Campus de São Carlos

INFLUÊNCIA DOS VEÍCULOS PESADOS NA
CAPACIDADE DE INTERSEÇÕES RODOVIÁRIAS

SERCIO HENRIQUE DEMARCHI

ORIENTADOR: PROF. DR. JOSÉ REYNALDO A. SETTI

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

**ESCOLA DE ENGENHARIA
DE SÃO CARLOS**

✓

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

INFLUÊNCIA DOS VEÍCULOS PESADOS NA CAPACIDADE
DE INTERSEÇÕES RODOVIÁRIAS

SERGIO HENRIQUE DEMARCHI

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

DEDALUS - Acervo - EESC

31100016599

ORIENTADOR: Prof. Dr. José Reynaldo A. Setti

São Carlos - SP
Janeiro - 1995

Class.	Tese - EESC
Cutt.	1866
Tombo	064/95

Transportes

st 0741922

Demarchi, Sergio Henrique

Influência dos Veículos Pesados na Capacidade de Interseções Rodoviárias/ Sergio Henrique Demarchi. - São Carlos, 1995.

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

Orientador: Prof. Dr. José Reynaldo A. Setti

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

DEDICATÓRIA

*Ao meu pai, José Sérgio,
e à minha mãe, Maria Augusta.*

*Se as pessoas percebessem que a única realidade
definitiva é a mudança, elas seriam mais felizes*

Buda

*A razão impõe soluções conhecidas
O impulso livre releva opções inéditas*

Jonas Neto

Não sabendo que era impossível, ele foi lá e fez.

Jean Cocteau

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Dr. José Reynaldo A. Setti, pela eficiência na orientação deste trabalho.

Aos professores do Departamento de Transportes, e em especial ao Prof. Dr. João Alexandre Widmer, pelas sugestões e pelo constante incentivo.

Aos funcionários do Departamento de Transportes, e em especial à Heloísa e ao Carlos.

Aos colegas que ajudaram-me nas coletas de dados, Mirian e Marcio; à Sandra Oda, por sua constante disposição (e paciência) em ajudar; ao Eloy, que também contribuiu com algumas sugestões e pela revisão da versão definitiva deste trabalho.

Ao meu pai e ao Departamento de Transportes, que me forneceram o equipamento necessário para as filmagens durante as coletas de dados.

Ao CNPq e ao FIPAI, que financiaram meus estudos e a coleta de dados.

À Silvana, pela "consultoria" na parte estatística.

Aos meus colegas do Departamento de Transportes, Luzenira, Vânia, Roberto Aramakí, Glauco, Kennedy, José Antonio, Carlos Alexandre, Renata, Barreiro, Sérgio Motta, Fernando Schmidt e demais colegas, pela amizade e alegria compartilhadas nestes dois anos de estudo.

À Claudia, pelo apoio e principalmente compreensão. Sei que em muitos momentos, envolvido com este trabalho, não lhe dispensei a atenção que ela realmente merece.

Ao Pedro e à Sandra, que forneceram quase tudo o que ouvi de música durante os meses que escrevi esta dissertação.

SUMÁRIO

SUMÁRIO	v
LISTA DE FIGURAS	viii
LISTA DE TABELAS	xii
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	xv
RESUMO	xvi
ABSTRACT	xvi
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Aspectos sobre Veículos de Grande Porte	2
1.2. Objetivo	4
1.3. Organização do Trabalho	4
2. INTERSEÇÕES EM NÍVEL	7
2.1. Considerações Iniciais	7
2.2. Pontos de Conflito ou Interferência	7
2.3. Generalidades sobre o Projeto Geométrico de uma Interseção	9
2.3.1. Classificação das interseções	11
3. VEÍCULOS	12
3.1. Considerações Iniciais	12
3.2. Veículos de Projeto	13
3.3. Aceleração e Tempo de Cruzamento de Veículos de Grande Porte	15
3.4. Conclusões	20
4. OPERAÇÃO DE VEÍCULOS EM INTERSEÇÕES EM NÍVEL	21
4.1. Processo de Aceitação de Gaps e Lags	22
4.2. Fatores que Influem na Aceitação de Gaps e Lags	23
4.2.1. Variações na Aceitação de Gaps em uma Determinada Categoria	24
4.2.2. Variações na Aceitação de Gaps Considerando um Mesmo Veículo	26
4.3. Gap Crítico	27
4.3.1. Método do HCM	28
4.3.2. Método de Greenshield	29
4.3.3. Método de Raff	29

4.3.4. Modelo Logit.....	30
4.4. Gaps Críticos Obtidos para Caminhões	32
4.5. Análise da Capacidade de Interseções	32
4.5.1. Método do HCM	34
4.5.2. Método Alemão	38
4.5.3. Método Sueco	40
4.5.4. Considerações Sobre a Distribuição de Gaps na Via Principal	41
4.5.5. Nível de Serviço	44
4.6. Conclusões	45
5. COLETA DE DADOS	47
5.1. Interseções Escolhidas para Análise	47
5.2. Escolha do Método de Coleta	50
5.3. Coleta de Dados no Campo	52
5.4. Redução de Dados do Vídeo	54
5.4.1. Veículos Conflitantes	56
5.4.2. Organização dos Dados Coletados	57
5.5. Volumes de Tráfego Obtidos nas Interseções	59
5.5.1. Distribuição dos Fluxos de Tráfego	65
5.5.2. Composição do Tráfego	67
6. ANÁLISE DOS TEMPOS DE CRUZAMENTO	69
6.1. Distribuição dos Tempos de Cruzamento	70
6.2. Comparação das Médias dos Tempos de Cruzamento Com ou Sem Parada na Interseção	72
6.3. Comparação das Médias dos Tempos de Cruzamento das Interseções Pradla e Bonfim	73
6.4. Comparação das Médias dos Tempos de Cruzamentos de Veículos Vazios e Carregados	76
6.5. Ajuste de Funções Distribuição Logísticas para Tempos de Cruzamento	79
6.6 Comparação dos Tempos de Cruzamento	82
7. ANÁLISE DA ACEITAÇÃO DE GAPS E LAGS	88
7.1. Distribuição de Gaps e Lags	88
7.2. Determinação do Gap Crítico	91
7.3. Comparação das Distribuições de Gaps e Lags	92
7.3.1. Determinação da Região Crítica de Aceitação	92

7.3.2. Comparação das Médias das Distribuições de Gaps e Lags	94
7.4. Comparação das Médias das Distribuições de Gaps e Lags Aceitos nas Interseções Pradla e Bonfim	96
7.5. Modelagem da Aceitação de Gaps e Lags.....	97
7.6. Comparação dos Valores Obtidos pelo Modelo Logit com os Valores Fornecidos pelo HCM.....	99
8. ANÁLISE DE CAPACIDADE	103
8.1. Distribuição de Gaps na Via Principal	105
8.2. Cálculo da Capacidade Potencial e dos Fatores de Equivalência	109
8.2.1. Determinação do Tipo de Veículo da Via Secundária	111
8.2.2. Determinação do Gap/Lag Crítico e do Tempo de Cruzamento dos Veículos da Via Secundária.....	112
8.2.3. Geração de Gaps/Lags na Via Principal	113
8.2.4. Tomada de Decisão no Cruzamento	114
8.2.5. Cálculo da Capacidade Potencial de Cruzamentos (Veículos Genéricos)	114
8.2.6. Determinação dos Fatores de Equivalência Veicular e da Capacidade Potencial em Veículos de Passageiro Equivalentes	115
8.3. Resultados Obtidos	116
8.3.1. Comparação dos Resultados Obtidos	119
8.4. Determinação das Impedâncias entre Movimentos da Via Secundária.....	120
9. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	126
9.1. Resumo Geral do Trabalho.....	126
9.2. Conclusões	129
9.3. Considerações Finais e Recomendações	130
ANEXO A. HISTOGRAMAS.....	133
ANEXO B. TABELAS DOS TESTES ESTATÍSTICOS PARA COMPARAÇÃO DE MÉDIAS.....	140
ANEXO C. REGRESSÕES LINEARES E DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DAS FUNÇÕES DISTRIBUIÇÃO LOGÍSTICAS.....	146
ANEXO D. LISTAGEM DO SIMULADOR.....	155
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	162

LISTA DE FIGURAS

1.1.	Porcentagens de carga transportada pelo modo rodoviário em vários países	2
2.1.	Elementos de uma interseção em nível	8
2.2.	Manobras conflitantes em uma interseção em nível	9
3.1.	Categorias de veículos	14
3.2.	Diagrama tempo de aceleração x distância para várias inclinações	16
3.3.	Velocidade máxima atingida com a marcha inicial de partida	17
3.4.	Tempos de aceleração para caminhões em nível plano.	18
4.1.	Relações entre gap, headway e espaçamento	21
4.2.	Esquema básico de gaps e lags	22
4.3.	Possíveis reações de um veículo da via secundária na presença de gaps ou lags	23
4.4.	Sequência de passagem dos veículos pela via principal	25
4.5.	Efeito da sequência de passagem dos veículos da via principal na aceitação de gaps	26
4.6.	Histograma de gaps para treminhões – método de Greenshield	29
4.7.	Frequência acumulada de gaps para treminhões – método de Raff	30
4.8.	Modelo Logit para treminhões	31
4.9.	Níveis de prioridade em uma interseção em nível – HCM	36
4.10.	Cálculo das capacidades de movimento, considerando as impedâncias entre movimentos da via secundária	37
4.11.	Níveis de prioridade em uma interseção em nível – método alemão	39
4.12.	Volumes de tráfego utilizados na determinação da capacidade potencial de interseções quando existem pelotões na via principal – método do HCM	43
5.1.	Localização das interseções 1, 2, 3 e 5	49
5.2.	Localização da interseção 4	50
5.3.	Esquema das linhas de referência adotadas	53
5.4.	Esquema da redução de dados com a utilização do filme plástico sobre o monitor de T.V.	54
5.5.	Marcações para a distância de parada do veículo na interseção	55

5.6.	Esquema dos possíveis movimentos realizados na interseção	56
5.7.	Exemplo de planilha para coleta de gaps na via principal	57
5.8.	Exemplo de planilha para coleta de cruzamentos	58
5.9.	Interseção Pradla.....	60
5.10.	Interseção Bonfim	61
5.11.	Interseção São carlos	62
5.12.	Interseção São José	63
5.13.	Interseção Serrana	64
5.14.	Distribuição dos movimentos por sentido de tráfego	65
5.15.	Porcentagens de caminhões - fluxo conflitante	68
5.16.	Porcentagens de caminhões - cruzamentos	68
6.1.	Distribuição dos tempos de cruzamento para automóveis - interseção Pradla.....	70
6.2.	Distribuição dos tempos de cruzamento para automóveis - interseção Bonfim	70
6.3.	Distribuição dos tempos de cruzamento para caminhões semi- pesados - interseção Pradla.....	71
6.4.	Distribuição dos tempos de cruzamento para caminhões semi- pesados - interseção Bonfim	71
6.5.	Distribuição dos tempos de cruzamento para treminhões - interseção Pradla.....	71
6.6.	Distribuição dos tempos de cruzamento para treminhões - interseção Bonfim	72
6.7.	Tempos de cruzamento sem parada - caminhão+reboque	77
6.8.	Tempos de cruzamento com parada - caminhão+reboque	77
6.9.	Tempos de cruzamento sem parada - treminhão	78
6.10.	Tempos de cruzamento com parada - treminhão	78
6.11.	Funções distribuição logísticas para tempos de cruzamento sem parada.....	81
6.12.	Funções distribuição logísticas para tempos de cruzamento com parada	81
6.13.	Funções distribuição logísticas para tempos de cruzamento sem parada de veículos vazios e carregados	82
6.14.	Funções distribuição logísticas para tempos de cruzamento com parada de veículos vazios e carregados	82
6.15.	Distância percorrida por um veículo no cruzamento	83

6.16.	Relação entre tempo e distância percorrida pelos veículos no cruzamento de interseções.....	87
7.1.	Distribuição conjunta de gaps e lags aceitos e rejeitados por automóveis – interseção Pradla	89
7.2.	Distribuição conjunta de gaps e lags aceitos e rejeitados por automóveis – interseção Bonfim	89
7.3.	Distribuição conjunta de gaps e lags aceitos e rejeitados por caminhões semi-pesados – interseção Pradla	89
7.4.	Distribuição conjunta de gaps e lags aceitos e rejeitados por caminhões semi-pesados – interseção Bonfim	90
7.5.	Distribuição conjunta de gaps e lags aceitos e rejeitados por treminhões – interseção Pradla	90
7.6.	Distribuição conjunta de gaps e lags aceitos e rejeitados por treminhões – interseção Bonfim	90
7.7.	Região crítica de aceitação de gaps	93
7.8.	Modelos Logit para aceitação de gaps e lags – interseção Pradla	98
7.9.	Modelos Logit para aceitação de gaps e lags – interseção Bonfim	99
7.10.	Relação entre gaps dos veículos de grande porte e de automóveis.....	101
8.1.	Distribuições acumuladas de gaps na via principal	108
8.2.	Fluxograma básico do simulador utilizado para a determinação da capacidade de interseções	110
8.3.	Distribuição dos movimentos nos acessos da interseção	111
8.4.	Exemplo da determinação do fator de equivalência veicular	116
8.5.	Pontos de conflito entre veículos da via principal e secundária (A e B) e exclusivamente da via secundária (C e D).	120
8.6.	Movimentos que compartilham acessos da interseção.	123
A.1.	Tempos de cruzamento para caminhões leves – interseção Pradla	134
A.2.	Tempos de cruzamento para caminhões leves – interseção Bonfim	134
A.3.	Tempos de cruzamento para ônibus – interseção Pradla	134
A.4.	Tempos de cruzamento para ônibus – interseção Bonfim	135
A.5.	Tempos de cruzamento para caminhões semi-reboque – interseção Pradla.....	135

A.6.	Tempos de cruzamento para caminhões semi-reboque – interseção Bonfim	135
A.7.	Tempos de cruzamento para caminhões+reboques – interseção Pradla	136
A.8.	Tempos de cruzamento para caminhões+reboques – interseção Bonfim	136
A.9.	Distribuição conjunta de gaps e lags aceitos e rejeitados por caminhões leves – interseção Pradla	136
A.10.	Distribuição conjunta de gaps e lags aceitos e rejeitados por caminhões leves – interseção Bonfim	137
A.11.	Distribuição conjunta de gaps e lags aceitos e rejeitados por ônibus – interseção Pradla	137
A.12.	Distribuição conjunta de gaps e lags aceitos e rejeitados por ônibus – interseção Bonfim	137
A.13.	Distribuição conjunta de gaps e lags aceitos e rejeitados por caminhões semi-reboque – interseção Pradla	138
A.14.	Distribuição conjunta de gaps e lags aceitos e rejeitados por caminhões semi-reboque – interseção Bonfim	138
A.15.	Distribuição conjunta de gaps e lags aceitos e rejeitados por caminhões+reboques – interseção Pradla	138
A.16.	Distribuição conjunta de gaps e lags aceitos e rejeitados por caminhões+reboques – interseção Bonfim	139
A.17.	Distribuição de gaps/lags na via principal – interseção Pradla	139
A.18.	Distribuição de gaps/lags na via principal – interseção Bonfim	139

LISTA DE TABELAS

3.1.	Comprimento máximo das categorias de veículos	15
3.2.	Dimensões adotadas para veículo de projeto	15
3.3.	Valores médios de aceleração para caminhões em conversões à esquerda e à direita	19
3.4.	Taxas de aceleração para caminhões	19
4.1.	Gaps críticos para caminhões em conversões à esquerda e à direita	32
4.2.	Fatores de equivalência para veículos em interseções - HCM	35
4.3.	Gaps críticos para veículos de passageiro equivalentes - HCM	35
4.4.	Gaps críticos e headways mínimos para veículos de passageiro na Alemanha	39
4.5.	Gaps críticos de veículos de passageiro equivalentes recomendados pelo método sueco	41
4.6.	Nível de serviço para interseções em nível não semaforizadas	45
5.1	Resumo das coletas de campo	59
5.2	Distribuição dos fluxos conflitante e de cruzamento - interseção Pradla.....	65
5.3	Distribuição dos fluxos conflitante e de cruzamento - interseção Bonfim	66
5.4	Distribuição dos fluxos conflitante e de cruzamento - interseção São carlos	66
5.5	Distribuição dos fluxos conflitante e de cruzamento - interseção São José	66
5.6	Distribuição dos fluxos conflitante e de cruzamento - interseção Serrana	67
5.7	Composição do tráfego de veículos conflitantes nas 5 interseções	67
5.8	Composição do tráfego de cruzamentos nas 5 interseções	68
6.1.	Comparação entre as médias dos tempos de cruzamento sem e com parada - interseção Pradla.....	73
6.2.	Comparação entre as médias dos tempos de cruzamento sem e com parada - interseção Bonfim.....	74
6.3.	Comparação das médias dos tempos de cruzamento sem parada das interseções Pradla e Bonfim	75

6.4.	Comparação das médias dos tempos de cruzamento com parada das interseções Pradla e Bonfim	75
6.5.	Comparação das médias dos tempos de cruzamento de veículos tipo caminhão+reboque e treminhão vazios e carregados	79
6.6.	Parâmetros das funções distribuição logísticas para tempo de cruzamento	80
6.7.	Distâncias percorridas pelos veículos durante o cruzamento	84
6.8.	Médias e medianas das distribuições de tempos de cruzamento	84
6.9.	Comparação dos tempos de cruzamento com parada	85
6.10.	Relação entre tempos de cruzamento dos veículos de grande porte e do automóvel	86
7.1.	Lags Críticos dos veículos das interseções Pradla e Bonfim	91
7.2.	Gaps Críticos dos veículos das interseções Pradla e Bonfim	91
7.3.	Gaps Críticos dos veículos das interseções Pradla e Bonfim, considerando as distribuições de gaps e lags	92
7.4.	Comparação das médias das distribuições de gaps e lags aceitos na interseção Pradla	94
7.5.	Comparação das médias das distribuições de gaps e lags aceitos na interseção Bonfim	95
7.6.	Comparação das médias das distribuições de gaps/lags - interseções Pradla e Bonfim	97
7.7.	Parâmetros dos modelos Logit para aceitação de gaps e lags - interseções Pradla e Bonfim	97
7.8.	Comparação dos gaps críticos obtidos - interseção Pradla	100
7.9.	Comparação dos gaps críticos obtidos - interseção Bonfim	100
8.1.	Parâmetros dos modelos de distribuição de gaps na via principal	109
8.2.	Composição do tráfego nos acessos das interseções Pradla e Bonfim	111
8.3.	Parâmetros dos modelos Logit para aceitação de gaps e lags nas interseções Pradla e Bonfim	112
8.4.	Parâmetros das funções distribuição logísticas para tempos de cruzamento sem e com parada	113
8.5.	Resultados da simulação - interseção Pradla	117
8.6.	Resultados da simulação - interseção Bonfim	117

8.7.	Fatores de equivalência veicular obtidos na interseção Bonfim, adotando como vpe o automóvel da interseção Pradla	118
8.8.	Parâmetros utilizados no cálculo da capacidade potencial	119
8.9.	Capacidades potenciais das interseções estudadas	119
8.10.	Conversão de fluxos horários de veículos em veículos de passageiro equivalentes - interseção Pradla	122
8.11.	Conversão de fluxos horários de veículos em veículos equivalentes de passageiro - interseção Bonfim	122
8.12.	Capacidades de movimento, compartilhadas e de reserva - interseção Pradla.....	124
8.13.	Capacidades de movimento, compartilhadas e de reserva - interseção Bonfim	125
B.1.	Comparação das médias de tempos de cruzamento sem e com parada - interseção Pradla	142
B.2.	Comparação das médias de tempos de cruzamento sem e com parada - interseção Bonfim.....	142
B.3.	Comparação das médias de tempos de cruzamento sem parada - interseções Pradla e Bonfim	143
B.4.	Comparação das médias de tempos de cruzamento com parada - interseções Pradla e Bonfim	143
B.5.	Comparação das médias de tempos de cruzamento de caminhões+reboques e treminhões vazios e carregados	144
B.6.	Comparação das médias das distribuições de gaps e lags aceitos - Interseção Pradla	144
B.7.	Comparação das médias das distribuições de gaps e lags aceitos - Interseção Bonfim	145
B.8.	Comparação das médias das distribuições de gaps/lags aceitos nas interseções Pradla e Bonfim	145
C.1.	Funções distribuição logísticas para tempos de cruzamento - automóvel, caminhões leve, sei-pesado e semi-reboque	147
C.2.	Funções distribuição logísticas para tempos de cruzamento - caminhão+reboque, treminhão e ônibus	148
C.3.	Funções distribuição logísticas para tempos de cruzamento - caminhão+reboque e treminhão vazios e carregados	149
C.4.	Modelos Logit para a aceitação de gaps e lags - automóvel e caminhão semi-pesado	150

C.5. Modelos Logit para a aceitação de gaps e lags – caminhão leve, ônibus e caminhão semi-reboque	151
C.6. Modelos Logit para a aceitação de gaps e lags – caminhão+ reboque e treminhão	152
C.7. Parâmetros da função exponencial/linear (parte linear referente aos gaps menores que 4 segundos)	153

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHO – American Association of State Highway Officials

AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials

BONFIM – Interseção localizada na rodovia SP 326, Km 322

CDI – Conselho de Desenvolvimento Industrial

CONTRAN – Conselho Nacional de Trânsito

CV – Cavalo-vapor

DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem

GPSS/H – General Purpose Simulation System

HCM – Highway Capacity Manual

HRB – Highway Research Board

IPR – Instituto de Pesquisas Rodoviárias

NTC – Associação Nacional das Empresas de Transportes Rodoviários de Carga

PBTC – Peso Bruto Total Combinado

PRADLA – Interseção das rodovias SP 255 e 253

SÃOCARLOS – Interseção da rodovia SP 253 com o acesso à Guariba

SÃOJOSÉ – Interseção das rodovias SP 255 e PDN-001

SERRANA – Interseção das rodovias SP 333 e SP 271

TRB – Transportation Research Board

VPE – veículo de passageiro equivalente

RESUMO

Demarchi, S. H. *Influência dos Veículos Pesados na Capacidade de Interseções Rodoviárias*. São Carlos, 1995. 164 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Este trabalho avalia a influência de veículos de grande porte na capacidade de interseções rodoviárias em nível não semaforizadas, verificando as variações no comportamento de caminhões e ônibus durante manobras de cruzamento, em função de seu comprimento e de sua relação potência/peso.

Foram realizadas análises das distribuições dos tempos de cruzamento e da aceitação de "gaps" por diferentes tipos de veículos, sendo utilizados modelos Logit para representar o comportamento desses veículos nos cruzamentos. Estes modelos serviram como base na elaboração de um simulador, para determinar a capacidade potencial das interseções e para calcular os fatores de conversão de veículos de grande porte em veículos de passageiro.

Palavras-chave: caminhões, capacidade, fator de equivalência, interseções

ABSTRACT

Demarchi, S. H. *Influence of Heavy Vehicles on the Capacity of Rural Intersections*. São Carlos, 1995. 164 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

This study assesses the influence of heavy vehicles on the capacity of unsignalized rural intersections. This is done through the study of vehicle behavior during crossing maneuvers that can be attributed to length and power-to-weight ratio.

Crossing time distributions and gap acceptance of different types of vehicles were analysed, and Logit models were used to represent their behavior. These models and a simulation model were used to determine the potencial capacity of intersections and to calculate factors to convert heavy vehicles into passenger vehicles.

Keywords: trucks, capacity, equivalent factor, intersections

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

Interseções em nível não semaforizadas são elementos rodoviários que promovem a união ou o cruzamento entre duas ou mais vias, constituindo pontos de conflito entre os fluxos de veículos dessas vias. A determinação da prioridade de um fluxo sobre o outro é normalmente feita através da utilização das placas "PARE" ou "DÊ A PREFERÊNCIA", e os cruzamentos de veículos do fluxo não prioritário são realizados durante os intervalos existentes entre dois veículos consecutivos que trafegam pela via principal (*gaps*). Quando surge um gap no fluxo da via principal e existe um veículo na via secundária pronto para realizar o cruzamento, o motorista que pretende cruzar a via decide se aceita ou recusa realizar a manobra naquele gap.

Como o controle de tráfego sobre os veículos do fluxo não prioritário é feito pelos próprios motoristas, é importante que se conheça ou se determine o seu comportamento ao se confrontar com diferentes condições de operação na interseção. A distribuição de veículos na via a ser cruzada, as características do veículo que cruza a interseção, o tempo necessário para o cruzamento e as características geométricas da interseção são as variáveis que basicamente influem no comportamento dos motoristas nos cruzamentos.

A presença de veículos de grande porte em interseções em nível implica em maiores tempos de cruzamento, na necessidade de gaps de maior duração na via principal do que os gaps que são normalmente aceitos por automóveis, e também distâncias de visibilidade maiores. A distância de visibilidade deve ser suficiente para que veículos dos fluxos das duas vias possam enxergar-se mutuamente, e para que os motoristas dos veículos da via secundária possam avaliar as condições de tráfego na via principal, decidindo de uma forma segura quando realizar o cruzamento.

A operação de veículos de grande porte deve ser considerada no projeto geométrico de interseções em nível, mas são poucos os estudos realizados no Brasil a respeito desse assunto. Normas de projeto geométrico

de rodovias e interseções, como as do “*Manual de Projeto de Interseções*”, do DNER [IPR, 1976], são basicamente adaptações do Livro Azul da AASHO, “*A Policy on Geometric Design of Rural Highways*” [AASHO, 1965], e as considerações do manual do DNER sobre determinação da capacidade de interseções em nível tomam por base o “*Highway Capacity Manual*” [HRB, 1965]. As normas do Livro Verde da AASHTO, “*A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*” [AASHTO, 1990] e o método para cálculo de capacidade do “*Highway Capacity Manual*” [HCM, 1985] são basicamente as referências atuais que podem ser utilizadas para a construção e implementação de interseções, dada a defasagem temporal dos manuais e recomendações do DNER e devido à falta de estudos realizados no Brasil a respeito da influência dos veículos de grande porte no projeto geométrico e na operação dos elementos rodoviários.

1.1. Aspectos sobre Veículos de Grande Porte

O veículo é o elemento que determina as características básicas de uma interseção em nível, relativas à operação e à geometria. Veículos rodoviários de carga são utilizados em grande escala no Brasil, sendo responsáveis pela movimentação de 70% de tudo que é produzido e consumido no país [MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES, 1993]. A Figura 1.1 mostra um diagrama das porcentagens totais de carga transportada pelo modo rodoviário, onde podem ser notadas as diferenças existentes entre o Brasil e outros países.

Figura 1.1: Porcentagens de carga transportada pelo modo rodoviário em vários países [MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES, 1993]

Existem diferenças também na idade média da frota do Brasil e de países desenvolvidos. A idade média da frota nacional de caminhões era de 8,62 anos em 1983, sendo 31% de caminhões com idades superiores a 10 anos. Em 1992, a idade média da frota passou para 10,09 anos, sendo constatado que 24,7% da frota tem idade superior a 16 anos e somente 27,8% tem menos de 6 anos [NTC, 1992]. Em países desenvolvidos, considera-se que a vida útil de um caminhão é de cerca de 6 anos [NTC, 1992].

Para o transporte de cana, madeira e minérios, é grande a utilização de veículos articulados, formados por um caminhão mais um reboque (Romeu-e-Julietta), um caminhão mais dois reboques (treminhão), ou cavalo mecânico tracionando um semi-reboque mais um reboque (rodotrem). Em épocas de safra canavieira, e com um progressivo aumento da distância entre os canaviais e usinas, o uso de caminhões rígidos para o transporte de cana passou a ser mais dispendioso, exigindo a adoção de composições articuladas com maior capacidade de carga para o transporte da safra.

Em países como o Estados Unidos, o tráfego de veículos articulados similares aos nacionais está aliado a um maior conhecimento técnico sobre as condições operacionais desses veículos. No Brasil, entretanto, muito pouco foi estudado até agora, e veículos como o treminhão e o rodotrem não são enquadrados no Código Nacional de Trânsito, necessitando de autorizações especiais para que possam trafegar. É importante então que sejam realizados estudos que verifiquem o impacto desses veículos, bem como o dos outros veículos de grande porte, nas atuais condições geométricas das estradas.

São duas as principais características dos veículos de grande porte que influem na operação da interseção: o comprimento e a aceleração, sendo que a aceleração depende da relação potência/peso do veículo. Veículos com maior comprimento e menor relação potência/peso obstruem por maior tempo uma interseção, causando maiores atrasos na aceitação de um gap e, portanto, diminuição na capacidade de cruzamentos.

O cruzamento de veículos de grande porte em interseções em nível torna-se inadequado caso exista um fluxo elevado de veículos na via principal trafegando em altas velocidades, o que reduz a probabilidade de surgimento de gaps de tamanhos adequados para o cruzamento, ocasionando maiores atrasos e, portanto, redução da capacidade e da qualidade da operação das interseções. Veículos de grande porte exigem tempos de cruzamento bem

maiores do que automóveis, tempos que podem ser incompatíveis com as condições de visibilidade existentes atualmente nas interseções. Dessa maneira, o cruzamento de veículos de grande porte seria realizado de uma forma insegura, tornando-se a interseção um possível ponto gerador de acidentes.

1.2. Objetivo

O objetivo do trabalho proposto é avaliar o impacto dos veículos de grande porte na operação das interseções rodoviárias em nível e não semaforizadas.

Ele será alcançado estabelecendo-se as seguintes metas:

1. Determinar a relação existente entre as características dos veículos de grande porte (comprimento e relação potência/peso) no tempo de cruzamento em interseções;
2. Determinar os gaps críticos para as categorias de veículos consideradas no estudo;
3. Propor um modelo de filas capaz de representar a operação de uma interseção e analisar o impacto dos veículos de grande porte na capacidade do cruzamento através deste modelo;
4. Estabelecer relações ou fatores de equivalência entre automóveis e as categorias de caminhões e ônibus consideradas no trabalho, no que diz respeito à capacidade de cruzamento de uma interseção em nível.

1.3. Organização do Trabalho

Este trabalho constitui-se de 9 capítulos, incluindo este primeiro que contém a introdução ao assunto e onde são apresentados o objetivo e as metas a serem atingidas.

O capítulo 2 apresenta uma descrição dos elementos considerados no projeto geométrico de interseções em nível, dando enfoque aos conflitos entre veículos, decorrentes das manobras realizadas.

O capítulo 3 descreve os veículos, fornecendo a definição de veículo de projeto e as características dos veículos que influem no projeto e operação da

interseção. Também define o critério utilizado neste estudo para classificação dos veículos em categorias.

No capítulo 4 são descritos os aspectos da operação em interseções em nível, tal como o processo de decisão na aceitação de gaps, sendo relacionadas as principais variáveis que influem nesse processo. É definido o gap crítico e são expostos os métodos utilizados para sua determinação. Em seguida este capítulo descreve métodos utilizados para análise de capacidade de interseções, e faz considerações sobre a determinação do nível de serviço em interseções em nível.

A descrição do método de coleta dos dados é feita no capítulo 5. São descritas as duas etapas da coleta de dados, uma no campo, utilizando câmera filmadora, e a outra realizada através da observação dos vídeos obtidos pela filmagem. Neste capítulo são descritas as interseções analisadas e fornecidos resultados iniciais sobre a distribuição e composição do tráfego de veículos de grande porte observados durante as coletas de dados.

O capítulo 6 apresenta a análise dos tempos de cruzamento dos diferentes tipos de veículos considerados, sendo verificada a influência do comprimento e da relação potência/peso dos veículos no tempo de cruzamento. São também construídos modelos teóricos para representar os tempos de cruzamento dos diversos tipos de veículos.

No capítulo 7 são determinados os gaps críticos e é feita a modelagem da aceitação de gaps pelos veículos de cada uma das categorias consideradas. É verificado também neste capítulo como as características dos veículos influem na aceitação de gaps.

O capítulo 8 apresenta o modelo desenvolvido para o cálculo de capacidade da interseção e dos fatores de equivalência veicular. Este modelo, desenvolvido através de simulação, utiliza os modelos obtidos no capítulo 6 para determinação dos tempos de cruzamento e os modelos do capítulo 7 para aceitação de gaps.

As conclusões obtidas neste trabalho estão sintetizadas no capítulo 9. São também apresentadas neste capítulo recomendações para futuras pesquisas a respeito desse assunto.

O Anexo A apresenta os histogramas de tempos de cruzamento e de aceitação de gaps que não foram apresentados nos capítulos 6 e 7. O Anexo B

relaciona tabelas com os testes de comparação de médias das distribuições de tempos de cruzamento e da aceitação de gaps. Os modelos teóricos destinados a representar estas variáveis foram construídos utilizando-se as tabelas apresentadas no Anexo C. Finalmente, o anexo D traz a listagem do simulador utilizado no capítulo 8 para determinação da capacidade das interseções e dos fatores de equivalência dos veículos de grande porte.

CAPÍTULO 2

INTERSEÇÕES EM NÍVEL

2.1. Considerações Iniciais

Uma interseção em nível é definida como a área onde duas ou mais vias se unem ou se cruzam, abrangendo todo o espaço destinado a facilitar os movimentos dos veículos que por ela circulam [IPR, 1976]. As interseções em nível representam pontos de conflito ou de interferência entre fluxos de veículos, e sua função é reduzir esses conflitos, através do estabelecimento do controle de um fluxo sobre outro(s), seja através da utilização da placa "PARE" ou da placa "DÊ A PREFERÊNCIA".

Por conflito entende-se não apenas a possibilidade de acidentes entre veículos de fluxos conflitantes, mas também a eventual redução das velocidades operacionais dos veículos, a obrigação de parada para os veículos da via não prioritária, as demoras causadas por essas paradas e a redução na capacidade de tráfego na interseção.

2.2. Pontos de Conflito ou Interferência

Uma interseção rodoviária em nível é composta normalmente pelo cruzamento de duas vias, sendo que a via que tem prioridade de tráfego é denominada *via principal* ou *via preferencial*, sendo a outra via denominada *via secundária*. O fluxo que trafega pela via principal, do ponto de vista dos veículos da via secundária, é denominado *fluxo conflitante*.

Os trechos das vias principal e secundária próximos à região de cruzamento da interseção são chamados *ramos da interseção*, e qualquer via destinada a promover a ligação entre dois ramos é denominada *ramal de ligação*. As faixas de trânsito por onde os veículos da via secundária chegam até a área central da interseção para realizarem o cruzamento são denominadas *acessos*. A Figura 2.1 mostra o esquema básico dos elementos de uma interseção em nível.

Figura 2.1: Elementos de uma interseção em nível

Os movimentos dos fluxos de veículos geram pontos de conflito, onde ocorrem três tipos de manobras características, mostradas na Figura 2.2 e descritas a seguir:

1. *Manobra de Cruzamento:* ocorre quando a trajetória do veículo pertencente a um fluxo corta a trajetória do veículo pertencente ao outro fluxo. Tal manobra é realizada pela passagem de veículos da via secundária através dos "gaps" existentes na via principal.
2. *Manobra de Convergência:* é caracterizada pela junção das trajetórias dos veículos de dois ou mais fluxos distintos, formando um único fluxo. Nesta manobra também há necessidade de que o veículo da via secundária aceite um determinado "gap" para entrar na via principal, podendo

ocorrer eventual redução na velocidade do veículo do fluxo prioritário, permitindo dessa forma a manobra de convergência.

3. *Manobra de Divergência*: é o inverso da manobra anterior, ou seja, um fluxo de veículos separa-se formando dois ou mais fluxos distintos e independentes.

Figura 2.2: Manobras conflitantes em uma interseção em nível

As manobras de cruzamento e de convergência sempre geram conflitos entre veículos da via secundária e da via principal. As manobras de divergência consideradas conflitantes correspondem às conversões de veículos da via principal para a via secundária, que causam indecisão aos motoristas dos veículos da via secundária. Esses, ao esperar pelo surgimento de um "gap" na via principal, seja para realizar um cruzamento ou uma convergência, não percebem de imediato qual será a intenção de movimento dos veículos da via principal, pois esses veículos acionam a seta de conversão somente quando se aproximam da interseção e, em alguns casos nem a acionam. Portanto a indecisão e o consequente atraso provocado pelos veículos do fluxo principal nos veículos da via secundária pode ser considerado como um conflito.

2.3. Generalidades sobre o Projeto Geométrico de uma Interseção

O projeto geométrico da interseção em nível depende basicamente de 4 fatores [AASHTO, 1990]:

- *Fatores humanos*: hábito ou prática dos motoristas, tempo necessário para reagir a uma ação e habilidade e/ou capacidade em tomar decisões.
- *Características do tráfego*: tipo, tamanho e características operacionais dos veículos, variedade dos movimentos realizados (cruzamentos ou conversões), fluxo dos veículos das vias que se interceptam.
- *Elementos físicos*: localização da interseção, distância de visibilidade, características da região ao redor da interseção, sinalização.
- *Fatores econômicos*: custo de implantação, implementação e desapropriação..

A interseção em nível apresenta a vantagem de ser uma solução de mais fácil implantação e menor custo do que uma interseção com cruzamentos em níveis diferenciados. Entretanto, os veículos de fluxos conflitantes estão expostos a um maior risco de acidentes, caso a interseção não apresente um projeto geométrico satisfatório às condições necessárias para a operação segura desses veículos.

Registros de acidentes devem ser considerados no projeto de melhoria de interseções já existentes [IPR, 1976] ou na instalação de interseções em pontos onde existe a entrada de veículos diretamente na via, comum em rodovias que cruzam propriedades destinadas ao plantio de cana. Em alguns locais, as próprias usinas encarregam-se de construir interseções, ainda que sem pavimentação, com canalizações para facilitar o movimento de veículos longos e sinalização através de placas indicando aos veículos da via principal a existência de cruzamentos de veículos de grande porte.

A instalação de iluminação na área da interseção é recomendada para reduzir a possibilidade de acidentes durante a noite [AASHTO, 1990].

A localização da interseção é importante para garantir boas condições de operação ao tráfego. Esses locais devem ser preferencialmente trechos da via com suficiente distância de visibilidade, excluindo-se pontos situados em curvas verticais e/ou horizontais de raios pequenos. Recomenda-se que haja uma distância de visibilidade suficiente para permitir que o veículo na via secundária da interseção cruze a via com prioridade de tráfego, sem forçar o fluxo desta via ou provocar reduções em sua velocidade [AASHTO, 1990].

