

O PROCESSO DE FORMAÇÃO E  
DISPERSÃO DE PELOTÕES  
EM RODOVIAS DE PISTA SIMPLES

MARCIA LIKA MON-MA

Serviço de Pós-Graduação EESC/USP

EXEMPLAR REVISADO

Data de entrada no Serviço: 15...1.01...1.03...

Ass.: *Marcia Lika Mon-Ma*

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

Orientador: Prof. Assoc. José Reynaldo A. Setti

São Carlos  
2002



DEDALUS - Acervo - EESC

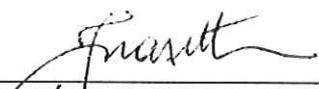


31100037146

**FOLHA DE JULGAMENTO**

Candidata: Engenheira **MARCIA LIKA MON MA**

Dissertação defendida e julgada em 12-12-2002 perante a Comissão Julgadora:

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

  
\_\_\_\_\_  
Prof. Tit. **JOÃO ALEXANDRE WIDMER**  
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP) aprovado

  
\_\_\_\_\_  
Prof. Dr. **FELIPE ISSA KABBACH JUNIOR**  
(Escola Politécnica/USP) APROVADA

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

  
\_\_\_\_\_  
Prof. Assoc. **MARIA DO CARMO CALIJURI**  
Presidente da Comissão de Pós-Graduação da EESC

Dedico este trabalho aos meus pais, Setsuo (*in memoriam*) e Catharina Mon-Ma,  
e aos meus irmãos, Marly, Luci, Alberto e Sérgio, por sempre me ajudarem  
a percorrer os caminhos que escolhi.

## Meus sinceros agradecimentos

Ao prof. José Reynaldo A. Setti, pela orientação, incentivo e paciência para a elaboração desta pesquisa.

Ao CNPq, pela concessão de uma bolsa de estudo, e à FIPAI, pelo financiamento da coleta de dados.

Ao Sr. Wagner Bonetti, da EMDEC - Empresa Municipal de Desenvolvimento de Campinas S. A., pelo empréstimo do equipamento para a coleta de dados.

Ao Sr. Paulo Pacheco Fernandes e demais funcionários da empresa AutoVias S.A., pela colaboração e disponibilização de viaturas durante a coleta de dados.

À Cíntia Egami, Mauro Kenji, Márcio Egami, Cynthia Lotti, Ana Paula Ianone, Ricardinho, Juliana, Giovane, Sandra Oda, Adelaine e Silvia, pela amizade, companheirismo e principalmente por me ajudarem no momento mais difícil desta pesquisa, a coleta de dados.

À Concessionária Triângulo do Sol S.A., pelo apoio financeiro prestado para o conserto de equipamentos necessários para o levantamento de dados.

Ao Sr. Armando Costa Ferreira, diretor do DR-8 do DER-SP, pelo fornecimento do projeto geométrico do trecho da rodovia estudada.

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

A todos os colegas, professores e funcionários do Departamento de Transportes da EESC/USP, pela amizade, apoio e incentivo oferecidos.

## SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	vi
LISTA DE TABELAS.....	viii
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS.....	ix
RESUMO.....	x
ABSTRACT.....	xi
<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1 OBJETIVO.....	1
1.2 JUSTIFICATIVA DA PESQUISA.....	2
1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO .....	4
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>5</b>
2.1 NÍVEL DE SERVIÇO DE RODOVIAS DE PISTA SIMPLES .....	5
2.1.1 Critério do HCM [2000].....	6
2.1.2 Equilíbrio entre oferta e demanda de oportunidade de Ultrapassagem .....	8
2.2 PROCESSO DE FORMAÇÃO DOS PELOTÕES.....	10
2.2.1 Critério para definir veículos em pelotão.....	10
2.2.2 Porcentagem de veículos em pelotões.....	13
2.2.3 Tamanho médio dos pelotões.....	16
2.2.4 Recomposição dos pelotões após o término de uma faixa adicional.....	19
2.3 PROCESSO DE DISPERSÃO DOS PELOTÕES .....	19
2.3.1 Taxa de ultrapassagem nas faixas adicionais .....	20
2.3.2 Redução na porcentagem de veículos em pelotões nas faixas adicionais .....	22
2.3.3 Outras medidas .....	23
<b>3 FAIXAS ADICIONAIS .....</b>	<b>24</b>
3.1 CRITÉRIOS PARA IMPLANTAÇÃO DE FAIXAS ADICIONAIS.....	25
3.1.1 Critério para implantação de faixas adicionais de subida.....	25
3.1.2 Critérios para implantação de faixas de ultrapassagem .....	27
3.2 MODELOS DE SIMULAÇÃO DE RODOVIAS DE PISTA SIMPLES .....	33
3.3 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DAS FAIXAS ADICIONAIS.....	35
3.3.1 Localização das faixas de ultrapassagem.....	35
3.3.2 Comprimento das faixas de ultrapassagem .....	37
3.3.3 Espaçamento entre faixas de ultrapassagem.....	39
3.3.4 Configuração das faixas de ultrapassagem .....	41
3.3.5 Início e fim das faixas de ultrapassagem .....	43
3.3.6 Largura das faixas de ultrapassagem .....	43
3.3.7 Tapers .....	44
3.3.8 Sinalização vertical.....	45
3.3.9 Sinalização horizontal.....	47
<b>4 COLETA DE DADOS E CARACTERIZAÇÃO DOS FLUXOS DE TRÁFEGO ..</b>	<b>48</b>
4.1 LOCAL DAS COLETAS DE DADOS .....	48
4.2 EQUIPAMENTOS UTILIZADOS.....	56

4.3	PROCEDIMENTOS PARA A COLETA DE DADOS.....	57
4.4	CARACTERIZAÇÃO DOS FLUXOS DE TRÁFEGO.....	58
4.4.1	<i>Composição do tráfego.....</i>	<i>59</i>
4.4.2	<i>Distribuição das velocidades.....</i>	<i>60</i>
4.4.3	<i>Gap mínimo no fluxo oposto para uma ultrapassagem segura.....</i>	<i>61</i>
5	<b>ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....</b>	<b>64</b>
5.1	PROCESSO DE FORMAÇÃO DOS PELOTÕES.....	65
5.1.1	<i>Tamanho dos pelotões.....</i>	<i>65</i>
5.1.2	<i>Porcentagem de veículos em pelotões.....</i>	<i>69</i>
5.1.3	<i>Recomposição dos pelotões.....</i>	<i>72</i>
5.2	PROCESSO DE DISPERSÃO DOS PELOTÕES.....	73
5.2.1	<i>Distribuição do tráfego ao longo das faixas adicionais.....</i>	<i>74</i>
5.2.2	<i>Composição dos pelotões.....</i>	<i>77</i>
5.2.3	<i>Tipos de ultrapassagem.....</i>	<i>78</i>
5.2.4	<i>Taxa de ultrapassagem.....</i>	<i>82</i>
5.2.5	<i>Distância necessária para dispersar os pelotões.....</i>	<i>83</i>
5.2.6	<i>Efeito das faixas adicionais na velocidade média da corrente de tráfego.....</i>	<i>85</i>
5.2.7	<i>Efeito das faixas adicionais na redução da porcentagem de veículos em pelotões.....</i>	<i>87</i>
5.3	DEMAIS ASPECTOS OPERACIONAIS DAS FAIXAS ADICIONAIS.....	92
6	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>94</b>
7	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>100</b>

## LISTA DE FIGURAS

2.1.	Oferta e demanda de ultrapassagem em rodovias de pista simples [Morrall e Werner, 1990].....	09
2.2	Distribuição de <i>headways</i> dos veículos que ultrapassaram o veículo anterior [Romana, 1999].....	11
2.3	Frequência acumulada dos <i>headways</i> dos veículos que ultrapassaram o veículo anterior [Romana, 1999].....	12
2.4	Tamanho médio dos pelotões em função do fluxo [McLean, 1989].....	17
2.5	Taxa de ultrapassagem em função do fluxo oposto [Romana, 1999].....	21
3.1	Figura esquemática de uma faixa adicional.....	36
3.2	Efeito da faixa adicional na operação de rodovias de pista simples [Morrall, 1988].....	40
3.3	Configurações de faixas adicionais [Harwood <i>et al.</i> , 1988].....	42
3.4	Placa informativa - existência de faixa adicional a 300 m.....	46
3.5	Placa de regulamentação R-27 (caminhões mantenham-se na faixa da direita).....	46
3.6	Placa informativa - término da faixa adicional a 300 m.....	46
3.7	Placa de advertência A-20c (estreitamento de pista à esquerda).....	46
4.1	Rodovias administradas pela AutoVias S/A. [ABCR, 2002].....	49
4.2	Planta e perfil vertical da faixa adicional km 20-S (800 m; 4,1%).....	51
4.3	Planta e perfil vertical da faixa adicional km 24-N (1.900 m; 6,1%).....	52
4.4	Planta e perfil vertical da faixa adicional km 24-S (1.600 m; 4,3%).....	53
4.5	Planta e perfil vertical do trecho “D” (1.200 m).....	54
4.6	Planta e perfil vertical da faixa adicional km 27-S (1.700 m; 4,7%).....	55
4.7	Distribuição da velocidade dos automóveis observada na SP 255.....	60
4.8	Distribuição da velocidade dos caminhões observada na SP 255.....	60
4.9	Distribuição da velocidade de todos os veículos observada na SP 255.....	61
5.1	Distribuição observada dos pelotões na SP 255.....	66
5.2	Distribuição observada do tamanho dos pelotões na SP 255.....	67
5.3	Tamanho médio observado dos pelotões na SP 255.....	68
5.4	Porcentagem observada de veículos em pelotões no trecho sem faixas adicionais (SP 255).....	70
5.5	Porcentagem observada de veículos em pelotões no trecho com faixas adicionais (SP 255).....	70
5.6	Recomposição dos pelotões após o fim da faixa adicional km 24-S (SP 255).....	73

5.7	Tipos de ultrapassagem observados nas faixas adicionais da SP 255.....	78
5.8	Frequência observada de ultrapassagens na faixa adicional curta - km 20-S (800m; 4,1%).....	79
5.9	Frequência observada de ultrapassagens nas faixas adicionais longas.....	80
5.10	Distância necessária para dispersar os pelotões nas faixas adicionais existentes na SP 255.....	84
5.11	Velocidade média de tráfego nas faixas adicionais da SP 255.....	86
5.12	Porcentagem de veículos em pelotões em função do fluxo na faixa adicional km 20-S (800 m; 4,1%).....	87
5.13	Porcentagem de veículos em pelotões em função do fluxo na faixa adicional km 24-S (1.600 m; 4,3%).....	88
5.14	Porcentagem de veículos em pelotões em função do fluxo na faixa adicional km 27-S (1.700 m; 4,7%).....	88
5.15	Porcentagem de veículos em pelotões em função do fluxo na faixa adicional km 24-N (1.900 m; 6,1%).....	89
5.16	Porcentagem de veículos que trafegam em pelotões somente na faixa principal (km 20-S).....	90
5.17	Porcentagem de veículos que trafegam em pelotões somente na faixa principal (km 24-S).....	90
5.18	Porcentagem de veículos que trafegam em pelotões somente na faixa principal (km 27-S).....	91
5.19	Porcentagem de veículos que trafegam em pelotões somente na faixa principal (km 24-N).....	91

## LISTA DE TABELAS

2.1	Nível de serviço em rodovias de pista simples - Classe I [TRB, 2000].....	07
2.2	Nível de serviço em rodovias de pista simples - Classe II [TRB, 2000].....	08
3.1	Volume de projeto mínimo recomendado para faixas de ultrapassagem na Austrália [Harwood e Hoban, 1987].....	29
3.2	Espaçamento entre oportunidades de ultrapassagem asseguradas para implantação de faixas de ultrapassagem [Griffin, 1988].....	32
3.3	Comprimento ótimo de faixas de ultrapassagem [Harwood e Hoban, 1987].....	38
3.4	Comprimento de faixas adicionais em função da velocidade de projeto [Morrall e Hoban, 1985].....	39
3.5	Comprimento do <i>taper</i> nas terceiras faixas [DNER, 1999].....	44
3.6	Comprimento de <i>tapers</i> em função da velocidade de projeto [Morrall e Hoban, 1985].....	45
4.1	Composição do tráfego observada na SP 255.....	59
4.2	Velocidades do tráfego observadas na SP 255.....	61
5.1	Tamanho máximo observado dos pelotões na SP 255.....	68
5.2	Modelos matemáticos de porcentagem de veículos em pelotões desenvolvida para as condições presentes na SP 255.....	71
5.3	Distribuição do fluxo de tráfego ao longo da faixa adicional km20-S.....	74
5.4	Distribuição do fluxo de tráfego ao longo da faixa adicional km24-S.....	75
5.5	Distribuição do fluxo de tráfego ao longo da faixa adicional km27-S.....	75
5.6	Distribuição do fluxo de tráfego ao longo da faixa adicional km24-N.....	75
5.7	Distribuição do fluxo de caminhões ao longo da faixa adicional km 20-S.....	76
5.8	Distribuição do fluxo de caminhões ao longo da faixa adicional km 24-S.....	76
5.9	Distribuição do fluxo de caminhões ao longo da faixa adicional km 27-S.....	77
5.10	Distribuição do fluxo de caminhões ao longo da faixa adicional km 24-N.....	77
5.11	Velocidade média observada nas faixas adicionais da SP 255.....	81
5.12	Taxa de ultrapassagem observada nas faixas adicionais da SP 255.....	82

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO – *American Association of State Highway and Transportation Officials*

ABCR – Associação Brasileira de Concessionárias de Rodovias

DER-SP – Departamento de Estradas de Rodagem de São Paulo

DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem

GEIPOT – Empresa Brasileira de Planejamento de Transportes

HCM – *Highway Capacity Manual*

MUTCD – *Manual on Uniform Traffic Control Devices for Streets and Highways*

NAASRA – *National Association of Australian State Road Authorities*

TRARR – *Traffic on Rural Roads*

TRB – *Transportation Research Board*

VDM – Volume Diário Médio

VDMA – Volume Diário Médio Anual

## RESUMO

Mon-Ma, M. L. (2002). *O processo de formação e dispersão dos pelotões em rodovias de pista simples*. São Carlos, 2002. 103p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Esta dissertação de mestrado apresenta um estudo do processo de formação de pelotões em rodovias de pista simples brasileiras e a dispersão desses pelotões nas faixas adicionais de subida. Este estudo foi realizado usando-se dados empíricos coletados na SP 255, uma rodovia de pista simples do estado de São Paulo. Um dos trechos estudados possuía faixas adicionais nos aclives e o outro era sem faixas adicionais. Para caracterizar a formação de pelotões, três aspectos foram estudados: a porcentagem de veículos em pelotões, o tamanho médio dos pelotões e a recomposição dos pelotões após o término de uma faixa adicional. Modelos matemáticos foram adaptados para representar o processo de formação de pelotões em rodovias brasileiras. Visando fornecer subsídios para futuros projetos de faixas adicionais, a dispersão dos pelotões nas faixas adicionais de subida foi analisada considerando-se as seguintes medidas de desempenho: taxa de ultrapassagem, velocidade média da corrente, porcentagem de veículos em pelotões e comprimento de faixa percorrido para a dispersão dos pelotões. Os resultados do estudo da dispersão dos pelotões mostram que as faixas adicionais melhoram o nível de serviço não apenas na direção onde são implantadas, mas também na direção do tráfego oposto uma vez que cerca de 70 a 75% do fluxo no sentido analisado divergem para as faixas adicionais, proporcionando uma porcentagem maior de *gaps* adequados para a dispersão dos pelotões do fluxo oposto.

**Palavras-chave:** formação de pelotões; dispersão de pelotões; faixas adicionais; rodovias de pista simples.

## ABSTRACT

Mon-Ma, M. L. *The platoon formation and dispersion process in the two-lane roads*. São Carlos, 2002. 103p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

This master thesis presents a study of the platoon formation process in the Brazilian two-lane roads and the dispersion of these platoons in the passing lanes. This study was developed using empirical data collected in the SP 255, a two-lane road of the state of São Paulo. One of the segments studied had passing lanes on upgrades and another was without passing lanes. In order to characterize the platoon formation, three aspects were studied: the percent of vehicle in platoon, the mean platoon size and the platoon re-composition after the end of a passing lane. Mathematical models were adapted to represent the platoon formation in the Brazilian roads. Aiming to aid future auxiliary lanes projects, the platoon dispersion in the climbing lanes was analyzed considering the following service measures: overtaking rate, mean speed, percent of vehicle traveling in platoons and lane length used to disperse the platoons. The results of the platoons dispersion study show that the auxiliary lanes improve the level of service not only in the direction of they are constructed, but also in the opposing flow. It's verified that around 70 to 75% of the flow in the analyzed direction diverge to auxiliary lanes, providing a greater percentage of gaps suitable to platoon dispersion in the opposing flow.

**Keywords:** Platooning; platoon dispersion; auxiliary lanes; two-lane rural roads

# 1 INTRODUÇÃO

---

A principal característica que diferencia as rodovias de pista simples das demais é a utilização da faixa de tráfego oposto para as manobras de ultrapassagem. Nessas rodovias, caminhões pesados em baixas velocidades formam um obstáculo para os veículos que, quando impossibilitados de ultrapassar, são obrigados a reduzir a velocidade e passam a viajar em pelotões. A formação de pelotões degrada o nível de serviço, impedindo os veículos de viajarem nas velocidades desejadas e aumentando o tempo de viagem. Esses atrasos geram aborrecimentos para os motoristas que, em alguns casos, acabam realizando manobras de ultrapassagem arriscadas, aumentando o risco de acidentes nas rodovias.

As faixas adicionais são consideradas melhorias de baixo custo muito eficientes na dispersão dos pelotões. As faixas adicionais oferecem mais oportunidades de ultrapassagem e maior segurança aos motoristas, evitando que as manobras de ultrapassagem sejam realizadas na faixa de tráfego oposto.

## 1.1 OBJETIVO

O objetivo desta dissertação de mestrado foi estudar o processo de formação de pelotões em rodovias de pista simples e a dispersão desses pelotões nas faixas adicionais de subida, a partir de dados empíricos coletados na SP 255, uma rodovia de pista simples do estado de São Paulo.

Para o estudo da formação de pelotões, os tipos de pelotões mais freqüentes foram caracterizados e um modelo matemático que relaciona a porcentagem de veículos em pelotões com outras variáveis de tráfego foi adaptado para as condições presentes na SP 255. Uma análise comparativa da evolução da porcentagem de veículos em pelotões em trechos com e sem faixas adicionais também foi feita e, para completar o estudo do processo de formação de pelotões, investigou-se o processo de recomposição dos pelotões após o término de uma faixa adicional.

A caracterização do processo de dispersão dos pelotões nas faixas adicionais foi feita com o intuito de avaliar a eficiência operacional de diferentes comprimentos de faixas adicionais. Os parâmetros utilizados para essa caracterização foram a taxa de ultrapassagem, a porcentagem de veículos em pelotões e a velocidade média da corrente de tráfego. Por fim, visando determinar qual deveria ser o comprimento ótimo das faixas adicionais, foi feito um levantamento do comprimento necessário para a dispersão dos pelotões.

## 1.2 JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

No Brasil, o transporte de bens e serviços através de rodovias de pista simples é significativo [GEIPOT, 2002]. No estado de São Paulo, as rodovias de pista simples constituem cerca de 85% da extensão da malha rodoviária [DER-SP, 2002]. Considerando a importância das rodovias de pista simples na economia do país e do estado, especial atenção deve ser dedicada ao melhoramento das suas condições operacionais. As medidas consideradas para o melhoramento dessas vias incluem o realinhamento do perfil e a duplicação da rodovia. Apesar de sua eficiência indiscutível, o principal inconveniente dessas soluções é o alto investimento necessário que somente é justificado se o volume de tráfego for suficientemente elevado [Alberta Infrastructure, 1999; Hoban, 1982].

No Brasil, onde os recursos financeiros costumam ser escassos, a adoção de melhorias de baixo custo é uma opção atraente para a manutenção e ampliação da malha rodoviária. As faixas adicionais são capazes de proporcionar uma significativa melhoria nas condições operacionais e de segurança, com um pequeno investimento de capital, possibilitando que sejam implantadas em trechos com baixos volumes diários médios.

O principal método empregado para projetos de implantação de faixas adicionais nas rodovias nacionais é o do Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais, publicada pelo Departamento Nacional de Estradas de Rodagem [DNER, 1999]. Contudo, o critério recomendado pelo DNER [1999] baseia-se em parâmetros utilizados em outros países, especialmente nos Estados Unidos, sem que tenham sido feitas adaptações para as condições brasileiras.

Outro problema do método do DNER [1999] é a falta de clareza para estabelecer a necessidade de faixas adicionais em trechos planos, cabendo ao projetista a decisão sobre a sua localização, comprimento e espaçamento entre faixas. Porém, a falta de experiência brasileira neste tipo de dispositivo dificulta a tomada de decisão.

Existe ainda o critério proposto por Kabbach Jr. [1992] e Melo [2002], que são variantes do critério do DNER, mas voltados especificamente para trechos em alicive.

Observa-se, portanto, a importância de estabelecer um método para determinar a necessidade de construção de sistemas de faixas adicionais tanto para trechos planos como em rampas; um método que seja abrangente, de forma a permitir a análise da implantação de sistemas de faixas adicionais através de vários parâmetros, tais como demanda por ultrapassagem, redução no nível de serviço etc. e voltado para as condições brasileiras. Tendo em mente essa necessidade, este trabalho de mestrado visou a caracte-

rização do processo de formação de pelotões e a sua dispersão desses pelotões nas faixas adicionais.

Infelizmente, as faixas adicionais em trechos planos - mais conhecidas como faixas de ultrapassagem - não são comuns nas rodovias nacionais. Portanto, o estudo da dispersão de pelotões ficou limitado às faixas adicionais de subida existentes na SP 255. No entanto, como o funcionamento desse tipo de dispositivo é parecido com o das faixas de ultrapassagem, espera-se que os dados obtidos neste estudo também possam ser utilizados como base para futuros projetos de faixas de ultrapassagem.

### **1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO**

O presente trabalho está dividido em quatro partes. A primeira parte deste trabalho consiste do Capítulo 1, no qual são apresentados os objetivos e as justificativas desta pesquisa. A segunda parte (Capítulos 2 e 3) apresenta a revisão bibliográfica, em que o processo de formação e dispersão dos pelotões, bem como diferentes critérios de implantação de faixas adicionais são descritos. Ainda no Capítulo 3, é apresentado o uso da simulação na escolha entre as diferentes alternativas de melhoria para rodovias de pista simples. O método de pesquisa empregado e os resultados obtidos neste trabalho são apresentados na terceira parte, que consiste dos Capítulos 4 e 5. Por fim, no Capítulo 6, as conclusões mais importantes desta pesquisa estão apresentadas e recomendações para futuros estudos relacionados às faixas adicionais são feitas.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

---

Neste capítulo, são apresentados conceitos sobre o nível de serviço de rodovias de pista simples, o processo de formação de pelotões e a importância que as faixas adicionais têm na dispersão dos pelotões. Apresentam-se também estudos sobre a eficiência operacional de faixas adicionais, nos quais diversas medidas de desempenho são discutidas.

### 2.1 NÍVEL DE SERVIÇO DE RODOVIAS DE PISTA SIMPLES

Embora várias medidas tenham sido apresentadas para definir o nível de serviço de rodovias de pista simples, um consenso sobre uma medida específica não foi alcançado devido à natureza complexa do fluxo de tráfego [Morrall e Werner, 1990]. Para a elaboração do *Highway Capacity Manual* (HCM) 2000, uma pesquisa foi conduzida entre os seus usuários para decidir qual medida seria mais apropriada para definir o nível de serviço em uma rodovia e, dentre as medidas sugeridas, a porcentagem de tempo seguindo em pelotões combinado com a velocidade média de viagem foi considerado o parâmetro mais adequado. Outras medidas escolhidas foram a velocidade média de viagem, a taxa de atraso, a porcentagem de tempo seguindo em pelotões, a densidade e a taxa de ultrapassagem, nesta ordem de preferência.

A seguir, estão descritos os critérios do HCM, que é o mais conhecido, e o do equilíbrio entre a demanda e a oferta por oportunidades de ultrapassagem que, para o estudo de faixas de adicionais, é interessante citá-lo, uma vez que as faixas adicionais

melhoram a qualidade operacional da via através da oferta adicional de oportunidade de ultrapassagem.

### 2.1.1 Critério do HCM [2000]

A evolução das pesquisas sobre rodovias de pista simples pode ser traçada através das publicações do HCM. O primeiro manual foi publicado em 1950 e utilizava o conceito de “capacidade prática” (o precursor do volume de serviço) para a análise de capacidade de rodovias de pista simples. A análise da capacidade era feita através da comparação entre a demanda por ultrapassagem e o número de ultrapassagens observadas em vários fluxos de tráfego [Harwood *et al.*, 1999].

No HCM de 1965, foi introduzido o conceito de nível de serviço, que é utilizado até os dias atuais. O nível de serviço foi dividido em seis grupos, de A a F, sendo o nível A correspondente ao melhor nível de serviço, decrescendo até o nível F. O nível de serviço E corresponde às condições de capacidade e, a partir deste ponto, o fluxo torna-se instável. Para a análise operacional de rodovias de pista simples, as medidas empregadas eram a velocidade de operação do tráfego e a relação volume/capacidade ( $v/c$ ). Em pesquisas posteriores, essas medidas mostraram-se indicadores inadequados para definir os níveis [Harwood *et al.*, 1999].

Na versão do HCM de 1985, os níveis de serviços foram definidos através de três parâmetros: a velocidade média de viagem, a porcentagem de tempo de atraso e a capacidade. Esse procedimento de análise manteve-se inalterado nas publicações posteriores do HCM de 1994 e de 1997 [Harwood *et al.*, 1999].

Na publicação do HCM de 2000, várias deficiências encontradas nas publicações anteriores foram sanadas. A porcentagem de tempo de atraso passou a se chamar porcentagem de tempo seguindo em pelotões, pois o termo anterior era considerado confu-

so aos usuários do manual. O *headway*, que define quando dois veículos estavam em pelotões, diminuiu de 5 segundos para 3 segundos e os volumes de serviços que limitam os níveis de serviço também foram alterados.

Outra inovação do HCM de 2000 foi a incorporação de um procedimento de análise operacional para trechos contendo faixas adicionais. Este procedimento representa um grande avanço em relação às publicações anteriores, mas ainda é bastante limitado, pois permite a análise de apenas uma faixa adicional por segmento.

As Tabelas 2.1 e 2.2 mostram os níveis de serviço definidos no HCM 2000, nas quais as rodovias Classe I são aquelas que funcionam como vias para fins de comércio e de serviços do cotidiano, tal como ir e vir do local de trabalho para casa, e as rodovias de Classe II são vias usadas para fins de lazer e turismo, ou seja, nessas vias, os motoristas não esperam viajar em altas velocidades; no entanto, sentem-se aborrecidos quando viajam em pelotões. Por esse motivo, a velocidade não foi utilizada como parâmetro para definir os níveis de serviço nas rodovias de Classe II. A classificação da rodovia pode ser relacionada com a sua classificação funcional. Em geral, as rodovias de Classe I podem ser consideradas como vias arteriais, enquanto que as de Classe II são na sua maioria vias coletoras e locais [Harwood *et al.*, 2000].

**Tabela 2.1:** Nível de serviço em rodovias de pista simples - Classe I [TRB, 2000]

Nível de serviço	Porcentagem de tempo gasto	
	segundo em pelotões	Velocidade média (km/h)
A	≤ 35	> 90
B	35 – 50	80 – 90
C	50 – 65	70 – 80
D	65 – 80	60 – 70
E	> 80	< 60

**Nota:** O nível de serviço F aplica-se sempre que o volume de tráfego exceder a capacidade do trecho.

**Tabela 2.2:** Nível de serviço em rodovias de pista simples - Classe II [TRB, 2000]

<i>Nível de serviço</i>	<i>Porcentagem de tempo gasto segundo em pelotões</i>
A	$\leq 40$
B	$> 40 - 55$
C	$> 55 - 70$
D	$> 70 - 85$
E	$> 85$

**Nota:** O nível de serviço F aplica-se sempre que o volume de tráfego exceder a capacidade do trecho.

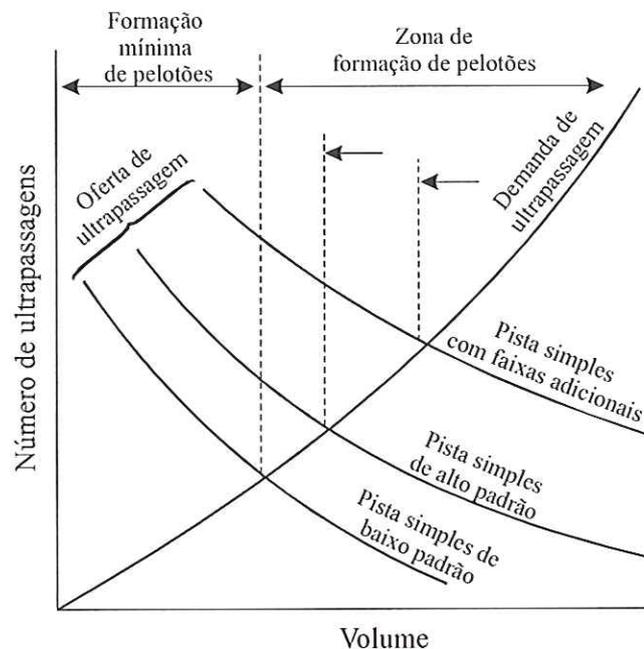
Se o volume de tráfego exceder 3.200 veíc/h nas duas direções de tráfego ou 1.700 veíc/h em qualquer uma das direções, a rodovia encontra-se supersaturada e o nível de serviço “F” se aplica [TRB, 2000].

### 2.1.2 Equilíbrio entre oferta e demanda de oportunidade de Ultrapassagem

Outro critério bastante conhecido para definir o nível de serviço é baseado no equilíbrio entre a demanda e a oferta de oportunidade de ultrapassagem, desenvolvido por Werner e Morrall [1984]. A medida usada é a taxa de ultrapassagem, que é definida como o número de ultrapassagens realizadas dividido pelo número total de ultrapassagens desejadas. O número de ultrapassagens desejadas é o número total de ultrapassagens que ocorreriam em uma rodovia de pista simples com faixas de ultrapassagem contínuas [Morrall e Werner, 1990].

