

MINISTÉRIO DA JUSTIÇA
DEPARTAMENTO NACIONAL DE TRÂNSITO

Manual de semáforos

COLEÇÃO SERVIÇOS DE ENGENHARIA

DENATRAN



MINISTÉRIO DA JUSTIÇA
DEPARTAMENTO NACIONAL DE TRÂNSITO

MANUAL DE SEMÁFOROS

2ª Edição

MINISTÉRIO DA JUSTIÇA

MINISTRO DE ESTADO
IBRAHIM ABI-ACKEL

SECRETÁRIO-GERAL
ARTHUR PEREIRA DE CASTILHO NETO

DIRETOR-GERAL DO DEPARTAMENTO NACIONAL DE TRÂNSITO
GERALDO LUIZ HORTA DE ALVARENGA

DENATRAN
BRASÍLIA
1984

1ª Edição: 1979

Nos termos da Lei nº 5.988, de 14 de dezembro de 1973, que regula os direitos autorais, esta publicação não poderá ser reproduzida, total ou parcialmente, de qualquer forma ou por qualquer meio (mimeografia, xerografia, datilografia, fotocópia, fonografia, ou outros meios eletrônicos e mecânicos), sem a autorização por escrito do autor.

Copyright © 1979 by DENATRAN
— Brasília-Brasil

Todos os direitos reservados pelo Departamento Nacional de Trânsito-DENATRAN.

Ministério da Justiça — Anexo II do Edifício-Sede, 5º andar — Esplanada dos Ministérios — 70064 — Brasília-DF.

Ficha Catalográfica elaborada pela
Biblioteca do Ministério da Justiça

345.73
B823m Brasil. Departamento Nacional de Trânsito.

Manual de Semáforos. 2ª ed., Brasília, DENATRAN, 1984.

172 p., il. (Col. serviços de engenharia, 4).

1. Trânsito-semáforos. 2. Engenharia de Trânsito. I. Série. II. Título.

Apresentação

A sinalização semaforica é um instrumento imprescindível à manutenção da ordem e ao estabelecimento da segurança nos fluxos de veículos e de pedestres, notadamente nas malhas urbanas de pontos de alta densidade de tráfego.

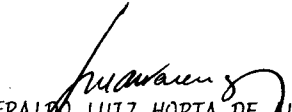
Este Manual é o resultado do trabalho conjunto do Departamento Nacional de Trânsito com a Companhia de Tráfego do Município de São Paulo e servirá de valiosa fonte de consulta para técnicos das diversas entidades responsáveis pela instalação, operação e manutenção de um sistema semaforico.

Esta segunda edição, que temos a satisfação de lançar, atendendo aos interesses da comunidade técnica, compõe, com outros manuais, a Coleção Serviços de Engenharia, de significativa importância para o equacionamento de problemas de circulação viária, existentes no trânsito brasileiro.

Graças ao modo didático como são apresentados os diversos temas, nele abordados, servirá, também, à formação de técnicos e ao preparo de pessoal auxiliar da operação de tal equipamento.

Esperamos assim ter contribuído, de modo relevante, para o desenvolvimento de medidas que visem ao incremento da segurança do trânsito.

Brasília-DF., dezembro de 1984.


GERALDO LUIZ HORTA DE ALVARENGA
Diretor-Geral do DENATRAN

SUMÁRIO

	Págs.
1. Introdução	7
2. Conceitos Básicos	11
3. Critérios para Instalação de Semáforos	39
4. Tipos de Controladores	49
5. Regulagem de Semáforos Isolados	59
6. Sincronização de Semáforos	89
7. TRANSYT — Programa Computacional para Coordenação e Sincronismo de Semáforos	117
8. Interseções Complexas	127
9. Apêndices	139
Bibliografia	171

1

introdução

1.1 — OBJETIVO DO MANUAL

O Manual de Semáforos foi elaborado com o propósito de fornecer aos técnicos encarregados da programação semafórica de uma cidade, um ferramental teórico/prático que irá auxiliá-los no cumprimento de suas funções. Dada a diversidade de características e disponibilidade de recursos, tanto econômicos quanto humanos, entre as cidades brasileiras, o Manual teve como princípio fundamental atender à maior gama possível de condições, procurando cobrir os problemas típicos de cidades de pequeno, médio e grande porte. Além disso, ao longo da discussão dos itens, procurou-se sugerir atuações realísticas, ou seja, compatíveis com a estrutura funcional do local.

Em função de sua abrangência e propósito, estabeleceu-se como orientação básica a exposição dos capítulos em linguagem narrativa, simples e direta. Os itens são abordados e discutidos em diversos níveis de complexidade, e a formulação matemática restringiu-se ao mínimo indispensável.

Sempre que oportuno, foram utilizados recursos gráficos para auxiliar e reforçar a explanação verbal dos textos.

Embora os capítulos estejam inter-relacionados numa seqüência progressiva de apresentação de matéria, eles têm características de unicidade, isto é, são completos em si mesmos. Por isso, às vezes, há uma sobreposição de informações, necessária para dar a modularidade e fechamento ao capítulo.

Cada capítulo foi escrito em parágrafos, de forma que, dependendo do conhecimento prévio do usuário, ele poderá dispensar certas abordagens e ir diretamente ao tópico que lhe interessa.

1.2 — BENEFÍCIOS DA REGULAGEM DE SEMÁFOROS

Nas grandes cidades, cerca de 50% dos tempos de viagens e 30% do consumo de gasolina são gastos com os carros parados nos cruzamentos, esperando que o sinal passe do período vermelho para o verde.

Em cidades menores estas porcentagens são mais reduzidas, porém sempre significativas. Num semáforo de médio porte, por onde passam, em média, 2.000 veículos por hora, perde-se, anualmente, em atrasos, aproximadamente **40.000 horas**, o que representa um custo de **2 milhões de cruzeiros** (custo social + gasolina). Uma regulagem adequada de um semáforo, ou de um conjunto de semáforos, permitirá numa estimativa conservadora, uma redução de 10 a 30% no total do atraso, resultado num benefício anual de **200 a 600 mil cruzeiros**, por semáforo regulado.

Utilizando-se de uma técnica elementar de regulagem de semáforos, é possível se chegar a um ponto próximo do ótimo. Esta técnica é simples e não exige mais que um **cronômetro**, um **controlador manual**, uma **máquina de calcular** e conhecimento de alguns conceitos e fórmulas simples.

Considerando que os três primeiros itens são facilmente disponíveis (e ainda assim substi-

tuíveis por um relógio com ponteiro de segundo, lápis e papel), pretende-se, com esse manual, definir conceitos e fórmulas que possibilitem efetuar de forma simples a regulação dos semáforos.

Uma equipe de um analista (nível secundário completo ou universitário) e 4 auxiliares, é suficiente para se regular satisfatoriamente 20 interseções com semáforo, **por mês**, ou ainda 120 cruzamentos semaforizados a cada semestre. O custo anual de uma regulação de um semáforo a cada 6 meses (duas regulações por ano) é da ordem de **6 mil cruzeiros**, ou seja, cerca de 3% do benefício mínimo esperado para esta regulação (200 mil cruzeiros).

1.3 — DESCRIÇÃO SUMÁRIA DOS CAPÍTULOS DO MANUAL

O **capítulo 2** trata de conceitos básicos sobre semáforos, os quais serão usados nos demais capítulos. São considerados inclusive alguns aspectos de Engenharia de Tráfego necessários para explanações posteriores. Este capítulo visa introduzir e familiarizar o usuário no assunto, e sua leitura é recomendada àqueles que estão tendo o primeiro contato com a matéria.

O **capítulo 3** refere-se às necessidades e circunstâncias em que se deve instalar um semáforo num cruzamento. São considerados os aspectos relativos à geometria da interseção, características e histórico do tráfego local (volume, velocidade etc.), e ocorrência de condições especiais (por exemplo, taxa alta de acidentes).

No **capítulo 4** são discutidos os diversos tipos de controlados de semáforo existentes. A exposição inclui desde os mais simples, até os sistemas centralizados de controle de tráfego,

mostrando as necessidades, vantagens e inconveniências de cada tipo de equipamento.

O **capítulo 5** é o texto básico do Manual e trata de como regular um semáforo isolado, analisando a influência desta regulação no rendimento da interseção em termos de fluidez e segurança.

No **capítulo 6** é abordada a questão de sincronização entre semáforos em ruas de mão única e dupla, e a sua importância no atraso dos veículos e na capacidade do Sistema Viário.

No **capítulo 7** estuda-se o problema da sincronização de semáforos numa rede, isto é, quando se tem várias ruas paralelas e perpendiculares entre si, com seqüências de semáforos em todas elas. Neste caso, o problema de sincronização se torna mais difícil, e é descrito o método TRANSYT que utiliza simulação por computador para obter a programação ótima dos semáforos.

O **capítulo 8** analisa o tratamento de semáforos em condições especiais (praças, rotatórias ou interseções complexas em geral), onde as fórmulas desenvolvidas nos capítulos 5 e 6 nem sempre são válidas.

O **Apêndice A** considera a questão da capacidade de via e os fatores que influenciam na sua estimativa. Discute-se, também, a elaboração de histogramas de tráfego que é o método gráfico para obtenção do valor da capacidade nas aproximações de um cruzamento.

O **Apêndice B** analisa o caso em que os procedimentos recomendados para regulação de interseções resultam em tempos de ciclo e duração do período de verde baixos.

O **Apêndice C** é uma extensão do capítulo 8 e considera o dimensionamento de semáforos para casos de interseções complexas quando a capacidade de escoamento não é constante.

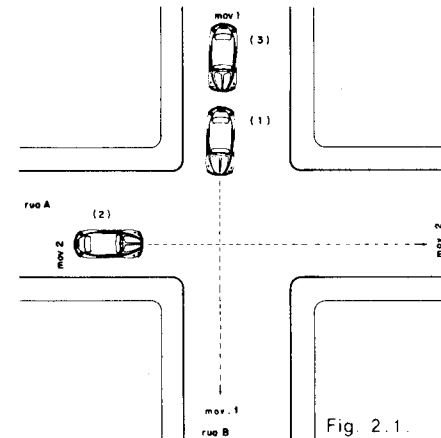
2.1. INTRODUÇÃO — CONSIDERAÇÕES BÁSICAS

Ruas e avenidas são o meio físico de circulação dos veículos de uma cidade. Normalmente, num cruzamento entre duas ou mais vias, existem veículos cujos movimentos não podem ser realizados simultaneamente, pois são conflitantes entre si. Portanto, é necessário estabelecer-se alguma norma de controle de direito de passagem, a fim de se aumentar as condições de fluidez do cruzamento e reduzir os riscos de acidentes, tanto entre veículos como veículos-pedestres.

Nas vias que apresentam baixos volumes de tráfego, os conflitos entre veículos são, na maioria dos casos, facilmente resolvidos pelos motoristas, através de uma regra implí-

cita de conduta: o primeiro a chegar é o primeiro a atravessar (figura 2.1.).

No entanto, com o aumento do número de veículos, essa regra nem sempre é obedecida, e a disputa pelo direito de passagem pode ser, às vezes, motivo de discórdia e discussão. Para resolver este problema, estabeleceram-se regras de prioridade entre as aproximações do cruzamento. Assim, por exemplo, os veículos das ruas de maior volume de tráfego normalmente têm prioridade para atravessar a interseção, devendo os veículos na via transversal (menor prioridade) parar e ceder a sua vez de passagem. Este esquema pode ser obtido através de colocação de placas e pintura de solo "PARE" nas transversais (figura 2.2.).



(x) — ordem de chegada
Movimento 1 conflitante com movimento 2

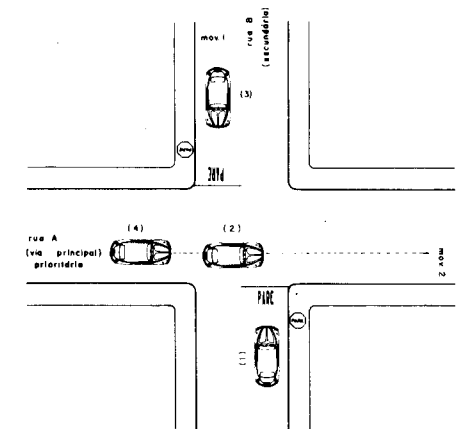


Fig. 2.2.

Porém, essa regra trouxe alguns problemas, pois dependendo do volume de tráfego da via principal, os veículos na via secundária sofrem uma demora (atraso) muito grande, tendo que esperar durante um longo tempo para poder atravessar o cruzamento. A fim de se superar esta dificuldade, procedeu-se a uma

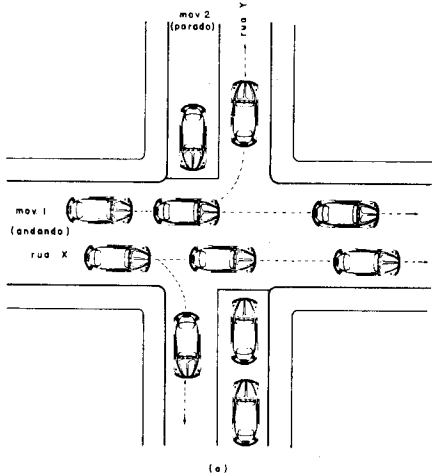


Fig. 2.3.a

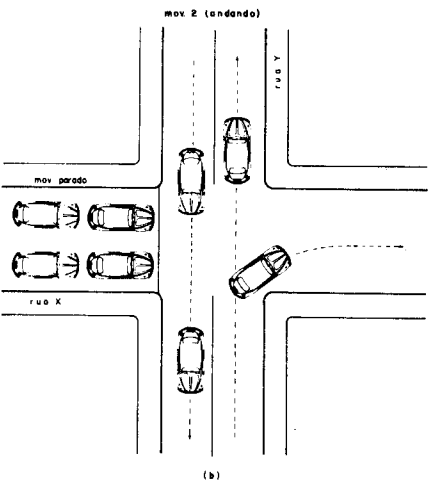


Fig. 2.3.b

ordenação seqüencial e cíclica de passagem no cruzamento, que consiste em dar um período específico de tempo para realizar a travessia a uma determinada corrente de tráfego. Durante esse período, não é permitido o movimento de veículos das correntes de tráfego conflitantes.

Segundo o exemplo da figura 2.3, os movimentos 1 e 2 por serem conflitantes não podem ocorrer simultaneamente. Nesse caso, a travessia da interseção é feita através de uma distribuição alternada de direito de passagem entre os movimentos figura 2.3 (a) e (b). De acordo com a figura 2.3 (c), durante o intervalo (A-B), atravessam os veículos da rua X, enquanto que em (B-C) os veículos da rua Y e assim sucessivamente, numa seqüência cíclica ao longo do tempo.

Normalmente, a autorização de movimentos para os veículos de uma corrente de tráfego é feita por meio de um equipamento instalado no cruzamento e denominado **semáforo**.

O **semáforo** é um dispositivo de controle de tráfego que, através de indicações luminosas transmitidas para motoristas e pedestres, alterna o direito de passagem de veículos e/ou pedestres em interseções de duas ou mais vias. Compõe-se de focos luminosos afixados em grupos ao lado da via ou suspensos sobre ela, através de elementos de sustentação (postes).

Existem dois tipos de semáforos: os veiculares e os de pedestres.

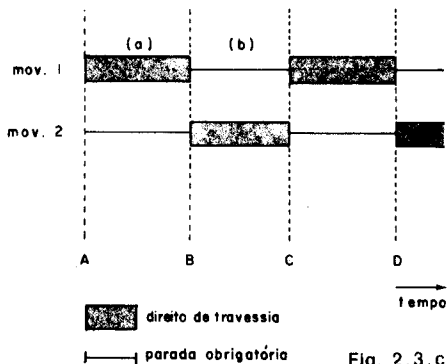


Fig. 2.3.c

Semáforo veicular — é um dispositivo geralmente composto por três focos de luz de seção redonda, um de cor vermelha, outro de cor amarela e o terceiro de cor verde; às vezes, são agregados focos auxiliares, indicativos de movimentos especiais, como por exemplo: o verde e o vermelho seta para movimentos de conversão ou sempre livre. As cores dos focos veiculares são padronizadas internacionalmente e têm uma função específica, dada no regulamento do Código Nacional de Trânsito. Cada uma delas tem um significado, conforme descrito a seguir:

verde: os condutores de veículos que recebem a indicação luminosa nesta cor podem seguir em frente, virar à direita ou esquerda, a não ser que impedidos fisicamente por outro dispositivo de controle de tráfego ou por autoridade legal. Devem, no entanto, ceder o direito de passagem aos veículos e/ou pedestres que se encontrem legalmente na área da interseção;

amarelo: os condutores de veículos que recebem uma indicação luminosa nesta cor devem parar o veículo, antes de entrar na interseção, e permanecer parados até que recebam autorização de passagem através de luz verde ou autoridade legal. Caso não seja possível parar, sem risco para a segurança do tráfego, devem continuar em frente e cruzar a interseção;

vermelho: os condutores de veículos que recebem uma indicação luminosa nesta cor devem parar o veículo antes de entrar na interseção, e permanecer parados até que recebam autorização de passagem através de luz verde ou autoridade legal.

O objetivo principal do semáforo veicular é autorizar/proibir o movimento de veículos de uma corrente de tráfego. Para isso, utilizam-

se as cores: verde/vermelho, respectivamente.

A fim de não se proceder a uma interrupção brusca de movimento, estipulou-se um tempo para o amarelo (**atenção**), que é uma situação intermediária entre movimento e parada. Ao receber a indicação amarela, os motoristas são alertados sobre a proximidade da mudança, porém têm tempo suficiente para reagir a ela.

Semáforo para pedestres — dispositivo composto por dois focos de seção quadrada ou retangular. A indicação é feita através de máscara, agregada à parte interna da lente dos focos, contendo legendas ou representações de bonecos humanos para as condições de movimento e espera.

Geralmente, as cores das lentes obedecem ao padrão dos semáforos veiculares e têm os significados:

boneco verde fixo: os pedestres que recebem indicação luminosa nesta cor podem atravessar a via, cedendo o direito de passagem aos veículos que se encontram legalmente na área da interseção;

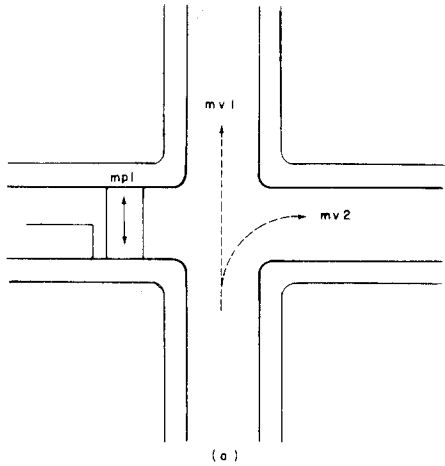
boneco vermelho intermitente: os pedestres que recebem indicação luminosa nesta cor, e que já iniciaram a travessia, devem procurar terminá-la, e aqueles que ainda não a iniciaram devem parar antes de entrar na interseção e permanecer parados até que recebam autorização de passagem do "boneco verde" ou de autoridade legal;

boneco vermelho fixo: os pedestres que recebem indicação luminosa nesta cor devem parar antes de atravessar a via, e permanecer assim até que recebam autorização de travessia através do "boneco verde" ou autoridade legal.

O termo **movimento** é usado para identificar a origem e o destino de veículos e/ou pedestres, e graficamente os movimentos são representados por traços e seta; o traço indica a direção, e a seta indica o sentido. Traço e barra indicam movimento interrompido. A

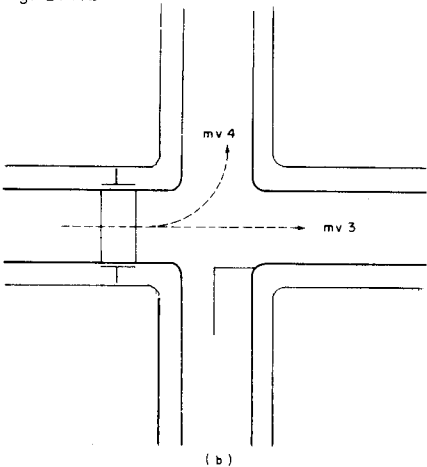
figura 2.4 ilustra o cruzamento de duas ruas de mão única com 4 movimentos veiculares e movimentos de pedestres. Os movimentos de pedestres apenas são indicados graficamente quando forem sinalizados.

Fig. 2.4. a



mv - movimento veicular
mp - movimento pedestre

Fig. 2.4. b



Os movimentos MV1 e MV2 possuem mesma origem, porem destinos diferentes. O mesmo ocorre com os movimentos MV3 e MV4. O

movimento MP1 é identificado como um único movimento, porém, na realidade, compõe-se de 2 movimentos de mesma direção e sentidos diferentes.

Dois ou mais movimentos são **conflitantes** entre si quando se cruzam numa interseção. Movimentos **convergentes** são aqueles que possuem origens diferentes e mesmo destino; contrariamente, os movimentos **divergentes** têm mesma origem, porém destinos diferentes.

Pelos exemplos das figuras 2.4. a, b tem-se:

mov. conflitantes: MV1-MV3, MV3-MP1;

mov. convergentes: MV1-MV4, MV2-MV3;

mov. divergentes: MV1-MV2, MV3-MV4.

Os trechos de via que convergem para a interseção são denominados **aproximações** do cruzamento. As figuras 2.4. c e d ilustram as aproximações num cruzamento de duas vias de mão única e duas vias de mão dupla.

Fig. 2.4. c

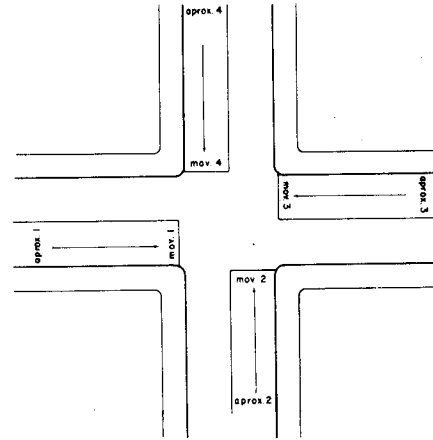
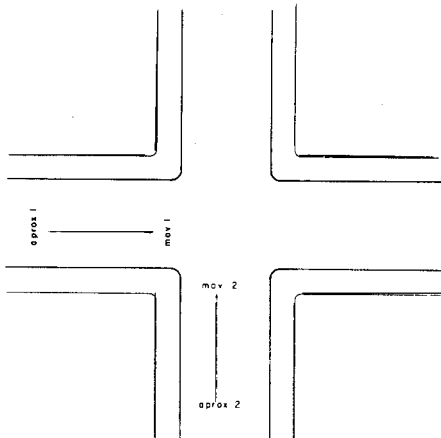


Fig. 2.4. d — Aproximações num cruzamento

Geralmente, a seqüência de indicação de cores de um semáforo é verde (direito de passagem), amarelo, vermelho e novamente verde. Esta seqüência, aplicada a uma ou mais correntes de tráfego (movimento), é denominada **fase**. O tempo total, em segundos, para a completa seqüência de sinalização, numa interseção, é denominada **ciclo**. Um dos vários períodos de tempo dentro do ciclo é denominado **estágio** ou **intervalo**, e durante esse período as indicações luminosas do cruzamento como um todo não mudam de aspecto, e uma ou mais correntes de tráfego e/ou pedestres têm direito de passagem.

O tempo decorrido entre o fim do verde de uma fase, que está perdendo o direito de passagem, e o início de outra, que o está ganhando é denominado **período entreverdes (inter-green)**. No Brasil, normalmente, o período entreverdes é igual ao tempo de amarelo; em alguns casos, compõe-se do tempo de amarelo mais o tempo de vermelho total, que é utilizado para garantir uma maior segurança na limpeza dos veículos no cruzamento e/ou criar um tempo especial para travessia de pedestres.

O número de fases de uma interseção depende, basicamente, do número de aproxima-

ções, dos volumes de conversão e dos conflitos entre os movimentos. Na maioria dos cruzamentos, o número de fases é igual a 2.

Quando há um volume de conversão à esquerda bastante elevado, às vezes é necessário acomodá-lo numa fase particular, que poderá ter seu tempo de verde anterior (**verde avançado**) ou posterior (**verde retardado**) ao tempo de verde do movimento direto oposto conflitante, conforme ilustrado na figura 2.5. (A₁, A₂, B₁ e B₂).

Fig. 2.5. A₁

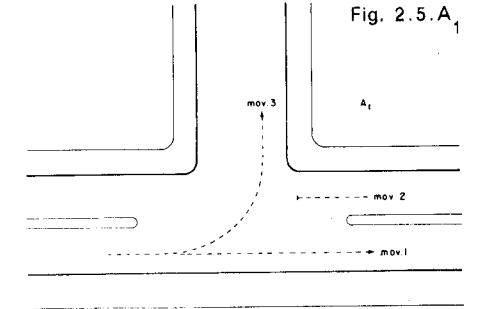


Fig. 2.5. A₂

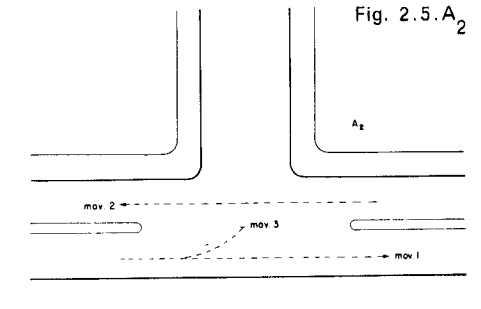


Fig. 2.5. B₁

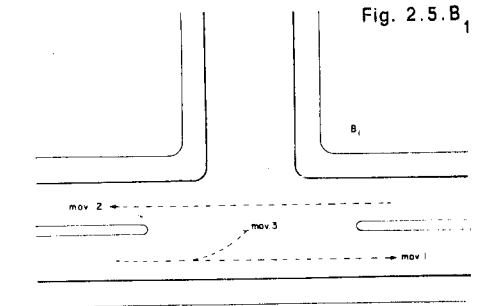
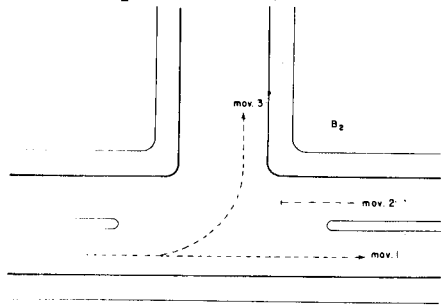


Fig. 2.5. B₂



No caso a ($A_1 + A_2$), da figura 2.5, o movimento de conversão à esquerda (Mov. 3) recebe autorização antes do movimento oposto conflitante (Mov. 2), resultando num "verde avançado". Contrariamente, ao caso b ($B_1 + B_2$) representa o "verde atrasado".

Em certos casos, cruzamentos com muitas aproximações poderão precisar de muitos estágios. Na prática, contudo, o número de estágios não costuma ser maior do que três.

Em termos de duração, o tempo verde de uma fase geralmente não deve ser inferior a 15 segundos. A duração é, na maioria das vezes, fixada em função do tempo mínimo de travessia segura dos pedestres, que andam paralelamente à aproximação considerada.

Os critérios que devem ser obedecidos para escolha e estudo dos estágios são os seguintes:

1. o número de estágios deve ser o menor possível, a fim de reduzir ao mínimo o tempo perdido em cada ciclo (principalmente devido ao período de entreverdes);
2. o número de movimentos não conflitantes, que ocorrem em cada estágio, deve ser máximo;
3. quando há mais de dois estágios num ciclo, a sua ordem deve ser observada, pois isto influi no rendimento e segurança do cruzamento.

2.2. — EXEMPLOS DE APLICAÇÃO

Através dos exemplos que se seguem, serão ilustrados conceitos e definições expostos no item 2.1, bem como seus inter-relacionamentos.

Exemplo 1 — Esquema do cruzamento.

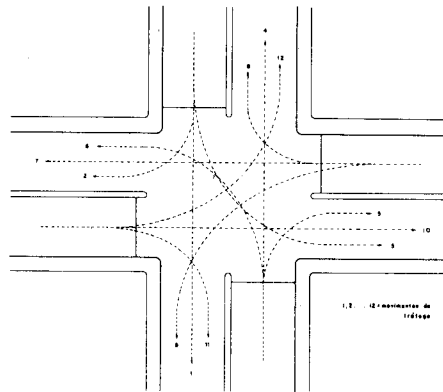
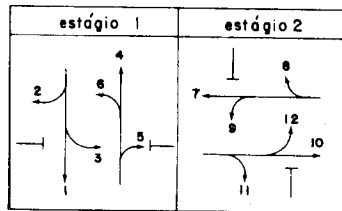


Fig. 2.6

Diagrama de estágios:
(movimentos simultâneos)

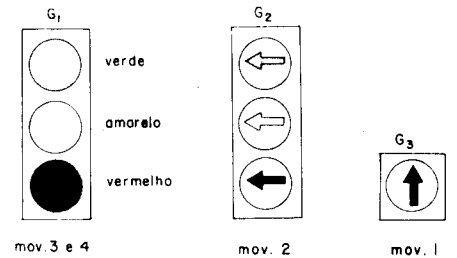
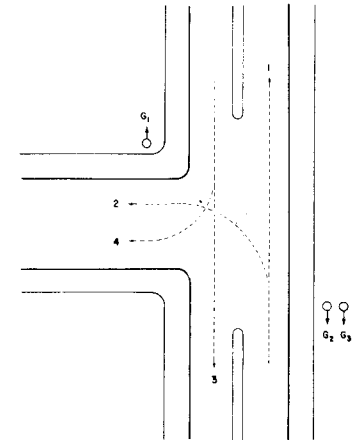
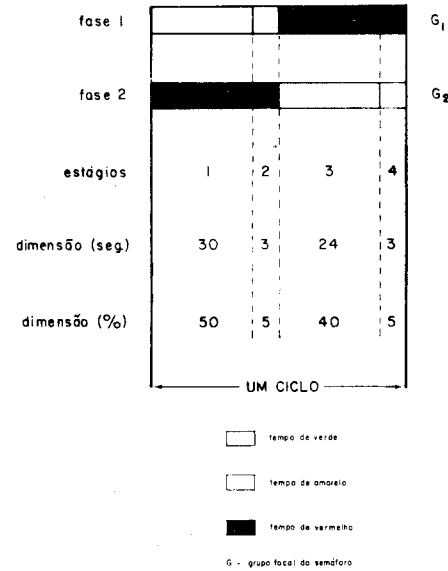


Este exemplo procura caracterizar as descrições básicas de um cruzamento. A figura 2.6 representa um cruzamento de duas vias com dupla mão de direção.

Existe um total de 12 movimentos de tráfego, e cada grupo focal está relacionado com uma fase específica.

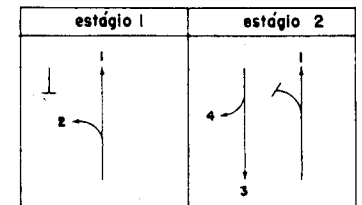
O diagrama de estágios é uma representação esquemática da seqüência de movimentos permitidos e proibidos para cada intervalo do ciclo.

Diagrama de tempos:



O diagrama de tempos associa os instantes de mudança dos estágios com a seqüência de cores e duração das fases. Aplicando-se a definição de estágio, percebe-se que existem 4 intervalos de tempo, em que uma dada situação semafórica permanece inalterada. Por exemplo, no estágio 1 os focos do grupo 1 indicam luz verde e os do grupo 2, luz vermelha. Os estágios 2 e 4 representam a situação de entreverdes (tempo de amarelo) e na maioria das vezes não são considerados efetivamente como estágios. Assim, é bastante comum classificar o cruzamento dado como de 2 fases e 2 estágios.

Diagrama de estágio:



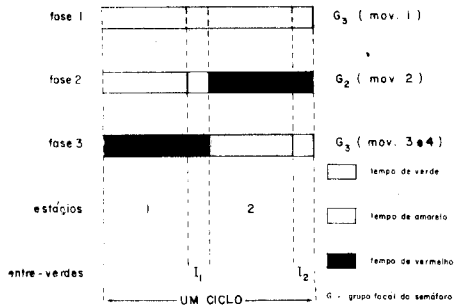
Exemplo 2 — Determinar os grupos semafóricos da interseção a seguir, em função do diagrama de estágios proposto

Estudo do movimento x estágios

estágios mov.	1	2	
1	sim	sim	1 grupo focal (G_3)
2	sim	-	1 grupo focal (G_2)
3	-	sim	1 grupo focal (G_1)
4	-	sim	

A tabela de movimentos x estágio relaciona para cada estágio do diagrama de estágios quais os movimentos permitidos, e a partir daí identifica quantos grupos focais são necessários para operar o cruzamento. Através do conhecimento dos grupos focais, pode-se construir o diagrama de tempos, pois a cada grupo focal está associada uma fase.

Diagrama de tempos:



Neste exemplo, o cruzamento é de 3 fases e 2 estágios; a não diferenciação entre estes conceitos (fase e estágio) poderá gerar dúvidas na elaboração e entendimento do diagrama de tempos.

Exemplo 3 — Num cruzamento de duas vias de mão única, estudar a composição de movimentos e elaborar um diagrama de estágios para operar a interseção com:

- a) dois estágios;
- b) três estágios.

Existe na interseção (figura 2.7), 4 movimentos possíveis, numerados de 1 a 4.

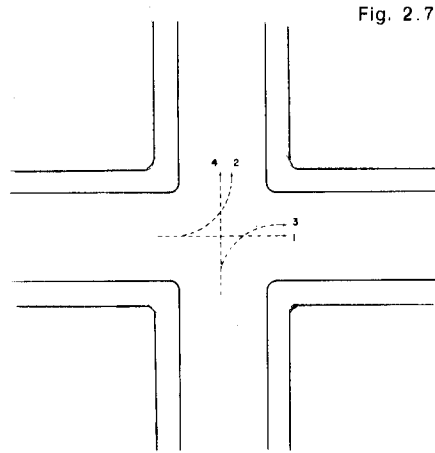
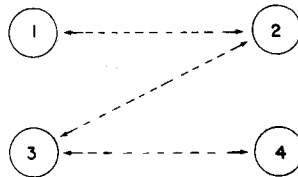


Fig. 2.7

Tabela de movimentos conflitantes:

mov.	1	2	3	4
1	-	-	X	X
2	-	-	-	X
3	X	-	-	-
4	X	X	-	-

Movimentos possíveis não conflitantes:



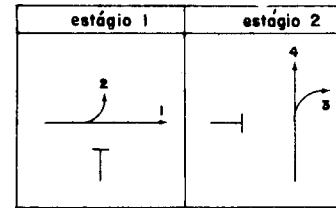
Através da tabela de movimentos conflitantes, analisa-se a composição dos movimentos para se determinar quais podem ocorrer simultaneamente. No exemplo, os pares de movimentos (1-2), (2-3) e (3-4) não são conflitantes.

a) Operação com dois estágios

Nesta proposta, o direito de passagem deve ser distribuído em dois

intervalos (estágios). Em cada intervalo somente poderá ser dada autorização para movimentos não conflitantes. Pela análise da combinação dos movimentos não conflitantes, conclui-se que:

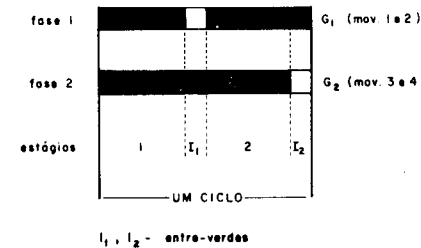
Diagrama de estágios:



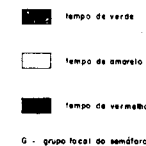
Estudo de movimento x estágio:

estágios mov.	1	2	
1	sim	-	1 grupo focal (G_1)
2	sim	-	
3	-	sim	1 grupo focal (G_2)
4	-	sim	

Diagrama de tempos:

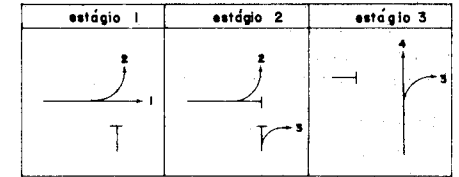


l_1, l_2 - entre-verdes



b) Operação com 3 estágios

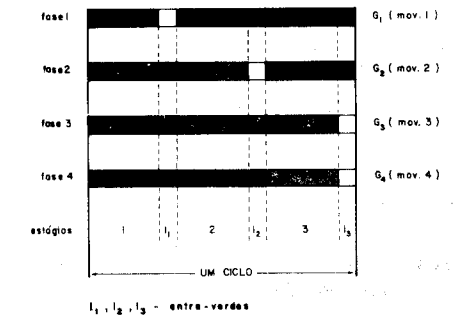
Diagrama de estágios:



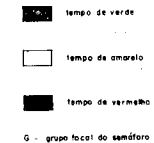
Estudo de movimento x estágio

estágios mov.	1	2	3	
1	sim	-	-	1 grupo focal (G_1)
2	sim	sim	-	1 grupo focal (G_2)
3	-	sim	sim	1 grupo focal (G_3)
4	-	-	sim	1 grupo focal (G_4)

Diagrama de tempos:



l_1, l_2, l_3 - entre-verdes



Neste esquema, o cruzamento é de 4 fases e 3 estágios.

Comparando-se esta proposta com a anterior, verifica-se que a operação com 3 estágios

O cruzamento é de 2 fases e 2 estágios

demanda o dobro de recursos de grupos focais (4 contra 2) do semáforo.

Muitas vezes existem restrições quanto ao número de grupos focais disponíveis para operação de um dado cruzamento, e portanto este fator pode ser importante ao se considerar a viabilidade de esquemas de estágios.

Vale a pena observar novamente as diferenças de conceito entre fase e estágio, bem como o significado do diagrama de estágio e diagrama de tempo.

Exemplo 4 — Num cruzamento de duas vias, uma de mão única e a outra dupla, estudar a composição de movimentos e elaborar dois esquemas alternativos de operação com 3 estágios de movimentos não conflitantes. Determinar as necessidades dos grupos focais para cada proposta.

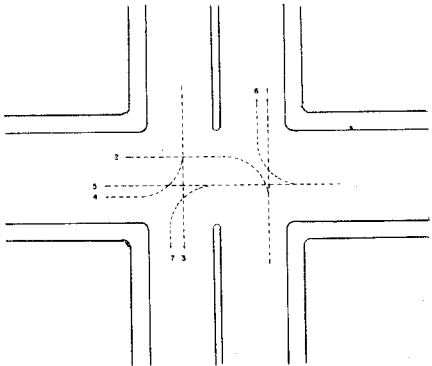


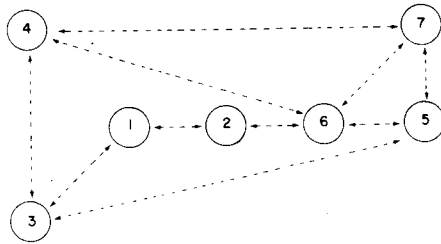
Figura 2.8

Existe na intrseção (figura 2.8) 7 movimentos, numerados de 1 a 7.

Tabela de movimentos conflitantes:

MOV	1	2	3	4	5	6	7
1	-				X	X	X
2		-	X	X	X		X
3		X	-		X		X
4		X		-	X		
5	X	X	X	X	-		
6	X					-	
7	X	X	X				-

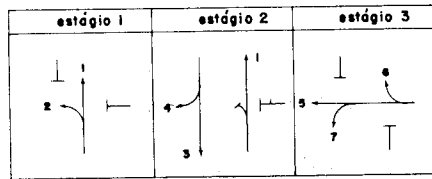
Movimentos possíveis não conflitantes:



a) Alternativa 1

Através do estudo de movimentos possíveis não conflitantes, pode-se propor o seguinte esquema para operação com 3 estágios:

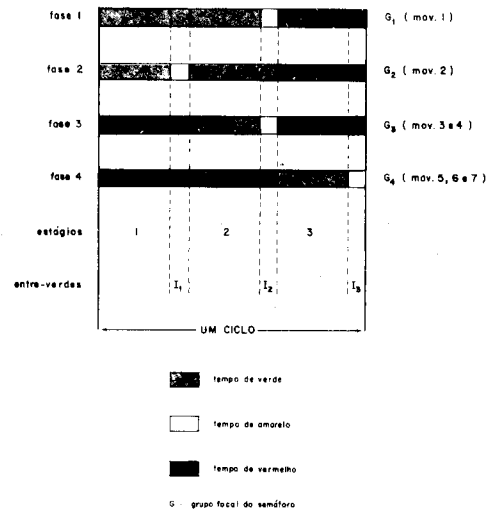
Diagrama de estágios:



Estudo do movimento x estágio:

estágios mov.	1	2	3	
1	sim	sim		1 grupo focal (G ₁)
2	sim			1 grupo focal (G ₂)
3		sim		1 grupo focal (G ₃)
4		sim		
5			sim	
6			sim	1 grupo focal (G ₄)
7			sim	

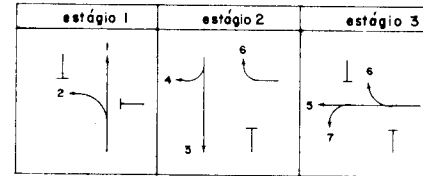
Diagrama de tempos:



Neste esquema, o cruzamento é de 4 fases e 3 estágios.

b) Alternativa 2

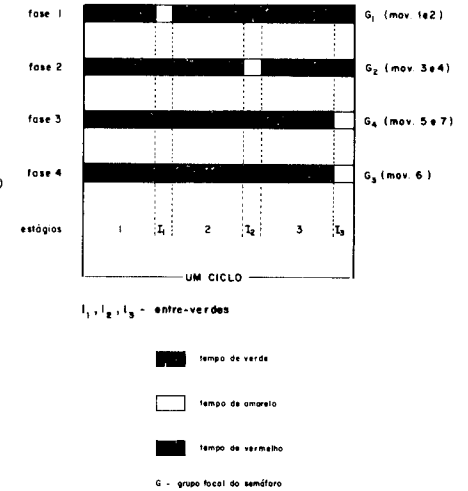
Um outro esquema viável é dado por: Diagrama de estágios:



Estudo de movimento x estágio:

estágios mov.	1	2	3	
1	sim			1 grupo focal (G ₁)
2	sim			
3		sim		1 grupo focal (G ₂)
4		sim		
5			sim	
6		sim	sim	1 grupo focal (G ₃)
7			sim	

Diagrama de tempos:



Neste esquema, o cruzamento é de 4 fases e 3 estágios.

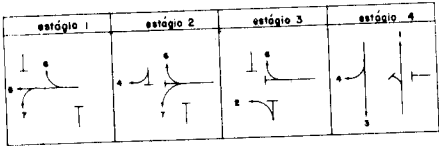
Este exemplo mostra que a distribuição de movimentos entre os estágios não é único, sendo possível a elaboração de diferentes diagramas de estágios. A escolha de seqüência de movimentos deve basicamente atender a:

- 1 — necessidades de tempo de verde de cada corrente de tráfego;
- 2 — disponibilidade de grupos focais do semáforo;
- 3 — características físicas da interseção;
- 4 — conveniência dos movimentos de pedestres;
- 5 — melhoria de fluidez.

Caso haja várias alternativas viáveis, pode-se estabelecer como critério de escolha aquela que demanda o menor ciclo ótimo. O cálculo do ciclo ótimo e demais considerações serão tratados no capítulo 5.

Exemplo 5 — Para o exemplo anterior, supor 4 estágios de operação.

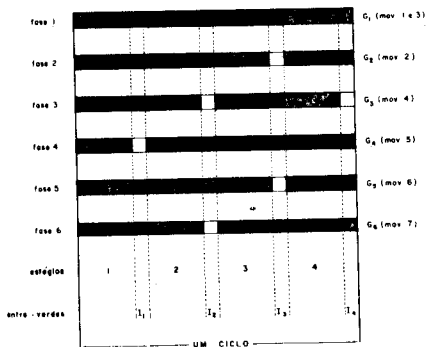
Diagrama de estágios:



Estudo de movimento x estágio:

estágios mov.	1	2	3	4	
1				sim	1 grupo focal (G ₁)
2			sim		
3			sim		
4		sim	sim		
5	sim				1 grupo focal (G ₂)
6	sim	sim	sim		
7	sim	sim			1 grupo focal (G ₃)

Diagrama de tempos:



tempo de verde
 tempo de amarelo
 tempo de vermelho
 G - grupo focal do semáforo

O cruzamento é de 4 quatro estágios e 6 fases.

Exemplo 6 — Num cruzamento de duas vias de mão dupla, propor uma operação com 4 estágios, de tal forma que haja uma continuidade dos movimentos de conversão à direita. Elaborar e comentar a operação com 2 estágios.

Existem 12 movimentos possíveis, numerados de 1 a 12. (figura 2.9)

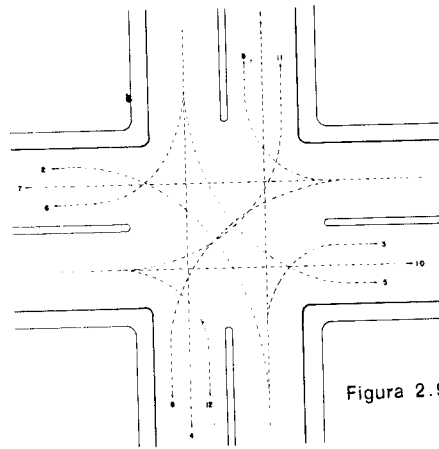
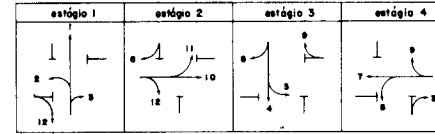


Figura 2.9

Tabela de movimentos conflitantes:

MOV.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	-				X	X	X	X	X	X		
2		-		X	X	X	X	X		X	X	
3			-	X						X		
4	X			-			X	X		X	X	X
5	X	X	X		-		X	X		X	X	
6	X					-	X					
7	X	X		X	X	X	-				X	
8	X	X		X	X			-		X		X
9	X								-	X		
10	X	X	X	X	X			X		-		
11	X	X		X	X		X	X			-	
12				X			X					-

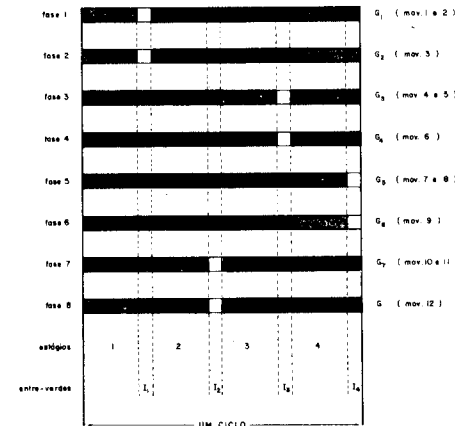
a) 4 estágios com continuidade dos movimentos de conversão à direita. Diagrama de estágios:



Estudo de movimento x estágio:

estágios mov.	1	2	3	4	
1	sim				1 grupo focal (G ₁)
2	sim				
3	sim			sim	1 grupo focal (G ₂)
4			sim		
5			sim		1 grupo focal (G ₃)
6		sim	sim		
7				sim	1 grupo focal (G ₄)
8				sim	
9			sim	sim	1 grupo focal (G ₅)
10		sim			
11		sim			1 grupo focal (G ₆)
12	sim	sim			

Diagrama de tempos:

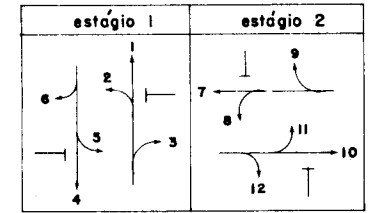


tempo de verde
 tempo de amarelo
 tempo de vermelho
 G - grupo focal do semáforo

Neste caso, o movimento de conversão à direita tem sempre direito de passagem durante 2 estágios consecutivos.

O cruzamento é de 4 estágios e 8 fases:

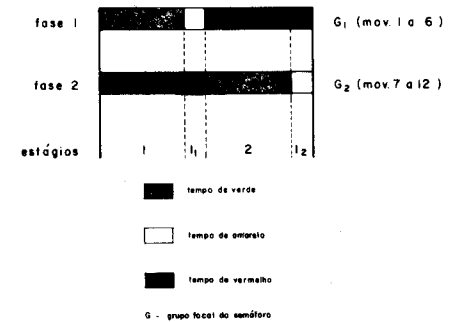
b) Operação com 2 estágios e 2 fases. Diagrama de estágios:



Estudo de movimento x estágio:

estágios mov.	1	2	
1 - 6	sim	-	1 grupo focal (G ₁)
7 - 12	-	sim	1 grupo focal (G ₂)

Diagrama de tempos:



Neste esquema, o cruzamento tem 2 estágios e 2 fases.

