

**ENGENHARIA DE TRÁFEGO**  
métodos de pesquisa, características de tráfego,  
interseções e sinais luminosos

José Geraldo Maderna Leite

FICHA CATALOGRÁFICA

LEITE, José Geraldo Maderna, 1945

L553e Engenharia de Tráfego: Métodos de Pesquisas, Características de Tráfego, Interseções e Sinais Luminosos. São Paulo,

Companhia de Engenharia de Tráfego-CET, 1980  
362p. ilust.

1. Engenharia de Tráfego. 2. Sinalização Viária.  
I. Título

CDD 625.794

CDU 656.05

DEDALUS - Acervo - EPEC



31400013168

**ENGENHARIA DE TRÁFEGO**  
métodos de pesquisa, características de tráfego,  
interseções e sinais luminosos



51960

Companhia de Engenharia de Tráfego



Ok checked

**Publicação da  
Companhia de Engenharia de Tráfego — CET**

Presidente

Eng.º ROBERTO SALVADOR SCARINGELLA

Diretor Técnico

Eng.º ELMIR GERMANI

Diretor Administrativo e Financeiro

SERGIO L. X. PORTO

Av. Nações Unidas, 7163

05477 — São Paulo — SP

Todos os direitos reservados à Companhia de  
Engenharia de Tráfego — CET. São Paulo — SP

1980

Impresso no Brasil

No intuito de divulgar obras que enriqueçam a bibliografia brasileira referente à Engenharia de Tráfego, publicamos este *Manual de Engenharia de Tráfego*: métodos de pesquisa, interseções e sinais luminosos, da autoria de José Geraldo Maderna Leite, engenheiro da Empresa Brasileira de Transportes Urbanos-EBTU.

Acreditamos ser obra de interesse para os nossos leitores, por certamente contribuir para o desenvolvimento do nosso campo de atividades.

Roberto S. Scaringella

Engenharia de Tráfego  
656,05  
L 5362  
e. 2

A presente publicação representa notas de aula referentes aos cursos de Especialização em Engenharia de Transportes Urbanos e Trânsito promovidos por convênios entre EBTU, GEIPOT, DENATRAN, IPR, CNP, COPPEE/UFRJ, FUB e Universidade Federal do Paraná, dos quais tivemos a oportunidade de participar.

Como notas de aula, ressalvamos que o material apresentado foi selecionado das referências apresentadas ao final, com a introdução de algumas experiências de nossa parte. Tendo em vista a grande relação entre o assunto descrito e os estudos de capacidade, em alguns itens (como no item 11 por exemplo) são citados gráficos e tabelas do Manual de Capacidade Rodoviária (Highway Capacity Manual) editado pelo T.R.B., os quais deixamos de transcrever para não aumentar o volume da publicação e dado que esta referência já é bastante difundida em nosso meio técnico.

Mostramos também a aplicação de alguns programas de computador sem as listagens dos mesmos, dado o volume de páginas e visto que já se acham implantados nos centros de computação das universidades que oferecem cursos de pós-graduação na área de transportes e tráfego; e mesmo podem ser obtidas através de solicitação às entidades que os produziram conforme citado nas referências.

Consideramos que os assuntos tratados não são abordados de forma a esgotar o assunto, devendo serem complementados através das referências fornecidas e de outras mais recentes (Manual de Semáforos da CET-Denatran, por exemplo). Acreditamos no entanto, que o mesmo será útil para os cursos de especialização e trabalhos práticos de média complexidade.

No início de cada capítulo e item principal fazemos uma pequena introdução na qual expomos a matéria a ser tratada e sua importância.

Finalmente, cabe-nos agradecer à Companhia de Engenharia de Tráfego-CET pela publicação, a nossos chefes, colegas e alunos pelo incentivo que nos têm dado, tornando possível este trabalho.

José Geraldo Maderna Leite

## S U M A R I O

### CAPÍTULO I

#### PESQUISAS DE TRÁFEGO

- 1 Introdução
- 2 Estudos do tempo de percurso e demoras
- 3 Estudo de demoras em interseções
- 4 Estudos de velocidade local
- 5 Plano de acompanhamento dos transportes (ônibus)

### CAPÍTULO II

#### CARACTERÍSTICAS DE TRÁFEGO

- 6 Introdução
- 7 Estudos e características do volume, velocidade e densidade de tráfego
- 8 Estudos de congestionamento de tráfego e ondas de choque, 97
- 9 Análise de técnicas para descrever o fluxo de tráfego

### CAPÍTULO III

#### SINAIS LUMINOSOS DE TRÁFEGO

- 10 Considerações iniciais sobre semáforos, 135
- 11 Métodos de dimensionamento de semáforos, 163
- 12 Análise do dimensionamento de semáforos no caso de faixas especiais de virada, 183
- 13 Coordenação de semáforo de tempo fixos, 193
- 14 Dimensionamento de semáforos isolados por computador, 207
- 15 Sincronização de semáforos pelo computador, 217
- 16 Critérios de análise do dimensionamento de semáforos

### CAPÍTULO IV

#### INTERSEÇÕES

- 17 Canalizações em interseções
- 18 Análise de capacidade em rampas de entrelaçamento de interseções
- 19 Outras características de interseções de mesmo nível
- 20 Interseções em níveis diferentes
- 21 Escolha de tipo de interseção
- 22 Outras considerações (exemplo) de projeto de interseção

#### REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

# **CAPÍTULO I**

## **Pesquisas de Tráfego**

**1**  
**introdução**

A Engenharia de Tráfego trata de planejamento, projeto geométrico e operação do tráfego, visando o movimento conveniente de pessoas e mercadorias, sendo essencial em todos os seus ramos a obtenção de dados das tendências dos transportes e tráfego para toda uma região e as condições de tráfego nos locais específicos do estudo.

O levantamento de dados e características compreende os seguintes itens:

1. veículos e fatores humanos;
2. cadastro físico das vias e facilidades existentes e características geométricas recomendáveis;
3. capacidade das ruas e interseções;
4. características de estacionamentos e terminais;
5. sistemas de transporte de massa;
6. dados de acidentes e conflitos;
7. volumes de tráfego;
8. origem e destino; fatores geradores;
9. parâmetros de tráfego;
10. tempo de percurso, demoras e velocidade local; e
11. iluminação etc.

Cada um dos dados e características tem seu emprego específico e são detalhados nos cursos de engenharia de tráfego (ver referências).

Examinaremos, desta feita, especificamente o item 10 da relação, bem como, ao final forneceremos uma relação de pesquisas que poderão ser adotadas para o acompanhamento de novos planos de transportes implantados em cidades.



estudo do tempo de percurso  
e demoras **2**

#### **A – APLICAÇÕES DOS DADOS DE TEMPO DE PERCURSO**

1. **Congestionamentos** – Podem ser avaliados por meio dos estudos de velocidades e demoras. Os dados devem incluir quantidade, localização e causa da demora, úteis para determinar as medidas que serão adotadas para evitar os congestionamentos. Indicam, também, os locais onde outros estudos sobre acidentes, volumes, obediência à regulamentação, devem ser efetuados.
2. **Índices de Congestionamento ou Índices de Qualidade** – Usados para comparar os diferentes percursos, baseam-se, freqüentemente, em medidas do tempo de percurso.
3. **Estudos Anteriores ou Posteriores — Monitoração** — Utilizam-se estes dados para avaliar as mudanças nas condições de tráfego, tais como: proibição de estacionamento, revisão nos tempos de sinal, ruas com mão única etc.
4. **Alocação de Tráfego** – A alocação do tráfego em novas vias ou vias melhoradas é baseada nos dados do tempo de percurso, entre outros fatores.
5. **Estudos Econômicos** – Tais como: análise do custo-benefício, utilizam os dados do tempo de percurso para avaliar os benefícios da redução dos tempos de percurso. Tais dados podem, também, ser úteis para estimar o consumo de combustível.
6. **Estudos de Tendências** – Usam os dados de tempo de percurso para saber o nível do serviço, condições de tráfego e suas mudanças, com o passar do tempo.

## B – DEFINIÇÕES

- Estudos do Tempo de Percurso** – São as determinações de quantidades de tempo necessárias para percorrer uma rota específica ou seção de determinada rua ou rodovia. Com esses estudos temos o tempo e a velocidade de percurso, mas não, necessariamente, as demoras.
- Estudos de Demora** – Servem para dar informações a respeito da quantidade, causa, local, duração e frequência das demoras.
- Tempo de Percurso** – É o tempo total gasto no percurso, incluindo paradas e demoras, necessário para um veículo ir de um ponto a outro, numa rota específica e nas condições de tráfego existentes.
- Tempo de Movimento** – É a porção do tempo de percurso em que o veículo está realmente em movimento. O tempo de movimento é igual ao tempo de percurso, menos o tempo das paradas.
- Média de Tempo Gasto** – É o tempo de percurso expresso em minutos por quilômetro.
- Velocidade de Percurso** – É a média total das velocidades ao longo da seção específica da rua ou estrada considerada. A velocidade de percurso é obtida dividindo-se a distância total pelo tempo gasto em percorrê-la, incluindo paradas e demoras (tempo de percurso).

**OBS.:** Convém esclarecer que as velocidades calculadas pela divisão da distância total, pelo tempo médio de percurso, são conhecidas também por “Velocidades Médias por Tempo”, as quais são bastante diferentes da “Velocidade Média por Espaço ou Instantânea”. Vejamos um exemplo para bem distinguir esses dois tipos de velocidades:

Exemplo: Seja um percurso circular de 1km, percorrido por quatro veículos com velocidades sempre constantes de 10km/h; 20km/h; 30km/h e 40km/h.

$$\bar{V}_e = \text{velocidade média por espaço} = \frac{10+20+30+40}{4} = 25\text{km/h}$$

$$\bar{V}_t = \text{velocidade média por tempo} = \frac{10 \times 10 + 20 \times 20 + 30 \times 30 + 40 \times 40}{100} = 30\text{km/h}$$

(1 hora p/Ex.)

Existindo a seguinte relação entre ambas:

$$V_t \simeq \bar{V}_e + \frac{\bar{V}_e^2}{\bar{V}_e}$$

onde:  $\bar{V}_e$  = desvio padrão das velocidades médias por espaço;

No exemplo dado:

$$\bar{V}_e = \sqrt{\frac{15^2 + 5^2 + 5^2 + 15^2}{4}} = \sqrt{\frac{500}{4}} = \sqrt{125}$$

$$\bar{V}_t \simeq 25 + \frac{125}{25} = 30\text{km/h}$$

A prática mostra que com o aumento das velocidades a relação entre ambas se torna menor.

- Velocidade de Movimento** – É a média das velocidades ao longo da rota específica, quando não são considerados os tempos de parada. A velocidade de movimento é a distância dividida pelo tempo de movimento.
- Demoras** – É o tempo gasto pelo tráfego, devido aos semáforos, interrupções de movimento e/ou diminuição da velocidade normal.
  - Demoras fixas – É a demora à qual o veículo está sujeito, independentemente da quantidade de tráfego e interferências.
  - Demora operacional – É a demora causada por interferência de outros componentes da corrente de tráfego. Ex.: demoras causadas por congestionamentos, pedestres, espera para cruzar uma via preferencial etc.
  - Demora de tempo de percurso – É a diferença entre o tempo necessário para percorrer, nas condições atuais, a seção da rua ou estrada e o tempo correspondente a uma velocidade média de tráfego com fluxo não congestionado na seção. Este tipo de demora inclui demoras de aceleração e desaceleração, adicionadas aos tempos de parada.
  - Demoras de parada – É o tempo em que o veículo fica parado, durante o percurso.
- Valor da Demora** – É a diferença entre a média de tempo gasto observada e a média de tempo gasto padrão para o tipo de rota considerado. Alguns valores sugeridos para tempo gasto, padrão máximos em horas de pico, são os seguintes:
  - Vias expressas – 1,10min/km (55km/h) – (80\*km/h)
  - Artérias principais – 1,50min/km (40km/h) – (55\*km/h)
  - Coletoras – 2,00min/km (30km/h) – (40\*km/h)
  - Ruas Locais – 4,00 min/km (15km/h) – (30\*km/h)
- Valor da Demora dos Veículos** – É o tempo total gasto em veículos x minutos por quilômetros, pelos veículos na corrente de tráfego, tendo em vista que a rua ou seção considerada não se apresenta nas condições padrão. O valor da demora dos veículos é obtido, multiplicando-se os volumes em uma direção da hora de pico pelo valor das demoras.

\* Limites fora das horas de pico

## C – CAUSAS DA DEMORA

1. Demoras Fixas – Ocorrem principalmente nas interseções. Este tipo de demora não depende das características de fluxo e podem ocorrer até com um só veículo, percorrendo a seção.

Ex.: a- sinais luminosos de tráfego;  
b - símbolos de parada;  
c - símbolos da via preferencial; e  
d - cruzamentos ferroviários etc.

2. Demoras Operacionais – São resultantes das influências do tráfego.

a - Um tipo de demora operacional é causado por outros movimentos de tráfego que interferem com a corrente do tráfego principal (fricções laterais). Exemplos:

1. veículos que entram ou saem de estacionamentos;
2. veículos fazendo retorno;
3. pedestres;
4. veículos parados;
5. veículos estacionados em fila dupla; e
6. tráfego cruzado.

b - O segundo tipo de demora operacional é causado por fricções internas, dentro da própria corrente principal de tráfego. Ex.:

1. congestionamento devido a altos volumes;
2. falta de capacidade; e
3. manobras de entrada e saída de veículos em acessos.

## D – MÉTODOS PARA OBTENÇÃO DE DADOS DO TEMPO DE PERCURSO OU DEMORA

1. A técnica do carro-teste – Utiliza um veículo-teste, que é dirigido através da seção considerada, várias vezes.

1.1 Método do carro “flutuante” – Neste método o motorista tenta, na corrente de tráfego, ultrapassar o mesmo número de veículos que o ultrapassam, determinando, assim, tempos médios de percurso e demora.

1.2 Método da “velocidade média” – Neste caso, o motorista dirige seu carro-teste numa velocidade que, em sua opinião, é representativa da

velocidade média de todo o tráfego na ocasião do teste, obtendo, assim, os tempos de percurso e demora, médios.

1.3 Método de média de velocidades máximas — O motorista dirige à velocidade máxima permitida, a menos que as condições de tráfego o impeçam. São mantidas as distâncias mínimas de ultrapassagem, aceleração e desaceleração razoáveis. Considera-se que neste método a influência do motorista pode ser minimizada.

1.4 Equipamento usado na obtenção dos dados

a - Um observador, além de dois cronômetros. O observador aperta o cronômetro no início do teste e registra o tempo nos vários pontos de controle, ao longo da rota. O segundo cronômetro (se usado) mede o tempo gasto nas paradas individuais. O tempo, lugar e causa das demoras são registrados em formulários próprios ou por meio de gravadores.

b - Vários tipos de equipamentos têm sido desenvolvidos, de modo a aperfeiçoar a coleta dos dados:

1. medidores do tempo de percurso;
2. registrador de velocidades (tacógrafos);
3. registrador de intensidade de tráfego; e
4. gravadores diversos.

1.5 Número de percursos – ao menos 12 percursos devem ser feitos de modo a medir adequadamente a velocidade média e demoras em cada sentido nas mesmas condições. Com base em experiências práticas foi montada a seguinte tabela que, dentro de certos limites de erros, fornece-nos indicativos dos percursos a serem feitos:

– TABELA 1

Número de Percursos para Estimar a Velocidade Média em 95% dos Casos

TIPO DE VIA	Número de percursos necessários para ter-se uma precisão de	
	5%	10%
<b>Ruas Urbanas com Semáforos</b>		
Duas faixas, sem congestionamento	30	8
Duas faixas, com congestionamento	40	10
Mais de 2 faixas, sem congestionamento	18	5
Mais de 2 faixas, com congestionamento	50	13
<b>Rodovias</b>		
Duas faixas, até 1.130 veíc./h	25	6
Duas faixas, até 1.440 veíc./h	42	11

2. Técnica de Leitura de Placas – É usada quando só se desejam informações do tempo de percurso.

- 2.1 Descrição — Este método utiliza um observador no início e em cada saída da seção de testes, onde se deseja ter as informações do tempo de percurso. Cada observador registra a hora e os últimos três ou quatro números da placa de cada veículo que passa por ele. No escritório, os números das placas são conferidos, determinando-se o tempo de percurso de cada veículo.
- 2.2 Equipamento — Esta técnica usa o seguinte equipamento:
- a - cronômetros sincronizados e formulários de registro, ou
  - b - gravadores com cronômetros sincronizados.
- 2.3 Número de placas necessárias — Em geral uma amostra de 50 placas fornece boa precisão. A tabela abaixo fornece indicativo do número necessário, conforme o tipo de via estudado.

— TABELA 2

Número de Placas para Estimar a Velocidade Média em 95% dos Casos

TIPO DE VIA	Número de placas para precisão de 5%
<b>Ruas Urbanas com Semáforos</b>	
Duas faixas, sem congestionamento	32
Duas faixas, com congestionamento	36
Mais de 2 faixas, sem congestionamento	80
Mais de 2 faixas, com congestionamento	102
<b>Rodovias</b>	
Duas faixas, até 1.130 veíc./h	25
Duas faixas, até 1.440 veíc./h	41
Quatro faixas, sem congestionamentos	30

3. Técnica da Fotografia ou de Observações de Pontos Elevados — A fotografia e filme são métodos usados principalmente em pesquisas. Por meio deles podem-se obter muitos detalhes, tais como: velocidades, espaços entre os carros, usos das faixas, valores de aceleração, manobras de entrada ou de cruzamento e demoras nas intersecções. É empregado no caso de pequenas seções, tais como intersecções. Limita-se às horas do dia e boas condições de tempo. No caso de observações são selecionados veículos aleatoriamente e anotados os dados necessários.
4. Técnica de Entrevistas — Pode ser usada quando são necessários muitos dados, tendo-se pouco tempo e recursos para as observações de campo. Normalmente, solicita-se aos empregados de firmas ou estabelecimentos localizados estrategicamente que anatem em determinado dia o tempo gasto para ir e voltar do trabalho. Motoristas de táxi também poderão anotar origem, destinos, percursos e tempos gastos.

## E - EXEMPLO DE ESTIMATIVA DO VOLUME DE TRÁFEGO E TEMPO DE PERCURSO, ATRAVÉS DO MÉTODO DO CARRO-TESTE

1. O Método — Foi desenvolvido pelo Laboratório de Pesquisas Rodoviárias da Inglaterra. Ele utiliza um veículo-teste, que faz uma série de percursos, com velocidade média, em cada direção do percurso a ser estudado.
2. A Rota de Testes — É dividida em seções, que são tão uniformes quanto possível, com respeito a:
- a - condições físicas — largura, número de faixas, estacionamentos etc.
  - b - condições de tráfego — volume constante, velocidade uniforme, tipo de tráfego etc.
3. Dados Necessários — Os dados necessários em cada seção, ao longo da rota são:
- a - Tempo de percurso — Obtido de cronômetros.
  - b - Tráfego oposto — Obtido contando-se o número de veículos que se movimentam na direção oposta e que são encontrados pelo carro-teste.
  - c - Tráfego passante — Obtido pela contagem dos veículos que ultrapassam o carro-teste.
  - d - Tráfego passado — Obtido pela contagem dos veículos ultrapassados pelo carro-teste.
4. Cálculos — Nos cálculos abaixo, a via de teste é tida como sendo uma rota na direção norte-sul. Os subscritos n e s se referem à direção em que o carro-teste estava percorrendo quando foi feita a medida.
- a - Volume horário de uma direção — O volume horário na seção considerada nas condições observadas, é dado pela seguinte fórmula:

$$V_n = \frac{60(M_s + O_n - P_n)}{T_n + T_s}$$

onde:

- $V_n$  = Volume por hora, na direção norte (no caso do volume por hora na direção sul, todos os subscritos são trocados).
- $M_s$  = Tráfego oposto, obtido pela contagem dos veículos encontra-

dos pelo carro-teste, quando percorrendo o trecho na direção sul.

$O_n$  = Número de veículos que ultrapassam o carro-teste quando este estava percorrendo a rua, na direção norte.

$P_n$  = Número de veículos ultrapassados pelo carro-teste, quando seguia na direção norte.

$T_n$  = Tempo de percurso, quando seguindo na direção norte (minutos).

$T_s$  = Tempo de percurso, quando seguindo na direção sul (minutos).

b- O tempo de percurso médio, em minutos, para o fluxo de uma direção, é dado pela equação:

$$\bar{T}_n = T_n - \frac{60(O_n - P_n)}{V_n}$$

onde:

$\bar{T}_n$  = o tempo de percurso médio, de todo o tráfego, na direção norte. Para o tráfego na direção sul, os subscritos são mudados por s.

c - Valores usados — Os valores usados nas equações acima, devem ser média dos valores obtidos por, no mínimo, seis percursos, em cada direção, em condições comparáveis, no trecho considerado (ver item D-1-5).

d - Exemplo de cálculo:

TABELA 3

Exemplo do Método da Estimativa do Volume de Tráfego e do Tempo de Percurso, Através do Carro-Teste

Número de Percurso	Tempo de Percurso em min	Tráfego Oposto	Tráfego Passante	Tráfego Passado
Direção Norte	$T_n$	$M_n$	$O_n$	$P_n$
1N	2,65	85	1	0
2N	2,70	83	3	2
3N	2,35	77	0	2
4N	3,00	85	2	0
5N	2,42	90	1	1
6N	2,54	84	2	1

TOTAL	15,66	504	9	6
MÉDIA	2,61	84,0	1,5	1,0
Direção Sul	$T_s$	$M_s$	$O_s$	$P_s$
1S	2,33	112	2	0
2S	2,30	113	0	2
3S	2,71	119	0	0
4S	2,16	120	1	1
5S	2,54	105	0	2
6S	2,48	100	0	1
TOTAL	14,52	669	3	6
MÉDIA	2,42	111,5	0,5	1,0

$$V_n = \frac{60(M_s + O_n - P_n)}{T_n + T_s} = \frac{60(111,5 + 1,5 - 1,0)}{2,61 + 2,42} = 1.336\text{vph}$$

$$V_s = \frac{60(M_n + O_s - P_s)}{T_s + T_n} = \frac{60(84,0 + 0,5 - 1,0)}{2,42 + 2,61} = 996\text{vph}$$

$$\bar{T}_n = T_n - \frac{60(O_n - P_n)}{V_n} = 2,61 - \frac{60(1,5 - 1,0)}{1.336} = 2,59\text{min}$$

$$\bar{T}_s = T_s - \frac{60(O_s - P_s)}{V_s} = 2,42 - \frac{60(0,5 - 1,0)}{996} = 2,45\text{min}$$

Para o exemplo, pode-se também determinar a "Velocidade Média por Espaço" a qual é dada por:

$$\bar{V}_e = \frac{60d}{\bar{T}}$$

d = distância em km

$\bar{T}$  = tempo de percurso médio em minutos.

No exemplo, para d = 1km tem-se:

$$\bar{V}_{en} = \frac{60 d}{\bar{T}_n} = \frac{60 \times 1}{2,59} = 23,17 \text{ km/h}$$

$$\bar{V}_{es} = \frac{60 d}{\bar{T}_s} = \frac{60 \times 1}{2,45} = 24,49 \text{ km/h}$$

3

estudo de demoras  
em interseções

Os estudos de demoras são utilizados na análise dos congestionamentos, na avaliação da deficiência ou necessidade do tipo de controle de tráfego, análise de acidentes, custo de operação, rotas preferidas pelos motoristas etc.

#### **A – FATORES QUE AFETAM A DEMORA NAS INTERSEÇÕES**

1. **Fatores Físicos** — Tais como: número de faixas, greides, larguras, capacidade de retorno, estacionamento etc.
2. **Fatores Inerentes ao Tráfego** — Tais como: volumes em cada aproximação, características dos motoristas, números de carros que fazem retorno, número de carros estacionados, velocidades de aproximação, tipos de veículos etc.
3. **Fatores Devidos aos Controles de Tráfego** — Tais como: tipo e tempo dos semáforos, sinais de parada ou via preferencial, controle de estacionamentos etc.

#### **B – MÉTODOS PARA OBTENÇÃO DA DEMORA NAS INTERSEÇÕES**

1. **Método do Tempo de Percuro** — É similar ao método previamente descrito (item 2). No estudo das demoras nas interseções, através deste método, medimos o tempo de percurso de um ponto antes da interseção, até um ponto após esta. Os métodos usados para obtenção do tempo de percuro podem ser os seguintes:



- 1.1 Carro-teste operando entre os mesmos dois pontos.
  - 1.2 Anotação de tempo e número das placas dos veículos nos dois pontos.
  - 1.3 Fotografias em tempos determinados, de um ponto elevado.
  - 1.4 Observador em ponto elevado, seguindo os veículos (um de cada vez), anotando o tempo de percurso entre dois pontos escolhidos.
2. Método das Demoras de Parada – Neste método, medimos somente o tempo em que os veículos ficam parados na região da interseção, não sendo incluídas a perda de tempo devido à desaceleração e aceleração, demoras essas já computadas no método anterior. O tempo de parada pode ser obtido pelas seguintes maneiras:
- 2.1 Medidor de demoras – Acoplado ao painel dos carros, que registram o tempo em que este fica parado.
  - 2.2 Método da amostragem – Neste método fazemos a contagem dos veículos parados na aproximação da interseção, em certos periódicos intervalos de tempos (por exemplo, em cada 15s.). Esta amostragem, junto com o volume de tráfego total da interseção, permite que se estime o tempo de parada médio, por cada veículo, com boa exatidão. Um exemplo deste método, com dados de 5 min, é mostrado e analisado na tabela seguinte:

### C – EXEMPLO DA ANÁLISE DO MÉTODO DA AMOSTRAGEM POR DEMORAS EM INTERSEÇÕES

TABELA 4  
(Dados de 5 min, para uma aproximação)

Horas (do início) das contagens	Número total de veíc. parados na aproximação da hora +				Volume de serviço	
	+0 s	+15 s	+30 s	+45 s	Carros que param	Carros que não param
17:00	0	2	7	9	11	6
17:01	4	0	0	3	6	14
17:02	9	16	14	6	18	0
17:03	1	4	9	13	17	0
17:04	5	0	0	2	4	17
<b>SUBTOTAL</b>	19	22	30	33	56	37
<b>TOTAL</b>	104				93	

$$\text{Demora Total} = \text{N}^\circ \text{ total de veículos parados observados} \times \text{intervalo de observação} = 104 \times 15 = 1.560 \text{ veículos segundos de demora}$$

Média da Demora por Veículos parados =

$$\frac{\text{Demora Total}}{\text{N}^\circ \text{ de veículos parados}} = \frac{1.560}{56} = 27,8s.$$

Média de Demora pelo Volume de serviços =

$$\frac{\text{Demora Total}}{\text{Volume de Serviço}} = \frac{1.560}{93} = 16,8s.$$

% de veículos que param =

$$\frac{\text{N}^\circ \text{ de veículos parados}}{\text{Volume de serviço}} = \frac{56}{93} = 60,2\%$$

**4**  
**estudos de velocidade local**

## **A – DEFINIÇÃO**

O estudo de velocidade local é feito medindo velocidades individuais de uma amostra de veículos que passam em um dado ponto de uma rua ou estrada. Estas velocidades individuais são usadas para estimar a distribuição da velocidade de toda a corrente de tráfego no local e hora considerados.

## **B – NECESSIDADE DOS DADOS DE VELOCIDADE LOCAL**

- 1. Tendências de Velocidades** – Podem ser determinadas por estudos periódicos, nos locais selecionados.
- 2. Planejamento do Controle de Tráfego** – Pode necessitar de dados da distribuição de velocidades. Nem todos os veículos movem-se com a mesma velocidade, numa dada seção. A quantidade de dispersão destas velocidades afeta a capacidade e a segurança. Se todos os veículos movessem com a mesma velocidade, a capacidade seria a máxima e os acidentes causados por ultrapassagens ou por batidas atrás seriam eliminados. A distribuição da velocidade no planejamento do controle de tráfego, pode ser usada em:

- a - estabelecimento das velocidades máximas e mínimas;
- b - necessidade de colocar indicadores das velocidades nas curvas;
- c - estabelecer os comprimentos para ultrapassagem;
- d - análise da zona de proteção para escolas;
- e - informações para colocação de sinais de um modo geral; e
- f - localização e tempo das fases de semáforos.

3. Estudos Anteriores e Posteriores — Monitoração — Servem para avaliar o efeito da mudança nas condições de controle.

4. Análise de Acidentes — Incluem, necessariamente, dados de velocidade.

5. Projeto Geométrico — O projeto geométrico assume velocidades uniformes, sendo importante verificar os efeitos da distribuição de velocidades existente. Utiliza-se a distribuição das velocidades para determinar os raios, super-elevação das curvas, comprimentos de aceleração e desaceleração etc.

6. Estudos de Pesquisas — Frequentemente utilizam os dados de velocidade.

### C — ESTUDOS DO LOCAL

O local para estudos da velocidade é determinado como segue:

1. **Localização Geral** — Depende do propósito do estudo. Para estudos de tendências, são escolhidos trechos retos, abertos, sem a influência de sinais ou semáforos. Para planejamento de controles, o lugar deve pertencer à seção sob estudo e longe de influências estranhas. Estudos anteriores e posteriores são feitos no mesmo local, escolhido de modo a poder mostrar o efeito das condições alteradas. Nos estudos de problemas locais, os lugares são escolhidos de modo que a velocidade dos veículos não seja afetada pelo problema a ser estudado, bem como poderá ser pesquisada a velocidade na seção crítica.
2. **Localização Específica** — É selecionada na localização geral, de maneira que nela se tenham eliminado ou reduzido ao mínimo as influências, na medida, devido ao observador e ao equipamento usado. Assim, o observador, bem como o equipamento de medida, devem ficar despercebidos pelo motorista, tanto quanto possível.
3. **Variáveis que Influem na Velocidade** — Na localização escolhida devemos levar em conta que as velocidades podem depender de condições físicas, volume de tráfego e condições meteorológicas, hora do dia etc. Todas essas condições devem ser anotadas.

### D — HORA DE ESTUDO

O período durante o qual as velocidades são medidas, depende do propósito do estudo. Normalmente, escolhem-se horas em que se dá um volume médio de tráfego. É importante que nos estudos de tendências e estudos anteriores e posteriores sejam feitos durante as mesmas horas, sob condições comparáveis. Mau tempo e condições de volume não usuais devem ser evitados.

É recomendável que a coleta de dados seja dividida em três partes durante as horas fora do pico e que as observações sejam feitas por um período de uma hora, ou que se anotem os dados de não menos de 50 veículos em cada período.

Poderão ser escolhidas:

1. uma hora entre 9:00 e 11:00h;
2. uma hora entre 15:00 e 17:00h; e
3. uma hora entre 20:00 e 22:00h.

Amostras de tamanho adequado serão determinadas estatisticamente e o efeito do volume de tráfego na velocidade deve ser considerado. (item G).

### E — MÉTODOS DE COLETA DOS DADOS

Existem inúmeras maneiras para coleta de dados de velocidade, dependendo do equipamento que se possua. Na maioria das técnicas usadas, mede-se o tempo que o veículo leva para percorrer certa distância.

1. **Técnica do Tempo, numa Distância Conhecida** — O mais simples e o mais comum método para coletar dados de velocidade, é a medida do tempo que o veículo leva para percorrer uma distância conhecida. Este tempo pode ser medido manualmente (cronômetros), ou por aparelhos especiais, como o radar. Quando os meios manuais são usados, as distâncias recomendadas para leitura dos tempos são as seguintes:

TABELA 5

VELOCIDADE MÉDIA DA CORRENTE DE TRÁFEGO	DISTÂNCIA RECOMENDADA	MUDANÇA DE SEGUNDOS PARA km/h
Abaixo de 40km/h	25m (interseções)	90 ÷ segundos = km/h
Entre 40 e 60km/h	50m	180 ÷ segundos = km/h
Acima de 60km/h	75m	270 ÷ segundos = km/h

Os principais métodos que utilizam esta técnica são os seguintes:

- a - Marcas no pavimento – São colocadas marcas no pavimento, no início e no fim da distância considerada. O observador liga e desliga o cronômetro quando o veículo passa por essas marcas.
1. Vantagens – As marcas são facilmente feitas. Desde que as marcas estejam no seu lugar após um período de tempo mais ou menos grande (uma semana ou mais), exercem pouca influência no comportamento dos motoristas.
  2. Desvantagens – Conforme a posição do observador, ele pode fazer estimativas diferentes de quando são cruzadas as faixas (erro de paralax). Assim, em estudos subsequentes, podem existir erros se o observador não ficar na posição anterior. O tempo de reação de cada observador também é diferente e o número máximo de medidas é de 5 a 10 por min.
- b - Caixa com Espelho ou Enoscópio – Com este simples aparelho, o observador tem uma idéia exata de quando o veículo cruza as extremidades da distância, da medida considerada. Ele consiste de uma ou duas caixas em forma de L, aberta nas duas extremidades e com um espelho colocado, formando ângulo de  $45^\circ$  com as paredes do canto. O observador fica colocado entre os dois aparelhos (colocados na extremidade da distância) e vê nos espelhos quando o carro cruza o começo e o fim do percurso de medida de tempo. Podem ser feitos estudos à noite, colocando-se uma pequena luz no outro lado da rua diretamente oposto ao aparelho; os veículos, ao passarem, interrompem a imagem da luz nos espelhos, indicando o início e fim do tempo cronometrado.
1. Vantagens – Simples, aparelho barato, fácil de ser colocado e removido. Pode ser colocado de modo a minimizar o efeito sobre o comportamento dos motoristas.
  2. Desvantagens – Com altos volumes de tráfego, pode ser difícil identificar o mesmo veículo nos dois espelhos e podem ocorrer erros humanos.
- c - Aparelhos Eletromecânicos – Nestes aparelhos são usados tubos, contendo ar ou corrente elétrica, no início e fim do percurso. Impulsos vindos destes tubos operam um interruptor, de modo a acionar e parar um cronômetro. Alguns aparelhos deste tipo perfuram fitas que, a seguir, são processadas por um pequeno computador (são os chamados Analisadores de Tráfego, desenvolvidos no início (1960) pelo BPR).
1. Vantagens – Aparelho simples, reduz erros humanos.
  2. Desvantagens – Existindo tubos que atravessem a via, podem, os mes-

mos exercer influência sobre os motoristas e não podem ser empregados para altos volumes de tráfego.

- d - Marcador Gráfico – Este instrumento consiste de um gráfico, movendo-se com velocidade constante e com uma pena que se desloca para cima e para baixo, conforme os impulsos de ar vindos de tubos que cruzam a via. Este aparelho é, principalmente, usado para pesquisas.
1. Vantagens – Obtém-se um gráfico permanente, incluindo todos os veículos que passam na via. Os dados são mais exatos.
  2. Desvantagens – Constitui-se de um equipamento especializado e bastante caro. Os tubos podem exercer influência no comportamento dos motoristas. A obtenção dos dados de velocidade, a partir do gráfico, é bastante demorada.
2. Técnica da Distância, num Tempo Conhecido – Esta técnica é mais comumente usada em estudos feitos por meio de fotografias, tiradas da corrente de tráfego, a intervalos constantes; a distância em que um veículo se move de uma fotografia para a sucessiva, dividido pelo tempo entre as duas fotografias, dá a sua velocidade. O intervalo de tempo entre as duas fotografias sucessivas, é de  $\frac{1}{2}$ , 1 ou 2s., dependendo da velocidade do tráfego e precisão dos resultados desejados. Esta técnica é normalmente usada nos projetos de pesquisas.
1. Vantagens – Obtém-se dados de todos os veículos que passam na via, no tempo considerado, dados esses que, além da velocidade, dão o tipo de veículo, espaço entre os mesmos, utilização das faixas etc.
  2. Desvantagens – O equipamento é bastante caro. Gasta-se bastante tempo para obter, das fotografias, os dados de velocidade necessários.
3. Técnica de Radar – Equipamentos de radar para medir velocidades são a última palavra em equipamentos desta natureza e já podem ser obtidos comercialmente. Registros gráficos podem fazer um registro permanente das velocidades. Entretanto, estes equipamentos são mais aplicáveis para a polícia de tráfego do que para o engenheiro, pois as baixas velocidades podem não ser registradas ou podem ser difíceis de ser distinguidas.

Operação – O medidor de radar opera com o princípio fundamental de que uma onda de rádio, refletida de um alvo móvel, tem sua frequência mudada em proporção à velocidade do alvo (efeito de Doeppler). O transmissor emite ondas de rádio, através da via, com uma certa frequência. Estas mesmas ondas são captadas em um receptor que analisa a diferença entre as frequências de transmissão e recepção, convertendo o resultado em milhas ou quilômetros por hora.

1. Vantagens — Não necessita de tubos que atravessem a via, fácil de ser operado, não exerce influência no comportamento dos motoristas.
2. Desvantagens — Equipamento bastante caro. Os dados podem ser alterados no caso de dois ou mais veículos interceptarem a onda de rádio ao mesmo tempo, dando velocidades mais elevadas. Difícil de serem distinguidos os veículos, no caso de elevados volumes de tráfego. A precisão em geral é de aproximadamente 3km/h, dependendo do ângulo formado entre o radar e a direção de movimento do veículo e de sua velocidade.

OBS.: Principalmente para pesquisas, muitas outras técnicas têm sido empregadas, tais como medidores ultra-sônicos, sensores remotos, câmaras de televisão e, mesmo os raios Laser e até os satélites, no futuro poderão ser aplicados.

## F — ANÁLISE DOS DADOS

Na análise dos dados de velocidade local, um número significativo de valores são obtidos. Alguns desses valores são achados diretamente do cálculo, enquanto outros são determinados da representação gráfica.

1. Cálculos — Na tabela 6 temos um exemplo para um conjunto de valores de velocidade local. Os dados são primeiramente grupados em intervalos de velocidades, no exemplo em intervalos de 3km/h; intervalos de 5km/h e 10km/h, também são comumente usados. As primeiras três colunas da tabela mostram o agrupamento das velocidades, dando o limite inferior, a média ( $\bar{x}_i$ ) e o limite superior de cada grupo. A quarta coluna mostra a frequência ou o número de veículos observados em cada grupo; na quinta coluna temos a frequência acumulada de todas as observações; na coluna seguinte temos a porcentagem acumulada das frequências. No nosso exemplo, essa coluna é igual à quinta, pois foram observados somente 100 veículos. Se o total de veículos não fosse 100, a porcentagem de frequências acumuladas seria obtida dividindo-se cada frequência acumulada pelo total das observações e multiplicando-se por 100. As últimas duas colunas mostram a frequência multiplicada pela velocidade média do grupo respectivo e a mesma frequência multiplicada pelo quadrado da mesma velocidade. Estas multiplicações devem ser feitas com precisão (não sendo adequado o uso de réguas de cálculo). A seguir, os seguintes valores são calculados:

a - Média ou Velocidade Média — a velocidade média é a velocidade mais usada para estatísticas. Ela é uma média de tendência central dos dados e é calculada pela seguinte fórmula:

$$\bar{x} = \frac{\sum f_i x_i}{n}$$

$\bar{x}$  = velocidade média

$\sum f_i x_i$  = soma das frequências multiplicadas pela velocidade média do intervalo correspondente (total da 7ª coluna).

$n$  = número total de veículos observados (total da 4ª coluna).

b - Velocidade Média por Tempo e Velocidade Média por Distância — Os dados colhidos no método do tempo, para percorrer uma distância conhecida ou os do método do radar, são uma “distribuição de tempos” e sua média é chamada “Velocidade Média por Tempo”. Os dados colhidos no método do espaço percorrido num tempo conhecido, formam uma “distribuição de distância” e sua média é chamada “Velocidade Média por Distância”. Estas distribuições e suas médias não são as mesmas; a distribuição de tempos possui valores mais altos do que a “distribuição de distâncias”, isto porque uma amostra de velocidade num ponto tirado em períodos finitos de tempo incluirá alguns veículos rápidos que não tinham ainda entrado na via ao se começar a amostra, excluindo alguns veículos vagarosos que estavam na via considerada, quando se começou a tirar a amostra, mas que não chegaram a tempo na seção de teste; uma fotografia aérea, entretanto, irá incluir todos os veículos da via que estejam na seção no momento da chapa ser batida. A relação entre as duas velocidades médias é expressa por:

$$\bar{v}_t = \bar{v}_e + \frac{\sigma_e^2}{\bar{v}_e}$$

onde:

$\bar{v}_t$  e  $\bar{v}_e$  são a velocidade média por tempo e a velocidade média por distância, respectivamente e

$\sigma_e$  é o desvio padrão da distribuição de distâncias (ver exemplo no item II-B)

c- Desvio Padrão — Como cada veículo move-se com velocidade diferente, há uma dispersão das velocidades em relação à velocidade média. O desvio padrão ( $\sigma$ ) é uma medida estatística desta dispersão. Normalmente, para os valores das velocidades, assume-se uma distribuição normal, tendo-se que a média mais e menos num desvio padrão, contém, aproximadamente, 68% das velocidades dos veículos. A média mais e menos dois desvios padrão contém 95% e a média mais e menos três desvios padrão contém 99,8%. O desvio padrão de uma amostra é calculado primeiramente calculando-se a variância da amostra e, depois, tirando-se a raiz quadrada, como abaixo:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum f_i (x_i - \bar{x})^2}{n - 1}} \quad \text{ou}$$

$$\sigma^2 = \frac{\sum f_i (x_i)^2 - \frac{1}{n} (\sum f_i x_i)^2}{n - 1}$$

$$\sigma = \sqrt{\sigma^2}$$

$\sigma$  = desvio padrão da distribuição

$\sigma^2$  = variância da amostra

$\sum f_i (x_i)^2$  = somatório das frequências, vezes o quadrado das velocidades médias de cada intervalo.

$\sum f_i x_i$  = somatório das frequências, vezes a velocidade média de cada intervalo.

$n$  = número de veículos da amostra.

d - Erro Padrão da Média – Este é um valor estatístico que indica a segurança com que a média da amostra pode representar a velocidade média real de todo o tráfego. Também é usado para determinar quando os estudos “anteriores” e “posteriores” são significativos, e para a determinação do tamanho das amostras (item G). É calculado da seguinte maneira:

$$\frac{\sigma^2}{\bar{x}} = \frac{\sigma^2}{n}$$

onde:  $\sigma_{\bar{x}}$  = erro padrão da média  
 $\frac{\sigma^2}{\bar{x}}$  = variância média  
 $\sigma^2$  = variância da amostra

$$\sigma_{\bar{x}} = \sqrt{\frac{\sigma^2}{\bar{x}}}$$

Pode ser dito com 95% de segurança que a velocidade média verdadeira de todo o tráfego está dentro do intervalo definido pela média de amostra ( $\bar{x}$ ) mais e menos duas vezes o erro padrão da média ( $\sigma_{\bar{x}}$ ). Assim, no exemplo de nossa tabela, a média verdadeira está entre 30,81km/h mais e menos duas vezes 0,62km/h ou entre 29,57km/h e 32,05km/h com a segurança de 95%, assumindo Distribuição Normal (ver item G).

e - Estudos “Anteriores e Posteriores” – Para se determinar quando a diferença entre a velocidade média dos estudos “anteriores e posteriores” é significativa, é necessário que se estime o desvio padrão da diferença das médias, dado pela equação a seguir:

$$\hat{\sigma} = \sqrt{\frac{\sigma^2}{\bar{x}_b} + \frac{\sigma^2}{\bar{x}_a}}$$

onde:

$\hat{\sigma}$  = desvio padrão da diferença das médias

$\frac{\sigma^2}{\bar{x}_b}$  = variância média do estudo “anterior”

$\frac{\sigma^2}{\bar{x}_a}$  = variância média do estudo “posterior”

Se a diferença nas velocidades médias é maior do que duas vezes o desvio padrão da diferença das médias, isto é:

$$\bar{x}_b - \bar{x}_a > 2 \hat{\sigma}$$

$\bar{x}_b$  = velocidade média do estudo “anterior”

$\bar{x}_a$  = velocidade média do estudo “posterior”

$\hat{\sigma}$  = desvio padrão da diferença das médias.

Pode-se dizer com 95% de segurança que a diferença observada nas velocidades médias é significativa (a mudança de condições afetou significativamente a velocidade média (Distribuição Normal)).

TABELA 6

Análise dos Dados para Estudo de Velocidade Local							
Grupos de Velocidades			Frequência (nº de veículos observados) $f_i$	Frequência acumulada	Porcentagem acumulada	Cálculos	
Limite Inferior	Ponto Médio $x_i$	Limite Superior				Col. 2 x 4 $f_i x_i$	Col. 2 x 7 $f_i (x_i)^2$
13,6	15,0	16,5	1	1	1	15,0	225
16,6	18,0	19,5	2	3	3	36,0	648
19,6	21,0	22,5	6	9	9	126,0	2.646
22,6	24,0	25,5	12	21	21	288,0	6.912
25,6	27,0	28,5	13	34	34	351,0	9.477
28,6	30,0	31,5	20	54	54	600,0	18.000
31,6	33,0	34,5	18	72	72	594,0	19.602
34,6	36,0	37,5	17	89	89	612,0	22.032
37,6	39,0	40,5	4	93	93	156,0	6.084
40,6	42,0	43,5	5	98	98	210,0	8.820
43,6	45,0	46,5	1	99	99	45,0	2.025
46,6	48,0	49,5	1	100	100	48,0	2.304
Totais	—	—	n = 100	—	—	$\Sigma = 3061$	$\Sigma = 98775$

Cálculos:

$$\bar{x} = \frac{\Sigma f_i x_i}{n} = \frac{3.081}{100} = \underline{30,81 \text{ km/h}}$$

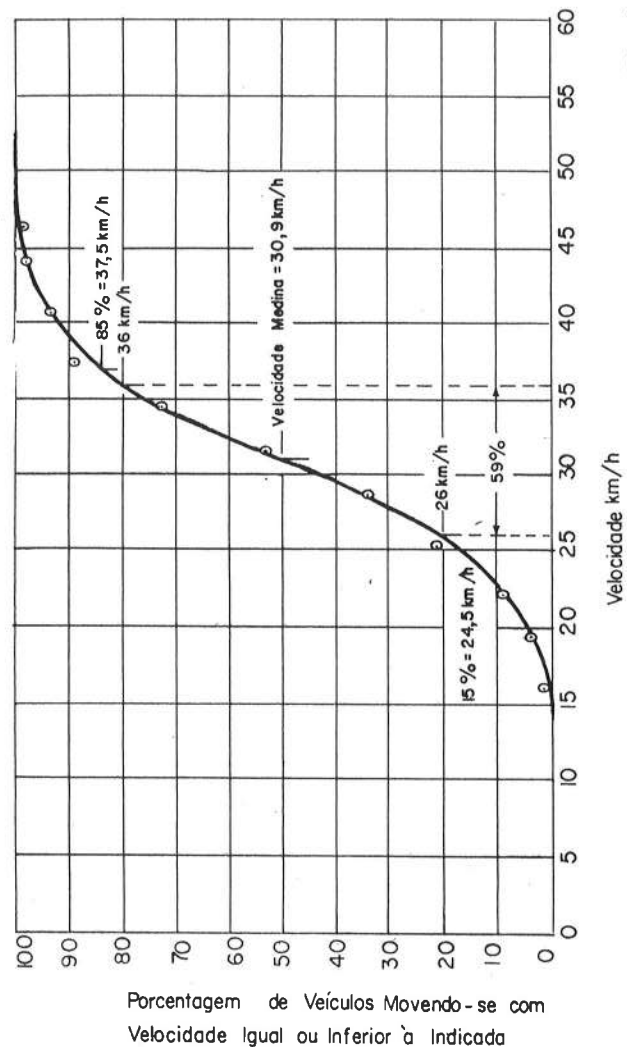
$$\sigma^2 = \frac{\Sigma f_i (x_i)^2 - \frac{1}{n} (\Sigma f_i x_i)^2}{n - 1} = \frac{98.775 - \frac{1}{100} (3.081)^2}{100 - 1} = 38,88$$

$$\sigma = \sqrt{\sigma^2} = \sqrt{38,88} = \underline{6,24 \text{ km/h}}$$

$$\frac{\sigma^2}{\bar{x}} = \frac{\sigma^2}{n} = \frac{38,88}{100} = 0,3888$$

$$\sigma_{\bar{x}} = \sqrt{\frac{\sigma^2}{\bar{x}}} = \sqrt{0,3888} = 0,624 \text{ km/h}$$





2. **Análise Gráfica** – As porcentagens acumuladas, calculadas na tabela 6, com o limite superior de cada grupo de velocidade, são colocadas na Fig. 1. A curva em forma de S, passando pelos pontos, é chamada “curva de velocidades acumuladas”. Como a amostra é usada para estimar-se a distribuição do tráfego total, é melhor que se trace uma curva, do que ligar os pontos por linhas retas. Os dados no nosso exemplo da tabela 6 foram colocados na Fig. 1 e traçamos a curva das velocidades acumuladas corresponden-

te. Os valores significativos obtidos da curva do desenho, são descritos abaixo:

- Mediana** – Outra medida de tendência central da distribuição das velocidades é a mediana, ou velocidade do meio. A mediana é a velocidade tal que existam o mesmo número de carros com velocidade maior e com velocidade menor do que ela; como a mediana é um valor posicional, a mesma é menos afetada pelos valores extremos do que a média. A mediana é obtida do gráfico pela leitura da velocidade que corresponde a 50% do volume de veículos = 30,9km/h.
- Porcentis das Velocidades** – Traçando-se no gráfico uma linha horizontal, por uma porcentagem escolhida, se no ponto onde esta linha intercepta a curva traçarmos uma linha vertical, vamos obter no eixo horizontal, a velocidade na qual ou abaixo da qual os veículos correspondentes àquela porcentagem se movem. Assim, a cada percentil corresponde uma velocidade. Abaixo damos o uso de alguns percentis:
  - O 85º percentil (P85) – É muitas vezes referenciado como o da velocidade crítica. Os motoristas que excedem a velocidade correspondente ao 85º percentil são considerados como os que dirigem mais depressa do que é seguro, nas condições existentes. Este percentil é um bom guia para se estabelecerem as velocidades limites.
  - O 15º percentil (P15) – Fica mais importante quando o limite de velocidade mínima cresce. Os veículos, movendo-se abaixo deste valor, tendem a obstruir o fluxo de tráfego, aumentando o número de acidentes. Este percentil pode servir de guia para se estabelecer o limite inferior de velocidade.
  - O 50º percentil (P50) – É a velocidade mediana.
  - Os intervalos entre o 7º e 50º e o 50º e 93º percentis, são usados para se determinar a distribuição dos dados.
  - Uma medida grosseira do desvio padrão pode ser obtida utilizando-se os valores dos percentis retirados da “Curva de Velocidades Acumuladas”, assim:

$$\sigma_{est.} = \frac{P_{85} - P_{15}}{2,0} = \frac{37,5 - 24,5}{2,0} = 6,5 \text{ km/h}$$

Valor como vemos bem próximo do calculado ( $\sigma = 6,24 \text{ km/h}$ )

c - Intervalos de 10km/h mais Utilizados – Outra medida de dispersão dos dados, é o intervalo de 10km/h que corresponde ao maior número de veículos. Ele é encontrado onde a curva se aproxima mais da vertical. O intervalo de 10km/h utilizado é, normalmente, expresso em termos de velocidade e porcentagem. Assim, no nosso exemplo, entre as velocidades de 26 e 36km/h tínhamos 59% de todos os veículos. Esta medida de dispersão não é tão boa quanto o desvio padrão.

## G – TAMANHO E SELEÇÃO DE AMOSTRAS

Normalmente, as velocidades de ao menos 50, preferivelmente de 100 veículos, devem ser medidas em cada amostra. O observador deve selecionar os veículos com base aleatória na corrente de tráfego, para evitar maus resultados que não caracterizem as velocidades que normalmente ocorrem. Alguns erros comuns que tendem a alterar o resultado real e procedimentos para reduzir esses erros, são dados abaixo:

1. Sempre escolher o primeiro veículo de uma fila, porque a velocidade deste veículo é, normalmente, mais fácil de ser medida. Os carros que seguem o primeiro tendem a ter sua velocidade normal reduzida. Logo, o resultado apresentará velocidades menores do que as usuais. Quando o tráfego é todo ele em fila, tentar selecionar veículos nas várias posições da filas.
2. Escolher grande quantidade de caminhões. Geralmente, é fácil obter a velocidade dos caminhões, embora estas velocidades possam não representar o restante da amostra. Deve-se ter o cuidado de obter na amostra, aproximadamente, a mesma proporção de caminhões que na corrente de tráfego.
3. Existe a tendência de se obter grande proporção de veículos em altas ou muito baixas velocidades (observadores não treinados muitas vezes não medem as velocidades de forma aleatória mas, sim, procuram medir as velocidades dos veículos mais rápidos). Os resultados apresentam uma velocidade média maior do que a normal da estrada ou rua.
4. Evitar condições anormais de tráfego, a menos dos propósitos do estudo.

Assumindo que a amostra seja escolhida aleatoriamente, pertencendo a uma “distribuição normal”, é possível examinar os prováveis limites de erros.

Para examinar os limites de erro, estimando-se que a velocidade média de todos os veículos é  $\bar{x}$  (média da amostra), utiliza-se a distribuição matemática dos valores  $\bar{x}_n$  (onde  $n$  é o tamanho da amostra para calcular  $\bar{x}$ ).

Demonstra-se estatisticamente que se uma variável  $x$  pertence à distribuição normal com média  $\mu$  e variância  $\sigma^2$ , isto é:

$$x = N [ \mu , \sigma^2 ]$$

então a variável  $\bar{x}$ , que é o valor médio de  $x$  para amostras de tamanho  $n$ , pertence também a uma distribuição normal com média  $\mu$  e variância  $\frac{\sigma^2}{n}$  (o desvio padrão é dado por  $\frac{\sigma}{\sqrt{n}}$ ), ou seja:

$$\bar{x} = N [ \mu , \frac{\sigma^2}{n} ]$$

O desvio padrão desta distribuição é definido como sendo o erro padrão da média:

$$\bar{v}_x = \epsilon = \frac{\sigma}{\sqrt{n}}$$

Por exemplo no caso dos dados do item F,  $\bar{x}$ , 30,81km/h e  $\sigma = 6,24$ km/h, o erro padrão da média é igual a  $\epsilon = \frac{6,24}{\sqrt{100}} = 0,624$

Desta forma pela Distribuição Normal pode-se afirmar que:

Com 68,3% de certeza a média verdadeira está entre 30,81  $\pm$  0,624km/h

Com 95,5% de certeza a média verdadeira está entre 30,81  $\pm$  2 x 0,624km/h

Com 99,7% de certeza a média verdadeira está entre 30,81  $\pm$  3 x 0,624km/h

Portanto:

É 31,7% provável que o erro entre a média estimada (30,81km/h) e a média verdadeira seja maior que 0,624km/h.

É 4,5% provável que o erro entre a média estimada (30,81km/h) e a média verdadeira seja maior do que 1,248km/h.

É 0,3% provável que o erro entre a média estimada (30,81km/h) e a média verdadeira seja maior do que 1,872km/h.

É possível utilizar esta afirmação estatística para determinar o tamanho necessário para a amostra, de modo a ter-se determinada precisão e o nível de intervalo de confiança, através da seguinte expressão:

$$e = K \frac{\sigma}{\sqrt{n}}$$

onde:

e = erro limite tolerável

K = número de desvios padrões para se atingir o desejado intervalo de confiança (desvio normal correspondente ao nível de confiança desejado)

donde:

$$n = k^2 \frac{\sigma^2}{e^2}$$

A tabela e o monograma a seguir, fornecem elementos para a determinação de n, ou da precisão de determinada amostra, constituída de n elementos.

