

LEMT-Laboratório de Estudos Metodológicos em Tráfego e Transportes
Departamento de Engenharia de Transportes - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
Caixa Postal 61548, CEP 05424-970, São Paulo/S.P., Brasil

RELATÓRIO DE TRABALHO No.5/03

SEMÁFOROS ATUADOS PELO TRÁFEGO

- Utilização, Parametrização,
Monitoração e Análise de Desempenho

Eng.HUGO PIETRANTONIO, D.Sc.
Prof.Dr., Departamento de Engenharia de Transportes-EPUSP

Eng.WAGNER BONETTI Jr., M.Sc.
Consultor, Especialista em Engenharia de Tráfego.

São Paulo, setembro/2003 (1ª.edição)
revisão 3 (dezembro/2007)

LEMT-Laboratório de Estudos Metodológicos em Tráfego e Transportes

Departamento de Engenharia de Transportes - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
Caixa Postal 61548, CEP 05424-970, São Paulo/S.P., Brasil

SEMÁFOROS ATUADOS PELO TRÁFEGO **- Utilização, Parametrização,** **Monitoração e Análise de Desempenho**

Eng.Hugo Pietrantonio, Doutor em Engenharia
Departamento de Engenharia de Transportes - EPUSP

Eng.Wagner Bonetti Jr., Mestre em Engenharia
Consultor, Especialista em Engenharia de Tráfego

RESUMO: Este trabalho discute os princípios de utilização e parametrização de semáforos atuados pelo tráfego, o primeiro nível da implantação de um controle semaforizado capaz de responder às variações na demanda e na capacidade de tráfego durante sua operação, incluindo métodos de análise de desempenho (isto é, de previsão do seu impacto sobre a operação do tráfego) e procedimentos práticos de monitoração do seu funcionamento (especialmente voltados para garantir que a parametrização definida funciona de forma adequada). Apesar de ser uma opção tradicionalmente disponível nos controladores semaforizados eletrônicos utilizados no Brasil, o controle semaforizado atuado pelo tráfego é pouco utilizado, sacrificando um dos recursos mais facilmente aplicáveis para melhorar a operação do tráfego urbano (inclusive como estágio intermediário da implantação de sistemas mais complexos e avançados). Destaca-se a lógica da operação de um semáforo atuado e o seu potencial de desempenho na melhoria da qualidade do controle semaforizado e as recomendações usualmente adotadas para definição dos parâmetros básicos de operação dos semáforos atuados pelo tráfego, com especial ênfase aos recursos normalmente disponíveis nos controladores semaforizados eletrônicos nacionais. Também é apresentando um estudo de casos da aplicação do controle semaforizado atuado pelo tráfego realizados na cidade de Campinas. Por fim, em conclusão, são resumidos os principais aspectos a serem analisados para decidir-se pela implantação de semáforos atuados pelo tráfego e as perspectivas de evolução tecnológica.

ABSTRACT: This report discusses guidelines for utilization and for setting parameters of traffic actuated signals, the first level in the implementation of signalized control that can be responsive to variations in traffic demand and supply during its operation, including performance analysis methods and practical procedures for monitoring of its functioning (especially driven to warrant that parameter setting works as intended). Despite of being an option traditionally available in the electronic traffic controller supplied in Brazil, the actuated control of signals is seldom used, wasting one of the easiest tools that can be applied to improve the operation of urban traffic (even if as an intermediate stage of the implementation of more complex and advanced systems). The report highlights the operation logic of a actuated signal and its potential of effectiveness in the improvement of quality in signal control and the recommendations usually adopted to set the basic operating parameters of traffic actuated signals, with especial attention to the resources usually available in electronic traffic controllers in Brazil. A case study on the application of traffic actuated signalized control, carried-out in the city of Campinas, is also presented. Finally, in conclusion, the main points to be analyzed for deciding on the implementation of traffic actuated signals and their promises of technological progress are summarized.

1. INTRODUÇÃO

Os semáforos modernos foram desenvolvidos a partir de equipamentos manuais de operação de tráfego, entre os quais a primeira notícia refere-se a um equipamento utilizado em Londres, junto ao *Houses of Parliament*, no ano de 1868 (semelhante aos de sinalização ferroviária, utilizava lâmpadas à gás e explodiu no ano seguinte). Em 1913, James Hoge inventou o primeiro semáforo elétrico como hoje é conhecido, aplicado em Cleveland em 1914 (utilizava duas cores, vermelho e verde, e uma buzina para anúncio da mudança de aspecto). Esta invenção aparece como sendo a origem do semáforo a três cores, que se propagou a partir dos Estados Unidos no começo da década de 20, sendo hoje largamente empregado em todo o mundo (ver HOMBURGUER *et alli*, 1992).

A evolução dos equipamentos de controle semafórico ao longo do tempo buscou maior flexibilidade da filosofia de controle, gerando a possibilidade de desenvolver estratégias de controle mais sofisticadas, que buscaram maior eficiência na administração do tráfego (de forma geral, através da maior sensibilidade às variações das condições de operação). Semáforos interligados (manualmente) também começaram a ser utilizados na cidade de Salt Lake City em 1917 e um sistema progressivo automático foi introduzido em Houston, já em 1922. Os primeiros semáforos atuados foram instalados em New Haven, East Norwalk e Baltimore em 1928 (ver HOMBURGUER *et alli*, 1992).

No Brasil, não se tem notícia sobre as primeiras aplicações de semáforos. A evolução do controle semafórico desenvolveu-se por linhas definidas pelas experiências de outros países, principalmente na década de 70 e em grande parte liderada pelas iniciativas tomadas pela CET/Sp - Companhia de Engenharia de Tráfego do Município de São Paulo. Quando aqui ainda imperavam os equipamentos eletromecânicos, ocorreu a introdução de controladores multiplanos, de tempo fixo, em 1976 (da Eagle, de origem norte-americana, comercializados com a marca ENGETRAN). Um grande passo ocorreu com a evolução para os sistemas de controle centralizado (que culminou com a implantação do Projeto SEMCO-Semáforos Coordenados, em 1980), utilizando controladores eletrônicos importados (da Plessey, fabricante inglesa), repetido na sua modernização para sistemas de controle em tempo real (iniciada no final da década de 90). Ao mesmo tempo, houve o desenvolvimento dos controladores eletrônicos nacionais (como os fabricados pela TESC e DIGICON), que passou pela iniciativa de desenvolver e testar um controlador atuado nacional (realizado em conjunto pela CET/Sp e o Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo - IPT/SP em 1978) como um esforço paralelo que teve uma significação menor (ver BONETTI, 2001). Atualmente existem diversos outros controladores eletrônicos de fabricantes nacionais (BRASCONTROL, BRASLÍNEA, DATAPROM, AUXXI, IPSIS, ...) e de fornecedores estrangeiros (Peek, Siemens, Sainco, Phillips, ...).

Das primeiras épocas aos dias de hoje, o controle semafórico em modo atuado não tem sido utilizado em larga escala no Brasil,

exceto pelo uso para estágios específicos de travessia de pedestres acionados por botoeira. Em parte, este fato decorreu do custo de instalação e manutenção dos detectores (em geral laços indutivos), da falta de conhecimento disseminado entre os técnicos sobre seu uso e programação (chamada de parametrização) e da ausência de recursos mais avançados nos equipamentos nacionais. Parece ter-se formado um círculo vicioso entre a falta de aplicação do controle atuado e a falta de desenvolvimento das técnicas e equipamentos nacionais. Por este motivo, normalmente, os controladores nacionais oferecem apenas a lógica de atuação mais simples e tradicional, baseada na extensão sucessiva do tempo de verde enquanto os intervalos entre veículos medidos em detectores é menor que um valor de corte (dentro de tempos mínimo e máximo definidos). Esta é a forma mais básica de variação do controle semaforico em função da observação da demanda de tráfego através de detectores, que será discutida neste trabalho.

Internacionalmente, o controle semaforico atuado pelo tráfego, além de outras formas mais avançadas de controle baseados na detecção do tráfego (chamadas de controle semaforico adaptativo ou em tempo real), é bastante mais utilizado. Mesmo o controle atuado tem recursos mais avançados, que não serão discutidos neste trabalho.

Nos Estados Unidos, grande parte dos corredores de tráfego operam com coordenação *off-line* combinada com a semi-atuação local com lógicas mais complexas orientadas para otimizar a inclusão ou exclusão de estágios para conversão à esquerda. Usualmente os controladores têm seqüência dual (ver HCM, 2000)ⁱ, ou seja, alternam estágios com movimentos distintos em duas seqüências paralelas para cada via, dependendo da existência de demanda ou do horário (onde cada seqüência independente é chamada de *anel*, gerando a estrutura dos controladores *dual ring*). Dessa forma, o controle pode não apresentar uma seqüência fixa de estágios, dependendo da existência de demanda nas conversões à esquerda.

Outra forma de controle atuado comum nos Estados Unidos (não disponível nos controladores de tráfego nacionais) é chamado de controle Volume-Densidade (HCM, 2000). Neste tipo de controle, a lógica é baseada na contagem do número de chegadas durante o período de vermelho para determinar o verde inicial (que é variável) e na redução no Intervalo de Corte durante o verde, de acordo com regras pré-estabelecidas na estratégia de controle (KELL *et alli*, 1982). O controlador é sensível aos intervalos entre veículos sucessivos e não diretamente à densidade do tráfego, mas o nome é usado pela relação existente entre os intervalos e a densidade.

Na Austrália, antes da evolução representada pelo sistema centralizado em tempo real, desenvolveram-se os controladores semaforicos para o controle atuado pelo tráfego (que hoje predominam, segundo AKÇELIK, 1995), fato relacionado com a busca de parametrizações para melhor atender às variações dos fluxos de tráfego. O controle do tipo americano Volume-Densidade também é

ⁱ A abreviação HCM refere-se ao *Highway Capacity Manual*, manual americano para análise de capacidade viária, publicada pela primeira vez em 1950 e atualizado em 1965, 1985, 1994, 1997 e 2000, adotado como recomendação metodológica patrocinada pelo *Transportation Research Board* (principal órgão americano de pesquisa na área).

utilizado e ainda existe uma terceira técnica de atuação, chamada de Mudança por Desperdício (*waste change*). Neste tipo de controle, a lógica de interrupção de verde considera o acúmulo do excesso dos intervalos entre os veículos em relação ao valor básico de saturação, ou seja, limita o excesso de brechas entre os veículos, em relação ao mínimo no movimento da fila. Na Austrália, a evolução para sistemas de controle em tempo real é também mais simples, pelo uso de disposições de detectores semelhantes aos dos semáforos atuados.

No Brasil, muitos semáforos hoje instalados poderiam receber o controle semafórico atuado com ganhos significativos de benefícios operacionais. A escassez de técnicos da área não permite que haja revisões das programações semafóricas com períodos regulares, o que vem ao encontro da necessidade de maleabilidade e adaptação das programações obtida com o controle atuado. A escassez de recursos financeiros dificulta a implantação de sistemas centralizados mais avançados. Estas condições sinalizam a recomendação de utilização do controle semafórico atuado.

No entanto, por razões diversas, o controle atuado não tem sido levado em conta como uma alternativa para o controle semafórico nas cidades brasileiras, embora as vantagens da atuação pareçam ser evidentes. A partir do grande avanço tecnológico dos tempos recentes, pode-se identificar duas linhas alternativas de evolução na informatização ou automação do controle semafórico, que se propõem aos órgãos de gestão do trânsito, pelo menos como estratégias diferentes (dado que os sistemas com supervisão ou operação centralizados, baseados na utilização em tempo real de dados obtidos com detectores de tráfego, podem ser o estágio final vislumbrado em ambas as linhas de evolução).

Cada linha de evolução permitiu configurar diferentes sistemas de controle de tráfego. Hoje, o ponto de partida toma os controladores eletrônicos a tempos fixos (embora ainda existam controladores eletromecânicos em proporção significativa), que permitem uma boa variação de planos semafóricos mas têm de ser totalmente pré-temporizados (isto é, com uma pré-programação definida diretamente em tempos semafóricos). A ampliação do número de semáforos e/ou o crescimento da demanda de tráfego ensejam, então, a adoção de sistemas mais complexos.

Por um lado, pode-se destacar a concepção e implantação de sistemas de controle computadorizado centralizados (que pode ser relacionada com a tradição inglesa, em particular), que são aqueles nos quais um computador central comanda diretamente a programação dos semáforos, informando a indicação luminosa que deve acontecer a cada segundo. Na verdade, em geral o computador central "carrega", em algum instante apropriado, os controladores locais com as programações semafóricas desejadas, e a partir daí, compete a esses controladores o comando direto do semáforo de cada interseção (SZASZ, 1997). Neste campo, a evolução natural atingiu os sistemas centralizados de controle em tempo real, que utilizam medições obtidas continuamente para determinar os ajustes adicionais de programação, comunicados imediatamente aos semáforos.

Por outro lado, evoluiu também a sofisticação das ferramentas de automação dos semáforos baseados em informação local (que pode ser relacionada com a tradição norte-americana), em que a percepção do fluxo através de detectores é utilizada para ajustar continuamente a temporização dos semáforos, de forma a melhorar o desempenho e manter a programação ótima, acompanhando a flutuação aleatória e microscópica do tráfego, ciclo a ciclo. (SZASZ, 1997). O controle atuado pelo tráfego veicular é aquele onde o tempo de verde de uma aproximação é influenciado pela detecção imediata de intervalos entre veículos de cada fluxo, informação utilizada para estender ou interromper o verde de cada aproximação, sujeita aos tempos mínimo e máximo de verde, ou para saltar alguns estágios, se não houver demanda em seu detector (HCM, 2000). Outra forma descentralizada é o controle adaptativo, em que as medições das diversas aproximações são atualizadas continuamente e utilizadas para decidir a programação semaforica local, considerando todos os fluxos e ponderando a competição pelo verde entre os estágios semaforicos alternativos.

A estratégia de controle semaforico nas áreas urbanas está diretamente relacionada com os modos de operação, distinguindo-se o controle isolado a tempos fixos, o controle a tempos fixos com coordenação fixa (*off-line*), o controle atuado pelo tráfego (normalmente semi-atuado isolado ou eventualmente superposta com coordenação fixa, *off-line*), o controle centralizado (com supervisão central, com operação central, com seleção automática de planos ou com controle em tempo real), além de esquemas mistos entre estas opções. Normalmente, no Brasil o modo a tempos fixos com coordenação fixa (*off-line*) é o mais usado nas áreas centrais, pelo menos nas cidades mais densamente povoadas, e o modo de operação isolado a tempos fixos é o mais usado nas áreas periféricas dessas cidades mais densamente povoadas e nas demais cidades.

O uso da programação a tempos fixos dispensa a instalação de instrumentos de detecção de tráfego mas limita a evolução.

Quando se deve optar por formas de controle mais sofisticado, observa-se que a tendência tem sido pela centralização, na maioria das cidades brasileiras, aparentemente motivada pela aspiração de implantar sistemas de controle em tempo real. Isto representa um salto significativo entre um método de controle de baixa complexidade tecnológica e alta exigência de recursos humanos (para coleta de dados e atualização de programações) e o extremo oposto, com sistemas automatizados de coleta de dados, redes de comunicação (com altos custos de implantação e manutenção), centrais de operação com equipamentos computadorizados, *softwares* de controle em tempo real, pessoal técnico mais especializado, etc ...

Entre as diversas formas de controle semaforico, o controle atuado pelo tráfego, isolado ou coordenado, surge como um estágio intermediário (pouco usado no Brasil). Além do uso em semáforos isolados importantes no contexto do controle da malha viária fora das áreas centrais, operando em modo isolado, o controle atuado é uma alternativa possível nas áreas ou corredores centrais (levando-se em conta o uso do controle em modo semi-atuado coordenado). É uma opção entre a temporização e coordenação fixa (*off-line*) e os sistemas com supervisão centralizada (sem

detecção) ou controle em tempo real (com detecção), permitindo menores custos e implantação progressiva.

Ressalte-se que no Brasil, mesmo fora de São Paulo, não se tinha notícia de nenhuma outra cidade que utilizasse controle semaforico centralizado até meados dos anos 80 (quando foi implantado em Curitiba, tendo seu uso timidamente ampliado apenas nos anos 90; podendo-se citar, entre outros, Rio de Janeiro, Juiz de Fora e Campo Grande com sistemas baseados em detectores e seleção dinâmica de planos, Porto Alegre, Campinas e Ribeirão Preto com sistemas de supervisão e a operação dos semáforos, ainda a estratégia existente em Curitiba). Apesar disso, nas demais grandes cidades brasileiras também não se teve o controle atuado. O resultado foi um parque de controladores e sistemas de controle de tráfego claramente obsoleto, na maior parte das cidades.

Recentemente, a CET/Sp iniciou um esforço de modernização com a instalação de 5 sistemas centralizados de controle em tempo real ainda não concluída totalmente (2 centrais estão incompletas e os problemas de manutenção aumentam dia a dia). A realidade de outros centros urbanos pareceu nortear-se por esta estratégia utilizada pela CET/Sp (hoje Rio de Janeiro, Belo Horizonte e Fortaleza, pelo menos, seguiram a estratégia de implantação de sistemas centralizados com controle em tempo real).

As iniciativas em São Paulo e no Brasil seguiram, portanto, a tradição inglesa (hoje européia, inspirada na preponderância de sistemas de controle em tempo real baseados no SCOOT ou derivados).

Esta linha de evolução contrasta com a observada nos EUA (um país sub-desenvolvido neste campo), onde os sistemas centralizados evoluíram de forma pouco significativa e o uso de controladores atuados com ajustes de tempos e seleção de estágios, combinada com a coordenação fixa (*off-line*), foi o caminho predominante. Hoje tem sido propostos sistemas de controle de tráfego adaptativo (ACS - *Adaptive Control Software*), ainda incipientes e ainda ligados a esta linha histórica, mas existe um esforço bastante significativo de desenvolvimentos de novos controladores (ATC - *Advanced Traffic Controllers*) e de sistemas de controle mais avançados (como componente de sistemas mais complexos que, pretenciosamente, se convencionou chamar de ITS - *Intelligent Transportation Systems*).

A evolução das técnicas de controle semaforico na Austrália parece ser um exemplo único de integração entre estas linhas de evolução, incluindo uma ampla utilização do controle atuado e influenciando os sistemas de controle em tempo real (no caso o SCATS). A compatibilidade entre ambos tornou as estratégias complementares e progressivas (isto é, o uso progressivo da atuação como estágio intermediário da implantação posterior de sistemas centralizados com controle em tempo real) uma opção fácil e natural.

Ao se analisar a realidade das cidades brasileiras, com exceção dos grandes centros (e nem todos), nota-se que:

- predominam os controladores eletromecânicos (na maioria da marca Sobrasin) ou eletrônicos nacionais (na maioria das marcas Digicon, Tesc, Brascontrol e Braslínea);

- os sistemas em operação ainda não contam em sua totalidade com a comunicação entre os equipamentos instalados ou destes com centrais de controle;

- os controladores locais ainda não dispõem de detectores capazes de informar de forma contínua e confiável as variáveis básicas do tráfego.

Presumivelmente, nestas condições, a implementação progressiva é a forma lógica de configurar e atualizar o controle semaforico em uma cidade. A evolução do controle atuado e dos sistemas centralizados de controle em tempo real têm aumentado as possibilidades de transitar de uma a outra opção.

Sendo preciso eleger uma entre as estratégias possíveis de evolução, a opção por privilegiar a utilização do controle atuado pelo tráfego baseia-se na percepção de que a instalação dos detectores e a utilização imediata da sua informação, mesmo localmente, é o recurso prioritário a ser implantado. Sem dados sobre o tráfego, sistemas centralizados permitem apenas a supervisão e intervenção remota sobre o controle de tráfego, totalmente dependente da ação de operadores das centrais de controle (eventualmente baseadas em informações dos operadores de campo) ou em planos mais detalhados preparados com base em informações históricas (armazenadas nos sistemas computadorizados das centrais de controle).

Os demais recursos não são considerados menos importantes para um sistema avançado de controle de tráfego. Mas não parece razoável transformar o "ótimo" em inimigo do "bom". Considera-se como melhor estratégia selecionar uma opção "realista" (de complexidade intermediária e implantação progressiva) e que busca colocá-los (o "bom" e o "ótimo") em caminhos convergentes.

Talvez valha aqui repetir antigos ensinamentos. Existe a opção "ideal" e a opção "desejável", mas em geral a opção "necessária" é muitas vezes bem menos exigente que ambas. Existe o cenário "possível" e o cenário "viável", mas o cenário "provável" é em geral bastante mais restrito que ambos. Além disso, como sempre pode acontecer algo de improvável (em geral, algo de errado), não se deve deixar de ponderá-lo ao decidir, afinal, a estratégia "recomendável" e o cenário "realista".

2. FUNCIONAMENTO DOS SEMÁFOROS ATUADOS PELO TRÁFEGO

O controle semaforico atuado pelo trafego é usualmente considerado como o estágio inicial das formas que respondem às condições de trafego, em particular às condições de demanda (embora a adaptação a alterações das condições de oferta, como a redução de capacidade de escoamento das filas resultantes do bloqueio de faixas decorrente de incidentes ou serviços na via, seja igualmente importante). Esta visão é apoiada pela evolução histórica, dado que o controle semaforico atuado pelo trafego, nos moldes mais tradicionais, foi a primeira forma de funcionamento sensível às variáveis de trafego, mensuradas através de detectores.

Antes de estudar esta forma de controle semaforico, estas observações que colocam os semáforos atuados como um estágio inicial merecem alguns comentários.

O primeiro ponto relevante, que será apresentado mais detidamente neste capítulo, refere-se ao fato de que o controle atuado tradicional é bastante econômico na utilização dos dados obtidos dos detectores de trafego, em dois sentidos: por analisar, em um dado estágio, apenas as informações dos detectores que correspondem a fluxos em movimento no estágio (as informações dos demais fluxos não são consideradas nesse momento) e por verificar apenas se a atuação corrente (em dado instante) indica um intervalo entre veículos maior que o intervalo de corte (desde que os tempos de verde mínimo e máximo estejam também sendo respeitados no instante corrente). Por estas características, diz-se que o controle atuado tradicional é "míope".

O segundo ponto relevante, embora um argumento essencialmente teórico (que não será desenvolvido neste trabalho), refere-se ao fato de que o controle atuado tradicional implementa uma estratégia de controle que, apesar de simples e "míope" (no sentido do comentário anterior), é bastante robusta, no sentido de poder-se demonstrar que ela implementa uma estratégia de controle semaforico ótimo em diversos modelos e contextos da operação de trafego. O controle atuado tradicional busca, essencialmente, atribuir a cada estágio semaforico o tempo de verde estritamente necessário para dissipar as filas acumuladas nos movimentos críticos escoados (que seriam exatamente aqueles que necessitam de mais tempo de verde para escoamento da fila formada). Se não há sobre-demanda (caso contrário, é impossível escoar as filas totalmente) e se as filas usualmente formadas podem ser armazenadas na extensão das aproximações (eliminando a possibilidade de bloqueios adiante), esta é a estratégia ótima quando a demanda e a capacidade são constantes ou tem um perfil de variação conhecido ou quando os detectores são capazes de prover informação perfeita sobre o trafego, desde que a estratégia de controle seja eficientemente implementada. Se existem semáforos adjacentes que induzem a existência de pelotões no fluxo de trafego, outras variáveis não consideradas pelo controle atuado tradicional são relevantes (especificamente, a defasagem entre o início do tempo de verde de semáforos adjacentes) e têm de ser

introduzidas externamente para obter-se uma qualidade de operação ótima, mantendo-se a estratégia do controle atuado nos limites definidos pela coordenação imposta.

O terceiro ponto relevante, que não será tratado neste trabalho, refere-se ao fato de que existem muitas outras estratégias de controle de tráfego que também buscam responder às condições de tráfego, como mensuradas por detectores (da mesma forma que no controle atuado). As estratégias alternativas são agrupadas sobre a denominação genérica de controle adaptativo ou controle em tempo real (o que, em sentido literal, o controle atuado tradicional também seria, da mesma forma que o controle adaptativo também, literalmente, seria atuado pelo tráfego). Não existe uma estratégia tradicional de controle adaptativo em interseções isoladas mas sim diversas alternativas ainda não claramente comprovadas (por exemplo, o MOVA, na Inglaterra, o LHOVRA, na Suécia, o OPAC, nos USA, entre outros ...). Para controle em tempo real em redes semaforicas, existe uma estratégia claramente dominante nos dias atuais, o SCOOT inglês (uma versão incremental para uso no controle em tempo real baseada nos algoritmos tradicionais do TRANSYT, o principal software utilizado para obter defasagens na coordenação fixa, *off-line*, em redes de semáforos, também desenvolvida na Inglaterra). Esta predominância tem raízes históricas diversas (e, é justo observar, uma ótima folha de serviços prestados pelo SCOOT e pelo TRANSYT, internacionalmente) mas não significa uma aprovação ou comprovação geral do seu uso ou a ausência de deficiência conhecidas (por exemplo, ambos tem dificuldades em situações com sobre-demanda e bloqueios decorrentes de filas adiante, que também vêm sendo estudadas).

Portanto, a estratégia de controle atuado tradicional está longe de ser obsoleta e merece um estudo mais detido.

2.1. Lógica e Aplicação do Controle Atuado

As variações da demanda em uma aproximação são significativas e apresentam um caráter aleatório. O semáforo a tempos fixos não apresenta características adequadas para atender essa variação aleatória. O aspecto que norteia a concepção do semáforo atuado pelo tráfego é primordialmente esse atendimento às variações de caráter aleatório que ocorrem ciclo a ciclo. Os equipamentos usuais implementam este recurso utilizando pelo menos duas modalidades de funcionamento: a atuação total e a semi-atuação.

De forma geral, semáforos atuados (ou responsivos) são aqueles onde os tempos de verde variam de acordo com a demanda de tráfego e, portanto, não têm um ciclo fixo (AKÇELIK, 1995). A atuação tradicional, uma das formas específicas de resposta às variações do tráfego, refere-se à decisão sobre a mudança no tempo de verde com base nos impulsos da detecção comunicada ao controlador de tráfego, realizada veículo a veículo (a cada intervalo entre veículos). A variação do tempo de verde de uma aproximação depende da detecção do tráfego e, portanto, o controle em modo atuado caracteriza-se pela acomodação das variações da demanda ao longo do tempo (HOMBURGER *et alli*, 1992).

Segundo HOMBURGER *et alli*, 1992, as vantagens e desvantagens da utilização de semáforos atuados em relação aos semáforos a tempos fixos podem ser resumidas como no Quadro 2.1. Como pode-se observar, as desvantagens atribuídas ao semáforo atuado, de uma forma geral, são de ordem financeira e de manutenção e não dizem respeito à sua eficácia em relação ao controle de tráfego em si.

Quadro 2.1 - Vantagens e Desvantagens dos Semáforos Atuados pelo Tráfego (baseado em HOMBURGER *et alli*, 1992)

Vantagens
<ul style="list-style-type: none"> - normalmente reduz o atraso (com parâmetros bem ajustados); - adapta-se às flutuações do fluxo de tráfego e capacidade de escoamento das filas; - normalmente aumenta a capacidade (pelo contínuo acréscimo de verde); - pode continuar operando em condições de baixos fluxos, enquanto o semáforo a tempos fixos deve operar em amarelo intermitente; - especialmente efetivo em interseções de múltiplos estágios;
Desvantagens
<ul style="list-style-type: none"> - o custo de instalação é maior que o semáforo a tempos fixos; - os detectores têm um custo de instalação significativo e requerem manutenção específica.

As vantagens e desvantagens apresentadas não levam em consideração o tipo de equipamento existente, o que no Brasil é fator relevante, uma vez que os controladores de tráfego nacionais ainda não apresentam alguns recursos de atuação existentes em outros países. No entanto, a eficácia dos controladores atuados é fundamentalmente condicionada por sua adequada parametrização (para os recursos disponíveis) como será discutido adiante. Este aspecto essencial para realizar o potencial de melhoria, utilizar uma boa parametrização, é a principal preocupação deste trabalho.

Deve-se observar que a atuação tradicional também refere-se ao controle semaforico para estágios de pedestres, em geral acionados por botoeiras (dispositivos de detecção passiva). Neste caso, o controle atuado é menos sofisticado e limita-se a tratar os estágios de pedestres como opcionais (somente são exibidos se, e quando, há acionamento pelos pedestres que pressionam a botoeira). As detecções durante os períodos de vermelho são "memorizadas" e chamam os estágios de pedestres depois de decorrido o tempo mínimo definido para os estágios precedentes ou quando ocorre a posição previamente definida no ciclo semaforico para o estágio de pedestres. O estágio de pedestres é, então, exibido com tempos de verde fixos (que devem ser adequados para travessia segura), sem ser extendido por atuações adicionais (isto é, novos acionamentos das botoeiras durante o tempo de verde).

2.2. Recursos e parâmetros da atuação pelo tráfego

Antes de tudo, é necessário entender alguns conceitos e parâmetros relacionados com o controle atuado pelo tráfego:

- **Atuação pelo tráfego (tradicional)** - mudança no tempo de verde realizado pelo controlador semafórico, decidido recebendo impulsos dos detectores de tráfego, a cada veículo, com base no intervalo entre veículos.

- **Detecção** - sensibilização do detector por veículos ou pedestres e transmissão do impulso ao controlador semafórico.

- **Detector (ou Sensor) de tráfego** - dispositivo utilizado para indicar a presença ou passagem de veículos ou pedestre, no instante considerado; o controlador semafórico pode notar a ocorrência de detecção no período de vermelho anterior (memorização).

- **Intervalo de corte (IC)** - período máximo no qual o controlador espera uma detecção para decidir estender (ou não) o verde corrente, após o verde inicial; como intervalo, inclui o tempo de ocupação do detector; **Brecha de corte (BC)** - definido de forma similar mas como brecha, não inclui o tempo de ocupação do detector.

- **Intervalo de verificação de demanda (IVD)** - período entre duas verificações da condição de atuação no detector (limite de resolução do intervalo de corte), em geral da ordem de um décimo de segundo.

- **Estágio:** cada período de tempo no qual se divide a operação de um semáforo, durante o qual o conjunto de movimentos autorizados é o mesmo; a duração do estágio corresponde ao seu **Tempo de verde (Tv)** e de Entreverdes (I).

- **Entreverdes (I):** intervalos de tempo entre o verde de movimentos conflitantes de dois estágios sucessivos; usualmente corresponde ao **Intervalo de amarelo (Ia)** mais o **Intervalo de vermelho de segurança (Iv)** para veículos ou ao **Intervalo de vermelho piscante (Ip)** mais o **Intervalo de vermelho de segurança (Iv)** para pedestres; o intervalo de vermelho de segurança (também chamado de vermelho de limpeza ou vermelho geral) é vermelho simultaneamente para todos os movimentos conflitantes da mudança de estágio.

- **Grupo de tráfego:** é um conjunto de movimentos de uma dada aproximação (isto é, via que chega à interseção) que recebe o mesmo tratamento semafórico (isto é, a mesma sequência de indicações luminosas, incluindo sua duração); os grupos de tráfego de diferentes aproximações com mesmo tratamento semafórico podem ser considerados de forma agregada pelos controladores semafóricos, constituindo um **Grupo semafórico** (ou Fase semafórica); grupos de tráfego distintos podem operar independentemente ou compartilhar faixas comuns; os **Grupos de faixas** que operam independentemente em cada aproximação são a unidade de análise da operação do tráfego nas interseções semaforizadas.

- **Verde inicial** - período de verde que é definido para a operação de um estágio ou grupo de tráfego, no início do estágio em que ele opera, independente de atuação (pode ser fixo ou calculado a partir do número de veículos detectados no tempo de vermelho anterior). Normalmente chamado, no Brasil, de Verde mínimo (deve ser maior ou igual ao Verde mínimo de segurança, um parâmetro básico que depende das condições físicas das interseções).

- **Unidade de extensão (UE)** - unidade (passo) de acréscimo do tempo de verde ocasionado pela detecção ainda no

intervalo de corte, após o verde inicial, adicionado a partir do início da espera pela detecção durante o intervalo ou brecha de corte; a diferença entre a Unidade de extensão e o intervalo de corte pode ser estabelecida por um parâmetro complementar, o **Retardo de verde (RV)**, que é o acréscimo, se positivo, para ter a Unidade de extensão; o mesmo parâmetro pode também ser definido como **Extensão de verde (EV)**, excluído o tempo de ocupação do detector.

- **Verde máximo** - tempo máximo de verde para um estágio ou grupo de tráfego (parâmetro que força o encerramento do estágio, independente de detecção adicional).

- **Modo atuado** - modo de operação do controlador semaforico onde um ou mais intervalos são operados com base na atuação total ou semi-atuação.

- **Atuação total** - Modo de operação onde os períodos de verde de todos os movimentos e estágios variam com base na atuação; os estágios podem ser obrigatórios ou opcionais (neste caso, são efetivamente executados apenas se houve memorização de demanda durante o tempo de vermelho anterior).

- **Semi-atuação** - modo de operação onde, no mínimo, um mas não todos os períodos de verde variam com base na atuação de tráfego de detectores; a estratégia geral é usar detectores apenas para os estágios secundários de forma a dissipar sua fila acumulada (dentro de tempos mínimo e máximos definidos), respeitados tempos mínimos fixados para os estágios principais.

- **Modo atuado coordenado** - é o modo atuado (em geral semi-atuado) utilizado quando os controladores de interseções em rede são sincronizados (por relógio ou comunicação de dados) para garantir a coordenação nos seus planos de tráfego, definido adotando um tempo de ciclo comum e iniciando os estágios principais com defasagens de duração fixa (que podem ser variadas por tabela horária).

- **Modo atuado isolado** - é o modo atuado convencional, quando utilizado em interseções isoladas.

Existem outros parâmetros, menos usuais, não definidos acima. Estes apresentados são, entretanto, os parâmetros normalmente disponíveis para utilização dos controladores de tráfego nacionais, no que diz respeito à atuação (pelo menos nos equipamentos que apresentam o recurso baseado na lógica tradicional). No Brasil, é usual que o Intervalo de Corte e a Unidade de Extensão não sejam distinguidos, restando o Verde Inicial, Verde Máximo e o Intervalo de Corte (usado também como Unidade de Extensão) como parâmetros de programação. Aliás, mais usualmente, é utilizada a Brecha de Corte (usada também como Extensão de Verde, que é o termo comum). Em formas de controle atuados distintas da tradicional, existem parâmetros específicos (como a taxa de redução do intervalo de corte ou a unidade de incremento do verde inicial, por detecção no vermelho, utilizados no modo de controle Volume-Densidade, o tempo desperdiçado limite, utilizado no modo de controle com Mudança por Desperdício).

O que a terminologia rigorosa chama de Verde Inicial é muitas vezes chamado no Brasil de Verde Mínimo. Na verdade, infelizmente a nomenclatura para Verde Mínimo do controle atuado nos controladores nacionais, tem sido adotada de forma generalizada pelos técnicos, talvez por similaridade com a definição de Verde

Mínimo para programações a tempos fixos. O Verde Mínimo é definido como o menor período admitido para um estágio, normalmente fixado em função de critérios de segurança (no caso é o Verde Mínimo de Segurança, em geral determinado pelas travessias de pedestres simultâneas) ou de funcionamento mínimo (Verde Mínimo de Atendimento, usualmente fixado em 6 a 8 segundos). Deve-se, no entanto, notar a discrepância e a ambigüidade terminológica.

O Verde Inicial no controle atuado pode ser determinado pelo critério de segurança ou de funcionamento mas o caso mais usual é determiná-lo pelas condições de atendimento da demanda ou de escoamento da fila em uma aproximação (quando maiores que o tempo mínimo determinado pela condição de segurança). Portanto, o Verde Inicial pode ser maior que o Verde Mínimo (de segurança ou atendimento), se determinado pela condição de atendimento de demanda ou fila. Aliás, chamá-lo de mínimo pode também ser incorreto para controladores atuados que iniciam a monitoração de detecções durante o intervalo de corte apenas após o verde inicial (ao invés de monitorar as detecções independentemente e verificar o verde inicial somente ao decidir o encerramento do estágio corrente). Neste caso, o mínimo tempo de verde seria igual ao Verde Inicial mais um Intervalo de Corte.

De qualquer forma, o parâmetro chamado de Verde Mínimo (ou Verde Mínimo de Segurança) não é exclusivo do controle atuado e não varia entre programações semaforicas de uma interseção (pelo contrário, é usado para verificar a programação de cada período) ao contrário do Verde Inicial do controle atuado, que deve ser determinado para cada período de operação.

Quando os valores da Unidade de Extensão e do Intervalo de Corte não são distinguidos e assumem os valores iguais, como usual nos controladores nacionais (e mesmo do exterior), as situações resultantes podem ser inadequadas. Conceitualmente, essas variáveis são distintas e a diferença pode ter implicações para a segurança na mudança de estágios ou para a eficiência do controle atuado. À Unidade de Extensão cabe permitir que o último veículo detectado possa passar pela interseção, com segurança, e isso depende fundamentalmente da posição do detector em relação à linha de retenção e das dimensões da aproximação. O intervalo de corte deve indicar o término da dissipação da fila ou escoamento com fluxo de saturação (tem relação com a extensão do detector no caso de controladores que usam brecha ao invés de intervalos de corte).

A diferença entre estes parâmetros pode ser definida através de um outro parâmetro: o Retarde de Verde (a diferença, se positiva, entre a Unidade de Extensão de verde necessária e o Intervalo de Corte adotado), parâmetro que também não está usualmente disponível nos controladores nacionais.

Aliás, nos controladores nacionais, é mais usual ter a Extensão de Verde (associada portanto à Brecha de Corte, sem incluir o tempo de ocupação dos detectores) como parâmetro de atuação. Do ponto de vista de monitorar o escoamento da fila, o uso da Brecha de Corte é vantajoso por descontar diferenças nos intervalos entre veículos decorrentes de veículos maiores ou mais lentos. A parametrização é, no entanto, mais difícil (tem de assumir valores para a velocidade e tamanho do veículo) e pode tornar o valor muito distinto da Extensão de Verde segura.

Em geral define-se um parâmetro baseado no intervalo de saturação (ou na brecha correspondente). No entanto, como a Unidade de Extensão depende fundamentalmente da localização dos detectores (quando for maior que o Intervalo de Corte visto que este tempo já terá decorrido quando da decisão de encerrar o verde), deve-se verificar se seu valor é adequado (pois deve haver o tempo necessário para que o último veículo detectado passe com segurança na interseção). Com o posicionamento usual dos detectores próximo da linha de retenção é possível tal associação entre a Unidade de Extensão e o Intervalo de Corte, exceto em casos particulares (a condição deve ser verificada, portanto).

Deve-se notar que a Unidade de Extensão necessária considera a distância entre o detector e a linha de retenção e que a mesma associação entre os parâmetros pode ser mantida até uma certa distância da linha de retenção (que verifique esse critério de passagem ao dimensionar-se o intervalo de corte). Embora possa trazer problemas de segurança, o efeito de associarem-se os valores (em condições em que a extensão de verde deveria ser maior) é a perda de eficiência, visto que o último veículo detectado pode não chegar à linha de retenção ainda no verde ou pelo menos no intervalo de amarelo. Com obediência ao semáforo, a segurança pode ainda ser normalmente garantida pelo dimensionamento adequado dos intervalos de entreverdes (a distância de parada determina a duração do amarelo e a distância de limpeza da interseção determina a duração do vermelho de segurança nas mudanças de estágio). A insegurança, nestes casos, decorre mais da impaciência dos condutores resultante impossibilidade de escoar totalmente a fila acumulada (dado que o motorista em geral espera passar no mesmo ciclo em que chegou), especialmente quando há corte prematuro do verde.

Desta forma, não distinguir os parâmetros limita a opção de posicionamento dos detectores (não é possível utilizar detectores mais recuados) e impõe a necessidade de verificação da segurança.

O Verde Máximo não apresenta discrepância entre sua concepção e terminologia usual ou variações de nomenclatura. O seu dimensionamento deve garantir o escoamento das filas acumuladas em situações eventuais esperadas (mesmo menos frequentes ou prováveis). É importante ter em mente que a existência de saturação em um fluxo leva seu estágio a operar com o verde máximo (o que, naturalmente, penaliza os fluxos dos demais estágios) ou, eventualmente, leva todo o semáforo a operar com os tempos máximos. Por este motivo, fixar valores muito altos para os máximos não é uma decisão recomendada.

2.2. Lógica do Controle de Tráfego com Atuação Total e com Semi-atuação

O conceito que embasa a operação em atuação total é, em princípio, o de permitir o tempo mínimo necessário para escoar as filas dos movimentos que operam em cada estágio. É um princípio suficiente quando não há nenhum padrão de chegada estruturado em qualquer uma das aproximações orientando a priorização de um movimento.

Este princípio é normalmente aplicável em situações em que as demandas que competem em uma interseção são igualmente importantes e visa dar a maior produtividade e o menor atraso na operação do tráfego. Quando as vias interceptantes tem importância diferente, pode-se adaptar a parametrização do controle atuado (de forma similar como adapta-se a repartição de tempos de verde fixos) de forma a priorizar uma via em relação à outra via.

Para esta modalidade de funcionamento (atuação total), todos os fluxos têm de ser monitorados por detectores. A Figura 2.1 ilustra o tratamento dos eventos relacionados com as chegadas de veículos nos detectores de um dos fluxos (grupo de tráfego), em uma das aproximações, nesta modalidade de funcionamento. O tempo de ciclo resulta do tratamento dado aos fluxos críticos dos sucessivos estágios do ciclo do semáforo.

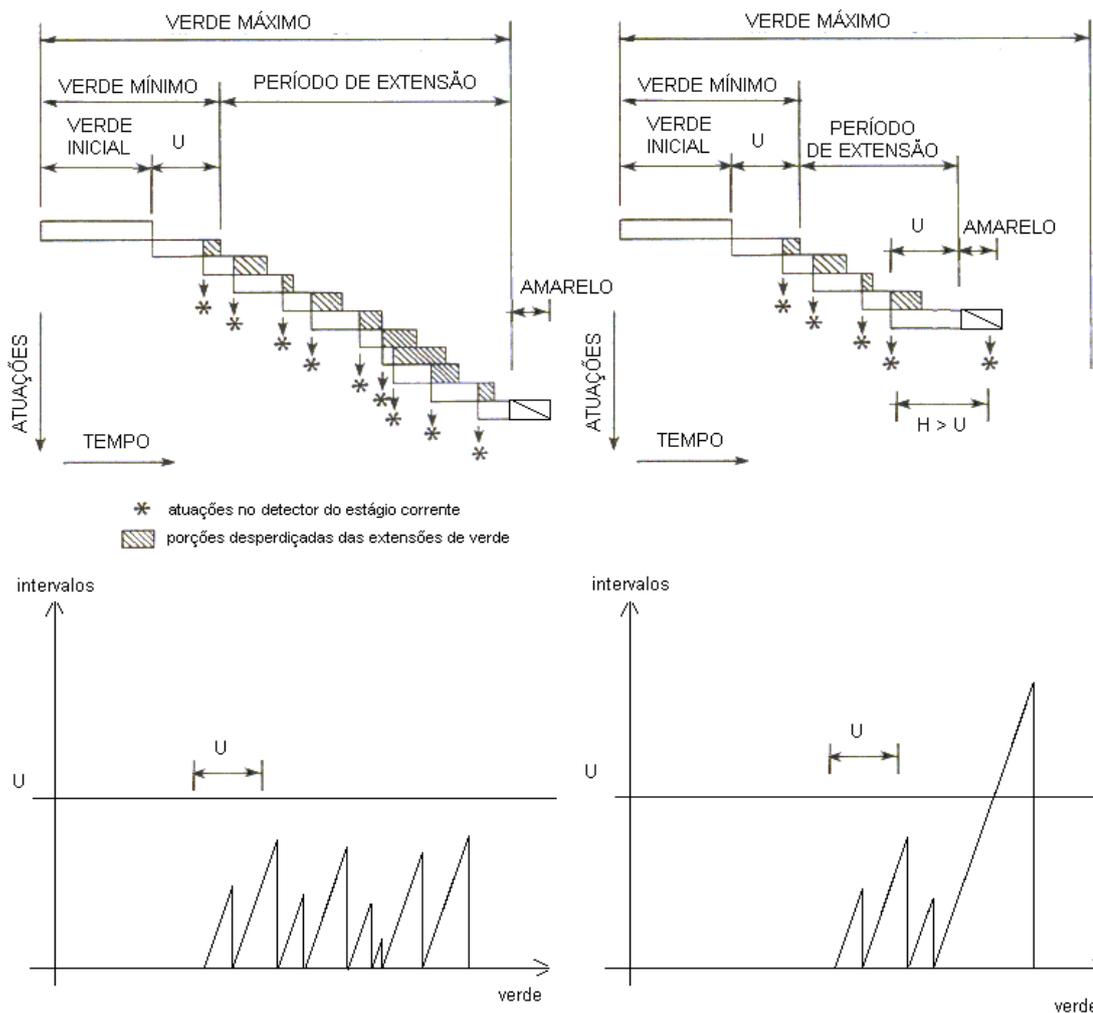


Figura 2.1
Lógica de operação da atuação tradicional
(baseado em STAUNTON, 1976, e AKÇELIK, 1992)

Note que cada atuação inicia um novo período de monitoração (intervalo de corte) e solicita uma extensão do tempo de verde (de uma unidade de extensão). Estes valores podem, naturalmente, descontar o tempo de ocupação dos detectores (monitorando uma brecha de corte e solicitando uma extensão de verde). O tempo total de verde estendido é a soma dos intervalos entre veículos

menores que o intervalo de corte (que deve corresponder ao escoamento da fila acumulada), quando este valor for maior que o verde inicial e menor que o verde máximo. Embora inadequado, em alguns controladores de tráfego, o primeiro Intervalo de Corte pode ser monitorado apenas a partir do final do Verde inicial (independentemente da detecção anterior).

A operação em semi-atuação utiliza detectores apenas nas aproximações secundárias e busca priorizar a alocação do tempo de verde para as aproximações principais (onde não há detectores) na parametrização do controle semi-atuado. A lógica do tratamento dos eventos relacionados com as chegadas de veículos nas aproximações secundárias, nesta modalidade de funcionamento, é totalmente análoga. As aproximações principais, por sua vez, recebem o tempo de verde em todas as oportunidades em que as aproximações secundárias não solicitam demanda e respeitando sua necessidade (observada definindo um tempo mínimo para a via principal e um tempo máximo para a via secundária, que devem ser suficientes para garantir o atendimento à demanda da via principal nas situações usuais, mesmo as menos frequentes ou prováveis).

Em ambos os casos, em cada aproximação com detectores a lógica de funcionamento do controle atuado procura alocar o tempo mínimo para escoar sua fila, contribuindo para proporcionar também um menor tempo de ciclo no semáforo, que idealmente será o mínimo para escoar as filas (como a operação com atuação pelo tráfego ajusta-se às variações aleatórias, é desnecessário dar um tempo de folga além do tempo mínimo). Em decorrência, deve-se obter menores atrasos. A detecção do fim do escoamento da fila de cada aproximação é identificada através da monitoração dos intervalos entre veículos, dado que o escoamento da fila corresponde a um intervalo médio mínimo (o chamado intervalo de saturação). Os intervalos maiores que um valor de corte são interpretados como fim de fila. Os intervalos menores que o valor de corte estendem novamente o verde do estágio. A duração de cada passo incremental de verde adicionado é o parâmetro chamado de Unidade de Extensão.

Portanto, o Intervalo de Corte é o parâmetro essencial para estabelecer o controle atuado, definido com base no intervalo de saturação (escoando fila), em função de algum critério probabilístico que considera sua flutuação aleatória. Normalmente fala-se em intervalo de corte, mas nos controladores usuais monitora-se brecha de corte, ou seja, intervalos que são medidos após o final de uma detecção e o início da detecção seguinte (e que, portanto, não contém o tempo que o veículo atua o detector).

Em geral, os detectores podem ser configurados pelos controladores semafóricos para operarem em modo presença ou em modo passagem (ou pulso). No caso de um detector em modo presença, o tempo de detecção é a ocupação do detector em toda a passagem do veículo. No caso do detector de passagem é o pulso de detecção que indica a chegada do veículo (em geral, igual a um Intervalo de verificação de demanda). Neste segundo caso, menos usual, a distinção seria irrelevante mas, no primeiro caso, a distinção entre intervalo de corte e brecha de corte é relevante (especialmente quando existe detecção por faixa de tráfego).

Além do intervalo de corte, são estabelecidos como parâmetros auxiliares o Verde Inicial e o Verde Máximo para o estágio correspondente.

A detecção do final do escoamento de fila não encerra o estágio antes do Verde Inicial. No final do Verde Máximo, o estágio é encerrado mesmo quando a monitoração indica o escoamento de fila. É interessante ressaltar que após a ausência de detecção com intervalo maior que o de corte (que acarreta a interrupção do período de verde sem que atinja o verde máximo) sempre será completada de uma Unidade Extensão (acrescida ao período de verde decorrido até o momento de início do intervalo de detecção) e do Entreverdes correspondente à mudança de estágio a seguir. Quando o início da monitoração do Intervalo de Corte ocorre somente ao final do Verde Inicial, o tempo de verde mínimo de estágio corresponde a um Verde Inicial mais uma Unidade de Extensão.

Na semi-atuação, o estágio correspondente aos movimentos das aproximações principais não pode ser programado com base na detecção do fim do escoamento da fila (visto que não são instalados detectores nestas aproximações). Por este motivo, busca-se garantir que os movimentos principais recebam, com razoável margem de certeza, um verde mínimo compatível com sua demanda usual (incluindo uma folga suficiente que, face à ausência de detecção, deve permitir tratar variações esperadas na demanda ou oferta). Portanto, o tempo de verde mínimo da via principal deve ser parametrizado de forma distinta, de maneira a garantir sua prioridade na operação do semáforo, mesmo quando a via secundária tem maior demanda (e provavelmente opera com seu tempo de verde máximo). Por este motivo, os parâmetros são relacionados.

Em um semáforo semi-atuado isolado, a extensão do verde na via principal ocorrerá somente quando a demanda secundária é realmente pequena e apenas diante da sua ausência (após o tempo mínimo do estágio principal, qualquer solicitação será imediatamente atendida). Um semáforo semi-atuado coordenado, a extensão de verde na via principal pode ocorrer também quando a introdução de um estágio secundário solicitado impediria o atendimento da restrição de coordenação com a defasagem fixa programada. Por este motivo, a parametrização recomendada deve ser menos benevolente para evitar uma penalização muito grande da demanda nas vias secundárias.

Modalidades adicionais são configurar os estágios secundários como opcionais, ativados apenas quando da detecção de demanda memorizada durante seu tempo de vermelho anterior (com tempo fixo ou variável no caso de sua execução), ou como alternativos, decidindo-se pela detecção entre um estágio secundário ou seu alternativo (ou eventualmente nenhum deles). Esta é a recomendação usual para estágios com menor demanda, especialmente para fluxos de conversão à esquerda e travessias de pedestres.

É interessante ressaltar que nas situações de maior solicitação, é esperado que a operação do controle atuado tenda a ser igual à do controle a tempos fixos (tanto no caso de atuação para estágios com fluxo veicular como para estágio específico para travessia de pedestres).

A diferença fundamental manifesta-se quando a situação normal ocorre na condição de menor demanda ou na ausência de veículos ou pedestres, situação que geraria ociosidade no controle a tempos fixos mas em que a atuação permite obter um ganho significativo no atendimento das demais demandas da interseção (mesmo que seja apenas durante alguns ciclos semafóricos).

Em menor grau, este funcionamento é reproduzido também nas situações de maior solicitação, se a condição normal não envolve sobre-demanda. Isto ocorre porque normalmente os Verdes Máximos não correspondem aos verdes programados a tempos fixos (são usualmente maiores) e devem ser exigidos apenas pelas demandas maiores em aproximações mais carregadas (que podem ser diferentes em uma e outra situação, dependendo de qual demanda aumentou ou qual capacidade potencial diminuiu de forma anormal em um dado período).

Na situação próxima à sobre-demanda (isto é, demanda maior que a capacidade máxima possível), os controladores atuados passariam a executar todos os ciclos com os Verdes Máximos (ou valores próximos). Isto corresponde a situações de sobre-demanda regular ou especial (isto é, devido a eventos ou incidentes não programados). Os estágios opcionais ou alternativos não serão eficazes mas não trarão prejuízo, a menos que afetarem a coordenação semafórica de forma crítica.