Na verdade, o conceito da taxa de ultrapassagem não é novo, tendo sido utilizado no procedimento do HCM 1950 para análise de capacidade de rodovias de pista simples [Harwood *et al*, 1999]. Werner e Morrall [1984] defendem o uso deste critério, pois alegam que os motoristas são mais sensíveis à falta de oportunidades de ultrapassagem do que aos atrasos sofridos no tempo de viagem uma vez que, à medida que o volume de tráfego aumenta, a taxa de ultrapassagem decresce mais rápido do que o aumento na

porcentagem de tempo de seguindo em pelotões. A Figura 2.1 ilustra o princípio do modelo de equilíbrio entre a demanda e a oferta de ultrapassagens.



**Figura 2.1:** Oferta e demanda de ultrapassagem em rodovias de pista simples [Morrall e Werner, 1990]

De acordo com o modelo proposto, os pelotões começam a se formar quando a demanda de ultrapassagens excede a oferta de oportunidades de ultrapassagem. A demanda por ultrapassagem depende do fluxo e da composição do tráfego. A oferta de oportunidades de ultrapassagem, por sua vez, depende da distribuição de *gaps* no fluxo oposto e da porcentagem de zonas de ultrapassagem permitida. As zonas de ultrapassagem permitida estão relacionadas com o tipo de via, sendo que as rodovias de pista simples contendo faixas adicionais oferecem maior oportunidade de ultrapassagem se comparada às rodovias de pista simples sem faixas adicionais.

Percebe-se ainda na Figura 2.1 que existe uma área de formação mínima de pelotões, mesmo quando a oferta é maior que a demanda de ultrapassagem. Esse fenômeno

ocorre porque o tráfego não é um sistema homogêneo e a simples existência de veículos lentos na corrente de tráfego provoca a formação de pelotões, mesmo quando os volumes de tráfego são baixos [Knospe *et al.*, 1999].

A principal dificuldade do método é a obtenção no campo do número de ultrapassagens realizadas, mas torna-se interessante quando a simulação é empregada [Harwood *et al.*, 1999]. Nesse caso, pode-se fazer uma análise comparativa do tipo “antes e depois” para determinar o aumento no nível de serviço da rodovia após a implantação de uma faixa adicional.

## 2.2 PROCESSO DE FORMAÇÃO DOS PELOTÕES

Um dos principais problemas operacionais de rodovias de pista simples é a formação de pelotões, resultante da falta de oportunidade de ultrapassagem devido à distância de visibilidade limitada e à falta de intervalos suficientemente longos no tráfego oposto [Harwood *et al.*, 1988].

### 2.2.1 Critério para definir veículos em pelotão

Uma das dificuldades dos estudos empíricos para a caracterização dos pelotões é o método para definir quando os veículos encontram-se em pelotão [Galín, 1980]. O critério mais empregado é o *headway* crítico, cujo valor depende das características dos motoristas, que podem variar de região para região, em função do motivo da viagem etc. Alguns motoristas trafegam muito próximos do veículo da frente, enquanto que outros preferem adotar uma distância maior, mais segura.

Visando estabelecer o *headway* que melhor define dois veículos em pelotões, uma investigação do desejo de ultrapassar foi feita nos Estados Unidos. O desejo de ultrapassar foi levantado a partir da observação dos motoristas que efetivamente realizaram a

ultrapassagem, mais aqueles motoristas que tentaram ultrapassar, isto é, aqueles motoristas que iniciaram a ultrapassagem, mas abortaram a manobra por algum motivo. Esse estudo mostra que o desejo de ultrapassar diminui consideravelmente quando o *headway* é maior que 2 segundos [Gattis *et al.*, 1997].

Na Espanha, um estudo parecido com o americano mostra que a maior frequência de veículos que ultrapassaram o veículo anterior ocorre quando o *headway* é igual a 2 segundos (Figura 2.2). Após este valor, a frequência de ultrapassagem decresce bruscamente até alcançar uma curvatura máxima (Figura 2.3). Este ponto não é claro, mas localiza-se entre 3 e 5 s para a rodovia M-111, cerca de 4 s para a M-600 e 3 s para a M-607 [Romana, 1999].

Em função dessas e de outras pesquisas, a edição mais recente do *Highway Capacity Manual* passou a adotar o valor de 3 segundos para o *headway* crítico [TRB, 2000]; na edição anterior, adotava-se 5 segundos [TRB, 1985]. Pela definição do HCM, nem a velocidade média do pelotão nem o tipo de veículo que lidera o pelotão são considerados, isto é, nenhuma distinção é feita entre os pelotões rápidos (isto é, os liderados por

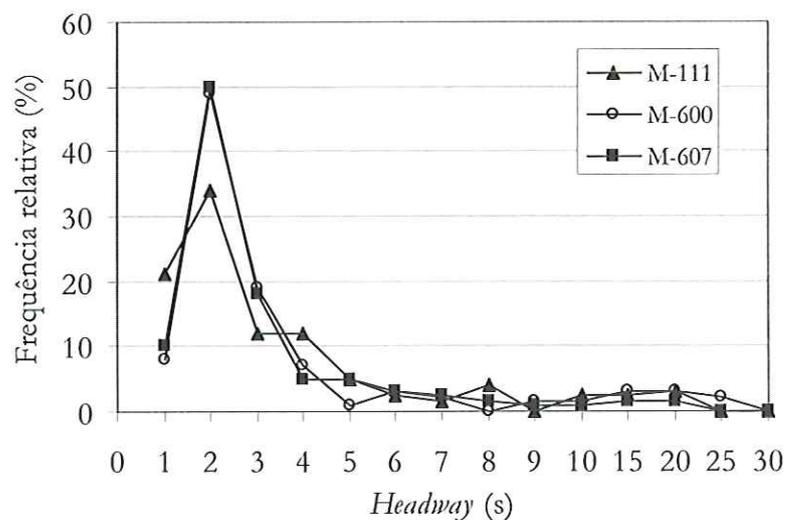
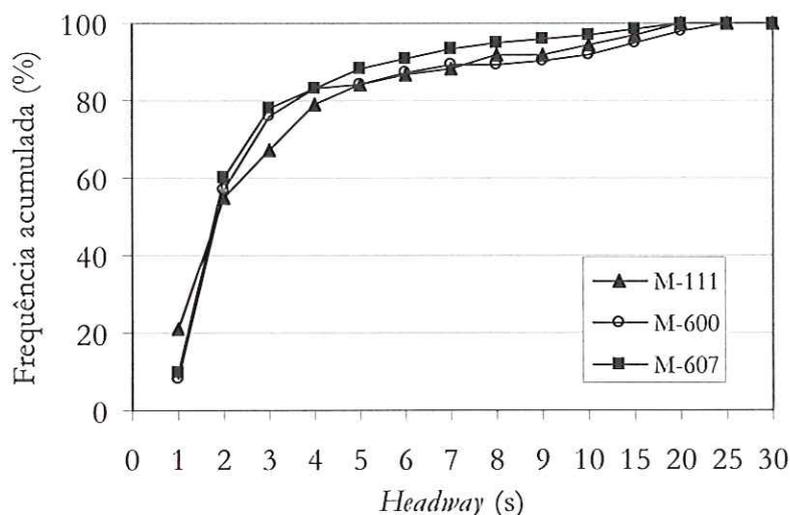


Figura 2.2: Distribuição de *headways* dos veículos que ultrapassaram o veículo anterior [Romana, 1999]



**Figura 2.3:** Frequência acumulada dos *headways* dos veículos que ultrapassaram o veículo anterior [Romana, 1999]

carros) e os pelotões lentos (os liderados por caminhões), apesar de os efeitos destes dois tipos de pelotões serem totalmente diferentes tanto quanto à velocidade média da corrente de tráfego, à segurança e ao desejo dos motoristas em ultrapassar. Essa distinção não é feita porque implica na distribuição de velocidade bimodal ao invés de uma distribuição unimodal e contínua [Galín, 1980].

Outra observação importante é que o comprimento do veículo da frente influencia no valor do *headway* crítico, já que o *headway* entre veículos é considerado entre os pára-choques dianteiros de veículos sucessivos. Nesse caso, os pelotões liderados por caminhões implicam em valores de *headway* crítico maiores do que os liderados por automóveis [Sadeghhosseini e Benekohal, 1997].

Existem ainda os motoristas que se sentem satisfeitos em seguir em pelotão, o que geralmente acontece quando a velocidade média do pelotão é alta [McLean, 1989]. Embora a influência da velocidade do pelotão na diminuição do desejo de ultrapassar não seja muito clara, um estudo mostra que 85% dos motoristas não sentem desejo de

ultrapassar quando o *headway* é maior que 3 segundos e a velocidade maior que 80 km/h, sendo que o desejo e o sucesso do primeiro veículo do pelotão ultrapassar o líder do pelotão diminuía 6 vezes [Gattis *et al.*, 1997]. O resultado desse estudo pode ser um indicativo que o *headway* combinado com a velocidade média do pelotão define mais precisamente o que o motorista considera um “atraso” no seu tempo de viagem.

### 2.2.2 Porcentagem de veículos em pelotões

O HCM 2000 adota duas medidas para avaliar a qualidade de serviço: a porcentagem do tempo viajando em pelotões e a velocidade média, porém alguns autores consideram a porcentagem de veículos em pelotões uma boa medida para determinar o nível de serviço de rodovias de pista simples, pois, além de ser fácil de se medir no campo, parece refletir a percepção dos motoristas sobre o nível de serviço da rodovia [Hoban, 1984; Harwood e Hoban, 1987; Morrall, 1990].

Usando dados empíricos obtidos em rodovias de pista simples holandesas com altos volumes diários médios (entre 10.000 a 25.000 veículos), Botma [1986] estudou os fatores que influenciam na porcentagem de veículos que trafegam em pelotões e concluiu que o fluxo na direção e a porcentagem de caminhões existente nesse fluxo forneceram o modelo mais satisfatório para a porcentagem de veículos em pelotões ( $R^2 = 0,77$ ):

$$PRHIN = 1 - \exp\left(-1,70 \cdot 10^{-3} \cdot Q_i - 6,69 \cdot 10^{-3} \cdot TP_i\right) \quad (2.1)$$

em que  $PRHIN$ : proporção de veículos em pelotões (valor entre 0 e 1);

$Q_i$ : fluxo na direção (veíc/h); e

$TP_i$ : porcentagem de caminhões na direção (%).

O critério adotado para definir veículos em pelotões na Equação (2.1) foi o *headway* menor ou igual a 5 segundos e a porcentagem média de caminhões variou de 12 a 24%. Nesse estudo, foi verificado também que a porcentagem de veículos em pelotões

aumentou cerca de 2,6% e, o tamanho máximo dos pelotões, 0,7 veículo após 1 km, no sentido do fluxo [Botma, 1986].

A porcentagem de veículos em pelotões é também considerada uma boa medida para verificar os benefícios provenientes da implantação das faixas de ultrapassagem, uma vez que as faixas de ultrapassagem têm a função de aumentar as oportunidades de ultrapassagem e dispersar pelotões [Morrall, 1990]. Um exemplo de aplicação é o estudo comparativo da situação antes e depois da implantação de terceira faixa em uma rodovia de pista simples finlandesa, cujo modelo matemático foi desenvolvido a partir de dados empíricos e de simulação [Enberg e Pursula, 1997]:

$$\ln(100 - p)_{(pista\ simples,\ norte)} = 4,34 - 0,0015 \cdot Q \quad (R^2 = 0,93) \quad (2.2)$$

$$\ln(100 - p)_{(pista\ simples,\ sul)} = 4,14 - 0,0015 \cdot Q \quad (R^2 = 0,92) \quad (2.3)$$

$$\ln(100 - p)_{(três\ faixas,\ norte,\ ultrapassagem\ permitida)} = 4,28 - 0,0009 \cdot Q \quad (R^2 = 0,92) \quad (2.4)$$

$$\ln(100 - p)_{(três\ faixas,\ sul,\ ultrapassagem\ permitida)} = 4,29 - 0,00011 \cdot Q \quad (R^2 = 0,87) \quad (2.5)$$

$$\ln(100 - p)_{(três\ faixas,\ norte,\ ultrapassagem\ proibida)} = 4,45 - 0,0016 \cdot Q \quad (R^2 = 0,97) \quad (2.6)$$

$$\ln(100 - p)_{(três\ faixas,\ sul,\ ultrapassagem\ proibida)} = 4,35 - 0,0016 \cdot Q \quad (R^2 = 0,94) \quad (2.7)$$

em que:  $p$ : porcentagem de veículos em pelotões, usando-se o critério do *headway* menor ou igual a 5 segundos (%); e

$Q$ : fluxo na direção analisada (veíc/h).

Em uma rodovia de três faixas, a faixa central funciona como um sistema de faixas adicionais em que o direito de ultrapassagem alterna-se nas duas direções e, no caso finlandês, as ultrapassagens somente são permitidas nas faixas adicionais. Em outras palavras, a ultrapassagem é proibida na seção em que a faixa de rolamento é única para um determinado sentido de tráfego. Das Equações 2.2 a 2.7, nota-se que existe uma redução considerável na porcentagem de veículos em pelotões nas seções onde existem faixas de ultrapassagem.

No Canadá, o *British Columbia Ministry of Transportation and Highways* desenvolveu um procedimento para determinar o impacto das faixas de ultrapassagem na qualidade de serviço, usando equações em que a porcentagem de veículos em pelotão está relacionada com a oportunidade de ultrapassagem assegurada (*assured passing opportunity* – APO). Essas equações fornecem uma estimativa do nível de serviço existente na via e seus resultados são usados para verificar se uma análise mais detalhada deve ser feita para a decisão final sobre a implantação ou não de faixas de ultrapassagem [Morrall, 1998].

As equações que relacionam a porcentagem de veículos em pelotões com a oportunidade de ultrapassagem assegurada foram obtidas através de regressão, a partir de resultados de simulações feitas com o modelo TRARR, em função do tipo de relevo [Morrall, 1998]:

$$\%FOLL = 0,0365 \cdot V_{adv} - 0,89278 \cdot \%APO + 53 \text{ (relevo plano)} \quad (2.8)$$

$$\%FOLL = 0,0346 \cdot V_{adv} - 1,09273 \cdot \%APO + 58 \text{ (relevo ondulado)} \quad (2.9)$$

$$\%FOLL = 0,0330 \times V_{adv} - 1,86374 \times \%APO + 67 \text{ (relevo montanhoso)} \quad (2.10)$$

em que  $\%FOLL$ : porcentagem de veículos em pelotões (%);

$V_{adv}$ : volume de tráfego na direção analisada (veíc/h); e

$\%APO$ : porcentagem de oportunidade de ultrapassagem assegurada (%).

A porcentagem de oportunidade de ultrapassagem assegurada ( $\%APO$ ) é a porcentagem de tempo que um veículo pode ultrapassar o veículo da frente com segurança, sem restrições devido à visibilidade ou devido ao tráfego oposto e pode ser calculada por [Morrall, 1998]:

$$\%APO = \frac{PZL \times HF}{L} \quad (2.11)$$

em que  $PZL$ : comprimento total das zonas de ultrapassagem permitida (km);

$HF$ : fator de *headway* (fator decimal); e

$L$ : comprimento do trecho da rodovia em análise (km).

O fator de *headway* ( $HF$ ) é a porcentagem do *headway* entre veículos sucessivos no tráfego oposto maior que 25 segundos. A adoção do *headway* maior que 25 s é baseado no tempo gasto pelo veículo ultrapassador iniciar a manobra (5 s), ultrapassar o veículo da frente (10 s), mais 5 s para a distância percorrida pelo veículo oposto durante a fase de ultrapassagem, mais 5 s de segurança entre o veículo ultrapassador e o veículo oposto. O fator de *headway* é calculado por [Morrall, 1998]:

$$HF = e^{-k \times V_{opp}} \quad (2.12)$$

sendo  $V_{opp}$ : volume de tráfego na direção oposta (veíc/h); e

$k$ : fator que leva em consideração o tipo de relevo (0,002 para relevo montanhoso; 0,004 para relevo ondulado; e 0,006 para relevo plano).

Na Austrália, um estudo também usando o modelo de simulação TRARR e a porcentagem de veículos em pelotões como medida de desempenho foi feito para avaliar diferentes tipos de melhorias em rodovias de pista simples [Hoban, 1982]. A conclusão mais interessante desse estudo foi que o realinhamento do perfil (aumento da velocidade de projeto de 90 km/h para 110 km/h) aparentemente não produz nenhum efeito na porcentagem de veículos em pelotões. Os resultados mostraram ainda que as faixas de ultrapassagem oferecem um nível de serviço intermediário entre as rodovias de pista simples e as rodovias de pista dupla.

### 2.2.3 Tamanho médio dos pelotões

Existem duas formas para definir o tamanho dos pelotões. Alguns autores não consideram o veículo líder no tamanho dos pelotões, visto que eles trafegam na velocidade desejada; contudo, é comum encontrar pesquisas em que o líder é considerado no tama-

dos foram obtidos através de dados empíricos e de simulação. As equações que melhor descrevem a relação entre o tamanho médio dos pelotões com o fluxo são:

$$\ln(E)_{(pista\ simples,\ norte)} = 0,30 - 0,0015 \cdot Q \quad (R^2 = 0,92) \quad (2.13)$$

$$\ln(E)_{(pista\ simples,\ sul)} = 0,75 - 0,0014 \cdot Q \quad (R^2 = 0,87) \quad (2.14)$$

$$\ln(E)_{(três\ faixas,\ norte,\ ultrapassagem\ permitida)} = 0,31 - 0,0010 \cdot Q \quad (R^2 = 0,89) \quad (2.15)$$

$$\ln(E)_{(três\ faixas,\ sul,\ ultrapassagem\ permitida)} = 0,39 - 0,0013 \cdot Q \quad (R^2 = 0,78) \quad (2.16)$$

$$\ln(E)_{(três\ faixas,\ norte,\ ultrapassagem\ proibida)} = 0,19 - 0,0016 \cdot Q \quad (R^2 = 0,92) \quad (2.17)$$

$$\ln(E)_{(três\ faixas,\ sul,\ ultrapassagem\ proibida)} = 0,38 - 0,0016 \cdot Q \quad (R^2 = 0,89) \quad (2.18)$$

em que  $E$ : tamanho médio dos pelotões (veíc); e

$Q$ : fluxo de tráfego na direção analisada (veíc/h).

Por outro lado, um estudo feito nos Estados Unidos mostra que o número de veículos em pelotões cresce linearmente com o volume de tráfego e, à medida que o volume aumenta, existe uma tendência para se formar menos pelotões, porém mais compridos [Gattis *et al.*, 1997]. No caso americano, os resultados foram obtidos através de dados empíricos coletados na seção de entrada de trechos de rodovias de pista simples contendo faixas de ultrapassagem e, usando-se a regressão linear simples, a seguinte relação foi encontrada ( $R^2 = 0,97$ ):

$$\frac{\text{Número de veículos em pelotões}}{h} = -151 + 1,22 \cdot (\text{volume total na direção}) \quad (2.19)$$

A diferença entre o modelo americano em relação aos demais pode ser devido ao intervalo de fluxo de tráfego observado, entre 325 e 525 veíc/h. Para o mesmo intervalo de fluxo, pode-se considerar que o crescimento do tamanho médio dos pelotões também é linear no caso australiano e canadense, como mostra a Figura 2.4.

#### 2.2.4 Recomposição dos pelotões após o término de uma faixa adicional

Quando uma faixa de ultrapassagem é implantada em uma rodovia de pista simples, a porcentagem de veículos em pelotões cai bruscamente e estabiliza-se em torno da metade do valor inicial e seu efeito persiste por uma extensão de cerca de 5 a 13 km após o término da faixa. Os benefícios na redução da porcentagem de veículos em pelotões dependem do comprimento da faixa adicional, do fluxo, da composição do tráfego e das oportunidades de ultrapassagem depois da faixa. Uma análise feita empregando-se a simulação mostra que, para um fluxo de 400 veíc/h, os efeitos das faixas de ultrapassagem persistem até 11 km após o início da faixa e que, para um fluxo de 700 veíc/h, os efeitos da faixa cessam após 8 km. [Harwood *et al.*, 1988].

Outro estudo feito com o auxílio da simulação mostra que o benefício proveniente das faixas adicionais é menor nas rodovias finlandesas [Enberg e Pursula, 1997]. Nesse estudo, constatou-se que a maior porcentagem de veículos em pelotões ocorre imediatamente antes da faixa, havendo uma queda brusca desse valor no começo da faixa e, imediatamente antes do fim da faixa, a porcentagem de veículos em pelotões torna a crescer. Cerca de 1 km após o fim da faixa, a porcentagem de veículos em pelotões é quase a mesma da entrada da faixa. Ressalta-se que esse comportamento do tráfego foi padrão para fluxos entre 200 a 1.600 veíc/h. Por fim, esse estudo mostra que o benefício na redução dos pelotões cessa totalmente após 3,3 km do término da faixa. Um valor bem menor do que o apresentado no estudo americano.

### 2.3 PROCESSO DE DISPERSÃO DOS PELOTÕES

O principal mecanismo utilizado pelos motoristas para a dispersão dos pelotões é a manobra de ultrapassagem. Para que uma ultrapassagem possa ser realizada são necessários dois fatores: distância de visibilidade adequada, que indiretamente está representada pela

sinalização horizontal (linha amarela tracejada), e *gaps* suficientemente longos no tráfego oposto para permitir uma ultrapassagem segura.

O nível de dispersão dos pelotões pode ser medido através da taxa de ultrapassagem e da redução da porcentagem de veículos em pelotões e, por isso, esses parâmetros são boas medidas para avaliar a eficiência das faixas adicionais. As faixas adicionais também produzem outros efeitos benéficos, tais como aumento na velocidade média da corrente e da segurança viária, que são discutidos a seguir.

### 2.3.1 Taxa de ultrapassagem nas faixas adicionais

A taxa de ultrapassagem discutida neste item não deve ser confundida com a terminologia empregada por Werner e Morrall [1984]. A taxa de ultrapassagem abordada nesta seção refere-se ao número de ultrapassagens por quilômetro por hora.

Nos Estados Unidos, um estudo mostra que, no sentido de tráfego contendo faixa adicional, a taxa de ultrapassagem varia de 0 a 136 ultrapassagens/(km·h) dependendo do fluxo na direção, do comprimento da faixa e da porcentagem de veículos em pelotões na entrada da faixa [Harwood *et al.*, 1985]:

$$PR = 0,130 \cdot FLOW - 9,64 \cdot LEN + 1,35 \cdot UPL \quad (R^2 = 0,83) \quad (2.20)$$

sendo *PR*: taxa de ultrapassagem no sentido de tráfego contendo faixa adicional (ultrapassagens/(h·mi));

*FLOW*: fluxo na direção analisada, em que  $50 \text{ veíc/h} \leq FLOW \leq 400 \text{ veíc/h}$ ;

*LEN*: comprimento da faixa de ultrapassagem; e

*UPL*: porcentagem de veículos em pelotões antes da faixa de ultrapassagem.

Na Equação 2.20 é possível perceber que a taxa de ultrapassagem cresce com o aumento do fluxo e da porcentagem de veículos em pelotões na entrada da faixa, mas

que diminui com o aumento do comprimento da faixa. Esse resultado confirma a hipótese de que a taxa de ultrapassagem é maior no começo da faixa, decrescendo até uma condição de estabilidade. Já no fluxo oposto, sem faixa adicional, a taxa é bem menor. Varia de 0 a 31 ultrapassagens/(km·h) e está fortemente correlacionado com o fluxo no tráfego oposto [Harwood *et al*, 1985]:

$$OPR = -6,97 + 0,130 \cdot OFLOW \quad (R^2 = 0,71) \quad (2.21)$$

sendo  $OPR$ : taxa de ultrapassagem no tráfego oposto (ultrapassagens/(h·mi)); e  
 $OFLOW$ : fluxo oposto, em que  $50 \text{ veíc/h} \leq OFLOW \leq 400 \text{ veíc/h}$ .

Já na Espanha, descobriu-se que a taxa de ultrapassagem em três rodovias de pista simples (M-111, M-600 e M-607) é função apenas do fluxo oposto [Romana, 1999] e, como se pode notar na Figura 2.5, todos os pontos estão na mesma região. Como proposto por Morrall e Werner [1990], parece que existe um limitante superior de oportunidades de ultrapassagem que depende do fluxo oposto.

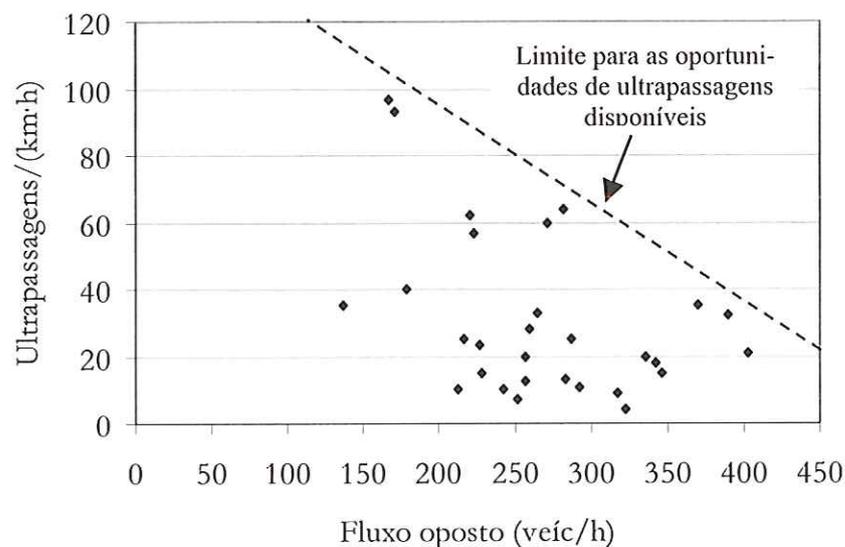


Figura 2.5: Taxa de ultrapassagem em função do fluxo oposto [Romana, 1999]

### 2.3.2 Redução na porcentagem de veículos em pelotões nas faixas adicionais

Os estudos que tratam da influência das faixas adicionais na redução dos veículos em pelotões foram feitos por Enberg e Pursula [1997], Morrall [1998] e Hoban [1984], entre outros e já foram comentados anteriormente. Contudo, uma pesquisa feita nos Estados Unidos que mostra o comportamento dos pelotões dentro das faixas merece ser comentada, visto que os estudos citados anteriormente fazem apenas uma análise comparativa entre o trecho com e sem faixas adicionais.

O estudo do comportamento do tráfego dentro das faixas de ultrapassagem foi baseado em dados de campo coletados em 12 estados americanos. Esse estudo mostra que as faixas de ultrapassagem reduzem a porcentagem de veículos em pelotões quase pela metade e que seus efeitos persistem por muitos quilômetros a frente. Essa redução na porcentagem de pelotões pode ser representada por [Harwood *et al.*, 1985]:

$$\Delta PL = 3,81 + 0,10 \cdot UPL + 3,99 \cdot LEN \quad (2.22)$$

sendo  $\Delta PL$ : redução na porcentagem de veículos em pelotões entre o início e o final da faixa de ultrapassagem (%);

$UPL$ : porcentagem de veículos em pelotões no início da faixa de ultrapassagem (%); e

$LEN$ : comprimento da faixa de ultrapassagem (mi).

A Equação 2.22 é válida para volumes de tráfego menores que 400 veíc/h no sentido da faixa. Essa equação mostra ainda que a redução na porcentagem de veículos em pelotões é linear em função do comprimento da faixa de ultrapassagem. Entretanto, é esperado em termos de conceito que esses dois parâmetros tenham uma relação não linear. Espera-se que as faixas de ultrapassagem curtas sejam mais eficientes na redução de veículos em pelotões [Harwood *et al.*, 1985].

### 2.3.3 Outras medidas

As faixas adicionais também aumentam a velocidade média de viagem e reduzem o número de acidentes, uma vez que as manobras de ultrapassagem deixam de ser realizadas na faixa de tráfego oposto. No caso das faixas de ultrapassagem, os estudos mostram que a velocidade é cerca de 3,5 km/h maior no final da faixa se comparada à velocidade no seu início e que os locais contendo faixas de ultrapassagem apresentam uma taxa de acidentes, em média, 38% menor do que locais semelhantes sem esse tipo de melhoria [Harwood *et al.*, 1985].

### 3 FAIXAS ADICIONAIS

---

No Canadá [Morrall e Blight, 1985] e nos Estados Unidos [Mutabazi *et al.*, 1998], as pesquisas de opinião sobre as faixas de ultrapassagem mostram que os motoristas e funcionários de empresas ligadas às rodovias aprovam e sugerem a construção de mais faixas. Os estudos mostram ainda que, quando uma faixa de ultrapassagem é implantada, a percepção do aumento na segurança nas ultrapassagens é o fator mais importante para os motoristas se comparada à redução no tempo de atraso e ao aumento nas oportunidades de ultrapassagem.

Outra vantagem das faixas adicionais é verificada quando os recursos financeiros são escassos. É preferível realizar melhorias nos trechos mais críticos, homogeneizando o nível de serviço em toda a sua extensão, do que realizar a duplicação apenas em parte da rodovia [Harwood e Hoban, 1987].

A implantação de faixas adicionais proporciona um nível de serviço intermediário entre as rodovias de pista simples e as de pista dupla. Elas podem ser instaladas para aliviar o congestionamento no tráfego a curto prazo e, mais tarde, podem ser incorporadas como parte de um projeto de duplicação da rodovia [Morrall e Hoban, 1985].

As faixas adicionais podem ser divididas em faixas adicionais de subida e faixas de ultrapassagem em função da sua localização e dos motivos pelos quais são implantadas. As faixas adicionais de subida são construídas em aclives onde os caminhões não

conseguem manter a mesma velocidade dos demais veículos da corrente de tráfego; ou seja, servem para minimizar as influências negativas provocadas pelos caminhões, tais como atrasos no tempo de viagem e riscos de acidentes [AASHTO, 1994]. Já as faixas de ultrapassagem são construídas em trechos planos ou levemente inclinados para suprir a demanda de ultrapassagem e permitir a dispersão de pelotões [Morrall e Hoban, 1985].