2.3.1. Classificação das Interseções

As interseções em nível podem ser classificadas em função de alguns critérios [IPR, 1976]:

- *Existência ou não de cruzamentos: em nível direto*, quando existem cruzamentos diretos (Figura 2.2), ou *rotatórias*, onde não existem cruzamentos diretos, sendo que os veículos devem realizar manobras de entrecruzamento para entrar na interseção, descrevendo giros parciais em torno de uma área central da rotatória.
- *Número de ramos*: existem normalmente interseções de 3 ou 4 ramos. As interseções de 3 ramos são conhecidas como “T” ou “Y”, dependendo dos ângulos formados entre os ramos que se interceptam.

Em relação ao tipo de projeto, o IPR [1976] classifica as interseções em:

- *Não Canalizadas*: são utilizadas em rodovias de duas faixas, onde o número de conversões à direita no horário de pico é muito reduzido. Recomenda-se o limite máximo, com base em estudos americanos, de 25 veículos por hora realizando conversões à direita.
- *Canalizadas*: emprega projetos mais elaborados, com restrições às trajetórias dos veículos em pontos específicos da interseção, sendo utilizadas onde os volumes de trânsito, a complexidade de movimentos ou outras considerações as justificarem.

CAPÍTULO 3

VEÍCULOS

3.1. Considerações Iniciais

O veículo é um elemento importante a ser considerado no projeto geométrico e na operação das interseções em nível, sendo o comprimento, a largura, a altura do olho do motorista, o raio mínimo de giro e a relação potência/peso do veículo as características de maior influência. Destas características, três delas influem diretamente nas manobras conflitantes entre os fluxos das vias principal e secundária:

- *Comprimento do veículo:* influi no tempo de cruzamento da interseção, ou seja, no tempo de obstrução da via principal;
- *Relação potência/peso:* a relação entre o peso bruto total e a potência do motor do veículo influi em sua aceleração durante o cruzamento da via principal. O Conselho de Desenvolvimento Industrial (CDI), do Ministério da Indústria e Comércio definiu, na resolução nº 40/75, que os caminhões fabricados a partir de janeiro de 1978 deveriam ter uma relação potência/peso de 6 CV/tonelada.
- *Altura do olho do motorista:* determina a distância de visibilidade que o motorista tem da via principal, ao se preparar para cruzar a interseção. Esta característica influi principalmente nos cruzamentos realizados em interseções situadas em curvas verticais convexas da via principal.

Entretanto, devido à existência de diversas categorias de veículos e às variações em suas características dentro de uma mesma categoria, é necessária a adoção de um *veículo de projeto*, que seja representativo dos demais de sua classe.

3.2. Veículos de Projeto

Os veículos de projeto são veículos selecionados, cujo peso, dimensões e características operacionais são utilizadas no projeto das rodovias, destinadas a acomodar veículos de uma determinada categoria. Para propósitos de projeto geométrico, cada veículo de projeto possui as maiores dimensões físicas e o maior raio mínimo que outros veículos pertencentes à sua categoria [AASHTO,1990].

Este trabalho propõe uma classificação de veículos em categorias, em função do peso bruto total combinado (PBTC), dimensões dos veículos, e número de unidades. Esta classificação é baseada na classificação proposta pela AASHTO [1990], contendo modificações para adaptar-se às características dos veículos nacionais, e considera as seguintes categorias (vide Figura 3.1):

- *Automóvel*: veículo de no máximo dois eixos, destinado ao transporte de passageiros e carga em pequenas quantidades. São incluídas nesta categoria os automóveis convencionais, caminhonetes e furgões.
- *Ônibus*: veículo de 2 a 3 eixos, destinado ao transporte de passageiros em maior quantidade.
- *Caminhão Leve*: veículo de carga unitário, com apenas 2 eixos e PBTC menor ou igual a 16 toneladas.
- *Caminhão Semi-pesado*: caminhão unitário com 3 eixos e PBTC entre 16 e 23 toneladas.
- *Caminhão Pesado Semi-reboque*: veículo articulado de carga formado por cavalo mecânico + semi-reboque, com 5 ou 6 eixos e PBTC entre 23 e 45 toneladas.
- *Caminhão Pesado+Reboque*: veículo articulado de carga formado por caminhão rígido + reboque, com 5 eixos. É comumente denominado "Romeu-e-Julietta", podendo trafegar com um PBTC igual a 45 toneladas.
- *Caminhão Extra-pesado tipo Treminhão*: composição formada por caminhão rígido articulado a dois reboques, com 7 eixos e PBTC em torno de 62 toneladas.
- *Caminhão Extra-pesado tipo Rodotrem*: cavalo mecânico acoplado a um semi-reboque mais um reboque, com 7 a 9 eixos e PBTC igual a 73 toneladas.

Automóvel *Ônibus* *Caminhão Leve* *Caminhão Semi-pesado* *Caminhão Semi-Reboque* *Caminhão + Reboque
(Romeu-e-Julieta)* *Treminhão* *Rodotrem***Figura 3.1:** Categorias de veículos

A Tabela 3.1 apresenta os comprimentos máximos dos veículos rígidos e articulados, regulamentados pelo Artigo 81 do Código Nacional de Trânsito, e dos veículos articulados com mais de duas unidades, como o treminhão e o rodotrem, que seguem a Resolução 631/84 do CONTRAN (Conselho Nacional de Trânsito) [LAZZARI & WITTER, 1991]. A altura máxima permitida para as categorias ônibus e caminhões é 4,40 m, e a largura máxima permitida é 2,60 m.

Tabela 3.1: Comprimento máximo das categorias de veículos

Categoria de veículo	Comprimento máximo (m)
Automóvel	–
Ônibus	13,20
Caminhão Leve	13,20
Caminhão Semi-pesado	13,20
Caminhão Semi-Reboque	18,15
Caminhão+reboque	19,80
Treminhão	30,00 ^a
Rodotrem	30,00 ^a

^a Comprimento máximo estabelecido pela Resolução 631/84 do CONTRAN

A Tabela 3.2 mostra as dimensões adotadas para veículo de projeto segundo o DNER [IPR, 1976] e a AASHTO [1990]. Ambas as classificações não fazem distinção entre caminhões leves e semi-pesados, e o valor fornecido na Tabela 3.2 é o mesmo para as duas categorias.

Tabela 3.2: Dimensões adotadas para veículo de projeto

Categoria de veículo	Comprimento (m)		Largura (m)		Altura (m)	
	DNER	AASHTO	DNER	AASHTO	DNER	AASHTO
Automóvel	5,40	5,79	2,00	2,13	1,95	1,30
Ônibus	11,00	12,20	2,60	2,60	4,30	4,11
Caminhão Leve ^a	11,00	9,14	2,60	2,60	4,30	4,11
Caminhão Semi-pesado ^a	11,00	9,14	2,60	2,60	4,30	4,11
Caminhão Semi-Reboque ^b	17,50	16,76	2,60	2,60	4,30	4,11
Caminhão+reboque ^c	–	19,80	–	2,60	–	4,11
Treminhão	–	–	–	–	–	–
Rodotrem	–	–	–	–	–	–

^a corresponde na classificação da AASHTO [1990] ao "Single Unit" (SU)

^b corresponde na classificação da AASHTO [1990] ao "Large Semitrailer" (WB-50)

^c corresponde na classificação da AASHTO [1990] ao "Double-Bottom Semi-trailer-full-trailer" (WB-60)

O DNER [IPR, 1976] não considera veículos de dimensões maiores que o semi-reboque e a AASHTO [1990] não apresenta dimensões para as categorias treminhão e rodotrem.

3.3. Aceleração e Tempo de Cruzamento de Veículos de Grande Porte

Estudos vem sendo realizados sobre a capacidade de aceleração de caminhões de diferentes relações potência/peso, verificando qual é o tempo necessário para que um determinado tipo de caminhão iniciar o movimento e transpor o

trecho correspondente à largura da via principal. Este tempo é normalmente chamado tempo de aceleração e define o tempo de obstrução da via principal durante o cruzamento. É utilizado principalmente no cálculo da distância de visibilidade em interseções em nível.

São apresentados aqui alguns estudos desenvolvidos nos Estados Unidos sobre aceleração de caminhões, para que se possa ter um noção de valores obtidos para taxa de aceleração e tempos de cruzamento desses veículos.

GILLESPIE [1986] analisou o cruzamento de caminhões em cruzamentos de ferrovias, restringindo-se a uma situação em que o caminhão deve efetuar o cruzamento em uma marcha na qual seja possível completar a manobra sem mudanças de marcha. Esta situação é regulamentada pelo Bureau of Motor Carrier Safety (BMCS), nos Estados Unidos, para veículos transportando passageiros ou produtos perigosos, no cruzamento de ferrovias.

A Figura 3.2 mostra um gráfico onde pode ser determinado, para a situação anteriormente descrita, o tempo necessário para percorrer uma determinada distância, em função de várias inclinações de rampas.

Figura 3.2: Diagrama tempo de aceleração × distância para várias inclinações [GILLESPIE, 1986]

Existem duas regiões distintas no gráfico: a primeira (um pouco antes dos 25 pés) refere-se à partida do veículo do repouso até a velocidade máxima permitida pela marcha selecionada; na segunda região o veículo está com velocidade constante. Extrapolando-se as retas de tal maneira que elas cruzem o eixo referente ao tempo, encontra-se um valor de 3 segundos, que permite formular a seguinte equação:

$$\text{Tempo} = \frac{\text{Distância}}{\text{Veloc. máx.}} + 3\text{seg.}$$

A velocidade máxima é obtida pela escolha da marcha mais adequada para um caminhão iniciar o cruzamento, partindo do repouso, considerando ainda diversas inclinações de rampa, conforme a Figura 3.3.

Figura 3.3: Velocidade máxima atingida com a marcha inicial de partida [GILLESPIE, 1986]

Devido à restrição de se utilizar uma única marcha durante toda a manobra de cruzamento, este modelo deve fornecer valores maiores do que os obtidos em interseções rodoviárias no Brasil, onde não existe restrição à mudança de marcha durante o cruzamento.

OLSON *et. al.* [1984] analisaram as curvas de tempo de aceleração versus distância percorrida, fornecidas na versão de 1984 do Livro Verde da AASHTO (são as mesmas apresentadas na versão mais recente de 1990). Foram sobrepostas a estas curvas outras duas baseadas em trabalhos anteriores de Hutton [OLSON *et. al.*, 1984] em 1969, com caminhões de 273 lb/hp (8,2 cv/ton) e caminhões com aceleração média de 2 ft/s² (equivalente a um caminhão de 300 lb/hp), e mais duas outras que representam o tempo de aceleração de um caminhão de 300 lb/hp (7,5 cv/ton), partindo em 1ª e 2ª marchas. Essas curvas foram reproduzidas na Figura 3.4.

OLSON *et. al.* [1984] obtiveram através desse gráfico um melhor desempenho do caminhão de 300 lb/hp acelerando em 2ª marcha, comparativamente ao caminhão que utilizou 1ª marcha. As curvas obtidas por Hutton aproximam-se das curvas obtidas para o caminhão de 300 lb/hp acelerando em 2ª marcha, comumente utilizada pelos motoristas para colocar

3,5-163

em movimento o caminhão em locais relativamente planos. Desta comparação ainda pode ser observado que a curva oferecida pela AASHTO [1990] para o WB-50 (equivalente a um caminhão semi-reboque) apresenta valores maiores do que os encontrados para outros caminhões de 300 lb/hp e, portanto, conservadores em relação à realidade.

Figura 3.4: Tempos de aceleração para caminhões em nível plano
[OLSON *et. al.*, 1984]

Os valores fornecidos no Livro Verde para caminhões rígidos (SU) são, ao contrário dos fornecidos para o WB-50, menores que os valores que foram utilizados para comparação. OLSON *et. al.* [1984] chamam a atenção ainda para o fato de que diversos tipos de caminhão podem se enquadrar na categoria "SU", necessitando de tempos de cruzamento maiores que os recomendados pelo Livro Verde. Sugerem, ainda, que a definição utilizada para enquadrar ou não um caminhão rígido nesta categoria seja melhor detalhada.

FANCHER [1986] afirma, ainda a respeito do trabalho anterior, que a curva fornecida pelo Livro Verde para o semi-reboque (WB-50) fornece estimativas razoáveis para o tempo de cruzamento, podendo ser utilizada para veículos maiores, devendo entretanto ser acrescentado ao tempo de aceleração aproximadamente 1 segundo para cada 10 ou 15 ft, no intervalo de 60 ft a 160 ft percorridos durante o cruzamento. Esta diferença na

distância percorrida refere-se ao acréscimo de comprimento dos caminhões maiores que o semi-reboque.

Dados mais atuais sobre aceleração de caminhões são fornecidos por MASON *et. al.* [1990]. A Tabela 3.3 apresenta valores de acelerações médias de caminhões com 3, 4 ou 5 eixos, referentes a conversões à esquerda e à direita em interseções tipo "T". As acelerações médias foram calculadas considerando-se velocidades e tempos médios requeridos pelos caminhões para percorrer trechos de 100 ft (30,5 m).

Tabela 3.3: Valores médios de aceleração para caminhões em conversões à esquerda e à direita [MASON *et. al.*, 1990]

Tipo de Conversão	número de eixos	Distância percorrida (m)	número de veículos	Aceleração (m/seg ²)	
				Porcentagem acumulada 50%	85%
Esquerda	3 e 4	0 – 88,4	25	0,57	0,71
Direita	3 e 4	0 – 149,4	8	0,46	0,54
Direita	5	0 – 106,7	43	0,36	0,54
Direita	5	0 – 155,5	41	0,61	0,78

Neste mesmo trabalho são fornecidos, a título de comparação, valores de acelerações medidos por Hutton para caminhões de 100 a 400 lb/hp. Também foram apresentados valores de aceleração calculados através do Livro Verde [AASHTO, 1990; Cap. IX, Fig. IX-34], referentes a um caminhão de 300 lb/hp, acelerando em nível plano. A Tabela 3.4 apresenta estes valores. Os valores calculados em função do Livro Verde da AASHTO são baixos quando comparados com os outros valores, confirmando os resultados obtidos por OLSON *et. al.* [1984] para caminhões do tipo WB-50.

Tabela 3.4: Taxas de aceleração para caminhões [MASON *et. al.*, 1990]

Distância (m)	Aceleração (m/seg ²)				AASHTO (Figura IX-34)
	Hutton				
	100 lb/hp	200 lb/hp	300 lb/hp	400 lb/hp	
0-88,4	0,70	0,51	0,46	0,45	0,33
0-149,4	0,68	0,51	0,46	0,45	0,34
0-106,7	0,62	0,50	0,45	0,40	0,35
0-155,5	—	—	—	—	0,35

3.4. Conclusões

Este capítulo apresentou um resumo das características dos veículos que influem no tempo de cruzamento em interseções em nível, sendo notado que veículos articulados de maiores dimensões, como o treminhão e o rodotrem não são mencionados em publicações que tratam sobre o projeto geométrico e operação de interseções em nível (DNER [IPR, 1976] e AASHTO [1990]).

Muito pouco se conhece sobre o comportamento de veículos de grande porte no Brasil, e as referências tomadas como base para a verificação do impacto desses veículos no projeto geométrico e na operação de interseções em nível são provenientes de estudos norte-americanos, que nem sempre são aplicáveis às condições encontradas no Brasil, como o estudo desenvolvido por GILLESPIE [1986], que considera cruzamentos de caminhões realizados em uma única marcha.

Os estudos realizados nos Estados Unidos, como o de OLSON *et. al.* [1984] indicam que os tempos de cruzamento em interseções em nível fornecidos no Livro Verde da AASHTO são, em alguns casos, conservadores em relação à realidade e, em outros casos, fornecem resultados subestimados. MASON *et. al.*, [1990] confirmam também que o Livro Verde apresenta resultados subestimados de aceleração, desatualizados talvez em função das inovações tecnológicas dos caminhões atuais.

Nenhum dos estudos apresentados verifica a adequação da relação potência/peso ao comprimento dos veículos durante os cruzamentos. Esta análise pode fornecer uma estimativa do desempenho de caminhões nos cruzamentos e verificar as categorias de caminhões que mais obstruem a via principal durante as manobras.

CAPÍTULO 4

OPERAÇÃO DE VEÍCULOS EM INTERSEÇÕES EM NÍVEL

A operação de uma interseção em nível baseia-se na realização de manobras de veículos da via secundária, seja de cruzamento ou de convergência, através dos intervalos existentes entre os veículos da via principal. Estes intervalos devem possuir uma duração suficiente e serem considerados seguros pelos veículos da via secundária, de modo a permitir a realização das manobras desejadas.

Os intervalos em tempo que ocorrem na via principal, relativos à passagem de dois veículos consecutivos por qualquer seção de controle de tráfego adotada, são conhecidos como *gaps* [KHISTY, 1990]. Em rodovias de pistas simples, com duas faixas e dois sentidos de tráfego, os gaps podem ocorrer entre veículos trafegando no mesmo sentido ou em sentidos contrários, sendo diretamente relacionados aos *headways* no caso de veículos que trafegam no mesmo sentido. Neste caso, a diferença entre gap e headway é o tempo que o veículo leva para percorrer uma distância relativa a seu próprio comprimento (Figura 4.1). Esta diferença entre os dois, na prática, é muito pequena quando o veículo está a altas velocidades, o que permite que os gaps disponíveis nas interseções para manobras de cruzamento ou de convergência possam ser considerados iguais aos headways.

Figura 4.1: Relações entre gap, headway e espaçamento

As manobras de cruzamento e de convergência em uma interseção implicam então em um processo decisório no qual o veículo da via secundária aceita ou rejeita os gaps que ocorrem na via principal. Uma situação especial ocorre quando o veículo da via secundária chega à interseção durante a

ocorrência de gap. O tempo restante desse gap, ou seja, a diferença entre os instantes de chegada do veículo da via secundária na interseção e a passagem de um veículo pela via principal é denominado *lag* [FERRAZ, 1986]. A Figura 4.2 mostra a diferença entre lag e gap.

Figura 4.2: Esquema básico de gaps e lags

No decorrer deste trabalho, durante a apresentação de alguns conceitos sobre os fatores que influenciam a aceitação de gaps e lags pelos veículos, o termo gap será utilizado, para facilidade de explanação, para designar tanto gaps propriamente ditos como lags, nas situações em que os conceitos apresentados aplicam-se tanto a um como ao outro, não existindo portanto a necessidade de uma maior diferenciação entre ambos.

4.1. Processo de Aceitação de Gaps e Lags

Rejeitar ou aceitar um gap ou lag é um processo de decisão que consome um determinado tempo, denominado *tempo de percepção e reação*, que inicia-se na chegada do veículo à interseção (no caso de aceitação de lags) ou na passagem de um veículo pela via principal (quando pelo menos um lag ou um gap já foi rejeitado), e termina no instante em que o veículo inicia a manobra de cruzamento. A AASHTO [1990] considera que este tempo varia conforme o tipo de motorista e conforme as condições encontradas na interseção. Para

efeito de projeto, este tempo de percepção e reação é adotado igual a 2 segundos, representativo dos motoristas que possuem tempos de percepção e reação mais lentos.

LUCAS [1985] descreveu o tempo de percepção e reação como sendo o resultado da soma dos tempos de 4 fases. A primeira fase é de *percepção*, onde o motorista detecta, através da visão principalmente, a presença ou não de veículos ou qualquer outro elemento que possa criar situações potenciais de conflito ao seu movimento.

A segunda fase corresponde à *Identificação* do estímulo visual e compreensão do mesmo pelo motorista.

Na terceira fase ocorre o *julgamento ou avaliação* da situação encontrada. É também a fase na qual é tomada a decisão de aceitar ou rejeitar o gap. Segundo MAZE [1981], na tomada de decisão o motorista atribui um valor ao risco de colisão em aceitar um gap, comparando-o ao valor atribuído à espera provocada pela rejeição do gap. Se o primeiro valor é menor que o segundo, o motorista aceita o gap. Caso contrário, se o valor atribuído ao risco de colisão é maior que o valor atribuído à espera, o gap é rejeitado.

A quarta e última fase corresponde à *reação* do motorista em função da decisão tomada na fase anterior. Duas decisões podem ser tomadas, referentes à aceitação ou rejeição do gap ou lag, e para cada decisão duas reações diferentes podem ocorrer, resultando em um total de 4 situações diferentes, conforme esquema apresentado na Figura 4.3.

	Aceitação	Rejeição
Lag	Veículo não pára e cruza a interseção	Veículo pára e espera o próximo gap
Gap	Veículo acelera e inicia o cruzamento	Veículo avalia o próximo gap

Figura 4.3: Possíveis reações de um veículo da via secundária na presença de gaps ou lags

4.2. Fatores que Influem na Aceitação de Gaps e Lags

Já foram descritas no capítulo 3 deste trabalho as principais características dos veículos que influem em seu tempo de cruzamento e, conseqüentemente,

na aceitação de gaps. Serão aqui descritos outros fatores que interferem na aceitação de gaps nos cruzamentos.

A variação na aceitação de gaps dentro de uma categoria de veículos pode ser atribuída às variações na população de motoristas de veículos de uma determinada categoria e às variações que ocorrem considerando-se cada motorista de um dado veículo [DAGANZO, 1981; MAHMASSANI & SHEFFI, 1981].

4.2.1. Variações na Aceitação de Gaps em uma Determinada Categoria

A variação na aceitação de gaps em uma determinada categoria de veículos refere-se às diferenças que existem nessa categoria entre motoristas, entre os veículos e nas características geométricas e operacionais da interseção.

A distância de visibilidade existente nos arredores da interseção interfere na aceitação de gaps, pois em locais onde existem boas condições de visibilidade, o veículo não precisa parar totalmente para verificar se existem veículos na via principal que possam conflitar com seu movimento [LUCAS, 1985]. Em interseções rodoviárias, a distância de visibilidade pode ser prejudicada pela localização da interseção em curvas verticais convexas ou em curvas horizontais, o que não é recomendado por normas de projeto geométrico da AASHTO [1990] e DNER [IPR, 1976].

O número de faixas da via principal e a largura destas faixas também podem interferir no aumento do tempo de cruzamento e do tamanho do gap aceito [TRB, 1985].

O comportamento do motorista, juntamente com as características do veículo, é o fator que mais influencia na aceitação de gaps, e varia em função da idade e sexo dos motoristas. O tempo de percepção e reação de um motorista que trafega com certa frequência pela interseção pode ser menor do que o tempo de outro motorista que desconhece ou trafegou poucas vezes pelo local [LUCAS, 1985]. Isso pode ser verdade, no caso de interseções rodoviárias, para os motoristas profissionais de caminhões que trafegam por rotas pré-definidas e realizam vários cruzamentos nas mesmas interseções.

A velocidade de tráfego na via principal pode interferir nas manobras de cruzamento, sendo que os motoristas tornam-se mais cuidadosos na aceitação de gaps em locais onde a velocidade dos veículos na via principal é

maior [TRB, 1985]. COOPER *et. al.* [1976] analisaram uma situação de convergência de veículos em uma interseção tipo "T", verificando que a distância referente a um gap, necessária para a manobra de convergência, é proporcional à velocidade do fluxo da via principal.

WAGNER [1966] observou que a sequência de passagem dos veículos da via principal pode interferir no tamanho do gap aceito. A sequência de passagem foi definida em função das 4 possíveis combinações que podem ocorrer na passagem de dois veículos consecutivos pela interseção, mostradas na Figura 4.4.

Figura 4.4. Sequência de passagem dos veículos pela via principal [WAGNER, 1966]

A análise foi realizada em uma interseção urbana, em horários de pico e de não-pico. No horário de pico, houve significativa diferença entre gaps do tipo "direita-esquerda" e "esquerda-direita", existindo uma maior porcentagem

de aceitação de gaps do primeiro tipo do que do segundo. Os gaps que ocorreram conforme as duas outras formações (“esquerda-esquerda” ou “direita-direita”) não apresentaram significativa diferença. Já em períodos de não-pico, as distribuições de gaps segundo as 4 combinações de sequências de veículos não apresentaram diferenças estatisticamente significativas. A Figura 4.5 mostra os diagramas de aceitação de gaps, divididos conforme tais sequências.

Figura 4.5: Efeito da sequência de passagem dos veículos da via principal na aceitação de gaps [WAGNER, 1966]

4.2.2. Variações na Aceitação de Gaps Considerando um Mesmo Veículo

As variações considerando um mesmo veículo ocorrem em casos em que o motorista que espera o surgimento de um gap de tamanho aceitável no fluxo da via principal aceita um gap menor do que um ou mais gaps que foram anteriormente rejeitados durante o processo de aceitação. KITTELSON & VANDEHEY [1991] analisaram o efeito do tempo de espera no tamanho do gap aceito, concluindo que quanto maior a espera a que um veículo da via secundária está sujeito, maior o número de gaps rejeitados mais longos do que o aceito. Em outras palavras, haveria uma tendência progressiva de se aceitar gaps menores quanto maior fosse a espera dos veículos na via secundária.

MAHMASSANI & SHEFFI [1981] modelaram a aceitação de gaps como um processo sequencial de decisões, no qual o tamanho do gap aceito de um determinado veículo é função decrescente do número de gaps anteriormente rejeitados. A impaciência do motorista do veículo posicionado na linha de parada da interseção pode também influenciar na aceitação de gaps menores que os anteriormente rejeitados [WEISS & MARADUDIN, *apud* MAHMASSANI & SHEFFI, 1981].

KYTE *et. al.* [1991] consideraram, além da hipótese da impaciência e frustração causadas pelos atrasos decorrentes do processo de aceitação de gaps, a hipótese de que ocorre um processo de aprendizado durante o tempo em que o motorista de um veículo da via secundária espera pelo surgimento de um gap na via principal. Ou seja, quanto maior a espera, melhor o motorista pode estimar qual o tamanho do gap necessário para o cruzamento, aceitando gaps menores do que aceitaria no início de sua espera. Também consideram que a existência de fila no cruzamento pode pressionar o veículo posicionado em primeiro lugar na fila a aceitar gaps menores. Esta suposição não foi confirmada, entretanto, por MAZE [1981].

4.3. Gap Crítico

Um veículo de uma categoria aceita um gap em função do tempo que o motorista desse veículo julga necessário para efetuar, com segurança, a manobra de cruzamento da via principal. Sempre existem então variações no tamanho do gap aceito por veículos de uma mesma categoria, em função dos vários fatores anteriormente observados.

Para fins de projeto, cálculo de capacidade, análise operacional da interseção, determinação dos atrasos impostos aos veículos durante o processo de aceitação de gaps e determinação do tamanho das filas que ocorrem devido a essa espera, é interessante que seja determinado um *gap crítico* ou mesmo a distribuição dos gaps aceitos para cada uma das diferentes categorias de veículos que cruzam essa interseção.

O gap crítico pode ser considerado como o menor intervalo entre dois veículos consecutivos, de mesmo sentido ou sentido contrário de tráfego em uma via preferencial, que motoristas de um determinado tipo de veículo na via secundária consideram adequado para realizar uma manobra (cruzamento ou

convergência) em condições mínimas de segurança, sem causar interferências no fluxo da via principal.

A definição de gap crítico sugere que todos os gaps menores que ele são rejeitados e todos os gaps maiores aceitos, mas na prática seu valor não pode ser considerado determinístico. O gap crítico corresponde a uma estimativa dos menores valores de gaps que podem ser aceitos por veículos de uma determinada categoria no cruzamento de uma interseção.

Existem dificuldades para a determinação do gap crítico, pois ele não pode ser medido diretamente [FITZPATRICK, 1991]. Dados coletados permitem apenas a obtenção de frequências de gaps aceitos e rejeitados por uma determinada categoria de veículo. Tal dificuldade de ordem prática fez com que vários métodos fossem desenvolvidos para a determinação do gap crítico.

Esses métodos diferem entre si em função da utilização de gaps aceitos, gaps rejeitados ou de ambos; os que utilizam somente valores referentes aos gaps aceitos, como o método proposto pelo HCM [TRB, 1985; cap. 10], apresentam o inconveniente de sofrer influência dos valores altos de gaps aceitos, fornecendo valores críticos superestimados. O método de Greenshield e o método de Raff utilizam tanto gaps aceitos como rejeitados.

Existem ainda outros métodos, como o Logit e o Probit que, ao invés de definirem um valor crítico, utilizam modelos matemáticos que definem probabilidades de aceitação de gaps.

4.3.1. Método do HCM

O HCM define gap crítico como o intervalo correspondente à mediana da distribuição de gaps na via principal, aceito pelos motoristas em um movimento específico, seja de cruzamento ou de convergência com o fluxo da via principal [TRB, 1985; cap. 10]. O inconveniente deste método é que ele não considera gaps rejeitados e a presença de gaps maiores faz com que a estimativa da mediana dos gaps aceitos tenha um valor superior aos valores realmente aceitos [KITTELSON & VANDEHEI, 1991]. Tomando como exemplo o cruzamento de treminhões em uma das interseções analisadas neste trabalho (cruzamento das rodovias SP-255 e SP-253), o gap crítico correspondente à mediana da distribuição de gaps aceitos seria igual a 27,5 seg.

4.3.2. Método de Greenshield

Este método é baseado na utilização de histogramas de gaps aceitos e rejeitados. O valor crítico é definido como o menor gap para o qual a frequência dos gaps aceitos é igual à dos rejeitados [FITZPATRICK, 1991]. Assim, o gap crítico é o que apresenta probabilidades iguais de aceitação e rejeição.

Os valores obtidos através deste método devem ser interpretados com cuidado quando o número de observações é reduzido. Um pequeno gap aceito pode determinar o gap crítico, mesmo que nenhum ou somente um dos motoristas rejeitar um gap do mesmo tamanho [MASON *et. al.*, 1990]. A Figura 4.6 mostra o histograma para determinação do gap crítico para treminhões, obtido de dados coletados em uma das interseções analisadas neste trabalho. O gap crítico obtido é 15 segundos.

Figura 4.6: Histograma de gaps para treminhões - método de Greenshield

4.3.3. Método de Raff

Este método, segundo sua concepção original, utiliza somente lags e não gaps, para evitar que o valor crítico obtido seja superestimado, devido à inclusão na análise de dados referentes a motoristas mais cautelosos que rejeitam muitos gaps [MADANAT *et. al.*, 1994]. Entretanto, considerar somente lags na análise significa desprezar uma grande quantidade de dados referentes aos gaps aceitos e rejeitados [HEWITT, 1985], além da necessidade de se obter uma amostra de dados muito maior, de forma a garantir a mesma

representatividade estatística obtida pelo uso de lags e gaps conjuntamente [ASHWORT, 1970].

SOLBERG & OPPENLANDER [1966] realizaram estudos demonstrando que a aceitação de lags não difere significativamente da aceitação de gaps; portanto, lags e gaps poderiam ser agrupados para a análise de uma amostra maior. WAGNER [1966], entretanto, chegou a um resultado diferente, ou seja, gaps de um determinado valor foram aceitos por uma porcentagem maior de veículos do que lags de mesmo valor.

O método de Raff [FITZPATRICK, 1991] define o gap crítico como aquele em que o número de gaps/lags aceitos e menores que o crítico é igual ao número de gaps/lags rejeitados e maiores que o crítico. Como pode ser observado na Figura 4.7, o gap crítico obtido para treminhões pelo método de Raff é de 18,5 segundos, definido pela abscissa do ponto de cruzamento das curvas de frequências acumuladas de gaps aceitos e rejeitados. A curva de gaps rejeitados é decrescente, pois o método considera que um veículo que rejeita um gap g , rejeita também todos os gaps de tamanho menor que g .

Figura 4.7: Frequência acumulada de gaps para treminhões – método de Raff

4.3.4. Modelo Logit

O modelo Logit define a probabilidade acumulada de se realizar uma certa escolha, podendo ser utilizado na modelagem da aceitação de gaps por

veículos realizando manobras de cruzamento ou convergência em uma interseção. Ele é construído utilizando-se a função distribuição logística, sendo que a probabilidade acumulada P de aceitação de um gap de duração T é dada por:

$$P = \frac{1}{1 + \exp(-\beta_0 - \beta_1 T)}$$

sendo β_0 e β_1 os parâmetros da função distribuição logística.

Uma das vantagens da utilização do modelo Logit é a fácil linearização da função distribuição logística através da probabilidade transformada P^* , que permite, através de regressão linear das frequências relativas de gaps aceitos, obter os parâmetros do modelo:

$$P^* = \ln \frac{P}{1-P} = \beta_0 + \beta_1 T$$

Desta forma, utilizando-se probabilidades pré-definidas pode-se calcular valores para T , ou seja, define-se uma probabilidade correspondente ao gap crítico. Bissel definiu o gap crítico como aquele correspondente a uma probabilidade de aceitação igual a 0,5 [KITTELSON & VANDEHEI, 1991], que pode ser obtido no modelo Logit através da seguinte relação entre os parâmetros β_0 e β_1 da função distribuição logística:

$$\ln \frac{0,5}{1-0,5} = \beta_0 + \beta_1 T_{0,5} \Rightarrow T_{0,5} = -\frac{\beta_0}{\beta_1}$$

O gráfico da Figura 4.8 mostra um exemplo de curva logit obtida para treminhões na interseção das rodovias SP-255 e SP-253, sendo que o gap que corresponde a uma probabilidade de aceitação igual a 0,5 é 18,0 segundos.

Figura 4.8: Modelo Logit para treminhões

4.4. Gaps Críticos Obtidos para Caminhões

A maioria dos trabalhos sobre aceitação de gaps refere-se à determinação do gap crítico para automóveis, sendo que o material referente à determinação de gaps críticos para categorias de caminhões ou ônibus não é tão abundante.

Os resultados mais recentes foram publicados em trabalhos de MASON *et. al.* [1990] e reapresentados em FITZPATRICK [1991]. A análise realizada em uma interseção tipo "T" restringe-se a gaps críticos referentes a conversões à esquerda e à direita em uma via principal de 2 faixas, 2 sentidos, pelos métodos de Greenshield, Raff e Logit. Os resultados obtidos foram reproduzidos na Tabela 4.1, referindo-se, no caso do modelo Logit, à mediana da distribuição, ou seja, $P = 0,50$, e à probabilidade de aceitação $P = 0,85$. Os gaps críticos obtidos para conversões à direita são, em geral, maiores que os gaps críticos para conversões à esquerda, resultado contrário às expectativas, pois uma conversão à esquerda é de certa forma uma manobra mais complexa que uma conversão à direita (na conversão à esquerda, o veículo deve cruzar uma corrente de tráfego e convergir em outra, enquanto que na conversão à direita é necessário apenas realizar uma manobra de convergência). Os resultados podem ser explicados pelas diferenças existentes na interseções analisadas, seja na geometria ou no volume de tráfego da via principal.

Tabela 4.1: Gaps críticos para caminhões em conversões à esquerda e à direita [FITZPATRICK, 1991]

Tipo de Conversão	nº eixos caminhão	nº obs.	Gaps Críticos (seg)			
			Greenshield	Raff	Logit (0,50)	Logit (0,85)
Esquerda	5	16	7,25	8,25	8,27	9,84
Direita	5	134	10,75	12,50	12,43	14,78
Direita	5	91	8,25	8,50	8,52	10,06
Esquerda	< 5	58	10,25	10,50	11,16	13,89
Direita	< 5	23	10,75	12,50	13,17	15,86
Direita	< 5	26	6,25	6,50	7,25	8,87

4.5. Análise da Capacidade de Interseções

De uma maneira geral, define-se capacidade como o máximo fluxo horário de veículos que consegue trafegar em uma via ou que passa por um determinado ponto ou seção, durante um certo período de tempo em que existam condições semelhantes de tráfego e de controle desse tráfego [TRB, 1985].

A capacidade em uma interseção em nível é definida ou calculada para cada um dos movimentos realizados (cruzamentos e conversões), em função das características geométricas da interseção, dos conflitos existentes entre fluxos de veículos e do tipo de controle de tráfego existente na interseção (placa "PARE" ou "DÊ A PREFERÊNCIA").

A análise de capacidade de interseções em nível em países como Alemanha, Estados Unidos e Suécia não diferem muito entre si, em relação aos conceitos e métodos utilizados. As diferenças existentes visam refletir as variações existentes nas condições de tráfego e hábitos dos motoristas de cada país.

Apresenta-se aqui um resumo da metodologia utilizada nos manuais de capacidade desses três países. O HCM de 1985, nos Estados Unidos, toma por base o manual alemão de 1972 para cálculo de capacidade de interseções não semaforizadas [BAASS, 1987]. Na Alemanha já houve uma revisão desse manual e aspectos da teoria utilizada no novo manual foram apresentados por BRILON *et. al.* [1991]. Aspectos gerais do manual sueco foram descritos por HANSSON [1978].

Os métodos propostos nos três países baseiam-se na utilização do gap crítico para a determinação da capacidade da interseção. Inicialmente é determinada a *capacidade potencial* da interseção em função do fluxo da via principal. A capacidade potencial da interseção é a ideal para um determinado tipo de movimento, expressa em veículos de passageiro equivalentes por hora (vpe/h), supondo-se condições de não interferência entre quaisquer outros fluxos de veículos, a não ser o da via principal.

Serão em seguida descritos cada um dos três métodos separadamente, com maior ênfase para o método do HCM. Serão ainda feitas algumas considerações sobre a hipótese adotada pelo método do HCM e pelo método alemão, de que a distribuição de gaps da via principal seja exponencial, e quais os eventuais erros causados pela adoção dessa hipótese quando o fluxo da via principal é formado por uma parcela de veículos em pelotões.

No final deste capítulo, será apresentado o critério geral de nível de serviço adotado pelo método do HCM.

4.5.1. Método do HCM

O método do HCM determina a capacidade potencial utilizando o gap crítico do veículo considerado, ou seja, a mediana da distribuição de gaps aceitos para uma determinada manobra. O primeiro veículo de uma fila na via secundária aceita um gap se ele for maior ou igual ao crítico G_c . Admite-se que o segundo e demais veículos da fila que aceitam o tempo restante desse mesmo gap possuem um headway mínimo G_s entre si. A fórmula que expressa a capacidade potencial C_p de um determinado movimento em uma interseção não semaforizada é a base para a construção das curvas apresentadas na figura 10.3 do HCM. Esta fórmula foi desenvolvida por Harders [BAASS, 1987], sendo também utilizada na versão de 1972 do manual de capacidade alemão:

$$C_p = f \left[\frac{e^{-(\alpha-\beta)}}{e^\beta - 1} \right] V_c$$

onde V_c é o fluxo conflitante da via principal, considerando os dois sentidos de tráfego (vpe/h). Os valores de α e β são obtidos pelas fórmulas:

$$\alpha = \frac{V_c G_c}{3600}$$

$$\beta = \frac{V_c G_s}{3600}$$

sendo:

G_c : gap crítico do primeiro veículo na fila (seg)

G_s : headway mínimo entre os veículos da via secundária que aceitam um mesmo gap que o primeiro veículo (seg)

O fator f é uma correção admitida por causa da utilização das medianas para G_c e G_s , em vez de toda a distribuição de gaps. Harders determinou a seguinte equação para o cálculo de f [BAASS, 1987]:

$$f = 1 - 10^{-7} V_c^2$$

Os fluxos horários de ônibus, caminhões e veículos articulados devem ser convertidos em fluxos horários de veículos de passageiro equivalentes, de acordo com os fatores de equivalência apresentados na Tabela 4.2. Não existem, entretanto, informações no HCM sobre a origem de tais fatores de equivalência.