Em relação a este exemplo, pode-se efetuar os seguintes comentários:

- 1 — a operação com 2 fases e 2 estágios só é possível se for considerada, num mesmo estágio, a ocorrência de movimentos conflitantes. A princípio, tal situação deve ser evitada, porém, dependendo do volume de veículos das correntes conflitantes e das características físicas da interseção, os movimentos podem ser realizados sem causar maiores inconvenientes;
- 2 — em determinadas situações pode ocorrer uma escassez de controladores de tráfego. Uma solução temporária para este problema consiste em se utilizar um controlador para comandar mais de uma interseção. Neste caso, o número de estágios em cada uma delas deve ser determinado em função do total de grupos semaforicos disponíveis. Assim, é bastante comum as interseções operarem com dois estágios, o que permite a um controlador de (4-6) grupos semaforicos comandar (2-3) cruzamentos;
- 3 — o aumento do número de fases causa maior atraso aos veículos que estão aguardando seu direito de passagem, pois, geralmente o ciclo tem que ter uma duração maior. Como ilustração, se forem considerados os 4 estágios do esquema proposto e admitindo-se 15 segundos como tempo mínimo de verde de uma fase, e 3 segundos de tempo de amarelo, ter-se-á um ciclo mínimo de $C_{min} = 4 \times 15 + 4 \times 3 = 72$ segundos.

2.3. OPERAÇÃO DE INTERSEÇÕES — CONCEITOS BÁSICOS

Como foi visto, a seqüência de estágios estabelece uma distribuição alternada de direito de passagem para os veículos atravessarem o cruzamento. A autorização dos movimentos é feita através de indicações luminosas (cores) dos grupos focais do semáforo, que, por sua vez, devem receber comandos para efetuar a comutação das lâmpadas. Os co-

mandos para mudança de cores (estágios) são enviados ao semáforo por um dispositivo denominado controlador de tráfego.

O **controlador de tráfego** é um equipamento que comanda o semáforo através do envio de pulsos elétricos para comutação das luzes dos focos. A determinação dos instantes em que os pulsos devem ser enviados é feita de duas maneiras:

- a) **manual** — os comandos de verde/amarelo/vermelho são acionados de forma manual, geralmente por um guarda de trânsito. Neste tipo de operação, a duração dos estágios obedece a critérios pessoais de julgamento da situação de tráfego e, normalmente, nem o ciclo nem o tempo de verde das fases são constantes ao longo do tempo;
- b) **automática** — o tempo de ciclo, duração e instantes de mudança dos estágios são definidos pelo controlador, através de uma programação interna, cuja lógica tanto pode ser bastante simples como sofisticada, dependendo do tipo de controlador em questão.

O controlador de tráfego, juntamente com o semáforo, é o meio pelo qual se efetua o controle dos movimentos dos veículos no sistema viário. O tipo de controle implementado é função da **estratégia de operação** adotada para o local. Existem três categorias básicas de políticas de controle:

- a) **controle isolado do cruzamento** — o controle dos movimentos de tráfego baseia-se apenas nos volumes de veículos existentes no cruzamento, não sendo consideradas as eventuais influências exercidas pela operação de interseções sinalizadas adjacentes;
- b) **controle arterial de cruzamentos (rede aberta)** — este tipo de controle preocupa-se em operar os semáforos de uma via principal (corredor) de

forma a dar continuidade de movimentos entre as interseções adjacentes (sistema progressivo ou onda verde);

- c) **controle de cruzamentos em área (rede fechada)** — neste tipo de controle, são consideradas todas as interseções sinalizadas de uma determinada região. Um exemplo típico é o controle dos semáforos em áreas centrais de grandes cidades.

Independentemente da política de controle adotada, para sua implementação, existem dois tipos básicos de controladores: controladores de tempo fixo e por demanda de tráfego.

Nos **controladores de tempo fixo** o tempo de ciclo é constante, e a duração e os instantes de mudança dos estágios são fixos em relação ao ciclo. Assim, por exemplo, controlar uma interseção isolada em tempo fixo significa sinalizar o cruzamento, dando sempre o mesmo tempo de verde, amarelo e vermelho a cada corrente de tráfego que por ali passe, independentemente da variação do volume de veículos que chegam nas proximidades da interseção. A duração dos estágios é calculada em função das características e volumes médios do tráfego no cruzamento.

O tempo de ciclo, duração e instantes de início dos estágios constituem um conjunto de parâmetros denominados **planos de tráfego** ou **programação semaforica**, cujos valores são programados nos controladores de tempo fixo.

Um controlador bastante simples — tipo SOBRASIN-S4 — tem capacidade para armazenar apenas um plano de tráfego, que deverá atuar durante todo o dia. Controladores mais sofisticados têm capacidade para mais de um plano (por exemplo, controladores Eagle-EF-30/EF-20 têm 3 planos), que podem ser ativados em função da hora do dia. Nestas circunstâncias, pode-se elaborar planos de tráfego para diversas situações existentes ao longo do dia, como por exemplo: pico da manhã, pico da tarde e fora de pico.

Independentemente da capacidade de armazenamento, os controladores de tempo fixo são equipamentos bastante simples, de baixo custo e fácil operação e manutenção.

Os **controladores por demanda de tráfego** são mais complexos que os de tempo fixo, por serem providos de detectores de veículos e lógica de decisão; sua finalidade básica é dar o tempo de verde a cada corrente de tráfego de acordo com sua necessidade, ajustando-se dinamicamente às flutuações de tráfego que podem ocorrer num cruzamento.

O princípio de funcionamento do controlador atuado baseia-se na variação do tempo de verde associado a um determinado estágio, entre um valor mínimo e um valor máximo, ambos programáveis no equipamento. O tempo de verde (compreendido neste intervalo) será definido pelo controlador, em função das solicitações de demanda recebidas pelos detectores instalados no cruzamento. O mínimo período de verde corresponde ao tempo necessário para a passagem segura de um veículo, ou para a travessia de pedestres no cruzamento. A partir da duração mínima, são adicionadas extensões de verde, acionadas pela detecção de veículos na faixa de tráfego com direito de passagem. O número de extensões será limitado pelo máximo período de verde, designado para o estágio em questão.

Se num determinado período todas as correntes de tráfego atingirem seu nível de saturação (volume máximo capaz de passar pela interseção), as demandas serão tão frequentes, que forçarão todos os tempos de verde a serem estendidos até seus valores máximos. Em consequência, o controlador estará operando o tráfego como se fosse um equipamento de tempo fixo.

Existem várias formas de se efetuar o controle do tráfego com controlador atuado. O capítulo 4 (tipos de controle) considera, em detalhes, as características de cada uma das técnicas disponíveis.

2.3.1. Controle isolado do cruzamento

Para se escolher qual o tipo de controlador — tempo fixo ou atuado — mais conveniente para operar uma interseção, no modo isolado, deve-se fazer a análise de dois itens básicos:

- a) **atraso veicular** — demora total causada ao veículo, devido ao tempo perdido durante o período de vermelho (atraso de parada) e a necessidade de acelerar/desacelerar por causa da formação e destruição de fila no cruzamento;
- b) **capacidade da interseção** — número máximo de veículos que conseguem atravessar o cruzamento durante um intervalo de tempo.

O ideal é utilizar um controle que produza o mínimo atraso e máxima capacidade.

O controle de uma interseção, em tempo fixo, requer a elaboração de planos de tráfego, ou seja, devem ser estabelecidos: tempo de ciclo, seqüência e duração de cada estágio (ou tempo de verde de cada fase). A determinação desses valores depende diretamente das características de tráfego na interseção, e os métodos de cálculo serão expostos no capítulo 5.

A opção de se utilizar o controlador de tráfego atuado faz com que a duração dos estágios (e, conseqüentemente, o ciclo) deixe de ser prefixada, mas sim continuamente ajustada em função do número de veículos detectados nas proximidades do cruzamento. À primeira vista, esta alternativa parece ser a que melhor atende aos objetivos de mínimo atraso e máxima capacidade. Entretanto, isto nem sempre é verdade, e deve-se tomar bastante cuidado em relação à escolha do tipo de equipamento e eventual localização dos detectores nas vias.

Além disso, convém lembrar que é necessário programar-se, no controlador atuado, os valores-límites de tempo máximo e mínimo de duração dos estágios, bem como o valor de

incremento para extensão do tempo de verde de uma fase. Portanto, a eficiência da operação está também relacionada com os critérios estabelecidos, para se determinar esses parâmetros.

Um problema existente na utilização do controlador atuado refere-se ao ajuste dos parâmetros, para atender tanto as condições de volumes de tráfego alto (período de pico) como baixo (período fora de pico). Nas condições de pico, para que haja um maior rendimento do tempo de verde, é desejável que o ciclo seja mantido entre 80-100 segundos e portanto o término dos estágios deve ser abrupto (menor duração do que o normal); por outro lado, para condições de baixo volume (período fora de pico), o desejável é manter-se um tipo de operação mais suave, reduzindo-se os riscos de acidentes e irritação dos motoristas causados por um rápido término de intervalo de verde.

Um outro fator a ser considerado na estratégia e controle, para operação de uma interseção isolada, é a natureza aleatória do processo de chegada de veículos no cruzamento. Através de vários estudos, mostrou-se que o melhor estimador do tráfego de chegada, num cruzamento, é dado pela distribuição de Poisson, o que significa existir uma expectativa bastante forte de variação do volume de veículos que chegam ao longo dos ciclos.

Ao se resumir os conceitos básicos relativos ao controle de interseções isoladas, os seguintes itens são importantes:

- a) são utilizados dois tipos de controle: tempo fixo e atuado pelo tráfego através de detectores;
- b) existem técnicas disponíveis para se determinar os parâmetros necessários para cada tipo de operação;
- c) atraso e capacidade devem ser considerações principais na elaboração dos planos de tráfego (tempo de ciclo, número e duração dos estágios);
- d) sempre que possível, os tempos de ciclo devem situar-se entre 40-80 segundos.

2.3.2. Controle arterial de cruzamentos (Rede aberta)

O controle arterial de cruzamentos tem por objetivo principal operar, de forma coordenada, os semáforos ao longo de uma via arterial (corredor de tráfego ou via preferencial), estabelecendo um sistema progressivo de aberturas (instante de início do tempo de verde), que resulta no máximo de continuidade de movimento entre as interseções adjacentes e mínima interrupção ao fluxo de veículos.

Contrariamente à operação de interseções isoladas, os semáforos dos cruzamentos da via arterial são considerados como um todo (sistema) e não apenas individualmente.

Os sistemas arteriais formam o que comumente se denomina rede aberta, em contraposição ao conceito de malha urbana ou rede fechada (figura 2.10).

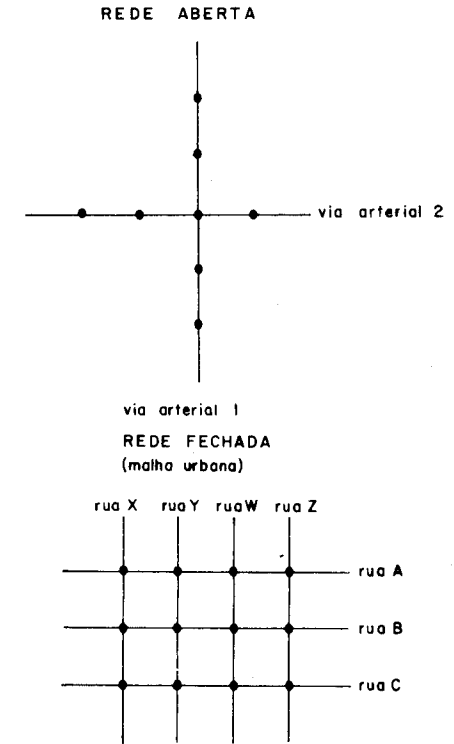
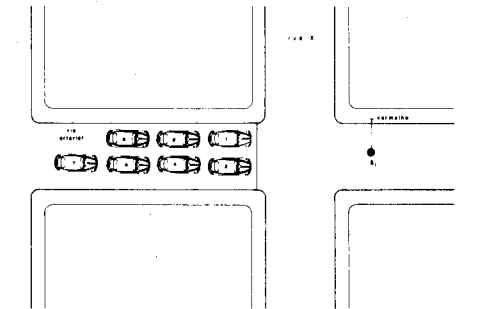


Figura 2.10

Todas as propostas de controle têm como princípio básico o fato de que os veículos que trafegam pela via arterial, ao receberem autorização de movimento, atravessam os cruzamentos em pelotões (grupo compacto de carros), e assim constituídos percorrem o trecho da via até atingir o próximo semáforo. A seqüência da figura 2.11 ilustra esse procedimento.



formação e destruição da fila na via arterial

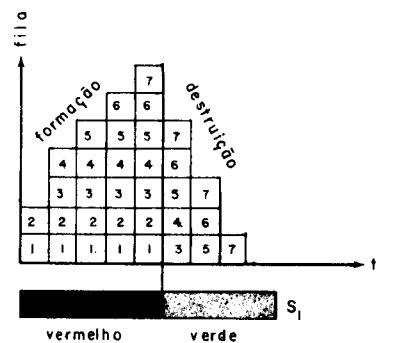


Figura 2.11.a

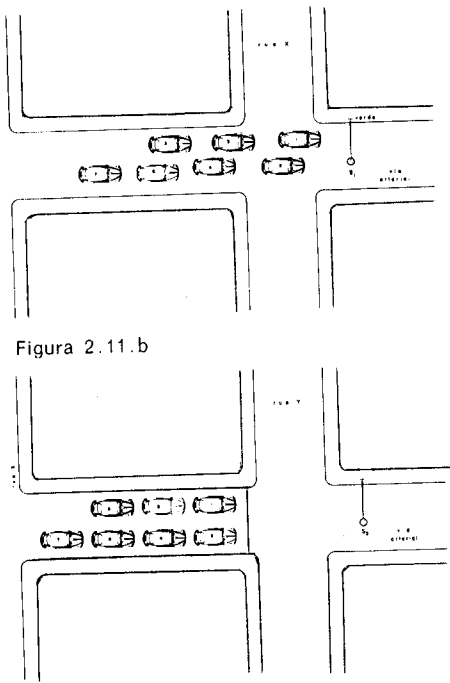


Figura 2.11.b

Figura 2.11.c

Inicialmente, a figura 2.11.a mostra a chegada dos carros que percorrem a via arterial, no cruzamento com a rua X. Como o semáforo S1 indica vermelho, os veículos são obrigados a parar e então ocorre a formação de fila. Ao receberem autorização de movimento — sinal verde — os veículos são liberados na máxima capacidade de escoamento da interseção, até que a fila seja desfeita, da interseção até que a fila seja desfeita, cruzamento em grupos compactos (pelotões figura 2.11.b).

Dependendo da distância entre os semáforos adjacentes (S1 e S2) e da velocidade de cada veículo, o pelotão mantém-se compacto ao longo do trecho da via, e assim o perfil de chegada no próximo cruzamento (rua Y) é bastante semelhante ao perfil de saída do cruzamento anterior (rua X). Conhecendo-se o tempo médio de percurso entre os cruzamentos X e Y é possível estabelecer-se uma coordenação entre as aberturas (início do

verde) dos semáforos S1 e S2, a fim de não se interromper o fluxo de veículos da via arterial. Por exemplo, em condições ideais, o semáforo S2 (figura 2.11.c) deverá ter seu início de verde t segundos após o início do verde no semáforo S1, sendo t o tempo médio de percurso do trecho. Maiores considerações serão feitas na descrição dos métodos de coordenação de semáforos em vias arteriais (capítulo 6).

A diferença de tempo entre os instantes de início de um estágio predeterminado numa interseção (normalmente o estágio verde para a via principal) e o correspondente estágio numa interseção de referência (interseção mestre) é denominada **defasagem**. Dessa forma, o controle dos semáforos de maneira coordenada é feito através do ajuste adequado das defasagens entre os cruzamentos. Para que os valores calculados de defasagens se mantenham constantes ao longo do tempo, é necessário que os instantes relativos ao início dos estágios também o sejam, e isso implica a adoção de um valor de ciclo comum a todas as interseções do sistema. Conseqüentemente, o sistema operará com planos de tráfego de tempo fixo.

O conceito de controle do fluxo de tráfego, em vias arteriais, pode ser representado graficamente através de um esquema denominado "diagrama de espaço x tempo", conforme ilustrado pela figura 2.12.

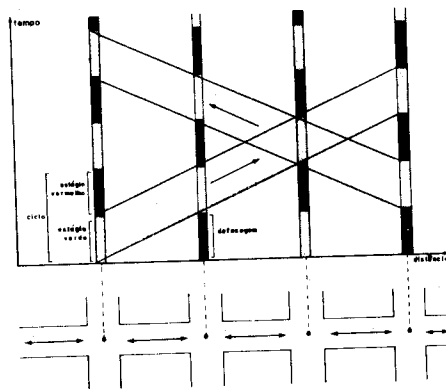


Figura 2.12

O diagrama espaço x tempo é um gráfico onde o tempo e , por conseguinte, os intervalos de duração dos estágios dos movimentos são plotados na vertical, e as distâncias entre os cruzamentos na horizontal. A inclinação de qualquer reta desse diagrama representa a velocidade de progressão, que os veículos deverão imprimir ao longo do percurso da via principal.

O espaço compreendido entre duas retas de mesma velocidade (linhas paralelas) e que constituem um movimento progressivo denomina-se **banda de passagem**.

A inclinação da banda de passagem, que representa a velocidade de progressão do tráfego, denomina-se **velocidade da banda**.

A **largura, em segundos, da banda de passagem** representa o intervalo de tempo disponível para o tráfego percorrer a via arterial, dentro da banda de passagem. Convém notar que, em geral, a largura da banda é menor que o tempo de verde de um estágio. A relação entre largura de banda/tempo de verde é uma medida da eficiência de operação do sistema, e sua maximização é um dos objetivos dos métodos de controle.

As técnicas de preparação dos diagramas serão analisadas posteriormente.

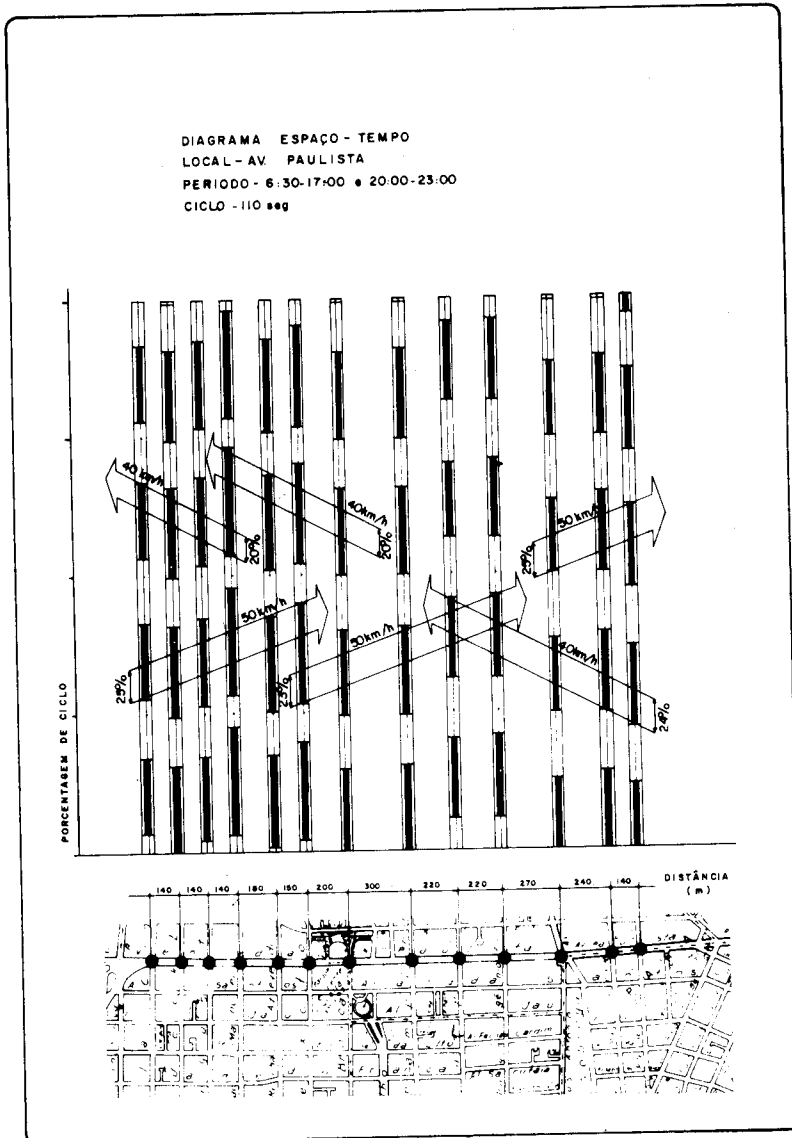
A figura 2.13 ilustra um diagrama espaço x tempo elaborado para a Av. Paulista, em São Paulo.

Os primeiros estudos para controle dos semáforos, em vias arteriais, quase sempre indicavam a necessidade de se conjugá-los num único sistema e desse modo, elaborar planos de tráfego (ciclo, defasagens e tempos de verde das interseções), para maximizar o movimento progressivo (largura de banda).

Entretanto, ultimamente, estudos mais recentes vêm questionando esta abordagem do tipo "tudo ou nada".

Dessa forma, é bastante sugestivo identificar-se os vários fatores que afetam os planos de tráfego em sistemas arteriais (redes abertas), bem como analisar seus potenciais de impacto sobre as possíveis estratégias de controle utilizadas (controle isolado ou sistema). Os fatores básicos a serem considerados são:

- distância entre as interseções sinalizadas** — o espaço entre semáforos adjacentes, numa via arterial, pode variar desde 50m até mais de 600m. A necessidade de se operar os semáforos de forma coordenada aumenta à medida que o espaçamento diminui;
- operação da via** — dependendo da via ser mão única ou dupla, existe uma maior ou menor facilidade para se obter uma progressão de movimento. Geralmente, em vias de mão dupla é mais difícil estabelecer-se uma progressão para ambos os sentidos, ao passo que as vias de mão única favorecem o controle coordenado;
- número de estágios e fases das interseções** — as características do cruzamento, em relação às necessidades de estágios e fases, afeta o controle coordenado. Algumas vias têm interseções bastantes simples, com 2 fases e 2 estágios, enquanto outras demandam estágios especiais, como, por exemplo, conversão à esquerda;



d) **perfil de chegada na interseção** — as características do perfil de chegada do tráfego no cruzamento são muito importantes. Se os veículos chegam na interseção a uma taxa constante (chegada uniforme), então reduz-se a necessidade de coordenação. Por outro lado, se a chegada for em pelotões, a coordenação dos semáforos diminuirá o atraso dos veículos. Dentre as principais condições que fazem com que os veículos tenham uma chegada uniforme, tem-se:

- grandes distâncias entre as interseções;
- volume elevado de tráfego de conversão para a via arterial, proveniente de vias secundárias não sinalizadas e/ou postos de acesso (**Shopping Centers**, estacionamentos etc) entre os cruzamentos;
- volume elevado de tráfego de conversão para a via arterial nos cruzamentos sinalizados;

e) **flutuações do tráfego ao longo do dia** — as características de chegada e condições de fluxo variam consideravelmente entre as 24 horas do dia. As condições de pico de volume são melhor atendidas através de sistemas coordenados. Porém, para volumes baixos de tráfego (fora de pico), as interseções da via arterial podem apresentar melhor desempenho com operação isolada.

Conseqüentemente, os semáforos que até então eram instalados quase que exclusivamente nas interseções das grandes avenidas (sistemas arteriais), passaram a ser necessários em vários cruzamentos da malha viária urbana. Assim, gradativamente, os sistemas arteriais típicos foram se descaracterizando, surgindo em seu lugar uma extensa rede de semáforos, dando origem ao controle de tráfego por área ou região.

No item anterior (2.3.2) discutiram-se alguns conceitos sobre controle de redes abertas, as quais se apresentam sob várias configurações, duas das quais ilustradas pela figura 2.14.

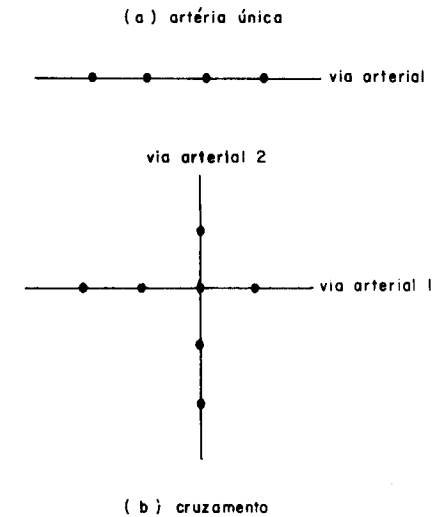


Figura 2.14

2.3.3. Controle de cruzamentos em área (Rede fechada)

Com o aumento da demanda de viagens, os principais corredores de tráfego sofreram maior solicitação, tornando-se cada vez mais carregados e congestionados. Em decorrência, os motoristas passaram a procurar novos caminhos alternativos para seus destinos, utilizando vias secundárias e residenciais.

Quando duas vias arteriais se cruzam numa única interseção (cabo (b) da figura 2.14), a programação semafórica dessa interseção é comum a ambos os sistemas e, portanto, eles são interdependentes. Conseqüentemente, o tempo de ciclo é o mesmo para as duas vias, e os planos de tráfego devem ser desenvolvidos tendo como base de referência os valores dos tempos dos estágios calculados para o ponto de interseção.

Se vias arteriais se cruzarem, conforme mostrado na figura 2.15, então os planos de tráfego são interdependentes nos 4 pontos de interseção (A, B, C, D). Esse tipo de configuração é denominado rede fechada e normalmente ocorre nas áreas centrais da cidade.

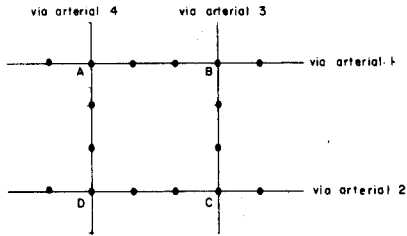


Figura 2.15

Inicialmente, as propostas de controle para redes fechadas constituíam-se na elaboração de esquemas de progressão (onda verde), para as principais vias arteriais do sistema e as demais interseções tinham seus tempos ajustados em conformidade com esses esquemas preestabelecidos.

Porém, este tipo de abordagem simplesmente reduzia o problema de controle por área em vários sistemas arteriais (corredores) interligados entre si pelas vias transversais da região. Com a disponibilidade das facilidades computacionais, foram propostos novos processos de solução que resultaram no desenvolvimento de vários modelos, baseados em algoritmos matemáticos e técnicas de otimização. Basicamente, as várias técnicas para coordenação de semáforos, numa área de tráfego, dividem-se em três categorias, a saber:

a) **Sistemas que utilizam planos de tempo fixo**, baseados em dados históricos do comportamento do tráfego na região. Esses planos são calculados previamente através de programas computacionais tais como TRANSYT, COMBINATION e SIGOP. Nestes sistemas, a detecção de veículos não atua sobre os tempos dos estágios nas interseções;

b) **Sistemas em que cada interseção da rede é atuada localmente** por um controlador, que efetua as mudanças de estágio em função de detecção de veículos. Contudo, a flexibilidade de atuação está vinculada a um plano básico de coordenação, calculado previamente como descrito no item a;

c) **Sistemas totalmente atuados**, nos quais os períodos de verde de cada estágio do cruzamento são continuamente calculados, em função da detecção de veículos e com base numa política de controle definida. Tais sistemas denominam-se **on line** ou tempo real.

No controle de cruzamentos em área, uma das questões de relevância básica refere-se à definição das interseções sinalizadas que constituirão um sistema independente (sub-área), ou seja, quais cruzamentos devem ser agrupados e controlados de forma conjunta e coordenada.

Em condições ideais, todos os cruzamentos de uma área deveriam ser coordenados conjuntamente. Porém, na maioria dos casos, existe uma série de restrições de ordem técnica — capacidade dos controladores, disponibilidade de equipamento, cabos de transmissão etc. — que não permite a realização desse objetivo, e o controle da área toda é feito através do controle de subáreas independentes.

Ao se construir uma subárea, tem-se como objetivo agrupar interseções que demandem estratégias de controle semelhantes. Para tanto, vários fatores devem ser considerados, dentre os quais:

a) **relação geográfica** — distância entre as interseções e a existência de barreiras naturais e/ou artificiais entre elas, como por exemplo: rio, cruzamento em nível com ferrovia etc. As interseções pertencentes a uma sub-área devem ser adjacentes entre si;

b) **volume de tráfego** — geralmente, quanto maior for o volume de veículos nas vias, maior é a necessidade de coordenação dos semáforos;

c) **características do fluxo** — se a taxa de chegada de veículos for constante ao longo do ciclo, então o período de vermelho produzirá os mesmos valores de atraso e paradas, independentemente da posição do instante de seu início em relação ao ciclo. Por outro lado, se a chegada ocorrer em pelotões cíclicos, a coordenação dos semáforos permitirá uma redução no atraso e número de paradas.

desejável estabelecer-se a coordenação; nesses casos, recomenda-se que haja uma inversão de valores, e o fluxo direto passe a ser igual ao fluxo de conversão e vice-versa.

De acordo com esse critério, o índice de interdependência assume valores compreendidos entre zero e um, representando as condições de menor e maior necessidade de coordenação, respectivamente. A escala abaixo (figura 2.16) fornece um recurso adicional para auxílio na determinação do tipo de operação necessária.

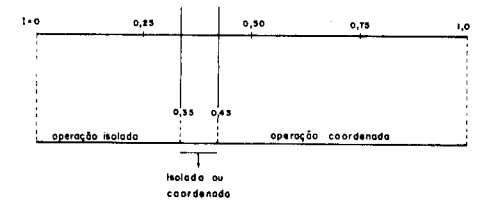


Figura 2.16 — Escala do índice de interdependência

Um critério racional e quantitativo para se considerar a necessidade de coordenação entre dois cruzamentos sinalizados é dado pelo **índice de interdependência**, definido por:

$$I = \frac{0,5}{1 + t} \left(\frac{x \cdot q_{\text{máx}}}{q_1 + q_2 + \dots + q_x} - 1 \right)$$

onde: I = índice de interdependência;
t = tempo de percurso (em minutos) entre ambos os semáforos, que é o comprimento do trecho dividido pela velocidade média dos veículos;

x = número de faixas de tráfego que escoam os veículos procedentes do cruzamento anterior;

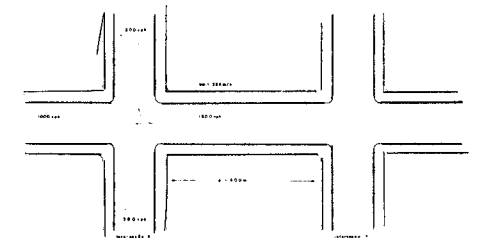
q_{max} = fluxo direto procedente do trecho anterior;

q₁ + q₂ + ... + q_x = fluxo total que chega na interseção.

Quando o fluxo direto for zero ou próximo de zero, o índice de interdependência terá valores bastante baixos. Entretanto, se houver um volume de conversão alto e a distância entre os cruzamentos for pequena, pode ser

Os exemplos que se seguem ilustram a aplicação deste procedimento em algumas situações típicas:

Exemplo 1



$$V_m = 36 \text{ km/h} = \frac{3600}{60} \text{ m/min} = 600 \text{ m/min}$$

$$t = \frac{600}{600} = 1 \text{ minuto}$$

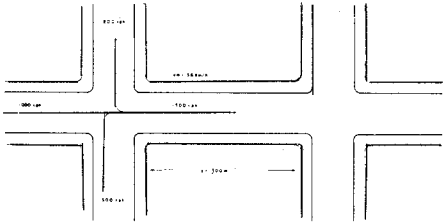
$$I = \frac{0,5}{1 + 1} \left(\frac{(3) (1000)}{1000 + 200 + 300} - 1 \right)$$

$$I = \frac{0,5}{2} \left(\frac{3000}{1500} - 1 \right) = \frac{0,5}{2}$$

$$I = 0,25$$

logo, as interseções X e Y não precisam estar coordenadas e portanto podem operar isoladamente.

Exemplo 2



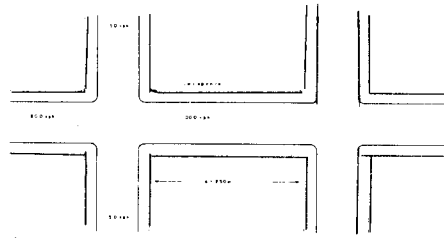
Este exemplo é análogo ao anterior, com exceção da distância entre os cruzamentos que é a metade do valor usado. Assim:

$$t = \frac{300}{600} = \frac{1}{2} \text{ minuto}$$

$$I = \frac{0,5}{1,5} = 0,33$$

Neste caso, a operação das interseções ainda é realizada no modo isolado, porém, está bastante próximo da zona de indefinição, onde ambos os modos — isolado e coordenado — são viáveis.

Exemplo 3



$$V_m = \frac{48000}{60} = 800 \text{ m/min}$$

$$t = \frac{250}{800} = 0,31 \text{ minuto}$$

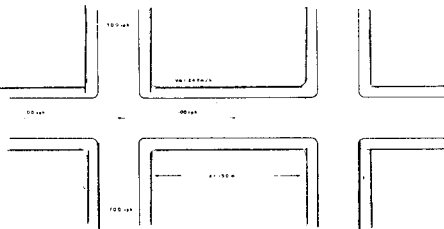
$$I = \frac{0,5}{1 + 0,31} \left(\frac{(3) (800)}{800 + 150 + 50} - 1 \right)$$

$$I = \frac{0,5}{1,31} \left(\frac{2400}{1000} - 1 \right) = \frac{0,5}{1,31} \times (1,4)$$

$$I = 0,53$$

Neste exemplo, a operação entre as interseções deve ser coordenada.

Exemplo 4



$$V_m = \frac{24000}{6} = 400 \text{ m/min}$$

$$t = \frac{150}{400} = 0,37 \text{ minuto}$$

entre os semáforos; em casos assim, calcula-se o índice da seguinte forma:

$$I = \left(\frac{0,5}{1 + 0,37} \frac{(3) 100}{1100} - 1 \right)$$

$$I = \frac{0,5}{1 + 0,37} \left(\frac{(3) (1000)}{1100} - 1 \right)$$

$$I = \frac{0,5}{1,37} (-0,73) = -0,27$$

$$I = \frac{0,5}{1,37} (1,73) = 0,63$$

Neste exemplo, o volume do tráfego direto (100 vph) é bastante inferior ao do tráfego de conversão. Como a distância é pequena, (50m) pode ser vantajosa uma coordenação

Neste novo cálculo, o valor do tráfego direto foi substituído pelo fluxo total de conversão (1000 vph), e o valor do índice obtido (0,63) indica a necessidade coordenação.

3.1. INTRODUÇÃO

Antes de se decidir pela implantação de um semáforo, o técnico deve avaliar cuidadosamente sua necessidade, pois o controle de passagem, feito através de paradas periódicas obrigatórias dos movimentos, muitas vezes aumenta o tempo de travessia da interseção, causando atrasos inevitáveis ao tráfego em suas aproximações.

De maneira geral, antes de se proceder ao estudo de justificativas para utilização do semáforo, o técnico deve considerar a viabilidade de aplicação das seguintes medidas:

- melhoria na sinalização vertical e horizontal (estabelecimento de direito de passagem, através de sinalização vertical de regulamentação, canalização e/ou pintura horizontal ou blocos de concreto — picolés — para separar os movimentos conflitantes etc.);
- remoção de interferências que prejudiquem a visibilidade da sinalização;
- mudança na geometria da interseção (canalizações físicas para separar movimentos conflitantes, faixas especiais de conversão etc.);
- melhoria na iluminação;
- controle das velocidades de aproximação.

3.2. JUSTIFICATIVAS DE UTILIZAÇÃO

Os critérios abaixo expostos, com base em propostas estrangeiras já consagradas, não são absolutos e servem apenas como guia geral para análise da necessidade de instalação de um semáforo. Convém lembrar que os julgamentos pessoais, fundamentados no conhecimento do local, são também bastante importantes na tomada de decisões. Além disso, deve-se ter em mente que nem sempre o semáforo é a solução adequada para problemas de movimentos conflitantes, e sua implantação deve ser plenamente justificada, após ampla discussão de soluções menos custosas e menos radicais.

Os critérios que justificam a implantação de um semáforo referem-se a:

- 1 — volumes veiculares mínimos em todas as aproximações da interseção;
- 2 — interrupção de tráfego contínuo;
- 3 — volumes conflitantes em interseções de cinco ou mais aproximações;
- 4 — volumes mínimos de pedestres que cruzam a via principal;
- 5 — índice de acidentes e os diagramas de colisão;
- 6 — melhoria de sistema progressivo;
- 7 — controle de áreas congestionadas;
- 8 — combinação de critérios;
- 9 — situações locais específicas.

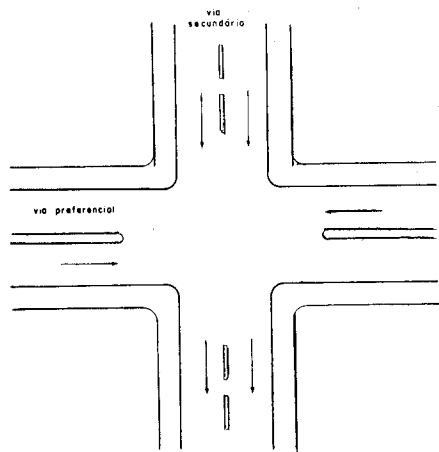
Critério n.º 1 — Volumes veiculares mínimos

A implantação do semáforo justifica-se quando existem, na interseção, os seguintes volumes equivalentes mínimos:

N.º de faixas de tráfego por aproximação		Veículos por hora, na preferencial, nos dois sentidos	Veículos por hora, na secundária, na aproximação mais pesada
Preferencial	Secundária		
1	1	500	150
2 ou mais	1	600	150
2 ou mais	2 ou mais	600	200
1	2 ou mais	500	200

Esse deverá ser o volume médio de 8 horas de maior volume na interseção, obtido de contagem que, preferencialmente, seja realizada no período das 7:00 às 20:00 horas.

Exemplo 1:



- via preferencial com dois sentidos de tráfego e 1 faixa de tráfego por aproximação;
- via secundária com mão única e 2 faixas de tráfego.

Resultados da Pesquisa Volume (Veic./Hora)

Hora	Via preferencial 2 sent.	Via secundária	Volume total
7:00 - 8:00	720	390	1110*
8:00 - 9:00	750	420	1170*
9:00 - 10:00	500	320	820*
10:00 - 11:00	465	200	665
11:00 - 12:00	420	180	600
12:00 - 13:00	530	220	750*
13:00 - 14:00	455	205	660
14:00 - 15:00	420	180	600
15:00 - 16:00	480	190	670
16:00 - 17:00	555	200	755*
17:00 - 18:00	610	210	820*
18:00 - 19:00	790	290	1080*
19:00 - 20:00	570	170	740*

(*) Horas de maior volume.

VOLUME MÉDIO DAS OITO HORAS

Via preferencial	Via secundária
628	277

Com esses valores de volume médio, pode-se notar que o **Critério n.º 1** indica a colocação de semáforo na interseção.

No caso de ser possível a implantação de semáforos atuados pelo tráfego ou a tempo

fixo, porém com programação múltipla (mais de um plano), em que um dos programas é o amarelo intermitente, o volume poderá ser considerado pela média de duas horas de maior volume.

Exemplo 2: Resultados da pesquisa numa interseção igual à anterior

Hora	Volume (Veic./Hora)		Volume total
	Via preferencial 2 sentidos	Via secundária	
7:00 - 8:00	600	250	850*
8:00 - 9:00	620	300	920*
9:00 - 10:00	400	150	550*
10:00 - 11:00	380	120	500*
11:00 - 12:00	250	100	350
12:00 - 13:00	260	130	390*
13:00 - 14:00	200	100	300
14:00 - 15:00	190	100	290
15:00 - 16:00	190	100	290
16:00 - 17:00	220	100	320
17:00 - 18:00	400	190	590*
18:00 - 19:00	680	200	880*
19:00 - 20:00	410	160	570*

(*) Horas de maior volume.

VOLUME MÉDIO DAS OITO HORAS

Via preferencial	Via secundária
468	187

Pode-se notar que esta interseção não justifica a implantação de semáforo, se for comparada à tabela de volumes requeridos. Porém, se dispusermos de um controlador que possibilite a implantação de vários programas, inclusive amarelo piscante, pode-se considerar as duas horas de maior volume — das 8:00 às 9:00 e das 18:00 às 19:00 — como intervalos que justificam plenamente o uso de um semáforo operando com verde, amarelo, vermelho durante as horas de pico.

Fora desses intervalos pode-se utilizar, devido ao baixo volume, apenas a sinalização de advertência (amarelo piscante), garantindo deste modo a segurança da interseção.

Na ausência de contagens durante o dia todo, o volume médio poderá ser estimado a partir dos volumes disponíveis. Por exemplo:

Período de contagem	Volume/hora
7:00 - 8:00	600
17:00 - 18:00 18:00 - 19:00	700

Estimado para fora de pico = 60% da média do volume nas horas de pico.

$$\left(\frac{600 + 700}{2} \right) \times 0,60 \approx 400 \text{ veic./hora}$$

durante um período de $8 - (1 + 2) = 5$ horas.

Observação — os volumes veiculares devem ser os volumes equivalentes, que se obtêm multiplicando veículos pesados (caminhões e ônibus) por 2, motocicletas por 0,5 e bicicletas por 0,2, somando-se ao total dos veículos leves.

Critério n.º 2 — Interrupção de tráfego contínuo

Uma via secundária, mesmo não possuindo volume significativo, pode apresentar dificuldade excessiva tanto para se atravessar como para se entrar na corrente de uma via principal com alto volume de tráfego.

Pode ocorrer atraso excessivamente longo na via secundária, justificando a implantação de semáforo. Os volumes equivalentes mínimos são:

N.º de faixa de tráfego por aproximação		Veículos por hora na preferencial, nos dois sentidos	Veículos por hora na secundária, na aproximação mais pesada
Preferencial	Secundária		
1	1	750	75
2 ou mais	1	900	75
2 ou mais	2 ou mais	900	100
1	2 ou mais	750	100

Critério n.º 3 — Volumes conflitantes em interseções de cinco ou mais aproximações.

Numa interseção com cinco ou mais aproximações, a implantação de um semáforo justifica-se quando há tráfego de volume equivalente ao total de, no mínimo, 800 veículos por hora (desde que não seja possível transformar a interseção numa outra equivalente de quatro aproximações).

A figura 3.2. ilustra o fato:

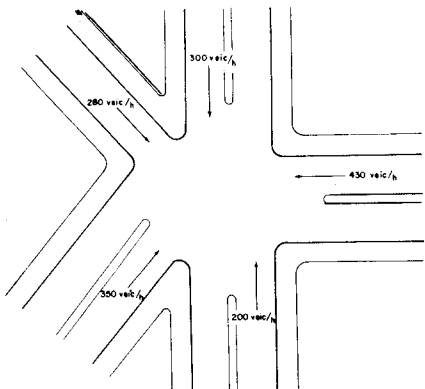


Figura 3.2

• volume total chegada na interseção — 1.560 veic./h

• volume mínimo = 800 veic/h — implantar semáforo

No caso de se transformar a interseção numa de 4 aproximações (figura 3.3.), deve-se verificar novamente os Critérios 1 e 2.

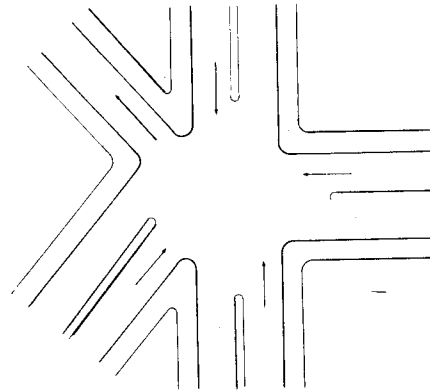


Figura 3.3

Critério n.º 4

Um semáforo pode ser necessário, onde muitos pedestres cruzam a via principal. O conflito veículos x pedestres, numa seção da via, justifica a implantação de um semáforo

quando os seguintes volumes mínimos são atingidos:

P = 250 pedestres/h em ambos os sentidos de travessia;

Q = 600 veic./h (nos dois sentidos), quando a via é de mão dupla e não há canteiro central ou o canteiro central tem menos que 1m de largura;

Q = 1.000 veic./h (nos dois sentidos), quando há canteiro central de 1m de largura, no mínimo.

onde:

P = volume de pedestres;

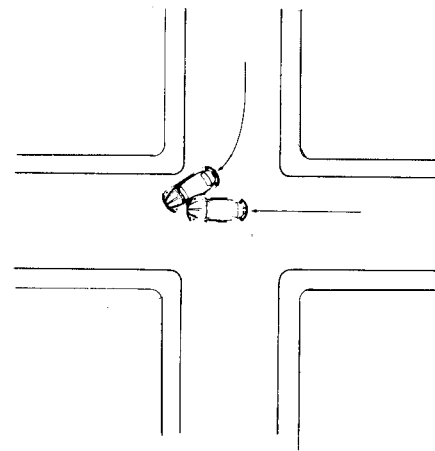
Q = volume de veículos equivalentes em conflito com os pedestres.

Critério n.º 5 — Índice de acidentes

A ocorrência de acidentes pode justificar a implantação de um semáforo, desde que apresente as seguintes características:

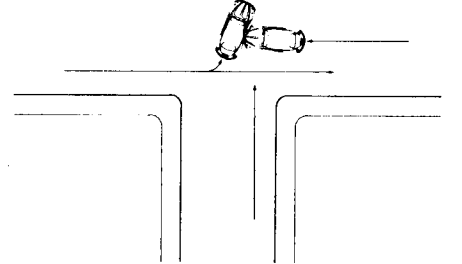
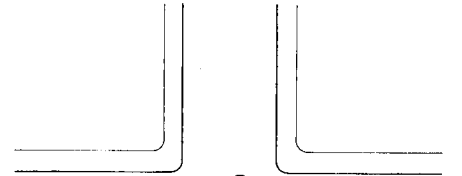
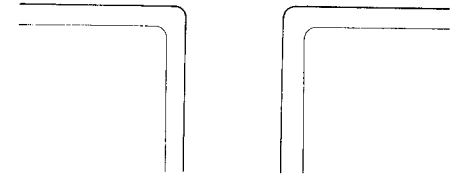
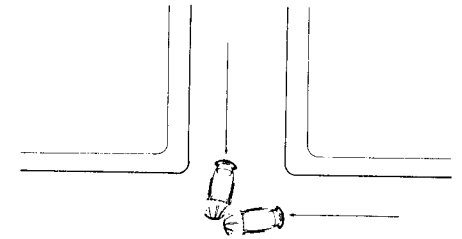
a) os acidentes registrados são do tipo corrigível pelo semáforo;

Exemplo:



b) todas as tentativas para diminuí-los, através de soluções menos custosas e menos radicais, não atingiram o objetivo;

c) ocorre um mínimo de 5 acidentes com vítima por ano.



Critério n.º 6 — Melhoria do sistema progressivo

Nas vias com sistemas coordenados de semáforo, a implantação de um novo semáforo pode justificar-se quando contribuir para o ajuste da velocidade de progressão, ou para uma melhor formação dos pelotões, ou quando se considerar que estas medidas são imprescindíveis.

Esse novo semáforo deve ser justificado através do diagrama espaço-tempo da progressão.

