UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

DIEGO FERNANDES NERIS

**Análise de desempenho do tráfego em rotatórias com alto e desequilibrado
fluxo de veículos empregando semáforos na via principal**

SÃO CARLOS

2018

DIEGO FERNANDES NERIS

**Análise de desempenho do tráfego em rotatórias com alto e desequilibrado
fluxo de veículos empregando semáforos na via principal**

Programa de Pós-graduação em
Engenharia de Transportes da EESC-USP

**Exemplar definitivo (corrigido). O exemplar
original está disponível na CPG da EESC-USP**

São Carlos, 31/01/2019

RESOLUÇÃO CoPGr N º 6018, DE 13 DE OUTUBRO DE 2011, artigo 5º

Tese apresentada à Escola de Engenharia
de São Carlos da Universidade de São
Paulo para a obtenção do título de Doutor
em Engenharia de Transportes.

Área de concentração: Planejamento e
Operação de Sistemas de Transporte.

Orientador: Prof. Dr. Antonio Clóvis Pinto
Ferraz

SÃO CARLOS

2018

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO,
POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS
DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Ficha catalográfica elaborada pela Biblioteca Prof. Dr. Sérgio Rodrigues Fontes da
EESC/USP com os dados inseridos pelo(a) autor(a).

F445a Fernandes Neris, Diego
Análise de desempenho do tráfego em rotatórias com
alto e desequilibrado fluxo de veículos empregando
semáforos na via principal / Diego Fernandes Neris;
orientador Antonio Clóvis Pinto Ferraz. São Carlos,
2018.

Tese (Doutorado) - Programa de Pós-Graduação em
Engenharia de Transportes e Área de Concentração em
Planejamento e Operação de Sistemas de Transporte --
Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de
São Paulo, 2018.

1. Rotatória. 2. Semáforo. 3. Engenharia de
tráfego. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **DIEGO FERNANDES NERIS**.

Título da tese: "Análise do desempenho do tráfego em rotatórias com alto e desequilibrado fluxo de veículos empregando semáforos defasados na via principal".

Data da defesa: 29/11/2018.

Comissão Julgadora:

Resultado:

Prof. Titular **Antonio Clovis Pinto Ferraz**
(Orientador)
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

APROVADO

Profa. Dra. **Marcia de Andrade Pereira Bernardinis**
(Universidade Federal do Paraná/UFPR)

APROVADO

Profa. Dra. **Barbara Stolte Bezerra**
(Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho"/UNESP - Bauru)

APROVADO

Prof. Dr. **Mateus Araujo e Silva**
(Universidade de Ribeirão Preto/UNAERP)

APROVADO

Prof. Dr. **Archimedes Azevedo Raia Junior**
(Universidade Federal de São Carlos/UFSCar)

APROVADO

Coordenadora do Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes:

Profa. Associada **Ana Paula Camargo Larocca**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:
Prof. Associado **Luís Fernando Costa Alberto**

À minha mãe Célia Regina Guimarães por ter feito parte de todas as minhas lutas e,
com muito esforço, me ajudou a chegar até aqui.

AGRADECIMENTOS

A Deus que fez com que tudo na minha vida ocorra de maneira certa e na hora certa.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Antonio Clóvis Pinto Ferraz (Coca Ferraz), por compartilhar seus conhecimentos e ser uma inspiração na área de Engenharia de Transportes.

À Prof. Dra. Sara Ferreira e ao Prof. Dr. José Pedro Tavares pela ajuda e orientação durante o período em que estive em Portugal, na Universidade do Porto, e ao Prof. Dr. Andras Varhelyi por ter aceitado me orientar na Universidade de Lund.

À Prof. Dra. Márcia de Andrade Pereira Bernardinis por toda orientação, desde a época em que eu estava na graduação na UFPR. Agradeço pela inspiração e pelo apoio desde o início da minha vida acadêmica.

Aos professores Dra. Bárbara Bezerra, Dr. Matheus Silva e Dr. José Elievan pelas contribuições dadas para o meu trabalho.

Aos professores do departamento de Engenharia de Transportes da EESC/USP em especial aos professores Dr. Antonio Nelson Rodrigues da Silva, Dr. José Reynaldo Anselmo Setti, Dr. André Luiz Cunha e Dra. Ana Paula Camargo Larocca pelas ajudas, conselhos e indicações.

À Heloisa Helena Morgado Belo pelo apoio, ajudas e incentivos dados enquanto trabalhou na secretaria do departamento de Engenharia de Transportes da EESC/USP.

Aos meus irmãos acadêmicos que sempre estiveram à disposição no que fosse preciso: Fernando, Tiago, Karla, Gustavo e, em especial, a Magaly Romão pelas palavras de incentivo e por toda ajuda profissional e pessoal.

Aos amigos que fiz na Universidade do Porto e na Universidade de São Paulo, em especial a Glaucia Maia de Oliveira, Conrado Vidotte Plaza e Lígia Conceição.

Às minhas amigas Anabele Lindner, por todo apoio e amizade desde a graduação até hoje, e Giovana Sander, pela amizade e carinho durante esse período de elaboração de tese.

Aos meus ex-colegas professores da Universidade de Franca, hoje meus amigos: Aline, Daysy, Eloá, Ernesto, Gabriela, Glauco, Roberto e em especial a coordenadora do curso, Vivian Kharina Bianchini, pela confiança dada e por ter sido uma ótima líder da nossa equipe.

Ao Evandro Tortora e sua família que me receberam de braços abertos como parte dessa família incrível que eu admiro, principalmente à dona Sandra Tortora pelos abraços de mãe enquanto estive longe da minha.

Aos meus amigos e família que sempre me apoiaram e acreditaram em mim, obrigado pelas boas energias.

“Não devemos ter medo dos confrontos... até os planetas se chocam e do caos
nascem as estrelas.”
Charlie Chaplin

RESUMO

NERIS, Diego Fernandes. **Análise de desempenho do tráfego em rotatórias com alto e desequilibrado fluxo de veículos através do emprego de semáforos na via principal**. 2018. 148 p. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2018.

Neste trabalho foi analisado um novo modelo de operação em rotatória implantado no município de Araraquara-SP, cuja preferência é da via principal que possui semáforos a certa distância da interseção, com o início de verde em diferentes momentos para cada direção da via principal. Os semáforos defasados permitem o ordenamento do fluxo e geram brechas maiores ao reduzir o *headway* entre veículos, o que possibilita a operação em pelotões e, conseqüentemente, aumenta a capacidade da interseção e reduz o número de conflitos. A proposta foi comparada com duas outras operações mais usuais: rotatória moderna e rotatória convencional (com e sem preferência para a via circular, respectivamente). A elaboração do trabalho foi dividida em cinco partes: primeiramente é apresentada, de forma detalhada, como é operado o modelo proposto. Em seguida, com dados obtidos em campo por filmagens nas três operações de rotatória em análise, foram determinadas as brechas críticas, através de cinco métodos determinísticos, e o *headway* em fila pelo método de Siegloch (1973). A terceira parte do trabalho foi a análise das distribuições de veículos na rotatória que, junto com o modelo de aproveitamento das brechas, compuseram os modelos de capacidade. Durante a quarta etapa foi realizada uma adaptação da metodologia de dimensionamento semaforico de Webster devido à possibilidade de entrada da via não preferencial, mesmo com o semáforo aberto na via principal, caso haja brecha suficiente. Finalmente, na quinta etapa, com a calibração do software AIMSUN, foram realizadas simulações dos três cenários utilizando o atraso crítico de controle como variável de análise, ou seja, o maior atraso entre as aproximações devido à existência da interseção. Foi verificado que ao instalar os semáforos na via principal, que possui a preferência na entrada da rotatória, o aumento da capacidade, principalmente ao comparar cenários com alta taxa de conversão ou em situação de fluxo desequilibrado entre as aproximações. Ao final foram calibrados modelos de

capacidade para a operação em estudo baseados nas simulações, podendo ser aplicados em qualquer situação ao variar a brecha crítica e o *headway* em fila.

Palavras-chave: Rotatória, Semáforo, Engenharia de tráfego.

ABSTRACT

NERIS, Diego Fernandes. **Analysis of traffic performance in roundabouts with high and unbalanced traffic flow using signals on the main road**. 2018. 148 p. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2018.

In this work, a new traffic-circle operation, implemented in the city of Araraquara-SP, was analysed. The operation consists in offer the traffic preference to the main road with traffic lights installed before the approximation point, with the green time beginning in different moments in which direction to order the use of the intersection and to generate larger *gaps* by reducing the *headway* between vehicles, allowing the operation in platoons. The objective is to increase the capacity of the intersection and to reduce the number of conflicts. The proposal was compared with two other more usual operations: roundabouts and conventional traffic circle (with and without preference for the circular track, respectively). The elaboration of the work was divided in five parts: firstly, it is presented, in detail, how the signalized traffic circle is operated. Then, with data obtained in the field by recording the three operations in analysis, the critical *gaps* were determined, through five deterministic methods, and the follow-up *headway*. The third part of the work was the analysis of vehicle distributions at the traffic circles and, together with the *gap* utilization model, the capacity models were determined. During the fourth stage, Webster's signal methodology was adapted because of the possibility of non-preferential entering in the traffic circle, even with the green light of the signal on the main road, if there is a sufficient *gap*. Finally, in the fifth step, with the calibration of the AIMSUN software, simulations of the three scenarios were performed using, as a variable, the critical control delay (the highest delay between the approximations due to the existence of the intersection). It was verified that offer the traffic preference to the main road with traffic lights installed before the approximation point, the capacity increases significantly, mainly when comparing scenarios with high conversion rate or in situation of unbalanced traffic flow between the approaches. At the end, capacity models were calibrated for the study operation based on the simulations, and it may be applied in any situation by varying the critical *gap* and the follow-up *headway*.

Keywords: Roundabout, Traffic circle, Signal, Traffic engineering.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Sequência de estudo.....	23
Figura 2 – Variáveis de projeto de rotatórias.....	32
Figura 3 – Influência da taxa de conversão à esquerda no atraso médio	33
Figura 4 – Percurso em alta velocidade em rotatórias de múltiplas faixas	34
Figura 5 – Pontos de conflitos	39
Figura 6 – Rotatória turbo	41
Figura 7 – Dispersão de filas em semáforos	45
Figura 8 – Filas crescentes em semáforos em condições saturadas	46
Figura 9 – Estudo de atrasos de controle do semáforo.....	48
Figura 10 - Operação proposta	52
Figura 11 – Primeira rotatória com a operação proposta	53
Figura 12 – Nova operação em rotatória de quatro aproximações.....	55
Figura 13 – Tipos de operações estudadas	55
Figura 14 – Interseções analisadas.....	57
Figura 15 – Aplicação do método Siegloch	60
Figura 16 – Aplicação do método de Raff	62
Figura 17 – Aplicação do método de Bunker.....	66
Figura 18 – Brechas críticas em função da metodologia e tipo de operação	68
Figura 19 – Distribuições de Cowan e Exponencial para as rotatórias analisadas ...	76
Figura 20 – Distribuições de Cowan e Exponencial para brechas acima de 2 segundos.....	78
Figura 21 – Modelos de aproveitamento de brecha	80
Figura 22 – Fluxo X Parâmetro de escala	85
Figura 23 – Fluxo X Parâmetro de localização.....	86
Figura 24 – Fluxo X Parâmetro de proporção de fluxo livre	86
Figura 25 – Distribuição exponencial X distribuição de Cowan (Capacidade)	88
Figura 26 – Processo de dimensionamento dos semáforos.....	92
Figura 27 – Composição dos fluxos relevantes.....	93
Figura 28 – Fluxo acima da capacidade de armazenamento de veículos na via circular.....	95
Figura 29 – Cenário - exemplo	97
Figura 30 – Relação do atraso crítico X ciclo do semáforo	102
Figura 31 – Diagrama de tempos	102
Figura 32 – Rotatória modelo para as simulações	106
Figura 33 – Capacidade de armazenamento da rotatória	106
Figura 34 – Sequência de simulações	107
Figura 35 – Rotatória moderna com 25% de conversões	108
Figura 36 - Rotatória com preferência para a via principal e 25% de conversões...	109
Figura 37 - Rotatória com preferência para a via principal (com semáforo à montante) e 25% de conversões.....	110
Figura 38 – Limitações no fluxo para cada nível de serviço para as operações analisadas (com 25% de conversões na via principal).....	111

Figura 39 - Rotatória moderna com 50% de conversões.....	112
Figura 40 - Rotatória com preferência para a via principal e 50% de conversões ..	113
Figura 41 - Rotatória com preferência para a via principal (com semáforo à montante) e 50% de conversões	114
Figura 42 - Limitações no fluxo para cada nível de serviço para as operações analisadas (com 50% de conversões na via principal)	115
Figura 43 – Rotatória moderna com 25% de conversões	117
Figura 44 - Rotatória com preferência para a via principal e 25% de conversões ..	118
Figura 45 - Rotatória com preferência para a via principal (com semáforo à montante) e 25% de conversões	119
Figura 46 - Limitações no fluxo para cada nível de serviço para as operações analisadas (com 25% de conversões na via principal)	120
Figura 47 - Rotatória moderna com 50% de conversões.....	121
Figura 48 - Rotatória com preferência para a via principal e 50% de conversões ..	122
Figura 49 - Rotatória com preferência para a via principal (com semáforo à montante) e 50% de conversões	123
Figura 50 - Limitações no fluxo para cada nível de serviço para as operações analisadas (com 50% de conversões na via principal)	125
Figura 51 – Operações em função do fluxo para rotatórias com quatro aproximações e 25% de conversão na via principal	127
Figura 52 - Operações em função do fluxo para rotatórias com quatro aproximações e 50% de conversão na via principal	128
Figura 53 - Operações em função do fluxo para rotatórias com três aproximações e 25% de conversão na via principal	129
Figura 54 - Operações em função do fluxo para rotatórias com três aproximações e 50% de conversão na via principal	130
Figura 55 – Parâmetro de escala para rotatórias com quatro aproximações.....	135
Figura 56 – Parâmetro de localização para rotatórias com quatro aproximação	135
Figura 57 – Parâmetro de proporção de fluxo livre para rotatórias com quatro aproximações	136
Figura 58 - Parâmetro de escala para rotatórias com quatro aproximações	136
Figura 59 - Parâmetro de localização para rotatórias com quatro aproximação.....	137
Figura 60 - Parâmetro de proporção de fluxo livre para rotatórias com quatro aproximações	137

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Níveis de serviço em função do atraso crítico	36
Tabela 2 – Resultados do método Siegloch.....	60
Tabela 3 – Resultados do método de Raff	62
Tabela 4 – Resultados do método de Miller & Pretty	64
Tabela 5 – Resultados do método de Wu	65
Tabela 6 - Resultados do método de Bunker	67
Tabela 7 – Resultados de brechas críticas	67
Tabela 8 – Valores de brechas críticas para rotatórias em diversos países	69
Tabela 9 – Valores de <i>headway</i> em fila para rotatórias em diversos países.....	70
Tabela 10 – Parâmetros de Cowan.....	73
Tabela 11 – Variância dos resíduos: Cowan X Exponencial	75
Tabela 12 – Variância dos resíduos para brechas maiores de 2 segundos	77
Tabela 13 – Parâmetros de Cowan para brechas acima de 2 segundos	78
Tabela 14 – Valores de brechas críticas e <i>headway</i> em fila para cada operação.....	80
Tabela 15 – Aproveitamento de brechas.....	81
Tabela 16 – Número de brechas ofertadas por intervalo de tempo.....	82
Tabela 17 – Total de entradas por intervalos de brechas	82
Tabela 18 – Modelos de capacidade de entradas em rotatórias	85
Tabela 19 – Matriz O/D para o cenário – exemplo	97

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	21
1.1 OBJETIVOS	22
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	22
1.3 METODOLOGIA.....	22
1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO.....	25
2 INTERSEÇÕES URBANAS	27
2.1 INTERSEÇÕES OPERADAS POR ROTATÓRIAS.....	30
2.2 INTERSEÇÕES OPERADAS POR SEMÁFOROS	42
3 PROPOSTA PARA OPERAÇÃO EM ROTATÓRIAS.....	51
4 DETERMINAÇÃO DA BRECHA CRÍTICA E DO <i>HEADWAY</i> EM FILA.....	57
4.1 SIEGLOCH.....	59
4.2 RAFF	61
4.3 MILLER & PRETTY	62
4.4 WU	64
4.5 BUNKER	66
4.6 CONSIDERAÇÕES SOBRE OS RESULTADOS DE BRECHA CRÍTICA.....	67
5 MODELOS DE CAPACIDADE	71
5.1 MODELOS DE DISTRIBUIÇÃO DE VEÍCULOS	71
5.2 MODELOS DE APROVEITAMENTO DAS BRECHAS	79
5.3 DETERMINAÇÃO DOS MODELOS DE CAPACIDADE.....	81
6 DIMENSIONAMENTO DOS SEMÁFOROS	91
6.1 APLICAÇÃO DO MÉTODO DE WEBSTER	97
7 ANÁLISE COMPARATIVA POR SIMULAÇÃO	105
7.1 ROTATÓRIAS COM QUATRO APROXIMAÇÕES	108
7.2 ROTATÓRIAS COM TRÊS APROXIMAÇÕES	116
7.3 FLUXO X OPERAÇÃO.....	126

8 MODELOS DE CAPACIDADE PARA A ROTATÓRIA PROPOSTA.....	131
8.1 MODELO TEÓRICO DE CAPACIDADE.....	131
8.2 MODELO DE CAPACIDADE CALIBRADO POR SIMULAÇÃO.....	134
9 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	139
REFERÊNCIAS	143

1 INTRODUÇÃO

As rotatórias são dispositivos de interseção viária que tem sido amplamente utilizada para a melhora da fluidez e de segurança, especialmente em países europeus e norte-americanos (GUICHET, 2005; RODEGERDTS, 2007; FHWA, 2010; BRILON, 2011; GAZZARRI, 2012; VASCONCELOS, 2014). No Brasil a utilização de rotatórias ainda é pequena e o tema é pouco abordado: não há normativa específica tanto para dimensionamento quanto para a operação, apenas indicações de estudos estrangeiros.

São, basicamente, duas maneiras de operar rotatórias, segundo Brasil (2005), classificadas como rotatória convencional e rotatória moderna, sendo que a primeira a preferência não é dada à via circular. Independente da forma de operação, o que tem sido observado é que as rotatórias possuem limitações de operação em situações de alto fluxo ou fluxo desbalanceado entre as aproximações (HUDDART, 1983; AL-OMARI, AL-MASAEID E AL-SHAWABKAH, 2004; BEN-EDIGBE, ABDEL GALIL E ABBASZADEHFALLAH, 2012, NERIS E FERRAZ, 2014). Pensando nisso, alguns pesquisadores desenvolveram metodologias diferenciadas para a operação nas interseções com rotatórias, como é o caso de Webster e Cobbe (1966) e Akçelik (2005), que propõem a instalação de semáforo na aproximação de maior fluxo, em certa distância, e Fortuijn (2009) que propõe uma nova configuração com a finalidade de reduzir os conflitos na via circular e aumentar a utilização em rotatórias de duas faixas.

Uma nova operação proposta (NERIS E FERRAZ, 2014), já implantada no município de Araraquara-SP, determina que haja semáforos distantes na via de maior fluxo (geralmente de hierarquia superior), com o objetivo de formar brechas para que veículos das vias secundárias possam utilizar a interseção, além de ordenar o uso da rotatória entre os fluxos opostos da via principal, portanto o início de verde é diferenciado. O semáforo distante permite que os veículos cheguem à via circular com a velocidade normal de operação e, conseqüentemente, não interfere na circulação de veículos oriundos de outras vias. Para evitar paradas sucessivas na via principal (devido ao semáforo e, posteriormente, ao fluxo na rotatória), a preferência passa a ser da via principal e não mais da via circular.

A hipótese da pesquisa é que a nova operação seja eficiente, ao comparar com operações mais comuns em rotatórias, para altos fluxos de veículos em relação à

fluidez na interseção, devido à inserção de *gaps* na corrente principal ocasionada pelo semáforo.

1.1 OBJETIVOS

Analisar a eficiência da operação de rotatórias com semáforos na via principal, à montante da rotatória, com base no atraso crítico (maior atraso entre as aproximações). Realizar comparações com a rotatória moderna e com a rotatória convencional e propor modelos de capacidade para a operação proposta (com semáforos defasados na via principal).

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Realizar levantamento de dados em campo de brecha no fluxo circular e do *headway* em fila do fluxo que entra na rotatória, considerando diferentes operações: rotatória moderna, rotatória convencional e a rotatória com semáforos à montante, foco do presente trabalho. A finalidade do levantamento de dados é compreender o processo de distribuição de brechas entre veículos e como essas brechas são utilizadas.

Determinar a brecha crítica e o *headway* em fila, para cada cenário analisado, através de métodos determinísticos com a finalidade de calibrar os modelos de distribuição mais usuais.

Analisar a aplicabilidade do método de Webster de dimensionamento de semáforo e possíveis ajustes para a operação em estudo.

Realizar simulações com o software AIMSUN com dados calibrados de brecha crítica e *headway* em fila, para todos os cenários em estudo.

Comparar os três cenários de análise, através do atraso crítico, variando a quantidade de aproximações (duas ou três aproximações) e o fluxo de veículos.

1.3 METODOLOGIA

Inicialmente foram realizadas pesquisas bibliográficas em livros, periódicos e manuais abordando assuntos diversos, como tráfego em interseções, interseções com

via preferencial, interseções com semáforos, interseções operadas por rotatórias, simulação de tráfego, distribuições estatísticas, entre outros.

As etapas seguintes foram realizadas na sequência demonstrada no fluxograma a seguir (Figura 1).

Figura 1 – Sequência de estudo

Foram selecionadas seis rotatórias no município de Araraquara-SP para a realização de levantamento de dados: duas rotatórias modernas, duas rotatórias tradicionais e duas com a operação em estudo. Os dados foram coletados, através de filmagens, durante a hora de pico (entre 17:30 e 18:30) com o objetivo de obter o maior número de dados possíveis. A partir das filmagens foram cronometrados todas as brechas ofertadas na via principal e o aproveitamento dessas brechas (se foi recusada ou aceita e a quantidade de veículos da via secundária que entram na principal em cada brecha aceita).

Após o levantamento de dados, a análise de brecha crítica foi realizada por cinco métodos determinísticos: Siegloch (1973), Raff (1950), Miller & Pretty (1968), Wu (2012) e Bunker (2012). O método de Siegloch (1973) ainda apresenta o *headway* em fila de veículos da via secundária que entram em uma mesma brecha da via principal.

Em seguida, os dados foram utilizados para compreender o processo de distribuição dessas brechas através dos modelos de distribuição exponencial e de Cowan, as mais utilizadas para a aplicação. Para o modelo de Cowan foram estudados métodos de determinação de parâmetros estatísticos como o método dos momentos, o método da máxima verossimilhança e novos métodos: método dos momentos 2 e resolução numérica simultânea. Ao final os modelos foram comparados com os dados de campo através da análise de variância dos resíduos.

Para a operação em estudo, foi verificada a aplicabilidade do método de Webster de dimensionamento semaforico. Como existe a possibilidade de passagem de veículos das vias que não possuem semáforos, independente da indicação luminosa na via principal, foi aplicado o método de Webster de forma iterativa, sempre estimando a quantidade de veículos que não são influenciados pelo semáforo e são descontados dos próximos cálculos.

Finalmente foi realizada a calibração do software AIMSUN, com base nos dados levantados, e validado através da variável fila máxima, com dados agregados em cada quinze minutos. Após a calibração para cada operação, os cenários foram simulados variando-se os fluxos em todas as aproximações, além de considerar rotatórias com três e quatro aproximações, para então analisar as melhores situações para cada operação e determinar modelos de capacidade para a rotatória em estudo.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

Inicialmente o presente trabalho apresenta as variáveis relevantes para o estudo e a contextualização do tema, a partir de pesquisas bibliográficas relacionadas às operações em interseções (com rotatórias e com semáforos). Outros temas de revisões da literatura foram inseridos nos capítulos subsequentes com as metodologias relacionadas e os resultados obtidos separados por assunto, devido ao grande número de análises.