TABELA 7

Determinação do Tamanho de Amostras para Estimativa do Valor da "Média" de Velocidades	
Nível de Confiança Desejado ( % )	Equação
68,3	$n = \frac{\sigma^2}{e^2}$
95,0	$n = \frac{3,84 \sigma^2}{e^2}$
95,5	$n = \frac{4 \sigma^2}{e^2}$
99,7	$n = \frac{9 \sigma^2}{e^2}$

Monograma para Determinação do Tamanho de Amostras

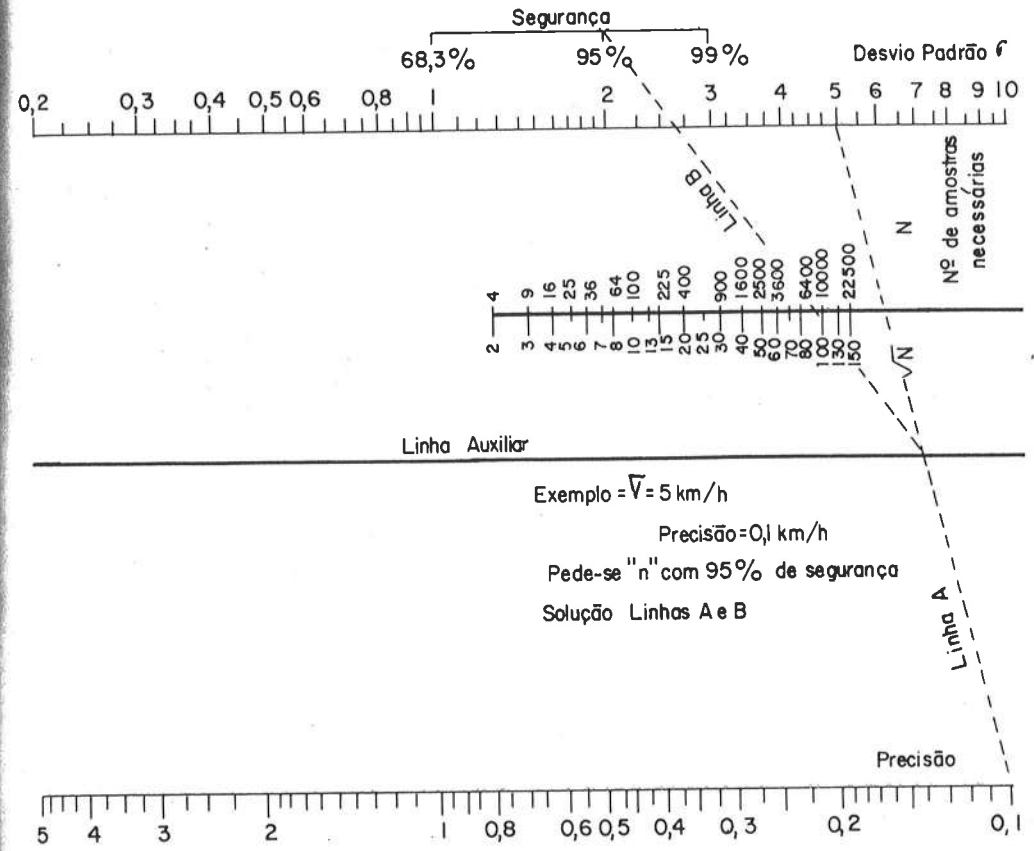


Fig. 2

O valor de "σ" deverá ser conhecido de estudos prévios (na maioria dos casos "σ" é aproximadamente igual a 8km/h).

Equação similar foi desenvolvida para computar o tamanho necessário da amostra no caso de se desejar estimar com precisão qualquer dos percentis. A equação é dada por:

$$n = \frac{k^2 \sigma^2 (2 + U^2)}{2 e^2}$$

onde:

$U$  = desvio normal correspondente ao percentil cuja velocidade se deseja determinar (ver tabela a seguir).

Tamanho de Amostras para Estimativa das Velocidades de Percentis

TABELA 8

Determinação de K		Determinação de U	
Nível de Confiança (%)	K	Porcentil	U
68,3	1,000	509	0,00
90,0	1,645	159 ou 859	1,04
95,0	1,960	79 ou 939	1,48
95,5	2,000	59 ou 959	1,67
99,0	2,575		
99,7	3,000		

## H – VERIFICAÇÃO DA HIPÓTESE DE DISTRIBUIÇÃO NORMAL DOS DADOS

Muitas afirmações anteriores basearam-se na hipótese de que os resultados da pesquisa de velocidade local podiam ser representados por uma distribuição normal de probabilidades (pequenas amostras  $n < 30$  são representadas pela distribuição "t". Esta hipótese deve ser checada usando-se o Teste do "Qui-Quadrado" ( $\chi^2$ ). Este teste pode ser usado para checar a caracterização de um conjunto de dados por qualquer distribuição matemática. O valor do "Qui-Quadrado" pode ser calculado pela fórmula:

$$\chi^2 = \sum_{n=1}^k \frac{(f_0 - f_t)^2}{f_t}$$

onde:

$f_0$  = frequência observada para os vários grupos (classes) de velocidades.

$f_t$  = frequência teórica para os vários grupos de velocidades, se os dados fossem perfeitamente de uma distribuição normal.

K = número de grupos de velocidades.

O número de graus de liberdade  $\chi^2$  para a distribuição  $\chi^2$  é dado por  $K-3$ , quando se verifica o ajustamento de dados a uma distribuição normal. Três graus de liberdade são perdidos, visto que a média ( $\bar{x}$ ), o desvio padrão ( $\sigma$ ) e a frequência total ( $f_t$ ) são utilizados no cálculo das frequências teóricas, reduzindo de três o número de grupos independentes de velocidade.

A distribuição  $\chi^2$  não é precisa quando a frequência teórica das velocidades dos grupos é pequena. Regra geral é não ter frequências teóricas menores que 5. Quando frequências são baixas reagrupa-se a tabela, combinando os grupos, ou em alguns casos, eliminando-se inteiramente os grupos de baixas frequências.

A tabela 9 apresenta um exemplo de aplicação deste teste. As colunas da mesma foram calculadas da seguinte forma:

- Coluna
1. classes de velocidades em intervalos de 5km/h;
  2. número de velocidades coletadas em cada classe ou frequência observada; e
  3. diferença entre o limite mais distante de cada classe e o valor da velocidade média  $\bar{x} = 38,7$ km/h.
  4. desvio da coluna anterior, expresso em termos do desvio padrão, isto é, coluna 3 dividida por  $\sigma = 8,6$ km/h;
  5. porcentagem de área (probabilidade) entre o limite mais distante de cada intervalo e a média (obtida entrando com os valores da coluna 4 em tabela de distribuição normal),
  6. porcentagem de área de cada classe ou grupo de velocidades obtidas, subtraindo valores consecutivos da coluna anterior;
  7. frequência teórica ( $f_t$ ) obtida pela multiplicação dos valores da coluna 6 pelo número total de observações ( $n = 300$  no exemplo). Frequências teóricas menores do que cinco são associadas com as seguintes;
  8. diferença entre colunas 2 e 7;
  9. quadrado dos valores da coluna anterior; e
  10. coluna 9 dividida por  $f_t$ .

OBS.: A soma dos valores da coluna 10 fornece o valor de  $\chi^2$ .

O nível de Probabilidade ( $P(\chi^2)$ ) é encontrado entrando-se com L (graus de liberdade = 5) e  $\chi^2$  (= 8,62) na tabela de Distribuição  $\chi^2$ .

No exemplo:

$$\begin{aligned} \text{para } \chi^2 &= 6,626 \rightarrow P(\chi^2) = 0,250 \\ \chi^2 &= 9,236 \rightarrow P(\chi^2) = 0,10 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \therefore 2,61 &\rightarrow 0,15 \\ 0,616 &\rightarrow x \quad \therefore x = \frac{0,616 \times 0,15}{2,61} = 0,036 \\ \text{Logo } P(\chi^2) &= 13,6\% \end{aligned}$$

Como  $P(\chi^2) > 5\%$ , os dados podem ser assumidos como pertencentes a uma distribuição normal.

TABELA 9

Exemplo do Teste do  $\chi^2$  Para Verificar se Dados de Velocidade Local Pertencem a Uma Distribuição Normal

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Grupos de Velocidades km/h	Nº de Veículos Observados $f_0$	Desvio do Limite do Grupo da Média	Desvio em Termos de $\sigma$	Porcentagem de Área entre Limites de Classe e a Média	Porcentagem de Área no Intervalo de Classe	Frequência Teórica $f_t$	$f_0 - f_t$	$(f_0 - f_t)^2$	$\frac{(f_0 - f_t)^2}{f_t}$
15 - 19,9	6	- 23,7	- 2,76	49,71	1,17	3,51	- 1,90	3,61	0,23
20 - 24,9	8	- 18,7	- 2,18	48,54	4,13	12,39	- 1,09	1,19	0,04
25 - 29,9	29	- 13,7	- 1,59	44,41	10,03	30,09	6,78	45,97	0,86
30 - 34,9	60	- 8,7	- 1,01	34,38	17,74	53,22			
35 - 39,9	63	- 3,7	- 0,43	16,64	22,21	66,63	- 3,63	13,18	0,20
		+ 1,2	+ 0,14	5,57					
40 - 44,9	74	+ 6,2	0,72	26,42	20,85	62,55	11,45	131,10	2,10
45 - 49,9	29	+ 11,2	1,30	40,32	13,90	41,70	- 12,70	161,29	3,86
50 - 54,9	19	+ 16,2	1,88	46,99	6,67	20,01	- 1,01	1,02	0,05
55 - 59,9	10	+ 21,2	2,46	49,31	2,32	6,96	3,33	11,09	1,28
60 - 64,9	2	+ 26,2	3,04	49,88	0,57	1,71			

Valores conhecidos:  $\bar{x} = 38,7$  km/h  $\sigma = 8,6$  km/h  $n = 300$   $\chi^2 =$  somatório da coluna 10 = 8,62 Graus de Liberdade = 8 - 3 = 5

Nível de Probabilidade (tabela de distribuição de  $\chi^2$ ) =  $0,10 + \frac{0,62}{2,61} (0,15) = 13,6\%$

Como  $13,6\% > 5\%$ , os dados podem ser assumidos como pertencentes a uma distribuição normal.



**5**  
**plano de acompanhamento**  
**dos transportes**  
**(ônibus)**

## A – INTRODUÇÃO

Consideramos que o plano de acompanhamento dos transportes deve reunir os elementos necessários, de modo a que se continue com a melhoria do sistema no que concerne à operação para alcançar maior confiança por parte dos usuários, proporcionando-lhes maior acessibilidade, velocidade e conforto.

Linhas deverão ser redefinidas, expandidas e mesmo criadas, inclusive com veículos especiais (de luxo), onde os dados mostrarem sua necessidade.

Além disso a renovação da frota deve coincidir com a vida econômica dos veículos e não vida útil, exigindo-se que todos os dados da operação sejam devidamente anotados.

As tarifas só serão justas se o número de passageiros for conhecido e bem projetado, além, evidentemente, do conhecimento exato dos custos de operação.

A metodologia para realização de cada uma das pesquisas aqui propostas é encontrada em detalhe em bibliografia referente ao assunto, podendo ser consultada, inclusive, na EBTU, para qualquer esclarecimento necessário.



Acredita-se que pesquisas mais detalhadas, incluindo aquelas da análise do comportamento dos usuários, quanto aos regulamentos de tráfego e número de passageiros transportados pelos veículos particulares, não necessitem ser efetuadas de imediato.

É importante, evidentemente, o acompanhamento da adaptação do usuário ao novo sistema, o que será indicado através das pesquisas de números 1, 2, 6 e 13 principalmente.

Para o acompanhamento do sistema recomenda-se:

## B – PESQUISAS

### 1. Pesquisas do Volume Total de Passageiros Transportados Pelos Transportes Coletivos

Com a utilização de catracas nos sistemas atuais, o número de passagens poderá ser determinado por vistoria do número marcado na catraca, pela manhã, antes do ônibus sair (e à noite após o seu recolhimento).

Recomenda-se que estas leituras sejam procedidas durante os dois primeiros anos de pesquisa, através de observações diárias durante toda uma semana (inclusive nos fins de semanas, para os ônibus que estiverem em operação), em cada um dos trimestres do ano.

Após os dois primeiros anos, as observações poderão ser reduzidas para dois e três dias, perfazendo uma semana completa por ano, com contagens de quatro em quatro meses.

### 2. Pesquisas dos volumes de passageiros transportados pelos transportes coletivos, conforme as horas do dia, incluindo os horários de pico (caso possível, incluir a pesquisa nº 5 - Contagem de passageiros embarcados e desembarcados).

Para essas pesquisas, serão lidos os números das catracas em cada viagem, tanto na origem como nos destinos, de modo a separar os movimentos direcionais.

Neste caso deverão ser anotados o número de passageiros embarcados e desembarcados durante 12 dias por ano, três dias em cada trimestre. No entanto, para cada linha as anotações relativas a um ônibus serão suficientes. Igualmente no caso de linhas com muitos ônibus, os três dias por trimestre poderão ser substituídos por três ônibus em um dia, embora preferencial-

mente deva-se adotar o primeiro sistema (dividir o trecho em seções homogêneas).

Os dias escolhidos deverão ser 3ª, 4ª e 5ª feira, de modo a melhor refletir as condições médias de operação. Igualmente, deverão ser escolhidos ônibus que estejam em tráfego durante todo o dia e não ônibus de reserva, empregados somente nas horas de pico.

Caso nas horas de pico o número de passageiros seja muito alto haverá necessidade de colocar-se maior número de ônibus extras.

Esses dois tipos de contagem descritos serão de máxima importância para o cálculo exato das tarifas e ampliações ou redução das frota.

### 3. Pesquisas do tempo de percurso dos coletivos

Esses dados serão obtidos, anotando-se as horas de saída dos coletivos dos pontos de origem e término, usando-se relógios ou cronômetros perfeitamente ajustados (ajustar os cronômetros e a seguir dirigir-se aos pontos de pesquisa). O trajeto deverá ser dividido em seções homogêneas, já utilizadas na pesquisa nº 2.

Igualmente, para uma boa precisão, recomendam-se doze medidas anuais para as mesmas condições de tráfego e de número de passageiros. Deverão ser anotados os tempos de percurso, três dias em cada trimestre, sendo que as anotações de um ônibus por linha serão suficientes.

Os tempos de percurso serão importantes, no cálculo de tarifas, pois definiriam o dimensionamento da frota.

### 4. Pesquisas de linhas isócronas dos transportes coletivos

Anotando-se a posição dos coletivos de 5 em 5 min. para as horas de pico, poderão ser determinados os trechos críticos que requeiram construção de faixa exclusiva, alargamentos, proibição de estacionamentos ou outras medidas para melhoria do escoamento.

Neste caso o pesquisador, de preferência, deverá estar no interior do ônibus em trânsito, sendo necessário anotar o tempo e locais igualmente no no mínimo doze vezes nas mesmas condições.

As pesquisas deverão ser conduzidas nos horários de pico, escolhendo-se três dias em cada trimestre ( 3ª, 4ª e 5ª ), anotando-se os locais atingidos pelo veículo, tanto nos percursos de ida como de retorno a cada cinco minutos. Realizar a pesquisa em pelo menos um ônibus por linha.

### 5. Pesquisa do número de passageiros embarcados e desembarcados por ponto

de ônibus (verificar a possibilidade de agrupar esta pesquisa com a de número 2)

Recomenda-se a contagem do número de passageiros que desembarcam e embarcam em cada parada dos transportes coletivos, analisando-se cada rota, mediante contagens nas horas normais dos dias úteis, em um número representativo de veículos.

Em geral, bastará um observador em cada veículo, a não ser nas horas de maior movimento, quando serão usados dois pesquisadores, próximos das portas de entrada e saída.

É recomendável que se faça este tipo de estudo durante quatro dias, um em cada trimestre, no primeiro ano e a seguir ao menos uma vez por ano. Ele é de máxima importância para as modificações das rotas, eliminação ou criação de pontos de parada, planejamento dos pontos (inclusive pontos terminais), determinação do número de passageiros, além de gráficos de demanda, detectando-se mais tarde, com as pesquisas de Origem e Destino, as taxas de atração e produção por zona de tráfego.

#### 6. Pesquisas do tempo de percurso para os veículos particulares (e linhas isócronas)

Empregando-se a técnica de carro-teste, deverão ser determinados tempo de percurso para os carros de passeio, de modo a poder conhecer o tempo total de transporte nos grandes corredores da área metropolitana.

Dependendo das características das vias, serão determinados os números de percursos necessários, recomendando-se cerca de dez percursos nas mesmas condições de tráfego.

Realizar o estudo, uma vez a cada dois anos.

Essas pesquisas poderão ser representadas por linhas isócronas dos veículos particulares, desde que sejam anotados os locais e tempos de percurso, em geral verificando-se o tempo gasto para percorrer cada 200m na área central, 500m em áreas intermediárias e 1km nas áreas suburbanas. Poderá também, ser anotada a posição do veículo (carro-teste) a cada 5min, por exemplo.

#### 7. Pesquisas de origem e destino

Este tipo de pesquisa é básico para a maioria dos estudos de melhoria dos transportes urbanos. Será utilizada para conhecer a demanda atual e fu-

tura dos transportes, de modo a justificar qualquer melhoria a ser realizada.

Para cidades populosas (maior que 200.000 habitantes) é recomendável que o método do "cordão externo" e "entrevistas domiciliares" seja adotado.

O número de residências escolhidas para entrevistas, é de uma em cada quinze para cidades com população entre 300.000 e 500.000 habitantes; dos 500.000 até 1.000.000 de habitantes recomenda-se a escolha de uma residência em cada vinte.

A linha de fechamento ( *cordón line* ), deverá limitar a área de estudo, cortando o menor número possível de vias. Nos pontos de pesquisa de origem e destino, deverão ser entrevistados um máximo de 2.500 veículos por dia, sendo utilizado o processo de amostragem no caso de existência de número superior de veículos. Contagens de volume total de tráfego são sempre recomendáveis, para melhor precisão ou expansão dos dados.

É indicado que pesquisas de origem e destino se realizem uma vez por ano, nos dois primeiros anos e a seguir uma vez a cada dois anos, dependendo evidentemente do vulto de obras que se pretenda realizar.

Nos postos da linha de fechamento, as entrevistas aos motoristas, deverão ser realizadas durante 16h das 6 às 22h, sendo a contagem de volume executada durante as 24h.

As pesquisas de origem e destino, poderão ser expandidas e verificadas através de contagens volumétricas em *screen lines*.

Essas pesquisas deverão não apenas coletar os elementos de origem e destino, como também, dados sobre o tipo de transporte utilizado (pesquisa domiciliar), renda familiar, horário das viagens, propósito da viagem, frequência das viagens, tempo gasto nos deslocamentos, tipo de estacionamento utilizado, distâncias até o ponto de ônibus, tempo de espera do ônibus, distância do ponto final ao destino, transferências, etc.

Essa pesquisa, fundamental no acompanhamento da eficiência dos transportes, deverá ser apresentada na forma de fluxogramas, das linhas de desajo.

#### 8. Análise de interseções – Níveis de serviço

Nas principais interseções, deverão ser analisados os níveis de serviço das várias aproximações, de modo a analisar qualitativamente o tráfego.

A análise deverá ser procedida, uma vez por ano, obedecendo a metodologia do *Highway Capacity Manual*.

Para isso serão feitas contagens volumétricas, anotando-se o tipo de veículo e movimentos de giro, nas horas de pico, para cada uma das aproximações.

Sempre que para alguma das aproximações for atingido o nível de serviço D ou E deverão ser providenciadas melhorias, tais como: proibição de estacionamentos, proibição de movimentos de giro, mudança de paradas de ônibus, proibição de tráfego de veículos pesados ou mesmo alterações dos tempos das fases de semáforos.

### 9. Anotação dos custos de operação

Cada veículo de transporte coletivo deverá ter um acompanhamento individual de seus custos de operação, de maneira a que sejam obtidos dados precisos para a renovação da frota em época oportuna.

Desta forma, deverão ser organizadas fichas para anotação da quilometragem diária, consumo de combustível, óleos, graxas, peças, mão-de-obra para consertos, pneus etc.

Todos os dados de custos de operação, sendo anotados corretamente, serão úteis para o estabelecimento das tarifas, cálculos de viabilidade econômica de novos investimentos e substituição dos veículos.

### 10. Contagem do número de pedestres (opcional)

Na área central e pontos críticos de concentração de pedestres, poderão ser efetuadas contagens do número de pessoas, para dimensionamento das calçadas, faixas de cruzamento e mesmo construção de passagens inferiores ou superiores. Poderá utilizar-se a técnica de fotografias.

Sugerem-se contagens na hora de pico, do dia mais movimentado da semana, realizadas uma vez a cada dois anos.

Deverão ser efetuadas contagens por sentido em cada uma das calçadas.

### 11. Pesquisas do volume de tráfego na malha urbana

Efetuar a designação do sistema viário, determinando as vias principais (ruas coletoras, ruas arteriais e vias expressas, incluindo rodovias) e as vias de menor importância (residenciais, comerciais ou industriais).

Alocar um posto de contagem principal, em cada via principal, o qual deverá realizar contagens de 24h em cada direção, a cada dois anos.

Postos secundários, deverão ser escolhidos nas vias de menor importância. Fixar no mínimo quatro postos em cada classe descrita acima.

Efetuar nesses locais contagens bianuais de 24h, não direcionais. Poderão, nesse caso, ser escalados aparelhos especiais para as coletas dos dados.

Para serem obtidas variações diárias, ou sazonais de volumes, escolher um

posto por classe de via (principais e de menor importância), que efetue:

- a - uma contagem não direcional de sete dias, por ano; e
- b - uma contagem não direcional horária, 24h em dia útil, mensalmente ou a cada três meses.

Além destas contagens, recomendam-se contagens de linha (screen lines); para determinar mudanças de grande valor no volume total e direcional do tráfego, devido às alterações significantes no uso dos terrenos e dos padrões de tráfego; as mesmas poderão ser feitas em 16h (das 6:00 às 22h) de dia útil, a cada dois anos.

Contagens em "cordão" (cordon line), e de cobertura devem ser efetuadas, caso sejam necessários maiores detalhes de geração de tráfego em determinada área particular (no centro principal ou para determinado bairro).

### 12. Análise de acidentes de tráfego

As autoridades policiais devem manter os registros de todos os acidentes ocorridos. Os ônibus deverão ser dotados de tacógrafos ou limitadores de velocidade.

Recomenda-se que os dados de acidentes sejam catalogados pelos locais de ocorrência.

É recomendável que a análise de acidente seja efetuada ao menos uma vez por ano.

O procedimento para a análise deve seguir os passos abaixo:

- a - obter informações adequadas dos acidentes;
- b - selecionar os locais de alta frequência de acidentes em ordem de importância (mínimo 10 locais e máximo 40 locais em cada análise);
- c - preparar diagramas de colisão e de condições físicas, para cada local selecionado;
- d - fazer um resumo dos dados;
- e - coletar dados complementares, com observações no próprio local, durante as horas em que ocorreram a maioria dos acidentes;
- f - analisar os fatos e dados do campo, de modo a propor as melhorias adequadas.

### 13. Análise de estacionamentos

Recomenda-se a realização de um inventário dos locais disponíveis para

estacionamento, tanto ao lado das calçadas, como em lotes especiais ou edifícios garagens. A seguir deverá ser conhecido o tipo de uso dos estacionamentos e a demanda para estacionamento.

O estudo dos estacionamentos poderá ser renovado a cada dois anos, devendo possibilitar meios para determinarem-se as melhorias no que se refere ao aumento da capacidade para estacionamentos, preparando-se medidas relativas ao uso dos espaços vagos.

Nesses estudos, deve-se incluir a análise do problema de carga e descarga de mercadorias, inclusive para o caso de transporte de valores. Os estudos poderão indicar alterações nos regulamentos existentes.

#### 14. Pesquisas sobre a iluminação das vias (optativas)

Deverá ser feito um inventário adequado da iluminação existente, podendo ser efetuados mapas mostrando a intensidade de iluminação dos vários trechos, com o que a companhia de energia elétrica local poderá contribuir.

A seguir, os níveis de intensidade luminosa poderão ser relacionados com os volumes de tráfego noturno, tipo e importância da via, número de acidentes noturnos e uso noturno das edificações vizinhas. Através desse relacionamento, poderão ser melhorados os padrões de iluminação.

Verificar, também, o grau de iluminação dos pontos de parada e terminais.

O inventário da iluminação existente e os demais estudos, poderão ser feitos nas áreas suburbanas a cada dois anos e na área central de quatro em quatro anos.

Além das pesquisas relacionadas, recomenda-se que sejam mantidos atualizados uma série de inventários.

- a - inventário da posição e funcionamento dos semáforos;
- b - inventário das vias arteriais e/ou vias preferenciais;
- c - inventário das velocidades permitidas e das velocidades reais em diversas horas do dia;
- d - linhas dos transportes coletivos;
- e - percurso dos veículos de carga de longa distância;
- f - áreas de proibição de estacionamento;
- g - passagens inferiores ou superiores para pedestres;
- h - levantamento da sinalização preventiva informativa e das marcas no pavimento; e
- i - inventário das condições das paradas.

Serão igualmente mantidas atualizadas, para cada linha, as seguintes informações:

- itinerário, comprimento e tarifa;
- frequências contratuais e horário de funcionamento;
- número de veículos em circulação; e
- localização e características dos pontos de parada e terminais.

Igualmente, em cada empresa, conhecer:

- tipo de equipamento (capacidade); e
- condições de conservação.

### C - INDICADORES

É evidente que, em todo o plano de acompanhamento dos transportes, o que será mais importante não são as pesquisas, mas sim seus resultados e a análise das mesmas.

Desta forma, para complementação de nosso plano, citamos abaixo alguns indicadores que deverão ser obtidos com as pesquisas e que serão úteis nas análises para melhoria e acompanhamento do sistema.

Principais indicadores a serem obtidos:

#### 1. Transportes coletivos

- número de passageiros transportados por dia e sua variação ao longo do dia, por linha;
- frequência média dos veículos e sua variação ao longo do dia;
- velocidade operacional e comercial, segundo o horário, por linha e por trecho;
- condições gerais de frota de veículos e organização operacional por linha (idade, tipo etc.);
- produtividade do material de transporte (número de passageiros/km rodado), por linha;
- coeficiente de utilização da frota (número de horas rodadas/veículo), por linha;
- receita diária, por linha;
- movimentação de passageiros por parada;
- variação de ocupação ao longo da linha e do dia;
- tempo de percurso entre os pontos;
- origem e destino dos usuários (linhas de desejo);
- necessidades de baldeações;
- distâncias da origem aos pontos de embarque;
- distâncias dos pontos de desembarque aos destinos;
- motivos dos deslocamentos;
- frequência diária dos deslocamentos;
- custo fixo de administração;

- custo de recuperação do capital (valor de compra, valor de revenda);
- custo de mão-de-obra Cr\$/hora rodada;
- repartição do tempo de viagem entre deslocamentos, paradas e retardamentos (ver item D);
- custo de operação, discriminando-se os custos de combustível, lubrificantes, pneus e manutenção;
- área geográfica e população servida;
- área de influência dos pontos de parada;
- tempo de acesso aos pontos de parada, por área geográfica;
- principais pontos de transferência;
- número de passageiros praticando transferências por local e ao longo do dia;
- tempo de espera;
- tempo de percurso a pé para transferências;
- número, causa e gravidade de acidentes ocorridos; e
- função da soma dos custos operacionais e do valor do tempo de espera dos usuários (a ser minimizada para estabelecer o quadro de horários otimizado).

## 2. Transportes particulares

- composição do tráfego - por corredor;
- volumes críticos de veículos nos movimentos permitidos;
- tempos médios de percursos;
- velocidade operacional média por corredor e trechos;
- tempo médio de parada por semáforos;
- tempo médio de parada por congestionamento (tempo de percurso);
- repartição do tempo de viagem entre deslocamentos, paradas e retardamentos (tempo de percurso);
- custos operacionais;
- níveis de serviço;
- comprimento de filas em interseções sinalizadas;
- número de acidentes (formulários);
- desempenho operacional da rede de semáforos;
- taxa de ocupação dos veículos;
- fluxo dos veículos (tráfego externo-externo; externo-interno; interno-interno etc.);
- número de passageiros transportados, por dia e sua variação ao longo do dia;
- origem e destinos (linha de desejo);
- distâncias do estacionamento ao destino;
- motivos dos deslocamentos; e
- frequência diária dos deslocamentos.

## 3. Interseções (aproximações)

- fator de carga (nível de serviço);
- demora média por veículo;

- comprimento das filas;
- proporção dos veículos que param; e
- número de ciclos saturados.

## D – AVALIAÇÃO TECNOLÓGICA DO SISTEMA

Devem ser pesquisados e analisados os seguintes itens pertinentes às características tecnológicas e operacionais do sistema de ônibus:

### 1. Veículo

- tempo de embarque;
- tempo de desembarque;
- tempo de viagem em movimento (desempenho -35km/h);
- aspectos ergonômicos; e
- conforto e segurança.

### 2. Operação

- frequência (headway); e
- regularidade e confiabilidade.

### 3. Paradas e terminais

- características gerais;
- funcionalidade;
- equipamentos e acessórios;
- aspectos informacionais; e
- condições de acesso.

Para tanto, deverão ser desenvolvidas algumas pesquisas adicionais, além daquelas já relacionadas, as quais também fornecerão subsídios para a Avaliação Tecnológica do Sistema.

As principais pesquisas que deverão ser realizadas são as seguintes:

#### d1 – Pesquisa de tempos de viagens

Essa pesquisa deverá ser realizada por dois pesquisadores que viajarão no ônibus e com a utilização de gravadores registrarão os principais eventos ocorridos durante uma viagem típica. Posteriormente, em escritório, as fitas gravadas serão ouvidas e cronometrados os eventos registrados durante a viagem. Após a cronometra-

gem, os resultados obtidos serão apresentados sob a forma de gráfico, de modo a permitir a identificação dos diversos tempos componentes da viagem.

As pesquisas devem ser feitas em horários de pico, quando as deficiências e virtudes do sistema mais se destacam; portanto é de fundamental importância que se conheça perfeitamente o período em que ocorre a demanda máxima.

Os pesquisadores devem localizar-se nas proximidades das portas de embarque e desembarque do veículo, de modo a conseguir a melhor visibilidade dentro e fora do veículo. Assim devem ser registrados os seguintes dados:

- principais características do veículo;
- nome e código da linha, número do ônibus, dia, mês, ano, dia da semana, hora da pesquisa e condições climatológicas;
- contagem do número de passageiros que embarcam e desembarcam em cada parada;
- paradas devido à sinalização semafórica e congestionamentos (indicando motivos); e
- informações adicionais como:
  - condições dos pontos de parada (com ou sem abrigo); fluxo de passageiros no interior do veículo; distância do veículo ao meio-fio nos pontos de parada; características do tráfego e outras informações que se julguem necessárias.

A correta realização das pesquisas e a análise das fitas gravadas permitirá a obtenção de informações tais como:

- tempo médio de embarque por passageiro;
- tempo médio de desembarque por passageiro;
- número de passageiros que embarcam e desembarcam em cada parada;
- número de passageiros transportados na viagem;
- número máximo de passageiros existentes no veículo em determinado momento da viagem;
- tempo parado em semáforo;
- tempo parado em congestionamento;
- velocidade comercial;
- velocidade média em movimento;
- tempo total da viagem; e
- tempo perdido por inadequação do desempenho do veículo.

Para que se tenha maior confiabilidade nas informações obtidas e se possa elaborar com maior precisão o diagnóstico operacional, pode-se dividir o percurso em seções, de modo que se conheçam todos esses dados em cada seção específica. Assim pode-se, por

exemplo, saber em que trecho da viagem há maior incidência de congestionamentos, em que trecho se dá a máxima ocupação do veículo ou ainda onde se registram a mais baixa e mais alta velocidade operacional.

O inconveniente da pesquisa é o alto tempo demandado para a análise das fitas gravadas e transformações dos dados em gráficos, sendo portanto necessário fixar o número ótimo de pesquisas a serem realizadas (em geral utiliza-se o mínimo de três dias em cada linha) (ver referência nº 9 do capítulo I).

#### d2 – Pesquisa de opinião pública

Recomenda-se a realização de pesquisa de opinião pública, através de preenchimento, pelos usuários do sistema de ônibus, de formulário contendo perguntas, não só sobre o veículo mas em relação ao sistema como um todo. Devem ser incluídas questões relativas a conforto, visibilidade, segurança, qualidade do sistema informacional, confiabilidade no sistema, opinião sobre o veículo, aspectos estéticos, sugestões etc.

Pode ser utilizado formulário semelhante utilizado em Curitiba, quando da implantação do “Ônibus Expresso”.

#### d3 – Pesquisa com motoristas e cobradores

Devem ser entrevistados todos os motoristas e cobradores. Podem ser feitas perguntas semelhantes às aquelas feitas aos usuários, com maior nível de detalhe, principalmente no que se refere aos aspectos ergonômicos dos novos veículos e às mudanças introduzidas no sistema como um todo.

#### d4 – Informações complementares

Como foi dito, dever-se-ão utilizar dados já obtidos nas pesquisas anteriormente relacionadas e que permitirão complementar a Avaliação Tecnológica do Sistema.

Entre estes destacam-se a determinação do custo operacional do sistema, índice de aproveitamento e análise de acidentes que junto com os outros parâmetros definidos neste capítulo permitirão a avaliação.

## **CAPÍTULO II**

### **Características de Tráfego**

**6**  
**introdução**



Uma necessidade básica da Engenharia de Tráfego refere-se ao conhecimento e descrição do comportamento dos veículos em uma dada via ou rede. Nesta parte introduziremos alguns modelos teóricos que podem ser usados para descrever o modo como os veículos operam na corrente de tráfego. Esses modelos compõem a chamada "Teoria do Fluxo de Tráfego".

Neste campo existem vários estudos de pesquisa operacional, matemática aplicada e mesmo psicologia.

O principal objetivo da teoria de fluxo de tráfego é derivar relações teóricas entre variáveis que descrevem a corrente de tráfego, de modo a prever as conseqüências de projetos alternativos.

Três variáveis são as mais importantes: o fluxo ou volume, a densidade e a velocidade média por espaço. As três descrevem a qualidade ou nível de serviço.

Veremos neste capítulo algumas características do volume, velocidade e densidade de tráfego, uma análise de congestionamentos e ondas de choque, além de técnicas teóricas para descrever o fluxo de tráfego.

**7**

**estudos e características do volume,  
velocidade e densidade de tráfego**

## A – DIAGRAMAS BÁSICOS

Nº 1 – fig. 5 – Teoria das Filas – comportamento individual de veículos.

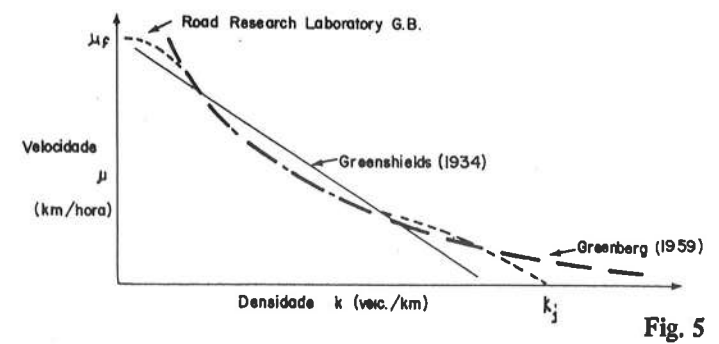


Fig. 5

Nº 2 – fig. 6 – Análise de Capacidade

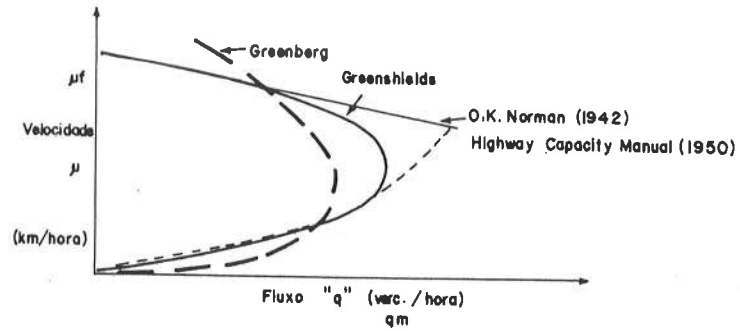


Fig. 6

Nº 3 – fig. 7 – Controle de Tráfego

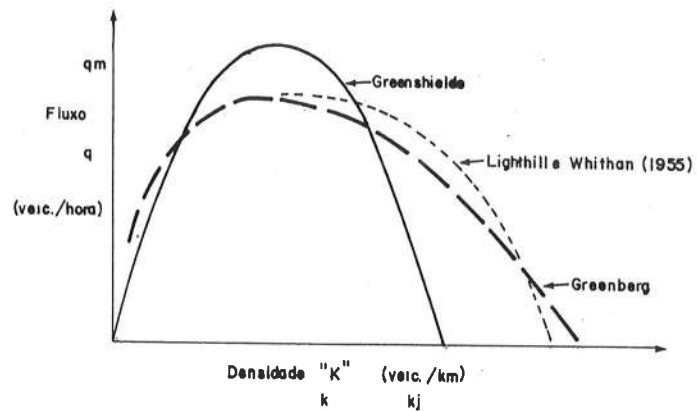


Fig. 7

B – DEFINIÇÕES E SÍMBOLOS

1. Fluxo  $q$

Conhecido frequentemente por volume. É o número de veículos que passam em um determinado ponto num dado período de tempo. Normal-

mente expresso em veículos por hora. O máximo fluxo é representado por  $q_m$ .

2. Velocidade Média de Espaço  $\mu = V_e$  (ver cap. I)

É a velocidade calculada, considerando-se o tempo médio que os veículos necessitam para atravessar um dado comprimento da via, expressa em km/h.

A velocidade média de espaço para a qual obtém-se o fluxo máximo de veículos é a chamada "velocidade ótima =  $\mu_0$ ".

A velocidade máxima é também chamada de "velocidade de fluxo livre =  $\mu_f$ ".

3. Densidade  $K$

Também conhecida por concentração =  $K$ . É o número de veículos que estão numa determinada extensão da via, num dado instante. Dada por veículos/kilômetro.

A densidade para a qual se obtém o máximo volume é denominada "densidade ótima =  $K_0$ ", a densidade máxima possui fluxo igual a zero e é representada por  $K_j$ .

4. Intervalo de Tempo entre Veículos = frequência

É o tempo entre a passagem da frente de um veículo e a chegada da frente do veículo seguinte no mesmo ponto de uma via ( $I_t$ ).

Intervalo de Espaço Entre Veículos

É a distância entre a frente de um veículo e a frente do próximo veículo da corrente de tráfego ( $I_d$ ).

5. Ocupância

É a percentagem de tempo em que uma seção da via fica ocupada por veículo, também chamada de encobrimento ( $e$ ).

## C - DERIVAÇÃO MATEMÁTICA DAS RELAÇÕES

### 1. Relações Fundamentais

$$q = \mu k$$

$$I_t = \frac{3.600}{q} \quad (\text{segundos})$$

$$I_d = \frac{1.000}{k} \quad (\text{metros})$$

### 2. Equação Linear Entre Velocidade e Densidade

Partindo-se da relação linear entre a densidade ( $k$ ) e a velocidade média por espaço ( $\mu$ ), chega-se à seguinte equação:

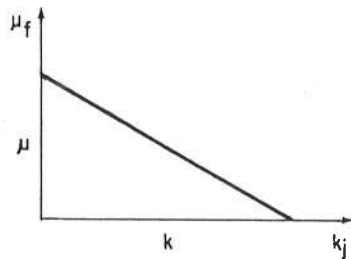


Fig. 8

$$\mu = \mu_f - \left(\frac{\mu_f}{k_j}\right)k$$

Equações resultantes:

#### 1. Relação entre fluxo e densidade:

$$q = \mu k$$

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

### 2. Relação entre fluxo e velocidade:

$$(\mu - \mu_f) = -\left(\frac{\mu_f}{k_j}\right)k \therefore k = -(\mu - \mu_f) \times \left(\frac{k_j}{\mu_f}\right)$$

$$k = (\mu_f - \mu) \left(\frac{k_j}{\mu_f}\right)$$

$$q = (\mu_f - \mu) \frac{k_j}{\mu_f}$$

ou

$$q = \mu k_j - \mu^2 \times \frac{k_j}{\mu_f}$$

### 3. Relação entre a densidade ótima ( $k_0$ ) e densidade máxima ( $k_j$ ).

$$\frac{dq}{dk} = \mu_f - \left(\frac{\mu_f}{k_j}\right) 2k_0$$

$$\mu_f - \left(\frac{\mu_f}{k_j}\right) 2k_0 = 0 \therefore k_0 = \frac{k_j}{2}$$

### 4. Relação entre a velocidade ótima ( $\mu_0$ ) e velocidade de fluxo livre ( $\mu_f$ ).

$$\mu = \mu_f - \left(\frac{\mu_f}{k_j}\right) k$$

$$\mu_0 = \mu_f - \left(\frac{\mu_f}{K_j}\right) \frac{k_j}{2} \therefore \boxed{\mu_0 = \frac{\mu_f}{2}}$$

5. Relação entre o fluxo máximo ( $q_m$ ) e a velocidade de fluxo livre ( $\mu_f$ ) e a densidade máxima ( $k_j$ )

$$q = \mu k$$

$$q_m = \mu_0 k_0 \therefore \boxed{q_m = \frac{\mu_f \times k_j}{4}}$$

6. Relação entre o encobrimento (ocupância) e a densidade. A densidade poderá ser calculada a partir do valor do encobrimento de detectores colocados sob o pavimento.

$l_d$  = comprimento do detector

$l_v$  = comprimento médio de um veículo da corrente de tráfego

A velocidade dos veículos será dada pela distância percorrida ( $l_d + l_v$ ) sobre o tempo de detecção acusado pelo detector ( $t_0$ ).

$$\mu = \frac{l_d + l_v}{t_0} \therefore t_0 = \frac{l_d + l_v}{\mu}$$

para todo o fluxo de veículos  $t_0 \times q = T_0 = \frac{q}{\mu} (l_d + l_v)$

$$q = \mu k \quad \therefore \quad T_0 = k (l_d + l_v)$$

O encobrimento ( $e$ ) em % é dado pelo tempo total de detecção ( $T_0 = \sum t_0$ ) multiplicado por 100 e dividido pelo tempo total da análise feita (1 hora por exemplo).

$$e = \frac{T_0}{1 \text{ h}} \times 100 \quad T_0 = \frac{e}{100}$$

$$\text{ou} \quad e = k (l_d + l_v) 100$$

Em geral  $l_d$  e  $l_v$  são dados em metros e  $k$  em veículos por quilômetro, tendo-se:

$$\boxed{e = k \left(\frac{l_d + l_v}{10}\right)} \quad \text{ou} \quad \boxed{k = \frac{10 \times e}{l_d + l_v}}$$

Se considerarmos por exemplo  $l_d = 1,5\text{m}$  e  $l_v = 5,0\text{m}$  a densidade pode ser dada pela ocupância (encobrimento) multiplicada por 1,5 aproximadamente.

$$\boxed{k = 1,5e}$$

Detectores atuais possuem um pequeno computador onde a densidade pode ser retirada diretamente após a análise de uma fita perfurada pelos detectores.

## D – ÁREAS DE APLICAÇÃO

Os estudos das relações entre as características do volume de tráfego podem ser utilizados nas seguintes áreas:

- a - Projeto e Análise de Capacidade;
- b - Operação ou Controle do Tráfego; e
- c - Estudos e teorias do comportamento individual dos veículos na corrente de tráfego.

Costuma-se adotar o diagrama nº 1 - relação entre a velocidade e densidade para as teorias do comportamento individual dos veículos; o diagrama nº 2 entre a velocidade e o fluxo para o projeto e análise de capacidades e finalmente o diagrama fundamental nº 3 que relaciona os fluxos com as densidades é usado para o controle e análise das operações de tráfego.

### E - DIAGRAMA FUNDAMENTAL E PROBLEMA EXEMPLO

O diagrama fundamental tem as seguintes escalas:

- a - Escalas verticais - Fluxo e Intervalo de tempo entre os veículos;
- b - Escalas horizontais - Densidade e Intervalo de distâncias entre os veículos; e
- c - Linhas radiais - velocidades dos veículos.

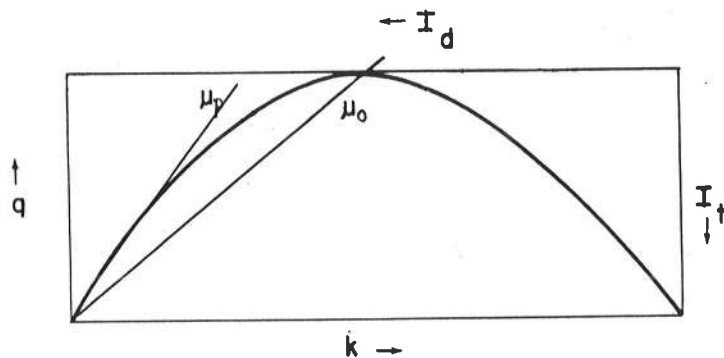


Fig. 9

Exemplo: dada para uma corrente de tráfego a seguinte relação entre a velocidade e a densidade:

$$\mu = 50 - 0,3125k$$

pode-se determinar:

- a - velocidade de fluxo livre, a velocidade ótima, a densidade

máxima, a densidade ótima, o fluxo máximo e o intervalo médio por tempo e por distância entre os veículos para o fluxo máximo;

- b - determine as equações de  $q = f(k)$  e  $q = f(\mu)$ ; e
- c - trace o diagrama fundamental para quatro valores de 'q' e k.

Resoluções:

- a) - aplicando-se as equações deduzidas no item C temos:

$$\mu = \mu_f - \left(\frac{\mu_f}{k_j}\right) k$$

$$\mu_f = 50 \text{ km/h} \quad \mu_0 = \frac{\mu_f}{2} \quad \therefore \quad \mu_0 = 25 \text{ km/h}$$

$$0,3125 = \frac{\mu_f}{k_j} \quad \therefore \quad k_j = \frac{\mu_f}{0,3125} = \frac{50}{0,3125} = 160 \text{ veíc/km}$$

$$k_0 = \frac{k_j}{2} \quad \therefore \quad k_0 = 80 \text{ veíc./km}$$

$$q_m = \mu_0 \times k_0 = \frac{\mu_f \times k_j}{4} = 2.000 \text{ veíc./hora}$$

$$I_t = \frac{3.600}{q_m} = \frac{3.600}{2.000} = 1,8 \text{ s.}$$

$$I_d = \frac{1.000}{k_0} = \frac{1.000}{80} = \boxed{12,5 \text{ min}}$$

b)  $-q = \mu k$

$$q = 50k - 0,3125k^2$$

$$k = \frac{q}{\mu}$$

$$\mu = 50 - 0,3125 \frac{q}{\mu}$$

$$\mu^2 = 50\mu - 0,3125q$$

$$q = \frac{50\mu - \mu^2}{0,3125}$$

$$q = 160\mu - 3,2\mu^2$$

c- diagrama Fundamental

q	$\mu$	k
1.500	37,5	40
1.800	32,9	54,7
2.000	25,0	80,0
1.500	12,5	120,0
1.800	17,1	105,3

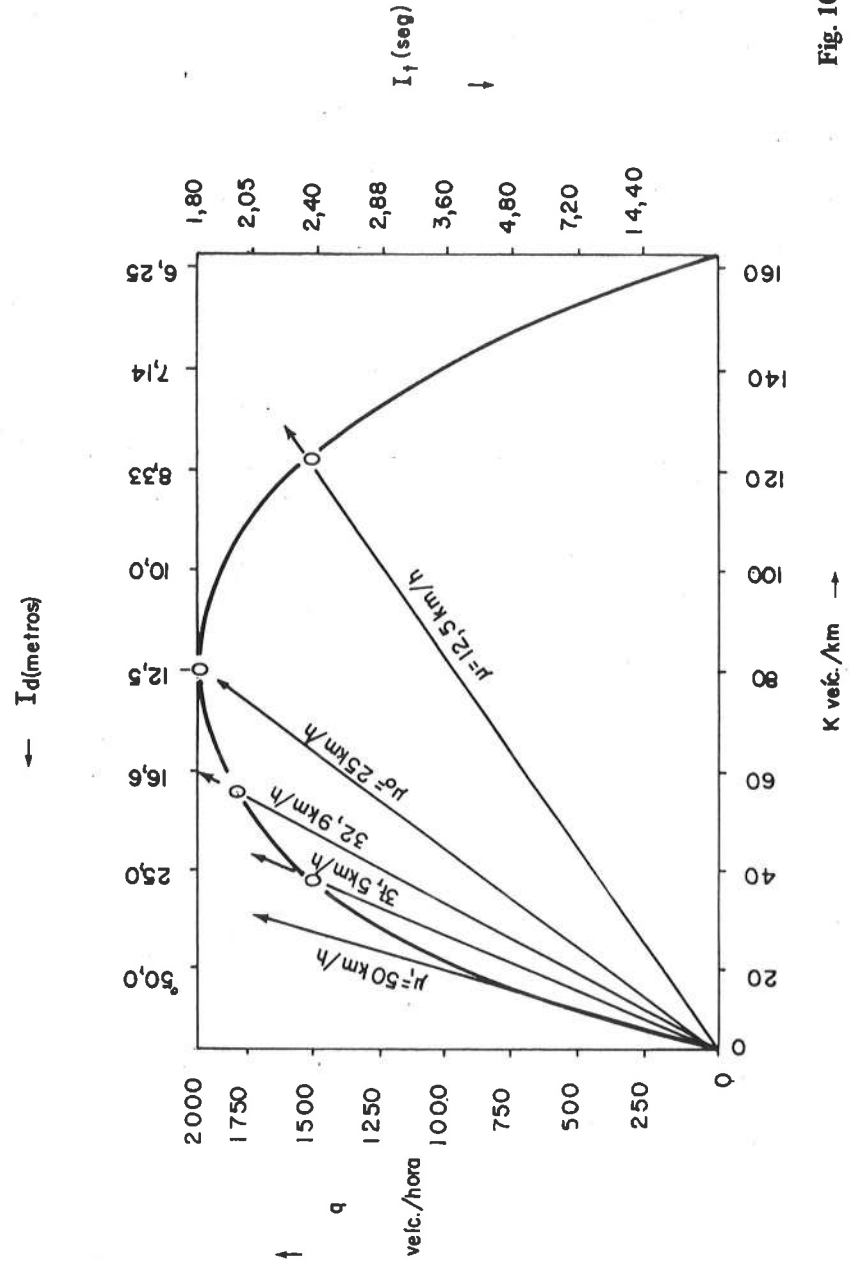


Fig. 10



# 8

## estudos de congestionamentos de tráfego e ondas de choque

## A – DEFINIÇÕES

1. **Tipos de congestionamento** – O fluxo ininterrupto não é necessariamente descongestionado, possuindo perturbações internas as quais podem ser classificadas em dois tipos:
  - a - congestionamentos periódicos que ocorrem repetidamente no mesmo lugar e hora do dia, por exemplo: em todos os dias da semana, às 18:00 hs ou todos os domingos de verão; e
  - b - congestionamentos esporádicos que são o resultado de determinado evento, como um acidente ou o fechamento de uma rodovia.
2. **Fluxo em estrangulamento (gargalos)** – O congestionamento ocorre no fluxo ininterrupto, quando o número de veículos que entram em uma seção da via é maior do que o número de veículos que sai da mesma. Por exemplo:

se uma faixa é subtraída de uma auto-estrada, como na figura abaixo:

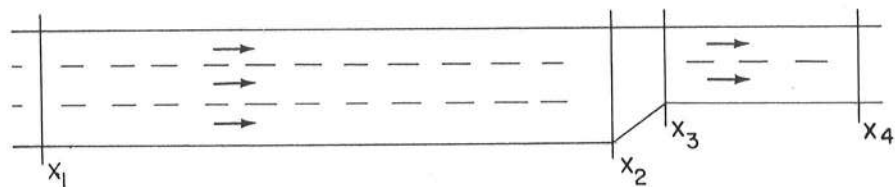


Fig. 11

O comportamento do tráfego nas proximidades do estrangulamento pode ser analisado, colocando-se num gráfico o número acumulado dos veículos que chegam e partem do estrangulamento. Assim, na figura seguinte (Fig. 12) temos a curva de chegada dos veículos  $C(t)$  que poderia ter sido obtida contando-se os veículos que passam no ponto  $x_1$  (Fig. 11), a uma distância razoável do estrangulamento. A inclinação da curva de saída é dada pelo fluxo máximo suportável pela seção  $x_4$ , sendo uma linha reta de inclinação proporcional a  $q_m$  e tangente à curva de chegada. Do diagrama (Fig. 12) é possível tirarmos as seguintes conclusões:

a - uma fila de veículos começa a formar-se no tempo  $t_1$  e não desaparece até  $t_3$ ;

b - o comprimento da fila em qualquer instante entre  $t_1$  e  $t_3$  é dado por  $Q(t) = C(t) - S(t)$

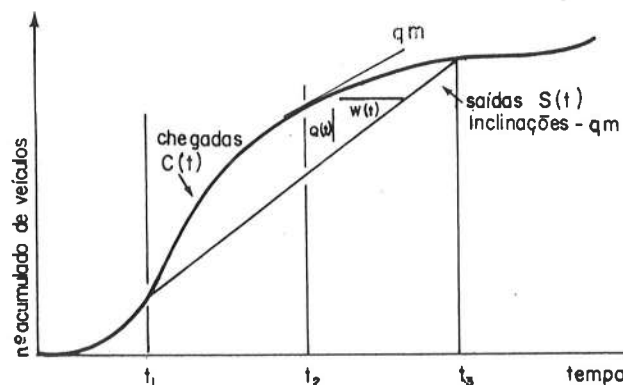


Fig. 12

c - um veículo que chega no tempo  $t$  não parte até passar o tempo  $w(t)$ ;

d - a fila é máxima em  $t_2$  quando o número de chegada é igual a  $q_m$ ;

Biblioteca da Escola Politécnica

São Paulo  
5/1960

e - a demora total na fila é igual à área entre as curvas de chegada e saída.

Congestionamentos periódicos podem ocorrer antes de qualquer ponto em que exista redução da capacidade; por exemplo: em pontes estreitas ou antes dos pontos onde se juntam duas correntes de tráfego e a soma dos veículos excede a capacidade da via.

## B - TÉCNICAS DE MEDIDAS

As técnicas de determinação de densidades de congestionamentos podem ser as seguintes:

1. fotografias aéreas ou de pontos elevados;
2. contagens de entrada e saída de veículos;
3. cálculos a partir do conhecimento do fluxo e velocidade; e
4. cálculos a partir dos valores da ocupância.

## C - GRÁFICOS COM LINHAS DE MESMA DENSIDADE (DE CONGESTIONAMENTOS)

Embora o conceito de congestionamentos periódicos antes dos estrangulamentos seja simples, a configuração do tráfego resultante da interação de vários estrangulamentos é freqüentemente complicada, de tal forma que os estrangulamentos não são facilmente identificáveis. Nesses casos, um gráfico com as diferentes densidades em vários locais e horas do dia, pode ser de bastante utilidade (Fig. 13). Os dados para o gráfico podem ser obtidos através de fotografias de cada seção da via, tiradas cada 5 ou 10min e contando-se o número de veículos nas fotografias. As filas atrás dos estrangulamentos podem ser facilmente identificáveis nos gráficos, escurecendo as áreas de densidades maiores do que 30 veículos por km. Na Fig. 13 vemos que a fila começou a se formar às 7: 10h, alcançou seu máximo às 7: 45h e desapareceu às 8: 00h. Deve-se notar que as filas se dão atrás do estrangulamento e não no mesmo.

O total de tempo de percurso é dado pelo número total de veículos vezes o intervalo de tempo entre as contagens e vezes o número de intervalos.

O número total médio de veículos é dado pela fórmula abaixo:

$$q_t = \frac{\sum_{t=1}^{t=n-1} q_t + \frac{q_0 + q_n}{2}}{N}$$

$q_0$  = volume da primeira determinação em toda a via

$q_n$  = volume da última determinação em toda a via

$n$  = número de determinações dos volumes realizados

$$T.T.P. = q_t(T) \times N$$

$T$  = intervalo de tempo entre cada contagem

Gráficos de contornos de mesma velocidade obtidos através de carros-teste também podem ser usados em vez dos gráficos de densidade. Estes não dão diretamente o total do tempo de percurso, mas os estrangulamentos podem ser localizados tendo em vista que as filas são caracterizadas também por baixas velocidades.