Antes de seguir adiante, vale comentar que existem outras lógicas de atuação pelo tráfego distintas da tradicional disponíveis nos controladores nacionais (e estrangeiros).

Por exemplo, os controladores da Dataprom implementam formas de atuação capazes de ativar modos de operação com chamada de urgência (em que a execução de um estágio é antecipada, reduzindo a duração dos estágios anteriores) ou chamada de emergência (em que a execução de um estágio é inserida, alterando a ordem de execução dos estágios), antes somente disponíveis em controladores estrangeiros. Mecanismos de detecção seletiva de veículos ou medição de velocidade veicular também podem ser importantes e devem ser buscados sempre que necessários a uma aplicação.

2.3. Critérios para Controle de Tráfego com Atuação Total e com Semi-atuação

De maneira geral, uma interseção semaforizada importante deveria ter controle totalmente atuado, ao invés do controle a tempos fixos, quando o investimento exigido é justificado. Este tipo de ponderação não é ainda aceita de forma geral.

Como observado por BONETTI e PIETRANTONIO (2002), a visão geral de que o controle semafórico atuado pelo tráfego é potencialmente superior, ponderando custos e benefícios, em todas as interseções de maior importância é menos disseminada, em particular no Brasil. Uma das motivações principais deste trabalho é a divulgação desta posição.

De forma mais restrita, pode-se usar a semi-atuação. O controle semi-atuado é recomendado em duas circunstâncias usuais. A primeira aquela onde se deve controlar uma interseção de via

principal com fluxo significativo (tipo vias arteriais ou coletoras) e uma via secundária de baixo fluxo (via local), saídas de veículos de emergência (carros de bombeiros) ou travessia de pedestres de fluxo variável. A segunda, também pouco considerada no Brasil, seria quando a interseção em controle atuado faz parte de um sistema coordenado com defasagens fixas (*off-line*).

Em relação ao modo coordenado atuado, embora normalmente mencionado, ele não está disponível ou não foi exaustivamente testado em todos os controladores nacionais. Apenas uma fabricante (a Tesc) recomenda seu uso e parece ter testado adequadamente o recurso.

Apesar das vantagens importantes em relação à coordenação *off-line* com controle a tempos fixos, o modo coordenado atuado não costuma ser normalmente utilizado no Brasil (ao contrário de países onde é a regra em corredores arteriais, como nos Estados Unidos). Portanto, mesmo a visão restrita ao uso da semi-atuação sacrifica benefícios importantes do controle atuado.

Quando a semi-atuação é utilizada para o controle de estágios de pedestres, o conceito é o atendimento da demanda de pedestres obedecendo ao seu tempo de travessia com segurança. A duração dos estágios é normalmente fixa, visto que não ocorre a extensão de verde por detecções sucessivas (o estágio de pedestres é oferecido quando alguma detecção foi memorizada durante o vermelho).

A principal vantagem que apresenta este tipo de controle é que, na ausência de demanda de pedestres, seu estágio não ocorre, reduzindo a probabilidade de interrupção desnecessária na corrente de tráfego da via principal. Quando o fluxo de pedestre é significativo e regular, este benefício naturalmente ocorre com menor frequência mas ainda pode ser relevante em períodos específicos do dia (fora do pico ou à noite).

Uma dificuldade, que é notória na operação deste tipo de controle para travessias de pedestres, é a falta de entendimento do pedestre sobre o uso da botoeira. Como o controle semi-atuado busca garantir um tempo de verde mínimo suficiente para o fluxo veicular, o atendimento à solicitação de demanda não é imediata (e o pedestre impaciente pode não esperar por ela e atravessar nas brechas do fluxo veicular). Como não há atuação veicular, no controle semi-atuado o tempo de verde inicial é um tempo de verde maior (que corresponde ao valor do tempo de verde máximo adotado com atuação total), o que torna as brechas no fluxo veicular (e a travessia impaciente) prováveis.

Portanto, pode-se ver que a atuação total seria um recurso interessante também neste contexto, pois permitiria reduzir o Verde Inicial (ou mínimo) e atender mais prontamente o pedestre nas situações em que as filas se dissipam (e ocorrem brechas). Há outros recursos também importantes, como os que permitem reduzir o tempo de travessia dos pedestres e/ou a ociosidade de estágios de pedestres ativados na ausência de demanda presente na travessia.

Uma melhor sinalização/programação e a utilização de campanhas com o intuito de criar-se a cultura da atuação para pedestres é, especificamente, uma condição para difundir o uso deste recurso importante de controle semaforico. Atualmente,

existe também a preocupação em melhorar os recursos do controle (implantando as estratégias de controle inteligente de travessias, ainda em teste, que usa detecção de pedestres na aproximação da travessia com placas de pressão e na travessia com infra-vermelho para introduzir a extensão de verde para pedestres).

Em modo coordenado, os instantes de início de verde nas aproximações principais são estabelecidos pela defasagem calculada na sincronização dos semáforos com coordenação fixa (*off-line*, como no controle a tempos fixos).

O início dos estágios correspondentes às aproximações secundárias somente é admitido quando o seu verde mínimo não impede a volta do estágio para a via principal no instante da coordenação fixa (*off-line*). O término destes estágios também é sujeito a esta condição de coordenação e é forçado, mesmo com fila e antes do verde máximo nas aproximações secundárias, para garantir a volta do estágio para a via principal no instante da coordenação programada (*off-line*). Fora destas condições, o funcionamento obedece à lógica tradicional da semi-atuação.

Portanto, com semi-atuação, o uso do modo coordenado não introduz grandes dificuldades de sincronização e deveria ser normalmente recomendado.

As estratégias de coordenação com defasagens fixas (*off-line*) e atuação total são menos amadurecidas e disseminadas (não estão em geral disponíveis nos controladores semaforicos nacionais). Neste campo, as limitações da lógica de atuação tradicional (particularmente da sua estratégia míope) são importantes e uma estratégia de controle mais adequada depende do desenvolvimento futuro de estratégias de controle adaptativo (atualmente menos maduro, como comentado anteriormente).

As diversas observações coletadas no final deste capítulo resumem a posição defendida neste trabalho: a de que o controle atuado pode ser utilizado com significativas vantagens como estratégia de modernização do controle de tráfego nas cidades ou áreas onde predomina o controle a tempos fixos.

A possibilidade de constituir um passo para uma evolução maior deve, por isso, ser mantida na implantação do controle atuado em uma cidade ou área.

Naturalmente, esta ponderação considera sua aplicação com técnicas adequadas de implantação (instalação e parametrização), que serão os objetos tratados nos capítulos a seguir.

3. INSTALAÇÃO DO CONTROLE ATUADO

O controle atuado pode ser utilizado apenas quando os controladores semaforicos tem capacidade de implementá-lo (o que de antemão normalmente restringe seu uso para locais onde são utilizados controladores eletrônicos). Quando isto ocorre, parte substancial do custo de implantação do controle semaforico atuado pelo tráfego já está incorporado no controlador eletrônico. Em geral, a diferença de custo marginal reduzida justifica a preferência pelos controladores eletrônicos mesmo para o controle a tempos fixos (pela possibilidade de variar os programas semaforicos por tabela horária).

Restam, no entanto, dois elementos que adicionam a capacidade do controle atuado e aumentam o investimento necessário: os detectores que serão responsáveis por monitorar a demanda (para cada fluxo a ser monitorado) e os módulos de detecção que convertem sinais analógicos da detecção em sinais digitais (em geral, 2 a 4 canais/detectores em cada módulo).

Fruto da pequena utilização, os controladores nacionais podem ter capacidade limitada a um número menor (normalmente inferior a 8 ou 16), embora seja normal ter controladores estrangeiros com capacidade de monitorar 16 a 32 detectores (ou até mais). Os controladores nacionais também são menos desenvolvidos em outros aspectos que definem sua capacidade de controle semaforico (como o número de estágios e fases semaforicas controladas ou o número de planos ou programas semaforicos ou da capacidade de mudanças das tabelas horárias) e, novamente, este aspecto pode ser atribuído a fatores de mercado (não tecnológicos).

Estas restrições são facilmente contornáveis, para o futuro, se os fabricantes nacionais considerarem economicamente vantajoso fazê-lo, mas devem ser consideradas para aplicação do controle atuado nas condições atuais.

Além de exigir maior investimento, o controle atuado pode ter um custo de manutenção maior (ou deixar de realizar seu potencial de melhoria por problemas de manutenção), da mesma forma como pode ocorrer com sistemas de controle em tempo real mais complexos. Este aspecto, no entanto, pode ser em grande parte evitado com procedimentos de implantação adequados (particularmente no que se refere à instalação dos detectores veiculares). Este é um ponto essencial para realizar efetivamente o potencial de benefício que também será discutido neste capítulo.

Note-se que os controladores de tráfego vêm agregando funções e deixando de ser simples controladores semaforicos. Por exemplo, muitos controladores de tráfego acoplam funções de equipamentos de fiscalização eletrônica (seja de transgressão do vermelho, seja de controle de velocidade, entre outras ...) e o acréscimo de outras funções (como o controle de painéis de mensagem variável), uma tendência que deve avançar. Os sensores passam a ter de responder a maiores exigências e futuramente deverão ir além das variáveis de tráfego tradicionais. Por exemplo, os sensores de condições

climáticas (particularmente chuva e luminosidade) podem permitir variar o controle de tráfego (fluxo, velocidade, etc ...) de forma mais sensível às variáveis ambientais.

Do ponto de vista que nos interessa, esta evolução indica que o passo de aprender a utilizar estes recursos mais modernos faz parte do caminho mais importante a trilhar no momento.

3.1. Estrutura dos Controladores de Tráfego Eletrônicos e Uso da Atuação

Os controladores de tráfego atuais, pelo menos os mais recentes, são equipamentos eletrônicos cujo fluxograma de concepção de hardware pode ser esquematizado como apresentado na Figura 3.1.

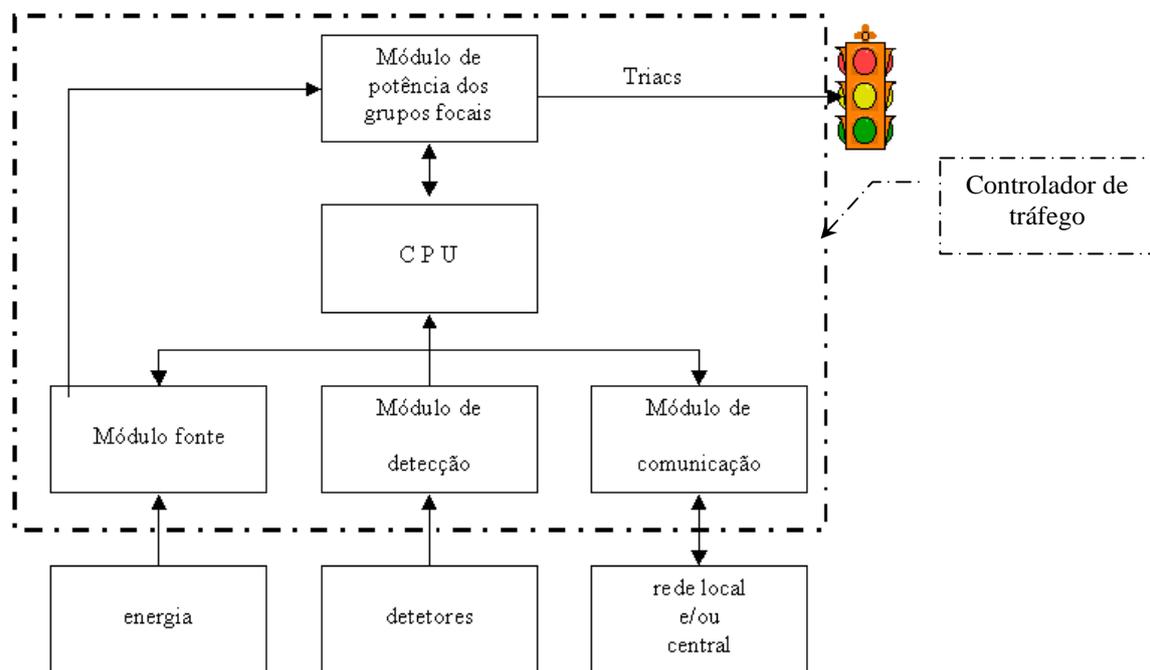


Figura 3.1
Fluxograma dos controladores eletrônicos (BONETTI, 2001)

Como acontece geralmente nos diversos países e de forma especialmente acentuada no Brasil, onde não existe uma padronização mínima de estrutura ou recursos para os equipamentos de controle semafórico, cada fabricante adota concepções próprias de hardware e software que introduzem nuances de funcionalidade (eventualmente de nomenclatura apenas) e diferenciam a maneira de implementar ou descrever os planos semafóricos definidos pelo analista de tráfego. Diferenças de recursos físicos também distinguem os diversos fabricantes.

Em geral, todos os controladores eletrônicos tem concepção modular que permite ampliar sua capacidade de controle adicionando, entre outros, módulos de potência (em geral cada módulo de potência permite controlar 2 a 4 fases semafóricas), módulos de detecção (em geral, cada módulo de detecção permite monitorar 2 a 4 canais de detecção), módulos de comunicação (entre controladores ou com outros dispositivos), que são ligados ao

módulo de controle, que contém um processador e sua memória local (normalmente chamada pela abreviação da denominação em inglês, CPU), e ao módulo fonte, que provê a alimentação elétrica e a conversão para as correntes e tensões necessárias aos módulos eletrônicos. Os módulos auxiliares são ligados também aos seus elementos específicos (módulos de potência são ligados aos grupos focais correspondentes a cada fase semafórica, módulos de detecção são ligados às caixas de conexão de cada canal de detecção, etc ...). A alimentação elétrica dos grupos focais possuem circuitos de saídas para os focos semafóricos controlados por triacs, dispositivo eletrônico que permite o controle da intensidade do fluxo de corrente elétrica e possibilita a monitoração à distância do funcionamento das lâmpadas nos grupos focais.

A quantidade de módulos auxiliares que pode ser utilizada é uma das características principais de cada equipamento de controle semafórico e, em geral, é limitada pela capacidade máxima de controle (definida pelo número máximo de estágios, fases semafóricas, canais de detecção, etc ...), normalmente decorrentes do desenho dos circuitos de ligação incorporados ao gabinete. Em alguns controladores, a alimentação de potência (definida pela capacidade do módulo fonte) por ser limitante.

Da mesma maneira, a programação dos equipamentos também exige dispositivos de interface específicos. A inserção de dados pode ser feita por teclados incorporados ao gabinete e/ou por equipamento dedicado a esse fim chamado de *keyboard*. Os módulos de comunicação podem permitir também a monitoração e/ou programação dos equipamentos a partir de outros computadores (centrais, portáteis ou de mão, os *palmtops*), com conexão por fio ou não (uma tendência atual). Embora não afete de maneira crítica a funcionalidade dos controladores de tráfego, estas diferenças de implementação física são relevantes em termos operativos para o pessoal de campo ou da central de controle.

No que se refere ao uso do controle atuado, normalmente possível em quase todos os controladores de tráfego eletrônicos, mesmo os mais simples, as diferenças entre fabricantes são ainda maiores. A tecnologia usual de detecção, no Brasil e na maior parte dos países (com exceção do Japão), utiliza laços indutivos instalados na superfície do pavimento das vias. Os laços indutivos detectam veículos pelas alterações decorrentes da mudança no campo magnético produzido pela corrente elétrica que circula em seus fios (os laços).

Existem diversas outras tecnologias de detecção disponíveis que podem ser igualmente utilizadas (cada tipo de sensor exige um módulo de detecção próprio, capaz de transformar o sinal captado em uma informação solicitada, em geral um pulso digital simples, pelo menos no caso do controle atuado tradicional). Há tecnologias baseadas em ondas usando infra-vermelho ou radar/lidar (no Japão, usam-se normalmente detectores com micro-ondas, por efeito Doppler), em alterações piezoelétricas ou gravimétricas, etc ... Os métodos modernos baseados em processamento de imagens são a alternativa mais recente e promissora, seja para detecção pontual (os chamados laços virtuais) ou por trechos, por movimentos, para detecção de incidentes, etc ...

Os principais componentes de sistema de detecção veicular usuais são os módulos de detecção (placas eletrônicas controladoras dos detectores que contém o hardware de análise dos sinais coletados e de comunicação com o controlador de tráfego) e os laços indutivos (uma ou mais voltas de fios ou cabos instalados em cortes na superfície do pavimento, que fazem o detector propriamente dito, e perfazem o encaminhamento de ida e volta até o módulo de detecção). As voltas de fiação implantadas são chamadas de espiras do laço (*loop*). Essas espiras são excitadas com uma frequência entre 10 a 200 kHz e funcionam como um elemento indutivo, alimentadas por um módulo fonte (normalmente o módulo fonte do próprio controlador semafórico).

Quando um veículo passa ou pára sobre o laço detector, sua indutância muda, o que causa uma alteração na frequência e período de oscilação das variáveis do circuito que alimenta o detector, gerando uma mudança de sinal que é interpretado pelo módulo de detecção como presença ou passagem de um veículo, se for maior que o nível de sensibilidade adotado para a detecção. O controlador semafórico consulta periodicamente o estado dos detectores, em geral a um intervalo regular (o Intervalo de Verificação de Demanda, IVD, da ordem de um décimo a um quarto de segundo).

A detecção pode indicar apenas a passagem do veículo, através de um pulso de duração fixa na chegada do veículo (modo passagem ou pulso), ou indicar toda a ocupação do laço detector, mantendo o pulso durante toda a passagem e/ou parada do veículos sobre o detector (modo presença). O tipo de funcionamento (modo passagem ou presença) normalmente pode ser selecionado na programação dos controladores semafóricos ou configuração dos módulos de detecção.

A capacidade de indicar a presença contínua de veículos (ou o tempo de ocupação), mesmo para veículos parados, representa uma vantagem dos laços indutivos sobre outras tecnologias de baixo custo (que apenas registram passagem e/ou veículos em movimento).

As botoeiras são um exemplo de detector que não indica presença e apresenta a desvantagem adicional de não ser coercitivo (isto é, sua ativação depende da ação volitiva do pedestre).

Atualmente, as tecnologias de detecção de pedestres são menos desenvolvidas e o uso das botoeiras é, por esse motivo, o recurso normalmente disponível no Brasil e no exterior (a detecção por placas piezoelétricas é a única opção usual mas outras tecnologias vêm experimentando evolução importante).

A apresentação a seguir assume a utilização de laços indutivos para detecção dos veículos e de botoeiras para detecção dos pedestres. Uma descrição técnica dos equipamentos mais usuais e seu funcionamento pode ser encontrada em KELL *et alli* (1990) ou KLEIN *et alli* (2006). Uma discussão das tecnologias mais recentes pode ser encontrada em KLEIN (2001).

Para os laços indutivos, outros dois aspectos práticos fundamentais precisam ser discutidos: a localização dos detectores veiculares (que influencia a parametrização) e sua confecção e calibração (essencial para o funcionamento da atuação e para reduzir os custos de sua manutenção). Isto será feito a seguir.

A localização e instalação das botoeiras não influencia a parametrização do controle atuado e segue procedimentos simples orientados a garantir o funcionamento adequado do dispositivo.

O posicionamento das botoeiras influencia sua visibilidade/conspicuidade (requisito para a correta utilização pelos pedestres) e será também discutido, mais brevemente, adiante.

3.2. Práticas de Localização de Detectores na Aproximação de Semáforos

A localização (ou locação) dos detectores é ponto essencial para a eficiência do controle semaforico atuado pelo tráfego.

No caso da atuação veicular, o posicionamento dos detectores afeta diversos parâmetros de programação do controle atuado. Os detectores podem ainda ser implantados por faixa ou por seção.

No Brasil, a regra é utilizar apenas um detector por grupo de tráfego (em geral, agregando todas as faixas utilizadas ou até mesmo implantando um detector único nas diversas faixas). Esta prática decorre, em certa medida, da pequena capacidade de monitoração de detectores dos controladores nacionais e não corresponde à prática adotada nos países onde a atuação é mais (e melhor) utilizada. Os controladores nacionais, em geral, também exigem que seja especificado o detector que controla um dado estágio (em um dado período), ao invés de monitorá-los simultaneamente, o que torna menos interessante a detecção por faixa para um dado grupo de tráfego.

Nos países onde a atuação é melhor utilizada, normalmente os detectores são sempre implantados por faixa e podem ser monitorados individualmente. Embora a monitoração dos detectores por faixa não seja a prática usual (os detectores das diversas faixas que servem a um mesmo grupo de tráfego são ligados em série ou em paralelo nas caixas de conexão, antes de serem conduzidos aos módulos de detecção), este é um recurso muito importante. As estratégias de controle atuado podem utilizar a informação dos detectores por faixa para lidar adequadamente com incidentes que afetam as faixas de forma distinta (pois permite manter a detecção da dissipação de filas nas faixas mais carregadas, não afetadas pelos incidentes), uma capacidade ainda pouco aplicada.

A posição do detector, além de determinar a Unidade de Extensão (ou interferir fixando um limite adequado para o Intervalo de Corte), pode afetar a definição de outro parâmetro: o Verde Inicial. Pelo menos quando é usado o conceito corriqueiro de atendimento da fila formada entre o detector e a retenção, a parametrização depende diretamente da posição do detector, uma vez que deve ser garantido o escoamento de uma eventual fila acumulada adiante do detector (veículos que não agiriam sobre ele durante o verde). Este não é, entretanto, o critério recomendado para fixação do Verde Inicial (preferindo-se usá-lo para garantir um tempo mínimo de atendimento aos movimentos de cada estágio).

No entanto, deve-se sempre evitar critérios de posicionamento que interfiram com a eficiência da fixação do Intervalo de Corte

(definido para detecção do fim do escoamento da fila). Por este motivo, é interessante restringir as práticas de posicionamento dos detectores e aproximá-los adequadamente da linha de retenção, especialmente quando os critérios para a fixação do Verde Inicial são baseados em outras considerações (em geral, garantir uma capacidade mínima para os movimentos). Em geral, recomenda-se a instalação dos detectores entre 10 e 30 metros da linha de retenção. A localização ainda mais próxima da linha de retenção é recomendada apenas para detectores que comandam estágios opcionais (isto é, fluxos de baixa demanda). A localização mais afastada da linha de retenção é recomendada nas interseções mais saturadas, onde as filas são extensas/compactas e é importante evitar um eventual desperdício de tempo durante o intervalo de corte.

Em princípio, pode-se preferir detectores mais afastados sempre que não houver comprometimento da eficácia do controle atuado. Eventualmente, detectores distantes sofrem de maior variabilidade nos intervalos entre veículos na dissipação de filas (o que leva a uma maior proporção de cortes prematuros ou verdes ociosos) e excluem a demanda intermediária gerada entre o detector e a linha de retenção. Outra possibilidade seria usar múltiplos detectores para as aproximações (especialmente onde há altas velocidades), prática não usual no Brasil e que parece ser menos adequada com os recursos atuais dos controladores nacionais.

Uma motivação principal para implantar detectores mais distantes da linha de retenção vêm da conveniência de permitir usá-los em sistemas de controle de tráfego adaptativos (mais avançados) que, em geral, exigem uma antecedência mínima de 6 a 10 segundos para a informação a ser utilizada. Para velocidades usuais em aproximações semaforizadas, seria necessário ter uma distância de cerca de 50 metros ou mais entre os detectores e a linha de retenção. Com este posicionamento, os valores usuais de Intervalo de Corte e Intervalo de Amarelo tornariam necessário utilizar uma Unidade de Extensão ou Retardo de Verde para evitar a perda de eficiência no controle atuado (com detecção por faixa, os intervalos de corte seriam maiores e a distância de 50 metros ainda poderia ser adequada, contanto que o último veículo detectado possa passar até o final do amarelo).

Em alguns países (particularmente nos Estados Unidos), mais de um detector pode ser instalado em cada faixa, adicionando-se detectores recuados (chamados de *advance detectors*) utilizados para evitar o corte do verde quando veículos de fluxos principais aproximam-se da interseção (mesmo quando a linha de retenção está vazia). A opção de utilizar laços detectores longos ou de interligar laços implantados em série na mesma faixa é também utilizada. Em muitos casos, estes recursos são utilizados onde o controle atuado é capaz de ajustar-se às características do veículo atuado (tipo e velocidade) e estender o tempo de verde ou o entreverdes para evitar a insegurança na mudança de estágios (recurso identificado por GES-*Green Extension System*).

Outra motivação imprópria para implantar detectores recuados, particularmente no caso brasileiro, corresponde à tentativa de prover algum grau de sincronização do verde com a chegada dos pelotões, pelo menos na via principal. Com baixos volumes de tráfego e com uso de parametrizações curtas (Verdes Iniciais e Extensões de Verde reduzidos), os detectores distantes ajustariam

as mudanças de estágio às chegadas dos veículos. No entanto, esta estratégia busca simular os princípios de sincronização semafórica e sugere uma capacidade de reação que a lógica tradicional de atuação não é capaz de garantir e em princípio deve ser considerada ineficaz.

Estas práticas são, portanto, não disponíveis ou menos claramente estabelecidas no Brasil e parecem decorrer de duas preocupações não diretamente atribuíveis ao controle atuado: a busca de melhorar a coordenação entre semáforos adjacentes (que exigiria uma lógica mais sofisticada) ou a busca de eliminar a indecisão na mudança de estágio (que normalmente deve ser adequadamente tratada pelo dimensionamento do entreverdes). Por estes motivos, a detecção veicular utilizada hoje em dia, é predominantemente baseada em seções de detecção posicionadas junto à linha de retenção.

Este trabalho recomenda o seu posicionamento mais recuado dos laços detectores (15 a 30m ou até 50 m), desde que mantenha-se o controle atuado eficaz (sem variabilidade que acarrete cortes prematuros excessivos) e seja compatível com uma extensão de fila e de verde adequada (discutidos no capítulo seguinte). A exceção é o posicionamento de detectores que comandam estágios opcionais (de baixa demanda), que devem estar junto à linha de retenção.

As práticas de utilizar detectores múltiplos não serão discutidas, recomendando-se somente a prática de usar um detector por faixa ou, eventualmente, conjunto de faixas (seção).

Quanto ao posicionamento das botoeiras na aproximação das travessias de pedestres, normalmente sinalizadas através de faixas de pedestres, segue-se o critério de implantá-la na coluna do grupo focal de pedestre correspondente (voltada para a direção contrária do eixo da faixa e, eventualmente, acompanhada da placa educativa que chama a atenção para o uso da botoeira).

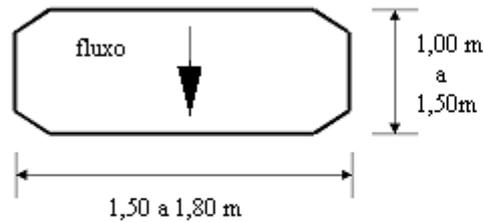
Como, em regra, utiliza-se apenas um grupo focal para cada sentido do fluxo de pedestre que utiliza uma travessia, posicionado próximo ao seu eixo, os critérios são compatíveis. Em travessias mais estreitas, as colunas dos grupos focais podem ser localizadas nos limites das faixas, assim como as botoeiras.

3.3. Forma e Posição dos Detectores na Seção Transversal da Via

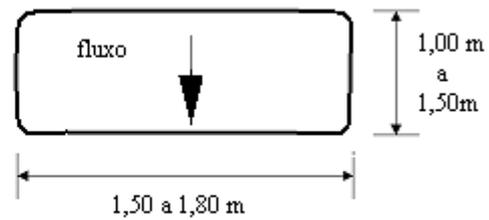
De uma forma generalizada, os laços têm a figura geométrica de um retângulo. Em princípio, recomenda-se tradicionalmente que a forma do retângulo não deve ter ângulos retos por dois motivos: primeiro, para diminuir a probabilidade de rompimento da fiação que compõe as espiras do detector, evitando-se quinas vivas; segundo, para evitar a perda de eficácia da detecção o que aconteceria com ângulos de 90 graus. A forma normalmente utilizada para laços de detecção para uma faixa de rolamento é a exemplificada na Figura 3.2. Os chanfros são produzidos com um corte em diagonal a 15 cm da interseção reta (com utilização de fios, pode-se simplesmente arredondar as arestas da interseção reta). Atualmente, é usual admitir-se o simples arredondamento das arestas como recurso suficiente para ter bons detectores. O

formato não é crítico desde possa ser garantido que o veículo a ser detectado ocupará porção significativa da área do detector.

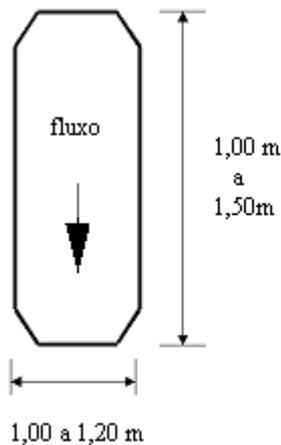
formato usual:



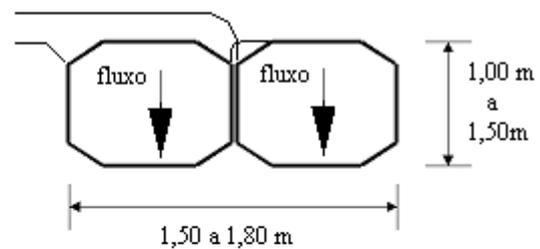
arredondamento dos cantos:



formato para pista simples:



formato em "oito":



afastamentos mínimos usuais:

- do limite da faixa: 0,40m
- do bordo da pista/guias: 1,00 m
- de veículos estacionados: 1,00 m
- de objetos metálicos: 0,50 m

Figura 3.2

Formatos normais usados para laços detectores por faixa de tráfego (detectores por seção única usam largura para diversas faixas)

As dimensões dos detectores dependem da forma de instalação na seção da via e podem variar com as práticas ditadas pela experiência de cada local ou país. No Brasil, normalmente, dimensões de 1,50 até 1,80 m no comprimento são adotados como regra, alinhando o eixo do laço com o eixo da faixa ou deslocando o eixo do laço de 0,5 m em relação ao eixo da faixa para manter-se um afastamento de pelo menos 1,0 m do bordo das faixas extremas, adjacentes ao meio fio ou a faixas com veículos estacionados (nas demais faixas, a distância pode ser reduzida para 0,40 a 0,60 m da linha divisória). Em diferentes países ou regiões de cada país, existem recomendações de uso de detectores longos (de dezenas de metros) ou curtos (menores que os usados no Brasil), que muitas vezes são adotados sem justificativa convincente. A largura (normalmente maior que o comprimento) e a posição do detector na seção da via também comportam algumas variações possíveis. Os critérios de espaçamento recomendados acima determinam larguras de 1,50 a 1,80 m mas em vias de pista simples eventualmente reduz-se a largura (ou invertem-se as dimensões relativas de comprimento e largura) para evitar detecções de veículos do fluxo contrário.

Atualmente, é também usual (embora restrito ao uso com equipamentos de fiscalização eletrônica de velocidade) implantar detectores em "oito" ou "duplo oito", em cada faixa, para detecção de motos e veículos menores (neste caso, os fios em cada tramo devem ter a corrente elétrica no mesmo sentido para a garantir geração de campos magnéticos compatíveis).

Do ponto de vista funcional, destacam-se dois métodos de detecção usuais, em relação à seção da via que deverá receber o controle atuado pelo tráfego (ou melhor, em relação a cada grupo de faixas que recebe um grupo de tráfego com tratamento distinto do controlador): a detecção por seção e a detecção por faixa.

O primeiro tipo, por seção, ocorre quando a seção é detectada como um todo por um único laço detector. Neste caso, a largura do detector toma toda a seção usada para escoar o fluxo de tráfego no sentido considerado, observando-se o afastamento de 1,0 metro no bordo das faixas extremas. Uma alternativa funcionalmente equivalente é o uso de laços nas faixas de rolamento interligados perfazendo um conjunto único de detecção (neste caso, recomenda-se o uso de caixas de conexão no passeio e a ligação dos detectores em série, pois com este tipo de ligação tem-se maior indutância e exige-se menor sensibilidade na detecção).

O segundo tipo, por faixa, ocorre quando o controle é realizado com base somente na faixa crítica da aproximação (a largura do detector deve ajustar-se à largura do veículo, adotando-se um valor entre 1,50 e 1,80 m). Normalmente, pode-se implantar laços cada uma das faixas e programar o laço correspondente à faixa crítica em cada plano semaforico (seria exigido instalar somente um laço detector na faixa crítica, entendendo-se como faixa crítica àquela que propicie o melhor controle atuado pela detecção do fim da fila de cada estágio, respeitando as premissas do projeto de tráfego, mas a faixa crítica pode variar ao longo do dia ou ao longo do tempo). Nos controladores mais avançados, pode-se monitorar a detecção de cada faixa, com parâmetros específicos de Intervalo de Corte (eventualmente também da Unidade de Extensão), e contar com o recurso de identificação automática do detector crítico (pelo módulo de detecção ou, mais usualmente, pelo software do controlador) e tratar melhor de situações de incidentes que afetem a operação em algumas faixas (por exemplo, bloqueando uma faixa).

Detectores por faixa de tráfego geram informações mais detalhadas e permitem um controle potencialmente mais eficaz. A instalação de detectores por faixa, que onera marginalmente o custo de implantação em relação à alternativa de utilizar um detector único em todas as faixas, permite também manter flexibilidade e decidir entre uma ou outra forma de detecção ao usar a interligação adequada em uma caixa de conexão (*pull box*), assim como alterá-la em função de alterações dos planos semaforicos (sem ter de modificar a instalação física dos laços). Os custos são maiores pela maior extensão dos laços, em especial quando vigora a prática de fixar um custo/metro de detector (que não se justifica pois a maior parte dos custos de instalação correspondem à mobilização da equipe e seus recursos, sem contar a parcela significativa associada aos cabos de alimentação dos detectores, que seriam comuns em uma ou outra configuração).

No entanto, note-se que as informações de detecção por faixa normalmente não são usadas pelos controladores atuados disponíveis no Brasil, e mesmo no exterior, a menos de faixas que correspondam a grupos de tráfego distintos (tratados de forma distinta pelo plano semaforico utilizado, como faixas exclusivas de conversão, ou mesmo compartilhadas, correspondentes a estágios com conversão

à esquerda protegida). O controle atuado não utiliza, também, as informações sobre fluxos de tráfego por faixa, usa apenas os intervalos (assim como não utiliza os totais de fluxo por grupo).

Entretanto, na maioria dos casos pode-se seguir a recomendação de utilizar detectores por faixa de rolamento.

Esta prática, além de tornar mais flexível o uso dos detectores (especialmente quando são empregadas caixas de conexão acessíveis), tem maior probabilidade de atender os requisitos de instalação de detectores em estratégias de controle mais avançadas. Os sistemas centralizados de controle de tráfego têm capacidade de identificar e tratar as informações sobre fluxo de tráfego por faixa e podem usar configurações especiais destinadas a melhorar a precisão das medidas (em geral existem recursos razoáveis para calibrar detectores em sistemas avançados; a CET/Sp, por exemplo, já utilizou detectores com o eixo alinhado sobre a linha divisória de faixas e obteve bons resultados na detecção de fluxo). Portanto, estas práticas seriam compatíveis.

Deve-se também mencionar que a utilização de laços detectores instalados em cada faixa de tráfego permite introduzir a atuação baseada na identificação automática da faixa crítica (ao invés da seção de detecção), se o recurso passar a estar disponível nos controladores utilizados, o que não aconteceria se adotada a situação de detecção única para a seção da via a ser controlada por atuação do tráfego. A prática permite, ainda, a desativação de faixas que venham a ter utilização específica (por exemplo, recebam paradas de coletivos próximo à linha de retenção).

Por fim, resta observar, que a prática de ligação dos detectores em série (nas caixas de conexão) pode obter qualquer das vantagens associadas à detecção de todas as faixas (como pode ocorrer quando a alteração do projeto modifica a largura e o número de faixa na aproximação, o que tornaria necessário modificar a instalação dos laços para manter a detecção por faixa). A única desvantagem da implantação de laços por faixa é, então, o maior custo de instalação.

De qualquer forma, o procedimento para confecção de detectores veiculares por laços indutivos, descrito a seguir, aplica-se a qualquer das configurações (laços detectores por seção ou por faixa de tráfego) e as recomendações para parametrização dadas adiante considerarão a detecção por seção ou para a faixa crítica. Pode-se adotar uma ou outra prática, ponderando custo e flexibilidade.

3.4. Procedimento básico para confecção de detectores veiculares

Na confecção dos laços indutivos deve-se em geral seguir a orientação dos fabricantes dos controladores de tráfego, pois a interface de coleta de dados de detecção com o chamado módulo de detecção, pode ter uma configuração adequada específica para cada fabricante, de acordo com o projeto eletrônico do módulo de detecção. No entanto, as práticas usuais serão normalmente adequadas para todos os fabricantes.

A instalação dos detectores envolve a confecção dos laços e também do cabo de alimentação e das caixas de passagem ao longo da extensão da ligação do laço ao módulo de detecção, normalmente alojado no gabinete do próprio controlador semafórico.

A instalação dos laços é realizada através do corte do pavimento com máquinas de rebolo de diamante com espessura e profundidade predeterminadas. Quando os laços são confeccionados com fios comuns de 1,5 mm² em 3 voltas, a espessura e profundidade dos sulcos pode ser reduzida ($\pm 1,0 \times 5,0$ cm), devendo-se garantir um recobrimento mínimo de 2,5 cm dos condutores. Em geral, recomenda-se que o sulco seja serrado em uma única passada e estendido pelo menos 15 cm adiante em cada interseção, de forma a garantir a profundidade uniforme para os condutores. Com condutores maiores, a espessura e profundidade do sulco devem ser ajustados convenientemente (a CET/Sp, por exemplo, usa cabos com 2,5 mm² e 41 fios, exigindo uma profundidade mínima de 6,5 cm).

No corte é inserido o fio ou cabo (em geral recomenda-se que seja isolado com revestimento EPR, que é menos poroso), que deverá ser enrolado em certo número de voltas, de tal forma a perfazer a indutância necessária às características da placa de detecção do controlador de tráfego. Como regra, laços de maior perímetro podem ter menor número de voltas mas, em geral, adota-se 3 a 4 voltas para os casos usuais (a CET/Sp, por exemplo, usa apenas uma a duas voltas em laços com perímetro maior que 14,0 m, em função da extensão do cabo de alimentação, para controladores da Peek).

Após a inserção do fio ou cabo, o corte é selado para evitar que a penetração de água ou umidade comprometa o funcionamento dos detectores. A necessidade de equipamentos e cuidados especiais recomenda a instalação por empresas especializadas e pessoal especialmente treinado. O processo usual utiliza resina asfáltica aplicada a quente, de forma a envolver os condutores (que devem resistir a altas temperaturas, portanto) e manter o recobrimento mínimo exigido. Neste caso, recomenda-se que os sulcos devem ser lavados com jatos d'água e secados com ar comprimido antes da colocação dos condutores e aplicação da resina asfáltica. O recobrimento pode ser garantido colocando guias sobre os condutores (normalmente utiliza-se corda de sisal, em pequenos tocos distribuídos ao longo do laço).

Algumas práticas peculiares são adotadas em diferentes regiões. Atualmente, algumas empresas especializadas utilizam algum material hidrófugo aplicado a frio como lastro e enchimento, o que pode simplificar consideravelmente o processo de instalação. O material deve ter viscosidade suficiente para garantir o envolvimento e recobrimento adequado dos condutores, de forma a evitar que a existência de água e/ou umidade prejudique o funcionamento dos detectores, além de dificultar que esforços aplicados ao pavimentos provoquem rompimentos dos laços.

Os cuidados preliminares para a instalação dos laços detectores podem ser resumidos em:

- verificar o tipo e a qualidade do pavimento (concreto, asfalto, etc.);
- regularizar a superfície baixa do corte com um material de enchimento (concreto magro, com aditivo hidrófugo);

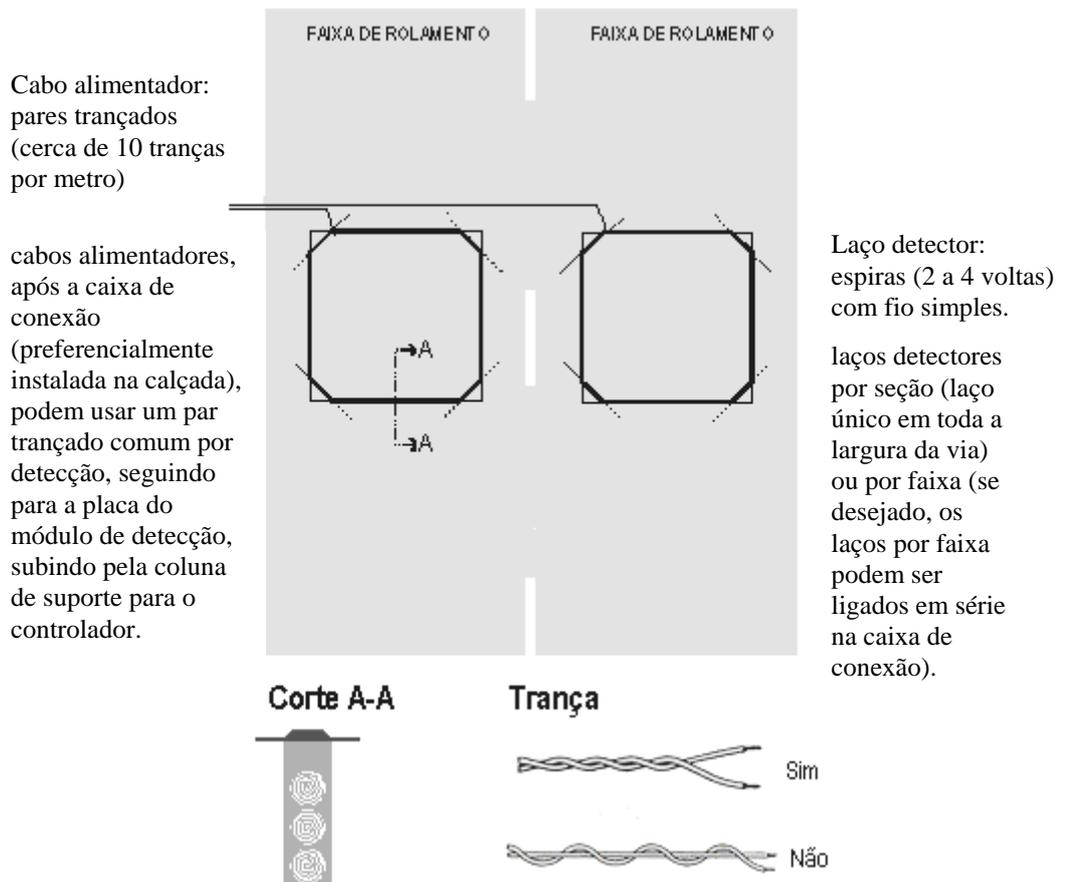
- verificar se não há nenhum tipo de ferragem no local onde vai ser confeccionado o detector;
- verificar se não existe "gerador" de interferência (ex.: motor elétrico) no local próximo ao detector.

Caso a qualidade do piso seja ruim ou existam ferragens/geradores de interferência (a distância menor que 30 cm), o detector não deverá ser confeccionado no local (um novo local deve ser selecionado). O mesmo deve ser feito caso existam equipamentos adjacentes capazes de interferir com o funcionamento dos laços detectores.

A regularidade do pavimento na seção de instalação do detector deve ser garantida para reduzir esforços sobre o pavimento (e sobre o laço detector) e minimizar a distância da massa metálica (o veículo a ser detectado) até o pavimento (a dimensão mais crítica para a identificação de todos os tipos de veículo). Reduz-se, também, dessa forma a probabilidade de rompimento do laço detector.

Após a execução dos laços, os fios de alimentação são conduzidos ao módulo de detecção, em par trançado (recomenda-se cerca de 10 tranças por metro). Antes de ser levado ao módulo de detecção, os fios de alimentação passam por uma caixa de passagem usualmente instalada no passeio, adjacente à seção de detecção, onde são realizadas as conexões e interligações necessárias (sempre usando juntas seladas) e formado o cabo de alimentação. Normalmente, o cabo de alimentação pode conter diversos pares (em geral 2 a 4 pares), correspondentes aos detectores que serão levados ao módulo de detecção em condutos de PVC com 50mm. Como as tensões e correntes nos detectores são reduzidas, em geral, podem ser usados cabos de padrão telefônico comum (2x0,5mm²) ou mantidos os fios comuns dos detectores, pelo menos para curtas extensões de alimentação.

Como dito anteriormente, as recomendações para confecção dos laços detectores e cabos de alimentação podem variar e deve-se, então, seguir a especificação contidas nas recomendações dos fabricantes dos controladores de tráfego utilizados. A Figura 3.3 mostra um exemplo baseado no catálogo da Tesc, 1995.



Especificação básica para confecção do laço detector:

- Dimensões do laço: usual 1,00 x 2,00m;
- Número de espiras: 03, não trançado, 1,5 mm²;
- Cabo alimentador: par trançado, 2x1,5 mm².

Figura 3.3

Exemplo de recomendação para confecção de laço detector indutivo (TESC, 1995)

Para ter melhor sensibilidade, o cabo deverá ser trançado, conforme mostrado na Figura 3.3, desde o laço detector até a placa de detecção locada no controlador de tráfego. Deve-se também respeitar a extensão máxima estabelecida pelo fabricante.

A sensibilidade obtida no módulo de detecção depende da resistência, capacitância e indutância relativas do laço em relação ao cabo que conduz o sinal até os terminais do módulo de detecção. Em princípio, as propriedades de detecção podem ser melhoradas aumentando o número de espiras (voltas) utilizadas no laço detector e utilizando a conexão de laços individuais em série. Mas é sempre importante observar as configurações testadas e recomendadas pelos fabricantes.

Cada fabricante de controlador de tráfego tem um *hardware* específico para detecção, e nesse sentido, devem ser consideradas as condições solicitadas pelos equipamentos eletrônicos. Por exemplo, a Tesc (que corresponde à especificação da Figura 3.3) recomenda laços com uma indutância entre 70 e 140 micro-Henry para seus módulos de detecção. A Digicon, por sua vez, indica que seu módulo de detecção tem melhor rendimento em torno a 200 micro-

Henry. Um ou outro valor são difíceis de atingir precisamente em campo. Cada laço, em cada faixa, com três voltas aproximadamente gera um campo de 90 micro-Henry. Os laços de três faixas em série geram 270 micro-Henry (30 micro-Henry se ligados em paralelo). De qualquer forma, não se pode afirmar que sejam realmente atingidos estes padrões, pois o corte e preenchimento é manual e impreciso, o que gera a necessidade de ajuste fino em campo.

Os módulos de detecção, normalmente, apresentam condições de ajuste da sensibilidade dos laços detectores garantindo seu perfeito funcionamento. Mesmo seguindo as recomendações dos fabricantes, a sensibilidade do detector pode ter de ser ajustada e calibrada, garantindo a detecção eficaz diante de outros aspectos locais que tem de ser observados para garantir tanto a detecção com menores distâncias da massa metálica do veículo até o pavimento (caso de autos) quando a detecção com distâncias maiores (caso de ônibus e caminhões), que em geral configuram a situação mais difícil para detecção. Essa calibração exige um procedimento de verificação em campo para certificação da detecção de todos os veículos que passam sobre os laços instalados e eliminação de falsas detecções (por exemplo, de veículos nas faixas adjacentes).

A sensibilidade especificada pode ser interpretada como o limiar da variação de indutância interpretada como ocupação pelo módulo de detecção (na verdade, os módulos verificam as alterações de frequência ou período oscilatório no laço decorrente de variações da indutância). Por exemplo, no caso dos controladores da Tesc tem-se 8 posições de ajuste e no caso dos controladores da Digicon tem-se seis posições de ajuste. A calibração dos detectores é feita testando diretamente em campo a detecção dos veículos e escolhendo o ponto de ótimo para a sensibilidade da detecção. A verificação da detecção é feita através dos indicadores luminosos de detecção dos módulos (placas) de detecção instaladas no controlador (alguns controladores podem ser providos de um *software* com interface específica para calibragem dos detectores, como ocorre nos sistemas de controle centralizado).

O ajuste da sensibilidade dos detectores é fator fundamental para o funcionamento do controle atuado pelo tráfego e, portanto, recomenda-se o acompanhamento dos fabricantes ou instaladores para um ajuste fino em campo, uma vez que o campo indutivo gerado pelo laço construído não apresenta configuração uniforme. Testes de campo podem ser utilizados como procedimentos de calibração e de certificação das instalações, antes de aceitação do serviço.

Normalmente, pode-se também variar a frequência do circuito oscilatório utilizado por cada detector, de forma a reduzir a probabilidade de interferência entre eles (um fenômeno chamado de *cross-talk*). Este tipo de fenômeno ocorre quando os laços adjacentes tem configuração e alimentação similares e pode ser uma causa adicional de falsas detecções ou ausência de detecção. No caso considerado, o ajuste da sensibilidade não será normalmente capaz de corrigir o problema mas pode-se selecionar frequência oscilatórias distintas para cada canal de detecção e eliminá-lo.

4. CRITÉRIOS DE UTILIZAÇÃO E DE PARAMETRIZAÇÃO RECOMENDADOS

Os critérios práticos normalmente recomendados para avaliar a utilização dos controladores atuados são claramente inadequados e podem ser citados como uma das razões para seu pequeno uso. Como destacado por BONETTI e PIETRANTONIO (2002), esta deficiência é especialmente importante em países como o Brasil, onde a pequena utilização faz com que não existam demonstrações empíricas das vantagens teóricas previamente discutidas (como ocorre em países como os Estados Unidos e Austrália). O recurso a recomendações estrangeiras, notadamente o MUTCD americanoⁱ, é fonte de concepções equivocadas (desmentidas nesses países por diversas aplicações de sucesso que exibem conceitos alternativos).

A visão teórica corrente é oposta: considera que o controle atuado sempre pode atingir um desempenho superior ou similar ao do controle a tempos fixos, sendo recomendado sempre que os benefícios obtidos nos períodos em que o desempenho é superior compensa o custo maior do controle atuado (decorrente do uso de detectores e módulos de detecção). Com operação regular, os benefícios do controle atuado ocorreriam nos períodos em que pelo menos algum dos estágios semafóricos é comandado por demandas menores e sujeitas a flutuações. No entanto, mesmo nos períodos com demandas maiores, a atuação permite obter desempenho similar na operação regular e, principalmente, adiciona a capacidade de responder a situações especiais de demanda ou a incidentes no tráfego (que usualmente reduzem a capacidade viária).

O controle a tempos fixos justifica-se apenas como opção econômica para o órgão gestor, utilizável onde os benefícios para os usuários da via não motivam maiores investimentos. Ainda nestes casos, devem ser ponderados os maiores gastos com revisões de planos semafóricos e com a necessidade de pessoal de campo para operar o tráfego em situações de incidentes, que normalmente podem ser reduzidos com o controle atuado. Embora não seja considerada, a necessidade de revisão e intervenção é bastante relevante.

Quanto à semi-atuação, duas situações particulares recomendariam seu uso: a necessidade de aplicar estratégias de coordenação *off-line* (isto é, onde os semáforos são próximos e não existem sistemas mais modernos de controle de tráfego) e a existência de estágios que atendem a demandas secundárias e variáveis, no limite das que justificam a semaforização (esta última justificativa é a única visão disseminada pelo MUTCD americano). Nos demais casos, seria recomendado o uso da atuação total como estratégia de controle. Exceto no caso em que é necessário também zelar pela coordenação (dado que a atuação total é difícil de combinar com a coordenação *off-line*), a semi-atuação seria novamente um recurso econômico, em relação à atuação total.

ⁱ A abreviação MUTCD refere-se ao *Manual on Uniform Traffic Control Devices*, manual americano de normas e diretrizes para controle de tráfego viário, publicado pela primeira vez em 1956 e atualizado em 1968, 1978, 1988, 2000 e 2003, adotado como recomendação pelo *Federal Highway Administration* (órgão executivo da área de tráfego rodoviário e urbano, do Departamento de Transportes americano).

Portanto, o controle atuado ou semi-atuado seria recomendado em grande parte dos semáforos a tempos fixos hoje existentes.

Este trabalho professa esta visão teórica. A realização efetiva dos ganhos teoricamente esperados com o uso do controle atuado depende, entretanto, da adequada parametrização dos equipamentos. Este é o aspecto discutido detalhadamente, e promovido, a seguir. Depois de revisar os critérios de temporização no controle a tempos fixos, serão apresentados os critérios recomendados para parametrização do Verde Inicial, do Verde Máximo e do Intervalo de Corte, além do posicionamento dos detectores e das peculiaridades do controle semi-atuado.