O capítulo três apresenta o estudo propriamente dito com a apresentação da metodologia da operação em rotatórias, foco do presente trabalho, e suas particularidades e aplicações.

No capítulo quatro são apresentados os estudos realizados das medidas de desempenho utilizados para a calibração dos modelos que são a brecha crítica e o *headway* em fila.

No capítulo cinco é analisado o processo de chegada dos veículos (como as brechas são formadas) e como são aproveitadas as brechas pelas vias não preferenciais. Esses dados foram utilizados para a análise de capacidade de entrada na interseção.

No capítulo seis é realizada a análise dos semáforos implantados no novo sistema de operação, que terão a função de ordenar o uso da interseção para aumentar a capacidade.

O capítulo sete consiste nas simulações para determinação da melhor forma de operação das rotatórias em função do fluxo de veículos.

No capítulo oito foram apresentados modelos de capacidade adaptados para utilização do modelo proposto.

Finalmente o capítulo nove consiste nas conclusões das análises realizadas no trabalho em conformidade com o que foi obtido a partir da revisão bibliográfica.

2 INTERSEÇÕES URBANAS

Segundo o TRB - *Transportation Research Board* (2010), o fluxo interrompido é a forma de tráfego mais comum nas vias urbanas caracterizado pela presença de semáforos, cruzamentos com vias preferenciais, parada de veículos à frente para fazer manobras de estacionamento ou entrar em garagens, entre outros, envolvendo movimentos de diferentes direções, afetando portanto a fluidez e a segurança.

Para o estudo de interseções, são necessárias algumas definições de medidas de desempenho que auxiliam a caracterizar o tráfego que, de acordo com o TRB (2010), são:

- a) Brecha (*gap*): Brecha entre dois veículos na via principal, medida entre a traseira do veículo que está à frente e a dianteira do segundo veículo em segundos.
- b) Brecha crítica (*gap crítico*): *Gap* mínimo, em segundos, a ser aceito por um veículo oriundo de uma via secundária com sinalização de “Pare” ou “Dê a preferência” para adentrar no fluxo principal entre dois veículos ou apenas cruzar este fluxo.
- c) *Headway*: Possui significado semelhante ao do termo “*gap*” porém a medida é realizada entre a dianteira de cada um dos dois veículos em uma fila, ou seja, é o intervalo entre a chegada de veículos consecutivos, em segundos. Essa medida é mais fácil de ser determinada já que os veículos são geralmente representados sem levar em consideração suas dimensões, ao contrário da “brecha”.
- d) *Headway* crítico: *Headway* mínimo, em segundos, a ser aceito por um veículo, oriundo de uma via secundária com sinalização de “Pare” ou “Dê a preferência” para adentrar no fluxo principal entre dois veículos ou apenas cruzar este fluxo.
- e) *Headway* em fila (*follow-up headway*): É o intervalo, em segundos, entre dois veículos que entram em fila, a partir da via secundária, em uma mesma brecha (ou *gap*) da via principal. Geralmente o intervalo em fila é menor que o intervalo crítico.

f) Atraso: Determina o acréscimo no tempo de viagem de um veículo em segundos. Esse acréscimo de tempo pode ter diversas origens, classificando essa variável em:

- Atraso controlado: Atraso causado pelas sinalizações das interseções (semáforo, “pare” ou “dê a preferência”). Basicamente esse atraso é determinado pelo tempo do veículo parado, em fila, à montante da interseção, pela desaceleração do veículo ao encontrar a fila, pela aceleração lenta para acompanhar a fila à frente e pelo tempo necessário de aceleração para alcançar a velocidade desejada (em semáforos, por exemplo).
- Atraso geométrico: Atraso causado pela configuração geométrica da via. Esse é o atraso, por exemplo, causado pelos veículos que estão utilizando uma rotatória na via circular, ou então veículos que estão realizando alguma conversão.
- Atraso por incidente: Atraso causado por algum incidente na via, seja por obras ou acidentes, por exemplo.
- Atraso por tráfego: Atraso causado pela interação entre veículos em uma via, como por exemplo em um congestionamento devido a alto fluxo de veículos.
- Atraso total: A soma de todos os atrasos anteriores em um trecho de via.

Uma variável importante para avaliar a fluidez em uma interseção é a brecha crítica, pois está relacionada com a capacidade de entrada de veículos. O valor da brecha a ser aceita para a travessia (ou entrada) na via principal depende de vários fatores, tais como: manobra a ser executada, sinalização, velocidade na via principal, número de faixas na via principal, da geometria e do cenário local (HAMED, EASA e BATAYNEH, 1997).

Em uma interseção, os motoristas passam por processos cognitivos para avaliar a entrada em uma via principal. Falnery *et al.* (2000) citam as três características de fluxo interativo da teoria de aceitação de brechas:

- a) Disponibilidade de brechas no fluxo de conflito;

- b) Utilidade dessas brechas para os motoristas oriundos da via não preferencial; e
- c) Taxa de motoristas que seguem uns aos outros dentro de uma mesma brecha (*headway* em fila).

Segundo Fortes *et al.* (2004), existem fatores que influenciam a complexidade das tarefas nas tomadas de decisão, são eles: velocidade de transposição, já que quando mais rápida a velocidade de operação da via principal, mais insegura passa a ser a manobra (que tende a intensificar em casos de pistas molhadas); número de direções a serem observadas, em vias principais com dois sentidos o ângulo de observação é maior que em vias de sentido único e; legibilidade da interseção, sendo considerada uma boa interseção aquela que usuário utiliza de forma natural, sem dificuldades de entendimento.

Cunto (2008) cita duas situações de ocorrência de acidentes em interseções: a primeira quando há dois veículos em uma mesma faixa e o primeiro veículo trafega em velocidade inferior ou está parando em razão de cruzamento e o segundo veículo deve lidar com essas ações para evitar o choque. A segunda situação é no próprio cruzamento onde um veículo pode fazer um movimento indevido (por desrespeito às sinalizações ou ao erro de percepção de tempo para travessia) e o veículo que tem a preferência deve procurar evitar que o acidente ocorra.

Fortes *et al.* (2004) fazem algumas considerações com relação à segurança em interseções, como o fato da accidentalidade viária estar preponderantemente relacionada às falhas humanas. Com a finalidade de mitigar essas possíveis falhas, devem ser construídas interseções que sejam fáceis de serem entendidas, facilitando a tomada de decisão. Além disso, deve se atentar a possíveis obstáculos (seja estrutural ou de sinalização) que tornem os acidentes ainda mais graves.

Ainda sob o ponto de vista de Fortes *et al.* (2004), existem fatores que influenciam na gravidade das possíveis colisões em interseções: incompatibilidade entre raio de giro dos veículos com a velocidade, induzindo a perda de controle do veículos devido ao excesso de força centrífuga; ângulo de colisão e; tipo de acidente.

Segundo Ferraz *et al.* (2012), o problema na segurança viária, principalmente em países que enfrentam problemas de congestionamentos, é o fato das pessoas colocarem características de mobilidade como necessidade principal ao invés da

segurança viária, por isso a aceitação de intervenções voltadas para a segurança viária necessitam também ter um impacto positivo com relação à mobilidade.

Outro fator que contribui para a ocorrência de colisões é a condição da via, nesse aspecto pode ser incluído o projeto de interseções e as operações a serem realizadas. A permissão ou não de algum movimento ou o tipo de interseção a ser implantado, interfere no índice de acidentalidade no local.

2.1 INTERSEÇÕES OPERADAS POR ROTATÓRIAS

A interseção do tipo rotatória oferece maior fluidez ao trânsito e facilita a conversão à esquerda ao comparar com cruzamentos comuns, pois não há conflito com veículos oriundos do sentido oposto, reduzindo significativamente o tamanho das filas que entram no dispositivo. Além disso, a rotatória é um dispositivo que facilita a tomada de decisão por parte dos motoristas já que apresenta a simplicidade de uma interseção em “T” para interseções com mais de três ramos pois não há necessidade de se preocupar com os veículos do sentido oposto, apenas com veículos que trafegam pela via circular e de único sentido, reduzindo o ângulo a ser observado (FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, 2000).

A FHWA - *Federal Highway Administration* (2010) difere o termo “*roundabouts*”, ou rotatórias modernas, de “*traffic circles*”, de tráfego circular, ou rotatórias convencionais. Segundo FHWA (2010), o que difere rotatórias modernas das convencionais é, principalmente, a preferência para a via circular e a igualdade hierárquica das vias de aproximação (já que nenhuma tem preferência de passagem). Já a rotatória convencional pode oferecer, opcionalmente, diferenças na hierarquização das vias (retirando a prioridade da via circular), sistema semafórico, travessia de pedestres na ilha central, diferenças nos sentidos de circulações dos veículos, entre outras características.

A rotatória, seja moderna ou convencional, podem oferecer estruturas auxiliares em função da característica de fluxo do local, como bermas galgáveis, possibilitando a operação de conversão de veículos de grande porte, a ampliação das ilhas divisórias, induzindo à manutenção de velocidade da via, by-pass, para a passagem direta de veículos que realizam conversões à direita, entre outras características.

Para a rotatória convencional, o Manual de Projetos de Interseções (BRASIL, 2005) cita que deve ser usada em situações especiais, tais como rotatórias de grandes dimensões ou quando se trata de uma interseção de vias com fluxo de veículos significativamente diferentes.

A rotatória moderna é caracterizada pela prioridade do tráfego circular e pela deflexão da via de entrada, alterando, de forma gradual, o direcionamento de veículo que deseja utilizar a interseção. Em estudos realizados pela Companhia de Engenharia de Tráfego de São Paulo, houve uma redução de 20% a 30% na velocidade dos veículos e uma redução de 83% no número de acidentes (BRASIL, 2005).

Os princípios operacionais impostos pelo Manual de Projetos de Interseções (BRASIL, 2005), para rotatórias modernas, se restringe à questão da obediência das sinalizações e da compatibilidade entre o dimensionamento da infraestrutura com a necessidade de redução de velocidade. Demais regras relacionadas à operação, o Manual indica a leitura do documento *“Roundabouts: An Informational Guide”* da FHWA - *Federal Highway Administration* (2010).

O Manual de Projetos de Interseções (BRASIL, 2005) cita alguns pontos negativos que podem afetar a eficiência de rotatórias moderna como a operação em fluxo desbalanceado entre as aproximações, a deficiência na visibilidade, que pode afetar nos aspectos de segurança, e o baixo fluxo de veículos, que induzem ao tráfego em velocidades maiores e provocam falsas sensações de segurança, principalmente quando se trata de rotatórias de múltiplas faixas.

Al-Omari, Al-Masaeid e Al-Shawabkah (2004) citam que o uso de rotatórias modernas se limita para baixos e médios fluxos de veículos. Para altos fluxos de veículos, deve-se verificar meios alternativos buscando a qualidade na operação da interseção e a segurança.

De acordo com FHWA (2000), um projeto deve ser justificado de acordo com a relação custo/benefício sendo que os benefícios de um projeto de interseção consistem em: segurança, operação e impacto ao meio ambiente.

A rotatória é um dispositivo que, se bem projetado, traz maior segurança no tráfego devido à redução de pontos de conflitos e aos tipos de acidentes em que os veículos estão sujeitos a se envolver (FHWA, 2000). Além da segurança, a rotatória pode melhorar a fluidez do tráfego, diminuindo o congestionamento e, conseqüentemente, o atraso, devido ao aumento de capacidade que esse dispositivo

pode oferecer (TRUEBLOOD E DALE, 2003). O terceiro benefício da rotatória é a redução de poluentes devido à queda de necessidade de parada e aceleração de veículos, consumindo menos energia se comparar com uma interseção comum semaforizada (FHWA, 2000).

Segundo o Manual de Projeto de Interseções, as variáveis de projeto de uma rotatória se resumem às indicadas na Figura 2.

Figura 2 – Variáveis de projeto de rotatórias

Fonte: Brasil (2005).

O parâmetro principal de dimensionamento é o diâmetro do círculo inscrito, o que define, de fato, o raio da rotatória. Outra estrutura importante de dimensionamento é a ilha divisória, que possui a finalidade de dividir o sentido do fluxo em uma mesma via e direcionar os veículos para a entrada na interseção e, dependendo da dimensão, possui a finalidade de armazenamento de pedestres a realizar a travessia em dois estágios. O setor para acomodar caminhões, também chamado de berma galgável, é

uma estrutura opcional para facilitar a conversões de veículos grandes em rotatórias de raio relativamente pequeno e de única faixa.

1.1.1 Capacidade

A capacidade das rotatórias (máximo fluxo de veículos dentro de um certo limite de qualidade) varia com o fluxo conflitante e com a dimensão da infraestrutura. Em áreas urbanas, segundo FHWA (2010), a infraestrutura varia desde a mini rotatória, cujo diâmetro externo é entre 13 e 25 metros, com única faixa de fluxo e velocidade em torno de 25 km/h até a rotatória urbana de faixa dupla, cujo diâmetro externo é geralmente entre 35 e 40 metros e a velocidade de operação é por volta de 40 km/h. Segundo o Manual de Projeto de Interseções (BRASIL, 2005), a segurança decresce com a utilização de rotatórias acima de 75 metros de raio.

Ao comparar com interseções semaforizadas, a rotatória possui maior capacidade devido à redução nos tempos perdidos, principalmente quando o fluxo de conversão à esquerda é significativo. A Figura 3 apresenta um estudo realizado pela FHWA (2010) comparando os atrasos gerados em função com o tipo de interseção (semaforizada ou rotatória) e a taxa de conversão à esquerda de veículos (10% e 50%).

Figura 3 – Influência da taxa de conversão à esquerda no atraso médio

Fonte: adaptado de FHWA (2000).

Há uma melhoria no nível de serviço na rotatória, comparada à interseção com semáforo, principalmente com baixo e médio fluxo de veículos. Quando a taxa de conversão para a esquerda é de 10%, não há significativa interferência do fluxo da via principal, porém o atraso em rotatórias equivale à, aproximadamente, 14% do valor de atraso em interseções semaforizadas. Quando a conversão para a esquerda passa a ser 50%, as duas operações são influenciadas pelo fluxo de veículos na via principal, porém em baixos e médios fluxos, a rotatória tende a uma variação de atraso quase igual a zero e a diferença do atraso, ao comparar com a interseção semaforizada, chega a ser até cinco vezes menor.

A FHWA (2010) destaca que a capacidade da rotatória de múltiplas faixas pode ser reduzida quando não há redução da velocidade dos veículos que desejam seguir em frente, o que induz a mudança de faixa na via circular com o objetivo de minimizar a rota a ser realizada e os giros no volante, conforme a Figura 4.

Figura 4 – Percurso em alta velocidade em rotatórias de múltiplas faixas

Fonte: Brasil (2005).

Outro fator que pode afetar a capacidade é o tamanho da ilha divisória. Segundo FHWA (2010), quando a ilha divisória da aproximação é menor de 2,5

metros, o fluxo de entrada de veículos pode ser influenciado pelo fluxo de saída, por não saber se este último, de fato, será um fluxo conflitante ou não.

A capacidade das interseções está relacionada ao nível de serviço, uma classificação qualitativa do tráfego, classificados de A (melhor situação) até F (pior situação – fluxo saturado) a partir de dados quantitativos estratificados de atraso crítico (maior atraso entre as aproximações), conforme o Manual de Projetos de Interseções do BRASIL (2005):

- a) Nível de serviço A: a maioria dos veículos passa livremente pela interseção praticamente sem sofrer atrasos.
- b) Nível de serviço B: a capacidade de deslocamento da via secundária é afetada pelo fluxo na via principal, porém os atrasos são relativamente pequenos.
- c) Nível de serviço C: número expressivo de veículos na via principal e inicia a formação de filas na via secundária, mas sem grande extensão e duração.
- d) Nível de serviço D: os veículos da via secundária são obrigados a efetuar paradas e o tempo de espera pode ser elevado e, mesmo que forme filas grandes, elas tendem a reduzir. O tráfego permanece estável.
- e) Nível de serviço E: há grandes retenções de veículos que, enquanto não reduzir o volume de tráfego, tendem a se manter. Os tempos de espera são elevados e, com pequenos aumentos no volume, pode levar o tráfego ao colapso. É o ponto em que atinge a capacidade da interseção.
- f) Nível de serviço F: sobrecarga na interseção. O volume de veículos é maior que a capacidade da via, ou seja, as filas e o atraso tendem a aumentar caso não haja uma queda de veículos chegando.

Os limites de atrasos críticos para os níveis de serviço para rotatória são os mesmos que utilizados para interseções operadas com sinal de “pare”, porém o HCM (2010) destaca a importância de haver mais estudos voltados para rotatórias para verificar se, de fato, essa equivalência é válida, sendo apresentado na Tabela 1.

Tabela 1 – Níveis de serviço em função do atraso crítico

Nível de serviço	Atraso crítico (seg)
A	Até 10
B	Acima de 10 até 15
C	Acima de 15 até 25
D	Acima de 25 até 35
E	Acima de 35 até 50
F	Acima de 50

Fonte: *Transportation Research Board* (2010)

A queda na capacidade de entrada na rotatória se deve ao alto fluxo de veículos na via principal que reduz o espaçamento entre veículos e, conseqüentemente, reduz a brecha que possibilitaria a entrada de veículos, aumentando assim, os atrasos.

1.1.2 Brecha crítica e *Headway* em fila

Segundo o TRB (2010), o valor médio da brecha crítica (menor brecha que um veículo aceita para entrar na via principal) em rotatórias varia de 4,1 a 4,6 segundos para o primeiro veículo na fila, enquanto os veículos seguintes, se houver uma continuidade de liberação de fluxo, entram com um *headway* em fila de 2,6 a 3,1 segundos.

Estudos realizados por Cheng *et al.* (2008) em rotatórias de Pequim, foram encontrados valores de brecha crítica durante o horário de pico da manhã de 4,1 segundos, enquanto em fins de semana esse valor sobe para 5,4 segundos, durante o mesmo período, portanto o dia de análise é um fator importante para o levantamento de dados.

A brecha crítica pode variar também em função da faixa da via em que o veículo se encontra. Xu e Tian (2008) analisaram rotatórias da Califórnia e, para os casos de múltiplas faixas de entrada, obtiveram uma brecha crítica média de 4,8 segundos para a faixa da esquerda de 4,4 segundos para a faixa da direita.

Xu e Tian (2008) ainda estudaram a relação do aumento de fluxo na rotatória com o valor da brecha crítica e do intervalo entre veículos em fila. Como resultado foi observada a redução no valor da brecha crítica conforme aumenta o fluxo de veículos, reduzindo a segurança na interseção. Já o tempo de *headway* em fila manteve-se

praticamente constante. Polus *et al.* (2005) concluíram que a variação na brecha crítica não é significativa em termos de determinação de capacidade, apenas brechas de 3 e 4 segundos obtiveram o tempo de espera foi mais significativo.

Rodegerdts *et al* (2007) realizaram a análise de brecha crítica em rotatórias de múltiplas faixas dos EUA utilizando duas características diferentes. A primeira utilizando observações cujo motorista na aproximação tenha rejeitado ao menos uma brecha e outra considerando apenas situações em que haviam filas para a entrada na interseção. O resultado foi uma brecha média de 4,5 segundos para a faixa da esquerda e 4,2 segundos para a faixa da direita. O *headway* em fila foi 3,4 segundos para a faixa da esquerda e de 3,1 segundos para a faixa da direita.

Brilon (2011) realizou análise das rotatórias alemãs e observou uma característica muito comum no Brasil em rotatórias de múltiplas faixas: a subutilização das faixas da esquerda das aproximações, devido ao receio de conflitos ao sair da interseção. Vasconcelos (2014) realizou o cálculo para determinar a brecha crítica e o *headway* em fila para o estudo da Alemanha, a partir do trabalho de Brilon (2011), resultando, para rotatórias de duas faixas, 4,4 segundos de brecha crítica e 2,9 segundos de *headway* em fila, sem distinção de faixas.

Hagring *et al* (2003) realizaram a análise de brecha crítica para a Suécia em uma rotatória de duas faixas, com o mesmo número de faixas nas entradas. Os autores verificaram uma leve queda no valor da brecha crítica conforme o fluxo na via circular é maior, obtendo, como valor médio final, 4,08 segundos para a faixa da direita e 4,36 segundos para a faixa da esquerda. Para o valor de *headway* em fila, Hagring *et al* (2003) encontraram o valor médio de 2,64 segundos para veículos de passeio.

Lindenmann (2006), que estudou a situação da Suíça, se atentou para as diferenças entre a faixa da direita ou da esquerda na entrada da rotatória, afirmando que os veículos da faixa da esquerda, por ter condições de visibilidade melhor, tendem a partir antes. Em contrapartida, os veículos da faixa da direita trafegam com um *headway* em fila menor. Lindenmann (2006) encontrou o valor de 3,49 segundos de brecha crítica para a faixa da esquerda e 3,45 segundos para a faixa da direita. O *headway* em fila analisado foi 2,73 segundos para a faixa da esquerda e 2,55 segundos para a faixa da direita.

Vasconcelos (2014) realizou o estudo de brecha crítica e *headway* em fila para rotatórias localizadas em Portugal e encontrou, como brecha crítica, o valor de 3,4 segundos para a faixa da esquerda da aproximação e de 3,2 segundos para a faixa

da direita. O *Headway* em fila resultou em um valor médio de 2,2 segundos para ambas faixas.

Na Índia, Rao *et al* (2016) realizaram estudos em seis rotatórias e obtiveram resultados que diferenciam dos resultados de outros países, obtendo o valor médio de 1,87 segundos de brecha crítica, sem diferenciação de faixas, pois não havia sinalização horizontal limitando estas, tanto nas aproximações quanto nas vias circulares das rotatórias. Para o *headway* em fila, o valor observado foi de 1,15 segundos.

Mahesh, Ahmad e Rastogi (2014), que realizaram estudos semelhantes também para a Índia, encontraram o valor de 2,2 segundos para a brecha crítica e 1,2 segundos para o *headway* em fila. Segundo os autores, esses valores discrepantes se devem ao alto fluxo de veículos de duas rodas (aproximadamente 40% do fluxo de veículos) e pelo comportamento dos motoristas indianos. Os autores ainda citam que outros países em desenvolvimento tendem a ter características semelhantes.

Gazzarri *et al* (2012) realizaram as análises de brechas críticas em rotatória de múltiplas faixas da Itália, resultando em um valor médio de 3,76 segundos para a faixa da esquerda e de 3,60 segundos para a faixa da direita. Para a determinação do *headway* em fila, através de observação em campo, os valores resultantes foram de 2,65 segundos para a faixa da esquerda e 2,64 segundos para a faixa da direita.

1.1.3 Segurança

Estudos indicam uma queda relativamente grande na acidentalidade em interseções após a construção de uma rotatória. Ferraz *et al.* (2012) mostram que essa queda pode chegar até 47% ao comparar com um cruzamento simples (sem semáforo) e de até 27% comparando com uma interseção semaforizada.

Nos EUA, por um estudo feito pelo FHWA (2010), ao substituir algumas interseções analisadas com sinal de “pare” por rotatórias, a redução nos acidentes foi até 78,2% e a redução de acidentes com vítimas foi até 87,3%. A queda no índice de acidentes em interseção que antes era semaforizada foi de até 66,7% em áreas suburbanas, enquanto em áreas urbanas a alteração foi irrelevante mas, ao considerar acidentes com vítimas, houve uma redução de 60,1%.

A rotatória é uma interseção segura pois o número de pontos de conflitos são reduzidos em até 75%, conforme a Figura 5.

Figura 5 – Pontos de conflitos

Fonte: adaptado de FHWA (2010)

Quando se trata de uma interseção de três aproximações, há uma redução de nove para seis pontos de conflitos, enquanto para uma interseção com quatro aproximações, a redução é de trinta e dois pontos de conflitos para oito. Quando se trata de conflitos entre veículos de diferentes direções por colisões laterais, que resultam em acidentes mais graves, a rotatória não possui pontos com essas características, enquanto interseções sem rotatórias podem possuir até dezesseis pontos de colisões laterais, de acordo com o número de aproximações e forma de operação.