A aplicação dos gráficos é usada no controle da operação do tráfego nas vias, pois mostram a localização dos estrangulamentos e a extensão do congestionamento que causam.

Deve-se notar que se o estrangulamento for removido por um alargamento, o fluxo adicional pode exceder a capacidade de outra seção abaixo. Em tais casos pode ou não haver suficiente melhoria na operação do tráfego que justifique as despesas de alargamento. Esta questão deve ser sempre investigada antes da decisão de fazer alargamentos em um ponto de estrangulamento.

Atualmente, as condições de tráfego são simuladas através de computadores (ver ref. 16 — cap. II)

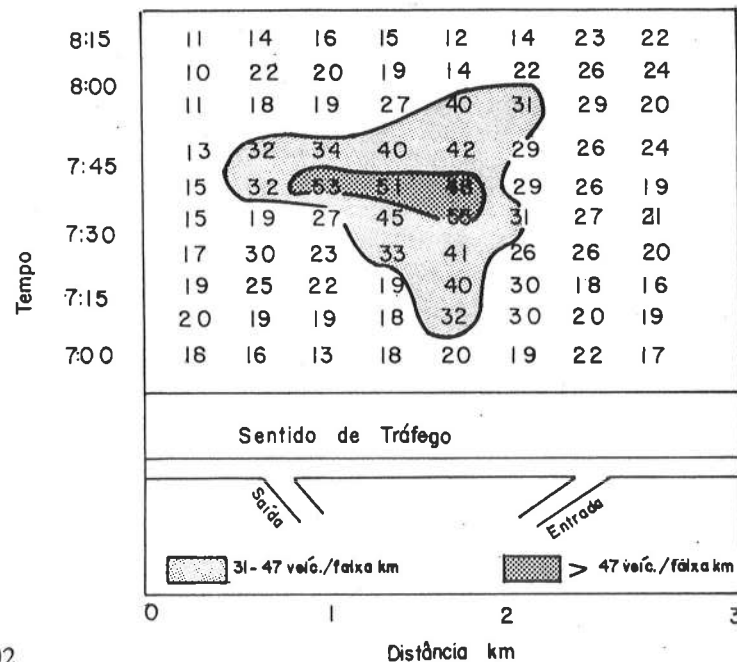


Fig. 13

## D - ANÁLISE DE ONDAS DE CHOQUE

A restrição ao escoamento é sentida pelos veículos que ainda vão chegar ao local de estrangulamento, tendo em vista que a mesma se propaga a montante com uma certa velocidade. A propagação das condições adversas de operação do tráfego, ao longo do tempo, denomina-se onda de choque.

No caso de acidente, por exemplo, após a desobstrução da via, há uma tendência do tráfego em operar nas condições anteriores à propagação da melhoria das condições de operação, que se denomina "onda de recuperação".

Considerando-se que o fluxo vezes a unidade de tempo antes e depois do estrangulamento, deve ser igual, pode-se deduzir a velocidade das ondas de choque e de recuperação.

$$q = \mu k$$

Fig. 14

Do valor da velocidade do tráfego deve-se subtrair a velocidade da onda de choque ou de recuperação assim:

$$k_1 (\mu_1 - v_c) = k_2 (\mu_2 - v_c) +$$

$$k_1 \mu_1 - k_1 v_c = k_2 \mu_2 - k_2 v_c$$

$$(q_1 - q_2) = v_c (k_1 - k_2)$$

$$v_c = \frac{q_1 - q_2}{k_1 - k_2}$$

podendo as velocidades da onda de choque e recuperação serem também representadas no diagrama fundamental, visto no item 7.

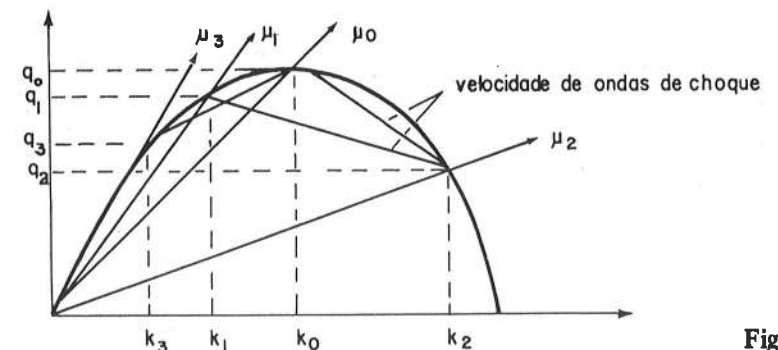


Fig. 15

Particularizando para o caso de um acidente, a distância atingida pelas ondas de choque pode ser deduzida pelo seguinte:

$$d = v_c \cdot t$$

$v_c$  = velocidade da onda de choque

$t$  = tempo de duração da onda de choque,

A distância de recuperação será igual a distância atingida pela onda de choque, sendo dada pela expressão:

$$D = v_r \cdot (t - t_A)$$

$v_r$  - velocidade de onda de recuperação

$t_A$  - tempo desde o acidente, até a sua remoção

ou

$$v_c \cdot t = v_r(t - t_A) \therefore t = \frac{v_r \cdot t_A}{v_r - v_c}$$

O tempo necessário para o fluxo se normalizar, pode ser obtido pelo seguinte:

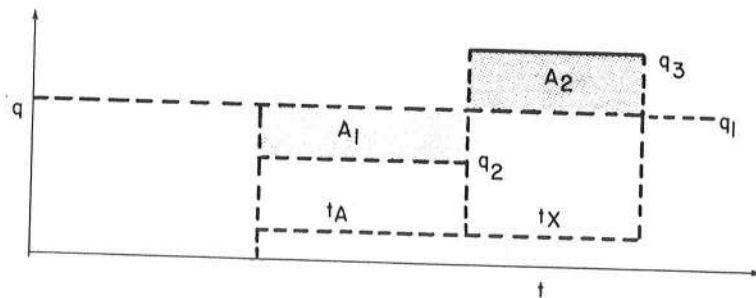


Fig. 16

$q_1$  = fluxo antes do acidente

$q_2$  = fluxo durante o acidente

$q_3$  = fluxo após a remoção do acidente

O tempo total de normalização da situação será dado por  $T = t_A + t_X$ , voltando a situação normal quando as áreas  $A_1$  e  $A_2$  forem iguais.

$$A_1 = t_A (q_1 - q_2)$$

$$A_2 = t_X (q_3 - q_1)$$

$$t_A (q_1 - q_2) = t_X (q_3 - q_1) \quad \therefore t_X = \frac{t_A (q_1 - q_2)}{(q_3 - q_1)}$$

$$T = t_A + \frac{t_A (q_1 - q_2)}{(q_3 - q_1)}$$

## E - CÁLCULO DA VELOCIDADE DE ONDAS DE CHOQUE

- PROBLEMA EXEMPLO - Engº Claudio Dantas

Com a existência de um acidente que bloqueia uma das pistas da via Dutra por uma hora, pergunta-se:

1. Qual o custo social do acidente?
2. Qual será o atraso total provocado pelo acidente?
3. Qual será o máximo atraso individual?
4. Quantos veículos serão envolvidos no congestionamento?
5. Qual a máxima distância atingida pelo congestionamento?
6. Em quanto tempo esta distância será atingida?
7. Em quanto tempo o tráfego se normalizará?

Dados:

Tráfego na Hora do Acidente

Veículos	Número	Porcentagem
Automóveis	1.406	75
Ônibus	156	8
Caminhões	314	17
Total	1.876	100

Temos portanto 938 veículos por faixa.

A capacidade da rodovia nestas condições é dada por: (ver ref. n.º 11)

$$C = N \times 2.000 \times L \times F_{cam} \times F_{on}$$

Consideramos:

$$L = 1,0$$

$$F_{cam} \begin{cases} E_t = 3 \\ P_t = 17\% \end{cases} \therefore F_{cam} = 0,75$$

$$F_{on} \begin{cases} E_B = 2 \\ P_B = 8\% \end{cases} \therefore F_{on} = 0,93$$

$$C = 2 \times 2.000 \times 1 \times 0,75 \times 0,93 = 2.790 \text{ veículos/hora}$$

$$\text{ou } C = 1.395 \text{ veículos/hora por faixa.}$$

Além disso é determinada a velocidade média por espaço antes do acidente como sendo igual a  $\mu = 74 \text{ km/hora}$  e considera-se a velocidade de fluxo livre ( $\mu_f$ ) como igual a  $100 \text{ km/hora}$  ( $\mu_o = 50 \text{ km/hora}$  e  $k_o = 27,9 \text{ veículos/km/faixa}$ ).

Após o acidente estima-se que a velocidade na faixa desimpedida será de  $15 \text{ km/hora}$ .

Resolução:

1 - Cálculo do fluxo de tráfego, após o acidente:

$$\mu = \mu_f - \frac{(\mu_f) k}{k_j} \quad q = \mu k$$

Para as condições atuais:

$$q = \mu k$$

$$938 = 74 \times k \therefore k_1 = 12,7 \text{ veíc./km/faixa.}$$

$$\mu = \mu_f - \frac{(\mu_f) \times k}{k_j}$$

$$74 = 100 - \frac{(100)}{k_j} 12,7 \therefore k_j = 48,7 \text{ veíc./km/faixa.}$$

Após o acidente:

$$15 = 100 - \frac{(100)}{48,7} k_2 \therefore k_2 = 41,4 \text{ veíc./km/faixa.}$$

$$q_2 = 15 \times 41,4 \therefore q_2 = 621 \text{ veíc./hora}$$

2- Velocidade da onda de choque e de recuperação

$$V_c = \frac{q_1 - q_2}{k_1 - k_2} = \frac{938 - 621}{12,7 - 41,4} = \frac{317}{-28,7} = -11,0 \text{ km/hora}$$

$$V_r = \frac{q_2 - q_3}{k_2 - k_3} = \frac{621 - 1.395}{41,4 - 27,9} = \frac{-774}{13,5} = -57,3 \text{ km/hora}$$

3 - Distância atingida pela onda de choque

$$d = V_c \cdot t$$

$$t = \frac{V_r \cdot t_A}{V_r - V_c} = \frac{-57,3 \times 1,0}{-57,3 - (-11,0)}$$

$$t = 1,24 \text{ horas} = 74,40 \text{ minutos}$$

$$d = 11,0 \times 1,24 = 13,64 \text{ km}$$

4 - Tempo necessário para o fluxo se normalizar.

$$T = T_A + \frac{T_A \times (q_1 - q_2)}{(q_3 - q_1)}$$

$$T = 1,0 + \frac{1,0 \times (938 - 621)}{1.395 - 938}$$

$$T = 1,69 \text{ h} = 1 \text{ h e } 41,62 \text{ min.}$$

5 - Número de veículos das duas faixas de tráfego que sofrem a influência do acidente.

$$2 \times 938 \times 1,69 = 3.170 \text{ veículos}$$

6 - Determinação do atraso máximo e atraso total

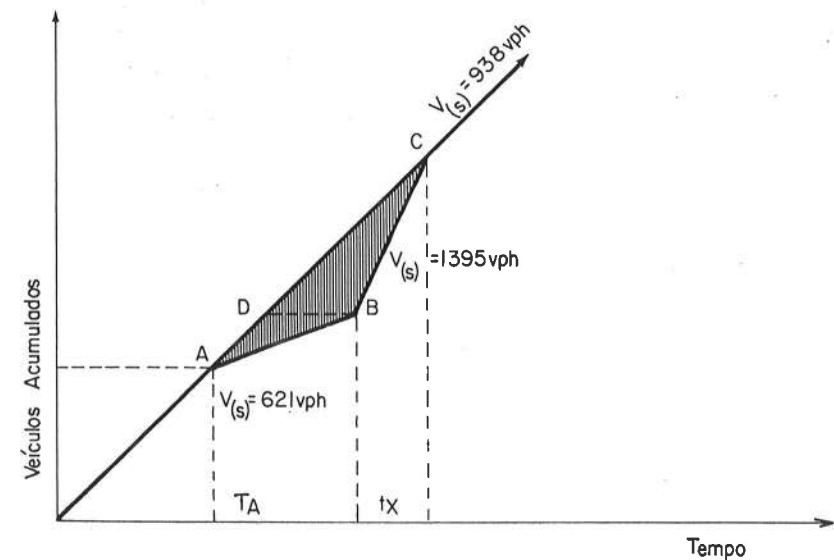


Fig. 17

No ponto A ocorreu o acidente que foi removido em B, voltando à situação normal no ponto C.

O atraso máximo será dado pelo segmento DB e o atraso total por faixa será igual à área de triângulo ABC.

O atraso máximo é dado por:

$$621 \times t_A = 938 \times t$$

$t$  = tempo normal, para o escoamento dos veículos, caso não houvesse o acidente.

$$t = \frac{621}{938} = 0,66h$$

$$t_{am} = 1,0 - 0,66 = 0,34 \text{ horas} = 20,4min$$

O atraso total de uma faixa é dado pela área do triângulo ABC.

$$t_x = 0,69h$$

$$\text{Área } \Delta ABC = \frac{0,34 \times 1.395 \times 0,69}{2} + \frac{0,34 \times 621}{2} = 269,20h$$

Nas duas faixas =  $269,20 \times 2 = 538,40h$  (considerando que em ambas as faixas os veículos escoem nas mesmas condições durante e após o acidente).

#### 7 - Custo social do congestionamento

Admite-se pelo Manual de Custos de Operação do DNER e baseando-se em Agentes Financeiros, que a renda mínima dos proprietários de veículos seja igual a três vezes o valor da prestação do financiamento da compra do veículo em 24 meses.

Assim, tomando-se o custo médio dos veículos (novos e usados) como de Cr\$ 30.000,00 e a taxa mensal de amortização em 24 meses de 0,058, temos: (1977)

$$\text{Renda mensal} = 30.000 \times 0,058 \times 3 = \text{Cr\$ } 5.220,00$$

Considerando-se 180h de trabalho por mês

$$\text{Custo horário}_p = \frac{5.220,00}{180} = \text{Cr\$ } 29,00$$

Admitindo-se dois passageiros por automóvel e considerando-se 70% das viagens a negócio, temos:

$$C_A = 29,00 \times 2 \times 0,70 = \text{Cr\$ } 40,60 \text{ p/automóvel p/ hora}$$

Para os ônibus admitimos a renda dos passageiros como igual a dois salários mínimos, 40 passageiros em média por ônibus e 70% em viagens para trabalho.

$$C_0 = \frac{(1000,00 \times 2)}{180} \times 40, \times 0,7 = \text{Cr\$ } 311,00 \text{ p/ônibus/h.}$$

Temos como o custo social só para ônibus e automóveis como:

Automóveis - 75%

Ônibus - 8%

$$C_t = (40,6 \times 0,75 + 311 \times 0,08) \times 538,40$$

$$C_t = \text{Cr\$ } 30.000,00 \text{ (1977)}$$

Respostas:

1. Custo social (automóveis e ônibus)  $\simeq$  Cr\$ 30.000,00
2. Atraso total = 538,40h
3. Máximo atraso individual = 0,34h ou 20,4min
4. Número de veículos envolvidos no congestionamento = 3.170 veículos
5. Máxima distância atingida pelo congestionamento = 13,64km
6. Tempo de propagação da onda de choque = 1,24h
7. O tráfego se normalizará em = 1,69h.



**9**

**análise de técnicas teóricas  
para descrever o fluxo de tráfego**

## A – ANALOGIA HIDRODINÂMICA

Têm sido feitas freqüentes analogias entre o fluxo de líquidos e o movimento dos veículos. Entretanto, estas equações só se mostram válidas para altas densidades de tráfego, pois tornam obscuro o fato de que cada veículo é individualmente controlado. Porém, como a maioria dos problemas importantes de controle de tráfego ocorrem em condições de fluxo elevado e não em fluxo livre, é válido o estudo destas analogias.

Os principais estudos neste campo foram desenvolvidos por Greenberg, Lighthill e Whitham e Richards. As equações básicas poderão ser desenvolvidas pelo modelo de Greenberg. A hipótese principal é de que o tráfego de alta densidade se comporta como um fluido contínuo. A equação fundamental do movimento para um fluido contínuo unidimensional é:

$$\frac{d\bar{V}_e}{dt} = -\frac{C^2}{D} \frac{\partial D}{\partial X} \quad (1)$$

onde:

$\bar{V}_e$  = velocidade do fluido ou velocidade média por espaço, km/h

D = densidade, veículos/km

X = distância, km

t = tempo gasto para percorrer a distância X

C = parâmetro da via

Como a velocidade pode ser expressa em termos de tempo e distância, ou seja:

$$V = f(t, X) \text{ logo: } \frac{dV}{dt} = \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{\partial V}{\partial X} \frac{dx}{dt}$$

e a equação fundamental pode ser reescrita da seguinte forma:

$$\frac{\partial \bar{V}_e}{\partial t} + \frac{\bar{V}_e \partial \bar{V}_e}{\partial X} + \frac{C^2 \partial D}{D \partial X} = 0 \quad (2)$$

Para um fluido, a massa por unidade de tempo é constante (continuidade de fluxo); assim se o fluxo de tráfego e o fluxo de fluido são análogos:

$$\frac{\partial D}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial X} = 0 \quad (3)$$

onde Q é o volume ou fluxo em veículos, por hora, sendo:

$$Q = \bar{V}_e \cdot D \quad (4)$$

Assume-se também que a velocidade é somente função de densidade e resolvendo-se as equações (2) e (3) chega-se a:

$$\bar{V}_e = C \log_e \frac{D_j}{D} \quad (5) \quad \text{ou} \quad Q = CD \log_e \frac{D_j}{D} \quad (6)$$

onde:  $D_j$  é a densidade máxima.

Greenberg, obtendo várias medidas de volume, velocidade e densidade para o Túnel Lincoln em Nova Iorque, após análise de regressão, chegou às fórmulas:

$$\bar{V}_e = 17,2 \log_e \left( \frac{227}{D} \right) \quad \text{ou} \quad Q = 17,2 D \log_e \left( \frac{227}{D} \right)$$

Nestas equações, verifica-se que:

Quando  $Q = 0, D = 0$  ou  $D = D_j$

Quando  $D = 0, \bar{V}_e = \infty$

Quando  $D = D_j, \bar{V}_e = 0$ .

A analogia é adequada para altos volumes de tráfego; no caso de baixas densidades, no entanto, a velocidade tende a valores muito altos.

Lighthill e Whitham derivaram outros conceitos úteis da analogia do tráfego com o fluxo de líquidos, mostrando que a velocidade de "ondas" (levam mudanças contínuas do volume através do fluxo de veículos) é dada por  $\frac{dQ}{dD}$ , ou pela declividade do diagrama fundamental, abaixo:

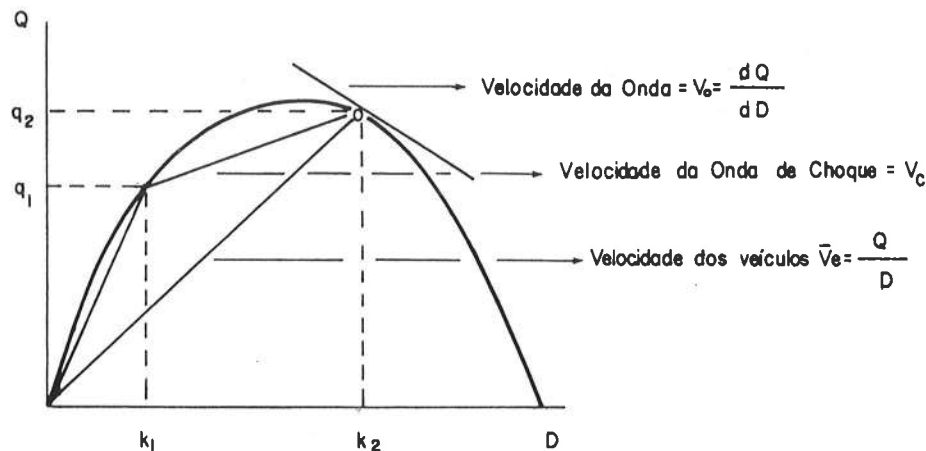


Fig. 18

Relação entre Velocidade, Volume e Densidade – Diagrama Fundamental

portanto:

$$\boxed{V_0 = \frac{dQ}{dD} = \frac{d\bar{V}_e D}{dD} = \bar{V}_e + D \frac{d\bar{V}_e}{dD}} \quad (7)$$

$V_0$  = velocidade de onda em km/h.

A velocidade média por espaço ( $\bar{V}_e$ ) decresce com o aumento de densidade, portanto  $\frac{d\bar{V}_e}{dD}$  será negativo,

desta forma  $V_0 < \bar{V}_e$  e a onda se move para trás relativamente ao fluxo principal dos veículos. Em baixas densidades

$$\frac{d\bar{V}_e}{dD} \approx 0$$

e a velocidade da onda se aproxima da velocidade dos veículos. Em densidades acima do ponto de volume máximo, a onda move-se para trás relativamente à via e, abaixo das condições de volume máximo, a onda é estacionária em relação à via; em baixas densidades a onda move-se para a frente relativamente à via.

Como a velocidade da onda muda com a densidade de veículos, é possível ter diferentes ondas percorrendo uma corrente de tráfego. Um caso interessante é uma seção da via com baixa densidade, seguida imediatamente de uma seção de alta densidade (o que pode ser causado por acidente, acessos ou redução do número de faixas). A onda em baixa densidade irá para frente (com relação à via) em uma velocidade mais alta do que a onda no fluxo de alta densidade. Quando estas ondas se encontram haverá uma mudança no fluxo e uma nova onda se formará. Ambas as ondas originais e a nova onda vão mover-se para a frente relativamente à via. A nova onda foi chamada de "onda de choque" por Lighthill e Whitham e sua velocidade é dada pela declividade da corda que une os pontos das velocidades dos veículos no diagrama fundamental. Analiticamente, sua velocidade  $V_c$  é dada por: (ver item 8 — D)

$$V_c = \frac{q_2 - q_1}{k_2 - k_1}$$

Lighthill e Whitham apresentaram muitos exemplos de condições que podem ocorrer com o fluxo de veículos. Um exemplo típico é aquele em que o fluxo de determinada via subitamente aumenta. A via é considerada uniforme ao longo de seu comprimento, de modo que o diagrama fundamental apresenta a mesma forma em todos os pontos. O padrão de fluxo das ondas pode ser ilustrado num diagrama espaço x tempo como abaixo:

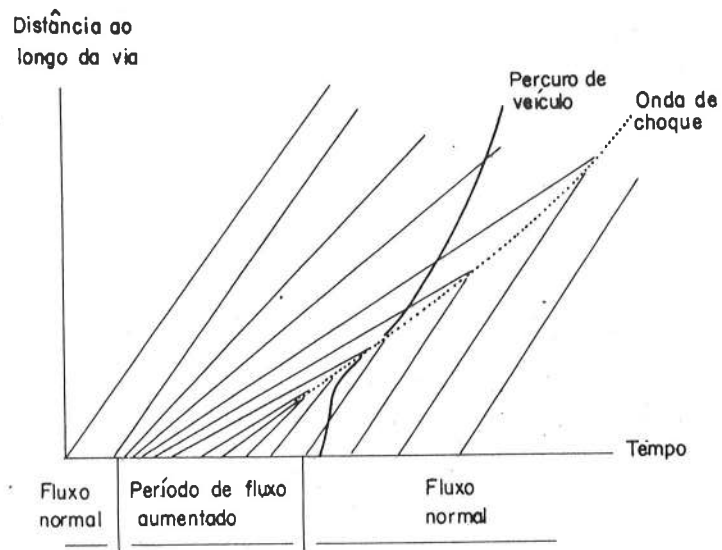


Fig. 19

#### EXEMPLO DE ONDA DE CHOQUE

As linhas mostram os percursos das ondas, cada uma percorrendo a via em velocidade constante. Durante os períodos de fluxo normal, a velocidade das ondas é a mesma, aparecendo linhas paralelas no gráfico. Com fluxo maior a velocidade das ondas é menor; quando o fluxo se normaliza a velocidade das ondas novamente aumenta até seu valor normal. O encontro das ondas (baixa e alta velocidade) causa uma discontinuidade e a formação da onda de choque, mostrada no diagrama pelas linhas pontilhadas (Fig. 19).

O percurso de um veículo é mostrado numa linha de maior inclinação do que as ondas (Fig. 19). O veículo que vinha em velocidade constante encontra ondas mais lentas e ao encontrar a onda de choque reduz sua velocidade. O veículo vai prosseguir em velocidade reduzida através da onda e gradualmente aumenta sua velocidade até alcançar a velocidade original.

O comportamento das ondas de choque poderá ser também usado para descrever as condições que ocorrem junto a um gargalo da via. Neste caso, teremos dois diagramas fundamentais, tendo em vista que no gargalo da via a capacidade é menor. Ver Fig. 20, a seguir:

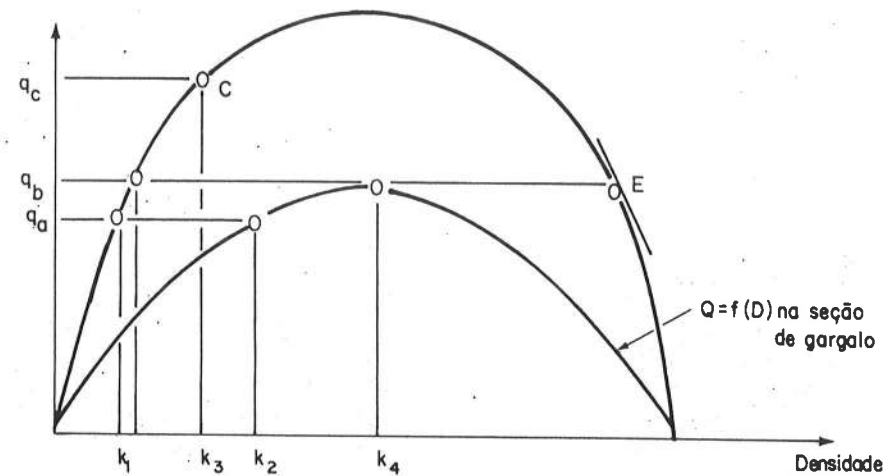


Fig. 20

#### RELAÇÕES ENTRE VOLUME E DENSIDADE PARA VIA COM UM "GARGALO"

Se o volume na via principal é  $q_a$ , um nível menor do que a capacidade máxima do gargalo ( $q_b$ ), haverá uma redução na velocidade e um aumento na densidade de  $k_1$  para  $k_2$  quando os veículos entram na seção de estrangulamento. A onda também terá sua velocidade reduzida. Tanto o veículo como a onda assumirão seu valor inicial após atravessar a seção de menor capacidade. Os veículos são atrasados, mas uma onda de choque não é formada.

Aumentos no volume de tráfego podem ser acomodados pelo gargalo até que sua capacidade seja atingida ( $q_b$ ); neste ponto a velocidade da onda no gargalo é zero. Se, por exemplo, o volume de aproximação aumenta até  $q_c$  desenvolve-se uma situação de fila. No ponto de entrada do gargalo, os fluxos dados pelo diagrama fundamental precisam ser iguais. Assim, para a via principal a densidade crescerá imediatamente até atingir o ponto C (Fig. 20). A velocidade de onda em E é negativa com respeito à via, e assim a onda se refletirá para trás na via de aproximação do gargalo. Esta onda refletida encontra ondas que estão vindo, correspondentes à inclinação C e uma onda de choque de velocidade negativa relativamente à via. O efeito do estrangulamento gradualmente poderá afetar toda a extensão da via se o volume de aproximação permanecer constante. O processo pode ser demonstrado colocando os percursos das ondas em diagramas (Figs. 21 e 22).

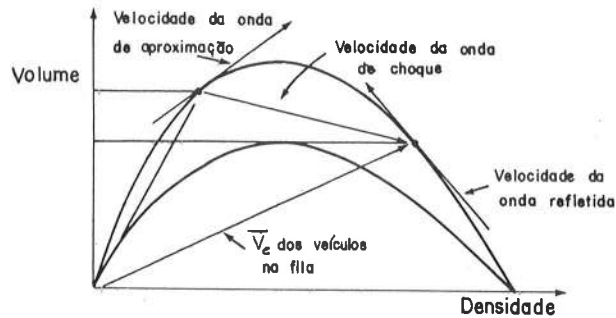


Fig. 21

VOLUME - DENSIDADE E ONDA DE CHOQUE PARA VIA COM UM "GARGALO"

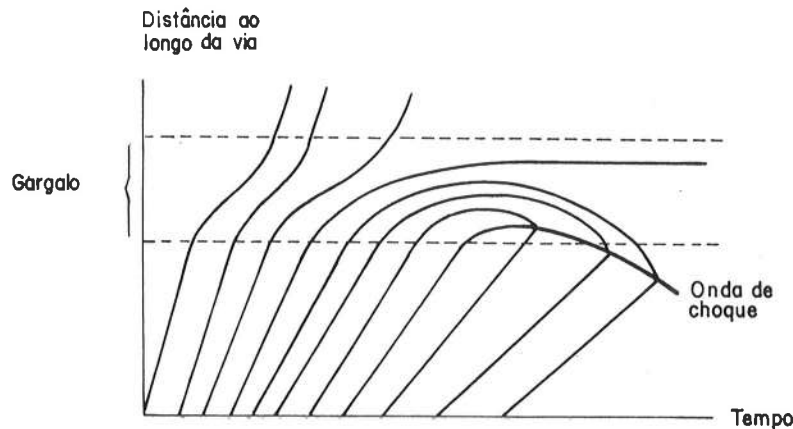


Fig. 22

ONDA DE CHOQUE, RELAÇÃO TEMPO/DISTÂNCIA PARA VIA COM UM "GARGALO"

É evidente que a fila não se reduzirá enquanto o volume de aproximação for maior que a capacidade do gargalo. A redução do volume de fluxo produz uma onda de choque que percorre a via para frente. Esta nova onda de choque vai encontrar a onda de choque refletida do gargalo e formar uma nova onda de choque que se moverá na direção do gargalo. O tempo até atingir o mesmo, dependerá da diferença entre a capacidade da seção estrangulada e a redução no fluxo de aproximação.

## B - DESCRIÇÃO PROBABILÍSTICA DO FLUXO DE TRÁFEGO DISTRIBUIÇÃO DOS VEÍCULOS NA VIA

Estudos de controle em interseções, comprimentos de espera para viradas à esquerda e outros casos onde se deseja estimar a demora do tráfego ou filas resultantes de várias medidas de controle empregam descrições probabilísticas do fluxo de tráfego.

O intervalo de fluxo entre veículos em correntes de baixa densidade pode ser considerado aleatório, ou seja, o número de veículos que chegam em qualquer intervalo de tempo é independente do número de veículos que chegaram durante qualquer intervalo prévio de tempo. Esta hipótese é válida para a distribuição de Poisson (como também para as distribuições Gamma e Exponencial).

Para chegadas de veículos de acordo com uma distribuição de Poisson, a probabilidade de exatamente  $n$  veículos chegarem em qualquer intervalo de  $t$  segundos, é dada por:

$$P(n) = \frac{\mu^n e^{-\mu}}{n!} \quad \text{para } n = 0, 1, \dots, \infty$$

onde:

$$n! = n \times (n - 1) \times (n - 2) \times \dots \times (2) \times (1)$$

$$\lambda = \text{valor médio de chegada por unidade de tempo} = \frac{Q}{T}$$

$$\mu = \lambda t = \text{número médio de chegada no intervalo } t.$$

A probabilidade de nenhum veículo chegar é dada por:

$$P(0) = \frac{\mu^0 \times e^{-\mu}}{0!} = e^{-\mu} = e^{-\lambda t} \quad (\text{distribuição exponencial}).$$

Se nenhum veículo chega num tempo  $t$ , deve haver pelo menos uma brecha ou intervalo de tempo entre veículos sucessivos (headway) de pelo menos  $t$  segundos. Assim a probabilidade de um intervalo  $i$  igual ou maior que  $t$  é dada por:

$$P(i \geq t) = e^{-\lambda t} \quad \text{para } t \geq 0 \quad (8)$$

e a probabilidade de um intervalo menor do que  $t$  é

$$P(i < t) = 1 - e^{-\lambda t}, \text{ para } t \geq 0$$

Pode-se assumir que em qualquer volume de  $Q$  veículos existem  $Q$  intervalos (na realidade teríamos  $Q-1$ ), o que faz com que a frequência de ocorrência de intervalos  $i$  no tempo  $T$  seja dada por:

$$\text{Freq}(i \geq t) = Q e^{-\lambda t} \quad (9)$$

$$\text{Freq}(i < t) = Q(1 - e^{-\lambda t})$$

Exemplo: Se 705 veículos passam num período de 2.691s. e chegadas aleatórias são assumidas, a probabilidade e número dos diversos tamanhos de intervalos podem ser computados como segue:

$$\lambda = 705 \div 2691 = 0,262$$

$$P(i \geq t) = e^{-0,262 t}$$

$$\text{Freq}(i \geq t) = 705 e^{-0,262 t}$$

As probabilidades e frequências associadas com os vários tamanhos de intervalos ( $t$ ) aparecem na tabela a seguir:

INTERVALOS $t$ , segundos	PROBABILIDADE $P(i \geq t)$	Nº DE INTERVALOS	
		$i \geq t$	$i < t$
0	1,0000	705	0
1	0,7695	542	163
2	0,5921	417	288
3	0,4557	321	384
4	0,3503	247	458
5	0,2698	190	515
6	0,2076	146	559
7	0,1598	113	592
8	0,1229	86	619
9	0,0946	67	638
10	0,0728	51	654

TABELA 12 – Distribuição e frequências teóricas de vários intervalos para  $\lambda = 0,262$

Como a equação de distribuição dos intervalos (8) é contínua, a probabilidade de um intervalo exatamente igual a  $t$  segundos é zero. Entretanto, para um intervalo, tal como entre  $t_1$  até  $t_2$ , a probabilidade seria:

$$P(t_2 > i \geq t_1) = e^{-\lambda t_1} - e^{-\lambda t_2}$$

Assim, no exemplo:

$$P(3 > i \geq 2) = 0,5921 - 0,4557 = 0,1364$$

A análise realizada baseou-se na hipótese de que as chegadas de veículos no tráfego leve são aleatórias. Neste caso, a distribuição de Poisson pode ser usada para prever as chegadas dos veículos, e a distribuição exponencial para os intervalos.

Para analisar as características do tráfego, quando o fluxo de tráfego aumenta, vejamos o exemplo abaixo:

CLASSE J	INTERVALO $t_j$ s.	$e^{-\lambda t_j}$	$e^{-\lambda t_j} - e^{-\lambda(t_j+1)}$	Nº DE INTERVALOS		$\frac{O_j^2}{E_j}$
				FREQUÊNCIA CALCULADA $E_j$	FREQUÊNCIA OBSERVADA $O_j$	
1	0	1,0000	0,2427	242	0	0
2	1	0,7573	0,1838	183	194	205
3	2	0,5735	0,1392	139	245	432
4	3	0,4343	0,1054	105	183	319
5	4	0,3289	0,0799	80	113	159
6	5	0,2490	0,0604	60	88	129
7	6	0,1886	0,0458	46	46	46
8	7	0,1428	0,0346	34	30	26
9	8	0,1082	0,0263	26	35	47
10	9	0,0819	0,0199	20	20	20
11	10	0,0620	0,015	15	16	17
12	11	0,047	0,012	12	6	3
13	12	0,035	0,008	8	7	6
14	13	0,027	0,007	7	4	2
15	14	0,020	0,005	5	2	0,8
16	$\geq 15$	0,015	0,015	15	8	4,3
TOTAL	.....	.....	1,0000	997	997	1.416,1

TABELA 13 - Probabilidades e frequências de intervalos teóricos e observados

Para testar a hipótese de que a distribuição exponencial pode ser usada para representar a distribuição dos intervalos, o qui-quadrado ( $\chi^2$ ) foi estimado (ver capítulo sobre pesquisas de tráfego).

$$\chi^2 = \sum_{j=1}^n \frac{O_j^2}{E_j} - N = \sum_{j=1}^n \frac{(O_j - E_j)^2}{E_j} = 1.416,1 - 997 = 419,1$$

número de graus de liberdade =  $16 - 2 = 14$ .

Usando uma tabela de distribuição  $\chi^2$  (ver capítulo Pesquisas de Tráfego), para 95% de nível de segurança (5% de significância),  $\chi^2 \leq 23,7$  para 99% de nível de segurança  $\chi^2 \leq 29,1$ .

O alto valor de  $\chi^2$  calculado sugere que é pouco provável que a hipótese da distribuição exponencial seja válida para os intervalos; assim a equação (8) é rejeitada para altos volumes de tráfego.

Entretanto, comparando os resultados calculados e observados da Tabela 13 nota-se que as maiores discrepâncias ocorrem para intervalos pequenos. Teóricamente um grande número de intervalos entre 0 e 1s. é esperado, enquanto que na prática sua ocorrência é virtualmente impossível, pois os veículos requerem espaço físico entre eles, ao menos igual ao comprimento dos carros.

Uma medida corretiva inicial (embora incorreta) seria modificar a distribuição exponencial de intervalos, de modo que os intervalos sejam sempre maiores que um dado valor mínimo. Isto pode ser feito simplesmente deslocando a curva exponencial da origem ao longo do eixo x de uma quantidade  $\tau$  (mínimo intervalo). Matematicamente o valor de  $\tau$  é subtraído de t no expoente da equação (8), ou (9).



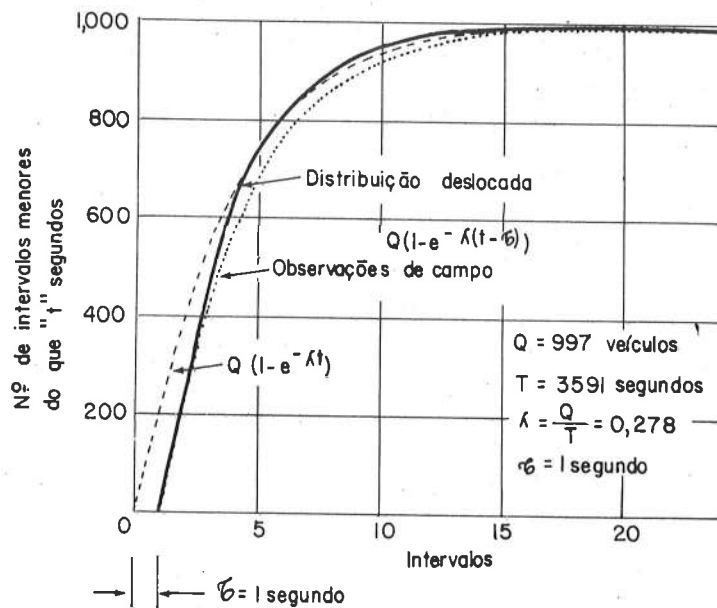


Fig. 23

DESLOCAMENTO DE DISTRIBUIÇÃO EXPONENCIAL

A Fig. 23 mostra que a curva é deslocada em todos os pontos de uma quantidade  $\tau$  e assim os intervalos são também acrescidos de  $\tau$ , introduzindo-se um erro sistemático. Para evitar este erro, Schuhl (Referência nº 8) sugeriu a seguinte forma para deslocar a função exponencial:

$$\text{Freq. } (t \geq \tau) = Q_1 e^{-[(t-\tau) / (t_1 - \tau)]} + Q_2 e^{-(t/t_2)} \quad (10)$$

onde:

$Q_1$  = volume com restrições ou fluxo não aleatório

$Q_2$  = volume livre ou fluxo aleatório

$$t_1 = \text{m\u00e9dia de intervalo para fluxo com restri\u00e7\u00f5es} = \frac{1}{\lambda_1}$$

$$t_2 = \text{m\u00e9dia de intervalo para fluxo livre} = \frac{1}{\lambda_2}$$

$$t_1 < t_2, t \geq \tau \text{ e } t \geq 0$$

Obviamente a maior dificuldade em aplicar a equa\u00e7\u00e3o (10) \u00e9 a determina\u00e7\u00e3o de  $Q_1$  e  $Q_2$ . Entretanto, para altos volumes de tr\u00e1fego existem restri\u00e7\u00f5es a todos os ve\u00edculos, podendo  $Q_2$  ser igual a zero, e logo:

$$P(i \geq t) = e^{-[(t-\tau) / (t_m - \tau)]} \quad (11)$$

$$t \geq \tau$$

$$\text{Freq}(h \geq t) = Q e^{-[(t-\tau) / (t_m - \tau)]} \quad (12)$$

onde  $t_m$  \u00e9 a m\u00e9dia de intervalo e \u00e9 igual a  $T/Q$ , ou  $1/\lambda$ .

Usando dados de fluxos de tr\u00e1fego menores do que 500 ve\u00edculos por hora por faixa a equa\u00e7\u00e3o (12), para  $\tau = 1$  s. mostrou-se adequada. No entanto, para o exemplo da Tabela 13, onde o fluxo era de cerca de 1.000vph por faixa, a equa\u00e7\u00e3o (12) n\u00e3o foi satisfat\u00f3ria e o teste do qui-quadrado n\u00e3o foi aceito (Refer\u00eancia nº 2).

Verifica-se assim que, para altos volumes de tr\u00e1fego, mesmo a distribui\u00e7\u00e3o exponencial modificada n\u00e3o traz bons resultados, embora possa ser usada, principalmente dada a sua simplicidade.

F. A. Haight, B. F. Fischer e W. Mosher (H.R.B. nº 40), entre outros, sugerem o uso da fun\u00e7\u00e3o de probabilidade Gamma ou Erlang, a qual \u00e9 dada pela f\u00f3rmula:

$$f(t) = \frac{\lambda}{(k-1)!} (\lambda t)^{k-1} e^{-\lambda t} \quad \text{para } t \geq 0$$

onde  $k$  e  $\lambda$  são parâmetros da função de probabilidade, sendo  $k$  positivo e inteiro (quando a distribuição Gamma é chamada de Erlang).

Para eventos ou chegadas distribuídos por Poisson, a função Gamma de probabilidade pode ser usada para representar o tempo de espera até a chegada ou evento nº  $k$ . Isto é  $f(t)$  é igual à probabilidade de tempo de espera  $t$  até a chegada nº  $k$ .

A Fig. 24 ilustra a forma da função Gamma de probabilidade para vários valores inteiros de  $k$  e  $\lambda = 1,0$ .

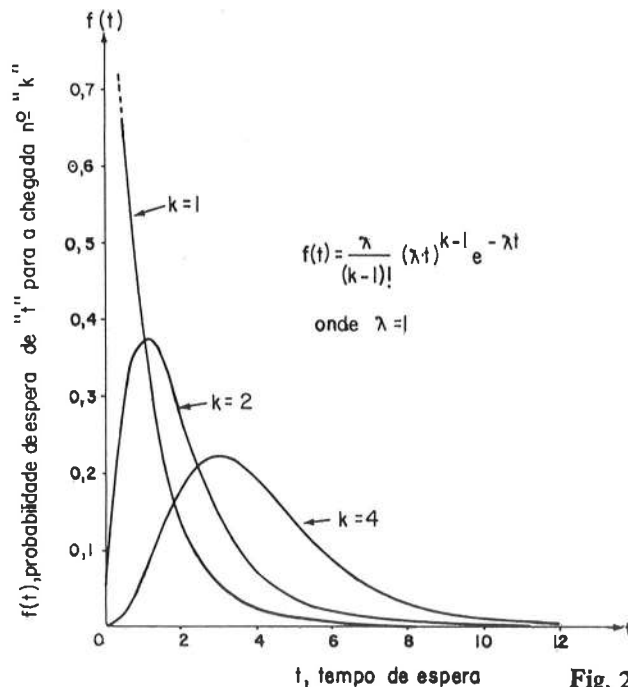


Fig. 24  
PROBABILIDADE GAMMA (OU ERLANG) PARA  $\lambda = 1$  E VÁRIOS VALORES INTEIROS DE  $K$ .

A distribuição Gamma ou Erlang obtida da equação (13) é a seguinte:

$$F(X \leq t/K) = \int_0^t \frac{\lambda}{(K-1)!} (\lambda x)^{K-1} e^{-\lambda x} dx = 1 - e^{-\lambda t} \sum_{n=0}^{K-1} \frac{(\lambda t)^n}{n!}$$

onde:  $F(X \leq t/k)$  é igual à probabilidade de esperar o tempo  $t$  ou menos para a chegada ou evento nº  $k$  (isto é, a probabilidade de esperar o tempo  $t$  ou menos, dado o valor de  $K$ ).

O caso especial da função de probabilidade Gamma para  $K$  igual a 1,0 é a função exponencial de probabilidade, ou seja:

$$f(t) = \lambda e^{-\lambda t} \quad \text{para } t \geq 0 \quad (14)$$

onde  $f(t)$  é a probabilidade de se esperar o tempo  $t$  até a primeira (ou seguinte) chegada ou evento. A integral da função exponencial de probabilidade de  $t$  até infinito (ou seja, a probabilidade de esperar  $t$  ou mais até o próximo evento) é a distribuição exponencial (equação (8)) já vista.

Deve ser também enfatizado que a função Gamma de probabilidade — densidade (equação (13)), pode ser aplicada mais genericamente além dos problemas de tempo de espera, simplesmente considerando o parâmetro  $k$  como uma constante. Assim a lei de probabilidade Gamma pode ser usada para calcular a probabilidade do tamanho de intervalos entre veículos, por exemplo. Neste caso é necessário estimar valores para  $\lambda$  e  $k$  e a forma mais generalizada da função de densidade Gamma é usada sempre que  $k$  não é inteiro, ou seja:

$$f(t) = \frac{\lambda}{\Gamma(K)} (\lambda t)^{K-1} e^{-\lambda t}$$

$$\text{onde: } \Gamma(K) = \int_0^{\infty} x^{K-1} e^{-x} dx$$

O valor médio de  $t$  é  $k/\lambda$ , e a variância  $k/\lambda^2$ . Para estimar o parâmetro  $k$  dos dados observados é útil a seguinte relação:

$$\hat{k} = (\bar{t}/\hat{\sigma}^2)^2$$

onde  $\bar{t}$  é uma estimativa do intervalo médio e  $\hat{\sigma}$  uma estimativa do desvio padrão, ambos calculados de dados observados.

Outra função de probabilidade possível para representar intervalos (ou brechas) entre veículos é a de Pearson tipo III, representada pela seguinte equação:

$$f(t) = \frac{\lambda}{\Gamma(k)} [\lambda(t-\alpha)]^{k-1} e^{-\lambda(t-\alpha)} \quad \text{para } t \geq \alpha$$

onde  $\lambda$ ,  $k$  e  $\alpha$  são parâmetros da função.

## CAPÍTULO III

### Sinais Luminosos de Tráfego

**10**  
**considerações iniciais sobre semáforos**

## A – GENERALIDADES

O semáforo de tráfego é um instrumento de controle modificável que informa as prioridades de passagem para motoristas ou pedestres. De forma geral, no termo estão incluídos, em adição ao semáforo de controle de interseções, outros sinais, tais como: sinais de controle de velocidade, sinais para pedestres, sinais de cruzamentos ferroviários, sinais indicadores da direção das faixas etc.

### DEFINIÇÕES:

As seguintes definições são dadas para se ter um vocabulário comum no estudo dos semáforos de tráfego.

**a - Semáforos de Tráfego** – este termo tem dois significados:

1. quando usado nas discussões gerais, o semáforo de tráfego é uma instalação completa, incluindo os sinais luminosos, os fios elétricos, os instrumentos de controle etc.; e
2. quando usados especificamente, o termo se refere aos sinais luminosos que transmitem as mensagens para os observadores.

**b - Controlador do Sinal de Tráfego** – um controlador é um mecanismo completo de ajustamento, que controla as fases dos sinais, nas interseções. Este instrumento pode ser mecânico, eletromecânico e eletrônico.

1. **controle predeterminado:** é um tipo de mecanismo de controle, que

opera com tempos predeterminados, dando quantidades fixas de tempo para cada fase;

2. **controle posto em funcionamento pelo tráfego:** é um instrumento de controle que tem detectores em uma ou mais aproximações (podendo ser detectores de pedestres) que proporcionam o tempo de verde ao serem detectados veículos (ou desde que os detectores sejam acionados pelos pedestres); e

3. **controle ajustado pelo tráfego:** é um mecanismo de controle em uma interseção local, que divide os tempos dos sinais de acordo com as demandas das diversas aproximações, nos diversos períodos de tempo.

c - **Pequeno Farol** — um sinal de uma face única, tanto amarela como vermelha, que emite lampejos, para indicar aos motoristas ou pedestres para procederem com cuidado.

d - **Semáforo propriamente dito** — é a parte do sinal que contém as indicações luminosas.

e - **Face do Sinal** — é a porção do semáforo que dá as indicações para controlar o tráfego de uma única direção.

f - **Indicação do Sinal** — iluminação de uma ou mais lentes que transmitem uma mensagem para o tráfego que se aproxima do sinal de uma direção.

g - **Fase do Tráfego** — um intervalo do tempo de ciclo, reservado para qualquer movimento de tráfego ou combinações de movimento de tráfego, recebendo a prioridade de passagem simultaneamente.

h - **Tempo de Ciclo** — é o número de segundos para uma seqüência completa, das indicações do sinal.

1. no controle predeterminado, o tempo de ciclo é predeterminado.
2. o tempo de ciclo é variável nos controles que dependem do tráfego.

## B — VALOR DOS SEMÁFOROS DE TRÁFEGO

O público em geral tem a impressão errônea de que o sinal luminoso de tráfego seja a cura certa para todos os problemas das interseções. A instalação do sinal tem certas vantagens e desvantagens, que levam ou não à sua aplicação, numa localização específica.

### 1. Vantagens da instalação do semáforo:

a - providenciam um movimento ordenado do tráfego;

b - reduzem a freqüência de certos tipos de acidentes, como as batidas em ângulo;

c - providenciam um meio de interrupção do tráfego intenso, para permitir que outro tráfego de veículos ou pedestres entre na corrente principal ou a cruze com a máxima segurança e demoras mínimas;

d - dão economia considerável em relação ao controle humano, em interseções onde os sinais são necessários durante longos períodos;

e - dão confiança ao motorista, para execução do cruzamento; e

f - coordenados apropriadamente, asseguram fluxo contínuo ou quase contínuo de veículos em velocidade apropriada para a via.

### 2. Desvantagens da instalação do semáforo:

a - muitas instalações aumentam o total das demoras nas interseções, especialmente fora dos períodos de pico;

b - provável aumento de certos tipos de acidentes, como as batidas atrás;

c - quando localizados inadequadamente, causam demoras desnecessárias e desrespeito por parte dos motoristas;

d - quando mal sincronizados, causam demoras excessivas, aumentando a irritação dos motoristas; e

e - o tráfego pode desviar-se para rotas alternativas que podem ser menos adequadas.

## C — VERIFICAÇÃO DA NECESSIDADE DE SEMÁFOROS, OU CAPACIDADE DE INTERSEÇÕES, COM SÍMBOLOS (SINAIS) DE PARADA OU DE VIA PREFERENCIAL (ver igualmente o item D)

A necessidade de semáforos depende da capacidade da interseção sem semáforos (interseções com símbolos de parada ou de preferência), cuja análise é consideravelmente mais difícil do que a das aproximações com semáforos, por duas razões principais:

1. A capacidade da aproximação da rua de menor importância depende do fluxo de tráfego na rua principal a ser cruzada (fluxo esse muito variável).

2. Como não existe um sinal que controle, efetivamente a passagem dos

veículos (como o sinal luminoso), os motoristas tomam decisões que variam de um para outro.

O cálculo da capacidade neste tipo de interseções, desde que não existam valores diretamente medidos em interseções semelhantes, já existentes, pode ser feito pela teoria matemática ou por simulação, usando, na maioria dos casos, computadores. Para os cálculos, são feitas hipóteses sobre o número de intervalos entre os veículos na rua principal e entre os quais possam passar os veículos da rua de menor movimento, bem como sobre o tamanho dos intervalos considerados seguros pelos motoristas que cruzam a rua de maior tráfego.

### 1. Método Matemático

Neste caso, fazem-se as seguintes hipóteses:

- a - o tamanho dos intervalos que aparecem na rua principal, seguem alguma distribuição estatística (ex.: Poisson);
- b - o mínimo intervalo aceito para a travessia da rua principal por um motorista da rua secundária é tido como constante (na prática esses intervalos dependem do comportamento humano de cada indivíduo);
- c - para os casos de grandes intervalos, assume-se, às vezes, conforme as condições de visibilidade, que o segundo e subseqüentes carros da rua secundária, entrem na rua principal, tendo tempo de intervalos menores para cada um (menor que o do primeiro carro).

A fórmula típica é a seguinte:

$$f_{\max} = \frac{V (e - VI/3.600)}{1 - e - Vi/3.600}$$

na qual

- $f_{\max}$  = fluxo máximo na aproximação controlada (veículos por hora)
- $V$  = volume total nos dois sentidos da rua principal (veíc/h)
- $I$  = intervalo mínimo aceito pelo primeiro motorista da rua secundária (em segundos)
- $i$  = tempo adicional ao tempo de mínimo intervalo do 1º veículo para que o 2º e subseqüentes motoristas o sigam (em segundos).

Alguns resultados desta equação são dados na tabela seguinte, onde são considerados os valores mais comuns de  $I$ ,  $i$  e  $V$ . Dois casos são mostrados para cada tipo de símbolo, quando  $i = I$ , ou seja, com a hipótese de que o segundo e subseqüentes carros necessitem de tanto tempo quanto o primeiro, para entrar na rua principal (talvez devido a problemas de distâncias de visibilidade); quando  $i < I$  (significa que existem boas distâncias de visibilidade, permitindo que os motoristas, após o primeiro, procedem mais depressa).

OBS.: Este mesmo cálculo pode ser usado para se achar a capacidade das faixas para virar à esquerda, operando contra tráfego oposto.

TABELA 14  
Alguns valores de capacidades, calculados para filas de veículos, usando a fórmula teórica para interseções com símbolos de parada e de via preferencial.

Volume da rua principal Dois sentidos Veíc./hora	Capacidade da aproximação simbolizada (Veículo/hora)			
	Símbolos de parada		Símbolos de Via Prefer.	
	$I = 8 s$ $i = 8 s$	$I = 8 s$ $i = 6 s$	$I = 7 s$ $i = 7 s$	$I = 7 s$ $i = 5 s$
600	210	250	270	330
800	160	180	210	350
1.000	120	130	170	190
1.200	90	100	130	140
1.400	65	70	100	110
1.600	45	50	75	80

### 2. Método de Simulação

Os computadores têm sido muito usados para simular as características de tráfego nas interseções. No método de simulação temos as seguintes hipóteses:

- a - os intervalos, na rua principal, têm por hipótese uma distribuição mais próxima da que tenha sido observada no campo (normalmente a soma de duas distribuições de Poisson); e
- b - o mínimo intervalo para que o veículo da rua secundária faça a travessia, é selecionado na distribuição (em vez de ser constante).

O método da simulação é mais complexo do que o método matemático, pois os movimentos de entrada dos veículos da secundária para a principal, como vice-versa, são levados em conta e ainda as velocidades são calculadas (simuladas), para todos os veículos do sistema.

No caso da simulação, a capacidade máxima é tida como aquela em que as demoras nas aproximações secundárias tendem ao infinito, ou quando os comprimentos das filas aumentam continuamente.

Na tabela seguinte, temos alguns dados das capacidades obtidas de cálculos feitos por meio de simulação. Temos, também, resultados do método matemático para  $I = 6$  e  $i = 6$ ; vê-se que, nesses casos, ambos os métodos apresentam resultados parecidos.

TABELA 15

Resultados do fluxo em interseções simbolizadas, através do cálculo por simulação, quando a demora começa a crescer rapidamente, para o cruzamento dos veículos da rua secundária (capacidades).

