

António Luís Pimentel Vasconcelos

# AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO OPERACIONAL DE ROTUNDAS: MODELOS E APLICAÇÕES

Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Especialidade de Urbanismo, Ordenamento do Território e Transportes,  
orientada pelo Professor Doutor Álvaro Jorge da Maia Seco e pela Professora Doutora Ana Maria César Bastos  
Silva e apresentada ao Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de  
Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra

Julho de 2014



UNIVERSIDADE DE COIMBRA





FCTUC FACULDADE DE CIÊNCIAS  
E TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE DE COIMBRA  
DEPARTAMENTO DE  
ENGENHARIA CIVIL

# AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO OPERACIONAL DE ROTUNDAS: MODELOS E APLICAÇÕES

António Luís Pimentel Vasconcelos

2014

Tese submetida à Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra  
para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil

Orientadores:

Álvaro Jorge da Maia Seco (Professor Associado, Universidade de Coimbra);  
Ana Maria César Bastos Silva (Professora Auxiliar, Universidade de Coimbra).





## RESUMO

Ao longo das três últimas décadas, as rotundas têm vindo a substituir as interseções prioritárias em muitos países, assegurando elevados níveis de aceitação. As condições de funcionamento de uma rotunda em termos de capacidade, segurança e emissões dependem da sua tipologia, das suas características geométricas e dos níveis de procura, importando dispor de modelos de avaliação operacional que apoiem os projetistas nos processos de seleção e conceção geométrica das soluções mais adequadas. Esta tese, desenvolvida em três fases, contribui para potenciar o desempenho e aplicabilidade desses modelos.

A primeira fase incidiu nos modelos de capacidades baseados na teoria de *gap-acceptance*. O trabalho foi desenvolvido utilizando uma base de dados reais, recolhidos em seis rotundas portuguesas, e teve como objetivo otimizar a aplicabilidade do modelo generalizado de Haging. Foi proposto um novo método de estimação dos parâmetros da distribuição estatística Cowan M3 a partir de uma distribuição empírica de intervalos entre veículos prioritários, com base no qual se obteve uma expressão de parametrização que depende apenas dos fluxos conflituantes. De seguida, analisaram-se diferentes métodos de estimação de intervalos críticos e complementares, obtiveram-se parâmetros calibrados para as condições portuguesas e efetuou-se uma comparação com valores de referência de outros países. Verificou-se que a fórmula de capacidades resultante possui uma elevada capacidade explicativa e produz estimativas que se ajustam muito bem às capacidades observadas. Finalmente, propôs-se uma nova metodologia de estimação de intervalos críticos para movimentos de atravessamento e de inserção em rotundas. O modelo proposto descreve o processo de *gap-acceptance* a nível microscópico, considerando as características da unidade veículo-condutor e a geometria da manobra. Tendo por referência resultados obtidos com modelos convencionais de estimação, concluiu-se que a nova abordagem é promissora, requerendo contudo o desenvolvimento de um submodelo de previsão de margens de segurança para maximizar o seu potencial.

A segunda fase centrou-se no estudo dos modelos de microsimulação de tráfego tendo em vista a sua aplicação mais eficiente à análise do desempenho de rotundas nas suas mais variadas tipologias. Desenvolveu-se em primeiro lugar uma metodologia híbrida de calibração do modelo de microsimulação Aimsun, em que os parâmetros envolvidos no submodelo de *car-following* de Gipps são estimados com base em dados macroscópicos e os restantes parâmetros são estimados através de um processo de otimização, assente num algoritmo genético. Verificou-se que os parâmetros resultantes da estimação macroscópica são robustos, o que permite a sua aplicação em novas localizações apenas com ajustamentos pontuais. De seguida, avaliou-se as condições de aplicabilidade da metodologia de análise de segurança SSAM (*Surrogate Safety Assessment Model*). O trabalho consistiu na validação desse modelo através de dois métodos distintos: o primeiro compara o número de conflitos simulados pelo SSAM

com o número de acidentes previstos por modelos clássicos de previsão de acidentes, em interseções virtuais; o segundo compara os conflitos reais observados em interseções reais com os conflitos previstos pelo SSAM, decorrentes de um modelo de simulação. Concluiu-se que o SSAM replica satisfatoriamente o padrão de conflitos reais e é uma ferramenta útil na previsão dos níveis de segurança de novas instalações.

Na terceira fase avaliou-se o potencial de desempenho das turbo-rotundas relativamente às rotundas convencionais de duas vias de circulação. Este trabalho foi desenvolvido em duas partes. Na primeira, baseada na teoria clássica de *gap-acceptance*, procedeu-se à identificação precisa e detalhada do domínio preferencial de aplicabilidade das turbo-rotundas, em função dos níveis de procura e tendo em vista a componente de capacidade. Verificou-se que a turbo-rotunda oferece mais capacidade apenas sob casos muito particulares de procura, nomeadamente quando a proporção de tráfego de viragem à direita é muito grande. Na segunda, analisou-se o caso concreto de conversão da rotunda do Choupal, em Coimbra, numa rotunda de duas vias, e posteriormente em turbo-rotunda, considerando as componentes de capacidades/demoras, segurança/conforto e emissões atmosféricas, para diferentes cenários de procura. A análise foi suportada por um modelo de microsimulação Aimsun. Verificou-se que, relativamente à solução atual, ambas as propostas garantem o aumento da reserva de capacidade e a diminuição das emissões, tendo a turbo-rotunda a vantagem de manter os níveis de segurança atuais.

**Palavras-chave:** Rotunda, Turbo-rotunda, Capacidade, Gap-acceptance, Cowan M3, Intervalo Crítico, Gipps, Car-Following, Segurança, SSAM, Conflito, Acidente, Emissões, Aimsun, Microsimulação

## ABSTRACT

Over the past three decades, roundabouts have gained increased popular and political acceptance and are now used worldwide. Since the operating conditions of a roundabout in terms of capacity, safety and atmospheric emissions depend on its typology, geometric characteristics and demand levels, it is important to have operational assessment models that can help planners to select and design the most appropriate solutions. This thesis is organized in three stages, and aims at improving the performance and applicability of those models.

The first stage focused on gap-acceptance capacity models. The work was based on a database of real traffic data collected at six roundabouts in Portugal and aims to optimize the applicability of Haring's generalized model. A new method to estimate the parameters of Cowan's M3 headway distribution from an empirical distribution was proposed, from which a new parameterization method was derived that depends only on the opposing flow. After this, the work addressed the behavioral acceptance parameters - the critical headway and the follow-up. Several methods were compared and used to obtain calibrated values for Portuguese conditions, which were then compared with reference values from other countries. It was confirmed that the resulting capacity formula has a very good explanatory power and yields estimates very close to the field data. Finally, a new methodology to estimate the critical headways for merging and crossing movements at roundabouts was presented. This model describes the gap-acceptance process at microscopic level, taking into account vehicle-driver characteristics and the maneuver geometry. Taking the results obtained from classic estimation methods as reference, the new method seems promising. Nevertheless, in order to fully exploit its potential a sub-model that estimates the safety margins associated with each maneuver must be developed.

The second stage addressed the study of microscopic simulation models with a view to applying them more efficiently to the assessment of roundabouts operations. In the first part, a new calibration procedure of the Aimsun model was presented. This procedure involves calibrating the model in two steps: first, the parameters related to the Gipps car-following model, particularly to the steady-state conditions, are estimated using macroscopic data; second, the other parameters are estimated following an optimization procedure based on a genetic algorithm. The resulting parameters are robust, that is, they can be applied in different locations with only minor corrections. The second part addressed the applicability conditions of the *Surrogate Safety Assessment Model* (SSAM). The work consisted of validating the SSAM using two distinct methods. The first compares the number of conflicts predicted by SSAM with the number of accidents predicted by classic accident prediction models, at virtual intersections. The second compares the real conflicts observed at real intersections with the conflicts predicted by SSAM linked to a simulation model. SSAM was found to satisfactorily replicate

the pattern of real conflicts and can be considered a useful tool to predict the safety levels of new facilities.

In the third stage, the research focused on the assessment of turbo-roundabouts as an alternative to conventional two-lane roundabouts. This work was done in two parts. First, based on gap-acceptance capacity models, the capacity of the two layouts was compared for a wide range of demand scenarios, using synthetic data. It has been shown that only under very specific demand scenarios that are uncommon in real-world networks and associated with very high percentages of right-turning entry traffic, can a standard turbo-roundabout be expected to provide more capacity than the equivalent two-lane roundabout. The second part addressed the specific case of converting the single-lane Choupal roundabout, in Coimbra, into a two-lane roundabout and then into a turbo-roundabout, following an integrated analysis that accounts for the capacity/delays, safety and atmospheric emissions. This analysis was based on an Aimsun microscopic model. It was concluded that, in comparison with the existing solution, both multilane layouts would increase the spare capacity and decrease the emissions, with advantage for the turbo-roundabout for generally maintaining the existing safety conditions.

**Keywords:** Roundabout, Turbo-roundabout, Capacity, Gap-acceptance, Cowan M3, Critical gap, Gipps, Car-following, Safety, Conflict, Accident, Emissions, Aimsun, Microsimulation

## **AGRADECIMENTOS**

A todos que me acompanharam neste percurso, família, amigos e colegas que, através da sua amizade, compreensão e presença, contribuíram para a conclusão deste trabalho, expresso a sincera gratidão. Agradeço especialmente:

- aos meus orientadores, Prof. Doutor Álvaro Jorge Maia Seco e Prof. Doutora Ana Bastos Silva, por partilharem os seus conhecimentos e experiência, por me encorajarem a participar em importantes conferências internacionais, por me desafiarem com projetos interessantes, pela total disponibilidade com que me orientaram ao longo do meu percurso académico e, principalmente, pela sua paciência e amizade;
- à Eng.<sup>a</sup> Sílvia Santos, pela constante disponibilidade e pelo apoio prestado durante a fase de recolha de dados;
- à Prof. Doutora Margarida Coelho e ao Eng.º Paulo Fernandes, da Universidade de Aveiro, pela forma prestável e amiga com que colaboraram na avaliação dos impactos ambientais;
- aos meus colegas e amigos, Tiago Abreu, Gilberto Rouxinol, Gonçalo Correia, Arminda Almeida, Anabela Ribeiro, Bruno Santos, João Teixeira, Cristina Rolo (e muito outros), pelo apoio e amizade que me ajudaram a manter o ânimo mesmo em períodos de trabalho intenso;
- à minha família e, em particular, à minha mãe e aos meus irmãos Fernando e Luísa, pelo apoio permanente e incondicional.

A tese foi desenvolvida no âmbito do projeto AROUND – “Novos Instrumentos de Avaliação Operacional e Ambiental de Rotundas” (PTDC/SEN-TRA/122114/2010), financiado pela Fundação para a Ciência e a Tecnologia e pelo Orçamento do programa COMPETE - Programa Operacional Fatores de Competitividade na sua componente FEDER, e do projeto EMSURE – Energy and Mobility for Sustainable Regions (CENTRO-07-0224-FEDER-002004). Agradeço ao Instituto Politécnico de Viseu o apoio financeiro prestado no âmbito do programa PROFAD.



## ÍNDICE

<b>SIMBOLOGIA</b> .....	<b>1</b>
<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	<b>7</b>
1.1 Enquadramento.....	7
1.2 Metodologias de avaliação operacional de rotundas .....	8
1.2.1 Modelos de avaliação de capacidades e demoras .....	8
1.2.2 Modelos de avaliação de segurança.....	12
1.3 Objetivos e metodologia geral.....	14
1.3.1 Primeira fase – modelos probabilísticos de capacidades.....	15
1.3.2 Segunda fase – modelos microscópicos de capacidades e de segurança.....	15
1.3.3 Terceira fase – condições de aplicabilidade das rotundas convencionais e das turbo-rotundas ...	16
1.4 Estrutura da tese .....	16
1.5 Publicações.....	18
<b>2 MODELOS PROBABILÍSTICOS DE CAPACIDADES</b> .....	<b>23</b>
2.1 Princípios básicos.....	23
2.2 Hierarquia de movimentos .....	23
2.3 Disponibilidade de intervalos na corrente prioritária .....	24
2.3.1 Estimação de parâmetros de distribuições estatísticas.....	25
2.3.2 Distribuição exponencial.....	29
2.3.3 Distribuição exponencial deslocada.....	30
2.3.4 Distribuição Cowan M3.....	32
2.4 Aproveitamento dos intervalos (função de aceitação).....	33
2.4.1 Função de aceitação em escada .....	33
2.4.2 Função de aceitação linear.....	34
2.5 Modelos de capacidades.....	35
2.5.1 Chegadas com distribuição exponencial negativa e função de aceitação em escada.....	35
2.5.2 Chegadas com distribuição exponencial negativa e função de aceitação linear.....	36
2.5.3 Chegadas com distribuição Cowan M3 e função de aceitação em escada.....	36
2.5.4 Chegadas com distribuição Cowan M3 e função de aceitação linear .....	37
2.5.5 Análise comparativa .....	37
2.5.6 Generalização do modelo de capacidades a múltiplas vias de circulação.....	38
2.6 Ajustamento à capacidade – princípio de prioridade partilhada.....	40
2.7 Demoras .....	41
2.8 Conclusões .....	43
<b>3 ESTIMAÇÃO DOS PARÂMETROS DA DISTRIBUIÇÃO COWAN M3</b> .....	<b>47</b>
3.1 Introdução .....	47
3.2 Metodologias de estimação dos parâmetros da distribuição Cowan M3.....	47
3.2.1 Indicador da qualidade do ajuste entre as distribuições teóricas e observadas.....	47
3.2.2 Método dos momentos.....	48
3.2.3 Método da máxima verosimilhança / mínimos quadrados.....	49
3.2.4 Novos métodos propostos.....	50
3.3 Estimação de parâmetros locais em rotundas portuguesas .....	51
3.3.1 Caracterização da amostra.....	51
3.3.2 Estimação dos parâmetros com base em registos desagregados de passagens.....	53
3.4 Estimação expedita aplicada ao cálculo de capacidade de rotundas.....	56
3.5 Análise de sensibilidade do modelo de capacidades baseado na distribuição Cowan M3 .....	60
3.5.1 Considerações gerais.....	60
3.5.2 Parâmetro A do modelo bilinear de agrupamento.....	62

3.5.3	<i>Intervalo mínimo nos pelotões <math>\Delta</math></i> .....	63
3.5.4	<i>Intervalo crítico <math>t_c</math></i> .....	64
3.5.5	<i>Intervalo complementar <math>t_f</math></i> .....	64
3.5.6	<i>Distribuição do tráfego conflituante pelas vias de circulação</i> .....	65
3.6	Conclusões .....	67
<b>4</b>	<b>ESTIMAÇÃO DE INTERVALOS CRÍTICOS E COMPLEMENTARES EM ROTUNDAS – MÉTODOS CONVENCIONAIS</b> .....	<b>71</b>
4.1	Introdução .....	71
4.2	Variáveis explicativas .....	71
4.2.1	<i>Tempo de espera / impaciência</i> .....	72
4.2.2	<i>Posição dos veículos prioritários nas vias de circulação</i> .....	73
4.2.3	<i>Outros fatores</i> .....	73
4.2.4	<i>Seleção das variáveis a estudar</i> .....	74
4.3	Recolha e tratamento dos dados de campo .....	74
4.4	Métodos de estimação dos parâmetros de aceitação .....	76
4.4.1	<i>Enquadramento</i> .....	76
4.4.2	<i>Métodos determinísticos</i> .....	78
4.4.3	<i>Método Logit</i> .....	84
4.5	Sumário dos resultados e discussão .....	93
4.6	Validação das metodologias de estimação dos intervalos de aceitação .....	94
4.7	Comparação com outros estudos.....	97
4.8	Conclusões .....	99
<b>5</b>	<b>CALIBRAÇÃO DO MODELO DE CAR-FOLLOWING DE GIPPS</b> .....	<b>103</b>
5.1	Introdução .....	103
5.2	O modelo de <i>car-following</i> de Gipps.....	105
5.3	Calibração do modelo de Gipps baseada em equações do regime estacionário .....	110
5.3.1	<i>Metodologia convencional – enquadramento e limitações</i> .....	110
5.3.2	<i>Análise de sensibilidade do modelo de Gipps</i> .....	114
5.3.3	<i>Construção de uma tabela de pesquisa para descrever o regime livre</i> .....	117
5.4	Aplicação .....	123
5.5	Conclusões .....	129
<b>6</b>	<b>ESTIMAÇÃO DE INTERVALOS CRÍTICOS – ABORDAGEM MICROSCÓPICA</b> .....	<b>133</b>
6.1	Introdução .....	133
6.2	Modelação das manobras de entrada .....	134
6.2.1	<i>Manobras de atravessamento</i> .....	134
6.2.2	<i>Manobras de inserção</i> .....	137
6.3	Análise de sensibilidade.....	139
6.3.1	<i>Manobras de atravessamento</i> .....	139
6.3.2	<i>Manobras de inserção</i> .....	142
6.4	Calibração .....	145
6.4.1	<i>A ferramenta de análise de vídeo LUT/VP3</i> .....	145
6.4.2	<i>Calibração parcial</i> .....	148
6.5	Validação do modelo em rotundas com uma via de circulação .....	151
6.5.1	<i>Estimação de intervalos críticos com o modelo proposto</i> .....	151
6.5.2	<i>Validação com base em métodos clássicos de estimação</i> .....	155
6.6	Conclusões .....	156
<b>7</b>	<b>AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DE INTERSEÇÕES COM A METODOLOGIA SSAM</b> .....	<b>159</b>
7.1	Introdução .....	159
7.2	A metodologia SSAM.....	160

7.3	Seleção dos indicadores de segurança .....	162
7.4	Validação conceptual .....	163
7.4.1	<i>Quadro de avaliação</i> .....	163
7.4.2	<i>Modelos de previsão de acidentes (MPA)</i> .....	165
7.4.3	<i>Análise dos Resultados</i> .....	167
7.5	Validação operacional .....	170
7.5.1	<i>Observação de conflitos</i> .....	170
7.5.2	<i>Desenvolvimento dos modelos de simulação</i> .....	171
7.5.3	<i>Seleção dos locais de estudo</i> .....	171
7.5.4	<i>Análise dos Resultados</i> .....	173
7.6	Conclusões .....	175
<b>8</b>	<b>IDENTIFICAÇÃO DO DOMÍNIO PREFERENCIAL DE APLICABILIDADE DE TURBO-ROTUNDAS</b> .....	<b>179</b>
8.1	Introdução .....	179
8.2	Definição de cenários .....	183
8.3	Modelo de cálculo de capacidades .....	185
8.3.1	<i>Fluxos de entrada e de circulação</i> .....	186
8.3.2	<i>Intervalos críticos e complementares</i> .....	187
8.3.3	<i>Curvas de capacidade</i> .....	189
8.4	Resultados .....	190
8.4.1	<i>Cenário 1: procura simétrica</i> .....	190
8.4.2	<i>Cenário 2: procura antissimétrica</i> .....	192
8.5	Resultados expectáveis em rotundas reais .....	193
8.6	Conclusões .....	196
<b>9</b>	<b>AVALIAÇÃO INTEGRADA DO DESEMPENHO DE TURBO-ROTUNDAS</b> .....	<b>199</b>
9.1	Introdução .....	199
9.2	Descrição do projeto-piloto .....	199
9.3	Propostas de intervenção .....	201
9.4	Metodologia de análise.....	203
9.4.1	<i>Princípios gerais</i> .....	203
9.4.2	<i>Cenários de procura</i> .....	203
9.4.3	<i>Capacidade e demoras</i> .....	204
9.4.4	<i>Segurança</i> .....	204
9.4.5	<i>Emissões</i> .....	207
9.5	Desenvolvimento do modelo de simulação .....	207
9.5.1	<i>Caracterização da rede viária</i> .....	207
9.5.2	<i>Caracterização da procura</i> .....	208
9.5.3	<i>Calibração do modelo</i> .....	210
9.6	Resultados da análise.....	211
9.6.1	<i>Capacidade e demoras</i> .....	211
9.6.2	<i>Segurança</i> .....	212
9.6.3	<i>Emissões</i> .....	215
9.7	Conclusões .....	216
<b>10</b>	<b>CONCLUSÕES GERAIS E TRABALHOS FUTUROS</b> .....	<b>221</b>
10.1	Síntese e conclusões gerais.....	221
10.2	Trabalhos futuros.....	226
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	<b>229</b>
	<b>APÊNDICES</b> .....	<b>239</b>



## SIMBOLOGIA

### Letras romanas

$a$	aceleração / aceleração máxima no modelo de Gipps ( $\text{m/s}^2$ )
$A$	parâmetro que indica o ponto de quebra na função de agrupamento $q-\phi$
$a_d$	intervalo aceite (s)
$b$	declive da reta $k-v$ no regime livre ( $\text{m}^2 \cdot \text{veh}^{-1} \cdot \text{seg}^{-1}$ )
$C$	fator de redução de capacidade (modelo de capacidade partilhada)
$d$	desaceleração máxima no modelo de Gipps ( $\text{m/s}^2$ ) ( $d > 0$ )
$d'$	estimativa que o condutor seguidor faz da desaceleração máxima do veículo líder ( $\text{m/s}^2$ ) ( $d' > 0$ )
$D$	demora média de cada veículo no modelo unificado (s)   diâmetro exterior de uma rotunda (DCI) (m)
$D_1$	demora média de cada veículo em condições não saturadas (s)
$D_2$	demora média de cada veículo em condições não saturadas (s)
$E [X]$	esperança da variável aleatória $X$ (média populacional)
$f (\cdot)$	função densidade de probabilidade
$F (\cdot)$	função distribuição acumulada (teórica)
$F_a(t)$	função distribuição acumulada dos intervalos aceites
$F_r(t)$	função distribuição acumulada dos intervalos rejeitados
$F_{tc}(t)$	função distribuição acumulada dos intervalos críticos
$G^2$	medida do incremento da qualidade do modelo nulo
$H (\cdot)$	função distribuição acumulada (observada)
$h$	intervalo temporal entre dois veículos; instante (s)
$\bar{h}$	duração média dos intervalos (s)
$h_s$	intervalo espacial entre dois veículos (m)
$k$	densidade (veíc./m)
$k_Q$	densidade na capacidade (veíc./m)
$k_{ko}$	densidade no pelotão (m/s) (modelo de Wu)
$L$	função de verosimilhança   comprimento do veículo líder (m)
$LL$	logaritmo natural da função de verosimilhança
$LL_0$	valor do logaritmo da função de verosimilhança do modelo nulo
$LL_c$	valor do logaritmo da função de verosimilhança do modelo nulo
$MS$	margem de segurança total (s)
$MS_I$	margem de segurança do tipo 1 (tempo pré-invasão) (s)

$MS_2$	margem de segurança do tipo 2 (tempo pós-invasão) (s)
$N$	número de casos ou observações
$n_\zeta$	número de intervalos na amostra superiores ao limite da cauda exponencial
$p$	número de parâmetros utilizados pelo modelo
$P_1$	veículo prioritário líder
$P_2$	veículo prioritário seguidor
$P\{A\}$	probabilidade do evento A
$p_{\text{Esq}}$	proporção do tráfego de atravessamento (viragem à direita) que numa rotunda normal (turbo-rotunda) utiliza a via de entrada da esquerda;
$q$	fluxo de tráfego (veíc./s)
$q_c$	fluxo de tráfego conflituante (veíc./s)
$q_1$	procura para os movimentos de viragem à esquerda (veíc./s)
$q_2$	procura para os movimentos de ida em frente (veíc./s)
$q_3$	procura para os movimentos de viragem à direita (veíc./s)
$Q$	capacidade (veíc./s)
$R_{CS}^2$	pseudo- $R^2$ de Cox e Snell
$R_N^2$	pseudo- $R^2$ de Nagelkerke
$R_{MF}^2$	pseudo- $R^2$ de McFadden
$s$	espaçamento mínimo entre dois veículos imobilizados (m)
$s^2$	variância de uma amostra
$S$	comprimento efetivo do veículo líder ( $S = L + s$ ) (m)   veículo não prioritário
$t$	duração de um intervalo; instante (s)
$T$	período de análise considerado para o cálculo das demoras (s)
$t_0$	intervalo mínimo aceitável na função de aceitação linear
$t_c$	intervalo crítico (s)
$t_f$	intervalo complementar (s)
$\bar{t}_\Delta$	média dos intervalos de duração superior a $\Delta$ (s)
$V_R$	variância dos resíduos
$v$	velocidade (m/s)
$v_P$	velocidade média dos veículos prioritários (m/s)
$v_m$	velocidade média dos veículos não prioritários no ponto de conflito (m/s)
$v_Q$	velocidade na capacidade (m/s)
$v_{ko}$	velocidade em pelotão (m/s) (modelo de Wu)
$v^A$	velocidade dada pela componente de aceleração do modelo de Gipps (m/s)
$v^B$	velocidade dada pela componente de desaceleração do modelo de Gipps (m/s)

---

$v_d$	velocidade desejada (m/s)
$\text{Var} [X]$	variância da variável aleatória $X$ (variância populacional)
$x$	taxa de saturação   posição (m)
$X_+$	parte positiva de $X$ ; i.e., $X_+ = (X +  X ) / 2$
$\lfloor X \rfloor$	função arredondar por defeito (maior inteiro não superior a $X$ )
$\bar{X}$	média amostral da variável aleatória $X$
$w$	largura de um veículo (m)

### Letras gregas

$\alpha$	nível de significância estatística   ângulo entre trajetórias (°)
$\alpha(t)$	função de aceitação de intervalos
$\alpha_3$	assimetria populacional de uma distribuição
$\Delta$	parâmetro de localização
$\hat{\theta}$	estimador do parâmetro $\theta$ de uma distribuição
$\varepsilon$	tolerância, limite de convergência
$\zeta$	limite da cauda exponencial (s)
$\theta$	parâmetro de uma distribuição   margem de segurança associada ao tempo de reação no modelo de Gipps
$\lambda$	parâmetro de escala de uma distribuição
$\mu$	média populacional de uma distribuição
$\mu_{sa}$	média do fator de aceitação de velocidade (m/s)
$\sigma_{sa}$	desvio-padrão do fator de aceitação de velocidade (m/s)
$\sigma^2$	variância populacional de uma distribuição
$\tau$	tempo de reação (s)
$\phi$	parâmetro da distribuição Cowan M3 (proporção de veículos livres)

### Siglas e Acrónimos

AG	algoritmo genético
BIC	Bayesian Information Criterion (critério de informação Bayesiano)
CMC	Câmara Municipal de Coimbra
CO	monóxido de carbono
CO <sub>2</sub>	dióxido de carbono
CV	coeficiente de variação
DeltaS	diferença das velocidades dos veículos no instante em que se registou o <i>TTC</i> mínimo (m/s)

fda	função distribuição acumulada
fdp	função densidade de probabilidade
FGSV	Der Verlag veröffentlicht hauptsächlich die Arbeitsergebnisse der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (associação alemã de investigação rodoviária e transportes)
GEH	estatística que indica a proximidade combinada (absoluta e relativa) entre dois valores
GEH <sub>M</sub>	estatística GEH média (dois conjuntos emparelhados de valores)
HC	hidrocarbonetos
HCM	Highway Capacity Manual (manual norte americano de projeto rodoviário)
IA	intervalo de avanço (s)
ID	Indicador de desconforto
IID	(observações) independentes e identicamente distribuídas
ln	logaritmo natural
ML	método da máxima verosimilhança
MM1	método dos momentos (tradicional)
MM2	método dos momentos (estimação numérica de $\Delta$ )
MPA	modelo de previsão de acidentes (analítico)
MVS	método da máxima verosimilhança
NO <sub>x</sub>	óxidos de azoto
PET	tempo pós-invasão (s) (idêntico a MS <sub>2</sub> )
RNS	resolução numérica simultânea (estimação numérica de $\Delta$ e $\phi$ )
SSAM	Surrogate Safety Assessment Module (modelo de avaliação de segurança)
TMD	tráfego médio diário (veíc./dia)
TME	tempo máximo de espera (s)
TRB	Transportation Research Board (associação norte americana de investigação em transportes)
TRS	tempo de reação em stop (s)
TTC	time to collision (tempo restante até à colisão) (s)
UC	Universidade de Coimbra
Var	variância de uma distribuição
VB	Visual Basic
VBA	Visual Basic for Applications

# Capítulo 1

## INTRODUÇÃO



# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Enquadramento

As rotundas têm vindo, particularmente ao longo das últimas quatro décadas, a expandir-se a múltiplos países, assegurando níveis elevados de aceitação. Em França, entre 1983 e 2003, o número de rotundas aumentou de 500 para 25000 (Guichet, 2005). Na Finlândia, a primeira rotunda foi construída em 1990 e em 2010 já existiam mais de 600 em funcionamento (Velhonoja, 2011). Nos Estados Unidos, desde 1996, o número de rotundas tem duplicado a cada três anos, estando registadas mais de 2000 rotundas em 2010 (Rodegerdts, 2011). Também em Portugal, que conta com as primeiras rotundas construídas de acordo com os princípios do Arquiteto Eugène Henárd (Nunes da Silva, 1992), o número de rotundas tem vindo a aumentar, embora não seja conhecido o número exato. Este nível de aceitação deve-se ao elevado desempenho que as rotundas asseguram a diferentes níveis, com destaque para a capacidade de escoamento de tráfego e segurança.

Em termos de capacidade, as rotundas são normalmente colocadas a par das soluções semaforizadas, assegurando níveis de capacidade intermédios, acima dos oferecidos pelos cruzamentos prioritários e abaixo dos associados aos nós desnivelados (Dept. of Transport, 1987). O desempenho relativo das rotundas é mais significativo nas interseções onde os movimentos de inversão de marcha e de viragem à esquerda apresentam importâncias consideráveis (Bastos Silva e Seco, 2010). Também os benefícios ao nível da segurança rodoviária têm sido largamente debatidos a nível internacional, como reflexo da sua capacidade em reduzir e homogeneizar a distribuição das velocidades nas zonas de entrada e de atravessamento (Bastos Silva e Seco, 2005; Bastos Silva *et al.*, 2006). É habitual encontrar referência a reduções compreendidas entre os 40 e os 70% no nível de sinistralidade, relativamente a outras soluções de nível, assim como a reduções significativas da gravidade dos acidentes, por eliminação dos conflitos ortogonais (Hall e Surl, 1981; Maycock e Hall, 1984). Mas a redução em cerca de 65% do número de mortos (Elvik *et al.*, 2009), foi porventura o indicador que mais contribuiu para a sua disseminação em praticamente todo o mundo, durante as décadas de 60 e 70. São ainda, por vezes, reconhecidos benefícios em termos ambientais – num estudo de Mandavilli *et al.* (2003) concluiu-se que a conversão de um cruzamento prioritário em rotunda permite reduzir as emissões de gases poluentes entre 20 e 50%. As rotundas reduzem o consumo de combustível e as emissões ao tornarem o tráfego mais fluido e, especificamente, ao diminuírem a componente de aceleração para a velocidade de cruzeiro (Coelho *et al.*, 2006; Salamati *et al.*, 2013).

## 1.2 Metodologias de avaliação operacional de rotundas

Arndt e Troutbeck (1998) defendem que a conceção de uma interseção viária deve resultar do compromisso entre diversos fatores, entre os quais a capacidade, a segurança e o custo. Para se obter um bom equilíbrio é necessário compreender de que forma a geometria da rotunda afeta cada um destes fatores, assim como o seu desempenho em termos ambientais. Um parâmetro geométrico pode aumentar a capacidade e diminuir as demoras mas, em simultâneo, assumir um efeito negativo em termos ambientais ou de segurança. Um outro parâmetro geométrico pode aumentar tanto a capacidade como a segurança, mas à custa de um acréscimo significativo do custo ou das emissões ambientais. O processo de seleção e conceção deve assim assentar em modelos que permitam, de forma integrada, avaliar o desempenho de diferentes tipologias de rotundas sob diferentes níveis e padrões de procura. No âmbito do presente trabalho de investigação optou-se por dar ênfase às componentes de capacidade e de segurança. As questões ambientais foram tratadas em algumas análises específicas.

### 1.2.1 Modelos de avaliação de capacidades e demoras

Na avaliação do desempenho operacional de uma interseção em geral, e de uma rotunda em particular, a sua capacidade de escoamento é frequentemente considerada a dimensão mais importante. Com efeito, para além da bem conhecida relação de causalidade entre os níveis de capacidade e as demoras impostas aos condutores, a capacidade é também um importante fator explicativo dos níveis de segurança e de emissões. É uma medida definida como o “máximo fluxo horário com que pessoas ou veículos conseguem atravessar uma secção de uma via ou estrada durante um determinado período de tempo sob as condições geométricas, de tráfego e de operação prevalentes” (Rodegerdts *et al.*, 2010). No contexto de uma rotunda, a capacidade pode ser calculada ao nível do ramo de entrada ou desagregada ao nível da via.

Os modelos clássicos de cálculo de capacidades de rotundas enquadram-se em dois grandes grupos: empíricos (baseados em análises de regressão estatística), que correlacionam a capacidade com as características geométricas prevalentes e com o tráfego conflituante; probabilísticos (baseados na teoria de *gap-acceptance*), que assentam na definição de leis de distribuição dos veículos nas diferentes correntes conflituantes. Durante os últimos anos um novo grupo de modelos, baseados em simulação microscópica, tem-se tornado mais popular e acessível. A incorporação de valências específicas nos modelos de microssimulação permite ainda a estimação dos níveis de segurança e de emissões poluentes.

#### 1.2.1.1 Modelos empíricos

Os modelos empíricos baseiam-se na reconstituição da curva fluxo – capacidade por recurso a observações efetuadas em períodos de saturação de ramos de rotundas com características

geométricas diferenciadas. A abordagem estatística consiste na medição de um conjunto de variáveis eventualmente explicativas e na análise das inter-relações entre elas e com a variável a explicar. Desde a década de 70 têm sido desenvolvidos vários modelos deste tipo, principalmente na Europa e na Austrália, apresentando genericamente a capacidade de uma entrada como função do tráfego conflituante e também das principais características geométricas dessa entrada especificamente e também da rotunda em geral.

Nesta categoria destaca-se o modelo linear do Transportation Research Laboratory (TRL) (Kimber, 1980). Foi desenvolvido no Reino Unido, no fim dos anos 70, na sequência da identificação de um conjunto de limitações dos modelos alternativos, baseados na teoria de *gap-acceptance* (apresentados na próxima seção). Especificamente, criticava-se a falta de interação entre os parâmetros geométricos da rotunda e o comportamento do condutor. Nesse sentido foi solicitado ao Transport and Road Research Laboratory (TRRL, agora TRL) o desenvolvimento de um modelo estatístico baseado na geometria da rotunda e no tráfego conflituante. Para o efeito foi obtida uma base de dados com observações de campo (86 rotundas reais e 35 geometrias em circuito de testes, correspondendo a 11000 minutos de observações de funcionamento de rotundas em condições de saturação de pelo menos uma entrada), a partir da qual foi possível identificar seis variáveis explicativas, relacionadas com a geometria, estatisticamente significativas: largura da entrada, largura da via na aproximação à rotunda, comprimento efetivo do leque, raio da entrada, ângulo de entrada e diâmetro do círculo inscrito.

A formulação para a previsão da capacidade é uma função linear dependente do fluxo total que circula em frente à entrada e dos parâmetros geométricos. Este modelo é utilizado, entre outros países, no Reino Unido e em Portugal (Bastos Silva e Seco, 2012). Outros modelos de regressão – lineares ou exponenciais – são utilizados em França, Suíça e em Itália.

A aplicação prática deste tipo de modelos tem revelado um conjunto importante de limitações: *i*) assumem condições típicas de tráfego de entrada e de circulação, não refletindo, por exemplo, o acréscimo de capacidade que se verifica quando a maior parte do tráfego de entrada vira à direita, *ii*) são, pela sua natureza, inadequados para estudar o desempenho de geometrias que não se enquadrem no respetivo domínio de calibração e validação, como é o caso das turbo-rotundas; *iii*) pelo mesmo motivo, podem requerer um profundo trabalho de recalibração para serem aplicados em locais onde os condutores assumam comportamentos muito distintos dos que se observaram nos locais de calibração (Bastos Silva, 1997).

#### 1.2.1.2 Modelos probabilísticos

Os modelos do tipo *gap-acceptance* foram desenvolvidos essencialmente na Alemanha, por Harders (1968) e Siegloch (1973), com contribuições significativas de cientistas anglo-saxónicos como Major e Buckley (1962) e Tanner (1962). Com esta abordagem assume-se que

um veículo não prioritário pode entrar para a interseção quando o intervalo de tempo entre dois veículos prioritários é superior ao *intervalo crítico* e já decorreu um tempo mínimo (*intervalo complementar*) desde a partida do veículo não prioritário precedente, tempo que permite ao veículo chegar junto da linha de cedência de prioridade. A capacidade e a demora são funções do intervalo complementar e da disponibilidade de intervalos superiores ao intervalo crítico. São utilizados métodos estatísticos para descrever partes do processo, tais como na estimação e descrição dos intervalos críticos e complementares nas correntes não prioritárias e da distribuição de intervalos nas correntes prioritárias. As rotundas são normalmente analisadas como uma série de entroncamentos ou de pequenas zonas de entrecruzamento.

Os primeiros modelos deste tipo foram desenvolvidos assumindo uma única via prioritária em que os intervalos entre veículos seguem a distribuição exponencial negativa. Posteriormente, os modelos foram generalizados a múltiplas vias de circulação e adotaram-se distribuições estatísticas mais realistas (Hagring, 1998; Troutbeck, 1986). Estes modelos mais completos requerem contudo um esforço adicional de calibração e são mais difíceis de compreender pela comunidade técnica, o que frequentemente leva a que sejam recomendadas as formulações mais simples, associadas a procedimentos de calibração menos robustos. Por exemplo, na recente edição do *Highway Capacity Manual (HCM)* (TRB, 2010) é sugerida a utilização de uma fórmula que, no essencial, é idêntica à obtida por Harders (1968), não refletindo os desenvolvimentos já consolidados pela comunidade científica.

Considera-se, assim, que a aplicação eficiente e generalizada destes modelos, nomeadamente dos mais completos, depende, no essencial, do desenvolvimento e aplicação de metodologias eficientes, e de aplicação relativamente simples, de estimação de parâmetros para as suas principais componentes, nomeadamente para as distribuições estatísticas que descrevem a disponibilidade de intervalos nas correntes prioritárias, e para o módulo que indica o número de veículos que entra para a interseção em cada oportunidade, o qual depende dos intervalos de aceitação (intervalos críticos e complementares).

### 1.2.1.3 Modelos de microsimulação

Tanto os modelos de regressão como os de *gap-acceptance* acima referidos assentam num conjunto de premissas relativamente à infraestrutura e à procura de tráfego que poderão ser difíceis de observar, particularmente em redes urbanas. Quando estas condições não se verificam poderá ser necessário introduzir ajustamentos aos modelos ou, como recomendado pelo HCM, recorrer a modelos de microsimulação. Neste tipo de modelos cada automóvel, peão, autocarro, etc., é tratado como uma entidade individual, com os seus objetivos, métodos e propriedades, tendo a possibilidade de interagir com as outras entidades. Estas interações são modeladas através de algoritmos complexos que descrevem o comportamento dos condutores

quando seguem outros veículos (*car-following*), quando mudam de via (*lane-changing*) ou quando entram numa interseção (*gap-acceptance*).

O submodelo de *car-following* é fulcral aos modelos microscópicos e tem como objetivo gerar a resposta de um condutor relativamente ao veículo que segue à sua frente. De acordo com May (1990) as teorias que descrevem este comportamento tiveram o seu desenvolvimento inicial nos anos 50 e 60, na sequência de trabalhos de Reuschel (1950) e Pipes (1953). Dependendo da lógica adotada, os modelos de *car-following* classificam-se em três classes (Janson Olstam e Tapani, 2004):

- Modelos Gazis-Herman-Rothery – pressupõem que a aceleração do veículo seguidor é proporcional à velocidade do líder, à diferença de velocidades entre o líder e o seguidor, bem como ao inverso da separação espacial. O modelo de Gazis *et al.* (1961) constitui uma generalização de diversos modelos mais simples, também designados do tipo estímulo – resposta;
- Modelos de distância segura – assumem que os condutores tendem a manter uma distância de segurança para os veículos que seguem à sua frente. Essa distância é calculada como a distância que evita a colisão, em caso de desaceleração súbita do veículo líder. O primeiro modelo deste tipo (Pipes, 1953) descreve o movimento dos veículos com base na regra de boas práticas do *California Motor Vehicle Code* “*A good rule for following another vehicle at a safe distance is to allow yourself at least the length of a car between your vehicle and the vehicle ahead of you for every ten mile per hour of speed at which you are traveling.*” O modelo de Gipps (Gipps, 1981), associado à aplicação de microssimulação Aimsun (Aimsun, 2012), é o modelo de distância segura atualmente mais utilizado;
- Modelos psicofísicos – assumem que os condutores reagem a alterações da velocidade do veículo líder e/ou da separação espacial apenas quando são atingidos determinados limiares. Assentam em duas assunções fundamentais (Leutzbach, 1988): *i*) se os veículos se encontrarem muito afastados, o condutor do veículo seguidor não é influenciado pela diferença de velocidades; *ii*) a distâncias mais curtas, há combinações de velocidades relativas e de separações espaciais que, como em *i*) não geram resposta do condutor seguidor porque o movimento relativo é muito pequeno. Esta lógica foi seguida por Wiedemann (1974) estando implementada na aplicação de microssimulação VISSIM (Fellendorf, 1994).

O modelo *lane-changing* determina a motivação e possibilidade para um condutor mudar de via, tendo por base o seu objetivo próximo. A mudança pode ser obrigatória caso o condutor necessite de mudar de direção. Será opcional caso a mudança seja justificada pelo desejo de

aumentar a velocidade. A oportunidade de mudar é determinada pela relação entre o benefício e o risco associado à manobra (Casas *et al.*, 2010).

A representação do comportamento dos condutores nas interseções tem como base o modelo de *gap-acceptance*. Este modelo determina se um veículo não prioritário tem ou não condições para avançar para o interior da interseção, em função da posição e da velocidade dos veículos prioritários, da distância dos veículos não prioritários ao eventual ponto de colisão e da sua capacidade de aceleração. Com estes elementos o modelo determina o tempo necessário para que os veículos não prioritários libertem a zona de conflito e produz uma decisão que é também dependente do nível de risco que cada condutor está disposto a aceitar. Este nível de risco é, por sua vez, dependente do tempo de espera na linha de cedência de passagem.

Existe um amplo consenso sobre as potencialidades da modelação microscópica nas disciplinas de engenharia de tráfego, planeamento de transportes e gestão de operações (Habtemichael, 2013). Luk e Tay (2006) destacam, por comparação com técnicas tradicionais de análise, as valências de *transparência* (a representação visual da simulação é útil para utilizadores e decisores), *precisão* (intrínseca à modelação a nível microscópico) e *flexibilidade* (capacidade de simular uma vasta gama de problemas). No entanto, a utilização de modelos de microsimulação não está isenta de dificuldades. Para além de serem dispendiosos para muitas aplicações práticas, requerem um certo nível de especialização e impõem um processo não trivial de calibração e de validação do modelo. Este último aspeto é particularmente importante já que, por um lado, as metodologias de calibração e validação não se encontram ainda consolidadas, variando muito com o tipo de sistema modelado; por outro lado, grande parte dos parâmetros utilizados pelos diferentes submodelos são do tipo comportamental, logo poderão não ser transferíveis entre países ou regiões onde a população de condutores adote comportamentos muito diferenciados.

### 1.2.2 Modelos de avaliação de segurança

Os métodos tradicionais de análise de segurança de interseções, baseados em históricos de acidentes, incluem análises antes-e-depois e modelos de previsão de acidentes (MPA). Estas abordagens têm limitações relacionadas com a disponibilidade/qualidade dos dados e com a complexidade dos próprios acidentes (Laureshyn *et al.*, 2010):

- Em comparação com outros eventos de tráfego, os acidentes são excepcionais na medida em que resultam de uma sequência infeliz de ações e situações globalmente muito pouco prováveis;
- Os acidentes são, assim, acontecimentos raros, o que dificulta a realização de análises estatísticas baseadas unicamente no histórico de acidentes;

- Nem todos os acidentes são comunicados às autoridades e a probabilidade de um determinado acidente ser comunicado depende da gravidade e do tipo de utilizadores envolvidos;
- Raramente está disponível informação sobre as circunstâncias que conduziram ao acidente.

Adicionalmente, o facto de terem que ocorrer acidentes para que se possa avaliar o risco de um determinado local ou estratégia é, do ponto de vista ético, uma desvantagem (Güttinger, 1984).

Para que se possa identificar o real benefício de uma estratégia de redução de sinistralidade, as análises baseadas em dados de acidentes reais têm que levar em conta eventuais alterações ocorridas durante os períodos de avaliação, em termos de infraestrutura, níveis e padrões do tráfego, tecnologias dos veículos e comportamento dos condutores. Coloca-se ainda o problema de transferibilidade de modelos de previsão, uma vez que estes consideram implicitamente características dos condutores e dos veículos e enquadramentos legais que podem variar de país para país, e até de zona para zona.

A análise de sinistralidade baseada na técnica de análise de conflitos é uma abordagem que resolve o problema da indisponibilidade de registos de acidentes, baseando-se, ao invés, em observações de conflitos. Um conflito é definido como uma situação em que dois (ou mais) utilizadores da via se aproximam um do outro no tempo e no espaço de tal forma que resultará numa colisão caso os seus movimentos se mantenham inalterados (Asmussen, 1984). A travagem é a medida evasiva mais frequente, mas também se podem evitar acidentes acelerando ou guinando.

Os conflitos são muito mais frequentes do que os acidentes e são observáveis em tempo útil, o que permite avaliar a segurança de um local sem a ocorrência de acidentes. Apesar de ter havido um interesse considerável nesta técnica, a sua aplicabilidade prática tem sido limitada por questões relacionadas com a subjetividade na classificação e com os custos das sessões de recolha de dados (Asmussen, 1984). A extração automática de trajetórias a partir de imagens de vídeo é uma tecnologia recente que poderá resolver estas questões (Ardö *et al.*, 2012; Gettman *et al.*, 2008) mas que, naturalmente, não permite prever o desempenho de uma nova geometria ou esquema de circulação. Uma outra questão que tem limitado a aplicação deste tipo de técnica prende-se com a relação entre conflitos e acidentes. Apesar de alguns contributos recentes (Al-Ghandour *et al.*, 2011; Habtemichael e Picado-Santos; Tarko, 2012) ainda não existem funções de transferência que relacionem as duas variáveis de uma forma razoavelmente genérica.

Muito recentemente, os modelos de microsimulação de tráfego têm sido vistos como ferramentas promissoras para a avaliação dos níveis expectáveis de segurança de novas infraestruturas. Esta abordagem assenta numa aplicação informática desenvolvida pela Siemens

para a FHWA, designada SSAM (*Surrogate Safety Assessment Model*) (Pu e Joshi, 2008) a qual automatiza a análise de conflitos através do processamento das trajetórias de veículos (séries temporais de posição, velocidade e aceleração) geradas no decorrer da simulação. A metodologia SSAM tem as vantagens genéricas associadas aos métodos de simulação (possibilidade de avaliar a segurança de novas infraestruturas ou estratégias antes da ocorrência de acidentes, ambiente controlado, etc.) mas também tem algumas limitações ligadas ao facto de que os atuais modelos microscópicos de simulação de tráfego foram desenvolvidos apenas para a análise de condições de circulação e não possuem vários submodelos que seriam relevantes em análises de segurança (ultrapassagem com oposição, ocupação parcial de vias de circulação, manobras ilegais, etc.). Alguns autores propuseram procedimentos para calibrar os modelos de microsimulação especificamente para análises de segurança (Cunto e Saccomanno, 2008; Duong *et al.*, 2010), mas este é um campo de investigação com desenvolvimentos não consolidados. Entende-se, assim, que a aplicação da metodologia SSAM na análise de problemas reais deverá passar pelo desenvolvimento de trabalhos de investigação adicionais que permitam identificar claramente o seu domínio de aplicabilidade e as suas debilidades.

### 1.3 Objetivos e metodologia geral

Tendo em vista a resolução de parte das limitações e obstáculos que se apontam à aplicação dos modelos probabilísticos e de simulação, o presente programa de investigação teve como objetivo principal o desenvolvimento e/ou calibração de modelos avançados de avaliação operacional de rotundas em termos de capacidades e de segurança. Para atingir este objetivo geral, os trabalhos foram organizados em três fases fundamentais – a primeira incide sobre os modelos analíticos de capacidades baseados na teoria de *gap-acceptance*, na segunda aborda-se o problema de calibração de modelos microscópicos e a aplicabilidade destes no âmbito de análises de segurança, na terceira procura-se aplicar a maior parte dos temas estudados para resolver um problema concreto e de importância prática relativo a uma solução técnica ainda recente, em fase de evolução, desenvolvimento e avaliação de potencialidade, designadamente a identificação do domínio preferencial de aplicabilidade das turbo-rotundas e a avaliação comparativa do seu desempenho a diversos níveis.

Estes trabalhos enquadraram-se no âmbito do projeto de investigação AROUND - *Novos Modelos de Avaliação Operacional e Ambiental de Rotundas* (PTDC/SEN-TRA/122114/2010), financiado pela Fundação para a Ciência e Tecnologia, que envolve a Universidade de Coimbra (coordenação), o Instituto Politécnico de Viseu e a Universidade de Aveiro. O projeto teve início em 01-05-2012 e estará concluído em 01-11-2014.

### 1.3.1 Primeira fase – modelos probabilísticos de capacidades

O trabalho implicou, em primeiro lugar, a recolha do estado dos conhecimentos no domínio dos modelos probabilísticos de capacidades (baseados na teoria de *gap-acceptance*). Este estudo centrou-se na descrição matemática do problema e teve como objetivo identificar e explicitar o papel de cada submodelo no processo geral de aceitação de intervalos. Considerando que uma rotunda é uma série de entroncamentos com tráfego conflituante com um sentido, a metodologia de cálculo de capacidades depende fundamentalmente de dois submodelos: o primeiro descreve a disponibilidade de oportunidades de entrada para a interseção, o que passa pela parametrização de uma distribuição estatística de intervalos temporais entre veículos prioritários; o segundo descreve de que forma essas oportunidades são aproveitadas pelos veículos não prioritários que se encontram em fila de espera. Após se ter constatado que o modelo de capacidades mais adequado pressupõe a utilização da distribuição estatística Cowan M3, foi possível focar o trabalho nos dois submodelos. Assim, no que respeita à distribuição estatística, o trabalho consistiu na definição de uma metodologia de calibração dos respetivos parâmetros e na aplicação às condições portuguesas, o que passou pela recolha e tratamento de dados de tráfego em várias rotundas de Coimbra e de Viseu. Relativamente ao submodelo que descreve o aproveitamento de oportunidades, efetuou-se uma análise comparativa dos métodos de estimação dos intervalos críticos e complementares, de modo a identificar as variáveis explicativas relevantes e a obter parâmetros calibrados para as condições portuguesas. Finalmente, tendo-se constatado que todos os métodos de estimação de intervalos críticos analisados eram essencialmente descritivos, isto é, careciam de capacidade explicativa das reais razões que levam os condutores a tomar a decisão de aceitar ou rejeitar um intervalo, numa etapa posterior do trabalho desenvolveu-se uma metodologia de estimação de intervalos críticos capaz de modelar o processo de *gap-acceptance* a nível microscópico, dependendo da geometria da interseção e das características de cada unidade veículo-condutor.

### 1.3.2 Segunda fase – modelos microscópicos de capacidades e de segurança

Face às limitações dos modelos analíticos de capacidades para analisar problemas mais complexos, e reconhecendo o crescente interesse nos modelos de microssimulação, esta fase centrou-se no estudo destes modelos tendo em vista a sua aplicação mais eficiente à análise do desempenho de rotundas nas suas mais variadas tipologias. Os trabalhos desta fase foram divididos em duas partes: na primeira desenvolveu-se uma metodologia híbrida de calibração do modelo de microssimulação Aimsun, em que os parâmetros envolvidos no submodelo de *car-following* são estimados com base em dados macroscópicos e os restantes parâmetros são estimados através de um processo de otimização, assente num algoritmo genético. Na segunda parte avaliou-se especificamente as condições de aplicabilidade da metodologia SSAM. O trabalho consistiu na validação desse modelo através de dois métodos distintos: o primeiro

(validação conceptual) compara o número de conflitos simulados pelo SSAM com o número de acidentes previstos por modelos de previsão de acidentes, em interseções virtuais; o segundo (validação operacional) compara os conflitos reais observados em interseções reais com os conflitos previstos pelo SSAM, decorrentes de um modelo de simulação. Os resultados positivos deste processo de validação justificaram a adoção da metodologia SSAM na fase seguinte do trabalho.

### 1.3.3 Terceira fase – condições de aplicabilidade das rotundas convencionais e das turbo-rotundas

Estabeleceu-se como principal objetivo desta fase avaliar as condições de aplicabilidade das turbo-rotundas a múltiplas situações e problemas práticos, como alternativa às rotundas de duas vias convencionais, considerando as componentes de capacidades/demoras, segurança e emissões atmosféricas. Uma turbo-rotunda é uma variante a uma rotunda normal com múltiplas vias de circulação, onde os condutores são canalizados para as vias mais adequadas aos destinos pretendidos através da criação de circuitos contínuos em espiral, delimitados fisicamente por lancis galgáveis no anel de circulação e zonas de entrada e saída (Mauro e Branco, 2010). As diferenças entre os dois tipos de geometrias são consideráveis e inviabilizam a utilização de modelos tradicionais de regressão, tanto de capacidades como de segurança.

Este trabalho assenta nos tópicos consolidados nos capítulos anteriores e foi estruturado em duas partes principais. Na primeira parte, depois de uma apresentação detalhada do conceito de turbo-rotunda, procede-se à identificação do seu domínio preferencial de aplicabilidade em função dos níveis de procura, tendo em vista a componente de capacidade. Esta análise baseia-se na teoria clássica de *gap-acceptance*. Na segunda parte, num estudo de caso, avalia-se a possibilidade de conversão de uma rotunda convencional (a rotunda do Choupal, em Coimbra) em turbo-rotunda, considerando as componentes de capacidades/demoras, segurança/conforto e emissões. Nessa secção descreve-se a solução existente, a conceção geométrica dos diferentes *layouts*, o processo de recolha de dados e a avaliação comparativa das alternativas. Estas análises baseiam-se em métodos de microsimulação.

## 1.4 Estrutura da tese

A tese foi organizada em dez capítulos. A primeira fase dos trabalhos corresponde aos capítulos 2, 3, 4, 5 e 6, a segunda fase corresponde aos capítulos 5, 6 e 7 e a terceira fase é abordada nos capítulos 8 e 9. Nos parágrafos seguintes é feita uma descrição sumária do conteúdo de cada capítulo:

*Capítulo 1 – Introdução* – introduz a tese com um enquadramento do trabalho desenvolvido, apresenta as motivações e os principais objetivos do programa de investigação e faz a presente descrição da estrutura do texto.

*Capítulo 2 – Modelos probabilísticos de capacidades* – apresenta os princípios fundamentais de cálculo de capacidades de interseções prioritárias, e especificamente de rotundas, através da teoria de *gap-acceptance*. É dada particular relevância aos submodelos que descrevem a disponibilização de intervalos na corrente prioritária e a forma como essas oportunidades de entrada são aproveitadas pelos condutores não prioritários.

*Capítulo 3 – Estimação dos parâmetros da distribuição Cowan M3* – tendo-se verificado no capítulo anterior que a distribuição estatística Cowan M3 é adequada para descrever a disponibilização de intervalos entre veículos na corrente prioritária, este capítulo apresenta uma nova metodologia de estimação dos respetivos parâmetros, com aplicação prática às condições portuguesas. Na parte final do capítulo uma análise de sensibilidade identifica a relevância de cada um dos parâmetros que intervêm no modelo de capacidades resultante.

*Capítulo 4 – Estimação de intervalos críticos e complementares – métodos convencionais* – os intervalos críticos e complementares são parâmetros que permitem calibrar o submodelo que indica o modo como as oportunidades de entrada são aproveitadas pelos veículos em espera. Este capítulo apresenta uma análise comparativa das diferentes metodologias de estimação, descreve a obtenção de parâmetros calibrados para rotundas portuguesas e faz a comparação desses parâmetros com os valores homólogos de outros países.

*Capítulo 5 - Calibração do modelo de car-following de Gipps* – descreve detalhadamente o modelo de *car-following* de Gipps (utilizado pela aplicação de microsimulação Aimsun), identifica as limitações dos métodos tradicionais de calibração e descreve uma nova metodologia híbrida de calibração na qual os parâmetros do modelo de *car-following* são ajustados analiticamente com base em dados macroscópicos, enquanto os restantes parâmetros são estimados através de um processo convencional de otimização. O procedimento foi testado no acesso norte à rotunda do Choupal, em Coimbra.

*Capítulo 6 - Estimação de intervalos críticos – abordagem microscópica* – no Capítulo 4 são identificadas importantes limitações dos métodos tradicionais de estimação de intervalos críticos, o que naturalmente condiciona a precisão das estimativas dos modelos de capacidades baseados na teoria de *gap-acceptance*. Este capítulo descreve uma nova metodologia de estimação de intervalos críticos para movimentos de atravessamento e de inserção em rotundas, baseada nas equações de movimento do modelo de Gipps. O procedimento foi testado em diversas rotundas de Coimbra.

*Capítulo 7 - Avaliação da segurança de interseções com a metodologia SSAM* – descreve o processo de validação da metodologia SSAM para análise da segurança de interseções. Para esta tarefa foram seguidos dois métodos: um conceptual e outro operacional. Os resultados positivos deste processo global de validação justificam a adoção da metodologia SSAM no Capítulo 9, onde se avaliam as consequências de uma eventual conversão da rotunda do Choupal em turbo-rotunda.

*Capítulo 8 – Identificação do domínio preferencial de aplicabilidade de turbo-rotundas* – apresenta em pormenor o conceito de turbo-rotunda e descreve uma análise comparativa do desempenho de rotundas normais e de turbo-rotundas em termos de capacidades, baseada em modelos de *gap-acceptance*, em que se procurou identificar o domínio de aplicabilidade de cada *layout* em função das condições de procura.

*Capítulo 9 – Avaliação integrada do desempenho de turbo-rotundas* – avalia o potencial de conversão da rotunda do Choupal, em Coimbra, em turbo-rotunda, considerando as componentes de capacidades/demoras, segurança/conforto e emissões. Estas análises baseiam-se num modelo de microsimulação Aimsun.

*Capítulo 10 – Conclusões e desenvolvimentos futuros* – sumariza as conclusões da tese e identifica novas linhas de investigação relacionadas com o tema estudado.

## **1.5 Publicações**

A maior parte dos capítulos desta tese baseiam-se em artigos científicos publicados em revistas científicas ou em atas de conferências com *peer-review* (ver a Tabela 1.1). Alguns dos temas foram entretanto desenvolvidos, não existindo uma correspondência rígida de conteúdos entre capítulos e publicações.

**Tabela 1.1** – Correspondência entre capítulos da tese e publicações

Capítulo da Tese	Publicação
Capítulo 3 – Estimação dos parâmetros da distribuição Cowan M3	Vasconcelos, A.L.P., Bastos Silva, A., Seco, Á.J.M., Silva, J.P. (2012). Estimating the parameters of Cowan's M3 headway distribution for roundabout capacity analyses. <i>The Baltic Journal of Road and Bridge Engineering</i> VII(4), p. 261-268 (apresentação: Vasconcelos, A.L.P., Bastos Silva, A., Seco, A.J.M. (2011). A sensitivity analysis of Cowan's M3 capacity model applied to roundabouts. Modelling, Identification, and Control - MIC 2011, Innsbruck, Austria, February 14 – 16.)
Capítulo 4 – Estimação de intervalos críticos e complementares – métodos convencionais	Vasconcelos, A.L.P., Seco, Á.J.M., Bastos Silva, A. (2013). A comparison of procedures to estimate critical headways at roundabouts. <i>PROMET - Traffic &amp; Transportation</i> 25(1), p. 43-53. (apresentação: Vasconcelos, A.L.P., Seco, Á.J.M., Bastos Silva, A. (2012). Estimation of critical and follow-up headways at roundabouts. 91th Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington, D.C., 22-26 January)
Capítulo 5 - Calibração do modelo de <i>car-following</i> de Gipps	Vasconcelos, L., Seco, Á., Silva, A.B. (2014). Hybrid Calibration of Microscopic Simulation Models, in: Sousa, J.F., Rossi, R. (Eds.), <i>Computer-based Modelling and Optimization in Transportation</i> , 262. Springer International Publishing, pp. 307-320. (apresentação: Vasconcelos, L., Seco, Á., Silva, A.B. (2014). Hybrid Calibration of Microscopic Simulation Models. <i>EWGT2013 – 16th Meeting of the EURO Working Group on Transportation</i> , Porto, Portugal, 4-6 September.)
Capítulo 6 - Estimação de intervalos críticos – abordagem microscópica	Vasconcelos, A.L.P., Bastos Silva, A., Seco, Á.J.M., Rouxinol, G. (2012). Estimation of critical headways at unsignalized intersections - a microscopic approach. <i>Advances in Transportation Studies XXVIII</i> (Special Issue), p. 59-72 (apresentação: Vasconcelos, A.L.P., Bastos Silva, A., Seco, Á.J.M., Rouxinol, G. (2011). Estimation of critical headways at unsignalized intersections - a microscopic approach. 3rd International Conference on Road Safety and Simulation, Indianapolis, USA, 14-16 September, Transportation Research Board.
Capítulo 7 - Avaliação da segurança de interseções com a metodologia SSAM	Vasconcelos, A.L.P., Neto, L.F.C., Seco, Á.J.M., Bastos Silva, A. (2014). Validation of the Surrogate Safety Analysis Model for Assessment of Intersection Safety. <i>Transportation Research Record</i> [aceite para publicação] (apresentação: Vasconcelos, A.L.P., Neto, L.F.C., Seco, Á.J.M., Bastos Silva, A. (2014). Validation of Surrogate Safety Analysis Module Technique for Assessment of Intersection Safety. <i>TRB 93rd Annual Meeting</i> , Washington D.C., 12-16 January)
Capítulo 8 – Identificação do domínio preferencial de aplicabilidade de turbo-rotundas	Silva, A.B., Vasconcelos, L., Santos, S. (2014). Moving from Conventional Roundabouts to Turbo-roundabouts. <i>Procedia - Social and Behavioral Sciences</i> 111, p. 137-146 (apresentação: <i>EWGT2013 – 16th Meeting of the EURO Working Group on Transportation</i> , Porto, Portugal, 4-6 September.) Vasconcelos, A.L.P., Bastos Silva, A., Seco, Á.J.M., 2014. Capacity of normal and turbo-roundabouts: comparative analysis. <i>Proceedings of the ICE - Transport</i> 167(TR2), p. 88-99.
Capítulo 9 – Avaliação integrada do desempenho de turbo-rotundas	Vasconcelos, A.L.P., Bastos Silva, A., Seco, Á.J.M., Fernandes, P.J., Coelho, M.C., (2014). Turbo roundabouts: multicriterion assessment on intersection capacity, safety and emissions. <i>Transportation Research Record</i> [aceite para publicação] (apresentação: Vasconcelos, A.L.P., Bastos Silva, A., Seco, Á.J.M., Fernandes, P.J., Coelho, M.C., (2014). Turbo roundabouts: multicriterion assessment on intersection capacity, safety and emissions. <i>TRB 93rd Annual Meeting</i> , Washington D.C., 12-16 January)



## **Capítulo 2**

# **MODELOS PROBABILÍSTICOS DE CAPACIDADES**



---

## 2 MODELOS PROBABILÍSTICOS DE CAPACIDADES

### 2.1 Princípios básicos

O princípio de base de análise probabilística baseia-se num modelo de interação de veículos designado por modelo discreto de aceitação de intervalos entre veículos (*gap-acceptance*). Na sua forma mais elementar, são consideradas duas correntes de tráfego onde a secundária deve ceder prioridade à principal. A modelação das interações entre estas correntes de tráfego assenta em três blocos principais. O primeiro descreve a hierarquia de movimentos na interseção; o segundo descreve a disponibilidade de intervalos na corrente prioritária, o que passa pela parametrização de uma distribuição estatística; o terceiro descreve a forma como cada um dos intervalos entre veículos prioritários é utilizado pelos veículos da corrente secundária. A conjugação destas três componentes resulta numa expressão que relaciona a capacidade de uma entrada explicitamente com o correspondente tráfego conflituante e implicitamente com fatores comportamentais e operacionais.

Os modelos de *gap-acceptance* foram concebidos tendo em vista a análise de interseções prioritárias (entroncamentos e cruzamentos). Uma entrada para uma rotunda pode ser considerada um caso particular de um cruzamento prioritário clássico, na medida em que todos os veículos não prioritários viram à direita e todo o tráfego prioritário circula com o mesmo sentido. De acordo com o manual alemão (FGSV, 2002) uma rotunda pode ser analisada como uma sequência de entroncamentos desde que as operações de entrada em cada ramo sejam consideradas independentes, o que é razoável para rotundas com um diâmetro inscrito superior a 28 metros, valor normalmente utilizado para marcar a transição de mini-rotundas para rotundas normais (Bastos Silva e Seco, 2012).

### 2.2 Hierarquia de movimentos

Numa interseção prioritária existe uma hierarquia de movimentos que indica a prioridade de passagem. Os movimentos de nível hierárquico mais elevado têm prioridade absoluta. Sempre que dois veículos não prioritários aguardam simultaneamente por uma oportunidade para avançar, tem direito de avançar em primeiro lugar aquele que pertencer ao nível hierárquico superior. Diz-se que ocorre impedância sobre uma corrente de tráfego se parte das oportunidades de entrada forem anuladas pela sua utilização por veículos não prioritários de ordens hierárquicas mais altas. A impedância exercida sobre uma corrente de tráfego diminui a respetiva capacidade efetiva. A quantificação da impedância dos veículos é obtida pela probabilidade de não existirem na interseção veículos pertencentes a níveis hierárquicos superiores ao do movimento em estudo a aguardar por um intervalo de tempo aceitável

disponibilizado na corrente de tráfego principal para efetuarem o seu movimento (Bastos Silva *et al.*, 2008).

A avaliação da impedância dos movimentos é particularmente importante nos cruzamentos prioritários (quatro níveis hierárquicos) e nos entroncamentos (três níveis). Nas rotundas existem apenas dois níveis: os veículos circulantes, prioritários, e os veículos nos ramos de entrada, não prioritários. Os veículos não prioritários podem aproveitar todas as oportunidades disponibilizadas na corrente principal pelo que não é necessário efetuar ajustes à capacidade obtida, isto é, a capacidade efetiva é igual à capacidade potencial.

A subdivisão dos movimentos em duas classes hierárquicas perfeitamente definidas pode não ser completamente realística se a velocidade de circulação for muito baixa, caso em que os veículos não prioritários têm a possibilidade de forçar a entrada. Este tipo de interação será discutido na secção 2.6. Da mesma forma, são normalmente assumidas condições ideais de circulação, apenas com veículos motorizados. O efeito de impedância associado às travessias pedonais na capacidade das rotundas foi avaliado num trabalho preliminar (Bastos Silva e Vasconcelos, 2009).

### **2.3 Disponibilidade de intervalos na corrente prioritária**

O tempo decorrido entre os instantes de passagem dos para-choques dianteiros de dois veículos consecutivos numa secção de referência designa-se por intervalo (*headway* na terminologia anglo-saxónica). É a soma do tempo necessário para um veículo atravessar a secção (tempo de ocupação - *occupancy*) e do tempo decorrido até à chegada do próximo veículo (separação temporal - *gap*). Numa interseção os condutores das vias não prioritárias avaliam o tempo efetivamente disponível para a manobra de inserção ou atravessamento, ou seja, a separação temporal entre veículos prioritários. Contudo, é matematicamente mais simples descrever as correntes de tráfego em termos de intervalos. Assume-se assim que as diferenças nas velocidades e comprimentos dos veículos prioritários são desprezáveis e que as decisões dos condutores não prioritários são tomadas em função dos intervalos.

Alguns dos intervalos na via principal são de muito curta duração, não sendo aceites por condutores não prioritários, outros são aceites por apenas um veículo e outros permitem a entrada de vários veículos. Assim, a representação das interações entre condutores requer informação mais detalhada da que a dada por um simples modelo determinístico baseado num valor médio. Para uma estimativa realista da capacidade e das demoras é necessário dispor de um modelo preciso da frequência de intervalos de diferentes durações. A disponibilidade de intervalos é incorporada nos modelos de *gap-acceptance* através de distribuições estatísticas adequadas.

A importância do estudo destas distribuições não se esgota na análise de interseções prioritárias. Existem muitas operações (mudança de via, ultrapassagem) que dependem da ocorrência de intervalos suficientemente longos nas correntes de tráfego. Por exemplo, desde pelo menos 1985 que o HCM (TRB, 1985) estabelece uma relação entre distribuições de intervalos e nível de serviço ao especificar que o nível de serviço em estradas interurbanas de duas vias pode ser aproximado pela proporção de intervalos menores que cinco segundos (Luttinen, 1996). Como a média dos intervalos é o inverso do fluxo de tráfego num determinado período, os intervalos individuais representam fluxos microscópicos de veículos a passar numa secção. Assim, o intervalo entre dois veículos consecutivos determina a capacidade *instantânea* de uma secção. As distribuições de intervalos são ainda instrumentais na geração de veículos em modelos microscópicos e em modelos de análise de segurança (Zhang *et al.*, 2007).

As distribuições Hyper-Herlang (Dawson e Chimini, 1968) e semi-Poisson (Major e Buckley, 1962) são consideradas das mais realísticas e representativas do tráfego de veículos. São utilizadas em programas de simulação mas são excessivamente complexas para serem utilizadas em modelos de capacidade (Luttinen, 1999; Luttinen, 1996; Troutbeck e Brilon, 1997). Outras distribuições complexas são descritas por Zhang *et al.* (2007).

A utilização de distribuições mais simples e matematicamente tratáveis é vantajosa, contudo é necessário que se adequem ao problema. Por exemplo, a avaliação da capacidade de uma entrada num cruzamento prioritário requer a representação precisa dos maiores intervalos; por outro lado, na avaliação do funcionamento de um sistema atuado poderia ser mais importante quantificar os pequenos intervalos (Troutbeck, 2000). A distribuição exponencial é considerada a mais simples e fácil de incorporar nos modelos de capacidades mas, como se verá na secção 2.3.2, tem algumas limitações. Cowan (1975) propôs quatro modelos de complexidade crescente que correspondem a sucessivas generalizações do modelo exponencial (designado modelo M1), destacando-se o modelo M3 pela precisão com que descreve os grandes intervalos.

### 2.3.1 Estimação de parâmetros de distribuições estatísticas

#### 2.3.1.1 Conceitos

Uma *função distribuição acumulada* (fda, ou  $F$ ) indica a probabilidade de que a variável aleatória  $X$  assumira um valor inferior ou igual a determinado valor  $x$ . Para uma variável aleatória contínua é definida da seguinte forma:

$$F(x) = P(X < x) = \int_{-\infty}^x f(u) du \quad (2.1)$$

onde  $f(u)$  é a *função densidade de probabilidade* (fdp).

No caso específico das distribuições contínuas de intervalos, como os intervalos tomam valores reais não negativos, o limite inferior da integração é zero.

$$F(t) = P(T < t) = \int_0^t f(t) dt \tag{2.2}$$

$$F(\infty) = P(T < t) = \int_0^{\infty} f(t) dt = 1$$

O valor esperado  $E[T]$ , ou esperança, é o intervalo médio da distribuição:

$$E[T] = \bar{t} = \int_0^{\infty} t f(t) dt \tag{2.3}$$

Notando que  $f(t) = 0$  para  $t < 0$ , o valor esperado pode ser expresso em função da fda:

$$E[T] = \bar{t} = \int_0^{\infty} [1 - F(t)] d(t) \tag{2.4}$$

A variância de uma distribuição é uma medida da sua dispersão estatística, indicando quão longe em geral os seus valores se encontram do valor esperado.

$$\text{Var}[T] = E[T^2] - (E[T])^2 \tag{2.5}$$

No desenvolvimento e aplicação de modelos de capacidades coloca-se frequentemente o problema de ajustar distribuições estatísticas a dados de campo. Este processo envolve dois passos:

1. Determinação da distribuição que melhor se ajusta aos dados;
2. Estimação dos parâmetros dessa distribuição.

Existem vários métodos, tanto numéricos como gráficos, para estimar os parâmetros de uma distribuição. Nem sempre os estimadores resultantes dos diferentes métodos são iguais, colocando-se o problema de escolher o melhor. De acordo com Naghettini e Pinto (2007), um estimador deve ter as seguintes propriedades:

- a) Não enviesamento – é indesejável que um procedimento de estimação, materializado por um certo estimador, produza estimativas que sejam sistematicamente maiores ou menores do que o verdadeiro valor do parâmetro. Um estimador pontual  $\hat{\theta}$  é dito um estimador não enviesado do parâmetro populacional  $\theta$  se  $E[\hat{\theta}] = \theta$ ;
- b) Consistência – um estimador  $\hat{\theta}$  é considerado um estimador consistente de  $\theta$  se, para qualquer número positivo  $\varepsilon$ ,  $\lim_{N \rightarrow \infty} P[|\hat{\theta} - \theta| \leq \varepsilon] = 1$ , onde  $N$  é a dimensão da amostra;

- c) Eficiência – um estimador *não enviesado* é considerado o mais eficiente se a sua variância é menor ou igual à variância de qualquer outro estimador não enviesado;
- d) Suficiência – um estimador  $\hat{\theta}$  é considerado um estimador suficiente de  $\theta$ , se ele usa, ao máximo, toda a informação sobre  $\theta$  contida na amostra, de modo que nenhuma outra informação possa ser adicionada por qualquer outro estimador.

São de particular interesse para esta temática o *método dos momentos* e o *método da máxima verosimilhança* (MVS).

### 2.3.1.2 Método dos momentos

O método dos momentos consiste em igualar os momentos de uma amostra com os momentos teóricos, não observáveis, de uma população. Os momentos definem-se da seguinte forma (Bagyan *et al.*, 2012):

1.  $E(X^n)$  é o n-ésimo momento teórico da variável aleatória  $X$ ;
2.  $E[(X - \mu)^n]$  é o n-ésimo momento teórico da variável aleatória  $X$ , centrado na média (momento central);
3.  $M_n = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i^n$  é o n-ésimo momento amostral;
4.  $M_n^* = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^n$  é o n-ésimo momento amostral centrado na média.

O princípio básico do método é então:

1. Igualar o primeiro momento teórico simples  $E(X)$  ao primeiro momento amostral simples  $M_1$  (que corresponde à média da amostra  $\bar{X}$ );

$$E(X) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i = \bar{X}$$

2. Igualar o segundo momento teórico simples  $E(X^2)$  ao segundo momento amostral simples  $M_2$ ;

$$E(X^2) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i^2$$

3. Continuar a igualar momentos até que haja tantas equações quantos parâmetros;
4. Resolver a equação, ou sistema de equações, para determinar os estimadores dos parâmetros.

Em alternativa, pode ser mais simples estabelecer as igualdades com os momentos centrais de ordem  $n \geq 2$ . Neste caso a primeira equação estabelece a igualdade de médias (como no caso anterior), a segunda a igualdade de variâncias, etc.

O método dos momentos é simples de implementar e de resolver manualmente. Os estimadores são, em geral, de qualidade inferior e menos eficientes do que os estimadores do método da máxima verosimilhança (Naghetini e Pinto, 2007). Os seus estimadores são geralmente *consistentes*, isto é, o erro tende para zero à medida que a dimensão da amostra aumenta. A informação da amostra é reduzida aos momentos amostrais, pelo que o método é geralmente *não suficiente*, exceto para distribuições muito semelhantes à normal. Consequentemente, o método é desaconselhado para estimar parâmetros de distribuições assimétricas, como é o caso das distribuições de intervalos, embora possa ser utilizado para gerar aproximações para outros métodos mais eficientes (Luttinen, 1996).

### 2.3.1.3 Método da máxima verosimilhança

O método da máxima verosimilhança (MVS) consiste em maximizar uma função dos parâmetros  $\theta = (\theta_1, \dots, \theta_k)$  da distribuição, conhecida como *função de verosimilhança*. O equacionamento para a condição de máximo resulta num igual número de equações e incógnitas, cujas soluções produzem os estimadores de máxima verosimilhança (Naghetini e Pinto, 2007). Assuma-se que a função densidade de probabilidade é  $f(t|\theta)$ . Para uma amostra de  $n$  observações independentes e identicamente distribuídas (IID) a função de verosimilhança é dada por:

$$L(\hat{\theta}) = \prod_{i=1}^n f(t_i | \hat{\theta}) \quad (2.6)$$

Esta expressão corresponde à densidade conjunta da amostra, a qual é proporcional à probabilidade de que a amostra tenha sido extraída da população, definida por  $f(t|\theta)$ . É normalmente mais simples maximizar a função logaritmo da verosimilhança  $\ln L(\hat{\theta})$  em vez da função de verosimilhança propriamente dita. Isso é possível porque a função logaritmo é contínua, monótona e crescente, logo os parâmetros que maximizam a função logaritmo são os mesmos que maximizam a função de verosimilhança.

$$\ln L(\hat{\theta}) = \sum_{i=1}^n \ln f(t_i | \hat{\theta}) \quad (2.7)$$

A procura da condição de máximo para a função logaritmo da verosimilhança passa pela resolução do seguinte sistema de equações:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{\partial \ln L(\hat{\theta})}{\partial \hat{\theta}_1} = 0 \\ \vdots \\ \frac{\partial \ln L(\hat{\theta})}{\partial \hat{\theta}_k} = 0 \end{array} \right\} \quad (2.8)$$

O método da máxima verosimilhança tem várias propriedades desejáveis (Luttinen, 1996; Myung, 2003). É *suficiente*, geralmente *consistente* e sob certas condições de regularidade é *eficiente*. Se existir um estimador eficiente, o método MVS determina-o. Os estimadores são assintoticamente *não enviesados*. As propriedades dos estimadores MVS para amostras de grande dimensão são, assim, excelentes. Em contrapartida, e por comparação com o método dos momentos, o método MVS exige um maior esforço computacional, pelo facto de envolver soluções numéricas de sistemas de equações, frequentemente não lineares e implícitas.

### 2.3.2 Distribuição exponencial

Vários autores (Breiman, 1963; Thedeen, 1964) demonstraram que sob algumas condições (inexistência de interações entre veículos, velocidades independentes e identicamente distribuídas) o número de veículos num intervalo de tempo arbitrário segue a distribuição de Poisson à medida que o tempo tende para infinito. Assim, os intervalos entre veículos tendem assintoticamente para a distribuição exponencial. Esta distribuição goza da propriedade de Markov (sem memória - os estados passados não influenciam os estado futuros), o que a torna tratável matematicamente e muitas vezes preferida a outras, mais realistas mas também mais complexas. Em muitos casos apenas é possível obter soluções explícitas quando se assume que as chegadas constituem um processo de Poisson (Luttinen, 2004). Desde Adams (1936) a distribuição exponencial tem tido um papel fulcral na teoria dos fluxos de tráfego.

A função densidade de probabilidade e a função distribuição acumulada são:

$$f(t) = \lambda e^{-\lambda t} \quad (2.9)$$

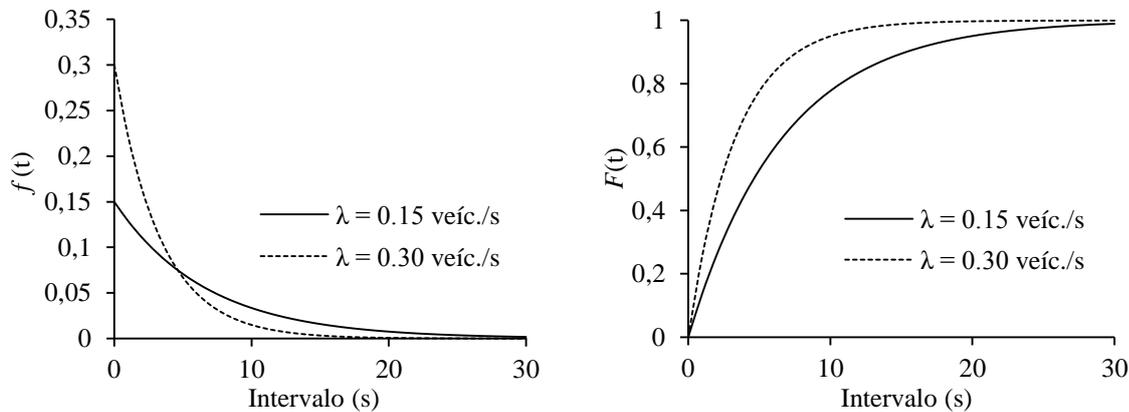
$$F(t) = 1 - e^{-\lambda t} \quad (2.10)$$

onde  $\lambda$  é o parâmetro de escala.

Para estimar  $\lambda$  recorre-se normalmente ao método dos momentos, igualando o primeiro momento da distribuição (valor esperado ou média da distribuição) ao primeiro momento da amostra (média amostral). O valor esperado da distribuição é:

$$E[T] = \int_0^{\infty} f(t) d(t) = \int_0^{\infty} \lambda e^{-\lambda t} d(t) = \frac{1}{\lambda} \quad (2.11)$$

Note-se que  $1/q$  é o intervalo médio entre veículos durante um período de observação em que se registou o fluxo de tráfego  $q$ . Estabelecendo a igualdade das médias na distribuição teórica e na amostra (intervalo médio,  $\bar{h}$ ) conclui-se que o estimador do parâmetro de escala é igual ao fluxo de tráfego expresso em veíc./s, isto é:  $1/\tilde{\lambda} = \bar{h} = 1/q$ , logo  $\tilde{\lambda} = q$ . Este estimador é igual ao resultante do método da máxima verosimilhança.



**Figura 2.1** – Função densidade de probabilidade  $f(t)$  e função distribuição acumulada  $F(t)$  da distribuição exponencial negativa

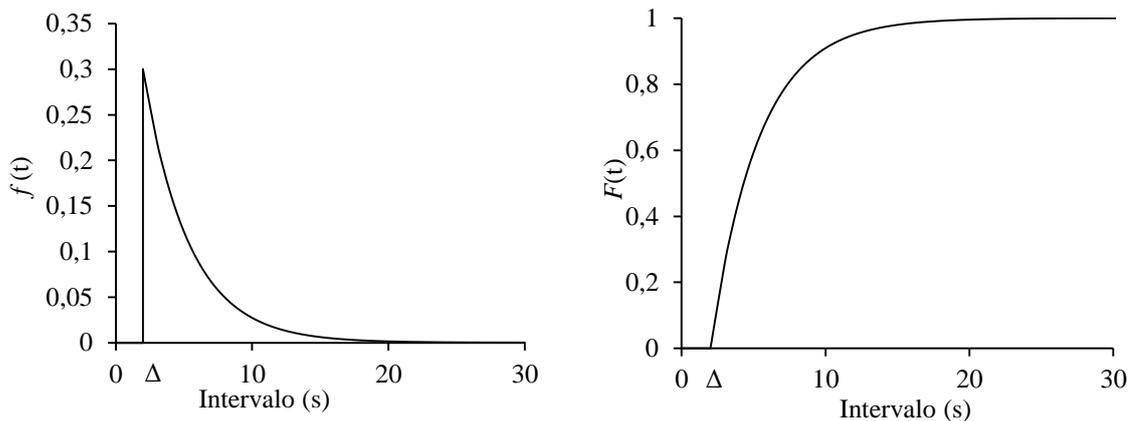
Como se pode constatar na Figura 2.1, o modelo exponencial prevê que quanto mais pequenos forem os intervalos maior será a probabilidade de ocorrência, o que é claramente irrealista para intervalos muito curtos. Com efeito, a própria dimensão dos veículos impõe um limite inferior para o intervalo, correspondente ao tempo de ocupação (por exemplo, a passagem de um veículo com 4 metros de comprimento a 30 km/h ocupa a secção de referência durante 0.5 s). Por outro lado, a premissa de não haver interações entre veículos é pouco realista. Lobo *et al.* (2011) referem vários estudos que demonstram a existência de interações entre veículos mesmo para fluxos relativamente baixos e propõem um intervalo de seis segundos como limiar para as condições livres de circulação em estradas portuguesas. Baerwald *et al.* (1965) sugerem que a utilização da distribuição exponencial deve estar limitada a fluxos inferiores a 500 veíc./h. Luttinen (1996) sugere fluxos ainda mais baixos (abaixo de 100 veíc./h).

### 2.3.3 Distribuição exponencial deslocada

Uma forma simples de evitar a sobrestimação de intervalos curtos passa pela introdução de um parâmetro de localização  $\Delta$ , representativo de um intervalo mínimo entre veículos, o que equivale a deslocar a distribuição exponencial  $\Delta$  segundos para a direita. A função densidade de probabilidade e a função distribuição são:

$$f(t) = \begin{cases} 0, & \text{se } t < \Delta \\ \lambda e^{-\lambda(t-\Delta)}, & \text{se } t \geq \Delta \end{cases} \quad (2.12)$$

$$F(t) = \begin{cases} 0, & \text{se } t < \Delta \\ 1 - e^{-\lambda(t-\Delta)}, & \text{se } t \geq \Delta \end{cases} \quad (2.13)$$



**Figura 2.2** – Função densidade de probabilidade  $f(t)$  e função distribuição acumulada  $F(t)$  da distribuição exponencial negativa deslocada ( $\lambda = 0.15$  veíc./s,  $\Delta = 2$  s)

Na Figura 2.2 verifica-se que a densidade é máxima para  $t = \Delta$ . Pelo método dos momentos obtêm-se os estimadores dos dois parâmetros desta distribuição. O primeiro e o segundo momento (média e variância) são:

$$E[T] = \int_0^{\infty} t f(t) dt = \int_0^{\Delta} 0 dt + \int_{\Delta}^{\infty} t \lambda e^{-\lambda(t-\Delta)} dt = \frac{1}{\lambda} + \Delta \quad (2.14)$$

$$\text{Var}[T] = E[T^2] - E[T]^2 = \int_{\Delta}^{\infty} t^2 \lambda e^{-\lambda(t-\Delta)} dt - \left( \frac{1}{\lambda} + \Delta \right)^2 = \frac{1}{\lambda^2} \quad (2.15)$$

Igualando estas expressões aos correspondentes momentos da amostra,  $1/\tilde{\lambda} + \tilde{\Delta} = \bar{h}$  e  $1/\tilde{\lambda}^2 = s^2$ , e resolvendo o sistema de equações obtêm-se as expressões para os estimadores:

$$\tilde{\Delta} = \bar{h} - s \quad (2.16)$$

$$\tilde{\lambda} = \frac{1}{\bar{h} - \tilde{\Delta}} \quad (2.17)$$

A aplicação do método MVS resulta no mesmo estimador para o parâmetro de escala ( $\tilde{\lambda}$ ) que é obtido pelo método dos momentos. Para o parâmetro de localização resulta  $\tilde{\Delta} = t_{(1)}$  (o menor de todos os intervalos observados) (Luttinen, 1996). O ajuste da distribuição exponencial deslocada aos dados de campo é apenas ligeiramente melhor que o da distribuição exponencial.

