16 + m \left[\frac{2m + 32}{2V - m} - \sqrt{\frac{V(2m + 32)}{2(2V - m)}} \right] \quad (4.4)$$

onde S_c é a DVU crítica, D_c é a posição do ponto crítico em relação à frente do veículo impedor, V é a velocidade de projeto e m é o diferencial de velocidade

Glennon não usa um diferencial de velocidade constante. Baseado em Weaver & Glennon [1971], estabelece que os valores apresentados na Tabela 4.4 são mais apropriados. Os valores da DVU calculados por Glennon estão na Tabela 4.5.

Tabela 4.4 - Diferenciais de velocidade em função da velocidade de projeto. [Glennon, 1988]

Velocidade de Projeto - km/h	Diferencial de velocidade - km/h (mph)
48	19,2
64	17,6
80	16
97	14,4
113	12,8

Tabela 4.5: Valores de Glennon [1988] para DVU crítica.

Velocidade de Projeto - km/h	DVU necessária - m
64	204
80	253
97	302
113	347

Para empregar o modelo em situações de ultrapassagem envolvendo caminhões, Glennon apenas modifica o comprimento do veículo impedidor, calculando a distância de visibilidade de ultrapassagem para caminhões de 17, 20 e 33 m (55, 65 e 110 ft), obtendo os valores mostrados na Tabela 4.6:

Tabela 4.6: Valores de Glennon [1988] para DVU Crítico necessária para diversos tamanhos de veículos impedidores sendo ultrapassados por um automóvel

Velocidade de Projeto Km/h	veículos impedidores ultrapassados por automóvel - m			
	automóvel de 5m	Caminhão de 17 m	Caminhão de 20 m	Caminhão de 33 m
64	204	232	238	259
80	253	293	299	329
97	302	350	360	402
113	347	402	421	472

Segundo Glennon, o tamanho do veículo impedidor influi no aumento da DVU, mas não de forma dramática como foi apresentada em trabalhos anteriores, como Donaldson [1985], Fancher [1986] e Khasnabis [1986].

Glennon ainda argumenta que, embora os valores escolhidos para alguns parâmetros sejam específicos para algumas poucas ultrapassagens arriscadas, não

sendo representativas do comportamento geral dos motoristas, eles são aplicáveis a situações mais comuns por serem compensados por valores conservadores utilizados na desaceleração e no diferencial de velocidade.

O modelo de Glennon foi usado por Harwood & Glennon [1989] para comparar as DVUs necessárias para ultrapassagens efetuadas por automóveis e caminhões sobre automóveis e caminhões. Os resultados desta análise mostram que o critério do MUTCD é válido apenas para a interação automóvel/automóvel.

Este modelo [Glennon, 1988] é apontado por Harwood & Glennon [1989] como o único que corretamente relaciona cinematicamente os veículos ultrapassador, impedor e opositor. Segundo Harwood & Glennon [1989], todos os anteriores [como Lieberman, 1982 e Saito, 1984] contêm uma ou mais falhas lógicas.

Na revisão do critério existente para DVU, Harwood & Glennon [1989] não apenas consideraram automóvel ultrapassando automóvel, dada a importância de se estudar as situações envolvendo caminhões, inclusive caminhão ultrapassando caminhão. Por isso, consideram o modelo de Glennon [1988] mais adequado. O comprimento considerado para os automóveis foi de 5,80 m (19 ft) e para os caminhões, 22,9 m (75 ft). Quando a situação envolvia um caminhão como veículo ultrapassador, sabendo-se que o caminhão não é comparável a um automóvel nas mesmas condições operacionais, utilizou-se um modelo de Glennon modificado, utilizando-se para a velocidade do caminhão ultrapassador a média entre as velocidades do veículo impedor e opositor, ao invés da velocidade do opositor (estabelecida como igual à de projeto) como no modelo original.

Tabela 4.7: DVU necessária para várias situações de ultrapassagem (Harwood & Glennon, 1989)

Velocidade de Projeto (Km/h)	Situação de ultrapassagem (ultrapassador/impedidor)			
	Automóvel / Automóvel	Automóvel / Caminhão	Caminhão / Automóvel *	Caminhão / Caminhão *
32	99	107	107	107
48	160	175	183	206
64	213	24	267	297
80	267	312	343	389
97	312	381	419	480
113	366	442	495	571

* Usando-se o modelo de Glennon modificado

Também não se usou a desaceleração de 2.45 m/s^2 (8 ft/s^2), inadequada a um caminhão, preferindo-se nessa situação uma desaceleração de 1.5 m/s^2 (5 ft/s^2 ou 0.15 g). Os resultados obtidos por Harwood & Glennon [1989] nas quatro situações estudadas estão na tabela 4.7.

Comparando os resultados apresentados nas tabelas 4.1, 4.2 e 4.7, percebe-se que o critério do MUTCD está em acordo com os valores obtidos por Harwood & Glennon [1989] para a situação automóvel ultrapassando automóvel. Ainda que as outras situações estudadas (automóvel/caminhão, caminhão/automóvel e caminhão/caminhão) precisem de DVUs progressivamente maiores, estes valores são consideravelmente menores que os propostos no critério da AASHTO, que adota como DVU a soma das distâncias $d_1 + d_2 + d_3 + d_4$.

4.3.3.3 Rillet, Hutchinson & Whitney [1990]

Rillet et al. [1990] criticam alguns pontos do modelo de Glennon [1988]. Primeiramente, o fato de as velocidades finais atingidas pelos veículos na hipótese de uma desistência da ultrapassagem serem muito pequenas, nada razoáveis em algumas condições, como por exemplo no caso onde um automóvel à 64 km/h que no ponto crítico desistisse da ultrapassagem por um caminhão de 33 m terminaria a manobra de interrupção à 5 km/h .

Em segundo, o valor assumido por Glennon para o parâmetro G (separação entre o veículo ultrapassador e impedor no instante final da manobra, fixado em tempo como 1 segundo e convertido em distância pelo diferencial m entre as velocidades do veículo ultrapassador e impedor). Uma aproximação mais coerente, é, sem dúvida, converter o intervalo de tempo em distância usando a velocidade do impedor, ou seja, $V-m$. Rillet, Hutchinson & Whitney [1990] apresentam um modelo novo, mais complexo que o de Glennon [1988], onde além do conversor de tempo em distância ser $V-m$, existe um limitante inferior para a velocidade do veículo ultrapassador em caso de interrupção. Essa velocidade mínima limite foi colocada como $V-2m$, ou seja, com um diferencial m entre essa velocidade mínima e a velocidade do impedor. Segundo Rillet et al. [1990], essa seria uma condição mais razoável em termos de velocidade final ao término de uma manobra de interrupção.

Também é discutida a DVU de Glennon [1988], adotada apenas como a distância S_c , ou seja, a distância do veículo ultrapassador ao veículo opositor no momento que o ultrapassador está no ponto crítico, ao invés de Lieberman [1982]

que considera a DVU como a soma das distâncias S_1 (d_1 , para Lieberman) e S_c , incluindo também a distância inicialmente percorrida pelo veículo ultrapassador desde o início da manobra de ultrapassagem até atingir o ponto crítico. Segundo Rillet et al. [1990], o correto seria uma mesclagem entre as duas visões, estabelecendo-se $S_1 + S_c$ como distância mínima para que uma zona seja considerada de ultrapassagem permitida, tendo ao longo de toda esta zona uma DVU mínima de S_c para permitir julgamentos adequados na posição crítica caso apareça um veículo opositor.

Rillet et al. [1990] propõem seu modelo com outra diferença fundamental em relação ao de Glennon [1988]: o veículo ultrapassador não precisa estar à velocidade de projeto no momento que atingir o ponto crítico, como sugere Glennon, mas pode continuar acelerando caso não a tenha atingido nesse momento. Com tudo isso, o modelo sugerido é bastante complexo e não admite solução analítica, sendo resolvido por iteração, uma vez que o resultado depende da velocidade atingida no ponto crítico. Rillet et al. [1990], a exemplo de Lieberman, apresentam gráficos e não tabelas com seus resultados para DVU. Na Figura 4.2, as DVU calculadas por Rillet et al. [1990] para efeito de projeto.

Figura 4.4. DVU para projeto calculadas por Rillet et al. [1990].

4.4 Análise dos modelos teóricos

A manobra de ultrapassagem é composta por três distâncias distintas e fundamentais. Primeiro, a distância que deve existir entre dois veículos opostos consecutivos para propiciar uma oportunidade de ultrapassagem, e que o motorista do veículo ultrapassador muitas vezes não consegue avaliar, pois nem sempre é possível ver o próximo veículo opositor. Segundo, a distância de visibilidade de ultrapassagem (DVU), que é aquela percebida pelo motorista no momento que ele vê

o veículo opositor. Essa distância, aliada à posição do veículo ultrapassador na manobra de ultrapassagem, permite a tomada de decisão entre interromper ou não a manobra. Finalmente, a distância percorrida pelo ultrapassador para efetuar a manobra completa, importante para os projetistas definirem os comprimentos mínimos das zonas de ultrapassagem permitida.

Como a finalidade dos modelos apresentados é resolver o problema da segurança das ultrapassagens, definindo distâncias adequadas a uma ultrapassagem segura, todos apresentam valores para a DVU. Alguns modelos também apresentam valores para os comprimentos mínimos das zonas de ultrapassagem permitida, mas nenhum se preocupa em definir o intervalo mínimo que deve existir entre dois veículos na corrente oposta.

Essa distância entre dois veículos opostos não é relevante ao problema da segurança, já que se esse intervalo não for adequado a uma oportunidade de ultrapassagem, o motorista deverá decidir pela interrupção da manobra ao avistar o veículo opositor. Entretanto, para a consideração das oportunidades de ultrapassagem no modelo a ser usado no cálculo dos equivalentes veiculares, essa é a única distância que interessa.

Nesse sentido, um novo modelo será elaborado para resolver o problema, seguindo a tendência evolutiva encontrada nos modelos até aqui apresentados.

Capítulo 5

Coleta e análise preliminar dos dados

Os parâmetros utilizados em qualquer estudo sobre capacidade viária no Brasil são normalmente derivados de manuais estrangeiros, principalmente do método do HCM, frutos de uma análise de uma grande base de dados coletados nos Estados Unidos. Estatisticamente, não há nada que garanta a aplicabilidade desses estudos no Brasil. Por essa razão, uma série de coletas de dados foram conduzidas para observar e anotar velocidades, volumes e composição de tráfego em rodovias paulistas.

5.1 Locais escolhidos para coletas dos dados

Dois fatores foram fundamentais na escolha dos locais de coleta de dados. Primeiro, dado que o estudo é sobre o impacto causado pelos veículos de grande porte na capacidade de aclives de rodovias, o local ideal deve ter uma razoável participação de caminhões e ônibus na corrente de tráfego. Segundo, devem existir locais suficientes para coletas de dados em tantas situações quantas forem os níveis de serviço utilizados na elaboração de uma tabela nos moldes da apresentada no HCM/1985, que é subdividida em diferentes níveis de serviço diferenciados pela velocidade média de subida.

Um terceiro fator também deveria ser considerado relevante na escolha dos locais. O local ideal deve ter condições que permitam uma coleta de dados que não interfira no comportamento do tráfego. Isso teve que ser desconsiderado devido à escassez de locais com essa característica.

Uma rodovia de pista simples que satisfizesse os critérios de forma adequada foi a rodovia estadual SP-127, no trecho que une as cidades de Rio Claro e Piracicaba. É uma rodovia de tráfego razoável, com muitos trechos em aclives e um tráfego pesado bastante pronunciado, em razão das usinas canavieiras, destilarias, pedreiras e madeireiras da região. Inúmeras ultrapassagens forçadas são efetuadas por

motoristas impacientes com os pelotões formados. A ocorrência de acidentes nessa rodovia é bastante regular.

Um dos locais escolhidos para as coletas de dados foi um aclive de pouco mais de 6% de inclinação, com cerca de 1 km de extensão, no sentido Rio Claro-Piracicaba. Este trecho foi executado em um corte do terreno, tendo barrancos em ambos os lados, o que permitiu a colocação da câmera filmadora em um local não visível aos motoristas. A única interferência que pode ter ocorrido nesse local seria a presença do veículo de coleta que abrigava o radar e seu operador, e cuja presença no acostamento era necessária para a acurácia das velocidades coletadas. Na Figura 5.1, esse local está assinalado com o número 1.

Outro local nessa mesma rodovia foi escolhido para novas coletas. Um aclive de 4% em média de inclinação, no sentido Piracicaba-Rio Claro, em campo aberto, com cerca de 800 m de extensão. Nesse local não havia barrancos para a colocação da câmera filmadora e esta precisou ser postada ao lado do veículo de coleta. A interferência que isso possa ter causado é incerta, mas em alguns momentos foi notada certa redução de velocidade por parte dos automóveis. O acostamento, de terra e com cerca de 4 m de largura, permitia boa colocação do veículo para que este não fosse considerado um obstáculo, mas não impedia que o veículo fosse confundido com policiais fiscalizando velocidades e interferisse na atitude normal de alguns motoristas. Nesse local foram feitas várias coletas, pois vários níveis de serviço ocorreram em dias diferentes. Na Figura 5.1, o local está assinalado com o número 2.

Cabe repetir que o mais importante não era a obtenção de uma amostragem variada de locais, e sim uma amostragem variada de velocidades médias de subida. Assim, um mesmo local poderia servir para várias coletas.

5.2 Equipamentos e métodos usados

Um radar portátil foi emprestado pela polícia rodoviária e serviu para a coleta das velocidades. Além da facilidade de manuseio, o radar portátil é discreto e funciona ligado no acendedor de cigarros do veículos. Posteriormente, esse radar precisou ser devolvido e outro, não portátil, foi obtido. Bastante antigo e grande, este radar era ligado na bateria do veículo, que precisava ficar com o capô do motor levantado. A antena do radar ficava visível aos motoristas e possivelmente a interferência causada foi bem maior.

A câmera filmadora, sistema VHS, foi colocada sobre um tripé para as filmagens. Com autonomia para duas horas de gravação, a passagem dos veículos foi gravada para posterior análise da composição do tráfego, da distribuição direcional, do volume horário e dos headways entre veículos.

Um notebook 486 da IBM foi usado na passagem dos dados da fita de vídeo VHS para um computador pessoal 486, de 33 MHz e 8 Mb de memória RAM, munido de editor de texto e planilha eletrônica.