A seguir, a determinação dos parâmetros de atuação será discutida. Os critérios são muitas vezes baseados nos tradicionalmente utilizados para temporização do controle a tempos fixos que serão supostos conhecidos (na visão adotada neste trabalho, estão resumidos a seguir). Os tempos de entreverdes não são diferenciados no controle atuado (seguem os critérios usuais, também tratados sumariamente adiante), devendo ser determinados da mesma forma (e mantendo-se importantíssimos para a segurança na operação semafórica).

4.1. Métodos Tradicionais de Dimensionamento de Semáforos

Os semáforos são equipamentos destinados a alternar a preferência pelo uso da via no tempo. Para tanto a operação semafórica é dividida em períodos distintos em que certos conjuntos de movimentos compatíveis (sem conflito ou com grau de conflito admissível) ocorrem simultaneamente. Esta unidade de tempo é o Estágio Semafórico. Ao longo de um ciclo, diversos conjuntos de movimentos que não poderiam operar simultaneamente (por terem um grau de conflito que prejudica a fluidez ou a segurança da operação) são reunidos em estágios sucessivos, separados adequadamente pelos intervalos do Entreverdes. Todo movimento atendido na interseção deve ocorrer em pelo menos um estágio. Pode ocorrer em mais de um estágio e, a rigor, deve ocorrer em todos os estágios em que não existam movimentos com grau de conflito inaceitável em operação.

Em função do plano semafórico, resultam diversos padrões de indicações luminosas (isto é, de sequência de cores ativadas nos grupos focais que comandam cada movimento), considerando seu aspecto (cor ativa) e duração (tempo). Cada sequência diferente deve receber uma unidade de controle distinta, normalmente chamada de Fase Semafórica ou, mais modernamente, de Grupo Semafórico. Os grupos semafóricos podem conter movimentos de diferentes vias (por exemplo, os fluxos dos sentidos opostos de uma via, se operam sempre simultaneamente) e, para o analista de tráfego, são separados em Grupos de Tráfego, distinguindo os movimentos de cada aproximação e de uma mesma fase semafórica. Portanto, movimentos de fases semafóricas diferentes ou aproximações distintas são considerados grupos de tráfego distintos. Em certos casos, os grupos de tráfego distintos de uma dada aproximação operam de forma muito interrelacionada, compartilhando faixas comuns (por exemplo, quando existe uma só faixa mas os movimentos adiante e à esquerda têm tratamento distinto). Nestes casos, a unidade de

análise passa a ser o Grupo de Faixas, entendido como cada conjunto mínimo de faixas com operação razoavelmente independente.

De forma resumida, pode-se dizer que os planos semaforicos podem ser adequadamente representados em Diagramas de Estágios e devem ser traduzidos em Diagramas de Tempos pelo dimensionamento (ou temporização) dos semáforos. Para isto, o analista de tráfego identifica os Grupos de Tráfego (ou Grupos de Faixas) existentes, identifica os Estágios Semaforicos onde cada grupo operada, determina a Matriz de Entreverdes na transição na transição de estágios e determina as necessidades de verde de cada Grupo de Tráfego (ou Grupo de Faixas). Examinando a necessidade de tempo de sequências alternativas que cobrem o ciclo, considerando os estágios sucessivos, determinam-se o tempo de ciclo e a duração dos estágios a partir da identificação dos grupos críticos em cada momento da operação (os que necessitam de mais tempo).

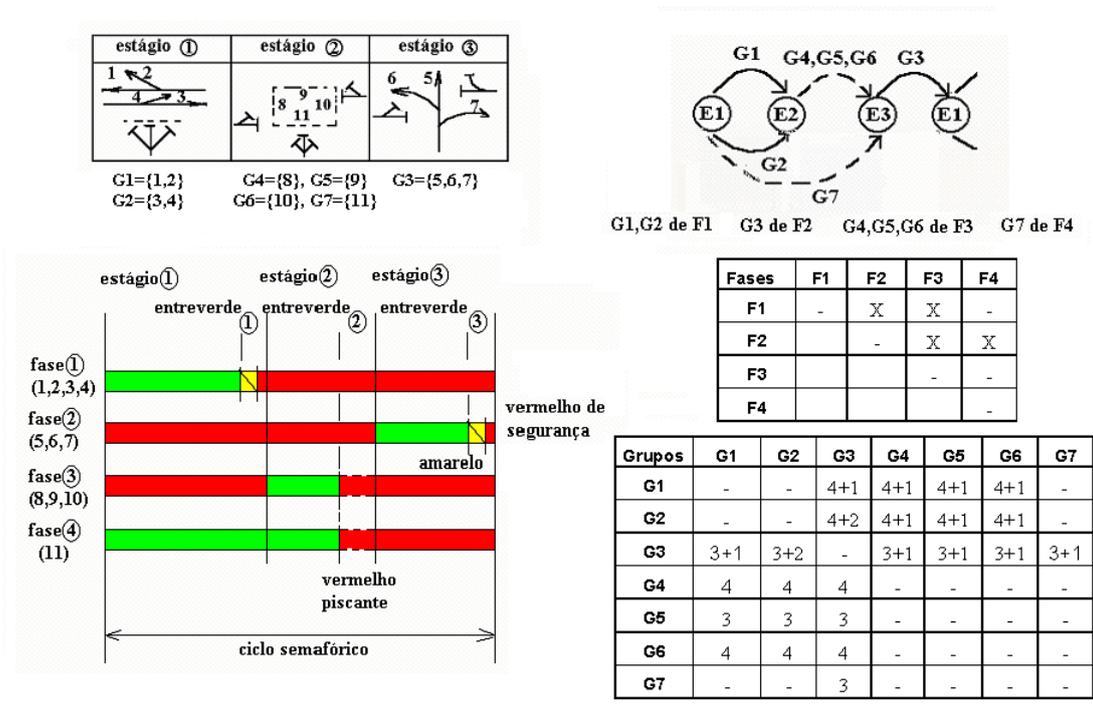


Figura 4.1 Representação e Análise da Operação Semaforica

O exemplo da Figura 4.1 mostra que os grupos de tráfego G1 e G2 constituem uma mesma fase semaforica (pois operam simultaneamente no estágio 1, quando recebem indicação verde, e páram nos demais estágios, quando recebem indicação vermelho). A necessidade de verde de G1 e de G2 são distintas (considerando sua demanda normal e o fluxo na dissipação de filas) mas são ambas atendidas no estágio 1. A alocação de verde ao estágio 1 atende a ambos e basta identificar se G1 ou G2 tem necessidade maior (o que determina o grupo crítico no estágio 1 e sua necessidade de verde). Os critérios para dimensionamento para tempos fixos somam as necessidades de tempo de verdes e entreverdes e compõem o ciclo. Para controle atuado, não é feito um dimensionamento com base na demanda normal, dado que os tempos serão ajustados a cada ciclo semaforico. Como seu funcionamento está baseado na estratégia de alocar um tempo mínimo para dissipar filas em cada estágio, são determinados parâmetros implementar esta operação.

A seguir, são resumidos os critérios usuais para dimensionamento (temporização) a tempos fixos, incluindo os entreverdes, e adiante são discutidos mais extensamente os critérios recomendados para parametrização do controle atuado.

4.1.1. - Dimensionamento (Temporização) de Semáforos a Tempos Fixos

O dimensionamento dos períodos de verdes dos semáforos a tempos fixos segue estratégias baseadas em folgas ótimas ou de projetos para cada estágio. Com o tempo de ciclo ótimo e a distribuição proporcional às saturações proposta por WEBSTER e COBBE (1966), com a premissa da minimização dos atrasos médios, tem-se o tempo de ciclo (T_C) calculado como

$$T_C = \frac{1,5 \cdot \sum T_p + 5\text{seg}}{1 - \sum y} \quad \text{Equação (4.1.1.1)}$$

e a duração do verde efetivo (VE_i) de cada estágio calculado por

$$VE_i = \frac{y_i}{\sum y} \cdot (T_C - \sum T_p) \quad \text{Equação (4.1.1.2)}$$

em que a taxa de solicitação $y = \frac{QD}{FS}$ é a relação entre a demanda de tráfego (a demanda efetiva QD com fluxo de tráfego e a taxa de acúmulo de filas) e o fluxo de saturação (a capacidade de dissipação de fila FS com 100% de verde, usualmente chamado de fluxo de saturação) para a aproximação crítica de cada estágio e T_p é o tempo perdido no intervalo de entreverdes (ou ainda, o tempo perdido) em cada mudança de estágio (o verde efetivo é $VE = VD + I - T_p$, onde VD é o verde de foco, $I = I_a + I_v$ é o entreverdes, amarelo mais vermelho de segurança).

A soma das taxas de solicitação nos estágios e dos tempos perdidos nas mudanças de estágios consideram a sequência crítica ao longo do ciclo semaforico (a que demanda maior tempo). A aproximação ou o grupo crítico em cada estágio é normalmente a que solicita mais verde (maior y), embora os tempos perdidos também devam ser ponderados. Os grupos que não são críticos em nenhum estágio não precisam ser somadas, pois os tempos determinados para os grupos críticos serão suficientes para seu atendimento. No exemplo da Figura 4.1, a sequência crítica pode ser formada por G2 (no estágio 1), G6 (no estágio 2) e G3 (no estágio 3).

A dificuldade básica da recomendação de WEBSTER e COBBE (1966) é que ela não pode ser aplicada nos períodos em que há sobre-demanda ou quando o tempo de ciclo calculado supera um valor máximo (definido como política, para evitar filas e atrasos excessivos que geram problemas operacionais e impaciência nos usuários, particularmente os pedestres). Além disso, a fórmula é normalmente aplicada com demanda Q medida pelos volumes horários e isto faz com que se deixe de levar em conta a flutuação da demanda dentro da hora de projeto (aplicar o critério com fluxos de pico não é, em geral, praticável por gerar folga excessiva). É sabido

que estes critérios fazem com que todas as aproximações críticas, nos diferentes estágios, tenham o mesmo grau de saturação

$X = \frac{QD}{Cap}$ (isto é, a razão entre demanda e capacidade efetiva $Cap = \frac{VE}{T_c} \cdot FS$), o que nem sempre é adequado do ponto de vista prático (que pode recomendar priorização de uma via).

O HCM (2000) recomenda uma estratégia alternativa, originalmente proposta pelo ARRB para lidar com vias de importância distinta o interseções saturadas (ver AKÇELIK, 1980), tendo por base o grau de saturação projetado para cada aproximação (podendo-se estabelecer a necessidade de acomodar algum nível de saturação para os casos com sobre-demanda) e a fórmula tradicional para o tempo de ciclo mínimo (suficiente para escoamento da fila média, que leva a um grau de saturação $X = 100\%$).

Definindo uma folga prática que permite a acomodação da flutuação do comprimento da fila (grau de saturação $X < 100\%$) ou alocando o nível de saturação admitido em cada aproximação em uma interseção saturada (grau de saturação $X > 100\%$), chega-se a um tempo de ciclo que atenda as restrições de projeto. Se é adotado o mesmo grau de saturação para todas as aproximações ($X_p = X$), o tempo de ciclo é calculado como

$$T_c = \frac{\sum T_p}{1 - \sum \frac{y_i}{X}} \quad \text{Equação (4.1.1.3)}$$

e o verde efetivo de cada estágio é calculado por

$$VE_i = \frac{y_i}{X} \cdot T_c \quad \text{Equação (4.1.1.4)}$$

em que o grau de saturação projetado para todas as aproximações críticas é X . É fácil ver que este critério usa uma taxa de solicitação relativa $\tilde{y}_i = \frac{y_i}{X}$ em lugar da real y_i que corresponde à taxa de verde necessária ($u_p = \tilde{y}_i$) para atingir o grau de saturação fixado e leva a produzir o grau de saturação projetado para as aproximações críticas (maior \tilde{y}_i normalmente).

A diferenciação do tratamento das diferentes aproximações é feito através da diferenciação do grau de saturação de projeto, fazendo $\tilde{y}_i = \frac{y_i}{X_i}$ com X_i de projeto distinto para cada aproximação (inclusive optando por saturar uma via e proteger outra via, se for desejado).

O HCM (2000) recomenda que este dimensionamento seja feito utilizando os fluxos do pico de 15 minutos, dentro da hora de projeto, embutindo parte relevante da flutuação da demanda. No caso do dimensionamento de WEBSTER e COBBE (1966), a prática usual é utilizar os volumes horários (ou as demandas horários correspondentes, no caso de existir uma demanda reprimida em

acumulação de fila), o que justifica boa parte da folga ótima introduzida em seus critérios.

Note que, em interseções não saturadas, o tempo de ciclo e o verde programados a tempos fixos, em ambos os casos, incluem uma folga de demanda em relação à capacidade. Esta folga é obtida utilizando um tempo de ciclo maior que aquele que alocaria o tempo de verde mínimo $VE_i = y_i \cdot T_C$ a todos os movimentos críticos de cada estágio e levaria ao tempo de ciclo mínimo

$$T_{C\min} = \frac{\sum T_p}{1 - \sum y} \quad \text{Equação (4.1.1.5)}$$

que visa acomodar flutuações de demanda e oferta (o tempo de ciclo mínimo atende as filas médias, sem folga alguma, e não é capaz de acomodar flutuações com eficiência). O controle atuado é uma estratégia alternativa de lidar com estas flutuações de demanda e oferta, pela reação ao efeito destas variações sobre as filas (e o tempo necessário para sua dissipação) a cada ciclo.

No caso da existência de travessias de pedestres, o controle a tempos fixos tem de ser eventualmente revisado para garantir a segurança de seus movimentos. O critério de verde mínimo para atendimento às travessias de pedestres é usualmente utilizado para garantir esta segurança, seja em estágios exclusivos para travessia de pedestres ou para estágios com travessias de pedestres simultâneas aos fluxos veiculares (conflitantes ou não).

No caso de estágios de pedestres simultâneas aos fluxos veiculares, os tempos calculados devem observar os verdes mínimos compatíveis com a segurança da travessia de pedestre e com a expectativa dos condutores. Se os tempos de verde dimensionados para um estágio não observarem os tempos mínimos, deve-se adotar o tempo de verde mínimo e redimensionar o tempo de ciclo incluindo o verde mínimo no termo $\sum T_p$, mas retirando a taxa de solicitação correspondente ao mesmo estágio do termo $\sum y$ (ou $\sum y/X$).

O verde mínimo compatível com a expectativa dos condutores é usualmente fixado em um valor entre 8 e 10 segundos. O verde mínimo para o estágio veicular em função das travessias de pedestres simultâneas aos fluxos veiculares é calculado como

$$VD_{\min,veic} = t_{ped} - I_a \quad \text{Equação (4.1.1.6)}$$

com o tempo requerido para travessia de pedestres t_{ped} dado por

$$t_{ped} = \delta_{ped} + \frac{L_{ped}}{V_{ped}} \quad \text{Equação (4.1.1.7)}$$

onde a velocidade dos pedestres na travessia é $V_{ped} = 1,2 \text{ m/s}$ na maior parte dos casos (deve ser reduzida em locais com proporção significativa de pedestres que são idosos, portadores de deficiência física e crianças, utilizam carrinhos de bebê ou outros dispositivos que dificultem a travessia, adotando-se valores de 0,9 a 1,0 m/s), L_p é a largura da travessia de pedestres na via (movimento simultâneo ao fluxo veicular atuado),

o acréscimo $\delta_p = 3 \text{ a } 7 \text{seg}$ é definido em função do volume de pedestres (incluindo o tempo de reação inicial e uma margem de segurança para travessia de pelotões) e I_a é a duração do intervalo de amarelo (que também pode ser usado para completar a travessia).

Os critérios tradicionais sugeridos nos manuais do Departamento Nacional de Trânsito (DENATRAN, 1979a e 1979b) podem também ser adotados.

No caso de estágios exclusivos para travessias de pedestres, a discussão anterior não precisa ser alterada mas deve-se incluir os tempos de pedestres. As fórmulas anteriormente apresentadas poderiam ser reescritas como

$$T_c = \frac{1,5 \cdot \sum T_p + \sum t_{ped} + 5\text{seg}}{1 - \sum y} \quad \text{Equação (4.1.1.8)}$$

ou

$$T_c = \frac{\sum T_p + \sum t_{ped}}{1 - \sum \frac{y}{X}} \quad \text{Equação (4.1.1.9)}$$

onde os tempos de pedestre são considerados nos estágios exclusivos de pedestres.

Da mesma forma, seriam redimensionados os tempos de ciclos para casos de estágios de pedestres concorrentes com os fluxos veiculares, retirando-se os tempos perdidos e as taxas de solicitação de verde efetivo dos movimentos veiculares inicialmente considerados críticos e substituindo-os pelos movimentos de pedestres concorrentes nos termos respectivos. Alternativamente, pode-se incluir os tempos de pedestres no termo $\sum T_p$ (além dos tempos perdidos no entreverdes de todas as mudanças de estágio). Existem outras fórmulas adequadas para o dimensionamento com tempos de pedestres que podem ser usadas.

No caso de estágios de pedestres com fluxos veiculares concorrentes, os verdes de pedestres são determinados pelos tempos dimensionados para os veículos, se estes são críticos, ou os verdes dos veículos são determinados pelos tempos dimensionados para os pedestres, em caso contrário, notando-se que a duração do estágio deve obedecer $VD_{veic} + I_a = VD_{ped} + I_{pisc}$, onde I_{pisc} é a duração do intervalo piscante (vermelho ou verde) exibido aos pedestres.

4.1.2. Dimensionamento dos Entreverdes dos Semáforos

O dimensionamento dos períodos de entreverdes dos semáforos é equivalente nos semáforos a tempos fixos e nos semáforos atuados pelo tráfego. A consolidação dos princípios de dimensionamento dos entreverdes sumarizados a seguir é recente e existem recomendações divergentes em algumas fontes (vale advertir sobre este ponto). Portanto, a visão apresentada a seguir é uma das existentes mas, pode-se considerar com alguma convicção, as variações são menos relevantes que as semelhanças.

Como estabelecido anteriormente, o entreverdes é constituído pelo intervalo de amarelo e pelo intervalo de vermelho de segurança para os veículos e pelo intervalo de piscante (vermelho ou verde) e pelo vermelho de segurança adicional para pedestres.

O intervalo de amarelo corresponde ao aviso de mudança de estágio para os veículos. Sua utilização corresponde à necessidade de eliminação da chamada zona de dilema (a porção da aproximação do semáforo em que os veículos não conseguem parar antes da linha de retenção com uma desaceleração prudente e não devem ser induzidos, portanto, a cruzar a linha de retenção após o final do amarelo). O princípio mais corriqueiro de dimensionamento corresponde a fixar um tempo de amarelo igual ao tempo para percorrer a distância de parada segura. A distância de parada é

$$x_p = V.t_R + \frac{V^2}{2.b} \quad \text{Equação (4.1.2.1)}$$

e o intervalo de amarelo obtido por

$$I_a = \frac{x_p}{V} = t_R + \frac{V}{2.b} \quad \text{Equação (4.1.2.2)}$$

que é calculado adotando um tempo de reação t_R de 1,0 segundo e uma taxa de frenagem b da ordem de 10 km/h/s. Estes valores são facilmente tabelados em função da velocidade dos veículos na aproximação e admite-se, normalmente, que devem ser padronizados para permitir a familiarização dos condutores com os padrões adotados (pelo treinamento no sistema viário). A velocidade dos veículos naturalmente varia e os tempos requeridos são, por isso, diferentes para cada veículo. O intervalo de amarelo tem de ser único e deve-se adotar uma velocidade para projeto, que usualmente corresponde à velocidade do percentil 85 (praticada) ou regulamentada.

O intervalo de vermelho de segurança (também chamado de vermelho geral ou de limpeza) corresponde à necessidade de evitar conflitos entre fluxos conflitantes que param e iniciam a operação no entreverdes (isto é em estágios sucessivos). Todos movimentos que não foram autorizados no estágio anterior têm, naturalmente, algum conflito relevante com os movimentos que terão de ser parados para que outro inicie a operação (caso contrário teriam sido autorizados simultaneamente). Para cada par de movimentos conflitantes, com um movimento que para no estágio corrente e outro movimento que inicia a operação no estágio seguinte, deve-se identificar o ponto de conflito crítico (que exige mais tempo para que o último veículo saindo, do estágio corrente, passe por ele antes da entrada de um veículo do movimento conflitante, do estágio seguinte, chegue a ele) e determinar as distâncias correspondentes das linhas de retenção ao ponto de conflito crítico Z_s , para um veículo do fluxo que sai da interseção ao invés de parar no estágio corrente, e Z_E , para um veículo do fluxo que entra na interseção iniciando no estágio seguinte. Os pontos de conflito críticos correspondem, normalmente, ao maior Z_s e ao menor Z_E , e permitem determinar o intervalo de vermelho de segurança requerido como

$$I_v = \frac{z_s + \ell_v}{V_s} - \frac{z_e}{V_e} + \delta_{seg} \quad \text{Equação (4.1.2.3)}$$

onde V_s e V_e são as velocidades dos veículos que saem e entram, ℓ_v é o comprimento médio do veículo (6 a 8 metros) e δ_{seg} é uma margem adicional de segurança eventualmente requerido. Ao contrário dos intervalos de amarelo, normalmente não é possível padronizar os intervalos de vermelhos de segurança (nem necessário, visto que nenhuma ação do usuário é requerida: admite-se que ele atravessa a linha de retenção até o final do amarelo e segue seu movimento sem ter de preocupar-se com a indicação luminosa exibida). É bem verdade que os condutores podem estar visualizando a indicação luminosa vermelha (e "educando-se" para este tipo de percurso).

A margem de segurança adicional é, em geral, adotada apenas quando movimentos de pedestres estão envolvidos. No dimensionamento do intervalo de vermelho de segurança entre fluxos veiculares, existe uma margem de segurança implícita na suposição de que os veículos entram em movimento, embora usualmente devam acelerar de uma situação em que estão parados na linha de retenção, além de um eventual tempo de reação reduzido.

O intervalo de piscante para os pedestres corresponde a um intervalo de limpeza semelhante ao vermelho de segurança veicular. Para evitar tempos de limpeza muito grandes, os intervalos de piscante são dimensionados para pedestres com passo apressados e a indicação piscante busca comunicar a necessidade de apressar o passo. Embora as práticas adotadas não sejam uniformes, uma fórmula básica de dimensionamento seria

$$I_{pisc} = \frac{L'_{ped}}{V'_{ped}} \quad \text{Equação (4.1.2.4)}$$

onde L'_{ped} é a distância de conflito na travessia de pedestres (pode dispensar extensões correspondentes às faixas de estacionamento e pode limitar-se ao último segmento de uma travessia em etapas) e V'_{ped} é a velocidade dos pedestres em passo apressado (que naturalmente varia com o tipo de pedestres mas é normalmente estabelecida como $V'_{ped} = 2.V_{ped}$ ou $2,0m/s$).

O intervalo de vermelho de segurança não seria normalmente necessário para entrecruzes determinados por movimentos de pedestres por que os conflitos críticos normalmente referem-se à linha de retenção adjacente (cuja distância ao ponto de conflito é reduzida a 1 ou 2 metros, dependendo da distância da linha de retenção à faixa de pedestre) e nenhum veículo é autorizado antes dos pedestres saírem da área de conflito. Uma margem de segurança adicional é, entretanto, adotada quando movimentos de pedestres estão envolvidos, especialmente quando são os movimentos que devem parar, em função da pequena distância entre os movimentos conflitantes. Esta margem de segurança adicional, em geral, é da ordem de 1 segundo.

Em cada mudança de estágio, normalmente o intervalo de amarelo e de vermelho de segurança adotado é igual para todas as transições, dado por

$$I_A = \max\{I_a\} \text{ e } I_V = \max\{I_v\} \quad \text{Equação (4.1.2.5)}$$

que corresponde ao requisito crítico em cada entreverdes. Controladores semaforicos baseados em grupos, ao invés de estágios, podem adotar entreverdes específicos por grupo de tráfego. No entanto, a prática corrente no Brasil é a de diferenciar apenas os tempos de piscante para cada travessia de pedestres (nos controladores baseados em intervalos, como os fabricados pela Tesc, pode-se diferenciar os entreverdes com alguma facilidade mas esta prática é dificultada pela pequena capacidade de controle em número de fases semaforicas, visto que normalmente seria necessários alocar fases específicas a cada grupo de tráfego).

Antes de concluir este apêndice, vale mencionar que existem iniciativas para utilizar detectores de tráfego para refinar os tempos de entreverdes.

O caso mais claramente justificado seria o ajuste dos intervalos de entreverdes em função das velocidades dos veículos envolvidos. Estas iniciativas não tem sido, no entanto, incorporadas aos controladores semaforicos nacionais ou estrangeiros. A incorporação dos dispositivos de fiscalização eletrônica aos controladores de tráfego pode alterar esta situação. Nos controladores estrangeiros, existem recursos específicos para avaliação de velocidade (SA - *Speed Assessment*) pouco empregados mesmo nos países de origem (e pouco orientados para ajustar os entreverdes).

O caso mais evoluído é, paradoxalmente, o uso de detecção de pedestres nos equipamentos que implementam métodos de controle amigáveis para travessias de pedestres (chamadas de PUFFIN - *Pedestrian User-friendly Intelligent Crossings*), onde a detecção de pedestres nas faixas de travessia é utilizada para estender o verde ou o intervalo piscante para pedestres. A detecção dos pedestres nas faixas é feito por infra-vermelho ou micro-ondas e a detecção de pedestres nas calçadas (requisitando estágios de pedestres) é feita com infra-vermelho ou placas piezoelétricas (embora sistemas baseados em processamento de imagens também venham sendo testados como recurso mais promissor, especialmente para detecção nas faixas).

4.2. Parametrização do Controle com Atuação pelo Tráfego

A base para o controle atuado são os dados de demanda de tráfego (a demanda efetiva QD) e fluxo de saturação (a capacidade de dissipação de filas FS), os princípios gerais de dimensionamento semaforico (como os utilizados para controle a tempos fixos) e os padrões de distribuição do intervalos entre veículos no tráfego (particularmente no escoamento das filas em semáforos).

Estas informações serão utilizadas a seguir para determinar os parâmetros usuais do controle atuado pelo tráfego tradicional, ou seja, o Verde Inicial (normalmente chamado de verde mínimo), o Verde Máximo e o Intervalo de Corte (normalmente associado à Unidade de Extensão ou à Extensão de Verde, quando estabelecida como Brecha de Corte). Como já discutido, estes são os parâmetros usualmente disponíveis nos controladores nacionais. Uma discussão mais extensa sobre a determinação destes e de outros parâmetros pode ser vista em BONETTI (2001, ver o item 2.4, especialmente), incluindo o detalhamento de alguns critérios alternativos. A seguir, serão detalhados apenas os critérios recomendados (alguns critérios alternativos serão brevemente discutidos).

Em boa parte dos casos, os critérios aplicam-se tanto para a parametrização com atuação total como com semi-atuação. Alguns poucos aspectos tem de ser diferenciados na semi-atuação veicular ou de pedestres, como será notado a seguir (especificamente para o Verde Mínimo da via principal, que opera sem monitoração de detectores na sua aproximação).

4.2.1 Recomendação para cálculo do Verde Inicial (chamado de Verde Mínimo)

Os princípios usuais para dimensionamento do Verde Inicial (ou verde mínimo), estudados em BONETTI (2001), são:

- garantir verde suficiente para atender os veículos que aguardam entre o detector e a linha de retenção (WEBSTER e COBBE, 1966, KELL e FULLERTON, 1982, McSHANE e ROESS, 1990, VILANOVA, 1990);
- garantir tempo para atender à travessia de pedestres que ocorre paralelo com segurança ou tempo mínimo para atender à expectativa dos condutores dos veículos na realização do seu movimento (o maior) (AKÇELIK, 1995, VILANOVA, 1990).
- garantir tempo para escoar filas normais, tomando como base os verdes do dimensionamento com o ciclo mínimo ou um ciclo reduzido alternativo (McSHANE e ROESS, 1990).

A primeira condição pode ser traduzida numa limitação ao posicionamento dos detectores ou numa diretriz para estabelecer o verde inicial. A recomendação é restringir a posição dos detectores (que tem de considerar algumas outras condições, além desta, como discutido adiante). A condição decorrente desta restrição é $d_s \leq S_f \cdot (VD_{ini} - T_{p0}) \cdot l_v$ (ou $d_s \leq 3a4 \cdot (VD_{ini} - 2seg)$ em metros), quando tem-se posicionamento dos detectores afastados.

As duas condições seguintes podem de ser observadas simultaneamente (prevalecendo a mais exigente). A segunda condição é obrigatória, sendo dominante nas aproximações de menor demanda (para verdes de segurança da ordem de 6 a 8 segundos ou do tempo de travessia paralela de pedestre). A terceira condição, embora opcional, pode ser importante nas aproximações de maior demanda, como salvaguarda contra problemas de funcionamento do semáforo atuado ou eventuais cenários de desbalanceamento extremo dos tempos solicitados pela atuação (por exemplo, quando todos os demais estágios fossem levados ao verde máximo respectivo).

Em função dos resultados dos testes realizados em campo e da recomendação de posicionar os detectores junto (próximo) à linha de retenção (até cerca de 20 ou 30 m), pode-se recomendar o

dimensionamento do Verde Inicial para atender o verde mínimo (normalmente determinado pelas travessias de pedestres).

A consideração do escoamento das filas normais, pela combinação dos dois princípios, é uma salvaguarda usualmente desnecessária, a menos de problemas especiais que prejudicam o funcionamento normal da atuação e tornam a ocorrência de cortes prematuros do verde mais prováveis. Neste caso, adota-se o maior valor entre os calculados por um ou por outro critério para dimensionar o Verde Inicial.

O uso de detectores posicionados longe da linha de retenção exige considerações outras, invertendo-se a forma de observar a primeira condição (a forma originalmente proposta). Quando não estão instalados junto à linha de retenção, a condição de escoamento da fila acumulada entre os detectores e a linha de retenção deve também ser verificada (esta é a lógica original: para uma distância d_s deve-se ter um Verde Inicial da ordem de

$$VD_{ini} \geq T_{p0} + \frac{d_s}{S_f \cdot \ell_v} \quad (\text{ou } VD_{ini} \geq 2\text{seg} + \frac{d_s(m)}{3a4}, \text{ para } d_s \text{ em metros}).$$

Se o controlador semafórico executa a monitoração da extensão de verde independentemente da monitoração do verde inicial, não é preciso reduzir o verde inicial, tendo-se

$$VD_{ini,veic} = VD_{min,veic} \quad \text{Equação (4.2.1.1a)}$$

(este é o caso dos controladores TESC, por exemplo). O mesmo ocorre para estágios atuados de duração fixa, isto é, em que o estágio é opcional mas sua duração não é variável com a demanda.

Se o controlador semafórico inicia a monitoração da extensão de verde apenas após o término do Verde Inicial, o controle atuado normalmente adiciona pelo menos uma extensão de verde ao Verde Inicial, neste caso deve-se fazer

$$VD_{ini,veic} = VD_{min,veic} - UE \quad \text{Equação (4.2.1.1b)}$$

ou

$$VD_{ini,veic} = VD_{min,veic} - EV \quad \text{Equação (4.2.1.1c)}$$

onde UE é a Unidade de extensão de verde (normalmente igual ao Intervalo de Corte em função das restrições impostas pelos controladores usuais, discutida a seguir, no item 4.1.3), utilizada quando os controladores incluem o tempo de ocupação dos detectores, e EV é a extensão de verde, utilizada quando os controladores excluem o tempo de ocupação de verde (esta é a regra nos controladores nacionais e, neste caso, a base do seu dimensionamento é a Brecha de Corte, como também discutido no item 4.1.3, mas a condição expressa por 4.2.1.1a é a mais aplicável).

Os verdes mínimos dos estágios veiculares são normalmente determinados pelas necessidades das travessias de pedestres concorrentes em cada estágio. Neste caso, deve-se observar que o tempo mínimo dimensionado para a travessia inclui o tempo de piscante para pedestres, ao final do estágio (destinado a permitir

que o pedestre complete a travessia sem conflitos), que normalmente pode ocorrer simultaneamente com o intervalo de amarelo veicular. Em geral, adota-se

$$VD_{\min,veic} = t_{ped} - I_a \quad \text{Equação (4.2.1.2)}$$

sendo o tempo requerido pela travessia de pedestres dado por

$$t_{ped} = \delta_{ped} + \frac{L_{ped}}{V_{ped}} \quad \text{Equação (4.2.1.3)}$$

onde I_a é a duração do intervalo de amarelo veicular, δ_{ped} é o tempo de reação e entrada do pelotão de pedestres na travessia (a partir da calçada ou de uma posição avançada que permite aguardar a travessia com segurança), com segurança, fixado entre 3 e 7 segundos (maior quando o tamanho médio do pelotão de pedestres produz a formação de uma fila longitudinal ou quando a velocidade do tráfego na aproximação veicular exige uma margem de segurança maior), L_{ped} é a extensão total da travessia acomodada no estágio considerada (pode ser a travessia integral ou uma etapa de travessia, dependendo do tratamento dado aos pedestres no plano semaforico) e V_{ped} é a velocidade normal de caminhada do pedestre crítico durante a travessia (normalmente 1,0 a 1,2 m/s, podendo ser alterada quando existem pedestres com mobilidade reduzida, como idosos ou pessoas conduzindo crianças menores, carrinhos de bebê, carrinhos de feira ou outras interferências na mobilidade).

No caso de estágios exclusivos para pedestres, o Verde Inicial corresponde ao verde efetivamente reservado ao pedestre, visto que neste caso não ocorre a extensão de verde por detecções sucessivas (o estágio de pedestres é oferecido quando alguma detecção foi memorizada durante o vermelho). Portanto, o dimensionamento do Verde Inicial é diferente para estágios de pedestres. O tempo de piscante normalmente é o maior valor entre um mínimo adotado de 3 ou 4 seg e o tempo para vencer, em passo apressado, o segmento mínimo de travessia com conflito dimensionado por:

$$I_{pisc} = \frac{L'_{ped}}{V'_{ped}} \quad \text{Equação (4.2.1.4)}$$

assumindo uma velocidade com passo apressado V'_{ped} de 1,4 a 2,0 m/s ou $V'_p = 2.V_p$ m/s (que corresponde à fórmula usual $I_{pisc} = \frac{L}{2.V_p}$) para a extensão L'_{ped} que corresponde a um segmento mínimo da travessia com conflito (menor que a travessia integral quando é possível a travessia em etapa ou parte da travessia é pouco exposta a conflitos). Resulta, então, que o Verde Inicial é calculado por

$$VD_{ini,ped} = VD_{mín,ped} = t_{ped} - I_{pisc} \quad \text{Equação (4.2.1.5a)}$$

ou

$$VD_{ini,ped} = VD_{mín,ped} = t_{ped} - I_{pisc} - I_v \quad \text{Equação (4.2.1.5b)}$$

(que exclui o intervalo piscante apenas ou o intervalo de piscante e o intervalo de vermelho de segurança adicional para veículos).

O critério de verde mínimo para escoamento de filas pode ser imposto, em adição ao anterior, como salvaguarda (para proteger a operação do tráfego de algum aspecto que interfira no funcionamento regular do controle atuado). Pode também ser usado quando se pretende garantir maior tempo de verde para algum movimento atuado específico que se deseja priorizar (aumentando sua margem de garantia de capacidade durante a operação), o que pode ser obtido com outros recursos. Neste caso, pode-se dimensionar o verde mínimo de um estágio com base em uma fração razoável (em geral, 75% a 90%) da duração determinada pela necessidade de verde y_i do grupo de tráfego crítico do estágio calculado por:

$$VD_{ini,veic} = 75\% \text{ a } 90\% (y_i \cdot T_{Cmin}) \quad \text{Equação (4.2.1.6)}$$

onde, $y_i = QD_i / FS_i$ é a taxa de solicitação de verde (ou ocupação) do grupo de tráfego crítico do estágio (normalmente aquele com maior y_i) e T_{Cmin} é o tempo de ciclo mínimo do semáforo. O verde mínimo para escoamento das filas e o tempo de ciclo mínimo deve ser avaliado para cada período do dia, utilizando as fórmulas usuais do dimensionamento de semáforos a tempos fixos.

Naturalmente, um Verde Inicial maior restringe a operação do semáforo atuado e limita a sua capacidade de ajustar-se à demanda e esta é a razão básica para recomendar-se usar apenas o critério de segurança na travessia de pedestres. Como restrição mínima, este critério não seria necessário nos períodos de maior demanda, dado que as filas maiores normalmente exigiriam um verde efetivo maior, na ausência de cortes prematuros. O verde mínimo majorado representa uma maior margem de proteção contra eventuais cortes prematuros de verde, da corrente de tráfego específica, mas gera uma maior ociosidade. Os cortes prematuros devem ser evitados pelo cuidado no dimensionamento do Intervalo de Corte mas pode ser difícil de garantir diante de problemas especiais (influência de pontos de ônibus, veículos pesados em aclives, por exemplo), justificando a salvaguarda adicional. Como já comentado, outra possibilidade é usá-la para garantir prioridade a uma corrente de tráfego, que se quer preservar (acarretando maiores atrasos às outras correntes de tráfego) mas existem também outros recursos para cumprir esta necessidade, que serão discutidos adiante.

A parametrização do Verde Mínimo para a via principal com semi-atuação (veicular ou de pedestres) é um outro aspecto a ser mencionado. Para o estágio do movimento secundário, os mesmos critérios discutidos acima são recomendados. A discussão específica refere-se ao Verde Inicial do movimento principal.

No caso do verde mínimo do estágio principal nos semáforos semi-atuados, as aproximações não são monitoradas por detectores e não é possível aplicar as técnicas de priorização que serão discutidas adiante. No entanto, a via principal deve ser preservada de problemas operacionais. Com semi-atuação, os parâmetros usuais do controle atuado não são definidos para a via principal e apenas o Verde Mínimo do seu estágio deve ser programado (não existem Verde Inicial, Unidade de Extensão, Intervalo de Corte ou Verde Máximo para o estágio em que opera a via principal, dado que não há detectores).

Neste caso, o Verde Mínimo para a via principal deve ser maior que o calculado para atuação total, como forma de garantir sua prioridade e suprir a falta de detecção. Para garantir capacidade suficiente para a via principal em todas as condições normais na via principal, deve-se considerar a situação em que os estágios secundários (normalmente apenas um estágio secundário) recebe verde máximo. Recomenda-se, então, adotar

$$VD_{\text{mín,prin}} = \frac{y_{\text{prin}}}{1 - y_{\text{prin}}} \cdot (\sum VD_{\text{máx,sec}} + \sum I) \quad \text{Equação (4.2.1.7)}$$

onde $VD_{\text{mín,prin}}$ é o Verde Mínimo para a via principal (não monitorada por detectores) e $VD_{\text{máx,sec}}$ é o Verde Máximo para a via secundária (calculado segundo o item 4.1.2 a seguir).

Este critério é bastante cuidadoso em proteger a via principal mas reflete os casos típicos de operação e é um critério de atendimento estrito (isto é, não inclui folgas ou margens adicionais). Situações com demandas ou incidentes excepcionais na via principal podem ser acomodadas apenas se as vias secundárias não exigem sistematicamente seu verde máximo (o que seria usual) ou são omitidos (no caso de estágios opcionais).

Quando há estágios opcionais (de demanda reduzida e variável), existe a possibilidade de omissão do estágio em um dado ciclo. Por exemplo, no caso de estágios secundários para fluxos de pedestres comandados por botoeiras, o tempo de verde é fixo (como se os verdes inicial e máximo fossem iguais) e o critério apresentado corresponde a considerar que o estágio de pedestres é executado sistematicamente. Se considerado relevante, a probabilidade de omitir o estágio opcional pode ser estimado por

$p_o = 1 - e^{-q_o \cdot \bar{T}_c}$, com base no fluxo crítico $q_o = \frac{Q_o}{3600}$ do estágio opcional, e utilizado para ponderar seu Verde Máximo ou seu Entreverdes nas fórmulas apresentadas anteriormente (se um estágio secundário é obrigatório, basta fazer $p_o = 1$). O tempo de ciclo \bar{T}_c , médio (considerando a probabilidade de estágios omitidos), deve ser obtido iterativamente com $\bar{T}_c = VD_{\text{mín,prin}} + \sum_{\text{sec}} p_o \cdot (VD_{\text{máx}} + I)$, até obter um valor convergente

No entanto, pode-se criticá-lo por não considerar a possibilidade de que o estágio da via principal receba um tempo maior que o seu mínimo (o que ocorre quando não há detecção de demanda secundária durante seu tempo mínimo) ou que os estágios secundários recebam um tempo menor que o máximo (ou sejam omitidos, no caso de estágios opcionais).

A crítica mencionada acima é especialmente relevante em sistemas com maior demanda e onde o semáforo semi-atuado é utilizado em conjunto com a coordenação com defasagens fixas (*off-line*).

Em geral, um valor entre o tempo de verde programado com o Tempo de Ciclo Mínimo e com o Tempo de Ciclo Ótimo ou Prático programados a tempos fixos seria utilizável (eventualmente majorado para acomodar variações especiais de demanda ou oferta).

No entanto, estes critérios teriam a desvantagem de não ponderar a parametrização adotada para a via secundária, o que ainda poderia gerar saturação da via principal. Por esta razão, o critério acima é recomendado.

Para um semáforo atuado coordenado (seria a situação de um corredor arterial com semáforos atuados), o critério de verde da via principal pode ser ajustado para tratar com mais realismo as condições efetivas de operação e considerar melhor o atendimento às demandas nas vias secundárias. Recomenda-se, então, adotar

$$VD_{\min, \text{prin}} = \frac{y_{\text{prin}}}{X_{\text{prin}}} \cdot T_{\text{comum}} \quad \text{Equação (4.2.1.8)}$$

onde X_{prin} é o grau de uso da capacidade desejado na via principal (normalmente fixado entre 85 e 95%, dependendo do nível de saturação determinado pela demanda no corredor arterial) e T_{comum} é o tempo de ciclo comum no corredor arterial adotado para a coordenação com defasagens fixas (deve aproximar-se de $T_c^{\text{máx}}$, o tempo de ciclo máximo admitido, em corredores mais saturados). Este critério alternativo é um requisito mínimo (recomenda-se, no caso, monitorar a condição de operação na via principal para evitar que a sua prioridade não esteja sendo preservada de forma adequada).

Em um semáforo atuado isolado, esta situação corresponde à extensão do verde da via principal além do seu tempo mínimo e pode ser ignorada. Em um semáforo atuado coordenado (semi-atuado), o critério alternativo discutido acima estabelece um requisito mínimo que não pode ser ignorado. A única situação que merece consideração distinta seria relacionada com a existência de um nível de saturação bastante grande, caso em que seriam justificadas formas de controle de tráfego mais avançadas (com seus custos adicionais).

Por fim, deve-se acrescentar uma observação geral. Existe uma situação importante em que o semáforo atuado funciona com base nos verdes iniciais e executa os verdes mínimos correspondentes: é o caso de rompimento dos laços indutivos (ou qualquer efeito que produza a perda da capacidade de detecção). Este é um dos argumentos que poderia ser utilizado para fixar os verdes iniciais com base nos verdes dimensionados com o tempo de ciclo mínimo, pelo menos (embora, neste caso, deveria ser recomendado estabelecer o verde inicial com base em 100% do verde dimensionado).

A recomendação feita neste item assume que o pessoal de campo dedicará tempo para identificar a existência de laços rompidos (esta situação é normalmente identificada no caso de existir um sistema centralizado com capacidade de monitoração, pelo menos) e que a parametrização do semáforo atuado será ajustada especificamente para compensar a perda de detecção em cada laço rompido (este é o aspecto discutido no item 4.2, adiante). Desta forma, evita-se sacrificar parte dos benefícios obteníveis do controle atuado que ocorreria com a fixação de um Verde Inicial maior (que impediria a eliminação de ociosidades decorrentes de estágios com menor demanda).

Na ausência de pessoal técnico adequado (ou outros recursos necessários), deve sobre-escrever a recomendação dada acima pela definição do Verde Inicial com base no verde estabelecido a partir do tempo de ciclo mínimo ou outra programação semafórica viável. No limite, os verdes iniciais podem ser baseados no dimensionamento a tempos fixos, preservando-se apenas o benefício da adaptação do funcionamento dos semáforos para casos de flutuações de sobre-demanda extremas ou da ocorrência de demandas ou incidentes excepcionais que aumentam significativamente a saturação da interseção.

4.2.2. Recomendação para Definição do Verde Máximo

Os critérios usuais para dimensionamento do verde máximo, estudados em BONETTI (2001), são:

- adotar o tempo de verde dimensionado para tempos fixos, segundo proposta de WEBSTER e COBBE (1966), que inclui uma folga em relação ao verde no ciclo mínimo, ou segundo a proposta de McSHANE e ROESS (1990), que sugerem um grau de saturação de 90% a 95%;
- majorar o tempo de verde dimensionado para tempos fixos em 25% a 50% segundo proposta de KELL e FULLERTON (1982) ou em 20% segundo a proposta de VILANOVA (1990), com base no tempo de WEBSTER e COBBE (1996) ou outro método de dimensionamento;
- dimensionar o tempo de verde para tempos fixos com demanda majorada para a corrente de tráfego, como em BONETTI (2001) que adota 25% de sobre-demanda.

Nos testes de campo foi constatado que uma majoração de 25% no tempo de verde calculado para o controle a tempos fixos funciona de forma adequada. Portanto, adota-se:

$$VD_{\max} = 1,25a1,50.VD_{TF} \quad \text{Equação (4.2.2.1)}$$

para cada estágio, com base nos verdes determinados no dimensionamento a tempos fixos (representados por VD_{TF}). Este critério é particularmente simples e interessante. Como o Verde Máximo restringe a operação do controle atuado e sua capacidade de resposta a eventos excepcionais, a sugestão de majoração de até 50% é muitas vezes considerada mais adequada. Um critério mais cuidadoso deve considerar a majoração de 50% em interseções mais próximas da saturação (Y superior a 80%), com aproximações importantes com uma única faixa (ou duas faixas com interferências). No caso de estágios secundários, deve-se também ponderar se os verdes máximos benevolentes não geram risco relevante de prejuízo para a via principal.

O verde para o controle a tempos fixos pode ser calculado através dos métodos tradicionais (WEBSTER e COBBE, 1966, ou HCM, 2000) e incorpora todas as considerações relativas à demanda e à oferta na operação da interseção semaforizada. Estas considerações são tomadas com base nos dados que representam a operação regular e o critério recomendado, ao incluir uma margem adicional proporcional ao valor dimensionado, mantém seu peso de forma "proporcional" para os estágios. Nos casos de interseções não saturadas, os critérios de programação a tempos fixos já incorporam uma folga de capacidade, ao qual adiciona-se a margem recomendada. Naturalmente, a folga de capacidade é inexistente no dimensionamento a tempos fixos de interseções saturadas mas a

recomendação pode ser mantida para evitar tempos de ciclo muito grandes (com os efeitos decorrentes de impaciência dos condutores e acúmulo de filas extensas).

Vale, no entanto, fazer algumas ressalvas sobre a utilização do critério recomendado, incluindo o tratamento explícito da possibilidade de ter interseções saturadas e da eventual conveniência de distribuir a saturação de forma a privilegiar alguma das aproximações (ao invés de tratá-las igualmente).

Durante os períodos de saturação, o tempo de ciclo dimensionado a tempos fixos tende a seu valor máximo e a operação com controle atuado também tende a um ciclo máximo (ou seja, ambas as aproximações tem seu tempo de verde real estendido até o valor parametrizado como verde máximo). A resposta do dimensionamento a tempos fixos para aumentos proporcionais da taxa de solicitação de verde não é, no entanto, proporcional (os estágios mais solicitados crescem mais que proporcionalmente, em relação aos estágios menos solicitados). A saturação na situação real pode ocorrer, além disso, em função de demandas ou incidentes excepcionais, em apenas uma ou outra das aproximações da interseção operada com o controle atuado.

Com base na observação de campo, pode-se dizer que esta majoração é normalmente suficiente para atender as variações da demanda ocorridas, mas este tipo de comportamento pode depender muito do nível de saturação da interseção. Estes comentários, entretanto, sugerem que o tratamento adequado dos picos regulares (horários de pico) pode diferir do tratamento dos incidentes ou picos excepcionais. Portanto, o efeito do redimensionamento, com taxas de solicitação majoradas, seria mais adequado. Em particular, existe a possibilidade de que o crescimento da demanda traga a saturação da interseção e leve a adotar estratégias de controle distintas (como a de preservar a via mais crítica). A majoração proporcional dos tempos de verde não é capaz de produzir esta mudança de estratégia.

Esta é a justificativa para os critérios baseados em tempos de verde máximo calculados a partir de redimensionamentos com demanda majorada. Uma majoração de 25% nas taxas de solicitação usualmente produz um aumento superior a 25% nos tempos de verde a menos que, como ocorre frequentemente, acarrete a saturação da interseção. No caso de incidentes que reduzem a capacidade pelo bloqueio de faixas de tráfego (ao contrário de demanda majoradas), as alterações nas taxas de solicitação a serem adotadas podem ter de considerar a configuração física das aproximações (em particular o número e a largura de faixas). Poderia ser adequado conjecturar um aumento de 100% em uma aproximação com duas faixas estreitas (que corresponderia ao bloqueio total de uma das faixas e redução da capacidade de dissipar fila à metade) e uma alteração de 10% em uma aproximação com quatro faixas de largura padrão (superior a 3,0 metros).

Em face da falta de proporcionalidade na reação do dimensionamento e da inflexão causada pela mudança da estratégia de controle com saturação (com crescimento da taxa de solicitação em uma ou todas as aproximações), critérios mais robustos normalmente exigiriam uma análise mais meticulosa.

Melhores estudos seriam necessários para se determinar quantitativamente a influência da majoração em cada caso específico mas um técnico cuidadoso pode introduzir critérios baseados no redimensionamento dos tempos semaforicos a tempos fixos a partir das situações discutidas acima. A análise qualitativa da mudança na temporização e do desempenho (em termos de atraso) para combinações de valores de majoração teria de ser utilizada para informar critérios alternativos.

A definição do Verde Máximo é um dos recursos que podem ser utilizados para priorizar as vias mais importantes, de forma similar ao do dimensionamento a tempos fixos tradicional (aumentando o Verde Máximo da via principal ou reduzindo o Verde Máximo da via secundária, em relação ao critério básico de majorar ambos em 25%), embora o item seguinte apresente um critério preferido (aliás, observando as recomendações, podem ser usados um e outro critério).

4.2.3. Recomendação para cálculo do Intervalo de Corte (ou Brecha de Corte)

Em BONETTI (2001) observou-se que em relação ao Intervalo de Corte (ou Extensão de Verde), tem-se:

- critérios práticos/empíricos (depende do posicionamento do detector e da velocidade na aproximação, maior que o intervalo de saturação) propostos em WEBSTER e COBBE (1966), KELL e FULLERTON (1982), McSHANE e ROESS (1990) AKÇELIK (1995);
- estimativa que limita o corte prematuro de verde, com razoável probabilidade, durante o escoamento da fila (VILANOVA, 1990, admite chegadas poissonianas e recomenda probabilidade de corte prematuro menor que 10 % dos ciclos).

Em termos genéricos, boa parte da diferença entre critérios repousa na preponderância do uso do Intervalo de Corte ou da Unidade de Extensão como forma de definir o parâmetro (mais usualmente, a Brecha de Corte ou a Extensão de Verde, no caso de não considerar-se o tempo de ocupação dos detectores).

Na impossibilidade de diferenciar estes parâmetros, como no caso dos controladores nacionais, considera-se mais recomendável fazer o parâmetro corresponder ao Intervalo de Corte (ou Brecha de Corte) e limitar o posicionamento dos detectores a situações que tornassem o verde adicional eficaz como também Unidade de Extensão (ou Extensão de Verde), garantindo a segurança dos veículos que passaram pelos detectores em fila (e devem entrar legalmente na interseção antes do final do verde ou do amarelo).