A assunção de um valor fixo para  $\Delta$  evita a representação de intervalos excessivamente curtos mas é uma solução simplista que não reflete a dinâmica de condução. Independentemente desta limitação, a simplicidade da distribuição tem justificado a sua aplicação em estudos recentes (Bunker, 2012; Setti e Demarchi, 1996), nomeadamente para gerar intervalos em modelos de simulação.

#### 2.3.4 Distribuição Cowan M3

A distribuição Cowan M3 faz parte de uma família de quatro distribuições de complexidade crescente, correspondendo a progressivas generalizações da distribuição exponencial simples (modelo M1) (Cowan, 1975). O modelo M2 é a distribuição exponencial negativa deslocada, em que se impõe um intervalo mínimo  $\Delta$ . No modelo M3 considera-se que parte dos veículos ( $\phi$ ) circulam em condições livres e seguem a distribuição exponencial, enquanto os restantes ( $1 - \phi$ ) integram pelotões nos quais o intervalo é constante ( $\Delta$ ). Finalmente, no modelo M4 é utilizada a distribuição exponencial para descrever os veículos que seguem em condições livres e outra, como a Normal ou a Gama, para descrever os veículos nos pelotões. Este último modelo é o mais realista; contudo, como a distribuição dos intervalos muito pequenos é irrelevante para efeitos de análise de capacidades, é normalmente preterido para o modelo M3.

A função densidade de probabilidade da distribuição Cowan M3 é (ver a Figura 2.3):

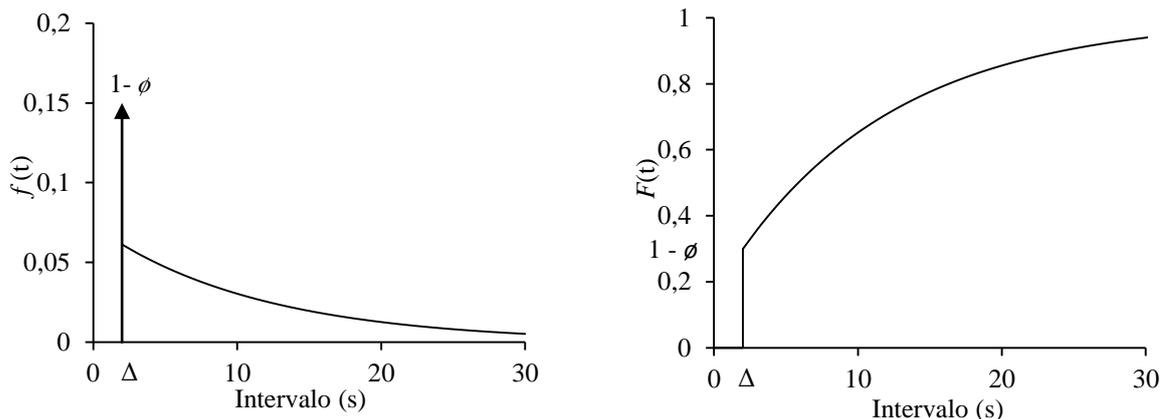
$$f(t) = \begin{cases} (1-\phi)\delta(t-\Delta), & t < \Delta \\ (1-\phi)\delta(t-\Delta) + \phi\lambda e^{-\lambda(t-\Delta)} & t > \Delta \end{cases} \quad (2.18)$$

nesta expressão  $\delta(t-\Delta)$  é a função delta de Dirac:

$$\delta(t-\Delta) = \begin{cases} \infty, & t = \Delta \\ 0, & t \neq \Delta \end{cases} \quad \int_0^{\infty} \delta(t-\Delta) dt = 1 \quad (2.19)$$

Com a função delta indica-se que para  $t = \Delta$  existe um impulso cuja área é igual a 1 (Luttinen, 1999). Trata-se de uma abstração que representa a variação instantânea de 0 para  $(1 - \phi)$  na função distribuição acumulada:

$$F(t) = \begin{cases} 0, & t < \Delta \\ 1 - \phi e^{-\lambda(t-\Delta)} & t > \Delta \end{cases} \quad (2.20)$$



**Figura 2.3** – Função densidade de probabilidade  $f(t)$  e função distribuição acumulada  $F(t)$  da distribuição Cowan M3 ( $\lambda = 0.0875$  veic./s,  $\Delta = 2$  s,  $\phi = 0.7$ )

Luttinen (1999) obteve as expressões para o valor esperado  $E(T)$  da distribuição Cowan M3 :

$$E(T) = \Delta + \frac{\phi}{\lambda} \tag{2.21}$$

Igualando esta expressão ao correspondente momento da amostra (média),  $\tilde{\phi} / \tilde{\lambda} + \tilde{\Delta} = \bar{h}$  obtém-se a expressão para o estimador de  $\lambda$ :

$$\hat{\lambda} = \frac{\hat{\phi} q}{1 - \hat{\Delta} q} \tag{2.22}$$

Nas secções seguintes serão consideradas a distribuição exponencial negativa e a distribuição Cowan M3.

## 2.4 Aproveitamento dos intervalos (função de aceitação)

Admita-se que existe uma fila contínua de veículos não prioritários a montante de uma interseção. O número de veículos que avançam para a interseção durante um intervalo  $t$  é dado por uma *função de aceitação de intervalos*. Há dois métodos distintos para descrever este processo. Com o primeiro admite-se que o débito na corrente não prioritária é igual ao intervalo mínimo  $t_f$  o que se traduz por uma função de aceitação em escada. Com o segundo método admite-se a entrada de um número não inteiro de veículos, resultando numa função de aceitação linear.

### 2.4.1 Função de aceitação em escada

Admite-se que um veículo não prioritário avança para a interseção se lhe for oferecido um intervalo superior ou igual ao intervalo crítico  $t_c$  na corrente prioritária. Considerando que o débito na corrente não prioritária é uniforme e igual ao inverso do intervalo mínimo  $t_f$ , os intervalos inferiores a  $t_c$  serão rejeitados, intervalos maiores que  $t_c$  mas menores que  $t_c + t_f$

permitem a entrada de um veículo, intervalos maiores que  $t_c + t_f$  mas menores que  $t_c + 2t_f$  permitem a entrada de dois veículos, e assim sucessivamente. Assim, o número de entradas durante um intervalo genérico  $t$  é dado por:

$$\alpha(t) = \begin{cases} 0 & \text{se } t < t_c \\ \left\lfloor \frac{t - t_c + t_f}{t_f} \right\rfloor & \text{se } t \geq t_c \end{cases} \quad (2.23)$$

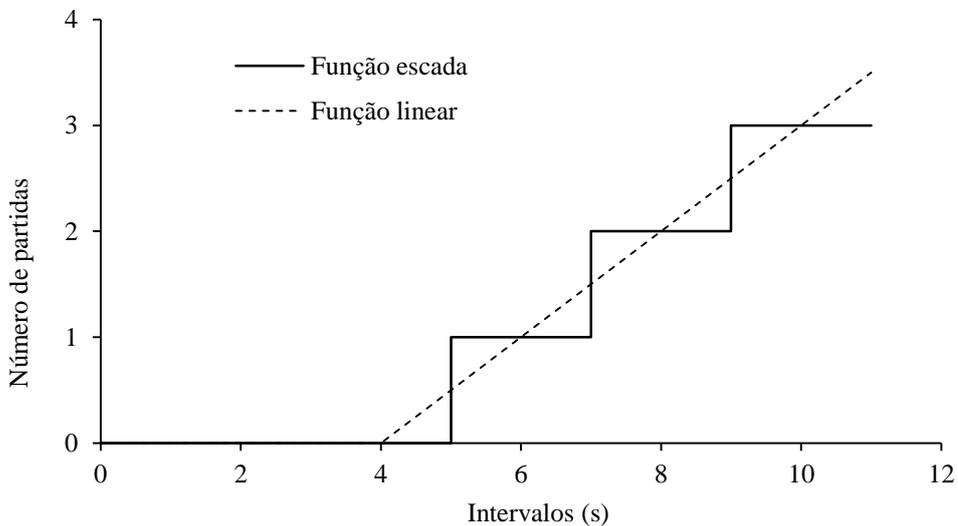
onde  $\lfloor X \rfloor$  representa a função arredondar por defeito, isto é, o maior inteiro não superior a  $X$ .

#### 2.4.2 Função de aceitação linear

Uma função de aceitação linear é contínua para intervalos de duração superior a  $t_0$ . Siegloch (1973) propôs a seguinte função:

$$\alpha(t) = \left( \frac{t - t_0}{t_f} \right)_+ = \left( \frac{t - t_c + \frac{t_f}{2}}{t_f} \right)_+ \quad (2.24)$$

onde  $X_+$  é a parte positiva de  $X$ , isto é,  $X_+ = (X + |X|)/2$  e  $t_0 = t_c - t_f/2$  é o intervalo mínimo aceitável. Verifica-se na Figura 2.4 que esta função é uma aproximação linear à função de escada.



**Figura 2.4** – Funções de aceitação de intervalos. Parâmetros do gráfico:  $t_c = 5$  s,  $t_f = 2$  s,  $t_0 = t_c - t_f/2 = 4$  s

## 2.5 Modelos de capacidades

Os diferentes modelos de capacidades resultam da combinação de uma distribuição de intervalos na corrente prioritária com uma função de aceitação de intervalos, por parte dos veículos não prioritários.

### 2.5.1 Chegadas com distribuição exponencial negativa e função de aceitação em escada

Os veículos não prioritários dispõem de  $q$  oportunidades potenciais de entrada por unidade de tempo, sendo  $q$  o fluxo de tráfego na via prioritária. Destes intervalos,  $qF(t_c)$  têm duração inferior ao intervalo crítico, pelo que são rejeitados. Os restantes intervalos permitem um número diferente de entradas, como se pode ver na Tabela 2.1.

**Tabela 2.1** – Utilidade dos intervalos (função escada)

Gama dos intervalos	Nº de intervalos	Nº de entradas por intervalo	Nº total de entradas
$t < t_c$	$qF(t_c)$	0	0
$t_c < t < t_c + t_f$	$q[F(t_c + t_f) - F(t_c)]$	1	$q[F(t_c + t_f) - F(t_c)]$
$t_c + t_f < t < t_c + 2t_f$	$q[F(t_c + 2t_f) - F(t_c + t_f)]$	2	$2q[F(t_c + 2t_f) - F(t_c + t_f)]$
...	...	...	...
$t_c + (i-1)t_f < t < t_c + it_f$	$q[F(t_c + it_f) - F(t_c + (i-1)t_f)]$	i	$iq[F(t_c + it_f) - F(t_c + (i-1)t_f)]$

O número total de entradas é então (Luttinen, 2004):

$$\begin{aligned}
 Q &= \sum_{i=0}^{\infty} iq \left\{ F(t_c + it_f) - F[t_c + (i-1)t_f] \right\} \\
 &= \sum_{i=0}^{\infty} iq \left\{ 1 - e^{-\lambda(t_c + it_f)} - 1 + e^{-\lambda(t_c + (i-1)t_f)} \right\} \\
 &= qe^{-\lambda t_c} (e^{\lambda t_f} - 1) \sum_{i=0}^{\infty} i e^{-\lambda i t_f} \\
 &= \frac{qe^{-\lambda t_c}}{1 - e^{-\lambda t_f}}
 \end{aligned} \tag{2.25}$$

Este resultado foi obtido recorrendo à propriedade de convergência da série geométrica:

$$\sum_{i=0}^{\infty} a^i = \frac{1}{1-a} \tag{2.26}$$

Note-se que para ser possível utilizar a expressão 2.25 em aplicações práticas é necessário obter uma estimativa para o parâmetro de escala. Pelo método dos momentos pode-se estabelecer a igualdade entre o valor esperado da variável aleatória  $X$  com distribuição exponencial e o intervalo médio observado que corresponde ao inverso do fluxo de tráfego conflituante,  $q_c$ :

$$E[X] = \frac{1}{\lambda} = \frac{1}{q_c} \quad (2.27)$$

A capacidade da corrente não prioritária é assim dada pela seguinte fórmula (Drew, 1968; Harders, 1968; Major e Buckley, 1962):

$$Q = \frac{q_c e^{-q_c t_c}}{1 - e^{-q_c t_f}} \quad (2.28)$$

### 2.5.2 Chegadas com distribuição exponencial negativa e função de aceitação linear

O número de entradas na interseção varia linearmente para intervalos maiores que  $t_0$ . A capacidade é obtida por (Luttinen, 2004):

$$\begin{aligned} Q &= q \int_0^{\infty} \alpha(t) f(t) dt \\ &= q \int_{t_0}^{\infty} \frac{t-t_0}{t_f} \lambda e^{-\lambda t} dt \\ &= \frac{q\lambda}{t_f} \left[ \int_{t_0}^{\infty} t e^{-\lambda t} dt - t_0 \int_{t_0}^{\infty} e^{-\lambda t} dt \right] \\ &= \frac{q\lambda}{t_f} \left[ \frac{e^{-\lambda t_0} (\lambda t_0 + 1)}{\lambda^2} - t_0 \frac{e^{-\lambda t_0}}{\lambda} \right] \\ &= \frac{q e^{-\lambda t_0}}{\lambda t_f} \end{aligned} \quad (2.29)$$

Substituindo o parâmetro  $\lambda$  pelo seu estimador  $q$  obtém-se a conhecida fórmula de Siegloch (1973):

$$Q = \frac{q_c e^{-q_c t_0}}{q_c t_f} \quad (2.30)$$

### 2.5.3 Chegadas com distribuição Cowan M3 e função de aceitação em escada

De entre os modelos analisados este é teoricamente mais exato. Partindo da fda da distribuição Cowan M3 (Eq. 2.20 para  $t > \Delta$ ) obtém-se a fórmula de Plank (1982)

$$\begin{aligned}
 Q &= \sum_{i=0}^{\infty} iq \left\{ F(t_c + it_f) - F[t_c + (i-1)t_f] \right\} \\
 &= \sum_{i=0}^{\infty} iq \left\{ 1 - \phi e^{-\lambda(t_c + it_f - \Delta)} - 1 + \phi e^{-\lambda(t_c + it_f - t_f - \Delta)} \right\} \\
 &= q\phi e^{-\lambda(t_c - \Delta)} \left( e^{\lambda t_f} - 1 \right) \sum_{i=0}^{\infty} i e^{-\lambda i t_f} \\
 &= \frac{q_c \phi e^{-\lambda(t_c - \Delta)}}{1 - e^{-\lambda t_f}}
 \end{aligned} \tag{2.31}$$

#### 2.5.4 Chegadas com distribuição Cowan M3 e função de aceitação linear

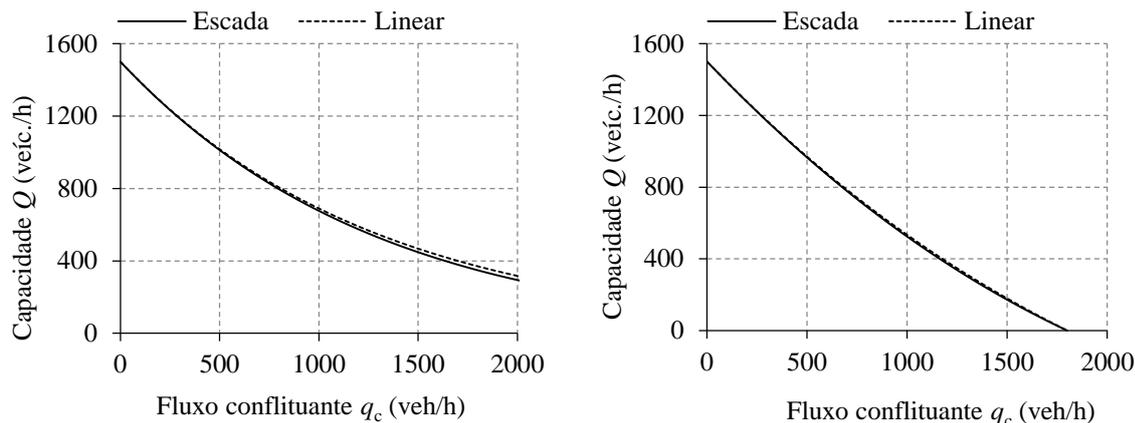
Uma variante ao modelo anterior pode ser obtida substituindo o modelo de aceitação em escada pela sua aproximação linear (Troutbeck e Brilon, 1997).

$$f(t) = \phi \lambda e^{-\lambda(t-\Delta)} \tag{2.32}$$

$$\begin{aligned}
 Q &= q \int_0^{\infty} \alpha(t) f(t) dt \\
 &= q \int_{t_0}^{\infty} \frac{t - t_0}{t_f} \phi \lambda e^{-\lambda(t-\Delta)} dt \\
 &= \frac{q\phi\lambda}{t_f} \left[ \int_{t_0}^{\infty} t e^{-\lambda(t-\Delta)} dt - t_0 \int_{t_0}^{\infty} e^{-\lambda(t-\Delta)} dt \right] \\
 &= \frac{q\phi\lambda}{t_f} \left[ \frac{e^{-\lambda(t_0-\Delta)} (\lambda t_0 + 1)}{\lambda^2} - t_0 \frac{e^{-\lambda(t_0-\Delta)}}{\lambda} \right] \\
 &= \frac{q_c \phi e^{-\lambda(t_c - \frac{t_f}{2} - \Delta)}}{\lambda t_f} \quad (t_0 > \Delta)
 \end{aligned} \tag{2.33}$$

#### 2.5.5 Análise comparativa

Na Figura 2.5 comparam-se as capacidades previstas pelos quatro modelos expostos nos pontos anteriores. As expressões de capacidade foram parametrizadas com os seguintes valores comuns:  $t_c = 4.0$  s e  $t_f = 2.4$  s. Os modelos baseados na distribuição Cowan M3 envolvem três parâmetros cuja metodologia de estimação será discutida no capítulo seguinte. Para efeitos de representação gráfica foi adotada a parametrização de Tanner (1962). Da análise dos gráficos fica claro que a forma da função de aceitação não tem impacto significativo nas estimativas. Já a distribuição de intervalos tem um papel muito importante, particularmente quando o fluxo conflituante é intenso.



**Figura 2.5** – Comparação das capacidades previstas pelos modelos baseados na distribuição exponencial (esq.) e Cowan M3 (dta.) para as funções de aceitação em escada e linear

### 2.5.6 Generalização do modelo de capacidades a múltiplas vias de circulação

Os modelos referidos nos pontos anteriores assumem uma única corrente prioritária numa via de circulação. Em muitos casos uma corrente secundária conflitua com duas ou mais correntes prioritárias, algumas das quais podem partilhar vias ou ocupar várias vias. Admitindo que as correntes de tráfego são independentes, há duas abordagens fundamentais alternativas para incorporar no modelo de capacidades o efeito da distribuição do tráfego conflituante pelas vias de circulação.

A primeira abordagem, mais simples, considera o efeito das chegadas concentradas numa única hipotética via de circulação (sobreposição de processos pontuais). Deixa assim de existir a restrição relativa ao intervalo mínimo  $\Delta$  e as chegadas podem ser aproximadas por um processo de Poisson (Luttinen, 2004), o que justifica a utilização da distribuição exponencial no modelo de capacidades (tal como acontece na versão mais recente do Highway Capacity Manual (TRB, 2010))

A segunda abordagem trata cada uma das correntes prioritárias como um processo independente, assumindo que cada uma segue a distribuição Cowan M3. Para além desta diferenciação aos nível das vias prioritárias, é possível considerar intervalos críticos e complementares diferentes para cada via de entrada e de circulação (em redor da ilha central), refletindo a assunção de que os valores estão relacionados com a distância entre a linha de cedência e a via conflituante, e que as manobras de atravessamento e inserção podem ter parâmetros diferentes para o mesmo movimento não prioritário (Fisk e Tan, 1989). Tanner (1967), Troutbeck (1986) e Fisk (1989) desenvolveram modelos de capacidade que generalizavam alguns destes aspetos. Deve-se a Hagrind (1998) a generalização completa da fórmula de capacidades:

$$Q_k = \frac{e^{-\sum_{i \in I_k} \lambda_i (t_{c,i} - \Delta_i)} \sum_{i \in I_k} \lambda_i}{1 - e^{-\sum_{i \in I_k} \lambda_i t_{f,i}}} \prod_{i \in I_k} \frac{\phi_i}{\phi_i + \lambda_i \Delta_i} \quad (2.34)$$

onde  $k$  é o índice da via de entrada,  $I_k$  é o conjunto de vias conflituantes com a via de entrada  $k$ ,  $\lambda_i$ ,  $\phi_i$ , e  $\Delta_i$  são os parâmetros da distribuição Cowan M3 da corrente prioritária  $i$ ,  $t_{c,i}$  e  $t_{f,i}$  são respetivamente o intervalo crítico e o intervalo mínimo da corrente prioritária  $i$  relativamente à via de entrada  $k$ .

Esta fórmula é por vezes preterida por outras mais simples. Por exemplo, Troutbeck e Brilon (1997) sugerem que na prática não há necessidade de aumentar a complexidade dos cálculos recorrendo a modelos multívias; em alternativa recomendam a utilização de um modelo de via simples com correção de parâmetros através de um procedimento iterativo (Troutbeck, 1991). Também no Highway Capacity Manual 2010, à imagem das versões anteriores, é proposta a utilização de um modelo simples de uma via baseado na distribuição exponencial, com parâmetros de aceitação diferentes caso se aplique a uma rotunda de uma só via de circulação ou de duas vias, com os fluxos conflituantes somados.

Partindo da fórmula de Haging (2.34) é possível obter todos os modelos anteriormente referidos. Por exemplo, Troutbeck (1986) propôs uma fórmula de capacidades para rotundas com duas vias de circulação com o mesmo intervalo crítico e intervalo mínimo, ou seja  $t_{c,1} = t_{c,2} = t_c$  e  $t_{f,1} = t_{f,2} = t_f$

$$Q_k = \frac{\phi_1 \phi_2 (\lambda_1 + \lambda_2) e^{-(\lambda_1 + \lambda_2)(t_c - \Delta)}}{(\phi_1 + \lambda_1 \Delta)(\phi_2 + \lambda_2 \Delta)(1 - e^{-t_f(\lambda_1 + \lambda_2)})} \quad (2.35)$$

Fisk (1989) utilizou uma expressão para a proporção de veículos livres proposta por Tanner (1962):  $\phi = 1 - \Delta q$  (esta expressão faz parte de uma família de “modelos de agrupamento” que serão apresentados na secção seguinte). Combinando esta expressão com a expressão (2.22) (que garante igualdade de médias na amostra e na distribuição), resulta  $\lambda = q$  e é possível obter a fórmula da capacidade proposta, adaptada a múltiplas vias conflituantes com intervalos críticos diferentes mas com o mesmo intervalo mínimo:

$$Q_k = \frac{e^{-\sum_{i \in I_k} q_i t_{c,i}}}{e^{-\Delta \sum_{i \in I_k} q_i} \left( 1 - e^{-\sum_{i \in I_k} q_i t_{f,i}} \right)} \prod_{i \in I_k} (1 - \Delta q_i) \quad (2.36)$$

Para obter a fórmula de Siegloch basta notar que a distribuição exponencial negativa é uma caso particular da distribuição Cowan M3 quando  $\phi = 1$  e  $\Delta = 0$ . Pela expressão (2.22) fica  $\lambda = q$ , resultando assim a conhecida expressão:

$$Q = \frac{qe^{-qt_c}}{1 - e^{-qt_f}} \quad (2.37)$$

Naturalmente, a aplicação da fórmula genérica de Haging pressupõe a prévia determinação dos parâmetros das diferentes correntes de tráfego conflituantes, assunto objeto da próxima secção. Constatar-se-á, após esse passo, que não só a fórmula é de aplicação simples, como tem uma capacidade explicativa muito superior à dos modelos anteriormente referidos.

## 2.6 Ajustamento à capacidade – princípio de prioridade partilhada

Todos os modelos anteriormente apresentados assentam no princípio de *prioridade absoluta*, isto é, assume-se que os veículos no anel de circulação não sofrem demoras e que os veículos não prioritários tomam a decisão de avançar para o interior da interseção em função dos intervalos efetivamente disponibilizados. Troutbeck e Kako (1999) e, mais tarde, Bunker e Troutbeck (2003) modificaram a equação (2.31) para levar em conta o efeito da *prioridade partilhada*. Neste modelo comportamental admite-se que para valores do intervalo crítico na gama  $\Delta < t_c < t_f + \Delta$  os veículos prioritários tendem a reduzir a velocidade para alargar o intervalo à sua frente, criando condições para a entrada de um veículo adicional mas tendo o efeito perverso de diminuir o intervalo para o veículo seguinte. A distribuição de intervalos é assim alterada relativamente ao caso da prioridade absoluta, resultando um efeito líquido de redução de capacidade. O fator de ajustamento da capacidade  $C$  e a capacidade resultante  $Q$  são dados, respetivamente, pelas seguintes equações:

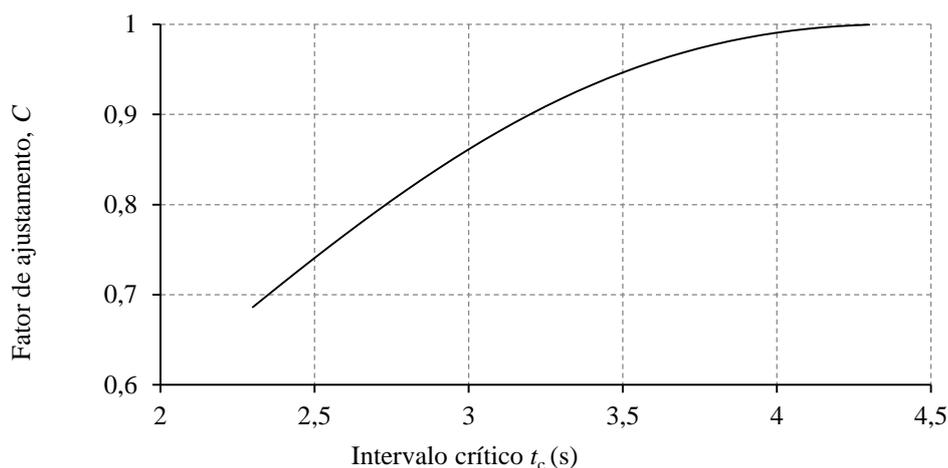
$$C = \frac{1 - e^{-\lambda(t_c - \Delta)}}{1 - e^{-\lambda(t_c - \Delta)} - \lambda(t_c - \Delta - t_f)e^{-\lambda(t_c - \Delta)}}, \quad \Delta < t_c < t_f + \Delta \quad (2.38)$$

$$Q = \frac{qC\phi e^{-\lambda(t_c - \Delta)}}{1 - e^{-\lambda t_f}} \quad (2.39)$$

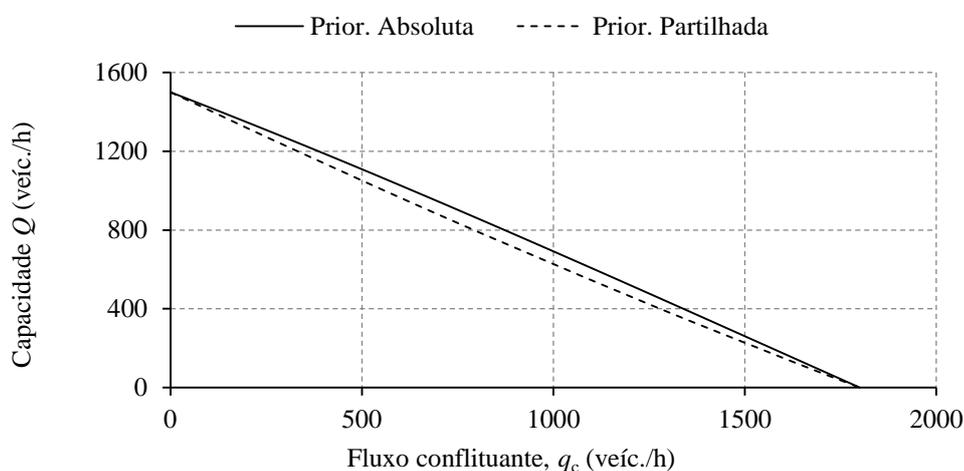
Na Figura 2.6 verifica-se que, para um dado fluxo conflituante, a redução de capacidade é máxima para  $t_c = t_f$  e nula ( $C = 1$ ) para  $t_c = t_f + \Delta$ . Na Figura 2.7 compara-se a capacidade dada pelos dois sistemas. O modelo de prioridade partilhada produz uma relação  $q - Q$  que tende para uma linha reta à medida que  $t_c$  tende para  $\Delta + t_f$ . De acordo com os proponentes esta correção melhorava a capacidade explicativa do modelo *gap-acceptance* já que o aproximava do modelo linear do TRL que, na altura, era considerado o que melhor reproduzia os dados de campo (embora sem a fundamentação teórica dos modelos de *gap-acceptance*).

As diferenças de capacidade são pouco significativas, sendo máximas na gama de fluxos conflituantes moderados/intensos ( $\approx 1000$  veíc./h). O facto de o modelo prever uma *redução* de capacidade é contraintuitivo. Troutbeck e Kako (1999) sugerem que a prioridade partilhada ocorre quando as velocidades na via prioritária são muito baixas, sendo neste caso expectável

que o intervalo crítico seja menor, acabando por resultar um acréscimo efetivo de capacidade. Importa, contudo, referir que o impacto da velocidade de circulação no intervalo crítico nunca foi claramente quantificado. Com efeito, se nas edições de 1985 e 1994 do Highway Capacity Manual (TRB, 1985, 1994) a velocidade era considerada um fator explicativo do valor do intervalo crítico, os resultados de um estudo posterior (Tian *et al.*, 2000) mostraram que a velocidade de circulação não tinha uma contribuição estatisticamente significativa, o que levou à eliminação desse fator nas versões posteriores do HCM.



**Figura 2.6** – Fator de ajustamento à capacidade devido ao efeito de “prioridade partilhada”. Parâmetros:  $\Delta = 2.0$  s,  $t_f = 2.4$  s, fluxo conflituante: 0.3 veíc./s (1080 veíc/h)



**Figura 2.7** - Relação fluxo - capacidade para os sistemas de Prioridade Absoluta e Prioridade Partilhada. Parâmetros:  $t_c = 3.0$  s,  $t_f = 2.0$  s,  $\Delta = 2.0$ s; Distribuição Cowan M3 parametrizada pela fórmula de Tanner.

## 2.7 Demoras

De acordo com o HCM (TRB, 2010) a demora total sofrida por um condutor é constituída por quatro componentes: a) *controlo* – medida por comparação com condições não controladas; b) *tráfego* – resultando das interações entre veículos que os obrigam a circular a velocidade

inferior à desejada; c) *geometria* – reflete as diferentes condicionantes geométricas da interseção que obrigam os veículos a reduzir a velocidade; d) *incidentes* – é o tempo perdido devido à ocorrência de incidentes por comparação com as condições normais de circulação.

Os modelos de demoras apresentados nesta secção dizem respeito às demoras de controlo. No caso de uma rotunda corresponde à diferença entre o tempo necessário para atravessar uma rotunda nas condições de controlo prevaletentes (stop ou cedência de passagem) e o tempo que seria necessário para efetuar a mesma manobra com prioridade absoluta.

As demoras médias são uma função da taxa de saturação  $x = q / Q$ . Se as taxas de saturação forem moderadas admite-se que a interseção funciona em regime estacionário (*steady-state*), caracterizado pela ocorrência de filas de espera efémeras e aleatórias. Nestas condições a teoria das filas de espera é adequada para prever as demoras. Admitindo que as chegadas dos veículos não prioritários e os respetivos tempos de serviço seguem a distribuição exponencial (modelo de filas M/M/1), as demoras dependem apenas da reserva de capacidade  $RC = Q - q$  (Troutbeck, 2000):

$$D_1 = \frac{1}{Q - q} \quad (2.40)$$

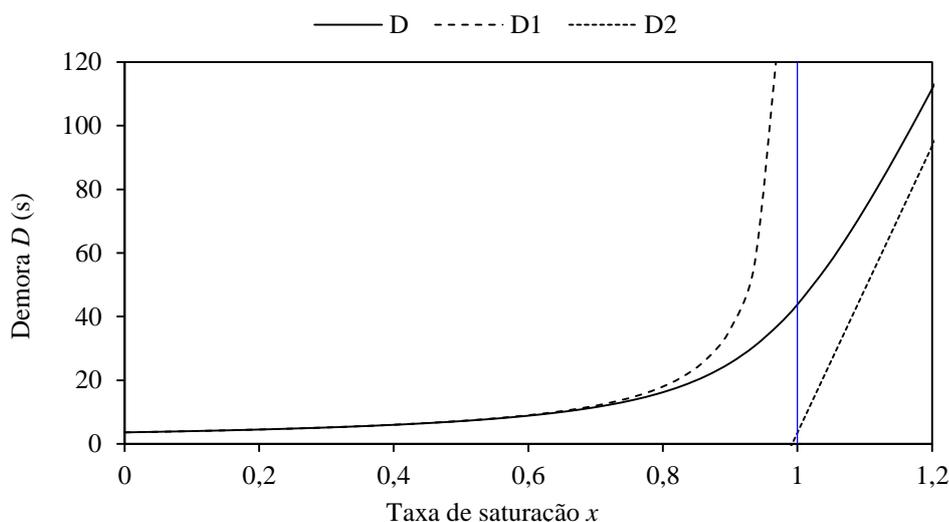
Se a taxa de saturação for muito alta (acima de 100%) as filas tendem a crescer proporcionalmente ao tempo em que a interseção funciona nessas condições e as demoras podem ser determinadas utilizando relações determinísticas. A demora média depende assim do período de operação  $T$ , da capacidade e da taxa de saturação:

$$D_2 = \frac{1}{Q} + (x - 1) \frac{T}{2} \quad (2.41)$$

A Figura 2.8 evidencia uma discrepância decorrente da utilização das expressões (2.40) e (2.41) quando a procura está na vizinhança da capacidade. Com efeito, quando  $x$  se aproxima de 1, o valor da demora aleatória  $D_1$  tende assintoticamente para infinito, o que é irrealista (Rouphail *et al.*, 1992). Por outro lado, o modelo determinístico prevê uma demora nula quando  $x = 1$ , o que também não é razoável. Demonstra-se que a aplicação individual alternativa destes dois modelos gera estimativas precisas desde que  $x$  não se encontre no intervalo [0.85 – 1.15]. Contudo, é precisamente nesta vizinhança que surgem os casos mais interessantes, o que levou alguns autores a tentar estabelecer uma ponte entre os dois modelos. Kimber e Hollis (1977) sugeriram um sistema de transformação de coordenadas que essencialmente altera a assintota vertical do modelo aleatório para uma assintota diagonal, correspondente ao modelo determinístico (ver ainda a Figura 2.8). Posteriormente Akcelik e Troutbeck (1991) obtiveram uma versão mais simples dessa equação que dá praticamente os mesmos resultados, tendo sido adotada no HCM (TRB, 2010):

$$D = \frac{1}{Q} + \frac{T}{4} \left( x - 1 + \sqrt{(x-1)^2 + \frac{8x}{QT}} \right) \quad (2.42)$$

A figura evidencia a importância de quantificar corretamente a taxa de saturação (e implicitamente a capacidade) de uma interseção para obter estimativas fiáveis das demoras a que os condutores ficam sujeitos. Esta avaliação é particularmente importante na gama de taxas de saturação  $x = [0.85 - 1]$  já que pequenas variações de  $x$  dão lugar a grandes diferenças nas demoras médias<sup>1</sup>. É por este motivo que várias fontes sugerem  $x = 0.85$  como a taxa máxima de saturação desejável para uma rotunda (Austroads, 1993; Rodegerdts *et al.*, 2010).



**Figura 2.8** – Modelos de demoras: D1 - sistema M/M/1 (demoras aleatórias), D2 – modelo determinístico para condições saturadas, D - modelo combinado (T = 15 minutos)

## 2.8 Conclusões

Foram apresentados os principais modelos de capacidade baseados na teoria de *gap-acceptance*. Verificou-se que a forma dos modelos é condicionada por dois aspetos principais: a distribuição estatística utilizada para aproximar as chegadas dos veículos prioritários e a função matemática utilizada para calcular o número de entradas em função do intervalo. Estes modelos são diretamente aplicáveis a rotundas e a cruzamentos prioritários simples. A aplicação a cruzamentos prioritários com diferentes níveis hierárquicos implicaria a consideração dos

<sup>1</sup> As soluções em que se prevê  $x \geq 1$  são normalmente rejeitadas à partida.

efeitos de impedância que cada corrente de tráfego não prioritária exerce sobre as demais, de nível hierárquico inferior.

A distribuição Cowan M3 tem diversas vantagens relativamente à exponencial para aproximar as chegadas dos veículos prioritários. A estimação dos seus três parâmetros é, contudo, um processo não trivial, o que sugere questões relativamente às suas condições de aplicabilidade. Assim, no próximo capítulo, é tratado o problema de estimação dos parâmetros desta distribuição, com aplicação específica às condições de circulação portuguesas.

Quanto à função de aceitação, mostrou-se que os resultados são praticamente idênticos para os dois métodos analisados – função escada e função linear – recomendando-se a utilização da função escada uma vez que não envolve aproximações.

Apresentaram-se, assim, as fórmulas de capacidade de Plank (1982) e de Hagrind (1998), como resolvendo as situações de referência de combinação da distribuição Cowan M3 com a função de aceitação em escada, respetivamente para apenas uma via e para múltiplas vias conflituantes.

Foi também discutida a eventual correção da capacidade devido ao efeito de “prioridade partilhada”, concluindo-se que as diferenças nas estimativas são pouco significativas e que esse modelo assenta numa premissa pouco robusta, nomeadamente a de que os intervalos críticos dependem da velocidade de circulação no anel.

Finalmente, analisou-se a sensibilidade das demoras impostas aos condutores em função da taxa de saturação da respetiva corrente de tráfego, ficando evidenciada a importância de quantificar com precisão esta grandeza, particularmente quando são expectáveis taxas de saturação acima dos 85%, situação particularmente relevante nos processos de gestão de tráfego em redes significativamente carregadas como são normalmente as redes rodoviárias urbanas.

## **Capítulo 3**

# **ESTIMAÇÃO DOS PARÂMETROS DA DISTRIBUIÇÃO COWAN M3**



### 3 ESTIMAÇÃO DOS PARÂMETROS DA DISTRIBUIÇÃO COWAN M3

#### 3.1 Introdução

No capítulo anterior verificou-se que a distribuição Cowan M3 tem propriedades que permitem um bom compromisso entre simplicidade matemática e capacidade de ajuste aos dados de campo. Esta distribuição é caracterizada por três parâmetros –  $\lambda$  (parâmetro de escala),  $\phi$  (proporção de intervalos livres) e  $\Delta$  (intervalo mínimo ou intervalo nos pelotões) cuja estimação, não sendo trivial, é indispensável caso se pretenda recorrer à fórmula generalizada de capacidades de Haging. O objetivo desta secção é avaliar os métodos existentes para estimação desses parâmetros, obter uma relação de parametrização válida para as condições de circulação portuguesas e analisar a sensibilidade do modelo de capacidades de Haging em relação aos diversos parâmetros que envolve.

#### 3.2 Metodologias de estimação dos parâmetros da distribuição Cowan M3

##### 3.2.1 Indicador da qualidade do ajuste entre as distribuições teóricas e observadas

Pode afirmar-se que o objetivo de um processo genérico de calibração é, a partir de uma amostra, determinar os parâmetros de uma distribuição teórica da qual se assume que foram geradas as observações. Assim, em princípio, seria desejável que as funções distribuição acumuladas do modelo teórico  $F(t)$  e da amostra  $H(t)$  fossem coincidentes. No caso da distribuição Cowan M3 é necessário notar que uma vez que os condutores não prioritários vão rejeitar os intervalos muito pequenos, independentemente do seu valor, é preferível sacrificar a representação dos intervalos abaixo de um determinado limiar e obter, em contrapartida, uma melhor representação dos intervalos que os condutores efetivamente consideram para tomar a decisão de entrada. Assim, para avaliar o ajuste entre as fda teórica e empírica foi adotada a estatística *variância dos resíduos* (Haging, 1996):

$$V_R = \frac{\sum_{i=1}^{n_\zeta} [F(t_i) - H(t_i)]^2}{n_\zeta} \quad (3.1)$$

onde  $n_\zeta$  é o número de intervalos na amostra superiores ao designado limite da cauda exponencial  $\zeta$  (assume-se que para  $t > \zeta$  os intervalos seguem a distribuição exponencial).

Existem duas metodologias fundamentais para estimar os parâmetros da distribuição: o método dos momentos e o método da máxima verosimilhança / mínimos quadrados.

### 3.2.2 Método dos momentos

Como se viu no capítulo anterior, este método (a designar por MM1) passa pela definição de relações de igualdade entre os momentos da amostra e os momentos não observáveis da população e pela resolução das respectivas equações. A expressão do valor esperado  $E(T)$  da distribuição Cowan M3 tinha já sido apresentada na secção 2.3.4 (Luttinen, 1999). O mesmo autor obteve as expressões para a variância  $\sigma^2(T)$  e assimetria  $\alpha_3(T)$ :

$$E(T) = \Delta + \frac{\phi}{\lambda} \quad (3.2)$$

$$\sigma^2(T) = \frac{\phi(2-\phi)}{\lambda^2} \quad (3.3)$$

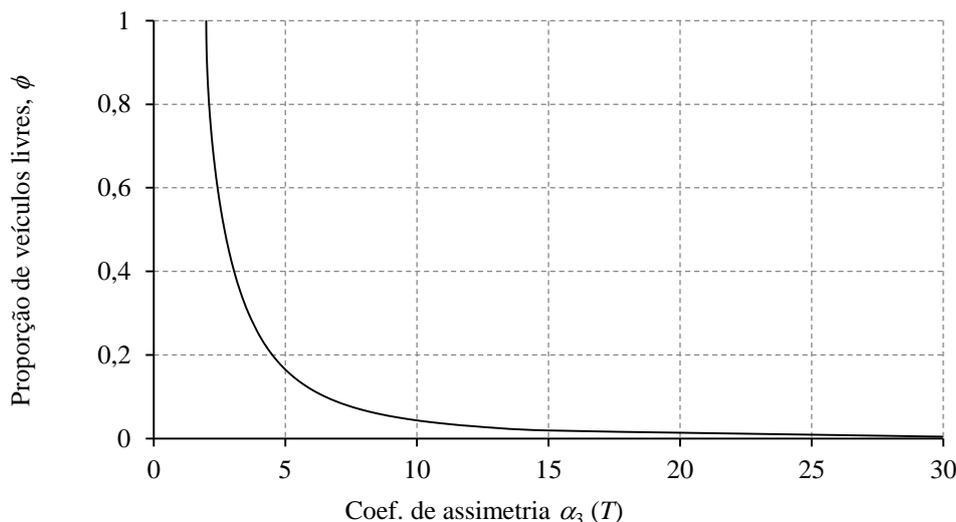
$$\alpha_3(T) = \frac{2[3-\phi(3-\phi)]}{\sqrt{\phi(2-\phi)^3}} \quad (3.4)$$

Estabelecendo a igualdade entre as duas primeiras equações e os correspondentes momentos amostrais (média:  $1/q$  e variância:  $s^2$ ) obtêm-se os seguintes estimadores:

$$\hat{\lambda} = \frac{\phi q}{1 - \Delta q} \quad (3.5)$$

$$\hat{\phi} = \frac{2}{1 + s^2 \left( \frac{q}{1 - \Delta q} \right)^2} \quad (3.6)$$

Para levantar a indeterminação é necessário fixar o valor de um dos parâmetros ou incluir uma terceira equação. Sullivan e Troutbeck (1994) seguiram a primeira opção, atribuindo um valor fixo ao parâmetro de localização ( $\Delta = 2$  s). A segunda opção consiste em estimar os três parâmetros através de um sistema de equações em que se inclui a expressão do coeficiente de assimetria – Eq. (3.4). Contudo, Luttinen (1999) constatou que as estimativas de  $\phi$  são muito sensíveis a pequenos erros na assimetria amostral, principalmente para  $\phi > 0.2$ , o que reduz muito a utilidade desta alternativa (Figura 3.1).



**Figura 3.1** – Coeficiente de assimetria da distribuição M3 em função da proporção de veículos livres

### 3.2.3 Método da máxima verosimilhança / mínimos quadrados

Neste método, a designar por ML, proposto por Sullivan e Troutbeck (1997), é utilizado o estimador da máxima verosimilhança para  $\lambda$ , enquanto  $\phi$  e  $\Delta$  são estimados de modo a garantir o mesmo fluxo na distribuição e na amostra (premissa do método dos momentos) e a minimizar as diferenças entre as funções distribuição acumuladas teórica  $F(T_i)$  e empírica  $H(T_i)$ .

O estimador da máxima verosimilhança para a cauda exponencial da distribuição M3 é:

$$\hat{\lambda} = \frac{1}{\bar{t}_\Delta - \Delta} \quad (3.7)$$

onde  $\bar{t}_\Delta$  é a média dos intervalos de duração superior a  $\Delta$ . Neste método o intervalo mínimo  $\Delta$  é substituído por um delimitador da cauda exponencial ( $\zeta$ ). Esta substituição tem como objetivo reduzir o peso excessivo dos intervalos de pequena dimensão ( $\Delta < t < \zeta$ ) no processo de estimação.

Conhecido o estimador de  $\lambda$ , no passo seguinte determina-se a proporção de veículos livres que minimiza, pelo método dos mínimos quadrados, as diferenças entre  $F(T_i)$  e  $H(T_i)$ , mantendo em simultâneo a igualdade entre os fluxos observados e modelados. Para tal é necessário começar por calcular o valor do parâmetro auxiliar  $\hat{\gamma}$ :

$$\hat{\gamma} = \frac{\sum_{i=1}^{n_\zeta} [1 - H_n(t_i) e^{-\lambda t_i}]}{\sum_{i=1}^{n_\zeta} e^{-2\lambda t_i}} \quad (t_i > \xi) \quad (3.8)$$

onde  $n$  é a dimensão da amostra e  $n_\zeta$  é o número de intervalos de duração superior a  $\zeta$ . De seguida é necessário obter um estimador para  $\phi$  resolvendo numericamente a seguinte expressão (neste trabalho foi adotado o método de Newton-Rapson):

$$\hat{\phi} e^{-\hat{\phi}} = \hat{\gamma} e^{\frac{\hat{\lambda}}{q}} \quad (3.9)$$

a qual apenas tem solução se

$$\hat{\gamma} e^{-\frac{\hat{\lambda}}{q}} < \frac{1}{e} \approx 0.368 \quad (3.10)$$

Finalmente, o estimador de  $\Delta$  é obtido a partir de  $\lambda$  e  $\phi$ , de modo a garantir a igualdade entre os fluxos observados e modelados na totalidade da amostra – Eq. (3.5).

### 3.2.4 Novos métodos propostos

Os métodos anteriormente apresentados são computacionalmente muito eficientes, gerando boas estimativas a partir de cálculos diretos (método dos momentos, MM1) ou através de processos iterativos simples (algoritmo de Newton-Rapson, no caso do método da máxima verosimilhança, ML). Contudo, atendendo aos objetivos deste trabalho, é a precisão das estimativas e não a velocidade de execução o aspeto condicionante, pelo que se propõem dois métodos alternativos que visam a otimização iterativa dos parâmetros através de métodos numéricos implementados em folha de cálculo. Para o efeito definiu-se como função objetivo, a minimizar, a estatística *variância dos resíduos* (Haging, 1996) – Eq. (3.1):

O primeiro método, MM2, é uma variante do método do momentos em que se levanta a indeterminação através da estimação numérica de  $\Delta$ , recorrendo a um simples processo iterativo (por exemplo a ferramenta “Atingir Objetivo” do Excel).

$$\begin{aligned} \min_{\Delta} \quad & \frac{\sum_{i=1}^{n_\zeta} [F(t_i) - H(t_i)]^2}{n_\zeta} \\ \text{s.a.} \quad & \phi = \frac{2}{1 + s^2 \left( \frac{q}{1 - \Delta q} \right)^2}, \quad \lambda = \frac{\phi q}{1 - \Delta q} \\ & \Delta \in (0, \zeta), \quad \phi \in (0, 1) \end{aligned}$$

O segundo método, a designar por RNS – Resolução Numérica Simultânea – consiste simplesmente em utilizar uma ferramenta de otimização não linear (neste trabalho, o “Solver” do Excel, com o algoritmo GRG – *generalized reduced gradient*) (Fylstra *et al.*, 1998) para

identificar o valor ótimo dos parâmetros  $\phi$  e  $\Delta$  que minimizam a variância dos resíduos, respeitando em simultâneo a igualdade entre os fluxos observados e modelados.

$$\begin{aligned} \min_{\Delta, \phi} \quad & \frac{\sum_{i=1}^{n_{\xi}} [F(t_i) - H(t_i)]^2}{n_{\xi}} \\ \text{s.a.} \quad & \lambda = \frac{\phi q}{1 - \Delta q} \\ & \Delta \in (0, \xi), \quad \phi \in (0, 1) \end{aligned}$$

### 3.3 Estimação de parâmetros locais em rotundas portuguesas

Foram efetuadas diversas sessões de campo com o objetivo primário de recolher dados de tráfego que permitissem a caracterização e modelação dos intervalos entre veículos nas vias de circulação de rotundas. Estes dados serviram dois objetivos secundários: *i*) permitir a avaliação do desempenho dos diferentes métodos de estimação; *ii*) desenvolver uma metodologia de estimação expedita, aplicável ao cálculo prático de capacidade de rotundas.

#### 3.3.1 Caracterização da amostra

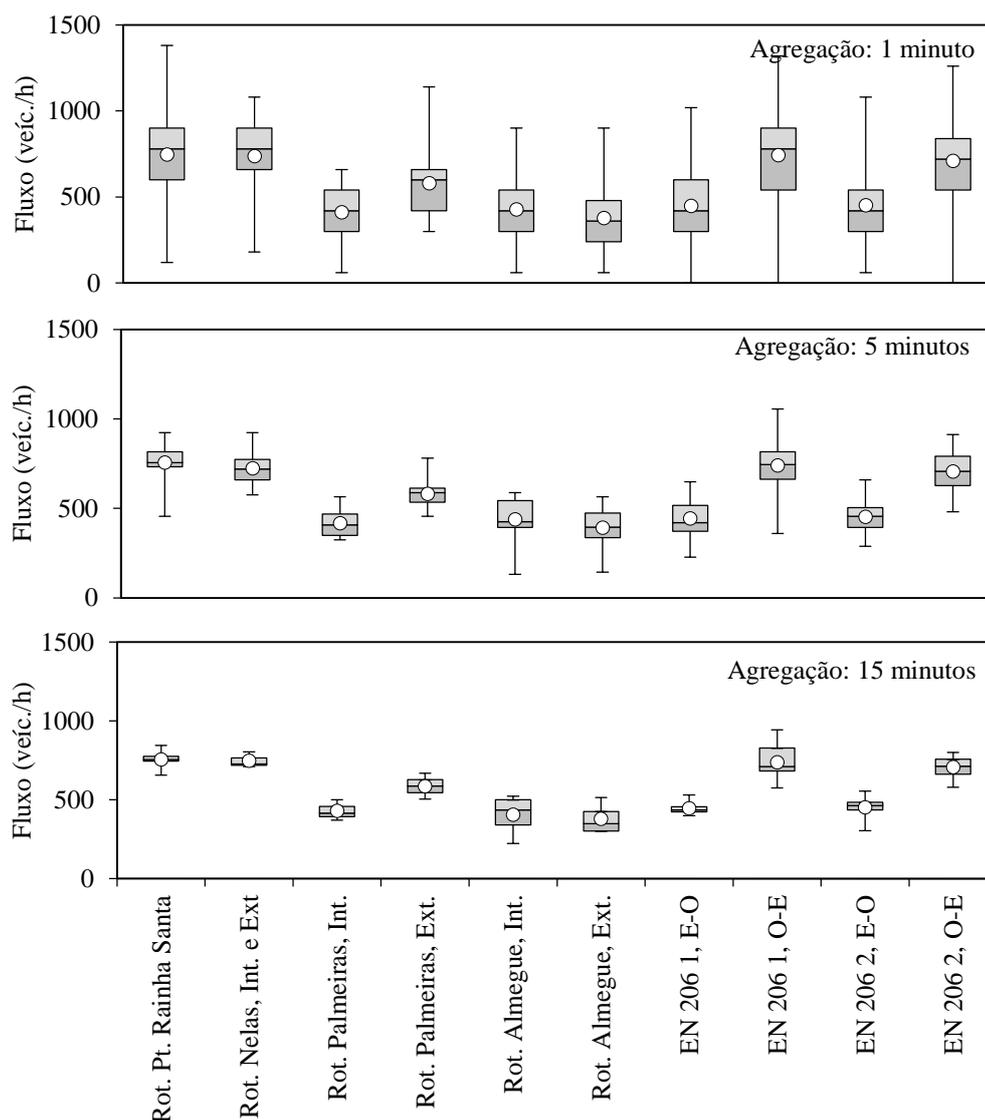
Numa primeira fase, que decorreu entre Março e Abril de 2010, foi selecionada uma rotunda com uma via de circulação, duas com duas vias e uma de três vias, localizadas em Coimbra e em Viseu (Tabela 3.1). Nas rotundas de múltiplas vias os dados foram recolhidos e analisados separadamente por via. O processo de recolha e tratamento de dados baseou-se em registos vídeo das vias e na criação de uma base de dados onde foi registado o tempo de passagem de cada veículo, numa seção de referência. Este processo foi apoiado por uma aplicação informática desenvolvida para o efeito e descrita pormenorizadamente no Capítulo 6. Concluída a análise dos dados, constatou-se que a amostra era pouco diversificada em termos de intensidades de tráfego, pelo que optou por incluir os registos resultantes de uma sessão de campo que decorreu na Estrada Nacional 206, no atravessamento de Joane, Famalicão (Santos e Bastos Silva, 2011), em Junho de 2010. Trata-se de um trecho urbano onde o tráfego é frequentemente interrompido (devido a atravessamentos pedonais, acessos marginais, interseções a montante, etc.) pelo que se considerou não haver diferenças significativas relativamente às vias de circulação de rotundas, no que respeita às distribuições de intervalos. Nesta sessão foram utilizados sensores de micro-ondas baseados no efeito Doppler (ViaCount II). Estes sensores, para além do instante de passagem do veículo, registam a velocidade e o “comprimento elétrico”, a partir do qual é possível estimar o comprimento real. Obteve-se assim uma amostra de 16535 intervalos interveiculares correspondendo a 28.8 horas de observação.

**Tabela 3.1** – Características da amostra (16535 intervalos na globalidade)

Local, Via/Direção	Dia	Período	Volume (veíc.)	Débito médio (veíc./h)
Rot. Pt. Rainha Santa	22-03-2010	07h55 - 09h18	1245	900
Rot. Nelas, Int. e Ext	29-04-2010	08h08 - 09h02	664	738
Rot. Palmeiras, Int.	12-04-2010	08h16 - 09h15	405	412
Rot. Palmeiras, Ext.	12-04-2010	08h16 - 09h15	572	582
Rot. Almegue, Int.	19-04-2010	08h17 - 09h30	458	376
Rot. Almegue, Ext.	19-04-2010	08h17 - 09h30	406	334
EN 206 1, E-O	11-06-2010	08h00 - 13h22	2406	448
EN 206 1, O-E	11-06-2010	08h00 - 13h22	4070	758
EN 206 2, E-O	11-06-2010	13h32 - 19h00	2432	445
EN 206 2, O-E	11-06-2010	13h32 - 19h00	3887	711

Na Figura 3.2 pode-se verificar que a amostra cobre uma ampla gama de débitos. Para além da variabilidade natural associada a cada local, em cada secção regista-se também, ao longo do período de observação, uma considerável dispersão. Esta dispersão é evidentemente tanto maior quanto menor for o período de agregação. É assim de assinalar a existência de períodos de um minuto em que não se registou qualquer passagem e outros em que se registou a passagem de 23 veículos (por via), correspondendo a um fluxo horário de 1380 veíc./h.

Para avaliar a eficácia de cada um dos métodos de estimação de parâmetros da distribuição M3 optou-se por subdividir a amostra por local e por via, em conjuntos de 100 intervalos sequenciais. Este número resultou da necessidade de encontrar um equilíbrio entre um número mínimo de observações que, em termos médios, fossem representativos das condições de circulação em cada um dos locais e, por outro lado, decorressem em períodos de intensidade de tráfego razoavelmente uniformes, para facilitar um posterior relacionamento dos parâmetros com o fluxo. Obtiveram-se assim 164 conjuntos de 100 intervalos cada. O débito médio em cada um destes intervalos varia entre 130 e 1250 veíc./h.

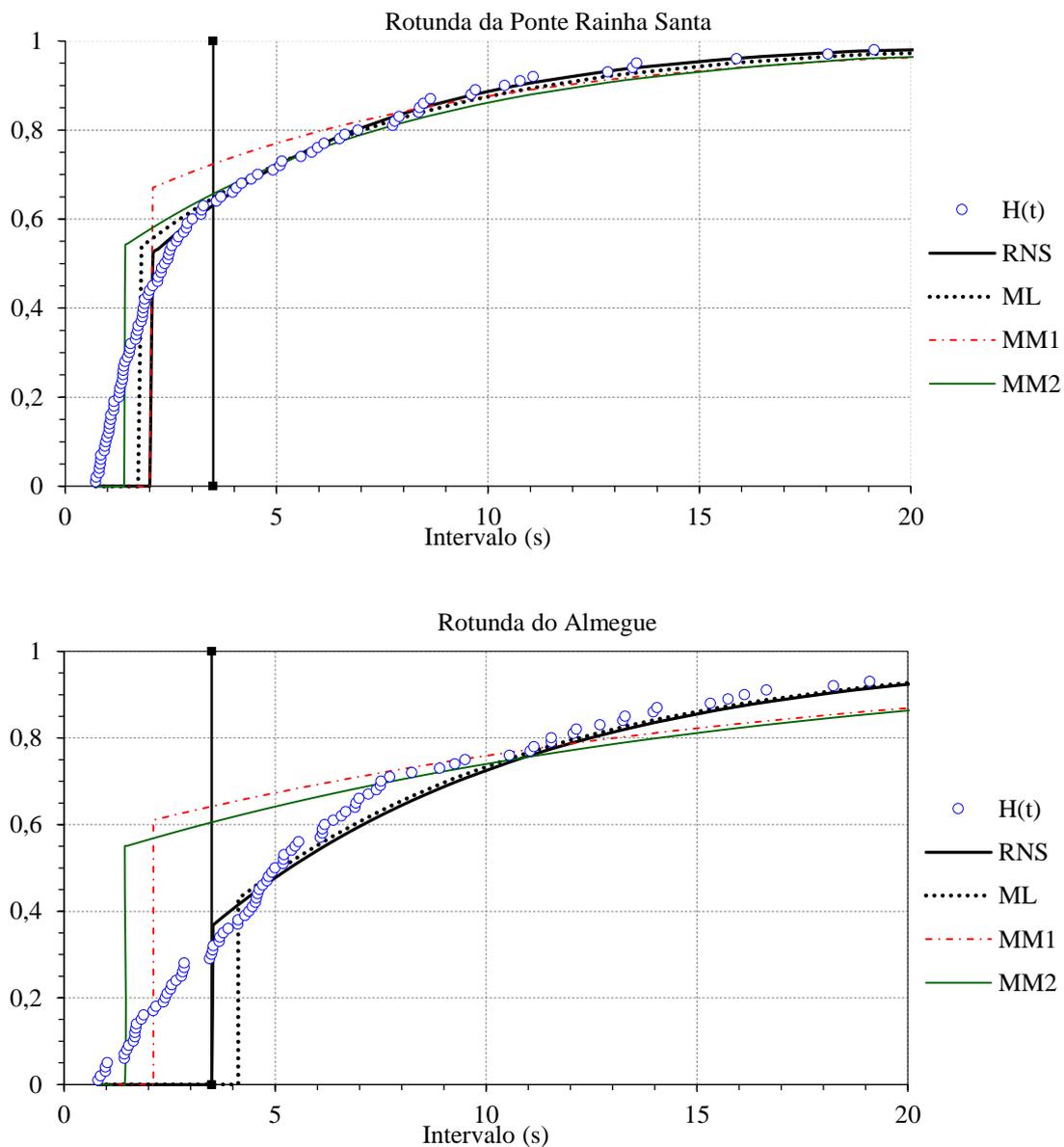


**Figura 3.2** – Distribuição dos fluxos observados para três níveis de agregação temporal (1 minuto, 5 minutos e 15 minutos). Valores representados: mínimo, percentil 25, mediana, percentil 75, máximo e média (círculo).

### 3.3.2 Estimação dos parâmetros com base em registos desagregados de passagens

A eficácia dos processos de otimização depende do valor arbitrado para delimitador da cauda exponencial ( $\zeta$ ). Com efeito, um valor alto de  $\zeta$  aumenta a valorização relativa do ajuste à cauda exponencial (veículos livres) mas diminui a precisão das estimativas uma vez que há menos intervalos em avaliação; se  $\zeta$  for muito pequeno a amostra é maior mas as estimativas são condicionadas tanto por veículos livres como por veículos em pelotão, o que resulta em parâmetros enviesados. Por outro lado, o ajuste deve ser o melhor possível para os intervalos de duração superior ao intervalo crítico, que em rotundas é tipicamente 3 - 4 s. Luttinen (1999), com base em dados sintéticos (distribuição semi-Poisson) identificou uma gama ótima para  $\zeta$  entre 2.5 e 4.5 s. Fixou-se assim  $\zeta = 3.5$  s. O parâmetro  $\Delta$ , no método dos momentos MM1, foi considerado constante ( $\Delta = 2.0$  s).

Na Figura 3.3 ilustra-se a distribuição de intervalos observados  $H(t)$  e as distribuições teóricas Cowan M3, estimadas pelos quatro métodos em análise, para dois conjuntos de intervalos distintos. No primeiro conjunto (rotunda da Ponte Rainha Santa), como indicado na Tabela 3.2, o melhor ajuste é conseguido com o método RNS ( $\lambda = 0.18$ ,  $\phi = 0.48$ ,  $\Delta = 2.06$ ) embora muito próximo dos ajustes obtidos através dos métodos ML e MM2 (note-se que para  $t > \zeta$  as três curvas são quase coincidentes com a distribuição empírica). Relativamente ao segundo conjunto, os métodos convencionais falham por razões distintas: o método dos momentos por assumir que a cauda direita da distribuição empírica segue a distribuição exponencial negativa, o que neste caso claramente não acontece; o método da máxima verosimilhança por ter originado um valor  $\Delta > \zeta$ , o que agrava significativamente o indicador de ajuste (note-se que resulta  $F(t) = 0$  para  $\zeta < t < \Delta$ ).



**Figura 3.3** – Distribuição empírica de intervalos e distribuições teóricas (Cowan M3) na rotunda da Ponte Rainha Santa (conjunto 4 de 13) e na rotunda do Almegue (conjunto 1 de 4)

**Tabela 3.2** – Parâmetros das distribuições teóricas (Cowan M3) e indicadores de ajuste

	Rot. da Ponte Rainha Santa $q_c = 767$ veíc/h				Rot. do Almegue $q_c = 427$ veíc/h			
	RNS	ML	MM1	MM2	RNS	ML	MM1	MM2
$\lambda$	0.18	0.16	0.12	0.14	0.13	0.13	0.06	0.06
$\phi$	0.48	0.46	0.33	0.46	0.63	0.59	0.39	0.45
$\Delta$	2.06	1.79	2.00	1.40	3.50	3.92	2.00	1.40
$V_r (\times 1000)$	0.05	0.14	1.64	0.40	1.42	10.7	23.4	17.6

Implementou-se de seguida um procedimento automático para estimar, através dos quatro métodos referidos, os parâmetros locais para cada um dos conjuntos de intervalos. Em oito dos 164 casos o método da máxima verosimilhança (ML) não convergiu devido a violação da condição expressa pela Eq. (3.10). Para efeitos de comparação, esses conjuntos foram excluídos.

Na Tabela 3.3 apresentam-se os resultados do processo de ajustamento de onde se podem retirar as seguintes conclusões:

- Comparando os dois métodos baseados na igualdade de momentos – o método original (MM1) e o proposto (MM2), constata-se, como seria de esperar, que o levantamento da restrição de valor fixo para  $\Delta$  no método MM2 resulta num melhor ajuste em todos os casos;
- Na maior parte dos casos, o método da máxima verosimilhança (ML) é mais eficiente do que o método dos momentos original;
- O método proposto – resolução numérica simultânea (RNS) – é consistentemente o mais eficiente (em termos de qualidade do ajuste). É também o mais robusto, na medida em que obtém bons ajustes em todas as situações testadas, enquanto os restantes falham em casos pontuais.

Conclui-se portanto que o método RNS permite estimar com facilidade e precisão os parâmetros da distribuição Cowan M3 numa determinada secção a partir de uma amostra de intervalos.

**Tabela 3.3** – Estimação de parâmetros locais – qualidade do ajuste

Local	Média da variância dos resíduos ( $\times 1000$ )			
	RNS	ML	MM1	MM2
Rot. Pt. Rainha Santa	0.194	0.221	0.535	0.342
Rot. Nelas, Int. e Ext	0.254	0.316	0.403	0.353
Rot. Palmeiras, Int.	0.887	7.073	2.155	1.759
Rot. Palmeiras, Ext.	0.660	0.908	2.023	1.765
Rot. Almegue, Int.	0.799	5.456	10.802	5.332
Rot. Almegue, Ext.	0.299	0.840	1.415	1.086
EN 206 1, E-O	0.426	1.052	0.854	0.613
EN 206 1, O-E	0.320	0.496	1.589	1.074
EN 206 2, E-O	0.280	0.349	0.763	0.568
EN 206 2, O-E	0.294	0.382	0.952	0.717

### 3.4 Estimação expedita aplicada ao cálculo de capacidade de rotundas

Em aplicações práticas de cálculo de capacidades os analistas dispõem apenas de fluxos de tráfego referentes a um dado período de observação, não tendo acesso às distribuições de intervalos, o que impossibilita o uso dos métodos expostos. Coloca-se assim o desafio de obter as melhores estimativas possíveis para os três parâmetros  $\lambda$ ,  $\phi$  e  $\Delta$  em função dos fluxos de tráfego e eventualmente das características geométricas. Essa tarefa pode ser simplificada através das seguintes ações:

- a) Igualar o valor esperado da distribuição à média dos intervalos na amostra, isto é, ao inverso do fluxo de tráfego médio no período de observação - Eq. (3.5);
- b) Atribuir um valor fixo ao parâmetro  $\Delta$ .

É assim necessário estabelecer uma terceira relação entre os parâmetros para levantar a indeterminação. Essa relação é normalmente designada como um modelo de agrupamento já que tem como objetivo imediato a determinação do parâmetro  $\phi$ , ou seja, da proporção de intervalos com distribuição exponencial na corrente de tráfego, em função do fluxo de tráfego. Vários autores propuseram diferentes formulações (ver a Figura 3.4):

- Tanner (1962) assumiu que o fluxo de tráfego numa via individual é o resultado de um processo M/D/1 (intervalos exponenciais e servidor com tempo de serviço constante) e obteve o seguinte modelo linear (ilustrado com  $\Delta = 2$  s):

$$\phi = 1 - \Delta q \tag{3.11}$$

- Sullivan e Troutbeck (1997) procuraram relacionar a proporção de veículos em regime livres (“veículos livres”) com um conjunto de variáveis explicativas relacionadas com a geometria e com as condições operacionais; partiram assim de observações em estradas

arteriais com duas vias e obtiveram modelos exponenciais que dependem do tipo e da largura da via. No documento original não é explicitado o critério utilizado para classificar “veículos livres” vs. “pelotões”. O modelo é o seguinte:

$$\phi = e^{-Aq} \quad (3.12)$$

onde  $A$  toma o valor 7.5 s/veíc. para a via junto ao separador central e 5.25 s/veíc. para a via exterior, com larguras entre 3.0 e 3.5 m (ilustrado com  $A = 6$ ).

Mais tradicionalmente, considera-se que a proporção de veículos livres  $\phi$  deve ser tratada de forma abstrata, isto é, como um parâmetro que, juntamente com  $\lambda$  e  $\Delta$ , condiciona a forma da distribuição teórica, relaxando-se assim a necessidade de estabelecer um significado físico bem definido com as condições observadas no terreno. Os modelos apresentados de seguida seguem esta abordagem.

- Haging (1996) fixou  $\Delta = 1.8$  s para estimar  $\lambda$  e  $\phi$  (pelo método dos momentos – MM1) e obteve, através de regressão simples, a seguinte expressão linear:

$$\phi = 0,914 - 1,549q \quad (3.13)$$

- Tanyel e Yayla (2003) recorreram ao método da máxima verosimilhança / mínimos quadrados (ML) para estimar os parâmetros em vias de circulação de rotundas, a partir dos quais estabeleceram, através de regressão, uma relação linear entre  $\phi$  e  $\Delta q$  (ilustrado com  $\Delta = 2$  s):

$$\phi = \begin{cases} 1,25 - 1,13\Delta q & \text{se } \Delta q > 0,22 \\ 1 & \text{caso contrário} \end{cases} \quad (3.14)$$

- Akçelik (2006) procurou refletir no modelo de agrupamento o efeito das restrições à circulação em condições livres e, conseqüentemente, das demoras, através de um parâmetro ( $K_d$ ). A forma exata como a expressão foi obtida não foi indicada no documento original, sendo sugerido o valor  $K_d = 2.2$  para rotundas com uma ou duas vias de circulação. O modelo foi introduzido no software aaSidra 2.0 (ilustrado com  $\Delta = 2$  s):

$$\phi = \frac{1 - \Delta q}{1 - (1 - k_d)\Delta q} \quad (3.15)$$

- Çalışkanelli *et al.* (2009) seguiram o mesmo processo de Haging (*op. cit.*) para  $\Delta = 2$  s e obtiveram o seguinte modelo:

$$\phi = \begin{cases} 1,11 - 1,47\Delta q & \text{se } \Delta q > 0,07 \\ 1 & \text{caso contrário} \end{cases} \quad (3.16)$$

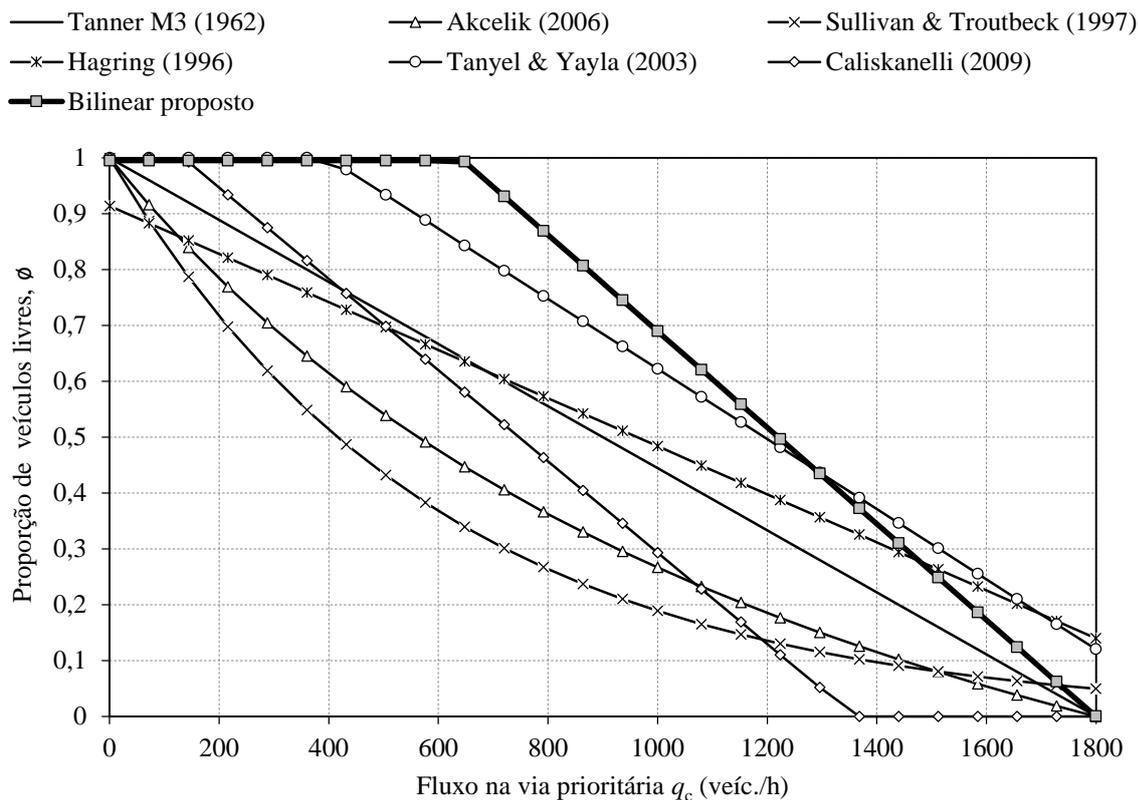


Figura 3.4 – Modelos de agrupamento

Constata-se que existe uma grande diversidade de abordagens. A maioria assenta num processo de regressão, linear ou exponencial, da proporção de veículos livres em função do débito, embora em alguns casos as metodologias não estejam claramente documentadas. Por outro lado, não é claro de que modo os diferentes estilos de condução, que variam de país para país, condicionaram a forma e os parâmetros das expressões. Optou-se assim por obter um novo modelo de agrupamento, calibrado para as condições portuguesas, através do seguinte processo:

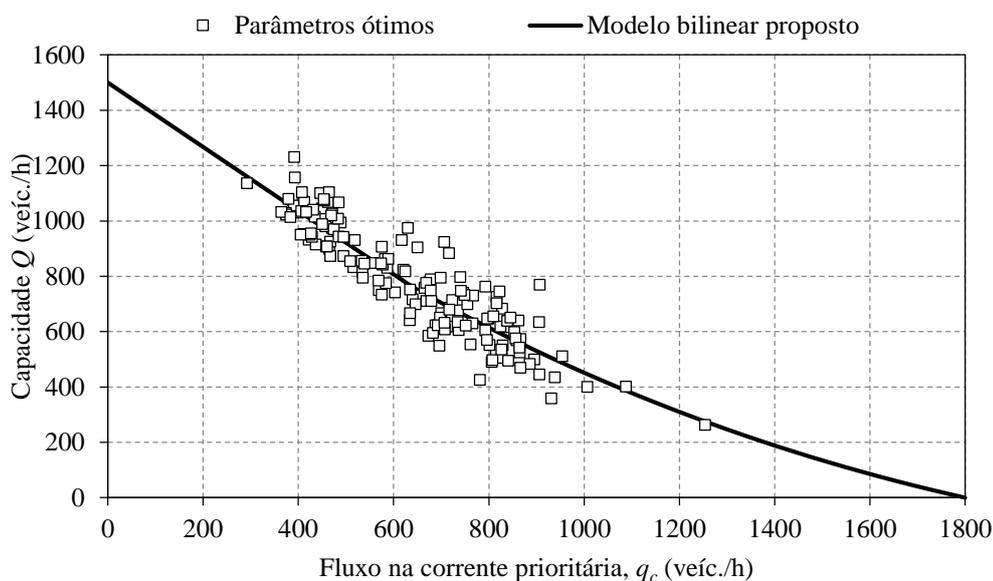
1. Assumiu-se uma relação bilinear entre a proporção de veículos livres e o fluxo semelhante à proposta por Tanyel e Yayla (2003) e Çalışkanelli *et al.* (2009), isto é, considera-se que até um determinado fluxo todos os veículos têm liberdade de movimentos ( $\phi = 1$ ), e que essa proporção diminui linearmente, anulando-se quando todos os veículos circularem com o intervalo mínimo  $\Delta$ , isto é, para  $q = 1/\Delta$ ;

$$\phi = \begin{cases} 1 & \text{se } q \leq \frac{A}{\Delta} \\ \frac{1 - q\Delta}{1 - A} & \text{se } \frac{A}{\Delta} < q \leq \frac{1}{\Delta} \end{cases} \quad (3.17)$$

onde A é um parâmetro que indica o ponto de quebra; fixou-se ainda o intervalo mínimo:  $\Delta = 2$  s (correspondente a um débito de saturação de 1800 veíc./h).

2. Para cada um dos 164 conjuntos de intervalos, considerou-se que os parâmetros  $\phi$ ,  $\lambda$  e  $\Delta$  obtidos pelo método RNS são os valores exatos;
3. Para cada um dos conjuntos calculou-se a capacidade de uma via de entrada de acordo com a fórmula genérica da distribuição Cowan M3 – Eq. (2.31) com os correspondentes valores exatos de  $\phi$ ,  $\lambda$ ,  $\Delta$  e  $q$ , e com valores típicos do intervalo crítico e intervalo mínimo da corrente secundária ( $t_c = 4.0$  s,  $t_f = 2.4$  s). As correspondentes estimativas de capacidade podem ser consideradas as melhores possíveis para as condições observadas já que não é feita qualquer simplificação ao nível da corrente prioritária;
4. Finalmente, o parâmetro  $A$  foi ajustado iterativamente de modo a minimizar o erro médio quadrático entre as capacidades “exatas” (que requerem o conhecimento da distribuição de intervalos) e as capacidades calculadas através do modelo de agrupamento (que apenas requerem o conhecimento do fluxo). Foi obtido um valor ótimo  $A = 0.356$  (a que corresponde um ponto de quebra para  $q_c = 0.178$  veíc./s (641 veíc./h) – ver ainda a Figura 3.4.

Como se pode constatar na Figura 3.5 o modelo de capacidades baseado na expressão de agrupamento ajusta-se muito bem às capacidades “exatas”. A curva de capacidades é quase linear para fluxos conflituantes abaixo do ponto de quebra (641 veíc./h); a partir desse limiar a curvatura é mais acentuada e a capacidade tende para 0 à medida que o fluxo conflituante tende para  $1/\Delta$  (1800 veíc./h)



**Figura 3.5** – Ajuste das capacidades previstas utilizando o novo modelo de agrupamento às capacidades previstas utilizando os parâmetros ótimos

Na Tabela 3.4 comparam-se as capacidades de ajuste (erro quadrático médio) dos diferentes modelos apresentados aplicados ao cálculo de capacidades. Como seria de esperar, o melhor

desempenho é conseguido com o novo modelo bilinear ( $A = 0.356$ ,  $\Delta = 2$  s). O pior é obtido com o modelo Cowan M1 (chegadas exponenciais puras,  $\phi = 1$  e  $\Delta = 0$ , em que se admite que todos os veículos circulam em condições livres).

**Tabela 3.4** – Comparação da qualidade de ajuste dos diferentes modelos de agrupamento

Modelo de agrupamento	Erro quadrático médio $V_R (\times 1000)$
Akcelik (2006)	1,2699
Hagring (1996)	0,8837
Caliskanelli (2009)	0,9689
Tanyel & Yayla (2003)	0,5340
Tanner M3 (1962)	0,7749
Tanner M1 (1962)	2,0732
Sullivan & Troutbeck (1997)	1,6234
Bilinear proposto	0,4979

### 3.5 Análise de sensibilidade do modelo de capacidades baseado na distribuição Cowan M3

#### 3.5.1 Considerações gerais

Estando o modelo de agrupamento calibrado, procurou-se de seguida avaliar a importância que erros ou imprecisões na quantificação dos parâmetros poderão ter nas estimativas de capacidade e, conseqüentemente, identificar a necessidade de metodologias de estimação mais eficientes. Para o efeito foram seguidas duas metodologias distintas, mas complementares.

A primeira consiste numa análise de sensibilidade clássica: partindo de um conjunto fixo de variáveis explicativas (parâmetros da distribuição Cowan M3, parâmetros de aceitação e fluxos conflitantes), avalia-se o efeito que a alteração do valor de uma dessas exerce na variável dependente (capacidade), mantendo as restantes com o valor original.

A segunda metodologia, apesar de assentar no mesmo princípio, inverte o processo, isto é, numa primeira fase são definidos os erros de estimação admissíveis (ao nível da variável dependente) para depois serem identificados os erros máximos que se podem cometer na quantificação de cada uma das variáveis independentes, admitindo que as restantes têm o valor exato. É portanto um tipo de análise mais orientado para os “utilizadores finais”, já que indica, de forma mais imediata, as variáveis mais sensíveis a erros de quantificação e que, conseqüentemente, deverão justificar um maior cuidado na sua quantificação (Vasconcelos *et al.*, 2009). Para avaliar a importância das discrepâncias nas estimativas da capacidade adotou-se a estimativa GEH, atribuída a Geoffrey E. Havers (Londres, década de 1970). Trata-se de uma fórmula muito utilizada em planeamento de transportes, e particularmente em problemas de afetação de

tráfego, para comparar duas séries de volumes de tráfego, devido ao seu carácter “autoajustável”, isto é, permitir utilizar um único limiar na comparação de uma ampla gama de valores:

$$GEH = \sqrt{\frac{2(M - C)^2}{M + C}}. \quad (3.18)$$

onde  $M$  é fluxo horário de tráfego previsto pelo modelo e  $C$  é o fluxo observado. Nesta aplicação em particular,  $M$  e  $C$  correspondem às capacidades obtidas com os parâmetros de referência e com os parâmetros onde foram cometidos erros de quantificação, respetivamente. Resolvendo a expressão em ordem a  $M$  obtêm-se, para um dado  $GEH$  e uma capacidade de referência, as correspondentes capacidades admissíveis  $C^-$  e  $C^+$ :

$$C^\pm = \frac{4C + GEH^2 \pm \sqrt{GEH^4 + 16GEH^2 C}}{4} \quad (3.19)$$

Em modelos macroscópicos de atribuição de tráfego, uma estimativa de fluxos é geralmente considerada *boa* se o  $GEH$  for inferior a 5 (Highways Agency, 1996). Na Figura 3.6 pode-se constatar que a estatística tolera erros percentuais muito altos se os volumes em análise forem baixos, sendo a margem de erro progressivamente menor à medida que os volumes aumentam, o que de certa forma reflete as expectativas dos analistas.

Com as primeiras quatro análises avaliou-se a sensibilidade da capacidade aos parâmetros  $A$ ,  $\Delta$ ,  $t_c$  e  $t_f$ , admitindo o tráfego conflituante concentrado numa única via de circulação. O efeito da distribuição de tráfego pelas vias de circulação é discutido na última análise.

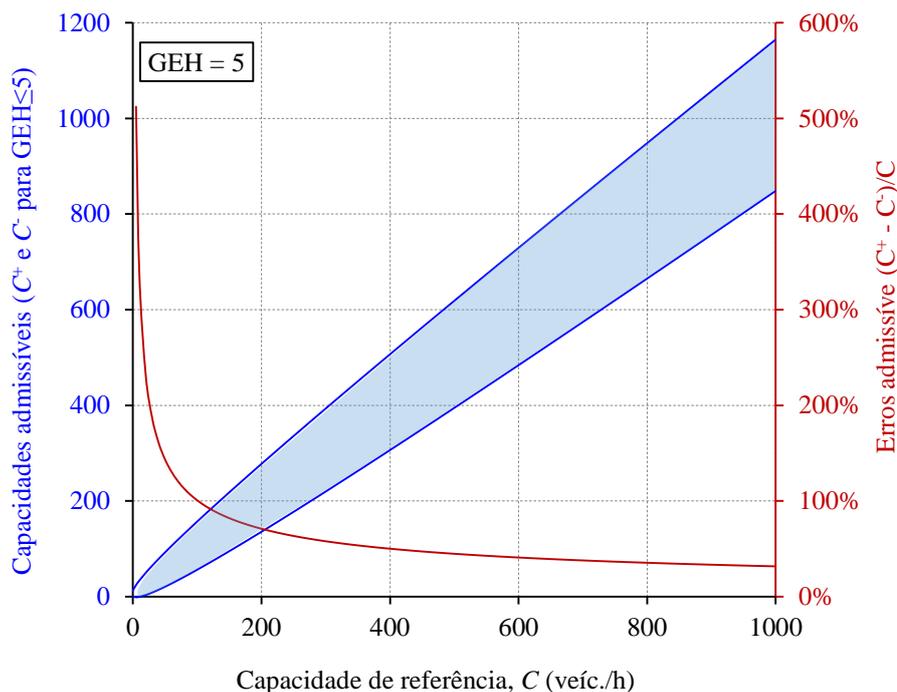
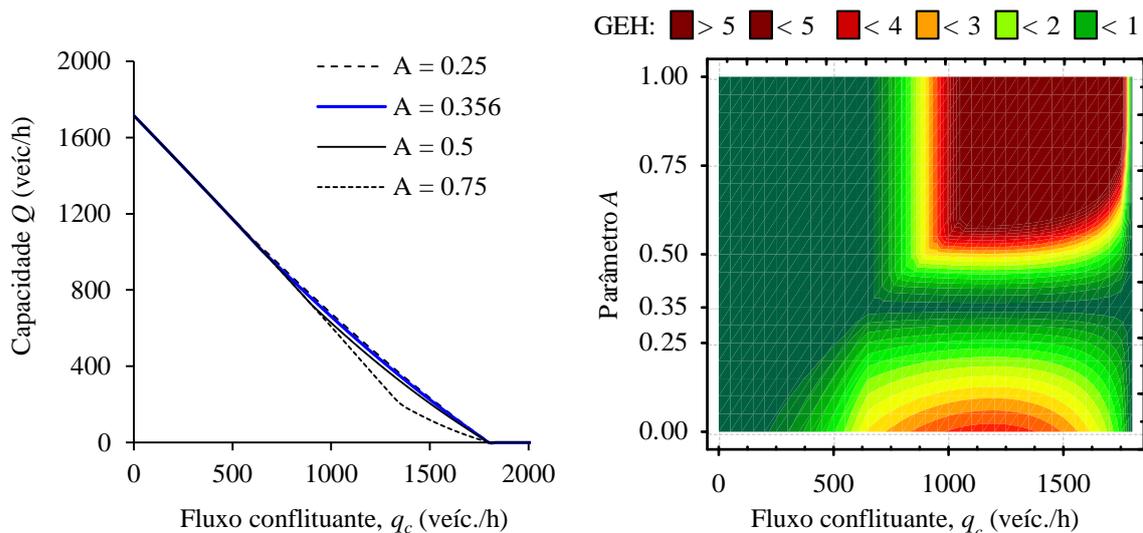


Figura 3.6 – Estatística GEH: relação entre erros absolutos e relativos para GEH = 5

### 3.5.2 Parâmetro A do modelo bilinear de agrupamento

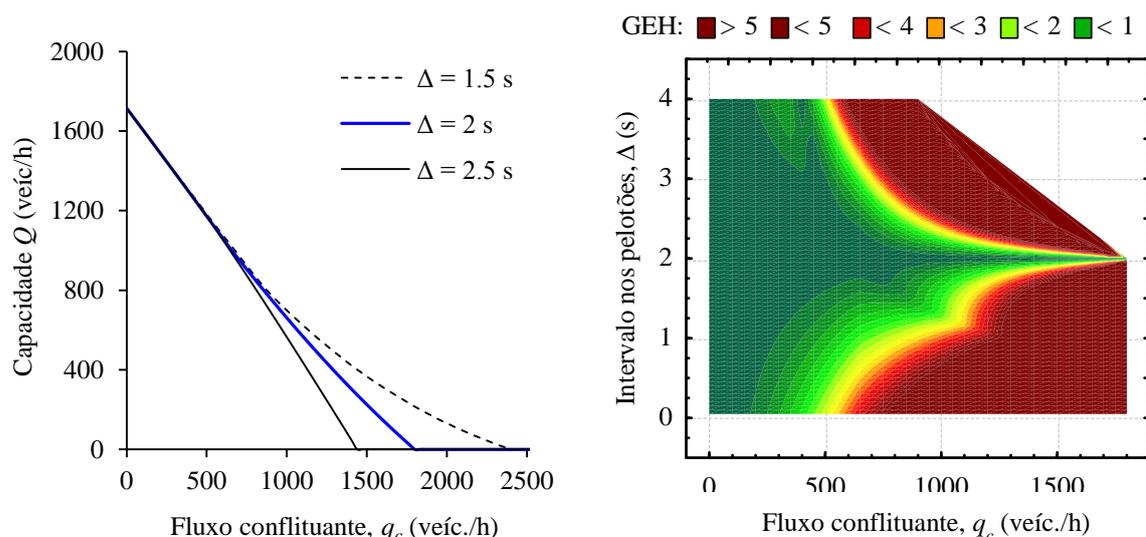
A sensibilidade da capacidade a este parâmetro (admitindo que o valor exato é 0.356) é indicada na Figura 3.7 (esquerda: sensibilidade clássica, com diferenças absolutas; direita: impacto dos erros, medido pela estatística GEH). Se o fluxo conflituante for baixo a moderado (menos que 800 veíc./h) o modelo de capacidades é bastante robusto a erros na quantificação de A. A sensibilidade é máxima na gama dos fluxos mais elevados, particularmente para erros por excesso, mas mesmo aí parâmetros A entre 0.25 e 0.5 geram estimativas precisas. Por exemplo, para  $q = 1300$  veíc./h, obtém-se uma capacidade de referência de 395 veíc./h ( $A = 0.356$ ) e de 409 veíc./h para  $A = 0.25$ , o que é praticamente negligenciável. É ainda interessante notar que para fluxos conflituantes muito intensos a capacidade tende para 0 e o modelo torna-se insensível ao parâmetro A.