Tabela 4.2: Fatores de equivalência para veículos em interseções – HCM [TRB, 1985; cap.10]

Categoria de Veículo	Greide				
	- 4%	- 2%	0%	+ 2%	+ 4%
Automóvel	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4
Caminhões rígidos/ônibus	1,0	1,2	1,5	2,0	3,0
Veículos articulados	1,2	1,5	2,0	3,0	6,0

Os gaps críticos para os veículos equivalentes de passageiro realizarem cruzamentos, conversões à direita e à esquerda são mostrados na Tabela 4.3.

Tabela 4.3: Gaps críticos para veículos de passageiro equivalentes – HCM [TRB, 1985; cap. 10]

Gaps Críticos para veículos de passageiro equivalentes (seg)					
Tipo de movimento	Tipo de Controle	Velocidade média – via principal (km/h)			
		50		90	
		Número de faixas da via principal			
		2	4	2	4
Conversão à direita via secundária – via principal	PARE	5,5	5,5	6,5	6,5
	DÊ A PREFERÊNCIA	5,0	5,0	5,5	5,5
Conversões à esquerda via principal – via secundária	–	5,0	5,5	5,5	6,0
Cruzamentos	PARE	6,0	6,5	7,5	8,0
	DÊ A PREFERÊNCIA	5,5	6,0	6,5	7,0
Conversões à esquerda via secundária – via principal	PARE	6,5	7,0	8,0	8,5
	DÊ A PREFERÊNCIA	6,0	6,5	7,0	7,5
Ajustes ao Gap Crítico (seg)					
Condição					Ajuste
Conversão à direita da via secundária: raio da curva > 15,00 m ângulo de conversão < 60°					- 0,5
Conversão à direita da via secundária utilizando faixa de aceleração					-1,0
Todos os tipos de movimento: População > 250.000 habitantes					- 0,5
Distância de visibilidade restrita					+1,0

NOTAS: Decréscimo máximo no gap crítico: 1,0 seg

Gap crítico máximo: 8,5 seg

Interpolar para valores de velocidade média entre 50 e 90 km/h

O ajuste de restrição de visibilidade é feito somente para os movimentos que sofrem tal impacto.

A capacidade potencial deve ainda ser corrigida por fatores de impedância relativos aos conflitos existentes entre os movimentos de cruzamento e conversões de e para a via secundária de uma interseção. O

método supõe que um gap seja utilizado pelos veículos da via secundária em uma ordem pré-definida, em função da prioridade que um determinado tipo de movimento tem sobre o outro. Os gaps são utilizados então por veículos realizando manobras na seguinte ordem de prioridade:

1. Conversões à direita da via secundária para a via principal;
2. Conversões à esquerda da via principal para a via secundária;
3. Cruzamentos de veículos da via secundária; e
4. Conversões à esquerda da via secundária para a via principal.

As capacidades potenciais dos movimentos com prioridades 1 e 2 são calculados diretamente pelo uso da fórmula de Harders ou através da utilização do gráfico da figura 10.3 do HCM.

Tais prioridades são definidas para uma interseção simples, sem canalizações para conversões (vide Figura 4.9). Caso a interseção tenha canalizações, alguns níveis de prioridade podem ser desconsiderados, tais como conversões à direita da via secundária para a principal, admitindo-se que ela seja realizada em uma faixa específica para a aceleração de veículos, ou conversões à esquerda da via principal para via secundária, quando feitas em duas fases (divergência + cruzamento) utilizando canalizações.

Figura 4.9: Níveis de prioridade em uma interseção em nível – HCM
[TRB, 1985; cap. 10]

Para movimentos com prioridades 3 e 4, a capacidade de movimento C_{mi} de uma determinada manobra i é obtida pela multiplicação de sua capacidade potencial C_{pi} por fatores de impedância P_j referentes a cada um

dos j movimentos de maior prioridade que o movimento i . Os fatores de impedância são função das porcentagens das capacidades de cada um dos j movimentos que são utilizadas pela demanda atual de veículos. Em outras palavras, os fatores de impedância são função de um parâmetro conhecido na Teoria das Filas como taxa ou índice de congestionamento ρ [WIDMER, 1989]. A Figura 4.10 ilustra situações em que ocorrem impedância entre movimentos com diferentes níveis de prioridade e o método de cálculo das capacidades corrigidas.

Conversões à esquerda da via secundária para a via principal
em uma interseção tipo "T"

Cruzamentos de veículos da via secundária em
uma interseção de 4 ramos

Conversões à esquerda da via secundária para a via principal
em uma interseção de 4 ramos

Figura 4.10: Cálculo das capacidades de movimento, considerando as impedâncias entre movimentos da via secundária [TRB, 1985; cap. 10]

Os valores de impedâncias são encontrados na figura 10.5 do HCM. Não são fornecidos detalhes no HCM sobre como foi determinada a relação entre

os fatores de impedância e as porcentagens de capacidade utilizadas pela demanda atual. BRILON *et. al.* [1991] sugerem que tais curvas foram baseadas em aproximações feitas por Harders.

O método considera dessa forma que existe uma faixa exclusiva para cada tipo de movimento realizado na interseção. Para a determinação da capacidade em uma faixa de tráfego que é compartilhada por mais de um movimento, é necessário que as capacidades C_{mi} para cada movimento i sejam consideradas no cálculo da capacidade compartilhada C_c :

$$C_c = \frac{V_{cz} + V_{cd} + V_{ce}}{\left[\frac{V_{cz}}{C_{m_{cz}}} + \frac{V_{cd}}{C_{m_{cd}}} + \frac{V_{ce}}{C_{m_{ce}}} \right]}$$

onde:

V_{cz} : volume de cruzamentos da faixa compartilhada (vpe/h)

V_{cd} : volume de conversões à direita da faixa compartilhada (vpe/h)

V_{ce} : volume de conversões à esquerda da faixa compartilhada (vpe/h)

$C_{m_{cz}}$: capacidade de cruzamentos da faixa compartilhada (vpe/h)

$C_{m_{cd}}$: capacidade de conversões à direita da faixa compartilhada (vpe/h)

$C_{m_{ce}}$: capacidade de conversões à esquerda da faixa compartilhada (vpe/h)

4.5.2. Método Alemão [BRILON *et. al.*, 1991]

O método utilizado na Alemanha para o cálculo de capacidade é semelhante ao método do HCM. Também admite a hipótese de distribuição exponencial de gaps na via principal, sendo a capacidade potencial C_p de um determinado movimento na interseção calculada através da fórmula desenvolvida por Siegloch:

$$C_p = \frac{3600}{G_s} \exp \left[-\frac{V_c}{3600} \left(G_c - \frac{G_s}{2} \right) \right]$$

onde:

V_c : fluxo conflitante da via principal (vpe/h)

G_c : gap crítico do primeiro veículo na fila (seg)

G_s : headway mínimo entre os veículos da via secundária que aceitam um mesmo gap que o primeiro veículo (seg)

BRILON *et. al.* [1991] não fornecem informações sobre fatores de equivalência para conversão de veículos pesados em veículos de passageiro equivalentes. São fornecidos apenas valores para veículos de passageiro equivalentes, do gap crítico para o primeiro veículo da fila e do headway mínimo para os veículos subsequentes ao primeiro. Esses valores são fornecidos na Tabela 4.4.

Tabela 4.4: Gaps críticos (G_c) e headways mínimos (G_s) para veículos de passageiro na Alemanha [BRILON *et. al.*, 1991]

		Gaps Críticos para veículos de passageiro equivalentes (seg)					
Tipo de movimento		Velocidade média da via principal (km/h)					
		40	50	60	70	80	90
Conversões à esquerda	G_c	4,5	5,2	5,8	6,5	7,1	7,8
via principal – via secundária	G_s	1,7	2,1	2,5	2,8	3,2	3,6
Conversões à direita	G_c	5,0	5,8	6,5	7,2	7,9	8,7
via secundária – via principal	G_s	2,1	2,6	3,1	3,6	4,1	4,5
Cruzamentos	G_c	5,1	5,8	6,5	7,3	8,0	8,7
	G_s	2,8	3,4	4,0	4,6	5,3	5,9
Conversões à esquerda	G_c	5,6	6,4	7,2	8,0	8,8	9,6
via secundária – via principal	G_s	2,7	3,3	3,9	4,5	5,1	5,7

As prioridades de movimentos mostradas na Figura 4.11 apresentam diferenças em relação ao HCM. No método alemão, o nível de prioridade 1 refere-se aos movimentos da via principal e conversões à direita da via principal para a secundária. Conversões à direita da via secundária para a principal e conversões à esquerda da via principal para a secundária possuem nível de prioridade 2, correspondente aos níveis 1 e 2 do HCM.

Figura 4.11: Níveis de prioridade em uma interseção em nível – método alemão [BRILON *et. al.*, 1991]

A capacidade de movimento $C_{mprior.2}$ para os movimentos de prioridade 2 é definida diretamente através da fórmula de Siegloch. A capacidade dos movimentos de prioridade 3 é obtida em função da probabilidade p_0 de que não existam veículos na interseção realizando manobras com prioridade 2, ou seja, quando a interseção está vazia ou existem somente veículos com prioridades 3 e 4:

$$p_0 = 1 - \frac{V_{(prior.2)}}{C_{m(prior.2)}}$$

sendo:

$V_{prior.2}$: volume de veículos com prioridade 2

A capacidade $C_{mprior.3}$ para os movimentos de prioridade 3 é obtida então pela fórmula:

$$C_{m_{prior3}} = p_0 C_{p_{prior3}}$$

onde

$C_{pprior.3}$: capacidade potencial de um movimento de prioridade 3

BRILON *et. al.* [1991] esclarece que a probabilidade p_0 é a base para a formulação dos fatores de impedância adotados no HCM. As capacidades referentes aos movimentos de prioridade 4 seriam calculadas de forma semelhante ao método do HCM.

4.5.3. Método Sueco [HANSSON, 1978]

O método sueco para o cálculo da capacidade, comprimento de filas e atrasos em interseções em nível é baseado em modelos de filas. Cada faixa da via secundária é representada por uma fila do tipo M/G/1, com chegadas markovianas e atendimento seguindo uma distribuição genérica.

O método desenvolve-se segundo os procedimentos descritos a seguir:

- Determinação da distribuição de headways $f_1(h_1)$ na via principal, em função do número de faixas;
- Determinação do gap crítico G_c pelos veículos da via secundária;
- Determinação da distribuição de tempos de atendimento d_s dos veículos da via secundária. A capacidade da via secundária corresponde ao inverso do tempo médio de serviço dos veículos na interseção;

- Determinação da frequência de headways $f_2(h_2)$ da via secundária, assumindo uma distribuição exponencial; e
- Determinação da distribuição de tempos de espera d_w para os veículos da via secundária.

A capacidade potencial C_p de um determinado movimento de veículos da via secundária é calculada no método sueco pela seguinte fórmula:

$$C_p = V_c \sum_{i=1}^{\infty} \left[\int_{G_c + (i-1)G_s}^{G_c + iG_s} f_1(h_1) dh_1 \right]$$

sendo:

V_c : fluxo conflitante da via principal (vpe/h)

$f_1(h_1)$: distribuição de headways na via principal

G_c : gap crítico do primeiro veículo na fila (seg)

$G_s = 0,6G_c$: headway mínimo entre os veículos da via secundária que aceitam um mesmo gap que o primeiro veículo (seg)

Os valores de gaps críticos para veículos de passageiro equivalentes recomendados pelo método sueco são mostrados na Tabela 4.5.

Tabela 4.5: Gaps críticos de veículos de passageiro equivalentes recomendados pelo método sueco [HANSSON, 1978]

Gaps Críticos para veículos de passageiro equivalentes (seg)				
Tipo de movimento	Tipo de Controle	Velocidade média – via principal (km/h)		
		50	70	90
Conversões à esquerda via principal – via secundária	PARE	5,0	5,8	6,5
	DÊ A PREFERÊNCIA	5,0	5,8	–
Conversões à direita via secundária – via principal	PARE	5,5	6,5	7,2
	DÊ A PREFERÊNCIA	4,8	6,0	–
Cruzamentos	PARE	5,8	6,5	7,0
	DÊ A PREFERÊNCIA	5,2	6,0	–
Conversões à esquerda via secundária – via principal	PARE	6,0	6,8	7,5
	DÊ A PREFERÊNCIA	5,3	6,2	–

4.5.4. Considerações Sobre a Distribuição de Gaps na Via Principal

A hipótese de que a distribuição de gaps em uma via de pista simples é exponencial, adotada pelo HCM e pelo método alemão, implica em considerar

que a chegada de um veículo da via principal à interseção seja independente da chegada do veículo anterior.

Essa hipótese é satisfatória para pequenos volumes de tráfego, mas normalmente não é verificada em situações onde o fluxo de veículos é mais elevado. A presença de veículos pesados, normalmente mais lentos, induz à formação de pelotões sempre que não existam gaps de tamanho suficiente no fluxo de sentido oposto para permitir a realização de ultrapassagens. Trechos em rampas ascendentes acabam também por concentrar o tráfego em pelotões na corrente de tráfego, pois causam redução na velocidade dos veículos, principalmente daqueles mais pesados.

Verifica-se então uma inconsistência ao considerar que todos os gaps sejam exponencialmente distribuídos, pois as chegadas de veículos em pelotões passam a ser influenciadas pela chegada do veículo que lidera o pelotão. O próprio método do HCM reconhece esta falha e apresenta um apêndice onde são feitas recomendações para o cálculo da capacidade de interseções quando uma parcela do fluxo da via principal é constituída por veículos trafegando em pelotões.

A idéia básica proposta pelo HCM é identificar padrões de tráfego na via principal, separando a parcela do tráfego que é constituída por veículos em pelotões da parcela restante, constituída por veículos do fluxo livre. Calcula-se então a capacidade potencial da interseção considerando-se todos os possíveis volumes horários de tráfego na via principal com os quais um veículo da via secundária pode se confrontar na interseção.

Esse procedimento pode ser explicado ao considerar-se o exemplo apresentado no esquema da Figura 4.12, que supõe a existência de um fluxo de volume horário q em ambos os sentidos da via principal, dado pela soma de dois fluxos:

$$q = q_l + q_p$$

onde:

q_l : volume médio de tráfego correspondente aos veículos de fluxo livre (veic/h)

q_p : volume médio de tráfego veículos em pelotões (veic/h)

Figura 4.12: Volumes de tráfego utilizados na determinação da capacidade potencial de interseções quando existem pelotões na via principal – método do HCM [TRB, 1985; Cap. X, Apêndice I]

Portanto os veículos *A*, *B* e *C* da via secundária encontrariam na interseção três diferentes volumes de tráfego da via principal, que devem ser considerados no cálculo da capacidade potencial da via secundária da seguinte forma:

veículo <i>A</i> :	$q_l + q_p$
veículo <i>B</i> :	q_l
veículo <i>C</i> :	$2q_p$

Dessa maneira várias situações da operação da interseção, com diferentes volumes de tráfego na via principal podem ser analisadas. Percebe-se, entretanto, que esse procedimento é aproximado, pois utiliza a hipótese de que a distribuição de gaps na via principal seja exponencial, tanto no caso de fluxo livre como no caso de fluxo em pelotões, e contraria no caso de pelotões o princípio de que o surgimento de gap em uma distribuição exponencial independa do surgimento de um gap anterior.

Uma abordagem teoricamente mais correta é considerar duas condições de tráfego em rodovias de pistas simples, uma para veículos livres e outra para veículos em pelotões. McCLEAN [1989] apresenta um modelo composto, que considera essas duas condições, em que a probabilidade da ocorrência de um gap g é dada por:

$$P(g \leq t) = p + (1 - p) \left[1 - \exp \left(-\frac{t - g_p}{g_l - g_p} \right) \right], t \geq g_p$$

onde:

t : tempo de duração de um gap na via principal (seg)

g_p : gap dos veículos em pelotão (seg)

p : proporção de veículos em pelotão, ou seja, com $t < g_p$

$\overline{g_l}$: média dos gaps de veículos com fluxo livre (seg)

O modelo composto para a distribuição de gaps considera então que todos os gaps maiores que g_p sejam exponencialmente distribuídos. Os veículos em pelotão são supostos trafegando espaçados pelo gap g_p , de valor constante, ou então espaçados por gaps que assumem o valor máximo igual a g_p . Neste caso g_p representaria o limite entre valores de gaps para fluxo de veículos em pelotões e veículos em fluxo livre.

4.5.5. Nível de Serviço

Nível de serviço é uma avaliação qualitativa das condições de operação de uma via ou interseção, que procura refletir o nível de satisfação que os motoristas e usuários têm sobre a operação desses elementos rodoviários. O nível de serviço é normalmente descrito em função de fatores tais como velocidade e tempo de trajeto, liberdade de executar determinadas manobras, interrupções no tráfego, conforto e segurança dos motoristas e usuários [TRB, 1985].

Os níveis de serviço em uma via ou em uma interseção são definidos por um ou mais parâmetros que melhor descrevam suas qualidades de operação. Tais parâmetros são denominados *medidas de eficácia*, e representam os elementos mensuráveis que caracterizam a operação [TRB, 1985].

O HCM considera que a principal medida de eficácia em uma interseção em nível é a *capacidade de reserva* da interseção, associada em linhas gerais aos atrasos dos veículos, decorrentes da espera pelo surgimento de um gap na via principal. A capacidade de reserva corresponde à diferença de valores entre a capacidade compartilhada C_c e o volume atual de veículos V de uma faixa de tráfego:

$$C_r = C_c - V$$

O nível de serviço para um determinado movimento ou uma faixa de tráfego na interseção é obtido através da Tabela 10.3 do HCM, que é aqui reproduzida na Tabela 4.6.

Tabela 4.6: Nível de serviço para interseções em nível não semaforizadas

Capacidade de Reserva (vpe/h)	Nível de Serviço	Atrasos esperados ao tráfego da via secundária
≥ 400	A	Muito pouca ou nenhuma espera
300 – 399	B	Pequenas esperas
200 – 299	C	Esperas médias
100 – 199	D	Esperas longas
0 – 99	E	Esperas muito longas
–	F	–

Não são fornecidas maiores informações do critério utilizado para escolha dos limites para capacidade de reserva que definem os níveis de serviço de A a F. O nível F caracteriza operação com extremas esperas e volumes de tráfego acima da capacidade, causando congestionamentos que podem afetar o tráfego da via principal.

4.6. Conclusões

Neste capítulo foi descrito o processo de aceitação de gaps e lags por veículos em interseções em nível e as variáveis que mais influem nesse processo. A maior parte das referências, entretanto, não tratam especificamente sobre caminhões e ônibus, com excessão dos trabalhos realizados por MASON *et. al.* [1990] e FITZPATRICK [1991]. Apesar disso, os métodos apresentados para a determinação do gap crítico ou de modelos de probabilidade de aceitação de gaps podem ser aplicados tanto à análise do comportamento de automóveis como de veículos de grande porte no cruzamento de interseções.

O mesmo ocorre com os métodos americano (HCM) e alemão para cálculo de capacidade. Os métodos empregam os mesmos conceitos e constituem ferramentas bastante razoáveis para a análise da capacidade em interseções em nível. Apesar disso, devem sofrer modificações de modo a considerar a existência de pelotões na via principal, utilizando por exemplo o modelo exponencial composto, apresentado neste capítulo. Tal procedimento será utilizado no capítulo 8 para a determinação da capacidade potencial das interseções a serem analisadas.

O método do HCM, apresentado em maiores detalhes neste capítulo, não fornece detalhes sobre qual o critério utilizado para determinação dos fatores de equivalência de veículos de grande porte, nem qual o critério que

determina os níveis de serviço em função da capacidade de reserva. Isso implica em determinar fatores de equivalência para caminhões e ônibus, aplicáveis às condições de operação encontradas nas interseções do Brasil. A determinação desses fatores constitui meta a ser alcançada também no capítulo 8.

Também serão realizadas análises no capítulo 7 à respeito do comportamento de veículos de grande porte na aceitação de gaps no cruzamento de interseções, e os valores obtidos serão comparados com os valores adotados pelos métodos existentes.

CAPÍTULO 5

COLETA DE DADOS

5.1. Interseções Escolhidas para Análise

A existência de variações nos tipos de interseções, segundo seu projeto geométrico, tipo de tráfego e tipo de controle empregados na definição da prioridade de movimento torna necessária a adoção de um critério para a seleção dos tipos de interseções a serem analisadas.

Procurou-se então escolher interseções com volume significativo de tráfego composto por caminhões e ônibus, dando ênfase para interseções localizadas próximas a pontos geradores/atratores de tráfego de caminhões articulados. Dessa maneira, 4 das 5 interseções analisadas localizam-se nas proximidades de usinas de açúcar e álcool.

As interseções escolhidas possuem faixas de aceleração para as conversões à direita e à esquerda, o que reduz o conflito provocado por convergências de veículos da via secundária no fluxo da via principal. A análise das interseções restringe-se então à observação de *cruzamentos* de veículos da via secundária, realizados durante os gaps que surgem no fluxo da via principal.

Todas as interseções em nível escolhidas têm projetos geométricos semelhantes: possuem 4 ramos, dispostos de tal maneira que formam ângulos entre si próximos a 90°, possuem canalização para conversões à esquerda e o controle de tráfego nos cruzamentos é realizado através da utilização da placa "PARE". As conversões à esquerda de veículos da via principal para a via secundária são feitas em duas etapas, primeiro divergência e em seguida cruzamento, enquanto que as conversões à esquerda de veículos da via secundária para a via principal são realizadas através de cruzamento seguido de convergência. A análise de cruzamentos engloba todos os cruzamentos propriamente ditos e aqueles resultantes de movimentos de conversões à esquerda.

Todas as interseções analisadas localizam-se no estado de São Paulo, em regiões mostradas nas Figuras 5.1 e 5.2, e são descritas a seguir:

1. Interseção das rodovias SP 255, trecho Araraquara – Ribeirão Preto (via principal) com a SP 253, trecho Pradópolis – Luís Antônio (via secundária). Esta interseção está situada ao longo de um grande trecho reto, em uma curva vertical côncava, permitindo boas condições para visibilidade dos veículos que se aproximam do cruzamento pela SP 255. Esta rodovia tem duas faixas de 3,60 m, com acostamentos de 2,80 m, totalizando 12,80 m de largura. Está localizada próxima à usina de açúcar e álcool São Martinho.
2. Interseção localizada no quilômetro 322 da rodovia SP 326, trecho Matão – Barretos (via principal). Os ramos secundários dessa interseção são formados de um lado por uma vicinal que serve como acesso à usina Bonfim, e do outro por um acesso a um canavial. Esta interseção localiza-se no topo de uma curva vertical convexa, apresentando reduzidas condições de visibilidade. A via principal tem 3 faixas, duas delas no sentido Matão – Barretos, sendo uma destinada ao tráfego de veículos mais lentos. Por esse motivo, não existe acostamento desse lado da via e as duas faixas juntas medem 6,70 m. A largura da faixa do outro sentido (Barretos – Matão) mais o acostamento é de 6,40 m, totalizando a via 13,10 m de largura.
3. Interseção das rodovias SP 253, trecho Pradópolis – Jaboticabal com os acesso à cidade de Guariba e à usina de açúcar e álcool São Carlos. A interseção apresenta boas condições de visibilidade, localiza-se em um trecho plano, sendo que o acesso no sentido Guariba – usina São Carlos é em auge (aproximadamente 2%). A via principal tem duas faixas de 3,50 m e acostamentos de 2,70 m, totalizando 12,40 m.
4. Interseção das rodovias SP 255, trecho Bauru – Jaú (via principal), com a rodovia vicinal PDN-001, acesso à usina São José. Esta interseção localiza-se no quilômetro 211 da rodovia SP 225, em trecho plano com boa visibilidade. A via principal apresenta três faixas, duas no sentido Bauru – Jaú e uma no sentido contrário, cada uma com 3,50 m. O acostamento da pista tem, no trecho da interseção, sentido Jaú – Bauru, 4,00 m de largura e 3,00 m no sentido contrário. A largura total da via é portanto 17,50 m. Esta interseção pode ser considerada como sendo do tipo “T”, pois o outro

ramo secundário, além do que compõe o acesso à usina São José, estava em obras na época em que foi realizada a coleta.

Figura 5.1: Localização das interseções 1, 2, 3 e 5

5. Interseção da rodovia SP 333, trecho Ribeirão Preto – Cajuru (via principal), com a rodovia SP 271 (via secundária), que faz a ligação da SP 333, na entrada da cidade de Serrana, com a rodovia SP 330 (Via Anhanguera). Localiza-se em trecho relativamente plano, com boas condições de visibilidade. A via principal é composta por quatro faixas, duas por sentido, cada uma com 3,50 m. Não há acostamentos no trecho da interseção e a largura total da via é 14,00 m. Um dos ramos secundários compõe a entrada para a cidade de Serrana, e a outra um acesso para uma estrada de terra.

Figura 5.2: Localização da interseção 4

5.2. Escolha do Método de Coleta

Os métodos para coleta de dados já utilizados em diversos estudos sobre a operação de interseções variam desde a utilização de cronômetro e planilhas para anotações até filmagem da interseção, para posterior análise dos dados coletados.

A coleta de dados realizada com a utilização de planilhas e contadores manuais de tráfego é método mais simples de coleta e que não exige a utilização de equipamento muito sofisticado, tendo sido utilizado por LUCAS [1985] na coleta de lags aceitos e rejeitados em interseções urbanas, e por MACHADO NETO & SETTI [1993] na coleta de instantes de passagem de veículos em interseções semaforizadas. É um método que quase sempre exige mais de uma pessoa para a coleta de dados, pois o número de eventos simultâneos (por ex., passagem de um veículo na via principal e partida de um veículo no cruzamento) que uma pessoa consegue coletar é limitado.

Uma variação deste método é a utilização de contadores eletrônicos, que são também capazes de armazenar instantes de ocorrência dos eventos, dispensando a utilização de cronômetro. WAGNER [1966], DAGANZO [1981] e MAZE [1981] utilizaram contadores deste tipo ou equipamentos similares para coletar gaps e lags aceitos e rejeitados em interseções em nível.

Outro método para coleta de dados foi utilizado por KITTELSON & VANDEHEY [1991] em interseções. O método consiste na utilização de um microcomputador do tipo lap-top, sendo que os instantes de ocorrência dos eventos (chegadas e partidas) dos veículos são armazenados em um disquete através do acionamento de teclas predefinidas no teclado do lap-top.

Quando existe, porém, uma grande variedade de eventos a ser coletada, é preferível utilizar câmeras filmadoras para a coleta de dados, sendo os dados analisados posteriormente através da revisão do vídeo. A filmagem apresenta vantagens, tais como a obtenção de um arquivo de dados permanente, que pode ser analisado futuramente para a obtenção de novas informações, além da possibilidade de coletar um determinado tipo de dado separadamente dos demais. Entretanto, a coleta dos dados através da observação do vídeo obtido pela filmagem, denominada *redução de dados*, requer um tempo muito maior do que o necessário em outros processos de coleta.

A coleta de dados utilizando câmera de vídeo é dividida em duas fases: a primeira consiste em um levantamento de campo, com a utilização de câmera filmadora com relógio interno; a segunda consiste na redução de dados pelo vídeo, de onde são coletados separadamente os dados para a análise dos cruzamentos e aceitação de gaps.

Existem variações no método de filmagem, no que diz respeito ao tipo de equipamento utilizado. DIPIETRO & KING [1970] utilizaram câmera fotográfica para tirar fotos a intervalos regulares de tempo, com o objetivo de coletar dados sobre a aceitação de gaps por pedestres no cruzamento de uma via. SOLBERG & OPPENLANDER [1966] utilizaram uma câmera fotográfica e lentes de grandes angulares, a uma velocidade de 8 quadros/segundo, para coleta de aceitação de gaps e lags por veículos em interseções. MASON *et. al.* [1990] e FITZPATRICK [1991] utilizaram filmadoras posicionadas em tripés, de modo a registrar a passagem dos veículos pelas interseções analisadas. KYTE *et. al.* [1991] utilizam o mesmo processo e a redução dos dados do

vídeo é feita com o uso de um software desenvolvido para coleta de dados da filmagem.

Para a redução de dados relativos a headways TAYLOR *et. al.* [1990] utilizaram um sistema de detecção automática de veículos em vídeo, denominado VADAS, desenvolvido pelo Australian Road Research Board (ARRB). Este sistema baseia-se na adoção de pontos de detecção de veículos diretamente no monitor de vídeo, que representam pontos da via por onde passam os veículos. Todo o processo apoia-se no fato de que a maioria dos veículos possuem um nível de luminosidade maior do que o do pavimento. Desta forma, o monitoramento dos pontos de referência no monitor de vídeo permite detectar mudanças de luminosidade destes pontos, provocadas pela passagem de veículos. Os instantes de passagem são gravados em computador para posterior análise.

O método utilizado para a coleta dos dados neste trabalho foi baseado no método apresentado em MASON *et al.* [1989] e FITZPATRICK [1991]. Nestes trabalhos foram utilizados coletores de tráfego e várias câmeras filmadoras com sincronização de tempo. O método aqui proposto baseia-se na extração de todos os dados através da filmagem das interseções. Utiliza somente uma câmera filmadora e, em condições pouco propícias para a filmagem, duas câmeras, uma para a filmagem do cruzamento e outra para a filmagem da passagem dos veículos da via principal pela interseção.

5.3. Coleta de Dados no Campo

A câmera filmadora, fixada em um tripé, é posicionada em um ponto que permita captar todos os movimentos dos veículos das vias principal e secundária na interseção, o que permite também a coleta dos instantes de passagem dos veículos por linhas de referência. As linhas de referência consideradas no cruzamento dos veículos são as bordas externas dos acostamentos da via principal, enquanto que as referências adotadas para determinação do instante de passagem dos veículos da via principal são os prolongamentos das laterais dos acessos da via secundária na interseção. A Figura 5.3 mostra o esquema de linhas e pontos de referência adotados para a filmagem.

Figura 5.3: Esquema das linhas de referência adotadas

A câmera 1 capta todos os movimentos dos veículos de ambas as vias e cruzamentos dos veículos da via secundária. A câmera filmadora 2 tem a função de coletar os instantes de passagem dos veículos da via principal. Em locais de boa visibilidade, nos quais se consegue boa nitidez das linhas de referência da via principal através da câmera 1, a utilização da câmera 2 é desnecessária.

No caso de serem utilizadas duas filmadoras, o tempo entre elas deve ser sincronizado, o que é complicado de se conseguir sem a utilização de equipamentos mais sofisticados, como um relógio principal que coordene os relógios internos das filmadoras [MASON *et. al.*, 1990]. Tal problema pode ser resolvido pela filmagem simultânea de um evento pelas duas filmadoras (por ex., uma pessoa levantando um braço em um local que esteja no campo de visão das duas câmeras). A diferença entre os instantes de ocorrência do evento em cada uma das filmagens serve como fator de correção dos tempos de um dos filmes, relativamente ao outro. O filme utilizado como referência foi o da câmera 1.

5.4. Redução de Dados do Vídeo

Através de um desenho dos contornos e pontos de referência, feito em um filme plástico colocado sobre a tela de um televisor, conforme mostra a Figura 5.4, pode-se examinar a gravação, quadro a quadro quando necessário, coletando-se os instantes de passagem dos veículos pelas linhas de referência. Pontos pouco nítidos no vídeo, devido à imagem estar em perspectiva, são determinados pelo posicionamento de uma pessoa nestes pontos, no momento da filmagem e marcados no filme plástico durante a revisão do vídeo. Desta forma também é marcada uma distância de 20,0 m, a partir das linhas de parada, dividida em segmentos de 2,0 m, conforme a Figura 5.5. O objetivo é determinar o local em que um veículo da via secundária pára na interseção, antes de aceitar um gap.

Figura 5.4: Esquema da redução de dados com a utilização do filme plástico sobre o monitor de T.V.

São obtidos em seguida os seguintes dados:

- tempo de cruzamento de cada veículo, ou seja, a diferença entre seu instante de início do cruzamento até o instante em que seu pára-choque traseiro passa pela linha de referência de término do cruzamento;
- gaps na via principal, obtidos pela diferença entre instantes de passagem de dois veículos consecutivos por uma das linhas de referência na via principal, ou lags, obtidos pela diferença entre os instantes de chegada do veículo da via secundária e a passagem do veículo da via principal. Verifica-se ainda quais foram os gaps e lags aceitos e rejeitados pelos veículos;

- classificação dos veículos segundo sua categoria; e
- classificação dos movimentos realizados pelos veículos, obtendo-se a distribuição do tráfego segundo seu trajeto.

Figura 5.5: Marcações para a distância de parada do veículo na interseção

MASON *et. al.* [1990] coletam, além de gaps, as distâncias correspondentes aos gaps, ou seja, o espaçamento entre dois veículos. A medida do espaçamento apresenta uma vantagem em relação ao gap, pois pode ser diretamente comparada à distância de visibilidade necessária para o cruzamento, e não é influenciada por um veículo da via secundária que, ao realizar o cruzamento, provoque uma redução na velocidade do veículo da via principal.

Entretanto, coletar espaçamentos é bem mais complicado que coletar gaps, exigindo a instalação de um maior número de câmeras filmadoras voltadas para a via principal, sincronizadas no tempo e, para a redução dos dados coletados, deve-se observar simultaneamente dois ou mais vídeos, para saber a exata posição em que o veículo da via principal está no instante em que um veículo da via secundária se posiciona para cruzar a via principal ou inicia o cruzamento. Em função dessas dificuldades, decidiu-se pela coleta somente de gaps.

Existe ainda uma simplificação na coleta de gaps, que são substituídos por headways. Verificou-se que a diferença entre os dois, correspondente ao tempo que o veículo percorre a distância igual ao seu próprio comprimento, tem magnitude muito inferior aos outros tempos medidos (por ex., tempo de cruzamento). O instante de passagem do veículo, dependendo do seu sentido

de trajeto, corresponde à passagem do pára-choque traseiro ou dianteiro pelas linhas de referência, quando se utiliza uma única filmadora, ou à passagem de aproximadamente metade de seu comprimento pela linha de referência, no caso de se utilizar uma segunda filmadora. No caso de conversões da via principal para a secundária que provocam interferência nos cruzamentos, o instante de passagem considerado é o de conversão, pois o veículo não chega a cruzar as linhas de referência da via principal.

5.4.1. Veículos Conflitantes

O critério para definir se um veículo provoca conflito ou não nos cruzamentos foi estabelecido após as primeiras reduções de dados. Dessa maneira, todos os veículos que realizam movimentos 1 e 2, de acordo com a Figura 5.6, são considerados conflitantes, enquanto que nem todos os que realizam conversões à direita (movimentos 5 e 6) ou à esquerda (movimentos 9 e 10) da via principal para a secundária interferem nos cruzamentos.

Figura 5.6: Esquema dos possíveis movimentos realizados em uma interseção

Se um veículo realiza uma conversão da via principal para a via secundária no mesmo instante que passa um pelotão ou mesmo um só veículo por uma das linhas de referência, ele não é considerado conflitante, pois admite-se que a obstrução do cruzamento é causado pelo pelotão ou pelo veículo que executa movimentos dos tipos 1 e 2. As conversões também são consideradas não conflitantes quando não impõem espera ao veículo da via secundária que realiza o cruzamento. Os movimentos 7 e 8 (conversão à direita da via secundária para a principal) e 11 e 12 (conversão à esquerda da via secundária para a principal) não conflitam com os cruzamentos.

5.4.2. Organização dos Dados Coletados

Os dados coletados são em seguida transferidos para uma planilha eletrônica, onde são organizados para as análises estatísticas, descritas nos capítulos 6 e 7 deste trabalho. A planilha utilizada foi o *Excel 4.0 for Windows*.

Dois métodos diferentes foram utilizados para transferência dos dados do vídeo para a planilha eletrônica. O primeiro consiste em anotar os dados referentes às vias principal e secundária em planilhas feitas em papel, transferindo em seguida esses dados para planilhas em computador.

A Figura 5.7 apresenta um exemplo de planilha para coleta de gaps na via principal. Os instantes de passagem referem-se ao minuto da passagem do veículo (*min*) e os segundos de sua passagem pelas linhas de referência na via principal. Dessa forma, *seg 1* seria o instante em que um veículo passa pela linha de referência nº 1, e *seg 2* o instante de passagem pela linha de referência nº 2 (ver Figura 5.3). Para indicar o tipo de veículo, foram utilizadas as letras *c* para automóvel, *q* para caminhão leve, *K* para caminhão semi-pesado, *O* para ônibus, *SR* para caminhão semi-reboque, *RJ* para caminhão+reboque ("Romeu-e-Julietta"), *T* para treminhão e *RT* para rodotrem.

Tipo	Instante de Passagem			Tipo de movimento
	min	seg 1	seg 2	
K	22	23	26	1
q	22	32	34	1
c	22	36	38	1
SR	22	40	33	2
K	22	50	48	2
c	22	49	51	1

Figura 5.7: Exemplo de planilha para coleta de gaps na via principal

A planilha mostrada na Figura 5.8 é utilizada para coleta de dados referentes aos cruzamentos de veículos da via secundária. Nesta planilha é anotada a distância que o primeiro veículo em fila pára da linha de parada, conforme esquema da Figura 5.5. São também anotados os instantes em que o veículo posiciona-se para cruzar a interseção e seus instantes de início e de término de cruzamento (os instantes de chegada e de início de cruzamentos são iguais quando o veículo não pára na interseção). A coluna de observações identifica veículos tipo caminhão semi-pesado, caminhão+reboque e treminhão, vazios ou carregados, utilizados no transporte de cana.

Tipo	Distância (m)	Instante			Movimento	observ.
		chegada	partida	cruzamento		
K	2,0	22:54	23:12	23:19	4	
K	4,0	22:59	23:04	23:14	11	
RJ	não parou	23:15	23:15	23:21	3	vazio
K	4,0	23:25	23:28	23:34	4	
O	3,0	24:12	24:28	24:34	11	
T	4,0	25:23	25:44	25:58	3	

Figura 5.8: Exemplo de planilha para coleta de cruzamentos

No segundo método foi utilizado um programa para coleta dos instantes de passagem dos veículos pela via principal diretamente do vídeo para o computador. Esse programa, denominado *Sistem-EN-Trans* foi desenvolvido em linguagem C por Eloy F. Machado Neto, inicialmente para coleta de dados em interseções semaforizadas utilizando notebook e, após algumas adaptações, pôde ser utilizado para a finalidade desejada. No teclado do computador são definidas 8 teclas, uma para cada categoria, sendo 2 sentidos, resultando um total de 16 teclas utilizadas.