Para parametrizar o Intervalo de Corte (IC), deve-se reconhecer que o escoamento da fila ocorre com intervalos aleatórios distribuídos ao redor do intervalo de saturação (que corresponde ao inverso do fluxo de saturação S) e adotar critérios conservativos que não acarretem frequência excessiva de cortes de verde prematuros (isto é, término do verde ainda no escoamento das filas, devido às flutuações aleatórias dos intervalos entre veículos). Caso contrário, a frequência excessiva de cortes prematuros será responsável por gerar uma saturação devida à ineficiência do controle atuado. Neste sentido, os critérios recomendados baseiam-se no cálculo teórico (obtido a partir de um modelo para a distribuição de intervalos entre veículos na dissipação da fila), que adota um valor para intervalo de corte

que limite a probabilidade de corte prematuro de verde, durante o escoamento da fila, em cerca de 5% ou 10%.

Este é o critério que deve normalmente ser manipulado para priorizar uma via em relação à outra (a via ou fluxo mais importante deve ter uma probabilidade de corte prematuro menor). Normalmente, o intervalo de corte de fluxos secundários deve ser estabelecido com base na probabilidade limite de 10% para os cortes prematuros. A probabilidade limite de 5% deve ser reservada para dimensionar os intervalos de corte dos fluxos principais.

Assumindo chegadas poissonianas, a probabilidade de um ocorrer um intervalo maior que H_C é $\Pr[H > H_C] = e^{-FS \cdot H_C} \leq p_C$, para o fluxo de saturação de referência FS e para a probabilidade limite p_C para ocorrência de cortes prematuros do verde, tendo-se então $H_C = -\frac{\ln[p_C]}{FS}$ ou mais especificamente

$$H_C = \frac{2,3}{FS} = 2,3 \cdot H_s \quad \text{com } p_C = 0,10 \quad (10\%), \quad \text{Equação (4.2.3.1a)}$$

ou

$$H_C = \frac{3}{FS} = 3 \cdot H_s \quad \text{com } p_C = 0,05 \quad (5\%) \quad \text{Equação (4.2.3.1b)}$$

onde $H_s = \frac{3600}{FS}$ é o intervalo de saturação (obtido a partir do fluxo de saturação FS , em veículos/hora). Naturalmente, pode-se adotar critérios mais exigentes, como probabilidades limite de 2,5% ou 1% (cujos multiplicadores são 3,7 e 4,6). Entre os diversos detectores que monitoram o final de um dado estágio, IC é o valor do intervalo de corte associado à fila crítica (a que é dissipada em um tempo maior). Caso haja variação significativa na fila crítica ao longo dos ciclos, pode-se adotar IC igual ao maior intervalo de corte calculado.

Para os controladores de tráfego que monitoram brechas (como é mais usual), ao invés de intervalo de corte, o parâmetro a ser programado é uma brecha de corte (que deve descontar o tempo que o veículo ocupa o detector) e este valor pode ser calculado como:

$$BC = IC - \delta_p \quad \text{Equação (4.2.3.2)}$$

onde δ_p é o tempo de ocupação do detector para cada veículo.

Para os detectores de passagem (ou pulso), δ_p é uma característica específica de *hardware* (o pulso de detecção) e pode, em geral, ser desprezado.

Para os detectores de presença (o tipo mais usual atualmente). o tempo adotado de ocupação do laço deve considerar o número de faixas da seção de detecção ou de detectores por faixa interligados (seja em série ou em paralelo). Com detectores por faixa independentes, estima-se $\delta_p = \frac{l_d + l_v}{V_n}$, sendo l_d é o comprimento do detector (na direção do fluxo), l_v é o comprimento

médio dos veículos e V_n é a velocidade dos veículos no escoamento das filas (assumido como 40 km/h, em condições normais). Com detectores por seção ou detectores por faixa interligados, pode-se iniciar dividindo δ_p pelo número de faixas ou adotando um valor fixo (da ordem de 1 segundo) mas a monitoração em campo deverá ser especialmente importante para estabelecer um valor final adequado.

Note-se que nos controladores nacionais, a regra é ter de associar os Intervalos de Corte ou, mais usualmente, as Brechas de Corte, aos estágios comandados (dado os controladores não têm a capacidade de monitorar diversos detectores simultaneamente e identificar automaticamente o detector crítico em um dado instante).

Deve-se utilizar, em cada período, os Intervalos de Corte ou Brechas de Corte obtidos para o grupo de tráfego mais saturado, que comandará o tempo máximo de dissipação de fila em um dado período. O detector (ou conjunto de detectores interligados) monitorando seu fluxo deve ser, então, programado (e pode ser alterado para cada período de programação inserido nos planos armazenados, da mesma forma que qualquer outro parâmetro de programação, indicando a utilização de um plano específico nos períodos da tabela horária).

A premissa de admitir chegadas segundo a distribuição de Poisson está sujeita a críticas e supõe condições específicas (escoamento com intervalos uniformes, homogêneos, independentes e aleatórios, com efeito desprezível da existência de uma separação mínima entre veículos e da probabilidade de chegadas simultâneas). Para o escoamento com o fluxo de saturação, estas hipóteses somente poderiam ser defendidas para fluxos usando múltiplas faixas e significa ainda que a interseção tem poucos veículos pesados e não é afetado por interferências significativas, como manobras de estacionamento/parada ou paradas de ônibus e veículos com dificuldade de vencer aclives.

Outras adaptações da fórmula básica apresentada acima foram propostas ou podem ser sugeridas.

Uma primeira modificação seria considerar a composição de tráfego, pelo menos distinguindo automóveis e veículos pesados (eventualmente distinguindo algumas categorias especiais de veículos pesados, como veículos combinados e trens rodoviários). Os fatores equivalentes para estes tipos de veículos em aproximações semaforizadas expressam basicamente a razão entre os intervalos mínimos entre veículos de cada tipo (que corresponderia a um fluxo de saturação específico por tipo de veículo). Um critério de dimensionamento do intervalo de corte baseado em uma probabilidade de corte prematuro global resultaria em uma equação não linear $\Pr[H > H_c] = p_L e^{-FS_L H_c} + p_H e^{-FS_H H_c} \leq p_c$ (onde p_L, p_H são as proporções de veículos leves e pesados e FS_L, FS_H são os fluxos de saturação específicos, que devem ter a razão aproximada dada pelo fator equivalente respectivo). No entanto, existiria a alternativa de adotar critérios também específicos para a probabilidade de corte prematuro p_{cL}, p_{cH} e obter o intervalo calculado como $H_c = \max\{H_{cL}, H_{cH}\}$, obtidos com a fórmula básica.

No entanto, nos controladores baseados em brecha de corte, esta diferença é menos significativa pois corresponde parcialmente à diferença no tempo de ocupação do detector (isto é, os valores de GC serão mais uniformes que os valores de IC). Como este é o caso usual, normalmente pode-se proceder o dimensionamento com base no fluxo de saturação em tráfego misto.

Uma segunda modificação, que passa a ser relevante se a prática de utilizar detectores por faixa tornar-se usual (o que seria tecnicamente recomendado, apesar de acarretar maior custo de instalação dos detectores e de aquisição dos equipamentos), decorre de substituir a hipótese poissoniana por outra mais adequada para fluxo de tráfego em faixa única. Para a situação de dissipação de fila, uma distribuição exponencial deslocada seria a opção natural, fazendo-se o intervalo mínimo igual a $H_M = \gamma.H_s$, com um fator γ entre 0,50 e 0,60 (que corresponde a separar o intervalo mínimo entre veículos $H_s = 3600/FS$, o inverso do fluxo de saturação, em tempo de passagem do veículo e brecha livre entre veículos) e a condição de dimensionamento $\Pr[H > H_C] = e^{-\frac{H_C - H_M}{H_s - H_M}} \leq p_c$, para a probabilidade limite p_c para ocorrência de cortes prematuros do verde, tendo-se então $H_C = \frac{\gamma}{FS} - \frac{\ln[p_c]}{FS} \cdot (1 - \gamma)$, para o fluxo de saturação de referência FS, ou mais especificamente

$$H_C = 1,65/FS = 1,65.H_s \text{ com } p_c = 0,10 \text{ (10\%)}, \quad \text{Equação (4.2.3.a)}$$

ou

$$H_C = 2/FS = 2.H_s \text{ com } p_c = 0,05 \text{ (5\%)}, \quad \text{Equação (4.2.3.b)}$$

onde $H_s = 3600/FS$ é o intervalo de saturação (obtido a partir do fluxo de saturação FS, em veículos/hora). Novamente, pode-se adotar critérios mais exigentes, como probabilidades limite de 2,5% ou 1% (cujos multiplicadores são 2,35 e 2,8). Estes coeficientes correspondem ao valor de γ igual a 0,5 (para γ igual a 0,6, os coeficientes seriam 1,5; 1,8; 2,1 e 2,45).

Para obter as brechas de corte, a mesma fórmula pode ser utilizada. No entanto, valores teoricamente consistentes para a velocidade de escoamento na fila seriam obtidos com a condição

$$\frac{\ell_v}{V_n} = \frac{\gamma}{FS} \quad (\text{tem-se aproximadamente } 30 \text{ km/h para fluxo de saturação de } 1500 \text{ v/h, em valores redondos}).$$

Com os valores consistentes de velocidade, as brechas de corte poderiam ser determinadas com os

$$\text{coeficientes reduzidos de } \left(1 + \frac{\ell_d}{\ell_v}\right) \cdot \frac{\gamma}{FS}, \text{ usando a mesma fórmula (a}$$

correção depende do comprimento do detector e do veículo; no entanto, para os casos usuais no Brasil, pode-se reduzir os coeficientes do valor de γ , pois ℓ_d é bem menor que ℓ_v).

Uma fórmula generalizada, consistente, para filas em N_f faixas, pode ser obtida considerando $\gamma_N = \frac{\gamma}{N_f}$ ($\gamma \cong 0,5$) e $\frac{\ell_v}{V_n} = \frac{\gamma_N}{FS_N}$, tendo-se então $IC = \frac{\gamma_N}{FS_N} - \frac{\ln[p_c]}{FS_N} \cdot (1 - \gamma_N)$ ou $BC \cong -\frac{\ln[p_c]}{FS_N} \cdot (1 - \gamma_N)$, onde γ_N e FS_N são os valores correspondentes às N_f faixas.

Novamente, valeriam os comentários relativos aos critérios baseados na consideração da composição de tráfego. Embora mais justificado, a distinção seria provavelmente ainda menos relevante para o caso usual de controladores baseados na brecha de corte (portanto, a consideração da composição de tráfego seria importante somente para controladores que utilizam diretamente o intervalo de corte, especialmente com detecção por faixa).

Em qualquer caso, o dimensionado deverá considerar o fluxo de saturação de referência FS correspondente ao movimento crítico de cada estágio e ao esquema de instalação dos detectores. Com detectores por seção ou detectores por faixa interligados deve-se usar o fluxo de saturação correspondente a todas as faixas da seção (é possível usar detectores por faixa, normalmente apenas para a faixa crítica, e utilizar o fluxo de saturação correspondente na parametrização). Deve-se também ponderar que uma maior margem de segurança deve ser fixada para aproximações com detecções por faixa (nestes casos, o modelo poissoniano é menos adequado e a variância real é maior, em termos relativos).

Em termos práticos, a observação de campo mostra que os intervalos calculados com as equações recomendadas substituem a frequência de cortes prematuros e isto leva a introduzir correções empíricas para os valores obtidos com a fórmula teórica. Esta correção deve ser comedida porque o aumento do Intervalo de Corte ou Brecha de Corte programado tem o efeito colateral de prolongar o tempo de verde além do necessário para escoar as filas acumuladas (o que se denomina de verde não saturado ou ocioso).

Como critério prático para introduzir a correção necessária, VILANOVA (1990) recomenda que IC tome um valor majorado em relação a H_c sempre que possível. A viabilidade é avaliada em função do somatório das taxas de solicitação dos movimentos críticos em cada estágio do plano semaforico ser menor que 0,90 (ou seja 90 %) tendo-se:

$$IC = \frac{0,90}{\sum y} \cdot H_c \quad \text{quando } \sum y < 0,90 \quad \text{Equação (4.2.3.4a)}$$

e

$$IC = H_c \quad \text{caso contrário} \quad \text{Equação (4.2.3.4b)}$$

o que automaticamente diminui a probabilidade de corte prematuro do verde nos períodos menos saturados. De forma geral, este ajuste não é recomendado mas a monitoração de campo pode indicar a conveniência de majorar o intervalo de corte, se necessário. Esta recomendação não é totalmente adequada porque a sub-estimativa da frequência de cortes prematuros continua manifestando-se nos

períodos de maior saturação, exatamente a situação em que a perda de eficiência decorrente é maior e mais importante.

Como pode-se ver, diversos aspectos não estão incorporados na fórmula básica. Por este motivo, recomenda-se que a implantação do controle atuado seja monitorada em campo, como descrito adiante, para garantir que o critério adotado é eficiente para limitar cortes prematuros e evitar ociosidade excessiva. Além disso, o valor para o fluxo de saturação deve considerar valores medidos em condições normais e uma margem para situações usuais específicas (por exemplo, uma redução de 10% para chuva normal).

4.2.4. Definição da Unidade de Extensão (ou Extensão de Verde) ou Limitações para o Posicionamento dos Laços Detectores e Uso do Controle Atuado

Segundo as recomendações anteriores, o posicionamento dos detectores veiculares junto à linha de retenção (de 10 a 15 metros) deve favorecer a identificação do término da fila e, desta forma, maximizar a eficiência da atuação. Esta diretriz é perfeitamente consistente com o conceito incorporado à lógica da atuação tradicional (alocar o tempo para dissipação da fila a cada estágio) mas somente pode ser praticado quando as filas usuais estendem-se além dos detectores, com alguma regularidade.

Como anteriormente discutido, o posicionamento dos detectores longe da linha de detecção pode gerar maiores probabilidades de corte prematuro no verde estendido (porque a variabilidade dos intervalos é maior) e exige que o verde inicial seja dimensionado para escoar uma fila eventualmente armazenada após o detector (pelo menos para os controladores usuais, que não acumulam as detecções ocorridas no vermelho). Como as filas variam de ciclo a ciclo, o controle atuado seria mais efetivo quando parte relevante dos ciclos tem filas que vão além dos detectores (isto é, nos períodos de maior demanda). Nos períodos de menor demanda, se os verdes iniciais são baixos, o controle atuado ainda é vantajoso (os verdes maiores somente seriam utilizados quando solicitado pela demanda), pelo menos quando os verdes iniciais são menores que os que seriam programados a tempos fixos. Caso contrário, seria melhor operar com tempos fixos em períodos de menor demanda.

Na medida que a posição dos detectores é mais recuada, as circunstâncias em que o controle atuado deve ser preterido são mais frequentes (menos períodos terão controle atuado).

No entanto, detectores muitos recuados nunca devem ser usados quando pretende-se utilizar o controle atuado. O posicionamento dos detectores antes da linha de retenção parece buscar um adicional de eficiência que seria obtido pela sincronização do início do verde com a chegada de pelotões (detectadas com antecipação) que o controle atuado pelo tráfego tradicional não é capaz de garantir. Na melhor hipótese, o controle atuado tradicional poderia beneficiar-se de detectores antecipados da distância percorrida no entreverde do estágio concorrente (algo da ordem de 50 m), mas apenas na circunstância de ausência de chegadas significativas na aproximação principal durante o verde inicial do estágio concorrente (além da ausência de filas residuais do ciclo anterior na aproximação principal) e de uma resposta imediata à solicitação de demanda da via principal (o que somente decorreria de ausência de demanda no estágio concorrente).

Além disso, observou-se anteriormente que laços indutivos antecipados tornam importante distinguir dois parâmetros do controle atuado tradicional que são frequentemente associados: o Intervalo de Corte e a Unidade de Extensão (ou a Brecha de Corte e a Extensão de Verde, para controladores que excluem o tempo de ocupação do laço detector). O Intervalo de Corte deve detectar o final da dissipação da fila. No entanto, quando os detectores estão muito recuados (mais de 50 metros antes da linha de retenção), o tempo decorrido até decidir a finalização do verde pode ser insuficiente para garantir que o último veículo detectado cruzou a linha de retenção ainda no verde ou, pelo menos, no amarelo. A Unidade de Extensão deve, então, ser maior que o Intervalo de Corte, provendo o tempo adicionalmente requerido (que pode ser também associado ao parâmetro de Retardo de Verde, calculado como a diferença entre a Unidade de Extensão e o Intervalo de Corte, se positiva). O mesmo aplica-se à Brecha de Corte e à Extensão de Verde. Em outros países, particularmente nos EUA, podem ser usadas linhas de detectores múltiplas ao longo da aproximação, empregando detectores antecipados (*advance detectors*) e de linha de retenção (*stop-line detectors*). Os estágios são encerrados somente se nenhum detector é atuado e, neste caso, abandona-se a lógica (robusta) de dissipação de filas.

A discussão a ser feita a seguir considera uma outra perspectiva: determina-se o limite imposto para o posicionamento dos detectores, quando não é possível diferenciar a Unidade de Extensão do Intervalo de Corte, e define-se os períodos em que o controle atuado deve ser preterido (utilizando-se o controle tradicional a tempos fixos). Esta discussão permite também apresentar os critérios recomendados para determinar a Unidade de Extensão, de forma complementar, para os casos raros em que for possível diferenciar um e outro parâmetro (ou utilizar o parâmetro correspondente de Retardo de Verde). A localização dos detectores próximos da linha de detecção propicia valores de unidade de extensão de verde menores que os intervalos de corte e, desta forma, não torna importante diferenciá-los. A discussão feita a seguir permite entender qual distância significa proximidade relevante e como tratar os casos com detectores posicionados a distâncias maiores da linha de retenção.

Segundo BONETTI (2001), o princípio observado ao dimensionar a Unidade de Extensão pode envolver a segurança ou o conforto dos usuários. Argumentou-se anteriormente que a segurança pode ser normalmente garantida por intervalos de entreverdes adequadamente dimensionados (evitar a frustração causa pelo corte prematuro do verde, decorrentes de intervalos de corte ou verdes máximos mal dimensionados seriam mais importante para a segurança adicional).

O princípio de fluidez ou segurança é, entretanto, formulado de forma similar e pode ser resumido no objetivo de permitir que o último veículo que sensibilizou o detector, antes de um intervalo de corte, seja capaz de cruzar a linha de retenção ainda com verde para seu movimento. Como argumentado anteriormente, o princípio de permitir a passagem até o final do amarelo pode também ser considerado adequado na maior parte dos casos.

Em função destes princípios, recomenda-se que a Unidade de Extensão UE seja calculada por

$$UE = \frac{d_s}{V_n} \quad \text{Equação (4.2.4.1a)}$$

ou

$$UE = \frac{d_s}{V_n} - I_a \quad \text{Equação (4.2.4.1b)}$$

onde d_s é a distância do detector à linha de retenção, V_n é a velocidade dos veículos no escoamento da fila (usualmente assumido como 40 km/h, em condições normais) e I_a é a duração do intervalo de amarelo. Para os controladores que utilizam Brechas de Corte e Extensões de Verde, os valores correspondentes seriam

$$EV = \frac{d_s}{V_n} - \delta_p \quad \text{Equação (4.2.4.2a)}$$

ou

$$EV = \frac{d_s}{V_n} - \delta_p - I_a \quad \text{Equação (4.2.4.2b)}$$

onde δ_p o tempo de ocupação do detector para cada veículo (discutido no final do item 4.1.3).

O Retardo de Verde correspondente seria obtido como

$$RV = UE - IC = EV - BC \quad \text{Equação (4.2.4.3)}$$

se positivo (caso contrário, seria adotado um valor nulo).

O veículo seguinte não precisa ser considerado porque os tempos de entreverde são normalmente dimensionados para permitir sua parada ou sua passagem pela linha de retenção até o final do amarelo e a limpeza da interseção até o final do vermelho de segurança. O uso de múltiplas linhas de detectores (com detectores antecipados) altera esta lógica e busca distinguir vias que devem ser priorizadas, garantindo que uma nova detecção em qualquer dos detectores comande uma extensão de verde (esta é uma prática comum nos EUA mas raramente utilizada no Brasil).

Os valores de Unidade de Extensão (ou Extensão de Verde) são considerados apenas quando forem positivos (caso contrário, pode-se adotar valores nulos). Quando a Unidade de Extensão (ou a Extensão de Verde) for insuficiente, o último veículo detectado antes de identificar a dissipação de fila não poderá ser normalmente escoado (como ocorreria com o corte prematuro do verde) mas os intervalos de amarelo devem permitir que sua parada ocorra com segurança. A insegurança potencial decorreria, portanto, somente de uma frustração do veículo em fila que motivasse a transgressão do semáforo (novamente, como ocorreria com o corte prematuro do verde).

Note que o critério menos conservador, que permite ao último veículo pode passar durante o intervalo de amarelo, é perfeitamente legal e deve ser normalmente seguro. Salvo alguma circunstância peculiar, este é o critério recomendado para os casos em que é possível diferenciar o Intervalo de Corte da Unidade de Extensão (ou diferenciar a Brecha de Corte da Extensão de Verde).

Quando a diferenciação não é possível, a compatibilidade do posicionamento do detector com um valor para a Unidade de Extensão ao Intervalo de Corte, impõe que $UE \leq IC$ ou

$$d_s \leq V_n \cdot (IC) \quad \text{Equação (4.2.4.4a)}$$

ou

$$d_s \leq V_n \cdot (IC + I_a) \quad \text{Equação (4.2.4.4b)}$$

que corresponde ao critério limite de proximidade dos detectores em relação à linha de retenção. Neste caso, pode-se adotar a Unidade de Extensão de verde igual ao Intervalo de Corte, como acontece na maioria dos equipamentos no Brasil e no exterior.

Quando não se pode evitar que o último veículo que sensibiliza o detector não seja capaz de passar pela linha de retenção ainda no verde corrente, ou até o final do amarelo, aumenta a probabilidade de transgressão do vermelho, o que pode gerar alguma insegurança decorrente da frustração dos motoristas. O único recurso usualmente disponível, quando isto for inevitável, é aumentar o intervalo correspondente ao vermelho de segurança (apesar do efeito nocivo em termos de educação no trânsito, o recurso pode ser eficaz para evitar acidentes nas mudanças de estágio).

Como comentado anteriormente, o uso de detectores posicionados longe da linha de retenção torna necessário verificar a condição de escoamento da fila acumulada entre os detectores e a linha de retenção deve também ser verificada (para uma distância

d_s deve-se ter um Verde Inicial da ordem de $VD_{ini} \geq T_{p0} + \frac{d_s}{S_f \cdot l_v}$ (ou

$VD_{ini} \geq 2\text{seg} + \frac{d_s(m)}{3a4}$, para d_s em metros). Na medida em que o Verde Inicial decorrente desta condição seja superior ao que seria dimensionado a tempos fixos, o ciclo aumenta artificialmente e a lógica do controle atuado acaba não sendo acionada (as filas dissipam-se antes de terminar o Verde Inicial).

O controle atuado tradicional também perde a eficácia quando os detectores estão posicionados em uma seção que frequentemente fica após o final da fila usual nas aproximações críticas de um estágio (o que normalmente sempre ocorreria nos estágios de menor demanda, em qualquer semáforo). Uma condição usual é esperar que as filas iniciais (no início do verde de um estágio) toquem a posição dos detectores em uma frequência razoável dos ciclos. Para estágios com maior duração, os detectores podem ser atingidos pelas filas até metade do verde, mas ainda com regularidade razoável. Ainda se estas condições não são observadas mas os Verdes Iniciais foram determinados pelo atendimento mínimo de veículos e pedestres, o controle atuado ainda pode ser mantido (a programação a tempos fixos não seria melhor e perderia a capacidade de atender situações excepcionais)

O controle atuado, mesmo quando existem controladores e detectores implantados, poderia ser preterido somente se:

- os Verdes Iniciais são maiores que os valores mínimos de atendimento de veículos e pedestres, usualmente em função do posicionamento recuado dos detectores implantados;

- a demanda é baixa em certos períodos, de forma a tornar os tempos de Verde Inicial excessivos (isto é, ociosos para o escoamento do tráfego e desnecessários para a segurança viária).

Considerando que os detectores estão posicionados a uma distância d_s que exige um Verde Inicial maior que o requerido pelas condições de escoamento do tráfego e segurança viária, o controle atuado deve ser preterido em um período específico se as filas usuais não atingem a posição dos detectores com uma regularidade satisfatória (devendo-se, então, adotar uma programação a tempos fixos para o período correspondente). Se os controladores não permitem variar o modo de operação, isto pode ser feito adotando tempos mínimos e máximos iguais aos dimensionados a tempos fixos.

A condição relativa à posição usual atingida pelas filas pode tomar como base as estimativas do dimensionamento a tempos fixos do período considerado, e a condição de decisão para utilizar o controle atuado pode ser expressa por

$$3,5a4,5.VM(seg).\frac{QD}{FS-QD} \geq d_s(m) \quad \text{Equação (4.2.4.5)}$$

onde VM é tempo de vermelho, com demanda QD e fluxo de saturação FS (veículos/hora) em N_f faixas (justificando o uso da atuação com a verificação da condição).

Se o tempo de verde e o tempo de ciclo dimensionados a tempo fixo para o período em análise são VD_{TF} e T_{cTF} , as filas iniciais usuais podem ser estimadas com $VM = VM_{TF} \cong T_{cTF} - VD_{TF} - I_A$, a duração do vermelho correspondente. Nos períodos de pico, esta condição deve normalmente ser válida e deve ser verificada também com o tempo de ciclo mínimo (isto é, com $VM = VM_{TMín} \cong T_{cTMín} - VD_{TMín} - I_A$), mas a condição é naturalmente mais restritiva fora dos picos.

Embora esta expressão ignore que o efeito da extensão horizontal das filas, o controle atuado deve executar ciclos menores que os de tempos fixos (pelo menos para as situações usuais, sem saturação). Além disso, a rigor, a condição deveria ser verificada com o fluxo de tráfego durante o tempo de vermelho que, em sistemas coordenados, pode ser significativamente menor que o fluxo de tráfego médio QD , o que pode tornar as filas iniciais menores (aspecto que, aliás, pode ser considerado qualitativamente para reduzir o limite de demanda calculado) .

No entanto, reitere-se que a consideração deve ser adotada nos períodos específicos em que a condição é violada e somente quando o Verde Inicial é maior que o requerido pelas condições mínimas de expectativa dos condutores e segurança dos pedestres. Caso contrário, o controle atuado deve ser mantido inclusive nos períodos específicos, pois seria potencialmente superior (não há, neste caso, qualquer perda pois o controle nunca poderia executar tempos menores que os mínimos).

4.3. Recomendação para Utilização de Estágios Opcionais (Não Obrigatórios)

Como anteriormente comentado, os estágios de menor demanda em um semáforo podem apresentar ciclos semaforicos em que não há demanda a ser atendida e o tempo de execução correspondente pode ser reduzido do tempo de ciclo ou distribuído aos demais estágios.

Em semáforos semi-atuados com plano semaforico simples de dois estágios, recursos deste tipo são desnecessários (dado que a extensão de verde para a via principal tem o efeito correspondente a saltar estágios opcionais, com a vantagem de poder ser aplicado em medida contínua, sem interromper o fluxo principal até a solicitação de demanda na via secundária).

Em semáforos totalmente atuados ou em semáforos semi-atuados com planos mais complexos (uma situação pouco usual). A utilização deste recurso pode ser interessante mas deve ser analisado porque pode ser necessário implantar detectores específicos para comandar os movimentos de baixa demanda (que, aliás, normalmente serão posicionados logo antes das linhas de retenção correspondentes, ao invés de recuados). Se o recurso for pouco produtivo (isto é, se grande parte dos ciclos solicitam normalmente a execução do estágio opcional), os custos adicionais podem ser evitados fazendo os estágios obrigatórios.

Em corredores operados com semi-atuação e coordenação *off-line* (isto é, defasagens fixas, programada por tabela horária), muitos controladores impõe a utilização de planos semaforicos simples, nos quais os estágios opcionais não poderiam ser utilizados. Mesmo quando isto não acontece, os ciclos semaforicos em que os estágios opcionais são omitidos podem perturbar de forma significativa o atendimento aos pelotões formados na via principal e tornar a coordenação semaforica menos eficaz. Embora não afetem, em geral, os tempos de viagem, acarretam quebra da progressão e filas mais extensas das que ocorreriam em outros casos. Deve-se também ponderar que, muitas vezes, os estágios destinados a fluxos veiculares de baixa demanda servem também a travessias de pedestres, caso em que a sua omissão aumenta o atraso ou reduz a segurança dos pedestres.

Na ausência de considerações qualitativas, como as mencionadas acima, o critério recomendado para decidir se um estágio deve ser opcional (ou não), incluindo estágios destinados ao atendimento de veículos ou de pedestres, é baseado na probabilidade de haver demanda para o estágio em um dado ciclo semaforico. Não existem critérios amplamente testados para decidir se um estágio deve ser opcional ou não. Recomenda-se adotar estágios opcionais quando existe uma probabilidade efetiva de omití-los em um ciclo semaforico, fixada em 50% (ou pelo menos 25%). Assumindo novamente chegadas poissonianas, a condição seria expressa pela probabilidade de não ocorrer chegadas no ciclo (isto é, de omitir o estágio) ser maior que o limite fixado, ou seja $\Pr[H > T_c] = e^{-QD \cdot T_c} \leq p_L$, para a demanda de tráfego específica QD e para a probabilidade limite p_L .

Portanto, a condição seria traduzida em uma demanda mínima, em cada período considerado, dada por $QD = -\frac{\ln[p_L]}{T_C}$ ou mais especificamente:

$$QD = 3600 \cdot \frac{0,69}{T_C} = 42/T_C(\text{min}) \quad \text{com } p_L = 0,50 \quad (50\%) \quad \text{Equação (4.3.1a)}$$

ou

$$QD = 3600 \cdot \frac{1,39}{T_C} = 83/T_C(\text{min}) \quad \text{com } p_L = 0,25 \quad (25\%) \quad \text{Equação (4.3.1b)}$$

que pode ser avaliada para ciclos de 1 ou 2 minutos (a situação que for considerada mais representativa do local). Demandas superiores ao valores acima dispensariam o uso de estágios opcionais.

4.4. Recomendação para Reparametrização no Caso de Rompimento dos Laços Detectores

Os critérios apresentados acima serão suficientes para garantir a operação adequada dos semáforos operados com controle atuado, na grande maioria dos casos, para a situação em que todos os detectores estejam funcionando normalmente. É necessário, entretanto, discutir as adaptações a serem adotadas para a situação em que um ou mais laços detectores tenham problemas de funcionamento e prejudiquem a detecção veicular na aproximação correspondente.

Na ocorrência de ruptura dos laços detectores para uma aproximação, o controlador terá como leitura a ausência de demanda, dado que os controladores nacionais não distinguem a falta de detecção da falta de atuação (pode-se apontar que o não tratamento desta situação por parte dos controladores de tráfego apresenta-se como uma falha de projeto, uma vez que as duas situações poderiam facilmente ser diferenciadas pela ausência de corrente no laço detector no momento de sua ruptura).

Na situação em que há laços independentes por faixa, uma faixa adjacente pode eventualmente substituir a faixa inicialmente considerada crítica (uma situação usual, quando a repartição da demanda entre faixas não é excessivamente desequilibrada). Se o controlador semafórico identifica automaticamente o detector crítico, não é necessário intervir. Caso contrário, basta alterar a informação de identificação do detector que controla o estágio afetado para algum dos detectores que permanece em funcionamento.

Esta é principal vantagem da detecção por faixa, para os controladores atuais (seria ainda maior se houvesse o recurso de identificação automática do detector crítico).

Na situação usual em que há um laço para toda a aproximação ou os laços de cada faixa estão interligados em série, o estágio controlado pelo detector rompido funcionará com verde mínimo (o Verde Inicial mais uma Unidade de Extensão), o que normalmente trará problemas para a operação do tráfego. As observações feitas a seguir referem-se a esta situação.

Na situação menos usual em que os laços detectores são instalados por faixa e interligados em paralelo, pode ocorrer o caso de detecção parcial e pode-se então buscar revisar o cálculo das Extensões de Verde utilizando um fluxo de saturação reduzido correspondente. A adoção desta estratégia não é normalmente recomendada e deve-se adotar, conservativamente, o mesmo procedimento descrito a seguir.

O mesmo deve ser dito do caso em que o detector da faixa crítica foi afetado e nenhum dos demais detectores do mesmo grupo de tráfego pode substituí-lo adequadamente (ou o detector é único).

Naturalmente, estas situações exigem que a operação dos semáforos atuados deva ser monitorada, qualitativamente apenas, para identificar a situação de ciclos curtos e falta de capacidade que indica falha de funcionamento dos laços. Os próprios usuários do sistema viário perceberão esta operação inadequada e usualmente relatarão a deficiência ao órgão gestor do trânsito. A existência de um sistema centralizado de supervisão, monitoração e/ou operação semafórica também permite identificar este tipo de deficiência com facilidade. Estas circunstâncias não devem dispensar, entretanto, a existência de uma equipe de operação de tráfego preparada para cumprir a rotina de monitoração regularmente (em geral).

Identificado o problema, é necessário revisar a parametrização semafórica para adequá-la à situação. No limite, a revisão pode levar à implantação de um controle a tempos fixos mas este é um recurso último, que deve ser evitada se a reparametrização for aplicada ao(s) estágio(s) afetado(s), progressivamente (até o conserto dos laços rompidos).

Como recomendação principal, deve-se revisar o Verde Mínimo do estágio afetado para um valor correspondente ao seu dimensionamento a tempos fixos, com o ciclo mínimo ou outro ciclo majorado, quando houver o rompimento do laço detector da sua aproximação. O valor a ser adotado deve levar em conta a importância relativa na interseção e assumir 90% a 100% do valor dimensionado a tempos fixos quando este inclui uma folga adequada em relação ao ciclo mínimo. Em geral, se a aproximação afetada for da via principal, o Verde Mínimo deve assumir 100% do valor calculado para tempos fixos. Se a aproximação for a da via secundária, o Verde Mínimo deverá ser 90 % do calculado a tempos fixos (para evitar que sua folga ocorra em prejuízo da via principal). Estes critérios podem adotados também se a interseção é saturada, baseados na repartição correspondente ao ciclo máximo.

Se um grande parte dos detectores estiverem fora de funcionamento, aí sim deve-se passar ao dimensionamento a tempos fixos. A opção de alterar o modo de operação para tempos fixos é normalmente feita adicionando planos de tráfego (se a capacidade de armazenamento de planos do controlador ainda não foi esgotada), de forma a manter armazenados os planos de tráfego atuados (que serão reutilizados quando os laços detectores tiverem a manutenção requerida). Em geral, a alteração pode ser feito ainda no controle atuado pela revisão simultânea do Verde Máximo para o mesmo valor adotado para o Verde Mínimo (como forma de eliminar a atuação no estágio afetado, sem alterar os demais parâmetros do

controlador, especialmente no caso de não poder adicionar planos de tráfego).

Naturalmente, estas tarefas serão tanto menos frequentes quanto melhor for a execução da implantação dos laços indutivos.

Se não se deseja ter a dependência crítica de todo o trabalho de monitoração e reparametrização, existe a opção anteriormente discutida (no item 4.1.1) de utilizar a parametrização básica com um Verde Inicial alto, baseado na temporização de tempos fixos, sacrificando parte do benefício obtenível com o controle atuado.

A evolução dos controladores nacionais, que pode ser esperada a partir da maior utilização do controle atuado, pode contribuir para reduzir este encargo ao detectar laços rompidos (ou laços cobertos, que sinalizam detecção contínua) e incorporar estratégias específicas de controle para estes casos (entre estas, a seleção automática de um detector substituto seria a mais recomendada). Recursos desta natureza estão normalmente disponíveis nos sistemas centralizados de controle semafórico e podem ser incorporados com facilidade.

5. MONITORAÇÃO E AJUSTE EM CAMPO

Os métodos recomendados para parametrização do Verde Inicial, do Verde Máximo e do Intervalo de Corte/Unidade de Extensão não propiciam valores que eliminem a necessidade de ajuste em campo e, portanto, é necessário acompanhar o funcionamento inicial para avaliar o desempenho do controle atuado pelo tráfego, de tal modo a ser possível obter uma operação aprimorada, garantida através de ajustes finos coerentes com a observação de campo. A necessidade de ajustes maiores indica erros nos procedimentos de cálculo e devem motivar a revisão dos dados e métodos para obter novos parâmetros (e critérios de parametrização) mais adequados.

Além disso, a gestão responsável do tráfego impõe uma contínua avaliação e monitoração dos impactos das intervenções ensejadas, como forma de mensurar os custos e benefícios reais decorrentes de cada ação e identificar os procedimentos a serem disseminados ou melhor estudados (muitas vezes, a implantação equivocada é o motivo de insucessos observados). No caso do controle atuado, este é um aspecto fundamental (seguindo a visão de que sua implantação decorre da ponderação de custos e benefícios para a operação semafórica).

Existem métodos de análise, razoavelmente recentes (por exemplo, os incorporados ao HCM 1997 e 2000) e ainda pouco utilizados, para previsão do desempenho operacional obtido com o controle atuado e uma dada parametrização. Estes métodos estão resumidos no Apêndice C, com base em AKÇELIK (1996) e LIN (1982), que são a base das recomendações incorporadas ao HCM (2000), e permitem ter uma análise prévia do resultado esperado. No entanto, conforme BONETTI e PIETRANTONIO (2002), a avaliação obtida é parcial (por não avaliar cenários de demandas e incidentes excepcionais) e imprecisa (por deficiências do método de análise proposto).

A seguir, o procedimento recomendado para ajuste em campo da parametrização definida (seguindo os critérios recomendados no capítulo anterior ou outros métodos) é descrito. Os procedimentos usuais de monitoração dos resultados de campo são, então, descritos (adotando-se os procedimentos recomendados no HCM, 2000, que facilitam a mensuração por faixa de tráfego; os métodos usuais no Brasil, descritos em VASCONCELOS, 1982, são mais adequados quando se quer apenas os dados totais por aproximação). Outros procedimentos podem ser utilizados e outros dados podem também ser coletados para monitoração (ver ROBERTSON *et alli*, 1994).

5.1. Procedimento de ajuste em campo

Como proposta de procedimento de ajuste em campo, é recomendado que simultaneamente ao carregamento das parametrizações calculadas nos controladores semafóricos seja realizada a observação dos cortes prematuros, das ociosidades do verde (verdes sem fila ou não saturados), dos estágios

restringidos pelos verdes mínimos e máximos e, por conseqüência, dos tempos de ciclo. Estes problemas revelam restrições do limite de eficiência atingível em certo local ou insuficiências dos procedimentos técnicos atuais, que motivam pesquisas científicas destinadas a aprimorá-los mas tem de ser contornadas com os procedimentos de ajuste em campo. A monitoração de campo deve eliminar os problemas relevantes em dado local.

O ponto mais importante da monitoração inicial é a observação (e eliminação) de problemas relacionados com frequência excessiva de cortes prematuros de verde. Os cortes prematuros de verde são identificados por ocorrerem diante de fila na aproximação e antes do verde máximo estabelecido. Este mal-funcionamento, quando em proporção excessiva, decorre de um valor inadequado para o Intervalo de Corte ou Brecha de Corte (ou por ter sido usado um valor de Intervalo de Corte quando o controlador utiliza um parâmetro de Brecha de Corte). A monitoração também permite verificar o funcionamento adequado dos detectores e dos módulos de detecção (e certificar-se que está correta a informação sobre o detector que controla cada estágio, introduzida no controlador semafórica) e sobre a eventual necessidade de ajustar sua calibração (ver item 3.4).

Os métodos recomendados para parametrização não levam em conta, por exemplo, os efeitos da composição veicular das correntes de tráfego no cálculo do intervalo de corte, além de ignorar interferências locais (paradas de coletivos, manobras de estacionamento, travessias de pedestres) que geram intervalos maiores. A monitoração em campo é necessária para suprir estas deficiências, uma vez que se observa a existência eventual de situações em que os valores de cálculo não satisfizem integralmente os princípios que inspiram os critérios de projeto (5% ou 10% de cortes prematuros), principalmente durante os períodos de pico.

Observando-se a operação de uma aproximação, após o período de Verde Inicial (ou verde mínimo), não deve ocorrer a interrupção do verde sem que a fila formada durante o intervalo de vermelho tenha sido totalmente dissipada. Se a interrupção ocorrer, diz-se que houve um corte prematuro do verde, a menos de ter sido atingido o limite estabelecido pelo Verde Máximo. Não se tratando de uma interseção saturada ou da ocorrência de uma demanda ou incidente excepcional, o Verde Máximo também não deveria estar sendo atingido com frequência (se isto ocorrer, seria necessário revisar os dados ou os cálculos utilizados para parametrização e eliminar prováveis erros, notando que o erro na parametrização de um estágio pode afetar a operação de outros estágios, por alterar sua repartição no ciclo).

O procedimento de ajuste deve observar uma seqüência de 10 ciclos ou mais (recomendável observar 20 ciclos do mesmo período para a aceitação final da parametrização selecionada), devendo-se concentrar a monitoração no grupo de tráfego crítico de cada estágio (aquele que demora mais tempo para dissipar as filas). Se a frequência de cortes prematuros for excessiva (em geral mais de 5%, 1 em 20 ciclos, ou 10%, 1 em 10 ciclos), uma das premissas de cálculo do controle atuado pelo tráfego não foi atendida e deve-se aumentar progressivamente o parâmetro correspondente ao Intervalo de Corte ou à Brecha de Corte programada (que usualmente admite

incrementos de 0,1 segundos) e renovar a observação até aproximar a frequência de cortes prematuros ao limite aceito (5% ou 10%). O procedimento de observação e ajuste pode analisar todos os estágios simultaneamente, desde que os dados de cada um sejam adequadamente anotados em separado (usando planilhas como as apresentadas adiante).

O problema oposto é menos frequente mas pode também ocorrer, situação em que o aumento do Intervalo de Corte ou da Brecha de Corte ou um valor inicial inadequadamente alto pode acarretar a observação de uma proporção muito grande do verde operando sem filas (chamado de ociosidade, verde sem fila ou não saturado). O controle atuado tradicional baseia-se na estratégia de dar um tempo mínimo para cada estágio (o tempo necessário para dissipação da fila acumulada) e logo passar aos demais estágios (buscando a maior produtividade do escoamento do tráfego a partir de uma fila contínua).

O procedimento de campo deve, também, verificar a proporção do verde sem fila (não saturado ou com fluxo reduzido). Da mesma forma, observando-se a operação de uma aproximação, após o período de Verde Inicial (ou verde mínimo), verifica-se se a aproximação continua recebendo verde ainda após a dissipação da fila formada (durante o intervalo de vermelho ou durante a própria dissipação da fila). Esta situação corresponde a uma redução do fluxo de tráfego escoado, significando que há perda de eficácia do controle atuado (quando a fila é dissipada deveria acontecer o corte do verde). Neste caso, pode ser necessário ajustar o Intervalo de Corte ou a Brecha de Corte em sentido contrário (reduzindo seu valor).

Os ajustes para eliminar cortes prematuros e verde não saturado são, portanto, opostos. Deve-se ter, portanto, o cuidado de observar ambos. Inicia-se por buscar valores do Intervalo de Corte ou Brecha de Corte que não gerem cortes prematuros (cuja eliminação é prioritária). Se os cortes prematuros não ocorrem, o ajuste no sentido contrário pode ser feito, desde que não passem a introduzir uma proporção inadequada de cortes prematuros quando utilizados. Se a proporção de cortes prematuros atingida foi considerada adequada, a observação de uma duração grande do verde não saturado deve fazer ponderar a conveniência de aceitar um limite de cortes prematuros maior que o inicialmente adotado. Se optar-se pela revisão, o ajuste do Intervalo de Corte ou Brecha de Corte pode ter de ser refeito.

Em ambos os casos, a observação relevante é coletada fora dos períodos estabelecidos pelas restrições de Verde Inicial (ou verde mínimo) e Verde Máximo e o ajuste recai sobre o parâmetro de extensão de verde. Por este motivo, deve-se considerar que o problema de corte do verde ainda com fila pode ser determinado pela imposição do Verde Máximo e o problema da operação com verde ocioso pode ser determinado pela imposição do Verde Inicial (ou verde mínimo). Estas situações têm de ser claramente distinguidas em campo porque, nestes casos, não deve ser alterado o parâmetro da extensão de verde. Ao invés disso, deve-se analisar a possibilidade de revisar as restrições de Verde Inicial ou Verde Máximo.

Uma proporção alta de ciclos que se encerram com o verde mínimo (o Verde Inicial mais uma Extensão de Verde) está associada a uma proporção excessiva de situações com operação sem fila e indica que a restrição de Verde Inicial está prejudicando a eficiência do controle atuado. Os valores de Verde Inicial não devem ser ajustados imediatamente. Deve ser observado se os tempos de verde mínimo podem efetivamente ser reduzidos analisando principalmente o atendimento dos pedestres nas travessias simultâneas, por uma questão de segurança (o Verde Inicial não deve ser alterado para valores menores que os que correspondem à travessia segura). Se o Verde Inicial foi estabelecido em função de outros critérios, o seu ajuste para um valor menor pode ser considerado. Note que qualquer ajuste em outros estágios que leve a um tempo de ciclo maior (maior Verde Inicial, Verde Máximo, Intervalo de Corte ou Brecha de Corte) fará normalmente as filas crescerem e aumentará o aproveitamento do Verde Inicial.

A observação do verde sem fila (ociosidade no verde) deve, portanto, distinguir a ocorrência ou não do verde mínimo, dado que o ajuste a fazer é diferente.

Uma proporção alta de ciclos que se encerram com o verde máximo está associada a uma situação de saturação excessiva da aproximação correspondente. Com maior flexibilidade, o semáforo atuado poderia reagir de forma mais adequada a esta situação de saturação, a menos de uma saturação da interseção como um todo. Naturalmente, um Verde Máximo maior em um estágio pode produzir saturação em outro estágio e assim por diante. Em interseções não saturadas (e fora de situações de demandas ou incidentes excepcionais), pequenos ajustes podem ser feitos em campo, elevando o valor do Verde Máximo para os estágios com alta proporção de ciclos encerrados neste limite, mas o Verde Máximo deve conter uma margem adequada para acomodar flutuações maiores que as variações normais (a não eficácia de ajustes pequenos indica a necessidade de revisar as estimativas da parametrização para ter uma estratégia de controle robusta para a interseção). Em interseções saturadas, é normal atingir os Verdes Máximos com maior frequência e o ponto importante a observar é a compatibilidade da repartição de verde com a importância relativa das vias interceptantes (e, então, da capacidade de cada via na interseção).

A observação do corte prematuro deve, portanto, distinguir a ocorrência ou não do verde máximo e o nível de saturação da interseção como um todo para decidir a pertinência do ajuste.

Como anteriormente dito, a observação de campo pode coletar todas as informações, simultaneamente, pela anotação do tempo de verde e da situação da fila no final de cada estágio para uma amostra de 10 a 20 ciclos consecutivos. Observadores bem treinados podem interpretar as diferentes situações e anotar diretamente a ocorrência de um ou outro fenômeno. Um profissional experiente pode decidir (e registrar) imediatamente os pequenos ajustes a fazer. Se maiores ajustes parecerem necessários ou o pessoal de campo for limitado em experiência, pode-se simplesmente coletar os dados. Em seguida, os dados coletados e os ajustes experimentados devem ser encaminhados para os técnicos responsáveis pela parametrização.

A Figura 5.1a apresenta o formulário recomendado para observação em campo com o objetivo de facilitar a análise das possíveis alterações necessárias para o ajuste na monitoração da operação. A Figura 5.1b apresenta as instruções de preenchimento (recomenda-se que as instruções sejam impressas no verso do formulário ou mantidas em anexo aos formulários no Manual de Pesquisas de campo do órgão).

A cada estágio do ciclo, anota-se a identificação da observação (ciclo e estágio) e o segundo a partir do início do verde onde ocorreu o término da dissipação da fila (início do verde não saturado ou ocioso), encerramento ocorreu ainda com fluxo de fila (ao invés de ocorrer com fluxo normal, após dissipar a fila) e o instante final de verde no estágio. Ao final do ciclo, anota-se a duração total do ciclo, ao lado da duração do último estágio, sem deixar de computar o último entreverdes (até o reinício do ciclo).

A finalização do estágio com fila pode corresponder a um corte prematuro ou a um encerramento com o verde máximo. A finalização do estágio com fluxo normal corresponde a ocorrência de verde ocioso (ou melhor, sem fluxo de saturação), por falha da detecção do final de fila ou pela restrição de verde de mínimo. Cada uma destas situações pode ser distinguida examinando a finalização do estágio com fila ou não e comparando o tempo de verde com os valores de verde mínimo e verde máximo na parametrização em utilização.

A anotação do instante da dissipação total da fila durante o verde de cada estágio permite calcular a proporção do tempo com fluxo menor que o fluxo de saturação, que corresponde à eficiência total.

As situações possíveis são monitoradas e são calculados índices de frequência de ocorrência, particionando os eventos em

- verdes sem fila após o verde mínimo (soma do verde inicial e uma unidade de extensão) para cada estágio; são revisadas as observações de um dado estágio e somadas apenas as observações de verde sem fila cuja duração do verde é superior ao verde mínimo;
- cortes prematuros (isto é, ainda com fila) antes do verde máximo para cada estágio; são revisadas as observações de um estágio com corte prematuro e somadas apenas as observações de corte prematuro cuja duração do verde é inferior ao verde máximo;
- verdes mínimos e sem fila (os casos com fila são contados como cortes prematuros) para um estágio; são revisadas as observações com verde mínimo e somadas apenas as que ocorreram sem fila residual;
- verdes máximos e com fila (os casos sem fila são contados como verde sem fila) para um estágio; são revisadas as observações com verde máximo e somadas apenas as que ocorreram com fila residual.

A obtenção de índices distintos acarreta dupla contagem e a interpretação deve considerar a ambiguidade decorrente.

Figura 5.1b

Instruções de campo para observação do controle atuado (baseado em BONETTI, 2001)

SEMÁFOROS ATUADOS – AJUSTE DE CAMPO	
PREPARAÇÃO:	
<ul style="list-style-type: none"> - preencher o cabeçalho do formulário com os dados da interseção monitorada e da data da pesquisa, identificando a via principal da interseção e o sentido dominante da via no período de monitoração; - esboçar ou conferir o esquema do semáforo, identificando as vias/aproximações e o plano semafórico em execução; incluir ou conferir a posição dos detectores (distância à linha de retenção); - preencher ou conferir os dados da parametrização inicial do semáforo atuado para o período que corresponde à monitoração para ajuste de campo; é conveniente conferir a parametrização em execução no controlador semafórico e verificar a planilha de programação/parametrização; - observar a operação do semáforo para identificar claramente os fluxos que operam simultaneamente em cada estágio e qual é o fluxo crítico em cada estágio (o que demora mais tempo para dissipar as filas); apenas os fluxos críticos são monitorados; deve-se verificar o detector crítico de cada estágio; - registrar ou conferir o total de ciclos a serem amostrados e o período de monitoração (isto é, os horários de início e término estabelecidos); preencher as colunas Ciclo, Estágio e Fluxo com o plano inicial de observação definido para o período de monitoração, selecionando uma sequência de observação viável e que permita o melhor aproveitamento do tempo de pesquisa. 	
EXECUÇÃO:	
<ul style="list-style-type: none"> - apenas um pesquisador pode coletar toda a informação envolvida; pode-se observar apenas um estágio no ciclo ou alternar a observação dos estágios ao longo do ciclo, monitorando o fluxo crítico de cada estágio (o que demora mais tempo para dissipar as filas); ao final da observação de cada estágio, deve-se certificar que o fluxo crítico permanece o mesmo (verificando se as outras filas); - para cada estágio observado (linha de anotação), o pesquisador deve anotar a duração de verde após a dissipação da fila (Verde sem Fila) ou a fila de veículos restante após o final do verde e amarelo do estágio (Fila Residual), além de anotar o tempo total de verde+amarelo executado (Tempo de Verde) e, ao final das observações de um ciclo, a duração total do ciclo (Tempo de Ciclo); - caso seja necessário simplificar a tarefa de observação, pode-se registrar simplesmente se houve Verde sem Fila (Sim ou Não), ao invés de anotar a duração do verde após dissipar fila, ou se houve Fila Residual (Sim ou Não), ao invés de anotar o número de veículos na fila ao final do estágio; - a fila dissipada corresponde à situação em que não há veículos parados em espera para iniciar o movimento durante o verde na aproximação, mesmo à distância da linha de retenção; - a fila residual no final do verde corresponde ao número de veículos entre a posição final da fila parada no final do estágio (verde+amarelo) e a linha de retenção, incluindo os veículos em movimento mas que não passaram e pararam na linha de retenção; - ao final, deve-se verificar o horário final da observação com o horário de término do período, corrigir anotações inconsistentes e marcar a quadrícula da situação de tempo; deve-se também anotar comentários importantes sobre características peculiares que auxiliarão a análise dos dados. 	
TABULAÇÃO:	
<ul style="list-style-type: none"> - os tempos médios são $VD_{med, Ei} = \frac{1}{N_{Ei}} \cdot \sum VD_{Ei}$ para os estágios e $TC_{med} = \frac{1}{N} \cdot \sum TC$ para o ciclo; deve-se notar que o número de observações pode variar por estágio e para os ciclos; - as porcentagens são calculadas contando a frequência da ocorrência de cada tipo de situação: final do verde sem fila e após o verde mínimo (isto é, o verde inicial mais uma extensão de verde), final do verde com corte prematuro antes do verde máximo (isto é, com fila residual), final com verde mínimo e sem fila e final com verde máximo e com fila, em relação ao total de observações nos estágios; para os ciclos, pode-se calcular as porcentagens médias dos estágios monitorados. 	