Critério n.º 7 — Controle de áreas congestionadas

Nas áreas onde o congestionamento é constante e inevitável por outros meios (mudanças na geometria, na circulação etc.), a implantação de um semáforo pode justificar-se. São dados alguns desses casos:

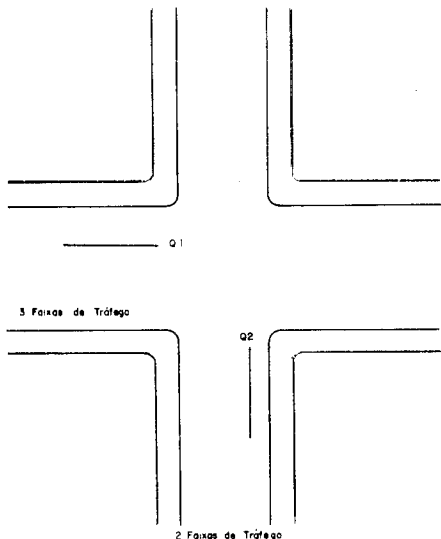
- entrelaçamentos complexos, de capacidade inferior à demanda;
- aproximação com capacidade inferior à demanda, com formação de fila externa e bloqueio da interseção anterior (o semáforo seria colocado nesta última).

Critério n.º 8 — Combinação de critérios

Em certos casos onde ocorra determinada porcentagem dos eventos enunciados nos critérios anteriores, conforme indicado abaixo:

- quando dois **Critérios de 1 a 5** forem observados em, no mínimo, 80%;
- quando três dos **Critérios de 1 a 5** forem observados em, no mínimo, 70%.

Exemplo:



Dados $Q_1 = 500$ veic./h

$Q_2 = 180$ veic./

n.º acidentes c/ vítima por ano = 4

- de acordo com o **Critério n.º 1**, atende-se a aproximadamente 85% dos volumes mínimos;
- de acordo com o **Critério n.º 5**, atende-se a 80% do número de acidentes por ano.

Conclusão: deve-se instalar semáforo no cruzamento, pois atende a 80% dos valores mínimos exigidos em dois critérios: entre o n.º 1 e o n.º 5.

Critério n.º 9 — Situações locais específicas

O semáforo pode ser implantado em situações especiais, desde que plenamente justificado pelo técnico.

Regra Geral quanto a Distância de Visibilidade em uma Interseção

Define-se por distância de visibilidade a visão que o motorista tem, ao se aproximar de uma interseção, de modo que ele perceba qual o comprimento das vias interceptantes, exercendo, por isso, total controle de seu veículo e evitando colisões.

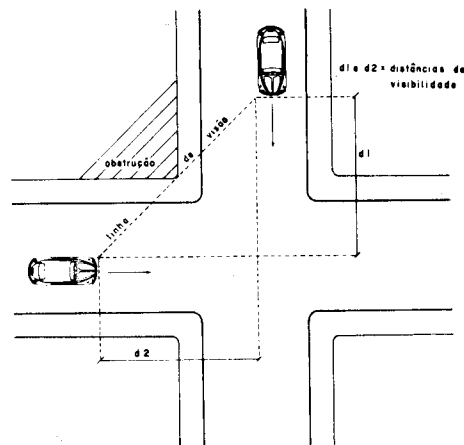


Figura 3.4 — esquema básico da distância de visibilidade em uma interseção.

Quanto à distância de visibilidade, os critérios devem ter os seus valores alterados em:

- 20% a menos nos casos de má visibili-

dade, isto é, devem atender a 80% dos valores mínimos.

- 20% a mais nos casos de boa visibilidade, isto é, devem atender a 120% dos valores mínimos.

4

tipos de controladores

4.1 INTRODUÇÃO

Ao se decidir pela implantação de um semáforo, para ordenação do tráfego numa interseção, o técnico deve analisar as condições desejáveis de operação do cruzamento, a fim de especificar os recursos que o controlador deverá ter para comandar o semáforo, de acordo com a estratégia de controle adotada.

O conhecimento dos recursos necessários permitirá ao técnico escolher, dentre os controladores de tráfego existentes no mercado, aquele que melhor atenda as condições solicitadas.

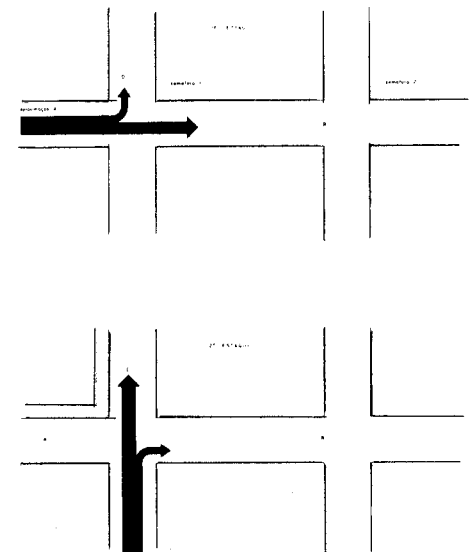
De forma geral, os principais recursos disponíveis num controlador são:

- 1 — sincronismo com outros semáforos;
- 2 — capacidade de programação de planos de tráfego;
- 3 — estratégias de controle disponíveis.

A seguir, são detalhados cada um deles.

4.2 SINCRONISMO COM OUTROS SEMÁFOROS

Um controlador deve oferecer a possibilidade de ser sincronizado quando existe um semáforo operando o cruzamento, e o movimento de saída deste semáforo para o próximo não é constante, conforme mostrado na figura 4.1:



No primeiro estágio, o movimento que segue em frente da aproximação A é grande, e portanto o fluxo de veículos que chega na aproximação B também o é.

No segundo estágio, porém, apenas as conversões à direita atingem o semáforo 2, num volume sensivelmente menor. Colocando-se num gráfico (figura 4.2.) o volume que passa pela aproximação B, em função do tempo, tem-se:

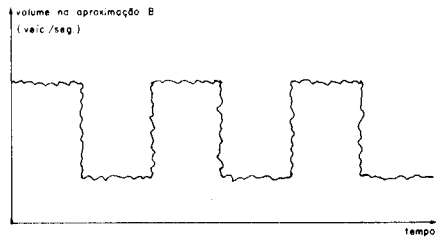


Fig. 4.2 — Variação do volume de veículos em B, em função do tempo

Assim, o tráfego que chega na aproximação B, oriundo do semáforo 1, varia ciclicamente numa proporção de volumes altos e baixos, conforme o estágio do semáforo 1.

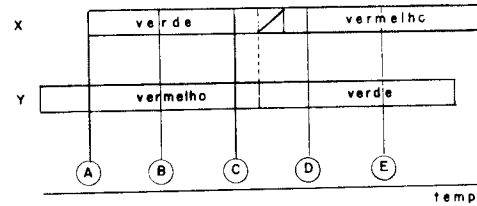
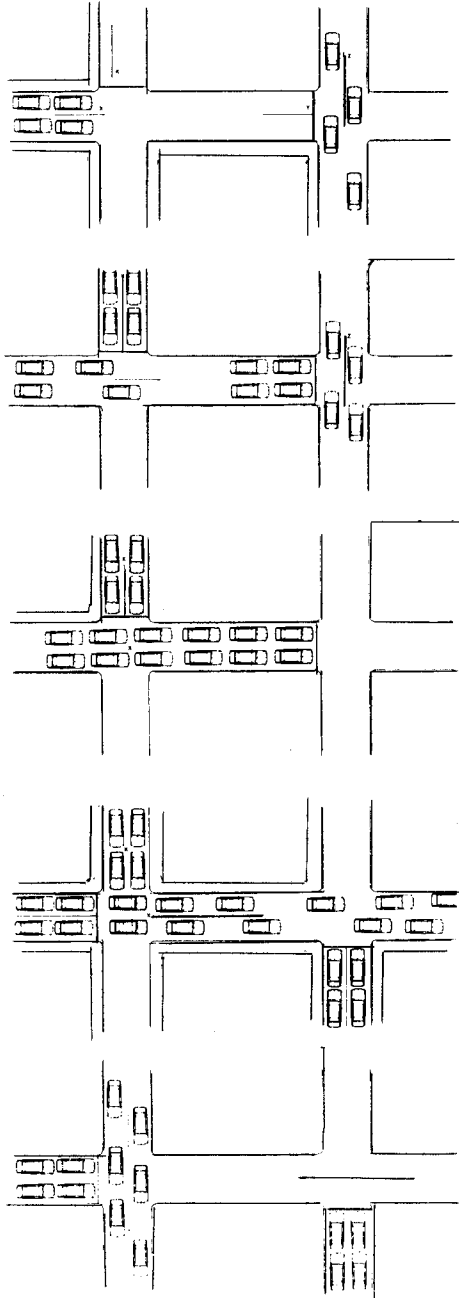
Nestas condições, sincronizando-se o semáforo 2 com o semáforo 1, é possível diminuir-se o número de paradas e o atraso total no semáforo 2.

Isso é feito através da operação dos dois semáforos no mesmo tempo de ciclo, e estabelecendo entre os dois uma defasagem, tal que, quando o fluxo maior de veículos proveniente de 1 atingir 2, encontre a indicação sempre verde para poder passar sem parar, nem esperar.

Assim, para semáforos próximos entre si, é importante que se possa sincronizá-los para melhorar (reduzir) o tempo de percurso dos veículos.

A medida que diminui a distância entre os semáforos, o sincronismo é ainda mais importante, pois sua ausência poderá fazer com que um semáforo indique verde e o outro vermelho. Se isto acontecer, o trecho de via entre os semáforos (denominado caixa) será totalmente ocupado pelos veículos, diminuindo a capacidade do sistema e bloqueando o fluxo perpendicular.

As seqüências da figura 4.3. ilustram o fato:



Em A inicia-se o movimento na aproximação X, com Y no período de vermelho (semáforo 4 fechado).

Em B o volume de carros estocados, que saíram de X e não puderam passar em Y, ocupa quase toda a caixa.

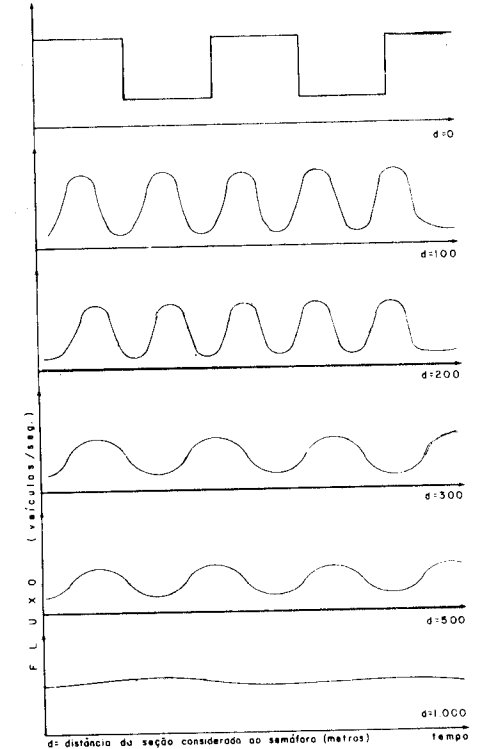
Em C a caixa já se encheu, e o verde para a aproximação X é desperdiçado.

Em D o semáforo já abriu para a transversal de X (aproximação K), e embora o semáforo Y também esteja aberto, o fluxo de K é bloqueado pelos veículos que formaram fila em Y e a qual ainda não se desmanchou.

Em E, embora haja verde em Y ele não é utilizado, pois agora é o semáforo X que está fechado.

Quando as distâncias entre semáforos são maiores (mais de 600 metros) os benefícios da sincronização tendem a ser menores, já que o fluxo que sai em pelotões — grupos de veículos — do semáforo, tende pelas diferentes velocidades individuais, a se homogeneizar, conforme aumenta a distância do semáforo de saída.

A figura 4.4 mostra graficamente a variação do fluxo em função da distância, conforme os pelotões de veículos se afastam do semáforo.



d: distância da seção considerada ao semáforo (metros)

Fig. 4.4.

Caso um semáforo esteja muito afastado de outros, ele pode ser considerado isoladamente, não havendo necessidade de sincronização.

Em contrário, é conveniente que se possam juntar os semáforos mais próximos, em grupos sincronizados que funcionem com o mesmo ciclo.

A sincronização de semáforos próximos permite reduzir os atrasos e o número de paradas nos semáforos, tipicamente de 50 a 80%.

Isto permite que se instale um número maior de semáforos (se necessário), sem comprometer a fluidez de um sistema.

4.3 CAPACIDADE DE PROGRAMAÇÃO DE PLANOS DE TRÁFEGO

Se o fluxo dos veículos se mantivesse rigidamente constante ao longo do tempo, a programação semafórica poderia ser a mesma durante todo o dia.

Entretanto, quase sempre os volumes variam bastante ao longo do dia, exigindo dos controladores (para operar da melhor forma) que também tenham possibilidade de variar sua programação.

Essa flexibilidade requerida é sumarizada abaixo, de acordo com as principais variáveis utilizadas no controle do tráfego:

- (a) tempo de ciclo;
- (b) porcentagem dos tempos de verde de cada fase;
- (c) defasagem.

4.3.1. Tempo de ciclo

De forma geral, os volumes maiores que ocorrem nos períodos de pico necessitam de ciclos maiores para aumentar a capacidade e evitar o congestionamento (que causa atrasos muito grandes).

Fora do pico, os volumes são menores e permitem que o ciclo seja mais baixo. Se não for possível haver variação no tempo de ciclo, deve-se dimensioná-lo para a pior situação de tráfego (horário de pico), e fora de pico, ter-se-ia um tempo de verde desnecessariamente grande, com um atraso maior que o que se obteria se o tempo de ciclo fosse adequado à demanda menor, existente no período fora de pico.

4.3.2. Porcentagem de tempos de verde de cada fase

Os volumes das diferentes aproximações que chegam a um semáforo podem não se manter na mesma proporção ao longo do dia. Por exemplo, num semáforo com duas apro-

ximações iguais e simétricas (em geometria), se ocorrer variação de volume como indicado na figura 4.5, e o controlador dispuser de porcentagem de verde variável, poder-se-á dar durante o período A mais tempo de verde à aproximação 2, e durante o período B mais tempo de verde à aproximação 1.

Se só houvesse capacidade para um único programa de tráfego, ter-se-ia que dar porcentagens de tempo iguais para ambas aproximações, o que poderia ser insuficiente para o semáforo 2 no período A, e para o semáforo 1 no período B.

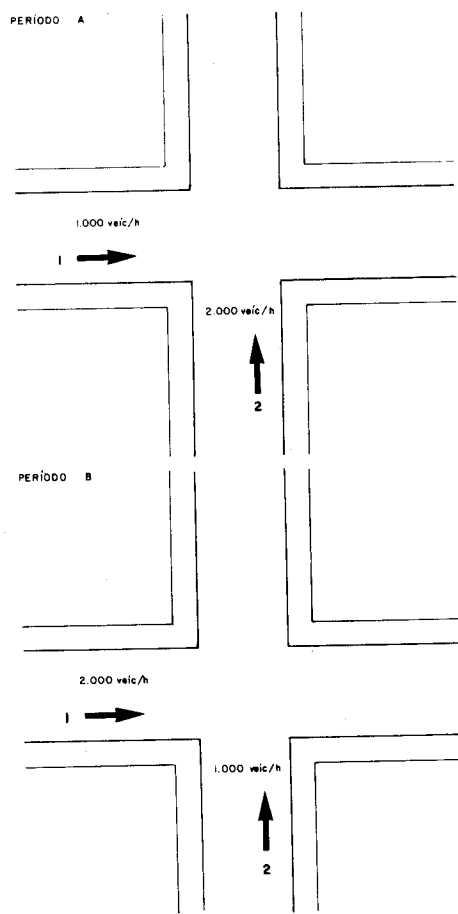


Fig. 4.5.

4.3.3. Defasagem

Nos casos de ruas de mão dupla, ou de rede fechada de semáforos, muitas vezes não é possível se adotar a defasagem ótima, pois ela pode ser ótima para o sentido do movimento 1 e não-ótima para o sentido do movimento 2.

Na busca de uma solução, costuma-se escolher a defasagem que favoreça o volume maior. Frequentemente, em corredores de tráfego, os volumes nos sentidos 1 e 2 (figura 4.6) não mantêm qualquer proporcionalidade. No exemplo da tabela 4.1, para se otimizar a operação, seria necessário adotar-se uma defasagem que favorecesse o movimento 1 no pico da manhã, e outra que favorecesse o movimento 2 no pico da tarde.

Volumes (veic./h)		
Sentido	Pico da manhã	Pico da tarde
(1)	2.000	1.000
(2)	800	2.150

Tabela 4.1

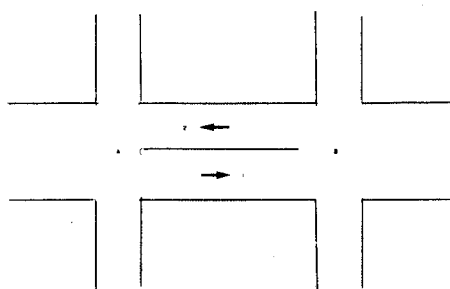


Fig. 4.6.

4.4 ESTRATÉGIAS DE CONTROLE DISPONÍVEIS

Existem 3 maneiras básicas de se operar um cruzamento a fim de se atender a variações de tráfego:

- (a) sistemas com planos de tráfego que variam segundo a hora do dia;

- (b) sistemas com variação segundo o tráfego;

- (c) sistema centralizado por computador.

4.4.1. Sistemas com planos de tráfego que variam segundo a hora do dia

Em muitos casos o tráfego se comporta de maneira aproximadamente cíclica, com os volumes se repetindo na mesma hora do dia, para os diferentes dias da semana (fig. 4.7).

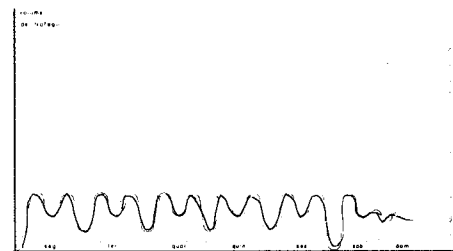


Fig. 4.7

Geralmente, nos dias úteis, a semelhança é maior (segunda a sexta), sendo o comportamento diferente no sábado e domingo.

Com base nestas variações cíclicas, existem equipamentos que permitem que planos de tráfego mudem de acordo com a hora do dia.

Normalmente, esses equipamentos têm uma capacidade de programação entre 3-9 planos diferentes, tendo cada plano seu próprio tempo de ciclo, defasagem e porcentagem de verde.

Para cada grupo de controladores sincronizados, há um relógio com várias posições de ajuste (análogo a um despertador), que permite escolher quais os horários de atuação dos planos.

Dessa maneira pode-se agrupar os perfis de tráfego ao longo do dia, segundo sua similaridade, e utilizar-se um plano para cada período que apresente as mesmas características. A tabela 4.2 mostra um exemplo simplificado:

Tabela 4.2

Horário	Volumes horários
0 - 2	400
2 - 4	100
4 - 6	50
6 - 8	1.000
8 - 10	1.200
10 - 12	700
12 - 14	900
14 - 16	500
16 - 18	400
18 - 20	1.100
20 - 22	700
22 - 24	300

No exemplo, se existir a possibilidade de utilização de 3 planos, pode-se adotar a seguinte divisão:

	Volumes	Horários
Plano 1	800 - 1.300	6-10, 12-14, 18-20
Plano 2	500 - 700	10-12, 16-20, 20-22
Plano 3	0 - 400	16-18, 22-24, 0-6

Geralmente, uma disponibilidade de 3 planos de tráfego é o suficiente para se efetuar um bom controle de tráfego.

Convém observar que nos casos de muitos semáforos próximos, formando uma rede (aberta ou fechada — Figura 4.8), o controle por meio de planos de tempo fixo, isto é, programas escolhidos de acordo somente com a hora do dia, é considerado como uma das mais eficientes técnicas disponíveis.

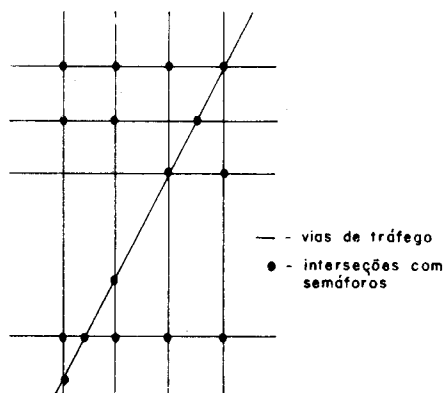


Fig. 4.8

Houve um progresso muito grande na proposição de métodos para elaboração de planos de tráfego (ciclo, porcentagem de verde e defasagem). Atualmente, muitos métodos de cálculo desses parâmetros baseiam-se em programas computacionais.

Dentre os programas de maior aceitação, situa-se o TRANSYT, que foi desenvolvido pelo Dr. D. Robertson (TRRL da Inglaterra), e será exposto no capítulo 7.

Embora os métodos de elaboração de planos tenham se tornado mais sofisticados, isso não requereu alteração significativa dos equipamentos de controle (controladores), que continuam ainda com as mesmas características dos equipamentos projetados há cerca de 40 anos.

4.4.2. Sistemas com variação segundo o tráfego

Costuma-se usar sistemas denominados atuados, nos casos em que o tráfego não tem um comportamento cíclico, ocorrendo muitas variações de um dia para outro, ou ainda quando há volumes muito baixos, que apresentam grandes variações percentuais, pela própria natureza aleatória do tráfego.

Através de detecção de veículos, os sistemas atuados medem o tráfego e variam automa-

ticamente a programação, em função das medidas obtidas. Existem dois tipos de sistemas atuados: semáforos isolados e rede de semáforos.

(a) Semáforos isolados

Quando um semáforo é isolado, não há necessidade de manter sincronismo com os demais. Assim, não é obrigatória a manutenção de um ciclo constante, e os tempos de verde de cada fase podem variar de acordo com a demanda de veículos.

Aqui há também dois tipos de atuação, descritos abaixo.

1 — Semáforos totalmente atuados em todas as aproximações

Quando existe um volume razoável em todas as aproximações, a melhor política de operação, para minimizar os atrasos e as paradas no cruzamento, consiste em escoar a fila de uma aproximação, e em seguida dar verde para outra aproximação, até acabar sua fila.

Assim, os estágios são mudados sucessivamente, para o próximo, sempre que acabar a fila de uma aproximação.

O controlador identifica o fim da fila por meio de um detector. O detector é um mecanismo que — colocado na aproximação a alguns metros (10 a 50m) antes do cruzamento — é ativado cada vez que passa um veículo. Quando decorrer um intervalo de tempo superior a um valor predeterminado, sem que o detector acuse a passagem de qualquer veículo, admite-se que a fila acabou e processa-se a mudança de estágio seguinte.

2 — Semáforos semi-atuados

Quando o volume de tráfego é muito grande numa avenida importante e pequeno numa transversal, ao invés de se colocar o detector nas duas aproximações, ele é instalado somente na via secundária, pois sempre haverá veículos passando na avenida principal.

Nesse arranjo, o semáforo fica sempre indicando verde para a via principal, até que um ou mais veículos sejam acusados pelo detector na via secundária, quando então esta recebe a indicação verde.

Este tipo de equipamento é recomendado quando os volumes da via secundária são muito baixos (50 a 100 veíc./h), e quando por razões de largura e/ou volume de tráfego não há condições de se cruzar a via principal com segurança sem o auxílio de um semáforo.

Um caso particular de semáforo semi-atuado é o de pedestres com botoeira: esse semáforo está sempre verde para o fluxo de veículos e só dá autorização para os pedestres (vermelho para o tráfego), quando a botoeira é acionada (a botoeira é o detector de pedestres).

(b) Sistema atuado para uma rede de semáforos

Quando um grupo de semáforos está sincronizado, a atuação se torna mais complexa: é necessário manter-se o sincronismo para não prejudicar o rendimento do sistema.

Nestas circunstâncias, não existe uma regra simples para se variar o tempo de verde de cada aproximação, como para o caso do semáforo isolado.

Normalmente, o procedimento adotado consiste em se medir o fluxo de tráfego, isto é, contar o número de veículos durante um certo intervalo de tempo, em algumas aproximações das interseções mais significativas da área de controle, e a partir deste fluxo escolher um dentre uma série de planos disponíveis no controlador.

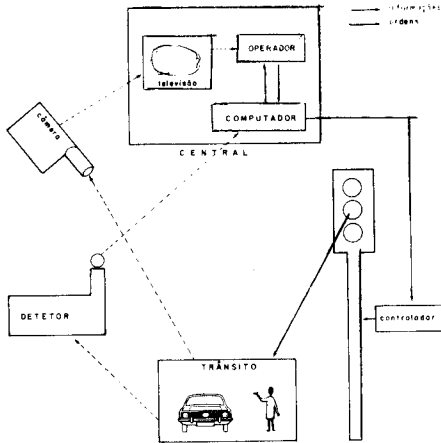
Este método é essencialmente análogo ao de tempo fixo, com exceção de que o plano não tem um instante predeterminado de atuação. Assim, se no exemplo anterior o volume das 7 às 8 for de 700 veíc./h. em vez de 1.000 veíc./h previstos, ativa-se automaticamente o plano 2 em substituição do plano 1, substituição que seria escolhido caso o sistema operasse em tempo fixo.

4.4.3. Sistema centralizado de controle por computador

Desde 1960 têm-se desenvolvido sistemas centralizados controlados por computador,

visando aprimorar o controle dos semáforos e o próprio controle de tráfego.

Nestes sistemas, tanto os detectores como os controladores estão ligados a um computador, instalado num centro de controle. Eventualmente pode haver um sistema de televisão com câmaras nos principais locais da área controlada. A figura 4.9 esquematiza, **grosso modo**, este tipo de sistema.



Sistema centralizado de controle de tráfego

Este sistema não introduz nenhuma modificação física ou aumento de capacidade nas ruas. Ele é totalmente transparente para o usuário (veículos e pedestres), porém facilita uma série de tarefas, além de tornar viável a utilização de estratégias de controle virtualmente impossíveis sem o auxílio de um controle central.

A seguir, são descritas as principais facilidades oferecidas por um sistema de controle central.

(a) Controle de falhas do sistema visando a manutenção

Um sistema centralizado permite que se indique, num painel mínimo, uma mensagem ao operador que controla o sistema, assim que um equipamento apresenta defeito.

Dessa forma, é possível corrigir-se mais rapidamente a falha, e se for o caso ativar uma equipe de reparos de emergência, de forma que o defeito não venha acarretar consequências mais graves ao trânsito vizinho ao local da avaria.

(b) Flexibilidade e facilidade de mudança de planos de tráfego a tempo fixo

Devido ao comando central e à versatilidade do computador, o número e a frequência de alterações de diferentes planos são praticamente ilimitados, podendo-se dispor de 20 ou mais planos de tráfego. A mudança pode ser feita em função de uma tabela que inclui hora do dia, dia da semana, do mês, feriados etc. A alteração e a inclusão de novos planos de controle no computador ficam bastante facilitadas.

Além disso, pode-se mudar os planos de tráfego, de acordo com os valores medidos de fluxo, ou ainda mediante uma combinação entre horário, fluxo e volume de veículos detectados.

(c) Facilidade de supervisão pelo operador de sistema

Com as informações recebidas através dos detectores, bem como pelo circuito de televisão, é possível ao operador verificar quais os fatos anormais que estão acontecendo, e ordenar medidas corretivas através do computador.

(d) Facilidade de implantação de estratégias mais complexas

Como foi visto no caso de sistemas atuados, não existem regras simples para se variar de forma dinâmica, o tempo de verde numa interseção, conforme varie o tráfego.

Com o computador, entretanto, as regras que podem ser usadas nessas estratégias são mais complexas.

As vantagens de estratégias mais complexas, em comparação às políticas mais simples de planos fixos, não estão ainda completamente definidas. É um assunto que hoje vem sendo estudado e testado, e sobre o qual não há ainda conclusões sólidas e definitivas.

5.1. INTRODUÇÃO

O bom desempenho do tráfego, em termos de fluidez e segurança, está diretamente relacionado com a regulação dos semáforos existentes no sistema viário. Basicamente, regular um semáforo significa:

- a) determinar o tempo de ciclo ótimo da interseção;
- b) calcular os tempos de verde necessários para cada fase, em função do ciclo ótimo adotado;
- c) calcular as defasagens entre os semáforos adjacentes, se necessário.

Em outras palavras: regular um semáforo é desenvolver planos de tráfego que efetuem da melhor maneira o controle de veículos na interseção, segundo um critério estabelecido, como por exemplo, reduzir ao mínimo possível o atraso dos veículos. É claro que a elaboração desses planos está em estreita dependência com a proposta de estratégia de controle adotada e com o tipo de equipamento (controlador) disponível e/ou utilizado. Nos capítulos 2 e 4 teceu-se algumas considerações sobre esses aspectos.

Este capítulo considerará apenas as técnicas de cálculo com a finalidade de determinar os parâmetros de um plano de tráfego, para

operação de interseções em tempo fixo e nos modos isolado e coordenado. Dessa forma, questões referentes à necessidade de sincronismo entre semáforos e/ou número de planos para operação, não serão especificamente aqui elaboradas.

Dentre os vários métodos de cálculo desenvolvidos para regulação, adotou-se neste manual o **Método de Webster** como técnica padrão, apresentado originalmente no livro **Traffic Signals**. Esse método foi escolhido por se tratar de um método completo e detalhado, que possibilita a determinação dos tempos verdes e do comprimento do ciclo, causando o menor atraso geral possível na interseção.

Além disso, o **Método de Webster** aborda praticamente todos os fatores que interferem no valor da capacidade e apresenta cálculos complementares que permitem uma avaliação mais precisa das condições encontradas, como a reserva de capacidade, o grau de saturação e outros.

Assim sendo, trata-se de um método extremamente útil para o Brasil, especialmente se for levado em consideração que as capacidades reais das aproximações, obtidas em campo através de histogramas de tráfego, têm-se mostrado bem próximas das previstas por esse método.

5.2. CAPACIDADE E FLUXO DE SATURAÇÃO

Ao se estudar o problema de regulação de semáforos, é necessário analisar a interseção em relação a vários fatores, dentre os quais se destaca a capacidade de suas aproximações.

A **capacidade de uma aproximação sinalizada** é definida como sendo o número máximo de veículos capazes de atravessar o cruzamento durante um período de tempo.

Neste conceito assume-se que a liberação de veículos da faixa de retenção ocorre na maior taxa possível, ou seja, a taxa de escoamento é igual ao fluxo de saturação. A capacidade de uma via interrompida por um semáforo é determinada pelo fluxo de saturação (característico da aproximação) e pelo tempo de verde oferecido pelo semáforo que a controla: quanto mais verde, mais veículos liberados; quanto menos verde, menos veículos liberados.

O conceito de fluxo de saturação pode ser melhor entendido, analisando-se o comportamento do tráfego numa aproximação sinalizada, conforme a figura 5.1.

Taxa de descarga da fila em períodos verdes totalmente saturados

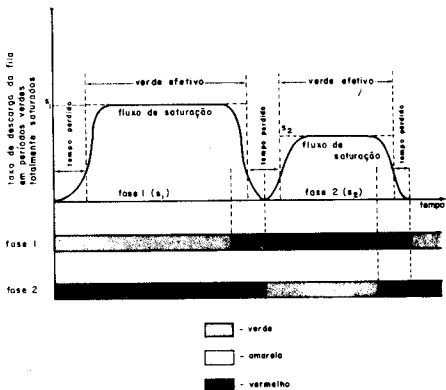


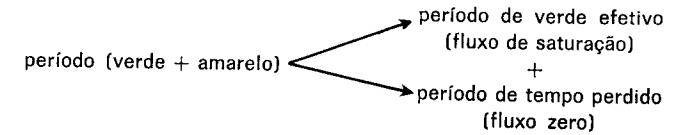
Fig. 5.1 — Variação temporal da taxa de escoamento da fila num período de verde totalmente saturado.

Conforme pode-se observar, no início do tempo de verde de uma determinada fase os veículos levam algum tempo para se movimentar e atingir a velocidade normal de operação. Este tempo inicial perdido é chamado atraso inicial.

Nesse período (instantes iniciais de verde), a taxa de escoamento de veículos é baixa, porém, à medida que o tempo passa, ela vai aumentando. Após alguns segundos, atinge-se um valor máximo, razoavelmente constante, chamado "fluxo de saturação" (S). Quando o tempo de verde termina e se inicia o tempo de amarelo, esse fluxo máximo ainda continua por alguns segundos, e então começa a decair, de acordo com o comportamento dos motoristas que se aproximam (alguns decidem parar, enquanto outros atravessam o cruzamento), até atingir o valor zero. Ao se iniciar o período de verde da próxima fase, o mesmo procedimento ocorre para o tráfego com direito de passagem.

O **fluxo de saturação** é definido como sendo o fluxo que seria obtido se houvesse uma fila de veículos na aproximação e a ela fossem dados 100% de tempo de verde do cruzamento (escoamento ininterrupto). Normalmente, o fluxo de saturação é expresso em unidade de veículos/hora de tempo verde (veic./htv).

Pela análise do procedimento de tráfego numa interseção sinalizada (figura 5.1), fica evidente que o tempo de verde oferecido não corresponde ao utilizado, pois há uma "perda" no início e um "ganho" no final. A fim de se considerar esse comportamento, é conveniente introduzir-se a seguinte substituição:



Assim, o tempo total de autorização de movimentos (verde + amarelo) é decomposto em dois períodos: o primeiro deles corresponde ao **período de verde efetivo**, no qual ocorre o escoamento de veículos na taxa de saturação; o segundo refere-se ao **tempo perdido** (tempo morto) devido às reações dos motoristas no início e fim do tempo de verde e durante o qual não há travessia de veículos, ou seja, o fluxo é zero.

tem-se:

$$\text{capacidade} = S \cdot \frac{g_{ef}}{C} \text{ (veic./h.)} \quad (5.1);$$

onde:

$$g_{ef} = g + t_a - l \text{ (seg.)} \quad (5.2).$$

Através desse arranjo, a capacidade de uma aproximação sinalizada torna-se diretamente proporcional ao tempo de verde efetivo.

Em termos gráficos, isto significa substituir a curva da figura 5.1 por um retângulo de mesma área e altura correspondente ao valor médio do fluxo de saturação. Neste caso, a base do retângulo é equivalente ao tempo de verde efetivo, e a diferença entre a soma dos períodos de verde e amarelo e o verde efetivo é o tempo perdido (ou tempo morto). A área do retângulo corresponde ao número total médio de veículos escoados durante um período de verde saturado da fase com direito de passagem.

As fórmulas (5.1) e (5.2) referem-se ao cálculo da capacidade e verde efetivo de uma aproximação, cujo período de verde está associado a uma determinada fase do semáforo.

Conforme foi definida, a capacidade horária é dada pelo produto do fluxo de saturação e pela porcentagem de verde dedicada à aproximação, sendo portanto uma taxa e não uma quantidade. Além disso, não tem sentido a comparação de capacidade horária entre interseções, pois este valor pode variar em função do tempo de verde.

Sendo:

g = tempo de verde normal (seg.);

t_a = tempo de amarelo (seg.);

g_{ef} = tempo de verde efetivo (seg.);

C = tempo de ciclo (seg.);

l = tempo perdido (seg.);

S = fluxo saturação (veic./htv);

A fim de se estabelecer um padrão de medida que permita a comparação de capacidades para fluxo interrompido, definiu-se a **capacidade por hora de tempo verde**, ou seja, a capacidade da aproximação, caso o semáforo esteja aberto o tempo todo (verde durante uma hora) e o fluxo seja igual ao máximo possível. Seria equivalente a eliminar o semáforo, transformando o fluxo em ininterrupto.

Neste caso, os conceitos de fluxo de saturação e capacidade por hora de tempo verde têm o mesmo sentido e podem ser usados indistintamente, pois quando o verde é total (100%), tem-se:

$$\text{Cap.} = S \cdot \frac{g_{\text{ef}}}{\text{ciclo}} = S \text{ (veíc./h verde)}$$

Assim sendo, afirmar que a capacidade por hora de tempo verde de uma determinada aproximação é de 5.000 veículos, significa afirmar que esta aproximação, se permanecesse sob luz verde durante 60 min., acomodando o fluxo máximo, conseguiria liberar 5.000 veículos. Este dado pode ser comparado com o de qualquer outra aproximação da qual se soubesse a capacidade por hora de tempo verde. Por outro lado, se a esta aproximação for dedicado um tempo verde equivalente a 65% do tempo de ciclo, a capacidade da mesma será de $5.000 \times 0,65$, ou seja, 3.250 veículos **por hora corrida**, dado destituído de qualquer valor para fins comparativos.

5.3. ESTIMATIVA DO FLUXO DE SATURAÇÃO E TEMPO PERDIDO

De acordo com o apresentado no item anterior, o dimensionamento dos tempos de verde de um cruzamento depende basicamente do conhecimento dos valores de fluxo de saturação de suas aproximações e do tempo perdido (tempo morto) no início e fim do período de verde de cada fase.

Sempre que possível, os valores de fluxo de saturação e tempo perdido devem ser obtidos localmente, através de medidas diretas feitas por meio de levantamento em campo de histogramas de tráfego nas aproximações do cruzamento. A técnica e o procedimento de elaboração desses histogramas são descritos com detalhes no **Apêndice A**.

Na impossibilidade deste levantamento, pode-se estimar esses valores através de fórmulas que foram deduzidas a partir do estudo de várias interseções. Estas fórmulas devem ser utilizadas, por exemplo, nos casos em que se projetam novas interseções e/ou se modificam as características de interseções exis-

tentes por meio de projetos geométricos, proibições de estacionamento, composição do tráfego etc.

5.3.1. Fluxo de saturação

O fluxo de saturação de uma aproximação depende de vários fatores, dentre os quais, os mais influentes são: geometria da interseção (principalmente largura), número de veículos que fazem conversão à esquerda e à direita, declividade da via, estacionamento de veículos e presença de veículos comerciais (ônibus e caminhão).

Para **aproximações padrões** (sem veículos estacionados, nem movimentos de conversão à esquerda e com até 10% de conversão à direita), o fluxo de saturação pode ser estimado a partir da seguinte fórmula:

$$S = 525 L \quad (5.3.)$$

onde: S = fluxo de saturação em unidades de veículos de passageiros (veículos equivalentes) por hora de tempo verde (V_{eq}/htv)

L = largura da aproximação, em metros (m)

No **Apêndice A** são discutidas as condições de validade desta fórmula, bem como as correções necessárias para considerar o efeito dos fatores que interferem no seu valor.

5.3.2. Tempo perdido (tempo morto)

Desde que as condições de segurança sejam observadas, os veículos podem atravessar o cruzamento durante o período de amarelo. Assim, o tempo total disponível para escoamento do tráfego na faixa de retenção de uma aproximação vai desde o início do período de verde até o fim do período de amarelo.

Devido aos efeitos de reação/aceleração no início do período verde (atrasos iniciais) e desaceleração no período do amarelo (redução de fluxo), o tempo disponível não é totalmente aproveitado e parte dele é perdido.

O tempo perdido é definido como sendo a diferença entre o período de verde efetivo e a soma dos tempos de verde e amarelo.

Assim, para uma dada fase do cruzamento tem-se:

$$l = (g + t_a) - g_{\text{ef}} \quad (5.4)$$

onde: l = tempo perdido (tempo morto) numa fase, em segundos;

g = tempo de verde normal (seg.);

t_a = tempo de amarelo (seg.);

g_{ef} = tempo de verde efetivo (seg.).

A prática tem demonstrado que para velocidades entre 30-40km/h e distâncias entre 10-15m (grande maioria das interseções urbanas), o tempo de amarelo de 3 segundos é suficiente e seguro.

Em condições excepcionais (velocidade alta e grande distância a vencer e/ou presença de veículos lentos), pode ser que seja necessário um maior tempo de amarelo para uma dada fase do cruzamento. A fim de se evitar tempos longos de amarelo devido ao desrespeito por parte dos motoristas, costuma-se colocar nesta fase 3 segundos de amarelo, acrescidos de 2-3 segundos de vermelho coincidentes com o vermelho das outras fases do cruzamento.

Este procedimento denomina-se **vermelho geral** ou vermelho total, e sua utilização é muito comum na Europa. A figura 5.2 exemplifica algumas combinações de amarelo e vermelho geral.

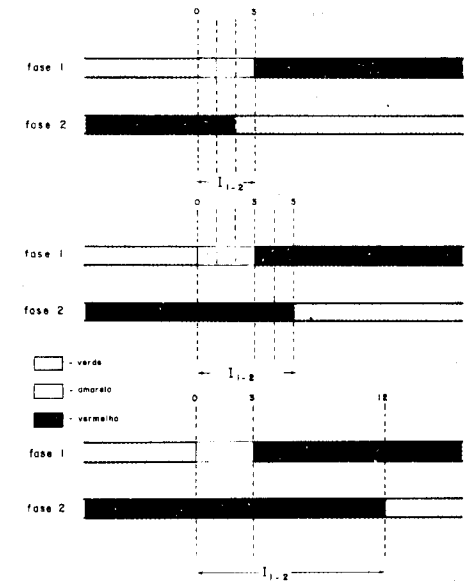


Fig. 5.2 — Exemplos de combinações de vermelho geral em cruzamentos de duas fases.

O **tempo perdido total** no cruzamento durante um ciclo é igual à soma dos tempos perdidos para cada uma de suas fases; caso haja vermelho geral, este tempo é considerado como perdido, e a expressão geral e dada por:

$$T_p = \sum_{i=1}^n l_i + \sum_{i=1}^n (l - t_a) \quad (5.5)$$

onde: T_p = tempo perdido (tempo morto) total do cruzamento, por ciclo, em segundos;

l = período de entreverdes, em segundos, definido como o tempo entre o fim do período verde de uma fase que está perdendo o direito de passagem e o início de outra que o está ganhando; o número de períodos

entreverdes é igual ao número de fases da interseção;

l_i = tempo perdido da fase i , em segundos;

t_{a_i} = tempo de amarelo da fase i .

Pode-se verificar pela fórmula (5.5) que para os casos mais comuns, onde não existe vermelho geral e o período entreverdes coincide com o amarelo, o tempo total perdido é simplesmente a soma dos tempos perdidos em cada fase do cruzamento.

Recomenda-se determinar o tempo perdido de cada fase através de histogramas locais (vide Apêndice A).

Na impossibilidade desse levantamento, um valor aproximado para o tempo perdido total do cruzamento por ciclo pode ser adotado como numericamente igual à soma dos tempos amarelos das fases envolvidas. Vale observar que esta é uma experiência da CET para a cidade de São Paulo, não tendo sido diretamente recomendada por Webster; não é aconselhável, também, para interseções nas quais ocorram situações anômalas, como por exemplo, alta percentagem de caminhões, geometria complexa, grandes distâncias a vencer etc.

Em alguns trabalhos o termo "tempo perdido total" (T_p) é substituído pelo "tempo de amarelo equivalente" ($T_{a_{eq}}$). Entretanto, ambas as expressões representam o mesmo conceito.

5.4. PLANOS DE TRÁFEGO PARA INTERSEÇÕES ISOLADAS

Conforme salientado na introdução deste capítulo, será adotado como procedimento padrão de regulagem o método de Webster. Toda a teoria desse método está fundamentada no fato de que os tempos de verde das aproximações devem ser divididos proporcio-

nalmente às suas taxas de ocupação (relações demanda/fluxo de saturação), e devem ser retirados do verde útil total da interseção (verde efetivo total). A determinação do tempo de ciclo deve ser feita de maneira a causar o menor atraso possível à interseção como um todo.

5.4.1. Taxa de ocupação e grau de saturação de uma aproximação

A taxa de ocupação (y) de uma aproximação é definida como sendo a relação entre a demanda de tráfego e o fluxo de saturação, ou seja:

$$y_i = \frac{q_i}{S_i} \quad (5.6)$$

onde: y_i = taxa de ocupação da aproximação i ;

q_i = demanda (fluxo horário) da aproximação i (V_{eq}/h);

S_i = fluxo de saturação da aproximação i (V_{eq}/htv).

A taxa de ocupação é uma medida absoluta da solicitação de tráfego numa aproximação. Um outro conceito intimamente ligado à taxa de ocupação é o grau de saturação, que é definido como sendo a relação entre a demanda de tráfego e a capacidade de atendimento de uma aproximação. Como a capacidade é dada pela equação (5.1), tem-se:

$$X_i = \frac{q_i}{\text{capac}_i} = \frac{q_i}{S_i \frac{C}{g_{ef}}} = y_i \frac{C}{g_{ef}} \quad (5.7)$$

onde: X_i = grau de saturação da aproximação;

g_{ef} = tempo de verde efetivo da fase associada ao movimento da aproximação (seg.);

C = tempo de ciclo do cruzamento (seg.);

$y_i S_i q_i$ = conforme (5.6)

O grau de saturação é um coeficiente que indica, para as condições existentes (reais) de operação do cruzamento, o quanto a demanda está próxima da capacidade horária de escoamento de veículos. Alterando-se a proporção de verde dedicado à aproximação, o grau de saturação se modificará; nesse sentido, ele é uma medida relativa da taxa de ocupação.

Comparando-se as equações (5.6) e (5.7), verifica-se que o grau de saturação é sempre

maior que a taxa de ocupação, pois o tempo de ciclo é sempre maior que o período de verde efetivo de uma fase. Esse resultado é perfeitamente lógico, pois a taxa de ocupação relaciona a demanda com o potencial máximo de atendimento (fluxo de saturação), não levando em consideração se este atendimento está ou não sendo realizado. Como durante o período de vermelho não há fluxo de escoamento (embora exista demanda de chegada), o atendimento real é menor do que o potencial e portanto o índice de solicitação é maior.

Na situação de igualdade entre taxa de ocupação e grau de saturação, ter-se-ia 100% de verde efetivo, o que equivaleria a fluxo ininterrupto de tráfego.

O exemplo abaixo ilustra os conceitos discutidos:

Exemplo: seja uma aproximação com volume horário igual a 1.800 V_{eq}/h , fluxo de saturação de 3.600 V_{eq}/htv e tempo de ciclo igual a 40 segundos. Comparar a taxa de ocupação e grau de saturação para os seguintes casos:

- verde efetivo igual a 24 seg.;
- idem para 20 seg.;
- idem para 16 seg.

• Taxa de ocupação: $y = \frac{1800}{3600} = 0,5$

(a) % verde efetivo = $\frac{24}{40} = 0,6$ $X_a = \frac{0,5}{0,6} = 0,83$

(b) % verde efetivo = $\frac{20}{40} = 0,5$ $X_b = \frac{0,5}{0,5} = 1,0$

(c) % verde efetivo = $\frac{16}{40} = 0,4$ $X_c = \frac{0,5}{0,4} = 1,25$

A taxa de ocupação é $y = 0,5$; isto significa que a solicitação da aproximação é metade de sua capacidade potencial máxima de atendimento.

Para uma porcentagem de verde igual a 0,6, caso (a), a capacidade máxima de atendi-

mento reduz-se de 40% e a taxa de ocupação relativa ou grau de saturação é de 0,83.

O caso (b) representa a situação limite, na qual a capacidade máxima de atendimento é exatamente igual à solicitação; neste caso, o tempo de verde efetivo é o mínimo necessário.

Quando o grau de saturação é maior que 1, significa que a demanda é superior à capacidade de escoamento da aproximação; portanto, ocorre formação de fila e congestionamento, porque os veículos que chegam não são atendidos.

No caso (c) é interessante notar-se que, apesar da demanda ser metade do fluxo de saturação ($y = 0,5$), o grau de saturação é 1,25 e a aproximação está congestionada, pois o tempo de verde a ela dedicado não é suficiente.

5.4.2. Tempo de ciclo mínimo

Numa aproximação, os veículos somente são liberados durante o período de verde da fase associada ao seu movimento.

Para que não haja fila acumulada de um ciclo para outro, é necessário que todos os veículos que chegam ao longo do ciclo sejam escoados durante o período de verde, ou seja:

$$g_{ef_i} S_i \geq q_i C \tag{5.8}$$

Na situação limite (condição de igualdade), o tempo de verde efetivo é mínimo, sendo apenas suficiente para escoar **exatamente** a demanda ocorrida no ciclo:

$$g_{ef_i}^{(min)} = y_i C \tag{5.9}$$

onde: (min)

g_{ef_i} = tempo de verde efetivo mínimo da fase associada à aproximação i (seg.);

y_i = taxa de ocupação da aproximação i;

S_i = fluxo de saturação da aproximação (V_{eq}/htv);

q_i = fluxo horário de veículos na aproximação (V_{eq}/h);

C = tempo de ciclo (seg.).