O veículo usado nas coletas foi o próprio carro do pesquisador, um Volkswagen modelo Gol 1990, de cor bege metalizada. Apesar dos veículos da polícia militar rodoviária não serem nem dessa marca, nem dessa cor, alguns motoristas preferiram diminuir a velocidade por precaução, ao notarem um veículo estacionado no acostamento.

Figura 5.1: Região de Rio Claro, SP, onde foram escolhidos os locais para coletas de dados, assinalados no mapa com os números 1 e 2.

As velocidades dos veículos, lidas no radar, foram anotadas numa planilha, dividida por sentido de tráfego e por categoria veicular. Utilizando-se o radar, a velocidade do veículo em aclave era anotada quando esta começava a se estabilizar, ficando inalterada no visor por cerca de 3 ou 4 segundos. Esta velocidade, geralmente, não era nem a velocidade de equilíbrio na rampa nem a velocidade de entrada no aclave, e foi tomada como uma velocidade representativa da velocidade média deste veículo no aclave. Este critério é totalmente subjetivo, e depende do julgamento do pesquisador. Por isso, todas as coletas foram conduzidas pela mesma equipe, usando os mesmos critérios.

As velocidades dos veículos em pelotão foram consideradas iguais à do líder como feito por Yagar & Van Aerde [1982]. Os veículos pelotizados recebiam a discriminação L, para o líder, e P, para os seguidores. Veículos liberados de pelotões durante a subida do aclave eram considerados como seguidores (os marcados como P), mas sua velocidade era anotada alguns segundos após a liberação, já que este veículo teria velocidade média na subida maior que a dos veículos ainda pelotizados. A velocidade dos veículos marcados com P não foi considerada na distribuição de velocidades livres, mas foi considerada no cálculo da velocidade média de subida.

A equipe de coleta das velocidades variou de uma a duas pessoas. Com o radar portátil, ligado no acendedor de cigarros, uma pessoa apenas era capaz de fazer a coleta, sentada no banco do motorista do veículo de coleta, segurando o radar com uma mão e anotando as velocidades na prancheta com a outra mão. Com duas pessoas esse trabalho era facilitado pois uma pessoa coletava as velocidades e a outra anotava. Quando o tráfego aumentava, duas pessoas eram preferíveis. Com o outro radar, duas pessoas eram indispensáveis, pois não era possível apenas uma pessoa lidar com o equipamento e anotar as velocidades.

Enquanto eram coletadas as velocidades, uma câmera de vídeo VHS montada sobre um tripé gravava toda a passagem dos veículos. A câmera foi posicionada de forma oblíqua em relação ao leito da rodovia, para permitir que todo veículo entrasse e saísse do campo de visão da câmera de forma clara, permanecendo tempo suficiente na tela para que fosse reconhecida a categoria do veículo.

Posteriormente, os dados dessa fita foram recuperados através de um aparelho de vídeo cassete, e com a ajuda de um *notebook*, os dados foram passados para um computador. Um software foi elaborado para que os dados fossem reduzidos da forma mais eficiente possível. Esse *software*, batizado de Sist-en-Trans,

foi elaborado exclusivamente para tornar mais rápida a recuperação dos dados, não tendo um formato comercial.

Nesse *software*, cada categoria veicular, em cada sentido, corresponde a uma letra no teclado do *notebook*. O relógio interno do computador alimenta um contador de tempo, sempre inicializado em zero no início da coleta (que pode ser no campo ou defrente a TV, assistindo a gravação, como foi o caso). Na passagem dos veículos por um determinado ponto (no caso, escolheu-se o momento em que o veículo começava a sair da tela) a tecla correspondente ao veículo em determinada direção é apertada, registrando o tempo de passagem do veículo, sua categoria e direção. Ao final da coleta, os dados são gravados em um arquivo-texto e podem ser tratados posteriormente numa planilha eletrônica (a planilha escolhida foi o Excel 4.0, da Microsoft).

5.3 Períodos de Coleta

No mês de Junho foram feitas algumas coletas de dados de caráter experimental, buscando o aprimoramento do método e a escolha dos locais. Nenhuma dessas coletas teve seus dados considerados. As coletas de dados válidas foram conduzidas nos meses de outubro e novembro de 1994, em dias úteis da semana. Nenhuma coleta foi conduzida em finais de semana. Os horários de início das coletas variaram das 15 h até as 17 h. Buscou-se uma não homogeneização dos dias e horários para não viciar as amostras, e até mesmo por isso, em muitos casos um mesmo local apresentou diferentes níveis de serviço, conforme o dia e horário da coleta.

5.4 Análise preliminar dos dados

5.4.1 Categorias veiculares usadas na estratificação dos dados

Para iniciar a coleta de dados precisou-se estabelecer as categorias que seriam estudadas. Os veículos foram classificados em categorias em função do peso bruto total combinado (PBTC), das dimensões dos veículos e do número de unidades. Essa classificação é baseada na classificação proposta pela AASHTO [1990], contendo modificações apenas para adaptar-se às características dos veículos nacionais. As seguintes categorias são consideradas:

- automóvel: veículo de no máximo dois eixos, destinado ao transporte de passageiros e carga em pequenas quantidades. Incluem-se nesta categoria os automóveis convencionais, caminhonetes e furgões.
- ônibus: veículo para transporte de passageiros em maiores quantidades;
- caminhão leve: veículo de carga rígido, com dois eixos, e PBTC menor ou igual a 16 t.
- caminhão semi-pesado: caminhão unitário com 3 eixos e PBTC entre 16 e 23 t.
- caminhão pesado semi-reboque: veículo de carga composto por cavalo mecânico + semi-reboque, com 5 ou 6 eixos, e PBTC entre 23 e 45 t.
- caminhão pesado + reboque ("romeu-e-julieta"): caminhão rígido + reboque, com 5 eixos e comprimento de 19,80 m.
- caminhão extra-pesado tipo treminhão: caminhão rígido articulado a dois reboques, com 7 eixos e comprimento de 30,00 m.
- caminhão extra-pesado tipo rodotrem: cavalo mecânico + semi-reboque + reboque, com 7 a 9 eixos e comprimento de 25,00 a 27,00 m.

5.4.2 Composição do tráfego observada

A composição do tráfego observada em ambos os locais de coleta mostraram-se bastante parecidas. Aproximadamente 60% do tráfego era composto de automóveis e 40 % de veículos de grande porte. A categoria caminhão extra-pesado tipo Rodotrem não foi observada vez alguma, de modo que ela foi excluída da análise. As tabelas 5.1 e 5.2 mostram respectivamente a composição do tráfego nos locais de coleta 1 e 2. Os valores apresentados são uma média ponderada pelo número de veículos dos valores coletados nos vários dias.

Automóvel

Ônibus

Caminhão leve

Caminhão semi-pesado

Caminhão semi-reboque

Caminhão + reboque
("romeu-e-Julietta")

Treminhão

Rodotrem

Figura 5.2: Categorias veiculares consideradas

Tabela 5.1: Composição do tráfego (em porcentagem) observada no local de coleta número 1 (aclive de 6%)

categoria	sentido	
	active	declive
automóvel	61,3	60,9
ônibus	0,9	2,0
caminhão leve	10,6	9,0
caminhão semi-pesado	15,4	15,8
semi - reboque	9,4	9,8
"romeu-e-julieta"	1,9	2,1
treminhão	0,4	0,5
rodotrem	0,0	0,0

Tabela 5.2: Composição do tráfego (em porcentagem) observada no local de coleta número 2 (aclive de 4%)

categoria	sentido	
	active	declive
automóvel	62,6	64,5
ônibus	4,5	1,6
caminhão leve	10,9	10,8
caminhão semi-pesado	12,5	13,7
semi - reboque	9,1	9,5
"romeu-e-julieta"	0,4	0,0
treminhão	0,0	0,0
rodotrem	0,0	0,0

A distribuição direcional média observada no local de coleta número 1 foi de 47/53 (47% na subida). No local 2, a distribuição direcional foi de 55/45 (55% na subida).

5.4.3 Distribuição dos headways

As figuras 5.2 até 5.5 mostram as distribuições observadas dos headways nos dois locais de coleta. A última coluna de cada gráfico corresponde a headways iguais ou maiores que 90 segundos. O headway médio observado no local 1, em active, foi de 19,2 segundos e em declive, de 17,1 segundos. No local 2, em active, o headway médio observado foi de 17,6 segundos e em declive, foi de 23,4 segundos.

Com os headways médios é possível calcular o volume médio de tráfego observado em cada local e direção. Para estabelecer um volume de tráfego para representar o fluxo de tráfego da pista oposta escolheu-se o mínimo headway médio observado nos dias de coleta, que foi de 13,4 s. Esse headway corresponde a um volume médio de 268 veíc/h.

Figura 5.2: Distribuição total dos headways coletados no local 1, em active

Figura 5.3: Distribuição total dos headways coletados no local 1, em declive.

Figura 5.4: Distribuição total dos headways coletados no local 2, em aclive.

Figura 5.5: Distribuição total dos headways coletados no local 2, em declive.

5.4.4 Pelotões e velocidades observadas

No primeiro local, onde foram coletadas velocidades (aclive de 6%) por três vezes, as velocidades médias de subida foram de cerca de 50 km/h (50,23 km/h; 50,08 km/h e 41,81 km/h). Os dados relativos às três coletas foram então agrupados, resultando numa amostra de velocidade média 48,42 km/h, caracterizando uma situação de nível de serviço E, segundo o critério do HCM de 1985 (velocidade média de subida de 48 km/h). A tabela 5.3 mostra um resumo dos veículos coletados em nível de serviço E.

Tabela 5.3: Velocidades observadas num aclave de 6% (nível de serviço E, velocidade média de 48 km/h)

veículo	velocidade média de subida [km/h]	quantidade
automóvel	59	528
ônibus	31	10
caminhão leve	39	93
caminhão semi-pesado	32	133
semi - reboque	27	86
"romeu-e-julieta"	18	17
treminhão	16	4

No outro local, uma rampa de inclinação de aproximadamente 4%, cada coleta resultava num nível de serviço diferente da outra. As velocidades médias de subida coletadas foram 68,13 km/h; 72,14 km/h; 78,40 km/h e 73,80 km/h. A combinação das quatro coletas resultou numa situação com velocidade média de subida de 72,56 km/h (resumida na tabela 5.4), considerada nível C pelo critério do HCM/1985 (velocidade média de subida de 72 km/h).

Tabela 5.4: Velocidades observadas num aclave de 4%, (nível de Serviço C, velocidade média de 73 km/h)

veículo	velocidade média de subida [km/h]	quantidade
automóvel	81	559
ônibus	64	38
caminhão leve	61	107
caminhão semi-pesado	55	109
semi - reboque	60	77
"romeu-e-julieta"	46	3
treminhão	-	0

Para efeito de cálculo das equivalências veiculares, a coleta cuja velocidade média de subida foi de 68,13 km/h foi considerada como nível de serviço D e a cuja velocidade média foi de 78,40 Km/h foi considerada como nível B (o critério do HCM estabelece 64 km/h para classificar como nível D e 80 km/h para nível B). Um resumo dessas duas coletas está nas tabelas 5.5 e 5.6.

Tabela 5.5: Velocidades observadas num alicve de 4% (velocidade média de subida de 68 km/h, nível de Serviço D)

veículo	velocidade média de subida [km/h]	quantidade
automóvel	76	157
ônibus	52	10
caminhão leve	58	34
caminhão semi-pesado	54	31
semi - reboque	58	29
"romeu-e-julieta"	63	1
treminhão	-	0

Tabela 5.6: Velocidades observadas num alicve de 4% (velocidade média de subida de 78 km/h, nível de serviço B)

veículo	velocidade média de subida [km/h]	quantidade
automóvel	90	103
ônibus	72	6
caminhão leve	62	21
caminhão semi-pesado	61	21
semi - reboque	51	18
"romeu-e-julieta"	-	0
treminhão	-	0

Apesar de ser estatisticamente condenável, este procedimento proporcionou dados suficientes para a elaboração dos valores de equivalência veicular relativos aos níveis B, C, D e E. Quanto ao nível de serviço A, cujas velocidades médias de subida são maiores ou iguais a 88 km/h (55 mph), não se encontrou um local para obtê-lo. Duas maneiras de se resolver o impasse: (a) Admitir que não é possível encontrar nível de serviço A nas rodovias brasileiras, o que seria extremamente precipitado levando-se em conta a pequena base de dados coletada; ou (b) utilizar para os cálculos do nível de serviço A as distribuições de velocidades coletadas no declive.

Optou-se por utilizar os dados relativos à descida porque a intenção deste trabalho é introduzir a maneira de calcular os equivalentes veiculares e assim começar a obter valores nacionais na intenção de que posteriormente um trabalho mais abrangente, com uma base de dados significativa obtida em diversas regiões do país, venha a estabelecer valores definitivos para os equivalentes veiculares. Um resumo dos dados utilizados para o cálculo no nível A está na tabela 5.7.

Tabela 5.7: Veículos coletados num declive de 6% (velocidade média de descida de 92 km/h, nível de serviço A)

veículo	velocidade média de subida [km/h]	quantidade
automóvel	94	432
ônibus	84	13
caminhão leve	87	64
caminhão semi-pesado	88	110
semi - reboque	89	77
"romeu-e-julieta"	87	19
treminhão	80	3

Na distribuição das velocidades livres, não foram considerados os automóveis que estavam em pelotão. Na tabela 5.8 estão as velocidades médias e a quantidade dos automóveis sob fluxo livre, utilizadas nos cálculos para cada nível de serviço, e na figura 5.6 estão as distribuições das velocidades livres para os automóveis em cada nível de serviço considerado.

Tabela 5.8: Velocidades médias dos automóveis (em fluxo livre) em cada nível de serviço.

Nível de serviço	velocidade média livre [km/h]	quantidade considerada
A	98,53	276
B	94,75	81
C	89,52	391
D	88,20	104
E	82,69	209

No primeiro local de coleta, 15,7% dos veículos observados lideravam pelotões, contra 13,5% no local 2. As tabelas 5.9 e 5.10 mostram a porcentagem observada dos veículos de cada categoria liderando pelotões nos locais de coleta 1 e 2, respectivamente.

Figura 5.6: Distribuição acumulada das velocidades livres para automóveis em cada nível de serviço (NS).