Os valores médios de tempo de verde e de ciclo são calculados como médias simples

$$VD_{med,Ei} = \frac{1}{N_{Ei}} \cdot \sum VD_{Ei} \quad \text{Equação (5.1.1)}$$

e

$$TC_{med} = \frac{1}{N} \cdot \sum TC \quad \text{Equação (5.1.2)}$$

onde N é o número de ciclos amostrados (deve ser igual para todas as medições, salvo a perda de algum dado intermediário). Note que, em função do procedimento de observação adotado, pode ter sido observado apenas um estágio ou terem sido obtidos números de observações diferentes para cada estágio e para o número de ciclos.

As porcentagens de ocorrência de verde sem fila, de corte prematuro, de verde mínimo e de verde máximo são calculados por estágio, como

$$\% \text{ verde sem fila } Ei = \frac{\text{no.de vezes que ocorreu verde sem fila em } Ei}{N_{Ei}} \quad \text{Equação (5.1.3)}$$

$$\% \text{ corte prematuro } Ei = \frac{\text{no.de vezes com corte prematuro de verde em } Ei}{N_{Ei}} \quad \text{Equação (5.1.4)}$$

$$\% \text{ finais verde mínimo } Ci = \frac{\text{no.de vezes com final no verde mínimo em } Ei}{N_{Ei}} \quad \text{Equação (5.1.5)}$$

$$\% \text{ finais no verde máximo} = \frac{\text{no.de vezes com final no verde máximo em } Ei}{N_{Ei}} \quad \text{Equação (5.1.6)}$$

para análise de desempenho com a parametrização adotada. Pode-se posteriormente agregar os índices de desempenho para o semáforo, calculando a média dos índices para os estágios monitorados.

Com exceção da porcentagem de cortes prematuros, que pode ser diretamente comparada com os limites adotados na definição dos Intervalos de Corte (ou Brecha de Corte), os demais índices devem ser interpretados qualitativamente. Por este motivo, pode-se anotar simplesmente se ocorreu ou não verde sem fila (ao invés do instante onde o verde ocioso iniciou-se) e se ocorreu ou não corte prematuro (ao invés da fila residual existente quando o verde foi cortado).

Note que, pode-se também percorrer o caminho de obter um maior detalhamento quantitativo. Poderia ser calculada a porcentagem de verde sem fila (agregando os verdes sem fila de cada estágio, o tempo de verde menos o início do verde sem fila, e dividindo-se seu total pelo tempo de verde total, para um dado estágio). Poderia também ser calculada a fila residual média (agregando os números de veículos da fila residual em cada estágio e dividindo-se pelo número de observações). Outras variáveis podem também interessar.

Lembre-se, no entanto, que o objetivo deste procedimento é permitir ajustar os parâmetros do controle atuado (seu produto final é uma parametrização eficaz, não dados de monitoração).

5.2. Monitoração e Análise de Desempenho

Após ajustados os parâmetros do controle atuado, deve-se fazer os levantamentos necessários para avaliar sua utilização normal. Por monitoração entendemos o acompanhamento da operação do sistema viário para análise de desempenho de intervenções e para identificação de novos problemas (a serem corrigidos), após o início do funcionamento normal, para comparação em relação aos esquemas existentes anteriormente ou alternativamente aplicáveis.

Esta não é uma tarefa simples, mesmo no que se refere à simples comparação com os esquemas existentes antes da intervenção. A intervenção normalmente refere-se a um esquema cuidadosamente projetado e ajustado para operar de forma adequada. Portanto, uma comparação justa com o esquema existente anteriormente teria de revisá-lo para obter seu melhor desempenho possível, antes de proceder-se às medidas de avaliação comparativa. Uma comparação com um esquema existente desatualizado é inadequada.

No entanto, muitos outros problemas decorrem de existência de um amplo conjunto de circunstâncias ou de fatores intervenientes que alteram o desempenho comparativo dos esquemas considerados. Por exemplo, os diferentes níveis de demanda existentes em períodos do dia, tipos de dia e meses do ano ou os diferentes tipos de interferências relacionadas com diferentes tipos ou níveis de intensidade das atividades locais, dos serviços de transporte coletivo ou outros fatores, todos podem alterar a situação relativa.

No caso de uma interseção que receberá o controle atuado pelo tráfego, deve-se verificar se o desempenho para operação regular (sem incidentes ou demandas especiais) é pelo menos comparável ao do controle eficiente a tempos fixos, especialmente nos picos. No entanto, a resposta a variações não usuais de demanda e a incidentes operacionais reais ou simulados também deve ser avaliada para considerar adequadamente um contexto específico em que o controle atuado é potencialmente superior.

Por motivos semelhantes, o interesse em avaliar apenas os efeitos sobre a fluidez do tráfego pode ser inadequada quando há impactos relevantes sobre a segurança viária ou efeitos ambientais relevantes e o foco nos períodos de pico pode ser insuficiente quando espera-se uma vantagem específica de melhoria em períodos distintos, de menor demanda. Por fim, deve-se adicionar a questão relacionada com o horizonte de avaliação (isto é, da conveniência de monitorar a adaptação à dinâmica do contexto de aplicação da intervenção), que pode adicionar dificuldades práticas (de tempo e recursos).

No caso da implantação de alterações de tempos semafóricos (exceto os enterverdes), normalmente o desempenho pode ser analisado através da comparação do grau de saturação e dos atrasos médios para cada movimento ou aproximação e para a interseção como um todo. Outras variáveis operacionais, como extensão de filas (que são facilmente observadas), devem ser consideradas pelo menos em uma comparação qualitativa. Estas variáveis sofrem o efeito de alterações na demanda e capacidade para cada movimento, não sendo

necessário medi-las em uma avaliação sumária (uma avaliação mais detalhada pode considerar a medição destes dados). No caso da comparação entre controle atuado e a tempos fixos, dificilmente seria necessário ir além destas variáveis convencionais.

Entretanto, em relação ao horizonte de avaliação e à dinâmica de resposta, a comparação adequada teria de considerar diversos aspectos relevantes. A capacidade de auto-ajustar sua programação em decorrência de flutuações e incidentes ocasionais ou de tendências de variação é uma vantagem intrínseca do controle atuado, o que torna pelo menos parcial (senão viesada) uma comparação sumária do desempenho diante da operação regular em uma dada situação.

As dificuldades práticas mencionadas estariam, portanto, presentes. Para tornar o procedimento de monitoração simples, recomenda-se avaliar apenas o desempenho comparativo na situação existente. A análise pode ser limitada aos períodos de pico e às variáveis operacionais mencionadas (grau de saturação e atraso médio), como requisito mínimo, podendo ser estendida a outros períodos e observar outras variáveis, caso seja considerado viável e interessante. O cuidado de revisar e ajustar a programação a tempos fixos é, no entanto, um requisito mínimo adicional para uma comparação adequada (o capítulo seguinte ilustra ambas as tarefas).

O atraso médio por veículo seria, portanto, a principal variável de comparação. Para medição do atraso médio, existem diversos procedimentos propostos. Recomenda-se a utilização do método proposto no HCM (2000), que será simplificado e resumido a seguir. O procedimento recomendado pelo HCM mede o atraso por veículo entre aqueles que chegaram no período de referência (pode ser uma faixa de 15 minutos ou um período maior, dividido em subperíodos de 15 minutos), com base no tempo dispendido em fila. A medição do histograma de veículos em fila é feita selecionando um intervalo para contagem dos veículos em fila (usualmente entre 15 e 20 segundos, não devendo ser um submúltiplo do tempo de ciclo).

O grau de saturação das aproximações (e da interseção como um todo) seria a variável secundária de comparação. Na verdade, esta avaliação pode até ser dispensada, como regra.

Note que, como o controle atuado não é diretamente destinado a aumentar a capacidade da interseção (o que somente ocorrerá quando e se a demanda exigir), o efeito esperado é uma redução da ociosidade e não aumento da capacidade. Se a folga de capacidade foi eliminada mas o atraso foi reduzido, a operação terá sido melhorada adequadamente (esta visão é contrária à expectativa generalizada de ter de aumentar a capacidade viária para melhorar a operação do tráfego). No entanto, a análise da repartição da capacidade também é um importante no controle atuado pois, ao contrário da programação a tempos fixos (onde a repartição é diretamente definida), é um dos resultados decorrentes da parametrização adotada. Este seria o principal motivo de realizar esta tarefa adicional de monitoração: verificar se o controle atuado prioriza adequadamente as vias.

6. EXEMPLOS DE PROJETO E MONITORAÇÃO

O local para estudo foi escolhido na cidade de Campinas, em função do apoio dado pela gestora do tráfego, a Empresa Municipal de Desenvolvimento de Campinas S/A (EMDEC). Trata-se de uma interseção de duas vias arteriais do município de Campinas, ambas com sentido duplo de circulação e canteiro central. A interseção estudada está localizada fora do centro expandido e é o cruzamento da Av. Marechal Carmona e Av. Waldemar Paschoal, dois vetores importantes da circulação da cidade, dando suporte a duas importantes ligações regionais (entre os municípios de Campinas e Valinhos e entre as Rodovias Anhanguera e Santos Dumond, respectivamente).

Os detectores foram instalados a 10 m da faixa de retenção e são laços indutivos na forma retangular com dimensões 2,00 x 1,00 m, tendo sido locados em cada uma das três faixas de tráfego das aproximações da interseção. Como o controlador utilizado exige a identificação do laço que comanda cada estágio, utilizou-se a ligação em série do conjunto dos três detectores, implantando a detecção como seção total da via em cada aproximação. A Figura 6.1 apresenta o croqui e o posicionamento esquemático dos detectores nas aproximações da interseção. Os dados de demanda de tráfego e fluxo de saturação estão sumarizados na Tabela 6.1 a seguir.

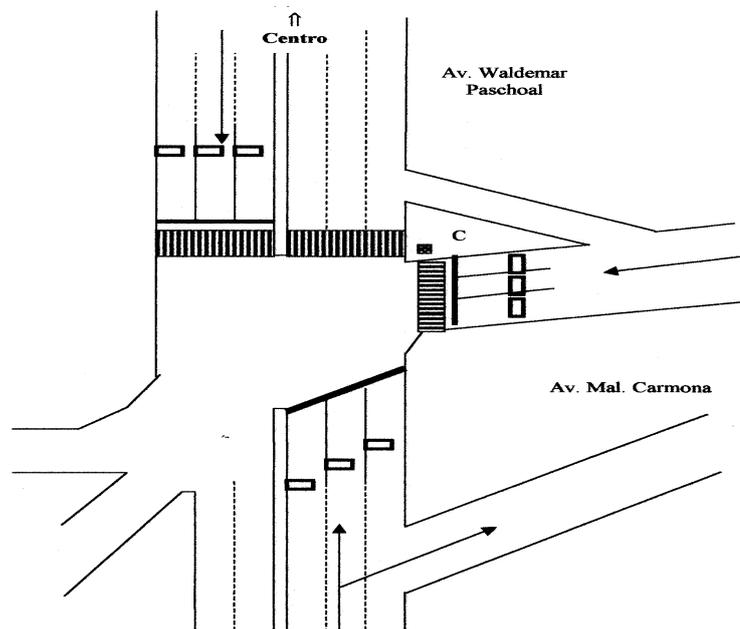


Figura 6.1 - Croqui esquemático da interseção estudada - Av. Marechal Carmona X Av. Waldemar Paschoal

Aproximação Período	WP (E - W)		JL (W - E)		MC (S - N)	
	Q (v/h)	S (v/h)	Q (v/h)	S (v/h)	Q (v/h)	S (v/h)
Pico da Manhã: 06:30 to 09:00 hs	2769	4404	2100	4572	976	3900
09:00 to 11:00 hs	2237		1619		812	
Pico Meio-Dia: 11:00 to 14:30 hs	2529	5199	1486	4914	947	3840
14:30 to 16:00 hs	1986		1252		800	
Pico da Tarde: 16:00 to 20:00 hs	3435		2215		1051	
20:00 to 21:00 hs	1370	5112	1262	4794	463	3906
21:00 to 00:00 hs	1170		953		713	

Tabela 6.1 - Demanda Veicular (Q) e Fluxo de Saturação (S) nos Períodos - Av. Marechal Carmona X Av. Waldemar Paschoal.

O exemplo envolveu uma comparação de desempenho do controle a tempos fixos e atuado pelo tráfego. O primeiro passo foi uma revisão dos planos a tempos fixos, seguindo as políticas atuais de gestão do tráfego no município (isto inclui a adoção de tempos de ciclos máximos de 100 segundos e a inserção de planos de transição nos períodos de pré-pico e pós-pico).

O redimensionamento seguiu os seguintes critérios:

- usar o ciclo ótimo de Webster para a demanda horária se o ciclo ótimo for menor que o ciclo máximo adotado em Campinas (100 segundos) e a repartição proporcional;
- se o ciclo ótimo de Webster for superior, adotar o máximo e fixar o grau de saturação de 95% para o pico de 15 minutos na arterial principal (se possível para a secundária também).

Os resultados foram bastante similares à programação atual (apenas o pico da tarde motivou a adoção do ciclo máximo) e confirmaram a programação existente, como resumido na Tabela 6.2.

Horário do Plano	Tempo de Ciclo(s)	Verde E1 (s)	Verde E2 (s)
05:00 to 06:30 hs	60	33	17
06:30 to 09:00 hs	85	53	22
09:00 to 11:00 hs	60	33	17
11:00 to 14:30 hs	70	40	20
14:30 to 16:00 hs	65	33	22
16:00 to 16:45 hs	90	56	24
16:45 to 19:30 hs	105	70	25
19:30 to 20:00 hs	90	51	29
20:00 to 21:00 hs	60	33	17
21:00 to 00:00 hs	55	30	15

Tabela 6.2 - Programação a Tempos Fixos Atual para Dia Útil - Av. Marechal Carmona X Av. Waldemar Paschoal (fonte: EMDEC, Campinas).

O segundo passo foi programar o controle atuado. Os critérios de parametrização foram definidos a partir do estudo das diversas alternativas usualmente recomendadas para investigar qual alternativa seria melhor utilizar no controle semaforico atuado pelo tráfego para garantir-se otimização operacional. Para isso, recorreu-se a uma pesquisa qualitativa de quatro alternativas para análise de campo, que foram monitoradas nos horários de pico e fora pico. Todas as alternativas foram submetidas ao procedimento de ajuste de campo e a opção selecionada foi a mais adequada. Esta foi a fonte básica das recomendações fornecidas no capítulo 4, cujos resultados estão resumidos na Tabela 6.3 a seguir, utilizando verdes iniciais com base nos tempos mínimos de pedestres, extensões de verde (como brechas de corte) com base no modelo poissoniano com probabilidade limite de 5% e verdes máximos fixados em 125% do valor a tempos fixos.

Nesta opção, recomendada no capítulo 4, a observação dos cortes prematuros mostrou valores da ordem de 10% nos períodos de pico da manhã e no entrepico (o valor de projeto é 5%, confirmando a tendência à sub-estimativa esperada), sem afetar significativamente a eficiência operacional. A exceção ocorreu no pico da tarde (o período mais saturado), situação na qual os cortes prematuros foram muito frequentes para a aproximação crítica da Av. Waldemar Paschoal (um aclive com proporção razoável de ônibus e caminhões). A brecha de corte teve de ser majorada para 2,4 segundos em E1 para atingir operação estável (o valor dimensionado era 1,4 segundos). A observação de verde sem fila indicou um funcionamento satisfatório, vantagem normalmente atribuível a planos com verdes mínimos determinados pelas travessias de pedestres em cruzamentos mais solicitados, com parametrização adequada. A Av. Marechal Carmona, por exemplo, mostrou uma frequência de verdes sem fila de 0% e 5% dos ciclos para os períodos de pico e entrepico, respectivamente.

Planos	Estágio	Mínimo Verde - Pedestres (s)	Extensão de Verde - Corte 5% (s)	Verde Máximo - 125% TF- (s)
06:30 to 09:00 hs	E1 E2	12 20	1,7 2,1	91 34
09:00 to 11:00 hs	E1 E2	12 20	2,4 2,8	55 25
11:00 to 14:30 hs	E1 E2	12 20	1,9 2,7	63 27
14:30 to 16:00 hs	E1 E2	12 20	2,5 3,5	33 25
16:00 to 20:00 hs	E1 E2	12 20	1,4 2,4	93 33
20:00 to 21:00 hs	E1 E2	12 20	4,2 5,7	35 25
21:00 to 00:00 hs	E1 E2	12 20	4,0 5,4	28 22

Tabela 6.3 - Parâmetros Calculados para Controle Atuado (Planos Monitorados) - Av. Marechal Carmona X Av. Waldemar Paschoal.

A análise de desempenho foi realizada apenas para esta opção selecionada, através da medição do atraso para cada modalidade de

controle, durante períodos de operação regular (isto é, sem incidentes). Os períodos para análise de desempenho foram pico da manhã (07:00 às 09:00 hs), entre-pico da manhã (das 09:00 às 11:00 hs) e pico do almoço (das 11:00 às 14:30 hs). A escolha destes horários baseou-se na observação de saturação e não saturação e, portanto, permite melhor análise adequada da validação dos métodos propostos. Note-se que a monitoração de desempenho observou apenas os fluxos dominantes de cada estágio. A Tabela 6.4 apresenta os valores de atraso coletados em campo através do procedimento anteriormente recomendado (não foi medido o grau de saturação).

Aproximação	Medida de Atraso	Pico da Manhã	Entrepico	Pico do Meio-dia
WP (E - W)	a Tempos Fixos (s/v)	5,97 ± 0,95	7,59 ± 1,18	9,47 ± 3,76
	com Atuação (s/v)	10,63 ± 3,20	8,78 ± 2,05	9,04 ± 0,57
	Variação	+78,06 %	+15,74 %	-6,26 %
MC (S - N)	a Tempos Fixos (s/v)	32,25 ± 5,97	16,68 ± 2,28	22,79 ± 6,05
	com Atuação (s/v)	31,46 ± 12,22	18,92 ± 4,36	16,88 ± 3,45
	Variação	-2,76 %	+13,37 %	-25,94 %

Tabela 6.4 - Medidas de Campo de Atraso (atraso médio ± desvio padrão) - Av. Marechal Carmona X Av. Waldemar Paschoal.

O aspecto analisado é relativo ao desempenho comparativo das programações do controle a tempos fixos ou atuado pelo tráfego, com operação regular (contexto menos favorável ao controle atuado). A comparação mostra que os atrasos cresceram mais para a Av. Waldemar Paschoal e decresceram mais para a Av. Marechal Carmona. O pico do almoço, em que o desvio padrão relativo do atraso médio com a programação a tempos fixos foi maior, foi a de melhor resultado comparativo para a atuação. Além de mostrar a habilidade de adaptação às flutuações usuais durante períodos de operação regular (sem incidentes), este padrão de resultado pode ser relacionado com a discrepância oriunda do desbalanceamento das prioridades para as diferentes aproximações, introduzida na repartição de verde com a programação de tempos fixos.

Note-se que na parametrização da programação com controle semaforico atuado pelo tráfego, ambas as aproximações da interseção receberam mesma prioridade. Os critérios equivalentes, em termos de controle atuado, seriam relacionados com a utilização dos parâmetros de atuação (verde máximo e intervalo de corte ou mesmo o verde mínimo) para gerar um padrão similar. A não utilização desta estratégia no controle atuado pode explicar os resultados obtidos.

Pode-se também observar que o pessoal de operação notou uma redução do período de pico e filas menores (o que pode ser relacionados com a ausência de planos de transição e com o funcionamento usando ciclos médios menores nos picos). Os valores observados em campo para os tempos médios de verde e de ciclo com controle atuado no período de pico da manhã estão mostrados na

Tabela 6.5 (juntamente com os valores com controle a tempos fixos).

Tipo de Controle	Pico da manhã		Entrepico		Pico do meio-dia	
	E1	E2	E1	E2	E1	E2
Tempos Fixos (s)	53	22	33	17	40	20
	85		60		70	
Atuado - média (s)	47,6	20,5	37,9	22,2	30,8	22,9
	79,0		70,1		66,0	

Tabela 6.4 - Medidas de Campo de Verdes e Ciclos Médios (segundos) - Av. Marechal Carmona X Av. Waldemar Paschoal.

A operação com incidentes foi também observada, em função de eventos ocorridos durante a monitoração (de forma qualitativa, não sistemática). Em dois incidentes ocorridos (um veículo quebrado e um carro policial estacionado), a duração dos estágios foi ajustada convenientemente.

Em ambos os casos, observou-se a reação esperado do controle atuado. O tempo de ciclo foi elevado e a taxa de verde foi majorada para a aproximação com capacidade reduzida, situação que perdurou durante a duração do incidente e durante o período necessário para regularização da operação. A resposta ... rápida? (a obstrução ocorreu por cerca de ?? minutos e o controle atuado reagiu aumentando o tempo de verde da aproximação por cerca de ?? minutos, o que incluiu a normalização do tráfego em ?? minutos).

7. CONCLUSÕES

Este trabalho buscou consolidar as recomendações aplicáveis à utilização do controle atuado, recurso disponível na grande maioria dos controladores eletrônicos nacionais.

O primeiro aspecto destacado na aplicação do controle semaforizado atuado pelo tráfego reside na parametrização dos planos de tráfego, na qual três parâmetros são fundamentais: Verde Inicial (ou verde mínimo), Intervalo de Corte (ou Extensão de Verde) e Verde Máximo. Neste aspecto, foi enfatizada a importância de incorporar um parâmetro adicional, o Retardo de Verde (ou de distinguir o Intervalo de Corte da Extensão de Verde) e de introduzir procedimentos automáticos para identificação do detector crítico em cada mudança de estágio.

O segundo aspecto destacado reside na necessidade de monitorar e, eventualmente, ajustar os parâmetros em campo para garantir a eficiência e estabilidade da operação. Em conjunto com o cuidado de execução dos laços detectores, este outro aspecto normalmente deve garantir o funcionamento eficiente dos semáforos atuados (com parâmetros adequados) e proporcionar o ajustamento às flutuações da demanda e da capacidade ao longo do período e ao longo do tempo, com menor necessidade de revisões dos planos.

Ambos os aspectos foram apresentados.

Do ponto de vista da aplicação, recomenda-se o uso mais amplo do controle atuado pelo tráfego, aplicando-se os critérios usuais de verde mínimo parametrizado pelo tempo de travessia dos pedestres e o verde máximo com folga ao redor de 25 %. Pode-se, eventualmente, direcionar os critérios para priorizar os corredores principais, técnica usual no controle a tempos fixos. Com relação ao intervalo de corte, a recomendação mais prudente é adotar critérios mais exigentes, com níveis de confiabilidade acima de 95% e monitorar a implantação da parametrização em campo, pelos menos nas situações de aclive ou na existência de veículos pesados, situações que podem gerar corte prematuro de verde excessivo se o valor não for ajustado em campo.

Embora o estágio da evolução dos controladores nacionais não seja o desejado, em relação à atuação, buscou-se demonstrar que o controle atuado pode ser eficiente na maior parte dos casos.

A utilização do controle atuado para evitar perda de eficiência de semáforos em situações nas quais algumas aproximações têm baixa demanda em diversos horários ao longo do dia ou em certos dias da semana é a recomendação mais usual e é bastante importante.

No entanto, a visão de que a aplicação da atuação restringe-se a estas situações em que a via secundária tem baixa demanda foi desmentida apresentando dados de campo da aplicação em uma interseção bastante solicitada na cidade de Campinas. O controle atuado pôde obter desempenho adequado, similar ao controle a

tempos fixos otimizado para operação regular (mesmo com alta demanda e dispensando o uso de planos de transição) e foi capaz de reagir prontamente à ocorrência de incidentes e demandas especiais.

Destaca-se que a avaliação foi feita para o controle totalmente atuado que é pouco utilizado no Brasil, entretanto, os critérios de parametrização e as técnicas de análise de desempenho permitem utilizar o controle semi-atuado de forma similar.

O uso da semi-atuação com coordenação *off-line* é outro recurso que necessita ser aplicado mais extensamente no Brasil e submetida a uma análise técnica cuidadosa.

Todas as considerações resumidas acima foram reunidas com o objetivo de utilizar o controle atuado pelo tráfego como tecnologia capaz de proporcionar a modernização progressiva do controle de tráfego, em direção a sistemas mais avançados. Para tanto, recomendou-se a implantação de detectores com distância entre 30 e 50 m da linha de retenção (a menos dos casos que correspondem a estágios opcionais, que devem ter detectores junto à linha de retenção).

Esta recomendação, além de aumentar a eficiência do controle atuado pelo tráfego nos casos em que a fila mantém-se compacta até a seção de detecção, deve permitir utilizar os mesmos detectores nos sistemas de controle de tráfego avançados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AKÇELIK, R (1981) - **Traffic Signals: Capacity and Timing Analysis** - Australian Road Research Board Ltd - Report ARR123, Australia.

AKÇELIK, R (1989) - **Opposed Turns at Signalized Intersections: The Australian Method** - ITE Journal, vol.59/no.6, pp.21-27.

AKÇELIK, R (1993) - **Calibrating SIDRA** - Australian Road Research Board Ltd - Report ARR180, Australia.

AKÇELIK, R. (1995) - **Signal Timing Analysis for Vehicle-Actuated Control** - Australian Road Research Board Ltd - Project TE 074 - Report WD TE 95/007, Australia.

AKÇELIK, R (1996) - **Estimation of Green Times and Cycle Time for Vehicle-Actuated Signals** - Transportation Research Record 1457.

BONENSON, J.A., McCOY, P.T. (1995) - **Average Duration and Performance of Actuated Signal Phases** - Transportation Research A, vol.29/no.6, pp.429-43

BONETTI Jr., W. (2001) - **Utilização e Parametrização de Semáforos Atuados pelo Tráfego** - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Transportes, São Paulo, Brasil

BONETTI Jr., W., PIETRANTONIO, H (2002) - **A Validation Study on the Use of Traffic Actuated Signal Control and HCM-based Performance Evaluation Procedures in Brazil** - 2002 ITE Spring Conference, USA

BRASCONTROL S/A (1995) - **Catálogo de Controladores de Tráfego** - São Paulo

BRASLÍNEA S/A (1995) - **Catálogo de Controladores de Tráfego** - São Paulo

CET/Sp - Companhia de Engenharia de Tráfego (1978), **Manual de Sinalização Urbana - Sinalização Semafórica**, ed. 1990, Prefeitura do Município de São Paulo, São Paulo, Brasil

COURAGE, K.G., AKÇELIK, R, LIM, P.S, ANWAR, M. (1996) - **Capacity Analysis of Traffic-Actuated Intersection** - Final Report NCHRP Project 3-48 - University of Florida, Texas Transportation Institute, ARRB Transport Research Ltd.

COWAN, R.J. (1975) - **Useful Headway Models** - Transportation Research, vol.9, pp.371-5

DENATRAN (1978) - **Manual de Semáforos** - Departamento Nacional de Trânsito, Ministério da Justiça, Brasil (elaborado pela Companhia de Engenharia de Tráfego da Prefeitura Municipal de São Paulo)

DIGICON S/A (1995) - **Catálogos de Controladores de Tráfego** - Rio Grande do Sul

HAGRING, O. (1998) - **A Further Generalization of Tanner's Formula** - Transportation Research B, vol.32/no.6, pp.423-29

HAIGHT, F.A. (1963) - **Mathematical Theories of Traffic Flow** - Academic Press - USA

HOMBURGER, W.S.; KELL, J.S., PERKINS, D.D. (1992) - **Fundamentals of Traffic Engineering** - 13th edition, Institute of Transportation Studies, University of California, Berkeley, USA.

KELL, J.H.; FULLERTON, I.J. (1982) - **Manual of Traffic Signal Design** - Institute of Transportation Engineers - USA

KELL, J.H.; FULLERTON, I.J.; MILLS, M.K. (1990) - **Traffic Detector Handbook**, 2nd edition, FHWA-IP-90-002, Federal Highway Administration - USA

KIMBER, R.M.; McDONALD, M.; HOUNSELL, N. (1986) - **The Prediction of Saturation Flows for Road Junctions Controlled by Traffic Signals** - Research Report 67, TRRL-Transportation and Road Research Laboratory, UK.

KLEIN, L.A. (2001) - **Sensor Technologies and Data Requirements for ITS**, Artech House, USA

KLEIN, L.A.; MILLS, M.K.; GIBSON, D.R.P. (2006) - **Traffic Detector Handbook**, 3rd edition, 2 vols, FHWA-HRT-06-108 e 139, Federal Highway Administration - USA

LIN, F.-B. (1982) - **Predictive Models for Traffic-Actuated Cycle Splits**, Transportation Research B, vol.16, no.5.

McSHANE, W.R, ROESS (1990), R.P. - **Traffic Engineering** - Englewood Cliffs, N.J.: Prentice - Hall, USA

ROBERTSON, H.D.; HUMMER, J.E.; NELSON, D.C. (1994) - **Manual of Traffic Engineering Studies**, Institute of Traffic Engineers-USA, Prentice Hall.

SETRA (1973) - **Carrefour a Feux** - Ministère de L'Equipement, Direction des Routes et de la Circulation Routiere, Paris, França

SZASZ, P.Á. (1992) - **Custos de Sinalização** - Nota Técnica No.150, Companhia de Engenharia de Tráfego, Prefeitura do Município de São Paulo, Brasil.

SZASZ, P.Á. (1997) - **Estudo de Viabilidade de Implantação de Centralização Semafórica na Cidade de Campinas** - Empresa Municipal de Desenvolvimento de Campinas (EMDEC), Campinas, Brasil

STAUNTON, M.M. (1976) - **Vehicle Actuated Controls for Isolated Locations** - An Foras Forbatha, Dublin, Irlanda

TANNER, J.C. (1951) - **The Delay to Pedestrians Crossing a Road** - Biometrika, vol.38, pp.383-92.

TANNER, J.C. (1962) - **A Theoretical Analysis of Delays at an Uncontrolled Intersection** - Biometrika, vol.49, pp.163-70.

TARNOFF, P.J.; PARSONSON, P.S. (1981) - **Selecting Traffic Signal Control at Individual Intersection** - NCHRP Report 233, National Research Council, USA.

TESC INDÚSTRIA E COMÉRCIO S/A (1995) - **Catálogo de Controladores de Tráfego** - São Paulo

TRANSPOTATION RESEARCH BOARD (1996) - **Capacity Analysis of Traffic-Actuated Intersections** - NCHRP Project 3-48. National Research Council, USA.

TRANSPOTATION RESEARCH BOARD (2000) - **Highway Capacity Manual** - National Research Council, Washington, D.C., USA (também editado em 1950, 1965, 1985, 1994, 1997, 2000).

TROUTBECK, R.J. (1986) - **Average Delay at an Unsignalized Intersection with two Major Streams Each Having a Dichotomized Headway Distribution** - Transportation Science, vol.20/no.4, pp.272-86

VASCONCELOS, E.A. (1982) - **Pesquisas e Levantamentos de Tráfego** - Boletim Técnico 31, Companhia de Engenharia de Tráfego, Prefeitura do Município de São Paulo, Brasil.

VILANOVA, L.M. (1990) - **Semáforos Atuados** - Curso Semáforos II, Companhia de Engenharia de Tráfego, Prefeitura do Município de São Paulo, Brasil.

WEBSTER, F.V., COBBE, B.M. (1966). **Traffic Signals** - Road Research Laboratory, paper nº 56. H.M.S.O., London.

Departamento de Engenharia de Transportes- Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
Caixa Postal 61549, CEP 05424-970, São Paulo/S.P., Brasil.
e-mail: hpietran@usp.br

APÊNDICES

A - Modelos Estatísticos para o Fluxo de Tráfego

O fluxo de tráfego no nível microscópico é usualmente visto como fundamentalmente aleatório. Para representar tal aleatoriedade, analiticamente, diversas distribuições estatísticas são usadas para diferentes características do fluxo de tráfego: número de chegadas em um período, intervalos entre chegadas (ou "headways"), composição de uma corrente de tráfego heterogênea, entre outras. Também, a distribuição de variáveis de tráfego que tem um impacto importante na operação (incluindo sua segurança) é representada, como a velocidade e tempo de viagem de motoristas e pedestres, os tempos de reação de motoristas e pedestres, e assim por diante. A maior partes destas variáveis é inter-relacionada e, por isso, os modelos estatísticos correspondentes são interconectados. Na discussão a seguir, algumas das formas preferidas para os modelos estatísticos utilizados e algumas das relações conhecidas são resumidas, com especial atenção para as propriedades das distribuições de chegadas e intervalos.

As funções de distribuição, de forma genérica, podem ser ... discretas/contínuas/mistas ... distribuição/acumulada/transformada ... parâmetros ... momentos ...

As hipóteses convencionais para distribuições estatísticas simples do número de chegadas K em um período de tempo dado T em que o fluxo de tráfego pode ser caracterizado pela taxa média Q (veículos/segundo) são:

- a distribuição de Poisson: $\Pr[K = k/m] = \frac{e^{-m} \cdot m^k}{k!}, k = 0, 1, 2, \dots$ (uma

distribuição ilimitada), onde $m = Q \cdot T$ e $k!$ é o fatorial de k ($k! = k \cdot (k-1) \cdot \dots \cdot 2 \cdot 1$, com $0! = 1$ por convenção); a média do número de chegadas é $\mu_K = m$ e sua variância é $\sigma_K^2 = m$ (o desvio padrão é

$\sigma_K = \sqrt{m}$ e o coeficiente de variação é $v_K = \frac{1}{\sqrt{m}}$, decrescendo com

m); como a variância de K é igual à média de K , a distribuição de Poisson exhibe equi-dispersão; dados o fluxo de tráfego Q e a duração de período T , a distribuição é totalmente especificada (nenhum outro dado é necessário para calibrar o modelo estatístico); um limite de capacidade para o número de chegadas pode ser imposto (e.g. $k \leq n$) mas uma distribuição truncada é então obtida (que não é mais uma distribuição Poisson simples);

- a distribuição binomial: $\Pr[K = k/p, n] = \binom{n}{k} \cdot p^k \cdot (1-p)^{(n-k)}, k = 0, 1, 2, \dots, n$

(uma distribuição limitada, com valores de 0 a n), onde $m = p \cdot n = Q \cdot T$, $n = C \cdot T$ (reconhecendo a capacidade de tráfego C como

limite para o número de chegadas no período de duração T), $p = \frac{Q}{C}$ e

$\binom{n}{k} = \frac{n!}{k!(n-k)!} = \frac{n \cdot (n-1) \cdot \dots \cdot (n-k+1)}{k \cdot (k-1) \cdot \dots \cdot 2 \cdot 1}$ é o coeficiente binomial; a média

do número de chegadas é $\mu_K = p \cdot n = m = Q \cdot T$ e sua variância é $\sigma_K^2 = n \cdot p \cdot (1-p) = \mu_K \cdot (1-p)$, sendo menor que a média (então, a distribuição binomial exige sub-dispersão); dado o fluxo de tráfego

Q , a capacidade de tráfego C e a duração do período T , a distribuição é totalmente especificada (nenhum dado é necessário para calibrar o modelo estatístico); note que $p = \frac{Q}{C} = X$, o símbolo usual para a razão demanda/capacidade; a capacidade de tráfego C define o intervalo mínimo entre chegadas sucessivas $\tau = \frac{1}{C}$, que é tomado como constante e p é a probabilidade de uma chegada em cada intervalo mínimo (como se o intervalo entre chegadas fosse um número inteiro de intervalos mínimos);

- a distribuição Pascal: $\Pr[K = k/p, r] = \binom{r+k-1}{r-1} p^k (1-p)^r, k = 0, 1, 2, \dots$

(uma distribuição ilimitada, também conhecida como distribuição binomial negativa pois $\binom{k+r-1}{r-1} = (-1)^k \binom{-r}{k}$ é uma fórmula generalizada para o coeficiente binomial de qualquer número r e um inteiro k); a média do número de chegadas é $\mu_K = r \cdot \frac{p}{1-p}$ e sua

variância é $\sigma_K^2 = r \cdot \frac{p}{(1-p)^2} = \frac{\mu_K}{(1-p)}$, sendo maior que a média (então, a

distribuição binomial negativa exhibe sobre-dispersão); p pode ser tomado como a probabilidade de uma chegada em um intervalo elementar e r seria o número de intervalos elementares vazios até a k -ésima chegada (no entanto, não há uma capacidade limitando o número de chegadas e a duração do intervalo elementar é indefinida ou aleatória, visto que o número total de intervalos elementares em um período de duração T é implicitamente tomado com sendo aleatório e igual a $k+r$); dado o fluxo de tráfego Q e a duração do período T , então $\mu_K = Q \cdot T$ é dado mas a distribuição não é totalmente especificada; deve-se fornecer uma variância σ_K^2 do número de chegadas K no período de duração T (ou um parâmetro relacionado

como o desvio padrão σ_K , o coeficiente de variação $v_K = \frac{\sigma_K}{\mu_K}$ e

assim por diante) para calibrar o modelo estatístico, e.g. sabendo

que $p = 1 - \frac{\mu_K}{\sigma_K^2}$ e $r = \frac{\mu_K^2}{\sigma_K^2 - \mu_K}$ (com sobre-dispersão, p é menor que 1,

como esperado para uma probabilidade, e r é positivo, mesmo se não for inteiro, sendo então tomado como o número médio de intervalos vazios); uma amostra de observações para K em períodos de duração T é então necessária (com $\sigma_K^2 > \mu_K$); um limite de capacidade para o número de chegadas pode ser imposta (e.g. $k \leq n$) mas uma distribuição truncada é então obtida (que não é mais uma distribuição Pascal simples).

Todas estas distribuições são definidas para variáveis aleatórias discretas K e são claramente relacionadas com a natureza inteira do número de chegadas. No entanto, para grandes períodos de tempo T e/ou para fluxo de tráfego intenso Q (i.e. para valores de m grandes), a representação do número de chegadas (ou volumes de tráfego) como uma variável contínua pode ser usada (e.g. normal, log-normal, gamma, logística, ...). A mesma representação pode ser usada para o volume de tráfego médio em um período (usualmente uma hora ou um dia). Distribuições simples para variáveis contínuas são usualmente empregadas

para cada tipo de período (e.g. hora pico ou fora-pico de dias úteis ou finais de semana) e uma distribuição composta resulta para o volume de tráfego global.

Algumas relações bem conhecidas e intuitivas entre estas distribuições são de interesse.

A distribuição de Poisson pode ser tomada como o limite de uma distribuição binomial quando n cresce mas tem-se $m = p.n$ constante (i.e. para eventos raros, com p pequeno). Para m grande, a distribuição Poisson é indistinguível de uma distribuição normal (e.g. para m maior que 30).

A soma $K = \sum_i K_i$ de variáveis aleatórias K_i com distribuição Poisson com parâmetro m_i , se independentes, segue uma distribuição Poisson com parâmetro $m = \sum_i m_i$, e a repartição de uma variável Poisson K com parâmetro m em variáveis aleatórias individuais K_i uma proporção constante p_i de K gera um conjunto de variáveis Poisson independentes com parâmetros $m_i = p_i . m$.

As propriedades da distribuição Poisson são muito convenientes para representar fluxos de tráfego. Se correntes de tráfego individuais Q_i tem distribuição Poisson com parâmetro $m_i = Q_i . T$ (e.g. cada faixa de tráfego, na mesma direção ou na direção oposta), então o fluxo de tráfego global $Q = \sum_i Q_i$ também tem distribuição Poisson com parâmetro $m = Q.T = \sum_i m_i$ para $K = \sum_i K_i$. Se os períodos de tempo individuais com duração T^j tem distribuição Poisson correspondentes ao fluxo médio de tráfego Q^j (e parâmetro $m^j = Q^j . T^j$), então a distribuição agregada de $K = \sum_j K^j$ também tem distribuição Poisson com parâmetro $m = \sum_j m^j$ que pode ser gerada pelo fluxo médio de tráfego $\bar{Q} = \sum_j \frac{T_j}{T} . Q^j$ no período agregado $T = \sum_j T^j$. Também, se um fluxo de tráfego Q tem distribuição Poisson com parâmetro $m = Q.T$ e é composta de diversas correntes de tráfego em proporção p_i (por tipo de veículo, de manobra, ...), as correntes de tráfego individuais com fluxo de tráfego $Q_i = p_i . Q$ tem distribuição Poisson com parâmetro $m_i = Q_i . T = p_i . m$. Estas propriedades dizem que a representação da corrente de tráfego (como uma corrente global ou como composição de correntes individuais) pode usualmente ser escolhida livremente (produzindo os mesmos resultados).

A distribuição Poisson também pode ser justificadas com diversas hipóteses básicas das quais pode-se derivá-la. Para modelos de fluxo de tráfego, o conjunto de suposições mais bem conhecido que gera a distribuição Poisson do número de chegadas em um período T é:

- a) o fluxo de tráfego médio é Q ;
- b) as chegadas são aleatórias e independentes;
- c) $\Pr[K = 1/m = Q.\delta t] \sim Q.\delta t$;
- d) $\Pr[K > 1/m = Q.\delta t] \sim 0$;

para um intervalo infinitesimal δt . Então, obtem-se $\Pr[K = k/T + \delta t] = \Pr[K = k - 1/T]Q\delta t + \Pr[K = k/T](1 - Q\delta t)$. Desta relação, tem-se $\Pr[K = k/T + \delta t] - \Pr[K = k/T] = (\Pr[K = k - 1/T] - \Pr[K = k/T])Q\delta t$ ou $\frac{d\Pr[K = k/T]}{dt} = Q(\Pr[K = k - 1/T] - \Pr[K = k/T])$, uma equação que fornece a

solução $\Pr[K = k/T] = \frac{Q \cdot T}{k} \cdot \Pr[K = k - 1/T], k > 0$. Por recursão, obtem-se

$\Pr[K = k/T] = \frac{m^k}{k!} \cdot \Pr[K = 0/T], k > 0, m = Q \cdot T$. Finalmente, impondo

$\sum_k \Pr[K = k] = 1$, tem-se $\Pr[K = 0] = e^{-m}$ e então

$\Pr[K = k] = \frac{m^k}{k!} \cdot e^{-m}, k > 0, m = Q \cdot T$ (a distribuição Poisson). Alguma dessas suposições deve ser violada para justificar uma distribuição diferente da distribuição Poisson.

A distribuição Pascal pode ser vista como uma sequência de eventos simples onde $K_i = k_i$ é o número de chegadas aleatórias até o próximo intervalo elementar vazio para r eventos individuais e $K = k = \sum_i K_i = \sum_i k_i$ é o número global de chegadas no período T . Cada evento simples segue uma distribuição geométrica $\Pr[K = k/p] = p^k \cdot (1 - p), k = 0, 1, 2, \dots$ (uma distribuição Pascal degenerada com $r = 1$). Então, a distribuição Pascal é a distribuição correspondente à soma de variáveis com distribuição geométrica (se r é um inteiro). Então, a soma $K = \sum_i K_i$ de variáveis binomiais negativas K_i com o mesmo parâmetro p é também binomial negativa com parâmetro p e $r = \sum_i r_i$, onde r_i é o parâmetro complementar da variável binomial negativa K_i . Note a similaridade com certas propriedades da distribuição Poisson.

A distribuição geométrica (e a distribuição Pascal) também aparece naturalmente em outros contextos, sendo de interesse especial por si mesma. Supondo que uma corrente de tráfego com fluxo médio Q tem uma proporção p de veículos com certo atributo (tipo, manobra, ...), então a probabilidade de k chegadas com o atributo antes de uma chegada sem o atributo é $\Pr[K = k/p] = p^k \cdot (1 - p), k = 0, 1, 2, \dots$, com média $\mu_k = \frac{p}{1 - p}$ e variância

$\sigma_k^2 = \frac{p}{(1 - p)^2}$ (e.g. a última chegada é uma chegada bloqueadora que pararia

o fluxo e formaria fila na faixa de tráfego, permitindo somente aos primeiros k veículos passarem; se o r -ésimo veículo bloquearia a faixa de tráfego, então K teria uma distribuição Pascal com parâmetros p e r). A distribuição geométrica é celebrada porque tem uma forma analítica para a função de distribuição acumulada $\Pr[K \leq k] = 1 - p^{k+1}$ ou $\Pr[K < k] = 1 - p^k$, uma propriedade muito conveniente. Então, a variável truncada K' , obtida impondo $k \leq n$, tem uma distribuição com forma analítica

$\Pr[K' = k/p, n] = \frac{p^k \cdot (1 - p)}{1 - p^{n+1}}, k = 0, 1, 2, \dots, n$ (que não é uma distribuição geométrica

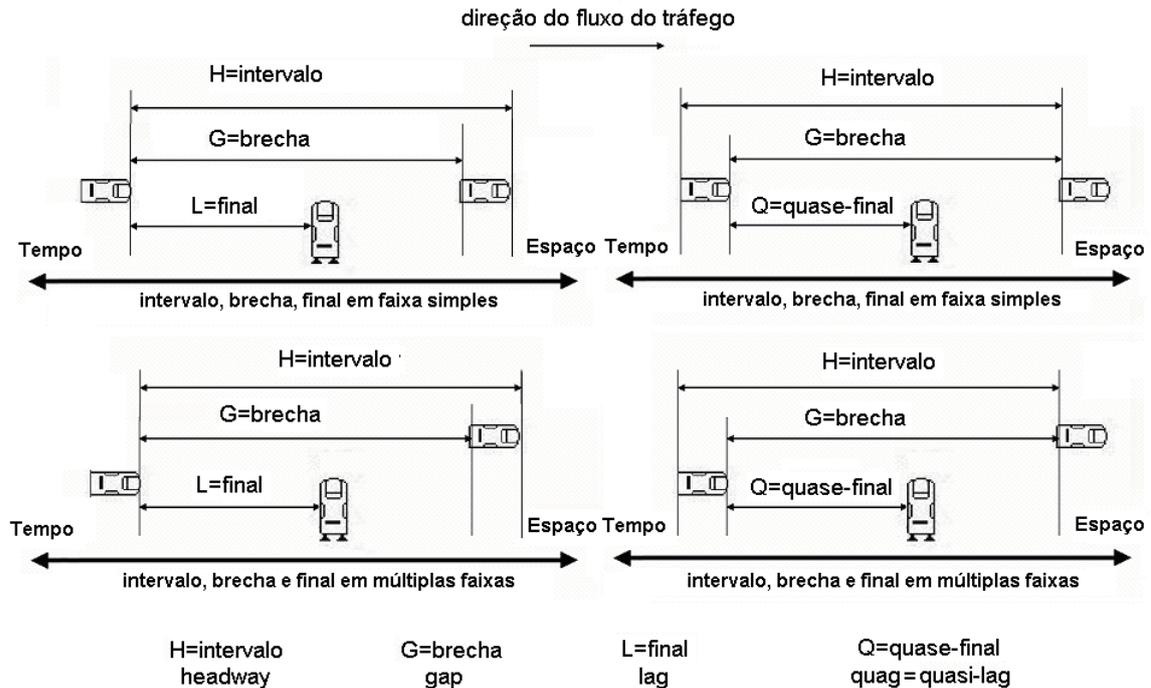
pura mas é gerada dela, condicionando por $K' \leq n$). Por exemplo, o número máximo de chegadas pode ser estimado reconhecendo a capacidade limitando

o número de chegadas em um dado período de tempo T a $n = C.T$ ou $= S.Tn$, baseado na capacidade de tráfego C ou no fluxo de saturação S , como adequado.

Como mencionado previamente, estes modelos estatísticos são tomados como hipóteses convencionais de distribuições estatísticas simples para o número de chegadas K em um dado período T no qual o fluxo de tráfego pode ser caracterizado por uma taxa média Q (veículos/segundo ou hora). Mas os modelos estatísticos não tem de assumir distribuições estatísticas simples. Um contexto usual requerendo outras hipóteses é um em que o fluxo de tráfego ocorre em dois estados: estados de carro seguidor e de escoamento livre (usualmente descritos como condições de fluxo em pelotão e de fluxo livre). O tamanho do pelotão pode variar com o nível de fluxo (e.g. com o fluxo de tráfego) e com o efeito de algumas outras variáveis (e.g. a temporização dos semáforos) e podem ser tomados como constantes ou aleatórios como podem ser tomados como constantes ou aleatórios os intervalos entre chegadas dentro do pelotão, de forma correspondente. O fluxo livre pode ser tomado como Poisson (se o tamanho dos pelotões é modelado como aleatório, este esquema pode ser usado para representar o tempo de passagem dos veículos, pois cada veículo pode ser visto como um pelotão de tamanho um, escoando no tempo de passagem, constante ou aleatório, conforme as suposições de modelagem correspondentes.

Mantendo o interesse na descrição microscópica da interação do tráfego, diversas variáveis são relacionadas com cada evento elementar como o tempo ou espaço entre dois veículos sucessivos ou a aceitação do intervalo como uma oportunidade para realizar uma dada manobra. A aleatoriedade nestas variáveis é também descrita por uma distribuição estatísticas dada.

Para intervalos entre chegadas, diversas variáveis temporais (e espaciais relacionadas) podem ser definidas. Como as variáveis são interrelacionadas, as distribuições estatísticas correspondentes também são. O tempo (espaço) entre dois veículos sucessivos pode ser definido com a inclusão da passagem (extensão) do veículo, sendo chamado de *headway*/intervalo (espaçamento), ou com a exclusão da passagem (extensão) do veículo, sendo chamado de *gap*/brecha (distância). Então, a brecha entre veículos sucessivos é igual ao intervalo menos o tempo de passagem do veículo (distância é igual ao espaçamento menos a extensão do veículo). Estas variáveis são definidas entre veículos sucessivos (de um veículo para o veículo seguinte). Eventualmente, o interesse está no tempo (espaço) de um dado instante (não necessariamente relacionado com a passagem de um veículo) até a próxima chegada de um veículo subsequente, como o tempo (espaço) residual no intervalo corrente, sendo chamado de *lag*/tempo residual (espaço residual). Usualmente, os intervalos (espaçamentos) são medidos da frente de um veículo até a frente do veículo seguinte (entretanto, defini-lo da traseira de um veículo até a traseira do veículo seguinte é eventualmente mais adequado), como representado no esquema adiante. Esta opção determina qual passagem (extensão) de veículo (e velocidade) é usada para traduzir uma variável em outra.



As hipóteses convencionais para as distribuições estatísticas de tempos entre chegadas são usualmente definidas para *headways*/intervalos e deduzidos para as outras variáveis das interrelações entre as variáveis (naturalmente, abordagens alternativas são válidas da mesma forma e a abordagem mais frutífera pode ser selecionada livremente em cada estudo, se preciso).

