



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

# FLUXO DE VEÍCULOS E CAPACIDADE VIÁRIA

JOSÉ REYNALDO ANSELMO SETTI

SÃO CARLOS  
2021



**UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO**  
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

# Fluxo de veículos e capacidade viária

José Reynaldo A. Setti



São Carlos, janeiro de 2001

Material didático para uso exclusivo de alunos da EESC-USP  
© José Reynaldo A. Setti, 2000–2001, todos os direitos reservados  
Proibida a reprodução total ou parcial, por quaisquer meios,  
sem autorização por escrito do autor

**SVBIBL/EESC-USP**

# Conteúdo

---

|          |  |           |
|----------|--|-----------|
| <b>1</b> | <b>Fluxos de veículos e seu controle</b>                                     | <b>1</b>  |
| 1.1      | Representação gráfica de fluxos de veículos . . . . .                        | 2         |
| 1.2      | Princípios fundamentais dos fluxos de veículos . . . . .                     | 4         |
| 1.3      | Modelos macroscópicos para fluxos de tráfego . . . . .                       | 13        |
| 1.4      | Modelos microscópicos de tráfego . . . . .                                   | 19        |
| 1.5      | Aplicações da teoria das filas na análise dos fluxos ininterruptos . . . . . | 22        |
| 1.6      | Análise de pontos de estrangulamento em vias . . . . .                       | 34        |
| 1.7      | Fluxos de tráfego interrompidos . . . . .                                    | 37        |
| 1.8      | Controle de fluxos de veículos . . . . .                                     | 40        |
| 1.9      | Os sistemas de controle do tráfego rodoviário . . . . .                      | 41        |
| 1.10     | Os sistemas de controle do tráfego ferroviário . . . . .                     | 43        |
|          | Resumo . . . . .   | 47        |
|          | Para aprender mais . . . . .   | 48        |
|          | Exercícios . . . . .   | 49        |
| <b>2</b> | <b>Fluxos de veículos em interseções</b>                                     | <b>53</b> |
| 2.1      | Interseções semaforizadas . . . . .  | 54        |
| 2.2      | Análise determinística de interseções semaforizadas isoladas . . . . .       | 55        |
| 2.3      | Análise de cruzamentos semaforizados com chegadas aleatórias . . . . .       | 65        |
| 2.4      | Calibração de semáforos isolados pelo método de Webster . . . . .            | 66        |
| 2.5      | Sistemas de cruzamentos controlados por semáforos . . . . .                  | 72        |

|                     |  |           |
|---------------------|--|-----------|
| 2.6                 | Determinação do tempo de amarelo . . . . .                 | 74        |
| 2.7                 | Instalações semafóricas . . . . .                          | 77        |
| <i>m. cai</i> — 2.8 | Análise de interseções não semaforizadas . . . . .         | 83        |
|                     | Resumo . . . . .   | 85        |
|                     | Para aprender mais . . . . .                               | 86        |
|                     | Exercícios . . . . .                                       | 86        |
| <b>3</b>            | <b>Análise da capacidade e nível de serviço de vias</b>    | <b>91</b> |
| 3.1                 | Capacidade de tráfego de vias férreas . . . . .            | 93        |
| 3.2                 | O HCM: capacidade e nível de serviço de rodovias . . . . . | 102       |
| 3.3                 | Capacidade e nível de serviço de rodovias . . . . .        | 105       |
| 3.4                 | Fatores que afetam a capacidade de uma rodovia . . . . .   | 110       |
| 3.5                 | Capacidade e nível de serviço de auto-estradas . . . . .   | 114       |

# Capítulo 1

## Fluxos de veículos e seu controle

---

*Neste capítulo estudam-se os fluxos de veículos numa via e as formas de controlá-los. O capítulo inicia-se com o diagrama espaço-tempo, que pode ser usado para representar graficamente a progressão de veículos ao longo de um segmento de via. Os três parâmetros fundamentais para o estudo macroscópico do fluxo de veículos, o volume, a velocidade e a densidade, são definidos, e apresenta-se, a seguir, uma discussão dos modelos macroscópicos e microscópicos para representação dos fluxos rodoviários e das aplicações dos modelos determinísticos de filas para a análise de fluxos contínuos e interrompidos. Por fim, o capítulo discute o controle dos fluxos de tráfego em rodovias e ferrovias.*

Como visto nos capítulos anteriores, a mecânica da locomoção determina os limites de desempenho dos veículos – ou seja, como ele se movimenta numa via em função das suas características e das características da via. Um bom conhecimento dos limites de desempenho permite, entre outras coisas, escolher o veículo mais adequado para o serviço de transporte ou ainda, projetar e construir uma estrada na qual os veículos existentes podem trafegar sem problemas.

Por outro lado, existem situações em que o movimento do veículo não é determinado pelos seus limites de desempenho, mas sim pela presença de outros veículos na via. Essa é uma situação comum, experimentada por todo motorista.

Quando o número de veículos que compartilham uma via cresce, a velocidade de cada um deles passa a ser determinada pela corrente de tráfego e o desempenho individual pode ficar abaixo dos limites impostos pela mecânica da locomoção.

Um fenômeno percebido facilmente em vias que se congestionam com frequência é a deterioração da qualidade do serviço de transporte com o aumento do volume de tráfego: à medida em que aumenta o número de veículos na via, a velocidade média reduz-se. Em situações em que ocorre um congestionamento, a velocidade dos veículos é quase nula. Neste capítulo, discutem-se as leis que regem o fluxo de veículos e que permitem estudar esse tipo de fenômeno.

### 1.1 Representação gráfica de fluxos de veículos

Uma das ferramentas mais úteis para a análise de fluxos de veículos é o *diagrama espaço-tempo*, que foi inventando originalmente como uma forma de visualizar a movimentação de trens e controlar o tráfego em trechos entre pátios de manobra.

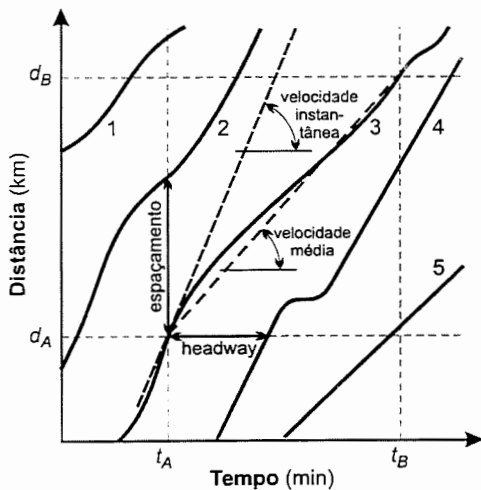


Fig. 1.1: Diagrama espaço-tempo

O diagrama espaço-tempo é nada mais que um gráfico que expressa a relação entre a posição de cada veículo da corrente de tráfego e o tempo, à medida em que os veículos deslocam-se ao longo de uma via. Normalmente, usa-se o eixo das abscissas para representar o tempo e o eixo das ordenadas para representar a posição do veículo na via, por meio da distância até uma origem preestabelecida.

O diagrama espaço-tempo ilustrado na Figura 1.1 mostra as trajetórias de cinco trens que trafegam por um certo trecho. Pode-se perceber que, no instante  $t = 0$ , os trens 1 e 2 já se encontravam dentro do trecho estudado e que os trens 3, 4 e 5 chegam ao início do trecho em tempos  $t_i > 0$ .

Ainda no diagrama espaço-tempo da Figura 1.1, pode-se determinar dois parâmetros que estão relacionados à intensidade dos fluxos de veículos: o espaçamento e o headway. Esses parâmetros servem para representar a separação que existe entre veículos sucessivos numa corrente de tráfego e, indiretamente, a caracterizam a seqüência de veículos que forma uma corrente de tráfego.

O *headway* é definido como sendo o intervalo de tempo que decorre entre a passagem de dois veículos sucessivos por uma seção de controle e é normalmente medido em função da passagem da roda dianteira ou do pára-choque dianteiro

dos veículos por ponto preestabelecido. Num diagrama espaço-tempo, como o da Figura 1.1, o headway é a separação horizontal entre as curvas que representam o movimento de trens sucessivos. Note-se que o headway depende das velocidades dos trens e varia ao longo de um trecho, se as velocidades não forem constantes.

O *espaçamento* é a distância entre veículos sucessivos num certo instante, medida a partir de um ponto de referência comum nos veículos, normalmente a frente ou as rodas dianteiras. Nos diagramas espaço-tempo, é a separação vertical entre as curvas que representam veículos sucessivos. O espaçamento também depende da variação das velocidades dos veículos e varia ao longo do tempo, se essas velocidades não forem constantes.

A separação vertical entre trajetórias num dado instante (por exemplo,  $t_A$ ) mostra a distância entre veículos sucessivos, ou seja, o *espaçamento*. A separação horizontal entre trajetórias sucessivas num determinado ponto (por exemplo,  $d_A$ ) indica o intervalo de tempo entre um veículo e outro, que é o *headway*.

Além de ser usado para representar graficamente fluxos de veículos, um diagrama espaço-tempo permite determinar a velocidade média de um veículo ao longo de um trecho ou sua velocidade instantânea em cada ponto da trajetória.

**Exemplo 1.1** Usando o diagrama espaço-tempo da Figura 1.1, determine a velocidade média do trem 3 entre as estações A e B, localizadas respectivamente a  $d_A$  e  $d_B$  km do início do trecho.

**Solução:** Observando-se o diagrama espaço-tempo, percebe-se que o trem 3 passa pela estação A no instante  $t_A$  e pela estação B em  $t_B$ . Como essas duas estações estão separadas de  $d_B - d_A$  km, a velocidade média do trem é:

$$v_m = \frac{d_B - d_A}{t_B - t_A} \text{ m/s,}$$

que equivale ao coeficiente angular da reta que liga os pontos  $(t_A, d_A)$  e  $(t_B, d_B)$ .

O Exemplo 1.1 mostra que, como a velocidade média é a relação entre o comprimento do trecho e do tempo necessário para percorrê-lo, ela pode ser obtida do diagrama espaço-tempo determinando-se a declividade da reta que une os pontos correspondentes aos instantes de passagem por dois pontos da via.

O diagrama espaço-tempo também permite determinar a *velocidade instantânea* dos veículos, que é a tangente à curva num dado ponto. No diagrama espaço-tempo da Figura 1.1, a velocidade instantânea do trem, ao passar pela estação A, é a tangente à curva naquele ponto, como pode ser visto no gráfico. Pode-se também

perceber que, se o trem tivesse mantido essa velocidade durante todo o trecho entre as duas estações, ele teria gasto um tempo bem menor para chegar à estação B.

Se um veículo viaja em velocidade constante, a tangente (ou seja, a derivada da função) é constante. Por conseguinte, a curva que representa o movimento desse veículo no diagrama espaço-tempo é uma reta, como as que representam os movimentos dos trens 4 e 5 na Figura 1.1. Pode-se também perceber que o trem 4 pára por algum tempo a meio caminho entre as estações A e B, pois a declividade da reta torna-se nula.

## 1.2 Princípios fundamentais dos fluxos de veículos

O fluxo de veículos é um fenômeno complexo que, em função da importância econômica do transporte rodoviário, deve ser muito bem compreendido pelos engenheiros de transporte. Algumas observações casuais num trecho em que existe um grande volume de veículos permitem perceber que, se a intensidade do tráfego aumenta, a velocidade dos veículos diminui. É importante analisar os princípios que regem o comportamento das correntes de tráfego para melhor entender os fluxos de veículos.

Existem duas formas de se estudar os fluxos de veículos, macroscopicamente e microscopicamente. Os *modelos macroscópicos* consideram a corrente de tráfego como um todo, sem se interessar com o que ocorre com cada veículo que a forma. Normalmente os modelos macroscópicos pressupõem que a corrente de tráfego é formada por veículos e condutores com características semelhantes e se prestam melhor para estudar situações em que as condições do fluxo são constantes – o que se chama de estado de equilíbrio ou 'steady state'.

Os *modelos microscópicos*, por outro lado, procuram descrever o comportamento da corrente de tráfego a partir das respostas individuais de cada veículo. É comum o uso de modelos microscópicos para estudar situações em que existem variações aleatórias nas características dos veículos e de seus condutores, ou seja, naquelas situações em que o fenômeno é tratado com um processo estocástico.

O fluxo de uma corrente de tráfego numa rodovia pode ser contínuo ou interrompido. Um fluxo de tráfego contínuo é aquele em que não existem interrupções periódicas na corrente de tráfego – o tipo de fluxo encontrado em auto-estradas e outras vias com acesso limitado, onde não existem semáforos, sinais de parada obrigatória ou de preferencial à frente e nem interseções em nível. Pode-se admitir o fluxo contínuo em trechos de rodovias onde as interseções em nível estejam separadas por distâncias consideráveis.

Os fluxos de tráfego interrompidos são encontrados nos trechos de vias onde existem dispositivos que interrompem o fluxo de veículo periodicamente. O fluxo de veículos, neste caso, não depende apenas da interação entre os veículos, mas também do intervalo entre as interrupções do tráfego, como será visto mais adiante.

Os parâmetros que caracterizam uma corrente de tráfego podem ser divididos em duas categorias: parâmetros macroscópicos e microscópicos. Os parâmetros macroscópicos representam características do fluxo de veículos como um todo; os parâmetros microscópicos caracterizam o comportamento de veículos individuais dentro do fluxo, em relação aos outros veículos que compõem a corrente<sup>1</sup>. Os parâmetros macroscópicos que descrevem um fluxo de tráfego são três: o volume, a velocidade e a densidade.

### 1.2.1 Volume de tráfego

O volume de tráfego numa certa via é definido como o número de veículos passando por ponto durante um intervalo de tempo. Quando o intervalo de tempo é uma hora, a unidade de volume é [veic/h] e refere-se ao volume como *volume horário*. Se o período for um dia, o volume é dado em [veic/dia] e denominado *volume diário*. Se o volume referir-se a um período de um ano, diz-se que é um *volume anual* e sua unidade é [veic/ano].

A *taxa de fluxo horário* é o volume horário equivalente, obtido a partir de um intervalo de observação menor que uma hora. Esta distinção é importante pois a taxa de fluxo horário pode ser diferente do volume que seria obtido se o intervalo de observação fosse de uma hora.

O volume é medido através de uma contagem, que pode ser manual ou automática (feita por meio de aparelhos colocados sob ou sobre a via). A contagem pode se referir a uma única faixa de tráfego ou a todas as faixas de tráfego; pode dizer respeito a um único sentido de tráfego ou aos dois sentidos de tráfego.

É interessante perceber que existe uma relação entre os headways e o volume de tráfego. Suponha-se que  $n$  veículos foram contados durante um período  $\Delta t$  e que os seus headways  $h_i$  foram registrados. Sabe-se que:

$$\Delta t = \sum_{i=1}^n h_i. \quad (1.1)$$

---

<sup>1</sup>McShane, W. R. e Roess, R. P. (1990). *Traffic Engineering*. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ, EUA.

O volume  $q$  é a relação entre o número de veículos  $n$  e o período de contagem  $\Delta t$ . Substituindo-se o valor de  $\Delta t$  pela Equação 1.1, tem-se que

$$q = \frac{n}{\sum_{i=1}^n h_i}.$$

Como o headway médio,  $\bar{h}$ , é dado por

$$\bar{h} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n h_i,$$

pode-se ver que o volume pode ser também expresso como o inverso do headway médio:

$$q = \frac{1}{\bar{h}}. \quad (1.2)$$

### ***Volumes e taxas de fluxo de tráfego: definições e usos***

Muitas vezes, os volumes de tráfego são expressos em veículos por dia, principalmente quando são usados para planejamento de sistemas rodoviários ou na análise de tendências de crescimento. As projeções de tráfego são rotineiramente baseadas em contagens diárias, que muitas vezes são determinadas a partir do *volume anual*, que é o número de veículos que passam por um trecho de uma via durante um ano e é expresso em [veic/ano]. O volume anual é usado para análise de acidentes, estudos econômicos para a implantação de pedágios, e também para estudar as tendências futuras de variação do volume de tráfego. Os *volumes diários* de tráfego mais usados são:

- ***Volume diário médio anual (VDMA)***: é definido o volume anual dividido por 365. Representa o volume médio correspondente a um período de 24 horas e é expresso em [veic/dia].
- ***Volume diário médio (VDM)***: é o volume médio referente a 24 horas num certo local, com referência a um período inferior a um ano. Enquanto que o VDMA refere-se a um ano, o VDM pode ser obtido com volumes semestrais, mensais, semanais ou até mesmo com contagens de apenas dois dias de duração. O VDM só é válido para o período ao longo do qual foi medido.

Normalmente, os volumes diários referem-se aos dois sentidos do tráfego, e não a cada uma das direções.

Apesar de os volumes diários serem úteis para fins de planejamento, eles não devem ser usados em análises operacionais ou no projeto de componentes do sistema viário, já que o tráfego pode variar consideravelmente ao longo do dia, sendo comum a existência de dois ou três períodos de pico. A hora do dia que apresenta o maior volume de tráfego é chamada de *hora pico* e é a hora que interessa para o projeto e análise operacional do sistema. As rodovias devem ser projetadas para serem capazes de suportar o volume da hora pico, na direção de maior movimento. Como o tráfego geralmente viaja numa direção no período da manhã e na direção oposta no período da tarde, a diferença entre os volumes das horas pico da manhã e da tarde é pequena e as duas direções são projetadas para o mesmo volume.

No projeto de componentes do sistema rodoviário, os volumes de hora pico na direção mais congestionada são, muitas vezes, estimados a partir de projeções do volume diário, a partir de um coeficiente que indica a proporção do VDMA que ocorre durante a hora pico e é conhecido como *fator K*:

$$VP_j = VDMA \cdot K_j \cdot D \quad (1.3)$$

em que  $VP_j$ : volume direcional da  $j$ -ésima hora mais congestionada [veic/h];  
 $VDMA$ : volume médio diário anual [veic/dia];  
 $K_j$ : fator  $K$ ; e  
 $D$ : coeficiente de divisão direcional do tráfego.

O *fator  $K_j$*  corresponde à fração do volume diário médio anual que ocorre durante a  $j$ -ésima hora mais congestionada do ano, se todas as horas do ano foram classificadas em ordem decrescente de volume. No projeto de rodovias, costuma-se utilizar  $K_{30}$ , que produz o volume da trigésima hora mais congestionada do ano; enquanto que no projeto de vias urbanas pode-se utilizar o volume correspondente à quinquagésima hora mais congestionada, obtido através de  $K_{50}$ .

Os fatores  $K_j$  e  $D$  devem ser computados a partir dos dados de volume de tráfego da região. Por exemplo, um estudo realizado pela DERSA<sup>2</sup>, no estado de São Paulo, determinou um valor de 0,??? para  $K_{30}$  no sistema Anchieta-Imigrantes e 0,??? para  $K_{30}$  no sistema Anhangüera-Bandeirantes. Em geral,  $K$  é maior se a rodovia tem uso sazonal recreativo e está localizada longe dos centros urbanos. Em áreas

**Tab. 1.1:** Faixas gerais de variação dos fatores  $K$  e  $D$

| <i>Tipo de via</i> | <i>K</i>  | <i>D</i>  |
|--------------------|-----------|-----------|
| Rural              | 0,15–0,25 | 0,65–0,80 |
| Suburbana          | 0,12–0,15 | 0,55–0,65 |
| Urbana             | 0,07–0,12 | 0,55–0,60 |

Fonte: McShane, W. e Roess, R. (1990). *Traffic Engineering*. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ, EUA.

<sup>2</sup>Conseguir referência com Ion de Freitas.

densamente povoadas, existe mais tráfego fora dos períodos de pico e os trechos com capacidade insuficiente tendem a aumentar a duração dos períodos de pico.

O coeficiente de divisão direcional  $D$  varia entre zero e um e tem uma variabilidade maior, já que existem mais fatores que influenciam a divisão direcional do tráfego tais como a densidade populacional, a distribuição espacial dos pólos geradores e atratores de tráfego, etc. A Tabela 1.1 mostra a gama usual de variação desses valores, a título de ilustração.

Mesmo dentro da hora pico, existem variações no fluxo de tráfego que são de grande interesse para o engenheiro de transportes. Um componente do sistema pode ter sido projetado para o volume da hora pico mas, se a variação do fluxo dentro do pico for muito grande, a demanda pode exceder a capacidade. Os volumes observados para períodos de duração inferior a uma hora são normalmente expressos em termos de uma *taxa de fluxo horário equivalente*. Por exemplo, se contam-se 300 veículos durante um período de 10 minutos de duração, a taxa de fluxo horário equivalente é  $300 (60/10) = 1.800$  veic/h. Se a contagem tivesse sido conduzida por um período de uma hora, com certeza o volume obtido não seria 1.800 veic/h. O Exemplo 1.2 ilustra melhor o conceito.

**Exemplo 1.2** *Observando-se um trecho de rodovia de 17:00–17:15, foram contados 1.000 veículos; de 17:15–17:30, 1.100 veículos; de 17:30–17:45, 1.200 veículos; e de 17:45–18:00, 900 veículos. Determine as taxas de fluxo horário equivalente em cada um dos períodos de 15 minutos e compare esse valor com o volume horário observado.*

**Solução:** O cálculo das taxas de fluxo horário equivalente pode ser feito a partir das contagens parciais:

| <i>Intervalo</i> | <i>Contagem (veic)</i> | <i>Taxa de fluxo (veic/h)</i> |
|------------------|------------------------|-------------------------------|
| 17:00–17:15      | 1.000                  | 4.000                         |
| 17:15–17:30      | 1.100                  | 4.400                         |
| 17:30–17:45      | 1.200                  | 4.800                         |
| 17:45–18:00      | 900                    | 3.600                         |

- Das 17:00 às 18:00, foram observados um total de 4.200 veic, o que fornece um volume horário de 4.200 veic/h, ficando clara a variação do fluxo de tráfego dentro do período de observação.

A relação entre a maior taxa de fluxo horário equivalente e o volume horário define o *fator de pico horário*:

$$F_{HP} = \frac{t V_H}{60 V_t} \quad (1.4)$$

em que  $F_{HP}$ : fator de pico horário;  
 $V_H$ : volume horário [veic/h];  
 $t$ : duração do período de fluxo [min]; e  
 $V_i$ : taxa de fluxo horário equivalente [veic/h].

Para períodos de fluxo de 15 minutos de duração ( $t = 15$  min), pode-se perceber que  $F_{HP}$  varia entre 1 – quando os volumes em cada intervalo de 15 minutos são iguais – e 0,25, que corresponde à situação em que todo o tráfego concentra-se num único período de 15 minutos. A faixa de variação normal do fator de pico horário está entre 0,70 e 0,98, com valores menores indicando uma maior variação do fluxo de tráfego durante a hora pico.

### 1.2.2 Densidade de uma corrente de tráfego

A *densidade* ou *concentração* de uma corrente tráfego reflete a intensidade da corrente, atingindo seu máximo quando o tráfego encontra-se completamente congestionado. A concentração ou densidade  $k$  é definida como o número de veículos que ocupam um trecho de via num determinado instante. A unidade mais usual para a densidade é [veic/km], mas como se a concentração referir-se a apenas uma das faixas de tráfego, a unidade deve ser [veic/(km.faixa)]. Pode-se perceber que a densidade depende do comprimento médio dos veículos, pois quanto maior for esse valor, menor será o número de veículo por quilômetro de via.

Dos três parâmetros que caracterizam uma corrente de tráfego, a densidade é o de maior importância, por estar diretamente relacionada à demanda. Embora a demanda seja normalmente indicada como uma taxa de fluxo de tráfego, ela corresponde, na realidade, ao número de viagens realizadas. A demanda é criada nos pólos geradores de viagens em função do tipo e intensidade de utilização do solo (residencial, comercial e industrial) e o destino dessas viagens é determinado pelos pólos atratores, também em função do tipo e intensidade do uso do solo. Esse mecanismo de geração/atração de viagens determina o número de pessoas e, por conseguinte, de veículos que pretendem usar determinadas partes do sistema viário. A relação entre o número de veículos e a extensão dessas vias produz uma densidade de tráfego que, por sua vez, determina o volume e a velocidade da corrente de tráfego.

A concentração ou densidade é também uma medida importante da qualidade do fluxo de tráfego, já que reflete a proximidade dos veículos, um fator que que influencia a liberdade de manobras dentro da corrente e o grau de conforto psicológico dos motoristas.

### 1.2.3 Velocidade média de uma corrente de tráfego

A velocidade é a relação entre a distância percorrida e o tempo gasto para percorrer essa distância. As unidades mais usuais para a velocidade são [km/h] e [m/s]. Numa corrente de tráfego, cada veículo viaja a uma velocidade diferente e em conseqüência, a corrente não tem uma velocidade única e fixa, mas sim uma distribuição de velocidades individuais. Essa distribuição de velocidades dos veículos na corrente de tráfego pode ser descrita por uma média. Portanto, a velocidade média de uma corrente de tráfego é definida como a média das velocidades dos veículos que compõem o fluxo. Existem duas formas diferentes de calcular a velocidade média para uma corrente de tráfego, cada uma delas fornecendo um valor diferente e possuindo um significado físico diferente: a velocidade média no tempo e a velocidade média no espaço.

A velocidade média no tempo,  $\bar{u}_t$ , é a média aritmética das velocidades instantâneas de veículos individuais, medidas em um certo ponto da via. Se as velocidades dos veículos forem medidas ao longo de um trecho de comprimento  $d$ , por meio de tempo  $t_i$  que cada veículo gasta para percorrer esse trecho, pode-se determinar

A **velocidade média no espaço** é uma medida referente a um segmento de via; a **velocidade média no tempo** é uma medida pontual, referente a um único ponto na via.

$$\bar{u}_t = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n u_i = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{d}{t_i}. \quad (1.5)$$

em que  $\bar{u}_t$ : velocidade média no tempo;  
 $n$ : número de veículos;  
 $u_i$ : velocidade instantânea do  $i$ -ésimo veículo;  
 $d$ : comprimento do trecho; e  
 $t_i$ : tempo gasto pelo  $i$ -ésimo veículo para percorrer o trecho.

A velocidade média no espaço,  $\bar{u}_s$ , é a média harmônica das velocidades individuais dos veículos que passam por um certo ponto durante um período. Ela pode ser calculada pela relação entre a distância total viajada pelos veículos que passam por um trecho de via e o tempo total gasto por esses veículos para viajar ao longo do trecho. Se  $t_i$  é o tempo necessário para um veículo passar por um trecho de comprimento  $d$ , a velocidade média no espaço é:

$$\bar{u}_s = \frac{n \cdot d}{\sum_{i=1}^n t_i} = \frac{n}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{u_i}}. \quad (1.6)$$

A velocidade média no espaço é a utilizada nas relações volume-densidade. Wardrop<sup>3</sup> encontrou a seguinte relação entre a velocidade média no tempo e a velocidade média no espaço:

$$\bar{u}_t = \bar{u}_s + \frac{\sigma^2}{\bar{u}_s}$$

em que  $\sigma^2$  é a variância das velocidades instantâneas dos veículos. Se todos os veículos estiverem na mesma velocidade,  $\sigma^2 = 0$  e, portanto,  $\bar{u}_t = \bar{u}_s$ .

**Exemplo 1.3** *Seja um trecho de rodovia com 300 m de extensão. Os tempos gastos para trafegar por esse segmento foram observados para seis carros. Deseja-se determinar a velocidade média no tempo e no espaço para a corrente de tráfego da qual esses veículos fazem parte.*

**Solução:** A velocidade média no espaço é determinada a partir da média das velocidades de cada veículo, ao passo que a velocidade média no tempo é calculada usando-se o tempo médio gasto pelos veículos para viajar no trecho. O quadro a seguir mostra o cômputo dessas velocidades:

| Veículo | Distância (m) | Tempo (s) | Velocidade (m/s) |
|---------|---------------|-----------|------------------|
| 1       | 300           | 18        | 16,67            |
| 2       | 300           | 24        | 12,50            |
| 3       | 300           | 20        | 15,00            |
| 4       | 300           | 16        | 18,75            |
| 5       | 300           | 19        | 15,79            |
| 6       | 300           | 20        | 15,00            |
| Total   | 1.800         | 117       | 93,71            |

A velocidade média no tempo é a média das velocidades, ou seja,  $\bar{u}_t = 93,71/6 = 15,62$  m/s (56,22 km/h). A velocidade média no espaço é:

$$\bar{u}_s = \frac{1.800}{117} = 15,38 \text{ m/s ou } 55,38 \text{ km/h.}$$

### Velocidades: definições e usos

Além da velocidade média no espaço e da velocidade média no tempo, existem outras definições de velocidade que são amplamente usadas na Engenharia de Tráfego, como se verá nesta seção.

<sup>3</sup>Gerlough, D. L. e Huber, M. J. (1975). *Traffic flow theory: a monograph*. Special Report 165. Transportation Research Board, U.S. National Research Council, Washington, DC. EUA.

A velocidade média de percurso<sup>4</sup> e a velocidade média em movimento<sup>5</sup> são duas formas da velocidade média no espaço que são frequentemente utilizadas em estudos de Engenharia de Tráfego. Ambas são computadas como a relação entre a distância percorrida e o tempo médio gasto para percorrê-la e diferem apenas nos componentes do tempo que são incluídos no cômputo da velocidade.

O tempo de percurso é definido como o tempo total gasto para percorrer um segmento de via; o tempo em movimento é o tempo total durante o qual o veículo esteve em movimento ao percorrer o trecho. O tempo de percurso é a soma do tempo em movimento com o tempo total durante o qual o veículo esteve parado ao percorrer o trecho. Esse tempo em que o veículo fica parado é chamado de retardamento ou atraso. A velocidade média de percurso é baseada no tempo médio de percurso, ao passo que a velocidade média em movimento é baseada no tempo médio em movimento.

**Exemplo 1.4** Considere um trecho de 1,5 km de extensão, no qual o tempo médio gasto por um veículo para percorrê-lo é 3 minutos, sendo que 1 minuto é o tempo médio parado nos cruzamentos semaforizados existentes ao longo do trecho. Determine a velocidade média de percurso e a velocidade média em movimento.

**Solução:** Se o tempo médio de percurso é 3 minutos, então a velocidade média de percurso é

$$V_p = \frac{1,5 \text{ km}}{3 \text{ min}} 60 \text{ min/h} = 30 \text{ km/h}$$

e a velocidade média em movimento é 45 km/h.

A diferença entre as duas velocidades está relacionada aos atrasos sofridos no percurso. Se esses atrasos forem inexistentes, as duas velocidades serão iguais.

Embora as velocidades médias sejam importantes para caracterização das correntes de tráfego, existem outras definições de velocidade que são importantes para a Engenharia de Tráfego. Uma delas é a velocidade de projeto, que é a velocidade usada para o projeto da via, em função da qual determinam-se diversos parâmetros importantes para o projeto geométrico, tais como raio de curvatura mínimo, distância de visibilidade, etc.

A velocidade de operação é definida como a velocidade máxima que um veículo pode ser conduzido com segurança numa dada corrente de tráfego, sem exceder a velocidade de projeto da via. Essa velocidade é difícil de ser medida na prática,

<sup>4</sup>Em inglês, 'average travel time'.

<sup>5</sup>Em inglês, 'average running speed'.

pois requer que um veículo seja conduzido de forma consistente com sua definição. Como a determinação de qual seja a velocidade máxima segura depende de julgamento de valor, existe uma ampla gama de variação na sua determinação empírica. A velocidade de operação é normalmente aproximada pela velocidade correspondente ao 85º percentil,  $V_{85}$ , que corresponde à uma velocidade tal que 85% dos veículos do fluxo viajam numa velocidade menor ou igual a ela – ou, por outro lado, é uma velocidade tal que apenas 15% dos veículos na corrente de tráfego estão viajando em velocidade superior a ela.

De modo similar, pode-se definir uma velocidade que corresponde ao 15º percentil, que seria a menor velocidade razoável para veículos na corrente de tráfego. Essa velocidade corresponde àquela abaixo da qual apenas 15% dos veículos trafegam.

### 1.3 Modelos macroscópicos para fluxos de tráfego

A abordagem macroscópica preocupa-se com a corrente de tráfego propriamente dita e procurar determinar modelos matemáticos que traduzam adequadamente as relações entre o volume, a densidade e velocidade média no espaço. Uma grande vantagem dos modelos macroscópicos reside na facilidade de calibração de tais modelos, que é feita por análise de regressão, um método relativamente simples. O modelo macroscópico mais comum (e também o mais simples) é o proposto por Bruce D. Greenshields, um dos pesquisadores pioneiros da Engenharia de Tráfego, que trabalhou nos Estados Unidos entre 1925 e 1950.

#### 1.3.1 Relações volume-densidade para fluxos de tráfego contínuos

Correntes de veículos trafegando por auto-estradas ou vias expressas com poucas interrupções são usualmente tratadas como *fluxos contínuos* de tráfego. Para a descrição do comportamento de um fluxo contínuo de veículos, a relação básica entre volume, velocidade (média no espaço) e densidade é dada por:

$$q = \bar{u}_s k \quad (1.7)$$

em que  $q$ : volume de tráfego [veic/h];  
 $\bar{u}_s$ : velocidade média no espaço [km/h]; e  
 $k$ : densidade de tráfego (ou concentração) [veic/km].

A Equação 1.7 é chamada de *relação fundamental do tráfego*. A partir dela, pode-se determinar as relações entre o volume e a velocidade, entre o volume e a densidade e entre a velocidade e a densidade, como se verá a seguir.

Para a determinação dessas relações entre volume, velocidade e densidade, além da Equação 1.7, é preciso conhecer a relação entre duas das variáveis – por exemplo, como a velocidade varia em relação à densidade ou em relação ao volume.

### 1.3.2 A relação entre a velocidade média e a densidade

A relação que existe entre a densidade e velocidade média de um fluxo de tráfego é relativamente simples e permite iniciar o desenvolvimento de um modelo básico que represente o fluxo contínuo de veículos.

Qualquer motorista percebe que a velocidade diminui conforme o número (densidade) de veículos na via aumenta. De fato, à medida em que a a densidade cresce, as velocidades de operação de cada veículo diminuem, já que a presença de mais veículos impede algumas manobras e exige maior cautela por parte dos motoristas. Se o número de veículos na via continuar crescendo, ela se tornará tão congestionada que o tráfego irá parar ( $\bar{u}_s = 0$ ) e a densidade será determinada pelo comprimento físico dos veículos e dos espaços deixados entre eles. Esta condição de concentração máxima é chamada de *densidade de congestionamento*,  $k_j$ .

O outro extremo corresponde à situação em que a densidade é muito baixa, próxima de zero. Nesse caso, um veículo pode viajar à velocidade que seu motorista desejar, possivelmente a velocidade máxima permitida. Convencionou-se chamar essa velocidade de *velocidade de fluxo livre*,  $u_f$ , já que representa uma situação em que as velocidades de operação não são afetadas pela presença de outros veículos.

Greenshields foi um dos primeiros pesquisadores a estudar a relação entre a velocidade e a densidade. Em 1934, ele propôs um modelo linear<sup>6</sup> para explicar esse fenômeno. A representação matemática do modelo de Greenshields, que está ilustrado no gráfico da Figura 1.2, é

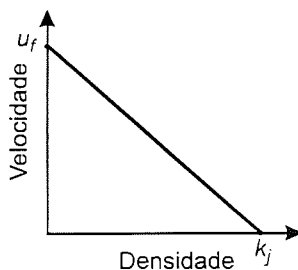


Fig. 1.2: O modelo linear de Greenshields

$$\bar{u}_s = u_f \left( 1 - \frac{k}{k_j} \right), \quad (1.8)$$

em que  $\bar{u}_s$ : velocidade média no espaço da corrente de tráfego [km/h];

<sup>6</sup>Greenshields, B. D. (1934). A Study of Highway Capacity. *Proceedings of the Highway Research Board*, v. 14.

$u_f$ : velocidade de fluxo livre [km/h];  
 $k$ : concentração [veic/km]; e  
 $k_j$ : densidade de congestionamento [veic/km].

Como mostra a Figura 1.2, para densidades de tráfego muito baixas ( $k \approx 0$ ), a velocidade média do fluxo é  $u = u_f$ . Para concentrações próximas da densidade de congestionamento ( $k \approx k_j$ ), a velocidade média do fluxo de tráfego tende a zero,  $u = 0$ . O modelo de Greenshields aplica-se bem a situações em que o fluxo é contínuo e não sofre interferências de manobras de entrada e saída da corrente de tráfego, como acontece em trechos afastados das interseções em rodovias de pista dupla e acesso controlado.

O modelo linear de Greenshields não é o único que procura explicar a relação entre a densidade e a velocidade média no espaço. H. Greenberg, um outro pioneiro da Engenharia de Tráfego, propôs um modelo não linear que se presta bem para analisar situações em que o tráfego é muito intenso. No modelo de Greenberg<sup>7</sup>, a relação entre a velocidade e a densidade é feita por meio de uma função logarítmica:

$$\bar{u}_s = c \ln \frac{k}{k_j}. \quad (1.9)$$

Para os propósitos de um texto introdutório como este, o modelo linear produz representações matemáticas das interações entre velocidade, densidade e volume que são muito intuitivas. Assim sendo, fica para o leitor interessado usar o modelo de Greenberg para determinar as relações entre o volume e a densidade e entre o volume e a velocidade, que são discutidas a seguir.

### 1.3.3 A relação entre o volume e a densidade

A partir do modelo linear para representar a relação entre velocidade e concentração, pode-se obter um modelo para a relação entre o volume e a densidade de uma corrente de tráfego substituindo-se a Equação 1.8 na Equação 1.7:

$$q = u_f \left( k - \frac{k^2}{k_j} \right) \quad (1.10)$$

em que  $q$ : volume de tráfego [veic/h];  
 $u_f$ : velocidade de fluxo livre [km/h];  
 $k$ : concentração [veic/km]; e  
 $k_j$ : densidade de congestionamento [veic/km].

<sup>7</sup>Greenberg, H. (1959). An Analysis of Traffic Flow. *Transportation Research*, v. 7.

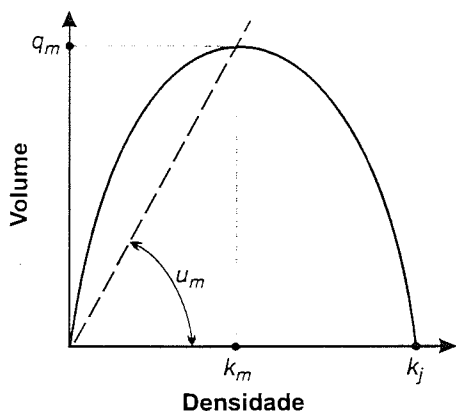


Fig. 1.3: A relação entre volume e densidade

A Equação 1.10 é uma função do segundo grau, cujo gráfico é uma parábola, como mostra a Figura 1.3. O ponto de que corresponde ao fluxo máximo,  $q_m$ , representa o maior volume de tráfego que pode ser suportado pela via. Este volume é chamado de *capacidade* da via.

O fluxo máximo  $q_m$  está relacionada a uma concentração  $k_m$ , chamada de *densidade crítica*, e a uma velocidade  $u_m$ , chamada de *velocidade crítica*. Os valores correspondentes a  $q_m$ ,  $k_m$  e  $u_m$  para uma dada corrente de tráfego podem ser obtidos a partir da derivada da Equação 1.10. Sabe-se que no ponto em que  $q = q_m$ ,

$$\frac{dq}{dk} = u_f \left( 1 - \frac{2k_m}{k_j} \right) = 0 \Rightarrow k_m = \frac{k_j}{2} \quad (1.11)$$

pois a velocidade de fluxo livre  $u_f$  não é nula quando  $q = q_m$ . A Equação 1.11 mostra que a densidade crítica é a metade da densidade de congestionamento.

Substituindo-se a Equação 1.11 na Equação 1.8, tem-se que

$$u_m = u_f \left( 1 - \frac{k_j}{2k_j} \right) = \frac{u_f}{2}, \quad (1.12)$$

ou seja, a velocidade crítica é a metade da velocidade de fluxo livre.

A capacidade pode ser calculada a partir da relação fundamental do tráfego,  $q = \bar{u}_s \cdot k$ , e da densidade e velocidade críticas (Equações 1.11 e 1.12):

$$q_m = u_m \cdot k_m = \frac{u_f k_j}{4}. \quad (1.13)$$

A velocidade média do fluxo de tráfego na capacidade pode ser determinada a partir da inclinação da reta que liga o ponto de máximo na parábola à origem, como mostrado na Figura 1.3. Isso equivale a usar a relação fundamental (Equação 1.7), já que  $u_m = q_m/k_m$ .

**Exemplo 1.5** Um trecho de auto-estrada tem velocidade livre de 110 km/h e uma densidade de congestionamento de 230 veic/km. Utilizando um modelo linear para a relação entre a velocidade e a densidade, determine a capacidade bem como a densidade e a velocidade que correspondem a esse volume de tráfego.

**Solução:** Se a relação entre a densidade e a velocidade é linear, a densidade crítica, que é a densidade da corrente de tráfego quando o fluxo é máximo, corresponde à metade da densidade de congestionamento, como mostrado na Equação 1.11, ou seja,  $k_m = 210/2 = 105$  veic/km.

Igualmente, a velocidade crítica, que é a velocidade média no espaço da corrente de tráfego quando o volume é máximo, é a metade da velocidade livre, como demonstrado na Equação 1.12. Então,  $v_m = 110/2 = 55$  km/h.

Da relação fundamental do tráfego, sabe-se que o volume na capacidade é dado pelo produto da velocidade crítica pela densidade crítica. Portanto, o volume que corresponde à capacidade do trecho em questão é  $q_m = 105 \cdot 55 = 5.775$  veic/h. Ou seja, na capacidade, passam 5.775 veic/h, numa velocidade média de 55 km/h e cada quilômetro de via contém 105 veículos.

Uma característica importante desta relação é que para cada volume correspondem duas concentrações diferentes, como pode ser visto no gráfico da Figura 1.4. Pode-se notar que para qualquer outro volume, que não o volume máximo, correspondem dois valores de concentração: um menor que  $k_m$  e outro maior que  $k_m$ . Isso significa que uma certa via pode operar a um volume de tráfego  $q_1$ , menor que a capacidade em duas situações: uma onde o volume passando pela seção de controle é pequeno devido ao baixo número de veículos, e outra onde o volume passando pela via é baixo devido ao congestionamento existente.

No primeiro caso, a densidade é baixa e a velocidade média da corrente de tráfego é alta ( $u'_1 > u_m$ ), pois os motoristas têm liberdade para escolherem a velocidade de operação dos seus carros sem que a presença dos demais veículos interfira com isso. Por conseguinte, denomina-se essa região do gráfico na qual  $k < k_m$  de *região de fluxo livre*, pois a via está operando com um volume abaixo da sua capacidade.

No segundo caso, na região da parábola em que  $k > k_m$ , a densidade da corrente é alta e, em consequência disso, a velocidade é baixa ( $u''_1 < u_m$ ) pois a alta concentração da corrente força os motoristas a reduzirem a velocidade. Essa região é chamada de *região de fluxo congestionado*, pois a via está operando além da sua capacidade e encontra-se congestionada.

Quando  $q = 0$ , existem também dois estados possíveis para a corrente de tráfego. Se  $k$  for igual a zero, a velocidade da corrente é a velocidade livre, que

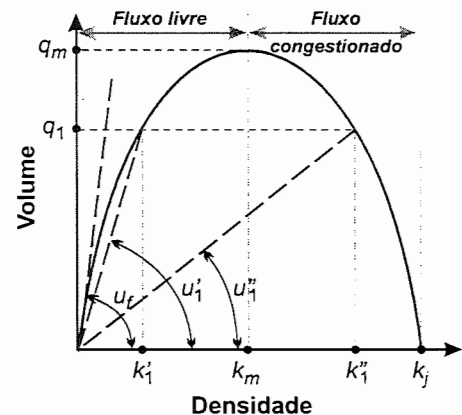


Fig. 1.4: Volume, densidade e velocidade de uma corrente de tráfego

é a tangente à parábola na origem; se  $k = k_j$ , a velocidade é nula porque a via encontra-se completamente congestionada.

Com isso, fica claro que a suposição de que uma função linear expresse corretamente a relação velocidade-densidade permite construir um modelo capaz de explicar adequadamente o fenômeno do fluxo de veículos numa via de tráfego ininterrupto, como uma auto-estrada ou uma via expressa.