Outras características que influenciam na queda de acidentes em rotatórias são: possibilidade de maior tempo para tomadas de decisões para motoristas que entram na interseção ou para motoristas que efetua algum movimento errado, interação entre veículos na via circular de forma mais segura, redução na severidade de acidentes e facilidade de entendimento da interseção (FHWA, 2010).

A implantação da rotatória também é justificada pelo ângulo de visão necessário para o motorista realizar o cruzamento. Enquanto na interseção comum deve-se observar nos dois sentidos da via (formando um ângulo próximo de 180°), em uma rotatória esse valor é reduzido (dependendo das características geométricas), pois há apenas um sentido a ser observado (FORTES *et al.*, 2004).

Para a operação de rotatórias de múltiplas faixas, a FHWA (2010) destaca a importância da proibição de ultrapassagens na via circular mantendo, na medida do possível, todos os veículos em mesma velocidade, além da importância de ofertar a prioridade para o veículo que está à frente, principalmente se este pretende sair da via circular, independente da faixa que esteja.

1.1.4 Novos sistemas

Com o objetivo de trabalhar com áreas calmas (áreas com operação em baixa velocidade) em regiões urbanas, a FHWA (2010) sugere a implantação de rotatórias em série (sequência de rotatórias em uma mesma via), pois como é um sistema que obriga a redução de velocidade, não é viável ao motorista realizar aceleração excessiva em trechos entre rotatórias.

Já existem registros de diferentes operações de rotatória além da habitual (preferência para a via circular) com o objetivo de aumentar a capacidade destes dispositivos. Uma forma é cedendo a preferência para a via principal, porém veículos que necessitarem realizar conversão à esquerda ou retorno devem aguardar no próprio dispositivo. Segundo Fortes *et al.* (2004), esse modelo de rotatória tem uso muito restrito: é indicado quando a taxa de conversão à esquerda da via principal é até 4%. Além disso, a taxa de conversão à esquerda deve ser relativamente baixa pois, com o acúmulo de veículos parados na alça da rotatória, pode haver um colapso no sistema.

Fortuijn (2009) propôs um sistema chamado de rotatória turbo, uma rotatória de múltiplas faixas em que os veículos são conduzidos diretamente para a saída que deseja, sem haver o processo de mudanças de faixas dentro da interseção (Figura 6).

Figura 6 – Rotatória turbo

Fonte: Fortuijn (2009)

Outra forma de operar rotatórias é utilizando semáforos. Essa solução é bastante polêmica, porém está presente em algumas bibliografias como em Khisty e Lall (2003) que chamam esse dispositivo de “Rotary” para diferenciá-las das tradicionais rotatórias (ou “*Roundabouts*”).

Ben-Edigbe, Abdelgalil e Abbaszadehfallah (2012) realizaram um estudo em uma rotatória semaforizada com alto fluxo de veículos e verificaram que, comparando com uma interseção comum com semáforos, essa operação reduziu o número de colisões e não aumentou o atraso dos veículos. Além disso, os autores destacaram a maior equidade na hierarquia das vias ao instalar semáforos, bastando diferenciar o tempo de luz verde de acordo com os fluxos.

As rotatórias são boas interseções para operar entre vias de mesma hierarquia. Huddart (1983) verificou a influência do fluxo desbalanceado em aproximações de rotatórias e concluiu que, quando existe uma aproximação com alto fluxo de veículos que sucede outra aproximação com baixo fluxo, esses veículos têm maiores possibilidades de entrada na rotatória e entram com brechas reduzidas, impossibilitando a entrada de veículos na próxima entrada, causando atrasos consideráveis. Com a finalidade de minimizar esse impacto, Akçelik (2004) propôs a instalação de semáforo na via de maior fluxo que chega na rotatória com a finalidade de reter o fluxo de veículos excessivo da aproximação.

A FHWA (2010) sugere a implantação de rotatórias entre interseções que possuem coordenação semafórica com o objetivo de operar em pelotões de veículos e melhorar a capacidade. A FHWA (2010) ainda destaca a importância de estudos combinando rotatórias e os sistemas semaforizados.

2.2 INTERSEÇÕES OPERADAS POR SEMÁFOROS

A primeira experiência de utilização de semáforos para controle de tráfego foi em 1868, porém passou a ser mais usuais a partir de 1918 de forma manual. A eficácia do sistema foi verificada através de simulações de tráfego que eram realizadas em grandes campos com veículos reais (WEBSTER e COBBE, 1966).

O objetivo do semáforo é o ordenamento de fluxo e a redução do *headway* entre veículos, além de oferecer maior simplificação no processo de tomada de decisão dos motoristas, compensando o tempo perdido nos inícios de verde (desde o início do movimento do primeiro veículo da fila até a passagem de veículos em uma taxa de fluxo igual ao de saturação) e nos finais do amarelo (quando os veículos começam a parar na faixa de retenção). O sistema semafórico facilita operações em locais de sobreposição de fluxo de diferentes modos de transportes, como cruzamentos com bondes e pedestres e quando há alto fluxo de veículos e/ou pessoas (WEBSTER e COBBE, 1966).

Segundo o Manual de Projetos de Interseções (BRASIL, 2005), a sinalização semafórica possui basicamente duas funções: a de ordenar o fluxo de veículos e/ou pedestres, gerando brechas para que todos os veículos efetuem suas manobras, e a de advertir alguma situação perigosa na interseção. Sendo assim, ao analisar a necessidade de implantação de semáforos deve realizar a verificação em função do fluxo e da segurança viária.

A sinalização semafórica é indicada, segundo CONTRAN (2014), em situações em que são vencidas as possibilidades de melhoria da interseção através das sinalizações horizontais e verticais e da implantação de rotatória ou outras formas de canalização de fluxo. A interseção operada por semáforo possui elevado custo de manutenção, ao comparar com as outras formas de controle.

A implantação do semáforo pode ser justificada por características de tráfego quando o tempo de espera de veículos de vias não prioritárias estão altos, principalmente a partir de 35 segundos para veículos ou 25 segundos para pedestres,

ou quando há sete acidentes entre veículos nos últimos três anos ou três acidentes no último ano, ou ainda 4 atropelamentos nos últimos três anos ou dois atropelamentos no último ano (CONTRAN, 2014).

Lin *et al.* (2008) verificaram que para fluxos mais baixos e para um mesmo tamanho de fila de veículos, a rotatória possui menos atrasos se comparado com uma interseção sinalizada. No estudo de caso de Lin *et al.* (2008), em um semáforo de 110 segundos de ciclo na cidade de Nanchang, China, o limite para que ocorra essa relação entre atrasos é de 86 metros de fila. Após esse valor, a interseção semaforizada tem valores de atrasos menores.

O dimensionamento semafórico é composto por três etapas: A primeira é a definição do ciclo semafórico, ou seja, a soma de todas as indicações luminosas de um semáforo. A segunda é a determinação das fases, quantidade de permissões de passagens em uma interseção, o que influencia na distribuição de tempos de verdes nos movimentos a serem realizados. A terceira etapa é a definição de defasagem, diferença entre o início de verde de dois semáforos, geralmente utilizado com o objetivo de implantar o chamado “onda verde”, ou coordenação semafórica em diferentes cruzamentos de uma mesma via.

Segundo TRB (2010), o máximo tempo de verde para uma via secundária deve ser em torno de 20 a 40 segundos, enquanto para uma via principal é entre 30 e 60 segundos. Esse tempo é pré-determinado e indicado para que não interfira, de maneira significativa, nos veículos que chegam aleatoriamente após a passagem do pelotão inicial, perdendo assim o controle do fluxo de veículo. O mínimo de tempo de verde indicado é entre 4 e 15 segundos, prevendo a necessidade de tempo extra para a ação e reação dos motoristas ao iniciarem o movimento e também para a conversão, quando possível. Além disso, quando há possibilidade de semáforo com acionamento do pedestre para travessia, esse tempo de verde mínimo deve ser ampliado para que não afete o movimento dos veículos.

Quando um fluxo de veículos é liberado por um semáforo, o *headway* é maior para os primeiros veículos, gerando um atraso adicional que, somado ao período em que os veículos iniciam as paradas no final do amarelo, resulta no tempo perdido total. Esse tempo perdido, compreendido entre 1,5 e 2,5 segundos, deve ser somado no cálculo de verde efetivo, junto ao tempo de indicação de luz verde do semáforo (HOEL, GARBER e SADEK, 2012).

Existe ainda a necessidade de indicação do sinal amarelo que varia entre 3 e 6 segundos com a finalidade de alertar os motoristas sobre o fechamento do semáforo e também para realizar a evacuação da interseção. Valores próximos ao máximo são indicados para as vias com alta velocidade dos veículos e cruzamentos extensos. Além do amarelo, é possível colocar um tempo de vermelho total para a evacuação total da interseção, antecedendo o início de outro movimento. O valor de vermelho total varia entre 1 e 2 segundos (TRB, 2010).

Com a inserção de semáforo em um trecho de via, a capacidade de fluxo da mesma cai devido ao tempo em que se encontra fechado (indicação de luz vermelha), retendo veículos. Portanto, a parcela considerada da capacidade da via é determinada pela relação entre o período de verde efetivo (que, de fato, os veículo estarão em movimento) pelo ciclo total. Essa capacidade também é chamada de fluxo de saturação.

Webster e Cobbe (1966) indicam um cálculo simplificado para a determinação do fluxo de saturação em função da largura da via, seguindo uma função linear, bastando multiplicar a largura da via (em pés) por 160, ou seja, em metros deve-se multiplicar a largura por 524,6. O fluxo de saturação resultante (capacidade efetiva) é alterado de acordo com a proporção de verde efetivo, conforme citado anteriormente, e também em função da taxa de conversão à esquerda, principalmente se for permitida essa conversão em mesma fase que a liberação do fluxo oposto da via.

O HCM 2010 (TRB, 2010) sugere um cálculo de fluxo de saturação baseado em diversas características das aproximações: largura de via, fluxo de veículos pesados, declividade da via, frequência de veículos sendo estacionados na via, paradas de ônibus, utilização das faixas (vias exclusivas), taxas de conversões e presença de bicicletas e/ou pedestres.

Além da queda no fluxo de saturação da via, os semáforos induzem a formação de filas e, conseqüentemente, o tráfego em pelotões. Essa parcela depende do fluxo de veículos que chega na interseção: quanto maior o número de veículos, maior é o pelotão formado e menor é o número de veículos que trafegam em fluxo livre. Isto ocorre pois a dispersão do pelotão não é instantânea após a liberação do fluxo, fazendo com que haja uma onda de choque com uma duração tal que, todos os veículos que cheguem nesse período (maior que o período de vermelho do semáforo), entram no pelotão. Essa operação pode ser esquematizada de forma gráfica ao

relacionar o tempo com a quantidade acumulada de veículos, conforme a Figura 7 que apresenta uma situação com fluxo abaixo da saturação.

Figura 7 – Dispersão de filas em semáforos

Pode-se observar que a taxa de saída de veículos durante o período de semáforo vermelho (r) é zero. No momento em que passa a ser a fase de verde efetivo (g), há liberação do fluxo que é dispersado no ponto em que as funções de chegadas (λ) e saídas (μ) se igualam. O tempo para que ocorra essa dispersão (t_0) é determinado pela equação a seguir.

$$t_0 = \frac{\lambda \cdot r}{\mu - \lambda} \quad (1)$$

Para que o sistema se mantenha em equilíbrio, é necessário que a dispersão da fila de veículos acabe antes do início de um novo fechamento do semáforo. Quando o verde efetivo é maior que o tempo para a dispersão dos veículos em fila, a diferença entre os dois é o período em que há fluxo livre. Se ocorrer o contrário, ou seja, se o tempo de dispersão de fila for maior que o período de verde efetivo, mantendo as

mesmas taxas de chegadas e saída, veículos ficam retidos em mais de um ciclo e o comprimento da fila é crescente. Esta situação é apresentada na Figura 8.

Figura 8 – Filas crescentes em semáforos em condições saturadas

Fonte: Brasil (2014)

O acúmulo de veículos em fila gera mais atrasos, sendo esta a variável determinante dos níveis de serviço.

2.2.1 Dimensionamento de Webster

A partir de observações e simulações, Webster e Cobbe (1966) desenvolveram uma equação para estimar o atraso gerado devido ao controle do semáforo nas aproximações, conforme a seguir.

$$d = \frac{c(1-\lambda)^2}{2(1-\lambda x)} + \frac{x^2}{2q(1-x)} - 0,65 \left(\frac{c}{q^2} \right)^{\frac{1}{3}} x^{(2+5\lambda)} \quad (2)$$

Sendo:

d : atraso médio por veículo na aproximação (s/veíc)

q : fluxo de chegada de veículos (veíc/s)

λ : proporção de verde efetivo no ciclo

x : fluxo de saturação considerando apenas o verde efetivo

c : ciclo semafórico (s)

A equação anterior pode ser simplificada a:

$$d = cA + \frac{B}{q} - C \quad (3)$$

Sendo:

A : atraso uniforme

B : atraso gerado devido à aleatoriedade da distribuição

C : fator de ajuste do atraso

Webster e Cobbe (1966) observam que para fluxos acima de 90% do valor da capacidade efetiva, os atrasos passam a ser mais significativos, deixando de ser um crescimento linear para exponencial. A mudança na função de atraso pode não ser observada em campo pois o fluxo de veículos não é constante, portanto durante as quedas no volume de veículos, o excesso de atraso pode ser absorvido. Devido à variação no volume de tráfego, Webster e Cobbe (1966), a partir de observações realizadas em Londres, citam que pode haver um desvio padrão de até 75% do valor do atraso determinado.

Webster e Cobbe (1966) relacionam os atrasos com a variação no tempo do ciclo semafórico, conforme a Figura 9. Nesta figura são apresentadas as relações para o fluxo total de chegada na interseção em 1600, 2400, 2600 e 3000 veículos por hora, considerando um fluxo de saturação de 1800 veículos por hora em cada aproximação e dez segundos de tempo perdido por ciclo.

Figura 9 – Estudo de atrasos de controle do semáforo

Fonte: adaptado de Webster e Cobbe (1966)

Conforme podem ser observados, os pontos mínimos dos gráficos, indicados por " c_0 ", são ciclos ótimos para cada cenário, cujos atrasos são mínimos. Quando há redução do ciclo em relação ao ótimo determinado, existe a tendência de que o atraso aumente, o mesmo ocorre se aumentar o valor do ciclo, porém o crescimento de atraso neste caso ocorre em menor proporção. Sendo assim, é mais viável um ciclo maior que o ótimo em casos de arredondamento.

Webster e Coobe (1966) indicam que se trabalhe com ciclo na faixa entre 75% e 150% do valor ótimo, o que corresponde à um acréscimo de 10 a 20% no atraso. Os mesmos autores indicam ainda, sob ponto de vista prático, que esse ciclo não seja inferior à 25 segundos (por questões de segurança) e que não seja superior à 2 minutos (pois o ganho na capacidade passa a ser insignificante). O cálculo do ciclo ótimo proposto por Webster e Coobe (1966) e indicado para utilização no Brasil (Manual de Sinalização) é:

$$c_0 = \frac{1,5L+5}{1-Y} \quad (4)$$

Sendo:

c_0 : Ciclo ótimo (s)

L : Tempo perdido total no ciclo (s)

Y : Soma da relação crítica entre volume e fluxo de saturação de cada fase

Cheng *et al* (2003) verificam uma limitação na utilização do método de Webster para a determinação do ciclo ótimo. Para níveis de serviço considerados bons (até o nível de serviço C), o método de Webster é bastante efetivo, porém para níveis de serviço D e E, os erros na determinação de ciclo ótimo tornam-se mais significativos.

A distribuição de verdes deve ser realizada de forma proporcional entre as fases, de acordo com a relação volume pelo fluxo de saturação, levando em consideração apenas o verde efetivo total, ou seja, descontando o tempo perdido total do ciclo.

Webster e Cobbe (1966) atentam para casos mais complexos, como situações em que um estágio (mesmo movimento de veículos) ocorre em mais de uma fase semafórica (situações em que há mudança de alguma indicação de luz em toda interseção). Neste caso deve ser observado apenas os fluxos mais relevantes para o dimensionamento do ciclo semafórico.

A metodologia de dimensionamento de semáforo de Webster é a mais utilizada e, diferentemente de outras metodologias que consideram, por exemplo, 100% do uso das vias, o método de Webster leva em consideração o tráfego real e a capacidade das interseções em dispersar filas. O ponto negativo desse modelo é que considera a chegada e a partida dos veículos de forma constante (HOEL, GARBER e SADEK, 2012).

2.2.2 Semáforos: alternativa de melhoria em operações em rotatórias

Webster e Cobbe (1966) indicam a possibilidade de utilização de semáforos em situações especiais como em vias com fluxo em velocidade alta, cujos semáforos podem ser instalados antes de cruzamentos para que haja uma distância de segurança de parada ou ainda em situações em que o fluxo de dois sentidos opostos devem dividir a mesma faixa, como em situações de obras. Webster e Cobbe (1966) citam ainda um terceiro exemplo de situação especial para instalação de semáforos: quando há alto fluxo de veículos em rotatórias. Neste caso, os autores indicam a instalação de semáforos em torno de 30 a 60 metros de distância da entrada da interseção para que não haja influência na operação e também para que a entrada de veículos não afete a linha de contenção do semáforo, em situações de fila.

Webster e Cobbe (1966) citam que há uma melhoria de 50% na capacidade da rotatória quando há semáforos instalados à montante e destacam a importância desse modelo de operação, perante a interseção comum com semáforos, na questão de segurança viária, já que o arranjo físico de uma rotatória proporciona uma queda no índice de acidentes.

Akçelik (2008) cita que a operação do semáforo na via de maior fluxo, que antecede a rotatória, deve ocorrer como um semáforo comum com programação pré-determinada ou com a medição de tamanho de fila da aproximação seguinte através de sensores. O autor destacou ainda que as medidas de desempenho nas duas situações não possuem variação significativa.

A instalação de semáforo em uma via de alto fluxo de veículos e que antecede uma rotatória reduz o atraso em até 36,7%, além de reduzir a quantidade de paradas e, conseqüentemente, a quantidade de emissões de dióxido de carbono – CO₂, segundo estudos em rotatórias australianas (AKÇELIK, 2005).

Martín-Gasulla, Garcia e Moreno (2016) realizaram simulações para verificar a influência de semáforos em rotatórias com fluxo desbalanceado com parâmetros de calibração de rotatórias modernas espanholas. Em seu trabalho, os autores verificam um acréscimo de número de brechas com valores abaixo de 1,5 segundos e acima de 6 segundos, enquanto há uma redução no número de brechas entre esses dois valores. A alteração na distribuição dos veículos proporciona um aumento de até 25% na capacidade das rotatórias analisadas e uma variação no nível de serviço de E para C.

3 PROPOSTA PARA OPERAÇÃO EM ROTATÓRIAS

O novo modelo para operações em rotatórias, foco do presente estudo, surge com a necessidade de adaptar essas interseções para alto fluxo de veículos sem haver grandes atrasos, melhorando assim o nível de serviço. A justificativa para a manter a infraestrutura de rotatória é devido as características de segurança viária como redução de pontos de conflitos e severidade dos acidentes.

A implantação do semáforo nas vias de maior fluxo surge como alternativa para ordenar o uso da rotatória e, conseqüentemente, permitir um atraso médio semelhante entre os veículos de todas as aproximações. Esta característica não ocorre em uma rotatória com preferência para a via circular, a chamada “rotatória moderna”, cujo atraso depende da distribuição de brechas entre os veículos na via circular para que haja a possibilidade do veículo da aproximação entrar na interseção. Com os semáforos, essas brechas são criadas e controladas, facilitando assim a administração da operação.

Além da possibilidade de oferecer níveis de serviços semelhantes em todas as aproximações, independente da diferença entre os fluxos, os semáforos reduzem a quantidade de possíveis conflitos que possam ocorrer na rotatória. Com o ordenamento da utilização da rotatória devido ao semáforo, apenas o primeiro e o último veículo de cada pelotão (ou fila) estão sujeitos às colisões. Na rotatória moderna, os veículos das aproximações precisam entrar nas brechas ofertadas na via circular que são menores conforme aumenta o fluxo e, geralmente, não possuem uma distribuição bem definida, dificultando a possibilidade de entrar em fila na interseção.

Para evitar duas paradas consecutivas na via principal, devido ao semáforo e à entrada da rotatória, essa via passa a ter prioridade na utilização da interseção, portanto o atraso da via principal passa a ser controlado apenas pelo semáforo.

A Figura 10 a seguir exemplifica como ocorre a operação proposta que, inicialmente, foi desenvolvida para utilizar em rotatórias com três aproximações.

Figura 10 - Operação proposta

Como pode ser observado na figura anterior, há três situações que podem ocorrer:

- Quando todos os semáforos estão fechados, o fluxo de veículos da via secundária e da via circular são totalmente liberados;
- Quando abre o semáforo da aproximação 2, inicialmente o fluxo da via secundária fica retido pelo menos até a dissipação da fila formada no semáforo da via principal. Após a dissipação dessa fila, existe a possibilidade dos veículos das vias não preferenciais utilizarem alguma brecha para entrar na via principal,

dependendo da capacidade dessa entrada (função distribuição de veículo da via principal).

- c) Quando abre o semáforo da aproximação 1 e, em seguida, fecha o semáforo da aproximação 2, os veículos oriundos da via secundária (aproximação 3) que pretendem fazer a conversão à esquerda, ficam retidos na rotatória aguardando por uma brecha na via principal da mesma forma que no caso anterior: após a dissipação da fila inicial formada pelo semáforo. Os possíveis veículos que não conseguem entrar nessa etapa, aguardam o início da próxima fase, momento em que os semáforos fecham para a limpeza da interseção.

O modelo proposto foi implantado no município de Araraquara-SP. A Figura 11 a seguir apresenta a primeira interseção a operar com a operação proposta.

Figura 11 – Primeira rotatória com a operação proposta

A lógica no desenvolvimento desse modelo e que foi verificado em campo é que houve um ordenamento dos veículos, aumentando a densidade do fluxo e, consequentemente reduzindo o número de possíveis brechas utilizáveis. Em contrapartida, devido aos movimentos de veículos em fila, possibilitou o surgimento de brechas maiores ao menos uma vez dentro de um mesmo ciclo nas vias principais. Essas grandes brechas permitiram a entrada de mais de um veículo com um determinado *headway* em fila, mantendo também a densidade do fluxo que entra na rotatória, aumentando assim a capacidade da interseção.

Além do aumento na capacidade, a nova operação auxiliou na redução de, aproximadamente, 90% no índice de acidentes no município de Araraquara/SP após ter sido implantada em mais de 20 interseções, segundo a Secretaria de Trânsito Municipal. A queda na acidentalidade foi devido ao ordenamento do fluxo que reduziu o número de possíveis conflitos, pois apenas os primeiros e os últimos veículos de cada pelotão estiveram suscetíveis ao conflito com outros veículos. Em uma rotatória moderna, todos os veículos que se aproximam da interseção necessitam avaliar a possibilidade de entrada na via principal entre dois veículos, principalmente quando o fluxo de veículos é alto. Esse processo de tomada de decisão pode ser elevado, gerando mais atrasos na interseção.

Quando se trata de uma rotatória com quatro aproximações, há um aumento na possibilidade de haver veículos retidos na interseção, como os veículos das aproximações não preferenciais que conseguem entrar na rotatória, mas precisam esperar na via circular o fluxo da via principal. Dependendo de quantos veículos são armazenados na via circular, há possibilidade destes bloquearem a última saída da interseção.

Os veículos das vias secundárias que pretendem fazer a conversão à esquerda passam pelo processo de aceitação de brecha duas vezes: na aproximação e na via circular. Devido a defasagem entre verdes na via principal, existe a possibilidade de haver retenção de veículos na via circular no momento em que ambos semáforos estiverem indicando luz verde. Para minimizar esse efeito em uma rotatória com quatro aproximações, é aconselhado que a aproximação secundária com maior fluxo de veículos seja aquela que possui o primeiro conflito com a via principal que libera seus veículos por primeiro, pois, nesse momento, o semáforo do outro sentido da via principal estará fechado, liberando o fluxo retido na via circular.