Para distribuições estatísticas simples, uma tipologia útil de modelos para headway/intervalo foi proposta por Cowan com um conjunto de modelos progressivamente mais realista (e também mais complexo) como:

- distribuição M1: headways/intervalos entre chegadas têm uma distribuição exponencial $f[H = h/\lambda] = \lambda \cdot e^{-\lambda \cdot h}, h \geq 0$, onde o parâmetro $\lambda \geq 0$ é relacionado com o fluxo de tráfego Q por $\lambda = Q$ ou $\bar{h} = \frac{1}{Q} = \frac{1}{\lambda}$; a distribuição acumulada correspondente é

$F[H \leq h] = 1 - e^{-\lambda \cdot h}, h \geq 0$; o uso da distribuição é usualmente limitado para condições de tráfego leve (onde o tempo de passagem dos veículos é desprezável comparado com o intervalo entre veículos; esta restrição é, no entanto, menos forte para fluxo de tráfego em múltiplas faixas onde os intervalos podem ocorrer com veículos em diferentes faixas);

- distribuição M2: headways/intervalos entre chegadas têm uma distribuição exponencial deslocada $f[H = h/\lambda, \tau] = \lambda \cdot e^{-\lambda \cdot (h-\tau)}, h \geq 0$, onde o parâmetro $\tau \geq 0$ ($< \frac{1}{Q}$) é o intervalo mínimo entre chegadas sucessivas e o parâmetro $\lambda \geq 0$ é agora relacionado com o fluxo de tráfego Q por $\lambda = \frac{Q}{1-\tau \cdot Q}$ ou $\bar{h} = \frac{1}{Q} = \tau + \frac{1}{\lambda}$; a distribuição acumulada correspondente é $F[H \leq h] = 1 - e^{-\lambda \cdot (h-\tau)}, h \geq \tau$; o intervalo mínimo é o

tempo de passagem dos veículos $\tau = \frac{\ell_v}{V}$, dada a extensão do veículo

ℓ_v e sua velocidade V , sendo relacionado com a capacidade de tráfego C ou o fluxo de saturação S visto que $C \leq \frac{1}{\tau}$ e $S \leq \frac{1}{\tau}$;

usualmente, pode-se tomar $\tau = \frac{\gamma}{S}$ com $\gamma = 0,33a0,75$ como um valor

básico; com esta interpretação, a correspondente distribuição de gaps/brechas é exponencial (M1); entretanto, os pelotões não são representados, limitando a aplicação prática da hipótese de uma distribuição M2 para headways/intervalos;

- distribuição M3: headways/intervalos entre chegadas tem uma

distribuição mista $f[H = h/\lambda, \tau, \theta_p] = \begin{cases} \theta_p, h = \tau \\ \theta_L \cdot \lambda \cdot e^{-\lambda \cdot (h-\tau)}, h > \tau \end{cases}$, onde o

parâmetro $\theta_p \in [0;1]$ é a fração do fluxo em pelotões ($\theta_L = 1 - \theta_p$ é a

fração do tráfego em fluxo livre), o parâmetro $\tau \geq 0$ ($< \frac{1}{Q}$) é o

intervalo mínimo entre chegadas consecutivas (que é o observado dentro dos pelotões) e o parâmetro $\lambda \geq 0$ é relacionado com o fluxo

de tráfego Q por $\lambda = \frac{\theta_L \cdot Q}{1 - \tau \cdot Q}$ ou $\bar{h} = \frac{1}{Q} = \tau + \frac{\theta_L}{\lambda}$; a distribuição

acumulada correspondente é $F[H \leq h] = 1 - \theta_L \cdot e^{-\lambda \cdot (h-\tau)}, h \geq \tau$; novamente, o

intervalo mínimo é o tempo de passagem $\tau = \frac{\ell_v}{V}$, dada a extensão do

veículo ℓ_v e sua velocidade V , sendo relacionado com a capacidade

de tráfego C ou o fluxo de saturação S visto que $C \leq \frac{1}{\tau}$ e $S \leq \frac{1}{\tau}$;

usualmente, pode-se tomar $\tau = \frac{\gamma}{S}$ com $\gamma = 0,33a0,75$ como um valor

básico (note que, por representar o intervalo médio dentro dos pelotões, um valor $\gamma = 1$ é também usual); o tamanho dos pelotões

tem uma distribuição geométrica $\Pr[K \leq k] = \theta_p^k \cdot \theta_L, k = 0,1,2,\dots$ (onde $k = 0$ é considerado um veículo isolado, em fluxo livre) ou

$\Pr[Z \leq z] = \theta_p^{z-1} \cdot \theta_L, z = 1,2,\dots$ (onde $z = 1$ é considerado um veículo isolado, em fluxo livre); a distribuição M3 é útil quando o interesse é limitado aos intervalos maiores (mais que duas a três vezes o intervalo mínimo); o uso para fluxo de tráfego em múltiplas faixas é discutível pois o significado do intervalo mínimo não é claro;

- distribuição M4: headways/intervalos entre chegadas também tem uma

distribuição mista baseada em uma distribuição para os tempos de passagem dos veículos $f_p[T = t]$ (ou o intervalo mínimo entre veículos trafegando em pelotões) e para o gap/brecha entre veículos $f_L[G = t]$ (para veículos em fluxo livre, quando não há pelotão)

compostas como $f[H = h] = \theta_p \cdot f_p[H = T = h] + \theta_L \cdot (f_p * f_L[H = T + G = h])$, onde

o parâmetro $\theta_p \in [0;1]$ é a proporção de veículos seguidores no

tráfego (i.e. em pelotões), o parâmetro $\theta_L = 1 - \theta_L$ é a proporção de veículos livres no tráfego e $f_p * f_L [H = T + G = h] = \int_0^h f_p [T = t] * f_L [G = h - t] dt$ é a distribuição da convolução de T+G; para gaps/brechas, tem-se $f_L [G = g] = \lambda e^{-\lambda \cdot g}, g \geq 0$ (uma distribuição exponencial com parâmetro $\lambda \geq 0$) e para tempos de passagens $f_p [T = t]$ é qualquer distribuição de valores não negativos (note que são distribuições condicionais); então tem-se $\bar{h} = \frac{1}{Q} = \mu_T + \frac{\theta_L}{\lambda}$; o tamanho dos pelotões tem uma distribuição geométrica $\Pr[K \leq k] = \theta_p^k \cdot \theta_L, k = 0, 1, 2, \dots$ (onde $k = 0$ é considerado um veículo isolado, em fluxo livre) ou $\Pr[Z \leq z] = \theta_p^{z-1} \cdot \theta_L, z = 1, 2, \dots$ (onde $z = 1$ é considerado um veículo isolado, em fluxo livre); atualmente, uma distribuição Weibull é usualmente assumida para os tempos de passagem $f_p [T = t] = \frac{\delta}{\gamma - \tau} \left(\frac{t - \tau}{\gamma - \tau} \right)^{\delta - 1} \cdot e^{-\left(\frac{t - \tau}{\gamma - \tau} \right)^\delta}, t \geq \tau$, com $\tau \geq 0$ ($< \frac{1}{Q}$), $\gamma > \tau$ e $\delta > 0$; para a distribuição Weibull, a função de distribuição acumulada é $F_p [T \leq t] = 1 - e^{-\left(\frac{t - \tau}{\gamma - \tau} \right)^\delta}, t \geq \tau$, a média é $\mu_T = \tau + (\gamma - \tau) \Gamma \left[1 + \frac{1}{\delta} \right]$ e a variância é $\sigma_T^2 = (\gamma - \tau)^2 \cdot \left(\Gamma \left[1 + \frac{2}{\delta} \right] - \left(\Gamma \left[1 + \frac{1}{\delta} \right] \right)^2 \right)$ (onde $\Gamma[\alpha] = \int_0^\infty u^{\alpha-1} \cdot e^{-u} \cdot du$ é o coeficiente gamma, constante para dado α , que pode ser aproximado notando que $\Gamma[k] = (k-1)!$ para valores inteiros $\alpha = k$); então, o intervalo mínimo é o tempo de passagem $\tau = \frac{\ell_v}{V}$, dada a extensão do veículo ℓ_v e sua velocidade V, sendo relacionada com a capacidade de tráfego C ou o fluxo de saturação S visto que $C \leq \frac{1}{\tau}$ e $S \leq \frac{1}{\tau}$; usualmente, pode-se tomar $\tau = \frac{\gamma}{S}$ com $\gamma = 0,33a0,75$ como valor básico (ou tomá-lo como zero); o uso da distribuição M4 para fluxo de tráfego em múltiplas faixas menos discutível, mesmo permanecendo obscuro o significado do intervalo mínimo.

A distribuição M3 como originalmente especificada é chamada distribuição Cowan e pode ser generalizada de diversas formas (e.g. compondo distribuições condicionais $f_p [H]$ e $f_L [H]$ gerais). No entanto, a distribuição M4 prefere uma composição diferente usando distribuições condicionais $f_p [T]$ para o intervalo de passagem (quando seguidor em um pelotão com $H=T$) e $f_L [G]$ para o gap/bracha (quando livre fora do pelotão com $H=T+G$). Versões alternativas para a distribuição M4 foram propostas, com diferentes distribuições para o tempo de passagem (Cowan

originalmente propôs uma distribuição gamma, Schuhl havia proposto uma distribuição exponencial deslocada antes e Branston propôs uma distribuição gamma ou lognormal depois, além de rejeitar a distribuição normal).

Genericamente, pode-se construir uma distribuição mista de headways/intervalos de qualquer processo Gap/Brecha-Block/Bloqueio (i.e. uma sequência de pelotões com distribuições para tamanho e tempo de passagem dadas então separadas por intervalos de tempo com uma distribuição de gaps/brechas dada). Um exemplo é a conhecida distribuição de Tanner (similar à distribuição M3 com $\theta_p = Q\tau$, para $\tau \geq 0$

($< \frac{1}{Q}$) fixos, e com brechas exponenciais com $\lambda = Q$ novamente). Outros

métodos de derivação podem ser usados (como a proposta por Buckley, conhecida como distribuição semi-Poisson, similar à distribuição M4). Outro nível de mistura pode ser incorporado reconhecendo tipos de veículos ou manobras e levando em consideração a composição da corrente de tráfego (compondo distribuições com parâmetros específicos para cada tipo de veículos ou manobra ou mesmo para cada par de veículos adiante e atrás, por tipo ou manobra). No entanto, como regra, as distribuições resultantes deixam de ser tratáveis, preferindo-se usar as fórmulas conhecidas de composição de capacidades específicas.

As conexões entre as distribuições do número de chegadas em um período e dos intervalos entre chegadas são bem conhecidas (relações similares poderiam ser deduzidas para as distribuições do número de veículos em um trecho de via e o espaçamento entre veículos).

A primeira relação, entre médias, é puramente definicional: $Q = \frac{1}{\bar{h}}$, onde \bar{h} é a média do headway/intervalo entre chegadas (dado o número de veículos N_T contado em um período de tempo T , $Q = \frac{N_T}{T}$ e $\bar{h} = \frac{T}{N_T}$ são as

definições de luxo de tráfego e intervalo médio). Relações similares existem entre as probabilidades e funções de distribuição também. Para headways/intervalos H tem-se $\Pr[H > h] = \Pr[K = 0/T = h]$ (o headway/intervalo H ser maior que h é equivalente a ter um período T sem chegadas com duração igual a h , iniciado após a chegada anterior). Para número de chegadas K tem-se $\Pr[K \geq k/T] = \Pr[\sum_i^k H_i \leq T]$ (o número de chegadas K ser maior ou igual a k em um período T , iniciado após a chegada anterior, é equivalente à soma dos k intervalos entre chegadas seguintes ser menor ou igual a T). Se os períodos não iniciam após a chegadas anterior, o primeiro tempo é um lag/resíduo, não um headway/intervalo completo.

Algumas outras relações gerais são também conhecidas. Por exemplo, para qualquer distribuição de headway/intervalo $f[H = h]$ (ou $F[H \leq h]$), a distribuição dos lags/resíduos ℓ de um instante de verificação t à próxima chegada ($\ell = h - t$) com uma distribuição uniforme dos eventos de verificação, obedece a $f[L = \ell] = \frac{1 - F[H \leq \ell]}{\bar{h}}$. Esta relação pode ser

deduzida notando que a probabilidade de verificar um headway/intervalo com eventos de verificação uniformemente distribuídos é proporcional à probabilidade de ocorrer o headway/intervalo e à duração de tempo do headway/intervalo $\Pr[TinH/H = h] \sim h f[H = h]$ (então, impondo que as

probabilidades devem somar um, tem-se $f[\text{TinH} = h] = \frac{h \cdot f[H = h]}{\bar{h}}$ e que a probabilidade de chegar em um instante t qualquer dentro do headway/intervalo h com fluxo de chegadas constante é uniforme (então, como $f[L = \ell] = \int f[L = \ell/H = h] f[\text{TinH} = h] dh$ e $f[L = \ell/H = h] = 1/h, \ell \leq h$, tem-se $f[L = \ell] = \int_{\ell}^{\infty} \frac{1}{h} \cdot \frac{h \cdot f[h]}{\bar{h}} \cdot dh = \frac{1}{\bar{h}} \cdot \int_{\ell}^{\infty} f[h] dh = \frac{1 - F[H \leq \ell]}{\bar{h}}$). Para modelos de fluxo de tráfego, em que $\bar{h} = \frac{1}{Q}$, estas relações são usualmente escritas como

$f[T = h] = Q \cdot h \cdot f[H = h]$ e $f[L = \ell] = Q \cdot (1 - F[H \leq \ell])$. Outra função de distribuição relacionada (menos usada na teoria do fluxo de tráfego) é a função de hazard/perigo $h[T = t] = f[H = t/H > t]$ que pode ser avaliada por $h[T = t] = \frac{f[H = t]}{F[H > t]} = \frac{f[H = t]}{1 - F[H \leq t]}$, que corresponde à densidade de probabilidade

de uma chegada imediata em t , dado que não houve chegada antes de t (i.e. de um lag/resíduo zero). Das funções de densidade de probabilidade, as funções acumuladas de probabilidade correspondentes podem ser definidas e obtidas, da forma usual.

A conexão mais bem conhecida diz que a distribuição de headways/intervalos entre chegadas em uma corrente de tráfego com distribuição Poisson para o número de chegadas é uma distribuição exponencial (M1). Assumindo a distribuição Poisson para o número de chegadas em um período T com fluxo médio Q e parâmetro $m = Q \cdot T$, tem-se $\Pr[H > h] = \Pr[K = 0/T = h] = e^{-Q \cdot h}, h \geq 0$, que pode ser reconhecida como a distribuição exponencial com parâmetro $\lambda = Q$ ($F[H \leq h] = \Pr[H \leq h] = 1 - \Pr[H > h] = 1 - e^{-Q \cdot h}, h \geq 0$ e

$f[H = h] = \frac{dF[H \leq h]}{dh} = Q \cdot e^{-Q \cdot h}, h \geq 0$ são as formas usuais decorrentes). Então,

$f[\text{TinH} = h] = Q \cdot h \cdot Q \cdot e^{-Q \cdot h} = Q^2 \cdot h \cdot e^{-Q \cdot h}, h \geq 0$ e

$f[L = \ell] = Q \cdot (1 - (1 - e^{-Q \cdot \ell})) = Q \cdot e^{-Q \cdot \ell}, \ell \geq 0$, que significa que a distribuição de lags/tempos residuais também é uma distribuição exponencial com o mesmo parâmetro $\lambda = Q$ da distribuição de headways/intervalos. Esta propriedade é relacionada com a falta de memória da distribuição exponencial (não importa em que instante t dentro de um headway/intervalo, a função de distribuição do tempo remanescente ℓ até a próxima chegada tem ainda a mesma distribuição).

No entanto, para outras distribuições (que não a exponencial), as distribuições de headways/intervalos e de lags/tempos residuais precisam ser distinguidas e são distintas. Por exemplo, tomando a distribuição

Cowan (M3) $f[H = h] = \begin{cases} 1 - \theta_L, & h = \tau \\ \lambda \cdot \theta_L \cdot e^{-\lambda \cdot (h - \tau)}, & h > \tau \end{cases}$ e $F[H \leq h] = 1 - \theta_L \cdot e^{-\lambda \cdot (h - \tau)}, h \geq \tau$ (com

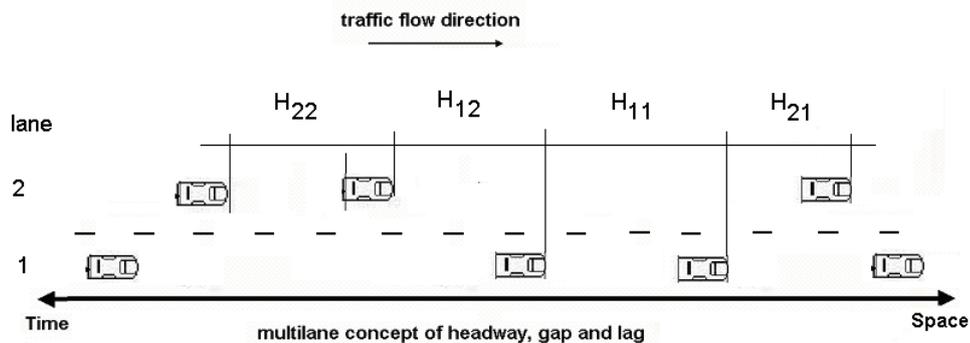
$\lambda = \frac{Q \cdot \theta_L}{1 - Q \cdot \tau}$), então $f[\text{TinH} = h] = \begin{cases} Q \cdot \tau \cdot (1 - \theta_L), & h = \tau \\ Q \cdot h \cdot \theta_L \cdot \lambda \cdot e^{-\lambda \cdot (h - \tau)}, & h > \tau \end{cases}$ e

$$F[\text{TinH} \leq h] = \begin{cases} Q \cdot \tau \cdot (1 - \theta_L), & h = \tau \\ 1 - \frac{Q \cdot \theta_L}{\lambda} \cdot (\lambda \cdot h + 1) e^{-\lambda \cdot (h - \tau)}, & h > \tau \end{cases}, \quad f[L = \ell] = \begin{cases} Q = \frac{1}{h}, & \ell < \tau \\ Q \cdot \theta_L \cdot e^{-\lambda \cdot (\ell - \tau)}, & \ell \geq \tau \end{cases} \quad e$$

$$F[L \leq \ell] = \begin{cases} \frac{\ell}{h} = Q \cdot \ell, & \ell < \tau \\ 1 - \frac{Q \cdot \theta_L}{\lambda} \cdot e^{-\lambda \cdot (\ell - \tau)}, & \ell \geq \tau \end{cases} \quad (\text{formas alternativas podem ser usadas})$$

notando que $\theta_p = 1 - \theta_L$ ou $\frac{Q \cdot \theta_L}{\lambda} = 1 - Q \cdot \tau$. Note que a densidade da distribuição de lags/tempos residuais é não-nula mesmo para $\ell < \tau$ (para os tempos residuais no final de um intervalo) e é diferente da distribuição de headways/intervalos.

Para fluxo de tráfego em múltiplas faixas, a configuração de veículos em um headway/intervalo, em um gap/brecha ou em um lag/resíduo pode ser relevante (e.g. por exigir mais um menos tempo para ser cruzado), significando que as faixas de onde vem o veículo anterior e o veículo posterior. Mesmo para fluxos com distribuição Poisson de chegadas e headways/intervalos exponencial headways (para os quais existem propriedades convenientes de composição e separação de fluxos, que foram enfatizadas anteriormente), a informação pode ser relevante pois o comportamento dos usuários pode variar de uma situação para outra. Em geral, se necessário, a distribuição de qualquer configuração de headways/intervalos, gaps/brechas ou lags/resíduos pode ser derivada das distribuições previamente discutidas para o fluxo de cada faixa.



No entanto, ao invés de prosseguir discutindo a possibilidade de formular modelos mais detalhados, neste ponto vale mais discutir a sua aplicação. A utilidade dos modelos probabilísticos para as variáveis do fluxo de tráfego vem das respostas fornecidas. Alguns exemplos usando das distribuições de intervalos podem ilustrar o que pode ser obtido.

Suponha que uma manobra de cruzamento tem de enfrentar um fluxo de tráfego oposto contado como 225 veículos em 15 minutos do período correspondente (pico ou fora-pico). Então, o fluxo de tráfego pode ser expresso por 900 veh/hora ou 0,25 veh/seg (a média do período de 15 minutos, talvez representativa de uma ou duas horas do período de pico ou fora-pico correspondentes, se o fluxo de tráfego não muda significativamente).

Qual é a probabilidade de cruzar se uma brecha de 6 segundos no tráfego oposto é necessária para realizar a manobra de cruzamento? Note que o

intervalo médio é 4 segundos ($\bar{h} = 1/Q = 1/0,25 = 4 \text{ seg}$), menor que a brecha requerida. No entanto, a resposta depende da probabilidade de uma brecha maior que (ou igual a) 6 segundos após o veículo anterior. Também, existe a probabilidade de cruzar na chegada (em um instante aleatório de um intervalo adequado) requer um lag/resíduo maior que (ou igual a) 6 segundos.

Se o tráfego oposto é level (bem menor que a capacidade de tráfego), escoar em uma via de múltiplas faixas (analisada como um fluxo), distante da influencia de semáforos ou outros elementos que geram uma presença significativa de pelotões. Então, a distribuição Poisson de chegadas pode ser aceita e a distribuição exponencial implícita de headways/intervalos com parâmetro $\lambda = 0,25 \text{ veh/seg}$ pode ser usada para responder a questão. Com a distribuição exponencial não distingue headways de gaps e de lags, o requisito de uma brecha de 6 segundos é traduzida em um intervalo correspondente e a probabilidade de cruzar na chegada ou após a passagem de um veículo é $\Pr[H \geq 6 \text{ sec}] = e^{-0,25 \cdot 6} \cong 0,223 = 22,3\%$ (ou cerca uma em cinco). A probabilidade de ter de esperar seria avaliada em 77,7%. Note a necessidade de usar unidades coímpatíveis, ie o fluxo em veh/sec e o tempo em sec, para realizar os cálculos e obter o valor correto.

Se o tráfego oposto usa uma faixa apenas, a hipótese anterior (e o resultado) pode ser inadequada. Ainda mais se existir um semáforo adjacente induzindo a presença de pelotões no fluxo de tráfego. Usando a distribuição Cowan, baseada em um intervalo mínimo (ou melhor um intervalo médio dentro dos pelotões) de 2 segundos e 80% dos veículos passando em pelotão (ambas as variáveis podem ser visualizadas e medidas com observação direta em campo), neste contexto a resposta é diferente. O parâmetro da distribuição Cowan é

$$\lambda = \frac{\theta_L \cdot Q}{1 - \tau \cdot Q} = \frac{(1 - \theta_p) \cdot Q}{1 - \tau \cdot Q} = \frac{(1 - 0,80) \cdot 0,25}{1 - 2 \cdot 0,25} = 0,10 \text{ veh/seg} \text{ (fora dos pelotões)}. \text{ Na}$$

distribuição Cowan, os conceitos de gaps e headways são distinguidos e as distribuições de headways e lags são diferentes. Usualmente, a brecha crítica requerida não é propriamente um gap porque é medida como um headway em campo. Então, assumindo que 6 segundos é o headway requerido (como usual, caso contrário, o headway implícito na necessidade de um gap de 6 seconds seria de 8 segundos) e que o lag requerido na chegada é também de 6 seconds (como se headways e lags fossem medidos da frente dos veículos e não fossem diferenciados na avaliação de viabilidade da manobra). Para cruzar após a passagem de um veículo, i.e. tendo um headway maior que (ou igual a) 6 segundos, a probabilidade é

$$\Pr[H \geq 6 \text{ sec}] = (1 - 0,80) \cdot e^{-0,10 \cdot (6-2)} \cong 0,134 = 13,4\% \text{ (ou cerca de um em sete)}.$$

Agora, a probabilidade de cruzar ao chegar é diferente e seria igual a

$$\Pr[L \geq 6 \text{ sec}] = \frac{(1 - 0,80) \cdot 0,25}{0,10} \cdot e^{-0,10 \cdot (6-2)} \cong 0,335 = 33,5\% \text{ (ou cerca de um em três)}.$$

A probabilidade de ter de esperar seria avaliada em 66,5% agora.

Suponha agora que o interesse é a capacidade para cruzar o fluxo oposto. O fluxo máximo de cruzamento (sua capacidade) é atingido quando todos os headways/intervalos entre veículos são totalmente utilizados (se adequados) para cruzar. Baseado em uma regra comportamental para os veículos cruzando, os modelos probabilísticos podem ser usados para estimar a capacidade para cruzar. A regra mais simples é que todos os cruzamentos precisam de um gap (ou headway) maior que (ou igual a) um valor uniforme α (chamado de brecha crítica) necessário para o primeiro veículo cruzar e que todos os veículos após o primeiro que usam o mesmo gap (ou headway) precisam de um tempo adicional para prosseguir igual a

um valor uniforme β (chamado de tempo de seguimento) para completar sua manobra após o primeiro veículo ter passado.

Então, para headways/intervalos exponenciais (com parâmetro $\lambda = Q$, o fluxo oposto), a capacidade é avaliada com base na tabela seguinte:

Headway/Intervalo	Cruzam em H	Probabilidade	Cruzam em T
$0 \leq H < \alpha$	0	$1 - e^{-\lambda \alpha}$	0
$\alpha \leq H < \alpha + \beta$	1	$e^{-\lambda \alpha} - e^{-\lambda(\alpha + \beta)}$	$1 \cdot (e^{-\lambda \alpha} - e^{-\lambda(\alpha + \beta)}) Q \cdot T$
$\alpha + \beta \leq H < \alpha + 2\beta$	2	$e^{-\lambda(\alpha + \beta)} - e^{-\lambda(\alpha + 2\beta)}$	$2 \cdot (e^{-\lambda(\alpha + \beta)} - e^{-\lambda(\alpha + 2\beta)}) Q \cdot T$
...	
TOTAL=	-	1	$N_{\text{máx}}$

e a capacidade é $C = \frac{N_{\text{máx}}}{T} = \frac{e^{-\lambda \alpha}}{1 - e^{-\lambda \beta}} \cdot Q$ (a tradicional fórmula poissoniana, expressão usada na versão 2000 do U.S.Highway Capacity Manual). Assumindo $\beta = 3 \text{ sec}$, a capacidade é estimada como

$$C = \frac{e^{-0,25 \cdot 6}}{1 - e^{-0,25 \cdot 3}} \cdot 0,25 = 0,106 \text{ veh/seg ou } 381 \text{ veh/hora, no exemplo anterior.}$$

Para a distribuição Cowan (com parâmetro $\lambda = \frac{\theta_L \cdot Q}{1 - \tau \cdot Q}$, para o fluxo oposto), por sua vez, a capacidade é avaliada com base na tabela seguinte:

Headway/Intervalo	Cruzam em H	Probabilidade	Cruzam em T
$0 \leq H < \alpha$	0	$1 - \theta_L \cdot e^{-\lambda(\alpha - \tau)}$	0
$\alpha \leq H < \alpha + \beta$	1	$\theta_L \cdot e^{-\lambda(\alpha - \tau)} - \theta_L \cdot e^{-\lambda(\alpha + \beta - \tau)}$	$1 \cdot (\theta_L \cdot e^{-\lambda(\alpha - \tau)} - \theta_L \cdot e^{-\lambda(\alpha + \beta - \tau)}) Q \cdot T$
$\alpha + \beta \leq H < \alpha + 2\beta$	2	$\theta_L \cdot e^{-\lambda(\alpha + \beta - \tau)} - \theta_L \cdot e^{-\lambda(\alpha + 2\beta - \tau)}$	$2 \cdot (\theta_L \cdot e^{-\lambda(\alpha + \beta - \tau)} - \theta_L \cdot e^{-\lambda(\alpha + 2\beta - \tau)}) Q \cdot T$
...	
TOTAL=	-	1	$N_{\text{máx}}$

e a capacidade é $C = \frac{N_{\text{máx}}}{T} = \frac{\theta_L \cdot e^{-\lambda(\alpha - \tau)}}{1 - e^{-\lambda \beta}} \cdot Q$ (a mais recente fórmula

cowaniana). Usando a hipótese de Tanner $\theta_p = \tau \cdot Q$ (com $Q < \frac{1}{\tau}$), então

$\theta_L = 1 - \tau \cdot Q$, $\lambda = Q$ novamente e a usual fórmula de capacidade de Tanner é

obtida $C = \frac{N_{\text{máx}}}{T} = \frac{(1 - \tau \cdot Q) \cdot e^{-\lambda(\alpha - \tau)}}{1 - e^{-\lambda \beta}} \cdot Q$ (a fórmula britânica implícita no

método brasileiro). Assumindo $\beta = 3 \text{ sec}$ novamente, a capacidade é

estimada em $C = \frac{(1 - 0,8) \cdot e^{-0,10(6-2)}}{1 - e^{-0,10 \cdot 3}} \cdot 0,25 = 0,129 \text{ veh/seg ou } 466 \text{ veh/hora, para o}$

exemplo anterior (ou $C = \frac{(1 - 2 \cdot 0,25) \cdot e^{-0,25(6-2)}}{1 - e^{-0,25 \cdot 3}} \cdot 0,25 = 0,087 \text{ veh/seg}$ or

314 veh/hora com a fórmula de Tanner). Note que a fórmula poissoniana é obtida usando $\theta_L = 1$ e $\tau = 0$, como usual.

Note também que a avaliação da capacidade envolve somente distribuições de headways/intervalos (ou gaps/brechas). Outro conjunto de hipóteses pode ser usado e analisado similarmente (como um comportamento

probabilístico no próprio processo de aceitação das brechas). Em muitos casos, obtém-se fórmulas simples como as apresentadas acima (mas não em outros casos, como na existência de impaciência diante da espera).

Como pode ser visto pelos exemplos utilizados acima, embora a derivação de resultados com base em modelos probabilísticos possa ser trabalhosa, a sua aplicação é em geral simples. Muitas vezes, as expressões finais podem ser representadas graficamente (nas curvas de capacidade em interseções com sinalização de prioridade do HCM/2000 ou do DENATRAN/1984, por exemplo), facilitando ainda mais a sua utilização.

Outras vezes, a própria derivação das fórmulas baseadas em modelos probabilísticos é bastante simples. Pode-se mencionar o exemplo da expressão recomendada para determinar o Intervalo de Corte, baseado na suposição de chegadas poissonianas. Como pode ser visto da discussão acima, esta suposição corresponde à hipótese de que os intervalos entre veículos tem distribuição exponencial e a fórmula é derivada da utilização da expressão analítica para sua função de distribuição acumulada.

Em um e outro caso, é importante entender as hipóteses subjacentes aos modelos probabilísticos utilizados e analisar a sua adequação. Além disso, deve-se analisar se existem formulações mais flexíveis (que incorporam os modelos usuais e outras formas) ou mais adequadas (que preferem modelos baseados em hipóteses mais realistas). Modelos mais gerais podem eliminar a possibilidade de obter soluções analíticas (exigindo procedimentos de solução numérica) mas esta inconveniência deve ser colocada em segundo plano se suas hipóteses forem essenciais para ter melhores resultados.

B - Métodos Modernos de Estimativa do Fluxo de Saturação

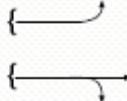
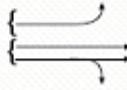
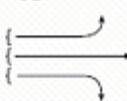
No Brasil, as recomendações oficiais relacionadas com semáforos ainda apresentam o método de estimativa do fluxo de saturação formulado por Webster, nos estudos desenvolvidos no Reino Unido pelo então RRL-Road Research Laboratory (depois TRRL-Transportation and Road Research Laboratory e hoje TRL-Transport Research Laboratory), como oficializado em 1966 (também apresentam os métodos propostos por Webster e Cobbe para medição do fluxo de saturação, concebidos nos mesmos estudos).

Os procedimentos originalmente recomendados por Webster e Cobbe, apesar de ainda serem largamente utilizados ao redor do mundo, foram revisados em vários países. No próprio Reino Unido, as recomendações mais recentes derivam da atualização realizada no então TRRL (publicadas no RR67, de 1986) e vêm sendo normalmente adotadas. Outros países desenvolveram tradições próprias e atualizam suas recomendações com razoável frequência. Entre estes países, pode-se destacar a tradição australiana liderada pelos estudos do ARRB-Australian Road Research Board (reunidos no ARR123, o trabalho original de Akçelik, publicado em 1981, e no ARR180, que atualiza o anterior, de 1993) e a tradição americana relacionada com as sucessivas versões do HCM-Highway Capacity Manual (em especial as versões de 1965, de 1985 e de 2000, que é a mais recente, sem deixar de mencionar as versões intermediárias de 1994 e 1997).

Ao invés de repetir a exposição do método original de Webster e Cobbe, a seguir será descrito o procedimento recomendado pelo HCM/2000 (compatível, portanto, com os métodos de levantamento de campo apresentados anteriormente), comentando-se as diferenças entre ambos os procedimentos e algumas características peculiares de outros métodos alternativos consideradas mais relevantes, que podem ser úteis como método de análise adequado para contextos específicos.

O procedimento de estimativa de fluxos de saturação do HCM/2000, embora não tenha sido validado adequadamente no Brasil, é um dos mais detalhados (pelo amplo conjunto de aspectos considerados explicitamente). A unidade básica de análise adotada pelo procedimento de estimativa de fluxos de saturação do HCM/2000 é o Grupo de Faixas, entendido como o menor número de grupos de faixas necessário para caracterizar adequadamente a operação de uma aproximação semaforizada, de forma compatível com a tradição americana, mantida ao longo das edições recentes do HCM, desde 1985.

A seguir estão apresentados os exemplos de configurações típicas de grupos de faixas apresentados no HCM/2000, considerando geometria (no caso o número de faixas) e a distribuição do fluxo por faixas.

No.de Faixas	Movimentos por Faixa	No.de Grupos de Faixas Possíveis
1	LT + TH + RT 	①  (aproximação com faixa única)
2	EXC LT  TH + RT 	② 
2	LT + TH  TH + RT 	①  ou ② 
3	EXC LT  TH  TH + RT 	②  ou ③ 

A idéia de Grupo de Tráfego, embora não adotada pelo HCM, seria um conceito preliminar adequado (por distinguir cada aproximação e o tratamento semafórico dado aos seus movimentos). Diferentes grupos de tráfego em uma aproximação sugerem a existência de diferentes grupos de faixas, embora a realidade física possa indicar uma causalidade inversa (diferentes grupos de tráfego compartilharem uma mesma faixa).

A rigor, em um procedimento de análise geral, a distribuição dos fluxos por faixas é um dos resultados esperados das técnicas de análise da operação semafórica, o que exige um processo iterativo de estimativa e avaliação para casos distintos dos existentes nas interseções. Não haveria maior dificuldade de aplicar métodos simples de previsão da distribuição de fluxos nas faixas de tráfego, em geral guiados pela suposição de que a situação de equilíbrio produz níveis de solicitação da capacidade similares nos diferentes grupos de faixas potencialmente existentes (incluindo a necessidade de compartilhar faixas). No entanto, o HCM/2000 incorpora diferenças no grau de utilização das faixas pelo tráfego como um outro aspecto usual na sua análise, como visto adiante.

Na maior parte dos casos, entretanto, é possível prever sem dificuldade quais serão os grupos de faixas formados em cada aproximação (o HCM/2000 inclui alguns procedimentos de apoio, por exemplo para previsão de faixas de conversão à esquerda exclusivas de fato).

O segundo aspecto peculiar do procedimento de estimativa de fluxo de saturação do HCM/2000 é o esclarecimento do sub-período de referência da medida que, novamente de forma compatível com a tradição americana de análise de capacidade e de projeto geométrico, corresponde ao sub-período de 15 minutos mais carregado no período considerado (em geral, uma hora de projeto conveniente). Portanto, os fluxos de saturação estimados devem poder ser mantidos normalmente em picos de 15 minutos, sendo maiores que os volumes horários correspondentes (e menores, por sua vez, de fluxos normalmente mantidos apenas em picos de 5 minutos). Em que pese o esclarecimento, a base do conceito de "fluxo mantido em condições normais" é frágil (a rigor, teria de ser associado a uma probabilidade de ser escoado sem gerar uma perturbação da capacidade na seção de medição considerada, sendo um conceito ainda a desenvolver).

Feitas estas ponderações básicas, pode-se discutir os detalhes do procedimento. O fluxo de saturação é definido de forma usual: o fluxo (máximo) em veículos por hora que poderia ser acomodado no grupo de faixas assumindo que o verde do estágio para seus movimentos fosse exibido em 100% do tempo. A fórmula básica adotada pelo procedimento de estimativa de fluxo de saturação do HCM/2000 é a seguinte:

$$S = \tilde{S}_b \cdot N \cdot f_L \cdot f_{VP} \cdot f_i \cdot f_{est} \cdot f_{bus} \cdot f_{loc} \cdot f_u \cdot f_{cd} \cdot f_{ce} \cdot f_{pd} \cdot f_{pe} , \text{ onde}$$

$S_b (s_0)$	fluxo básico de saturação, usualmente 1900 veq/hv.fx
$f_L (f_W)$	fator de correção devido à largura (Tabela 16-7)
$f_{VP} (f_{HV})$	fator de correção devido aos veículos pesados (Tabela 16-7)
$f_i (f_g)$	fator de correção devido à declividade (Tabela 16-7)
$f_{est} (f_p)$	fator de correção devido às manobras de estacionamento (Tabela 16-7)
$f_{bus} (f_{bb})$	fator de correção devido às paradas de ônibus (Tabela 16-7)
$f_{loc} (f_a)$	fator de correção devido ao tipo de local (Tabela 16-7)
$f_u (f_{LU})$	fator de correção devido à diferença de utilização das faixas ($f_u = (q/N)/q_{f,max}$)
$f_{cd} (f_{RT})$	fator de correção devido às conversões à direita (Tabela 16-7)
$f_{ce} (f_{LT})$	fator de correção devido às conversões à esquerda (Tabela 16-7)
$f_{pd} (f_{Rpb})$	fator de correção devido a pedestres e bicicletas na conversão à direita (Tabela 16-7)
$f_{pe} (f_{Lpb})$	fator de correção devido a pedestres na conversão à esquerda (Tabela 16-7)

(os símbolos entre parênteses são os originalmente utilizados no capítulo 16 do HCM/2000).

O HCM/2000, como observado anteriormente, segue a tradição americana e considera a utilização desigual das faixas de tráfego de um grupo (incorporado também no ARR123 e, por generalidade, na revisão australiana, do ARR180). Os demais métodos não incorporam esta característica (o que equivale a considerar as faixas igualmente utilizadas). No HCM/2000, em função do tipo de uso e do número de faixas, recomenda-se considerar que a faixa mais carregada tem a utilização dada pela tabela seguinte:

Movimento de Grupo de Faixas	Número de faixas no grupo de faixa	Porcentagem de tráfego na faixa para com uso mais intenso	Fator de utilização $f_u (f_{LU})$
Direto ou Compartilhado	1	100,0	1,000
	2	52,5	0,952
	3*	36,7	0,908
Conversão à esquerda (LT) exclusiva	1	100,0	1,000
	2*	51,5	0,971
Conversão à direita (RT) exclusiva	1	100,0	1,000
	2*	56,5	0,885

* Se o grupo de faixas tem mais faixas que o número de faixas mostrado na tabela, é recomendável que uma pesquisa seja feita ou que o maior fator de utilização $f_u (f_{LU})$ seja usado para o tipo de grupo de faixa.

Em termos práticos, a utilização desigual das faixas introduz um fator de correção que permitiria avaliar a demanda aparente na faixa crítica de um dado grupo de tráfego (da mesma forma que o fator de pico-hora fornece o fluxo do sub-período mais carregado na hora de projeto). Pode-se também incorporá-lo na estimativa do fluxo de saturação aparente, considerando a menor eficiência na utilização das demais faixas. Ambos os procedimentos (majorar a demanda ou reduzir o fluxo de saturação) seriam equivalentes e o HCM/2000 recomenda a segunda opção, com a introdução do fator de

correção $f_u = \frac{1/N}{p_{mu}}$ (onde p_{mu} é a fração do tráfego na faixa mais utilizada e N é o número de faixas do grupo de faixas em análise).

A tabela seguinte resume os fatores de correção (discutidos a seguir) que são considerados pelo HCM/2000:

Fator	Fórmula	Variáveis	Observações
Largura de Faixa Média f_L (f_w)	$f_L = 1 + (L - 3,6)/9,0$	L: largura da faixa, em metros	para $L \geq 2,4m$, (se $L > 4,8m$, a análise com 2 faixas pode ser considerada).
Veículos Pesados f_{VP} (f_{HV})	$f_{VP} = \frac{100}{100 + \% VP \cdot (e_{VP} - 1)}$	% VP: porcentagem de veículos pesados	$0 \leq \% VP \leq 100$, onde $e_{VP} = 2,0$ carros de passeio (auto) por veículo pesado.
Rampas f_i (f_g)	$f_i = 1 - \%i/200$	%i: porcentagem de aclave (negativo para declive)	$-6 \leq \%i \leq +10$
Manobras de Estacionamento f_{est} (f_p)	$f_{est} = \frac{N - 0,1 - 18 N_m/3600}{N}$	N: no.de faixas N_m : manobras/hora de estacionamento	$0 \leq N_m \leq 180$ $0,050 \leq f_{est}$ 75 m antes da retenção
Manobras de Obstrução de Ônibus f_{bus} (f_{bb})	$f_{bus} = \frac{N - 14,4 N_b/3600}{N}$	N: no.de faixas N_b : manobras/hora de ônibus (parada)	$0 \leq N_b \leq 250$ $0,050 \leq f_{bus}$ 75 m antes da retenção
Tipo de Área f_{loc} (f_a)	0,900 para CBD (centro) 1,000 para outras áreas		
Utilização de Faixa f_u (f_{LU})	$f_u = \frac{q_t}{q_{fu} \cdot N}$	q_t : fluxo total, sem ajuste, nas faixas q_{fu} : fluxo, sem ajuste, na faixa com maior volume N: no.de faixas	ver Tabela 10.23
Conversões à Esquerda f_{ce} (f_{LT})	para estágios protegidos $f_{ce} = 0,95$ em faixas exclusivas $f_{ce} = \frac{1}{1 + 0,05 \cdot P_{ce}}$ com faixa compartilhada	P_{ce} : proporção de conversões à esquerda	para estágios com conversões permitidas ver Tabela C16-1
Conversões à Direita f_{cd} (f_{RT})	para faixas exclusivas $f_{cd} = 0,85$ para faixas compartilhadas $f_{cd} = 1 - 0,15 \cdot P_{cd}$ ou, para faixa simples, $f_{cd} = 1 - 0,135 \cdot P_{cd}$	P_{cd} : proporção de conversões à direita	$0,050 \leq f_{cd}$
Bloqueio por Pedestres e Ciclistas	para conversão à esquerda $f_{pe} = 1 - P_{ce} \cdot (1 - A_{pbe}) \cdot (1 - P_{ceA})$ para conversão à direita $f_{pd} = 1 - P_{cd} \cdot (1 - A_{pbd}) \cdot (1 - P_{cdA})$	P_{ce}, P_{cd} : proporção de conversões à esquerda e à direita A_{pbe}, A_{pbd} : bloqueio de pedestre em conversões à esquerda e à direita P_{ceA}, P_{cdA} : proporção de conversões à esquerda e à direita protegidas	$A_{pb} = f$ (ocupância nas faixas dos pedestres, número de faixas de saída e entrada das conversões veiculares)

Comparando com o método tradicionalmente utilizado no Brasil, proposto por Webster e Cobbe, vale a pena comentar diversas diferenças.

A primeira diferença é a adoção de um fluxo básico de saturação definido em função do número de faixas e não da largura total da aproximação, considerando 1900 vpt/h (autos adiante/hora) por faixa (uma revisão do valor básico de 1800 vpt/h, adotado no HCM/1985).

No método de Webster e Cobbe, o fluxo básico de saturação era considerado função da largura total da aproximação (como se o efeito do número de faixas e da largura média das faixas fossem estritamente compensatório), sendo estimado por $S_b = 525 \cdot L(m)$ para largura maior que 5,20m ou tabelado em função da largura da aproximação como segue:

L(m)	3,0	3,3	3,6	3,9	4,2	4,5	4,8	5,2
S _b veq/hv	1850	1875	1900	1950	2075	2275	2475	2700

No HCM/2000, considera-se que não é válida a hipótese de que o número de faixas e a largura das faixas tem efeito estritamente compensatório. O HCM/2000 considera a largura das faixas com base no valor médio para as faixas de um grupo, com o fator de correção $f_L = 1 + \frac{\bar{\ell} - 3,60}{9,0}$ (para faixas

com larguras entre 2,40m e 4,80m; para larguras superiores a 4,80m, o HCM/2000 recomenda considerar 2 faixas). Desta forma, a divisão de faixas de uma aproximação é relevante (a estimativa do impacto no fluxo de saturação seria avaliada pelo produto Nf_L).

A segunda diferença é a consideração de diversas interferências potencialmente significativas nas aproximações semaforizadas. Este ponto é tratado de forma sumária pelo método original de Webster e Cobbe, utilizando um fator de localização que deve ser arbitrado em função das características dos locais. O critério está resumido na tabela seguinte:

CATEGORIA	DESCRIÇÃO	f _{loc}
boa	Poucas interferências e boa visibilidade, raio de giro e alinhamento.	1,20
média	Algumas características de “boa” e “ruim”.	1,0
ruim	Interferências de pedestres, conversões permitidas, veículos parados e/ou má visibilidade, raio de giro e alinhamento.	0,85

(o fator pode ser entendido como a precisão que pode ser obtida pela consideração dos demais fatores, menos 15% ou mais 20%, e pode ser calibrado a partir de observações de campo, comparando estimativas e medições correspondentes).

O HCM/2000 trata explicitamente muitos dos fatores mencionados entre estas interferências. Sem considerar os aspectos relacionados com as manobras de conversão (que serão discutidos adiante), são distinguidos os efeitos de manobras de estacionamento e de paradas de veículos de transporte coletivo, além do tipo de local (central ou não).

O tipo de local, considera diversas interferências lindeiras à via (difíceis de quantificar), adotando-se no HCM/2000 um fator de correção 0,90 para aproximações semaforizadas em áreas centrais (e 1,0 para os demais casos). Este seria o fator ser calibrado, caso seja possível obter medições correspondentes em campo. Na verdade, pode-se considerar melhor incorporar explicitamente todos os fatores relevantes (que variam de um tipo de local para outro). Os estudos australianos são mais detalhados mas o novo método britânico não menciona tipos de locais.

Os fatores de correção relacionados com manobras de estacionamento ou de paradas de veículos de transporte coletivo derivam do tempo em que a faixa de tráfego adjacente é bloqueada durante a manobra. Os fatores de correção recomendados admitem que as manobras de estacionamento bloqueiam a faixa de tráfego por 18,0 segundos e as paradas de veículos de transporte coletivo bloqueiam a faixa de tráfego por 14,4 segundos, podendo-se adotar valores distintos se dados locais recomendarem valores diferentes dos mencionados. No caso das manobras de estacionamento, o fator de correção inclui também uma redução pela simples existência de veículos estacionados junto à via de 10% no fluxo de saturação da faixa lindeira à fila de veículos estacionados. Portanto, os fatores de

correção são $f_{est} = \frac{N - 0,1 - 18,0.m_{est}}{N}$ e $f_{bus} = \frac{N - 14,4.m_{bus}}{N}$, onde m_{est} e m_{bus}

são o número de manobras por hora de estacionamentos ou de paradas de veículos de transporte coletivo, respectivamente, considerando inicialmente numa extensão de 75 m antes da linha de retenção das aproximações semaforizadas. Naturalmente, a extensão afetada deveria considerar a duração do tempo de verde e pode ser considerada de forma mais criteriosa, casos seja necessário.

Em geral, pode-se considerar que a largura da aproximação, o número de faixas, a largura das faixas e as interferências locais (incluindo o tipo de local) definem o fluxo básico de saturação.

Os métodos australianos são similares ao do HCM/2000 no que se refere à geometria da aproximação, embora utilizem fatores de correção diversos e recomendem a estimativa de fluxo de saturação por faixa. No método original do ARR123, o fluxo básico de saturação por faixa, de 1850 vpt/h, era ajustado em função de 3 categorias de ambiente da via e de 3 tipos de utilização das faixas (tráfego direto, tráfego de conversão e tráfego de conversão com condições restritas). Na versão do ARR180, manteve-se o mesmo fluxo básico de saturação, de 1850 vpt/h, aumentando para 5 ambientes de via mas eliminando os tipos de utilização da via (que passaram a ser considerados nos fatores de conversão) e incorporando os fatores de correção para manobras de estacionamento e de paradas de veículos de transporte coletivo (como propostos no HCM/1985).

Os métodos americano e australianos podem ser aplicados para estimar os fluxos de saturação de cada faixa, adotando-se cada faixa como um grupo distinto. Esta opção é usualmente recomendada pelos australianos por permitir análises mais detalhadas da operação do tráfego. No entanto, ambos não ponderam a posição da faixa na seção transversal ao avaliar o fluxo de saturação por faixa, a forma mais detalhada e mais adequada.

O procedimento do RR67 considera a posição da faixa na seção transversal (direita, central ou esquerda), além da largura específica da faixa, e sempre obtém o fluxo de saturação de um grupo de faixas somando as estimativas para cada uma das faixas componentes. O RR67 recomenda um fluxo básico de saturação de 2080 vpt/h para as faixas centrais e 1940 vpt/h para as faixas adjacentes ao passeio, adotando também um termo de correção aditivo para o efeito da largura de cada faixa, dado por $\delta_\ell = 100.(\ell - 3,25m)$ vpt/h/fx (ao contrário do fator multiplicativo usual). No entanto, o RR67 não adota fatores de correção para tipos de locais.

A terceira diferença é a consideração da composição da demanda por tipo de veículo. Como é a tradição americana para aproximações semaforizadas, o HCM/2000 considera uma única categoria de veículos pesados e adota um fator equivalente básico igual a 2,0 (em princípio aplicável para caminhões médios e grandes, para ônibus e, na falta de melhores dados, para caminhões pesados também). Este critério corresponde à prática usual de órgãos (como a CET/Sp) que adotam fatores simplificados e realizam as contagens de campo diretamente em veículos equivalentes (a CET/Sp adota o fator equivalente 2 para caminhões e ônibus comuns e 3 para caminhões pesados e ônibus articulados).

Os métodos ingleses são tradicionalmente bastante mais detalhados na consideração dos tipos de veículos, como mostra a tabela seguinte:

Fatores de Equivalência Veicular	Webster&Cobbe 1966	RR 67 1986
Veículo de passeio	1	1
Caminhão leve	1	1
Caminhão médio	1,75	1,5
Caminhão pesado	-	2,3
Ônibus	2,25	2
Bonde	2,50	-
Motocicleta	0,33	0,40
Bicicleta	0,20	0,20

Em ambos os casos, os fatores de equivalência veicular são independentes dos fatores de equivalência para manobras e também dos fatores de correção para aclives/declives, como será comentado adiante.

O fator de composição de tráfego veicular é calculado por $f_{VP} = \frac{1}{\bar{e}}$, onde $\bar{e} = \sum p_i \cdot e_i$ é o fator equivalente médio ponderado, tomando a fração p_i na corrente de tráfego do grupo e o fator equivalente específico e_i para cada tipo de veículo (i) distinguido. Outra forma usual é $f_{VP} = \frac{1}{1 + \sum p_i \cdot (e_i - 1)}$ ou $f_{VP} = \frac{100}{100 + \sum \%p_i \cdot (e_i - 1)}$, usando porcentagens $\%p_i$.

O método australiano mais recente (do ARR180) diferencia-se por considerar um efeito básico combinado de tipos de veículos e tipos de manobras (os fatores equivalentes básicos por tipos de manobra são majorados por fatores equivalentes excedentes para cada tipo de veículo, manobra a manobra). Este critério não tem sido amplamente adotado.

A simplicidade do fator de composição de tráfego permite considerar qualquer forma alternativa, desde que existam dados confiáveis para os fatores equivalentes específicos. Portanto, deve-se considerar que a dificuldade de usar valores alternativos é apenas decorrente da falta de dados empíricos adequados para calibrá-los.

Em todos os métodos práticos para analisar aproximações semaforizadas mencionados, o fator de correção para aclives/declives é aplicado de forma independente (como se o efeito fosse proporcionalmente igual em todos os tipos de veículos e/ou manobras). Esta forma é distinta da utilizada para rodovias e alguns outros contextos, onde o efeito de aclives/declives é diferenciado por tipo de veículo, pelo menos.

O HCM/2000 recomenda um fator de correção para aclives/declives dado por $f_i = 1 - \frac{\%I}{200}$, onde $\%I$ é o aclive em porcentagem (negativo, se declive), o mesmo adotado pelo HCM/1985 (aliás, o mesmo fator já adotado no método australiano de 1981, do ARR123, e mantido no de 1993, do ARR180). Portanto, corresponde a um redução/acrécimo de 0,5% por cada 1% de aclive/declive, bastante menor que o admitido por Webster e Cobbe (3%, implícito em seu fator de correção $f_i = \frac{100 - 3.\%I}{100}$). O método revisado do RR67 adota um termo de correção aditivo (ao invés de um fator multiplicativo) mas apenas para aclives (é nulo para declives), igual a $\delta_i = -42.\%I$ vpt/h/fx (novamente um efeito maior, de cerca de, mas agora recomendado apenas na redução para aclives).