Volume da rua principal dois sentidos Veíc./hora	Valor do fluxo em ambas as aproximações secundárias Veíc./hora	Valor do fluxo por aproximação (Volumes iguais em cada aproximação (Veíc./hora)	Capacidade em cada aproximação Método Matemático $I = 6$ e $i = 6$
600	800	400	350
800	600	300	290
1.000	450	225	230
1.200	350	175	190
1.400	250	125	150

## D – ALERTAS (WARRANTS) QUANTO À UTILIZAÇÃO DE SEMÁFOROS (REF. 9 e 11)

### 1. Introdução

Somente as interseções que satisfaçam às mínimas condições indicativas (warrants) deverão ser consideradas na instalação de semáforos. No entanto, a satisfação de um indicativo pode não necessariamente justificar um semáforo. Por exemplo, uma interseção isolada pode qualificar-se para receber um semáforo; entretanto, quando analisada em relação a outras interseções ou rampas (entradas) de vias expressas, pode ser desqualificada devido ao efeito adverso que possa causar no padrão de tráfego de toda a área.

Tendo em vista um grande número de experiências, os comentários gerais a seguir devem ser enfatizados:

– Um alto movimento de virada, causando congestionamento e demoras em uma interseção, pode ser suficiente para justificar a instalação de um semáforo com fase especial para os movimentos de virada. Esta necessidade pode ser verificada, contando-se os veículos que viram e medindo as filas e demoras causadas por estes movimentos.

– Controles especiais podem ser necessários em interseções próximas de áreas especiais, tais como: campos de futebol e esportes, teatros, grandes centros de empregos e importantes conjuntos de lojas e supermercados, enfim, áreas que atraiam grandes multidões. Um controle por meio de guardas de trânsito pode ser utilizado para prevenir grandes congestionamentos, caso os principais eventos nestes centros sejam esporádicos; entretanto, se os eventos ocorrem com maior frequência, semáforos podem ser recomendados.

– Quando um semáforo deve ser instalado tendo em vista os indicativos de “Interrupção de Fluxo Contínuo” ou “Volumes Mínimos de Pedestres” (que veremos a seguir), o semáforo deve ser projetado de modo a minimizar a ruptura do fluxo progressivo da rua principal. O uso de semáforos semi-atuados pelo tráfego é recomendável nestes casos.

– Um semáforo instalado somente com o indicativo de “Experiência Prévia de Acidentes” (veremos a seguir) deverá ser do tipo semi-atuado pelo tráfego, com sincronização apropriada, se instalado em interseção dentro de um sistema coordenado; ou deve ser completamente atuado pelo tráfego, se for instalado numa interseção isolada.

– Quando um semáforo é instalado para controlar movimentos progressivos ao longo de uma rota, seu dimensionamento (de suas fases e offsets) deve ser feito em conjunto com os demais semáforos, de modo a facilitar o movimento na velocidade do 85º percentil (ver capítulo sobre Pesquisas de Tráfego) ao longo da rota, a não ser que os estudos indiquem que outra velocidade é mais desejável.

– Instalações de semáforos em locais ao longo de uma rota de movimento contínuo, onde o espaço resultante entre os semáforos for menor do que 300m, devem ser evitadas.

### 2. Procedimento para Avaliação dos Indicativos de Semáforos

Para avaliação dos indicativos da utilização dos semáforos é necessário a obtenção dos seguintes dados de tráfego:

1. volumes de tráfego horário em todas as aproximações da interseção (pesquisar os vários movimentos existentes);
2. volumes horários de pedestres que cruzam a via principal (anotando-se o número de crianças de escolas e o total);
3. diagramas de colisão (ver estudos de acidentes).
4. velocidades de aproximação dos veículos em todas as aproximações;
5. diagrama de cadastro físico, mostrando a localização de obstruções e outras características geométricas não usuais da interseção; e
6. diagrama Tempo-Espaço para sistemas de semáforos (onda verde).

Com estes dados é possível preencher as fichas de indicativos anexas (pgs. 145-150). Estes dados permitem verificar os oito indicativos da ficha. No entanto, antes de avaliar os indicativos, deve-se visitar a interseção e observar as características de operação para se decidir que indicativos poderão ser aplicados (satisfeitos).

### 3. Classificação Prioritária

O propósito da classificação prioritária é classificar imparcialmente todas



as interseções, de modo a fazer recomendações adequadas para a instalação dos semáforos. É um inventário das características de operação das interseções que deve ser atualizado periodicamente.

O sistema baseia-se nos indicativos de semáforos. São atribuídos pontos a cada indicativo que, a seguir, são somados, sendo as interseções listadas em ordem decrescente do total de pontos obtidos para formar a lista de prioridades.

**a - Indicativo nº 1 – Volume total de veículos**

Os pontos dependem dos volumes que chegam à interseção pelas vias principais e secundárias. Os pontos também dependem da capacidade da interseção. Um máximo de 15 pontos pode ser obtido deste indicativo. Os volumes de tráfego baseiam-se em contagens de 4h, feitas em geral das 14:00 às 18:00h. Utilizar a Fig. 25 para atribuir os pontos.

**b - Indicativo nº 2 – Interrupção de tráfego contínuo**

Veículos em vias principais, se não controlados, tendem a passar nas interseções com ruas secundárias em velocidades que tornam difícil e perigoso para os veículos e pedestres da via secundária cruzar ou entrar na corrente principal. O total de veículos da via secundária, mais os pedestres que cruzam ou entram na rua principal, devem exceder a 300 nas 4h, para que a interseção receba pontos. Um máximo de 10 pontos podem ser atribuídos devido a este indicativo. Utilizar a tabela abaixo para atribuir os pontos.

**TABELA 16**  
Atribuição de pontos devido à interrupção de tráfego contínuo

Volume da Via Principal	Pontos
0 – 1.649	0
1.650 – 1.949	1
1.950 – 2.249	2
2.250 – 2.549	3
2.550 – 2.849	4
2.850 – 3.149	5
3.150 – 3.449	6
3.450 – 3.749	7
3.750 – 4.049	8
4.050 – 4.349	9
4.350 – ∞	10

**c - Indicativo nº 3 – Volume de pedestres**

Um semáforo pode ser necessário onde muitos pedestres cruzam a via principal. Um máximo de 10 pontos podem ser atribuídos por este indicativo. Utilizar a Fig. 26 para atribuir os pontos.

**d - Indicativo nº 4 – Movimentos coordenados**

Um semáforo pode ser justificado quando fizer parte de um sistema coordenado de semáforos. Este indicativo depende dos estudos de coordenação de fluxos e deve incluir a demanda de tráfego atual e futura da área. Um máximo de cinco pontos podem ser atribuídos devido a este indicativo.

**e - Indicativo nº 5 – Possibilidade de acidentes**

Somente aqueles acidentes capazes de serem evitados pelos semáforos são considerados e mesmo somente se medidas restritivas, tais como sinais de perigo, iluminação adequada, pintura de marcas etc., não forem adequados. Um máximo de 15 pontos podem ser atribuídos por este indicativo. A tabela seguinte é utilizada para atribuir os pontos.

**TABELA 17**  
Atribuição de pontos devido a acidentes anteriores

Nº de Acidentes Anuais	Pontos
	0
3	1
4	3
5	5
6	6
7	7
8	8
9	9
10	10
11	11
12	12
13	13
14	14
15 ou mais	15

**OBS:**  
Usar a média do número de acidentes ocorridos nos últimos dois anos, desde que a interseção tenha estado com tráfego neste período.

**f - Indicativo nº 6 – Condições especiais**

Este indicativo considera circunstâncias especiais, entre outras, as seguintes: proximidade de escolas, igrejas, edifícios públicos ou outros geradores de tráfego e pedestres; mudança abrupta de uma área rural para uma urbana; a necessidade de guardas de trânsito durante períodos do dia; greides elevados de aproximação, curvas horizontais, distâncias de visibilidade restritas etc. Este indicativo requer julgamento próprio, baseado

na inspeção das características físicas do local. Um máximo de 15 pontos podem ser atribuídos devido a este indicativo.

INDICATIVO N.º 1 (volume total)

Obs.: 1- Todos os volumes são de 4 horas (normalmente das 14:00 as 18:00)  
2- Pontos máximos: 15

Fig. 25

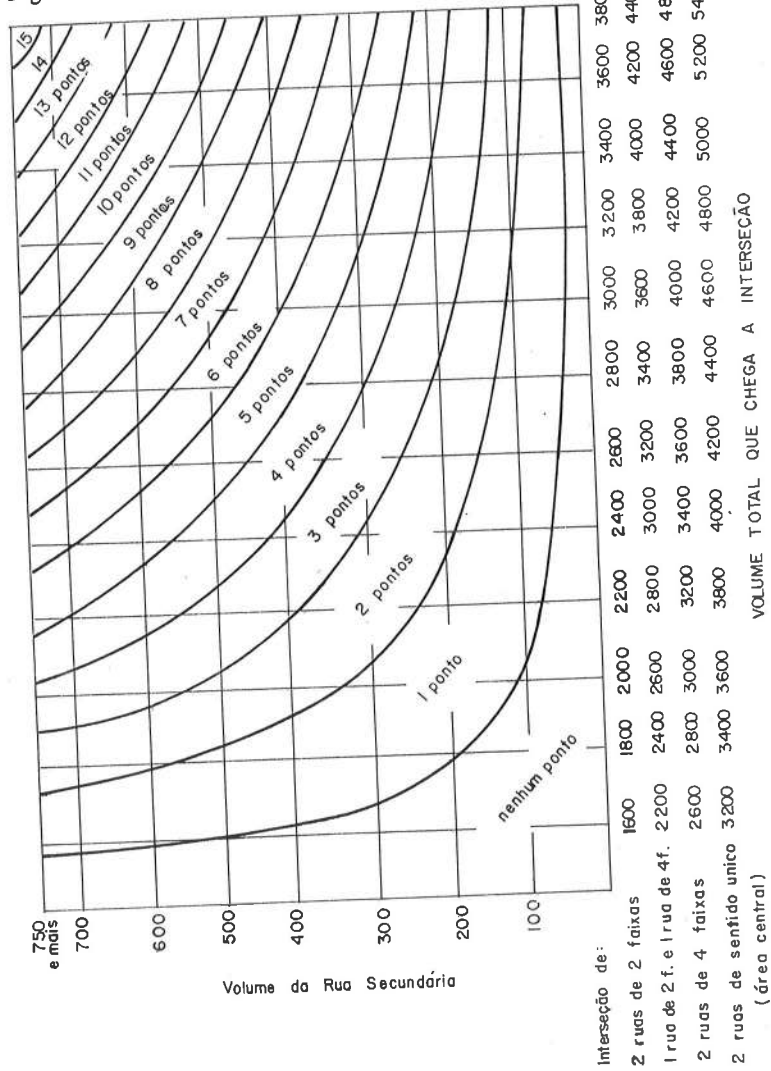
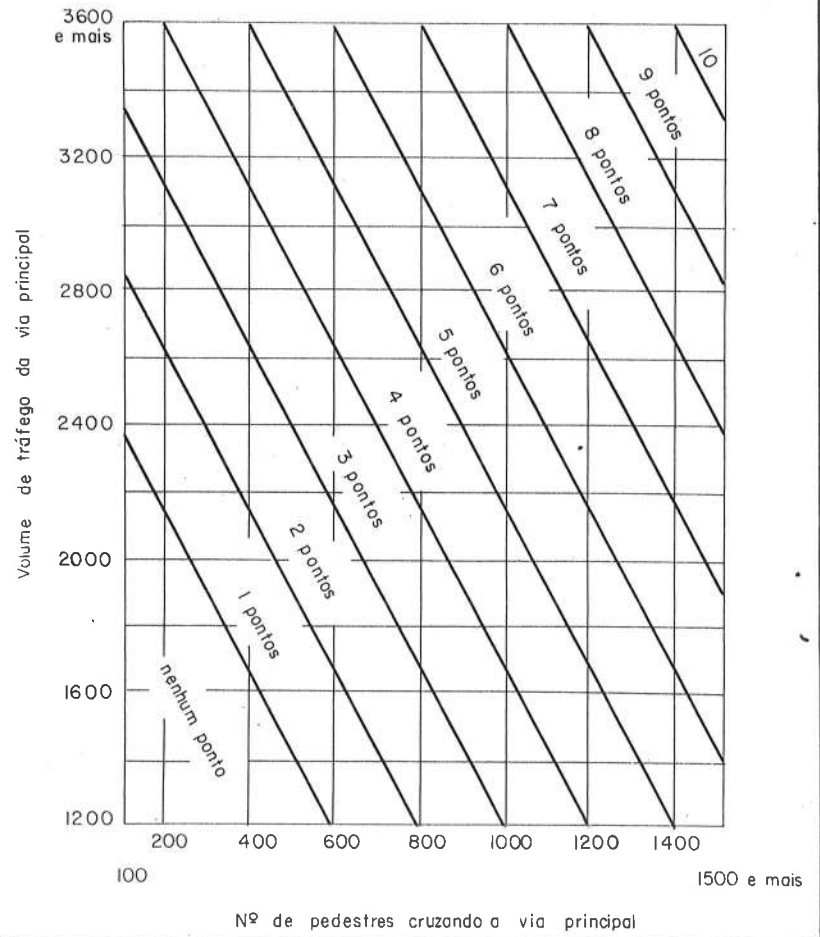


Fig. 26

INDICATIVO Nº 3 (VOLUMES DE PEDESTRES)

OBS.:

1. Todos os volumes para 4h (em geral das 14:00 às 18:00h).
2. Máximo número de pontos = 10.
3. Nenhum ponto se menos do que 100 pedestres durante o período de 4h.
4. Nenhum ponto se menos do que 1.200 veículos na via principal durante o período de 4h.



Fonte: Engenharia de Transportes e Tráfego – Cidade de San Diego – E U A

FICHAS DE VERIFICAÇÃO DOS INDICATIVOS

Feito por \_\_\_\_\_ Data \_\_\_\_\_ Verificado por \_\_\_\_\_ Data \_\_\_\_\_

INDICATIVO DE SEMÁFOROS (1)

Rua Principal \_\_\_\_\_ Velocidade da Aproximação Crítica \_\_\_\_\_ km/h  
 Rua Secundária \_\_\_\_\_ Velocidade da Aproximação Crítica \_\_\_\_\_ km/h

INDICATIVO Nº 1 – VOLUMES MÍNIMOS DE VEÍCULOS	
SATISFAZ	NÃO SATISFAZ

Nº de faixas para tráfego em movimento de cada aproximação	Veículos por hora na rua principal (total de ambas as aproximações)	Veículos por hora na aproximação de maior volume da rua secundária (1 direção somente)	
		Urbana	Rural
1 . . . . .	1 . . . . .	500	350
2 ou mais	1 . . . . .	600	420
2 ou mais	2 ou mais	600	420
1 . . . . .	2 ou mais	500	350

Os volumes da via principal e secundária são para as mesmas 8 horas. Durante estas 8 horas a direção de maior volume na rua secundária pode ser de uma aproximação durante algumas horas e da aproximação oposta durante outras horas.

8 Horas de maiores volumes	RUA PRINCIPAL		RUA SECUNDÁRIA	
	Veículos por hora (total em ambas direções)	% em relação aos volumes mínimos exigidos	Veículos por hora na aproximação de maior volume (uma direção)	% em relação aos volumes mínimos exigidos
1				
2				
3				
4				
5				
6				
7				
8				

- (1) Estes indicativos seguem orientações das referências nº 10 e nº 9.
- (2) Se a velocidade da aproximação crítica da via principal for maior do que 64km/h o indicativo necessita ser satisfeito somente em 70%.

INDICATIVO Nº 2 – INTERRUPTÃO DE TRÁFEGO CONTÍNUO

SATISFAZ \_\_\_\_\_ NÃO SATISFAZ \_\_\_\_\_

Nº de faixas de tráfego em movimento de cada aproximação	Veículos por hora na via principal (total de ambas as aproximações)	(1 só direção) Veículos por hora na aproximação de maior volume da rua secundária			
		(Valores Mínimos Exigidos)			
Rua Principal	Rua Secundária	Urbana	Rural	Urbana	Rural
1 . . . . .	1 . . . . .	750	525	75	53
2 ou mais	1 . . . . .	900	630	75	53
2 ou mais	2 ou mais	900	630	100	70
1 . . . . .	2 ou mais	750	525	100	70

Os volumes da via principal e secundária são para as mesmas 8 horas. Durante estas 8 horas a direção de maior volume na rua secundária pode ser de uma aproximação durante algumas horas e da aproximação oposta outras horas.

8 horas de maiores volumes	RUA PRINCIPAL		RUA SECUNDÁRIA	
	Veículos por hora (total em ambas direções)	% em relação aos volumes mínimos exigidos	Veículos por hora na aproximação de maior volume (uma direção)	% em relação aos volumes mínimos exigidos
1				
2				
3				
4				
5				
6				
7				
8				

- (1) Se a velocidade da aproximação crítica da via principal for maior do que 64km/h o indicativo necessita ser satisfeito somente em 70%.

INDICATIVO Nº 3 – VOLUME MÍNIMO DE PEDESTRES

SATISFAZ \_\_\_\_\_ NÃO SATISFAZ \_\_\_\_\_

	Veículos por hora na via principal (total de ambas as aproximações)		Pedestres por hora na faixa de pedestres de maior movimento cruzando a via p.	
	Urbana	Rural	Urbana	Rural
Rua Principal não dividida (canteiro com 1,2m ou mais de largura)	(Valores Mínimos Exigidos)			
	→ 600	420	150	105
	→ 1.000	700	150	105

8 horas de maiores volumes	RUA PRINCIPAL		PEDESTRES	
	Veículos por hora (total de ambas direções)	% dos valores mínimos exigidos	Pedestres por hora	% dos valores mínimos exigidos
1				
2				
3				
4				
5				
6				
7				
8				

(1) Se a velocidade da aproximação crítica da rua principal é maior que 64km/h, o indicativo precisa só ser satisfeito em 70%.

INDICATIVO Nº 4 – CRUZAMENTOS DE ESCOLAS

SATISFAZ \_\_\_\_\_ NÃO SATISFAZ \_\_\_\_\_

(Valores Mínimos Exigidos)			
Tipo de Área	Veículos por hora de qualquer das 2 horas enquanto crianças estão atravessando, indo ou vindo da escola	Nº de pedestres em idade escolar atravessando durante qualquer das duas horas	Nº de pedestres em idade escolar, atravessando durante todo o dia
Urbana	500	100	500
Rural	350	70	350
(Valores Obtidos)			
Urbana			
Rural			

INDICATIVO Nº 5 – MOVIMENTO PROGRESSIVO

SATISFAZ \_\_\_\_\_ NÃO SATISFAZ \_\_\_\_\_

Localização do Semáforo Proposto:	
a) Numa rua isolada de sentido único ou em uma rua onde prepondera o tráfego unidirecional semáforos adjacentes são tão separados que sem o novo semáforo a operação em pelotões e o controle de velocidade dos veículos não existirá; ou	Sim _____ Não _____
b) Em uma rua de dois sentidos, onde os semáforos adjacentes não provocam a necessária operação em pelotões e não controlam a velocidade e, com o proposto semáforo será constituído um sistema para operação progressiva do tráfego.	Sim _____ Não _____
Resultante Espaçamento entre Semáforos	
Menos de 300m _____	
Maior ou igual a 300m _____	

**INDICATIVO Nº 6 – EXPERIÊNCIAS DE ACIDENTES**

SATISFAZ \_\_\_\_\_ NÃO SATISFAZ \_\_\_\_\_

O indicativo de experiências de acidentes é satisfeito quando:

- a) Tentativas adequadas de medidas menos restritivas com observações satisfatórias e policiamento falharam na redução da frequência dos acidentes; E Sim \_\_\_\_\_  
Não \_\_\_\_\_
- b) Cinco ou mais acidentes ocorreram sendo de tipos suscetíveis de correção pela instalação de semáforos, num período de 12 meses, cada acidente apresentando feridos ou danos consideráveis nos veículos; E Sim \_\_\_\_\_  
Não \_\_\_\_\_
- c) Existe um volume de veículos e pedestres não inferior a 80% dos mínimos exigidos, especificados no indicativo nº 1, nº 2, ou nº 3; E Sim \_\_\_\_\_  
Não \_\_\_\_\_
- d) A instalação do semáforo não irá afetar seriamente o fluxo progressivo de tráfego (onda verde). Sim \_\_\_\_\_  
Não \_\_\_\_\_

**INDICATIVO Nº 7 – INDICATIVO DE VIAS PRINCIPAIS**

SATISFAZ \_\_\_\_\_ NÃO SATISFAZ \_\_\_\_\_

5 horas de maiores volumes	Volume horário chegando a interseção de 2 ou mais rotas principais		Valores Mínimos Exigidos	
	Dia útil (valor do pico somente)	Sábado e/ou domingo (valor das 5h)	Pico horário de dia útil da semana	Sábado e/ou domingo para cada uma das 5h
1			800	800
2				800
3				800
4				800
5				800

As rotas principais consideradas nesta avaliação precisam ter uma ou mais das seguintes características:

Características das Rotas Principais	Rua Principal	Rua Secundária	Não satisfaz <input type="checkbox"/>
Fazer parte do sistema de vias principais da malha para tráfego de longa distância			
Conecta áreas de geração principais de tráfego			
Rodovia rural ou suburbana fora, entrando ou atravessando a cidade			
Apresenta terminais de rampas de vias expressas (freeways)			
Aparece como rota principal em plano oficial			
Ambas as ruas possuem todas as características de <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> Preenche totalmente vias principais			

**INDICATIVO Nº 8 – COMBINAÇÃO DE INDICATIVOS**

SATISFAZ \_\_\_\_\_ NÃO SATISFAZ \_\_\_\_\_

Indicativos atendidos em 80% ou mais para qualquer combinação de dois dos indicativos 1, 2 ou 3

- Indicativo 1 \_\_\_\_\_ % satisfeita  
 Indicativo 2 \_\_\_\_\_ % satisfeita  
 Indicativo 3 \_\_\_\_\_ % satisfeita

**E – SEMÁFOROS DE TEMPOS FIXOS**

Este tipo comum de semáforos de controle de tráfego, assegura o direito de passagem dos veículos de acordo com tempos predeterminados, em função de dados de tráfego coletados anteriormente.

**1. Vantagens e Desvantagens**

**a - Vantagens:**

1. Simplicidade do equipamento, sendo fácil de serem feitos consertos e manutenções.
2. Podem ser coordenados de modo a permitir fluxo contínuo do tráfego a uma dada velocidade ao longo de uma rota. Estes sistemas permitem adequado controle das velocidades.
3. Os tempos podem ser facilmente ajustados no campo.
4. Sob certas condições podem ser programados com tempos diferentes para as horas de pico.

**b - Desvantagens:**

1. Não reconhece ou modifica os tempos em função de flutuação do tráfego de curta duração.
2. Podem causar demoras excessivas para veículos e pedestres fora das condições de pico.

## 2. Mecanismos de Controle

Existem três tipos básicos de mecanismos de controle para semáforos de tempos fixos.

**a - Controle não sincronizado** — as fases poderão ser fixadas em qualquer quantidade de tempo dentro da variação permitida ao ciclo total (em geral de 40 a 120s.). Os tempos, no entanto, variam com a voltagem e temperatura. Este tipo de controle não pode ser coordenado com outros, mesmo que no futuro (este tipo de controle atualmente só é encontrado em semáforos antigos e já se torna obsoleto).

**b - Controle sincronizado** — o tempo total de ciclo é determinado por uma série de engrenagens e em geral é múltiplo de 5. Os tempos são sincronizados pela frequência da fonte de energia. Desta forma instalações futuras de semáforos alimentados pela mesma fonte de energia podem ser coordenados. Estes controles atualmente utilizam circuitos integrados, reduzindo os custos de manutenção.

**c - Controle sincronizado de múltiplo dial** — os intervalos de tempo e ciclos sincronizados podem ser modificados num número limitado de vezes durante o dia, de acordo com um programa preestabelecido.

## 3. Operação

A operação de um semáforo com controle de tempos prefixados é realizada como segue:

**a - Operação eletromecânica** — Diais — um motor move um dial através de um conjunto de engrenagens (o tamanho das engrenagens determina o tempo total do ciclo) de modo que uma volta completa do dial corresponde ao tempo de um ciclo completo. Um controle de tempos prefixados pode ter, um, dois ou três diais. O dial é dividido em 100 partes iguais. Pinos ou chaves, colocadas em posições apropriadas no dial, dividem o ciclo nas várias fases.

**b - Operação eletrônica** — os controles podem ser constituídos de contadores digitais (memórias), contam os 60 ciclos da frequência de transmissão de energia. Circuitos integrados substituem os diais e chaves. Os tempos são estabelecidos, inserindo-se contatos elétricos nos locais apropriados; igualmente cada ciclo é dividido em 100 intervalos correspondentes a porcentagens inteiras. As modificações dos tempos (mudanças dos contatos elétricos) são simples de serem feitas.

## 4. Cálculo dos Tempos de Sinal

Os tempos de sinal devem estar de acordo com as necessidades do tráfego. Os tempos de ciclo, fora das horas de pico, devem ser normalmente de apenas 40 a 60s. (para duas fases), diminuindo os tempos de espera. Ciclos longos são usados durante os períodos de pico, de modo a se ter mais tempo de sinal verde e permitir maiores volumes de veículos. Embora muitos fatores relativos às localidades específicas devam ser considerados, um procedimento geral é apresentado abaixo:

## a - Seleção do tempo de amarelo:

1. baseado na velocidade de aproximação — 3s. para a velocidade de até 50kms/hora. 4s. para a velocidade entre 50 e 80kms/hora e 5s. para velocidades superiores a 80kms/hora;
2. pela largura da interseção, calcula-se o tempo que os veículos levam para cruzar toda a interseção, sendo este o tempo de sinal amarelo adotado; em alguns casos utilizam-se nas interseções muito largas, tempos de vermelho para todas as aproximações; e
3. poderá ser também utilizado o gráfico ou fórmula da Fig. 31

## b - Determinação do tempo para travessia dos pedestres:

Para todas as aproximações, calcula-se este tempo, tomando-se por base que um pedestre caminha 1,20m por segundo.

## c - Cálculo do tempo de verde mínimo:

O tempo de verde mínimo é igual ao tempo necessário para travessia dos pedestres, menos o período amarelo, mais um intervalo inicial dentro do qual os pedestres podem cruzar a via.

1. com sinais especiais para pedestres, o intervalo inicial é o período "siga" e não deve ser menor do que 7s.; e
2. onde não existem sinais especiais para pedestres, usa-se o mínimo de 5s.

## d - Cálculo do tempo de verde:

Baseado nestes mínimos, em proporção aos volumes de aproximação nas faixas críticas de cada rua, durante a hora do pico. Não deve ser menor do que 15s.

## e - Ajuste do ciclo total:

(Soma de todos os tempos verdes e amarelos.) Leva-se para o próximo intervalo múltiplo de 5s. e redistribui-se o tempo de verde extra. Checar a capacidade, para ver se o ciclo não é muito reduzido.

## f - Cálculo dos valores percentuais:

Levam-se todos os valores à porcentagem inteira superior ou inferior mais próxima. É necessário usar porcentagens inteiras, pois os controladores são programados em porcentagens de ciclo.

**g - Instalação dos tempos calculados no controlador e observação da operação da interseção, especialmente durante as horas de pico. Correções de campo podem, muitas vezes, ser necessárias.**

**h - Um exemplo desta seqüência é mostrado na tabela da página seguinte.**

TABELA 18

Exemplo de tempo de semáforo para uma interseção isolada

Um semáforo isolado, com indicações para o cruzamento de pedestres, deve ter intervalos de tempo, dimensionados para a hora de pico. Este sinal está localizado na interseção das ruas Inácio Lustosa e Trajano Reis. A rua Trajano Reis tem a largura de 12m e a Inácio Lustosa, 17m. Durante a hora de pico, os volumes da faixa crítica são 275 e 225vhp para a Trajano Reis e Inácio Lustosa, respectivamente. O volume de pedestres é moderado. As velocidades de aproximação são 60 e 40kms por hora para a Trajano Reis e Inácio Lustosa, respectivamente.

a - Seleção do tempo de sinal amarelo:  
Trajano Reis - 4s. Inácio Lustosa - 3s.

b - Tempo para travessia dos pedestres:  
$$\text{Trajano Reis} - \frac{12}{1,2} = 10s.$$

$$\text{Inácio Lustosa} - \frac{17}{1,2} = 14s.$$

c - Tempo de verde mínimo:  
Trajano Reis -  $14 \cdot 4 + 7 = 17s.$

Inácio Lustosa -  $10 \cdot 3 + 7 = 14s.$  (usar 15s.)

d - Cálculo do tempo verde, usando a Inácio Lustosa como o mínimo crítico:  
$$\frac{275}{225} (15) = 18s.$$
 (verde para a Trajano Reis).

OBS.: Se o resultado fosse menor que o tempo de verde mínimo da via já estabelecido, se escolheria a outra rua como o mínimo crítico.

e - Ajuste do ciclo total e redistribuição do tempo de verde extra:  
Ciclo total =  $18 + 4 + 15 + 3 = 40s.$

OBS.: Caso o ciclo total não fosse múltiplo de 5, costuma-se aproximar para o próximo múltiplo de 5 e redistribuir em função dos volumes de tráfego os tempos de verde extra.

f - Cálculo dos valores percentuais para todos os intervalos (ver Tabela abaixo)

Interv.	Trajano Reis		Inácio Lustosa		%	Tempo Usado
	Veículo	Pedestres	Veículo	Pedestres		
1	V-18	S-12	R-22	P-22	30	12,0
2		Tp-6,0			15	6,0
3	A-4,0	P-22	V-15	S-4	10	4,0
4	R-18				A-3,0	P-3,0
5		27	10,8			
6					8	3,2
TOTAIS					100	40,0

R - Vermelho A - Amarelo V - Verde S - Siga P - Pare  
Tp - Tempo de Travessia para pedestres (pare)

## 5. Operação de "Flash"

Durante os períodos de baixos volumes de tráfego, quando os semáforos não são necessários para controlar o tráfego (ver item C), os mesmos deveriam operar como flash. Muitos semáforos de tempos predeterminados deveriam ficar em flash à noite, ou mesmo durante o dia em horas fora do pico.

- a - as ruas preferenciais devem ter o flash da cor amarela;
- b - as ruas secundárias devem ter o flash da cor vermelha; e
- c - o número de flashes (pisca-pisca) deve ser de 50 a 60 vezes por minuto. O tempo iluminado deve ser aproximadamente igual ao tempo em que o sinal fica apagado.

## 6. Operação Manual

Em condições extremas ou de emergência, pode ser necessário operar manualmente o controlador.

## F - SEMÁFOROS DE CONTROLE POSTOS EM FUNCIONAMENTO

### 1. Características dos Controles Postos em Funcionamento pelo Tráfego

#### a - Vantagens:

- Usualmente reduzem as demoras.
- Adaptáveis às pequenas flutuações do tráfego.
- Aumentam a capacidade.
- Apresentam vantagens para interseções entre ruas de tráfego intenso com ruas de baixo volume de tráfego.

#### b - Desvantagens:

- O custo é bastante elevado.
- Custos para consertos e manutenção mais elevados.
- Os detectores apresentam elevado custo de instalação e requerem cuidadosa inspeção e manutenção para o uso adequado.

### 2. Tipo de Controle

- a - detecção em somente uma aproximação é usada em interseções onde uma rua principal, tendo um fluxo relativamente uniforme, é cruzada por uma rua secundária, com baixos volumes, mas alguns picos esporádicos, pequenos;

b - detectações em todas as aproximações são usadas em interseções isoladas, com volumes relativamente iguais, mas onde a distribuição do tráfego é variável e esporádica;

c - detectores volume/densidade são mais complexos e, se bem instalados, constituem o mais eficiente meio de controle, numa interseção isolada. Eles são usados em interseções de elevados fluxos de tráfego, que tenham imprevisíveis flutuações. Os detectores devem ser colocados bem antes da interseção;

d - detectores de movimentos menores são usados para incluir uma nova fase no intervalo do ciclo, para permitir movimentos menores, esporádicos; e

e - detectores para cruzamento de pedestres, usados no cruzamento de pedestres e operados pelos mesmos.

### 3. Tipos de detectores

- a - detector de pressão, instalado no ou abaixo do pavimento;
- b - detector magnético;
- c - detector de radar;
- d - detector tipo célula fotelétrica; e
- e - detector de pedestre.

## G. SISTEMA DE SEMÁFOROS (Ver item 13 e 15)

Um sistema para coordenação dos sinais luminosos de tráfego, pode ser estabelecido ao longo de uma simples rua principal ou em toda uma área. O propósito dessa coordenação é permitir movimento contínuo ao longo da rua ou ruas, preferivelmente em ambas as direções, para reduzir as demoras nas interseções individuais, para aumentar a capacidade e para controlar as velocidades.

1. **Sistemas utilizando controles predeterminados:** são comuns e usualmente o tipo mais barato de sistemas coordenados.

- a - não interconectados;
- b - interconectados, tendo um sinal-guia; e
- c - interconectados, não tendo sinal-guia.

2. **Sistemas utilizando controles postos em funcionamento pelo tráfego.**

3. **Sistemas por computador.** Utilizam um computador-guia que, com base nas informações de tráfego recebidas do campo, seleciona e aplica um sistema programado para o conjunto de sinais.

Os sistemas de controle de semáforos utilizam normalmente um computador digital, tendo quatro subsistemas:

- Subsistema de vigilância para detectar os veículos.
- Subsistema de comunicação para transmissão.
- Subsistema de computação para processar as informações.
- Subsistema de controle de interseções.

Os critérios de avaliação a serem verificados para ampliação e ajuste dos sistemas referem-se a medidas de desempenho do tráfego, entre eles temos os seguintes:

- Tempos médios de percursos (ver item 2).
- Número de acidentes de tráfego.
- Demora média de cada link (ver item 3).
- Densidade por faixa.
- Número total de paradas no sistema.
- Comprimento de filas nas aproximações das interseções.
- Nível de serviço.
- Volume médio de veículos.
- Custos de operação devido a paradas e arrancadas.
- Poluição causada por excesso de exaustão de gases.
- Tempos perdidos.
- Desconforto e inconveniência para o motorista.

São aplicados os critérios numéricos de:

- Volume/capacidade.
- Valores padrões de veículos para utilização de semáforos.
- Limites de velocidades.
- Fator de carga.
- Fator de hora de pico.
- Níveis de segurança de emissão de monóxido de carbono.

Em alguns locais, no entanto, as decisões de melhoria do controle de tráfego dependem das condições físicas do próprio local, por exemplo:

- Número de vezes que uma fila congestionada uma interseção anterior.
- Número de vezes que o tipo de controle de tráfego não acomoda as demandas de tráfego existentes.
- Falta de flexibilidade de controle e capacidade de expansão de um sistema existente de semáforos.
- Inabilidade do sistema em detectar erros prontamente.
- Inabilidade para coletar dados de tráfego do sistema atual.

## H — TEMPOS DOS SISTEMAS DE SEMÁFOROS (ver item 13 e 15)

1. **Sistemas simples, usando controles predeterminados:**

O sistema de tempos predeterminados é freqüentemente encontrado nas



áreas centrais das cidades. Os principais tipos são os seguintes:

- a - **Sistema Simultâneo** — é um sistema de semáforos, no qual todos os sinais ao longo de uma dada rua, sempre dão a mesma indicação, ao mesmo tempo.
- Normalmente não recomendável, pois este sistema reduz a capacidade para todo o tráfego, tende a aumentar a velocidade e fornece tempos ineficientes.
  - Mais utilizado onde os quarteirões são pequenos, todas as interseções são sinalizadas e a rua principal pode ficar com o sinal verde durante a maior parte do tempo, onde fluxos de tráfego muito intensos ocorrem.
- b - **Sistema Alternado** — é um sistema de semáforos, no qual sinais alternados ou grupos de sinais, dão indicações opostas para uma dada rua, ao mesmo tempo:
- Este tipo tem aplicação limitada, porque necessita que os ciclos de sinais sejam divididos em partes iguais, o que é ineficiente para muitas interseções e não se adapta bem para quarteirões de tamanhos diferentes.
  - É mais usado quando existe espaço igual entre os sinais (pelo menos 180m para sinais simplesmente alternados e nas áreas centrais com quarteirões (blocos) quadrados, onde alguma progressão pode ser obtida em todas as direções.
- c - **Sistemas Progressivos**
1. Sistema progressivo simples é um sistema de semáforos, no qual as várias fases do sinal que controla uma dada rua, dão indicações verdes, de acordo com um esquema que permita operação contínua de grupos de veículos, ao longo da rua, em uma velocidade estipulada, que pode variar nas diferentes partes do sistema.
  2. Sistema progressivo flexível é um sistema de semáforos, no qual os intervalos de qualquer sinal podem ser independentemente ajustados às necessidades do tráfego, naquela seção e no qual as indicações verdes, de sinais separados, podem começar independentemente no instante que irá dar maior eficiência. Todo sistema pode ser mudado nas horas de pico.
  3. Programas de computador para sistemas de tempo. Um número grande de programas foi desenvolvido nos últimos anos, para estabelecer os tempos de sinais ao longo das ruas principais ou para as redes de ruas. Muitos deles foram desenvolvidos pelo "Bureau of Public Roads" dos USA e TRRL da Inglaterra (ver item 15).

d - **Diagramas Tempo-Espaço** — são preparados para determinar a compensação entre as interseções individuais (ver item 13).

1. O diagrama tempo-espaco é um gráfico no qual marcamos as distâncias e tempos. O diagrama é preparado, marcando-se o local de cada interseção sinalizada, ao longo de um eixo. Em cada um destes pontos, a seqüência de cores do sinal e também sua divisão são marcados de tal maneira que faixas através deles existam para cada direção da corrente de tráfego. A inclinação destas faixas (distância dividida por tempo), é a velocidade da progressão e a sua largura indica o tempo permitido para cada pelotão, movendo-se através do sistema.
2. Normalmente este diagrama é preparado dando-se igual consideração a cada direção de tráfego. Para ruas que levam muito volume de tráfego numa das direções, os diagramas podem ser preparados favorecendo a este tráfego. Exemplos simples destes diagramas são apresentados no item 13.
3. Quando um sistema coordenado é estabelecido para uma certa velocidade, durante todos os períodos do dia, símbolos suplementares podem ser colocados, indicando a velocidade a ser tomada.

## 2. Sistemas complexos de tempo de sinal:

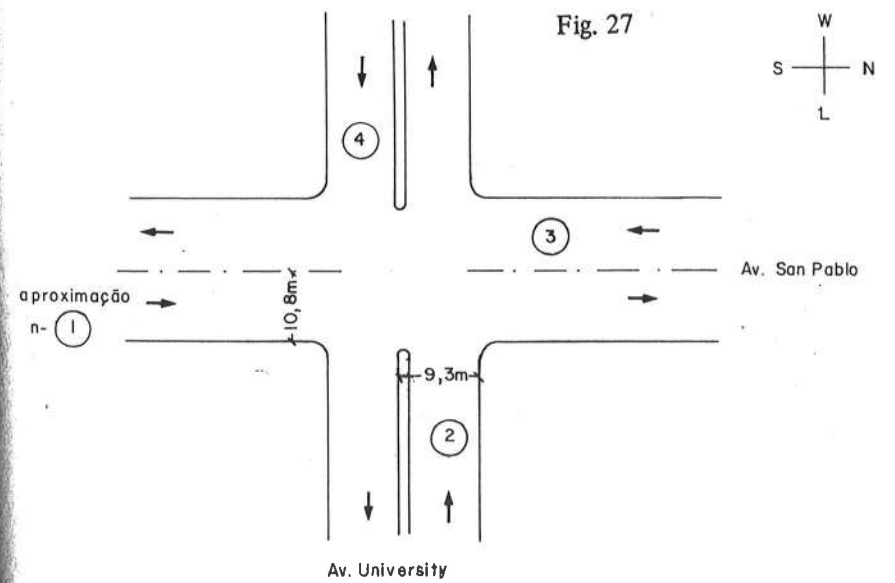
O desenvolvimento de programas para os mais sofisticados sistemas de sinais, é especializado e depende, principalmente, das configurações específicas existentes.

OBS.: Nos capítulos 13 e 15 trata-se especificamente da confecção dos diagramas tempo-espaco, seja manualmente, seja através de programas específicos de computador.

**11**  
**métodos de dimensionamento  
de semáforos**

Para efeito de exposição de alguns métodos empregados no dimensionamento de semáforos, bem como da avaliação de seus resultados, resolveremos um exemplo real de melhoria de um semáforo existente, no qual os dados necessários serão fornecidos à medida que se tornem necessários.

Trata-se da interseção de duas ruas, conforme o desenho a seguir:



## A - DIMENSIONAMENTO CONSIDERANDO SÓ O MOVIMENTO DE VEÍCULOS (Método Inglês)

### 1. Ciclo Ótimo

F. V. Webster e B. M. Cobbe (Ref. 1) definiram, após várias experiências no TRRL que para o dimensionamento de semáforos considerando só o movimento dos veículos o ciclo ótimo, que causasse menos demora para todo o tráfego, seria dado pela expressão:

$$C_o = \frac{1,5 L + 5}{1 - Y}$$

onde:

$C_o$  = ciclo ótimo em segundos  
 $L$  = tempo total perdido por ciclo em segundos, para as aproximações críticas.

O tempo perdido por fase ( $\ell$ ) é definido como sendo uma parte do tempo de verde e amarelo dos semáforos que não é utilizado pelos veículos, conforme ilustrado na Fig. 28.

Para ciclos médios o valor do  $\ell$  (tempo perdido por fase) é em geral de 2s., podendo no entanto variar de 0 até 7s., dependendo da duração do tempo de amarelo e da percepção de mudança de fases do semáforo pelos motoristas.

Caso o período de entreverdes ( $I$ ) não seja igual ao tempo de amarelo ( $a$ ), o tempo total perdido por ciclo é dado por:

$$L = \sum (I - a) + \sum \ell$$

No entanto em geral o período entreverdes ( $I$ ) é igual ao tempo de amarelo e  $L$  (o tempo perdido por ciclo) é igual a  $\sum \ell$ .

$$Y = \sum_{i=1}^n y_i$$

*o que mede i' na? MERDA DE LIVRO  
 AUTOR SUMENTO!!*

$y_i$  = máximo valor da divisão do fluxo de veículos ( $q_i$ ) por hora pelo fluxo de saturação ( $S_i$ ) horário.

Verifica-se qual o valor máximo  $\frac{y_i}{S_i}$  das aproximações de uma mesma rua, sendo este o valor empregado no cálculo de  $Y$ .

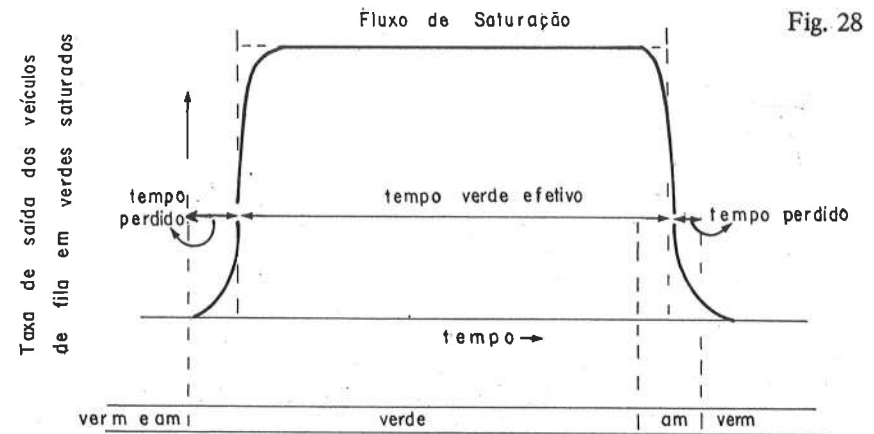


Fig. 28

### 2. Fluxo de Saturação

O fluxo de saturação ( $S_i$ ) é o equivalente à capacidade máxima e o valor empregado deve sempre que possível ser medido no local.

Os valores de  $S$  podem ser também calculados pela expressão abaixo, para cada uma das aproximações.

$$S = 160 \times \left[ \frac{(W - W_p)}{0,3} \right] \times (EFP) \times (EG) \times (EC) \times (VE) \times (VD) \times (FL)$$

$$S = 2.700 \times (NPF) \times (EG) \times (EC) \times (VE) \times (VD) \times (FL) \text{ se } (W - W_p) \leq 5,1m$$

$$S = 2.250 \times (NPF) \times (EG) \times (EC) \times (VE) \times (VD) \times (FL) \text{ se } (W - W_p) \leq 4,5m$$

$$S = 1.950 \times (NPF) \times (EG) \times (EC) \times (VE) \times (VD) \times (FL) \text{ se } (W - W_p) \leq 3,9m$$

$$S = 1.850 \times (NPF) \times (EG) \times (EC) \times (VE) \times (VD) \times (FL) \text{ se } (W - W_p) \leq 3,0m$$

$W$  = largura em metros da aproximação

$W_p$  = perda efetiva da largura de aproximação devido a veículos estacionados.  $W_p$  é dado pela expressão abaixo.

$$W_p = 1,65 \cdot \frac{0,9 (Z - 7,5)}{V} \quad \text{em metros}$$

$Z$  = distância do primeiro carro estacionado, até a linha de parada; se  $Z$  for menor do que 7,5m, usar  $Z = 7,5m$  (perda de largura = 1,65m).

$V$  = tempo de verde do semáforo para a aproximação considerada em

segundos (no caso de novos semáforos, admitir que não haja perda de largura, verificando posteriormente o efeito da permissão de estacionamentos). Aumentar  $W_p$  de 50%, caso esteja estacionado um caminhão pesado.

(EFP) = efeito, caso não se analise a interseção em horas de pico. Diminui-se 6% nos períodos fora do pico.  
 (EG) = efeito dos greides das aproximações. Para cada 1% de greide positivo diminuir 3% do fluxo de saturação → (válido até greides de ⊕ 10%). Para cada 1% de greide negativo, acrescentar 3% no fluxo de saturação (válido até greides de 05%). O greide é definido como a declividade média entre a linha de parada e um ponto na aproximação 60m antes da mesma. A declividade deve continuar através da interseção.

(EC) = efeito da composição (tipos de veículos)

$$EC = \left[ \frac{100}{2,5(B) + 2,25(O) + 1,75(CP) + 1,00(CL) + 1,00(AUT) + 0,33(M) + 0,20(B_x)} \right]$$

- B = % de bondes
- O = % de ônibus
- CP = % de caminhões pesados e médios
- CL = % de caminhões leves
- AUT = % de automóveis
- M = % de motocicletas
- B<sub>x</sub> = % de bicicletas

(VE) = efeito de viradas à esquerda. É dado pela fórmula abaixo

$$VE = \left[ \frac{100}{(100 - VE\%) 1,0 + (VE\% \times 1,75)} \right]$$

VE% = porcentagem de viradas à esquerda.

É realizado neste caso uma verificação da capacidade para a virada à esquerda através da Fig. 29.

$$VD = \left[ \frac{100}{(110 - VD\%) + 1,25 (VD\% - 10)} \right]$$

VD% = porcentagem das viradas à direita. Só é considerado para porcentagens acima de 10%

(FL) = efeito de localização. A % de efeito no fluxo da saturação é dada pela tabela a seguir (tabela 19).

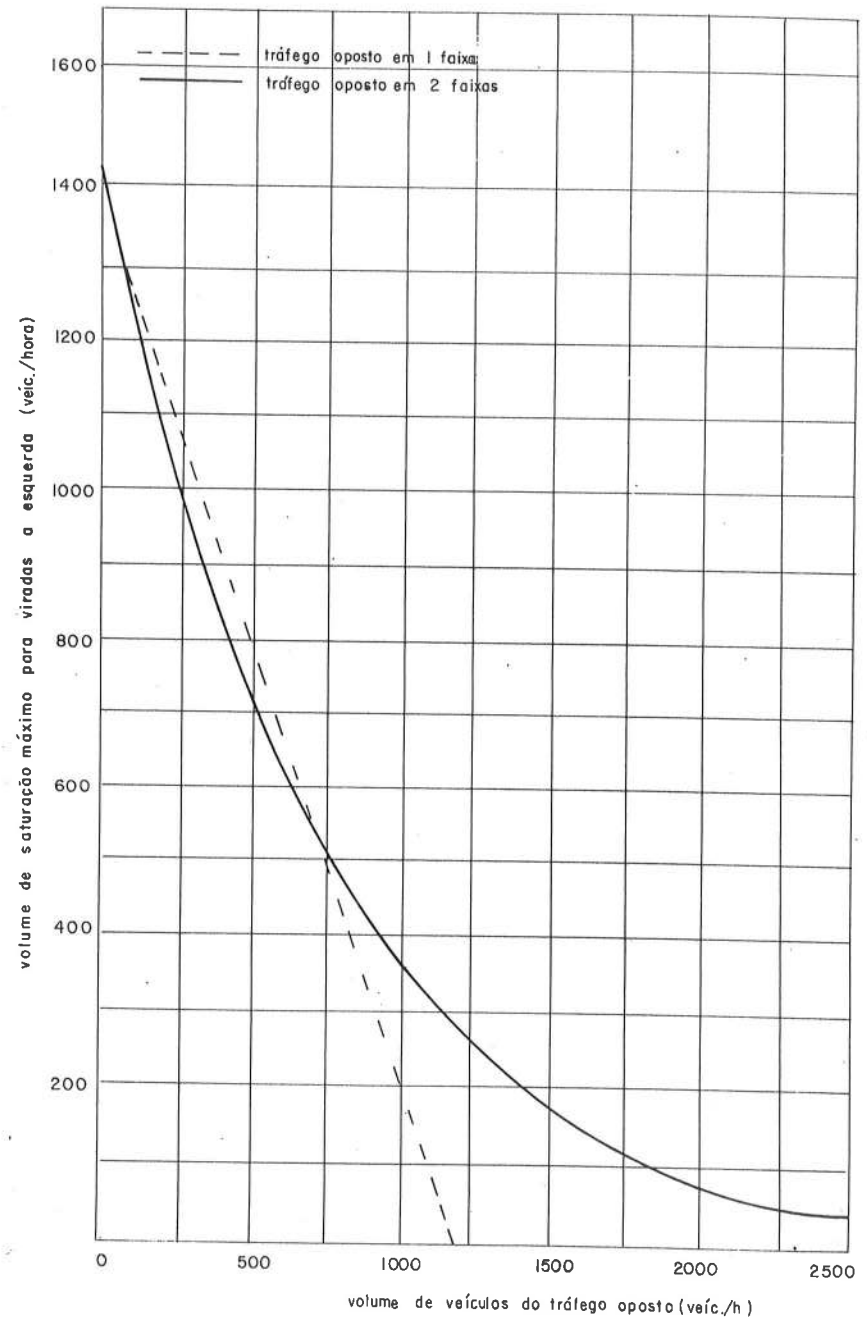


TABELA 19  
EFEITO DA LOCALIZAÇÃO NO FLUXO DE SATURAÇÃO

Tipo de Local	Descrição	% de efeito médio no fluxo de saturação
Bom	Sentido de tráfego separado por canteiro central Muito pouca interferência de pedestres, veículos estacionados ou viradas à esquerda Boa visibilidade e adequados raios de curvatura Larguras e alinhamento adequados	120
Médio	Condições médias. Algumas características de local bom e outras de local mau Velocidade média baixa	100
Mau	Interferências de veículos parados, pedestres e/ou viradas à esquerda. Má visibilidade e/ou mau alinhamento Ruas de centros comerciais movimentados	85

Após estas considerações, retornamos ao exemplo onde, na tabela seguinte, temos todos os elementos que foram descritos e que permitem cálculo de fluxos de saturação e valores de  $Y_i$ .

TABELA 20  
DADOS E CÁLCULOS DO EXEMPLO

Aproximação n°	W	W <sub>p</sub>	Z	V*	(EFP)	EG	EC	B	0	CP	CL**
1	10,8	0,684	33,3	24	1	0,97	0,970	0%	2,11%	1,22%	0%
2	9,3	0,660	40,5	30	1	0,97	0,983	0%	1,36%	0,96%	0%
3	11,1	0,312	43,2	24	1	1,00	0,982	0%	1,33%	0,71%	0%
4	9,3	0,363	50,4	30	1	1,03	0,992	0%	0,82%	1,04%	0%

\* Verde do semáforo existente. (Não havendo semáforos não considerar a perda de largura, verificando o efeito de veículos estacionados posteriormente.)  
\*\* Incluídos junto com os automóveis.

Aproximação n°	Aut	M	B <sub>λ</sub>	VE%	VE	VD%	VD	FL	S	qi	Yi
1	96,06%	0,41%	0,20%	12,35	0,915	13,40	0,991	1,00	4603	774	0,168
2	96,64%	0,82%	0,22%	0,62	0,995	9,06	1,00	1,00	4372	1035	0,237
3	97,46%	0,36%	0,14%	10,12	0,929	7,06	1,00	1,00	5254	1108	0,211
4	96,64%	0,84%	0,66%	0,37	0,997	11,60	0,996	1,00	4836	1469	0,304

Com estes valores o ciclo ótimo será dado por:

$$C_0 = \frac{1,5L + 5}{1 - Y} = \frac{1,5(2+2) + 5}{1 - (0,304 + 0,211)} = \frac{11}{0,485} = 22,68s. \rightarrow 23s.$$

### 3. Tempos de Verdes Efetivos

Neste primeiro dimensionamento, os tempos de verde efetivos, são proporcionais aos valores de  $y_i$  (divisão dos fluxos existentes pelos fluxos de saturação), tomando-se os valores das aproximações críticas.

Desta forma temos:

$$\frac{glw}{gns} = \frac{ylw}{yns}$$

$$glw = ylw$$

onde:

glw = verde efetivo de direção leste-oeste  
gns = verde efetivo de direção norte-sul

$$glw + gns = C_0 - (l_{lw} + l_{ns}) = C_0 - L$$

$$glw = \frac{ylw}{yns} \times gns$$

$$gns + gns \left( \frac{ylw}{yns} \right) = C_0 - L$$

$$gns \left( 1 + \frac{ylw}{yns} \right) = C_0 - L \therefore gns = \frac{(C_0 - L) \times yns}{yns + ylw}$$

logo

$$gns = (23 - 4) \times \frac{0,211}{0,515} = 7,8s.$$

$$glw = C_0 - L - 7,8 = 11,2s.$$

#### 4. Tempos de Amarelo

Obtidos da Fig. 31 com velocidade de aproximação de 65km/h, como sendo ambos iguais a 4s.