**Exemplo 1.6** *No caso do trecho do Exemplo 1.5, determine a concentração e a velocidade da corrente de tráfego quando o volume for igual a 4.200 veic/h.*

**Solução:** A relação fundamental estabelece que  $q = \bar{u}_s \cdot k$ ; por conseguinte, têm-se que:

$$q = \bar{u}_s \cdot k \Rightarrow u_s = \frac{q}{k} = \frac{4.200}{k}.$$

Essa expressão para a velocidade pode ser substituída na relação entre a densidade e a velocidade que, para o trecho em questão, é

$$\begin{aligned} \bar{u}_s &= u_f \left(1 - \frac{k}{k_j}\right) = 110 \left(1 - \frac{k}{210}\right) \Rightarrow \\ \frac{4.200}{k} &= 110 - \frac{110}{210}k \Rightarrow \frac{110}{210}k^2 - 110k + 4200 = 0 \end{aligned}$$

A solução dessa equação do segundo grau fornece dois valores para a densidade,  $k_1 = 50,17$  veic/km e  $k_2 = 159,83$  veic/km. Substituindo-se esses dois valores na relação fundamental para o volume igual a 4.200 veic/h, têm-se que  $u_1 = 83,72$  km/h e  $u_2 = 26,28$  km/h.

### 1.3.4 A relação entre volume e velocidade

A expressão matemática da relação entre a velocidade média e o volume da corrente de tráfego pode ser obtida de forma similar à usada para deduzir o modelo volume-concentração. A Equação 1.8 pode ser rearranjada de tal forma que

$$k = k_j \left(1 - \frac{\bar{u}_s}{u_f}\right). \quad (1.14)$$

Substituindo-se o valor de  $k$  da Equação 1.14 na relação fundamental do tráfego, obtém-se o modelo que expressa a variação do volume com a velocidade média da corrente:

$$q = k_j \left(\bar{u}_s - \frac{\bar{u}_s^2}{u_f}\right). \quad (1.15)$$

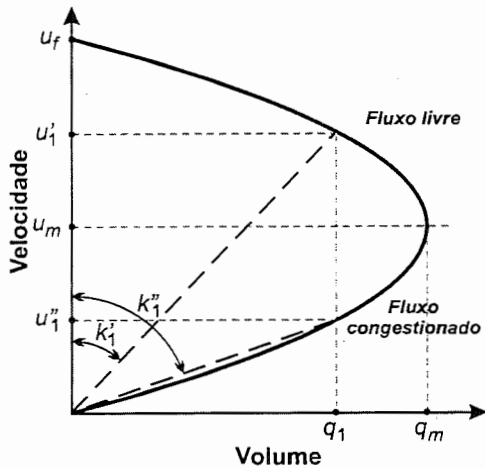


Fig. 1.5: A relação entre velocidade e volume

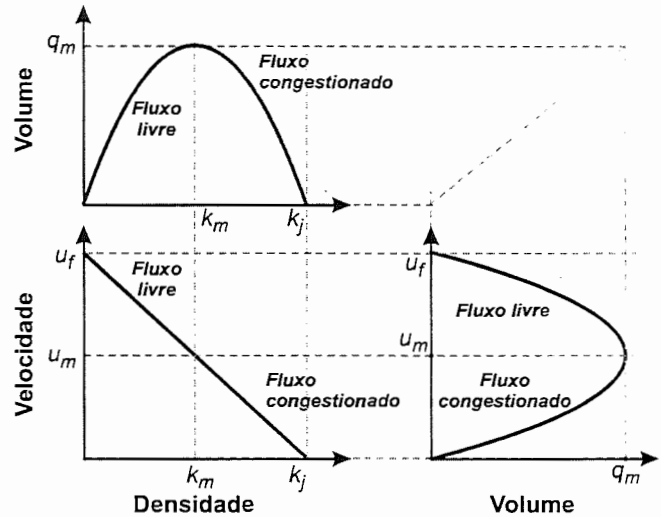


Fig. 1.6: Relações entre velocidade, volume e densidade numa corrente de tráfego sem interrupções

Esta também é uma função parabólica, que é ilustrada na Figura 1.5. Note-se que, tradicionalmente, a representação gráfica desse modelo é feita com os eixos trocados: a velocidade é representada no eixo vertical e o volume, no horizontal.

Como no modelo volume-concentração, existe uma região de fluxo livre e outra de fluxo congestionado. Na região de fluxo livre, o volume é alcançado com uma velocidade maior que a velocidade crítica ( $\bar{u}_s > u_m$ ) e a densidade é baixa. Na região de fluxo congestionado, a densidade é alta e a velocidade é menor que a crítica ( $\bar{u}_s < u_m$ ).

A velocidade média da corrente pode variar de zero à velocidade livre  $u_f$  e o volume é nulo para essas duas condições. O volume é máximo quando a velocidade é igual à metade da velocidade livre  $u_f$  e, nessa situação, a densidade é a metade da densidade de congestionamento  $k_j$ .

A Figura 1.6 exhibe graficamente as relações entre velocidade, volume e concentração e suas interações.

## 1.4 Modelos microscópicos de tráfego

Como visto nas seções anteriores, os modelos macroscópicos tratam da corrente de tráfego como um todo. A abordagem microscópica, por outro lado, procura

estabelecer modelos matemáticos capazes de explicar as características dos fluxos de tráfego a partir dos veículos que compõem a corrente. Neste tipo de abordagem, os fluxos são estudados através de modelos capazes de determinar os intervalos entre chegadas sucessivas de veículos – as distribuições de headways.

O modelo mais simples para a modelagem de chegadas de veículos a um ponto na via baseia-se na suposição de que os intervalos entre passagens de veículos sucessivos pela seção de controle são constantes. Este padrão de chegadas é chamado determinístico ou uniforme. De acordo com essa suposição, se o volume de tráfego for, por exemplo, 360 veic/h, o número de veículos que passa por uma seção de controle num intervalo de 5 minutos é 30 e o headway entre dois veículos sucessivos quaisquer é 10 segundos, pois como visto na Equação 1.2 (pág. 6), o headway médio é o inverso do volume.

Os modelos determinísticos, apesar de simplistas, têm aplicações práticas importantes e servem para representar bem algumas situações de grande importância para a Engenharia de Tráfego. A suposição de headways uniformes aplica-se bem aos headways entre os veículos que partem de uma fila formada num semáforo, por exemplo.

Em outras situações, tais como fluxos em trechos longos entre interseções semaforizadas, uma rápida observação mostra que a hipótese de chegadas uniformemente espaçadas é apenas uma aproximação do fenômeno real pois percebe-se que os headways não são constantes e variam de forma aleatória. Um *modelo estocástico* de chegadas, que trata os headways como uma variável aleatória, representa mais fielmente o processo de passagem de veículos por esse ponto de observação. Se esta variável aleatória puder ser ajustada a uma função densidade de probabilidade, o problema passa a ser determinar qual distribuição estatística é a mais adequada para representar os headways observados.

Já que é mais simples contar o número de veículos que passa por um ponto durante um certo intervalo de tempo do que medir headways, e como a taxa média de chegadas corresponde ao inverso do headway médio, diversos modelos microscópicos são baseados na *taxa média de chegadas*. Um desses modelos, usa a *distribuição de Poisson* para representar chegadas de veículos numa corrente de tráfego e é expresso por:

$$P(n) = \frac{(\lambda t)^n e^{-\lambda t}}{n!} \quad (1.16)$$

em que  $P(n)$ : probabilidade de  $n$  veículos chegarem durante um intervalo de duração  $t$ ;

- $t$ : intervalo de observação [s]; e  
 $\lambda$ : taxa de fluxo média no intervalo de tempo observado, também chamado de *taxa média de chegadas* [veic/s].

**Exemplo 1.7** Considere um trecho de uma auto-estrada onde observa-se um fluxo médio de 360 veic/h. Supondo-se que as chegadas de veículos sejam distribuídas de acordo com uma distribuição de Poisson, estimar a probabilidade de se ter 0, 1, 2, 3, 4 e 5 ou mais veículos passando por um posto de polícia rodoviária num intervalo de 20 segundos.

**Solução:** Neste caso, a taxa de chegadas é  $\lambda = 360/3600 = 0,1$  veic/s. Usando-se a Equação 1.16, tem-se que as probabilidades de ocorrerem 0, 1, 2, 3 e 4 chegadas num intervalo de 20 segundos são:

$$\begin{aligned} P(n=0) &= \frac{(0,1 \cdot 20)^0 e^{-(0,1 \cdot 20)}}{0!} = 0,135 \\ P(n=1) &= \frac{(0,1 \cdot 20)^1 e^{-(0,1 \cdot 20)}}{1!} = 0,271 \\ P(n=2) &= \frac{(0,1 \cdot 20)^2 e^{-(0,1 \cdot 20)}}{2!} = 0,271 \\ P(n=3) &= \frac{(0,1 \cdot 20)^3 e^{-(0,1 \cdot 20)}}{3!} = 0,180 \\ P(n=4) &= \frac{(0,1 \cdot 20)^4 e^{-(0,1 \cdot 20)}}{4!} = 0,090 \end{aligned}$$

A probabilidade de ocorrerem 5 ou mais chegadas em 20 segundos pode ser calculada sabendo-se que a probabilidade da ocorrência de um evento complementar  $\bar{A}$  de  $A$  é  $P(\bar{A}) = 1 - P(A)$ , ou seja,

$$\begin{aligned} P(n \geq 5) &= 1 - [P(0) + P(1) + P(2) + P(3) + P(4)] \Rightarrow \\ P(n \geq 5) &= 1 - [0,135 + 0,271 + 0,271 + 0,180 + 0,09] \Rightarrow \\ P(n \geq 5) &= 0,053 \end{aligned}$$

A suposição de que as chegadas de veículos sejam distribuídas de acordo com uma distribuição de Poisson implica em que os headways entre veículos sucessivos sejam distribuídos de acordo com uma distribuição exponencial. Isso pode ser facilmente demonstrado, considerando-se que um headway de duração  $t$  é equivalente a um intervalo de tempo  $t$  durante o qual não ocorre chegada alguma.

Seja a taxa média de chegadas  $\lambda$  [veic/s]. A probabilidade de não serem observadas chegadas durante um intervalo de tempo de duração  $t$  é

$$P(n=0) = \frac{(\lambda t)^n e^{-\lambda t}}{n!} = \frac{(\lambda t)^0 e^{-\lambda t}}{0!} = e^{-\lambda t}, \quad (1.17)$$

que é a expressão da *distribuição exponencial*. Ou seja, numa corrente de tráfego com taxa média de chegadas  $\lambda$ , a probabilidade  $P(n = 0)$  de não haver chegadas durante um intervalo de tempo  $t$  é igual a probabilidade  $P(h \geq t)$  de ocorrer um headway de duração  $t$ . Portanto, pode-se tanto modelar a corrente do ponto de vista da distribuição do número observado de chegadas em intervalos de tempo  $t$  como do ponto de vista da distribuição observada de headways.

**Exemplo 1.8** *No trecho do Exemplo 1.7, determinar a probabilidade de o headway entre dois veículos sucessivos ser menor que 8 segundos.*

**Solução:** Como visto no Exemplo 1.7, a taxa média de chegadas é 0,1 veic/s. Sabe-se que  $P(h < t) = 1 - P(h \geq t)$ . Portanto, usando-se a Equação 1.17, tem-se:

$$P(h < 8 \text{ s}) = 1 - e^{-\lambda t} = 1 - e^{-0,1 \cdot 8} = 0,551.$$

Observações empíricas mostram que a hipótese de chegadas regidas por uma distribuição de Poisson é realística para uma ampla gama de condições de tráfego não congestionadas. À medida em que os volumes aumentam ou semáforos causem distúrbios cíclicos na corrente de tráfego, outras distribuições passam a ser mais apropriadas para descrever o processo de chegadas. Não faz parte dos objetivos deste texto discutir outras distribuições ou modelos de fluxo de tráfego. O leitor interessado pode consultar o *Traffic Engineering Handbook*<sup>8</sup> ou o *Special Report 165*<sup>9</sup>.

## 1.5 Aplicações da teoria das filas na análise dos fluxos ininterruptos

A formação de filas em interseções e outros pontos do sistema viário é um fenômeno facilmente observável que, com certeza, o leitor já deve ter experimentado pessoalmente. Essas filas ou congestionamentos são um dos problemas mais comuns encontrados pelos engenheiros de transportes. O tempo gasto em filas representa uma parcela considerável do tempo total de viagem, além de também ser um dos fatores preponderantes na redução do nível de serviço das vias.

A formação de filas não é uma exclusividade dos sistemas de transporte, como qualquer pessoa que vive numa sociedade moderna sabe: pode-se encontrar filas

<sup>8</sup>Pline, J. L., ed. (1992). *Traffic Engineering Handbook*. Prentice-Hall. Englewood Cliffs, NJ, EUA.

<sup>9</sup>Gerlough, D. L. e Huber, M. J. (1975) *Traffic flow theory: a monograph*. Special Report 165. Transportation Research Board, Washington, DC, EUA.

em bancos, linhas de fabricação e montagem, sistemas de computadores, hospitais, centrais telefônicas, etc. Os sistemas de filas têm sido exaustivamente estudados com o objetivo de mitigar os problemas inerentes a eles, o que levou à criação de um corpo de conhecimento considerável, conhecido como *Teoria das Filas*. Os modelos de fluxo de veículos apresentados no item anterior podem ser usados em associação com a Teoria das Filas para analisar o comportamento dos fluxos de veículos nos pontos de estrangulamento, permitindo avaliar a eficiência dos dispositivos e alterações projetados.

Um modelo de filas serve para calcular medidas de desempenho do sistema (tais como tempo médio de espera na fila, tempo médio total no sistema, comprimento médio da fila, etc.) e é determinado pelos seguintes parâmetros:

- O *padrão de chegadas*, que representa como os veículos chegam à fila;
- O *padrão de partidas*, que representa a forma como os veículos deixam a fila, ao chegar sua vez de sair da fila;
- O *número de canais de serviço*, que corresponde ao número de veículos que podem deixar a fila simultaneamente; e
- A *disciplina da fila*, ou seja, a ordem em que os veículos da fila são atendidos.

Dois modelos que representam o *padrão de chegadas* já foram discutidos anteriormente: o modelo de chegadas uniformes (ou determinísticas) e o modelo de chegadas aleatórias – no caso, chegadas de acordo com uma distribuição de Poisson. Se as chegadas ocorrem de forma determinística, os headways entre veículos são sempre iguais. Se as chegadas forem poissonianas, os headways são distribuídos de acordo com uma distribuição exponencial negativa (Equação 1.17).

O *padrão de partidas* mostra como os veículos saem da seção de controle – por ex., os headways entre veículos que passam por um semáforo. Os padrões de partidas mais comuns são o determinístico (headways constantes) e o exponencial negativo (headways aleatórios, distribuídos de acordo com uma exponencial).

Um terceiro aspecto importante para os modelos de filas é o *número de canais de serviço* ou *canais de atendimento* – por exemplo, numa praça de pedágio, o número de cabines em funcionamento. Nos sistemas de filas em interseções rodoviárias ou em trechos de vias, o número de canais é quase sempre unitário, representando uma faixa de tráfego ou um conjunto de faixas de tráfego. Contudo, pode-se encontrar várias situações onde o número de canais é maior que um, como é o caso de uma praça de pedágio.



Fig. 1.7: Uma fila, ou congestionamento, numa via

O último fator que define um sistema de filas é a *disciplina da fila*. Quando os clientes são atendidos na ordem em que chegam ao sistema, diz-se que a disciplina é *PEPS* (Primeiro que Entra, Primeiro que Sai) ou *FIFO* (do inglês 'First In, First Out'). Se os os fregueses são atendidos na ordem inversa das chegadas, isto é, o último que chega é o primeiro a ser atendido, a disciplina é chamada *UEPS* ou, em inglês, *LIFO* ('Last In, First Out'). Para os sistemas de filas encontrados no tráfego rodoviário, a disciplina *PEPS* é a mais comum.

Tradicionalmente, o sistema de notação dos modelos de fila é composto por duas letras e um número, separados por barras, que indicam respectivamente o processo de chegadas ( $X$ ), o processo de atendimento ( $Y$ ) e o número de canais ( $z$ ):  $X/Y/z$ .

A letra **D** é usada para representar processos determinísticos de chegada e de partida – ou seja, headways uniformes entre os veículos que chegam ou que partem. Portanto, uma fila em que os veículos chegam ao final da fila a intervalos iguais e constantes e partem da fila um de cada vez (um único canal) em intervalos iguais e constantes, é representada pela notação  $D/D/1$ . Note que a notação  $D/D/1$  não implica que o headway médio de chegada seja igual ao headway médio de partida.

Para os casos onde os headways são distribuídos exponencialmente, usa-se a letra **M**. A notação de uma fila na qual tanto os headways de chegada como os de partida seguem uma distribuição exponencial negativa e existe apenas um canal de atendimento é  $M/M/1$ . Usa-se a notação  $M/D/1$  para indicar uma fila em que os headways de chegada se distribuem exponencialmente, os headways de partida são uniformes e há um único canal de atendimento.

Apenas os modelos  $D/D/1$ ,  $M/D/1$  e  $M/M/1$  serão discutidos no texto. O leitor interessado deve consultar, por exemplo, Novaes<sup>10</sup> ou Newell<sup>11</sup>, que contêm vários exemplos aplicativos do uso de modelos estocásticos mais complexos para a análise de problemas de filas em Engenharia de Transportes.

### 1.5.1 Modelos determinísticos de filas para análise de fluxos de tráfego

Uma fila onde tanto os headways entre os veículos que chegam ao sistema como os headways entre os veículos que partem do sistema são constantes e onde existe um único canal de atendimento serve bem para demonstrar os conceitos básicos

<sup>10</sup>Novaes, A. G. (1975). *Pesquisa Operacional e Transportes: Modelos Probabilísticos*. EDUSP/McGraw-Hill do Brasil, S. Paulo.

<sup>11</sup>Newell, G. F. (1982). *Applications of Queueing Theory* (2ª ed.). Chapman & Hall, Londres.

ligados à Teoria das Filas, pois tanto a solução analítica como a solução gráfica do problema podem ser facilmente compreendidas.

### **Solução para um modelo D/D/1**

Ainda que a solução analítica para uma fila D/D/1 seja fácil de ser obtido por um aluno de Engenharia Civil, o leitor deve se esforçar em resolver estes modelos graficamente, pois só assim obterá uma maior familiaridade com os modelos de filas, o que lhe será de grande valia na análise de sistemas como terminais (rodoviários, portuários, aéreos, etc.), vias, etc. O Exemplo 1.9 serve para ilustrar a obtenção da solução gráfica para uma fila D/D/1.

**Exemplo 1.9** *Seja um centro comercial cujo estacionamento abre às 9:00. Nesse instante, veículos começam a chegar ao portão do estacionamento a uma taxa de 480 veic/h. Depois de 20 minutos, o fluxo de veículos que chegam se reduz para 120 veic/h, e se mantém constante até o final do dia. No portão de entrada existe um controle de estacionamento que requer que a placa de cada veículo seja anotada e um comprovante seja dado ao motorista. O tempo necessário para esta operação é constante e igual a 15 segundos. Construa um gráfico que represente a operação da entrada do estacionamento.*

**Solução:** Pressupondo-se que tanto o processo de chegadas como o processo de partidas são determinísticos – isto é, os headways entre as chegadas e entre as partidas são constantes –, pode-se usar um modelo de filas D/D/1 para estudar o congestionamento que aparece na entrada do estacionamento.

Para tanto, é preciso determinar a taxa média de chegadas e a taxa média de partidas, que também pode ser chamada de *taxa média de atendimento*. Conhecidas esses dois parâmetros, pode-se então determinar a *curva de chegadas acumuladas* e a *curva de partidas acumuladas*.

*Taxa média de chegadas e curva de chegadas acumuladas:* Chamando-se de  $\lambda$  a taxa de chegadas, o número acumulado de chegadas após um intervalo de tempo  $t$  pode ser calculado por:

$$C(t) = \lambda t. \quad (1.18)$$

Se a taxa de chegadas  $\lambda$  for constante, a função  $C(t)$  será uma reta.

No exemplo, durante os primeiros 20 minutos de funcionamento do estacionamento, a taxa média de chegadas  $\lambda$  é 480 veic/h, ou 8 veic/min. A curva acumulada de chegadas, nesse intervalo de 0 a 20 minutos, pode ser representada por:

$$C(t) = \lambda t = 8t$$

Após 20 min, terão chegado  $C(20) = 160$  veículos. No gráfico da Figura 1.8, esse trecho da curva de chegadas acumuladas é o segmento de reta OA. A inclinação da

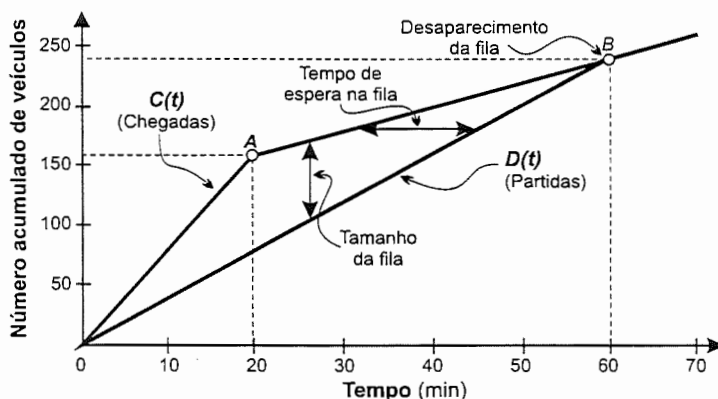


Fig. 1.8: Representação gráfica de uma fila D/D/1

reta  $OA$  corresponde ao fluxo de chegadas 8 veic/min e o ponto  $A$  tem coordenadas (20 min, 160 veic).

Após 20 min, o fluxo de chegadas passa a ser 120 veic/h ou 2 veic/min e a curva de chegadas a partir daí passa a ser  $C(t) = 2t$ , para  $t \geq 20$  minutos. No gráfico, esse trecho da curva acumulada de chegadas é indicado pelo segmento  $AB$ . Pode-se notar que a inclinação da reta  $AB$  é menor que a da reta  $OA$ , já que a taxa de chegadas diminuiu a partir de  $t = 20$  min. Matematicamente, a curva de chegadas  $C(t)$  para o modelo D/D/1 pode ser expressa por:

$$C(t) = \begin{cases} 8t, & \text{para } t < 20 \text{ min e} \\ 160 + 2(t - 20), & \text{para } t \geq 20 \text{ min.} \end{cases}$$

*Taxa de partidas e curva de partidas acumuladas:* Chamando-se de  $\mu$  a taxa de partidas, o número acumulado de partidas após um intervalo  $t$ ,  $D(t)$ , pode ser calculado por:

$$D(t) = \mu t. \quad (1.19)$$

Se, no caso do exemplo, cada veículo que chega ao portão do estacionamento leva 15 segundos para partir, os headways entre partidas são 15 s. Portanto, o maior fluxo que pode entrar no estacionamento é  $\mu = 4$  veic/min ou 240 veic/h.

O tempo gasto para atender cada veículo é constante ao longo do dia e a taxa de atendimento máxima reflete a capacidade de atendimento (número de cabines) e o tempo médio de atendimento de cada freguês:

$$\mu_{\max} = \frac{60}{t_{at} c} \quad (1.20)$$

em que  $\mu_{\max}$  é a taxa máxima de atendimento [veic/min];  $t_{at}$  é o tempo gasto para atender um veículo [s/veic]; e  $c$  é o número de guichês em operação.

A taxa de atendimento não se mantém igual à máxima ( $\mu = 4t$ ) ao longo de todo o tempo; na verdade, a taxa de atendimento só pode ser maior que a taxa de chegadas se existir uma fila. Se não houver veículos esperando para entrar no estacionamento, a taxa de atendimento é menor que a máxima, pois não há como atender fregueses que ainda não chegaram à entrada do estacionamento.

Supondo-se que o primeiro veículo que chega ao edifício o faz exatamente no instante em que o estacionamento se abre, pode-se desenhar a *curva de partidas* do portão, a reta OB, cuja inclinação corresponde ao fluxo de 4 veic/min. Pode-se notar que o ponto B tem coordenadas (60 min, 240 veic). De maneira similar à curva  $C(t)$ , a curva de partidas  $D(t)$ , pode ser expressa por:

$$D(t) = \mu t = 4t.$$

Observando-se o gráfico da Figura 1.8 pode-se perceber que a inclinação da curva  $D(t)$  (que corresponde à taxa de atendimento) reduz-se após o ponto B, quando a fila desaparece. A partir de B, a taxa de atendimento passa a ser igual à taxa de chegadas ( $\mu = \lambda$ ). Portanto, a função:

$$D(t) = \begin{cases} 4t, & \text{para } t < 60 \text{ min e} \\ 240 + 2(t - 240), & \text{para } t \geq 20 \text{ min} \end{cases}$$

descreve melhor a curva de partidas acumuladas ao longo do tempo.

As curvas de chegada e partida representam graficamente o sistema de filas estudado; observando-se o gráfico da Figura 1.8 pode-se ver como a fila cresce até um máximo e depois diminui até desaparecer completamente.

### **Grau de congestionamento**

Um parâmetro importante para caracterização de uma fila é o grau de congestionamento ou taxa de congestionamento do sistema,  $\rho$ , que é definido como a razão entre a taxa de chegadas ( $\lambda$ ) e o produto da taxa de partidas relativa a um canal de atendimento ( $\mu$ ) e do número de canais de serviço ( $c$ ):

$$\rho = \frac{\lambda}{\mu c}. \quad (1.21)$$

Se  $\rho = 1$ , o sistema opera na sua capacidade – isto é, a taxa máxima de partidas é igual à taxa de chegadas. Numa analogia com um caixa d'água, o fluxo que sai da caixa é igual ao fluxo que entra na caixa. O fluxo de saída é a taxa máxima de partidas e o fluxo de entrada é a taxa de chegadas. Nesse caso, é fácil perceber que

*A curva de partidas acumuladas deve estar sempre à direita da curva de chegadas acumuladas – ou seja, só se pode sair da fila depois de chegar a ela.*

o tamanho da fila fica inalterado, pois as chegadas à fila são iguais às partidas da fila por intervalo de tempo.

Se  $\rho < 1$ , têm-se que a taxa máxima de partidas é menor que a taxa de chegadas e, caso exista uma fila, ela diminui até desaparecer completamente pois o número de veículos que saem da fila é maior que o número de veículos que chegam a ela, por intervalo de tempo. Isso corresponde ao caso em que o fluxo de saída da caixa d'água é maior que o fluxo de entrada e o reservatório, depois de um certo tempo, esvazia-se completamente.

Se  $\rho \geq 1$ , diz-se que o sistema está supersaturado, ou seja, chegam mais veículos do que é possível atender, o que faz com que a fila cresça enquanto a situação mantiver-se inalterada. Na analogia com a caixa d'água, esse caso corresponde à situação em que o fluxo de entrada é maior que o de saída e o volume de água no reservatório aumenta.

Como o leitor já deve ter observado, o grau de congestionamento de uma via varia ao longo do dia. Nos períodos de pico,  $\rho$  pode ser igual ou até mesmo maior que a unidade. Um congestionamento surge quando  $\rho > 1$  durante um certo período de tempo; o congestionamento começa a reduzir-se quando  $\rho$  torna-se menor que um. Essa é uma situação comum em Engenharia de Transportes, não só com relação aos fluxos de veículos, mas também em terminais, interseções semaforizadas, etc. e será estudado mais adiante (item 1.6).

### ***Medidas de desempenho***

As medidas de desempenho de uma fila servem para avaliar a performance do sistema e podem ser obtidas a partir do modelo D/D/1. As medidas de desempenho mais comuns incluem: a fila média, o tempo médio de espera na fila, a fila máxima, o tempo máximo de espera na fila, etc.

O número de veículos na fila, ou o *comprimento da fila*, num determinado instante  $t$  é dado pela distância vertical entre a curva de chegadas acumuladas  $C(t)$  e a curva de partidas acumuladas  $D(t)$ . O gráfico da Figura 1.9 mostra o comprimento da fila no instante  $t = 10$  min, que pode ser medido no gráfico e é igual a 40 veículos. Para este modelo, pode-se determinar analiticamente o comprimento da fila num instante  $t$  qualquer através de:

$$L(t) = C(t) - D(t) \quad (1.22)$$

sendo que  $L(t)$  é o tamanho da fila [veic].

Observando-se o gráfico, percebe-se que quando  $t = 0$ , o número de veículos na fila é nulo, mas a partir daí a fila cresce até atingir um máximo quando  $t = 20$  min. A partir desse instante, a fila passa a diminuir até desaparecer completamente quando  $t = 60$  min. Pode-se também observar no gráfico que o instante em que a fila atinge o máximo corresponde ao tempo em que uma paralela à reta  $D(t)$  intercepta a curva  $C(t)$  em apenas um ponto.

Pode-se determinar a *fila máxima* tanto graficamente como analiticamente. No primeiro caso, a fila máxima é a maior distância vertical entre  $C(t)$  e  $D(t)$ , que pode ser medida no gráfico e é igual a 80 veic. Analiticamente, a fila máxima é

$$L(t)_{\max} = 8 \cdot 20 - 4 \cdot 20 = 80 \text{ veic.}$$

É fácil perceber intuitivamente uma propriedade importante das filas que passam por um período de supersaturação: a fila atinge o seu máximo no instante em que a taxa de chegadas passa a ser igual ou menor que a taxa de partidas.

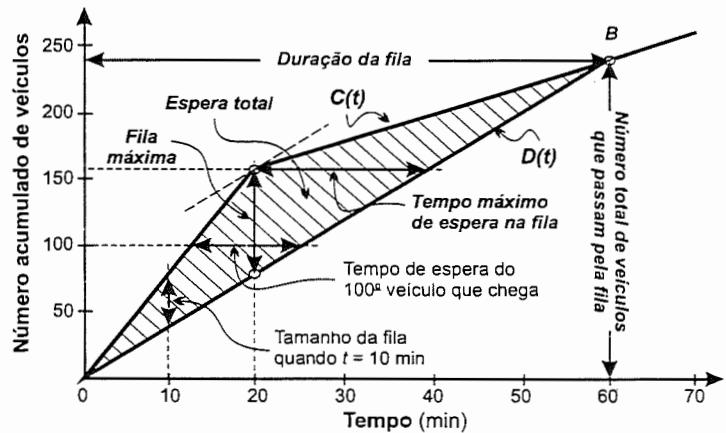


Fig. 1.9: Medidas de desempenho de uma fila D/D/1

O instante em que a fila termina pode ser obtido tanto graficamente como analiticamente. A Figura 1.9 mostra que a fila termina no ponto B, de coordenadas (60 min, 240 veic); ou seja, a fila desaparece no instante  $t = 60$  min, após 240 veículos terem sido atendidos. Pode-se calcular o instante  $t_f$  em que a fila termina igualando-se

$$\begin{aligned} D(t_f) &= C(t_f) \Rightarrow \\ 4t_f &= 160 + 2(t_f - 20) \Rightarrow \\ t_f &= 60 \text{ min.} \end{aligned}$$

Conhecido  $t_f$ , pode-se determinar outra medida de desempenho importante, a *duração da fila* ou *duração do congestionamento*.

O *número total de veículos que passam pelo congestionamento* é uma outra medida do desempenho da fila que também está indicada no gráfico da Figura 1.9. Analiticamente, o número total de veículos na fila é  $N = C(t_f)$ .

Uma outra medida de desempenho importante das filas é o *tempo de espera na fila*. O tempo que o  $n$ -ésimo veículo gasta na fila pode ser determinado diretamente

do gráfico, medindo-se a distância horizontal entre as curvas  $C(t)$  e  $D(t)$  correspondente à ordenada  $y = n$  veic. Na Figura 1.9, mostra-se o tempo de espera do centésimo veículo, que é  $W_{100} = 12,5$  minutos.

A determinação gráfica do *tempo máximo de espera na fila* é simples e corresponde à espera do veículo que chega no instante em que a fila atinge o seu máximo. No caso, a espera máxima é  $W_{\max} = 20$  minutos. O desenvolvimento de expressões analíticas para o cálculo do tempo de espera na fila é simples e é deixado como exercício para o leitor.

Outras duas medidas de desempenho importantes são a *fila média* e o *tempo médio de espera na fila*, que podem ser determinados a partir da *espera total*, a área hachurada no gráfico da Figura 1.9. A espera total corresponde ao tempo total gasto na fila por todos os veículos que passaram pelo congestionamento e pode ser calculado determinando-se a área compreendida entre a curva de chegadas acumuladas e a curva de partidas acumuladas. A espera total no caso do Exemplo 1.9 é

$$W_{\text{total}} = \frac{(80 \cdot 20)}{2} + \frac{(80 \cdot 40)}{2} = 2.400 \text{ veic.min}$$

O *tempo médio de espera na fila* é a razão entre duas outras medidas de desempenho, a espera total e o número total de veículos na fila. A espera média durante os 60 minutos em que a fila existiu é  $\bar{W} = 2.400/240 = 10$  min/veic, já que 240 veículos passaram pelo guichê durante os 60 minutos de duração da fila.

A *fila média* é também derivada de duas outras medidas de desempenho, a espera total e o tempo total de duração da fila. É calculada de modo similar, dividindo-se a espera total pelo tempo de duração da fila. No caso, a fila média é  $\bar{L} = 2.400/60 = 40$  veículos.

### 1.5.2 Modelos estocásticos de filas

Um modelo estocástico de filas fornece expressões analíticas para determinação das medidas de desempenho, em função das distribuições estatísticas que representam as distribuições de headways para os veículos que chegam e para os que partem. Os parâmetros usados nessas expressões são, normalmente, a média, a variância (ou o desvio padrão) da distribuição, o número de canais de atendimento ou combinações dessas variáveis (como o grau de congestionamento). Neste texto, apenas os modelos M/D/1 e M/M/1 serão apresentados. Outros modelos mais complexos podem ser encontrando em referências como Novaes ou Newell (vide notas de rodapé à página 24).

### O modelo M/D/1

Como discutido no item 1.5, a suposição de que os intervalos de tempo entre chegadas de veículos sucessivos sejam distribuídos exponencialmente resulta, em diversas situações, numa representação mais realística do fluxo de tráfego que a obtida supondo-se que os headways sejam constantes. Por conseguinte, a fila M/D/1 tem aplicações importantes no estudo dos fluxos de veículos.

A representação gráfica de uma fila M/D/1 é bem complicada, mas as soluções matemáticas para as medidas de desempenho são bem simples, desde que o sistema esteja em equilíbrio. Numa fila M/D/1, isso significa que a taxa média de chegadas deve ser constante, pelo menos durante o tempo em que deseja estudar a fila. Ao contrário do que ocorre nos modelos D/D/1 (veja o Exemplo 1.9), a formação e a destruição da fila deve-se à variação aleatória dos headways e não à variação da taxa de chegadas.

Como indica a Equação 1.21, o grau de congestionamento ou intensidade do tráfego é:

$$\rho = \frac{\lambda}{\mu},$$

em que  $\lambda$  é a taxa média de chegadas [veic/min] e  $\mu$  é a taxa média de partidas [veic/min]. Pode-se provar<sup>12</sup> que a fila média  $\bar{Q}$  pode ser calculada pela expressão:

$$\bar{Q} = \frac{2\rho - \rho^2}{2(1 - \rho)} \quad (1.23)$$

A partir da Equação 1.23 pode-se perceber uma característica importante das filas estocásticas: a capacidade da via deve ser maior que a taxa de chegadas para que o sistema não entre em colapso – ou seja,  $\rho$  deve ser sempre menor que a unidade. Analisando-se a Equação 1.23, pode-se notar que, à medida em que o valor de  $\rho$  aproxima-se de um, a fila média tende para infinito. Igualmente, se  $\rho > 1$ , a fila média assume um valor negativo, o que é uma impossibilidade.

O tempo médio de espera no congestionamento (ou fila), uma outra medida de desempenho do sistema, pode ser calculado através de:

$$\bar{w} = \frac{\rho}{2\mu(1 - \rho)} \quad (1.24)$$

<sup>12</sup>Foge do escopo deste texto introdutório apresentar a dedução dessas expressões. O leitor interessado pode consultar, por exemplo, Novaes (1975).

e o tempo médio gasto no sistema, que é o tempo médio na fila mais o tempo de atendimento (que é constante no modelo M/D/1) é

$$\bar{t} = \bar{w} + \frac{1}{\mu} = \frac{2 - \rho}{2\mu(1 - \rho)}. \quad (1.25)$$

O Exemplo 1.10 ilustra a utilização do modelo M/D/1 e o cálculo das medidas de desempenho da fila.

**Exemplo 1.10** *Seja uma praça de pedágio numa rodovia pela qual passam 180 veic/h durante uma longa parte da noite. Nesse período funciona apenas uma cabine de pedágio e o tempo gasto no atendimento de cada veículo é constante e igual a 15 segundos. Planeje-se introduzir inovações tecnológicas no sistema de cobrança que devem reduzir o tempo de atendimento para 8 segundos por veículo. Determine o impacto dessas mudanças em termos das medidas de desempenho da fila.*

**Solução:** A taxa média de chegadas é  $\lambda = 3$  veic/min e a taxa de atendimento atual é  $\mu_1 = 4$  veic/min; portanto, o grau de congestionamento do sistema é:

$$\rho = \frac{3}{4} = 0,75.$$

Para determinação da fila média na praça de pedágio, usa-se a Equação 1.23:

$$\bar{Q} = \frac{2 \cdot 0,75 - 0,75^2}{2(1 - 0,75)} = 1,875 \text{ veic.}$$

Através das Equações 1.24 e 1.25 pode-se determinar o tempo médio de espera na fila e o tempo médio no sistema:

$$\begin{aligned} \bar{w} &= \frac{0,75}{2 \cdot 4(1 - 0,75)} = 0,375 \text{ min e} \\ \bar{t} &= \frac{2 - 0,75}{2 \cdot 4(1 - 0,75)} = 0,625 \text{ min.} \end{aligned}$$

A nova taxa de congestionamento  $\rho_2$  pode ser determinada a partir da nova taxa de atendimento  $\mu_2$

$$\mu_2 = \frac{60}{8} = 7,5 \text{ veic/min} \Rightarrow \rho_2 = \frac{3}{7,5} = 0,4$$

O leitor pode aplicar as Equações 1.23 a 1.25 para calcular as novas medidas de desempenho. O novo valor para a fila média é 0,533 veic; o tempo médio de espera na fila é 0,044 min e o atraso médio total na praça de pedágio é 0,178 min. Portanto, o novo sistema proporcionará uma redução de 1,342 veic na fila média, 0,331 min no tempo médio de espera na fila e de 0,447 min no tempo médio total gasto no pedágio.

### O modelo M/M/1

Nem sempre a suposição de que os headways entre partidas dos veículos são uniformes pode ser aplicada. Imagine-se, por exemplo, a cabine de pedágio do Exemplo 1.10: é razoável admitir que alguns motoristas pagam a tarifa entregando a quantia exata e são processados rapidamente enquanto que outros são forçados a esperar pelo troco. Os headways de partida seriam então aleatórios, distribuídos em torno de um valor médio. Neste tipo de situação, é comum que a distribuição exponencial possa ser usada para representar a distribuição dos headways de partida e o modelo M/M/1 pode ser usado para estudar a fila.

Numa fila M/M/1, seja  $\lambda$  a taxa média de chegadas e  $\mu$ , a taxa média de partidas. Se a taxa de congestionamento  $\rho = \lambda/\mu < 1$ , pode-se provar que a *fila média* é:

$$\bar{Q} = \frac{\rho^2}{1 - \rho}; \quad (1.26)$$

a *espera média na fila* é:

$$\bar{w} = \frac{\lambda}{\mu(\mu - \lambda)}; \quad (1.27)$$

o *tempo total médio no sistema* é:

$$\bar{t} = \frac{1}{\mu - \lambda}; \quad (1.28)$$

e a *probabilidade de ter esperado um tempo inferior ou igual a t na fila* é

$$P(w \leq t) = 1 - \rho e^{-(1-\rho)\mu t}. \quad (1.29)$$

O Exemplo 1.11 ilustra a utilização do modelo M/M/1 e o cálculo das medidas de desempenho da fila.

**Exemplo 1.11** *Determine as medidas de desempenho para a praça de pedágio do Exemplo 1.10 supondo que os tempos de atendimento sejam distribuídos exponencialmente com média 15 segundos. Determine também a probabilidade de um veículo ter que esperar até 15 s para ser atendido.*

**Solução:** Como visto no Exemplo 1.10,  $\lambda = 3$  veic/min,  $\mu = 4$  veic/min e  $\rho = 0,75$ . Sabendo-se que  $15 \text{ s} = 0,25 \text{ min}$ , pode-se usar as Equações 1.26 a 1.29 para

calcular as medidas de desempenho do sistema:

$$\begin{aligned}\bar{Q} &= \frac{0,75^2}{1 - 0,75} = 2,25 \text{ veic,} \\ \bar{w} &= \frac{3}{4(4 - 3)} = 0,75 \text{ min,} \\ \bar{i} &= \frac{1}{4 - 3} = 1 \text{ min e} \\ P(w \leq 0,25) &= 1 - 0,75 \cdot e^{-(1-0,75)4 \cdot 0,25} = 0,4159.\end{aligned}$$

A solução do Exemplo 1.11 mostra uma característica importante das filas: a aleatoriedade dos tempos de atendimento faz com que o desempenho do sistema seja pior que no caso em que os tempos de atendimento são uniformes.

## 1.6 Análise de pontos de estrangulamento em vias

A Teoria das Filas pode também ser usada para analisar os fluxos de tráfego nos congestionamentos gerados por estrangulamentos nas vias, um problema frequentemente encontrados por engenheiros de transportes.

Um *estrangulamento* é um ponto onde a capacidade da via é inferior à capacidade da seção imediatamente à montante. A capacidade de um trecho de via pode ser reduzida por um grande número de fatores, entre os quais os mais comuns estão: a diminuição do número e da largura das faixas de tráfego, a redução da largura dos acostamentos e a presença de interseções. Um estrangulamento pode ser *incidental* ou *recorrente*. Os estrangulamentos recorrentes são causados por limitações de capacidade impostas pela própria via, tais como um trecho onde o número de faixas de rolamento é menor, onde existe uma obra, etc. Estes locais se tornam pontos de estrangulamento recorrentes quando os fluxos de tráfego típica e periodicamente excedem a capacidade da via nesse local.

Os estrangulamentos incidentais são causados por *incidentes de tráfego*, que podem ser causados por uma série de fatores, entre os quais um acidente de trânsito, um veículo parado na faixa de tráfego, etc., que restringem o fluxo de tráfego na via por um período relativamente curto. A diferença básica entre os dois tipos de estrangulamentos é que, enquanto se pode prever os congestionamentos causados por gargalos recorrentes, é impossível prever onde os gargalos incidentais vão ocorrer. Além do mais, a capacidade da via ao longo de uma restrição incidental costuma variar com o tempo. Por exemplo, um acidente pode inicialmente bloquear todas as faixas de uma via; conforme os veículos envolvidos vão sendo removidos,

as faixas de tráfego vão sendo liberadas paulatinamente, restaurando a capacidade da via ao seu nível pré-incidente.

### 1.6.1 Análise de incidentes pela teoria das filas

Os modelos determinísticos de filas podem ser usados para estudar situações em o congestionamento é produzido por um aumento na taxa de chegadas (a demanda) que, durante um certo período, fica maior que a taxa de partidas (a capacidade do sistema), como mostrado no Exemplo 1.9. Nos congestionamentos causados por incidentes, a taxa de chegadas (demanda) mantém-se constante e há uma redução temporária da taxa de partidas (a capacidade da via); durante esse período de tempo em que a taxa de chegadas é maior que a taxa de partidas, forma-se uma fila que começa a ser dissipada quando a taxa de partidas voltar ao seu valor normal, maior que a taxa de chegadas. Um modelo D/D/1 pode ser utilizado para analisar o comportamento do tráfego num incidente de forma simples e intuitiva, como mostra-se no Exemplo 1.12.