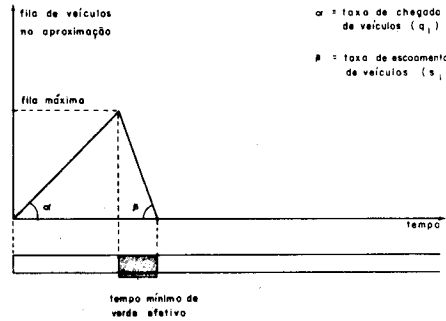


Fig. 5.3 — Formação e extinção da fila de veículos numa aproximação

A figura 5.3 mostra o mínimo tempo de verde efetivo, necessário para não congestionar a aproximação, considerando o processo de formação e extinção da fila de tráfego, em função da taxa de chegada e escoamento de veículos.

Durante o período de verde, de qualquer fase do cruzamento, é bastante comum existir movimentos de tráfego em duas ou mais aproximações; nesse caso, o tempo de verde mínimo da fase é calculado em função da taxa de ocupação da **aproximação crítica**, que é aquela que apresenta o maior valor de y .

Dado que o tempo de ciclo é igual à soma dos tempos de verde efetivo de cada fase, mais o tempo perdido total (equação 5.5), tem-se:

$$C_{min} = \sum_{i=1}^{n} g_{ef_i} + T_p \tag{5.10}$$

Utilizando-se a equação (5.8) chega-se a:

$$C_{min} = \frac{T_p}{1 - Y} \tag{5.11}$$

onde: C_{min} = tempo de ciclo mínimo (seg.);

$\sum_{i=1}^{n} g_{ef}$ = somatória dos tempos de verde mínimo de cada fase do cruzamento (seg.);

T_p = tempo perdido total (seg.)
 p (equação 5.5);

$Y = \sum_{i=1}^{n} y_{crit}^{(i)}$ somatória das taxas de ocupação críticas de cada fase do cruzamento.

No ciclo mínimo, o tempo total de verde efetivo é suficiente apenas para escoar a fila formada pelos veículos que chegam, durante o ciclo, na aproximação crítica de cada fase do cruzamento.

Exemplo de aplicação

A figura 5.4 esquematiza uma interseção de duas vias de mão dupla com quatro aproximações. Calcular o tempo de ciclo mínimo, admitindo-se duas fases de operação e tempo perdido por fase igual a 3 segundos. Os fluxos estão indicados na figura.

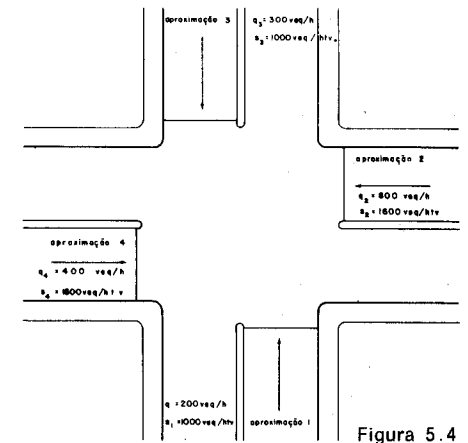


Figura 5.4

(a) Cálculo da taxa de ocupação de cada aproximação:

$$y_1 = \frac{200}{1000} = 0,20 \quad y_2 = \frac{800}{1600} = 0,50$$

$$y_3 = \frac{300}{1000} = 0,33 \quad y_4 = \frac{400}{1600} = 0,25$$

(b) Determinação do y crítico e Y total:

fase 1: movimentos 1 e 3 $\Rightarrow y_{crit}^{(1)} = 0,33$

fase 2: movimentos 2 e 4 $\Rightarrow y_{crit}^{(2)} = 0,50$

$$Y = y_{crit}^{(1)} + y_{crit}^{(2)} = 0,33 + 0,50 = 0,83$$

(c) Determinação do tempo perdido total T_p :

$$T_p = l_1 + l_2 = 3 + 3 = 6 \text{ seg.}$$

(d) Cálculo do ciclo mínimo (equação 5.11):

$$C_{min} = \frac{6}{1 - 0,83} = 35,29 \approx 36 \text{ segs.}$$

5.4.3. Tempo de ciclo ótimo

No item anterior, o cálculo do tempo de ciclo mínimo teve como ponto de partida a equação (5.8), o que significa, implicitamente, admitir que os valores de demanda (fluxo de chegada) e atendimento (fluxo de escoamento) são constantes para uma dada situação de tráfego.

Isto equivale à hipótese de que as taxas de chegada e saída se mantêm inalteradas, ou seja, são uniformes, e durante os ciclos o número de veículos que chegam e o número de veículos que saem não se alteram.

Todavia, na prática isso não ocorre, pois o tráfego de veículos é um processo aleatório, e conseqüentemente existe uma variação (em torno dos valores médios) nos fluxos de chegada e escoamento.

Se por acaso o número de veículos que chegam num ciclo ultrapassar a capacidade máxima de escoamento (grau de saturação maior que 1), origina-se uma **fila excedente** denominada aleatória, onde os veículos serão retardados, pois somente irão atravessar o cruzamento no ciclo seguinte.

O tempo de retardamento causado pela fila excedente, devido às variações aleatórias, é denominado **atraso aleatório**.

Se não houver tempo de folga disponível no ciclo, a fila excedente do ciclo anterior poderá não ser escoada; além disso, devido à aleatoriedade do processo essa fila poderá se tornar cada vez maior, gerando uma situação de congestionamento (atraso aleatório grande).

Por outro lado, existindo tempo de folga, é mais difícil ocorrer o não-atendimento de veículos no fim do ciclo, e mesmo que isso ocorra, haverá maiores chances da fila formada ser desfeita no próximo período de verde.

Pela **Teoria das Filas** pode-se mostrar que o comprimento e, por conseguinte, o atraso aleatório de uma fila excedente são inversamente proporcionais à folga existente no tempo de ciclo.

Num cruzamento com tempo de ciclo mínimo não existe folga disponível, e portanto se houver fila excedente sua extensão teoricamente tenderá ao infinito. Contudo, de fato isso não acontece, pois os motoristas percebendo o congestionamento irão se utilizar de caminhos alternativos.

Para se evitar este tipo de problema, é necessário que o tempo de ciclo de uma interseção seja maior que o ciclo mínimo, pois não havendo tempo de folga, o equilíbrio demanda/atendimento torna-se bastante instável e qualquer variação do fluxo induz a um congestionamento de tráfego.

A equação (5.11) mostra que a percentagem do tempo total de verde efetivo de um cruzamento, operando com ciclo mínimo, deve ser igual ao valor **Y** da somatória das taxas de ocupação críticas de cada fase do cruzamento.

Aumentando-se o tempo de ciclo, cria-se uma folga no cruzamento, que pode ser utilizada para reduzir e/ou extinguir eventuais filas aleatórias excedentes, decorrentes da não uniformidade do tráfego.

Conforme está ilustrado na figura (5.5), se a somatória da taxa de ocupação de uma interseção for Y_0 , seu tempo de ciclo mínimo será C_{min} . Se o tempo de ciclo for aumentado para C_1 , criar-se-á uma folga que permitirá

que a interseção suporte um aumento de fluxo até a taxa Y_1

Entretanto, após um determinado valor de ciclo, o ganho de folga torna-se irrisório.

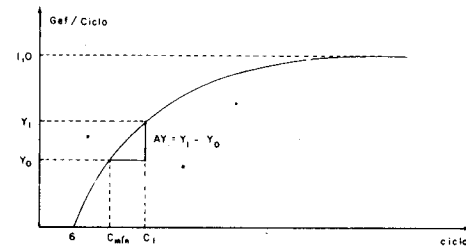


Figura 5.5

O exemplo que se segue mostra o efeito da variação do tempo de ciclo, na formação da fila excedente de uma aproximação, de forma bastante elucidativa.

Exemplo: a tabela 5.1. representa os dados relativos a uma aproximação crítica (duas faixas de tráfego) de um cruzamento. O tempo de ciclo mínimo é de 30 segundos e o tempo mínimo de verde efetivo da fase associada é de 12 segundos. Os valores da capacidade da aproximação foram obtidos através de histogramas de tráfego (**Apêndice A**).

Fluxo de chegada (veic./30 seg.)	Ciclo = 30 seg. $g_{ef} = 12$ seg capac. = 12 veic./ciclo		Ciclo = 60 seg. $g_{ef} = 27$ seg capac. = 25 veic./ciclo		Ciclo = 90 seg. $g_{ef} = 42$ seg. capac. = 40 veic./ciclo	
	Saída	Fila excedente	Saída	Fila excedente	Saída	Fila excedente
14	12	2				
10	12	0	24	0		
13	12	1			37	0
8	9	0	21	0		
10	10	0				
15	12	3	25	0	33	0
13	12	4				
9	12	1	22	0		
15	12	4			37	0
12	12	4	25	2		
14	12	6				
11	12	5	25	2	37	0

A primeira coluna da tabela 5.1 indica o fluxo de chegada de veículos, em intervalos de 30 segundos. As demais colunas referem-se ao fluxo de saída e eventual fila excedente, por ciclo de operação na interseção.

A partir dos dados da tabela 5.1, construiu-se a tabela 5.2 que analisa o desempenho do cruzamento em função do tempo de ciclo adotado.

Ciclo	Fluxo total (veic.)		Fluxo médio/ciclo (veic.)		% atendimento	Fila média excedente/ciclo (veic./ciclo)
	Chegada	Atendido	Chegada	Atendido		
30	144	139	12	11,58	96,50	2,5
60	144	142	24	23,67	98,62	0,67
90	144	144	36	36	100	0,0

O exemplo mostra que, apesar do **fluxo médio** de chegada ser menor ou igual à capacidade de atendimento, há formação de fila excedente na aproximação, pois quando a interseção opera com o ciclo mínimo, qualquer perturbação na demanda reflete-se na fila excedente, causando um atraso aleatório. Para tempos de ciclo maiores, o efeito da variação aleatória decresce, em virtude do fluxo de chegada tornar-se mais constante.

Por indução, poder-se-ia supor que quanto maior fosse o tempo de ciclo, melhor seria a operação da interseção, pois as filas excedentes tenderiam a desaparecer, e, o atraso aleatório tenderia a zero.

Entretanto, esse raciocínio não é válido, pois à medida que o ciclo aumenta, o ganho adicional de folga torna-se irrelevante (vide figura 5.5), e na realidade o atraso aleatório mantém-se em torno de um valor constante. Na prática, adota-se um limite máximo para o tempo de ciclo, cujo valor recomendado é 120 segundos. Eventualmente, podem ser utilizados tempos maiores para operação de interseções complexas e/ou situações especiais de tráfego.

Um outro fator importante a ser considerado é que, aumentando-se o tempo de ciclo, aumenta-se também o período de vermelho das aproximações, e o atraso uniforme será maior. Define-se o **atraso uniforme** de uma aproximação como sendo o retardamento sofrido pelos veículos que chegam durante o tempo de vermelho e são obrigados a parar, formando uma fila que é escoada ao se iniciar o próximo período de verde.

Esse atraso é chamado uniforme porque ele é função das taxas de chegada e saída de veículos na aproximação, que são consideradas constantes.

A figura 5.6 mostra o mecanismo de formação e extinção de filas de veículos numa aproximação do cruzamento.

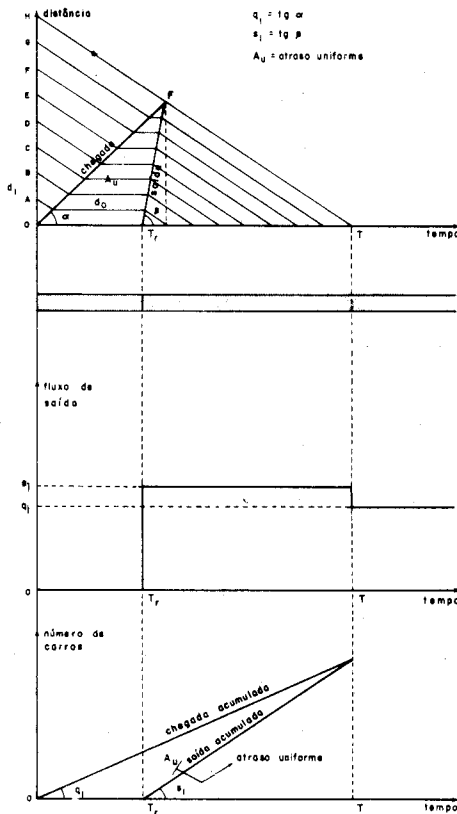


Fig. 5.6 — Mecanismo de formação e destruição de filas numa aproximação.

A figura (a) mostra a trajetória dos veículos A,B...H que chegam a uma taxa constante durante o período de vermelho. Esses veículos são obrigados a parar, originando a fila OF.

Ao se iniciar o período de verde (instante Tr) os veículos são escoados na taxa máxima (fluxo de saturação), até a fila terminar (instante T). A área do triângulo OFTr corresponde ao tempo em que os veículos permaneceram parados, ou seja, é o atraso uniforme dos veículos no ciclo. O veículo H não sofre atraso, pois atravessa o cruzamento sem ser retido.

A figura (b) mostra a variação do fluxo de saída em função do tempo: enquanto houver fila, o fluxo de saída é igual ao fluxo de saturação.

A figura (c) é equivalente à figura (a) e ambas representam o atraso uniforme durante o ciclo.

O **atraso total** de uma aproximação compõe-se de duas parcelas: atraso uniforme e atraso aleatório. Através de uma série de pesquisas e estudos de simulação, Webster deduziu uma fórmula para o atraso médio total sofrido por um veículo:

$$d = \frac{c(1-\lambda)^2}{2(1-\lambda x)} + \frac{x^2}{2q(1-x)} - 0,65 \left(\frac{c}{2}\right)^{1/3} \frac{x}{q} (2+5\lambda) \quad (5.12)$$

onde: d = atraso médio por veículo numa aproximação (seg.);

c = tempo de ciclo (seg.);

λ = relação entre o tempo de verde efetivo e o tempo de ciclo (gef/ciclo);

x = grau de saturação, que é a relação

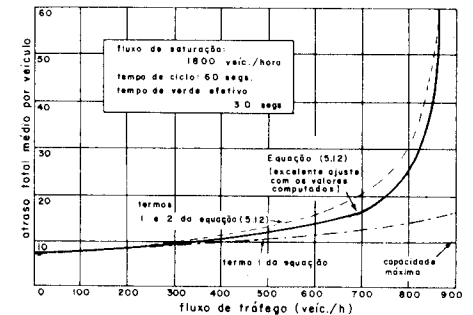
entre a demanda e a capacidade da aproximação (item 5.4.1.);

$$q = \text{demanda (veic./seg.)}$$

Os dois primeiros termos da equação (5.12) referem-se ao atraso uniforme e atraso aleatório, respectivamente. O terceiro termo é um fator de correção, e corresponde a 5-10% do valor do atraso total, o que permite fazer a seguinte aproximação:

$$d = \frac{9}{10} \left\{ \frac{c(1-\lambda)^2}{2(1-\lambda x)} + \frac{x^2}{2q(1-x)} \right\} \quad (5.13)$$

A variação do atraso total em relação ao fluxo de chegada (demanda) pode ser exemplificada através da figura 5.7 que é um caso típico. De forma geral, quando a demanda chega a 90% da capacidade da aproximação, o atraso sofre um aumento brusco e seu valor tende para infinito.

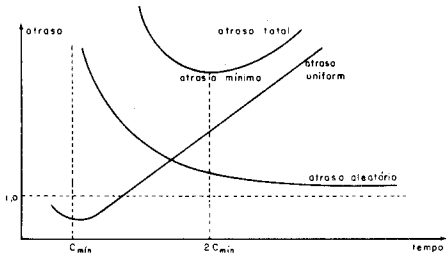


Ao se regular um semáforo tem-se como objetivo melhorar o rendimento do cruzamento. Isto pode ser traduzido em termos de aumento do número de veículos atendidos pelas aproximações da interseção. Entretanto, este aumento deve ser equilibrado no sentido de que existem várias correntes conflitantes disputando o direito de passagem.

Caso a divisão do tempo de ciclo entre os períodos de verde das fases favoreça uma determinada corrente de tráfego, as demais prejudicadas, e seus veículos poderão ser excessivamente retardados, causando um aumento desnecessário no atraso total na interseção.

Além disso, a escolha do tempo de ciclo tem grande influência sobre o atraso total, conforme é mostrado pela equação (5.12).

A figura 5.8 ilustra a relação entre atraso total e tempo de ciclo.



Através do uso de computador para simular o fluxo de tráfego em interseções sinalizadas, estudou-se para um cruzamento genérico a relação do atraso médio com o tempo de ciclo quando o fluxo nas aproximações permanece constante.

Para efeitos práticos, concluiu-se que esta relação pode ser expressa em função apenas do tempo total perdido no ciclo (Tp), e da somatória das taxas de ocupação crítica (Y) do cruzamento.

Webster mostrou em seus trabalhos que se pode obter uma aproximação ideal o suficiente para o valor do tempo de ciclo ótimo através da seguinte fórmula:

$$C_0 = \frac{1,5 T_p + 5}{1 - Y} \quad (5.14)$$

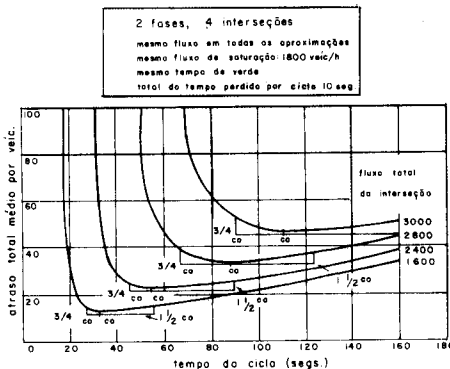
onde: C_0 = tempo de ciclo ótimo (seg.);

T_p = tempo total perdido (seg.);

Y = somatória da taxa de ocupação da aproximação crítica (y_{crit}) de cada fase do cruzamento.

A figura 5.9 mostra os resultados obtidos por simulação para uma interseção com as seguintes características:

- (a) 2 fases de operação e 4 aproximações;
- (b) o fluxo de tráfego é o mesmo em todas as aproximações;
- (c) o fluxo de saturação é igual a 1800 V_{eq} para todas as aproximações;
- (d) o tempo total perdido por ciclo é igual a 10 segundos, e para ambas as fases a duração do período de verde é a mesma.



Aplicando-se a equação (5.14) para os dados da figura 5.9, percebe-se que os valores obtidos utilizando-se a fórmula aproximada (tabela 5.3) estão em bastante concordância com os resultados da simulação.

(1) Fluxo Total (Veq/h)	(2) Fluxo/Aproximação (Veq/h)	(3) Taxa de Ocupação (2) / 1800	(4) Tempo Total Perdido	(5) Somatória da Taxa Ocupação (Y)	(6) Tempo de Ciclo ótimo {seg.}
3000	750	0,42	10	0,84	125
2800	700	0,39	10	0,78	91
2400	600	0,33	10	0,66	59
1600	400	0,22	10	0,44	36

Apesar da equação (5.14) poder ser empregada de forma genérica sem maiores problemas, algumas observações sobre sua utilização e validade são consideradas no item 5.4.5. (Comentários sobre a equação do tempo de ciclo ótimo).

Uma vez calculado o tempo de ciclo ótimo, torna-se necessário determinar a duração dos períodos de verde das fases do cruzamento.

A partir da equação (5.12), Webster concluiu que o atraso total causado ao tráfego que se utiliza da interseção seria mínimo, se o tempo total de verde efetivo do ciclo ótimo fosse distribuído proporcionalmente às taxas de ocupação crítica (y_{crit}) de cada fase.

Para um cruzamento de duas fases esta relação é dada pela seguinte igualdade:

$$\frac{g_{ef1}}{g_{ef2}} = \frac{y_{crit}^{(1)}}{y_{crit}^{(2)}} \quad (5.15)$$

onde: g_{ef1} = tempo de verde efetivo da fase 1 (seg.);

g_{ef2} = tempo de verde efetivo da fase 2 (seg.);

$y_{crit}^{(1)}$ = taxa de ocupação crítica da fase 1;

$y_{crit}^{(2)}$ = taxa de ocupação crítica da fase 2.

Esta regra pode ser generalizada para interseções com 3 ou mais fases de operação. Nesse caso, o tempo de verde efetivo de uma fase é dado por:

$$g_{ef_i} = \frac{y_{crit}^{(i)}}{Y} (C_0 - T_p) \quad (5.16)$$

onde: g_{ef_i} = tempo de verde efetivo da fase i (seg.);

$y_{crit}^{(i)}$ = taxa de ocupação crítica da fase i;

Y = somatória das taxas de ocupação crítica das fases do cruzamento;

C_0 = tempo de ciclo ótimo (seg.);

T_p = tempo total perdido no ciclo (seg.).

De acordo com a equação (5.16), o verde efetivo total da interseção ($C_0 - T_p$) é dividido proporcionalmente entre as fases, na razão com que suas taxas críticas de ocupações individuais estão para com a taxa de ocupação total da interseção.

Conhecendo-se os tempos de verde efetivo de cada fase, determina-se os tempos reais

de verde, cujos valores serão implantados no controlador de tráfego do cruzamento.

Utilizando-se a fórmula (5.2) tem-se:

$$g_i = g_{ef_i} + l_i - t_{a_i} \quad (5.17)$$

onde: g_i = duração do período de verde (verde real) da fase i (seg.);

g_{ef_i} = tempo de verde efetivo da fase i (seg.);

l_i = tempo perdido na fase i (seg.);

t_{a_i} = tempo de amarelo da fase i (seg.).

Nos casos em que o tempo perdido (tempo morto) é numericamente igual ao tempo de amarelo, o verde real será igual ao efetivo.

5.4.4 — Procedimento prático para dimensionamento dos tempos de um semáforo isolado

O procedimento prático, para elaboração de um plano de tráfego de tempo fixo para um semáforo isolado, consiste nas seguintes etapas:

- (a) **Etapa 1** — levantar no local os histogramas de tráfego (vide Apêndice A), para obter o fluxo de saturação das aproximações, ou então com as larguras de cada aproximação estimar os fluxos de saturação por hora de tempo verde através da equação (5.3);
- (b) **Etapa 2** — caso não se tenha obtido os fluxos de saturação por meio de histogramas de tráfego, corrigi-los quanto aos efeitos de declividade, localização, perda de largura por estacionamento, conversões e presença de veículos comerciais (vide Apêndice A);

- (c) **Etapa 3** — efetuar a contagem de veículos para determinar a demanda horária nas aproximações do cruzamento, em unidades de veículos equivalentes;

- (d) **Etapa 4** — considerar o fluxo de tráfego para determinar o número de fases da interseção;
- (e) **Etapa 5** — calcular as taxas de ocupação y (equação 5.6) para cada aproximação, e escolher para cada fase aquela de maior valor, que será denominada taxa de ocupação crítica da fase;
- (f) **Etapa 6** — calcular o valor de Y , correspondente à somatória das taxas de ocupação crítica das fases do cruzamento;
- (g) **Etapa 7** — obter o tempo perdido em cada fase através do histograma de tráfego (vide Apêndice A). Caso não seja possível, adotar o tempo perdido como igual ao tempo de amarelo;
- (h) **Etapa 8** — calcular o tempo total perdido (T_p) durante um ciclo (equação 5.5);
- (i) **Etapa 9** — determinar o tempo de ciclo ótimo para a interseção, através da fórmula de Webster, dada pela equação (5.14);
- (j) **Etapa 10** — determinar os tempo de verde efetivo de cada fase, através da equação (5.16);
- (k) **Etapa 11** — Determinar os tempos de verde (verde real) para implantação no equipamento de controle, através da equação (5.17);

A figura 5.10 representa um diagrama esquemático das etapas do procedimento prático.

A seguir, são enumeradas algumas relações consideradas úteis na análise do desempenho de uma interseção sinalizada. Entretanto, recomenda-se a leitura da bibliografia citada para maiores detalhes das equações e termos aqui mencionados de maneira simplificada.

- (a) **Proporção de Veículos Detidos:** A equação (5.18) representa a percentagem do total de veículos que param na aproximação pelo menos uma vez.

$$p = \frac{1 - \lambda}{1 + \lambda} \quad (5.18)$$

onde:

p = proporção de veículos detidos (%)

λ = relação entre o tempo de verde efetivo da fase associada à aproximação e o tempo de ciclo (g_{ef}/C)

- (b) **Comprimento da Fila Média:** em caso de haver cruzamentos próximos, é conveniente ter-se uma estimativa da extensão da fila de veículos. Geralmente, a fila atinge seu maior comprimento no início do período de verde e, neste caso, o número médio de veículos na fila é dado pelo maior dentre os dois valores de N :

$$N = q \left(\frac{r}{2} + d \right) \text{ ou } N = qr \quad (5.19)$$

onde: N = fila média, em veículos;

q = fluxo de veículos (veíc/seg.);

r = tempo de vermelho efetivo (análogo ao conceito de verde efetivo);

d = atraso médio por veículo (seg.).

- (c) **Atraso Médio por Veículo:** é dado pela equação simplificada de Webster (equação 5.13), na seguinte forma:

$$d = c A + \frac{B}{q} - C_p \quad (5.20)$$

onde: d = atraso médio por veículo (seg.);

c = tempo de ciclo (seg.);

$$A = \frac{(1 - \lambda)^2}{2(1 - \lambda x)}$$

$$B = \frac{x^2}{2(1 - x)}$$

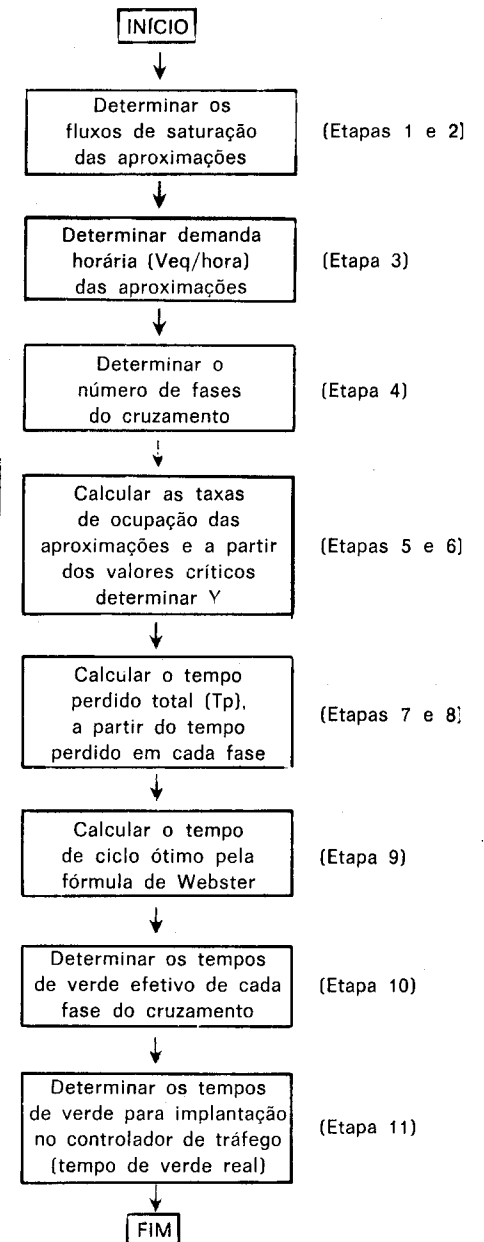


Figura 5.10 — Diagrama Esquemático

λ = relação entre o tempo de verde efetivo da fase associada à aproximação e o tempo de ciclo;

x = grau de saturação da aproximação;

C_p = porcentagem de correção dos dois primeiros termos.

As tabelas 5.4, 5.5 e 5.6 contêm os valores dos parâmetros A, B e C_p respectivamente.

TABELA 5.4: Tabulação de $A = \frac{(1-\lambda)^2}{2(1-\lambda x)}$

x	0.1	0.2	0.3	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70	0.80	0.90
0.1	0.409	0.327	0.253	0.219	0.188	0.158	0.132	0.107	0.085	0.066	0.048	0.022	0.005
0.2	0.413	0.330	0.261	0.227	0.196	0.166	0.139	0.114	0.091	0.070	0.052	0.024	0.006
0.3	0.418	0.340	0.269	0.236	0.205	0.175	0.147	0.121	0.098	0.076	0.057	0.026	0.007
0.4	0.422	0.348	0.278	0.246	0.214	0.184	0.156	0.130	0.105	0.083	0.063	0.029	0.008
0.5	0.426	0.356	0.288	0.256	0.225	0.195	0.167	0.140	0.114	0.091	0.069	0.033	0.009
0.55	0.429	0.360	0.293	0.262	0.231	0.201	0.172	0.145	0.119	0.095	0.073	0.036	0.010
	0.431	0.364	0.299	0.267	0.237	0.207	0.179	0.151	0.125	0.100	0.078	0.038	0.011
0.65	0.433	0.368	0.304	0.273	0.243	0.214	0.185	0.158	0.131	0.106	0.083	0.042	0.012
0.70	0.435	0.372	0.310	0.280	0.250	0.221	0.192	0.165	0.138	0.112	0.086	0.045	0.014
0.75	0.438	0.376	0.316	0.286	0.257	0.228	0.200	0.172	0.145	0.120	0.095	0.050	0.015
0.80	0.440	0.381	0.322	0.293	0.265	0.236	0.208	0.181	0.154	0.128	0.102	0.056	0.018
0.85	0.443	0.386	0.329	0.301	0.273	0.245	0.217	0.190	0.163	0.137	0.111	0.063	0.021
0.90	0.445	0.390	0.336	0.308	0.281	0.254	0.227	0.200	0.174	0.148	0.122	0.071	0.021
0.92	0.446	0.392	0.338	0.312	0.285	0.258	0.231	0.205	0.179	0.152	0.127	0.076	0.029
0.94	0.447	0.394	0.341	0.315	0.288	0.262	0.236	0.210	0.183	0.157	0.132	0.081	0.032
0.96	0.448	0.396	0.344	0.318	0.292	0.266	0.240	0.215	0.189	0.163	0.137	0.086	0.037
0.98	0.449	0.398	0.347	0.322	0.296	0.271	0.245	0.220	0.194	0.169	0.143	0.093	0.042

TABELA 5.5: Tabulação de $B = \frac{x^2}{2(1-x)}$

x	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.1	0.006	0.007	0.008	0.010	0.011	0.013	0.015	0.017	0.020	0.022
0.2	0.025	0.028	0.031	0.034	0.038	0.042	0.046	0.050	0.054	0.059
0.3	0.064	0.070	0.075	0.081	0.088	0.094	0.101	0.109	0.116	0.125
0.4	0.133	0.142	0.152	0.162	0.173	0.184	0.196	0.208	0.222	0.235
0.5	0.250	0.265	0.282	0.299	0.317	0.336	0.356	0.378	0.400	0.425
0.6	0.450	0.477	0.506	0.530	0.569	0.604	0.641	0.680	0.723	0.768
0.7	0.817	0.869	0.926	0.983	1.05	1.13	1.20	1.29	1.38	1.49
0.8	1.60	1.73	1.87	2.03	2.21	2.41	2.64	2.91	3.23	3.60
6.0	4.05	4.60	5.28	6.18	7.36	9.03	11.5	15.7	24.0	49.0

TABELA 5.6: Tabulação C_p (como porcentagem dos dois primeiros termos da equação simplificada)

X	λ	M	2.5	5	10	20	40
0.3	0.2	2	2	1	1	0	0
	0.4	2	1	1	0	0	0
	0.6	0	0	0	0	0	0
	0.8	0	0	0	0	0	0
0.4	0.2	6	4	3	2	1	1
	0.4	3	2	2	1	1	1
	0.6	2	2	1	1	0	0
	0.8	2	1	1	1	1	1
0.5	0.2	10	7	5	3	2	2
	0.4	6	5	4	2	1	1
	0.6	6	4	3	2	2	2
	0.8	3	4	3	3	3	2
0.6	0.2	14	11	8	5	3	3
	0.4	11	9	7	4	3	3
	0.6	9	8	6	5	3	3
	0.8	7	8	8	7	5	5
0.7	0.2	18	14	11	7	5	5
	0.4	15	13	10	7	5	5
	0.6	13	12	10	8	6	6
	0.8	11	12	13	12	10	10
0.8	0.2	18	17	13	10	7	7
	0.4	16	15	13	10	8	8
	0.6	15	15	14	12	9	9
	0.8	14	15	17	17	15	15
0.9	0.2	13	14	13	11	8	8
	0.4	12	13	13	11	9	9
	0.6	12	13	14	14	12	12
	0.8	13	15	16	17	17	17
0.95	0.2	8	9	9	9	8	8
	0.4	7	9	9	10	9	9
	0.6	7	9	10	11	10	10
	0.8	7	9	10	12	13	13
0.975	0.2	8	9	10	9	8	8
	0.4	8	9	10	10	9	9
	0.6	8	9	11	12	11	11
	0.8	8	10	12	13	14	14

OBS.: M = qc (número médio de veículos chegando por ciclo)

(d) **Grau de Saturação:** mostra o quanto a demanda está próxima da capacidade horária da aproximação, nas condições existentes, e é um excelente indicador da qualidade do atendimento desta. Quando uma interseção está bem dimensionada, as aproximações críticas de cada fase têm sempre o mesmo grau de saturação, que é dado por:

$$X_0 = \frac{2Y}{1+Y} \tag{5.21}$$

onde: X_0 = grau de saturação sob condições ótimas;

Y = somatória das taxas de ocupação crítica de cada fase do cruzamento.

5.4.5 Comentários sobre a Equação do Tempo de Ciclo Ótimo

A equação (5.14) tem aceitação geral e na maioria das vezes é o melhor instrumento para a determinação do ciclo ótimo dos cruzamentos.

Entretanto, algumas ressalvas devem ser feitas na sua aplicação, para os casos que se seguem:

(a) quando o volume de tráfego na interseção é baixo, o tempo de ciclo ótimo se torna pequeno.

Para efeitos práticos e por razões de segurança, recomenda-se adotar como tempo de ciclo mínimo admissível o valor entre 30 — 35 seg., dependendo do volume do movimento de travessia de pedestres. A distribuição dos tempos de verde é feita utilizando-se a equação (5.16), com o tempo de ciclo ótimo igual ao valor do tempo de ciclo mínimo admissível.

Entretanto, deve-se assegurar que a duração do período de verde de uma fase não seja inferior ao limite mínimo, estabelecido em 10 seg. quando não houver travessia de pedestres. Caso contrário, o valor mínimo é dado por:

$$g_{\min}^{(p)} = \frac{L}{V_p} + t_s \tag{5.22}$$

onde: $g_{\min}^{(p)}$ = tempo mínimo de verde

da fase associada à travessia de pedestres (seg.);

L = largura de travessia a ser percorrida pelo pedestre (m.);

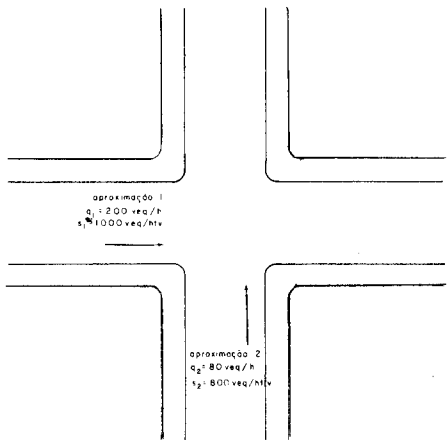
Vp = velocidade admitida ao pedestre (m/seg.);

ts = tempo de segurança (seg.).

Normalmente, adotam-se os valores de Vp = 1,2 m/seg. e ts = 5 seg.; entretanto, estes valores podem variar de acordo com as características do local.

O Apêndice B ("Fases com Baixa Necessidade de Tempo Verde"), contém maiores detalhes sobre o estudo do tempo de ciclo e distribuição de verde quando a demanda de veículos for baixa.

Exemplo: calculando-se o tempo de ciclo ótimo para o cruzamento indicado na figura 5.11, tem-se:



$$y_1 = 0,20$$

$$y_2 = 0,10$$

$$Y = 0,30$$

$$C_o = \frac{1,5 \times 6 + 5}{1 - 0,30} = 20 \text{ seg.}$$

Como o valor de $C_o = 20$ seg. é menor que o mínimo admissível, e supondo-se que não exista travessia de pedestres, adota-se $C_o = 30$ seg. Então a distribuição dos tempos de verde será:

$$g_1 = \frac{0,2}{0,3} (30 - 6) = 16 \text{ seg.}$$

$$g_2 = \frac{0,1}{0,3} (30 - 6) = 8 \text{ seg.}$$

Entretanto, a duração do tempo de verde da fase 2 é inferior a 10 seg. Neste caso, faz-se $g_2 = 10$ seg. e o tempo de ciclo adotado é dado por:

$$C \text{ adotado} = g_1 + g_2 + T_p$$

$$= 16 + 10 + 6 = 32 \text{ seg.}$$

(b) Normalmente, numa interseção simples de uma via principal com uma secundária (figura 5.12) tem-se:

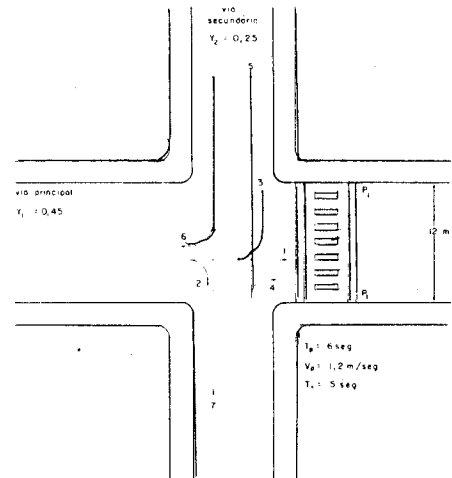


Diagrama de Estágios:

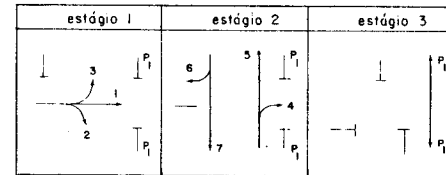
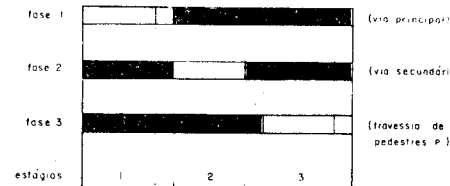


Diagrama de Tempos:



após o movimento veicular na via principal (fase 1), pode-se garantir um melhor aproveitamento do tempo verde para a travessia, sem deixá-lo ocioso e tornando o cruzamento mais seguro.

Para dimensionamento de semáforos com travessia de pedestres, o cálculo de tempo de ciclo ótimo é dado pela seguinte equação:

$$C_o^{(p)} = \frac{g_{\min}^{(p)} + 1,3 T_p}{1 - Y_{\text{veic}}} \quad (5.23)$$

onde: $C_o^{(p)}$ = tempo de ciclo ótimo com travessia de pedestres (seg.);

$g_{\min}^{(p)}$ = tempo mínimo de verde de fase de pedestres (equação 5.22) (seg.);

T_p = tempo total perdido no ciclo (seg.);

Y_{veic} = somatória das taxas de ocupação crítica das fases veiculares.

Pelo exemplo, tem-se:

$$g_{\min}^{(p)} = \frac{12}{1,2} + 5 = 15 \text{ seg.}$$

$$C_o^{(p)} = \frac{15 + 1,3 \times 6}{1 - (0,45 + 0,25)} = 76 \text{ seg.}$$

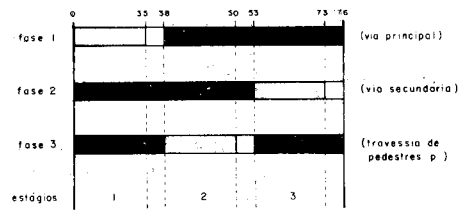
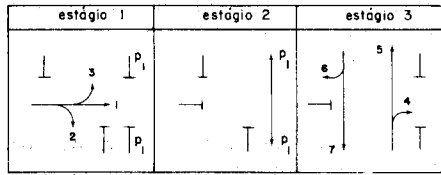
$$g_1 = \frac{0,45}{0,70} (76 - 15 - 6) \approx 35 \text{ seg.}$$

$$g_2 = \frac{0,25}{0,70} (76 - 15 - 6) \approx 20 \text{ seg.}$$

Observando-se os movimentos de um cruzamento desse tipo, nota-se que, geralmente durante a fase de verde para a via secundária (fase 2), os pedestres atravessam a rua mesmo com sinal vermelho, pois o fluxo de conversão é baixo, dando tempo de atravessar nos intervalos entre os veículos. Terminada a fase 2, inicia-se o período de verde para os pedestres, porém como a maioria deles já atravessou durante a fase 2, o tempo dedicado à travessia é maior que o necessário, acarretando verde ocioso.

Invertendo-se a seqüência dos estágios de modo que o movimento de pedestres ocorra

Diagrama de Estágios:



(c) Conforme se pode verificar pela fórmula (5.14) a somatória das taxas de ocupação críticas das fases do cruzamento (Y) não pode ser igual à unidade, pois neste caso, o tempo de ciclo tenderia ao infinito.

Mesmo para valores de $Y \geq 0,90$, o tempo de ciclo será geralmente muito alto e difícil de se implantar na prática, quer pelas possibilidades mecânicas dos equipamentos de controle, quer pelo aspecto psicológico dos motoristas.

Embora o tempo de ciclo ótimo também dependa do tempo total perdido (Tp), pode-se dizer que, de maneira geral, valores de Y superiores a 0,85 têm

grande possibilidade de produzir tempos de ciclo inviáveis.

Na prática, recomenda-se adotar como limite máximo de tempo de ciclo o valor de 120 seg. Assim, se o tempo de ciclo ótimo for superior a 120 seg., adota-se $C_o = 120$ seg. e os tempos de verde são distribuídos de acordo com a equação (5.16).

Para se obter atrasos aceitáveis (vide figura 5.7), Webster recomenda que a somatória das taxas de ocupação crítica não seja atingida a mais de 90%. A partir da equação (5.11) tem-se:

$$Y_{prát} = 0,9 - 0,9 \frac{T_p}{C_{mín}} \quad (5.24)$$

onde: $Y_{prát}$ = valor prático máximo de Y;

T_p = tempo total perdido no ciclo (seg.);

$C_{mín}$ = tempo de ciclo mínimo (seg.).

Se o tempo de ciclo máximo for 120 seg, tem-se:

$$Y_{prát} = 0,9 - 0,0075 T_p \quad (5.25)$$

Em função do exposto, pode-se definir a **reserva de capacidade**, em porcentagem, de um cruzamento como sendo a relação:

$$RC = 100 \left(\frac{Y_{prát} - Y}{Y} \right) \quad (5.26)$$

Esta capacidade significa o quanto pode crescer a demanda sem que seja preciso alterar o valor do tempo de ciclo adotado (vide figura 5.5);

(d) Em determinadas situações de tráfego, a capacidade de uma aproximação pode decrescer durante o período de verde da fase correspondente, ou seja, o fluxo de saturação poderá sofrer uma redução, causada pela influência de algum efeito presente (por exemplo, veículos fazendo conversão à esquerda).

Nestas circunstâncias, o tempo de verde obtido a partir do tempo de ciclo ótimo não será totalmente aproveitado, e parte dele se tornará ocioso; neste caso, deve-se adotar um tempo de ciclo que resulte num valor de tempo verde cujo término ocorra antes do instante de início da queda de capacidade. Este instante é obtido a partir do histograma de tráfego da aproximação (vide apêndice A).

Maiores detalhes são considerados no Apêndice C (Programação do Semáforo, no caso em que uma ou mais aproximações apresenta fluxo máximo de saída irregular);

(e) Os estudos de atraso em função de tempo de ciclo (figura 5.9), mostraram que tempos de ciclo na faixa de 0,75 a 1,50 do tempo de ciclo ótimo produzem atrasos não superiores a 10 — 20% do atraso geral que se obteria com o ciclo ótimo. Esta informação é útil para a determinação do tempo de ciclo de interseções coordenadas, as quais devem operar com um mesmo tempo de ciclo.

Além disso, este resultado auxilia a escolha do tempo de ciclo de operação de um cruzamento, nos casos em que se for implantar um único programa. O procedimento sugerido por Webster, é o seguinte:

- calcular o tempo de ciclo ótimo (equação 5.14) para cada uma das horas do dia com volumes de tráfego médios ou altos (por exemplo, das 7 h às 19 h), e fazer a média geral;
- calcular o tempo de ciclo ótimo para a hora de maior volume do dia e assumir 3/4 do seu valor; e

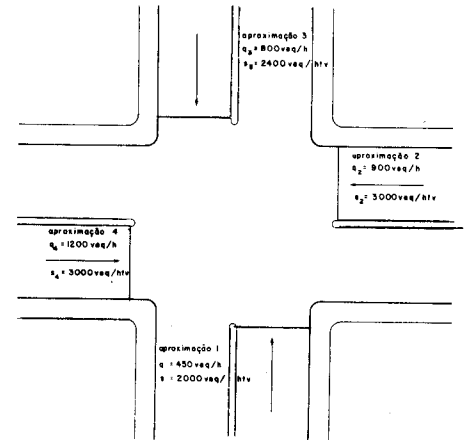
- escolher o maior dos dois valores determinados acima como tempo de ciclo único a ser implantado.

(f) Deve-se notar que pequenas diferenças no tempo perdido (T_p) ou na somatória das taxas de ocupação crítica (Y), produzirão diferenças sensíveis no tempo do ciclo. Esta é a principal razão pela qual sempre se recomenda a medição, no local, dos fluxos de saturação e dos tempos perdidos em cada fase.

5.4.6 — Caso Exemplo

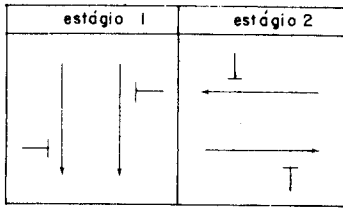
A seguir são dados alguns exemplos elucidativos dos itens discutidos.

Exemplo: é dado o cruzamento indicado pela figura 5.13.



Parte 1 — Dimensionar os tempos ótimos do cruzamento, para operação com 2 fases, conforme o diagrama de estágios dado. O tempo de amarelo é igual a 3 seg. e o tempo perdido por fase é 2 seg. O período de ent. verdes é igual ao tempo de amarelo.

Diagrama de Estágios:



- cálculo das taxas de ocupação:

$$\text{Fase 1: } y_1 = \frac{450}{2000} = 0,225$$

$$y_3 = \frac{800}{2400} = 0,33$$

$$y_3 > y_1 \rightarrow y_{\text{crit}}^{(1)} = 0,33$$

$$\text{Fase 2: } y_2 = \frac{900}{3000} = 0,30$$

$$y_4 = \frac{1200}{3000} = 0,40$$

$$y_4 > y_2 \rightarrow y_{\text{crit}}^{(2)} = 0,40$$

- somatória das taxas de ocupação crítica de cada fase:

$$Y = y_{\text{crit}}^{(1)} + y_{\text{crit}}^{(2)} = 0,33 + 0,40 = 0,73$$

Cálculo do tempo total perdido no ciclo:

$$T_p = \sum_{i=1}^2 (l - t_a)_i + \sum_{i=1}^2 l_i$$

Como o período de entreverdes (l) é igual ao tempo de amarelo (t_a) tem-se:

$$T_p = \sum_{i=1}^2 l_i = 2 + 2 = 4$$

- cálculo do tempo de ciclo ótimo:

$$C_o = \frac{1,5 T_p + 5}{1 - Y} = \frac{1,5 \times 4 + 5}{1 - 0,73} \cong 41 \text{ seg.}$$

- distribuição dos tempos de verde:

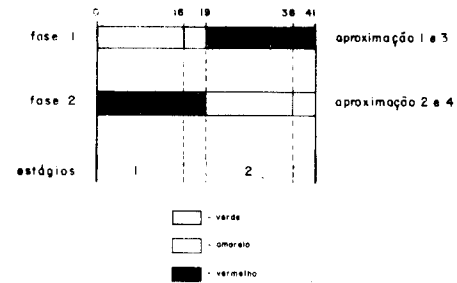
$$g_{\text{ef}_1} = \frac{0,33}{0,73} (41 - 4) \cong 17 \text{ seg.}$$

$$g_{\text{ef}_2} = \frac{0,40}{0,73} (41 - 4) \cong 20 \text{ seg.}$$

$$g_{\text{real}_1} = g_{\text{ef}_1} + l_i - t_a = 17 + 2 - 3 = 16 \text{ seg.}$$

$$g_{\text{real}_2} = 20 + 2 - 3 = 19 \text{ seg.}$$

- diagrama de tempos:



- cálculo da distribuição dos verdes:

$$g_{\text{ef}_1} = \frac{0,33}{0,73} (120 - 4) \cong 53 \text{ seg.}$$

$$g_{\text{ef}_2} = \frac{0,40}{0,73} (120 - 4) \cong 63 \text{ seg.}$$

- estudo da reserva de capacidade:

a capacidade máxima de uma aproximação é dada por:

$$\text{capacidade máx} = \frac{g_{\text{ef}} \cdot S}{120}$$

Parte 2 — calcular a reserva de capacidade do cruzamento da figura 5.13, assumindo que a capacidade prática é 90% do fluxo máximo que poderia ser acomodado num tempo de ciclo de 120 seg.