No caso da Figura 12 a seguir, a aproximação secundária com o maior fluxo de veículos deve ser a aproximação 3, considerando que a primeira fase verde seja a da via 2. As pistas com indicação em vermelho significam que o veículo deve aguardar os movimentos da via prioritária.

Figura 12 – Nova operação em rotatória de quatro aproximações

Na análise da nova operação proposta, optou-se por comparar rotatórias de três e quatro aproximações de diferentes operações: Tipo I - rotatória com preferência para a via circular, também chamada de rotatória moderna; Tipo II: rotatória convencional, com preferência para a via principal, muito comum em situações em que há relativamente baixo fluxo de veículos em aproximações secundárias e baixa taxa de conversão à esquerda por parte da via principal, bastante utilizada em vias rurais de entradas de cidades pequenas no interior do estado de São Paulo; e Tipo III: rotatória com semáforos defasados na via principal.

As três operações em análise são conforme a Figura 13. As pistas com indicação em vermelho significam que o veículo deve aguardar os movimentos da via prioritária.

Figura 13 – Tipos de operações estudadas

4 DETERMINAÇÃO DA BRECHA CRÍTICA E DO *HEADWAY* EM FILA

Para a análise da brecha crítica e do *headway* em fila, foi realizado um levantamento de dados de diferentes rotatórias com as três operações citadas no capítulo anterior, no município de Araraquara-SP, única cidade que, até o momento, foram implantadas rotatórias com semáforos defasados na via principal (tipo III). As rotatórias selecionadas são apresentadas na Figura 14 junto com a identificação das vias e divididas em função da operação (modernas, convencionais e com semáforos defasados).

Figura 14 – Interseções analisadas

Rotatórias modernas (Tipo I)
Av. Abdo Dajn R. João Batista de Oliveira R. Genesia Schiavinato R. Piauí		Av. Presidente Vargas R. Castro Alves
Rotatórias convencionais (Tipo II)
Av. Marginal Um R. Jaguará R. Imaculada Conceição R. Domingos Zanín		Av. Otaviano de Arruda Campos Al. Paulista
Rotatórias com semáforos defasados (Tipo III)
Al. Rogério Pinto Ferraz Av. Bento de Abreu		Al. Rogério Pinto Ferraz Av. Maria Antônia Camargo de Oliveira

Foram realizadas filmagens de, aproximadamente, uma hora em uma das aproximações (com maior fluxo de veículos) para cada tipo de operação, durante o período de pico (entre as 17:30 e 18:30). O período de tempo de coleta de dados não é relevante pois o objetivo é obter o maior número de dados possíveis, por isso optou-se em realizar o levantamento de dados em horários de maiores movimentos. Caso

contrário, necessitaria maior tempo de coleta de dados para obter uma mesma amostra.

Para o levantamento de dados das brechas ofertadas nas rotatórias, os vídeos foram editados para a inserção um ponto de referência para a contagem dos intervalos entre veículos. Esses intervalos foram determinados através de programação na ferramenta Macro do software Excel o qual possibilita apertar determinada tecla do computador para iniciar a contagem de tempo (em segundos, com precisão de até 14 casas decimais) e uma tecla para finalizar essa contagem. As teclas de finalização variavam para casos de brechas aceitas ou rejeitadas, pois uma coluna auxiliar os identificava, facilitando assim a análise.

As rotatórias tipo I (rotatórias modernas) e tipo II (rotatórias convencionais) apresentaram dados muito semelhantes, porém o segundo tipo não obteve dados suficientes devido à baixa taxa de fluxo oriundos da via secundária e de conversão, decidindo assim excluí-los. Já nas rotatórias do tipo III (rotatórias com semáforos defasados) foram realizados levantamentos separados para os veículos que chegam na aproximação não preferencial e para os que se encontram retidos na via circular.

No total foram identificadas 981 brechas em rotatórias modernas, 967 para rotatórias convencionais (que não houve dados suficientes de brechas aceitas), 1072 brechas para a entrada na via circular para a rotatória proposta e 1014 brechas para a aproximação secundária também na rotatória proposta.

Após o levantamento de dados de brechas e a identificação (se foi aceita ou não), foram aplicados métodos determinísticos para obtenção da brecha crítica (menor brecha a ser aceita por um motorista da via não preferencial). Esses métodos, segundo Vasconcelos (2014) são os métodos mais práticos e precisos: Siegloch (1973), Raff (1950), Miller & Pretty (1968), Wu (2012) e Bunker (2012).

Hagring (2000) cita que, independentemente do método utilizado para a determinação de brecha crítica, existem duas situações que podem ser consideradas: a primeira realizando o levantamento de brechas por faixa da via circular e a segunda considerando como se fosse um fluxo apenas, portanto definindo brechas entre veículos independente das faixas que estejam. Vasconcelos (2014) verificou que, para o primeiro caso, os resultados não são compatíveis com a realidade, concluindo que, mesmo que o veículo da aproximação decida entrar na faixa externa da rotatória, o fluxo na faixa interna também interfere no processo de aceitação de brecha.

A seguir são apresentados os métodos de determinação de brecha crítica e os resultados para as rotatórias analisadas em Araraquara-SP considerando fluxo da via circular em conjunto, conforme citado anteriormente.

4.1 SIEGLOCH

O método de Siegloch (1973) é o único dos métodos que determina além da brecha crítica, o *headway* em fila. A limitação da aplicação desse método é que deve ser aplicado apenas em situações em que há filas na aproximação em análise, ou seja, situações de saturação, para que não haja distorções na determinação do *headway* em fila. Segundo o HCM (2010), é considerado fila um *headway* de até 6 segundos entre veículos.

Para a aplicação do método, além do levantamento de brechas, é necessário conhecer a quantidade de veículos que entra em uma mesma brecha crítica, seguindo as etapas:

- a) Relacionam-se, em uma planilha, a quantidade de veículos que entra em fila em uma mesma brecha e o valor médio dessas brechas;
- b) Em seguida aplica-se o método de regressão linear simples com a finalidade de identificar uma função linear aproximada desses pontos da planilha;
- c) Com a determinação da função linear, identificam-se duas variáveis: “ t_0 ” e “ t_f ” a serem utilizadas para a determinação da brecha crítica (em segundos), segundo a equação a seguir:

$$t_c = t_0 + \frac{t_f}{2} \quad (5)$$

Onde “ t_0 ” é o ponto onde a reta intercepta o eixo dos valores das brechas (eixo “Y”) e “ t_f ” é o próprio *headway* em fila, ou seja, o *headway* médio (em segundos) dos veículos que entram em uma mesma brecha na via principal cujo o valor, na equação linear, é a constante que define a declividade da reta. Sendo assim, em uma equação linear do tipo $y = ax+b$, o valor de “ t_0 ” é o “b” e o valor de “ t_f ” é igual ao “a”.

A aplicação do método possibilitou a elaboração de um gráfico que relaciona o número de veículos entrando em uma mesma brecha e a média dessas brechas, conforme a Figura 15 a seguir que apresenta os dados obtidos em rotatórias do tipo I para a faixa de entrada da esquerda.

Figura 15 – Aplicação do método Siegloch

Após plotar os dados no gráfico, foi possível realizar uma análise de regressão e determinar a função da reta que melhor representa os dados. O valor do *headway* em fila pode ser retirado diretamente da função linear: 2,65 segundos para o caso analisado (rotatória tipo I – faixa da esquerda). A brecha crítica foi obtida através da equação 5 resultando em 3,35 segundos. Para os outros casos, os resultados obtidos foram conforme a Tabela 2.

Tabela 2 – Resultados do método Siegloch

Tipo de operação	Brecha crítica (s)		Headway em fila (s)	
	Faixa esquerda	Faixa direita	Faixa esquerda	Faixa direita
I	3,35	3,05	2,65	2,68
III – via circular	3,42	3,78	2,23	2,29
III – aprox. secundária	3,68	3,29	2,17	2,20

Como pode ser observado, o valor da brecha crítica foi menor nas faixas em que os veículos não necessitam cruzar algum fluxo da via principal: para o caso da

via circular, essa faixa foi da esquerda e para o caso das aproximações secundárias, da direita, apesar de serem as faixas com maior dificuldade de visibilidade da via principal.

Pelos resultados obtidos, foi verificado que na operação proposta (tipo III), os veículos entram na interseção e trafegam com um *headway* menor que nas outras operações. Isto ocorre, pois o processo de aceitação de brecha passa a ser mais simplificado nesse modelo, já que as brechas são consideravelmente maiores.

4.2 RAFF

O método de Raff tende a subestimar o valor da brecha crítica, já que este método retorna o valor mediano que, geralmente, é inferior ao valor médio. O processo para a determinação da brecha crítica pelo método de Raff deve ser realizado conforme o procedimento a seguir:

- a) Identificam-se as brechas aceitas e rejeitadas, separando-as e ordenando-as da menor para a maior. Dentre as brechas rejeitadas pelo mesmo veículo, deve ser considerada apenas a maior, partindo do princípio que os motoristas nunca aceitariam brechas menores que aquelas rejeitadas. Este fato pode não ocorrer já que o tamanho da brecha que o motorista aguarda para aceitar pode reduzir conforme aumenta o tempo de espera.
- b) Elaboram-se funções de distribuição acumuladas dessas brechas, uma para as brechas aceitas - $F_a(t)$ - e outra para as brechas rejeitadas - $F_r(t)$.
- c) Plotam-se os gráficos das funções acumuladas das brechas aceitas e rejeitadas, sendo que para esta última, foi considerada a função complementar, ou seja, $1 - F_r(t)$.
- d) O valor mediano da brecha crítica é aquela relacionada à interseção das duas funções.

Para o caso da rotatória tipo I na faixa da esquerda, a brecha crítica resultante foi determinada conforme a Figura 16.

Figura 16 – Aplicação do método de Raff

Para o caso analisado, a brecha crítica foi de 3,49 segundos. Para os outros casos, as brechas críticas determinadas pelo método de Raff são apresentadas na Tabela 3.

Tabela 3 – Resultados do método de Raff

Tipo de operação	Brecha crítica (s)	
	Faixa esquerda	Faixa direita
I	3,49	3,14
III – via circular	3,38	3,74
III – aprox. secundária	3,92	3,38

No geral, foram obtidos valores superiores aos calculados pelo método de Sieglösch, portanto este foi um método mais conservador para a determinação da capacidade da interseção. Novamente houve um aumento no valor de brecha crítica no novo modelo de rotatória.

4.3 MILLER & PRETTY

O método de Miller & Pretty, também chamado de método da máxima verossimilhança, realiza uma análise comparativa entre a maior brecha rejeitada por um motorista e a brecha aceita pelo mesmo motorista, portanto considera apenas os motoristas que rejeitaram, ao menos, uma brecha, reduzindo assim a quantidade da

amostra. Para isso, devem ser eliminadas as situações em que a brecha aceita é menor que a maior brecha rejeitada. O objetivo do método é determinar valores de parâmetros de maneira que maximize a probabilidade dos dados ajustados seguirem um modelo, neste caso a distribuição normal. O método deve ser aplicado da seguinte forma:

- a) Para cada motorista, há um valor para brecha rejeitada e um para brecha aceita. Deve-se realizar a distribuição acumulada do tipo log-normal para cada caso (aceita ou rejeitada), conforme a equação a seguir:

$$F(t) = \frac{1}{2} + \frac{1}{2} \operatorname{erf}\left(\frac{\ln x - \mu}{\sqrt{2}\sigma}\right) \quad (6)$$

Onde $F(t)$ é a função log-normal, podendo ser para a brecha aceita – $F_a(t)$ – ou para a brecha rejeitada – $F_r(t)$, “erf” é a função erro, “x” é o valor da brecha a ser considerada (em segundos) e μ e σ são parâmetros da distribuição, média e desvio padrão respectivamente, que são otimizados conforme as etapas a seguir.

- b) Para cada motorista “d” deve ser calculada a diferença entre a função de distribuição log-normal da brecha aceita (a_d) e a função de distribuição log-normal da brecha rejeitada (r_d) e, ao final, realizar o produto dessas diferenças para todos os “n” motoristas:

$$L = \prod_{d=1}^n [F_a(a_d) - F_r(r_d)] \quad (7)$$

- c) A função acima é a função de verossimilhança que deve ser maximizada com a finalidade de obter os parâmetros de distribuição anteriormente citados (μ e σ). Para esta etapa pode ser utilizada a ferramenta “Solver” do Excel ou similar.
- d) O intervalo crítico (t_c) pelo método de Miller & Pretty é determinado pela equação a seguir:

$$t_c = e^{\mu + \frac{1}{2}\sigma^2} \quad (8)$$

No caso da rotatória tipo I na faixa da esquerda, os parâmetros determinados foram 1,32 para o valor médio (μ) e 0,24 para o desvio padrão (σ), resultando em uma brecha crítica de 3,84 segundos.

Para os outros casos, as brechas críticas determinadas pelo método de Miller & Pretty, ou método da máxima verossimilhança, são apresentadas na Tabela 4.

Tabela 4 – Resultados do método de Miller & Pretty

Tipo de operação	Brecha crítica (s)	
	Faixa esquerda	Faixa direita
I	3,84	3,16
III – via circular	4,35	4,52
III – aprox. secundária	4,19	3,76

O método da máxima verossimilhança apresentou valores com maiores diferenças entre os tipos de rotatória, além de terem sido obtidos resultados superiores aos outros métodos analisados até então.

4.4 WU

O processo para a determinação da brecha crítica pelo método de Wu, também chamado de método do equilíbrio de probabilidades, é mais recente e trabalha com os mesmos dados do método de Raff, porém não é necessário trabalhar com as brechas aceitas e rejeitadas separadamente, conforme indicado a seguir:

- Primeiramente as brechas devem ser ordenadas, do menor valor para o maior, independente se aceita ou rejeitada, porém identificando-as.
- Aplica-se a função de distribuição acumulada de forma individual entre brechas aceitas e rejeitadas. Quando uma brecha for classificada como aceita, por exemplo, na coluna da distribuição acumulada das rejeitadas deve ser mantido o valor da última rejeitada, alterando apenas a aceita. O contrário também ocorre, mantendo assim um valor de função de distribuição acumulada para brecha aceita ou rejeitada para todas as brechas (independentemente de sua classificação).
- Para cada brecha é calculada uma estimativa da função densidade acumulada da brecha crítica estimada - $F_{tc}(t)$ - da seguinte forma:

$$F_{tc}(t) = \frac{F_a(t)}{F_a(t) + 1 - F_r(t)} \quad (9)$$

Onde $F_a(t)$ é a função de distribuição acumulada de brechas aceitas para a brecha “t” e $F_r(t)$ é a função de distribuição acumulada de brechas rejeitadas para a brecha “t”.

- d) Em seguida, identifica-se a frequência dos intervalos críticos estimados ao fazer a diferença entre o valor da função densidade acumulada da brecha crítica estimada da brecha atual (t_j) e da anterior (t_{j-1}):

$$p_{tc}(t_j) = F_{tc}(t_j) - F_{tc}(t_{j-1}) \quad (10)$$

- e) Calcula-se a média da brecha atual com a anterior para então multiplicar pela diferença entre o valor da função densidade acumulada da brecha crítica estimada da brecha atual e da anterior - $p_{tc}(t_j)$ - descrita na etapa “d”.
- f) Finalmente é realizada a somatória de todos os produtos citados na etapa anterior, sendo essa soma o valor da brecha crítica pelo método de Wu.

O método de Wu realiza uma estimativa de uma função densidade acumulada da brecha crítica baseada em cada brecha determinada em campo. Este método atribui maior peso para os dados intermediários de brechas, minimizando possíveis erros causados por acontecimentos fora do padrão, além de ser resolvido apenas por cálculos simples, sem estimativas de parâmetros ou interpretações gráficas.

Os resultados da análise da brecha crítica pelo método de Wu foram determinados conforme a Tabela 5.

Tabela 5 – Resultados do método de Wu

Tipo de operação	Brecha crítica (s)	
	Faixa esquerda	Faixa direita
I	3,47	2,95
III – via circular	3,22	3,57
III – aprox. secundária	3,33	3,06

Os valores de brecha crítica resultaram em valores menores que os outros métodos até então calculados, exceto para a operação I na faixa da esquerda em que o método de Siegloch foi o que resultou a menor brecha crítica.

4.5 BUNKER

No método de Bunker os dados a serem utilizados são os mesmos do método de Miller & Pretty, considerando a maior brecha rejeitada e a brecha aceita por cada motorista, ou seja, considera apenas motoristas que rejeitaram, ao menos, uma brecha. A determinação da brecha crítica deve ser realizada da seguinte forma:

- Elabora-se uma lista de possíveis brechas críticas. No caso deste trabalho, variou-se de 0 até 8 segundos, em intervalos de 0,01 segundos.
- Para cada valor das possíveis brechas (t), é calculada a quantidade de intervalos levantados em campo (entre o valor rejeitado – t_r – e o valor aceito – t_a) que os abrangem, ou seja, todos os casos em que $t_r < t < t_a$.
- Ao final elabora-se o gráfico que relaciona a quantidade de casos em que ocorreram a situação acima descrita ($t_r < t < t_a$) e os valores de possíveis brechas (t), sendo considerada a brecha crítica aquela em que esteve inclusa no máximo intervalos entre brechas rejeitadas e aceitas por cada motorista.

A Figura 17 apresenta esse resultado para o caso da rotatória tipo I, para a faixa da esquerda da aproximação, utilizando o método de Bunker.

Figura 17 – Aplicação do método de Bunker

Conforme pode ser observado na figura anterior, a brecha crítica é 3,61 segundos, pois é o valor que se encaixa em maior número de intervalos entre brechas rejeitadas e aceitas. Para os outros cenários, os resultados são conforme a Tabela 6.

Tabela 6 - Resultados do método de Bunker

Tipo de operação	Brecha crítica (s)	
	Faixa esquerda	Faixa direita
I	3,61	3,02
III – via circular	3,38	3,72
III – aprox. secundária	3,62	3,36

4.6 CONSIDERAÇÕES SOBRE OS RESULTADOS DE BRECHA CRÍTICA

Os valores resultantes de brechas críticas foram bastante variados em função da faixa a ser utilizada, da operação e da metodologia empregada de operação de rotatória, conforme a Tabela 7 a seguir a qual resume todas as análises.

Tabela 7 – Resultados de brechas críticas

Tipo de operação		I		III - via circular		III – aprox. secundária	
Faixa		Esquerda	Direita	Esquerda	Direita	Esquerda	Direita
Método	Siegloch	3,35	3,05	3,42	3,78	3,68	3,29
	Raff	3,49	3,14	3,38	3,74	3,92	3,38
	Miller & Pretty	3,84	3,16	4,35	4,52	4,19	3,76
	Wu	3,47	2,95	3,22	3,57	3,33	3,06
	Bunker	3,61	3,02	3,38	3,72	3,62	3,36
Média		3,55	3,06	3,55	3,87	3,75	3,37

O valor real da brecha crítica é difícil de ser determinado pois não é algo que possa ser visualizada em campo, apenas analisado pelas consequências dessas brechas críticas, por isso as diferenças entre cada método. Outro fator que amplia as diferenças é a amostra a ser utilizada.

O método de Siegloch limita-se a utilização de dados em períodos de saturação da aproximação a ser analisada, pois é necessário que haja filas. No período em que foram coletados os dados era horário de pico, portanto foram utilizados todos os dados coletados, exceto na análise dos dados da rotatória tipo III para veículos retidos na via

circular que necessitou excluir aproximadamente 40% dos valores de brechas, devido aos períodos sem filas.

Nos métodos de Raff e Wu foi utilizada a mesma amostra. Os dois métodos utilizam todos os dados de brechas aceitas e apenas as maiores brechas rejeitadas por cada veículo. No método de Wu tem a possibilidade de incluir todas as brechas levantadas, já que os valores extremos são poucos considerados, fazendo com que o valor da brecha crítica altere em pequena proporção. Nesta análise foi considerada apenas a maior brecha rejeitada, pois é a única que pode caracterizar atitudes tomadas dos motoristas oriundos de vias não-preferenciais.

Os métodos de Miller & Pretty e de Bunker limitam ainda mais os dados coletados de brechas, já que devem ser considerados apenas os veículos que, ao menos, rejeitaram uma brecha.

Para facilitar a compreensão da brecha crítica em função do tipo de operação, a Figura 18 apresenta uma comparação gráfica considerando a brecha crítica o valor médio entre as da faixa direita e esquerda, já que em simulações de tráfego essas brechas são consideradas as mesmas.

Figura 18 – Brechas críticas em função da metodologia e tipo de operação

As brechas críticas na operação com rotatória moderna (tipo I) foram consideravelmente menores que na rotatória com a operação proposta (tipo III), principalmente para os veículos que se encontram na via circular. É provável que esse fato ocorreu devido ao comportamento dos motoristas que aceitaram aguardar mais

tempo, já que existe um semáforo para o fluxo conflitante (da via principal), portanto os motoristas sabiam que chegaria algum momento que, com certeza, ele conseguiria continuar seu percurso sem risco de colisões.

Apesar de oferecer maior segurança, devido à maior brecha crítica aceitável pelos motoristas na operação proposta (tipo III) que chegou, em média, a ser 12% maior que nas outras operações, a capacidade da interseção seria supostamente afetada. Em compensação ao alto valor da brecha crítica, o *headway* em fila para a nova operação foi menor, ou seja, a distância entre veículos na saída das vias não preferenciais foram menores. Ao comparar a operação proposta (tipo III) com a moderna (tipo I), a redução no *headway* em fila chegou a ser próximo de 20%.

Os valores obtidos de brecha crítica para a rotatória moderna com duas faixas de circulação e de entrada podem ser comparados aos valores obtidos em outros países nas mesmas condições, conforme a Tabela 8. Para a Alemanha e Índia, os autores obtiveram apenas um valor de brecha crítica independente da faixa de entrada.

Tabela 8 – Valores de brechas críticas para rotatórias em diversos países

Autor	País	Brecha crítica (s)		Método utilizado
		Esquerda	Direita	
Hagring <i>et al</i> (2003)	Suécia	4,36	4,08	MV
Lindenmann (2006)	Suíça	3,49	3,45	MV e S
Rodegerdts <i>et al</i> (2007)	EUA	4,50	4,20	MV
Brilon (2011)	Alemanha	4,40		S
Gazzarri <i>et al</i> (2012)	Itália	3,76	3,60	MV e R
Vasconcelos <i>et al</i> (2014)	Portugal	3,40	3,20	MV, S, R, EP e B
Rao <i>et al</i> (2016)	Índia	1,87		R e EP
Neris e Ferraz ¹	Brasil	3,55	3,07	MV, S, R, EP e B

Sendo:

MV: Máxima Verossimilhança (Miller & Pretty)

S: Siegloch

R: Raff

EP: Equilíbrio de Probabilidades (Wu)

B: Bunker

¹ Resultados do presente trabalho

Pode-se observar que no Brasil foram obtidos valores de brechas críticas reduzidos ao comparar com outros países, principalmente para a faixa da direita. Em campo, foi possível observar que os motoristas brasileiros tendem a avançar a faixa de retenção mesmo não sendo ofertada a brecha necessária, principalmente na faixa da direita cujos veículos possuem maior dificuldade de visibilidade, justificando a diferença nos valores de brechas de cada faixa. Na Índia, Rao et al (2016) determinaram um valor de brecha crítica muito reduzida, com a justificativa dos autores de que há muito fluxo de veículos de duas rodas.

Os mesmos autores que estudaram as brechas críticas para os países citados na tabela anterior, determinaram o *headway* em fila, conforme a Tabela 9, variando apenas o método utilizado: Siegloch (análise de regressão) ou pela observação em campo. A diferença é que o primeiro calcula um *headway* médio em função do número de veículos que entra em uma mesma brecha e o segundo determina o *headway* de cada veículo que entra em fila na interseção e realiza a média no final.