A coleta feita por este método consiste em observar o vídeo, digitando as teclas respectivas a um determinado tipo de veículo, considerando ainda o seu sentido de movimento. O programa então armazena os instantes de passagem dos veículos, as categorias e o sentido de movimento. Terminada a coleta, o arquivo de dados é transferido para a planilha de computador.

O segundo método, embora não dispense a necessidade de coletar os instantes de chegada, partida e término de cruzamento dos veículos da via secundária com o uso de planilha em papel, reduz significativamente o tempo gasto na coleta de dados. Seu único problema, entretanto, é o excessivo

número de teclas utilizadas, que podem gerar alguma confusão quando a passagem de veículos na via principal se dá em pelotões. Erros de digitação devem então ser corrigidos por nova observação do vídeo.

5.5. Volumes de Tráfego Obtidos nas Interseções

Os dados foram obtidos de aproximadamente 11 horas de filmagem, em 11 coletas, nas 5 interseções analisadas. Cada coleta de dados no campo durou em torno de 1h a 2h, em função da disponibilidade de baterias para as câmeras filmadoras. A redução de dados referentes a 1 hora de vídeo durou em torno de 4 a 12 h, variando em função do volume de veículos analisados, da falta de prática inicial na redução de dados, e da utilização de planilhas (coleta manual) ou do programa para coleta de gaps em microcomputador.

A Tabela 5.1 apresenta um resumo das 11 coletas de campo realizadas e os horários de filmagem, distinguindo as coletas em que foram utilizadas 1 ou 2 câmeras filmadoras. Os horários escolhidos para filmagem são normalmente no período das 15:00 às 18:00 e as abreviações adotadas para identificação das interseções têm por objetivo facilitar a exposição de resultados referentes a cada uma das interseções no decorrer desse trabalho.

Tabela 5.1: Resumo das coletas de campo

Interseção	Dia	Horário	filmadoras
SP 255 – SP 253 (Pradla)	12.05.94	16:15 – 17:16	1
Via principal: Araraquara – Ribeirão Preto	19.05.94	16:19 – 17:07	1
Via secundária: Pradópolis – Luís Antônio	24.05.94	15:10 – 15:54	1
	16.06.94	15:21 – 16:56	1
SP 326 – Vicinal no Km 322 (Bonfim)	15.06.94	16:22 – 17:24	1
Via principal: Matão – Jaboticabal	23.06.94	15:58 – 17:42	2
Via secundária: acesso à usina Bonfim	26.08.94	10:41 – 11:43	2
	06.10.94	16:36 – 18:22	2
SP 253 – acesso à Guariba (São Carlos)			
Via principal: Pradópolis – Jaboticabal	13.09.94	17:03 – 18:10	2
Via secundária: Guariba – usina São Carlos			
SP 225 – PDN 001 (São José)			
Via principal: Jaú – Bauru	30.08.94	17:04 – 17:32	1
Via secundária: vicinal SP 255 – usina São José			
SP 333 – SP 271 (Serrana)			
Via principal: Ribeirão Preto – Cajuru	25.10.94	17:36 – 18:23	1
Via secundária: Serrana – SP 330			

Após a primeira coleta realizada na interseção Bonfim, optou-se pela utilização de duas câmeras filmadoras, devido às restritas condições de visibilidade do local.

As próximas Figuras, 5.9 a 5.13, apresentam esquemas em planta e fotos das 5 interseções analisadas, mostrando como foram posicionadas as câmeras para a filmagem das interseções. Os esquemas em planta mostram o critério utilizado em cada uma das interseções para definir o tipo de movimento realizado pelos veículos da via principal e da via secundária.

Figura 5.9: Interseção Pradla

Filmadora 1

Filmadora 2

Figura 5.10: Interseção Bonfim

Na interseção São Carlos, devido às suas grandes dimensões, optou-se por utilizar duas filmadoras, devido à impossibilidade de se visualizar com uma única câmera os movimentos de cruzamento 3 e 4 simultaneamente. Dessa forma, cada uma das câmeras foi utilizada para a filmagem de um único acesso e dos movimentos tanto da via principal como da secundária. A foto da Figura 5.11 refere-se apenas aos movimentos do tipo 3, 9, e 11, obtidos através da filmadora nº 1.

Figura 5.11: Interseção São Carlos

Figura 5.12: Interseção São José

Figura 5.13: Interseção Serrana

A redução dos dados das filmagens permitiu que eles fossem separados então em função dos movimentos realizados pelos veículos (distribuição dos fluxos) e em função da classificação de veículos proposta no capítulo 3 (composição do tráfego).

5.5.1. Distribuição dos Fluxos de Tráfego

A classificação dos tipos de movimento dos veículos foi feita de acordo com os esquemas apresentados nas Figuras 5.9 a 5.13, em função dos 12 movimentos que podem ser realizados em uma interseção, sendo as distribuições do tráfego de veículos conflitantes e de cruzamento apresentadas nas Tabelas 5.2 a 5.6. Não são apresentados dados relativos aos movimentos não conflitantes, pois estes não interferem na análise de capacidade. As distribuições de movimentos conflitantes e de cruzamentos resultam da soma de movimentos conforme mostra a Figura 5.14:

Figura 5.14: Distribuição dos movimentos por sentido de tráfego

Tabela 5.2: Distribuição dos fluxos de tráfego – interseção Pradla

Fluxo Conflitante – Via Principal					
Data	Araquara - Ribeirão Preto movimentos 1, 5, 9		Ribeirão Preto - Araquara movimentos 2, 6, 10		Totais
12.05.94	197	58%	142	42%	339
19.05.94	193	66%	100	34%	593
24.05.94	132	61%	83	39%	215
16.06.94	292	56%	225	44%	517
Total	814	60%	550	40%	1364
Cruzamentos – Via Secundária					
Data	Luís Antônio – Pradópolis movimentos 3, 9, 11		Pradópolis – Luís Antônio movimentos 4, 10, 12		Totais
12.05.94	88	70%	37	30%	125
19.05.94	127	84%	25	16%	152
24.05.94	57	70%	25	30%	82
16.06.94	172	68%	80	32%	252
Total	444	73%	167	27%	611

Tabela 5.3: Distribuição dos fluxos de tráfego – interseção Bonfim

Fluxo Conflitante – Via Principal					
Data	Matão – Jaboticabal movimentos 1, 5, 9		Jaboticabal – Matão movimentos 2, 6, 10		Totais
15.06.94	156	52%	145	48%	301
23.06.94	251	50%	252	50%	503
26.08.94	212	60%	142	40%	354
06.10.94	256	52%	239	48%	495
Total	875	53%	778	47%	1653

Cruzamentos – Via Secundária					
Data	Us. Bonfim – Canavial movimentos 3, 9, 11		Canavial – Us. Bonfim movimentos 4, 10, 12		Totais
15.06.94	92	76%	29	24%	121
23.06.94	112	62%	68	38%	180
26.08.94	64	88%	9	12%	73
06.10.94	79	61%	50	39%	129
Total	347	69%	156	31%	503

A Tabela 5.4 apresenta a distribuição dos fluxos de tráfego obtidas pela redução dos dados da filmadora 1, referentes aos cruzamento tipo 3, 9 e 11 na interseção São Carlos. Os dados da filmadora 2 não foram analisados, pois o fluxo observado de veículos pesados era muito pequeno. Os movimentos 3, 4, e 12 da interseção São José, na Tabela 5.5, referem-se ao movimento de caminhões provenientes das obras do ramo secundário em construção.

Tabela 5.4: Distribuição dos fluxos de tráfego – interseção São Carlos

Fluxo Conflitante	Jaboticabal – Pradópolis movimento 1		Pradópolis – Jaboticabal movimentos 2, 6, 10		Total
via principal	27	15%	153	85%	180
Cruzamentos	Guariba – Usina São Carlos movimentos 3, 9, 11		Usina São Carlos – Guariba		Total
via secundária	92	–	não analisado		92

Tabela 5.5: Distribuição dos fluxos de tráfego – interseção São José

Fluxo Conflitante	Bauru – Jaú movimento 1, 5, 9		Jaú – Bauru movimentos 2, 6, 10		Total
via principal	126	44%	162	56%	288
Cruzamentos	Usina São José – obra movimentos 3, 9, 11		obra – Usina São José movimentos 4, 10, 12		Total
via secundária	8	35%	15	65%	23

Tabela 5.6: Distribuição dos fluxos conflitante e de cruzamento – interseção Serrana

Fluxo Conflitante	Ribeirão Preto – Cajuru movimento 1, 5, 9		Cajuru – Ribeirão Preto movimentos 2, 6, 10		Total
via principal	158	47%	175	53%	333
Cruzamentos	Serrana – acesso movimentos 3, 9, 11		acesso – Serrana movimentos 4, 10, 12		Total
via secundária	23	34%	45	66%	68

5.5.2. Composição do Tráfego

Os veículos que realizaram movimentos conflitantes e de cruzamento foram classificados segundo as categorias definidas anteriormente, sendo verificada a porcentagem de caminhões e ônibus que realizaram cruzamentos. Das coletas realizadas nas 5 interseções, foi observado apenas um cruzamento de rodotrem na interseção Sãojosé. Foi também observado nas interseções um volume pequeno (não mais que 4%) de motos e carros+reboque, categorias não incluídas na classificação proposta. Os resultados obtidos da composição do tráfego são mostrados nas Tabelas 5.7 e 5.8, sendo que os valores referentes às interseções Pradla e Bonfim correspondem à soma das 4 coletas realizadas nessas interseções.

Tabela 5.7: Composição do tráfego de veículos conflitantes nas 5 interseções

Categoria	Pradla		Bonfim		São carlos		Sãojosé		Serrana	
automóvel	848	62%	831	50%	98	54%	219	76%	248	75%
caminhão leve	59	4%	124	8%	7	4%	14	5%	18	5%
caminhão semi-pesado	299	22%	378	23%	24	13%	27	10%	29	9%
ônibus	46	4%	48	3%	41	23%	4	1%	14	4%
semi-reboque	99	7%	252	15%	7	4%	21	7%	12	4%
caminhão+reboque	4	0%	6	0%	0	0%	0	0%	8	2%
treminhão	0	0%	1	0%	0	0%	0	0%	0	0%
moto	9	1%	11	1%	3	2%	3	1%	4	1%
carro+reboque	0	0%	2	0%	0	0%	0	0%	0	0%
totais	1364		1653		180		288		333	

A Figura 5.15 apresenta as porcentagens dos 6 tipos de caminhões considerados na análise, que foram observados realizando movimentos conflitantes nas interseções. Os valores obtidos variam de 20% a 46%. Na Figura 5.16 são mostradas as porcentagens de caminhões observados nos cruzamentos, que variam de 22% a 68%.

Tabela 5.8: Composição do tráfego de cruzamentos nas 5 interseções

Categoria	Pradla		Bonfim		SãoCarlos^a		SãoJosé		Serrana	
automóvel	139	23%	159	32%	57	62%	7	31%	34	50%
caminhão leve	26	4%	26	5%	5	5%	3	13%	7	10%
caminhão semi-pesado	216	35%	125	25%	6	7%	6	26%	7	10%
ônibus	52	9%	45	9%	10	11%	0	0%	16	24%
semi-reboque	92	15%	21	4%	2	2%	4	18%	1	2%
caminhão+reboque	42	7%	99	20%	6	7%	0	0%	0	0%
treminhão	44	7%	28	5%	3	3%	1	4%	0	0%
rodotrem	–	–	–	–	–	–	1	4%	–	–
moto	–	–	–	–	3	3%	1	4%	3	4%
totais	611		503		92		23		68	

^a Resultados referentes somente ao acesso onde ocorrem os cruzamentos 3, 9 e 11

Figura 5.15: Porcentagens de caminhões – fluxo conflitante **Figura 5.16:** Porcentagens de caminhões – cruzamentos

CAPÍTULO 6

ANÁLISE DOS TEMPOS DE CRUZAMENTO

Neste capítulo serão analisadas as variações nos tempos de cruzamento em função da categoria do veículo e da maneira como a manobra é realizada, ou seja, se o veículo pára totalmente na interseção, ou inicia o cruzamento da via principal já em movimento. Também serão analisadas as variações nos tempos de cruzamento entre as diferentes interseções.

Foi feita somente uma coleta de dados nas interseções SãoCarlos, SãoJosé e Serrana, sendo então obtido um número pequeno de dados que, caso fossem analisados, não conduziram a resultados estatisticamente confiáveis. Desta forma, tanto a análise de tempos de cruzamento, bem como as análises da aceitação de gaps e da capacidade das interseções estará restrita à utilização de dados obtidos nas interseções Pradla e Bonfim.

Os tempos de cruzamento dessas duas interseções foram classificados em dois grupos:

- veículos que não param na interseção, ou seja, todos os veículos que aceitam lags;
- veículos que param totalmente na interseção, e veículos que apenas reduzem a velocidade, de modo a permitir a passagem dos veículos da via principal que lhes impedem o cruzamento, realizando a manobra em seguida. Correspondem aos casos de aceitação de gaps.

A análise dos tempos de cruzamento é dividida em 3 etapas distintas:

- obtenção da distribuição dos tempos de cruzamento dos veículos que aceitam lags e dos que aceitam gaps;
- verificação através de testes estatísticos, das possíveis diferenças nos tempos de cruzamento de veículos que aceitam lags e dos que aceitam gaps; e
- comparação dos tempos de cruzamentos de veículos das duas interseções.

6.1. Distribuição dos Tempos de Cruzamento

Foram observados 611 cruzamentos na interseção Pradla e 503 cruzamentos na interseção Bonfim, garantindo amostra de bom tamanho para as análises estatísticas desenvolvidas neste trabalho. As próximas Figuras, 6.1 a 6.6, apresentam a distribuição dos tempos de cruzamentos de automóveis, caminhões semi-pesados e treminhões, nas interseções Pradla e Bonfim, mostrando as diferenças entre os veículos que aceitam lags (cruzamentos sem parada) e os que aceitam gaps (cruzamentos com parada).

Os histogramas de tempos de cruzamento referentes às outras categorias de veículos estão apresentados no Anexo A.

Figura 6.1: Distribuição dos tempos de cruzamento para automóveis - interseção Pradla

Figura 6.2: Distribuição dos tempos de cruzamento para automóveis - interseção Bonfim

Figura 6.3: Distribuição dos tempos de cruzamento para caminhões semi-pesados – interseção Pradla

Figura 6.4: Distribuição dos tempos de cruzamento para caminhões semi-pesados – interseção Bonfim

Figura 6.5: Distribuição dos tempos de cruzamento para treminhões – interseção Pradla

Figura 6.6: Distribuição dos tempos de cruzamento para treminhões - interseção Bonfim

6.2. Comparação das Médias dos Tempos de Cruzamento Com ou Sem Parada na Interseção

Os gráficos apresentados nas Figuras 6.1 a 6.6 mostram que as distribuições dos tempos de cruzamento de veículos que não param na interseção são, em geral, compostas por valores menores do que os valores encontrados nas distribuições de tempos de cruzamento dos veículos que param. Entretanto, de forma a obter uma conclusão mais precisa que confirme a hipótese de diferença entre os tempos de cruzamento, é necessário compará-los através de testes estatísticos.

Um dos testes utilizados para comparação de parâmetros de duas amostras, consideradas em princípio provenientes de populações distintas e normalmente distribuídas, é o teste "t" [COSTA NETO, 1977]. Este teste compara as médias de duas populações, $\mu_{s/parada}$ (cruzamentos sem parada) e $\mu_{c/parada}$ (cruzamentos com parada), através de hipóteses formuladas a respeito do valor real da diferença entre as médias testadas, ou seja,

$$\mu_{c/parada} - \mu_{s/parada} = \Delta ,$$

sendo desejável a verificação do caso em que $\Delta = 0$.

Foi verificado inicialmente que as distribuições de tempos de cruzamento podem ser assumidas como normais, o que é necessário para a realização do teste "t". Formula-se então uma hipótese nula (H_0), de igualdade das médias dos tempos de cruzamento com e sem parada de cada tipo de

veículo, e uma hipótese alternativa (H_1), que supõe que as médias dos tempos de cruzamento sem parada sejam menores que as médias dos tempos de cruzamento com parada:

$$H_0: \mu_{s/parada} = \mu_{c/parada} (\Delta = 0)$$

$$H_1: \mu_{s/parada} < \mu_{c/parada} (\Delta \neq 0)$$

Neste caso o teste é monocaudal e a hipótese H_1 será aceita se a hipótese H_0 for rejeitada pelo teste "t". A rejeição de H_0 ocorre quando:

$$|t| > t_{v,\alpha}$$

sendo $|t|$ o módulo da estatística calculada para o teste e $t_{v,\alpha}$ o valor crítico da distribuição tipo t de Student, para o nível de significância α e v graus de liberdade.

As comparações das médias dos tempos de cruzamento para cada categoria de veículos e para as interseções Pradla e Bonfim foram realizados com a utilização do programa *Excel 4.0*. A um nível de significância igual a 5% rejeitou-se H_0 em todas as análises consideradas. Como pode ser visto nas Tabelas 6.1 e 6.2, respectivamente para as interseções Pradla e Bonfim, as médias dos tempos de cruzamento dos veículos que não param na interseção são menores que as médias dos veículos obrigados a parar.

Tabela 6.1: Comparação entre as médias dos tempos de cruzamento sem e com parada – interseção Pradla

Categoria de Veículos	médias – tempos de cruzamento		estatísticas		Hipótese H_0
	s/ parada	c/ parada	t	$t_{v,\alpha}$	$\mu_{s/parada} = \mu_{c/parada}$
automóvel	3,2778	4,2653	- 5,8437	1,6590	rejeitada
caminhão leve	3,7778	5,8750	- 5,6063	1,7139	rejeitada
caminhão semi-pesado	4,3279	8,0106	- 14,9732	1,6557	rejeitada
ônibus	4,9697	6,4211	- 3,6109	1,7011	rejeitada
caminhão semi-reboque	5,4600	9,2143	- 9,6905	1,6669	rejeitada
caminhão+reboque	6,0625	11,3077	- 8,7343	1,6860	rejeitada
treminhão	8,0000	13,2222	- 6,7489	1,6839	rejeitada

6.3. Comparação das Médias dos Tempos de Cruzamento das Interseções Pradla e Bonfim

Cada categoria de veículos considerada neste trabalho engloba veículos que não apresentam muitas variações de uma interseção para outra em suas

características gerais, tais como potência do motor, peso bruto total combinado e comprimento. Dessa forma, é bastante provável que os tempos de cruzamento sejam semelhantes para veículos de mesma categoria nas interseções Pradla e Bonfim.

Tabela 6.2: Comparação entre as médias dos tempos de cruzamento sem e com parada – interseção Bonfim

Categoria de Veículos	médias – tempos de cruzamento		estatísticas		Hipótese H_0
	s/ parada	c/ parada	t	$t_{v,\alpha}$	$\mu_{s/parada} = \mu_{c/parada}$
automóvel	3,2165	4,5484	- 9,7660	1,6569	rejeitada
caminhão leve	4,3571	6,0833	- 3,3520	1,7171	rejeitada
caminhão semi-pesado	5,2632	8,3824	- 8,9480	1,6574	rejeitada
ônibus	3,9167	6,8571	-10,3005	1,6820	rejeitada
caminhão semi-reboque	5,8462	10,8750	- 6,8595	1,7709	rejeitada
caminhão+reboque	5,9697	10,8182	- 16,7196	1,6644	rejeitada
treminhão	8,1000	12,5882	- 5,1097	1,7396	rejeitada

Procedeu-se então à comparação das médias dos tempos de cruzamento sem parada e com parada das interseções Pradla e Bonfim, para cada categoria de veículos, através do teste “t” bicaudal, adotando a hipótese H_0 de que os tempos de cruzamento (com ou sem parada) das interseções Pradla e Bonfim sejam iguais, e a hipótese alternativa H_1 , de que os tempos de cruzamento sejam diferentes:

$$H_0: \mu_{Pradla} = \mu_{Bonfim}$$

$$H_1: \mu_{Pradla} \neq \mu_{Bonfim}$$

Considerou-se inicialmente que a restrição de visibilidade existente na interseção Bonfim não apresenta grande influência nos tempos de cruzamento dos veículos dessa interseção. Portanto, foi utilizado o teste bicaudal, verificando se existem diferenças, para mais ou para menos, entre duas distribuições analisadas. Neste caso a hipótese H_0 seria rejeitada se:

$$|t| > t_{v,\alpha/2}$$

Os resultados obtidos para o teste “t” da hipótese H_0 , referentes aos tempos de cruzamento sem parada, são apresentados nas Tabela 6.3. Os resultados dos testes para tempos de cruzamento com parada são apresentados na Tabela 6.4.

Tabela 6.3: Comparação das médias dos tempos de cruzamento sem parada das interseções Pradla e Bonfim

Categoria de Veículos	médias – tempos de cruzamento		estatísticas		Hipótese H_0
	Pradla	Bonfim	t	$t_{v,\alpha/2}$	$\mu_{Pradla} = \mu_{Bonfim}$
automóvel	3,2778	3,2165	0,4460	1,9739	não rejeitada
caminhão leve	3,7778	4,3571	- 1,1127	2,0639	não rejeitada
caminhão semi-pesado	4,3279	5,2632	- 3,5634	1,9893	rejeitada
ônibus	4,9697	3,9167	3,6397	2,0086	rejeitada
caminhão semi-reboque	5,4600	5,8462	- 0,8481	2,1001	não rejeitada
caminhão+reboque	6,0625	5,9697	0,1993	2,0687	não rejeitada
treminhão	8,0000	8,1000	- 0,1145	2,1098	não rejeitada

Tabela 6.4: Comparação das médias dos tempos de cruzamento com parada das interseções Pradla e Bonfim

Categoria de Veículos	médias – tempos de cruzamento		estatísticas		Hipótese H_0
	Pradla	Bonfim	t	$t_{v,\alpha/2}$	$\mu_{Pradla} = \mu_{Bonfim}$
automóvel	4,2653	4,5484	-1,6834	1,9842	não rejeitada
caminhão leve	5,8750	6,0833	- 0,5690	2,1098	não rejeitada
caminhão semi-pesado	8,0106	8,3824	- 1,1052	1,9766	não rejeitada
ônibus	6,4211	6,8571	- 1,0925	2,0518	não rejeitada
caminhão semi-reboque	9,2143	10,8750	- 2,3964	2,2010	rejeitada
caminhão+reboque	11,3077	10,8182	1,0257	2,0301	não rejeitada
treminhão	13,2222	12,5882	0,8134	2,0195	não rejeitada

A um nível de significância $\alpha=5\%$, houve indícios suficientes para a rejeição de H_0 somente no caso de caminhões semi-pesados e ônibus que realizaram cruzamentos sem parada e de caminhões semi-reboque que realizaram cruzamentos com parada.

Não se pode, com os dados disponíveis, chegar a uma conclusão precisa sobre o motivo da rejeição de H_0 nesses três casos, mas podem ser feitas algumas considerações que venham eventualmente servir como explicação para os resultados obtidos.

No caso dos caminhões semi-pesados, existe um grande número desses veículos que é utilizado para o transporte de cana para a usina Bonfim, o que não ocorre na interseção Pradla. Muitos destes caminhões têm provavelmente idade avançada e trafegam sobrecarregados, o que provoca uma redução na sua relação potência/peso. De fato, a média dos tempos de cruzamento dos veículos que não pararam na interseção Bonfim é maior do que a média dos

tempos da interseção Pradla, o que sugere que os caminhões que operam nesta interseção têm desempenho inferior aos que operam na interseção Pradla.

No caso dos ônibus, a média dos tempos de cruzamento sem parada na interseção Bonfim é menor do que a média de Pradla. Vários ônibus observados na primeira interseção são utilizados para o transporte de funcionários da usina Bonfim, possuindo um horário pré-definido de saída da usina, o que faz com que esses ônibus cheguem à interseção em comboios, formando filas na interseção para o cruzamento. Dessa maneira, o motorista de um ônibus em fila, com exceção do primeiro, decide cruzar a interseção baseado talvez na decisão do veículo que está à sua frente, pois encontra restrições à visibilidade da via principal, aceitando lags, em alguns casos, sem verificar a existência de veículos na via principal. Os lags aceitos nessas situações são menores que os lags que seriam aceitos caso as condições de visibilidade fossem melhores. Portanto para aceitarem lags menores, os ônibus devem cruzar a interseção em tempos menores também, já que a possibilidade de ocorrência de acidentes aumentaria nesses casos.

Muito pouco entretanto pode ser inferido a respeito de possíveis diferenças entre os caminhões semi-reboque das duas interseções, e o resultado deve ser ignorado por causa do pequeno tamanho da amostra de cruzamentos com parada da interseção Bonfim, que pode eventualmente ter causado alguma imprecisão estatística às comparações das médias.

6.4. Comparação das Médias dos Tempos de Cruzamentos de Veículos Vazios e Carregados

Outro aspecto analisado foi o efeito das variações do peso dos veículos no tempo de cruzamento. Para isso foi necessário identificar durante a redução de dados do vídeo quais veículos encontravam-se carregados ou não, o que só foi possível ser feito no caso dos caminhões utilizados no transporte de cana. Portanto, a análise neste caso estará restrita apenas aos veículos das categorias caminhão+reboque e treminhão. Caminhões da categoria semi-pesados não foram analisados neste caso, pois vários tipos de caminhões enquadram-se nessa categoria, e somente os que transportavam cana podiam ser identificados como carregados ou vazios. Além disso, somente na interseção Bonfim foi observado caminhões semi-pesados transportando cana.

A distribuição dos tempos de cruzamento para a categoria caminhão+reboque pode ser vista nas Figuras 6.7 e 6.8, respectivamente para cruzamentos sem parada e com parada na interseção. Os tempos de cruzamento correspondem aos dados agrupados das interseções Pradla e Bonfim. As Figuras 6.9 e 6.10 apresentam a distribuição dos tempos de cruzamento sem parada e com parada de treminhões.

Figura 6.7: Tempos de cruzamento sem parada - caminhão+reboque

Figura 6.8: Tempos de cruzamento com parada - caminhão+reboque

Testa-se então a hipótese H_0 de que os tempos de cruzamento, considerados separadamente para os casos sem parada e com parada, sejam iguais para veículos vazios e carregados. No caso da rejeição de H_0 , valida-se a hipótese alternativa H_1 , ou seja, os tempos de cruzamento de veículos vazios são menores do que os tempos de cruzamento de veículos carregados:

$$H_0: \mu_{\text{vazio}} = \mu_{\text{carregado}}$$

$$H_1: \mu_{\text{vazio}} < \mu_{\text{carregado}}$$

Figura 6.9: Tempos de cruzamento sem parada – treminhão

Figura 6.10: Tempos de cruzamento com parada – treminhão

Considerando-se um nível de significância $\alpha=5\%$ na realização do teste “t” monocaudal, a hipótese H_0 , como era de se esperar, foi rejeitada em todos os casos, como pode ser visto na Tabela 6.5. As médias das distribuições de tempos de cruzamento com ou sem parada dos veículos caminhão+reboque e treminhão vazios são menores que as respectivas médias dos veículos carregados. Isto se deve ao fato de que os caminhões vazios têm um melhor desempenho que os carregados.

Nota-se ainda que a diferença entre os tempos de cruzamento dos veículos vazios e carregados é maior quando os veículos param na interseção antes de iniciar o cruzamento.

Tabela 6.5: Comparação das médias dos tempos de cruzamento de veículos tipo caminhão+reboque e treminhão vazios e carregados

Categoria de Veículos	médias – tempos de cruzamento		estatísticas		Hipótese H_0
	vazio	carregado	t	$t_{v,\alpha}$	$\mu_{\text{vazio}} = \mu_{\text{carregado}}$
s/ parada					
caminhão+reboque	5,7027	6,9167	- 3,0411	1,7247	rejeitada
treminhão	7,2143	9,0000	- 2,415	1,7139	rejeitada
c/ parada					
caminhão+reboque	10,0536	12,3611	- 7,1167	1,6741	rejeitada
treminhão	11,2273	14,7273	- 5,4834	1,7033	rejeitada

6.5. Ajuste de Funções Distribuição Logísticas para Tempos de Cruzamento

A função distribuição logística apresenta certas características que tornam sua utilização na elaboração de modelos teóricos bastante simples. Além dos parâmetros da função serem determinados através de regressão linear, o formato da curva da distribuição logística é similar ao da distribuição normal, o que permite, em alguns casos, que ela possa ser utilizada no lugar da distribuição normal, facilitando assim a modelagem [JOHNSON & KOTZ, 1970].

Desta maneira, optou-se por utilizar a função distribuição logística para representar os tempos de cruzamento dos veículos das diferentes categorias consideradas. Entretanto, é importante que seja feita uma distinção entre a utilização da função distribuição logística para representar tempos de cruzamento e na construção do modelo Logit para aceitação de gaps e lags. Existe uma diferença conceitual entre ambos, ou seja, o modelo Logit é utilizado para representar probabilidades de escolha, no caso da aceitação ou não de um determinado tamanho de gap ou lag, o que não ocorre no caso de tempos de cruzamento (o motorista de um veículo não decide se cruzará ou não a interseção em t segundos).

Portanto adota-se o termo “ajuste de uma função distribuição logística” para tempos de cruzamento e “construção do modelo Logit” para a aceitação de gaps e lags. Embora exista uma diferença conceitual entre ambos os casos, o processo utilizado na determinação dos parâmetros da função é idêntico para tempos de cruzamento e aceitação de gaps e lags.

Para cada categoria de veículos serão determinados 2 funções, uma para cruzamentos sem parada e outra para cruzamentos com parada. Os tempos de cruzamento foram classificados de acordo com esse critério, sendo

em seguida determinadas as frequências relativas acumuladas dos tempos de cruzamento. As frequências relativas acumuladas P são então transformadas, obtendo-se valores de P^* , de acordo com a fórmula:

$$P^* = \ln \frac{P}{1-P} = \beta_0 + \beta_1 T$$

e os parâmetros β_0 e β_1 são determinados através de regressão linear, sendo P^* a variável dependente e o tempo de cruzamento T a variável independente. A transformação linear das frequências relativas e a obtenção dos parâmetros das funções distribuição logísticas são apresentados no Anexo C.

Os tempos de cruzamento das duas interseções foram agrupados após a comparação das médias dos tempos de cruzamento, exposta neste capítulo, item 6.3, mesmo nos casos de rejeição da hipótese de igualdade das médias dos tempos de cruzamento dos veículos das duas interseções (cruzamentos sem parada de caminhões semi-pesados e ônibus, e cruzamentos com parada de caminhões semi-reboques), de modo que fossem obtidos apenas 2 modelos para cada categoria de veículos. Os parâmetros β_0 e β_1 das funções distribuição logísticas de tempos de cruzamento sem e com parada são apresentados na Tabela 6.6, juntamente com os coeficientes de determinação R^2 das regressões lineares dos dados transformados. São também apresentados nesta Tabela os parâmetros das funções logísticas para veículos tipo caminhão+reboque e treminhão, vazios e carregados.

Tabela 6.6: Parâmetros das funções distribuição logísticas para tempo de cruzamento

Categoria de veículos	Parâmetros das funções distribuição logísticas					
	cruzamento s/ parada			cruzamento c/ parada		
	β_0	β_1	R^2	β_0	β_1	R^2
automóvel	- 4,4616	1,6458	0,9896	- 7,7462	1,9737	0,9977
caminhão leve	- 4,1793	1,1416	0,9357	- 10,3100	1,8959	0,9998
caminhão semi-pesado	- 4,2997	1,0144	0,9655	- 7,1343	0,8895	0,9725
ônibus	- 6,5176	1,5468	0,9771	- 8,0235	1,3302	0,9684
caminhão semi-reboque	- 5,7763	1,1370	0,9907	- 7,3854	0,8336	0,9881
caminhão+reboque	- 7,2543	1,2886	0,9857	- 10,5594	1,0025	0,9847
treminhão	- 5,9120	0,7799	0,9798	- 8,7875	0,6983	0,9552
caminhão+reboque vazio	- 6,6872	1,2531	0,9494	- 15,8774	1,6545	0,9926
caminhão+reboque carregado	- 9,9319	1,5417	0,9853	- 11,7607	1,0028	0,9861
treminhão vazio	- 4,9158	0,7519	0,8861	- 17,2563	1,5996	0,9805
treminhão carregado	- 4,4814	0,5471	0,9445	- 8,5965	0,6212	0,9184

O coeficiente de determinação R^2 obtidos nas regressões exprime a variação total de P^* que é explicada pela reta de regressão, e seu valor máximo é 1 (R varia de -1 a +1). Desta forma, os valores apresentados (próximos a 1) indicam que em todos os casos houve uma boa aderência da reta de regressão aos valores transformados de P^* .

As funções distribuição logísticas foram plotadas para as 7 categorias de veículos consideradas, o que pode ser visto nas Figuras 6.11 e 6.12, respectivamente para tempos de cruzamento sem e com parada.

Figura 6.11: Funções distribuição logísticas para tempos de cruzamento sem parada

Figura 6.12: Funções distribuição logísticas para tempos de cruzamento com parada

As Figuras 6.13 e 6.14 apresentam as funções distribuição logísticas para os veículos tipo caminhão+reboque e treminhão, vazios e carregados, respectivamente para cruzamentos sem parada e com parada.

Figura 6.13: Funções distribuição logísticas para tempos de cruzamento sem parada de veículos vazios e carregados

Figura 6.14: Funções distribuição logísticas para tempos de cruzamento com parada de veículos vazios e carregados

6.6. Comparação dos Tempos de Cruzamento

A comparação dos tempos de cruzamento dos diferentes tipos de veículos considerados neste trabalho tem por objetivo verificar a influência

conjunta do comprimento e da relação potência/peso dos veículos no tempo de cruzamento. Esta influência conjunta pode ser verificada inicialmente nos gráficos das funções distribuição logísticas obtidas.

Primeiramente os tempos de cruzamento obtidos foram comparados com os valores fornecidos pela curvas de distância percorrida versus tempo de cruzamento, encontradas no Livro Verde da AASHTO [1990] e no trabalho de OLSON *et. al.* [1986] (essas curvas são mostradas na Figura 3.4). Para a comparação foi necessário determinar qual a distância D percorrida pelos veículos no cruzamento, determinada da seguinte forma:

$$D = C_v + L_{vp} + d_{lr}$$

sendo:

C_v : comprimento do veículo (m)

L_{vp} : largura da via principal (m)

d_{lr} : distância entre a linha de referência de parada na interseção e o pára-choque dianteiro do veículo (vide Figura 6.15)

Figura 6.15: Distância percorrida por um veículo no cruzamento

A distância d_{lr} utilizada é a média das distâncias que os veículos pararam da linha de referência de cruzamentos. No caso de cruzamentos sem parada, $d_{lr}=0$. A largura da via principal utilizada foi a média das larguras das vias principais das interseções Pradla e Bonfim, resultando $L_{vp}=12,95$ m. As médias das distâncias d_{lr} são fornecidas na Tabela 6.7, juntamente com o comprimento C_v dos veículos. Foram adotados valores máximos para C_v , conforme Tabela 3.1, com exceção do caminhão leve, que tem menores

dimensões e seu comprimento foi adotado igual a 7,00 m, correspondendo aproximadamente a média dos comprimentos dos veículos desta categoria observados nas coletas.

Tabela 6.7: Distâncias percorridas pelos veículos durante o cruzamento

Categoria de Veículos	d_{lr} (m)	C_v (m)	D (m)	
			sem parada	com parada
automóvel	1,88	4,00	16,95	18,83
caminhão leve	2,90	7,00	19,95	22,85
caminhão semi-pesado	2,76	13,20	26,15	28,91
ônibus	2,15	13,20	26,15	28,30
caminhão semi-reboque	1,64	18,15	31,10	32,74
caminhão+reboque	3,24	19,80	32,75	35,99
treminhão	3,17	30,00	42,95	46,12

A Tabela 6.8 apresenta as médias e as medianas dos tempos de cruzamento sem e com parada. As médias correspondem aos dados agrupados das interseções Pradla e Bonfim e as medianas foram determinadas através da função distribuição logística, correspondendo à uma frequência relativa acumulada de 50%.

Tabela 6.8: Médias e medianas das distribuições de tempos de cruzamento

Categoria de Veículos	Tempo de cruzamento (seg)			
	média ^a		mediana ^b	
	sem parada	com parada	sem parada	com parada
automóvel	3,25	4,42	2,71	3,92
caminhão leve	4,03	6,00	3,66	5,44
caminhão semi-pesado	4,63	8,17	4,24	8,02
ônibus	4,53	6,65	4,21	6,03
caminhão semi-reboque	5,54	9,48	5,08	8,86
caminhão+reboque	6,00	10,96	5,63	10,53
treminhão	8,04	12,98	7,58	12,58
caminhão+reboque vazio	5,70	10,05	5,34	9,60
caminhão+reboque carregado	6,92	12,36	6,44	11,73
treminhão vazio	7,21	11,23	6,54	10,79
treminhão carregado	9,00	14,73	8,19	13,84

^a média das distribuições agrupadas de tempos de cruzamento das interseções Pradla e Bonfim

^b valores obtidos pela função distribuição logística, para uma frequência relativa acumulada de 50%

A Tabela 6.9 compara os tempos de cruzamento com parada obtidos neste estudo com os valores obtidos através das curvas que relacionam tempos de cruzamento às distâncias percorridas pelos veículos, encontradas no Livro Verde da AASHTO [1990] e em OLSON *et. al.* [1986] (essas curvas foram reproduzidas no Capítulo 3, Figura 3.4). Para determinação dos tempos de cruzamento foram utilizadas as distâncias percorridas pelos veículos, apresentadas na Tabela 6.7.

Tabela 6.9: Comparação dos tempos de cruzamento com parada

Categoria de Veículos	Tempos de cruzamento com parada (seg)			
	Este estudo		Valores para Comparação	
	média	mediana	AASHTO	OLSON
automóvel	4,42	3,92	4,90 ^a	— ^e
caminhão leve	6,00	5,44	7,80 ^b	— ^e
caminhão semi-pesado	8,17	8,02	8,80 ^b	— ^e
ônibus	6,65	6,03	8,70 ^b	— ^e
caminhão semi-reboque	9,48	8,86	11,40 ^c	9,90 ^d
caminhão+reboque	10,96	10,53	12,10 ^c	10,30 ^d
treminhão	12,98	12,58	13,80 ^c	12,20 ^d

^a correspondente à curva de veículos de passageiro - P [AASHTO, 1990]

^b correspondente à curva de veículos rígidos - SU [AASHTO, 1990]

^c correspondente à curva do caminhão semi-reboque - WB-50 [AASHTO, 1990]

^d correspondente à curva de um caminhão de 300 lb/hp [OLSON *et. al.*, 1986]

^e valores não disponíveis

Em geral os tempos de cruzamento com parada obtidos para caminhões articulados são bastante próximos aos apresentados por OLSON *et. al.* [1986], mas são 1 a 2 segundos menores que os tempos de cruzamento obtidos pela curva do WB-50 da AASHTO. As médias do tempo de cruzamento para o caminhão+reboque e o treminhão são um pouco maiores que os valores de OLSON *et. al.* [1986].