**Figura 3.7** – Sensibilidade da capacidade relativamente ao parâmetro  $A$  da relação bilinear de agrupamento (Esq: diferenças absolutas, Dir: medida de ajuste GEH)

### 3.5.3 Intervalo mínimo nos pelotões $\Delta$

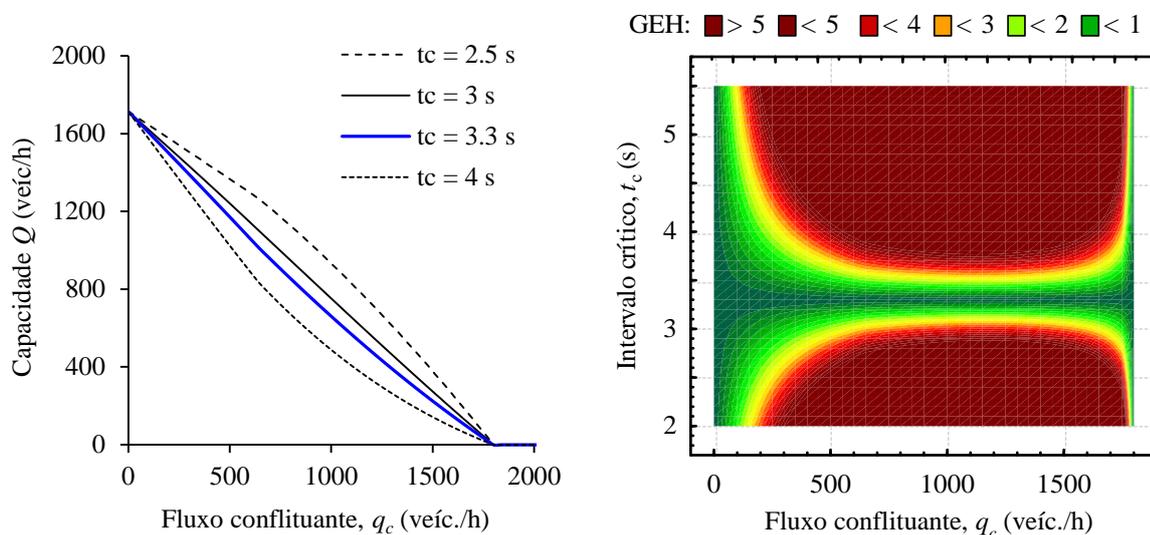
Como se pode ver na Figura 3.8, o modelo de capacidades torna-se progressivamente mais sensível a variações impostas em  $\Delta$  à medida que aumenta o fluxo conflituante. Para fluxos abaixo dos 500 veic./h o modelo é muito robusto, enquanto os impactos significativos só ocorrem para  $q > 700$  veic./h. Contudo, considera-se que este impacto não assume relevância significativa, na medida em que na maior parte das rotundas observadas os fluxos conflituantes não excedem os 1200-1300 veic./h (por via). Alguns autores definem  $\Delta = 1.8$  s, o que está dentro da gama que assegura maiores níveis de confiança.



**Figura 3.8** – Sensibilidade da capacidade relativamente ao parâmetro  $\Delta$  da relação bilinear de agrupamento (Esq: diferenças absolutas, Dir: medida de ajuste GEH)

### 3.5.4 Intervalo crítico $t_c$

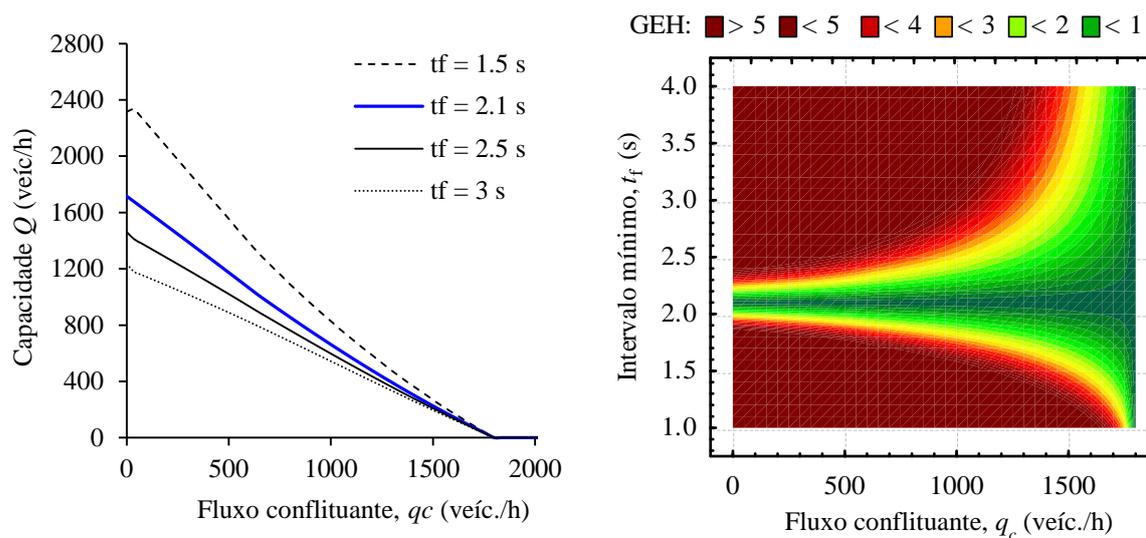
A sensibilidade da capacidade ao intervalo crítico ilustra-se na Figura 3.9. Verifica-se que este parâmetro condiciona significativamente as capacidades em quase toda a gama de fluxos conflituantes, com a exceção dos fluxos muito baixos. Este efeito é facilmente compreendido atendendo à lógica dos modelos de *gap-acceptance*: se os volumes conflituantes forem muito baixos, os intervalos disponíveis na corrente prioritária são de grande duração e normalmente permitem a entrada de vários veículos. A primeira entrada depende do intervalo crítico e as restantes do intervalo complementar, pelo que no limite, para  $q_c = 0$ , a capacidade é  $Q = 1/t_f$ . Considerando que o valor correto é  $t_c = 3.3$  s, os erros aceitáveis são de aproximadamente  $\pm 0.3$  s (9%), aumentando significativamente o valor de GEH para erros de estimação superiores.



**Figura 3.9** – Sensibilidade da capacidade relativamente ao Intervalo Crítico  $t_c$  (Esq: diferenças absolutas, Dir: medida de ajuste GEH)

### 3.5.5 Intervalo complementar $t_f$

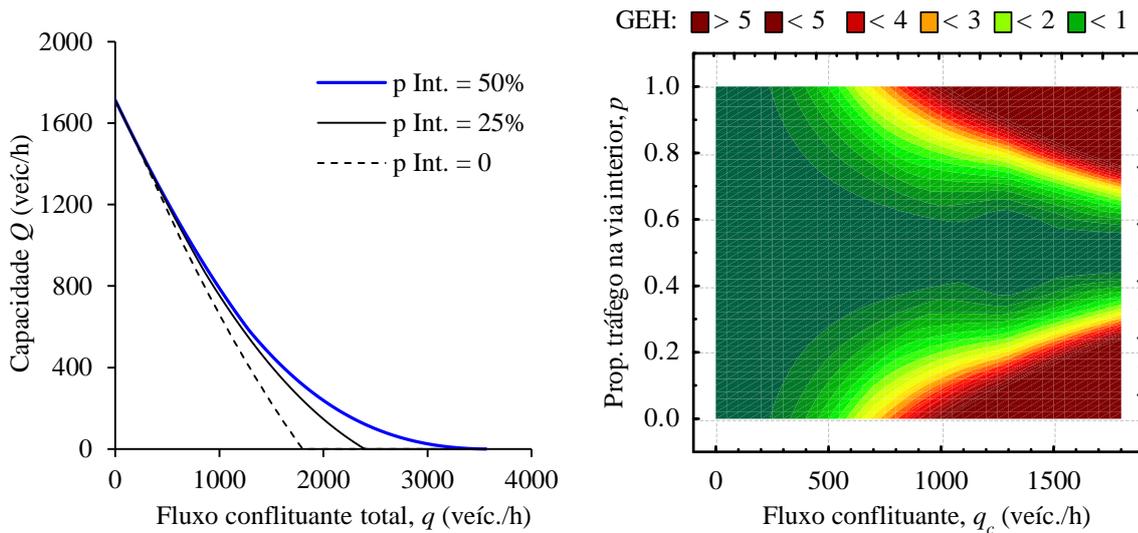
A sensibilidade do modelo ao intervalo complementar (Figura 3.10), já referida no ponto anterior, é complementar à do intervalo crítico e está também intrinsecamente associada à lógica dos modelos *gap-acceptance*. É máxima quando o fluxo conflituante é nulo e diminui à medida que o fluxo conflituante aumenta, já que os intervalos disponíveis na corrente prioritária são cada vez menores, sendo cada vez mais raros os casos em que há entradas múltiplas para a interseção. Considerando o valor de referência  $t_f = 2.1$  s, para garantir um  $GEH < 5$ , apenas são admissíveis erros extremamente pequenos na gama dos fluxos conflituantes mais baixos (para  $q < 500$  veic./h, aproximadamente  $\pm 0.3$  s ou cerca de 14%).



**Figura 3.10** – Sensibilidade da capacidade relativamente ao Intervalo Complementar  $t_f$  (Esq: diferenças absolutas, Dir: medida de ajuste GEH)

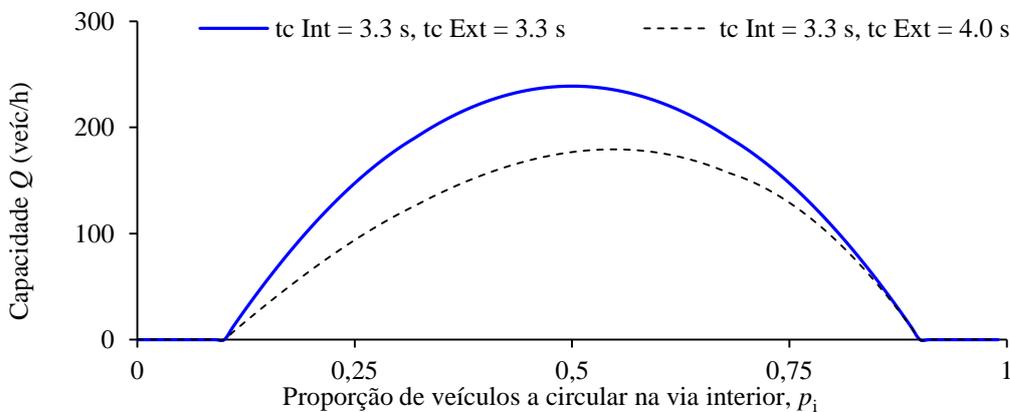
### 3.5.6 Distribuição do tráfego conflituante pelas vias de circulação

A Figura 3.11 indica a sensibilidade do modelo à distribuição do tráfego conflituante pelas vias de circulação (admitiu-se a existência de duas vias - Interior e Exterior). Considerou-se, como situação de referência, que o tráfego está equitativamente distribuído pelas duas vias. No painel direito verifica-se que apenas para os fluxos conflituantes mais elevados, e para diferenças significativas relativamente à distribuição de referência, há impactos consideráveis ao nível da capacidade. Constata-se também, no painel esquerdo, que a repartição que conduz à máxima capacidade é precisamente a equitativa. Com efeito, uma repartição equilibrada aumenta a probabilidade de os veículos circularem lado a lado ou com ligeira sobreposição, minimizando assim o número de pequenos intervalos que não seriam aproveitados pelos condutores não prioritários.



**Figura 3.11** – Sensibilidade da capacidade relativamente à repartição do tráfego conflituante pelas vias de circulação (Esq: diferenças absolutas, Dir: medida de ajuste GEH)

Por outro lado, é interessante notar que a conclusão anterior só é válida caso as correntes prioritárias tenham os mesmos intervalos de aceitação. Caso se verifique que uma das vias se caracteriza por uma maior facilidade de atravessamento ou inserção, nesse caso a proporção ótima será assimétrica, havendo naturalmente mais tráfego na via mais favorável. Para ilustrar esta relação (Figura 3.12), admita-se que o intervalo crítico para atravessar a via exterior (junto à linha de cedência) é de 4 s, mantendo-se o valor de referência de 3.3 s para a inserção na via interior (junto à ilha central). Admita-se ainda que não há diferenças relativamente ao intervalo complementar (2.1 s). Neste caso a proporção ótima de veículos na via interior passa de 50% para 55%, ou seja, a fórmula reflete um compromisso entre a maximização dos grandes intervalos (repartição equitativa) e a facilidade de entrada (utilização preferencial da via interior).



**Figura 3.12** – Efeito da repartição do tráfego conflituante pelas vias de circulação. Caso 1: as vias de circulação têm os mesmos parâmetros de aceitação ( $t_c = 3.3$  s,  $t_f = 2.1$ ); Caso 2: as vias de circulação têm parâmetros de aceitação diferentes (intervalo crítico na via exterior  $t_c = 4.0$  s)

### 3.6 Conclusões

Foi proposto um novo método de estimação dos parâmetros da distribuição Cowan M3 a partir de uma listagem desagregada de intervalos interveiculares. A comparação com o método dos momentos e com o método da máxima verosimilhança / mínimos quadrados sugere que o novo método é mais eficiente (em termos de qualidade do ajuste) e mais robusto (gera consistentemente bons resultados, mesmo nos casos pontuais onde os restantes falham). É também fácil de implementar em folha de cálculo. Em contrapartida é ligeiramente mais lento mas essa particularidade é irrelevante no âmbito da presente análise.

Foi assim selecionado para obter os parâmetros locais para um grande número de condições de circulação em rotundas portuguesas. Estes parâmetros foram posteriormente utilizados para calibrar uma relação bilinear de agrupamento para rotundas, em que se relaciona a proporção de veículos livres com o fluxo médio de tráfego num dado período. Passa assim a ser possível aplicar a fórmula generalizada de capacidades de Haging simplesmente em função do fluxo em cada uma das vias de circulação (e dos respetivos parâmetros de aceitação – intervalo crítico e intervalo complementar).

Neste capítulo foi ainda efetuada uma análise de sensibilidade dos diversos parâmetros interveniente na fórmula generalizada de Haging. Verifica-se que a capacidade é pouco condicionada pelas imprecisões na quantificação do parâmetro de agrupamento  $A$  e do intervalo mínimo  $\Delta$ . Já os parâmetros de aceitação têm uma influência mais marcada na capacidade, sendo admissíveis erros de quantificação no intervalo crítico  $t_c$  e no intervalo complementar  $t_f$  na ordem dos 0.3 s ou 10-15% (para as condições de referência). Também os erros de quantificação da proporção de tráfego conflituante em cada via de circulação podem condicionar significativamente as estimativas da capacidade, principalmente quando o fluxo conflituante total é muito elevado (acima dos 1500 veíc./h).

Em síntese, verifica-se que os erros decorrentes de imprecisões nos parâmetros que descrevem a fórmula de agrupamento são relativamente modestos quando comparados com os erros que são normalmente da responsabilidade do utilizador final do modelo, nomeadamente os parâmetros de aceitação. Face à sua relevância, a estimação destes parâmetros é objeto de estudo no capítulo seguinte.



## **Capítulo 4**

# **ESTIMAÇÃO DE INTERVALOS CRÍTICOS E COMPLEMENTARES EM ROTUNDAS – MÉTODOS CONVENCIONAIS**



---

## 4 ESTIMAÇÃO DE INTERVALOS CRÍTICOS E COMPLEMENTARES EM ROTUNDAS – MÉTODOS CONVENCIONAIS

### 4.1 Introdução

Na literatura especializada é possível encontrar valores de referência dos intervalos de aceitação - intervalo crítico e intervalo complementar – aplicáveis a condições específicas e que, em muitas aplicações práticas, são utilizados diretamente ou com ligeiros ajustamentos nos modelos de capacidade. Por exemplo, no HCM (TRB, 2010) são indicados valores de referência para cada tipo de movimento de viragem de um cruzamento prioritário, bem como um conjunto de fatores de ajustamento que traduzem o efeito da inclinação das vias e da composição do tráfego.

Para a presente investigação optou-se, contudo, pela estimação destes parâmetros diretamente a partir de observações de rotundas nacionais, decisão para a qual pesaram vários aspetos: *i*) como se viu no capítulo anterior, estes parâmetros exercem um papel determinante na capacidade prevista pelos modelos de *gap-acceptance*, pelo que importa obter as melhores estimativas possíveis; *ii*) os intervalos de aceitação refletem comportamentos individuais dos condutores, os quais variam de país para país; na parte final deste capítulo é apresentada uma comparação de valores adotados em diversos países / regiões que comprova esta variabilidade; *iii*) os valores dos parâmetros listados por alguns autores / instituições não foram obtidos diretamente a partir de observações dos comportamentos dos condutores, antes foram obtidos através de uma abordagem alternativa que consiste, genericamente, em identificar os parâmetros que minimizam as diferenças entre as capacidades observadas e as previstas pelo modelo. Este método, embora muito utilizado por ser de fácil aplicação e por não requerer recolhas de dados adicionais para além dos fluxos de tráfego, tende a ser pouco robusto já que as estimativas passam a depender das premissas e das simplificações assumidas no modelo de cálculo assumido, não sendo portanto aplicáveis à formulação de capacidades proposta no capítulo anterior.

Este capítulo tem assim como objetivo principal a obtenção de parâmetros calibrados para rotundas portuguesas, e como objetivos secundários a avaliação comparativa das diferentes metodologias de estimação e a comparação dos parâmetros calibrados com os valores homólogos de outros países.

### 4.2 Variáveis explicativas

Como se viu no capítulo anterior, a teoria de *gap-acceptance* assenta no princípio de que os condutores não prioritários tomam a decisão de avançar para o interior da interseção em função

do intervalo disponibilizado na corrente prioritária. O modelo determinístico de entradas pressupõe que a população de condutores não prioritários é homogênea e consistente, ou seja, todos os condutores teriam os mesmos parâmetros de aceitação, independentemente do período e local em análise. Na realidade, o intervalo crítico  $t_c$  e o intervalo complementar  $t_f$  não têm um valor constante. São parâmetros que traduzem comportamentos dos condutores, os quais variam não apenas de condutor para condutor mas também ao nível individual, como resposta a estímulos como a hora do dia, o tempo de espera, etc. Dada esta variabilidade, os parâmetros de aceitação podem ser tratados como variáveis aleatórias com uma determinada distribuição, sendo necessário encontrar valores característicos dessas distribuições que, integrados num modelo de capacidades, conduzam a um número de entradas para a interseção semelhante ao que seria obtido caso se considerassem os diversos valores individuais. Na prática, este procedimento incide apenas sobre o intervalo crítico, admitindo-se uma distribuição uniforme para o intervalo complementar.

Vários autores têm investigado o efeito de um conjunto de fatores ambientais e comportamentais nos valores do intervalo crítico. Entre estes fatores inclui-se o período do dia, a velocidade dos veículos prioritários, o tipo de controlo de entrada (stop vs. cedência de prioridade), a distância de visibilidade, a geometria da interseção, a composição do tráfego, o motivo de viagem e o tempo de espera. A maior parte destes estudos assenta em modelos de escolha discreta. Nos pontos seguintes referem-se estes trabalhos e justifica-se a seleção das variáveis a recolher com as sessões de campo.

#### 4.2.1 Tempo de espera / impaciência

O tempo de espera é o fator ambiental mais vezes referido na literatura como condicionante do comportamento dos condutores. Uma das primeiras contribuições neste campo deve-se a Mahmassani e Sheffi (1981), que desenvolveram um modelo *probit* no qual a duração do intervalo crítico em cruzamentos prioritários é uma função decrescente do número de intervalos rejeitados por cada condutor. O aumento do tempo de espera aumentaria a impaciência dos condutores e, conseqüentemente, a sua disponibilidade para aceitarem um maior nível de risco e portanto menores intervalos. Kittelson e Vandehey (1991) estudaram três entroncamentos nos Estados Unidos e constataram que os condutores tendem a aceitar intervalos menores que outros anteriormente rejeitados à medida que o tempo de espera aumenta. Este estudo esteve na base da redução dos limiares de atraso considerados para efeitos do cálculo do nível de serviço no HCM, uma vez que se reconheceu que os condutores tendem a reduzir os tempos de espera aceitando intervalos menores com um risco acrescido. Hamed *et al.* (1997), tendo por base uma amostra de 15 entroncamentos na Jordânia, desenvolveram um modelo *probit* de escolha discreta e constataram que o tempo de espera junto à barra de cedência tinha uma contribuição estatisticamente significativa. Também Polus *et al.* (2003) analisaram o efeito do tempo de

espera no processo de decisão, num estudo que incidiu em sete rotundas urbanas e suburbanas em Israel; o modelo obtido prevê a variação assintótica do intervalo crítico com o tempo de espera no ramo de entrada, entre um valor máximo e outro mínimo, através de uma curva logística. O tempo de espera foi uma variável também considerada no estudo de Zohdy *et al.* (2010) que incidiu sobre manobras de viragem à esquerda com oposição num cruzamento semaforizado, nos Estados Unidos.

#### 4.2.2 Posição dos veículos prioritários nas vias de circulação

Hagring (2000) desenvolveu um método que permite identificar o efeito da via utilizada pelos veículos prioritários (distante, junto à ilha central; próxima, adjacente à linha de cedência de passagem). Os resultados indicam que existem diferenças estatisticamente significativas (embora pequenas em valor absoluto) nos intervalos críticos associados a cada uma das vias de circulação. As diferenças são especialmente notórias na via de entrada da direita (adjacente ao passeio), traduzindo o facto de alguns veículos prioritários não conflituarem fisicamente com os veículos que entram para a interseção. Em aplicações subsequentes deste método (Hagring *et al.*, 2003; Kusuma e Koutsopoulos, 2011) obtiveram-se conclusões semelhantes.

#### 4.2.3 Outros fatores

Cooper e Zheng (2002) investigaram o efeito da distração no processo de *gap-acceptance*. As observações foram feitas num circuito de testes, com o veículo não prioritário imóvel (apenas era registada a *intenção* de avançar). Os resultados indicam que os condutores decidem avançar essencialmente em função do intervalo disponibilizado mas que consideram para essa decisão outros fatores tais como a velocidade dos veículos prioritários e o estado do pavimento (seco/molhado); contudo, se os condutores estiverem distraídos (a ouvir/responder a mensagens complexas), deixam de levar em conta estes últimos fatores, ficando expostos a risco acrescido. Davis e Swenson (2004) observaram manobras de viragem à esquerda num cruzamento prioritário, nos Estados Unidos, e concluíram que os condutores tomam a decisão de avançar para a interseção essencialmente em função da distância do veículo prioritário ao ponto de conflito (e não do intervalo, como é comumente aceite); uma consequência deste resultado é a de que a probabilidade de um condutor aceitar um dado intervalo é tanto maior quanto for a velocidade dos veículos prioritários, uma vez que tal implica maior separação espacial (este estudo contraria, portanto, os resultados de Cooper e Zheng (2002), que estabeleceram que os condutores requerem intervalos maiores com velocidades mais altas). Kaysi e Abbany (2007) desenvolveram um modelo de escolha discreta *probit* para descrever as manobras de inversão de marcha numa via rápida em Beirute e concluíram que a proporção de condutores que força a manobra (obrigando os veículos prioritários a desacelerar ou a mudar de via) é não negligenciável; os fatores que mais afetam a probabilidade de que um condutor force a manobra são a idade (< 26 anos), conduzir um veículo do tipo desportivo e uma baixa velocidade média

na via principal. No estudo anteriormente referido de Hamed *et al.* (1997) desenvolveu-se um modelo que prevê a variação linear do intervalo crítico com o tempo de espera e com outras variáveis recolhidas através de inquéritos aos condutores (após terem efetuado a manobra), nomeadamente o motivo de viagem, a idade dos veículos e dos condutores. Os resultados estão de acordo com as expectativas: o intervalo crítico é menor no caso de viagens pendulares (relativamente às viagens para compras/lazer) e aumenta com a idade dos veículos/condutores. No estudo também anteriormente referido de Zohdy *et al.* (2010) foi ainda estabelecido que o intervalo crítico aumenta com a distância ao ponto de conflito e com a intensidade da chuva.

#### 4.2.4 Seleção das variáveis a estudar

Alguns dos fatores referidos, apesar de importantes no âmbito de estudos comportamentais e de segurança, são pouco relevantes para o fim específico de cálculo de capacidades, quer pela sua reduzida influência no valor do intervalo crítico, quer porque levantam questões de aplicabilidade prática. Por exemplo, teria pouco interesse desenvolver modelos de capacidade com a consideração explícita da intensidade da chuva, sendo mais razoável obter um modelo para condições atmosféricas “normais” e posteriormente afetar as estimativas através de fatores de correção para condições específicas, caso tal se revelasse necessário. Assim, decidiu-se programar as sessões de recolha de dados de modo a recolher apenas os elementos tradicionalmente considerados mais relevantes para explicar o processo de *gap-acceptance*: para cada condutor não prioritário, a sequência completa de decisões de aceitar/rejeitar os intervalos, o índice da via de entrada, os identificadores das vias de circulação utilizadas pelos veículos prioritários e o tempo de espera.

### 4.3 Recolha e tratamento dos dados de campo

Fizeram-se registos vídeo em seis rotundas localizadas nas áreas urbanas de Coimbra e Viseu. Duas destas rotundas têm uma via de circulação (Choupal e Rainha Santa, Coimbra), uma tem duas vias de entrada e três de circulação (Almegue, Coimbra) e as restantes (Pedrulha e Palmeiras, Coimbra; Nelas, Viseu) têm duas vias de entrada e duas vias de circulação (ver o Apêndice I). Foi observado um ramo de entrada por rotunda, com a exceção da rotunda de Nelas, onde foram observadas as entradas sul e poente. Estas entradas foram selecionadas com base nos seguintes critérios: a) existência de períodos de fila contínua (de modo a permitir a aplicação do método de Siegloch); b) terem um funcionamento fluido, não interrompido por peões ou semáforos; c) apresentarem uma geometria razoavelmente convencional. Numa das rotundas (Palmeiras) um semáforo a montante da interseção, associado a uma passadeira, era responsável pela formação de alguns pelotões pelo que foi necessário excluir esses períodos da análise. Os tempos de observação variaram entre 53 e 99 minutos por entrada, incidindo sobre o período de ponta da manhã de dias úteis. De modo a limitar a influência de variáveis externas (e a facilitar os registos vídeo), todas as observações foram efetuadas com tempo seco e em

períodos com bastante luz natural. Em todos os casos a percentagem de veículos pesados é muito pequena, normalmente inferior a 5%.

Os processos de recolha e tratamento de dados relacionados com as decisões de entrada para a rotunda através de processos de cronometragem manual são morosos e tediosos. Atendendo ao número elevado de secções de entrada, o processamento inteiramente manual dos dados não foi considerada uma opção viável. Foi assim desenvolvida uma aplicação informática semiautomática – LUT|VP2 – para facilitar esta tarefa. Esta aplicação foi desenvolvida em VB.NET e é essencialmente um leitor de vídeo com controlo total de reprodução, ao qual foi adicionada a possibilidade de marcar eventos específicos com o teclado (Figura 4.1). Especificamente, o utilizador deve pressionar uma tecla quando o veículo chega à linha de cedência (W – via da direita, E – via da esquerda) e quando o mesmo veículo entra na faixa de circulação (A – via da direita, S – via da esquerda), libertando assim a entrada para outros veículos. Da mesma forma, o utilizador deve marcar os instantes de passagem em que os veículos prioritários passam em frente da entrada (M – via interior, K – via exterior). Cada um destes eventos fica associado ao respetivo instante e é automaticamente gravado num ficheiro de texto. A tecla X pode ser pressionada para indicar que o anterior evento foi incorretamente registado e que deve ser eliminado da base de dados. O tempo de processamento destes dados varia com os volumes de tráfego envolvidos mas corresponde tipicamente a cerca de três vezes a duração da sessão.

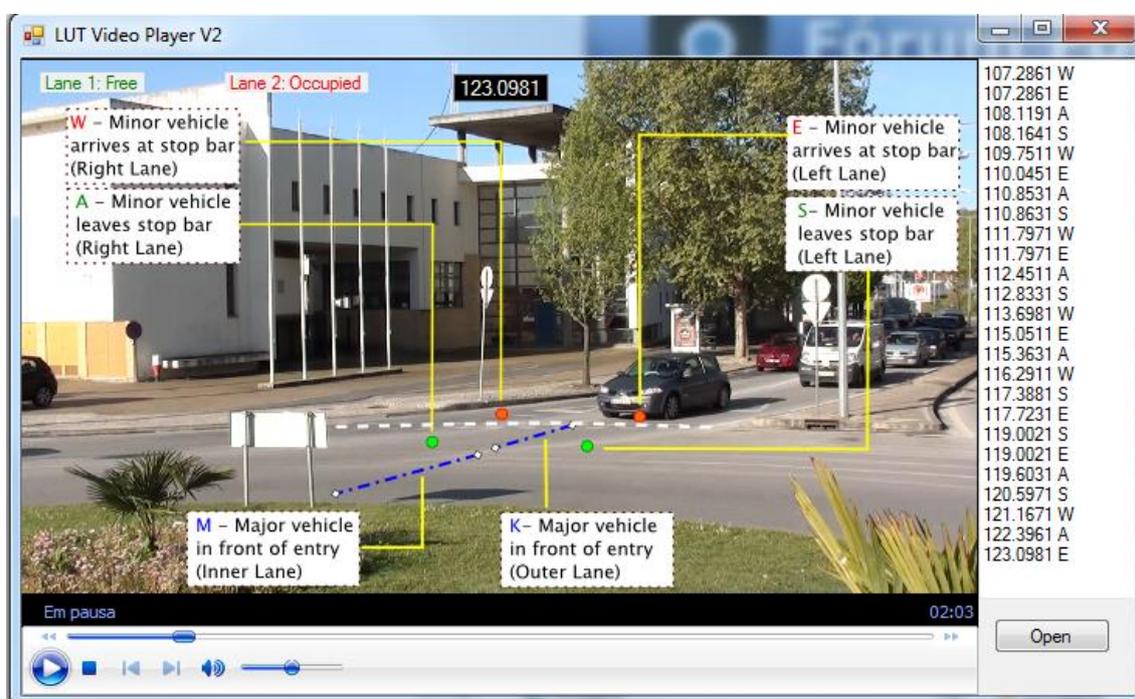


Figura 4.1 – Aplicação LUT|VP2

O passo seguinte consiste em converter os dados em bruto do ficheiro de texto num formato adequado aos diversos métodos de estimação analisados. De modo a manter a consistência com trabalhos semelhantes realizados na Alemanha (Weinert, 2000) e nos Estados Unidos (Rodegerdts *et al.*, 2007), e especificamente para o cálculo do intervalo crítico, foi decidido excluir os registos correspondentes a *lags*, isto é, os casos em que os condutores avançam para o interior da rotunda sem ceder passagem a pelo menos um veículo conflituante. A conversão foi feita recorrendo a um conjunto de *macros* VBA em Excel que permitem reconstituir, a partir dos dados em bruto, para cada veículo não prioritário, o conjunto de decisões aceitar/rejeitar e as correspondentes variáveis explicativas consideradas (via de entrada, intervalo, vias utilizadas pelos veículos prioritários, tempo de espera na linha de cedência). A Tabela 4.1 apresenta um exemplo deste tipo de dados.

**Tabela 4.1** – Exemplo dos dados de *gap-acceptance* de uma rotunda com duas vias de entrada e de circulação (apenas são apresentados dados relativos à via de entrada da esquerda)

ID Não prioritário	Decisão	Veículos prioritários				Veículos não prioritários (via da esquerda)			
		Líder		Seguidor		Intervalo	Chegada	Evento	Tempo espera
		Tempo	Via	Tempo	Via				
L1	ACEITOU	38.47	INT.	40.79	INT.	2.31	37.36	38.72	1.36
L2	REJEITOU	40.79	INT.	42.04	INT.	1.25	39.46	40.79	1.33
L2	ACEITOU	42.04	INT.	52.02	INT.	9.99	39.46	43.71	4.25
L5	ACEITOU	52.02	INT.	57.86	INT.	5.84	50.47	53.34	2.87
L6	REJEITOU	57.86	INT.	61.14	INT.	3.28	54.92	57.86	2.95
L6	ACEITOU	61.14	INT.	81.59	INT.	20.45	54.92	62.71	7.79
L10	REJEITOU	118.11	EXT.	119.39	INT.	1.28	118.06	118.11	0.05
L10	ACEITOU	119.39	INT.	126.96	INT.	7.57	118.06	120.67	2.61
L13	REJEITOU	126.96	INT.	128.55	INT.	1.60	125.76	126.96	1.20
L13	ACEITOU	128.55	INT.	133.80	INT.	5.24	125.76	130.27	4.51
L14	ACEITOU	133.80	INT.	138.40	INT.	4.60	132.32	134.87	2.55
L15	REJEITOU	138.40	INT.	139.92	INT.	1.52	137.83	138.40	0.57
L15	ACEITOU	139.92	INT.	143.40	EXT.	3.48	137.83	140.83	3.00

## 4.4 Métodos de estimação dos parâmetros de aceitação

### 4.4.1 Enquadramento

Existem vários métodos de estimação do intervalo crítico baseados na observação do comportamento dos condutores; um desses métodos (máxima verosimilhança, atribuído a Miller e Pretty (1968)), é reconhecido quase consensualmente pela comunidade científica como o mais preciso (cf. (Tian *et al.*, 1999; Xu e Tian, 2008)), muito em consequência dos estudos comparativos efetuados por Miller (1972) e Brilon *et al.* (1999). Esses estudos baseiam-se em técnicas do tipo Monte-Carlo, com dados sintéticos, pelo facto de permitirem a comparação das estimativas dos diferentes métodos com os parâmetros de referência (a partir dos quais são

---

geradas as amostras), o que não seria possível com dados reais uma vez que o intervalo crítico não é diretamente observável.

Contudo, estas técnicas implicaram a assunção de um conjunto de premissas, respeitantes à disponibilização de intervalos na corrente prioritária e ao processo da aceitação desses intervalos, o que pode ter condicionado as conclusões. Por exemplo considerou-se que as chegadas dos veículos prioritários seguiam a distribuição híper-Erlang (Dawson e Chimini, 1968), ignorando eventuais efeitos de ajustamento de velocidade na proximidade da entrada (para facilitar as entradas); relativamente aos veículos não prioritários considerou-se que as decisões dependem exclusivamente dos intervalos disponibilizados, inviabilizando portanto a avaliação de efeitos relacionados com a consistência dos condutores ou com fatores externos. Recentemente, Troutbeck (2014) efetuou uma nova análise comparativa nos mesmos moldes, onde introduziu algumas melhorias (emulação da impaciência dos condutores, utilização da distribuição Cowan M3 para gerar veículos na corrente prioritária, etc.) mas que não eliminam as limitações estruturantes desta abordagem.

Assim, considerou-se relevante efetuar um estudo comparativo dos diferentes métodos recorrendo a dados reais – o que, tanto quanto se sabe, nunca foi feito – de maneira a complementar os resultados dos estudos referidos. Por outro lado, a quase totalidade desses métodos de estimação considera o intervalo entre veículos prioritários como a única variável explicativa da decisão de avançar para o interior da interseção, tendo-se visto que outras variáveis externas podem exercer uma influência significativa nesse comportamento; decidiu-se assim integrar estas vertentes do problema.

Assim, numa primeira fase, o intervalo crítico foi estimado independentemente para cada via de entrada através de um conjunto de cinco métodos que se podem considerar determinísticos na medida em que assumem que a decisão de entrada depende exclusivamente do intervalo disponibilizado (Siegloch, Raff, Miller & Pretty, Wu, Bunker). Os três primeiros são frequentemente referidos na literatura, os últimos são recentes mas promissores. O intervalo entre veículos prioritários é considerado como a variável explicativa das decisões e o tráfego conflituante assume-se sobreposto numa única via de circulação. Admite-se assim que todos os veículos prioritários exercem a mesma influência sobre o comportamento dos veículos não prioritários, o que é correto para a via da esquerda mas conservador para a via da direita (Rodegerdts *et al.*, 2007). A abordagem alternativa – assumir que os veículos da via direita apenas cedem passagem ao tráfego que circula na via exterior (adjacente à entrada) – foi tentada numa fase prévia e abandonada após se constatar que conduzia a um número irrealista de rejeições de intervalos muito grandes (maiores que 10 segundos) atendendo a que os veículos não prioritários são efetivamente condicionados pela presença de veículos prioritários que circulam na via interior.

Cada um dos métodos é sucintamente apresentado e ilustrado com a aplicação à entrada nascente da rotunda da Ponte Rainha Santa, em Coimbra. Numa segunda fase admite-se um processo de decisão estocástico e recorreu-se ao método *logit* de escolha discreta para avaliar a relevância de incorporar explicitamente outras variáveis externas na estimação do intervalo crítico, relacionadas nomeadamente com a alocação dos veículos prioritários nas vias de circulação e com o tempo de espera dos veículos não prioritários.

#### 4.4.2 Métodos determinísticos

##### 4.4.2.1 *Siegloch*

De todos os métodos analisados, o método de Siegloch (1973) é o único que estabelece uma relação direta com os modelos de capacidade (Brilon *et al.*, 1999). É também o único a devolver o intervalo crítico e o intervalo complementar e a requerer a observação de condições saturadas (fila contínua na via secundária). Não existe um critério universal para definir uma fila contínua. Nos estados Unidos (Rodegerdts *et al.*, 2007) foi assumido que um intervalo de avanço (tempo que o segundo veículo na fila demora a ocupar o lugar do líder, após este ter avançado para o interior da rotunda) abaixo dos 6 s indica a existência de fila. Neste estudo, considerando os níveis de congestionamento da maior parte das rotundas analisadas, foi considerado também um intervalo de 4 s de modo a garantir dados mais homogêneos.

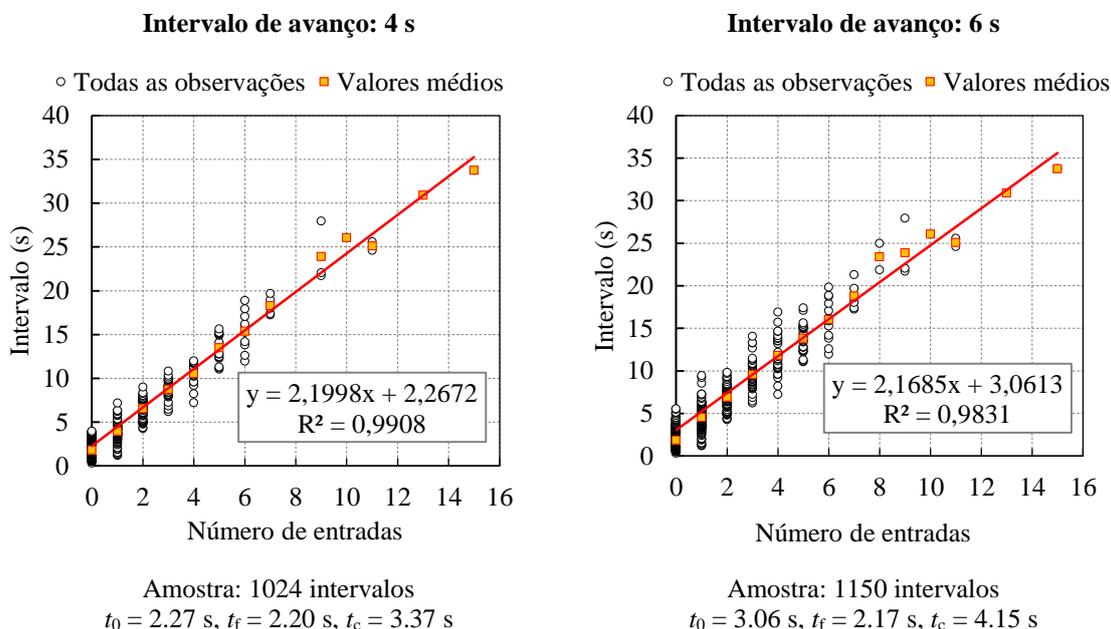
O procedimento de estimação é simples e não requer cálculos iterativos: para cada intervalo  $h$  disponibilizado na via prioritária conta-se o número de veículos  $n$  que avançaram para o interior da rotunda. Estas observações são marcadas num gráfico e obtém-se a linha de regressão  $h$ - $n$  (ver a Figura 4.2). Antes de efetuar a regressão deve calcular-se a média dos intervalos para cada ocorrência de  $n$  para evitar que o resultado seja condicionado pelo grande número de observações correspondentes aos pequenos intervalos.

O intervalo complementar  $t_f$  é obtido diretamente do gráfico e corresponde ao *declive* da linha de regressão correspondente aos valores médios. O intervalo crítico é dado pela seguinte equação:

$$t_c = t_0 + \frac{t_f}{2} \quad (4.1)$$

onde  $t_0$  é a *interseção* da linha de regressão ( $h|_n = 0$ ). Verifica-se assim que existe uma correspondência exata entre esta linha de regressão e a aproximação linear à função de aceitação em escada, apresentada no ponto 2.4.2 e que, como se viu, está na base do modelo de capacidades de Siegloch (Eq. 2.30).

A escolha do intervalo de avanço, tal como referido acima, tem um impacto significativo na estimativa do intervalo crítico. Neste exemplo específico,  $4\text{ s} \rightarrow t_c = 3.37\text{ s}$ ;  $6\text{ s} \rightarrow t_c = 4.15\text{ s}$ . Pelo contrário, as estimativas do intervalo complementar são relativamente estáveis ( $4\text{ s} \rightarrow t_f = 2.20\text{ s}$ ,  $6\text{ s} \rightarrow t_f = 2.17\text{ s}$ ).



**Figura 4.2** – Ilustração do método de Siegloch

As principais vantagens deste método são a sua relação próxima com a teoria subjacente aos modelos *gap-acceptance* e o permitir estimar o intervalo complementar. O único inconveniente é a dependência de condições saturadas, as quais podem ser difíceis de observar em muitos casos práticos.

#### 4.4.2.2 Raff

De acordo com este método (Raff e Hart, 1950) o intervalo crítico é o instante  $t$  em que se intercetam as curvas  $1-F_r(t)$  e  $F_a(t)$ , em que  $F_a(t)$  e  $F_r(t)$  são, respetivamente, as funções distribuição acumuladas (fda) dos intervalos aceites e rejeitados (Figura 4.3). Na verdade, de acordo com Wu (2012), esta interseção não corresponde à média mas sim à mediana. Numa distribuição log-normal a mediana tem valor inferior à média, logo o método de Raff subestima o intervalo crítico e sobrestima a capacidade. A curva  $F_a(t)$  é construída com base nos condutores que rejeitam pelo menos um *lag* (338 intervalos no caso exemplificado); no que respeita à curva  $F_r(t)$ , de modo a manter a consistência com os outros métodos e a reduzir a contribuição dos condutores muito prudentes no modelo, apenas foi considerado o máximo intervalo rejeitado de cada condutor (205 intervalos). As curvas intersectam-se para  $t_c = 3.65\text{ s}$ .

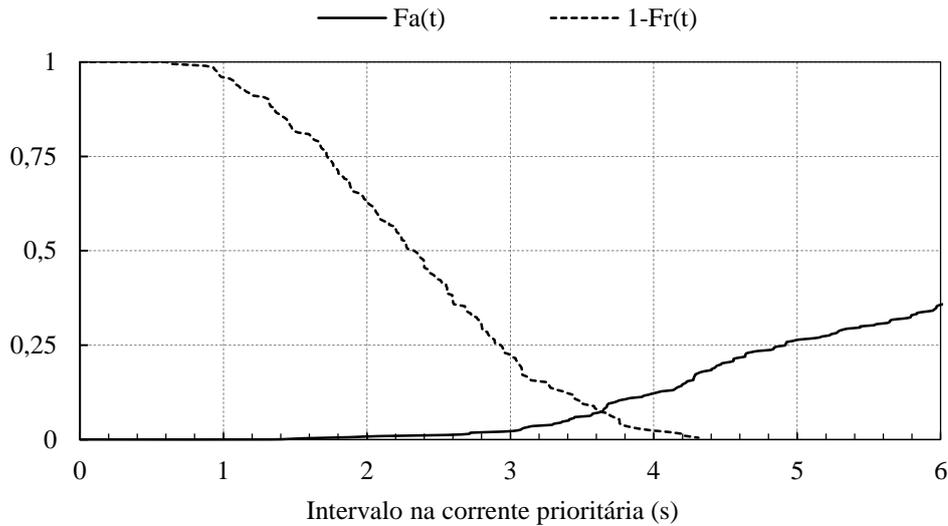


Figura 4.3 – Ilustração do método de Raff

#### 4.4.2.3 Miller & Pretty (máxima verosimilhança)

O método da máxima verosimilhança (ML) para estimação de intervalos críticos foi proposto inicialmente por Miller e Pretty (1968) e descrito em detalhe por Troutbeck (1992). Baseia-se nas decisões dos condutores que rejeitaram pelo menos um intervalo, admitindo comportamento consistente, isto é, que nenhum condutor aceita um intervalo menor do que um anteriormente rejeitado. Para cada condutor  $d$  da via não prioritária é necessário registar o intervalo aceite  $a_d$  e o máximo intervalo rejeitado  $r_d$ , excluindo da amostra os eventuais casos com  $a_d < r_d$ . É necessário especificar a forma geral da distribuição dos intervalos  $F_{tc}(t)$ , sendo normalmente adotada a distribuição log-normal. A verosimilhança de um determinado intervalo crítico estar compreendida entre  $a_d$  e  $r_d$  é dada por  $F_a(a_d) - F_r(r_d)$  (Figura 4.4). Os parâmetros ótimos da distribuição (localização,  $\mu$  e escala,  $\sigma$ ) são aqueles que maximizam a função de verosimilhança  $L$  para a amostra de  $n$  condutores observados. Todavia, os cálculos são mais simples caso se maximize o logaritmo da função de verosimilhança -  $LL$

$$L = \prod_{d=1}^n [F_a(a_d) - F_r(r_d)] \quad (4.2)$$

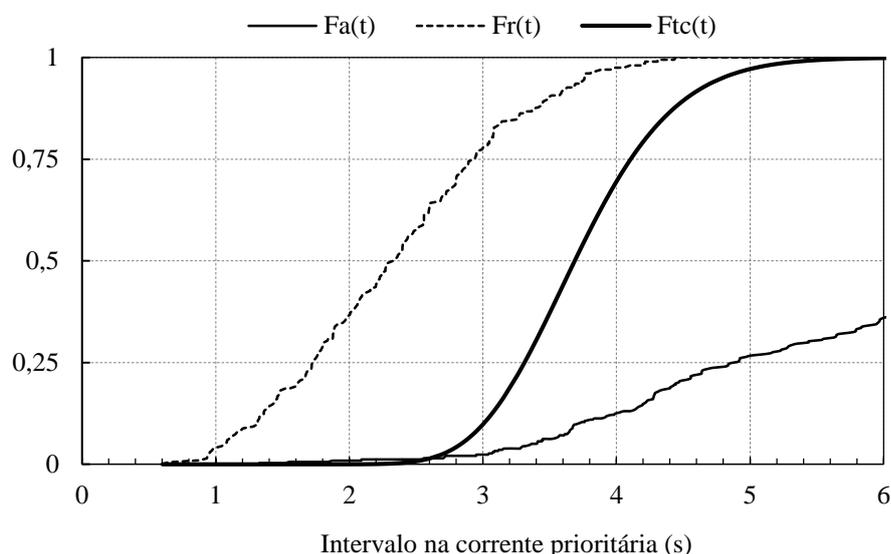
$$LL = \sum_{d=1}^n \ln [F_a(a_d) - F_r(r_d)] \quad (4.3)$$

Finalmente, o intervalo crítico é obtido através da expressão do valor esperado da distribuição log-normal:

$$t_c = e^{\mu + \frac{1}{2}\sigma^2} \quad (4.4)$$

Este método, tal como os restantes, pressupõe o tráfego conflituante sobreposto numa única via de circulação. Hagring (2000) generalizou o método da máxima verosimilhança para o caso de duas vias de circulação com chegadas independentes não sobrepostas, o que permite especificar na fórmula generalizada de Hagring intervalos críticos diferenciados, não apenas por via de entrada mas também por via de circulação. Hagring aplicou o método a um conjunto de rotundas com duas vias de entrada e de circulação, na Suécia, e concluiu que existem diferenças estatisticamente significativas nos intervalos críticos associados a cada uma das correntes de tráfego: para a via da esquerda foram obtidos intervalos críticos de 4.6 e 4.4 s para a via exterior e interior, respetivamente; na via da direita esses intervalos foram de 4.0 e 4.3 s, o que representa diferenças na ordem dos 5% entre as vias de circulação. Para além das diferenças serem pouco importantes, o método é de muito difícil aplicação, o que explica o facto de não terem sido encontradas referências a novas aplicações (com a exceção de um trabalho desenvolvido pelo mesmo autor (Hagring *et al.*, 2003) e de um estudo exploratório por Kusuma e Koutsopoulos (2011)). Assim, no âmbito do presente estudo, optou-se por manter a metodologia tradicional, em que se assumem as chegadas sobrepostas.

A amostra para a rotunda da ponte Rainha Santa é constituída por 205 condutores que rejeitaram pelo menos um intervalo. Apenas três demonstraram comportamento inconsistente. O método foi implementado em Excel e resolvido numericamente com a ferramenta Solver, tendo sido obtidos os parâmetros  $\mu = 1.31$  s e  $\sigma = 0.159$  s, e o correspondente intervalo crítico  $t_c = 3.73$  s.



**Figura 4.4** – Ilustração do método de Miller & Pretty (ML)

#### 4.4.2.4 Wu

Este método (Wu, 2012) baseia-se no equilíbrio das probabilidades dos intervalos aceites e rejeitados. Não requer a assunção de uma distribuição de probabilidades para o intervalo crítico

e também não é necessário fazer qualquer assunção sobre a consistência dos condutores já que devolve a função densidade acumulada diretamente. Esta é dada por:

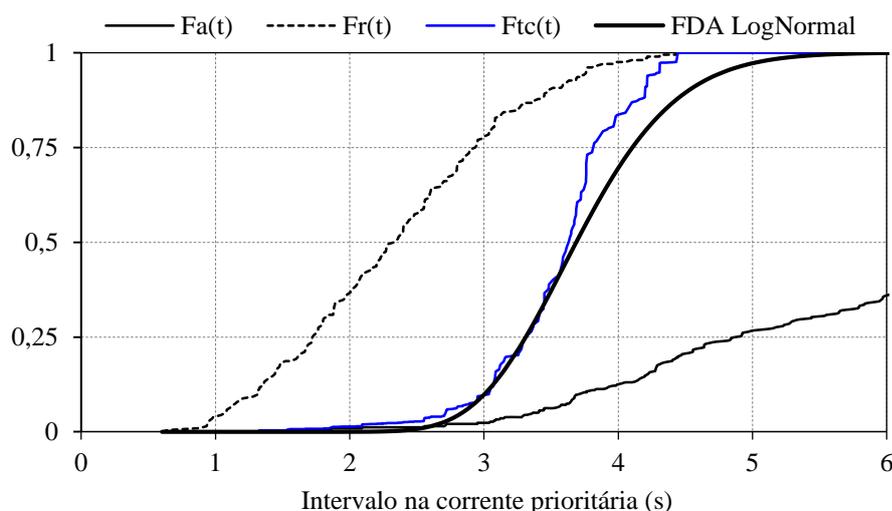
$$F_{tc}(t) = \frac{F_a(t)}{F_a(t) + 1 - F_r(t)} = 1 - \frac{1 - F_r(t)}{F_a(t) + 1 - F_r(t)} \quad (4.5)$$

onde  $F_a(t)$  e  $F_r(t)$  são as funções distribuição acumuladas dos intervalos aceites e rejeitados, respetivamente. É então necessário traçar a FDA dos intervalos estimados a partir da  $F_a(t)$  e da  $F_r(t)$ . O intervalo crítico é a média dessa distribuição.

O método pode ser facilmente implementado numa folha de cálculo de acordo com o seguinte procedimento:

1. inserir todos os intervalos  $t$  medidos na faixa de circulação na coluna 1 da folha de cálculo. O utilizador pode optar por considerar todos os intervalos rejeitados ou apenas o maior;
2. na coluna 2 marcar os intervalos aceites com “a” e os rejeitados com “r”;
3. ordenar todos os intervalos (juntamente com as etiquetas “a” e “r”) por ordem crescente;
4. calcular as frequências acumuladas dos intervalos rejeitados,  $n_{rj}$ , na coluna 3 (isto é, para uma dada linha  $j$ , se etiqueta = "r" então  $n_{rj} = n_{rj} + 1$  caso contrário  $n_{rj} = n_{rj}$ , com  $n_{r0} = 0$ );
5. calcular as frequências acumuladas dos intervalos aceites,  $n_{aj}$ , na coluna 4 (notar: para uma dada linha  $j$ , se etiqueta = "a" então  $n_{aj} = n_{aj} + 1$  caso contrário  $n_{aj} = n_{aj}$ , com  $n_{a0} = 0$ );
6. calcular a FDA dos intervalos rejeitados,  $F_r(t_j)$ , na coluna 5 (isto é, para uma dada linha  $j$ ,  $F_r(t_j) = n_{rj} / n_{r,max}$  com  $n_{r,max} =$  número total de intervalos rejeitados);
7. calcular a FDA dos intervalos aceites,  $F_a(t_j)$  na coluna 6 (isto é, para uma dada linha  $j$ ,  $F_a(t_j) = n_{aj} / n_{a,max}$  com  $n_{a,max} =$  número total de intervalos aceites);
8. calcular a FDA dos intervalos críticos estimados,  $F_{tc}(t_j)$ , na coluna 7: para uma dada linha  $j$ ,  $F_{tc}(t_j) = F_a(t_j) / [F_a(t_j) + 1 - F_r(t_j)]$ ;
9. calcular as frequências dos intervalos críticos estimados,  $p_{tc}(t_j)$ , entre as linhas  $j$  e  $j - 1$  na coluna 8, isto é:  $p_{tc}(t_j) = F_{tc}(t_j) - F_{tc}(t_{j-1})$ ;
10. calcular a média da classe,  $t_{d,j}$ , entre as linhas  $j$  e  $j - 1$  na coluna 9 (isto é,  $t_{d,j} = (t_j + t_{j-1}) / 2$ );
11. calcular o valor médio dos intervalos críticos estimados (o intervalo crítico propriamente dito), isto é,  $t_c = \sum_j p_{tc}(t_j) \cdot t_{d,j}$

Neste trabalho utilizou-se a mesma amostra que foi utilizada no método de Raff: cada condutor que rejeitou pelo menos um *lag* contribui com um ou dois valores – o seu intervalo aceite e o maior dos intervalos rejeitados (se algum). No caso ilustrado obteve-se  $t_c = 3.56$  s. A Figura 4.5 demonstra que a FDA estimada é comparável à FDA da distribuição log-normal estimada pelo método da máxima verosimilhança. Contudo, Wu verificou que, na maior parte dos casos, o melhor ajuste é conseguido com a distribuição Weibull, sendo portanto recomendada a sua utilização em aplicações onde os valores individuais são importantes (como é o caso da simulação microscópica).



**Figura 4.5** – Ilustração do método de Wu

#### 4.4.2.5 Bunker

O método recentemente proposto por Bunker (2012) pressupõe a consistência dos condutores e consiste em identificar o intervalo crítico que se insere no maior número de gamas  $[r_i - a_i]$ . A amostra é a mesma do método da máxima verosimilhança: para cada condutor, o intervalo aceite e o máximo intervalo rejeitado. Bunker considera que o método constitui uma alternativa ao método da máxima verosimilhança, sendo igualmente robusto mas tendo a vantagem de ser mais simples de implementar.

Neste trabalho o método foi implementado através de um simples procedimento iterativo em que se faz variar o intervalo  $t$  entre um limiar mínimo e máximo plausível (por exemplo 2 – 7 s) com um pequeno incremento (0.01 s). Para cada incremento regista-se o número de casos em que  $t_i < t < a_i$ . O intervalo crítico é então o  $t$  com maior número de correspondências. No rotunda da ponte Rainha Santa obteve-se  $t_c = 3.89$  s, com 176 correspondências de entre 202 possíveis (Figura 4.6).

Verificou-se que este método é pouco robusto: em alguns casos não há univocidade entre o intervalo testado e o número de correspondências (o número máximo de correspondências é

atingido para uma gama alargada de intervalos), pelo que não é possível identificar o valor ótimo.

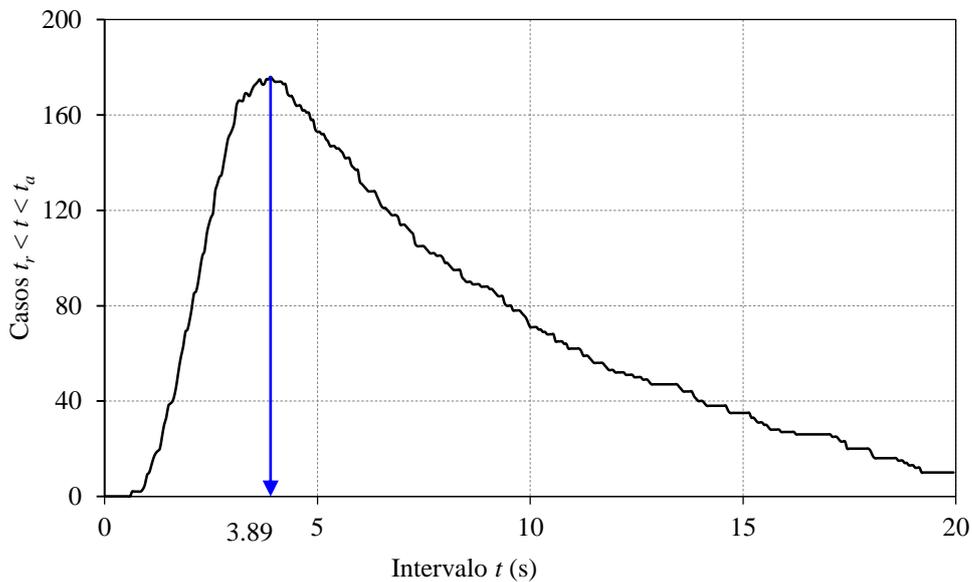


Figura 4.6 – Ilustração do método de Bunker

#### 4.4.3 Método Logit

Devem-se a Daganzo (1981) e a Mahmassani e Sheffi (1981) as primeiras aplicações dos modelos de escolha discreta aplicados à estimação de intervalos críticos. No método Logit (ver, por exemplo, Ben-Akiva e Lerman (1985) ou Marôco (2007)) o comportamento dos condutores é descrito através de um modelo de escolha discreta no qual a probabilidade de um condutor escolher uma alternativa  $i$  (aceitar ou rejeitar um intervalo) é dada por:

$$p(i) = \frac{e^{V_i}}{\sum_{i \in L} e^{V_i}} \quad (4.6)$$

onde  $L$  é o conjunto de alternativas disponíveis e  $V_i$  é a componente sistemática da utilidade, definida como:

$$\begin{aligned} V_a &= \beta_0 + \beta_1 v_1 + \dots + \beta_n v_n \\ V_r &= 0 \end{aligned} \quad (4.7)$$

$V_a$  e  $V_r$  são, respetivamente, as componentes determinísticas da utilidade de aceitar ou rejeitar um intervalo,  $v_0, \dots, v_n$  são variáveis explicativas como a duração do intervalo ou o tempo de espera, e  $\beta_0, \dots, \beta_n$  são parâmetros.

Combinando as expressões (4.6) e (4.7) obtém-se:

$$p_a = \frac{e^{V_a}}{1 + e^{V_a}} = \frac{1}{1 + e^{-(\beta_0 + \beta_1 v_1 + \dots + \beta_n v_n)}} \quad (4.8)$$

$$p_r = 1 - p_a$$

Os parâmetros são estimados pelo método da máxima verosimilhança. O objetivo é encontrar os valores ótimos de  $\beta_0, \dots, \beta_n$  que maximizam o logaritmo da função de verosimilhança (*log-likelihood*) para o conjunto das  $N$  observações:

$$LL = \sum_{i=1}^N [y_A \ln(p_A) + (1 - y_A) \ln(p_R)] \quad (4.9)$$

onde  $y_A$  toma o valor 1 se o intervalo foi aceite ou 0 se foi rejeitado. A função pode ser facilmente otimizada com a ferramenta Solver do Excel ou com aplicações estatísticas como o SPSS.

#### 4.4.3.1 Indicadores de desempenho

Para testar a significância e a qualidade do modelo é usual recorrer a dois tipos de estatísticas que permitem, respetivamente, quantificar a qualidade global do modelo e avaliar a significância dos coeficientes. As estatísticas globais baseiam-se nos valores da função de verosimilhança do modelo nulo  $LL_0$  (i.e. o modelo apenas com a constante  $\beta_0$ ) e do modelo completo  $LL_C$ . Como  $LL$  é um número negativo, é usual multiplicá-lo por  $-2$  para o tornar positivo, maior e com distribuição amostral conhecida (Marôco, 2007). A estatística  $G^2$  é uma medida do incremento da qualidade do modelo nulo por adição das variáveis independentes (quanto menor, melhor) (Agresti, 2002):

$$G^2 = -2LL_0 - (-2LL_C) \quad (4.10)$$

Utilizam-se também pseudo- $R^2$  (quanto maior o valor, melhor). O  $R^2$  de Cox e Snell (1989) é calculado como:

$$R_{CS}^2 = 1 - e^{\frac{-2(LL_C - LL_0)}{n}} \quad (4.11)$$

em que  $n$  é o número de observações. Mesmo num modelo perfeito, esta estatística nunca atinge o valor 1. Nagelkerke (1991) propôs uma correção de modo a que o  $R^2$  varie entre 0 e 1:

$$R_N^2 = \frac{R_{CS}^2}{\frac{2LL_0}{1 - e^{-\frac{2LL_0}{n}}}} \quad (4.12)$$

finalmente, o  $R^2$  de McFadden (McFadden *et al.*, 1973) pode ser interpretado como a proporção da redução do LL do modelo nulo, relativamente ao modelo completo (Marôco, 2007):

$$R_{MF}^2 = 1 - \frac{LL_C}{LL_0} \quad (4.13)$$

Tanto o  $G^2$  como os diferentes  $R^2$  indicam a qualidade de ajuste de um determinado modelo. Contudo, sempre que o número de parâmetros varia de modelo para modelo, estas estatísticas tendem a ficar enviesadas a favor dos modelos menos parcimoniosos; Carlin e Louis (2010) sugerem a utilização do *BIC* (*Bayesian Information Criterion*). Trata-se de uma estatística alternativa que adiciona uma penalização à medida que o número de parâmetros do modelo aumenta, refletindo assim a “elegância” do modelo:

$$BIC = -2LL_C + p \ln(N) \quad (4.14)$$

onde  $p$  é o número de parâmetros utilizado pelo modelo e  $N$  é o número de observações.

No que respeita à significância de cada um dos parâmetros do modelo, optou-se pela avaliação do intervalo de confiança a 95% do respetivo rácio das chances,  $\exp(\beta)$ . Caso este intervalo não contenha o valor 1, pode-se afirmar, para  $\alpha = 0.05$ , que a influência do parâmetro sobre a decisão de aceitar/rejeitar o intervalo é estatisticamente significativa (Marôco, 2007).

#### 4.4.3.2 Aplicação a rotundas com uma via de circulação

Como se verificou no ponto 4.4.2.3 acima, nas rotundas com uma via de circulação não se coloca a questão da alocação dos veículos prioritários nas vias de circulação, bastando optar por um modelo simples, em que as decisões dos condutores dependem apenas do tempo de espera, ou por um modelo mais complexo, em que se admite que o tempo de espera junto à linha de cedência pode condicionar essas decisões. Assim, numa primeira análise, foram definidas duas variáveis explicativas para medir a utilidade sistemática da decisão de aceitar um intervalo – a duração desse intervalo ( $t_h$ ) e o tempo de espera do condutor desde que chega à linha de cedência de prioridade ( $t_w$ ):

$$V_a = \beta_0 + \beta_1 t_h + \beta_2 t_w \quad (4.15)$$

É importante notar que com esta formulação um condutor que aceite um intervalo menor que outro anteriormente rejeitado não pode ser classificado como “inconsistente”, uma vez que o tempo de espera pode explicar esse comportamento. Como tal, todos os intervalos devem ser incluídos, e não apenas o máximo rejeitado de cada condutor. A tabela seguinte mostra os resultados da otimização efetuada no SPSS aplicada à entrada nascente para a rotunda da Ponte Rainha Santa em Coimbra.

**Tabela 4.2** – Resultados do método Logit na rotunda R. Santa. Variáveis explicativas: intervalo na corrente prioritária ( $t_h$ ) e tempo de espera ( $t_w$ ) junto à barra de cedência de prioridade

	B	S.E.	Wald	df	Sig.	Exp(B)	95% C.I. for EXP(B)	
							Lower	Upper
<i>wTime</i> $t_w$	0.009	0.043	.049	1	0.825	1.009	0.928	1.098
Headway $t_h$	2.633	0.243	117.512	1	0.000	13.917	8.646	22.403
Constant	-9.580	0.857	124.889	1	0.000	0.000		

A probabilidade de um intervalo ser aceite é dada pela Eq. (4.8). Fazendo as devidas substituições obtém-se:

$$p_a = \frac{1}{1 + e^{-(9.58 + 2.633t_h + 0.009t_w)}} \quad (4.16)$$

Esta função probabilidade de aceitação seria traduzida graficamente no espaço  $t_w - t_h$  por uma superfície. Na Figura 4.7 (painel esquerdo) apresentam-se as curvas correspondentes aos tempos de espera de 0, 5 e 30 s, as quais, neste caso específico, são quase coincidentes (como se depreendia pelo valor do coeficiente,  $t_w = 0.009$ ). Para contextualizar, na rotunda Rainha Santa registou-se um tempo de espera médio de 5.3 s, e um máximo de 26.5 s.

Como se pode constatar na Tabela 4.2, o rácio das chances da variável  $t_w$  tem um intervalo de confiança que abrange o valor 1. Isto significa que, para  $\alpha = 0.05$ , a influência do tempo de espera não é estatisticamente significativa. Existem várias explicações plausíveis para este resultado. Por um lado, é possível que o período selecionado para a recolha de dados tenha limitado a variabilidade de comportamentos; esta é, no entanto, uma imposição relacionada com o próprio conceito de capacidade, em que se assume a existência de uma fila persistente na entrada considerada. Por outro lado, apenas foi medido o tempo de espera junto à barra de cedência de passagem; admite-se que o tempo perdido total na fila de espera possa ser um melhor indicador do nível de impaciência dos condutores e, conseqüentemente, da sua disponibilidade para aceitarem intervalos mais curtos.

Assumiu-se assim um modelo mais simples. Neste modelo o intervalo entre veículos prioritários é a única variável explicativa e os condutores são considerados consistentes. A amostra é a mesma do método de Raff: para cada condutor, o intervalo aceite e o máximo rejeitado, se algum. Os resultados da estimação são apresentados na tabela seguinte:

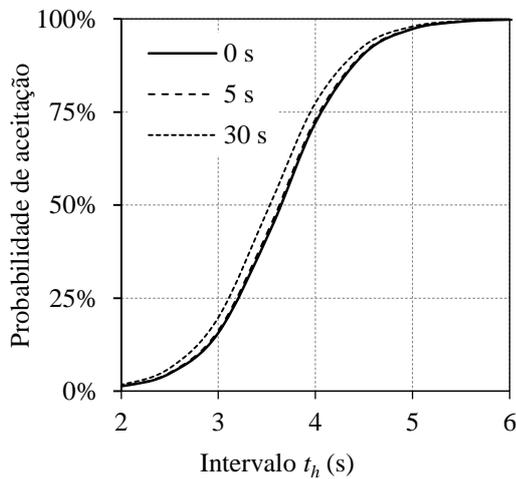
**Tabela 4.3** – Resultados do método Logit na rotunda R. Santa. Variável explicativa: intervalo na corrente prioritária ( $t_h$ )

	B	S.E.	Wald	df	Sig.	Exp(B)	95% C.I. for EXP(B)	
							Lower	Upper
Headway ( $t_h$ )	2.343	0.257	83.205	1	0.000	10.411	6.293	17.223
Constant	-8.301	0.895	86.058	1	0.000	0.000		

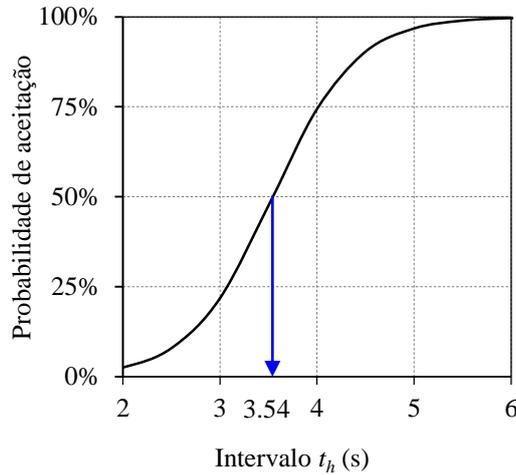
A probabilidade de um intervalo ser aceite é dada pela Eq. (4.17), representada na Figura 4.7 (painel direito).

$$P_a = \frac{1}{1 + e^{-(8.301 + 2.343t_h)}} \quad (4.17)$$

**Modelo dependente do tempo de espera e do intervalo**



**Modelo dependente do intervalo**



**Figura 4.7** – Ilustração do método Logit

O intervalo crítico é o intervalo  $t$  para o qual a probabilidade de aceitação é de 50% (Zohdy *et al.*, 2010). Para o modelo simplificado,  $t_c = 3.54$  s. Este mesmo processo foi aplicado também à rotunda do Choupal repetindo-se o resultado: a variável tempo de espera não é estatisticamente significativa, pelo que se optou pelo modelo simples obtendo-se também, por coincidência,  $t_c = 3.54$  s.

**Tabela 4.4** – Coeficientes *logit* do modelo de regressão logística na rotunda do Choupal em função: a) da duração do intervalo e do tempo de espera, b) do tempo de espera

a)	B	S.E.	Wald	df	Sig.	Exp(B)	95% C.I. for EXP(B)	
							Lower	Upper
Headway ( $t_h$ )	2.696	.665	16.414	1	.000	14.816	4.021	54.589
wTime ( $t_w$ )	.018	.212	.007	1	.933	1.018	.672	1.542
Constant	-9.736	2.287	18.116	1	.000	.000		

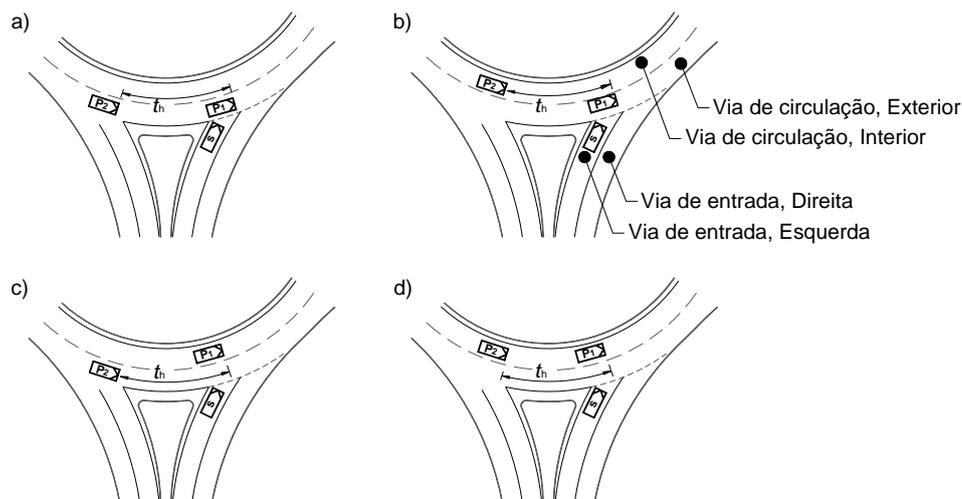
  

b)	B	S.E.	Wald	df	Sig.	Exp(B)	95% C.I. for EXP(B)	
							Lower	Upper
Headway ( $t_h$ )	2.560	.644	15.776	1	.000	12.932	3.657	45.732
Constant	-9.060	2.256	16.130	1	.000	.000		

#### 4.4.3.3 Aplicação a rotundas com duas vias de circulação

No caso de uma rotunda com duas vias de entrada e de circulação, tal como efetuado com os restantes métodos, efetuou-se a estimação independentemente para cada via de entrada. No que respeita à influência de variáveis externas desenvolveram-se três tipos de modelos de complexidade decrescente:

- Modelo A: as decisões dos condutores dependem do intervalo, do tempo de espera e das vias (variável *pos1* - interior / exterior) em que circulavam os veículos prioritários, de acordo com as quatro possibilidades ilustradas na Figura 4.8 (EE, EI, IE, II), correspondendo a cinco parâmetros. Casos considerados: intervalo aceite e todos os rejeitados;
- Modelo B: as decisões dos condutores dependem do intervalo e das vias (variável *pos2*) em que circulava o primeiro veículo prioritário (I, E), correspondendo à agregação dos casos a) e b) da Figura 4.8 – dois parâmetros; Casos considerados: intervalo aceite e o maior intervalo rejeitado, se algum;
- Modelo C: as decisões dependem apenas do intervalo, independentemente da posição dos veículos prioritários nas vias de circulação – um parâmetro; Casos considerados: intervalo aceite e o maior intervalo rejeitado, se algum.



**Figura 4.8** – Combinações possíveis de posições de dois veículos prioritários consecutivos numa rotunda com duas vias de circulação

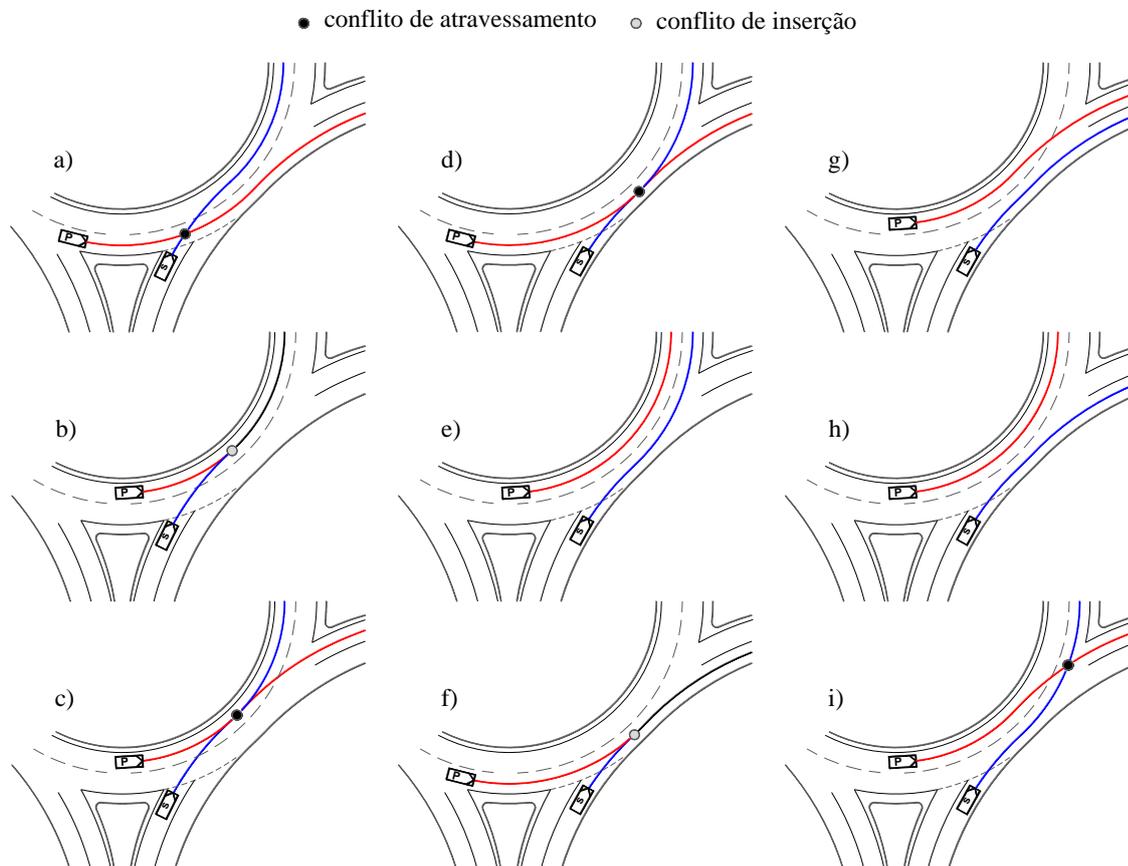
Na Tabela 4.5 apresentam-se os indicadores globais de desempenho de cada um dos modelos. A rotunda da Pedrulha foi excluída desta análise uma vez que em muitos casos não foi possível distinguir claramente a via em que circulavam os veículos prioritários e foi tratada como tendo apenas uma via de circulação (mas com parâmetros estimados independentemente na via da esquerda e da direita). Quando se comparam os dois primeiros tipos de modelos, os maiores  $R^2$  obtêm-se com o tipo A, o que se esperava pelo maior número de parâmetros envolvidos e pela maior dimensão das amostras. Por outro lado, a estatística *BIC*, ao introduzir penalizações que dependem destes dois fatores, aponta na maior parte dos casos o modelo B como o mais “elegante”, ou seja o que representa uma melhor relação entre capacidade explicativa e a informação de base. Verifica-se ainda que no modelo A a maior parte dos parâmetros não verifica o critério de significância (ver Apêndice II), possivelmente devido a uma excessiva desagregação da variável *posI*. Ponderados estes aspetos, optou-se pelo abandono do modelo A, ou seja, aceita-se que quer o tempo de espera, quer a descrição desagregada das vias em que circulam os veículos conflituantes não contribuem significativamente para explicar as decisões dos condutores.

**Tabela 4.5** – Indicadores globais de desempenho dos modelos de estimação do intervalo crítico em rotundas de duas vias de circulação

Rotunda (entrada)	Via	Mod.	Casos	Par.	$G^2$	$-2LL_0$	$-2LL_c$	$R_{CS}^2$	$R_N^2$	$R_{MF}^2$	BIC
Nelas (sul)	Esq	A	368	5	420.16	509.62	89.46	0.68	0.908	0.68	124.9
		B	288	2	279.25	365.12	85.87	0.62	0.864	0.62	102.9
		C	288	1	278.38	365.23	86.85	0.62	0.862	0.62	98.2
	Dta	A	485	5	551.43	672.30	120.87	0.68	0.906	0.68	158.0
		B	367	2	350.99	473.41	122.42	0.62	0.850	0.62	140.1
		C	367	1	349.98	473.80	123.82	0.61	0.848	0.61	135.6
Nelas (oeste)	Esq	A	506	5	518.16	699.69	181.53	0.64	0.855	0.64	218.9
		B	359	2	288.60	458.84	170.25	0.55	0.766	0.55	187.9
		C	359	1	286.26	458.84	172.59	0.55	0.762	0.55	184.4
	Dta	A	649	5	716.15	899.26	183.11	0.67	0.891	0.67	222.0
		B	482	2	432.26	620.73	188.47	0.59	0.818	0.59	207.0
		C	482	1	426.77	620.73	193.96	0.59	0.811	0.59	206.3
Palmeiras (sul)	Esq	A	383	5	373.74	464.66	90.92	0.62	0.887	0.62	126.6
		B	193	2	168.70	260.12	91.42	0.58	0.787	0.58	107.2
		C	193	1	169.46	261.17	91.71	0.58	0.788	0.58	102.2
	Dta	A	608	5	538.47	770.25	231.78	0.59	0.818	0.59	270.2
		B	328	2	234.57	433.08	198.52	0.51	0.697	0.51	215.9
		C	328	1	230.51	434.99	204.49	0.50	0.687	0.50	216.1
Almeigue (oeste)	Esq	A	649	5	515.69	773.20	257.52	0.55	0.787	0.55	296.4
		B	533	2	372.11	639.06	266.95	0.50	0.719	0.50	285.8
		C	533	1	361.22	639.06	277.84	0.49	0.705	0.49	290.4
	Dta	A	753	5	522.71	849.21	326.50	0.50	0.740	0.50	366.2
		B	638	2	370.71	759.16	388.46	0.44	0.633	0.44	407.8
		C	638	1	361.22	639.06	277.84	0.43	0.683	0.43	290.8

Os modelos do tipo B e C utilizam a mesma base de dados. Os valores  $R^2$  são tendencialmente maiores no tipo B mas a estatística BIC indica uma ligeira superioridade do tipo C. Nos modelos B são particularmente interessantes os resultados referentes à variável binária *pos2* que indica a posição do veículo líder de cada intervalo: a aplicação à via da esquerda resulta quase sempre em parâmetros sem significância estatística, enquanto na via da direita é identificada uma contribuição significativa de valor negativo relativa à via de circulação mais próxima, ou seja, a utilidade de aceitar um dado intervalo é menor se o veículo líder circular na via adjacente à entrada. Este resultado reflete o facto de existirem combinações de trajetórias (casos *e*, *g* e *h*) da Figura 4.9) em que não existe interação física entre as correntes de tráfego envolvidas. A experiência prática mostra que a forma como os condutores não prioritários se comportam nestas situações é muito variável, dependendo entre outros fatores da agressividade do próprio

condutor, das velocidades de circulação, da proximidade da entrada à saída seguinte e do respetivo ângulo entre ramos, da proporção de veículos prioritários a efetuar cada tipo de movimento representado e de condicionantes locais que alterem estas trajetórias típicas.



**Figura 4.9** – Tipos de interações entre veículos na entrada de uma rotunda de duas vias (excluídas as manobras ilegais e atípicas)

Face aos resultados obtidos propõem-se assim dois grupos de estimativas para o intervalo crítico: para a via da esquerda – modelo C; para a via da direita; modelo C ou B. Na Tabela 4.6 indicam-se os coeficientes do modelo e os respetivos intervalos críticos correspondentes a uma probabilidade de aceitação de 50%.

**Tabela 4.6** – Coeficientes *logit* do modelo de regressão logística de aceitação de intervalo nas rotundas com duas vias de circulação em função: modelo C) da duração do intervalo; modelo B) do intervalo e da via ocupada pelo primeiro veículo prioritários

	Esquerda			Direita							
				Modelo C			Modelo B				
	Inter.	Const.	$t_c$	Inter.	Const.	$t_c$	Inter.	Pos2	Const.	$t_c$ (P)	$t_c$ (D)
Nelas S	2.70	-8.39	3.11	2.50	-8.32	3.33	2.477	-0.829*	-8.157	3.63	3.29
Nelas W	1.86	-6.06	3.26	2.41	-7.41	3.07	2.462	-0.871	-7.147	3.26	2.90
Palmeiras	2.06	-7.19	3.49	1.52	-4.66	3.07	1.550	-0.882	-4.391	3.40	2.83
Almegue	1.87	-5.14	2.75	1.36	-3.50	2.56	1.403	-0.672	-3.270	2.81	2.33
Pedrulha	2.34	-8.39	3.59	2.12	-7.02	3.31	--	--	--	--	--

\* coeficiente não significativo para  $\alpha = 0.05$

Atendendo à dimensão relativamente pequena da amostra, estes resultados justificam uma análise conservadora. Assim, optou-se por tomar os resultados do modelo C como referência, para a via da esquerda e da direita, e notar que caso se considere a posição do primeiro veículo conflituante o intervalo crítico deve ser acrescido ou diminuído em cerca de 10%, caso este ocupe a via de circulação próxima ou distante, respetivamente.

#### 4.5 Sumário dos resultados e discussão

Os resultados do processo de estimação dos intervalos de aceitação foram sumarizados na Tabela 4.7. Podem ser retiradas várias conclusões:

- Os resultados são razoavelmente consistentes com todos os métodos. As estimativas do método de Siegloch dependem significativamente do intervalo de avanço utilizado para classificar os períodos de saturação. Verifica-se que o limiar de seis segundos resulta em estimativas que são, em termos globais, similares às obtidas pelos restantes métodos. Contudo, este limiar não é suficientemente pequeno para garantir amostras constituídas exclusivamente por manobras não perturbadas, resultando em algumas estimativas inconsistentes (como por exemplo na *Rotunda da Pedrulha*, via da esquerda, onde é frequente os condutores pararem na aproximação para mudar para a via da direita);
- Na *Rotunda do Choupal* o intervalo crítico estimado pelo método da máxima verosimilhança (Miller & Pretty) é consideravelmente maior do que as estimativas de outros métodos de referência (Raff, Logit). Um resultado semelhante é relatado por Luttinen (2004) e deve-se ao facto de, sob fluxos conflituantes muito baixos (neste caso, aproximadamente 270 veíc./h), haver uma forte probabilidade de a amostra não conter informação sobre condutores que aceitaram intervalos curtos (note-se que neste método descartam-se os condutores que não rejeitaram pelo menos um intervalo). O método de Bunker utiliza a mesma base de dados e gera uma estimativa semelhante;

- Nas rotundas multívias, o intervalo crítico é geralmente menor na via da direita. A entrada sul da Rotunda de Nelas é uma exceção o que pode ser explicado pela semelhança de trajetórias nas vias de entrada: a maior parte dos condutores atravessa a rotunda em direção a norte e muito poucos viram à direita;
- Os métodos de Wu, Miller & Pretty e de Bunker produzem estimativas muito semelhantes.