### 3.1 CRITÉRIOS PARA IMPLANTAÇÃO DE FAIXAS ADICIONAIS

A localização e o comprimento das faixas adicionais de subida são mais fáceis de serem determinadas se comparadas às faixas de ultrapassagem. Isso acontece porque o critério de implantação das faixas adicionais de subida é baseado no desempenho dos caminhões, que fornece medidas mais exatas do que as expectativas dos motoristas (que é um dos principais parâmetros para justificar a necessidade de faixas de ultrapassagem). A expectativa e o comportamento dos motoristas são difíceis de serem modelados, pois variam de acordo com a região, com o motorista, com o motivo e comprimento da viagem, entre outros fatores.

#### 3.1.1 Critério para implantação de faixas adicionais de subida

No Brasil, o critério recomendado pelo DNER [1999] para a implantação de faixas adicionais de subida é basicamente a tradução da norma americana, publicada pela *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) em 1994. Uma nova versão dessa norma foi publicada no ano de 2000 pela AASHTO, mas o critério apresentado é o mesmo da versão anterior. O critério baseia-se na velocidade e no volume de operação e determina que faixas adicionais de subida devem ser implantadas se as três condições forem satisfeitas simultaneamente:

1. Fluxo de tráfego acima de 200 veíc/h no sentido da subida;

2. Porcentagem de caminhões no fluxo maior ou igual a 10%; e
3. Se uma das seguintes condições for observada:
  - Redução maior que 15 km/h na velocidade dos caminhões;
  - Nível de serviço “E” ou “F” na rampa; ou
  - Redução de dois ou mais níveis de serviço se comparado com o trecho anterior à rampa.

O ponto onde a faixa adicional deve iniciar depende da velocidade com a qual os caminhões se aproximam da rampa e das condições de visibilidade no trecho. Se não existirem restrições de visibilidade ou outras condições que causem baixas velocidades de aproximação, as faixas podem ser implantadas poucos metros após o início da rampa para que a velocidade dos caminhões não seja reduzida a tal ponto que produza condições intoleráveis aos demais motoristas. Considera-se como ponto ótimo para iniciar a faixa adicional onde a velocidade dos caminhões reduz para 60 km/h ou quando a velocidade reduz 15 km/h em relação à velocidade de aproximação na entrada da rampa [AASHTO, 1994].

As faixas adicionais de subida devem se estender até o ponto onde os caminhões possam voltar à faixa principal sem interferir no tráfego e onde exista distância de visibilidade adequada. Recomenda-se que a velocidade dos caminhões para a reentrada na faixa principal seja maior que 60 km/h ou 15 km/h menor que a velocidade dos demais veículos, ou seja, o mesmo critério utilizado para determinar o início das faixas adicionais. Em geral, isso não é possível devido ao grande comprimento requerido pelos caminhões para voltar à velocidade normal. Para essas condições, o manual sugere que a faixa adicional de subida se estenda após a crista da curva vertical, até o ponto onde a

distância de visibilidade de ultrapassagem seja adequada e, preferivelmente, mais 60 m após esse ponto [AASHTO, 1994].

Em rampas muito longas, a construção de uma faixa adicional de subida em toda a sua extensão muitas vezes é impraticável do ponto de vista econômico, principalmente se o volume de tráfego for baixo. Neste caso, é recomendado no *Highway Geometric Design Guide* terminá-la antes do ponto onde os caminhões consigam retornar à velocidade adequada e que as faixas sejam limitadas para comprimentos entre 2 e 3 km por proporcionarem uma eficiência/custo maior [Alberta Infrastructure, 1999].

Outros países adotam critérios que são variantes da norma americana. Entretanto, é interessante comparar as reduções de velocidade dos caminhões adotadas em cada país. Na África do Sul, Wolhuter [1985] e em Israel, Polus *et al.* [1981] recomendam uma redução de velocidade de 20 km/h. No Canadá, a redução de velocidade adotada pela *Roads and Transportation Association of Canada* [1976] é de 15 km/h e, em Botswana, a redução adotada pelo *Botswana Ministry of Works* [1982] é de 25 km/h.

### 3.1.2 Critérios para implantação de faixas de ultrapassagem

No Brasil, o DNER [1999] apresenta sucintamente as etapas a serem seguidas para o estabelecimento de faixas de ultrapassagem em rodovias de pista simples, mas essas recomendações não oferecem muitos subsídios para orientar os projetistas. Essas etapas são as mesmas descritas na AASHTO [1994] e são as seguintes:

- a) Os alinhamentos horizontal e vertical devem ser projetados visando oferecer a maior distância possível de visibilidade para ultrapassagem com segurança
- b) Quando o volume de serviço projetado se aproxima da capacidade, evidencia-se o efeito da falta de trechos para ultrapassagem na redução do nível de serviço.

- c) Quando o volume de serviço projetado se aproximar do volume de um nível de serviço inferior devido aos caminhões trafegando nos longos trechos em aclive, deve-se considerar a construção de faixas adicionais de subida nos aclives de extensão crítica.
- d) Quando a extensão e frequência dos trechos de ultrapassagem existentes, determinados conforme aplicação dos itens “a” e “b” ainda forem insuficientes, deve-se considerar a construção de trechos com quatro faixas.

Os critérios empregados em outros países variam desde simples observação no campo até métodos mais sofisticados como o uso de modelos de simulação. Os mais usuais são a redução no nível de serviço, o equilíbrio entre demanda e oferta de oportunidades de ultrapassagem, a análise custo/eficiência e a análise benefício/custo.

#### **A) Critério do volume mínimo**

Na Austrália, a *National Association of Australian State Roads Authorities* [NAASRA, 1985] adota o critério de volume mínimo para a implantação de faixas de ultrapassagem baseado na disponibilidade de oportunidades de ultrapassagem entre 3 a 10 km precedentes e na porcentagem de veículos lentos na corrente de tráfego. A estimativa dos volumes mínimos, como mostra a Tabela 3.1, foi baseada ainda em simulação e no estudo de benefício/custo, sendo esses volumes apropriados para faixas de ultrapassagem curtas, espaçadas de 10 a 15 km.

As faixas adicionais de subida, de descida e as baias de ultrapassagem são consideradas como casos especiais das faixas adicionais, que podem ser justificados para volumes menores. Onde os aclives são íngremes e longos de forma que reduzem a veloci-

**Tabela 3.1:** Volume de projeto mínimo recomendado para faixas de ultrapassagem na Austrália [NAASRA, 1985]

<i>Oportunidades de ultrapassagem nos 3 a 10 km precedentes</i>		<i>Volume diário médio anual (VDMA)</i>		
		<i>Veículos lentos</i>		
<i>Descrição do trecho</i>	<i>Zonas de ultrapassagem permitida no trecho (%)</i>	<i>5%</i>	<i>10%</i>	<i>20%</i>
Excelente	70 – 100	5.670	5.000	4.330
Bom	30 – 70	4.530	4.000	3.470
Moderado	10 – 30	3.330	3.000	2.670
Ruim	5 – 10	2.270	2.000	1.730
Restrito	0 – 5	1.530	1.330	1.130
Bastante restrito	0	930	800	670

dade dos caminhões para 40 km/h, por exemplo, o volume de projeto pode ser diminuído através de fatores de redução específicos para cada caso [Hoban, 1986].

### B) Critério do equilíbrio entre oferta e demanda de ultrapassagem

No Canadá, os critérios são baseados no modelo de equilíbrio entre demanda e oferta de oportunidade de ultrapassagem. O *Alberta Transportation and Utilities* recomenda um procedimento baseado na oportunidade líquida de ultrapassagem (*net passing opportunity - NPO*). A oportunidade líquida de ultrapassagem depende da geometria da rodovia e do número de *gaps* no fluxo oposto maiores que 30 segundos. A probabilidade de ocorrerem *gaps* maiores que 30 segundos ( $P(GAO)$ ) pode ser estimada através de uma distribuição exponencial negativa [Morrall, 1998]:

$$P(GAO) = e^{-0.0023381 \times V_{opp}} \quad (3.1)$$

em que  $V_{opp}$  é o volume de tráfego oposto (veíc/h).

A oportunidade líquida de ultrapassagem em uma direção de um determinado trecho da rodovia é estimada da seguinte forma [Morrall, 1998]:

$$NPO = P(GAO) \times \%PZ \quad (3.2)$$

em que  $\%PZ$  é a porcentagem de zonas de ultrapassagem permitida no trecho considerado.

Se a oportunidade líquida de ultrapassagem for maior que 40%, a porcentagem de oportunidades de ultrapassagem disponível é satisfatória. Se oportunidade líquida de ultrapassagem estiver entre 30 a 40%, a porcentagem de zonas de ultrapassagem é marginal e, se for menor que 30%, a construção de faixas de ultrapassagem é justificada para aumentar o número de oportunidades de ultrapassagem [Morrall, 1998].

Neste método, deve-se tomar o cuidado para que a adição de faixas de ultrapassagem não resulte em zonas de ultrapassagem desbalanceadas entre as duas direções de tráfego. Para alcançar um equilíbrio, zonas de ultrapassagens devem ser adicionadas alternadamente em cada direção e não devem exceder mais que 25% do comprimento total do trecho. Por exemplo, em um trecho de 40 km, até 5 faixas de 2 km em cada direção poderiam ser construídas, o que proporcionaria um espaçamento de 6 km entre o início de faixas sucessivas [Alberta Infrastructure, 1999].

### C) Critério baseado na análise econômica

Uma análise benefício/custo também pode ser utilizada para justificar a implantação de faixas de ultrapassagem. Neste caso, o benefício pode ser a economia devido à redução do tempo de atraso e do número de acidentes. Kaub e Berg [1988] desenvolveram uma equação que determina o volume diário médio ( $VDM$ ) a partir da qual a faixa de ultrapassagem é justificada. O volume de diário médio é função do comprimento do trecho,

da porcentagem de zonas de ultrapassagem permitida, do custo por conflito, do custo de construção e da taxa de juros.

O custo por conflito é definido como o custo de acidentes devido às manobras de ultrapassagem impróprias. A estimativa do número de conflitos por milha foi baseada no modelo de distribuição de Poisson desenvolvido por Stockton *et al.* [1976], que apesar de ser direcionado para rodovias de pista simples com baixos volumes de tráfego, foi usado também para altos volumes de tráfego.

A equação que relaciona o volume de diário médio com as demais variáveis foi obtida através de um modelo de regressão e está apresentada da seguinte forma:

$$VDM = e^{\left( \frac{17,0 - 0,369X_1 - 0,386 \ln X_2 + 0,138X_3 - 1,84X_4 + 0,00232X_5}{1,82} \right)} \quad (3.3)$$

sendo que  $X_1$ : o comprimento do trecho;

$X_2$ : o comprimento do trecho de ultrapassagem permitida;

$X_3$ : a taxa de desconto (%);

$X_4$ : o custo por conflito (US\$); e

$X_5$ : o custo de construção (\$1.000).

Uma observação deve ser feita em relação à Equação 3.3: à medida que o comprimento total de faixas de ultrapassagens aumenta, o volume diário médio de projeto diminui, ou seja, os resultados da Equação 3.3 são inconsistentes.

O critério econômico representa uma boa alternativa de análise, entretanto, não é muito utilizado em pequenos projetos como é o caso das faixas adicionais. Nesses casos, a redução do nível de serviço tem sido utilizada como parâmetro de decisão, sendo a redução no tempo de atraso a principal medida de mérito [Morrall e Hoban, 1985].

#### D) Critério da redução do nível de serviço

Nos Estados Unidos, os critérios de implantação de faixas adicionais são baseados nos níveis de serviço definidos pelo HCM. Num estudo de implantação de sistemas de faixas adicionais em rodovias de pista simples localizadas no estado da Califórnia, EUA, Morrall *et al.* [1995] sugeriram dois parâmetros para determinar a necessidade de construção de faixas adicionais: a manutenção do nível de serviço “C” e o fornecimento de oportunidades de ultrapassagem asseguradas (*assured passing opportunity*) em intervalos regulares proposto por Griffin [1988], como mostra a Tabela 3.2.

Tabela 3.2: Espaçamento entre oportunidades de ultrapassagem asseguradas para implantação de faixas de ultrapassagem [Griffin, 1988]

<i>Volume de tráfego diário médio</i>	<i>Espaçamento entre oportunidades de ultrapassagem asseguradas</i>
1.000 – 3.000	6 mi (10 km)
3.000 – 5.000	5 mi (8 km)
5.000 – 7.000	4 mi (6 km)

Nesse estudo, a rodovia foi dividida em 5 trechos para a análise da necessidade de um sistema de faixas adicionais. Determinados os trechos onde um sistema de faixas adicionais era necessário, a priorização dos trechos para a construção das faixas foi feita da seguinte forma:

1. Os trechos foram selecionados inicialmente através da análise benefício/custo. Os trechos que apresentaram as maiores relações benefício/custo foram priorizados;
2. Trechos que apresentaram níveis de serviço mais baixos foram preferidos; e

3. Dentro de cada trecho, as faixas adicionais foram implantadas de acordo com a facilidade de construção. Faixas adicionais cujos custos de construção e desapropriação do terreno eram menores foram construídas primeiro.

#### **E) Critério baseado em simulação**

Os modelos de simulação vêm sendo utilizados em projetos de implantação de faixas adicionais devido à flexibilidade oferecida para a escolha entre diferentes alternativas de projeto. Em geral, os parâmetros utilizados para a tomada de decisão são a porcentagem de veículos em pelotões e o equilíbrio entre demanda e oferta de ultrapassagem. Essas medidas são consideradas por Morrall e Hoban [1985] as mais apropriadas para determinar o nível de serviço de uma rodovia. Logo, um critério para a implantação de faixas de ultrapassagem poderia ser, por exemplo, a oportunidade líquida de ultrapassagem (*NPO*) menor que 40% ou a porcentagem de veículos em pelotões maior que 70%.

Nesse contexto, Morrall e Thompson [1990] realizaram um estudo sobre quais locais eram mais apropriados para a implantação de faixas de ultrapassagem na rodovia Trans Canada, utilizando o modelo de simulação TRARR. A escolha foi feita através da combinação entre os locais que apresentavam a porcentagem de veículos em pelotões maior que 70% e que minimizavam os custos de construção das faixas de ultrapassagem.

### **3.2 MODELOS DE SIMULAÇÃO DE RODOVIAS DE PISTA SIMPLES**

Existem vários métodos disponíveis para escolher entre diferentes tipos de melhoria e verificar se tal melhoria é justificada para o volume de tráfego existente na rodovia. A simulação é utilizada como uma ferramenta auxiliar nessa tomada de decisões, pois permite a análise de cenários com variações controladas no tráfego, tal como prever o comportamento do tráfego para um volume futuro. Outra vantagem da simulação é a

possibilidade de compararem várias alternativas de projeto gastando pouco tempo e dinheiro. Essas qualidades da simulação tornam-na particularmente atrativa para o estudo de faixas adicionais.

Os principais modelos de simulação de rodovias de pista simples são o TWOPAS, desenvolvido nos Estados Unidos pelo *Midwest Research Institute*, e o TRARR, desenvolvido na Austrália pelo *Australian Road Research Board* (atualmente *ARRB Transport Research, Ltd.*). Ambos são modelos microscópicos e estocásticos, capazes de simular tráfegos ininterruptos em rodovias de pista simples com ou sem faixas adicionais [Botha *et al.*, 1993]. Estudos mostraram que as características e capacidades de ambos os modelos são similares [Botha *et al.*, 1993; Harwood *et al.*; 1999].

O TRARR (abreviação de *TRAffic on Rural Roads*) foi adaptado por Egami [2000] para as condições presentes nas rodovias de pista simples do Estado de São Paulo. Nesse trabalho, foram alterados parâmetros referentes ao desempenho (relação massa/potência) e características (massa, comprimento) dos veículos pesados e um parâmetro relativo ao comportamento dos veículos quando viajando em pelotões, para que o modelo de simulação representasse adequadamente o comportamento do tráfego.

Um exemplo de aplicação do TRARR é o estudo comparativo de benefício/custo envolvendo diversos tipos de melhorias, feito por Hoban [1982a]. O estudo foi dividido em dois grupos: proposição de diversos tipos de melhorias para o traçado existente e proposição dessas mesmas melhorias combinado com o realinhamento do perfil. Os benefícios considerados foram a economia devido à redução no tempo de viagem e no número de acidentes. Os resultados da pesquisa tornam evidente que a implantação de faixas adicionais produz uma relação benefício/custo melhor que o realinhamento do perfil, ou seja, que o desempenho operacional depende mais da interação

entre os veículos do que da velocidade de projeto. A construção de faixas de ultrapassagem torna-se viável do ponto de vista econômico para volumes diários médios anuais acima de 950 veículos, a duplicação a partir de 3.030 veículos, enquanto que o realinhamento torna-se viável apenas para volumes diários médios acima de 5.000 veículos.

### 3.3 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DAS FAIXAS ADICIONAIS

A geometria básica das faixas adicionais possui uma área de divergência e outra de convergência de veículos da faixa de rolamento principal para a faixa adicional chamadas de *tapers* e um trecho composto pela faixa adicional propriamente dita, como mostra a Figura 3.1. Existe ainda uma placa no início da faixa adicional, alertando os motoristas da existência de uma faixa adicional à frente, e outra antes do término da terceira faixa, alertando os motoristas sobre o término desta. A seguir, serão apresentadas algumas diretrizes básicas para o projeto geométrico de faixas de ultrapassagem que podem ser empregadas também nos projetos das faixas adicionais de subida.

#### 3.3.1 Localização das faixas de ultrapassagem

A localização das faixas de ultrapassagem não é bem definida; contudo, devem ser observados os seguintes fatores: a minimização dos custos de construção e a maximização da oferta de oportunidades de ultrapassagem. Para tanto, certas recomendações devem ser seguidas [Morrall e Thompson, 1990]:

1. As faixas de ultrapassagem devem ser localizadas preferencialmente em trechos onde os custos de construção são minimizados, evitando, por exemplo, locais onde cortes e aterros sejam necessários.
2. A localização das faixas de ultrapassagem deve parecer lógica para o motorista. Faixas de ultrapassagem localizadas em trechos com poucas oportunidades de ultrapassa-

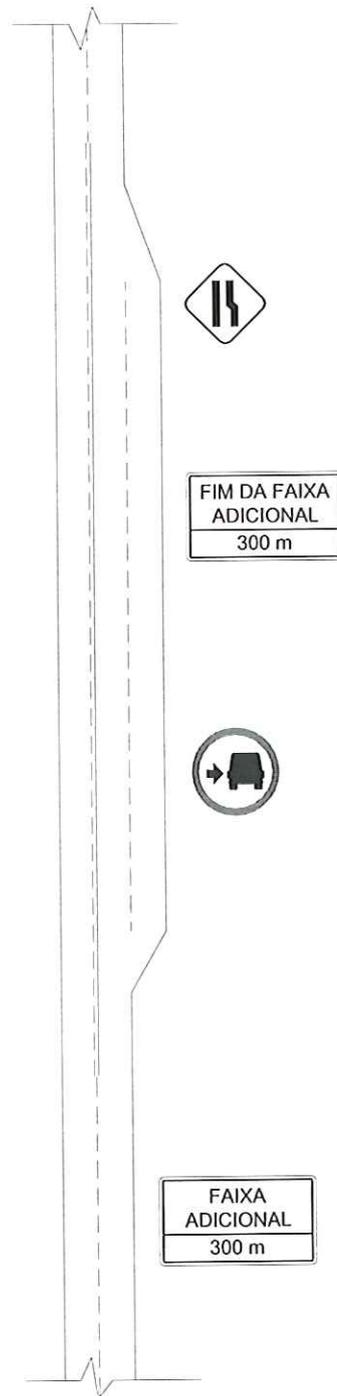


Figura 3.1: Figura esquemática de uma faixa adicional

sagem como, por exemplo, trechos com faixa contínua têm a vantagem de aumentar o número de ultrapassagem por comprimento de faixa construída.

3. Trechos com distância de visibilidade reduzida devem ser evitados, pois esses trechos não são adequados para manobras de ultrapassagem.
4. Interseções e pontos de acesso para postos de combustível, fazendas etc. devem ser evitados, pois são locais que oferecem maiores riscos de acidentes.
5. Os trechos devem oferecer distância de visibilidade adequada no início e, principalmente, no fim da faixa adicional, pois são locais com maiores riscos de acidentes devido às manobras de divergência e convergência.
6. Pontes e dispositivos de drenagem transversais devem ser evitados, pois oneram a construção da faixa adicional.
7. Faixas de ultrapassagem localizadas próximas de um trecho de quatro faixas não são particularmente eficientes.

### 3.3.2 Comprimento das faixas de ultrapassagem

O comprimento das faixas de ultrapassagem depende da demanda por ultrapassagem. Quanto maior a porcentagem de veículos em pelotões, maior o comprimento requerido. Comprimentos muito curtos podem ser insuficientes para dispersar totalmente os pelotões. Por outro lado, comprimentos muito longos não são recomendados, pois, além de reduzir a eficiência (relação ultrapassagens/km), os motoristas podem ter a falsa impressão de estarem trafegando em uma rodovia de pista dupla e, quando a faixa adicional termina, são forçados a convergirem abruptamente para o fluxo de tráfego principal.

No Canadá, recomendam-se comprimentos entre 1,5 a 2,5 km, dependendo do volume de tráfego e do número de veículos em pelotões [Morrall, 1986]. Nos Estados Unidos, é recomendado um intervalo de comprimento ótimo para cada volume de tráfego, como mostra a Tabela 3.3.

**Tabela 3.3:** Comprimento ótimo de faixas de ultrapassagem [Harwood e Hoban, 1987]

<i>Fluxo em uma direção (veíc/h)</i>	<i>Comprimento ótimo (km)</i>
100	0,8
200	0,8 – 1,2
400	1,2 – 1,6
700	1,6 – 3,2

Na Austrália, a NAASRA [1985] recomenda comprimentos de faixas adicionais menores do que aqueles que costumavam ser usados naquele país, pois verificou-se através de pesquisas que os trechos finais das faixas adicionais não eram bem aproveitados. Foi observado que, numa faixa adicional típica, os primeiros cem metros eram utilizados intensamente. O restante da faixa era usado com menos frequência, sendo que, nesses trechos, as manobras eram caracterizadas por caminhões ultrapassando outros caminhões mais lentos.

Os novos valores recomendados para o comprimento de faixas auxiliares são mostrados na Tabela 3.4. Nota-se que os valores adotados na Austrália são bem menores do que os comprimentos empregados no Canadá. Uma das explicações para esta discrepância é o fato dos volumes de tráfego e a porcentagem de caminhões nas rodovias canadenses serem maiores [Morrall e Hoban, 1985].

**Tabela 3.4:** Comprimento de faixas adicionais em função da velocidade de projeto [Morrall e Hoban, 1985]

<i>Velocidade de projeto (km/h)</i>	<i>Comprimento total de tapers (m)</i>	<i>Comprimento das faixas adicionais incluindo tapers (m)</i>		
		<i>Mínimo</i>	<i>Recomendado</i>	<i>Máximo</i>
50	125	200	350	450
60	150	250	400	550
70	175	300	500	650
80	200	400	600	850
90	225	500	700	1000
100	250	600	800	1200

### 3.3.3 Espaçamento entre faixas de ultrapassagem

Os principais fatores que influenciam no espaçamento entre faixas de ultrapassagem são o volume, a composição do tráfego, a porcentagem de zonas de ultrapassagem proibida e o montante de melhoria desejada para a rodovia em termos de redução na porcentagem de veículos em pelotões. Um dos métodos para determinar o espaçamento mínimo é o comprimento efetivo da faixa adicional [Morrall, 1986].

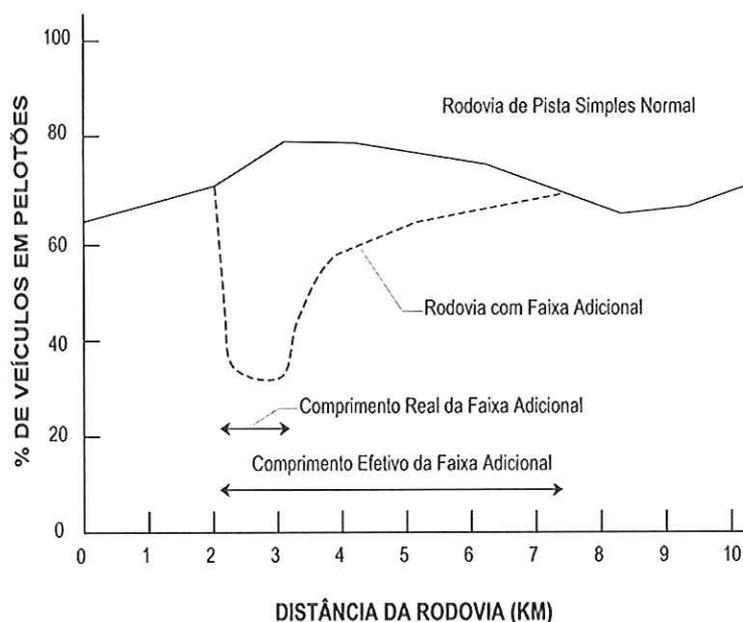
O comprimento efetivo de uma faixa adicional pode ser definido como a distância entre a primeira placa de advertência sobre a existência da faixa adicional a frente até o ponto onde os efeitos da faixa de ultrapassagem são anulados. A Figura 3.2 mostra de forma esquemática o efeito das faixas adicionais na redução da porcentagem de veículos em pelotões ao longo de uma rodovia.

Dessa forma, o espaçamento entre as faixas adicionais pode ser calculado da seguinte forma:

$$e = d_1 + L + d_2 \quad (3.4)$$

sendo que  $e$  : espaçamento entre as faixas adicionais;

$d_1$ : distância da primeira placa de notificação até a faixa adicional;



**Figura 3.2:** Efeito de uma faixa adicional na operação de rodovias de pista simples [Morrall, 1986]

$L$  : comprimento da faixa adicional; e

$d_2$  : distância entre o final da faixa adicional até o ponto onde seus efeitos são anulados.

Espaçamentos muito menores do que este valor não são racionais do ponto de vista econômico e operacional. Morrall e Hoban [1985] dizem que é melhor oferecer faixas adicionais espaçadas de 10 a 15 km, do que fornecer faixas muito próximas. Entretanto, à medida que o volume de tráfego aumenta, ou quando uma maior qualidade na operação do tráfego é requerida, faixas de ultrapassagem adicionais espaçadas de 3 a 5 km são recomendadas.

Na Tabela 3.2 (ver página 32), Griffin [1988] sugere o espaçamento máximo entre faixas adicionais baseado no conceito de oportunidades de ultrapassagem asseguradas.

Harwood e Hoban [1987] sugerem que, para volumes de tráfego abaixo de 400 veíc/h ou quando uma melhoria moderada na oferta de oportunidades de ultrapassagem

sagem é requerida, um espaçamento variando de 16 a 24 km é o ideal. À medida que o volume de tráfego vai crescendo (volumes acima de 700 veíc/h) ou quando uma melhoria maior é desejada, faixas adicionais espaçadas de 5 a 8 km podem ser construídas. Esses valores também foram baseados no conceito do comprimento efetivo da faixa adicional e redução na porcentagem de veículos em pelotões.

#### 3.3.4 Configuração das faixas de ultrapassagem

A Figura 3.3 ilustra algumas configurações de faixas de ultrapassagem. A configuração “b” é recomendada nos casos onde são observadas formações de pelotões em pontos específicos [Mutabazi *et al.*, 1999]. Entretanto, se a dispersão dos pelotões é benéfica para um sentido de tráfego, um fenômeno contrário pode ocorrer no tráfego oposto. A dispersão dos pelotões em um sentido de tráfego reduz a oportunidade de ultrapassagem no outro sentido, pois uma quantidade menor de *gaps* adequados para a ultrapassagem é oferecida. Portanto, é preferível colocar faixas em ambos os sentidos de tráfego para evitar porcentagens de zonas de ultrapassagens desbalanceadas – configurações “c” e “d” [Alberta Infrastructure, 1999].