O tempo de cruzamento com parada dos ônibus é em torno de 2 segundos menor que o encontrado na curva de veículos rígidos fornecida pelo Livro Verde da AASHTO (vide Figura 3.4). Essa curva é utilizada tanto para ônibus como caminhões rígidos. Entretanto, o que se verifica na prática, é que ônibus têm um desempenho um pouco melhor que os caminhões semi-pesados nos cruzamentos, pois são normalmente mais leves que os caminhões, e conseqüentemente com relação potência/peso maior. Portanto a utilização da curva para veículos rígidos (SU) fornecida pela AASHTO [1990] seria adequada apenas no caso de caminhões semi-pesados, pois caminhões

leves também apresentam valores menores que os encontrados utilizando-se a curva do Livro Verde.

Os tempos de cruzamento dos veículos de grande porte apresentados na Tabela 6.9 foram relacionados aos tempos de cruzamento de automóveis e o resultado obtido é mostrado na Tabela 6.10. A relação é maior no caso de cruzamentos com parada de caminhões e indicam o tempo inicial que é gasto para colocar o veículo em movimento.

Tabela 6.10: Relação entre tempos de cruzamento dos veículos de grande porte e do automóvel

Categoria de Veículos	Média		Mediana	
	s/ parada	c/ parada	s/ parada	c/ parada
caminhão leve	1,24	1,36	1,35	1,39
caminhão semi-pesado	1,43	1,85	1,56	2,05
ônibus	1,39	1,50	1,55	1,54
caminhão semi-reboque	1,71	2,14	1,87	2,26
caminhão+reboque	1,85	2,48	2,08	2,69
treminhão	2,48	2,93	2,80	3,21

Para verificar, entretanto, a adequação da relação peso-potência ao comprimento do veículo, deve-se considerar que eles percorrem distâncias diferentes durante o cruzamento. Ao invés da simples comparação dos tempos de cruzamento dos diferentes tipos de veículos analisados, optou-se por comparar a relação entre o tempo de cruzamento t_c e a distância percorrida D durante esse tempo, sendo obtidos de uma maneira bastante simples parâmetros para a comparação do desempenho dos veículos durante o cruzamento. Os valores obtidos são apresentados na Figura 6.16, sendo utilizados os tempos de cruzamento com e sem parada referentes à frequência relativa acumulada de 50% das funções distribuição logísticas.

A variação é maior, entretanto, nos casos em que os veículos estão parados quando iniciam o cruzamento – desde 0,21 seg/m para automóveis até 0,29 seg/m para caminhões+reboques. É interessante observar que o desempenho dos caminhões semi-pesados em cruzamentos com parada é praticamente igual à de um treminhão, e somente é melhor que o desempenho apresentado pelo caminhão+reboque. Esse resultado traduz de certa forma algumas características dos veículos dessa categoria – muitos caminhões semi-pesados têm idade avançada, motores de potência menor que os motores dos

veículos articulados e trabalham sobrecarregados, o que provoca uma redução em sua relação potência/peso.

Figura 6.16: Relação entre tempo e distância percorrida pelos veículos no cruzamento de interseções.

O caminhão+reboque apresentou pior desempenho que o treminhão, pois normalmente o primeiro possui motor com potência menor que o segundo.

CAPÍTULO 7

ANÁLISE DA ACEITAÇÃO DE GAPS E LAGS

Neste capítulo serão analisados os valores de gaps e lags aceitos e rejeitados pelos veículos das 7 categorias consideradas neste estudo. Inicialmente será mostrada a distribuição conjunta de gaps e lags e, em seguida, os gaps aceitos serão comparados com os lags aceitos, de forma a verificar se existem diferenças na aceitação de um e do outro. Serão ainda determinados os valores críticos através dos métodos do HCM, Greenshield e Raff, além da distribuição de probabilidades de aceitação de gaps e lags através do modelo Logit.

A análise de gaps e lags estará também restrita aos dados obtidos nas interseções Pradla e Bonfim, pois o pequeno número de dados coletados nas outras três interseções não permitem a realização de uma análise estatística confiável.

7.1. Distribuição de Gaps e Lags

Foram observadas 611 aceitações e 1596 rejeições de gaps e lags na interseção Pradla. Na interseção Bonfim, foram observadas 503 aceitações e 1658 rejeições. Existe portanto uma média maior de rejeição de gaps e lags na interseção Bonfim (3,30 rejeições/veículo) do que na interseção Pradla (2,61 rejeições/veículo). As Figuras 7.1 a 7.6 apresentam as distribuições conjuntas de gaps e lags aceitos por automóveis, caminhões semi-pesados e treminhões nas duas interseções em análise. Os histogramas da aceitação de gaps e lags por veículos das outras categorias analisadas são mostrados no Anexo A.

Figura 7.1: Distribuição conjunta de gaps e lags aceitos e rejeitados por automóveis - interseção Pradla

Figura 7.2: Distribuição conjunta de gaps e lags aceitos e rejeitados por automóveis - interseção Bonfim

Figura 7.3: Distribuição conjunta de gaps e lags aceitos e rejeitados por caminhões semi-pesados - interseção Pradla

Figura 7.4: Distribuição conjunta de gaps e lags aceitos e rejeitados por caminhões semi-pesados – interseção Bonfim

Figura 7.5: Distribuição conjunta de gaps e lags aceitos e rejeitados por treminhões – interseção Pradla

Figura 7.6: Distribuição conjunta de gaps e lags aceitos e rejeitados por treminhões – interseção Bonfim

7.2. Determinação do Gap Crítico

Gaps e lags foram separados para o cálculo dos valores críticos para cada categoria de veículo, utilizando os métodos do HCM, Greenshield e Raff. A Tabela 7.1 apresenta os valores obtidos para lags críticos, a Tabela 7.2 os gaps críticos e a Tabela 7.3 apresenta os valores críticos calculados para as amostras agrupadas de gaps e lags.

Tabela 7.1: Lags Críticos dos veículos das interseções Pradla e Bonfim

Categoria de Veículos	Lags críticos (seg)					
	HCM		Greenshield		Raff	
	Pradla	Bonfim	Pradla	Bonfim	Pradla	Bonfim
automóvel	17,00	18,50	6,00	5,00	7,00	8,80
caminhão leve	18,00	18,50	6,00	10,00	6,50	13,00
caminhão semi-pesado	19,00	23,00	8,00	14,00	9,20	12,50
ônibus	20,00	23,00	7,00	10,00	7,50	11,30
caminhão semi-reboque	16,00	18,00	7,00	10,00	8,70	8,50
caminhão+reboque	21,00	28,00	11,00	12,00	11,00	17,00
treminhão	26,00	21,50	13,00	11,00	14,30	13,00

Tabela 7.2: Gaps Críticos dos veículos das interseções Pradla e Bonfim

Categoria de Veículos	Gaps críticos (seg)					
	HCM		Greenshield		Raff	
	Pradla	Bonfim	Pradla	Bonfim	Pradla	Bonfim
automóvel	24,00	19,00	8,00	11,00	8,30	11,60
caminhão leve	17,50	21,50	8,00	14,00	13,50	13,70
caminhão semi-pesado	23,00	26,00	11,00	16,00	12,90	18,00
ônibus	17,00	26,00	7,00	13,00	10,30	15,00
caminhão semi-reboque	21,50	26,50	9,00	11,00	13,40	16,50
caminhão+reboque	23,00	30,00	13,00	21,00	15,00	21,30
treminhão	27,50	41,00	16,00	26,00	20,30	25,00

Foram encontrados valores críticos muito elevados ao se utilizar o método do HCM, pois a mediana das distribuições sofre a influência de gaps muito maiores do que os que são aceitos na prática, e os resultados obtidos não devem ser considerados nas análises posteriores. Os métodos de Greenshield e de Raff apresentaram, de uma forma geral, resultados próximos entre si e mais coerentes com os valores de gaps e lags aceitos que foram observados nas manobras de cruzamento realizadas nas interseções em análise.

Tabela 7.3: Gaps Críticos dos veículos das interseções Pradla e Bonfim, considerando as distribuições de gaps e lags

Categoria de Veículos	Gaps críticos (seg)					
	HCM		Greenshield		Raff	
	Pradla	Bonfim	Pradla	Bonfim	Pradla	Bonfim
automóvel	20,00	19,00	7,00	9,00	7,60	10,10
caminhão leve	18,00	20,50	9,00	14,00	10,00	13,30
caminhão semi-pesado	21,00	24,00	9,00	15,00	10,80	16,10
ônibus	19,00	24,00	7,00	12,00	8,80	12,30
caminhão semi-reboque	20,00	23,00	10,00	11,00	10,60	12,70
caminhão+reboque	22,00	30,00	12,00	21,00	14,00	19,00
treminhão	27,00	29,00	15,00	21,00	18,50	20,60

Os resultados também mostram que os valores críticos de aceitação na interseção Bonfim são maiores que os da interseção Pradla, o que pode ser explicado pela restrita distância de visibilidade existente na interseção Bonfim.

7.3. Comparação das Distribuições de Gaps e Lags

A construção de modelos Logit que descrevam a probabilidade da aceitação de gaps e lags torna necessário que seja verificado se existe semelhança ou não entre as duas distribuições. Serão então comparadas as médias das duas distribuições através do teste “t”.

Antes, porém, é necessário que seja definido um critério para determinação dos valores de gaps e lags que devem entrar na análise e quais devem ser desconsiderados, pois deseja-se construir modelos de aceitação de gaps e lags que representem a distribuição dos valores críticos que são aceitos pelos veículos ao realizar manobras de cruzamento em interseções. Será apresentado então um conceito desenvolvido neste estudo, que diz respeito à *região crítica de aceitação de gaps e lags*.

7.3.1. Determinação da Região Crítica de Aceitação

A modelagem da probabilidade de aceitação de gaps e lags é feita utilizando-se as frequências relativas acumuladas de gaps e lags aceitos. Valores de gaps e lags muito grandes que, na prática, seriam aceitos por todos os veículos que se confrontassem com eles, contribuiriam para a formulação de um modelo pouco confiável para representar o comportamento real dos motoristas de

diferentes tipos veículos no cruzamento de interseções em nível. Dessa forma, gaps e lags muito grandes devem ser desconsiderados da modelagem.

A região crítica de aceitação de gaps e lags consiste em uma adaptação dos conceitos utilizados no método de Greenshield e no método de Raff. Ao se construir um gráfico como o proposto, por exemplo, pelo método de Raff, pode-se observar que o valor crítico de aceitação encontra-se compreendido entre o menor gap ou lag aceito e o maior valor rejeitado (vide Figura 7.7). Desta forma, todos os gaps ou lags rejeitados menores que o menor valor aceito, bem como os gaps e lags aceitos de valor maior que o maior gap ou lag rejeitado, não influem na determinação do valor crítico, e podem até ser desconsiderados da análise.

Figura 7.7: Região crítica de aceitação de gaps

Desta maneira adota-se como limite inferior da região crítica o menor gap/lag aceito pelo veículo de uma determinada categoria. Como limite superior adota-se o valor correspondente ao maior gap/lag rejeitado. A construção do modelo Logit utiliza então somente gaps e lags aceitos dentro da região crítica de aceitação, o que implica em desprezar parte da amostra de gaps e lags aceitos, referentes aos valores muito altos.

Em alguns casos, um valor isolado de um gap rejeitado não foi utilizado para determinar o limite superior da região crítica de aceitação. Se, por exemplo, a distribuição de gaps de um certo tipo de veículo apresenta uma única rejeição de um gap de 15 segundos, sendo que nenhum gap de 11, 12, 13 e 14 segundos foi rejeitado, adota-se 10 segundos como o maior gap

rejeitado. Procedimento semelhante foi utilizado no caso da aceitação de um gap ou lag isolado, de valor menor que os outros gaps e lags da distribuição.

7.3.2. Comparação das Médias das Distribuições de Gaps e Lags

A comparação das médias da distribuição de gaps e lags aceitos, ao contrário da análise feita para tempos de cruzamento, contou somente com parte dos dados coletados, referentes à região crítica de aceitação. Através da realização do teste "t" bicaudal, verifica-se a validade da hipótese H_0 de que as médias das distribuições de gaps e lags aceitos em cada interseção, por veículos de uma determinada categoria, sejam iguais. Caso ocorra a rejeição da hipótese H_0 , será validada a hipótese alternativa H_1 , ou seja, as médias das distribuições de gaps e lags são diferentes:

$$H_0: \mu_{\text{gaps}} = \mu_{\text{lags}}$$

$$H_1: \mu_{\text{gaps}} \neq \mu_{\text{lags}}$$

Não foram realizadas análises para caminhões leves e ônibus das duas interseções, e para caminhões semi-reboques na interseção Bonfim, por causa do pequeno número de gaps e lags disponíveis para a análise que se enquadraram na região crítica. Os resultados dos testes realizados e as médias dos gaps e lags críticos aceitos são apresentados nas Tabelas 7.4 (interseção Pradla) e 7.5 (interseção Bonfim).

Tabela 7.4: Comparação das médias das distribuições de gaps e lags aceitos na interseção Pradla

Categoria de Veículos	valores médios		estatísticas		Hipótese H_0
	lags	gaps	t	$t_{v, \alpha/2}$	$\mu_{\text{gaps}} = \mu_{\text{lags}}$
automóvel	8,8571	8,6000	0,3437	2,1098	não rejeitada
caminhão leve *	—	—	—	—	—
caminhão semi-pesado	14,8125	16,9400	- 2,5384	1,9818	rejeitada
ônibus *	—	—	—	—	—
caminhão semi-reboque	12,0385	13,7500	- 2,3561	2,0281	rejeitada
caminhão+reboque	15,8889	17,0909	- 0,7989	2,1199	não rejeitada
treminhão	16,3333	16,8333	- 0,2884	2,3646	não rejeitada

* Testes não realizados por causa do pequeno número de dados disponíveis

Os testes realizados a um nível de 5% de significância levaram à rejeição de H_0 para veículos das categoria caminhão semi-pesado em ambas as interseções, para o caminhão semi-reboque na interseção Pradla, e para o

caminhão+reboque na interseção Bonfim. De uma maneira geral pode-se concluir que não existe diferença significativa na aceitação de gaps e lags.

Tabela 7.5: Comparação das médias das distribuições de gaps e lags aceitos na interseção Bonfim

Categoria de Veículos	valores médios		estatísticas		Hipótese H_0
	lags	gaps	t	$t_{v,\alpha/2}$	$\mu_{\text{gaps}} = \mu_{\text{lags}}$
automóvel	13,6780	15,0278	- 1,4887	1,9935	não rejeitada
caminhão leve*	—	—	—	—	—
caminhão semi-pesado	18,2778	21,0000	- 2,5435	1,9966	rejeitada
ônibus*	—	—	—	—	—
caminhão semi-reboque*	—	—	—	—	—
caminhão+reboque	18,5263	24,9783	- 3,5814	2,0369	rejeitada
treminhão	18,2857	24,2500	- 2,2618	2,5706	não rejeitada

* Testes não realizados por causa do pequeno número de dados disponíveis

Algumas considerações devem ser feitas a respeito do resultado obtido. Deve-se lembrar que a distribuição de lags engloba uma parcela de veículos posicionados em fila esperando o primeiro veículo aceitar um gap. Isso pode provocar uma diminuição nos valores de lags aceitos, pois a decisão que o motorista de um veículo em fila toma ao cruzar a interseção baseia-se em parte na decisão do motorista do veículo que está à sua frente, e pode ser tomada durante todo o tempo de cruzamento deste. Dessa maneira, o veículo inicia o cruzamento com certa velocidade, o que lhe permite aceitar lags menores do que aceitaria um veículo que chega à interseção quando não existe fila. O motorista deste veículo deve cruzar a interseção baseado somente em sua decisão, e não conta com o tempo de cruzamento do veículo à sua frente, como no caso dos veículos em fila, para a tomada de decisão. Portanto, lags aceitos por veículos que chegam à interseção quando não existe fila devem ser provavelmente maiores do que os lags aceitos por veículos em fila.

Um resultado mais conclusivo seria obtido comparando-se gaps aceitos somente com lags de veículos que chegam à interseção nos momentos em que não há fila. Porém, a estratificação dos lags em dois grupos, um de lags aceitos por veículos quando não existe fila e outro de lags aceitos por veículos em fila, não produziria resultados confiáveis às análises estatísticas, por causa da pequena quantidade de dados disponível para algumas categorias de veículos neste estudo.

Apesar da rejeição da hipótese de igualdade de gaps e lags para alguns tipos de veículos e da não realização de testes para outros, decidiu-se construir modelos Logit representando a probabilidade de aceitação de gaps e lags utilizando valores de ambos, agrupados em uma única amostra para cada tipo de veículo.

7.4. Comparação das Médias das Distribuições de Gaps e Lags Aceitos nas Interseções Pradla e Bonfim

De forma a obter amostras maiores para a modelagem da aceitação de gaps, foram também realizados testes “t” para verificar se a decisão tomada pelos motoristas dos veículos no cruzamento das interseções Pradla e Bonfim podem ser consideradas semelhantes.

Entretanto, diferenças na geometria e as restrições de visibilidade existentes na interseção Bonfim devem provocar um aumento no tamanho dos gaps críticos aceitos pelos veículos nessa interseção, o que sugere que a comparação das médias das distribuições das duas interseções analisadas seja realizada através do teste “t” monocaudal.

O objetivo é então validar a hipótese H_0 , que considera iguais as médias das distribuições de gaps e lags aceitos por veículos de uma determinada categoria, nas interseções Pradla e Bonfim. Caso contrário, será validada a hipótese alternativa H_1 , considerando que as médias das distribuições de gaps/lags aceitos na interseção Pradla são menores do que as médias da interseção Bonfim:

$$H_0: \mu_{Pradla} = \mu_{Bonfim}$$

$$H_1: \mu_{Pradla} < \mu_{Bonfim}$$

Não foram realizados, também neste caso, análises para caminhões leves. Os resultados apresentados na Tabela 7.6 indicam a rejeição da hipótese H_0 , a um nível de significância $\alpha=5\%$, para todos os veículos, com exceção do caminhão semi-reboque.

Decidiu-se então não agrupar os dados das interseções Pradla e Bonfim, considerando que a restrição de visibilidade encontrada nesta última é um fator de grande influência no processo de aceitação de gaps, fazendo com que os motoristas da interseção Bonfim necessitem de gaps maiores do que os gaps aceitos pelos motoristas da interseção Pradla.

Tabela 7.6: Comparação das médias das distribuições de gaps/lags - interseções Pradla e Bonfim

Categoria de Veículos	gaps/lags médios		estatísticas		Hipótese H_0
	Pradla	Bonfim	t	$t_{v,\alpha}$	$\mu_{Pradla} = \mu_{Bonfim}$
automóvel	8,7742	14,1895	- 9,7104	1,6586	rejeitada
caminhão leve*	—	—	—	—	—
caminhão semi-pesado	15,6308	19,7105	- 5,8986	1,6546	rejeitada
ônibus	8,0000	12,4000	- 3,2959	1,7959	rejeitada
caminhão semi-reboque	12,6905	12,8750	- 0,1823	1,8331	não rejeitada
caminhão+reboque	16,5500	23,0923	- 5,7352	1,6672	rejeitada
treminhão	16,5833	20,4545	- 2,2822	1,7531	rejeitada

* Testes não realizados por causa do pequeno número de dados disponíveis

7.5. Modelagem da Aceitação de Gaps e Lags

Dois modelos Logit foram construídos para cada categoria de veículos, sendo um para a aceitação de gaps e lags na interseção Pradla e outro para a interseção Bonfim. Os parâmetros β_0 e β_1 desses modelos, determinados através de regressão linear, são mostrados nas Tabela 7.7, juntamente com os coeficientes de determinação R^2 das regressões lineares dos dados transformados.

Tabela 7.7: Parâmetros dos modelos Logit para aceitação de gaps e lags - interseções Pradla e Bonfim

Categoria de veículos	Pradla			Bonfim		
	β_0	β_1	R^2	β_0	β_1	R^2
automóvel	- 7,1491	0,8053	0,9444	- 5,5490	0,3839	0,9759
caminhão leve*	- 5,8270	0,5406	0,8199	—	—	—
caminhão semi-pesado	- 6,0130	0,3759	0,9506	- 7,0753	0,3699	0,9796
ônibus	- 6,7188	0,6789	0,9308	- 6,1793	0,4441	0,9253
caminhão semi-reboque	- 8,0867	0,6656	0,9826	- 6,1646	0,4537	0,9499
caminhão+reboque	- 7,4187	0,4543	0,9496	- 5,8191	0,2516	0,9384
treminhão	- 6,7290	0,3735	0,9634	- 5,5108	0,2388	0,9708

* O modelo para a interseção Bonfim não foi construído por causa do pequeno número de dados disponíveis

A modelagem utiliza somente gaps e lags da região crítica de aceitação. Considera-se que gaps menores que o valor correspondente ao limite inferior da região crítica têm probabilidade de aceitação igual a zero, enquanto que gaps maiores ou iguais ao valor do limite superior têm probabilidade igual a 1,00.

Os resultados da regressão linear apresentaram valores satisfatórios, com R^2 variando de 0,90 a 0,98. Somente para caminhões leves da interseção Bonfim, o coeficiente de determinação R^2 obtido foi baixo - em torno de 0,71 - em função do pequeno número de gaps/lags aceitos na região crítica de aceitação que foram obtidos durante a coleta de dados para esse tipo de veículo. Caso este modelo fosse utilizado, apresentaria probabilidades muito altas de aceitação de gaps e lags para valores muito pequenos - a probabilidade de aceitação de um gap ou lag de 7 segundos seria igual a 0,33. Optou-se então por utilizar o modelo Logit obtido para ônibus na interseção Bonfim para representar também o comportamento dos caminhões leves (foi escolhido o ônibus por ser o veículo de características que mais se aproximam do caminhão leve).

A Figura 7.8 apresenta as curvas de aceitação de gaps obtidas para a interseção Pradla, onde são visíveis variações no comportamento de cada tipo de veículo. A variação não é tão acentuada, porém, entre veículos do tipo caminhão semi-pesado e caminhão+reboque.

Figura 7.8: Modelos Logit para aceitação de gaps e lags - interseção Pradla

Na interseção Bonfim, o comportamento dos veículos é semelhante em alguns casos, conforme a figura 7.9. Notam-se então três grupos de curvas:

- o primeiro, mais à esquerda, composto pelas curvas de aceitação de veículos tipo automóvel, ônibus, caminhão leve e caminhão semi-reboque;

- a curva de aceitação de caminhões semi-pesados, na área central do gráfico; e
- mais à direita, as curvas de aceitação de gaps e lags por veículos do tipo caminhão+reboque e treminhão.

Figura 7.9: Modelos Logit para aceitação de gaps e lags – interseção Bonfim

A curva de automóveis obtida na interseção Bonfim apresenta-se deslocada um pouco mais à direita do que as curvas de veículos como o ônibus e caminhão semi-reboque, indicando que os automóveis são mais cautelosos ao realizarem cruzamentos nessa interseção. A cautela nesse caso é causada porque há maior restrição de visibilidade em curvas verticais convexas – caso da interseção Bonfim – para o motorista de um veículo mais baixo, como o automóvel, do que para o motorista de um ônibus ou de um caminhão.

7.6. Comparação dos Valores Obtidos pelo Modelo Logit com os Valores Fornecidos pelo HCM

O HCM [TRB, 1985] fornece apenas valores de gaps críticos para veículos de passageiro (Tabela 4.3), sendo que outros veículos devem ser convertidos em veículos de passageiro equivalentes através dos fatores de conversão apresentados na Tabela 4.2.

Sendo assim, o gap crítico do HCM para automóveis foi determinado pela Tabela 4.3 e o gap crítico G_{ck} de um veículo da categoria k foi obtido pela multiplicação do valor do gap crítico do automóvel ($G_{c_{vpe}}$) pelo fator de equivalência Feq_k do veículo considerado, supondo que a equivalência fornecida no método do HCM seja algo como a relação entre gaps críticos dos veículos considerados e veículos de passageiro equivalentes:

$$G_{ck} = G_{c_{vpe}} \times Feq_k$$

Esses resultados foram comparados com os valores críticos das distribuições agrupadas de gaps e lags, obtidos através dos métodos de Greenshield, de Raff, e modelo Logit, para uma probabilidade de aceitação igual a 0,50. As comparações são apresentadas nas Tabelas 7.8 e 7.9.

Tabela 7.8: Comparação dos gaps críticos obtidos – interseção Pradla

Categoria de veículos	Gaps Críticos (seg)			Modelo Logit 0,50
	$G_{c_{vpe}} \times Feq.$	Greenshield	Raff	
automóvel	7,50	7,00	7,60	8,88
caminhão leve	11,25	9,00	10,00	10,78
caminhão semi-pesado	11,25	9,00	10,80	16,00
ônibus	11,25	7,00	8,80	9,90
caminhão semi-reboque	15,00	10,00	10,60	12,15
caminhão+reboque	15,00	12,00	14,00	16,33
treminhão	15,00	15,00	18,50	18,02

Tabela 7.9: Comparação dos gaps críticos obtidos – interseção Bonfim

Categoria de veículos	Gaps Críticos (seg)			Modelo Logit 0,50
	$G_{c_{vpe}} \times Feq.$	Greenshield	Raff	
automóvel	8,50	9,00	10,10	14,45
caminhão leve	12,75	14,00	13,30	13,91
caminhão semi-pesado	12,75	15,00	16,10	19,13
ônibus	12,75	12,00	12,30	13,91
caminhão semi-reboque	17,00	11,00	12,70	13,59
caminhão+reboque	17,00	21,00	19,00	23,13
treminhão	17,00	21,00	20,60	23,07

O gap crítico para cruzamento adotado pelo HCM para cruzamentos é 7,50 segundos. Foi acrescentado 1,00 segundo ao gap crítico da interseção Bonfim devido à restrição de visibilidade, conforme recomendação do manual americano.

Os valores calculados através dos gaps do HCM são maiores que os obtidos nesse trabalho para caminhões semi-reboques, enquanto que os valores de veículos tipo caminhão+reboque e treminhão são menores, pois a definição de veículo articulado proposta pelo HCM considera provavelmente só veículos do tipo caminhão semi-reboque. Os resultados obtidos pelo modelo Logit para uma probabilidade de aceitação igual a 0,50 são em geral maiores que os dos métodos de Greenshield e de Raff, em função de variações na inclinação das curvas dos modelos. Tal fato se verifica pela não utilização de gaps e lags rejeitados na construção dos modelos Logit, o que não ocorre nos métodos de Greenshield e Raff. Todas as informações contidas nos dados referentes à rejeição de gaps são desprezadas na modelagem do Logit, mesmo considerando-se que o valor do maior gap rejeitado é usado na definição do limite superior da região crítica de aceitação.

Os valores obtidos nesse estudo também demonstram que se realmente os fatores de equivalência adotados pelo HCM são calculados pela relação entre gaps críticos dos veículos de grande porte e de veículos de passageiros, a utilização destes fatores de equivalência para os caminhões brasileiros apresentaria resultados menores que os observados na prática.

A Figura 7.10 relaciona gaps e lags aceitos nas duas interseções pelos veículos de grande porte com os valores aceitos por automóveis. Os valores utilizados para comparação correspondem à uma probabilidade de aceitação igual a 0,50 no modelo Logit.

Figura 7.10: Relação entre gaps dos veículos de grande porte e de automóveis

A Figura 7.10 mostra que treminhões necessitam de gaps 2,00 vezes maiores que automóveis na interseção Pradla e 1,60 vezes maiores na interseção Bonfim. Caminhões semi-pesados e caminhões+reboques necessitam de gaps praticamente de mesma duração, e a relação entre gaps aceitos por esses veículos e pelos automóveis varia entre 1,32 e 1,84. Esse resultado é equivalente ao obtido na análise de tempos de cruzamento, mostrando que o caminhão semi-pesado tem um desempenho semelhante ao caminhão+reboque, resultado que pode ser explicado pela menor relação potência/peso do caminhão semi-pesado.

Veículos como caminhão leve, ônibus e caminhão semi-reboque da interseção Bonfim apresentam gaps menores que os aceitos pelos automóveis, existindo uma redução em torno de 5% no tamanho do gap crítico aceito. Tal resultado foi obtido pois os automóveis são mais afetados do que os caminhões e ônibus pelas restrições de visibilidade existentes na interseção Bonfim.

Concluindo este capítulo, percebe-se que ainda há a necessidade de um maior número de coletas de dados em interseções, com a finalidade de validar os resultados obtidos neste estudo. A análise da aceitação de gaps e lags, ao utilizar somente gaps e lags aceitos dentro da região crítica de aceitação, desconsiderou uma grande quantidade de dados coletados e, para algumas categorias, como o caminhão leve, nenhuma análise mais confiável pôde ser realizada. Entretanto, os resultados obtidos indicam, de maneira geral, que os valores de gaps críticos e fatores de equivalência fornecidos pelo HCM não são adequados para representar o comportamento de caminhões em interseções do Brasil.

CAPÍTULO 8

ANÁLISE DE CAPACIDADE

Este capítulo analisa a influência de veículos de grande porte na capacidade de cruzamentos em interseções em nível, em função do comportamento de cada tipo de veículo durante a aceitação de gaps e em função das variações nos tempos de cruzamento.

O método aqui exposto consiste basicamente em uma adaptação do método do HCM [TRB,1985], levando ainda em conta algumas considerações do método alemão [BRILON, 1991], que adotam algumas hipóteses básicas para o cálculo de capacidade, descritas no capítulo 4 e relacionadas de forma resumida a seguir:

- Veículos de uma determinada categoria possuem um gap crítico de valor fixo, sendo que todos os gaps maiores ou iguais ao crítico são aceitos e os menores que o crítico são rejeitados;
- A distribuição dos gaps disponíveis na via principal é exponencial;
- As manobras de veículos da via secundária que são conflitantes entre si ocorrem de uma forma priorizada, em uma interseção de 4 ramos não canalizada.

Estas hipóteses, contudo, não satisfazem plenamente as condições de operação das interseções analisadas, em função dos seguintes fatores:

- A análise da aceitação de gaps mostrada no capítulo 7 indica que existem variações no tamanho do gap crítico aceito. Estas variações podem ser representadas por uma função distribuição de probabilidades de aceitação de gaps, utilizando-se o modelo Logit.
- A hipótese de que gaps na via principal sejam exponencialmente distribuídos não é válida quando existem pelotões de veículos, que fazem com que os instantes de chegada dos veículos em pelotão dependam da chegada do veículo líder do pelotão. Entretanto, é razoável supor que os gaps entre pelotões sejam independentes entre si e, portanto,

exponencialmente distribuídos. Caso esta suposição seja válida, o modelo exponencial composto, apresentado no capítulo 4, poderá ser utilizado para representar a distribuição de gaps na via principal.

- A presença de canalizações nas interseções analisadas faz com que alguns conflitos entre veículos da via secundária não ocorram, ou ocorram de forma diferente dos que ocorrem em uma interseção de 4 ramos sem canalização. Portanto, os níveis de prioridade para os movimentos da via secundária são também diferentes, e devem ser modificados para adequar-se à operação de interseções em nível canalizadas.

Além desses fatores, um outro merece considerações. O HCM não fornece nenhuma informação sobre o critério utilizado para a determinação dos fatores para conversão de veículos de grande porte em veículos de passageiro equivalentes (vpe), e também não fornece fatores de equivalência para veículos do tipo caminhão+reboque ("Romeu-e-Julietta") e treminhão, o que torna a aplicação desses fatores questionável para os veículos considerados neste estudo. É necessário então determinar fatores de equivalência que sejam representativos dos veículos analisados. Para isso adotou-se o *automóvel* como referência para o cálculo dos fatores de equivalência de veículos de grande porte em cada uma das interseções estudadas.

O procedimento adotado para o cálculo da capacidade das interseções será realizado da seguinte forma:

- cálculo da capacidade potencial utilizando as funções distribuição logísticas para tempos de cruzamento (capítulo 6), os modelos Logit de aceitação de gaps (capítulo 7), e o modelo exponencial composto para a distribuição de gaps na via principal (capítulo 4);
- determinação dos fatores de equivalência veicular, considerando como veículo de referência o automóvel;
- determinação das impedâncias entre movimentos conflitantes da via secundária.

O cálculo da capacidade potencial envolve inicialmente a escolha de um modelo. Inicialmente pensou-se em adotar um modelo analítico, como o do HCM ou do método alemão, mas o modelo obtido seria mais complexo que o desejável, por ser baseado em três outros modelos, ou seja, um modelo para

a distribuição de gaps na via principal (modelo exponencial composto), outro para representar a aceitação de gaps pelos veículos da via secundária (modelo Logit) e outro modelo para tempos de cruzamento dos veículos (função distribuição logística). Além disso, só seria possível determinar com esse modelo a capacidade potencial expressa em veículos de passageiro equivalentes (vpe).

O inconveniente do uso de um modelo analítico para a determinação da capacidade potencial da interseção é que ele fornece resultados expressos apenas em um tipo de veículo (no caso o automóvel), o que não permite avaliar a redução na capacidade potencial provocada por veículos de grande porte. A determinação dos fatores de equivalência desses veículos exigiria a elaboração de outro modelo teórico.

Devido às dificuldades na elaboração de um único modelo que englobasse os modelos exponencial composto, os modelos Logit e as funções distribuição logísticas para o cálculo da capacidade potencial da interseção, optou-se por utilizar um modelo de simulação, mais versátil, que permitisse determinar a capacidade da interseção calculada tanto em veículos genéricos como em veículos de passageiro equivalentes, e ainda calcular os fatores de equivalência veicular. Dessa forma, a simulação fornece resultados que permitem a determinação das impedâncias entre movimentos conflitantes da via secundária.

O procedimento básico para determinação da capacidade potencial da interseção, em veículos equivalentes e veículos genéricos, dos fatores de equivalência e das impedâncias entre movimentos da via secundária, será descrito a seguir em maiores detalhes. Antes, porém, julga-se necessário fazer algumas considerações a respeito da utilização do modelo exponencial composto para representar a distribuição de gaps na via principal.

8.1. Distribuição de Gaps na Via Principal

Os veículos em uma interseção avaliam os fluxos de ambos os sentidos de tráfego para realizar manobras de cruzamento. Admitir que exista independência entre as chegadas de veículos dos fluxos de ambos os sentidos de tráfego na via principal, com médias q_{11} e q_{12} , para valores de gaps maiores que g_p (fluxo livre), equivale a considerar que a distribuição total (considerando ambos os sentidos) de gaps no fluxo livre da via principal

possui média $q_{l1}+q_{l2}$ e pode também ser considerada exponencialmente distribuída.

A consideração de independência para o fluxo livre de média $q_{l1}+q_{l2}$ é válida, mas não é correto considerar que todos os veículos com gaps menores que g_p apresentem chegadas dependentes. Os gaps formados por veículos de correntes opostas de tráfego não caracterizam interferência do veículo de um fluxo na chegada de um veículo do fluxo contrário, pois a hipótese de dependência somente é válida para veículos em pelotão e, portanto, de mesmo sentido de tráfego. Dessa maneira, a utilização do modelo composto para representar a distribuição de gaps disponíveis para cruzamentos em interseções em nível requer que o conceito inicial a respeito de pelotões seja ligeiramente alterado.

A idéia básica é considerar que um cruzamento só é realizado utilizando-se gaps do fluxo livre e que não ocorrem cruzamentos de qualquer tipo de veículo durante gaps em pelotões. Então, o termo “pelotão”, no caso específico, passa a referir-se não só a todos os gaps menores que g_p , formados por veículos subsequentes em uma faixa de tráfego, mas também gaps formados por veículos de sentido contrário de tráfego, de valores próximos ao verificados para gaps de veículos em pelotões. O fluxo total então é dividido, como no conceito inicial, em fluxo livre, com gaps maiores que g_p , e fluxo “em pelotões”, com gaps menores que g_p .

Portanto é razoável admitir que g_p represente também o limite inferior entre a aceitação e rejeição de gaps nos cruzamentos. O conceito de “pelotão” passa a indicar nesse caso a distribuição de gaps que seriam rejeitados por qualquer tipo de veículo considerado. O valor de g_p foi adotado então como sendo o menor dos menores gaps aceitos para cruzamento pelos veículos – no caso o automóvel apresentou o menor valor de gaps aceitos dentre todas as categorias, igual a 4 segundos.

Portanto todos os gaps maiores que g_p estariam distribuídos de acordo com uma função exponencial composta [MCCLEAN, 1989]:

$$P(g \leq t) = p + (1 - p) \left[1 - \exp \left(- \frac{t - g_p}{g_l - g_p} \right) \right], \quad t \geq g_p$$

sendo:

t : tempo de duração de um gap na via principal (seg)

g_p : maior gap referente a um veículo em pelotão (seg)

p : proporção de veículos em pelotão, ou seja, com $t < g_p$

$\overline{g_l}$: média dos gaps de veículos com fluxo livre (seg)

Os gaps menores que g_p foram representados por uma função distribuição acumulada linear:

$$P(g \leq t) = p(a + bt), \quad t \leq g_p$$

onde a e b são parâmetros da distribuição, obtidos através da regressão linear das porcentagens acumuladas de gaps menores que g_p , sujeita à restrição de que quando $t = g_p$, $a + bt = 1$ (o método utilizado para determinação dos parâmetros a e b está demonstrado no Anexo C).

É evidente que em alguns casos 4 segundos é um valor elevado para considerar que veículos trafegando em uma mesma faixa da pista estejam em pelotão. Caso as velocidades médias da via principal nas interseções Pradla e Bonfim fossem consideradas – as velocidades obtidas variam em torno de 20 a 30 m/seg – distâncias muito grandes seriam obtidas entre veículos subsequentes – em torno de 80 a 120 m para um gap de 4 segundos – indicando que os veículos provavelmente não sofrem restrições de tráfego.

Porém, a adoção desse valor não implica em erro na análise da capacidade das interseções, pois quanto maior o valor de g_p , maior a garantia de que os gaps entre veículos de fluxo livre sejam independentes. Entretanto, para a análise de capacidade de vias de pistas simples, a adoção de g_p deve ser baseada em outros critérios, como talvez a adoção de uma distância máxima entre veículos que indique se eles estão ou não em pelotão.