**Tabela 4.7** – Intervalos críticos e complementares para o conjunto das rotundas

Rotunda	Entr.	Via	Método / (Amostra)											
			Dados da amostra			Siegloch / (1)				Raff	Wu	M&P	Logit <sup>(+)</sup>	Bunker
						IA <sup>(*)</sup> : 4s		IA <sup>(*)</sup> : 6s		(2)	(2)	(3)	(2)	(3)
Dur.	Ent.	Conf.	$t_c$	$t_r$	$t_c$	$t_r$	$t_c$	$t_c$	$t_c$	$t_c$	$t_c$	$t_c$		
	(E/D)	(min)	(veíc)	(veíc)	(s)	(s)	(s)	(s)	(s)	(s)	(s)	(s)	(s)	
Choupal	N	--	54	1053	246	3.76	2.18	4.27	2.08	3.90	3.75	4.28	3.54	4.24
R. Santa	E	--	99	1181	1245	3.37	2.20	4.15	2.17	3.65	3.56	3.73	3.54	3.90
Nelas	O	E	53	524	756	3.14	1.94	3.72	1.99	3.40	3.55	3.63	3.26	3.01
Nelas	O	D	53	721	756	3.11	1.95	3.33	2.11	3.11	3.22	3.31	3.07	3.11
Pedrulha	O	E	76	819	553	2.95	2.42	4.46	2.33	3.09	3.98	3.88	3.59	3.46
Pedrulha	O	D	76	1137	553	2.52	2.32	3.19	2.42	3.57	3.68	3.75	3.31	3.64
Nelas	S	E	54	489	664	3.06	2.25	3.78	2.26	3.28	3.30	3.37	3.11	3.32
Nelas	S	D	54	671	664	3.02	2.16	3.38	2.64	3.39	3.46	3.60	3.33	3.49
Palmeiras	S	E	59	252	977	2.96	2.35	3.55	2.78	3.65	3.68	3.56	3.49	3.30
Palmeiras	S	D	59	421	977	2.62	2.36	3.12	2.56	3.30	3.20	3.29	3.07	3.37
Almeigue	O	E	73	1198	931	3.19	2.16	3.43	2.13	3.03	3.15	3.25	2.75	3.26
Almeigue	O	D	73	1165	931	2.69	2.37	2.88	2.38	2.97	3.02	3.19	2.56	3.04

Amostras: **1**: todos os intervalos (condições saturadas); **2**: para cada veículo não prioritário - intervalo aceite e o maior intervalo rejeitado; **3**: para cada veículo não prioritário que rejeitou pelo menos um intervalo – intervalo aceite e o maior intervalo rejeitado. (\*) IA: Intervalo de Avanço, (+) Intervalos estimados através do modelo C (sem a incorporação de variáveis explicativas para além do próprio intervalo entre veículos prioritários)

#### 4.6 Validação das metodologias de estimação dos intervalos de aceitação

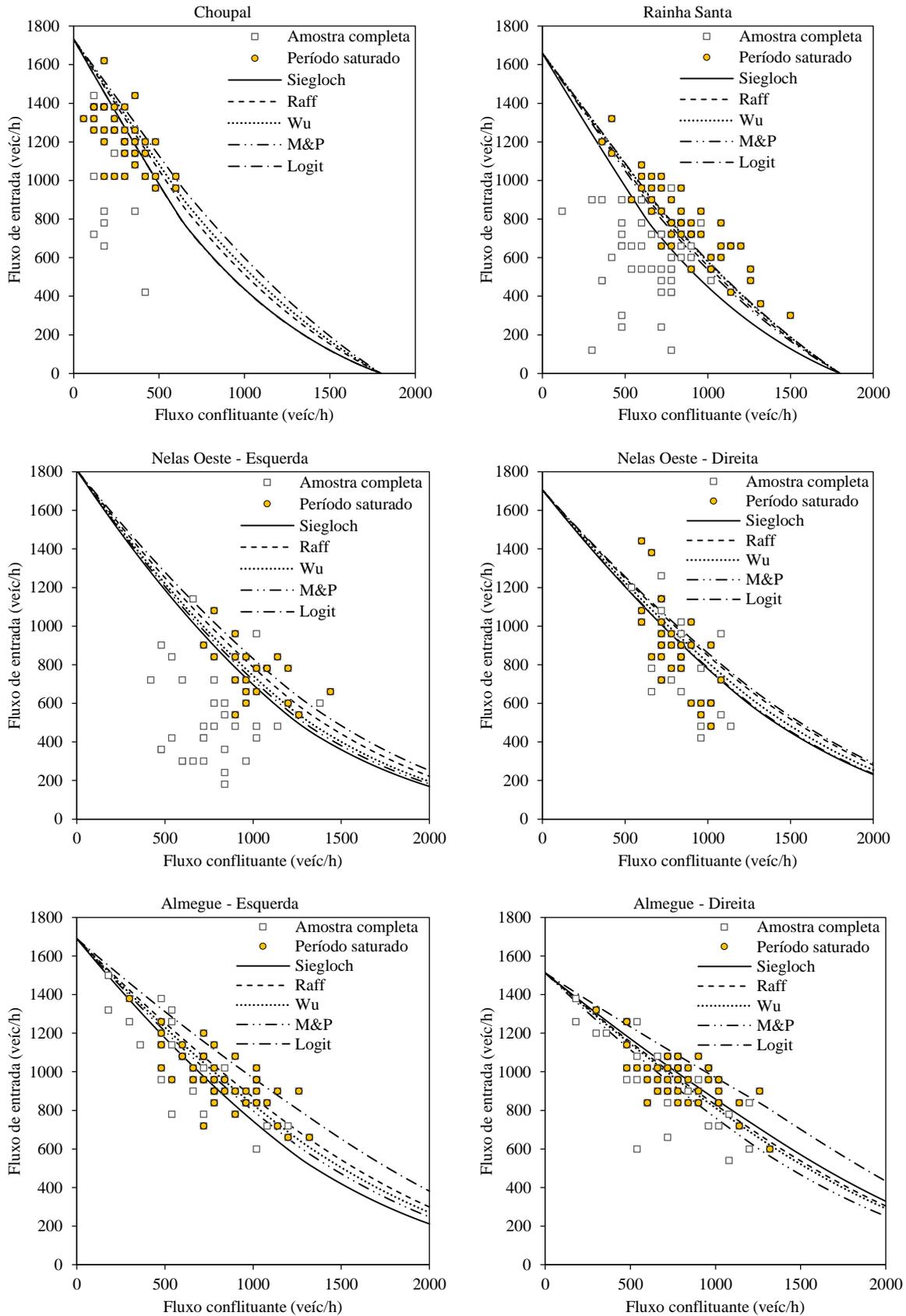
Tal como exposto no capítulo anterior, os intervalos críticos e complementares são parâmetros essenciais nos modelos de *gap-acceptance*. É assim natural perguntar “quais são os métodos que resultam nas melhores estimativas de capacidade?”. Esta questão não tem uma resposta simples porque estes parâmetros, associados a um modelo de *gap-acceptance* simples, apenas podem explicar parte da variabilidade observada em medições de capacidade. Por exemplo, o método de Siegloch assume que as chegadas dos veículos prioritários seguem um modelo exponencial e chegadas sobrepostas numa via de circulação. Se esta fórmula for utilizada sob outras condições de circulação, os parâmetros que resultariam nas melhores estimativas de capacidade seriam muito provavelmente enviesados relativamente aos reais, uma vez que teriam o papel adicional de compensar os erros de especificação do modelo de *gap-acceptance*.

---

Para minimizar o efeito dos erros de especificação recorreu-se à fórmula de Haging, calibrada para as condições portuguesas, tal como descrita no capítulo 3. Em cada entrada as capacidades foram calculadas utilizando os parâmetros dados pelos diferentes métodos e comparadas com capacidades observadas. Estas capacidades observadas foram calculadas para períodos de agregação de um minuto em que se verificava o critério de fila persistente (intervalo de avanço  $< 6$  s), garantindo assim a coerência com a metodologia da FHWA (Rodegerdts *et al.*, 2007). A adoção de períodos de agregação curtos resulta em amostras de maior dimensão mas também conduz a um acréscimo de variabilidade devido à natureza estocástica dos processos de *gap-acceptance*. Os resultados apresentam-se na Figura 4.10 para seis entradas onde foram registados pelo menos 20 períodos de um minuto congestionados. Pode concluir-se que em termos globais as capacidades estimadas se ajustam bem às observações embora em dois locais (*Ponte Rainha Santa* e *Almeque*) os métodos de Siegloch e Logit tenham um desempenho menos bom. Por oposição, as capacidades estimadas com os parâmetros resultantes dos métodos de Raff, Wu, Miller & Pretty<sup>2</sup> e Bunker são consistentemente precisas, sem que se verifique uma clara vantagem de um deles.

---

<sup>2</sup> Tal como referido no ponto 4.5 é possível que os métodos de Bunker e de Miller & Pretty tenham sobrestimado o intervalo crítico na rotunda do Choupal. Contudo, as observações de capacidade disponíveis não permitem confirmar essa ideia uma vez que apenas incidem nas gamas mais baixas de fluxos conflituantes, onde é o intervalo complementar, e não o crítico, que condiciona as estimativas de capacidade.



**Figura 4.10** – Comparação entre capacidades previstas e observadas (não se representa a curva de capacidades correspondente ao método de Bunker por ser quase coincidente com a dada pelo método de Miller & Pretty).

#### **4.7 Comparação com outros estudos**

A amostra utilizada neste estudo é limitada e pode não ser completamente representativa das rotundas portuguesas. Contudo, os resultados em termos médios são consistentes. Excluindo os casos extremos e tomando os métodos mais tradicionais (Raff e Miller & Pretty) como referência, os intervalos críticos nas rotundas estudadas variam entre 3.2 e 3.7 segundos. O intervalo complementar, dado pelo método de Siegloch, varia entre 2.1 e 2.3 segundos. Estes resultados podem ser comparados com valores de referência utilizados noutros países, tal como apresentado na Tabela 4.8.

Pode constatar-se que os intervalos críticos e complementares em Portugal e Espanha são notavelmente semelhantes e menores que os adotados nos países do norte da Europa (Dinamarca, Suécia, Alemanha e Polónia), reforçando a posição de que parâmetros relacionados com o comportamento do condutor não devem ser transferidos diretamente de outros países com diferenças culturais significativas.

A variabilidade de parâmetros dentro de cada país é também significativa sugerindo que há muitos fatores intervenientes no processo de gap-acceptance que não estão a ser explicitamente considerados, nomeadamente a geometria da rotunda, a dinâmica dos veículos e o tipo de interações entre veículos prioritários e não prioritários. Tal realça a importância de se apostar no desenvolvimento de novos métodos de estimação de intervalos críticos, capazes de considerarem explicitamente e de forma estatisticamente significativa estas variáveis. Este é o tema do Capítulo 6.

**Tabela 4.8** – Resumo de intervalos críticos e complementares utilizados noutros países

País Tipo de rotunda	Intervalo crítico $t_c$ (s)	Intervalo comp. $t_t$ (s)	Observações e referências
ALEMANHA [1/2] $40 \leq DCI \leq 60$ m [2/2] compacta $40 \leq DCI \leq 60$ m 2/2 grande $DCI > 60$ m	5.6 5.2 4.4	2.5 2.2 2.9	[x/y]: número de vias: entrada/circulação; No documento original apenas são indicadas as fórmulas finais. Estes são os parâmetros que resultam no melhor ajuste recorrendo ao modelo de capacidades de Siegloch (Brilon, 2011)
AUSTRÁLIA Uma via Duas vias (via principal de entrada) Duas vias (via secundária de entrada)	1.4 – 4.9 (2.9) 1.6 – 4.1 (2.9) --	1.8 – 2.7 1.8 – 2.2 2.2 – 4.0	Modelo analítico baseado no fluxo conflituante, número de vias, diâmetro e largura da entrada (Troutbeck, 1989) (citado em (Rodegerdts <i>et al.</i> , 2007))
DINAMARCA Uma via, urbana Uma via, rural Duas vias, rural	5.1 4.7 4.0	3.0 3.0 2.6	Parâmetros estimados por regressão de capacidades observadas (Greibe, 2011)
ESPAÑA	3.3 – 3.5	$\approx t_c / 2$	(Romana, 2011)
ESTADOS UNIDOS HCM 2000 NCHRP 572 (*) Uma via Duas vias (E) Duas vias (D)	4.1 – 4.6 4.2 – 5.9 4.2 – 5.5 3.4 – 4.9	2.6 – 3.1 2.6 – 4.3 3.1 – 4.7 2.7 – 4.4	(*) Método da máxima verosimilhança (Rodegerdts <i>et al.</i> , 2007)
ISRAEL Uma via, urbana/suburbana	4.0		Método Logit com o tempo de espera como variável independente. Valores para um tempo de espera de 10 s. (Polus <i>et al.</i> , 2005)
POLÓNIA Média, duas vias (E) Média, duas vias (D) Grande, duas vias (E) Grande, duas vias (D) Duas vias compacta	4.3 4.6 3.8 4.2 4.7	3.3 3.6 2.6 2.9 2.8	Parâmetros estimados por regressão de capacidades observadas (Tracz <i>et al.</i> , 2011)
PORTUGAL Gama de var. Uma via (*) Duas vias (E) (*) Duas vias (D) (*)	3.2 – 3.7 3.7 3.4 3.2	2.1 – 2.3 2.2 2.2 2.2	Siegloch, Máxima Verosimilhança, Raff, outros métodos (a partir de observações diretas das decisões dos condutores) (*) Média de todos os métodos em todas as rotundas de duas vias
SUÉCIA Duas vias (E) Duas vias (D)	4.4 – 4.6 4.0 – 4.3		Método da máxima verosimilhança generalizado a rotundas multivias (Hagring <i>et al.</i> , 2003)
SUÍÇA Tipo 2/1 (E) Tipo 2/1 (D) Uma via	3.49 3.45 3.71	2.73 2.55 2.78	Método de Siegloch. As rotundas 2/1 possuem duas vias de entrada à custa de leque, uma faixa de circulação suficiente para dois veículos lado a lado e uma via de saída. (Lindenmann, 2006)

## 4.8 Conclusões

Os parâmetros de aceitação – intervalo crítico e intervalo complementar – têm uma grande influência na qualidade das estimativas de capacidade associadas aos modelos de *gap-acceptance*. Tendo em vista a aplicação destes modelos em Portugal optou-se pela estimação desses parâmetros diretamente a partir de observações reais, recorrendo a seis métodos referidos na literatura. Algumas particularidades desses métodos devem ser notadas:

- O método de Siegloch requer a observação de condições saturadas, isto é, a existência de fila persistente no ramo de entrada, mas é o único a estimar o intervalo complementar. Verificou-se que as estimativas são muito dependentes do intervalo de avanço utilizado para classificar um período como saturado;
- O método de Raff é extremamente simples e não requer cálculos iterativos;
- O método de Wu é similar ao método de Raff. Tem a vantagem de devolver o verdadeiro intervalo da distribuição (o método de Raff estima a mediana). Complementarmente, este método devolve a distribuição empírica dos intervalos observados, o que poderá ser relevante em aplicações de simulação microscópica;
- O método da Máxima Verosimilhança (ou de Miller & Pretty) é tido como referência por várias instituições rodoviárias. É muito exigente em termos de dados porque só utiliza o intervalo aceite e o maior intervalo rejeitado dos condutores que rejeitaram pelo menos um intervalo. Constatou-se que tende a produzir estimativas enviesadas se o fluxo conflituante for muito baixo. O método de Bunker utiliza os mesmos dados de base e apresenta a mesma limitação;
- O método Logit permite a utilização explícita de variáveis independentes para além do intervalo entre veículos. Nesta aplicação o tempo de espera na barra de cedência de passagem não teve uma contribuição significativa para explicar as decisões de aceitar ou rejeitar os intervalos na corrente prioritária; em contrapartida, constatou-se que os veículos que se encontram na via da direita têm uma maior probabilidade de aceitar um dado intervalo se o veículo líder desse intervalo circular na via interior (adjacente à ilha central).

Tendo por base uma amostra relativamente pequena (sete entradas / seis rotundas) verificou-se que os resultados são coerentes entre os métodos de estimação utilizados. Os valores são geralmente menores na via da direita. A comparação entre capacidades observadas e estimadas sugere que os métodos de Raff, Wu, Miller & Pretty e Bunker são os mais fiáveis.

A comparação destes resultados com valores de referência de outros países indica que os condutores portugueses e espanhóis são mais agressivos do que os condutores dos países do norte da Europa, o que reforça a necessidade de utilizar parâmetros estimados localmente em cálculos de capacidade.

Finalmente, é importante notar que a recolha de dados e a estimação dos parâmetros de aceitação são tarefas complexas e morosas, mesmo com a ajuda de procedimentos automáticos, sendo irrealista pensar em dispor de parâmetros calibrados para todas as condições geométricas e operacionais. Como tal, justifica-se desenvolver novos métodos que possam, em conjugação com valores de referências obtidos através de técnicas convencionais, levar em consideração um conjunto relevante de variáveis explicativas, relacionadas com a configuração geométrica, padrões de procura e dinâmica veículo/condutor.

## **Capítulo 5**

# **CALIBRAÇÃO DO MODELO DE CAR-FOLLOWING DE GIPPS**



## 5 CALIBRAÇÃO DO MODELO DE CAR-FOLLOWING DE GIPPS

### 5.1 Introdução

Os modelos microscópicos de simulação de tráfego são ferramentas de análise utilizadas numa ampla gama de aplicações. Estes modelos geralmente incluem componentes relacionadas com a infraestrutura (descrição da rede viária e dos sistemas de controle de tráfego), com a procura (descrição dos utilizadores da rede e das suas intenções de deslocação) e com aspetos comportamentais dos condutores, como os modelos de condução e de escolha de trajetos. Estas componentes envolvem relações complexas entre variáveis e requerem a quantificação de um grande número de parâmetros. Alguns destes parâmetros têm um significado físico bem definido e podem ser quantificados sem ambiguidade. Contudo, na maior parte dos casos, e por diversas razões, a quantificação destes parâmetros constitui um verdadeiro desafio:

- a) A estimação detalhada de alguns parâmetros requer técnicas experimentais que não são acessíveis à maioria dos utilizadores finais (por exemplo, a calibração detalhada dos modelos de *car-following* requer séries temporais de posições e de velocidades de veículos, as quais são particularmente difíceis de obter);
- b) O processo de calibração implica sempre o estabelecimento de compromissos entre o custo de desenvolvimento do modelo e o nível expectável de precisão; isto implica, por exemplo, fazer suposições sobre a distribuição de um parâmetro e obter valores representativos dessa distribuição através de uma amostra, em vez de utilizar valores diretamente mensuráveis;
- c) Todos os modelos de simulação têm erros de especificação e por vezes é difícil decidir sobre qual é o melhor conjunto de parâmetros: aqueles que podem ser quantificados diretamente a partir dos dados de campo, ou aqueles que garantem o melhor ajuste dos resultados do modelo aos dados de campo, compensando de alguma forma os erros de especificação.

Conclui-se assim que a calibração de modelos microscópicos de simulação de tráfego baseada na observação individualizada das unidades condutor/veículo é uma abordagem muito específica seguida essencialmente pelas equipas que desenvolvem os modelos, enquanto os utilizadores finais utilizam preferencialmente dados facilmente quantificáveis, tais como contagens de tráfego e velocidades em secção.

Tradicionalmente, os parâmetros do modelo são ajustados iterativamente dentro de limites plausíveis até que seja obtida uma correspondência satisfatória entre as estimativas do modelo e os dados de campo. Esta tarefa, quando feita manualmente, é entediante e morosa, mesmo quando a experiência do utilizador ajuda a reduzir o número de tentativas. Em alternativa pode-

se recorrer a métodos automáticos de calibração. Esta abordagem trata a calibração de um modelo como um problema de otimização no qual se procura identificar o conjunto de parâmetros que melhor satisfaz uma função objetivo. Esta função é formulada como um modelo *black-box* e a solução é procurada utilizando heurísticas. A complexidade computacional é exponencial (Ciuffo *et al.*, 2008) e conseqüentemente o procedimento de otimização requer um grande número de simulações, as quais são normalmente muito morosas, dependendo do tamanho da rede, do número de veículos simulados e do tipo de condições operacionais simuladas. É assim importante reduzir a complexidade deste processo. Tal pode passar por limitar os parâmetros envolvidos, com base em conhecimento empírico ou em técnicas mais sofisticadas, como análises de sensibilidade ou análises de variância (Punzo e Ciuffo, 2009), e por limitar ainda mais a gama de valores admissíveis para cada parâmetro.

Nos modelos de microssimulação de tráfego um problema de interesse especial é a calibração do modelo de *car-following*. Alguns autores apresentaram procedimentos de calibração alternativos, baseados em variáveis macroscópicas. O princípio geral desta abordagem é obter as relações macroscópicas das correntes de tráfego que correspondem ao comportamento microscópico dos veículos simulados e ajustar essas relações aos dados de campo (fluxos e velocidades em secção), obtidos através de espiras eletromagnéticas ou outros equipamentos equivalentes. Esta é uma abordagem particularmente promissora porque: a) é simples de aplicar e muito rápida, uma vez que não requer simulações; b) foca-se num conjunto bem definido de parâmetros que descrevem as operações em condições estacionárias (*steady-state*). Resulta assim uma sequência natural de calibração em duas fases (macroscópica + otimização), na qual a calibração macroscópica contribui para reduzir o número de parâmetros envolvidos na otimização, ou pelo menos para estreitar a gama de valores aceitáveis.

Não obstante o potencial deste procedimento de calibração, tem sido pouco utilizado em aplicações práticas, o que se deve a dois motivos principais: por um lado, a metodologia ainda não se encontra suficientemente difundida e/ou reconhecida; por outro lado, e mais provável, tem presentemente limitações que inviabilizam a reprodução de importantes características do tráfego rodoviário, tais como a redução progressiva de velocidade com a densidade, tanto no regime livre como no forçado.

Assim, neste capítulo propõe-se uma metodologia de calibração baseada nesta estratégia mas melhorada, nomeadamente ao nível da previsão das velocidades de circulação no regime livre, ilustrando-se a sua aplicabilidade numa rotunda real (Rotunda do Choupal em Coimbra).

O modelo desenvolvido e devidamente calibrado será ainda aplicado nas fases seguintes do trabalho.

## 5.2 O modelo de *car-following* de Gipps

Este modelo de *car-following* (Gipps, 1981) é do tipo “collision avoidance” cujo princípio de modelação consiste em manter uma distância de segurança atrás do veículo líder. O modelo de Gipps é conhecido principalmente por integrar a aplicação de microssimulação Aimsun (Aimsun, 2012), consistindo em duas componentes: aceleração e desaceleração. Estas componentes são descritas empiricamente pelas equações (5.1) e (5.2), as quais dão a velocidade de cada um dos veículos no instante  $t$ :

$$v_n^A(t + \tau) = v_n(t) + 2.5 a_n \tau \left( 1 - \frac{v_n(t)}{v_n^d} \right) \sqrt{0.025 + \frac{v_n(t)}{v_n^d}} \quad (5.1)$$

$$v_n^B(t + \tau) = -d_n \left( \frac{\tau}{2} + \theta \right) + \sqrt{d_n^2 \left( \frac{\tau}{2} + \theta \right)^2 + d_n \left\{ 2[x_{n-1}(t) - x_n(t) - S_{n-1}] - \tau v_n(t) + \frac{v_{n-1}^2(t)}{d_{n-1}'} \right\}} \quad (5.2)$$

em que  $\tau$  é o tempo de reação,  $\theta$  é uma margem de segurança associada ao tempo de reação,  $v_n(t)$  e  $v_{n-1}(t)$  são, respetivamente, as velocidades dos veículos  $n$  (seguidor) e  $n-1$  (líder) no instante  $t$ ,  $v_n^d$  e  $a_n$  são respetivamente a velocidade desejada e a aceleração máxima do seguidor,  $d_{n-1}$  e  $d_{n-1}'$  são respetivamente a desaceleração mais severa que o seguidor está disposto a aplicar e a estimativa dessa mesma desaceleração, feita pelo condutor seguidor, relativamente ao veículo líder ( $d_{n-1} > 0$  e  $d_{n-1}' > 0$ ),  $x_{n-1}(t)$  e  $x_n(t)$  são respetivamente as posições longitudinais do líder e do seguidor no instante  $t$ ,  $S_{n-1}$  é o “comprimento efetivo” do líder, isto é, o comprimento real do veículo líder  $L_{n-1}$  adicionado ao espaçamento mínimo entre veículos imobilizados  $s_{n-1}$  (para-choques dianteiro – para-choques traseiro)<sup>3</sup>.

A velocidade do veículo  $n$  no instante  $t + \tau$  é dada pelo mínimo de  $v_n^{acc}(t + \tau)$  e  $v_n^{dec}(t + \tau)$ . Quando o intervalo entre veículos é muito grande então a velocidade mínima é dada por (5.1) e o veículo acelera livremente de acordo com uma lei derivada de dados empíricos, tendendo assintoticamente para a velocidade desejada  $v_n^d$ . Caso contrário a velocidade é dada por (5.2), sendo que esta expressão indica a velocidade máxima que permite a imobilização do veículo, recorrendo à sua máxima desaceleração  $d_n$ , tal que no fim da manobra resulte o espaçamento mínimo entre veículos parados  $s_{n-1}$ .

Na dedução da expressão assumiu-se que a desaceleração do líder é  $d_{n-1}'$  e que o seguidor começa a travagem com um atraso de  $\tau$ . É ainda assumido que os condutores têm em consideração uma margem de segurança  $\theta$  para evitar desacelerar sempre à taxa máxima. Gipps

<sup>3</sup> São utilizadas as unidades SI a menos de indicação em sentido contrário.

fixou o parâmetro através da relação  $\theta = \tau / 2$  numa fase inicial do seu trabalho e normalmente esta igualdade encontra-se subentendida nas equações respeitantes às componentes de aceleração e desaceleração.

A posição dos veículos pode ser atualizada facilmente fixando o intervalo de simulação igual ao tempo de reação  $\tau$ . É assim possível utilizar um método de integração trapezoidal:

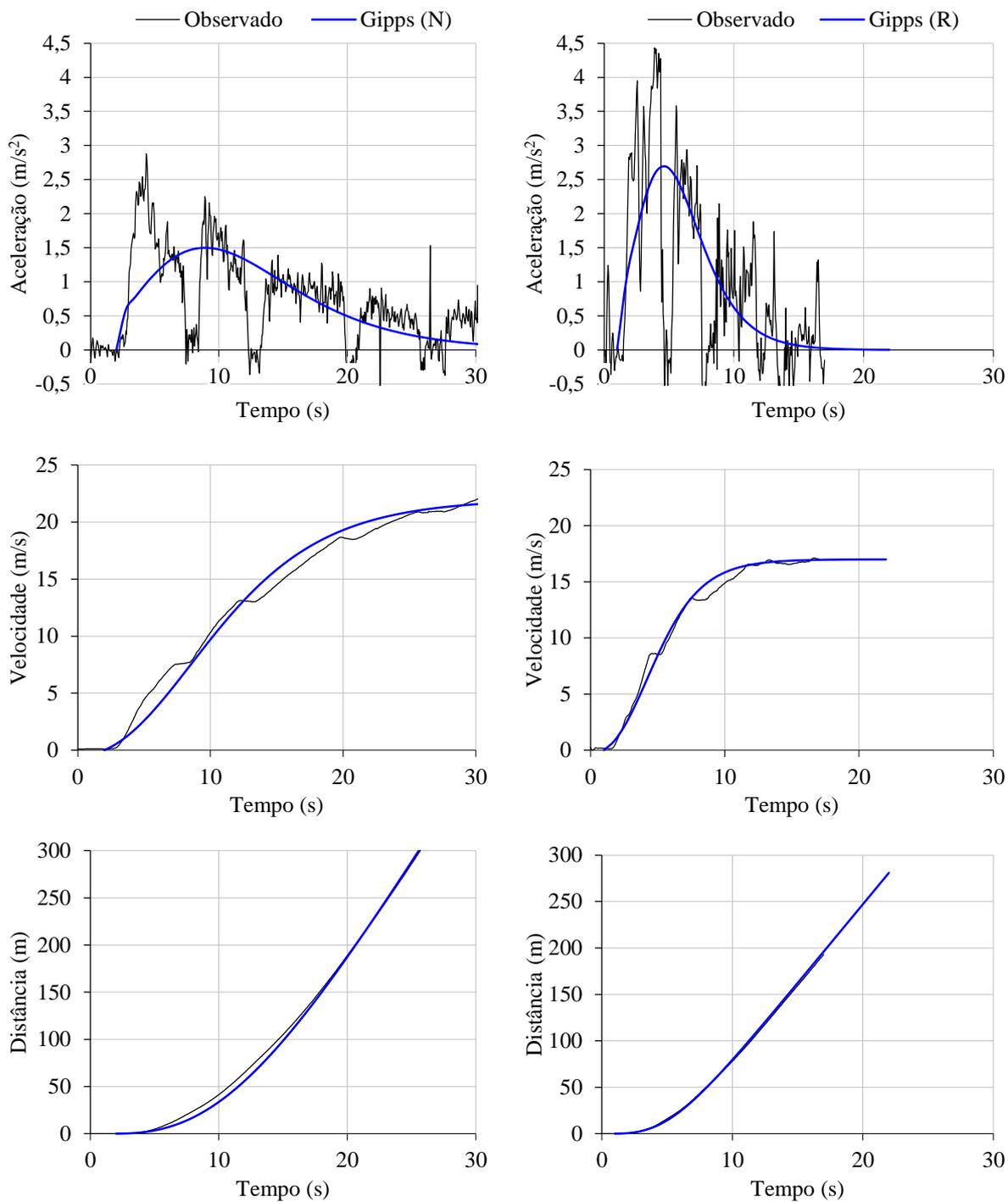
$$x_n(t + \tau) = x_n(t) + \frac{\tau}{2} [v_n(t) + v_n(t + \tau)] \quad (5.3)$$

Com o objetivo de avaliar a capacidade do modelo de Gipps para reproduzir manobras reais de aceleração e desaceleração recorreu-se a um *datallogger* (modelo DL1 MK3 da empresa Race Technology Ltd) que associa um GPS de 20 Hz a um acelerómetro de três eixos. A precisão posicional é cerca de três metros (erro circular provável) e a precisão da velocidade é superior a 0.1 km/h. Este equipamento foi instalado num Volkswagen Golf 1.9 TDi.

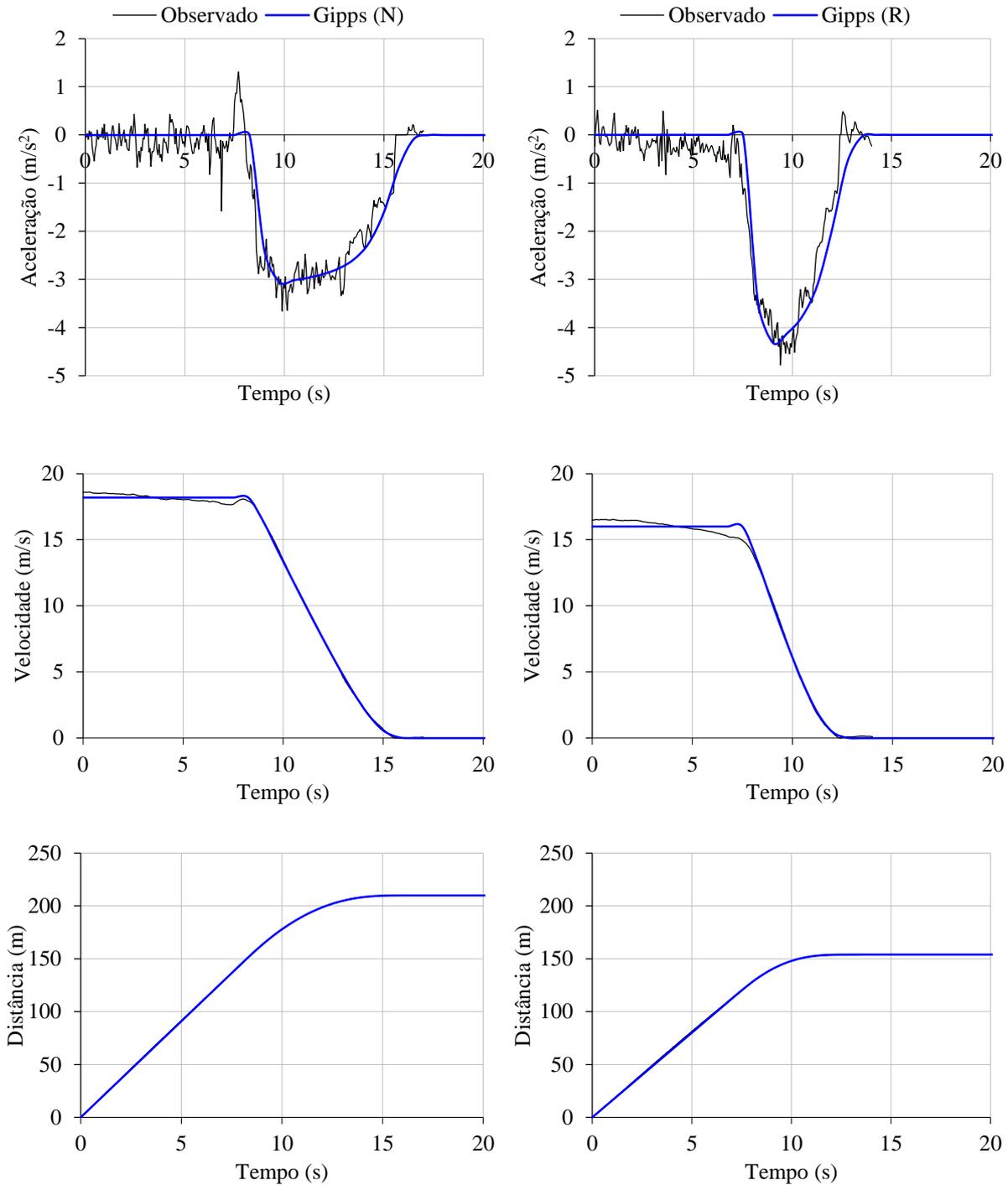
Nas figuras 5.1 e 5.2 apresentam-se os perfis reais de velocidade, aceleração e distância que se podem considerar representativos<sup>4</sup> de um conjunto de manobras de aceleração e desaceleração. Estes perfis correspondem a dois tipos de manobras. O primeiro (N) traduz uma condução normal e confortável, típica do dia-a-dia, o segundo (R) representa um comportamento agressivo, em que se procurou marcar um limite superior para a capacidade de aceleração e desaceleração do condutor/veículo em meio urbano. Nas mesmas figuras sobrepõem-se os perfis teóricos que melhor se ajustam tendo por referência o perfil das velocidades (acelerações – tipo 1 -  $v_d = 79$  km/h,  $a = 1.5$  m/s<sup>2</sup>; tipo 2 -  $v_d = 61$  km/h,  $a = 2.7$  m/s<sup>2</sup>; desacelerações – tipo 1:  $d = 3.3$  m/s<sup>2</sup>, tipo 2:  $d = 5.0$  m/s<sup>2</sup>). Verifica-se que a aceleração máxima é atingida apenas pontualmente quando  $v/v_d \cong 0.32$  e que a velocidade converge assintoticamente para o seu valor máximo  $v_d$ . O perfil teórico de acelerações de Gipps é algo irrealista, não refletindo as passagens de caixa. Contudo, as diferenças atenuam-se no perfil de velocidades e ainda mais no perfil de distâncias.

---

<sup>4</sup> Por representativo entenda-se “normal” dentro da amostra obtida. Como foi utilizado apenas um condutor e um veículo, não se pretende que os perfis traduzam o comportamento médio de uma população.



**Figura 5.1** – Comparação dos perfis cinemáticos previstos pelo modelo de aceleração de Gipps com as observações (N – aceleração normal, R – aceleração agressiva)

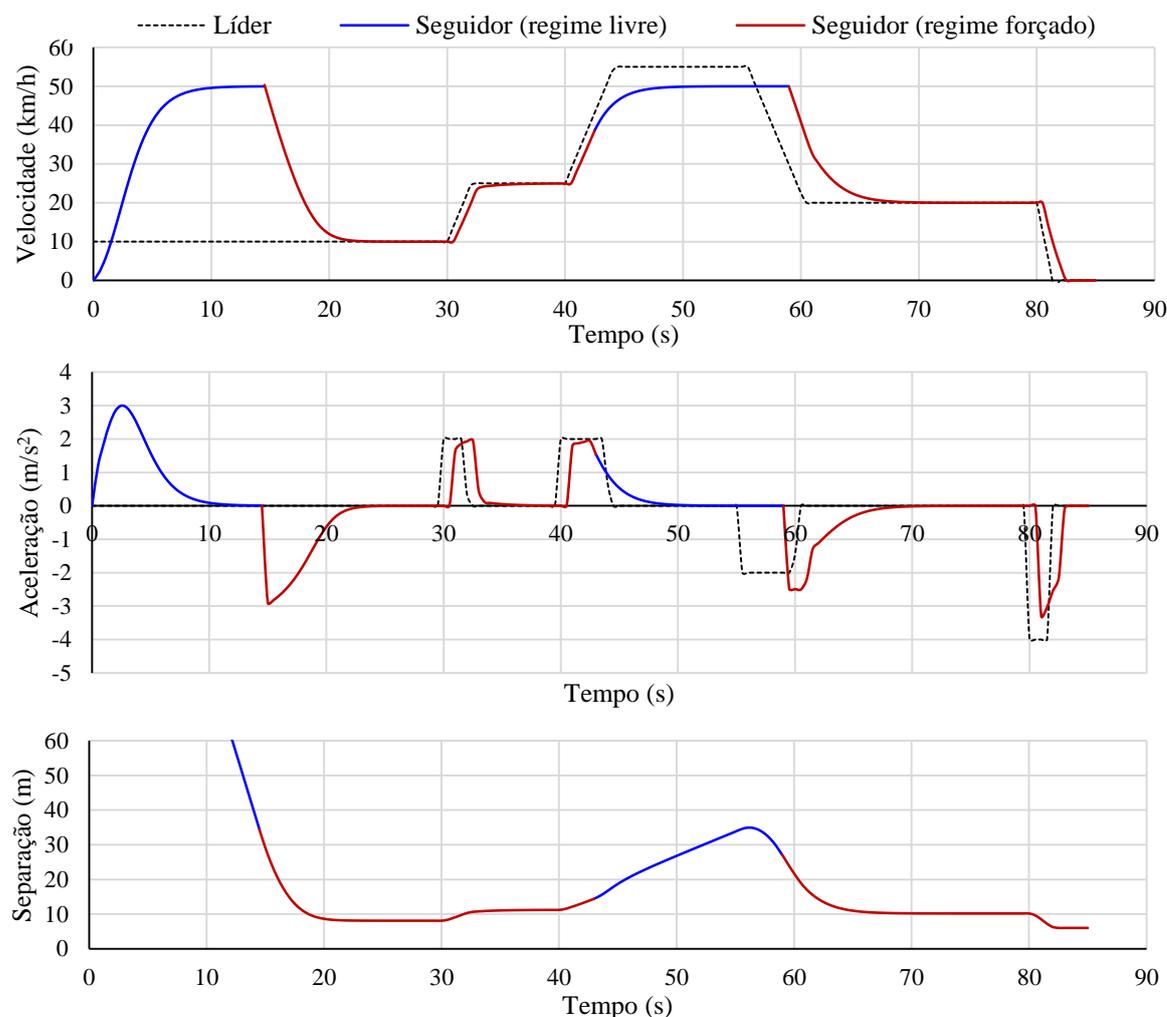


**Figura 5.2** – Comparação dos perfis cinemáticos previstos pelo modelo de aceleração de Gipps com as observações (N – desaceleração normal, R – desaceleração agressiva)

Para efeitos de ilustração das propriedades deste modelo, combinando as componentes de aceleração e desaceleração, considere-se um cenário hipotético relativo a dois veículos que circulam na mesma via. O veículo líder tem um comprimento de 4.0 m, está inicialmente afastado 150 m do seguidor (separação espacial, entre posições homólogas dos veículos) e desloca-se com velocidade uniforme de 10 km/h. O seguidor está inicialmente parado e tem as seguintes características:  $v_d = 50$  km/h,  $a = 3$  m/s<sup>2</sup>,  $d = d' = 4$  m/s<sup>2</sup>,  $\tau = 0.5$  s,  $s = 2$  m; veículo

líder –  $L = 4.0$  m ( $S = 6.0$  m). O veículo líder tem comportamento independente do modelo de Gipps com períodos de aceleração e de desaceleração constantes:  $2$  m/s<sup>2</sup> entre os 30 e 32 s (10 km/h → 25 km/h);  $2$  m/s<sup>2</sup> entre os 40 e 44 s (25 km/h → 55 km/h),  $-2$  m/s<sup>2</sup> entre os 55 e 59 s (55 km/h → 20 km/h),  $-4$  m/s<sup>2</sup> entre os 80 e 82 s (20 km/h → 0 km/h).

Na Figura 5.3 é possível identificar algumas propriedades interessantes do modelo. O regime livre ocorre genericamente quando a separação espacial é muito grande e/ou a velocidade do líder é superior à do seguidor. No regime livre a aceleração atinge pontualmente o valor máximo ( $a = 3$  m/s<sup>2</sup>) enquanto a velocidade converge assintoticamente para o valor máximo ( $v_d = 50$  km/h). No regime forçado a desaceleração máxima tende para o parâmetro  $d = -4$  m/s<sup>2</sup> embora não o atingindo devido ao valor adotado para o tempo de reação ( $\bar{a} \rightarrow d$  quando  $\tau \rightarrow 0$ ). Quando o líder adota uma velocidade uniforme inferior à velocidade desejada do seguidor, a separação espacial entre os veículos tende a estabilizar (condições estacionárias), sendo tanto maior quanto a velocidade.



**Figura 5.3** – Exemplo de aplicação do modelo de Gipps

### 5.3 Calibração do modelo de Gipps baseada em equações do regime estacionário

#### 5.3.1 Metodologia convencional – enquadramento e limitações

Pode ser obtida uma solução particular do modelo de Gipps para o caso de fluxo uniforme. Neste caso admite-se que, numa dada secção, as condições de escoamento não variam com o tempo. Isto acontece quando todos os veículos têm as mesmas características e o período de simulação é suficientemente longo para permitir a estabilização de velocidades e intervalos interveiculares. Wilson (2001) obteve a seguinte expressão para o intervalo espacial  $h_s$  (distância entre os para choques frontais de dois veículos consecutivos) em regime estacionário:

$$h_s = S + v(\tau + \theta) + \frac{v^2}{2} \left( \frac{1}{d} - \frac{1}{d'} \right), \forall v < v_d \quad (5.4)$$

Esta função é estritamente crescente no domínio  $[0, v_d)$  e tem múltiplas soluções quando  $v = v_d$ . A partir desta expressão podem ser facilmente obtidas as variáveis macroscópicas do fluxo, velocidade e densidade ( $q, v, k$ ). Notando que a densidade é o inverso do intervalo espacial,  $k = 1/h_s$ , e atendendo à equação fundamental do tráfego

$$q = kv \quad (5.5)$$

obtém-se a relação fluxo-velocidade:

$$q = \frac{v}{S + v(\tau + \theta) + \frac{v^2}{2} \left( \frac{1}{d} - \frac{1}{d'} \right)}, \forall v < v_d \quad (5.6)$$

Fazendo a substituição usual  $\theta = \tau/2$ , a relação  $q$ - $v$  - Eq. (5.6) depende de cinco parâmetros ( $v_d, \tau, S, d$  e  $d'$ ). Wilson (2001) demonstrou que para  $d > d'$  o modelo de *car-following* pode perder o significado físico e produzir múltiplas soluções para o mesmo conjunto de parâmetros. Consequentemente,  $d$  deve tomar um valor menor ou igual a  $d'$  (Rakha e Wang, 2009). Se for assumido  $d = d'$  (relação predefinida no Aimsun) a expressão  $q$ - $v$  passa a depender de apenas três parâmetros ( $v_d, \tau$  e  $S$ ). Para este último caso resulta assim um conjunto de relações macroscópicas que permite traçar o diagrama fundamental do tráfego para o modelo de Gipps em condições estacionárias:

$$h_s(v) = S + \frac{3}{2}\tau v, \quad \forall v < v_d \text{ (múltiplas soluções para } v = v_d) \quad (5.7)$$

$$v(q) = \frac{2qS}{2 - 3q\tau}, \quad \forall q < q_c \text{ (} v = v_d \text{ para } q = Q) \quad (5.8)$$

$$v(k) = \frac{2 - 2kS}{3k\tau}, \quad \forall k > k_Q \quad (v = v_d \text{ para } k < k_Q) \quad (5.9)$$

$$q(k) = \frac{2 - 2kS}{3\tau}, \quad \forall k > k_c \quad (q = k v_d \text{ para } k < k_c) \quad (5.10)$$

O traçado destas expressões requer a quantificação dos parâmetros para três estados de tráfego notáveis (condições livres, capacidade e congestionamento). As respetivas expressões são indicadas na tabela seguinte.

**Tabela 5.1** – Parâmetros notáveis do modelo de Gipps em condições estacionárias puras

Estado	Intervalo espacial $h_s$	Velocidade $v$	Densidade $k$	Fluxo $q$
Condições livres	Indeterminado	$v_d$	0	0
Congestionamento	$S$	0	$1/S$	0
Capacidade	$S + \frac{3}{2}\tau v_d$	$v_d$	$\frac{2}{2S + 3\tau v_d}$	$\frac{2v_d}{2S + 3\tau v_d}$

Estas relações, bem como as que seriam obtidas para o caso genérico  $d \leq d'$ , estão representadas na Figura 5.4 como função dos seguintes parâmetros de referência assumidos para a presente análise:

Caso  $d = d'$ :

- $v_d = 90$  km/h (velocidade desejada)
- $\tau = 0.75$  s (tempo de reação)
- $\theta = \tau/2$  (margem de segurança aplicada ao tempo de reação, *hard-coded* no Aimsun),
- $S = 5$  m comprimento efetivo do veículo (comprimento real adicionado ao espaçamento mínimo entre veículos parados)

Caso  $d < d'$

- $v_d = 70$  km/h
- $\tau = 0.75$  s,  $\theta = \tau/2$ ,  $S = 5$  m
- $d = 3$  m/s<sup>2</sup> (desaceleração máxima desejada)
- $d' = 3.75$  m/s<sup>2</sup> (estimativa, feita pelo seguidor, da desaceleração máxima do veículo líder)

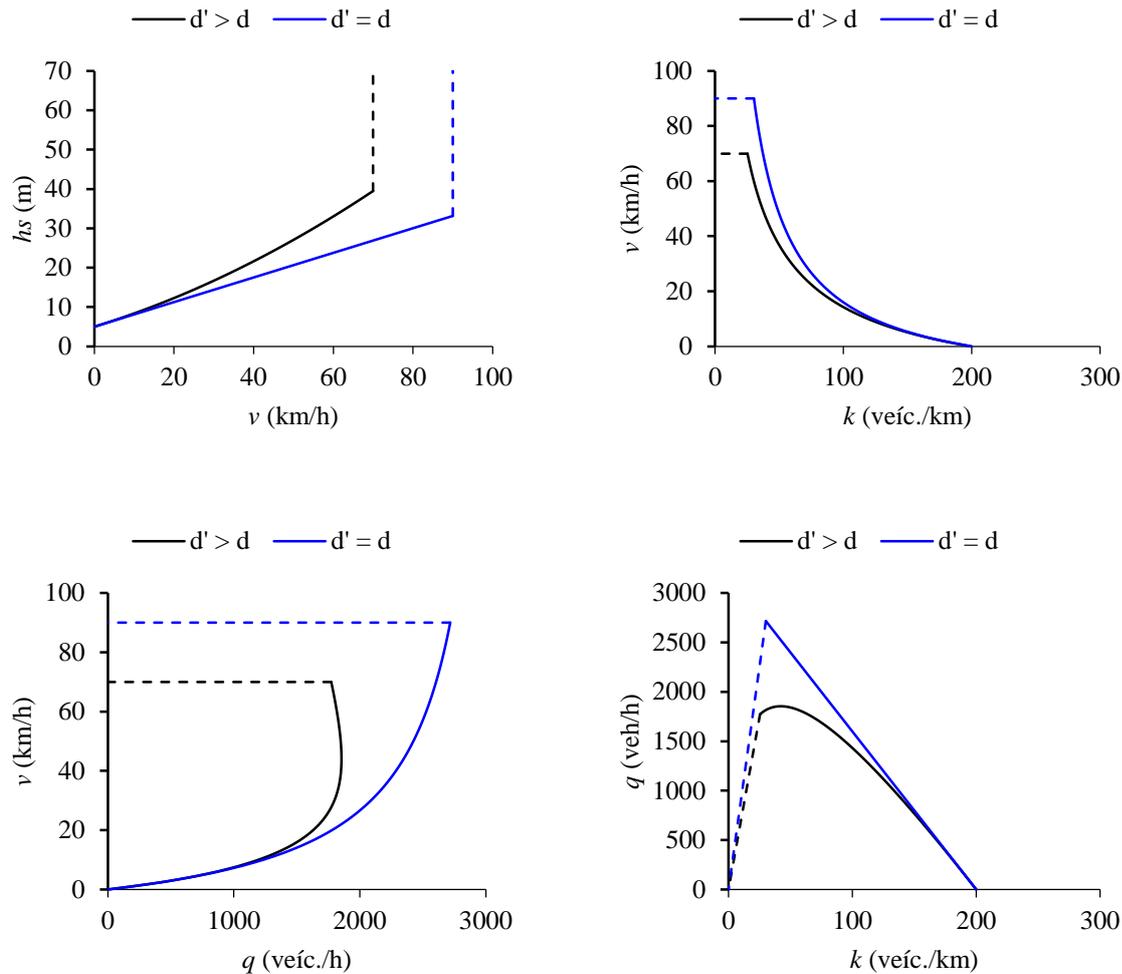
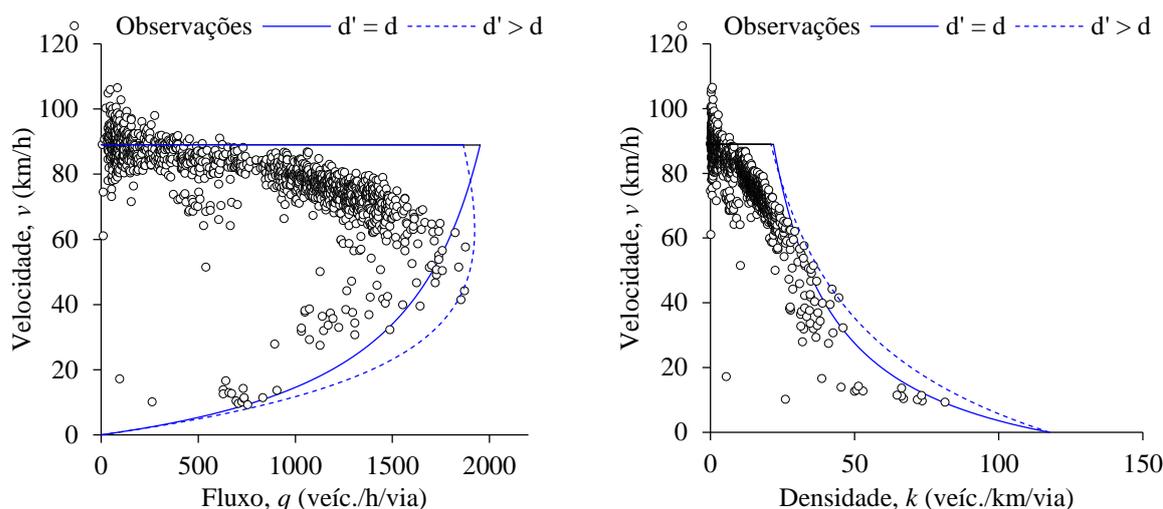


Figura 5.4 – Relações macroscópicas do modelo de Gipps

O seguinte procedimento permite estimar o valor dos três parâmetros:

- i) A velocidade desejada  $v_d$  toma o valor da velocidade média dos veículos na secção considerada observada em períodos de tráfego muito reduzido;
- ii) O comprimento efetivo dos veículos  $S$  toma o valor inverso da densidade de congestionamento (medida, por exemplo, a partir de fotografias aéreas);
- iii) Finalmente, o tempo de reação é ajustado de modo a que a curva resultante (ramo inferior no gráfico  $q-v$ ) se ajuste às observações.

No entanto, como ilustrado na Figura 5.5 (para  $d = d'$ ), embora se verifique que este procedimento aplicado a dados reais resulta num bom ajustamento no regime forçado (parte inferior do diagrama fluxo-velocidade), pelo contrário, resulta num ajustamento deficiente no regime livre (parte superior do diagrama). Isto acontece porque a solução do modelo de Gipps para o regime estacionário prevê velocidade constante no regime livre e, para o caso particular  $d' = d$ , capacidade da secção à velocidade livre.



**Figura 5.5** – Ajustamento das curvas  $q-v$  e  $q-k$  aos dados de campo (autoestrada A44, Portugal):  $v_d = 89$  km/h,  $S = 8.5$  m, caso 1:  $d = d' = 3$  m/s<sup>2</sup>,  $\tau = 1.0$  s; caso 2:  $d = 3$  m/s<sup>2</sup>,  $d' = 3.6$  m/s<sup>2</sup>,  $\tau = 0.6$  s;  $\theta = \tau/2$ .

Contudo, numerosos estudos baseados em dados de campo mostram que a velocidade varia com o fluxo em ambos os regimes e que a velocidade na capacidade é inferior à velocidade em condições livres. Punzo e Tripodi (2007) notaram que o ajustamento pode ser melhorado adotando um valor  $d' > d$ . Com efeito, esta imposição aumenta a curvatura no regime forçado e resulta numa velocidade na capacidade inferior à velocidade em condições livres (Figura 5.5, caso  $d' > d$ ). Os mesmos autores sugerem que para que esta metodologia seja aplicável em dados reais é necessário generalizar as relações macroscópicas para condições de tráfego heterogéneo, tendo obtido uma solução analítica para correntes constituídas por duas classes de tráfego. Constata-se, contudo, que a formulação resultante continua a ser incapaz de prever a degradação da velocidade com o fluxo de tráfego no ramo não congestionado da curva  $q-v$ .

Surpreendentemente, a solução para este problema tinha sido indicada anteriormente por Gipps (1981). Notando que a dedução das equações para condições estacionárias assentou na premissa de tráfego uniforme, Gipps concluiu que a distribuição das velocidades desejadas afeta a disposição dos pontos fluxo-velocidade no regime livre. Farzaneh e Rakha (2006) analisaram o efeito da variabilidade na distribuição das velocidades desejadas no simulador INTEGRATION, baseado nas relações macroscópicas de Van Aerde (Rakha e Crowther, 2002), e concluíram que alterando o coeficiente de variação dessa distribuição os utilizadores conseguem até certo ponto ajustar a curvatura da relação fluxo-velocidade no regime livre. De acordo com Lipshtat (2009) há dois aspetos que contribuem para esta interação em sentidos contrários: por um lado, uma maior variabilidade de velocidades implica uma maior probabilidade de os veículos rápidos serem condicionados pelos mais lentos, o que se traduz na redução da velocidade média; por outro lado, a variabilidade leva à formação de pelotões e à

disponibilização de maiores intervalos entre veículos nas correntes de tráfego, o que facilita as mudanças de via e a recuperação das velocidades.

### 5.3.2 Análise de sensibilidade do modelo de Gipps

Sendo reconhecido o papel que a variabilidade na distribuição de velocidades desejadas tem nas relações macroscópicas, importa quantificar esse efeito, bem como avaliar a sensibilidade à variabilidade nos restantes parâmetros envolvidos no modelo de *car-following*. Esta análise é relevante uma vez que as aplicações comerciais de microssimulação dão aos utilizadores liberdade quase ilimitada para especificarem as características dos veículos. Com efeito, através de *scripting* ou interfaces API é possível especificar os parâmetros de cada um dos veículos gerados para a rede e mesmo alterá-los durante a simulação.

Para o efeito efetuou-se uma análise de sensibilidade com dois níveis: o primeiro corresponde ao valor absoluto do parâmetro avaliado, o segundo corresponde à variabilidade desse parâmetro relativamente ao seu valor médio. À semelhança do que acontece nas aplicações comerciais, assumiu-se que cada parâmetro segue uma distribuição normal caracterizada pela sua média e desvio padrão (ou coeficiente de variação). O parâmetro  $\tau$  (tempo de reação) constitui uma exceção uma vez que está normalmente ligado ao intervalo de simulação e, por motivos de eficiência computacional, é considerado global (igual para todos os veículos).

Foi considerado um cenário de base em que a população de condutores é homogénea e caracterizada pelos parâmetros utilizados para construir os gráficos da Figura 5.4 ( $v_d = 90$  km/h,  $\tau = 0.75$  s,  $\theta = \pi/2$ ,  $S = 5$  m,  $d = 4$  m/s<sup>2</sup>,  $d' = 4$  m/s<sup>2</sup>). O cálculo das curvas  $q$ - $v$ - $k$  é direto no cenário base com população homogénea, pois, como se viu, resultam simplesmente das equações (5.5) e (5.6). Contudo, é necessário recorrer a simulação para avaliar o efeito da variabilidade nos parâmetros envolvidos no modelo de *car-following*.

Coloca-se assim o problema de criar um ambiente de simulação que permita observar um conjunto diversificado de estados de tráfego tanto no regime livre ( $k < k_Q$ ) como no regime forçado ( $k > k_Q$ ). Este problema não é trivial porque há casos em que a velocidade condiciona o fluxo e outros em que acontece o inverso (Daganzo, 1997). Por exemplo, se o tráfego entra na secção de montante de uma via com o fluxo  $q$  até que se observem condições estáveis numa secção a jusante, é expectável que velocidade média que se observa nessa secção seja uma consequência do fluxo de entrada e das características dos condutores que interagem entre si. Trata-se neste caso de regime livre e diz-se que o controlo é a montante (por analogia com os escoamentos hidráulicos em superfície livre). Por outro lado, se se desenvolve um estado estacionário a montante de um veículo que se desloca a baixa velocidade (por exemplo, um veículo pesado numa rampa) é expectável que o espaçamento médio no pelotão seja uma função

da velocidade média, imposta a jusante pelo veículo lento, e conseqüentemente  $q$  e  $k$  serão uma conseqüência da velocidade. Trata-se de regime forçado e o controlo é a jusante.

A abordagem normal para simular os diferentes regimes consiste em modelar uma estrada com um conjunto de restrições (estreitamentos, rampas de saídas ou de entrada) e registar os dados fluxo-velocidade para diferentes níveis de procura em diferentes secções. Após alguns testes verificou-se que este método criava perturbações nas correntes de tráfego não relacionadas explicitamente com o modelo de *car-following* em condições estacionárias (ondas de choque e utilização desigual de vias na proximidade dos estreitamentos). Era também difícil observar uma gama razoavelmente contínua de pontos do diagrama fundamental.

Procurou-se então um método alternativo, não dependente de restrições geométricas, baseado no princípio de controlo a montante e a jusante. Foi modelado um conjunto de 10 trechos unidireccionais com uma via de circulação, cada um com 1000 m de extensão. No primeiro trecho, destinado à observação de estados no regime livre, estabeleceu-se um limite de velocidade muito alto (180 km/h), de modo a permitir que os condutores alcancem a velocidade desejada caso circulem em condições livres. Nos restantes nove foram impostos diferentes limites de velocidade, de 10 km/h a 90 km/h, de modo a criar condições de seguimento.

Foi gerado tráfego no primeiro troço a taxas progressivamente maiores até se dar a saturação da via (isto é, até se observar a estabilização do fluxo de tráfego registado nos detetores virtuais a jusante, independentemente da procura gerada na secção de montante). Nos restantes troços foi gerado tráfego a montante com um valor muito grande (superior à capacidade das vias) durante todo o período de simulação (4 h). A cada 5 minutos foram registadas as velocidades médias e os fluxos em detetores virtuais colocados a meio de cada troço. As simulações foram inicialmente efetuadas com tráfego uniforme, essencialmente para confirmar os resultados das expressões teóricas, e posteriormente introduzindo variabilidade na distribuição de cada um destes parâmetros, traduzida por um coeficiente de variação (CV) de 10% (com o mesmo valor médio).

Os resultados destas simulações apresentam-se na Figura 5.6 (as curvas resultam das expressões, os pontos das simulações). Os gráficos a) e b) mostram que tanto o tempo de reação como o comprimento efetivo dos veículos afetam a forma da parte inferior do diagrama  $q-v$  (regime forçado) e que a capacidade aumenta quando são utilizados valores mais baixos destes parâmetros, como esperado. A variabilidade na distribuição dos comprimentos efetivos não altera a forma  $q-v$  (note-se a sobreposição dos pontos da simulação nas curvas teóricas).

A forma das curvas  $q-v$  é alterada significativamente caso se considere  $d' > d$ . Esta imposição representa um comportamento cauteloso dos condutores, que se traduz em maiores intervalos

espaciais e em menor capacidade. A introdução de variabilidade na relação  $d'/d$  (designada no Aimsun por fator de sensibilidade) altera os resultados de forma quase imperceptível.

Do último gráfico retiram-se duas conclusões particularmente relevantes: a primeira é a de que a capacidade aumenta com a velocidade desejada pelos condutores, sendo esse acréscimo tanto maior quanto menor for a velocidade de referência; a segunda, e mais interessante, é a constatação de existência de degradação das velocidades, e consequentemente da capacidade, devido à variabilidade das velocidades desejadas.

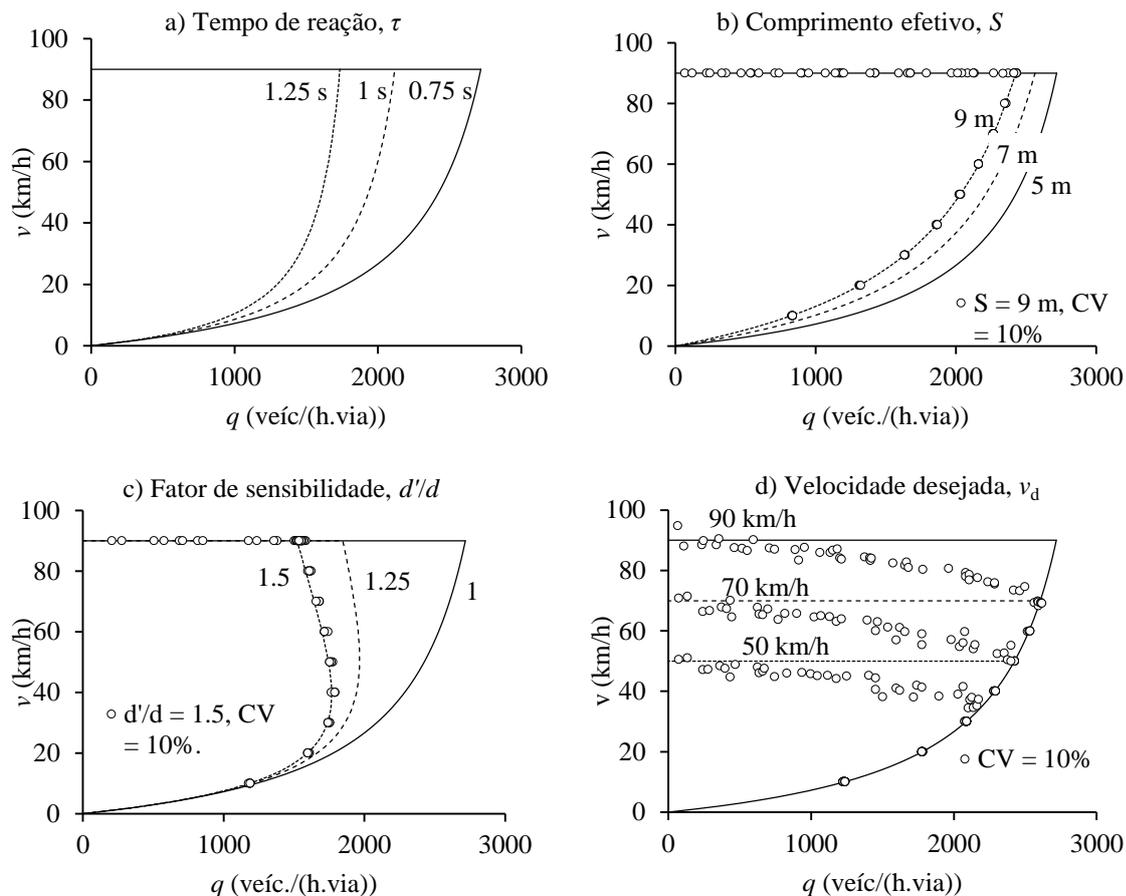


Figura 5.6 – Análise de sensibilidade do modelo de Gipps (condições estacionárias)

Estes resultados têm diversas implicações para os processos de calibração:

- A forma da parte inferior do diagrama, correspondente ao regime forçado, pode ser prevista com rigor pela correspondente expressão (5.6), não dependendo da variabilidade eventualmente existente nos parâmetros envolvidos ( $S$  e  $v_d$ );
- A variabilidade na distribuição do comprimento efetivo dos veículos ( $S$ ) e do fator de sensibilidade ( $d'/d$ ) tem um efeito muito pequeno no diagrama  $q$ - $v$  e pode ser ignorada para efeitos de calibração;

- c) A variabilidade na distribuição de velocidades desejadas conduz a um diagrama  $q-v$  em cujo ramo não congestionado as velocidades diminuem com o aumento do fluxo, tal como se observa nas estradas reais.

Parece assim razoável expressar as relações macroscópicas em função dos parâmetros  $v_d$ ,  $\tau$ ,  $S$  e ainda do CV (coeficiente de variação da distribuição de velocidades desejadas). A consideração do CV permite assumir a simplificação  $d$  e  $d'$  e consequentemente excluir estes dois parâmetros do processo de calibração.

O principal problema nesta abordagem reside no facto de o efeito da variabilidade nas velocidades desejadas resultar de um conjunto de interações aleatórias entre veículos que depende de vários fatores tais como a geometria da estrada e as características das unidades condutor/veículo. De maneira a tornar esta metodologia de calibração autónoma, isto é, independente de simulações do modelo, a próxima secção descreve a construção de uma tabela de consulta que permite identificar analiticamente a forma das curvas  $q-v-k$  para um dado CV.

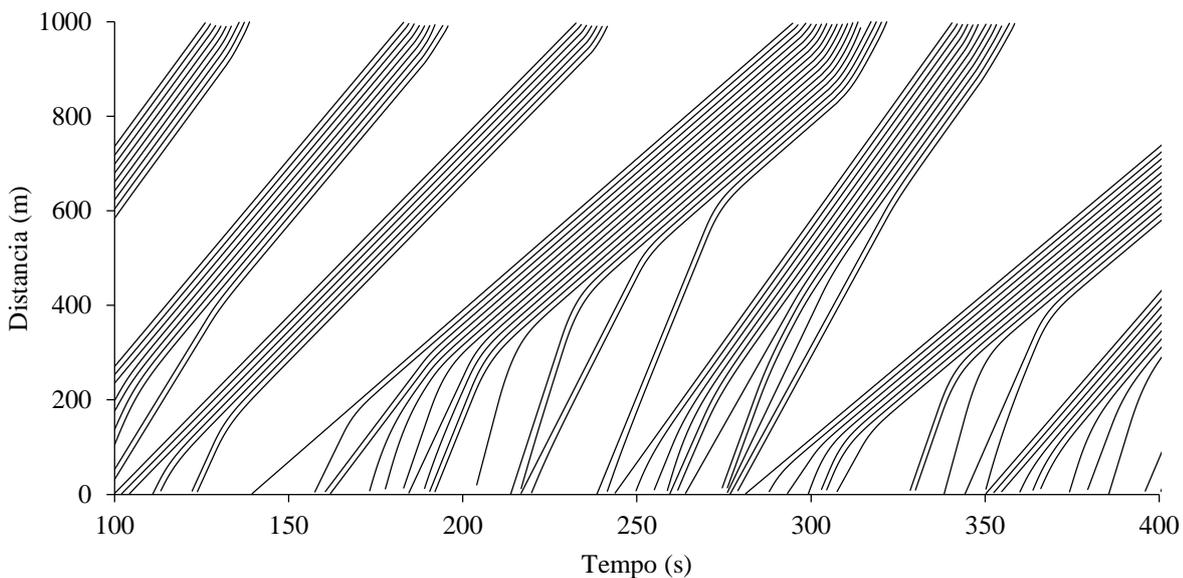
### 5.3.3 Construção de uma tabela de pesquisa para descrever o regime livre

O primeiro passo a tomar para construir a tabela de pesquisa é decidir a forma da curva  $q-v$  no regime livre. Esta questão foi discutida anteriormente por Wu (2002) que propôs um modelo macroscópico, aplicável a faixas unidireccionais com  $N$  vias de circulação, no qual as relações  $q-v-k$  de uma corrente de tráfego real (heterogénea) são expressas como o resultado de estados homogéneos. Especificamente, no regime livre do diagrama fundamental (tráfego fluído) o modelo de Wu considera dois estados possíveis: o primeiro corresponde a veículos que se deslocam sem restrições, à velocidade livre (estado livre), o segundo corresponde aos veículos que integram pelotões (estado de comboio, ou pelotão fluído). Assumindo condições estacionárias puras e distribuição equitativa de tráfego por todas as vias disponíveis, a velocidade no regime livre pode ser expressa como uma função da densidade  $k$ , da velocidade em condições livres  $v_d$ , do número de vias  $N$ , da velocidade  $v_{ko}$  e da densidade  $k_{ko}$  nos pelotões:

$$v(k) = v_d - (v_d - v_{ko}) \left( \frac{k}{k_{ko}} \right)^{N-1} \quad \text{para } k \leq k_{ko} \quad (5.11)$$

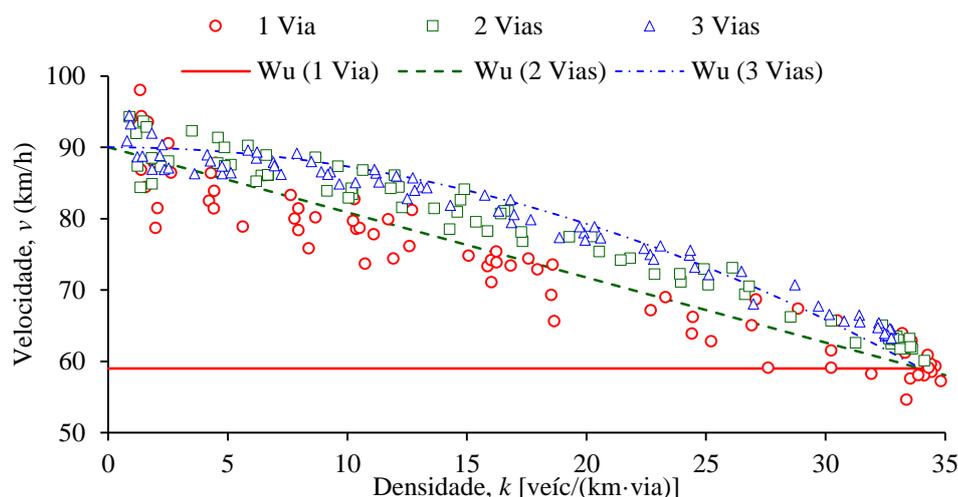
A fórmula corresponde a uma relação  $k-v$  linear numa estrada com uma via por sentido, quadrática em estradas com duas vias por sentido e assim sucessivamente. O caso  $N = 1$  é particularmente interessante: de acordo com esta formulação, a velocidade média na estrada é  $v_{ko}$  independentemente da densidade, isto é, todos os veículos estão em pelotões. Naturalmente, isto apenas seria possível em condições estacionárias puras, as quais requerem segmentos de estrada com comprimento infinito e períodos de análise extremamente longos. Em estradas reais os veículos mais rápidos circulam em pelotões apenas durante uma parte do percurso. Para

clarificar este aspeto simulou-se o tráfego num troço de 1000 m de uma estrada unidirecional de via única. Na Figura 5.7 verifica-se que na secção inicial quase todos os veículos circulam livremente. Durante o percurso juntam-se eventualmente à cauda de pelotões existentes, dependendo da velocidade desejada, da velocidade dos veículos lentos, do fluxo de tráfego, da proporção de veículos lentos e da extensão do troço condicionado. Finalmente, quando o líder do pelotão alcança o fim do troço (a que pode corresponder uma saída ou o início de uma zona de ultrapassagem), uma onda de choque propaga para trás o regime de dissipação de fila, resultando em velocidades mais elevadas na secção final do troço condicionado (efeito particularmente visível para as trajetórias com início entre os 150 e 230 s)



**Figura 5.7** – Representação tempo - distância num segmento de via única com 1000 m (Distribuição exponencial de chegadas. Uma classe de veículos com distribuição normal truncada das velocidades desejadas (média = 70 km/h, CV = 30%, mínimo: 10 km/h). Procura: 800 veíc./h)

De modo a avaliar até que ponto a formulação de Wu se ajusta aos resultados das simulações em Aimsun, foram medidos os valores  $k-v$  a meio de um troço de 1000 m de extensão, para diferentes níveis de procura e número de vias ( $v_d = 90$  km/h,  $CV = 0.15$ ,  $N = \{1, 2, 3\}$ ) (ver a Figura 5.8). A procura foi gradualmente aumentada até se atingir a capacidade da via à qual correspondem os parâmetros  $k_Q = 34$  veíc./(km.via),  $v_Q = 59$  km/h e  $Q = 2006$  veíc/(h.via). Quando estes parâmetros são aplicados à expressão (5.11) torna-se evidente que o modelo de uma via ( $N = 1$ ) deve ser rejeitado já que subestima as velocidades para todas as densidades  $k < k_Q$ , o modelo de duas vias (linear) garante um bom ajustamento para as estradas com uma ou duas vias unidireccionais, enquanto o modelo de três vias (quadrático) é adequado para estradas com duas ou três vias.



**Figura 5.8** – Relações  $k$ - $v$  no regime livre: modelo de Wu (linhas) vs simulação Aimsun (marcadores)

Prosseguindo com o modelo linear de Wu para a relação  $k$ - $v$  (que se pode considerar satisfatório para estradas com até três vias) é possível obter expressões para os parâmetros na capacidade, a que corresponde a interseção das curvas  $k$ - $v$  dos regimes livre e forçado:

- Regime livre: relação linear com interseção  $v_d$  e declive  $b$ :

$$v = v_d - kb \quad (5.12)$$

- Regime forçado: relação de segundo grau resultante da expressão de Gipps para o espaçamento:

$$v = \frac{1 - kS}{1.5 \tau k} \quad (5.13)$$

A interseção das duas curvas ocorre para:

$$k \equiv k_Q = \frac{3v_d \tau + 2S - \sqrt{(3v_d \tau + 2S)^2 - 24b \tau}}{6b \tau} \quad (5.14)$$

Como referido anteriormente, o declive  $b$  da relação  $k$ - $v$  depende de diversos fatores, entre os quais a variabilidade das distribuições desejadas, pelo que só pode ser determinado através de simulação. Preparou-se assim uma experiência fatorial completa envolvendo os seguintes parâmetros, de que resultou um total de 36288 registos:

- Número de vias unidireccionais: {1, 2};
- Extensão do troço condicionado (m): {500, 1000, 1500};
- Localização dos detetores: a cada 50 m;
- Média das velocidades desejadas (km/h): {50, 70, 90, 120};
- Coeficientes de variação da distribuição de velocidades desejadas (%): {5, 10, 15, 20, 25, 30};

- Comprimento efetivo dos veículos (m): {5.0, 7.5, 10.0};
- Tempo de reação (s): {0.50, 0.75, 1.00, 1.25}.

A Figura 5.9 ilustra a rede Aimsun utilizada nesta análise. Os diferentes cenários foram gerados de forma semiautomática através de pequenos *scripts*. De forma a minimizar o número de corridas, para cada extensão foram criados seis troços, correspondendo aos diferentes níveis de variabilidade das velocidades livres. Foi definida uma procura de tráfego elevada nos centroides de entrada de modo a garantir a observação do estado de capacidade em todos os troços. Foram registados os volumes e as velocidades em todos os detetores a cada intervalo de cinco minutos durante todo o período de simulação de 30 minutos. Os parâmetros do estado de capacidade foram calculados como sendo a média dos valores observados nos últimos cinco períodos, tendo o primeiro sido excluído para garantir condições de circulação estáveis.

A análise dos resultados permitiu concluir que a extensão do troço tem um efeito no declive da reta  $k-v$  relativamente modesto quando comparado com o das outras variáveis. Considerou-se assim adequado, para efeitos práticos, agregar os resultados em três zonas: inicial (primeiro terço), intermédia (segundo terço) e final (terceiro terço). As condições da experiência implicam que a tabela de resultados esteja discretizada (tabelas 5.2 e 5.3), sendo portanto necessária interpolação cruzada para determinar o declive  $b$  nos casos que caem fora do domínio discreto.



**Figura 5.9** – Rede Aimsun utilizada para determinar os declives das retas  $k-v$  associados a troços com diferentes extensões (cor dos veículos indexada à velocidade – vermelho: mais lento)

**Tabela 5.2** – Tabela de pesquisa do declive (*b*) da reta *k-v* (estradas com uma via)

Declive da reta $v = v_d - kb$ ( $m^2 \cdot veh^{-1} \cdot seg^{-1}$ )			Posição do detetor CV da distribuição de velocidades desejadas (%)																	
			Zona inicial (1.º terço)					Zona intermédia (2.º terço)					Zona final (3.º terço)							
<i>S</i> (m)	<i>v<sub>d</sub></i> (km/h)	$\tau$ (s)	5	10	15	20	25	30	5	10	15	20	25	30	5	10	15	20	25	30
5	50	0.5	23	43	61	75	79	81	21	40	58	75	82	87	15	29	46	64	73	83
		0.75	32	56	77	91	96	97	27	51	72	92	104	104	18	36	56	73	93	99
		1	45	73	91	108	111	110	35	62	84	110	117	120	22	41	61	86	101	114
		1.25	51	82	113	125	125	125	39	72	104	127	132	137	23	46	74	95	107	125
	70	0.5	41	73	101	124	136	138	37	67	96	125	150	156	27	51	79	108	152	170
		0.75	65	105	137	158	161	158	51	91	125	161	175	179	34	66	98	136	167	188
		1	81	135	169	189	190	183	63	115	151	195	208	213	39	78	113	162	194	213
		1.25	105	151	201	210	212	208	79	131	178	215	239	239	45	86	127	162	223	253
	90	0.5	79	115	157	185	196	200	63	104	147	186	213	228	45	81	122	167	212	252
		0.75	110	169	213	236	239	238	85	144	193	237	269	277	57	106	154	204	270	298
		1	132	215	268	280	280	269	103	182	242	284	319	317	65	128	186	232	320	340
		1.25	158	255	319	315	317	313	123	216	285	344	367	367	74	143	208	278	353	367
7.5	50	0.5	26	49	70	90	100	103	24	45	66	89	103	109	16	32	51	70	88	98
		0.75	32	63	85	112	118	121	29	58	81	114	124	128	18	39	60	88	105	117
		1	38	72	102	127	134	138	34	66	96	126	141	150	21	43	69	92	116	131
		1.25	55	93	121	144	150	151	40	81	113	144	158	162	22	51	78	102	125	139
	70	0.5	44	81	117	149	169	167	39	74	111	149	181	179	28	56	88	125	167	175
		0.75	60	108	153	186	202	198	51	98	143	185	223	214	34	70	110	149	210	208
		1	89	135	182	213	226	231	67	116	164	211	259	258	41	77	121	163	241	256
		1.25	102	166	216	245	254	249	76	139	192	242	274	284	43	89	136	177	231	270
	90	0.5	68	125	178	217	237	251	61	113	168	215	251	278	45	88	138	186	241	292
		0.75	114	169	232	270	287	296	88	148	212	268	315	335	58	109	167	223	304	353
		1	138	223	281	322	332	332	106	187	249	324	367	384	66	128	188	264	342	390
		1.25	165	266	342	373	375	371	125	222	304	378	424	432	74	145	219	297	385	446
10	50	0.5	28	53	77	111	130	133	25	49	73	110	133	142	16	34	55	83	111	126
		0.75	35	64	96	125	144	146	31	60	91	123	147	155	20	39	66	88	118	133
		1	42	80	115	150	159	161	37	73	108	150	165	173	21	46	75	104	130	145
		1.25	50	92	130	160	171	178	42	84	121	158	179	192	23	51	81	109	138	158
	70	0.5	49	91	131	169	202	208	44	84	123	165	217	223	30	61	96	132	197	214
		0.75	63	116	159	204	239	241	55	106	149	200	256	271	35	74	112	155	226	264
		1	76	137	197	240	267	264	64	124	183	235	288	293	40	83	133	177	246	281
		1.25	107	168	229	270	300	295	78	146	208	263	340	335	43	92	146	188	291	319
	90	0.5	71	132	195	248	283	299	64	122	183	244	301	327	47	93	147	207	281	329
		0.75	97	178	244	300	338	338	81	158	227	295	372	366	56	115	176	242	350	367
		1	148	228	287	354	389	387	111	191	260	347	418	436	69	129	195	274	374	443
		1.25	171	286	354	407	428	426	127	234	316	401	459	480	73	150	227	301	388	474

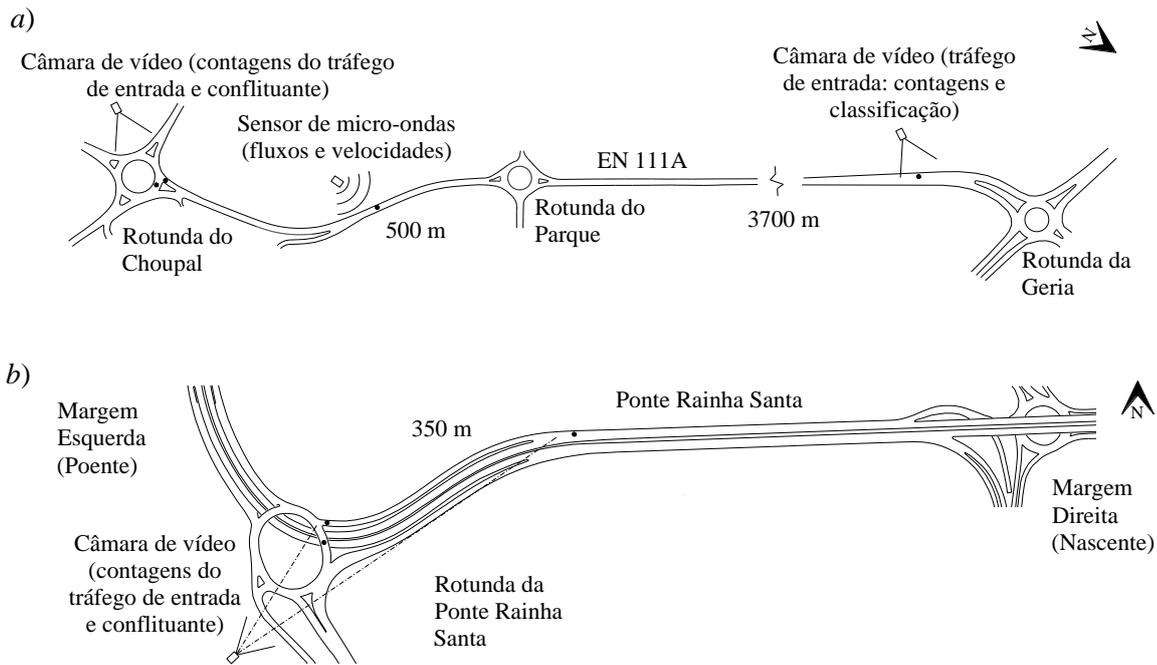
**Tabela 5.3** – Tabela de pesquisa do declive (b) da reta k-v (estradas com duas vias)

Declive da reta $v = v_d - kb$ ( $m^2 \cdot veh^{-1} \cdot seg^{-1}$ )			Posição do detetor																	
			CV da distribuição de velocidades desejadas (%)																	
S (m)	v <sub>d</sub> (km/h)	τ (s)	Zona inicial (1.º terço)						Zona intermédia (2.º terço)						Zona final (3.º terço)					
			5	10	15	20	25	30	5	10	15	20	25	30	5	10	15	20	25	30
5	50	0.5	25	43	58	69	78	81	23	40	56	68	79	84	18	33	47	58	70	79
		0.75	35	58	74	88	95	99	31	52	69	86	97	101	23	41	58	72	85	94
		1	55	75	92	104	112	114	40	65	87	102	114	117	29	50	70	83	100	110
		1.25	71	94	107	120	126	126	48	78	99	117	129	130	34	58	78	94	111	127
	70	0.5	41	77	103	119	131	134	38	72	98	117	134	140	32	59	84	102	125	135
		0.75	74	113	137	153	164	165	59	98	128	150	169	172	45	78	109	129	157	166
		1	114	152	171	186	193	194	78	125	158	183	202	206	55	95	129	155	182	197
		1.25	165	186	202	211	217	219	107	154	190	209	228	235	66	112	149	171	209	221
	90	0.5	54	112	156	180	194	199	50	106	150	177	201	213	46	91	131	159	194	222
		0.75	133	195	218	234	245	243	101	162	204	232	260	265	76	130	172	204	247	275
		1	211	252	269	282	292	284	146	212	254	281	312	318	98	162	209	243	291	329
		1.25	238	292	320	325	329	315	170	246	308	335	363	353	115	180	244	281	338	369
7.5	50	0.5	28	51	69	83	97	105	26	47	66	80	98	108	19	37	54	66	83	97
		0.75	36	64	87	103	115	122	34	59	82	99	116	124	24	46	66	81	98	113
		1	45	78	102	120	132	138	41	70	95	117	132	141	30	53	75	93	111	128
		1.25	62	94	118	134	148	154	49	83	111	130	149	159	34	61	87	102	125	141
	70	0.5	48	87	118	141	160	169	44	81	112	137	163	174	33	65	93	116	148	164
		0.75	69	116	151	175	195	199	61	104	142	170	198	206	46	82	116	142	177	192
		1	113	151	184	209	227	229	79	129	170	202	232	238	56	97	138	166	204	217
		1.25	150	193	220	241	255	259	97	157	202	234	266	272	64	113	158	187	230	249
	90	0.5	74	137	178	208	237	246	67	123	168	202	244	264	53	99	142	176	226	266
		0.75	133	192	233	264	291	295	102	167	218	257	301	322	77	133	182	219	273	325
		1	204	260	294	319	339	340	136	213	271	311	356	364	92	162	221	260	323	360
		1.25	258	321	347	365	382	384	171	259	316	352	409	420	113	186	247	288	364	413
10	50	0.5	31	58	80	100	116	129	28	53	76	97	116	131	21	40	60	78	99	116
		0.75	40	70	97	118	135	146	36	64	91	114	135	147	25	47	71	90	110	132
		1	48	86	113	135	151	162	44	79	106	131	150	165	31	58	82	102	121	143
		1.25	57	99	130	149	168	180	51	90	121	141	167	185	35	64	92	108	133	158
	70	0.5	52	97	132	162	189	202	48	89	125	156	191	208	35	69	101	130	167	190
		0.75	68	125	167	198	223	231	61	113	157	191	225	239	45	87	125	157	197	219
		1	88	150	199	230	255	267	78	134	185	220	256	280	57	101	143	176	219	251
		1.25	126	189	228	262	288	295	92	162	209	253	291	307	64	117	163	199	246	272
	90	0.5	80	146	198	236	278	299	72	133	187	229	285	318	55	106	155	194	257	305
		0.75	117	192	253	294	334	346	102	176	236	284	342	366	79	138	192	239	305	351
		1	186	254	311	347	385	401	132	215	288	336	399	435	95	164	231	277	350	408
		1.25	288	320	369	403	432	442	178	259	334	388	447	477	116	188	259	310	384	446

## 5.4 Aplicação

Foram selecionados dois locais em Coimbra para ilustrar o novo procedimento de calibração do modelo de Gipps (Figura 5.10). O primeiro é um troço de 4.2 km da estrada EN-111A, localizado entre as rotundas da Geria e do Choupal (esta última, referida no Capítulo 4, é objeto da aplicação descrita no Capítulo 8). Esta estrada é uma das principais entradas para o centro da cidade sendo utilizada quase exclusivamente por veículos ligeiros devido à existência de sinalização que impõe a altura máxima de 2.3 m para os veículos; tem apenas uma via por sentido e fica congestionada durante as horas de ponta da manhã e da tarde; as ultrapassagens nestes períodos são quase inexistentes devido à intensidade do tráfego que circula no sentido oposto e às restrições legais que incidem sobre grande parte do traçado. O segundo local, incluído para efeitos de validação, é uma rampa de saída da Ponte Rainha Santa, no sentido nascente-poente com 350 m, que liga a uma rotunda de uma via com tráfego conflituante intenso (Rotunda da Ponte Rainha Santa, referida no Capítulo 4).