A quarta diferença, a mais importante, corresponde ao tratamento do efeitos das manobras de conversão (distinguindo movimentos protegidos e permitidos) e das interferências de pedestres e ciclistas. São considerados protegidos os movimentos de conversão que ocorrem sem fluxo oposto veicular. Os movimentos de conversão que ocorrem nas brechas de um fluxo oposto veicular autorizados simultaneamente são permitidos. A rigor, o mesmo conceito seria adotado quando o fluxo oposto é formado por algum movimento de pedestres prioritário, o que nem sempre ocorre, limitando-se por vezes a considerar as conversões à esquerda permitidas (lembre-se, aliás, que as conversões externas são à esquerda para americanos e brasileiros mas à direita para britânicos e australianos).

O HCM/2000 adota procedimentos interessantes para estes fatores. Na verdade, apenas o tratamento de pedestres e ciclistas é realmente inovador. O tratamento de conversões protegidas e permitidas foi progressivamente aproximando-se dos procedimentos propostos pelos métodos australianos, a menos da utilização de equações empíricas especificamente calibradas para os locais considerados pelos estudos americanos.

Em princípio, são distinguidos 3 casos relativos ao tratamento das conversões à direita e 6 casos relativos ao tratamento das conversões à esquerda nas aproximações semaforizadas. Para todos estes casos, deve-se adicionar o fator de correção relativo a pedestres e/ou ciclistas.

Os casos relativos ao tratamento das conversões à direita são simples, a menos da interferência de pedestres e ciclistas, que é avaliada em separado no HCM/2000. Para os casos simples, os fatores de correção para conversões à direita são dados diretamente (ao invés de recomendar fatores de equivalência). Para faixas exclusivas de conversão à direita, recomenda-se $f_{cd} = 0,85$; para faixas compartilhadas com conversão à direita, recomenda-se $f_{cd} = 1 - 0,15 \cdot p_{cd}$ (onde p_{cd} é a fração de conversões à direita); para o caso de faixas simples compartilhada (aproximações com uma única faixa), como caso especial, recomenda-se $f_{cd} = 1 - 0,135 \cdot p_{cd}$.

Estes fatores empíricos embutem valores de fatores de equivalência para manobras de conversão à direita da ordem de 1,150 a 1,175. Pode-se compará-los com o valor recomendado pelo método original de Webster e Cobbe para faixas compartilhadas, de 1,25 mas apenas para as manobras de conversão à direita que superam 10%. Para faixas exclusivas, Webster e Cobbe recomendavam diretamente um valor de fluxo básico de saturação para conversões, igual a 1800 vp/h para uma faixa e 3000 vp/h para duas faixas

e um fator de correção igual a $f_r = \frac{1}{1 + \frac{1,52}{r(m)}}$, em função do raio de

curvatura na manobra r , em metros. No método britânico revisado do RR67, o fator de correção para manobras de conversão protegidas é igual a

$f_c = \frac{1}{1 + p_c \cdot \frac{1,5}{r(m)}}$ para todos os casos (onde p_c é a fração de conversões).

Como anteriormente comentado, os métodos australianos (especialmente o ARR180) adotam a hipótese de equivalente excedente para obter o efeito combinado de tipo de veículo e tipo de manobra, adicionando o equivalente excedente para veículos pesados ao fator equivalente básico para veículos leves, para cada tipo de manobra. No método original, do ARR123, este conceito aparecia incipiente nos fatores de equivalência por tipo de veículo (as manobras eram consideradas no tipo de utilização das faixas considerado para obter os fluxos básicos de saturação). Na versão do ARR180, o fator equivalente para veículos pesados, e em alguns outros contextos, é avaliado a partir da hipótese de que um intervalo excedente

é necessário e pode ser traduzido em um efeito aditivo no fator equivalente em relação ao fator equivalente normal. A hipótese de um efeito aditivo para o equivalente excedente é discutível e a base empírica do procedimento recomendado não é claramente estabelecida.

Para conversões, no método australiano mais recente, pode-se também preferir utilizar um fator equivalente em função do raio de manobra,

recomendando-se $e_{cl} = 1 + \frac{150}{r(m)^3}$ para veículos leves (e uma correção proporcional no equivalente excedente para veículos pesados).

Uma comparação dos valores contemporâneos do HCM/1985 com os valores do método australiano revisado, do ARR180, está feita a seguir:

Tipo de Conversão	ARR180		HCM/85	
	Fator Equivalente para Veículos Leves	Equivalente Excedente para Veículos Pesados	Fator Equivalente para Veículos Leves	Equivalente Excedente para Veículos Pesados
fluxo direto	1,0	1,0	1,0	0,5
Conversão interna				
direita - raio normal	1,0	1,0	1,05	0,447
- raio restrito (*)	1,3	1,3	1,30	0,697
Conversão externa				
esquerda - raio normal	1,0	1,0	1,176	0,324
- raio restrito (*)	1,3	1,3	1,426	0,574

*Obs.: valores podem ser calculados em função do raio de manobra, baseado em equações empíricas e na hipótese de equivalente excedente proporcional.

No HCM/2000, para conversões à direita restaria ainda considerar o efeito de interferências de pedestres e ciclistas, como será comentado adiante.

Os casos relativos ao tratamento das conversões à esquerda são mais complexos e estão resumidos na tabela seguinte:

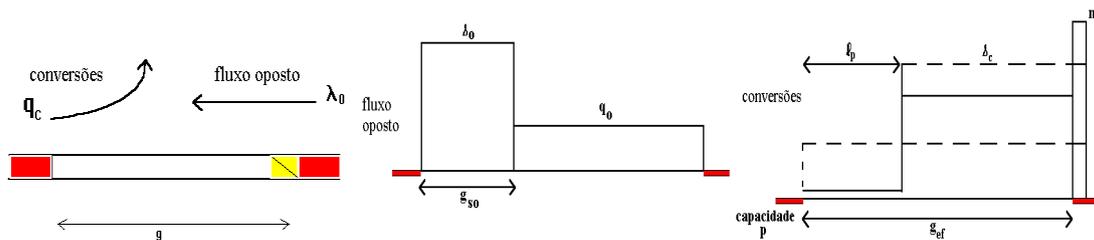
Caso	Tipo de grupo de faixa	Fator de Conversão à Esquerda
Faixa exclusiva de conversão à esquerda (LT)		
1	Operação protegida	0,95
2	Operação permitida	Procedimento Especial
3	Operação protegida + permitida	Aplicar caso 1 para operação protegida Aplicar caso 2 para operação permitida
Faixa de conversão à esquerda compartilhada (LT)		
4	Operação protegida	$f_{ce} = \frac{1}{1+0,05.P_{ce}}$ Proporção de Conversões à Esquerda, P_{ce}
5	Operação permitida	Procedimento Especial
6	Operação protegida + permitida	Aplicar caso 4 para operação protegida Aplicar caso 5 para operação permitida

Dois casos são simples e correspondem a conversões protegidas (isto é, que operam sem fluxo oposto veicular): o caso 1 corresponde a faixas exclusivas de conversão à esquerda protegidas, recomendando-se adotar $f_{ce} = 0,95$; o caso 4 corresponde a faixas compartilhadas com conversões à esquerda protegida. Dois casos são considerados por um procedimento especial que considera conversões permitidas (isto é, que operam com fluxo oposto veicular): o caso 2 que corresponde a faixas exclusivas com conversões permitidas e o caso 5 que corresponde a faixas compartilhadas com conversões permitidas. Os dois casos adicionais (3 e 6) combinam os procedimentos respectivos para o estágio protegido e permitido.

Para conversões protegidas, recomenda-se usar $f_{ce} = \frac{1}{1+0,05.p_{ce}}$ (onde p_{ce} é a fração de conversões à esquerda). O valor implícito do fator de equivalência veicular para conversões à esquerda protegidas seria da ordem de 1,05. No caso dos métodos britânicos, como comparação, as conversões protegidas à direita e à esquerda são distinguidas apenas quando os raios de curva considerados são diferentes, aplicando-se os comentários anteriores (caso contrário os equivalentes são os mesmos).

O procedimento especial para conversões permitidas (com fluxo oposto veicular) é complexo por considerar diferentes sub-períodos na operação do estágio analisado, superpondo dois fenômenos: a existência de um movimento permitido que é bloqueado quando existem veículos do fluxo oposto (prioritário) passando pela interseção e a interação do movimento permitido com os demais movimentos da sua aproximação (inclusive pelo bloqueio do movimento permitido do sentido oposto). O procedimento pode ser melhor explicado analisando separadamente cada um destes dois fenômenos, antes de combiná-los, e adicionando o modelo de chegadas e as equações empíricas do HCM/2000 posteriormente. A análise dos dois fenômenos mencionados foi desenvolvida em grande parte nos métodos australianos (em particular por Akçelik), como resumido adiante.

A operação de um movimento permitido (isto é, de um movimento autorizado mas que deve dar preferência a um fluxo oposto prioritário e operar apenas quando as brechas entre veículos do fluxo oposto forem adequadas) foi analisada já por Webster e Cobbe, dividindo o estágio considerado em três sub-períodos distintos, como representado a seguir:



No primeiro sub-período, com duração g_{s0} (o tempo de dissipação das filas acumuladas no fluxo oposto), os movimentos de permitidos não têm brechas adequadas porque o fluxo oposto escoá em pelotão (compacto, com $q_0 = S_0$).

No segundo sub-período, com duração $g_u = g - g_s$ (o chamado verde útil para os movimentos permitidos), o fluxo oposto é normal (isto é, $q_0 = Q_0$) e a probabilidade de ocorrer um movimento permitido é dada pela ocorrência de uma brecha adequada. Com as hipóteses usuais, o fluxo neste período é

avaliado pela fórmula de Tanner $S_u = \frac{(1 - \lambda_0 \cdot \tau_0) e^{-\lambda_0(\alpha - \tau_0)}}{1 - e^{-\lambda_0 \beta}} \cdot Q_0$, $\lambda_0 = \frac{Q_0}{3600}$, onde

α é a brecha crítica necessária para o movimento permitido, β é o intervalo de seguimento para veículos no movimento permitido ($\beta \cong \frac{3600}{S_c}$, onde S_c é o fluxo de saturação das conversões protegidas), τ_0 é o

intervalo mínimo entre veículos no fluxo oposto ($\tau_0 \cong \frac{3600}{S_0}$, onde S_0 é o

fluxo de saturação do fluxo oposto). No terceiro sub-período, a mudança de estágio, admite-se que os n_f veículos do movimento permitido em espera no topo da fila (isto é, dentro da interseção) podem passar. Em

geral, admite-se $n_f = 1$ mas a existência de múltiplas posições de espera e/ou de uma baía de conversão pode acomodar mais veículos passando na mudança de estágios (Webster e Cobbe recomendavam que um intervalo de vermelho de limpeza adicional fosse incluído neste caso, com 2,5 segundos para cada veículo adicional; um estágio protegido para conversões após o estágio permitido seria uma situação similar mas mais adequada). O tempo de dissipação de fila no fluxo oposto com chegadas uniformes, como estimado por Webster e Cobbe, é dado pela fórmula simplificada

$$g_{so} = \frac{Q_o \cdot r_o}{S_o - Q_o}$$

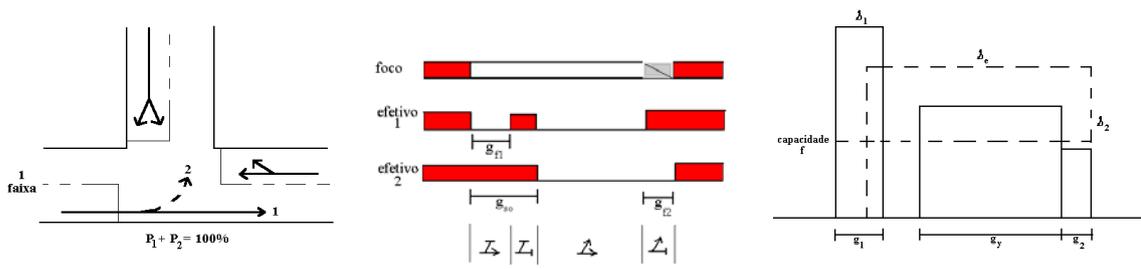
Com o modelo de chegadas característico do HCM/1997 e do

HCM/2000, a fórmula simplificada é
$$g_{so} = \frac{(1 - R_{po} \cdot u_o) Q_o \cdot t_c}{S_o - R_{po} \cdot Q_o}$$
. As fórmulas são

simplificadas porque não consideram a dimensão física das filas. Com os dados do movimento permitido (α, β) e do seu fluxo oposto (Q_o, S_o), os tempos semafóricos podem ser usados para obter as condições de operação médias no estágio como $\bar{S}_g = \frac{g_u}{g} \cdot S_u + \frac{n_f}{g}$ (ou $\bar{S}_u = S_u + \frac{n_f}{g_u}$, no verde útil).

A interação do movimento permitido com os demais movimentos da sua aproximação, que ocorre quando os movimentos compartilham algumas faixas da aproximação, foi desenvolvida por Akçelik e incorporada aos métodos australianos. O HCM/2000 adotou a mesma análise e incluiu equações e fatores empíricos de ajustes, introduzindo também uma consideração adicional para o efeito benéfico do bloqueio do movimento permitido do sentido oposto, no caso de fluxo oposto em uma única faixa.

Em geral, a interação nas faixas compartilhadas entre os movimentos protegidos (t, normalmente diretos) e os movimentos permitidos (c, normalmente conversões à esquerda permitidas) pode ser descrita identificando um sub-período adicional, g_{f1} no início do verde (eventualmente outro ao final g_{f2}), durante o qual os veículos do movimento permitido ainda não chegaram (e, mesmo havendo pelotão compacto no seu fluxo oposto, não bloqueiam a faixa compartilhada com os demais fluxos), como representado a seguir:



A estimativa da duração deste sub-período adicional em que o movimento protegido não está bloqueado g_{f1} obtida nos estudos australianos, foi

disseminada por Akçelik como
$$g_{f1} = \frac{a_1}{S_t}$$
, onde S_t é o fluxo de saturação

normal dos movimentos diretos, $a_1 = \frac{p_1}{1 - p_1} \cdot (1 - p_1^{m_1})$ é o número médio de veículos diretos escoados antes do bloqueio pelo primeiro veículo da conversão permitida (que é obrigado a parar para esperar por uma brecha

adequada após g_{so}), $m_1 = S_t \cdot g_{so}$ é o número máximo de veículos diretos que poderia ser escoado (como ocorreria se nenhum veículo da conversão permitida surgisse) e p_1 é a proporção de veículos diretos na faixa compartilhada. No restante do primeiro sub-período, haveria o bloqueio da faixa compartilhada. No segundo sub-período (g_y , que corresponde ao verde útil g_u das conversões permitidas), ambos os movimentos (protegido e permitido) operam alternadamente com seu fluxo de saturação (S_t e S_u , respectivamente), tendo-se $\bar{S}_{mu} = \frac{S_t}{1 + p_u \cdot (e_u - 1)}$ com $e_u = \frac{S_t}{S_u}$ e $p_u \cong 1 - p_1$. Por fim, no terceiro sub-período poderia haver a mudança de estágio simples (onde passariam n_f veículo) ou um estágio protegido para as conversões anteriormente permitidas que poderia escoar $a_2 = \frac{p_2}{1 - p_2} \cdot (1 - p_2^{m_2})$ veículos, onde $m_2 = S_c \cdot g_{fp}$ é o número máximo de conversões que poderia ser escoado (como ocorreria se nenhum veículo direto surgisse) e S_c é o fluxo normal de saturação para as conversões (protegidas) e $p_2 = 1 - p_1$ é a proporção de conversões na faixa compartilhada (a duração efetiva do sub-período seria $g_2 = \frac{a_2}{S_c}$).

Com múltiplas faixas, normalmente admite-se que apenas a faixa adjacente às conversões é compartilhada. Deve-se, no entanto, determinar a disciplina de uso da faixa compartilhada (isto é, se parte do fluxo direto também usará a faixa ou se ela será exclusiva da conversão) e ponderar o efeito médio da interação em todo o grupo de faixas. Estas avaliações são feitas a partir da determinação da eficiência relativa da faixa compartilhada em comparação com o fluxo de saturação das faixas usadas apenas pelo fluxo direto (as demais faixas). Pelo que foi dito anteriormente, o fluxo de saturação médio da faixa compartilhada é

$$\bar{S}_m = \frac{a_1 + a_u + a_2}{g_{so} + g_u + g_{fp}} = \left(\frac{g_{f1}}{g} + \frac{g_u}{g} \cdot \frac{1}{1 + p_u \cdot (e_u - 1)} + \frac{g_{f2}}{g} \right) S_t$$

e sua eficácia relativa é

$$f_m = \frac{\bar{S}_m}{S_t}, \text{ com } a_u = \bar{S}_{mu} \cdot g_u \geq n_f, \text{ obtendo-se o fluxo de saturação total}$$

$S_T = (N-1) \cdot \bar{S}_t + \bar{S}_m = ((N-1)f_t + f_m) S_t$, onde o fator f_t distingue a eficácia relativa das faixas com fluxo direto na presença de interação nas faixas compartilhadas. Este é o fluxo de saturação na linha de retenção para todo o grupo de faixas que inclui as faixas diretas e as faixas compartilhadas.

A repartição dos fluxos entre faixas diretas e compartilhadas no grupo de faixas deve fazer uma condição de equilíbrio na utilização da faixa compartilhada q_m e das demais faixas q_{N-1} , onde $q_m = Q_{pm} + q_{tm}$ e $q_{N-1} = Q_t - q_{tm}$ (onde Q_t , o fluxo direto total, e Q_{pm} , o fluxo permitido na faixa compartilhada, são dados), determinando-se q_{tm} , o fluxo direto na faixa compartilhada (em decorrência, tem-se q_m , o fluxo total na faixa compartilhada, e q_{N-1} , o fluxo total nas demais faixas diretas). A condição de equilíbrio pode ser formulada de diversas maneiras (todas

aproximadas). Por exemplo, uma condição de equilíbrio usual é admitir $\frac{\tilde{q}}{N}$ igual em todas as faixas ($\tilde{q} = Q_t + \bar{e}_E \cdot Q_m \therefore p_L = p_{LT} \cdot [1 + \frac{N-1}{f_E}]$, onde $\bar{e}_E = \frac{1}{f_E}$, pode ser obtido da análise anterior).

O procedimento do HCM/2000 está descrito no Apêndice C do Capítulo 16 do HCM/2000 e difere pouco da formulação usual, adotando alguns fatores e equações empíricas (distinguindo o caso de vias de faixa única). Além disso, utiliza o modelo com fluxos de chegada distintos no verde e no vermelho, característico do HCM/1997 e do HCM/2000, definido em função do perfil de chegadas e da taxa de pelotão R_p , conforme tabela abaixo:

Tipo de Chegada	Faixa da Razão de Pelotão, R_p	Valor Padrão, R_p	Qualidade de Progressão
1	$\leq 0,50$	0,333	Muito pobre
2	$> 0,50$ e $\leq 0,85$	0,667	Desfavorável
3	$> 0,85$ e $\leq 1,15$	1,000	Chegada aleatória
4	$> 1,15$ e $\leq 1,50$	1,333	Favorável
5	$> 1,50$ e $\leq 2,00$	1,667	Muito favorável
6	$> 2,00$	2,000	Excepcional

(a taxa de pelotão é definida por $R_p = \frac{P_g}{u}$, onde $P_g = \frac{q_g \cdot g_{ef}}{q \cdot t_c}$ é a proporção da demanda que chega no verde e $u = \frac{g_{ef}}{t_c}$ é a taxa de verde efetivo, ambas as variáveis para o estágio considerado).

Os passos considerados no procedimento especial do HCM/2000, incluindo suas considerações específicas, podem agora ser resumidos em:

- os sub-períodos de operação na faixa lateral esquerda: no verde efetivo $g = G - l$ (G de foco; tempo morto l medido em campo ou assumido usando valores típicos) são: o sub-período 1a, opera q_T com S_T durante $g_f = G_f - l \leq g_s$ ($g_f = 0$ em faixas exclusivas); o sub-período 1b, com movimento direto oposto bloqueado $g_n = g_s - g_f$ (0 se $G_s < G_f$); sub-período 2, operam ambos os movimentos em $g_u = g - g_s$ ($g - g_f$ se $G_s > G_f$), equivalente E_{L1} ; se houver fluxo oposto em faixa única, o sub-período 1b pode ter bloqueio ao mesmo tempo do fluxo oposto, permitindo então os movimentos de conversão, equivalente E_{L2} ; duração dos sub-períodos: o tempo com fluxo direto (sub-período 1a, sem bloqueio pela conversão) é $g_f = G_f - l \leq g_s$ com $G_f = g \cdot e^{-0,882 \cdot N_{CE}^{0,717}}$ ou $G_f = g \cdot e^{-0,860 \cdot N_{CE}^{0,629}}$ em faixa única ($N_{CE} = p_E \cdot Q \cdot t_c$ por ciclo, dada a porcentagem de conversões à esquerda p_E); o tempo perdido na dissipação da fila do fluxo oposto é

$$g_s = G_s - l \leq g_{ef}, \text{ onde } G_s = \frac{q_{mf0} \cdot P_{r0} \cdot t_c}{S_{m0} - q_{mf0} \cdot \frac{P_{g0}}{u_0}} \text{ ou } G_s = 4,943 \cdot (q_{m0})^{0,762} \cdot (P_{r0} \cdot t_c)^{1,061}$$

para faixa simples, com $q_{m0} = \frac{q_0}{N_0}$, $q_{mf0} = \frac{q_{m0}}{f_u}$, $S_{m0} = \frac{S_0}{N_0} \cong 0,5v/s$ e $P_{g0} = 1 - P_{r0}$ ($P_{g0} = R_p \cdot u$); a duração do período 1b é $g_n = g_s - g_f$ (0 se

$G_s < G_f$); a duração do período 2 (o verde útil) é $g_u = g - g_s$ (0 se $G_s > G$ ou $g_s > g_{ef}$);

- para a conversão à esquerda no verde útil (período 2): $e_{CEu} \cong \frac{\tilde{S}_T}{S_E}$ e

$n_u = S_u \cdot g_u$ com $S_E = \frac{e^{-q_{mfo} \cdot \alpha_o}}{1 - e^{-q_{mfo} \cdot \beta_{2o}}} \cdot q_{mfo}$ e $e_{CE} = E_{L1} vt/vu$ com fluxo oposto q_{mf0} e

$\tilde{S}_T = 1900vd/hv$; valores resumidos na tabela seguinte:

Tipo de Faixa de Conversão	Fluxo Oposto Efetivo ($q_{oef} = q_o/f_{uo}$)						
	1	200	400	600	800	1000	1200 ^a
compartilhada	1,4	1,7	2,1	2,5	3,1	3,7	4,5
exclusiva	1,3	1,6	1,9	2,3	2,8	3,3	4,0

Obs: ^a Para fluxo oposto efetivo maior que 1200 usar a fórmula: para faixas compartilhadas $E_{L1} = s_T/s_E - 1$ e para faixas exclusivas $E_{L1} = s_T/s_E$ onde s_T é o fluxo de saturação normal direto (1900 vp/h) e s_E é o fluxo de

saturação do movimento permitido à esquerda calculado por $S_E = \frac{e^{-q_{oe} \alpha}}{1 - e^{-q_{oe} \beta}} \cdot q_{oe}$, com brecha crítica

$\alpha (t_c) = 4,5$ seg, intervalo de seguimento para faixas compartilhadas $\beta (t_f) = 4,5$ seg e para faixas exclusivas

$\beta (t_f) = 2,5$ seg (o fluxo oposto durante o verde útil é o fluxo veicular normal que se opõe à conversão).

- para movimento oposto em faixa única também com movimento de conversões permitido em faixa compartilhada, pode-se ter q_{mf0} bloqueado pela conversão à esquerda em espera no fluxo oposto, permitindo as conversões

no sentido analisado com $e_{CE} = E_{L2} vt/vb$ onde $E_{L2} = \frac{1 - p_{T0}^m}{p_{L0}}$,

$m = S_m \cdot g_n, g_n = g_s - g_f, S_{m0} \cong 0,5v/s$ e $p_{T0} = 1 - p_{L0}$ (para múltiplas faixas não há E_{L2} !); no fluxo oposto, $S_{m0} = \frac{S_0}{N_0} \cong 1800 v/hv = 0,5 v/sv$ (para evitar

cálculo recíproco);

- o fator de composição para a faixa compartilhada é

$f_L = \frac{g_f}{g} + \frac{g_u}{g} \cdot f_{CE}^1 + \frac{g_n}{g} \cdot f_{CE}^2$ onde $f_{CE} = \frac{1}{1 + p_L \cdot (e_{CE} - 1)}$ com $e_{CE} = E_{L1}$ em

$g_u = g - g_s$ ($g - g_f$ se $G_s > G_f$) ou $e_{CE} = E_{L2}$ em $g_n = g_s - g_f$ (0 se $G_{s0} < G_{f0}$); restrição a observar: para as conversões no final do verde

deve-se ter $n_{CE} > n_{min} = n_f, n_f \cong 1 + p_L \Rightarrow f_L \geq \frac{(1 + p_L)}{g}$!

- o fator de composição para conversão à esquerda no grupo com N faixas é

$f_{LT} = \frac{f_L + 0,91 \cdot (N - 1)}{N}$, (considerando o fator de utilização relativo de 0,91

para as demais faixas), onde f_L é o fator de aproveitamento da faixa

esquerda da aproximação; a repartição dos fluxos: equilíbrio entre

faixas; na faixa lateral: conversões $p_{LT} \cdot q = p_L \cdot q_m$ (p_{LT} em Q_T , p_L em q_m

na faixa lateral); aproximação: $f_E = \frac{g_f}{g} + \frac{1}{E_{L1}} \cdot \frac{g_u}{g} + \frac{4,24}{g} = \frac{1}{\bar{e}_E}$ e

$p_L = p_{LT} \left(1 + \frac{N - 1}{f_E} \right)$ (para múltiplas faixas não há E_{L2} !).

Dois casos são combinados: o caso 3 corresponde a faixas exclusivas com conversões à esquerda que operam protegidas e permitidas (em diferentes estágios), combinando os casos 1 e 2 (descrito adiante); o caso 6 corresponde a faixas compartilhadas com conversões à esquerda que também operam protegidas e permitidas (em diferentes estágios), combinando os casos 4 e 5 (descrito adiante) novamente. A análise de capacidade pode ser feita considerando cada estágio independentemente, com sua forma de operação protegido ou permitido.

No entanto, de forma geral (não apenas para as recomendações do HCM/2000), a análise da operação com estágios protegidos e permitidos ainda merece maior desenvolvimento para ser considerada satisfatória.

O efeito de bloqueio gerados pelos fluxos de pedestres e ciclistas são também considerados no HCM-2000, como descrito no Apêndice D do Capítulo 16. O procedimento é uma evolução dos critérios também originais propostos em versões anteriores. Por exemplo, o HCM/1985 incluía o

efeito dos pedestres no fator de correção $f_{ped} = 0,85 - \frac{q_{ped}}{2100}$, combinado com

o fator de correção para as conversões à direita (ponderada pela proporção de conversões no estágio com pedestres, no caso de haver uma faixa de fluxo compartilhado ou de haver também um estágio exclusivo de conversões à direita). Este efeito era ignorado por Webster e Cobbe, pela formulação australiana original, do ARR123 de 1981, da revisão dos critérios britânicos, do RR67 de 1986, sendo que a revisão australiana, do ARR180 de 1993, por generalidade adotava uma formulação similar a do HCM/1985 (embora recomende considerar o efeito dos pedestres por uma redução do tempo morto inicial como a melhor representação).

A versão do HCM/2000 foi um aprimoramento baseado em estudos de campo, embora ainda possa ser considerado insatisfatório. O mesmo procedimento deve ser aplicado para analisar o impacto nas conversões à direita e/ou à esquerda, considerando pedestres e ciclistas, podendo ser resumido em:

- admite-se que pedestres e ciclistas têm preferências sobre as conversões no estágio concorrente (isto é, exceto em estágios com conversão protegida);
- estimativa da ocupância das faixas de tráfego pelos pedestres em

$$\text{travessia: } O_p = \begin{cases} q_{pg}/2000, & \text{para } q_p \leq 1000 \text{ ped/h} \\ 0,4 + q_{pg}/10000, & \text{para } q_p > 1000 \text{ ped/h} \end{cases}, \quad \begin{matrix} q_p \leq 5000 \text{ ped/h} \\ e O_p \leq 0,9 \end{matrix}, \quad \text{onde}$$

$$q_{pg} = \frac{q_p}{u_{pef}} \text{ é o fluxo de pedestres no verde } (u_{pef} = \frac{g_{pef}}{t_c}, g_{pef} = g_{ped} \text{ ou}$$

$$g_{pef} = g_{ped} + I_{pisc} - \frac{L}{V_p}); \text{ para conversões à direita: admite-se } O_d = O_p; \text{ para}$$

conversões à esquerda, a ocupância relevante é a do verde útil na

$$\text{ocorrência de uma brecha para conversão: é } O_e = \begin{cases} 0, & \text{se } g_{pef} \leq g_{s0} \\ O_u \cdot e^{-5 \cdot q_0 / 3600}, & \text{c.c.} \end{cases} \quad \text{onde}$$

$$g_s = G_s - l \leq g_{ef}, \quad G_s = \frac{q_0 \cdot r}{S_0 - q_0}, \quad O_u = O_p \left(1 - 0,5 \cdot \frac{g_s}{g_p} \right);$$

- efeito de bloqueio no estágio com conversões permitidas (com preferência dos pedestres): se $N_{saída} = N_{entrada}$ (faixas de saída e entrada

das conversões): $A_p = 1 - O_c$; se $N_{saída} > N_{entrada}$ (veículos contornam os

pedestres): $A_p = 1 - 0,6 \cdot O_c$;

- fator de correção (conjunto com estágio protegido para as conversões,

com duração g_{dA} , se houver): para conversões à direita $P_{cdA} = \frac{g_{dA}}{g_d}$ e

$f_{pd} = 1 - P_{cd} \cdot (1 - A_{pd}) \cdot (1 - P_{cdA})$, onde P_{cdA} é a proporção de pedestres no

estágio protegido de conversões à direita; para conversões à esquerda

$P_{ceA} = \frac{1 - f_{LTP}}{0,95}$ e $f_{pe} = 1 - P_{ce} \cdot (1 - A_{pe}) \cdot (1 - P_{ceA})$, onde P_{ceA} é a proporção de

pedestres no estágio protegido de conversões à esquerda e f_{LTP} é o fator de conversões à esquerda no estágio de conversões permitidas;

- critérios similares são utilizados para avaliar o efeito de bloqueio de ciclistas: se os ciclistas estão entrelaçam com as conversões antes da interseção, seu efeito é desprezado; caso contrário, deve-se considerar o efeito combinado de pedestres e bicicletas; para conversões à direita,

$q_{bicg} = \frac{q_{bic}}{u_{bef}}$, onde $u_{bef} = \frac{g_{bic}}{t_c}$, e $O_b = 0,02 + \frac{q_{bicg}}{2700} \leq 0,72$, fazendo-se então

$O_d = O_p + O_b - O_p \cdot O_b$; para conversões à esquerda, não há recomendação.

Por fim, há uma diferença adicional que corresponde a um efeito tratado por Webster e Cobbe mas omitido no HCM/2000: o tratamento dado às faixas de extensão reduzida. No método de Webster e Cobbe, este era o efeito avaliado com o fator de estacionamento (o efeito de interferência das manobras de estacionamento eram incluídos no fator de localização, de forma qualitativa). Diversos outros métodos deixam de comentar este efeito em separado por tratar-se de um caso particular da situação em que o fluxo de saturação varia com a duração dos estágios. A formulação mais clara, neste aspecto, foi incluída no método australiano original, do ARR123 de 1981). Considerando que uma faixa adicional de extensão

reduzida z aumenta o fluxo de saturação de um valor S_ℓ em relação à seção anterior (sem a faixa adicional, com fluxo de saturação S), admite-se que sua contribuição ocorre durante a dissipação da fila acumulada na extensão reduzida $n_\ell = \frac{z}{\ell_v}$, onde ℓ_v é a extensão média

ocupada por cada veículo em fila). Portanto, o tempo de dissipação da fila (isto é, de contribuição da faixa de extensão reduzida) será

$g_\ell = \frac{n_\ell}{S_\ell} \leq g$ (e o fluxo de saturação será $S + S_\ell$; em $g - g_\ell$ o fluxo de

saturação será limitado pela seção anterior, S). A situação resultante pode ser descrita de diversas formas, por exemplo, como

$\bar{S} = \frac{g_\ell}{g} \cdot (S + S_\ell) + \frac{g - g_\ell}{g} \cdot S = S + \frac{g_\ell}{g} \cdot S_\ell$, como $\bar{S} = S + \frac{n_\ell}{g}$ (a forma mais simples) ou

como $\bar{S} = (S + S_\ell) - \frac{g - g_\ell}{g} \cdot S_\ell$. (tomando a linha de retenção como referência).

O método de Webster e Cobbe tem, implicitamente, a mesma consideração embutida no fator de correção para uma faixa com estacionamento permitido a partir de uma distância z da linha de retenção (que configura uma faixa

de extensão reduzida), dado por $f_{est} = \frac{L - p}{L}$, onde admite-se uma perda de

largura efetiva dada por $p = 1,68m - 0,9 \cdot \frac{z(m) - 7,6m}{g(s)}$ (majorada em 50% se frequentemente os veículos estacionados são de maior porte). Esta forma resulta da hipótese de relação entre fluxo de saturação e largura total (indica que a largura efetiva seria algo como $L - p$, ao invés de L , em função da existência de uma faixa de extensão reduzida).

Note-se que o HCM/2000, como é sua tradição, adiciona diversos critérios para avaliação da qualidade da operação nas aproximações e interseções semaforizadas com base no seu conceito tradicional de nível de serviço (medida qualitativa baseada no grau de interferência sobre a liberdade de manobra do usuário da via e na estabilidade das condições de tráfego, classificada nos níveis A, B, C, D, E, F), classificada adotando o atraso médio por veículo como medida de eficácia da operação do tráfego. Estes aspectos não foram resumidos aqui mas seguem procedimentos usuais.

Como é tradicional, o HCM/2000 também apresenta planilhas que permitem aplicar os procedimentos de forma mais simples. Além disso, existem diversos *softwares* comerciais que implementam os processos de estimativa e de análise do HCM/2000 adequadamente.

C - Métodos de Coleta de Dados para Análise de Desempenho do Tráfego em Interseções Semaforizadas

Os métodos de levantamento de dados mais comumente utilizados para análise de desempenho do tráfego em interseções semaforizadas são:

- pesquisas sobre atraso veicular (os levantamentos correspondentes sobre atrasos para pedestres ou outros usuários da via são igualmente relevantes, embora sejam aplicados com menor frequência);
- pesquisas sobre capacidade de tráfego para os fluxos veiculares (o que inclui a estimativa dos fluxos de saturação, na dissipação de filas, e dos tempos mortos ou tempos efetivos).

Os estudos relacionados podem envolver levantamentos mais complexos sobre a demanda de tráfego (incluindo a sua distribuição ao longo de corredores e áreas mais extensas que as simples interseções em análise) e sobre velocidade e retardamento (ou tempo de viagem) ao longo de rotas de monitoração (normalmente medidos em trechos de via, e não pontualmente).

A Figura C.1a apresenta o formulário de campo para anotação dos dados a serem colhidos para cálculo do atraso médio por veículo e a Figura C.1b apresenta as instruções de procedimento correspondentes. O procedimento deve ser aplicado em uma amostra de dias, alternando de forma aleatória o modo de operação entre controle a tempos fixos ou controle atuado (de maneira a evitar a influência sistemática de outros fatores), com pelo menos 2 medições em cada período e controle (recomendável 5 a 10), cada pelo menos 5 ciclos por medição (preferencialmente 10 ciclos ou toda a duração de um período típico de operação).

Uma alternativa para períodos com demanda estável é a medição alternando aleatoriamente a operação entre os modos a cada 5 a 10 ciclos (dependendo do nível de saturação), no mesmo dia, com uma amostra de dias adequada.

Como a comparação é feita em atraso médio por veículo, não é necessário ter a mesma duração de período (desde que as medidas não tenham precisão muito diferente). Pode-se, portanto, fixar o período em número de ciclos (não necessariamente o mesmo número de ciclos em cada forma de controle pois o controle atuado tem ciclos variáveis, em geral menores).

Como a referência são os veículos que chegam em um período, devem ser desprezados os atrasos dos veículos que já estavam em espera no início do período (pois chegaram no período anterior) e os veículos em fila no término do período devem ser acompanhados até passarem pela interseção. As contagens de veículos em fila no início do período devem, portanto, excluir os veículos que chegaram no período anterior e já estavam em fila (a fila inicial). As contagens de veículos em fila após o término do período, de forma correspondente, devem limitar-se aos veículos que chegaram no período de referência (a fila residual) e prosseguir até que eles passem. Em geral, exceto em interseções saturadas, é possível selecionar os limites dos períodos de forma a ter fila inicial e residual nulas.

O atraso é medido como atraso em fila e corrigido para incorporar o tempo perdido em aceleração e desaceleração.

O levantamento é em geral feito utilizando-se dois observadores que realizam as seguintes tarefas:

Observador 1

- a) Observa o comprimento da fila em veículos para cada instante no período de observação, em intervalos regulares, isto é, correspondente ao último veículo em cada faixa de rolamento que pára por causa do semáforo.

Para o propósito da observação, um veículo é considerado como parte da fila quando a distância até o carro parado a sua frente for menor ou igual ao comprimento de um veículo e ele mesmo for parar. Essa definição é utilizada pela dificuldade de precisar o exato momento que um veículo chega para juntar-se à fila. Todos os veículos que escolhem uma fila são então incluídos na contagem da fila até que eles cruzem a linha de retenção. Isto inclui veículos que chegam quando o semáforo está verde mas param porque os veículos a frente ainda não começaram a se mover, incluindo os veículos em movimento adiante da fila parada, e exclui apenas os veículos que saíram da interseção (um veículo saiu interseção se sua parte traseira passou pela linha de retenção e ele não foi bloqueado adiante ao sair da interseção). O comprimento da fila em veículos é representado pela variável n_t na Equação C.1 a seguir.

b) A observação e anotação do comprimento da fila em veículos são repetidas com intervalos regulares de 10 a 30 segundos. O HCM recomenda usar 15 a 20 segundos e que os intervalos não devem ser divisores integrais do tempo de ciclo (ou seja, se o ciclo for 120 seg., usar intervalos de 14, 16, 22 ou 25 seg e não 10, 12, 15, 20 ou 30 seg). Submúltiplos do ciclo podem prejudicar as medidas se obtiverem menos de 2 medições por verde ou por vermelho. Intervalos não regulares podem também ser usados e, neste caso, cada observação deve ser ponderada pela duração do intervalo posterior à medição (ou a soma de metade da duração dos intervalos anterior e posterior correspondente). Uma nova linha de dados pode ser iniciada a cada ciclo (as linhas permitem mais de uma anotação para o caso de um ciclo maior que 10 intervalos). Os veículos em fila no final do período devem ser identificados e as medições devem contá-los em intervalos adicionais até sua saída da interseção mesmo após o período. O intervalo entre medição é representado pela variável I_t na Equação C.1 a seguir (o intervalo é regular se $I_t = I$ em toda medição).

Observador 2

a) Conta o número de veículos que passam durante o período de análise, que corresponde ao volume de tráfego escoado na linha de retenção, e o número de veículos que param (veículos detidos pelo semáforo) ou não (veículos não detidos pelo semáforo, a parcela complementar do fluxo de tráfego). A contagem acumulada pode ser realizada mas, neste caso, o volume de cada período é obtido pela diferença na contagem acumulada do final e do início do período.

b) O número de veículos detidos pelo semáforo, isto é, os que pararam pelo menos uma vez antes de passar (ou o complemento, os que passaram sem parar) é utilizado apenas para estimar a proporção de veículos parados pelo semáforo e o termo de correção para o atraso devido à aceleração e desaceleração. A observação pode ser desprezada se apenas o atraso parado é considerado suficiente para a comparação de desempenho

c) O observador controla também o período de medição, que deve ser previamente definido pela duração total (por exemplo, 10 a 15 minutos) ou pelo número de ciclos. O volume de tráfego de cada período, em geral de 5 a 15 minutos ou 5 a 15 ciclos, é representado por N_T na Equação C.1 a seguir.

Figura C.1b

Instruções de Campo para medição do atraso médio (baseado no HCM, 2000)

PESQUISA SOBRE ATRASO DE CONTROLE EM INTERSEÇÕES

PREPARAÇÃO:

- preencher o cabeçalho do formulário com os dados da interseção e da data da pesquisa, identificando a aproximação monitorada e incluindo o sentido observado (cada formulário para uma aproximação);
- preencher ou conferir os dados básicos da aproximação e do semáforo: o número de faixas, o tempo de ciclo e o tempo de verde da aproximação (total de todos os estágios em que ela opera);
- selecionar um intervalo de medição da fila, usualmente entre 10 e 15 segundos, que não seja sub-múltiplo do tempo de ciclo; se o semáforo é atuado, anotar tempos médios e usar um intervalo redondo conveniente;
- estimar e anotar a velocidade dos veículos que passam livres pela interseção (ou a velocidade desimpedida no trecho anterior à interseção);
- observar a extensão usual das filas ao longo do ciclo (o método deve ser aplicado quando a fila não supera 25 veículos; para filas mais extensas, deve-se utilizar mais pesquisadores para avaliar a fila na aproximação).

EXECUÇÃO:

- são utilizados dois pesquisadores: um pesquisador realiza a contagem dos veículos que chegam durante o período ou no de ciclos de amostra e a contagem dos veículos que param em fila; o outro pesquisador faz a contagem de veículos em fila a cada intervalo e anota o valor;
- medição normalmente iniciada após estágio que não deixou fila residual (toda a fila foi escoada no verde), a partir do início do vermelho, e realizada continuamente pelo período ou no de ciclos de amostra; se não foi possível evitar uma fila residual, o número de veículos existentes no início do vermelho (antes da primeira contagem) deve ser registrado como fila inicial e os veículos excluídos da contagem de veículos em fila;
- a medição deve ser prolongada para acompanhar os veículos que chegaram no período ou no de ciclos amostrados, até que todos deixem a fila da aproximação;
- um veículo pára em fila se está reduzindo velocidade e parou ou aproximou-se de um veículo parado por um comprimento de veículo (5 m); portanto, há veículos parando mesmo durante a dissipação da fila (no verde);
- um veículo deixa a fila quando seu eixo dianteiro passa pela linha de retenção, exceto se ficar em espera adiante (conversão com fluxo oposto, com pedestres concorrente ou alguma interferência); portanto, um veículo é contado em fila mesmo em movimento em direção à linha de retenção se ainda não tiver passado;
- o horário deve ser anotado no início da pesquisa e a cada 5 ciclos;
- ao final, deve-se corrigir anotações inconsistentes e marcar a quadricula da situação de tempo; deve-se também anotar comentários importantes sobre características peculiares da operação que auxiliarão na análise dos dados.

TABULAÇÃO:

- transcrever as contagens totais de veículos (NT) e de veículos que pararam (NP) e totalizar as anotações de veículos em fila (NI) registrados em todos os intervalos e os ciclos observados (NC);
 - o atraso em fila por veículo é $dn=0,9 \cdot NI/NT$, onde I é a duração do intervalo de contagem;
 - a fração de veículos parados é $fp=NP/NT$; é utilizado na correção do atraso de controle;
 - o fator de correção do atraso por aceleração/desaceleração (fca) deve ser obtido da tabela seguinte (HCM):
- | Velocidade Livre \ Fila por Faixa | até 7 | 8 a 19 | 20 a 30* |
|-----------------------------------|-------|--------|----------|
| até 60 km/h | +5 | +2 | -1 |
| 60 a 71 km/h | +7 | +4 | +2 |
| mais de 71 km/h | +9 | +7 | +5 |
- * contagens de veículos em fila maiores que 30 são normalmente pouco confiáveis;
 - o atraso de controle por veículo é $dc=dn+da$ e a correção para aceleração/desaceleração é $da=fp \cdot fca$.

Os dados de fila podem ser acumulados somando cada coluna e então todas as colunas (a planilha tem espaço para totalizar as colunas). De forma simplificada, o atraso médio para os veículos que chegaram no período de análise é calculado como:

$$\bar{d}_T = \frac{\sum(n_t \cdot I_t)}{N_T} = \frac{I \cdot \sum(n_t)}{N_T} \quad \text{Equação C.1}$$

onde N_T é o volume de veículos escoado no período e n_t, I_t são o número de veículos observados na fila e intervalo entre medições do instante t (em segundos). A mesma fórmula pode ser utilizada para calcular o atraso médio em períodos maiores (uma hora), acumulando-se a somatória de fila e o volume de tráfego nos períodos correspondentes, mas é mais simples fazer a agregação calculando o atraso médio total como a média ponderada do atraso médio por período usando o volume de tráfego de cada período como ponderação.

O HCM (2000) recomenda duas correções que podem também ser usadas: o atraso parado é calculado utilizando um fator de multiplicador igual a 0,9 na fórmula acima e é ainda incluindo um termo aditivo de correção devido a aceleração e desaceleração como função da proporção de veículos parados pelo semáforo (P_s), da velocidade dos veículos em aproximação livre e do tamanho da fila normal por faixa.

Estas correções visam principalmente compatibilizar a medida de atraso baseada em filas com as medidas baseadas no seguimento da trajetória de cada veículo que, embora sejam teoricamente mais adequadas, são mais difíceis de aplicar em campo. Para os casos usuais, estas correções normalmente não precisam ser realizadas (embora estejam incluídas na Figura C.1).

Segundo o HCM (2000), este método de medição é aplicável apenas quando as filas usuais não excedem 25 veículos e, em geral, a interseções não saturadas. Para interseções saturadas, as filas crescem continuamente durante os períodos de pico e tomam um longo período para dissiparem-se. Neste caso, a monitoração pode ser feita pela monitoração direta do período de crescimento e dissipação das filas e pela duração do período de saturação. O comprimento das filas pode ser medido em metros ou a extensão correspondente pode ser calculada a partir da observação da distância a marcos viários, cuja posição em relação à linha de retenção é conhecida ou pode ser obtida de mapas em escala. A fila em veículos pode ser calculada calibrando um fator de conversão de metros para veículos em fila (que corresponde à densidade de veículos na fila, ou seja, o inverso da extensão média ocupada pelos veículos em fila, usualmente 6 a 8 metros, ou valores maiores em função da composição de tráfego). O período de saturação caracteriza-se pela existência contínua de fila na aproximação, nunca dissipada totalmente nos períodos de verde (apesar do movimento na linha de retenção). Mesmo que todos os cuidados devidos sejam adotados, as medidas obtidas em interseções saturadas são menos confiáveis (a menos de uma clara alteração na operação que seria percebida mesmo qualitativamente).

Para medição do fluxo de saturação, existem diversos procedimentos propostos. Recomenda-se a utilização do método alternativo proposto no HCM (2000). No entanto, o método de Webster, tradicionalmente empregado no Brasil pode também ser usado (ver VASCONCELOS, 1982). Ambos medem a capacidade para um grupo de tráfego ou aproximação através da observação do escoamento das filas e medição de duas variáveis fundamentais: o fluxo de saturação (que é o fluxo máximo que pode ser escoado a partir de uma fila contínua) e o tempo morto (que é a medida de perda de eficiência decorrente do regime de fluxo intermitente no escoamento do tráfego).

O método do HCM é mais adequado quando se deseja medir o fluxo de saturação por faixa (é mais complexo quando se quer medir o fluxo de saturação total), o que pode ser importante quando as conversões à esquerda afetam a operação de parte das faixas da aproximação. Na verdade, o método do HCM pode ser simplificado para medir todas as faixas simultaneamente (como será discutido adiante). Na prática, dificilmente é viável medir mais de duas faixas simultaneamente e pesquisadores adicionais devem ser escalados para aproximação com mais faixas (o mesmo ocorre com o Método de Webster, pelo menos com de 3 faixas).

O procedimento básico descrito a seguir é, na verdade, uma adaptação do proposto no HCM (2000), para permitir medir mais de uma faixa ao mesmo tempo e para simplificar a tarefa de campo (adotando sempre a linha de retenção como referência). O HCM (2000) introduz uma dificuldade adicional de observação ao recomendar tratar as conversões permitidas de forma distinta (a passagem dos veículos ocorre quando cruzam os fluxos veiculares e de pedestres opostos), o que torna a medição simultânea mais difícil nestes casos. Como a consistência deste critério com os conceitos normalmente adotados é discutível, a opção de sempre usar a linha de retenção como referência foi adotada.

A Figura C.2a apresenta o formulário de campo para anotação dos dados a serem colhidos para cálculo do grau de saturação por grupo de tráfego ou aproximação e a Figura C.2b apresenta as instruções de procedimento correspondentes. O procedimento deve ser aplicado em uma amostra de ciclos, em um ou mais dias de operação. Em princípio, como mencionado acima, em cada ciclo é observada uma das faixas da aproximação, alternando a faixa observada ao longo do período de pesquisa ou amostrando faixas distintas em dias distintos ou utilizando uma equipe de pesquisa maior. Se for praticável a observação simultânea de mais de uma faixa, os dados de cada uma das faixas devem ser anotados em uma linha própria, em separado. Caso contrário, o método originalmente proposto terá de ser adaptado.

O levantamento, no procedimento original, é em geral feito utilizando-se dois observadores, um anotador e um cronometrista, que trabalham em conjunto durante o tempo de verde mais amarelo de cada aproximação. Na adaptação proposta, também são utilizados dois observadores, com tarefas distintas: um anotador (que é também o cronometrista) e um observador (que conta os veículos e pronuncia as informações a serem anotadas em voz alta, no instante em que os veículos correspondentes cruzam a linha de retenção).

De forma compatível com o critério do HCM, deve-se considerar que um veículo cruza a linha de retenção quando seu eixo dianteiro passa totalmente pela linha de retenção. Como já observado, no procedimento original, os veículos de movimentos permitidos teriam de ser considerados de forma distinta, pois podem ter de esperar por uma brecha adequada adiante da linha de retenção (a observação torna-se complexa pois é necessário observar os veículos em espera enquanto podem estar passando outros veículos, se não estiverem bloqueados). O procedimento original recomenda também anotar o tempo bloqueado, caso o veículo em espera obstrua a passagem dos demais veículos.

As tarefas realizadas são as seguintes:

Observador 1 (Observador/Comunicador): no início do vermelho, comunica o início do ciclo ao anotador, conta a fila inicial (existente no início do vermelho) e comunica também ao anotador; no início do verde, comunica o início do verde ao anotador, mantém a observação do final da fila e acompanha a passagem dos veículos pela linha de retenção, contando sequencialmente, comunicando em voz alta a passagem dos veículos de referência: o veículo inicial (em geral o 4o.veículo), o veículo de referência do fluxo em fila (em geral o 10o.veículo ou o último do escoamento em fila, o que for menor), o último veículo do escoamento em fila (se for maior que 10) ou do escoamento no verde (o que for menor), o

total de veículos escoado ao final (incluindo os que passam após o final do verde); comunica também em voz alta o instante de início do amarelo e o instante de início do vermelho seguinte; se for solicitado, também menciona a passagem de veículos especiais (veículos pesados, conversões à esquerda); ao final, conta a fila residual (existente no início do vermelho seguinte) e comunica ao anotador; a comunicação deve ser feita com palavras breves (Zero, Verde, Quatro, Dez, Fila Vinte, Amarelo, Vermelho, Total Trinta, Residual Cinco) e de forma clara; a identificação de eventuais veículos especiais deve utilizar um código breve, previamente combinado; o observador, na passagem do veículo, menciona o código relativo às peculiaridades de cada passagem pela linha de retenção: se é um veículo pesado (P) ou moto (M), se é um veículo em conversão à direita ou à esquerda (D ou E), se há uma interferência afetando o veículo que busca seguir adiante, mencionado o tempo de interferência (In, n é a duração em segundos); o observador deve contar a fila residual antes de iniciar e a cada estágio analisado (no início do vermelho seguinte) e comunicá-la para anotação;

Observador 2 (Anotador/Cronometrista): no início do vermelho, dispara o cronômetro ao ouvir a comunicação, anota a fila inicial quando comunicada e acompanha o decorrer do vermelho; no início do verde observa o tempo decorrido e zera novamente o cronômetro, anota a duração do vermelho e aguarda para realizar novas anotações; ao longo do verde, anota os tempos correspondentes aos veículos de referência: inicial (em T_i), do fluxo em fila (em T_u), de final da fila (em T_s), além de anotar a duração do verde (no final do verde) e do amarelo (como final do amarelo menos final do verde); anota também o número do veículo de referência do fluxo em fila (em N_u), da fila escoada (em N_e) e do escoamento total (em N_t), além de anotar a Fila Residual (existente no início do vermelho seguinte); se solicitado, anota os códigos comunicados para veículos especiais marcando em quadriculas nas colunas correspondentes ao sub-período em curso (antes do veículo inicial, de referência do fluxo em fila, do demais veículos escoados); ao final, deve-se registrar o horário de término, corrigir anotações inconsistentes e marcar a quadricula da situação de tempo; deve-se também anotar comentários importantes sobre características peculiares da pesquisa e do tráfego na rota que auxiliarão a análise dos dados.