↙ **Exemplo 1.12** *Suponha-se uma via com duas faixas de tráfego no mesmo sentido, na qual a capacidade é 4.000 veic/h. Num determinado período do dia, o volume de tráfego é de 2.900 veic/h. Num certo instante ( $t = 0$ ), ocorre um acidente que obstrui completamente a via por 12 minutos até que uma das faixas é liberada para o tráfego, com capacidade reduzida a 2.000 veic/h. A capacidade da via volta ao seu valor inicial em  $t = 31$  min, quando os veículos são removidos do local. Usando um modelo D/D/1, determine a duração do congestionamento causado pelo incidente, o atraso médio sofrido pelos veículos que passam pelo trecho congestionado, o número médio de veículos no congestionamento, o número de veículos que estão no congestionamento quando este atinge seu máximo e o atraso máximo sofrido pelos veículos.*

**Solução:** A taxa de chegadas ( $\lambda$ ), no caso, é definida pelo volume de tráfego, que é constante ao longo de todo o período:  $\lambda = 2900/60 = 48,33$  veic/min. A taxa de atendimento ( $\mu$ ) é determinada pela capacidade da via, que varia ao longo do tempo:

$$\mu(t) = \begin{cases} 0 & \text{para } 0 \leq t < 12 \text{ min} \\ 2.000/60 = 33,33 \text{ veic/min,} & \text{para } 12 \leq t < 31 \text{ min} \\ 4.000/60 = 66,67 \text{ veic/min,} & \text{para } t \geq 31 \text{ min, se } Q > 0. \end{cases}$$

A taxa de partidas correspondente à capacidade da rodovia,  $\mu = 66,67$  veic/min só é atingida durante o tempo em que a via está congestionada. Uma vez que a fila desapareça, a taxa de partidas torna-se igual à taxa de chegadas ( $\mu = \lambda$ ), pois os veículos não podem partir antes de terem chegado.

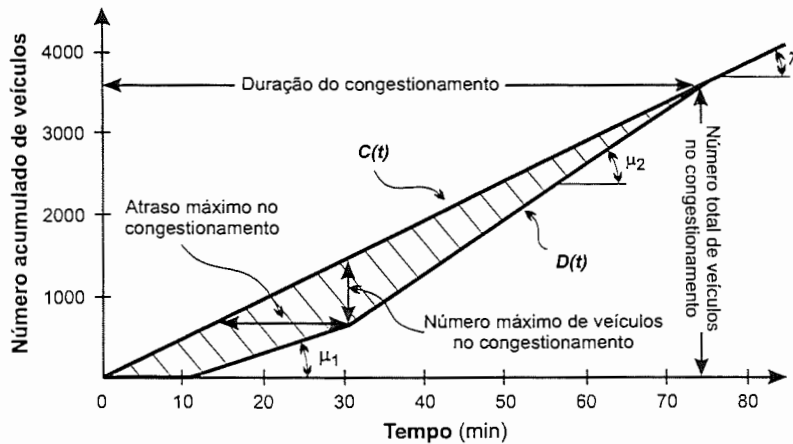


Fig. 1.10: Modelo D/D/1 para análise de um incidente

Assim sendo, função que descreve o número acumulado de chegadas é  $C(t) = 48,33t$ , e a curva de partidas acumuladas é:

$$D(t) = \begin{cases} 0 & \text{para } 0 < t \leq 12 \text{ min} \\ 33,33(t - 12) \text{ veic} & \text{para } 12 < t \leq 31 \text{ min} \\ 633,3 + 66,67(t - 31) \text{ veic} & \text{para } t > 31 \text{ min, se } Q > 0. \end{cases}$$

Embora a solução analítica deste problema seja simples, solução gráfica é obtida facilmente e tem a vantagem de permitir a visualização do comportamento do tráfego durante o incidente, como mostra o gráfico da Figura 1.10.

Para obtenção da solução gráfica, constrói-se a curva de chegadas acumuladas  $C(t)$ , que tem início na origem e que passa pelo ponto (60 min, 2.900 veic). A seguir constrói-se  $D(t)$ , a curva de partidas acumuladas, composta por quatro segmentos de reta:

- Um segmento entre as coordenadas (0, 0) e (12 min, 0), que corresponde aos 12 minutos durante os quais a passagem pela via está impedida;
- Um segmento entre as coordenadas (12 min, 0) e (31 min, 633,3 veic), que representa o número acumulado de partidas ao longo dos 19 minutos em que apenas uma faixa está livre e durante os quais  $\mu_1 = 2.000$  veic/h;
- Um segmento que se inicia no ponto (31 min, 633,3 veic) e têm coeficiente angular  $\mu_2 = 4.000$  veic/h e continua até encontrar a curva  $C(t)$ ; e
- Uma semi-reta que inicia-se no ponto em que o terceiro segmento intercepta a curva  $C(t)$  e é coincidente com  $C(t)$ .

O ponto em que as curvas  $C(t)$  e  $D(t)$  encontram-se define o instante em que o incidente termina, que corresponde exatamente a  $t = 78,16$  minutos. Este valor

pode ser determinado analiticamente fazendo-se  $C(t) = D(t)$  mas a precisão da solução gráfica é suficiente, na maioria das vezes.

O gráfico permite também determinar qual o tamanho máximo do congestionamento e o instante em que ele ocorre: em  $t = 31$  min, 865 veículos formam o congestionamento. A área hachurada mostra a espera total gerada pelo congestionamento. A forma mais simples de se determinar uma área graficamente (se as curvas estiverem desenhadas em papel milimetrado) é a contagem de quadradinhos. Neste exemplo, a forma mais simples é calcular a área hachurada, que corresponde a  $W_{\text{total}} = 37.604,2$  veic.min.

Essa espera total corresponde a um único veículo sendo detido por 26,11 dias num congestionamento, com seu motor funcionando continuamente. Daí é possível perceber os impactos econômicos e ambientais causados por um congestionamento de curta duração e imaginar a magnitude dos custos totais dos congestionamentos diários de uma metrópole como São Paulo.

## 1.7 Fluxos de tráfego interrompidos

Os fluxos de veículos que sofrem interrupções periódicas, como as causadas por um semáforo, têm um comportamento diferente do apresentado pelos fluxos contínuos e os modelos desenvolvidos para o estudo dos fluxos contínuos não servem para explicar o comportamento das correntes descontínuas de tráfego.

### 1.7.1 Fluxo de veículos em interseções semaforizadas

Considere-se, por exemplo, uma fila de veículos criada por um sinal vermelho, como mostra-se na Figura 1.11. Quando o sinal abre, a fila começa a se movimentar. Se os headways entre os veículos que deixam a fila forem registrados, observa-se um fenômeno interessante. Supondo-se que o primeiro headway, que é definido como o tempo que passa entre o sinal ficar verde e o pára-choque dianteiro do primeiro veículo da fila passar pela faixa de retenção, e que os headways sucessivos são o tempo até o pára-choque dianteiro do veículo seguinte cruzar a faixa de retenção, pode-se perceber que o primeiro headway é maior que o segundo, que é maior que o terceiro, etc. e que o valor dos headways tende para um valor constante, a partir de algum ponto entre o quarto e o sexto veículos.

O headway do primeiro veículo é comparativamente mais longo porque o primeiro motorista, ao ver a indicação semafórica passar para verde, leva um certo tempo para reagir, engatando a primeira e acelerando seu carro. O tempo perdido pelo primeiro motorista está indicado no gráfico da Figura 1.11 como

$t_1$ . O headway do segundo carro é menor, porque o tempo de reação do segundo motorista superpõe-se ao tempo de reação do primeiro motorista. Isso também acontece para os motoristas seguintes, fazendo com que o tempo perdido  $t_i$  fique cada vez menor, à medida em que os veículos que entram no cruzamento já cheguem à faixa de retenção na sua velocidade normal.

Esse headway constante que é alcançado uma vez que a fila atinge um estado estável de movimentação através do cruzamento é chamado de *headway de saturação*. Se cada veículo entra na interseção  $h$  segundos após o veículo que o antecede, então o número de veículos que pode passar pela interseção por uma faixa de tráfego pode ser determinado pela expressão:

$$s = \frac{3.600}{h} \quad (1.30)$$

em que  $s$ : fluxo de saturação [veic/(hora de verde.faixa)] e  
 $h$ : headway de saturação [s/veic].

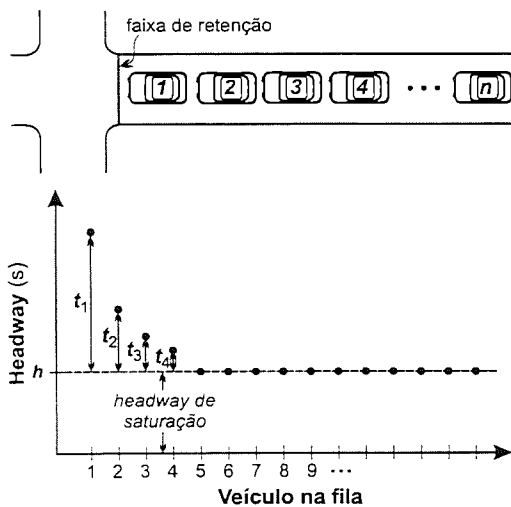


Fig. 1.11: Headways numa interrupção de fluxo

O *fluxo de saturação*,  $s$ , representa o número de veículos que podem passar pelo cruzamento por uma única faixa de tráfego se o sinal estiver sempre verde e se a fila de veículos no semáforo nunca terminar. Esse é um valor teórico que é útil para quantificar o fluxo numa interseção semaforizada em relação às características de cada uma das suas aproximações e determina o volume máximo que pode ser acomodado pela via, o que corresponde à capacidade numa via de fluxo contínuo.

As correntes de tráfego que passam por interseções semaforizadas, no entanto, sofrem interrupções periódicas. Quando o fluxo reinicia-se, os veículos no início da fila gastam um tempo maior que  $h$  s/veic. Esse tempo adicional é chamado de *tempo perdido* no início do tempo de verde e estão representados no gráfico da Figura 1.11 por  $t_i$ , que é o tempo perdido pelo  $i$ -ésimo veículo na fila. Assim sendo,

$$p_1 = \sum_{i=1}^n t_i \quad (1.31)$$

em que  $p_1$ : tempo perdido no início do ciclo [s] e  
 $t_i$ : tempo perdido pelo  $i$ -ésimo veículo na fila [s].

Quando o sinal muda de verde para vermelho, existe um outro tempo perdido que é o intervalo entre a passagem do último veículo da fila e o início do verde para a outra aproximação da interseção. Esse tempo é chamado de *tempo perdido* no final do verde e costuma ser representado por  $p_2$ . O Exemplo 1.13 ilustra o efeito dos tempos perdidos na capacidade da aproximação.

**Exemplo 1.13** *Considere uma aproximação de um cruzamento que possui apenas uma faixa de tráfego. Nessa aproximação existe um semáforo dá 27 segundos de verde, 3 segundos de amarelo e 30 segundos de vermelho. Supondo que o headway de saturação seja 2 segundos e que os tempos perdidos no início e no final do verde sejam, respectivamente,  $p_1 = 2$  s e  $p_2 = 11$  s, determine a capacidade da aproximação.*

**Solução:** Como o tempo de ciclo é  $c = 27 + 3 + 30 = 60$  s, a cada 60 segundos, os veículos dessa aproximação podem entrar na interseção durante 30 segundos (a soma dos tempos de verde e amarelo). Assim sendo, durante uma hora, o tempo disponível para essa aproximação é  $3.600 \cdot (30/60) = 1.800$  segundos.

Como existe um total de  $p_1 + p_2 = 2 + 11 = 13$  segundos de tempo perdido a cada 60 segundos, o tempo perdido total por hora na aproximação é  $3600 \cdot (13/60) = 780$  segundos. Por conseguinte, o tempo total disponível para ser usado pelos veículos que chegam ao cruzamento por essa aproximação é  $1800 - 780 = 1020$  s/h. Como o headway de saturação é 2 s/veic, a *capacidade* da aproximação é  $1020/2 = 510$  veic/h.

O Exemplo 1.13 mostra que a *capacidade* de uma aproximação num cruzamento semaforizado depende do número de faixas de tráfego, do fluxo de saturação, dos tempos perdidos e da duração dos tempos de verde, amarelo e vermelho. O *fluxo de saturação* varia bastante de interseção para interseção e depende de fatores tais como: composição do tráfego, geometria e localização do cruzamento, etc.

### 1.7.2 Medidas de desempenho para fluxos interrompidos

Numa corrente de tráfego sujeita a interrupções periódicas, causadas por sinais luminosos, variáveis tais como velocidade e densidade não são suficientes para descrever adequadamente a qualidade do serviço oferecido aos usuários da via. Nessas situações, o número e a duração de tais interrupções são úteis para descrever o desempenho da corrente de tráfego.

O *tempo de espera*<sup>13</sup>, também chamado de *retardamento* ou *atraso*, é uma variável frequentemente usada para avaliar a performance de vias com tráfego interrompido. Existem dois tipos de atraso: o atraso parado e o atraso no percurso.

<sup>13</sup>Em inglês, 'delay'.

O *atraso parado*<sup>14</sup> é o tempo total gasto por um veículo em paradas em semáforos e sinais PARE ao longo de um segmento de via. O *atraso no percurso*<sup>15</sup> é a diferença entre um tempo de viagem preestabelecido para o trecho que é considerado ótimo e o tempo real de viagem. Esse atraso inclui as paradas e o tempo adicional gasto para cruzar o segmento de via causado por uma velocidade inferior à ideal.

Como o atraso no percurso envolve a definição de uma velocidade ideal, ele é usado menos frequentemente que o atraso parado, que é simples de ser identificado e cuja medição não envolve grandes complicações.

## 1.8 Controle de fluxos de veículos

O controle dos fluxos de tráfego visa assegurar que o movimento dos veículos nas vias se dê de forma organizada e previsível, para que seja possível reduzir a probabilidade da ocorrência de acidentes a níveis suficientemente baixos. Uma das formas mais simples de reduzir a probabilidade de ocorrência de acidentes entre veículos é aumentar o headway entre eles. No entanto, um aumento do headway médio causa uma redução no volume de tráfego, reduzindo a eficiência do sistema de transportes. Os sistemas de controle de tráfego são estabelecidos de tal forma que seja possível reduzir ao máximo os headways entre os veículos sem que o risco de acidentes aumente.

As técnicas para controle de tráfego foram desenvolvidas especificamente para cada tecnologia de transportes: o sistema usado para controle do fluxo de trens metropolitanos é diferente do utilizado para controle de aeronaves ou do usado para controle de veículos rodoviários. No entanto, pode-se notar que existem algumas similaridades entre os métodos usados para controle de fluxos de tráfego de modalidades diferentes, como se discute a seguir.

### 1.8.1 Canalizações, limites de velocidade e tabelas de horários

Três sistemas de controle de fluxos utilizados em várias modalidades de transporte são a canalização de fluxos, a limitação da velocidade e as tabelas de horário. A *canalização* é, provavelmente, a forma mais comum de controlar o fluxo de veículos. A idéia básica é segregar o fluxo de veículos em correntes definidas,

---

<sup>14</sup>Em inglês, 'stopped-time delay'.

<sup>15</sup>Em inglês, 'travel-time delay'.

de forma tal que cada corrente seja constituída de veículos com movimentos tão semelhantes quanto possível.

Os fluxos de veículos rodoviários são canalizados: numa via com pista dupla, os veículos que viajam numa mesma direção são separados dos que viajam na direção oposta; numa via com pista simples e mão dupla, os veículos devem manter-se à direita da via. No transporte aéreo, o sistema de aerovias baseia-se na canalização dos fluxos, por meio do estabelecimento de níveis de vôo em altitudes diferentes. A canalização também é usada para separar fluxos de tipos diferentes, para aumentar a segurança, como é o caso das calçadas que separam os pedestres dos automóveis e das ciclovias, que separam as bicicletas dos pedestres e automóveis.

Uma outra forma de controle muito comum é o estabelecimento de *limites de velocidade*, que podem ser instituídos em função de limitações geométricas da via ou de limitações tecnológicas dos veículos. Limites de velocidade, contudo, são também impostos quando não é possível segregar fluxos distintos em canais, ao mesmo tempo em que é preciso estabelecer uma forma de compatibilizar o uso seguro de trajetórias comuns. Decorrem daí os limites de velocidade em rodovias urbanas e rurais, os limites de velocidade de operação de aeronaves na aproximação das pistas de pouso e decolagem e os limites de velocidade para embarcações em locais de forte concentração de tráfego.

As *tabelas de horário* são utilizadas para fazer com que os veículos se cruzem apenas em locais pré-determinados, evitando acidentes. Nos primórdios do transporte ferroviário, as tabelas de horário eram usadas para organizar o fluxo de trens em linhas com tráfego nas duas direções. Os fusos horários foram criados com base na proposta de um engenheiro ferroviário, Sanford Fleming, que procurava uma forma de uniformizar os horários de uma ferrovia canadense que ligava o Atlântico ao Pacífico. Ainda hoje, diversos sistemas de transporte são baseados em tabelas de horário, como por exemplo, o sistema de transporte de passageiros por ônibus, o transporte aéreo regular, etc.

## **1.9 Os sistemas de controle do tráfego rodoviário**

No transporte ferroviário e no transporte aéreo, há um rígido controle sobre as trajetórias dos veículos, que são estabelecidas pela via (no caso dos trens) ou monitoradas por sistemas de radares, como no caso dos aviões. No transporte rodoviário, fica a cargo dos motoristas decidir a trajetória e a velocidade do seu veículo e o sistema de controle baseia-se em placas e outros dispositivos de controle de tráfego. A obediência à sinalização é obtida por meio da fiscalização de trânsito,

que pode utilizar aparelhos móveis ou fixos (tais como radares fotográficos) para melhorar sua eficiência.

Placas, marcas no pavimento e outros dispositivos de controle instalados ao longo das vias transmitem aos motoristas informações a respeito das condições da via (por exemplo, curvas acentuadas, pavimento escorregadio, restrições de altura e peso, etc.), do seu direito de passagem e de restrições de velocidade. Para uma maior eficiência do sistema, essas informações devem ser transmitidas através de sinais previamente convencionados e que sejam do conhecimento de todos os motoristas. As cores, o formato e os símbolos usados nos dispositivos de controle devem ser uniformizados para garantir que a mensagem transmitida seja clara e entendida por todos os motoristas.

O Código Nacional de Trânsito define os sinais, placas e marcas que podem ser usados para transmitir informação aos motoristas, o seu significado e as regras às quais os motoristas estão sujeitos. Essas placas, sinais e regras devem respeitar acordos internacionais, dos quais o Brasil é signatário, de tal forma que exista um uniformidade internacional entre os dispositivos de controle de tráfego. Para facilitar a aplicação dessas regras de controle de tráfego rodoviário, o Conselho Nacional de Trânsito, o DNER e os DERs publicam Manuais de Sinalização que determinam como deve ser feita a sinalização horizontal (marcas no pavimento) e vertical (semáforos e placas).

As placas são os dispositivos de controle de tráfego mais comuns e dividem em três categorias: placas de regulamentação, que estabelecem regras que devem ser respeitadas por todos os motoristas (por exemplo, parada obrigatória, a velocidade máxima permitida, etc.); placas de advertência, que procuram alertar os motoristas para as condições da via (por exemplo, curvas, cruzamentos, estreitamento da pista, etc.) e placas de informações, que servem para transmitir informações diversas aos motoristas, como orientação para destinos, distâncias, serviços auxiliares, etc. A Figura 1.12 mostra exemplos de placas de regulamentação e advertência.

As marcas no pavimento são usada para complementar a sinalização vertical (as placas e os semáforos) e serve para canalizar o tráfego, definir e separar as correntes de veículos, demarcar os trechos em que a ultrapassagem é proibida, etc. Os semáforos são usados para alternar a preferência entre correntes de tráfego conflitantes em cruzamentos em nível. Ainda que o estudo detalhado dos processos de controle de tráfego rodoviário fuja dos objetivos deste texto, em virtude da sua complexidade, o Capítulo 2 discute os conceitos básicos do controle de tráfego rodoviário em interseções. O estudo detalhado dos métodos para projeto e operação de dispositivos de controle de tráfego rodoviário é estudado nas disciplinas de



Fig. 1.12: Placas de sinalização rodoviária

Engenharia de Tráfego, tanto na graduação como na pós-graduação.

### 1.10 Os sistemas de controle do tráfego ferroviário

A circulação de trens se reveste de um caráter peculiar, por estarem os trens sujeitos à via, sem que haja a possibilidade de se desviarem uns dos outros em qualquer ponto do percurso, como acontece com outras modalidades de transporte. Em virtude dessa particularidade, existem normas operacionais rígidas para regular a movimentação dos trens e eliminar o risco de colisões e abalroamentos. Uma das formas de controlar o movimento dos trens é a *tabela de horários*. Os horários são fixados de modo que os trens só se cruzem nos trechos de via dupla, que existem nas estações e nos desvios. Como a tabela de horários por si só não é suficiente para garantir a segurança da operação, foram criadas regras para disciplinar a movimentação das composições. As ferrovias dispõem de *centrais de controle de tráfego* que supervisionam o movimento dos trens e supervisionam a aplicação das regras de tráfego.

O controle do movimento dos trens é feito através do *licenciamento*, que pode ser realizado através de ordens escritas ou sinais. A autorização dada ao maquinista para prosseguir viagem é chamada de *licença*. Os licenciamentos são sempre realizados com base numa distância mínima de separação entre os trens. Esta distância mínima, sempre maior que a distância necessária para a frenagem segura de um trem, pode ser garantida pela existência de duas estações (ou postos de licenciamento), guarnecidos por um agente, ou pela existência de dois sinais luminosos, que bloqueiem um determinado segmento de via.

Várias tecnologias para controle do tráfego ferroviário foram desenvolvidas ao longo do tempo. Hoje em dia, existem desde sistemas totalmente automatizados (ATO, 'automatic train operation') até sistemas desenvolvidos no final do século passado, como o *staff elétrico*. O licenciamento pelo 'staff' elétrico requer uma estação ou posto de licenciamento em cada extremidade do trecho, cada qual equipada com porta-bastões interligados entre si. Esse aparelho, que é uma máquina eletromecânica controlada remotamente, é usado para licenciar o trem. Suponha que exista um trem na estação A que deseja viajar para a estação B. O agente da estação A entra em contato telefônico com o agente da estação B, que é quem autoriza o trem a viajar, acionado remotamente o porta-bastões da estação A para que ela libere um 'staff' – um bastão metálico que se encaixa na máquina. O maquinista recebe o 'staff' e levá-o consigo até a estação B, onde entrega-o ao agente. Enquanto o bastão estiver fora dos aparelhos, não é possível liberar um segundo

bastão. Só a colocação desse ‘staff’ no aparelho da estação B faz com que os dois aparelhos interligados fiquem em condições de permitir um novo licenciamento. Apesar de muito seguro, o licenciamento pelo ‘staff’ elétrico é relativamente ineficiente, pois um trecho entre duas estações só pode ser ocupado por um trem de cada vez. O aumento do número de estações poderia aumentar o volume de trens circulando, mas representaria um grande aumento nos custos de pessoal.

Os sistemas mais modernos permitem um melhor controle do fluxo de trens, podendo-se assim reduzir os headways e, em consequência, aumentar a capacidade do sistema. O sistema de sinalização por blocos é a base desses sistemas, nos quais o controle é feito a partir de um centro de operações a partir do qual se controla os aparelhos de mudança de via e onde pode-se ver o progresso dos trens em monitores de computador ou em displays especialmente construídos para mostrar a posição dos trens nas vias.

### **1.10.1 O sistema de sinalização por blocos**

Comboios ferroviários de carga trafegando em velocidades normais de operação necessitam de longas distâncias para frear com segurança. Em função disto, resultam critérios rigorosos para a separação mínima entre comboios sucessivos. O tráfego ferroviário é controlado por um sistema de sinais luminosos chamado *sistema de sinalização por blocos*. A Figura 1.13 ilustra o funcionamento do sistema de sinalização por blocos para dois tipos de sistema: o sistema CTC (‘centralized train control’, ou controle de tráfego centralizado), que é usado em ramais normais, e o sistema ATO (‘automatic train operation’, operação automática de trens), que é o sistema usado nos trens de metrô. No sistema CTC, o maquinista conduz o trem de acordo com as indicações dos sinais; no sistema ATO, a ação (e às vezes até mesmo a presença física) do maquinista é dispensada.

No sistema de sinalização por blocos, a linha férrea é dividida em trechos – *blocos*, cujo comprimento é sempre maior que a distância necessária para frear os trens. Um sistema de bloqueio automático detecta a presença de um trem no bloco por meio de sensores, que acionam a luz vermelha no sinal existente na entrada do bloco, como é mostrado na Figura 1.13. Um sinal vermelho significa que o bloco em frente já está ocupado por um outro trem e que o maquinista deve esperar até que seja autorizado a prosseguir.

Essa autorização para prosseguir pode ser dada por um sinal verde ou por um sinal amarelo. O sinal amarelo significa que o bloco está livre e trem pode prosseguir, com velocidade reduzida, pois o bloco seguinte está ocupado e o trem

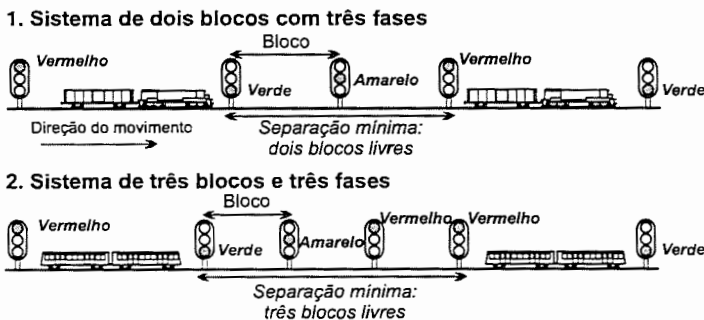


Fig. 1.13: Sistema de sinalização por blocos

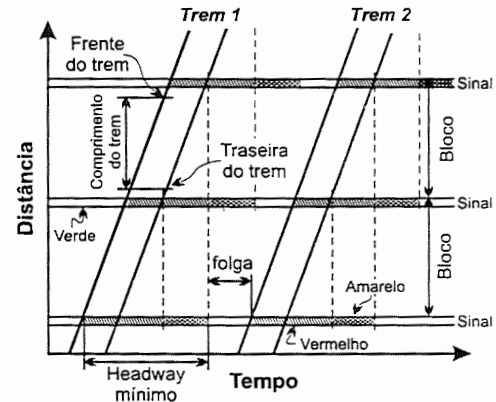


Fig. 1.14: Diagrama espaço-tempo para sistema de sinalização de blocos

deve preparar-se para parar. O sinal verde significa que o trem pode prosseguir em velocidade normal, pois há mais de um bloco livre à sua frente. No sistema CTC, um sinal verde significa que existem dois blocos livres, enquanto que no sistema ATO são necessários três blocos livres para o sinal ficar verde.

Como existem neste esquema três fases diferentes (*vermelho, amarelo, e verde*) e dois blocos entre um bloco ocupado e um sinal de “prossiga”, este sistema é denominado de *sistema de dois blocos com três fases*.

Existem diversas variações do sistema de sinalização por blocos, sendo que o utilizado em sistemas de metrô e pré-metrô em áreas urbanas (Fig. 1.13) funciona de tal modo que o trem é freado automaticamente caso um sinal vermelho não seja respeitado. Esse sistema é conhecido como ATO, já que a operação do trem é automática e fica condicionada à sinalização. No entanto, para que seja possível parar automaticamente um trem que avance um sinal vermelho, é necessário que exista um bloco adicional, fato que leva o sistema a ser denominado de *sistema de três blocos com três fases*.

A base do sistema de bloqueio automático é o chamado *circuito de via*, que usa os trilhos para formar um circuito elétrico que é isolado dos blocos vizinhos por meio de juntas isolantes. O circuito é percorrido por uma corrente de baixa voltagem (1 a 2 volts). Se o trecho estiver vazio, essa corrente elétrica aciona um relé que, por sua vez, mantém a luz verde acesa. Se um trem entra no trecho, a corrente elétrica é derivada pelas rodas e eixos do trem, cortando a corrente que passa pelo relé que, não sendo acionado, apaga a luz verde e faz com que a luz vermelha seja ligada, bloqueando o trecho. Uma vantagem do sistema de bloqueio

automático é a redução do risco de acidentes, já que o trecho fica automaticamente bloqueado se um vagão se soltar do trem e ficar na linha ou mesmo se um trilho se romper.

A Figura 1.14 ilustra o funcionamento dos sinais por meio de um diagrama espaço-tempo que indica o movimento de dois trens que viajam na mesma direção ao longo de um ramal controlado por um sistema de sinalização de blocos. Neste exemplo, o segundo trem está seguindo o primeiro com uma pequena folga.

Pode-se notar que o gráfico mostra as trajetórias da frente e da traseira dos trens, por meio de duas linhas separadas entre si verticalmente pelo comprimento da composição. O comprimento dos blocos é maior que o comprimento do trem.

Quando a frente do primeiro trem entra no primeiro bloco, o semáforo muda automaticamente de verde para vermelho, indicando que o bloco está ocupado. Este bloco se mantém ocupado até o instante em que a traseira do trem passa pela divisa com o próximo bloco, quando o semáforo muda para amarelo, o que significa que o bloco está livre e o bloco seguinte está ocupado. O segundo trem poderia entrar no bloco, mas com velocidade reduzida pois deverá parar no próximo sinal.

O sinal muda de amarelo para verde no instante em que a traseira do primeiro trem sai do segundo bloco, pois os dois blocos seguintes passam a estar livres e o segundo trem pode entrar no bloco sem que seja necessário reduzir a velocidade, pois o bloco seguinte está livre.

Pode-se perceber que a folga entre os dois trens pode ser reduzida até desaparecer que segundo trem não será obrigado a reduzir a marcha, enquanto o primeiro trem continuar trafegando. Se o headway entre os dois trens ficar menor que o headway mínimo mostrado no gráfico, o segundo trem deve reduzir a velocidade ao entrar no bloco cujo sinal indica amarelo.

### **1.10.2 Diferenças entre os processos de licenciamento de trens**

É importante notar as diferenças entre os sistemas de controle de tráfego ferroviário descritas nesta seção. O licenciamento é sempre baseado no conceito de um segmento de via sendo ocupado por um único trem. O licenciamento pelo 'staff' elétrico requer postos de licenciamento nas extremidades do trecho que autorizam o trem a entrar no segmento, depois de verificar se ele está livre. Como o custo de manutenção e operação de uma estação é significativo, as estações estão separadas de algumas dezenas de quilômetros e a densidade de trens é sempre muito baixa.

No sistema de sinalização por blocos, o licenciamento é realizado a partir de um único ponto, o centro de controle, dispensando-se os postos de licenciamento.

O controlador de tráfego no centro de controle é capaz de acionar à distância os aparelhos de mudança de via nos pátios de manobra ao longo da via e observa o progresso dos trens num painel ou display de computador, que também mostra as indicações dos sinais e o estado dos aparelhos de mudança de via. Esse sistema é conhecido por CTC (controle de tráfego centralizado) e permite uma maior densidade de trens na via, já que o comprimento dos blocos é de apenas alguns quilômetros e entre duas estações podem existir diversos blocos.

O sistema ATO (operação automática dos trens), que é usado no controle de trens de metrô, é mais evoluído que o CTC, pois o mecanismo de controle do trem recebe indicações diretamente do computador do centro de controle, dispensando a intervenção do condutor, permitindo maiores velocidades e menores separações entre os trens. No metrô de São Paulo, o sistema de controle permite separação mínima entre os trens de apenas 90 segundos, se a operação for automática. A separação é maior quando os trens estão sendo operados pelos condutores, apesar da monitoração constante do sistema pelos computadores do centro de controle operacional, que impede erros humanos.

## Resumo

- O diagrama espaço-tempo permite representar graficamente fluxos de veículos ao longo de um segmento de via. A velocidade instantânea dos veículos pode ser determinada através da declividade da curva que representa seu progresso ao longo do trecho, enquanto que a velocidade média num trecho qualquer é a declividade da reta que liga os pontos inicial e final do trecho.
- Os fluxos de tráfego rodoviário podem ser contínuos, como os que existem num trecho entre interseções numa rodovia, ou interrompidos, como os que existem em vias arteriais urbanas nas quais a corrente sofre interrupções periódicas nos cruzamentos semaforizados.
- Existem dois tipos básicos de modelos para correntes de tráfego: os modelos macroscópicos, que consideram a corrente como um todo, e os modelos microscópicos, que procuram representar a corrente de tráfego a partir de respostas individuais de cada veículo. Os modelos macroscópicos são mais usados para representar situações em que existe um equilíbrio na corrente, enquanto que os modelos microscópicos permitem incluir variações aleatórias nas características dos veículos e seus condutores.
- Os parâmetros macroscópicos que descrevem uma corrente de tráfego ininterrupta são três: o volume  $q$ , a velocidade média  $\bar{u}_s$  e a densidade  $k$ . A relação fundamental do tráfego  $q = \bar{u}_s \cdot k$  estabelece a relação entre essas três variáveis. Modelos para representar as relações entre volume, velocidade média e densidade podem ser

estabelecidos a partir da relação fundamental e da relação entre a densidade e a velocidade. O modelo mais simples pode ser obtido pressupondo-se uma relação linear entre a velocidade média e a densidade.

- As correntes de tráfego podem ser estudadas pela teoria das filas. Uma fila é caracterizada pelo padrão de chegadas (a distribuição de headways entre chegadas sucessivas), pelo padrão de partidas (a distribuição de headways entre partidas sucessivas), pelo número de canais de atendimento e pela disciplina da fila. No estudo dos fluxos de tráfego, a disciplina é sempre FIFO, ou seja, os veículos partem na ordem em que chegam ao sistema.
- Os modelos de fila podem ser determinísticos ou estocásticos. Nos modelos determinísticos, os headways são constantes enquanto que nos estocásticos, os headways são variáveis aleatórias. Nos modelos determinísticos, pode-se representar o fenômeno por meio de um gráfico que mostre a variação no número acumulado de chegadas e de partidas em função do tempo decorrido. Diversas medidas de desempenho – fila média, tempo médio de espera, etc. – podem ser obtidas desse gráfico. Nos modelos estocásticos, usam-se fórmulas para determinação dos valores das medidas de desempenho, que são baseadas nas distribuições estatísticas usadas para representar os processos de chegada e de partida.
- Os fluxos de tráfego interrompidos são observados em locais onde periodicamente a corrente é interrompida, como num semáforo. O fluxo de saturação corresponde à taxa de fluxo máxima que pode ser verificada no cruzamento durante a descarga da fila que se forma durante o vermelho. O fluxo de saturação e o tempo de verde que efetivamente pode ser usado para descarga da fila determinam a capacidade da aproximação.
- O controle do tráfego rodoviário é feito por meio de placas, sinais luminosos e marcas no pavimento. O controle do tráfego ferroviário é feito através do licenciamento dos trens, que pode ser feito através de ordens escritas ou sinais. Para controle de tráfego ferroviário, pode-se usar o “staff” elétrico, através do qual os trens são licenciados para circular de uma estação para outra, ou o sistema de sinalização por blocos, em que os trens são licenciados para trafegar de bloco para bloco. O sistema de sinalização por blocos permite um melhor aproveitamento do sistema, já que as separações entre trens são menores.

### ***Para aprender mais***

**Traffic and Highway Engineering**, N. J. Garber e L. A. Hoel. West Publishing Company, St. Paul, MN, EUA, 1988.

No capítulo 5 trata do fluxo de tráfego rodoviário e da aplicação de modelos de filas no estudo do tráfego rodoviário.

**Transportation Engineering – An Introduction**, C. J. Khisty. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ, EUA, 1990.

Os fluxos de veículos em rodovias são discutidos no capítulo 5, que trata principalmente de modelos macroscópicos de tráfego.

**Principles of Highway Engineering and Traffic Analysis**, F. L. Mannering and W. P. Kilareski. John Wiley & Sons, Nova York, 1990.

Seu capítulo 5 trata do tráfego rodoviário, incluindo modelos de filas.

**Introduction to Transportation Engineering and Planning**, E. K. Morlok. McGraw-Hill, Nova York, 1978.

No capítulo 5, trata dos fluxos de veículos rodoviários e ferroviários e do seu controle. A parte do capítulo 5 que trata da capacidade e nível de serviço está completamente desatualizada e não deve ser levada em consideração.

**Estradas de Ferro** (vol. 2), H. L. Brina. Livros Técnicos e Científicos Editora, Rio de Janeiro, 1982.

Discute o licenciamento dos trens no capítulo 9, em que explica os princípios de funcionamento do “staff” elétrico e do sistema de sinalização por blocos.

## Exercícios

**Problema 1.1** Observações conduzidas numa faixa de rolamento de uma rodovia produziram os seguintes dados sobre a velocidade média no espaço e a densidade da corrente de tráfego:

|                        |    |    |    |    |     |    |    |    |
|------------------------|----|----|----|----|-----|----|----|----|
| Velocidade (km/h)      | 97 | 65 | 34 | 83 | 106 | 57 | 15 | 55 |
| Concentração (veic/km) | 7  | 39 | 64 | 27 | 3,5 | 45 | 85 | 50 |

Usando a hipótese de Greenshields,

- qual a densidade de congestionamento?
- qual a velocidade de fluxo livre?
- qual o volume máximo que pode trafegar pela via?
- qual o headway médio e o espaçamento médio quando a velocidade for 60 km/h?
- desenhe as curvas velocidade vs. densidade, volume vs. densidade e velocidade vs. volume, indicando os valores observados e os calculados nos itens anteriores (assuma que a relação fundamental é válida).

[*Opcional*] Compare as respostas com os resultados que seriam obtidos se a hipótese de Greenberg fosse adotada.

**Problema 1.2** Uma medida dos tempos de percurso para um trecho de 3,2 km de rodovia forneceu os resultados abaixo. Compare velocidade média no tempo com a velocidade média no espaço. Por que a velocidade média no espaço é sempre menor que a velocidade média no tempo? Calcule a variância da velocidade média no tempo e verifique se a hipótese de Wardrop é válida para estas observações.

| <i>Veículo</i>     | 1   | 2   | 3   | 4   | 5   | 6   | 7   | 8   | 9   | 10  | 11  | 12  |
|--------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| <i>Tempo (min)</i> | 2,6 | 2,4 | 2,4 | 2,8 | 2,2 | 2,1 | 1,9 | 2,7 | 2,5 | 2,3 | 2,0 | 2,7 |

**Problema 1.3** Uma das regras de direção defensiva sugere que a distância mínima que deve ser mantida entre seu carro e o carro que vai à sua frente deve ser de um comprimento de automóvel para cada 10 km/h de velocidade. Usando um comprimento médio para os automóveis de 6 m e supondo que a hipótese de Greenshields é válida, determine a velocidade livre, a densidade de congestionamento e a capacidade de uma faixa de tráfego para o caso de todos os veículos seguirem essa regra.

**Problema 1.4** Compare a capacidade da faixa de tráfego do Exercício 1.3 (em veic/h), que é usada apenas por automóveis, com a capacidade de uma faixa similar, que seja usada apenas por ônibus. Adote um comprimento médio de 12 m para os ônibus.

Considerando que um carro transporta em média 1,8 pessoas e que um ônibus tem um carregamento médio de 40 passageiros, compare a capacidade de transporte da faixa exclusiva de ônibus com uma faixa usada apenas por automóveis.

**Problema 1.5** Um grupo de veículos foi observado ao longo de um trecho de 300 m de extensão de uma via de mão única. Os instantes de entrada e saída do trecho foram anotados e são dados a seguir:

| <i>Veículo</i>     | 1  | 2  | 3  | 4  | 5  | 6  |
|--------------------|----|----|----|----|----|----|
| <i>Entrada (s)</i> | 0  | 2  | 3  | 5  | 6  | 8  |
| <i>Saída (s)</i>   | 35 | 37 | 39 | 42 | 44 | 48 |

- (a) Desenhe o diagrama espaço-tempo que represente a corrente de tráfego observada.  
 (b) Calcule o volume médio, a densidade média e a velocidade média para a corrente na entrada do trecho, usando como intervalo de observação os 10 segundos iniciais.

**Problema 1.6** Numa rodovia com baixa intensidade de tráfego, um estudante de Engenharia de Transportes observa que 60% dos headways têm duração igual ou maior que 13 segundos. Se o estudante resolve contar quantos veículos passam pela via em intervalos de 30 segundos, estime a probabilidade de, durante um desses intervalos, passarem exatamente 4 carros.

**Problema 1.7** Observando a entrada de um estacionamento pago, o estudante do exercício anterior percebe que as chegadas de veículos dão-se de acordo com uma distribuição de

Poisson, cuja média é 4 veic/min. O estacionamento tem um único atendente, que é capaz de atender até 5 veic/min.

- (a) Determine o comprimento médio da fila no guichê de entrada, bem como o tempo médio gasto para entrar no estacionamento e o tempo médio de espera para ser atendido.
- (b) Se o tempo de atendimento passar a ser distribuído exponencialmente, determine os novos valores para as medidas de mérito calculadas anteriormente.

**Problema 1.8** Um grupo de amigos do estudante do exercício 1.6 decide comprar um posto de gasolina, localizado numa área residencial. Para aumentar a freguesia, o estudante sugere a seus amigos que vendam gasolina com desconto durante uma hora por dia, das 7:00 (quando o posto abre) às 8:00. Os fregueses começam a chegar ao posto às 6:45, à uma taxa constante de chegadas de 4 veic/min, que se mantém nesse nível até às 8:15, quando a taxa de chegadas passa a ser 8 veic/min.

- (a) Se o estudante atrasa-se para abrir o posto, chegando às 7:45 e é capaz de atender a 11 veic/min, determine a espera total, o comprimento máximo da fila e o tempo máximo de espera, supondo que o atendimento faz-se sob uma disciplina FIFO.
- (b) Faça um gráfico da variação do número acumulado de chegadas e partidas ao longo do tempo e indique neles as medidas de desempenho calculadas no item anterior.
- (c) As filas que passam a se formar toda manhã terminam por irritar os vizinhos. Os donos do posto, procurando acalmar os ânimos da vizinhança, prometem que a fila será eliminada até às 8:45. Qual deve ser a nova taxa de atendimento para que isso seja possível? (Suponha que todas as outras condições mantenham-se inalteradas).

**Problema 1.9** Numa praça de pedágio, os veículos chegam a uma das cabines a uma taxa média de 2 veic/min. O operador atende veículos a uma taxa média de um carro a cada 20 segundos. Determine as medidas de desempenho do sistema supondo que:

- (a) As chegadas são poissonianas e o tempo de atendimento é exponencialmente distribuído.
- (b) As chegadas seguem uma distribuição de Poisson e o tempo de atendimento é constante.
- (c) Discuta as diferenças entre as duas situações.

**Problema 1.10** Seja um trecho de via expressa urbana com duas faixas de tráfego em cada sentido. No período de pico da manhã, o volumes de tráfego observado é de 1.200 veículos/hora. Por causa de um acidente, a via fica completamente fechada por 5 minutos e tem uma faixa de tráfego interrompida por 45 minutos. Usando um modelo de filas determinístico, calcule:

- (a) a duração do congestionamento causado pelo conserto,
- (b) a espera total no congestionamento,
- (c) o atraso médio causado aos motoristas pelo congestionamento e
- (d) o comprimento do congestionamento.

Suponha que a capacidade de cada faixa de tráfego desta via expressa seja de 1.000 veic/hora. Opcionalmente, obtenha uma solução gráfica para o problema.

**Problema 1.11** Seja um trecho de via expressa urbana com duas faixas de tráfego em cada sentido. Os volumes de tráfego observados são os mostrados na tabela a seguir:

| <i>Período</i>         | 6:00–7:00 | 7:00–8:00 | 8:00–16:00 |
|------------------------|-----------|-----------|------------|
| <i>Volume (veic/h)</i> | 900       | 2.500     | 1.500      |

Por causa de um problema na rede de água, uma das faixas desta via expressa têm que ser fechada ao tráfego durante um dia, para consertos. Se a capacidade de cada faixa de tráfego desta via expressa for de 1.800 veic/hora, calcule as seguintes medidas de mérito:

- (a) a duração do congestionamento causado pelo conserto,
- (b) a espera total no congestionamento,
- (c) o atraso médio causado aos motoristas pelo congestionamento e
- (d) o comprimento do congestionamento.

Faça um gráfico que indique a variação do número acumulado de chegadas e partidas ao longo do tempo.

**Problema 1.12** A travessia de certo canal é realizada por meio de uma balsa. No atracadouro dessa balsa existe uma baía com capacidade para 30 automóveis. A balsa é operada de tal forma que a taxa de atendimento é constante e igual a 4 veic/min. Se a balsa começa a funcionar quando a baía está cheia e a fila dissipa-se após 30 minutos, qual é a taxa média de chegadas? Suponha que o processo de chegada é determinístico. Demonstre que a solução obtida pode ser também conseguida por meio de um gráfico que indique a variação do número acumulado de chegadas e partidas ao longo do tempo. Usando esse gráfico, calcule a espera média e a fila média.