Dados os objetivos deste estudo, foram tomados os cuidados possíveis para evitar a introdução de erros de quantificação, nomeadamente relacionados com a geração de tráfego. Assim, instalou-se uma câmara de vídeo na rotunda da Geria para registar os tempos de passagem dos veículos à entrada do troço, em condições livres; uma segunda câmara foi instalada na rotunda do Choupal para registar os tempos de passagem dos veículos que entram para a rotunda e que nela circulam, tendo por referência a linha de cedência de passagem; finalmente, foi instalado um detetor de micro-ondas (ViaCount) entre as rotundas do Parque e do Choupal para obter dados macroscópicos da corrente de tráfego no sentido de entrada para a cidade (velocidades e fluxos médios em períodos de um minuto). Os tempos de trajeto são correspondentes a períodos de cinco minutos e foram obtidos por comparação dos tempos de passagem de veículos selecionados, identificados nas imagens vídeo, nas secções de montante e de jusante. Registaram-se pequenas diferenças nas contagens de cada um destes períodos (mais veículos a jusante do que a montante). Estas foram corrigidas assumindo que o diferencial corresponde a inversões de marcha na rotunda do Parque (sul → sul) associadas a deslocações para abastecimento de combustível num posto localizado a jusante (sul) dessa rotunda. Na compatibilização de contagens assumiu-se que os intervalos entre passagens seguiam a distribuição exponencial negativa. Relativamente à rotunda da Ponte Rainha Santa, bastou instalar uma câmara numa posição distante e elevada para registar simultaneamente os tempos de passagem do tráfego de entrada e de circulação. Estes resultados foram utilizados para gerar veículos no Aimsun com a precisão de um segundo, quando o método tradicional assenta na geração aleatória dos veículos definidos em uma ou mais matrizes origem-destino.



**Figura 5.10** – Locais de aplicação: a) trecho de 4200 m na EN111 a norte da rotunda do Choupal, b) trecho com 350 m a nascente da rotunda da Ponte Rainha Santa

Foram considerados dois conjuntos de parâmetros para o processo de calibração: o primeiro está diretamente relacionado com o comportamento *car-following* em condições estacionárias (tempo de reação  $\tau$ , espaçamento entre veículos parados  $s$  e média e desvio padrão do fator de aceitação de velocidade  $(\mu_{sa}, \sigma_{sa})$ , que corresponde ao rácio entre a velocidade desejada dos condutores  $v_d$  e a velocidade legal; o segundo conjunto está relacionado com o comportamento do condutor em condições de circulação não fluidas e em interseções (aceleração máxima  $a$ , desaceleração normal  $d$ , tempo de reação em stop  $TRS$  e o tempo máximo de espera  $TME$ ).  $TRS$  é o tempo que um veículo parado demora a reagir à aceleração do veículo que se encontra à sua frente,  $TME$  é o tempo de espera na linha de paragem/cedência durante o qual o condutor avalia a possibilidade de avançar respeitando uma margem de segurança normal (tempo pós-invasão, igual ao dobro do tempo de reação); se o  $TME$  for excedido o condutor diminui linearmente a sua margem de segurança até 0 durante um período  $TME$ . Com a exceção do acima referido fator de aceitação de velocidade, assumiu-se que os veículos eram idênticos.

A primeira parte do processo de calibração consistiu no ajustamento nas relações macroscópicas aos dados fluxo-velocidade recolhidos pelo sensor de micro-ondas (Figura 5.11). Em primeiro lugar, após algumas tentativas manuais, os parâmetros  $S = 6.0$  m ( $s = 2.0$  m,  $L = 4.0$  m) e  $\tau = 1.20$  s foram identificados como os que garantiam o melhor ajuste do ramo inferior da curva curva  $q-v$  à nuvem de pontos de campo (mais especificamente, à face inferior, para levar em conta o facto de durante cada período de observação haver perturbações pontuais nos pelotões

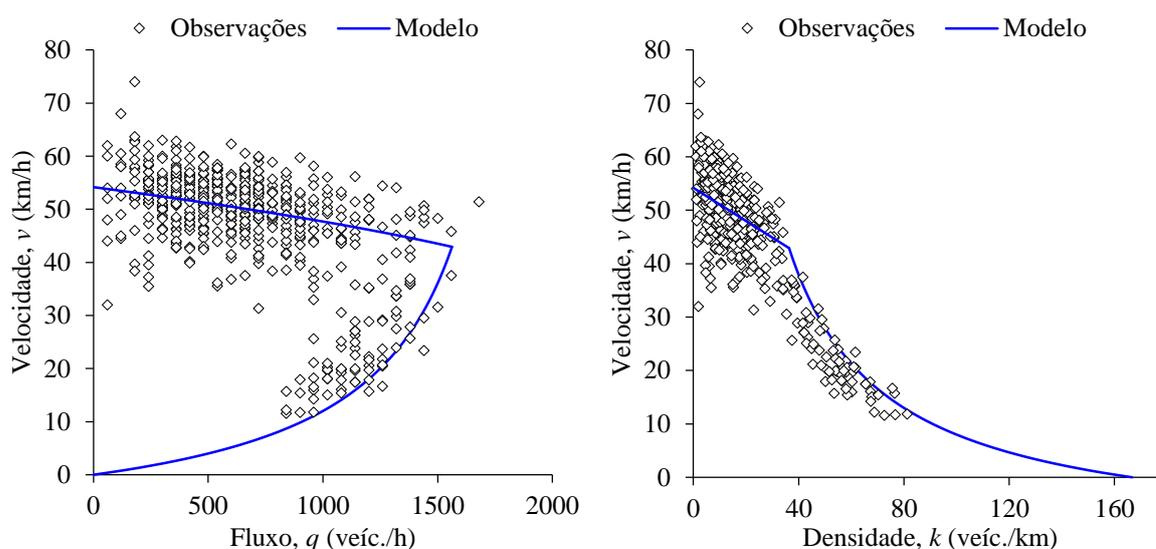
e quebra do regime de seguimento). Para traçar a curva do ramo superior seguiram-se os seguintes passos:

- A velocidade em condições livres (média – 54.2 km/h, desvio padrão – 9.2 km/h, coeficiente de variação – 17%) foi calculada diretamente a partir dos dados de campo durante períodos de tráfego muito reduzido ( $q < 120$  veíc./h);
- A relação entre a velocidade em condições livres e a velocidade legal ( $\mu_{sa} = 54.2/50 = 1.08$ ) foi assumida constante e utilizada para estimar a velocidade em condições livres na secção de montante, onde a velocidade legal é de 90 km/h;
- Finalmente, foi obtida uma aproximação para o declive da curva a partir da Tabela 5.2 (uma via) a partir dos elementos anteriormente determinados ( $S = 6$  m,  $\tau = 1.20 \approx 1.25$  s,  $v_d = 54.2$  km/h  $\approx 55$  km/h, CV = 17%, Zona Final). Da tabela, por interpolação cruzada, obtém-se o declive  $b \approx 85$  m<sup>2</sup>veíc.<sup>-1</sup>seg<sup>-1</sup>.

A curva resultante para o regime livre ajusta-se satisfatoriamente aos dados de campo validando assim a escolha de parâmetros (Figura 5.11). Os parâmetros na capacidade são dados pela interseção das curvas (5.12) e (5.13) (unidades SI):

- Regime livre:  $v = 15.1 - 85k$
- Regime forçado:  $v = (1 - 6k) / (1.875k)$

a que corresponde  $k_c = 36.3$  veíc./km,  $v_c = 43.1$  km/h e  $Q = 1565$  veíc./h. Naturalmente, este mesmo resultado podia ter sido obtido diretamente pela equação (5.14).



**Figura 5.11** – Dados de campo e curvas  $k$ - $v$  e  $q$ - $v$  previstas na EN111A, entre as rotundas do Parque e do Choupal

A segunda parte deste processo incide sobre os parâmetros  $a$ ,  $d$ ,  $TRS$  e  $TME$ . Como nenhum destes parâmetros está envolvido nas relações que descrevem as condições estacionárias ou pode ser medido diretamente a partir de observações, a calibração foi formulada como um problema de otimização. Nesta aplicação seguiu-se um procedimento baseado num algoritmo genético. Trata-se de uma bem conhecida técnica que utiliza princípios da evolução natural para encontrar soluções aproximadas em problemas de otimização não linear que envolvem vários parâmetros. O problema de calibração foi formulado de acordo com a seguinte estrutura (Ciuffo *et al.*, 2008):

$$\begin{aligned} & \min_{a,d,TRS,TME} f(\mathbf{M}^{obs}, \mathbf{M}^{sim}) \\ \text{s.a.} \quad & 2 < a < 6 \text{ m/s}^2, \\ & 2 < d < 6 \text{ m/s}^2, \\ & 0.5 < TRS < 3.0 \text{ s} \\ & TRS \geq \tau \\ & 0 < TME \leq 30 \text{ s} \end{aligned}$$

onde  $f$  é a função de ajustamento que mede a discrepância entre as grandezas observadas e simuladas,  $\mathbf{M}^{obs}$  e  $\mathbf{M}^{sim}$ .

Havia um interesse particular em perceber até que ponto era possível replicar com o Aimsun a variação das filas ao longo do período de simulação. Assim, o vetor  $\mathbf{M}$  foi definido como a densidade média de veículos entre as rotundas da Geria e do Choupal, a intervalos  $i$  de um minuto. Para medir a qualidade do ajustamento preferiu-se a estatística GEH (ver a secção 3.5.1) a outras mais usuais, como a raiz do erro médio quadrático, devido à sua natureza autoajustável. Considerando um conjunto  $N$  de períodos a estatística toma o valor médio:

$$GEH_M = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \sqrt{\frac{2(M_i^{obs} - M_i^{sim})^2}{M_i^{obs} + M_i^{sim}}} \quad (5.15)$$

A estrutura de otimização foi implementada em Matlab (MathWorks, 2005) recorrendo ao algoritmo genético (AG) pré-definido na extensão de otimização. O algoritmo começa com a geração de uma população inicial (100 indivíduos, cada um correspondente a quatro parâmetros). Para cada indivíduo, é gerado um script *Python* que modifica os respetivos parâmetros no Aimsun, simula o modelo em modo de consola e escreve os resultados num ficheiro de texto. Esses resultados são lidos pelo Matlab que os compara com as observações para calcular a correspondente qualidade de ajuste (*fitness*). Concluída a avaliação de todos os indivíduos o AG gera uma nova população: para além dos descendentes “elite”, que correspondem aos indivíduos que na geração anterior obtiveram o melhor desempenho, o algoritmo cria descendentes resultantes da combinação de elementos dos vetores de pares de

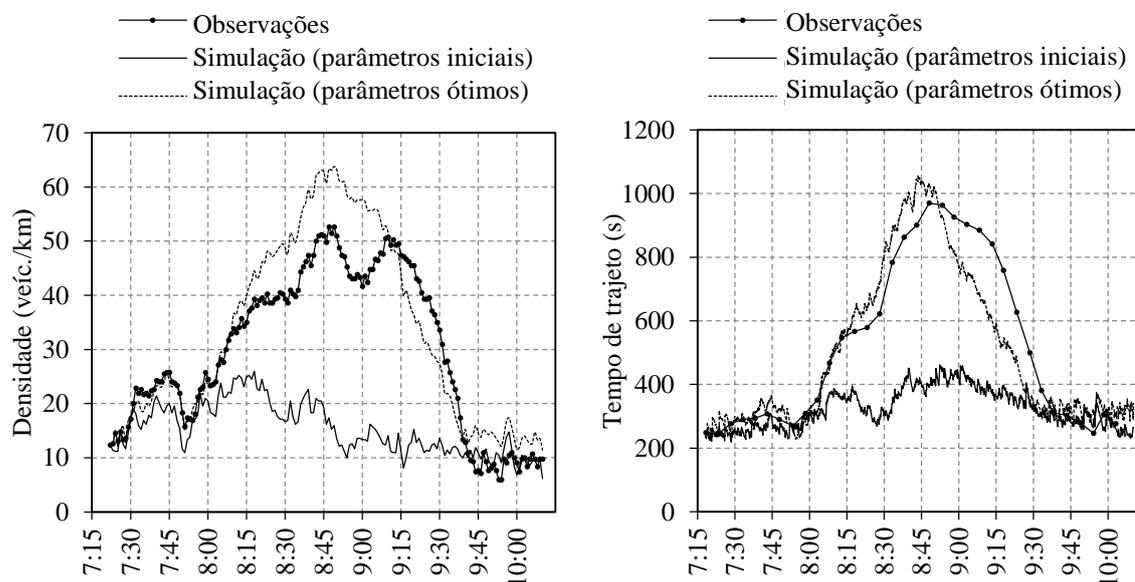
indivíduos, e mutantes, aplicando variações aleatórias a indivíduos isolados. Após 74 gerações e aproximadamente 3.5 horas de cálculo, o algoritmo atingiu uma condição de convergência e devolveu a solução ótima:  $a = 5.95 \text{ m/s}^2$ ,  $d = 3.78 \text{ m/s}^2$ ,  $TRS = 1.29 \text{ s}$  e  $TME = 1.35 \text{ s}$  (Tabela 5.4)

**Tabela 5.4** – EN111-A: parâmetros iniciais e finais

Conjunto de parâmetros	$s$ (m)	$L$ (m)	$\tau$ (s)	$\mu_{sa}$	$\sigma_{sa}$	$a$ ( $\text{m/s}^2$ )	$d$ ( $\text{m/s}^2$ )	$TRS$ (s)	$TME$ (s)
Predefinição Aimsun (*)	1.0	4.0	0.75	1.10	0.10	3.00	4.00	1.35	10.0
Ótimos	2.0	4.0	1.20	1.08	0.18	5.95	3.78	1.29	1.35

(\*) Parâmetros predefinidos para a classe “car”. Normalmente os modelos Aimsun incluem várias classes de veículos (autocarros, ligeiros de mercadorias, pesados de mercadorias, etc.)

Na Figura 5.12 apresentam-se as séries temporais da densidade (painel esquerdo) e dos tempos de trajeto (painel direito). Verifica-se que a menos de uma ligeira sobrestimação dos valores máximos da densidade, a simulação com os parâmetros otimizados gera um ajuste satisfatório às observações, particularmente quando comparado com os resultados da simulação baseada nos parâmetros predefinidos. É também importante notar a robustez da estimação: foram obtidos resultados semelhantes para as duas variáveis (densidade e tempo de trajeto), ainda que apenas a densidade tenha sido utilizada na função de *fitness*.



**Figura 5.12** – Séries temporais da densidade e do tempo de trajeto na EN111-A: observações vs simulação

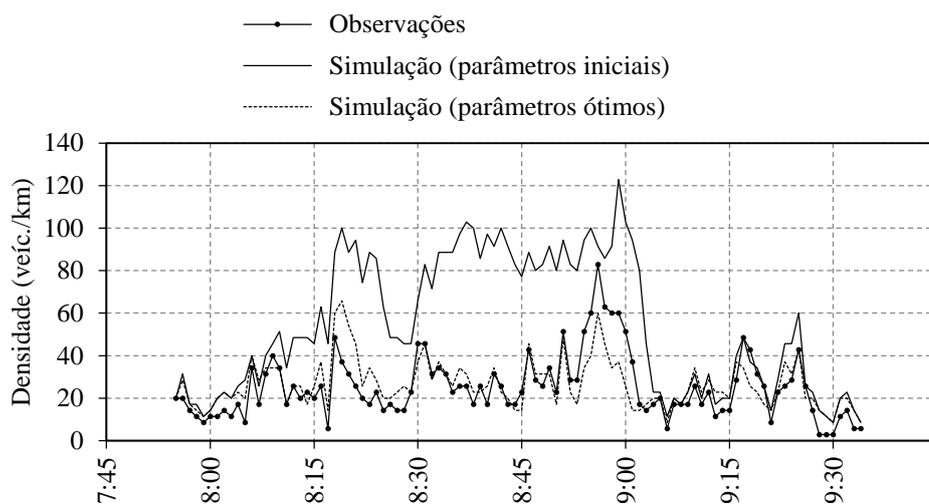
Finalmente, procurou-se avaliar em que medida os resultados desta calibração poderiam ser utilizados noutras localizações. O tráfego no segundo local – Ponte Rainha Santa – tem uma composição muito semelhante à observada na EN111-A, pelo que, numa primeira aproximação, se adotou o respetivo conjunto de parâmetros otimizados (Tabela 5.5). Verifica-se que nestas

condições o modelo sobrestima a densidade no período de ponta, indicando falta de capacidade da rotunda a jusante (ver a Figura 5.13). Uma inspeção visual da simulação revelou comportamentos excessivamente cautelosos na entrada para a rotunda. Este aspeto não tinha condicionado os resultados no primeiro local uma vez que o tráfego conflituante era pouco significativo, tornando o modelo relativamente insensível aos parâmetros que afetam as manobras de entrada.

Foram assim feitos ajustamentos pontuais para melhorar o comportamento do modelo de *gap-acceptance*:  $\tau$  foi reduzido para 0.95 s e o *TRS* foi atualizado mantendo a relação anteriormente identificada; o tempo máximo de espera *TME* foi reduzido para um valor muito baixo, reduzindo assim os tempos de espera na linha de cedência (Tabela 5.5). Com estes ajustamentos o modelo replica satisfatoriamente a série temporal da densidade (Figura 5.13), o que sugere que o procedimento de estimação macroscópica proposto é razoavelmente robusto, isto é, que os resultados de uma calibração podem ser aplicados noutros locais com resultados satisfatórios, desde que não haja diferenças significativas na composição do tráfego ou nas condições de circulação. Pelo contrário, os métodos tradicionais, sendo baseados em otimização “cega”, ignoram o significado físico dos parâmetros e podem conduzir a estimativas enviesadas que reduzem a capacidade explicativa do modelo.

**Tabela 5.5** – Ponte Rainha Santa: parâmetros iniciais e finais

Conjunto de parâmetros	$s$ (m)	$L$ (m)	$\tau$ (s)	$\mu_{sa}$	$\sigma_{sa}$	$a$ (m/s <sup>2</sup> )	$d$ (m/s <sup>2</sup> )	<i>TRS</i> (s)	<i>TME</i> (s)
Iniciais (EN111-A)	2.0	4.0	1.20	1.08	0.18	5.95	3.78	1.29	1.35
Ótimos	2.0	4.0	0.95	1.08	0.18	5.95	3.78	1.02	0.25



**Figura 5.13** – Séries temporais da densidade e do tempo de trajeto na Ponte da Rainha Santa: observações vs simulação

## 5.5 Conclusões

Os atuais procedimentos de calibração do modelo de Gipps baseados em variáveis macroscópicas assumem velocidades constantes no regime livre, em dissonância com inúmeros estudos que indicam que as velocidades médias tendem a diminuir com o fluxo. Neste capítulo mostrou-se que é necessário relaxar a condição de tráfego absolutamente uniforme, nomeadamente no que respeita às velocidades desejadas, para que a simulação gere relações macroscópicas realistas. Verifica-se também que nessas condições é possível fixar a igualdade entre  $d$  e  $d'$ , o que simplifica a calibração e garante simulações estáveis. Com base nos resultados de um grande número de simulações construiu-se uma tabela que relaciona o declive da curva  $k-v$  no regime livre em função do coeficiente de variação da distribuição de velocidades desejadas e de outras variáveis que condicionam a forma das curvas macroscópicas. Esta tabela permite prever as condições estacionárias de uma corrente de tráfego sem recurso a simulações, o que simplifica drasticamente o processo de calibração de um número significativo de parâmetros.

Este procedimento foi testado num problema real: a calibração dos parâmetros de *car-following* e *gap-acceptance* de um modelo Aimsun da EN111-A, a montante da rotunda do Choupal. Inicialmente foram estimados os parâmetros relacionados com o modelo de *car-following* e depois foram estimados os parâmetros de *gap-acceptance*, com recurso a um algoritmo genético. Verificou-se que os parâmetros resultantes da calibração macroscópica são robustos, o que permite a sua aplicação em novas localizações apenas com ajustamentos pontuais, e mostrou-se que a nova metodologia é promissora em termos de aplicabilidade prática.



## **Capítulo 6**

# **ESTIMAÇÃO DE INTERVALOS CRÍTICOS – ABORDAGEM MICROSCÓPICA**



## 6 ESTIMAÇÃO DE INTERVALOS CRÍTICOS – ABORDAGEM MICROSCÓPICA

### 6.1 Introdução

Como se viu no Capítulo 4, o intervalo crítico de uma população de condutores não pode ser observado diretamente e tem que ser estimado a partir de uma grande número de observações, utilizando técnicas como o método da máxima verosimilhança ou de regressão logística. Estas observações são normalmente efetuadas no terreno embora seja também possível recorrer a simuladores (Rossi *et al.*, 2011; Yan *et al.*, 2007).

A estimação de intervalos críticos baseada em observações é uma tarefa cara e morosa. Normalmente este tipo de estudos é promovido por autoridades rodoviárias para estabelecer valores de referência de nível regional ou nacional (Rodegerdts *et al.*, 2010; Rodegerdts *et al.*, 2007; Weinert, 2000) os quais são depois publicados em manuais de apoio à conceção geométrica de interseções como o *Highway Capacity Manual* dos Estados Unidos (TRB, 2010), ou o seu equivalente alemão - *Handbuch fuer die Bemessung von Strassenverkehrsanlagen* (FGSV, 2002) e utilizados por engenheiros de tráfego em aplicações práticas sem mais ajustamentos. Esta abordagem requer naturalmente que as interseções em causa tenham condições geométricas e operacionais convencionais, semelhantes àquelas que serviram de base aos parâmetros tabelados, pelo que não seria recomendado, por exemplo, utilizar diretamente os parâmetros de aceitação de um entroncamento no cálculo da capacidade de uma rotunda. Assim, a análise de interseções especiais implica ou recolher dados de campo específicos dessa interseção (o que é inviável em fase de projeto), ou abandonar os métodos baseados na teoria clássica de *gap-acceptance* e recorrer a aplicações comerciais de microsimulação, as quais, como se viu no capítulo anterior, têm em consideração, de forma implícita, as características prevalentes das interseções.

Neste capítulo propõe-se uma nova metodologia de estimação de intervalos críticos. Consiste num modelo de *gap-acceptance* que permite representar as interações complexas que relacionam a dinâmica do veículo/condutor com a geometria da interseção, mas que é suficientemente simples possibilitando a implementação em folha de cálculo por utilizadores não especializados. O modelo descreve o processo de *gap-acceptance* ao nível do condutor individual, baseado nas características da unidade veículo-condutor e nas características geométricas e operacionais da manobra. O objetivo fundamental deste trabalho é portanto estabelecer uma ponte entre os modelos clássicos de capacidade, baseados na teoria de *gap-acceptance*, e as técnicas de simulação microscópica do movimento dos veículos.

## 6.2 Modelação das manobras de entrada

O modelo proposto baseia-se na avaliação das interações entre o veículo da via não prioritária e os veículos prioritários, descritas a nível microscópico. O modelo leva em consideração as características geométricas da manobra (distância ao ponto de conflito, curvatura da trajetória) e da unidade veículo-condutor (perfil de aceleração, tempo de reação, largura e comprimento do veículo). As trajetórias são calculadas com base no modelo de *car-following* de Gipps (1981) mas poderiam ter sido utilizadas outras formulações, como o IDM - *Intelligent Driver Model* (Kesting *et al.*, 2010) ou o modelo de Wiedemann e Reiter (1992).

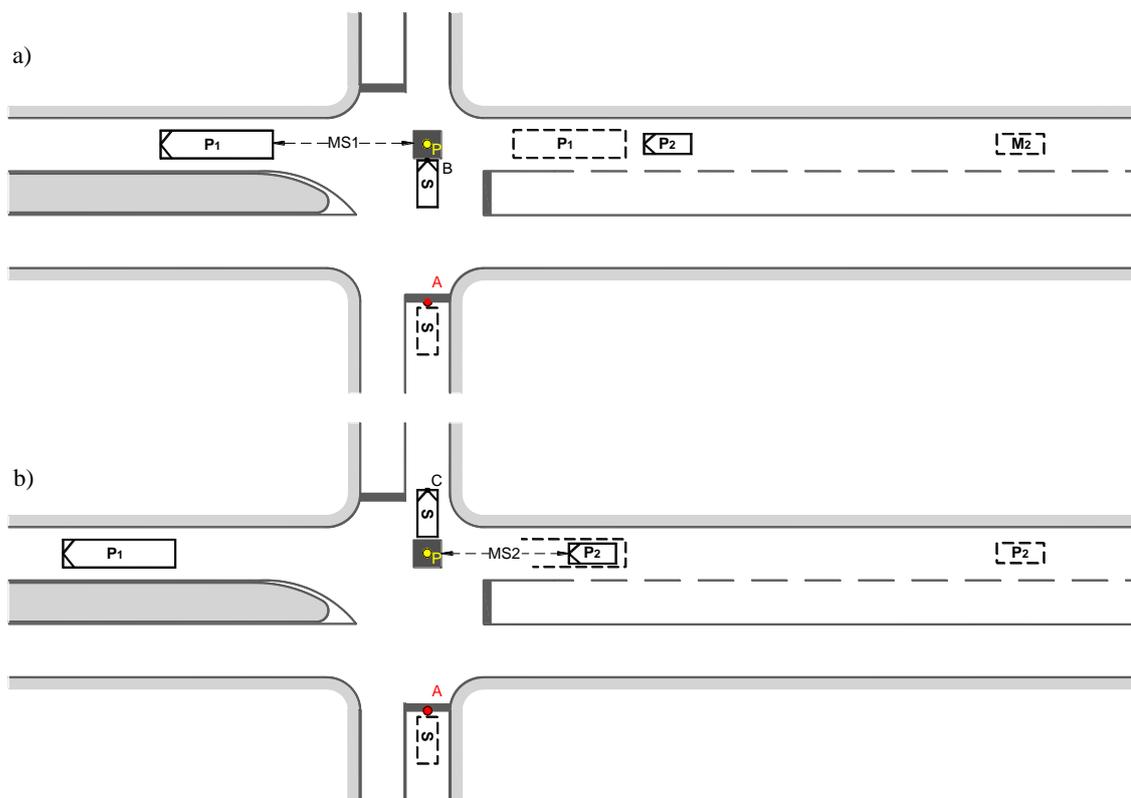
O modelo de Gipps foi descrito pormenorizadamente no Capítulo 5. É traduzido por duas fórmulas: a primeira corresponde ao módulo de aceleração em condições livres e dá a velocidade máxima que um veículo pode alcançar num dado instante, em função da sua velocidade no instante anterior, da capacidade de aceleração e da velocidade final desejada pelo condutor; a segunda corresponde ao módulo de seguimento condicionado e dá a velocidade máxima com que um veículo pode circular num dado instante em função, entre outros fatores, do tempo de reação, da proximidade ao veículo líder e das capacidades de desaceleração dos dois veículos, tal que seja evitada a colisão com o líder caso este efetue uma travagem de emergência. Apesar de esta fórmula ser relativamente complexa, adota-se para a presente aplicação uma particularização que não é mais do que a fórmula da cinemática para a distância de paragem de um veículo com desaceleração constante.

Uma manobra de entrada pode ser classificada como uma inserção, um atravessamento, ou uma combinação de inserção/atravessamento. Por exemplo, um veículo que avança para o interior de uma rotunda de duas vias de circulação partindo da via da esquerda tem que atravessar a via exterior e inserir-se na via interior. Como se viu no Capítulo 3, o modelo de capacidades baseado na fórmula Haging permite especificar intervalos críticos e complementares para cada uma destas manobras elementares, pelo que o modelo aqui proposto foi dividido em dois submodelos, um para manobras de atravessamento e outro para manobras de inserção.

### 6.2.1 Manobras de atravessamento

Considere-se a manobra de atravessamento representada na Figura 6.1. Assume-se que o condutor não prioritário  $S$  decide avançar para o interior da interseção se o intervalo de tempo  $i$  entre dois veículos prioritários consecutivos for suficiente para entrar na área de conflito (definida como a interseção das envolventes das trajetórias) após a passagem do veículo prioritário líder  $P_1$  (conflito do tipo I) e deixar essa área antes da chegada do veículo seguidor  $P_2$  (conflito do tipo II). Esta condição devolve um intervalo mínimo ao qual devem ser adicionadas margens de segurança ( $MS$ ) e assenta na premissa de que os veículos prioritários

mantêm a sua velocidade (prioridade absoluta), independentemente da ação do condutor não prioritário.



**Figura 6.1** – Manobra de atravessamento. a) conflito do tipo I (com o líder), b) conflito do tipo II (com o seguidor)

A sequência seguinte devolve o intervalo crítico para a manobra de atravessamento (ver a Figura 6.2):

1. Determinar graficamente o ponto P correspondente à interseção das trajetórias (definidas pelo eixos dos veículos);
2. Determinar a distância que o veículo S, de comprimento  $L_S$ , tem que percorrer até alcançar e deixar a área de conflito. O comprimento desta área na direção secundária e principal é, respetivamente,  $w_p / \sin \alpha$  e  $w_s / \sin \alpha$ , onde  $w$  é a largura dos veículos e  $\alpha$  é o ângulo entre trajetórias. Na maior parte dos casos pode-se considerar que os veículos têm a mesma largura ( $w_S = w_P = w$ ). Resultam assim as seguintes distâncias:

$$d_{A-B} = d_{A-P} - w_p / (2\sin\alpha) = d_{A-P} - w / (2\sin\alpha) \quad (6.1)$$

$$d_{A-C} = d_{A-P} + w_p / (2\sin\alpha) + L_S = d_{A-P} + w / (2\sin\alpha) + L_S \quad (6.2)$$

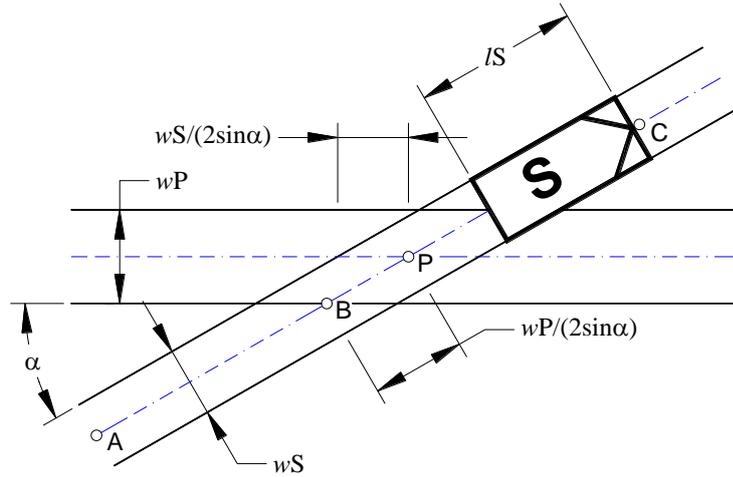


Figura 6.2 – Comprimento da zona de conflito nas direções principal e secundária

- Determinar o tempo necessário para que o veículo não prioritário, inicialmente parado no ponto A, alcance e deixe a zona de conflito (pontos B e C), considerando que mantém velocidade constante durante a manobra. Neste cálculo é necessário dispor de uma função ou tabela que indique o tempo de percurso em função da distância. Combinando a equação da componente de aceleração do modelo de Gipps (Eq. 5.1) com a equação da posição (Eq. 5.3) é fácil implementar uma função iterativa que, dadas as condições iniciais ( $t = 0$ ,  $v = 0$ ,  $x = 0$ ), devolve os tempos de percurso até aos pontos B e C ( $t_{A-B}$  e  $t_{A-C}$ ) e as velocidades finais ( $v_B$  e  $v_C$ );
- Considerando o conflito do Tipo I, o veículo não prioritário deve iniciar o seu movimento de modo a alcançar a área de conflito no momento em que o veículo líder a liberta. Se a manobra for efetuada com uma margem de segurança  $MS_1$  (conhecida por tempo pré-invasão), no início da manobra a distância máxima a que o veículo prioritário se pode encontrar a montante do ponto de conflito é dada por:

$$d_{P1-P} = v_{P1} (t_{A-B} - MS_1) - L_{P1} - \frac{w}{2 \sin \alpha} \quad (6.3)$$

onde  $v_{P1}$  e  $L_{P1}$  são a velocidade e o comprimento do veículo líder e se assumiu  $w_S = w_P = w$ ;

- Considerando o conflito do Tipo II, o veículo não prioritário deve libertar a área de conflito no momento em que o veículo seguidor a alcança. Se esta manobra for efetuada com uma margem de segurança  $MS_2$  (conhecida por tempo pós-invasão), no início da manobra a distância mínima a que o veículo prioritário se pode encontrar a montante do ponto de conflito é dada por:

$$d_{P2-P} = v_{P2} (t_{A-C} + MS_2) + \frac{w}{2 \sin \alpha} \quad (6.4)$$

onde  $v_{P2}$  é a velocidade do veículo seguidor.

- Assumindo que, por simplificação, a distribuição de velocidades na corrente prioritária é uniforme tem-se  $v_{P1} = v_{P2} = v_P$  e o intervalo crítico  $t_c$  é dado pela Eq. (6.5). Este intervalo corresponde simplesmente ao tempo total necessário para que tanto o veículo não prioritário como o veículo líder atravessem a área de conflito (a que devem ser adicionadas as margens de segurança  $MS_1$  e  $MS_2$ ).

$$\begin{aligned}
 t_c &= \frac{d_{P2-P} - d_{P1-P}}{v_P} \\
 &= t_{A-C} - t_{A-B} + MS_1 + MS_2 + \frac{w}{v_P \sin \alpha} + \frac{L_{P1}}{v_P}
 \end{aligned}
 \tag{6.5}$$

### 6.2.2 Manobras de inserção

Considere-se a manobra de inserção representada na Figura 6.3. Assume-se que o veículo não prioritário  $S$  aceita o intervalo entre dois veículos prioritários consecutivos  $P_1$  e  $P_2$  se, no instante em que alcança a zona de conflito (ponto B), forem satisfeitas duas condições: *i*) o veículo não prioritário  $S$  é capaz de responder com segurança a uma travagem brusca do veículo líder  $P_1$ ; *ii*) o veículo seguidor  $P_2$  é capaz de responder com segurança a uma travagem brusca do veículo não prioritário  $S$ .

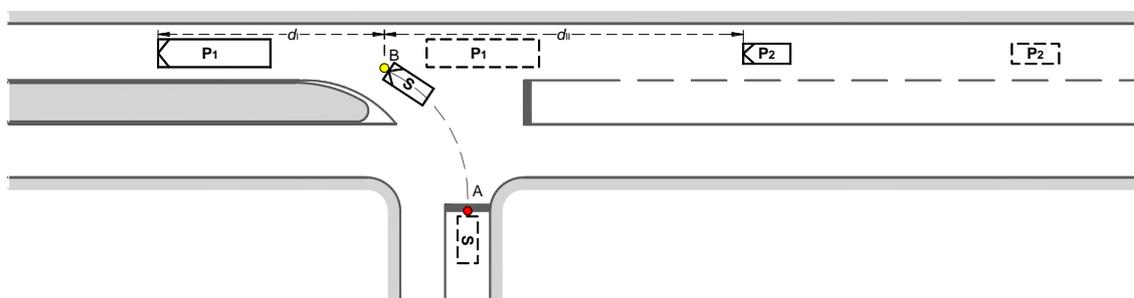


Figura 6.3 – Manobra de inserção

O problema consiste assim em determinar as distâncias de segurança para dois pares de veículos que circulam na mesma via, de acordo com uma lógica de *car-following*. A seguinte sequência de procedimentos, baseada no modelo de *gap-acceptance* do Aimsun (Aimsun, 2012), devolve o intervalo crítico para uma manobra de inserção:

- Determinar graficamente o ponto B que marca a entrada do veículo não prioritário  $S$  na zona de conflito, obter a distância entre o ponto de arranque e o ponto de conflito  $d_{AB}$ , e calcular a velocidade em B ( $v_{S,B}$ ) utilizando a equação de Gipps para aceleração em condições livres;

2. Determinar o mínimo intervalo espacial, a montante de B, relativamente ao veículo líder  $P_1$ . Para este cálculo assume-se que:

- i. no preciso instante em que o veículo não prioritário  $S$  alcança o ponto B, o veículo líder  $P_1$  efetua uma travagem de emergência, desacelerando desde a velocidade inicial  $v_{P_1}$  até se imobilizar, utilizando uma desaceleração constante  $d_{P_1}$  ( $d > 0$ ); a distância percorrida pelo líder durante essa desaceleração é:

$$d_{P_1} = \frac{v_{P_1}^2}{2d_{P_1}} \quad (6.6)$$

- ii. a desaceleração do veículo do veículo não prioritário  $S$  em resposta à ação do veículo líder  $P_1$  só ocorre após um tempo de perceção-reação. Para manter a coerência com o modelo de Gipps (componente de desaceleração) assume-se que este intervalo é  $1.5\tau$ , onde  $\tau$  é um parâmetro do modelo designado como *tempo de reação*. Assim, a distância percorrida pelo veículo não prioritário, a jusante de B, é

$$d_S = \frac{v_{S,B}^2}{2d_S} + 1.5\tau v_{S,B} \quad (6.7)$$

Considerando, para simplificar, que ambos os veículos desaceleram à mesma taxa  $d$  e assumindo que o veículo seguidor requer uma distância mínima  $s$  para o veículo líder (entre para-choques), o intervalo espacial mínimo entre o veículo prioritário líder  $P_1$  e o veículo não prioritário  $S$ , quando este se encontra em B, é

$$d_I = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{v_{S,B}^2}{2d} + 1.5\tau v_{S,B} + L_{P_1} + s - \frac{v_{P_1}^2}{2d} \\ L_{P_1} + s \end{array} \right. \quad (6.8)$$

3. O intervalo espacial mínimo, a montante de B, relativo ao veículo prioritário seguidor  $P_2$  é obtido através de uma formulação equivalente:

$$d_{II} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{v_{P_2}^2}{2d} + 1.5\tau v_{P_2} + L_S + s - \frac{v_{S,B}^2}{2d} \\ L_S + s \end{array} \right. \quad (6.9)$$

Considerando novamente que os veículos prioritários circulam à mesma velocidade, o intervalo crítico é:

$$t_c = (d_I + d_{II}) / v_P \quad (6.10)$$

### 6.3 Análise de sensibilidade

Esta secção tem como objetivo clarificar o efeito que os diversos parâmetros envolvidos nos modelos de atravessamento e inserção assumem na estimação do intervalo crítico. À semelhança do efetuado nos capítulos 3 e 5, seguiu-se uma abordagem clássica: partindo de um conjunto fixo de variáveis explicativas, avalia-se o efeito que a alteração do valor de uma dessas variáveis exerce na variável dependente (intervalo crítico), mantendo as restantes com o valor original;

#### 6.3.1 Manobras de atravessamento

A sensibilidade do modelo foi avaliada tendo como referência os seguintes parâmetros: veículos prioritários: velocidade média  $v_P = 40$  km/h (11.11 m/s), comprimento  $L_P = 4.0$  m, largura  $w_P = 2.0$  m; veículos não prioritários: comprimento  $L_S = 4.0$  m, aceleração máxima  $a = 2.5$  m/s<sup>2</sup>, velocidade desejada  $v_d = 40$  km/h, largura  $w_S = 2.0$  m; margem de segurança total  $MS_1 + MS_2 = 1.5$  s, distância do ponto de paragem ao ponto de conflito  $d_{A-P} = 15$  m, ângulo entre trajetórias  $\alpha = 45^\circ$ . A este conjunto de parâmetros corresponde um intervalo crítico de 2.94 s.

- Ângulo entre trajetórias

A extensão da zona de conflito está inversamente relacionada com o ângulo definido pelas trajetórias dos veículos prioritários e não prioritários. Assim, um menor valor de  $\alpha$  (entradas tangenciais) está associado a uma maior parcela de tempo em que os veículos ocupam a zona de conflito e, conseqüentemente, a um maior intervalo crítico (ver a Figura 6.4-a). Para além deste efeito direto no tempo de ocupação da zona de conflito, explicitamente contabilizado pelo modelo, admite-se que o ângulo entre trajetórias influencie o comportamento dos condutores. Com efeito, será de esperar que na decisão de entrada sejam ponderadas as conseqüências de uma eventual colisão que, como se sabe, são agravadas à medida que o ângulo de impacto se aproxima dos  $90^\circ$ .

- Velocidade dos veículos prioritários

A velocidade dos veículos prioritários é contabilizada pelo modelo no cálculo do período de ocupação da zona de conflito. Assim, quanto mais alta a velocidade, menor o tempo de ocupação e menor o intervalo crítico (Figura 6.4-b). Naturalmente, e à semelhança do que foi referido no ponto anterior, será de esperar um efeito de segunda ordem relacionado com a perceção do risco associado à manobra de atravessamento, o qual será tanto maior quanto mais elevadas forem as velocidades praticadas pelos veículos prioritários.

- Comprimento dos veículos

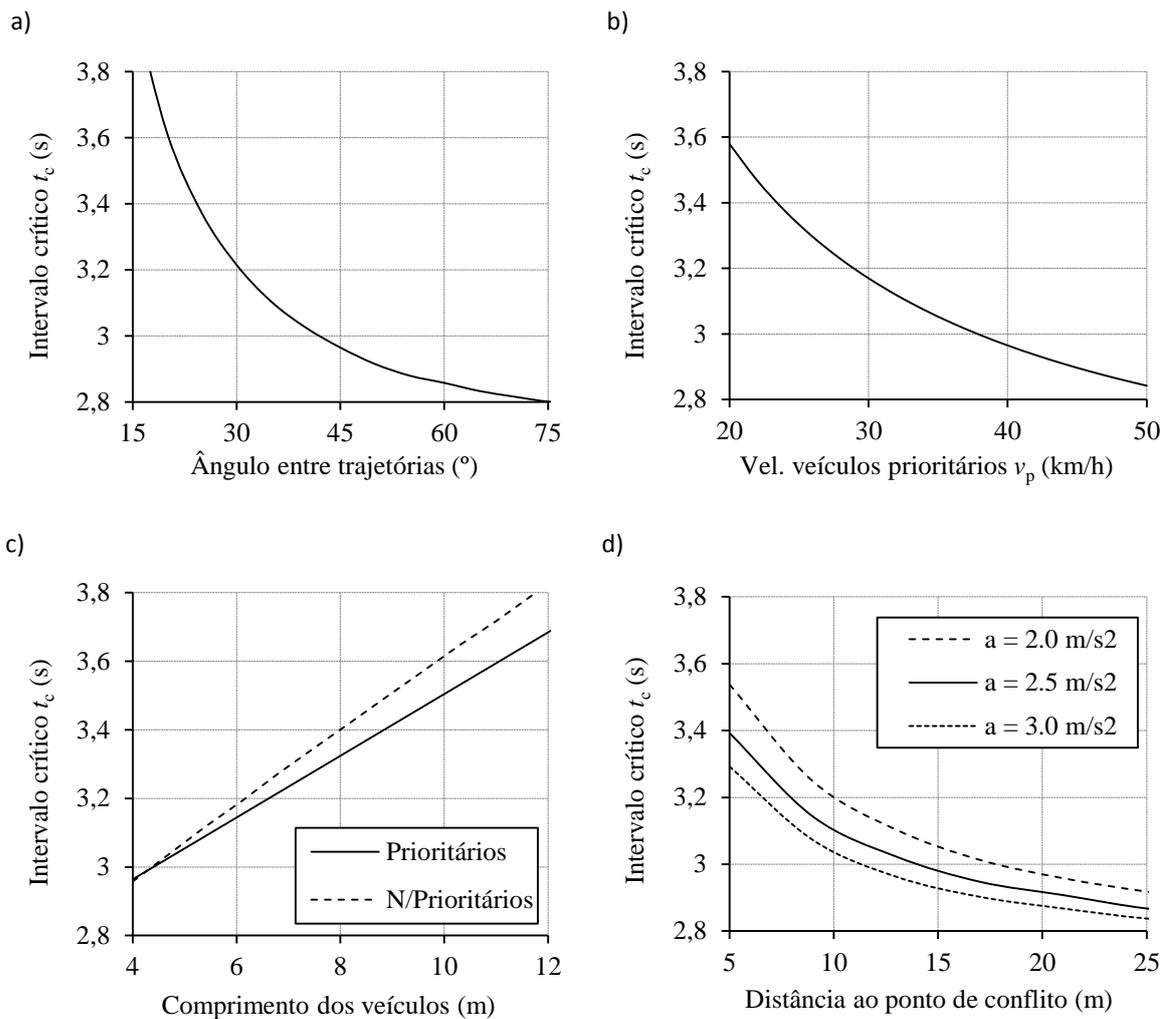
O comprimento dos veículos tem influência no intervalo crítico uma vez que condiciona o tempo de ocupação da zona de conflito. Este efeito depende da velocidade de passagem (Figura 6.4-c) que, em condições normais, será maior para os veículos não prioritários, ainda em fase de aceleração.

- Distância ao ponto de conflito / aceleração

À semelhança dos parâmetros referidos nos pontos anteriores, a influência destes dois parâmetros manifesta-se no tempo de atravessamento da zona de conflito, neste caso por parte dos veículos não prioritários. Como se depreende do modelo de aceleração de Gipps, quanto maior for a distância ao ponto de conflito e a taxa de aceleração, mais próxima da velocidade desejada ( $v_d$ ) será a velocidade do veículo na zona de conflito, conforme ilustrado na Figura 6.4-d. Também neste caso é expectável um efeito de segunda ordem: é provável que os condutores tenham dificuldade acrescida em avaliar o tempo de chegada e atravessamento da zona de conflito se esta estiver afastada do ponto de arranque, pelo que tenderão a aumentar as margens de segurança do tipo I e II.

- Margens de segurança

As margens de segurança  $MS_1$  – tempo de pré-invasão e  $MS_2$  – tempo de pós-invasão têm a função de introduzir no modelo os efeitos que, no estado atual de desenvolvimento, não são explicitamente considerados pelo modelo. Como se viu nos pontos anteriores, estas margens poderão variar em função dos valores dos outros parâmetros, como o ângulo entre trajetórias, a velocidade dos veículos prioritários e a distância ao ponto de conflito. Para efeitos de estimação do intervalo crítico apenas interessa o valor total  $MS$ , o qual se reflete diretamente no valor do intervalo crítico.



**Figura 6.4** – Sensibilidade do intervalo crítico (sub-modelo de atravessamento) relativamente a: a) ângulo entre trajetórias dos veículos prioritários e não prioritários, b) velocidade dos veículos prioritários, c) comprimentos dos veículos, d) distância do ponto de arranque ao ponto de conflito para diferentes níveis de aceleração.

### 6.3.2 Manobras de inserção

A sensibilidade do modelo foi avaliada tendo como referência os seguintes parâmetros: distância mínima entre veículos  $s = 2.0$  m, tempo de percepção-reação  $T = 1.5\tau = 1.0$  s, comprimento dos veículos  $L = 4.0$  m, velocidade dos veículos prioritários  $v_P = 40$  km/h, distância do ponto de paragem ao ponto de conflito  $d_{AB} = 15$  m. A este conjunto de parâmetros corresponde um intervalo crítico de 3.65 s.

- Distância mínima entre veículos

Este parâmetro indica a distância (entre os para-choques traseiro e dianteiro) que separa o veículo prioritário líder e o veículo não prioritários no fim de uma travagem de emergência do veículo líder  $P_1$ . O intervalo crítico depende linearmente desta distância, como se pode verificar na Figura 6.5-a.

- Tempo de percepção-reação

O tempo de percepção-reação, assumido igual para todos os veículos, influencia linearmente o intervalo crítico (Figura 6.5-b) na medida em que está relacionado com as distâncias percorridas a velocidade constante pelo veículo não prioritário e pelo veículo prioritário seguidor antes de serem iniciadas as respetivas travagens.

- Comprimento dos veículos

Na Figura 6.5-c pode ver-se que o comprimento dos veículos contribui linearmente para o valor do intervalo crítico. Com efeito, para um dado intervalo, a separação espacial entre o veículo prioritário líder e o veículo não prioritário, e entre este e o veículo prioritário seguidor, é tanto menor quanto maior for a dimensão dos veículos. O modelo é insensível à repartição relativa dos comprimentos, isto é, apenas depende da média  $(l_{P1}+l_S)/2$ .

- Velocidade dos veículos prioritários

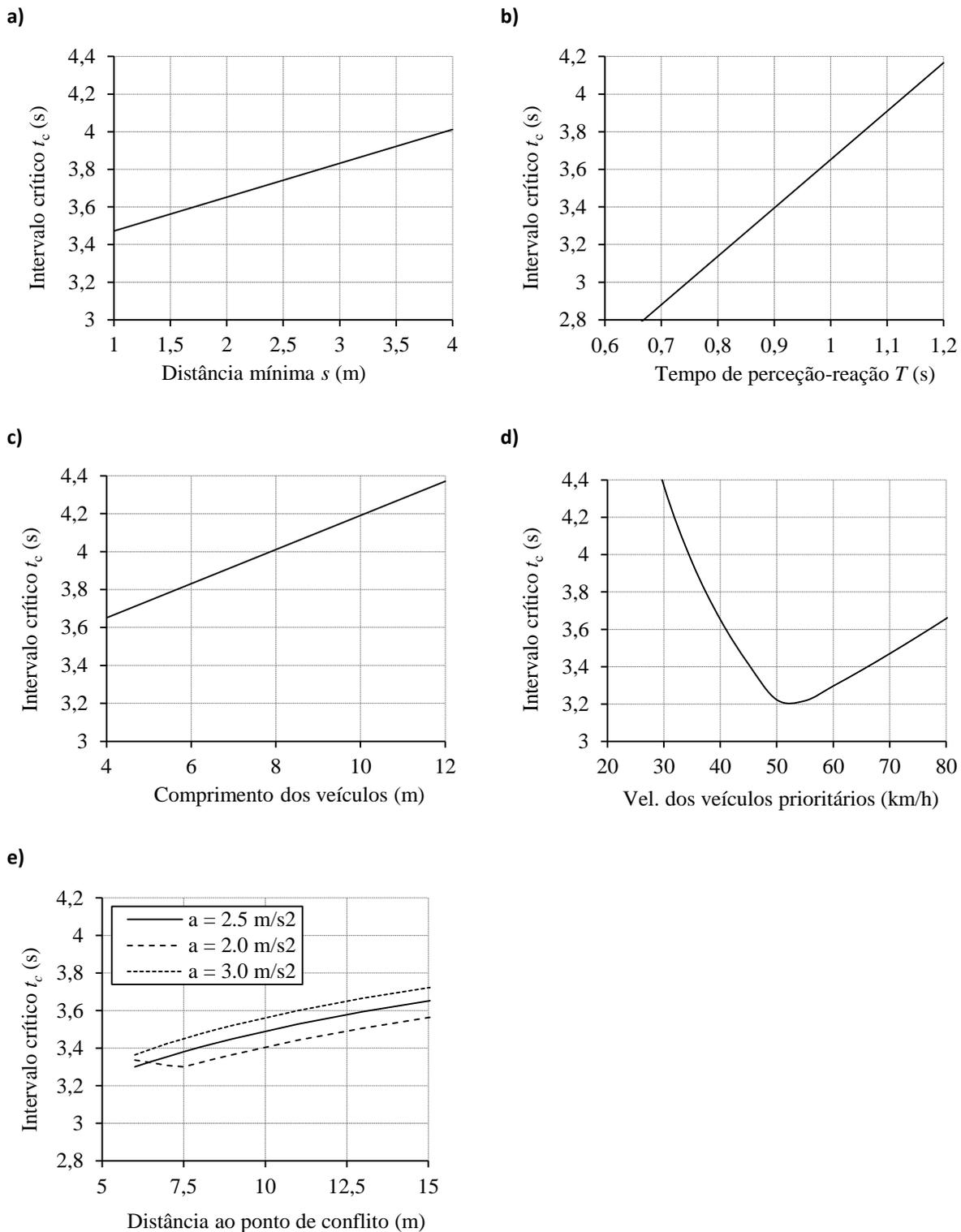
O intervalo crítico não varia monotonicamente com a velocidade dos veículos prioritários (Figura 6.5-d). Se a velocidade na corrente principal for muito baixa os veículos não prioritários são obrigados a guardar uma maior distância de segurança no instante de chegada ao ponto de conflito para evitar a colisão com o veículo prioritário líder. Esta distância diminui à medida que a velocidade na corrente prioritária aumenta e as distâncias de travagem se aproximam; a partir de um certo ponto, deixa de haver o risco de colisão com o veículo líder no fim da desaceleração, sendo no entanto necessário garantir, no instante de chegada do veículo  $S$  ao ponto de conflito, a separação espacial mínima para o líder  $(l_{P1} + s)$ . Por outro lado, uma maior velocidade na corrente principal também implica

---

a necessidade de uma maior distância do veículo seguidor  $P_2$  ao ponto de conflito, o que se reflete no aumento do intervalo crítico.

- Distância do ponto de arranque ao ponto de conflito e aceleração máxima

Este parâmetro geométrico influencia o intervalo crítico na medida em que condiciona a velocidade com que o veículo não prioritário  $S$  alcança o ponto de conflito (Figura 6.5-e). Se a distância for muito curta, a velocidade de chegada é baixa e conseqüentemente é necessário assegurar apenas uma pequena distância para o veículo líder  $P_1$ ; em contrapartida, quanto mais baixa for a velocidade de inserção, maior será a distância a assegurar relativamente ao veículo prioritário seguidor  $P_2$ . A combinação destes dois efeitos resulta tendencialmente num acréscimo do intervalo crítico com a distância ao ponto de conflito. Da mesma forma, o modelo prevê que o intervalo crítico aumente com a capacidade de aceleração dos veículos. Este resultado contraria as expectativas mas justifica-se pelo baixo valor arbitrado para a velocidade na corrente principal: se essa velocidade for consideravelmente mais alta a necessidade de assegurar a distância de paragem entre os veículos  $P_2$  e  $S$  passa a ser condicionante (relativamente à distância entre  $S$  e  $P_2$ ) e o modelo passa a prever a diminuição do intervalo crítico com a melhoria das características dinâmicas dos veículos não prioritários.



**Figura 6.5** – Sensibilidade do intervalo crítico (sub-modelo de inserção) relativamente a: a) distância mínima entre veículos, b) tempo de reação, c) comprimento dos veículos, d) distância do ponto de arranque ao ponto de conflito, e) velocidade dos veículos prioritários

## 6.4 Calibração

Nos pontos anteriores foram apresentadas as principais características do modelo de estimação de intervalos críticos em termos genéricos. Como se viu, o modelo proposto é sensível a um grande número de parâmetros. Alguns destes parâmetros podem ser medidos diretamente ou estimados com facilidade (distâncias aos pontos de conflito, comprimentos dos veículos, velocidade média na via prioritária), mas outros requerem procedimentos específicos de calibração. Por exemplo, a estimação dos parâmetros do modelo de Gipps requer informação detalhada sobre as trajetórias nas entradas das rotundas<sup>5</sup>. Os trabalhos de calibração foram assim desenvolvidos em duas fases: a primeira consistiu no desenvolvimento de uma aplicação de análise de ficheiros vídeo (LUT|VP3) que permite extrair e analisar trajetórias de veículos a partir de registos vídeo; na segunda fase a aplicação LUT|VP3 foi aplicada a uma rotunda de uma via de circulação para estimar um conjunto limitado de parâmetros comportamentais.

### 6.4.1 A ferramenta de análise de vídeo LUT|VP3

Esta aplicação foi desenvolvida em VB.NET e consiste num leitor de vídeo que dá ao utilizador controlo completo do movimento e ao qual foi adicionada a possibilidade de marcar com o rato pontos no ecrã, associados ao tempo de reprodução (Figura 6.6). Por exemplo, o utilizador pode marcar pontos sucessivos no ecrã coincidentes com a dianteira de um veículo para obter o perfil de distâncias (e das velocidades, por derivação), ou comparar os tempos de dois marcadores na mesma posição, associados a dois veículos diferentes, para medir o tempo pós-invasão. É ainda possível registar dados específicos de gap-acceptance utilizando o teclado para registar os instantes em que os veículos alcançam e atravessam a barra de paragem (tal como descrito no Capítulo 4). Os dados são gravados para um ficheiro de texto ou podem ser copiados diretamente para uma folha de cálculo através do *clipboard*.

---

<sup>5</sup> Na altura em que este trabalho foi realizado ainda não estava disponível o datalogger referido na secção 5.2. De qualquer forma, o recurso a esse equipamento tem duas limitações: por um lado, apenas permite recolher informação de uma unidade específica condutor/veículo, não de uma amostra que se possa considerar representativa da população; por outro lado, não permite quantificar as margens de segurança associadas às interações entre dois veículos.

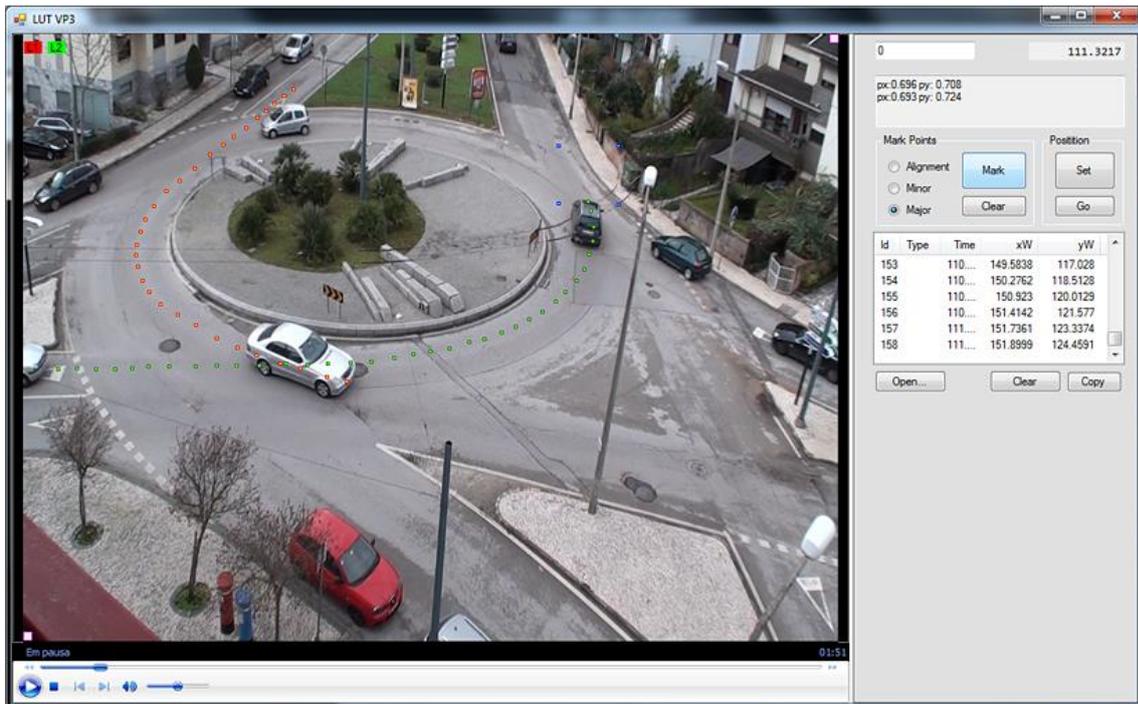


Figura 6.6 – A aplicação LUT<sub>VP3</sub> (aplicação à rotunda da Solum, Coimbra)

A principal dificuldade encontrada nesta tarefa foi estabelecer uma relação entre as coordenadas do ecrã e as coordenadas reais para anular o efeito da perspetiva, tal como ilustrado na Figura 6.7.

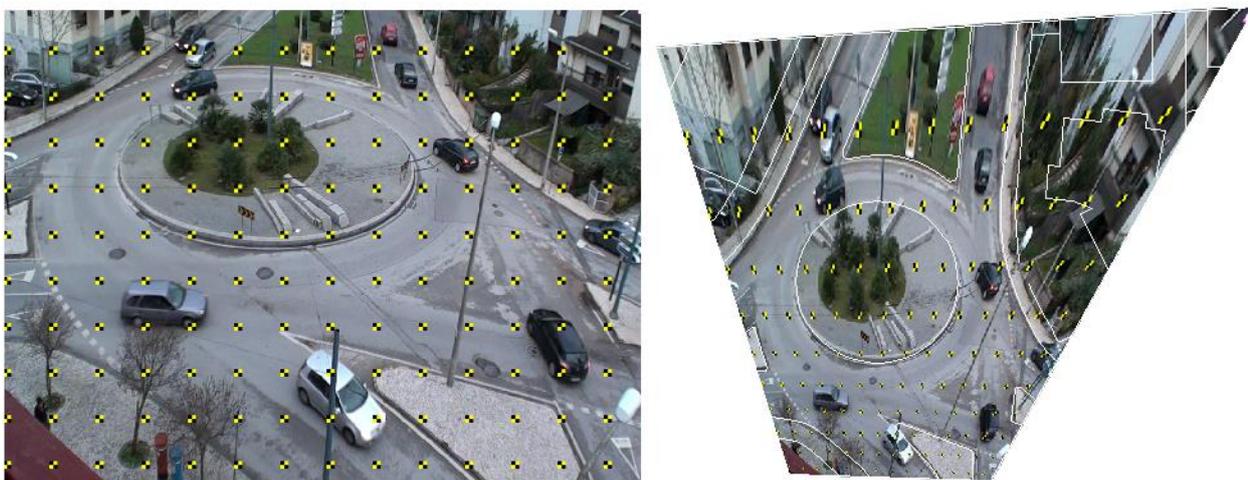


Figura 6.7 – Anulação do efeito de perspetiva das imagens de vídeo

Esta relação é dada por uma matriz de transformação conhecida por homografia. Baseia-se em quatro pares de pontos homólogos coplanares cujas coordenadas reais são conhecidas (postes, caixas de visita, vértices de lancis, etc.). O método Homografia 2D - Transformação Projetiva (Hartley e Zisserman, 2003) foi adotado para estabelecer a relação entre as coordenadas do ecrã  $P$  e as coordenadas reais  $Q$ ,

$$Q = H P \quad (6.11)$$

onde  $P = \{X \ Y \ Z\}^T$ ,  $Q = \{U \ V \ W\}^T$  e  $H$  é uma matriz  $3 \times 3$  não singular conhecida por matriz de homografia, i.e.,  $H = \{H_1^T \ H_2^T \ H_3^T\}$ , com  $H_i = \{h_{i1} \ h_{i2} \ h_{i3}\}$ ,  $i = 1$  até 3.

Foi utilizado o algoritmo de transformação direta linear (TDL) com exatamente quatro correspondências  $P_i \leftrightarrow Q_i$  ( $i = 1$  até 4), resultando a “solução mínima”. O TDL foi implementado através da omissão da terceira equação do sistema seguinte para pontos os pontos de correspondência  $i$ ,

$$\begin{bmatrix} \mathbf{0}^T & -W_i P_i^T & V_i P_i^T \\ W_i P_i^T & \mathbf{0}^T & -U_i P_i^T \\ -V_i P_i^T & U_i P_i^T & \mathbf{0}^T \end{bmatrix} h = 0 \quad (6.12)$$

onde  $\mathbf{0}^T = \{0 \ 0 \ 0\}$  e  $h^T = \{H_1 \ H_2 \ H_3\}$ , resultando num sistema homogéneo de dimensão  $(8 \times 9)$ . Para resolver este sistema, as coordenadas  $Z_i$  e  $W_i$  tomam o valor unitário (apenas são relevantes as coordenadas da imagem) e a elemento desconhecido  $h_{23}$  toma o valor 1.0 no início do processo de cálculo, i.e., o conjunto de equações (3.31) é convertido num conjunto não homogéneo de equações lineares. A solução de  $h_{ij}$  pode ser determinada para um fator de escala não nulo. Assim as duas linhas para cada correspondência de pontos são:

$$\begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & -X_i & -Y_i & V_i X_i & V_i Y_i & V_i \\ X_i & Y_i & 1 & 0 & 0 & -U_i X_i & -U_i Y_i & -U_i \end{bmatrix} h' = \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (6.13)$$

onde a transposta do vetor  $h'$  é  $\{h_{11} \ h_{12} \ h_{13} \ h_{21} \ h_{22} \ h_{31} \ h_{32} \ h_{33}\}$ . Após ser encontrada a solução do sistema não homogéneo, um factor de escala não nulo  $\alpha$  é determinado impondo a condição na qual a norma do vetor  $h$ , dada por  $\{h'_1 \ h'_2 \ h'_3 \ h'_4 \ h'_5 \ 1.0 \ h'_6 \ h'_7 \ h'_8\}$  é igual à unidade:

$$\alpha = \left( 1.0 + \sum_{i=1}^8 h_i'^2 \right)^{-\frac{1}{2}} \quad (6.14)$$

A estimação da matriz homografia resulta:

$$H = \alpha \begin{bmatrix} h'_1 & h'_2 & h'_3 \\ h'_4 & h'_5 & 1.0 \\ h'_6 & h'_7 & h'_8 \end{bmatrix} \quad (6.15)$$

Em conformidade com a definição de transformação projetiva, as coordenadas reais de um ponto  $Q$ , dadas as coordenadas de um ponto do ecrã  $P$ , são dadas por:

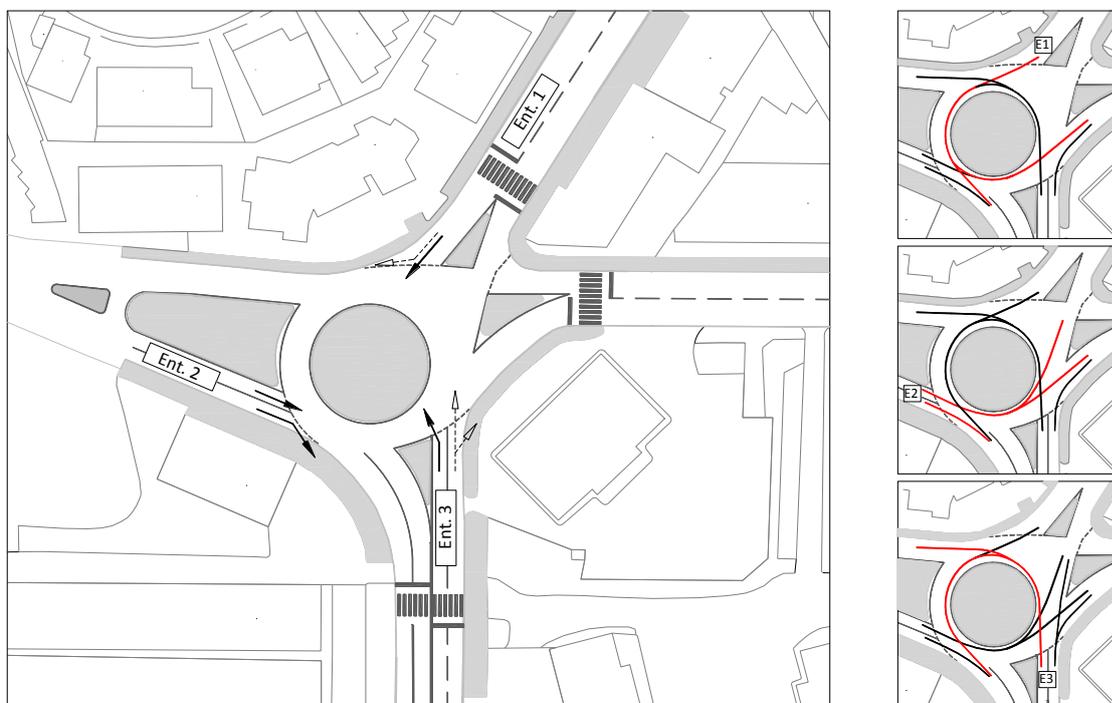
$$\begin{Bmatrix} U \\ V \end{Bmatrix} = \beta^{-1} \begin{Bmatrix} H_1 P \\ H_2 P \end{Bmatrix} \quad (6.16)$$

onde H é dada pela equação (3.34) e  $\beta$  é igual a  $H_3 P$ .

#### 6.4.2 Calibração parcial

Para esta experiência de calibração foi selecionada uma rotunda em Coimbra. Localiza-se na interseção da Rua Miguel Torga com a Rua Carolina Michaelis (doravante designada por *Rotunda da Solum*) (ver a Figura 6.8). Os motivos para esta escolha foram: *a*) a câmara de vídeo podia ser instalada num edifício alto adjacente à rotunda; *b*) a rotunda é sujeita a níveis de procura de tráfego muito elevados durante os períodos de ponta da manhã e da tarde, o que permitiu a medição de margens de segurança do Tipo I; *c*) condições de circulação relativamente simples (uma via de circulação). A rotunda tem um diâmetro exterior de 35 m e uma faixa de circulação com 6.0 metros de largura. O ramo nascente tem apenas tráfego local e foi excluído da análise. Foi também excluído o movimento de viragem à direita a partir do ramo norte (E1) (tráfego muito reduzido) e os movimentos servidos pela via da direita na entrada sul (E3) (tráfego conflituante muito reduzido).

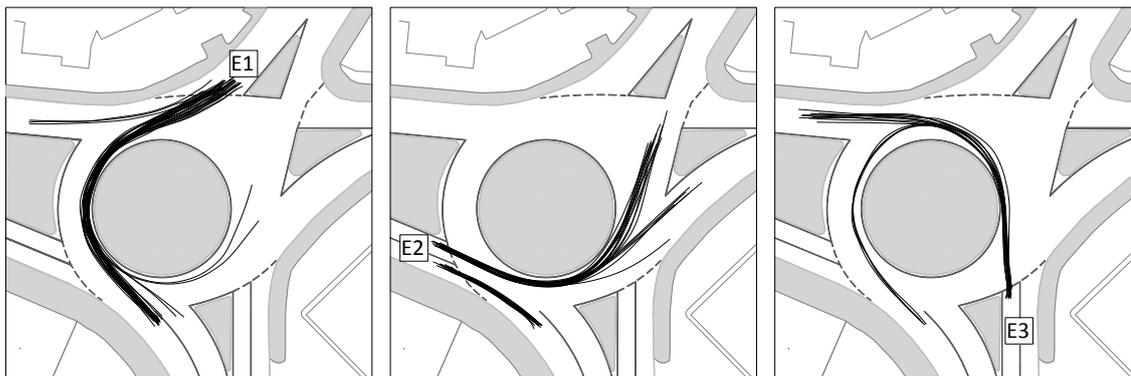
Como se verá de seguida, este procedimento permitiu a calibração de três parâmetros: a aceleração máxima e a velocidade desejada do modelo de aceleração de Gipps, e a margem de segurança associada com os conflitos do Tipo I ( $MS_1$ ).



**Figura 6.8** – Rotunda da Solum: identificação dos ramos e dos movimentos de entrada (vermelho) e conflituantes (preto)

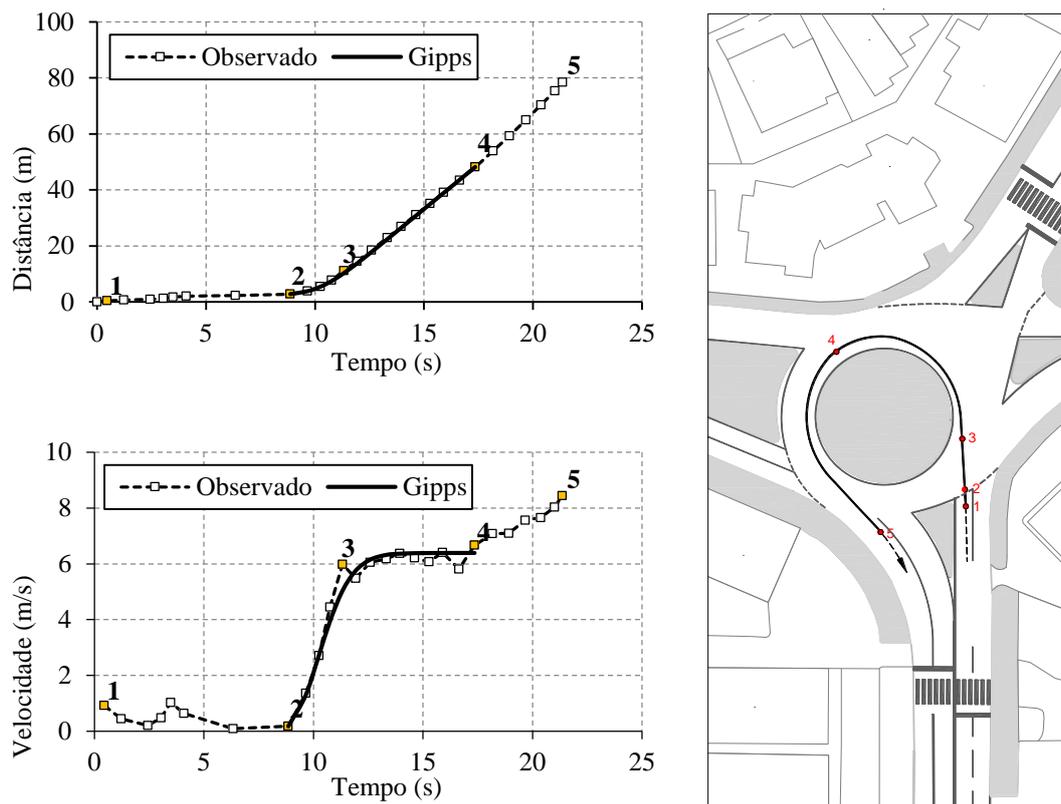
### 6.4.2.1 Aceleração máxima e velocidade desejada

Estes parâmetros descrevem a fase de aceleração de um veículo em condições livres e são utilizados neste modelo microscópico para prever o tempo que um veículo necessita para alcançar e deixar a área de conflito. A calibração baseia-se num conjunto de trajetórias relativas a veículos que pararam (ou quase pararam) junto à linha de cedência de passagem (Figura 6.9).



**Figura 6.9** – Trajetórias registadas através da aplicação LUT|<sub>VP3</sub>

Para cada veículo, através de um simples procedimento manual baseado em tentativa e erro, foi identificada a combinação de parâmetros  $\{v_d, a\}$  que minimiza a diferença entre os perfis de velocidades observado e modelado. Este processo ilustra-se na Figura 6.10 para um veículo que efetua uma inversão de marcha a partir da entrada E3 (sul). Os parâmetros que melhor ajustam o perfil teórico de velocidades às observações são  $v_d = 6.4$  m/s (23.0 km/h) e  $a = 2.5$  m/s<sup>2</sup>. Para cada movimento de entrada considerou-se que os parâmetros representativos do conjunto de condutores são os valores médios da amostra.



**Figura 6.10** – Perfis de distâncias e de velocidades de um veículo a efetuar uma manobra de inversão de marcha a partir da entrada E3

Os resultados deste processo de calibração estão indicados na Tabela 6.1. A velocidade média desejada obtida foi de 6.17 m/s (22.2 km/h) nos movimentos de circulação (entradas E3-E, E1 e E2-E) e ligeiramente superior – 6.84 m/s (24.6 km/h) no movimento de viragem à direita (E2-D). As acelerações máximas são muito semelhantes nas diferentes entradas: 2.35 m/s<sup>2</sup> nos movimentos de circulação e 2.13 m/s<sup>2</sup> na viragem à direita.

**Tabela 6.1** – Parâmetros do modelo de Gipps ( $a$  e  $v_d$ ) para o conjunto de veículos estudados

Mov.	Dim. da Amostra	Velocidade desejada $v_d$ (m/s)				Aceleração máxima $a$ (m/s <sup>2</sup> )			
		Média	Desvio Padrão	Mín.	Máx.	Média	Desvio Padrão	Mín.	Máx.
E1	21	5.67	0.62	5.0	7.0	1.99	0.45	1.2	3.2
E2-E	16	5.89	0.75	4.5	7.6	2.38	0.68	1.0	3.5
E2-D	18	6.84	1.12	5.0	9.0	2.13	0.40	1.3	2.8
E3-E	27	6.74	1.04	4.8	8.8	2.61	0.75	1.5	4.0

#### 6.4.2.2 Margem de Segurança (Tipo I, MS1)

Normalmente as rotundas de uma via de circulação têm apenas uma via por entrada. Esta rotunda é um caso especial na medida em que os ramos sul (E3) e poente (E2) têm duas vias de entrada. A via de entrada direita no ramo sul serve os movimentos de ida em frente e de viragem

à direita; a via de entrada direita do ramo poente é utilizada essencialmente pelos movimentos de viragem à direita. Esta alocação de vias, conjugada com o reduzido diâmetro da rotunda, faz com que as entradas que se fazem pela via da esquerda estejam associadas maioritariamente a conflitos do tipo atravessamento. A margem de segurança Tipo I, ou tempo pré-invasão, foi assim medida nas vias E1, E2-E e E3-E (movimentos de entrada para a rotunda vs movimentos de circulação com destino na saída imediatamente a jusante) e correspondem à diferença de tempo entre os instantes de passagem do canto direito da traseira do veículo prioritário e o canto direito da dianteira do veículo não prioritário quando estes ocupam o mesmo ponto no espaço. Noutros tipos de interseções ou de manobras estes pontos de impacto podem ser diferentes (Laureshyn *et al.*, 2010). De forma a manter a coerência com os métodos convencionais de estimação apenas foram considerados os veículos que se imobilizaram completamente antes do início da manobra.

Os resultados destas medições apresentam-se na Tabela 6.2. A menos de alguns casos isolados, os valores  $MS_1$  são, em termos absolutos, notavelmente semelhantes o que sugere que é viável adotar um valor médio e constante para representar este parâmetro. Contudo, é importante notar que contrariamente aos que acontece com os métodos clássicos, as observações correspondem apenas aos intervalos aceites. Consequentemente, a média das observações constitui uma estimativa por excesso do valor efetivamente requerido pelo modelo de capacidades.

**Tabela 6.2** – Margens de segurança do Tipo I

Entrada	Dim. da Amostra	Margem de segurança Tipo I, $MS_I$ (s)			
		Média	Desvio Padrão	Mín.	Máx.
E1	40	1.26	0.34	0.5	2.0
E2-L	40	1.15	0.36	0.6	1.9
E3-L	25	1.25	0.32	0.4	2.1

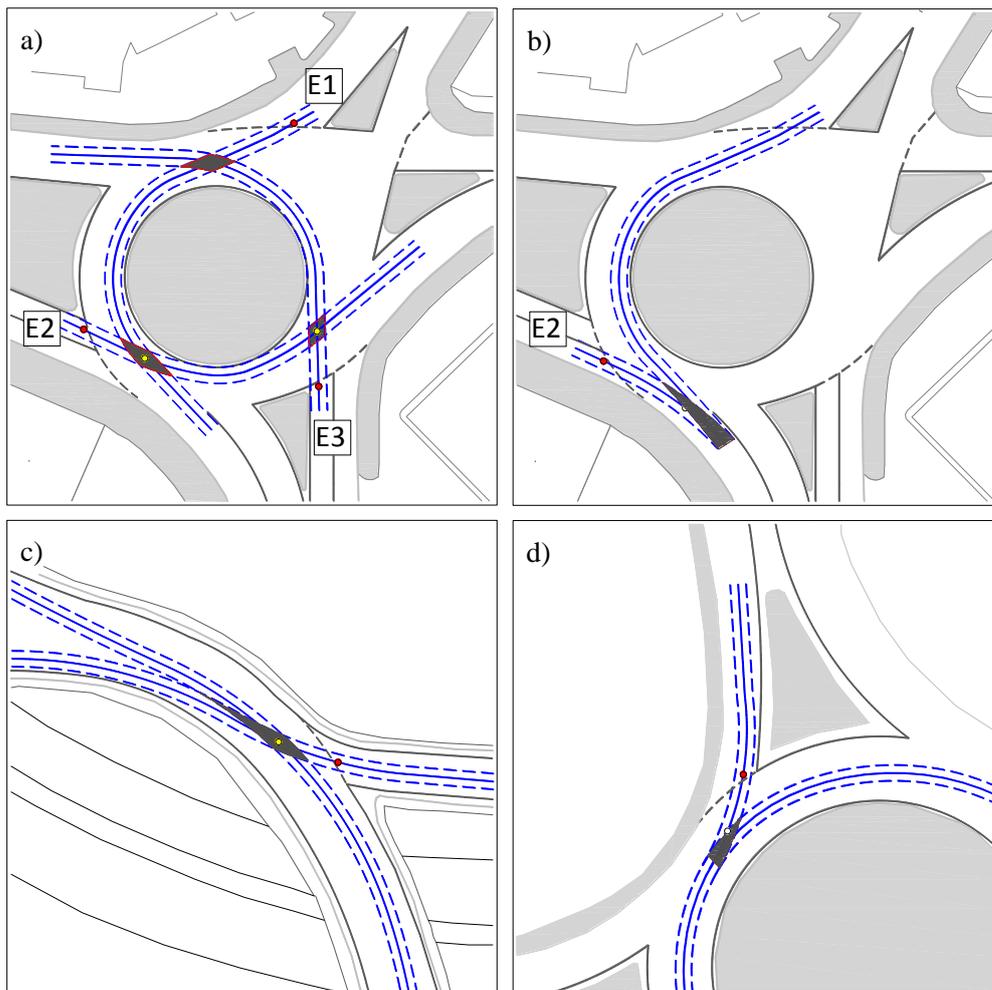
## 6.5 Validação do modelo em rotundas com uma via de circulação

Tendo por base os resultados da calibração parcial descrita no ponto anterior, procurou-se avaliar a efetiva capacidade de o modelo gerar estimativas fiáveis, tendo como referencial as estimativas resultantes de métodos convencionais baseados em observações.

### 6.5.1 Estimação de intervalos críticos com o modelo proposto

Este exercício de validação incidiu sobre cada entrada da *Rotunda da Solum* (entradas E1, E2-E, E2-D e E3), onde foram estimados os parâmetros do modelo, e em outras duas rotundas de uma via, de modo a garantir um processo de validação completamente independente do processo de calibração. A primeira destas rotundas independentes – *Rotunda da Ponte Rainha*

*Santa* – tem um diâmetro excepcionalmente grande ( $D = 89$  m) e uma faixa de circulação com 8.1 m de largura, o que seria suficiente para a circulação de dois veículos lado a lado, embora tal raramente aconteça. Foi estudada a entrada nascente. O tráfego de entrada dirige-se quase na totalidade para sul, enquanto o tráfego conflituante se dirige maioritariamente para norte, resultando assim quase exclusivamente em conflitos de atravessamento; A segunda – *Rotunda do Choupal* – tem um diâmetro médio/grande ( $D = 57$  m). Foi estudada a entrada norte, localizada a montante de um ramo com tráfego local e pouco significativo; conseqüentemente, quase todas as manobras são do tipo inserção.



**Figura 6.11** – Definição das áreas de conflito: a) Rotunda da Solum: E1-E, E2-E e E3-E (atravessamentos), b) Rotunda da Solum: E2-D (inserção), c) Rotunda da Ponte Rainha Santa (atravessamento), d) Rotunda do Choupal (inserção)

Foi seguida a seguinte metodologia para quantificar os parâmetros de cálculo:

1. Em cada rotunda, a velocidade de circulação  $v_p$  foi medida diretamente através do método do observador móvel (10 voltas);

2. Verificou-se que na *Rotunda da Solum* esta velocidade média era muito próxima do valor do parâmetro “*velocidade desejada*” do modelo de Gipps ( $v_P = 6.11$  m/s,  $v_d = 6.17$  m/s) pelo que se assumiu essa igualdade nas outras rotundas;
3. Na *Rotunda da Solum* foram atribuídos aos parâmetros  $a$  e  $MS_1$  os valores resultantes do respetivo processo de calibração; nas outras rotundas adotaram-se os valores médios resultantes dessa mesma calibração;
4. Na estimação da  $MS_2$  (tempo pós-invasão) surgem diversas dificuldades: tal como acontece com a  $MS_1$ , trata-se de uma variável aleatória cujo valor crítico não pode ser observado diretamente, já que não é possível utilizar informação das oportunidades rejeitadas. Por outro lado, não é possível recorrer a um processo expedito (semelhante ao adotado no caso da  $MS_1$ ) por dois motivos principais: *i*) esta distribuição é muito variável com o tráfego conflituante – se este for pouco intenso o comportamento do condutor na entrada é independente da posição do veículo seguidor pelo que a margem medida não dá qualquer indicação do risco que os condutores estão dispostos a aceitar; *ii*) enquanto o modelo proposto utiliza como *input* o tempo pós-invasão previsto (no início da manobra, assumindo velocidade constante na corrente prioritária e taxas de aceleração constantes), as observações apenas permitem registar as margens de segurança que efetivamente aconteceram, no instante em que o veículo prioritário alcança a zona de conflito; assim, enquanto a  $MS_1$  de um determinado condutor no arranque pode tomar valores muito baixos (e mesmo negativos), as margens observadas são sempre positivas uma vez que, se necessário, os veículos prioritários desaceleram para alargar o intervalo espacial e evitar a colisão enquanto os veículos não prioritários aumentam as suas taxas de aceleração. Face às dificuldades associadas à estimação explícita de  $MS_2$ , optou-se por uma abordagem alternativa: notando que o valor final do intervalo crítico só depende da margem de segurança total ( $MS_1 + MS_2$ ), e não das suas componentes<sup>6</sup>, atribuiu-se arbitrariamente um valor nulo a  $MS_2$ ; a viabilidade dessa escolha foi avaliada *a posteriori* através da comparação das estimativas deste modelo com valores de referência, produzidos por métodos de estimação convencionais baseados em observações, tais como os descritos no Capítulo 4. Depois de algumas tentativas constatou-se que esse valor nulo de  $MS_2$  resulta efetivamente num bom ajuste. Este é um resultado surpreendente mas que se justifica pelo comportamento adaptativo dos condutores, como acima referido.
5. Finalmente, para os parâmetros do modelo de inserção foram adotados valores normalmente pré-definidos em modelos de microsimulação de tráfego (Barceló *et al.*, 2005; Bonsall *et*

---

<sup>6</sup> Notar que esta simplificação é válida para efeitos de cálculo de capacidades mas não para incorporação em modelos microscópicos uma vez que para estes é necessário conhecer a posição relativa dos veículos prioritários.

al., 2005) – tempo de reação  $\tau = 0.9$  s, desaceleração máxima:  $d = 6$  m/s<sup>2</sup>, intervalo mínimo entre veículos parados  $s$ : 1.0 m.