Tabela 5.9: Porcentagem observada de veículos de cada categoria liderando pelotões no local de coleta número 1.

veículo	líderes de pelotões
automóvel	4,5%
ônibus	10,0%
caminhão leve	25,8%
caminhão semi-pesado	31,6%
semi - reboque	33,7%
"romeu-e-julieta"	82,4%
treminhão	75,0%

Tabela 5.10: Porcentagem observada de veículos de cada categoria liderando pelotões no local de coleta número 2.

veículo	líderes de pelotões
automóvel	4,7 %
ônibus	13,2 %
caminhão leve	23,4 %
caminhão semi-pesado	35,8 %
semi - reboque	32,5 %
"romeu-e-julieta"	0,0 % *
treminhão	

*Apenas 1 caminhão "romeu-e-julieta" foi observado e não estava liderando pelotão.

Capítulo 6

Método Proposto

O impacto dos veículos de grande porte na capacidade de rodovias de pista simples foi mensurado utilizando-se os equivalentes veiculares para cada categoria veicular. Já que esses veículos causam maior impacto em aclives específicos, decidiu-se pelo cálculo utilizando-se o método dos atrasos equivalentes proposto por Craus, Polus & Grinberg [1979].

O processo utilizado é similar ao usado na versão do HCM de 1965 (descrito no capítulo 3), com exceção do uso do método dos atrasos equivalentes ao invés do método de Walker. O equivalente veicular é determinado em função do comprimento do aclave, a partir da distribuição das velocidades livres dos automóveis na rampa e das velocidades médias dos veículos pesados ao longo da subida.

A intenção é obter os equivalentes veiculares em função das distâncias percorrida ao longo do aclave, da mesma maneira como são apresentadas os fatores de equivalência nos HCMs. O processo de cálculo é o seguinte:

1. Calcular os equivalentes veiculares em função da velocidade média do veículo na rampa, utilizando o método dos atrasos equivalentes proposto por Craus, Polus & Grinberg [1979]. Para isso é necessário:
 - Obter o headway mínimo na corrente oposta necessário para um automóvel ultrapassar um dado veículo mais lento, trafegando a uma dada velocidade. Craus, Polus & Grinberg utilizaram uma relação proposta por Crawford em 1963, baseada em estudos empíricos. Por se tratar de um estudo com mais de 30 anos, realizado em outro país, preferiu-se desenvolver um modelo teórico de ultrapassagem capaz de fornecer esse headway mínimo necessário, pois nenhum dos modelos de ultrapassagem estudados produz esse dado.
 - Obter a distribuição das velocidades livres dos automóveis para cada nível de serviço, que é usada no método dos atrasos equivalentes para estabelecer o tempo de atraso médio ocorrido na falta de oportunidade para os automóveis

ultrapassarem o veículo mais lento. A distribuição das velocidades livres é obtida em coletas de campo.

- Obter a velocidade média e a taxa de chegada média dos veículos opositores. Também são obtidas em coletas de campo.
2. Obter as curvas de velocidade média dos veículos grande porte x distância percorrida em aclave. Com essas curvas é possível relacionar os fatores de equivalência (dados em função da velocidade média dos veículos de grande porte) com a distância percorrida em aclave. Para isso é necessário:
 - Obter as curvas de desaceleração dos veículos de grande porte em função da distância percorrida em aclave. Essa curva relaciona velocidade instantânea e distância percorrida, e depende das características técnicas do veículo, tais como PBTC, potência, torque, relação de marchas, etc.
 - A partir das curvas de desaceleração obter a curva de velocidades médias, por meio de integração numérica das velocidades instantâneas do início do aclave até determinado ponto, dividida pela distância percorrida até aquele ponto.
 3. Utilizando-se conjuntamente as curvas (a) velocidade média x distância percorrida em aclave e (b) fator de equivalência x velocidade média, é possível relacionar cada distância percorrida em determinada rampa com os fatores de equivalência, obtendo-se a velocidade média de um veículo percorrendo determinada distância na rampa com a curva (a), e com essa velocidade média obter o fator de equivalência para um dado nível de serviço com a curva (b). Com esses equivalentes em função das distâncias serão montadas as tabelas nos moldes das do HCM.

6.1 Cálculo do headway na corrente oposta

Do ponto de vista teórico, existe um headway mínimo na corrente de tráfego oposta que permita uma manobra de ultrapassagem segura, de modo que quanto maior o volume de tráfego na pista oposta, menores as oportunidades de ultrapassagem. O método dos atrasos equivalentes [Craus, Polus & Grinberg, 1979] utiliza a probabilidade de ocorrência de headways maiores ou iguais a esse headway mínimo no cálculo dos equivalentes veiculares, e apresenta uma relação empírica proposta há mais de 30 anos por Crawford [1963] para calcular o headway teórico mínimo, como descrito na seção 3.1.3.

Devido à evolução dos automóveis e caminhões nesses 30 anos e considerando-se que relações empíricas dependem da base de dados coletada, resolveu-se procurar um modelo teórico de ultrapassagens que apresentasse um valor para o headway mínimo. Nenhum modelo teórico apresentado no capítulo 4 apresenta esse valor do headway mínimo. Eles apresentam valores para a distância de visibilidade necessária a uma ultrapassagem segura, mais útil do que o headway mínimo em se tratando de projeto de rodovias e demarcação horizontal do pavimento. Em função disto, decidiu-se pela elaboração de um modelo de ultrapassagem capaz de produzir esse valor do headway mínimo.

6.1.1 Desenvolvimento de um modelo de ultrapassagem

O modelo apresentado a seguir é baseado nos modelos de Glennon [1988] e Rilett et al. [1990] discutidos no capítulo 4. Ao contrário desses dois modelos, o modelo aqui proposto é capaz de representar todas as etapas de uma manobra de ultrapassagem, incluindo o headway mínimo entre dois veículos consecutivos na corrente oposta e a distância total de ultrapassagem, negligenciadas nos modelos anteriores. As premissas básicas usadas na elaboração do modelo são as seguintes:

1. A DVU máxima ocorre no ponto crítico;
2. As velocidades do opositor e do ultrapassador, ao fim da manobra, são as mesmas e iguais à velocidade de projeto da rodovia;
3. O ultrapassador pode alcançar o ponto crítico com uma velocidade ainda inferior à de projeto — neste caso, ele continua acelerando até sua velocidade ser igual à velocidade diretriz;
4. O tempo de reação/percepção do motorista ultrapassador não é fixo em um segundo, mas pode assumir qualquer valor;
5. Não há um limite inferior para a velocidade mínima no final da abortagem da manobra;
6. Ao completar a ultrapassagem, o ultrapassador retorna à sua faixa a uma distância G_p à frente do impedidor;
7. A distância de segurança entre o ultrapassador e o opositor ao fim da ultrapassagem é C_p , se a manobra se completar com sucesso.

As equações que formam o modelo são definidas em função dos seguintes parâmetros: V , a velocidade de projeto da via; m , a diferença entre a velocidade do

ultrapassador e a do impedor; a , a aceleração do ultrapassador; t_r , o tempo de reação/percepção do motorista; X_p e X_i , os comprimentos dos veículos ultrapassador e impedor, respectivamente; G_i , a distância entre o ultrapassador e impedor ao final da manobra; e G_p , a distância entre o ultrapassador e o opositor ao fim da manobra.

A representação gráfica de uma ultrapassagem é feita pelos diagramas espaço-tempo das Figuras 6.1 e 6.2 que mostram, respectivamente, uma ultrapassagem bem sucedida e uma ultrapassagem interrompida no ponto crítico. As manobras são coincidentes desde o momento em que o veículo ultrapassador inicia a ultrapassagem, partindo de uma distância G_i da traseira do impedor, até o ponto crítico (a uma distância S_1 do início da manobra). Do ponto crítico em diante pode-se determinar a distância de ultrapassagem para a manobra interrompida ou para a manobra bem sucedida.

Figura 6.1: Diagrama espaço-tempo para uma ultrapassagem bem sucedida

Figura 6.2: Diagrama espaço-tempo para uma ultrapassagem interrompida

O modelo supõe que o ultrapassador atinge o ponto crítico a uma velocidade V_c menor que a velocidade de projeto V , e pode continuar acelerando até que sua velocidade seja igual a V . Até atingir o ponto crítico, decorre um tempo t_c , usado para acelerar de $V-m$ até V_c com aceleração a . No ponto crítico, o motorista decide entre completar ou abortar a ultrapassagem.

Para completar a manobra, ele continua acelerando até atingir V , caso $V_c < V$. O tempo t_{ac} é o tempo necessário para acelerar de V_c até V . Portanto, o tempo usado para acelerar de $V-m$ até V é $t_c + t_{ac}$. Denominando-se t_p o tempo decorrido do ponto crítico até o término da ultrapassagem, decorre um tempo $t_p - t_{ac}$ entre o instante onde o ultrapassador atinge a velocidade de projeto V até o fim da manobra.

Se o motorista decide desistir da ultrapassagem no ponto crítico, ele pisa no freio após um tempo de percepção e reação de t_r segundos, o que faz com que seu veículo reduza sua velocidade com desaceleração d , até retornar à sua faixa de tráfego, G_a atrás do impedidor, finalizando a manobra de abortagem.

Somente a manobra completada com sucesso será apresentada aqui, pois só é necessário o valor do headway mínimo na corrente oposta. O modelo completo pode ser encontrado em Machado Neto & Setti [1994]. Apenas uma pequena modificação foi introduzida no modelo proposto, alterando a premissa básica segundo a qual as velocidades finais do veículo ultrapassador e opositor são iguais à velocidade de projeto da rodovia. Como foram necessários cálculos envolvendo situações de ultrapassagens onde veículos ultrapassador e opositor tinham velocidades diferentes, estabeleceu-se aqui V como velocidade final do ultrapassador e V_o como velocidade do opositor.

Equacionando a manobra de ultrapassagem, tem-se :

$$G_c = (V + V_o)(t_c + t_p) - m(t_c + t_{ac}) + \frac{a(t_c + t_{ac})^2}{2} + C_p \quad (6.1)$$

onde:

G_c : distância mínima que deve existir entre dois veículos na corrente oposta para permitir uma ultrapassagem segura;

V : velocidade do ultrapassador;

V_o : velocidade do opositor;

t_c : tempo decorrido do início da manobra até o ultrapassador atingir o ponto crítico;

t_p : tempo decorrido do ponto crítico até o fim da ultrapassagem completa;

m : diferença entre a velocidade do veículo ultrapassador e a do impedor;

t_{ac} : tempo, após o ponto crítico, para o ultrapassador atingir a velocidade V ;

a : aceleração do veículo ultrapassador para ir de $V - m$ até V ; e

C_p : distância final entre a frente do veículo ultrapassador e a frente do opositor no final da manobra.

Durante $t_c + t_{ac}$, o veículo ultrapassador acelera de $V - m$ até V , com aceleração a . Tem-se então que $t_c + t_{ac} = m/a$. Com esta relação, pode-se calcular o tempo de aceleração do veículo ultrapassador do começo da manobra de ultrapassagem até o instante em que ele atinge a velocidade de projeto. A distância entre o ultrapassador e o impedor no ponto crítico pode ser escrito como:

$$d_c = m(t_p + t_c) - G_p - X_p - \frac{m^2}{2a} - \frac{at_c^2}{2} \quad (6.2)$$

onde:

d_c : distância entre o ultrapassador e o impedor no ponto crítico;

G_p : distância final entre a traseira do veículo ultrapassador e a frente do impedor ao se completar a manobra; e

X_p : comprimento do veículo ultrapassador.

A distância percorrida pelo veículo ultrapassador do início da ultrapassagem até o ponto crítico pode ser escrita como:

$$S_1 = (V - m)t_c + \frac{at_c^2}{2} = G_i + (V - m)t_c + X_i - d_c \quad (6.3)$$

onde:

S_1 : distância percorrida pelo veículo ultrapassador até o ponto crítico;

G_i : distância inicial entre a frente do veículo ultrapassador e a traseira do impedor; e

X_i : comprimento do veículo impedor.

Da expressão (6.3) pode-se deduzir que

$$\frac{at_c^2}{2} = G_i + X_i - d_c, \quad (6.4)$$

e substituindo-se (6.2) em (6.4) pode-se calcular o tempo total para ultrapassagem, $t_c + t_p$, que é a soma do tempo necessário para atingir o ponto crítico e o tempo necessário para completar a manobra a partir do ponto crítico:

$$t_p + t_c = \frac{G_i + X_i + G_p + X_p}{m} + \frac{m}{2a} \quad (6.5)$$

Sabendo-se que $t_c + t_{ac} = m/a$, pode-se calcular G_c , a distância mínima entre veículos da corrente oposta para que possa ocorrer uma ultrapassagem com segurança, substituindo-se os valores de $t_c + t_{ac}$ e de (6.5) na equação (1):

$$G_c = \frac{V + V_o}{m} (G_i + X_i + G_p + X_p) + \frac{m}{2a} (V + V_o - m) + C_p. \quad (6.6)$$

A equação (6.6) pressupõe que o veículo atinge a velocidade de projeto V , antes de completar a ultrapassagem, o que nem sempre é verdade — se o veículo impedor estiver muito devagar, a ultrapassagem termina antes da velocidade do ultrapassador atingir V . A verificação dessa condição é simples, bastando comparar o tempo total de ultrapassagem [$t_c + t_p$, eq. (6.5)] com o tempo total de aceleração [$t_c + t_{ac} = m/a$]. Enquanto $t_c + t_p > t_c + t_{ac}$, a equação (6.6) é válida. Se $t_c + t_p < t_c + t_{ac}$ ou seja:

$$G_i + X_i + G_p + X_p < \frac{m^2}{2a} \quad (6.7)$$

então as equações (6.5) e (6.6) não são mais válidas e $t_c + t_{ac}$ é diferente de m/a .

Neste caso, $t_{ac} = t_p$, e uma nova equação para $t_c + t_{ac}$ pode ser deduzida:

$$t_c + t_{ac} = \sqrt{\frac{2(G_i + G_p + X_i + X_p)}{a}} = t_c + t_p \quad (6.8)$$

Assim, a distância mínima entre veículos da corrente oposta que permite uma ultrapassagem segura pode ser obtida substituindo-se (6.8) e (6.5) em (6.1):

$$G_c = (V + V_o - m) \sqrt{\frac{2(G_i + G_p + X_i + X_p)}{a}} + G_i + G_p + X_i + X_p + C_p \quad (6.9)$$

O intervalo de tempo (headway) mínimo entre dois veículos opostos sucessivos é G_c / V_o . Para utilização no modelo de Craus, Polus & Grinberg [1979], só é necessário a obtenção de uma relação para o headway mínimo na corrente de tráfego oposta.