## Capítulo 2

# Fluxos de veículos em interseções

---

*Este capítulo discute a teoria do fluxo de tráfego em interseções. Inicialmente, apresentam-se as formas de controle de tráfego em interseções previstas no Código Nacional de Trânsito. A seguir, estuda-se o fluxo de veículos em cruzamentos por meio de um modelo determinístico de filas do tipo D/D/1, que pode também ser usado para análise de situações em que a demanda – o volume de tráfego – temporariamente excede a oferta, ou seja, a capacidade da aproximação. O uso de modelos estocásticos para a análise de cruzamentos semaforizados isolados também é discutido, e o método de Webster para calibração de semáforos é apresentado. Faz-se, a seguir, uma discussão dos principais conceitos envolvidos na análise de redes de semáforos e apresenta-se um método para análise dos sistemas de progressão semafórica. Estuda-se a determinação adequada do intervalo entre verdes e discutem-se os critérios para determinação da necessidade de instalação de semáforos. O capítulo encerra-se apresentando um modelo para análise de interseções não semaforizadas.*

O controle dos fluxos de tráfego rodoviário é feito nas interseções e ao longo dos trechos que conectam interseções. Enquanto que ao longo de um segmento entre cruzamentos de via o controle basicamente trata de estabelecer limites de velocidade, mãos de direção e proibições de ultrapassagem através de placas, nos

pontos em que os fluxos de tráfego se cruzam é necessário estabelecer os direitos de passagem para reduzir o risco de acidentes.

As interseções são pontos críticos no sistema viário, pois possuem um grande potencial para causar congestionamentos que vão afetar o desempenho global do sistema de forma significativa. As interseções podem ser divididas em: controladas por semáforos; controladas por sinal PARE ou dê a preferência; e não controladas.

Nas interseções com semáforo, o direito de passagem é alternado entre os fluxos se cruzam. Nas interseções controladas por sinal PARE, o direito de passagem é da via preferencial. Nas interseções não controladas, o capítulo que trata das regras gerais da circulação no Código Nacional de Trânsito define o direito de passagem: “quando veículos, transitando por direções que se cruzem, se aproximarem de local não sinalizado, terá preferência de passagem o que vier da direita” (art. 13, item IV).

A definição do tipo de controle mais adequado para cada interseção, ainda que de grande importância, está além dos objetivos deste texto. O leitor interessado neste assunto pode consultar manuais como *Traffic Engineering Handbook*<sup>1</sup> e o Manual de Semáforos do DENATRAN<sup>2</sup>, ou livros de Engenharia de Tráfego, como McShane e Roess<sup>3</sup>, entre outros.

## 2.1 Interseções semaforizadas

O primeiro semáforo que utilizou luzes coloridas para controlar o fluxo de veículos foi instalado em Londres, na Inglaterra, em 1868. Com a popularização do automóvel, a partir do início da fabricação do Modelo T pela Ford, aumentou a importância e a necessidade de controlar fluxos de veículos em cruzamentos. James Hoge inventou o semáforo elétrico em 1913 nos EUA, sendo que Cleveland foi a primeira cidade a instalar essa invenção. Este dispositivo foi o precursor do semáforo de três cores, que se tornou popular durante a década de 20 nos Estados Unidos. A partir do invento de Hoge, os sinais luminosos passaram a ser cada vez mais usados: Salt Lake City teve a primeira instalação de semáforos interconectados em 1917; o sistema de progressão semaforica foi proposto em 1922

<sup>1</sup>Pline, J. L., ed. (1992). *Traffic Engineering Handbook*. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ, EUA.

<sup>2</sup>DENATRAN (1979). *Manual de Semáforos*. Departamento Nacional de Trânsito, Conselho Nacional de Trânsito, Ministério da Justiça, Brasília, DF.

<sup>3</sup>McShane, W. R. e Roess, R. P. (1990). *Traffic Engineering*. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ, EUA.

e os primeiros semáforos atuados pelo tráfego foram instalados em New Haven, East Norfolk e Baltimore em 1928. Hoje em dia, a micro-informática também faz avanços no campo do controle de tráfego e os semáforos são equipados com micro-controladores e se comunicam com um computador central via modems ou linhas dedicadas.

As interseções semaforizadas podem ser isoladas, isto é, localizadas a uma tal distância umas das outras que um semáforo não interfere na operação do semáforo seguinte, ou, caso estejam próximas umas das outras, podem estar controladas como um sistema, em que os semáforos são operados de forma coordenada.

## 2.2 Análise determinística de interseções semaforizadas isoladas

O estudo das interseções semaforizadas pode ser feito usando-se a Teoria das Filas, através de um modelo de filas determinístico (D/D/1). Ainda que modelos mais complexos possam ser usados, a abordagem determinística serve para ilustrar os conceitos envolvidos de forma clara e facilita a compreensão do fenômeno.

### 2.2.1 Modelo D/D/1 para cruzamentos semaforizados isolados

Para estudar o fluxo de veículos numa interseção isolada, imagine-se um cruzamento de duas vias de mão única, controlado por semáforo, como o mostrado na Figura 2.1. Como já discutido anteriormente, a *capacidade* de uma aproximação é dada por:

$$C = s \frac{g}{c} \quad (2.1)$$

em que  $C$ : capacidade da aproximação [veic/h];  
 $s$ : fluxo de saturação [veic/h];  
 $g$ : tempo de verde efetivo [s]; e  
 $c$ : comprimento do ciclo [s].

O *fluxo de saturação*,  $s$ , já foi discutido e é o volume máximo que pode passar pela interseção, a partir daquela aproximação, se o semáforo permanecesse continuamente aberto para esses veículos e se a fila para entrar na interseção nunca terminasse. O fluxo de saturação é o volume que corresponde ao headway mínimo observado entre os veículos que partem da fila formada por um semáforo, o *headway de saturação*.

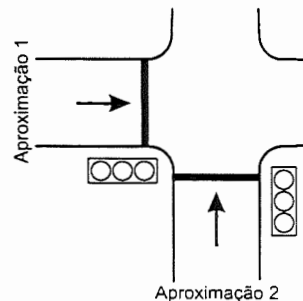


Fig. 2.1: Interseção de duas vias, controlada por sinal luminoso

O *comprimento do ciclo semafórico*,  $c$ , é o intervalo de tempo necessário para completar um ciclo, que é uma sequência completa de indicações semafóricas – vermelho, verde e amarelo – para todas as aproximações. O *tempo de verde efetivo* é o tempo efetivamente disponível para os veículos atravessarem a interseção. O tempo de verde efetivo é dado por

$$g = G + A - p \quad (2.2)$$

em que  $G$ : tempo durante o qual a luz verde está acesa [s];  
 $A$ : tempo durante o qual a luz amarela está acesa [s]; e  
 $p$ : tempo perdido no início do verde e no final do amarelo [s].

O *tempo perdido* total em cada ciclo,  $p$ , é causado pela demora de os motoristas reagirem à mudança da indicação semafórica e o tempo necessário para os veículos que estão no cruzamento liberarem completamente a interseção. Estes tempos podem ser medidos no local e sua soma costuma ser da ordem de 4 segundos.

O *tempo de vermelho efetivo*,  $r$ , é o tempo em que os carros vindos pela aproximação em estudo não podem cruzar a interseção e pode ser calculado por

$$r = c - g, \quad (2.3)$$

ou seja, é a diferença entre o tempo de ciclo ( $c$ ) e o tempo de verde efetivo ( $g$ ).

A *relação volume/capacidade* é a razão entre o volume de uma aproximação,  $V$ , e a sua capacidade,  $C$ . Se a relação  $V/C = 1$ , a aproximação opera na capacidade; se  $V/C > 1$  diz-se que a aproximação está saturada (o que a uma fila com  $\rho > 1$ ). No caso em que  $V/C > 1$ , se o volume na aproximação se mantiver, o comprimento da fila cresce continuamente.

Na maior parte dos casos  $V/C \geq 1$  só ocorre esporadicamente, durante alguns minutos; a capacidade de uma aproximação é sempre maior que o volume, na maior parte do tempo. Se um modelo D/D/1 for usado, a operação da aproximação do cruzamento da Figura 2.1 pode ser representada graficamente conforme mostrado na Figura 2.2, sendo que

$\lambda$ : taxa média de chegadas [veic/s];  
 $\mu$ : taxa média de partidas ou de atendimento [veic/s];  
 $t$ : tempo total decorrido [s];  
 $t_0$ : tempo necessário para dissipação da fila formada durante o vermelho, após o início do verde efetivo [s];

- $g$ : tempo de verde efetivo [s];  
 $r$ : tempo de vermelho efetivo [s]; e  
 $c$ : duração do ciclo [s].

Durante um ciclo de comprimento  $c$ , o número de veículos que chegam à interseção é  $\lambda c$ ; a capacidade da aproximação é  $\mu g$ . O gráfico da Figura 2.2 mostra que  $\mu g > \lambda c$  para todos os ciclos, o que equivale a dizer que não existe fila no início do ciclo, pois a fila se dissipa antes do final do verde efetivo.

Tomando-se o início do ciclo como o instante em que se inicia o vermelho efetivo, nota-se que não existe fila inicial, pois a curva de chegadas coincide com a curva de partidas. Como a luz do sinal é vermelha, a taxa de partidas é nula (nenhum veículo entra na interseção) e a curva de partidas é uma linha horizontal de comprimento  $r$ , a duração do tempo de vermelho efetivo. O sinal fechado não impede, entretanto, que veículos continuem chegando ao cruzamento a uma taxa  $\lambda$ : a fila tem  $\lambda r$  veículos ao final do vermelho efetivo. A fila atinge seu comprimento máximo,  $Q_{\max}$ , no instante em que o sinal muda do vermelho para o verde:

$$Q_{\max} = \lambda r. \quad (2.4)$$

É fácil notar que neste instante também ocorre a maior espera no sistema,  $W_{\max}$ , que é

$$W_{\max} = r. \quad (2.5)$$

No instante em que a indicação de fase muda de vermelho para verde, os veículos que estão na fila do semáforo começam a se movimentar, partindo à uma taxa  $\mu > \lambda$ . Como partem mais veículos que chegam, a fila irá se dissipar após um certo período de tempo  $t_0$ :

$$\mu t_0 = \lambda (r + t_0) \Rightarrow t_0 = \frac{\lambda r}{\mu - \lambda}. \quad (2.6)$$

Se definirmos  $\gamma$ , a taxa de ocupação da aproximação, como a razão entre a taxa de chegadas e a taxa de atendimento,  $\gamma = \frac{\lambda}{\mu k}$ . Como  $k$ , o número de canais de atendimento é 1 no modelo D/D/1,  $\gamma = \lambda/\mu$ . Substituindo-se  $\lambda/\mu$  da Equação 2.6 por  $\gamma$ , tem-se que:

$$t_0 = \frac{\gamma r}{(1 - \gamma)}. \quad (2.7)$$

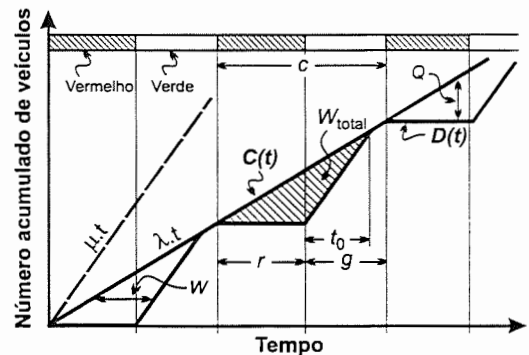


Fig. 2.2: Modelo D/D/1 para um semáforo

Ao final de  $t_0$ , a fila deixa de existir e a curva de chegadas volta a ser coincidente com a curva de partidas, até o final do ciclo. A parcela do ciclo onde existe fila,  $P_q$ , pode ser determinada por:

$$P_q = \frac{r + t_0}{c} \quad \begin{array}{l} \text{intervalos onde ocorre a fila} \\ \rightarrow \text{total} \end{array} \quad (2.8)$$

Note-se que a curva de partidas *nunca* pode ficar à esquerda da curva de chegadas, pois isto significaria que alguns carros partiriam do semáforo antes de terem chegado ao cruzamento. As duas curvas são coincidentes após  $t_0$ , o que significa que os veículos que chegam ao cruzamento após  $t_0$  não são afetados pelo semáforo.

A espera total num ciclo ( $W_{\text{total}}$ ) pode ser calculada pela área entre a curva de chegadas e a curva de partidas, como se mostra na Figura 2.2:

$$\begin{aligned} W_{\text{total}} &= \frac{\lambda(r + t_0)(r + t_0)}{2} - \frac{\lambda(r + t_0)t_0}{2} \Rightarrow \\ W_{\text{total}} &= \frac{(r + t_0)}{2} [\lambda(r + t_0) - \lambda t_0] \Rightarrow \\ W_{\text{total}} &= \frac{\lambda r}{2} (r + t_0) \end{aligned} \quad (2.9)$$

Substituindo-se a Equação 2.6 na Equação 2.9, tem-se que:

$$\begin{aligned} W_{\text{total}} &= \frac{\lambda r}{2} \left( r + \frac{\lambda r}{\mu - \lambda} \right) \Rightarrow \\ W_{\text{total}} &= \frac{\lambda r^2}{2} \left( 1 + \frac{\lambda}{\mu - \lambda} \right). \end{aligned} \quad (2.10)$$

Como  $\lambda = \gamma\mu$ , a Equação 2.10 pode ser reescrita como:

$$W_{\text{total}} = \frac{\lambda r^2}{2} \left( 1 + \frac{\gamma\mu}{\mu - \gamma\mu} \right). \quad (2.11)$$

A Equação 2.11 pode ser simplificada e reescrita como

$$W_{\text{total}} = \frac{\lambda r^2}{2(1 - \gamma)} \text{ [veic.s]}. \quad (2.12)$$

A espera média por veículo, por ciclo, ( $\bar{W}$ ) é o quociente entre a espera total e o número total de veículos que passam pela aproximação durante o ciclo, ou seja,

$$\bar{W} = \frac{W_{\text{total}}}{\lambda c} = \frac{\lambda r^2}{2(1 - \gamma) \lambda c} \Rightarrow$$

$$\bar{W} = \frac{r^2}{2c(1-\gamma)} \text{ s.} \quad (2.13)$$

A proporção de veículos que param no cruzamento é

$$P_s = \frac{\lambda(r+t_0)}{\lambda c}. \quad (2.14)$$

A fila média pode ser determinada pelo quociente entre a espera total no ciclo e o comprimento do ciclo:

$$\bar{q} = \frac{W_{\text{total}}}{c}. \quad (2.15)$$

Note o leitor que esta formulação só se aplica a ciclos onde a capacidade supera o volume de tráfego da aproximação analisada, ou seja, onde o índice de congestionamento  $\rho = \frac{\lambda c}{\mu g} < 1$ . Uma solução para os casos em que  $\rho$  é temporariamente maior que a unidade será apresentada a seguir.

**Exemplo 2.1** *Considere uma aproximação de um cruzamento equipado com um semáforo de tempo fixo, cujo tempo de ciclo é 80 segundos. A indicação de verde para esta aproximação tem 25 s; o tempo de amarelo é 3 s e o tempo perdido total por ciclo é 4 s. Sabendo-se que o fluxo de saturação é 1.400 veic/(hora de verde/faixa), que a aproximação tem duas faixas de tráfego e que o volume é de 600 veic/h, determinar as medidas de desempenho para essa aproximação usando um modelo D/D/1.*

**Solução:** O tempo de verde efetivo pode ser determinado a partir da Equação 2.2:

$$g = G + A - p \Rightarrow g = 25 + 3 - 4 \Rightarrow g = 24 \text{ s.}$$

O tempo de vermelho efetivo para esta aproximação é  $r = C - g = 56$  s.

Como o fluxo de saturação da aproximação é 2.800 veic/h e o volume de tráfego observado é de 600 veic/h e dado que os tempos de verde e vermelho efetivos são sempre da ordem de segundos, é interessante utilizar as unidades das taxas de chegada e partida em [veic/s]. A taxa média de chegadas,  $\lambda$ , é

$$\lambda = \frac{600}{3.600} = 0,167 \text{ veic/s;}$$

a taxa média de de partidas (ou de atendimento),  $\mu$ , é

$$\mu = \frac{2.800}{3.600} = 0,778 \text{ veic/s;}$$

e taxa de ocupação é

$$\gamma = \frac{\lambda}{\mu} = \frac{0,167}{0,778} = 0,215.$$

Com essas taxas de chegadas e atendimento, o número de veículos que chegam à interseção durante um ciclo semafórico é  $\lambda c = 0,167 \cdot 80 = 13,33$  veic e o número de veículos que podem passar por ela em cada ciclo é  $\mu g = 0,778 \cdot 24 = 18,67$  veic. Daí têm-se que o grau de congestionamento é  $\rho = 13,33/18,67 = 0,71 < 1$  e as equações obtidas anteriormente são válidas.

O tempo  $t_0$  necessário para a fila formada durante o vermelho se dissipar é (Eq. 2.7):

$$t_0 = \frac{0,215 \cdot 56}{(1 - 0,215)} = 15,33 \text{ s};$$

a proporção do ciclo onde existe fila é (Eq. 2.8):

$$P_q = \frac{56 + 15,33}{80} = 0,89;$$

a fila máxima observada é (Eq. 2.4):

$$Q_{\max} = 0,167 \cdot 56 = 9,35 \text{ veic};$$

e o tempo máximo de espera é  $W_{\max} = 56$  s (Eq. 2.5). A espera total por ciclo é (Eq. 2.12):

$$W_{\text{total}} = \frac{0,167 \cdot 56^2}{2(1 - 0,215)} = 333,57 \text{ veic.s}$$

e a espera média por veículo é (Eq. 2.13):

$$\bar{W} = \frac{333,57}{0,167 \cdot 80} = 24,97 \text{ s.}$$

A proporção de veículos que param no cruzamento é (Eq. 2.14):

$$P_s = \frac{0,167(56 + 15,33)}{0,167 \cdot 80} = 0,89;$$

e a fila média observada é (Eq. 2.15):

$$\bar{q} = \frac{333,57}{80} = 4,17 \text{ veic.}$$

### 2.2.2 Análise determinística de ciclos saturados em interseções isoladas

Como o leitor já deve ter percebido, a ocorrência de ciclos saturados em cruzamentos semaforizados é um fenômeno comum. Um ciclo saturado é aquele onde o volume de chegadas é maior que o volume de partidas – ou seja,  $\rho > 1$ . Se  $\rho > 1$ , então  $\lambda c > \mu g$  e a fila não vai se dissipar totalmente durante o ciclo, o que faz com que alguns veículos da fila sejam obrigados a esperar pelo verde do ciclo seguinte para partir.

Estritamente falando, um ciclo saturado representa uma falha transitória do sistema, durante o qual a demanda (os veículos que chegam ao cruzamento) é maior que a oferta (o número de veículos que pode passar pelo sinal durante o tempo de verde). Se o número de ciclos saturados for muito grande, a fila na aproximação aumenta continuamente, o que significa que o sistema não foi projetado adequadamente. Se o número de ciclos saturados for pequeno, o sistema pode ser recuperar, dissipando o congestionamento durante os ciclos em que a demanda é menor que a oferta. A ocorrência de ciclos saturados durante pequenos períodos de tempo é inevitável em interseções semaforizadas equipadas com controladores não atuados pelo tráfego e não implica em falha geral do sistema, ainda que seja interessante reduzir ao máximo a ocorrência de ciclos saturados.

A formulação desenvolvida anteriormente (item 2.2) só pode ser aplicada a ciclos onde a capacidade é maior que o volume registrado na aproximação ( $V/C < 1$ ). Não obstante, um modelo D/D/1 também pode ser usado para analisar períodos saturados de pequena duração, como mostra o Exemplo 2.2, que trata de um pequeno período de saturação com duração de três ciclos.

**Exemplo 2.2** *Suponha-se que uma aproximação de um cruzamento controlado por um semáforo de tempo fixo tenha fluxo de saturação igual a 1.440 veic/h. O semáforo é acionado por um controlador de tempo fixo, regulado para um ciclo de 60 segundos de duração, sendo que a aproximação em questão tem um tempo de vermelho efetivo de 40 segundos. Se o fluxo de veículos durante três ciclos consecutivos for 12, 7 e 5 veículos em cada ciclo, determine as medidas de desempenho do sistema usando um modelo D/D/1.*

**Solução:** A taxa de atendimento (ou de partidas) no semáforo é  $\mu = 1440/3600 = 0,4$  veic/s. Se o tempo de vermelho efetivo é de 40 s num ciclo de 60 s, então o tempo de verde efetivo para esta aproximação é  $g = c - r = 60 - 40 = 20$  s e o número máximo de veículos que podem atravessar o cruzamento a partir desta aproximação é  $\mu g = 20 \cdot 0,4 = 8$  veic/ciclo.

Se durante os três ciclos chegaram ao cruzamento 12, 7 e 5 veículos respectivamente, pode-se construir a curva de chegadas  $C(t)$ , que é mostrada na Figura 2.3. O início do primeiro ciclo observado coincide com o início do tempo de vermelho efetivo para a aproximação em estudo. Como o número máximo de veículos que podem atravessar a interseção durante um ciclo é 8, restaram  $12 - 8 = 4$  carros na fila do semáforo no começo do segundo ciclo. Ao final do segundo ciclo,  $12 + 7 = 19$  veículos terão chegado ao semáforo mas apenas 16 carros terão partido, sobrando uma fila com 3 automóveis para o terceiro ciclo. Durante o terceiro ciclo mais 5 carros chegaram ao semáforo, perfazendo um total de 24 chegadas.

O número máximo de carros que poderia passar pelo semáforo em  $n_c$  ciclos é  $n_c \mu g = 3 \cdot 0,4 \cdot 20 = 24$  veículos em 3 ciclos e o congestionamento desaparece

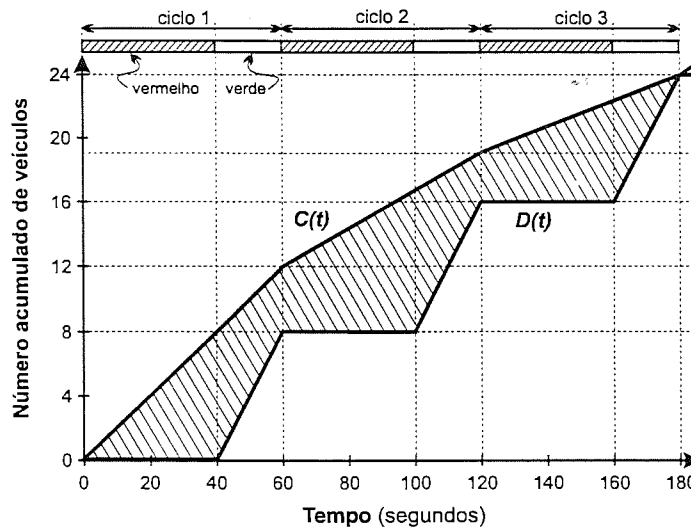


Fig. 2.3: Modelo D/D/1 análise de ciclos saturados

no final do terceiro ciclo, como mostra a Figura 2.3. Chamando-se  $A$  o número total de chegadas durante o período de estudo (3 ciclos neste exemplo), deve-se notar que o número de ciclos no período de estudo ( $n_c$ ) deve ser tal que  $n_c \mu g \geq A$ , para que a fila se dissipe totalmente durante os ciclos analisados.

Observando-se a Figura 2.3, pode-se determinar as esperas totais em cada ciclo:

$$\begin{aligned} W_{t_1} &= 0,5 (12 \cdot 60) - 0,5 (8 \cdot 20) &= 280 \text{ veic.s;} \\ W_{t_2} &= 0,5 [(4 + 11) \cdot 60] - 0,5 (8 \cdot 20) &= 370 \text{ veic.s;} \text{ e} \\ W_{t_3} &= 0,5 [(3 + 8) \cdot 60] - 0,5 (8 \cdot 20) &= 250 \text{ veic.s.} \end{aligned}$$

A espera total durante os três ciclos é  $W_{\text{total}} = W_{t_1} + W_{t_2} + W_{t_3} = 280 + 370 + 250 = 900$  veic.s.

A espera média por veículo é  $\bar{W} = W_{\text{total}}/N$ , com  $N$  sendo o número total de carros que chegam à interseção durante os três ciclos, ou seja,  $N = 24$ :  $\bar{W} = 900/24 = 37,5$  s/veic. A fila média pode ser calculada pela razão entre a espera total e o comprimento do período de observação:  $\bar{q} = 900/(3 \cdot 60) = 5$  veic.

### 2.2.3 Determinação do verde efetivo ótimo num cruzamento isolado

Como discutido nas seções precedentes, usando-se um modelo D/D/1 é possível determinar a espera total por ciclo numa aproximação de um cruzamento semaforizado. A soma das esperas totais em cada aproximação fornece a *espera total no cruzamento*. Se o comprimento do ciclo for conhecido, pode-se determinar os

tempos de verde efetivo em cada aproximação de tal forma que a espera total no cruzamento seja a menor possível.

Seja  $s_i$  o fluxo de saturação (em [veic/h]) e  $\lambda_i$  a taxa de chegadas (em [veic/s]) na aproximação  $i$  da interseção esquematizada na Figura 2.4. A taxa de atendimento na  $i$ -ésima aproximação é  $\mu_i = s_i/3600$  veic/s. A taxa de ocupação em cada aproximação é  $\gamma_i = \lambda_i/\mu_i$ .

A espera veicular total no sistema,  $W_{\text{total}}$ , é a soma das esperas totais em cada aproximação (Equação 2.12):

$$\begin{aligned} W_{\text{total}} &= D_1 + D_2 + D_3 + D_4 \Rightarrow \\ W_{\text{total}} &= \frac{\lambda_1 r_1^2}{2(1-\gamma_1)} + \frac{\lambda_2 r_2^2}{2(1-\gamma_2)} + \frac{\lambda_3 r_3^2}{2(1-\gamma_3)} + \frac{\lambda_4 r_4^2}{2(1-\gamma_4)} \end{aligned} \quad (2.16)$$

Supondo-se que conversões à esquerda não sejam permitidas e que haja apenas duas fases, uma para as aproximações 1 e 3 e outra para as aproximações 2 e 4, têm-se que  $r_1 = r_3$  e  $r_2 = r_4$ . A Equação 2.16 se transforma em:

$$W_{\text{total}} = \frac{\lambda_1 r_1^2}{2(1-\gamma_1)} + \frac{\lambda_2 r_2^2}{2(1-\gamma_2)} + \frac{\lambda_3 r_1^2}{2(1-\gamma_3)} + \frac{\lambda_4 r_2^2}{2(1-\gamma_4)}. \quad (2.17)$$

Se o tempo de ciclo ( $c$ ) for previamente definido, tem-se que

$$r_2 = c - r_1, \quad (2.18)$$

já que existem apenas duas fases. Substituindo-se, na Equação 2.18, o valor de  $r_2$  encontrado na Equação 2.17, tem-se

$$\begin{aligned} W_{\text{total}} &= \frac{\lambda_1 r_1^2}{2(1-\gamma_1)} + \frac{\lambda_2 (c - r_1)^2}{2(1-\gamma_2)} + \frac{\lambda_3 r_1^2}{2(1-\gamma_3)} + \frac{\lambda_4 (c - r_1)^2}{2(1-\gamma_4)} \Rightarrow \\ W_{\text{total}} &= \frac{\lambda_1 r_1^2}{2(1-\gamma_1)} + \frac{\lambda_2 (c^2 - 2cr_1 + r_1^2)}{2(1-\gamma_2)} + \frac{\lambda_3 r_1^2}{2(1-\gamma_3)} + \\ &\quad + \frac{\lambda_4 (c^2 - 2cr_1 + r_1^2)}{2(1-\gamma_4)}. \end{aligned} \quad (2.19)$$

Chamando-se  $k_i = \frac{\lambda_i}{2(1-\gamma_i)}$ , a Equação 2.19 pode ser reescrita como:

$$\begin{aligned} W_{\text{total}} &= k_1 r_1^2 + k_2 (c^2 - 2cr_1 + r_1^2) + k_3 r_1^2 + k_4 (c^2 - 2cr_1 + r_1^2) \Rightarrow \\ W_{\text{total}} &= (k_1 + k_2 + k_3 + k_4) r_1^2 - 2c(k_2 + k_4) r_1 + (k_2 + k_4) c^2 \end{aligned} \quad (2.20)$$

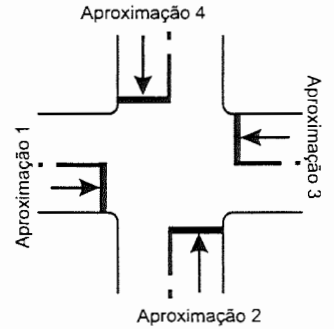


Fig. 2.4: Esquema da interseção

O valor de  $r_1$  que minimiza a espera veicular total pode ser calculado derivando-se a expressão 2.20:

$$\frac{dW_{\text{total}}}{dr_1} = 2(k_1 + k_2 + k_3 + k_4)r_1 - 2c(k_2 + k_4) \quad (2.21)$$

O ponto de mínimo é aquele onde  $\frac{dW}{dr_1} = 0$ , portanto

$$\begin{aligned} 0 &= 2(k_1 + k_2 + k_3 + k_4)r_1 - 2c(k_2 + k_4) \\ r_1 &= \frac{c(k_2 + k_4)}{k_1 + k_2 + k_3 + k_4} \end{aligned} \quad (2.22)$$

onde  $k_i = \frac{\lambda_i}{2(1-\gamma_i)}$ . A Equação 2.22 só vale para cruzamentos onde existem apenas duas fases, sem conversões à esquerda, aos quais possa se aplicar o modelo D/D/1. O exemplo a seguir ilustra a aplicação do método.

**Exemplo 2.3** *O cruzamento esquematizado na Figura 2.4 é controlado por um semáforo de tempo fixo. Não são permitidas conversões à esquerda; as duas vias têm mão dupla de direção e o semáforo tem duas fases. As aproximações 1 (volume = 720 veic/h) e 3 (volume = 828 veic/h) compartilham a mesma fase; as aproximações 2 (volume = 432 veic/h) e 4 (volume = 252 veic/h) compartilham a outra fase. O tempo perdido em cada ciclo pode ser suposto nulo e o fluxo de saturação em todas as aproximações pode ser considerado 1.800 veic/h. Partindo-se do pressuposto que o ciclo deve ter 80 segundos de duração, determinar os tempos de verde e vermelho efetivos que devem ser alocados a cada fase para que a espera veicular total na interseção seja mínima.*

**Solução:** As taxas de chegada para cada aproximação são:

$$\begin{aligned} \lambda_1 &= 720/3600 = 0,20 \text{ veic/s} \\ \lambda_3 &= 828/3600 = 0,23 \text{ veic/s} \\ \lambda_2 &= 432/3600 = 0,12 \text{ veic/s} \\ \lambda_4 &= 252/3600 = 0,07 \text{ veic/s.} \end{aligned}$$

A taxa de atendimento é a mesma para todas as aproximações:  $\mu = 1800/3600 = 0,5$  veic/s; o grau de congestionamento para cada aproximação pode ser então determinado:

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 0,20/0,5 = 0,4 \\ \gamma_3 &= 0,23/0,5 = 0,46 \\ \gamma_2 &= 0,12/0,5 = 0,24 \\ \gamma_4 &= 0,07/0,5 = 0,14. \end{aligned}$$

A espera veicular total  $W_{\text{total}}$  é a soma da espera total em cada aproximação:

$$W_{\text{total}} = W_{t_1} + W_{t_2} + W_{t_3} + W_{t_4} \Rightarrow$$

$$\begin{aligned}
 W_{\text{total}} &= \frac{\lambda_1 r_1^2}{2(1-\gamma_1)} + \frac{\lambda_2 r_2^2}{2(1-\gamma_2)} + \frac{\lambda_3 r_3^2}{2(1-\gamma_3)} + \frac{\lambda_4 r_4^2}{2(1-\gamma_4)} \Rightarrow \\
 W_{\text{total}} &= \frac{0,20r_1^2}{2(1-0,4)} + \frac{0,23r_3^2}{2(1-0,46)} + \frac{0,12r_2^2}{2(1-0,24)} + \frac{0,07r_4^2}{2(1-0,14)} \Rightarrow \\
 W_{\text{total}} &= 0,1667r_1^2 + 0,2130r_3^2 + 0,0789r_2^2 + 0,0407r_4^2
 \end{aligned}$$

Como  $r_1 = r_3$ ,  $r_2 = r_4$  e  $r_2 = g - r_1 = 80 - r_1$ , tem-se que:

$$\begin{aligned}
 W_{\text{total}} &= 0,1667r_1^2 + 0,0789(80 - r_1)^2 + 0,2130r_1^2 + 0,0407(80 - r_1)^2 \Rightarrow \\
 W_{\text{total}} &= 0,4993r_1^2 - 19,136r_1 + 765,44
 \end{aligned}$$

Para achar o mínimo da função acima deve-se usar a sua derivada:

$$\begin{aligned}
 \frac{dW_{\text{total}}}{dr_1} &= 0 \\
 0 &= 0,9986r_1 - 19,136 \\
 r_1 &= \frac{19,136}{0,9986} \\
 r_1 &= 19,16 \text{ s}
 \end{aligned}$$

Portanto,  $r_1 = 19 \text{ s}$  e  $r_2 = 80 - 19 = 61 \text{ s}$ , o que significa que a fase 1 do semáforo deverá alocar 61 s de verde efetivo e 19 s de vermelho efetivo às aproximações 1 e 3. A fase 2 deverá alocar 19 s de verde efetivo e 61 s de vermelho efetivo às aproximações 2 e 4.

### 2.3 Análise de cruzamentos semaforizados com chegadas aleatórias

O uso de modelos determinísticos de filas para estudo de cruzamentos semaforizados pressupõe que tanto o padrão de chegadas e como o padrão de partidas sejam determinísticos – ou seja, que os headways entre os veículos que chegam ao cruzamento sejam constantes e que os headways entre os veículos que saem da fila no semáforo também sejam constantes, ainda que menores que os headways de chegada. Ainda que seja possível estudar um grande número de cruzamentos usando tal suposição, em outros casos o efeito da aleatoriedade no processo de chegadas não pode ser ignorado, sob pena de não se obter um bom dimensionamento para o semáforo.

Um dos métodos que levam em consideração a aleatoriedade do processo de chegadas para a determinação dos tempos de verde e vermelho em cada aproximação é o método proposto por Webster para a calibração de semáforos isolados, que é bastante usado no Brasil.

## 2.4 Calibração de semáforos isolados pelo método de Webster

Um cruzamento isolado é aquele em que o semáforo opera de forma completamente independente dos semáforos das interseções mais próximas. Além disso, a distância entre esse semáforo e os demais deve ser tal que seja possível ocorrer uma razoável dispersão dos pelotões formados nos semáforos à montante. O processo de dispersão de um pelotão que parte de um semáforo dá-se ao longo da via, e quanto maior a separação entre os dois sinais, maior a dispersão do pelotão. Ao partir do sinal à montante, os headways entre os veículos do pelotão são praticamente iguais. Ao viajar pelo trecho entre os dois sinais, esses headways começam a alterar-se, pois alguns veículos são mais rápidos e outros mais lentos. Se a distância entre os dois sinais for pequena, da ordem de um quarteirão, o pelotão praticamente não se altera; se for superior a 400 m, já se torna difícil perceber a existência de um pelotão.

Os modelos determinísticos, como o discutido no item 2.2, aplicam-se bem ao estudo de interseções pouco espaçadas, pois nesse caso, o padrão de chegadas é determinado pelo padrão de partidas do sinal à montante. Nos casos em que as interseções estão muito espaçadas, é melhor usar o método de Webster, pois as chegadas são aleatórias.

É conveniente definir uma nomenclatura relativa à calibração de semáforos antes de apresentar o método de Webster. Os termos mais comuns incluem:

- **Controlador:** é um dispositivo que aciona as luzes do semáforo para cada aproximação de tempo, em intervalos determinados de acordo com um plano preestabelecido.
- **Aproximação:** os trechos de via que convergem para a interseção.
- **Movimento:** são os fluxos de veículos e pedestres que existem na interseção. O diagrama da Figura 2.5 mostra os movimentos de veículos numa interseção de quatro aproximações. Os movimentos que se cruzam são chamados *movimentos conflitantes*; os *movimentos convergentes* têm origens diferentes e mesmo destino, enquanto que os *movimentos divergentes* têm a mesma origem e destinos diferentes.
- **Ciclo:** é o tempo necessário para a repetição de uma seqüência de cores numa aproximação.
- **Fase:** é a parte do ciclo alocada a uma corrente de tráfego (ou combinação de duas ou mais correntes de tráfego) que tem o direito de passagem durante

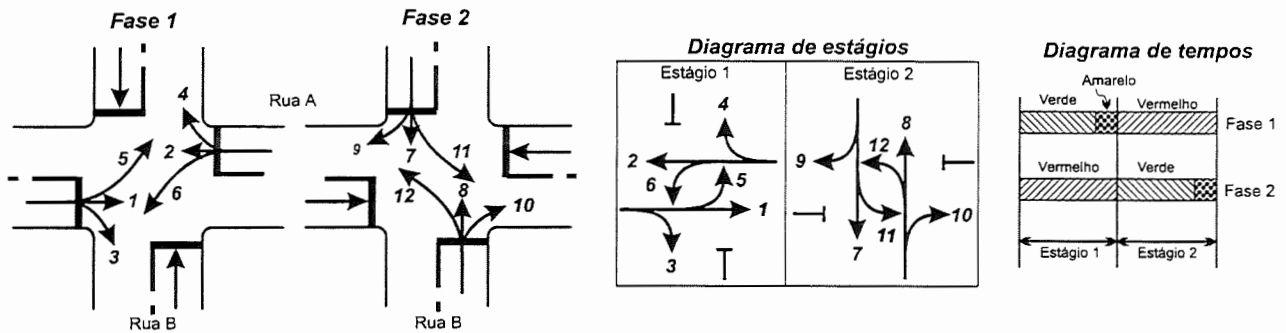


Fig. 2.5: Fases e movimentos num cruzamento com quatro aproximações

um ou mais intervalos. A Figura 2.5 mostra uma interseção com duas fases e os movimentos que têm direito de passagem em cada fase.

- **Intervalo** ou **estágio**: é uma parte do ciclo durante a qual as indicações luminosas não se alteram.
- **Período entreverdes**: é o tempo decorrido entre o fim do verde de uma fase, que está perdendo o direito de passagem, e o início do verde de outra fase. No Brasil, normalmente, o período entreverdes é igual ao tempo de amarelo; em alguns casos, se existir também um período de *vermelho geral*, que é usado para dar maior segurança na limpeza dos veículos do cruzamento, o tempo de entreverdes é o tempo de amarelo mais o tempo de vermelho geral.

### 2.4.1 Diagramas de estágios e de tempos

Para facilitar a visualização da operação de um cruzamento semaforizado, costuma-se representar graficamente a seqüência de movimentos permitidos e proibidos em cada estágio, através de um *diagrama de estágios*. A seqüência de indicações de cores e a duração de cada fase são representadas graficamente através do *diagrama de tempos*, que associa os instantes de mudança dos estágios com a seqüência de indicações de cores e com a duração das fases.

Considere-se, por exemplo, a interseção mostrada na Figura 2.5. A interseção, da forma como mostrada na figura, opera com dois estágios e duas fases. Os diagramas de estágios e de tempos correspondentes a essa forma de operação também estão mostrados na mesma figura. Por outro lado, uma outra forma de operação dessa interseção poderia ser, por exemplo, de tal forma que existam quatro estágios, para evitar movimentos conflitantes no mesmo estágio – tais como

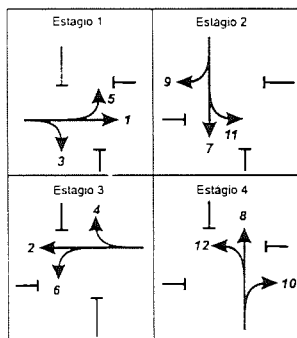


Fig. 2.6: Diagrama de estágios

os movimento 1 e 5 e os movimento 2 e 6 no primeiro estágio. O diagrama de estágios para essa outra forma de operação é mostrado na Figura 2.6. O leitor deve tentar criar o diagrama de tempos correspondente.

Outra forma de operação seria usar quatro estágios, da forma como se mostra na Figura 2.6, mas permitindo-se conversões à direita que não sejam conflitantes com os movimentos permitidos. Na verdade, seria até possível manter uma continuidade nos movimentos de conversão à direita. O leitor pode tentar montar o diagrama de estágios correspondentes, devendo notar que os movimentos de conversão à direita seriam permitidos num estágio e no estágio seguinte: o movimento 9 seria permitido nos estágios 1 e 2; o movimento 4, nos estágios 2 e 3; o 10, nos estágios 3 e 4. O movimento 3 também seria permitido em dois estágios consecutivos, que são o estágio 4 e o estágio 1.

### 2.4.2 O método de Webster

Os semáforos instalados para controle do tráfego em interseções isoladas podem ser de tempo fixo, semi-atuados ou totalmente atuados pelo tráfego. Enquanto que nos semáforos semi-atuados e atuados o comprimento do ciclo varia de ciclo para ciclo, nos semáforos de tempo fixo existe um ciclo preestabelecido que se mantém constante durante um certo período ou até mesmo durante todo o dia.

Webster<sup>4</sup> propôs um método para calibração de semáforos isolados com base na suposição de que as chegadas ao cruzamento são independentes e aleatórias. A partir de uma fórmula para determinação do atraso médio sofrido pelos veículos no cruzamento que se tornou clássica, Webster foi capaz de obter uma expressão para determinar um tempo de ciclo tal que o atraso médio total seja o menor possível. A influência de Webster no desenvolvimento da Engenharia de Tráfego é inegável e deve-se a ele, por exemplo, os conceitos de fluxo de saturação e tempo perdido.

A partir de dados experimentais coletados em diversas interseções semaforizadas e de simulações, Webster propôs uma expressão para determinação do atraso médio sofrido pelos veículos numa aproximação de um cruzamento com semáforo:

$$d = \frac{C(1 - \theta)^2}{2(1 - \theta x)} + \frac{x^2}{2q(1 - x)} - 0,65 \left( \frac{C}{q^2} \right) x^{2+5\theta} \quad (2.23)$$

em que  $d$ : atraso médio por veículo na aproximação [s];

<sup>4</sup>Webster, F. V. e Cobbe, B. M. (1962) *Traffic Signals*. Road Research Technical Paper 56. HMSO, Londres.

- $C$ : tempo de ciclo [s];  
 $\theta$ : a relação entre o verde efetivo e o tempo de ciclo para a aproximação ( $\theta = g/C$ );  
 $q$ : volume observado na aproximação [veic/s];  
 $s$ : fluxo de saturação [veic/(s.faixa)]; e  
 $x$ : grau de saturação, ou seja, a relação entre o volume observado e a capacidade da aproximação ( $x = q/\theta s$ ).

Para facilitar a utilização do método, Webster reescreveu a Equação 2.23 como:

$$d = C A + \frac{B}{q} - D \quad (2.24)$$

e calculou e tabulou os valores dos parâmetros  $A$ ,  $B$  e  $D$ . Numa época em que praticamente não existiam calculadoras e computadores, a aplicação do método tornava-se muito mais simples com o uso de valores tabulados.

Webster procurou determinar o *ciclo ótimo*, ou seja, o valor de  $C$  para o qual o atraso total numa interseção é mínimo, diferenciando a expressão que fornecia o somatório do atraso médio nas aproximações de um cruzamento. Para uma ampla gama de condições, Webster determinou que o atraso sofrido pelos veículos numa interseção controlada por um semáforo é mínimo quando o ciclo é calculado pela expressão

$$C_o = \frac{1,5 L + 5}{1 - \sum_{i=1}^n Y_i} \quad (2.25)$$

- em que
- $C_o$ : comprimento ótimo do ciclo [s];
  - $L$ : tempo perdido total por ciclo [s];
  - $Y_i$ : relação volume/fluxo de saturação para a aproximação crítica para a fase  $i$ ; e
  - $n$ : número de fases.

Esse ciclo ótimo é aquele que fornece a maior razão entre volume e fluxo de saturação. Webster também concluiu que o atraso total não varia muito para tempos de ciclo no intervalo entre  $0,75 C_o$  e  $1,5 C_o$ . O processo é, contudo, sensível a erros nas estimativas dos fluxos de saturação e dos volumes nas aproximações.