TABELA DE ESTUDO

	Aprox. 1	Aprox. 2	Aprox. 3	Aprox. 4
capacidade máxima (veic/h)	883	1575	1060	1575
90% cap. máxima (veic/h)	795	1417	954	1418
fluxo horário (veic/h)	450	900	800	1200
reserva de capacidade (veic/h)	345	517	154	218
reserva de capacidade (%)	0,77	0,57	0,19	0,19

De acordo com a tabela acima, o cruzamento tem 19% de reserva de capacidade.

o valor de Y calculado na parte 1 é Y = 0,73

- o mesmo resultado pode ser obtido de forma mais simples, através das seguintes equações:

$$\% \text{ reserva capac.} = 100 \left(\frac{Y_{\text{prát}} - Y}{Y} \right)$$

$$Y_{\text{prát}} = 0,9 - 0,00065 T_p$$

$$Y_{\text{prát}} = 0,9 - 0,00075 \cdot 4 = 0,87$$

$$\% \text{ reserva capac.} = 100 \left(\frac{0,87 - 0,73}{0,73} \right) = 19$$

Parte 3 — calcular o atraso sofrido pelos veículos na aproximação 4 do cruzamento.

- cálculo do grau de saturação:

$$X_4 = \frac{y_4}{\lambda_4} = \frac{0,40}{0,49} = 0,82$$

- cálculo do atraso: fórmula aproximada de Webster

$$d = \frac{9}{10} \left(\frac{c (1 - \lambda)^2}{2 (1 - \lambda x)} + \frac{x^2}{2q (1 - x)} \right)$$

$$d_4 = \frac{9}{10} \left(\frac{41 (1 - 0,49)^2}{2 (1 - 0,49 \times 0,82)} + \frac{(0,82)^2}{2 \times 0,33 \times (1 - 0,82)} \right)$$

$$d_4 = 13 \text{ seg./veículo}$$

Os veículos na aproximação 4 sofrem um atraso médio de 13 seg. nas condições atuais de operação do cruzamento.

O atraso total do cruzamento é igual à soma dos atrasos médios em suas aproximações.

onde: q_4 = fluxo em veíc/seg.

r_4 = vermelho efetivo (ciclo - verde efetivo)

d_4 = atraso médio (seg.)

$$N_a = 0,33 \left(\frac{41 - 20}{2} + 13 \right) = 7,8 \text{ veículos}$$

Parte 4 — calcular a proporção de veículos detidos e comprimento da fila média na aproximação 4.

- proporção de veículos detidos:

$$p_3 = \frac{1 - \lambda_4}{1 + \lambda_4} = \frac{1 - 0,49}{1 + 0,49} = 0,34$$

Portanto, 34% dos veículos na aproximação 4 param

- comprimento da fila média:

$$(a) N_a = q_4 \left(\frac{r_4}{2} + d_4 \right)$$

Parte 5 — admitindo-se que haja uma faixa especial para conversão à esquerda na aproximação 4, com raio de curvatura $r = 10$ m. O fluxo de conversão é 200 veíc/h. Dimensionar os tempos do semáforo para esta nova situação considerando (vide item A.5):

(a) a interseção deverá operar com 2 fases:

- número médio de veículos esperado por ciclo:

$$N = \frac{200}{3600} \times 41 = 2,28 \text{ veíc/ciclo;}$$

- através da figura (A.7) obtém-se o fluxo de saturação de conversão, $S_{ce} = 420$ veíc/htv;

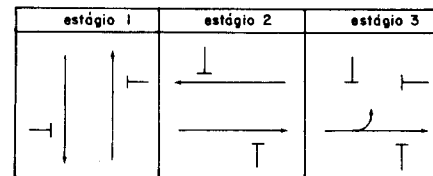
- número máximo de veículos que podem virar por ciclo:

$$N_{ce}^{máx} = \frac{420}{3600} \times 41 = 4,78; \text{ veíc/ciclo;}$$

- como $N_{ce}^{máx} > N$, o movimento à esquerda é acomodado pelas condições presentes e não há nada a modificar;

(b) a interseção deverá operar com fase especial para conversão:

- diagrama de estágios:



- cálculo das taxas de ocupação:

$$\text{Fase 1: } y_{crít}^{(1)} = 0,33 \quad (\text{parte 1})$$

$$\text{Fase 2: } y_{crít}^{(2)} = 0,40 \quad (\text{parte 2})$$

$$\text{Fase 3: } y_{ce}^{(3)} = \text{taxa de ocupação do movimento de conversão.}$$

— fluxo de saturação de conversão à esquerda:

$$S_{ce} = \frac{1800}{1 + \frac{1,52}{r}} \quad (\text{fluxo oposto em fila única})$$

$$S_{ce}^S = \frac{1800}{1 + \frac{1,52}{10}} = 1562$$

$$y_{ce} = \frac{200}{1562} = 0,13$$

- somatória das taxas de ocupação crítica:

$$Y = y_{crít}^{(1)} + y_{crít}^{(2)} + y_{crít}^{(3)} =$$

$$Y = 0,33 + 0,30 + 0,13 = 0,76$$

- tempo total perdido (T_p): 2 seg./fase:

$$T_p = 2 + 2 + 2 = 6 \text{ seg.}$$

- cálculo de ciclo ótimo:

$$C_o = \frac{1,5 \times 6 + 5}{1 - 0,76} \cong 58 \text{ seg.}$$

- distribuição dos tempos de verde:

$$g_{ef1} = \frac{0,33}{0,76} (58 - 6) \cong 23 \text{ seg.}$$

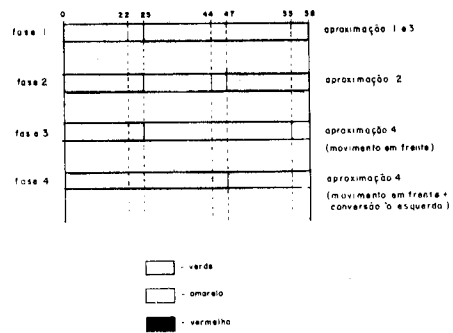
$$g_{ef2} = \frac{0,30}{0,76} (58 - 6) \cong 20 \text{ seg.}$$

$$g_{ef3} = \frac{0,13}{0,76} (58 - 6) \cong 9 \text{ seg.}$$

$$g_{real1} = 22 \text{ seg} \quad g_{real2} = 19 \text{ seg.}$$

$$g_{real3} = 8 \text{ seg.}$$

- diagrama de tempos:



Deve-se, então, observar que:

- (1) o valor de y_{crit} da fase 2 é dada pela aproximação 3, pois é necessário que ela seja atendida antes de se iniciar o movimento de conversão;
- (2) o tempo de verde para a aproximação 4, fase 2 (movimento em frente), é 30 seg. Este tempo é suficiente para atender a demanda, pois $y_4 = 0,40$ e o verde necessário é:

$$g_{aprox 4} = \frac{0,40}{0,76} (58 - 6) = 27 \text{ seg.}$$

Caso o tempo de verde não fosse suficiente, dever-se-ia reestudar o problema.

6.1 — INTRODUÇÃO

Define-se coordenação de semáforos como sendo o modo de se ordenar o tráfego segundo uma política de controle estabelecida. A coordenação pode ser feita de várias maneiras, como por exemplo:

- (a) **manual visual** — com guardas de trânsito observando o desempenho dos cruzamentos adjacentes;
- (b) **através do rádio** — os operadores se comunicam através de WALKIE-TALK, fornecendo informações do tráfego e quando necessário, tomando medidas para corrigir os erros.

A sincronização é o método mais comum de coordenação de semáforos. É feita através de um elo comum, como por exemplo um comando central, que permite que cada semáforo opere com um ciclo, tempo de verde e defasagens determinados, de forma a manter em cada instante de operação o mesmo padrão de tráfego nos semáforos coordenados.

O principal objetivo da coordenação é atingir uma dada política de controle, como por exemplo minimização dos atrasos nos semáforos e/ou o aumento da capacidade da via. A coordenação de semáforos aplica-se convenientemente em determinadas situações, nas

quais se deseja estabelecer algum critério de racionalização do comportamento do tráfego, como por exemplo nos casos em que:

- (a) deseja-se priorizar um determinado itinerário. Neste caso, pode-se coordenar o fluxo simplesmente dando preferência (maior tempo de verde) às respectivas fases dos semáforos do itinerário;
- (b) atendimento preferencial da demanda em corredores, cujo objetivo é manter a fluidez do sistema viário, principalmente nas horas de pico.

6.2 — SISTEMAS TRADICIONAIS

A tendência inicial do tráfego foi concentrar-se em determinadas vias, as quais normalmente servem de ligação entre o centro comercial e os diversos bairros da cidade. Assim, os primeiros esquemas de controle, denominados sistema arteriais, foram desenvolvidos com o objetivo de coordenar os semáforos de maneira a favorecer o fluxo de veículos nesses corredores (artérias).

Dentre os diversos métodos propostos, destacam-se três tipos:

- (a) **Sistema Simultâneo** — todos os sinais ao longo da via apresentam o mesmo aspecto para o tráfego, ou seja, eles

abrem e fecham simultaneamente. Uma desvantagem desse sistema é que os motoristas tendem a aumentar a velocidade a valores excessivos, pois, como vêem todos os semáforos verdes, tentam atravessar o maior número possível deles até a chegada do vermelho. Quando o movimento de conversões for leve e a distância entre as interseções pequena, este sistema apresenta vantagens na travessia de pedestres.

- (b) **Sistema Alternado** — os semáforos adjacentes mostram sempre indicações contrárias.

Isto significa que, se o veículo percorrer a distância entre duas interseções na metade do tempo de ciclo, ele não terá necessidade de parar ao longo do seu trajeto. A utilização desse método em vias que não têm distâncias constantes entre seus semáforos poderá trazer algumas inconveniências.

- (c) **Sistema Progressivo** — os tempos de verde entre interseções adjacentes são ajustados de maneira a se obter, numa determinada velocidade, progressão ao longo da via. Em vias de mão dupla, a progressão em ambos os sentidos é desejável e isso geralmente resulta num compromisso entre os fluxos das duas direções e o fluxo das interseções secundárias (vias transversais). Sob baixas condições de tráfego o sistema progressivo provavelmente acarretará maiores atrasos do que os produzidos por sistemas não coordenados, porque ele determinará uma regra de prioridade para a via principal, em detrimento da via secundária. Em vias de mão dupla, este sistema apresenta aspectos positivos quando existe a ocorrência de tráfego direcional, ou seja, quando por um determinado período, o volume veicular num

certo sentido de movimento é predominante.

A eficiência de qualquer um desses sistemas de controle depende das distâncias entre as interseções, da velocidade do tráfego, do tempo de ciclo (constante para todos os semáforos), da capacidade da via e dos efeitos negativos gerados por fatores tais como, movimentos de conversão, estacionamento, carga/descarga e travessia de pedestres.

Sob certas condições, os sistemas simultâneo e alternado se mostraram deficientes e inseguros, sendo gradativamente substituídos pela sinalização progressiva.

A obtenção de sistemas progressivos, comumente denominados "ondas verdes", é feita através do ajuste adequado dos instantes de início do período de verde nas interseções sinalizadas da via principal (corredor). Para tanto, os engenheiros de tráfego normalmente se utilizam de técnicas manuais tais como monogramas, representações gráficas e método do tipo tentativa e erro. Dentre estes procedimentos, o mais comum e, provavelmente o mais prático, é a construção dos diagramas de espaço x tempo.

A construção do diagrama espaço x tempo consiste basicamente em se determinar defasagens entre os semáforos, de tal forma que os tempos de percurso dos veículos entre os semáforos seja o esperado. Isto significa que os semáforos deverão indicar verde assim que os veículos se aproximem da faixa de retenção do cruzamento, estabelecendo uma velocidade de progressão constante ao longo da via que eles estão percorrendo.

Em semáforos já implantados, pode ser feita uma sincronização mais acurada, medindo-se a chegada dos veículos nas aproximações da interseção e calculando-se as defasagens ideais. Esta abordagem será feita no item 6.4.

6.3 — SINCRONIZAÇÃO PELO SISTEMA PROGRESSIVO (MÉTODO "ONDA VERDE")

6.3.1 — Vias de mão única

O procedimento a ser seguido para a sincronização de semáforos em vias de mão única através da elaboração de um diagrama espaço x tempo ("Onda Verde") é o seguinte:

- (a) **etapa 1** — determina-se o tempo de ciclo ótimo (equação 5.14) dos semáforos da rede e adota-se o tempo de ciclo do semáforo crítico, como sendo o tempo de ciclo comum para todas as interseções do sistema.
- (b) **etapa 2** — estabelece-se a velocidade de progressão desejada;
- (c) **etapa 3** — o esquema básico para a elaboração do diagrama tempo x espaço, é feito colocando-se todas as interseções sinalizadas ao longo da escala horizontal. A figura 6.1 ilustra as etapas de construção do diagrama;
- (d) **etapa 4** — uma linha de construção (linha "A") é desenhada em diagonal no diagrama com a inclinação igual à velocidade de progressão desejada. Esta linha já é linha limite da banda de passagem;
- (e) **etapa 5** — as fases dos ciclos são construídas em cada interseção de modo que o início do período de verde seja colocado na linha de construção, em cada interseção;
- (f) **etapa 6** — a linha superior (linha "B") é desenhada em paralelo à linha "A". Se

todos os semáforos possuem tempo de verde iguais, então a largura da banda de passagem é igual a um período de verde mais o tempo de amarelo da fase. Com tempos de verde diferentes entre os semáforos, a largura da banda de passagem é dada pelo menor período de verde mais o tempo de amarelo;

- (g) **etapa 7** — as defasagens são determinadas medindo-se os deslocamentos do início dos períodos de verde das interseções individuais em relação ao início do período verde do semáforo base. O exemplo abaixo ilustra o procedimento acima descrito.

Exemplo: Com um tempo de ciclo de 60 segundos e velocidade de progressão de 40 km/h (direção de progressão do semáforo n.º 1 para o semáforo n.º 10 — figura 6.1), tem-se:

- a linha "A" é construída com inclinação de 40 km/h;
- as fases dos semáforos são construídas, em cada interseção, com o início de um período verde colocado na linha "A";
- a linha superior da banda de passagem é traçada. Se todos os períodos de verde mais amarelo fossem iguais, a largura da banda seria de 30 seg. (admitindo-se 50% do tempo de ciclo para verde mais amarelo);
- considerando o semáforo n.º 1 como a referência de controle (defasagem igual a zero), as demais defasagens são expostas na figura 6.1 abaixo:

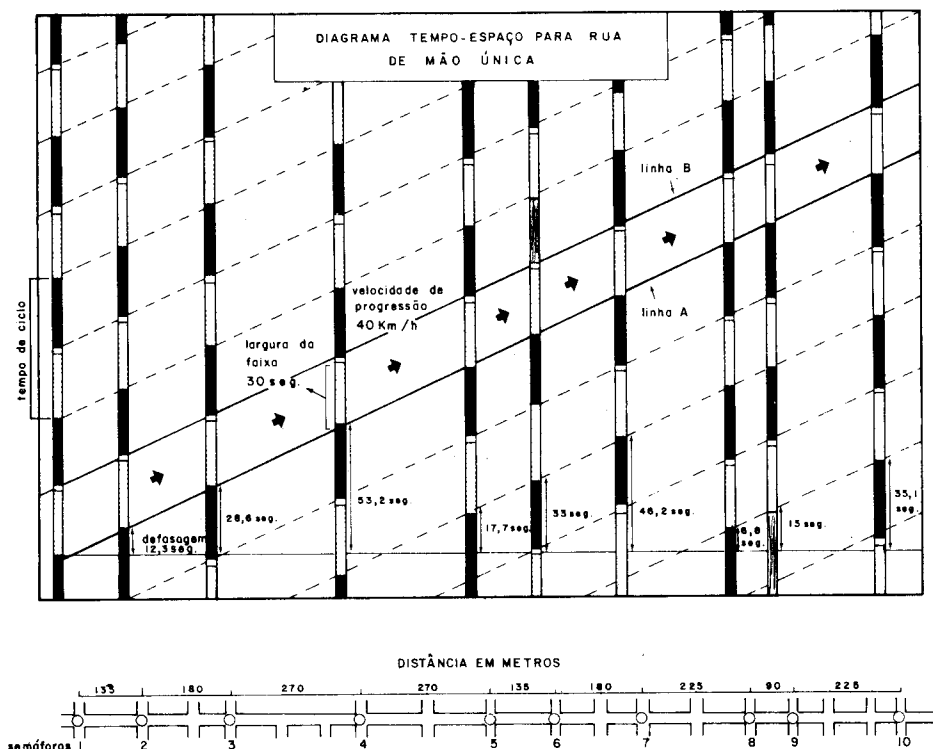


Figura 6.1

Não devem ser esquecidas as conversões de veículos das vias transversais para a via principal, pois estes veículos formam fila na via principal, fazendo com que os carros que seguem na velocidade de progressão na via principal sofram um retardamento durante o tempo de destruição dessa fila. Para evitar este tipo de problema, deve-se adiantar o instante de início do período de verde ou seja diminuir a defasagem, de modo que os carros da via principal cheguem no próximo semáforo sem haver necessidade de diminuir sua velocidade, pois a fila que estava parada no semáforo já está em processo de destruição.

O mesmo procedimento usado para a determinação de onda verde em uma via de mão

única, pode também ser aplicado a vias de mão dupla que apresentem picos direcionais de movimento, beneficiando, assim, o sentido de movimento crítico.

6.3.2 — Vias de mão dupla

Dentre as várias maneiras de se elaborar diagramas de onda verde para vias de mão dupla, as restrições construtivas da metodologia aqui apresentada dão igual prioridade aos dois sentidos de tráfego.

Para ilustrar o procedimento, um exemplo é feito à medida que as várias etapas são explicadas.

(a) **etapa 1** — o esquema básico para a elaboração do diagrama espaço-tempo é

feito colocando-se todas as interseções sinalizadas ao longo da escala horizontal. A figura 6.2 ilustra as etapas de construção do diagrama;

- (b) **etapa 2** — uma linha horizontal ("linha de trabalho") é traçada mais ou menos no centro da folha do diagrama;
- (c) **etapa 3** — uma escala do ciclo normalmente arbitrária e sem valor numérico, é estabelecida. O tempo de ciclo real só é determinado ao final do desenho do diagrama tempo-espaço. Em sistemas coordenados onde o tempo de ciclo é predeterminado, usa-se o valor obtido nos cálculos, o que em geral resulta numa coordenação menos eficiente. A escala de um ciclo deve ser de cerca de um quarto da dimensão vertical do diagrama;
- (d) **etapa 4** — calcula-se em porcentagem a divisão do ciclo entre os períodos de vermelho e verde mais amarelo, para cada aproximação das interseções (equação 5.16). É conveniente no entanto, usar para a construção do diagrama tempo-espaço uma divisão média do ciclo e depois ajustar as divisões individuais. No exemplo a seguir utiliza-se a divisão de 50% para verde mais amarelo;
- (e) **etapa 5** — continua-se o desenho do diagrama marcando-se as fases de cada semáforo na linha vertical de cada interseção, da seguinte maneira: as fases do semáforo devem ser desenhadas de maneira que o ponto médio do período de verde mais amarelo ou do período de vermelho fique exatamente sobre a "linha de trabalho". A colocação do ponto médio da fase na linha horizontal

deve ser atendida rigorosamente em cada interseção, de modo a assegurar igual preferência para ambas as direções de tráfego, isto é, para que o diagrama fique simétrico.

A construção das fases dos semáforos é iniciada pela primeira interseção sinalizada à esquerda do diagrama, podendo-se centrar na "linha de trabalho" tanto um período verde mais amarelo, como um período vermelho. A totalidade da linha vertical é dividida em porções vermelhas ou verdes mais amarelas. No exemplo um período verde mais amarelo foi centrado na "linha de trabalho";

- (f) **etapa 6** — uma linha temporária de construção é desenhada partindo do início do primeiro período de verde da 1.ª interseção, com uma declividade igual a meio ciclo por 300 metros (por exemplo, deve atingir um pouco abaixo do canto superior direito do gráfico). Ver a linha "A" na figura 6.2;
- (g) **etapa 7** — as fases do semáforo são então construídas na segunda e terceira interseções sinalizadas, centrando um período de verde mais amarelo, ou um período de vermelho, na linha de trabalho de modo a colocar o início de um período de verde o mais próximo possível da linha "A". No exemplo (figura 6.2) um período de verde mais amarelo foi centrado na linha de trabalho para o semáforo "n.º 2" e um período de vermelho foi centrado no caso do semáforo "n.º 3", de modo a colocar o início dos períodos verdes das ruas "n.º 2" e "n.º 3" o mais próximo possível da linha "A";
- observações:** se a primeira e segunda

Interseções têm o mesmo período, centrado na linha de trabalho, e a terceira interseção tem um período oposto centrado (como no caso do exemplo); uma nova linha auxiliar de construção é desenhada ligando o início dos períodos verdes da primeira e terceira interseções e interceptando a quarta linha vertical. Esta nova linha deve ter aproximadamente a mesma inclinação da linha "A" (ver linha "A" na figura 6.2);

- sob qualquer outra combinação diferente da acima, a linha "A" deveria ser prolongada até o quarto sinal e o período apropriado desta interseção deve ser centrado na "linha de trabalho" de modo a colocar o início de um período verde o mais próximo possível da linha "A". Uma nova linha auxiliar de construção deveria ser, então, desenhada ligando o início dos períodos de verde da primeira e última interseções, de modo que esta linha intercepte fases verdes dos outros semáforos;

(h) **etapa 8** — é examinado o quarto semáforo. O período apropriado é centrado na linha de trabalho de modo a colocar o início de um período verde o mais próximo possível da linha auxiliar de construção, que é ajustada, caso haja necessidade e o processo é repetido para cada semáforo sucessivo;

observações: no exemplo (ver fig. 6.2), a linha auxiliar de construção ("B", intercepta o semáforo n.º 4 a aproximadamente um quarto de ciclo abaixo da "linha de trabalho". Se um período de vermelho fosse centrado na "linha de trabalho", a linha auxiliar de construção

("B") teria interceptado os últimos segundos de um período de sinal verde. Por outro lado, se um período de verde mais amarelo fosse centrado na "linha de trabalho", a linha auxiliar ("B") teria que ser reajustada. O último caso coloca o início de um período verde tão próximo quanto possível da linha auxiliar de construção ("B") e é o que deve ser escolhido (ver fig. 6.2). Desta forma, uma nova linha ("C") é desenhada do início até interceptar o semáforo "n.º 5". O processo descrito acima é repetido no semáforo "n.º 5", onde o período de vermelho deve ser centrado na "linha de trabalho". Novamente outra linha auxiliar de construção deve ser ajustada e estendida do início até interceptar a linha vertical do novo semáforo (ver fig. 6.2);

- examinando-se a fig. 6.2. vê-se que, se no semáforo n.º 6 fosse centrado um período de verde mais amarelo, a linha auxiliar de construção teria que ser radicalmente ajustada. Deve-se lembrar que a inclinação da linha auxiliar de construção indica a velocidade de progressão do sistema de semáforos;

- a inclinação desta linha deve permanecer aproximadamente igual à da linha original ("A"). Para isto, um período de vermelho é centrado na "linha de trabalho" para o semáforo "n.º 6" resultando numa repetição do que havia ocorrido com o semáforo "n.º 5" (ver fig. 6.2). Neste caso a linha auxiliar de construção ("D") não necessita ser ajustada e é estendida até a próxima linha vertical.

- a colocação apropriada dos períodos no semáforo "n.º 7" é facilmente determinada. Se um período verde mais amarelo é centrado na linha de trabalho, o início de um período verde cai justamente abaixo da linha auxiliar de construção "D". (Ver fig. 6.2). Novamente, não é necessário ajustar a linha "D", que é estendida até o próximo semáforo.

No semáforo "n.º 8" o centro de um período vermelho colocará o início de um período verde um pouco acima da linha auxiliar de construção ("D"), havendo necessidade de ser construída outra linha auxiliar ("E");

- no semáforo "n.º 9", devido à sua proximidade com o semáforo "n.º 8", a repetição do período vermelho centrado na "linha de trabalho", é o mais lógico. A linha auxiliar de construção ("E") não necessita de ajuste, e é estendida até o último semáforo.

Centrando um período de verde mais amarelo na linha de trabalho no caso do semáforo "n.º 10", o início de um período verde cai um pouco abaixo da linha "E". A linha auxiliar de construção ("E") não necessita de ajuste, pois intercepta todos os semáforos em período verde;

- (i) **etapa 9** — ao completar o esquema das fases de todos os semáforos a última linha auxiliar de construção se torna o limite inferior da banda de passagem. Passa-se agora à determinação do tempo de ciclo, isto se não houver sido determinado previamente, de modo a proporcionar uma velocidade de progressão

desejável. A inclinação da última linha auxiliar de construção ("E") indica a velocidade de progressão da via. No exemplo, a distância entre o primeiro semáforo e o último é de 1.710m. São necessários, pelo gráfico, 3,06 ciclos para atravessar esta distância. A velocidade de progressão para vários tempos de ciclo que poderiam ser adotados de acordo com as condições de fluxo da via são dados na tabela 6.1

Tabela 6.1

Tempo de Ciclo (s)	Velocidade de Progressão $V = \frac{1.710 \times 3,6}{C \times 3,06}$ (km/h)
40	50,3km/h
45	44,7km/h
50	40,2km/h
55	36,6km/h
60	33,5km/h

Se o limite de velocidade desejado for em torno de 40 km/h, e as necessidades dos fluxos nas interseções individuais forem ciclos menores do que 50 seg., este valor poderá ser adotado;

- (j) **etapa 10** — a linha superior da banda de passagem é construída traçando-se uma paralela à última linha auxiliar de construção ("E"), de modo que esta linha

intercepte todas as fases dos semáforos em períodos de verde mais amarelo do tempo de ciclo. No exemplo a inclinação do limite inferior da banda de passagem é controlada pelo primeiro e pelo oitavo semáforos. A linha superior da banda de passagem é controlada pelo sexto semáforo. Com o ciclo de 50 seg. tem-se uma banda de passagem de 11,2 seg. de largura e velocidade 40,2 km/h;

(l) **etapa 11** — constroe-se a banda de passagem para a direção oposta. Esta faixa é aproximadamente igual em largura e inclinação à anterior, devido à restrição construtiva. No exemplo, o limite inferior da banda de passagem na direção oposta, é fixado pelo segundo e pelo sexto

semáforos. O limite superior é controlado pelo oitavo semáforo. A largura é de 10,5 seg. e a velocidade de 41,4 km/h;

(m) **etapa 12** — elabora-se então o diagrama tempo-espaco completo mostrando todas as bandas de passagem (ver figura 6.3). As defasagens dos semáforos individuais serão ou zero ou meio ciclo. No exemplo, assumindo o semáforo n.º 1 como sendo o controle principal com defasagem igual a zero, os semáforos n.º 1, n.º 2, n.º 4, n.º 7 e n.º 10 têm defasagens iguais a zero, enquanto que os semáforos n.º 3, n.º 5, n.º 6, n.º 8 e n.º 9 têm defasagens iguais a 25 segundos (meio ciclo).

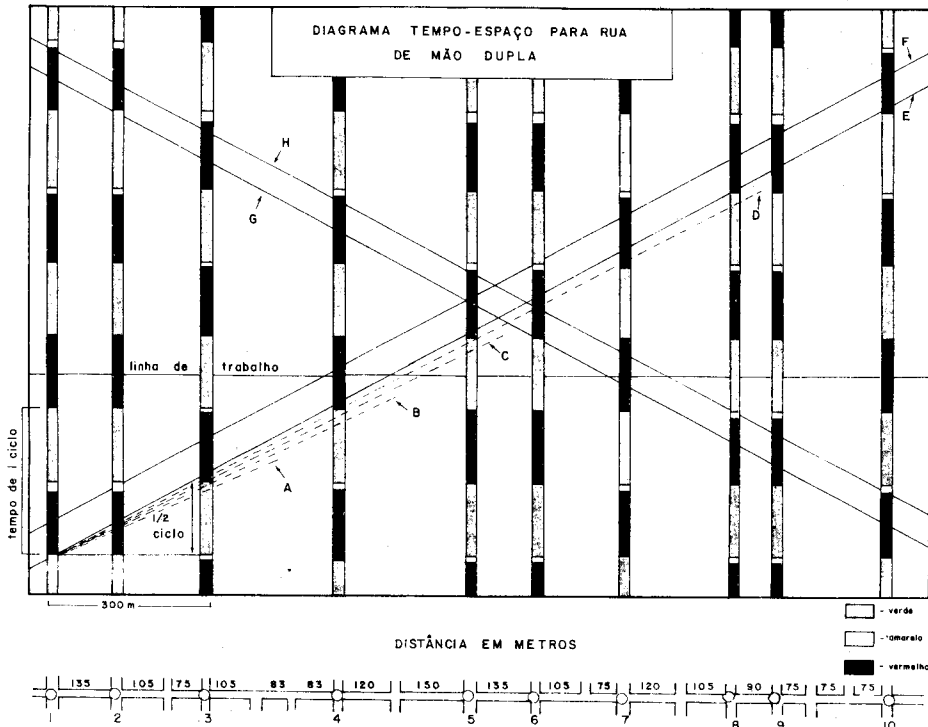


Figura 6.2

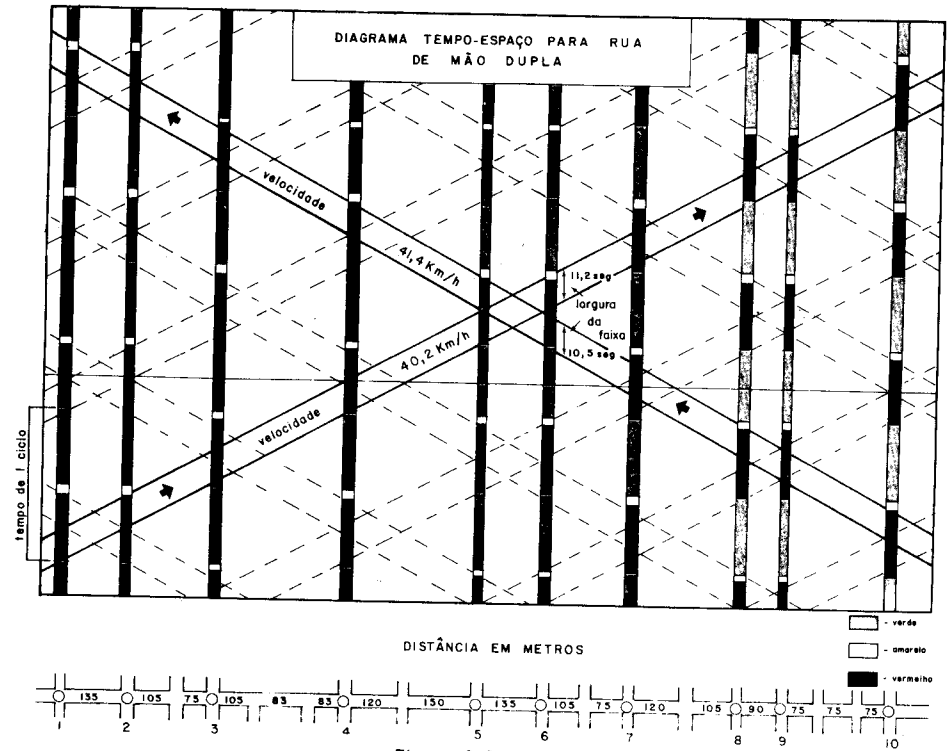


Figura 6.3

6.4 — ESTUDOS PARA SEMÁFOROS IMPLANTADOS

6.4.1 — Dispersão de Pelotões

Ao se observar um semáforo qualquer com o objetivo de se estudar o comportamento dos pelotões de saída com relação à distância que eles percorrem numa via, nota-se que, com o aumento desta distância, devido às velocidades individuais dos veículos, o pelotão sofrerá um espalhamento (*smoothing*), até atingir o comportamento uniforme, conforme mostram as figuras 6.4. a, b, c, d.

O perfil inicial de saída dos veículos oferece as melhores vantagens de sincronização, diminuindo esta vantagem à medida que o pelotão se dispersa; sendo que, para grandes distâncias o tráfego se torna novamente uniforme e não há vantagem quanto à otimização do atraso na sincronização dos semáforos.

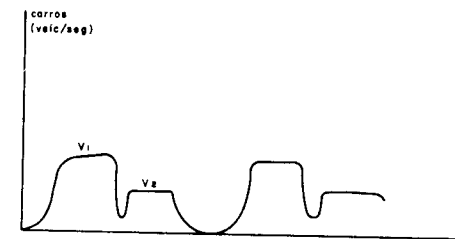


Fig. 6.4. a

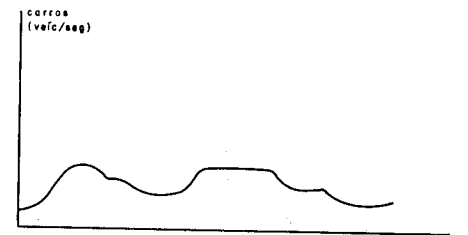


Fig. 6.4. b

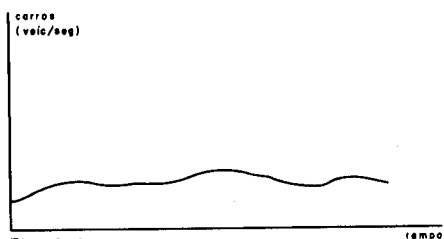


Fig. 6.4.c

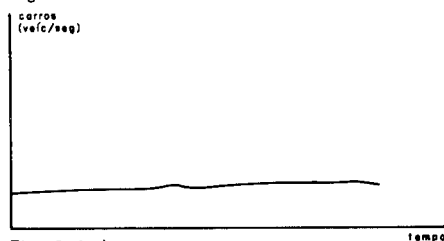


Fig. 6.4.d

6.4.2 — Sincronização e Atraso

Como já foi dito anteriormente, normalmente a sincronização tem como um dos objetivos diminuir os atrasos dos veículos.

No caso de dois semáforos consecutivos, o fluxo que sai do 1.º para o 2.º normalmente não é constante, sendo maior na fase verde da via principal, e menor na fase vermelha. Como consequência, o fluxo de chegada ao 2.º cruzamento também não é constante, e a idéia básica da sincronização é deixar o 2.º semáforo verde quando o fluxo que chega a ele é grande, e vermelho quando o fluxo é baixo; conseguindo-se assim a minimização do atraso dos veículos.

Existem portanto, para um grupo de semáforos funcionando no mesmo ciclo, 2 parâmetros importantes: as frações de verde e a defasagem. Em geral costuma-se definir para cada semáforo uma **defasagem absoluta**, que significa o instante dentro do tempo de ciclo em que se inicia o verde da fase 1 (convencionada para cada semáforo). Dois semáforos 1 e 2, consecutivos, tem como parâmetro mais im-

portante na sincronização, sua **defasagem relativa** significando quantos segundos um abre depois do outro.

Numa rua de mão única sem conversões, existe normalmente uma defasagem quase ótima, que consiste em dar ao 2.º semáforo uma defasagem d_o igual ao tempo de percurso médio (t_p) dos carros do 1.º semáforo

ao 2.º. Por simplicidade de cálculo, vamos estudar a variação do atraso quando se dá uma defasagem (d) diferente da ótima, definindo uma **defasagem adicional** como sendo:

$$d_a = d - d_o = d - t_p \quad (6.1)$$

A figura 6.5 mostra os histogramas de saída do 1.º semáforo e a chegada acumulada no semáforo seguinte. Pode-se notar que a chegada é cíclica, mas um tanto deformada com relação à saída, devido à dispersão do pelotão.

6.4.3 — Sincronização em vias de mão única

(a) Exemplos de aplicação

Neste item serão apresentados alguns exemplos de sincronização de semáforos em vias de mão única, e comentários conclusivos sobre a adoção das defasagens.

Exemplo n.º 1

Num ciclo de 60 intervalos, a chegada dos veículos acontece conforme demonstra a tabela abaixo: sabendo que a capacidade de saída dos veículos é de 1 veic./intervalo, e que o tempo de verde é de 30 intervalos, determinar o atraso por intervalo: fila por

intervalo, e o atraso médio por ciclo para as defasagens adicionais de 10 e 36 intervalos, isto é, o semáforo abre 10 ou 36 intervalos depois que o primeiro veículo chega à faixa de retenção.

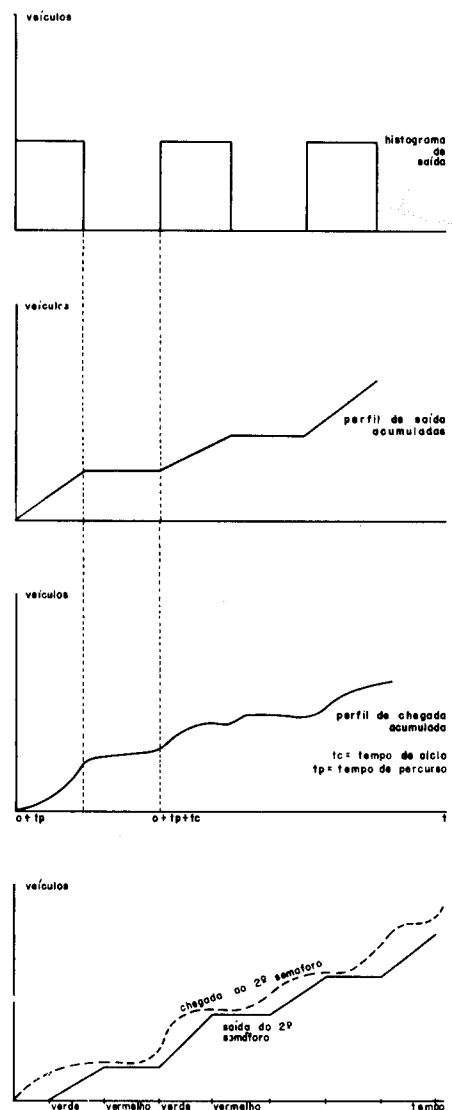


Fig. 6.5

Intervalo de chegada dos carros	Carro n.º
1	1
2	2
3	3
4	4
6	5
7	6
8	7
9	8
11	9
12	10
13	11
14	12
16	13
17	14
18	15
19	16
21	17
22	18
23	19
24	20
26	21
27	22
28	23
29	24

A. DEFASAGEM — $d_a = 10$ intervalos

A tabela mostra o comportamento da saída dos veículos que chegam ao semáforo de acordo com a defasagem adotada.

Intervalo de chegada dos carros (1)	Carro que chegou (2)	Intervalo de saída dos carros (3)	Carro que sai (4)	Fila no semáforo (veículos) (5)	Atraso no semáforo (veic.interv.) (6)
1	1	11	1	8	10
2	2	12	2	8	10
3	3	13	3	8	10
4	4	14	4	8	10
6	5	15	5	7	9
7	6	16	6	7	9
8	7	17	7	7	9
9	8	18	8	7	9
11	9	19	9	6	8
12	10	20	10	6	8
13	11	21	11	6	8
14	12	22	12	6	8
16	13	23	13	5	7
17	14	24	14	5	7
18	15	25	15	5	7
19	16	26	16	5	7
21	17	27	17	4	6
22	18	28	18	4	6
23	19	29	19	4	6
24	20	30	20	4	6
26	21	31	21	3	5
27	22	32	22	3	5
28	23	33	23	3	5
29	24	34	24	3	5

Construção da Tabela:

Coluna 3 — intervalo de saída dos veículos

A saída dos veículos parados no semáforo se dá a partir do intervalo de abertura, isto é, após decorrido d_a com uma razão de saída na capacidade (1 veículo/intervalo). Portanto, o 1.º carro que chegou, irá sair no tempo

$$t_i = d_a + \frac{1}{\text{capacidade}} \text{ (intervalos), e do 2.º}$$

$$\text{em diante } t_{i+1} = t_i + \frac{1}{\text{capacidade}} \text{ (intervalos)}$$

valos); assim tem-se:

$$t_1 = 10 + \frac{1}{1} = 11 \text{ intervalos}$$

$$t_2 = 11 + \frac{1}{1} = 12 \text{ intervalos}$$

e assim por diante.

Coluna 4 — carro que sai

Esta coluna indica qual veículo saiu durante os intervalos de saída. Como a capacidade de saída é 1 veic./intervalo, os carros saem a partir do 1.º carro, um a um de acordo com os intervalos de saída.

Coluna 5 — fila do semáforo

A obtenção da fila de veículos no semáforo é ilustrada pela figura 6.6. Pode-se notar que no instante de abertura (10) haviam oito carros acumulados no semáforo, e no instante 11 saiu o 1.º carro mas chegou o 9.º, permanecendo a fila de oito carros no semáforo. Este mesmo comportamento ocorre até a saída do 4.º carro. Quando o 5.º carro sai, não chega ninguém na fila do semáforo, diminuindo a fila para sete carros. O cálculo dos próximos valores é feito segundo a mesma metodologia até o 24.º carro.

Coluna 6 — atraso no semáforo

Este atraso é obtido subtraindo-se o instante de chegada do instante de saída dos veículos (Col (3) — Col (1)).

- Cálculo da fila média no semáforo durante o ciclo:

$$\text{fila média} = \frac{\sum \text{filas}}{n.º \text{ carros no ciclo}} = \frac{132}{24}$$

$$= 5,5 \text{ carros}$$

- Cálculo do atraso médio por ciclo:

$$\text{atraso médio} = \frac{\sum \text{atrasos}}{\text{tempo de ciclo}} = \frac{180}{60}$$

$$= 3 \text{ veículos-intervalo/intervalo}$$

B. DEFASAGEM — $d_a = 36$ intervalos

A tabela abaixo mostra o comportamento da saída dos veículos que chegam ao semáforo de acordo com a defasagem adotada.

Intervalo de chegada dos carros	Carro que chega	Intervalo de saída dos carros	carro que sai	fila no semáforo (veículos)	atraso no semáforo (veic.-interv.)
1	1	37	6	19	30
2	2	38	7	18	30
3	3	39	8	17	30
4	4	40	9	16	29
6	5	41	10	15	29
7	6	42	11	14	29
8	7	43	12	13	29
9	8	44	13	12	28
11	9	45	14	11	28
12	10	46	15	10	28
13	11	47	16	9	28
14	12	48	17	8	27
16	13	49	18	7	27
17	14	50	19	6	27
18	15	51	20	5	27
19	16	52	21	4	26
21	17	53	22	3	26
22	18	54	23	2	26
23	19	55	24	1	26
24	20	56	1	0	0
26	21	57	2	0	0
27	22	58	3	0	0
28	23	59	4	0	0
29	24	60	5	0	0

$$\text{Fila Média} = \frac{190}{24} = 7,91 \text{ carros}$$

$$\text{Atraso Médio} = \frac{530}{60} = 8,83 \text{ veic.-interv./interv.}$$

A construção desta tabela é feita da mesma maneira que a anterior.

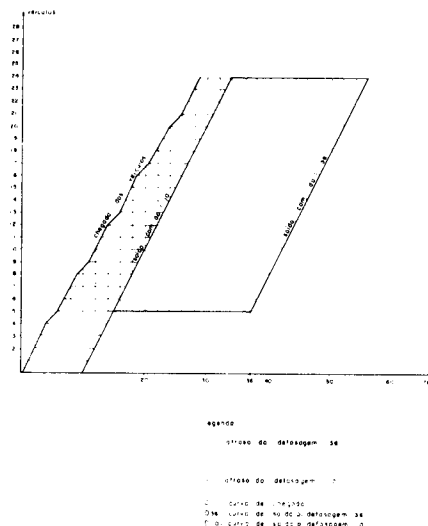


Figura 6.6

Comentários do exemplo 1

- Conforme se pode observar na comparação das defasagens adotadas, a defasagem de 10 intervalos apresenta uma economia de 350 veic.-intervalo com relação a de 36.

A figura 6.6 ilustra o problema, onde se verifica a diferença entre os atrasos.

- Procedimento em campo para obtenção do padrão de chegada:

deve-se deixar o semáforo aberto para a fase que se deseja sincronizar durante dois ciclos, e então durante este período proceder a contagem acumulada de veículos em intervalos de no mínimo 5 (cinco) segundos. Quanto menor for o intervalo, maior acuracidade será obtida para o perfil da chegada. O histograma final deve ser uma média de no mínimo cinco medidas. (Ver Apêndice A sobre histogramas).

Exemplo n.º 2

Determinar o atraso e a fila num semáforo cuja chegada é dada pela tabela abaixo e a capacidade de saída é igual a 5 veic./interv. O ciclo é de 14 intervalos sendo 7 intervalos verdes e 7 intervalos vermelhos.

Adotar as defasagens de 5 e 12 intervalos.

Intervalo	Chegada de veículos
1	5
2	10
3	12
4	14
5	17
6	20
7	21
8	23
9	24
10	25
11	26
12	27
13	27
14	27

A. Defasagem de 5 intervalos

Intervalo de saída	Saída dos veículos	Fila de veículos	Atraso veic. x interv.
6	5	15	25
7	5	11	25
8	5	8	10
9	5	4	10
10	5	0	15
11	1	0	5
12	1	0	5
13	0	0	0
14	0	0	0
1	0	5	0
2	0	10	0
3	0	12	0
4	0	14	0
5	0	17	0

$$\text{Fila Média} = 6,86 \text{ veic./intervalo}$$

$$\text{Atraso Total} = 95 \text{ veic. x intervalo}$$

A construção das tabelas é feita do mesmo modo que as do exemplo n.º 1.

B. Defasagem de 12 intervalos

Intervalo de saída	Saída dos veículos	Fila de veículos	Atraso
13	5	5	32
14	5	0	20
1	5	0	0
2	5	0	0
3	2	0	0
4	2	0	0
5	3	0	0
6	0	3	0
7	0	4	0
8	0	6	0
9	0	7	0
10	0	8	0
11	0	9	0
12	0	10	0

Fila Média = 3,71 carros/intervalo
 Atraso Total = 52 carros x intervalo

Comentários do exemplo n.º 2

As tabelas mostram que, com a variação da defasagem, a fila e o atraso sofrem também variações.

Na figura 6.7 nota-se nitidamente a vantagem em se adotar a defasagem de 12 intervalos em comparação com a de 5 intervalos. Entretanto para a adoção da defasagem ótima, deve-se comparar os atrasos variando a defasagem de intervalo em intervalo, até se obter o ponto de mínimo. A figura 6.8 mostra a variação da fila média (atraso) com relação à defasagem.

Pode-se observar que, em comparação com o histograma de chegada, o ponto de ótimo se dá quando o fechamento do semáforo coincide com a queda do perfil de tráfego. Este ponto de fechamento ótimo do sinal é sempre quando o fluxo está diminuindo, e passa por

um valor igual ao fluxo médio de chegada desde o início do vermelho, até o instante de término da fila. (Ver figura 6.9).

No exemplo, o ponto ótimo corresponde ao fechamento do semáforo no intervalo 6 em que o fluxo passa de 3 veíc./intervalo para 1 veíc./intervalo.