Tabela 9 – Valores de *headway* em fila para rotatórias em diversos países

Autor	País	Headway em fila (s)		Método utilizado
		Esquerda	Direita	
Hagring <i>et al</i> (2003)	Suécia	2,64		Observação
Lindenmann (2006)	Suíça	2,73	2,55	Siegloch
Rodegerdts <i>et al</i> (2007)	EUA	3,40	3,10	Observação
Brilon (2011)	Alemanha	2,90		Siegloch
Gazzarri <i>et al</i> (2012)	Itália	2,65	2,64	Observação
Vasconcelos <i>et al</i> (2014)	Portugal	2,20	2,20	Siegloch
Rao <i>et al</i> (2016)	Índia	1,15		Observação
Neris e Ferraz ²	Brasil	2,65	2,68	Siegloch

O *headway* em fila no Brasil é semelhante aos outros países, exceto a Índia e os EUA, o primeiro com um valor muito abaixo do verificado em outros países e o segundo um valor muito elevado. Além de obter valores semelhantes aos outros países, no Brasil o *headway* em fila resultou semelhante nas duas faixas de entrada da interseção.

Os valores de brecha crítica e *headway* em fila são essenciais para a calibração de qualquer modelo de capacidade, conforme tratado no capítulo a seguir.

² Resultados do presente trabalho

5 MODELOS DE CAPACIDADE

Os modelos de capacidade dependem, basicamente, de como o fluxo de veículos conflitantes na via preferencial é distribuído, contabilizado em função do levantamento de brechas entre veículos, e de como as brechas são aproveitadas pelos veículos da via secundária, função do *headway* em fila.

5.1 MODELOS DE DISTRIBUIÇÃO DE VEÍCULOS

Troutbeck e Brilon (1992) propõem a utilização do modelo de distribuição exponencial de veículos com a limitação de que esse modelo é eficiente para brechas reduzidas.

O modelo da função distribuição exponencial possui um parâmetro relacionado ao fluxo de veículos, conforme a equação a seguir.

$$F(t) = 1 - e^{-\lambda t} \quad (11)$$

Onde $F(t)$ é a função acumulada, " λ " é o parâmetro de escala, relacionado ao fluxo de veículos por segundo e " t " a brecha a ser considerada.

Outra distribuição a ser trabalhada é a de Cowan M3 (1975), classificada como sendo dicotomizada pois trabalha supondo que parte dos veículos estão em fluxo livre e outra parte em pelotão, inserindo esse parâmetro no modelo. A função de distribuição acumulada de Cowan M3 é uma variação da exponencial, adicionando outros parâmetros, conforme a equação a seguir.

$$F(t) = 1 - \phi e^{-\lambda(t-\Delta)} \quad (12)$$

Na distribuição de Cowan há dois parâmetros adicionais, em relação ao modelo exponencial. O primeiro parâmetro, representado por " ϕ ", está relacionado à porcentagem de veículos trafegando em fluxo livre e o segundo, representado por " Δ ", é o parâmetro que representa a brecha mínima entre veículos que trafegam em pelotões ($1 - \phi$). Esses parâmetros, além do qual está relacionado ao fluxo de veículos (λ), são estimados através de métodos como: método dos momentos (MM1), método

da máxima verossimilhança (MV), método dos momentos com estimação numérica de Δ (MM2) e o método da resolução numérica simultânea (RNS), utilizados no presente trabalho.

No método dos momentos (MM1) foi atribuído um valor de dois segundos para o parâmetro de intervalo mínimo entre veículos, conforme Sullivan e Troutbeck (1994) indicam. Em seguida, foram calculados os outros parâmetros pelas equações a seguir.

$$\lambda = \frac{\phi q}{1 - \Delta q} \quad (13)$$

$$\phi = \frac{2}{1 + s^2 \left(\frac{q}{1 - \Delta q} \right)^2} \quad (14)$$

Sendo “s²” a variância dos dados amostrais.

Já o método de máxima verossimilhança (ML), o processo se iniciou com o cálculo do parâmetro de escala, conforme a equação a seguir.

$$\lambda = \frac{1}{\bar{t}_\Delta - \Delta} \quad (15)$$

Sendo “ $\bar{t}_\Delta$ ” a média de brechas maiores que “ Δ ”, neste último atribuído uma cauda exponencial (ξ) com a finalidade de não englobar excesso de valores muito reduzidos, que pode distorcer os resultados.

Para a determinação do parâmetro de veículos em fluxo livre, deve-se iniciar com o cálculo de um parâmetro auxiliar “ γ ”, para os “n” dados acima do valor da cauda exponencial, a ser utilizada na equação de Newton-Raphson que depende ainda do fluxo de veículos por segundo (q), conforme as equações a seguir.

$$\gamma = \frac{\sum_{i=1}^{n_\xi} [1 - H_n(t_i) e^{-\lambda t}]}{\sum_{i=1}^{n_\xi} e^{-2\lambda t}} \quad (16)$$

$$\phi e^{-\phi} = \gamma e^{\left(\frac{-\lambda}{q}\right)} \quad (17)$$

Foram utilizados ainda outros dois métodos propostos por Vasconcelos (2014) que possuem a finalidade de reduzir a variância dos resíduos. O primeiro método é uma extensão do método dos momentos, chamado de MM2, que consiste em

minimizar os resíduos com as restrições impostas no método MM1, sem a definição da brecha mínima.

O outro método, o RNS – Resolução Numérica Simultânea, é mais flexível com a estimação dos parâmetros, impondo apenas que a equação 13 do método MM1 seja satisfeita e que haja uma minimização dos resíduos. Em todos os casos foi utilizada a ferramenta “Solver” da Microsoft Excel para determinar os parâmetros.

Como o objetivo de qualquer metodologia de estimação de parâmetros é a minimização da variância dos resíduos, foi adotado o método que obteve o menor valor, para a equação a seguir.

$$V_R = \frac{\sum_{i=1}^{n_\xi} [F(t_i) - H(t_i)]^2}{n_\xi} \quad (18)$$

Onde $F(t_i)$ é a função de distribuição acumulada teórica (determinada pelo modelo) e $H(t_i)$ é a função de distribuição acumulada da amostra.

Aplicando os modelos anteriormente determinados (MM1, MM2, Máxima Verossimilhança – MV e Resolução Numérica Simultânea – RSN), foram obtidos os seguintes resultados para a estimação de parâmetros de Cowan, conforme a Tabela 10 que apresenta também a variância dos resíduos (V_r) para cada caso.

Tabela 10 – Parâmetros de Cowan

	q (veíc/s)	Método	λ	Δ	Φ	$V_r(\times 100)$
Tipo I	0,29	RNS	0,32	0,28	1,00	0,17
		MV	0,20	0,53	0,59	3,25
		MM1	0,12	2,00	0,17	6,81
		MM2	0,20	0,00	0,69	2,56
Tipo II	0,26	RNS	0,27	0,13	1,00	0,29
		MV	0,15	2,67	0,17	16,89
		MM1	0,08	2,00	0,14	11,83
		MM2	0,13	0,00	0,49	6,30
Tipo III - via circular	0,28	RNS	0,85	3,51	0,07	0,10
		MV	0,23	1,36	0,52	2,90
		MM1	0,09	2,00	0,15	8,62
		MM2	0,10	1,81	0,18	2,65
Tipo III - aprox. sec.	0,29	RNS	0,64	3,24	0,15	0,12
		MV	0,25	0,60	0,70	1,86
		MM1	0,11	2,00	0,16	6,86
		MM2	0,13	1,56	0,25	12,24

A metodologia de estimação de parâmetros que obteve maior aproximação com os dados levantados em campo foi a Resolução Numérica Simultânea. Além da baixa variância dos resíduos, o método apresentou os parâmetros mais condizentes com a realidade, principalmente ao comparar com o parâmetro de escala (λ) que deve ser próximo ao fluxo de veículos por segundo. Para a rotatória com preferência para a via principal com semáforos à montante (tipo III), devido ao movimento em pelotões de veículos (chegando a 93% de fluxo em pelotão), o parâmetro de escala resultou maior que o fluxo por segundo. O valor resultante, para o caso citado, está relacionado ao fluxo caso esses pelotões ocorressem em 100% do tempo, como se o fluxo durante o período de semáforo fechado fosse o mesmo que no período de semáforo aberto, aumentando assim o volume horário.

Outro método que obteve pouca variação nos resíduos foi o método da Máxima Verossimilhança, o mais utilizado para a aplicação. Apenas para a rotatória convencional (tipo II) apresentou uma variância de resíduo alta ao comparar com os outros resultados.

O método dos momentos (MM1), que resultou em valores elevados para a variância dos resíduos, possui a limitação de se trabalhar com um valor fixo de intervalo entre veículos. A aplicação do método MM2 também resultou em valores de variância de resíduos alta, além de obter valores para parâmetro de escala que não condizem com o fluxo.

Pela proximidade com os dados observados em campo, optou-se pela utilização do método de Resolução Numérica Simultânea – RNS para a determinação dos parâmetros da distribuição de Cowan. Por este método pode ser observada uma característica muito importante da operação proposta: a proporção de veículos trafegando em pelotão, conforme esperado inicialmente.

A Tabela 11 a seguir apresenta a variância dos resíduos para as duas distribuições analisadas: de Cowan com os parâmetros estimados pelo método da Resolução Numérica Simultânea - RNS e a exponencial, apenas o parâmetro de escala que foi igualado ao fluxo de veículos.

Tabela 11 – Variância dos resíduos: Cowan X Exponencial

Operação	Variância dos resíduos (x100)	
	Cowan	Exponencial
Tipo I	0,17	0,28
Tipo II	0,29	0,31
Tipo III - via circular	0,10	3,94
Tipo III - via secundária	0,12	2,49

Pode ser observado que para a rotatória convencional (tipo II), os dois métodos apresentam pouca diferença na variância dos resíduos. Para a rotatória moderna (tipo I) e, principalmente, para a operação proposta (tipo III), a distribuição de Cowan possui resíduos significativamente menores. As diferenças entre as distribuições teóricas (Cowan e Exponencial) e os dados observados em campo são apresentadas na Figura 19 a seguir, que relaciona os valores de brechas com a função distribuição acumulada (FDA).

Figura 19 – Distribuições de Cowan e Exponencial para as rotatórias analisadas

Devido ao grande número de brechas com pequenos valores, há uma distorção na aproximação com brechas maiores. Essa distorção pode impactar na determinação da capacidade da interseção, principalmente na operação proposta (tipo III), pois a partir do momento que as distribuições teóricas encontram o valor unitário, é suposto que não há brechas maiores. Por exemplo, na operação tipo III (nas duas situações analisadas – para os veículos retidos na via circular e para os veículos da via secundária), não há brechas maiores que oito segundos pela distribuição Cowan, o que não é real. Para a distribuição Exponencial, nos mesmos cenários, esse valor

passa a ser em torno de 15 a 20 segundos, um resultado positivo para modelos de capacidade.

Com a finalidade de realizar a correção da distorção para altos valores de brechas, Troutbeck e Brilon (1992) propõe que elimine valores muito reduzidos de brechas, os quais possuem baixa probabilidade de serem aceitos. O valor mínimo de brecha para essa análise foi de dois segundos, conforme indicado por Vasconcelos (2014), o que representou aproximadamente 95% das brechas aceitas analisadas. Uma nova análise de variância dos resíduos foi realizada, conforme a Tabela 12.

Tabela 12 – Variância dos resíduos para brechas maiores de 2 segundos

Operação	Variância dos resíduos (x100)				
	Cowan				Exponencial
	RNS	MV	MM1	MM2	
Tipo I	0,08	0,26	4,34	0,21	0,19
Tipo II	0,16	3,79	5,15	0,90	0,34
Tipo III - via circular	0,04	1,07	0,88	0,13	3,65
Tipo III - via secundária	0,02	-	1,41	0,19	2,11

A distribuição teórica de Cowan, com estimação dos parâmetros pelo método da máxima verossimilhança, não pôde ser utilizada para a rotatória tipo III na aproximação da via secundária devido à indeterminação da proporção de veículos em fluxo livre através da equação 17 do método. Para que a equação possa ter solução, o segundo termo deve ter um valor igual ou inferior a 0,368, o que não ocorreu no caso citado.

Houve uma melhoria na variância dos resíduos entre os dados observados e esperados para a distribuição de Cowan, devido à baixa influência de valores de brechas muito reduzidos e que, de fato, não são utilizados para a determinação de capacidade.

O método da Resolução Numérica Simultânea – RNS continuou sendo o que apresenta valores mais baixos da variância dos resíduos. Para a distribuição Exponencial, as variâncias dos resíduos manteve características semelhantes à anteriormente citada: os modelos foram capazes de explicar as distribuições de veículos nas rotatórias tipo I e II, porém para a operação proposta (tipo III) o modelo não foi preciso como a distribuição de Cowan, conforme a Figura 20 a seguir que relaciona os valores de brechas com a função distribuição acumulada (FDA).

Figura 20 – Distribuições de Cowan e Exponencial para brechas acima de 2 segundos

Mesmo considerando apenas valores maiores da amostra, os modelos ainda subestimam os tamanhos de brechas, porém os parâmetros encontrados foram mais compatíveis com os dados coletados, conforme a Tabela 13.

Tabela 13 – Parâmetros de Cowan para brechas acima de 2 segundos

	q (veíc/s)	λ	Δ	Φ
Tipo I	0,29	0,23	0,27	0,74
Tipo II	0,26	0,18	0,13	0,70
Tipo III - via circular	0,28	0,28	3,33	0,07
Tipo III - aprox. sec.	0,29	0,27	2,91	0,15

Os parâmetros de escala ficaram mais semelhantes aos valores de fluxos reais para o modelo proposto (tipo III), portanto a exclusão de dados com valores baixos foi uma alternativa eficaz para análise de chegadas de veículos com a influência de semáforos. Devido ao baixo fluxo de veículos que trafega sem a influência da fila formada pelo semáforo, o parâmetro de localização (*headway* da via principal) foi maior.

Após as análises dos modelos de distribuição, o modelo de Cowan com o método RNS de estimação de parâmetros, em conjunto com o modelo de aceitação de brechas, foram os modelos utilizados para construção do modelo de capacidade das rotatórias em estudo.

5.2 MODELOS DE APROVEITAMENTO DAS BRECHAS

Nesta etapa foram analisados os modelos mais usuais para o aproveitamento das brechas por parte dos veículos oriundos de vias não preferenciais. Esses identificam a quantidade de veículos, em média, que entram na via principal em função de determinada brecha.

O primeiro modelo estudado forma uma função em escada, pois a cada intervalo de brechas existe a possibilidade de entrar certa quantidade de veículos, sendo este um valor inteiro. A função escada pode ser representada conforme a equação a seguir.

$$f(t) = \begin{cases} 0, & \text{se } t < t_c \\ \left\lfloor \frac{t-t_c+t_f}{t_f} \right\rfloor, & \text{se } t \geq t_c \end{cases} \quad (19)$$

Onde “ t ” é um valor de brecha a ser considerado no eixo das abscissas, “ t_c ” o valor da brecha crítica e “ t_f ” o valor do *headway* em fila.

O segundo modelo é a simplificação do primeiro através de uma função linear, trabalhando também com a possibilidade de um número não inteiro de veículos. A função linear é representada equação a seguir.

$$f(t) = \frac{t-t_0}{t_f} = \frac{t-t_c+\frac{t_f}{2}}{t_f} \quad (20)$$

Para desenvolvimento dos modelos de aproveitamento das brechas, foram utilizados os valores médios de brechas críticas e *headway* em fila, determinados na seção anterior. Esses valores foram agregados em função do tipo de operação, independente da faixa (limitação imposta pelo software de simulação), além de considerar o mesmo valor de brecha crítica para a rotatória tipo I e II, conforme a Tabela 14 a seguir.

Tabela 14 – Valores de brechas críticas e *headway* em fila para cada operação

Operação	Brecha crítica (s)	<i>Headway</i> em fila (s)
Tipo I e II	3,31	2,67
Tipo III	3,63	2,22

Utilizando as equações 16 e 17 citadas anteriormente, foi possível determinar as representações gráficas desses modelos, conforme a Figura 21 a seguir.

Figura 21 – Modelos de aproveitamento de brecha

Apesar da brecha crítica ser maior na operação proposta, foi observada uma melhoria de capacidade em casos de múltiplas partidas devido ao reduzido *headway* em fila. Por exemplo, em uma brecha de 20 segundos as operações tipo I e II conseguem liberar, aproximadamente, 7 veículos, enquanto na operação proposta (tipo III) são liberados 8 veículos. Em períodos de tempos elevados, como uma hora,

o que é usual na engenharia de tráfego, essa diferença pode significar uma melhoria no nível de serviço do sistema.

5.3 DETERMINAÇÃO DOS MODELOS DE CAPACIDADE

Ao combinar o modelo de distribuição de veículos e o modelo de aproveitamento de brechas, resulta em um modelo de capacidade em função da brecha crítica e *headway* em fila. Esse modelo trabalha com a probabilidade de obter uma determinada brecha na via principal e de como essa brecha vai ser utilizada.

Cada intervalo de tempo de brecha corresponde a uma quantidade de veículos a entrarem na via preferencial, conforme a Tabela 15 a seguir, onde “ t_c ” é a brecha crítica, “ t_f ” é o *headway* em fila e “ t ” é a brecha considerada, todas as variáveis em segundos.

Tabela 15 – Aproveitamento de brechas

Quantidade de veículos entrando na via preferencial	Intervalos de tempo de brechas (t)
0	$t < t_c$
1	$t_c < t < t_c + t_f$
2	$t_c + t_f < t < t_c + 2t_f$
3	$t_c + 2t_f < t < t_c + 3t_f$
...	...
i	$t_c + (i - 1)t_f < t < t_c + it_f$

O número de brechas ofertadas é o fluxo total de veículos na via principal menos um. Ao considerar que o fluxo é perpétuo, a quantidade de brechas disponíveis foi igualada ao fluxo (q). Para saber a quantidade de brechas de um intervalo de tempo (correspondendo a certo número de entradas de veículos da via não preferencial), foi multiplicado o volume total de veículos (em veículos por segundo) pela probabilidade de haver brechas desse intervalo de tempo (diferença da função de distribuição acumulada da brecha superior – $F(t_i)$ e da brecha inferior - $F(t_{i-1})$), conforme a Tabela 16.

Tabela 16 – Número de brechas ofertadas por intervalo de tempo

Quantidade de veículos entrando na via preferencial	Intervalos de tempos de brechas (t)	Quantidade de brechas ofertadas
0	$0 < t < t_c$	$q \cdot [F(t_c) - F(0)]$
1	$t_c < t < t_c + t_f$	$q \cdot [F(t_c + t_f) - F(t_c)]$
2	$t_c + t_f < t < t_c + 2t_f$	$q \cdot [F(t_c + 2t_f) - F(t_c + t_f)]$
3	$t_c + 2t_f < t < t_c + 3t_f$	$q \cdot [F(t_c + 3t_f) - F(t_c + 2t_f)]$
...	...	...
i	$t_c + (i - 1)t_f < t < t_c + it_f$	$q \cdot [F(t_c + it_f) - F(t_c + (i - 1)t_f)]$

A quantidade de brechas de cada intervalo de valores foi multiplicada pelo número de veículos que entram nessas brechas para obter o total de entradas por intervalo, conforme a Tabela 17.

Tabela 17 – Total de entradas por intervalos de brechas

Intervalos de tempo de brechas (t)	Total de entradas
$0 < t < t_c$	0
$t_c < t < t_c + t_f$	$q \cdot [F(t_c + t_f) - F(t_c)]$
$t_c + t_f < t < t_c + 2t_f$	$2q \cdot [F(t_c + 2t_f) - F(t_c + t_f)]$
$t_c + 2t_f < t < t_c + 3t_f$	$3q \cdot [F(t_c + 3t_f) - F(t_c + 2t_f)]$
...	...
$t_c + (i - 1)t_f < t < t_c + it_f$	$iq \cdot [F(t_c + it_f) - F(t_c + (i - 1)t_f)]$

Ao somar o total de entradas para todos os intervalos, foi obtida a capacidade de entrada por parte da via não preferencial, conforme a equação a seguir.

$$C = \sum_{i=0}^{\infty} iq \{F(t_c + it_f) - F[t_c + (i - 1)t_f]\} \quad (21)$$

Para a determinação do modelo de capacidade, considerando o modelo de aproveitamento de brecha segundo a função linear, foi necessária a multiplicação dessa função pela probabilidade de ocorrer determinada brecha, ou seja, pela função densidade de probabilidade. Neste caso, como a possibilidade de brecha é contínua (não trabalha em intervalos, como função escada), foi necessária realizar a integração da função. Novamente, a equação resultante foi multiplicada pela quantidade de brechas (ou fluxo de veículos), conforme a equação a seguir.

$$C = q \int_0^{\infty} \alpha(t) f(t) dt \quad (22)$$

Sendo $\alpha(t)$ a função de aproveitamento da brecha e $f(t)$ a função densidade de probabilidade. As funções densidade de probabilidade Exponencial e de Cowan são, respectivamente:

$$f(t) = \lambda e^{-\lambda t} \quad (23)$$

$$f(t) = \phi \lambda e^{-\lambda(t-\Delta)} \quad (24)$$

O modelo de capacidade utilizando uma distribuição densidade de probabilidade exponencial de brechas (equação 11) e função escada para o aproveitamento das brechas (equação 19) foi:

$$\begin{aligned} C &= \sum_{i=0}^{\infty} i q \{F(t_c + i t_f) - F[t_c + (i-1)t_f]\} \\ C &= \sum_{i=0}^{\infty} i q \{1 - e^{-\lambda(t_c + i t_f)} - 1 + e^{-\lambda[t_c + (i-1)t_f]}\} \\ C &= q e^{-\lambda t_c} (e^{\lambda t_f} - 1) \sum_{i=0}^{\infty} i e^{-\lambda i t_f} \end{aligned}$$

Sabe-se que:

$$\sum_{i=0}^{\infty} x^i = \frac{1}{1-x}$$

Então:

$$C = q \frac{e^{-\lambda t_c}}{1 - e^{-\lambda t_f}} \quad (25)$$

O modelo de capacidade utilizando a função linear de aproveitamento de brechas (equação 20) e a função densidade de probabilidade exponencial (equação 11) foi:

$$\begin{aligned} C &= q \int_0^{\infty} \alpha(t) f(t) dt \\ C &= q \int_{t_0}^{\infty} \frac{t - t_0}{t_f} \lambda e^{-\lambda t} dt \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
C &= \frac{q\lambda}{t_f} \left[\int_{t_0}^{\infty} t e^{-\lambda t} dt - t_0 \int_{t_0}^{\infty} e^{-\lambda t} dt \right] \\
C &= \frac{q\lambda}{t_f} \left[\frac{e^{-\lambda t_0}(\lambda t_0 + 1)}{\lambda^2} - t_0 \frac{e^{-\lambda t_0}}{\lambda} \right] \\
C &= q \frac{e^{-\lambda(t_c - \frac{t_f}{2})}}{\lambda t_f} \tag{26}
\end{aligned}$$

O modelo de distribuição com a função densidade de probabilidade de Cowan (equação 12) com a função escada para aproveitamento das brechas (equação 19) foi:

$$\begin{aligned}
C &= \sum_{i=0}^{\infty} i q \{ F(t_c + i t_f) - F[t_c + (i-1)t_f] \} \\
C &= \sum_{i=0}^{\infty} i q \{ 1 - \phi e^{-\lambda(t_c + i t_f - \Delta)} - 1 - \phi e^{-\lambda(t_c + (i-1)t_f - \Delta)} \} \\
C &= q \phi e^{-\lambda(t_c - \Delta)} (e^{\lambda t_f} - 1) \sum_{i=0}^{\infty} i e^{-\lambda i t_f} \\
C &= q \frac{\phi e^{-\lambda(t_c - \Delta)}}{1 - e^{-\lambda t_f}} \tag{27}
\end{aligned}$$

O modelo de capacidade para a função linear de aproveitamento de brechas dos veículos (equação 20) com a utilização da função densidade de probabilidade de Cowan para a distribuição de veículos da via principal (equação 12) foi:

$$\begin{aligned}
C &= q \int_0^{\infty} \alpha(t) f(t) dt \\
C &= q \int_{t_0}^{\infty} \frac{t - t_0}{t_f} \phi \lambda e^{-\lambda(t - \Delta)} dt \\
C &= \frac{q\phi\lambda}{t_f} \left[\int_{t_0}^{\infty} t e^{-\lambda(t - \Delta)} dt - t_0 \int_{t_0}^{\infty} e^{-\lambda(t - \Delta)} dt \right] \\
C &= \frac{q\phi\lambda}{t_f} \left[\frac{e^{-\lambda(t_0 - \Delta)}(\lambda t_0 + 1)}{\lambda^2} - t_0 \frac{e^{-\lambda(t_0 - \Delta)}}{\lambda} \right] \\
C &= q \frac{\phi e^{-\lambda(t_c - \frac{t_f}{2} - \Delta)}}{\lambda t_f} \tag{28}
\end{aligned}$$

Portanto as equações de capacidade foram conforme a Tabela 18.