Para um cruzamento com duas fases, o tempo total de verde efetivo  $g_T$  é

$$g_T = C - L = C - \sum_{i=1}^n l_i \quad (2.26)$$

em que  $C$ : tempo de ciclo [s];  
 $L$ : tempo perdido total por ciclo [s];  
 $l_i$ : tempo perdido na fase  $i$ ; e  
 $n$ : número de fases.

O tempo perdido na fase  $i$ ,  $l_i$ , é dado por:

$$l_i = (I - t_a) + p_i \quad (2.27)$$

em que  $l_i$ : tempo perdido na fase  $i$ ;  
 $I$ : entreverdes, ou seja,  $t_a + t_r$ ;  
 $t_a$ : tempo de amarelo;  
 $t_r$ : tempo de vermelho geral; e  
 $p_i$ : tempo perdido.

Como no Brasil quase nunca se usa o vermelho geral, o tempo de entreverdes é, quase sempre, o tempo de amarelo e  $l_i = p_i$ . Usando-se o vermelho geral, o tempo perdido na fase  $i$  passa a ser  $l_i = t_r + p_i$ .

Definindo-se a aproximação crítica em cada fase como a que tem a maior relação entre o volume (a demanda) e o fluxo de saturação (a oferta), a distribuição de tempo de verde para cada fase é proporcional aos volumes das aproximações críticas em cada fase. Ou seja, o tempo de verde efetivo da fase  $i$ ,  $g_i$  pode ser calculado por:

$$g_i = \frac{Y_i}{\sum_{i=1}^n Y_i} g_T \quad (2.28)$$

em que  $g_i$ : tempo de verde efetivo para a fase  $i$  [s].

O tempo de luz verde para cada fase pode ser determinado por

$$G_i = g_i + l_i - A_i - \mathcal{R} \quad (2.29)$$

em que  $G_i$ : tempo de indicação de verde para a fase  $i$  [s];  
 $g_i$ : tempo de verde efetivo para a fase  $i$  [s];  
 $l_i$ : tempo perdido na fase  $i$  [s]; e  
 $A_i$ : tempo de luz amarela na fase  $i$  [s];  
 $\mathcal{R}$ : vermelho geral [s].

Os passos necessários para a calibração de um sinal com duas fases, sem faixas ou fases exclusivas para conversão, são os seguintes:

1. Para cada aproximação, estabeleça o fluxo de saturação  $s_i$ .
2. Para cada aproximação, determine o volume da hora-pico,  $q_i$ .
3. Para cada aproximação, calcule a relação  $q_i/s_i$ . Para cada rua, escolha o maior  $q_i/s_i$  entre os calculados para as suas aproximações. Se os volumes forem dados por faixa de tráfego, o procedimento é o mesmo.
4. Determine o tempo perdido para cada fase.
5. Determine o tempo de duração do ciclo ótimo.
6. Calcule o tempo total de verde efetivo e distribua esse tempo entre as duas fases.
7. Construa uma tabela ou gráfico com os tempos de luz verde, amarela e vermelha para cada fase, de acordo com as seguintes regras:
  - (a) O tempo mínimo de qualquer indicação de verde é 15 s, se não houver fluxo significativo de pedestres.
  - (b) O tempo de ciclo deve ser ajustado para um múltiplo de 5 s (para  $C < 90$  s) ou 10 s (para  $C > 90$  s).
  - (c) Todos os intervalos devem ser arredondados para serem múltiplos de um segundo.

O Exemplo 2.4 a seguir ilustra a aplicação do método de Webster.

**Exemplo 2.4** *Considere-se um cruzamento, no qual pretende-se instalar um semáforo de tempo fixo, com duas fases, mostradas no diagrama de estágios mostrado na Figura 2.7. O tempo de amarelo deve ser igual a 3 segundos e deve existir um período de 1 segundo de vermelho geral. O tempo perdido em cada aproximação,  $p_i$ , pode ser considerado como sendo 2 segundos. Os volumes e os fluxos de saturação nas quatro aproximações estão dados na Figura 2.7. Faça a calibração do semáforo usando o método de Webster.*

**Solução:** Como o tempo de amarelo é 3 segundos e o tempo de vermelho geral é 1 segundo, o período de entreverdes é 4 segundos. As taxas de ocupação, ou seja, as relações entre o volume e o fluxo de saturação para cada aproximação, podem ser calculadas:

$$Y_1 = 1.200/3.000 = 0,4$$

$$Y_2 = 600/2.000 = 0,3$$

$$Y_3 = 900/3.000 = 0,3$$

$$Y_4 = 800/2.400 = 0,333$$

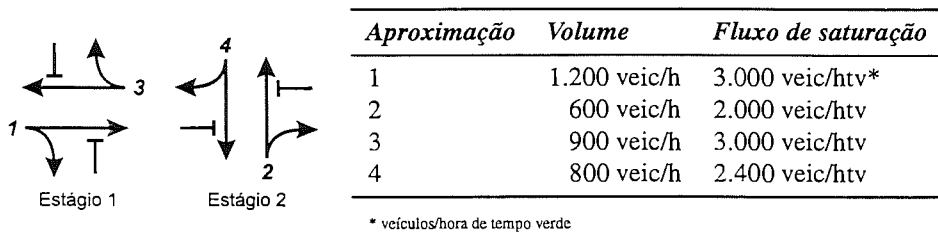


Fig. 2.7: Diagrama de estágios, volumes e fluxos de saturação

Como  $Y_1 > Y_3$  e  $Y_4 > Y_2$ , as aproximações críticas são as aproximações 1 e 4 e o somatório das taxas de ocupação críticas de cada fase é  $Y = Y_1 + Y_4 = 0,733$ . O tempo perdido em cada fase é:

$$l_i = (I - t_a) + p_i = (4 - 3) + 2 = 3 \text{ s.}$$

Dessa forma, o tempo perdido por ciclo é  $L = 6$  s, já que existem duas fases.

O cálculo do tempo de ciclo ótimo pode ser feito usando-se a Equação 2.25:

$$C_o = \frac{1,5 \cdot 6 + 5}{1 - 0,733} = 52,4 \text{ s.}$$

Adotando-se o tempo de ciclo como 55 segundos, o tempo de verde efetivo total é  $g_T = C - L = 55 - 6 = 49$  s. Pode-se distribuir esse tempo total de verde efetivo entre as duas fases (Eq. 2.28):

$$g_1 = \frac{0,4}{0,733} 49 = 26,7 \text{ s; e}$$

$$g_2 = \frac{0,333}{0,733} 49 = 22,3 \text{ s.}$$

Ou seja,  $g_1 = 27$  segundos e  $g_2 = 22$  segundos. Os tempos de luz verde podem ser determinados usando-se a Equação 2.29:

$$G_1 = 27 + 3 - 3 = 27 \text{ segundos e}$$

$$G_2 = 22 + 3 - 3 = 22 \text{ segundos.}$$

Fica para o leitor elaborar o diagrama de tempos correspondente.

## 2.5 Sistemas de cruzamentos controlados por semáforos

Num trecho no qual os semáforos estão separados por distâncias relativamente curtas, o padrão de saídas da fila de um sinal afeta o processo de chegadas à fila do sinal seguinte, já que a distância entre os dois sinais é insuficiente para

uma completa dissipação do pelotão formado pelo fechamento e abertura do sinal. Nesse caso, o conjunto de interseções semaforizadas deve ser tratado como um sistema. A otimização de sistemas de interseções semaforizadas é um assunto por demais complexo para os objetivos deste texto; no entanto, os conceitos gerais de operação de semáforos sincronizados são relativamente simples e ilustram bem a importância das redes de interseções semaforizadas.

Observando-se uma via onde existem dois semáforos não muito distantes um do outro, pode-se perceber que os carros que partem de um semáforo têm headways praticamente iguais e movem-se num pelotão, que se desloca ao longo da via. Esse pelotão tende a desaparecer à medida em que se afasta do sinal, já que os veículos de melhor desempenho ou conduzidos por motoristas mais agressivos têm velocidade maior. Se a distância entre os dois semáforos for pequena, o efeito desse fenômeno é irrelevante e os carros chegam ao segundo sinal ainda formando um grupo compacto.

Idealmente o segundo semáforo deveria ser operado de tal maneira que o tempo de verde efetivo estivesse se iniciando no instante em que o líder do pelotão estiver chegando ao cruzamento, de tal forma que o progresso do pelotão não fosse interrompido ao longo da via. Desta forma, um carro trafegando pela via teoricamente nunca teria que parar após encontrar um sinal verde. Este processo é denominado “onda verde” ou, mais corretamente, de sistema progressivo de coordenação de semáforos.

Um sistema progressivo é conseguido através de “offsets”, ou defasagens, entre o início do verde do primeiro sinal e o início do verde do  $n$ -ésimo semáforo na via arterial. A determinação do offset de cada semáforo é feita conhecendo-se a velocidade da corrente de tráfego e da distância que separa os dois sinais:

$$t_{\text{off}} = 3,6 \frac{D_i}{V} \quad (2.30)$$

em que  $t_{\text{off}}$ : offset [s];  
 $D_i$ : distância entre os semáforos [m]; e  
 $V$ : velocidade de progressão [km/h].

A Figura 2.8 serve para ilustrar o conceito de sistema progressivo. O tempo de ciclo,  $c$ , é pré-determinado e deve ser o mesmo para todas as interseções. Nor-

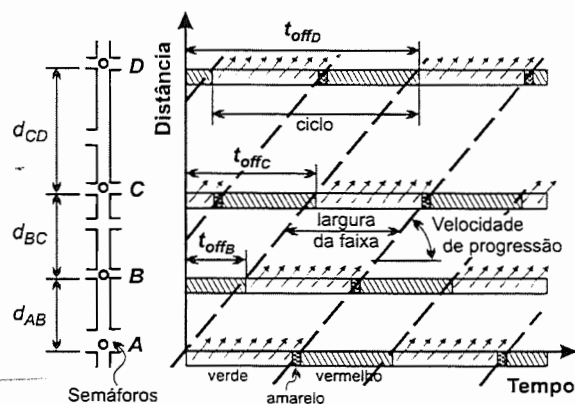


Fig. 2.8: Diagrama espaço-tempo para uma via de mão única

malmente, define-se uma velocidade de progressão  $V$  tal que ela seja compatível com o uso do solo adjacente. Note-se que se o offset for maior que o tempo de ciclo  $c$ , como é o caso do offset do cruzamento D, pode-se dizer que o offset é  $t_{\text{off}} = t_{\text{off}} - c$ . O exemplo a seguir ilustra como deve ser feita a determinação dos offsets.

**Exemplo 2.5** Considere-se o trecho mostrado na Figura 2.8, em que as distâncias  $d_{AB} = 135$  m,  $d_{BC} = 200$  m e  $d_{CD} = 280$  m. A via tem mão única no sentido de A para D. Adotando-se um ciclo de 50 s, com 30 s de verde efetivo para a via principal, determinar os defasagens apropriadas para os sinais B, C, e D para que a velocidade de progressão seja de 40 km/h.

**Solução:** Se  $c = 60$  s e a velocidade de progressão é 40 km/h, a defasagem do semáforo B em relação ao semáforo A é

$$t_{\text{off}_B} = 3,6 \frac{135}{40} = 12,15 \text{ s.}$$

Os offsets dos semáforos C e D podem ser determinados de maneira similar e são, respectivamente,  $t_{\text{off}_C} = 30,15$  s e  $t_{\text{off}_D} = 55,35$  s. Como  $c < t_{\text{off}_D}$ , a defasagem é  $t_{\text{off}_D} = 55,35 - 50 = 5,35$  s. Todas as defasagens são medidas a partir do início do ciclo do semáforo A.

O método aqui apresentado pressupõe o uso de um ciclo igual em todas as interseções. O *Manual de Semáforos* do Departamento Nacional de Trânsito<sup>5</sup> sugere o uso do ciclo da interseção mais crítica.

## 2.6 Determinação do tempo de amarelo

A função principal da indicação de amarelo depois do verde num sinal luminoso é alertar os motoristas para o iminente surgimento da indicação de vermelho e, assim, permitir que os que já estejam próximos da interseção possam cruzá-la com segurança. Um má escolha do tempo de amarelo (também chamado de intervalo entre verdes) pode provocar o aparecimento de uma zona de dilema, que é uma área próxima à interseção na qual um veículo não pode nem parar com segurança antes de chegar no cruzamento e nem sair do cruzamento antes do início do vermelho sem exceder a velocidade de aproximação.

<sup>5</sup>DENATRAN (1979). *Manual de Semáforos*. Departamento Nacional de Trânsito, Conselho Nacional de Trânsito, Ministério da Justiça, Brasília, DF.

O esquema mostrado na Figura 2.9 mostra como determinar a existência de uma zona de dilema. O retângulo hachurado da parte superior indica a região dentro da qual um veículo não é capaz de parar com segurança sem entrar no cruzamento. O comprimento desta zona é  $X_1$ , medido a partir do meio-fio da via transversal. O retângulo da parte inferior indica o limite a partir do qual um veículo não consegue cruzar a interseção e percorrer uma distância igual ao seu comprimento, sem aumentar sua velocidade, antes do sinal fechar. Esse limite está localizado a uma distância  $X_2$  do meio-fio da transversal.

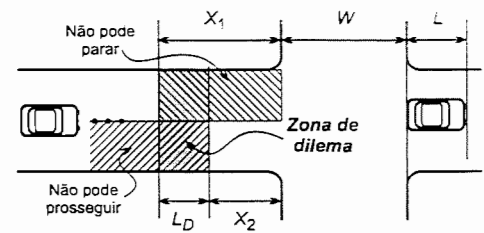


Fig. 2.9: Zona de dilema num cruzamento semaforzado

Para que a zona de dilema não exista, é preciso que esses dois limites coincidam, ou seja, que  $X_1 = X_2$ . Chamando o tempo mínimo de amarelo de  $\tau_{\min}$ , têm-se que

$$X_1 = u_0 \tau_{\min} - (W + L) \quad (2.31)$$

em que  $X_1$ : limite de passagem [m];  
 $u_0$ : velocidade de aproximação [m/s];  
 $\tau_{\min}$ : tempo mínimo de amarelo [s];  
 $W$ : largura total da transversal [m]; e  
 $L$ : comprimento do veículo [m].

Para o veículo ser capaz de parar antes de chegar à interseção,

$$X_2 = u_0 \delta + \frac{u_0^2}{2a} \quad (2.32)$$

em que  $X_2$ : limite de frenagem [m];  
 $\delta$ : tempo de percepção e reação do motorista [s]; e  
 $a$ : desaceleração máxima de frenagem com segurança [ $\text{m/s}^2$ ].

Para a eliminação da zona de dilema num trecho plano,  $L_D$  deve ser zero, ou seja,  $L_D = X_1 - X_2 = 0$ . Portanto,

$$\begin{aligned} u_0 \delta + \frac{u_0^2}{2a} &= u_0 \tau_{\min} - (W + L) \Rightarrow \\ \tau_{\min} &= \delta + \frac{W + L}{u_0} + \frac{u_0}{2a}. \end{aligned} \quad (2.33)$$

A literatura especializada<sup>6</sup> recomenda que o tempo de reação adotado seja 1 segundo e que a desaceleração máxima de frenagem seja 0,31 g (ou seja, 31% da

<sup>6</sup>Pline, J. L. (1992). *Traffic Engineering Handbook*. ITE/Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ, EUA.

aceleração da gravidade ou  $3,05 \text{ m/s}^2$ ), que é a desaceleração máxima confortável num veículo. O valor recomendado para o comprimento médio do veículo é  $6,1 \text{ m}$ .

Intervalos de entre verdes inferiores a 3 segundos nunca são usados, para garantir a segurança viária. Por outro lado, para velocidades normais de aproximação em zonas urbanas, não se usam intervalos entre verdes maiores que 5 segundos, para evitar que os motoristas desrespeitem o sinal amarelo. Quando intervalos entre verdes mais longos são necessários (em cruzamentos em zonas rurais ou com muitos pedestres), é costumeiro usar o que se chama de “vermelho geral” além do tempo de amarelo. Nesse caso, o tempo de amarelo  $y$  deve ser:

$$y = \delta + \frac{u_0}{2a}$$

e o tempo de vermelho total  $r$  deve ser:

$$r = \frac{W + L}{u_0}.$$

**Exemplo 2.6** *Determinar o intervalo entre verdes mínimo numa arterial com velocidade de  $50 \text{ km/h}$ , que é cruzada por ruas com  $12,5 \text{ m}$  de largura.*

**Solução:** Uma velocidade de  $50 \text{ km/h}$  equivale a  $13,89 \text{ m/s}$ . Usando a expressão da Equação 2.33, pode-se calcular o tempo mínimo entre verdes:

$$\tau_{\min} = 1 + \frac{12,5 + 6,1}{13,89} + \frac{13,89}{2 \cdot 3,05} = 4,6 \text{ s}.$$

Para cruzamentos em desnível, o ITE<sup>7</sup> propõe que a Equação 2.33 seja modificada para:

$$\tau_{\min} = \delta + \frac{W + L}{u_0} + \frac{u_0}{2a \pm 2g m}, \quad (2.34)$$

em que  $g$ : aceleração da gravidade [ $9,81 \text{ m/s}^2$ ]; e  
 $m$ : grau de declividade da rampa [ $\text{m}/100 \text{ m}$ ].

<sup>7</sup>ITE (1985). *Determining Vehicle Change Intervals*. Proposed Recommended Practice, Institute of Transportation Engineers, Washington, DC, EUA.

## 2.7 Instalações semafóricas

Os semáforos são instalados pelas autoridades responsáveis pela operação e fiscalização do sistema de trânsito, conforme estabelecido pelo Código Brasileiro de Trânsito. A decisão de instalar um semáforo deve ser sempre bem avaliada, pois existem vantagens e desvantagens associadas ao seu uso. Quando necessário, bem projetado, bem instalado e devidamente conservado, um semáforo pode:

- reduzir a frequência de determinados tipos de acidentes, especialmente colisões transversais;
- dar fluidez e ordem ao tráfego de veículos;
- permitir o fluxo contínuo de pelotões ao longo de uma via arterial, através da operação coordenada de sinais luminosos;
- permitir que veículos e pedestres cruzem com segurança uma corrente de tráfego pesado; e
- controlar o trânsito de forma mais econômica e eficiente.

Por outro lado, um semáforo desnecessário, mal projetado, mal instalado e mal conservado pode:

- aumentar a frequência de acidentes;
- causar atrasos excessivos e, conseqüentemente aumentar os efeitos da poluição atmosférica causada pelos veículos automotores;
- incentivar os motoristas a não respeitar a sinalização; e
- incentivar o uso de rotas alternativas, mais longas e que possivelmente, por cruzarem áreas residenciais, provoquem uma deterioração da qualidade de vida em certas zonas urbanas.

Ao contrário do que comumente se diz, os semáforos nem sempre reduzem atrasos e melhoram a segurança viária. Ainda que a instalação de sinais luminosos seja capaz de reduzir o número de colisões em ângulo reto nos cruzamentos, um aumento no número de colisões traseiras costuma acontecer logo após a instalação do novo sinal, ainda que, com o passar do tempo, essas colisões tornem-se menos frequentes à medida em que os motoristas acostumem-se com a existência do novo semáforo – desde que a instalação tenha sido feita com uma distância de visibilidade suficiente. Além disso, a instalação de semáforos pode não apenas aumentar o atraso total, mas também reduzir a capacidade da interseção. Assim

sendo, é fundamental que a instalação de um semáforo seja precedida de um estudo técnico que verifique sua real necessidade, realizado por um técnico devidamente habilitado. O engenheiro responsável deve pressupor que a instalação só deve ser feita se o efeito final (benefícios vs. desvantagens) for melhorar a segurança e a operação do cruzamento.

### 2.7.1 Estudos necessários

A decisão sobre a instalação de um semáforo deve ser baseada numa investigação detalhada das condições físicas e de tráfego da interseção. Essa investigação deve fornecer não os dados necessários para a utilização dos critérios que determinam a necessidade do uso do sinal luminoso, mas também para o projeto da instalação. Os estudos necessários<sup>8</sup> para a obtenção desses dados incluem:

- *Levantamento de volumes de tráfego*: contagens de veículos e pedestres nas aproximações durante um período representativo das diversas condições operacionais encontradas.
- *Estudo de velocidade*: determinação das distribuições de velocidades instantâneas nas aproximações.
- *Levantamento plani-altimétrico*: que indique a geometria e condições físicas do cruzamento, incluindo canalizações, greides, restrições de visibilidade, pontos de ônibus, estacionamento, entradas de veículos, etc.
- *Estudo de acidentes*: levantamento do número e tipos de acidentes registrados no cruzamento durante pelo menos um ano e análise dos dados obtidos.
- *Análise de gaps*: para determinar o número e o tamanho dos gaps na via preferencial e determinação da capacidade da via secundária, conforme discutido no item 2.8.
- *Estudo de retardamento*: para determinação do atraso ao longo da via principal.

### 2.7.2 Critérios para verificação da necessidade de instalação

O processo para estabelecimento da necessidade (ou não) da instalação de um semáforo num dado local é extremamente complexo e, por conseqüência, sujeito à julgamentos não objetivos. Para facilitar o processo decisório, decidiu-se criar

<sup>8</sup>Foge do escopo deste texto a discussão dos estudos relacionados. O leitor interessado deve consultar, por exemplo, o *Boletim Técnico 31* da CET-SP, que indica como realizar esses levantamentos.

**Tab. 2.1:** Volumes mínimos para os critérios do MUTCD

| <i>Número de faixas</i> |            | <i>Critério 1</i>      |                         | <i>Critério 2</i>      |                         |
|-------------------------|------------|------------------------|-------------------------|------------------------|-------------------------|
| Principal               | Secundária | Principal <sup>1</sup> | Secundária <sup>2</sup> | Principal <sup>1</sup> | Secundária <sup>2</sup> |
| 1                       | 1          | 500                    | 150                     | 750                    | 75                      |
| 2 ou mais               | 1          | 600                    | 150                     | 900                    | 75                      |
| 2 ou mais               | 2 ou mais  | 600                    | 200                     | 900                    | 100                     |
| 1                       | 2 ou mais  | 500                    | 200                     | 750                    | 100                     |

<sup>1</sup> Total nos dois sentidos

<sup>2</sup> No sentido mais movimentado em cada hora

Fonte: FHWA (1988). *Manual on Uniform Traffic Control Devices for Streets and Highways*. Dept. of Transportation, Washington, DC, EUA.

um conjunto de critérios se a instalação de um semáforo faz-se necessária. Esse conjunto de critérios (em inglês, 'signal warrants') está descrito no *Manual on Uniform Traffic Control Devices for Streets and Highways*<sup>9</sup>, que é mais conhecido pela sigla MUTCD.

No Brasil, esses critérios são aplicados diretamente e o Manual de Semáforos do DENATRAN contém uma tradução dos oito critérios estabelecidos pela edição de 1978 do MUTCD. A edição de 1988 do MUTCD contém onze critérios, que de acordo com o próprio MUTCD, devem ser considerados como indicativos da necessidade de instalação. Posto de outra forma, os critérios devem ser usados de forma que, se nenhum dos critérios for satisfeito, certamente não existe necessidade de instalação do semáforo; mas, a satisfação de pelo menos um critério indica que o semáforo poderia ser instalado, se esta for a melhor alternativa disponível de ação. Experiência profissional deve complementar o uso dos critérios que incluem os seguintes fatores:

1. **Volume veicular mínimo:** esse critério deve ser aplicado quando a razão principal para a instalação do semáforo é o volume de tráfego. O critério é definido em função dos volumes na via principal (bidirecional) e na via secundária (unidirecional) e do número de faixas. Se os volumes observados forem maiores que o estabelecido para pelo menos oito das horas do dia, o sinal pode ser instalado. A Tabela 2.1 fornece os volumes mínimos para o critério.
2. **Interrupção de fluxo contínuo:** deve ser usado quando o tráfego da via

<sup>9</sup>FHWA (1988). *Manual on Uniform Traffic Control Devices for Streets and Highways*. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, DC, EUA.

secundária tem dificuldades para cruzar ou entrar no fluxo da via preferencial. Como no caso do critério anterior, o sinal pode ser instalado se, pelo menos em oito das horas do dia, os volumes da via preferencial (bidirecional) e da via secundária (unidirecional) forem maiores que o valor estabelecido em função do número de faixas de tráfego nas vias. A Tabela 2.1 fornece os volumes mínimos para este critério.

3. **Volume mínimo de pedestres:** deve ser aplicado quando a razão para instalação do sinal é o volume de pedestres. O semáforo pode ser instalado se o volume de pedestres que cruza a via principal for igual ou maior que 100 ped/h durante pelo menos quatro das horas do dia ou igual ou maior a 190 ped/h durante a hora pico. Esses limites podem ser reduzidos à metade se os usuários da travessia forem idosos ou deficientes físicos. Além desses limites mínimos, o número de ‘gaps’ adequados para cruzamento da via deve ser inferior a 60 ‘gaps’ por hora durante as horas em que os volumes de pedestres excedem o mínimo. Se a via dispuser de um canteiro central capaz de servir de refúgio para a travessia, a análise da distribuição e tamanho dos ‘gaps’ deve ser feita para cada direção separadamente<sup>10</sup>.
4. **Cruzamento de escolares:** no caso de uma travessia usada por escolares, o critério estabelece que deve ser realizada uma análise do tamanho e da frequência de ‘gaps’<sup>11</sup>. Se, durante o período em que o cruzamento é usado pelos escolares o número de ‘gaps’ adequados para uma travessia segura for menos que um por minuto, o sinal pode ser instalado. Nesse caso, deve-se instalar uma botoeira de acionamento do sinal e o estacionamento deve ser proibido antes e depois da travessia de pedestres.
5. **Sistema de progressão semafórica:** esse critério justifica a instalação de semáforos em cruzamentos nos quais eles não seriam necessários, se a razão para a instalação for um sistema de progressão semafórica (onda verde).
6. **Histórico de acidentes de trânsito:** deve ser aplicado nos casos em que uma análise do histórico de acidentes indica que a instalação de um sinal pode reduzir a frequência dos acidentes observados no cruzamento. A instalação de um sinal sob esse critério só se justifica se outras formas de controle de acidentes (canalização, fiscalização, iluminação, sinalização, etc.) já tiverem sido usadas sem sucesso no local.

---

<sup>10</sup>Conforme discutido no item 2.8.

<sup>11</sup>Conforme discutido no item 2.8.

O critério pode ser considerado satisfeito se, nos doze meses anteriores, ocorreram pelo menos cinco acidentes com vítimas ou danos de monta, que poderiam ter sido evitados por um sinal luminoso e se pelo menos um dos três primeiros critérios for satisfeito para 80% dos limites estabelecidos.

7. **Sistemas (cruzamento de vias arteriais):** é o critério que se aplica quando a razão para instalação do semáforo é o cruzamento de duas vias arteriais ou uma interseção complexa, com cinco ou mais aproximações. De acordo com este critério, o semáforo pode ser instalado se o volume que chega ao cruzamento durante a hora pico num dia útil for superior a 1.000 veic/h ou durante pelo menos cinco das 48 horas do final de semana (sábado e domingo).
8. **Combinação de critérios:** caso nenhuma dos critérios anteriores seja satisfeito, a instalação do semáforo pode ainda ser justificada se os dois critérios iniciais sejam satisfeitos se os limites forem reduzidos para 80% dos patamares mínimos.
9. **Volume de quatro horas:** esse critério requer o uso de gráficos fornecidos no MUTCD, que estão mostrados na Figura 2.10. Deve-se obter os volumes de tráfego das quatro horas mais movimentadas do dia (não necessariamente consecutivas). Se o ponto obtido com o volume total dos dois sentidos da via principal e o volume da aproximação mais congestionada da via secundária ficar acima da curva apropriada, o critério pode ser considerado satisfeito. Note-se que, em sendo a velocidade correspondente ao 85º percentil superior a 60 km/h, ou estando o cruzamento situado em uma aglomeração urbana isolada com menos de 10.000 habitantes, as curvas usadas são diferentes e estão mostradas no gráfico da direita na Figura 2.10.
10. **Espera na hora pico:** deve ser aplicado quando a razão para instalação do sinal são esperas excessivas no cruzamento de uma via preferencial. Para tanto, é necessário determinar os volumes na via secundária e preferencial e o atraso total sofrido pelos veículos da via secundária durante uma hora (quatro períodos consecutivos de 15 minutos de duração ao longo do dia). Se a via secundária tiver apenas uma faixa de tráfego, o semáforo pode ser instalado se a espera total for maior que 4 veic.h, o volume na aproximação secundário for superior a 100 veic/h e o volume total que entra no cruzamento for superior a 800 veic/h (para cruzamentos com quatro aproximações) ou 650 veic/h, para cruzamentos com três aproximações. Se existirem duas

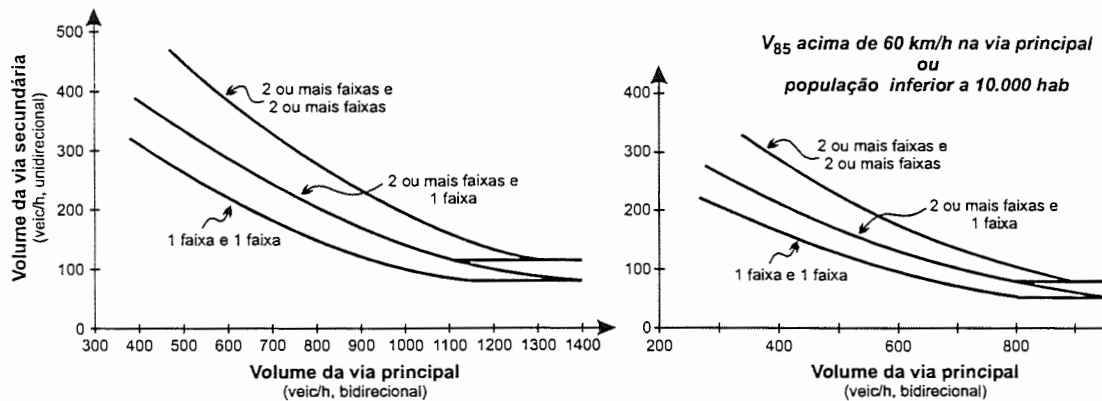


Fig. 2.10: Curvas para critério do volume de quatro horas

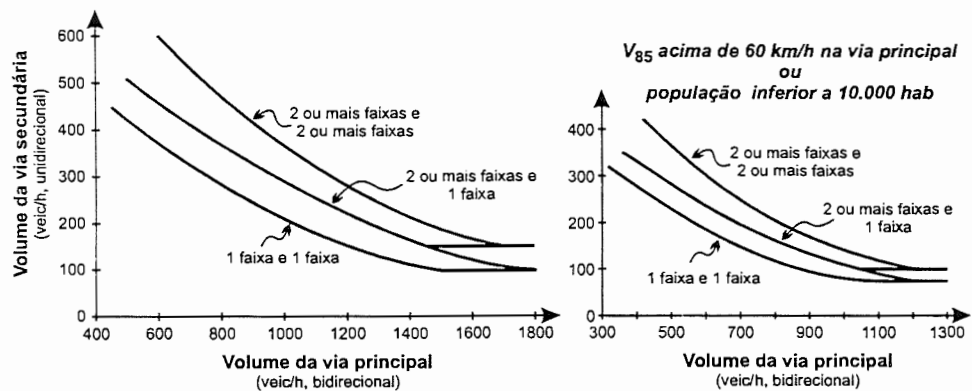


Fig. 2.11: Curvas para critério do volume da hora pico

ou mais faixas de tráfego na secundária, o atraso total deve ser superior a 5 veic.h e o volume mínimo deve ser 150 veic/h.

11. **Volume na hora pico:** esse critério pode ser usado para verificar a necessidade de instalação de semáforo em cruzamentos nos quais as condições de tráfego durante a hora mais congestionada do dia fazem com que os veículos da via secundária sejam submetidos a esperas excessivas para cruzar a preferencial. O processo é semelhante ao usado no critério do volume de quatro horas, devendo-se situar os volumes observados durante a hora pico em relação às curvas mostradas na Figura 2.11. Note-se que existe um gráfico para situações em que a velocidade correspondente ao 85º percentil for maior que 60 km/h ou a população da cidade for menor que 10.000 habitantes.

## 2.8 Análise de interseções não semaforizadas

Num cruzamento de uma via principal com uma via secundária onde não exista um semáforo, os veículos da via principal têm a preferência enquanto que os veículos que chegam ao cruzamento pela via principal devem esperar por intervalos adequados para entrar ou cruzar o fluxo preferencial. Esse tipo de cruzamento só pode ser analisado através de modelos estocásticos, porque os intervalos entre veículos são uma variável aleatória e devem ser representados por uma distribuição estatística.

Considere uma alça de acesso a uma rodovia, onde veículos devem esperar um intervalo adequado para entrar no fluxo de tráfego da rodovia. Pode-se supor que existe um intervalo de tempo  $\tau$ , que é o menor intervalo entre veículos na rodovia que permite que um veículo do acesso entre no fluxo preferencial. Esse intervalo é denominado de *intervalo crítico*. Se existir uma fila de veículos desejando entrar na rodovia por aquele acesso, toda vez que o intervalo  $t$  na corrente prioritária satisfizer a condição  $t \geq \tau$ , um veículo pode entrar na rodovia.

Supondo-se que as chegadas de veículos do fluxo preferencial se dá de acordo com uma distribuição de Poisson, a probabilidade de ocorrência de um headway de comprimento  $t$  é igual à probabilidade de não ocorrer nenhuma chegada durante um intervalo de tempo  $t$ :

$$P(n) = \frac{(\lambda t)^n e^{-\lambda t}}{n!} \Rightarrow P(n = 0) = \frac{(\lambda t)^0 e^{-\lambda t}}{0!} = e^{-\lambda t} \quad (2.35)$$

em que  $n$ : número de chegadas;  
 $\lambda$ : taxa de chegadas [veic/s];  
 $t$ : duração do intervalo [s]; e  
 $P(n)$ : probabilidade de ocorrência de  $n$  chegadas durante  $t$  segundos.

Como já discutido anteriormente (item 1.4), a Equação 2.35 representa a distribuição exponencial e pode ser usada para determinar o número de intervalos adequados para manobras de entrada no fluxo principal ou de cruzamento numa interseção não semaforizada que surgem durante um determinado período de tempo  $T$ .

Supondo-se que  $T = 1$  hora, e que o volume de veículos no fluxo principal seja  $V$ , ao longo de uma hora, irão ocorrer  $(V - 1)$  intervalos entre veículos sucessivos na corrente de tráfego principal. O número de intervalos maiores que  $\tau$  é dado por:

$$E(h \geq t) = (V - 1)e^{-\lambda \tau} \quad (2.36)$$

e o número de intervalos menores que  $\tau$  é

$$E(h < \tau) = (V - 1)(1 - e^{-\lambda \tau}). \quad (2.37)$$

**Exemplo 2.7** *Considere-se uma rodovia cujo volume na hora pico seja 1.800 veic/h. Se as chegadas de veículos na rodovia puderem ser representada por uma distribuição de Poisson, e se o intervalo crítico para veículos que entram na rodovia for 3,5 segundos, determinar o volume máximo horário de veículos que podem entrar na rodovia.*

**Solução:** A taxa de chegadas na rodovia é  $\lambda = 1.800/3.600 = 0,5$  veic/s e o número de intervalos maiores que 3,5 s numa hora pode ser calculado pela Equação 2.36:

$$E(h \geq 3,5) = (1800 - 1)e^{-0,5 \cdot 3,5} = 1799 e^{-1,75} = 312.$$

Este modelo para tratamento de interseções não semaforizadas tem suas limitações, entre as quais pode-se citar<sup>12</sup>:

1. O modelo pressupõe que o intervalo crítico permanece constante ao longo do tempo que um veículo espera para cruzar a preferencial, ao passo que observações de campo mostram que este intervalo decresce conforme aumenta o tempo que o motorista espera na via secundária.
2. A composição do tráfego da via secundária não é levada em consideração, já que o método pressupõe que todos os veículos necessitam do mesmo intervalo mínimo para cruzar a via principal.
3. O método pressupõe que o tráfego na via principal não é afetado pelo tráfego da via secundária; em muitos casos isto não é verdade, pois os motoristas trafegando pela via secundária podem forçar a passagem, obrigando os veículos da via principal a parar ou reduzir sua velocidade.
4. O modelo supõe que as chegadas na via preferencial sejam aleatórias e que a distribuição dos intervalos entre veículos reflita esta aleatoriedade. Na maior parte das vezes, esta suposição não é verdadeira, pois as vias preferenciais são equipadas com semáforos que pelotizam o tráfego. Neste caso, a existência de pelotões de veículos faz que com a distribuição de intervalos seja substancialmente diferente da obtida através da hipótese de chegadas aleatórias.

<sup>12</sup>Khisty, C. J. (1990). *Transport Engineering – An Introduction*. Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ, EUA.

## Resumo

- O controle de tráfego em interseções pode ser feito através de três formas: por semáforos, por placas PARE ou DÊ A PREFERÊNCIA, ou pelas regras gerais de circulação definidas no Código Nacional de Trânsito, que estabelecem que a preferência, num cruzamento sem sinalização, é do veículo que vier pela direita.
- Os cruzamentos controlados por semáforos podem ser operados de forma isolada ou coordenada. A operação é feita de forma coordenada quando interseções localizam-se a distâncias relativamente curtas umas das outras. Nesse caso, é interessante coordenar os instantes de abertura e fechamento dos sinais, para melhorar a eficiência do sistema. Interseções isoladas, isto é, distantes dos demais semáforos, são operadas de forma independente sem que haja prejuízos para a eficiência do sistema.
- A capacidade de uma aproximação num cruzamento semaforizado é função do fluxo de saturação e da proporção do tempo de verde efetivo alocada à aproximação. O fluxo de saturação é a taxa de fluxo máxima que pode ser obtida na descarga da fila na aproximação e o tempo de verde efetivo é a parte do ciclo que efetivamente é usada para descarga da fila que se forma na aproximação.
- Um modelo D/D/1 pode ser usado para estudar aproximações de cruzamentos semaforizados por meio de uma abordagem determinística. As medidas de mérito, tais como a fila média, o tempo médio de espera e a espera total por ciclo, podem ser usadas para estabelecer a eficiência do sistema. Numa interseção de quatro aproximações, para a qual se conhece o tempo de ciclo, pode-se determinar os tempos ótimos de verde minimizando-se a espera total na interseção, que é a soma da espera total por ciclo em cada aproximação. Situações em que a demanda é temporariamente maior que a capacidade da aproximação também podem ser estudadas por modelos de fila do tipo D/D/1.
- Quando se deseja tratar o cruzamento semaforizado por meio de uma abordagem estocástica, o método de Webster permite determinar o ciclo ótimo e os tempos de verde efetivo que devem ser alocados a cada aproximação. O ciclo ótimo, no método de Webster, é aquele para o qual a espera total na interseção é mínima.
- A operação coordenada de cruzamentos semaforizados é feita determinando-se o “offset” (ou defasagem) na abertura dos semáforos. Dessa forma, os veículos que viajam na velocidade estipulada só são obrigados a parar num único semáforo, já que a velocidade de progressão do pelotão é tal que, ao chegar nos cruzamentos à jusante, ele encontra sempre o sinal verde.
- Num cruzamento não semaforizado, a capacidade da aproximação da via secundária depende da ocorrência de “gaps” adequados na corrente de tráfego preferencial. É necessário que ocorra um intervalo suficientemente longo para que um veículo da via secundária possa cruzar ou entrar na corrente preferencial. Pode-se usar uma distribuição exponencial para determinar a probabilidade de ocorrência de “gaps”

maiores ou iguais ao mínimo admissível e, a partir daí, determinar-se a capacidade da aproximação.

### ***Para aprender mais***

**Traffic and Highway Engineering**, N. J. Garber e L. A. Hoel. West Publishing Company, St. Paul, MN, EUA, 1988.

No capítulo 5 pode-se encontrar uma discussão sobre “gaps” e o processo de aceitação de “gaps”; o capítulo 6 trata, de forma clara, abrangente e detalhada, do controle de tráfego em interseções.

**Transportation Engineering – An Introduction**, C. Jotin Khisty. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ, EUA, 1990.

O controle de fluxos em interseções é discutido no capítulo 8, de forma abrangente e detalhada.

**Principles of Highway Engineering and Traffic Analysis**, F. L. Mannering and W. P. Kilareski. John Wiley & Sons, Nova York, 1990.

Seu capítulo 5 trata do controle de tráfego em interseções semaforizadas por modelos determinísticos de filas.

**Manual de Semáforos**, DENATRAN. Ministério da Justiça, Brasília, DF, 1979.

Apesar de bem antigo e de algumas imprecisões, é uma das poucas referências na língua portuguesa que pode ser obtida com uma certa facilidade. Escrito de forma bem didática, contém diversos exemplos e pode servir para aprender mais sobre calibração e operação de semáforos.

### ***Exercícios***

**Problema 2.1** Uma aproximação num cruzamento semaforizado tem mão única e um volume de 900 veic/h. O fluxo de saturação é 1.440 veic/hora de verde. O tempo de vermelho efetivo é de 24 segundos. Usando um modelo D/D/1 para analisar essa aproximação, pede-se:

- (a) Determinar o tempo de ciclo para que a capacidade da aproximação seja igual à demanda (volume observado). Construa um gráfico que indique a operação da interseção, mostrando o número acumulado de chegadas e partidas ao longo de um ciclo.
- (b) Para essa condição de capacidade igual à demanda, determinar a fila máxima e média e o tempo médio de espera sofrido pelos veículos que chegam ao cruzamento por essa aproximação.

**Problema 2.2** Na aproximação do problema anterior, optou-se por um ciclo de 75 segundos, com 25 segundos de vermelho efetivo. Usando um modelo D/D/1 para analisar a aproximação:

- (a) Qual a capacidade da aproximação?
- (b) Se ao final de um período de verde restar uma fila com 5 veículos, quantos ciclos serão necessários para a operação da interseção voltar ao normal – isto é, sem que haja transferência de fila de um ciclo para o seguinte?
- (c) Demonstre graficamente que a solução obtida é a correta.

**Problema 2.3** Seja um cruzamento de duas vias de mão única, controlado por um sinal luminoso, cujo ciclo tem duração de 60 segundos. Uma das aproximações tem fluxo de saturação de 1.500 veic/hora de verde e o volume observado nessa aproximação é de 800 veic/h. O critério usado pelo engenheiro de tráfego da prefeitura local para dimensionamento de ciclos é que todas a fila formada durante o vermelho efetivo do ciclo deve desaparecer completamente 10 segundos antes do final do verde efetivo. Supondo que a capacidade deve ser maior que a demanda (chegadas),

- (a) Use um modelo D/D/1 para determinar o maior tempo de vermelho efetivo que pode ser usado sem que o critério seja violado e construa o gráfico de chegadas e partidas acumuladas que represente a operação dessa aproximação.
- (b) Qual é o maior volume que poderia ser atendido nessa aproximação?

**Problema 2.4** Uma aluna de Engenharia Civil observa uma interseção semaforizada da janela do seu apartamento e nota que o número máximo de veículos na fila é 8. Supondo que o fluxo de saturação seja 1.440 veic/hora de verde e que a duração do vermelho efetivo seja 40 segundos, use um modelo D/D/1 para determinar o ciclo mínimo necessário para o cruzamento em questão.

**Problema 2.5** Seja um cruzamento de duas vias de mão única, a principal com duas faixas de tráfego e a secundária com uma única faixa de tráfego. Os fluxos são controlados por um semáforo de tempo fixo, com duas fases, uma para a via principal e outra para a secundária. Não são permitidas conversões à esquerda. O volume observado na via principal é de 900 veic/h e na secundária, de 450 veic/h. O fluxo de saturação foi medido no local e é 1.440 veic/hora de verde para cada faixa de tráfego. Usando um modelo D/D/1,

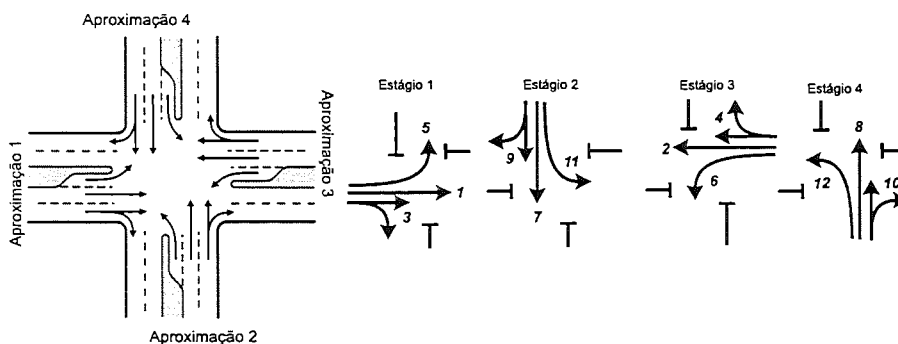
- (a) Calcule o grau de congestionamento para cada aproximação. Qual o significado dessa medida de desempenho?
- (b) Determine a espera total no cruzamento para ciclos de 60, 70 80 e 90 segundos de duração. [Dica: reveja o Exemplo 2.3].
- (c) Determine o tempo de verde ótimo para cada duração de ciclo.