No Canadá, onde é proibida a ultrapassagem pelo fluxo oposto nos locais onde existem faixas adicionais, a configuração “e” é considerada mais eficiente na dispersão de pelotões, pois a faixa adicional funciona como uma espécie de zona de compressão de pelotões no tráfego oposto [Alberta Infrastructure, 1999]. Entretanto, um estudo baseado no modelo de simulação TWOPAS mostra que não existe nenhuma evidência de que o posicionamento de duas faixas adicionais próximas é melhor do que as outras [Mutabazi *et al.*, 1999]. Talvez, esse estudo não tenha resultado em grandes diferenças porque a medida de desempenho utilizada para a comparação foi a porcentagem de tempo de atraso. O número de ultrapassagens seria um parâmetro mais adequado para tal distin-

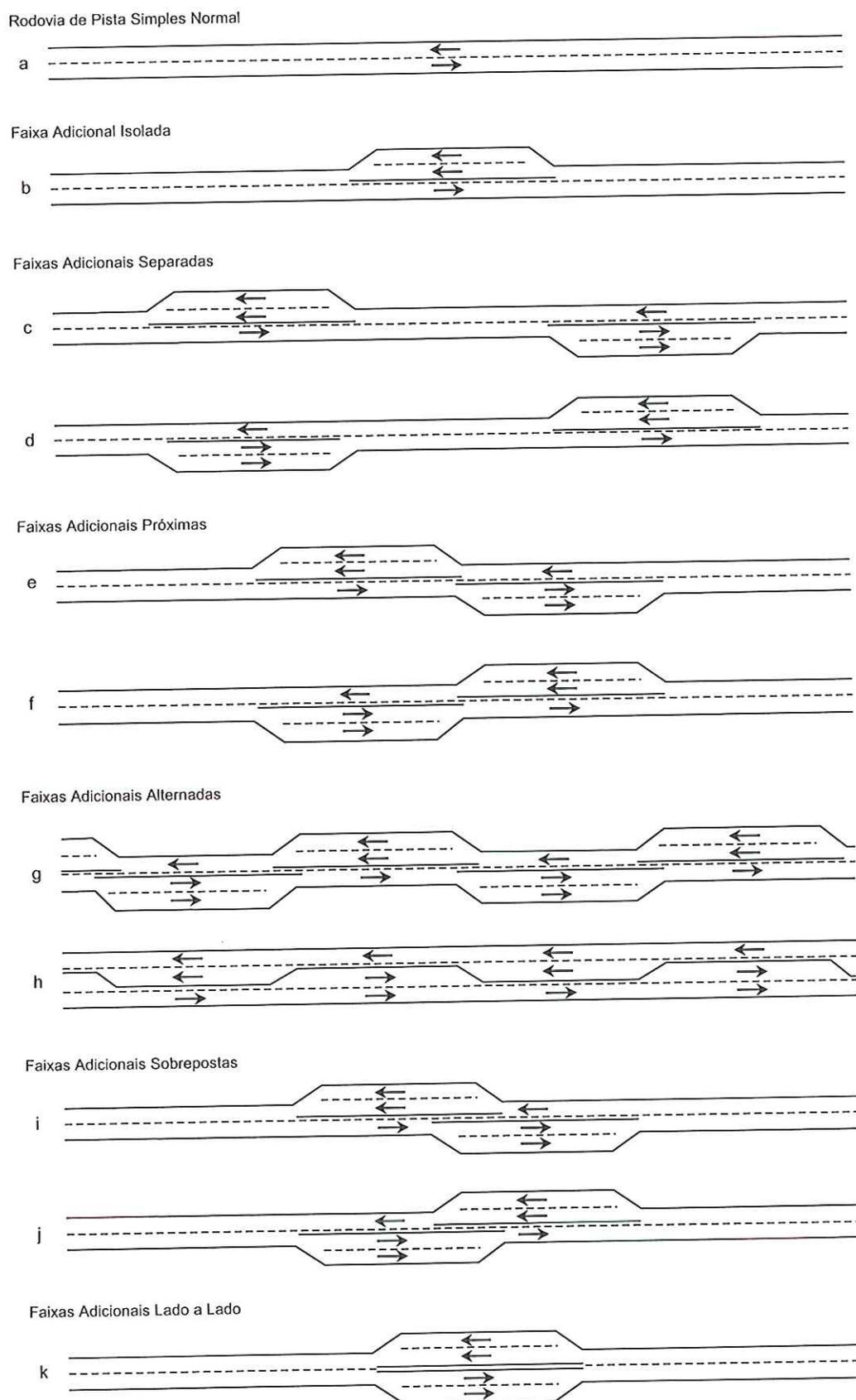


Figura 3.3: Configurações de faixas adicionais [Harwood *et al.*, 1988]

ção, mas não foi utilizado, pois a literatura [Harwood e St. John, 1986] mostra que o TWOPAS superestima o número de ultrapassagens encontrado em campo.

Um último comentário a ser feito é em relação à configuração “F”, que é desfavorável do ponto de vista de segurança, pois os veículos que estão nas faixas adicionais convergem para o mesmo ponto [Mutabazi *et al.*, 1999].

### 3.3.5 Início e fim das faixas de ultrapassagem

O comprimento das faixas de ultrapassagem pode ser restringido pelos pontos de início e fim das mesmas. Esses pontos são locais onde os veículos divergem e convergem para o fluxo de tráfego principal, representando pontos críticos em termos de segurança. Para evitar problemas de acidentes é recomendado que esses pontos localizem-se em trechos com distância de visibilidade adequada e longe de pontos de acesso. Harwood e Hoban [1987] recomendam uma distância de visibilidade de pelo menos 305 m para a aproximação em cada ponto.

### 3.3.6 Largura das faixas de ultrapassagem

As faixas adicionais devem ter de preferência a mesma largura da faixa de rolamento principal. Porém, uns defendem que larguras maiores são recomendáveis, pois os veículos mais comuns que trafegam nessas faixas são caminhões [Morrall, 1986; Harwood e Hoban, 1987]. Outros, que não existe necessidade de oferecer larguras maiores, pois o volume de tráfego e a velocidade dos veículos são baixos e que os custos de implantação não justificam o oferecimento de um padrão operacional melhor [DNER, 1999; AASHTO, 1994].

Morrall [1986] e Harwood e Hoban [1987] recomendam uma largura de pelo menos 3,70 m para a faixa de ultrapassagem e, adicionalmente, um acostamento com

largura de pelo menos 1,20 m. O DNER [1999] e a AASHTO [1994] adotam como largura mínima 3,00 m ou, preferivelmente, de 3,30 a 3,60 m, mais um acostamento de 1,20 a 1,80 m. O conjunto total das faixas não deve ser menor que 12,00 m.

### 3.3.7 *Tapers*

Antes do início e no final das faixas adicionais, *tapers* devem ser previstos para que os veículos consigam divergir para a faixa adicional e, depois, convergir para a faixa de rolamento principal com conforto e segurança. O DNER [1999] adota um deslocamento lateral de 1m/s para que o caminhão consiga mudar de faixa com segurança. Os valores de *tapers* sugeridos pelo DNER [1999] constam na Tabela 3.5.

**Tabela 3.5:** Comprimento do *taper* nas terceiras faixas [DNER, 1999]

<i>Velocidade Diretriz da rodovia (km/h)</i>	60	80	100	120
Comprimento desejado (m)	55	70	85	100
Comprimento mínimo (m)	45	55	65	75

Morrall [1986] recomenda os seguintes valores para as faixas de ultrapassagem: 100 m para *tapers* de divergência e de 200 m para *tapers* de convergência. Já Harwood e Hoban [1987] recomendam comprimentos de acordo com o MUTCD da *Federal Highway Administration* [1978]. Nesse caso, os comprimentos seriam:

- *Taper* de divergência:

$$L_d = W \times S \quad (3.5)$$

sendo que  $L_d$ : comprimento do *taper* de divergência (pés);

$W$ : largura da faixa (pés); e

$S$ : velocidade correspondente ao 85º percentil da distribuição de velocidade no horário de pico (mi/h).

- *Taper* de convergência:

$$L_c = \left( \frac{1}{2} a \frac{2}{3} \right) \times L_d \quad (3.6)$$

sendo que  $L_c$  é o comprimento do *taper* de convergência (pés).

Na Austrália, a NAASRA [1985] recomenda comprimentos de *tapers* em função da velocidade de projeto, como mostra a Tabela 3.6.

Tabela 3.6: Comprimento de *tapers* em função da velocidade de projeto [Morrall e Hoban, 1985]

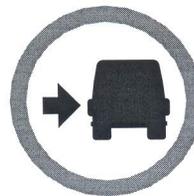
<i>Velocidade de projeto</i> ( <i>km/h</i> )	<i>Comprimento total de</i> <i>tapers</i> ( <i>m</i> )
50	125
60	150
70	175
80	200
90	225
100	250

### 3.3.8 Sinalização vertical

No Brasil, placas informando aos motoristas sobre a existência da faixa adicional à frente e que os veículos lentos mantenham-se na faixa da direita são comuns (Figura 3.4 e 3.5). Para aumentar a eficiência da faixa, alguns países preferem colocar placas informando: “Use a faixa da esquerda apenas para ultrapassagens”, pois a informação “Veículos lentos mantenham-se à direita” pode conduzir a interpretações errôneas [Morrall, 1986].



**Figura 3.4:** Placa informativa - existência de faixa adicional a 300 m



**Figura 3.5:** Placa de regulamentação R-27 (caminhões mantenham-se na faixa da direita)



**Figura 3.6:** Placa informativa - término da faixa adicional a 300 m



**Figura 3.7:** Placa de advertência A-20c (estreitamento de pista à esquerda)

A alguns metros antes do término da faixa adicional, uma placa informando o seu iminente término deve ser colocada (Figura 3.6). A distância do ponto de onde o motorista vê a placa até o fim da faixa tem que ser suficiente para que o motorista consiga convergir de volta para o fluxo de tráfego principal com segurança. Essa informação pode ser complementada com uma placa de advertência, que indica o estreitamento da pista (Figura 3.7).

Em alguns países, como Canadá e Austrália, é comum a colocação de placas de 1 a 3 km antes do início da faixa adicional informando os motoristas sobre a existência dessas faixas à frente. Isso faz com que os motoristas sintam-se menos impacientes, pois sabem que alguns quilômetros à frente eles terão a oportunidade de ultrapassar com segurança [Morrall, 1986].

### 3.3.9 Sinalização horizontal

Em geral, quando a distância de visibilidade é boa, o compartilhamento da faixa central pelo fluxo oposto para manobras de ultrapassagens é permitido. Entretanto, em alguns países como o Canadá, esta prática é proibida se o volume de tráfego é maior que certo valor para aumentar a eficiência das faixas de ultrapassagem.

Morrall e Hoban [1985] afirmam que, para volumes médios diários anuais de tráfego maiores que 4.000 veículos, a colocação de faixas duplas contínuas é preferível. Harwood e St. John [1986] sugerem a colocação de faixas duplas contínuas quando o volume de tráfego for maior que 400 veíc/h por sentido ou quando a distância de visibilidade é limitada para o tráfego oposto.

A AASHTO [1994], bem como o DNER [1999] sugerem a separação física dos fluxos opostos através da construção de um canteiro central para volumes acima de 500 veíc/h, especialmente quando houver plano para duplicação da rodovia.

## 4 COLETA DE DADOS E CARACTERIZAÇÃO DOS FLUXOS DE TRÁFEGO

---

A coleta de dados foi a etapa mais importante e trabalhosa desta pesquisa em virtude da quantidade de equipamentos e de recursos humanos requeridos para a sua realização e, apesar da revisão bibliográfica fornecer algumas orientações a respeito dos dados necessários para o estudo do processo de formação e dispersão dos pelotões, a maior quantidade e variedade possível de dados sobre o tráfego foram levantados.

### 4.1 LOCAL DAS COLETAS DE DADOS

Os dados foram coletados na SP 255 (ver Figura 4.1), uma rodovia de pista simples do estado de São Paulo, no trecho localizado entre as cidades de Ribeirão Preto e Araraquara. A Rodovia Antônio Machado Sant'anna, também conhecida como SP 255, é uma rodovia de pista simples administrada pela empresa AutoVias S/A, sob regime de concessão. Esse trecho era formado por dois sub-trechos: um primeiro, sem faixas adicionais, e o segundo, com faixas adicionais de subida.

O primeiro trecho, onde não existem faixas adicionais, localiza-se próximo do pedágio de Guatapará. Atualmente, este trecho encontra-se duplicado, mas na época da coleta era uma rodovia de pista simples e os dados foram levantados simultaneamente em quatro pontos diferentes (km 32, 36, 38 e 41), durante quatro horas [Egami, 2000]. No segundo trecho, que está em fase de duplicação, os dados foram coletados sempre

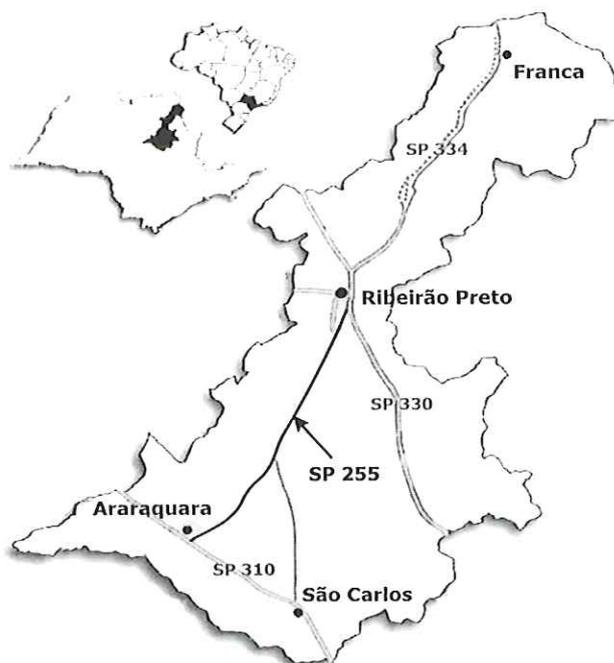


Figura 4.1: Rodovias administradas pela AutoVias S/A. [ABCR, 2002]

no início ou final de faixas adicionais durante seis horas em três pontos (km 24, 25 e 26) e 12 horas em outros dois pontos (km 19 e 27). Tanto os dados do primeiro trecho quanto do segundo foram levantados em dias úteis da semana.

Os pontos para a coleta de dados foram escolhidos de tal forma que as distâncias de visibilidade eram grandes para ambos os sentidos de tráfego. Os pontos escolhidos são caracterizados por possuírem perfil longitudinal em tangente (ausência de curvas horizontais) e serem construídos em terreno ondulado. A velocidade máxima regulamentada nesses trechos é de 100 km/h para os automóveis e 80 km/h para os caminhões e ônibus.

Os dados relativos à via foram levantados a partir do projeto geométrico obtido junto à DR-8 do DER-SP e por meio de vistorias *in loco*. Nessa via, a largura da faixa de rolamento, bem como da faixa adicional é 3,5 m. O acostamento é pavimentado e pos-

sui uma largura de 1,8 m. Os trechos contendo faixas adicionais e suas respectivas características geométricas são descritos a seguir.

#### **A) Faixa adicional km 20-S**

Esta faixa adicional localiza-se entre o km 19 + 280 e o km 20 + 080 da SP 255 e o sentido do fluxo na faixa é de Ribeirão Preto para Araraquara. A faixa possui um comprimento de 800 m e a declividade média da rampa é 4,1%. Próximas desta faixa, existem outras faixas dispostas alternadamente nos dois sentidos, como mostra a Figura 4.2.

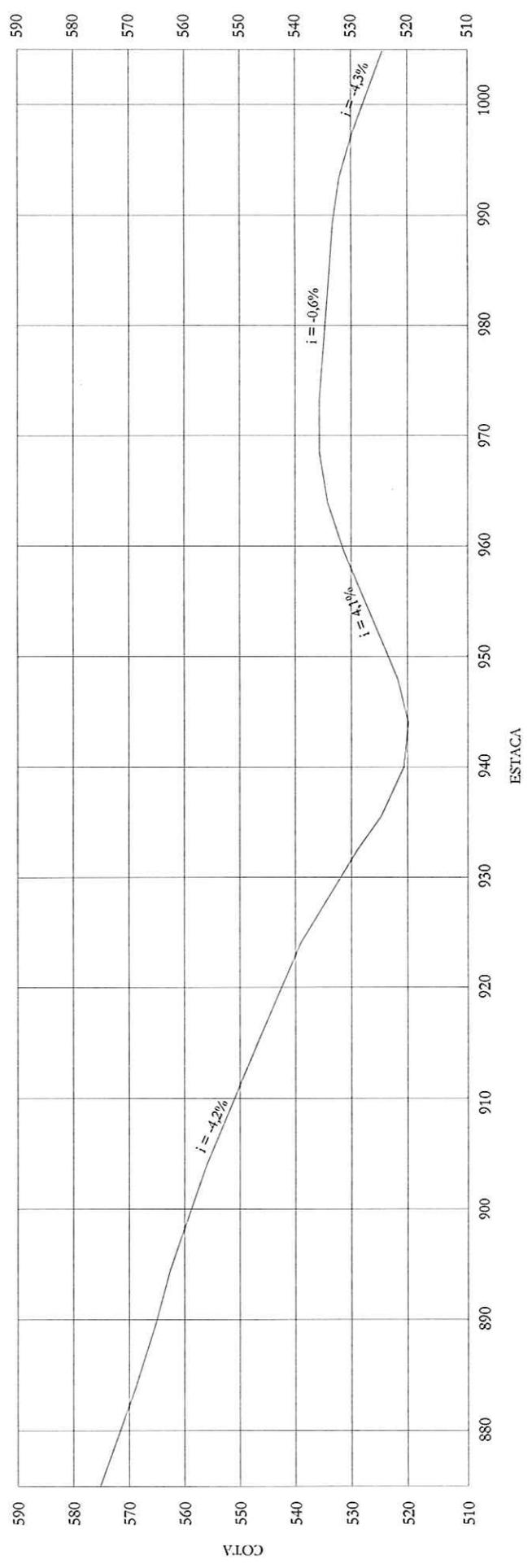
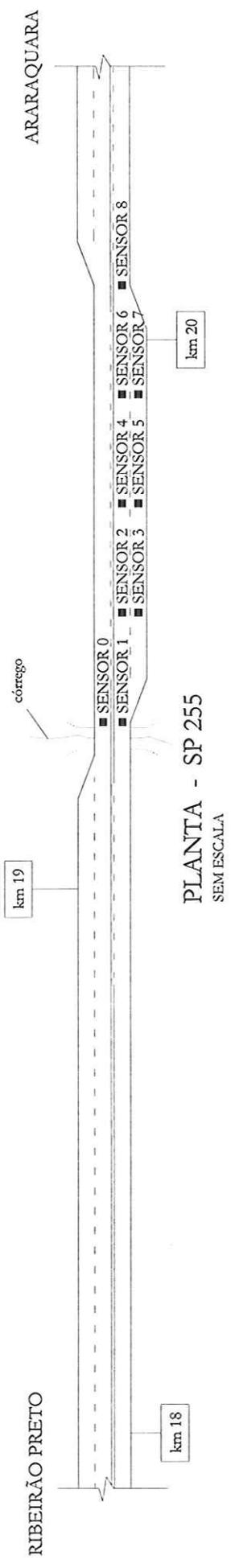
Tanto o *taper* de entrada quanto o de saída medem 80 m e foram computados no comprimento total das faixas, pois foi considerado que as manobras de ultrapassagem iniciam-se no instante que os veículos lentos iniciam o movimento de divergência do fluxo principal para o *taper* de entrada. Em todas as faixas estudadas, a ultrapassagem era permitida para o fluxo oposto quando a distância de visibilidade era adequada.

#### **B) Faixa adicional km 24-N**

A faixa adicional km 24-N localiza-se próxima do rio da Onça, ente o km 22 + 100 e km 24, e o sentido do fluxo é de Araraquara para Ribeirão Preto (Figura 4.3). O comprimento total da faixa é 1.900 m e a declividade média da rampa é 6,1%. A parte final desta faixa sobrepõe-se à parte final de faixa adicional no sentido oposto.

#### **C) Faixa adicional km 24-S**

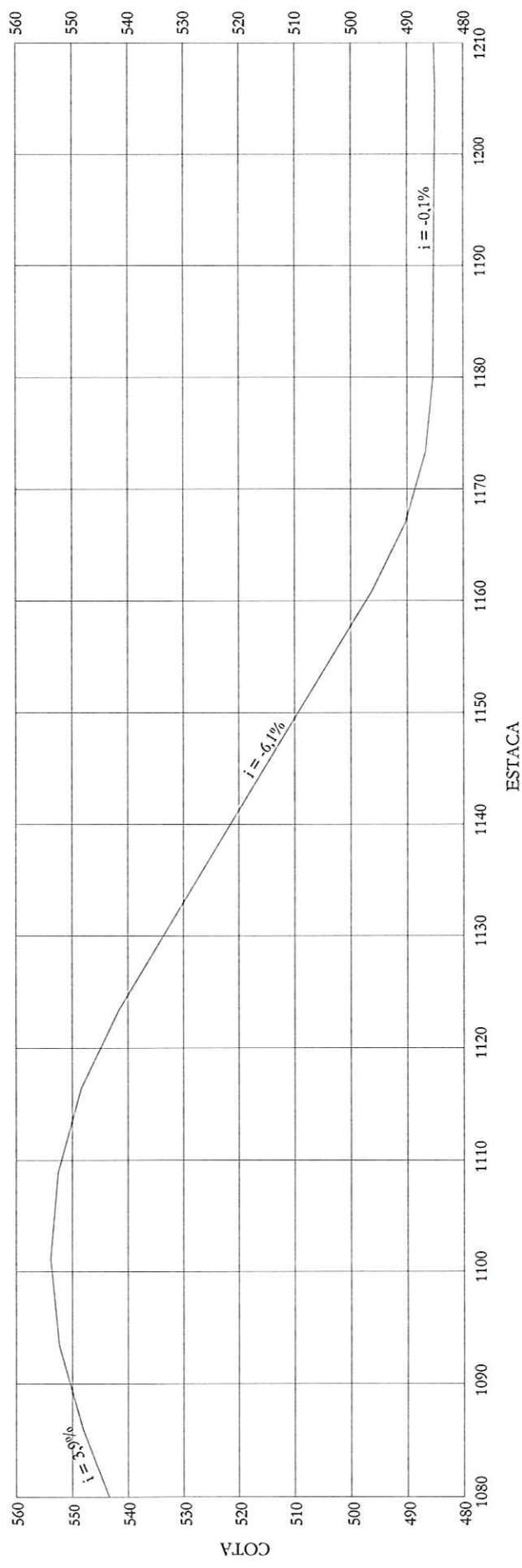
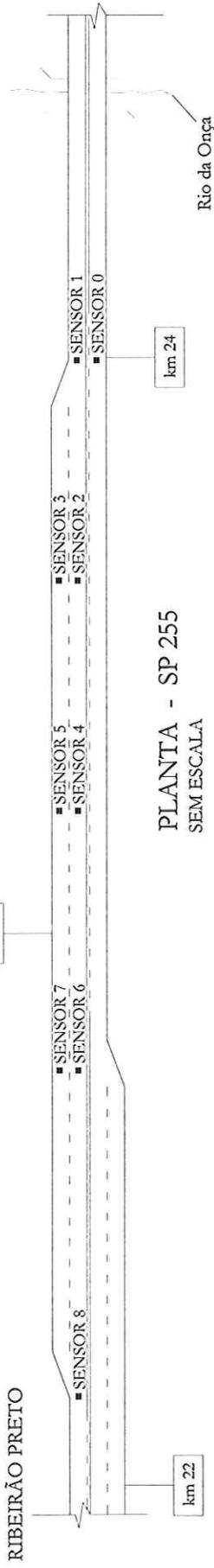
Esta faixa também localiza-se próxima do rio da Onça, entre o km 24 + 460 e o km 26 + 040 da SP 255. A faixa possui um comprimento total de 1.600 m, declividade média da rampa é igual a 4,3% e o sentido do fluxo na faixa é de Ribeirão Preto para Araraquara. Próximo do seu término, existe um acesso para uma balança (Figura 4.4).



PERFIL VERTICAL - SP 255

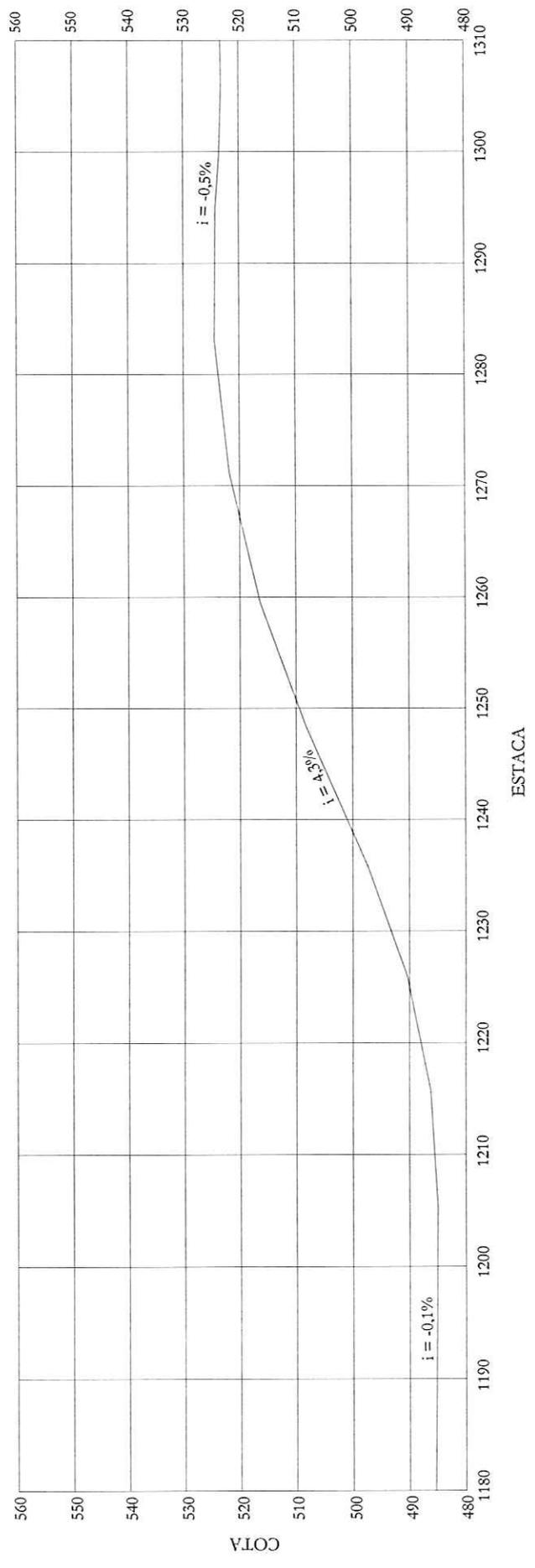
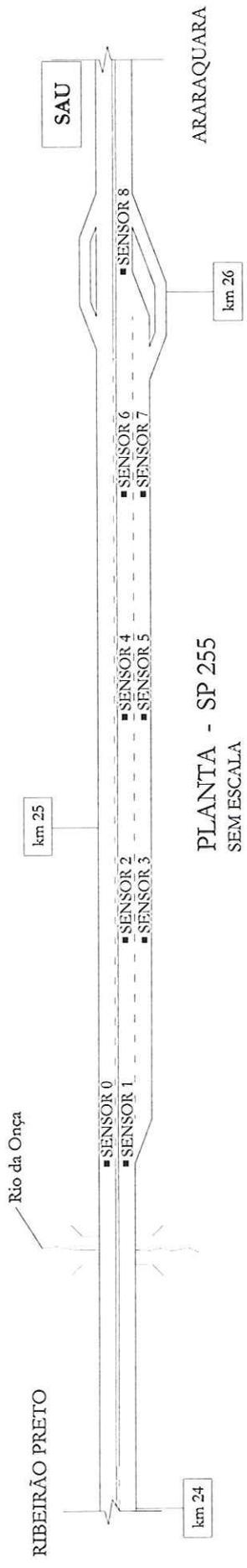
Figura 4.2: Planta e perfil vertical da faixa adicional km 20-S (800 m; 4,1%)

ARARAQUARA



PERFIL VERTICAL - SP 255

Figura 4.3: Planta e perfil vertical da faixa adicional km 24-N (1.900m; 6,1%)



PERFIL VERTICAL - SP 255

Figura 4.4: Planta e perfil vertical da faixa adicional km 24-S (1.600 m; 4,3%)

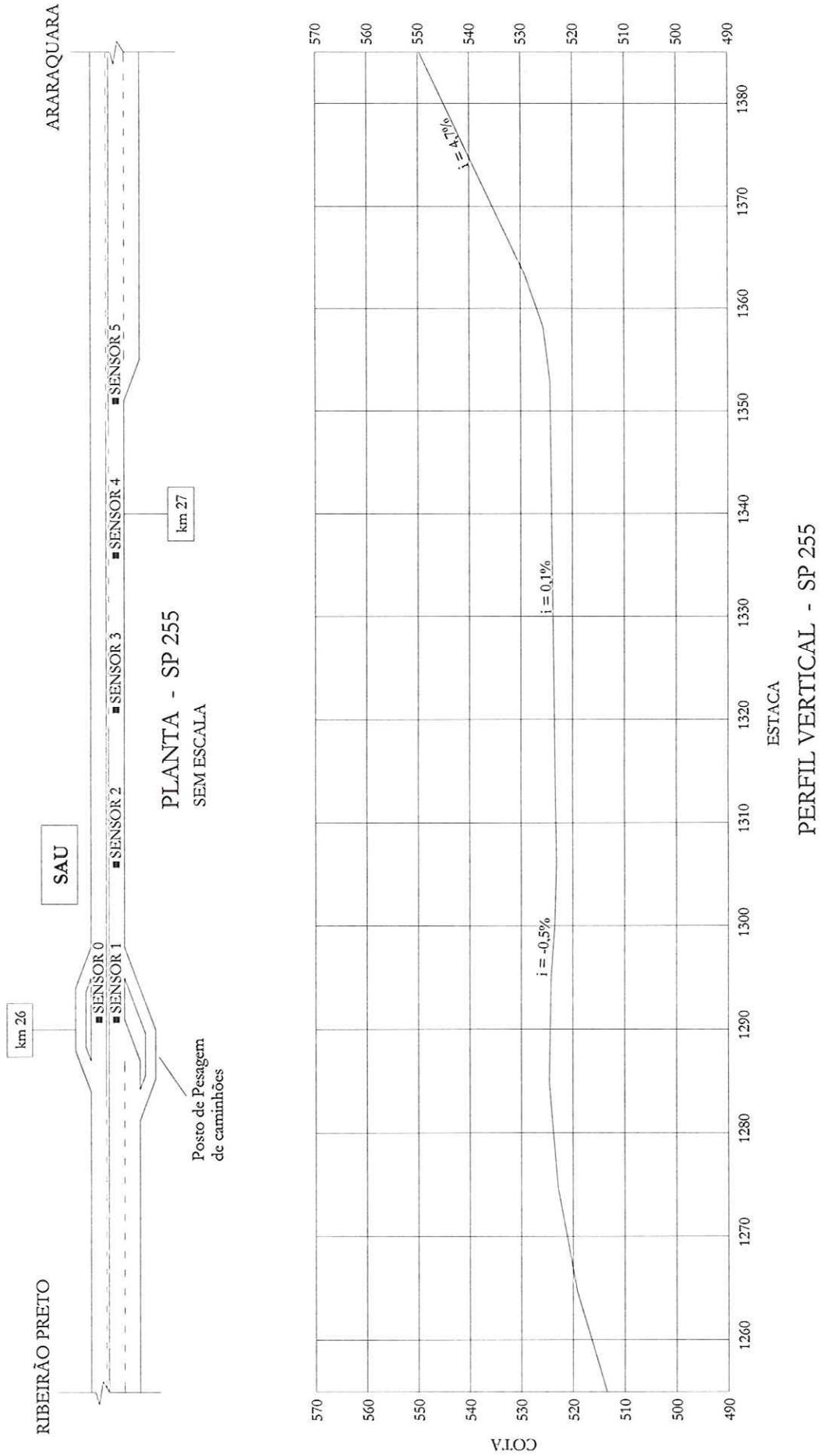
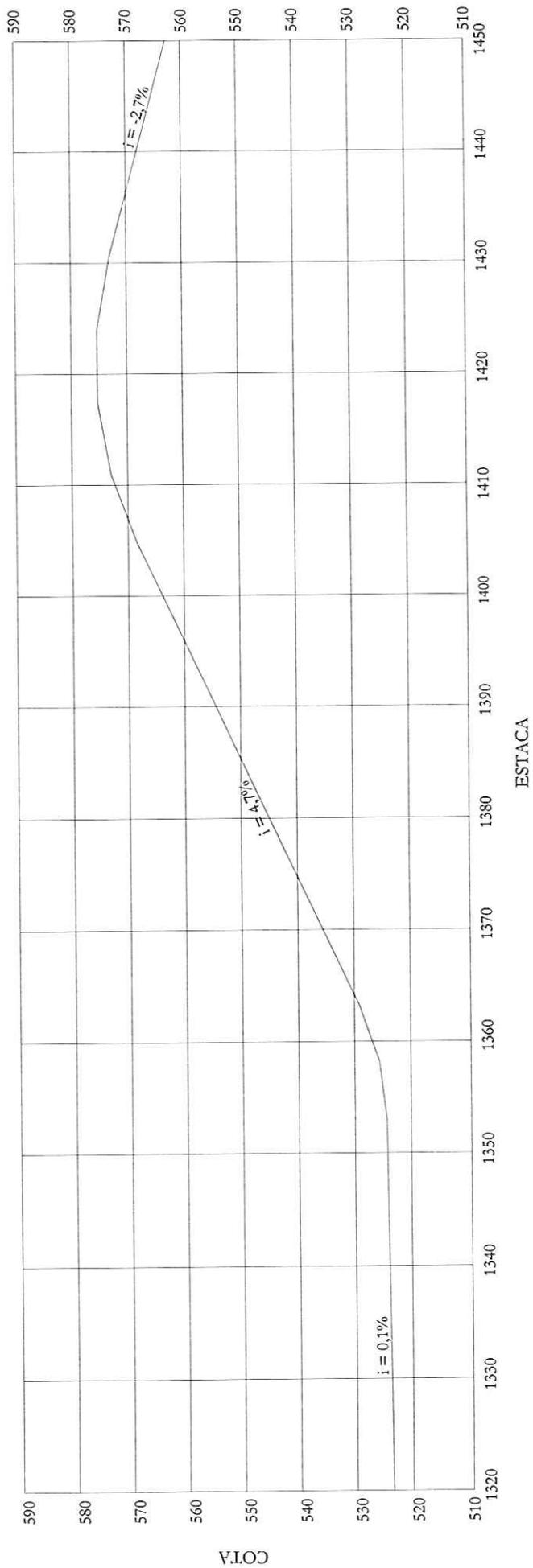
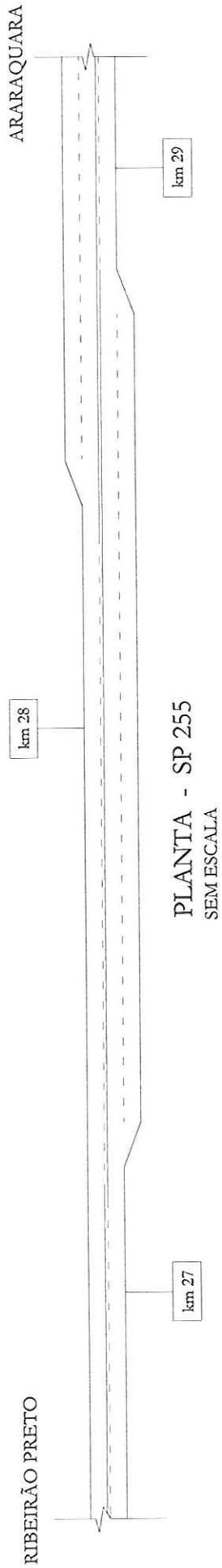