Tabela 18 – Modelos de capacidade de entradas em rotatórias

		Distribuição de veículos	
		Exponencial	Cowan
Aproveitamento das brechas	Escada	$C = q \frac{e^{-qt_c}}{1 - e^{-qt_f}}$	$C = q \frac{\phi e^{-\lambda(t_c - \Delta)}}{1 - e^{-\lambda t_f}}$
	Linear	$C = q \frac{e^{-q(t_c - \frac{t_f}{2})}}{t_f}$	$C = q \frac{\phi e^{-\lambda(t_c - \frac{t_f}{2} - \Delta)}}{\lambda t_f}$

Para a distribuição exponencial, o parâmetro de escala (λ) foi considerado o fluxo de veículos por segundo (q). Como os parâmetros de Cowan se alteram conforme varia o fluxo da via principal, estes foram determinados através de simulação de tráfego (software AIMSUN), conforme a Figura 22 (parâmetros de escala), a Figura 23 (parâmetro de localização) e a Figura 24 (parâmetro de proporção de fluxo livre).

Figura 22 – Fluxo X Parâmetro de escala

Figura 23 – Fluxo X Parâmetro de localização

Figura 24 – Fluxo X Parâmetro de proporção de fluxo livre

É importante destacar que as relações entre o fluxo de veículos e os parâmetros apresentados são aplicáveis nos casos em que a preferência é da via principal, pois o fluxo de veículos na interseção é mais controlado e não depende de múltiplos modelos de chegadas, como no caso da rotatória moderna (tipo I), apesar dos parâmetros serem próximos.

Com os parâmetros de Cowan determinados em função do fluxo de veículos, é possível realizar uma análise de sensibilidade das equações de capacidade

determinadas anteriormente. Para essa análise foram consideradas três situações diferentes: a primeira considerando a operação tipo II, ou seja, sem a instalação do semáforo, a segunda com a instalação de semáforo para um ciclo de 60 segundo e tempo de vermelho de 20 segundos e a terceira com um tempo de ciclo de 60 segundos e tempo de vermelho do semáforo de 40 segundos.

Para a análise das situações com semáforo, foram consideradas três fases de diferentes capacidades. A primeira quando o semáforo está fechado e as entradas dos fluxos não prioritários são livres. A segunda fase é o momento em que o semáforo abre e os veículos partem em fila, ou seja, a capacidade de entrada é zero, cujo período de tempo nessa situação foi determinado por cálculo oriundo da teoria de filas. A última fase é quando o fluxo na via principal funciona de acordo com a distribuição de chegadas dos veículos determinada (exponencial ou Cowan), portanto sem efeito de filas do semáforo.

Esta análise, demonstrada pela Figura 25, se limita apenas às comparações entre os modelos e não determinam a capacidade real, pois conforme o fluxo de veículos se altera, o ciclo do semáforo e o tempo de vermelho podem variar. O modelo de aproveitamento de brechas utilizado foi apenas de escada, apesar do resultado ser semelhante quando aplicado o modelo linear.

Figura 25 – Distribuição exponencial X distribuição de Cowan (Capacidade)

Com a função exponencial, a capacidade foi maior, conforme verificado anteriormente na Figura 20 onde foi possível verificar que a função distribuição acumulada exponencial apresentou alta probabilidade de ocorrência de brechas maiores que vistas em campo.

Com o aumento do fluxo e a instalação do semáforo para a interrupção do fluxo na via principal, a diferença entre os modelos diminuiu e, conforme aumentou o tempo de vermelho da via principal, a capacidade pela distribuição exponencial passou a ser menor que pela distribuição de Cowan.

As grandes brechas que eram geradas pela distribuição exponencial passaram a ser menores com o aumento do volume de veículos e se tornaram mais constantes devido a suavidade da curva de distribuição acumulada, diminuindo as possibilidades de entradas em fila. Já a distribuição de Cowan, que possibilita entender melhor o fluxo em pelotão, ofereceu brechas mais diferenciadas, ou seja, aumentou a possibilidade de aparecer brechas ainda maiores, facilitando a entrada de veículos em fila através da redução do tamanho das brechas menores que já não eram utilizadas.

Na comparação apresentada não foram levados em consideração os atrasos dos veículos, portando se limitou apenas ao estudo do fluxo de entrada, sem realizar o real dimensionamento semafórico.

6 DIMENSIONAMENTO DOS SEMÁFOROS

A instalação do semáforo no sistema proposto possui o objetivo de tornar semelhantes os atrasos das aproximações, o que não ocorre em uma rotatória moderna com fluxo desbalanceado. Para a operação proposta, foi aplicado o cálculo de Webster para a determinação do ciclo ótimo (em função da minimização dos atrasos), inicialmente supondo que nenhum veículo das aproximações secundárias entra na interseção quando os semáforos estiverem indicando verde nas vias principais.

O método de Webster foi aplicado considerando duas fases, já que os fluxos das vias secundárias são liberados em conjunto com um dos fluxos da via principal (exceto em casos que tenham vermelho total). O fluxo considerado no cálculo, além do fluxo da própria via com o semáforo instalado, foi o fluxo mais relevante entre os veículos da aproximação seguinte (sem preferência de passagem) somado aos retidos na via circular e os veículos do sentido oposto da via principal. A determinação do tempo de verde para a via principal foi realizada como se houvesse semáforo nas vias não-preferenciais, proporcional à relação entre o fluxo de cada via e o fluxo de saturação.

Em seguida foi estimada a quantidade de veículos das vias secundárias que entra na via principal mesmo durante o tempo de verde desta, portanto o fluxo não prioritário a ser considerado no cálculo de Webster foi reduzido. Ao alterar o cálculo do ciclo ótimo, a distribuição de tempo de verde também foi alterado, o que necessitou outra estimativa de fluxo considerado na via secundária, passando a ser um processo iterativo.

Foi realizado também um estudo sobre a quantidade máxima de veículos armazenados na via circular (sem preferência) para que não haja bloqueio nas saídas da rotatória pela via principal. A quantidade de veículos retidos na via circular é função do ciclo do semáforo: quanto maior o ciclo, mais veículos ficam retidos (considerando um mesmo fluxo e taxa de conversão). Sendo assim, a cada cálculo de ciclo foi estimada a quantidade de veículos retidos e, nos casos em que o número de veículos foi elevado (maior que a dimensão da rotatória permite), o ciclo semaforico foi reduzido. Outra possibilidade para resolver esse problema é aumentar o tamanho das ilhas divisórias das vias principais para possibilitar que mais veículos sejam armazenados.

A Figura 26 apresenta todo o processo utilizado para o dimensionamento do semáforo para a operação proposta (tipo III).

Figura 26 – Processo de dimensionamento dos semáforos

Conforme indicado, o processo de dimensionamento dos semáforos iniciou pelo método de Webster para determinação de ciclo ótimo, supondo duas fases iniciais com os dois fluxos mais relevante. Esses fluxos relevantes geralmente são compostos pelo fluxo de um dos sentidos da via principal (Q2) com o fluxo do outro sentido da via principal (Q1) ou das vias não preferenciais (veículos da aproximação secundária que utilizarão a via circular – Q4*– somado aos veículos da outra aproximação secundária – Q3), conforme a Figura 27 a seguir.

Figura 27 – Composição dos fluxos relevantes

Parcela do fluxo da via principal, sentido no qual o semáforo abre posterior devido à defasagem, foi descontado caso as duas fases relevantes para cálculo de ciclo ótimo fossem das aproximações que possuem prioridade de passagem. Este desconto ocorreu pois foi considerado apenas o fluxo que possui exclusividade de passagem para a rotatória, portanto apenas os veículos que entram na rotatória fora do período de sobreposição de verdes. A quantidade de veículos a ser descontada foi calculada pela equação a seguir.

$$Q_{sp} = \frac{Q_2 t_{sp}}{C} \quad (29)$$

Sendo “ Q_{sp} ” o fluxo que trafega durante a sobreposição de verdes, “ Q_2 ” o fluxo na aproximação cujo semáforo abre posteriormente, “ t_{sp} ” o tempo de sobreposição de verdes e “ C ” o ciclo semaforico (inicialmente estimado).

O cálculo de ciclo ótimo de Webster foi realizado conforme a equação a seguir, com a finalidade de obter o mínimo de atraso possível.

$$C_o = \frac{1,5 \cdot L + 5}{1 - \sum_{n=1}^2 Y_n} \quad (30)$$

Sendo “ L ” o tempo total perdido no início do verde do semáforo, aproximadamente 2 segundos por fase que possui influência de semáforo (Khisty & Lall, 2003), “ n ” a fase a considerar (2 fases) e “ Y_n ” a relação do volume de tráfego pelo fluxo de saturação da fase “ n ”.

Após o cálculo do ciclo ótimo, foram descontados os tempos perdidos dos inícios de verde de cada fase (exceto quando há fluxo relevante de via não prioritária), ou seja, o “L”, restando assim o tempo efetivo de verde em cada fase, distribuído em função da relação volume por fluxo de saturação. Para a determinação de tempo de luz verde em cada fase com o semáforo foi somado o tempo perdido de início de verde, enquanto nas vias não preferenciais (sem semáforo) não foi necessário, já que os motoristas se encontram preparados para o surgimento da possibilidade de passagem a qualquer momento.

Como existe certa distância entre os semáforos e a rotatória, é possível que o segundo semáforo indique a luz verde antes mesmo da indicação de vermelho do primeiro, sendo o tempo de antecipação de abertura do segundo o suficiente para que o primeiro veículo desta via que realize a conversão à esquerda encontre o último veículo do sentido oposto, completando o fluxo em fila na rotatória, conforme descrito anteriormente.

Quando o fluxo de veículos na via principal não está em fila, há possibilidade da passagem de veículos das vias não prioritárias, dependendo da oferta de brechas que seguem uma determinada distribuição. É possível estimar a quantidade de veículos que se enquadram na situação descrita através da aplicação dos modelos de capacidade descritos no capítulo anterior.

O modelo de capacidade de entrada de veículos de vias não preferenciais deve ser aplicado apenas nos períodos em que a via principal está com o fluxo liberado, pois caso contrário, a entrada de veículos que não possuem preferência é livre. Mesmo com a indicação de luz verde do semáforo na via principal, há ainda um período em que não é possível a aplicação do modelo de capacidade de entrada de veículos, devido ao tráfego em fila (resultante do semáforo). Sendo assim, deve ser realizada uma estimativa de tempo até que a fila de veículos da corrente prioritária seja dissipada.

O cálculo para determinar o período de tempo que o fluxo na via principal trafega em fila, impedindo a entrada de veículos não prioritários, é através da teoria de filas, considerando modelos determinísticos de chegadas e saídas e o conceito FIFO (*first in, first out*). O cálculo de tempo para que ocorra a dispersão da fila, após a abertura do semáforo, é conforme a equação a seguir.

$$t_0 = \frac{\lambda \cdot r}{\mu - \lambda} \quad (31)$$

Sendo " t_0 " o tempo (segundos) de dispersão de fila no início de verde, " λ " o fluxo de chegada de veículos na corrente prioritária (veículos por segundo), " r " o tempo (segundos) em que o semáforo se encontra fechado e " μ " o fluxo (veículos por segundo) de saída, determinado em campo.

Ao descontar, do período de verde, o tempo em que os veículos na via principal trafegam em filas, foi obtido o período de tempo em fluxo livre que, dependendo do volume, possibilita a entrada de veículos das vias não prioritárias. Caso o tempo de dissipação de fila seja igual ao verde efetivo do semáforo, não há entrada de veículos das vias não prioritárias enquanto o semáforo está aberto.

Conforme citado anteriormente, de acordo com a dimensão das ilhas divisórias da vias principal, a rotatória possui uma capacidade de armazenamento de veículos que desejam aguardar, na via circular, uma brecha para entrar na via principal. Conforme aumenta a quantidade de veículos retidos, aumenta a possibilidade de haver o travamento em uma das saídas da interseção, gerando ainda mais atrasos. Quando são quatro aproximações, esse problema se intensifica e torna crítica a aproximação não preferencial que entra em conflito, inicialmente, com o fluxo da via principal cujo semáforo abre por último, conforme pode ser visto na Figura 28 a seguir.

Figura 28 – Fluxo acima da capacidade de armazenamento de veículos na via circular

A Figura 28 apresenta o momento que o fluxo de veículos da via 1 foi liberado, porém há um excesso de veículos, oriundos da via 4, que desejava seguir viagem para 3 ou 1. O período em que os dois semáforos estão abertos corresponde ao tempo necessário para o primeiro veículo da via 1 chegue no ponto de conflito com a via 2, mas com o excesso de veículos na via circular, esse veículo ficará retido na aproximação 4, devido à fila formada, podendo ocasionar o colapso no sistema.

O mesmo problema pode ocorrer com os veículos oriundos da aproximação 3, mas considerando que o primeiro semáforo que abre é da aproximação 2, não há sobreposição de verde no início deste, portanto há um período em que ocorre a liberação total do fluxo não prioritários (até a chegada dos veículos da via 2), conforme pôde ser visualizado nas simulações. Sendo assim, é importante a decisão de qual semáforo libera primeiro: aquele que está à direita da aproximação não prioritária que recebe o menor fluxo (aproximação 4 no caso da Figura 28).

A quantidade de veículos retidos foi determinada pela diferença entre a quantidade de veículos que necessitam entrar na via principal devido a conversão à esquerda ou para seguir em frente (Q^*) e a capacidade de entrada (C_e). Para a obtenção do fluxo de veículos retidos por ciclo (Q_R), foi dividido o volume resultante do cálculo anterior pela quantidade de ciclos que há na unidade de tempo trabalhado, conforme a equação a seguir.

$$Q_R = \frac{Q^* - C_e}{\frac{3600}{t_c}} = \frac{(Q^* - C_e) \cdot t_c}{3600} \quad (32)$$

Onde " t_c " é o tempo de um ciclo em segundos, portanto $(3600/t_c)$ é a quantidade de ciclos em uma hora.

Para reduzir o fluxo de veículos armazenados na rotatória, quando necessário, foi realizado um cálculo inverso à equação 32, fixando a quantidade máxima de veículos a ficarem retidos e determinando um novo tempo de ciclo. O novo ciclo obtido foi comparado ao ciclo ótimo, pois não deve ser menor que 75% deste, senão os atrasos passam a ser excessivos, conforme Webster e Cobbe (1966). Caso não verifique essa condição, a alteração no dimensionamento da ilha divisória é essencial.

6.1 APLICAÇÃO DO MÉTODO DE WEBSTER

Para melhor compreensão da adaptação do método de Webster, a seguir é apresentada o dimensionamento semafórico realizado para o fluxo de 1400 veículos por hora nas aproximações prioritárias com taxa de conversão de 50% e 1000 veículos por hora nas aproximações não-prioritárias com taxa de conversão de 100%. A rotatória em questão é apresentada Figura 29 e a matriz origem-destino resultante é apresentada na Tabela 19, considerando apenas veículos de passeio.

Figura 29 – Cenário - exemplo

Tabela 19 – Matriz O/D para o cenário – exemplo

O/D	1	2	3	4	Total
1	-	1050	175	175	1400
2	1050	-	175	175	1400
3	500	500	-	0	1000
4	500	500	0	-	1000
Total	2050	2050	350	350	

A primeira etapa do processo de cálculo foi a identificação dos fluxos mais relevantes. No caso apresentado, os fluxos relevantes podem ser a combinação entre o fluxo 1 e 2, 1 e 3 ou 2 e 4. A combinação entre 3 e 4 nunca existirá, pois representam as aproximações das vias secundárias, nem a combinação do fluxo de uma aproximação preferencial com a secundária consecutiva, pois parte dos veículos da via principal realiza conversão à direita.

Devido à sobreposição de parcela da fase verde da via 1 com outra parcela de verde da via 2, parte do fluxo desta via, que trafega durante o tempo de sobreposição (Q_{sp}), foi descontada para que as fases possam ser trabalhadas de forma separadas. Com a finalidade de determinar a parcela de tempo com sobreposição, que neste caso foi de 10 segundos (t_{sp} - tempo necessário para que os veículos dos sentidos opostos da via principal se encontrem no ponto de conflito), é necessário determinar um valor de ciclo inicial, aqui definido como o ciclo mínimo ($C = 40$ segundos), já que se trata de um processo iterativo que tende a estabilizar esse valor. Sendo assim, o fluxo de veículos que trafega durante o período de sobreposição foi:

$$Q_{sp} = \frac{Q_1 t_{sp}}{C}$$

$$Q_{sp} = \frac{1050 \cdot 10}{40}$$

$$Q_{sp} = 262,5 \text{ veíc/h}$$

Para o fluxo não prioritário, por exemplo, da via 3, deve ser acrescentado os veículos da via 4 que fazem conversão para a esquerda (Q_4^*), já que ambos entram na via principal durante a mesma fase. Ao verificar os fluxos mais relevantes, deve-se comparar os fluxos da aproximação 1 (1400 veíc/h), da aproximação 3 somada a parcela da via 4 que entra em conflito com a via 1 ($1000 + 500 = 1500$ veíc/h) e a parcela estimada da via 2 que trafega em uma fase exclusiva ($1400 - 262,5 = 1137,5$ veíc/h). Sendo assim, verificou-se, para esse caso, que os fluxos mais significativos são os da via 1 e 3 (com parte do fluxo 4).

Para o cálculo de ciclo ótimo, foi utilizado o tempo perdido de início de verde de 2 segundos por fase atuada por semáforo, portanto os movimentos da via 3 e da parcela considerada da via 4 não possuem tempo perdido, já que não há semáforos nesses casos. Para o exemplo em questão, o ciclo ótimo foi determinado conforme os cálculos a seguir, considerando um fluxo de saturação de 3200 veículos por hora (1600 veículos/h/faixa, se aproximando da capacidade real de liberação de fluxo em fila verificado *in loco*).

$$C_o = \frac{1,5 \cdot L + 5}{1 - \sum_{n=1}^3 Y_n}$$

$$C_o = \frac{1,5 \cdot 2 + 5}{1 - \left(\frac{1400}{3200} + \frac{1400}{3200} \right)}$$

$$C_o = 85,3 \text{ segundos}$$

Como se trata de um processo iterativo, não há necessidade de arredondamento do tempo de ciclo semafórico.

Ao desconsiderar o tempo perdido, o verde efetivo (g_t) resultou 83,3 segundos. Esse tempo foi rateado entre os fluxos da via 1 e 2 (únicos controlados por semáforos) em função da relação fluxo/saturação de cada fase com fluxo relevante (y_i), conforme os cálculos a seguir.

$$g_1 = g_t \left(\frac{y_1}{y_1 + y_{3+4*}} \right) \quad g_2 = g_t \left(\frac{y_2}{y_1 + y_{3+4*}} \right)$$

É importante notar que o denominador de ambos cálculos, tanto para verde na via 1 quanto para o verde na via 2, devem ser o mesmo, pois são as relações fluxo/saturação que foram consideradas no cálculo do ciclo ótimo.

Para o caso em questão, o tempo de luz verde tanto da via 1 quanto da via 2, incluindo o tempo perdido nos dois casos, resultou em 42,2 segundos, portanto um tempo de vermelho de 43,1 segundos. Ao considerar a sobreposição de verdes, houve 10 segundos de vermelho total.

A próxima etapa foi a determinação do fluxo esperado de veículos, das vias não preferenciais que utiliza a interseção durante o período de verde do fluxo conflitante. Para isso, foi suposto que a liberação de fluxo das vias não preferenciais dependam de três diferentes situações: I - quando o fluxo na via principal é interrompido pelo semáforo (liberação total do fluxo das vias não preferenciais), II - quando o fluxo da via principal é liberado e trafegam em fila em um *headway* mínimo (interrupção total das vias não preferenciais) e III - quando o fluxo da via principal trafega livremente em função da distribuição de veículos analisada enquanto o semáforo está verde (com entrada parcial dos veículos oriundos das vias não preferenciais).

A quantidade de veículos das vias não preferenciais que entra na via principal durante o verde da mesma é função do tempo em que a via principal trafega sem a influência do semáforo. Sendo assim, foi necessário descontar, do período de verde, o tempo para que a fila formada pelo semáforo fosse desfeita. Esse tempo foi possível

ser determinado pela teoria de filas, aproximando o processo de chegada à uma função linear. Para o caso em estudo, com fluxo de 0,389 veículos por segundo de chegada (1400 veíc/h) e com fluxo de saída de 0,948 veículos por segundo (3413 veíc/h), conforme verificado *in loco*, o tempo para desfazer a fila foi de acordo com a equação 31.

$$t_0 = \frac{\lambda r}{\mu - \lambda}$$

$$t_0 = \frac{0,389 \cdot 43,1}{0,948 - 0,389}$$

$$t_0 = 30 \text{ segundos}$$

Dos 40,2 segundos de tempo de verde efetivo, 30 segundos é o tempo para a dissipação de fila formada pelo semáforo, portanto são 10,24 segundos de fluxo sem interferência do semáforo.

A próxima etapa foi a utilização da distribuição de Cowan, com os parâmetros determinados anteriormente para determinar a capacidade horária de entrada de veículos na primeira via não preferencial – a via circular. Em seguida, essa capacidade de entrada foi reduzida para o período em que o fluxo da via principal não sofre interferência do semáforo, ou seja, durante 10,24 segundo para o exemplo em estudo (12% do ciclo). Considerando o fluxo de 1400 veíc/s na via principal, brecha crítica de 3,63 segundos e *headway* em fila de 2,22 segundos, aplicando a equação 27, a capacidade horária foi:

$$C = \frac{q\phi e^{-\lambda(t_c - \Delta)}}{1 - e^{-\lambda t_f}}$$

$$C = \frac{0,389 \cdot 0,694 \cdot e^{-0,448(3,63 - 0,874)}}{1 - e^{-0,448 \cdot 2,22}}$$

$$C = 449,26 \text{ veíc/h}$$

Como em 12% do tempo há fluxo livre na via principal, a capacidade real de entrada durante o período de verde na via principal é de 53,92 veículos por hora. Essa capacidade se limita ao fluxo não preferencial que está armazenado na via circular.

Como o fluxo inicial da via circular que é de 500 veículos por hora (fluxo da aproximação 4 que realiza conversão à esquerda), foram descontados 53,92 veículos

por hora que consegue entrar na via principal durante o verde desta, portanto restaram 466,58 veículos por hora que ficam retidos. Esse é o novo volume a ser considerado na determinação de ciclo ótimo.

Para o fluxo não preferencial da aproximação, foi realizada uma análise similar, porém o fluxo na via principal foi alterado: foi acrescentado o fluxo da via circular que entrou durante o verde da via principal (53,92 veículos por hora) e foi descontado o fluxo que sai da rotatória antes do ponto de conflito (375 veículos por hora), resultando em 1278,9 veículos por hora (0,355 veículos por segundo). Com os novos valores de parâmetros de Cowan, a brecha crítica e o *headway* em fila, a capacidade horária para a aproximação não preferencial foi:

$$C = \frac{q\phi e^{-\lambda(t_c - \Delta)}}{1 - e^{-\lambda t_f}}$$

$$C = \frac{0,355 \cdot 0,733 \cdot e^{-0,411(3,63 - 0,945)}}{1 - e^{-0,411 \cdot 2,22}}$$

$$C = 568,27 \text{ veíc/h}$$

Novamente essa capacidade se limitou à apenas 12% do tempo, portanto a capacidade real de entrada de veículos da aproximação 3 durante o verde na via principal foi de 68,2 veíc/h, restando um fluxo retido de 931,79 veíc/h a ser considerado no novo processo de cálculo de ciclo semafórico.