**Problema 2.6** No início de um período de vermelho, a taxa de chegadas numa aproximação de um cruzamento semaforizado é de 500 veic/h e existe uma fila de 16 veículos que não puderam ser atendidos no ciclo anterior. Em função do final de uma partida de futebol, o fluxo de veículos na aproximação, no entanto, cresce continuamente a uma taxa de 100 veic/h/min – isto é, o volume é 600 veic/h depois de 1 minuto, 700 veic/h depois

de 2 minutos e assim por diante. A duração do ciclo é 60 s e o verde efetivo tem 40 s. Usando um modelo D/D/1, determine o atraso total sofrido pelos veículos até a dissipação da fila inicial, sabendo que o fluxo de saturação da aproximação é 1800 veic/h de verde.

**Problema 2.7** O esquema a seguir mostra um cruzamento de duas avenidas, que é controlado por um semáforo de tempo fixo. Deseja-se semaforizar a interseção de tal modo que existam quatro estágios, como mostrado no esquema anterior. Os volumes observados são os seguintes

| Faixa | Volume (veic/h) | Faixa | Volume (veic/h) | Faixa | Volume (veic/h) |
|-------|-----------------|-------|-----------------|-------|-----------------|
| 1     | 499             | 3     | 499             | 5     | 335             |
| 2     | 338             | 4     | 338             | 6     | 189             |
| 7     | 79              | 9     | 115             | 11    | 37              |
| 8     | 105             | 10    | 217             | 12    | 519             |



O fluxo de saturação (por faixa) é 2.000 veic/h de verde e o tempo perdido em cada fase é 3,5 segundos. Usando o método de Webster,

- determine o tempo ótimo de ciclo;
- determine o tempo de verde efetivo;
- faça a alocação do verde efetivo entre os estágios; e
- prepare um diagrama de tempos que mostre as indicações de cores e a duração de cada intervalo.

**Problema 2.8** Verifique se o tempo perdido usado no Problema 2.7 é razoável, analisando o intervalo mínimo entre verdes para o cruzamento. Suponha que as faixas de rolamento têm 3,3 m de largura, que o canteiro central tem 1 m de largura e que a velocidade nas aproximações é 60 km/h.

**Problema 2.9** Seja um cruzamento de duas arteriais de mão dupla, no qual existem faixas exclusivas para conversões à direita e à esquerda em todas as aproximações. Nas aproximações Norte e Sul, o fluxo de saturação é de 1.440 veic/h de verde e nas aproximações

Leste e Oeste é 1.800 veic/h de verde; para os movimentos de conversão à esquerda, o fluxo de saturação é 1.200 veic/h de verde. O tempo perdido em cada fase é 3,5 s. Os volumes observados no período de pico são dados na tabela a seguir:

| <i>Movimento</i>      | <i>Aproximação</i> |     |       |       |
|-----------------------|--------------------|-----|-------|-------|
|                       | Norte              | Sul | Leste | Oeste |
| Conversões à esquerda | 133                | 73  | 168   | 134   |
| Em frente             | 420                | 373 | 563   | 516   |
| Conversões à direita  | 140                | 135 | 169   | 178   |

Fazendo as suposições que você achar necessárias e usando o método de Webster,

- determine uma forma adequada de operação de um semáforo de tempo fixo no cruzamento, indicando as fases e os estágios;
- determine os intervalos entre verdes, supondo que as faixas de tráfego têm 3,5 m de largura e que a velocidade nas aproximações Norte e Sul é 50 km/h e nas aproximações Leste e Oeste é 65 km/h;
- calibre o semáforo de acordo com essa forma de operação;
- calcule o atraso total para a solução proposta.

**Problema 2.10** Uma via arterial unidirecional tem semáforos de tempo fixo localizados em três cruzamentos A, B e C. Esses três sinais foram coordenados de acordo com os dados mostrados na tabela a seguir:

| <i>Interseção</i> | <i>Verde</i> | <i>Amarelo</i> | <i>Vermelho</i> | <i>Offset</i> | <i>Distância de A</i> |
|-------------------|--------------|----------------|-----------------|---------------|-----------------------|
| A                 | 40 s         | 5 s            | 35 s            | 0 s           | —                     |
| B                 | 50 s         | 5 s            | 25 s            | 40 s          | 600 m                 |
| C                 | 35 s         | 5 s            | 40 s            | 10 s          | 1.500 m               |

Se a velocidade de progressão desejada é 50 km/h, pede-se:

- Determinar a largura da banda verde existente, considerando o efeito da utilização ou não do tempo de amarelo. Usar um diagrama espaço-tempo para demonstrar as soluções obtidas.
- Para o sistema unidirecional, determinar se é possível aumentar a largura da banda verde alterando os offsets de 0, 40 e 10 s para 10, 60 e 20 s, respectivamente. Construa um diagrama espaço-tempo que represente a nova forma de operação do sistema.

**Problema 2.11** Usando um programa como o MS-Excel, construa uma planilha eletrônica que calcule a largura da banda verde a partir de dados como o número de cruzamentos, a distância entre cruzamentos, os offsets, os tempos de verde, amarelo e vermelho e a velocidade da corrente.

**Problema 2.12** Ao longo de trecho de 2,4 km de uma via arterial, os cruzamentos estão separados de 300 m, medidos a partir do centro da interseção. Admitindo-se uma velocidade de progressão de 50 km/h, pede-se determinar os offsets para cada cruzamento, supondo que a via tenha mão única.

## Capítulo 3

# Análise da capacidade e nível de serviço de vias

---

Este capítulo apresenta os principais conceitos ligados à capacidade e ao nível de serviço de vias de transporte. Enquanto a capacidade de um componente do sistema de transporte reflete sua capacidade de acomodar tráfego, o nível de serviço indica a qualidade do fluxo. Discute-se inicialmente a importância e as aplicações da análise de capacidade e nível de serviço. A seguir, apresenta-se uma discussão da capacidade de tráfego de ferrovias e os fatores que mais influem sobre ela. O *Highway Capacity Manual*, que estabelece os procedimentos para análise de capacidade e nível de serviço de rodovias, é apresentado e discute-se a concepção geral do processo de análise de capacidade e nível de serviço nele propostos. O capítulo termina discutindo a aplicação do método do HCM para análise da capacidade e nível de serviço de auto-estradas.

A capacidade de um componente do sistema de transporte reflete sua capacidade de acomodar uma corrente de pessoas ou veículos e pode ser encarada como uma medida da oferta. O nível de serviço é uma medida da qualidade do fluxo. Normalmente, quanto menor o fluxo de veículos ou pessoas, melhor o nível de serviço; à medida em que o fluxo aumenta, o nível de serviço diminui. Estimativas de capacidade e nível de serviço são necessárias para o planejamento, projeto e administração dos sistemas de transporte. A análise da capacidade e do nível de serviço de instalações e componentes do sistema de transporte permite responder questões tais como:

10/10/2023 10:10:10

- Qual a qualidade de serviço nos períodos de pico e qual o nível de crescimento do tráfego que pode ser suportado pelo sistema nas condições atuais?
- Qual o nível de oferta necessário para acomodação de um determinado nível de fluxo de veículos ou pessoas?
- Quantas faixas de tráfego são necessárias para atender aos volumes médios diários de tráfego numa auto-estrada ou via arterial?
- Qual o tipo de rodovia ou via urbana atende satisfatoriamente a demanda gerada por um novo empreendimento imobiliário?
- Quantos veículos são precisos para transportar o fluxo de passageiros na direção de pico, no ponto de carregamento máximo, e será que as vias e estações existentes são capazes de suportar esse volume de veículos?

Fundamentalmente, a análise de capacidade e nível de serviço fornece subsídios para quatro tipos diferentes de atividade relacionadas à Engenharia de Transportes:

1. A determinação da oferta, ou seja, do dimensionamento da capacidade do sistema, quando se planeja a construção de novas instalações ou componentes do sistema de transporte ou quando se planeja a expansão das instalações ou componentes já existentes.
2. As características operacionais e o nível de serviço de instalações ou componentes já existentes devem ser avaliados quando se pretende implementar melhorias no sistema, seja por meio da construção de novas instalações ou pela alteração de procedimentos operacionais.
3. Quando se faz análise dos impactos ambientais de novos empreendimentos imobiliários, a análise de capacidade e nível de serviço serve para identificar os impactos no trânsito e no sistema de transporte público, bem como ajuda a determinar as responsabilidades pelos custos associados à mitigação desses impactos.
4. Estudos rotineiros de capacidade e nível de serviço servem para caracterizar as condições de operação do sistema de transporte e fornecem subsídios para o desenvolvimento de políticas de transporte e para a determinação de tarifas, consumo de combustível, emissões de poluentes, níveis de ruído, etc.

Ainda que a análise de capacidade e nível de serviço seja imprescindível em qualquer modalidade de transporte, o transporte rodoviário é o que dispõe de metodologia mais sofisticada para tanto. Os procedimentos para estimação da capacidade

e nível de serviço de rodovias estão reunidos num manual publicado pelo Transportation Research Board, o *Highway Capacity Manual*<sup>1</sup>, mais conhecido pela sigla *HCM*. Em virtude das limitações de espaço e dos objetivos deste texto, serão abordados apenas os métodos para a determinação da capacidade e nível de serviço de ferrovias e rodovias de pista dupla.

### 3.1 Capacidade de tráfego de vias férreas

Entende-se por *capacidade de tráfego* de um segmento de uma ferrovia o número de trens que podem circular pelo segmento num determinado intervalo de tempo – normalmente, 24 horas. A capacidade de um trecho de ferrovia é determinada, na maior parte das vezes, a partir do *diagrama espaço-tempo*, que pode ser construído tanto a partir dos tempos reais de viagem como estimado a partir das velocidades de equilíbrio do trem em cada trecho.

No regime de licenciamento a intervalos de espaço, como é o caso dos sistemas de ‘staff’ elétrico ou de sinalização por blocos, um trem não pode partir de uma estação (ou sinal) antes que o precedente tenha atingido a estação ou sinal de bloqueio seguinte, pois dois trens nunca podem ocupar simultaneamente o mesmo trecho ou bloco. Por conseguinte, a capacidade de um segmento depende do tempo gasto para percorrer cada bloco ou trecho entre estações.

#### 3.1.1 Capacidade de vias férreas com tráfego unidirecional

A capacidade de uma via férrea com tráfego num único sentido, como a mostrada na Figura 3.1 é calculada a partir do intervalo mínimo entre trens, o *headway mínimo*. Como visto no item 1.10<sup>2</sup>, num trecho unidirecional, a separação mínima entre dois trens consecutivos é dois blocos, nos ramais ferroviários normais, ou três blocos, nos metrô. A Figura 3.1 mostra dois trens viajando com a menor separação possível – no caso, dois blocos. Quando os trens estão operando à menor separação permitida, não é possível aumentar o volume de tráfego sem infringir as regras de operação. Esta condição corresponde à *capacidade* do trecho.

O *headway mínimo* entre trens que operam num trecho onde o comprimento dos blocos e a velocidade dos trens são constantes, depende do comprimento dos blocos, do tamanho da composição, da velocidade de operação e da folga

<sup>1</sup>TRB (1998). *Highway Capacity Manual*. Special Report 209, 3ª edição, Transportation Research Board, National Research Council. Washington, DC, EUA.

<sup>2</sup>Veja pág. 43.

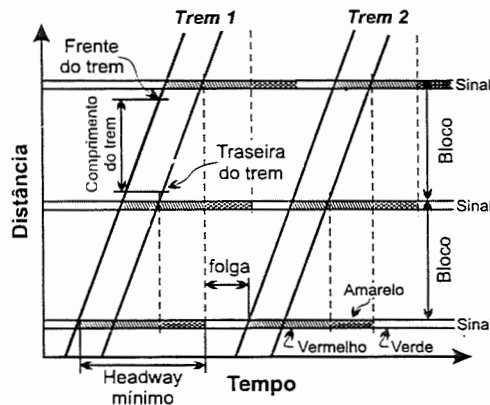


Fig. 3.1: Diagrama espaço-tempo para tráfego ferroviário unidirecional

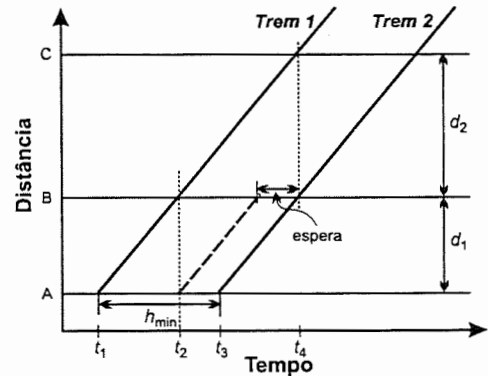


Fig. 3.2: Distância limitativa num trecho unidirecional de ferrovia

para garantir a segurança da operação. Essa folga é determinada pela distância percorrida pelo trem enquanto o condutor decide se deve continuar ou acionar os freios, já que o trem deve ser freado se o sinal estiver fechado ou se o condutor não conseguir enxergar um sinal aberto ao passar pelo ponto de decisão. O headway mínimo pode ser calculado pela expressão:

$$h_{min} = \frac{2d_B + L + d_f}{V} \times 60, \quad (3.1)$$

em que  $h_{min}$ : headway mínimo de tempo [min];  
 $d_B$ : comprimento do bloco [km];  
 $L$ : comprimento da composição [km];  
 $d_f$ : distância de decisão [km]; e  
 $V$ : velocidade de operação [km/h].

Observando-se o diagrama espaço-tempo da Figura 3.1, pode-se perceber como a Equação 3.1 foi obtida. Sabendo-se que um trem só pode entrar num bloco quando a traseira do trem precedente sai do segundo bloco a sua frente, o espaçamento mínimo entre dois trens é a soma dos comprimentos dos dois blocos ( $d_B$ ), do comprimento do trem ( $L$ ) e da distância mínima de segurança  $d_f$ . O 'headway' mínimo pode ser calculado dividindo-se o espaçamento mínimo pela velocidade.

A capacidade teórica da linha pode então ser calculada por<sup>3</sup>:

$$c_t = \eta \frac{60}{h_{\min}}; \quad (3.2)$$

em que  $c_t$ : capacidade teórica da via [trens/h];  
 $h_{\min}$ : 'headway' mínimo [min]; e  
 $\eta$ : coeficiente de redução, que varia entre 0,6 e 0,8, de acordo com a eficiência da empresa.

Num trecho onde o licenciamento é feito pelo 'staff' elétrico e a distância entre estações não é constante, o 'headway' mínimo é determinado pela maior distância entre estações, a *distância limitativa* do trecho, como mostra o diagrama espaço-tempo da Figura 3.2. Pode-se notar que as distâncias entre os postos de licenciamento A, B e C são diferentes. Considerando-se que o trem 1 passa pelo posto A no instante  $t_1$  e pressunpondo-se que todos os trens trafeguem na mesma velocidade, o trem 2 poderia deixar a estação A no instante  $t_2$ , mas, chegando em B, seria forçado a esperar até  $t_4$ , quando o trem 1 chega em C, liberando o trecho. Isso demonstra que, apesar de o trem 2 poder partir a qualquer instante entre  $t_2$  e  $t_3$ , a capacidade do trecho é função da distância limitativa  $d_2$ . Nesse caso, o 'headway' mínimo é:

$$h_{\min} = \frac{d}{V}; \quad (3.3)$$

em que  $d$ : distância limitativa [km]; e  
 $V$ : velocidade [km/h].

A capacidade teórica do trecho, em termos do número de trens que podem trafegar pela seção em um dia, pode ser calculada por:

$$c_t = \eta \frac{24}{h_{\min}} = 24 \eta \frac{V}{d}, \quad (3.4)$$

em que a capacidade teórica é dada em [trens/dia]. As Equações 3.1 e 3.2 podem ser facilmente modificadas pelo leitor para refletir a situação em que o comprimento dos blocos não é constante.

**Exemplo 3.1** *Determinar a capacidade teórica de um trecho unidirecional no qual operam trens de 500 m de comprimento médio, a uma velocidade constante e igual a 45 km/h, e onde os blocos têm 4 km de extensão.*

<sup>3</sup>Brina, H. L. (1982) *Estradas de Ferro*. Livros Técnicos e Científicos Editora, Rio de Janeiro, v. 2, p. 198.

**Solução:** Se a distância mínima de decisão for de 200 m, o headway mínimo é:

$$h_{\min} = \frac{2 \times 4 + 0,5 + 0,2}{45} \times 60 \Rightarrow$$

$$h_{\min} = 11,6 \text{ min.}$$

Adotando-se um fator de eficiência de 0,7, a capacidade teórica do trecho seria:

$$c_t = 0,7 \frac{60}{11,6} = 3,62 \text{ trens/hora}$$

ou cerca de 86 trens/dia.

Dessas considerações, pode-se concluir que a capacidade de um trecho pode ser melhorada aumentando-se a velocidade dos trens ou reduzindo-se o comprimento dos segmentos entre os pontos de licenciamento. Disso, pode-se deduzir que é vantajoso criar segmentos cujo tempo de percurso seja, além de constante, o menor possível.

Com relação ao tempo de percurso constante, viu-se que o ‘headway’ mínimo é determinado pelo tempo gasto para percorrer o maior segmento. Na verdade, como a velocidade não é constante, mas depende do perfil longitudinal da linha, os segmentos devem ter comprimentos tais que o tempo de percurso em todos eles seja constante. Ou seja, num trecho onde exista uma rampa íngreme, que obrigue uma redução na velocidade dos trens, o segmento deve ter comprimento menor, para que o tempo de percurso não seja maior que nos demais segmentos do trecho.

Com relação ao efeito da redução do tempo de percurso sobre a capacidade, pode-se perceber o aumento na capacidade que a utilização do sistema de sinalização por blocos traz, em função da redução do comprimento dos segmentos entre pontos de licenciamento. Num trecho no qual o licenciamento é feito pelo ‘staff’ elétrico, os trens viajam de uma estação para a seguinte, e as estações são espaçadas de algumas dezenas de quilômetros, já que o custo de operação de uma estação é relativamente alto. Num trecho em que o licenciamento se faz por meio de sinalização por blocos, o comprimento médio dos blocos é de apenas alguns quilômetros, já é possível subdividir o trecho entre duas estações em diversos blocos, pela instalação de sinais luminosos. Veja que se a distância entre as estações B e C, na Figura 3.2, for dividida pela metade, com a instalação de um sinal de bloqueio, a capacidade do trecho dobra.

### ***Efeito de trens com velocidades diferentes sobre a capacidade***

Um pressuposto básico usado na determinação da capacidade teórica pelas Equações 3.1 e 3.2 é que a velocidade de todos os trens é constante. Se o trecho é usado

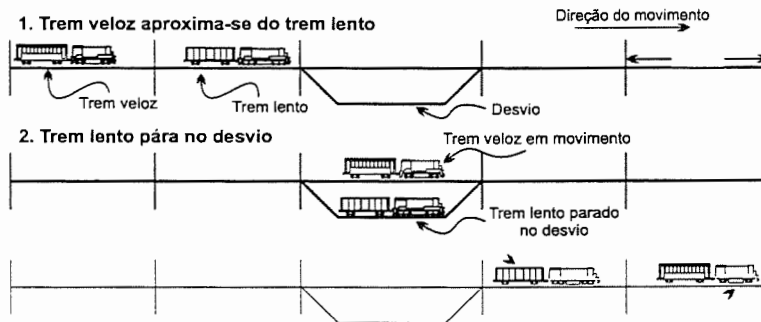


Fig. 3.3: Demonstração esquemática da manobra de ultrapassagem

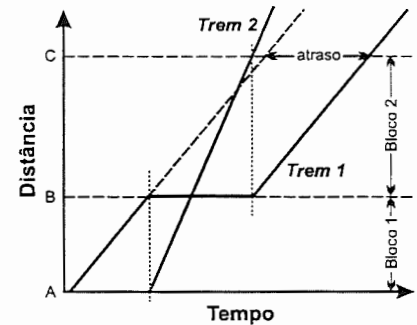


Fig. 3.4: Diagrama espaço-tempo da manobra de ultrapassagem

por trens que operam em velocidades diferentes, isso causa uma grande redução na capacidade de tráfego, em função das manobras de ultrapassagem.

Na Figura 3.3, faz-se uma representação esquemática da manobra de ultrapassagem de um trem mais lento (por exemplo, um trem de carga) por um trem mais rápido, como um trem de passageiros. Para que isso seja possível, é preciso que existam *desvios* ou *pátios* ao longo da linha, nos quais o trem mais lento entra e espera até ser ultrapassado pelo trem mais veloz. No primeiro esquema da Figura 3.3, têm-se o trem mais lento à frente do trem mais veloz; para que seja possível a ultrapassagem, o trem mais lento entra no desvio e espera pela passagem do trem mais veloz, como mostrado no segundo esquema da figura. Após a passagem do trem mais veloz, o trem mais lento volta para a linha e prossegue sua viagem, como indica o terceiro esquema da Figura 3.3.

Numa manobra de ultrapassagem, o trem mais lento sempre é submetido a um atraso, que inclui o tempo para entrar e sair do desvio e o tempo gasto parado, à espera da passagem do trem mais veloz. Esse atraso pode ser visto no diagrama espaço-tempo da Figura 3.4, que representa graficamente a manobra de ultrapassagem. O Exemplo 3.2 discute o efeito da operação de trens com velocidades diferentes sobre a capacidade de um trecho, como pode ser visto nos diagramas espaço-tempo da Figura 3.5.

**Exemplo 3.2** *Seja um trecho de ferrovia com linha dupla e tráfego unidirecional, no qual trafegam trens de carga, que viajam a 60 km/h, e trens de passageiros, que viajam a 90 km/h. No trecho, existem desvios espaçados de 10 km, que podem ser usados para as manobras de ultrapassagem. Determinar, inicialmente, qual a capacidade da linha supondo que ela só seja usada por trens de carga. Segundo as regras de operação da empresa, os trens sendo ultrapassados entram no desvio 5 minutos antes da ultrapassagem e saem do desvio*

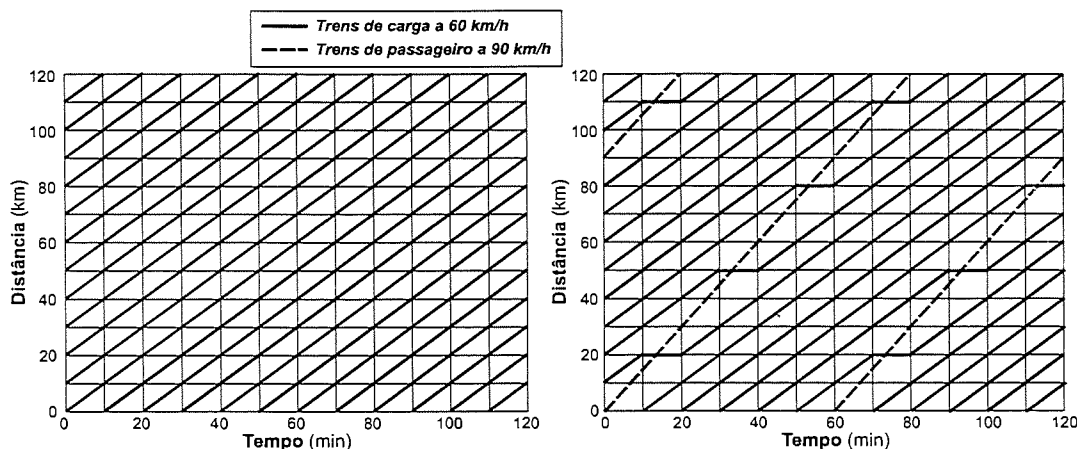


Fig. 3.5: Efeito da diferença nas velocidades dos trens sobre a capacidade (Ex. 3.2)

*5 minutos depois da ultrapassagem. Admitindo que exista um trem de passageiros por hora e que os trens de passageiro têm prioridade sobre os de carga, determinar a redução da capacidade causada pela operação mista.*

**Solução:** A capacidade teórica do trecho, para trens viajando a 60 km/h, pode ser calculada a partir do headway mínimo. No caso, se a velocidade é 60 km/h e os desvios estão espaçados de 10 km, o headway mínimo é 10 minutos. A capacidade teórica, supondo que apenas trens de carga usem o trecho é:

$$c_t = \eta \frac{60}{h_{\min}} = \frac{60}{10} = 6 \text{ trens/h,}$$

admitindo-se, por simplicidade, que  $\eta = 1$ . O diagrama espaço-tempo da esquerda da Figura 3.5 mostra o trecho operando na sua capacidade teórica.

A partir do diagrama espaço-tempo da operação na capacidade teórica, pode-se construir o diagrama espaço-tempo da operação mista, que é mostrado à direita, na Figura 3.5. Pode-se notar que existe uma redução de 6 para 5 no número de trens de carga por hora. Essa redução fica maior, se a diferença entre as velocidades dos dois tipos de trem aumentar.

Como ilustra o Exemplo 3.2, a operação de trens de velocidades diferentes provoca uma redução considerável na capacidade, sendo que, quanto maior a diferença entre velocidades, maior a redução na capacidade de tráfego do trecho.

### 3.1.2 Capacidade de vias férreas com tráfego bidirecional

Para que seja possível operar trens nos dois sentidos num trecho ferroviário de linha singela, é preciso que existam desvios ou pátios de manobra ao longo da linha para que possa ocorrer o cruzamento de trens. Esses desvios são trechos de linha dupla, conectados à linha principal por *aparelhos de mudança de via*.

Como pode ser visto na Figura 3.6, os desvios possibilitam a solução de conflitos entre trens que viajam em direções opostas, já que o trem de menor prioridade pode ser retirado da linha para permitir a passagem do trem de maior prioridade. Na maioria dos troncos ferroviários, os desvios são espaçados entre 10 e 15 km e têm uma extensão tal que possam acomodar pelo menos um comboio.

A Figura 3.7 mostra um esquema da operação de uma ferrovia de linha única com trânsito nas duas direções. No primeiro diagrama, todos os trens estão em movimento; na segunda parte, os trens movendo na direção de menor prioridade (no caso, de leste para oeste) entram nos desvios e esperam pela passagem dos trens de maior prioridade; no terceiro diagrama, todos os trens voltam a mover-se.

Como pode ser visto no diagrama espaço-tempo da Figura 3.6, o trem que entra nos desvios é submetido a atrasos por causa da baixa velocidade de manobra e do tempo de espera para liberação da linha pelo trem prioritário. No entanto, comparando-se os diagramas espaço-tempo das Figuras 3.4 e 3.7, pode-se perceber que os atrasos devidos às manobras de cruzamento são sempre menores que os atrasos sofridos em

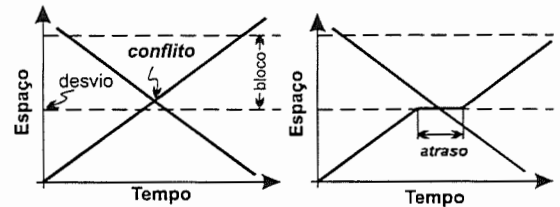
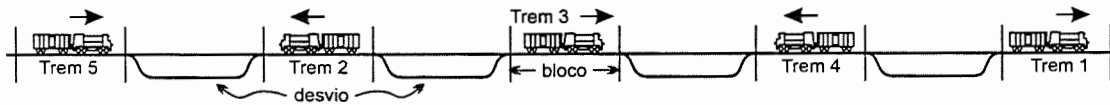
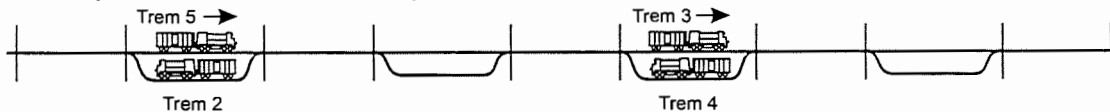


Fig. 3.6: Solução de conflito entre trens por manobra de cruzamento

#### 1. Todos os trens estão em movimento



#### 2. Trens pares entram nos desvios e esperam



#### 3. Todos os trens estão em movimento



Fig. 3.7: Esquema de operação de um trecho ferroviário com tráfego bidirecional

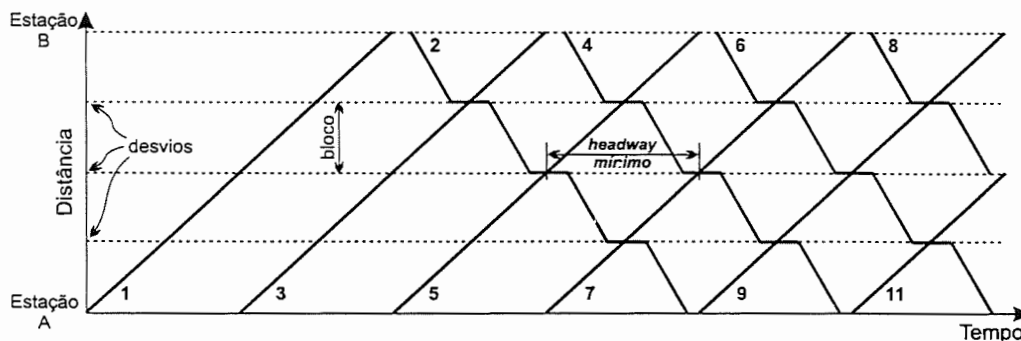


Fig. 3.8: Trecho com tráfego bidirecional operando na capacidade

manobras de ultrapassagem, o que serve para ressaltar o impacto que a diferença de velocidade entre os trens tem sobre a capacidade do trecho.

O diagrama espaço-tempo da Figura 3.8 mostra a operação de um trecho de ferrovia com tráfego bidirecional que opera com o maior número possível de trens, o que é feito de acordo com o esquema mostrado na Figura 3.7. O leitor pode notar que existem pares de trens cruzando-se em desvios alternados, e que não é possível incluir mais nenhum trem entre dois trens consecutivos sem que ocorra um conflito que só poderia ser resolvido com um dos trens retornando para um desvio.

A construção de um diagrama espaço-tempo, como o da Figura 3.8, é feita com base nas prioridades de cada trem, que são estabelecidas pelos operadores do sistema. As prioridades levam em conta fatores como o tipo de trem, as características da linha, etc. Numa ferrovia como a Estrada de Ferro Carajás, os trens carregados, que viajam da mina para o porto, têm prioridade sobre os trens vazios. É comum que os trens mais rápidos tenham prioridade sobre os trens mais lentos, e que trens de passageiro tenham prioridade sobre trens de carga.

Para a construção do gráfico, inicialmente colocam-se os trens de maior prioridade que, na Figura 3.8, têm numeração ímpar. Como a linha opera na capacidade, o 'headway' entre dois trens consecutivos que viajam de A para B corresponde ao tempo necessário para viajar a separação mínima que, no caso, é dois blocos, como pode ser percebido observando-se a segunda parte da Figura 3.7. Uma vez colocados os trens de maior prioridade, os trens de menor prioridade podem ser colocados no gráfico. No caso do gráfico da Figura 3.8, a velocidade desses trens é ligeiramente superior à velocidade dos trens de maior prioridade; essas velocidades foram determinadas pela mecânica da locomoção dos trens. Pode-se notar que existe um intervalo entre a chegada de um trem a uma estação e a partida do



trem seguinte e que o mesmo ocorre num desvio; esse intervalo é estabelecido para aumentar a segurança do sistema e é usado para operações tais como a conferência da cauda, mudança de chaves, etc. Nos desvios, o trem de prioridade menor deve chegar ao desvio um certo tempo antes da passagem do trem de maior prioridade e só retorna para a linha um certo tempo depois da passagem do outro trem.

A capacidade do trecho corresponde ao inverso do ‘headway’ mínimo entre trens viajando na mesma direção. Observando-se a Figura 3.8, pode-se notar que o ‘headway’ mínimo é a soma do tempo necessário para um trem ímpar viajar entre dois desvios, mais o tempo necessário para um trem par viajar entre os dois desvios, mais um tempo de folga. Ou seja, a capacidade teórica de um trecho com operação nos dois sentidos é:

$$c_t = \frac{1}{t_i + t_p + t_f} \quad (3.5)$$

em que  $c_t$ : capacidade teórica numa direção [trens/hora];  
 $t_i$ : tempo de viagem entre desvios na direção prioritária [h];  
 $t_p$ : tempo de viagem entre desvios na outra direção [h]; e  
 $t_f$ : tempo total de folga nos cruzamentos de trens [h].

A Equação 3.5 revela uma característica importante da capacidade de trechos ferroviários com linha singela: a capacidade da linha é inversamente proporcional ao tempo de viagem entre desvios. Se for preciso aumentar o número máximo de trens, é necessário reduzir o tempo total de viagem entre desvios. Mais ainda, pode-se perceber que é possível identificar os trechos de estrangulamento na linha, que são aqueles para os quais a soma dos tempos de viagem nos dois sentidos e do tempo total de folga é máxima. Pode-se também notar que qualquer redução da velocidade dos trens afeta a capacidade do ramal, como será visto a seguir.

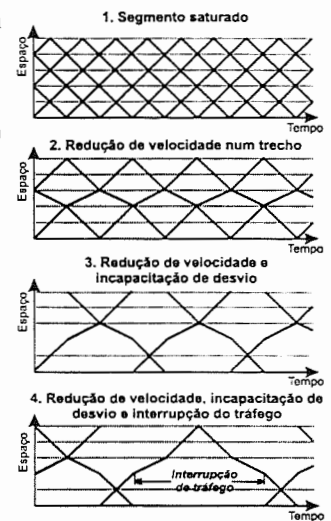


Fig. 3.9: Efeito da falta de manutenção da via sobre a capacidade

### 3.1.3 A manutenção da via permanente e a capacidade

Num trecho de linha singela saturado, isto é, que opera na capacidade, têm-se pares de trens se cruzando em desvios alternados, como se mostra no primeiro diagrama espaço-tempo da Figura 3.9. A partir desse diagrama, pode-se analisar o efeito que a qualidade da manutenção da via permanente tem sobre a capacidade de um trecho ferroviário.

A deterioração da via, por falta de manutenção apropriada, força a emissão de uma ordem temporária de redução de velocidade, para evitar a ocorrência de

descarrilamentos. Supondo-se que isso ocorra para o bloco central do trecho representado na Figura 3.9, o segundo diagrama espaço-tempo mostra a redução no volume de trens que é causada pela ordem de redução de velocidade.

Se, além da redução de velocidade, um dos desvios fica incapacitado temporariamente em razão da falta de manutenção preventiva, o efeito sobre a capacidade do trecho é ainda maior, como se mostra no terceiro diagrama espaço-tempo da Figura 3.9. Pode-se notar que a impossibilidade de usar o segundo desvio causa uma redução adicional no número de trens. Finalmente, pode-se perceber o efeito de uma interrupção temporária da linha sobre a capacidade.

### 3.2 O HCM: capacidade e nível de serviço de rodovias

Numa ferrovia, o fator preponderante para a determinação da capacidade é o 'headway' mínimo entre veículos que, por sua vez, depende dos tempos de viagem. Isso acontece porque, em função do sistema de controle de tráfego usado nas ferrovias, os trens raramente trafegam próximos uns dos outros e a sua velocidade depende exclusivamente das características da via e do trem. No caso do transporte rodoviário, a velocidade dos veículos é afetada pela densidade da corrente de tráfego, conforme estudado no Capítulo 1. Por isso, além da capacidade, que é o maior volume que pode ser suportado pela via, é também importante determinar o nível de serviço, ou seja, as condições encontradas pelos usuários.

Os conceitos de *capacidade* e *nível de serviço* estão descritos no *Highway Capacity Manual*<sup>4</sup> ou, para maior simplicidade, o HCM, que poderia ser traduzido para português como *Manual de Capacidade Rodoviária*. O HCM é a referência básica para o estudo da capacidade e do nível de serviço de componentes do sistema de transporte rodoviário. Elaborado para ser usado ao estudo da capacidade e nível de serviço de rodovias dos EUA, o HCM tem ampla aceitação em todo o mundo, apesar de existirem outros manuais que também fornecem procedimentos válidos para a análise de componentes específicos do sistema viário, tais como os manuais canadense<sup>5</sup> e australiano<sup>6</sup> para análise e calibração de semáforos. A utilidade e a facilidade para usar os procedimentos que aparecem no HCM tornaram-no, sem a

<sup>4</sup>TRB (1998). *Highway Capacity Manual*. Special Report 209, 3a. ed., Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, EUA.

<sup>5</sup>Teply, S. (1984). *Canadian Capacity Guide for Signalized Intersections*. University of Alberta and Canadian Institute of Transportation Engineers. Edmonton, Alberta, Canadá.

<sup>6</sup>Akcelik, R. (1981). *Traffic Signals: Capacity and Timing Analysis*. ARR Report 123, Australian Road Research Board. Victoria, Austrália.

menor dúvida, o maior best-seller no campo da Engenharia de Transportes, tendo sido traduzido para diversas línguas.

### 3.2.1 A evolução do *Highway Capacity Manual*

Neste texto, apresenta-se apenas a análise de capacidade e nível de serviço para ‘freeways’ (capítulo 3 do HCM) e de rodovias de pista dupla (capítulo 7). O leitor interessado deve consultar o HCM para aprender como usar os demais capítulos.

A primeira edição do HCM foi publicada nos EUA em 1950, fruto de um esforço conjunto do Comitê de Capacidade Rodoviária do Highway Research Board, um órgão de pesquisas mantido pelo National Research Council dos EUA, e do Bureau of Public Roads, um órgão da administração federal americana. A edição de 1950 do HCM teve origem em dois artigos publicados originalmente na revista *Public Roads*<sup>7</sup> e apresentava definições de termos-chave, uma compilação de fluxos máximos observados e procedimentos para análise de trechos com fluxo contínuo, interseções semaforizadas, áreas de entrelaçamento (‘weaving areas’) e pontos de acesso a rodovias (‘ramps’).

A segunda edição do HCM<sup>8</sup> foi editada em 1965, pelo HRB. Na edição de 1965, que trouxe alterações significativas em relação à de 1950, o manual tomou a forma atual e introduziu o conceito de nível de serviço.

Em 1985, a terceira edição do HCM foi publicada pelo Transportation Research Board (sucessor do HRB) e introduziu procedimentos para análise de componentes do sistema de transporte rodoviário que não rodovias e ruas, bem como refinamentos no conceito de nível de serviço. Junto com o manual impresso, foi também publicada uma implementação dos procedimentos propostos num software para microcomputadores, o HCS (‘Highway Capacity Software’).

A edição de 1985 do HCM passou por duas revisões significativas. A primeira delas foi em outubro de 1994, quando 8 dos 14 capítulos do manual foram revisados e atualizados. Em dezembro de 1997, o HCM foi novamente atualizado, com revisões em 9 dos seus 14 capítulos; além de incorporar novos desenvolvimentos oriundos de pesquisas conduzidas em diversas partes do mundo, essa última revisão prepara o caminho para a próxima edição do HCM, prevista para o ano 2000. Como a revisão de dezembro de 1997 foi publicada em 1998, existe uma certa confusão,

<sup>7</sup>Normann, O. K. e Walker, W. (1949). Highway capacity: practical applications of research. *Public Roads*, v. 25, n. 10, p. 201–234 e v. 25, n. 11, p. 237–277.

<sup>8</sup>HRB (1965). *Highway Capacity Manual*. Special Report 87, Highway Research Board, National Research Council, Washington, DC, EUA.

já que as datas 1997 e 1998 são usadas para fazer referência à versão atual do HCM.

Ao longo das suas três edições e quase 50 anos de idade, O HCM tem acompanhado a evolução do conhecimento sobre capacidade de rodovias. Baseado inicialmente nos resultados dos estudos pioneiros de O. K. Normann e William Walker, na década de 40, as edições e revisões mais recentes passaram a incorporar descobertas e resultados de pesquisas obtidos por pesquisadores espalhados pelo mundo, o que pode explicar sua grande aceitação e uso fora dos EUA.

### 3.2.2 *Objetivos e organização do HCM*

Os procedimentos apresentados no HCM servem para a estimação da capacidade e da qualidade do serviço encontrada em elementos individuais do sistema de transporte rodoviário e foram estabelecidos com base em estudos conduzidos nos últimos 45 anos, refletindo basicamente a experiência norte-americana. O manual divide os procedimentos para a análise da capacidade em diversos níveis, chamados de operacional, de projeto e de planejamento, para rodovias e vias urbanas, para sistemas de transporte público de passageiros, e para vias de pedestres e bicicletas. O manual não apresenta procedimentos para a análise da capacidade de um sistema de transportes, mas apenas para componentes individuais.

O HCM classifica os componentes do sistema de transporte rodoviário em dois tipos: os que apresentam *fluxo contínuo* de tráfego e os que apresentam *fluxo interrompido*. Fluxo contínuo de tráfego implica que não existe dispositivos (tais como semáforos) que interrompem periodicamente a corrente de veículos no componente e as condições de tráfego apresentadas são resultantes das interações entre os veículos na corrente de tráfego e as características geométricas e ambientais da via. Nos componentes que apresentam fluxo interrompido, existem dispositivos de controle (tais como semáforos, sinais de parada obrigatória, etc.), que forçam a parada completa ou uma redução significativa na velocidade da corrente de tráfego, a despeito da intensidade do tráfego.

*Fluxo contínuo e fluxo interrompido* descrevem o tipo de fluxo de tráfego encontrado no componente, e não a qualidade do fluxo num dado instante. Assim sendo, uma auto-estrada na qual existe um grave congestionamento que força a interrupção do fluxo de veículos continua sendo um componente de fluxo contínuo, pois o congestionamento é devido à intensidade do fluxo de tráfego.

As ‘freeways’ – isto é, auto-estradas com acesso controlado e limitado – apresentam a forma mais pura de fluxo contínuo; as rodovias de pista dupla e pista

simples também apresentam fluxos contínuos se existem trechos longos (pelo menos 3 km) entre interseções e semáforos; se os trechos entre semáforos tiverem menos de 3 km, deve-se usar o procedimento para análise de vias arteriais, nas quais os fluxos são interrompidos.

A Tabela 3.1 mostra como o HCM está organizado, indicando o conteúdo de cada um dos seus 14 capítulos. Os dois primeiros capítulos tratam de definições de conceitos básicos, apresentam as variáveis relacionadas à capacidade e discutem-se valores observados para essas variáveis nos EUA. Os capítulos 3 a 14 apresentam os procedimentos do manual, sendo que os capítulos 3 a 8 tratam de componentes que apresentam fluxos contínuos de tráfego e os restantes, fluxos interrompidos.

A estrutura básica dos capítulos 3 a 14 contém quatro partes: introdução, metodologia, procedimentos para aplicação e exemplos de cálculo. A *introdução* descreve as características do componente e os conceitos e a filosofia do procedimento usado; a *metodologia* apresenta os componentes do procedimento, incluindo equações, tabelas e gráficos usados para os cálculos. Os *procedimentos para aplicação* apresentam instruções para aplicação, passo a passo, do procedimento para análise da capacidade e nível de serviço. Os *exemplos de cálculo* incluem situações que exploram a aplicação dos procedimentos, mostrando todos os cálculos necessários e discutindo e interpretando os resultados obtidos. A estrutura dos capítulos foi estabelecida de modo a facilitar o uso do manual, permitindo que seus usuários aprendam rapidamente a utilizá-lo de modo eficiente. Infelizmente, ainda não existe uma versão do HCM em português e adaptada para as condições brasileiras, o que exige que a versão original, em inglês, seja usada.