Os fluxos médios de veículos considerando ambos os sentidos de tráfego na via principal e os valores obtidos para os modelos de distribuição de gaps nas interseções Pradla e Bonfim são mostrados na Tabela 8.1, enquanto que os gráficos de valores acumulados dessas distribuições são comparados na Figura 8.1 com as curvas de frequências relativas acumuladas de gaps observados nas duas interseções. Nota-se que a aderência visual das curvas observada e teórica em ambas as interseções é boa.

Figura 8.1: Distribuições acumuladas de gaps na via principal

Testes de Kolmogorov-Smirnov, a um nível de 5% de significância, indicaram que não existem indícios suficientes para a rejeição da hipótese de que os gaps de veículos em fluxo livre possam ser representados por uma distribuição exponencial composta – os valores máximos da diferença absoluta entre valores observados e teóricos ($|x_{obs.} - x_{teor.}|$) são menores que os valores críticos, calculados pela seguinte fórmula:

$$\text{valor crítico} = \frac{1,36}{\sqrt{n}}$$

onde n é o tamanho da amostra de gaps considerada no teste.

A Tabela 8.1 também apresenta os coeficientes R^2 das regressões lineares para gaps menores que g_p e os valores do teste de Kolmogorov-Smirnov para gaps correspondentes ao fluxo livre.

Tabela 8.1: Parâmetros dos modelos de distribuição de gaps na via principal

Gaps (segundos)		Pradla	Bonfim
menor gap aceito (g_p)		4,00	4,00
gap médio do fluxo livre (g_l)		17,40	18,44
proporção de gaps $\leq g_p$ (p)		0,4648	0,3826
Kolmogorov - Smirnov	máx. $ x_{obs.} - x_{teor.} $	0,0277	0,0282
	valor crítico ($\alpha = 5\%$)	0,0505	0,0431
parâmetros da função linear	a	0,1710	0,1630
	b	0,2073	0,2093
	R^2	0,9694	0,9871

8.2. Cálculo da Capacidade Potencial e dos Fatores de Equivalência

Para a determinação da capacidade potencial das interseções e dos fatores de conversão de veículos de grande porte em veículos de passageiro, foi utilizado o simulador GPSS/H (*General Purpose Simulation System*), da *Wolverine Software Corporation*.

O GPSS/H gera, aleatoriamente ou através de uma distribuição pré-estabelecida, eventos discretos, tais como a chegada de veículos à interseção em nível. O simulador também determina, através da geração de números aleatórios, probabilidades com as quais são calculados os gaps e lags aceitos pelos veículos, os tempos de cruzamento e a duração dos gaps na via principal. O GPSS/H ainda permite que sejam estabelecidas as condições para rejeição e aceitação de gaps e lags, através da comparação do gap crítico de cada veículo (calculado pelo modelo Logit) com o gap disponível na via principal (calculado pelo modelo exponencial/linear de gaps).

Para simular a operação da interseção na capacidade, é necessário que se garanta que sempre existirá um veículo posicionado na interseção pronto para realizar a manobra de cruzamento. Isso é conseguido fazendo-se com que o instante de término de cruzamento de um veículo coincida com a chegada do veículo subsequente à interseção, ou seja, um veículo é gerado pelo simulador no mesmo instante em que o veículo gerado anteriormente sai da interseção (termina o cruzamento). A capacidade dos acessos da interseção pode então ser calculada como o número de veículos que cruzam a interseção durante o período de 1 hora.

As etapas da simulação são mostradas no fluxograma da Figura 8.2 e descritas a seguir. A listagem completa do simulador encontra-se no Anexo D.

Figura 8.2: Fluxograma básico do simulador utilizado para a determinação da capacidade de interseções

8.2.1. Determinação do Tipo de Veículo da Via Secundária

Define-se inicialmente uma função determinística, onde porcentagens acumuladas estão associadas a cada um dos 7 tipos de veículos analisados. Essas porcentagens são definidas de acordo com a composição do tráfego de veículos verificados em cada acesso da interseção, conforme a Figura 8.3. A composição do tráfego nos acessos das interseções Pradla e Bonfim é apresentada na Tabela 8.2.

Figura 8.3: Distribuição dos movimentos nos acessos da interseção

Tabela 8.2: Composição do tráfego nos acessos das interseções Pradla e Bonfim

Categoria de veículos	Movimentos – Pradla		Movimentos – Bonfim	
	3, 9, 11	4, 10, 12	3, 9, 11	4, 10, 12
automóvel	19,59%	31,14%	33,72%	26,92%
caminhão leve	4,28%	4,20%	6,05%	3,21%
caminhão semi-pesado	36,26%	32,93%	19,02%	37,82%
ônibus	11,49%	0,60%	10,37%	5,77%
caminhão semi-reboque	17,12%	9,58%	4,90%	2,56%
caminhão+reboque	6,08% ^b	8,98% ^a	21,33% ^a	16,03% ^b
treminhão	5,18% ^b	12,57% ^a	4,61% ^a	7,69% ^b

^a veículos vazios

^b veículos carregados

Dessa maneira, o simulador gera um número aleatório P_1 , que define, através da função de porcentagens acumuladas (vide Figura 8.2), o tipo de veículo que irá cruzar a interseção.

A classificação dos veículos por sentido de movimento na via secundária permitiu ainda separar veículos do tipo caminhão+reboque e treminhão em vazios e carregados, pois eles sempre apresentam movimentos

de sentido contrário, ou seja, veículos carregados em direção à usina de açúcar e álcool, localizada em um dos ramos secundários da interseção, e veículos vazios saindo da usina.

8.2.2. Determinação do Gap/Lag Crítico e do Tempo de Cruzamento dos Veículos da Via Secundária

O gap ou lag crítico G_c do veículo no cruzamento é determinado através da geração de um número aleatório, correspondente à probabilidade P_2 de aceitação de gaps e lags (vide Figura 8.2), e seu valor é determinado através da transformação inversa do modelo Logit:

$$G_c = \frac{\ln\left(\frac{P_2}{1-P_2}\right) - \beta_0}{\beta_1}$$

Os parâmetros β_0 e β_1 dos modelos Logit para aceitação de gaps foram obtidos no capítulo 7, e são reapresentados na Tabela 8.3.

Tabela 8.3: Parâmetros dos modelos Logit para aceitação de gaps e lags nas interseções Pradla e Bonfim

Categoria de veículos	Pradla		Bonfim	
	β_0	β_1	β_0	β_1
automóvel	- 7,1491	0,8053	- 5,5490	0,3839
caminhão leve	- 5,8270	0,5406	- 6,1793	0,4441
caminhão semi-pesado	- 6,0130	0,3759	- 7,0753	0,3699
ônibus	- 6,7188	0,6789	- 6,1793	0,4441
caminhão semi-reboque	- 8,0867	0,6656	- 6,1646	0,4537
caminhão+reboque	- 7,4187	0,4543	- 5,8191	0,2516
treminhão	- 6,7290	0,3735	- 5,5108	0,2388

O tempo de cruzamento do veículo é calculado da mesma forma que o gap crítico, através da transformação inversa das funções distribuição logísticas determinadas no capítulo 6. A determinação dos tempos de cruzamento também leva em consideração se o veículo está parado ao iniciar o cruzamento, ou se já está em movimento, o que é diferenciado no decorrer da simulação, em função do veículo estar aceitando um gap, ou estar aceitando um lag.

Os tempos de cruzamento são calculados em função do mesmo número aleatório P_2 utilizado na determinação do gap crítico do veículo. Entretanto, se

o tempo de cruzamento obtido for maior que o gap crítico (o que não pode ocorrer na prática), o simulador gera um novo número aleatório e calcula outro tempo de cruzamento que seja menor que o gap crítico.

As funções distribuição logísticas referentes à determinação dos tempos de cruzamento dos veículos tipo caminhão+reboque e treminhão foram utilizadas na simulação dos acessos das interseções, em função da condição de carregamento apresentada por esses veículos em cada um dos acessos analisados. A Tabela 8.4 apresenta os parâmetros dessas funções, β_0 e β_1 , para tempos de cruzamento de veículos, sem ou com parada na interseção.

Tabela 8.4: Parâmetros das funções distribuição logísticas para tempos de cruzamento sem e com parada

Categoria de veículos	s/ parada		c/ parada	
	β_0	β_1	β_0	β_1
automóvel	-4,4616	1,6458	-7,7462	1,9737
caminhão leve	-4,1793	1,1416	-10,3100	1,8959
caminhão semi-pesado	-4,2997	1,0144	-7,1343	0,8895
ônibus	-6,5176	1,5468	-8,0235	1,3302
caminhão semi-reboque	-5,7763	1,1370	-7,3854	0,8336
caminhão+reboque vazio	-6,6872	1,2531	-15,8774	1,6545
caminhão+reboque carregado	-9,9319	1,5417	-11,7607	1,0028
treminhão vazio	-4,9158	0,7519	-17,2563	1,5996
treminhão carregado	-4,4814	0,5471	-8,5965	0,6212

8.2.3. Geração de Gaps/Lags na Via Principal

O passo seguinte do simulador é gerar um número aleatório, correspondente à probabilidade acumulada P_3 , para o cálculo do gap disponível na via principal (vide Figura 8.2). O cálculo de g utiliza a função transformada inversa do modelo exponencial composto para gaps do fluxo livre quando $P_3 \geq P(g=g_p)$:

$$g = \ln\left(\frac{1-P_3}{1-p}\right)(g_p - \bar{g}_l) + g_p$$

ou utiliza a função transformada inversa do modelo linear, se $P_3 < P(g=g_p)$:

$$g = \frac{\frac{P_3}{p} - a}{b}$$

8.2.4. Tomada de Decisão no Cruzamento

A tomada de decisão consiste em se comparar o gap crítico G_c do veículo da via secundária que deseja cruzar a interseção com o gap g disponível na via principal. O veículo aceita o gap disponível se $G_c \leq g$, e cruza a interseção de acordo com o tempo de cruzamento calculado anteriormente. Caso contrário, ocorre a rejeição do gap e um novo valor é calculado, até que seja satisfeita a condição para a aceitação de gaps pelo veículo.

Um segundo veículo, gerado pelo simulador no mesmo instante em que o veículo à sua frente termina o cruzamento, aceita o lag, ou seja, o restante do gap aceito pelo primeiro veículo, e o mesmo ocorre com os veículos subsequentes, sempre que for satisfeita a seguinte condição:

$$G_{c_i} \leq g - \sum_{i=1}^m G_{s_i}$$

onde:

G_{c_i} : lag crítico do i -ésimo veículo que aceita o mesmo gap que o primeiro veículo

m : número de veículos subsequentes ao primeiro que aceitam o mesmo gap

G_{s_i} : headway entre o i -ésimo veículo e o anterior, durante o cruzamento

Durante a redução de dados do vídeo foi observado que o headway G_{s_i} pode ser considerado igual ao tempo de cruzamento t_c do veículo $i-1$, o que em termos práticos equivale a dizer que um veículo inicia o cruzamento assim que o veículo que está à sua frente termina o cruzamento. Portanto:

$$G_{c_i} \leq g - \sum_{i=1}^m t_{c_{i-1}}$$

Portanto, o número de veículos que aceitam um mesmo gap g é $m+1$, ou seja, um veículo que para na interseção, espera uma oportunidade para o cruzamento e aceita um gap, e m veículos que cruzam em seguida ao primeiro veículo, aceitando lags.

8.2.5. Cálculo da Capacidade Potencial de Cruzamentos (Veículos Genéricos)

Todo veículo que cruza a interseção é armazenado em uma matriz do simulador em função de sua categoria. A capacidade potencial de cruzamentos C é determinada pelo máximo volume horário de veículos de

todas as categorias que cruzaria a interseção, considerando a composição do tráfego de cada acesso igual à apresentada na Tabela 8.2. Dessa forma, a capacidade potencial de cruzamentos C corresponde ao somatório das médias horárias de cruzamentos de veículos das 7 categorias analisadas:

$$C = \frac{\sum_{k=1}^7 n_k}{h_s}$$

onde:

n_k : número de veículos da categoria k que cruzam a interseção durante a simulação

h_s : total de horas simuladas

8.2.6. Determinação dos Fatores de Equivalência Veicular e da Capacidade Potencial em Veículos de Passageiro Equivalentes

Os fatores de equivalência são calculados na simulação através do número de veículos de passageiro que cruzariam a interseção, caso se confrontassem com os mesmos gaps ou lags que um veículo qualquer. Para cada rejeição ou aceitação de um gap/lag por um veículo genérico, o simulador repete o processo para veículos equivalentes de passageiro, e conta quantos aceitariam os mesmos gaps e lags rejeitados (se houverem) e o gap ou lag aceito pelo veículo considerado, acumulando o número de veículos equivalentes em uma matriz do simulador, separadamente para cada categoria de veículo.

A Figura 8.4 apresenta um exemplo genérico da determinação do fator de equivalência para um caminhão semi-reboque. Supõe-se inicialmente que este caminhão rejeitou um lag l_1 e um gap g_1 , e que l_1 seria aceito por um automóvel. Considera-se ainda que o gap g_1 rejeitado pela caminhão seria aceito por dois automóveis. Verifica-se então que três automóveis, ou veículos de passageiro equivalentes, aceitariam o gap g_1 e o lag l_1 rejeitados pelo caminhão.

Supondo que o caminhão semi-reboque aceita um segundo gap g_2 com o qual ele se confronta, sendo que dois automóveis aceitariam esse mesmo gap, o fator de equivalência para este caminhão seria igual a $1+2+2=5$. São acumulados veículos equivalentes de passageiro somente durante o tempo equivalente ao tempo de cruzamento do caminhão semi-reboque, ou seja, no

exemplo dado $t_{c4} + t_{c5} \leq t_{cSR}$. Quando esta condição não for satisfeita, todo o processo é reiniciado para o veículo seguinte.

Figura 8.4: Exemplo da determinação do fator de equivalência veicular

Os veículos equivalentes armazenados em matrizes do simulador, separados por categoria, permitem que seja obtido no final da simulação o total de veículos de uma categoria k que cruzam a interseção e total de veículos de passageiro equivalentes vpe_k , separados por categoria, sendo então possível determinar cada um dos k fatores de equivalência Feq_k :

$$Feq_k = \frac{vpe_k}{n_k}$$

A capacidade potencial C_p da interseção, expressa em vpe/h, corresponde à média horária de veículos de passageiro equivalentes que cruzam a interseção durante as h_s horas de operação simuladas:

$$C_p = \frac{\sum_{k=1}^7 vpe_k}{h_s}$$

8.3. Resultados Obtidos

Foram realizadas para cada acesso das interseções em análise 10 replicações de 100 horas cada. Em cada replicação foram determinadas

sementes diferentes para a geração de números aleatórios. As Tabelas 8.5 e 8.6 apresentam, para as interseções Pradla e Bonfim, o número máximo de cruzamentos de veículos genéricos e de veículos de passageiro equivalentes obtidos em 100 horas de simulação. Também são apresentadas nestas duas Tabelas as capacidades potenciais de cruzamentos de cada acesso das interseções, expressas em veículos/hora e em vpe/hora, e os fatores de equivalência veicular obtidos para cada tipo de veículo. Os valores apresentados correspondem às médias dos resultados obtidos nas 10 replicações.

Tabela 8.5: Resultados da simulação – interseção Pradla

Categoria de veículos	Movimentos 3, 9, 11 ^b			Movimentos 4, 10, 12 ^a		
	Nº máx. de cruzamentos		Fator de equivalência	Nº máx. de cruzamentos		Fator de equivalência
	veículos	vpe		veículos	vpe	
automóvel	5240	5240	1,00	8136	8136	1,00
caminhão leve	1136	1892	1,67	1114	1843	1,65
caminhão semi-pesado	9716	29473	3,03	8612	25836	3,00
ônibus	3072	5056	1,65	156	256	1,65
caminhão semi-reboque	4597	9842	2,14	2505	5364	2,14
caminhão+reboque	1636	6196	3,79	2369	7803	3,29
treminhão	1400	7745	5,53	3313	15564	4,70
capacidade	268	654	–	262	648	–
potencial	veíc/h	vpe/h	–	veíc/h	vpe/h	–

^a veículos tipo caminhão+reboque e treminhão vazios

^b veículos tipo caminhão+reboque e treminhão carregados

Tabela 8.6: Resultados da simulação – interseção Bonfim

Categoria de veículos	Movimentos 3, 9, 11 ^a			Movimentos 4, 10, 12 ^b		
	Nº máx. de cruzamentos		Fator de equivalência	Nº máx. de cruzamentos		Fator de equivalência
	veículos	vpe		veículos	vpe	
automóvel	6751	6751	1,00	4924	4924	1,00
caminhão leve	1219	1861	1,53	601	912	1,52
caminhão semi-pesado	3793	8543	2,25	6917	15701	2,27
ônibus	2072	3443	1,66	1057	1755	1,66
caminhão semi-reboque	982	1779	1,81	469	861	1,83
caminhão+reboque	4293	18174	4,23	2946	13718	4,66
treminhão	933	4559	4,89	1424	7657	5,38
capacidade	200	451	–	183	455	–
potencial	veíc/h	vpe/h	–	veíc/h	vpe/h	–

^a veículos tipo caminhão+reboque e treminhão vazios

^b veículos tipo caminhão+reboque e treminhão carregados

Os resultados obtidos pela simulação mostram que a composição de veículos observados nos acessos da interseção Pradla provoca uma redução na capacidade potencial (vpe/h) em torno de 60%. Na interseção Bonfim, a redução da capacidade potencial (vpe/h) é em média de 58%.

Como o automóvel da interseção Bonfim é afetado pelas restrições de visibilidade, foi simulada, também em 10 replicações de 100 horas cada, a condição em que o veículo equivalente de passageiro é o automóvel da interseção Pradla, não afetado por restrições de visibilidade. Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 8.7.

Tabela 8.7: Fatores de equivalência veicular obtidos na interseção Bonfim, adotando como vpe o automóvel da interseção Pradla

Categoria de veículos	Movimentos 3, 9, 11 ^a			Movimentos 4, 10, 12 ^b		
	Nº máx. de cruzamentos		Fator de equivalência	Nº máx. de cruzamentos		Fator de equivalência
	veículos	vpe		veículos	vpe	
automóvel	6739	10898	1,62	4895	8007	1,64
caminhão leve	1216	2418	1,99	598	1235	2,07
caminhão semi-pesado	3786	12609	3,33	6875	23650	3,44
ônibus	2068	4487	2,17	1052	2239	2,13
caminhão semi-reboque	981	2200	2,24	467	1020	2,18
caminhão+reboque	4288	29674	6,92	2930	21872	7,47
treminhão	932	7349	7,88	1414	11887	8,41
capacidade	200	696		182	699	
potencial	veic/h	vpe/h		veic/h	vpe/h	

^a veículos tipo caminhão+reboque e treminhão vazios

^b veículos tipo caminhão+reboque e treminhão carregados

A redução da capacidade neste caso é, em média de 73%, e o fator de equivalência de automóveis da interseção Bonfim é, na média, 1,63. Cabe aqui então uma crítica à recomendação do HCM para restrição de visibilidade nos arredores da interseção, que é acrescentar somente 1 segundo ao valor do gap crítico, o que seria muito pouco no caso da interseção Bonfim.

A relação entre gaps críticos das duas interseções também confirma tal observação, sendo 1,34 a relação entre gaps críticos das interseções Bonfim e Pradla, calculados pelo método de Raff, e 1,63 a relação entre gaps das duas interseções, considerando a probabilidade de aceitação de 0,50 no modelo Logit. Esse último valor é maior devido a dois fatores: a maior dispersão de valores de gaps aceitos por automóveis na interseção Bonfim do que na interseção Pradla e a não utilização dos gaps e lags rejeitados na elaboração

do modelo Logit. Tais fatores aumentam o tamanho da região crítica de aceitação de gaps considerada na modelagem do Logit e, conseqüentemente, o valor do gap que possui uma probabilidade de aceitação igual a 0,50.

8.3.1. Comparação dos Resultados Obtidos

A capacidade potencial, expressa em veículos de passageiro equivalentes, também foi calculada pelas fórmula de Harders [BAASS, 1987] e pela fórmula de Siegloch [BRILON, 1991], considerando o gap crítico G_c correspondente à 0,50 de probabilidade no modelo Logit de aceitação de gaps e lags. Para o headway G_s foi considerado o valor correspondente à frequência relativa acumulada de 50% na função distribuição logística para tempos de cruzamento sem parada. O fluxo médio da via principal, considerando veículos nos 2 sentidos de tráfego, corresponde ao inverso da média h_m da distribuição de headways (ou gaps) da via principal. Os parâmetros utilizados para o cálculo da capacidade potencial pelas fórmulas de Harders e Siegloch são apresentados na Tabela 8.8, e os resultados obtidos na Tabela 8.9.

Tabela 8.8: Parâmetros utilizados no cálculo da capacidade potencial

Interseção	Pradla	Bonfim
headway médio h_m (seg)	10,23	12,16
fluxo médio da via principal (veic/h)	352	296
gap crítico G_c (seg)	8,88	14,45
headway G_s (seg)	2,71	2,71

Tabela 8.9: Capacidades potenciais das interseções estudadas

Método	Capacidade Potencial (vpel/h)	
	Pradla	Bonfim
Harders	626	447
Siegloch	636	452
esse estudo	651 ^a	453 ^a

^a Média das capacidades dos acessos obtidas por simulação

Os resultados obtidos pelas fórmulas de Harders e Siegloch são em torno de 2% a 4% menores que os valores obtidos pela simulação, no caso da interseção Pradla, e são praticamente iguais no caso da interseção Bonfim. Estas pequenas diferenças podem ser atribuídas à consideração desses métodos de que os gaps na via principal sejam exponencialmente distribuídos.

As diferenças entre os fatores de equivalência obtidos pela simulação e os fornecidos pelo HCM são mais significativas, principalmente para veículos articulados. Em ambas as interseções os fatores de equivalência obtidos são maiores que os adotados pelo HCM (1,5 para caminhões rígidos e ônibus, e 2,0 para veículos articulados). Essa diferença nos resultados deve-se talvez à suposição de que o HCM adote fatores de equivalência correspondentes à relação entre os gaps críticos dos veículos considerados e o gap crítico de um veículo de passageiro, o que pode subestimar os fatores obtidos.

8.4. Determinação das Impedâncias entre Movimentos da Via Secundária

Ainda é necessário que a capacidade potencial dos acessos seja corrigida em função dos conflitos existentes entre movimentos da via secundária na interseção. O processo aqui é semelhante ao do HCM, e calcula impedâncias baseado no método alemão [BRILON, 1991].

Em primeiro lugar é necessário que sejam verificados os conflitos entre os movimentos de veículos da via secundária e definidas as prioridades desses movimentos. Foi observado durante a redução de dados em vídeo que não existe uma priorização dos movimentos da mesma forma como é definido no HCM, e a canalização das interseções gera 4 pontos de conflito entre veículos dos fluxos secundários, conforme pode ser verificado na Figura 8.5, denominados por *A*, *B*, *C* e *D*.

Figura 8.5: Pontos de conflito entre veículos da via principal e secundária (*A* e *B*) e exclusivamente da via secundária (*C* e *D*).

Os pontos, *A* e *B* referem-se aos conflitos entre veículos da via principal e secundária, enquanto que os pontos *C* e *D* referem-se aos conflitos entre veículos exclusivamente da via secundária. Dessa maneira, os pontos de conflito correspondem a canais de atendimento em um sistema de filas, e os veículos são atendidos em uma ordem segundo seus níveis de prioridade. As prioridades são então definidas nos pontos de conflito *A* e *B* da seguinte forma:

- movimentos da via principal (*1*, *2* e parte dos movimentos *5*, *6*, *9* e *10*);
- cruzamentos da via secundária (*3*, *4*, *9*, *10*, *11* e *12*).

Os níveis de prioridade devem ser definidos separadamente para os pontos de conflito *C* e *D*. Portanto, no ponto *C* os níveis de prioridade são constituídos da seguinte forma:

- movimentos *3* e *11*, compostos exclusivamente por veículos da via secundária;
- movimento *9*, correspondente às conversões à esquerda da via principal para a secundária, e movimento *12*, de conversões à esquerda do outro ramo da via secundária para a via principal.

No ponto de conflito *D* são definidos os seguintes níveis de prioridade:

- movimentos *4* e *12*, compostos exclusivamente por veículos da via secundária;
- movimento *10*, de conversões à esquerda da via principal para a secundária, e movimento *11*, de conversões à esquerda do outro ramo da via secundária para a via principal.

Os fluxos de veículos observados nas interseções, separados por categoria e por tipo de movimento, foram convertidos em fluxos horários e, em seguida, convertidos em veículos de passageiro equivalentes, com a utilização dos fatores de equivalência anteriormente determinados. As Tabelas 8.10 e 8.11 apresentam, respectivamente para as interseções Pradla e Bonfim, os fluxos horários de veículos genéricos, os fatores de equivalência de cada tipo de veículo e os resultados finais, já convertidos em veículos de passageiro equivalentes, para cada tipo de movimento.

Tabela 8.10: Conversão de fluxos horários de veículos em veículos de passageiro equivalentes – interseção Pradla

Categoria de veículos	Fluxos horários de veículos							
	Movimentos				Movimentos			
	F.eq.	3	9	11	F.eq.	4	10	12
automóvel	1,00	10	5	6	1,00	7	4	1
caminhão leve	1,67	3	1	1	1,65	1	0	0
caminhão semi-pesado	3,03	23	10	5	3,00	13	0	0
ônibus	1,65	7	2	3	1,65	0	0	0
caminhão semi-reboque	2,14	7	7	3	2,14	4	0	0
caminhão+reboque	3,79	6	0	0	3,29	4	0	0
treminhão	5,53	5	0	0	4,70	5	0	0
total (veiculos/hora)	–	61	25	18	–	34	4	1
fluxos horários convertidos em veículos de passageiro (vpe/h)	–	163	55	34	–	94	4	1
		total do acesso		252		total do acesso		99

Tabela 8.11: Conversão de fluxos horários de veículos em veículos de passageiro equivalentes – interseção Bonfim

Categoria de veículos	Fluxos horários de veículos							
	Movimentos				Movimentos			
	F. eq.	3	9	11	F. eq.	4	10	12
automóvel	1,00	3	0	17	1,00	5	3	0
caminhão leve	1,53	1	0	3	1,52	1	0	0
caminhão semi-pesado	2,25	7	0	4	2,27	10	1	0
ônibus	1,66	1	0	6	1,66	1	1	0
caminhão semi-reboque	1,81	0	0	3	1,83	0	1	0
caminhão+reboque	4,23	4	0	9	4,66	4	1	0
treminhão	4,89	1	0	2	5,38	2	1	0
total (veiculos/hora)		17	0	44		23	8	0
fluxos horários convertidos em veículos de passageiro (vpe/h)	–	45	0	94	–	62	19	0
		total do acesso		139		total do acesso		81

As capacidades de movimento C_{m_i} de cada movimento são inicialmente calculadas supondo-se que existam faixas exclusivas para cada um dos movimentos secundários. Os movimentos 3 e 4 têm prioridade sobre todos os outros movimentos secundários e, portanto as capacidades de movimento C_{m_3} e C_{m_4} são iguais às capacidades potenciais C_A e C_B dos acessos, calculadas pela simulação:

$$C_{m_3} = C_A$$

$$C_{m_4} = C_B$$

O cálculo das capacidades dos movimentos **9** e **10** utiliza o conceito de impedância adotado pelo método alemão, baseado na probabilidade de que não existam na interseção veículos realizando movimentos **3** e **11** (no caso do movimento **9**), ou que não existam veículos referentes aos movimentos **4** e **12** (no caso do movimento **10**):

$$C_{m_9} = C_A \left(1 - \frac{V_3 + V_{11}}{C_A} \right)$$

$$C_{m_{10}} = C_B \left(1 - \frac{V_4 + V_{12}}{C_B} \right)$$

O movimento **11** sofre impedância dos movimentos **4**, **10** e **12**, e o movimento **12** sofre impedância dos movimentos **3**, **9** e **11**. As capacidades referentes a esses movimentos são calculadas em função da probabilidade de que não haja veículos formando fila nos acessos da interseção:

$$C_{m_{11}} = C_A \left(1 - \frac{V_B}{C_B} \right)$$

$$C_{m_{12}} = C_B \left(1 - \frac{V_A}{C_A} \right)$$

sendo V_A a soma dos volume horário de veículos de passageiro equivalentes que realizam movimentos **3**, **9** e **11** e V_B a soma do volume de veículos que realizam movimentos **4**, **10** e **12**.

As capacidades dos movimentos da via secundária foram determinadas considerando-se faixas exclusivas para cada movimento, sendo que o que ocorre na realidade é que os movimentos compartilham os acessos para o cruzamento e também os acessos reservados para conversões à esquerda, conforme esquema da Figura 8.6.

Figura 8.6: Movimentos que compartilham acessos da interseção.

As capacidades compartilhadas C_{C_i} são determinadas de acordo com as fórmulas fornecidas pelo HCM:

$$C_{c_{3,9,11}} = \frac{V_A}{\frac{V_3}{C_{m_3}} + \frac{V_9}{C_{m_9}} + \frac{V_{11}}{C_{m_{11}}}}$$

$$C_{c_{4,10,12}} = \frac{V_B}{\frac{V_4}{C_{m_4}} + \frac{V_{10}}{C_{m_{10}}} + \frac{V_{12}}{C_{m_{12}}}}$$

$$C_{c_{9,12}} = \frac{V_9 + V_{12}}{\frac{V_9}{C_{m_9}} + \frac{V_{12}}{C_{m_{12}}}}$$

$$C_{c_{10,11}} = \frac{V_{10} + V_{11}}{\frac{V_{10}}{C_{m_{10}}} + \frac{V_{11}}{C_{m_{11}}}}$$

As capacidades de movimento e as capacidades compartilhadas dos acessos estão relacionadas nas Tabelas 8.12 e 8.13, respectivamente para as interseções Pradla e Bonfim, juntamente com as capacidades de reserva, obtidas pela diferença entre as capacidades compartilhadas C_{C_i} e os volumes horários de tráfego atuais V_i .

Tabela 8.12: Capacidades de movimento, compartilhadas e de reserva – interseção Pradla

Capacidades (vpe/h)	Movimentos					
	3	9	11	4	10	12
potencial (C_p)	651	651	651	651	651	651
de movimento (C_m)	651	455	552	651	556	400
Capacidade dos acessos	3, 9, 11		9,12	4, 10, 12		10,11
compartilhada (C_c)	582		454	642		552
Volume atual de tráfego (V)	252		56	99		38
de reserva (C_r)	330		398	543		514
Nível de Serviço (HCM)	B		B	A		A

As capacidades de reserva obtidas fornecem níveis de serviço variando entre A e C, segundo o critério proposto pelo HCM. Esses valores, entretanto, não correspondem às esperas impostas aos veículos, principalmente os articulados, nas manobras de cruzamento. Isso se deve talvez ao fato de que o HCM não considera em seu método veículos maiores que os caminhões semi-reboque.

Outros fatores contribuem para que os níveis de serviço obtidos não sejam condizentes à operação das interseções analisadas. Deve-se notar que a presença de canalizações faz com que os conflitos existentes entre veículos sejam distribuídos em pontos distintos das interseção. Como o HCM baseia-se em uma interseção não canalizada para determinar níveis de serviço, é bastante provável que o resultado obtido pela utilização deste método em interseções canalizadas forneça resultados superestimados.

Tabela 8.13: Capacidades de movimento, compartilhadas e de reserva – interseção Bonfim

Capacidades (vpe/h)	Movimentos					
	3	9	11	4	10	12
potencial (C_p)	453	453	453	453	453	453
de movimento (C_m)	453	313	372	453	391	313
Capacidade dos acessos	3, 9, 11		9,12	4, 10, 12		10,11
compartilhada (C_c)	395		313 ^a	437		375
Volume atual de tráfego (V)	139		0	81		113
de reserva (C_r)	256		313	356		262
Nível de Serviço (HCM)	C		B	B		C

^a Capacidade calculada pela média das capacidades de movimento 9 e 12

É importante lembrar ainda que os volumes de tráfego utilizados nos cálculos de capacidade são valores médios e, portanto menores que os do períodos de pico, o que resultaria em níveis de serviços mais baixos. Entretanto, julgou-se que as metas desse trabalho já foram obtidas pelo cálculo da capacidade potencial de cruzamentos e pela determinação dos fatores de equivalência veicular de caminhões e ônibus. A determinação das impedâncias entre movimentos da via secundária foi realizada para demonstrar um método, que deve ser utilizado na análise de interseções em nível canalizadas, principalmente quando existem muitas conversões à esquerda, pois percebe-se que a capacidade de movimento nos acessos destinados a esse tipo de conversões é menor que as outras capacidades, indicando que congestionamentos ocorreriam inicialmente nesses acessos quando os volumes de tráfego aumentassem.

CAPÍTULO 9

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

9.1. Resumo Geral do Trabalho

O objetivo deste trabalho é avaliar o impacto dos veículos de grande porte na operação das interseções rodoviárias em nível não semaforizadas. Para tanto, foram verificadas as variações nos tempos de cruzamento e na aceitação de gaps para veículos de diferentes categorias, em função de seu comprimento e de sua relação potência/peso. Essas variações permitiram verificar qual a influência desses veículos na capacidade das interseções rodoviárias em nível.

Não foram encontrados na bibliografia consultada muitos estudos que avaliem o impacto causado por veículos de grande porte no cruzamento de interseções em nível, sendo que muitos trabalhos sobre o comportamento de motoristas na aceitação de gaps resultam de análises em interseções onde a maior parte dos cruzamentos é realizada por automóveis. Apesar disso, a metodologia e os conceitos utilizados na análise do comportamento de automóveis são aplicáveis, sem muitas modificações, à análise do comportamento de caminhões e ônibus no cruzamento de interseções em nível.

A verificação do impacto dos veículos de grande porte na operação de interseções em nível foi baseada na análise de uma grande quantidade de dados coletados, obtidos em 1114 cruzamentos de veículos em 2 interseções em nível distintas. Os dados foram coletados em 5 interseções no total, mas devido à pequena quantidade de dados obtidos em 3 delas, só foram analisados os dados obtidos nas interseções Pradla e Bonfim. Em todas as interseções verificou-se uma porcentagem significativa de cruzamentos realizados por caminhões (entre 22% e 68%).

O método de coleta de dados baseou-se na utilização de câmeras filmadoras com relógio interno, posicionadas em tripés, de forma a registrar

todos os movimentos, tempos de cruzamento, gaps aceitos e rejeitados pelos veículos. Os dados foram em seguida extraídos dos vídeos através da redução de dados, sendo então transferidos para planilhas de computador. Os dados obtidos em cada interseção foram organizados e separados em função das categorias de veículos definidas neste estudo.

Procedeu-se então à análise dos tempos de cruzamento. Foi verificado inicialmente que os tempos de cruzamento de veículos que cruzam a interseção já em movimento são significativamente menores que os de outros veículos que estão parados ao iniciar o cruzamento. Entretanto, veículos de mesma categoria apresentaram comportamento semelhante nos cruzamentos de interseções diferentes, tanto nos casos com parada como nos casos sem parada.

Os tempos de cruzamento de caminhões são 1,35 a 2,80 vezes maiores que os tempos de cruzamento de automóveis, nos casos de cruzamentos sem parada, sendo que esses valores extremos referem-se respectivamente ao caminhão leve e ao treminhão. No caso de cruzamentos com parada, a relação obtida varia de 1,39 para caminhões leves e 3,21 para treminhões. As relações obtidas neste caso são maiores para os caminhões mais longos e mais pesados, correspondendo ao tempo inicial de aceleração necessário para colocar o veículo em movimento.

Veículos tipo caminhão semi-pesado apresentaram tempos de cruzamento com parada 2,05 vezes maiores que os tempos dos automóveis, um valor muito próximo da relação obtida para caminhões semi-reboques, que é 2,26. Embora os caminhões semi-pesados tenham comprimento menor que os semi-reboques, apresentam uma relação potência/peso menor, o que justifica o resultado obtido.

O pior desempenho apresentado pelo caminhão semi-pesado torna-se visível quando os tempos de cruzamento dos veículos das diferentes categorias são divididos pelas respectivas distâncias percorridas durante o cruzamento, eliminando-se dessa forma a influência do comprimento dos veículos articulados na análise dos tempos de cruzamento. A relação obtida para caminhões semi-pesados em cruzamentos com parada, em torno de 0,28 seg/m, é próxima às relações obtidas para o treminhão (0,27 seg/m) e para o caminhão+reboque (0,29 seg/m).

Após a análise dos tempos de cruzamento, foi realizada a análise da aceitação de gaps e lags, e determinados os gaps críticos para cada categoria de veículo. Gaps e lags foram comparados, não sendo encontradas diferenças significativas na aceitação de um ou de outro. Porém, foi constatado que as restrições de visibilidade influem na aceitação de gaps na interseção Bonfim, e os motoristas dos veículos desta interseção são mais cautelosos, necessitando de gaps críticos maiores do que os aceitos pelos motoristas dos veículos na interseção Pradla.

Os gaps críticos de veículos como o ônibus são 1,11 vezes maiores que os aceitos por automóveis na interseção Pradla. Porém na interseção Bonfim, automóveis são mais afetados pelas restrições de visibilidade do que os ônibus, e a relação entre seus gaps críticos obtidos pelo modelo Logit é 0,96. Também pôde ser observado que caminhões semi-pesados necessitam de gaps 1,32 a 1,80 vezes maiores que automóveis, respectivamente para as interseções Bonfim e Pradla. Esses valores são próximos aos obtidos para veículos da categoria caminhão+reboque, - 1,60 na interseção Bonfim e 1,84 na interseção Pradla - e um pouco menores que os valores obtidos para o treminhão - 1,60 na interseção Bonfim e 2,03 na interseção Pradla. Os resultados obtidos confirmam àqueles encontrados na análise de tempos de cruzamento.

Os dados coletados permitiram ainda a construção de funções distribuição logísticas para representar a distribuição dos tempos de cruzamento e de modelos Logit que representassem a probabilidade de aceitação de gaps e lags pelos veículos. Esses modelos foram utilizados para simular a operação das interseções analisadas, calculando a capacidade potencial e os fatores de equivalência dos veículos de grande porte.

Utilizou-se o GPSS/H para simular a operação das interseções. Considerando-se uma composição de tráfego semelhante à atual existente nos cruzamentos, as capacidades potenciais das interseções Pradla e Bonfim, expressas em fluxos horários de veículos de passageiro equivalentes, sofreriam reduções da ordem de 59%. Os fatores de equivalência obtidos para os acessos da interseção Pradla foram, na média, 1,65 para ônibus, 1,66 para caminhões leves, 3,02 para caminhões semi-pesados e 2,14 para caminhões semi-reboques. Os fatores obtidos na interseção Bonfim são em geral um pouco menores que os obtidos na interseção Pradla, pois os automóveis dessa interseção são afetados pelas restrições de visibilidade. Dessa forma, foram

obtidos 1,53 para caminhões leves, 1,66 para ônibus, 2,26 para caminhões semi-pesados e 1,82 para caminhões semi-reboques. Em ambas as interseções foi observado que caminhões semi-pesados afetam mais a capacidade potencial do que os caminhões semi-reboques.