Figura 4.5: Planta e perfil vertical do trecho "D" (1.200 m)



PERFIL VERTICAL - SP 255

Figura 4.6: Planta e perfil vertical da faixa adicional km 27-S (1.700 m; 4,7%)

#### D) Trecho simples, entre faixas adicionais (km 26-S)

O trecho escolhido para a análise da recomposição dos pelotões localiza-se entre os km 26 + 040 e km 27 + 240 e o sentido de tráfego analisado foi de Ribeirão Preto para Araraquara. Este trecho possui 1.200 m e pode ser considerado plano. A declividade nos primeiros 300 metros é de -0,5% e, nos 900 metros restantes, de 0,1%. No ponto onde a inclinação muda, existe um posto de atendimento aos usuários (S.A.U. – Serviço de Atendimento ao Usuário). O início deste trecho coincide com o fim da faixa adicional km 24-S e, portanto, existe um posto de pesagem de caminhões, que não estava operando no dia do levantamento dos dados (Figura 4.5).

#### E) Faixa adicional km 27-S

Esta faixa adicional localiza-se entre os km 27 + 240 e km 28 + 940 da SP 255 e o sentido do fluxo é de Ribeirão Preto para Araraquara (Figura 4.6). O seu comprimento total é 1.700 m e a declividade média da rampa é 4,7%. A parte final desta faixa sobrepõe-se à parte final de faixa adicional no sentido oposto.

## 4.2 EQUIPAMENTOS UTILIZADOS

Para esta pesquisa foram utilizados nove sensores automáticos para contagem de tráfego (sensores NC-97) e uma câmera de vídeo. Os sensores para coleta automática de dados são equipamentos portáteis e programáveis, que utilizam a distorção do campo magnético da Terra para detectar, contar e classificar os veículos que passam sobre eles [Numetrics, 1999]. Os sensores foram programados para cada estudo no modo *sequential*, utilizando-se o programa LP (versão 5.11e). A escolha deste modo deve-se ao tipo de informação fornecida. No modo *sequential*, os sensores são capazes de armazenar dados de até 16.000 veículos e fornecem dados sobre o instante de passagem, a velocidade, o

comprimento e o *headway* dos veículos. Para a recuperação dos dados armazenados nos sensores utiliza-se o programa LP e, para a leitura e transferência desses dados para o formato de planilha eletrônica, usa-se o programa SEQSS, o que facilita a sua análise e manipulação [Egami, 2000].

As câmeras de vídeo são equipamentos muito úteis para pesquisas de comportamento do tráfego, pois permitem que o mesmo evento seja observado várias vezes. Neste estudo, as câmeras foram usadas para determinar os comprimentos de faixa necessários para a dispersão dos pelotões. Para tanto, as câmeras foram posicionadas em pontos estratégicos, de forma que o maior comprimento possível da faixa pudesse ser filmado. Na maioria dos casos, era possível filmar do início da faixa até a crista da curva vertical; contudo, a falta de dados na parte final das faixas não trouxe grandes prejuízos para este tipo de análise. Em geral, os pelotões se dispersavam nos primeiros 800 metros da faixa, que estavam dentro do campo de visão da câmera.

#### 4.3 PROCEDIMENTOS PARA A COLETA DE DADOS

Os dados necessários para o estudo do processo de formação de pelotões foram coletados instalando-se dois sensores lado a lado, um em cada sentido de tráfego. Os dados referentes ao trecho sem faixas adicionais foram coletados originalmente para a calibração do modelo de simulação TRARR [Egami, 2000]. Para a análise da recomposição dos pelotões no trecho “D”, os sensores foram dispostos em intervalos de 300 metros no sentido de tráfego analisado e, um outro, no sentido oposto.

Os dados para o estudo do processo de dispersão dos pelotões nas faixas adicionais foram levantados através dos sensores instalados ao longo das faixas e através de coleta manual, em intervalos de 400 a 500m. Para o levantamento das distâncias neces-

sárias para a dispersão dos pelotões, uma câmera de vídeo foi posicionada próximo do início das faixas e, com o auxílio de um automóvel, foram marcados pontos a cada 400 m no acostamento. O número de ultrapassagens realizadas em cada parte da faixa (início, meio ou fim) foi contado através da observação direta no campo, anotando-se os números em pranchetas. Para evitar que a mesma ultrapassagem fosse contada duas vezes nos casos em que uma ultrapassagem era iniciada em uma parte da faixa e concluída em outra, foi convencionado que a ultrapassagem seria contada somente na parte onde a manobra tivesse sido concluída.

Como havia nove sensores disponíveis, os sensores foram instalados a cada 200 m na faixa adicional mais curta (800 m), tanto na faixa principal quanto na faixa adicional. Infelizmente, um dos sensores não funcionou conforme o esperado; mas como esse sensor estava posicionado a 200 m do início da faixa, isso não implicou em grandes prejuízos para esta pesquisa uma vez que o intervalo de análise adotado foi de 400 m.

#### **4.4 CARACTERIZAÇÃO DOS FLUXOS DE TRÁFEGO**

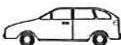
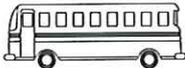
A análise preliminar dos dados indicou que o fluxo de tráfego total no trecho sem faixas adicionais variou de 260 a 488 veíc/h e a porcentagem de caminhões foi em média 33%. Já no trecho com faixas adicionais, o fluxo de tráfego total observado foi um pouco maior, variando de 276 a 604 veíc/h, e a porcentagem de caminhões foi em média 41%.

No decorrer desta pesquisa, foi verificado que há uma diferença no fluxo e na porcentagem de caminhões entre o trecho com e sem faixas devido à existência de uma rota de fuga de caminhões, para desviar da praça de pedágio localizada próxima do trecho sem faixas.

#### 4.4.1 Composição do tráfego

Para a caracterização do tráfego existente na via, os veículos foram divididos em nove categorias, como mostra a Tabela 4.1. A decisão sobre o uso desse tipo de classificação deve-se ao modelo de ultrapassagem adotado neste trabalho, que leva em consideração o comprimento do veículo.

Tabela 4.1: Composição do tráfego observada na SP 255

<i>Categoria</i>	<i>Configuração</i>	<i>Comprimento</i>	<i>Porcentagem</i>
Automóvel		4,0 m	59,6 %
Ônibus		12,0 m	1,0 %
Caminhão leve		9,0 m	8,6 %
Caminhão semi-pesado		13,2 m	13,8 %
Caminhão semi-reboque		18,15 m	15,9 %
			
			
			
Romeu e Julieta		19,8 m	1,0 %

\* Tabela adaptada de Machado Neto [1995] e Demarchi [2000]

Sabe-se que na rodovia em estudo também trafegam treminhões e rodotrens, porém, na época em que os dados foram coletados, não foi observado nenhum desses dois tipos de caminhões. As motos não foram consideradas neste estudo porque os sensores não são capazes de detectar a sua massa. Além disso, foi observado no campo que

a quantidade de motos era desprezível. Por fim, na literatura americana é comum a referência de automóveis rebocando *trailers*, mais conhecidos como veículos de recreação; contudo, não foi observada nenhuma ocorrência deste tipo de veículo em nos dias em que os dados foram coletados.

#### 4.4.2 Distribuição das velocidades

As Figuras 4.7 a 4.9 apresentam as distribuições de velocidade encontradas na SP 255, nas quais nota-se que as velocidades são maiores nos trechos contendo faixas adicionais.

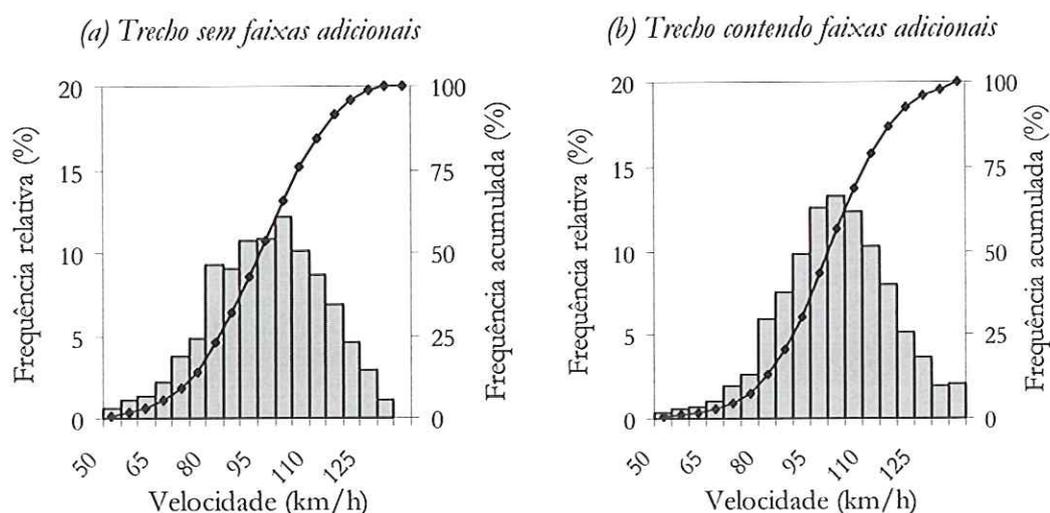


Figura 4.7: Distribuição da velocidade dos automóveis observada na SP 255

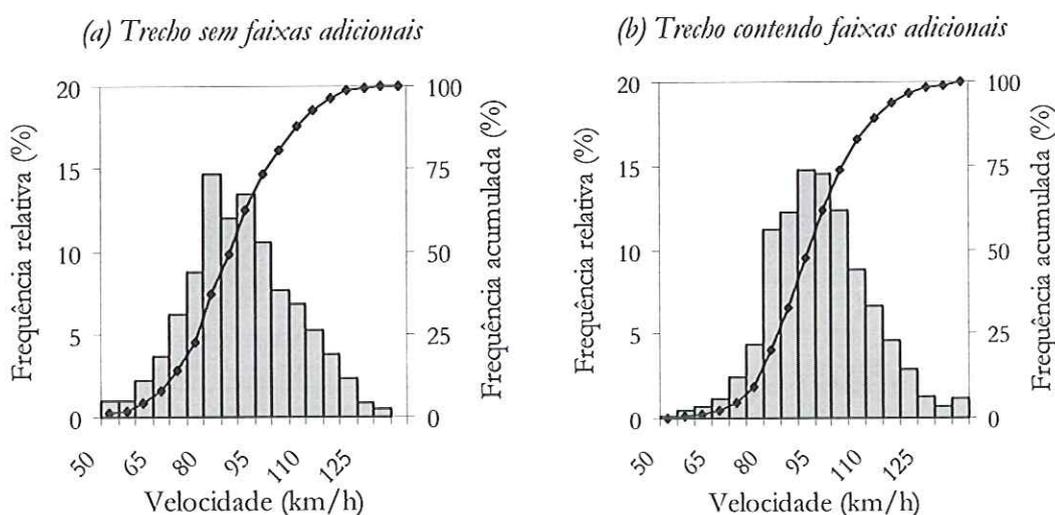


Figura 4.8: Distribuição da velocidade dos caminhões observada na SP 255

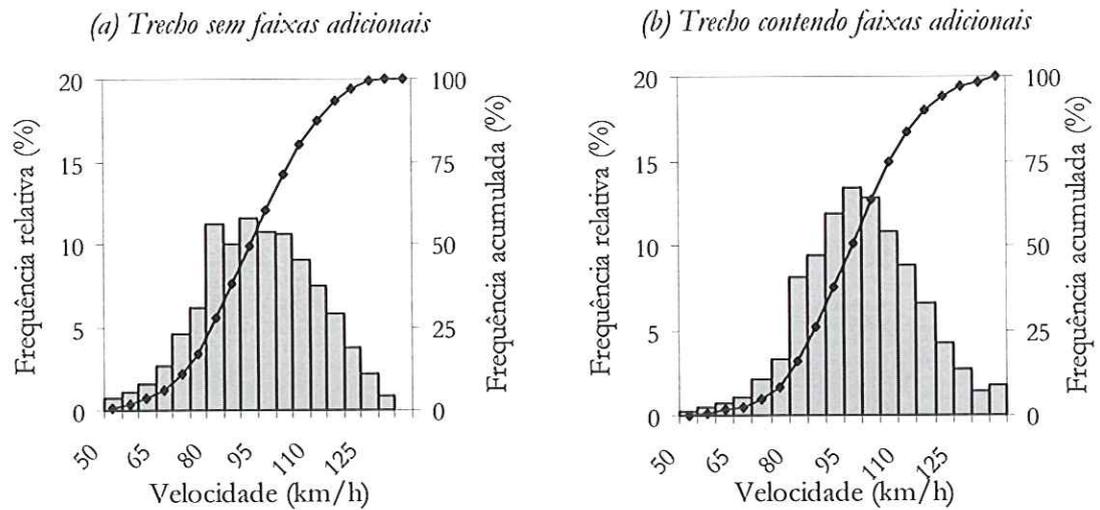


Figura 4.9: Distribuição da velocidade de todos os veículos observada na SP 255

Essa diferença na velocidade média da corrente pode ser melhor observada na Tabela 4.2, que apresenta os percentis de velocidade para os automóveis, caminhões e todos os veículos.

Tabela 4.2: Velocidades do tráfego observadas na SP 255

Percentil	Automóveis (km/h)			Caminhões (km/h)			Todos (km/h)		
	(a)	(b)	$\Delta V$	(a)	(b)	$\Delta V$	(a)	(b)	$\Delta V$
$V_{85}$	110	114	4	103	107	4	108	111	3
$V_{50}$	93	98	6	85	91	6	90	95	5
$V_{35}$	86	92	5	79	86	7	84	89	5
$V_{15}$	76	81	5	71	78	7	75	79	4
Média	91	97	6	86	93	7	89	95	6

(a) Trecho sem faixas adicionais

(b) Trecho com faixas adicionais

#### 4.4.3 *Gap* mínimo no fluxo oposto para uma ultrapassagem segura

Com o intuito de adaptar o modelo matemático de Morrall [1998] para as nossas rodovias, o *gap* mínimo necessário no fluxo oposto para a realização de uma ultrapassagem segura foi caracterizado para a situação presente na SP 255, usando-se o modelo proposto por Machado Neto [1995]. Esse modelo leva em consideração o comprimento e a velocidade dos veículos envolvidos na manobra. De acordo com a composição de

velocidade dos veículos envolvidos na manobra. De acordo com a composição de tráfego existente na SP 255, decidiu-se usar o automóvel como o veículo-tipo “ultrapassador” e o caminhão semi-reboque como o veículo-tipo a ser “ultrapassado”. O cálculo do *gap* mínimo foi feito através de [Machado Neto, 1995]:

$$a_{ij} = \frac{V_j + u}{u(V_j - V_i)} (V_j + V_i + 3,6 \cdot X_i + 14,4) + \frac{(V_i + u) \cdot (V_j - V_i)}{4,68 \cdot u} \quad (4.1)$$

uma vez que  $u + V_i + 3,6 \cdot X_i + 14,4 > \frac{(V_j - V_i)^2}{4,68}$

em que:  $a_{ij}$ : *headway* mínimo entre veículos opostos (s);

$V_j$ : velocidade do veículo ultrapassador (km/h);

$V_i$ : velocidade do veículo a ser ultrapassado (km/h);

$u$ : velocidade do veículo na direção oposta (km/h); e

$X_i$ : comprimento do veículo a ser ultrapassado (m).

Neste trabalho, adotou-se o comprimento de 4,0 m para os automóveis e 18,15 m para os caminhões semi-reboques. A velocidade média adotada para os automóveis foi o 85° percentil da velocidade dos automóveis, cerca de 115 km/h e, para os caminhões reboques, decidiu-se utilizar a velocidade média de 80 km/h, o que corresponde aproximadamente ao 35° percentil de velocidade dos caminhões (ver Tabela 4.2). No fluxo oposto, considerou-se que a velocidade média era de 90 km/h, cerca de 50° percentil da velocidade considerando-se todos os veículos na corrente. Para os valores adotados, é necessário um *gap* de 32,5 segundos no tráfego oposto para uma ultrapassagem segura.

Entretanto, como a adoção dos valores de velocidades foi arbitrária, antes de se usar o valor de 32,5 segundos na equação que calcula o fator de *headway* no fluxo opos-

to, decidiu-se testar três valores de *gaps* para verificar qual deles possui maior correlação com a formação de pelotões. Os valores considerados foram: o valor adotado por Morrall [1998] de 25 segundos, um valor intermediário de 30 segundos e o valor obtido através do modelo de Machado Neto [1995] de 32,5 segundos. Para cada *gap*, calculou-se o fator de *headway* e fez-se uma análise de regressão levando em consideração os fluxos e as porcentagens de pelotões observados na SP 255. Deste teste, verificou-se que o valor que melhor representa o *gap* mínimo no trecho pesquisado é o mesmo empregado no Canadá de 25 segundos.

## 5 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

---

Para o desenvolvimento desta dissertação, as análises foram divididas em duas partes. Na primeira parte, visando caracterizar o processo de formação de pelotões, três aspectos foram estudados: a porcentagem de veículos em pelotões, o tamanho médio dos pelotões e o processo de recomposição dos pelotões após o término de uma faixa adicional. A fim de avaliar o efeito das faixas adicionais na formação de pelotões, foi feita uma análise comparativa entre o trecho de pista simples com e sem faixas adicionais. Ainda, baseando-se nos estudos de Botma [1986], Enberg e Pursula [1997] e Morrall [1998], decidiu-se desenvolver um modelo matemático para representar o processo de formação de pelotões nas rodovias de pista simples nacionais.

Na segunda parte, estudou-se a dispersão dos pelotões e fez-se uma avaliação da eficiência operacional de quatro faixas adicionais de subida, com comprimentos variando entre 800 e 1.900 m. As medidas de desempenho utilizadas foram o aumento na velocidade média da corrente, a redução na porcentagem de veículos em pelotões, o aumento na taxa de ultrapassagem e a distância necessária para a dispersão de diferentes tamanhos de pelotões. Para realizar as análises da primeira parte, bem como da segunda, os dados foram agrupados em intervalos de 15 minutos e a principal ferramenta de análise utilizada foi a regressão simples.

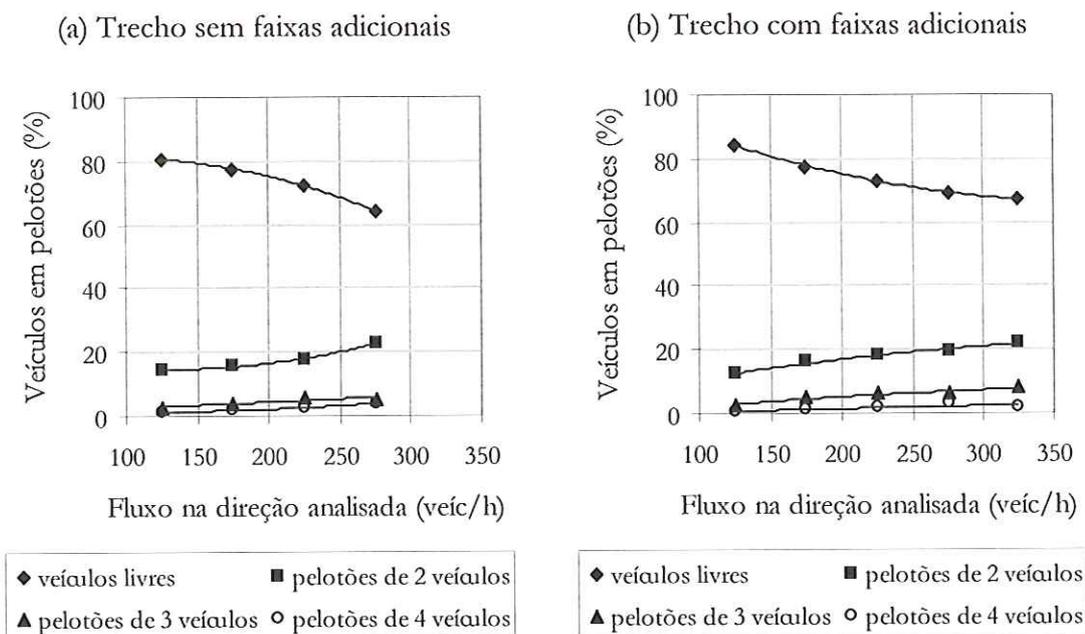
## 5.1 PROCESSO DE FORMAÇÃO DOS PELOTÕES

O critério adotado para definir dois veículos em pelotão foi o *headway* menor ou igual a 3 segundos. A escolha desse valor foi baseada numa análise preliminar do processo de dispersão dos pelotões nas faixas adicionais da SP 255. A partir da observação do vídeo e dos *headways* fornecidos pelos sensores verificou-se que, quando o *headway* entre veículos variava entre 4 e 5 s, o veículo seguidor geralmente não ultrapassava o líder; isto é, o motorista do veículo seguidor não se sentia aborrecido por viajar em pelotão.

Em termos de espaço, se fosse adotado o *headway* crítico de 4 segundos e a velocidade média da corrente de 95 km/h, a distância entre pára-choques dianteiros seria de 105 m. Considerando ainda que o veículo líder fosse um caminhão semi-reboque com 18,15 m de comprimento, o espaço livre entre veículos seria de 87 m; o que não seria muito coerente considerar dois veículos em pelotão com este espaçamento.

### 5.1.1 Tamanho dos pelotões

Para o estudo do tamanho médio dos pelotões na SP 255, o veículo líder foi incluído no tamanho dos pelotões e os veículos livres foram considerados como pelotões de um veículo. A Figura 5.1 apresenta a distribuição observada dos pelotões na SP 255, na qual pode-se notar que, à medida que o fluxo aumenta, a porcentagem de veículos livres diminui e a porcentagem dos pelotões constituídos de dois ou mais veículos aumenta. Comparando-se as Figuras 5.1(a) e 5.1(b) observa-se que, nos trechos sem faixas adicionais, a porcentagem de veículos livres decresce mais rápido do que nos trechos onde foram construídas faixas adicionais.



**Figura 5.1:** Distribuição observada dos pelotões na SP 255

Este efeito benéfico das faixas adicionais na redução do tamanho dos pelotões também pode ser observado na Figura 5.2, que mostra que a porcentagem de veículos livres (pelotões de 1 veículo) é maior no trecho contendo faixas adicionais. É interessante notar ainda que, quando o fluxo de tráfego na direção analisada ( $F_d$ ) é entre 150 e 250 veic/h, não há diferença na qualidade operacional, pelo menos em termos de porcentagem de veículos em pelotões, entre os trechos sem e com faixas adicionais.

A Figura 5.3 mostra que o tamanho médio dos pelotões ( $TMP$ ) cresce mais devagar nos trechos contendo faixas adicionais. A análise de regressão indica que existe uma forte correlação entre o fluxo e o tamanho médio dos pelotões e que, no trecho sem faixas adicionais, a melhor função que relaciona o tamanho médio dos pelotões com o fluxo de tráfego é a exponencial. Já no trecho contendo faixas adicionais, os dados seguem uma distribuição logarítmica; entretanto, pode-se supor que, após um certo nível de fluxo, os benefícios provenientes das faixas adicionais na dispersão dos pelotões terminam e o tamanho médio dos pelotões passa a crescer mais rápido com o aumento

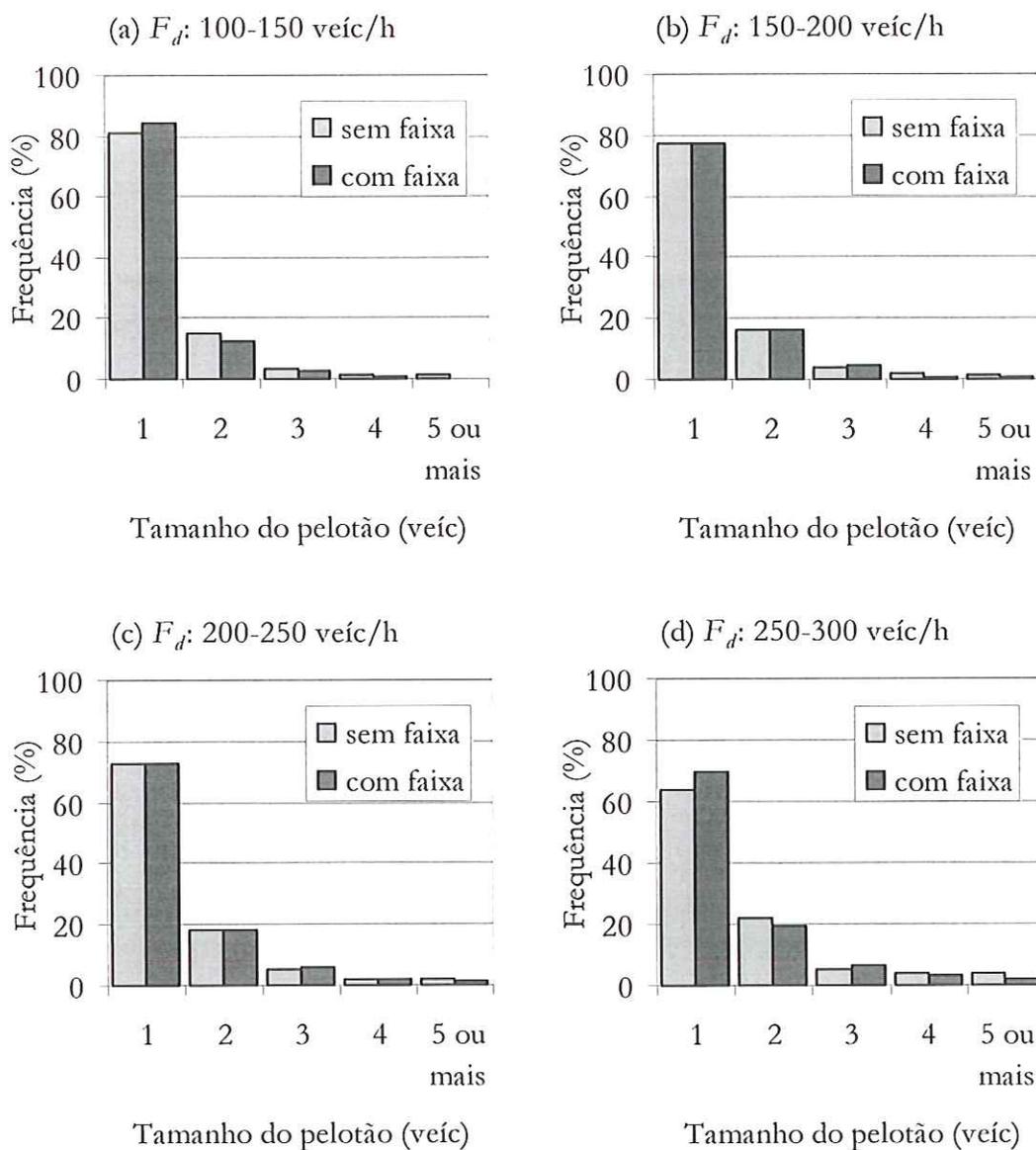


Figura 5.2: Distribuição observada do tamanho dos pelotões (SP 255)

do fluxo ( $F_d$ ). No trecho em estudo, contudo, não foram observados fluxos suficientemente altos para que esse efeito fosse notado.