**Tab. 3.1:** Os capítulos do HCM

|    |                                       |
|----|---------------------------------------|
| 1  | Introdução, conceitos e aplicações    |
| 2  | Características do tráfego rodoviário |
| 3  | Segmentos básicos de 'freeways'       |
| 4  | Áreas de entrelaçamento em 'freeways' |
| 5  | Junções em 'freeways'                 |
| 6  | Análise de 'freeways' como sistemas   |
| 7  | Rodovias de pista dupla               |
| 8  | Rodovias de pista simples             |
| 9  | Interseções semaforizadas             |
| 10 | Interseções não semaforizadas         |
| 11 | Vias arteriais                        |
| 12 | Transporte coletivo                   |
| 13 | Pedestres                             |
| 14 | Bicicletas                            |

Fonte: *Highway Capacity Manual*, Special Report 209, 3a. ed. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, EUA, 1998.

### 3.3 Capacidade e nível de serviço de rodovias

O objetivo principal de uma análise de capacidade é estimar o volume máximo de pessoas ou veículos que pode ser suportado por um trecho de rodovia com um mínimo de segurança de trânsito. As condições operacionais que ocorrem próximo da capacidade, via de regra, são tão ruins que nunca se planeja que a rodovia opere nessa situação; assim sendo, a análise de capacidade também serve para estimar o volume máximo que pode ser acomodado dentro de condições operacionais preestabelecidas que são consideradas suportáveis pelos usuários.

*Análise de capacidade* é, por conseguinte, um conjunto de procedimentos para estimação dos volumes de tráfego que podem ser suportados por componentes do sistema de transporte rodoviário dentro de uma gama preestabelecida de condições operacionais, servindo para analisar componentes já existentes e para o planejamento e projeto de novos componentes do sistema.

### 3.3.1 Capacidade veicular de uma via

O HCM define cuidadosamente os conceitos de capacidade e nível de serviço. *Capacidade veicular* refere-se ao número máximo de veículos que podem passar por um dado ponto da via, sob condições predominantes de tráfego, controle e da via, supondo-se que o trecho a jusante do ponto esteja livre e não exista nenhum impedimento para o fluxo de tráfego. Alguns pontos desta definição são importantes e devem ser ressaltados:

1. A capacidade é definida para *condições predominantes de tráfego, controle e da via*, que devem ser razoavelmente constantes para o segmento estudado, pois qualquer alteração no tráfego, no sistema de controle dos fluxos ou na via resultarão em alterações na capacidade. A definição pressupõe que essas condições incluem tempo bom, pavimento em bom estado e nenhum incidente de tráfego (obstruções temporárias do fluxo).
2. A estimativa de capacidade refere-se a um *ponto* da via ou a um *segmento* de características uniformes com relação à via, ao tráfego e às condições de controle do fluxo de tráfego. Em função de diferenças nessas condições, cada segmento da via pode ter capacidade diferente e a capacidade do sistema pode ser inferida a partir da capacidade de seus componentes, sendo que o ponto ou segmento de piores condições operacionais determina o nível de serviço do sistema.
3. A capacidade é expressa em termos de uma *taxa de fluxo* de veículos ou de pessoas, que normalmente se refere aos 15 minutos mais congestionados da hora. Reconhece-se assim que pode existir uma grande variação no fluxo ao longo de uma hora e, por conseguinte, a análise deve ser feita considerando o período de maior fluxo dentro da hora pico.
4. A capacidade é definida em termos de uma *expectativa razoável de ocorrência*, ou seja, que a capacidade estimada para o segmento seja uma taxa de fluxo de tráfego que possa ser obtida com razoável frequência todas as vezes que a demanda for suficientemente alta e que também tenha sido observada em segmentos de características similares em outros locais. Portanto,

ocasionalmente pode-se observar taxas de fluxo maiores que a capacidade mas, normalmente, essas taxas de fluxo não se repetem ou não duram muito tempo.

### 3.3.2 Nível de serviço e volume de serviço

O conceito de *nível de serviço* usa medidas qualitativas para caracterizar como as *condições operacionais* dentro da corrente de tráfego são percebidas pelos motoristas e passageiros. Essas condições operacionais incluem a velocidade e o tempo de viagem, a facilidade de manobras dentro da corrente de tráfego, o conforto psicológico dos usuários, o tempo de retardamento, a segurança de trânsito, os custos operacionais, etc.

O HCM estabelece seis níveis de serviço, designados por letras variando de A a F, sendo que A é o melhor nível de serviço e F, o pior. O nível de serviço E corresponde à capacidade da via, já que normalmente se considera que o volume de tráfego que se pode conseguir nas condições de congestionamento do nível de serviço F é menor que a taxa máxima de fluxo de tráfego. No entanto, costuma-se usar os níveis de serviço C ou D para a maioria das aplicações, já que esses níveis de serviço estabelecem condições operacionais mais aceitáveis para os usuários. O HCM contém descrições detalhadas dos níveis de serviço para cada tipo de rodovia ou de componente de rodovia, que podem ser encontradas nos capítulos pertinentes.

Associados aos níveis de serviços são definidos os *volumes de serviço*, que são as máximas taxas de fluxo de tráfego que podem ser obtidas dentro de cada nível de serviço. Os volumes de serviço determinam a fronteira entre os níveis de serviço e são estabelecidos em função das taxas de fluxo correspondentes aos 15 minutos mais movimentados da hora pico.

*A taxa de fluxo é o volume horário equivalente obtido observando-se o tráfego num período inferior a uma hora, normalmente 15 minutos.*

### 3.3.3 Medidas de desempenho

Ainda que o conceito de nível de serviço incorpore uma ampla gama de condições operacionais da corrente de tráfego e a forma como essas condições são percebidas pelos usuários, existem limitações nos sistemas de coleta de dados que efetivamente impedem o uso de alguns desses parâmetros no estabelecimento dos volumes de serviço.

Por causa dessas restrições, o HCM define os níveis de serviço em termos de *medidas de desempenho*, que são os parâmetros que melhor descrevem as condições operacionais na corrente de tráfego. As medidas de desempenho adotadas

no HCM para vias rurais e urbanas estão mostradas na Tabela 3.2 e são, basicamente, a velocidade e sua inversa, o tempo de viagem; a densidade; e o tempo de retardamento, que é o tempo adicional de atraso sofrido pelos motoristas.

**Tab. 3.2:** Medidas de desempenho para vias urbanas e rurais

| <i>Componente</i>       | <i>Medida de desempenho</i>                            |
|-------------------------|--|
| <i>'Freeways'</i>       |  |
| segmentos básicos       | densidade [veic/(km.faixa)]                            |
| áreas de entrelaçamento | densidade [veic/(km.faixa)]                            |
| junções                 | taxa de fluxo [veic/h]                                 |
| <i>Rodovias</i>         |  |
| pista dupla             | densidade [veic/(km.faixa)]<br>velocidade livre [km/h] |
| pista simples           | atraso percentual                                      |
| <i>Vias arteriais</i>   | velocidade média [km/h]                                |
| <i>Interseções</i>      |  |
| semáforizadas           | atraso parado [s/veic]                                 |
| não semáforizadas       | atraso parado [s/veic]                                 |

Fonte: *Highway Capacity Manual*, SR 209, 3a. ed. TRB, NRC, Washington, DC, EUA, 1998, Tab. 1-2, p. 1-5.

A *velocidade* determina o *tempo de viagem* e essas duas variáveis são facilmente percebidas pelos usuários; em rodovias de pista dupla, a velocidade é uma medida clara da qualidade do serviço, enquanto que o tempo de viagem torna-se a medida primordial em outros tipos de via, nas quais a velocidade, além de baixa, varia bastante. A *densidade* descreve a proximidade dos veículos na corrente e reflete tanto a facilidade com que se pode realizar manobras dentro do fluxo como o nível de conforto psicológico dos usuários. O *tempo de retardamento* corresponde ao atraso sofrido pelos motoristas por causa das más condições de tráfego, tanto enquanto parados num cruzamento como quando se movimentam por um trecho congestionado.

Para 'freeways', a medida de desempenho usada é a *densidade* (ou concentração), que é medida em termos do número de veículos por quilômetro de faixa de tráfego [veic/(km.faixa)]. A densidade é também usada como medida de desempenho para áreas de entrelaçamento em 'freeways'; já os pontos de acesso (trevos, alças, etc.) usam como medida de desempenho a *taxa de fluxo* [veic/h].

Para as rodovias de pista dupla, as medidas de desempenho são a *densidade* [veic/(km.faixa)] e a *velocidade de fluxo livre* [km/h]. A *velocidade média de percurso* é a medida de desempenho para vias arteriais e o atraso é a usada para rodovias de pista simples e para as interseções. Nas rodovias de pista simples usa-se o *atraso porcentual*, ou seja, a porcentagem de tempo viajando em pelotões; nas interseções usa-se o *atraso médio* [s/veic] a que são submetidos os veículos.

### 3.3.4 A relação volume/capacidade e seu uso

As medidas de desempenho usadas pelo HCM podem ser facilmente discernidos pelos usuários, tais como velocidade, tempo de viagem, densidade, retardamento, etc. pois são parâmetros que estão relacionados com um trecho de via. Um outro parâmetro importante da corrente de tráfego é o volume de tráfego que não pode ser percebido por um motorista numa corrente de tráfego por estar relacionado

com um ponto da via. Além dessa característica, o volume, isoladamente, não é um parâmetro capaz de descrever bem as condições operacionais na corrente de tráfego. Uma dada taxa de fluxo de tráfego (que não seja a que corresponde à capacidade) pode ocorrer sob condições muito diversas: com velocidade alta e densidade baixa ou com velocidade baixa e densidade alta. Essas duas condições fornecem o mesmo volume, mas em níveis de serviço totalmente diferentes.

Apesar de suas limitações, o volume, ou mais corretamente, a taxa de fluxo de tráfego, é o parâmetro que descreve a demanda. Na análise de capacidade e nível de serviço, a *relação volume/capacidade* é um parâmetro de muita importância:

$$v/c = \frac{\text{taxa de fluxo de tráfego}}{\text{capacidade}} \quad (3.6)$$

Freqüentemente, a taxa de fluxo de tráfego representa uma previsão da demanda ou uma medida do nível existente de demanda e a capacidade é estimada com base nas condições dominantes do tráfego, controle e da via, no trecho sendo estudado.

A relação  $v/c$  é uma medida da relação entre a demanda ( $v$ ) e a oferta ( $c$ ). Se  $v/c > 1,00$ , a demanda (existente ou prevista) excede a capacidade estimada da via, indicando, assim, uma clara necessidade de ampliação da oferta. Uma relação  $v/c = 0,90$  indica que o componente pode suportar um aumento de apenas 10% na demanda.

No HCM, os níveis de serviço são definidos em termos das medidas de desempenho (tais como densidade, atraso médio, etc.) mas seus procedimentos de análise usam a relação  $v/c$  para estimação dos volumes de serviço. Isso é feito por meio de correlações matemáticas como a mostrada na Figura 3.10, que ilustra a determinação de fluxos de serviço  $SF_i$  para rodovias de pista dupla. Conhecidos os  $SF_i$ , pode-se determinar as relações  $v/c_i$  correspondentes para cada nível de serviço:

$$v/c_i = \frac{SF_i}{\text{capacidade}} \quad (3.7)$$

Para o nível de serviço E, que corresponde à capacidade, têm-se sempre que  $v/c_E = 1,00$ , ao passo que, para os níveis de serviço de A a D, a relação  $v/c$  varia entre 0 e 1,00.

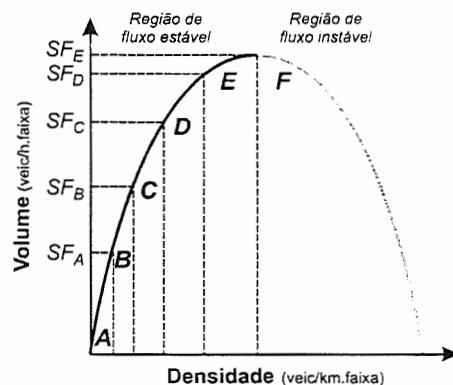


Fig. 3.10: Níveis de serviço para trechos de fluxo contínuo

### 3.3.5 Capacidades básicas sob condições ideais

O HCM fornece valores para a capacidade de componentes do sistema viário em *condições ideais*. Essas condições ideais, em princípio, a capacidade mantém-se inalterada se melhorias (por exemplo, aumento da largura de faixas e de acostamentos, etc.) forem introduzidas. Condições ideais pressupõem tempo bom, pavimento em bom estado, usuários familiarizados com a via e ausência de incidentes que possam bloquear faixas ou, de alguma forma, afetar o fluxo de veículos. Os valores da capacidade básica sob condições ideais para rodovias

**Tab. 3.3:** Capacidades básicas sob condições ideais, componentes com fluxo contínuo

| <i>Componente</i>       | <i>Capacidade básica</i>   |
|-------------------------|----------------------------|
| <i>'Freeways'</i>       |                            |
| segmentos básicos       | 2.400 veic/(h.faixa)       |
| áreas de entrelaçamento | 1.900 veic/(h.faixa)       |
| junções                 | 1.700 veic/h               |
| <i>Rodovias</i>         |                            |
| pista dupla             | 2.200 veic/(h.faixa)       |
| pista simples           | 2.800 veic/h, bidirecional |

Fonte: *Highway Capacity Manual*, SR 209 (3a. ed.). TRB, NRC, Washington, DC, EUA, 1998. Tab. 2-14, p. 2-34.

A unidade para capacidade e volume de serviço usada no HCM é '*passenger car equivalent per hour per lane*' [pcephpl]. Neste texto, esse termo foi traduzido como *carros de passeio equivalentes por hora por faixa de tráfego* [cpe/(h.faixa)]. Ao longo do texto, os termos "carros de passeio" e "automóveis" são usados como sinônimos.

A capacidade básica total de uma rodovia de pista simples é estabelecida para o tráfego nas duas direções, para refletir o impacto que o fluxo no sentido contrário tem sobre as oportunidades de ultrapassagem e, por conseguinte, na capacidade de se preencher, de modo eficiente, os vazios na corrente de tráfego. Esse fenômeno reduz a capacidade dos 2.200 cpe/(h.faixa) observados em rodovias de pista dupla

para apenas 2.800 cpe/h.

### 3.4 Fatores que afetam a capacidade de uma rodovia

Na definição de capacidade que aparece no HCM, faz-se referência a "condições predominantes do tráfego, do controle e da via", que são representativas do meio-ambiente viário do segmento sendo analisado. Em praticamente todos os casos, as condições reais do segmento sendo analisado não as ideais e o cálculo da capacidade deve incluir fatores de correção para incorporar o efeito dessa variação das condições ideais. O HCM categoriza as condições predominantes da via em três classes: as relativas à via, ao tráfego e ao sistema de controle de tráfego.

#### 3.4.1 Fatores relacionados à via

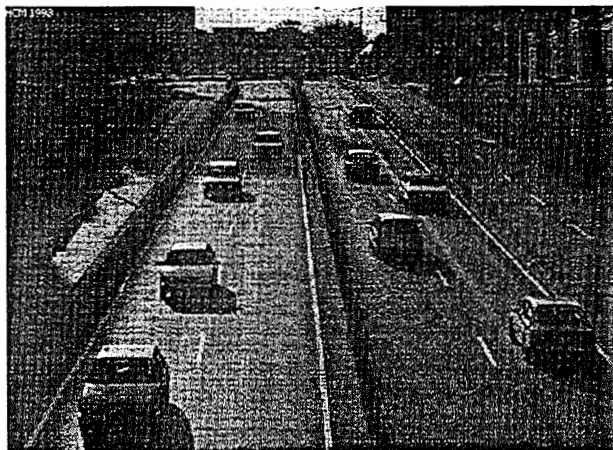
Os fatores relativos à via que interferem na capacidade são elementos do projeto geométrico e da zona lindeira à via. Tanto podem influir diretamente na capacidade,

como podem influir numa medida de desempenho (a velocidade, por exemplo) sem afetar muito a taxa máxima de fluxo que pode ser suportada pelo componente. Os fatores da via listados no HCM para vias com tráfego contínuo incluem:

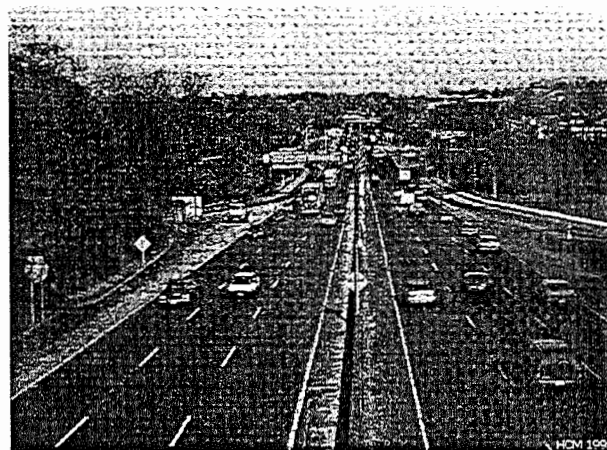
- O tipo de componente e o tipo de uso do solo da região em que está construído;
- A largura das faixas de tráfego;
- A largura dos acostamentos e a distância entre a borda das faixas de rolamento e as obstruções laterais (muros, postes, defensas, etc.);
- A velocidade de projeto; e
- O alinhamento horizontal e vertical da via.

O tipo de via é um dos fatores críticos para estabelecimento da capacidade. A existência de fluxo contínuo, a presença de separação física entre as pistas, o controle de acessos, etc. afetam de forma significativa o fluxo de veículos na via e, por consequência, a capacidade. O tipo de uso do solo lindeiro (rural ou urbano; residencial, comercial ou industrial; etc.) também influencia o desempenho de vias e interseções.

A largura das faixas de tráfego e dos acostamentos pode ter um impacto significativo no fluxo de tráfego. Faixas de tráfego estreitas fazem com que a separação lateral entre veículos seja menor do que a maioria dos motoristas desejaria. Uma



**Fig. 3.11:** Efeito da largura insuficiente das faixas de tráfego sobre o fluxo



**Fig. 3.12:** Faixas de tráfego com largura suficiente não afetam o fluxo

separação lateral inferior à ideal reduz a capacidade e a taxa de fluxo, pois os motoristas reduzem a velocidade ou aumentam a separação longitudinal para uma dada velocidade, fazendo com que os veículos fiquem dispostos na via como que num tabuleiro de xadrez.

O mesmo fenômeno ocorre quando os acostamentos têm largura insuficiente: os motoristas afastam-se das obstruções laterais, reduzindo a separação lateral entre veículos, provocando um efeito comparável ao de faixas de tráfego estreitas. As fotos das Figuras 3.11 e 3.12 ilustram esse fenômeno.

Os elementos do alinhamentos vertical e horizontal da via são estabelecidos em função da velocidade de projeto e da topografia da região na qual a via foi construída. Curvas fechadas, rampas íngremes e longas e quaisquer outras condições que forcem a redução da velocidade são fatores que influem na capacidade.

### 3.4.2 Fatores relativos ao tráfego

As condições do tráfego que interferem na capacidade e nível de serviço são os tipos de veículos que formam a corrente de tráfego e a distribuição da corrente de veículos por direção e pelas faixas de tráfego. Os procedimentos apresentados no HCM pressupõem que os motoristas estão familiarizados com a via.

Quando a corrente de tráfego é formada por outros tipos de veículos além de automóveis, ocorre uma redução na capacidade. O HCM define como *veículos pesados* aqueles que possuem mais de quatro pneus; os veículos pesados afetam adversamente a corrente de tráfego de duas formas principais: ocupando mais espaço na via, porque são mais longos que os automóveis, e possuindo características de desempenho (tais como aceleração, frenagem e capacidade de manter a velocidade em subidas) inferiores às dos automóveis.

A segunda razão é a mais crítica, porque os veículos pesados, não podendo acompanhar os automóveis em diversas situações, causam a formação de vazios na corrente de tráfego que são difíceis de serem preenchidos por manobras de ultrapassagem, como ilustra a foto da Figura 3.13. Esse efeito é maior em rampas íngremes e longas, nas quais as diferenças no desempenho veicular são mais pronunciadas, e em rodovias de pista simples, nas quais a manobra de ultrapassagem é feita usando-se os intervalos no fluxo oposto.

O HCM categoriza os veículos pesados em *caminhões*, *ônibus* e *veículos de recreação*, que são trailers autopropelidos (usualmente montados em plataformas de caminhonetes) ou automóveis rebocando trailers, barcos, etc. Os veículos de

recreação quase sempre são dirigidos por motoristas amadores, o que acentua os impactos causados pelas suas deficiências de desempenho. Normalmente, o HCM não faz distinção entre os diversos tipos de caminhões que são encontrados na corrente de tráfego, mas alguns dos procedimentos permitem escolher o tipo predominante de caminhão encontrado na corrente de tráfego. O efeito dos veículos pesados é incorporado na análise através do uso do *fator de equivalência veicular*, que é o número de automóveis que produz o mesmo efeito que um veículo pesado sobre a corrente de tráfego, dadas as características do trecho estudado.

A *distribuição direcional* do tráfego influencia dramaticamente a capacidade de rodovias de pista simples. As condições ideais ocorrem quando o volume é distribuído igualmente entre as duas direções e a capacidade declina acentuadamente com o aumento do desequilíbrio dos volumes direcionais. Em rodovias de pista dupla e em 'freeways', a análise é feita separadamente para cada direção, analisando-se os volumes de pico de cada uma, que podem ocorrer em horários diferentes do dia – o pico da manhã e o pico da tarde tendem a ocorrer em direções opostas.

A *distribuição da corrente pelas faixas de tráfego* é um fator que afeta apenas as 'freeways' e as rodovias de pista dupla já que, tipicamente, a faixa da direita tem uma densidade menor que as demais faixas. Os procedimentos estabelecidos no HCM pressupõem uma distribuição por faixas típica da encontrada em rodovias americanas.



Fig. 3.13: Formação de vazios na frente de caminhões numa corrente de tráfego

### 3.4.3 Condições de controle de tráfego

As condições de controle de tráfego são preponderantes nos segmentos onde ocorre fluxo interrompido, nos quais o tempo disponível para a movimentação de cada fluxo de tráfego determina a capacidade, as taxas de fluxo de serviço e os níveis de serviço. Dos dispositivos de controle de tráfego, os semáforos são os mais críticos, já que determinam o tempo disponível para cada fluxo de tráfego nas interseções. O efeito dos sinais de parada obrigatória são muito menores, já que eles apenas estabelecem a preferência e os motoristas no fluxo secundário cruzam a via preferencial nos intervalos da corrente principal.

Outros dispositivos de controle de tráfego também exercem alguma influência sobre a capacidade e o nível de serviço. A proibição de estacionamento pode

aumentar a largura ou o número das faixas de tráfego; as proibições de conversões podem evitar conflitos em cruzamentos; o controle do uso de faixas de tráfego pode evitar conflitos entre movimentos e entre automóveis e veículos pesados; e, finalmente, vias de mão única eliminam os conflitos que podem ocorrer entre veículos que fazem conversões à esquerda e os veículos que viajam na direção oposta.

### 3.5 Capacidade e nível de serviço de auto-estradas

Os procedimentos para análise da capacidade e nível de serviço de auto-estradas (em inglês, ‘freeways’) estão nos capítulos 3 a 6 do HCM. Uma *auto-estrada*<sup>9</sup> ou ‘freeway’ é uma rodovia, urbana ou rural, com acesso controlado e limitado, com duas ou mais faixas de tráfego em cada sentido. Numa ‘freeway’, o fluxo de tráfego é contínuo e não existem interseções ou retornos em nível. O acesso de propriedades lindeiras à via é proibido e existe um canteiro, defesa ou outro tipo de separação física entre os fluxos de tráfego em sentidos opostos. Em muitas ‘freeways’ cobra-se pedágio em alguns pontos ao longo da via. De acordo com o HCM, ainda que a existência de uma praça de pedágio implique em interrupções no fluxo de veículos, isso não impede que ela seja tratada como uma ‘freeway’ na análise de capacidade e nível de serviço.

De acordo com o HCM, existem três tipos básicos de elementos numa ‘freeway’:

- *Segmentos básicos de ‘freeways’*: os trechos em que não existem áreas de entrelaçamento ou pontos de acesso. São tratados no capítulo 3 do HCM.
- *Áreas de entrelaçamento* (‘weaving areas’): são os trechos ao longo dos quais dois fluxos de veículos devem cruzar-se, como mostra a Figura 3.14. Aparecem nos locais em que um ponto de acesso localiza-se a montante de um ponto de saída. As áreas de entrelaçamento são tratadas no capítulo 4 do HCM.
- *Junções* (‘ramp junctions’): trechos em que uma faixa de entrada ou saída junta-se à ‘freeway’, como mostrado na Figura 3.14. As junções são tratadas no capítulo 5 do HCM.

Os elementos que compõem uma ‘freeway’ devem ser considerados isoladamente no estudo da capacidade e nível de serviço, pois podem apresentar capacidades di-

<sup>9</sup>Neste texto, os termos “auto-estrada” e “freeway” serão usados com o mesmo significado.

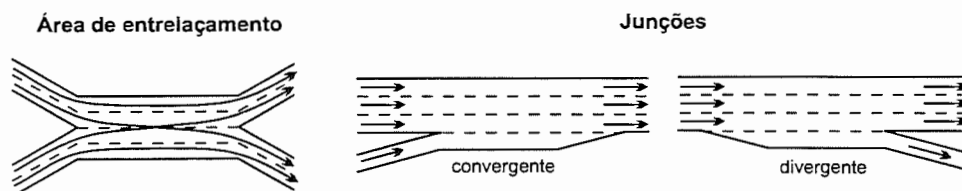


Fig. 3.14: Elementos básicos de auto-estradas

ferentes. O HCM também explica como analisar a interação desses três elementos como um sistema, no seu capítulo 6.

### 3.5.1 Características do fluxo de veículos em auto-estradas

Conforme discutido no Capítulo 1, os fluxos de tráfego contínuos obedecem à relação fundamental do tráfego (Equação 1.7, pág. 13):

$$\text{volume} = \text{velocidade} \times \text{densidade}.$$

Como também visto naquele capítulo, pode-se estudar o fluxo de veículos em auto-estradas por meio de modelos macroscópicos. O HCM também usa uma relação macroscópica para 'freeways' que, por ser baseada em dados empíricos<sup>10</sup>, coletados em diversas 'freeways' norte-americanas, difere ligeiramente do modelo de Greenshields.

Em 'freeways', as características as condições do fluxo podem ser altamente variáveis, dependendo das condições a jusante e a montante de pontos de estrangulamento, que podem ser causados por áreas de entrelaçamento, rampas de acesso, redução do número de faixas de tráfego, atividades de construção ou manutenção, acidentes ou objetos na pista. Um incidente não precisa bloquear uma faixa para causar o aparecimento de um ponto de estrangulamento; veículos parados no acostamento ou no canteiro central podem afetar o fluxo nas faixas de tráfego.

Num segmento de freeway, o fluxo de veículos pode ser categorizado em três regimes que ocorrem em condições diferentes de tráfego, como ilustrado na Figura 3.15. O *regime de fluxo livre* representa o tráfego quando não é influenciado por congestionamento a jusante ou a montante da seção e é definido dentro de uma faixa de variação de velocidades que varia entre 90 a 130 km/h, para taxas de fluxo

<sup>10</sup>Schoen, J.; May, A.; Reilly, W. e Urbanik, T. (1995). *Speed-Flow Relationships for Basic Freeway Sections*. Final Report, NCHRP Project 3-45, JHK & Associates, Tucson, Ariz., EUA.

mais baixas, e entre 70 e 110 km/h, para taxas de fluxo mais altas. A *velocidade de fluxo livre* corresponde, na prática, ao que Greenshields definiu teoricamente como a *velocidade livre*, que seria a velocidade média da corrente quando o volume tende a zero.

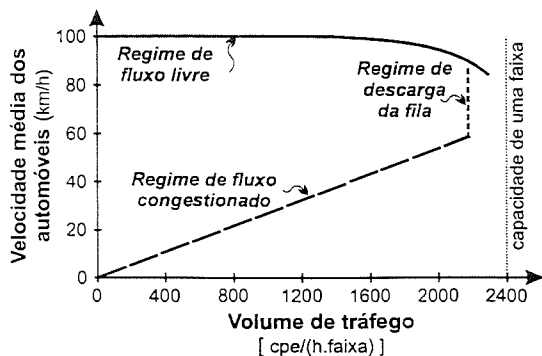


Fig. 3.15: Regimes de fluxo em 'freeways'

O *regime de descarga da fila* representa o tráfego que acaba de passar por um ponto de estrangulamento e está acelerando para retornar à velocidade de fluxo livre da 'freeway'. A taxa de fluxo no regime de descarga da fila é constante, desde que não haja a influência de um outro ponto de estrangulamento a jusante. Este tipo de regime é definido por uma faixa relativamente estreita de volumes, de 2.000 a 2.300 veic/(h.faixa), com velocidades variando entre 60 km/h e a velocidade de fluxo livre do segmento, com as velocidades mais baixas sendo observadas imediatamente a jusante do ponto em que a fila está se dissipando. A velocidade média do fluxo de descarga da fila alcança a velocidade livre do segmento mais ou menos 1 km a jusante do ponto de estrangulamento, dependendo do alinhamento vertical e horizontal da 'freeway'. O HCM afirma que existem evidências empíricas que o fluxo de descarga da fila é cerca de 5% menor que o fluxo máximo observado antes da formação do congestionamento.

O *regime de fluxo congestionado* ocorre num trecho a montante de um ponto de estrangulamento, ou seja, na fila formada no congestionamento, que pode se estender por centenas de metros a jusante do ponto de estrangulamento. As taxas de fluxo e a velocidade variam dentro de uma ampla faixa, dependendo do grau de obstrução. Deve-se ressaltar que as filas, numa 'freeway', não são estáticas como num cruzamento semaforizado, mas os veículos movem-se lentamente ao longo da fila, alternando períodos de parada com períodos de movimento.

Os níveis de serviço A a E estão dentro do regime de fluxo livre, os outros dois regimes estão dentro do nível de serviço F. O procedimento para análise de capacidade e nível de serviço do HCM trata apenas das situações em que existe um regime de fluxo livre.

### Condições ideais para freeways

A relação volume-velocidade que descreve o fluxo de veículo num segmento de 'freeway' depende das condições locais, que podem ser inferiores às condições ideais estipuladas no HCM. As condições ideais para 'freeways' incluem:

- Faixas de tráfego com 3,6 m (12 pés) de largura;
- Uma distância livre de 1,8 m (6 pés) entre a borda das faixas de rolamento e as obstruções ou objetos mais próximos no lado do acostamento e de 0,6 m (2 pés) no lado do canteiro central;
- Velocidade de projeto de 120 km/h (70 mph);
- Motoristas familiarizados com a via, isto é, apenas usuários regulares;
- Para 'freeways', pelo menos 10 faixas de tráfego nos trechos situados em zonas urbanas
- Distância mínima de 3 km entre dispositivos de entroncamento;
- Corrente de tráfego formada apenas por automóveis; e
- Relevo plano (rampas inferiores a 2%).

Uma freeway nessas condições apresenta velocidade de fluxo livre de 120 km/h ou mais e representa as melhores condições possíveis com relação ao fluxo de tráfego.

### ***A relação volume-velocidade para freeways***

Todos os estudos mais recentes indicam que a velocidade, numa 'freeway', não varia em função do volume, se a taxa de fluxo for baixa ou moderada. Isto pode ser verificado na Figura 3.16, que mostra a relação volume-velocidade adotada pelo HCM para 'freeways'. Para 'freeways' com velocidade de fluxo livre de 120 km/h, a velocidade não é afetada pelo volume até que taxas de fluxo maiores ou iguais a 1.300 veic/(h.faixa) ocorram. Para 'freeways' com velocidades livres menores, essa taxa crítica cresce, chegando até 1.750 veic/(h.faixa) para as com velocidade de fluxo livre de 90 km/h. A capacidade de uma faixa de tráfego varia com a velocidade de fluxo livre, sendo maior onde a velocidade é mais alta, como mostra a Tabela 3.4.

O gráfico da Figura 3.16 trata apenas do regime de fluxo livre, dentro do qual se situam os níveis de serviço A a E. Os outros dois regimes de fluxo, que correspondem ao fluxo congestionado e ao regime de descarga da fila, correspondem ao nível de serviço F e, por conseguinte, não são considerados no procedimento de análise de capacidade e nível de serviço.

O HCM estipula que a velocidade de fluxo livre deve ser medida no local, como a velocidade média dos automóveis quando a taxa de fluxo for inferior a 1300 veic/(h.faixa). A velocidade de fluxo livre pode ser obtida medindo-se a velocidade num ponto ou fazendo-se uma pesquisa de tempo de viagem.

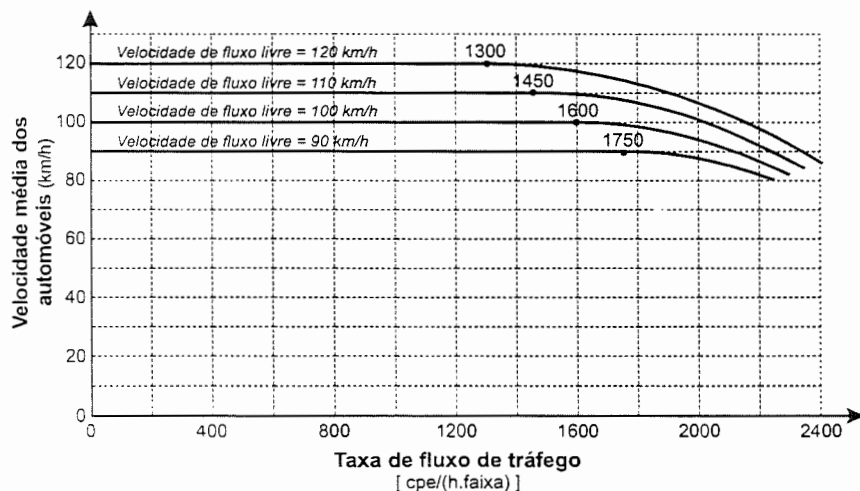


Fig. 3.16: Relação volume-velocidade para 'freeways'

Tab. 3.4: Taxas máximas de fluxo para 'freeways'

| Velocidade de fluxo livre (km/h) | Capacidade [veic/(h.faixa)] |
|----------------------------------|-----------------------------|
| 120                              | 2.400                       |
| 110                              | 2.350                       |
| 100                              | 2.300                       |
| 90                               | 2.250                       |

O HCM também ressalta que, embora apenas quatro curvas sejam mostradas na Figura 3.16, pode-se obter uma relação volume-velocidade para qualquer velocidade de fluxo livre no intervalo entre 90 e 130 km/h fazendo uma interpolação entre as curvas da Figura 3.16.

Outro aspecto que pode ser notado na Figura 3.16 é a velocidade média dos automóveis na capacidade. Pode-se perceber que a queda na velocidade média é maior para 'freeways' com maior velocidade de fluxo livre. A velocidade média na capacidade é 85 km/h para uma 'freeway' com velocidade de fluxo livre de 120 km/h e 80 km/h para uma com velocidade de fluxo livre de 90 km/h.

Os fatores que influenciam a velocidade de fluxo livre, de acordo com o HCM, são:

- *Largura das faixas de tráfego e do acostamento*: faixas de tráfego com menos de 3,6 m e acostamentos com menos de 1,8 m (no lado direito da pista) e 0,6 m (no lado esquerdo da pista) causam redução da velocidade de fluxo livre.
- *Número de faixas de tráfego*: conforme o número de faixas aumenta, os motoristas podem se posicionar melhor para evitar os efeitos dos veículos mais lentos, que costumam se posicionar nas faixas mais à direita. Assim sendo, numa 'freeway' de 6, 8 ou 10 faixas, os veículos lentos tem um efeito menor que numa de 4 faixas.

- *Densidade de dispositivos de entrocamento*: as manobras de entrelaçamento associadas com trevos afetam o fluxo de tráfego e ‘freeways’ com entradas e saídas pouco espaçadas (normalmente situadas em zonas densamente urbanizadas) operam com velocidades de fluxo livre inferiores às encontradas em ‘freeways’ suburbanas ou rurais. O espaçamento ideal entre dispositivos de entrocamento é 3 km; o espaçamento mínimo recomendado no HCM para ‘freeways’ é de 800 m.
- *Outros fatores*: velocidade de projeto e os alinhamentos vertical e horizontal podem interferir na velocidade de fluxo livre. O HCM sugere que, nos casos em que se suspeita que esses fatores possam influir na velocidade de fluxo livre, deve-se fazer um estudo da distribuição de velocidades dos automóveis em volumes baixos, evitando-se o uso do método para estimação da velocidade livre proposto no seu Capítulo 3.

### ***Fatores de equivalência veicular***

A presença de caminhões e outros veículos pesados na corrente de tráfego provoca uma deterioração nas condições operacionais, já que esses veículos, por terem desempenho inferior ao dos automóveis, provocam o aparecimento de ‘gaps’ excessivos na corrente de tráfego. Além disso, esses veículos ocupam um espaço, na faixa de tráfego, que corresponde ao ocupado por dois ou três automóveis. No método adotado pelo HCM, cada veículo pesado é convertido num número equivalente de automóveis, a fim de que o método possa usar uma medida de volume baseada em automóveis. O fator de conversão usado depende da porcentagem de veículos pesados no fluxo, no comprimento e na inclinação da rampa (aclive ou declive).

### ***3.5.2 Medidas de desempenho para freeways***

São três as medidas de desempenho usadas para a análise de ‘freeways’: a densidade [cpe/(km.faixa)], a velocidade média dos automóveis [km/h], e a relação volume/capacidade. A medida de desempenho primária para estabelecimento do nível de serviço é a densidade.

A Tabela 3.5 mostra as faixas de variação da densidade para os níveis de serviço. O HCM ressalta que, embora a especificação da densidade máxima para os níveis de serviço de A a D tenha sido baseada no julgamento dos membros do Comitê de Capacidade e Qualidade de Serviço do TRB, o limite máximo para o nível

de serviço E, 28 cpe/(km.faixa), foi estabelecido a partir da densidade máxima observada na qual o regime de fluxo livre pode ser mantido numa 'freeway'.

A Figura 3.17 ilustra as faixas de variação da densidade para cada nível de serviço; a velocidade e o volume são os correspondem aos valores da densidade em condições ideais. A Tabela 3.6 fornece os critérios para estabelecimento dos níveis de serviço para 'freeways'. O HCM ressalta que as velocidades e taxas de fluxo de serviço são parâmetros secundários estabelecimento do nível de serviço em 'freeways' e que o parâmetro fundamental é a densidade. Os valores tabelados da velocidade e do taxa de fluxo são apenas indicativos dos que devem ocorrer com a densidade máxima para cada nível de serviço e variações nesses valores podem ser esperadas, se as condições da 'freeway' forem diferentes das ideais.

Observando-se a Tabela 3.6 pode-se notar que, para um mesmo nível de serviço, a relação  $v/c$  diminui, à medida em que a velocidade de fluxo livre reduz-se. Isso pode ser explicado porque uma redução na velocidade de fluxo livre é causada por condições geométricas (tais como rampas máximas, raios mínimos de curva, largura de faixas de tráfego e de acostamentos, etc.) menos favoráveis e, numa rodovia de projeto geométrico inferior, o limite do nível de serviço é alcançado com uma taxa de fluxo menor. Usando como exemplo a Rodovia dos Bandeirantes e a Via Anhangüera, no estado de São Paulo, a primeira consegue operar no mesmo nível de serviço da segunda com volumes bem maiores, já que seu projeto geométrico possui características muito superiores, como rampas menos

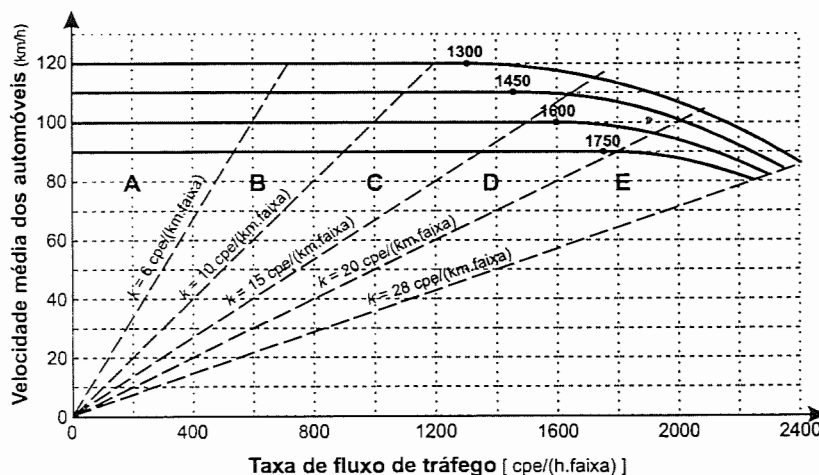


Fig. 3.17: Critérios para determinação do nível de serviço para 'freeways'

Tab. 3.5: Critério para estabelecimento dos níveis de serviço para 'freeways'

| Nível de serviço | Densidade [veic/(km.faixa)] |
|------------------|-----------------------------|
| A                | $0 < k \leq 6$              |
| B                | $6 < k \leq 10$             |
| C                | $10 < k \leq 15$            |
| D                | $15 < k \leq 20$            |
| E                | $20 < k \leq 28$            |
| F                | $28 < k$                    |

Fonte: TRB (1997). *Metric Analysis Reference Guide*. Transportation Research Circular 489. p. 19.

Tab. 3.6: Critérios para determinação do nível de serviço em 'freeways'

| <i>Nível de serviço</i>              | <i>Densidade</i><br>[veic/(km.faixa)] | <i>Velocidade mínima</i><br>(km/h) | <i>Taxa de fluxo máxima</i><br>[cpe/(h.faixa)] | <i>Relação v/c máxima</i> |
|--------------------------------------|---------------------------------------|------------------------------------|--|---------------------------|
| Velocidade de fluxo livre = 120 km/h |                                       |                                    |  |                           |
| A                                    | $0 < k \leq 6$                        | 120                                | 720  | 0,29                      |
| B                                    | $6 < k \leq 10$                       | 120                                | 1.200  | 0,47                      |
| C                                    | $10 < k \leq 15$                      | 115                                | 1.725  | 0,68                      |
| D                                    | $15 < k \leq 20$                      | 104                                | 2.080  | 0,85                      |
| E                                    | $20 < k \leq 28$                      | 85,7                               | 2.400  | 1,00                      |
| F                                    | $28 < k$                              | $< 85,7$                           | $< 2.400$                                      | $< 1,00$                  |
| Velocidade de fluxo livre = 110 km/h |                                       |                                    |  |                           |
| A                                    | $0 < k \leq 6$                        | 110                                | 660  | 0,28                      |
| B                                    | $6 < k \leq 10$                       | 110                                | 1.100  | 0,44                      |
| C                                    | $10 < k \leq 15$                      | 109                                | 1.635  | 0,66                      |
| D                                    | $15 < k \leq 20$                      | 101                                | 2.020  | 0,84                      |
| E                                    | $20 < k \leq 28$                      | 84,0                               | 2.350  | 1,00                      |
| F                                    | $28 < k$                              | $< 84,0$                           | $< 2.350$                                      | $< 1,00$                  |
| Velocidade de fluxo livre = 100 km/h |                                       |                                    |  |                           |
| A                                    | $0 < k \leq 6$                        | 100                                | 600  | 0,26                      |
| B                                    | $6 < k \leq 10$                       | 100                                | 1.000  | 0,42                      |
| C                                    | $10 < k \leq 15$                      | 100                                | 1.500  | 0,63                      |
| D                                    | $15 < k \leq 20$                      | 96                                 | 1.920  | 0,81                      |
| E                                    | $20 < k \leq 28$                      | 82,0                               | 2.300  | 1,00                      |
| F                                    | $28 < k$                              | $< 82,0$                           | $< 2.300$                                      | $< 1,00$                  |
| Velocidade de fluxo livre = 90 km/h  |                                       |                                    |  |                           |
| A                                    | $0 < k \leq 6$                        | 90                                 | 540  | 0,26                      |
| B                                    | $6 < k \leq 10$                       | 90                                 | 900  | 0,42                      |
| C                                    | $10 < k \leq 15$                      | 90                                 | 1.350  | 0,63                      |
| D                                    | $15 < k \leq 20$                      | 90                                 | 1.800  | 0,81                      |
| E                                    | $20 < k \leq 28$                      | 80,4                               | 2.250  | 1,00                      |
| F                                    | $28 < k$                              | $< 80,4$                           | $< 2.250$                                      | $< 1,00$                  |

íngremes, curvas com raios maiores, distâncias de visibilidade maiores, canteiro central e acostamentos mais largos, etc.