Observações feitas com um veículo teste em rodovias próximas a São Carlos - SP mostraram que alguns dos parâmetros adotados por Glennon [1988] e Rilett et al. [1990] são válidos para rodovias brasileiras. Em vista disso, os intervalos de um segundo propostos por Glennon para o tempo de reação e percepção e para a separação entre o ultrapassador e o impedor no início da manobra foram mantidos. O conversor de tempo em distância para o headway entre ultrapassador e

impedidor foi suposto como sendo a velocidade do impedidor, conforme proposto por Rilett et al. Deste modo têm-se que $G_i = G_p = V - m$ e que:

$$C_p = V + V_o, \text{ se } G_i + X_i + G_p + X_p > m^2/2a, \text{ e} \quad (6.10)$$

$$C_p = V + V_o - m + \sqrt{2a(2V - 2m + X_i + X_p)}, \text{ se } G_i + X_i + G_p + X_p < m^2/2a. \quad (6.11)$$

A aceleração padrão média adotada pela AASHTO e pelos demais autores varia entre 0,62 e 0,68 m/s², dependendo da velocidade inicial do veículo. Um valor $a = 0,65 \text{ m/s}^2$ foi arbitrariamente adotado como a aceleração do veículo ultrapassador, qualquer que seja sua velocidade.

Desta maneira, e adequando-se todas as variáveis às suas unidades usuais, temos que G_c pode ser dado por:

$$G_c = \frac{V + V_o}{m}(V + V_o - m + 3,6X_i + 14,4) + \frac{m}{4,68}(V + V_o - m), \quad (6.12)$$

quando $V + V_o - m + 3,6X_i + 14,4 > m^2/4,68$, e

$$G_c = [0,92(V + V_o - m) + 2,16] \cdot \sqrt{2V - 2m + 3,6X_i + 14,4} + 3V + V_o - 3m + 3,6X_i + 14,4 \quad (6.13)$$

quando $V + V_o - m + 3,6X_i + 14,4 < m^2/4,68$,

onde V , V_o e m são dados em km/h e X_i é dado em metros.

Adaptando-se as variáveis à nomenclatura de Craus, Polus & Grinberg [1979], têm-se:

- $u = V_o$: velocidade do veículo opositor [km/h]
- $v_i = V - m$: velocidade do veículo impedidor [km/h]
- $v_j = V$: velocidade do veículo ultrapassador [km/h]
- $a_{ij} = G_c/u$: headway mínimo entre dois veículos opostos [s]

e assim, as relações (6.12) e (6.13) tornam-se respectivamente:

$$a_{ij} = \frac{v_j + u}{u(v_j - v_i)}(v_j + v_i + 3,6X_i + 14,4) + \frac{(v_i + u)(v_j - v_i)}{4,68u}, \quad (6.14)$$

para quando $u + v_i + 3,6X_i + 14,4 > (v_j - v_i)^2/4,68$, e

$$a_{ij} = \frac{1}{u} \{ [0,92(u + v_i) + 2,16] \cdot \sqrt{2v_i + 3,6X_i + 14,4} + u + 3v_i + 3,6X_i + 14,4 \} \quad (6.15)$$

quando $u + v_i + 3,6X_i + 14,4 < (v_j - v_i)^2/4,68$, com u , v_j e v_i em km/h e X_i em metros.

Tabela 6.4: Headways mínimos (em segundos) entre dois veículos opostos trafegando a 90 km/h, necessários à ultrapassagem de um caminhão semi-pesado.

[illegible]

Tabela 6.5: Headways mínimos (em segundos) entre dois veículos opostos trafegando a 90 km/h, necessários à ultrapassagem de um semi-reboque.

[illegible]

Tabela 6.6: Headways mínimos (em segundos) entre dois veículos opostos trafegando a 90 km/h, necessários à ultrapassagem de um caminhão "romeu-e-julieta".

[illegible]

Tabela 6.7: Headways mínimos (em segundos) entre dois veículos opostos trafegando a 90 km/h, necessários à ultrapassagem de um treminhão.

[illegible]

6.2 Distribuição das velocidades livres dos automóveis

Conforme apresentada no capítulo 5, Fig. 5.6, a distribuição das velocidades livres dos automóveis está reapresentada na figura 6.3 para melhor compreensão do método dos atrasos equivalentes.

Figura 6.3: Distribuição acumulada das velocidades livres dos automóveis

6.3 Distribuição observada dos headways na corrente oposta

O método dos atrasos equivalentes [Craus, Polus & Grinberg, 1979] considera os headways distribuídos exponencialmente (as chegadas seguem uma distribuição de Poisson). Há todo um embasamento histórico nessa consideração (ver seção 3.2.3), considerando-se o fluxo de veículos como fluxo livre (hipótese razoável para volumes baixos ou médios).

A formação de pelotões nas rodovias de pista simples pode comprometer o fluxo livre e assim uma das premissas básicas de Craus, Polus & Grinberg perderia a sua força. Entretanto, como os headways em questão são os observados na corrente oposta, sempre em declive, e poucos pelotões foram observados durante as coletas de dados, é possível que se possa considerar o fluxo da descida como fluxo livre. De qualquer maneira, resolveu-se fazer um teste de aderência para verificação dessa hipótese.

Utilizando-se os dados coletados nos vários dias, em ambos os locais, foram feitos vários testes de aderência pelo método de Kolmogorov-Smirnov, considerado mais poderoso que o método do χ^2 -quadrado. Em alguns dias de coleta, a aderência das chegadas dos veículos a uma distribuição foi rejeitada a um nível de significância de 5%; em outros dias, não se pôde rejeitar a hipótese ao mesmo nível de significância. A figura 6.4 mostra os dados da coleta do dia 07/10/94, um dos casos onde a hipótese de uma distribuição de Poisson não foi rejeitada.

Figura 6.4: Teste de aderência das chegadas dos veículos na corrente oposta a uma distribuição de Poisson. A coleta em questão foi efetuada em 07/10/94.

Mesmo tendo sido rejeitada em alguns testes, decidiu-se manter a hipótese de que os headways são distribuídos exponencialmente. Vale lembrar sempre que a formação de pelotões, comum em rodovias de pista simples, pode invalidar essa hipótese.

O headway médio na corrente oposta considerado para estabelecer a taxa de chegadas dos veículos opositores foi o mínimo headway médio das coletas realizadas, de forma a propiciar a maior taxa média de chegadas observada. Esse headway de 13,4 segundos resulta numa taxa de 268 veíc/h ou 0,074 veíc/s. Quanto maior for essa taxa, menor a probabilidade de ocorrência dos headways mínimos necessários à ultrapassagem, e maior é o impacto dos veículos de grande porte na capacidade.

6.4 Curvas de velocidade média

As curvas de velocidade média dependem das curvas de desaceleração ao longo de uma dada rampa, que por sua vez dependem da relação peso-potência do veículo envolvido. Conhecendo a curva de desaceleração, e conhecendo-se a velocidade inicial de entrada no aclave, pode-se determinar a velocidade instantânea do veículo em qualquer posição na subida, e assim, determinar as velocidades médias ao longo da subida. Para a elaboração das curvas foi necessário escolher um veículo típico que representasse cada categoria e obter os dados necessários para os cálculos.

6.4.1 Escolha dos veículos representativos das categorias veiculares

Observando-se os veículos pesados durante as coletas de dados, procurou-se escolher os veículos mais significantes em cada categoria para a obtenção das curvas de desaceleração. Entretanto, alguns modelos escolhidos já se encontravam fora de linha, tornando-se difícil a obtenção dos dados técnicos necessários para os cálculos. Assim, alguns modelos foram substituídos pelos seus equivalentes mais modernos, como foi o caso dos veículos da marca Mercedes Benz. Mesmo assim, para alguns dos veículos escolhidos para substituição não foram obtidos os dados técnicos, e novamente foram substituídos. As categorias e os veículos escolhidos estão na Tabela 6.8.

Tabela 6.8: Categorias veiculares e os modelos escolhidos para representá-las.

Categoria Veicular	Modelo do Veículo
ônibus	Scania K113TL
caminhão leve	Mercedes 709 ^a
caminhão semi-pesado	Mercedes L-2318 ^b
caminhão pesado semi-reboque	Scania T113H 4x2
caminhão pesado + reboque ("romeu-e-julieta")	Mercedes 2325 6x4 ^c
caminhão extra-pesado tipo treminhão	Scania T113E 6x4
caminhão extra-pesado tipo rodotrem	Scania T113E 6x4

^aEscolhido no lugar do MB 1313

^bEscolhido no lugar do MB 1313 "trucado"

^cEscolhido no lugar do MB 2219 6x4 e do MB 2220

Para cada um desses veículos típicos foram obtidas a curva de potência e a curva de torque em função da rotação do motor, a relação de transmissão das marchas e do diferencial, a área frontal, o coeficiente de penetração aerodinâmico e o raio dos pneus. O peso bruto total combinado (PBTC) utilizado foi o recomendado para manter a relação potência-peso de 6 cv/t.

A partir do programa Carprin, elaborado em linguagem Basic pelo prof. Dr. Antonio Carlos Canale (Departamento de Engenharia Mecânica, EESC, USP), e que calculava a aceleração de um veículo de zero à velocidade máxima, um novo programa foi elaborado para calcular a desaceleração do veículo, a partir uma velocidade inicial, no início de um aclive até um ponto qualquer na rampa. O novo programa foi batizado de Carprun, e com ele foram elaboradas tabelas de velocidades em vários pontos ao longo do aclive, para cada veículo típico.

6.4.2 Curvas de velocidade média para os veículos típicos

Os pontos ao longo da subida foram escolhidos para manter uma semelhança com as tabelas apresentadas no HCM de 1985. Assim, as velocidades foram obtidas para distâncias de 0, 400, 800, 1200, 1600, 2400, 3200, 4800 e 6400 metros, respectivamente 0; 0,25; 0,5; 0,75; 1; 1,5; 2; 3 e 4 milhas. As tabelas elaboradas pelo programa Carprun relacionam velocidade instantânea ao longo do aclive, de modo que foi preciso transformá-las para velocidades médias. As figuras 6.5 mostra uma curva de desaceleração para um caminhão semi-pesado, e a figura 6.6 mostra a respectiva curva de velocidades médias.

Curva de desaceleração para caminhão semi-pesado

Figura 6.5: Curvas de desaceleração para caminhão semi-pesado em aclives de 2 a 7%

caminhão semi-pesado

Figura 6.6: Curvas de velocidade média para caminhão semi-pesado em aclives de 2 a 7%

A velocidade média é calculada pela razão da área sob a curva de velocidade de zero até determinada distância dividida por essa distância. Por exemplo, a velocidade média de um caminhão semi-pesado percorrendo 1000 metros em aclive

de 7%: A velocidade instantânea após 1000 m é cerca de 46 km/h. A área sob a curva de 7%, de 0 a 1000 metros pode ser aproximada para um trapézio, e é de $(80+46) \cdot 1000 / 2 = 63000$ m.km/h. Isso dividido por 1000 m, resulta na velocidade média é de 63 km/h. Esse valor pode ser conferido na Figura 6.6

As curvas apresentadas a seguir mostram as curvas de velocidade média para as outras categorias, todas supondo-se que a velocidade inicial é de 80 km/h (velocidade máxima regulamentada em estradas de pista simples no Brasil). Todos os veículos estão com as cargas máximas recomendadas (baseadas na relação potência/peso de 6 cv/t), portanto o desempenho no aclive é o melhor possível, ao contrário de muitos veículos observados nas rodovias, que são veículos antigos, inadequados à carga transportada, e/ou com sobrecarga, conseqüentemente com desempenho inferior ao apresentado nas figuras 6.6 a 6.11.

Figura 6.7: Curvas de velocidade média para ônibus nos aclives de 2 a 7%

Figura 6.8: Curvas de velocidade média para caminhão leve nos aclives de 2 a 7%

Figura 6.9: Curvas de velocidades médias para caminhão semi-reboque nos aclives de 2 a 7%

Figura 6.10: Curvas de velocidades médias para caminhão pesado+reboque "romeu-e-julieta" nos aclives de 2 a 7%

Figura 6.11: Curvas de velocidades médias para caminhão extra-pesado tipo treminhão nos aclives de 2 a 7%

A categoria caminhão extra-pesado tipo rodotrem foi desconsiderada pela falta de observação destes veículos em rodovias de pista simples.

Uma curva representando o comportamento agregado das seis categorias de veículos de grande porte foi elaborada baseada na participação média de cada categoria na corrente de tráfego. A curva única (Fig. 6.12) representa a média ponderada das velocidades mostradas nas Figuras 6.6 até 6.11. A composição média observada do tráfego foi usada como peso na ponderação (Tab. 6.9).

Figura 6.12: Curva de velocidade média única elaborada com as seis categorias de veículos consideradas.

Tabela 6.9: Pesos usados no cálculo da curva de desaceleração única.

Categoria	Peso
ônibus	0,06
caminhão leve	0,27
caminhão semi-pesado	0,37
caminhão pesado semi-reboque	0,25
caminhão pesado + reboque ("romeu-e-juliete")	0,04
caminhão extra-pesado tipo treminhão	0,01

6.5 Cálculo dos equivalentes veiculares

De posse das curvas de velocidade média (Fig. 6.6 a 6.11), conhecendo o headway mínimo necessário para a complementação segura da manobra de ultrapassagem (Tab. 6.1 a 6.7), e tendo a distribuição das velocidades livres dos automóveis para cada nível de serviço (Fig. 6.3), é possível calcular os equivalentes veiculares. Além destes, são necessárias informações sobre a taxa média de chegada dos veículos na corrente oposta.

A utilização do método dos atrasos equivalentes [Craus, Polus & Grinberg, 1979] está mostrada num exemplo de cálculo do equivalente veicular para um caminhão semi-pesado trafegando a 30 km/h em nível de serviço C. O fluxo considerado na corrente oposta é de 268 veíc/h, e a velocidade média da corrente oposta é de 90 km/h.

Dada a distribuição de velocidades livres para os automóveis em nível de serviço C, dividida em subgrupos de 10 km/h (colunas A e B e linhas C e D na Tabela 6.10), forma-se uma matriz onde cada célula representa o atraso causado pelos automóveis de um subgrupo mais lento a outro subgrupo mais rápido. O cálculo desses atrasos é feito multiplicando-se as equações (3.9) e (3.10), apresentadas na seção 3.2.3. Para utilizar a equação (3.9) são necessários a taxa média de chegadas na corrente oposta, a velocidade média na corrente oposta, a velocidade do veículo mais lento e o headway mínimo na corrente oposta necessário para a ultrapassagem (dado na Tabela 6.1, automóvel ultrapassando automóvel).