O processo se repete, porém considerando o novo tempo de ciclo (para estimativa de fluxo durante a sobreposição de verdes) e um novo fluxo das vias não preferenciais (para o novo ciclo). A iteração finalizou quando o ciclo ótimo se estabilizou, neste caso com 58,46 segundos. Ao realizar o arredondamento, foi priorizado números múltiplos de 5 que sejam maiores, pois a redução no tempo de ciclo tende a gerar atrasos ainda maiores, conforme a Figura 30.

Figura 30 – Relação do atraso crítico X ciclo do semáforo

Para o caso em estudo, foi utilizado de um ciclo de 60 segundos, conforme o diagrama de tempos da Figura 31 que inclui 3 segundos indicação luminosa amarela no semáforo.

Figura 31 – Diagrama de tempos

O fluxo analisado é considerado alto, principalmente quando se trata das aproximações não preferenciais, portanto resultou em um período de 8 segundos de vermelho total ao final do ciclo.

É importante que os veículos retidos na via circular fiquem armazenados ao longo do perímetro da ilha divisória para que não haja bloqueio da saída. Para determinar a quantidade estimada de veículos retidos na via circular, foi estimada a quantidade de veículos que utilizam essa via enquanto o semáforo da primeira via de conflito esteja fechado e o semáforo da segunda via de conflito esteja aberto. No momento em que ambos semáforos estão fechados, o fluxo de veículo ocorre livremente e não há paradas da via circular, e no momento em que ambos os semáforos estão abertos, é suposto que nenhum veículo das aproximações não preferenciais utiliza a interseção.

A quantidade aproximada de veículos que ficam retidos na via circular é determinada pela equação 32, sendo que a capacidade de entrada da via circular, calculada na última iteração, foi de 54,81 veículos/hora, dos 463 veículos por hora oriundos da aproximação não preferencial que chegam na via circular e que ficam retidos (já descontado o fluxo que passa durante o verde da primeira via de conflito).

$$Q_R = \frac{(Q^* - C_e) \cdot t_c}{3600}$$

$$Q_R = \frac{(463 - 54,81) \cdot 60}{3600}$$

$$Q_R = 6,8 \text{ veículos por ciclo}$$

Caso não haja espaço para armazenamento de, aproximadamente, 7 veículos na via circular, o ciclo deve ser reduzido (em até 75% do ciclo ótimo) ou o dimensionamento da ilha divisória deve ser alterado, com a finalidade de aumentar a distância entre entrada e saídas de veículos da aproximação principal e, consequentemente, permitir o armazenamento de mais veículos. Para a análise em questão, ao reduzir o ciclo para 45 segundos (75% do ciclo ótimo), a quantidade de veículos armazenados reduziu para 5 veículos por ciclo.

Apesar do atraso calculado pelo método de Webster ser um bom parâmetro para a determinação de um ciclo ótimo, ele não engloba os atrasos gerados pelas possíveis interações entre veículos, tanto nas aproximações quanto na própria rotatória, portanto é necessário o complemento do estudo através das simulações de tráfego.

7 ANÁLISE COMPARATIVA POR SIMULAÇÃO

A última etapa deste trabalho consistiu em analisar a nova operação de rotatória e comparar com as operações mais usuais com diferentes fluxos, taxas de conversões e dimensionamento.

Os cenários analisados foram: rotatória moderna, cuja preferência de movimento é para a via circular (tipo I); rotatória convencional, com preferência para a via principal, ou seja, com duas faixas de contenção na via circular (rotatória tipo II); e rotatória com via preferencial operada com auxílio de semáforos defasados, cuja preferência é da via principal (tipo III). A diferença entre os três cenários consistiu na mudança das vias preferenciais e na instalação de um semáforo próximo da interseção na via principal, no caso do último cenário.

O fluxo de veículos foi simulado para a pior situação: quando os fluxos das vias principais são iguais e das duas aproximações não preferenciais também. Os fluxos variaram entre 100 e 2400 veículos por hora em duas faixas por sentido, nas aproximações e também na rotatória, cujo sentido do fluxo é único.

A taxa de conversão nas aproximações não preferenciais foi de 100% e nas aproximações preferenciais foram realizadas simulações para taxa de 25% e para 50%. Os valores foram assim determinados devido a diferença de hierarquização das vias: as vias principais possuem maior atratividade.

O simulador de tráfego utilizado foi o AIMSUN que foi calibrado e validado em função de dados agregados (15 minutos) de fila máxima nas aproximações secundárias, possibilitando uma variação máxima de 10% nesse parâmetro.

A rotatória em análise possui características de dimensionamento de uma rotatória já existente em Araraquara/SP (Figura 32), onde o novo sistema proposto já foi implantado. A localização da interseção está entre a Alameda Rogério Pinto Ferraz e a Avenida Bento de Abreu.

Figura 32 – Rotatória modelo para as simulações

Fonte: Google Maps (2018)

Essa rotatória possui uma ilha central com diâmetro de, aproximadamente, 38 metros, composta por duas faixas de tráfego em todas as aproximações e na via circular, com uma ilha divisória de entrada e saída de 13 metros, possibilitando um armazenamento de aproximadamente 5 veículos de passeio (dois na faixa externa e três na faixa interna, conforme a Figura 33) para que não haja bloqueio do fluxo de saída, fator limitante do ciclo semaforístico.

Figura 33 – Capacidade de armazenamento da rotatória

As simulações foram realizadas considerando rotatórias de três e quatro aproximações, sendo para o primeiro caso composto por duas aproximações preferenciais e uma não preferencial. Os cenários simulados foram conforme a Figura 34.

Figura 34 – Sequência de simulações

O objetivo dessa análise foi saber se em algum desses cenários se adapta melhor à nova operação, em função dos níveis de serviço e, principalmente, capacidade, através do atraso crítico (maior atraso entre as aproximações), conforme a Tabela 1 apresentada no início do presente trabalho.

7.1 ROTATÓRIAS COM QUATRO APROXIMAÇÕES

Para o cenário com a operação moderna (tipo I) com quatro aproximações e uma taxa de conversão da via principal de 25% (12,5% para cada direção), os resultados das simulações foram conforme a Figura 35.

Figura 35 – Rotatória moderna com 25% de conversões

Pode ser observado que, para a rotatória moderna (com preferência para a via circular), a operação teve um bom desempenho para fluxos semelhantes entre as vias de aproximação, ou seja, para vias de mesma hierarquia. Houve possibilidade de trabalhar com vias de hierarquia diferentes, mas a tendência é de redução do nível de serviço, principalmente para o nível B, que abrange grande área do gráfico. A passagem para os níveis de serviço conseguinte ao nível B resultou mais sensível à variação do volume de tráfego, portanto próximos à capacidade da interseção.

Para a rotatória com preferência para a via principal (tipo II) e com 25% de conversões, os resultados são apresentados na Figura 36.

Figura 36 - Rotatória com preferência para a via principal e 25% de conversões

Alguns cenários analisados para a rotatória com preferência para a via principal (tipo II) ocasionaram erros devido ao excesso de veículos armazenados para realizar a conversão, bloqueando as saídas para as vias principais e, possivelmente, as entradas e saídas anteriores (dependendo da dimensão da fila de veículos na interseção). O limite para o nível de serviço A foi semelhante aos resultados da simulação para a rotatória moderna, porém os atrasos foram ainda menores. Após o nível de serviço A, cada veículo a mais no sistema aumentou o atraso significativamente, portanto é recomendada a utilização desse modelo quando há baixo fluxo na aproximação não preferencial.

Para a operação proposta, com preferência para a via principal e com semáforo à montante, com a finalidade de gerar brechas suficientes para reduzir o armazenamento de veículos na via circular e nas aproximações secundárias, os resultados foram conforme a Figura 37.

Figura 37 - Rotatória com preferência para a via principal (com semáforo à montante) e 25% de conversões

A operação proposta resultou muito eficiente perante as outras operações, tanto em relação ao nível de serviço quanto à capacidade. Em comparação com a rotatória moderna (tipo I), apresentou uma limitação de nível de serviço A (até 10 segundos de atraso) muito semelhante, porém em situações de fluxo desbalanceado, a rotatória com semáforos defasados apresentou melhores resultados, por exemplo: quando há 2400 veículos por hora na via principal, a capacidade da via secundária passa de 440 veículos por hora, da rotatória moderna, para 911 veículos por hora na operação proposta.

As limitações dos fluxos para cada nível de serviço são apresentadas na Figura 38 para a rotatória moderna (tipo I), para a rotatória convencional, com preferência para a via principal (tipo II) e para a rotatória com preferência para a via principal e com semáforos à montante (tipo III).

Figura 38 – Limitações no fluxo para cada nível de serviço para as operações analisadas (com 25% de conversões na via principal)

Pode ser observado que em níveis de serviços mais próximos da capacidade, houve uma melhora significativa na operação com preferência para a via principal e semáforos defasados, sendo esta a única operação que trabalhou de forma efetiva com fluxos desbalanceados entre as vias sem afetar o nível de serviço. A partir do nível de serviço C, não houve significativa alteração nos limites de fluxo para a rotatória moderna, passando a ser crítica a operação. A operação proposta tende a suprir uma gama maior de fluxo ao alterar o nível de serviço, portanto é menos sensível quando o fluxo é alterado, além de ter obtido maior capacidade, cerca de 55% a mais que a rotatória moderna.

Os cenários anteriores foram simulados também para uma taxa de conversão, da via principal, de 50% (25% para cada lado). Para o caso da rotatória moderna (tipo I), os resultados são apresentados na Figura 39.

Figura 39 - Rotatória moderna com 50% de conversões

Na rotatória moderna houve uma melhoria da capacidade ao aumentar a taxa de conversão da via principal, principalmente quando os fluxos foram mais equilibrados entre todas as aproximações. Quando o fluxo foi desequilibrado, esta

operação passou a ter a capacidade reduzida, se limitando à operações em níveis de serviço D e E (atrasos acima de 35 segundos).

Ao aplicar a mesma matriz de distribuição de fluxo na rotatória com preferência para a via principal, os atrasos foram conforme a Figura 40.

Figura 40 - Rotatória com preferência para a via principal e 50% de conversões

Quando a taxa de conversão na operação com preferência para a via principal aumentou, a capacidade para fluxos semelhantes entre as aproximações se aproximou do cenário com a taxa de conversão de 25%, até o fluxo de 800 veículos por hora. Ao ultrapassar esse limite, a capacidade decresceu significativamente.

A capacidade para esse modelo de operação foi determinada pelo travamento da rotatória que ocorreu logo após alcançar o limite entre os níveis de serviço D e E, devido ao excesso de veículos armazenados na via circular, que varia em função da taxa de conversão.

Para a rotatória com preferência para via principal, porém com semáforo à montante, os níveis de serviço são apresentados na Figura 41.

Figura 41 - Rotatória com preferência para a via principal (com semáforo à montante) e 50% de conversões

Com o aumento na taxa de conversão, houve uma queda na capacidade e nos fluxos limites para cada nível de serviço devido à quantidade de veículos que foram armazenados na via circular. Com a finalidade de reduzir a quantidade de veículos armazenados na rotatória, o ciclo semaforico para a maior parte dos casos de fluxo neste cenário teve que ser reduzido, ocasionando um aumento nos atrasos.

Ao comparar com a rotatória moderna com a mesma taxa de conversão, a operação com semáforo à montante aumentou a capacidade e operou com maiores taxas de fluxos em níveis de serviço C, D e E. A operação proposta apresentou menor sensibilidade de mudança de nível de serviço ao alterar o fluxo, em comparação com a operação moderna, porém trabalhou com um fluxo mais limitado quando em níveis de serviços melhores como A ou B.

As limitações dos fluxos para cada nível de serviço são apresentadas na Figura 42, cuja taxa de conversão foi de 50% da via principal para a rotatória moderna (tipo I), para a rotatória convencional com preferência para a via principal (tipo II) e para a rotatória com preferência para a via principal e com semáforos à montante (tipo III).

Figura 42 - Limitações no fluxo para cada nível de serviço para as operações analisadas (com 50% de conversões na via principal)

Até o nível de serviço C, a rotatória moderna operou com maiores fluxos de veículos que as outras operações, apesar da pouca diferença, principalmente no nível de serviço B. No nível de serviço C, quando o fluxo é balanceado entre as aproximações, a rotatória moderna foi eficiente, porém com pouca diferença com a operação com preferência para a via principal e com semáforos à montante, operação esta que obteve melhores resultados para fluxos desbalanceados. A partir do nível de serviço D a gama de fluxos trabalhados na operação com preferência para a via principal e com semáforos à montante passou a ser maior que as outras operações, com a capacidade dobrada em relação à operação moderna. A operação com preferência para a via principal e sem semáforos (tipo II), foi sensível quanto à alteração no nível de serviço pois os limites de fluxos são próximos, ou seja, mesmo em nível de serviço A, cujos atrasos são menores de 10 segundos, houve perigo de chegar na capacidade devido ao travamento da interseção à qualquer alteração de fluxo de veículos.

7.2 ROTATÓRIAS COM TRÊS APROXIMAÇÕES

Para o estudo de rotatórias com três aproximações, sendo duas preferenciais e uma terceira representando o término de uma via secundária, foram simuladas apenas as situações cujo fluxo da via secundária seja igual ou inferior à da via principal, do contrário, descaracterizaria o cenário proposto. Para a rotatória moderna (tipo I) com de 25% de conversões da via principal (12,5% para cada lado), os resultados constam na Figura 43.

Figura 43 – Rotatória moderna com 25% de conversões

Conforme pode ser observado, para o caso de rotatória moderna com três aproximações e com 25% de taxa de conversão da via principal, quase todos os fluxos simulados estiveram abaixo da capacidade. Para os melhores níveis de serviço (A e B), essa operação apresentou alta sensibilidade na variação do fluxo da via principal. Ao comparar, por exemplo, o fluxo da via principal de 1100 e 1200 veículos por hora, ou seja, uma diferença de 100 veículos por hora (9,1%), o decréscimo no fluxo da via secundária deve ser de 27,3% para manter no mesmo nível de serviço (mesmo atraso). Ao trabalhar com outros níveis de serviços (D e E), as alterações nos atrasos passaram a ser menos significativas com a variação do fluxo da via principal.

Para a operação com preferência para a via principal (tipo II) e também com 25% de taxa de conversão, os resultados para a rotatória com três aproximações foram conforme a Figura 44.

Figura 44 - Rotatória com preferência para a via principal e 25% de conversões

A rotatória com preferência para via principal obteve bastante sensibilidade nas mudanças de níveis de serviço, exceto quando operado no nível A, onde as mudanças nos atrasos foram poucas significativas na alteração do fluxo da via secundária, característica de sistemas que operam bem com diferenças de fluxos. Ao comparar com a rotatória moderna, a operação com preferência para a via principal não resultou muito efetivo, já que os fluxos limitantes em cada nível de serviço foram inferiores.

Para a operação em rotatória com preferência para a via principal porém com semáforos defasados e 25% de conversões, os resultados foram conforme a Figura 45.

Figura 45 - Rotatória com preferência para a via principal (com semáforo à montante) e 25% de conversões

A capacidade para esse cenário foi semelhante ao cenário com quatro aproximações, pois os atrasos críticos foram limitados pelo semáforo na via principal e não pela capacidade de entrada da via secundária. Novamente essa operação possibilitou trabalhar com fluxos desequilibrados entre as aproximações, diferentemente das outras operações, quando considerado os níveis de serviço A e B.

Para fluxos equilibrados entre as aproximações, esse modelo obteve resultados semelhantes ao cenário sem semáforos (rotatória tipo II). A importância da instalação do semáforo foi para possibilitar a operação com fluxo desbalanceado, reduzindo a quantidade de veículos armazenados na via circular e evitar o colapso na interseção.

As limitações dos fluxos para cada nível de serviço são apresentadas na Figura 46 para a rotatória moderna (tipo I), para a rotatória com preferência para a via principal (tipo II) e para a rotatória com preferência para a via principal e com semáforos à montante (tipo III).

Figura 46 - Limitações no fluxo para cada nível de serviço para as operações analisadas (com 25% de conversões na via principal)

Para melhores níveis de serviço (A e B), tanto a rotatória moderna (tipo I) quanto a rotatória com semáforos defasados na via principal (tipo III) possibilitaram um carregamento de total de veículos semelhante. A diferença entre as duas operações foi que a primeira operou melhor com fluxo balanceado entre as aproximações, conforme já constatado nas simulações anteriores, e a segunda com fluxos desbalanceados. A rotatória com semáforos defasados (tipo III) foi menos sensível ao variar o tráfego da via secundária, principalmente em níveis de serviços melhores.

Ao considerar o limite de capacidade das operações, a rotatória moderna obteve uma capacidade de até 133% maior que a rotatória com semáforos defasados (tipo III).

Ao alterar a taxa de conversão da via principal para 50%, a variação nos níveis de serviços da rotatória moderna foram conforme a Figura 47.

Figura 47 - Rotatória moderna com 50% de conversões

Ao aumentar a taxa de conversão da via principal para 50%, a rotatória moderna obteve uma alta sensibilidade na mudança de nível de serviço. A capacidade também foi sensível à mudança de fluxo da via principal, havendo situação em que o

acréscimo de 10% na via principal acarreta em queda de 60% na capacidade da via secundária.

Como a entrada de veículos na interseção ocorre em função do fluxo da aproximação anterior e se tratando de uma interseção de três aproximações com alta taxa de conversão, uma das entradas da via com maior fluxo foi controlada pelo fluxo do sentido oposto (também com alto fluxo) que realizava conversão à esquerda, aumentando os atrasos consideravelmente.

Em seguida, a Figura 48 apresenta os resultados para a operação com preferência para a via principal em rotatórias de três pernas e taxa de conversão de 50%.

Figura 48 - Rotatória com preferência para a via principal e 50% de conversões

Novamente a rotatória com preferência para a via principal chegou ao colapso do sistema antes de chegar na capacidade teórica, portando é cenário de alto risco e com alta sensibilidade, podendo chegar na capacidade com o acréscimo de poucos veículos a partir de uma situação com baixo valor de atraso.

Para a operação com preferência para a via principal e com semáforos à montante, a relação de fluxo por nível de serviço é representado na Figura 49.

Figura 49 - Rotatória com preferência para a via principal (com semáforo à montante) e 50% de conversões

A melhoria na capacidade da rotatória de três aproximações foi bastante significativa para a rotatória com preferência para a via principal e com semáforo à montante (tipo III). Esse modelo de rotatória permitiu operar em níveis de serviço diferenciados em uma ampla gama de fluxo de veículos. Apesar do objetivo principal do semáforo é formar pelotões de veículos com a finalidade de minimizar os atrasos gerais das vias, nesta operação, com 50% de taxa de conversão, foi necessário alterar os ciclos para não haver o colapso do sistema pelo excesso de armazenamento de veículos na via circular. Ao trabalhar com nível de serviço A ou B, o fluxo limitante foi semelhante às outras operações.

Quando a taxa de fluxo da via principal que realiza a conversão foi de 25%, o sistema operou melhor com fluxos desequilibrados entre as aproximações para os níveis de serviços com menores atrasos (A e B), porém a capacidade para uma taxa

de conversão de 50% foi maior pois a proporção de veículos que realiza conversão à direita, ou seja, que sai da interseção antes de chegar ao ponto de conflito com a aproximação secundária, também foi maior.

As limitações dos fluxos para cada nível de serviço são apresentadas na Figura 50, cuja taxa de conversão foi de 50% da via principal para a rotatória moderna (Tipo I), para a rotatória convencional, com preferência para a via principal (Tipo II) e para a rotatória com preferência para a via principal e com semáforos à montante (Tipo III).

Figura 50 - Limitações no fluxo para cada nível de serviço para as operações analisadas (com 50% de conversões na via principal)

Conforme pode ser verificado, a operação com preferência para a via principal e com semáforos à montante possibilitou a operação com fluxos maiores em todos os níveis de serviço, chegando a obter o dobro da capacidade em relação à rotatória moderna, ao considerar o volume total de veículos que trafega na interseção, além disso, a operação proposta apresentou menor sensibilidade quando opera em situação de capacidade, ou seja, ao variar o fluxo na via principal, a capacidade da via secundária varia quase na mesma proporção, o que não ocorre na rotatória moderna cuja variação ocorreu na proporção de 1:3, ou seja, a capacidade da via secundária decresceu o equivalente a três vezes o valor do acréscimo na via principal.

A operação com preferência da via principal sem a implantação do semáforo não representou uma alternativa viável para altas taxas de conversão, enquanto a rotatória com semáforos defasados obteve os melhores resultados em qualquer situação de nível de serviço.

7.3 FLUXO X OPERAÇÃO

A partir dos resultados das simulações, foi possível realizar um estudo sobre a melhor operação a ser utilizada na interseção em função do fluxo de veículos, da quantidade de aproximações (três ou quatro) e da taxa de conversão da via principal (25% ou 50%).

Para o caso da rotatória com quatro aproximações e 25% de taxa de conversão da via principal (12,5% por direção), na Figura 51 é possível verificar a melhor alternativa de operação entre a rotatória moderna (tipo I), a rotatória convencional, com preferência para a via principal (tipo II) e a rotatória com preferência para a via principal e com semáforos à montante (tipo III) em função do fluxo de veículos.

Figura 51 – Operações em função do fluxo para rotatórias com quatro aproximações e 25% de conversão na via principal

A rotatória moderna foi eficiente para fluxos até, aproximadamente, 1000 veículos por hora. Para fluxos menores que esse limite, a rotatória com preferência para a via principal resultou como mais eficiente, sendo que os atrasos gerados foram devido ao processo de aceitação e não pela formação de filas nas vias não preferenciais. Nesta operação, os veículos das aproximações principais não fazem paradas alguma, apenas quando realizam conversão à esquerda. O cenário proposto, com semáforos na via principal, foi a alternativa mais eficiente para fluxos desequilibrados.

Para uma taxa de conversão de 50%, as melhores configurações podem ser vistas na Figura 52.

Figura 52 - Operações em função do fluxo para rotatórias com quatro aproximações e 50% de conversão na via principal

A rotatória moderna apresentou atrasos menores em situação de baixo fluxo. A rotatória com preferência para a via principal (tipo II) não representou uma boa operação com alta taxa de conversão, pois o número de veículos acumulados na via circular foi elevado, o que dificultou as saídas da rotatória. Com a implantação do semáforo, foram geradas brechas para minimizar a quantidade de veículos acumulados na via circular, melhorando a capacidade.

Para as rotatórias com três aproximações, as características foram diferentes, como apresenta a Figura 53 para 25% de conversão da via principal.

Figura 53 - Operações em função do fluxo para rotatórias com três aproximações e 25% de conversão na via principal

Para interseção com três aproximações e com baixa taxa de conversão na via principal, o modelo mais eficiente foi a rotatória moderna, que resultou em menores atrasos ao comparar com os outros modelos. A operação com preferência para a via principal foi mais eficiente quando o fluxo na via secundária foi baixo. Ao aumentar o fluxo da via principal, passa a ser mais viável a utilização de semáforos à montante com a finalidade de gerar brechas maiores e, conseqüentemente, possibilita quedas de atrasos na via secundária, permitindo acréscimo no fluxo sem haver mudanças significativas na qualidade do serviço.

Quando a taxa de conversão foi de 50%, as limitações de cada operação foram conforme a Figura 54.

Figura 54 - Operações em função do fluxo para rotatórias com três aproximações e 50% de conversão na via principal

Com a alta taxa de conversão, a rotatória moderna gerou maiores atrasos ao comparar com outras operações. A rotatória com preferência para a via principal, conforme aumentou o fluxo de veículos, perdeu a eficiência e ficou restrita ao fluxo máximo de 100 veículos por hora na aproximação não preferencial. Com a instalação do semáforo à montante na via principal, os atrasos foram reduzidos, caracterizando assim como a operação predominantemente mais eficiente para altas taxas de conversões, pelo fato do semáforo possibilitar o ordenamento da utilização da rotatória.