No campo, percebe-se que no trecho sem faixas adicionais existe uma quantidade menor de pelotões, porém mais longos se comparados aos do trecho com faixas. A Tabela 5.1 apresenta o tamanho máximo dos pelotões observados, sendo que o maior pelotão observado tinha 17 veículos e ocorreu quando o fluxo de tráfego era de 220 veíc/h na direção analisada e 140 veíc/h na direção oposta.

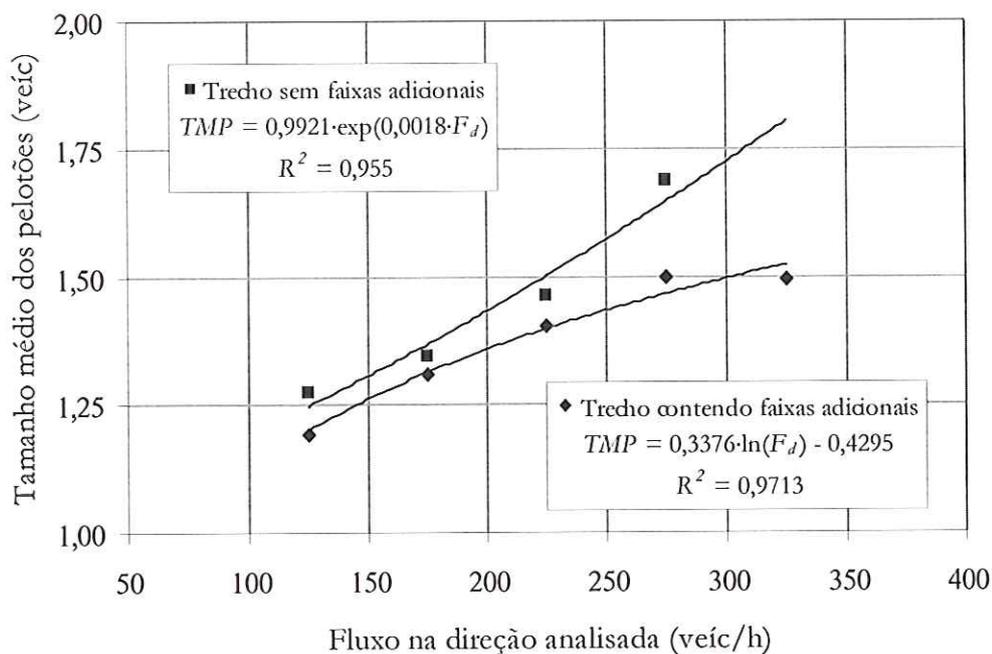


Figura 5.3: Tamanho médio observado dos pelotões na SP 255

No trecho contendo faixas adicionais, o maior pelotão observado foi de 12 veículos quando o fluxo de tráfego era de 232 veíc/h na direção analisada e 268 veíc/h no fluxo oposto. Comparativamente, esta situação deveria ser pior do que a apresentada no primeiro trecho, pois o fluxo de tráfego total é maior; entretanto, a oferta de oportunidade de ultrapassagem em intervalos regulares gerada pelas faixas adicionais ameniza a formação de pelotões longos.

Tabela 5.1: Tamanho máximo observado dos pelotões na SP 255

Fluxo na direção (veíc/h)	Trecho sem faixas adicionais		Trecho com faixas adicionais	
	Número de observações	Tamanho máximo dos pelotões	Número de observações	Tamanho máximo dos pelotões
100-150	742	8	370	4
150-200	2.547	9	5.383	8
200-250	1.752	17	2.681	12
250-300	231	13	584	10

Para fluxos entre 250 e 300 veíc/h, o tamanho máximo de pelotão observado foi menor do que para fluxos entre 200 a 250 veíc/h em ambos os trechos. Supõe-se que isso se deve à menor quantidade de amostras disponível para este intervalo de fluxo.

### 5.1.2 Porcentagem de veículos em pelotões

A porcentagem de veículos em pelotões é usada por alguns autores, por exemplo Morrall *et al.* [1995], como uma medida de desempenho para avaliar o nível de serviço em rodovias de pista simples, especialmente, quando existem faixas adicionais ou quando se pretende implantá-las. As Figuras 5.4 e 5.5 ilustram a variação da porcentagem de veículos em pelotões observada na SP 255 em função do fluxo de tráfego existente na direção analisada. Dos resultados, observa-se que a porcentagem de veículos em pelotões é menor no trecho contendo faixas adicionais. Além disso, no trecho contendo faixas adicionais, a porcentagem de veículos em pelotões cresce mais devagar à medida que o fluxo de tráfego aumenta.

Vários testes foram feitos para verificar qual modelo melhor representava a porcentagem de veículos em pelotões na SP 255. Os modelos de Botma [1986], Enberg e Pursula [1997] e Morrall [1998] foram adaptados para as condições existentes na via, considerando-se um nível de significância de 5% ( $\alpha = 0,05$ ). Dos resultados, conclui-se que os modelos baseados unicamente no fluxo de veículos na direção analisada [Enberg e Pursula, 1997] apresentam  $R^2$  baixos, conforme mostra a Tabela 5.2; contudo, nota-se que esta variável possui uma forte correlação com a formação de pelotões ( $p = 5,75 \cdot 10^{-8}$ , para o trecho sem faixas adicionais, e  $p = 6,84 \cdot 10^{-29}$ , para o trecho com faixas). Isso sugere que outros fatores, tais como o fluxo oposto e a porcentagem de veículos em pelotões também devem influir na formação de pelotões.

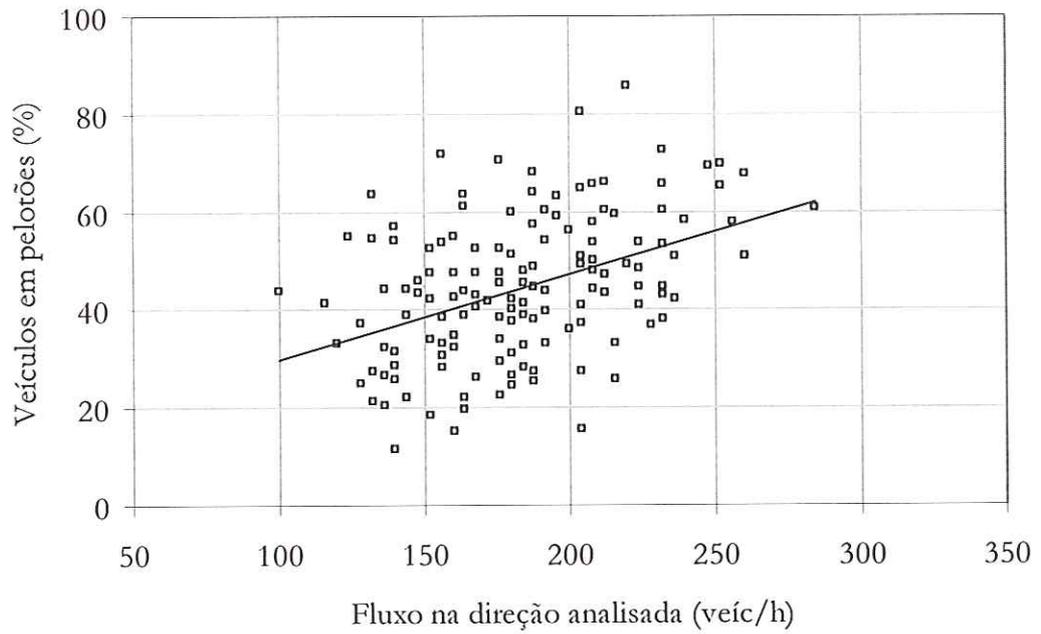


Figura 5.4: Porcentagem observada de veículos em pelotões no trecho sem faixas adicionais (SP 255)

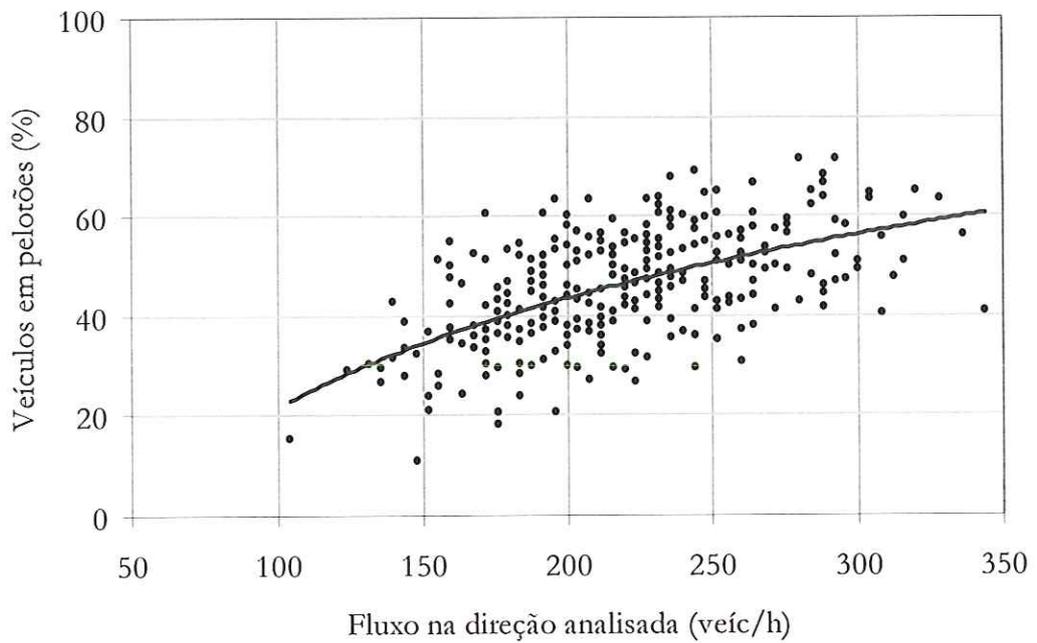


Figura 5.5: Porcentagem observada de veículos em pelotões no trecho com faixas adicionais (SP 255)

**Tabela 5.2:** Modelos matemáticos de porcentagem de veículos em pelotões desenvolvida para as condições presentes na SP 255

<i>Trecho sem faixas adicionais</i>		
Enberg e Pursula [1997]	$\ln(100 - \%PEL) = -0,0034 \cdot F_d + 4,61$	$R^2 = 0,171$
Botma [1986]	$\%PEL = 16,03 \cdot \exp(0,0042 \cdot F_d + 0,0056 \cdot \%CAM)$	$R^2 = 0,187$
Morrall [1998]	$\%PEL = 0,1668 \cdot F_d + 2,72 \cdot \%APO + 12,65$	$R^2 = 0,193$
Mon-Ma	$\%PEL = 0,1615 \cdot F_d - 25,77 \cdot HF + 23,67$	$R^2 = 0,211$
<i>Trecho contendo faixas adicionais</i>		
Enberg e Pursula [1997]	$\ln(100 - \%PEL) = -0,0026 \cdot F_d + 4,55$	$R^2 = 0,283$
Botma [1986]	$\%PEL = 19,30 \cdot \exp(0,0035 \cdot F_d + 0,0011 \cdot \%CAM)$	$R^2 = 0,290$
Morrall [1998]	$\%PEL = 0,1478 \cdot F_d - 35,21 \cdot \%APO + 19,36$	$R^2 = 0,377$

No modelo de Botma [1986] inclui-se a porcentagem de caminhões ( $\%CAM$ ), mas o incremento no poder explicativo do modelo é pequeno. No trecho sem faixas adicionais, apesar desta variável não passar no teste de hipótese, pode-se considerar que a porcentagem de caminhões possui uma certa influência na formação de pelotões, pois o valor de  $p$  é próximo de nível de significância adotado ( $p = 0,07$ ). Já no trecho contendo faixas adicionais, o aumento na porcentagem de caminhões influi pouco na formação de pelotões ( $p = 0,48$ ), o que indica que as faixas adicionais realmente anulam os efeitos negativos dos caminhões.

O modelo de Morrall [1998] apresenta um  $R^2$  melhor que os modelos anteriores; contudo, no trecho sem faixas adicionais, a porcentagem de oportunidade de ultrapassagem assegurada ( $\%APO$ ) apresenta um baixo nível de significância ( $p = 0,14$ ), além de possuir um efeito contrário ao esperado. Já no trecho contendo faixas adicionais, o nível de significância desta variável é alto ( $p = 8,01 \cdot 10^{-13}$ ).

Na tentativa de buscar um modelo melhor para o trecho sem faixas adicionais, a porcentagem de oportunidade de ultrapassagem assegurada foi substituída pelo fator de

*headway* (HF) no modelo de Morrall [1998]. O novo modelo apresenta uma pequena melhora no  $R^2$ , mas o nível de significância do fator de *headway* ( $p = 0,02$ ) demonstra que a distribuição de *gaps* no tráfego oposto influi muito mais do que a porcentagem de zonas de ultrapassagem permitida (PZU) na oferta de oportunidade de ultrapassagem. Ressalta-se que o trecho em questão possui longos trechos em tangente, com zonas de ultrapassagem variando entre 50% a 100%. Outra explicação que pode ser dada para o baixo nível de significância da variável PZU é a localização das zonas de ultrapassagem, isto é, imagina-se que o local antecedido por zona de ultrapassagem proibida apresente uma porcentagem veículos em pelotões maior do que um local antecedido por zonas de ultrapassagem permitida. Entretanto, essa hipótese implica em outra questão. A partir de qual comprimento, as zonas de ultrapassagem proibida passam a interferir na formação de pelotões?

Outras variáveis, tais como velocidade média da corrente de tráfego e desvio padrão da velocidade também foram testadas, contudo não apresentaram um nível de significância satisfatório, isto é,  $\alpha$  menor que 0,05.

### 5.1.3 Recomposição dos pelotões

A Figura 5.6 ilustra o processo de recomposição dos pelotões observado após o término de uma faixa adicional na SP 255. Para fluxos entre 150 e 250 veíc/h na direção analisada, a porcentagem de veículos em pelotão cresce e depois diminui após 600 m do final da faixa. Isso pode ser explicado pela existência de uma zona de proibição de ultrapassagem nos primeiros 400 m após o final da faixa adicional. Para fluxos baixos, as ultrapassagens só podem ser feitas após o final desta zona apesar da grande distância de visibilidade existente no local. Isso pode ser notado pela redução da porcentagem de veículos em pelotões observada a 600 m do final da faixa adicional. Para fluxos maiores, o efeito

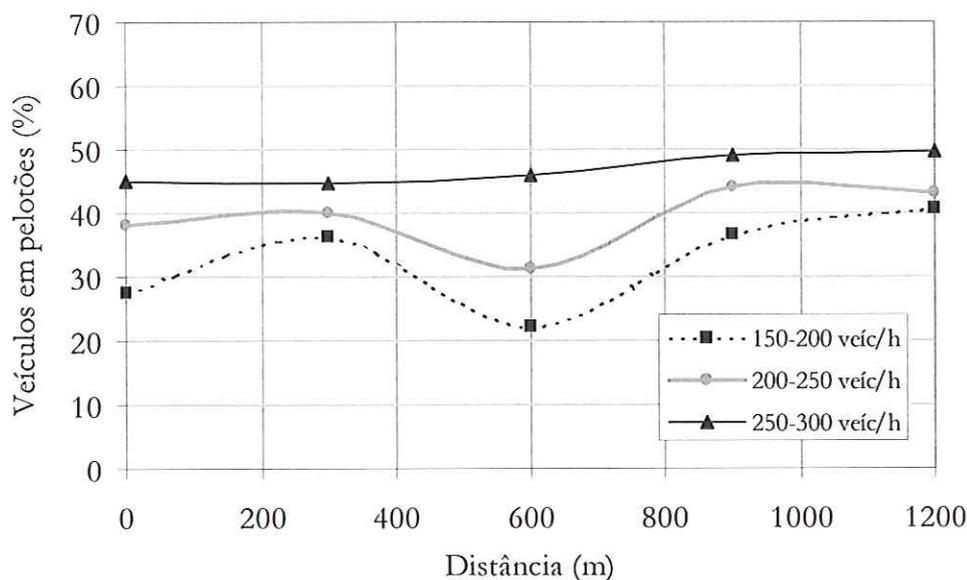


Figura 5.6: Recomposição dos pelotões após o fim da faixa adicional km 24-S (SP 255)

da proibição de ultrapassagem é menor, já que as oportunidades de ultrapassagem são reduzidas. Isso faz com que a porcentagem de veículos em pelotões aumente suavemente até o início da faixa de ultrapassagem seguinte, a 1.200 m de distância.

A análise da recomposição dos pelotões mostra ainda que a porcentagem de veículos em pelotões cresce cerca de 5% após 1 km do término da faixa adicional. Comparativamente, o valor encontrado na SP 255 é quase o dobro do valor encontrado por Botma [1986] nas rodovias holandesas, cujo crescimento da porcentagem de veículos em pelotões é de 2,6% após 1 km do término da faixa adicional. Deve-se lembrar que o estudo de Botma [1986] foi realizado em rodovias de pista simples com altos volumes de tráfego e o *headway* crítico adotado foi igual a 5 segundos.

## 5.2 PROCESSO DE DISPERSÃO DOS PELOTÕES

Esta parte da dissertação apresenta o estudo da dispersão dos pelotões nas faixas adicionais existentes na SP 255, bem como uma avaliação da eficiência dessas faixas. Para fins

de definição, considerou-se que um pelotão encontrava-se dispersado quando todos os membros desse pelotão ultrapassavam o líder. Considerou-se ainda, para fins de definição e evitar confusão por parte dos leitores, que a faixa para a qual os veículos lentos divergem para dar passagem aos veículos mais rápidos denomina-se faixa adicional e a faixa que os veículos mais rápidos utilizam para ultrapassar os mais lentos denomina-se faixa de rolamento principal.

### 5.2.1 Distribuição do tráfego ao longo das faixas adicionais

Dos dados coletados através dos sensores instalados ao longo da faixa de rolamento principal e da faixa adicional, constatou-se que de 70 a 80% do fluxo de tráfego divergem para as faixas adicionais (Tabelas 5.3 a 5.6). Estes resultados são um indicativo de que as faixas adicionais beneficiam também o fluxo oposto, uma vez que o fluxo de tráfego na faixa principal é pequeno, aumentando assim a porcentagem de *gaps* disponíveis para o fluxo oposto realizar ultrapassagens.

Nas Tabelas 5.3 a 5.6 é possível perceber que essa distribuição varia em função do fluxo na direção analisada ( $F_d$ ). À medida que o fluxo na direção analisada aumenta, a porcentagem de veículos na faixa de rolamento principal aumenta. Acredita-

**Tabela 5.3:** Distribuição do fluxo de tráfego ao longo da faixa adicional km 20-S

Posição na faixa	$F_d = 150 - 200 \text{ veíc}/b$		$F_d = 200 - 250 \text{ veíc}/b$		$F_d = 250 - 300 \text{ veíc}/b$	
	Faixa principal	Faixa adicional	Faixa principal	Faixa adicional	Faixa principal	Faixa adicional
0 m	100%		100%		100%	
200 m	26%*	74%	28%*	72%	30%*	70%
400 m	27%	73%	26%	74%	26%	74%
600 m	27%	73%	28%	72%	29%	71%
800 m	100%		100%		100%	

\* Valor estimado através de sensores instalados um, no início da faixa, e outro, na faixa adicional, a 200 m do início.

Tabela 5.4: Distribuição do fluxo de tráfego ao longo da faixa adicional km 24-S

Posição na faixa	$F_d = 150 - 200 \text{ veíc/h}$		$F_d = 200 - 250 \text{ veíc/h}$		$F_d = 250 - 300 \text{ veíc/h}$	
	Faixa principal	Faixa adicional	Faixa principal	Faixa adicional	Faixa principal	Faixa adicional
0 m	100%		100%		100%	
400 m	28%	72%	28%	72%	29%	71%
800 m	19%	81%	24%	76%	21%	79%
1.200 m	16%	84%	21%	79%	23%	77%
1.600 m	100%		100%		100%	

Tabela 5.5: Distribuição do fluxo de tráfego ao longo da faixa adicional km 27-S

Posição na faixa	$F_d = 150 - 200 \text{ veíc/h}$		$F_d = 200 - 250 \text{ veíc/h}$		$F_d = 250 - 300 \text{ veíc/h}$	
	Faixa principal	Faixa adicional	Faixa principal	Faixa adicional	Faixa principal	Faixa adicional
0 m	100%		100%		100%	
400 m	23%	77%	28%	72%	29%	71%
800 m	26%	74%	28%	72%	31%	69%
1.200 m	27%	73%	28%	72%	33%	67%
1.700 m	100%		100%		100%	

Tabela 5.6: Distribuição do fluxo de tráfego ao longo da faixa adicional km 24-N

Posição na faixa	$F_d = 150 - 200 \text{ veíc/h}$		$F_d = 200 - 250 \text{ veíc/h}$		$F_d = 250 - 300 \text{ veíc/h}$	
	Faixa principal	Faixa adicional	Faixa principal	Faixa adicional	Faixa principal	Faixa adicional
0 m	100%		100%		100%	
450 m	28%	72%	31%	69%	32%	68%
900 m	27%	73%	29%	71%	33%	67%
1.400 m	30%	70%	27%	73%	30%	70%
1.900 m	100%		100%		100%	

se que a tendência dessa distribuição seja o equilíbrio, isto é, 50% do fluxo trafegando na faixa de rolamento principal e os outros 50% do fluxo trafegando na faixa adicional.

Comparando-se a faixa curta com as faixas longas, não é possível perceber diferenças na distribuição do fluxo devido a variações no comprimento das faixas. Porém, analisando a distribuição do fluxo de caminhões, aparentemente a porcentagem de caminhões que diverge para a faixa adicional é menor na faixa mais curta (km 20-S). A Tabela 5.7 mostra que, na faixa adicional curta, cerca de 70 a 75% dos caminhões divergem para a faixa adicional. As Tabelas 5.8 a 5.10 mostram que cerca de 75 a 85% dos caminhões divergem para a faixa adicional nas faixas adicionais mais longas. Esta distribuição do fluxo de caminhões também depende do fluxo na direção analisada.

**Tabela 5.7:** Distribuição do fluxo de caminhões ao longo da faixa adicional km 20-S

<i>Posição na faixa</i>	$F_a = 150 - 200 \text{ veíc/h}$		$F_a = 200 - 250 \text{ veíc/h}$		$F_a = 250 - 300 \text{ veíc/h}$	
	<i>Faixa principal</i>	<i>Faixa adicional</i>	<i>Faixa principal</i>	<i>Faixa adicional</i>	<i>Faixa principal</i>	<i>Faixa adicional</i>
0 m	100%		100%		100%	
450 m	26%	74%	24%	76%	32%	68%
900 m	24%	76%	26%	74%	28%	72%
1.400 m	24%	76%	26%	74%	30%	70%
1.900 m	100%		100%		100%	

**Tabela 5.8:** Distribuição do fluxo de caminhões ao longo da faixa adicional km 24-S

<i>Posição na faixa</i>	$F_a = 150 - 200 \text{ veíc/h}$		$F_a = 200 - 250 \text{ veíc/h}$		$F_a = 250 - 300 \text{ veíc/h}$	
	<i>Faixa principal</i>	<i>Faixa adicional</i>	<i>Faixa principal</i>	<i>Faixa adicional</i>	<i>Faixa principal</i>	<i>Faixa adicional</i>
0 m	100%		100%		100%	
400 m	19%	81%	22%	78%	20%	80%
800 m	12%	88%	17%	83%	14%	86%
1.200 m	15%	85%	15%	85%	17%	83%
1.600 m	100%		100%		100%	

**Tabela 5.9:** Distribuição do fluxo de caminhões ao longo da faixa adicional km 27-S

Posição na faixa	$F_d = 150 - 200 \text{ veíc/h}$		$F_d = 200 - 250 \text{ veíc/h}$		$F_d = 250 - 300 \text{ veíc/h}$	
	Faixa principal	Faixa adicional	Faixa principal	Faixa adicional	Faixa principal	Faixa adicional
0 m	100%		100%		100%	
400 m	16%	84%	20%	80%	27%	73%
800 m	19%	81%	21%	79%	26%	74%
1.200 m	22%	78%	24%	76%	25%	75%
1.700 m	100%		100%		100%	

**Tabela 5.10:** Distribuição do fluxo de caminhões ao longo da faixa adicional km 24-N

Posição na faixa	$F_d = 150 - 200 \text{ veíc/h}$		$F_d = 200 - 250 \text{ veíc/h}$		$F_d = 250 - 300 \text{ veíc/h}$	
	Faixa principal	Faixa adicional	Faixa principal	Faixa adicional	Faixa principal	Faixa adicional
0 m	100%		100%		100%	
450 m	13%	87%	17%	83%	19%	81%
900 m	10%	90%	14%	86%	28%	72%
1.400 m	18%	82%	21%	79%	23%	77%
1.900 m	100%		100%		100%	

Analisando cada faixa separadamente, nota-se que tanto a distribuição do fluxo quanto a distribuição dos caminhões mantém-se aproximadamente constante ao longo das faixas. Isso demonstra que os motoristas usam adequadamente as faixas adicionais, trafegando na faixa de rolamento principal apenas para as ultrapassagens.

### 5.2.2 Composição dos pelotões

A fim de caracterizar qual veículo causava a formação dos pelotões, a composição dos pelotões foi levantada. Dos 448 pelotões observados neste estudo, 298 (65% do total) eram liderados por caminhões. Dentre os pelotões liderados por caminhões, apenas 7% não se dissiparam ao longo das faixas. Por outro lado, dentre os pelotões liderados por automóveis, 38% não se dissiparam ao longo das faixas.

Analisando somente os pelotões não dissipados, foi constatado que, em geral, esses pelotões eram compostos por apenas um tipo de veículo (por exemplo, pelotões só de automóveis ou só de caminhões) ou, então, por caminhões seguindo automóveis. Outra característica era o seu tamanho; esses pelotões eram curtos, sendo formados por dois veículos (83%), por três veículos (15%) e no máximo por quatro veículos (2%).

### 5.2.3 Tipos de ultrapassagem

Das 4.054 ultrapassagens realizadas dentro das faixas adicionais, os automóveis ultrapassando caminhões (A/C) representam 58% do total, ver Figura 5.7. Os automóveis ultrapassando automóveis (A/A) e caminhões ultrapassando caminhões (C/C) contribuem com parcelas similares, em torno de 15% cada um, e os caminhões ultrapassando automóveis (C/A) ocorrem raramente, representando apenas 1% dos casos.

Ultrapassagens no fluxo oposto (Oposto) também foram realizadas (11%), em geral, no início das faixas provavelmente devido à grande distância de visibilidade existente nesse ponto e ao efeito já apontado de redução de fluxo na faixa central, o que

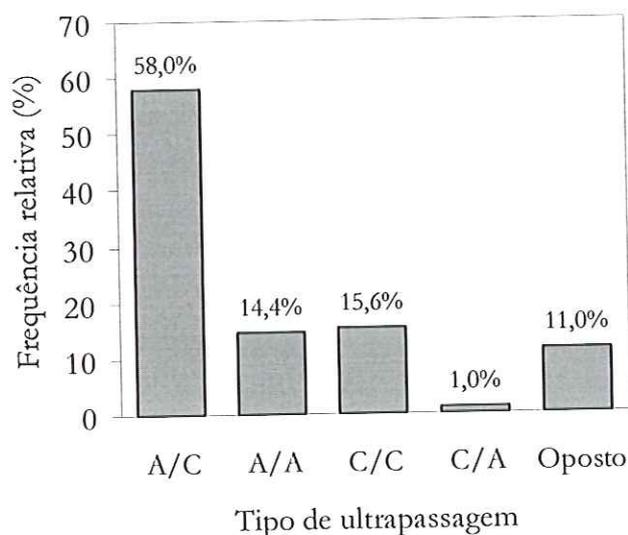
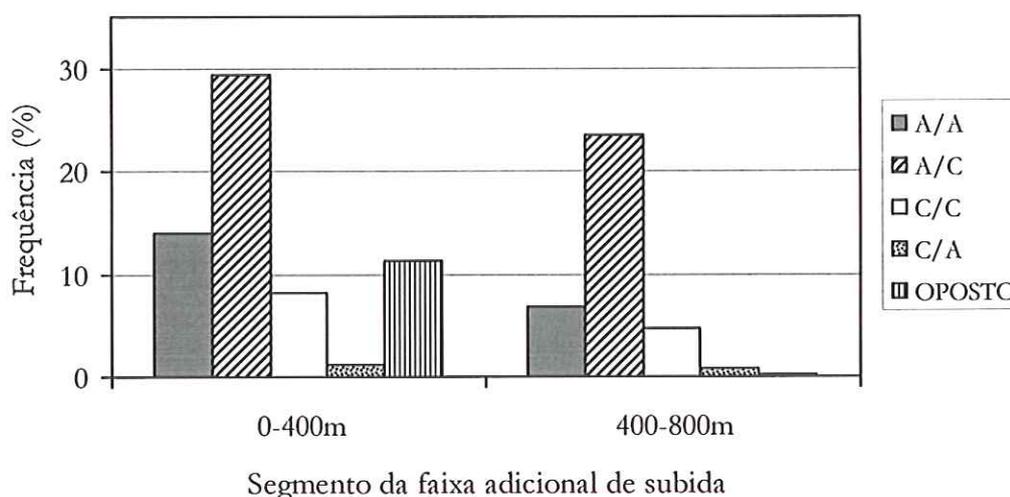


Figura 5.7: Tipos de ultrapassagem observadas nas faixas adicionais da SP 255

favorece também ultrapassagens para o fluxo oposto.