Os principais parâmetros e os intervalos críticos resultantes encontram-se listados na Tabela 6.3 e na Tabela 6.4. O valor máximo referente aos movimentos de atravessamento foi obtido na entrada E2-E da Rotunda da Solum. Dois fatores contribuíram para este resultado: a) a curta distância da linha de cedência de passagem ao ponto de conflito limita a velocidade do veículo não prioritário na zona de conflito; b) o reduzido ângulo entre trajetórias aumenta a extensão da área de conflito e, conseqüentemente, do tempo necessário para a atravessar. Relativamente aos movimentos de inserção, como referido no ponto 6.3.2, a maior velocidade do tráfego conflituante na Rotunda do Choupal tem dois efeitos: por um lado, aumenta as distâncias de paragem entre o veículo prioritário seguidor  $P_2$  e o veículo não prioritário  $S$ ; por outro lado, reduz a distância de segurança entre  $S$  e o veículo prioritário líder  $P_1$ . O efeito combinado resulta num intervalo ligeiramente menor do que na Rotunda da Solum. Este resultado é compatível com estudos anteriores (Alexander *et al.*, 2002; Davis e Swenson, 2004; Yan *et al.*, 2007) em que se concluiu que os condutores tendencialmente aceitam intervalos mais pequenos em estradas mais rápidas.

**Tabela 6.3** – Resultados da estimação – movimentos de atravessamento

Rotunda	Solum			Ponte Rainha Santa
Entrada	E1	E2-L	E3-L	Este
$a$ (m/s <sup>2</sup> )	1.99	2.38	2.61	2.20
$v_d$ (m/s)	5.67	5.89	6.74	11.10
$V_P$ (m/s)	6.11	6.11	6.11	11.10
$l_m, l_M$ (m)	4.2	4.2	4.2	4.2
$w_m, w_M$ (m)	2.0	2.0	2.0	2.0
$\alpha$ (°)	37.0	27.5	50.0	19.0
$d_{AP}$ (m)	12.4	8.1	8.1	10.6
$MS_1 + MS_2$	1.26	1.15	1.25	1.25
$d_{AB}$ (m)	10.7	5.9	6.8	7.6
$d_{AC}$ (m)	18.2	14.4	13.6	17.9
$t_{AB}$ (s)	3.71	2.47	2.52	2.98
$t_{AC}$ (s)	5.12	4.09	3.69	4.47
$d_{M1-P}$ (m)	9.14	1.75	2.29	11.95
$d_{M2-P}$ (m)	33.0	27.2	23.9	52.7
$h_s$ (m)	23.8	25.4	21.6	40.7
$t_c$ (s)	3.90	4.16	3.53	3.67

**Tabela 6.4** – Resultados da estimação - movimentos de inserção

Rotunda	Solum	Choupal
Entrada	E2-R	Norte
$a$ (m/s <sup>2</sup> )	2.13	2.20
$d$ (m/s <sup>2</sup> )	6.00	6.00
$v_d$ (m/s)	6.84	7.90
$V_P$ (m/s)	7.00	7.90
$\tau$ (s)	0.9	0.9
$l_m$ (m)	4.2	4.2
$l_{M1}$ (m)	4.2	4.2
$s$ (m)	1	1
$d_{AB}$ (m)	7.8	9.0
$t_{AB}$ (s)	3.00	3.17
$v_{mB}$ (m/s)	5.16	5.73
$d_I$ (m)	10.3	10.5
$d_{II}$ (m)	16.5	18.3
$h_s$ (m)	26.8	28.8
$t_c$ (s)	3.83	3.65

### 6.5.2 Validação com base em métodos clássicos de estimação

No Capítulo 4 descreveram-se vários métodos clássicos de estimação de intervalos críticos, baseados em observações, que se podem tomar como referência para quantificar o nível de precisão das estimativas obtidas com o novo modelo. Cada um destes métodos assenta em diferentes premissas e depende de diferentes bases amostrais, resultando em diferentes estimativas. Como não é possível afirmar perentoriamente que um destes modelos é melhor que os demais, optou-se por obter, para cada entrada analisada (com a exceção da E3-E da Rotunda da Solum devido a insuficiência de dados), uma gama de variação de intervalos críticos “reais”, associada a um conjunto de métodos (Raff, Miller & Pretty, Logit e Wu).

Os resultados são apresentados na Tabela 6.5, podendo verificar-se que as estimativas do método proposto se enquadram na gama de variação associada aos métodos convencionais. O pior desempenho é obtido por comparação com o método Logit (erro máximo de 0.67 s na Rotunda da Solum, entrada E1) e o melhor é obtido por comparação com o método de Miller & Pretty (erro máximo de 0.21 s na Rotunda da Solum, entrada E2-R). É particularmente importante notar que os níveis de precisão do modelo nas rotundas de calibração (Solum) e de validação (Rainha Santa e Choupal) são muito semelhantes. Isso indica que o modelo tem capacidade de prever o comportamento dos condutores em situações que saem do domínio de calibração, ou seja, pode-se afirmar que o modelo tem uma boa transferibilidade.

**Tabela 6.5** – Intervalo crítico: resultados da validação

Rotunda	Movimentos de atravessamento			Movimentos de inserção	
	Solum	Solum	Rainha Santa	Solum	Choupal
Entrada	E1	E2-E	Este	E2-R	Norte
Amostra (número de decisões)	235	83	542	155	177
Raff	3.59	4.28	3.60	3.51	3.90
Miller & Pretty	3.79	4.50	3.73	3.86	4.28
Logit	3.23	4.05	3.55	3.48	3.74
Wu	3.77	4.35	3.62	3.62	3.75
Modelo proposto	3.90	4.16	3.67	3.83	3.65

## 6.6 Conclusões

O modelo proposto descreve o processo de *gap-acceptance* a um nível microscópico. O modelo é simples de implementar numa folha de cálculo e considera explicitamente a geometria da interseção. O modelo foi calibrado com base em dados recolhidos numa rotunda urbana de uma via e validado tendo por referência métodos convencionais de estimação.

Os resultados são promissores, embora importe notar que o processo de validação assentou num número reduzido de tipologias de rotundas e de observações. É expectável que os valores dos parâmetros adotados nesta aplicação se venham a revelar inadequados sob diferentes condições de procura ou diferentes configurações geométricas, particularmente no que respeita ao comportamento adaptativo do condutor.

Constata-se assim a necessidade de desenvolvimentos futuros nesta área, focados na melhoria da capacidade explicativa do modelo. Para o efeito deverão ser desenvolvidos submodelos para as margens de segurança e para o tempo de reação, baseados em variáveis facilmente mensuráveis como as velocidades e os ângulos de potencial impacto. Adicionalmente, os futuros exercícios de calibração e validação devem incluir outros tipos de geometrias, como rotundas com duas vias de circulação e cruzamentos prioritários.

Independentemente desse trabalho, e reconhecendo que as estimativas do modelo não são ainda suficientemente precisas, é já possível explicar a influência de algumas características geométricas e operacionais na variabilidade do intervalo crítico.

Assim, considera-se que o modelo, no seu estado atual, constitui uma ferramenta útil para complementar as técnicas convencionais baseadas em observações dos comportamentos dos condutores, obtidas em sessões de campo ou através de simuladores de condução.

## **Capítulo 7**

# **AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DE INTERSEÇÕES COM A METODOLOGIA SSAM**



## 7 AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DE INTERSEÇÕES COM A METODOLOGIA SSAM

### 7.1 Introdução

Como se viu no Capítulo 1, os métodos tradicionais de avaliação da segurança de interseções baseados em históricos de acidentes (estudos antes-e-depois e modelos analíticos de previsão de acidentes – MPA) têm importantes limitações relacionadas com a disponibilidade/qualidade dos dados e com a complexidade dos próprios acidentes (Laureshyn et al., 2010). Nos últimos anos tem havido um interesse crescente em ferramentas de avaliação de segurança baseadas em simulação microscópica e, especificamente, na metodologia SSAM (*Surrogate Safety Assessment Model*) (Pu e Joshi, 2008). O princípio de base desta nova abordagem é essencialmente o mesmo da análise clássica de conflitos, isto é, assume-se que existe uma relação entre o número de conflitos observados numa sessão e o número de acidentes reais que ocorrem a longo prazo, mas com duas diferenças fundamentais:

- O método tradicional pressupõe a observação de conflitos reais, diretamente no local ou registados em vídeo; a abordagem SSAM baseia-se em conflitos virtuais, decorrentes da simulação de um modelo microscópico de tráfego;
- No método tradicional a contagem e classificação de conflitos é efetuada por observadores; na nova metodologia essa tarefa é realizada automaticamente por uma aplicação informática (SSAM).

Esta abordagem é relativamente recente, há pouca experiência prática com o SSAM e os resultados não são consensuais:

- Gettman *et al.* (2008) obtiveram uma correlação estatisticamente significativa entre conflitos simulados e acidentes registados num conjunto de 83 cruzamentos prioritários;
- Kim e Sul (2009) testaram o efeito de se alterar o limite de velocidade numa via arterial de Sungnam (Coreia do Sul) e concluíram que a simulação com a aplicação VISSIM representa bem as condições de circulação (velocidades e fluxos) mas não é suficientemente detalhada para efeitos de análises de segurança;
- Dijkstra *et al.* (2010) modelaram uma rede viária numa área com 300 km<sup>2</sup> na Holanda, com a aplicação PARAMICS, e concluíram que existe uma relação estatisticamente significativa entre o número de acidentes registados e os conflitos simulados;
- Huang *et al.* (2013) compararam conflitos observados e simulados em 10 interseções semaforizadas na área de Nanjing (China); os resultados obtidos indicam um razoável ajustamento nos conflitos frente-traseira mas são também reveladores da incapacidade

do SSAM para prever um grande número de conflitos associados a manobras inesperadas, tais como mudanças de via ilegais;

- Habtemichael e Picado-Santos (2013) modelaram um troço de sete quilómetros da autoestrada A5, nas imediações de Lisboa, e concluíram que existe uma relação linear estatisticamente significativa entre a raiz quadrada do número de conflitos simulados e o número de acidentes registados.

Este capítulo descreve um trabalho cujo objetivo específico é validar a metodologia SSAM para a análise da segurança de interseções urbanas. São utilizados dois métodos que, em traços gerais, se enquadram no quadro de validação de modelos computadorizados proposto por Sargent (2007) e que correspondem, nomeadamente, às fases de validação conceptual e operacional. A validação conceptual assegura que as teorias subjacentes ao modelo conceptual são corretas e que a representação do sistema real é razoável para o uso pretendido do modelo. A validação operacional garante que os resultados do modelo constituem uma representação suficientemente precisa do sistema real dentro do domínio da aplicabilidade.

O primeiro método (validação conceptual) compara o número de conflitos simulados pelo SSAM com o número de acidentes previstos por modelos de previsão de acidentes em três interseções virtuais, com geometria simples e condições idealizadas de circulação, tendo como referência a experiência internacional sobre os níveis de segurança associados a cada *layout*. O segundo método (validação operacional) compara os conflitos reais observados em quatro interseções com os conflitos previstos pelo SSAM, decorrentes de um modelo de simulação em que se procurou emular tanto quanto possível as condições de circulação observadas em cada um dos locais.

## **7.2 A metodologia SSAM**

O SSAM tem como *input* as trajetórias (séries temporais de posição, velocidade e aceleração) dos veículos virtuais que circulam numa rede viária. As trajetórias são geradas por aplicações de microsimulação de tráfego (e.g. Aimsun, VISSIM ou PARAMICS) e guardadas num ficheiro de formato aberto (trj). Em cada intervalo de tempo, e para cada par de veículos cujas trajetórias se sobrepõem ou intersejam (encontro de veículos), o SSAM determina se esse encontro satisfaz os critérios necessários para ser considerado um conflito em função do valor das seguintes medidas substitutas de segurança:

- *TTC (time-to-collision)* – tempo necessário para que dois veículos colidam caso mantenham a direção e a velocidade (o valor que interessa é o tempo de colisão *mínimo* registado durante o encontro);
- *PET (post-encroachment time)* – mínima separação temporal entre dois veículos que passam por um espaço comum.

Por omissão, um encontro é classificado como um conflito caso se verifiquem simultaneamente as condições  $TTC < 1.5$  s e  $PET < 5.0$  s. Para cada conflito o SSAM calcula um conjunto adicional de indicadores:

- *MaxS* (*maximum speed*) – velocidade máxima dos veículos registada durante o conflito (isto é, enquanto  $TTC$  é inferior a um limite predefinido);
- *DeltaS* – diferença das velocidades dos veículos no instante em que se registou o  $TTC$  mínimo. Mais especificamente, o valor é definido matematicamente como a norma da diferença vetorial das velocidades dos veículos, de modo que se  $\vec{v}_1$  e  $\vec{v}_2$  forem, respetivamente, os vetores velocidade do primeiro e segundo veículo,  $DeltaS = \|\vec{v}_1 - \vec{v}_2\|$ ;
- *DR* – desaceleração inicial do segundo veículo (último a chegar à zona de conflito);
- *MaxD* – desaceleração máxima do segundo veículo;
- *ConflictAngle* – ângulo aproximado definido pelas trajetórias dos veículos no ponto de uma eventual colisão. O ângulo, expresso na perspetiva do primeiro veículo a chegar à zona de conflito, indica a direção de aproximação do segundo veículo.
- *ConflictType* – descreve se um conflito é do tipo frente-traseira, atravessamento ou mudança de via. Esta classificação baseia-se na informação sobre os arcos (*links*) e vias utilizados e no ângulo de conflito (Figura 7.1): se ambos os veículos ocuparem a mesma via no início e no fim do conflito, trata-se de um conflito *frente-traseira*; se um dos veículos muda de via durante o conflito (mantendo-se no mesmo arco), trata-se de uma *mudança de via*; nos restantes casos, a classificação é função do ângulo de conflito  $\alpha$ : frente-traseira para  $\alpha < 30^\circ$ , atravessamento para  $\alpha > 85^\circ$ , mudança de via nos restantes casos.

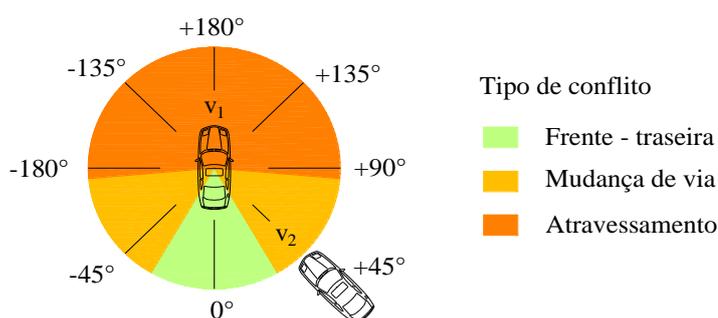


Figura 7.1 – Classificação dos conflitos em função do ângulo

O *output* fundamental do SSAM é uma tabela em que cada conflito é associado às respetivas medidas substitutas de segurança bem como a outras grandezas auxiliares (identificadores dos veículos envolvidos, instante em que se observou o mínimo  $TTC$ , posição do ponto de colisão,

etc.). A aplicação tem algumas ferramentas que permitem sumarizar os resultados e controlar a representação visual dos conflitos.

### **7.3 Seleção dos indicadores de segurança**

A definição da “melhor” medida ou conjunto de medidas é um aspeto crucial neste tipo de análises, tendo justificado diversos trabalhos recentes (Gettman e Head, 2003; Laureshyn *et al.*, 2010; Tarko, 2012). No caso específico do SSAM, alguns autores evitam esta discussão optando por apresentar todos os resultados, o que na prática transfere parte da tarefa de interpretação para os leitores. No presente trabalho optou-se pela utilização de apenas duas medidas: uma para decidir se uma dada interação entre veículos deve ser considerada um conflito e outra como indicadora da gravidade de uma eventual colisão. Esta separação é importante porque uma classificação simples baseada apenas no número de conflitos tenderia a sobrestimar a perigosidade de algumas interseções (e.g. rotundas de uma via de circulação, onde os “quase-acidentes” a baixa velocidade são extremamente frequentes e considerados normais); por outro lado, uma classificação baseada exclusivamente na gravidade dos eventuais acidentes poderia ser também enganadora (por exemplo, num cruzamento semaforizado as trajetórias dos veículos cruzam-se a alta velocidade mas tal não significa que a interseção seja insegura).

Adotou-se, assim, o tempo para colisão (*TTC*) para decidir se o encontro entre veículos deve ser classificado como conflito e a diferença de velocidades (*DeltaS*) para avaliar a gravidade da eventual colisão. O *TTC* indica quão próximos (em tempo) estão de colidir mas não dá qualquer indicação sobre a gravidade desse acidente. Em contrapartida *DeltaS* é claramente um indicador da gravidade do acidente. Esta medida leva em consideração não apenas as velocidades dos veículos mas também as suas direções. Por exemplo, se as velocidades dos dois veículos no instante em que se registou o mínimo *TTC* forem 50 km/h e 30 km/h, o *DeltaS* é de 20 km/h se os veículos circularem na mesma direção, 80 km/h se circularem em sentidos contrários e 58.3 km/s se circularem em direções perpendiculares (valor dado pela lei dos cossenos). Uma vez que as direções dos veículos são *inputs* para esta medida, considerou-se dispensável a habitual classificação de acidentes pelo ângulo de impacto anteriormente referida.

Adotou-se o valor predefinido de 1.5 s para o limiar do indicador *TTC*. Para além de este valor ser referido em diversos estudos (Horst, 1989; Svensson, 1998; Vogel, 2003), a utilização de valores predefinidos facilita a comparação com trabalhos futuros. Optou-se por excluir a condição relativa ao *PET* porque se verificou que gera uma resposta irrealista do modelo (o número de encontros classificados como conflitos tende a diminuir com o aumento do limiar mínimo imposto para o *PET*). Para esta análise recorreu-se à aplicação Aimsun. Com a exceção dos parâmetros que controlam as velocidades desejadas pelos condutores, mantiveram-se os valores predefinidos e foi considerado um único tipo de veículos (*car*). Para melhorar a precisão das medidas substitutas (e especificamente, para cada conflito, o instante do mínimo *TTC* e as

correspondentes velocidades dos veículos), o intervalo de simulação foi reduzido para 0.25 s (por omissão toma o mesmo valor do tempo de reação, predefinido com 0.75 s).

## 7.4 Validação conceptual

### 7.4.1 Quadro de avaliação

A metodologia SSAM seria idealmente validada por referência a registos de acidentes. Contudo, como os acidentes são fenómenos muito raros, seria muito difícil obter dados suficientes de um único local, com variáveis externas controladas (tráfego, condições ambientais) para que se pudesse definir um cenário de referência. Como alternativa, tomou-se como referencial comparativo os resultados de modelos de previsão de acidentes. Estes modelos baseiam-se normalmente na regressão de um grande número de registos e recorrem a técnicas estatísticas avançadas para identificar as variáveis relevantes e calibrar os respetivos coeficientes.

Preparou-se assim um quadro de avaliação simples, indireto, para analisar e testar o desempenho do SSAM: consiste em comparar os resultados do SSAM com as previsões de acidentes dadas por um ou mais MPA, para um conjunto de *layouts* sujeitos à mesma procura. Como ponto de partida considerou-se um cruzamento prioritário com quatro ramos com uma repartição de tráfego típica (70% do tráfego na direção principal O-E, 30% na direção secundária N-S); em cada entrada, 30% dos condutores viram à direita, 50% seguem em frente e 20% viram à esquerda) (Figura 7.2). Pretende-se perceber até que ponto os modelos conseguem replicar os ganhos de segurança associados a intervenções clássicas: a) enviesamento à esquerda (resultando em dois entroncamentos) (Figura 7.2b), b) conversão em rotunda de uma via (Figura 7.2c).

Os três *layouts* têm características geométricas típicas para meios urbanos. O cruzamento integra vias de viragem à esquerda na direção principal e vias curtas de viragem à direita na direção secundária. A rotunda foi desenhada de acordo com as recomendações nacionais (Bastos Silva e Seco, 2012) e tem as seguintes características geométricas: diâmetro do círculo inscrito (DCI) – 40 m, largura da faixa de rodagem (entre guias) – 6.5 m, largura da via de aproximação – 3.5 m, largura da entrada – 4.5 m, raio de entrada – 30 m. A rotunda é simétrica segundo os eixos NS e OE. Foi considerado um limite de velocidade de 50 km/s para todos os *layouts*.

Estes *layouts* foram selecionados por dois motivos principais: *i*) porque há diversos modelos de previsão de acidentes que são diretamente aplicáveis (descritos na próxima seção); *ii*) porque os seus efeitos na redução da sinistralidade estão bem documentados por um grande número de estudos, destacando-se a conhecida meta-análise de Elvik *et al.* (2009).

Relativamente ao enviesamento, os cruzamentos de quatro ramos (contabilizam 32 pontos de conflito) são mais exigentes em termos de atenção e comportamento dos condutores do que os tipo entroncamento (com apenas 9 pontos de conflito). O efeito do enviesamento depende da proporção de tráfego nas vias secundárias e do sentido do enviesamento. Para as condições expressas na Figura 7.2b (enviesamento à esquerda, proporção alta de tráfego nas vias secundárias) é expectável uma redução de 33% nos acidentes com feridos e de 10% nos acidentes apenas com danos materiais (Elvik *et al.*, 2009).

A conversão de um cruzamento prioritário em rotunda com uma via é também uma medida comumente adotada para reduzir a sinistralidade, o que se deve a vários fatores: *i*) o número de conflitos é reduzido para 8; todos os condutores são obrigados a ceder a passagem ao tráfego que circula na rotunda o que se reflete numa atitude tendencialmente mais cautelosa; *iii*) o tráfego prioritário circula todo na mesma direção o que facilita a tarefa de identificar um intervalo adequado para avançar; *iv*) o círculo central obriga à redução das velocidades e reduz o ângulo de impacto de eventuais acidentes. A meta-análise anteriormente referida (Elvik *et al.*, 2009) indica que o número de acidentes graves é significativamente menor nas rotundas (redução de 46% nos acidentes com feridos) e que há um aumento nos acidentes com danos materiais (+10%). Um estudo recente do tipo antes-e-depois realizado na Dinamarca indica uma redução de 47% nos acidentes graves e um aumento de 16% nos acidentes com danos materiais (Jensen, 2013).

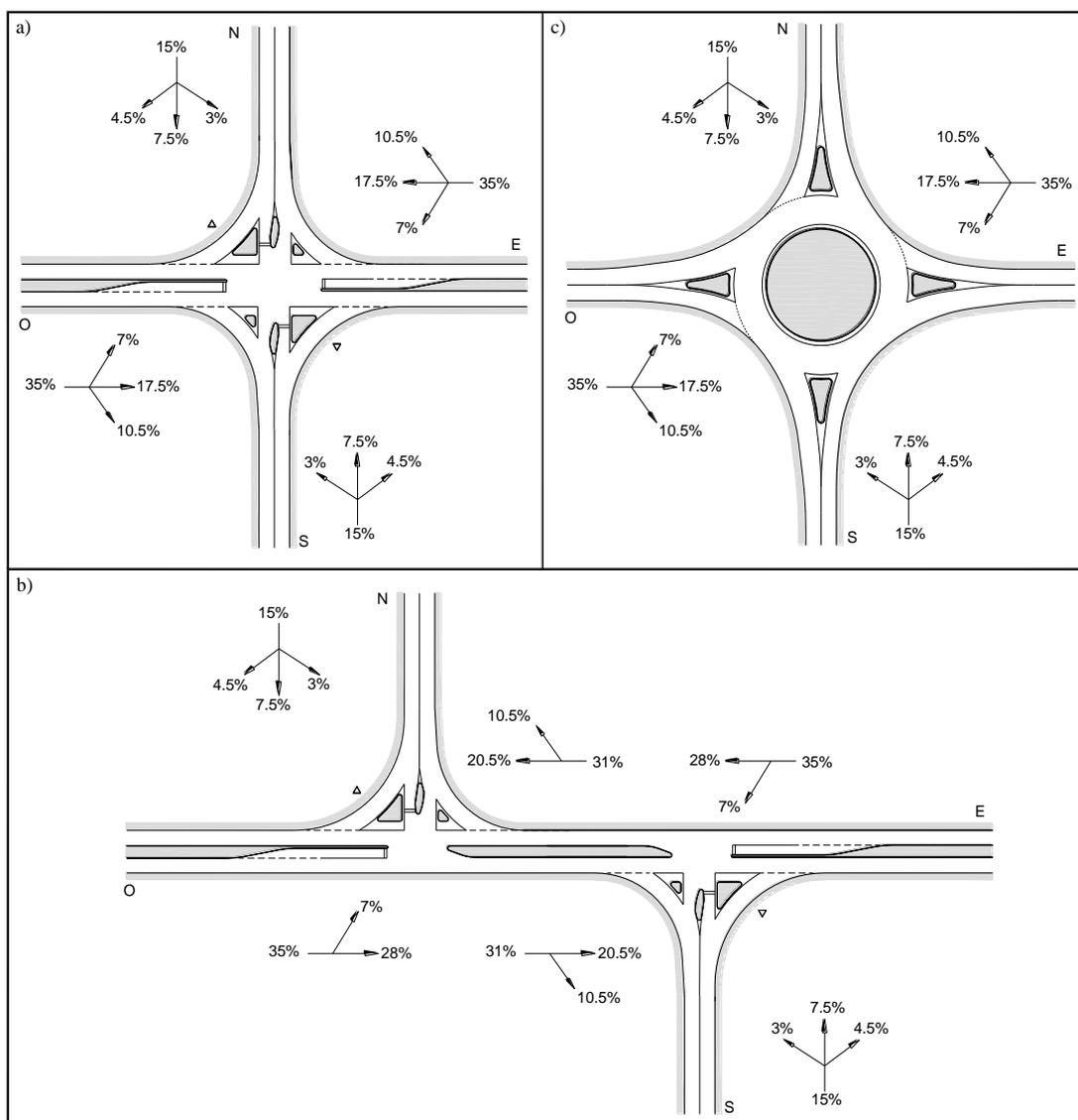


Figura 7.2 – Layouts considerados para a validação conceptual

#### 7.4.2 Modelos de previsão de acidentes (MPA)

Foram considerados pelo menos dois MPA para cada *layout*. Os acidentes nas interseções prioritárias (entroncamentos e cruzamentos) foram estimados recorrendo a modelos desenvolvidos nos Estados Unidos (Harwood *et al.*, 2000), Reino Unido (Maher e Summersgill, 1996) e Portugal (Vieira Gomes, 2013) (Tabela 7.1). Cada um destes modelos prevê o número anual de acidentes com vítimas na interseção, excluindo acidentes com peões. A amostra varia consideravelmente entre estudos: os modelos desenvolvidos nos EUA baseiam-se numa amostra de 324 cruzamentos e 382 entroncamentos situados no estado do Minnesota correspondendo a cinco anos de registos (1985 – 1989) para cada interseção. O modelo do Reino Unido baseia-se em dados de 3800 km de estradas incluindo mais de 5000 interseções. O modelo de Portugal baseia-se nos registos de 44 entroncamentos e 50 cruzamentos, localizados em Lisboa.

**Tabela 7.1** – Modelos de previsão de acidentes em entroncamentos e cruzamentos prioritários

Tipo de modelo	Origem	Expressão
Entroncamentos (3 ramos de entrada)	EUA: (Harwood <i>et al.</i> , 2000)	$A = AMF_1 AMF_2 AMF_3 AMF_4 e^{-10,9+0,79 \ln ADT_1 + 0,49 \ln ADT_2}$
	REINO UNIDO: (Maher e Summersgill, 1996)	$A = 0.049 \left( \frac{IF_1}{1000} \right)^{0.80} \left( \frac{IF_2}{1000} \right)^{0.36}$
	PORTUGAL: (Vieira Gomes, 2013)	$A = 4.7078 \times 10^{-6} IF^{1.1884}$
Cruzamentos (4 ramos de entrada)	EUA: (Harwood <i>et al.</i> , 2000)	$A = AMF_1 AMF_2 AMF_3 AMF_4 e^{-9,34+0,6 \ln ADT_1 + 0,61 \ln ADT_2}$
	PORTUGAL: (Vieira Gomes, 2013)	$A = 3.8765 \times 10^{-5} IF^{1.167}$

Onde:  $A$  é o número previsto de acidentes por ano.

**EUA** -  $AMF_1$  é um fator de ajustamento para levar em conta a existência de vias dedicadas de viragem à esquerda no eixo prioritário (0.78 – uma via de viragem, 0.58 – duas vias de viragem),  $AMF_2$  é um fator de ajustamento para levar em conta a existência de vias de viragem à direita no eixo prioritário (0.95 – uma via de viragem, 0.90 – duas vias de viragem),  $AMF_3$  é um fator de ajustamento que reflete as restrições de visibilidade,  $AMF_4$  é um fator de ajustamento a aplicar caso o cruzamento seja do tipo *all-way stop*,  $ADT_1$  é o tráfego médio diário anual no eixo prioritário,  $ADT_2$  é o tráfego médio diário anual no eixo secundário.

**Portugal e Reino Unido:**  $IF$ ,  $IF_1$  e  $IF_2$  – tráfego total de entrada para a interseção, na direção principal e secundária, respetivamente (veíc/dia, média anual)

Os acidentes na rotunda foram estimados através de modelos desenvolvidos no Reino Unido (Maycock e Hall, 1984), Austrália (Arndt e Troutbeck, 1998) e Portugal (Vieira Gomes, 2013) (ver a Tabela 7.2). O modelo britânico baseia-se em acidentes que ocorreram num período de seis anos em 84 rotundas do Reino Unido. Foram excluídos alguns dos submodelos uma vez que se referem a causas não cobertas pela metodologia SSAM (nomeadamente os submodelos  $A_3$  – veículos isolados (despistes) e  $A_5$  – acidentes com peões). Arndt (2004) analisou uma centena de rotundas em Queensland (Austrália), onde foram registados 492 acidentes graves num período de cinco anos. O principal objetivo do estudo era identificar o efeito da geometria das rotundas na incidência de acidentes. Foram desenvolvidos modelos para acidentes de diversos tipos: veículos isolados, frente-traseira nas aproximações e colisão na entrada com os veículos prioritários. Pelo motivo anteriormente indicado, o primeiro tipo foi excluído da análise. Vieira Gomes (2013), com base numa amostra de 15 rotundas em Lisboa, desenvolveu modelos para estimar a frequência de acidentes com feridos em redes viárias urbanas.

Tabela 7.2 – Modelos de previsão de acidentes em rotundas

Origem	Conflito	Expressão
Reino Unido: Maycock e Hall (1984)	Entrada / circulação	$A_1 = 0.052Q_e^{0.7} Q_c^{0.4} \exp\left(-40C_e + 0.14e - 0.007ev - \frac{1}{1 + \exp(4R - 7)} + 0.2P_m - 0.01\theta\right)$
	Aproximação (frente- traseira)	$A_2 = 0.0057Q_e^{1.7} \exp(20C_e - 0.1e)$
	Outros	$A_4 = 0.0026Q_e^{0.8} Q_c^{0.8} \exp(0.2P_m)$
Austrália: (Arndt e Troutbeck, 1998)	Aproximação (frente- traseira)	$A_r = 9.62 \times 10^{-11} Q_a Q_c^{0.5} S^2$
	Entrada / circulação	$A_c = 3.45 \times 10^{-12} Q_a \sum(Q_{ci}^{0.5} S_i^2)$
Portugal: (Vieira Gomes, 2013)	Todos	$A = 2.3845 \times 10^{-8} FT^{1.5084} e^{0.5248 LEG}$

Onde :

**Reino Unido** -  $A_1$  são acidentes com feridos (incluindo mortos) por ano, por entrada ( $A_1$  acidentes entrada-circulação,  $A_2$  acidentes na aproximação (principalmente frente-traseira, mas também mudanças de via),  $A_4$  outros acidentes (não envolvendo peões)),  $Q_e$  e  $Q_c$  são os fluxos de entrada e de circulação, respetivamente (milhares veíc./dia),  $C_e$  é a curvatura da entrada ( $C_e = 1/R_e$  e  $R_e$  é o raio de entrada para o trajeto de mínimo esforço (m)),  $e$  é a largura da entrada (m),  $v$  é a largura da via de aproximação,  $R$  é o raio do círculo inscrito,  $P_m$  é a proporção de motociclos (%) e  $\theta$  é o ângulo compreendido entre a aproximação em causa e o ramo de saída a jusante (graus, °).

**Austrália** -  $A_r$  /  $A_c$  são, respetivamente, acidentes frente-traseira e entrada/circulação por ano (acima de \$1000 de danos materiais e/ou com feridos),  $Q_a$  é o tráfego médio diário anual na aproximação, i.e., tráfego de entrada (veíc./dia),  $Q_{ci}$  são os diferentes fluxos de tráfego unidirecional na faixa de circulação adjacente à entrada (veíc./dia),  $S_i$  são as várias velocidades relativas correspondentes ao percentil 85 entre os veículos na curva de entrada e na faixa de circulação, para cada um dos fluxos conflituantes (km/h).

**Portugal** -  $A$  é o número estimado de acidentes com feridos na rotunda,  $FT$  é o fluxo total de entrada por dia (TMDA),  $LEG$  é o número de ramos da rotunda.

### 7.4.3 Análise dos Resultados

O objetivo deste primeiro teste centra-se na comparação dos resultados do SSAM com os MPA nos diferentes *layouts*, para diferentes níveis de procura, quando o TMDA (tráfego de entrada) varia entre 0 e 20000 veíc./dia. Para facilitar a comparação dos resultados da simulação e dos MPA, a procura diária (TMDA) considerada nos MPA foi dividida em 24 frações horárias de acordo com uma distribuição típica ao longo do dia.

A Figura 7.3 mostra as previsões de acidentes e de conflitos nos três tipos de interseções. Pode-se constatar que apesar de os MPA se reportarem a países diferentes, terem como base amostras independentes e se basearem em diferentes suposições, acabam por gerar estimativas razoavelmente consistentes. Todos os MPA preveem uma redução de acidentes com a transformação em entroncamentos enviesados (considerando a soma das duas interseções) e uma redução adicional com a transformação em rotunda, o que concorda com as expectativas e com a experiência internacional. O SSAM prevê igualmente uma redução no número de conflitos com o enviesamento, como esperado, mas por oposição aponta para um acréscimo de

conflitos na rotunda. Para avaliar o nível de gravidade dos conflitos simulados, calculou-se a média do indicador *DeltaS* (diferença de velocidades) e foram obtidos os seguintes valores médios (Tabela 7.3): cruzamento – 6.46 m/s, cruzamento enviesado – 6.19 m/s, rotunda – 4.40 m/s. Ou seja, embora o SSAM tenha apontado para um aumento do número de conflitos na rotunda, os mesmos tendem a ser de menor gravidade, o que é coerente com a anteriormente referida redução de acidentes graves, associada a um acréscimo de pequenos incidentes.

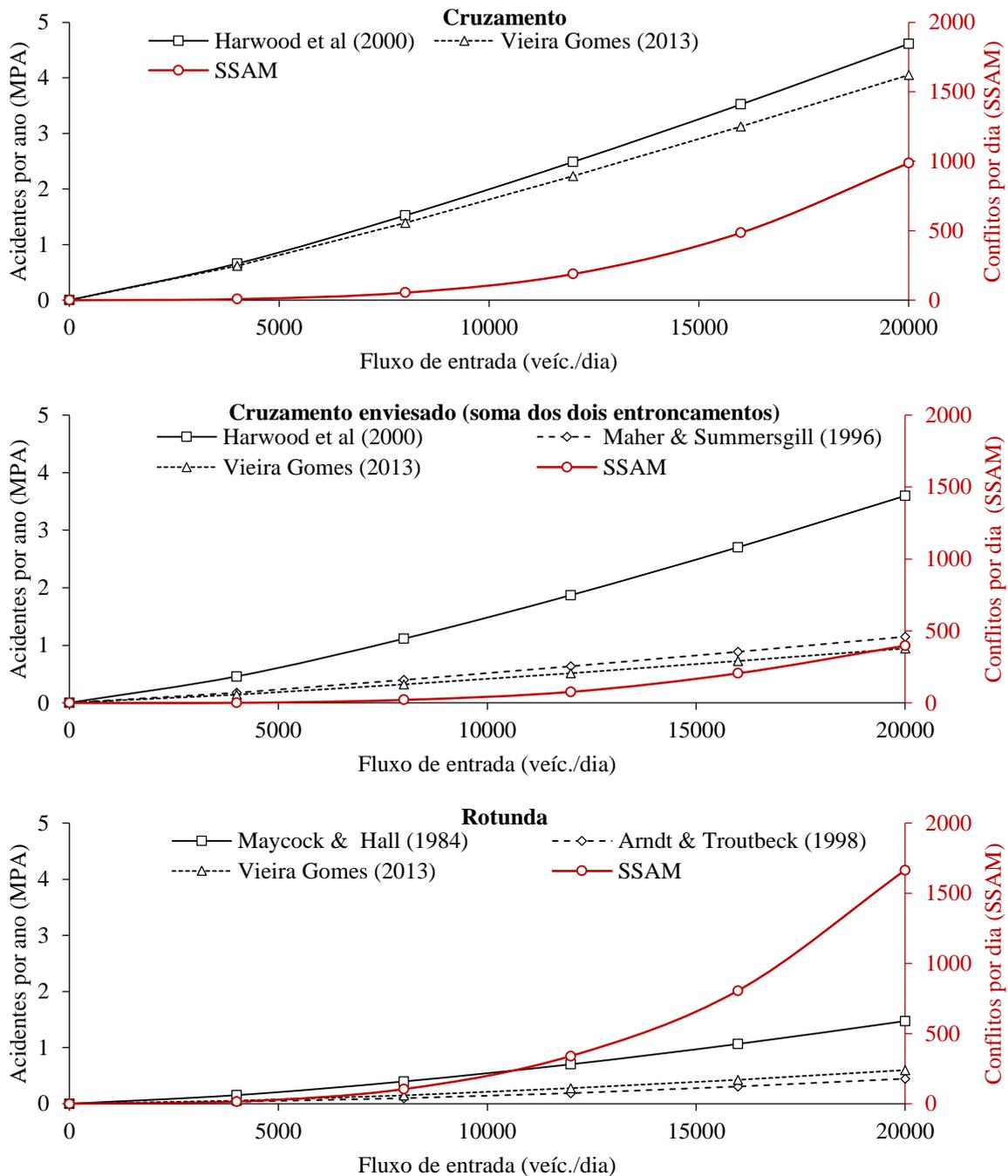


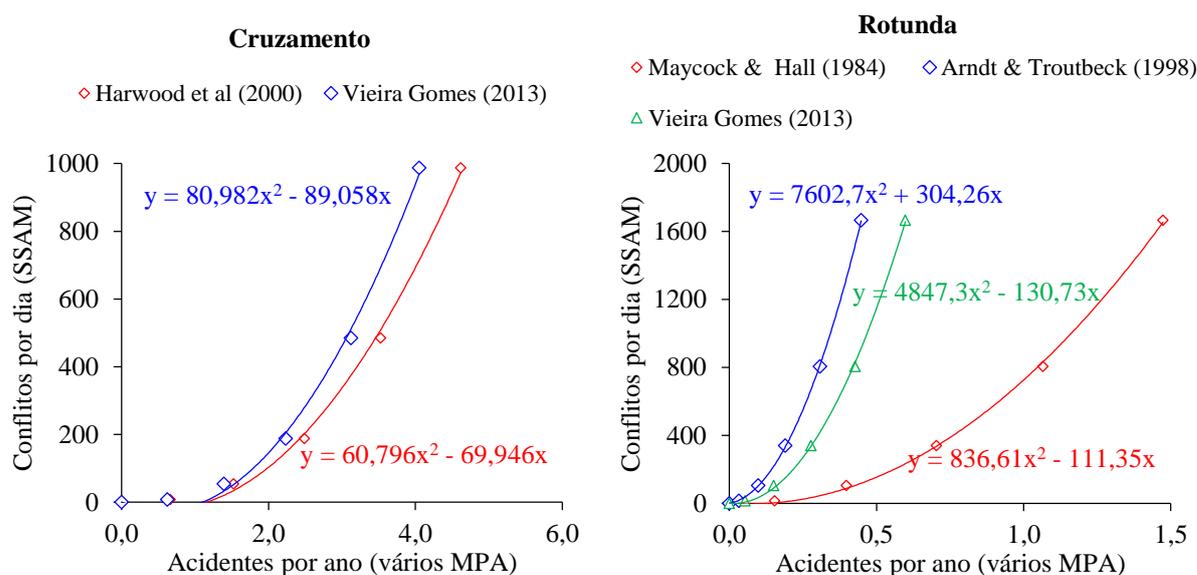
Figura 7.3 – Relações fluxo – acidentes previstas pelos MPA e fluxo – conflitos previstas pelo SSAM

No que respeita à aderência dos resultados SSAM aos MPA, verifica-se que os pontos da análise SSAM podem ser aproximados por uma curva convexa (no sentido matemático), similar às curvas dos MPA, embora com curvatura mais acentuada, o que sugere uma boa correlação entre acidentes e conflitos.

**Tabela 7.3** – Gravidade dos conflitos nos três layouts para diferentes níveis de procura

TMDA	Gravidade dos conflitos – <i>DeltaS</i> (m/s)		
	Cruzamento	Entroncamento	Rotunda
4000	10.8	6.06	4.99
8000	6.87	7.71	4.61
12000	7.01	5.92	4.66
16000	6.20	6.80	4.39
20000	5.96	6.31	4.33
Média	6.19	6.46	4.40

Na Figura 7.4 verifica-se que é possível relacionar os dois indicadores, para os mesmos volumes de tráfego, através de curvas polinomiais de segundo grau, a que correspondem coeficientes de correlação muito altos ( $r^2 > 0.995$ ). Esta relação depende do fluxo de entrada, do tipo de interseção e do MPA em questão. Ainda assim, é possível obter alguns valores aproximados que podem contribuir para reduzir a incerteza nesta área. Por exemplo, para um fluxo de entrada de 12000 veíc./dia, dependendo do MPA pode-se esperar encontrar uma relação conflito/acidentes (no mesmo período) de 25000 – 30000 num cruzamento, 15000 – 60000 num cruzamento enviesado e 180000 – 600000 numa rotunda. Estes rácios aumentam com a procura, como esperado, devido à progressiva dificuldade de manter velocidades elevadas, o que conduz a uma menor probabilidade de um conflito resultar num acidente com feridos.



**Figura 7.4** – Relação entre conflitos simulados e acidentes previstos em cruzamentos e rotundas

## **7.5 Validação operacional**

O objetivo desta segunda fase da validação era avaliar até que ponto os conflitos previstos pelo SSAM se correlacionam com os conflitos reais, observados em interseções em meio urbano. Foram selecionadas quatro interseções em Coimbra: um entroncamento controlado por sinal stop, um cruzamento prioritário controlado por sinais de cedência de passagem, uma rotunda de uma via de circulação com quatro ramos, e uma rotunda de duas vias com cinco ramos. As principais características geométricas e operacionais destas interseções são descritas em detalhe na secção 7.5.3

### 7.5.1 Observação de conflitos

A observação de conflitos teve como linhas orientadoras as recomendações presentes no “FWHA Traffic Conflict Observers Manual” (Parker Jr e Zegeer, 1989), com pequenos ajustamentos que visam melhorar a comparabilidade das observações com os resultados das simulações. Assim, apenas foram contabilizadas as interações veículo-veículo. Por vezes as interações peão-veículo causam conflitos secundários entre veículos, frequentemente do tipo frente-traseira entre veículos obrigados a parar a montante de passadeiras, sendo que nestes casos apenas eram registados os conflitos secundários. Não foi registada a gravidade dos conflitos, o que significa que não foram definidos limites do tipo “tempo para colisão” ou “tempo pós-invasão” para classificar um dado evento como conflito. Como tal, os observadores foram instruídos para registar um conflito cada vez que um condutor com prioridade era forçado a alterar a sua trajetória, quer travando/acelerando quer guinando.

Nos cruzamentos prioritários, cada observador ficou responsável por uma corrente de veículos prioritários (e.g. um observador registava os conflitos dos veículos provenientes de sul enquanto outro registava os conflitos dos veículos provenientes de norte). Os conflitos nos ramos não prioritários não eram registados. Nas rotundas, cada observador ficou responsável por um troço da faixa de circulação, na vizinhança de uma saída, sendo excluídos os conflitos frente-traseira nas entradas.

Houve um período experimental durante o qual se procedeu ao teste do método de observação e se assegurou que todos os observadores estavam a seguir os mesmos critérios de classificação de conflitos. Todas as sessões decorreram na presença de pelo menos um membro da equipa de investigação que ajudava os observadores a decidir nos casos mais dúbios.

As observações foram efetuadas num período de nove horas por local, dividido em três subperíodos: manhã (7h30 – 10h30), meio-dia (12h00 – 15h00) e tarde (16h00 – 19h00). Estes períodos cobrem diferentes níveis de procura e repartições direcionais. A carga total de trabalho, correspondendo apenas à observação de conflitos, foi de 108 pessoas×hora.

## 7.5.2 Desenvolvimento dos modelos de simulação

Para além da observação de conflitos, foram efetuadas observações complementares necessárias para modelar as interseções a nível microscópico no Aimsun. Foram registados os volumes de tráfego por movimento direcional, fluxos pedonais nas passadeiras, frequência de passagem e paragem dos autocarros (sempre que aplicável), e velocidades dos veículos nas aproximações utilizando uma pistola LIDAR. Os parâmetros que controlam a velocidade desejada pelos condutores foram ajustados no modelo para corresponderem a estas observações.

Os peões são normalmente modelados no Aimsun recorrendo a um *plugin* externo, fornecido pela Legion, que é uma empresa especializada no campo da simulação de fluxos pedonais. Contudo, como o SSAM não tem a capacidade de processar interações peão-peão ou peão-veículo, e dado que a utilização do módulo Legion aumenta muito o tempo de simulação, optou-se por emular os atravessamentos pedonais recorrendo à funcionalidade “incidentes periódicos”. Esta funcionalidade permite bloquear o trânsito de veículos num determinado segmento de uma via (correspondente à passadeira) durante um dado período, com a duração média e a variabilidade representativa dos atravessamentos observados.

Não foram efetuadas alterações aos parâmetros comportamentais que controlam os modelos de *car-following* e de *gap-acceptance*. Com efeito, o principal objetivo deste exercício era avaliar a consistência das estimativas do Aimsun em diferentes *layouts*, não sendo portanto necessário grande rigor em termos de valores absolutos, e consequentemente não se justificando uma calibração detalhada. Por outro lado, ao se manterem os valores predefinidos facilita-se a comparação com eventuais análises semelhantes no futuro.

## 7.5.3 Seleção dos locais de estudo

### 7.5.3.1 *Entroncamento*

A via principal desta interseção é a Estrada da Beira, orientada na direção sul-norte, com um tráfego médio diário (TMD) de entrada de aproximadamente 14485 veíc./dia, maioritariamente para a direção norte durante a hora de ponta da manhã e no sentido contrário à tarde; não existe via dedicada de viragem à esquerda, pelo que estas manobras bloqueiam temporariamente a circulação no sentido sul-norte. A via secundária (R. Luís A. Duarte Santos) entronca na principal a partir de oeste. Tem um TMD de entrada de aproximadamente 8245 veíc./dia, maioritariamente com destino a norte durante todo o dia. Este ramo tem duas vias de entrada, permitindo manobras independentes de viragem à esquerda e à direita. Existe ainda uma rua de sentido único que entronca na via principal a partir de este, mas que não foi modelada devido ao seu reduzido volume de tráfego. Foram modeladas as paragens de autocarro existentes na via principal, a cerca de 60 metros a norte da interseção, uma vez que as paragens na via de

circulação eram uma causa importante de demoras; existem também passadeiras imediatamente a sul e a oeste da interseção que não foram modeladas uma vez que tinham tráfego pedonal residual. A velocidade média de aproximação em condições livres (na direção principal) é de 46.0 km/h com um desvio padrão de 5.4 km/h.

#### *7.5.3.2 Cruzamento*

O arruamento principal (R. Mouzinho de Albuquerque / R. de Macau) tem um TMD de entrada de 5135 veíc./dia, maioritariamente para a direção norte durante a hora de ponta da manhã e no sentido contrário à tarde; tem uma via em cada sentido com estacionamento paralelo e não dispõe de vias para apoio à viragem à esquerda. O arruamento secundário (R. Vasco da Gama) é constituída por uma faixa de rodagem com uma via em cada sentido, com estacionamento a 45° no ramo oeste, e paralelo no sentido de saída no ramo este; tem um TMD<sub>A</sub> de entrada de aproximadamente 1925 veíc./dia. É permitido estacionamento perpendicular na própria interseção, nas arestas sudeste e noroeste, contudo os respetivos conflitos não foram registados uma vez que o Aimsun não permite a modelação deste tipo de manobras. Todos os ramos têm passadeiras com tráfego pedonal significativo pelo que se registou a frequência de atravessamentos em cada passadeira. A velocidade média de aproximação à interseção é de 39.6 km/h com desvio-padrão de 4.9 km/h.

#### *7.5.3.3 Rotunda de uma via de circulação*

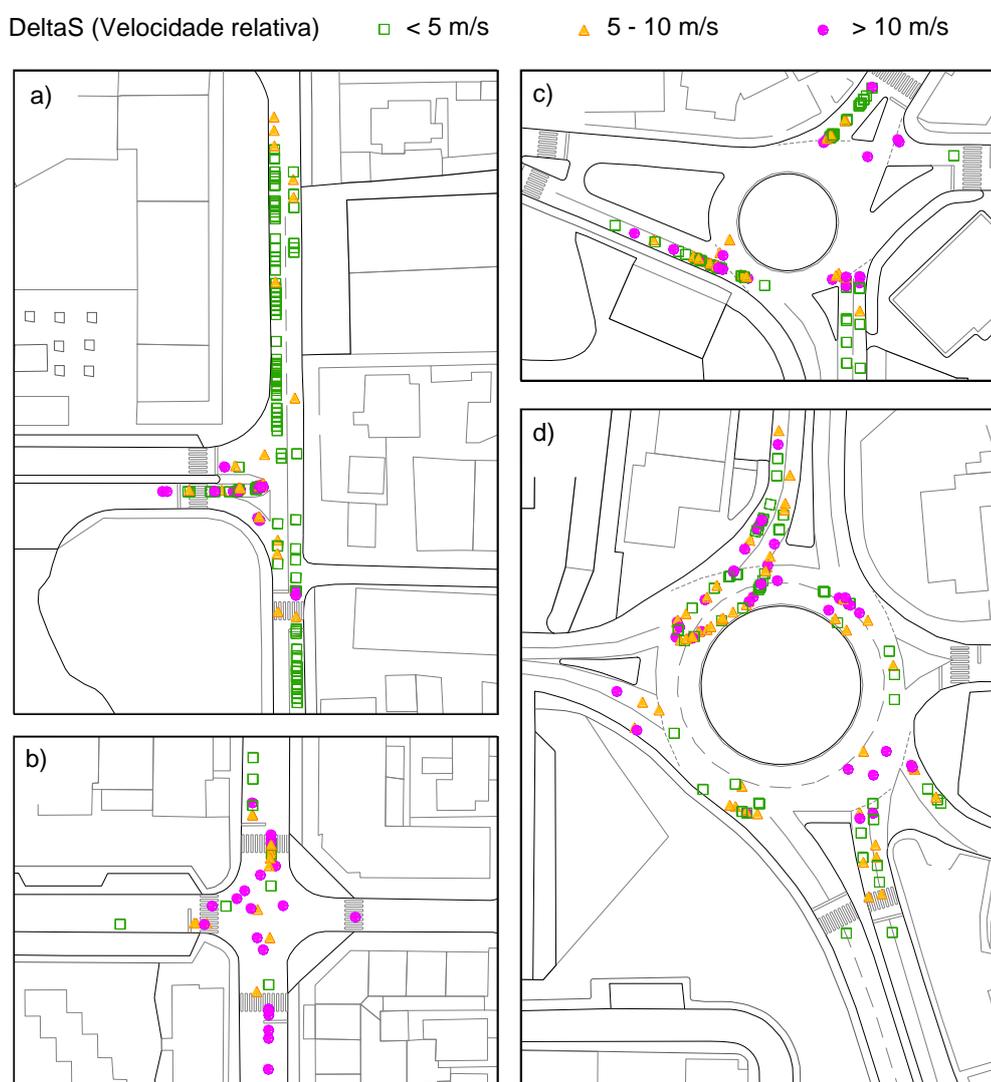
Foi selecionada a *Rotunda da Solum*, já caracterizada no Capítulo 6. Esta rotunda liga três ramos estruturantes (norte, oeste, sul) e um local (este). A rotunda tem um diâmetro de 35 m e uma faixa de circulação de 6 metros de largura. O TMD<sub>A</sub> de entrada foi estimado em 22940 veíc./dia. Existem passadeiras em todas as entradas que não foram consideradas no modelo por se entender que o tráfego pedonal era pouco significativo. A velocidade média de aproximação à rotunda em condições livres (ramos estruturantes) é de 46.4 km/h com um desvio-padrão de 6.7 km/h.

#### *7.5.3.4 Rotunda de duas vias de circulação*

A *Rotunda Artur Paredes* liga três arruamentos estruturantes, com duas vias de circulação em cada sentido (ramos norte, oeste e sul), e dois arruamentos locais (ramos sudeste e este). O ramo sudeste é de sentido único, afluente à interseção. Esta rotunda localiza-se na circular externa de Coimbra e tem uma componente não negligenciável de tráfego pesado (5% do tráfego total). O TMD<sub>A</sub> de entrada foi estimado em 33625 veíc./dia. Todas as entradas têm passadeiras que não foram consideradas no modelo por terem tráfego pedonal pouco significativo. A velocidade média de aproximação à rotunda em condições livres (ramos estruturantes) é de 60.0 km/h com um desvio-padrão de 7.8 km/h.

## 7.5.4 Análise dos Resultados

A análise SSAM produziu os resultados ilustrados na Figura 7.5 para o período do meio-dia. A representação gráfica dos conflitos coincide satisfatoriamente com as observações: *i*) a maior parte dos ramos de entrada tem conflitos frente-traseira de pequena gravidade. Estes ocorrem quando, por diversos motivos, os veículos prioritários são obrigados a travar, atrasando os veículos que os seguem; *ii*) no cruzamento o modelo prevê um grande número de conflitos graves, os quais foram efetivamente observados, e estão relacionados com as trajetórias perpendiculares e com paragens súbitas em resposta a atravessamentos pedonais inesperados; *iii*) nas rotundas, o modelo prevê conflitos de entrecruzamento e circulação-saída onde efetivamente ocorrem.



**Figura 7.5** – Resultados SSAM (período do meio-dia), representados em função da velocidade relativa

A Figura 7.6 permite comparar o número de conflitos simulados e observados nas quatro interseções. Como referido anteriormente, a comparação incide apenas sobre os conflitos que têm lugar nas vias prioritárias (vias principais nas interseções prioritárias e faixas de circulação nas rotundas). Constata-se que o SSAM tem uma tendência sistemática de subestimação de conflitos, a qual poderia ser anulada aumentando o limiar *TTC* usado para classificar uma dada interação como conflito. Não obstante esta tendência, o SSAM aparentemente replica satisfatoriamente o padrão de conflitos reais nos quatro tipos de interseções e nos diferentes períodos do dia. O resultado menos satisfatório foi obtido na *Rotunda da Solum* e prende-se com a opção de não modelar as passadeiras, e em especial a passadeira a sul, a qual se constatou ser responsável por filas que ocasionalmente alcançavam a rotunda e bloqueavam a circulação no anel.

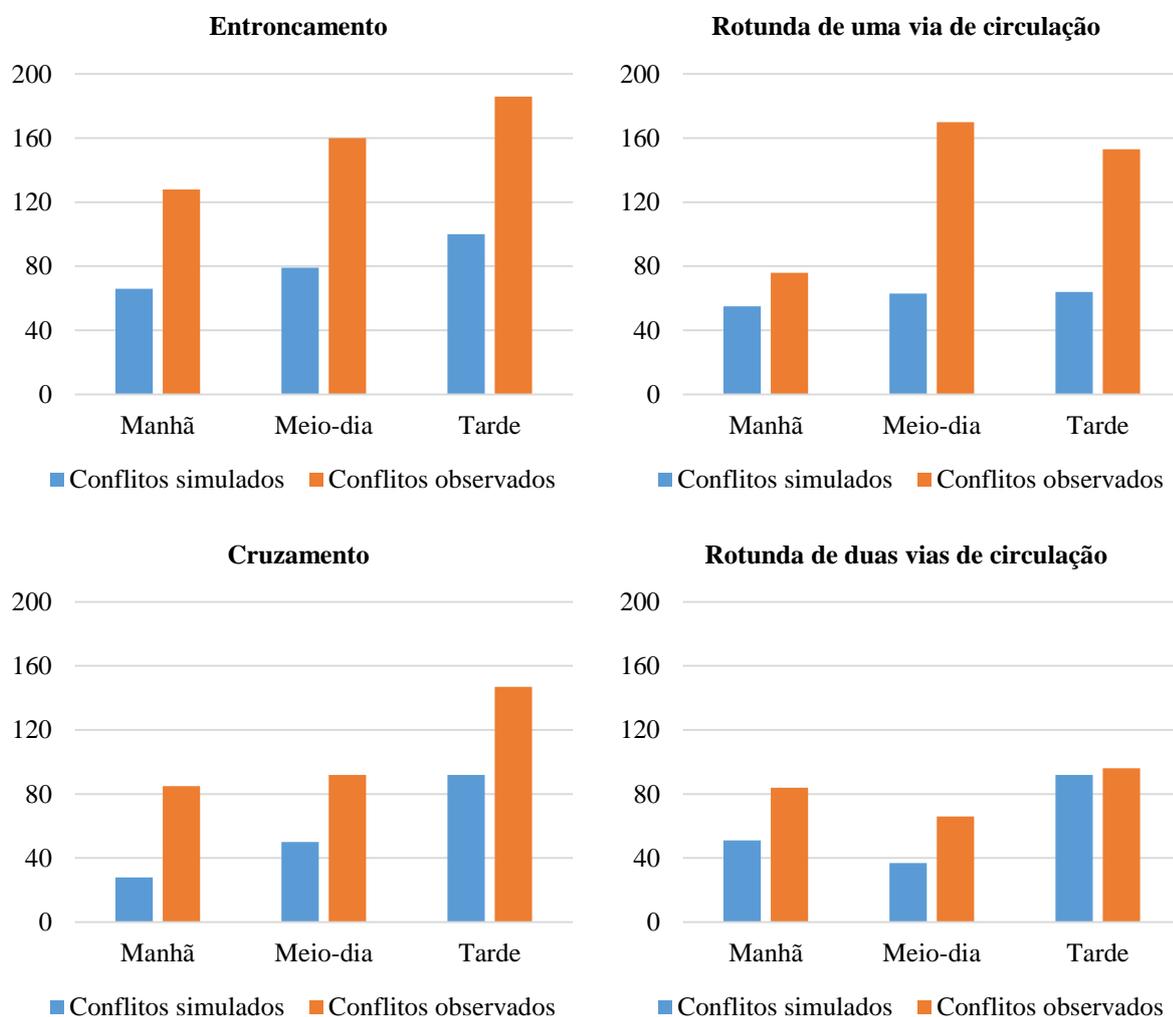


Figura 7.6 – Comparação dos conflitos simulados e observados

## 7.6 Conclusões

A análise de segurança rodoviária baseada em modelos de previsão de acidentes levanta questões relacionadas com a disponibilidade e qualidade dos dados de acidentes, e não é viável para analisar novos *layouts* ou estratégias que operem fora do domínio de calibração desses modelos. Recentemente surgiram desenvolvimentos que visam expandir o uso dos modelos de microsimulação de tráfego para análises de segurança. Este estudo avaliou o potencial da metodologia SSAM para quantificar os níveis de segurança de interseções urbanas.

A validação conceptual, baseada em MPA, provou a existência de uma forte correlação entre os conflitos previstos pelo SSAM e acidentes previstos pelos MPA. Constatou-se que as relações conflito/acidentes são muito variáveis, dependendo, entre outros fatores, do tipo de interseção e dos volumes de tráfego. Para um volume moderado (12000 veíc./dia) esse rácio é 25000 – 30000:1 num cruzamento e 180000 – 600000:1 numa rotunda. A metodologia SSAM revelou-se eficaz para identificar ganhos de segurança associados a intervenções geométricas profundas, permitindo conciliar resultados aparentemente contraditórios (acréscimo de conflitos simulados quando se converte um cruzamento para uma rotunda vs. redução da taxa real de sinistralidade). Por falta de dados de sinistralidade para referência, este estudo não permitiu, contudo, avaliar o efeito de alterações geométricas mais subtis, por exemplo relacionadas com as distâncias de visibilidade, raios de viragem, tipo de canalização de movimentos, etc. Da mesma forma não foi avaliada a sensibilidade do SSAM a alterações nos padrões de tráfego, tendo-se quantificado apenas o efeito de variações uniformes do nível global da procura.

A validação operacional comparou conflitos simulados e observados em quatro tipos de interseções. A menos de uma subestimação sistemática, o SSAM reproduziu satisfatoriamente a variabilidade horária de conflitos nas quatro interseções. Verificou-se também, a um nível mais detalhado, que o SSAM produz um padrão de conflitos, em termos de localizações e de gravidades, que corresponde genericamente ao observado. O resultado subótimo obtido na rotunda de uma via de circulação demonstra que esta metodologia é particularmente sensível a imprecisões na modelação.

Pode-se assim concluir que a metodologia SSAM é particularmente útil e prática, designadamente na análise de novas geometrias, esquemas de circulação ou estratégias de controlo que não se enquadrem do domínio de calibração dos atuais modelos de previsão de acidentes.



## **Capítulo 8**

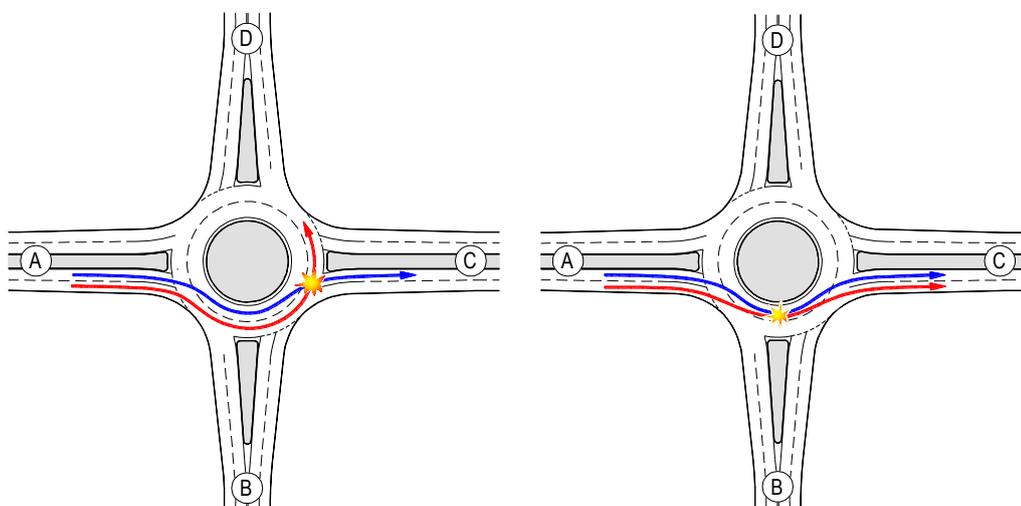
# IDENTIFICAÇÃO DO DOMÍNIO PREFERENCIAL DE APLICABILIDADE DE TURBO- ROTUNDAS



## 8 IDENTIFICAÇÃO DO DOMÍNIO PREFERENCIAL DE APLICABILIDADE DE TURBO-ROTUNDAS

### 8.1 Introdução

Há muitos estudos que mostram que as rotundas são soluções seguras e eficientes, particularmente quando se comparam rotundas de uma via de circulação com cruzamentos prioritários (Elvik, 2003; Elvik *et al.*, 2009; Rodegerdts *et al.*, 2010). Contudo, muitas vezes a capacidade de escoamento oferecida por rotundas de uma via é insuficiente, justificando-se a instalação de rotundas de duas ou três vias. A seleção das vias de entrada e de circulação em rotundas multivias por parte dos condutores nem sempre é, no entanto, trivial. As dificuldades dos condutores a interpretar as regras de circulação podem originar conflitos de entrecruzamento e acidentes nas imediações da entrada e no anel de circulação. Apesar de estes acidentes serem normalmente de pouca gravidade, são frequentes e afetam a fluidez do tráfego. Múltiplas vias de circulação também requerem faixas de circulação mais largas, sendo a largura adicional frequentemente utilizada pelos condutores para reduzir a curvatura da trajetória e negociar a rotunda a velocidades mais elevadas, desrespeitando a sinalização horizontal (ver a Figura 8.1).



**Figura 8.1** – Problemas típicos de segurança em rotundas multivias

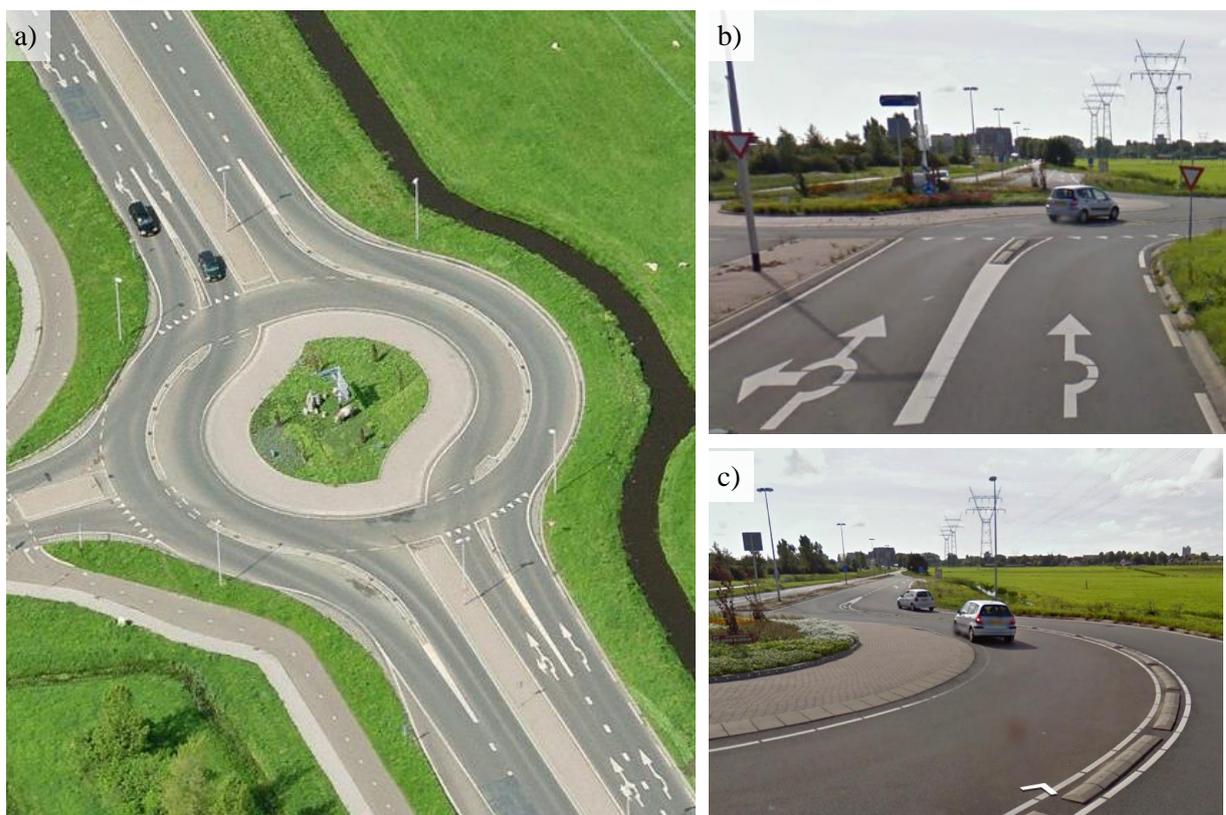
Bastos Silva (2004) analisou as trajetórias de atravessamento de rotundas portuguesas de duas vias. Concluiu que mais de 40% dos condutores em condições livres de circulação que entravam na rotunda pela via exterior (adjacente ao passeio) seguiam trajetórias aproximadamente retilíneas, com a conseqüente invasão da via interior de circulação. Uma situação semelhante ocorria nas trajetórias associadas à via da esquerda (adjacente à ilha defletora): mais de 20% dos condutores optava por sair da rotunda através da via de circulação exterior, ignorando as marcas rodoviárias. Constatou-se que este comportamento está fortemente relacionado com a

geometria da rotunda e, especificamente, com o nível de deflexão imposto aos condutores: a inexistência de elementos físicos que imponham níveis elevados de deflexão contribui para que os condutores se mantenham dentro da via correta mas tem o inconveniente de resultar em velocidades mais elevadas de entrada e em comportamentos heterogêneos que tendem a manter-se durante a zona de circulação e de saída. Por outro lado, o recurso a níveis elevados de deflexão aumenta o desconforto, que os condutores procuram minimizar invadindo as vias adjacentes à procura de trajetórias mais diretas.

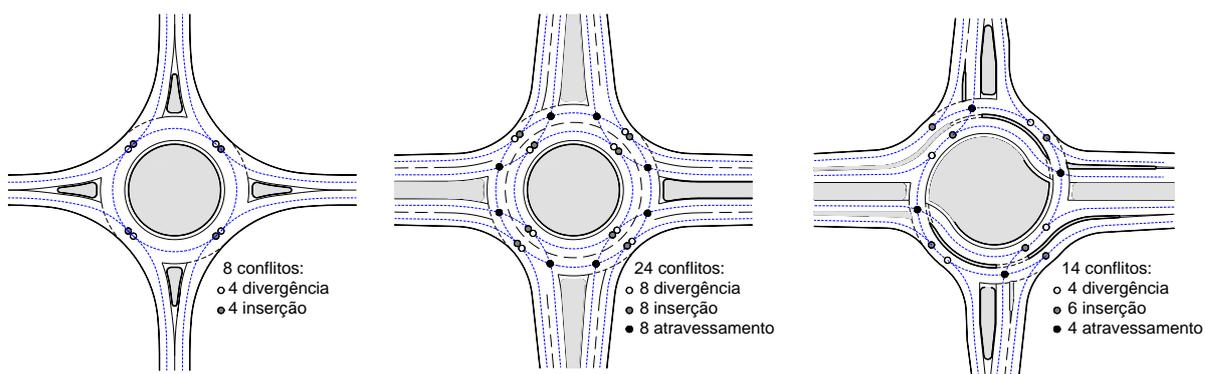
A configuração geométrica da rotunda tem, assim, uma influência direta nos níveis de segurança. Montella (2011) mostrou que o raio de deflexão (raio mínimo associado à trajetória de mínimo incómodo) e o ângulo de entrada são os parâmetros geométricos que mais contribuem para a frequência de acidentes. Estes problemas levaram países como a Alemanha (Brilon, 2011), França (SETRA, 1998) e Suíça (Bovy *et al.*, 1991; Lindenmann, 2006) a utilizar rotundas multivias apenas em condições excepcionais.

Com o objetivo de resolver estes problemas, Bertus Fortuijn apresentou em 1996 o conceito de turbo-rotunda (Fortuijn, 2009a, b). Uma turbo-rotunda é uma variante de uma rotunda convencional de múltiplas vias, na qual os condutores, a partir do momento em que escolhem a via de entrada em função do movimento direcional desejado, são forçados a seguir um percurso específico desde a aproximação até à saída. A faixa de circulação é constituída por vias de tráfego individuais em forma de espiral, separadas por lancis rampeados de altura reduzida (Figura 8.2). A utilização de lancis serve dois objetivos: eliminar os conflitos de entrecruzamento (Figura 8.3) e forçar a redução de velocidades devido ao acréscimo da deflexão (Fortuijn, 2009a). Pelo lado negativo, os lancis dificultam as operações de remoção de neve e podem ser perigosos para os motociclistas (Brilon, 2011). O processo de conceção geométrica de turbo-rotundas é apresentado detalhadamente em Bastos Silva *et al.* (2014b).

A primeira turbo-rotunda foi construída em 2000, na Holanda. Desde então a Holanda conta com mais de 190 destas interseções e abandonou a construção de rotundas convencionais com múltiplas vias. Entretanto, foram também construídas turbo-rotundas noutros países, nomeadamente na Polónia, Alemanha, Finlândia, Noruega e Eslovénia (Tollazzi *et al.*, 2011). Há também um interesse crescente sobre este conceito nos Estados Unidos (Trueblood, 2011).



**Figura 8.2** – Turbo-rotunda em Leiden, Holanda: a) imagem aérea; b) e c) pormenor da delimitação das vias na entrada e saída. Fontes: Bing Maps e Google Maps (2014)



**Figura 8.3** – Pontos de conflito expectáveis em rotundas convencionais e em turbo-rotundas (na rotunda de duas vias não estão representadas todas as possibilidades)

O desempenho de turbo-rotundas, nomeadamente em termos de capacidade e segurança, tem sido o tema central de um reduzido número de estudos científicos. Destes estudos resulta a ideia razoavelmente consensual de que as turbo-rotundas são mais seguras do que as rotundas multivias: na Holanda, um estudo do tipo antes-e-depois mostrou que “o efeito quantificável

das turbo-rotundas em termos de segurança é comparável com o de rotundas de uma via” (Fortuijn, 2009a); Mauro e Cattani (2010), com base em técnicas de análise de conflitos, concluíram que a conversão de uma rotunda de duas vias em turbo-rotunda reduz o total número de acidentes potenciais entre 40% a 50% e o número de acidentes com vítimas entre 20% e 30%. Tollazzi *et al.* (2011) afirmam que “[...] a implementação de turbo-rotundas na Eslovénia satisfaz as expectativas no que respeita aos níveis de capacidade e particularmente aos altos níveis de segurança”. Giuffrè *et al.* (2011) descrevem a conversão de três rotundas convencionais em turbo-rotundas, concluindo que a conversão resultou em benefícios tanto em condições operacionais (boa canalização do tráfego e em alguns casos aumento de capacidade) como de segurança (redução de pontos de conflito e moderação das velocidades).

No que respeita à capacidade, os resultados são menos consensuais. Isto deve-se essencialmente ao facto de os diversos estudos publicados terem assentado em métodos que não descrevem satisfatoriamente as interações complexas que existem entre as diferentes correntes de tráfego em rotundas multivias. Por exemplo, Yperman e Immers (2003) referem ganhos de capacidade entre 12% e 20% com a aplicação de turbo-rotundas. Esta análise baseou-se num modelo de microssimulação PARAMICS calibrado em função dos resultados previstos pelo modelo suíço de rotundas (Bovy *et al.*, 1991). Contudo, pode-se argumentar que este modelo, sendo de regressão, é inadequado para gerar previsões precisas de capacidade quando as condições geométricas e operacionais estão fora do seu domínio de calibração. Engelsman e Uken (2007) utilizaram o modelo “quick-scan”, que é um modelo macroscópico estratégico desenvolvido pela província da Holanda do Sul, e estimaram ganhos de capacidade entre 25% e 35%.

Mauro e Branco (2010) adotaram uma metodologia baseada na teoria de *gap-acceptance*. Nesse estudo o cálculo de capacidades foi efetuado ao nível da via de entrada, com base numa fórmula de capacidades obtida por Wu (2001). Foram estudados diversos cenários de procura e concluiu-se que, na maior parte dos casos, uma turbo-rotunda oferece um maior nível de capacidade que uma rotunda convencional com dimensões similares. Foi também concluído que as capacidades variam muito entre ramos de entrada, consoante estes pertençam à direção principal ou secundária da rotunda. Não obstante o facto de esta metodologia constituir um avanço significativo relativamente às anteriores, deixa ainda espaço para importantes desenvolvimentos:

- a) O modelo genérico de Wu foi usado com as mesmas simplificações assumidas para a sua integração no HBS 2001 (o equivalente alemão ao *Highway Capacity Manual* americano). Estas simplificações consistem em tornar o modelo insensível à repartição de tráfego nas vias de circulação à frente de cada via de entrada (dependendo apenas do tráfego total de circulação), e em usar uma expressão simplificada de agrupamento para prever a proporção de veículos livres nas correntes prioritárias;

- b) A proporção de tráfego que seleciona uma dada via de entrada, quando há outras disponíveis (movimentos de ida em frente em rotundas normais, movimentos de viragem à direita em turbo-rotundas), foi arbitrada e assumida constante. Na realidade os condutores seguem diferentes estratégias para selecionar a via de entrada, o que tende a resultar em diferentes condições operacionais em diferentes locais e entradas;
- c) As capacidades foram comparadas tendo como referência uma rotunda normal com duas vias de circulação mas com apenas uma via de saída, numa das direções. Com esta configuração os condutores são obrigados a mudar para a via exterior, o que leva a uma subutilização da via interior. Apesar de esta configuração não ser invulgar, em muitos países, incluindo Portugal, é frequente ter o mesmo número de vias na faixa de circulação e nas saídas, ainda que numa extensão limitada, o que permite aos condutores que circulam pela via interior deixar a rotunda sem ter que mudar de via.

Nesta secção descreve-se um método que resolve as limitações apresentadas e oferece um método mais genérico e preciso de cálculo e comparação de capacidades em rotundas normais e em turbo-rotundas.

## 8.2 Definição de cenários

O objetivo principal desta análise é comparar o desempenho, em termos de capacidades, de uma rotunda convencional (quatro entradas de duas vias, quatro saídas de duas vias), relativamente a uma turbo-rotunda de dimensões similares (quatro entradas de duas vias, duas saídas de duas vias e duas saídas simples) – ver a Figura 8.4. A turbo-rotunda foi orientada admitindo que a maior parte do tráfego de atravessamento segue a direção A-C. Atendendo às diferenças geométricas, as entradas na direção A-C foram designadas “principais” e as entradas na direção B-D foram designadas “secundárias”.

As principais diferenças entre *layouts*, com influência na capacidade são:

- a) Na rotunda normal, as vias de circulação externas nas entradas principais (A e C) são utilizadas por parte do tráfego de atravessamento (movimentos BD e DB); na turbo-rotunda, o tráfego conflituante está concentrado numa única via de circulação, o que resulta numa diminuição de capacidade;
- b) Na rotunda normal, os condutores que se encontram nas vias da direita das entradas secundárias são condicionados por todos os veículos prioritários, mesmo que as trajetórias não se intersetem fisicamente (Hagring *et al.*, 2003; Rodegerdts *et al.*, 2007); na turbo-rotunda a via exterior é utilizada apenas para virar à direita e o tráfego conflituante é reduzido já que parte do tráfego prioritário de atravessamento (AC ou CA) é separado fisicamente na saída;

- c) Enquanto o tráfego de viragem à direita tem que utilizar a via da direita na rotunda normal, ambas as vias de entrada podem ser utilizadas para virar à direita na turbo-rotunda.

Foram considerados dois cenários de procura. Em ambos, foram assumidos três níveis de procura constante na direção principal:  $q_A = q_C = 500, 1000$  e  $1500$  veíc/h, com repartição simétrica – esquerda: 25%, frente: 50%, direita: 25%. Na direção secundária, partindo de zero, a procura foi progressivamente aumentada em incrementos de 10 veíc./h até que uma das vias de entrada, principal ou secundária, ficasse saturada (procura/capacidade  $x \geq 1$ ). Foram consideradas as seguintes distribuições de tráfego:

- Cenário 1 – procura simétrica nas entradas secundárias, isto é  $q_{BD} = q_{DB}, q_{BC} = q_{DA}$  e  $q_{BA} = q_{DC}$ ;
- Cenário 2 – procura antissimétrica nas entradas secundárias, isto é  $q_{BD} = q_{DB}, q_{BC} = q_{DC}$  e  $q_{BA} = q_{DA}$ .

Os dois cenários procuram representar alguns dos mais típicos padrões de procura. O primeiro pretende-se representativo de uma interseção entre duas estradas de níveis hierárquicos diferentes (como normalmente acontece nas circulares urbanas ou em estradas integradas na rede nacional), em que ambos os sentidos da direção principal atraem níveis similares de tráfego. Com o segundo cenário pretende-se tipificar situações em que a maior parte dos veículos da direção secundária toma o mesmo sentido na direção principal (para se deslocar para um centro comercial, por exemplo). A capacidade da rotunda foi calculada para cada um destes cenários e níveis de procura, para cada combinação possível de repartições direcionais (esquerda, frente e direita), em incrementos de 2%, a que correspondem 3978 combinações.

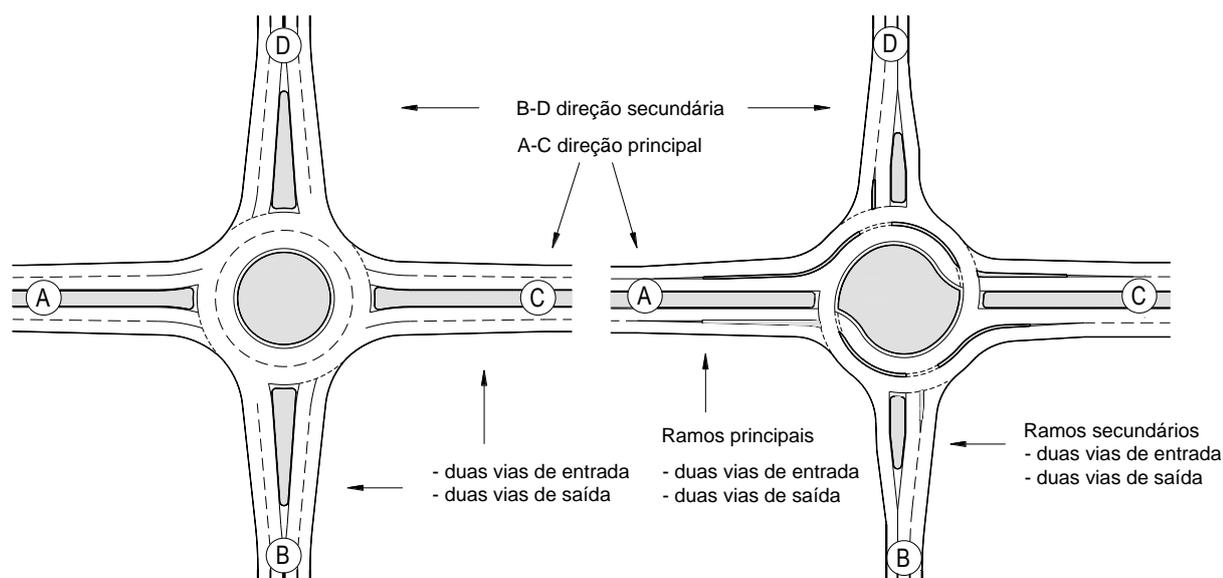


Figura 8.4 – Layouts analisados: esquerda – rotunda convencional; direita – turbo-rotunda

### 8.3 Modelo de cálculo de capacidades

O cálculo de capacidades proposto baseia-se na fórmula generalizada de Haging, apresentada no Capítulo 2, associada ao modelo de agrupamento parametrizado para as condições portuguesas, tal como descrito no Capítulo 3. A fórmula de estimação de capacidades resultante é válida na presença de diversas vias conflituantes, admitindo-se que a distribuição de intervalos entre veículos em cada uma dessas vias segue a distribuição *Cowan M3*.

A particularização da fórmula generalizada de Haging para o caso de uma via de entrada e uma via conflituante é dada pela seguinte equação:

$$Q = \frac{q_c \phi e^{-\lambda(t_c - \Delta)}}{1 - e^{-\lambda t_f}} \quad (8.1)$$

onde,

$Q$	=	capacidade da entrada (veíc./s)
$q_c$	=	fluxo prioritário (veíc./s)
$t_c$	=	intervalo crítico (s)
$t_f$	=	intervalo mínimo (s)

e onde  $\phi$ ,  $\lambda$  e  $\Delta$  são parâmetros da distribuição de intervalos entre veículos na via conflituante. No Capítulo 3 obteve-se a seguinte função de parametrização, na qual se assume  $\Delta = 2$  s:

$$\phi = \begin{cases} 1 & \text{se } q_c < 0.178 \\ 1.553(1 - 2q_c) & \text{se } 0.178 < q_c < 0.5 \\ 0 & \text{se } q_c > 0.5 \end{cases} \quad (8.2)$$

$$\lambda = \frac{\phi q_c}{1 - \Delta q_c} \quad (8.3)$$

No caso das entradas que conflituam com duas vias no anel, a particularização assume a forma da Eq. (8.4), onde os índices 1 e 2 indicam a via conflituante (1 – via exterior, mais próxima da entrada, 2 – via interior, mais afastada) e os parâmetros  $\lambda$  e  $\phi$  são calculados recorrendo às equações (8.2) e (8.3). A expressão é aplicada individualmente a cada via de entrada, podendo os parâmetros  $t_c$  e  $t_f$  assumir valores diferenciados consoante a via de circulação (interior/exterior) e a via de entrada (esquerda/direita).

$$Q = \frac{\exp\left\{-\left[\lambda_1(t_{c1} - \Delta) + \lambda_2(t_{c2} - \Delta)\right]\right\}(\lambda_1 + \lambda_2)\phi_1\phi_2}{1 - \exp\left[-(t_{f1}\lambda_1 + t_{f2}\lambda_2)\right](\phi_1 + \lambda_1\Delta)(\phi_2 + \lambda_2\Delta)} \quad (8.4)$$

Da aplicação do modelo é possível concluir que a capacidade de uma via de entrada é tanto maior quanto mais equilibrada for a distribuição de tráfego entre as vias conflitantes no anel. Com efeito, uma distribuição equilibrada aumenta a probabilidade de dois veículos conflitantes circularem lado a lado ou com ligeira sobreposição, diminuindo assim o desperdício de oportunidades oferecidas aos veículos em espera junto à entrada. Consequentemente, a aplicação desta formulação exige a quantificação do tráfego conflituante segregado por via de circulação no anel. Esta repartição depende, por sua vez, da distribuição lateral do tráfego nas restantes entradas o que exige uma metodologia de cálculo sequencial. Na próxima secção apresenta-se a particularização desta metodologia para os dois *layouts* apresentados no ponto anterior.

### 8.3.1 Fluxos de entrada e de circulação

Como os cálculos de capacidade são efetuados ao nível da via de entrada, foi necessário desenvolver um procedimento de afetação de tráfego às vias disponíveis (Figura 8.5). Este procedimento baseia-se na premissa de que quando os condutores podem optar por duas vias para chegar a um dado destino, vão escolher a que tem a menor taxa de saturação ( $x$ ) e consequentemente a menor demora (Fisk, 1991). Este comportamento é expectável em rotundas urbanas e suburbanas em períodos de ponta, em que a maioria dos condutores conhece a interseção e as condições de tráfego e está ativamente à procura de percursos menos demorados.