Alguns aspectos práticos da pesquisa de grau de saturação podem ser notados: em um semáforo a tempos fixos, naturalmente os tempos de vermelho, verde e amarelo podem ser previamente anotados e verificados em campo (a partir das folhas de programação ou da leitura direta do dados do controlador semafórico); em um semáforo saturado (onde há longas filas e estas não se dissipam durante os ciclos), as filas iniciais e finais podem ser verificadas em separado, para o período de pico como um todo (15 ou 30 minutos ou até mais), ao invés de ser registrado ciclo a ciclo (neste caso, as filas podem ser medidas em metros, transformadas posteriormente em veículos a partir da densidade de veículos na fila, ou contadas diretamente em veículos, apenas no início e término do período).

Figura C.2b

Instruções de Campo para medição do grau de saturação (baseado no HCM, 2000)

PESQUISA SOBRE FLUXO DE SATURAÇÃO EM INTERSEÇÕES	
PREPARAÇÃO:	
<ul style="list-style-type: none"> - preencher o cabeçalho do formulário com os dados da interseção e da data da pesquisa, identificando a aproximação e a faixa (ou conjunto de faixas) monitorada e incluindo o sentido observado (cada formulário para uma aproximação; pode-se alternar as faixas observadas; pode-se agregar faixas utilizadas por um mesmo grupo de tráfego); - esboçar ou conferir o esquema físico da interseção, incluindo o número de faixas, o tipo de controle semafórico (tempo fixo, coordenado, ...), a disposição e a largura das faixas e a disciplina de uso das faixas pelas manobras, a existência de active/declive ou detalhes ou interferências notáveis (faixas livres, faixas curtas ou estacionamento permitido, pontos de ônibus, ...); - a unidade de referência das medidas deve ser cada faixa de tráfego (em condições de tráfego leve, pode-se medir mais de uma faixa); registrar o número de ciclos a ser amostrado (recomenda-se 10 a 15 ciclos por referência, sendo 5 um mínimo absoluto); - preencher o cabeçalho das colunas de observação com o número do ciclo e o número da faixa (segundo o esquema físico) a ser observada em cada medição e registrar o horário de início da observação. 	
EXECUÇÃO:	
<ul style="list-style-type: none"> - são utilizados dois pesquisadores: um observador/contador e um anotador/cronometrista; antes de iniciar a observação do escoamento no período de verde do próximo ciclo, o anotador dispara o cronômetro no início do ciclo (referido ao início do vermelho), para medir o tempo de vermelho, e o observador deve contar a fila acumulada ao final do vermelho; no início do verde, o observador mantém a verificação do final da fila e começa a contar os veículos que passam durante o tempo de verde, pronunciando em voz alta o número do veículo que corresponde ao início do verde ("zero" e a fila inicial acumulada no vermelho); durante a contagem, o observador pronuncia o número do quarto veículo ("quatro"), o número do décimo veículo ("dez") ou do último da fila (se for menor que 10), o número do último da fila escoada (se a fila for dissipada) ou do último do verde (se a fila não se dissipa) se for maior que 10, conforme a sua contagem, o início do amarelo ("amarelo"), o início do vermelho ("vermelho") e o número do último a cruzar a linha de retenção, conforme a sua contagem, finalizando com a contagem do número de veículos que foram retidos no início do vermelho em uma eventual fila não escoada (comunicada ao anotador com o pronunciando "Fila residual" e o número contado); o anotador zera novamente o cronômetro ao ouvir "zero", anota a fila no vermelho (em "Fila inicial) e a duração do vermelho (em Vermelho), anota o tempo decorrido até ouvir "quatro" (em T_i), o tempo decorrido até ouvir "dez" ou o número pronunciado como número do último da fila ou do verde (em T_s e Fila escoada), o tempo de verde ao ouvir "amarelo" (em Verde), o número pronunciado ao ouvir o número do último veículo escoado (em N) e o tempo de amarelo ao ouvir "vermelho" (em Amarelo, deduzindo o tempo do verde), finalizando com o registro da fila restante (em Fila residual). - o observador pode mencionar peculiaridades de alguns veículos na sua passagem pela linha de retenção: se é um veículo pesado (P), se é um veículo em conversão à direita ou à esquerda (D ou E), se há uma interferência afetando o veículo que busca seguir adiante, mencionado o tempo de interferência (I_n, n é a duração em segundos); o anotador deve, então, fazer uma marca na coluna correspondente; os códigos usuais para tipo de veículo são C=veículo pesado (qualquer veículo com mais de 4 rodas), M=moto (qualquer veículo motorizado de menos de 4 rodas), B=bicicleta (qualquer veículo não motorizado de menos de 4 rodas) e A,F,G,H,O=outra tipo previamente combinado; os códigos usuais para tipos de manobra são D=para conversão à direita, E=para conversão à esquerda, R=para retorno e S,W,X,Y,Z=para outra manobra previamente combinada; os códigos usuais para interferências são T=para estacionamento ou carga/descarga, U=para parada de ônibus, V=fluxo oposto veicular, P=para pedestres e N,Q,I,J,K,L=para outra interferência previamente combinada; - ao final, deve-se registrar o horário de término da observação, verificar e corrigir anotações inconsistentes e marcar a quadrícula da situação de tempo, e anotar comentários sobre características da pesquisa e do tráfego que auxiliarão a análise dos dados. 	
TABULAÇÃO:	
<ul style="list-style-type: none"> - os veículos escoados durante a saturação (N_s), dada a Fila escoada (N_e), é estimada com o $N_s = N_e - N_i$ (normalmente $N_i = 4$) e o período de saturação é $T_s = T_e - T_i$; o fluxo de saturação é $S = N_s / T_s$; os cálculos podem ser feitos por ciclo com medição ou com N_e, T_e, T_i médios; - se todo o verde teve fila, o tempo morto total é $t_m = g + I_a - N_i / S$; senão, o tempo morto inicial é $t_0 = T_i - N_i / S$ e o tempo morto total é estimado por $t_m = t_0 + 1$ segundo (no amarelo); o verde efetivo é $g_{ef} = g + I_a - t_m$ seg; os cálculos podem ser feitos por ciclo ou média; - obter o tempo de ciclo (vermelho mais verde mais amarelo); calcular capacidade $C = g_{ef} / t_c * S$, a demanda aparente $Q = (N_e + n_r - n_0) / t_c$, com as filas inicial ($n_0$) e final ($n_r$), e o grau de saturação $X = Q / C$ médios. 	

O fluxo de saturação é o valor do fluxo medido no escoamento dos veículos em fila, tomando-se o escoamento do quarto ao décimo veículo ou do quarto ao último da fila se a fila inicial for menor que 10 veículos. Portanto, o fluxo de saturação é estimado por

$$FS = \frac{N_s - N_i}{T_s - T_i} \cdot 3600 \quad \text{Equação C.2}$$

onde n é o décimo veículo ou o último veículo da fila (o que for menor). Os tempos mortos, o verde efetivo, a capacidade, a demanda e o grau de saturação também podem ser medidos ou calculados:

- se o verde teve fila contínua (e fila residual), o tempo morto é

$$\ell = g + I_a - \frac{N_i}{S} \cdot 3600 \quad \text{Equação C.3}$$

- se a fila foi dissipada durante o verde, pode-se medir apenas o tempo morto inicial; o tempo morto total aproximado (admitindo mais 1 segundo de tempo morto no final do movimento) é

$$\ell_0 = T_i - \frac{N_i}{S} \cdot 3600 \quad \text{e} \quad \ell \cong \ell_0 + 1\text{seg} \quad \text{Equação C.4}$$

- o verde efetivo e a capacidade são calculadas por

$$g_{ef} = g + I_a - \ell \quad \text{Equação C.5}$$

e

$$Cap = \frac{g_{ef}}{t_c} \cdot FS \quad \text{Equação C.6}$$

- a demanda e o grau de saturação são estimados por

$$QD = \frac{N_T}{t_c} + \frac{n_f - n_0}{T} \quad \text{Equação C.7}$$

e

$$X = \frac{QD}{Cap} \quad \text{Equação C.8}$$

onde N_T é o total de veículos escoados no ciclo e n_f, n_0 são as filas residuais de veículos ao final do ciclo corrente e anterior (ou do período correspondente se $T \neq t_c$).

O procedimento original do HCM (2000) utiliza um anotador e um cronometrista, sendo que este último é o que conta os veículos em voz alta e adiciona a informação correspondente ao instante em que cruza a linha de retenção (ou encontra uma brecha para seguir adiante, no caso dos movimentos permitidos). O anotador, por sua vez, deve observar o tipo de veículo e manobra, além de registrar os dados na planilha de campo. O procedimento apresentado acima é, portanto, uma adaptação do originalmente proposto.

Note-se que o procedimento original mede o tempo de passagem de cada veículo até o 20o.veículo (os demais são apenas contados) e observa o último veículo da fila. No entanto, para medição do fluxo de saturação apenas, com as hipóteses usualmente adotadas, somente é necessário anotar o tempo de passagem do 4o.veículo e do 10o.veículo ou último veículo da fila (o que for menor) e apenas contar os demais (se desejado, considerando tipo de veículo e manobra). Se o detalhe do fluxo de saturação por faixa for desnecessário, pode-se considerar que o fluxo de saturação ocorre do 1o.veículo após o décimo segundo (que seria aproximadamente o 4o.veículo em uma faixa) e o último veículo da fila ou que passa após algum instante de referência (como 20 segundos), o que ocorrer antes, e contar todas as faixas. Estas são as simplificações

mencionadas anteriormente (neste caso, não é possível verificar se as hipóteses usuais são válidas ou não).

Em algumas situações (por exemplo, onde as filas são extensas ou onde existem muitos motos), pode-se preferir observar o 6o.veículo (ao invés do 4o.veículo) e o 12o.veículo (ao invés do 10o.veículo). Por outro lado, podem existir situações em que a fila é muito reduzida e deve-se optar por observar o 3o.veículo e o 6o.veículo (o que pode produzir resultados inadequados) ou interferir na operação para gerar uma fila maior, artificialmente (bloqueando o tráfego no verde de um ciclo, por exemplo).

Como a avaliação está interessada apenas na operação regular (de dias normais), as variações da demanda serão menos presentes. A oferta é, neste contexto, bastante mais regular e menos sujeita a flutuações. Uma avaliação complementar poderia analisar a operação ao longo de um horizonte de tempo maior, incluindo dias excepcionais (pela demanda ou por incidentes), de forma a monitorar a flexibilidade obtida com o controle atuado (se necessário, o desempenho na operação a tempos fixos pode ser estimada com os modelos de previsão tradicionais, adequados ao seu contexto). Naturalmente, este objetivo exige mais recursos (tempo e custo) para a pesquisa.

No entanto, deve-se notar que o HCM recomenda amostrar observações em pelo menos 15 ciclos semafóricos para ter dados estatisticamente significantes. Esta recomendação diverge da prática usual de amostrar observações em apenas 5 ciclos, disseminada no Brasil a partir da aplicação do Método de Webster. A diferença de critério pode ser parcialmente atribuída à obtenção de dados de fluxo de saturação por faixa (naturalmente mais variáveis que o fluxo de saturação total de uma aproximação). Se a informação referente ao fluxo de saturação por faixa for considerada importante, uma amostra maior seria necessária.

Os levantamentos usuais sobre demanda de tráfego e tempo de viagem são amplamente documentados na literatura técnica tradicional. A seguir, os procedimentos para realização de demanda de tráfego e de velocidade&retardamento são apresentados para tratar de forma sucinta alguns aspectos normalmente negligenciadas. As pesquisas de contagem classificadas e de velocidade pontual, que são as formas mais conhecidas, não são suficientes, em geral, para obter os dados necessários.

No que se refere ao levantamento da demanda de tráfego, as contagens classificadas podem ser inadequadas em situações de sobre-demanda, dado que são obtidos apenas os volumes ou fluxos de tráfego escoados (sem considerar que a restrição de capacidade faz com que seja retida parte da demanda nas filas acumuladas no sistema viário). Para uma medição mais pertinente da demanda, pode-se introduzir a monitoração simultânea da variação das filas entre o início e o término do período de contagem.

Em geral, quando a sobre-demanda é significativa, é mais prático medir as filas em metros (ao invés de medi-la em veículos, contanto o número de veículos na fila). Neste caso, é preciso também calibrar um parâmetro de conversão: a densidade de veículos na fila. Em geral, calibra-se este parâmetro K por faixa de tráfego ($v/km/fx$) e transformasse o total de faixas-quilômetro de filas z em número de veículos como $n=z/K$. Se a seção da via é homogênea na aproximação do ponto de medição, o parâmetro pode ser calibrado com todas as faixas e a extensão da fila pode ser computada, então, em quilômetros, chegando-se ao número de veículos em fila utilizando a mesma expressão. Outros detalhes como composição da demanda (em tipos de veículos e/ou de manobra) são ainda obtidos das contagens do volume ou fluxo de tráfego escoado (em proporção).

A Figura C.3a mostra o formulário para pesquisa de demanda de tráfego recomendado. Para níveis de tráfego usuais, um pesquisador pode coletar dados de pelo menos duas faixas de tráfego. Quando necessário, deve-se escalar mais de um pesquisador para coletar os dados sobre demanda em um dado local, repartindo as faixas de tráfego entre eles. O mesmo pesquisador deve anotar a posição da fila nos instantes de início e término do período de contagem, medindo a extensão em metros do final da fila ao ponto de referência da seção de contagem ou de algum marco previamente estabelecido (quando as filas são muito extensas, torna-se conveniente estabelecer diversos marcos ao longo da aproximação para facilitar a mensuração da fila, medindo a distância dos marcos estabelecidos até o ponto de referência da seção de contagem nas atividades de preparação ou processamento da pesquisa).

Cada coluna do formulário de coleta de dados deve ser alocado a um tipo de demanda (tipo de veículo e/ou de manobra). Quando há um tipo de veículo ou manobra predominante, uma das colunas pode registrar o total e as demais podem registrar os veículos distintos daquele predominante. O registro é feito com sinais gráficos (quadrículas ou cerquinhas) ou com auxílio de contadores mecânicos ou digitais (neste caso, os contadores são zerados no início do período e a leitura é tomada ao final do período). No caso de usar contadores, pode-se também fazer o registro dos totais acumulados nos períodos de contagem (5 a 15 minutos) ao longo de todo período de observação (algumas horas), obtendo-se posteriormente a contagem de cada período por diferença. Embora seja menos usual, pode-se também amostrar períodos de contagem ao longo do período de observação, anotando os dados nos períodos de descanso entre períodos de contagem (os dados podem, posteriormente, ser expandidos para períodos de referência quaisquer). O processamento dos dados deve tratá-los adequadamente.

Com dados diretamente contados ou expandidos para um período de referência, o volume de tráfego é N_T , a estimativa do fluxo de tráfego é

$$q = \frac{N_T}{T} \quad \text{Equação C.9}$$

e a estimativa de demanda, como primeira aproximação, é

$$Q \cong \frac{N_T + \Delta n_T}{T} \quad \text{Equação C.10}$$

onde N_T é o volume de tráfego escoado no período T ($N_T = \frac{T}{t} \cdot N_t$, caso a contagem tenha sido obtida num período t) e Δn_T é a variação da fila (fila final menos fila inicial) no período T ($\Delta n_T = \frac{T}{t} \cdot \Delta n_t$, caso a contagem tenha sido obtida num período t). Se as filas são medidas em metros, como Δz (extensão final menos extensão inicial), as filas em veículos são estimadas como $\Delta n = \frac{\Delta z}{K_n}$, onde K_n é obtido a partir das medições de calibração da densidade de veículos na fila (em v/km ou v/km/fx, de forma correspondente com a da medição da extensão das filas).

Figura C.3b
Instruções de Campo para medição da demanda de tráfego

PESQUISA DE DEMANDA DE TRÁFEGO	
PREPARAÇÃO:	<ul style="list-style-type: none"> - preencher o cabeçalho do formulário com os dados da pesquisa programada; - indicar o período unitário de contagem e o intervalo entre contagens (por exemplo, 5 minutos por 10 minutos ou 15 minutos sem intervalo) a ser usado. - preencher a primeira e a última linha da coluna Horário de Início com o período previsto para a contagem de volume de tráfego (hh:mm). - se for o caso, identificar as classes de veículos a serem contadas em separado utilizando cada um dos pares de colunas em Contagem (veículos) para inserir o código ou símbolo correspondente no topo da coluna (usualmente por tipo de veículo, como A=auto e C=caminhão, O=ônibus, M=motos, ou por tipo de movimento, como T=total ou direto, D=direita, E=esquerda, R=retorno).
EXECUÇÃO:	<ul style="list-style-type: none"> - para cada período de observação, deve-se usar uma linha para contagem (ou mais de uma linha, caso seja necessário ter espaço adicional); cada veículo deve ser registrado como um traço em quadriculas \square ou cercas \square para posterior totalização, observando-se a coluna correspondente ao tipo de veículo observado; o horário efetivo de início e de término de cada período de contagem deve ser anotado, encerrando o período sempre que ocorrer algum incidente que impeça a operação; - verifique se a carga de trabalho da anotação é compatível com a capacidade de manter um registro preciso dos veículos; a pesquisa de tráfego em uma seção pode ser repartida com outros observadores em função de diferentes tipos de veículo ou faixas de tráfego (mantendo a mesma seção de referência); - entre períodos de anotação, deve-se observar a extensão das filas acumuladas no trecho anterior à seção de contagem e anotar um ponto de referência que identifique o final da fila; para filas menores, a extensão da fila pode ser medida em metros ou em passos de um mesmo observador; para observação contínua, a monitoração de filas deve ser realizada por um observador adicional; - devem ser feitas pelo menos 2 (preferencialmente 4) medições de densidade de veículos por faixa em fila em um trecho de calibração; todas as faixas devem ser anotadas, registrando o número de veículos (eventualmente separando veículos leves e veículos pesados); a extensão do trecho pode ser medida em metros ou em passos do mesmo observador; deve-se usar um trecho de pelo menos 40 metros. - observações pertinentes sobre incidentes que possam ter efeito sobre os volumes de tráfego pesquisados devem ser registrados na coluna correspondente; ao final da pesquisa, anotar a condição de tempo predominante e comentários gerais.
TABULAÇÃO:	<ul style="list-style-type: none"> - a tabulação deve ser feita utilizando cinco colunas adicionais em um novo formulário ou no formulário da pesquisa; a primeira coluna deve registrar o período de expansão dos dados; a seguir admite-se que há um período de contagem para cada período de expansão; - se apenas os volumes por período são desejados, basta copiar o valor anotado N_i, ou obter a diferença em relação à linha anterior, no caso de terem sido anotados valores acumulados, na parte superior da segunda coluna ao lado; se os volumes devem ser expandidos, a parte inferior deve ser usada para anotar o volume expandido $N_n = \frac{N_i}{t_i} T_i$, onde t_i é a duração do período contato e T_i é a duração do período de expansão; - a variação da fila é preenchida, na parte superior da quarta coluna ao lado, em veículos $\Delta n_i = \frac{\Delta z_i}{K_n}$, onde Δz é a variação na extensão das filas (positiva ou negativa, se cresceu ou diminuiu) e K_n é a densidade de veículos na fila; se as filas devem ser expandidas, a parte inferior deve ser usada para anotar a variação de fila expandida $\Delta n_n = \frac{\Delta z_i}{K_n} \frac{T_i}{t_i}$; - em primeira aproximação, a demanda de tráfego pode ser calculada com o $Q_i = \frac{N_i + \Delta n_i}{t_i}$ ou $Q_n = \frac{N_n + \Delta n_n}{T_i}$ e anotada na quinta coluna ao lado. - elaborar histogramas com fluxos horários (considerar filas, se for o caso).

A Figura C.3b mostra as instruções para utilização do formulário para pesquisa de demanda de tráfego e para processamento dos dados.

A estimativa aproximada da demanda de tráfego é obtida do chamado modelo de filas verticais, para o qual a extensão das filas acumuladas no sistema viário seria dada por $\Delta n_T = (Q - q)T$. A estimativa aproximada da demanda de tráfego pode ser corrigida, considerando a extensão física da fila. A expressão corrigida pode ser obtida que, considerando a extensão da fila $z = \frac{n}{K_n}$, há um número de veículos que chega ao final da fila mas

não teria chegado à seção de medição. Considerando $t = \frac{z}{V}$, este número de veículos é $Q.t$ e, admitindo fila inicial nula, a fila final será $n = (Q - q)T + Q \cdot \frac{n}{V.K_n} = (Q - q)T + n \cdot \frac{K}{K_n}$. Portanto, com a melhor estimativa para a fila, com estimativa para as filas acumuladas no sistema viário seria dada por $\Delta n_T = \frac{(Q - q)T}{1 - \frac{K}{K_n}}$, onde $K = \frac{Q}{V}$ é a densidade

de tráfego nas seções não afetadas pelas filas. Eventualmente, para atingir seções não afetadas pelas filas, Q (e K) são constituídos por diversos fluxos de alimentação (e teriam de ser acumulados em parcelas).

A estimativa corrigida da demanda de tráfego seria, então, dada por

$$Q = \frac{N_T + \Delta n_T}{T + \frac{1}{V} \cdot \frac{\Delta n_T}{K_n}} \quad \text{Equação C.11}$$

(em geral, a precisão adicional obtida com a correção é desnecessária). Note que a velocidade de chegada dos veículos na seção não afetada pelas filas deve ser conhecida (com diversos fluxos contribuintes, uma idéia seria usar a velocidade média ponderada pelos fluxos de cada via).

No que se refere ao levantamento dos tempos de viagem, as pesquisas sobre velocidade pontual também são normalmente inadequadas, dado que não é possível caracterizar a variação espacial e seus diversos componentes (o que é particularmente relevante para detectar os elementos do sistema viário com maior peso no seu desempenho em tempo). Para uma medição mais pertinente do tempo de viagem, comumente é empregada a pesquisa de velocidade e retardamento (executada ao longo de um trecho de via). A medição da velocidade ao longo de um trecho é, conceitualmente, mas relacionada com a velocidade média de tráfego (que é a velocidade média temporal). Diversos outros métodos de pesquisa buscam determiná-la (em particular os métodos do carro flutuante e do observador em movimento).

A Figura C.4a mostra o formulário para pesquisa de velocidade e retardamento recomendado. Em geral, a pesquisa de velocidade e retardamento é a forma mais analítica de mensurar o tempo de viagem, sendo uma extensão do método do carro flutuante (em que é medido apenas os tempos de viagem para um veículo instruído para percorrer o trecho mantendo a velocidade média do tráfego, ou seja, mantendo o número de veículos ultrapassantes igual ao número de veículos ultrapassados). Em relação ao método do observador em movimento (em que o mesmo trecho é percorrido duas vezes, com velocidades ou sentidos diferentes, contando-se o número de veículos ultrapassantes e ultrapassados e o número de veículos cruzantes), perde-se a possibilidade de estimar o fluxo de tráfego em troca da possibilidade de obter os componentes do tempo de viagem (a demanda de tráfego deve ser obtida, então, através de outro levantamento, para os mesmos períodos).

Do ponto de vista conceitual, além de medir as velocidades por trecho de via, a pesquisa de velocidade e retardamento visa catalogar e mensurar os efeitos das fontes de atraso no percurso veicular. A primeira dificuldade conceitual decorre da indefinição da idéia de atraso. Seu conceito deve exprimir a diferença entre o tempo de viagem dispendido com interferência em relação ao que seria dispendido sem interferência. Quais fontes de interferência são relevantes? No sentido mais exigente, o percurso sem atraso poderia ser associado aos períodos sem demanda de tráfego e sem condições ambientais adversas. No entanto, mesmo neste conceito, a influência de dispositivos de controle de tráfego, proibições de circulação (sentidos ou conversões) e mesmo o alinhamento não retilíneo da via não seriam considerados atrasos. Seria isso adequado?

A conclusão natural é que qualquer conceito de atraso é relativo, admitindo certos fatores como normais (por exemplo, o alinhamento da via e o esquema de circulação existentes) e mensurando apenas o efeito dos demais fatores, catalogados como fontes de retardamento (interferências de semáforos, sinais de PARE, manobras de estacionamento, paradas de ônibus, veículos lentos, travessias de pedestres, ...). Os tempos dispendidos em filas geradas por congestionamentos (cuja causa pode ser difícil de estabelecer, mesmo após ter vencido toda sua extensão) também poderiam ser catalogados como um componente a distinguir. Portanto, o planejamento da pesquisa inicia-se catalogando as fontes de atraso a serem observadas em campo como retardamento.

No entanto, perdura um problema prático importante: em campo, é diretamente possível medir o tempo dispendido diante das interferências mas não é possível obter o tempo que seria dispendido sem as interferências. Em alguns casos, pode-se coletar informação suficiente para adotar um procedimento mais detalhado (por exemplo, medir o tempo dispendido em fila, a extensão vencida em fila, a velocidade que seria praticada sem fila, estimando então o atraso como o tempo dispendido menos o que seria dispendido para vencer a mesma distância na velocidade praticada sem fila). No entanto, face aos diferentes e inúmeros eventos a serem mensurados ao longo do trajeto, normalmente sacrifica-se a precisão em troca de ter um procedimento simples e direto, como descrito a seguir.

Figura C.4a
Planilha de campo para medição de tempo de viagem

PESQUISA DE VELOCIDADE E RETARDAMENTO											
LOCAL:				DATA:							
DIA:		PERÍODO:									
ROTA:				Ext.:				km			
Sentidos: 2				Ext.:				km			
PESQUISADOR:				AMOSTRA:							
Local / Hora / Tráfego			Tipo/Causa/			Local/Hora / Tráfego			Tipo/Causa/		
pto:						pto:					
horário:						horário:					
pto:						pto:					
horário:						horário:					
pto:						pto:					
horário:						horário:					
pto:						pto:					
horário:						horário:					
pto:						pto:					
horário:						horário:					
pto:						pto:					
horário:						horário:					
final:			paradas:			final:			paradas:		
T. Atraso(Σ)=		T. Total		T.Movim/o		T. Atraso(Σ)=		T. Total		T.Movim/o	
Tempo						Tempo (min.)					
Velocidade						Velocidade					
TIPO: Paradas/Filas (C,S,P,L) ou Retardos (R)+A13											
$T \text{ Atraso} = t_{\text{paradas}} + t_{\text{retardos}}/2$											
CAUSAS: C Conflitos (est.,col.)						CAUSAS: C Conflitos (est.,col.)					
S Semáforos						S Semáforos					
P Preferência (bloqueio)						P Preferência (bloqueio)					
L Congestionamento						L Congestionamento					
TEMPO:		<input type="checkbox"/> BOM		<input type="checkbox"/> NUBLADO		<input type="checkbox"/> GAROA		<input type="checkbox"/> CHUVA			
COMENTÁRIOS:											
SUPERVISOR:						CONFERENTE:					

Figura C.4b
Instruções de Campo para medição do tempo de viagem

PESQUISA DE VELOCIDADE E RETARDAMENTO	
PREPARAÇÃO:	
<ul style="list-style-type: none"> - preencher o cabeçalho do formulário com os dados da pesquisa programada; - preencher a coluna local/hora/tráfego, com a identificação dos pontos de anotação dos tempos, deixando espaço para a anotação do horário (hh:mm:ss) de passagem e do fluxo (ultrapassante-ultrapassado) abaixo da linha de identificação do ponto. - se os pontos de anotação não preencherem ambas as colunas local/hora, utilizar a coluna adjacente para outra pesquisa no mesmo sentido ou no sentido inverso. 	
EXECUÇÃO:	
<ul style="list-style-type: none"> - devem ser anotados os horários de passagem nos pontos de anotação (hh:mm:ss) e os diversos atrasos em cada trecho, individualmente, na coluna Tipo/Causa; - um primeiro pesquisador faz a anotação do horário de passagem nos pontos de anotação; entre os pontos de anotação de horário, este mesmo pesquisador anota os atrasos, com o código de causa e a duração em segundos (C:ss), e os fluxos, comunicado por outros observadores no veículo; - um segundo pesquisador conta a diferença entre o fluxo ultrapassante (+) e o ultrapassado por ele (-) ou o condutor deve manter estes valores próximos; - um terceiro pesquisador utiliza o cronômetro para medir o atraso causado por cada evento na via e o seu tipo (C, S, P, L ou R) e enuncia a anotação a ser feita ao término de cada evento como código:tempo (em segundos); eventualmente, este observador pode ser utilizado para a tarefa de anotar os atrasos, mantendo cada evento no trecho correspondentes aos pontos de anotação de horário da pesquisa; - atraso é o tempo na fila gerada pelo evento; interferências que causam redução pontual e sensível de velocidade podem ser anotados como retardos (R:ss) quando não causam fila; com operação pára/anda, os atrasos podem ser anotados cumulativamente (L:s1+s2+...) entre movimentos que atingem mais de 25km/h. - ao final, deve-se verificar os horários de passagem nos pontos de anotação e corrigir anotações inconsistentes e marcar a quadricula da situação de tempo; - deve-se também anotar comentários importantes sobre características peculiares da pesquisa e do tráfego na rota que auxiliarão a análise dos dados. 	
TABULAÇÃO:	
<ul style="list-style-type: none"> - por trecho entre pontos de anotação, calcular o tempo dispendido (mm:ss) e os atrasos por tipo (mm:ss) para o percurso até o ponto seguinte de anotação; - somar os tempos dispendidos e os atrasos por tipo após o ponto de anotação final - preencher o campo T.Atraso com a soma dos atrasos por tipo (mm:ss); - os retardos (R) podem ser ponderados por um fator $\frac{1}{2}$ no computo do T.Atraso; - na coluna T.Total, preencher o campo Tempo com o tempo dispendido total; - na coluna T.Movim/o, preencher o campo Tempo com T.Total menos T.Atraso; - na coluna T.Total, preencher o campo Velocidade com $60 * \text{Extensão} / \text{Tempo}$; - na coluna T.Movim/o, preencher o campo Velocidade com $60 * \text{Extensão} / \text{Tempo}$, exceto se o valor correspondente de Tempo for inferior a $\frac{1}{2}$ do Tempo na coluna T.Total (preencher Velocidade com *, para marcar caso a ser analisado). 	

Em princípio, é necessário conhecer de antemão o trecho a ser analisado para reconhecer as fontes principais de interferência a pesquisar. Por exemplo, as interferências de manobras de estacionamento podem ser inexistentes em certas vias onde o bloqueio dos cruzamentos ou dos trechos adiante nos semáforos podem ser comuns (e o oposto ocorrer em outras vias). É difícil estabelecer uma relação exaustiva de fontes de interferência e atraso. A Figura C.4b, onde são mostradas as instruções para utilização do formulário para pesquisa de velocidade e retardamento, enumera uma série de candidatos (a ser verificada em cada caso).

Outro aspecto importante que também exige conhecimento prévio do trecho a ser analisado é a definição de sub-trechos, identificados por seção claramente percebidas por um observador embarcado no veículo de pesquisa, para os quais os tempos parciais serão anotados. Além de servir de pontos de aferição, a definição de sub-trechos deve distinguir as variações nas condições físicas e de circulação no sistema viário e, sempre que possível, deve também individualizar a contribuição para o atraso dos principais elementos com interferência sobre o tráfego.

Em áreas urbanas, as interseções (particularmente as semaforizadas e aquelas onde a via estudada deve ceder preferência) são limites naturais. A seção de limite específica é normalmente estabelecida na linha de retenção de cada aproximação mas pode ser conveniente adotar a seção de entrada no sub-trecho posterior quando os fenômenos de bloqueio são importantes. Locais de alteração da seção transversal (número de pistas, por exemplo) ou de fortes variações de alinhamento vertical (rampas notáveis) podem também ser consideradas como limites naturais.

Em áreas rurais, em geral os trechos e sub-trechos são mais extensos e, na ausência de interseções importantes com influência relevante sobre o tráfego da via, são limitadas naturalmente por alteração da seção transversal ou variações de alinhamento horizontal e vertical.

Além dos limites naturais, podem ser definidos pontos especialmente relacionados com as intervenções a serem avaliadas (por exemplo, o limite do trecho a ser remarcado ou recapeado).

Antes de iniciar a pesquisa de campo, todos os sub-trechos devem ter os pontos de identificação claramente anotados no formulário e o observador/anotador deve familiarizar-se com eles. Ainda é necessário medir a distância entre os pontos de referência para permitir o cálculo das velocidades nas atividades de tabulação dos dados. Face à grande quantidade de dados a ser registrada no formulário a ser fornecido ao pesquisador, convém preparar uma folha-matriz a ser reproduzida.

Em geral, para trechos com tráfego normal, apenas um pesquisador pode ser usado como observador e anotador, além do motorista condutor do veículo da pesquisa. Nesta situação, além de conduzir o veículo, o motorista é apenas responsável por manter-se na velocidade média de tráfego (isto é manter o número de veículos ultrapassantes igual ao número de veículos ultrapassados). O observador/anotador deve registrar o instante de passagem pelo limite de cada trecho e, a cada interferência encontrada no trajeto (as fontes de retardamento), registrar o código da interferência e o tempo dispendido na interferência (usualmente em segundos).

Diversas variações podem ser adotadas. Normalmente, a primeira tarefa que pode ser transferida a um motorista treinado é pronunciar o instante de passagem pelo final de cada trecho. Neste momento, pode-se solicitar que ele mencione o número de veículos ultrapassantes e ultrapassados. A segunda tarefa, que pode ser transferida para um motorista treinado é pronunciar o tipo de interferência, no instante em que o veículo é afetado por ela (por exemplo, inicia a frenagem), e o final da interferência (por exemplo, quando seu veículo retorna a uma velocidade normal). Em áreas rurais, com poucas interferências, a tarefa básica de manter-se na velocidade média do tráfego pode ser simples e esta segunda tarefa adicional pode ser factível. Então, o anotador apenas registra o horário correspondente aos eventos mencionados pelo motorista. Por fim, em vias com tráfego mais difícil, deve-se usar dois pesquisadores (um observador e um anotador), além do motorista que conduz o veículo.

A tabulação recomendada adota o critério de separar o tempo de viagem em tempo de percurso e atraso (opcionalmente, pode-se medir somente o atraso parado). Os tempos com interferência são considerados atraso parado se o veículo ficou totalmente imobilizado ou trafegou em regime de fila (para e anda, com velocidades menores que 30 km/h). Caso contrário, apenas metade do tempo de interferência é contabilizado como atraso (exceto se somente o atraso parado for considerado, desprezando-se o tempo de interferência que não produziu fila). As interferências que não motivam parada ou tráfego em fila são chamadas de retardos. Os dados de Tempo Total (de Viagem) e de Tempo de Atraso são acumulados por sub-trecho e totalizados por trecho, separando ambos os sentidos (o Tempo de Percurso é o Tempo Total menos o Tempo Atraso), calculando-se a velocidade média global (com a Extensão e o Tempo Total) a velocidade média de percurso (com a Extensão e o Tempo de Percurso). Os Tempos de Atraso podem também ser apurados por tipo de causa para fins analíticos, calculando-se a porcentagem no Tempo Total de Viagem. Com uma amostra suficiente, pode-se avaliar o atraso médio devido a fatores e locais específicos (como atrasos em semáforos específicos).

D - Estimativa dos Tempos Semafóricos com Controle Atuado pelo Tráfego (Akçelik, 1996, e Lin, 1982)

Os métodos atuais para analisar a operação do semáforos atuados incorporaram diversas melhorias teóricas durante as últimas décadas e são agora capazes de propor técnicas para prever o desempenho comparativo do uso de programações a tempos fixos e de diferentes parametrizações para o controle atuado pelo tráfego.

Para analisar o controle atuado, os modelos de análise de desempenho devem usualmente ser aplicados em dois passos:

- modelos de previsão dos tempos médios de operação;
- modelos de previsão do atraso médio por veículo (ou fila média).

Os métodos mais conhecidos para ambos os modelos são os incluídos no HCM (1997 e 2000), no entanto, que ainda não foram adequadamente validados. A descrição feita a seguir, baseada em AKÇELIK (1996) e LIN (1982), trata exatamente destes procedimentos, sem os detalhes peculiares dos controladores americanos, que não estão presentes no Brasil.

Usando demandas e fluxos de saturação normais, os métodos propostos parecem aplicáveis para avaliar a operação regular apenas. Este é o contexto em que os modelos propostos foram avaliados. O estudo de aplicação, cujos resultados serão apresentados adiante, mostrou deficiências importantes, particularmente no primeiro passo, exatamente neste contexto normal.

A estimativa do benefício adicional derivado da capacidade de ajustar-se a incidentes e de evitar o envelhecimento dos planos, chamada de capacidade de macro-regulação, não foi considerada e deveria ser relacionada com a frequência e duração dos incidentes e com a tendência de mudança na demanda versus a periodicidade da prática de revisão de planos a tempos fixos adotada. Ambos estão claramente fora do conteúdo considerado pelo método originalmente proposto e não foram considerados no estudo de validação.

Certamente, pode-se avaliar casos típicos de incidentes-tipo e envelhecimento-esperado (cuja definição teria de ser detalhada em um método prático proposto) e, naturalmente, tal procedimento aumentaria os problemas práticos e metodológicos do procedimento. A alternativa seria incorporar os efeitos nos coeficientes dos modelos utilizadas, de uma forma possível e simples, para representar estes outros efeitos sobre o desempenho. Nenhum dos procedimentos parece ter sido estudado até este momento.

Portanto, o estudo de validação realizado limitou-se à operação normal. As atividades de campo avaliaram os métodos do HCM para análise do controle atuado, executando duas tarefas:

- validação da previsão dos tempos semafóricos médios com controle atuado;
- validação da previsão dos atrasos médios por veículo (para controle a tempos fixos e controle atuado).

Os resultados destas duas tarefas são brevemente apresentados a seguir. A análise preliminar das deficiências qualitativas e quantitativas dos métodos propostos no HCM é também realizada.

O procedimento iterativo para estimativa dos tempos semafóricos médios com controle atuado proposto, pode ser sumarizado como segue:

- a estratégia é aplicar um procedimento iterativo para avaliar cada estágio de um ciclo, a partir dos tempos admitidos para os demais estágios (o ponto inicial são os tempos mínimos); cada estágio é considerado sequencialmente, em geral na ordem normal, em cada iteração;
- o tempo médio de verde demandado por cada grupo atuado é calculado como o tempo de dissipação de fila mais o tempo de extensão de verde (para eventuais grupos não atuados, o tempo de verde mínimo é assumido em todas as iterações), isto é,

$$\bar{g} = \bar{g}_s + \bar{g}_e \text{ restrito a } \bar{g} \geq g_{\min} \text{ e } \bar{g} \leq g_{\max}$$
 (entendendo-se que $\bar{g}_s + \bar{g}_e < g_{\min} \Rightarrow \bar{g} = g_{\min}$ e $\bar{g}_s + \bar{g}_e > g_{\max} \Rightarrow \bar{g} = g_{\max}$, sem qualquer padrão de transição gradativa, assintótica, ...);
- o tempo de dissipação de fila é da demanda média e da duração média do vermelho calculado como

$$\bar{g}_s = f_q \cdot \frac{Q_r}{S - Q} \text{ onde } f_q = 1,08 - 0,1 \left(\frac{g}{g_{\max}} \right)^2,$$

com base no vermelho r (correspondente a duração dos outros estágios), na demanda Q , no fluxo de saturação S (assumindo $q_r = q_g = Q$);

- o tempo de extensão de verde é uma função da parametrização; admitindo que é usado brecha de corte e detectores de presença estima-se

$$\bar{g}_e = \frac{1}{\theta \cdot Q} \cdot e^{\lambda \cdot (UE + t_0 - \tau)} - \frac{1}{\lambda}, \text{ com } t_0 = \frac{l_d + l_v}{V_a} \text{ e } \lambda = \frac{\theta \cdot Q}{1 - \tau \cdot Q}$$

(com base em uma distribuição cowaniana de intervalos com parâmetros $\{\theta, \tau\}$ como proporção de veículos livres e intervalo de separação mínima entre veículos), onde l_d, l_v são a extensão do detector e do veículo médio e V_a é a velocidade média dos veículos na dissipação de fila;

- o tempo médio de vermelho é atualizado como a soma dos verdes dos estágios competidores em tempos efetivos (como usual);
- para o estágio não atuado do controle semi-atuado, apenas g_{\min} é fixado e o HCM recomenda usar $\bar{g} = g_{\max} = g_{\min}$ (o que é inadequado);
- para estágios opcionais g_{\min} deve ser substituído por $(1 - p_0) \cdot g_{\min}$ onde $p_0 = \theta \cdot e^{-\lambda \cdot (t_c - \tau)}$ é a probabilidade de não ocorrerem chegadas durante um tempo de ciclo t_c (assumindo o valor médio da iteração corrente).

Apesar de ser uma grande melhoria em relação aos métodos anteriores, diversas críticas podem ser avançadas de um ponto de vista teórico:

- o método parece aplicável a períodos com operação regular apenas ou alguns valores típicos sobre o efeito e duração de incidentes (que mudam a demanda ou o fluxo de saturação) tem de ser assumidos para estimar benefícios decorrentes da capacidade de auto-ajuste dos tempos com controle atuado diante de incidentes;
- o método assume um impacto grosseiro dos tempos de verde mínimo e máximo, calculados como cortes abruptos do tempo médio estimado quando o valor médio calculado fica fora da faixa parametrizada (os tempos executados variam ao redor dos valores médios e a probabilidade de atingir os limites é que deveria mudar progressivamente);
- a consideração sobre o controle semi-atuado, com ou sem coordenação fixa (*off-line*), na via principal é também grosseira.

A última observação é intrigante em vista do fato de existirem fórmulas também desenvolvidas nos estudos originais de AKÇELIK (1996) e LIN (1982) para estimar a duração média do estágio não-atuado em controle semi-

atuado, em função da parametrização proposta. Apesar de algumas variações de detalhe nas formulações mencionadas (LIN, 1982, e AKÇELIK, 1996), tem-se

$$\bar{g}_1 = g_{\min 1} + \frac{\theta_2}{\lambda_2} \cdot e^{-\lambda_2 \cdot (g_{\min 1} + UE_2 + t_{o2} - \tau_2)},$$

onde a via principal tem o índice 1 e a via secundária tem o índice 2.

A avaliação da operação coordenada em um corredor combinada com controle semi-atuado, normalmente feita assumindo que todo o excesso de verde necessário para manter o tempo de ciclo comum é dado para a via principal, também não é adotada pelo HCM (o processo iterativo é indiretamente responsável por repartir o verde excedente, devido ao efeito do ciclo sobre o tempo de dissipação de fila na via secundária). Um método prático para lidar com situações de verde insuficiente (verde excedente negativo) é também proposto em AKÇELIK (1996), ...

Outros pesquisadores apontam para outros aspectos criticados (embora não pareça existir um procedimento competidor claramente definido). Em particular, a estimativa do efeito dos verdes mínimo e máximo como cortes determinístico é contrário aos resultados anteriores obtidos em estudos de simulação e na análise de BONNESON e McCOY, 1995 (cujo método tem as características esperadas, de garantir um valor entre o mínimo e o máximo, com a média aproximando-se dos valores extremos de forma progressiva).

Os resultados das iterações aplicação do método do HCM para diversos períodos da interseção estudada estão resumidos a seguir:

Iteração Estágio	Pico da Manhã		Entrepico		Pico do Meio-dia	
	E 1 (verde)	E 2 (verde)	E 1 (verde)	E 2 (verde)	E 1 (verde)	E 2 (verde)
1	58,008	16,000	37,150	16,000	39,941	16,000
2	56,295	28,508	36,054	18,311	39,045	21,755
3	78,467	26,838	38,599	17,878	44,741	20,952
4	73,269	34 *	37,955	18,597	43,601	22,786
5	86,177	34 *	38,768	18,376	45,460	22,226
6	80,523	34 *	38,479	18,611	44,784	22,858
7	85,173	34 *	38,745	18,516	45,448	22,577
8	84,479	34 *	38,623	18,596	45,129	22,812
9	84,585	34 *			45,380	22,686
10	84,569	34 *				
11	84,572	34 *				
Verde final (s)	84,6	34 *	38,6	18,6	45,4	22,7
Tempo de ciclo (s)	128,6		67,2		78,1	
Valores de campo (s)	47,6 79,0	20,5	37,9 70,1	22,2	30,8 66,0	22,9

* verde máximo

Como pode ser visto claramente, os erros aumentam significativamente com o nível de saturação e fornece resultados inúteis para o pico da manhã (o mesmo ocorreu com o pico da tarde, após considerar o ajuste feito em campo). Pode-se verificar que o método do HCM chega rapidamente aos valores máximos como previsão dos tempos médios, um comportamento que não condiz com o padrão efetivamente observado em campo.

Em campo, observa-se que, apesar do aumento do número de estágios que terminam no verde máximo com a saturação, existem ainda um número de estágios que terminam com dissipação de fila (em proporção menor). Mesmo com saturação plena (e filas permanentes), este tipo de comportamento seria esperado pela probabilidade de ter-se cortes prematuros. Esta observação chama a atenção para o fato de que o método do HCM não prevê

cortes prematuros (a dissipação de fila é sempre incluída no tempo de verde).

Comparando os tempos de campo com valores a tempos fixos, nota-se que os tempos com controle atuado são menores (especialmente nos períodos de pico) mas as estimativas obtidas com o método do HCM não seguem o mesmo padrão.

Os resultados obtidos no pico da tarde, com seu padrão de demanda mais saturada, confirmam a relevância das limitações mencionadas. A estimativa convergiu para os verdes máximos em ambos os estágios na quarta iteração e forneceu uma estimativa de tempo de ciclo máximo (132 segundos). No entanto, as medidas de campo forneceram um tempo de ciclo médio de 98,3 segundos (abaixo dos 105 segundos do ciclo a tempos fixos nópico da tarde).

Esta medição pode ser atribuída às flutuações aleatórias da demanda e às falhas em detectar o final da dissipação da fila (dois fenômenos usualmente reconhecidos na modelagem da operação dos semáforos com controle atuado e mesmo a tempos fixos). Ambos os fenômenos exigiriam melhorias, portanto, no método atualmente proposto pelo HCM.

Estes detalhes devem ser ponderados pela sua importância em contextos reais da operação dos semáforos, para determinar sua relevância prática. Ambos corresponderiam a uma melhor representação da capacidade de micro-regulação do controle atuado pelo tráfego

O procedimento para previsão do atraso recomendada pelo HCM é totalmente similar para controle atuado e a tempos fixos, a menos de ajustes menores em coeficientes do modelo de desempenho. Portanto, basta aplicar o mesmo procedimento com base nos tempos médios previstos para o controle atuado.

Esta não é uma característica esperada, visto que o controle atuado deve ajustar tempos maiores com demandas maiores e tempos menores com demandas menores, introduzindo uma correlação que deveria ser positiva para a avaliação de desempenho (a menos de falha no funcionamento).

De qualquer forma, a recomendação do HCM é seguida na avaliação a seguir, preferindo-se utilizar os tempos médios medidos em campo para eliminar o efeitos de erros de estimativa dos tempos.

Para uma interseção isolada próxima da saturação (como a considerada no caso estudado), o modelo de atraso do HCM (desprezando d_3 e admitindo $q_r = q_g = Q$ nas fórmulas do HCM 1997 ou 2000) pode ser escrito como

$$d = d_1 + d_2 \text{ onde}$$

$$d_1 = \frac{(1-u)^2 \cdot t_c}{2 \cdot (1-y)}$$

é o termo convencional de atraso regular e uniforme (t_c é o tempo de ciclo, $u = \frac{g_{ef}}{t_c}$ é a taxa de verde efetivo, dado o tempo de verde efetivo

g_{ef} (que pode ser estimado como $g+1$ segundo, a partir do verde de foco, se não houver uma melhor informação de campo), e $y = \frac{Q}{S}$ é a taxa de solicitação de verde efetivo, dadas a demanda e o fluxo de saturação do grupo de tráfego ou aproximação considerada), e

$$d_2 = \frac{T_p}{4} \left((X-1) + \sqrt{(X-1)^2 + \frac{8.k.X}{C.T_p}} \right)$$

é o termo convencional de sobre-atraso (T_p é a duração do período de fluxo, tomado como 15 minutos em todos os casos sem sobre-demanda ou como o período de sobre-demanda, em caso contrário, $X = \frac{Q}{C} = \frac{y}{u}$ é a razão demanda/capacidade, onde a capacidade é dada por $C = u.S$, e k é um parâmetro baseado no grau de saturação e no tipo de controle, dado pela Tabela 9.14 do HCM1997 ou Tabela 16.3 do HCM/2000).

Note que o coeficiente k é o único fator que depende do tipo de controle. O valor do coeficiente k , combinado com a expectativa teórica de menores ciclos e repartição ajustada, justificam a visão acadêmica de um desempenho geralmente superior do controle atuado, se adequadamente parametrizado, anteriormente apresentada (este efeito pode ser confirmado verificando que o valor tabelado de k é sempre favorável para o controle atuado em relação ao controle a tempos fixos; é também mais favorável para controle atuado em relação aos estágios não atuados do controle semi-atuado).

Os resultados das medições em campo, incluindo as estimativas para controle a tempos fixos e para controle atuado, estão resumidos a seguir:

Aproximação	Medida de Atraso	Pico da manhã	Entrepico	Pico do meio-dia
WP (E - W)	a Tempos fixos (s/v)	29,99	17,02	14,43
	Erro médio	+402,3%	+124,2%	+57,5%
	Atuado (s/v)	34,68	20,05	27,38
	Erro médio	+226,2%	+128,4%	+202,9%
	Mudança estimada	+15,64%	+17,80%	+89,74%
MC (S - N)	a Tempos Fixos (s/v)	44,81	21,97	27,50
	Erro médio	+38,9%	+31,7%	+20,7%
	Atuado (s/v)	38,69	20,72	16,98
	Erro médio	+23,0%	+9,5%	+0,6%
	Mudança estimada	-13,66%	-5,69%	-38,25%

Apesar dos grandes erros em relação ao valor medido em campo, as variações são previstas com razoável precisão (pelo menos a magnitude da variação e o padrão de favorecimento da via secundária, observado em campo, é claramente identificado). Naturalmente, não se pode esperar a mesma qualidade de previsão com os tempos estimados pelo método proposto pelo HCM (que forneceriam valores totalmente viesados contra o controle atuado, em função da estimativa de tempos excessivamente altos com maior nível de demanda).

A comparação de desempenho baseada nas estimativas de tempos médios feitas com o método proposto pelo HCM parecem não ter utilidade.

Por este motivo, um método aprimorado para previsão dos tempos semafóricos médios do controle atuado para demandas mais intensas é um desenvolvimento essencial para alcançar um método teórico útil de avaliação do desempenho de semáforos com controle atuado, sob parametrizações alternativas.

ÍNDICE

RESUMO/ABSTRACT	1
1. <u>INTRODUÇÃO</u>	2
2. <u>FUNCIONAMENTO DOS SEMÁFOROS ATUADOS PELO TRÁFEGO</u>	8
3. <u>INSTALAÇÃO DO CONTROLE ATUADO</u>	21
4. <u>CRITÉRIOS DE UTILIZAÇÃO E DE PARAMETRIZAÇÃO RECOMENDADOS</u>	35
5. <u>MONITORAÇÃO E AJUSTE DE CAMPO</u>	67
6. <u>EXEMPLOS DE PROJETO E MONITORAÇÃO</u>	77
7. <u>CONCLUSÕES</u>	82
<u>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</u>	84
<u>APÊNDICES</u>	87