A somatória dos valores de cada linha da matriz resulta nos atrasos totais causados por cada subgrupo mais lento (coluna "atrasos", Tabela 6.10). A somatória da coluna "atrasos" resulta no atraso total sofrido por todos os automóveis. O atraso total médio para automóveis ultrapassando automóveis (d_{kp}) é dado pela equação 3.11 (seção 3.2.3), ou seja dividindo-se o atraso total pelo número de automóveis. Assim, nesse exemplo, $d_{kp} = 1177,67/391 = 3,01$.

O procedimento é repetido para o veículo de grande porte. Os valores da tabela 6.11 são os atrasos causados pelo caminhão semi-pesados trafegando a 30 km/h a todos os subgrupos de automóveis rápidos, calculados pela multiplicação das equações (3.12) e (3.13). Somando-se estes atrasos, têm-se o atraso total médio para automóveis ultrapassando um caminhão a 30 km/h (d_{kl}), dado pela equação (3.14). O valor do fator de equivalência para o caminhão a 30 km/h em nível de serviço C é dado pela razão entre o atraso causado pelo caminhão e o atraso causado pelos automóveis. Assim, $E = 58,89/3,01 = 19,56$.

Tabela 6.10: Exemplo de uma planilha de cálculo do atraso médio causado pelos automóveis lentos aos automóveis rápidos por falta de oportunidade de ultrapassagem.

Atrasos causados automóveis lentos aos automóveis rápidos													
A	B	2	6	23	61	98	120	57	16	6	1	1	C
		130	120	110	100	90	80	70	60	50	40	30	D atrasos
1	30	0,33	0,98	3,63	9,26	14,17	16,27	7,07	1,74	0,60	0,07	--	54,12
1	40	0,23	0,66	2,41	6,03	8,97	9,89	4,03	0,96	0,24	--	--	33,43
6	50	0,97	2,76	9,91	24,09	34,40	35,54	13,68	2,50	--	--	--	123,85
16	60	1,87	5,20	18,13	42,31	56,64	54,22	16,23	--	--	--	--	194,60
57	70	4,79	12,98	43,43	95,03	116,24	87,38	--	--	--	--	--	359,84
120	80	7,18	18,66	59,00	115,89	111,69	--	--	--	--	--	--	312,42
98	90	4,05	9,87	27,84	43,40	--	--	--	--	--	--	--	85,16
61	100	1,64	3,60	7,96	--	--	--	--	--	--	--	--	13,20
23	110	0,37	0,62	--	--	--	--	--	--	--	--	--	0,99
6	120	0,04	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	0,04
2	130	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
													atraso total = 1177,67

Coluna A: número de automóveis em cada subgrupo de velocidades (impedidores)

Coluna B: velocidade média de cada subgrupo

Linha C: número de automóveis em cada subgrupo de velocidades (ultrapassadores)

Linha D: velocidade média de cada subgrupo

Tabela 6.11: Exemplo de planilha para o cálculo do atraso causado pelo caminhão a 30 km/h aos automóveis rápidos.

Atraso causado aos automóveis rápidos pelo caminhão a 30 km/h													
número de veículos caminhões médio do grupo													
1	30	0,36	1,06	3,95	10,08	15,41	17,71	7,69	1,89	0,63	0,07	--	$d_{i,t} = 53,89$

Repetindo-se este procedimento para todas as velocidades, de 10 a 90 km/h, em todos os níveis de serviço, tem-se a curva relacionando fatores de equivalência e velocidades médias para caminhão semi-pesado (Fig. 6.13). Repetindo-se o processo para todas as categorias veiculares, tem-se as curvas da Fig. 6.14 a Fig. 6.18.

6.5.1 Curvas de equivalência veicular x velocidade média

Para cada nível de serviço observou-se uma distribuição de velocidades livres para os automóveis. Variando-se as velocidades de 10 à 90 km/h para cada categoria veicular, obteve-se as curvas abaixo, mostradas nas figuras 6.13 a 6.18, relacionando velocidades médias de subida e fatores de equivalência veicular. Vale

lembrar que também foram dados os headways mínimos necessários à cada ultrapassagem e a taxa de fluxo na via oposta de 268 veíc/h.

equivalentes veiculares x velocidade do caminhão semi-pesado

Figura 6.13: Variação do equivalente veicular com a velocidade média do caminhão semi-pesado.

equivalentes veiculares x velocidade do ônibus

Figura 6.14: Variação do equivalente veicular com a velocidade média do ônibus.

equivalentes veiculares x velocidade do caminhão leve

Figura 6.15: Variação do equivalente veicular com a velocidade média do caminhão leve.

equivalentes veiculares x velocidade do caminhão semi-reboque

Figura 6.16: Variação do equivalente veicular com a velocidade média do semi-reboque.

equivalentes veiculares x velocidade do caminhão
pesado+reboque "romeu-e-julieta"

Figura 6.17: Variação do equivalente veicular com a velocidade média do caminhão pesado+reboque "romeu-e-julieta".

equivalentes veiculares x velocidade do treminhão

Figura 6.18: Variação do equivalente veicular com a velocidade média do treminhão

A exemplo da curva de desaceleração única, elaborada a partir da média ponderada das curvas de desaceleração de cada categoria veicular, foi elaborada uma curva única de equivalentes veiculares, ponderando os equivalentes de cada categoria veicular pelos mesmos pesos já mostrados na Tabela 6.9. A curva única de equivalentes veiculares está na Figura 6.19.

Curva única dos equivalentes veiculares

Figura 6.19: Variação do equivalente veicular único com a velocidade média dos veículos de grande porte.

Utilizando-se as curvas de fatores de equivalência em função das velocidades médias (Fig. 6.13 até 6.19) junto com as curvas relacionando velocidade média e distância percorrida ao longo do aclive (Fig. 6.6 até 6.12), obtêm-se finalmente os equivalentes veiculares em função da distância percorrida ao longo do aclive. Esses equivalentes estão apresentados na forma de tabelas, semelhante ao HCM/1965, com exceção do critério para determinação do nível de serviço, que é o do HCM/1985.

6.5.2 Tabelas de equivalência veicular

Utilizando-se conjuntamente as curvas de velocidade média x equivalente veicular e as curvas de velocidade média x distância ao longo do aclive é possível saber o fator de equivalência de um veículo qualquer subindo aclives de 2 a 7%, de qualquer extensão.

Por exemplo: determinar o equivalente veicular de um caminhão semi-pesado subindo um aclive de 6% de inclinação com 2 km de extensão sob nível de serviço C. Da figura 6.6, obtêm-se a velocidade média do caminhão num aclive de 6% e 2 km por volta de 51 km/h. Da figura 6.13, obtêm-se o equivalente veicular para NS C e 50 km/h: fator de equivalência em torno de 7 VPEs. A sequência está esquematizada na figura 6.20 abaixo.

Os equivalentes veiculares calculados para cada categoria estão nas tabelas 6.12 a 6.17.

Figura 6.20: Esquema de obtenção do equivalente veicular em função da distância percorrida em aclive.

Tabela 6.12: Equivalentes veiculares para ônibus

inclinação	dist (m)	nível A	nível B	nível C	nível D	nível E
2%	400	2,1	1,5	1,3	1,3	1,3
	800	2,1	1,5	1,3	1,3	1,3
	1200	2,1	1,5	1,3	1,3	1,3
	1600	2,1	1,5	1,3	1,3	1,3
	2400	2,1	1,5	1,3	1,3	1,3
	3200	2,1	1,5	1,3	1,3	1,3
	4800	2,1	1,5	1,3	1,3	1,3
	6400	2,1	1,5	1,3	1,3	1,3
3%	400	2,1	1,5	1,3	1,3	1,3
	800	2,2	1,5	1,3	1,3	1,3
	1200	2,2	1,6	1,3	1,3	1,3
	1600	2,3	1,6	1,3	1,3	1,3
	2400	2,3	1,7	1,3	1,3	1,3
	3200	2,4	1,7	1,3	1,3	1,3
	4800	2,5	1,8	1,3	1,3	1,3
	6400	2,5	1,9	1,3	1,3	1,3
4%	400	2,4	1,7	1,3	1,3	1,3
	800	2,7	2,0	1,3	1,3	1,3
	1200	3,0	2,3	1,5	1,3	1,3
	1600	3,3	2,5	1,7	1,5	1,3
	2400	3,8	3,0	2,1	1,8	1,3
	3200	4,3	3,5	2,4	2,2	1,3
	4800	5,3	4,3	3,1	2,8	1,4
	6400	5,5	4,5	3,2	2,9	1,5
5%	400	2,7	2,0	1,3	1,3	1,3
	800	3,3	2,5	1,7	1,5	1,3
	1200	3,9	3,1	2,1	1,9	1,3
	1600	4,6	3,7	2,6	2,3	1,3
	2400	5,4	4,4	3,2	2,9	1,5
	3200	5,8	4,9	3,5	3,2	1,6
	4800	6,4	5,4	4,0	3,6	1,8
	6400	6,5	5,5	4,0	3,6	1,9
6%	400	3,0	2,3	1,5	1,3	1,3
	800	4,0	3,1	2,2	1,9	1,3
	1200	5,1	4,2	3,0	2,7	1,4
	1600	5,9	5,0	3,7	3,3	1,7
	2400	7,1	6,2	4,6	4,2	2,2
	3200	8,2	7,0	5,3	4,8	2,5
	4800	9,5	8,2	6,2	5,7	3,1
	6400	10,4	9,0	6,9	6,3	3,4
7%	400	3,3	2,5	1,7	1,5	1,3
	800	4,3	3,9	2,8	2,5	1,3
	1200	6,3	5,3	3,9	3,5	1,8
	1600	7,6	6,4	4,8	4,4	2,3
	2400	10,1	8,7	6,7	6,1	3,3
	3200	12,4	10,8	8,4	7,7	4,3
	4800	16,7	14,8	11,7	10,8	6,2
	6400	20,5	18,3	14,5	13,5	7,8

Tabela 6.13: Equivalentes veiculares para caminhões leves

inclinação	dist (m)	nível A	nível B	nível C	nível D	nível E
2%	400	2,4	1,8	1,4	1,4	1,4
	800	2,8	2,1	1,4	1,4	1,4
	1200	3,3	2,5	1,7	1,5	1,4
	1600	3,7	2,9	2,0	1,7	1,4
	2400	4,4	3,5	2,5	2,2	1,4
	3200	5,0	4,1	2,9	2,6	1,4
	4800	6,1	5,1	3,7	3,3	1,7
	6400	6,9	5,8	4,3	3,9	2,0
3%	400	2,6	1,9	1,4	1,4	1,4
	800	3,2	2,4	1,6	1,4	1,4
	1200	3,7	2,9	2,0	1,8	1,4
	1600	4,3	3,5	2,4	2,1	1,4
	2400	5,5	4,5	3,3	2,9	1,5
	3200	6,6	5,5	4,1	3,7	1,9
	4800	8,6	7,4	5,6	5,1	2,7
	6400	10,3	9,0	6,9	6,3	3,4
4%	400	2,7	2,1	1,4	1,4	1,4
	800	3,5	2,7	1,9	1,6	1,4
	1200	4,3	3,4	2,4	2,1	1,4
	1600	5,1	4,2	3,0	2,7	1,4
	2400	6,9	5,8	4,3	3,9	2,0
	3200	8,6	7,4	5,6	5,1	2,7
	4800	11,0	9,6	7,4	6,8	3,7
	6400	12,5	11,0	8,5	7,8	4,4
5%	400	2,9	2,2	1,5	1,4	1,4
	800	3,8	3,0	2,1	1,8	1,4
	1200	4,9	4,0	2,8	2,5	1,4
	1600	6,0	5,0	3,7	3,3	1,7
	2400	8,6	7,3	5,5	5,1	2,7
	3200	10,9	9,5	7,3	6,7	3,7
	4800	14,2	12,5	9,8	9,0	5,1
	6400	16,6	14,6	11,5	10,6	6,1
6%	400	3,1	2,3	1,6	1,4	1,4
	800	4,2	3,4	2,4	2,1	1,4
	1200	5,6	4,6	3,3	3,0	1,5
	1600	7,1	6,0	4,5	4,1	2,1
	2400	10,6	9,2	7,1	6,5	3,5
	3200	13,8	12,1	9,5	8,7	4,9
	4800	18,9	16,7	13,3	12,3	7,1
	6400	22,1	19,7	15,8	14,7	8,6
7%	400	3,2	2,5	1,7	1,5	1,4
	800	4,6	3,8	2,7	2,4	1,4
	1200	6,4	5,4	4,0	3,6	1,8
	1600	8,5	7,3	5,5	5,0	2,7
	2400	12,9	11,3	8,8	8,1	4,5
	3200	16,2	14,3	11,4	10,5	6,0
	4800	20,3	18,1	14,4	13,4	7,8
	6400	22,9	20,4	16,4	15,2	8,9