Um segundo ponto ótimo é com fechamento no instante 8 (defasagem = 1), que corresponde a uma segunda queda de volume passando de 2 para 1 veíc./intervalo.

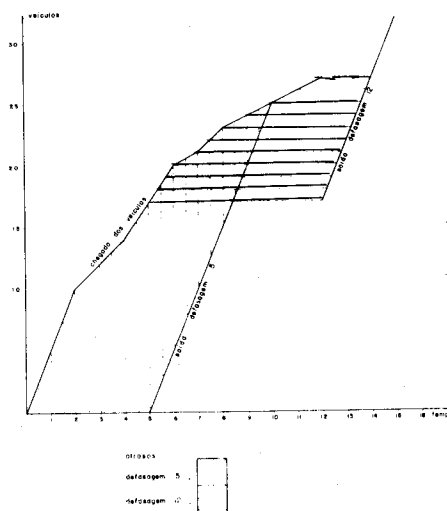


Fig. 6.7

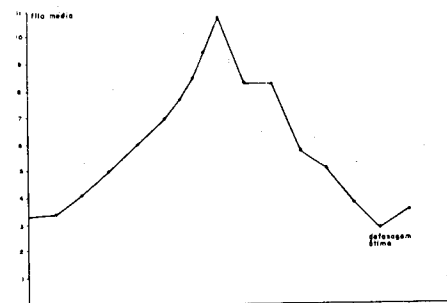


Fig. 6.8 — Variação da fila média com relação à defasagem.

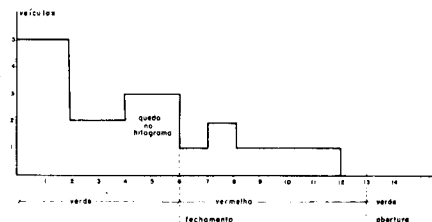


Fig. 6.9

(b) Análise teórica

Para a abordagem teórica do problema de sincronização em vias de mão única, toma-se inicialmente uma via sem conversões. Supondo-se um semáforo qualquer de um sistema sincronizado que receba o fluxo de maneira cíclica e que não haja dispersão do pelotão, isto é, que o pelotão de saída seja igual ao de chegada. Supondo-se também que o semáforo esteja com 100% de saturação e 50% de tempo verde.

Neste caso o tempo de espera no semáforo vai depender só da defasagem entre a chegada do pelotão no semáforo e o início do verde. Se a defasagem for ideal, a fase verde estará entrando quando o primeiro carro chegar e passará a vermelho quando o último passar, sendo o atraso igual a zero.

Quando a defasagem adicional for 1/4 de ciclo além da ideal, os veículos todos têm de esperar 1/4 de ciclo para começarem a andar e o atraso médio é de 1/4. Para defasagem adicional de 1/2 ciclo, analogamente o atraso médio é de 1/2 ciclo e corresponde à pior situação possível, pois o sinal fica vermelho quando chega o primeiro carro.

Para defasagens maiores (3/4), os veículos não esperam todos por igual: os primeiros do pelotão ainda conseguem pegar o fim do verde e atravessar, enquanto os últimos são obrigados a esperar todo o tempo de vermelho. Para a defasagem igual a 3/4 o atraso médio vale 1/4.

As curvas de defasagem em função do tempo são mostradas na figura 6.10 onde as áreas hachuradas correspondem ao atraso por ciclo.

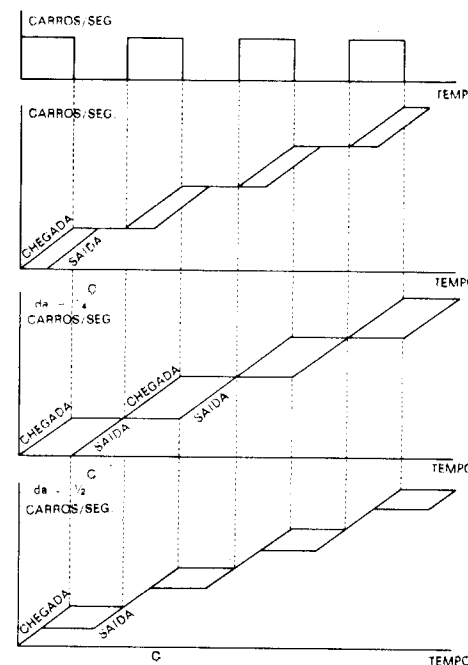


Fig. 6.10

(c) Conclusão (vias de mão única)

Para vias de mão única, pode-se notar que o problema se resume na determinação de apenas uma variável que a defasagem indica: o ponto de mínimo de uma curva de atraso. Quando há dispersão, ou quando o fluxo no primeiro semáforo não é saturado, ao invés de obtermos uma curva cíclica com trechos de retas, obtemos uma curva cíclica qualquer, utilizando para otimização os mesmos métodos dos exemplos 1 e 2.

6.4.4 — Sincronização em vias de mão dupla

(a) Introdução

A sincronização de semáforos em vias de mão dupla deve ser baseada na otimização do atraso entre os semáforos.

Esta otimização é feita variando-se a defasagem e calculando-se os valores de atraso para cada defasagem adotada. A soma dos atrasos de cada semáforo fornece uma curva de atraso x defasagem, em cujo ponto mínimo se encontra a sincronização ótima. A figura 6.11 ilustra o fato.

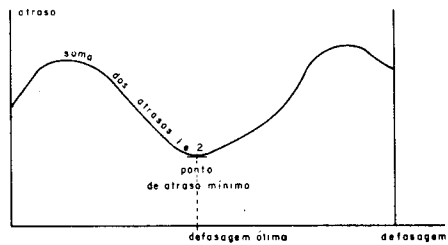
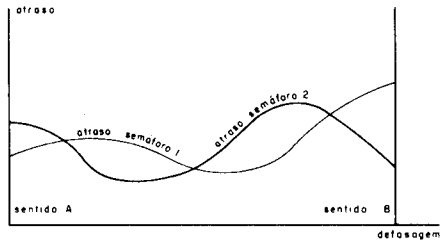


Fig. 6.11

Dependendo do tempo de percurso, pode-se, como regra prática, optar pelos seguintes comportamentos na sincronização de semáforos em vias de mão dupla:

- (a) para o ciclo maior que quatro vezes o tempo de percurso ($C > 4 t_p$) os semáforos devem abrir juntos;
- (b) para o ciclo menor que quatro vezes o tempo de percurso ($C < 4 t_p$) os semáforos devem abrir alternados;
- (c) quando o tempo de ciclo é igual a duas vezes o tempo de percurso ($C = 2 t_p$) temos a situação ideal para a sincronização. (Figura 6.12)

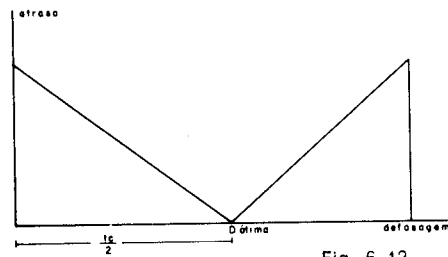


Fig. 6.12

Para ciclos menores que $2 t_p$, devemos, se for viável, aumentar o ciclo até um valor de $2 t_p$.

(b) Exemplos

1. Em uma rua de duas mãos, com distância entre 2 semáforos adjacentes igual a 200m e cujo tempo de percurso é 20 seg., o tempo de ciclo dos semáforos é de 200 seg. e o perfil de chegada nos dois semáforos se dá conforme a figura 6.13. Mostrar a variação do atraso com a defasagem.

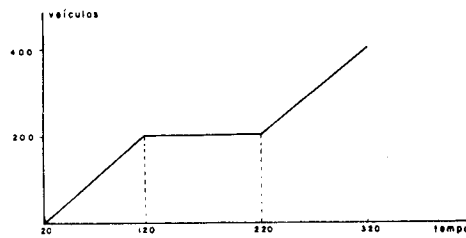
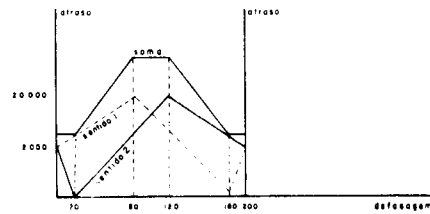


Fig. 6.13



Observação: os cálculos dos atrasos são feitos do mesmo modo que nos exemplos para vias de mão única.

2. Idem para distância entre semáforos igual a 1.000 metros e tempo de percurso de 100 segundos.

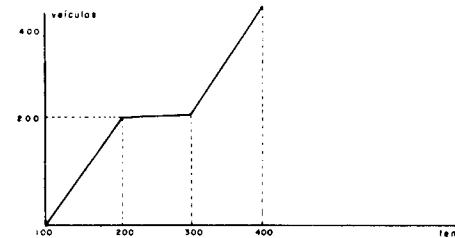
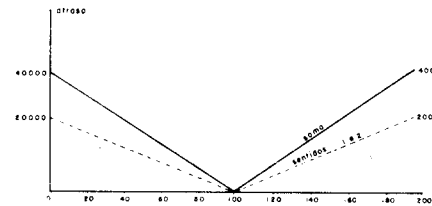


Fig. 6.14

Curva de variação do atraso com a defasagem



3. Idem para distância entre semáforos igual a 1.500 metros e tempo de percurso de 150 segundos.

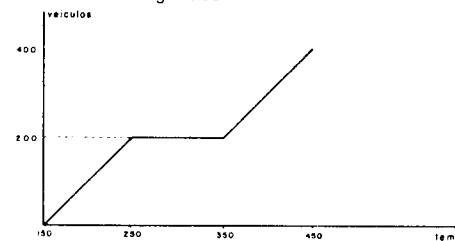
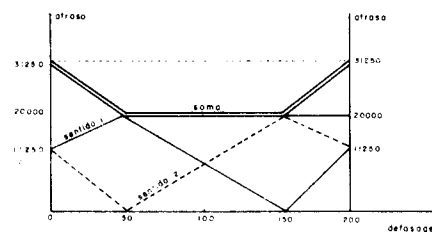


Fig. 6.15

Perfil de chegada dos veículos em ambos os lados



Curva de variação do atraso com a defasagem

Neste exemplo, o trecho onde se deve escolher a defasagem está entre 50 e 150, sendo que para a defasagem = 100, o atraso fica balanceado para os dois sentidos.

(c) Conclusão (vias de mão dupla)

Como vemos, em vias de mão dupla, o ideal quanto ao atraso, é haver um ciclo igual a duas vezes o tempo de percurso, o que nem sempre é possível pelas seguintes razões:

- (a) nos corredores, freqüentemente, é necessário manter-se a cada hora do dia um ciclo comum a todos os semáforos, e portanto, os tempos de percurso (distâncias entre semáforos) teriam de ser iguais, para que a boa sincronização seja mantida. Quando as distâncias forem razoavelmente iguais pode-se adotar o tempo de percurso médio entre os semáforos (ou distância média) para escolher o ciclo;
- (b) normalmente, quando as vias estão próximas da saturação, faz-se necessário colocar semáforos consecutivos a curtas distâncias e ciclos longos, sendo o ciclo muitas vezes maior que o dobro do tempo de percurso. Assim, não é possível obter-se sincronizações perfeitas nas principais avenidas de mão dupla da cidade, exceto no período noturno.

Com semáforos próximos e ciclos grandes, o processo de obtenção do ponto ótimo é o mesmo descrito nos exemplos anteriores.

6.5 SISTEMAS COMPUTACIONAIS

Com a crescente disponibilidade das facilidades computacionais, foram criados vários modelos para cálculo da sinalização progressiva em sistemas arteriais. Por exemplo, Brooks e Chamberlain desenvolveram um programa para construção de diagramas bidirecionais de espaço e tempo, tomando como origem a interseção de largura de banda mí-

nima e, para uma dada velocidade, as defasagens são escolhidas de forma a minimizar as interferências na banda escolhida. Yardeni formulou um modelo que, teoricamente, maximiza o número de veículos que atravessa o cruzamento durante o intervalo da banda verde. Entretanto, os resultados da implementação prática desses modelos são quase os mesmos que os obtidos pelos métodos convencionais.

Little e Morgan desenvolveram um método para estabelecer as defasagens ótimas entre os semáforos, de forma a maximizar a largura da banda de progressão ("onda verde") de um sistema arterial. O método baseia-se num eficiente algoritmo matemático, o qual procura determinar uma largura de banda tal que os pelotões de veículos que percorrem a via em ambos os sentidos se ajustem o melhor possível, em suas bandas de progressão. Contudo, o modelo de maximização otimiza apenas a largura e progressão da banda ("onda verde"), o que representa tão somente um fator geométrico do diagrama espaço x tempo, não existindo qualquer obrigatoriedade de relacionamento com alguma característica real do tráfego. Assim, o modelo não necessariamente minimiza uma função objetivo (tempo de percurso, atraso, número de paradas etc.) e, conseqüentemente, sua eficiência depende apenas das condições de fluxo existentes no sistema e do comportamento dos pelotões no intervalo da largura de banda. Este método resulta numa eficiente operação quando:

- (a) a dispersão do pelotão de veículos é baixa e o espaçamento entre as interseções é pequeno;
- (b) o volume de tráfego é leve e a largura de banda permite a dispersão de veículos.

Por outro lado, se a largura de banda for apenas suficiente para acomodar o pelotão no início da progressão, as interrupções ao longo do percurso, juntamente com a dispersão,

farão com que os veículos do fim do pelotão fiquem retidos nas interseções críticas, causando o truncamento da progressão veicular. Apesar de algumas inconsistências, o método de Little e Morgan tem produzido resultados bastante satisfatórios na operação de semáforos em sistemas arteriais, desde que se tomem alguns cuidados em sua aplicação, tais como o grau de confiabilidade dos parâmetros de entrada para o modelo. Nas pesquisas feitas por Wagner, este método mostrou ser um dos mais eficazes dentre os vários procedimentos testados para aumento do rendimento de operação de um sistema arterial.

Todos os métodos de sincronismo do tipo "onda verde" apresentam uma deficiência básica, pois assumem que as ruas estarão desimpedidas para a progressão do tráfego, o que na realidade nem sempre é verdade devido à ocorrência de filas nos cruzamentos. Dessa forma, é de fundamental importância que, no cálculo das defasagens entre os semáforos, sejam levados em conta os efeitos que a formação de filas possa acarretar. Isto tem sido realizado, direta ou indiretamente, nos mais recentes esquemas de sincronismo, os quais efetivamente simulam o movimento de veículos na rede viária, avaliam uma função objetivo e através de um algoritmo matemático determinam o melhor conjunto de defasagens para uma dada situação de tráfego.

6.6 SISTEMAS DE CONTROLE DE TRÁFEGO EM ÁREA

Com o aumento da demanda de viagens, os principais corredores de tráfego vieram a sofrer maior solicitação, tornando-se cada vez mais carregados e congestionados. Em decorrência, os motoristas passaram a procurar novos caminhos alternativos para seus destinos, utilizando-se de vias secundárias e residenciais.

Conseqüentemente, os semáforos que até então eram instalados quase que exclusiva-

mente nas interseções das grandes avenidas (sistemas arteriais), passaram a ser necessários em vários cruzamentos da malha viária urbana. Assim, gradativamente, os sistemas arteriais típicos foram se descaracterizando, surgindo em seu lugar uma extensa rede de semáforos, dando origem ao controle de tráfego por área ou região.

A principal variável de um esquema de controle é a defasagem e, no caso de uma rede de semáforos, ela deve ser determinada em função da interdependência entre os cruzamentos. Para uma rede complexa, o número de variáveis endógenas do sistema é muito maior que o número de variáveis independentes e a solução das equações de vínculos entre os semáforos por meio de técnicas manuais é bastante longa e enfadonha, tornando-se quase sempre inviável na prática. Por exemplo, numa rede quadrada de $(n \times n)$ links sinalizados tem-se n^2 semáforos e portanto (n^2-1) defasagens devem ser determinadas em função dos atrasos que ocorrem nos links. Dependendo da mão de direção das vias, o número de cálculos necessários varia entre $2n^2$ a $4n^2$. Por outro lado, a obtenção de "ondas verdes" para n corredores (sistemas arteriais) exige de (n^2-1) a $2(n^2-1)$ cálculos de atraso e, conseqüentemente, os esquemas de rede têm de 2 a 4 vezes mais variáveis a serem otimizadas.

Inicialmente, os planos de tráfego para controle de uma rede de cruzamentos sinalizados foram desenvolvidos de forma convencional, ou seja, eram elaborados esquemas de progressão ("ondas verdes") para as principais vias do sistema e as demais interseções tinham seus tempos ajustados em conformidade com esses esquemas preestabelecidos. Porém este tipo de abordagem simplesmente reduzia o problema de controle por área em vários sistemas arteriais (corredores) interligados entre si pelas vias transversais da região.

Com a disponibilidade das facilidades computacionais, foram propostos novos processos de solução que resultaram no desenvolvi-

mento de vários modelos baseados em algoritmos matemáticos e técnicas de otimização. Basicamente, as várias técnicas para coordenação e sincronismo de semáforos numa área de tráfego dividem-se em três categorias:

- (a) sistemas que utilizam planos de tempo fixo, baseados em dados históricos do comportamento do tráfego na região. Esses planos são calculados previamente através de programas computacionais tais como TRANSYT, COMBINATION e SIGOP.

Nestes sistemas, a detecção de veículos não atua sobre os tempos das fases nas interseções;
- (b) sistemas em que cada interseção da rede é atuada localmente por um controlador que efetua as mudanças de fase em função de detecção de veículos. Contudo, a flexibilidade de atuação está vinculada a um plano básico de coordenação calculado previamente, como descrito no item a;
- (c) sistemas totalmente atuados, nos quais os períodos de verde de cada fase do cruzamento são continuamente calculados em função da detecção de veículos e com base numa política de controle definida. Tais sistemas denominam-se **on-line** ou tempo real.

Com o propósito de avaliar os benefícios decorrentes das várias técnicas propostas para Controle de Tráfego em Área, o TRRL da Inglaterra (Transport and Road Research Laboratory) desenvolveu um amplo e detalhado programa de testes comparativos nas cidades de Glasgow e Londres. De maneira geral, os resultados obtidos mostraram que os sistemas que empregam planos de tempo fixo baseados em dados históricos (item a), obtiveram um desempenho no mínimo tão bom quanto as técnicas de controle atuado avaliadas, com a vantagem de que para a instalação desses sistemas os custos são bem menores. O critério utilizado para julga-

mento da **performance** dos programas foi o tempo total de viagem gasto pelos veículos na rede. Além disso, dentre os programas de tempo fixo, o que apresentou melhor rendimento foi o TRANSYT com opção de ciclo

duplo, no qual as interseções menos saturadas têm a metade do tempo de ciclo das demais. A tabela abaixo resume os resultados. As tabelas abaixo resumem os resultados da comparação entre os programas

Tabela 6.2 — Comparação TRANSYT-SIGOP

	Programa	Período		Fora de pico
		Pico manhã	Pico tarde	
Aumento percentual no tempo médio de viagem, em relação ao obtido para o TRANSYT de ciclo duplo	SIGOP	0	4	5
	TRANSYT ciclo simples	0	5	4*
Idem em relação ao TRANSYT com ciclo simples	SIGOP	0	0	0

* Não significativo ao nível de 5% — Fonte: RRL Report LR 430 — P. D. Whiting

Tabela 6.3 — Resumo dos resultados das comparações dos programas, tendo como base o método COMBINATION.

	Programa	Período		Fora de pico
		Pico manhã	Pico tarde	
Aumento percentual no tempo médio de viagem, em relação ao obtido para o método COMBINATION	Sinalização progressiva ("onda verde")	12	18	9
	TRANSYT com ciclo duplo	-5	-5	-3*
	FLEXIPROG	0	0	0
	EQUISAT	0	0	0
	PLIDENT	18	50	16

* Não significativo ao nível de 5% — Fonte: RRL Report LR 430 — P. D. Whiting

Pelas tabelas acima constata-se que os métodos SIGOP e COMBINATION resultaram em tempos médios de viagem cerca de 4 a 5% mais longos que os obtidos pelo TRANSYT com ciclo duplo. Dessa forma é plausível supor-se que ambos os programas sejam equivalentes em **performance**.

O item 6.7 fornece uma breve descrição dos sistemas testados, enquanto a tabela 6.14 resume os principais resultados obtidos pelo TRRL. Em síntese, as principais conclusões do estudo foram::

1. sistemas de planos de tempo fixo (TRANSYT, COMBINATION e SIGOP) são atualmente tão eficientes quanto os demais sistemas testados;
2. os métodos SIGOP e TRANSYT são os mais adequados para cálculo de planos de tempo fixo;
3. o programa TRANSYT com ciclo duplo produziu os melhores tempos médios de viagens atuais;
4. os sistemas de atuação de tráfego não se mostraram suficientemente eficientes para serem utilizados;
5. devem-se continuar as pesquisas para o desenvolvimento e aprimoramento de técnicas de controle atuado.

6.7 DESCRIÇÃO DOS SISTEMAS TESTADOS PELO TRRL*

- 6.7.1. Sistemas de planos de tempo fixo baseados em dados históricos do tráfego e calculados previamente (**off-line**) por programas computacionais.

Transcrita do TRRL Report N.º 569

As três técnicas testadas têm por objetivo determinar as defasagens entre os semáforos de uma área, de forma a minimizar uma função denominada índice de **performance** que é definida por uma combinação qualquer do número de paradas e atraso na rede.

- (a) O método COMBINATION assume para todos os semáforos da rede um ciclo comum, embora admita valores que sejam submúltiplos desse ciclo. Os tempos de verde de cada fase são também conhecidos. Este método leva em consideração os volumes de conversão. Assume-se que o atraso num **link** dependa única e exclusivamente dos semáforos que controlam o fluxo de entrada e saída de veículos no **link**, não existindo a influência dos outros semáforos adjacentes. Usa-se um princípio de programação dinâmica para encontrar um ótimo global sujeito a algumas restrições sobre a configuração da rede.

- (b) No método TRANSYT o tempo de ciclo é constante para todos os semáforos da rede, sendo que em algumas interseções o ciclo pode ser metade do valor assumido.

Este método consiste num modelo simples, mas efetivo, que inclui movimentos de conversão, dispersão de pelotão e a interação de fluxos entre os **links** da rede. A técnica de otimização Hillclimbing é utilizada pelo TRANSYT para minimizar o índice de **performance**. A divisão do ciclo em fases semaforicas pode ser otimizada como parte deste processo.

(c) O método SIGOP é um modelo mais simples que o COMBINATION. O cálculo das defasagens é feito com base no processo Hillclimbing. Os tempos de cada fase são calculados independentemente da otimização das defasagens. Este método assume um tempo de ciclo constante para toda rede, embora vários valores sejam testados durante seu processamento. A previsão de atrasos é feita através de um modelo simples de simulação.

6.7.3. Sistemas totalmente atuados:

nestes sistemas, os planos de tráfego (ciclo, tempos de verde e defasagens) são calculados com os dados obtidos das informações de tráfego provenientes dos detectores.

(a) Geração dinâmica de planos

Os tempos de ciclo e duração das fases são calculados pelos princípios de Webster e Cobbe que utilizam os dados de fluxos obtidos através dos detectores. As defasagens são determinadas de forma a minimizar os atrasos e/ou paradas. Para tanto, define-se um modelo comportamental do tráfego no **link** e medem-se ou estimam-se as velocidades nos mesmos. No período de teste, esses valores foram calculados com uma frequência de três ciclos.

(b) PLIDENT (Platoon Identification): o tempo de ciclo deste sistema não está restrito a condições de inter-relacionamento entre os cruzamentos. As rotas prioritárias dos pelotões de tráfego dentro da rede, bem como as estimativas dos seus tempos de percurso, atuam nas mudanças de fase, de modo a permitir a passagem dos pelotões com um menor tempo de espera no semáforo. Os tempos de verde são reajustados de acordo com as características de cada pelotão individual.

6.7.2. Sistemas coordenados com atuação local de tráfego em cada interseção.

Os métodos COMBINATION e TRANSYT são utilizados para estabelecer uma coordenação básica, a qual é adaptada localmente em função das informações dos detectores de veículos.

(a) FLEXIPROG (Flexible Progressive System): em caso de detecção de fluxos contínuos de tráfego, a mudança de fase processa-se de acordo com o estabelecido nos planos de tempo fixo.

Para tráfego pouco intenso, as mudanças ocorrem após se constatar uma perda de continuidade na intensidade de fluxo de veículos. Fases podem ser omitidas caso não haja demanda para elas.

(b) EQUISAT (Equal Degree of Saturation System): neste sistema, o tempo de ciclo e a seqüência das fases semafóricas são fixas. Modifica-se a distribuição dos tempos

de verde (**split**) de forma a igualar o grau de saturação para cada fase da interseção.

Tabela 6.4 — SUMÁRIO DOS TESTES DO TRRL*

SISTEMA	PRINCIPAIS TESTES	PRINCIPAIS RESULTADOS	OUTRAS EVIDENCIAS
1. Tempo fixo			
1.1. COMBINATION	A comparação foi feita com um sistema de progressão atuado (onda verde), implementado em Glasgow em 1967, com um único plano para o dia todo. Foram testados 3 planos COMBINATION: pico da manhã, fora de pico e pico da tarde	Os menores tempos de percurso foram obtidos através dos 3 planos do método COMBINATION (12% de redução em média)	Resultados idênticos foram obtidos na área oeste de Londres
1.2. TRANSYT	A comparação foi feita com o método COMBINATION (pico da manhã, tarde e fora de pico)	Os menores tempos de percurso foram obtidos através dos 3 planos do método TRANSYT (4% de redução em média)	Resultados idênticos foram obtidos na área oeste de Londres
1.3. SIGOP	1. A comparação foi feita com o método TRANSYT, usando 3 planos (pico manhã, tarde e fora de pico) com opção de ciclo duplo em algumas interseções (1971) 2. Similar ao descrito acima com o tempo único de ciclo comum a todas as interseções	1. Para o pico da manhã não houve diferença. Para os outros dois períodos, os tempos de percurso no SIGOP foram mais longos (4% em média) 2. Não se obteve diferença nos tempos de percurso para qualquer um dos 3 planos.	2. Teste idêntico foi feito em San Jose (USA), obtendo-se os mesmos resultados
2. Sistemas atuados localmente			
2.1. FLEXIPROG	1. Método COMBINATION para coordenação básica, comparado com o mesmo método COMBINATION, usando 3 planos (pico manhã, tarde e fora de pico) 2. TRANSYT para coordenação básica comparado com o mesmo método TRANSYT, usando um plano para fora de pico, mais testado no período das 19:30 às 21:30	1. Nenhuma diferença nos tempos de percurso em qualquer plano 2. Tempos de percurso maiores foram obtidos pelo método FLEXIPROG (cerca de 13% em média)	1. Versão diferente do FLEXIPROG utilizada em Londres obteve melhora de 2%, estatisticamente não significante
2.2. ATUAÇÃO ISOLADA DE VEÍCULOS	Comparado com o TRANSYT sob condições de fluxo pouco intenso entre 1:00 e 3:00 da manhã (1971)	Nenhuma diferença obtida nos tempos de percurso entre os sistemas	
2.3. EQUISAT	Método COMBINATION para coordenação básica, comparando com o mesmo método COMBINATION, usando três planos (pico da manhã, tarde e fora de pico) (1969)	Em qualquer plano não se obteve diferença alguma nos tempos de percurso	Numa outra versão mais recente do EQUISAT o teste resultou em tempos de percurso maiores para o pico da manhã (5%). Nos outros planos não se notou diferença.
3. Sistemas totalmente atuados			
3.1. GERAÇÃO DINÂMICA DE PLANOS	Comparado com um sistema de planos de tempo fixo com técnicas de otimização similares ao TRANSYT, em Madrid em 1970 Três planos de tempo fixo foram comparados durante 4 períodos num dia útil, incluindo os horários de pico	O sistema de geração dinâmica de planos obteve tempos de percurso razoavelmente maiores (média 9%)	
3.2. PLIDENT	Comparado com o método COMBINATION em 1969. Três planos diferentes do COMBINATION foram comparados durante os picos da manhã, tarde e fora de pico.	PLIDENT obteve tempos de percurso bem maiores (em média 29%)	

* TRANSCRITA DO TRRL — REPORT N.º 569

7

**TRANSYT – programa computacional para
coordenação e sincronismo de semáforos**

7.1. HISTÓRICO

O programa TRANSYT (**Traffic Network Study Tool**) foi desenvolvido pelo Professor D.I. Robertson do Transport and Road Research Laboratory (TRRL), órgão de pesquisas de tráfego do Ministério de Transportes (DOT) da Inglaterra. A primeira versão do programa foi elaborada em 1969. Deste então, novas versões têm sido preparadas com o propósito de modificar certos procedimentos do programa, a fim de torná-lo mais eficiente tanto em termos de Engenharia de Tráfego como computacionais. Presentemente, a versão mais recente é a TRANSYT/6, emitida em 1976, que além de conter a opção TRANSYT com prioridade para ônibus (BUS TRANSYT), inclui também um novo modelo para considerar a relação de atraso na parada/saída de veículos, o qual possibilita a obtenção de planos especiais de tráfego, cujo objetivo é a redução do consumo de combustível.

7.2. DESCRIÇÃO DO PROGRAMA

O programa TRANSYT é um método para se determinar planos de tráfego de tempo fixo, com o objetivo de minimizar o atraso e o número de paradas dos veículos que percorrem a rede viária.

Basicamente, o programa simula o comportamento do fluxo veicular, em trechos de vias do sistema, e através de uma função de otimização define a defasagem e os tempos ótimos de verde para cada aproximação dos cruzamentos.

O TRANSYT consiste essencialmente de dois modelos: um modelo comportamental do fluxo do tráfego e um modelo matemático de otimização.

7.2.1. Modelo de tráfego

Neste modelo são assumidas as hipóteses seguintes:

hipótese 1 — todas as interseções importantes da rede são sinalizadas;

hipótese 2 — todos os semáforos operam com um tempo de ciclo comum ou metade deste valor;

hipótese 3 — a distribuição do tráfego nos **links** de fronteira da área de controle é uniforme, ou seja, os veículos entram na rede a uma taxa constante de chegada;

hipótese 4 — as porcentagens de fluxo de conversão nos cruzamentos são constantes ao longo do tempo;

hipótese 5 — as filas que se formam numa dada aproximação são sempre escoadas (destruídas) no primeiro período de verde desta aproximação, ou seja, não existem ciclos saturados.

No TRANSYT, a rede viária é apresentada por um conjunto de nós conectados por **links**. Um

nó representa uma interseção sinalizada, e um link uma corrente de tráfego unidirecional entre dois nós consecutivos.

A fig. 7.1 ilustra tal esquematização.

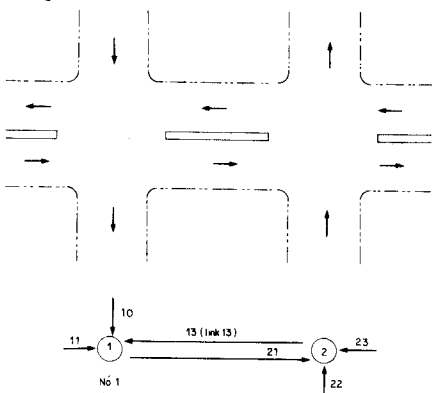


Fig. 7.1 — Representação esquemática do TRANSYT de um trecho de uma rede viária.

O ciclo é subdividido em unidades de tempo iguais, e todos os cálculos do programa são feitos com base nos valores médios de fluxo e filas de veículos presumíveis de ocorrerem em cada uma dessas unidades. Para cada unidade de tempo, a simulação do comportamento de tráfego em cada link da rede é feita através da manipulação de três tipos de padrões de tráfego (histogramas de fluxo):

1 — padrão de chegada — fluxo que chegaria na faixa de retenção no fim do link, se os veículos não fossem retidos pelo semáforo que controla o escoamento do link;

2 — padrão de saída — fluxo de escoamento de tráfego de um link;

3 — padrão de saturação — fluxo de escoamento, se durante todo o intervalo de verde o tráfego saísse na capacidade máxima (fluxo de saturação).

Todos os cálculos de atraso, número de paradas, comprimento de fila etc. são feitos a partir desses histogramas. Além disso, o programa considera os efeitos da dispersão dos pelotões de tráfego como consequência

das diferentes velocidades de cada veículo. Relacionando os fluxos de chegada num link aos fluxos de saída de links precedentes, o TRANSYT traça o movimento dos veículos na rede, simulando assim o comportamento do tráfego.

7.2.2. Modelo de otimização

De acordo com o modelo de tráfego, os fluxos unidirecionais, após terem sido liberados por um semáforo, percorrerão um trecho da via até atingir uma próxima interseção sinalizada, onde serão escoados no período de verde do semáforo que controla esse cruzamento.

Se forem conhecidos a função de demanda acumulada, (o número de veículos que chegam na interseção), e a função de serviço acumulado (atendimento — o número de veículos escoados), então a área entre essas duas curvas representa o atraso no cruzamento (figura 7.2).

Neste gráfico, a distância vertical entre as curvas representa o número de veículos retidos (parados) na faixa de retenção do link, enquanto a distância horizontal representa a duração do atraso.

Alterando-se o intervalo de tempo entre a chegada (A) e a partida (B) do primeiro veículo da faixa de retenção, a área entre as curvas irá variar, e, conseqüentemente, o atraso também. Assim, ajustando-se convenientemente o intervalo A-B poder-se-á minimizar o atraso.

Em termos gerais, o modelo de otimização do TRANSYT procura determinar, para cada interseção da rede, qual o intervalo A-B que apresenta melhor desempenho em relação a uma função objetivo, denominada Índice de performance (IP). Para tanto, o programa utiliza como funções de demanda e serviço os padrões de tráfego de chegada e saída, respectivamente, gerados pelo modelo de simulação de tráfego.

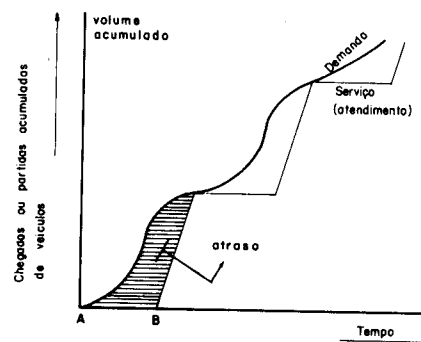


Fig. 7.2 — Volumes acumulados de demanda e serviço numa interseção sinalizada.

O índice de performance é definido por:

$$IP = \sum_{i=1}^n (d_i + p_i + KS_i) \quad (7.1)$$

onde:

- n = número de links da rede;
- d_i = atraso médio uniforme no link i (seg.);
- d'_i = atraso médio aleatório no link i (seg.);
- K = fator de penalidade de parada;
- S_i = número médio de paradas no link i.

Dada a periodicidade dos fluxos nos cruzamentos da rede, o atraso médio uniforme num dado link i é dado por:

$$d_i = \frac{\Delta t}{A_c} \sum_{t=1}^n (A - D)_t \quad (7.2)$$

onde:

- n = número de unidades de tempo em que o ciclo é subdividido;
- A_t = chegadas acumuladas no intervalo t;
- D_t = partidas (escoamento) acumuladas no intervalo t;
- A_c = total de chegadas durante o ciclo;
- Δt = comprimento do intervalo de tempo (ciclo/n).

Na realidade, os volumes de tráfego sofrem flutuações ao longo dos ciclos, devido ao comportamento estocástico dos fluxos de chegada. A fim de considerar esse efeito, o TRANSYT define um componente aleatório do atraso dado por:

$$d'_i = \frac{x_i^2}{4(1-x_i)} \quad (7.3)$$

onde:

x_i = grau de saturação do link i.

Além disso, o número médio de paradas num link i é dado por:

$$S_i = \frac{1}{C} \sum_{t=t_r}^{t_o} a_t$$

onde:

- a_t = chegadas de veículos no intervalo t ($t_r \leq t \leq t_o$);
- C = tempo de ciclo;
- t_r = instante de início do período vermelho do link i;
- t_o = instante no período verde do link i no qual a fila se torna nula.

*** CORREDORES PERMIGAS - PROGRAMACAO DIURNA - DEZEMBRO/76 ***

SITUAÇÕES FINAIS DITIZAS PELYS IMPEDIMENTOS, 0 8 24 -1 8 24 1 -1 1

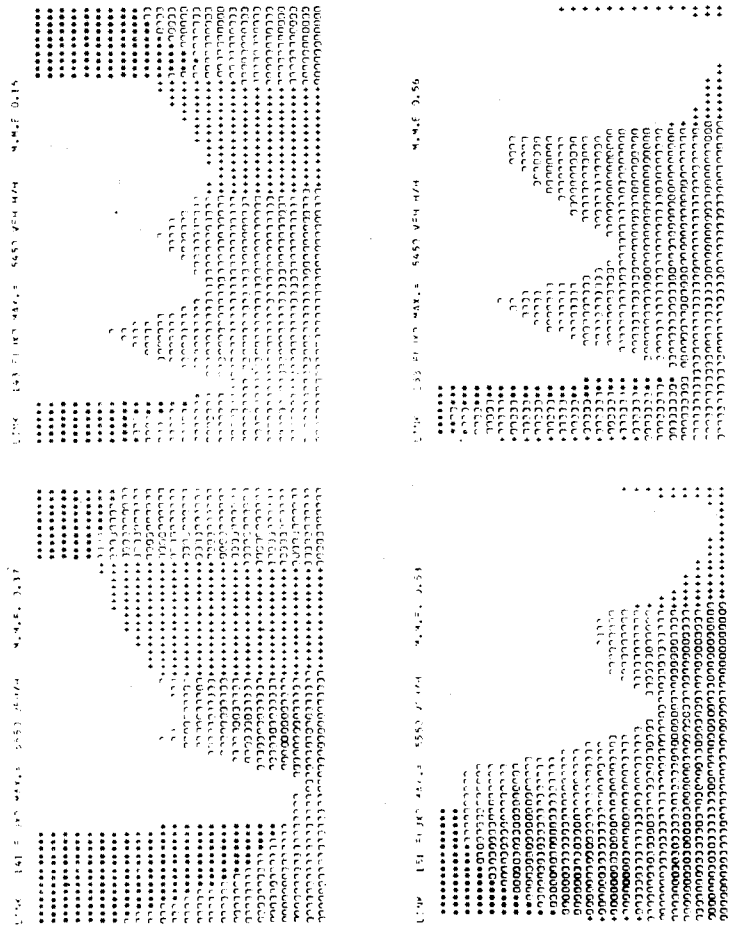
NO. DO LNK	NO. DE FASES	FASE						FLUXO (VEH/4)	FLUXO SAT (VEH/30)	DISTANCIA TOTAL (VEH KM/H)	TEMPO TOTAL (VEH H/H)	ATRASO UNIFORME (VEH H/H)	ATRASO ALEATORIO (VEH H/H)	PAPADAS JUNTAS (VEH/SEG)	FILA MAXIMA UNIFORME (VEH)	NO. DE CONTROLE	INICIO VEZES (SEG)	FIM DO PERIO (SEG)
		1	2	3	4	5	6											
10	2	6	52															
11	2	10	52															
12	2	3	41															
13	2	7	50															
14	2	87	23															
15	2	54	39															
16	2	57	33															
17	2	57	33															
18	2	59	38															
19	2	52	52															
20	2	52	52															
21	2	52	52															
22	2	52	52															
23	2	52	52															
24	2	52	52															
25	2	52	52															
26	2	52	52															
27	2	52	52															
28	2	52	52															
29	2	52	52															
30	2	52	52															
31	2	52	52															
32	2	52	52															
33	2	52	52															
34	2	52	52															
35	2	52	52															
36	2	52	52															
37	2	52	52															
38	2	52	52															
39	2	52	52															
40	2	52	52															
41	2	52	52															
42	2	52	52															
43	2	52	52															
44	2	52	52															
45	2	52	52															
46	2	52	52															
47	2	52	52															
48	2	52	52															
49	2	52	52															
50	2	52	52															
51	2	52	52															
52	2	52	52															
53	2	52	52															
54	2	52	52															
55	2	52	52															
56	2	52	52															
57	2	52	52															
58	2	52	52															
59	2	52	52															
60	2	52	52															
61	2	52	52															
62	2	52	52															
63	2	52	52															
64	2	52	52															
65	2	52	52															
66	2	52	52															
67	2	52	52															
68	2	52	52															
69	2	52	52															
70	2	52	52															
71	2	52	52															
72	2	52	52															
73	2	52	52															
74	2	52	52															
75	2	52	52															
76	2	52	52															
77	2	52	52															
78	2	52	52															
79	2	52	52															
80	2	52	52															
81	2	52	52															
82	2	52	52															
83	2	52	52															
84	2	52	52															
85	2	52	52															
86	2	52	52															
87	2	52	52															
88	2	52	52															
89	2	52	52															
90	2	52	52															
91	2	52	52															
92	2	52	52															
93	2	52	52															
94	2	52	52															
95	2	52	52															
96	2	52	52															
97	2	52	52															
98	2	52	52															
99	2	52	52															
100	2	52	52															

CICLO= 110 SEGS. NO. PASSOS= 60 PAG. 22

LNK	NO. DE FASES	USO DA SUBROTINA	NO. DE ENTRADAS	LINKS	DISTANCIA TOTAL (VEH KM/H)	TEMPO TOTAL (VEH H/H)	ATRASO UNIFORME (VEH H/H)	ATRASO ALEATORIO (VEH H/H)	TOTAL PAPADAS (VEH/SEG)	INDICE DE PERFORMANCE	VELOCIDADE (KM/H)

Fig. 7.3 — Situações finais do TRANSYT na Av. Rebouças.

Fig. 7.4 — Histogramas de trafego do TRANSYT na Av. Rebouças.



Neste caso, não ocorre distinção entre as diferentes classes de veículos (automóveis, ônibus, caminhões etc.).

Contudo a Engenharia de Tráfego tem dado uma ênfase cada vez maior à mobilidade de pessoas em vez de veículos.

Nesse sentido, um ônibus carregado de passageiros deve ter prioridade sobre veículos particulares.

A fim de se considerar este aspecto, o TRRL desenvolveu uma versão do programa (TRANSYT/5-1972), que determina planos de tráfego com o objetivo de minimizar o tempo total de viagens dos passageiros na rede, favorecendo assim os veículos com maior índice de ocupação. Além disso, as vantagens proporcionadas ao transporte coletivo superaram amplamente as eventuais restrições impostas ao tráfego dos demais veículos.

A principal característica do TRANSYT/5, que é uma extensão do método básico, é a simulação em separado do comportamento de diferentes tipos de veículos numa corrente de tráfego mista.

Os testes de validação do programa, efetuados na cidade de Glasgow, mostraram que os planos de tráfego, produzidos pelo TRANSYT/5, aumentaram a velocidade média de percurso dos ônibus em cerca de 8% em comparação com a obtida pelo TRANSYT normal. Paralelamente, constatou-se que não houve mudanças significativas nas velocidades dos outros veículos. Esse acréscimo na velocidade gerou um benefício para a comunidade de Glasgow, estimado em mais de US\$ 180.000 por ano, com a vantagem de não implicar custos extras de equipamentos.

7.4. CONCLUSÕES

Atualmente, o TRANSYT é tido pelos especialistas como sendo a ferramenta mais eficiente para o cálculo de planos de tráfego de tempo fixo (ciclo constante).

A lógica do modelo de otimização do TRANSYT utiliza-se de um processo matemático iterativo denominado **Hillclimbing** para determinação das configurações ótimas dos semáforos.

Para uma configuração inicial de tempos e defasagens dos semáforos neste processo, calcula-se o IP. A seguir, fixa-se uma interseção (nó) e altera-se a sua defasagem por um valor predeterminado de tempo. Na sequência, se o IP calculado para esta nova configuração for inferior ao anterior, prossegue-se a alteração da defasagem até que se chegue a um valor mínimo de IP. Desta forma são ajustadas, sucessivamente, as defasagens de cada interseção. Esse procedimento é repetido um número finito de vezes, até que seja obtida uma configuração final dos tempos semafóricos.

Além de otimizar as defasagens, o programa TRANSYT pode, opcionalmente, otimizar a duração dos intervalos de verde das fases dos cruzamentos.

Para cada etapa do processo de otimização, o programa fornece um relatório com os valores de atraso e parada em cada **link**, bem como os valores totais para a rede.

Esse relatório é de extrema valia para a identificação de problemas nos **links**, tais como super-saturação e/ou má distribuição dos intervalos de verde. Opcionalmente, pode-se solicitar a impressão de gráficos de chegadas (Padrão IN) e saídas (Padrão OUT) de veículos em **links** específicos.

As figs. 7.3 e 7.4 ilustram um resultado do processamento do programa TRANSYT.

7.3. TRANSYT COM PRIORIDADE PARA ÔNIBUS (BUS TRANSYT)

Os benefícios resultantes da coordenação e sincronismo de semáforos distribuem-se sobre todos os veículos da rede, uma vez que o critério principal para otimização é o atraso veicular, definido em unidades de veíc-h/h.

Em São Paulo, a CET implantou e tem aplicado o TRANSYT/6 para dimensionamento dos semáforos das principais áreas e corredores da cidade. Em alguns casos, como por exemplo na Av. Paulista, foi utilizada a opção de prioridade para ônibus, e os resultados obtidos foram excelentes.

O baixo custo do projeto e a alta taxa de retorno fazem do TRANSYT um elemento de extrema importância no planejamento de investimentos a curto prazo, para melhoria das condições de eficiência e uso do sistema viário.

8.1 — INTRODUÇÃO

Geralmente as interseções complexas (incluindo-se praças e rotatórias), apresentam certas características especiais que podem vir a dificultar e prejudicar a passagem de veículos no cruzamento. Além disso, em algumas interseções simples pode ocorrer um fluxo de saída irregular.

Nestas condições, as fórmulas e métodos definidos nos capítulos anteriores não se aplicam a esses cruzamentos, pois as equações dadas para dimensionamento dos tempos de ciclo, tempos de verde e defasagem supõem que a capacidade (fluxo de saturação) das aproximações se mantém constante durante todo o tempo de escoamento dos veículos (tempo de verde efetivo).

Em interseções complexas, as características mais importantes por acarretarem problemas à circulação dos veículos são:

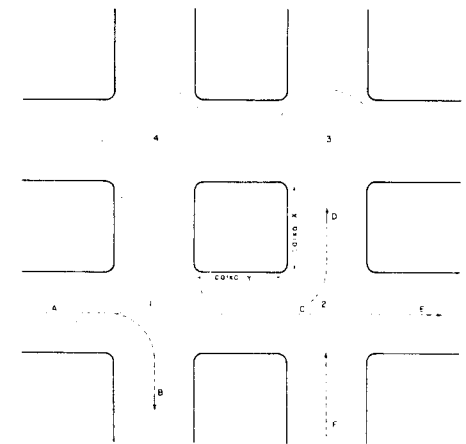
- falta de espaço para armazenamento de veículos;
- perda de capacidade devido a movimento de conversão;
- alargamento da via (aumento de número de faixas de tráfego) junto à faixa de retenção.

8.2 — FALTA DE ESPAÇO PARA ARMAZENAMENTO DE VEÍCULOS

Quando os semáforos encontram-se muito próximos uns dos outros, o espaço para ar-

mazenamento de veículos é pequeno ("caixas" reduzidas). Dependendo dos tempos de ciclo adotados e da coordenação semafórica implantada, poderá haver um bloqueio temporário de determinados movimentos, o que reduzirá a capacidade do sistema.

Por exemplo, um cruzamento de duas vias de mão dupla, com canteiro central largo, constitui, na realidade, uma rotatória com 4 cruzamentos (figura 8.1).



Em relação à figura 8.1, analisando-se o fluxo ordinário de A quando os semáforos 1 e 2 estiverem indicando verde para esta corrente, tem-se:

- uma parcela **B** realiza conversão à direita;
- uma parcela **C** segue em frente;
- uma parcela **D** realiza conversão à esquerda.

Se os veículos de movimento **D** encontrarem o semáforo **3** indicando vermelho (semáforo fechado), eles serão armazenados numa fila que será acomodada na caixa **X**, e cuja extensão irá aumentando progressivamente.