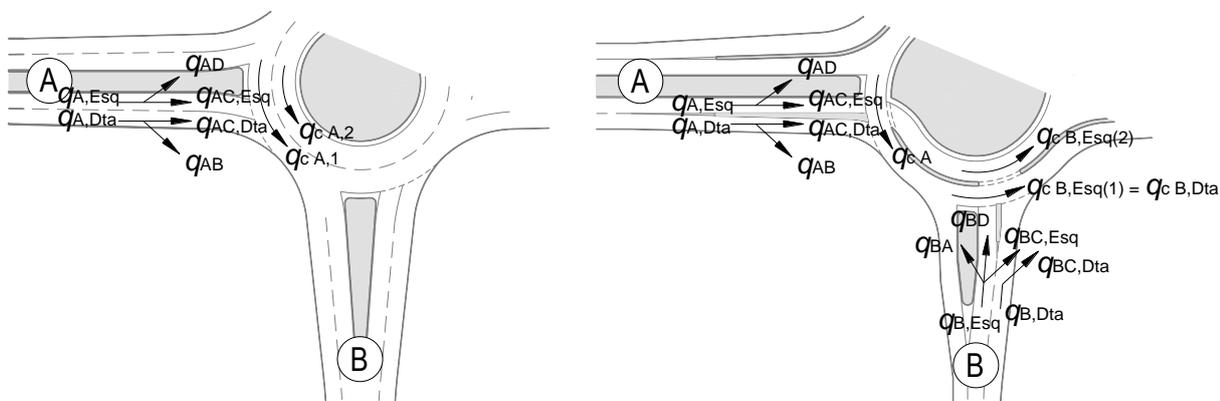


Figura 8.5 – Notação para os fluxos de entrada e conflitantes

Tomando como referência o caso de uma rotunda normal (Figura 8.4 – esquerda) e admitindo, para simplificar a análise, que não há inversões de marcha, os condutores que se deslocam para os ramos B ou D a partir de A utilizam, respetivamente, a via da direita ou a via da esquerda. Já os condutores que deslocam para o ramo C (ida em frente) podem optar por qualquer uma das vias disponibilizadas, optando tendencialmente pela que apresenta menor fila de espera de modo a minimizar o tempo de viagem. Consequentemente, num estado de equilíbrio, as duas vias de entrada têm o mesmo nível de congestionamento e a proporção de tráfego de ida em frente, na direção principal, que usa a via interior, é dada pela expressão (8.5)

$$\begin{aligned}
x_{Esq} &= x_{Dta} \\
\frac{q_{Esq}}{Q_{Esq}} &= \frac{q_{Dta}}{Q_{Dta}} \\
\frac{q_1 + q_2 p_{Esq}}{Q_{Esq}} &= \frac{q_3 + q_2 (1 - p_{Esq})}{Q_{Dta}} \\
&\dots \\
p_{Esq} &= \frac{(q_2 + q_3) Q_{Esq} - q_1 Q_{Dta}}{q_2 (Q_{Esq} + Q_{Dta})} \quad 0 \leq p_{Esq} \leq 1
\end{aligned} \tag{8.5}$$

onde  $Q_{Esq}$  e  $Q_{Dta}$  é a capacidade da via da esquerda e da direita, respetivamente, e  $q_1$ ,  $q_2$  e  $q_3$  é a procura para os movimentos de viragem à esquerda, ida em frente e viragem à direita, respetivamente. Analogamente, a proporção do tráfego B-C que na turbo-rotunda utiliza a via da esquerda é dada pela Eq. (8.6).

$$p_{Esq} = \frac{q_3 Q_{Esq} - (q_1 + q_2) Q_{dta}}{q_3 (Q_{esq} + Q_{dta})}, \quad 0 \leq p_{Esq} \leq 1 \tag{8.6}$$

Importa notar que este método de distribuição de tráfego deve estar associado a um processo iterativo de cálculo de capacidades: no primeiro passo desse processo devem ser arbitrados fatores de utilização  $p_{Esq}$  iniciais para permitir o cálculo dos fluxos de entrada e confluentes em cada entrada; depois, a cada iteração, a capacidade de cada via de entrada é atualizada em função dos respetivos fluxos confluentes, de que resultam novos fatores de utilização. Na generalidade dos casos este processo converge muito rapidamente, não sendo necessárias mais que três iterações para que os fatores de utilização  $p_{Esq}$  variem menos que 1%.

### 8.3.2 Intervalos críticos e complementares

Os parâmetros de aceitação para a rotunda normal foram estimados a partir de um conjunto de observações em rotundas de uma e de duas vias, recorrendo a diversos métodos (ver o Capítulo 4). Verificou-se que esses métodos tinham importantes particularidades que afetavam as estimativas dos parâmetros e consequentemente da capacidade. Para esta aplicação optou-se pelo método de Siegloch uma vez que é o único que permite a estimação dos intervalos complementares sendo, simultaneamente, o método que tem a relação mais estreita com os modelos de capacidades baseados na teoria de *gap-acceptance*. Na Tabela 8.1 indicam-se os valores médios.

**Tabela 8.1** – Parâmetros de aceitação estimados a partir de dados de campo

Rotundas de uma via		Rotundas de duas vias			
		Via de entrada esquerda		Via de entrada direita	
$t_c$	$t_f$	$t_c$	$t_f$	$t_c$	$t_f$
3.57 s	2.19 s	3.06 s	2.22 s	2.83 s	2.26 s

Como acima referido, a fórmula de capacidades de Haging permite especificar parâmetros de aceitação diferentes por via de entrada, bem como por via de circulação no anel. No Capítulo 4 constatou-se que os condutores na via de entrada da esquerda são igualmente condicionados pelas duas correntes prioritárias pelo que se assumiram os mesmos parâmetros para as duas vias de circulação; já no que respeita à via de entrada da direita, verificou-se que os condutores são mais condicionados pela corrente de tráfego que circula na via exterior (mais próxima da entrada), devendo o intervalo crítico ser acrescido ou diminuído de 10% consoante se considere a via exterior ou interior, respetivamente. Este fatores foram aplicados aos intervalos críticos das rotundas de duas vias, indicados na tabela anterior, de que resultaram os seguintes parâmetros desagregados por via:

**Tabela 8.2** – Parâmetros de aceitação adotados para rotundas de duas vias

	Rotundas de duas vias			
	Via de entrada esquerda		Via de entrada direita	
Via de circulação	$t_c$	$t_f$	$t_c$	$t_f$
Afastada	3.06 s	2.22 s	2.55 s	2.26 s
Próxima	3.06 s		3.11 s	

Uma vez que não existem turbo-rotundas em Portugal, avaliou-se a possibilidade de utilizar para este *layout* os parâmetros indicados num estudo desenvolvido na Holanda (Fortuijn, 2009b), o qual incidiu sobre rotundas convencionais e turbo-rotundas. Nesse trabalho são referidos valores relativos à via de entrada da esquerda de rotundas normais ( $t_c = 2.9 - 3.2$  s), os quais são notavelmente similares aos valores indicados na Tabela 8.2, referentes a rotundas portuguesas do mesmo tipo. Considerou-se assim razoável adotar, sem qualquer ajustamento, os valores médios indicados no estudo de Fortuijn para turbo-rotundas holandesas, os quais já se encontram desagregados por via de entrada e de circulação (Tabela 8.3).

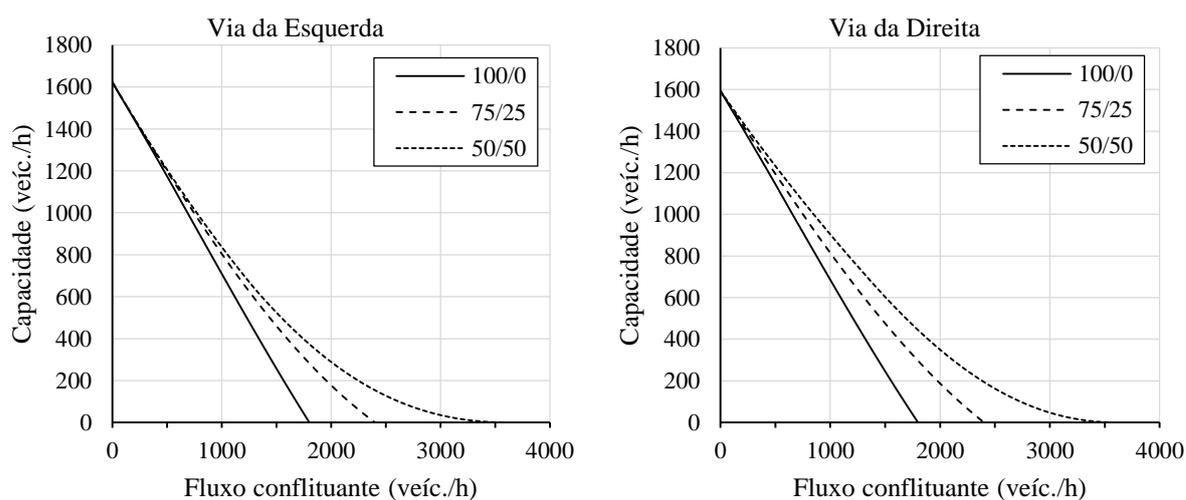
**Tabela 8.3** – Parâmetros de aceitação admitidos para a turbo-rotunda (valores médios da Holanda)

Via de circulação	Direção secundária				Direção principal			
	Via de entrada esquerda		Via de entrada direita		Via de entrada esquerda		Via de entrada direita	
	$t_c$	$t_f$	$t_c$	$t_f$	$t_c$	$t_f$	$t_c$	$t_f$
Afastada	3.2 s	2.2 s	3.9 s	2.1 s	3.6 s	2.2 s	3.9 s	2.1 s
Próxima	3.2 s							

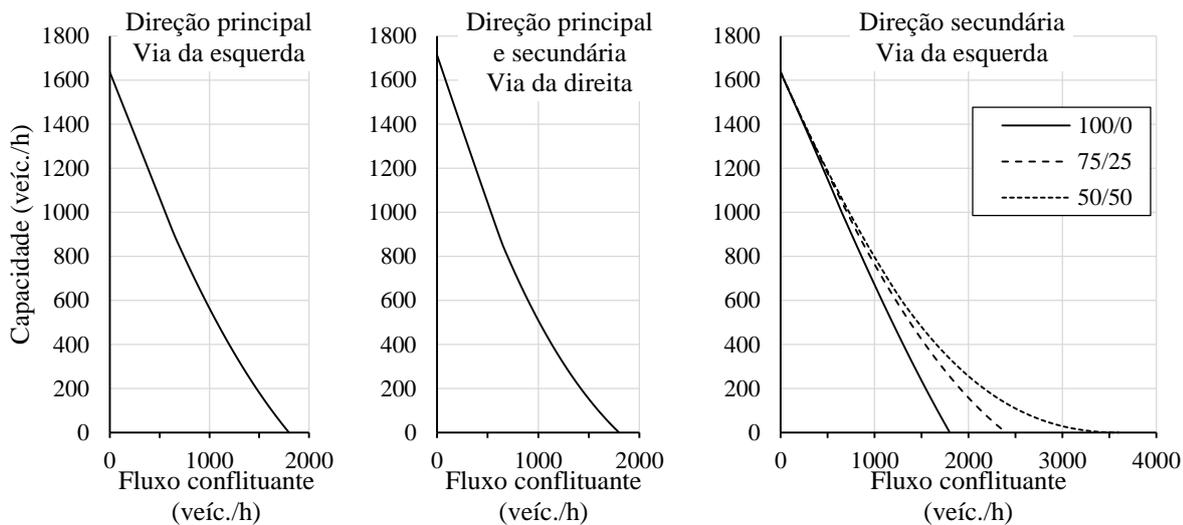
### 8.3.3 Curvas de capacidade

Substituindo os parâmetros de aceitação nas equações (8.1) e (8.3) obtêm-se as curvas de capacidade de cada via de entrada da rotunda normal (Figura 8.6) e da turbo-rotunda (Figura 8.7). É notório que as diferenças nos intervalos críticos e complementares têm um impacto muito reduzido na capacidade (ex. Figura 8.6 – via da esquerda vs. via da direita) quando comparado com a distribuição de tráfego prioritário nas vias de circulação. Este resultado está de acordo com a análise de sensibilidade efetuada no Capítulo 3 em que se concluiu que a máxima capacidade de uma via de uma entrada é obtida quando o tráfego prioritário se encontra igualmente distribuído pelas respetivas vias de circulação, e a capacidade mínima é obtida quando o tráfego conflituante utiliza apenas a via com os valores mais altos dos parâmetros de aceitação (a via de circulação adjacente à entrada).

No Apêndice 3 apresenta-se a metodologia detalhada de cálculo iterativo de capacidades para os dois tipos de geometrias.



**Figura 8.6** – Rotunda normal: capacidade vs fluxo conflituante total para diferentes distribuições do tráfego conflituante pelas vias de circulação (próxima/afastada)



**Figura 8.7** – Turbo-rotunda: capacidade vs fluxo conflituante total para diferentes distribuições do tráfego conflituante pelas vias de circulação (próxima/afastada)

## 8.4 Resultados

### 8.4.1 Cenário 1: procura simétrica

Tendo por referência o caso em que se admite uma procura de 1000 veíc./h em cada entrada da direção principal (Figura 8.7, painel esquerdo da segunda linha), na rotunda normal obteve-se um débito máximo de entrada de 2100 veíc./h em cada entrada secundária (a que se deve adicionar o fluxo de cada entrada principal – 1000 veíc./h, totalizando uma capacidade global de 6200 veíc./h). Como seria de esperar, esta capacidade foi obtida para o caso em que não há viragens à esquerda e em que os movimentos de viragem à direita e de ida em frente estão equilibrados. A mínima capacidade é obtida para o caso em que todos os veículos viram à esquerda (terceira saída - 570 veíc./h).

Na turbo-rotunda, para as mesmas condições de procura na direção principal (Figura 8.7, painel central da segunda linha), o débito máximo de entrada nas entradas secundárias é ligeiramente superior (2310 veíc./h para o caso em que 68% dos veículos viram à direita e 32% seguem em frente. Também neste caso a capacidade mínima é obtida quando todos os veículos viram à esquerda (580 veíc./h).

Finalmente, a comparação entre os dois *layouts* mostra que a turbo-rotunda oferece mais capacidade quando a proporção de veículos que viram à direita é muito alta (acima de 60%). No caso limite (só viragens à direita) a diferença relativa é de 114%. O pior desempenho relativo da turbo-rotunda verifica-se quando não há viragens à direita (34% esquerda, 66% frente), caso em que existe uma diferença relativa de 43% no débito máximo de entrada nas entradas secundárias.

De modo a identificar o efeito que os volumes de tráfego nas entradas principais têm nestes resultados, os cálculos foram repetidos para dois níveis adicionais de procura: *baixo* (500 veíc./h) e *alto* (1500 veíc./h) – resultados na primeira e terceira linhas da Figura 8.8. Como seria expectável, os débitos máximos de entrada são menores no segundo caso; verificou-se também que quanto maior for a procura nas vias principais, maior terá que ser a proporção de viragens à direita para que a turbo-rotunda ofereça uma capacidade superior à da rotunda normal.

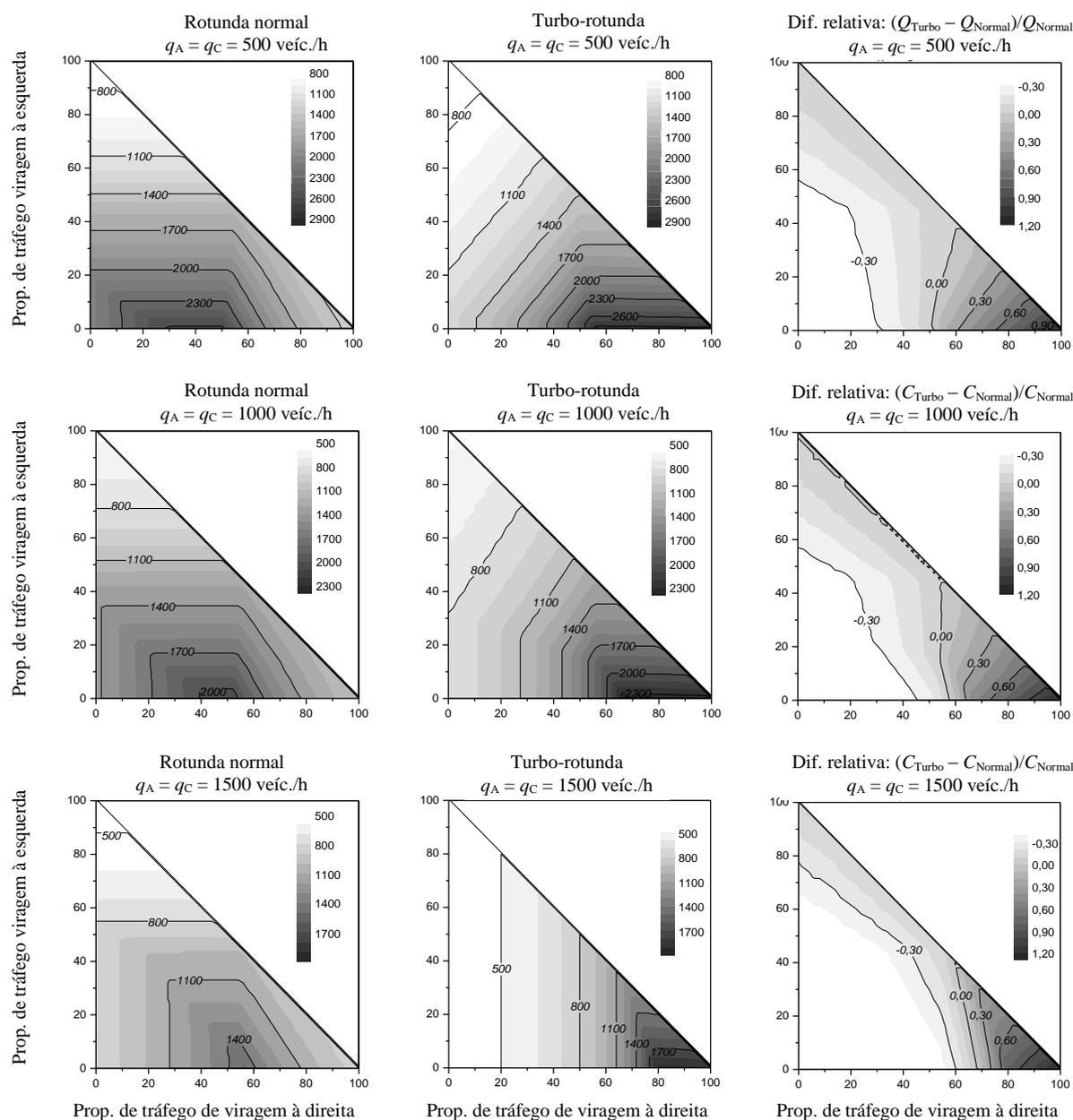


Figura 8.8 – Débito máximo de entrada nas entradas secundárias sob procura simétrica

#### 8.4.2 Cenário 2: procura antissimétrica

A capacidade máxima de uma rotunda normal sob procura antissimétrica nas vias secundárias é obtida quando as proporções de viragens à esquerda e à direita são iguais (Figura 8.9, painel esquerdo da segunda linha). A repartição que conduz ao débito máximo (1650 veíc/h em cada uma das entradas secundárias) é 18-64-18 (esquerda-frente-direita). A capacidade mínima (650 veíc./h em cada entrada secundária) é obtida quando não há tráfego de atravessamento e todos os veículos da corrente prioritária têm o mesmo destino (repartições 100-0-0 ou 0-0-100).

A máxima capacidade da turbo-rotunda (painel central da segunda linha) é menor que a da rotunda normal sob as mesmas condições, e é também obtida para uma repartição igualitária de tráfego de viragem à esquerda e à direita, mas para o caso em que não há tráfego de atravessamento.

A comparação das capacidades dos dois *layouts* (painel direito da segunda linha) revela que a turbo-rotunda tem um melhor desempenho relativo apenas quando a proporção de tráfego de atravessamento é muito reduzida, com ganhos de capacidade abaixo de 20% nas vias secundárias. O pior desempenho relativo da turbo-rotunda é obtido quando todos os condutores seguem em frente, caso em que existe uma redução de 42% de capacidade relativamente à rotunda normal.

O efeito que o nível de procura na direção principal tem na capacidade das entradas secundárias é semelhante ao que se verifica com procura simétrica (resultados na primeira e terceira linhas da Figura 8.9): quanto maior for a procura na direção principal, mais altas são as proporções ótimas de movimentos de viragem à direita ou à esquerda nas entradas secundárias e menor é a capacidade relativa da turbo-rotunda. Com efeito, para níveis muito altos de procura na direção principal (acima de 2000 veíc./h, por entrada), a rotunda normal oferece mais capacidade do que a turbo-rotunda, independentemente da repartição direcional nas entradas secundárias.

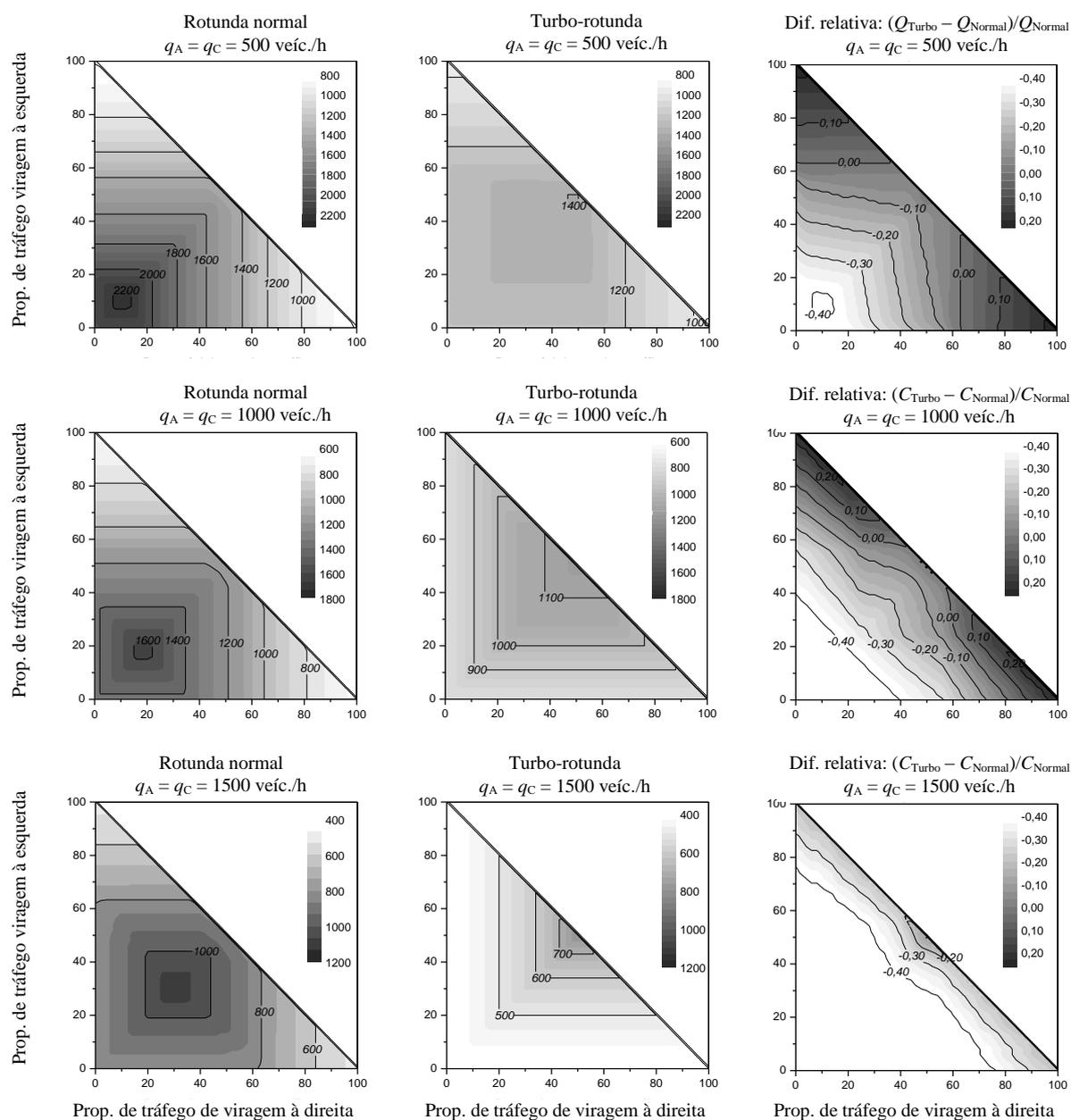


Figura 8.9 – Débito máximo de entrada nas entradas secundárias sob procura anti-simétrica

### 8.5 Resultados expectáveis em rotundas reais

Tendo em vista a avaliação comparativa de capacidades de rotundas normais e de turbo-rotundas, sob repartições direcionais reais, foram analisados os dados de procura de 10 rotundas, a maioria de Viseu. Esses dados tinham sido obtidos no âmbito de um estudo de mobilidade (Seco e Vasconcelos, 2006) e incidem sobre a hora de ponta da manhã (ver a Tabela 8.4). Os volumes foram obtidos através de contagens manuais e as repartições foram estimadas com base numa amostra aleatória de veículos seguidos visualmente desde a aproximação até à saída (aproximadamente 150 veículos por entrada). A maioria destas rotundas estão localizadas

em vias circulares urbanas e apresentam uma geometria que otimiza a capacidade, dispondo de entradas em leque ou de vias segregadas de viragem à direita.

A análise das repartições de entrada revela que estas rotundas funcionam sob condições típicas: a) distribuição desigual de procura nas diferentes entradas, com uma distinção clara entre as direções principais e secundárias (identificadas na tabela por entradas A/C e B/D, respetivamente); b) na direção principal o movimento de atravessamento é geralmente muito mais importante do que na direção secundária (representando em média 62% e 34% do tráfego total de entrada, respetivamente); c) a procura associada aos movimentos de viragem à direita é comparável à que resulta da combinação dos movimentos de viragem à esquerda com as inversões de marcha; d) os movimentos de inversão são pouco significativos.

Em cada uma destas rotundas estimou-se a capacidade para os dois *layouts* descritos na secção anterior. Considere-se, como exemplo, a rotunda Paulo VI. Na entrada principal A (Hospital), a conversão em turbo-rotunda implica a concentração do tráfego conflituante numa única via de circulação, o que explica o aumento da taxa de saturação de 50% para 79%. Na entrada secundária B (Centro), a proporção de viragens à direita é muito baixa (19%) o que se traduz num desperdício de capacidade na via da direita (exclusiva para movimentos de viragem à direita) e por rácios de capacidade desequilibrados na via da direita e da esquerda (76% e 16%); a rotunda normal permite a distribuição do tráfego de atravessamento pelas duas vias de entrada, resultando em taxas de saturação iguais e menores (43% nas duas vias)

Os resultados demonstram que no domínio da capacidade a turbo-rotunda, sob distribuições direcionais típicas, e pelas razões anteriormente expostas, não rivaliza com a rotunda normal. A capacidade das entradas principais é sempre superior na rotunda normal, com diferenças que chegam aos 76% (rotunda da Fonte Luminosa, entrada A). Relativamente às entradas secundárias, enquanto na maioria das rotundas normais os rácios de capacidade são iguais para as duas vias da mesma entrada, a alocação de movimentos da turbo-rotunda conduz a taxas de saturação desiguais, com diferenças que podem chegar aos 82% (rotunda do Palácio do Gelo, entrada B).

Tabela 8.4 – Taxas de saturação de rotundas e de turbo-rotundas com distribuições de tráfego reais

Rotunda	Entrada	Nº Vias (*)	Procura q (veíc./h)	Repartição direcional na entrada				Taxas de saturação $x = q/C$ (**)			
				Inversão	Esq.	Frente	Dta.	Rotunda normal		Turbo-rotunda	
								Esq.	Dta.	Esq.	Dta.
Paulo VI 4276 veíc./h	A Hospital	2	882	1%	12%	62%	25%	50%	50%	79%	79%
	B Centro	2/3	526	0%	32%	49%	19%	43%	43%	76%	16%
	C Montebelo	2	1718	0%	4%	53%	44%	72%	72%	85%	85%
	D Coimbra	2/3	1150	3%	56%	20%	20%	105%	58%	138%	17%
Nelas 4246 veíc./h	A Hospital	2	731	0%	46%	51%	3%	49%	49%	91%	91%
	B Centro	2	453	0%	18%	61%	21%	31%	31%	57%	15%
	C Mac	2	1459	2%	8%	30%	61%	55%	78%	66%	110%
	D Nelas	2	1603	0%	32%	32%	36%	72%	72%	100%	35%
Sátão 2979 veíc./h	A Santiago	2	734	3%	17%	68%	12%	42%	42%	71%	71%
	B Centro	1	149	0%	19%	43%	39%	11%	11%	16%	9%
	C R.Fontelo	2	866	0%	5%	41%	53%	28%	32%	29%	33%
	D Sátão	2	1230	0%	52%	28%	20%	52%	45%	80%	15%
Palácio Gelo 3806 veíc./h	A Nelas	2	1299	2%	16%	67%	16%	53%	53%	62%	62%
	B Hospital	2+1	685	0%	38%	52%	10%	43%	43%	88%	6%
	C Centro	2	1360	4%	17%	72%	7%	69%	69%	100%	100%
	D Repeses	2+1	462	2%	7%	38%	53%	42%	42%	46%	36%
Montebelo 3417 veíc./h	A Rot. Marzovelos	2/3	1122	0%	6%	68%	27%	43%	43%	47%	47%
	B Centro	2	375	4%	33%	23%	40%	20%	20%	27%	12%
	C Rot. C. Lopes	2/3	1328	1%	8%	83%	8%	48%	48%	50%	50%
	D Montebelo	2	592	0%	18%	30%	53%	45%	45%	50%	39%
Carlos Lopes 3555 veíc./h	A Montebelo	2/3	1038	0%	23%	73%	5%	45%	45%	55%	55%
	B Centro	2/3	390	2%	30%	39%	30%	26%	26%	41%	14%
	C Rot. Telecom	2/3	1047	0%	8%	71%	21%	43%	43%	50%	50%
	D Vildemoinhos	2	1080	0%	20%	28%	53%	59%	59%	61%	50%
Mangualde 3091 veíc./h	A Rb. Fontelo	2	1015	1%	37%	54%	8%	44%	44%	54%	54%
	B Centro	1/2	232	0%	25%	59%	15%	15%	15%	29%	4%
	C Un. Católica	2	1046	1%	6%	74%	19%	45%	45%	54%	54%
	D Mangualde	1/2	798	3%	27%	35%	35%	42%	42%	61%	23%
Continente 2432 veíc./h	A Centro	2+1	840	0%	7%	73%	20%	28%	28%	28%	28%
	B Continente	2	327	0%	66%	26%	9%	20%	10%	29%	2%
	C Abraveses	2	1040	1%	5%	94%	0%	39%	39%	42%	42%
	D Sto. Estevão	1	225	0%	7%	40%	53%	16%	16%	17%	16%
Fonte Luminosa 3622 veíc./h	A Telecom	2/3	864	5%	52%	36%	7%	86%	52%	139%	119%
	B Centro	1/2	346	7%	19%	43%	31%	25%	25%	38%	14%
	C Cava Viriato	3	788	4%	33%	43%	20%	37%	37%	50%	50%
	D Av. Europa	3	1624	1%	26%	33%	40%	76%	76%	96%	50%
Estação Velha (Coimbra) 2745 veíc./h	A Casa do Sal	2	571	8%	42%	28%	22%	23%	22%	25%	25%
	B Eiras	1/2	603	5%	58%	35%	2%	33%	19%	53%	1%
	C Loreto	1	790	2%	6%	83%	9%	41%	41%	60%	60%
	D Figueira	1+1	781	0%	18%	32%	50%	48%	48%	54%	48%

(\*) a/b: a vias na aproximação / b vias na entrada; a+1: a vias na entrada e uma via adicional dedicada aos movimentos de viragem à direita

(\*\*) assumindo que todas as rotundas têm o layout definido na secção anterior (ver a Figura 8.4)

## **8.6 Conclusões**

O método iterativo proposto, baseado na teoria de gap-acceptance, permite obter estimativas precisas da capacidade de rotundas normais e de turbo-rotundas. Estes *layouts* foram comparados com base em dados hipotéticos de procura e constatou-se que:

- a) As capacidades das entradas principais são sempre inferiores nas turbo-rotundas porque o tráfego conflituante está concentrado numa única via; este efeito é tanto mais notório quando mais equilibrada for a distribuição de tráfego conflituante pelas vias de circulação disponíveis;
- b) O desempenho relativo da turbo-rotunda piora com o aumento dos níveis de procura na direção principal;
- c) Nas entradas secundárias, a turbo-rotunda oferece mais capacidade apenas sob casos muito particulares de procura, nomeadamente quando a proporção de tráfego de viragem à direita é muito grande. Essa proporção depende dos níveis de procura na direção principal e é tipicamente superior a 60%;
- d) A análise de dados de tráfego reais, recolhidos em rotundas portuguesas, sugere que em aplicações reais os cenários de procura referidos no ponto anterior são relativamente raros.

Verificou-se assim, em síntese, que uma rotunda normal oferece tipicamente mais capacidade do que uma turbo-rotunda de dimensões similares. No entanto, da análise de dados reais de procura, verificou-se também que muitas rotundas convencionais funcionam com taxas de saturação bastante baixas e assim continuarão se forem convertidas para turbo-rotundas, não sendo portanto expectáveis diferenças significativas em termos de demoras.

Tendo sido compreendidas de forma detalhada as condições de desempenho relativo de rotundas normais e turbo-rotundas ao nível das capacidades, mas sendo também claro que a escolha de tipologias deverá também ter em consideração os potenciais desempenhos ao nível da segurança e impacto ambiental, considerou-se importante proceder a uma análise exploratória das condições integradas de aplicabilidade destas tipologias, recorrendo ao estudo de um caso real de conversão de uma rotunda convencional em turbo-rotunda. Esse trabalho é objeto do Capítulo 9.

## **Capítulo 9**

# **AVALIAÇÃO INTEGRADA DO DESEMPENHO DE TURBO- ROTUNDAS**



---

## 9 AVALIAÇÃO INTEGRADA DO DESEMPENHO DE TURBO-ROTUNDAS

### 9.1 Introdução

A aplicação do modelo iterativo de cálculo, descrito no capítulo anterior, sugere que em muitos casos a transformação de uma rotunda normal em turbo-rotunda não implica perda significativa de capacidade, resultando em condições de fluidez semelhantes. Contudo, a avaliação fidedigna e definitiva da eficácia global das turbo-rotundas, e das suas efetivas condições de aplicabilidade às condições nacionais, apenas poderá ser comprovada através de implementações experimentais, que, de preferência com base em análises do tipo antes-depois, permitirão monitorizar e avaliar de forma exaustiva a capacidade de adaptação dos condutores a este novo tipo de solução, bem como os benefícios ao nível da segurança, da capacidade e dos impactes ambientais. Neste contexto foi celebrado um protocolo de colaboração entre a Universidade de Coimbra (UC) e a Câmara Municipal de Coimbra (CMC) com o objetivo de viabilizar a construção de uma turbo-rotunda numa ótica de estudo piloto a nível nacional. Infelizmente, diversas circunstâncias levaram a CMC a não avançar com o projeto em tempo útil, o que naturalmente inviabilizou esta abordagem. Optou-se assim por uma análise baseada em modelos de microssimulação.

Este trabalho enquadra-se na *Task 5 - Assessment of new types of roundabouts* do projeto de investigação AROUND (PTDC/SEN-TRA/122114/2010) no qual participam a Universidade de Coimbra, o Instituto Politécnico de Viseu e a Universidade de Aveiro. A avaliação dos impactos ambientais foi desenvolvida por uma equipa desta última instituição, pelo que se apresenta aqui apenas uma descrição sumária da respetiva metodologia e dos principais resultados.

### 9.2 Descrição do projeto-piloto

O desenvolvimento deste projeto-piloto centra-se na reconversão de uma rotunda normal, já existente, numa turbo-rotunda, através de uma ação conjunta e de cooperação entre uma equipa da UC e a CMC. Foram considerados os seguintes aspetos para a seleção do local a intervir:

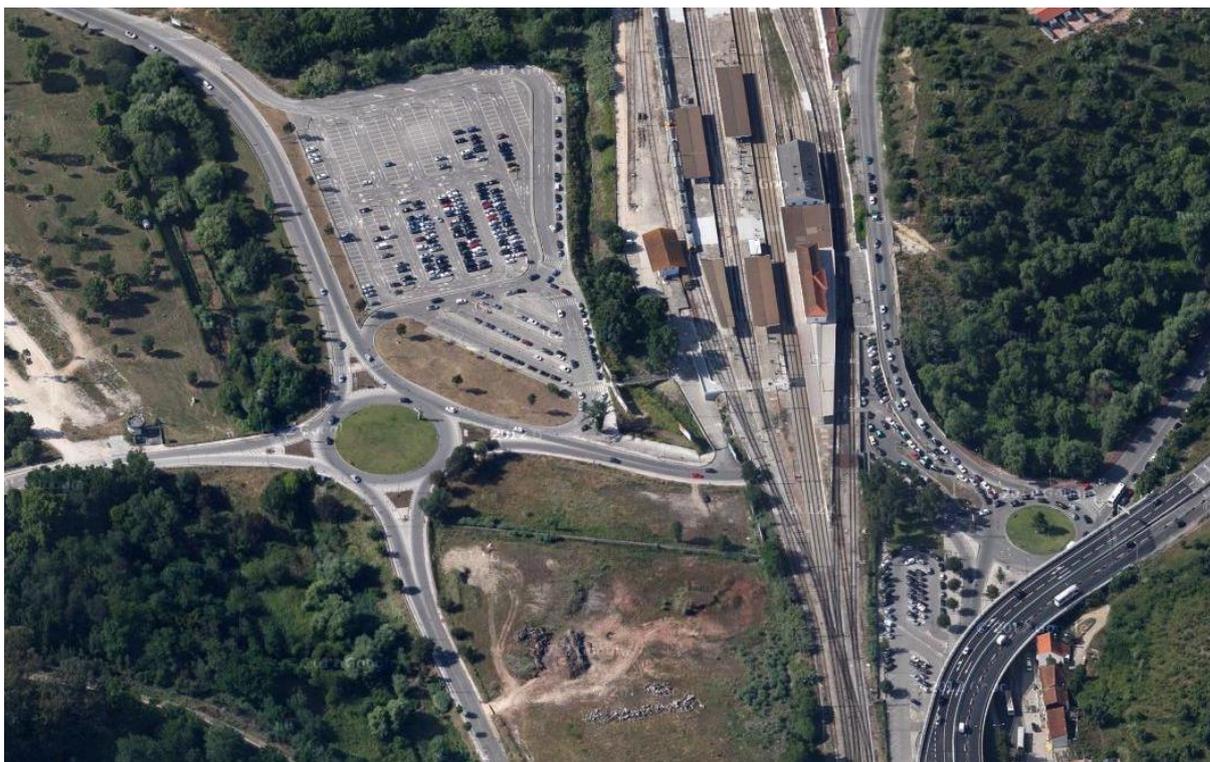
- a) Possibilitar, sem exigências de recursos financeiros avultados, a execução dos trabalhos num período temporal compatível com o programa de doutoramento em curso;
- b) Permitir conjugar à adequação técnico-científica do desenvolvimento dos trabalhos a oportunidade para se resolver um problema real de congestionamento de tráfego na cidade de Coimbra.

De modo a conjugar estes objetivos, propôs-se a realização dos trabalhos de reformulação geométrica em duas fases sequenciais:

1. Fase I (intervenção imediata) – transformação de uma rotunda com uma só via de circulação numa rotunda de duas vias de circulação, no sentido de potenciar, numa primeira fase de intervenção, o aumento de capacidade da solução tradicional associada ao aumento do número de vias, tornando o *layout* da rotunda normal mais comparável com a solução final da turbo-rotunda, e permitindo, assim, desenvolver posteriormente uma análise comparativa do tipo antes e depois, de forma técnica e cientificamente ideal, potenciando a utilidade do projeto a este nível. Esta intervenção poderá exigir algumas obras pontuais, de fácil e rápida execução, de adaptação da ilha central e de alargamento das vias de entrada, de modo a possibilitar a formalização das duas vias de circulação;
2. Fase II (intervenção definitiva e otimizada) – transformação da rotunda normal de duas vias numa turbo-rotunda. Esta nova reformulação deverá ser devidamente coordenada com as alterações previstas na fase anterior, de modo a que as intervenções finais se limitem a alterações pontuais e localizadas.

Esta intervenção faseada, para além dos aspetos metodológicos acima enunciados, permite ainda, sem custos adicionais significativos, resolver/atenuar de imediato significativamente os problemas de funcionamento da rotunda original, contribuindo assim para a melhoria das condições de tráfego da cidade.

Selecionou-se assim a Rotunda do Choupal, em Coimbra (Figura 9.1). Esta rotunda, descrita sumariamente no Capítulo 5, localiza-se na interseção da EN 111-A (norte e este) com a Av. Marginal (sul) e com a Estrada Marginal do Rio (oeste), sendo um dos principais pontos de entrada para a cidade. A rotunda tem um diâmetro externo de 57 m e apenas uma via de circulação, com 7.8 m de largura. As entradas norte, oeste e sul possuem uma via de entrada e uma via de saída; a entrada este tem uma via segregada de viragem à direita. A entrada oeste serve essencialmente de acesso ao Choupal e tem volumes de tráfego residuais. As velocidades livres nas vias de aproximação norte e sul são relativamente baixas ( $\approx 55$  km/h).

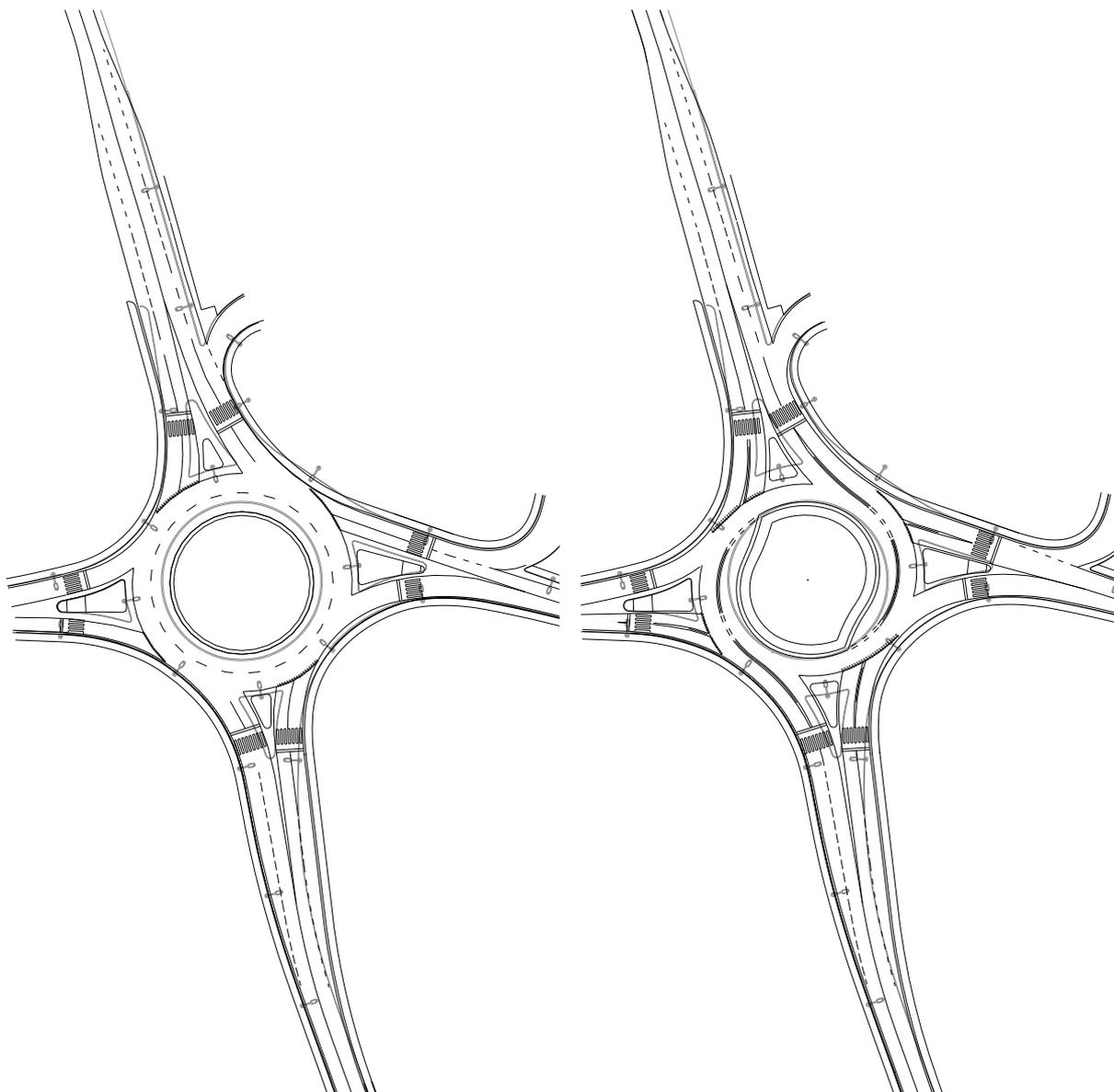


**Figura 9.1** – A rotunda do Choupal (à esquerda; fonte: Google Maps, 2014)

### 9.3 Propostas de intervenção

Como acima referido, definiu-se uma intervenção faseada. Na primeira fase a rotunda existente deverá disponibilizar duas vias de circulação e de entrada, pelo que as principais modificações incidiram sobre o círculo central (raio reduzido de 20.8 m para 17.8 m, com o consequente alargamento da faixa de circulação para 10.0 m) e sobre as entradas e saídas dos ramos norte e sul (disponibilização de duas vias com 7.0 m de largura total, ao longo de uma extensão de aproximadamente 100 m, mas desejavelmente superior nas saídas, para minimizar os conflitos de inserção). Na elaboração desta proposta procurou-se seguir tanto quanto possível as recomendações de traçado em vigor (Bastos Silva e Seco, 2012), definir desde já a solução definitiva no que respeita ao contorno exterior da turbo-rotunda, e minimizar o volume de obras passíveis de perturbar a circulação (especificamente envolvendo a recolocação de lancis e postes de iluminação). Na segunda fase da intervenção a rotunda de duas vias dá lugar à turbo-rotunda, sendo as principais alterações ao nível da ilha central e das ilhas defletoras. Nesta proposta, baseada nas recomendações holandesas (Royal Haskoning DHV, 2009), a turbo-rotunda tem duas vias de circulação (com largura total de 9.0 m, entre guias) à frente das entradas secundárias (Choupal e Estação, a oeste e este, respetivamente) e uma via de circulação com 4.7 m de largura à frente das entradas principais (Figueira e Portagem, a norte e a Sul, respetivamente) (Figura 9.2). De modo a ressaltar a utilização futura desta interseção por veículos pesados, verificaram-se as condições de manobrabilidade de um veículo de projeto de 16.7 m (trator com semirreboque) com o *software* Autodesk Vehicle Tracking (Figura 9.3). Da

análise das áreas de varrimento constata-se que em ambas as geometrias propostas é possível a circulação lado a lado de dois veículos de projeto, embora com margem muito reduzida. Será assim natural que nestas condições um dos veículos reduza ligeiramente a marcha de modo a ganhar espaço adicional de manobra; por outro lado, os lancis de separação de vias deverão ser facilmente galgáveis (rampeados, com 7 cm de altura) de modo a permitir a circulação de veículos especiais e/ou a facilitar a correção de manobras mal planeadas.



**Figura 9.2** – Propostas de intervenção: rotunda convencional com duas vias (esq.); turbo-rotunda (dir.)

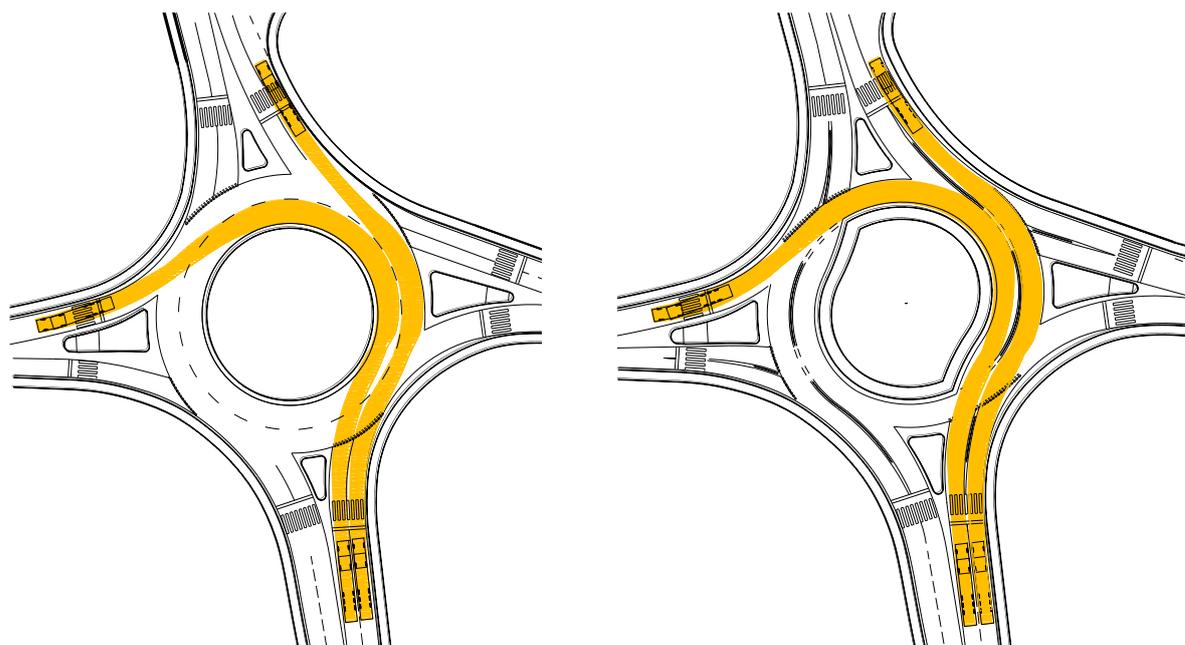


Figura 9.3 – Áreas de varrimento de um veículo de projeto de 16.7 m (trator com semirreboque)

## 9.4 Metodologia de análise

### 9.4.1 Princípios gerais

Preparou-se um quadro de avaliação com o objetivo de identificar as diferenças entre os diferentes *layouts*, para diferentes padrões de procura passíveis de representar uma vasta gama de situações reais, no que respeita a: *i*) capacidades e demoras, *ii*) pontos de conflito – localização, gravidade e frequência, *iii*) emissões ambientais. Optou-se pela aplicação Aimsun (Barceló e Casas, 2005) para desenvolver o modelo de microssimulação. Esta aplicação gera diretamente os *outputs* que permitem a avaliação comparativa dos diferentes *layouts* em termos de demoras e capacidades. O Aimsun permite também exportar ficheiros com as trajetórias dos veículos, os quais são dados de entrada em aplicações externas que permitem avaliar o desempenho das interseções aos níveis da segurança e das emissões. Para além deste conjunto de análises, que pressupõem a modelação das interações entre veículos, complementou-se a avaliação das condições de segurança com uma nova metodologia de quantificação dos níveis de deflexão impostos aos veículos que circulam em condições livres.

### 9.4.2 Cenários de procura

Estabeleceu-se como objetivo fundamental desta análise a obtenção de indicadores que permitam identificar os méritos relativos de cada *layout*. Assumiu-se que mais importante do que obter resultados precisos em termos absolutos, era essencial perceber as circunstâncias em que uma dada solução é preferível relativamente às outras. Definiram-se assim dois grupos de cenários de procura:

- O primeiro grupo permite avaliar como os indicadores de desempenho variam em função do crescimento uniforme da procura, admitindo que as repartições direcionais observadas se mantêm no futuro. Para gerar cada um dos cenários deste grupo foi apenas necessário multiplicar cada uma das matrizes que definem a procura no modelo por um “fator global de procura” (FGP), o qual variou entre 100% (procura observada) e 160%, em intervalos de 10%;
- O segundo grupo permite avaliar o desempenho dos diferentes *layouts* sob diferentes repartições direcionais nas entradas, assumindo que não há alterações relativamente aos volumes totais de entrada que se observaram em cada ramo (FGP = 100%). Assumiram-se repartições direcionais iguais nas quatro entradas e variaram-se essas proporções em intervalos de 12.5% de modo a cobrir todas as combinações possíveis (45 combinações para cada layout; para simplificar a análise não foram consideradas inversões de marcha).

#### 9.4.3 Capacidade e demoras

Os tempos de trajeto e as demoras (desvios relativamente aos tempos de trajeto expectáveis em condições livres) são grandezas frequentemente consideradas na avaliação de desempenho de sistemas de transportes (Tian *et al.*, 2002). Os diferentes *layouts* afetam os tempos de trajeto a dois níveis: pela imposição de diferentes velocidades de negociação em condições livres e, principalmente, pela disponibilização de diferentes níveis de capacidade. Numa análise preliminar constatou-se que a variabilidade das demoras é praticamente independente do *layout* pelo que apenas se considerou o tempo médio de trajeto, entre centroides de origem e destino, para quantificar o desempenho operacional de cada alternativa.

#### 9.4.4 Segurança

O nível de segurança oferecido por cada *layout* foi avaliado através da metodologia SSAM descrita detalhadamente no capítulo anterior. Adicionalmente, recorreu-se a uma nova metodologia para avaliação dos níveis de deflexão das trajetórias.

##### 9.4.4.1 Avaliação SSAM

Face aos resultados satisfatórios do processo de validação descrito no Capítulo 7, mantiveram-se as principais opções de análise, nomeadamente a decisão de utilizar apenas duas medidas substitutas de segurança: o tempo para colisão (TTC), como limiar para classificar uma dada interação entre veículos como um “conflito” ( $TTC \leq 1.5$  s), e a velocidade relativa (DeltaS) para quantificar a gravidade de uma potencial colisão. O intervalo de simulação (*time step*) foi fixado em 0.25 s.

#### 9.4.4.2 Avaliação dos níveis de deflexão e de conforto das trajetórias

Os manuais de concepção de rotundas (Bastos Silva e Seco, 2012; Department for Transport, 1997; Rodegerdts *et al.*, 2010; Royal Haskoning DHV, 2009) referem frequentemente a importância de as rotundas terem uma geometria tal que obrigue os condutores a defletir as suas trajetórias, isto é, que impeça que qualquer veículo transponha a interseção sem estar sujeito a uma curvatura mínima na sua trajetória e, por consequência, a um controlo de velocidade de entrada e de atravessamento. Assume-se que uma determinada concepção garante a deflexão mínima desejável “sempre que a trajetória de menor incómodo integre um raio de valor inferior a 100 metros num desenvolvimento superior a 20 metros, nas imediações da linha de cedência de passagem, preferencialmente nos 50 m que a precedem” (Department for Transport, 2007). O traçado da trajetória de menor incómodo resulta da conjugação de elementos retos e de arcos circulares que representam a trajetória ao eixo que passa tangencialmente e a uma distância aproximada de um metro dos elementos físicos restritivos, ignorando a existência de qualquer marca no pavimento. Nesta verificação está portanto implícita a ideia de que o nível de desconforto está associado às acelerações transversais sofridas ao longo da trajetória e que os condutores tendem a manter esse nível de desconforto quando confrontados com uma nova geometria, diminuindo ou aumentando a velocidade de negociação da rotunda caso a curvatura total aumente ou diminua, respetivamente.

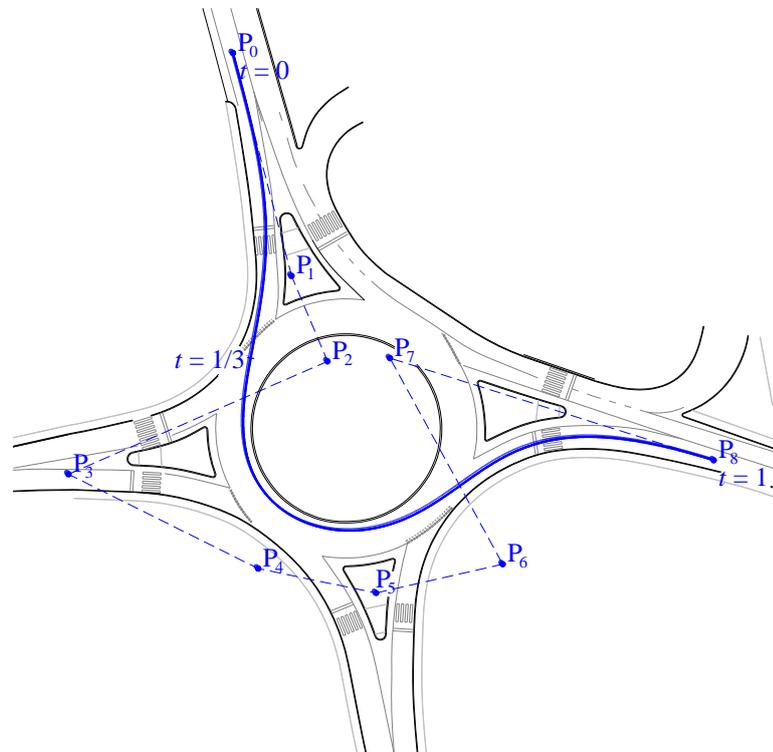
Entendeu-se, assim, que seria útil dispor de um indicador de desconforto (*ID*) que disponibilize mais informação do que a simples verificação da deflexão. O indicador proposto é dependente da curvatura total da trajetória, desde a aproximação até à saída, e tem sempre duas leituras possíveis na análise comparativa de trajetórias: *i*) potencial de redução de velocidades, assumindo que os condutores optam por manter o nível de conforto relativamente a uma trajetória mais retilínea; *ii*) nível de desconforto da trajetória, assumindo que os condutores optam por manter as velocidades de negociação da trajetória mais retilínea. É dado pela expressão:

$$ID = \frac{L}{s} \sum_{i=1}^s \frac{1}{r_i} \quad (9.1)$$

onde  $L$  é o comprimento total do trajeto curvo,  $s$  é o número de segmentos elementares em que se subdivide o trajeto  $L$ , e  $r_i$  é o raio do segmento elementar  $i$ .

Optou-se pela utilização de curvas de Bézier para desenhar as trajetórias. Estas curvas são normalmente utilizadas em programas de edição de imagens vetoriais para modelar curvas suaves, sendo consideradas computacionalmente muito eficientes. O cálculo do *ID* passa por, para um dado movimento direcional, desenhar numa aplicação CAD a curva de Bézier que

melhor se ajusta à trajetória de mínimo esforço, desde a aproximação até à saída, de modo a incluir toda a extensão curva, e respeitando as condicionantes referidas para o cálculo da deflexão (ver a Figura 9.4).



**Figura 9.4** – Curva de Bézier para a trajetória de mínimo desconforto do movimento norte-este, com indicações dos pontos de controlo (vetor  $\mathbf{P}$ )

A curva de Bézier é definida parametricamente pela seguinte expressão (Yamaguchi e Yamaguchi, 1988)

$$\begin{aligned} \mathbf{B}(t) &= \sum_{i=0}^n \binom{n}{i} (1-t)^{n-i} t^i \mathbf{P}_i \\ &= (1-t)^n \mathbf{P}_0 + \binom{n}{1} (1-t)^{n-1} t \mathbf{P}_1 + \dots \\ &\quad \dots + \binom{n}{n-1} (1-t) t^{n-1} \mathbf{P}_{n-1} + t^n \mathbf{P}_n, \quad t \in [0,1] \end{aligned} \tag{9.2}$$

onde  $\mathbf{B}$  é o vetor de pontos que definem a curva de Bézier,  $\mathbf{P}$  é o vetor de pontos de controlo da curva, com  $(n - 1)$  elementos,  $n$  é o grau da curva e  $t$  é um índice de parametrização para percorrer a curva, que pode tomar qualquer valor entre 0 e 1,  $\binom{n}{i}$  é o coeficiente binomial de um número  $n$  na classe  $i$ . Esta fórmula foi implementada em folha de cálculo através de VBA possibilitando a obtenção do vetor  $\mathbf{B}$  de  $s$  pontos da curva (fixou-se  $s = 100$ ). Os raios  $r$  de cada um dos  $(s - 2)$  arcos foram posteriormente calculados a partir das coordenadas dos três pontos que o definem (Weisstein, 2014).

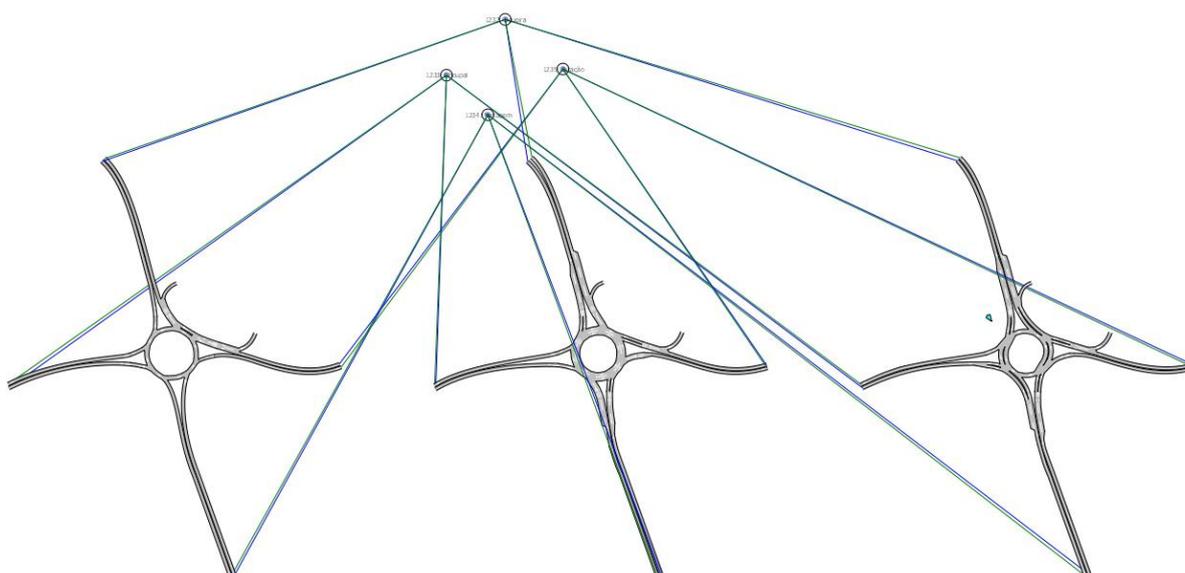
### 9.4.5 Emissões

As emissões dos veículos foram estimadas seguindo a metodologia “Vehicle Specific Power” (VSP) (Frey *et al.*, 2008; US EPA, 2002). Foi adotado este modelo microscópico porque permite estimar emissões instantâneas com base em dados segundo-a-segundo da dinâmica do veículo (velocidade, aceleração e pendente), os quais estão contidos nos ficheiros de trajetórias gerados pelo Aimsun (também requeridos pelo modelo de segurança). Os valores VSP são categorizados em 14 modos de funcionamento do motor e para cada um destes regimes é utilizado um fator de emissão para estimar as emissões de CO<sub>2</sub>, CO, NO<sub>x</sub> e HC de veículos ligeiros a gasolina (LPGV<1.4L), veículos ligeiros a gasóleo (LDDV<1.9 L) e veículos comerciais ligeiros (LCV<2.5L). Estudos anteriores documentam a eficácia da metodologia VSP na análise de emissões em rotundas simples e multívias em corredores urbanos (Anya *et al.*, 2013; Coelho *et al.*, 2006; Salamati *et al.*, 2013).

## 9.5 Desenvolvimento do modelo de simulação

### 9.5.1 Caracterização da rede viária

Foi desenvolvido um único modelo de simulação que inclui as três geometrias em avaliação (Figura 9.5). A área de simulação de cada um dos submodelos está centrada na interseção das respetivas vias e estende-se aproximadamente 150 m em cada direção. Esta extensão é suficiente para simular a formação e dissipação das filas a montante da rotunda e minimiza a influência das interseções vizinhas nos indicadores de desempenho. Criaram-se apenas quatro centroides, cada um ligado aos quatro ramos de entrada e de saída, o que facilita a simulação simultânea ou individual dos três submodelos, exatamente nas mesmas condições de procura.



**Figura 9.5** – Modelo Aimsun da rotunda do Choupal e das alternativas em avaliação

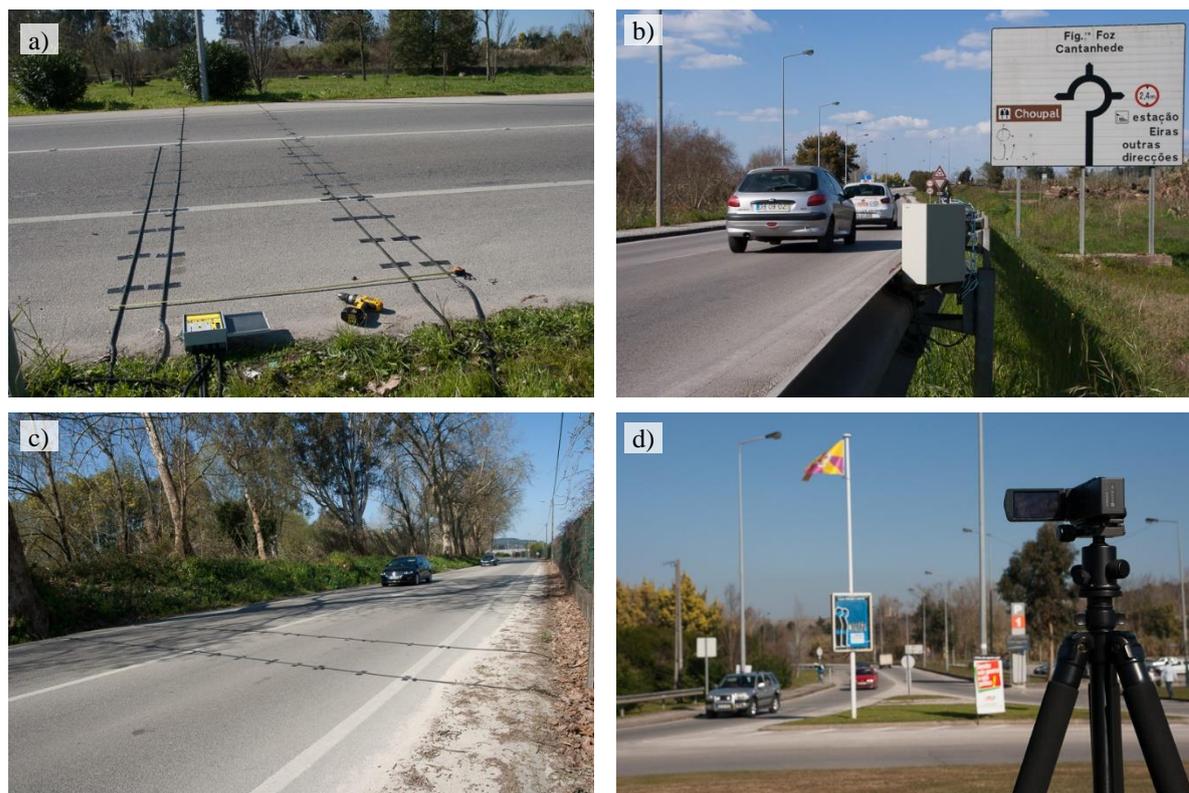
### 9.5.2 Caracterização da procura

Decidiu-se simular as operações relativas a um dia de semana, durante 24 horas, de modo a abranger uma vasta gama de condições de procura e a garantir que, independentemente do cenário considerado, não ficariam veículos retidos nos centroides no fim do período de simulação. A sessão de recolha de dados foi efetuada posteriormente à referida no Capítulo 5, para efeitos de calibração, uma vez que essa incidiu apenas sobre o ramo norte (EN 111-A) da rotunda existente durante o período de ponta da manhã.

Foi seguida a seguinte metodologia para medir os fluxos de tráfego e as velocidades na direção principal:

- No ramo norte foram colocados tubos pneumáticos a aproximadamente 150 m da rotunda, numa configuração dupla que permite a medição de fluxos e velocidades independentemente para cada sentido de circulação (Figura 9.6 – a);
- Ainda no mesmo ramo, mas a aproximadamente 2.5 km a norte, foi colocado um segundo conjunto de detetores pneumáticos, essencialmente com o objetivo de reconstruir eventuais falhas de deteção dos detetores acima referidos. Os tubos foram dispostos numa configuração simples o que significa que a deteção é pouco fiável quando existe tráfego intenso nos dois sentidos em simultâneo (Figura 9.6 – c);
- No ramo sul (Estrada Marginal do Rio) foi colocado um detetor de micro-ondas. Este sensor foi configurado para registar os volumes de tráfego e as velocidades nos dois sentidos. Tal como os tubos pneumáticos em configuração simples, sensores deste tipo são pouco fiáveis com tráfego lento e/ou intenso nos dois sentidos em simultâneo. Por esse motivo optou-se pela sua instalação a aproximadamente 200 m da entrada, numa secção onde o tráfego é quase sempre fluido (Figura 9.6 – b).

Os detetores foram instalados na tarde do dia 28 de Fevereiro de 2013 (quinta-feira) e retirados na manhã do dia 2 de Março (sábado). Para efeitos de modelação consideraram-se as 24 horas compreendidas entre a meia-noite de quinta-feira e a meia-noite de sexta-feira.



**Figura 9.6** – Recolha de dados para quantificação da procura: a) instalação de tubos pneumáticos no ramo norte (EN 111-A), b) sensor de micro-ondas no ramo sul (Estrada Marginal do Rio), c) tubos pneumáticos redundantes na entrada norte, d) câmara de vídeo apontada para a entrada norte.

Para quantificar os restantes fluxos de entrada registaram-se as repartições direcionais em cada entrada através do seguimento visual de veículos selecionados aleatoriamente, desde a aproximação até à saída, durante os períodos de ponta da manhã e da tarde. Verificou-se que as proporções de viragem eram relativamente estáveis durante o dia, quase sem inversões de marcha, pelo que se assumiu uma única matriz de repartições direcionais para todo o período de modelação (Tabela 9.1).

**Tabela 9.1** – Repartições direcionais de entrada para a situação atual

		Destino				
		Choupal	Portagem	Estação	Figueira	Total
Origem	Choupal (oeste)	0%	20%	50%	30%	100%
	Portagem (sul)	4%	0%	35%	61%	100%
	Estação (este)	2%	38%	0%	60%	100%
	Figueira (norte)	1%	56%	43%	0%	100%

Finalmente, tendo por base esta matriz de repartições, estimaram-se os fluxos de entrada nos ramos este e oeste, ao longo das 24 horas, de modo a minimizar as diferenças entre os fluxos previstos / medidos nas saídas norte e sul, bem como na faixa de circulação na secção norte da

rotunda (registados com a câmara de vídeo durante o período de ponta da manhã - Figura 9.6 – d). Obtiveram-se assim 24 matrizes origem-destino, com um total de 23816 viagens.

Constata-se que apesar de existir apenas uma via de circulação e de a procura diária ser elevada, a rotunda tem reserva de capacidade durante a maior parte do tempo. Isto deve-se a vários motivos: por um lado, os picos de procura nas entradas mais solicitadas (Estação e Figueira) não se sobrepõem (ver a Figura 9.7); por outro lado, a via segregada de viragem à direita na entrada este (Estação) permite que o importante movimento Estação → Figueira se faça sem oposição; finalmente, quase todo o tráfego originado a sul (Portagem) vira à direita ou segue em frente, não contribuindo portanto para o tráfego conflituante da entrada norte (Figueira) – a mais solicitada.

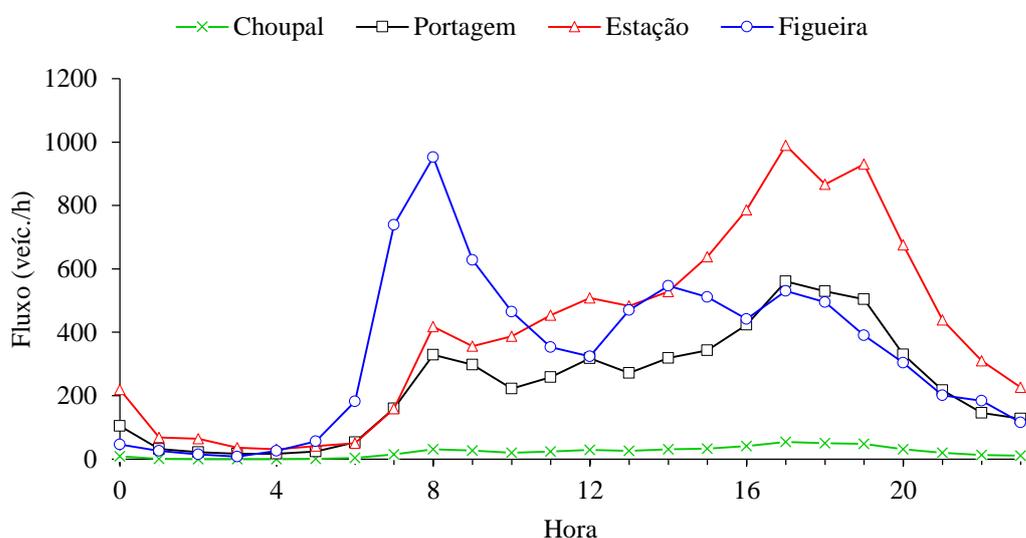


Figura 9.7 – Volumes horários de tráfego durante o período de modelação

### 9.5.3 Calibração do modelo

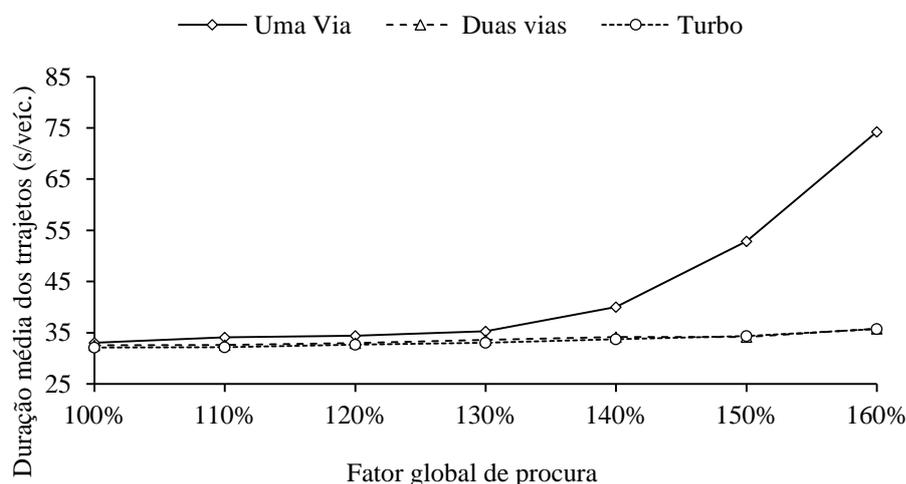
A metodologia de calibração usada é descrita pormenorizadamente no Capítulo 5. Essencialmente seguiu-se um processo sequencial com duas fases. A primeira incidiu sobre os parâmetros envolvidos no algoritmo de *car-following* de Gipps e consistiu em ajustar as relações macroscópicas previstas pelo modelo aos dados fluxo-velocidade recolhidos por um sensor de micro-ondas instalado a montante da rotunda, na EN 111-A; para o efeito desenvolveu-se uma metodologia que permite prever a degradação das velocidades médias de circulação em função da variabilidade das velocidades desejadas pela população de condutores; a segunda fase incide sobre os parâmetros que condicionam o comportamento dos veículos em condições de tráfego com interrupções e em interseções (máxima aceleração e desaceleração, tempo de reação em stop e tempo máximo de espera). Para estimar estes parâmetros implementou-se um procedimento de otimização em Matlab, baseado num algoritmo genético,

em que se definiu como função objetivo a minimização das diferenças entre a série temporal da densidade prevista pelo modelo e a simulada, em intervalos de um minuto.

## 9.6 Resultados da análise

### 9.6.1 Capacidade e demoras

Para o primeiro cenário, e para cada *layout*, simularam-se sete níveis de procura. A Figura 9.8 mostra a variação do tempo médio de trajeto (entre os centroides de origem e de destino) em função do fator global de procura. Na situação atual (FGP = 100%), as três geometrias funcionam abaixo da capacidade, formam-se filas aleatórias efémeras e os condutores sofrem demoras similares. A rotunda atual suporta um crescimento de procura de aproximadamente 30% antes de congestionar. A rotunda de duas vias e a turbo-rotunda continuam a funcionar abaixo da capacidade para toda a gama de taxas de crescimento testadas.



**Figura 9.8** – Tempos médios de trajeto por veículo para diferentes fatores globais de procura

Para o segundo cenário fixou-se o volume total de entrada em cada ramo (igual ao observado), assumiram-se repartições direcionais iguais nas quatro entradas e variaram-se essas proporções em intervalos de 12.5% de modo a cobrir todas as combinações possíveis (0-0-100, 0-12.5-87.5, ..., 100-0-0). A Figura 9.9 indica que, para todos os *layouts*, os tempos mínimos e máximos de trajeto são obtidos, respetivamente, quando todos os veículos viram à direita e à esquerda, o que está obviamente relacionado com o acréscimo de tráfego conflituante em cada entrada. Tanto a rotunda de duas vias como a turbo-rotunda são soluções mais robustas que a atual, na medida em que suportam uma vasta gama de repartições direcionais sem congestionar, mas a rotunda convencional de duas vias tem neste campo um desempenho superior, funcionando abaixo da capacidade para a gama quase completa de combinações testadas. Estes resultados são coerentes com os obtidos no capítulo anterior, baseado em modelos de *gap-acceptance*. Pode-se assim concluir que, para o caso específico da rotunda do Choupal, a

conversão em turbo-rotunda tenderá a manter as atuais condições não saturadas e conseqüentemente não terá um impacto significativo nas demoras atuais, a menos que o tráfego cresça significativamente ou que se verifiquem alterações drásticas ao nível das repartições direcionais, nomeadamente conduzindo a um acréscimo das viragens à esquerda ou das inversões de marcha. Apesar disso e para a maioria dos cenários estudados, é certo que a turbo-rotunda tenderá a oferecer um nível de capacidade ligeiramente inferior ao oferecido pela rotunda com duas vias.

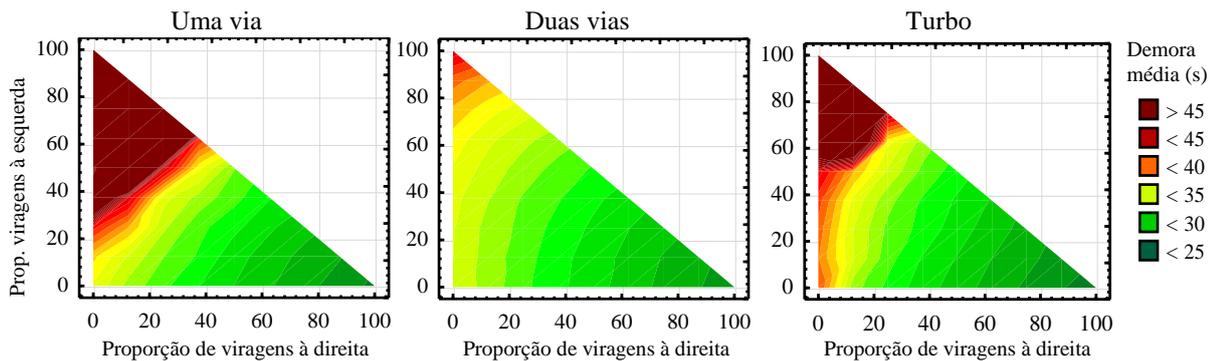
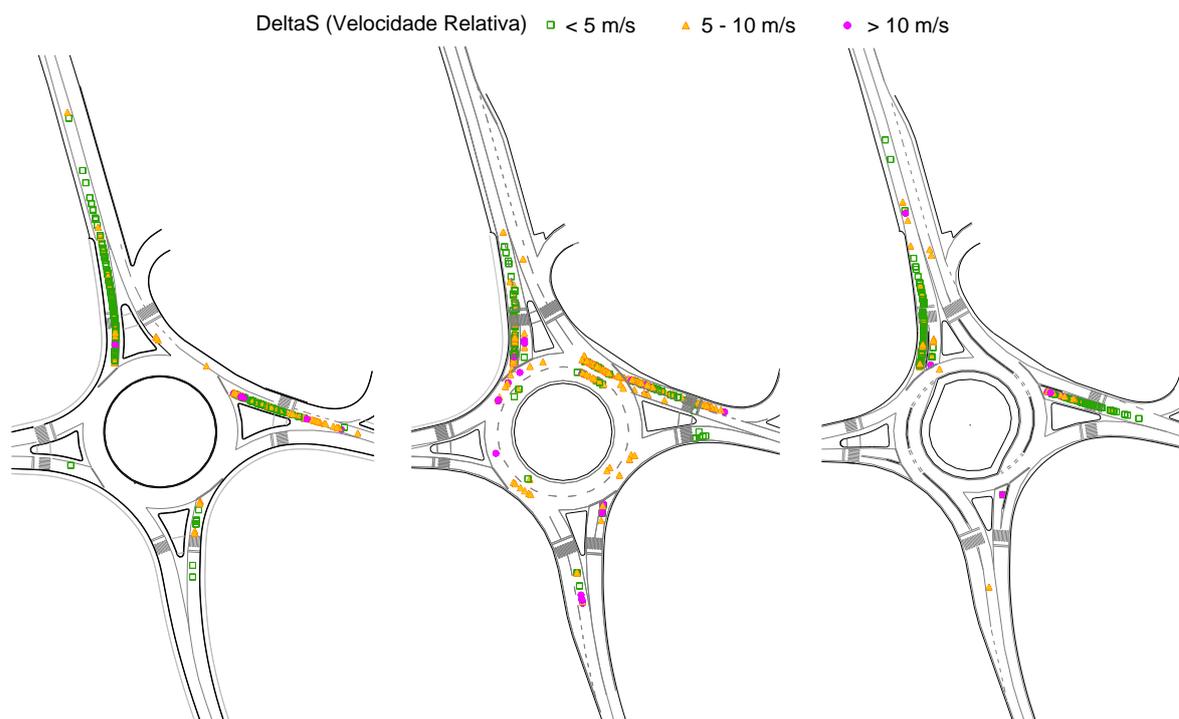


Figura 9.9 – Tempos médios de trajeto por veículo para diferentes layouts e repartições direcionais

## 9.6.2 Segurança

### 9.6.2.1 Avaliação SSAM

Os efeitos do crescimento uniforme do tráfego e das variações nas repartições direcionais foram analisados a três níveis: crescimento do tráfego – 100% (observado), 130% e 150%; repartições direcionais: 60-20-20, 20-60-20 e 20-20-60 (percentagens de viragens à esquerda, atravessamentos e viragens à direita, respetivamente). A Figura 9.10 ilustra os conflitos previstos pelo modelo para o segundo caso de procura (FGP = 130%), com a repartição 20-60-20, indicando, como seria expectável, a concentração de conflitos nas entradas com maior procura (norte e este) e a predominância de conflitos de entrecruzamento na rotunda de duas vias.



**Figura 9.10** – Conflitos previstos pelo SSAM (FGP = 130%, repartição 20-60-20) para as três soluções em análise

Os resultados SSAM encontram-se sumarizados na Tabela 9.2. A primeira parte da tabela indica os efeitos do crescimento uniforme de tráfego, podendo-se retirar diversas conclusões: *i*) como seria expectável, o número de conflitos aumenta com o aumento dos volumes de tráfego em todos os *layouts*; *ii*) a rotunda de duas vias é a pior solução tanto em número como na gravidade dos conflitos, o que se deve essencialmente às manobras de entrecruzamento e às interseções de trajetórias junto às saídas; *iii*) a turbo-rotunda, quando comparada com a rotunda de uma via, tem menos conflitos, mas estes são mais graves devido ao aumento do ângulo definido pelas trajetórias de entrada e de circulação.

A segunda parte da tabela resume os efeitos associados às variações nas distribuições direcionais do tráfego nas entradas para a rotunda. Retiram-se as seguintes conclusões: *i*) o número de conflitos tende a aumentar com a proporção de viragens à esquerda, o que está evidentemente relacionado com o aumento do número de encontros entre veículos que pretendem entrar para a rotunda e os veículos que nela circulam. Contudo, esta relação não se verifica para a rotunda de duas vias: há menos conflitos com a repartição 20-60-20 do que com a 60-20-20, o que sugere que a redução dos conflitos de entrecruzamento e de atravessamento nas saídas compensa o acréscimo de conflitos do tipo frente-traseira, nas aproximações, e de atravessamento / inserção, nas entradas; *ii*) as velocidades relativas médias, tomadas como medida representativa da gravidade dos conflitos, são maiores quando a maior parte dos veículos viram à direita. Apesar de contraintuitivo, este resultado explica-se pela redução do tráfego conflituante, o que reduz o congestionamento nas entradas e permite a um maior número

de condutores entrar para a rotunda à velocidade desejada, originando conflitos com os veículos que lá circulam a velocidades relativas mais elevadas.

**Tabela 9.2** – Medidas de segurança: número total de conflitos e velocidade relativa média (DeltaS)

Fator global de procura (%)	Número de conflitos			Velocidade relativa média (m/s)		
	Uma via	Duas vias	Turbo	Uma via	Duas vias	Turbo
100	143	329	92	6.89	7.75	7.55
130	532	828	288	5.35	7.42	6.49
150	936	1303	500	4.88	7.42	6.12

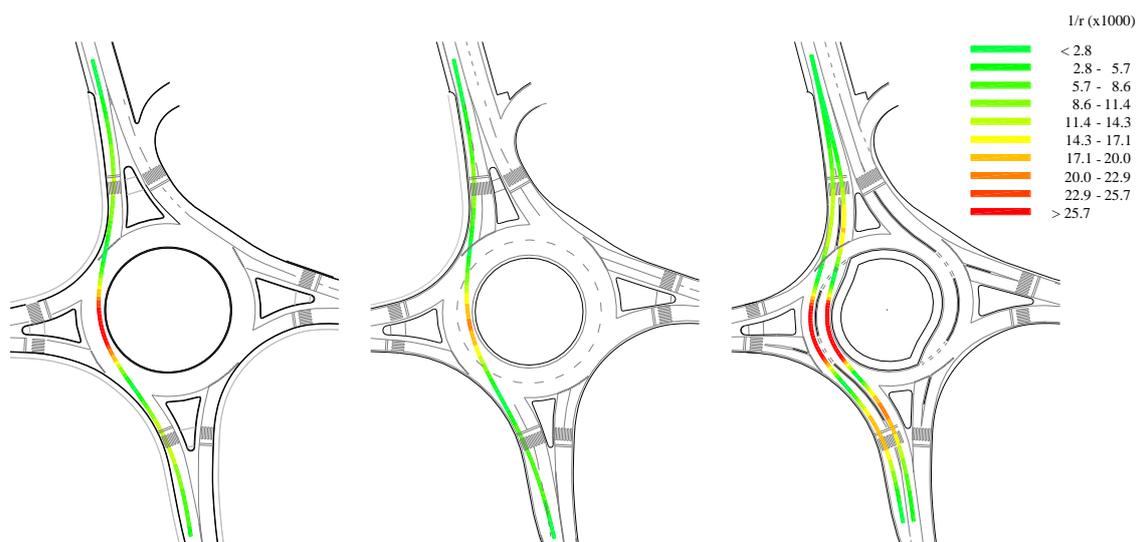
  

Repartição direcional (%)	Número de conflitos			Velocidade relativa média (m/s)		
	Uma via	Duas vias	Turbo	Uma via	Duas vias	Turbo
Esquerda-Frente-Direita						
20-20-60	145	202	162	5.85	7.24	6.61
20-60-20	752	638	524	5.06	6.78	4.68
60-20-20	1251	587	650	4.16	5.99	4.39

Estes resultados estão, em termos gerais, dentro das expectativas e são coerentes com os resultados do Capítulo 7. No entanto, importa lembrar que a metodologia de avaliação de acidentes SSAM mantém algumas fragilidades e que as relações entre conflitos e acidentes não se encontram ainda devidamente estabelecidas.