#### 5. Plano de Semáforo

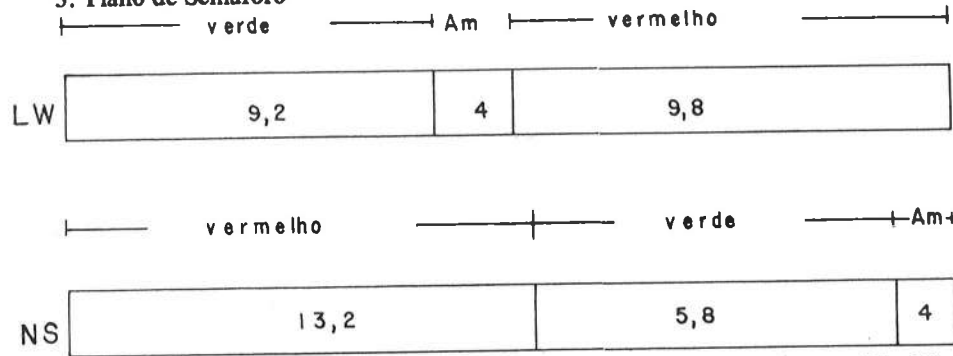


Fig. 30

Os verdes reais foram obtidos através da equação

$$g + l = v + a$$

(verde efetivo + tempo perdido da fase = verde real + amarelo)

### B - DIMENSIONAMENTO CONSIDERANDO SOMENTE O MOVIMENTO DE PEDESTRES (Método Americano)

#### 1. Tempos dos Verdes Reais (neste caso chamados de Tempos de Verde mínimos).

Neste caso consideram-se os tempos reais de verdes dados, pela seguinte expressão (ver item IO E-4):

$$V = K + \frac{W}{V_p}$$

*- A tempo de subida*

K = intervalo inicial (7s. com semáforos especiais para pedestres e 5s. nos demais casos)

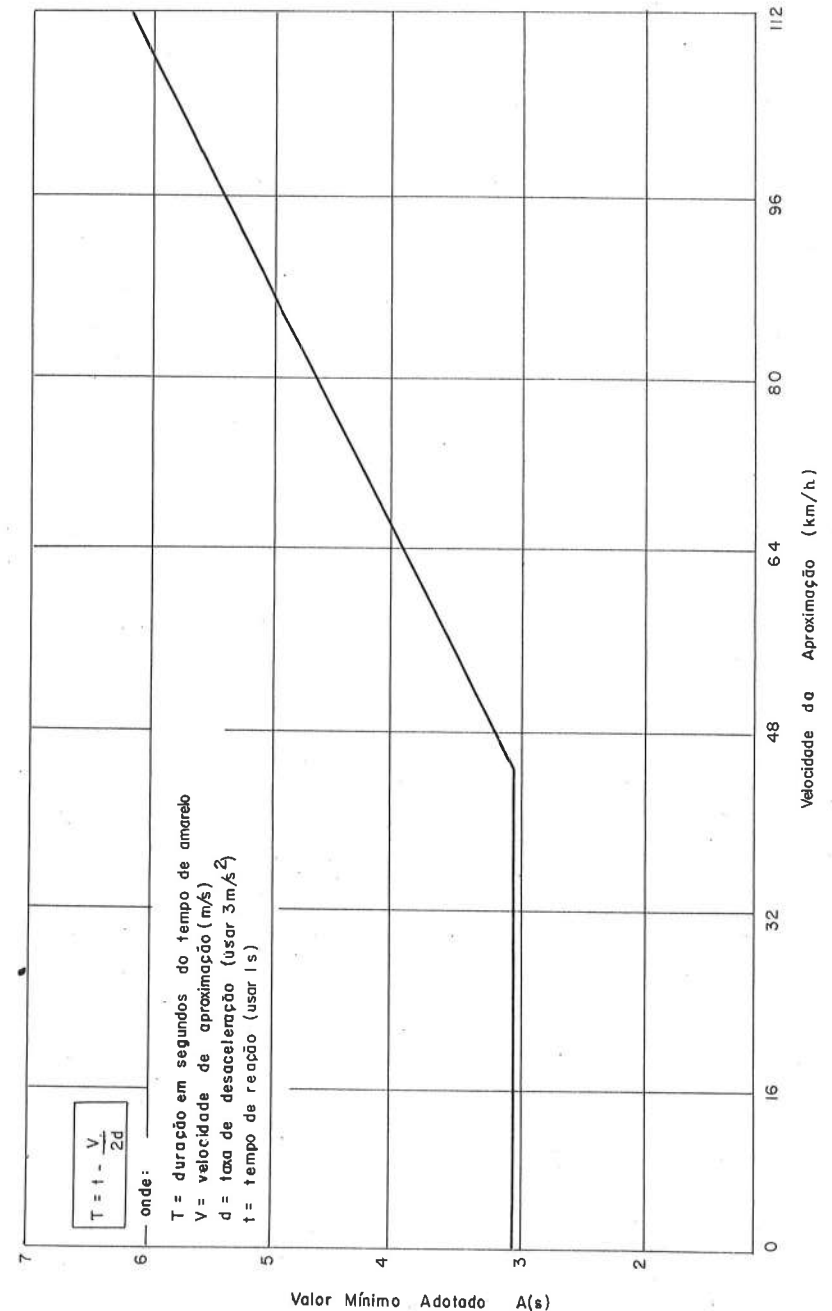
W = largura a ser cruzada pelos pedestres

V<sub>p</sub> = velocidade dos pedestres (1,2m/s)

$$V_{lw} = 7 + \frac{21,6}{1,2} - 4 = 21s.$$

$$V_{ns} = 7 + \frac{18,6}{1,2} - 4 = 18,5s.$$

Fig. 31



### 3. Ciclo Mínimo

$$C = V_{lw} + V_{ns} + A_{lw} + A_{ns} = 21 + 18,5 + 4 + 4 = 47,5s.$$

Plano Mínimo do Sinal

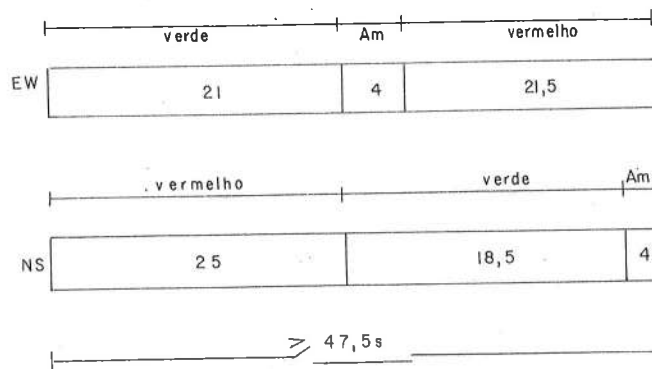


Fig. 32

$$g_{EW} = 21 + 4 - 2 = 23s.$$

$$21 + 4 - 2 = 23s$$

$$g_{NS} = 18,5 + 4 - 2 = 20,5s.$$

$$18,5 + 4 - 2 = 20,5$$

$$18,5 + 4 - 2 = 20,5$$

### C - DIMENSIONAMENTO CONSIDERANDO PEDESTRES E VEÍCULOS (Método Inglês).

#### 1. Tempos de Verde efetivos.

Do método anterior verifica-se que

$$g_{EW} \geq 23s.$$

$$g_{NS} \geq 20,5s.$$

Porém, é necessário que os verdes efetivos sejam também proporcionais ao movimento dos veículos, ou seja, do 1º método temos:

$$\frac{g_{lw}}{g_{ns}} = \frac{Y_{lw}}{Y_{ns}} = \frac{0,304}{0,211} = 1,44 (1)$$

Para introduzir-se a consideração dos veículos fixamos um dos verdes efetivos e verificamos pela equação (1) o valor do outro, que deverá ser maior ou igual ao valor dado pelo método anterior.

Assim se:

$$g_{lw} = 23s \cdot \frac{23}{g_{ns}} = 1,44 \text{ (valor muito pequeno para } g_{ns} \leq 20,5)$$

para

$$g_{ns} = 20,5 \cdot \frac{g_{lw}}{20,5} = 1,44 \therefore g_{lw} = 29,50 \text{ (satisfaz)}$$

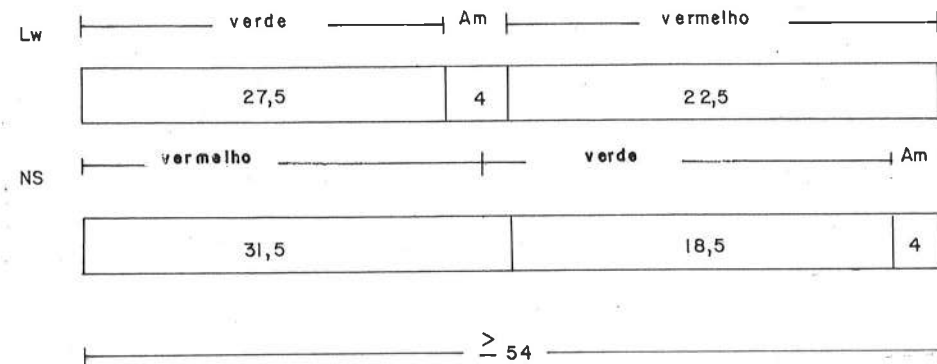
### 2. Ciclo Mínimo

$$g_{lw} + g_{ns} + l_{lw} + l_{ns} = C$$

$$29,5 + 20,5 + 2 + 2 = 54s.$$

### 3. Plano do Semáforo

Fig. 33



### D - DIMENSIONAMENTO CONSIDERANDO PEDESTRES E VEÍCULOS (Método Americano da Ref. 14 do capítulo 3)

Neste método utiliza-se a equação geral de capacidade em aproximações de interseções com semáforos, ou seja (ver estudos de capacidade):

$$VS = VA_{w, FC} \times (POP, FHP) \times (LOC) \times (VD) \times (VE) \times (FCM) \times (FO) \times \frac{V}{C}$$

onde:

VS = volume de serviço em veículos por hora, para um nível de serviço especificado. É o fluxo de tráfego horário contado existente na aproximação.



VA = Volume da aproximação em veículos por hora (de semáforo em verde), para uma largura específica da aproximação e nível de serviço (este valor é retirado dos gráficos 6.5; 6.6; 6.7; 6.8; 6.9 ou 6.10 do Manual de Capacidade Rodoviária — Ref. 14 do capítulo 3, conforme a existência ou não de estacionamentos, bem como a interseção se localize em área urbana e rural).

(POP, FHP) = é um fator que depende da população total da cidade onde se localiza a interseção e do fator de hora de pico (este fator é também retirado dos gráficos acima). O fator de hora de pico é a relação entre o volume da hora de pico; pela máxima quantidade de fluxo que ocorre durante diversas divisões da mesma, vezes o número delas (15min no caso de ruas).

(LOC) = fator devido à localização da interseção na área metropolitana, retirado também dos gráficos já citados.

(VD) = fator relativo ao número de veículos que viram à direita (retirado da tabela 6.4 do H.C.M.).

(VE) = fator relativo ao número de veículos que viram à esquerda (retirado das tabelas 6.4 ou 6.5 do H.C.M.).

(FCAM) = fator devido ao número de caminhões existentes (retirado da tabela 6.6 do H.C.M.).

(FO) = fator relativo ao número de ônibus locais e características das paradas de ônibus (retirado dos gráficos 6.11; 6.12; 6.13 e 6.14).

V/C = tempo de verde real do semáforo, dividido pelo ciclo.

Do método nº 2 (ver item 11.—B), temos que, pela consideração dos pedestres,

$$V_{lw} \geq 21s.$$

$$V_{ns} \geq 18,5s.$$

Da equação fundamental da capacidade, tem-se que para cada aproximação,

$$\frac{V}{C} = \frac{VS}{(VA) \times (POP, FHP) \times (VE) \times (VD) \times (FCAM) \times (FO) \times (LOC)}$$

Para as aproximações críticas das duas ruas têm-se os seguintes dados:

Parâmetros	Avenida University	Avenida San Pablo
VS	1.469Vph	1.112Vph
W	9,3m	10,8m
Pop	acima de 1.000.000	acima de 1.000.000
FHP	0,92	0,89
LOC	Área intermediária (fringe)	Área intermediária (fringe)
VD	11,6%	7,06%
VE	0,37%	10,12%
FCAM	1,04%	0,71%
FO	11 ônibus p/h	16 ônibus p/h
Tipo de ponto de ônibus	2 (lado próximo com estac.)	2
Tipo de aproximação	2 (um só sentido com est. em 1 lado)	5 (dois sentidos com est.)

Com estes dados resolve-se a equação básica procurando V/C para cada interseção e admitindo-se vários valores para o fator de carga (divisão do total de ciclos saturados da hora de pico pelo total de ciclos, que representa no caso de interseções o nível de serviço).

Para este exemplo foi empregado o programa de computador ATGRAD (ver item 4), obtendo-se os resultados do quadro abaixo:

Nível de Serviço	A			B			C			D			E		
Fator de carga	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0				
$V_{lw}/C$	0,668	0,643	0,615	0,588	0,567	0,552	0,542	0,534	0,526	0,512	0,489				
$V_{ns}/C$	0,387	0,371	0,356	0,343	0,331	0,319	0,308	0,297	0,287	0,276	0,264				
$\frac{V_{lw} + V_{ns}}{C}$	1,055	1,014	0,971	0,931	0,898	0,871	0,850	0,831	0,813	0,788	0,753				

Nos casos de dimensionamento de semáforos sempre é válida a equação:

$$\frac{\sum V}{C} + \frac{\sum A}{C} \leq 1,0$$

no exemplo

$$\frac{V_{lw}}{C} + \frac{V_{ns}}{C} + \frac{a_{lw}}{C} + \frac{a_{ns}}{C} \leq 1,0$$

Escolhendo-se o Fator de Carga  $FC = 0,4$ , da tabela anterior, temos:

$$\frac{V_{lw}}{C} \geq 0,567 \quad \frac{V_{ns}}{C} \geq 0,331 \quad \text{ou} \quad \frac{V_{lw}}{V_{ns}} \geq \frac{0,567}{0,331}$$

Como  $V_{lw} \geq 21$  temos:

$$\frac{21}{V_{ns}} = \frac{0,567}{0,331} \therefore V_{ns} = 12,2 \text{ (n\~{a}o satisfaz } \leq 18,5)$$

ou

$$\frac{V_{lw}}{18,5} = \frac{0,567}{0,331} \therefore V_{lw} = 31,69 \text{ (satisfaz } \geq 21)$$

Para o Fator de Carga  $FC = 0,3$  (Nível de Serviço C)

$$\frac{21}{V_{ns}} = \frac{0,588}{0,343} \therefore V_{ns} = 12,25 \text{ (n\~{a}o satisfaz)}$$

ou

$$\frac{V_{lw}}{18,5} = \frac{0,588}{0,343} \therefore V_{lw} = 31,71$$

Escolhe-se

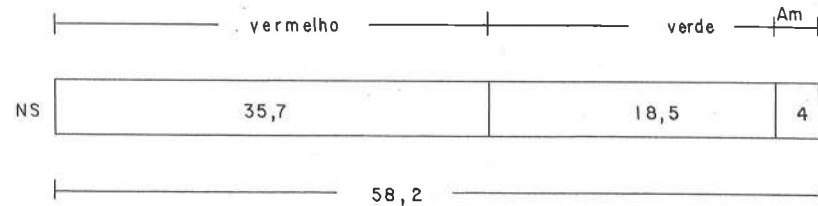
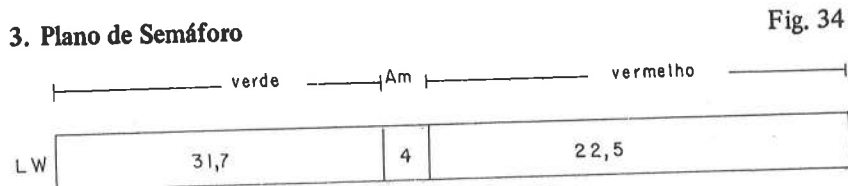
$$V_{lw} = 31,7 \text{ e } V_{ns} = 18,5$$

### 2. Ciclo Mínimo

$$C = V_{lw} + V_{ns} + A_{lw} + A_{ns}$$

$$C = 31,7 + 18,5 + 4 + 4 = 58,2s.$$

### 3. Plano de Semáforo



### E – DIMENSIONAMENTO PROPOSTO AO EXEMPLO

A análise desta interseção foi feita em conjunto com outras (ver item 15), tendo sido adotado um ciclo de 60s. para todas as interseções.

Considerando-se o ciclo de 60s., com o programa de computador ATGRAD, investigam-se os diferentes valores de  $V/C$  para diversos valores do fator de carga. Os resultados aparecem abaixo:

Nível de Serviço	A			B			C			D			E		
Fator de carga	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0				
$V_{lw}/C$	0,668	0,643	0,615	0,588	0,567	0,552	0,542	0,534	0,526	0,512	0,489				
$V_{ns}/C$	0,387	0,371	0,356	0,343	0,331	0,319	0,308	0,297	0,287	0,276	0,264				
$\frac{V_{lw} + V_{ns}}{C}$	1,055	1,014	0,971	0,931	0,898	0,871	0,850	0,831	0,813	0,788	0,753				

Com estes resultados e considerando-se o valor do ciclo e dos tempos amarelos conhecidos temos:

$$A_{lw} = A_{ns} = 4s \therefore \frac{A_{lw} + A_{ns}}{C} = 0,1333$$

$$V_{Lw} + V_{Ns} + A_{Lw} + A_{Ns} = C \quad \frac{V_{Lw} + V_{Ns}}{C} = 0,867 \approx 0,871$$

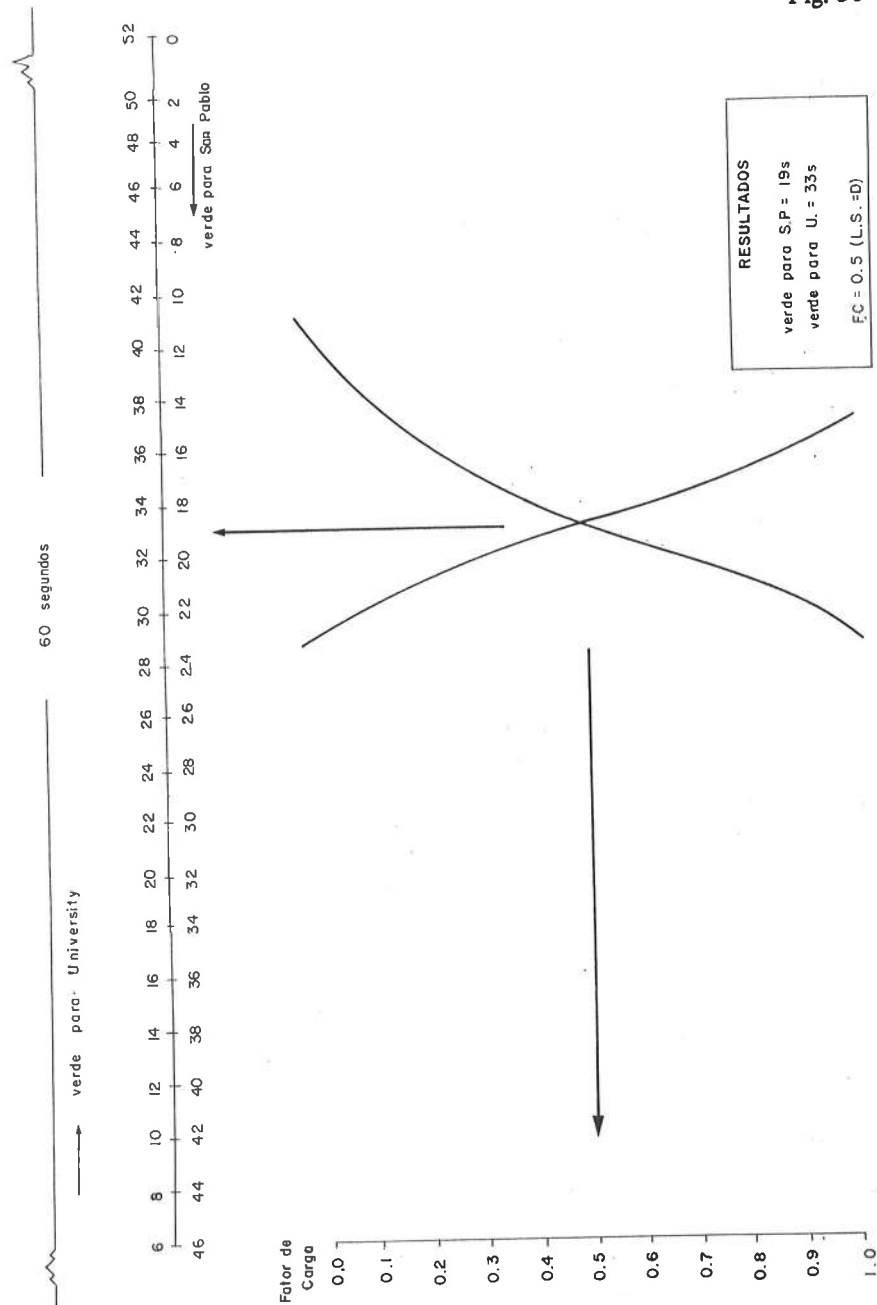
Portanto o Fator de Carga mais próximo é  $FC = 0,5$  tendo-se:

$$\frac{V_{lw}}{60} = 0,552 \therefore V_{lw} = 33s.$$

$$\frac{V_{ns}}{60} = 0,319 \therefore V_{ns} = 19s.$$

Caso o resultado de  $\frac{V_{lw} + V_{ns}}{C}$  não desse próximo de um dos valores do

Fig. 36



quadro, poderiam ser feitos novos cálculos, para outros valores do Fator de Carga ou construído gráficos como aquele da Fig 36.

Em geral procura-se obter para as interseções urbanas um nível de serviço "C" ou melhor (nível B no caso rural), neste caso, no entanto, o nível D foi mantido tendo em vista as seguintes condições:

1. O fator de carga das outras aproximações da mesma interseção são iguais a zero (nível de serviço A).
2. Nos métodos de cálculos de dimensionamento do semáforo todos os resultados do ciclo foram inferiores a 60s.
3. Para todas as interseções coordenadas não é recomendável a utilização de ciclos longos, tendo em vista não aumentar o tempo de espera de pequenas quantidades de tráfego em outras aproximações da avenida San Pablo.
4. Foram recomendadas várias outras melhorias além do semáforo, que certamente, aumentam o nível de serviço. Entre estas:
  - a. modificação dos locais dos pontos de ônibus, reduzindo o cruzamento de pedestres;
  - b. marcação de linhas de parada e faixas de travessia de pedestres;
  - c. fechamento de entradas e saídas muito próximas da interseção de um posto de gasolina;
  - d. tentou-se construir ilhas com comprimentos de espera para viradas à esquerda na Av. San Pablo, o que reduziu sua largura, aumentando o fator de carga. Resolveu-se, numa segunda tentativa, proibir as viradas à esquerda, substituindo-as por viradas à direita (mais duas viradas à direita ou mais duas viradas à esquerda) nas interseções próximas; e
  - e. proibição de estacionamentos próximos.

Com referência aos tempos de amarelo, os mesmos poderiam ter sido reduzidos para 3s. visto que as velocidades de aproximação foram reduzidas para 45km/h (após a coordenação dos semáforos). No entanto, considerando que as avenidas são bastante largas e que poderão ocorrer velocidades mais elevadas (tendo em vista que as outras interseções sinalizadas não são muito próximas), foram mantidos os 4s. anteriores.

O plano de dimensionamento proposto no exemplo é portanto o seguinte:

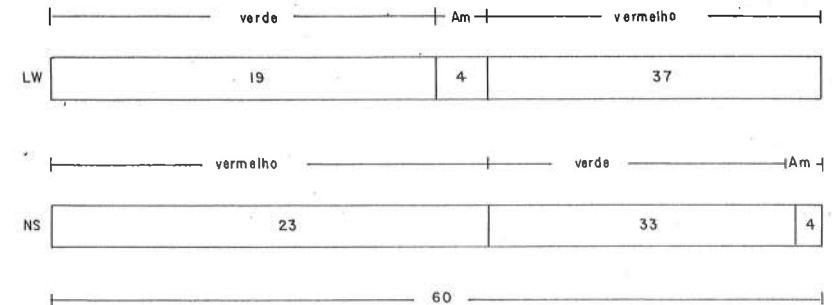


Fig. 37

Deve-se notar que, sempre que possível, serão propostos vários planos, conforme as variações dos volumes de tráfego durante o dia. Nos semáforos de tempos fixos devem-se verificar as várias condições, escolhendo-se um plano de fases que seja o mais adequado, sendo dado em geral pesos maiores para as horas de pico.

No item a seguir são feitas algumas considerações sobre o tempo de verde, considerando a quantidade necessária para cada veículo em fila.

## F – DETERMINAÇÃO DO TEMPO DE VERDE CONSIDERANDO O NÚMERO DE VEÍCULOS POR CICLO (referência 4 do cap. III)

### 1. Determinação do Tempo de Verde

Posição do Carro na Fila	Tempo de Verde Consumido (s.)
1ª	3,8
2ª	3,1
3ª	2,7
4ª	2,4
5ª	2,2
6ª ou mais	2,1

ou  $V = 3,7 + 2,1 \times N$  \*

V = tempo de verde necessário por ciclo em segundos

N = número de carros por ciclo

\* para cada veículo que virar à esquerda, acrescentar de 1,3 a 2,5 segundos (em geral 2 veículos viram à esquerda por ciclo, mesmo com tráfego oposto muito intenso).

### 2. Mínimo Tempo de Verde Sugerido com Viradas à Esquerda sem Fase Especial no Semáforo

$$V = 3,7 + 2,4 NE + 2,3 N_{Op}$$

V = verde mínimo em segundos

NE = nº de veículos que viram à esquerda por ciclo.

N<sub>Op</sub> = nº de veículos do tráfego oposto (em linha reta ou virando à esquerda).

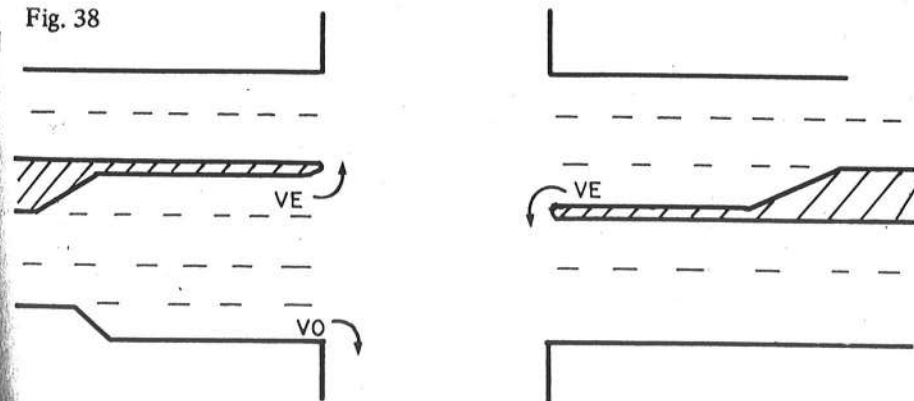
12

análise do dimensionamento de semáforos no caso de faixas especiais de virada

## A - INTRODUÇÃO

Para aproximações de interseções que possuam faixas reservadas para os movimentos de virada, tanto à direita como à esquerda, estas faixas deverão ser analisadas separadamente, empregando-se uma das fórmulas abaixo para cada um dos casos:

Fig. 38



**FORMULÁRIOS PARA ANÁLISE DE MOVIMENTOS DE VIRADA  
POSSUINDO FAIXAS ESPECIAIS**

Com 2 fases de semáforo		Com mais de 2 fases de semáforo (fase especial para os mov. de virada).		
VD	Com Pedestres	$VS = 600 \frac{(V)}{C} (FC)$	VD ou VE	$VS_{A,B,C} = 800 \frac{(V)}{C} FC (0,2 + 0,8N)$
	Sem Pedestres	$VS_{A,B,C} = 800 \frac{(V)}{C} (FC)$ $VS_D = 1000 \frac{(V)}{C} (FC)$ $VS_E = 1200 \frac{(V)}{C} (FC)$		$VS_D = 1000 \frac{(V)}{C} FC (0,2 + 0,8N)$ $VS_E = 1200 \frac{(V)}{C} FC (0,2 + 0,8N)$
VE	$VS = (1200 - 0_p) \frac{(V)}{C} (FC)$ não menos de $VS = 2x n^o$ de ciclos por hora.			

Fonte: HCM - Ref. 14

**Observações:**

1. Todas as fórmulas foram desenvolvidas para faixas especiais de virada de 3m, sendo necessário fazer correções caso a largura da faixa de virada seja diferente de 3m. Exemplo: nos casos de faixas de 3,6m, os valores dos volumes de serviço resultantes seriam multiplicados por  $\frac{3,6}{3,0}$ .
2. Nas fórmulas para o caso de mais de duas fases do sinal, o valor de V deve ser aquele tempo de verde reservado para o movimento de virada considerado.

No caso de interseções sem sinais luminosos, a relação entre os tempos de verde fictícios poderá ser dada pela seguinte fórmula:

$$\frac{\text{Volume de serviço 1}}{\text{Volume de serviço 2}} \times \frac{\text{Largura 2}}{\text{Largura 1}} = \frac{\text{Tempo 1}}{\text{Tempo 2}}$$

**B - EXEMPLO:**

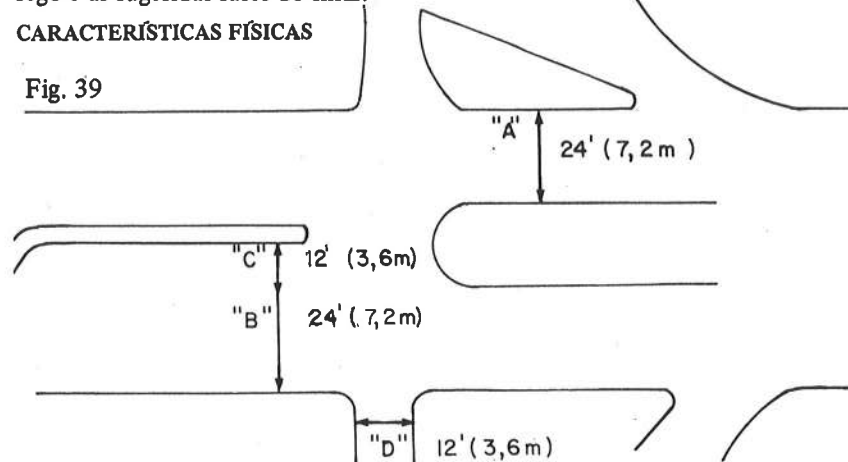
A interseção de uma artéria com as rampas de acesso e saída de uma free-

way urbana, deverá ser controlada por um sinal de tráfego. Assume-se que a interseção está localizada numa área residencial de uma cidade de 300.000 habitantes, sendo o fator de hora de pico de 0,80 não existindo tráfego de ônibus locais e havendo 12% de caminhões em todas as aproximações. É proibido qualquer estacionamento nas proximidades da área em estudo.

A seguir são dadas as características físicas da interseção, os volumes de tráfego e as sugeridas fases do sinal:

**CARACTERÍSTICAS FÍSICAS**

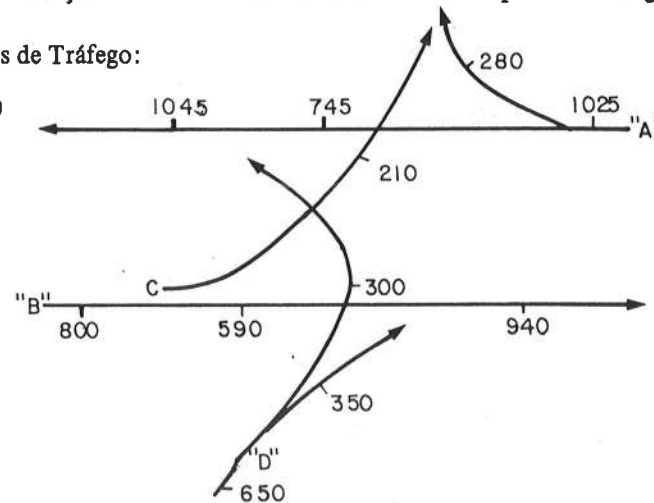
Fig. 39



Nota: Tratar a aproximação C como tendo faixa especial de virada. A aproximação D deverá ser analisada normalmente pela fórmula geral.

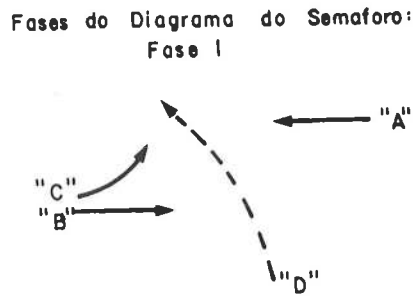
**Volumes de Tráfego:**

Fig. 40



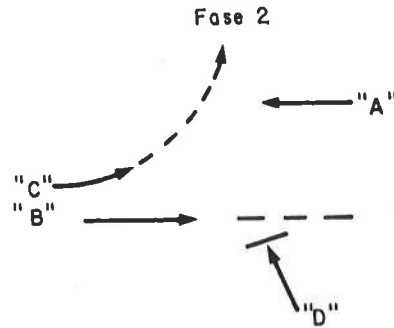
Nota: Considere as viradas à direita (volumes de 280 e 350 veículos) sem afetar a capacidade da interseção.

Fig. 41



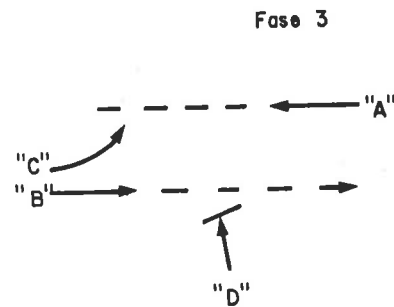
Somente aproximação D possui sinal verde.

Fig. 42



Somente aproximação B e C possuem sinal verde.

Fig. 43



Aproximações A e B possuem sinal verde

(Note que a aproximação B possui tempo de verde, tanto nas fase 2 como 3.)

Perguntas

Para o nível de serviço C:

- a - Determine os volumes de serviço por hora de semáforo exclusivamente verde para as quatro aproximações.

- b - Determine o mínimo tempo de ciclo de sinal, assumindo todos os tempos de amarelo como iguais a 3s.

- c - Construa o diagrama dos tempos de sinal, provendo para todos os movimentos tempos de verde de pelo menos 15s.

Resolução (Método americano – HCM – ref. 14)

Equação Geral

$$1. VS = VA \times (\text{pop, FHP}) \times (\text{LOC}) \times (\text{VD}) \times (\text{VE}) \times (\text{FCAM}) \times (\text{FO}) \cdot (\text{V/C})$$

Para todas as aproximações:

FO = 1,00 (não existem ônibus locais)

FCAM = 0,93 (Tabela 6.6 com 12% de caminhões – HCM)

V/C = 1,00 (sinal exclusivamente verde)

- a - Volume de aproximação

Aproximação	Largura	FC	Figura	VA
A	7,2 (24)	0,3	6,5	1.950
B	7,2 (24)	0,3	6,5	1.950
D	3,6 (12)	0,3	6,5	850

- b - (Pop, FHP)

Com a população de 300.000 habitantes e fator de hora de pico 0,80 retiramos da Fig. 6.5 do HCM o valor 0,95 para as aproximações A, B e D.

- c - Localização

Da Fig. 6.5, considerando a área residencial, retira-se o valor de 1,20 para as aproximações A, B e D.

- d - VD – 0% e VE – 0% – tabela 6.4 HCM

Aproximação	Largura	VD	VE
A	7,2 (24)	1,05	1,05
B	7,2 (24)	1,05	1,05
D	3,6 (12)	1,20	1,20

Substituindo-se os valores encontrados nos itens a, b, c e d na equação geral, temos os seguintes resultados:

$VS_C = 2.283$  veículos por hora de sinal verde para as aproximações A e B e 1.300 veículos para a aproximação D.

e - Para a aproximação C empregamos a fórmula:

$$VS = 800 \left(\frac{V}{C}\right) \times (FC) \times (0,2 \times 0,8N)$$

Considerando-se os valores de  $\frac{V}{C}$  igual a 1,00, FC igual a 0,93 e N igual a 1 e fazendo-se o ajuste da largura x  $\frac{3,6}{3}$  encontra-se o valor de 893 veículos por hora de sinal verde.

## 2. Mínimos Tempos de Ciclos de Sinal

$$A \rightarrow 745 = 2.283 \times \frac{V_A}{C}$$

$$B \rightarrow 590 = 2.283 \times \frac{V_B}{C} \quad (\text{não é necessário ser determinado pois será igual a } V_C + V_A)$$

$$C \rightarrow 210 = 893 \times \frac{V_C}{C}$$

$$D \rightarrow 300 = 1.300 \times \frac{V_D}{C}$$

$$\frac{V_A}{C} = 0,326$$

$$\Sigma \frac{V}{C} = 0,792$$

$$\frac{V_C}{C} = 0,235$$

$$0,792 + \frac{A}{C} = 1 \quad A = 9 \text{ (3 amarelos)}$$

$$C = 43,3s.$$

$$\frac{V_D}{C} = 0,231$$

## 3. Tempos de Verde e Diagrama do Semáforo

$$\frac{V_A}{C} = 0,326$$

$$C = 43,3 \quad V_A = 14,1s.$$

$$\frac{V_C}{C} = 0,235 \quad V_C = 10,2s.$$

$$\frac{V_D}{C} = 0,231 \quad V_D = 10,0s.$$

Exigindo-se  $V_A, V_C, V_D \geq 15s.$ , toma-se o menor dos intervalos de sinal verde ( $V_D$ ) como sendo de 15s. e ajustam-se os demais.

O novo ciclo total será de:

$$10 - (43,3 - 9)$$

$$15 - x \rightarrow x = 51,5$$

$$C = 51,5 + 9 \approx 60,5s.$$

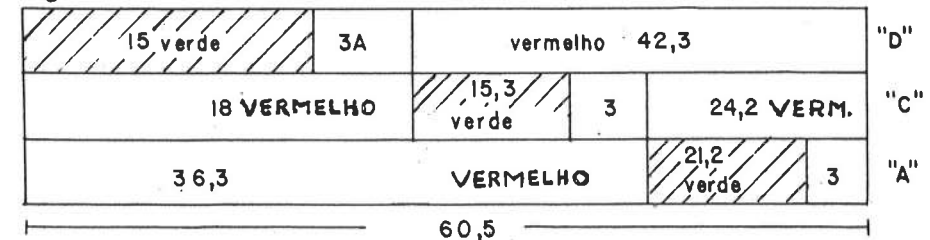
A fim de manter as mesmas proporções de V/C temos:

$$V_A = 51,5 \left(\frac{0,326}{0,792}\right) = 21,2$$

$$V_C = 51,5 \left(\frac{0,235}{0,792}\right) = 15,3$$

$$V_D = 51,5 \left(\frac{0,231}{0,792}\right) = 15,0 \text{ (conforme fixado)}$$

Fig. 44 Diagrama (Plano do Semáforo)



Normalmente os ciclos totais são números múltiplos de 5, o que nos levaria a escolher neste caso  $C = 60s.$  e os seguintes tempos de verde e porcentagens:

$$V_A = 35\% \times (60) = 21s.$$

$$V_C = 25\% \times (60) = 15s.$$

$$V_D = 25\% \times (60) = 15s.$$

$$A = 5\% \times (60) = 3s.$$



coordenação de semáforos  
de tempos fixos

## A – CARACTERÍSTICAS GERAIS

Os semáforos de tempo fixo são instalados normalmente em ruas principais e centros comerciais. Numa rua urbana, com vários semáforos, os mesmos deverão ser coordenados para o movimento eficiente do tráfego. Em áreas comerciais pode ser adequado realizar a coordenação em malha, cobrindo os movimentos em todas as direções.

### 1. Ciclo:

O pré-requisito, em qualquer sistema de coordenação, é que todos os semáforos do sistema operem com ciclos iguais (mesmo tempo total de duração do ciclo). Em raras exceções, é possível que algumas interseções no sistema (por exemplo, uma interseção complicada de três fases) operem com ciclos iguais ao dobro do ciclo básico; no entanto, estas condições devem ser evitadas pois, em geral, reduzem a eficiência da coordenação.

### 2. Fases do Ciclo:

As fases (vermelho, amarelo e verde) poderão ser diferentes de interseção para interseção, dependendo das condições de tráfego. É desejável que a via para a qual se faz a coordenação tenha tempos de verde mais amarelo de pelo menos 50% do ciclo total.

## B – SISTEMAS COORDENADOS PARA FLUXO BIDIRECIONAL COM DISTÂNCIAS IGUAIS ENTRE OS SEMÁFOROS (quarteirões uniformes)

Este método pode ser empregado normalmente onde os semáforos podem ser espaçados de forma uniforme, embora, alguns dos semáforos possam não ser instalados. Para a utilização do método assume-se que serão empregados semáforos em todas as interseções.

### 1. Metodologia no Caso do Ciclo não ter sido Predeterminado

Este caso se aplica a ruas que não fazem parte de outros sistemas e o ciclo depende exclusivamente dos requisitos das interseções individuais ao longo da rota.

- escolha a velocidade desejável de progressão dos veículos no sistema;
- calcule o tempo necessário para ir de um semáforo a outro na velocidade desejável; e
- escolha um sistema alternativo simples, duplo ou triplo com base no tempo necessário para um percurso de ida e volta da 1ª interseção até a 2ª, 3ª ou 4ª respectivamente. Se o tempo de percurso de ida e volta até a 2ª interseção resultar num ciclo que satisfaça as necessidades de todas as interseções, use o sistema alternativo simples; se o percurso de ida e volta até a 3ª interseção resultar num ciclo adequado, use o sistema alternativo duplo (dois semáforos verdes, dois vermelhos, dois verdes etc.); se o percurso de ida e volta até a 4ª interseção resultar num ciclo melhor, o sistema triplo poderá ser usado, e assim por diante.

Exemplo:

Distância uniforme entre semáforos = 120m.

Velocidade de percurso desejado de 40km/h (11,11m/s).

$$\text{Tempo de percurso entre semáforos} = \frac{120}{11,11} = 10,9s.$$

$$\text{Tempo de percurso de ida e volta até a 2ª interseção} = 21,8s.$$

$$\text{Tempo de percurso de ida e volta até a 3ª interseção} = 43,6s.$$

$$\text{Tempo de percurso de ida e volta até a 4ª interseção} = 65,4s.$$

Neste exemplo um sistema alternativo duplo com ciclo de 45s. poderia ser usado, desde que 45s. satisfizessem as condições de tráfego de todas as interseções individualmente.

- os offsets para todos os semáforos serão zero ou metade do ciclo (exemplo – no sistema alternativo duplo com ciclo de 45s. as 1ªs duas interseções teriam offsets iguais a zero, o par próximo offsets de 22,5s., o próximo par zero etc.). As interseções não sinalizadas são incluídas na determinação dos offsets.

- a divisão do ciclo (isto é, períodos de verde, amarelo e vermelho) para as interseções individuais é obtida analisando-se cada caso. Desta forma, os inícios dos períodos de verde são sincronizados para obter fluxo contínuo de veículos, enquanto que o final dos períodos de verde pode apresentar um parâmetro ligeiramente irregular.

- a largura da faixa coordenada (intervalo de tempo que determina o número de veículos em cada grupo, progredindo continuamente através do sistema) depende do tipo de sistema selecionado. Para um sistema alternativo simples, a largura da faixa é igual ao menor período de verde mais amarelo; para um sistema alternativo duplo é metade do menor período de verde mais amarelo; para o sistema triplo é um terço do verde mais amarelo e assim por diante. Torna-se aparente que os sistemas múltiplos reduzem a largura da faixa e portanto da eficiência do sistema, devendo ser evitados.

### 2. Metodologia Quando o Ciclo é Predeterminado

Neste caso, as distâncias entre os semáforos ainda são uniformes, o ciclo é prefixado tendo em vista, por exemplo, que uma das interseções já pertence a um outro sistema coordenado.

- obter o espaço entre os semáforos e o ciclo; e
- determinar a velocidade de progressão, dividindo o espaço uniforme entre os semáforos por meio, um quarto, ou um sexto do ciclo respectivamente para sistemas alternativos simples, duplos ou triplos.

Exemplo:

Espaço uniforme entre semáforos = 120m

Ciclo = 50s.

Sistemas	Velocidade
Alternativo simples	$\frac{120}{1/2 \times 50} = 4,8m/s.$ ou 17,28km/h.

Alternativo duplo	$\frac{120}{1/4 \times 50} = 9,6m/s.$ ou 34,56km/h.
-------------------	---

Alternativo triplo	$\frac{120}{1/6 \times 50} = 14,4m/s.$ ou 51,84km/h.
--------------------	--

Neste exemplo um sistema duplo ou, possivelmente triplo, seria utilizado, dependendo da velocidade escolhida.

## C – SISTEMAS COORDENADOS PARA FLUXO BIDIRECIONAL COM DISTÂNCIAS NÃO UNIFORMES ENTRE OS SEMÁFOROS (quarteirões não uniformes)

A metodologia a ser apresentada é gráfica e pode ser usada para coordenar

qualquer série de interseções com sinais luminosos, independentemente do espaço entre os mesmos; se aplicada de modo correto, resultará no plano de ordenação mais eficiente possível. Para ilustrar o procedimento, um exemplo é feito à medida em que vários passos são explicados (Fig. 45)

#### 1. Um diagrama tempo-espaço é construído da seguinte maneira:

- a - um gráfico bidimensional é feito, geralmente com distância na escala horizontal e tempo na vertical. As interseções são estabelecidas na escala de distâncias e uma linha vertical é construída no centro de cada interseção com semáforos;
  - b - uma linha horizontal, "linha de trabalho", é desenhada através do diagrama;
  - c - uma escala do ciclo é estabelecida. Esta é normalmente uma escala arbitrária, não tendo valor numérico. O ciclo real só é determinado ao final do desenho do diagrama tempo-espaço (em sistemas onde o ciclo é predeterminado, usa-se aquele valor, o que em geral resulta em coordenação menos eficiente). A escala de um ciclo deve ser de cerca de um quarto da dimensão vertical do diagrama;
  - d - calculam-se as percentagens de divisão do ciclo em intervalos de vermelho e verde mais amarelo para cada interseção (utiliza-se para início do cruzamento da interseção). É conveniente, no entanto, usar uma divisão média do ciclo na construção do diagrama tempo-espaço e depois ajustar as divisões individuais. No exemplo a seguir utiliza-se a divisão de 50% para verde mais amarelo; e
  - e - continua-se o desenho do diagrama, marcando-se as fases de cada semáforo nas linhas verticais que representam as interseções, da seguinte maneira: as fases do semáforo devem ser desenhadas de maneira que o ponto central de uma fase verde mais amarela ou de uma fase vermelha fique exatamente sobre a "linha de trabalho". A colocação do ponto médio da fase na linha horizontal deve ser atendida rigidamente em cada interseção, de modo a assegurar igual preferência para ambas as direções de tráfego.
2. A construção das fases dos semáforos é iniciada pela primeira interseção sinalizada à esquerda do diagrama, podendo-se centrar na linha de trabalho tanto uma fase verde mais amarela como uma fase vermelha. A totalidade da linha vertical é dividida em porções vermelhas ou verdes mais amarelas. No exemplo uma fase verde mais amarela foi centrada na linha de trabalho.
  3. Uma linha temporária de construção é desenhada, partindo do início do primeiro período de verde da 1ª interseção, com uma declividade igual a meio ciclo por 300m (por exemplo, deve atingir um pouco abaixo do canto superior direito do gráfico). Ver linha A na Fig. 45
  4. As fases do semáforo são então construídas na segunda e terceira interse-

ções sinalizadas, centrando ou um período de verde mais amarelo ou um período de vermelho na linha de trabalho, de modo a colocar o início de um período de verde o mais próximo da linha A quanto possível. No exemplo (Fig. 45) um período de verde mais amarelo foi centrado na linha de trabalho para a interseção "nº 2" e uma fase de vermelho foi centrada no caso da rua "nº 4". Isto coloca o início das fases verdes das ruas "nº 2" e "nº 4" o mais próximo possível da linha A.

- a - se a primeira e segunda interseções têm a mesma fase centrada na linha de trabalho e a terceira interseção tem a fase oposta centrada (como no caso do exemplo), uma nova linha auxiliar de construção é desenhada, ligando o início das fases verdes da primeira e terceira interseções e interceptando a quarta linha vertical. Esta nova linha deve ter aproximadamente a mesma inclinação da linha B (ver linha A na Fig. 45); e
  - b - sob qualquer outra combinação diferente da acima, a linha A deveria ser prolongada até o quarto sinal e a fase apropriada desta interseção deveria ser centrada na "linha de trabalho", de modo a colocar o início de uma fase verde o mais próximo possível da linha A. Uma nova linha auxiliar de construção deveria ser então desenhada, ligando o início dos períodos de verde da primeira e última interseção, de modo que esta linha intercepte fases verdes nos outros semáforos.
5. É examinado o quarto semáforo. A fase apropriada é centrada na linha de trabalho de modo a colocar o início de uma fase verde o mais próximo possível da linha auxiliar de construção. A linha auxiliar de construção é ajustada se necessário e o processo é repetido para cada semáforo sucessivo.
  - a - no exemplo (ver Fig. 45) a linha auxiliar de construção (B) intercepta a rua "nº 7" a aproximadamente um quarto de ciclo abaixo da "linha de trabalho". Se uma fase de vermelho fosse centrada na "linha de trabalho", a linha auxiliar de construção (B) teria interceptado os últimos segundos de um período de sinal verde. Por outro lado, se um período de verde mais amarelo fosse centrado na "linha de trabalho" a linha auxiliar (B) teria que ser reajustada. O último caso coloca o início de uma fase verde tão próxima quanto possível da linha auxiliar de construção (B) e é o que deve ser escolhido (ver Fig. 45). Desta forma, uma nova linha (C) é desenhada do início até interceptar a interseção "nº 9".
  - b - o processo descrito acima repetido na interseção "nº 9". Neste caso, uma fase de vermelho deve ser centrada na "linha de trabalho". Novamente outra linha auxiliar de construção deve ser ajustada e estendida do início até interceptar a linha vertical do novo semáforo (ver Fig. 45);
  - c - examinando a Fig. 45 vemos que se na interseção "nº 10" fosse centrado um período de verde mais amarelo, a linha auxiliar de construção teria que ser radicalmente ajustada. Deve ser lembrado que a inclinação da linha auxiliar de construção indica a velocidade de progressão através do sistema até agora desenvolvido. A inclinação desta linha deve permanecer

aproximadamente igual à da linha original (A). Assim, uma fase de vermelho é centrada na "linha de trabalho" para a rua "nº 10", resultando numa duplicação do que havia ocorrido com a rua "nº 9" (ver Fig. 45). Neste caso a linha auxiliar de construção (D) não necessita ser ajustada e é estendida até a próxima linha vertical;

- d - a colocação apropriada das fases na rua "nº 12" é facilmente determinada. Se uma fase verde mais amarelo é centrada na linha de trabalho, o início de uma fase verde cai justamente abaixo da linha auxiliar de construção D (ver Fig. 45). Novamente, não é necessário ajustar a linha D, que é estendida até o próximo semáforo;
- e - na interseção "nº 14", o centro de uma fase vermelha colocará o início de uma fase verde um pouco acima da linha auxiliar de construção (D), havendo necessidade de ser construída outra linha (E);
- f - na interseção "nº 15", é aparente que a duplicação da fase vermelha centrada na linha de trabalho é o mais lógico. A linha auxiliar de construção (E) não necessita de ajustamento e é estendida até o último semáforo; e
- g - centrando um período verde mais amarelo na linha de trabalho no caso da rua "nº 18", o início de uma fase verde cai um pouco abaixo da linha E. A linha auxiliar de construção (E) não necessita ser ajustada, interceptando todos os semáforos em período verde.

6. Ao completar o esquema das fases de todos os semáforos, a linha auxiliar de construção final se torna o limite inferior da faixa coordenada. Passa-se agora à determinação do ciclo (se não determinado previamente) que proporcione uma velocidade razoável de progressão. A inclinação da linha auxiliar de construção final (E) indica a velocidade de progressão. No exemplo, a distância entre o primeiro semáforo (rua nº 1) e o último (rua nº 18) é de 1.710m. São necessários, pelo gráfico, 3,06 ciclos para atravessar esta distância. A velocidade de progressão para os vários ciclos é dada abaixo:

Ciclos (s)	Velocidade de Progressão (km/h)
40	50,3km/h
45	44,7km/h
50	40,2km/h
55	36,6km/h
60	33,5km/h

$$V = \frac{1710}{C \times 3,06} \times 3,6$$

Se o limite de velocidade desejado for em torno de 40km/h, e as necessidades em termos das interseções individuais forem ciclos menores do que 50s., este valor poderá ser adotado.

- 7. A linha superior da faixa coordenada é construída traçando-se uma paralela à última linha auxiliar de construção (E), de modo que esta linha intercepte todos os semáforos em períodos de verde mais amarelo do ciclo (sendo proibido iniciar cruzamento da interseção no período de amarelo, esta linha só pode interceptar porções verdes do ciclo, reduzindo a largura da faixa coordenada). No exemplo a inclinação do limite inferior da faixa é controlada pelo primeiro (rua nº 1) e oitavo semáforo (rua nº 14). A linha superior da faixa é controlada pelo sexto semáforo (rua nº 10). Com o ciclo de 50s. tem-se uma faixa de 11,2s de largura e velocidade de 40,2km/h.
- 8. Constrói-se a faixa coordenada (onda verde) para a direção oposta. Esta faixa é aproximadamente igual em largura e inclinação à anterior. No exemplo o limite inferior da faixa coordenada da direção oposta é fixado pelo segundo semáforo (rua nº 2) e pelo sexto semáforo (rua nº 10). O limite superior é controlado pelo oitavo semáforo (rua nº 14). A largura da faixa é de 10,5 s e a velocidade de 41,4km/h.
- 9. O diagrama tempo-espaço completo, mostrando todas as faixas, é exposto pela Fig. 46. Os offsets dos semáforos individuais serão ou zero ou meio ciclo. No exemplo, assumindo a rua nº 1 como sendo o controle principal com offset igual a zero, as ruas nº 1, nº 2, nº 7, nº 12 e nº 18 têm offsets iguais a zero, enquanto que as ruas nº 4, nº 9, nº 10, nº 14 e nº 15 têm offsets iguais a 25s. (meio ciclo).

**D – SISTEMAS COORDENADOS PARA VIAS DE SENTIDO ÚNICO COM DISTÂNCIAS NÃO UNIFORMES ENTRE OS SEMÁFOROS (quarteirões não uniformes)**

Este método é usado para coordenar uma série de semáforos ao longo da via de sentido único ou para favorecer um dos sentidos de tráfego em via de dois sentidos. Para um controle abrangente de via de dois sentidos com altos volumes de pico direcionais, e desde que se disponha de equipamento apropriado, é desejável ter três planos diferentes de dimensionamento dos semáforos. Um plano para horas normais fora das condições de pico, que dá igual preferência para ambos os sentidos de tráfego (ver método descrito no item C) e outros dois planos para cada direção de pico. A metodologia para determinar estes últimos planos e para planos de ruas de sentido único é descrita a seguir:

- 1. Determina-se o ciclo (em geral pela interseção crítica). Para condições de pico o ciclo em geral é maior de modo a ter-se uma faixa coordenada (onda verde) mais larga.
- 2. Estabelece-se a velocidade de progressão desejada.
- 3. O esquema básico para o diagrama tempo-espaço é preparado com todas as interseções sinalizadas localizadas ao longo da escala horizontal.

4. Uma linha de construção é desenhada em diagonal no diagrama, com a inclinação igual à velocidade de progressão desejada. Esta linha já é a linha limite da faixa coordenada.
5. As fases dos ciclos são construídas em cada interseção, de modo que o início de uma fase verde seja colocado na linha de construção, em cada interseção.
6. A linha superior da faixa é colocada paralela à linha inferior. Se todos os semáforos possuem fases iguais, então a largura da faixa coordenada é igual a um período de verde mais a parte amarela do ciclo. Com fases diferentes entre os semáforos, a largura da faixa coordenada é dada pelo menor período de verde mais amarelo.
7. Os offsets são determinados, medindo-se os deslocamentos do início dos períodos de verde das interseções individuais em relação ao início do período verde do semáforo base.
8. Por exemplo, para a mesma rua do exemplo anterior, seja um ciclo de 60s. e velocidade de progressão de 40km/h e direção de progressão da rua nº 1 para a rua nº 18.
  - a - a linha A é construída com inclinação de 40km/h (ver Fig. 47);
  - b - as fases dos semáforos são construídas, em cada interseção, com o início de um período verde colocado na linha A;
  - c - a linha superior da faixa coordenada é traçada. Se no exemplo todos os períodos de verde mais amarelo são iguais, a largura da faixa será de 30s (tendo-se 50% do ciclo para verde mais amarelo);
  - d - considerando a rua nº 1 como a referência de controle, com offset igual a zero, os demais offsets são expostos na Fig. 47; e
  - e - nota-se que, embora não considerado, pode existir tráfego na direção não considerada; no entanto, os veículos terão que parar em vários semáforos.