Os fatores de equivalência obtidos para caminhões articulados tipo caminhão+reboque e treminhão referem-se a veículos vazios e carregados separadamente. Na interseção Pradla, obteve-se 3,29 para caminhões+reboques vazios e 3,79 para os carregados. Para treminhões, foram obtidos 4,70 para veículos vazios e 5,53 para veículos carregados. Na interseção Bonfim os fatores de equivalência obtidos para veículos tipo caminhão+reboque foram 4,23 para os vazios e 4,66 para os carregados. Para treminhões foram obtidos 4,89 para os vazios e 5,38 para os carregados. Os fatores de equivalência dos caminhões+reboques e treminhões carregados são 10% a 18% maiores que os fatores de equivalência dos veículos vazios.

A operação da interseção Bonfim também foi simulada considerando-se como veículo equivalente de passageiro o automóvel da interseção Pradla, cujo comportamento não é afetado pelas restrições de visibilidade. Neste caso, a redução na capacidade potencial da interseção, expressa em veículos de passageiro/hora, seria da ordem de 73%.

As capacidades potenciais obtidas pela simulação, utilizando-se um modelo exponencial/linear para representar a distribuição de gaps na via principal, foram comparadas com as capacidades obtidas pelo HCM e pelo método alemão, que consideram os gaps na via principal distribuídos segundo um modelo exponencial simples. Os 3 métodos forneceram capacidades potenciais de valores muito próximos (os resultados obtidos pelo métodos americano e alemão são 2% a 4% menores que os resultados obtidos neste estudo). Portanto, para volumes não muito elevados de tráfego na via principal, o modelo exponencial simples pode fornecer bons resultados no cálculo da capacidade de interseções, mesmo quando existe tráfego de veículos em pelotões na via principal.

9.2. Conclusões

Os resultados obtidos no decorrer deste trabalho foram apresentados de forma resumida neste capítulo e, da análise destes resultados, foram tiradas as seguintes conclusões:

- A aceitação de gaps e o tempo de cruzamento dos veículos de grande porte influem de forma significativa na capacidade de interseções em nível;
- A redução na capacidade potencial (expressa em vpe/h) provocada pelos veículos de grande porte nas interseções analisadas é da ordem de 59%;
- Veículos articulados apresentam, no geral, tempos de cruzamento maiores que veículos rígidos e necessitam também de gaps maiores para cruzar uma interseção;
- O caminhão semi-pesado afeta mais a capacidade de cruzamentos do que o caminhão semi-reboque, devido à sua menor relação potência/peso;
- A relação potência/peso dos veículos articulados parece ser mais adequada ao comprimento desses veículos, se comparada à relação potência/peso dos caminhões semi-pesados.

Foram obtidas também conclusões que não referem-se diretamente ao objetivo e metas estabelecidas no início deste trabalho, mas que merecem ser relacionadas a seguir, dada a sua importância para estudos futuros sobre a influência de veículos de grande porte na capacidade de interseções em nível:

- A determinação da capacidade por simulação forneceu resultados próximos aos obtidos pelo método do HCM e pelo método alemão;
- A utilização do modelo exponencial para representar a distribuição de gaps na via principal é aceitável para fluxos não muito elevados de tráfego;
- Os fatores de equivalência do HCM não são recomendados para os veículos nacionais, principalmente caminhões articulados;
- Os critérios do HCM para determinação do nível de serviço devem ser adaptados para utilização em interseções com canalização para conversões à esquerda.

9.3. Considerações Finais e Recomendações

Neste trabalho foram obtidos resultados referentes ao comportamento de veículos de grande porte nos cruzamentos de interseções em nível, constituindo o passo inicial para o estabelecimento de uma base de conhecimentos técnicos sobre o impacto desses veículos na operação de interseções em nível não semaforizadas do Brasil. São feitas então algumas

recomendações para possíveis pesquisas a serem realizadas futuramente sobre este assunto ou similares, envolvendo veículos de grande porte.

Novas coletas de dados devem ser realizadas, em interseções diferentes, para a obtenção de uma maior quantidade de dados que confirmem os resultados obtidos neste estudo, principalmente os obtidos pela análise da aceitação de gaps. Recomenda-se o uso de métodos alternativos na modelagem da aceitação de gaps, utilizando também as informações referentes aos gaps rejeitados, ao invés de utilizar, como ocorreu neste estudo, somente as informações referentes aos gaps aceitos.

A filmagem das interseções demonstrou ser um método eficiente de coleta, pois através dela foi obtido um arquivo permanente de dados que pode ser analisado novamente, sempre que necessário, para outras finalidades. Entretanto, o processo de redução de dados é extremamente demorado e cansativo, exigindo sofisticacões no método, de modo a torná-lo menos trabalhoso. A utilização de programas para redução de dados diretamente para o computador já é um grande avanço, e recomenda-se o seu uso em futuros trabalhos.

O método exposto para cálculo da capacidade e avaliação da operação das interseções em nível ainda carece de uma melhor definição de parâmetros destinados à caracterização dos níveis de serviço da operação. Novos estudos devem ser conduzidos de forma a estabelecer critérios mais aplicáveis às condições brasileiras, e um dos aspectos fundamentais que devem ser pesquisados é a influência da espera dos veículos nos cruzamentos, decorrente do processo de aceitação de gaps, na avaliação qualitativa dos níveis de serviço.

Demonstrou-se neste trabalho que simular a operação de uma interseção na capacidade constitui um método alternativo para se determinar a capacidade de cruzamentos em uma interseção em nível e, principalmente, para determinar os fatores de equivalência dos veículos de grande porte. Outros estudos podem utilizar o simulador desenvolvido neste trabalho, adaptando-o para que possa simular a operação de interseções em nível em situações em que o volume de cruzamentos está aquém da capacidade.

Novos estudos devem ser realizados para verificar a partir de quais volumes de tráfego ou quais porcentagens de veículos trafegando em pelotões, a utilização do modelo exponencial simples passa a não representar

adequadamente a distribuição de gaps em rodovias de pista simples, exigindo então a utilização de outros modelos mais complexos, porém mais representativos, como o modelo exponencial/linear.

A análise da aceitação de gaps e de tempos de cruzamento forneceu elementos que podem ser utilizados para rever alguns critérios de projeto geométrico adotados pelos manuais existentes, bem como para avaliar a geometria das interseções já construídas, principalmente no que refere-se à distância de visibilidade necessária para que cruzamentos de veículos de grande porte possam ser realizados com segurança.

Uma última recomendação refere-se à categoria dos caminhões semi-pesados. Os resultados obtidos neste estudo demonstram que seu desempenho nas manobras de cruzamento é relativamente inferior ao desempenho de veículos tipo caminhão semi-reboque, caminhão+reboque e treminhão. Recomenda-se que os próximos estudos sobre o comportamento de caminhões na operação de elementos rodoviários dêem uma ênfase a essa categoria de caminhões, em função também da maior diversificação em suas características, tais como relação potência/peso e idade do veículo, que implicam em grandes variações no comportamento dos veículos dessa categoria. Talvez a separação dos caminhões semi-pesados em um maior número de categorias, em função do modelo, da relação potência/peso e, se possível, da idade, permita a obtenção de resultados que caracterizem quais são os veículos dentro desta categoria que afetam de forma mais significativa a operação dos elementos rodoviários.

ANEXO A

HISTOGRAMAS

São apresentados neste anexo os histogramas das distribuições de tempos de cruzamento com e sem parada nas interseções Pradla e Bonfim, referentes aos veículos das categorias ônibus, caminhão leve, semi-reboque e caminhão+reboque. Estes histogramas, mostrados nas Figuras A.1 a A.8, complementam os histogramas apresentados no capítulo 6, referentes aos veículos das categorias automóvel, caminhão semi-pesado e treminhão.

São apresentados em seguida, nas Figuras A.9 a A.16, os histogramas referentes à aceitação e rejeição de gaps e lags nas interseções Pradla e Bonfim, por veículos das categorias ônibus, caminhão leve, semi-reboque e caminhão+reboque. Estes histogramas complementam os histogramas apresentados no capítulo 7, referentes aos veículos das categoria automóvel, caminhão semi-pesado e treminhão.

As Figuras A.17 e A.18 apresentam, respectivamente para as interseções Pradla e Bonfim, os histogramas da distribuição de gaps disponíveis na via principal para manobras de cruzamento.

Figura A.1: Tempos de cruzamento para caminhões leves – interseção Pradla

Figura A.2: Tempos de cruzamento para caminhões leves – interseção Bonfim

Figura A.3: Tempos de cruzamento para ônibus – interseção Pradla

Figura A.4: Tempos de cruzamento para ônibus – interseção Bonfim

Figura A.5: Tempos de cruzamento para caminhões semi-reboques – interseção Pradla

Figura A.6: Tempos de cruzamento para caminhões semi-reboque – interseção Bonfim

Figura A.7: Tempos de cruzamento para caminhões+reboques - interseção Pradla

Figura A.8: Tempos de cruzamento para caminhões+reboques - interseção Bonfim

Figura A.9: Distribuição conjunta de gaps e lags aceitos e rejeitados por caminhões leves - interseção Pradla

Figura A.10: Distribuição conjunta de gaps e lags aceitos e rejeitados por caminhões leves – interseção Bonfim

Figura A.11: Distribuição conjunta de gaps e lags aceitos e rejeitados por ônibus – interseção Pradla

Figura A.12: Distribuição conjunta de gaps e lags aceitos e rejeitados por ônibus – interseção Bonfim

Figura A.13: Distribuição conjunta de gaps e lags aceitos e rejeitados por caminhões semi-reboque – interseção Pradla

Figura A.14: Distribuição conjunta de gaps e lags aceitos e rejeitados por caminhões semi-reboque – interseção Bonfim

Figura A.15: Distribuição conjunta de gaps e lags aceitos e rejeitados por caminhões+reboques – interseção Pradla

Figura A.16: Distribuição conjunta de gaps e lags aceitos e rejeitados por caminhões+reboques – interseção Bonfim

Figura A.17: Distribuição de gaps/lags na via principal – interseção Pradla

Figura A.18: Distribuição de gaps/lags na via principal – interseção Bonfim

ANEXO B

TABELAS DOS TESTES ESTATÍSTICOS PARA COMPARAÇÃO DE MÉDIAS

O Anexo B descreve inicialmente as suposições básicas adotadas nos testes “t” para comparação das médias populacionais de tempos de cruzamento e da aceitação de gaps e lags. Em seguida apresenta as Tabelas referentes aos testes estatísticos, realizados com o auxílio do programa *Excel 4.0*, da *Microsoft Corporation*.

As Tabelas B.1 e B.2 apresentam as comparações das médias de tempos de cruzamento com e sem parada, respectivamente para as interseções Pradla e Bonfim.

As Tabelas B.3 e B.4 apresentam as comparações das médias dos tempos de cruzamento de veículos das duas interseções analisadas. São comparados separadamente tempos de cruzamento sem parada e com parada para as 7 categorias de veículos analisadas.

A Tabela B.5 apresenta a comparação das médias dos tempos de cruzamento de veículos vazios e carregados, para as categorias treminhão e caminhão+reboque.

A comparação das médias de gaps e de lags aceitos nas interseções são apresentados nas Tabelas B.6 a B.7. São utilizadas nesta análise as distribuições de gaps e lags somente da região crítica de aceitação, conforme descrito no capítulo 7.

Finalmente, a Tabela B.8 realiza a comparação das distribuições de gaps/lags aceitos por veículos nas interseções Pradla e Bonfim.

Considerações Gerais Sobre o Teste “t”

O teste “t” utilizado neste trabalho compara as médias μ_1 e μ_2 de duas populações, supostas inicialmente distintas e normalmente distribuídas, através de hipóteses formuladas a respeito do valor real da diferença Δ entre as médias testadas:

$$\mu_1 - \mu_2 = \Delta$$

A igualdade das médias de duas populações será obtida se $\Delta = 0$, e o teste de comparação é baseado nas seguintes suposições:

- os dados das duas amostras não são emparelhados, ou seja, as populações não são correlacionadas;
- os desvios-padrão das duas populações às quais as amostras pertencem são desconhecidos; e
- os desvios-padrão das duas populações foram admitidos como sendo diferentes.

Baseado nessas suposições, COSTA NETO [1977] sugere o cálculo da estatística t através da seguinte fórmula:

$$t = \frac{(\bar{X}_1 - \bar{X}_2) - \Delta}{\sqrt{s_1^2/n_1 + s_2^2/n_2}}$$

onde:

$\bar{X}_1, \bar{X}_2$: médias das amostras

s_1^2, s_2^2 : variância das amostras

n_1, n_2 : tamanho das amostras

Δ : diferença entre as médias populacionais (no caso deste trabalho $\Delta = 0$)

A estatística t é então comparada com o valor crítico da distribuição tipo t de Student, para o nível de significância α e um número de graus de liberdade v . COSTA NETO [1977] sugere que o cálculo de v seja feito através do método de Aspin-Welch:

$$v = \frac{(w_1 + w_2)^2}{w_1^2/(n_1 + 1) + w_2^2/(n_2 + 1)} - 2$$

onde w_1 e w_2 são dados por:

$$w_1 = \frac{s_1^2}{n_1} \quad \text{e} \quad w_2 = \frac{s_2^2}{n_2}$$

As médias populacionais μ_1 e μ_2 serão consideradas estatisticamente diferentes, a um nível de significância α , se $|t| > t_{v,\alpha/2}$ (teste bicaudal). Se o teste realizado for monocaudal, uma das médias será considerada maior (ou menor) que a outra se $|t| > t_{v,\alpha}$. Caso contrário, não haverá indícios suficientes para a rejeição da hipótese inicial e as médias populacionais μ_1 e μ_2 podem ser consideradas estatisticamente iguais.

Tabela B.1: Comparação das médias de tempos de cruzamento sem e com parada – interseção Pradla

Categorias	Automóvel		Caminhão Leve		Caminhão semi- pesado		Ônibus	
Cruzamento	s/ parada	c/ parada	s/ parada	c/ parada	s/ parada	c/ parada	s/ parada	c/ parada
μ	3,2778	4,2653	3,7778	5,8750	4,3279	8,0106	4,9697	6,4211
σ^2	1,0568	0,8240	1,5948	0,4107	1,5610	4,4838	1,2178	2,3684
n	90	49	18	8	122	94	33	19
v	109,6142		23,3605		141,7469		28,8147	
t	- 5,8437		- 5,6063		-14,9732		- 3,6109	
$t_{v,5\%}$	1,6590		1,7139		1,6557		1,7011	
$H_0: \mu_s/\text{parada} = \mu_c/\text{parada}$	rejeitada		rejeitada		rejeitada		rejeitada	
Categorias	Caminhão semi-reboque		Caminhão+reboque		Treminhão			
Cruzamento	s/ parada	c/ parada	s/ parada	c/ parada	s/ parada	c/ parada		
μ	5,4600	9,2143	6,0625	11,3077	8,0000	13,2222		
σ^2	2,1310	4,5139	2,7292	4,9415	3,8667	9,6410		
n	50	42	16	26	16	27		
v	70,6670		38,4260		40,7494			
t	- 9,6905		- 8,7343		- 6,7489			
$t_{v,5\%}$	1,6669		1,6860		1,6839			
$H_0: \mu_s/\text{parada} = \mu_c/\text{parada}$	rejeitada		rejeitada		rejeitada			

Tabela B.2: Comparação das médias de tempos de cruzamento sem e com parada – interseção Bonfim

Categorias	Automóvel		Caminhão Leve		Caminhão semi- pesado		Ônibus	
Cruzamento	s/ parada	c/ parada	s/ parada	c/ parada	s/ parada	c/ parada	s/ parada	c/ parada
μ	3,2165	4,5484	4,3571	6,0833	5,2632	8,3824	3,9167	6,8571
σ^2	0,6922	0,7107	2,5549	0,9924	3,1974	4,4486	1,1232	0,7286
n	97	62	14	12	57	68	24	21
v	128,8574		22,0907		122,9801		42,7335	
t	- 9,7660		- 3,3520		-8,9480		-10,3005	
$t_{v,5\%}$	1,6569		1,7171		1,6574		1,6820	
$H_0: \mu_s/\text{parada} = \mu_c/\text{parada}$	rejeitada		rejeitada		rejeitada		rejeitada	
Categorias	Caminhão semi-reboque		Caminhão+reboque		Treminhão			
Cruzamento	s/ parada	c/ parada	s/ parada	c/ parada	s/ parada	c/ parada		
μ	5,8462	10,8750	5,9697	10,8182	8,1000	12,5882		
σ^2	2,1410	2,9821	1,5303	2,4895	5,2111	4,2574		
n	13	8	33	66	10	17		
v	13,0642		79,3755		17,4606			
t	-6,8595		- 16,7196		- 5,1097			
$t_{v,5\%}$	1,7709		1,6644		1,7396			
$H_0: \mu_s/\text{parada} = \mu_c/\text{parada}$	rejeitada		rejeitada		rejeitada			

Tabela B.3: Comparação das médias de tempos de cruzamento sem parada – interseções Pradla e Bonfim

Categorias	Automóvel		Caminhão Leve		Caminhão semi- pesado		Ônibus	
Interseção	Pradla	Bonfim	Pradla	Bonfim	Pradla	Bonfim	Pradla	Bonfim
μ	3,2778	3,2165	3,7778	4,3571	4,3279	5,2632	4,9697	3,9167
σ^2	1,0568	0,6922	1,5948	2,5549	1,5610	3,1974	1,2178	1,1232
n	90	97	18	14	122	57	33	24
v	171,3704		24,3058		82,4755		50,8489	
t	0,4460		-1,1127		-3,5634		3,6397	
$t_{v,2,5\%}$	1,9739		2,0639		1,9893		2,0086	
$H_0: \mu_{Pradla} = \mu_{Bonfim}$	não rejeitada		não rejeitada		rejeitada		rejeitada	
Categorias	Caminhão semi-reboque		Caminhão+reboque		Treminhão			
Interseção	Pradla	Bonfim	Pradla	Bonfim	Pradla	Bonfim		
μ	5,4600	5,8462	6,0625	5,9697	8,0000	8,1000		
σ^2	2,1310	2,1410	2,7292	1,5303	3,8667	5,2111		
n	50	13	16	33	16	10		
v	18,7077		23,4521		17,0792			
t	-0,8481		0,1992		-0,1145			
$t_{v,2,5\%}$	2,1009		2,0687		2,1098			
$H_0: \mu_{Pradla} = \mu_{Bonfim}$	não rejeitada		não rejeitada		não rejeitada			

Tabela B.4: Comparação das médias de tempos de cruzamento com parada – interseções Pradla e Bonfim

Categorias	Automóvel		Caminhão Leve		Caminhão semi- pesado		Ônibus	
Interseção	Pradla	Bonfim	Pradla	Bonfim	Pradla	Bonfim	Pradla	Bonfim
μ	4,2653	4,5484	5,8750	6,0833	8,0106	8,3824	6,4211	6,8571
σ^2	0,8240	0,7107	0,4107	0,9924	4,4838	4,4486	2,3684	0,7286
n	49	62	8	12	94	68	19	21
v	99,4010		17,9974		144,8453		27,4969	
t	-1,6834		-0,5690		-1,1052		-1,0925	
$t_{v,2,5\%}$	1,9842		2,1098		1,9766		2,0518	
$H_0: \mu_{Pradla} = \mu_{Bonfim}$	não rejeitada		não rejeitada		não rejeitada		não rejeitada	
Categorias	Caminhão semi-reboque		Caminhão+reboque		Treminhão			
Interseção	Pradla	Bonfim	Pradla	Bonfim	Pradla	Bonfim		
μ	9,2143	10,8750	11,3077	10,8182	13,2222	12,5882		
σ^2	4,5139	2,9821	4,9415	2,4895	9,6410	4,2574		
n	42	8	26	66	27	17		
v	11,4557		35,3720		41,8265			
t	-2,3964		1,0257		0,8134			
$t_{v,2,5\%}$	2,2010		2,0301		2,0195			
$H_0: \mu_{Pradla} = \mu_{Bonfim}$	rejeitada		não rejeitada		não rejeitada			

Tabela B.5: Comparação das médias de tempos de cruzamento de caminhões+reboques e treminhões vazios e carregados

Categoria	Caminhão+Reboque			
Cruzamento	s/ parada		c/ parada	
	vazio	carregado	vazio	carregado
μ	5,7027	6,9167	10,0536	12,3611
σ^2	1,7147	1,3561	1,2516	2,9802
n	37	12	56	36
v	20,8032		53,9481	
t	- 3,0411		- 7,1167	
$t_{v;5\%}$	1,7247		1,6741	
$H_0: \mu_{\text{vazio}} = \mu_{\text{carregado}}$	rejeitada		rejeitada	
Categoria	Treminhão			
Cruzamento	s/ parada		c/ parada	
	vazio	carregado	vazio	carregado
μ	7,2143	9,0000	11,2273	14,7273
σ^2	3,4121	3,6364	1,2316	7,7316
n	14	12	22	22
v	23,1426		27,5248	
t	- 2,4150		- 5,4834	
$t_{v;5\%}$	1,7139		1,7033	
$H_0: \mu_{\text{vazio}} = \mu_{\text{carregado}}$	rejeitada		rejeitada	

Tabela B.6: Comparação das médias das distribuições de gaps e lags aceitos – Interseção Pradla

Categorias	Automóvel		Caminhão Semi-pesado		Caminhão Semi-reboque	
	lags	gaps	lags	gaps	lags	gaps
μ	8,8571	8,6000	14,8125	16,9400	12,0385	13,7500
σ^2	3,7286	3,8222	23,6479	20,3433	6,6785	4,3333
n	21	10	80	50	26	16
v	17,5949		110,0380		36,9845	
t	0,3437		- 2,5384		- 2,3561	
$t_{v;2,5\%}$	2,1098		1,9818		2,0281	
$H_0: \mu_{\text{lags}} = \mu_{\text{gaps}}$	não rejeitada		rejeitada		rejeitada	
Categorias	Caminhão+Reboque		Treminhão			
	lags	gaps	lags	gaps		
μ	15,8889	17,0909	16,3333	16,8333		
σ^2	12,6111	9,4909	3,8667	14,1667		
n	9	11	6	6		
v	16,0246		7,5402			
t	- 0,7989		- 0,2884			
$t_{v;2,5\%}$	2,1199		2,3646			
$H_0: \mu_{\text{lags}} = \mu_{\text{gaps}}$	não rejeitada		não rejeitada			

Nota: Os testes não foram realizados para ônibus e caminhões leves por causa da pequena quantidade de dados disponíveis.

Tabela B.7: Comparação das médias das distribuições de gaps e lags aceitos – Interseção Bonfim

Categoria	Automóvel		Caminhão Semi-pesado	
	lags	gaps	lags	gaps
μ	13,6780	15,0278	18,2778	21,0000
σ^2	17,7393	18,7706	26,6063	16,2564
n	59	36	36	40
v	72,4630		66,1304	
t	-1,4887		-2,5435	
$t_{v;2,5\%}$	1,9935		1,9966	
$H_0: \mu_{\text{gaps}} = \mu_{\text{lags}}$	não rejeitada		rejeitada	
Categoria	Caminhão+Reboque		Treminhão	
	lags	gaps	lags	gaps
μ	18,5263	24,9783	18,2857	24,2500
σ^2	44,9298	40,5106	15,5714	18,9167
n	19	46	7	4
v	32,1215		5,8400	
t	-3,5814		-2,2618	
$t_{v;2,5\%}$	2,0369		2,5706	
$H_0: \mu_{\text{gaps}} = \mu_{\text{lags}}$	rejeitada		não rejeitada	

Nota: Os testes não foram realizados para ônibus, caminhões leves e caminhões semi-reboques por causa da pequena quantidade de dados disponíveis.

Tabela B.8: Comparação das médias das distribuições de gaps/lags aceitos nas interseções Pradla e Bonfim

Categorias	Automóvel		Caminhão Semi-pesado		Ônibus	
	Pradla	Bonfim	Pradla	Bonfim	Pradla	Bonfim
Interseção						
μ	8,7742	14,1895	15,6308	19,7105	8,0000	12,4000
σ^2	3,6473	18,3680	23,2890	22,7418	1,0000	15,8222
n	31	95	130	76	5	10
v	112,5835		158,6283		11,0228	
t	-9,7104		-5,8986		-3,2959	
$t_{v;5\%}$	1,6586		1,6546		1,7959	
$H_0: \mu_{\text{Pradla}} = \mu_{\text{Bonfim}}$	rejeitada		rejeitada		rejeitada	
Categorias	Caminhão Semi-reboque		Caminhão+Reboque		Treminhão	
	Pradla	Bonfim	Pradla	Bonfim	Pradla	Bonfim
Interseção						
μ	12,6905	12,8750	16,5500	23,0923	16,5833	20,4545
σ^2	6,3653	6,9821	10,6816	49,8663	8,2652	24,0727
n	42	8	20	65	12	11
v	9,5928		69,9439		15,8572	
t	-0,1823		-5,7352		-2,2822	
$t_{v;5\%}$	1,8331		1,6672		1,7531	
$H_0: \mu_{\text{Pradla}} = \mu_{\text{Bonfim}}$	não rejeitada		rejeitada		rejeitada	

Nota: Os testes não foram realizados para caminhões leves por causa da pequena quantidade de dados disponíveis.

ANEXO C

REGRESSÕES LINEARES E DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DAS FUNÇÕES DISTRIBUIÇÃO LOGÍSTICAS

O anexo C apresenta tabelas referentes ao ajuste de funções distribuições logísticas às frequências relativas acumuladas dos tempos de cruzamento. Apresenta também a construção dos modelos Logit para aceitação de gaps e lags. Cada tabela mostra a transformação linear das frequências relativas acumuladas de tempos de cruzamento ou de gaps aceitos, apresentando ainda resultados da regressão linear aplicada aos dados transformados e os valores dos parâmetros obtidos para as funções logísticas. Todas as regressões lineares dos dados foram realizadas também utilizando-se o programa *Excel 4.0*.

As Tabelas C.1 e C.2 referem-se ao ajuste de funções distribuição logísticas às frequências relativas acumuladas de tempos de cruzamento – com ou sem parada – dos veículos considerados neste estudo. A Tabela C.3 apresenta o ajuste dos tempos de cruzamento de veículos tipo caminhão+reboque e treminhão, vazios e carregados.

As Tabelas C.4, C.5 e C.6, referem-se à construção de modelos Logit para determinação das probabilidades de aceitação de gaps/lags nas interseções Pradla e Bonfim.

A Tabela C.7 mostra a determinação dos parâmetros da função exponencial composta, que representa a distribuição de gaps na via principal. Estes parâmetros referem-se à parte linear da função, ou seja, para gaps menores ou iguais a 4 segundos.

Tabela C.1: Funções distribuição logísticas para tempos de cruzamento - automóvel, caminhões leve, semi-pesado e semi-reboque

Categorias	Automóvel				Caminhão Leve			
	cruzamentos sem parada		cruzamentos com parada		cruzamentos sem parada		cruzamentos com parada	
	tempo de cruzamento (seg)	frequência relativa acumulada	transformação linear	frequência relativa acumulada	transformação linear	frequência relativa acumulada	transformação linear	frequência relativa acumulada
2	0,1818	-1,504		0,0000	-	0,0625	-2,7081	-
3	0,6952	0,8245		0,1261	-1,9357	0,4375	-0,2513	-
4	0,9037	2,2395		0,5676	0,2719	0,7500	1,0986	0,0000
5	0,9786	3,8232		0,9009	2,2073	0,8125	1,4663	0,3000
6	0,9947	5,2257		0,9820	3,9982	0,9375	2,7081	0,7500
7	1,0000	-		1,0000	-	0,9688	3,4340	0,9500
8	-	-		-	-	1,0000	-	1,0000
Resultados da regressão linear								
R	0,9948		0,9989		0,9673		0,9999	
R ²	0,9896		0,9977		0,9357		0,9998	
n	5		4		6		3	
Coeficientes	t_{n-2}	$t_{n-2, 2,5\%}$	t_{n-2}	$t_{n-2, 2,5\%}$	t_{n-2}	$t_{n-2, 2,5\%}$	t_{n-2}	$t_{n-2, 2,5\%}$
β_0	-4,4616	-	-7,7462	-	-4,1793	-	-10,3100	-
β_1	1,6458	16,8757	3,1824	1,9737	29,6808	4,3027	1,1416	7,6305
2,7764	1,8959	65,6200	12,7062					
Categorias	Caminhão Semi-pesado				Caminhão Semi-Reboque			
	cruzamentos sem parada		cruzamentos com parada		cruzamentos sem parada		cruzamentos com parada	
	tempo de cruzamento (seg)	frequência relativa acumulada	transformação linear	frequência relativa acumulada	transformação linear	frequência relativa acumulada	transformação linear	frequência relativa acumulada
2	0,0391	-3,2016		0,0000	-	-	-	-
3	0,2291	-1,2137		0,0062	-5,0814	0,0635	-2,6912	-
4	0,5140	0,0559		0,0123	-4,3820	0,2381	-1,1632	0,0000
5	0,7598	1,1515		0,0617	-2,7213	0,5079	0,0317	0,0400
6	0,8994	2,1910		0,2284	-1,2174	0,7937	1,3471	0,1000
7	0,9665	3,3615		0,4568	-0,1733	0,9048	2,2513	0,2000
8	0,9832	4,0719		0,5926	0,3747	0,9683	3,4177	0,3200
9	0,9888	4,4830		0,7469	1,0822	0,9841	4,1271	0,4400
10	0,9944	5,1818		0,8333	1,6094	1,0000	-	0,6600
11	1,0000	-		0,9321	2,6194	-	-	0,8600
12	-	-		0,9815	3,9703	-	-	0,9200
13	-	-		0,9938	5,0814	-	-	0,9800
14	-	-		0,9938	5,0814	-	-	1,0000
15	-	-		0,9938	5,0814	-	-	-
16	-	-		1,0000	-	-	-	-
Resultados da regressão linear								
R	0,9826		0,9862		0,9953		0,9940	
R ²	0,9655		0,9725		0,9907		0,9881	
n	9		13		7		9	
Coeficientes	t_{n-2}	$t_{n-2, 2,5\%}$	t_{n-2}	$t_{n-2, 2,5\%}$	t_{n-2}	$t_{n-2, 2,5\%}$	t_{n-2}	$t_{n-2, 2,5\%}$
β_0	-4,2997	-	-7,1343	-	-5,7763	-	-7,3854	-
β_1	1,0144	14,0064	2,3646	0,8895	19,7405	2,2010	1,1370	23,0934
2,5706	0,8336	24,1335	2,3646					

Tabela C2: Funções distribuição logísticas para tempos de cruzamento - caminhão+reboque, treminhão e ônibus

Categorias	Caminhão+Reboque				Treminhão			
tempo de cruzamento (seg)	cruzamentos sem parada		cruzamentos com parada		cruzamentos sem parada		cruzamentos com parada	
	frequência relativa acumulada	transformação linear	frequência relativa acumulada	transformação linear	frequência relativa acumulada	transformação linear	frequência relativa acumulada	transformação linear
3	0,0204	- 3,8712	-	-	-	-	-	-
4	0,1224	- 1,9694	-	-	-	-	-	-
5	0,3469	- 0,6325	-	-	0,0769	- 2,4849	-	-
6	0,6939	0,8183	-	-	0,2308	- 1,2040	-	-
7	0,8776	1,9694	0,0000	-	0,4615	- 0,1542	0,0000	-
8	0,9592	3,1570	0,0435	- 3 0910	0,6538	0,6360	0,0227	- 3,7612
9	0,9796	3,8712	0,2391	- 1,1575	0,7692	1,2040	0,0682	- 2,6150
10	1,0000	-	0,4674	- 0,1306	0,8846	2,0369	0,1591	- 1,6650
11	-	-	0,6304	0,5341	0,9231	2,4849	0,3864	- 0,4626
12	-	-	0,7935	1,3460	0,9615	3,2189	0,5455	0,1823
13	-	-	0,9130	2,3514	1,0000	-	0,6136	0,4626
14	-	-	0,9674	3,3900	-	-	0,6818	0,7621
15	-	-	0,9891	4,5109	-	-	0,7500	1,0986
16	-	-	1,0000	-	-	-	0,8409	1,6650
17	-	-	-	-	-	-	0,9773	3,7612
18	-	-	-	-	-	-	0,9773	3,7612
19	-	-	-	-	-	-	1,0000	-
Resultados da regressão linear								
R	0,9928		0,9923		0,9899		0,9774	
R ²	0,9857		0,9847		0,9798		0,9552	
n	7		8		8		11	
Coeficientes	t _{n-2} t _{n-2, 2,5%}		t _{n-2} t _{n-2, 2,5%}		t _{n-2} t _{n-2, 2,5%}		t _{n-2} t _{n-2, 2,5%}	
β ₀	- 7,2543	- -	- 10,5594	- -	- 5,9120	- -	- 8,7875	- -
β ₁	1,2886	18,5876 2,5706	1,0025	19,6721 2,4469	0,7799	17,0805 2,4469	0,6983	13,8568 2,2622
Categoria	Ônibus							
tempo de cruzamento (seg)	cruzamentos sem parada		cruzamentos com parada					
	frequência relativa acumulada	transformação linear	frequência relativa acumulada	transformação linear				
2	0,0175	- 4,0254	0,0000	-				
3	0,1579	- 1,6740	0,0250	- 3,6636				
4	0,5789	0,3185	0,0750	- 2,5123				
5	0,8070	1,4307	0,1250	- 1,9459				
6	0,9298	2,5840	0,3500	- 0,6190				
7	0,9825	4,0254	0,8250	1,5506				
8	1,0000	-	0,9500	2,9444				
9	-	-	1,0000	-				
Resultados da regressão linear								
R	0,9885		0,9841					
R ²	0,9771		0,9684					
n	6		6					
Coeficientes	t _{n-2} t _{n-2, 2,5%}		t _{n-2} t _{n-2, 2,5%}					
β ₀	- 6,5176	- -	- 8,0235	- -				
β ₁	1,5468	13,0532 2,7764	1,3302	11,0759 2,7764				

Tabela C.3: Funções distribuição logísticas para tempos de cruzamento - caminhão+reboque e treminhão vazios e carregados

Categoria	Caminhão+Reboque							
	sem parada				com parada			
	vazio		carregado		vazio		carregado	
tempo de cruzamento (seg)	frequência relativa acumulada	transformação linear	frequência relativa acumulada	transformação linear	frequência relativa acumulada	transformação linear	frequência relativa acumulada	transformação linear
3	0,0270	- 3,5835	–	–	–	–	–	–
4	0,1622	- 1,6422	–	–	–	–	–	–
5	0,4324	- 0,2719	0,0833	- 2,3979	–	–	–	–
6	0,7838	1,2879	0,4167	- 0,3365	–	–	–	–
7	0,9459	2,8622	0,6667	0,6931	0,0000	–	0,0000	–
8	0,9730	3,5835	0,9167	2,3979	0,0536	- 2,8717	0,0278	- 3,5553
9	0,9730	3,5835	1,0000	–	0,3393	- 0,6665	0,0833	- 2,3979
10	1,0000	–	–	–	0,6786	0,7472	0,1389	- 1,8245
11	–	–	–	–	0,8929	2,1203	0,2222	- 1,2528
12	–	–	–	–	0,9821	4,0073	0,5000	0,0000
13	–	–	–	–	1,0000	–	0,7778	1,2528
14	–	–	–	–	–	–	0,9167	2,3979
15	–	–	–	–	–	–	0,9722	3,5553
16	–	–	–	–	–	–	1,0000	–
Resultados da regressão linear								
R	0,9744		0,9926		0,9963		0,9931	
R ²	0,9494		0,9853		0,9926		0,9861	
n	7		4		5		8	
Coefficientes	t_{n-2}	$t_{n-2, 2,5\%}$	t_{n-2}	$t_{n-2, 2,5\%}$	t_{n-2}	$t_{n-2, 2,5\%}$	t_{n-2}	$t_{n-2, 2,5\%}$
β_0	- 6,6872	–	- 9,9319	–	- 15,8774	–	- 11,7607	–
β_1	1,2531	9,6897	1,5417	11,5723	1,6545	20,0773	1,0028	20,6621
Treminhão								
Categoria	sem parada				com parada			
	vazio		carregado		vazio		carregado	
	frequência relativa acumulada	transformação linear	frequência relativa acumulada	transformação linear	frequência relativa acumulada	transformação linear	frequência relativa acumulada	transformação linear
5	0,1429	- 1,7918	–	–	–	–	–	–
6	0,4286	- 0,2877	0,0000	–	–	–	–	–
7	0,5714	0,2877	0,3571	- 0,5878	–	–	0,0000	–
8	0,8571	1,7918	0,4286	- 0,2877	0,0000	–	0,0417	- 3,1355
9	0,9286	2,5649	0,5714	0,2877	0,0435	- 3,0910	0,0833	- 2,3979
10	0,9286	2,5649	0,7857	1,2993	0,2174	- 1,2809	0,0833	- 2,3979
11	0,9286	2,5649	0,8571	1,7918	0,6522	0,6286	0,1250	- 1,9459
12	1,0000	–	0,8571	1,7918	0,9130	2,3514	0,1667	- 1,6094
13	–	–	1,0000	–	0,9565	3,0910	0,2917	- 0,8873
14	–	–	–	–	1,0000	–	0,3750	- 0,5108
15	–	–	–	–	–	–	0,5000	0,0000
16	–	–	–	–	–	–	0,7083	0,8873
17	–	–	–	–	–	–	0,9583	3,1355
18	–	–	–	–	–	–	0,9583	3,1355
19	–	–	–	–	–	–	1,0000	–
Resultados da regressão linear								
R	0,9413		0,9718		0,9902		0,9583	
R ²	0,8861		0,9445		0,9805		0,9184	
n	7		6		5		11	
Coefficientes	t_{n-2}	$t_{n-2, 2,5\%}$	t_{n-2}	$t_{n-2, 2,5\%}$	t_{n-2}	$t_{n-2, 2,5\%}$	t_{n-2}	$t_{n-2, 2,5\%}$
β_0	- 4,9158	–	- 4,4814	–	- 17,2563	–	- 8,5965	–
β_1	0,7519	6,2356	0,5471	8,2499	1,5996	12,2940	0,6212	10,0614

Tabela C.4: Modelos Logit para aceitação de gaps e lags – automóvel e caminhão semi-pesado