Tabela 6.14: Equivalentes veiculares para caminhões semi-pesados

inclinação	dist (m)	nível A	nível B	nível C	nível D	nível E
2%	400	2,4	1,8	1,5	1,5	1,5
	800	2,8	2,1	1,5	1,5	1,5
	1200	3,1	2,4	1,6	1,5	1,5
	1600	3,5	2,7	1,8	1,6	1,5
	2400	4,2	3,4	2,3	2,1	1,5
	3200	5,0	4,1	2,9	2,6	1,5
	4800	6,7	5,6	4,1	3,7	1,9
	6400	8,2	7,0	5,3	4,8	2,5
3%	400	2,6	1,9	1,5	1,5	1,5
	800	3,1	2,4	1,6	1,5	1,5
	1200	3,6	2,8	1,9	1,7	1,5
	1600	4,2	3,4	2,3	2,1	1,5
	2400	5,6	4,6	3,3	3,0	1,5
	3200	7,2	6,0	4,5	4,1	2,2
	4800	10,4	9,1	6,9	6,3	3,5
	6400	13,0	11,3	8,8	8,1	4,5
4%	400	2,7	2,1	1,5	1,5	1,5
	800	3,4	2,7	1,8	1,6	1,5
	1200	4,2	3,4	2,4	2,1	1,5
	1600	5,2	4,2	3,0	2,7	1,5
	2400	7,4	6,3	4,7	4,2	2,2
	3200	10,0	8,7	6,6	6,1	3,3
	4800	15,4	13,6	10,7	9,9	5,6
	6400	19,8	17,6	14,0	12,9	7,5
5%	400	2,9	2,2	1,5	1,5	1,5
	800	3,8	3,0	2,1	1,8	1,5
	1200	4,9	4,0	2,9	2,6	1,5
	1600	6,3	5,3	3,8	3,5	1,8
	2400	9,8	8,5	6,4	5,9	3,2
	3200	13,9	12,2	9,5	8,8	4,9
	4800	20,2	18,0	14,3	13,2	7,7
	6400	24,6	22,0	17,6	16,4	9,6
6%	400	3,1	2,4	1,6	1,5	1,5
	800	4,3	3,4	2,4	2,1	1,5
	1200	5,8	4,8	3,5	3,1	1,6
	1600	7,7	6,5	4,9	4,4	2,3
	2400	12,8	11,2	8,7	8,0	4,5
	3200	17,7	15,7	12,5	11,5	6,6
	4800	24,7	22,0	17,7	16,4	9,6
	6400	29,4	26,3	21,2	19,8	11,7
7%	400	3,3	2,5	1,7	1,5	1,5
	800	4,7	3,8	2,7	2,4	1,5
	1200	6,8	5,7	4,2	3,8	2,0
	1600	9,5	8,2	6,2	5,7	3,1
	2400	16,2	14,3	11,5	10,4	6,0
	3200	22,6	20,2	16,1	15,0	8,7
	4800	33,2	29,8	24,1	22,5	13,4
	6400	41,1	37,1	30,1	28,2	16,9

Tabela 6.15: Equivalentes veiculares para caminhões semi-reboques

inclinação	dist (m)	nível A	nível B	nível C	nível D	nível E
2%	400	2,3	1,7	1,5	1,5	1,5
	800	2,5	1,8	1,5	1,5	1,5
	1200	2,7	2,0	1,5	1,5	1,5
	1600	2,9	2,2	1,5	1,5	1,5
	2400	3,2	2,5	1,7	1,5	1,5
	3200	3,6	2,8	1,9	1,7	1,5
	4800	4,3	3,4	2,4	2,1	1,5
	6400	5,0	4,1	2,9	2,6	1,5
3%	400	2,5	1,8	1,5	1,5	1,5
	800	2,8	2,1	1,5	1,5	1,5
	1200	3,1	2,4	1,6	1,5	1,5
	1600	3,5	2,7	1,9	1,6	1,5
	2400	4,3	3,4	2,4	2,1	1,5
	3200	5,1	4,2	3,0	2,7	1,5
	4800	6,7	5,7	4,2	3,8	1,9
	6400	8,2	7,0	5,2	4,8	2,5
4%	400	2,6	1,9	1,5	1,5	1,5
	800	3,1	2,4	1,6	1,5	1,5
	1200	3,7	2,9	2,0	1,7	1,5
	1600	4,3	3,4	2,4	2,1	1,5
	2400	5,7	4,7	3,4	3,0	1,5
	3200	7,2	6,0	4,5	4,0	2,1
	4800	10,0	8,6	6,6	6,0	3,2
	6400	12,3	10,8	8,4	7,7	4,2
5%	400	2,8	2,1	1,5	1,5	1,5
	800	3,5	2,7	1,8	1,6	1,5
	1200	4,3	3,4	2,4	2,1	1,5
	1600	5,2	4,3	3,0	2,7	1,5
	2400	7,4	6,3	4,6	4,2	2,2
	3200	9,8	8,4	6,4	5,9	3,2
	4800	13,8	12,1	9,4	8,6	4,8
	6400	16,5	14,6	11,5	10,6	6,0
6%	400	2,9	2,2	1,5	1,5	1,5
	800	3,8	3,0	2,1	1,8	1,5
	1200	5,0	4,1	2,9	2,6	1,5
	1600	6,3	5,3	3,9	3,5	1,8
	2400	9,6	8,2	6,3	5,7	3,1
	3200	13,0	11,3	8,8	8,1	4,5
	4800	18,4	16,3	12,9	11,9	6,9
	6400	21,9	19,5	15,5	14,4	8,4
7%	400	3,1	2,3	1,6	1,5	1,5
	800	4,3	3,4	2,4	2,1	1,5
	1200	5,8	4,8	3,5	3,1	1,6
	1600	7,7	6,5	4,9	4,4	2,3
	2400	12,3	10,8	8,4	7,7	4,2
	3200	16,4	14,5	11,5	10,5	6,0
	4800	22,1	19,7	15,7	14,5	8,5
	6400	25,8	23,1	18,6	17,2	10,1

Tabela 6.16: Equivalentes veiculares para caminhões "romeu-e-julieta"

inclinação	dist (m)	nível A	nível B	nível C	nível D	nível E
2%	400	3,2	2,5	1,6	1,5	1,5
	800	3,6	2,8	1,8	1,7	1,5
	1200	3,9	3,1	2,0	1,9	1,5
	1600	4,3	3,4	2,3	2,1	1,5
	2400	5,1	4,1	2,8	2,6	1,5
	3200	5,9	4,9	3,4	3,2	1,6
	4800	7,6	6,4	4,6	4,3	2,3
	6400	9,0	7,8	5,6	5,3	2,9
3%	400	3,4	2,6	1,7	1,6	1,5
	800	3,9	3,1	2,1	1,9	1,5
	1200	4,6	3,7	2,5	2,3	1,5
	1600	5,2	4,3	2,9	2,7	1,5
	2400	6,7	5,6	3,9	3,7	1,9
	3200	8,4	7,2	5,1	4,9	2,6
	4800	11,7	10,2	7,5	7,2	4,0
	6400	14,4	12,6	9,4	9,0	5,1
4%	400	3,6	2,8	1,8	1,7	1,5
	800	4,4	3,5	2,3	2,2	1,5
	1200	5,3	4,3	3,0	2,8	1,5
	1600	6,4	5,3	3,7	3,5	1,8
	2400	8,8	7,6	5,4	5,2	2,8
	3200	11,7	10,2	7,5	7,2	4,0
	4800	16,7	14,8	11,1	10,7	6,1
	6400	20,2	18,0	13,6	13,2	7,6
5%	400	3,8	3,0	2,0	1,8	1,5
	800	4,9	4,0	2,7	2,5	1,5
	1200	6,2	5,1	3,6	3,4	1,7
	1600	7,8	6,6	4,7	4,5	2,3
	2400	11,7	10,2	7,5	7,2	4,0
	3200	15,9	14,1	10,6	10,2	5,8
	4800	22,7	20,2	15,4	14,9	8,7
	6400	27,3	24,4	18,8	18,3	10,8
6%	400	4,0	3,2	2,1	1,9	1,5
	800	5,4	4,4	3,0	2,9	1,5
	1200	7,2	6,1	4,3	4,1	2,1
	1600	9,5	8,2	5,9	5,6	3,0
	2400	15,2	13,4	10,0	9,7	5,5
	3200	20,5	18,2	13,8	13,4	7,7
	4800	28,0	25,1	19,3	18,8	11,1
	6400	33,1	29,7	23,0	22,4	13,3
7%	400	4,3	3,4	2,3	2,1	1,5
	800	6,0	5,0	3,5	3,3	1,7
	1200	8,4	7,2	5,1	4,9	2,6
	1600	11,7	10,2	7,5	7,2	4,0
	2400	19,3	17,1	13,0	12,6	7,3
	3200	25,8	23,0	17,6	17,1	10,1
	4800	35,4	31,9	24,7	24,0	14,3
	6400	42,2	38,0	29,6	28,9	17,3

Tabela 6.17: Equivalentes veiculares para caminhões tipo treminhão.

inclinação	dist (m)	nível A	nível B	nível C	Nível D	nível E
2%	400	2,4	1,8	1,4	1,4	1,4
	800	2,7	2,0	1,4	1,4	1,4
	1200	3,0	2,3	1,5	1,4	1,4
	1600	3,4	2,6	1,7	1,5	1,4
	2400	4,0	3,2	2,2	1,9	1,4
	3200	4,8	3,8	2,7	2,4	1,4
	4800	6,3	5,3	3,8	3,4	1,8
	6400	7,9	6,7	5,0	4,5	2,4
3%	400	2,6	1,9	1,2	1,4	1,4
	800	3,1	2,3	1,5	1,4	1,4
	1200	3,6	2,8	1,9	1,6	1,4
	1600	4,1	3,3	2,2	2,0	1,4
	2400	5,4	4,4	3,2	2,9	1,4
	3200	6,9	5,8	4,2	3,8	2,0
	4800	10,1	8,7	6,6	6,1	3,3
	6400	13,1	11,4	8,8	8,1	4,5
4%	400	2,7	2,0	1,4	1,4	1,4
	800	3,4	2,6	1,8	1,6	1,4
	1200	4,2	3,3	2,3	2,0	1,4
	1600	5,1	4,1	2,9	2,6	1,4
	2400	7,3	6,1	4,5	4,1	2,1
	3200	9,9	8,5	6,5	5,9	3,2
	4800	15,2	13,4	10,4	9,6	5,4
	6400	19,2	17,0	13,4	12,4	7,1
5%	400	2,9	2,2	1,4	1,4	1,4
	800	3,8	3,0	2,0	1,8	1,4
	1200	4,9	4,0	2,8	2,5	1,4
	1600	6,2	5,2	3,8	3,4	1,7
	2400	9,7	8,4	6,3	5,8	3,1
	3200	14,1	12,4	9,6	8,8	4,9
	4800	21,2	18,9	15,0	13,9	8,0
	6400	26,3	23,5	18,8	17,5	10,2
6%	400	3,1	2,3	1,6	1,4	1,4
	800	4,2	3,3	2,3	2,0	1,4
	1200	5,8	4,7	3,4	3,1	1,6
	1600	7,7	6,5	4,8	4,4	2,3
	2400	13,1	11,5	8,9	8,1	4,5
	3200	18,5	16,4	12,9	12,0	6,8
	4800	26,7	23,9	19,1	17,8	10,4
	6400	32,5	29,2	23,5	21,9	13,0
7%	400	3,3	2,5	1,7	1,5	1,4
	800	4,7	3,8	2,7	2,4	1,4
	1200	6,7	5,6	4,1	3,7	1,9
	1600	9,6	8,2	6,2	5,7	3,0
	2400	16,9	14,9	11,8	10,8	6,2
	3200	23,5	20,9	16,7	15,4	9,0
	4800	33,3	29,9	24,1	22,5	13,3
	6400	40,2	36,2	29,3	27,3	16,3

Para considerar estes valores de equivalência veicular, é necessário compor um fator de correção para veículos pesados f_{hv} , nos moldes dos HCMs. Assim:

$$f_{hv} = \frac{1}{1 + P_o(E_o - 1) + P_l(E_l - 1) + P_{sp}(E_{sp} - 1) + P_{sr}(E_{sr} - 1) + P_{rj}(E_{rj} - 1) + P_t(E_t - 1)}$$

onde P = porcentagem no tráfego e E = valor do equivalente; e os índices indicam a categoria: o = ônibus; l = leve; sp = semi-pesado; sr = semi-reboque; rj = romeu-e-julieta; t = treminhão.

6.5.3 Equivalentes veiculares para composição típica do tráfego

Uma outra opção para o cálculo, quando não houver informações sobre a composição do tráfego, é utilizar a Tabela 6.18, elaborada utilizando-se a composição de tráfego típica observada nas coletas de dados. O equivalente encontrado na Tabela 6.18 deve ser transformado no fator de correção utilizando-se:

$$f_{hv} = \frac{1}{1 + P_{tvp}(E_{vp} - 1)}$$

onde P_{tvp} é a porcentagem total de veículos de grande porte na corrente de tráfego e E_{vp} é o equivalente veicular encontrado na tabela 6.18.

Os valores mostrados na Tabela 6.18 são obtidos do uso conjunto das curvas únicas mostradas nas Figuras 6.12 e 6.19, e representam os equivalentes veiculares para um fluxo misto de veículos pesados incluindo 6% de ônibus, 27% de caminhões leves, 37% de caminhões semi-pesados, 25% de caminhões semi-reboques, 4% de caminhões "romeu-e-julieta" e 1% de treminhões.

Os valores apresentados são significativamente menores que os apresentados no HCM de 1965 e 1985, ainda que seja difícil comparar com o HCM de 1985, já que as tabelas apresentadas foram elaboradas com critérios diferentes.

Tabela 6.18: Fatores de equivalência para a composição do tráfego típica observada

inclinação	dist (m)	nível A	nível B	nível C	nível D	nível E
2%	400	2,4	1,8	1,4	1,4	1,4
	800	2,7	2,0	1,4	1,4	1,4
	1200	3,0	2,3	1,5	1,4	1,4
	1600	3,3	2,6	1,7	1,5	1,4
	2400	3,9	3,1	2,2	1,9	1,4
	3200	4,5	3,7	2,6	2,3	1,4
	4800	5,7	4,7	3,4	3,1	1,6
	6400	6,7	5,7	4,2	3,8	2,0
3%	400	2,6	1,9	1,4	1,4	1,4
	800	3,0	2,3	1,5	1,4	1,4
	1200	3,5	2,7	1,9	1,6	1,4
	1600	4,0	3,2	2,2	1,9	1,4
	2400	5,1	4,2	3,0	2,7	1,4
	3200	6,3	5,2	3,9	3,5	1,8
	4800	8,6	7,4	5,6	5,1	2,7
	6400	10,5	9,1	7,0	6,4	3,5
4%	400	2,7	2,0	1,4	1,4	1,4
	800	3,4	2,6	1,8	1,6	1,4
	1200	4,1	3,2	2,3	2,0	1,4
	1600	4,9	4,0	2,8	2,5	1,4
	2400	6,7	5,6	4,1	3,7	1,9
	3200	8,7	7,4	5,6	5,1	2,7
	4800	12,4	10,8	8,4	7,4	4,3
	6400	15,2	13,4	10,5	9,2	5,5
5%	400	2,9	2,2	1,5	1,4	1,4
	800	3,7	2,9	2,0	1,8	1,4
	1200	4,7	3,8	2,7	2,4	1,4
	1600	5,9	4,9	3,6	3,2	1,7
	2400	8,7	7,5	5,6	5,1	2,7
	3200	11,7	10,2	7,9	7,2	4,0
	4800	16,3	14,4	11,4	10,5	6,0
	6400	19,5	17,3	13,8	12,7	7,4
6%	400	3,1	2,3	1,6	1,4	1,4
	800	4,2	3,3	2,3	2,0	1,4
	1200	5,5	4,6	3,3	3,0	1,5
	1600	7,2	6,1	4,5	4,1	2,1
	2400	11,2	9,8	7,5	6,9	3,8
	3200	15,1	13,3	10,4	9,6	5,5
	4800	20,8	18,5	14,8	13,7	8,0
	6400	24,7	22,1	17,7	16,4	9,6
7%	400	3,3	2,5	1,7	1,5	1,4
	800	4,6	3,8	2,6	2,4	1,4
	1200	6,5	5,4	4,0	3,6	1,9
	1600	8,7	7,5	5,7	5,2	2,8
	2400	14,1	12,4	9,7	8,9	5,0
	3200	18,8	16,7	13,2	12,2	7,1
	4800	25,3	23,1	18,6	17,3	10,2
	6400	30,9	27,7	22,4	20,9	12,4

6.5.4 Comparação dos valores obtidos com os do HCM/1985

Para efeito de comparação, calculou-se os fatores de correção para veículos pesados para algumas situações, apresentada na tabela 6.19 abaixo. Foram calculados os fatores de correção considerando-se cada categoria envolvida individualmente (Tab. 6.12 até Tab 6.17), além do fator de correção correspondente à composição de tráfego típica observada (Tab. 6.18). Convém lembrar que quanto menor for o fator de correção, maior é o impacto causado pelo tráfego pesado. Um fator de correção igual a 1,0 significa que não há impacto causado pelo tráfego pesado.