Dependendo da duração do intervalo vermelho, o número de veículos na fila poderá exceder a capacidade de armazenamento da caixa **X**, e então haverá o bloqueio de uma ou mais faixas de tráfego destinadas à circulação do movimento **C** (**A — E**).

Dependendo do número de veículos que fazem a conversão à esquerda (parcela **D**), poderá ocorrer, no caso extremo, o bloqueio total do movimento que segue em frente.

Representando-se graficamente o fluxo de escoamento de veículos do movimento **A** no semáforo **1** a partir do seu instante de início de verde, obtém-se o perfil indicado pela figura 8.2.

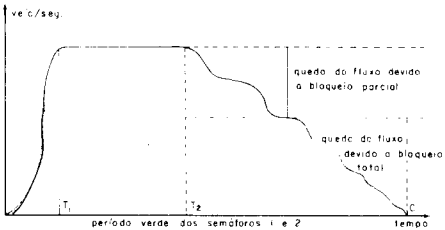


Fig. 8.2 — Histograma do fluxo que segue direto em **A** (parcela **C**).

A partir do instante T_1 o fluxo de saída se mantém constante na taxa de saturação, como em qualquer outro semáforo. No instante T_2 a capacidade da caixa **X** é excedida,

da, e começa então a ocorrer a ocupação sucessiva (bloqueio parcial) das faixas de tráfego destinadas ao fluxo de veículos (**A — E**), até que no instante T_3 há o bloqueio total.

Deve-se observar que o histograma da figura 8.2 foi feito admitindo-se que existe uma demanda constante de veículos no movimento **A**, e que ambos os semáforos **1** e **2** têm o mesmo instante de início de verde. Visto que a partir do instante T_2 o fluxo de saída apresenta-se de forma irregular e a capacidade da interseção começa a decrescer, as fórmulas usuais de programação semafórica só têm validade se o tempo de verde do semáforo **1** for inferior a T_2 .

8.3 — PERDA DE CAPACIDADE DEVIDO A MOVIMENTOS DE CONVERSÃO

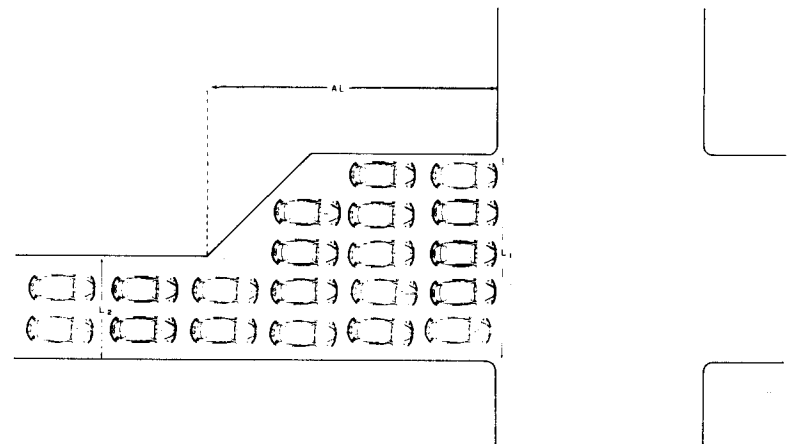
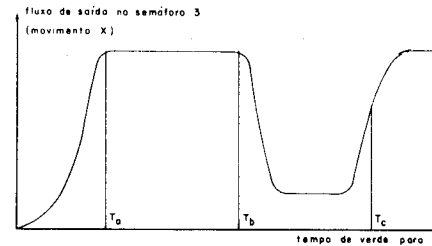
Se a programação semafórica de uma aproximação é feita para obter um sincronismo com o fluxo de escoamento de uma corrente de tráfego de um semáforo anterior, poderá ocorrer um perfil irregular no seu fluxo de saída, caso não haja espaço suficiente para armazenamento dos veículos que estão chegando.

Este é o caso do semáforo **3**, mencionado no exemplo anterior.

Neste semáforo, quando se inicia o período de verde para o movimento **D**, o fluxo de saída se mantém na capacidade (fluxo de saturação) durante o intervalo de tempo correspondente ao escoamento dos veículos armazenados na caixa **X**. Uma vez esvaziada a caixa, o fluxo cai, pois a saída se restringe a atender os veículos provenientes do movimento **A**.

O gráfico da fig. 8.3 mostra o procedimento descrito: a partir de t_a o escoamento da aproximação é feito na taxa de saturação, pois existem veículos armazenados na caixa **X**. Em t_b todos os veículos da caixa já foram

atendidos (caixa vazia), e o fluxo de saída é igual ao fluxo de chegada do movimento **D**. A partir do instante t_e o fluxo de saída possivelmente voltará a crescer em virtude do início do período de verde no semáforo **2** para os veículos da corrente **F**.



8.5 — CONSIDERAÇÕES SOBRE A REGULAGEM DE SEMÁFOROS

Os fatores descritos nos itens 8.2, 8.3 e 8.4 não são características exclusivas de praças, rotatórias ou interseções complexas, apesar de ser onde ocorrem com maior frequência. Inclusive, podem acontecer em qualquer

Também neste caso, as fórmulas usuais de programação semafórica só têm validade se o tempo de verde para o movimento **D** for inferior a t_b .

8.4 — ALARGAMENTO DA VIA JUNTO A FAIXA DE RETENÇÃO

Quando isso acontece, inicialmente o fluxo de saída dos veículos é alto, pois a capacidade é dada em função da largura L_1 (fig. 8.4). Após o escoamento dos veículos que estão armazenados na extensão A_1 do alargamento, há uma redução do fluxo de saída, visto que o fator determinante de capacidade passa a ser a largura L_2 que é menor que L_1 .

interseção simples, com características aparentemente normais de tráfego.

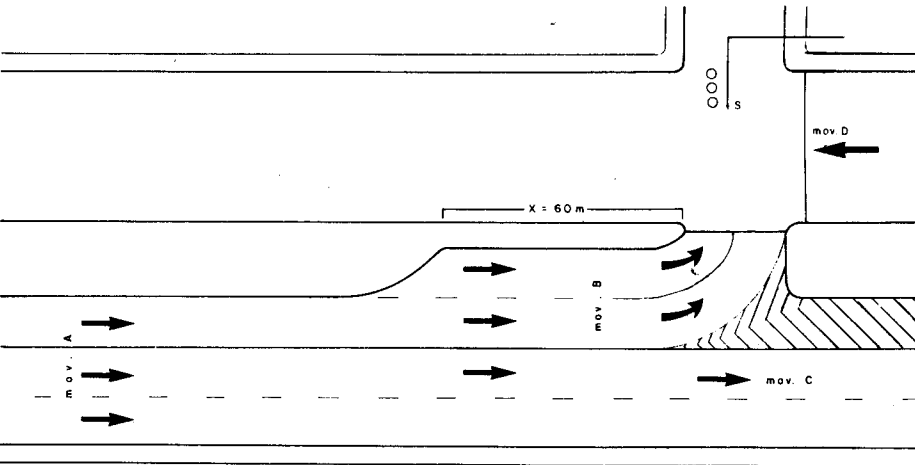
A consequência final dos fatores apontados é uma queda no fluxo de saída da aproximação, diminuindo assim sua capacidade, sempre que os tempos de verde e tempos de ciclo se tornem muito longos.

Nestas condições o aspecto mais importante ao se regular os semáforos é saber que o ciclo não deve ser muito longo, para se evitar uma redução de capacidade.

Em condições normais, a capacidade de uma aproximação em função do tempo de ciclo é dada pela curva A da fig. 8.5; para interseções complexas, ela é descrita pela curva B. Pode-se observar que para valores baixos, ambas as curvas coincidem, porém a partir

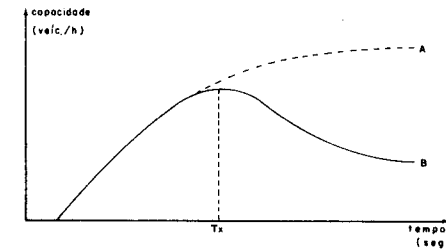
8.6 — CASO EXEMPLO

A fim de ilustrar o problema e fixar diretrizes para melhor definir a programação do semáforo, será utilizado um exemplo (fig.



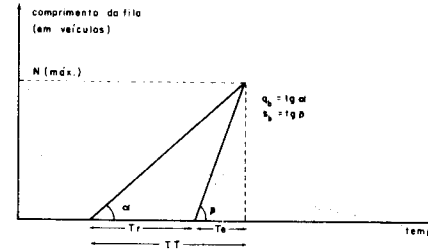
O fluxo da corrente A se divide em duas parcelas: uma que segue em frente (movimento C) e outra que converge à esquerda (movimento B). Se o semáforo 1 estiver fechado (período vermelho), os veículos do movimento B irão se armazenar numa fila que inicial-

mente ocupará a caixa X. Dependendo do número de veículos existentes, esta caixa poderá ser insuficiente e então haverá a ocupação das faixas de tráfego destinadas ao movimento direto C, prejudicando toda a circulação do cruzamento.



de T_x a capacidade das aproximações complexas começa a decrescer.

A fig. 8.7 mostra a formação e destruição da fila de veículos, considerando-se o fluxo B constante:



sendo: q_b = fluxo de conversão em veíc./seg.;

TR = tempo em vermelho mais amarelo, para o fluxo do movimento B;

S_b = capacidade de saída do fluxo B no semáforo 1;

TE = tempo de verde mínimo para escoamento do fluxo acumulado;

TT = TR + TE = instante em que a fila acaba;

$N_{máx}$ = n.º máximo de veículos na fila;

$$\text{tem-se: } TE \times S_b = TT \times q_b \Rightarrow TE = TT - TR$$

$$\Rightarrow TT = \frac{TR \cdot S_b}{(S_b - q_b)} \quad (8.1)$$

$$\text{logo: } N_{máx} = TT \times q_b = \frac{q_b \cdot S_b \cdot TR}{(S_b - q_b)}$$

y = taxa de ocupação do movimento:

$$y_b = \frac{q_b}{S_b}$$

$$e \quad N_{máx} = \frac{q_b \cdot TR}{1 - y_b} \quad (8.2)$$

Portanto, a fila máxima é diretamente proporcional ao tempo de vermelho e aproximadamente proporcional ao fluxo que efetua a conversão.

Para que a caixa X não seja insuficiente, é necessário que o número de veículos do movimento de conversão seja menor ou igual à capacidade de armazenamento da caixa, ou seja:

$$N_{ce} \leq N_{caixa}^{máx}$$

$$N_{caixa}^{máx} = \frac{n \cdot L}{do}$$

onde: N_{ce} = número de veículos que efetuam a conversão;

$N_{caixa}^{máx}$ = capacidade de armazenamento de veículos na caixa;

n = número de faixas de tráfego na caixa;

L = comprimento da caixa (m);

do = espaçamento médio entre dois veículos consecutivos (m) normalmente do = 6m.

A figura 8.8 ilustra a capacidade de uma caixa:

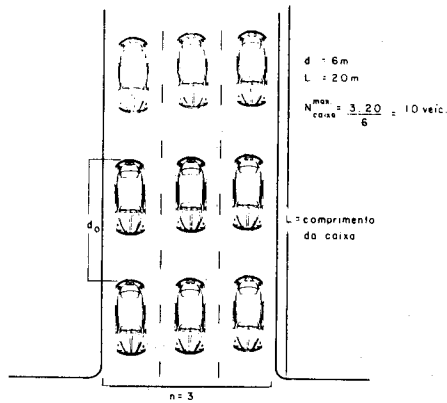


Fig. 8.8 — Capacidade de uma caixa.

No exemplo, a caixa de conversão é constituída por uma faixa normal de via e um corte no canteiro central ("taper"), com extensão de 60m.

	fluxo (veic./hora)	capacidade
A	4000	—
B	1000	3000
C	3000	3600
D	3000	5400

Calculando-se os tempos de ciclo e distribuição de verdes pelas fórmulas usuais, tem-se:

- cálculo das taxas de ocupação:

$$y_b = \frac{1000}{3000} = 0,33$$

$$y_d = \frac{3000}{4000} = 0,55$$

$$Y = y_b + y_d = 0,33 + 0,55 = 0,88$$

- tempo total perdido no ciclo: $T_p = 6$ seg. (3 seg./fase).

- cálculo do tempo de ciclo mínimo e distribuição dos verdes:

$$C_{\text{mín}} = \frac{6}{1 - 0,88} = 54 \text{ seg.}$$

$$g_b = \frac{y_b}{Y} (C_{\text{mín}} - T_p) = 18 \text{ seg}$$

$$g_d = 30 \text{ seg.}$$

- cálculo de tempo de ciclo ótimo e distribuição dos verdes:

$$C_o = \frac{1,5 \times 6 + 5}{1 - 0,88} = 126$$

$$g_b = 45 \text{ seg. e } g_d = 75 \text{ seg.}$$

- cálculo do comprimento de fila em função dos tempos de ciclo mínimo e ótimo:

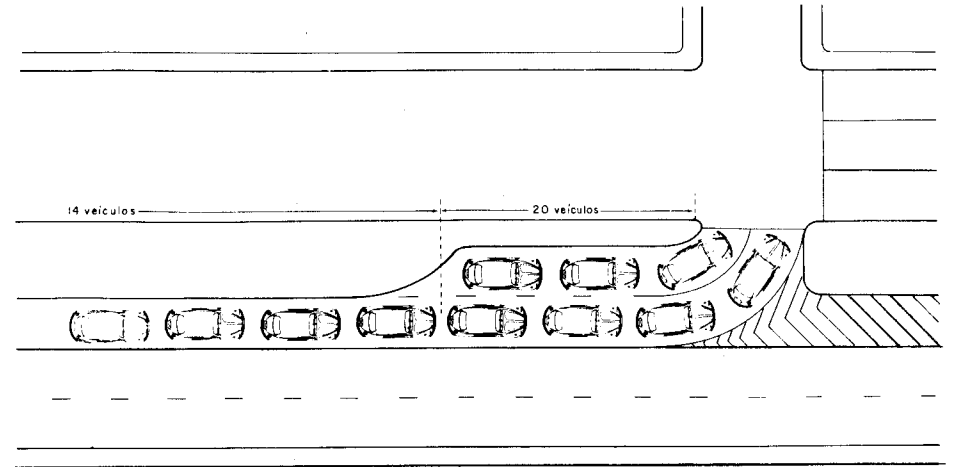
tempo de vermelho + amarelo do mov. B	fila máxima/ciclo (equação 8.2)
54 - 18 = 36	15
126 - 45 = 81	34

- capacidade de caixa:

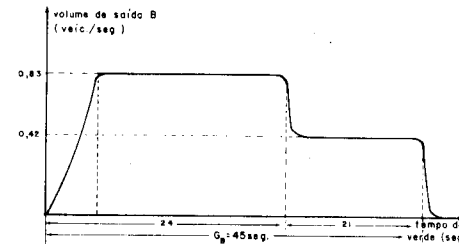
$$N_{\text{caixa}} = \frac{2 \times 60}{6} = 20 \text{ carros.}$$

Neste exemplo, fica claro que se fosse utilizado o tempo de ciclo ótimo, haveria um excedente de $(34-20) = 14$ veículos/ciclo que não seriam acomodados na caixa. Admitindo-

se que os motoristas respeitem a sinalização, esses veículos formariam uma fila simples na faixa mais à esquerda da via, conforme indicado na figura 8.9.



Neste caso, o perfil do fluxo de saída (histograma) do movimento B é mostrado pela fig. 8.10:



sejam escoados é de $\frac{0,83}{20} = 24$ seg.

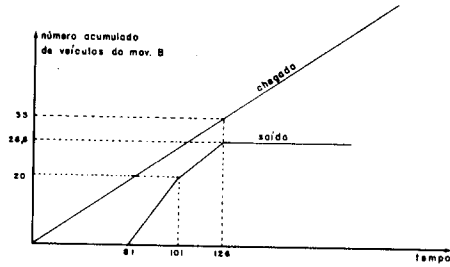
A partir daí, a fila excedente de veículos é escoada através de uma única faixa de tráfego, cujo fluxo de saturação é de 1500 veic./h, ou 0,42 veic./seg.

Como o tempo de verde do movimento B é de 45 seg., são escoados mais $(45-24) \times 0,42 = 8,8$ veículos, e portanto o total de veículos escoados durante o tempo de ciclo ótimo é de $20 + 8,8 = 28,8$ veículos.

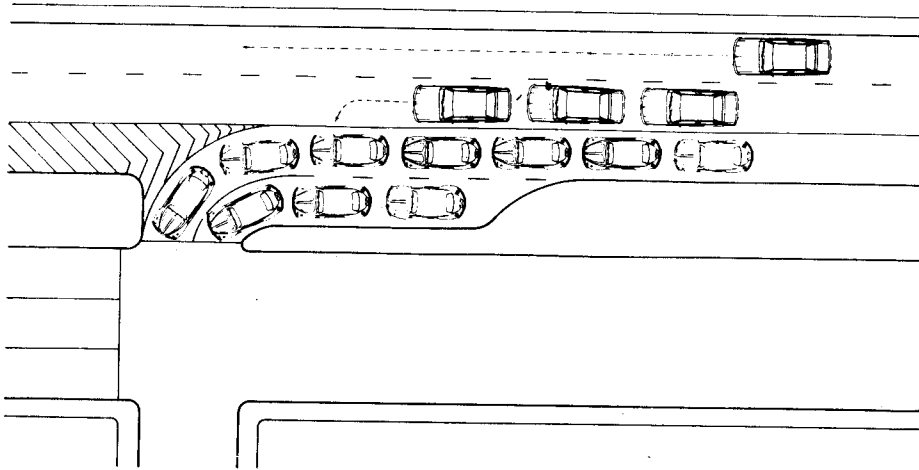
Dado que o volume de conversão é de 35 veic./ciclo, a programação ótima geraria uma demanda não atendida de aproximadamente 6 veic./ciclo.

O fluxo de saturação da caixa é de 3000 veic./htv, ou seja, 0,83 veic./seg. Como a capacidade de armazenamento é de 20 veículos, o tempo necessário para que eles

Esta situação fez com que o comprimento da fila aumentasse 30 metros a cada ciclo, conforme mostra a figura 8.11.



A longo prazo, os motoristas começam a desrespeitar a sinalização, invadindo uma ou mais faixas reservadas ao fluxo do movimento C (fig. 8.12).



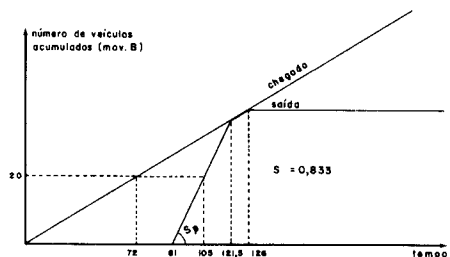
Nesta nova situação, todos os veículos da fila são escoados, porém, o tráfego do movimento direto C fica prejudicado, pois perde uma faixa de tráfego, desde o instante 72 até o instante 105 (33 seg.), conforme mostra o gráfico da fig. 8.13.

Entretanto, a capacidade do movimento direto C fica reduzida e seu valor é dado por: capacidade reduzida =

$$1800 + \frac{1800 \times (126 - 33)}{126} \approx 3130 \text{ veic./h.}$$

Embora a capacidade ainda seja superior ao fluxo de chegada (3000 veic./h), o sistema está bem próximo do limite máximo, e qualquer perturbação pode congestioná-lo.

A solução ótima para o caso exemplo é se adotar um tempo de ciclo tal, que se utilize a capacidade máxima de armazenamento de caixa, porém sem exceder este valor (no caso 20 veículos).



O tempo necessário para ocupar todo o espaço da caixa é dado por:

$$T_x = \frac{N_{\text{caixa}}^{\text{máx}}}{q_b} = \frac{20}{\frac{1000}{3600}} = 72 \text{ seg.} >$$

$$> C_{\text{mín}} = 54 \text{ seg.}$$

Caso o tempo T_x fosse inferior ao tempo de ciclo mínimo, o espaço da caixa seria insuficiente e outras soluções de nível mais amplo que a regulagem de semáforos, teriam que ser adotadas. Por exemplo:

- proibir o movimento de conversão;
- aumentar o comprimento de armazenamento;

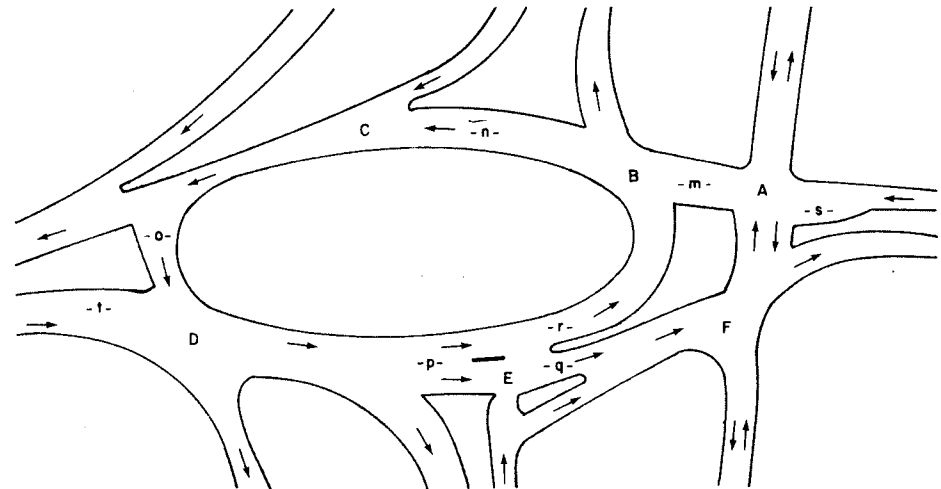
— aumentar a capacidade de escoamento do cruzamento;

— diminuir o tráfego através de alguma medida restritiva ou incentivo a caminhos alternativos.

8.6 — CASOS MAIS COMPLEXOS

Não existe uma fórmula simples e geral para se obter a programação ótima no caso de interseções complexas e/ou quando há muitos semáforos próximos com caixas pequenas. Cada caso deve ser analisado em separado, pois os fenômenos anteriormente descritos podem ocorrer simultaneamente.

Um exemplo deste caso é a Praça Armando Salles de Oliveira (fig. 8.14) composta de 3 avenidas de mão dupla, onde dos 36 movimentos possíveis, 20 são permitidos.



Nesta praça ocorre:

- (a) problemas de falta de caixa para estocagem nas seguintes seqüências do cruzamento — (A-B), (A-F), (B-C), (C-D), (D-E), (E-F), (E-B), (F-A);
- (b) problemas de perda de capacidade devido aos movimentos de conversão —

acontecem nas correntes **(B-C)**, **(C-D)**, **(D-E)**, **(E-B)**, **(F-A)**;

- (c) problemas de alargamento da via junto à faixa de retenção — acontecem em **A** (aproximação **S**) e **D** (aproximação **T**). O acerto do tempo de ciclo e distribuição dos tempos de verde e defasagens é feito através de tentativas: escolhe-se uma configuração inicial e simula-se o comportamento da interseção através de informações de fluxos e geometria disponíveis. Verifica-se o desempenho, e se não for satisfatório, os parâmetros devem ser alterados.

O método empregado é o seguinte:

etapa 1 — para as intersecções mais críticas do sistema, os tempos de ciclo, folgas e tempo de verde, são calculadas pelas fórmulas usuais caso o fluxo de saída máximo se mantenha constante durante todo tempo de verde calculado; caso contrário, utiliza-se o método des-

crito no **apêndice C** (perfil de fluxo de saída irregular);

- etapa 2** — escolhe-se um tempo de ciclo que permita a máxima folga mínima em todas as aproximações (ver **apêndice C**);
- etapa 3** — com o tempo de ciclo adotado, sincronizam-se os semáforos pelas técnicas normais (onda verde nos casos mais simples ou Transyt nos casos mais complexos);
- etapa 4** — com os resultados da coordenação entre os semáforos, verifica-se se os fluxos esperados são equivalentes aos assumidos na etapa 1;
- etapa 5** — caso os resultados não correspondam; através dos fluxos obtidos, efetua-se novamente as etapas 1, 2 e 3, repetindo-se este processo até que se obtenha uma programação final adequada.

APÊNDICE A — CAPACIDADE E HISTOGRAMAS DE TRÁFEGO

A.1. CAPACIDADE E FLUXO DE SATURAÇÃO

Conforme visto no item 5.2, a **capacidade** de uma aproximação sinalizada é definida como sendo o número máximo de veículos capazes de atravessar o cruzamento durante um período de tempo, considerando-se que a taxa de escoamento de veículos na faixa de retenção é igual ao fluxo de saturação.

O **fluxo de saturação** é definido como sendo o fluxo que seria obtido se houvesse uma fila permanente de veículos na aproximação, e a ela fosse dado 100% de tempo de verde do cruzamento (escoamento ininterrupto). O fluxo de saturação é expresso em unidades de veículos equivalente/hora de tempo verde, e é uma característica da aproximação.

Em regra, a capacidade de uma aproximação é função do fluxo de saturação e do tempo de verde a ela dedicado, pelo semáforo que a controla. Introduzindo-se o conceito de verde efetivo, pode-se expressá-la através da seguinte relação:

$$\text{Cap} = S \times \frac{g_{ef}}{C} \quad (\text{A.1})$$

onde: Cap = capacidade horária da aproximação (V_{eq}/htv);

S = fluxo de saturação (V_{eq}/htv);

g_{ef} = tempo de verde efetivo dedicado à aproximação (seg.);

C = tempo de ciclo do cruzamento (seg.).

Sempre que possível, os valores de fluxo de saturação devem ser obtidos no local, através de medidas diretas feitas por meio de histogramas de tráfego.

Na impossibilidade desse levantamento, para **aproximações padrões** (sem veículos estacionados, nem movimentos de conversão à esquerda e com até 10% de conversões à direita), o fluxo de saturação pode ser estimado pela seguinte fórmula:

$$S = 525 L \quad (\text{A.2})$$

onde: S = fluxo de saturação em unidades de veículos de passageiros por hora de tempo verde (V_{eq}/htv);

L = largura da aproximação, em metros.

Em relação à fórmula (A.2), devem ser feitas as seguintes observações:

- a) a largura da via deve ser constante ao longo do trecho que se denomina aproximação, que é a extensão da via (comprimento) que acomodaria exa-

tamente a fila que passaria pela interseção num período verde saturado.

Entende-se por largura de via como sendo:

- para vias de mão dupla sem separação física — distância entre o meio-fio (guia) e a linha divisória central de separação do tráfego (mesmo que imaginária);

Tabela A.1 — Valores de fluxo de saturação para larguras de vias inferiores a 5,5m.

L (m)	3	3,3	3,6	3,9	4,2	4,5	4,8	5,2
S (V _{eq} /htv)	1.850	1.875	1.900	1.950	2.075	2.250	2.475	2.700

c) o fluxo de saturação é definido, em termos de unidades de veículos de passageiros, por hora de tempo verde: isso é feito para harmonizar numa unidade padrão (veículo de passageiro) os vários tipos de veículos comerciais que se utilizam da via.

A cada tipo de veículo (ônibus, caminhão leve e/ou pesado, motocicleta etc.) corresponde um fator de equivalência, determinado em função da relação do espaço ocupado entre este e o veículo-padrão.

A tabela A.2 fornece os fatores de equivalência para diversos tipos de veículos;

Tabela A.2 — Fator de equivalência para diversos tipos de veículos

Tipo de veículo	Fator de equivalência (V _{eq})
Automóvel de passeio	1,00
Caminhão médio ou pesado	1,75
Caminhão leve	1,00
Ônibus	2,25
Caminhão conjugado (carreta)	2,50
Motocicleta	0,33
Bicicleta	0,20
Bonde	2,60

- para vias de mão dupla com separação física — distância entre o meio-fio e a borda da barreira física de separação do tráfego (ilhas, blocos de concreto etc.).

b) a fórmula (A.2) é válida para larguras de vias compreendidas entre 5,5m e 18,0m. Para valores inferiores a 5,5m o fluxo de saturação é dado pela tabela A.1.

- d) na literatura estrangeira (inglês), o fluxo de saturação é normalmente expresso em termos de "pcu/hora", onde "pcu" significa **passenger car unit** (unidade de veículo de passageiro);
- e) a relação original definida por Webster é $S = 160w$, onde w é a largura da via, em pés.

Conforme foi salientado, a aplicação direta da equação (A.2), para se fazer a estimativa do fluxo de saturação, somente pode ser feita para aproximações consideradas como tipo padrão, ou seja, aproximações onde não haja veículos estacionados, e onde o tráfego de conversão à esquerda é nulo, e o da direita é no máximo de 10% do tráfego total.

Para aproximações que não se classificam neste tipo padrão, a aplicação da equação (A.2) ainda continua válida, porém, o valor do fluxo de saturação obtido deverá sofrer uma correção, a fim de se incorporar o efeito de certas condições específicas do local.

Os fatores que determinam e/ou interferem na estimativa do fluxo de saturação são:

- a) declividade;
- b) composição do tráfego;
- c) conversão à esquerda;
- d) conversão à direita;

- e) veículos estacionados;
- f) localização.

(a) **efeito da declividade** — sendo os valores do fluxo de saturação determinados em função de aproximações planas, a existência de declividade altera esses valores.

O fluxo de saturação de uma aproximação "em subida" é inferior ao de uma aproximação plana, enquanto que o de uma "em descida" é superior.

Assim, o fluxo de saturação deve ser reduzido de 3%, para cada 1% de subida, e até no máximo de 10% de declividade. Por outro lado, deve-se aumentá-lo de 3% em cada 1% de descida, num máximo de 5% de declividade.

A declividade é definida como sendo a taxa média de inclinação porcentual, entre a linha de retenção e um ponto da aproximação situado a 60m (equação A.3), sendo que essa declividade continua através da interseção (figura A.1).

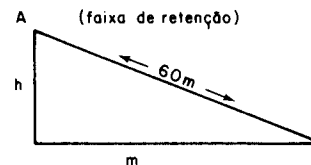


Figura A.1 — Declividade da aproximação

$$d = \frac{h}{m} \times 100 \quad (A.3)$$

sendo: d = declividade (%);

h = altura do ponto A em relação ao ponto B;

m = distância do ponto B ao ponto A.

(b) **efeito da composição do tráfego** — o volume de tráfego, que solicita a aproximação, nunca é composto somente por veículos leves (automóveis particulares). Frequentemente, há caminhões, ônibus diretos, motocicletas, bicicletas etc.

Desta forma, adotando-se como padrão o veículo leve (automóvel de passeio), torna-se necessário corrigir o efeito que os demais veículos causam pela sua maior ou menor lentidão e/ou manobrabilidade: um veículo pesado (caminhão, ônibus) é maior e mais lento que um veículo de passageiros, assim como uma bicicleta ocupa muito menos espaço que os outros veículos.

Esse efeito é considerado através dos coeficientes de equivalência, que transformam os veículos não leves em um número equivalente de veículos de passageiros (V_{eq}). A tabela A.2 fornece os fatores de equivalência para os diversos tipos de veículos.

Verificou-se que esses coeficientes são os mesmos para aproximações não planas e que estejam dentro dos limites de declividade discutidos no item anterior;

(c) **efeito de conversão à esquerda** — o veículo que vira à esquerda, numa interseção, afeta o fluxo de saturação à medida que ele é normalmente mais lento que o veículo que vai em frente.

Quando existe tráfego oposto, a influência aumenta consideravelmente, chegando muitas vezes a tornar obrigatória a acomodação desse movimento em faixas e/ou fases especiais. Além disso, o movimento à esquerda não só retarda os veículos que desejam ir em frente, como também inibe o uso da faixa lateral (usada pelos que querem virar), além de eventualmente retardar o início da fase de transversal, devido aos veículos que permanecem no meio da interseção ao final do verde, esperando espaço para virar.

A influência do movimento de conversão depende, entre outros fatores, da largura da aproximação — quanto mais estreita, maior será o efeito sobre os veículos que vão em frente — da existência ou não de faixa especial (exercendo ou não influência no tráfego que vai em frente).

da existência de tráfego oposto, do raio de curvatura do movimento, do fluxo de pedestres que atravessam a transversal, na qual o veículo que vira vai entrar (bem como a largura destas) etc.

A conversão à esquerda é tratada com certa sofisticação por Webster, que considera a existência ou não de tráfego oposto, bem como faixa especial para realizar o movimento. O procedimento geral para casos mais complexos, em que é necessário inclusive analisar-se a possibilidade de alguns veículos serem retidos no final do verde, sem conseguir virar, será discutido posteriormente no item A.5 (Tratamento de conversão à esquerda).

Para casos mais simples, em que a porcentagem de conversão é baixa e o tráfego oposto não é muito alto (maioria das interseções), esse efeito é considerado através da adoção de um coeficiente de equivalência igual a 1,75, ou seja: cada veículo que virar à esquerda vale 1,75 de um que vai em frente;

(d) **efeito de conversão à direita** — a influência dos veículos que viram à direita depende, entre outros fatores, da largura da via (quanto mais estreita maior será o efeito para os veículos que vão em frente), do raio de curvatura do movimento e do fluxo de pedestres que atravessam a via transversal, na qual o veículo que vira vai entrar.

Como na equação geral do fluxo de saturação (equação 5.3) já está implícita uma porcentagem de 10% de conversões à direita, somente para valores maiores do que este é que se deve corrigir o efeito.

Assim sendo, para cada excedente de 1% a mais do que 10% de conversões à direita, deve-se admitir cada veículo que vira como equivalente a 1,25 de um veículo que vai em frente.

De maneira mais genérica, a equação

do fluxo de saturação dependente do raio de curvatura dada para a conversão à esquerda (vide Tratamento de conversão à esquerda), pode ser aplicada para a conversão à direita.

(e) **efeito de veículos estacionados** — uma fila de veículos estacionados diminui a largura disponível para o trânsito, reduzindo consideravelmente o fluxo de saturação. A interferência é sempre superior ao espaço físico ocupado pelos veículos, dado o efeito de atrito lateral, que faz com que os veículos em circulação mantenham certa distância dos estacionados.

Esta distância é maior ou menor, de acordo com o grau de utilização da aproximação: numa via muito larga, com baixo volume de veículos, estes circularão a grandes distâncias dos estacionados, e a perda de largura será bastante superior ao espaço físico ocupado pelos últimos; por outro lado, numa via mais estreita e bastante solicitada, os veículos em circulação aproximar-se-ão mais dos estacionados, reduzindo a perda.

O efeito dos veículos estacionados é dado em termos de perda de largura útil na linha de retenção, através da seguinte fórmula:

$$p = 1.68 - 0.9 \left(\frac{Z - 7.6}{g} \right) \quad (\text{A.4})$$

onde: p = perda de largura, em metros;

Z = distância entre a linha de retenção e o primeiro veículo estacionado, em metros;

g = tempo de verde da aproximação, em segundos.

Entretanto, a equação (A.4) deve ser usada com algumas condições, a saber:

- a distância entre a linha de retenção e o primeiro veículo estacionado deve

ser maior que 7,6m, ou seja, $Z > 7,6m$; caso contrário ($Z < 7,6m$), deve ser adotado $Z = 7,6m$;

- se o valor da expressão tornar-se negativo ($p < 0$), deve-se adotar a perda como zero;
- se o veículo estacionado for do tipo pesado (carreta, caminhões de 3 eixos etc.), a perda deve ser aumentada em 50%.

Vale observar que o tempo de verde (g) nem sempre é conhecido, pois pode ser o valor que se procura dimensionar; neste caso, sugere-se a adoção de um valor de 30 segundos, e corrigi-lo posteriormente se o erro for excessivo.

Convém frisar que este aspecto não é diretamente comentado na proposta de Webster, e sua inclusão baseia-se no exposto pelo método francês SETRA, que contém os mesmos princípios fundamentais do método de Webster.

(f) **efeito de localização** — vários outros fatores interferem no fluxo de saturação de uma aproximação, porém num grau de extensão bem menor do que os acima discutidos (itens a-e). Todos esses fatores adicionais podem ser combinados de forma única, e seus efeitos considerados

ao se classificar a aproximação segundo seu tipo de localização.

O fluxo de saturação de uma aproximação depende de sua localização especial na cidade, devido às características de uso do solo, que determinam as necessidades de transporte, bem como do nível das interferências existentes na livre circulação.

O fluxo de saturação numa aproximação da área central, por exemplo, é inferior à de uma outra localizada em zona residencial, dado o maior número de interferências existentes na primeira com relação à segunda (operações constantes de carga e descarga, grande número de pedestres, movimentos constantes em torno das quadras, estacionamento irregular etc.).

De forma geral, as localizações são classificadas em três tipos: boa, média e ruim. O valor do fluxo de saturação obtido pela equação (A.2) refere-se à condição média, adotada como valor base de 100. A tabela (A.3) descreve as características de cada situação, e os valores percentuais dados podem ser extrapolados, caso se considere necessário.

Tabela A.3 — Descrição e efeito dos tipos de localização das aproximações

Tipo de local	Descrição	% de efeito médio no fluxo de alteração
Bom	sentidos de tráfego separados por canteiro central; pouca interferência de pedestres, veículos estacionados ou conversão à esquerda; boa visibilidade e raios de curvatura adequados; larguras e alinhamento adequados.	120
Médio	condições médias: algumas características de local bom e outras de local ruim.	100
Ruim	velocidade média baixa; interferências de veículos parados, pedestres e/ou conversão à esquerda. Má visibilidade, e/ou mau alinhamento; ruas de centros comerciais movimentadas.	85

A.2. EXEMPLOS DE APLICAÇÃO

A seguir, são dados alguns exemplos de aplicação, para cálculo do fluxo de saturação de uma aproximação, num cruzamento.

Exemplo 1 — é dada a seguinte aproximação (figura A.2):

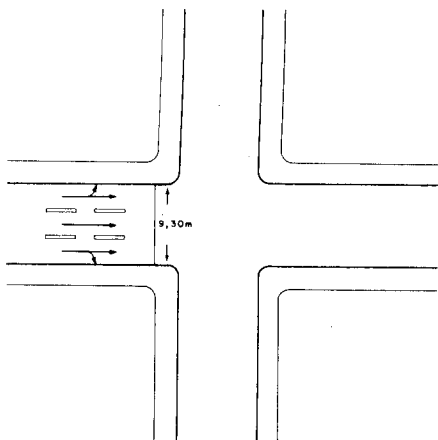


Figura A.2

Parte 1: a interseção mostrada pela figura (A.2) está localizada numa área central, com bastante travessia de pedestres; além disso, ela tem uma declividade positiva de 3%. Calcular o fluxo de saturação da aproximação, em V_{eq}/htv .

- Aplicando-se a equação (A.2), tem-se:

$$S_{\text{padrão}} = 525 L = 525 \times 9,30 = 4882 V_{eq}/htv$$

O valor de $4.882 V_{eq}/htv$ seria o fluxo de saturação caso a interseção fosse do tipo padrão.

Como essa interseção é "em subida", o efeito deve ser considerado, ou seja, para cada 1% de declividade positiva o fluxo de

saturação é reduzido em 3%; neste caso, a redução total é de 9% e portanto o fator de correção devido à declividade (f_{decl}) é igual a 0,91.

Além disso, deve-se considerar também o efeito de localização da interseção; segundo o enunciado, pode-se classificar a localidade como sendo "ruim" e portanto o fator de correção (f_{loc}) será 0,85 (tabela A.3).

Assim, o fluxo de saturação final (corrigido) será:

$$S_{\text{corrigido}} = S_{\text{padrão}} \times f_{\text{decl}} \times f_{\text{loc}}$$

$$S_{\text{corrigido}} = 4.882 \times 0,91 \times 0,85 = 3.776 V_{eq}/htv$$

Parte 2: se 20% do total de veículos da aproximação fazem conversão à esquerda e não existe faixa exclusiva para esse movimento, calcular o fluxo de saturação nessas circunstâncias.

- Cada veículo que vira à esquerda é equivalente a 1,75 veículos que vão em frente. De cada 100 veículos da aproximação, 20 viram à esquerda e portanto equivalem a 35 veículos que vão em frente ($20 \times 1,75$), o que representa um acréscimo de 15 veículos ($35-20$) sobre o total de 100 veículos; logo, o fluxo de saturação nessas circunstâncias é dado por:

$$S_{\text{conv. esq.}} = 3.776 \times \frac{100}{115} = 3.283 V_{eq}/htv$$

Parte 3: admitindo-se que a composição do tráfego seja de 72% veículos leves, 10% veículos pesados, 15% ônibus e 3% motocicletas, estimar o fluxo de saturação calculado na parte 2 em unidades de veículos/hora.

- Aplicando-se os fatores de equivalência da tabela A.2, para conversão da composição de tráfego em unidades de veículos equivalentes, tem-se:

	f_{eq}	V_{eq}
— veículos leves	$= 72 \times 1,00$	$= 72,00$
— veículos pesados	$= 10 \times 1,75$	$= 17,50$
— ônibus	$= 15 \times 2,25$	$= 33,75$
— motocicletas	$= 3 \times 0,33$	$= 1,00$
Total	$= 100$	$\rightarrow 124,25$

Os resultados obtidos mostram que para 124,25 veículos equivalentes correspondem 100 veículos (indistintos), e portanto o fator de correção é

$$f_{\text{correção}} = \frac{100}{124,25} = 0,80$$

$$\text{logo: } S_{\text{veic./h}} = 3.283 \times 0,80 = 2.624 \text{ veic./hora.}$$

Esse resultado significa que, de acordo com a composição de tráfego no local, o número máximo de veículos (não diferenciados) que podem atravessar o cruzamento é de 2.624 veic./hora. Neste caso, tanto um ônibus como um caminhão ou automóvel de passeio são contados como uma única unidade automotora.

Vale notar que quando o fluxo de saturação é expresso em unidades de veículos equivalentes, seu valor é normalmente superior ao valor expresso em veículos automotores. Deve-se isto ao fato de que a composição do tráfego não é homogênea, existindo veículos maiores que ocupam mais espaço na via, e portanto têm maior fator de equivalência em relação aos veículos normais (automóveis de passeio).

- Parte 4:** se o tempo de verde é de 30 seg. e houver um veículo estacionado a 20m da faixa de retenção da aproximação, calcular o fluxo de saturação nestas condições.

- O efeito do estacionamento de veículos é representado em termos de redução da largura útil da aproximação.

Pela equação (A.4), tem-se:

$$p = 1,68 - 0,9 \left(\frac{Z - 7,6}{g} \right)$$

para $Z = 20\text{m}$ e $g = 30 \text{ seg.}$

$$p = 1,68 - 0,9 \left(\frac{20 - 7,6}{30} \right)$$

$$p = 1,31\text{m}$$

Nessas circunstâncias, a aproximação tem uma largura útil de 7,99m ($9,30 - 1,31$).

Visto que a relação do fluxo de saturação (equação A.2) é linear para essa largura da via, seu valor é dado por:

$$S_{\text{estac.}} = 3.283 \times \frac{7,99}{9,30} = 2.822 V_{eq}/htv$$

- Parte 5:** calcular a perda de capacidade da aproximação devida ao veículo estacionado, considerando-se que o tempo de verde efetivo é 60% do tempo de ciclo.

- O fluxo de saturação sem o veículo estacionado é de $3.283 V_{eq}/htv$. Pela equação

(A.1):

$$\text{capacidade} = 3.283 \times 0,60 = 1970 V_{eq}/hora$$

Com a presença do veículo estacionado, o fluxo de saturação é de $2.820 V_{eq} / htv$, e portanto a capacidade é de 1.692 veic./hora ($2.820 \times 0,60$).

Conseqüentemente, o veículo estacionado reduz de 278 veículos equivalentes a capacidade horária da aproximação.

A.3. HISTOGRAMAS DE TRÁFEGO

O levantamento de histogramas de tráfego constitui a forma prática de se obter, no local, o fluxo de saturação de uma aproximação sinalizada.

A condição básica que se impõe para a elaboração do histograma é que o volume de tráfego da aproximação em estudo esteja próximo ao limite de saturação, o que significa que deverá existir uma fila contínua de veículos (demanda não atendida) durante praticamente toda a extensão do período de verde e até do amarelo; neste caso, a taxa de escoamento na faixa de retenção é a máxima possível, pois sempre haverá veículos solicitando o cruzamento.

Dessa condição resulta que durante o período de coleta dos dados, o fluxo deverá ser contínuo e sem interrupções, e ao final do período de verde deverá haver um número mínimo de veículos suficientes para ocupar toda a largura da aproximação.

Além disso, deve-se observar se o caminho para os veículos que seguem em frente está desimpedido, bem como analisar se os movimentos de conversões à esquerda e/ou à direita são ocasionais ou constantes.

Preliminarmente à elaboração do histograma, deve-se determinar os tempos e as características do fluxo na aproximação, o que pode ser feito da seguinte maneira:

- (a) acionar o cronômetro no início do período de verde da fase que será observada, até o instante em que o início da mesma

fase se repita, isto é, até que se inicie um novo período de verde. O valor do tempo medido é o tempo de ciclo do semáforo;

- (b) determinar o tempo de verde e o de amarelo de cada aproximação da interseção, de forma análoga ao procedimento para a obtenção do tempo de ciclo.

O procedimento que deve ser seguido para a elaboração de um histograma é o seguinte:

- (a) **ETAPA 1** — Escolher pelo menos uma faixa de tráfego, tal que ocorra fila de veículos mesmo após o fim do período de verde. Devem-se evitar situações em que os movimentos de conversão possam produzir um efeito perturbador momentâneo no fluxo de tráfego.

- (b) **ETAPA 2** — Utilizando-se o cronômetro, iniciar a contagem dos veículos que passam pela aproximação. Os valores dessa contagem devem ser anotados numa planilha em intervalos de 5 em 5 segundos; nesta planilha, os valores observados na contagem deverão estar associados ao tipo de movimento observado (em frente, à direita e à esquerda). A contagem deve ser iniciada no instante em que termina o período de verde da fase que está perdendo o direito de passagem, isto é, ao se iniciar o seu tempo de amarelo. Ela deve prosseguir até que passe o último veículo na aproximação, mesmo que isto ocorra no início do período vermelho.

Por exemplo, para se levantar o histograma da aproximação 1, numa interseção de duas via de mão única e duas fases de operação, conforme ilustrado na figura A.3, deve-se iniciar a contagem de veículos desta aproximação assim que terminar o verde para a aproximação 2.

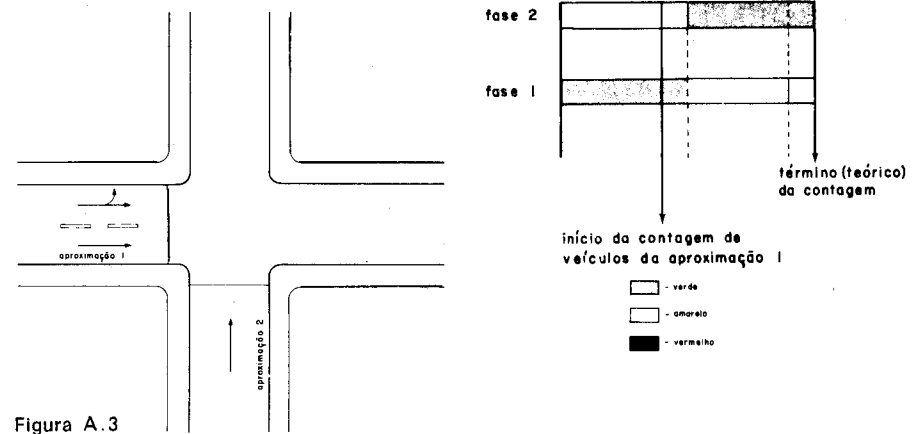


Figura A.3

A contagem de veículos deve prosseguir, até a extinção do fluxo de escoamento. Teoricamente, isso deverá ocorrer no término do amarelo da aproximação 1; entretanto, algumas vezes mesmo ao iniciar o período de vermelho poderá haver ainda alguns veículos que estão terminando de atravessar o cruzamento, os quais deverão também ser contados.

- (c) **ETAPA 3** — Deverão ser feitas pelo menos 5 medidas de contagens de veículos nas aproximações, para se obter um histograma significativo.

Como já foi citado anteriormente, as contagens de veículos somente deverão

ser feitas para períodos de verde totalmente saturados (demanda não atendida); se por algum motivo, houver tempo de verde não saturado na aproximação, as contagens relativas a esse intervalo de medida deverão ser desprezadas.