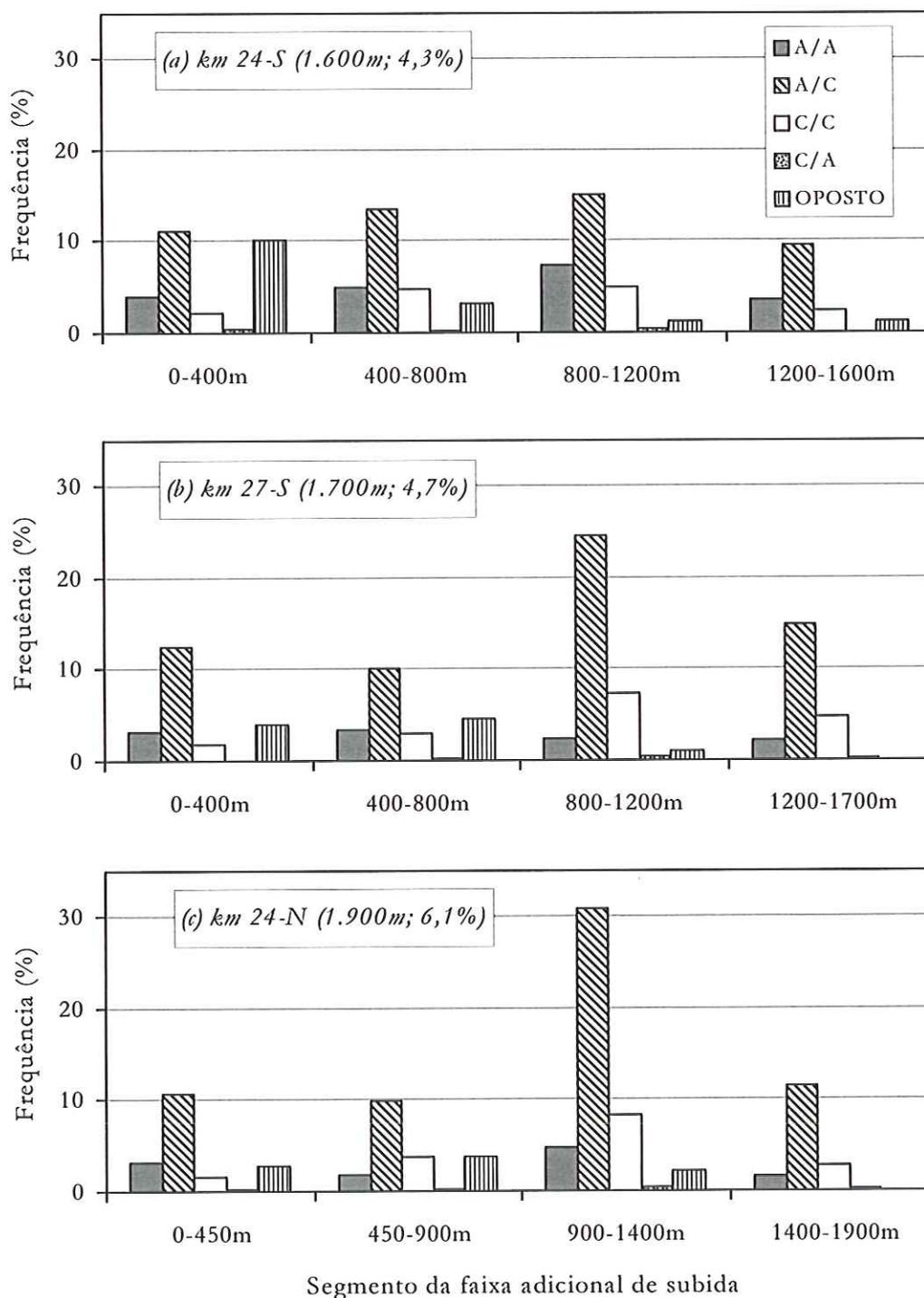
A fim de verificar em qual parte da faixa ocorre o maior número de ultrapassagens, foi feito um levantamento da frequência de ultrapassagem em cada parte da faixa. Na faixa adicional mais curta (km 20-S), cerca de 2/3 do total de ultrapassagens observadas foram realizadas nos primeiros 400 m da faixa. A Figura 5.8 ilustra a frequência de ultrapassagens em cada segmento da faixa adicional km 20-S.



**Figura 5.8:** Frequência observada de ultrapassagens na faixa adicional curta - km 20-S (800m; 4,1%)

Nas faixas mais longas, percebe-se que a frequência de ultrapassagens é aproximadamente uniforme ao longo na faixa adicional km 24-S (Figura 5.9a); porém, nas faixas adicionais km 27-S e km 24-N, as ultrapassagens tendem a concentrar-se no terceiro segmento de faixa (Figuras 5.9b e 5.9c).

O que se observa no campo, entretanto, é que essas três faixas apresentam comportamentos parecidos. A primeira metade dessas faixas, aproximadamente entre 0 e 800 m, serve para dispersar os veículos que já entraram em pelotão na faixa adicional e funciona tipicamente como uma faixa de ultrapassagem, uma vez que a perda de veloci-



**Figura 5.9:** Frequência observada de ultrapassagens nas faixas adicionais longas

dade dos caminhões ainda não é significativa. Entre 800 e 900 m do início da faixa, novos pelotões começam a se formar e são dispersados na segunda metade da faixa. Observa-se que a segunda metade da faixa funciona tipicamente como uma faixa adicional

de subida, visto que a 800 m do início da faixa os caminhões já sofreram reduções significativas em suas velocidades.

Percebe-se também que, quanto maior o comprimento e a declividade da rampa, as ultrapassagens tendem a se concentrar cada vez mais no terceiro segmento, onde os caminhões pesados estão trafegando na velocidade de equilíbrio ou próximos dela. Essa concentração de ultrapassagens pode ser explicada pelo diferencial de velocidade existente no terceiro segmento. A Tabela 5.11 mostra que quanto maior o diferencial de velocidade entre os veículos que trafegam na faixa adicional em relação à faixa de rolamento principal, maior é a concentração de manobras nesse segmento.

**Tabela 5.11:** Velocidade média observada nas faixas adicionais da SP 255

<i>Faixa adicional</i>	<i>Velocidade média na entrada da faixa (km/h)</i>	<i>Velocidade média no 3º segmento (km/h)</i>		
		<i>Faixa principal</i>	<i>Faixa adicional</i>	<i>Diferencial de velocidade</i>
km 20-S	99	94	-	5
km 24-S	96	96	84	12
km 27-S	92	90	76	14
km 24-N	93	92	70	22

Na faixa principal, a velocidade média dos veículos é praticamente a mesma da entrada na faixa, existindo apenas uma pequena perda na velocidade; o que demonstra que realmente as faixas adicionais de subida anulam os efeitos negativos dos caminhões em rampas ascendentes. Esse fenômeno pode ser constatado mais claramente na parte que trata da dispersão dos pelotões nas faixas adicionais.

Os resultados mostram também que as ultrapassagens realizadas pelo tráfego oposto costumam concentrar-se no início das faixas adicionais, onde a distância de visibilidade é suficientemente grande para os motoristas do fluxo oposto.

### 5.2.4 Taxa de ultrapassagem

A taxa de ultrapassagem é uma medida que reflete a eficiência das faixas adicionais. Na SP 255, ao contrário do que se imaginava, verificou-se que, para fluxos menores, a taxa de ultrapassagem é menor nas faixas mais curtas (Tabela 5.12). Porém, à medida que o fluxo aumenta, a taxa de ultrapassagem nas faixas mais curtas cresce mais rápido do que nas mais longas, quase dobrando de valor para um aumento de 100 veíc/h no fluxo.

**Tabela 5.12:** Taxa de ultrapassagem observada nas faixas adicionais da SP 255

<i>Faixa adicional</i>	<i>Comprimento da faixa (m)</i>	<i>Declividade da rampa</i>	<i>Fluxo na direção (veíc/h)</i>	<i>Taxa de ultrapassagem (ultrapassagens·km<sup>-1</sup>·h<sup>-1</sup>)</i>
km 20-S	800	4,1%	150 – 200	65,0
km 24-S	1.600	4,3%	150 – 200	88,6
km 27-S	1.700	4,7%	150 – 200	118,4
km 24-N	1.900	6,1%	150 – 200	136,9
km 20-S	800	4,1%	200 – 250	83,9
km 24-S	1.600	4,3%	200 - 250	108,3
km 27-S	1.700	4,7%	200 - 250	127,9
km 24-N	1.900	6,1%	200 - 250	154,3
km 20-S	800	4,1%	250 - 300	146,3
km 24-S	1.600	4,3%	250 - 300	134,5
km 27-S	1.700	4,7%	250 - 300	-
km 24-N	1.900	6,1%	250 - 300	137,8

Já na faixa adicional km 24-N, a mais longa e a que possui a rampa mais acentuada, não há uma variação significativa na taxa de ultrapassagem. Isso, provavelmente, deve-se ao fato dessa faixa funcionar tipicamente como uma faixa adicional de subida, conforme comentado anteriormente. Nesses casos, talvez a taxa de ultrapassagem não seja a medida de desempenho mais adequada para avaliar a eficiência desses dispositivos.

### 5.2.5 Distância necessária para dispersar os pelotões

Para o levantamento do comprimento de faixa adicional necessário a para dispersão dos pelotões, fez-se inicialmente uma verificação para decidir se o comprimento do *taper* de entrada deveria ou não ser incluído no comprimento total. No campo, quatro situações foram observadas:

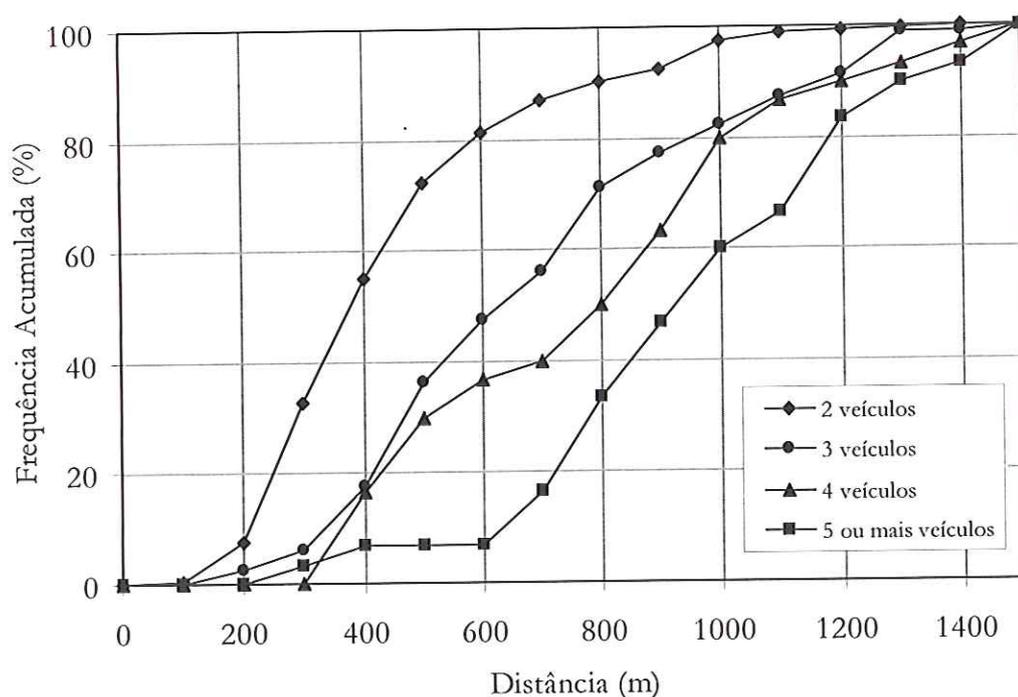
*Situação 1* - O líder do pelotão divergia para a faixa adicional antes do início do *taper*, trafegando na área sinalizada horizontalmente com faixas brancas para a canalização e ordenamento do fluxo. Em geral, esta situação ocorria quando o veículo líder era um caminhão em baixa velocidade.

*Situação 2* - O líder do pelotão utilizava corretamente o *taper* para entrar na faixa adicional e o veículo detrás esperava o veículo líder completar a manobra antes de ultrapassá-lo. Das quatro situações observadas, esta era a mais comum, demonstrando que a maioria dos motoristas utiliza corretamente as faixas adicionais.

*Situação 3* - O veículo líder utilizava corretamente o *taper*, contudo o veículo detrás não esperava o veículo líder entrar na faixa adicional, utilizando-se de parte da faixa do tráfego oposto para realizar a ultrapassagem. Essa situação geralmente ocorria quando o tamanho dos pelotões era grande.

*Situação 4* - O veículo líder não entrava diretamente no *taper*, percorrendo cerca de 50 a 100 metros antes de entrar na faixa adicional. Esta situação era mais comum quando o veículo líder era um automóvel em alta velocidade.

Considerando as situações descritas anteriormente, decidiu-se que o comprimento de *taper* seria incluído no comprimento total gasto para a dispersão dos pelotões. Na



**Figura 5.10:** Distância necessária para dispersar os pelotões nas faixas adicionais existentes na SP 255

Figura 5.10, observa-se que cerca de 80% dos pelotões formados por dois veículos conseguia se dispersar nos primeiros 600 m; porém, para dispersar 90% dos pelotões de dois veículos foram necessários 800 m de faixa – ou seja, é necessário um aumento de 40% no comprimento para dispersar 10% a mais dos pelotões de dois veículos. Já para dispersar os mesmos 90% dos pelotões formados por três e quatro veículos foram necessários 1.200 m e, para os pelotões de cinco ou mais veículos, 1.300 m.

Outra constatação foi que os pelotões compostos por apenas um tipo de veículo necessitavam de uma distância maior para se dispersarem, se comparados aos pelotões liderados por caminhões e seguidos só por automóveis. Nos pelotões mistos (liderados por caminhões e seguidos por outros caminhões e automóveis), geralmente, os motoristas dos caminhões deixavam os automóveis ultrapassarem primeiro. Quando o contrário acontecia, isto é, quando não havia cortesia por parte dos motoristas dos caminhões, a distância necessária para a dispersão era bem maior.

Algumas vezes, os pelotões alcançavam o pelotão anterior antes de se dispersarem totalmente. Não foi observada uma característica específica que diferenciasse os pelotões envolvidos neste tipo de evento. Foram observados tanto pelotões curtos quanto pelotões longos, pelotões compostos só por um tipo de veículo, bem como pelotões mistos envolvidos neste tipo de evento e, como já foi mencionado no método da pesquisa, estes pelotões não foram computados para a análise do comprimento necessário para a dispersão dos pelotões.

Na faixa curta (km 20-S), constatou-se que, às vezes, os pelotões longos e compostos por mais de um caminhão não se dispersavam totalmente dentro da faixa devido à distância disponível para ultrapassar, isto é, só os automóveis conseguiam ultrapassar e os caminhões continuavam em pelotão.

#### **5.2.6 Efeito das faixas adicionais na velocidade média da corrente de tráfego**

Com o intuito de caracterizar o efeito das faixas adicionais na velocidade média da corrente de tráfego, foi feito um levantamento do perfil da velocidade na faixa de rolamento principal e na faixa adicional. Na faixa km 20-S, como o comprimento da rampa é curto, não há perda significativa na velocidade dos caminhões carregados e, por isso, a diferença entre a velocidade média da corrente no início da faixa (99 km/h) em relação ao fim (93 km/h) é pequena ( $\Delta V = 6$  km/h). Nas faixas mais longas (km 24-S, km 27-S e km 24-N), a variação da velocidade entre o início e o final da faixa é de 10 km/h.

A Figura 5.10 apresenta o perfil da velocidade em cada faixa, na qual pode-se observar que a velocidade média da corrente de tráfego é cerca de 15 km/h maior na faixa principal. A velocidade média da corrente ao longo da faixa principal mantém-se próxima da velocidade na entrada da faixa, reduzindo-se somente no fim da faixa, onde os veículos da faixa adicional retornam para a faixa principal.

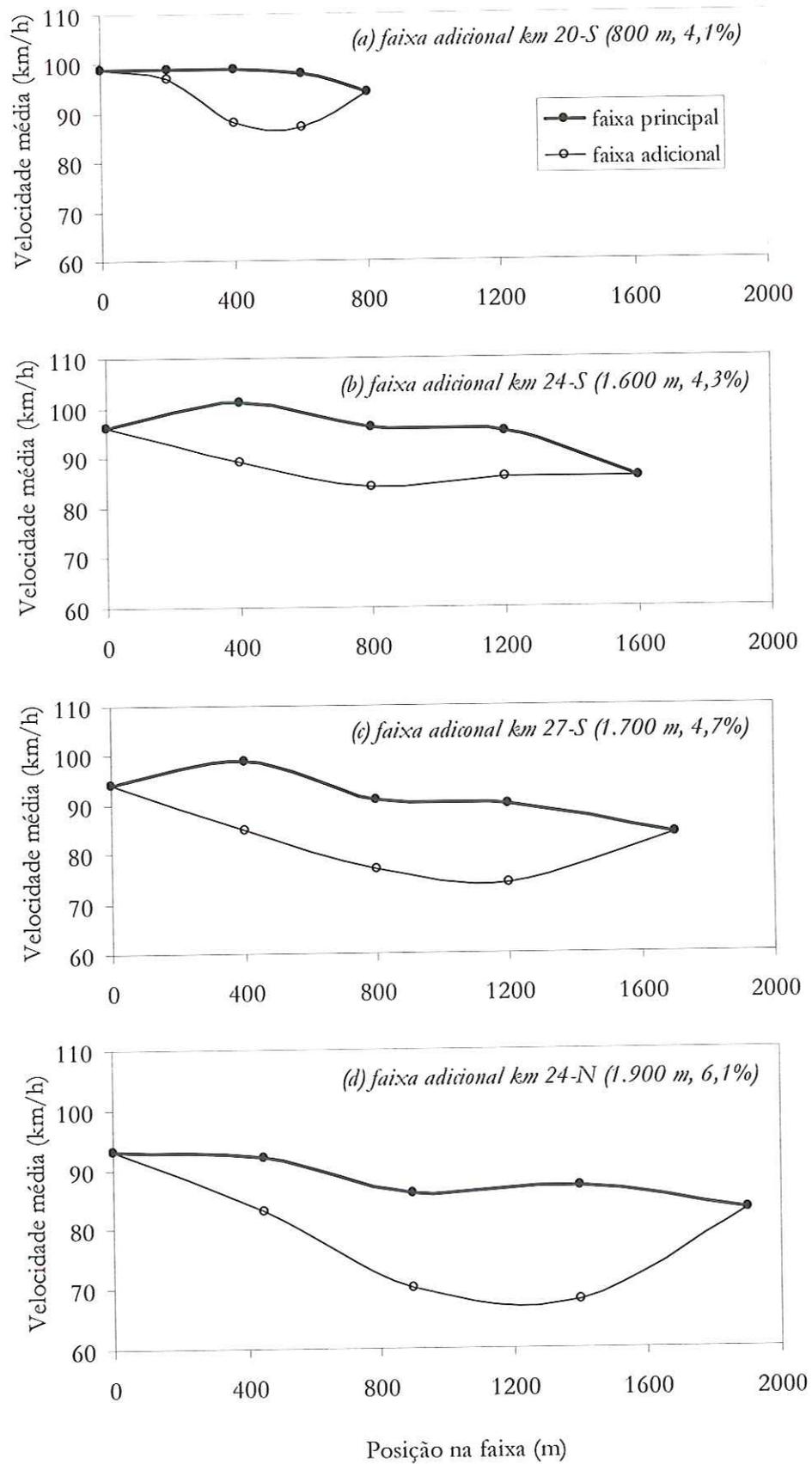
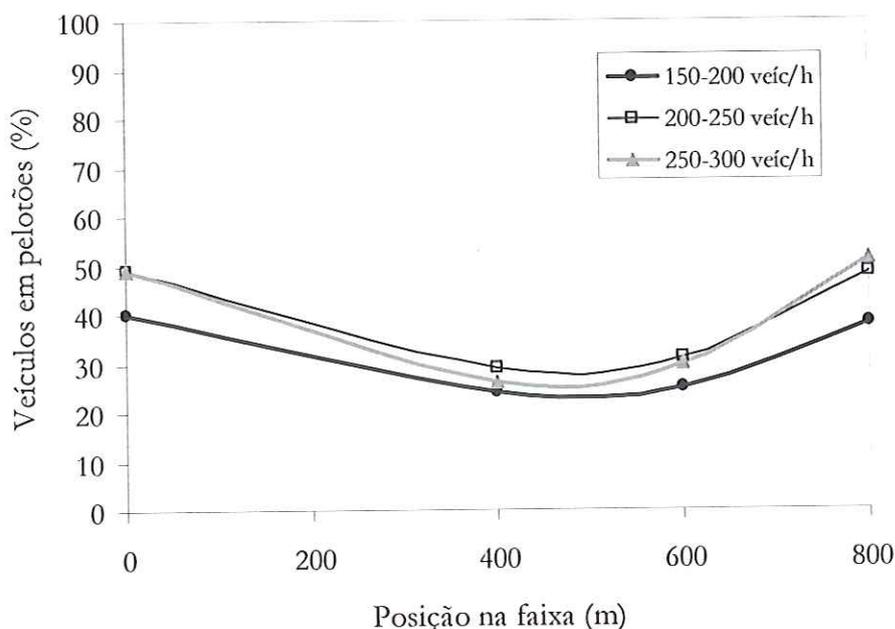


Figura 5.11: Velocidade média de tráfego nas faixas adicionais da SP 255

### 5.2.7 Efeito das faixas adicionais na redução da porcentagem de veículos em pelotões

A porcentagem de veículos em pelotões é uma das principais medidas de desempenho para avaliar a eficiência das faixas adicionais. Os dados levantados indicam que existe uma grande redução na quantidade de veículos em pelotões nos primeiros 400 m da faixa. Entre 400 e 800 m, os pelotões formam-se novamente e tornam a dispersar-se entre 800 e 1.200 m. Contudo, esse fenômeno não foi observado na faixa adicional km 20-S devido ao seu comprimento menor.

As Figuras 5.11 a 5.14 apresentam a porcentagem total de veículos em pelotões, considerando-se tanto o fluxo na faixa principal como na faixa adicional. Analisando as figuras pode-se concluir que as faixas adicionais reduzem a porcentagem de veículos em pelotões em cerca da metade do valor inicial. Este resultado coincide com os resultados de outros estudos desenvolvidos nos Estados Unidos, empregando-se a simulação [Harwood *et al.*, 1988].



**Figura 5.12:** Porcentagem de veículos em pelotões em função do fluxo direcional na faixa adicional km 20-S (800 m; 4,1%)

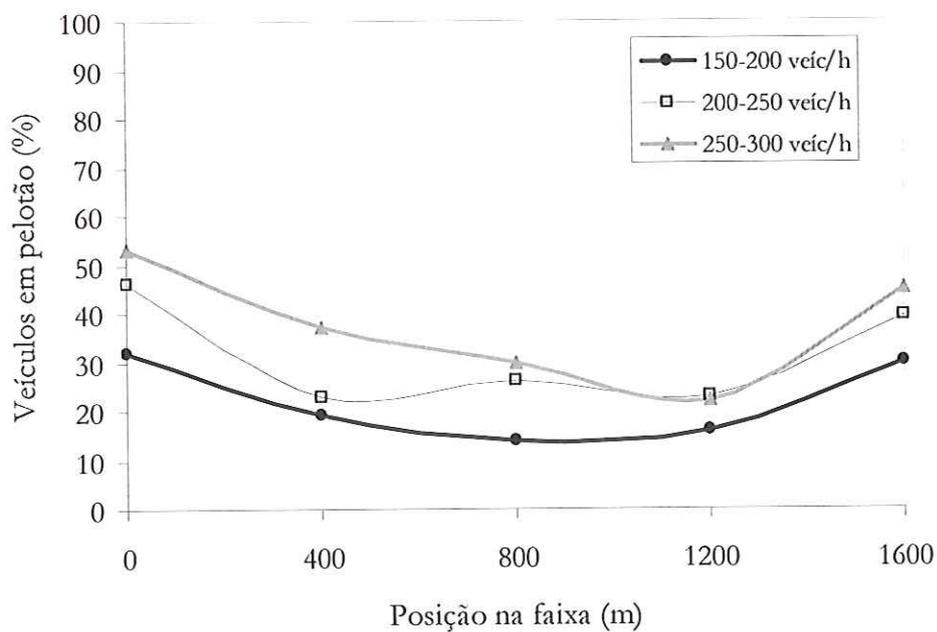


Figura 5.13: Porcentagem de veículos em pelotões em função do fluxo direcional na faixa adicional km 24-S (1.600 m; 4,3%)

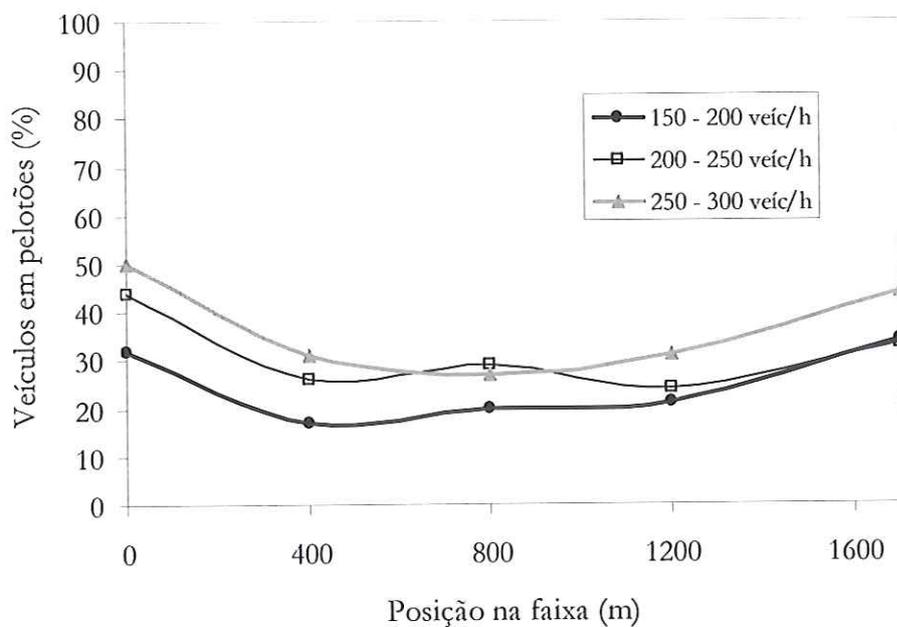
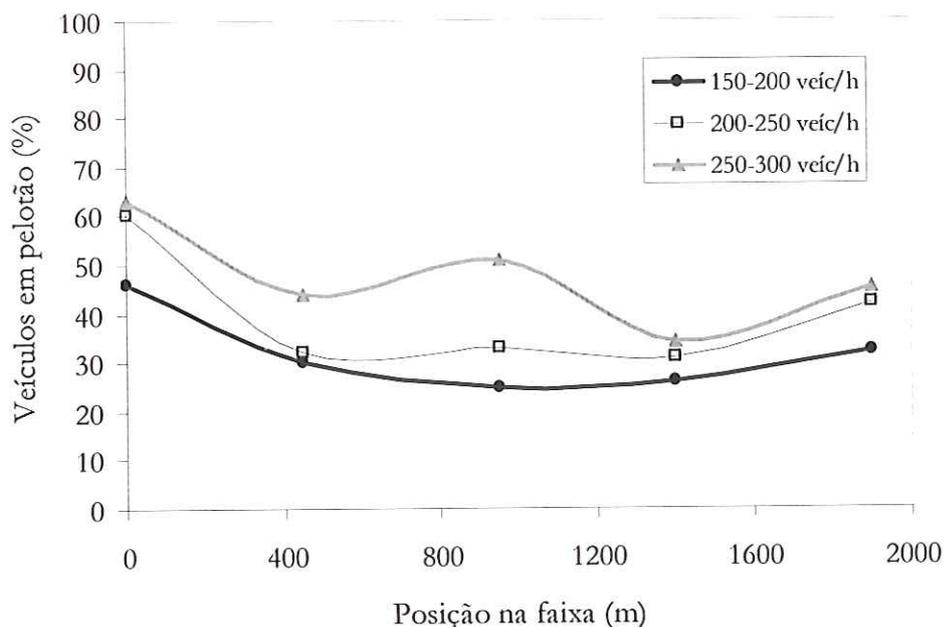


Figura 5.14: Porcentagem de veículos em pelotões em função do fluxo direcional na faixa adicional km 27-S (1.700 m; 4,7%)



**Figura 5.15:** Porcentagem de veículos em pelotões em função do fluxo direcional na faixa adicional km 24-N (1.900 m; 4,7%)

No final das faixas, a porcentagem de veículos em pelotões torna a crescer para valores próximos aos encontrados no início das faixas. A primeira vista, pode-se imaginar que as faixas adicionais não produzem nenhuma redução na porcentagem de veículos em pelotões; entretanto, os pelotões que saem da faixa não são os mesmos que entram na faixa. Na verdade, os veículos mais rápidos avançam de posição dentro do sistema e tornam a serem atrasados pelo pelotão da frente. Na psicologia do motorista, existe uma satisfação gerada por essa alteração da posição e, conseqüentemente, pela redução no tempo de viagem.

Analisando-se apenas a faixa de rolamento principal (Figuras 5.15 a 5.18), verifica-se que a porcentagem de veículos em pelotões nessa faixa é mínima. Além disso, essa parcela dos veículos em pelotões está ultrapassando o líder que se encontra na faixa adicional e, por isso, estão trafegando em velocidades mais altas. Portanto, pode-se considerar que estes veículos não se sentem aborrecidos em seguir em pelotões.