Categorias	Automóvel				Caminhão Semi-pesado			
	Pradla		Bonfim		Pradla		Bonfim	
	frequência relativa acumulada	transformação linear	frequência relativa acumulada	transformação linear	frequência relativa acumulada	transformação linear	frequência relativa acumulada	transformação linear
4	0,0000	–	0,0000	–	0,0000	–	–	–
5	0,0278	- 3,5553	0,0200	- 3,8918	0,0074	- 4,9053	–	–
6	0,0833	- 2,3979	0,0300	- 3,4761	0,0074	- 4,9053	–	–
7	0,3056	- 0,8210	0,0300	- 3,4761	0,0221	- 3,7917	0,0000	–
8	0,4167	- 0,3365	0,0600	- 2,7515	0,0515	- 2,9139	0,0130	- 4,3307
9	0,4722	- 0,1112	0,1300	- 1,9010	0,0882	- 2,3354	0,0260	- 3,6243
10	0,6111	0,4520	0,2200	- 1,2657	0,1765	- 1,5404	0,0390	- 3,2055
11	0,8611	1,8245	0,3400	- 0,6633	0,2500	- 1,0986	0,0390	- 3,2055
12	1,0000	–	0,3700	- 0,5322	0,3235	- 0,7376	0,0909	- 2,3026
13	–	–	0,4400	- 0,2412	0,3603	- 0,5741	0,1299	- 1,9021
14	–	–	0,4800	- 0,0800	0,4044	- 0,3871	0,1558	- 1,6895
15	–	–	0,5800	0,3228	0,4853	- 0,0588	0,2078	- 1,3383
16	–	–	0,6400	0,5754	0,5221	0,0883	0,2078	- 1,3383
17	–	–	0,7200	0,9445	0,5662	0,2663	0,2987	- 0,8535
18	–	–	0,7500	1,0986	0,6471	0,6061	0,3766	- 0,5039
19	–	–	0,8200	1,5163	0,7059	0,8755	0,4286	- 0,2877
20	–	–	0,8900	2,0907	0,7647	1,1787	0,5455	0,1823
21	–	–	0,9000	2,1972	0,8235	1,5404	0,6104	0,4490
22	–	–	0,9500	2,9444	0,8750	1,9459	0,6883	0,7922
23	–	–	1,0000	–	0,9191	2,4304	0,7662	1,1872
24	–	–	–	–	0,9559	3,0758	0,8312	1,5939
25	–	–	–	–	1,0000	–	0,8571	1,7918
26	–	–	–	–	–	–	0,9091	2,3026
27	–	–	–	–	–	–	0,9610	3,2055
28	–	–	–	–	–	–	0,9870	4,3307
29	–	–	–	–	–	–	1,0000	–
Resultados da regressão linear								
R	0,9718		0,9879		0,9750		0,9897	
R ²	0,9444		0,9759		0,9506		0,9796	
n	7		18		20		21	
Coefficientes	t _{n-2}	t _{n-2, 2,5%}	t _{n-2}	t _{n-2, 2,5%}	t _{n-2}	t _{n-2, 2,5%}	t _{n-2}	t _{n-2, 2,5%}
β ₀	- 7,1491	–	- 5,5490	–	- 6,0130	–	- 7,0753	–
β ₁	0,8053	9,2122	0,3839	25,4449	0,3759	18,6100	0,3699	30,1728

Tabela C.5: Modelos Logit para aceitação de gaps e lags – caminhão leve, ônibus e caminhão semi-reboque

Categorias		Caminhão Leve				Ônibus			
lag/gap		Pradla		Bonfim		Pradla		Bonfim	
acelto (seg)		frequência relativa acumulada	transformação linear	frequência relativa acumulada	transformação linear	frequência relativa acumulada	transformação linear	frequência relativa acumulada	transformação linear
6		–	–	–	–	0,0000	–	–	–
7		0,0000	–	–	–	0,1538	- 1,7047	0,0000	–
8		0,1250	- 1,9459	–	–	0,2308	- 1,2040	0,0909	- 2,3026
9		0,2500	- 1,0986	–	–	0,3846	- 0,4700	0,0909	- 2,3026
10		0,3750	- 0,5108	–	–	0,3846	- 0,4700	0,1818	- 1,5041
11		0,7500	1,0986	–	–	0,5385	0,1542	0,1818	- 1,5041
12		0,7500	1,0986	–	–	0,8462	1,7047	0,2727	- 0,9808
13		0,7500	1,0986	–	–	0,9231	2,4849	0,3636	- 0,5596
14		0,7500	1,0986	–	–	1,0000	–	0,3636	- 0,5596
15		1,0000	–	–	–	–	–	0,6364	0,5596
16		–	–	–	–	–	–	0,8182	1,5041
17		–	–	–	–	–	–	1,0000	–
Resultados da regressão linear									
R		0,9055		–		0,9648		0,9619	
R ²		0,8199		–		0,9308		0,9253	
n		7		–		7		9	
Coefficientes		t _{n-2}	t _{n-2, 2,5%}	t _{n-2}	t _{n-2, 2,5%}	t _{n-2}	t _{n-2, 2,5%}	t _{n-2}	t _{n-2, 2,5%}
β ₀		-5,8270	–	–	–	- 6,7188	–	- 6,1793	–
β ₁		0,5406	4,7705	2,5706	–	0,6789	8,1991	2,5706	0,4441
0,4441		9,3084	2,3646	–	–	–	–	–	–
Caminhão Semi-Reboque									
lag/gap		Pradla		Bonfim		Pradla		Bonfim	
acelto (seg)		frequência relativa acumulada	transformação linear	frequência relativa acumulada	transformação linear	frequência relativa acumulada	transformação linear	frequência relativa acumulada	transformação linear
6		0,0000	–	–	–	–	–	–	–
7		0,0476	- 2,9957	0,0000	–	–	–	–	–
8		0,0476	- 2,9957	0,1000	- 2,1972	–	–	–	–
9		0,0952	- 2,2513	0,1000	- 2,1972	–	–	–	–
10		0,1905	- 1,4469	0,2000	- 1,3863	–	–	–	–
11		0,3571	- 0,5878	0,2000	- 1,3863	–	–	–	–
12		0,4524	- 0,1911	0,2000	- 1,3863	–	–	–	–
13		0,5476	0,1911	0,4000	- 0,4055	–	–	–	–
14		0,7619	1,1632	0,6000	0,4055	–	–	–	–
15		0,8571	1,7918	0,7000	0,8473	–	–	–	–
16		0,9524	2,9957	0,8000	1,3863	–	–	–	–
17		1,0000	–	0,8000	1,3863	–	–	–	–
18		–	–	1,0000	–	–	–	–	–
Resultados da regressão linear									
R		0,9912		0,9746		0,9912		0,9746	
R ²		0,9826		0,9499		0,9826		0,9499	
n		10		10		10		10	
Coefficientes		t _{n-2}	t _{n-2, 2,5%}	t _{n-2}	t _{n-2, 2,5%}	t _{n-2}	t _{n-2, 2,5%}	t _{n-2}	t _{n-2, 2,5%}
β ₀		-8,0867	–	-6,1646	–	-8,0867	–	-6,1646	–
β ₁		0,6656	21,2239	0,4537	12,3175	0,6656	21,2239	0,4537	12,3175

Nota: na interseção Bonfim, o modelo Logit de aceitação de gaps e lags por ônibus foi utilizado também para representar a aceitação de gaps e lags por caminhões leves.

Tabela C.6: Modelos Logit para aceitação de gaps e lags - caminhão+reboque e treminhão

Categorias	Caminhão+Reboque				Treminhão			
	Pradla		Bonfim		Pradla		Bonfim	
	frequência relativa acumulada	transformação linear	frequência relativa acumulada	transformação linear	frequência relativa acumulada	transformação linear	frequência relativa acumulada	transformação linear
7	–	–	0,0000	–	–	–	–	–
8	–	–	0,0149	- 4,1897	–	–	–	–
9	–	–	0,0149	- 4,1897	–	–	–	–
10	0,0000	–	0,0149	- 4,1897	–	–	–	–
11	0,0500	- 2,9444	0,0299	- 3,4812	0,0000	–	0,0000	–
12	0,1500	- 1,7346	0,0746	- 2,5177	0,0625	- 2,7081	0,0667	- 2,6391
13	0,1500	- 1,7346	0,1045	- 2,1484	0,1250	- 1,9459	0,0667	- 2,6391
14	0,3000	- 0,8473	0,1493	- 1,7405	0,1875	- 1,4663	0,0667	- 2,6391
15	0,4000	- 0,4055	0,2090	- 1,3312	0,3125	- 0,7885	0,1333	- 1,8718
16	0,5500	0,2007	0,2239	- 1,2432	0,3750	- 0,5108	0,2000	- 1,3863
17	0,6500	0,6190	0,2537	- 1,0788	0,4375	- 0,2513	0,2000	- 1,3863
18	0,7000	0,8473	0,3134	- 0,7841	0,5000	0,0000	0,2667	- 1,0116
19	0,7000	0,8473	0,3433	- 0,6487	0,6250	0,5108	0,2667	- 1,0116
20	0,8000	1,3863	0,3433	- 0,6487	0,6875	0,7885	0,3333	- 0,6931
21	1,0000	–	0,3881	- 0,4555	0,7500	1,0986	0,4000	- 0,4055
22	–	–	0,4478	- 0,2097	0,7500	1,0986	0,5333	0,1335
23	–	–	0,4925	- 0,0299	1,0000	–	0,5333	0,1335
24	–	–	0,5224	0,0896	–	–	0,5333	0,1335
25	–	–	0,5522	0,2097	–	–	0,6000	0,4055
26	–	–	0,5821	0,3314	–	–	0,6667	0,6931
27	–	–	0,5970	0,3930	–	–	0,6667	0,6931
28	–	–	0,6567	0,6487	–	–	0,7333	1,0116
29	–	–	0,7164	0,9268	–	–	1,0000	–
30	–	–	0,7761	1,2432	–	–	–	–
31	–	–	0,8657	1,8632	–	–	–	–
32	–	–	0,9254	2,5177	–	–	–	–
33	–	–	0,9701	3,4812	–	–	–	–
34	–	–	1,0000	–	–	–	–	–
Resultados da regressão linear								
R	0,9745		0,9687		0,9815		0,9853	
R ²	0,9496		0,9384		0,9634		0,9708	
n	10		26		11		17	
Coefficientes	t_{n-2}	$t_{n-2, 2,5\%}$	t_{n-2}	$t_{n-2, 2,5\%}$	t_{n-2}	$t_{n-2, 2,5\%}$	t_{n-2}	$t_{n-2, 2,5\%}$
β_0	- 7,4187	–	- 5,8191	–	- 6,7290	–	- 5,5108	–
β_1	0,4543	12,2804	0,2516	19,1277	0,3735	15,3913	0,2388	22,3273

Tabela C.7: Parâmetros da função exponencial/linear (parte linear referente aos gaps menores que 4 segundos)

Gaps (seg)	Pradla	Bonfim
0	0,0939	0,1136
1	0,4140	0,3977
2	0,6927	0,6477
3	0,8551	0,8263
4	1,0000	1,0000
Resultados da regressão linear (gaps ≤ 4 segundos)		
R	0,9846	0,9935
R ²	0,9694	0,9871
n	5	5
Coefficientes	t _{n-2} t _{n-2, 2,5%}	t _{n-2} t _{n-2, 2,5%}
a	0,1605 –	0,1568 –
b	0,2253 9,7457 3,1824	0,2201 15,1441 3,1824

Os parâmetros a e b , obtidos através de regressão linear, devem ser corrigidos de maneira a satisfazer a seguinte restrição quando $t=4$ segundos:

$$a + 4b = 1$$

Tal procedimento utiliza a seguinte fórmula:

$$S := P + (X^T \cdot X)^{-1} \cdot A^T \cdot [A \cdot (X^T \cdot X)^{-1} \cdot A^T]^{-1} \cdot (R - A \cdot P)$$

onde:

S: vetor com os parâmetros a e b corrigidos

P: vetor com os parâmetros originais obtidos pela regressão linear

A: matriz da combinação linear dos parâmetros ($A=[1 \ 4]$)

X: matriz de regressão

R: termo de restrição ($R=1$)

Para a interseção Pradla, temos os seguintes valores para P e X:

$$P := \begin{pmatrix} 0,1605 \\ 0,2253 \end{pmatrix} \quad X := \begin{bmatrix} 1 & 0,0939 \\ 1 & 0,4140 \\ 1 & 0,6927 \\ 1 & 0,8551 \\ 1 & 1,0000 \end{bmatrix}$$

Os parâmetros corrigidos são obtidos determinando-se S:

$$S = \begin{pmatrix} 0,1710 \\ 0,2073 \end{pmatrix}$$

O mesmo procedimento é seguido para determinar os parâmetros a e b para a distribuição de gaps menores que 4 segundos na interseção Bonfim:

$$P := \begin{pmatrix} 0.1568 \\ 0.2201 \end{pmatrix} \quad X := \begin{bmatrix} 1 & 0.1136 \\ 1 & 0.3977 \\ 1 & 0.6477 \\ 1 & 0.8263 \\ 1 & 1.0000 \end{bmatrix}$$

Obtém-se em seguida o vetor S com os parâmetros corrigidos:

$$S = \begin{pmatrix} 0.1630 \\ 0.2093 \end{pmatrix}$$

ANEXO D

LISTAGEM DO SIMULADOR

Este anexo apresenta a listagem do programa simulador desenvolvido para o cálculo da capacidade potencial de cruzamentos em interseções em nível. Este programa é construído na linguagem de simulação *GPSS/H*, e determina também fatores de equivalência para conversão de veículos genéricos em veículos equivalentes de passageiro (vpe).

Inicialmente é apresentada a listagem do simulador desenvolvido para um dos acessos da interseção Pradla, onde os veículos realizam movimentos tipo 3, 9 e 11. As listagens referentes ao outro acesso da interseção Pradla e aos acessos da interseção Bonfim sofrem ligeiras modificações na composição do tráfego nos acessos, tais como nos parâmetros das funções distribuição logísticas para tempos de cruzamento de caminhões+reboques e treminhões vazios ou carregados.

Em seguida são mostradas as modificações na listagem do simulador utilizado para determinação de fatores de equivalência dos veículos na interseção Bonfim, utilizando como veículo equivalente de passageiro o automóvel da interseção Pradla.

São ainda apresentados arquivos externos ao simulador, que armazenam os parâmetros dos modelos Logit para aceitação de gaps e do modelo exponencial/linear, utilizado para a geração de gaps na via principal. No final deste anexo, são mostradas as sementes utilizadas para gerar os números aleatórios nas 10 replicações realizadas para simular a operação das interseções na capacidade.

Cálculo da Capacidade Potencial de Interseções em Nível e Determinação dos Fatores de Equivalência de Veículos

* Movimentos 3,9,11 - PRADLA (RJ e T carregados)

*

SIMULATE

*

* Declaração de variáveis - Interseção Pradópolis-Luiz Antônio

	INTEGER	&M,&J,&TP,&R
	REAL	&F(5),&G(2),&H(2),&Z(2),&W,&X(2),&PCZ(2)
	REAL	&I,&L,&A(7),&B(7),&P(7),&Y
ZINT	MATRIX	ML,2,7
ZX	MATRIX	ML,2,7
VC	MATRIX	MX,2,7

*

VEIC	FILEDEF	'PRADLA.GAP'	Arquivo de logits (gaps)
HDW	FILEDEF	'HEADPLA.TXT'	Arquivo de gaps - via principal
ESTAT	FILEDEF	'PRADLA3.EST'	Arquivo de saída de resultados
	GETLIST	FILE=HDW,&F(1)	Média do fluxo livre
	GETLIST	FILE=HDW,&F(2)	Valor que separa fluxo livre de "em pelotão" (g_p)
	GETLIST	FILE=HDW,&F(3)	Coefficientes da regressão linear (valores
	GETLIST	FILE=HDW,&F(4)	menores que g_p)
	GETLIST	FILE=HDW,&F(5)	Proporção de headways menores que g_p

*

Parâmetros β_0 dos modelos logit para aceitação de gaps

GETLIST	FILE=VEIC,&A(1)
GETLIST	FILE=VEIC,&A(2)
GETLIST	FILE=VEIC,&A(3)
GETLIST	FILE=VEIC,&A(4)
GETLIST	FILE=VEIC,&A(5)
GETLIST	FILE=VEIC,&A(6)
GETLIST	FILE=VEIC,&A(7)

*

*Parâmetros β_1 dos modelos logit para aceitação de gaps

GETLIST	FILE=VEIC,&B(1)
GETLIST	FILE=VEIC,&B(2)
GETLIST	FILE=VEIC,&B(3)
GETLIST	FILE=VEIC,&B(4)
GETLIST	FILE=VEIC,&B(5)
GETLIST	FILE=VEIC,&B(6)
GETLIST	FILE=VEIC,&B(7)

*

*Probabilidade (gap crítico $\leq$ menor gap aceito observado)

GETLIST	FILE=VEIC,&P(1)
GETLIST	FILE=VEIC,&P(2)
GETLIST	FILE=VEIC,&P(3)
GETLIST	FILE=VEIC,&P(4)
GETLIST	FILE=VEIC,&P(5)
GETLIST	FILE=VEIC,&P(6)
GETLIST	FILE=VEIC,&P(7)

*

*Parâmetros β_0 das funções distribuição logísticas para tempos de cruzamento sem e com parada

INITIAL	ML\$ZINT(1,1),-4.4616/ML\$ZINT(2,1),-7.7462
INITIAL	ML\$ZINT(1,2),-4.1793/ML\$ZINT(2,2),-10.31
INITIAL	ML\$ZINT(1,3),-4.2997/ML\$ZINT(2,3),-7.1343
INITIAL	ML\$ZINT(1,4),-6.5176/ML\$ZINT(2,4),-8.0235
INITIAL	ML\$ZINT(1,5),-5.7763/ML\$ZINT(2,5),-7.3854
INITIAL	ML\$ZINT(1,6),-9.9319/ML\$ZINT(2,6),-11.7607
INITIAL	ML\$ZINT(1,7),-4.4814/ML\$ZINT(2,7),-8.5965

*Parâmetros β_i das funções distribuição logísticas para tempos de cruzamento sem e com parada

INITIAL	ML\$ZX(1,1),1.6458/ML\$ZX(2,1),1.9737
INITIAL	ML\$ZX(1,2),1.1416/ML\$ZX(2,2),1.8959
INITIAL	ML\$ZX(1,3),1.0144/ML\$ZX(2,3),0.8895
INITIAL	ML\$ZX(1,4),1.5468/ML\$ZX(2,4),1.3302
INITIAL	ML\$ZX(1,5),1.1370/ML\$ZX(2,5),0.8336
INITIAL	ML\$ZX(1,6),1.5417/ML\$ZX(2,6),1.0028
INITIAL	ML\$ZX(1,7),0.5471/ML\$ZX(2,7),0.6212

*

LET	&M=2
LET	&J=2
LET	&PCZ(1)=0.0565
LET	&PCZ(2)=0.0614

*

*Determinação das sementes para geração de números aleatórios

RMULT	95884208,148567278,139498838,400000
-------	-------------------------------------

* Função de geração de veículos

CAT	FUNCTION RN(1),D7
-----	-------------------

0.1959,1/0.2387,2/0.6014,3/0.7162,4/0.8874,5/0.9482,6/1.0,7

*

* Geração de veículos na via secundária

GENERATE	0
SEIZE	INTERSEC

*

* Tipo de veículo

TIPO	BLET	&TP=FN(CAT)
	ASSIGN	T,&TP,PH
CAR	ASSIGN	CR,&J,PH

*

* Definição do gap crítico

RND	BLET	&I=FRN(2)
	TEST GE	&I,&P(PH(T)),RND
	BLET	&G(PH(CR))=(LOG(&I/(1-&I))&A(PH(T)))/&B(PH(T))

*

* Tempo de cruzamento

	TRANSFER	,AMT
CRUZ	BLET	&I=FRN(3)
AMT	ASSIGN	MV,&M,PH
	TEST GE	&I,&PCZ(PH(MV)),CRUZ
	BLET	&Z(PH(CR))=(LOG(&I/(1-&I))-ML(ZINT,PH(MV),PH(T)))/ML(ZX,PH(MV),PH(T))

*

*Verificação se gap crítico $\leq$ tempo de cruzamento

TEST	&G(PH(CR)),&Z(PH(CR)),CRUZ
------	----------------------------

*

TEST E	&M,2,VERIF
TEST E	&J,2,VERIF

*

* Geração de Gaps na via principal

HEAD	BLET	&L=FRN(4)
	TEST L	&L,&F(5),FREE
	BLET	&H(2)=(&L/&F(5)-&F(3))/&F(4) Gaps menores que g_p
	TEST L	&H(2),1,WAY
	BLET	&H(2)=1
WAY	BLET	&W=&W+&H(2)
	TRANSFER	,HEAD
FREE	BLET	&H(2)=(&F(2)-&F(1))*LOG((1-&L)/(1-&F(5)))+&F(2) Gaps maiores que g_p

*

*Verificação se $g \geq g_c$

VERIF	TEST GE	&G(PH(CR)),&H(PH(CR)),ACT
-------	---------	---------------------------


```

* Rejeição do gap
      TEST E      &J,2,RJVP
      BLET        &W=&W+&H(2)      Acumula espera
      TEST E      &TP,1,REJ
      TRANSFER    ,HEAD
REJ    BLET        &H(1)=&H(2)
      ASSIGN      T,1,PH
      BLET        &J=1
      BLET        &R=1
      TRANSFER    ,CAR
RJVP   TEST E      &R,1,DSTR
      ASSIGN      T,&TP,PH
      BLET        &M=2
      BLET        &J=2
      ASSIGN      CR,&J,PH
      TRANSFER    ,HEAD

*
* Aceitação do gap
ACT    TEST E      &J,2,ACVP
      TEST NE     &TP,1,DSTR
      BLET        &H(1)=&H(2)
      ASSIGN      T,1,PH
      BLET        &J=1
      BLET        &R=2
      BLET        &Y=&Z(2)
      TRANSFER    ,CAR
ACVP   BLET        &H(1)=&H(1)-&Z(1)
      BLET        &Y=&Y-&Z(1)
      BLET        &M=1
      TEST E      &R,2,FQV
      TEST GE     &Y,(&Z(1)/(-2)),DSTR
FQV    MSAVEVALUE VC+,2,&TP,1,MX      Acumula vpe's
      TRANSFER    ,CAR
DSTR   ASSIGN      T,&TP,PH
      ADVANCE     &W+&Z(2)      Aceita gap e realiza cruzamento
      RELEASE     INTERSEC
      MSAVEVALUE  VC+,1,PH(T),1,MX  Acumula veículos genéricos
      BLET        &H(2)=&H(2)-&Z(2)
      BLET        &M=1
      BLET        &W=0
      BLET        &J=2
      TERMINATE
      TRANSFER    ,TIPO

*
* Contador de Tempo
      GENERATE     3600
      TERMINATE    1
* Controle do GPSS/H
      START        100
* Estatísticas da simulação
      LET          &X(1)=(MX(VC,1,1)+MX(VC,1,2)+MX(VC,1,3)+MX(VC,1,4)+MX(VC,1,5)+
                  MX(VC,1,6)+MX(VC,1,7))/AC1*3600
      LET          &X(2)=(MX(VC,1,1)+MX(VC,2,2)+MX(VC,2,3)+MX(VC,2,4)+MX(VC,2,5)+
                  MX(VC,2,6)+MX(VC,2,7))/AC1*3600
      PUTPIC       FILE=ESTAT,LINES=5,((AC1/3600))
PRADLA - 3,9,11 (RJ e T carregados)

-----
TOTAL DE HORAS SIMULADAS      ****

-----
PUTPIC      N VEÍCULOS/HORA N VPE/HORA
automóvel   FILE=ESTAT,(MX(VC,1,1)/AC1))
            *****

```

```

PUTPIC      FILE=ESTAT,(MX(VC,1,2),MX(VC,2,2))
caminhão leve      *****
PUTPIC      FILE=ESTAT,(MX(VC,1,3),MX(VC,2,3))
caminhão semi-pesado      *****
PUTPIC      FILE=ESTAT,(MX(VC,1,4),MX(VC,2,4))
ônibus      *****
PUTPIC      FILE=ESTAT,(MX(VC,1,5),MX(VC,2,5))
caminhão semi-reboque      *****
PUTPIC      FILE=ESTAT,(MX(VC,1,6),MX(VC,2,6))
caminhão+reboque      *****
PUTPIC      FILE=ESTAT,(MX(VC,1,7),MX(VC,2,7))
treminhão      *****
PUTPIC      FILE=ESTAT,LINES=4,(&X(1),&X(2))

```

CAPACIDADE DA INTERSEÇÃO

NÚMERO DE VEÍCULOS/HORA *****

VEÍCULOS DE PASSAGEIRO EQUIVALENTES/HORA *****

*

END

Modificações no simulador para os outros acessos

* Movimentos 4,10,12 - PRADLA (RJ e T vazios)

*

VEIC	FILEDEF	'PRADLA.GAP'	Arquivo de logits (gaps)
HDW	FILEDEF	'HEADPLA.TXT'	Arquivo de gaps - via principal
ESTAT	FILEDEF	'PRADLA4.EST'	Arquivo de saída de resultados

*

*Parâmetros β_0 das funções distribuição logísticas para tempos de cruzamento sem e com parada

INITIAL	ML\$ZINT(1,6),-6.6872/ML\$ZINT(2,6),-15.8774
INITIAL	ML\$ZINT(1,7),-4.9158/ML\$ZINT(2,7),-17.2563

*

Parâmetros β_1 das funções distribuição logísticas para tempos de cruzamento sem e com parada

INITIAL	ML\$ZX(1,6),1.2531/ML\$ZX(2,6),1.6545
INITIAL	ML\$ZX(1,7),0.7519/ML\$ZX(2,7),1.5996

* Função de geração de veículos

CAT	FUNCTION RN(1),D7
0.3114,1/0.3533,2/0.6826,3/0.6886,4/0.7844,5/0.8743,6/1.0,7	

* Movimentos 3,9,11 - BONFIM (RJ e T vazios)

*

VEIC	FILEDEF	'BONFIM.GAP'	Arquivo de logits (gaps)
HDW	FILEDEF	'HEADBONF.TXT'	Arquivo de gaps - via principal
ESTAT	FILEDEF	'BONFIM3.EST'	Arquivo de saída de resultados

*

*Coeficientes β_0 dos modelos logit para tempos de cruzamento sem e com parada

INITIAL	ML\$ZINT(1,6),-6.6872/ML\$ZINT(2,6),-15.8774
INITIAL	ML\$ZINT(1,7),-4.9158/ML\$ZINT(2,7),-17.2563

*

*Coeficientes β_1 dos modelos logit para tempos de cruzamento sem e com parada

INITIAL	ML\$ZX(1,6),1.2531/ML\$ZX(2,6),1.6545
INITIAL	ML\$ZX(1,7),0.7519/ML\$ZX(2,7),1.5996

* Função de geração de veículos

CAT	FUNCTION RN(1),D7
0.3372,1/0.3977,2/0.5879,3/0.6916,4/0.7406,5/0.9539,6/1.0,7	

* Movimentos 4,10,12 - PRADLA (RJ e T carregados)

*

VEIC	FILEDEF	'BONFIM.GAP'	Arquivo de logits (gaps)
HDW	FILEDEF	'HEADBONF.TXT'	Arquivo de gaps - via principal
ESTAT	FILEDEF	'BONFIM4.EST'	Arquivo de saída de resultados

* Função de geração de veículos

CAT FUNCTION RN(1),D7
0.2692,1/0.3013,2/0.6795,3/0.7372,4/0.7628,5/0.9231,6/1.0,7

Modificações no simulador para cruzamentos na interseção Bonfim, utilizando como veículo de passageiro equivalente o automóvel da interseção Pradla

1. Retirar a variável &X(2) da seguinte linha:

REAL &F(5),&G(2),&H(2),&Z(2),&W,&X(2),&PCZ(2)

2. Modificações no bloco referente ao cálculo do gap crítico

* Definição do gap crítico

	TEST E	&J,1,GAP
VPE	BLET	&I=FRN(8)
	TEST	&I,0.0193,VPE
	BLET	&G(1)=(LOG(&I/(1-&I))+7.1491)/0.8053
	TRANSFER	,AMT
GAP	BLET	&I=FRN(2)
	TEST GE	&I,&P(PH(T)),GAP
	BLET	&G(PH(CR))=(LOG(&I/(1-&I))-&A(PH(T)))/&B(PH(T))

3. Modificações no bloco referente ao cálculo do tempo de cruzamento

* Tempo de cruzamento

	TRANSFER	,AMT
CRUZ	BLET	&I=FRN(3)
AMT	ASSIGN	MV,&M,PH
	TEST GE	&I,&PCZ(PH(MV)),CRUZ
	TEST E	&J,1,BCZ
	BLET	&Z(1)=(LOG(&I/(1-&I))-ML(ZINT,PH(MV),1))/ML(ZX,PH(MV),1)
	TRANSFER	,TES
BCZ	BLET	&Z(PH(CR))=(LOG(&I/(1-&I))-ML(ZINT,PH(MV),PH(T)))/ML(ZX,PH(MV),PH(T))

4. Modificações no bloco referente à rejeição de gaps

REJ	BLET	&H(1)=&H(2)
	ASSIGN	T,1,PH
	BLET	&J=1
	BLET	&R=1
	TRANSFER	,CAR
RJVP	TEST E	&R,1,DSTR
	ASSIGN	T,&TP,PH
	BLET	&M=2
	BLET	&J=2
	ASSIGN	CR,&J,PH
	TRANSFER	,HEAD

5. Modificações no bloco referente à aceitação de gaps: retirar a linha

TEST NE &TP,1,DSTR

6. Modificações no bloco de estatísticas da simulação: retirar as linhas

LET &X(1)=(MX(VC,1,1)+MX(VC,1,2)+MX(VC,1,3)+MX(VC,1,4)+MX(VC,1,5)+
MX(VC,1,6)+MX(VC,1,7))/AC1*3600

LET $&X(2)=(MX(VC,1,1)+MX(VC,2,2)+MX(VC,2,3)+MX(VC,2,4)+MX(VC,2,5)+$
 $MX(VC,2,6)+MX(VC,2,7))/AC1*3600$

e as linhas

PUTPIC FILE=ESTAT,LINES=4,(&X(1),&X(2))

CAPACIDADE DA INTERSEÇÃO

NÚMERO DE VEÍCULOS/HORA

VEÍCULOS DE PASSAGEIRO EQUIVALENTES/HORA

Arquivos externos de variáveis dos modelos Logit para a aceitação de gaps

PRADLA.GAP	BONFIM.GAP	HEADPLA.TXT	HEADBONF.TXT
-7.1491	-5.5490	17.4039	18.4396
-5.8270	-6.1793	4	4
-6.0130	-7.0753	0.1710	0.1630
-6.7188	-6.1793	0.2073	0.2093
-8.0867	-6.1646	0.4648	0.3826
-7.4187	-5.8191		
-6.7290	-5.5108		
0.8053	0.3839		
0.5406	0.4441		
0.3759	0.3699		
0.6789	0.4441		
0.6656	0.4537		
0.4543	0.2516		
0.3735	0.2388		
0.0193	0.0178		
0.1148	0.0443		
0.0109	0.0111		
0.0663	0.0443		
0.0164	0.0479		
0.0534	0.0170		
0.0678	0.0528		

Sementes utilizadas para a geração de números aleatórios (definidas através do comando RMULT)

Replicação n°	Sementes
1	385040,568000,1759000,3794000
2	100000,785234,1975900,13256000
3	215215,999999,3000000,5248000
4	2022444888,248623792,642790135,1902
5	121521,1406420,3280000,130500000
6	25798311,123456789,987654321,58642113
7	201700,874450,12210000,1648400000
8	1528638,6891345,593,5792837
9	225065757,17371050,12525132,6917605
10	95884208,148567278,139498838,400000

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHO [1965]. *A Policy on Geometric Design of Rural Highways*. American Association of State Highway Officials, Washington, D. C.
- AASHTO [1990]. *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D. C.
- ASHWORTH, R. [1970]. "The Analysis and Interpretation of Gap Acceptance Data". *Transportation Science*, 4(3), págs. 270-280. Operations Research Society of America.
- BAASS, K. G. [1987]. "The Potencial Capacity of Unsignalized Intersections". *ITE Journal*, 57(10), págs. 43-46. Institute of Transportation Engineers, Washington, D. C.
- BANKS, J; CARSON, J. S.; SY, J. N. [1989]. *Getting Started with GPSS/H*. Wolverine Software Corporation, Annandale, VA
- BRILON, W.; GROSSMANN, M.; STUWE, B. [1991]. "Toward a New German Guideline for Capacity of Unsignalized Intersections". *Transportation Research Record* 1320, págs. 168-174.
- COOPER, D. F.; SMITH, W.; BROADIE, V. [1976]. "The Effect of Approach Speed on Merging Gap Acceptance". *Traffic Engineering and Control*, 17(6), págs. 256-257. Londres, Inglaterra.
- COSTA NETO, P. L. O. [1977]. *Estatística*. São Paulo, Edgard Blücher
- DAGANZO, C. [1981]. "Estimation of Gap Acceptance Parameters Within and Across the Population from Direct Roadside Observation" *Transportation Research*, 15-B, págs. 1-15.
- DIPIETRO, C. M.; KING, L. E. [1970]. "Pedestrian Gap Acceptance". *Highway Research Record* 308, págs. 80-91 Highway Research Board of National Academy of Science, National Research Council.
- FANCHER, P. S. [1986]. "Sight Distance Problems Related to Large Trucks" *Transportation Research Record* 1052, págs. 29-35.
- FERRAZ, A. C. P. [1986]. *Notas de Aula sobre Parte do Curso de Pós-Graduação: Tráfego Rodoviário*. Departamento de Transportes, EESC, USP. São Carlos.
- FITZPATRICK, K. [1991]. "Gaps Accepted at Stop Controlled Intersections". *Transportation Research Record* 1303, págs. 103-112.
- GILLESPIE, T. D. [1986]. "Start-Up Accelerations of Heavy Trucks on Grades" *Transportation Research Record* 1052, págs. 107-112.
- HANSSON, A. [1978]. "Capacity of Unsignalized Intersections" *Transportation Research Record* 667, págs. 4-11.
- HEWITT, R. H. [1985]. "A Comparison Between Some Methods of Measuring Critical Gap". *Traffic Engineering and Control*, 26(1), págs. 13-22. Londres, Inglaterra.

- HRB [1965]. *Highway Capacity Manual. Special Rep. 87*. National Research Council, Washington, D.C.
- IPR [1976]. *Manual de Projeto de Interseções*. DNER, Instituto de Pesquisas Rodoviárias, Rio de Janeiro (Publ. 503/21).
- JOHNSON, N. L.; KOTZ, S. [1970]. *Distribution in Statistics: Continuous Univariate Distributions*. John Wiley and Sons, New York. Vol. 2 Cap. 22: Logistic Distribution.
- KHISTY, C. J. [1990]. *Transportation Engineering: an Introduction*. Englewood Cliffs, Prentice Hall.
- KITTELSON, W. K.; VANDEHEY, M. A. [1991]. "Delay Effects on Driver Gap Acceptance Characteristics at Two-Way Stop-Controlled Intersections". *Transportation Research Record 1303*, págs. 154-159.
- KYTE, M. *et al.* [1991]. "Capacity and Delay Characteristics of Two-Way Stop-Controlled Intersections". *Transportation Research Record 1320*, págs. 160-167.
- LAZZARI, C. F.; WITTER, I. R. R. [1991]. *Nova Coletânea de Legislação de Trânsito*. 6ª ed. Porto Alegre, Sagra
- LUCAS, C. M. B. [1985]. "Estudo do Comportamento dos Motoristas em Relação à Aceitação de Brechas em Interseções com Prioridade". Dissertação (Mestrado), COPPE, UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.
- MACHADO NETO, E. F.; SETTI, J. R. A. [1993]. Fatores de Equivalência Veicular em Interseções Semaforizadas de Cidades de Porte Médio. In: CONGRESSO DE PESQUISA E ENSINO EM TRANSPORTE, 7., São Paulo, 1993. *Anais*. São Paulo, ANPET. v.2, p.822-830.
- MCLEAN, J. R. [1989]. *Two Lane Highway Traffic Operations*. (Transportation Studies, Vol.11), Gordon and Breach Science Publishers.
- MADANAT, S. M.; CASSIDY, M. J.; WANG, M. H. [1994]. "Probabilistic Delay Model at Stop-Controlled Intersection" *Journal of Transportation Engineering*, 120(1), págs. 21-37. American Association of Civil Engineers.
- MAHMASSANI, H.; SHEFFI, Y. [1981]. "Using Gap Sequences to Estimate Gap Acceptance Functions" *Transportation Research*, 15-B, págs. 143-148.
- MASON Jr., J. M.; FITZPATRICK, K. e HARWOOD, D. W. [1990]. "Field Observations of Truck Operational Characteristics Related to Intersection Sight Distance". *Transportation Research Record 1280*, págs. 163-172.
- MAZE, T. H. [1981]. "A Probabilistic Model of Gap Acceptance Behavior". *Transportation Research Record 795*, págs. 8-13.
- MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES [1993]. *Reconstruindo as Artérias para o Desenvolvimento - Um Projeto de Recuperação do Sistema de Transportes*. Brasília, DF
- NTC [1992]. *A Frota Brasileira de Caminhões: Análise Retrospectiva e Prospectiva*. Associação Nacional das Empresas de Transportes Rodoviários de Carga, São Paulo, SP.

- OLSON, P. L. *et al.* [1984]. "Parameters Affecting Stopping Sight Distance" *NCHRP Report 270*, National Cooperative Highway Research Program.
- SOLBERG, P.; OPPENLANDER, J. C. [1966]. "Lag and Gap Acceptances at Stop-Controlled Intersections". *Highway Research Record 118*, págs. 48-67. Highway Research Board of National Academy of Science, National Research Council, Washington, D.C.
- TAYLOR, M. A. P.; YOUNG, W.; THOMPSON, R. G. [1990]. "Headway and Speed Data Acquisition Using Video". *Transportation Research Record 1225*, págs. 130-139.
- TRB [1985]. *Highway Capacity Manual. Special Rep. 209*. National Research Council, Washington, D.C.
- WAGNER, F. A. [1966]. "An Evaluation of Fundamental Driver Decisions and Reactions at an Intersection". *Highway Research Record 118*, págs. 68-84. Highway Research Board of National Academy of Science, National Research Council, Washington, D.C.
- WIDMER, J. A. [1989]. "Contribuição à Análise de Problemas de Filas e Estoques nos Transportes". Tese (Livre-Docência), EESC, USP. São Carlos - SP.