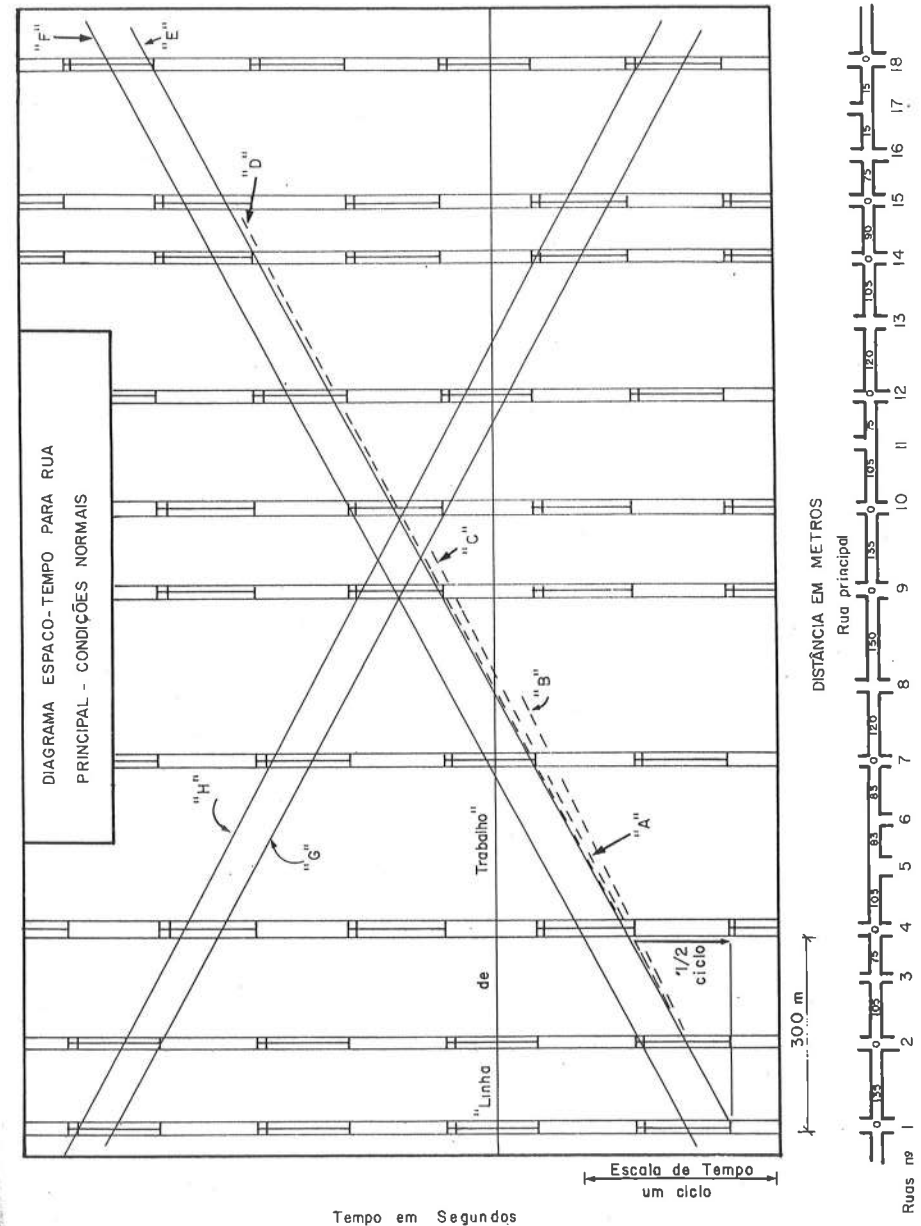


Fig. 45

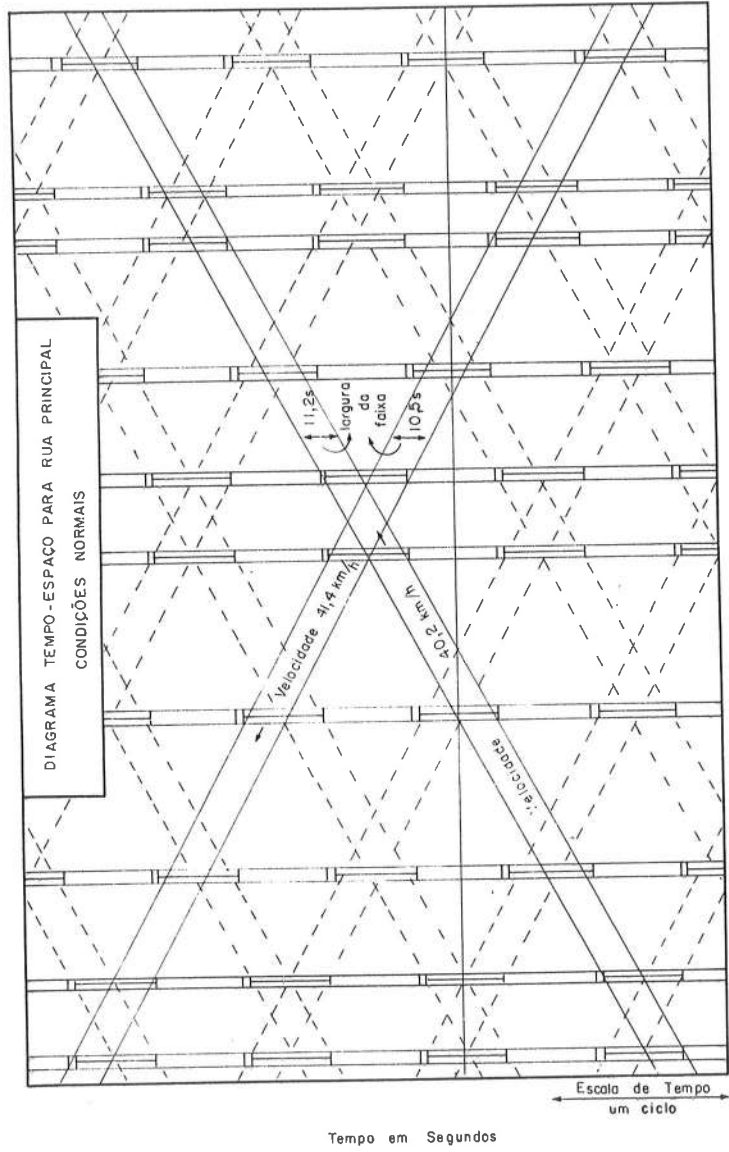


Fig. 46

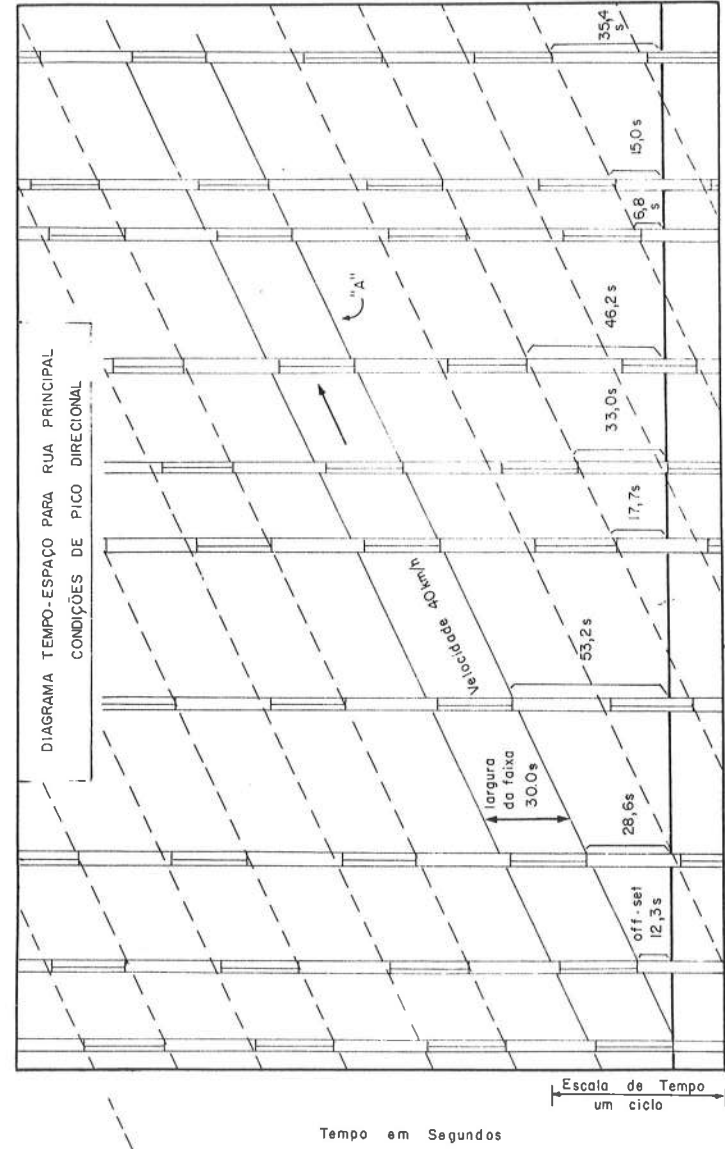
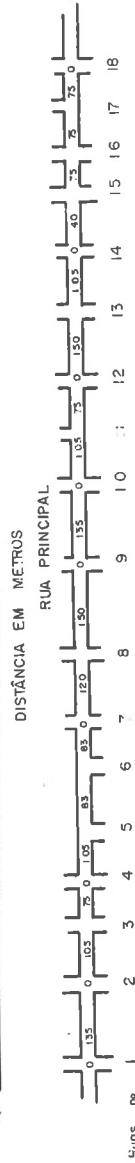
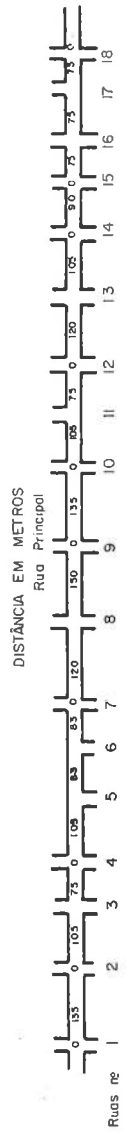


Fig. 17



**14**

**dimensionamento de semáforos  
isolados por computador**



## A – INTRODUÇÃO

Vários programas de computador foram desenvolvidos para o dimensionamento de semáforos, entre estes os franceses PROTEE (para interseções de três ramos) e HERMES (interseções de quatro ramos), desenvolvidos pelo Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes – SETRA). Nos EUA, na Universidade de Berkeley, o Prof. Adolf D. May e seus colaboradores desenvolveram uma série de programas para estudos de capacidade (Ref. 15), entre os quais temos o programa ATGRAD que, além de analisar a capacidade de interseções de mesmo nível, pode também ser utilizado para a determinação das fases de semáforos.

A seguir apresentaremos uma descrição do cartão de dados utilizados no programa ATGRAD, através do que veremos que o mesmo, além de poder fornecer os volumes de serviço da aproximação, a largura aconselhável e o nível de serviço, pode também fornecer a relação verde/ciclo – que é utilizada no dimensionamento dos semáforos, como fizemos no item 11–D e 11–E.

## B – ANÁLISE DE INTERSEÇÃO DE MESMO NÍVEL PELO PROGRAMA DE COMPUTADOR ATGRAD

A análise de tráfego para interseções de mesmo nível, através do método do Highway Capacity Manual, onde procura-se o valor de um ou mais termos da equação geral, incluindo o valor  $V/C$ , pode ser feita através dos seguintes métodos:

1. Empregando-se todos os gráficos e tabelas do manual (ref. 14)
2. Empregando-se os gráficos desenvolvidos por Jack E. Leioh e publicados em um número especial do mês de agosto de 1967 pela revista americana Public Roads.
3. Através do programa de computador ATGRAD desenvolvido pelo Prof. Adolf D. May e colaboradores no Institute of Transportation and Traffic Engineering, da California, USA.

A seguir daremos algumas informações sobre como utilizar o referido programa, fazendo comentários sobre os elementos que poderão ser pesquisados. Para cada uma das aproximações, é feito um cartão onde são fornecidos todos os dados necessários para sua análise, sendo feitos tantos cartões quantas análises se queira fazer. Na Fig. 48 estão mostradas as colunas reservadas para cada um dos elementos a serem fornecidos, tendo-se na tabela de "Sumário de Codificação dos Cartões", novamente o nome dos elementos usados, as colunas reservadas para cada um deles e a forma de fornecimento dos dados com os intervalos de valores admitidos.

A descrição e tipos dos elementos é a seguinte:

**1. Título (Title)**

É o primeiro campo do cartão podendo ser preenchido com o nome das ruas, direção de movimento, hora do dia, identificação de análise especial e outra informação qualquer em formato numérico ou alfabético. Esta informação aparecerá como título na folha de resultados do computador (ver Fig. 49).

**2. Volume de Serviço (Service Volume)**

Este campo poderá ser deixado em branco se o volume de serviço é para ser determinado pelo computador.

**3. Largura de Aproximação (Approach Width)**

Também pode ser deixado em branco caso seja determinada pelo computador. Deverá ser fornecida em pés.

**4. Fator de Carga (Load Factor)**

Pode ser deixado em branco caso se queira determinar o nível de serviço da interseção. Se qualquer um dos campos 2, 3 ou 5 (VS, L ou V/C) são deixados em branco e o fator de carga também, o mesmo é interpretado como sendo 0 (Nível de serviço A).

**5. Razão V/C (G/C Ratio)**

É o quinto campo de codificação, podendo ser deixado em branco caso a

TÍTULO (O)																																																											
SERVICE VOLUME (VS)					APPROACH WIDTH (LARGURA DE APROX)					LOAD FACTOR (FC)					G/C RATIO (V/C)																																												
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42																		
					V/C					FC=																																																	
PEAK HOUR FACTOR (FHP)					LOCAL ADJUSTMENT FACTOR (FACTOR DE AJUST LOCAL)					POPULATION (POPULAÇÃO)					TYPE OF APPROACH (TIPO DE APROX)					METRO BUS STOP (TIPO DE PARADA DE ÔNIBUS)					NUMBER OF LOCAL BUSES (Nº DE ÔNIBUS LOCAIS)					PERCENT RIGHT TURNS (% VT)					PERCENT LEFT TURNS (% VE)					PERCENT TRUCKS (% FCAM)																			
42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90											
0					8					1					2					3					4					5					6					7					8					9					0				

relação entre o tempo de verde para a aproximação considerada e o ciclo de sinal deva ser determinado. Em análises onde as determinações são feitas considerando-se somente tempo de verde para a aproximação, V/C poderá ser codificado como "1.00" nas colunas 38 até 41.

#### 6. Fator de Hora de Pico (Peak Hour Factor)

Este campo não pode ser deixado em branco, podendo variar seu valor de 0,70 até 1,00.

#### 7. Fator de Ajustamento Local (Local Adjustment Factor)

Este fator não é estudado no Highway Capacity Manual e não vai afetar os cálculos se codificado como "1.00" ou deixado em branco. Pode-se, no entanto, usar um valor apropriado para qualquer ajustamento que se queira fazer nos cálculos.

#### 8. População (Population)

Se a localização é em área rural (Código 6 no campo 9) qualquer dado neste campo não será utilizado nos cálculos, podendo ser deixado em branco. Em áreas urbanas o valor deverá ser maior que 75 x (1.000) ou será ajustado para este valor. Para populações maiores do que 1.000.000 o valor é ajustado para 1.125.000 e indicado no resultado (ver Fig. 49).

#### 9. Tipo de Aproximação (Type of approach)

Este campo 9 do cartão não pode ser deixado em branco e deverá ser codificado de acordo com o seguinte:

Tipo de Aproximação	Largura mínima	Código
Urbana, sentido único, sem estacionamento.	20 pés	1
Urbana, sentido único, estacionamento num só lado.	20 pés	2
Urbana, sentido único, estacionamento em ambos os lados.	25 pés	3
Urbana, dois sentidos, sem estacionamento.	10 pés	4
Urbana, dois sentidos, estacionamento em ambos os lados.	20 pés	5
Rural, dois sentidos, sem estacionamento.	10 pés	6

#### 10. Tipo de Ponto de Ônibus (Type Bus Stop)

Se deixado em branco será interpretado como não existindo ponto de ônibus; se em área rural (Código 6 do campo 9) qualquer dado neste campo será ajustado para o código (0) e indicado no resultado. A questão de estacionamento é checada com o campo 9. O tipo de parada de ônibus é codificado de acordo com o seguinte:

Tipo de Ponto de Ônibus	Código
Não existindo o ponto	0
Lado próximo, sem estacionamento	1
Lado próximo, com estacionamento	2
Lado distante, sem estacionamento	3
Lado distante, com estacionamento	4

#### 11. Localização na Área Metropolitana (Location in Metropolitan Area)

Este fator não pode ser deixado em branco se a localização da interseção é em área urbana; este fator é ignorado se a localização é em área rural e deve ser deixado em branco. A codificação obedece o seguinte:

Local na Área Metropolitana	Código
Centro Principal (CBD)	1
Área de Contorno do Centro (fringe)	2
Outros Centros (OBD)	3
Área Residencial	4

#### 12. Número de Ônibus Locais (Number of Local Buses)

Pode ser deixado em branco ou codificado "0" se não existirem ônibus locais. O campo deve ser codificado em número de ônibus por hora. Se o campo 10 (Tipo de Ponto de Ônibus) é codificado "0", então este campo é ignorado. O número máximo de ônibus por hora no centro principal é de 90 enquanto que nas outras áreas é de 120 ônibus por hora.

As condições brasileiras podem ultrapassar estes valores, exigindo estudos especiais.

#### 13. Porcentagem de Viradas à Direita (Percent Right Turns)

Se for deixado em branco é como se fosse "0" não existindo veículos que viram à direita. O valor é aproximado para o inteiro mais próximo.

#### 14. Porcentagem de Viradas à Esquerda (Percent Left Turns)

Campo em branco ou "0" significa a não existência de veículos virando à esquerda. O valor é aproximado para o inteiro mais próximo.

#### 15. Porcentagem de Caminhões (Percent Trucks)

O campo 15 é devotado à porcentagem de caminhões e ônibus não locais. Se branco ou "0" significa a não existência de caminhões ou ônibus não locais.

cais, na corrente de tráfego. A percentagem máxima permitida é de 50% e os valores deverão ser arredondados para o inteiro mais próximo.

SUMÁRIO DA CODIFICAÇÃO DOS CARTÕES

CAMPO	DESCRIÇÃO	COLUNAS	FORMATO DO CAMPO	LIMITE DOS VALORES
1	Título	1 até 21	flexível	
2	Volume de Serviço	23 até 27	XXXX.	0000. até 9999.
3	Largura de Aproximação	29 até 31	XX.	10.* até 60.
4	Fator de Carga	33 até 36	X.XX	0.00 até 1.00
5	Razão - V/C	38 até 41	.XXX**	.000 até 999**
6	Fator de Hora de Pico	43 até 46	X.XX	0.70 até 1.00
7	Fator de Ajustamento Local	48 até 51	X.XX	0.00 até 9.99
8	População	53 até 57	XXXXX.	0001. até 9999.
9	Tipo de Aproximação	59	X	1 até 6
10	Tipo de Ponto de Ônibus	61	X	0 até 4
11	Local na Área Metropolitana	63	X	1 até 4
12	Número de Ônibus Locais	65 até 68	XXX.	000. até 120.
13	Percentagem de Viradas à Direita	70 até 72	XX.	00. até 99.
14	Percentagem de Viradas à Esquerda	74 até 76	XX.	00. até 99.
15	Percentagem de caminhões	78 até 80	XX.	00. até 50.

\* O limite inferior depende do tipo de aproximação (ver 9 - Tipo de Aproximação).  
 \*\* Pode ter o formato X.XX se codificado "1.00" (ver 5 - Razão V/C).

Fig. 49 - SAÍDA EXEMPLO DO COMPUTADOR

```

INPUT DATA - SAN PABLO V/C FC = .52
SERV APPR LOAD PEAK LOCAL METRO
VOL. WIDTH FACT G/C FACT ADJ AREA POP
1112. 36. 0.52 .89 1.00 2000.
ADJUSTMENTS 1125.
CALCULATE G/C FACTOR
RESULTS -
SERVICE VOLUME = 1112. VEH/HR
APPROACH WIDTH = 36.0 FEET
LOAD FACTOR = .52
G/C FACTOR = .317
FACTORS -
METROPOLITAN AREA SIZE = 1.183
LOCATION IN METRO AREA = 1.250
RIGHT TURN FACTOR = 1.007
LEFT TURN FACTOR = 1.001
THROUGH TRUCKS AND BUSES = 1.040
LOCAL BUS FACTOR = 1.152
LOCAL ADJUSTMENT FACTOR = 1.000
APPROACH VOLUME = 1964. VEH/HR GR
THRU TRUCKS BUSES 1.
PCT LEFT TURNS 10.
PCT RIGHT TURNS 7.
NUMBR LOCAL BUSES 16.
L I M 2 2
TYPE BUS STOP 2 2
METRO AREA POP 2000.
METRO AREA POP 1125.

```



## A – INTRODUÇÃO

Os programas de computador mais conhecidos utilizados na sincronização de semáforos são o SIGOP e o TRANSYT. O primeiro foi desenvolvido nos Estados Unidos em 1968 pela Traffic Research Corporation contratada pela Federal Highway Administration (Ref. 5) e o segundo na Inglaterra pelo Road Research Laboratory em 1967 (Ref. 3), havendo já várias versões melhoradas dos programas originais.

Para utilização de ambos os programas todos os semáforos da malha devem ter o mesmo ciclo, a não ser no caso do TRANSYT, onde as interseções menos importantes poderão ter metade do ciclo. Foram feitas várias experiências, utilizando-se os dois programas (Ref. 6) com a intenção de encontrar padrões comuns para testar a eficiência das estratégias de controle de tráfego, de modo a comparar os resultados obtidos em vários países. Nestas comparações houve ligeiras vantagens para o emprego do TRANSYT em suas últimas versões (seis versões já foram feitas).

O SIGOP pode analisar uma malha de até 150 interseções e 750 links unidirecionais, enquanto a capacidade do TRANSYT pode otimizar até 50 semáforos e 200 links (as interseções podem ser agrupadas e o próprio programa pode ser alterado para malhas maiores requerendo, no entanto, maior quantidade de memória dos computadores; na versão normal ocupa 170 unidades de 512 bytes cada uma).

Nestas notas faremos uma descrição das características principais do TRANSYT, tendo por base a Ref. 3 e a seguir faremos alguns comentários sobre a utilização do programa de computador do TRANSYT/5 (Ref. 8). Maiores detalhes, com outros exemplos de utilização poderão ser encontrados nas referências 3, 5, 6 e 8 do capítulo III

## B – INTRODUÇÃO AO TRANSYT

A palavra TRANSYT é derivada de *traffic network study tool*, significando um instrumento de estudo das malhas viárias de tráfego; sendo na realidade um método de determinação automática (computador digital) dos planos das fases dos semáforos para uma malha cujas condições de tráfego são conhecidas. O modelo de tráfego utilizado pelo programa de computador leva em conta as principais características do fluxo de tráfego, sendo a solução de otimização da sincronização entre os semáforos obtida em curto prazo, através de um processo de otimização por aproximações sucessivas. O modelo de tráfego permite a interação dos fluxos de tráfego de sucessivas seções de vias; uma simples porém efetiva representação em gráficos da dispersão dos pelotões de veículos e o controle do fluxo tanto por semáforos como por encontro com outras correntes de tráfego de via preferencial.

A análise das condições de tráfego é baseada num índice de desempenho o qual pode ser escolhido dando-se diferentes pesos ao tempo de percurso total e ao número de paradas. O processo de otimização minimiza o índice de desempenho através da alteração dos pontos dentro do ciclo em que cada fase começa; desta forma, tanto os offsets como os tempos de verde são incluídos no procedimento de otimização.

## C – PRINCÍPIOS DO MÉTODO UTILIZADO PELO TRANSYT

O TRANSYT possui dois elementos principais: o modelo de tráfego usado para calcular o índice de desempenho da malha para um dado conjunto de tempos de fases e offsets e um processo de aproximações sucessivas usado na otimização, que modifica os dados anteriores (fases e offsets) e determina se haverá ou não melhorias no índice de desempenho.

O tempo total do ciclo do sistema não é mudado automaticamente pelo processo de otimização, embora possa-se analisar o efeito de diferentes ciclos considerados.

### 1. Modelo de Tráfego do TRANSYT

a - Hipóteses básicas — as seguintes hipóteses são feitas a respeito da situação do tráfego:

- 1 - todas as interseções principais da malha possuem semáforos (ou são controladas por norma de prioridade);
- 2 - todos os semáforos possuem o mesmo ciclo ou um ciclo igual à metade;
- 3 - o tráfego entra na malha em uma taxa específica constante para cada aproximação; e
- 4 - a proporção do tráfego que vira à esquerda ou direita em cada semáforo permanece constante durante o ciclo.

b - Índice de desempenho — para encontrar o melhor plano das fases e offsets é necessário escolher um índice para julgar os méritos de cada plano.

No caso do TRANSYT o índice de desempenho é dado por:

$$\text{índice de desempenho} = \sum_{i=1}^n (d_i + Kc_i)$$

onde:

- $d_i$  = demora média em horas de carros de passeio equivalentes (UCP) por hora no link “i” da malha.  
 $c_i$  = número médio em carros de passeio equivalentes (UCP) de paradas por segundo no link “i”.  
 $K$  = fator de ponderação.

Se  $K$  for igual a zero, o valor do índice de desempenho leva em conta somente a demora total dos veículos na malha; valores diferentes de zero para  $K$  adicionam penalidades para cada parada ao índice de desempenho.

c - Malha — a malha estudada é apresentada por “nós” interconectados por links. Cada interseção com semáforo é representada por um “nó” e cada corrente de tráfego significativa (de cada sentido) que se dirige a um nó é representada por link (ver Fig. 50).

O tráfego que entra num link deve ser o mesmo que sai do mesmo, caso contrário serão feitos ajustes ou mesmo incluído um novo link (se houver grande fonte geradora de tráfego).

d - Padrões de tráfego — o ciclo comum dos semáforos é dividido em 50 unidades iguais de tempo. Todos os cálculos do TRANSYT são feitos com base nos valores médios das quantidades de fluxo de tráfego e veículos em fila que se espera que ocorram durante cada uma dessas unidades de tempo.

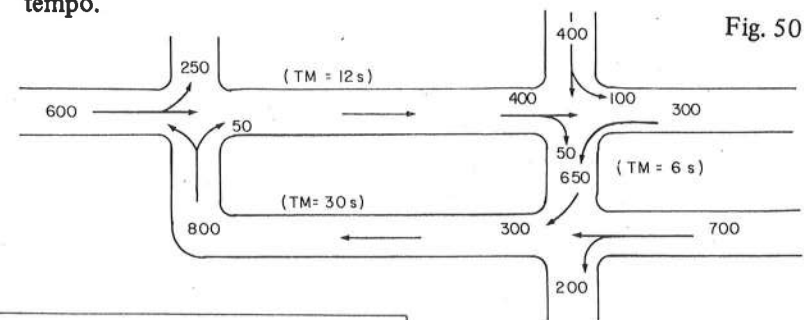
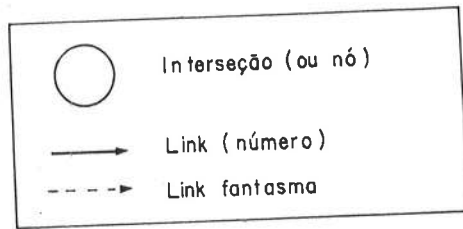
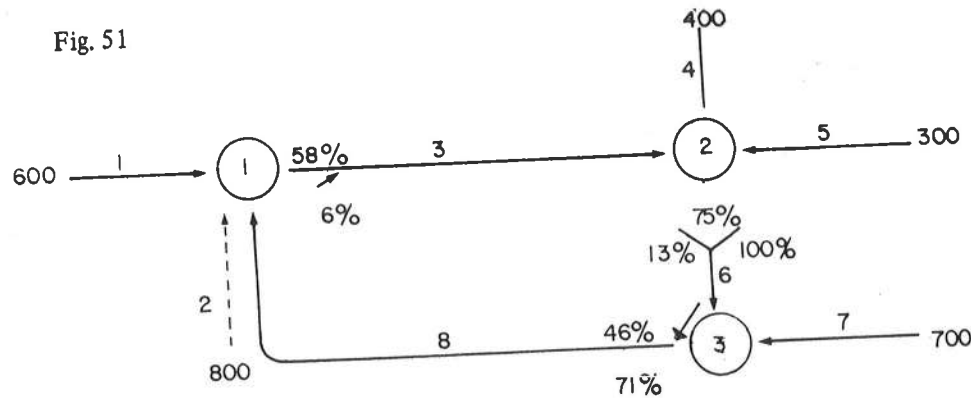


Fig. 50

TM = tempo medio de percurso  
 \* todos os fluxos em UCP/h  
 todos os fluxos de saturação = 1800 UCP/h

a) Malha e Fluxos

Fig. 51



b) Diagrama dos Links e Nós

O padrão de fluxo médio de tráfego que passa em um ponto da malha é representado por um histograma (Fig. 52).

A ordenada do gráfico fornece o fluxo médio durante qualquer período unitário de tempo em UCP por hora. A divisão do ciclo em 50 partes fornece uma resolução em tempo consistente com a precisão dos cálculos e limites da memória e velocidade do computador. Outra vantagem é que o mesmo número de unidades é freqüentemente usado nos sistemas de semáforos sincronizados (o número de unidades  $\text{steps}$  não necessita ser obrigatoriamente 50; nas versões mais modernas do TRANSYT usa-se em geral o número de unidades igual à metade do número de segundos do ciclo).

Na prática, o padrão de fluxo durante qualquer ciclo varia em relação ao padrão médio devido ao comportamento aleatório dos veículos individuais.

No item e, a seguir, veremos o cálculo que é feito para corrigir essas variações.

No modelo de tráfego do TRANSYT todos os cálculos serão feitos com base nos tipos de histogramas fornecidos pelo computador. Não é feita a representação individual de cada veículo.

e - **Considerações do tráfego nos links** – os cálculos das características do tráfego em qualquer link são baseados na manipulação dos três tipos seguintes de parâmetros do fluxo:

- 1 - o parâmetro IN representa o tráfego que chegará à linha de parada no final do link se o mesmo não for impedido por semáforos;
- 2 - o parâmetro OUT representa o tráfego que deixa o link; e
- 3 - o parâmetro GO representa o tráfego que deixará a linha de parada (se houver tráfego suficiente para saturar o tempo verde).

O tráfego que chega a um link é obtido pela fração apropriada do parâmetro OUT dos links anteriores. O padrão do tráfego que entra em um link será modificado durante o percurso ao longo do link devido a diferentes velocidades dos veículos individuais e pelotões de veículos que serão parcialmente dispersados. O programa considera esta dispersão aplicando uma forma de achatamento exponencial no tráfego que entra nos links.



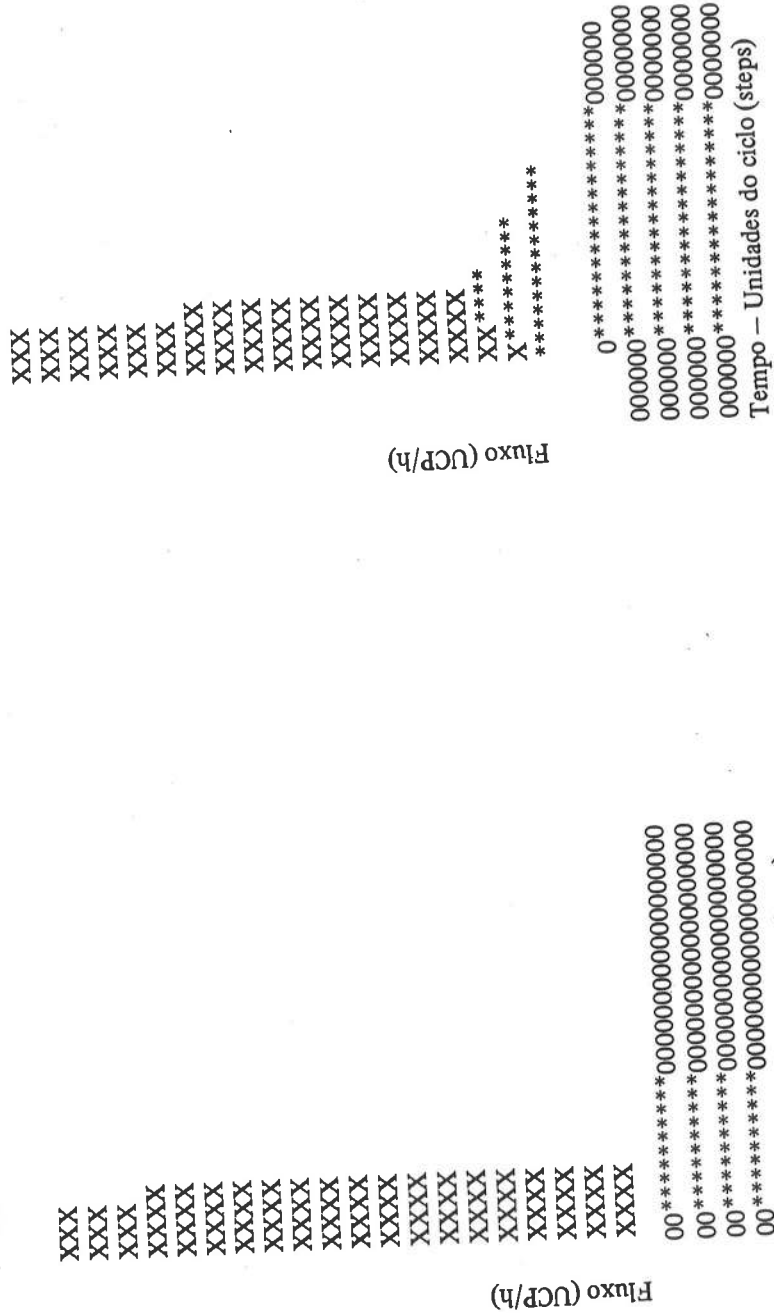


Fig. 52 HISTOGRAMA DO FLUXO DE TRÁFEGO

O número médio de paradas por ciclo é obtido da totalidade do número de veículos que chegam enquanto existe fila.

Nota-se que o método de cálculo do número de veículos em fila assume que todos os veículos esperam na linha de parada, o que pode levar a pequenas distorções.

f - **Ordem de tratamento dos links** - No cálculo do índice de desempenho para toda a malha, cada link é considerado uma só vez, não há iteração. Devido a isso, parâmetros OUT precisos de todos os links anteriores podem ser disponíveis para calcular o parâmetro IN; nestes casos um parâmetro OUT estimado é obtido, utilizando-se um fluxo uniforme de valor correto através do parâmetro GO apropriado. É relativamente simples considerar os links de tal forma que o número e magnitude dos parâmetros OUT que tenham que ser estimados sejam poucos, de valores reduzidos (Ref. 3 do capítulo III).

g - **Interseções sem semáforos** - Nas malhas urbanas existe normalmente um número de interseções nas quais os conflitos entre as correntes de tráfego são eliminados por sinais de prioridade. O TRANSYT pode levar em consideração estas interseções.

Nas interseções com sinais de via preferencial, a corrente principal de tráfego é considerada como não sendo afetada de demora na interseção. A quantidade de tráfego que entra pela via secundária depende do fluxo da via principal. Assume-se que na ausência de tráfego na via principal, o tráfego da via secundária entre numa taxa máxima Q especificada. Para intervalos de tempo com fluxo na via principal, essa taxa é reduzida em proporção e esse número de veículos. Esta taxa variável de fluxo forma um parâmetro GO para a via secundária. A taxa do fluxo  $G_i$  no intervalo de tempo  $i$  do parâmetro GO é dada pela expressão:

$$G_i = Q - kq_i \quad (G_i = 0 \text{ se resultar valor negativo})$$

K = constante especificada

$q_i$  = fluxo da via principal durante o intervalo de tempo  $i$  produzido pelo cálculo de um parâmetro IN para a via principal no ponto da interseção com a via secundária (neste caso adiciona-se um link extra).

Esta relação linear embora aproximada satisfaz, na consideração do efeito das vias secundárias (Ref. 3).

O grau de achatamento é uma função do tempo de percurso no link. O tempo de percurso é especificamente separado para cada fonte de fluxo dos veículos (Ref. 3). As frações achatadas do parâmetro OUT anterior formam o parâmetro IN.

Matematicamente a derivação do parâmetro IN no link  $i$  pode ser dada por:

$$IN_i = \sum F_{ij} (P_{ij} \times OUT_j)$$

onde:

$OUT_j$  é o parâmetro do link  $j$

$P_{ij}$  é a proporção de  $OUT_j$  que alimenta o link  $i$

$F_{ij}$  é o processo de achatamento do fluxo do link  $j$  para  $i$ .

O número de veículos ( $m_i$ ) parados na linha de parada durante o intervalo de tempo  $i$  é calculado pela relação:

$$m_i = m_{i-1} + q_i - s_i \text{ ou } 0 \text{ caso } m_i \text{ seja negativo}$$

onde:

$q_i$  = número de veículos chegando no intervalo  $i$  (dados pelo parâmetro  $IN$ ).

$s_i$  = número de veículos de saída permitida no intervalo  $i$  (dados pelo parâmetro  $GO$ ).

O cálculo começa com a fila igual a zero e é feito durante um ciclo para chegar à condição existente e para um novo ciclo para obter o parâmetro periódico de aumento ou diminuição da fila.

Número de veículos deixando o link no intervalo de tempo  $i$  é dado por:

$$m_i - 1 + q_i - m_i \text{ (valor usado para encontrar o parâmetro } OUT)$$

A demora média por unidade de tempo é calculada em duas partes: a primeira, corresponde a idênticos padrões de chegada de veículos por ciclo, é obtida pela média do comprimento da fila durante o ciclo; a segunda permite a variação aleatória de ciclo para ciclo e depende somente do grau de saturação médio na linha de parada (Ref. 3).

## 2. Procedimento de Otimização do TRANSYT

a - **Aproximações sucessivas** — O primeiro passo é calcular o índice de desempenho da malha para um conjunto inicial de tempos dos semáforos. Qualquer conjunto de tempos que satisfaçam as necessidades do tráfego e cujos verdes sejam maiores (ou iguais) aos tempos de verdes mínimos, pode ser escolhido. O próximo passo é alterar o offset de um dos semáforos de um determinado número de unidades de tempo (steps) e recalcular o índice de desempenho da malha. Se o índice diminui o offset é alterado sucessivamente na mesma direção pelo mesmo número de unidades até que se obtenha um valor mínimo para o índice. Se o passo inicial aumenta o valor do índice o offset do semáforo é alterado na direção oposta até obter o valor mínimo do índice.

O offset de cada semáforo é ajustado desta maneira, os semáforos são examinados numa ordem que deve ser especificada. O processo de otimização dos offsets de cada semáforo em turno é repetido um certo número de vezes, até obter-se o plano final.

b - **Re-alocação dos tempos de verde** — No item a foi descrito o caso onde as quantidades de tempo verde de cada aproximação permaneciam imutáveis durante as aproximações sucessivas. O TRANSYT pode também otimizar o início de cada fase do semáforo antes de examinar o próximo. O TRANSYT pode re-alocar os tempos de verde entre as várias aproximações se isto reduzir o índice de desempenho da rede. Os tempos de verde nunca são menores que os mínimos especificados.

c - **Número de iterações e número de unidades** — Usadas nas alterações de offsets e início das fases. O método das aproximações sucessivas pode levar a uma otimização que não seja a melhor, sendo um ótimo somente local. Para reduzir a possibilidade de obter uma otimização não verdadeira, o TRANSYT/1 utiliza tanto alterações grandes quanto pequenas nos sucessivos cálculos do índice de desempenho. A estratégia utilizada ajusta cada semáforo num processo de tentativas de 8 passos, conforme a tabela a seguir:

TABELA 20  
PROGRAMA DE OTIMIZAÇÃO

PASSOS	UNIDADES DE ALTERAÇÃO (1/50 do ciclo)	TIPO DE OTIMIZAÇÃO
1	7	Somente offsets
2	20	Somente offsets
3	1	Início das fases
4	7	Somente offsets
5	20	Somente offsets
6	1	Somente offsets
7	1	Início das fases
8	1	Somente offsets

Outros programas de otimização poderão ser especificados caso necessário.

d - **Grupos de interseções** — Interseções poderão ser agrupadas de modo que seus offsets poderão ser alterados juntos e não individualmente. Quando uma área já foi otimizada e é solicitada a otimização da área adjacente pode-se agrupar as interseções já otimizadas; neste caso as fases dos semáforos agrupados não são alteradas.

e - **Simplificação do cálculo do índice de desempenho** — O índice de desempenho para a malha necessita ser calculado várias vezes. Tendo em vista que os cálculos não são iterativos, pode-se reduzir a quantidade dos mesmos, tendo em vista que o índice de desempenho permanecerá inalterado em todos os links até o primeiro que termina no semáforo, cujas características estão sendo otimizadas.

f - Escolha do ciclo — Embora o TRANSYT não inclua variações do ciclo no processo de otimização, pode ser usado para fornecer o índice de desempenho de uma malha para vários ciclos, permitindo posteriormente a escolha do mais apropriado. O efeito de ciclos iguais à metade em certas interseções pode ser verificado de maneira semelhante.

## D — O PROGRAMA DE COMPUTADOR DO TRANSYT/5

O programa é escrito na linguagem FORTRAN IV, ocupando 170 unidades da memória (1 unidade = 512 bytes) e tendo capacidade para 50 interseções e 200 links. O tempo de processamento varia aproximadamente com o quadrado do número de interseções. No exemplo anexo de 7 interseções, cada passagem consumiu um tempo efetivo médio de 10s. em computador IBM-6400, do Centro de Processamento da Universidade da Califórnia em Berkeley - USA.

No computador ICL, System 4-70, o tempo máximo para otimização da malha máxima admitida é de 1 a 2h.

### 1. Dados de Entrada

A malha a ser estudada é representada por um conjunto de nós conectados por links que representam cada direção do tráfego (Fig. 5 1 ou 53). Cada nó representa uma interseção sinalizada. O tráfego pode ficar em fila em cada link no nó a seguir; desta forma um ou mais links podem ser usados entre os nós para representar, se necessário separadamente, as correntes em fila do tráfego.

Os dados são fornecidos ao programa através de cartões. Existem vários tipos de cartões, cada um com seu número próprio. Estes cartões são perfurados pelo operador e fornecem os seguintes elementos ao computador:

- dados comuns a toda a malha — por exemplo, o ciclo;
- controles do processo de otimização;
- fluxos de tráfego horários e outras características de tráfego nos links; e
- plano de tempos dos semáforos.

Em todos os casos os dados dos cartões não possuem casas decimais ou letras. Os números são separados em blocos de cinco colunas. O tipo do cartão é sempre marcado no bloco das cinco primeiras colunas (terminando sempre na 5ª coluna). (Ver Tabela 21).

Os cartões devem ser submetidos ao programa em ordem ascendente conforme seu tipo. Os cartões dos nós (nºs 11 até 23) podem ser submetidos em qualquer ordem.

Um cartão título necessita proceder os cartões de dados. O que for escrito no cartão título será impresso para identificar as saídas (veja exemplos de dados de entrada e saída anexos).

Na Tabela 21 e através do exemplo (item E) de dados de entrada dá-se uma idéia da configuração dos cartões (a Ref. 8 fornece os detalhes necessários para utilização do programa).

### 2. Dados de Saída

Os dados de saída do TRANSYT/5 seguem a seqüência abaixo:

- a - cópia dos dados de entrada;
- b - previsões do modelo de tráfego
  - para os dados iniciais;
  - para dados intermediários do processo de otimização (opcional); e
  - para os dados finais.
- c - gráficos de fluxos de tráfego (opcional).

tabela 21 - TRANSYT/5 - RESUMO DOS CARTÕES DE ENTRADA

Colunas do cartão	5	10	15	20	25	30	35	39	40	45	50	55	60	65	70	75	80
1	Ciclo 30 até 300s.	Nº de unidades de tempo do ciclo 5 até 60	Penalidade por parada até 0 10.000	Período de tempo 1:1,2,3,4,5	verde efectivo	início s.	final s.	Pesos da Demora	Offset e Demora fases	T. de percurso	Svltas solictas da	Unidade dos Tempos	Unidade dos Tempos	Unidade dos Tempos	Unidade dos Tempos	Unidade dos Tempos	Nº de cópias de saída
2	Nº nº	Nº nº	etc.	etc.	etc.	etc.	etc.	etc.	etc.	etc.	etc.	etc.	etc.	etc.	etc.	etc.	etc.
3	Link nº	Link nº	Link nº	Link nº	Link nº	Link nº	Link nº	Link nº	Link nº	Link nº	Link nº	Link nº	Link nº	Link nº	Link nº	Link nº	Link nº
4	Mude tantas unidades de tempo	Mude tantas unidades de tempo	Mude tantas unidades de tempo	Mude tantas unidades de tempo	Mude tantas unidades de tempo	Mude tantas unidades de tempo	Mude tantas unidades de tempo	Mude tantas unidades de tempo	Mude tantas unidades de tempo	Mude tantas unidades de tempo	Mude tantas unidades de tempo	Mude tantas unidades de tempo	Mude tantas unidades de tempo	Mude tantas unidades de tempo	Mude tantas unidades de tempo	Mude tantas unidades de tempo	Mude tantas unidades de tempo
A B A=1 ou 2 B= nº de pulsos	Nº nº	Nº nº	Unidades de tempo ou segundos	Tempo verde mínimo em segundos	Tempo verde mínimo em segundos	Tempo verde mínimo em segundos	Tempo verde mínimo em segundos	Tempo verde mínimo em segundos	Tempo verde mínimo em segundos	Tempo verde mínimo em segundos	Tempo verde mínimo em segundos	Tempo verde mínimo em segundos	Tempo verde mínimo em segundos	Tempo verde mínimo em segundos	Tempo verde mínimo em segundos	Tempo verde mínimo em segundos	Tempo verde mínimo em segundos
28	Nº nº	Nº nº	Nº nº	Nº nº	Nº nº	Nº nº	Nº nº	Nº nº	Nº nº	Nº nº	Nº nº	Nº nº	Nº nº	Nº nº	Nº nº	Nº nº	Nº nº
30	Link nº	Link nº	Fluxo do cartão x 100	Velocidades do cartão 32 x 100	etc.	etc.	etc.	etc.	etc.	etc.	etc.	etc.	etc.	etc.	etc.	etc.	etc.
31	Link nº	Link nº	Nº nº na saída do link	início do pulso nº	verde s.	verde s.	verde s.	verde s.	verde s.	verde s.	verde s.	verde s.	verde s.	verde s.	verde s.	verde s.	verde s.
32	Link nº	Link nº	Fluxo total veí/hora	Fluxo uniforme	Do Link nº	Fluxo veí/h	T. Percur. po veí. unit	2º página	etc.	etc.	etc.	etc.	etc.	etc.	etc.	etc.	etc.
35	Link nº	Link nº	Direita superior	Esquerda inferior	Direita inferior	etc.	etc.	etc.	etc.	etc.	etc.	etc.	etc.	etc.	etc.	etc.	etc.

Notas: a) Cartão 32, coluna 35 etc. é 1) tempo de viagem em segundos ou ii) velocidade em km/h ou iii) facilidade para ônibus onde xx = velocidade dos ônibus (km/h) - yy) tempo das paradas (s).

- Cópia dos dados de entrada (ver exemplo) é apresentada na forma em que os mesmos foram fornecidos. Os erros são sublinhados; dependendo do tipo de erro o programa pode ou não prosseguir nos passos da otimização.
- Previsão do modelo de tráfego — é feita para um conjunto de tempos dos semáforos, isto é inicial, intermediário (opcional) e final. A previsão sempre é apresentada da seguinte forma: - (ver exemplo).
  - título; e
  - plano dos tempos dos semáforos (signal settings).

Fornece o número do nó, número de fases (só verde e vermelho) ou pulsos e o início de cada pulso em unidades de tempos (steps).

  - previsões dos links.

Para cada link da malha (incluindo os fantasmas) são listadas as seguintes informações (ver exemplo):

  - Número do link; 2) fluxo total (fornecido pelo cartão de dados tipo 32, coluna 15 e anteriores); 3) fluxo de saturação ou capacidade fornecido pelo cartão de dados tipo 31, coluna 70).
  - Grau de saturação (%)
 

O grau de saturação é medida importante para se conhecer disponibilidade de tempo de verde, e indica a proximidade do link com relação à capacidade máxima. Valores acima de 100 indicam a formação de fila.

O grau de saturação é dado por:

$$\frac{\text{Fluxo total} \times \text{ciclo}}{\text{Fluxo de saturação} \times \text{tempo de verde}} \times 100$$
  - Distância percorrida (veículos x km/horas)
 

É dada pelo produto do fluxo total pelo comprimento do link (cartão 31, coluna 60), e representa a demanda dos veículos na malha.
  - Tempo gasto (veículos x horas/hora)
 

É dado pela soma das demoras (aleatórias e uniformes) mais os tempos de percurso.
  - Demora uniforme (veículos - horas/horas)
 

Depende do tempo médio gasto em filas (antes de abrir o sinal), assumindo que não haja flutuações aleatórias no comportamento do tráfego de ciclo para ciclo.
  - Demora aleatória (veículos - horas/horas)

Esta correção leva em conta a demora causada por flutuações aleatórias. É função do grau de saturação do link. No caso de grau de saturação acima de 100 a demora aleatória considera a formação das filas durante o período de análise (coluna 25 do cartão 1).

#### 9 - Paradas (veículos/segundos)

É o número médio de veículos por segundo que tem que parar na linha de parada. No caso qualquer demora finita causa uma parada, embora na prática o veículo possa somente desacelerar e acelerar; desta forma, este valor é maior que o real. Entre parênteses tem-se a porcentagem de todos os veículos que têm que parar.

#### 10 - Máxima fila uniforme (veículos)

É a média da máxima fila calculada que possa ocorrer num ciclo.

Este valor pode ser utilizado para dimensionamento de comprimentos de espera.

#### 11 - Semáforos de saída

Este é o número do nó que controla a saída do link e é dado pela coluna 15 do cartão 31.

#### 12 - Período de verde

Os dois valores são início e final do verde efetivo em segundos.

#### Sumário da Malha

As previsões são totalizadas no que se refere às distâncias totais percorridas, tempos totais gastos, demoras totais uniformes e aleatórias e total das paradas.

Estes valores podem ser dados em uma 1ª linha para todos os links, numa 2ª linha para links de ônibus, isto é, aqueles links tendo no cartão 32 ao menos uma entrada especificando velocidade de ônibus e tempos gastos nas paradas e numa 3ª linha para os outros links onde não existam ônibus.

O índice de desempenho é também fornecido no sumário e é calculado pela seguinte expressão:

$$\text{Índice de desempenho} = \frac{\sum (\text{demora uniforme} + \text{demora aleatória}) \times (\text{cartão 1, coluna 20})}{\sum (\text{número de paradas}) \times (\text{cartão 31, coluna 65})} + (\text{cartão 1, coluna 75})$$

O índice de desempenho não poderá ser calculado para as três linhas referidas acima no caso de análise do fluxo de ônibus.

Outras informações do sumário são o tempo gasto (em horas, minutos e se-

gundos) desde o início dos cálculos e o uso de uma sub-rotina do programa TRANSYT.

O programa sempre fornece as previsões do modelo de tráfego para os dados iniciais e finais, podendo-se solicitar ou não a impressão dos resultados intermediários.

No caso de vários links chegando à mesma linha de parada, após os resultados do fluxo de saturação aparecem as letras "L" (não se tem o valor do fluxo de saturação no número precedente mas sim o número do link que conta dados de tempo de verde e fluxo de saturação para a linha de parada dividida) ou "S" (em que o número precedente é um fluxo de saturação, porém o link divide com outros a linha de parada).

Os três gráficos dos fluxos de tráfego – são opcionais, sendo que o cartão tipo 35 é usado caso se queira que o programa imprima uma representação gráfica do comportamento do tráfego em certas linhas de parada escolhidas (ver Fig. 52 e exemplo).

Cada gráfico representa para um link a variação do tráfego durante um ciclo do sinal (escala horizontal) mostrando:

- a - o fluxo chegando na linha de parada (símbolos 0 e \*); e
- b - o fluxo deixando a linha de parada (símbolos X e \*).

No gráfico pode-se ver facilmente o efeito do tempo de sinal vermelho e verde. Os fluxos de veículos representados por 0 param devido ao sinal vermelho e saem após o sinal abrir segundo o fluxo de saturação, como mostra o símbolo X.

A escala vertical do gráfico é ajustada de modo que o fluxo máximo durante o ciclo é representado por 24 símbolos de altura. O valor do fluxo máximo horário também é impresso.

A escala horizontal é ajustada de acordo com o número de unidades de tempo (steps) escolhido para o ciclo.

A importância fundamental dos gráficos é que os mesmos permitem ajustagem nos inícios das fases dos semáforos, antes de se lançar o processo de otimização do TRANSYT, poupando-se em geral, com isto, tempo do computador (ver exemplo a seguir).

## E – EXEMPLO DE APLICAÇÃO DO TRANSYT/5

Neste exemplo somente apresentaremos a rede analisada, Fig. 53, cartões de entrada, Fig. 54, melhor resultado alcançado só com simulação, Fig. 55, as pesquisas de otimização feitas pelo computador, Fig. 56, os resultados da otimização, Fig. 57, os histogramas de alguns links, Fig. 58 e finalmente um quadro com o resumo das tentativas realizadas, Fig. 59.