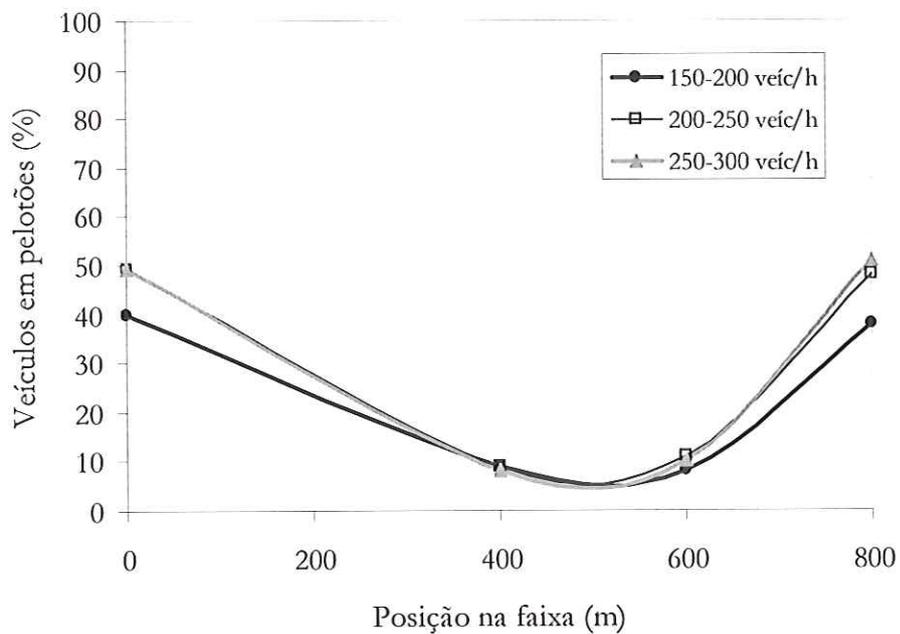


Figura 5.16: Porcentagem de veículos que trafegam em pelotões somente na faixa principal (km 20-S)

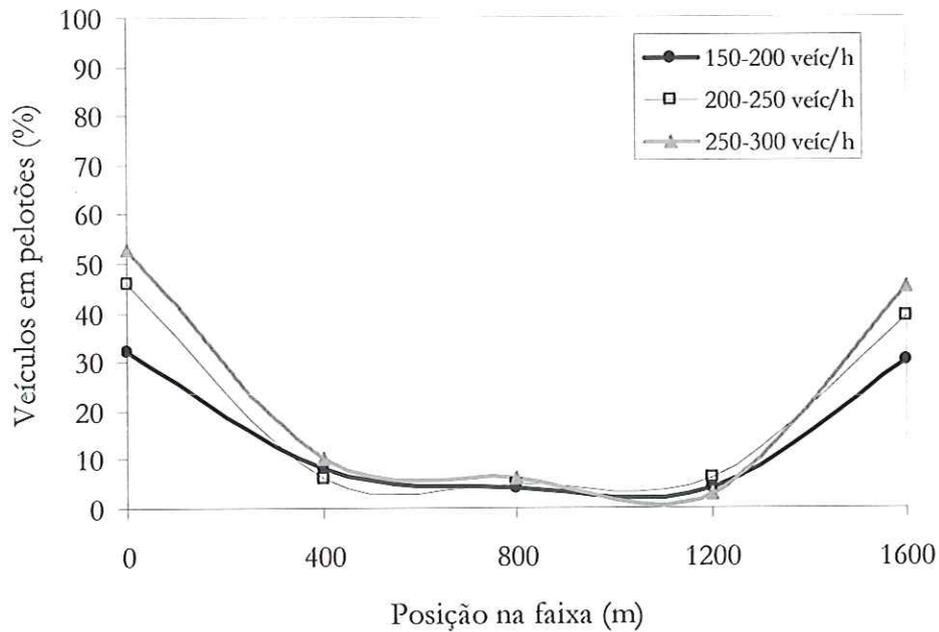


Figura 5.17: Porcentagem de veículos que trafegam em pelotões somente na faixa principal (km 24-S)

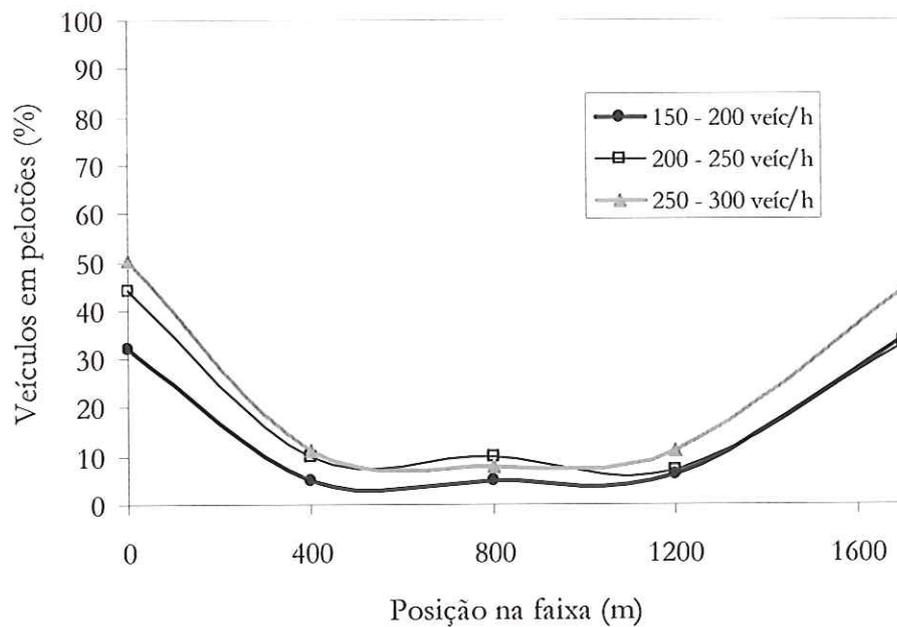


Figura 5.18: Porcentagem de veículos que trafegam em pelotões somente na faixa principal (km 27-S)

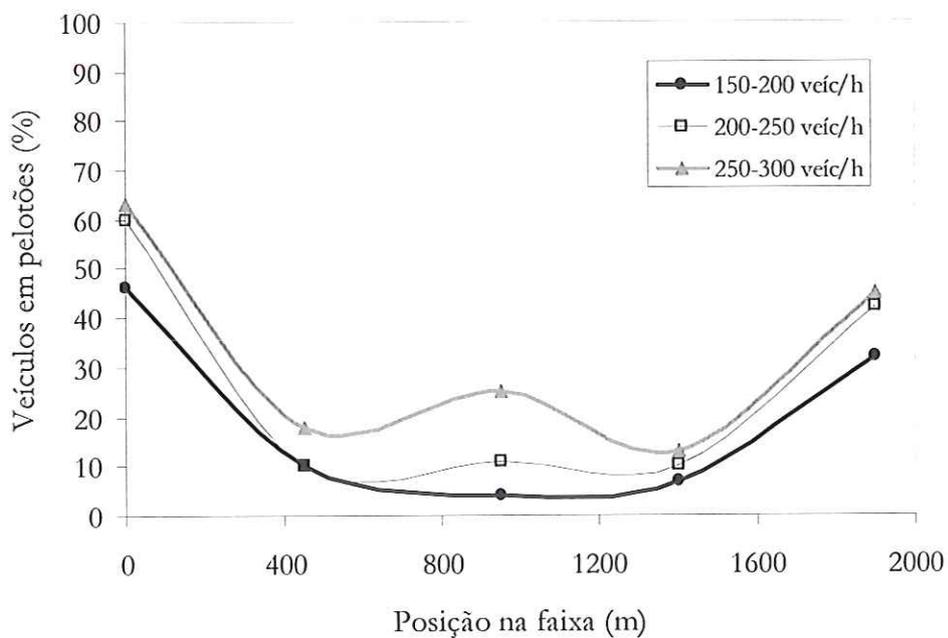


Figura 5.19: Porcentagem de veículos que trafegam em pelotões somente na faixa principal (km 24-N)

### 5.3 DEMAIS ASPECTOS OPERACIONAIS DAS FAIXAS ADICIONAIS

Da observação direta no campo, constatou-se que o início e o fim das faixas adicionais são os locais mais críticos do ponto de vista de segurança e merecem especial atenção no momento da concepção do projeto. Muitas vezes, os motoristas iniciavam as manobras de ultrapassagem no *taper* de entrada, em especial, quando a distância de visibilidade era grande. Enquanto o caminhão líder divergia para o *taper* de entrada, o veículo que estava imediatamente atrás invadia parte da faixa oposta, realizando a ultrapassagem.

No *taper* de saída, um fenômeno semelhante foi constatado. Os veículos mais rápidos invadiam parte da faixa oposta para ultrapassar os veículos lentos que já tinham iniciado o movimento de reentrada na faixa principal. Neste caso, mesmo quando a distância de visibilidade era limitada, os motoristas realizavam manobras arriscadas, pois sabem que se não ultrapassarem os veículos mais lentos, terão que segui-los em pelotão por vários quilômetros à frente. Este fenômeno era mais evidente na faixa adicional mais curta (800 m) e, por causa da configuração “P” (*bead-to-bead*) existente no local, várias vezes foram observadas imprudência e falta de cortesia por parte dos motoristas que poderiam resultar em acidentes (além do caso comentado acima, observou-se que os motoristas dos caminhões “forçavam” a reentrada na faixa principal).

Aparentemente, o comprimento do *taper* de entrada adotado na SP 255 parece ser adequado para que os caminhões realizem o movimento de divergência com conforto e segurança. Por outro lado, talvez o comprimento do *taper* de saída deva ser aumentado para evitar que os motoristas dos caminhões “forcem” a sua reentrada na faixa principal e, conseqüentemente, cause possíveis acidentes.

Quanto às ultrapassagens pelo fluxo oposto no trecho onde existem faixas adicionais, nada que merecesse um tratamento especial foi constatado. Na SP 255, os mo-

toristas do fluxo oposto raramente colocavam a segurança dos demais em risco, ultrapassando somente quando um *gap* suficientemente longo era oferecido no outro sentido de tráfego.

Em relação aos acessos, dois casos merecem ser comentados neste trabalho. Um dos acessos localiza-se antes do término da faixa adicional KM24-S e serve de entrada para os caminhões na balança. Apesar da balança não estar em funcionamento na data da coleta de dados, foi observado que a localização desse acesso no meio da faixa adicional melhora a operação da rodovia. Os caminhões carregados e lentos, que já estão na faixa adicional, entram direto na balança e a faixa adicional acaba funcionando também como uma de faixa de acúmulo. A saída dessa balança localiza-se poucos metros à frente do fim da faixa, num ponto com boa distância de visibilidade, e aparentemente não apresenta problemas do ponto de vista operacional e de segurança.

O outro acesso que merece ser mencionado localiza-se imediatamente após o término de uma longa faixa adicional. Como o final dessa faixa é identificado apenas por placas e pela sinalização horizontal, isto é, como não existe uma delimitação física que indique o seu término, os caminhões continuavam na faixa. Isso, às vezes, confundia o motorista de trás que começava a ultrapassá-lo, achando que o caminhão fosse entrar no acesso. Mas o caminhão divergia de repente na faixa principal, tomando o outro motorista desprevenido, o que do ponto de vista de segurança é perigoso.

## 6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

---

Esta dissertação de mestrado, cujo principal objetivo foi caracterizar o processo de formação de pelotões e a sua dispersão nas faixas adicionais, foi mais um esforço para compreender melhor a complexa natureza do tráfego em rodovias de pista simples, de forma a permitir a adoção de medidas mais eficientes para a melhoria operacional deste tipo de rodovia. Da análise dos resultados foi possível constatar que a formação de pelotões depende de vários fatores, dos quais os mais importantes são:

- (a) no trecho sem faixas adicionais:
  - fluxo na direção analisada; e
  - distribuição de *gaps* no fluxo oposto;
- (b) no trecho com faixas adicionais:
  - fluxo na direção analisada;
  - distribuição de *gaps* no fluxo oposto; e
  - porcentagem de zonas de ultrapassagem.

Os resultados da análise estatística indicam ainda que a porcentagem de caminhões no fluxo de tráfego não influi na formação de pelotões no trecho sem faixas adicionais. Contudo, esse resultado deve ser considerado com cautela, uma vez que o valor de  $p$  dessa variável ( $p = 0,07$ ) está muito próximo do nível de significância adotado ( $\alpha = 0,05$ ). Já no trecho contendo faixas adicionais, a significância dessa variável foi muito pequena ( $p = 0,48$ ), reforçando a idéia de que as faixas adicionais de subida anulam os efeitos negativos dos caminhões.

Os resultados da análise comparativa entre o trecho com e sem faixas adicionais concordam com o método de análise de nível de serviço do HCM 2000 em segmentos contendo faixas adicionais, no qual utilizam-se fatores de aumento na velocidade média da corrente de tráfego e de redução na porcentagem de tempo seguindo em pelotões. Na SP 255, verificou-se que a velocidade média da corrente de tráfego é 1,07 vez maior no trecho contendo faixas adicionais, que é o mesmo valor adotado no HCM 2000 para fluxo variando entre 300 a 600 veíc/h na direção analisada. Não foi possível fazer uma estimativa da redução da porcentagem de tempo seguindo em pelotões, uma vez que é difícil de se obter esse tipo de dado no campo. Entretanto, uma vez que foi verificado que há uma redução na porcentagem de veículos em pelotões, pode-se afirmar que as faixas adicionais também reduzem a porcentagem de tempo seguindo em pelotões.

Foi constatado também que não há diferença no desempenho operacional, pelo menos em termos de porcentagem de veículos em pelotões, entre o trecho com e sem faixas adicionais quando o fluxo de tráfego é em torno de 200 veíc/h na direção estudada. Analisando a recomposição dos pelotões após o término de uma faixa adicional, percebe-se que a porcentagem de veículos em pelotões oscila, isto é, não cresce suavemente conforme o esperado quando o fluxo na direção é entre 150 e 250 veíc/h. Esses resultados, ainda que preliminares, pode ser um indicativo de que o tráfego apresenta um comportamento diferenciado para fluxos em torno desse valor. Essa hipótese é reforçada pelo método do HCM 2000, que adota valores mais altos de  $f_{np}$  (fator que leva em consideração a porcentagem de zonas de ultrapassagem proibida) quando o fluxo oposto é 200 veíc/h.

A partir das observações empíricas realizadas no sentido de fluxo das faixas adicionais, verifica-se que de 70 a 75% do fluxo e que cerca de 75 a 85% dos caminhões que compõem o fluxo divergem para a faixa, aliviando o tráfego na faixa de rolamento

principal. Isso demonstra que as faixas adicionais também melhoram a qualidade operacional no fluxo oposto, uma vez que há um aumento no número de *gaps* adequados para a dispersão dos pelotões no fluxo oposto, e que este benefício também deveria ser incorporado nos métodos de análise de nível de serviço existentes.

Dos resultados da avaliação da eficiência de faixas adicionais, cujas medidas de desempenho utilizadas foram a porcentagem de veículos em pelotões e a taxa de ultrapassagem, conclui-se que, para o intervalo de fluxo existente na SP 255, as faixas curtas, além de mais baratas, são mais eficientes do ponto de vista operacional. Constatou-se ainda que a porcentagem de veículos em pelotões entre o início e o final da faixa é praticamente a mesma, mas que o maior benefício gerado pelas faixas adicionais é o avanço da posição dos veículos mais rápidos dentro do tráfego.

O levantamento da distância necessária para a dispersão dos pelotões foi feito com a finalidade de investigar qual seria o comprimento ótimo das faixas adicionais. Constatou-se que esses valores estão em torno de 800 a 1.500 m, dependendo do tamanho médio dos pelotões. Deve-se ressaltar que o tamanho médio dos pelotões depende do fluxo de tráfego existente na via. Os valores de comprimentos ótimos encontrados neste estudo coincidem com os valores adotados nos Estados Unidos [Harwood e Hoban, 1987], que são intermediários aos valores recomendados nos métodos canadenses e australianos. Essa diferença pode estar relacionada com o volume e composição de tráfego e com a geometria existentes nas rodovias desses países.

Uma das limitações encontrada neste estudo é o intervalo de variação de fluxos de tráfego observado; fluxos maiores são difíceis de serem encontrados, pois, geralmente, adota-se a política da duplicação quando o volume de tráfego atinge valores próximos aos encontrados no trecho estudado. Um exemplo disso é o trecho em questão,

que está sendo duplicado em virtude do tráfego apresentado. Assim sendo, só o uso de simulação permitiria obter dados para fluxos de tráfego maiores, o que foge do objetivo proposto para este estudo, que visava obter dados empíricos para caracterização do fluxo de tráfego em rodovias de pista simples. A obtenção desses dados empíricos justificase pela sua importância para a calibração, verificação e validação de modelos de simulação, que só poderiam ser usados para a geração de dados após terem passado por esses processos.

Um estudo mais detalhado sobre o *headway* crítico também deveria ser feito considerando-se situações diferentes das estudadas, visto que uma das maiores dificuldades encontradas nos estudos empíricos relacionados a este assunto é o estabelecimento de um critério que defina quando dois veículos encontram-se em pelotões. Os *headways* usados neste trabalho foram medidos no início das faixas adicionais e o fato dos motoristas enxergarem a faixa adicional à frente pode estimulá-los a adotar um comportamento mais agressivo, isto é, acelerar o veículo e reduzir a distância entre ele e o veículo da frente com a intenção de ultrapassá-lo logo no início da faixa adicional. Em trechos sem faixas adicionais, o *headway* crítico poderia ser maior, já que este efeito não existiria.

Além disso, os resultados deste estudo mostram que pelotões liderados por automóveis e seguidos por caminhões dificilmente se dispersam. Nesse caso, o que se observava era o contrário. Em geral, o automóvel ultrapassava o caminhão pouco antes dos sensores, não existindo espaço suficiente para o automóvel se distanciar do caminhão. Pelo critério adotado, esses veículos foram considerados em pelotão.

Outra dificuldade encontrada no estudo de formação dos pelotões foi a definição do valor do *gap* mínimo no fluxo oposto necessário para a realização de uma ultrapassagem segura, visto que a aceitação ou não do *gap* no fluxo oposto depende de fato-

res humanos e de fatores relacionados ao desempenho dos veículos. Estudos que levem em consideração as características dos motoristas brasileiros e a influência dos caminhões nas manobras de ultrapassagem devem ser feitos, visto que 65% dos pelotões observados na SP 255 são liderados por caminhões e o método do DNER não considera caminhões para determinar a distância de visibilidade de ultrapassagem.

Seria interessante verificar se o posicionamento das zonas de ultrapassagem permitida tem alguma influência na formação de pelotões. Por exemplo, se um trecho possuíse 50% de zonas de ultrapassagem permitida, qual das situações seria melhor: os 50% de zonas de ultrapassagem permitida concentradas apenas em uma parte do trecho ou distribuídas em intervalos regulares ao longo de todo o trecho. Recomenda-se que esse estudo leve em consideração o fluxo oposto. Acredita-se que acima de certo valor de fluxo oposto, a oferta de *gaps* adequados para a ultrapassagem seja tão reduzida que a existência ou não de zonas de ultrapassagem permitida tenham pouca ou quase nenhuma influência na formação de pelotões.

Seria também conveniente que este estudo fosse estendido para outros locais; preferencialmente trechos onde a construção de faixas adicionais esteja planejada, para possibilitar a avaliação da formação de pelotões no mesmo local, antes e depois da construção das faixas.

Dos resultados da análise da recomposição do tráfego após o término da faixa adicional km 24-S, é possível perceber que a porcentagem de veículos em pelotões deve continuar a crescer após os 1.200 m do trecho analisado. Um trecho mais longo não pôde ser monitorado devido à quantidade de equipamentos disponíveis; entretanto, seria interessante que trechos mais longos fossem estudados, a fim de verificar em qual valor

a porcentagem de veículos se estabilizaria ou, ainda, para verificar qual a extensão dos benefícios provenientes das faixas adicionais.

Como último comentário a respeito do estudo da dispersão dos pelotões, verificou-se que cerca de 38% dos pelotões não se dispersaram ao longo das faixas adicionais. Imagina-se que os motoristas desses veículos estão satisfeitos por seguir em pelotão, ou pelo menos conformados, e, portanto, não deveriam ser considerados em pelotão. O fato de não existir a necessidade oferecer comprimentos de faixas suficientemente longas para dispersar 100% dos veículos em pelotões deve ser levado em conta nos futuros projetos de implantação de faixas adicionais.

## 7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

---

- ABCR [2002]. Associação Brasileira de Concessionárias Rodoviárias. <http://www.abcr.org.br>. Acessado em 10/02/2002.
- AASHTO [1994]. *Geometric Design of Highway and Streets*. American Association of State Highway and Transportation Officials. Chapter III: Elements of Design, p. 241-269. Washington D.C.
- AASHTO [2001]. *Geometric Design of Highway and Streets*. American Association of State Highway and Transportation Officials. Chapter III: Elements of Design, p. 235-254. Fourth Edition. Washington D.C.
- Alberta Infrastructure [1999]. *Highway Geometric Design Guide*. Canada.
- Botha, J.L.; Zeng, X. e Sullivan, E. [1993]. Comparison of Performance of TWOPAS and TRARR Models When Simulation Traffic on Two-lane Highways with Low Design Speeds. *Transportation Research Record*, v. 1398, p. 7-16.
- Botma, H. [1986]. Traffic Operation on Busy Two-Lane Rural Roads in the Netherlands. *Transportation Research Record*, n. 1091, p. 126-131.
- Botswana Ministry of Works [1982]. *Botswana road Design Manual*. Gaborone. Citado por Wolhuter e Polus [1988].
- Demarchi, S. H. [2000]. Influência de Veículos Pesados na Capacidade e Nível de Serviço de Rodovias de Pista Dupla. 157 p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- DER-SP [2002]. Evolução da Rede Rodoviária Estadual. <http://www.der.sp.gov.br>. Acessado em 10/02/2002.
- DNER [1999]. *Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro.
- Egami, C.Y. [2000]. Recalibração de um Modelo para Simulação de Tráfego em Rodovias de Pista Simples. São Carlos. 137p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- Enberg, A. e Pursula, M. [1997]. Traffic Flow Characteristics on Three-Lane Rural Highway in Finland: Results from Empirical Studies and Simulations. *Transportation Research Record*, n. 1572, p. 33-42.
- Federal Highway Administration [1978]. *Manual of Uniform Traffic Control Devices for Streets and Highways*. Citado por Harwood e Hoban [1987].
- Galin, D. (1980). A Comparison of Some Bunch-Size Models for Two-Lane Rural Roads – An Israeli Experience. *Transportation Research*, v. 14A, p. 51-56.
- Gattis, J.L.; Alguire, M.S.; Townsend, K. e Rao, S. [1997]. Rural Two-Lane Passing Headways and Platooning. *Transportation Research Record*, v. 1579, p. 27-34.



- GEIPOT [2002]. Anuário Estatístico dos Transportes 2000. Empresa Brasileira de Planejamento de Transporte. <http://www.geipot.gov.br>. Acessado em 15/01/2002.
- Griffin, P.K. [1988]. *Mitigating Passing Restrictions*. Division of Transportation Operations and Toll Bridges, California Department of Transportation, Sacramento, California. Citado por Morrall *et al.* [1995].
- Harwood, D.W. [1991]. Research Needs on the Operational Effectiveness of Passing Lanes on Two-Lane Highways. In: Branolte, U. (ed.). *Highway Capacity and Level of Service*. A. A. Balkema, Rotterdam, p. 151-162.
- Harwood, D.W. e Hoban, C.J. [1987]. *Low-Cost for Improving Traffic Operations on Two-Lane Roads*. U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Informational Guide, Report No. FHWA-IP-87-2.
- Harwood, D.W.; Hoban, C.J. e Warren, D.L. [1988]. Effective Use of Passing Lanes on Two-Lane Highways. *Transportation Research Record*, v. 1195, p. 79-91.
- Harwood, D.W.; May, A.D.; Anderson, I.B.; Leiman, L. e Archilla, A.R. [1999]. *Capacity and Quality of Service of Two-Lane Highways*. Final Report, Project 3-55(3). National Cooperative Highway Research Program, TRB, Washington, DC, EUA.
- Harwood, D.W. e St John, A.D. [1986]. *Operational Effectiveness of Passing Lanes on Two-Lane Highways*. Report FHWA/RD-86/195, Federal Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C. Citado por Mutabazi *et al.* [1999].
- Harwood, D.W.; St John, A.D. e Warren, D.L. [1985]. Operational and Safety Effectiveness of Passing Lanes on Two-Lane Highways. *Transportation Research Record*, v.1026, p.31-39.
- Hoban, C.J. [1982]. Example Application of TRARR: The Two and Half Lane Rural Roads. In: *Proceedings of the 11th Australian Road Research Board Conference*, 11(4), p. 59-70.
- Hoban, C.J. [1986]. Passing Lane Planning and Design in Austrália. Paper presented at a short course of University of Calgary, Canada.
- Hoban, C. J. [1984]. Traffic Operations and Level of Service on Two-Lane Roads. In: *Proceedings of 12th Australian Road Research Board Conference*. 12(5), p. 117-131.
- Kabbach Jr., F.I. [1992]. *Contribuição para o Estudo de Implantação de Faixas Adicionais em Rampas Ascendentes de Rodovias de Pista Simples*. 333p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- Kaub, A.R. e Berg, W.D. [1988]. Design guide for Auxiliary Passing Lanes on Rural Two-Lane Highways. *Transportation Research Record*, v. 1195, p.92-100.
- Knospe, W.; Santen; L.; Schadschneider, A. e Schreckenberg, M. [1999]. Disorder Effects in Cellular Automata for Two-Lane Traffic. *Physica A*, v. 265, n. 3, p. 614-633.
- Machado Neto, E. F. [1995]. Influência dos Veículos Pesados na Capacidade de Rodovias de Pista Simples. 136 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- McLean, J. R. [1989]. *Two-Lane Highway Traffic Operations – Theory and Practice*. New York, Gordon and Beach Science Publishers.
- Melo, R. A. [2002]. Faixas Adicionais para Aclives de Rodovias Brasileiras. 175 p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- Mendonza, A. e Mayoral, E. [1994]. Economic Feasibility Assessment Procedure for Climbing Lanes on Two-Lane Roads in Mexico. *Transportation Research Record*, v. 1497, p. 26-34.
- Morrall, J.F. [1986]. *Design Guidelines for Passing Lanes in the Mountain Parks*. Paper presented in the short course: Planning and Design of Passing Lanes – University of Calgary, Canada.

- Morrall, J.F. [1998]. Impact of Passing Lanes on the Quality of Service on Two-Lane Highways. *Proceedings of the Third International Symposium on Highway Capacity*. Copenhagen, Denmark, v. 2.
- Morrall, J. [1990]. Planning and Design of Passing Lanes for the Trans-Canada Highway in Yoho National Park. *Canadian Journal of Civil Engineering*, v. 17, n. 1, p. 79-86.
- Morrall, J.F. e Blight, L. [1985]. Evaluation of Test Passing Lanes on the Trans-Canada Highway in Banff National Park. *Transportation Forum*, v. 2-3, p. 5-12.
- Morrall, J.F. e Hoban, C.J. [1985]. *A Comparison of Canadian and Australian Passing Lane Design Practice*. Roads and Transportation Association of Canada, Vancouver.
- Morrall, J.F.; Miller Jr., E.; Smith, G.A.; Fuerstein, J. e Yazda, F. [1995]. Planning and Design of Passing Lanes Using Simulation Model. *Journal of Transportation Engineering*, v. 121, n. 1, p. 50-62.
- Morrall, J.F. e Thompson, W. [1990]. Planning and Design of Passing Lanes for the Trans-Canada Highway in Yoho National Park. *Canadian Journal of Civil Engineering*, v. 17, n. 1, p. 79-86.
- Morrall, J.F. e Werner, A. [1982]. Measurement of Level of Service for Two-Lane Rural Highways. *Canadian Journal of Civil Engineering*, v. 9, p. 385-398. Citado por McLean [1989].
- Morrall, J.F. e Werner, A. [1990]. Measuring Level of Service of Two-Lane Highways by Overtakings. *Transportation Research Record*, v. 1287, p. 62-69.
- Mutabazi, M.I.; Russell, E.R. e Stokes, R.W. [1998]. Drivers' Attitudes, Understanding, and Acceptance of Passing Lanes in Kansas. *Transportation Research Record*, v. 1628, p. 25-33.
- Mutabazi, M.I.; Russell, E.R. e Stokes, R.W. [1999]. Location and Configuration of Passing Lanes. *Transportation Research Record*, v. 1658, p. 25-33.
- NAASRA [1985]. *Guide to Geometric Design of Rural Roads*. National Association of Australian State Road Authorities, Sydney. Citado por Morrall e Hoban [1985] e por Harwood e Hoban [1987].
- Polus, A., Craus, J. e Grinberg, I. [1981]. Applying the Level-of-Service Concept to Climbing Lanes. *Transportation Research Record*, v. 806, p. 28-32.
- Roads and Transportation Association of Canada [1976]. *Geometric Design Standards for Canadian Roads and Streets*. Ottawa, Ontario. Citado por Wolhuter e Polus [1988].
- Romana, M.G. [1999]. Passing Activity on Two-Lane Highways in Spain. *Transportation Research Record*, v. 1678, p. 90-95.
- Sadeghhosseini, S. e Benekohal, R. F. [1997]. Space Headway and Safety of Platooning Highway Traffic. In: *Proceedings of the Conference on Traffic Congestion and Traffic Safety in the 21st Century – Challenges, Innovations, and Opportunities*. ASCE, New York, p. 472-478.
- Stockton, W.R.; Mounce, J.M. e Walton, N.E. [1976]. Guidelines for the Application of Selected Signs and Markings to Low Volume Rural Roads. *Transportation Research Record*, v. 579. Citado por Kaub e Berg [1988].
- TRB [1985]. *Highway Capacity Manual, Special Report 209*. Transportation Research Board. Washington D. C.
- TRB [2000]. *Highway Capacity Manual*. Transportation Research Board. Washington D. C.
- Underwood, R. T. [1963] Traffic Flow and bunching. *Australian Road Research*, 1(8), p. 8-25. Citado por McLean [1989].
- Werner, A. e Morrall, J.F. [1984]. A Unified Traffic Flow Theory Model for Two-Lane Rural Highways. *Transportation Forum*, v. 1-3, p. 79-87. Citado por Morrall [1998].

- Wolhuter, K.M. [1985]. *Geometric Design of Rural Roads. Technical Recommendations for Highway 17*. National Institute for Transport and Road Research, CSIR, Pretoria, South Africa. Citado por Wolhuter e Polus [1988].
- Wolhuter, K.M. e Polus, A [1988]. Uniform Delay Approach to Warrants for Climbing Lanes. *Transportation Research Record*, v. 1195, p. 101-110.