Ainda que o parâmetro primordial para a determinação do nível de serviço seja a densidade, o HCM fornece descrições das condições operacionais em cada nível de serviço e um conjunto de fotos para ilustrá-los. Essas fotos são mostradas nas Figuras 3.18 a 3.23 que ilustram os níveis de serviço para a pista da esquerda. As descrições dos níveis de serviço são as seguintes:

**Nível de serviço A:** corresponde à operação em regime de fluxo livre, no qual a velocidade média da corrente é a velocidade de fluxo livre. Os veículos têm liberdade completa de manobra dentro da corrente, podendo viajar na velocidade escolhida pelos motoristas. Mesmo na densidade máxima para o NSA, o espaçamento médio entre veículos é mais de 160 m (26 comprimentos médios de automóveis), o que garante um excelente nível de conforto psicológico para os usuários e faz com que os efeitos de incidentes e estrangulamentos locais sejam irrelevantes.

**Nível de serviço B:** a operação ainda ocorre dentro do regime de fluxo livre e a velocidade de fluxo livre ainda é mantida. O espaçamento médio mínimo

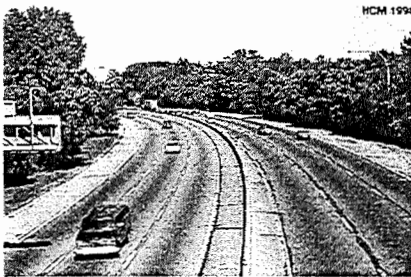


Fig. 3.18: Nível de serviço A

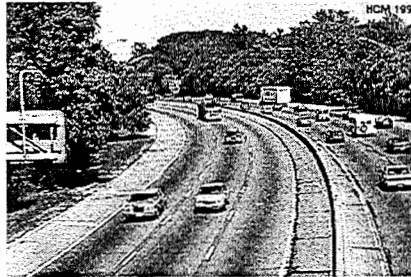


Fig. 3.19: Nível de serviço B

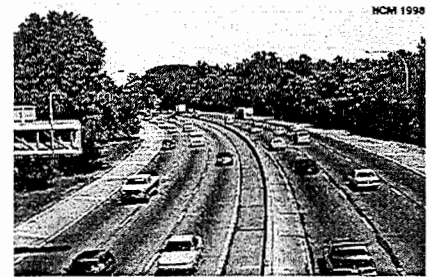


Fig. 3.20: Nível de serviço C

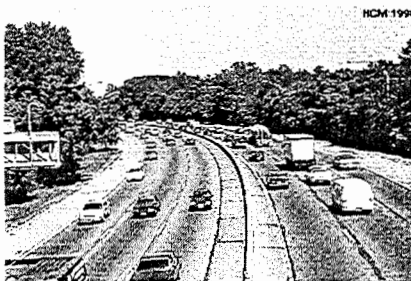


Fig. 3.21: Nível de serviço D



Fig. 3.22: Nível de serviço E

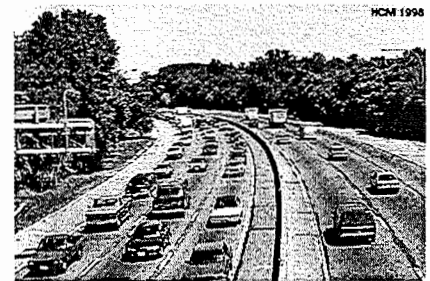


Fig. 3.23: Nível de serviço F

entre veículos é cerca de 100 m, ou 17 carros, o que garante facilidade de manobra na corrente e um alto nível de conforto psicológico para os usuários, ao mesmo tempo em que os efeitos de incidentes e restrições ao fluxo são absorvidos sem impactos no regime de fluxo.

**Nível de serviço C:** a velocidade média da corrente é igual ou muito próxima à velocidade de fluxo livre. O espaçamento médio varia entre 67 e 100 m (11 a 17 comprimentos de automóvel), o que significa que a facilidade de manobra dentro da corrente é bem menor e as que as mudanças de faixa exigem atenção e cuidado. Pequenos incidentes ainda são absorvidos sem a formação de congestionamentos, mas qualquer bloqueio de faixas causa a formação de pequenas filas.

**Nível de serviço D:** a velocidade média da corrente começa a diminuir com o aumento do volume de tráfego e a densidade, a aumentar mais rapidamente à medida em que o volume cresce. A liberdade de manobra na corrente é limitada e os usuários começam a experimentar um certo grau de desconforto psicológico. Como o espaçamento médio varia entre 11 e 8 comprimentos de automóvel (67 a 50 m), qualquer incidente provoca o aparecimento de filas, que podem degradar ainda mais o nível de serviço.

**Nível de serviço E:** no limite superior da densidade, 28 cpe/(km.faixa), corresponde à operação na capacidade da 'freeway' e qualquer ocorrência pode causar a mudança do regime de operação do tráfego. Como os veículos estão muito próximos (entre 6 e 8 comprimentos médios de automóveis, ou seja, de 37 a 50 m) e a velocidade média da corrente é superior a 80 km/h, o fluxo é altamente instável. Qualquer incidente, até mesmo veículos entrando na corrente ou mudando de faixa, causa uma onda de choque que se propaga pela corrente de tráfego a montante. Próximo da capacidade, a corrente não tem capacidade de absorver nenhum distúrbio e pequenos incidentes causam a formação de congestionamentos significativos. A liberdade de manobra e de escolha da velocidade é muito pequena e o nível de conforto psicológico dos usuários é muito baixo.

**Nível de serviço F:** é usado para descrever um colapso no fluxo de veículos, quando a demanda (taxa de fluxo de tráfego) excede a oferta (capacidade da via). O congestionamento pode se estender por distâncias significativas e o progresso dos veículos ao longo da fila dá-se de forma descontínua. Imediatamente após o ponto de estrangulamento, a taxa de fluxo de descarga da fila é próxima da capacidade e as condições de fluxo melhoram à medida em que os veículos distanciam-se do congestionamento.

### 3.5.3 Determinação dos parâmetros para análise

A determinação do nível de serviço para um segmento de freeway envolve três parâmetros: a taxa de fluxo, a velocidade de fluxo livre e o nível de serviço. O HCM estipula como determinar os valores desses parâmetros, como mostrado a seguir.

#### *Determinação da taxa de fluxo de tráfego*

A taxa de fluxo de tráfego reflete os efeitos dos veículos pesados, a variação temporal do tráfego durante a hora pico e as características dos motoristas, transformando os volumes horários obtidos de contagens de tráfego (veic/h) em taxas de fluxo equivalentes (em cpe/h). Essa transformação é feita pela expressão:

$$v_p = \frac{V}{PHF \cdot N \cdot f_{HV} \cdot f_p} \quad (3.8)$$

em que  $v_p$ : taxa de fluxo equivalente [cpe/(h.faixa)];  
 $V$ : volume horário (veic/h);  
 $PHF$ : fator de hora pico;  
 $N$ : número de faixas de tráfego;  
 $f_{HV}$ : fator de ajuste para veículos pesados; e  
 $f_p$ : fator de ajuste para tipo de motorista.

O fator de hora pico representa a variação do fluxo de tráfego durante uma hora, indicando a relação entre a taxa de fluxo do período de 15 minutos mais movimentados dentro da hora pico e o volume total da hora pico. Na falta de dados específicos para a 'freeway' sendo analisada, o HCM aponta que o  $PHF$  costuma variar entre 0,80 e 0,95, com os valores menores sendo encontrados em 'freeways' rurais e os maiores, em 'freeways' urbanas. O HCM recomenda adotar valores do  $PHF$  de 0,85 para 'freeways' rurais e para urbanas.

#### *Fator de ajuste para veículos pesados*

Três tipos de veículos pesados são considerados na análise de capacidade e nível de serviço de 'freeways': ônibus, caminhões e veículos de recreação. Caminhões e ônibus são tratados identicamente pois, de acordo com o manual, não existem evidências que indiquem diferenças entre as características de desempenho desses dois tipos de veículos em 'freeways'. O HCM também ressalta que, nos EUA,

os caminhões e ônibus que trafegam em 'freeways' tipicamente têm relação massa/potência variando entre 75 e 90 kg/kW, enquanto que essa relação é 36 kg/kW para os veículos de recreação.

O processo de determinação do fator de ajuste para veículos pesados é feito em duas etapas. Inicialmente, determina-se o fator de equivalência para ônibus, caminhões e veículos de recreação para o trecho em estudo. Os fatores de equivalência  $E_T$  (para caminhões e ônibus) e  $E_R$  (para veículos de recreação), representam o número de automóveis que usam a mesma parcela da capacidade da rodovia que um veículo pesado, sob as condições locais de tráfego e da via. A segunda etapa consiste em determinar o fator de ajuste  $f_{HV}$  em função das porcentagens de veículos pesados ( $P_T$ , para caminhões e ônibus, e  $P_R$ , para veículos de recreação) e dos fatores de equivalência  $E_T$  e  $E_R$ :

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1)}, \quad (3.9)$$

em que  $f_{HV}$ : fator de ajuste para veículos pesados;  
 $P_T$ : porcentagem de caminhões e ônibus na corrente de tráfego;  
 $E_T$ : fator de equivalência para caminhões e ônibus;  
 $P_R$ : porcentagem de veículos de recreação; e  
 $E_R$ : fator de equivalência para veículos de recreação.

O efeito dos veículos pesados sobre a capacidade, que é medido pelo fator de equivalência veicular, depende tanto das rampas como da composição do tráfego. O HCM prevê três condições de análise do efeito dos veículos pesados sobre a capacidade e o nível de serviço: análise para segmentos longos, análise para aclives e análise para declives.

Segundo o manual, a *análise para segmentos longos* é realizada quando não existem rampas de comprimento ou declividade significativa ao longo de um trecho de vários quilômetros de extensão. Mais especificamente, o HCM aponta que, se não existirem rampas maiores que 400 m (para greides de 3% ou mais) ou rampas maiores que 800 m nas quais o greide é menor que 3%, a análise para segmentos longos poderia ser usada. Uma outra situação na qual pode-se usar a análise para segmentos longos é quando a rodovia ainda está em fase de projeto e, por conseguinte, ainda não se dispõe do projeto geométrico final.

Rampas de menos de 3% cujo comprimento seja superior a 800 m ou rampas de mais de 3% com comprimento maior que 400 m devem ser analisadas como um segmento específico por causa do impacto que causam sobre o fluxo de tráfego. A análise deve ser feita tanto para o aclive como para o declive.

### Análise para segmentos longos: fatores de equivalência

Quando se usa a análise para segmentos longos, o relevo topográfico da região na qual situa-se a 'freeway' deve ser classificado em um dos três tipos previstos no HCM: plano, ondulado e montanhoso. Os fatores de equivalência veicular são fornecidos para cada uma dessas classes.

**Tab. 3.7:** Fatores de equivalência para uso em análise de segmentos longos

| Fator | Tipo de relevo |          |            |
|-------|----------------|----------|------------|
|       | Plano          | Ondulado | Montanhoso |
| $E_T$ | 1,5            | 3,0      | 6,0        |
| $E_R$ | 1,2            | 2,0      | 4,0        |

Fonte: *Highway Capacity Manual*, SR 209 (3a. ed.), Transportation Research Board, Washington, DC, EUA, 1998, Tab. 3-2, p. 3-16.

Por *relevo plano*, o HCM considera aquele no qual os veículos pesados podem manter uma velocidade igual à dos automóveis, isto é, não existem rampas longas com mais de 2%. O *relevo ondulado* é aquele no qual existem rampas nas quais a velocidade dos caminhões é significativamente inferior à dos automóveis, sem que os caminhões operem em velocidades baixas por períodos muito longos. Numa região com *relevo montanhoso*, existem extensas rampas nas quais os caminhões operam com velocidade baixa por longos períodos.

A Tabela 3.7 fornece os valores dos fatores de equivalência  $E_T$ , para caminhões e ônibus, e  $E_R$ , para veículos de recreação. O HCM ressalta que os equivalentes para relevo ondulado e montanhoso devem ser usados apenas para estudos em nível de planejamento, quando o projeto geométrico ainda não está disponível, já que é praticamente impossível aplicar a análise para segmentos longos a esse tipo de terreno sem violar a orientação para uso de análise para aclives e declives (rampas de 3% maiores que 400 m). O exemplo a seguir mostra como calcular o fator de ajuste para veículos pesados para aplicação em análise de segmentos longos.

**Exemplo 3.3** *Uma nova 'freeway' ligando São Paulo ao litoral será construída numa região onde existem trechos de relevo plano, ondulado e montanhoso. Determinar os fatores de ajuste para caminhões, considerando que as projeções de tráfego incluem 14% de caminhões, 3% de ônibus e 1% de veículos de recreação.*

**Solução:** Como ainda não se dispõe do projeto geométrico definitivo, os fatores devem ser calculados para análise de trechos longos. Para o trecho plano,  $E_T = 1,5$  (caminhões e ônibus) e  $E_R = 1,2$ ; para o ondulado,  $E_T = 3,0$  e  $E_R = 2,0$ ; e para o montanhoso,  $E_T = 6,0$  e  $E_R = 4,0$ . Como a porcentagem de caminhões e ônibus é  $P_T = 0,17$  e a porcentagem de automóveis com reboque é  $P_R = 0,01$ , os fatores de ajuste são:

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1)} \Rightarrow$$

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + 0,17(1,5 - 1) + 0,01(1,2 - 1)} = 0,920 \text{ (plano)}$$

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + 0,17(3,0 - 1) + 0,01(2,0 - 1)} = 0,741 \text{ (ondulado)}$$

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + 0,17(6,0 - 1) + 0,01(4,0 - 1)} = 0,532 \text{ (montanhoso).}$$

### **Análise para aclives e declives isolados: fatores de equivalência**

O HCM estipula que aclives de até 3%, com mais de 800 m, ou de mais de 3%, com mais de 400 m, devem ser analisadas à parte, dado seu impacto sobre o fluxo de veículos. Para isso, são fornecidos fatores de equivalência para caminhões e veículos de recreação (automóveis com reboques ou trailers autopropelidos) que estão mostrados nas Tabelas 3.8 e 3.9.

Como pode ser observado, os valores máximos de  $E_T$  e  $E_R$  ocorrem quando existem poucos veículos pesados na corrente de tráfego. Os fatores de equivalência decrescem à medida em que aumenta o número de veículos pesados na corrente de tráfego, porque esses veículos tendem a se agrupar em pelotões nos quais as características de desempenho que são mais uniformes que nos pelotões formados por carros e caminhões.

Se o comprimento da rampa coincidir com o limite de um intervalo de comprimentos, deve-se usar o intervalo de comprimentos mais longos. O fator de equivalência pode ser obtido usando-se interpolação linear para valores da declividade ou porcentagem de caminhões e ônibus que não apareçam nas tabelas.

Na Tabela 3.10 podem ser encontrados os fatores de equivalência veiculares para caminhões e ônibus, para uso na análise de declives. Em declives acentuados e longos, os veículos pesados também interferem com o fluxo de tráfego pois são obrigados a usar o freio-motor e viajam em velocidades baixas. Uma rampa pouco acentuada, na qual os caminhões não sejam obrigados a recorrer ao uso do freio-motor, deve ser considerada como um trecho plano, adotando-se um fator de equivalência  $E_T = 1,5$ . Se o declive não tiver pelo menos 4% e 6,4 km de extensão, os caminhões e ônibus devem ser tratados como se o trecho fosse plano, isto é, o fator de equivalência deve ser  $E_T = 1,5$ .

Em declives de qualquer intensidade, os veículos de recreação devem ser tratados como nos trechos planos ( $E_R = 1,2$ ), já que não sofrem uma redução de velocidade tão grande quanto a dos caminhões e ônibus.

Tab. 3.8: Fatores de equivalência  $E_T$  para caminhões e ônibus em aclives

| Rampa (%) | Extensão (km) | Porcentagem de caminhões e ônibus |     |     |     |     |     |
|-----------|---------------|-----------------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|
|           |               | 2%                                | 5%  | 10% | 15% | 20% | 25% |
| < 2       | qualquer      | 1,5                               | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 |
| 2         | 0,0 – 1,2     | 1,5                               | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 |
|           | 1,2 – 1,6     | 2,5                               | 2   | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 |
|           | 1,6 – 2,4     | 4                                 | 3   | 2,5 | 2   | 2   | 2   |
|           | mais de 2,4   | 4,5                               | 3   | 2,5 | 2   | 2   | 2   |
| 3         | 0,0 – 0,4     | 1,5                               | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 |
|           | 0,4 – 0,8     | 3                                 | 2,5 | 2   | 2   | 1,5 | 1,5 |
|           | 0,8 – 1,2     | 6                                 | 4   | 3   | 2,5 | 2,5 | 2   |
|           | 1,2 – 1,6     | 7,5                               | 5   | 4   | 3,5 | 3   | 3   |
|           | 1,6 – 2,4     | 8                                 | 5,5 | 4   | 4   | 3,5 | 3   |
|           | mais de 2,4   | 8,5                               | 5,5 | 4,5 | 4   | 3,5 | 3   |
| 4         | 0,0 – 0,4     | 1,5                               | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 |
|           | 0,4 – 0,8     | 5,5                               | 4   | 3   | 3   | 3   | 2,5 |
|           | 0,8 – 1,2     | 9,5                               | 6,5 | 5   | 5   | 4,5 | 3,5 |
|           | 1,2 – 1,6     | 10,5                              | 7   | 5,5 | 5,5 | 5   | 4   |
|           | mais de 1,6   | 11                                | 7,5 | 6   | 6   | 5   | 4,5 |
| 5         | 0,0 – 0,4     | 2                                 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 |
|           | 0,4 – 0,5     | 6                                 | 4   | 3   | 3   | 2,5 | 2   |
|           | 0,5 – 0,8     | 9                                 | 6   | 5   | 4,5 | 4   | 3,5 |
|           | 0,8 – 1,2     | 12,5                              | 8,5 | 7   | 6   | 6   | 5   |
|           | 1,2 – 1,6     | 13                                | 9   | 7   | 6,5 | 6   | 5,5 |
|           | mais de 1,6   | 13                                | 9   | 7   | 6,5 | 6   | 5,5 |
| 6         | 0,0 – 0,4     | 4,5                               | 3   | 2,5 | 2,5 | 2   | 2   |
|           | 0,4 – 0,5     | 9                                 | 6   | 5   | 4   | 3,5 | 3   |
|           | 0,5 – 0,8     | 12,5                              | 8,5 | 6,5 | 6   | 6   | 5,5 |
|           | 0,8 – 1,2     | 15                                | 10  | 8   | 8   | 7,5 | 6,5 |
|           | 1,2 – 1,6     | 15                                | 10  | 8,5 | 8   | 7,5 | 6,5 |
|           | mais de 1,6   | 15                                | 10  | 8,5 | 8   | 7,5 | 6,5 |

Fonte: TRB (1997). *Metric Analysis Reference Guide*. Transportation Research Circular 489, Tab. 3-3, p. 22.

**Exemplo 3.4** Determinar o fator de equivalência  $E_T$  para um aclive de 1,6 km de extensão e 4,75%, no qual há 14% de caminhões e 3,5% de ônibus.

**Solução:** É necessário fazer uma interpolação linear, já que a Tabela 3.8 não fornece fatores de equivalência para aclives de 4,5%. A porcentagem de veículos pesados

**Tab. 3.9:** Fatores de equivalência  $E_R$  para veículos de recreação em aclives

| <i>Rampa (%)</i> | <i>Extensão (km)</i> | <i>Porcentagem de veículos de recreação</i> |     |     |     |     |     |
|------------------|----------------------|---|-----|-----|-----|-----|-----|
|                  |                      | 2%  | 5%  | 10% | 15% | 20% | 25% |
| 2                | qualquer             | 1,2   | 1,2 | 1,2 | 1,2 | 1,2 | 1,2 |
| 3                | 0,0 – 0,8            | 1,2   | 1,2 | 1,2 | 1,2 | 1,2 | 1,2 |
|                  | mais de 0,8          | 2   | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,2 | 1,2 |
| 4                | 0,0 – 0,4            | 1,2   | 1,2 | 1,2 | 1,2 | 1,2 | 1,2 |
|                  | 0,4 – 0,8            | 2,5   | 2   | 2   | 1,5 | 1,5 | 1,5 |
|                  | mais de 0,8          | 3   | 2,5 | 2   | 2   | 1,5 | 1,5 |
| 5                | 0,0 – 0,4            | 2,5   | 2   | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 |
|                  | 0,4 – 0,8            | 4   | 3   | 2,5 | 2   | 2   | 2   |
|                  | mais de 0,8          | 4,5   | 3   | 2,5 | 2,5 | 2   | 2   |
| 6                | 0,0 – 0,4            | 4   | 2,5 | 2   | 2   | 2   | 1,5 |
|                  | 0,4 – 0,8            | 6   | 4   | 3   | 2,5 | 2,5 | 2   |
|                  | mais de 0,8          | 6   | 4   | 3   | 3   | 2,5 | 2   |

Fonte: TRB (1997). *Metric Analysis Reference Guide*. Transportation Research Circular 489. Tab. 3-4. p. 23.

**Tab. 3.10:** Fatores de equivalência  $E_T$  para caminhões e ônibus em declives

| <i>Rampa (%)</i> | <i>Extensão (km)</i> | <i>Veículos pesados</i> |     |     |     |
|------------------|----------------------|-------------------------|-----|-----|-----|
|                  |                      | 5%                      | 10% | 15% | 20% |
| até 4            | qualquer             | 1,5                     | 1,5 | 1,5 | 1,5 |
| 4                | até 6,4              | 1,5                     | 1,5 | 1,5 | 1,5 |
|                  | mais de 6,4          | 2                       | 2   | 2   | 1,5 |
| 5                | até 6,4              | 1,5                     | 1,5 | 1,5 | 1,5 |
|                  | mais de 6,4          | 5,5                     | 4   | 4   | 3   |
| 6                | até 6,4              | 1,5                     | 1,5 | 1,5 | 1,5 |
|                  | mais de 6,4          | 7,5                     | 6   | 5,5 | 4,5 |

Fonte: TRB (1997). *Metric Analysis Reference Guide*. Transportation Research Circular 489. Tab. 3-5. p. 23.

é  $P_T = 0,14 + 0,035 = 0,175$ , ou seja, 17,5%.

Como 1,6 km é o limite superior do intervalo na Tabela 3.8, deve-se usar o intervalo do qual 1,6 km é o limite inferior. Assim, têm-se que, para uma rampa de 4%,  $E_T = 6,0$  (15% de veículos pesados) e  $E_T = 5,0$ , para 20% de veículos pesados. Então, para uma rampa de 4% com 17,5% de caminhões e ônibus, o fator de equivalência

é  $E_T = 5,5$ .

Igualmente, para uma rampa de 5%, os fatores de equivalência são  $E_T = 6,5$  (para  $P_T = 0,15$ ) e  $E_T = 6,0$ , para  $P_T = 0,20$ . Assim,  $E_T = 6,25$ , para 17,5% de caminhões e ônibus.

Pode-se calcular o fator de equivalência para uma rampa de 4,75% interpolando-se linearmente entre os valores obtidos. Assim, o fator de equivalência é  $E_T = 6,0625$ , para um aclave de 4,75% com 17,5% de caminhões e ônibus.

Na análise de aclives, o ponto crítico é normalmente o final da rampa, onde os veículos pesados causam o maior impacto no fluxo de tráfego. Como uma rodovia é uma sucessão contínua de greides, greides compostos são comuns. Nesses casos, o HCM recomenda que se use a rampa média equivalente. Assim, se existe uma rampa de 2% com 400 m seguida por outra de 4% e 600 m, a rampa média pode ser obtida da relação entre a diferença total de cotas e a extensão total da rampa:

$$i_{\text{média}} = \frac{0,02 \cdot 400 + 0,04 \cdot 600}{400 + 600} = 3,2\%.$$

Uma vez determinados os fatores de equivalência para caminhões e veículos de recreação, o cálculo do fator de ajuste para a presença de veículos pesados na corrente de tráfego,  $f_{HV}$ , é feita usando-se a Equação 3.9:

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1)}.$$

O exemplo a seguir ilustra o procedimento.

**Exemplo 3.5** *Calcular o fator de ajuste  $f_{HV}$  para um aclave de 4,75%, cujo comprimento é 1,6 km e está localizado numa 'freeway' onde existe 14% de caminhões e 3,5% de ônibus.*

**Solução:** O fator de equivalência  $E_T$  já foi computado no Exemplo 3.4 e vale 6,0625. Como não existem veículos de recreação, o fator de ajuste é:

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T(E_T - 1)} = \frac{1}{1 + 0,175(6,0625 - 1)} = 0,530.$$

### **Fator de ajuste para tipo de motorista**

O fator de ajuste  $f_p$ , que trata da influência da familiaridade dos motoristas com a via, varia entre 0,85 e 1,00. O HCM recomenda adotar o valor 1,00, a menos que existam fortes indícios de que haja uma redução da capacidade por causa da falta de familiaridade dos motoristas com a via — como seria o caso de uma 'freeway' com maior movimento em feriados.

### Determinação da velocidade de fluxo livre

O HCM recomenda que a velocidade de fluxo livre seja medida no trecho, a partir de um estudo de velocidades de automóveis quando o volume for inferior a 1.300 veic/(h.faixa). Caso isso não seja possível, pode-se aplicar um método para estimar a velocidade de fluxo livre, que é baseado na expressão:

$$FFS = FFS_i - f_{LW} - f_{LC} - f_N - f_{ID} \quad (3.10)$$

em que  $FFS$ : velocidade de fluxo livre [km/h];  
 $FFS_i$ : velocidade ideal de fluxo livre (120 ou 130 km/h);  
 $f_{LW}$ : ajuste para largura das faixas de tráfego [km/h];  
 $f_{LC}$ : ajuste para largura de acostamentos [km/h];  
 $f_N$ : ajuste para número de faixas de tráfego [km/h]; e  
 $f_{ID}$ : ajuste para densidade de trevos [km/h].

O processo parte de uma velocidade de fluxo livre ideal, que o HCM sugere ser 130 km/h para 'freeways rurais' e 120 km/h para 'freeways' urbanas. Dessa velocidade ideal são deduzidos os efeitos, expressos em km/h, de restrições presentes na 'freeway' com relação à largura de faixas, largura de acostamentos, número de faixas e distância média entre trevos.

A largura ideal das faixas de tráfego é 3,6 m (12 pés); quando a largura média das faixas de tráfego for inferior a 3,6 m, a velocidade de fluxo livre deve ser ajustada. O ajuste para largura das faixas de tráfego,  $f_{LW}$ , varia entre 0 km/h, para faixas de 3,60 m de largura, a 10,6 km/h para faixas de 3,0 m, como mostra a Tabela 3.11.

O número de faixas de tráfego também tem importância, pois numa 'freeway' com mais faixas, os motoristas podem posicionar-se melhor para ultrapassar veículos mais lentos. As condições ideais estipulam cinco faixas de tráfego; quando existem menos faixas, a velocidade de fluxo livre deve ser ajustada para refletir esse desvio das condições ideais. O ajuste para número de faixas de tráfego varia entre 0,0 (5 faixas) e 7,3 km/h (2 faixas), conforme mostrado na Tabela 3.12.

O HCM estipula que o fator de ajuste para o número de faixas de tráfego não deve ser levado em consideração quando uma 'freeway' situada em uma zona rural estiver sendo analisada e, nesses casos,  $f_N$  deve ser zero.

**Tab. 3.11:** Fatores de ajuste  $f_{LW}$  para largura de faixas

| Largura da faixa (m) | $f_{LW}$ (km/h) |
|----------------------|-----------------|
| 3,0                  | 10,6            |
| 3,3                  | 3,1             |
| 3,6                  | 0,0             |

Fonte: TRB (1997). *Metric Analysis Reference Guide*. Transportation Research Circular 489. Tab. 3-6. p. 23.

**Tab. 3.12:** Fatores de ajuste  $f_N$  para número de faixas

| Número de faixas | $f_N$ (km/h) |
|------------------|--------------|
| 2                | 7,3          |
| 3                | 4,8          |
| 4                | 2,4          |
| 5                | 0,0          |

Fonte: TRB (1997). *Metric Analysis Reference Guide*. Transportation Research Circular 489. Tab. 3-8. p. 24.

**Tab. 3.13:** Fatores de ajuste para densidade de entroncamentos,  $f_{ID}$

| Entroncamentos/km | $f_{ID}$ (km/h) |
|-------------------|-----------------|
| 0,3               | 0,0             |
| 0,5               | 2,1             |
| 0,6               | 2,5             |
| 0,8               | 6,0             |
| 0,9               | 8,1             |
| 1,1               | 10,2            |
| 1,2               | 12,1            |

Fonte: TRB (1997). *Metric Analysis Reference Guide*. Transportation Research Circular 489. Tab. 3-9. p. 24.

**Tab. 3.14:** Fatores de ajuste para largura de acostamento,  $f_{LC}$  (km/h)

| Largura | Número de faixas |     |     |
|---------|------------------|-----|-----|
|         | 2                | 3   | 4   |
| 0,0 m   | 5,8              | 3,9 | 1,9 |
| 0,3 m   | 4,8              | 3,2 | 1,6 |
| 0,6 m   | 3,9              | 2,6 | 1,3 |
| 0,9 m   | 2,9              | 1,9 | 1,0 |
| 1,2 m   | 1,9              | 1,3 | 0,7 |
| 1,5 m   | 1,0              | 0,7 | 0,3 |
| 1,8 m   | 0,0              | 0,0 | 0,0 |

Fonte: TRB (1997). *Metric Analysis Reference Guide*. Transp. Res. Circular 489. Tab. 3-7, p. 24.

O espaçamento ideal entre dispositivos de entroncamento é 3,2 km (2 milhas), já que as entradas, saídas e áreas de entrelaçamento existentes em trevos afetam significativamente o fluxo de veículos. Assim sendo, a densidade mínima ideal é 0,3 entroncamentos/km e valores superiores implicam em ajuste à velocidade de fluxo livre. O HCM considera que o espaçamento mínimo aceitável entre entroncamentos numa 'freeway' é 800 m. A densidade de entroncamentos deve ser calculada considerando-se o número de trevos ao longo de um trecho de 10 km (5 km antes e 5 km depois do ponto de interesse para a análise). O ajuste para densidade de entroncamentos varia entre 0,0 (para 0,3 entroncamentos/km) e 12,1 km/h, para 1,2 entroncamentos/km, conforme pode ser visto na Tabela 3.13.

O espaço livre nas laterais também interfere com o fluxo de tráfego. As condições ideais estipulam uma largura livre de pelo menos 0,6 m ao longo do acostamento do lado do canteiro central e de pelo menos 1,8 m ao longo do lado direito da pista. Essa largura deve estar livre de obstruções tais como postes, muros, guias, etc. O ajuste para a largura dos acostamentos é feito considerando-se apenas a largura livre do lado direito da pista. O fator de ajuste é determinado em função do número de faixas, já que o efeito é menor se existirem mais faixas de tráfego. Larguras livres maiores que 1,8 m devem ser consideradas como sendo iguais a esse valor. O ajuste para largura dos acostamentos depende da largura do acostamento e do número de faixas de tráfego e varia entre 0,0 e 5,8 km/h (apenas 2 faixas, sem acostamento), como mostrado na Tabela 3.14.

A aplicação do método é bem simples, como mostra o exemplo a seguir, bastando obter os ajustes para cada fator e calcular a velocidade de fluxo livre. Deve-se usar interpolação linear para obter fatores de ajuste para valores não tabelados.

**Exemplo 3.6** Num trecho urbano de uma 'freeway', existem 2 faixas de tráfego em cada sentido. A largura média das faixas é 3,5 m e o acostamento do lado direito tem uma largura livre média de 1,0 m. No trecho, a distância média entre cruzamentos é 1.250 m. Estimar a velocidade de fluxo livre.

**Solução:** Como a 'freeway' está situada em zona urbana, a velocidade de fluxo livre ideal é 120 km/h. Os fatores de ajuste podem ser obtidos das Tabelas 3.11 a 3.14, usando-se interpolação linear, se necessário.

Os ajustes necessários são  $f_{LW} = 1,03$  km/h (faixas de 3,5 m);  $f_N = 7,3$  km/h (2 faixas por sentido);  $f_{ID} = 6,0$  km/h (0,8 entroncamentos/km); e  $f_{LC} = 2,57$  km/h (largura livre de 1,0 m no acostamento). Assim, a velocidade de fluxo livre é:

$$FFS = 120 - 1,03 - 2,75 - 7,3 - 6,0 = 102,92 \text{ km/h.}$$

### 3.5.4 Determinação do nível de serviço

O procedimento para determinação do nível de serviço de uma 'freeway' tem quatro passos:

**Passo 1:** Dividir a 'freeway' em segmentos de características uniformes.

**Passo 2:** Construir a curva volume-velocidade apropriada para cada segmento, a partir das curvas da Figura 3.17 e da velocidade de fluxo livre  $FFS$  que foi medida no local ou estimada pelo procedimento descrito anteriormente. A função volume-velocidade deve cruzar o eixo  $y$  na velocidade de fluxo livre  $FFS$  do segmento.

**Passo 3:** Determinar a taxa de fluxo  $v_p$  e, a partir dela, determinar, na curva volume-velocidade obtida no passo anterior, a velocidade  $S$  da corrente de tráfego e o nível de serviço correspondente.

**Passo 4:** Determinar a densidade  $D$  usando a relação  $D = v_p/S$ . O nível de serviço também pode ser determinado a partir das faixas de densidade fornecidas na Tabela 3.6.

O HCM estabelece quatro tipos de aplicação para a análise de capacidade e nível de serviço de 'freeways', sendo que cada serve para situações diferentes. O HCM chama esses quatro tipos de análises tipo I a tipo IV. As análises do tipo I servem para responder a questões como *Qual o nível de serviço da 'freeway'?*, usando como parâmetros de entrada a taxa de fluxo horário  $v_p$  e a velocidade de fluxo livre  $FFS$ , fornecendo como resposta a densidade  $D$  e o nível de serviço.

As análises do tipo II produzem uma estimativa de velocidade média da corrente  $S$  como resultado, usando como parâmetros de entrada a taxa de fluxo  $v_p$  e a velocidade de fluxo livre  $FFS$ . Este tipo de análise deve ser usada quando se deseja conhecer o tempo médio de viagem, como em estudos de viabilidade econômica ou ainda em estudos de impacto ambiental (ruído e emissão de poluentes), que dependem da velocidade média no segmento.

As análises do tipo III fornecem como resultado uma estimativa do fluxo de tráfego, em  $cpe/(h.faixa)$ , a partir do nível de serviço desejado e da velocidade de fluxo livre  $FFS$ . Uma aplicação típica para este tipo de análise é a determinação da época em que se deve investir na ampliação da capacidade da via, pela comparação de taxas de fluxo de serviço com estimativas da demanda para os anos futuros.

As análises do tipo IV fornecem como resultado o número de faixas  $N$  que fornecem um certo nível de serviço, a partir da taxa de fluxo  $v_p$ , da velocidade

de fluxo livre *FFS* e do nível de serviço desejado. Este é o tipo de análise usada para projeto de vias, quando se deseja determinar o número de faixas necessárias para suportar um certo volume diário médio (VDMA), que é obtido de estimativas do tráfego. Os exemplos a seguir, adaptados do HCM, explicitam como aplicar esses quatro tipos de análise a problemas comumente encontrados na operação de rodovias.

**Exemplo 3.7** *Qual o nível de serviço na hora pico de uma 'freeway' urbana, com severas restrições geométricas, na qual o limite de velocidade é 110 km/h? A 'freeway' tem 4 faixas (2 em cada direção) de 3,30 m de largura, acostamentos direito e esquerdo de 0,6 m, volume na hora pico de 2.000 veic/h (unidirecional), 5% de caminhões e ônibus no tráfego na hora pico, fator de hora pico de 0,92, distância média entre entroncamentos de 1,6 km e tráfego formado por motoristas habituados à via. A 'freeway' está localizada numa região de relevo ondulado.*

**Solução:** Como todos os parâmetros necessários são conhecidos, não é preciso adotar nenhum valor predefinido no manual. Deve-se calcular a taxa de fluxo  $v_p$  em cpe/(h.faixa) e estimar a velocidade de fluxo livre *FFS* para, a partir desses dois parâmetros, determinar a densidade  $D$ , numa análise do tipo I.

A demanda  $v_p$  pode ser calculada a partir do volume observado na hora pico. Assim,

$$v_p = \frac{V}{PHF \cdot N \cdot f_{HV} \cdot f_p} = \frac{2000}{0,92 \cdot 2 \cdot f_{HV} \cdot 1,0}$$

Usando a Tabela 3.7 (pág. 126), pode-se encontrar o fator de equivalência  $E_T = 3$ , para  $P_T = 5\%$  de caminhões e ônibus. Como não existem veículos de recreação na corrente ( $P_R = 0$ ),

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T(E_T - 1)} = \frac{1}{1 + 0,05(3 - 1)} = 0,909 \text{ e então}$$

$$v_p = \frac{2000}{0,92 \cdot 2 \cdot f_{HV} \cdot 1,0} = \frac{2000}{0,92 \cdot 2 \cdot 0,909 \cdot 1,0} = 1196 \text{ cpe/(h.faixa).}$$

A velocidade de fluxo livre pode ser calculada a partir da velocidade máxima permitida, 110 km/h, que seria a velocidade de fluxo livre ideal, e dos valores de ajuste:

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{largura das faixas:} & f_{LW} = 3,1 \text{ km/h (Tab. 3.11, pág. 131);} \\ \text{largura dos acostamentos:} & f_{LC} = 3,9 \text{ km/h (Tab. 3.14, pág. 132);} \\ \text{número de faixas:} & f_N = 7,3 \text{ km/h (Tab. 3.12, pág. 131); e} \\ \text{densidade de entroncamentos:} & f_{ID} = 3,1 \text{ km/h (Tab. 3.13, pág. 131).} \end{array} \right.$$

Assim, a velocidade de fluxo livre da 'freeway' é

$$FFS = FFS_i - f_{LW} - f_{LC} - f_N - f_{ID} = 110 - 3,1 - 3,9 - 7,3 - 3,1 = 92,6 \text{ km/h.}$$

Com a taxa de fluxo de tráfego  $v_p = 1200$  cpe/(h.faixa) e com a velocidade  $FFS = 93$  km/h, pode-se verificar, no gráfico da Figura 3.17 (pág. 120), que o nível de serviço é C.

Ou, pode-se calcular a densidade  $D$  e, pela Tabela 3.6, determinar o nível de serviço correspondente. Para uma 'freeway' de velocidade de fluxo livre de 93 km/h, a taxa de fluxo a partir da qual a velocidade da corrente passa a diminuir é cerca de 1700 cpe/(h.faixa). Como  $v_p = 1196$  cpe/(h.faixa) é menor que essa taxa de fluxo, a densidade pode ser calculada por

$$D = \frac{v_p}{FFS} = \frac{1196}{92,6} = 12,9 \text{ cpe/(km.faixa)}.$$

Consultando-se a Tabela 3.5 (pág. 120), pode-se verificar que essa densidade corresponde ao nível de serviço C.

**Exemplo 3.8** *Quantas faixas de tráfego são necessárias para garantir nível de serviço D na hora pico para uma nova 'freeway' suburbana que está sendo projetada? Prevê-se um volume na hora pico de 4.000 veic/h (unidirecional), 15% de caminhões, 3% de veículos de recreação, o fator de hora pico é 0,85. A densidade de entroncamentos é de 0,9 entroncamentos/km, as faixas e acostamentos terão a largura ideal indicada no HCM e o relevo é plano.*

**Solução:** A análise é do tipo IV, segundo o HCM. Deve-se calcular a taxa de fluxo  $v_p$  em cpe/(h.faixa) para o nível de serviço D, supondo-se 2, 3 e 4 faixas de rolamento em cada sentido, e comparar o valor calculado com a demanda.

Quanto aos parâmetros necessários para a análise, será preciso usar valores predefinidos para a velocidade de fluxo livre e para o fator de ajuste para o tipo de motorista, já que essas informações não estão disponíveis. Como a freeway é suburbana, pode-se admitir que a  $FFS$  seja 110 km/h e adotar  $f_p = 1,0$ , já que os motoristas devem estar habituados à via. As etapas da solução são:

1. Converter o volume  $V$  [veic/h] para  $v_p$  [cpe/(h.faixa)]:

$$v_p = \frac{V}{PHF \cdot N \cdot f_{HV} \cdot f_p} = \frac{V}{0,85 \cdot N \cdot f_{HV} \cdot 1,0} \text{ cpe/(h.faixa)}.$$

2. Calcular  $f_{HV}$ , usando  $E_T = 1,5$  e  $E_R = 1,2$ , que foram obtidos da Tab. 3.7 (pág. 126), terreno plano:

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1)}$$

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + 0,15(1,5 - 1) + 0,03(1,2 - 1)}$$

$$f_{HV} = 0,925.$$

3. Determinar a taxa de fluxo  $v_p$  para 2, 3 e 4 faixas de tráfego:

$$v_p = \frac{V}{0,85 \cdot N \cdot f_{HV} \cdot 1,0} \Rightarrow$$

$$v_p = \begin{cases} \frac{4000}{0,85 \cdot 2 \cdot 0,925 \cdot 1,0} = 2.544 \text{ cpe/(h.faixa), para 2 faixas;} \\ \frac{4000}{0,85 \cdot 3 \cdot 0,925 \cdot 1,0} = 1.696 \text{ cpe/(h.faixa), para 3 faixas;} \text{ e} \\ \frac{4000}{0,85 \cdot 4 \cdot 0,925 \cdot 1,0} = 1.272 \text{ cpe/(h.faixa), para 4 faixas.} \end{cases}$$

4. Como 2.544 cpe/(h.faixa) é mais que a capacidade de uma faixa de tráfego numa 'freeway', 2.400 cpe/(h.faixa), a opção com duas pistas é inviável.
5. Computar a velocidade de fluxo livre para as opções com 3 e 4 faixas, usando os fatores de correção para o número de faixas,  $f_N$  (Tab. 3.12, pág. 131), e para a densidade de entroncamentos,  $f_{ID}$  (Tab. 3.13, pág. 3.13). Os fatores de correção para a largura das faixas de tráfego e dos acostamentos são zero, pois as faixas e acostamentos terão a largura ideal. A velocidade de fluxo livre para 3 e 4 faixas é:

$$FFS = FFS_i - f_{LW} - f_{LC} - f_N - f_{ID} \Rightarrow$$

$$FFS = \begin{cases} 110 - 0 - 0 - 4,8 - 8,1 = 97,1 \text{ km/h, para 3 faixas;} \text{ e} \\ 110 - 0 - 0 - 2,4 - 8,1 = 99,5 \text{ km/h, para 4 faixas.} \end{cases}$$

6. Pode-se calcular a densidade  $D$  para cada uma das duas opções e determinar a densidade, usando-se a Tabela 3.5:

$$D = \frac{v_p}{FFS} \Rightarrow$$

$$D = \begin{cases} \frac{1.696}{97,1} = 17,5 \text{ cpe/(km.faixa), NS D (3 faixas);} \text{ e} \\ \frac{1.272}{99,5} = 12,8 \text{ cpe/(km.faixa), NS C (4 faixas).} \end{cases}$$

Ou seja, a opção de construir uma 'freeway' com 3 faixas de tráfego em cada sentido fornecerá nível de serviço D na hora pico.

**Exemplo 3.9** Qual o nível de serviço, na hora pico, numa 'freeway' com 6 faixas de tráfego (nos dois sentidos) e volume unidirecional de pico de 5.000 veic/h? Qual o nível

*de serviço daqui a 3 anos, quando o volume deverá ser 5.600 veic/h no período de pico? Se a taxa de crescimento da demanda é 4% ao ano, quando deverá ser construída uma faixa adicional? O relevo é plano, a 'freeway' está numa área urbana, existem 10% de caminhões na corrente, o fator de hora pico é 0,95 e a velocidade de fluxo livre é 105 km/h (medida por um estudo de velocidades).*

**Solução:** Esta é uma análise do tipo I, segundo o HCM. Para a solução, deve-se calcular a taxa de fluxo máxima  $v_p$ , em cpe/(h.faixa), para cada nível de serviço e comparar os valores obtidos com a demanda. Os passos para a solução são os seguintes:

1. Converter a taxa de fluxo máxima correspondente a cada nível de serviço de cpe/(h.faixa) para veic/h:

$$v_p = \frac{V}{PHF \cdot N \cdot f_{HV} \cdot f_p} \Rightarrow$$

$$V = v_p \cdot PHF \cdot N \cdot f_{HV} \cdot f_p$$