Duas das situações envolveram dados obtidos no HCM de 1985, que divide as categorias em caminhões, RVs e ônibus. Na transposição dos dados, os caminhões do HCM viraram semi-pesados, e os RVs viraram caminhões leves. As outras três foram alguns dos resultados das coletas realizadas. As porcentagens de caminhões leves, semi-pesados e semi-reboques no total de veículos de grande porte foram consideradas como porcentagem de caminhões no total de veículos pesados, dado necessário ao cálculo pelo HCM de 1985 (ver capítulo 3, seção 3.2.2).

Tabela 6.19: Fatores de correção para algumas situações envolvendo diferentes composições de tráfego, níveis de serviço, inclinação e distância percorrida na rampa.

nível de serviço	Situação			f_{hv}		
	% de veículos pesados	inclinação da rampa [%]	distância percorrida [m]	HCM1985	tab 6.10 - tab 6.15	tab 6.16
A	29*	7	3200	n.a.	0,17	0,16
B	18**	3	800	0,79	0,80	0,81
C	39*	5	1600	0,43	0,49	0,49
D	20**	6	3200	0,38	0,35	0,37
E	34*	4	2400	0,57	0,73	0,76

*Total de veículos de grande porte, incluindo todas as categorias. Para calcular segundo o HCM de 1985, considerou-se como caminhão as porcentagens somadas de caminhões leves, semi-pesados e semi-reboques.

**Total baseados em dados do HCM de 1985. Para calcular segundo o método aqui apresentado, considerou-se os caminhões do HCM como sendo semi-pesados e os RVs como sendo caminhões leves.

NOTA: Os níveis de serviço, as rampas e distâncias foram arbitrados sem nenhum critério, à exceção da situação com nível de serviço D que corresponde ao exemplo 3 do HCM 1985 [TRB, 1985, pág 8-23].

Essa comparação não tem o propósito de decidir qual é o melhor valor, uma vez que eles foram concebidos segundo técnicas diferentes baseados em realidades diferentes. Entre os valores nacionais, pode-se notar que os fatores de equivalência calculados individualmente (Tab. 6.12 até Tab. 6.17) e os calculados com a composição típica (Tab. 6.18) resultaram em valores bem próximos, o que significa

que na falta de dados precisos sobre a composição do tráfego, pode ser feita uma aproximação usando-se a Tabela 6.18.

Além disso, excetuando-se as situações tiradas do HCM, os fatores de equivalência calculados para os veículos nacionais resultaram em valores maiores do que aqueles do HCM/1985, o que significa um impacto menor do tráfego pesado. Se a realidade americana não comporta altos volumes de tráfego pesado, talvez o HCM não seja o mais indicado para estabelecer fatores de correção para estas situações.

Nas situações do HCM, os resultados podem ser considerados semelhantes (diferença máxima de 9%), e são relativas às menores porcentagens de tráfego pesado das situações retratadas.

Entretanto, não se pode esquecer que os fatores de equivalência mostrados nas Tabelas 6.12 até 6.18 referem-se a situações ideais de desempenho em rampa por parte dos veículos típicos escolhidos. Nem sempre estas situações são alcançadas devido à idade avançada da frota nacional e/ou sobrecarga, reduzindo a relação potência/peso a valores inferiores aos 6 cv/t, o que compromete o desempenho e diminui a velocidade média nas rampas, aumentando o impacto na capacidade da via (e os fatores de equivalência veicular). O problema da sobrecarga não é irrelevante e está analisado na próxima seção.

Além disso, a taxa de fluxo na via oposta é relativamente baixa (268 veíc/h) o que abranda os impactos dos veículos pesados. Não há indicação de que outra taxa devesse ser utilizada, mas uma coleta de dados mais abrangente pode apresentar valores maiores.

6.6 Efeito da sobrecarga na capacidade viária

O desempenho dos veículos de grande porte está bastante relacionado ao peso do veículo. Em um aclive, a maior força desaceleradora é o peso agindo na direção contrária ao movimento de subida. Se o motor do veículo não tiver potência suficiente para compensar a força de desaceleração, o veículo pesado perde velocidade rapidamente, atrapalhando o fluxo normal de tráfego. A relação potência/peso recomendada no Brasil é de 6 cv/t. Todos os veículos de grande porte saem de fábrica com potência e indicação de PBTC que resulte nessa relação.

Entretanto, o que se encontra pelas rodovias são veículos antigos, de potência inferior aos veículos modernos, transportando cargas maiores que a permitida. De forma geral, predomina uma mentalidade arcaica entre muitos

operadores, principalmente no transporte de cana-de-açúcar, em que se pensa ser vantajoso sobrecarregar um veículo e fazê-lo trafegar a 15km/h.

Nesse capítulo vamos analisar o comportamento de um veículo semi-pesado sobrecarregado, cuja relação potência/peso seja de 4 cv/t.

6.6.1 Diferenças no desempenho

O caminhão semi-pesado da Mercedes-Bens L-2318 tem uma potência máxima de 184 cv a 2600 rpm. A tara do veículo é de 6,5 t, e o PBTC recomendado é de 30 t. O desempenho em aclive desse veículo, nessas condições, pode ser avaliado pela Figura 6.6. Este mesmo veículo será submetido a um PBTC de 46 t, (relação potência/peso = 4 cv/t) e comparado com o caso considerado ideal. A figura 6.21 mostra a curva de velocidades médias do veículo sobrecarregado. As curvas tracejadas são relativas ao veículo com o peso ideal e as contínuas são relativas ao veículo sobrecarregado. As diferenças entre as várias curvas na Figura 6.21 parece pequena pois foi mantido a velocidade inicial de 80 km/h no início do aclive, o que mantém elevada a velocidade média ao longo do aclive.

Figura 6.21: Curvas de velocidade média para o veículo sobrecarregado comparado com o veículo com o peso ideal.

Em geral, caminhões sobrecarregados dificilmente atingem 80 km/h, mesmo trafegando em trechos em nível, devido a instabilidade do veículo. A grande maioria dos veículos são antigos e não podem ser exigidos à plena potência. Na figura 6.22 temos um caminhão semi-pesado, sobrecarregado, com velocidade de entrada no aclave de 60 km/h (curva contínua), comparado com o veículo com carga normal e velocidade inicial de 80 km/h (curva tracejada).

Figura 6.22: Curvas de velocidade média para o veículo sobrecarregado iniciando o aclave a 60 km/h comparado com o veículo com peso ideal e velocidade inicial de 80 km/h.

6.6.2 Novos fatores de equivalência

É possível notar a grande diferença imposta pela velocidade inicial de entrada no aclave sobre o desempenho do veículo nas subidas. Os equivalentes veiculares podem ser calculados usando-se a figura 6.13 conjuntamente com as Figuras 6.21 ou 6.22. Alguns dos valores calculados estão apresentados nas Tabelas 6.20 e 6.21. Comparando esses equivalentes com os calculados para o veículo na configuração ideal (Tabela 6.14) percebe-se que as maiores variações aconteceram para aclives de menor extensão. Para veículos sobrecarregados a 80 km/h na entrada do aclave, os equivalentes chegam a aumentar em 50%, enquanto que para veículos sobrecarregados iniciando o aclave à 60 km/h, os equivalentes resultam em valores até 300% maiores.

Tabela 6.20: Equivalentes veiculares calculados para caminhão semi-pesado sobrecarregado com relação potência/peso de 4 cv/t.

inclinação	distância [m]	nível A	nível C	nível E
3%	400	2,6	1,5	1,5
	800	3,2	1,6	1,5
	1200	3,9	2,0	1,5
	1600	4,6	2,5	1,5
	2400	6,5	3,8	1,8
	3200	8,8	5,4	2,8
	4800	14,4	9,4	5,1
	6400	18,9	12,7	7,1
5%	400	3,0	1,5	1,5
	800	4,0	2,1	1,5
	1200	5,3	3,0	1,5
	1600	7,0	4,2	2,1
	2400	12,0	7,7	4,1
	3200	18,1	12,1	6,7
	4800	28,5	19,7	11,3
	6400	36,5	25,5	14,8
7%	400	3,3	1,7	1,5
	800	5,0	2,8	1,5
	1200	7,4	4,4	2,2
	1600	11,1	7,1	3,7
	2400	19,8	13,4	7,5
	3200	27,3	18,8	10,8
	4800	38,7	27,1	15,8
	6400	47,1	33,2	19,5

Tabela 6.21: Equivalentes veiculares calculados para caminhão semi-pesado sobrecarregado com relação potência/peso de 4 cv/t e iniciando a subida do alicive à velocidade de 60 km/h.

inclinação	distância [m]	nível A	nível C	nível E
3%	400	7,9	4,5	2,1
	800	9,1	5,3	2,5
	1200	10,5	6,2	2,9
	1600	12,6	8,0	4,1
	2400	16,7	10,9	5,6
	3200	21,1	14,2	7,7
	4800	27,1	18,5	10,3
	6400	31,0	21,4	12,2
5%	400	8,8	5,0	2,4
	800	11,3	6,6	3,1
	1200	15,5	10,0	5,1
	1600	20,2	13,2	6,8
	2400	30,5	20,9	11,5
	3200	38,7	27,0	15,6
	4800	50,3	35,5	20,8
	6400	58,3	41,3	24,4
7%	400	9,8	5,7	2,7
	800	15,1	9,7	5,0
	1200	22,3	14,7	7,5
	1600	30,1	20,6	11,4
	2400	41,7	29,2	16,9
	3200	50,1	35,3	20,7
	4800	61,3	43,6	25,9
	6400	68,6	48,9	29,1

A comparação dos fatores de equivalência das Tabelas 6.14, 6.20 e 6.21 mostra que a sobrecarga ou a idade de um veículo pesado não seria um problema grande, se este veículo tivesse condições de manter o desempenho em nível. Como na prática não se observa esses veículos trafegando a 80 km/h, o impacto dos veículos antigos e/ou sobrecarregados na capacidade é alto, e no geral, o impacto da frota dos veículos de grande porte na capacidade das rodovias de pista simples é maior do que o previsto.

A figura 6.23 mostra os valores dos equivalentes veiculares calculados para um caminhão semi-pesado em nível de serviço C, rampa de 5%, para a composição com peso ideal e com sobrecarga, para efeito de comparação. Percebe-se que quando o caminhão consegue manter uma velocidade em nível de 80km/h, iniciando

uma subida nessa velocidade, o desempenho dele é tal que os fatores de equivalência só começam a se diferenciar significativamente em rampas de mais de 3 km de extensão.

Figura 6.23: Comparação dos equivalentes veiculares para caminhões semi-pesados em situação ideal e sobrecarregados.

Capítulo 7

Conclusões e recomendações

7.1 Conclusões

O objetivo deste trabalho é a avaliação do impacto dos veículos de grande porte na capacidade das rodovias de pista simples no Brasil. Esta influência foi avaliada através dos fatores de equivalência veicular. Os fatores de equivalência foram calculados para rampas, em função da declividade e do comprimento, pois o impacto dos veículos pesados é maior em aclives.

A literatura fornece vários critérios para determinação da equivalência. O *Highway Capacity Manual* (HCM), em duas edições distintas (1965 e 1985), apresenta os fatores de equivalência determinados de maneiras diferentes. Utilizando-se os critérios para classificação do nível de serviço do tráfego em aclives do HCM/1985, e modernizando-se o método de cálculo dos fatores de equivalência apresentados no HCM/1965 através da substituição do método de Walker pelo método dos atrasos equivalentes, estabeleceu-se um novo método para o cálculo dos fatores de equivalência.

Para levar em consideração as manobras de ultrapassagem, desenvolveu-se um novo modelo capaz de fornecer, entre outras coisas, o intervalo de tempo entre dois veículos na corrente oposta que permita uma ultrapassagem segura por um veículo de grande porte. Os resultados mostram que os veículos mais críticos são os treminhões, exigindo intervalos de tempo cerca de 1.5 vezes maiores do que os necessários à ultrapassagem de um automóvel. Os headways na corrente oposta mostraram ser crescentes com o comprimento do veículo a ser ultrapassado.

Os dados foram coletados em duas rampas, uma de 4% e outra de 6%. A verificação do impacto dos veículos de grande porte em rampas de rodovias de pista simples foi baseado na análise de quase dois mil veículos em situações representativas de todos os níveis de serviço. Verificou-se que a composição típica do tráfego nacional em rodovias de pista simples é bastante diferente da observada nos EUA. No Brasil, observou-se uma composição média com 37% de veículos de

grande porte, sendo que o HCM/1985 utiliza uma composição típica de 18% de veículos pesados (14% de caminhões e 4% de RVs) [McShane & Roess, 1990, pág 328].

O método de coleta de dados baseou-se na utilização de uma câmera filmadora, que registrou a passagem dos veículos em ambas as direções e permitiu a obtenção dos headways, da composição do tráfego e da distribuição direcional; e de um radar, que permitiu a coleta das velocidades dos veículos. Os dados foram organizados em planilhas de computador, organizadas por nível de serviço e categoria veicular.