- (d) **ETAPA 4** — A partir das contagens obtidas em campo (ETAPAS 1-3) constrói-se o histograma de tráfego, conforme o exemplo que se segue:

Exemplo — Para a interseção dada pela figura A.3, foram feitas as contagens de veículos na aproximação 1. Os valores obtidos estão indicados na tabela A.4.

Tabela A.4 — Valores observados de veículos cruzando a faixa de retenção da aproximação 1

TEMPO (seg.)	5	10	15	20	25	30
N.º acumulado de veículos contados na faixa de retenção	60	76	71	78	79	42
N.º de períodos de verde saturados	32	32	32	32	22	*
Taxa de escoamento de veículos por seg.	1,88	2,48	2,22	2,44	2,47	1,74*
Intervalos da fase da aprox.	1	2	3	4	5	6



Observação: Durante o intervalo 6 (25-30 seg.), alguns veículos cruzam a interseção no tempo de amarelo e, eventualmente, no início do período de vermelho, em virtude do fluxo da aproximação estar saturado. Nestas condições, o intervalo final 6 é denominado **intervalo final saturado**.

No exemplo, tem-se:

- duração total (em segundos) dos intervalos finais saturados = 118 seg.;
- número total de veículos cruzando a faixa de retenção = 41;
- taxa de escoamento por 5 seg. durante o intervalo final saturado:

$$\frac{(41 \times 5)}{118} = 174 \text{ veículos.}$$

Pelo fato de que no primeiro e último intervalo de contagem há perda de capacidade da via devido aos efeitos de aceleração/desaceleração, estes valores não são considerados no cálculo do fluxo de saturação.

Assim, para o caso exemplo, o fluxo de saturação é dado por:

fluxo de saturação:

$$\frac{2,48 + 2,22 + 2,44 + 2,47}{4} = 2,4 \text{ veíc./5 seg.}$$

ou fluxo de saturação = 1.728 veíc./htv.

A partir dos dados obtidos na tabela A.4, constrói-se o histograma conforme ilustrado pela figura A.4.

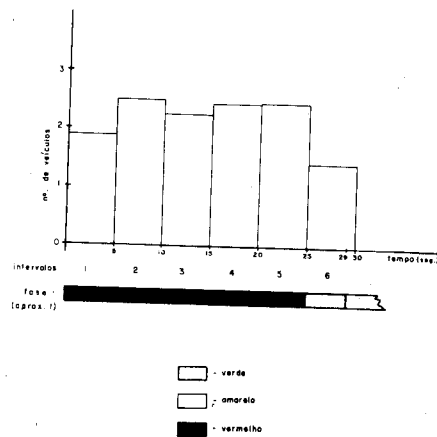


Fig. A.4 — Histogramas de tráfego para o exemplo da tabela A.4

(e) **ETAPA 5** — Após serem feitas as contagens de veículos para elaboração do histograma, deve-se realizar uma outra contagem para se determinar a composição do fluxo, isto é, qual o tipo de veículos que constituem as correntes de tráfego.

A partir desse conhecimento, o fluxo de saturação pode ser calculado em termos de veículos equivalentes por hora de tempo verde.

No caso exemplo, durante uma contagem de 30 minutos observou-se a seguinte composição:

- 14% veículos pesados (caminhões)
- 5% ônibus
- 6% motocicletas
- 75% carros de passeio

Utilizando-se a tabela A.2, obtém-se o fluxo em termos de veículos equivalentes:

fator correção = $0,14 \times 1,75 + 0,05 \times 2,25 + 0,06 \times 0,33 + 0,75 = 1,16$; logo, o fluxo de saturação será dado por:

$$S = 1.728 \times 1,16 = 2.004 V_{eq}/htv$$

A.4. DETERMINAÇÃO DO TEMPO PERDIDO DE UMA FASE DO CRUZAMENTO

É evidente que, na prática, o fluxo de saída através da faixa de retenção de uma interseção não pode iniciar e terminar instantaneamente, como acontece com as luzes de um semáforo.

Um estudo do escoamento de veículos através da linha de retenção durante o período de verde de uma fase, mostra que a curva obtida tem a forma da figura A.5:

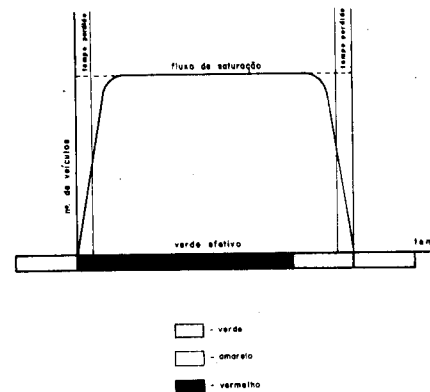


Fig. A.5 — Variações no escoamento na interseção 1

De acordo com esta figura, pode-se notar que o tempo real de verde mais o tempo de amarelo pode ser substituído por um tempo de verde efetivo, mais um tempo perdido (vide

item 5.2 — Capacidade e Fluxo de Saturação), ou seja:

$$g + t_a = g_{ef} + l$$

t_a = tempo de amarelo (seg.);

aproximação (seg.);

t_a = tempo de amarelo (seg.);

g_{ef} = tempo de verde efetivo (seg.);

l = tempo perdido (seg.).

A determinação do tempo perdido, numa fase do cruzamento, é feita através do histograma de tráfego da aproximação associada à fase em questão. O procedimento será explicado, a partir do histograma obtido para o exemplo dado no item A.3.

Conforme a tabela A.4, a taxa de escoamento do intervalo final saturado (intervalo 6), é de 1,74 veíc./5 seg., e o fluxo de saturação calculado foi de $2.004 V_{eq}/htv$, ou seja 2,40 veíc./5 seg.

O tempo perdido no início e fim do período de verde pode ser calculado, conforme mostrado na figura A.6.

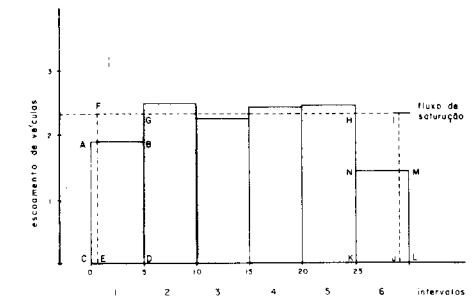


Fig. A.6 — Escoamento observado através da interseção 1

Por definição, a área do retângulo EFIJ é igual ao número de veículos representado no histograma original (figura A.4), pois o fluxo durante o tempo de verde efetivo corresponde ao fluxo total, escoado durante o verde real e o tempo de amarelo.

O número de veículos dado pela área DGHK é igual ao número representado pelos 4 intervalos de 5 segundos, da tabela A.4 — (intervalos de 2 a 5).

Desta forma, pode-se concluir:

- (a) o número de veículos representado pelo retângulo ABCD é equivalente ao número de veículos dado pelo retângulo EFGD, e portanto as áreas dos dois retângulos são iguais.

Logo:

$$ED \times 2,4 = 1,88 \times 5$$

$$ED = 3,92 \text{ segs.}$$

$$CE = 5 - ED = 1,08 \text{ segs.}$$

- (b) o número de veículos representado pelo retângulo HIJK é igual ao número representado por NMLK.

Logo:

$$KJ \times 2,4 = 5 \times 1,74$$

$$KJ = \frac{5 \times 1,74}{2,4} = 3,63 \text{ seg.}$$

$$JL = 5 - KJ = 1,37 \text{ seg.}$$

- (c) Portanto, o valor relativo ao tempo perdido (e) na fase correspondente é dado por:

$$I = JL + CE = 2,45 \text{ seg.}$$

A.5. TRATAMENTO DE CONVERSÃO À ESQUERDA

A.5.1 — Caracterização geral

A influência do veículo que faz a conversão à esquerda é corrigida através de coeficiente de equivalência em veículos diretos (vide A.1 — item "Efeito de Conversão à Esquerda"). Entretanto, para certos casos isto não é suficiente, sendo necessário analisar a situação do movimento de conversão, no que diz respeito à liberação ou não de todos os veículos que desejam virar.

Se, dentro das condições predominantes mais importantes para o caso (tempo verde e volume oposto), os veículos que desejam virar conseguem-no no primeiro período de verde apresentado, a aproximação por eles utilizada não sofrerá maiores conseqüências do que as normalmente esperadas.

Este é o caso da maioria das interseções simples da zona urbana. Se, por outro lado, ao final do tempo verde, sobram na fila alguns veículos que não conseguiram virar, a aproximação, após algum tempo, estará saturada com relação a este movimento de conversão. Torna-se necessário, então, reestudar a interseção, modificando a divisão de fases, o ciclo e/ou os tempos de verde.

A.5.2 — Método de Webster

Webster ao estudar o movimento de conversão à esquerda, classificou-o em 4 tipos de situação:

- (a) sem faixa especial e sem tráfego oposto;
- (b) com faixa especial mas sem tráfego oposto;
- (c) sem faixa especial e com tráfego oposto;
- (d) com faixa especial e com tráfego oposto.

- (a) **sem faixa especial e sem tráfego oposto:**

Deve-se utilizar o procedimento geral para o fluxo de saturação, independentemente dos movimentos de conversão.

- (b) **com faixa especial mas sem tráfego oposto:**

Neste caso, o fluxo de saturação da corrente que faz a conversão depende do raio de curvatura do movimento e é dado por:

$$S = \frac{1.800}{1 + \frac{1,52}{r}} \text{ para fila única}$$

$$S = \frac{3.000}{1 + \frac{1,52}{r}} \text{ para fila dupla}$$

onde: S = fluxo de saturação (V_{eq}/htv)

r = raio de curvatura do movimento (metros)

- (c) **Sem faixa especial e com tráfego oposto:**

Neste caso, o efeito causado pelo veículo é o mais prejudicial de todos. Em primeiro lugar, ele causa atraso aos veículos da mesma fila que desejam ir em frente; em segundo lugar, inibe o uso desta faixa pelos veículos que não desejam virar e, por último, os veículos que desejam virar e permanecem na interseção no final do verde, retardam o início do período de verde da fase transversal.

Com respeito aos dois primeiros efeitos, já foi comentado que cada veículo que

vira pode ser considerado como equivalente a 1,75 de um veículo que vai em frente, sendo esta correção normalmente satisfatória para a maioria das interseções simples.

Para o último efeito, todavia, é necessário verificar se sobram veículos no final do verde e quantos sobram. Para isso, estudou-se o comportamento do veículo que vira com relação às brechas (gap) encontradas no tráfego oposto.

Sendo o gap a diferença de passagem entre dois veículos sucessivos (medida da traseira do primeiro à frente do segundo), determinou-se, pelas pesquisas, que um gap de 5 a 6 s. é o mais comum. O fluxo de saturação, nas condições discutidas, pode ser determinado pelo gráfico mostrado na figura A.7.

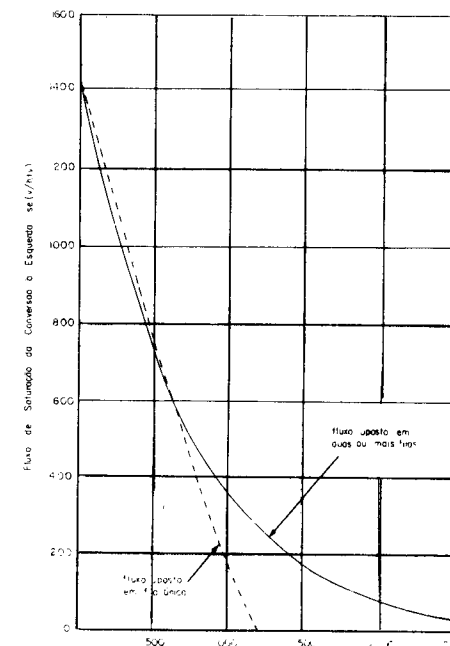


Fig. A.7 — Fluxo de saturação da conversão à esquerda

Os valores do gráfico da figura A.7 foram obtidos nas seguintes condições:

fluxo oposto em fila única	α	β_{ce}	β_{fo}
	5.	2.5	3

fluxo oposto em 2 filas	α	β_{ce}	β_{fo}
	6.	2.5	1

onde: α = brecha (gap) mínima necessária no fluxo oposto, para um veículo poder fazer a conversão (seg.).

β_{ce} = distância mínima, em segundos, entre veículos sucessivos que realizam o movimento de conversão à esquerda
(fluxo de saturação = $\frac{1}{\beta_{ce}}$), conv. esq.

β_{fo} = distância mínima, em segundos, entre veículos sucessivos na corrente de tráfego oposta.

Pela figura A.7, obtém-se o fluxo de saturação de conversão à esquerda (S_{ce}).

Para que o cálculo se torne prático, é necessário transformar este valor no número de veículos que conseguirá virar por ciclo, aproveitando os espaços na corrente oposta (N_{ce}).

A expressão que fornece este número é dada por:

$$N_{ce} = S_{ce} \left(\frac{g_{ef} - q_{fo} C}{S_{fo} - g_{fo}} \right) \quad (A.5)$$

onde: N_{ce} = número máximo de veículos que fazem conversão à esquerda, por ciclo.

S_{ce} = fluxo de saturação de conversão à esquerda (veic./seg).

g_{ef} = tempo de verde efetivo dedicado ao fluxo oposto (seg.).

q_{fo} = demanda do fluxo oposto (veic./h).

S_{fo} = saturação do fluxo oposto (veic./htv).

C = tempo de ciclo (seg.).

(d) **com faixa exclusiva e fluxo oposto**

Neste caso, os veículos que desejam seguir em frente não são retardados e o procedimento deve ser o mesmo do item (c).

A.5.3 — Procedimento geral para o estudo da conversão à esquerda

O procedimento abaixo descreve as etapas necessárias para se efetuar o estudo das conversões à esquerda:

(a) **ETAPA 1** — Conhecendo-se a demanda horária do movimento de conversão, determina-se o número médio (N) de veículos esperados por ciclo (demanda dividida pelo número de ciclos na hora);

(b) **ETAPA 2** — A partir do valor da demanda horária de conversão, determina-se o fluxo de saturação de conversão (S_{ce}), através do gráfico da figura A.7;

(c) **ETAPA 3** — Transformar este valor no número máximo de veículos que pode virar por ciclo (N_{ce});

(d) **ETAPA 4**

• Se $N \leq N_{ce}$, o movimento à esquerda é acomodado pelas condições presentes, e não há nada a modificar;

• Se $N > N_{ce}$, sobram veículos que não conseguiram virar e é necessário reestudar o problema.

Calcula-se então quantos veículos restaram:

$$N_r = N - N_{ce}$$

N_r = número de veículos que não conseguiram realizar o movimento de conversão num ciclo.

N = número médio de veículos que desejam realizar a conversão.

N_{ce} = número máximo de veículos que podem realizar a conversão.

Considerando-se que cada veículo leva, em média, 2,5 seg. para virar, para se escoarem todos os veículos retidos, necessita-se de um tempo de $(2,5 N_r)$ segundos.

Este tempo pode ser dado através do intervalo de entreverdes, ou quando isto não for possível através de um "verde retardado" (vide item 2.1).

A.5.4 — Caso exemplo

Analisar a situação do movimento de conversão à esquerda de uma interseção, sabendo que:

- a demanda deste movimento é de 500v/h
- o fluxo oposto é de 600v/h, em duas filas
- o tempo de ciclo é 60 seg. e o verde efetivo dedicado ao fluxo oposto é 38 seg.
- o fluxo de saturação da aproximação oposta é de 5.000 veic./htv

Solução

(a) número médio de veículos por ciclo (N)

$$N = \frac{500}{60} = 8,3 \text{ veic./ciclo}$$

(b) fluxo de saturação da conversão à esquerda (S_{ce}), pelo gráfico A.7:

$$q_{ce} = 500 \text{ veic./h}$$

$$q_{fo} = 600 \text{ veic./h (2 filas)}$$

Gráfico $\rightarrow S_{ce} = 630 \text{ veic./htv}$

(c) número máximo de veículos virando por ciclo (N_e)

$$N_e = \frac{630}{3.600} \left(\frac{38 (5.000) - 600 (60)}{5.000 - 600} \right)$$

$$N_e = 6,1 \text{ veic./ciclo}$$

(d) comparando (a) e (d) (determinação de N_r)

$N > N_e$; portanto, sobram, em média, 2 veículos por ciclo

(e) Acomodação do volume excessivo
Estes dois veículos podem ser acomodados incluindo um tempo de vermelho total, no qual eles possam virar. Utilizando um tempo médio de 2,5s, o comprimento do vermelho total deverá ser de 5,0s.

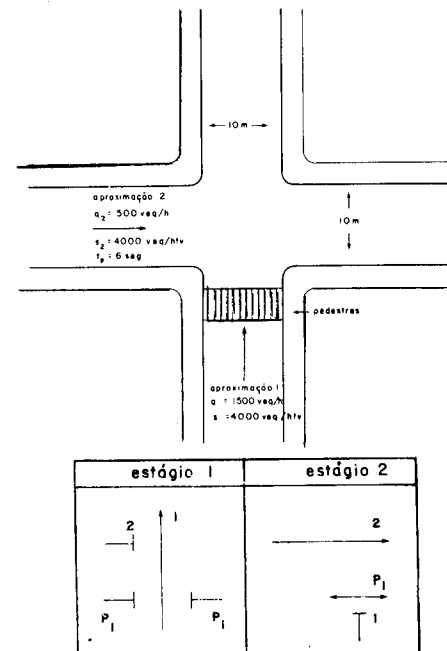
OBS.: poderia ser proposto também um "verde retardado" para acomodar os veículos que sobram, no caso de N_r ser maior.

APÊNDICE B

Muitas vezes, ao se dimensionar os tempos de um semáforo pela fórmula de Webster (equação 5.14), pode-se obter, para uma ou mais fases do cruzamento, tempos ótimos de verde bastante curtos.

O exemplo abaixo ilustra essa situação.

Exemplo: A figura B.1 mostra uma interseção de duas vias de mão única. Os fluxos de chegada e de saturação estão indicados



no desenho. Dimensionar o semáforo, admitindo o tempo total perdido igual a 6 segundos.

- cálculo das taxas de ocupação:

$$y_1 = \frac{1500}{4000} = 0,375$$

$$y_2 = \frac{500}{4000} = 0,125$$

$$Y = y_1 + y_2 = 0,50$$

- cálculo do tempo de ciclo ótimo:

Fórmula de Webster:
$$C_0 = \frac{1,5T + 5}{1 - Y}$$

$$C_0 = \frac{1,5 \times 6 + 5}{1 - 0,5} = 28 \text{ segs.}$$

- cálculo dos tempos de verde (neste caso, os tempos de verde efetivo e real são iguais, pois o tempo total perdido coincide com a soma dos amarelos):

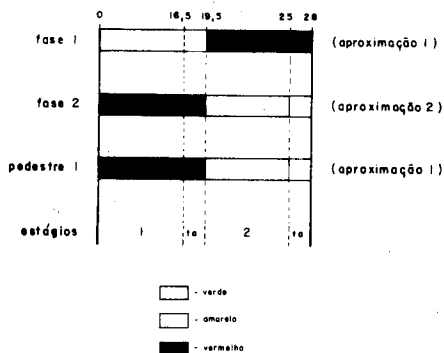
$$g_1 = \frac{y_1}{Y} (C_0 - T_p);$$

$$g_1 = \frac{0,375}{0,50} (28 - 6) = 16,5 \text{ segs.};$$

analogamente: $g_2 = 5,5 \text{ segs.}$

- dimensionamento do semáforo:

Diagrama de tempos



Pelo exemplo, o tempo de verde ótimo necessário para a aproximação 2 é de 5,5 segundos.

Entretanto, este valor é muito pequeno, pois normalmente por razões de segurança, adota-se como sendo 10-15 segundos o limite mínimo de duração do período de verde de uma fase.

Além disso, a existência de movimento paralelo de travessia de pedestres poderá exigir um tempo de verde mínimo ainda maior.

Nos casos em que o tempo de verde calculado é inferior ao limite mínimo estabelecido,

deve-se adotar um procedimento de cálculo alternativo dos tempos do cruzamento. O método abaixo descrito é simples e apresenta bons resultados, porém aplica-se somente para cruzamentos de duas fases.

Para 3 ou mais fases, os métodos tornam-se bastante complexos e não existe uma regra prática de uso geral, sendo cada caso tratado de forma específica.

A seguir, são descritos os procedimentos do método proposto.

- (a) **ETAPA 1** — Determinar os **tempos mínimos de verde admissíveis** para cada fase do cruzamento.

- Se houver pedestres:

$$g_{\min}^{(p)} = \frac{L}{V_p} + t_s \quad (B.1)$$

onde: $g_{\min}^{(p)}$ = tempo mínimo de verde da fase associada à travessia de pedestre (seg.);

L = largura da travessia a ser percorrida pelo pedestre (m);

V_p = velocidade admitida ao pedestre (m/seg.);

t_s = tempo de segurança (seg.).

Normalmente, adota-se os valores de $V_p = 1,2 \text{ m/seg.}$ e $t_s = 5 \text{ seg.}$; entretan-

to, esses valores poderão variar de acordo com as características do local.

- Se não houver movimento de pedestres:

adota-se como tempo de verde mínimo da fase o valor 10 seg.

Pelo exemplo, tem-se:

- fase 1: não há pedestres, logo:

$$g_1 = 10 \text{ seg.}$$

- fase 2: há travessia de pedestres, logo:

$$g_2 = \frac{10}{1,2} + 6 = 14,3$$

adota-se $g_2 \approx 15 \text{ seg.}$

- (b) **ETAPA 2** — Em função dos tempos de verde mínimo, calcula-se o **ciclo mínimo admissível**:

$$C_{\min} = g_1 + g_2 + T_p \quad (B.2)$$

onde: C_{\min} = tempo de ciclo mínimo admissível (seg.);

g_1, g_2 = tempos mínimos de verde de cada fase do cruzamento (seg.);

T_p = tempo total perdido no ciclo (seg.).

No exemplo:

$$C_{\min} = 10 + 15 + 6 = 31 \text{ seg.}$$

- (c) **ETAPA 3** — Para cada fase do cruzamento, calcular o valor do **ciclo alternativo**, através da seguinte fórmula:

$$C_{\text{alt}_i} = \frac{C_{\min} - g_i^{\min} + (0,5 T_p + 5) \cdot \left(\frac{g_i^{\min}}{C_{\min} - T_p} \right)}{1 - y_i} \quad (B.3)$$

sendo: C_{alt_i} = tempo de ciclo alternativo para a fase i (seg.);

C_{\min} = tempo de ciclo mínimo admissível (seg.) (ETAPA 2);

g_i^{\min} = tempo de verde mínimo da fase i (seg.) (ETAPA 1);

y_i = taxa de ocupação crítica da fase i (vide item 5.4.1);

T_p = tempo total perdido no ciclo (seg.).

Aplicando-se a equação (B.3) ao exemplo:

$$C_{alt_2} = \frac{31 - 15 + (0,5 \times 6 + 5) \times \left(\frac{15}{31 - 6}\right)}{(1 - 0,375)} = 33,2 \text{ seg.}$$

$$C_{alt_1} = \frac{31 - 10 + (0,5 \times 6 + 5) \times \left(\frac{10}{31 - 6}\right)}{(1 - 0,125)} = 27,7 \text{ seg.}$$

(d) **ETAPA 4** — Escolhe-se, como **primeiro tempo de ciclo viável**, o maior valor dentre os ciclos alternativos calculados na etapa 3, ou seja:

$$C_{V_1} = \max \{C_{alt_1}, C_{alt_2}\} \quad (B.4)$$

onde: C_{V_1} = primeiro tempo de ciclo viável (seg.);

C_{alt_i} = tempo de ciclo alternativo para a fase i (seg.).

Observação — se o valor do primeiro ciclo viável for inferior ao ciclo mínimo admissível, adota-se este último, ou seja

• se $C_{V_1} < C_{\min}$ então $C_{V_1} = C_{\min}$

No exemplo, tem-se:

$$\left. \begin{array}{l} C_{alt_2} = 27,7 \text{ seg.} \\ C_{alt_1} = 33,2 \text{ seg.} \end{array} \right\} C_{V_1} = 33,2 \text{ seg.}$$

$$C_{\min} = 31 \text{ seg.} \quad C_{V_1} > C_{\min}$$

(e) **ETAPA 5** — Convencionando-se que a maior taxa de ocupação crítica esteja associada à fase 1 do cruzamento, calcular o **segundo tempo de ciclo viável**, através da fórmula (B.5):

$$C_{V_2} = \sqrt{\frac{g_2 + T_p^2 \left(\frac{q_1}{1 - y_1} + Kp_1\right)}{\left(\frac{q_2}{1 - y_2} + Kp_2\right)} + g_2^2} \quad (B.5)$$

onde: g_2 = tempo de verde mínimo da fase com menor taxa de ocupação crítica (seg.);

T_p = tempo total perdido no ciclo (seg.);

q_1 = fluxo de veículos da aproximação com maior taxa de ocupação (V_{eq}/h);

y_1 = taxa de ocupação crítica da fase 1 (maior taxa);

p_1 = volume de pedestres na aproximação 1 (ped/h);

K = fator de importância da hora de pedestre em relação à hora do carro;

q_2, y_2, p_2 = análogo a q_1, y_1, p_1 para a fase 2.

Supondo, no exemplo, que $p_1 = 100$ pedestres/h e $K = 1$, tem-se:

$$C_{V_2} = \sqrt{\frac{(10+6)^2 \left(\frac{1500}{1-0,375} + 100\right)}{\left(\frac{500}{1-0,125} + 0\right)} + 10^2}$$

$$C_{V_2} = 34,9 \text{ seg.}$$

(f) **ETAPA 6** — Adotar como **tempo de ciclo** o maior valor entre C_{V_1} e C_{V_2} , ou seja:

$$C = \max \{C_{V_1}, C_{V_2}\} \quad (B.6)$$

No exemplo,

$$\left. \begin{array}{l} C_{V_1} = 33,2 \text{ seg.} \\ C_{V_2} = 34,9 \text{ seg.} \end{array} \right\} \Rightarrow C_{V_2} \approx 35 \text{ seg}$$

(g) **ETAPA 7** — Caso o ciclo resultante seja maior que 120 segundos, adotar o tempo de ciclo igual a 120 seg.

(h) **ETAPA 8** — Distribuição dos tempos de verde:

• **CASO 1: tempo de ciclo adotado igual a C_{V_1}**

Dá-se o tempo de verde mínimo à fase que apresentou o menor valor do tempo de ciclo alternativo (C_{alt} — ETAPA 3);

• **CASO 2: tempo de ciclo adotado igual a C_{V_2}**

Dá-se o tempo mínimo de verde à fase de menor taxa de ocupação crítica.

Em ambos os casos, convencionando-se que a fase 2 corresponde ao tempo de verde mínimo, tem-se:

$$g_1 = C - g_2^{\min} - T_p \quad (B.7)$$

onde: g_1 = tempo de verde da fase 1 (seg.);

g_2 = tempo mínimo de verde da fase 2 (seg.);

C = tempo de ciclo adotado (seg.);

T_p = tempo total perdido no ciclo (seg.).

No exemplo dado, tem-se:

• ciclo adotado $\Rightarrow C_{V_2} = 35 \text{ seg.}$

portanto, a distribuição dos tempos de verde é feita de acordo com o caso 2.

- fase de menor taxa de ocupação crítica

$$y_1 = 0,375$$

$$y_2 = 0,125$$

fase 2 tem menor taxa

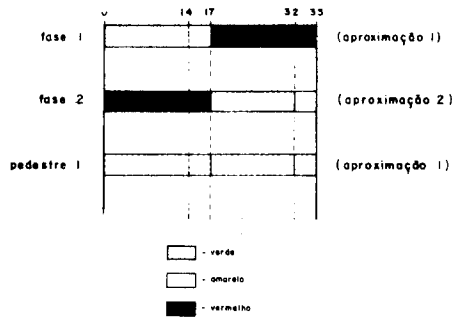
- tempo de verde da fase 2:

$$g_2^{\min} = 15 \text{ seg.}$$

- tempo de verde da fase 1:

$$g_1 = 35 - 15 - 6 = 14 \text{ seg.}$$

- Diagrama de tempos:

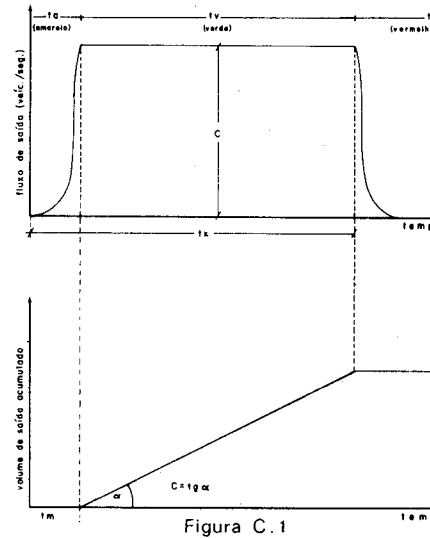


APÊNDICE C

C.1 — INTRODUÇÃO

No caso de interseções em que uma ou mais aproximações apresentem um fluxo de saída irregular, não se pode aplicar as fórmulas e conceitos de Webster normalmente empregados para a programação semafórica.

Normalmente, as aproximações apresentam uma curva de saída conforme mostra a figura C.1 abaixo:



t_x = inclui o tempo mais o tempo entre-verde (amarelo) anterior ao início de verde

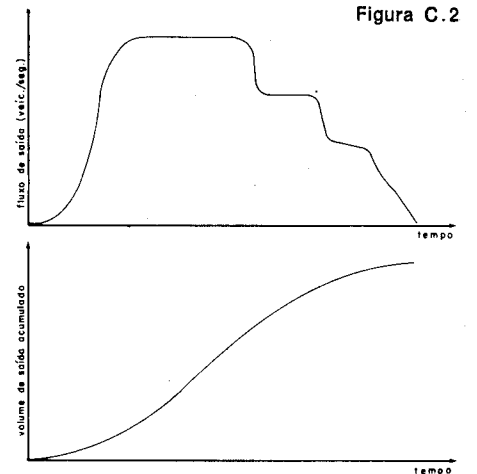
Pode-se exprimir a saída máxima de veículos pela seguinte fórmula:

$$V = C (T_x - T_M)$$

onde V = volume máximo de carros que pode passar se o tempo para a fase for T_x

T_M = tempo morto ou amarelo equivalente

Nas aproximações estudadas neste apêndice, o fluxo máximo de saída apresenta um perfil irregular, já visto no capítulo 8 e conforme a figura C.2 abaixo:



Tendo em vista que, as fórmulas e os métodos normalmente empregados para a programação de semáforos isolados pressupõem que a capacidade das aproximações se mantenha constante durante o tempo de verde, torna-se impossível usar tais fórmulas e métodos em alguns casos. São usados então os próprios valores dos gráficos obtidos em

campo para a programação. O método proposto nestes casos é uma variação do método apresentado por Webster para fluxos de saída irregulares.

Basicamente, é um método por tentativas, que pode ser elaborado graficamente ou numericamente. O dado básico para sua aplicação é o conhecimento de como evolui o perfil de saída dos carros ao longo do tempo, de modo que se conheça para cada tempo de verde adotado em cada aproximação, o número máximo de carros que poderia cruzar o semáforo.

A determinação dos fluxos médio horários,

capacidade e os padrões de saída do semáforo é apresentada no apêndice A (Histogramas e capacidade).

C.2 DESCRIÇÃO DO MÉTODO

O exemplo abaixo ajuda a compreensão do método: é dado um cruzamento simples, conforme a figura C.3, com as seguintes características:

- com duas vias de mão dupla;
- sem conversão à esquerda;
- com alargamento junto às aproximações, de maneira que a capacidade de saída inicial seja maior para os fluxos 1A e 2A;

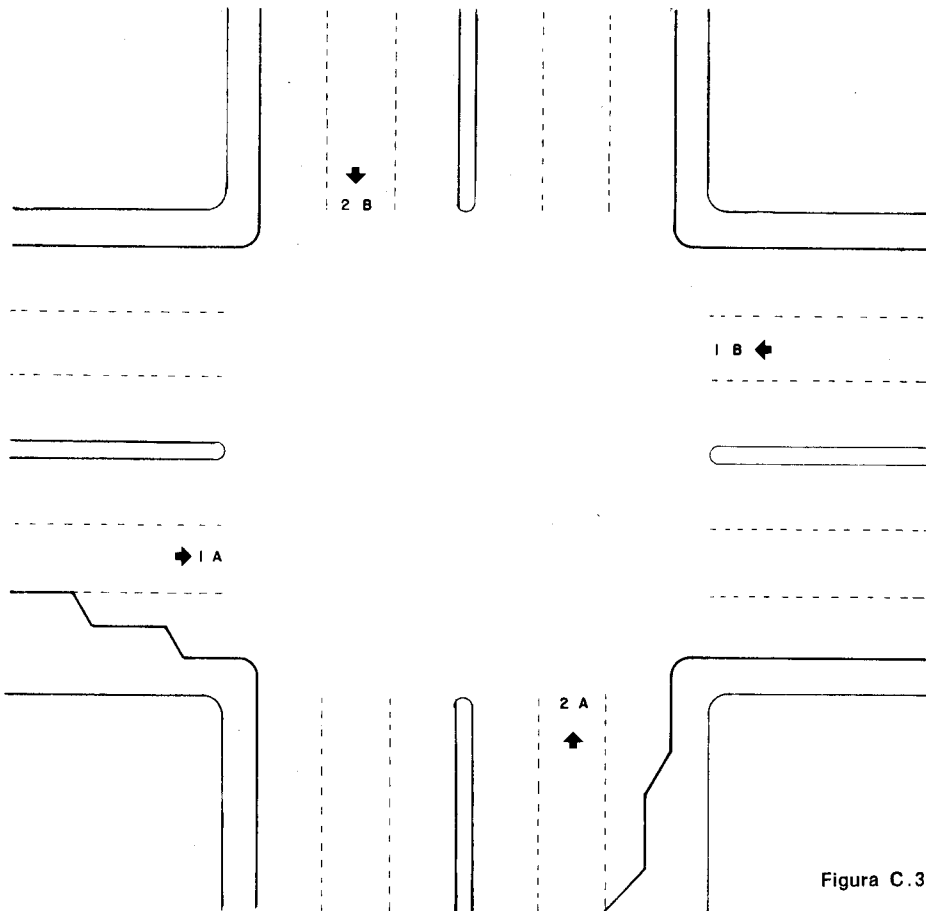


Figura C.3

— que os padrões de saída de semáforo sejam conforme o histograma abaixo (figura C.4):

T. Verde + amarelo (fluxo)	Tempo (seg.)							Volume Horário	Volume p/ seg.
	0	10	20	30	40	50	60		
	Fluxo acumulado								
1A	0	10	30	50	63	73	83	2880	0,8
1B	0	6	16	26	36	46	56	1440	0,4
2A	0	12	27	42	57	70	80	2520	0,7
2B	0	5	20	35	50	65	80	1800	0,5

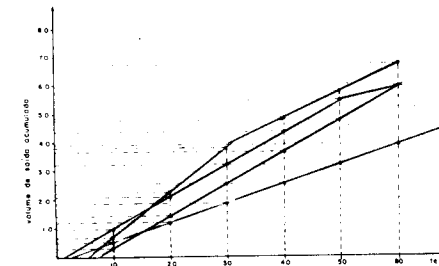


Figura C.4

Mov.	Fi	Vmi = 30 x Fi
1A	0,8	24
1B	0,4	12
2A	0,7	21
2B	0,5	15

Adota-se um ciclo de referência $C_R = 30$ seg.

Com estes dados, pode-se calcular:

- (a) o n.º de veículos médio demandado por ciclo para cada movimento (V_{mi})

$$V_{mi} = C_R \cdot F_i$$

onde: C_R — é o ciclo de referência e
 F_i — é o fluxo médio de carros por segundo para cada movimento.

No exemplo, o volume médio demandado para cada movimento com o ciclo $C_R = 30$ seg., é:

- (b) o tempo de verde (t_v) necessário para cada movimento escoar o volume de demanda na capacidade máxima, a partir dos histogramas ou das curvas de tempo de verde x volume (vide fig. C.5), usando o gráfico ou interpolando linearmente.

No exemplo, para o movimento

- 1A: 10 seg. — 10 veículos
 20 seg. — 30 " "
 t_v seg. — 24 " "

$$\therefore t_v = 10 + \frac{(20 - 10)}{(30 - 10)} \cdot (24 - 10) =$$

$$t_v = 10 + \frac{14 \cdot 10}{20} = 17 \text{ seg.}$$

Isto é, para que o volume médio demandado do movimento 1A se escoe são necessários 17 seg. de tempo verde.

Analogamente, para os demais movimentos, o tempo de verde necessário é:

Mov:	Volume = Vmi	Tempo de verde necessário (+ amarelo)
1A	24	17
1B	12	16
2A	21	16
2B	15	16,6

Logo, os movimentos críticos de cada fase, são:

para a fase 1, o movimento 1A com 17 segundos
para a fase 2, o movimento 2B com 16,6 segundos

(c) o ciclo necessário (C_N) para que se escoe o volume de demanda mínimo é de 17,0 + 16,6 = 33,6 segundos, o que se torna inviável por não haver folga.

O tempo de folga (F) é a diferença entre o ciclo de referência e o ciclo necessário para escoar o volume demandado por ciclo.

$$F = C_R - C_N$$

Portanto os valores de Vmi, o t_v para cada fase, e o C_N devem ser recalculados para outros C_R adotados.

Portanto os valores de Vmi, o t_v para cada fase, e o C_N devem ser recalculados para outros C_R adotados.

A tabela abaixo sumariza os resultados do exemplo:

MOV.	FLUXO (veic./seg.)	30		40		50		60		70		80		90	
		V (veic.)	t _v	V (veic.)	t _v	V (veic.)	t _v	V (veic.)	t _v	V (veic.)	t _v	V (veic.)	t _v	V (veic.)	t _v
1A	.8	24	17*	32	21*	40	25*	48	29*	56	34,61*	64	41*	72*	49*
1B	.4	12	16	16	20	20	24	24	28	28	32	32	36	36	40
2A	.7	21	16	28	20,66*	35	25,33*	42	30*	49	34,66*	56	39,66*	63	44,61*
2B	.5	15	16,6*	20	20	25	23,3	30	26,6	35	30	40	33,33	45	36,66
Tempo de ciclo necessário (segundos) (C _N)		33,6		41,66		50,33		59		69,27		81,66		93,66	
Folga (seg.)		-3,6		-1,66		-0,33		+1		+0,73		-1,66		-3,61	
Folga Relativa (%) (FR)		-12		-4,2		-0,66		1,7		1		-2		-4	

Para o ciclo de referência (C_R) de 60 seg. são necessários 59 seg. para escoar o volume de carros; isto significa que se adotarmos um ciclo de 59 seg., bem como os tempos de verde para cada fase assinalados com *

a capacidade será suficiente para escoar o volume de veículos que passam em 60 seg., com uma folga absoluta de 1 seg., ou ainda uma folga relativa (FR) de 1/59 ≅ 1,7%.

A folga relativa (FR) também corresponde para cada fase à porcentagem de veículos a

mais que poderiam passar em cada ciclo. No ciclo de 59 seg. passariam em média/ciclo na fase 1A: 59 x 0,8 = 47,2 veículos. O tempo de verde está dimensionado para o C_R de 60 seg., podendo passar 60 x 0,8 = 48 veículos.

$$FR = \frac{48 - 47,2}{47,2} = \frac{0,8}{47,2} \cong 1,7\%$$

Observação: Quando a FR for pequena, a probabilidade de haver fila é maior.

(d) escolha do ciclo ótimo (Cot)
Podemos traçar num gráfico as diferentes folgas relativas (FR), em função dos ciclos mínimos necessários (C_N) para cada C_R adotado, onde:

$$FR = \frac{C_R - C_N}{C_N}$$

C_R = ciclo de referência para determinar o volume por ciclo.
C_N = ciclo necessário para escoar o volume de referência.

(vide fig. C.5)

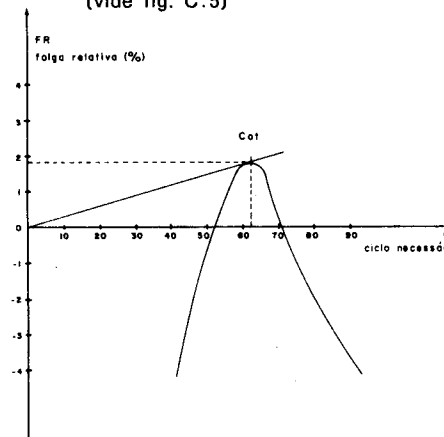


Figura C.5

Como se vê, temos uma curva parabólica, com a folga relativa atingindo um valor máximo e diminuindo a seguir. O tempo de folga é positivo para os ciclos entre 53 e 73 seg., aproximadamente.

A escolha do ciclo ótimo deve maximizar a relação e pode ser obtido de 2 maneiras:

— calculando-se a relação ponto por ponto para diferentes ciclos até obter o máximo (que seria o ciclo ótimo (Cot)).

— ou graficamente traçando uma reta que passa pela origem e tangencia a curva $FR = f(C_N)$ o ponto de tangência é o ciclo ótimo (Cot).

No exemplo, o Cot é de 63 seg. e a folga relativa (FR) de 1,8%.

No caso de semáforos isolados, ou interseções cujas aproximações apresentam um fluxo de saída regular, o fator determinante é o atraso médio provocado pelo semáforo sobre os carros que passam no cruzamento. Para efeitos didáticos este atraso é dividido em 2 parcelas:

Atraso uniforme (Ac) — é o atraso médio que os carros sofrem quando param no vermelho e esperam até o início do tempo de verde. É grosseiramente proporcional ao ciclo — quanto maior o ciclo maior o tempo de espera.

Atraso aleatório (Aa) — pela própria natureza do tráfego, o número de carros que chega na interseção em cada ciclo e o fluxo de saída (capacidade instantânea) não são constantes, pois dependem de uma série de fatores individuais dos motoristas e dos veículos que estão passando pelo semáforo, que por sua vez também variam aleatoriamente. A soma destas duas variações pode acarretar

a formação de uma fila residual, pois apesar da média do número de veículos que chegam ser inferior à capacidade de saída, algumas vezes pode chegar um número de veículos maior que o fluxo de chegada médio (estimado) e/ou sair um número de veículos menor que a capacidade média de saída (estimada). Exemplificando:

	Chegada		Saída		Fila Residual
	Média Ciclo	10,6	Cap.	Real	
1	13	10	10	3	
2	11	12	12	2	
3	7	14	9	0	
4	14	13	13	1	
5	8	11	9	0	

No 1.º ciclo chegaram 13 carros e saíram 10, sobrando 3.

No 2.º ciclo chegaram 11 carros, que com os 3 restantes somam 14. Saíram 12, restaram 2, e assim por diante.

A fila residual causa o atraso aleatório, que por sua vez é inversamente proporcional à folga relativa (FR).

No caso das interseções normais, onde todas as aproximações têm uma capacidade constante ao longo do tempo de verde (fig. C.6) a função folga x ciclo apresenta um dos formatos da fig. C.7.

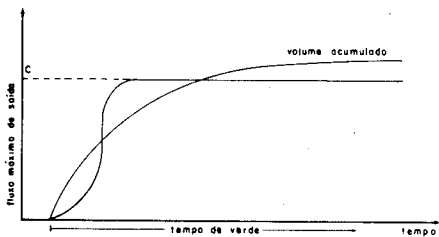


Figura C.6

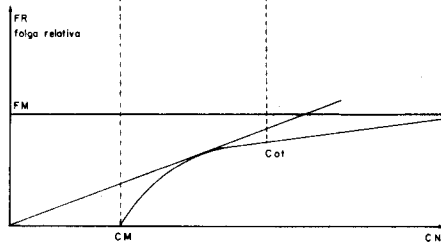
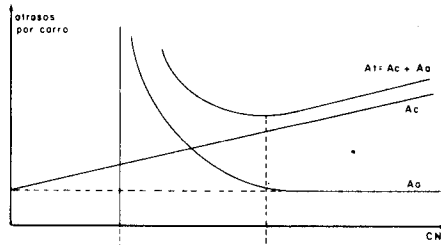


Figura C.7.

C_M — corresponde ao ciclo mínimo quando o tempo de folga é zero;

$$C_M = \frac{TM}{1 - \alpha}$$

TM — tempo morto (soma dos amarelos equivalentes);

$$TM = \sum TM_i;$$

α = soma dos graus de saturação da aproximação;

$$\alpha = \sum \alpha_i.$$

A partir do valor de C_M a folga torna-se positiva e tende assintoticamente para a folga máxima (FM).

$$FR = \frac{1 - \frac{TM}{C} - \alpha}{\alpha} \text{ para } C \rightarrow \infty \text{ FM} = \frac{1 - \alpha}{\alpha}$$

Logo, quanto maior o ciclo, maior a folga e menor o atraso aleatório, porém, maior o atraso constante.

O ponto ótimo é obtido onde a soma dos dois atrasos se torna mínimo, e é estimado um valor aproximado pela fórmula de Webster para o ciclo ótimo:

$$C_{ot} = \frac{1,5 TM + 5}{1 - \alpha}$$

No caso das interseções estudadas neste apêndice, como consequência da capacidade variável, ao invés do valor da folga tender assintoticamente para a folga máxima (fig. C.7), a curva é parabólica e a folga é positiva apenas em um intervalo (vide fig. C.5).

O método descrito para tais casos também visa minimizar o atraso total (soma dos atrasos constante mais aleatório). A solução aproximada satisfatória é escolher o valor que maximize a relação FR/C_N que pode ser

obtida graficamente ou pelo cálculo para cada ciclo. Quando houver outras interseções próximas, com outras curvas $FR = f(C_N)$ e para sua coordenação seja necessário que todos os semáforos tenham o mesmo ciclo, o ciclo a ser dotado deve possibilitar que todos os semáforos tenham folgas relativas positivas.

Bibliografia

- 1 SZASZ, P.A. **Controle de semáforos por computador**. VI Simpósio Brasileiro de Pesquisa Operacional. Belo Horizonte. 1973.
- 2 MUNHOZ, E.A.M. **Sistema de controle de tráfego: aplicação do programa TRANSYT**. São Paulo. Companhia de Engenharia de Tráfego-CET. Boletim Técnico da CET n.º 10. 1978.
- 3 WEBSTER, F.V. e COBBE, B.M. "Traffic Signals". **Road research technical paper**. N.º 56. London. HMSO. 1966.
- 4 WEBSTER, F.V. "Traffic Signals Settings". **Road research technical paper**. N.º 39. London. HMSO. 1958.
- 5 SZASZ, P.A. e MACHADO, F.R. **Avaliação prática de diferentes técnicas de sincronização de semáforos**. I Simpósio Brasileiro de Planejamento de Transportes. Rio de Janeiro. 1974.
- 6 VASCONCELLOS, E.A. de. **Métodos para cálculo de capacidade de interseções semaforizadas**. São Paulo. Companhia de Engenharia de Tráfego-CET. Boletim Técnico da CET. N.º 16. 1978.
- 7 SALTER, R.J. **Highway traffic analysis and design**. Macmillan. 1974.
- 8 DENATRAN-CET. **Manual de sinalização urbana — normas de projeto**. Vol. 6. Convênio DENATRAN-CET. 1978.
- 9 MADERNA LEITE, J.G. **Apostila: Sinais Luminosos**. EBTU — Jan./78.

COLEÇÃO SERVIÇOS DE ENGENHARIA

- Volume 1 — Manual de Pontes Estreitas
- Volume 2 — Manual de Cruzamentos Rodoferroviários
- Volume 3 — Manual de Segurança de Pedestres
- Volume 4 — Manual de Semáforos
- Volume 5 — Comutador Eletrônico de Semáforos
- Volume 6 — Manual de Identificação, Análise e Tratamento de Pontos Negros
- Volume 7 — Manual de Sinalização de Trânsito — Parte I — Sinalização Vertical
- Volume 8 — Segurança de Trânsito — Direção Defensiva
- Volume 9 — Manual de Segurança de Trânsito
 - Tomo I — Acidentologia
 - Tomo II — Acidentometria (em elaboração)