8 MODELOS DE CAPACIDADE PARA A ROTATÓRIA PROPOSTA

Conforme analisado anteriormente, a distribuição de Cowan foi a que representou melhor o processo de chegada dos veículos na rotatória com preferência para a via principal e com semáforos defasados à montante. A partir da distribuição de Cowan, puderam ser elaborados dois tipos de modelos: o modelo teórico, supondo três processos de operação na rotatória em função do fluxo na via principal (sem fluxo, com fluxo em fila e com fluxo livre com brechas aleatórias) e o modelo calibrado a partir dos resultados das simulações.

8.1 MODELO TEÓRICO DE CAPACIDADE

O modelo teórico analisa a capacidade em função do fluxo da via principal que ocorre em três etapas:

I – Semáforo na via preferencial fechado: é o momento em que os fluxos das vias não preferenciais são totalmente liberados. A capacidade de entrada (C_I) deve ser dividida entre o fluxo de veículos que retidos na via circular e o fluxo de veículos da aproximação da via secundária, determinada pelo inverso do *headway* de saída, ou *headway* em fila (t_f - determinado pelo método de Siegloch). Em seguida, deve ser multiplicado pelo número de faixas (N) e pela parcela de tempo em que essa situação ocorre, ou seja, pela relação entre o período de vermelho do semáforo (r) e o tempo de ciclo (c):

$$C_I = \left[N \left(\frac{1}{t_f} \right) \times \frac{r}{c} \right] \quad (33)$$

Observação: caso haja um número elevado de veículos realizando o retorno, esse fluxo deve ser descontado da capacidade.

II – Semáforo na via preferencial abre: o fluxo de veículos da via preferencial que estava armazenado devido ao semáforo, chega nas áreas de conflito em fila, impossibilitando a passagem de qualquer veículo de vias não preferenciais, portanto a capacidade de entrada passa a ser zero. O tempo de duração da fila de veículos na via principal é determinado pela equação a seguir, conforme já citado:

$$t_0 = \frac{\gamma r}{\gamma - \mu} \quad (34)$$

Sendo:

t_0 : Tempo de duração da fila (s)

r : Tempo de vermelho do semáforo (s)

γ : Fluxo de chegada de veículos no semáforo (veíc/s)

μ : Fluxo de saída de veículos do semáforo (veíc/s)

III – Períodos finais de verde da via preferencial: após a passagem da fila de veículos que estavam armazenados durante o período de vermelho do semáforo e também dos veículos seguintes que foram influenciados por essa fila, o restante em uma distribuição de Cowan. A partir desse momento, a capacidade de entrada dos veículos das vias não preferenciais passa a ser a composição do modelo de distribuição com o modelo de aceitação de brechas, definidos anteriormente. A porcentagem do tempo que essa etapa ocorre é relação da diferença entre o verde efetivo (g) e o tempo de dissipação de fila (t_0), pelo ciclo do semáforo (c):

$$C_{III} = \frac{(g-t_0)}{c} \times \frac{q\phi e^{-\lambda(t_c-\Delta)}}{1-e^{-\lambda t_f}} \quad (35)$$

Portanto, com as informações dos parâmetros de Cowan anteriormente encontrados, pode ser utilizado o seguinte modelo de capacidade de entrada dos veículos da via secundária em rotatórias de três aproximações:

$$C = \left[N \left(\frac{1}{t_f} \right) \times \frac{r}{c} \right] + \left[\frac{(g-t_0)}{c} \times \frac{q\phi e^{-\lambda(t_c-\Delta)}}{1-e^{-\lambda t_f}} \right] \quad (36)$$

Sendo as variáveis:

C : Capacidade (veíc/s)

N : Número de faixas

t_c : Brecha crítica (s)

t_f : *Headway* em fila (s)

c : Ciclo do semáforo (s)

r : Tempo de vermelho do semáforo (s)

g : Tempo de verde efetivo do semáforo (s)

t_0 : Tempo de dissipação da fila do semáforo (s)

q : Fluxo de veículos, com preferência, na área de conflito (veíc/s)

λ : Parâmetro de escala de Cowan

ϕ : Parâmetro de proporção de fluxo livre de Cowan

Δ : Parâmetro de brecha mínima de Cowan

O tempo de ciclo semafórico e o tempo verde na via principal são influenciados pela capacidade de entrada na via, e vice-versa. A adoção do máximo vermelho, com a finalidade de maximizar a capacidade de entrada da via secundária, não pode ser considerada pois gera grandes atrasos na via principal.

Para a interseção com quatro aproximações, o modelo descrito se torna mais complexo devido à influência de veículos que realizam a conversão à esquerda da outra via não preferencial, os primeiros a entrar nas brechas disponíveis na via principal. Portanto, a capacidade da aproximação não preferencial é afetada pelos veículos da via circular cuja origem foi da outra aproximação não preferencial.

Com a finalidade de considerar os veículos da aproximação não preferencial oposta que realizam conversão à esquerda, primeiramente deve ser determinada a quantidade de veículos da via circular que consegue realizar a entrada na via preferencial durante o verde do semáforo através do modelo de capacidade determinado no capítulo 5. O número de veículos que passa a fazer parte do fluxo conflitante é o restante que não conseguiu entrarem brechas do fluxo da via principal.

Sendo assim, a capacidade final de entrada de veículos na aproximação não preferencial considerada, será a equação anterior (com três aproximações) descontando o fluxo retido na via circular, portanto:

$$C = \left[N \left(\frac{1}{t_f} \right) \times \frac{r}{c} \right] + \left[\frac{(g-t_0)}{c} \times \frac{q_2 \phi e^{-\lambda(t_c-\Delta)}}{1-e^{-\lambda t_f}} \right] - \left[q_c - \frac{q_1 \phi e^{-\lambda(t_c-\Delta)}}{1-e^{-\lambda t_f}} \right] \quad (37)$$

Sendo as variáveis:

C : Capacidade (veíc/s)

N : Número de faixas

t_c : Brecha crítica (s)

t_f : *Headway* em fila (s)

c : Ciclo do semáforo (s)

r : Tempo de vermelho do semáforo (s)

g : Tempo de verde efetivo do semáforo (s)

t_0 : Tempo de dissipação da fila do semáforo (s)

q_1 : Fluxo de veículos, com preferência, na área de conflito 1 (veíc/s)

q_2 : Fluxo de veículos, com preferência, na área de conflito 2 (veíc/s)

q_c : Fluxo de veículos total a utilizar a via circular (veíc/s)

λ : Parâmetro de escala de Cowan

ϕ : Parâmetro de proporção de fluxo livre de Cowan

Δ : Parâmetro de brecha mínima de Cowan

O fluxo de veículos que realizam conversão à esquerda do semáforo que abre primeiro durante o período em que ambos semáforos estão abertos, pode ser considerado como um quarto fator no cálculo da capacidade, porém nas situações simuladas, esse fluxo não foi significativo.

8.2 MODELO DE CAPACIDADE CALIBRADO POR SIMULAÇÃO

O outro modelo desenvolvido foi baseado nas simulações de tráfego através da calibração dos parâmetros de Cowan, com a finalidade de determinar a capacidade resultante na simulação sem necessitar decompor a equação, como no caso anterior. Sendo assim, o modelo calibrado por simulação é mais simplista pois já são embutidos qualquer efeito do tráfego, como os que foram detalhados no modelo anterior, através dos parâmetros. O método de estimação de parâmetros de Cowan utilizado foi a de Resolução Numérica Simultânea que, em todos os testes realizados, resultou nos menores valores de variância dos resíduos.

Para a rotatória com quatro aproximações, os valores dos parâmetros variaram, em função do fluxo conflitante na entrada da via secundária, conforme a Figura 55, a Figura 56 e a Figura 57. É importante considerar que esses parâmetros já consideram os efeitos dos semáforos e da interação entre veículos.

Figura 55 – Parâmetro de escala para rotatórias com quatro aproximações

Figura 56 – Parâmetro de localização para rotatórias com quatro aproximação

Figura 57 – Parâmetro de proporção de fluxo livre para rotatórias com quatro aproximações

Os parâmetros determinados podem variar em função dos tempos semaforicos, portanto não representam as características reais do fluxo, conforme detalhado no capítulo 5. Para a rotatória com três aproximações, os parâmetros encontrados pela simulação de tráfego estão na Figura 58, Figura 59 e Figura 60.

Figura 58 - Parâmetro de escala para rotatórias com quatro aproximações

Figura 59 - Parâmetro de localização para rotatórias com quatro aproximação

Figura 60 - Parâmetro de proporção de fluxo livre para rotatórias com quatro aproximações

É importante salientar que o parâmetro de escala não foi baseado no fluxo real da via, mas sim do fluxo que deveria ter em uma rotatória moderna para que alcance a mesma capacidade que a rotatória com preferência para via principal com semáforos defasados, pois o modelo foi desenvolvido, inicialmente, para as rotatórias modernas.

Com os parâmetros determinados, a capacidade de entrada é determinada através do modelo composto de distribuição e de aproveitamento de brechas, para um dado fluxo conflitante. Conforme visto no capítulo 5, o modelo mais próximo da realidade foi composto pelo modelo de distribuição de Cowan e a função escada de aceitação de brecha, conforme a equação a seguir.

$$C = \frac{q\phi e^{-\lambda(t_c - \Delta)}}{1 - e^{-\lambda t_f}} \quad (38)$$

Sendo as variáveis:

C: Capacidade (veíc/s)

t_c : Brecha crítica (s)

t_f : *Headway* em fila (s)

q : Fluxo conflitante (veíc/s)

λ : Parâmetro de escala de Cowan (Figura 55 e Figura 58)

ϕ : Parâmetro de proporção de fluxo livre de Cowan (Figura 56 e Figura 59)

Δ : Parâmetro de brecha mínima de Cowan (Figura 57 e Figura 60)

9 CONSIDERAÇÕES FINAIS

No Brasil, há uma carência de bibliografias voltadas para rotatórias, até mesmo em normas e manuais oficiais. No código de Trânsito Brasileiro não há regras específicas para tráfego em rotatórias e o Manual de Projetos de Interseções (DNIT) cita bibliografias estrangeiras para análise de capacidade e indica a leitura do documento americano “*Roundabouts: An Informational Guide*” para o melhor entendimento da operação.

Pela análise de brecha crítica e *headway* em fila, verificou-se que as rotatórias analisadas possuem características semelhantes aos outros países estudados, exceto ao comparar com os valores do HCM 2010 (TRB, 2010), o manual mais utilizado como referência na engenharia de tráfego, onde a brecha crítica é cerca de 30% maior.

A partir das distribuições de brechas e de como elas são utilizadas, puderam ser determinados modelos de capacidade utilizando a brecha crítica e o *headway* em fila como variáveis de calibração. Tanto os modelos de distribuição exponencial e de Cowan retrataram bem a operação em rotatórias modernas. Para o modelo proposto, rotatória com semáforos defasados na via principal, conclui-se que a melhor distribuição é a de Cowan por incluir duas variáveis a mais: a parcela de veículos em fluxo livre e o *headway* mínimo na via principal.

Para o dimensionamento dos semáforos foi utilizado o método de Webster considerando que parte do fluxo não preferencial não necessita de uma fase exclusiva para entrar na via principal, tornando o processo iterativo. Ao final houve a necessidade de alterar o ciclo ótimo para que não houvesse veículos acumulados na via circular, porém o aumento no atraso crítico não foi significativo.

Quando se trata de rotatórias com quatro aproximações, o modelo com preferência para a via principal e semáforos à montante possibilitou um aumento na capacidade, chegando a ser o dobro, em determinadas situações, ao comparar com a rotatória moderna. A rotatória com semáforos defasados obteve uma melhoria no nível de serviço em função dos fluxos. Quando a taxa de conversão foi de 50% na via principal, a nova operação possibilitou fluxos ainda mais desbalanceados e com menos sensibilidade de mudança no nível de serviço ao alterar o fluxo na via principal. Em situações de baixo fluxo de veículos, a rotatória moderna obteve menores atrasos.

Para rotatórias com três aproximações, sendo duas dela a via principal (com preferência de passagem) com taxa de conversão de 25%, a rotatória moderna foi a melhor operação, exceto para casos de fluxos desbalanceados na proporção 3:1 e em níveis de serviço até “B” (15 segundos de atraso). Acima dessa situação (níveis de serviços consequentes), a rotatória com semáforos à montante resultou em uma capacidade reduzida, sendo esses atrasos delimitados pelo controle do semáforo. Quando a taxa de conversão da via principal passa a ser 50%, o cenário é oposto: a rotatória com os semáforos à montante das vias principais foi o que obteve maior capacidade, principalmente pela redução de veículos retidos na via circular, já que possui apenas uma aproximação não preferencial. Para essa situação rotatória moderna apresentou alta sensibilidade na alteração de fluxo, principalmente pela grande demanda de conversão à esquerda da via principal.

A rotatória com preferência para a via principal, sem os semáforos, resultou conveniente apenas em baixo fluxo de veículos, com alta sensibilidade na variação de tráfego. Essa operação houve colapso na maioria das simulações realizadas devido ao excesso de veículos armazenados na via circular. Fortes *et al* (2004) citam que para essa operação, além de baixo volume das aproximações secundárias, a taxa de conversão da via principal deve ser no máximo 4%.

A instalação de semáforos defasados à montante da via principal foi a melhor operação em qualquer situação com quatro aproximações. Quando a interseção foi composta por três aproximações, essa operação foi mais eficiente quando há alto fluxo de veículos realizando conversão à esquerda, caso contrário, a rotatória moderna foi a configuração ideal pois há menos conflitos.

A operação proposta foi válida e aumentou a capacidade das rotatórias devido às brechas maiores que são geradas, pela formação de pelotões na via principal, e pelo melhor aproveitamento dessas brechas, pois a maioria dos veículos das vias não preferenciais entravam em fila (com um *headway* em fila inferior). A brecha crítica, para a operação com semáforo na via principal, foi alta ao comparar com a rotatória moderna. É suposto que os motoristas prefiram esperar mais na faixa de retenção das vias não preferenciais pois sabem que, em algum momento, o fluxo prioritário será retido pelo semáforo. O mesmo motivo pode estar relacionado à redução do *headway* em fila: os motoristas das vias não preferenciais sabem que a brecha na corrente prioritária é grande, portanto o tempo do processo cognitivo de aceitação de brecha é reduzido.

Apesar de altas resistências com relação às diferentes operações em rotatórias, principalmente com implantação de semáforos, limitações da rotatória moderna começaram a ser verificadas desde a década de 60. Webster e Cobbe (1966) sugeriram o auxílio de semáforos para melhorar a capacidade da rotatória, pois a retirada desse tipo de interseção acarreta o aumento no número e na intensidade dos acidentes.

Como sugestões para trabalhos futuros, pode ser realizada a análise de segurança viária e de emissões de poluição, além de outras análises de engenharia de tráfego como influências do fluxo em pelotão em interseções seguintes, seja rotatória moderna, rotatória convencional ou simplesmente uma interseção com preferência para a via principal sem rotatória. Além disso, pode ser verificada a eficiência da operação proposta com a interface de outros modos de transporte, como pedestres e ciclistas.

REFERÊNCIAS

- AKISHINO, P. **Algumas Técnicas de Engenharia de Tráfego na Redução e Prevenção de Acidentes de Trânsito** [notas de aula]. Departamento de Engenharia de Transportes – Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2009.
- AKÇELIK, R. Capacity and Performance Analysis of Roundabouts Metering Signals. **TRB National Roundabout Conference**, Vail. 2005.
- AKÇELIK, R. Na Investigation of the Performance of Roundabouts with Metering Signals. **TRB National Roundabout Conference**, Kansas City. 2008.
- AL-OMARI, B. H., AL-MASAEID, H. R., AL-SHAWABKAH, Y. S. Development of a delay model for roundabouts in Jordan. **Journal of Transportation Engineering**, Reston, v. 130, n. 1, p. 76-82, 2004.
- BEN-EDIGBE, J., ABDEL GALIL, A., ABBASZADEHFALLAH, I. Extent of Delay and Level of Service at Signalised Roundabout. **International Journal of Engineering and Technology**, Bremen, v. 2, n. 3, p. 429-424, 2012.
- BRASIL. **Código de Trânsito Brasileiro**. 1ª. ed. Brasília: DENATRAN, 2008.
- BRASIL. **Manual de Projetos de Interseções**. 2ª ed. Rio de Janeiro: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes: DNIT, 2005.
- BRILON, W. Studies on Roundabouts in Germany: Lessons Learned. **3rd International TRB-Roundabout Conference**, Carmel: Transportation Research Board, 2011.
- BUNKER, J.M., Novel Methods and the Maximum Likelihood Estimation Technique for Estimating Traffic Critical Gap. **Journal of Advanced Transportation**, London: Hindawi, 2012.

CHENG, D. X., *et al.* Modification of Webster's Minimum Delay Cycle Length Equation Based on HCM 2000. **Transportation Research Board (Annual Meeting)**, Washington D. C. 2003.

CHENG, J., *et al.* Driver's Critical Gap Calibration at Urban Roundabouts: A Case Study in China. **Tsinghua Science and Technology**, Pequim, v. 13, n. 2, p. 237-242, 2008.

CONSELHO NACIONAL DE TRÂNSITO. **Manual Brasileiro de Sinalização de Trânsito: Sinalização Semafórica – Volume V**. Brasília: Ministério dos Transportes: Denatran, 2014.

CUNTO, F. J. C. **Assessing Safety Performance of Transportation Systems Using Microscopic Simulation**. 2008. 190 f. Tese (Doutorado em Filosofia em Engenharia Civil), University of Waterloo, Waterloo, 2008.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. **Roundabouts: Na Informational Guide**. McLean: U. S. Department of Transportation, 2000.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. **Roundabouts: Na Informational Guide**. 2ª Edição. McLean: U. S. Department of Transportation, 2010.

FERRAZ, A. C. P., *et al.* **Segurança Viária**. 1ª Ed. São Carlos: Suprema Gráfica e Editora, 2012.

FLANNERY, A., KHAROUFEH, J. P., GAUTAM, N., e ELEFTERIADOU, L. **Estimating Delay at Roundabouts**. In: Institute of Transportation Engineers Annual Meeting, 2000, Nashville, 2000.

FORTES, F. Q., *et al.* Interseções rodoviárias: passado, presente e futuro. In: III Seminário de Segurança Rodoviária, 2004, São Paulo, **Anais...** São Paulo: DER-SP, 2004.

FORTUJIN, L. G. H. Turbo roundabouts – design principles and safety performance. **Journal of the Transportation Research Board**, Washington D. C: Transportation Research Board, 2009. P. 16-24.

GAZZARRI, A. *et al.* Estimation of *Gap* Acceptance Parameters for HCM 2010 roundabouts Capacity Model Applications. XVIII Urban Transport: Urban Transport and the Environment in the 21st Century, **Proceedings...**, Southampton, 2012.

GUICHET, B. Evolution of Roundabouts in France and New Uses. National Roundabouts Conference, **Proceedings...**, Vail, 2005.

HAGRING, O. Estimation of Critical *Gaps* in Two Major Streams. **Transportation Research Part B: Methodological**, New York: Elsevier, 2000. P. 293-313.

HAGRING, O., ROUPHAIL, N. M., SORENSEN, H. A. Comparison of Capacity Models for Two-Lane Roundabouts. **Journal of the Transportation Research Board**, Washington D. C: Transportation Research Board, 2003. P. 114-123.

HAMED, M. M., EASA, S. M., BATAYNEH, R. R. Disaggregate *gap*-acceptance model for unsignalized T-intersections. **Journal of Transportation Engineering**, Reston, v. 123, n. 1, p. 36-42, 1997.

HOEL, L. A., GARBER, N. J., SADEK, A. W. **Engenharia de Infraestrutura de Transportes – Uma Integração Multimodal**. São Paulo: Cengage Learning, 2011.

HUDDART, K. W. Signaling of Hyde Park Corner, Elephant and Castle and Other Roundabouts. PTRC 11th Summer Annual Meeting, **Proceedings...**, Brighton. 1983. P. 193-208.

KHISTY, C. J., LALL, B. K. **Transportation Engineering: An Introduction**. 3^a Ed. Upper Saddle River: Prentice-Hall, 2003.

LIN, Z., *et al.*, Z. Dynamic Vehicular Analysis Between a Roundabout and a Pre-Timed Traffic Signal. In: The eighth International Conference of Chinese Logistics

and Transportation Professionals, 2008, Chengdu, **Proceedings of The eighth International Conference of Chinese Logistics and Transportation Professionals**. Chengdu: ASCE, 2008.

LINDENMANN, H. P. Capacity of Small Roundabouts with Two-Lane Entries. **Journal of the Transportation Research Board**, Washington D. C: Transportation Research Board, 2006. P. 119-126.

MAHESH, S., AHMAD, A., RASTOGI, R. An Approach for the Estimation of Entry Flows on Roundabouts. Transportation Planning and Implementation Methodologies for Developing Countries, **Proceedings...**, Mumbai, 2014.

MARTÍN-GASULLA, M. *et al.* Capacity and Operational Improvements of Metering Roundabouts in Spain. **Transportation Research Procedia**, New York: Elsevier, 2016. P. 295-307.

MARTÍN-GASULLA, M., GARCÍA, A., MORENO, A. T. Benefit Measurement of Metering Signals at Roundabouts with Unbalanced-Flow Patterns in Spain. **Transportation Research Procedia**, New York: Elsevier, 2016. p. 295-307.

MILLER, A.J., PRETTY, R.L.,. Overtaking on Two-Lane Rural Roads, 4th ARRB Conference, **Proceedings...**, Victoria: Australian Road Research Board, 1968.

NERIS, D. F., FERRAZ A. C. P. Análise Operacional de Fluxo em Pelotão de Interseções do Tipo Rotatória. **Revista Ingeniería de Transporte**, Santiago: Sochitran, 2014. p. 17-23.

POLUS, A., SHIFTAN, Y., SHMUELI-LAZAR, S. Evaluation of the Waiting-Time Effect on Critical Gaps at Roundabouts by a Logit Model. **European Journal of Transport and Infrastructure Research**, Delft: Delft University of Technology, 2005. P. 1-12

RAFF, M., HART, J. A volume warrant to urban stop signs. **Eno Foundation for Highway Traffic Control**, Saugatuck, 1950.

RAO, S. *et al.* Calibration of Performance of Roundabouts Based on Gap Acceptance Parameters Using Simulation for Indian Scenario. Transportation Planning and Implementation Methodologies for Developing Countries, **Proceedings...**, Mumbai, 2016.

RODEGERDTS, L. *et al.* Roundabouts in the United States. **NCHRP Report 572**, Washington D. C: Transportation Research Board, 2007.

SIEGLOCH, W., **Die Leistungsermittlung an Knotenpunkten ohne Lichtsignalsteuerung**, Strassenbau und Strassenverkehrstechnik 154. Bundesminister für Verkehr: 1973.

TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. **Highway Capacity Manual 2010**. Washington: National Academy of Science, 2010.

TROUTBECK, R. J., BRILON, W. Unsignalized Intersection Theory. In: GERLOUGH, D. L. e HUBER, M. J. **Traffic Flow Theory: A Monograph**. Washington D. C: Transportation Research Board, 1992. cap. 8, p. 8.1-8.47.

TRUEBLOOD, M., DALE, J. Simulating Roundabouts With VISSIM. 2th Urban Street Symposium, **Proceedings...**, Anaheim, 2003.

VASCONCELOS, A. L. P. **Análise do Desempenho Operacional de Rotundas: Modelos e Aplicações**. 2014. 269 f. Tese (Doutoramento em Engenharia Civil) – Faculdade de Ciências, Universidade de Coimbra, Coimbra, 2014.

WEBSTER, F. V., COBBE, B. M. **Traffic Signals**. Londres: Her Majesty's Stationery Office, 1966. Road Research Technical Paper Nº. 56.

Wu, N., Equilibrium of Probabilities for Estimating Distribution Function of Critical Gaps at Unsignalized Intersections. **Journal of the Transportation Research Board 2286**, Washington D. C.: Transportation Research Record, 2012, p. 49-55

XU, F., TIAN, Z. Z. Driver Behavior and *Gap*-Acceptance Characteristics at Roundabouts in California. **Journal of Transportation Engineer**, Reston, p. 117-124, 2008.