Na determinação dos equivalentes veiculares, verificou-se que existe uma relação crescente do fator de equivalência com o comprimento do veículo. Comparando-se as curvas de velocidade média x fator de equivalência, verificou-se que à mesma velocidade, o treminhão é o veículo de grande porte que apresenta maior impacto; o caminhão leve, o menor.

Comparando-se as tabelas relacionando equivalentes veiculares e distância percorrida ao longo do aclave, esta relação entre fator de equivalência e comprimento não se mantém, pois o peso do veículo interfere no desempenho em rampa (consequentemente, na velocidade). Assim, dada uma mesma distância percorrida em rampa, as velocidades médias das várias categorias são diferentes. Em rampas até 7%, o veículo de maior impacto foi o caminhão pesado + reboque ("romeu-e-julieta"), seguido dos caminhões semi-pesados e treminhões (fatores de equivalência máximos de 42,2, 41,1 e 40,2, respectivamente). O veículo de menor impacto foi o ônibus, seguido pelos caminhões leves (fatores de equivalência 20,5 e 22,9 respectivamente).

Os maiores equivalentes veiculares são verificados no nível de serviço A, e os menores, no nível de serviço E, independente da extensão do aclave. Dado o melhor desempenho dos automóveis em nível A do que em nível E, os veículos de grande porte representam maior impacto em nível A do que em nível E, relativamente.

O efeito da sobrecarga na capacidade viária foi estudado arbitrando-se uma relação potência/peso de 4cv/t para os caminhões semi-pesados. O desempenho do caminhão sobrecarregado foi comparado com o do caminhão carregado dentro do limite legal. Verificou-se que o impacto é mais pronunciado quando é associado a uma diminuição da velocidade média do veículo, mesmo em trechos em nível. Além da sobrecarga, esta diminuição da velocidade pode ser associada à idade avançada

da frota nacional. Quando a velocidade média no início do aclave cai de 80 km/h para 60 km/h, há aumentos de até 300% nos fatores de equivalência.

7.2 Recomendações

Uma vez que este trabalho não tem a pretensão de esgotar o assunto estudado, deve-se ressaltar a importância e a necessidade de estudos sistemáticos que visem determinar a capacidade e os níveis de serviço das rodovias nacionais, principalmente no que se refere à aplicabilidade dos métodos importados. Desse modo, são apresentadas algumas recomendações para possíveis trabalhos futuros nessa área.

Uma ampla coleta de dados deve ser realizada em diversas rodovias do país (ou do estado), para determinação de valores de equivalência veicular mais representativos em termos nacionais. É recomendado um aprimoramento no método de coleta de dados, por exemplo com o uso de coletores eletrônicos de velocidades e composição do tráfego, funcionando todo o tempo nas principais rodovias de pista simples, colocados em pontos estratégicos das rampas.

O uso de câmera filmadora é eficiente para coletas de curta duração, com a vantagem de que o filme é um arquivo permanente de dados. Entretanto, o comportamento do tráfego nas rodovias é algo que deve ser acompanhado durante períodos de tempo maiores do que os possibilitados pelo filme. Uma maneira de se coletar velocidades associadas aos volumes de tráfego (que não foi possível de se fazer com câmera filmadora e radar nesse estudo, pois as coletas eram separadas), é recomendada para possibilitar análises da rodovia sob o ponto de vista dos vários modelos de tráfego. Novamente o uso de coletores eletrônicos é sugerido.

A interação entre os veículos lentos e rápidos em uma mesma faixa é o grande determinante da capacidade das rodovias de pista simples. O modelo de ultrapassagem proposto já é um passo nesse sentido, mas ainda necessita de algumas confirmações. Assim, recomenda-se um estudo mais abrangente sobre a manobra de ultrapassagem e o comportamento dos motoristas, visando a confirmação ou substituição de alguns valores usados como parâmetros, tais como aceleração dos veículos, tempos de reação, distâncias de segurança e tamanho médio dos veículos.

Como o uso de uma distribuição de Poisson para prever a chegada dos veículos opositores não se mostrou totalmente adequada, a pesquisa de uma nova

distribuição, como a proposta por Schuhl, em 1955 [McLean, 1989, pág 132], e uma revisão do método dos atrasos equivalentes utilizando-se essa nova distribuição é recomendada. Quanto mais refinados forem a modelagem do comportamento dos veículos envolvidos numa ultrapassagem e o modelo probabilístico envolvido na aceitação de oportunidades para ultrapassagem, maior a acurácia dos fatores de equivalência determinados, e mais próxima do real será a previsão da capacidade.

Recomenda-se também um estudo mais detalhado sobre o problema da sobrecarga e das velocidades médias desenvolvidas pelos veículos antigos visando a obtenção de fatores de correção para qualquer veículo não ideal, uma vez que suspeita-se que uma grande parte da frota nacional não trafega com veículos em condições ideais. A coleta de dados relativos às velocidades desenvolvidas em nível e no início dos aclives é desejada, bem como dados relativos às relações potência/peso comumente encontradas nas rodovias brasileiras.

Referências Bibliográficas

- AASHO [1940]. *A Policy on Marking and Signing of No-passing Zones on Two- and Three-Lane Roads*. American Association of State Highway Officials. Washington, DC, citado por Harwood & Glennon [1989]
- AASHO [1965]. *A Policy on Geometric Design of Rural Highways*. American Association of State Highway Officials. Washington, DC.
- AASHTO [1990]. *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*. American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington, DC.
- Bureau of Public Roads [1950]. *Highway Capacity Manual*. Washington, DPR
- Craus, J., Polus, A. & Grinberg, I. [1979]. A Revised Method for the Determination of Passenger Car Equivalencies. *Transportation Research A*, 14A(2):241-246.
- Crawford, A. [1963]. The Overtaking Driver. *Ergonomics* 6, pp 153-170. *Road Research Lab., Dept. of Scien. & Ind. Res.*, Harmondsworth. Middlesex, England. citado por Craus et Al. [1979]
- Cunagin, W.D. & Messer, C.J. [1973]. Passenger-Car Equivalents for Rural Highways. *Transportation Research Record* 905, pags. 61-63.
- DER [1993]. *Manual de Sinalização Rodoviária*. Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo. Volum 1: Projeto. São Paulo, SP.
- DNER [1979]. Instruções para o projeto geométrico de rodovias rurais. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Ministério dos Transportes. Versão preliminar. Rio de Janeiro, RJ.
- Duncan, N.C. [1976]. A Note on Speed/Flow/Concentration Relations. *Traffic Engineering and Control*, 17(1), citado por Krumins [1981]
- Donaldson, G. A. [1985]. Large Truck Safety and the Geometric Design of Two-Lane, Two-Way Roads. *ITE Journal*, 55(9):41-46.
- Duncan, N.C. [1979]. A Further Look at Speed/Flow/Concentration. *Traffic Engineering and Control*, October, pp 482-483. citado por Krumins [1981]
- Erlander, S [1967]. A Mathematical Model for Traffic on a Two-Lane Road. *Vehicular Traffic Science*, pp 151-167. citado por Craus et Al. [1979]

- Fancher, P.S. [1986]. Sight Distance Problems Related to Large Truck. *Transportation Research Record 1052*, pág 27-35.
- Farber, E. & Silver, C.A. [1967]. *Conceptualization of Overtaking and Passing on Two-Lane Rural Roads: Driver Judgement and Decision Making*. 105 págs. Franklin Institute Research Laboratories, Phil. PA., citado por Craus et Al. [1979]
- FHWA [1988]. *Manual on Uniform Traffic Control Devices for Streets and Highways*. Federal Highway Administration, U.S. Dept. of Transportation. Washington, D.C.
- Galin, D. [1981]. Speeds on two-lane rural roads. *Traffic Engineering and control*, 22(8/9), pág 453-460, citado por McLean [1989]
- Glennon, J. C. [1988]. New and Improved Model of Passing Sight Distance on Two-Lane Highways. *Transportation Research Record 1195*, págs. 132-137
- Guell & Virkler [1988]. Capacity Analysis of Two-Lane Highways. *Transportation Research Records 1194*, pp 199-205
- Gustavsson, J. [1965]. A Model for Overtaking on a Two-Lane Road with Limited Visibility. *Proc. 3rd Int. Symp. on the Theory of Traffic Flow*, American Elsevier, NY, citado por Craus et Al. [1979]
- Harwood, D. W. & Glennon, J. C. [1976]. Framework for design and operation of passing zones on two-lane highways. *Transportation Research Record 601*, págs. 45-50.
- Harwood, D. W. & Glennon, J. C. [1980]. Passing Sight Distance Design for Passenger Car and Trucks. *Transportation Research Record 1208*, págs. 59-69.
- Hide, H., Abayanayaka, S. W., Sayer, I. & Wyatt, R. J. [1975]. The Kenya road transport cost study: Research on vehicle operating costs. *UK Transport and Road Research Laboratory, Laboratory Report 672*, citado por McLean [1989]
- HRB [1965]. *Highway Capacity Manual*. Special Report 87, National Research Council, Washington, D.C.
- Huber, M. J. [1982]. Estimation of Passenger Car Equivalents of Trucks in Traffic Stream. *Transportation Research Record 369*, pág 60-70.
- Jones, E.R., Goolsby, M.E. & Brewer, K.A. [1970]. The Environmental of Rain on Freeway Capacity. *US HRB, HRR 321*, pp 74-82 citado por Krumins [1981]
- Khasnabis, S. [1986]. Operational and Safety Problems of trucks in No-Passing Zones Two-Lane Rural Highways. *Transportation Research Record 1052*, pág 36-44.

- Krumins, I. V. [1981]. *Capacity and Level of Service in Two-Lane Rural Highways in Alberta*, tese de mestrado, University of Calgary, 103 págs.
- Leutzbach, W. & Egert, P. [1963]. Overtaking in free Traffic. *Proc. 2nd Int. Symp. on the Theory of Traffic Flow*, London, OECD, Paris, citado por Craus et Al. [1979]
- Lieberman, E. B. [1982]. Model for Calculating Safe Passing Distances on Two-Lane Rural Roads, *Transportation Research Record* 869, pág 70-76.
- Machado Neto, E.F. & Setti, J.R.A. [1994]. Um modelo de Ultrapassagem para Rodovias de Pista Simples. In: Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, 8, Recife, 1994. *Anais*. Recife, ANPET. v1, págs. 257-268.
- Matson, T.M. & Forbes, T.W. [1938]. Overtaking and Passing Requirements as Determined from a Moving Vehicle. *Proceedings of the US HRB*, 18(1), pp 100-112, citado por McLean [1989]
- McLean, J.R. [1980]. *Two-Lane Traffic Flow and Capacity*. Australian Road Research, ARRB, Nunawading, Victoria, Australia, citado por Cunagin & Messer [1983]
- McLean, J.R. [1989]. *Two-Lane Highway Traffic Operations - Theory and Practice*. GBR, Gordon & Breach Science Publishers
- McShane, W.R. & Roess, R.P. [1990]. *Traffic Engineering*. Englewood Cliffs, New Jersey, Prentice-Hall.
- Ministério dos Transportes [1993]. *Reconstruindo as artérias para o desenvolvimento - Um projeto de Recuperação do Sistema de Transportes*. Brasília, D.F.
- Moyer, R. A. [1939]. Motor vehicle operating costs and related characteristics on untreated gravel and portland cement concrete road surfaces. *Proceedings of the US HRB*, 19, pp 68-98, citado por McLean [1989]
- Oppenlander, J.C. [1963]. Multivariate analysis of vehicular speeds. *US HRB*, HRR 35, pp41-75, citado por McLean [1989]
- Oppenlander, J.C. [1966]. *Variables influencing Spot-Speed Characteristics - Review of Literature*. *US HRB*, Special Report 89, citado por McLean [1989]
- Pauls, J. T. [1925]. Transverse distribution of motor traffic on paved highways. *Public Roads*, 6(1), pp1-13, citado por McLean [1989]
- Rilett, L. R.; Hutchinson, B. G. & Whitney, M. [1990]. Mechanics of the Passing Maneuver and the Impact of Large Trucks. *Transportation Research A*, 24A(2):121-128.

- Saito, M. [1984]. Evaluation of the Adequacy of the MUTCD Minimum Passing Sight Distance Requirement for Aborting the Passing Maneuver. *ITE Journal*, 54(1):18-22
- Stock, W.A. & May, A.D. [1976]. Capacity Evaluation of Two-Lane, Two-Way Highways by Simulation Modeling. *Transportation Research Record* 615, 20., citado por Craus et Al. [1979]
- Tanner, J.C. [1958]. A Simplified Model for Delays in Overtaking on a Two-Lane Road. *J. Roy. Stat. Soc. Series B*, 20, págs 408-414, citado por Craus et Al. [1979]
- Thompson, J. T. & Hebden, N. [1937]. A study of passing vehicles on highways. *Public Roads*, 18(7), pp 121-135, citado por McLean [1989]
- TRB [1985]. *Highway Capacity Manual*. Special Report 209, National Research Council, Washington, D.C.
- TRB [1989]. *Providing Access for Large Trucks*. Special Report 223, National Research Council, Washington, D.C.
- Van Aerde, M. & Yagar, S. [1984]. Capacity, Speed, and Platooning Vehicle Equivalents for Two-Lane Rural Highways. *Transportation Research Record* 971, págs. 58-67.
- Van Valkenburg, G. W. & Michael, H. L. [1971]. Criteria for No-Passing Zones. *Highway Research Record* 366, págs. 1-19.
- Wardrop, J.G. [1952] Some Theoretical Aspects of Road Traffic Research, *Proceedings of the Institute of Civil Engineers*. pp 325-362.
- Watanada, T., Dharieshar, A.M., & Rezende Lima, P.R.S. [1987]. *Vehicle Speeds and Operating Costs: Models for Road Planning and Management*. Baltimore: John Hopkins, citado por McLean [1989]
- Weaver, G.D. & Glennon, J.C. [1971]. *Passing Performance Measurements Related to Sight Distance Design*. Research Report 134-6. Texas Transportation Institute, Texas A&M University, College Station, citado por Harwood & Glennon [1976]
- Werner, A. & Morral, J. F. [1976]. Passenger Car Equivalencies of Trucks, Buses, and Recreational Vehicles for Two-Lane Rural Highways. *Transportation Research Record* 615, págs. 10-17.
- Yagar, S. & Van Aerde, M. [1982]. Radar-Platoon Technique for Efficient and Complete Speed Measurement. *Transportation Research Record* 841, págs. 36-41.