Fig. 53

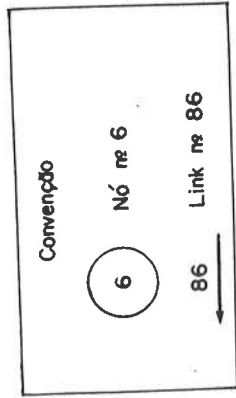
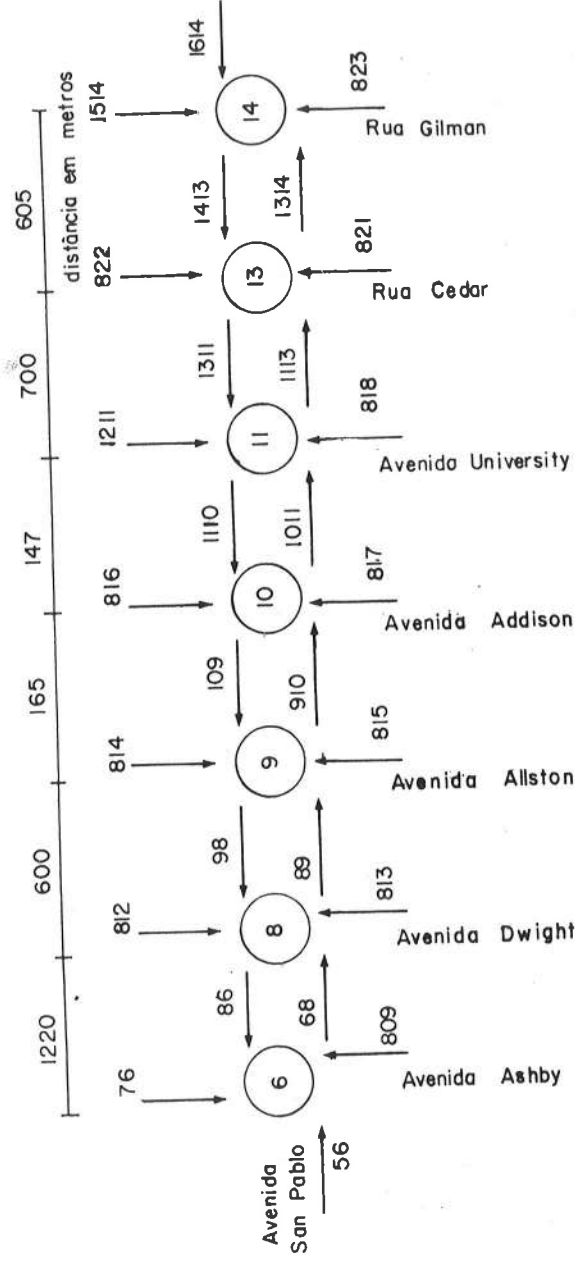


Fig. 54  
DADOS DE ENTRADA ORIGINAIS FORNECIDOS AO COMPUTADOR

TRANST SIGNAL OPTIMIZATION FOR SAN PABLO AVE BERKELEY SAN PABLO GROUP JAN/1975

CARD NO.	CARD TYPE	CYCLE STOPS PER CYC.	STOP TIME PER CYC.	PERIOD LAG	END LAG	MARKERS J.T./S	PRINT	CHECK	STEPS	DELAYS
1	1	30	4	60	4	0	-	-	1	-
2	2									
3	3									
4	4									
5	5									
6	6	76	809	10	11	13	14	-	-	-
7	7	821	1314	69	812	813	814	815	816	817
8	8	0	0	16	23	23	23	23	23	23
9	9	0	0	16	23	23	23	23	23	23
10	10	0	0	19	26	23	23	23	23	23
11	11	0	0	21	26	23	23	23	23	23
12	12	0	0	20	36	23	23	23	23	23
13	13	0	0	19	36	23	23	23	23	23
14	14	0	0	19	36	23	23	23	23	23
15	15	0	0	16	22	23	23	23	23	23
16	16	0	0	16	22	23	23	23	23	23
17	17	0	0	16	22	23	23	23	23	23
18	18	0	0	16	22	23	23	23	23	23
19	19	0	0	16	22	23	23	23	23	23
20	20	0	0	16	22	23	23	23	23	23
21	21	0	0	16	22	23	23	23	23	23
22	22	0	0	16	22	23	23	23	23	23
23	23	0	0	16	22	23	23	23	23	23
24	24	0	0	16	22	23	23	23	23	23
25	25	0	0	16	22	23	23	23	23	23
26	26	0	0	16	22	23	23	23	23	23
27	27	0	0	16	22	23	23	23	23	23
28	28	0	0	16	22	23	23	23	23	23
29	29	0	0	16	22	23	23	23	23	23
30	30	0	0	16	22	23	23	23	23	23

CONTINUAÇÃO DOS DADOS DE ENTRADA ORIGINAIS FORNECIDOS AO COMPUTADOR

CARD NO.	CARD TYPE	LINK NO.	TOTAL FLOW	UNIFORM FLOW	LINK NO.	ENTRY LINK NO.	LINK FLOW	CARDS JOURNEY TIME	ENTRY LINK NO.	LINK FLOW	B ENTRY LINK NO.	LINK FLOW	JOURNEY TIME	LINK NO.	ENTRY LINK NO.	LINK FLOW	C ENTRY LINK NO.	LINK FLOW	JOURNEY TIME	LINK NO.	ENTRY LINK NO.	LINK FLOW	D ENTRY LINK NO.	LINK FLOW	JOURNEY TIME
31	1311	11	11	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
32	1321	11	11	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
33	1311	11	11	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
34	1313	13	13	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
35	1313	13	13	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
36	1311	11	11	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
37	1311	11	11	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
38	1314	14	14	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
39	1314	14	14	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
40	1314	14	14	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
41	1323	14	14	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Fig. 55

MELHOR RESULTADO ALCANÇADO PARA O DIMENSIONAMENTO DO SEMÁFORO SÓ POR SIMULAÇÃO (sem empregar o processo de otimização do TRANSYT)

TRANSYT SIGNAL OPTIMIZATION FOR SAN PABLO AVE BERKELEY SAN PABLO GROUP JAN/1975 PAGE 135

INITIAL SETTINGS NODE NUMBER OF STAGES FULSE 1 FULSE 2 FULSE 3 FULSE 4 FULSE 5 FULSE 6 PULSE 7

LINK NUMBER	FLOW (VEH/H)	SAT FLOW (VEH/H)	DEGREE OF SAT (PCT)	DISTANCE TRAVELLED (VEH K/H)	TIME SPENT (VEH H/H)	UNIFORM DELAY (VEH H/H)	RANDOM DELAY (VEH H/H)	STOPS (VEH/SEC)	MAX UNIFORM QUEUE (VEH)	EXIT SIGNAL	GREEN START (SEC)	PERIOD END (SEC)
56	862	5337	48	43110	3.93	3.81	.11	.18 (.77)	10	6	2	24
57	1026	4273	42	125172	26.42	1.94	.94	.14 (.48)	10	6	24	46
58	861	3665	39	43105	1.57	1.51	.06	.12 (.50)	6	6	24	2
59	1424	4936	52	105972	27.70	4.17	.14	.20 (.44)	10	6	43	20
60	669	4574	24	49170	1.97	1.97	.11	.17 (.44)	7	5	13	20
61	639	4574	20	105743	4.97	1.94	.01	.09 (.40)	5	5	13	20
62	109	5820	52	47130	1.97	1.94	.14	.15 (.57)	6	6	23	2
63	546	3345	52	14730	1.97	1.94	.14	.15 (.57)	4	4	44	10
64	426	1640	81	21300	2.82	2.02	.82	.05 (.77)	6	6	46	10
65	290	1923	53	11450	1.35	1.20	.15	.05 (.73)	3	3	44	10
66	310	3559	52	13460	1.26	1.09	.09	.01 (.49)	9	9	27	44
67	56	1955	11	12420	1.26	1.09	.09	.01 (.49)	3	3	52	44
68	115	1463	21	5774	.43	.42	.01	.02 (.67)	1	1	52	44
69	1469	4635	57	7144	4.03	3.83	.13	.02 (.67)	11	11	23	52
70	438	2837	45	2109	1.65	1.76	.09	.09 (.74)	5	5	24	49
71	596	2468	55	2400	2.25	2.34	.07	.07 (.73)	11	11	24	49
72	825	4777	40	14077	4.37	1.76	.15	.16 (.51)	3	3	53	22
73	1063	4905	40	14077	5.76	2.04	.15	.16 (.51)	3	3	53	22
74	1112	5254	53	16336	3.62	1.15	.07	.06 (.38)	4	4	24	49
75	576	4640	21	65167	21.02	1.68	.07	.13 (.38)	6	6	24	49
76	1113	5257	41	85757	1.08	2.47	.09	.17 (.60)	11	11	23	2
77	1311	4372	44	71179	15.28	2.67	.08	.15 (.26)	8	8	24	2
78	1311	4372	44	71179	15.28	2.67	.08	.15 (.26)	8	8	24	2
79	1314	4075	52	43023	11.20	1.50	.02	.06 (.40)	6	6	44	2
80	1126	5627	22	43023	2.87	1.50	.02	.11 (.40)	5	5	44	2
81	1413	2625	63	32452	2.87	2.61	.26	.11 (.40)	11	11	24	2
82	1514	3900	29	32452	1.26	1.23	.03	.09 (.50)	6	6	24	2

TIME SINCE START OF RUN	USE OF LINKS	SUBROUTINE NC	SUPR LINKS	TOTAL UNIFORM DELAY (VEH H/H)	TOTAL RANDOM DELAY (VEH H/H)	TOTAL DELAY (VEH H/H)	TOTAL STOPS (VEH/SEC)	TOTAL STOPS (VEH/SEC)	PERFORMANCE INDEX	SPEED (KM/H)
1	28	158+01	51.14	3.22	3.19	6.41	3.19	6.41	25.93	

Fig. 56

DIFERENTES PESQUISAS DE SIMULAÇÃO-OTIMIZAÇÃO, UTILIZADAS PELO COMPUTADOR DURANTE O PROCEDIMENTO DE OTIMIZAÇÃO

TRANSYT SIGNAL OPTIMIZATION FOR SAN PABLO AVE BERKELEY SAN PABLO GROUP JAN/1975										60 SECOND CYCLE	30 STEPS	RUN CN	
INTERMEDIATE SETTINGS - STEP SIZES SO FAR - 4													
TIME SINCE START OF RUN	SUBROUTINE NO. OF ENTRIES	USE OF SUPRT LINKS	STEP SIZES	SO FAR	-	4	TOTAL DISTANCE TRAVELLED (VEH KM/H)	TOTAL TIME SPENT (VEH H/H)	TOTAL UNIFORM DELAY (VEH H/H)	TOTAL RANCCM DELAY (VEH H/H)	TOTAL STOPS (VEH/SEC)	PERFORMANCE INDEX	SPEED (KM/H)
56	16	322	7115.36	197.18	4	12	50.21	3.22	3.21	36.05			
76	15	294	7115.36	197.18	4	12	50.31	3.22	3.21	36.06			
86	22	448	7115.36	196.88	4	12	50.33	2.89	3.20	36.14			
100	15	294	7115.36	196.88	4	12	50.33	2.89	3.20	36.14			
909	15	294	7115.36	196.98	4	12	50.33	2.89	3.20	36.14			
912	17	347	7115.36	196.54	4	12	49.99	2.89	3.24	36.20			
913	21	432	7115.36	196.54	4	12	49.99	2.89	3.24	36.20			

Fig. 57

RESULTADO FINAL APRESENTADO PELO COMPUTADOR APÓS A OTIMIZAÇÃO

TRANSYT SIGNAL OPTIMIZATION FOR SAN PABLO AVE BERKELEY SAN PABLO GROUP JAN/1975										60 SECOND CYCLE	30 STEPS	RUN ON
FINAL SETTINGS OBTAINED WITH STEP SIZES - 4 12 -1 4 12 1 -1 1												
LINK NUMBER	FLOW (VEH/H)	SAT FLOW (VEH/H)	DEGREE OF SAT (PCT)	DISTANCE TRAVELLED (VEH KM/H)	TIME SPENT (VEH H/H)	UNIFORM DELAY (VEH H/H)	RANDOM DELAY (VEH H/H)	STOPS (VEH/SEC)	MAX UNIFORM QUEUE (VEH)	EXIT SIGNAL	GREEN START (SEC)	PERIOD END (SEC)
56	262	537	44	41.10	3.53	3.45	.09	.18 ( 73)	9	6	48	12
76	1026	4273	45	1251.72	27.06	2.32	.07	.13 ( 64)	8	8	48	48
86	661	2665	41	43.05	1.83	1.76	.11	.13 ( 53)	6	6	48	12
100	1424	5119	49	1057.12	26.70	3.21	.11	.19 ( 78)	9	9	42	18
909	685	2574	26	257.40	11.47	1.89	.22	.16 ( 40)	7	9	42	14
912	454	1654	27	155.03	6.20	1.34	.02	.08 ( 44)	5	9	10	44
913	639	5820	20	147.70	2.20	2.11	.01	.08 ( 50)	5	5	42	18
914	546	3145	74	21.30	2.24	1.82	.52	.16 ( 60)	7	6	44	10
915	293	1503	42	14.50	1.19	1.06	.02	.02 ( 73)	4	8	44	10
916	274	1774	48	13.70	1.16	1.05	.01	.06 ( 70)	3	8	44	10
917	310	2350	36	15.50	1.25	1.20	.04	.06 ( 70)	3	9	18	42
918	155	1463	11	2.00	.20	.20	.00	.01 ( 63)	1	10	32	46
921	1438	9739	21	5.75	.43	.42	.01	.02 ( 67)	1	11	18	42
922	496	2443	54	73.45	3.46	2.31	.15	.24 ( 60)	11	11	28	56
923	325	2300	69	21.90	1.85	1.76	.09	.09 ( 73)	5	13	32	32
1011	1098	4305	40	24.90	2.85	2.08	.07	.11 ( 77)	5	13	32	32
1110	1112	5254	50	181.17	1.23	1.27	.05	.07 ( 50)	3	10	56	24
1111	576	4349	21	161.46	7.04	1.00	.20	.13 ( 41)	7	7	56	32
1113	1225	5297	41	64.67	3.49	1.82	.07	.16 ( 57)	7	10	56	32
1211	1035	4372	42	657.50	20.94	2.02	.10	.16 ( 74)	6	7	24	20
1311	1774	6633	46	51.75	2.20	2.70	.14	.16 ( 40)	4	11	56	32
1413	1169	4010	52	713.70	15.82	1.95	.22	.07 ( 30)	4	4	24	20
1514	650	2827	22	438.23	11.63	1.17	.26	.07 ( 30)	6	13	56	32
1614	630	3960	23	30.00	1.26	1.23	.03	.09 ( 50)	5	14	24	24





Fig. 59  
QUADRO RESUMO DAS TENTATIVAS DE OTIMIZAÇÃO DA SINCRONIZAÇÃO

Passagem no Computador nº (run)	Nome	Uso de Sub-rotina		Distância Total Percorrida (veic. x H/H)	Tempo Total Gasto (veic. x H/H)	Demora Uniforme Total (veic. x H/H)	Demora Aleatória Total (veic. x H/H)	Total de Paradas (veic. x H/H)	Índice de Desempenho	Velocidade (km/h)	Ciclo
		nº de entradas	nº de links								
1	Teste do Programa	1	28	7.508,61	257,56	79,27	4,33	3,91	99,23	29,15	70
2	Sistema Existente	1	28	7.115,36	231,74	65,65	2,43	3,39	81,64	30,70	70
3	Plano Simultâneo (sinais abrem ao mesmo tempo)	1	28	7.115,36	236,33	70,25	2,43	3,69	87,39	30,11	70
4	Plano Progressivo	1	28	7.115,36	229,05	62,98	2,42	3,23	78,32	31,06	70
5	Tentativa de Melhoria nº 1	1	28	7.115,36	206,04	59,96	2,42	3,49	76,36	34,53	70
6	Tentativa de Melhoria nº 2	1	28	7.115,36	219,84	60,08	2,42	3,53	76,62	32,37	70
7	Tentativa de Melhoria nº 3	1	28	7.115,36	197,73	51,02	3,06	3,49	68,02	35,99	60
8	Tentativa de Melhoria nº 4	1	28	7.115,36	194,65	45,32	5,67	3,54	65,17	36,56	50
9	Tentativa de Melhoria nº 5	1	28	7.115,36	198,09	51,22	3,22	3,48	68,34	35,92	60
10	Tentativa de Melhoria nº 6	1	28	7.115,36	198,89	52,44	2,80	3,52	69,31	35,77	60
11	Tentativa de Melhoria nº 7	1	28	7.115,36	198,01	51,14	3,22	3,19	67,13	35,93	60
12	Tentativa de Melhoria nº 8	1	28	7.115,36	199,42	53,19	2,58	3,29	68,93	35,68	60
13	Melhor Plano s/Otimização	1	28	7.115,36	198,01	51,14	3,22	3,19	67,13	35,93	60
14	Otimização	17	344	7.115,36	196,57	50,03	2,89	3,22	65,80	36,20	60

critérios de análise  
do dimensionamento de semáforos

## A – INTRODUÇÃO

Alguns critérios poderão ser utilizados para se verificar a adequação dos tempos de um semáforo, ou comparar os vários dimensionamentos propostos.

Os principais elementos utilizados são o nível de serviço (fator de carga), demoras médias por veículo, comprimento de filas, número de paradas, proporção (número) de ciclos saturados e grau de saturação.

Na Fig. 61, temos o resultado de todos esses índices aplicados aos exemplos desenvolvidos no item 11

No item 10-D é mencionada uma série de índices e critérios utilizados na avaliação dos sistemas de semáforos

## B – FATOR DE CARGA (Nível de serviço)

O fator de carga representa o número de ciclos saturados dividido pelo número total de ciclos. No caso de interseções o fator de carga pode representar o nível de serviço, visto que subsiste a relação a seguir:

Fator de Carga	Descrição de Fluxo	Nível de Serviço
0,0	Livre	A
0,0 < FC ≤ 0,1	Estável	B
0,1 < FC ≤ 0,3	Estável	C
0,3 < FC ≤ 0,7	Próximo do Instável	D
0,7 < FC ≤ 1,0	Instável	E
-	Forçado	F

O fator de carga é obtido das Figs. 6.5 a 6.10 do Manual de Capacidade Rodoviária (Ref. 14), conhecendo-se a largura da aproximação crítica e os volumes de aproximação obtidos da equação geral de capacidade, conforme exposto no item 11-D e 14-B.

O programa de computador ATGRAD pode, também, fornecer diretamente o valor do fator de carga (ver item 14-B).

Na Fig. 61 temos os valores do FC para os exemplos do item 11

### C - DEMORA

Para semáforos de tempos fixos, a demora média por veículo em cada aproximação é dada pela fórmula abaixo, desenvolvida por Webster (Ref. 1).

$$d = cA + \frac{B}{q} \cdot C \quad (\text{equação fundamental})$$

onde:

d = demora média por veículo em uma dada aproximação (segundos).

c = ciclo (em segundos).

q = fluxo - número médio de veículos passando na aproximação em horas (em geral usa-se o valor da hora de pico).

A, B e C são valores tabelados, ou que podem ser calculados pelas fórmulas abaixo:

$$A = \frac{(1 - \lambda)^2}{2(1 - \lambda x)} \quad (\text{ver Tabela 22})$$

$\lambda$  = proporção do ciclo efetivamente verde para a fase da aproximação considerada (é dado pela relação entre o verde efetivo da fase (g) e o ciclo total (c))  $\lambda = \frac{g}{c}$

x = grau de saturação (relação entre o fluxo existente por hora (q) e o

máximo fluxo possível nas condições de tempo verde fixadas para o semáforo).

$$x = \frac{q}{\lambda s}$$

onde:

s = fluxo de saturação, calculado conforme exposto no capítulo 11-A.

$$B = \frac{x^2}{2(1-x)} \quad (\text{ver Tabela 23})$$

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

O valor de C pode ser obtido na Tabela 24, como uma porcentagem dos primeiros dois termos da equação fundamental. Nesta tabela entra-se com os valores de  $\lambda$ , x e de M, sendo este último o número médio de veículos que chegam na aproximação por ciclo, ou seja

$$M = \frac{q \cdot x \cdot c}{3.600}$$

Na Fig. 61, são apresentados os resultados da demora média dos veículos de cada aproximação dos exemplos resolvidos no capítulo 10.

### D - COMPRIMENTO DE FILAS

Igualmente, segundo a Ref. 1 do capítulo III, os comprimentos de fila no início de um período de verde (que é normalmente a máxima fila do ciclo) são dados por:

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

N = número de veículos em fila, sendo adotado o maior valor das duas fórmulas acima.

q = fluxo de veículos (nas mesmas unidades de tempo que r e d, ou seja, por segundo).

r = tempo de vermelho efetivo do ciclo, dado pelo ciclo total menos b verde efetivo ( $r = c - g$ ).

d = demora média por veículo (ver item B anterior).

Estas fórmulas subestimam a extensão da fila de 5 a 10%, pois assumem que os veículos não se juntam à fila enquanto não atingirem a linha de parada.

Talvez de maior importância do que o número médio de veículos em fila, seja a extensão da fila em certos casos infrequentes. Exemplo: a fila que será excedida somente uma vez em 20 ciclos ou a fila que só será excedida uma vez em 100 ciclos. Os valores destas filas críticas foram calculados e são apresentados nas tabelas 25 e 26, em função do grau de saturação, de  $\lambda$  e de  $M$  (já expostos no item B).

Na Fig. 61, estão os valores de  $N$  (veículos médios em fila) para os exemplos do item II.

TABELA 22  
CÁLCULO DE DEMORAS EM APROXIMAÇÕES

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

CÁLCULO DE DEMORAS EM APROXIMAÇÕES

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

$\lambda$	0.1	0.2	0.3	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70	0.80	0.90
0.1	0.409	0.327	0.253	0.219	0.188	0.158	0.132	0.107	0.085	0.066	0.048	0.022	0.005
0.2	0.413	0.333	0.261	0.227	0.196	0.166	0.139	0.114	0.091	0.070	0.052	0.024	0.006
0.3	0.418	0.340	0.269	0.236	0.205	0.175	0.147	0.121	0.098	0.076	0.057	0.026	0.007
0.4	0.422	0.348	0.278	0.246	0.214	0.184	0.156	0.130	0.105	0.083	0.063	0.031	0.008
0.5	0.426	0.356	0.288	0.256	0.225	0.195	0.167	0.140	0.114	0.091	0.069	0.033	0.009
0.55	0.429	0.360	0.293	0.262	0.231	0.201	0.172	0.145	0.119	0.095	0.073	0.036	0.010
0.60	0.431	0.364	0.299	0.267	0.237	0.207	0.179	0.151	0.125	0.100	0.078	0.038	0.011
0.65	0.433	0.368	0.304	0.273	0.243	0.214	0.185	0.158	0.131	0.106	0.083	0.042	0.012
0.70	0.435	0.372	0.310	0.280	0.250	0.221	0.192	0.165	0.138	0.112	0.088	0.045	0.014
0.75	0.438	0.376	0.316	0.286	0.257	0.228	0.200	0.172	0.145	0.120	0.095	0.050	0.015
0.80	0.440	0.381	0.322	0.293	0.265	0.236	0.208	0.181	0.154	0.128	0.102	0.056	0.018
0.85	0.441	0.386	0.329	0.301	0.273	0.245	0.217	0.190	0.163	0.137	0.111	0.063	0.021
0.90	0.443	0.390	0.336	0.308	0.281	0.254	0.227	0.200	0.174	0.148	0.122	0.071	0.026
0.92	0.446	0.392	0.338	0.312	0.285	0.258	0.231	0.205	0.179	0.152	0.127	0.076	0.029
0.94	0.447	0.394	0.341	0.315	0.288	0.262	0.236	0.210	0.184	0.157	0.132	0.081	0.032
0.96	0.448	0.396	0.344	0.318	0.292	0.266	0.240	0.215	0.189	0.163	0.137	0.086	0.037
0.98	0.449	0.398	0.347	0.322	0.296	0.271	0.245	0.220	0.194	0.169	0.143	0.093	0.042

TABELA 23  
CÁLCULO DE DEMORAS EM APROXIMAÇÕES

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

CÁLCULO DE DEMORAS EM APROXIMAÇÕES

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

$x$	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.1	0.006	0.007	0.008	0.010	0.011	0.013	0.015	0.017	0.020	0.022
0.2	0.025	0.028	0.031	0.034	0.033	0.042	0.046	0.050	0.054	0.059
0.3	0.064	0.070	0.075	0.081	0.088	0.094	0.101	0.109	0.116	0.125
0.4	0.133	0.142	0.152	0.162	0.173	0.184	0.196	0.208	0.222	0.235
0.5	0.250	0.265	0.282	0.299	0.317	0.336	0.356	0.378	0.400	0.425
0.6	0.450	0.477	0.506	0.536	0.569	0.604	0.641	0.680	0.723	0.768
0.7	0.817	0.869	0.926	0.987	1.05	1.13	1.20	1.29	1.38	1.49
0.8	1.60	1.73	1.87	2.03	2.21	2.41	2.64	2.91	3.23	3.60
0.9	4.05	4.60	5.28	6.18	7.36	9.03	11.5	15.7	24.0	49.0

TABELA 24  
CÁLCULO DE DEMORAS EM APROXIMAÇÕES - TERMO DE CORREÇÃO  
DA EQUAÇÃO FUNDAMENTAL (C) COMO PORCENTAGEM DOS DOIS  
PRIMEIROS TERMOS

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

TABELA 25  
MÁXIMA FILA CRÍTICA ( 1 em 20)

A probabilidade da fila máxima em qualquer ciclo exceder o valor crítico de

N dado nesta tabela, é de 5%.

Grau de Saturação	$\lambda$ \ M	2.5	5.0	10.0	20.0	40.0	
7	0.3	0.4	5	7	12	20	34
		0.6	4	5	9	15	24
		0.8	3	4	6	9	15
0.5	0.2	6	7	15	26	47	
	0.4	5	7	12	20	35	
	0.6	4	5	9	15	24	
0.7	0.8	3	4	6	9	15	
	0.2	7	9	15	25	44	
	0.4	6	8	12	20	34	
0.8	0.6	5	7	9	15	25	
	0.8	5	5	7	9	15	
	0.2	9	12	16	25	46	
0.9	0.4	8	11	14	21	35	
	0.6	8	9	11	16	25	
	0.8	7	8	9	11	16	
0.95	0.2	19	18	22	30	49	
	0.4	19	17	20	23	39	
	0.6	19	16	17	21	34	
0.975	0.8	18	15	15	18	22	
	0.2	36	28	33	40	55	
	0.4	35	27	30	35	47	
0.99	0.6	34	26	25	34	39	
	0.8	34	25	27	27	32	
	0.2	74	63	65	62	84	
0.995	0.4	74	57	65	59	75	
	0.6	69	61	62	54	65	
	0.8	65	56	61	52	64	

TABELA 26

MÁXIMA FILA CRÍTICA (1 em 100)

A probabilidade da fila máxima em qualquer ciclo exceder o valor crítico de N dado nesta tabela, é de 1%.

Grau de Saturação	M		2-5	5-0	10-0	20-0	40-0
	$\lambda$						
8	0-3	0-4	6	9	14	23	38
		0-6	5	6	11	17	28
		0-8	3	5	7	12	17
0-5	0-2	0-2	7	9	17	29	53
		0-4	6	9	14	23	38
		0-6	5	7	11	17	28
		0-8	4	5	7	12	18
0-7	0-2	0-2	9	12	17	28	50
		0-4	9	9	15	23	38
		0-6	8	9	12	18	28
		0-8	7	7	8	12	18
0-8	0-2	0-2	13	15	19	28	50
		0-4	12	13	17	24	39
		0-6	12	13	14	20	28
		0-8	11	12	12	15	18
0-9	0-2	0-2	29	25	29	38	55
		0-4	28	24	27	33	46
		0-6	27	24	26	28	42
		0-8	27	23	24	25	29
0-95	0-2	0-2	40	36	38	47	65
		0-4	39	34	37	44	55
		0-6	38	32	30	42	48
		0-8	37	32	34	36	40
0-975	0-2	0-2	70	70	79	69	93
		0-4	69	66	75	65	82
		0-6	68	70	69	58	79
		0-8	67	65	66	56	79

## E - PARADAS

A proporção dos veículos que param ao menos uma vez, é dada por:

$$E = \frac{1 - \lambda}{1 - y}$$

E = proporção dos veículos que param ao menos uma vez, em cada aproximação.

$$\lambda = \text{proporção do ciclo efetivamente verde } \lambda = \frac{g}{c}$$

$$y = \text{relação entre o fluxo e o fluxo de saturação da aproximação } y = \frac{q}{s}$$

A consideração do número de paradas é importante ao se analisarem o custo de operação dos veículos, consumo de combustíveis e incomodo causado aos motoristas.

Na Fig. 61 temos os valores de "E" para os exemplos do item 11.

## F - PROPORÇÃO DE CICLOS TOTALMENTE SATURADOS

Este valor pode ser empregado para determinar a quantidade de capacidade de reserva. Para um semáforo bem dimensionado, este valor deveria ser igual para todas as aproximações (desde que todas as vias tivessem a mesma importância).

Para a determinação da proporção de ciclos totalmente saturados, foram desenvolvidas curvas gráficas (Ref. 1 do capítulo II) em função do grau de saturação x e do número médio de veículos por ciclo M (ver Fig. 60).

A proporção dos ciclos saturados são apresentados para os exemplos do item 11 na Fig. 61.

## PROPORÇÃO DOS CICLOS TOTALMENTE SATURADOS

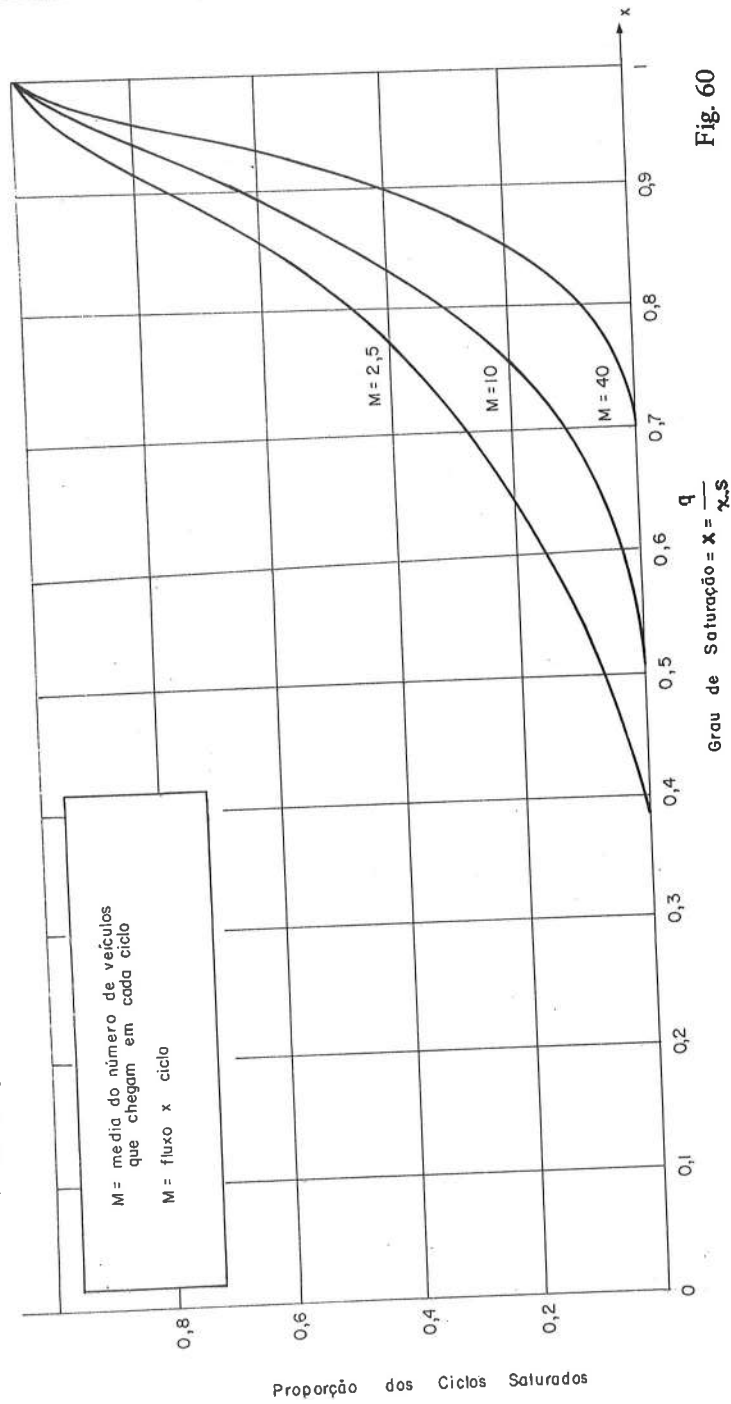


Fig. 60

## G – GRAU DE SATURAÇÃO

O grau de saturação ( $x$ ) já foi exposto no item 16-B, como a relação entre o fluxo existente e o máximo fluxo possível nas condições de tempo verde fixadas para o semáforo.

$$x = \frac{q}{\lambda s}$$

$q$  = fluxo da aproximação por hora.

$\lambda$  = proporção efetivamente verde para a aproximação considerada.

$s$  = fluxo de saturação (item 11-A).

Analisa-se também o grau de saturação ótimo, o qual devia ser o mesmo para todas as aproximações predominantes para os semáforos de dimensionamento ótimo, sendo dado pela expressão:

$$x_0 = \frac{2y}{1 + y}$$

onde:

$x_0$  = grau de saturação ótimo.

$y = \sum y_1 + y_2 + \dots + y_n$

$y_1; y_2; \dots, y_n$  = máximas relações do fluxo existente e fluxo de saturação

$$y = \frac{q}{s}$$

O grau de saturação das aproximações dos exemplos do item 11 são dados na Fig. 61.



Fig. 61 - CRITÉRIOS DE ANÁLISE DAS FASES DE SEMÁFOROS

	PLANO DE FASES						Ciclo	FATOR DE CARGA	DEMORA (s)	FILAS (veic.)	PARADAS	% CICLOS (Método Inglês)	GRAU DE SATURAÇÃO
	FASES												
	V	A	X	g	g	g							
Somente movimento de veículos (Método Inglês)	5,8	4	2	7,8			23	0,17	6,63	3,27	0,79	2,50	0,49
University LW University WL	9,2	4	2	11,2			47,5	1,00	7,15	4,70	0,83	5,00	0,62
San Pablo NS San Pablo SN	18,5	4	2	20,5			54	0,45	4,93	4,81	0,73	4,00	0,62
University LW University WL	21	4	2	23			58,2	1,00	4,41	3,38	0,67	2,00	0,48
San Pablo NS San Pablo SN	18,5	4	2	20,5			70	0,00	9,94	5,80	0,68	0,00	0,39
University LW University WL	31,7	4	2	33,7			60	0,22	10,08	10,02	0,75	1,00	0,63
San Pablo NS San Pablo SN	18,5	4	2	20,5			58,2	1,00	8,65	7,03	0,68	0,00	0,49
University LW University WL	27,5	4	2	29,5			70	0,00	13,24	7,20	0,74	0,00	0,44
San Pablo NS San Pablo SN	18,5	4	2	20,5			58,2	0,31	13,82	10,35	0,78	0,00	0,56
University LW University WL	31,7	4	2	33,7			60	0,00	8,37	10,02	0,65	0,00	0,55
San Pablo NS San Pablo SN	18,5	4	2	20,5			70	0,92	7,76	7,03	0,59	0,00	0,43
University LW University WL	31,7	4	2	33,7			60	0,00	15,12	8,11	0,78	0,00	0,48
San Pablo NS San Pablo SN	18,5	4	2	20,5			70	0,52	16,24	11,65	0,82	0,00	0,60
University LW University WL	31,7	4	2	33,7			60	0,58	7,28	7,03	0,55	0,00	0,41
San Pablo NS San Pablo SN	18,5	4	2	20,5			70	0,00	11,78	8,00	0,64	0,00	0,36
University LW University WL	31,7	4	2	33,7			60	0,00	12,61	11,49	0,67	0,00	0,45
San Pablo NS San Pablo SN	18,5	4	2	20,5			70	0,23	14,70	15,21	0,76	1,00	0,65
University LW University WL	31,7	4	2	33,7			60	1,00	13,27	10,67	0,69	0,00	0,50
San Pablo NS San Pablo SN	18,5	4	2	20,5			70	0,00	15,97	8,38	0,78	0,00	0,48
University LW University WL	31,7	4	2	33,7			60	0,52	17,45	12,05	0,82	1,00	0,61
San Pablo NS San Pablo SN	18,5	4	2	20,5			70	0,00	9,21	10,22	0,60	0,00	0,52
University LW University WL	31,7	4	2	33,7			60	0,52	7,98	7,17	0,55	0,00	0,41

## CAPÍTULO IV

### Interseções



## A – DEFINIÇÃO:

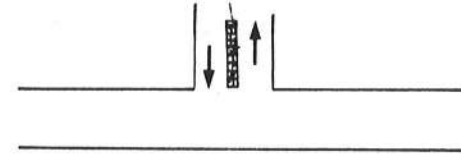
Canalização em interseções é a separação ou regulamentação dos movimentos de tráfego em conflito, fazendo com que os mesmos se façam em percursos (lugares) definidos pelo uso de marcas no pavimento, ilhas em nível superior ao do pavimento (15cm) ou outro meio adequado, de modo a melhorar a segurança pelos movimentos ordenados, tanto dos veículos como dos pedestres.

## B – PROPÓSITOS DA CANALIZAÇÃO:

A canalização tem por fim um ou mais dos seguintes propósitos:

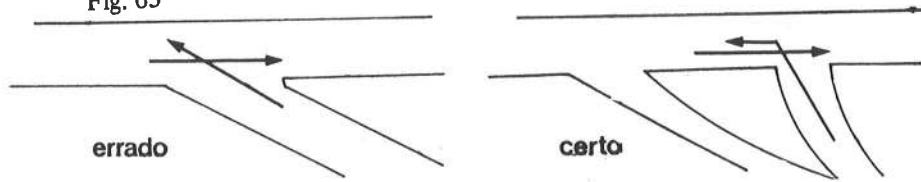
1. **Separação das áreas de manobras** – de modo que os motoristas possam tomar somente duas decisões em cada tempo, fazendo com que os conflitos sejam separados:

Fig. 62



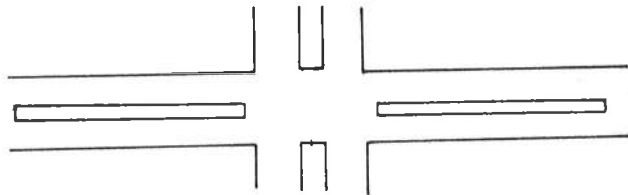
2. **Controle do ângulo de conflito** – diminuição dos ângulos de conflito, principalmente nos casos de alta velocidade ou altos volumes de tráfego.

Fig. 63



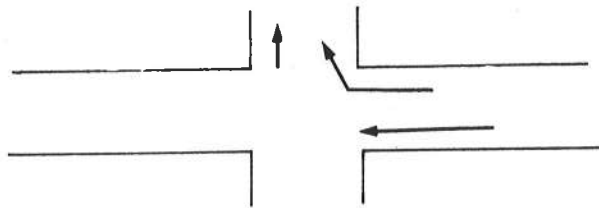
3. Redução de excessivas áreas pavimentadas — no caso de ruas muito largas e pequenos movimentos de tráfego.

Fig. 64



4. Ordenar o fluxo de tráfego e indicar o uso adequado da interseção — por meio de marcas no pavimento.

Fig. 65



5. Favorecer os movimentos de tráfego que cruzam o tráfego oposto — por meio de espaços para espera.

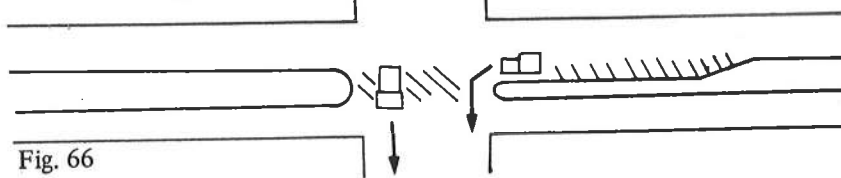
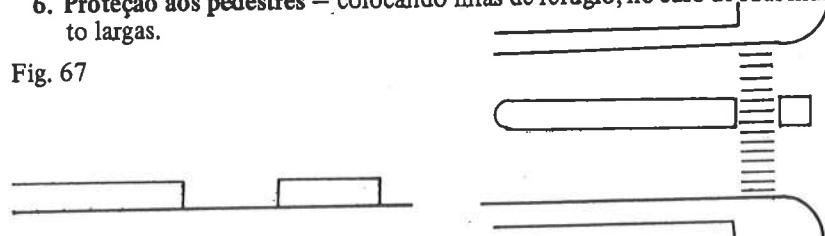


Fig. 66

6. Proteção aos pedestres — colocando ilhas de refúgio, no caso de ruas muito largas.

Fig. 67



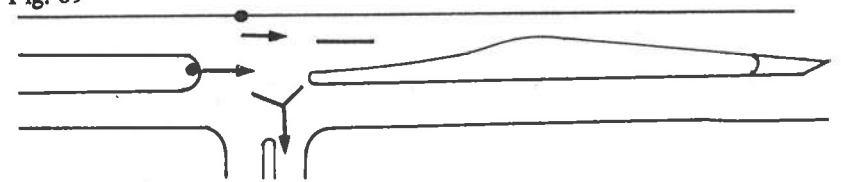
7. Proteção a veículos que cruzem ruas muito largas — as ilhas protegem os motoristas que não conseguiram atravessar toda a rua no tempo de sinal verde ou que fizeram o cruzamento, em parte, nas ruas de muito movimento.

Fig. 68



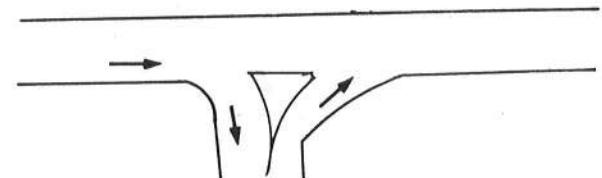
8. Prover lugar para a colocação dos controles de tráfego — os controles, sinais e símbolos, colocados no meio das ruas, são mais visíveis do que os colocados nos cantos.

Fig. 69



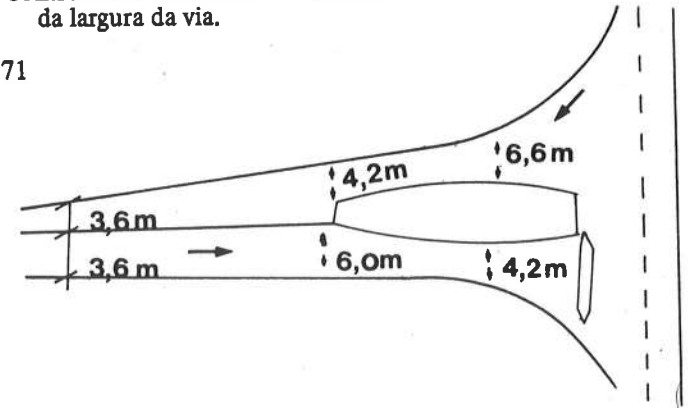
9. Desencorajar os movimentos proibidos.

Fig. 70



10. Controle da velocidade — normalmente feito através de diminuição da largura da via.

Fig. 71



Como objetivos ou necessidades gerais da canalização, temos que a mesma:

- a - assegura movimentos ordenados;
- b - aumenta a capacidade;
- c - aumenta a segurança; e
- d - dá maior conveniência ao tráfego em geral.

### C – ALGUNS ERROS COMUNS DE CANALIZAÇÃO

1. **Canalização em áreas muito pequenas, para permitir a colocação de ilhas de tamanho adequado** – uma ilha deve ter uma superfície de, pelo menos,  $5m^2$ .
2. **Usar canalização onde a mesma não é necessária** – baixos volumes de tráfego, podendo não ser respeitada.
3. **Número excessivo de pequenas ilhas** – usar poucas e grandes ilhas.
4. **Ilhas não facilmente visíveis** – ter cuidado em curvas e com a iluminação.
5. **Uso de canalização em interseções isoladas, não importantes** – usar a canalização em diversas interseções próximas ou em interseções isoladas, se esta for muito importante.
6. **Projeto geométrico inadequado das ilhas** – o projeto da ilha deve ser cuidadosamente feito, de modo que sua forma permita que os veículos se movam de maneira adequada e de modo que as ilhas não venham a constituir-se num perigo para o motorista.

### D – FATORES A SEREM CONSIDERADOS NO PROJETO:

Analisado o movimento dos veículos na interseção e querendo melhorá-lo com a canalização, devemos levar em conta os seguintes fatores:

#### 1. Fatores humanos:

- a - existe a tendência dos motoristas agirem conforme estão acostumados;
- b - desejo de fazer os movimentos mais simples;
- c - tempo de reação e decisão, conforme as alternativas;
- d - habilidade em tomar as decisões corretas; e
- e - suscetibilidade a confusões e surpresas.

### 2. Fatores devidos ao tráfego:

- a - volume de serviço;
- b - movimentos cruzados;
- c - tamanho e características operacionais do veículo;
- d - velocidade dos veículos;
- e - movimento de pedestres;
- f - experiências advindas da operação de trânsito e acidentes; e
- g - necessidade de controle de tráfego (semáforos).

### 3. Fatores físicos:

- a - área total da interseção;
- b - área de possíveis conflitos;
- c - ângulos de interseção;
- d - distância de visibilidade;
- e - greide, tipo de superfície e seção transversal;
- f - número, tamanho e forma das ilhas; e
- g - características das propriedades adjacentes.

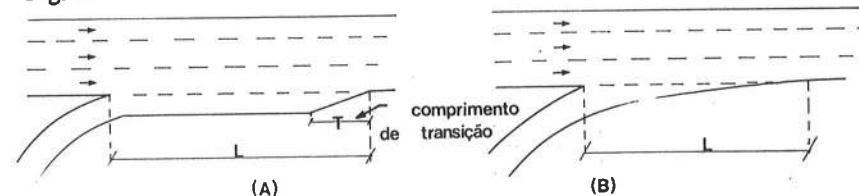
### 4. Fatores econômicos:

- a - custo da canalização em relação aos benefícios proporcionados; e
- b - efeito nas propriedades adjacentes, onde a canalização restringe ou impede certos movimentos de veículos, na área da interseção.

### E – FAIXAS DE ACELERAÇÃO

Uma faixa de aceleração é definida como uma área extra pavimentada, de largura constante ou variada, colocada paralelamente à via principal, em continuação a uma via de entrada, para facilitar aos veículos na entrada para a via principal. Abaixo mostramos dois tipos dessas faixas.

Fig. 73



O comprimento de aceleração (L), é determinado por dois fatores:

1. Tempo necessário para que os motoristas acelerem até atingir a velocidade dos veículos da via preferencial.

2. Um tempo de manobra, necessário até que o motorista que vai entrar na via principal tenha uma boa distância de visibilidade da mesma.

Na tabela a seguir, fornecemos o comprimento de aceleração (L) para condições médias, em função do tráfego e velocidades. O comprimento de transição (T) é só para a faixa de aceleração do desenho (A).

TABELA 27  
COMPRIMENTOS DE ACELERAÇÃO

	Velocidade média padrão para a via principal km/h	Comprimento de transição em metros	Comprimento de aceleração total, incluindo o de transição, em metros, para as seguintes velocidades médias padrão, da via de entrada - km/h			
			30	45	60	70
Altos volumes de tráfego	60	50	120	75	*	*
	70	60	190	150	75	
	80	68	280	240	160	75
	90	75	360	300	240	150
Baixos volumes de tráfego	60	50	75	*	*	*
	70	60	130	90	*	*
	80	68	210	150	75	*
	90	75	270	220	150	100

OBS.: \* o comprimento de transição já é maior do que o de aceleração.

## F – FAIXAS DE DESACELERAÇÃO

As faixas de desaceleração são definidas como uma área extrapavimentada, de largura constante ou variável, colocada paralelamente à via principal e antes de uma via de saída, para facilitar a saída dos veículos da via principal. A seguir mostramos três tipos dessas faixas:

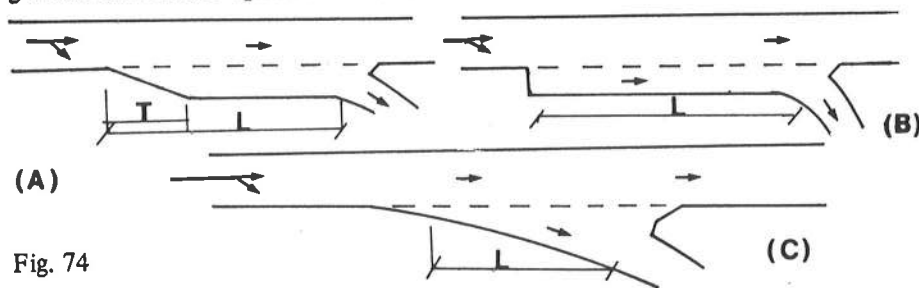


Fig. 74

Os desenhos (A) e (B) são iguais, exceto que a faixa é começada abruptamente no desenho (B), para atrair melhor a atenção do motorista. O desenho (C) apresenta melhores condições de manobras, mas exige um comprimento maior, sendo mais conveniente quando pequenas diferenças de velocidade devem ser eliminadas.

Os comprimentos das faixas de desaceleração são baseados nas diferenças de velocidade entre a velocidade da via principal e a via de saída, bem como na capacidade de desaceleração dos veículos.

Na tabela a seguir, fornecemos o comprimento para desaceleração (L), para condições médias, em função das velocidades médias padrões.

TABELA 28  
COMPRIMENTOS DE DESACELERAÇÃO

Velocidade média padrão da via principal	Comprimento de transição metros	Comprimento de desaceleração total, incluindo transição, em metros, para as seguintes velocidades médias, da via de saída, em km/h			
		30	45	60	70
60	50	75	50	*	*
70	60	105	75	60	*
80	68	120	105	75	—
90	75	135	120	105	75

OBS.: \* o comprimento de transição já é maior do que o de desaceleração.

## G – FAIXAS DE ESPERA

As faixas de espera são definidas como uma área extrapavimentada que serve para os veículos aguardarem a oportunidade para cruzar o tráfego oposto ou para fazer movimentos de retorno. Normalmente, as faixas para espera são colocadas junto com faixas para desaceleração, conforme mostram as figuras seguintes.

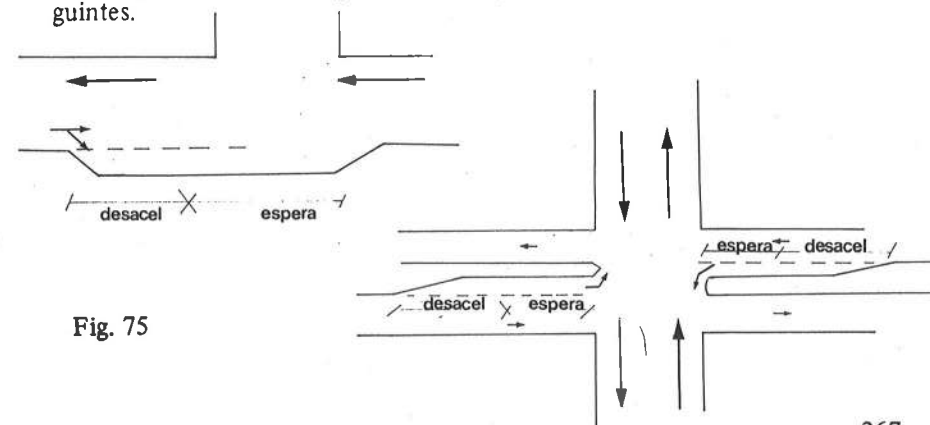


Fig. 75

O comprimento (L) das faixas de espera depende, principalmente, dos volumes de tráfego e, no caso de interseções sinalizadas, do tempo de ciclo dos sinais. Os volumes de tráfego são dados pelo VHP (volume horário de projeto) e presume-se que ocorram segundo a distribuição estatística de Poisson.

Vejamos um exemplo do cálculo de um comprimento de espera, para uma interseção sinalizada.

Exemplo:

a - Calcular o comprimento para espera, para o movimento de oeste para norte, do desenho a seguir, de modo que este comprimento seja adequado com a probabilidade de 0,96. A velocidade de movimento de projeto na rua, que terá o comprimento de espera, é de 80km/h.

O volume horário de projeto para o movimento de oeste para norte é de 150 veículos por hora, com 20% de caminhões. Assumir que um caminhão é equivalente a dois carros de passeio e que as chegadas para viradas à esquerda sejam aleatórias. O número de faixas indicadas no desenho é adequado para o volume de tráfego previsto, com um ciclo total de sinal de 80 segundos.

b - Se o comprimento para espera dos movimentos para a esquerda fosse calculado usando o procedimento descrito no livro *Geometric Design Stands for Canadian Road and Streets*, qual seria a probabilidade para se acomodarem os veículos que querem virar para a esquerda?

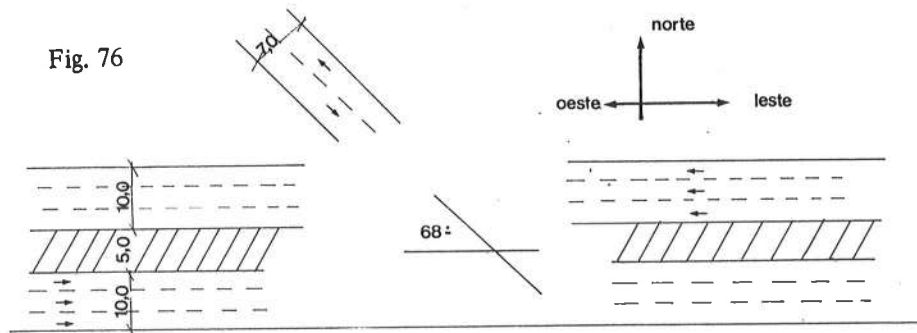


Fig. 76

Resolução:

Item a -

Usando a distribuição de Poisson

$$P(x) = \frac{m^x \cdot e^{-m}}{x!} \quad \text{onde: } P(x) = \frac{m^x \cdot e^{-m}}{x!}$$

x = nº de ocorrências por ciclo de sinal

m = média do nº de ocorrências por ciclo de sinal

P(x) = probabilidade de se ter o valor x

$$m = \frac{\text{VHP}}{3.600} \times C \quad \begin{array}{l} C = 80 \text{ segundos} \\ \text{VHP} = 150 \text{ vph, com } 20\% \text{ de caminhões} \end{array}$$

1 caminhão = 2 carros de passeio

80% - carros de passeio - 80 car. passeio

20% - caminhões - 40 " "

120%

$$\text{VHP} = \frac{150 \times 120}{100} = 180 \text{ vph}$$

$$m = \frac{180}{3.600} \times 80 = 4 \text{ veículos por ciclo de sinal}$$

Agora vamos dando valores para x e vendo qual a probabilidade até que a  $\sum P(x)$  seja igual ou maior do que o valor dado = 0,96.

$$\text{Para } x = 0 \quad P_0 = P(x=0) = \frac{m^0 \cdot e^{-m}}{0!} = e^{-m} = e^{-4}$$

$$\therefore P_0 = 0,0183156$$

$$\text{Para } x = 1 \quad P_1 = P(x=1) = \frac{m^1 \cdot e^{-m}}{1!} = 4 \times P_0$$

$$\therefore P_1 = 0,0732624$$

$$\text{Para } x = 2 \quad P_2 = P(x=2) = \frac{m^2 \cdot e^{-m}}{2!} = \frac{4}{2} \times P_1$$

$$\therefore P_2 = 0,1465248$$

Para  $x = 3$

$$P3 = \frac{m^3 \cdot e^{-m}}{3!} = \frac{4}{3} \times P2$$

$$\therefore P3 = 0,1953664$$

Para  $x = 4$

$$P4 = \frac{m^4 \cdot e^{-m}}{4!} = \frac{4}{4} \times P3$$

$$\therefore P4 = 0,195366$$

Para  $x = 5$

$$P5 = \frac{m^5 \cdot e^{-m}}{5!} = \frac{m}{5} \times P4$$

$$\therefore P5 = 0,1562931$$

Para  $x = 6$

$$P6 = \frac{m^6 \cdot e^{-m}}{6!} = \frac{m}{6} \times P5$$

$$\therefore P6 = 0,1041954$$

Somando as várias probabilidades, temos:

$$P0 + P1 + P2 + P3 + P4 + P5 + P6 = 0,8893241$$

menor do que 0,96.

Logo, precisamos calcular a probabilidade de ocorrer, por ciclo de sinal, mais de seis veículos querendo virar à esquerda.

Para  $x = 7$

$$P7 = \frac{m^7 \cdot e^{-m}}{7!} = \frac{m}{7} \times P6$$

$$\therefore P7 = 0,0595402$$

Para  $x = 8$

$$P8 = \frac{m^8 \cdot e^{-m}}{8!} = \frac{m}{8} \times P7$$

$$\therefore P8 = 0,0297701$$

Somando, temos:

$P0 + P1 + P2 + P3 + P4 + P5 + P6 + P7 + P8 = 0,9786344$  maior do que 0,96. Logo, nosso comprimento para espera deve ser capaz de comportar oito carros.

Presumindo que o carro médio brasileiro tenha 5,4 metros (incluindo as distâncias entre os veículos), no comprimento para espera deverá ter  $5,4 \times 8 = 43,2$  metros.

Item b -

O método canadense descrito no livro citado adota o comprimento de espera igual ao comprimento ocupado pelo número de carros que ocorre em média por ciclo de sinal, no caso da velocidade de movimento de projeto a via ser inferior a 60km/h; no caso de velocidade maior do que 60km/h, o espaço é simplesmente dobrado.

Para o nosso exemplo, o número médio de carros por ciclo, que dobram à direita, é = 4 (ver item a).

Como a velocidade de movimento de projeto da via que terá o comprimento de espera é de 80km/h, que é maior do que 60km/h, tomamos o comprimento de  $4 \times 2 = 8$  carros.

O comprimento de espera será igual ao do item anterior, com 43,2 metros, para carro médio, de 5,4 metros.

Para saber qual a probabilidade de acomodação dos veículos, deveríamos calcular e somar  $P0, P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7$  e  $P8$ , o que já fizemos no item a, achando a probabilidade de

$$P = 0,9786344.$$

Respostas:

Para a parte a -  $L = 43,2$  metros  
Para a parte b -  $P = 0,9786344$



### a. Ilhas Direcionais

São ilhas usadas para controlar e dirigir o tráfego, para os percursos pretendidos pelos motoristas. Os movimentos confusos, resultantes de áreas muito espaçosas pavimentadas, podem ser eliminados por meio da construção de ilhas nas partes menos usadas, de modo a reduzir a dispersão dos motoristas. As ilhas direcionais podem ser de muitas formas e tamanhos, dependendo das condições e dimensões da interseção; algumas delas são ilustradas nas figuras das próximas páginas. A forma mais comum é a triangular, que serve para separar os movimentos que viram à direita do restante do tráfego (ver ilha a do desenho). As ilhas centrais c ou g, podem servir como guia, em torno das quais se dão os movimentos.