#### 9.6.2.2 Avaliação dos níveis de deflexão e de conforto das trajetórias

A Figura 9.11 mostra as trajetórias de mínimo desconforto do movimento de atravessamento norte-sul (o mais retilíneo), coloridas em função da curvatura ( $1/r$ ), de acordo com metodologia apresentada na secção 9.4.4.2. A curvatura das diferentes trajetórias originadas a norte é indicada quantitativamente na Tabela 9.3. Verifica-se que a conversão em rotunda convencional diminuiu a curvatura da trajetória na zona central, embora se continue a verificar o critério da deflexão; já a conversão em turbo-rotunda, em virtude dos separadores físicos nas faixas de entrada, circulação e saída, força trajetórias com níveis de curvatura muito significativos nas três secções. Esta é uma particularidade das turbo-rotundas cujos benefícios poderão não ser consensuais. Com efeito, pode-se argumentar que fora das horas de ponta e com boas condições de visibilidade, a rotunda normal permite o atravessamento seguro com velocidades relativamente altas, enquanto na turbo-rotunda os condutores são sempre obrigados a reduzir consideravelmente a velocidade ou a sofrer níveis de desconforto muito elevados no atravessamento.



**Figura 9.11** – Trajetórias de mínimo desconforto do movimento de atravessamento norte-sul, coloridas em função da curvatura ( $1/r$ )

**Tabela 9.3** – Indicador de desconforto dos movimentos originados a norte (ID)

Movimento	Rotunda normal		Turbo-rotunda	
	Uma via	Duas vias	Via exterior	Via interior
Viragem à direita (N-O)	1.73	1.73	1.73	--
Atravessamento (N-S)	1.74	1.21	2.04	2.12
Viragem à esquerda (N-E)	3.65	3.54	--	3.94

### 9.6.3 Emissões

Como anteriormente referido, apresentam-se nesta secção apenas os principais resultados da análise. Aplicando a metodologia VSP com base nas séries temporais de velocidades geradas pelo Aimsun, obtiveram-se estimativas segundo-a-segundo das emissões produzidas pelos veículos durante os vários ciclos de aceleração-desaceleração, as quais se encontram sumarizadas na Tabela 9.4 para o período completo de 24 horas de simulação.

Considerando o cenário atual (FGP = 100%), verifica-se que a disponibilização de duas vias de circulação pode diminuir as emissões de  $\text{CO}_2$  e  $\text{NO}_x$  em cerca de 17% e as emissões de CO em cerca de 21%. A turbo-rotunda mostra-se particularmente efetiva em termos de poluentes locais, conduzindo a reduções estimadas de 24% e 33% nas emissões de CO e HC, respetivamente. Estes resultados são mais notórios à medida que aumentam os níveis de procura. No que respeita aos cenários de repartição direcional, verifica-se que as emissões são máximas para o caso 60-20-20 e mínimas para caso 20-20-60, o que se explica pelo facto de haver menos tráfego conflituante, e conseqüentemente menos filas, quando a maior parte dos condutores viram à direita. Em termos de tipologias, a rotunda de duas vias é geralmente a mais eficiente, exceto

se a proporção de viragens à esquerda for muito alta (repartição 60-20-20) para os poluentes CO e HC, caso em que a turbo-rotunda é mais eficiente.

**Tabela 9.4** – Variação das emissões por tipo de rotunda relativamente à rotunda de uma via

Fator global de procura (%)	Tipologia	Emissões (kg)			
		CO <sub>2</sub>	CO	NO <sub>x</sub>	HC
100	Uma via	3001.21	20.44	9.29	0.58
	Duas vias	-17%	-21%	-17%	-20%
	Turbo	-15%	-24%	-16%	-33%
130	Uma via	3886.40	25.73	11.92	0.75
	Duas vias	-15%	-15%	-14%	-17%
	Turbo	-14%	-19%	-14%	-31%
150	Uma via	4800.46	29.86	14.49	0.93
	Duas vias	-21%	-15%	-18%	-22%
	Turbo	-19%	-18%	-17%	-34%

Repartição direcional (%) Esquerda-Frente-Direita	Tipologia	Emissões (kg)			
		CO <sub>2</sub>	CO	NO <sub>x</sub>	HC
20-20-60	Uma via	2576.73	13.06	7.41	0.45
	Duas vias	-11%	-13%	-10%	-13%
	Turbo	-8%	-11%	-7%	-26%
20-60-20	Uma via	2899.02	18.81	8.81	0.56
	Duas vias	-14%	-15%	-13%	-17%
	Turbo	-8%	-14%	-8%	-27%
60-20-20	Uma via	3751.45	18.05	10.71	0.69
	Duas vias	-29%	-7%	-23%	-29%
	Turbo	-23%	-13%	-20%	-38%

## 9.7 Conclusões

Estudou-se a viabilidade da conversão da rotunda do Choupal, em Coimbra, numa turbo-rotunda. Seguiu-se uma metodologia de avaliação baseada num modelo de microsimulação e admitiu-se um processo de conversão com duas fases: na primeira, a rotunda atual, com uma via de circulação, seria convertida numa rotunda convencional com duas vias de circulação; na segunda fase seriam efetuadas as restantes intervenções que dão lugar à geometria final.

Os resultados indicam que os tempos de trajeto são praticamente iguais para a situação de procura atual e que aumentam muito rapidamente quando os níveis de procura se aproximam da capacidade da rotunda. A rotunda de uma via é o *layout* que oferece menor capacidade. Tanto a rotunda de duas vias como a turbo-rotunda disponibilizam duas vias por entrada, logo oferecem mais capacidade. Os condutores na rotunda de duas vias têm mais liberdade para escolher a via de entrada, o que permite uma maior variabilidade de repartições direcionais de tráfego nas entradas sem congestionamento. A turbo-rotunda oferece mais capacidade do que uma rotunda convencional de duas vias apenas em casos muito específicos e raros de procura, nomeadamente quando a proporção de viragens à direita na direção secundária é muito alta.

Foi seguida a metodologia SSAM para estimar os níveis de segurança das três alternativas. A rotunda de duas vias é a pior solução tanto em número como em gravidade dos conflitos, essencialmente devido aos conflitos de entrecruzamento e de atravessamento nas saídas. A turbo-rotunda, comparada com a rotunda de uma via, tem menos conflitos mas estes são mais graves, devido ao maior ângulo definido pelas trajetórias de entrada e de circulação. Por outro lado, a análise das trajetórias de mínimo desconforto revela que a turbo-rotunda é a solução com maior potencial de redução de velocidades. Este aspeto, sendo positivo em termos de segurança, poderá ser de difícil aceitação pela comunidade de condutores uma vez que impõe trajetórias com mais curvatura, logo mais desconfortáveis, independentemente das condições de visibilidade e de tráfego.

Foram ainda comparadas as emissões com base na metodologia VSP. Verificou-se que a turbo-rotunda produz mais emissões de CO<sub>2</sub> e NO<sub>x</sub>, quando comparada com a rotunda de duas vias, logo não há vantagem em adotar a solução turbo-rotunda se a principal preocupação num dado local for a redução de um destes poluentes. Se a prioridade for a redução de emissões de CO<sub>2</sub>, a rotunda de duas vias é uma melhor opção, mas para os outros poluentes locais (CO e HC) há vantagem na implementação da turbo-rotunda.



## **Capítulo 10**

# **CONCLUSÕES GERAIS E TRABALHOS FUTUROS**



---

## 10 CONCLUSÕES GERAIS E TRABALHOS FUTUROS

### 10.1 Síntese e conclusões gerais

As rotundas têm-se vindo a afirmar, particularmente ao longo das últimas quatro décadas, como soluções globalmente eficientes, o que sublinha a necessidade de dispor de modelos de avaliação operacional capazes de apoiar a comunidade técnica nos processos de decisão e de conceção geométrica deste tipo de soluções. Esses modelos devem permitir avaliar de forma integrada o desempenho de diferentes tipologias de rotundas sob diferentes condições e padrões de procura e nas suas diferentes componentes, designadamente capacidade, segurança e ambiental.

Nessa linha de ação o presente programa de investigação teve como objetivo central o desenvolvimento e/ou calibração de modelos avançados de avaliação operacional de rotundas, tendo-se dado particular ênfase às componentes de capacidade e de segurança.

Ficou claro que os tradicionais modelos empíricos de capacidade e de segurança de rotundas se revelam, pela sua natureza, inadequados para analisar geometrias ou condições operacionais que não se enquadrem nos respetivos domínios de calibração e que, por isso, tem havido progressiva preferência pela utilização de modelos com maior capacidade explicativa, nomeadamente os baseados na teoria de *gap-acceptance* ou em técnicas de simulação microscópica.

O desenvolvimento deste trabalho de investigação centrou-se nesses dois tipos de modelos, resultando em contributos claros que potenciam o seu desempenho e aplicabilidade, incidindo, por um lado, na melhoria do poder explicativo dos modelos analíticos de capacidades baseados na teoria de *gap-acceptance* e, por outro lado, na definição de novas metodologias de calibração dos micromodelos de *car-following* e de *gap-acceptance*, aplicados às componentes de capacidade e de segurança.

Nos pontos seguintes sumariza-se o trabalho desenvolvido e apresentam-se as principais conclusões, as quais sintetizam as conclusões mais específicas apresentadas em cada capítulo.

#### Capítulo 2

- Efetuou-se uma pesquisa bibliográfica sobre os modelos de capacidades baseados na teoria de *gap-acceptance*. Os modelos mais simples, e mais utilizados em aplicações práticas, assumem que o tráfego conflituante ocupa uma única via de circulação e admitem que os intervalos entre veículos prioritários seguem a distribuição exponencial negativa. Os modelos mais sofisticados recorrem à distribuição Cowan M3 para modelar os intervalos

nas correntes prioritárias e tratam cada uma das vias de entrada e de circulação no anel de forma individualizada;

- A fórmula generalizada de Hagrind (1998) oferece elevada capacidade explicativa mas pressupõe a utilização de um submodelo para parametrização das distribuições de intervalos e a quantificação desagregada dos intervalos de aceitação.

### Capítulo 3

- Propôs-se um novo método de parametrização da distribuição Cowan M3 para efeitos de cálculo de capacidades de rotundas. Esse processo implicou: *i*) a construção de uma base de dados de intervalos interveiculares a partir de observações efetuadas em diversas rotundas portuguesas; *ii*) o desenvolvimento e validação de um novo método de estimação dos parâmetros da distribuição Cowan M3 a partir de uma distribuição empírica de intervalos interveiculares; *iii*) a obtenção e calibração de uma relação bilinear de agrupamento para rotundas, em que se relaciona a proporção de veículos livres com o fluxo médio de tráfego num dado período. A formulação resultante permite aplicar a fórmula generalizada de capacidades de Hagrind em função do fluxo em cada uma das vias de circulação e dos respetivos parâmetros de aceitação (intervalo crítico e intervalo complementar);
- Foi efetuada uma análise de sensibilidades aplicada aos parâmetros intervenientes na fórmula generalizada de Hagrind. Esta análise revelou que a precisão das estimativas de capacidade depende, essencialmente, do nível dos erros cometidos pelos utilizadores finais do modelo, nomeadamente na quantificação dos intervalos críticos e complementares.

### Capítulo 4

- Foram comparados diversos métodos de estimação dos intervalos críticos e complementares, com base em dados recolhidos em seis rotundas, e concluiu-se que os métodos de Raff, Wu, Miller & Pretty e Bunker são os mais fiáveis, sendo de salientar que o método de Miller & Pretty (máxima verosimilhança) tem um desempenho pouco satisfatório em condições de tráfego conflituante muito reduzido;
- Concluiu-se que em rotundas de duas vias de entrada, o intervalo crítico é geralmente menor na via da direita. Os intervalos complementares tendem a ser semelhantes nas duas vias de entrada;
- Pelo método Logit verificou-se que o tempo de espera não tem uma influência significativa nas decisões do condutor e que os veículos que se encontram na via da direita têm uma

---

maior probabilidade de aceitar um dado intervalo na corrente principal se o veículo líder desse intervalo circular na via interior do anel (adjacente à ilha central);

- A comparação dos valores médios das rotundas portuguesas com valores de referência de outros países sugere que os condutores portugueses e espanhóis são mais agressivos relativamente aos condutores dos países do norte da Europa.

## Capítulo 5

- Propôs-se uma nova metodologia de calibração de modelos de simulação microscópica que incide sobre o modelo de *car-following* de Gipps. O princípio fundamental deste método consiste em identificar analiticamente os parâmetros que conduzem a um diagrama fundamental  $q-v-k$  simulado semelhante ao observado, por exemplo através de detetores eletromagnéticos;
- As abordagens anteriores, ao assumirem que a população de condutores é homogénea, não permitem reproduzir corretamente o ramo superior (não congestionado) do diagrama  $q-v$ . Verificou-se que o adequado ajuste do modelo a condições não congestionadas passa por admitir variabilidade da população no que respeita à velocidade desejada;
- Com base nos resultados de um grande número de simulações construiu-se uma tabela que relaciona o declive da reta  $k-v$  com a variabilidade das velocidades desejadas e com outras variáveis. Esta tabela permite prever as condições estacionárias de uma corrente de tráfego sem recurso a simulações, o que simplifica drasticamente o processo de calibração de um número significativo de parâmetros;
- O procedimento de calibração foi testado em dois locais em Coimbra. Os parâmetros do modelo de *car-following* foram estimados com o novo método, os parâmetros envolvidos no processo de *gap-acceptance* foram identificados através de um processo de otimização baseado num algoritmo genético. Os resultados indicam que os parâmetros resultantes da calibração macroscópica são robustos, o que permite a sua aplicação em novas localizações apenas com ajustamentos pontuais.

## Capítulo 6

- Propôs-se uma nova abordagem de estimação de intervalos críticos. O modelo proposto descreve o processo de *gap-acceptance* a nível microscópico, considerando as características geométricas da manobra (distância ao ponto de conflito, curvatura da trajetória) e da unidade veículo-condutor (perfil de aceleração, tempo de reação, largura e comprimento do veículo). É constituído por dois submodelos, um para manobras de atravessamento e outro para manobras de inserção. Os dois submodelos foram calibrados

com base em dados recolhidos numa rotunda urbana de uma via, e validados noutras rotundas, tendo por referência métodos convencionais de estimação. Os resultados obtidos são promissores, embora importe notar que o processo de validação assentou num número reduzido de tipologias de rotundas e de observações, o que deverá justificar trabalhos complementares;

- Para apoiar as tarefas de calibração e validação, foi desenvolvida a aplicação LUT|VP3 que permite, através de um processo semiautomático, extrair trajetórias de veículos a partir de imagens vídeo e medir margens de segurança associadas a conflitos.

## Capítulo 7

- Avaliou-se o potencial da metodologia SSAM para quantificar os níveis de segurança em interseções urbanas. Foram utilizados dois métodos de validação. O primeiro compara o número de conflitos simulados pelo SSAM com o número de acidentes previstos por modelos de previsão de acidentes em três interseções virtuais. O segundo método compara os conflitos reais observados em quatro interseções com os conflitos simulados pelo SSAM;
- Através do primeiro método verificou-se que o SSAM permite identificar ganhos de segurança associados a intervenções geométricas profundas, nomeadamente os decorrentes da transformação de um cruzamento em dois entroncamentos ou numa rotunda. Constatou-se que a relação entre o número de conflitos e de acidentes depende de diversos fatores, variando entre (25000 – 30000):1 num cruzamento e (180000 – 600000):1 numa rotunda;
- O segundo método mostrou que, a menos de um erro sistemático de sobrestimação que pode ser facilmente corrigido, o SSAM reproduziu satisfatoriamente a variabilidade horária de conflitos reais observados nas quatro interseções. O padrão de conflitos simulados correspondeu genericamente ao observado, tanto em termos de localizações como de gravidades. Verificou-se ainda que esta metodologia é particularmente sensível a imprecisões na modelação.

## Capítulo 8

Efetou-se uma análise comparativa do desempenho de rotundas normais e de turbo-rotundas tendo em vista a identificação do domínio preferencial de aplicabilidade de cada *layout*. Para o efeito desenvolveu-se um procedimento iterativo de cálculo de capacidades baseado em modelos *gap-acceptance* e obtiveram-se as seguintes conclusões genéricas:

- Uma rotunda normal de duas vias de circulação oferece tipicamente mais capacidade do que uma turbo-rotunda de dimensões similares;

- A turbo-rotunda oferece mais capacidade apenas em condições muito específicas de procura, nomeadamente quando a percentagem de viragens à direita nas vias secundárias é muito alta (acima de 60%);
- Um grande número de rotundas portuguesas funciona com significativa reserva de capacidade e assim continuará caso sejam convertidas para turbo-rotundas, não havendo portanto alterações relevantes ao nível dos tempos de trajeto. Isto significa que numa percentagem muito significativa de casos a avaliação da eventual transformação de rotundas tradicionais em turbo-rotundas ou da sua eventual implantação de raiz não estará dependente desta questão.

## Capítulo 9

Analisou-se o caso concreto de conversão da rotunda do Choupal, em Coimbra, numa rotunda de duas vias, e posteriormente em turbo-rotunda, considerando as componentes de capacidades/demoras, segurança/conforto e emissões, em diferentes cenários de procura. A análise foi suportada por um modelo de microsimulação Aimsun. Obtiveram-se as seguintes conclusões:

- Capacidades/demoras: nas condições atuais de procura, os tempos de trajeto são praticamente iguais nos três *layouts*, havendo vantagem para as soluções multívias apenas quando a procura tiver um crescimento uniforme de cerca de 30%; em termos gerais os resultados da microsimulação estão em consonância com os resultados obtidos no Capítulo 8, validando assim o procedimento iterativo de cálculo de capacidades aí proposto;
- Segurança: a aplicação da metodologia SSAM revela que a rotunda de duas vias é a pior solução tanto em número como em gravidade dos conflitos. A turbo-rotunda, comparada com a rotunda de uma via, tem menos conflitos mas estes tenderão a ser mais graves, devido ao maior ângulo definido pelas trajetórias de entrada e de circulação;
- Emissões: ambas as soluções multívias contribuem para reduzir significativamente as emissões relativamente à solução atual de uma via; quando comparada com a rotunda de duas vias, a turbo-rotunda produz mais emissões de CO<sub>2</sub> e NO<sub>x</sub> e reduz as emissões de CO e HC, embora as diferenças sejam pouco significativas.

Em síntese, considera-se que o presente estudo representa um contributo para a melhoria da aplicabilidade e capacidade explicativa de modelos de avaliação operacional de rotundas, quer ao nível dos modelos tradicionais, onde nomeadamente o desenvolvimento de processos de calibração e validação mais eficientes continua a ser muito importante, quer ao nível dos modelos de microsimulação, que, decorrente do permanente aumento da capacidade

computacional disponível, tenderão a ter um peso cada vez maior na análise e dimensionamento das infraestruturas de transportes em geral, e das interseções rodoviárias em particular.

## **10.2 Trabalhos futuros**

Face à diversidade de fatores e variáveis envolvidas, tanto nos modelos analíticos de capacidades, como nos modelos de microsimulação, esta linha de investigação permanece em aberto, justificando o desenvolvimento de investigação complementar.

Especificamente, no decorrer deste trabalho de investigação surgiram diversas questões conceituais e práticas relevantes não totalmente abordadas ou resolvidas, mas que saíam fora do âmbito do programa de doutoramento.

Apresentam-se, assim, algumas linhas de pesquisa que justificam trabalhos adicionais no âmbito de outros projetos de investigação, alguns dos quais se encontram já em curso:

- Como se viu, apesar de os modelos de capacidades baseados na distribuição Cowan M3 para múltiplas vias de circulação serem superiores aos modelos tradicionais, os utilizadores tendem a preferir estes últimos pela sua simplicidade e facilidade de cálculo. Será assim importante prever a preparação, para distribuição livre, de uma folha de cálculo na qual estejam implementados os diferentes modelos de capacidades analisados, incluindo o procedimento iterativo descrito no Capítulo 8. Esta folha de cálculo deverá apresentar uma interface simplificada e ser de muito fácil utilização, incluindo diversos exemplos de cálculo;
- A estimação dos intervalos críticos e complementares teve por base uma amostra relativamente pequena (sete entradas, seis rotundas) e com pouca variabilidade geométrica, pelo que seria relevante aumentar a robustez dos resultados e sobretudo ampliar o âmbito de aplicação. Importa assim aumentar esta base amostral e, principalmente, incluir novas tipologias e geometrias. Nesse sentido, e no âmbito do projeto AROUND, foram já efetuadas observações em turbo-rotundas localizadas em Oviedo e Grado, no norte de Espanha, com as quais se poderão aferir os valores dos intervalos de aceitação que no Capítulo 8 se assumiram para turbo-rotundas;
- A metodologia de calibração do modelo de *car-following* de Gipps apresentada no Capítulo 5 assenta na premissa de que a população de condutores e veículos é homogénea, a menos da velocidade desejada. Essa assunção poderá não ser aceitável em alguns casos, nomeadamente quando se estudam medidas de sistemas inteligentes de tráfego que geram respostas diferenciadas em função das características individuais dos veículos. Justifica-se assim desenvolver metodologias alternativas de calibração de modelos microscópicos de

---

tráfego que permitam identificar os parâmetros de cada condutor/veículo. Foram já efetuadas medições, com o recurso a um veículo instrumentado, que permitiram calibrar o modelo para um condutor específico, bem como identificar a influência do ambiente rodoviário nos respetivos parâmetros; a fase seguinte deste trabalho incidirá sobre técnicas de observação que permitam obter os parâmetros desagregados de uma população de condutores. Os primeiros resultados desta investigação foram já publicados (Vasconcelos *et al.*, 2014);

- A metodologia de estimação de intervalos críticos proposta no Capítulo 6 procurou tornar os modelos de capacidades baseados na teoria de *gap-acceptance* explicitamente dependentes da geometria da interseção e do tipo de veículos envolvidos, através de submodelos para a estimação do intervalo crítico. Apesar de estes submodelos permitirem explicar a influência de algumas características geométricas e operacionais na variabilidade do intervalo crítico, verificou-se que os resultados são fortemente condicionados pelas margens de segurança e pelo tempo de reação que os condutores assumem nas manobras de entrada na interseção. A aplicabilidade prática desta metodologia passa assim por desenvolver novos submodelos, que permitam prever as margens de segurança associadas a cada manobra, admitindo-se desde já que a gravidade do potencial acidente será um dos principais fatores explicativos;
- Os trabalhos de validação do SSAM, no Capítulo 7, permitiram concluir que esta nova abordagem tem um grande potencial para a avaliação dos níveis de segurança de elementos infraestruturais. Importa, contudo, notar que vários tópicos importantes não foram tratados. O primeiro relaciona-se com o domínio de aplicabilidade. O estudo incidiu sobre interseções urbanas mas seria desejável estender a avaliação a outros tipos de infraestruturas, como vias rápidas, o que no entanto implica recorrer a metodologias alternativas de observação de conflitos reais, nomeadamente através do processamento de imagens aéreas (Azevedo *et al.*, 2014). O segundo prende-se com a metodologia de calibração do modelo microscópico. Tradicionalmente os modelos são calibrados e validados com o objetivo de garantir as melhores previsões possíveis de grandezas como os tempos de trajeto e as extensões das filas. Alguns autores propuseram metodologias de calibração específicas para estudos de avaliação de segurança (Cunto e Saccomanno, 2008; Duong *et al.*, 2010) mas este é um tema ainda em aberto. O terceiro tópico relaciona-se com a previsão de acidentes motivados por manobras ilegais. Sendo esta uma limitação estruturante dos modelos microscópicos, e cuja resolução não se prevê a curto prazo, importa desenvolver metodologias expeditas que permitam obter fatores corretivos dos índices de sinistralidade para diferentes tipos de infraestruturas. Finalmente, continua em aberto a necessidade de desenvolver metodologias que permitam relacionar, em número e em gravidade, os conflitos simulados com os acidentes reais;

- O indicador de desconforto (ID) proposto no Capítulo 9 quantifica as acelerações transversais acumuladas ao longo de uma trajetória. Admitiu-se que o ID indica, de forma indireta, o compromisso entre velocidade e conforto que o condutor terá que fazer ao negociar a interseção. Este trabalho enquadra-se numa linha de investigação em que se pretende explicar o perfil de velocidades desde a aproximação até à saída de uma rotunda em função das características intrínsecas de cada condutor/veículos e das características geométricas da rotunda e do eixo viário em que esta se insere. Foram também já apresentados os primeiros resultados desta linha de investigação (Bastos Silva *et al.*, 2014a).
- A metodologia de avaliação do desempenho de rotundas e turbo-rotundas adotada no Capítulo 9 permitiu comparar diversos *layouts*, sob diferentes condições de procura, nas componentes de capacidade, segurança e emissões. Tendo o estudo incidido sobre um caso isolado, foi feita uma ponderação essencialmente qualitativa dos diferentes níveis de desempenho. Admite-se que, no âmbito de um eventual programa de requalificação que abranja a análise de um grande número de interseções, seja necessário dispor de uma metodologia mais sistemática de comparação de alternativas, nomeadamente baseada em técnicas de avaliação multicritério.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Adams, W.F., 1936. Road traffic considered as a random series. *Institution Civil Engineers J/UK/*.
- Agresti, A., 2002. *Categorical data analysis*. John Wiley & Sons.
- Aimsun, 2012. Aimsun Version 7 User's manual, TSS - Transport Simulation Systems, Barcelona, Spain.
- Akçelik, R., 2006. Speed-flow and bunching models for uninterrupted flow, *5th International Symposium on Highway Capacity and Quality of Service*. Transportation Research Board, Yokohama, Japan.
- Akcelik, R., Troutbeck, R., 1991. Implementation of the Australian roundabout analysis method in SIDRA. International Symposium on Highway Capacity, Karlsruhe, Germany.
- Al-Ghandour, M., Schroeder, B., Williams, B., Rasdorf, W., 2011. Conflict Models for Single-Lane Roundabout Slip Lanes from Microsimulation. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board* **2236**, p. 92-101, 10.3141/2236-11.
- Alexander, J., Barham, P., Black, I., 2002. Factors influencing the probability of an incident at a junction: results from an interactive driving simulator. *Accident Analysis & Prevention* **34**(6), p. 779-792.
- Anya, A.R., Roupail, N.M., Frey, H.C., Liu., B., 2013. Method and Case Study for Quantifying Local Emissions Impacts of a 3 Transportation Improvement Project Involving Road Re-Alignment and 4 Conversion to a Multi-Lane Roundabout, *92nd Transportation Research Board Annual Meeting*, Washington, D.C.
- Ardö, H., Nilsson, M., Laureshyn, A., Persson, A., 2012. Enhancements of traffic micro simulation models using video analysis, *The 17th European Conference on Mathematics for Industry*, Lund, Sweden.
- Arndt, O., 2004. *Relationship Between Unsignalised Intersection Geometry and Accident Rates*. Queensland University of Technology, Brisbane.
- Arndt, O., Troutbeck, R., 1998. Relationship between roundabout geometry and accident rates. *Transportation Research Circular* (E-C003), p. 28:21-16.
- Asmussen, E., 1984. Joint International Study for the Calibration of Traffic Conflicts Techniques, in: Asmussen, E. (Ed.), *International Calibration Study of Traffic Conflict Techniques*, 5. Springer Berlin Heidelberg, pp. 1-6.
- Austrroads, 1993. *Guide to traffic engineering practice. Part 6: Roundabouts*, Sydney, Australia.
- Azevedo, C.L., Cardoso, J.L., Ben-Akiva, M., Costeira, J.P., Marques, M., 2014. Automatic Vehicle Trajectory Extraction by Aerial Remote Sensing. *Procedia - Social and Behavioral Sciences* **111**(0), p. 849-858, <http://dx.doi.org/10.1016/j.sbspro.2014.01.119>.
- Baerwald, J.E., Huber, M.J., Keefer, L.E., 1965. *Transportation and traffic engineering handbook*.
- Bagyan, A., Hammel, T., Roths, S. (2012). "STAT 414 Intro to Probability Theory", Acesso: 05-2013, <https://onlinecourses.science.psu.edu/stat414/node/289>.
- Barceló, J., Casas, J., 2005. Dynamic network simulation with AIMSUN, *Simulation Approaches in Transportation Analysis*. Springer, pp. 57-98.
- Barceló, J., Codina, E., Casas, J., Ferrer, J.L., García, D., 2005. Microscopic traffic simulation: A tool for the design, analysis and evaluation of intelligent transport systems. *Journal of Intelligent and Robotic Systems* **41**(2), p. 173-203.

- Bastos Silva, A. 1997. *Aplicação e Concepção de Intersecções Giratórias nas Redes Viárias Urbana e Rural Portuguesas - Tese de Mestrado*. Tese de Mestrado, Universidade de Coimbra.
- Bastos Silva, A. 2004. *Definição de uma Metodologia de Concepção de Intersecções Giratórias*. Tese de Doutoramento, Universidade de Coimbra.
- Bastos Silva, A., Santos, S., Vasconcelos, A.L.P., Seco, Á.J.M., Silva, J.P., 2014a. Driver Behavior Characterization in Roundabout Crossings. The seventeenth Meeting of the EURO Working Group on Transportation (EWGT2014), Seville, Spain, 2-4 July.
- Bastos Silva, A., Seco, Á.J.M., 2005. Trajectory deflection influence on the performance of roundabouts, *European Transport Conference 2005*, Strasbourg, France.
- Bastos Silva, A., Seco, Á.J.M., 2012. Dimensionamento de Rotundas - Documento Síntese, *Disposições Normativas*. INIR - Instituto de Infraestruturas Rodoviárias.
- Bastos Silva, A., Seco, Á.J.M., Macedo, J.M.G., 2008. Intersecções Prioritárias e de Viragem à Direita, *Planeamento de Acessibilidades e Transportes*. CCDRN - Comissão de Coordenação e Desenvolvimento Regional do Norte.
- Bastos Silva, A., Seco, Á.J.M., Silva, J.P.C., 2006. Characterization of trajectories adopted at roundabout crossings, *European Transport Conference (ETC)*. Association for European Transport, Strasbourg, France.
- Bastos Silva, A., Vasconcelos, A.L.P., 2009. Microsimulation applied to roundabout performance analysis: The effect of pedestrian crossings, *European Transport Conference 2009*, Leeuwenhorst Conference Centre, The Netherlands.
- Bastos Silva, A., Vasconcelos, L., Santos, S., 2014b. Moving from Conventional Roundabouts to Turbo-roundabouts. *Procedia - Social and Behavioral Sciences* **111**, p. 137-146, <http://dx.doi.org/10.1016/j.sbspro.2014.01.046>.
- Bastos Silva, A.M., Seco, Á.J.M., 2010. Rotundas, *Manual de Planeamento das Acessibilidades e da Gestão Viária*, 6. Comissão de Coordenação e Desenvolvimento Regional do Norte (CCDR-N).
- Ben-Akiva, M., Lerman, S., 1985. *Discrete Choice Analysis*. MIT Press.
- Bonsall, P., Liu, R., Young, W., 2005. Modelling safety-related driving behaviour--impact of parameter values. *Transportation Research Part A: Policy and Practice* **39**(5), p. 425-444.
- Bovy, H., Dietrich, K., Harmann, A., 1991. *Guide Suisse des Giratoires*, Lausanne, Switzerland.
- Breiman, L., 1963. The Poisson tendency in traffic distribution. *Annals of Mathematical Statistics*, p. 308-311.
- Brilon, W., 2011. Studies on Roundabouts in Germany: Lessons Learned, *3rd International Conference on Roundabouts*. TRB, Carmel, Indiana.
- Brilon, W., Koenig, R., Troutbeck, R.J., 1999. Useful estimation procedures for critical gaps. *Transportation Research Part A: Policy and Practice* **33**(3-4), p. 161-186.
- Bunker, J., Troutbeck, R., 2003. Prediction of minor stream delays at a limited priority freeway merge. *Transportation Research Part B: Methodological* **37**(8), p. 719-735, [http://dx.doi.org/10.1016/S0191-2615\(02\)00058-9](http://dx.doi.org/10.1016/S0191-2615(02)00058-9).
- Bunker, J.M., 2012. Novel Methods and the Maximum Likelihood Estimation Technique for Estimating Traffic Critical Gap. *Journal of Advanced Transportation*, 10.1002/atr.1204.
- Çalışkanelli, P., Özüysal, M., Tanyel, S., Yayla, N., 2009. Comparison of different capacity models for traffic circles. *TRANSPORT* **24**(4), p. 257-264.
- Carlin, B.P., Louis, T.A., 2010. *Bayes and Empirical Bayes Methods for Data Analysis, Second Edition*. Taylor & Francis.

- Casas, J., Ferrer, J., Garcia, D., Perarnau, J., Torday, A., 2010. Traffic Simulation with Aimsun, in: Barceló, J. (Ed.), *Fundamentals of Traffic Simulation*, 145. Springer New York, pp. 173-232.
- Ciuffo, B., Punzo, V., Torrieri, V., 2008. Comparison of Simulation-Based and Model-Based Calibrations of Traffic-Flow Microsimulation Models. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board* **2088**, p. 36-44, 10.3141/2088-05.
- Coelho, M.C., Farias, T.L., Roupail, N.M., 2006. Effect of roundabout operations on pollutant emissions. *Transportation Research Part D: Transport and Environment* **11**(5), p. 333-343.
- Cooper, P.J., Zheng, Y., 2002. Turning gap acceptance decision-making: the impact of driver distraction. *Journal of Safety Research* **33**(3), p. 321-335.
- Cowan, R.J., 1975. Useful headway models. *Transportation Research* **9**(6), p. 331-375.
- Cox, D.R., Snell, E.J., 1989. *Analysis of Binary Data*. Chapman and Hall.
- Cunto, F., Saccomanno, F.F., 2008. Calibration and validation of simulated vehicle safety performance at signalized intersections. *Accident Analysis & Prevention* **40**(3), p. 1171-1179, <http://dx.doi.org/10.1016/j.aap.2008.01.003>.
- Daganzo, C.F., 1981. Estimation of gap acceptance parameters within and across the population from direct roadside observation. *Transportation Research Part B: Methodological* **15**(1), p. 1-15.
- Daganzo, C.F., 1997. *Fundamentals of Transportation and Traffic Operations*. Pergamon, New York.
- Davis, G.A., Swenson, T., 2004. Field Study of Gap Acceptance by Left-Turning Drivers. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board* (1899), p. 71-75.
- Dawson, R.F., Chimini, L., 1968. The hyperlang probability distribution-a generalized traffic headway model. *Highway Research Record* (244).
- Department for Transport, 1997. Design Manual for Roads and Bridges - Vol. 6, Section 2: Design of Road Markings at Roundabouts, 6-2.
- Department for Transport, 2007. Design Manual for Roads and Bridges, *Geometric Design of Roundabouts*, TD 16/07.
- Dept. of Transport, 1987. *Roads and Traffic in Urban Areas*. H.M.S.O., London, United Kingdom.
- Dijkstra, A., Marchesini, P., Bijleveld, F., Kars, V., Drolenga, H., van Maarseveen, M., 2010. Do Calculated Conflicts in Microsimulation Model Predict Number of Crashes? *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board* **2147**, p. 105-112, 10.3141/2147-13.
- Drew, D.R., 1968. *Traffic flow theory and control*. McGraw-Hill.
- Duong, D., Saccomanno, F.F., Hellinga, B.R., 2010. Calibration of microscopic traffic model for simulating safety performance, *89th Annual TRB Conference*, Washington, DC.
- Elvik, R., 2003. Effects on Road Safety of Converting Intersections to Roundabouts: Review of Evidence from Non-U.S. Studies. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board* **1847**, p. 1-10.
- Elvik, R., Høy, A., Vaa, T., Sørensen, M., 2009. *The Handbook of Road Safety Measures*, 2nd ed. Emerald.
- Engelsman, J.C., Uken, M., 2007. Turbo roundabouts as an alternative to two lane roundabouts, *26th Annual Southern African Transport Conference*. SATC, South Africa.
- Farzaneh, M., Rakha, H., 2006. Impact of Differences in Driver-Desired Speed on Steady-State Traffic Stream Behavior. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board* **1965**, p. 142-151.
- Fellendorf, M., 1994. VISSIM: A microscopic simulation tool to evaluate actuated signal control including bus priority. 64th Institute of Transportation Engineers Annual Meeting.

- FGSV, 2002. Handbuch fuer die Bemessung von Strassenverkehrsanlagen-Strassengebundener oeffentlicher Personennahverkehr. *Strassenverkehrstechnik* **46**(5).
- Fisk, C.S., 1989. Priority intersection capacity: A generalization of Tanner's formula. *Transportation Research Part B: Methodological* **23**(4), p. 281-286, [http://dx.doi.org/10.1016/0191-2615\(89\)90030-1](http://dx.doi.org/10.1016/0191-2615(89)90030-1).
- Fisk, C.S., 1991. Traffic performance analysis at roundabouts. *Transportation Research* **25B**(2-3).
- Fisk, C.S., Tan, H.H., 1989. Delay analysis for priority intersections. *Transportation Research Part B: Methodological* **23**(6), p. 453-469, [http://dx.doi.org/10.1016/0191-2615\(89\)90044-1](http://dx.doi.org/10.1016/0191-2615(89)90044-1).
- Fortuijn, L., 2009a. Turbo Roundabouts - Design Principles and Safety Performance. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board* **2096**, p. 16-24.
- Fortuijn, L., 2009b. Turbo Roundabouts - Estimation of Capacity. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board* **2130**, p. 83-92.
- Frey, H.C., Zhang, K., Roupail, N.M., 2008. Fuel Use and Emissions Comparisons for Alternative Routes, Time of Day, Road Grade, and Vehicles Based on In-Use Measurements. *Environmental Science & Technology* **42**(7), p. 2483-2489, 10.1021/es702493v.
- Fylstra, D., Lasdon, L., Watson, J., Waren, A., 1998. Design and Use of the Microsoft Excel Solver. *Interfaces* **28**(5), p. 29-55, doi:10.1287/inte.28.5.29.
- Gazis, D.C., Herman, R., Rothery, R.W., 1961. Nonlinear Follow-the-Leader Models of Traffic Flow. *Operations Research* **9**(4), p. 545-567, doi:10.1287/opre.9.4.545.
- Gettman, D., Head, L., 2003. Surrogate Safety Measures from Traffic Simulation Models. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board* **1840**, p. 104-115, 10.3141/1840-12.
- Gettman, D., Pu, L., Sayed, T., Shelby, S.G., 2008. Surrogate safety assessment model and validation: final report. FHWA.
- Gipps, P.G., 1981. A behavioural car-following model for computer simulation. *Transportation Research Part B: Methodological* **15**(2), p. 105-111.
- Giuffrè, O., Guerrieri, M., Granà, A., 2011. Turbo-roundabout general design criteria and functional principles: case studies from real world, *4th International Symposium on Highway Geometric Design*. Transportation Research Board, Valencia, Spain.
- Greibe, P., 2011. Roundabout -Design and Capacity [Denmark country report], *International Roundabout Design and Capacity Seminar - 6th International Symposium on Highway Capacity*, Stockholm, Sweden.
- Guichet, B., 2005. Evolution of Roundabouts in France and New Uses. National Roundabout Conference, Transportation Research Board.
- Güttinger, V.A., 1984. Conflict Observation in Theory and in Practice, in: Asmussen, E. (Ed.), *International Calibration Study of Traffic Conflict Techniques*, 5. Springer Berlin Heidelberg, pp. 17-24.
- Habtemichael, F.G. 2013. *Improved Active Traffic Management System for Motorway Safety and Efficiency: Benefits of Reducing the Driving Task Difficulty*. Tese de Doutorado, Universidade Técnica de Lisboa - Instituto Superior Técnico.
- Habtemichael, F.G., Picado-Santos, L., The impact of high-risk drivers and benefits of limiting their driving degree of freedom. *Accident Analysis & Prevention*, <http://dx.doi.org/10.1016/j.aap.2013.05.013>.
- Habtemichael, F.G., Picado-Santos, L., 2013. The impact of high-risk drivers and benefits of limiting their driving degree of freedom. *Accident Analysis & Prevention* **60**(0), p. 305-315, <http://dx.doi.org/10.1016/j.aap.2013.05.013>.

- Hagring, O., 1996. The use of the Cowan M3 distribution for modelling roundabout flow. *Traffic Engineering + Control* **37**(5), p. 328-332.
- Hagring, O., 1998. A further generalization of Tanner's formula. *Transportation Research Part B: Methodological* **32**(6), p. 423-429.
- Hagring, O., 2000. Estimation of critical gaps in two major streams. *Transportation Research Part B: Methodological* **34**(4), p. 293-313.
- Hagring, O., Roupail, N.M., Sørensen, H.A., 2003. Comparison of Capacity Models for Two-Lane Roundabouts. *Transportation Research Record 1852*, p. 114-123.
- Hall, R.D., Surl, R.A.J., 1981. Accidents at four-arm roundabouts and dual-carriageway junctions - some preliminary findings. *Traffic Engineering & Control* **22**(6), p. 339-344.
- Hamed, M.M., Easa, S.M., Batayneh, R.R., 1997. Disaggregate Gap-Acceptance Model for Unsignalized T-Intersections. *Journal of Transportation Engineering* **123**(1), p. 36-42.
- Harders, J., 1968. The capacity of unsignalized urban intersections. *Schriftenreihe Strassenbau und Strassenverkehrstechnik* **76**, p. 1968.
- Hartley, R.I., Zisserman, A., 2003. *Multiple View Geometry in Computer Vision*, Second ed. Cambridge University Press, ISBN: 0521540518.
- Harwood, D.W., Council, F., Hauer, E., Hughes, W., Vogt, A., 2000. Prediction of the expected safety performance of rural two-lane highways, FHWA-RD-99-207. Federal Highway Administration (FHWA).
- Highways Agency, 1996. Design Manual for Roads and Bridges (DMRB) Volume 12 - Traffic Appraisal Road Schemes, Section 2 - Traffic Appraisal Advice, 12. HMSO, England, United Kingdom.
- Horst, R.V.D., 1989. Time-to-collision as a cue for decision-making in braking, *Vision in vehicles-III*, Aachen, Germany.
- Huang, F., Liu, P., Yu, H., Wang, W., 2013. Identifying if VISSIM simulation model and SSAM provide reasonable estimates for field measured traffic conflicts at signalized intersections. *Accident Analysis & Prevention* **50**(0), p. 1014-1024, <http://dx.doi.org/10.1016/j.aap.2012.08.018>.
- Janson Olstam, J., Tapani, A., 2004. Comparison of Car-following models. VTI (Swedish National Road and Transport Research Institute).
- Jensen, S.U., 2013. Safety effects of converting intersections to roundabouts, *TRB 2013 Annual Meeting*, Washington DC.
- Kaysi, I.A., Abbany, A.S., 2007. Modeling aggressive driver behavior at unsignalized intersections. *Accident Analysis & Prevention* **39**(4), p. 671-678.
- Kesting, A., Treiber, M., Helbing, D., 2010. Enhanced intelligent driver model to assess the impact of driving strategies on traffic capacity. *Philosophical Transactions of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences* **368**(1928), p. 4585-4605, 10.1098/rsta.2010.0084.
- Kim, K.-J., Sul, J., 2009. Development of Intersection Traffic Accident Risk Assessment Model, *4th IRTAD Conference*, Seoul, Korea.
- Kimber, R., Hollis, E., 1977. Flow/delay relationships for major/minor priority junctions. *Traffic Engineering and Control* **18**(Analytic).
- Kimber, R.M., 1980. The traffic capacity of roundabouts. Transport and Road Research Laboratory, Crowthorne, U.K.
- Kittelson, W.K., Vandehey, M.A., 1991. Delay effects on driver gap acceptance characteristics at two-way stop-controlled intersections. *Transportation Research Record* (1320), p. 154-159.
- Kusuma, A., Koutsopoulos, H.N., 2011. Critical Gap Analysis of Dual Lane Roundabouts. *Procedia - Social and Behavioral Sciences* **16**(0), p. 709-717, <http://dx.doi.org/10.1016/j.sbspro.2011.04.490>.

- Laureshyn, A., Svensson, Å., Hydén, C., 2010. Evaluation of traffic safety, based on micro-level behavioural data: Theoretical framework and first implementation. *Accident Analysis & Prevention* **42**(6), p. 1637-1646.
- Leutzbach, W., 1988. *Introduction to the theory of traffic flow*. Springer-Verlag, Brerlin.
- Lindenmann, H., 2006. Capacity of Small Roundabouts with Two-Lane Entries. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board* **1988**, p. 119-126.
- Lipshtat, A., 2009. Effect of desired speed variability on highway traffic flow. *Physical Review E* **79**(66610), p. 1-5.
- Lobo, A., Jacques, M., Rodrigues, C., Couto, A., 2011. Free-Gap Evaluation for Two-Lane Rural Highways. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board* **2223**, p. 9-17, 10.3141/2223-02.
- Luk, J., Tay, J., 2006. *The use and application of microsimulation traffic models*. Austroads - ARRB Group Limited.
- Luttinen, R., 1999. Properties of Cowan's M3 Headway Distribution. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board* **1678**, p. 189-196.
- Luttinen, T. 1996. *Statistical Analysis of Vehicle Time Headways*. PhD Thesis, Helsinki University of Technology.
- Luttinen, T., 2004. Capacity and Level of Service at Finnish Unsignalized Intersections. Finnish Road Administration, Helsinki.
- Maher, M.J., Summersgill, I., 1996. A comprehensive methodology for the fitting of predictive accident models. *Accident Analysis & Prevention* **28**(3), p. 281-296, [http://dx.doi.org/10.1016/0001-4575\(95\)00059-3](http://dx.doi.org/10.1016/0001-4575(95)00059-3).
- Mahmassani, H., Sheffi, Y., 1981. Using gap sequences to estimate gap acceptance functions. *Transportation Research Part B: Methodological* **15**, p. 143-148.
- Major, N., Buckley, D., 1962. Entry to a traffic stream. Australian Road Research Board (ARRB) Conference, 1st, 1962, Canberra.
- Mandavilli, S., Russell, E.R., Rys, M.J., 2003. Impact of Modern Roundabouts on Vehicular Emissions, *2003 Mid-Continent Transportation Research Symposium*, Ames, US.
- Marôco, J., 2007. *Análise Estatística com utilização do SPSS*, 3.<sup>a</sup> ed. Edições Sílabo, Lisboa.
- MathWorks, I., 2005. *Genetic Algorithm and Direct Search Toolbox for Use with MATLAB®: User's Guide*. MathWorks.
- Mauro, R., Branco, F., 2010. Comparative Analysis of Compact Multilane Roundabouts and Turbo-Roundabouts. *Journal of Transportation Engineering* **136**(4), p. 316-322, 10.1061/(asce)te.1943-5436.0000106.
- Mauro, R., Cattani, M., 2010. Potential Accident Rate of Turbo-Roundabouts, *4th International Symposium on Highway Geometric Design*. Transportation Research Board, Valencia, Spain.
- May, A.D., 1990. *Traffic Flow Fundamentals*. Prentice-Hall, Incorporated, Englewood Cliffs, USA.
- Maycock, G., Hall, R., 1984. Accidents at 4-arm roundabouts. Highway appraisal and design - PTRC Summer Annual Meeting, Sussex, England, 10-13 July.
- McFadden, D., University of California, B.I.O.U., Development, R., 1973. *Conditional Logit Analysis of Qualitative Choice Behavior*. Institute of Urban and Regional Development, University of California.
- Miller, A.J., Pretty, R.L., 1968. Overtaking on Two-Lane Rural Roads, *4th ARRB Conference*. Australian Road Research Board, Victoria.

- Montella, A., 2011. Identifying crash contributory factors at urban roundabouts and using association rules to explore their relationships to different crash types. *Accident Analysis & Prevention* **43**(4), p. 1451-1463, 10.1016/j.aap.2011.02.023.
- Myung, I.J., 2003. Tutorial on maximum likelihood estimation. *Journal of Mathematical Psychology* **47**(1), p. 90-100, [http://dx.doi.org/10.1016/S0022-2496\(02\)00028-7](http://dx.doi.org/10.1016/S0022-2496(02)00028-7).
- Nagelkerke, N.J.D., 1991. A note on a general definition of the coefficient of determination. *Biometrika* **78**(3), p. 691-692.
- Naghetini, M.N., Pinto, É.J.A., 2007. Hidrologia Estatística – Boletim Técnico. CPRM - Serviço Hidrológico do Brasil.
- Nunes da Silva, F., 1992. Les Nouveaux Giratoires au Portugal, *Séminaire International "Giratoires 92"*. CETUR, Nantes, França.
- Parker Jr, M., Zegeer, C.V., 1989. Traffic Conflict Techniques for Safety and Operations. Observers Manual. FHWA.
- Pipes, L.A., 1953. An Operational Analysis of Traffic Dynamics. *J Appl Phys* **24**(3), p. 274-281, doi:<http://dx.doi.org/10.1063/1.1721265>.
- Plank, A.W., 1982. The capacity of a priority intersection - two approaches. *Traffic Engineering and Control* **23**(2), p. 88-92.
- Polus, A., Lazar, S.S., Livneh, M., 2003. Critical Gap as a Function of Waiting Time in Determining Roundabout Capacity. *Journal of Transportation Engineering* **129**(5), p. 504-509.
- Polus, A., Shiftan, Y., Shmueli-Lazar, S., 2005. Evaluation of the Waiting-Time effect on Critical Gaps at Roundabouts by a Logit Model. *European Journal of Transport and Infrastructure Research* **5**(1), p. 1-12.
- Pu, L., Joshi, R., 2008. Surrogate Safety Assessment Model (SSAM): Software User Manual. Siemens Energy and Automation, Federal Highway Administration (FHWA).
- Punzo, V., Ciuffo, B., 2009. How Parameters of Microscopic Traffic Flow Models Relate to Traffic Dynamics in Simulation. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board* **2124**, p. 249-256, 10.3141/2124-25.
- Punzo, V., Tripodi, A., 2007. Steady-State Solutions and Multiclass Calibration of Gipps Microscopic Traffic Flow Model. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board* **1999**, p. 104-114, 10.3141/1999-12.
- Raff, M., Hart, J., 1950. *A volume warrant to urban stop signs*. Eno Foundation for Highway Traffic Control, Saugatuck, Conn.
- Rakha, H., Crowther, B., 2002. Comparison of Greenshields, Pipes, and Van Aerde Car-Following and Traffic Stream Models. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board* **1802**, p. 248-262.
- Rakha, H., Wang, W., 2009. Procedure for Calibrating the Gipps Car-following Model, *TRB 2009 Annual Meeting*. Transportation Research Board, Washington DC.
- Reuschel, A., 1950. Fahrzeugbewegungen in der Kolonne. *Oesterreichisches Ingenieur-Archiv* **4**(3/4), p. 193-215.
- Rodegerdts, L., Bansen, J., Tiesler, C., J. Knudsen, E., Myers, M., 2010. Roundabouts: An Informational Guide, Second Edition - NCHRP Report 672. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, USA.
- Rodegerdts, L., Blogg, M., Wemple, E., Myers, E., Kyte, M., Dixon, M., 2007. Roundabouts in the United States - NCHRP Report 572. Transportation Research Board, Washington, D.C.

- Rodegerdts, L.A., 2011. Current Roundabout Practice in the United States, *International Roundabout Design and Capacity Seminar - 6th International Symposium on Highway Capacity*, Stockholm, Sweden.
- Romana, M.G., 2011. Roundabout practice and research in Spain, *International Roundabout Design and Capacity Seminar - 6th International Symposium on Highway Capacity*, Stockholm, Sweden.
- Rossi, R., Gastaldi, M., Meneguzzer, C., Gecchele, G., 2011. Gap-Acceptance Behavior at Priority Intersection: Field Observations Versus Experiments with Driving Simulator. Transportation Research Board 90th Annual Meeting, Washington, DC, Transportation Research Board.
- Rouphail, N., Tarko, A., Li, J., 1992. Traffic flow at signalized intersections. *Traffic Flow Theory—A State-of-the-art report*.
- Royal Haskoning DHV, 2009. Roundabouts - Application and Design. Ministry of Transport, Public Works and Water management.
- Salamati, K., Coelho, M.C., Fernandes, P.J., Rouphail, N.M., Frey, H.C., Bandeira, J., 2013. Emission Estimation at Multilane Roundabouts: Effect of Movement and Approach Lane. Transportation Research Board 92nd Annual Meeting.
- Santos, S., Bastos Silva, A., 2011. Controlo da velocidade em eixos rodoviários - Definição de soluções combinadas de acalmia de tráfego, *7th Virtual Cities and Territories*, Lisbon.
- Sargent, R.G., 2007. Verification and validation of simulation models, in: S. G. Henderson, B.B., M.-H. Hsieh, J. Shortle, J. D. Tew, and R. R. Barton, eds. (Ed.), *Winter Simulation Conference*, Washington, D.C., pp. 124-137.
- Seco, Á.J.M., Vasconcelos, A.L.P., 2006. Revisão do estudo de optimização do sistema viário e de transportes da cidade de Viseu - 1º Relatório - Diagnóstico e Acções Imediatas. ADIV - CMV, Viseu.
- SETRA, 1998. Aménagement des Carrefours Interurbains sur les routes principales – Carrefours plans - Guide Technique. Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes, Bagneux, France.
- Setti, J., Demarchi, S., 1996. Assessing Heavy Vehicle Impacts on Operation of Rural At-Grade Intersections in Brazil. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board* **1555**, p. 83-90, 10.3141/1555-11.
- Siegloch, W., 1973. Die Leistungsermittlung an Knotenpunkten ohne Lichtsignalsteuerung, *Strassenbau und Strassenverkehrstechnik* 154. Bundesminister für Verkehr.
- Sullivan, D.P., Troutbeck, R., 1994. The use of Cowan's M3 headway distribution for modelling urban traffic flow. *Traffic Engineering + Control* **35**(7/8), p. 445-450.
- Sullivan, D.P., Troutbeck, R., 1997. An exponential relationship for the proportion of free vehicles on arterial roads. *Transportation Research A* **31**(1), p. 21-31.
- Svensson, A. 1998. *A method for analysing the traffic process in a safety perspective*. Doctoral Dissertation, Lund Institute of Technology.
- Tanner, J.C., 1962. A theoretical analyses of delays at an uncontrolled interserction. *Biometrika* **49**(1 and 2), p. 163-170.
- Tanner, J.C.J., 1967. The capacity of uncontrolled intersection. *Biometrika* **54**(3), p. 657-658, 10.2307/2335057.
- Tanyel, S., Yayla, N., 2003. A discussion on the parameters of Cowan M3 distribution for Turkey. *Transportation Research Part A: Policy and Practice* **37**(2), p. 129-143.
- Tarko, A.P., 2012. Use of crash surrogates and exceedance statistics to estimate road safety. *Accident Analysis & Prevention* **45**(0), p. 230-240, <http://dx.doi.org/10.1016/j.aap.2011.07.008>.
- Thedeen, T., 1964. A note on the Poisson tendency in traffic distribution. *The Annals of Mathematical Statistics* **35**(4), p. 1823-1824.

- Tian, Z., Urbanik, T., Engelbrecht, R., Balke, K., 2002. Variations in Capacity and Delay Estimates from Microscopic Traffic Simulation Models. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board* **1802**, p. 23-31, 10.3141/1802-04.
- Tian, Z., Vandehey, M., Robinson, B.W., Kittelson, W., Kyte, M., Troutbeck, R., Brilon, W., Wu, N., 1999. Implementing the maximum likelihood methodology to measure a driver's critical gap. *Transportation Research Part A: Policy and Practice* **33**(3-4), p. 187-197.
- Tian, Z.Z., Troutbeck, R., Kyte, M., Brilon, W., Vandehey, M., Kittelson, W., Robinson, B., 2000. A Further Investigation on Critical Gap and Follow-Up Time, in: Brilon, W. (Ed.), *Fourth International Symposium on Highway Capacity*, Maui, Hawaii.
- Tollazzi, T., Rencelj, M., Turnsek, S., 2011. Slovenian Experiences with Alternative Types of Roundabouts - "Turbo" and "Flower" Roundabouts, *8th International Conference on Environmental Engineering*. Vilnius Gediminas Technical University Press Technika, Vilnius, Lithuania.
- Tracz, M., Chodur, J., Ostrowski, K., 2011. Roundabouts: Country Report - Poland, *International Roundabout Design and Capacity Seminar - 6th International Symposium on Highway Capacity*, Stockholm, Sweden.
- TRB, 1985. *HCM 1985: Highway Capacity Manual - Special report 209*. Transportation Research Board – National Research Council, Washington, DC.
- TRB, 1994. *HCM 1994: Highway Capacity Manual, special report 209*. Transportation Research Board – National Research Council, Washington, DC.
- TRB, 2010. *HCM 2010: Highway Capacity Manual*. Transportation Research Board – National Research Council, Washington, D.C.
- Troutbeck, R., 2000. Modeling Signalized and Unsignalized Junction, in: Button, D.H.K. (Ed.), *Handbook of Transport Modelling*. Pergamon, pp. 375-390.
- Troutbeck, R., Brilon, W., 1997. Unsignalized intersection theory. *Traffic Flow Theory, TRB*.
- Troutbeck, R.J., 1986. Average delay at an unsignalized intersection with two major streams each having a dichotomized headway distribution. *Transportation Science* **20**(4), p. 272–286.
- Troutbeck, R.J., 1989. Evaluating the Performance of a Roundabout. Australian Road Research SR 45. Australian Road Research Board.
- Troutbeck, R.J., 1991. Recent Australian Unsignalised Intersection Research and Practices, in: Brilon, W. (Ed.), *Intersections without Traffic Signals II*. Springer Berlin Heidelberg, pp. 238-257.
- Troutbeck, R.J., 1992. Estimating the Critical Acceptance Gap from Traffic Movements, *Physical Infrastructure Center Report*. Physical infrastructure centre, Queensland University of Technology.
- Troutbeck, R.J., 2014. Estimating the mean critical gap, *TRB 2014 Annual Meeting*, Washington, D.C.
- Troutbeck, R.J., Kako, S., 1999. Limited priority merge at unsignalized intersections. *Transportation Research Part A: Policy and Practice* **33**(3–4), p. 291-304, [http://dx.doi.org/10.1016/S0965-8564\(98\)00046-9](http://dx.doi.org/10.1016/S0965-8564(98)00046-9).
- Trueblood, M., 2011. Retrofitting closely spaced intersections using the Peanut Turbo Roundabout concept, *3rd International Conference on Roundabouts*. Transportation Research Board, Carmel, Indiana.
- US EPA, 2002. Methodology for developing modal emission rates for EPA's multi-scale motor vehicle & equipment emission system. *Prepared by North Carolina State University for US EPA, Ann Arbor, MI, August, EPA420*.
- Vasconcelos, A.L.P., Neto, L., Santos, S., Bastos Silva, A., Seco, Á.J.M., 2014. Calibration of the Gipps car-following model using trajectory data, *The seventeenth Meeting of the EURO Working Group on Transportation (EWGT2014)*, Seville, Spain.

- Vasconcelos, A.L.P., Seco, Á.J.M., Bastos Silva, A., 2009. Accessing the impact of quantification errors in traffic simulation models, *Applied Simulation and Modelling 2009*, Palma de Mallorca, Spain.
- Velhonoja, P., 2011. Roundabouts in Finland - Country Report, *International Roundabout Design and Capacity Seminar - 6th International Symposium on Highway Capacity*, Stockholm, Sweden.
- Vieira Gomes, S., 2013. The influence of the infrastructure characteristics in urban road accidents occurrence. *Accident Analysis & Prevention*, <http://dx.doi.org/10.1016/j.aap.2013.02.042>.
- Vogel, K., 2003. A comparison of headway and time to collision as safety indicators. *Accident Analysis & Prevention* **35**(3), p. 427-433, [http://dx.doi.org/10.1016/S0001-4575\(02\)00022-2](http://dx.doi.org/10.1016/S0001-4575(02)00022-2).
- Weinert, A., 2000. Estimation of Critical Gaps and Follow-Up Times at Rural Unsignalized Intersections in Germany, *Fourth International Symposium on Highway Capacity*. Transportation Research Board - National Research Council, Maui, Hawaii.
- Weisstein, E.W. (2014). "SSS Theorem", MathWorld-A Wolfram Web Resource Acesso: 14-04-2014, <http://mathworld.wolfram.com/SSSTheorem.html>.
- Wiedemann, R., 1974. *Simulation Des Strassenverkehrsflusses*. Institut fur Verkehrswesen der Universitat Karlsruhe.
- Wiedemann, R., Reiter, U., 1992. Microscopic traffic simulation: the simulation system MISSION, background and actual state. In Project ICARUS (V1052), Vol 2: 1--53 in Appendix A, Brussels.
- Wilson, E., 2001. An Analyses of Gipps' Car-Following Model of Highway Traffic. *IMA Journal on Applied Mathematics* **Volume 66**(5), p. 509-537.
- Wu, N., 2001. A universal procedure for capacity determination at unsignalized (priority-controlled) intersections. *Transportation Research Part B: Methodological* **35**(6), p. 593-623, Doi: 10.1016/s0191-2615(00)00012-6.
- Wu, N., 2002. A new approach for modeling of Fundamental Diagrams. *Transportation Research Part A: Policy and Practice* **36**(10), p. 867-884, 10.1016/s0965-8564(01)00043-x.
- Wu, N., 2012. Equilibrium of Probabilities for Estimating Distribution Function of Critical Gaps at Unsignalized Intersections. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board* **2286**, p. 49-55, 10.3141/2286-06.
- Xu, F., Tian, Z.Z., 2008. Driver Behavior and Gap-Acceptance Characteristics at Roundabouts in California. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board* **2071**, p. 117-124, 10.3141/2071-14.
- Yamaguchi, F., Yamaguchi, F., 1988. *Curves and surfaces in computer aided geometric design*. Springer-Verlag Berlin.
- Yan, X., Radwan, E., Guo, D., 2007. Effects of major-road vehicle speed and driver age and gender on left-turn gap acceptance. *Accident Analysis & Prevention* **39**(4), p. 843-852.
- Yperman, I., Immers, L.H., 2003. Capacity of a turbo-roundabout determined by micro-simulation, *10th World Congress on ITS*, Madrid, Spain.
- Zhang, G., Wang, Y., Wei, H., Chen, Y., 2007. Examining headway distribution models with urban freeway loop event data. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board* **1999**, p. 141-149.
- Zohdy, I., Sadek, S., Rakha, H., 2010. Empirical Analysis of Effects of Wait Time and Rain Intensity on Driver Left-Turn Gap Acceptance Behavior. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board* **2173**, p. 1-10, 10.3141/2173-01.

# APÊNDICES

- Apêndice 1 – Rotundas estudadas
- Apêndice 2 – Estimação de intervalos críticos – resultados do método Logit
- Apêndice 3 – Procedimento iterativo de cálculo de capacidades de rotundas convencionais e de turbo-rotundas





## APÊNDICES

### Apêndice 1 – Rotundas estudadas (fonte: Google Maps)



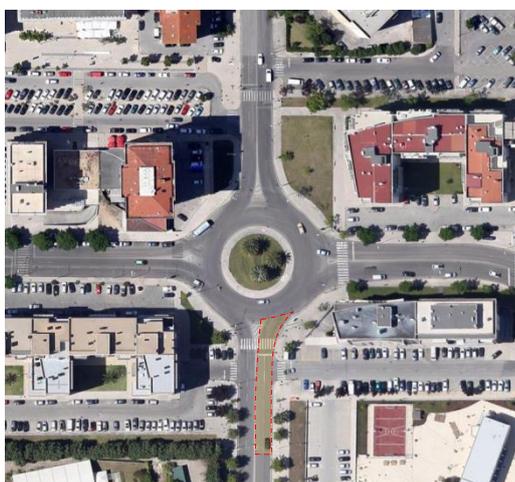
Rotunda da Pedrulha – Coimbra (entrada oeste)  
Duas vias de entrada e duas vias de circulação (mal definidas)



Rotunda da Ponte Rainha Santa – Coimbra  
Uma via de entrada e uma via de circulação



Rotunda do Choupal - Coimbra (entrada norte)  
Uma via de entrada e uma via de circulação



Rotunda das Palmeiras – Coimbra (entrada sul)  
Duas vias de entrada e duas vias de circulação



Rotunda da Solum – Coimbra (entrada sul)  
Duas vias de entrada e duas vias de circulação (mal definidas)



Rotunda da Solum – Coimbra (entrada norte)  
Uma via de aproximação, duas vias de entrada (leque curto) e uma via de circulação



Rotunda da Solum – Coimbra (entrada oeste)  
Duas vias de entrada e duas vias de circulação



Rotunda de Nelas – Viseu (entrada oeste)  
Duas vias de entrada e duas vias de circulação



Rotunda de Nelas – Viseu (entrada sul)  
Duas vias de entrada e duas vias de circulação



Rotunda do Almegue – Coimbra (entrada este)  
Duas vias de entrada e três vias de circulação (via exterior com utilização residual)

## Apêndice 2 – Estimação de intervalos críticos – resultados do método Logit

**Modelo do tipo A** – Variáveis: intervalo, tempo de espera, vias ocupadas pelos veículos prioritários (4 classes), amostra completa (intervalo aceite e todos os intervalos rejeitados)

Nelas S Esquerda	B	S.E.	Wald	df	Sig.	Exp(B)	95% C.I.for EXP(B)	
							Lower	Upper
Headway	2.899	.409	50.14	1	.000	18.149	8.136	40.482
wTime	.146	.121	1.457	1	.227	1.157	.913	1.466
Type1			1.488	3	.685			
Type1(1)	.142	1.834	.006	1	.938	1.152	.032	41.958
Type1(2)	-1.071	.973	1.211	1	.271	.343	.051	2.309
Type1(3)	.353	.907	.151	1	.697	1.423	.241	8.413
Constant	-9.630	1.386	48.26	1	.000	.000		

Nelas S Direita	B	S.E.	Wald	df	Sig.	Exp(B)	95% C.I.for EXP(B)	
							Lower	Upper
Headway	2.713	.338	64.45	1	.000	15.080	7.776	29.248
wTime	.253	.106	5.726	1	.017	1.288	1.047	1.584
Type1			1.781	3	.619			
Type1(1)	-1.418	1.291	1.207	1	.272	.242	.019	3.040
Type1(2)	-.763	.933	.669	1	.413	.466	.075	2.901
Type1(3)	-.116	.750	.024	1	.877	.890	.205	3.871
Constant	-9.864	1.217	65.66	1	.000	.000		

Nelaz W Esquerda	B	S.E.	Wald	df	Sig.	Exp(B)	95% C.I.for EXP(B)	
							Lower	Upper
Headway	2.262	.236	91.92	1	.000	9.606	6.049	15.254
wTime	.079	.061	1.662	1	.197	1.082	.960	1.220
Type1			9.135	3	.028			
Type1(1)	.335	.540	.385	1	.535	1.398	.485	4.031
Type1(2)	-.529	.565	.876	1	.349	.589	.195	1.783
Type1(3)	1.208	.534	5.116	1	.024	3.347	1.175	9.535
Constant	-8.255	.901	83.99	1	.000	.000		

Nelaz W Direita	B	S.E.	Wald	df	Sig.	Exp(B)	95% C.I.for EXP(B)	
							Lower	Upper
Headway	2.950	.310	90.36	1	.000	19.105	10.399	35.100
wTime	.244	.073	11.27	1	.001	1.277	1.107	1.473
Type1			7.399	3	.060			
Type1(1)	-1.351	.579	5.44	1	.020	.259	.083	.805
Type1(2)	-.416	.519	.641	1	.423	.660	.239	1.825
Type1(3)	.173	.511	.115	1	.735	1.189	.437	3.237
Constant	-9.733	1.02	90.99	1	.000	.000		

Palmeiras Esquerda	B	S.E.	Wald	df	Sig.	Exp(B)	95% C.I.for EXP(B)	
							Lower	Upper
Headway	2.606	.357	53.15	1	.000	13.543	6.722	27.287
wTime	.149	.061	5.93	1	.015	1.161	1.030	1.309
Type1			.989	3	.804			
Type1(1)	-.073	.834	.008	1	.930	.929	.181	4.761
Type1(2)	-.526	.712	.547	1	.459	.591	.146	2.383
Type1(3)	.435	.884	.242	1	.623	1.545	.273	8.739
Constant	-10.17	1.40	52.70	1	.000	.000		

Palmeiras Direita	B	S.E.	Wald	df	Sig.	Exp(B)	95% C.I.for EXP(B)	
							Lower	Upper
Headway	2.062	.195	111.90	1	.000	7.864	5.367	11.524
wTime	.060	.032	3.474	1	.062	1.062	.997	1.132
Type1			6.718	3	.081			
Type1(1)	-.432	.534	.655	1	.418	.649	.228	1.849
Type1(2)	-1.103	.455	5.867	1	.015	.332	.136	.810
Type1(3)	.025	.455	.003	1	.956	1.025	.420	2.504
Constant	-6.747	.657	105.51	1	.000	.001		

Almeque Esquerda	B	S.E.	Wald	df	Sig.	Exp(B)	95% C.I.for EXP(B)	
							Lower	Upper
Headway	2.124	.206	106.66	1	.000	8.364	5.590	12.516
wTime	.045	.067	.454	1	.500	1.046	.918	1.192
Type1			13.07	3	.004			
Type1(1)	-1.532	.454	11.37	1	.001	.216	.089	.527
Type1(2)	-1.193	.449	7.054	1	.008	.303	.126	.732
Type1(3)	-.609	.445	1.874	1	.171	.544	.228	1.301
Constant	-5.345	.606	77.88	1	.000	.005		

Almeque Direita	B	S.E.	Wald	df	Sig.	Exp(B)	95% C.I.for EXP(B)	
							Lower	Upper
Headway	1.708	.154	122.66	1	.000	5.518	4.079	7.466
wTime	.282	.068	17.228	1	.000	1.325	1.160	1.514
Type1			10.57	3	.014			
Type1(1)	-1.009	.395	6.53	1	.011	.365	.168	.790
Type1(2)	-.231	.397	.337	1	.561	.794	.365	1.729
Type1(3)	.277	.385	.517	1	.472	1.319	.620	2.807
Constant	-5.225	.531	96.71	1	.000	.005		

**Modelo do tipo B – Variáveis: intervalo, vias ocupadas pelos veículos prioritários (2 classes), amostra reduzida (intervalo aceite e maior intervalo rejeitado)**

Nelas S Esquerda	B	S.E.	Wald	df	Sig.	Exp(B)	95% C.I.for EXP(B)	
							Lower	Upper
Headway	2.658	.407	42.627	1	.000	14.27	6.425	31.696
Type2(1)	-.796	.830	.918	1	.338	.451	.089	2.297
Constant	-8.169	1.289	40.168	1	.000	.000		

Nelas S Direita	B	S.E.	Wald	df	Sig.	Exp(B)	95% C.I.for EXP(B)	
							Lower	Upper
Headway	2.477	.330	56.27	1	.000	11.91	6.235	22.753
Type2(1)	-.829	.725	1.308	1	.253	.437	.105	1.807
Constant	-8.157	1.107	54.28	1	.000	.000		

Nelas W Esquerda	B	S.E.	Wald	df	Sig.	Exp(B)	95% C.I.for EXP(B)	
							Lower	Upper
Headway	1.906	.227	70.51	1	.000	6.726	4.311	10.494
Type2(1)	-.602	.399	2.279	1	.131	.548	.251	1.197
Constant	-5.929	.739	64.37	1	.000	.003		

Nelas W Direita	B	S.E.	Wald	df	Sig.	Exp(B)	95% C.I.for EXP(B)	
							Lower	Upper
Headway	2.462	.273	81.59	1	.000	11.725	6.873	20.002
Type2(1)	-.871	.379	5.279	1	.022	.419	.199	.880
Constant	-7.147	.821	75.73	1	.000	.001		

Palmeiras Esquerda	B	S.E.	Wald	df	Sig.	Exp(B)	95% C.I.for EXP(B)	
							Lower	Upper
Headway	2.072	.328	39.79	1	.000	7.942	4.172	15.120
Type2(1)	-.298	.548	.297	1	.586	.742	.253	2.172
Constant	-7.119	1.164	37.44	1	.000	.001		

Palmeiras Direita	B	S.E.	Wald	df	Sig.	Exp(B)	95% C.I.for EXP(B)	
							Lower	Upper
Headway	1.550	.187	68.53	1	.000	4.710	3.264	6.798
Type2(1)	-.882	.368	5.745	1	.017	.414	.201	.852
Constant	-4.391	.582	56.98	1	.000	.012		

<b>Almeque Esquerda</b>	B	S.E.	Wald	df	Sig.	Exp(B)	95% C.I.for EXP(B)	
							Lower	Upper
Headway	1.970	.205	92.28	1	.000	7.174	4.799	10.724
Type2(1)	-1.023	.319	10.27	1	.001	.359	.192	.672
Constant	-4.917	.572	73.88	1	.000	.007		

<b>Almeque Direita</b>	B	S.E.	Wald	df	Sig.	Exp(B)	95% C.I.for EXP(B)	
							Lower	Upper
Headway	1.403	.131	115.00	1	.000	4.066	3.146	5.254
Type2(1)	-.672	.257	6.852	1	.009	.511	.309	.845
Constant	-3.270	.369	78.70	1	.000	.038		

**Modelo do tipo C – Variáveis: intervalo, amostra reduzida (intervalo aceite e maior intervalo rejeitado)**

Nelaz S Esquerda	B	S.E.	Wald	df	Sig.	Exp(B)	95% C.I.for EXP(B)	
							Lower	Upper
Headway	2.695	.414	42.27	1	.000	14.808	6.572	33.367
Constant	-8.395	1.306	41.294	1	.000	.000		

Nelaz S Direita	B	S.E.	Wald	df	Sig.	Exp(B)	95% C.I.for EXP(B)	
							Lower	Upper
Headway	2.496	.332	56.388	1	.000	12.130	6.324	23.269
Constant	-8.319	1.112	55.932	1	.000	.000		

Nelaz W Esquerda	B	S.E.	Wald	df	Sig.	Exp(B)	95% C.I.for EXP(B)	
							Lower	Upper
Headway	1.859	.221	71.00	1	.000	6.415	4.163	9.884
Constant	-6.062	.736	67.75	1	.000	.002		

Nelaz W Direita	B	S.E.	Wald	df	Sig.	Exp(B)	95% C.I.for EXP(B)	
							Lower	Upper
Headway	2.412	.267	81.878	1	.000	11.160	6.618	18.819
Constant	-7.406	.817	82.089	1	.000	.001		

Palmeiras Esquerda	B	S.E.	Wald	df	Sig.	Exp(B)	95% C.I.for EXP(B)	
							Lower	Upper
Headway	2.059	.324	40.51	1	.000	7.841	4.159	14.783
Constant	-7.192	1.151	39.05	1	.000	.001		

Palmeiras Direita	B	S.E.	Wald	df	Sig.	Exp(B)	95% C.I.for EXP(B)	
							Lower	Upper
Headway	1.517	.182	69.37	1	.000	4.558	3.190	6.513
Constant	-4.663	.573	66.16	1	.000	.009		

<b>Pedrulha Esquerda</b>	B	S.E.	Wald	df	Sig.	Exp(B)	95% C.I.for EXP(B)	
							Lower	Upper
Headway	2.340	.435	28.89	1	.000	10.377	4.422	24.354
Constant	-8.389	1.608	27.21	1	.000	.000		

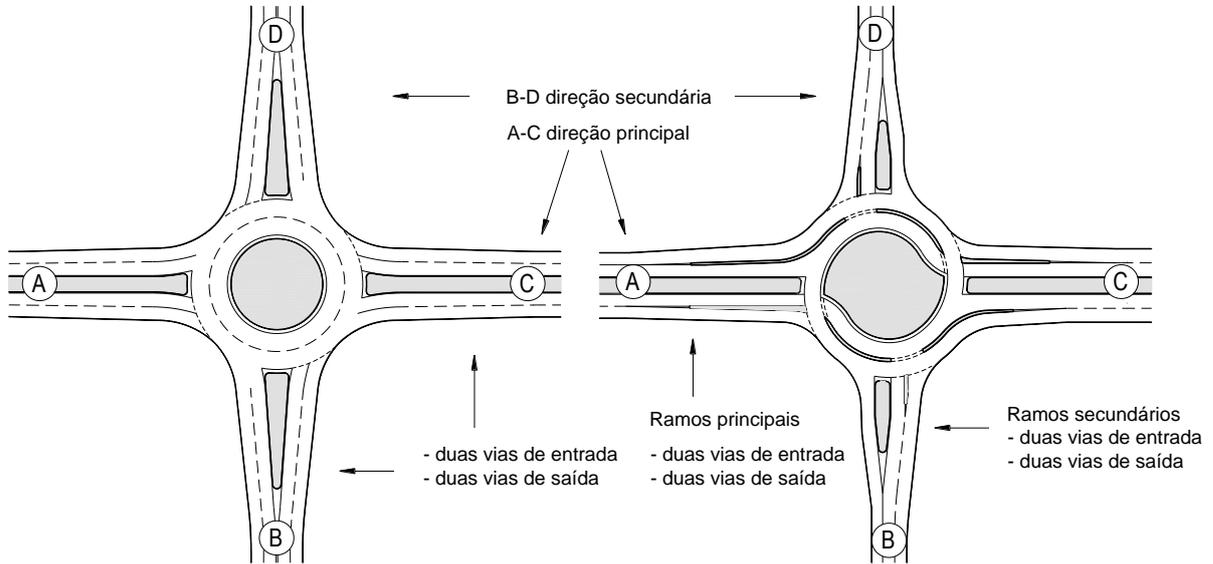
<b>Pedrulha Direita</b>	B	S.E.	Wald	df	Sig.	Exp(B)	95% C.I.for EXP(B)	
							Lower	Upper
Headway	2.122	.316	45.18	1	.000	8.351	4.498	15.506
Constant	-7.015	1.082	42.03	1	.000	.001		

<b>Almeque Esquerda</b>	B	S.E.	Wald	df	Sig.	Exp(B)	95% C.I.for EXP(B)	
							Lower	Upper
Headway	1.867	.191	95.88	1	.000	6.469	4.452	9.400
Constant	-5.138	.555	85.78	1	.000	.006		

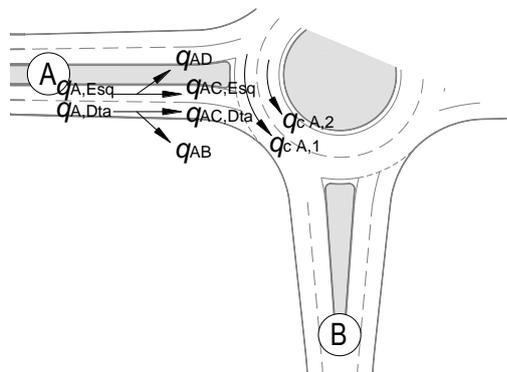
<b>Almeque Direita</b>	B	S.E.	Wald	df	Sig.	Exp(B)	95% C.I.for EXP(B)	
							Lower	Upper
Headway	1.365	.127	115.88	1	.000	3.915	3.054	5.019
Constant	-3.500	.358	95.41	1	.000	.030		



**Apêndice 3 – Procedimento iterativo de cálculo de capacidades de rotundas convencionais e de turbo-rotundas**



**ROTUNDAS CONVENCIONAIS**



**Inicialização**

1. Para cada entrada A-D assumir que todo o tráfego de atravessamento usa a via da direita:

$$p_{i,Esq} = 0, \forall i \in \{A, B, C, D\}$$

**Iterações**

2. Para cada via de entrada (esquerda, direita) calcular a procura:

$$\begin{aligned} q_{A,Esq} &= q_{AC} p_{A,Esq} + q_{AD} & q_{A,Dta} &= q_{AC} (1 - p_{A,Esq}) + q_{AB} \\ q_{B,Esq} &= q_{BD} p_{B,Esq} + q_{BA} & q_{B,Dta} &= q_{BD} (1 - p_{B,Esq}) + q_{BC} \\ q_{C,Esq} &= q_{CA} p_{C,Esq} + q_{CB} & q_{C,Dta} &= q_{CA} (1 - p_{C,Esq}) + q_{CD} \\ q_{D,Esq} &= q_{DB} p_{D,Esq} + q_{DA} & q_{D,Dta} &= q_{DB} (1 - p_{D,Esq}) + q_{DA} \end{aligned}$$

- Para cada via de entrada calcular o fluxo conflituante na via mais próxima (índice 1) e mais afastada (índice 2)

$$\begin{aligned}
 q_{cA,1} &= (1 - p_{D,Esq}) q_{DB} & q_{cA,2} &= p_{D,Esq} q_{DB} + q_{DC} + q_{CB} \\
 q_{cB,1} &= (1 - p_{A,Esq}) q_{AC} & q_{cB,2} &= p_{A,Esq} q_{AC} + q_{AD} + q_{DC} \\
 q_{cC,1} &= (1 - p_{B,Esq}) q_{BD} & q_{cC,2} &= p_{B,Esq} q_{BD} + q_{BA} + q_{AD} \\
 q_{cD,1} &= (1 - p_{C,Esq}) q_{CA} & q_{cD,2} &= p_{C,Esq} q_{CA} + q_{CB} + q_{BA}
 \end{aligned}$$

- Para cada via de entrada calcular a capacidade com a Eq. 8.3 para duas vias conflituantes:

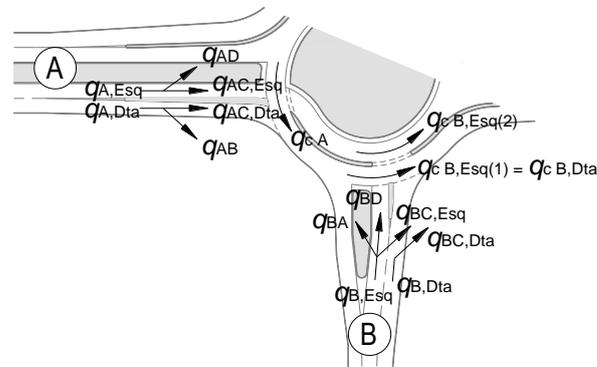
$$\begin{aligned}
 C_{i,Esq} &= C \left| q_1 = q_{Ci,1}, q_2 = q_{Ci,2}, t_{c1} = t_{c2} = 3.06 \text{ s}, t_{f1} = t_{f2} = 2.22 \text{ s} \right. \\
 C_{i,Dta} &= C \left| q_1 = q_{Ci,1}, q_2 = q_{Ci,2}, t_{c1} = t_{c2} = 3.11 \text{ s}, t_{f1} = t_{f2} = 2.26 \text{ s} \right.
 \end{aligned}$$

- Para cada via de entrada atualizar a proporção de tráfego de atravessamento que utiliza a via da esquerda – Eq. 8.4

$$\begin{aligned}
 p_{A,Esq} &= p_{Esq} \left| q_1 = q_{AD}, q_2 = q_{AC}, q_3 = q_{AB} \right. \\
 p_{B,Esq} &= p_{Esq} \left| q_1 = q_{BA}, q_2 = q_{BD}, q_3 = q_{BC} \right. \\
 p_{C,Esq} &= p_{Esq} \left| q_1 = q_{CB}, q_2 = q_{CA}, q_3 = q_{CD} \right. \\
 p_{D,Esq} &= p_{Esq} \left| q_1 = q_{DC}, q_2 = q_{DB}, q_3 = q_{DA} \right.
 \end{aligned}$$

- Repetir os passos 2-5 até que a variação do tráfego nas vias de entrada seja inferior a um dado limite (p. ex. 1%)

### TURBO-ROTUNDAS



- Para cada entrada principal (A, C) assumir que todo o tráfego de atravessamento usa a via da direita; assumir também que todo o tráfego de viragem à direita nas entradas secundárias (B, D) usa a via da direita:

$$p_{i,Esq} = 0, \forall i \in \{A, B, C, D\}$$

- Calcular o tráfego conflituante de cada via de entrada na direção principal

$$\begin{aligned}
 q_{cA} &= q_{CB} + q_{DC} + q_{DB} \\
 q_{cC} &= q_{AD} + q_{BD} + q_{BA}
 \end{aligned}$$

- Calcular a capacidade de cada via de entrada na direção principal utilizando a Eq. 8.1 para uma via conflituante

$$C_{i,Esq} = C \mid q = q_{ci}, t_c = 3.6 \text{ s}, t_f = 2.2 \text{ s}$$

$$C_{i,Dia} = C \mid q = q_{ci}, t_c = 3.9 \text{ s}, t_f = 2.1 \text{ s}, \forall i \in \{A, C\}$$

4. Para cada entrada principal atualizar a proporção de tráfego de atravessamento que usa a via da esquerda – Eq. 8.4 e determinar a procura em cada via:

$$p_{A,Esq} = p_{Esq} \mid q_1 = q_{AD}, q_2 = q_{AC}, q_3 = q_{AB}$$

$$p_{C,Esq} = p_{Esq} \mid q_1 = q_{CB}, q_2 = q_{CA}, q_3 = q_{CD}$$

$$q_{A,Esq} = q_{AC} p_{A,Esq} + q_{AD} \quad q_{A,Dia} = q_{AC} (1 - p_{A,Esq}) + q_{AB}$$

$$q_{C,Esq} = q_{CA} p_{C,Esq} + q_{CB} \quad q_{C,Dia} = q_{CA} (1 - p_{C,Esq}) + q_{CD}$$

5. Calcular o fluxo conflituante de cada via de entrada na direção secundária (B,D)

$$q_{cB,Esq(1)} = (1 - p_{A,Esq}) q_{AC} + q_{DC} \quad q_{cB,Dia} = q_{cB,Esq(1)}$$

$$q_{cB,Esq(2)} = p_{A,Esq} q_{AC} + q_{AD}$$

$$q_{cD,Esq(1)} = (1 - p_{C,Esq}) q_{CA} + q_{BA} \quad q_{cD,Dia} = q_{cD,Esq(1)}$$

$$q_{cD,Esq(2)} = p_{C,Esq} q_{CA} + q_{CB}$$

6. Calcular a capacidade de cada via de entrada na via secundária utilizando a Eq. 8.3 para a via da esquerda (duas vias conflituantes) e a Eq. 8.1 para a via da direita (uma via conflituante)

$$C_{i,Esq} = C \mid q_1 = q_{ci,Esq(1)}, q_2 = q_{ci,Esq(2)}, t_{c1} = t_{c2} = 3.2 \text{ s}, t_{f1} = t_{f2} = 2.2 \text{ s}, \forall i \in \{B, D\}$$

$$C_{i,Dia} = C \mid q = q_{ci,Dia}, t_c = 3.9 \text{ s}, t_f = 2.1 \text{ s}$$

7. Para cada entrada secundária atualizar a proporção de tráfego de viragem que usa a via da esquerda – Eq. 8.5 e determinar a procura em cada via

$$p_{B,Esq} = p_{Esq} \mid q_1 = q_{BA}, q_2 = q_{BD}, q_3 = q_{BC}$$

$$p_{D,Esq} = p_{Esq} \mid q_1 = q_{DC}, q_2 = q_{DB}, q_3 = q_{DA}$$

$$q_{B,Esq} = q_{BA} + q_{BD} + p_{B,Esq} q_{BC} \quad q_{B,Dia} = q_{BC} (1 - p_{B,Esq})$$

$$q_{D,Esq} = q_{DC} + q_{DB} + p_{D,Esq} q_{DA} \quad q_{D,Dia} = q_{DA} (1 - p_{D,Esq})$$