As ilhas direcionais devem ser colocadas de modo que os caminhos a serem escolhidos pelos motoristas sejam óbvios, fáceis de seguir e de inquestionável continuidade. Elas devem permitir que as correntes de tráfego, na mesma direção, se juntem em pequenos ângulos e que as correntes de tráfego que devem cruzar correntes opostas, o façam em ângulos mais próximos de 90°. As linhas limites das ilhas devem ser linhas curvas, fáceis de serem seguidas, ou linhas retas, perto e paralelas às linhas de movimento. Onde as ilhas separam o tráfego que vira do que continua em linha reta, o raio de porção em curva da ilha deve ser igual ou maior do que o mínimo admissível para as velocidades esperadas. Os motoristas não devem ser surpreendidos com áreas não usáveis em seu caminho. Assim, antes da parte da primeira ilha a ser encontrada, deve haver marcas ou rugosidade no pavimento.

Interseções com muitos movimentos de viradas podem necessitar de três ou mais ilhas, para canalizar os vários movimentos.

Existem limites práticos no uso de muitas ilhas para canalização; um grupo de ilhas, separando muitas faixas de sentido único, podem causar confusão e resultar em inadvertidas entradas em contramão. Os percursos podem ser confusos somente para os motoristas que os usam pela primeira vez, funcionando adequadamente nas outras passagens do mesmo motorista. Os perigos da multiplicidade de ilhas, entretanto, sugere que poucas ilhas grandes são preferíveis, em relação a um grande número de pequenas ilhas. Em interseções onde existem grandes números de movimentos possíveis, é aconselhável que se coloquem temporariamente ilhas móveis ou bancos de areia de vários tamanhos e formas, observando o que ocorre com os fluxos de tráfego, escolhendo-se, mais tarde, as ilhas definitivas.

Ilhas colocadas apropriadamente apresentam bastante vantagens, onde os movimentos que viram são de grande quantidade. Em interseções pouco importantes, com ruas de somente duas faixas, normalmente não são usadas ilhas, pois estas deverão ser muito pequenas e podem constituir-se em perigo.

A área das ilhas direcionais deve ter um mínimo absoluto de 4,5m<sup>2</sup> sendo,

porém, a medida preferível, de 7,0m<sup>2</sup>. As extremidades deverão ser arredondadas, sendo seus lados não menores do que 2,5m e, preferivelmente, 3,5m, se são triangulares. No caso de serem alargadas (tipo gota), a largura mínima deverá ser de 1,20m, com um comprimento de 3,5 a 6,0m, no mínimo.

As ilhas pequenas devem ser delineadas por meios-fios, devendo-se adotar meios-fios transponíveis no caso da via principal não possuir meios-fios e ainda afastar as ilhas de 0,60 a 0,90m do bordo da pista; no caso da via possuir acostamentos, as ilhas devem situar-se junto ao bordo externo dos mesmos.

Quando a via principal tem meios-fios transponíveis, a ilha também os deverá ter, sendo que os meios-fios de ambos deverão estar alinhados, a não ser na parte da extremidade dianteira da ilha (onde se dá a divergência de trânsito) onde deverá afastar-se.

No caso de ter meios-fios intransponíveis, estes devem sempre afastar-se do bordo da pista, para evitar a sensação de restrição lateral aos motoristas. Nas pistas de conversão, onde as velocidades são baixas, não se afastam os meios-fios transponíveis e, somente, os intransponíveis.

As extremidades dianteiras das ilhas são afastadas de 1,20 a 1,80m do bordo da pista, no caso de não haver acostamento e, havendo, o afastamento poderá ser desprezado. Em pistas de conversão o afastamento poderá ser de 0,60 a 0,90m. As extremidades dianteiras das ilhas deverão ser arredondadas, com raios mínimos de 0,60 a 0,90m. Em extremidades onde só existe confluência de trânsito, o raio poderá ser de somente 0,30m. As primeiras ilhas a serem encontradas pelos veículos, numa interseção, devem ser precedidas de marcas no pavimento, pavimentos de texturas diferentes e mesmo rugosidades na superfície de rolamento das proximidades. Se possível, deverá ainda haver sinalização adequada, principalmente à noite, para o que se podem usar guias e sinais refletivos.

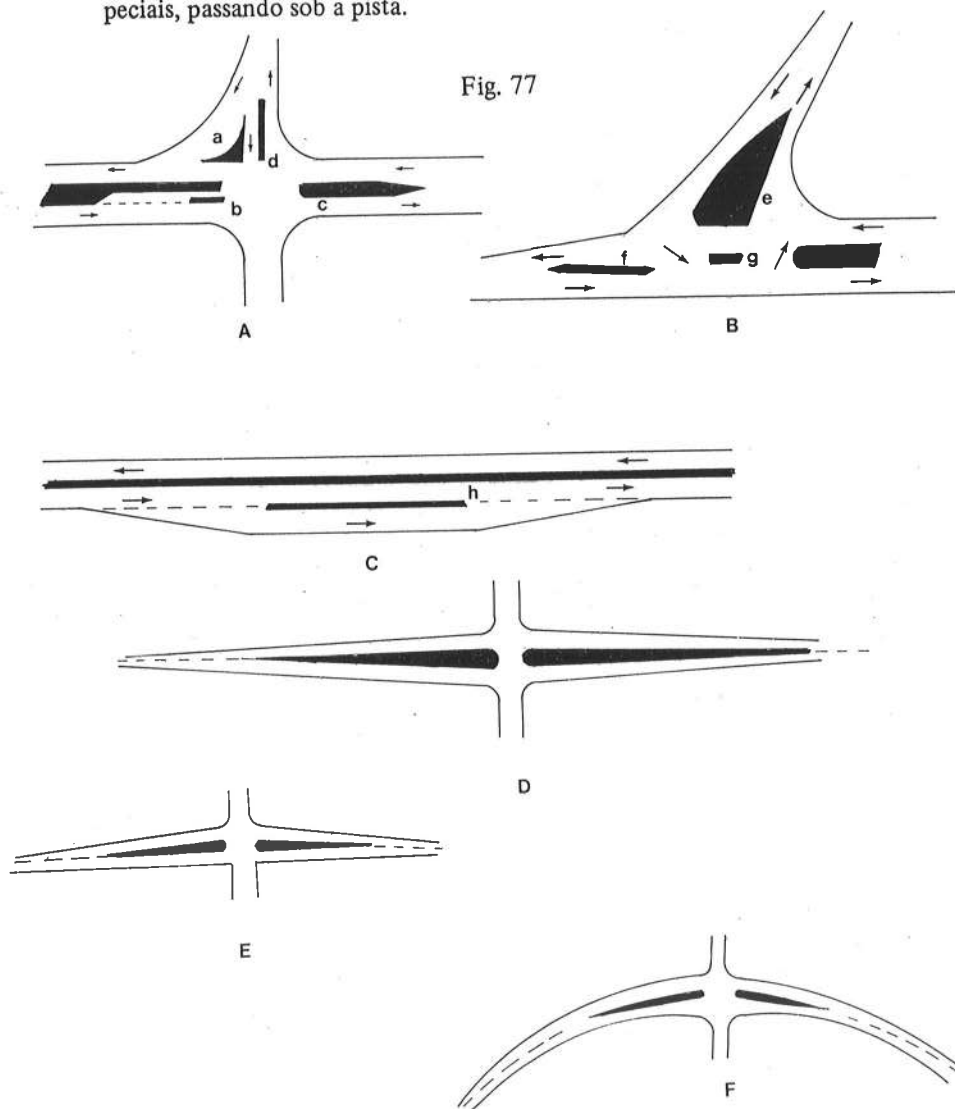
### b - Ilhas Divisionais:

As ilhas divisionais são introduzidas nas ruas de dois sentidos de tráfego, principalmente próximas às interseções. Elas fazem com que os movimentos de virada se façam em áreas menores e definidas e apresentam vantagens, principalmente na construção de faixas de espera, em movimentos para a esquerda. Uma variedade de ilhas divisionais, que dividem o tráfego oposto, c, d, e e f, são ilustradas nas figuras a seguir. As ilhas b e h são formas que separam o tráfego de mesma direção.

Quando uma rua é suficientemente larga para incluir uma ilha divisional, esta deve ser feita de modo que os percursos sejam evidentes para cada motorista. O alinhamento não deve exigir muito esforço mental por parte do motorista. Normalmente, o pavimento é dividido mais ou menos na metade para cada sentido. O acréscimo de largura pode ser feito somente num,

dos lados da rua, conforme mostra a Fig. E; isto é feito no caso de mais tarde querer-se duplicar a largura da rua, o que é feito no lado que não sofreu aumento em sua largura.

As dimensões para o caso das ilhas direcionais, se aplicam também a este tipo de ilha, para o caso das interseções urbanas, principalmente. No caso das interseções rurais, estas ilhas não deverão ter comprimentos menores do que 30m, sendo aconselháveis comprimentos de 60 a 150m, principalmente nos locais onde existe redução de visibilidade. Se as ilhas forem pequenas, sua superfície poderá ser convexa, fazendo com que o escoamento das águas se processe em direção à pista. Nas maiores, haverá construção de drenos especiais, passando sob a pista.



### c - Ilhas de Refúgio

As ilhas de refúgio ou ilhas de pedestres ficam próximas ou nas faixas de travessia dos pedestres, para protegê-los. São usadas, principalmente, nas ruas largas, ruas de muito movimento ou de elevadas velocidades. Muito raramente podem ser usadas para ponto de ônibus, onde, normalmente, existem túneis ou passarelas que ligam a ilha às calçadas, podendo, em certos casos, diminuir as distâncias percorridas pelos pedestres, para tomarem os ônibus. As ilhas a, b, c, d, e e f, nas figuras anteriores, são exemplos deste tipo de ilhas.

## I - ALGUNS PROCEDIMENTOS GERAIS PARA CERTOS TIPOS DE CANALIZAÇÃO EM INTERSEÇÕES

### 1. Canalização de movimentos para a esquerda:

- a - determinar se existe largura adequada;
- b - determinar o comprimento da faixa para espera;
- c - determinar o comprimento de transição adequado;
- d - determinar se a canalização deve ser permanente ou temporária; e
- e - colocar marcas no pavimento, indicando que aquela faixa é de uso exclusivo dos veículos que viram à esquerda.

### 2. Canalização de movimentos para a direita:

- a - se o canto de interseção é pavimentado, possuindo um grande raio de curvatura, pode ser possível instalar uma ilha triangular;
- b - determinar se o custo de ilha é justificável;
- c - determinar o tamanho aproximado da ilha;
- d - determinar os bordos da ilha, com relação às faixas de tráfego;
- e - determinar se a canalização é permanente ou temporária; e
- f - colocar no pavimento marcas, indicando que aquela faixa é de uso exclusivo dos veículos que viram à direita.

### 3. Canalização de interseções em Y:

- a - determinar que parte do Y leva os maiores fluxos de tráfego;
- b - canalizar o fluxo menor, de modo que ele cruze o maior em ângulo reto;
- c - localização das ilhas;
- d - localização das ilhas de parada ou faixas para cruzamento de pedestres; e
- e - colocação de símbolos ou semáforos.

## J – DETALHES DA CONSTRUÇÃO DAS ILHAS

### 1. Terminal para Ramais de Enlace:

São assim chamadas as zonas onde um ramal de interseção encontra a pista destinada ao trânsito direto.

#### 1.1 - Terminal de saída:

Na saída direcional, o deslocamento da extremidade da ilha, com relação ao bordo da via principal, deverá ser de 1,20 a 3,60m, de modo que motoristas que, equivocadamente, tenham iniciado a entrada no ramal possam voltar à via principal. Este deslocamento possui a anotação D. O deslocamento sofre uma diminuição gradual, até 0, numa extensão C denominada “comprimento de transição”, o qual é obtido pela seguinte fórmula:

$$C = \frac{D \times V}{9}$$

C e D são dados em metros e V, dado em km/hora, é a velocidade diretriz da via principal.

#### 1.2 - Terminal de entrada:

O pavimento da pista de entrada, deve ser, aproximadamente, paralelo ao da rodovia. Nas entradas de faixa única é comum um pequeno estreitamento na saída, para melhor orientar os veículos, impedindo que possam entrar dois veículos ao mesmo tempo, na via principal.

Sendo W<sub>2</sub> a largura da pista antes da entrada e W<sub>1</sub> a largura da faixa de aceleração ou faixa de trânsito correspondente, o comprimento do estreitamento mencionado é dado pela fórmula

$$F = \frac{V(W_2 - W_1)}{3,6}$$

sendo V a velocidade de segurança da curva do ramal e F o comprimento desejado. V é dado em km/h e F em m.

A fórmula mais usada, não havendo problemas de espaço, é:

$$F = 15 (W_2 - W_1)$$

que equivale a um comprimento igual a 15 vezes a redução da largura.

Fig. 78  
TERMINAIS DE ENTRADA NA RODOVIA

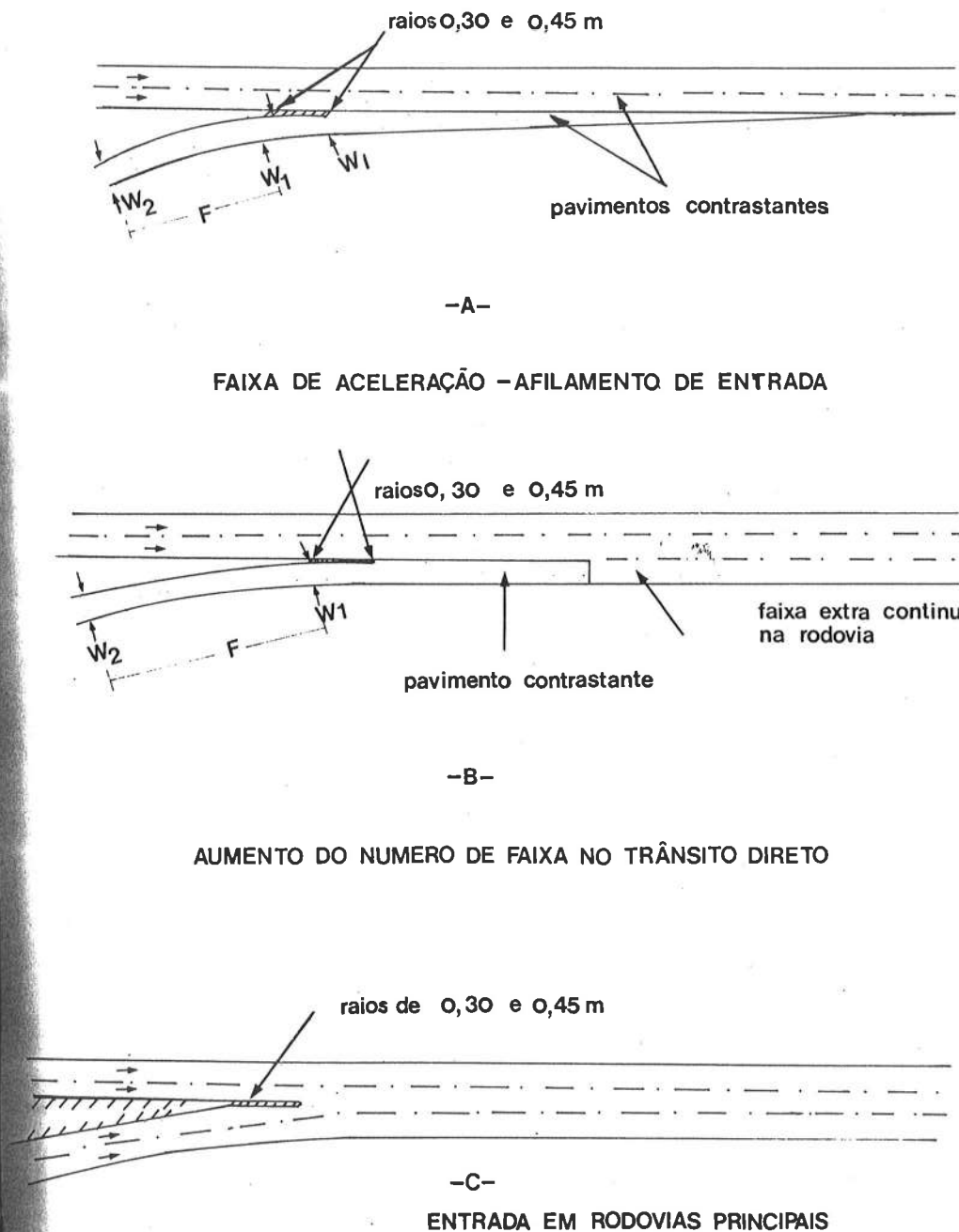
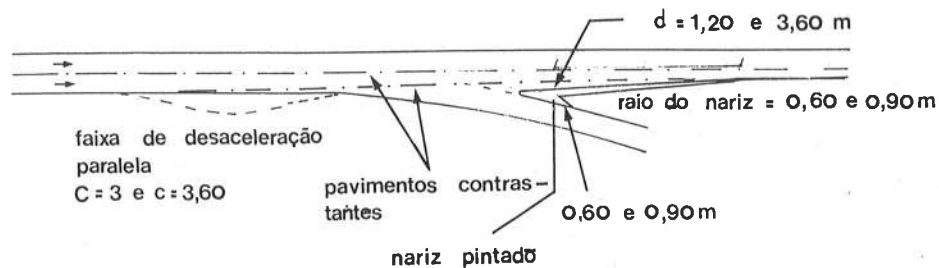
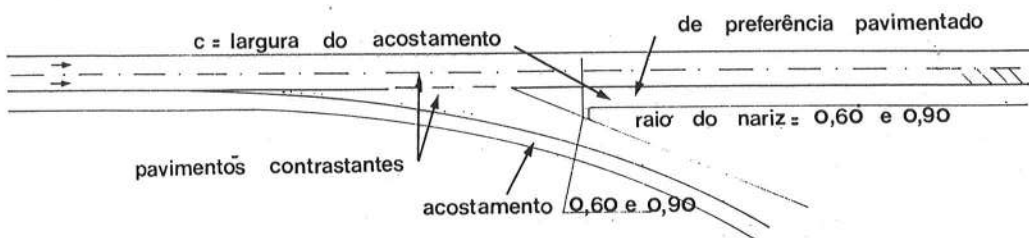


Fig. 79 - TERMINAIS DE SAÍDA NA RODOVIA



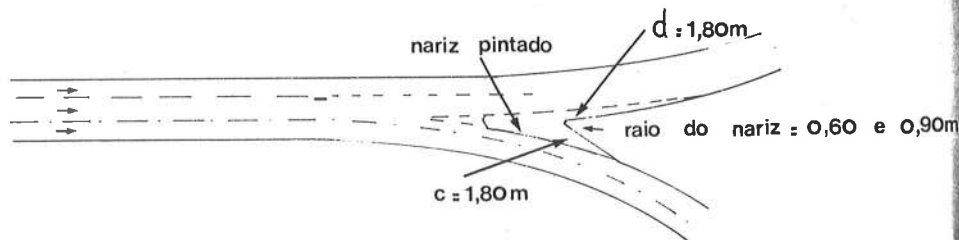
A - ACOSTAMENTO ESTREITO OU NÃO ESTABILIZADO



B - ACOSTAMENTO ESTABILIZADO OU PAVIMENTADO  
ESTREITAMENTO DE SAÍDA E FAIXA DE DESACELERAÇÃO



C - REDUÇÃO NO NÚMERO DE FAIXA DO DIRETO



D - ENTRONCAMENTOS PRINCIPAIS

### 1.3 - Largura de ambos os tipos de terminais (ramais de enlace):

A largura dos ramais depende do tipo de operação da pista, do volume e do tipo do trânsito de conversão. Os tipos de operação são classificados em:

#### Caso I:

Operação em única faixa e única direção, não sendo previstas ultrapassagens, adotados para movimentos de conversão secundária e baixos volumes de trânsito, onde a pista de conversão é relativamente curta.

#### Caso II:

Operação em única faixa e única pista, sendo previstas possibilidades de ultrapassagem aos veículos parados; aplicáveis para todos os movimentos de conversão com intensidades de trânsito de moderado a pesado que não excedam, entretanto, a capacidade de operação de uma ligação de faixa única.

#### Caso III:

Operação em faixa dupla, com mão única ou dupla; aplicáveis onde a operação é nos dois sentidos ou unidirecional, para suportar trânsito muito intenso.

Os volumes e tipo de trânsito que utilizam o ramal, são classificados em:

#### Condição de Trânsito A:

predominando automóveis, com possibilidade para alguns veículos do tipo C (conforme quadro anexo, corresponde ao tipo SU da AASHO).

#### Condição de Trânsito B:

número suficiente de veículos C para impor as condições do projeto, com possibilidades para veículos C 15 (ver quadro anexo); volumes moderados de caminhões, perfazendo 5 a 10% do tráfego total.

#### Condição de Trânsito C:

número suficiente de veículos C 13 e C 15, para impor as condições do projeto, ou intensidade elevada de caminhões, incluindo alguns semi-reboques.

No quadro a seguir, apresentamos as diversas larguras das pistas de conversão ou ramal e modificações, de acordo com a natureza do bordo da pista. Para maior elucidação desse quadro, damos o quadro a seguir, observando que, para o Caso II, o segundo veículo indicado é suposto parado:

	Condição A	Condição B	Condição C
Caso I	P	C	C 15
Caso II	P - P	P - C	C - C
Caso III	P - C	C - C	C 15 - C 15

Para elucidação, damos o quadro das dimensões dos veículos de projeto, seguindo as normas americanas:

Veículos de Projeto	Comprimento Total	Distância entre eixos	Balanços		Largura total	Altura total	Raio Min. Giro
			Dianteiro	Trazeiro			
P	5,79	3,66	0,91	1,22	1,96	2,14	8,53
C ou SU	9,15	6,10	1,22	1,83	2,44	3,66	13,72
C 13 ou C 43	13,11	10,67	1,22	1,22	2,44	3,81	12,19
C 15 ou C 50	15,24	13,41	1,22	0,61	2,44	3,81	13,44

#### 1.4 - Espaço livre fora dos bordos das pistas:

Os acostamentos são dispensáveis nos pequenos trechos das pistas de conversão ou ramais, a não ser em interseções de grande porte. No quadro seguinte damos os diversos espaços livres, laterais, para os ramais de mesmo nível (interseções).

#### 1.5 - Condições dos raios de curvatura:

Com base nas trajetórias que os veículos de projeto podem seguir, a AASHO elaborou uma tabela para projeto mínimo das bordas das pistas para as quatro categorias fixadas, operando a velocidades inferiores a 15km/h. Para o seu emprego, entra-se com o veículo de projeto e com o ângulo de conversão, obtendo-se o raio mínimo de curva circular a empregar ou os raios das curvas compostas correspondentes. A referida tabela fornece, ainda, o afastamento a ser obedecido pela curva central, no caso de curva composta.

#### LARGURA DE PROJETO PARA AS PISTAS DE CONVERSÃO

R Raio no bordo interno do pavimento (m)	LARGURA DA PISTA								
	CASO I Faixa e mão únicas: não prevê ultrapassagem			CASO II Faixa e mão únicas: prevê ultrapassagens aos veículos paralisados			CASO III Faixa dupla, única ou bidirecional		
	CONDIÇÕES DE TRÂNSITO PARA PROJETO								
	A	B	C	A	B	C	A	B	C
15	4,9	5,2	6,1	6,4	7,3	8,2	9,1	10,0	11,3
20	4,7	5,1	5,7	6,2	6,9	7,8	8,7	9,6	10,7
30	4,3	4,9	5,2	5,8	6,4	7,3	8,2	9,1	10,0
45	4,0	4,6	4,9	5,5	6,1	7,0	7,9	8,8	9,4
60	4,0	4,6	4,9	5,5	6,1	6,7	7,9	8,5	8,8
90	3,6	4,6	4,6	5,2	5,8	6,4	7,6	8,2	8,5
120	3,6	4,3	4,6	5,2	5,8	6,4	7,6	8,2	8,5
150	3,6	4,3	4,6	5,2	5,8	6,4	7,6	8,2	8,2
Tangente	3,6	4,3	4,3	4,9	5,5	6,1	6,7	7,3	7,3

#### MODIFICAÇÕES DA LARGURA, DE ACORDO COM A NATUREZA DO BORDO DA PISTA

		CASO I	CASO II	CASO III
Acostamento não estabilizado		nenhuma	nenhuma	nenhuma
Meio-fio transponível		nenhuma	nenhuma	nenhuma
Meio-fio de Barreira	Um lado	umentar 0,30	nenhuma	umentar 0,30
	Dois Lados	umentar 0,60	umentar 0,30	umentar 0,60
Acostamento estabilizado em um ou ambos os lados		nenhuma	deduzir a largura do acostamento; largura máxima pista = Caso I	deduzir 0,60m quando o acostamento tiver largura = ou superior a 1,20m.

No quadro anexo, apresentamos a referida tabela da AASHO transformada para unidades métricas. Recomenda-se que seja sempre usada a curva correspondente ao maior veículo que represente uma percentagem apreciável do trânsito que gira na esquina considerada.

**LARGURA DO ACOSTAMENTO  
OU  
ESPAÇO LIVRE FORA DOS BORDOS DA PISTA LATERAL EQUIVALENTE**

Condição da pista no ramal	Projeto	Largura do acostamento ou espaço livre equivalente (m)	
		À esquerda	À direita
Ao nível do terreno, trechos curtos, geralmente dentro de interseção canalizada	Mínimo	Pontes, cercas ou muros de proteção afastados no mínimo de 0,30m	
		1,2	1,2
	Preferível	1,2	1,2
Ao nível do terreno, trechos médios e longos, em corte ou em aterro	Mínimo	1,2	1,2
	Preferível	1,8 a 3,0	2,4 a 3,6

Quando se deseja que os veículos girem com velocidades superiores a 15km/h, é necessário aumentar mais os raios das esquinas a dar à pista uma inclinação adequada. Isto, no entanto, impossibilitaria a transição da superelevação com o resto da pista e exigiria a construção de grandes áreas pavimentadas, que não seriam utilizadas. Por esta razão, neste caso, deverão ser construídas pistas separadas para acomodar estas conversões, sendo esta a forma mais simples de canalização.

Em quadro anexo, apresentamos as condições mínimas recomendadas pela AASHO adaptadas a unidades métricas para estas pistas, que permitem aos automóveis converterem a 25km/h e aos caminhões a velocidades mais baixas, sem, no entanto, invadirem as faixas adjacentes.

As ilhas, neste caso, serão usadas nas áreas não utilizadas. Em geral, elas devem ser desimpedidas até a pista, na faixa de 0,60m e serem delimitadas por meios-fios transponíveis, à exceção das grandes ilhas. O quadro fornece o tipo de curva a empregar em função do ângulo e das condições de conversão do trânsito, bem como a largura das pistas e o tamanho das ilhas.

Como orientação para o emprego deste último quadro, sugere-se usar a condição C, quando isso não implicar em grande aumento de despesas ou quando for esperado grande movimento de veículos dos tipos indicados.

**Observação:** Não é necessário dar superelevação à pista, embora a inclinação transversal para a drenagem deva ser feita pelo interior da curva.

Os raios de curvatura mínimos para curvas circulares, que se devem empregar para o bordo interior das pistas, nas interseções, e que permitem conversões a menos de 25km/h são aqueles apresentados nos

quadros a seguir. Quando se deseja, porém, que os veículos possam converter a velocidades maiores, é preciso proporcionar curvas com raios maiores, superelevações adequadas e curvas de transição.

**RAIOS MÍNIMOS PARA BORDOS DE PISTAS DE CONVERSÃO  
(V ≤ 15km/h)**

Veículo de projeto	Ângulo de conversão	Curva circular simples Raio (m)	Curva circular composta			
			Raios (m)	Afastamento (m)		
P C C 13 C 15	30°	18 30 45 60	— — — —	— — — —		
P C C 13 C 15		45°	15 23 36 45	— — — 60-30-60	— — — 0,90	
P C C 13 C 15			60°	12 18 30 —	— — — 60-23-60	— — — 1,00
P C C 13 C 15				75°	10 17 23 —	30- 8-30 36-14-36 36-14-36 45-15-45
P C C 13 C 15	90°				9 15 — —	30- 6-30 36-12-36 36-12-36 45-15-45
P C C 13 C 15		105°			— — — —	30- 6-30 30-10-30 30-10-30 45-12-45
P C C 13 C 15			120°		— — — —	30- 6-30 30- 9-30 30- 9-30 30-10-36
P C C 13 C 15				135°	— — — —	30- 6-30 30- 9-30 30- 9-30 36- 9-36
P C C 13 C 15	150°				— — — —	23- 6-23 30- 9-30 30- 9-30 36- 9-36
P C C 13 C 15		180°			— — — —	15- 5-15 30- 9-30 30- 6-30 36- 8-36

CONDIÇÕES MÍNIMAS DE PROJETO PARA PISTAS DE CONVERSÃO  
( $V \leq 25\text{km/h}$ )

Ângulo de conversão	Classificação do projeto	Curva composta de três centros		Largura da pista (m)	Área apr. da ilha (m <sup>2</sup> )
		Raios (m)	Deslocamento (m)		
75°	A	45-23-45	1,0	4,3	5,5
	B	45-23-45	1,5	4,9	4,5
	C	55-27-55	1,0	5,5	4,5
90°	A	45-15-45	0,9	4,3	4,5
	B	45-15-45	1,5	4,9	10,0
	C	55-20-55	1,4	5,5	20,0
105°	A	36-12-36	0,6	4,6	6,5
	B	36-12-36	1,4	6,1	5,5
	C	45-12-45	2,3	7,9	4,5
120°	A	30- 9-30	0,8	4,9	11,0
	B	30- 9-30	1,5	7,3	6,5
	C	36-10-36	2,1	8,5	14,0
135°	A	30- 9-30	0,8	4,9	43,0
	B	30- 9-30	1,5	7,9	34,0
	C	36- 9-36	2,4	8,5	46,0
150°	A	30- 9-30	0,8	4,9	130,0
	B	30- 9-30	1,5	8,5	115,0
	C	36- 9-36	2,3	9,8	140,0

As curvas, nas interseções, não são da mesma categoria que as rodovias em geral. Nelas, os usuários esperam fortes curvaturas e estão dispostos a tolerar maior força centrífuga e a usar coeficientes de atrito lateral mais elevados, já que representam uma porção muito pequena do percurso total dos veículos. Por este motivo, não devem ser projetadas as curvas e superelevações, nas interseções, aplicando-se os mesmos critérios que se adotam nas vias em geral. Nas interseções se empregam, freqüentemente, os raios de curvatura mínimos para a velocidade diretriz selecionada, a fim de que elas ocupem o menor espaço possível. No quadro a seguir são apresentados os raios mínimos para curvas circulares e as superelevações correspondentes:

RAIOS MÍNIMOS PARA CURVAS EM INTERSEÇÕES,  
conforme as velocidades diretrizes, maiores do que 25km/h.

Veloc. diretriz da interseção, km/h	25	30	40	50	60	70
Coefficiente de atrito lateral	0,32	0,28	0,23	0,20	0,17	0,15
Superelevação recomendada, m/m	0,00	0,02	0,04	0,06	0,08	0,09
Raio mínimo para o projeto, m.	15	25	45	75	115	160
Velocidade média de operação, km/h	24	27	35	43	51	59

Observações:

1. Os raios acima são adotados de preferência no bordo interno da pista;
2. Para velocidades superiores a 70km/h usam-se os valores correspondentes a vias em geral;
3. Em casos especiais podem ser calculadas as superelevações, usando a fórmula:

$$R = \frac{V^2}{127(e+f)}$$

aplicando os coeficientes de atrito da tabela.

Nas interseções poderão ser empregadas espirais ou clotóides de transição entre as retas e as curvas circulares. Os comprimentos das espirais podem ser menores nas curvas de conversão das interseções do que aqueles adotados nas curvas das rodovias e se aplicam os mínimos indicados no quadro a seguir:

COMPRIMENTOS MÍNIMOS DAS ESPIRAIS NAS CURVAS DE CONVERSÃO

Veloc. diretriz (p/ conversão) em km/h	30	40	50	60	70
Raio mínimo em m	25	45	75	115	160
Comprimento mínimo da espiral em m	20	27	35	42	58

As curvas compostas em interseções, onde o raio de uma é maior que o dobro da outra, devem ter uma espiral ou outra curva circular de raio intermediário de transição inserido entre elas. O comprimento necessário de espiral pode ser obtido do quadro anterior, usando um raio igual àquele correspondente ao grau obtido pela diferença dos graus dos dois raios utilizados.

Se forem usadas curvas compostas de forma tal que a relação entre os raios de dois arcos adjacentes não passe de dois, o uso das espirais será dispensável.

Os arcos circulares dessas curvas compostas devem ser suficientemente extensos para que os motoristas possam efetuar as mudanças de velocidades necessárias. O comprimento mínimo que se recomenda para os arcos é aquele que aparece no quadro seguinte, sempre que estiverem precedidos por uma curva com o dobro do seu raio ou seguidos por outra com a metade do seu raio.

## COMPRIMENTO DOS ARCOS CIRCULARES PARA CURVAS COMPOSTAS

Raio (m)	30	45	60	75	90	120	150
Comprimento mínimo	12	15	20	25	30	35	40
Arco circular (m) desejável	18	20	25	35	45	55	60

Nas pistas de conversão dos terminais, o alinhamento dos bordos das pistas deve permitir aos motoristas mudarem de velocidade e direção sem dificuldades.

## K – DIMENSIONAMENTO DE RÓTULAS

### 1. Método Inglês

As rótulas são também conhecidas pelo nome de giradores ou cruzamentos de espaço negociado (as interseções com semáforos seriam ditas cruzamento de tempo negociado) e seu elemento fundamental é a seção de entrelaçamento.

O dimensionamento de rótulas leva em conta sua capacidade efetiva que é, na realidade, a capacidade da seção de entrelaçamento crítica.

O ondeamento ou entrelaçamento é a manobra executada pelos veículos ao se deslocarem obliquamente em relação ao eixo da via, para se ajustar às novas diretrizes de desejo dos usuários; esta manobra se dá na seção de entrelaçamento.

TRL – Laboratório de Pesquisas em Transportes da Inglaterra, desenvolveu a seguinte fórmula para a capacidade da seção de entrelaçamento, baseado em várias experiências práticas:

$$C_p = \frac{287 (1 + \frac{e}{W}) (1 - \frac{P}{3}) \times w}{1 + \frac{w}{L}}$$

sendo:

$C_p$  = capacidade prática da seção de entrelaçamento em unidades de carros de passeio por hora.

$w$  = largura da seção de entrelaçamento em metros.  
 $L$  = comprimento da seção de entrelaçamento em metros.

$e$  = largura média em metros das seções de entrada na seção de entrelaçamento (ver Fig 62).

$P$  = proporção do tráfego que efetua entrelaçamento (tráfego total de entrelaçamento dividido pelo total geral).

A fórmula empírica, no entanto, está sujeita às restrições abaixo:

$$6 < w < 18m$$

$$0,4 < \frac{e}{w} < 1$$

$$18 < L < 90m$$

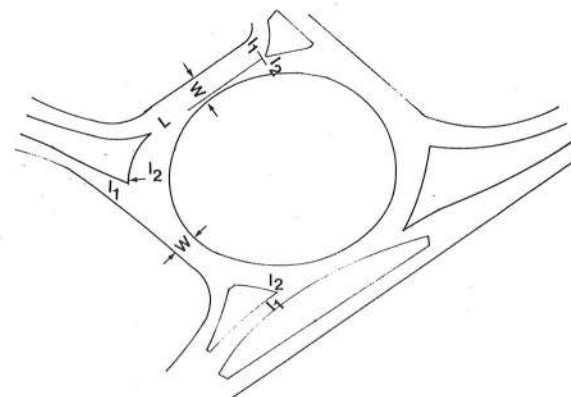
$$0,12 < \frac{w}{L} < 0,4m$$

$$0,4 < P < 1$$

- não existem veículos estacionados, a seção é em nível e as vias de acesso possuem greides não superiores a 4%.
- para movimentos de pedestres, em alguns dos acessos, maior que 300 pessoas/hora, aconselha-se uma redução de 20% na capacidade calculada.
- o tráfego misto é reduzido à unidade de carros de passeio (UCP) sugerindo o TRL a seguinte relação:

Automóvel –	1 UCP
Caminhões –	2,80 UCP
Ônibus –	2,80 UCP
Bicicletas –	0,50 UCP
Motocicletas –	0,75 UCP

- com ângulos de entrada inferiores a 30%, reduzir a capacidade calculada entre 2,5 e 5%, fazendo o mesmo no caso de ângulos de saída superiores a 60%.





**Exemplo:**

Dada a rótula abaixo, verificar se as dimensões da mesma são adequadas para os fluxos de tráfego da tabela.

Fig. 80

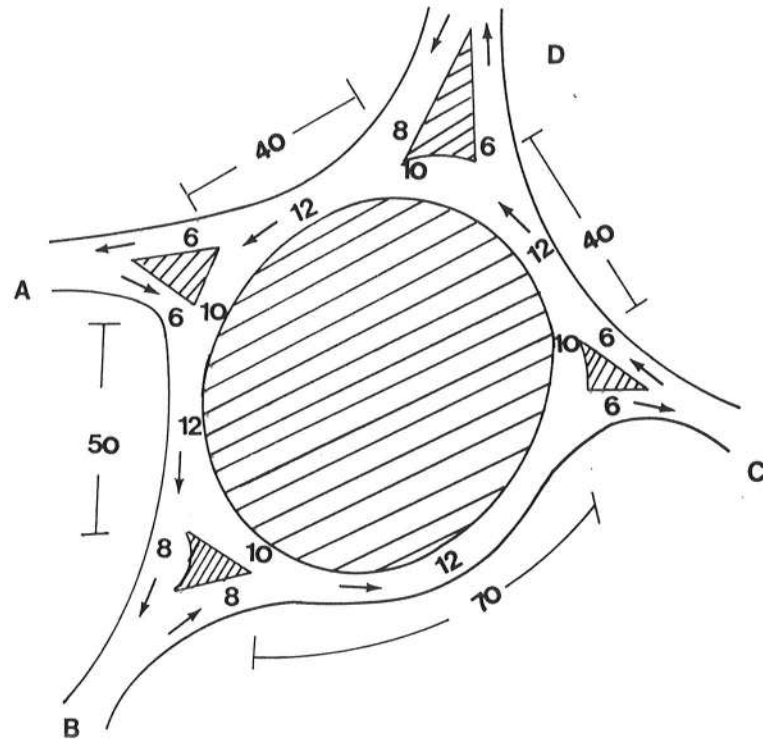
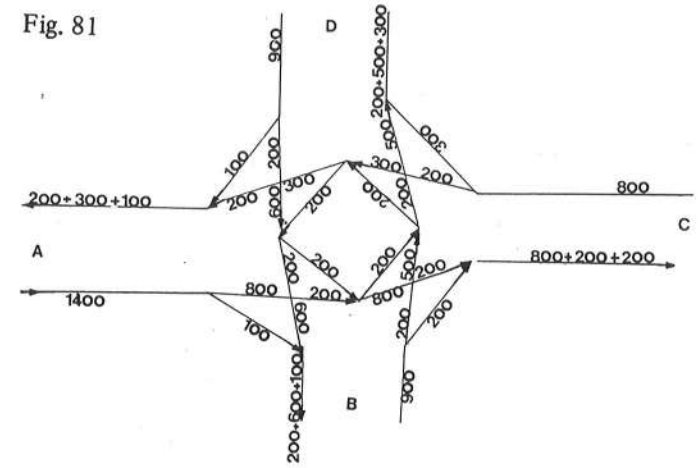


TABELA DE FLUXO (UCP/hora)

DE \ PARA	A	B	C	D	TOTAL
A	-	100	800	200	1.100
B	200	-	200	500	900
C	300	200	-	300	800
D	100	600	200	-	900
TOTAL	600	900	1.200	1.000	3.700

Fig. 81



Verificação da porcentagem de tráfego que realiza entrelaçamento.

SEÇÃO	TRÁFEGO ENTRELAÇAMENTO	TRÁFEGO TOTAL	P
A - B	1.800	2.100	0,86
B - C	1.700	2.100	0,81
C - D	1.200	1.700	0,71
D - A	1.300	1.600	0,81

Verificação da capacidade prática das seções de entrelaçamento:

$$C_p = \frac{287 \left(1 + \frac{e}{w}\right) \times \left(1 - \frac{P}{3}\right)}{1 + \frac{w}{L}} \times w \quad e' = \frac{e_1 + e_2}{2} = \frac{10 + 6}{2} = 8m$$

ou

$$e'' = \frac{8 + 10}{2} = 9m$$

DIMENSÕES DADAS				CÁLCULOS				
SEÇÃO	L	w/L	e/w	Fluxo	P	1-P/3	C <sub>p</sub>	Reserva de Capacidade
A - B	50	0,21	0,67	2.100	0,86	0,71	3.293	57%
B - C	70	0,17	0,75	2.100	0,81	0,73	3.760	79%
C - D	40	0,30	0,67	1.700	0,71	0,76	3.362	98%
D - A	40	0,30	0,75	1.600	0,81	0,73	3.384	112%

Verifica-se, portanto, que existe folga de capacidade, para as dimensões prefixadas; é preciso também que se verifiquem as taxas de crescimento do tráfego, de modo que o projeto seja adequado para determinado período de tempo.

## 2. Método de HCM

O dimensionamento das rótulas e, mais especificamente, dos entrelaçamentos é tratado também no *Manual de Capacidade Rodoviária* (HCM), do Transportation Research Board (TRB, ex-HRB).

O método do HCM permite, inclusive, classificar as qualidades do escoamento do tráfego em níveis de serviço, o que é bastante vantajoso no caso de comparação das condições de tráfego de diversos locais.

No item a seguir são apresentadas algumas considerações a respeito deste método, o qual é visto em detalhes na parte referente ao estudo de "Capacidade das Vias".

18

análise de capacidade em rampas de entrelaçamento de interseções

## A – RAMPAS

Para o estudo de capacidade em rampas, deve-se analisar a rampa propriamente dita e as áreas de movimentos convergentes e divergentes. De acordo com o HCM (ref. 13) existem dois métodos distintos para estas análises:

1. Método nomográfico (Hess), para os níveis de serviço A, B e C.
2. Método racional ou da Califórnia (Moskowits), para os níveis de serviço D e E.

Ambos os métodos poderão fornecer os volumes para o estudo de entrelaçamentos.

Em linhas gerais, a solução dos problemas pelos dois métodos segue os seguintes passos:

### a - Método Nomográfico

- a.1 Verificar volumes admissíveis (Tabela 8.1 da ref. 13 – HCM)
- a.2 Verificar o tipo de rampa existente (Tabela 8.2 da ref. 13)
- a.3 Solução através dos nomográficos (Fig. 8.2 a 8.19 da ref. 13)
- a.4 Comparação dos volumes admissíveis com os previstos pelo nomográfico.

### b - Método Racional

- b.1 idem a a.1

- b.2 Porcentagem do tráfego de longa distância na faixa da direita (Tabela 8.3 da ref. 13 – HCM)
- b.3 Porcentagem do tráfego das rampas, prevista na faixa da direita em várias posições (Fig. 8.23 da ref. 13 – HCM)
- b.4 Comparação dos volumes admissíveis com os previstos.

Exemplo:

Uma dada rodovia com três faixas de tráfego em cada sentido, possui 6000 veículos durante a hora de pico da manhã, 60% na direção leste-oeste e 40% na direção oeste-leste. O fator da hora de pico é 0,83.

Numa seção de 1.600 metros da direção leste-oeste não existem rampas de entrada ou saída; a seguir existem uma rampa de entrada seguida de uma rampa de saída, separadas por 600 metros, não havendo mais rampas nos próximos 1.600 metros.

Sabendo que a rampa de saída possui 500 veículos durante a hora de pico da manhã, determine:

- a - Qual o volume máximo permissível na rampa de entrada para nível de serviço D?
- b - Qual o volume máximo permissível na mesma rampa para nível de serviço C?

Solução:

- a - Nível de serviço D, usa-se o método racional.

Verificação dos volumes admissíveis.

$$\text{Tráfego de longa distância} = 3.600 \cdot 500 = 3.100\text{vph}$$

Tabela 8.3

% de tráfego de longa distância na faixa da direita = 6%

$$3.100 \times \frac{6}{100} = 186\text{vph}$$

A solução é em geral obtida montando-se um quadro como abaixo:

Tráfego	Local				
	0	150m	300m	450m	600m
Longa distância (Tab. 8.3)	186	186	186	186	186
Rampa de entrada (Fig. 8.23)	100% $\times$ X	100% $\times$ X	60% $\times$ X	30% $\times$ X	19% $\times$ X
Rampa de saída (Fig. 8.23)	500 $\times$ 63% = 315	500 $\times$ 79% = 395	500 $\times$ 95% = 475	500 $\times$ 100% = 500	500 $\times$ 100% = 500
Volumes admissíveis (Tab. 8.1)	Merge		Diverge		
	1.500	1.500	1.500	1.600	1.600

Logo:

$$\begin{aligned} \text{para o local "0"} & 186 + 315 + X = 1.500 \therefore X = 999\text{vph} \\ \text{para o local "150"} & 186 + 395 + X = 1.500 \therefore X = 919\text{vph} \\ \text{para o local "300"} & 186 + 475 + 0,6 X = 1.500 \therefore X = 1.400\text{vph} \\ \text{para o local "450"} & 186 + 500 + 0,3 X = 1.600 \therefore X = 3.050\text{vph} \\ \text{para o local "600"} & 186 + 500 + 0,19X = 1.600 \therefore X = 4.811\text{vph} \end{aligned}$$

Adota-se o volume de 919vph; no entanto, fazendo a verificação do máximo volume admitido pela rodovia, pela Tabela 8.1, temos:

Máximo volume para freeway de seis faixas no nível de serviço D, para fator de hora de pico = 0,83 é de 4.500 veículos.

$$3.600 + X = 4.500 \therefore X \leq 900\text{vph}$$

- b - Nível de serviço C, método nomográfico

Pela tabela 8.2, verifica-se que o nomográfico a utilizar é o da Fig. 8.9.

Traça-se uma primeira linha na Fig. 8.9, usando-se o volume da rodovia na seção anterior à rampa de entrada de 3.600vph e o volume de rampa de saída anterior (não existe no caso, usa-se 500vph de acordo com a nota A da figura). Com o volume de 500vph ( $V_d$ ) da rampa de saída e a distância de 600 metros ( $D_d$  em pés) entre as rampas, traça-se uma segunda linha até a escala ( $640 \frac{V_d}{D_d}$ )

Unindo-se os pontos em que a primeira linha cortou a escala de mudança de direção com o ponto em que a segunda cortou a escala ( $640 \frac{V_d}{D_d}$ ), obtém-se o volume previsto para a faixa da direita ( $V_i$ ) como sendo de 925vph.

Da tabela 8.1 temos um máximo permitido de 1.400vph no ponto de convergência de veículos (ponto crítico).

$$1.400 - 925 = 475\text{vph para a rampa}$$

Verificando-se o máximo, para a rodovia, temos da Tabela 8.1 que o total deve ser inferior a 4.000 veículos.

Existindo já 3.600 veículos, o máximo permitido na rampa para nível de serviço C será de 400vph.

Com este valor deve-se verificar ainda se não haverá problema quanto à área "divergente".

Da Fig. 8.10 com  $V_t = 3.600$ ,  $V_r = 500$ ,  $V_u = 400$  e  $D_t = 600\text{m}$  obtém-se  $V_i = 1.150$  que é menor do que o valor de 1.500vph obtido da Tabela 8.1 da ref. 13.

## B - ENTRELAÇAMENTOS

Para a análise de capacidade em entrelaçamento os seguintes elementos são fundamentais:

- Exemplos de entrelaçamentos e comprimento de entrelaçamento obtidos na Fig. 7.1, pág. 161 do HCM.
- As relações fundamentais do estudo de entrelaçamento encontram-se na Fig. 7.4, pág. 166 do HCM.
- Condições limites entre os volumes de entrelaçamentos e os comprimentos de entrelaçamentos são obtidos da Tabela 7.2, pág. 172, ref. 13.
- Os níveis de serviço constam da Tabela 7.3, pág. 173, ref. 13.
- Em geral é feito um estudo entre o número de faixas necessárias e o comprimento mínimo de entrelaçamento.

Exemplo:

Dada a rodovia com as características abaixo, pede-se verificar para o caso de entrelaçamentos, o nível de serviço, o número de faixas e o exigido comprimento de entrelaçamento para as condições dadas.

Todas as faixas possuem 3,6m de largura e os acostamentos são apropriados com 1,8m de largura. A rodovia está em terreno plano, com velocidade de projeto de 110km/h (70mph), fator de hora de pico de 0,83 5% de caminhões e não existe movimento de veículos entrando e ao mesmo tempo saindo na rampa adjacente.

Tráfego

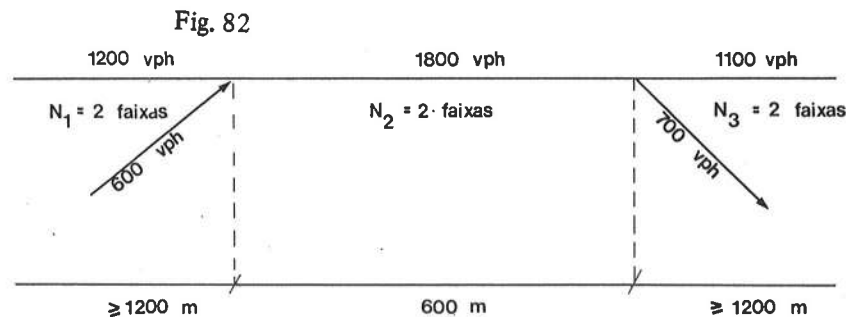
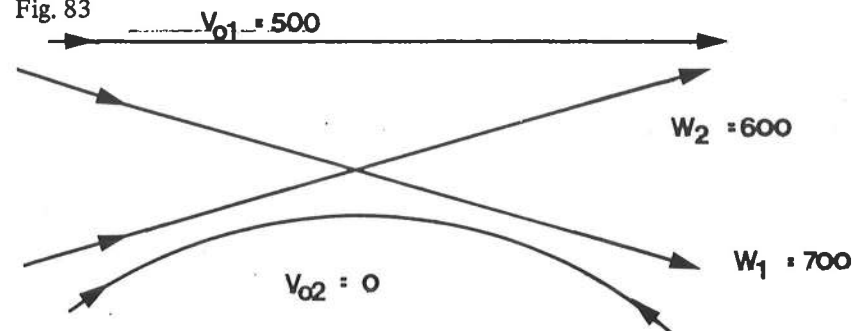


Fig. 83



Com os valores de  $W_1 + W_2 = 1.300$  e  $L = 600$ m da Fig. 7.4, verifica-se estar na região II, que corresponde na Tabela 7.3 a nível de serviço B. O número de faixas necessárias é dado pela fórmula:

$$N = \frac{V_{01} + V_{02} + W_1 + KW_2}{VS_N} \quad \text{ou} \quad N = \frac{V + (k-1)W_2}{SV}$$

$W_1 =$  maior dos volumes do entrelaçamento = 700vph

$K =$  obtido da Fig. 7.4 = 2,4

$VS_N = 2.000 \times 0,95 \times 0,50 = 950$

$$N = \frac{500 + 0 + 700 + 2,4 \times 600}{950} = 2,78$$

Deverão ser usadas três faixas de tráfego ou poder-se-á aumentar o comprimento de entrelaçamento para:

$$N = 2 = \frac{500 + 0 + 700 + K \times 600}{950} \quad \therefore K = 1,17$$

Da Fig. 7.4 -  $L \approx 1.000$  metros (3.300 pés)

Realmente, verifica-se na Tabela 7.2 que, para o volume de entrelaçamento de 1.300vph, o comprimento de 600 metros não satisfaz.

**19**  
outras características de  
interseções de mesmo nível

## A – DISTÂNCIA DE VISIBILIDADE

O motorista de um veículo, ao aproximar-se de uma interseção, deve ter uma visão de toda a mesma e um comprimento das vias interceptantes, de modo a permitir o controle de seu veículo, evitando colisões. Quando o tráfego na interseção é controlado por semáforos ou sinais, a visão não obstruída pode se limitar à área do controle, sem a parte das outras vias. A mínima distância de visibilidade, considerada segura sobre várias hipóteses das condições físicas e comportamento dos motoristas, é relacionada diretamente com a velocidade do veículo e as distâncias percorridas, durante os tempos de percepção, reação e frenagem.

Nos desenhos a seguir damos os dois casos possíveis (com ou sem semáforos ou sinais). Em geral, o estudo da visibilidade em interseções é feito em três casos diferentes. Em cada um dos casos fazemos certas hipóteses sobre o comportamento do veículo nas vias interceptantes. Em cada estudo, as relações entre espaço-tempo e velocidade nos dão um “triângulo de visibilidade mínimo” necessário, dentro do qual não devem haver obstáculos, se só existir um triângulo menor do que o mínimo desejável, deveremos usar determinados controles, de modo a modificar as velocidades de aproximação.

Casos I e II

Interseção sem Parada Obrigatória Semáforos

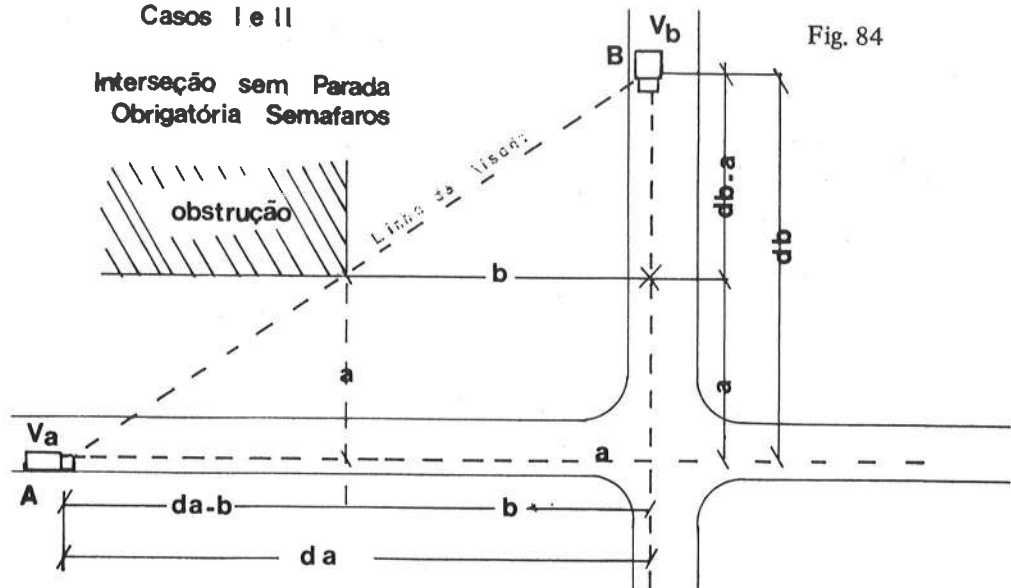


Fig. 84

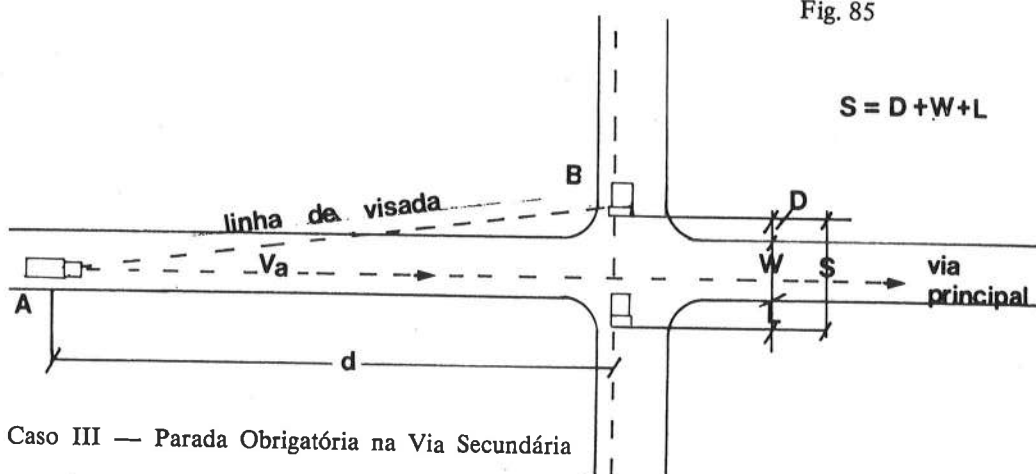


Fig. 85

$$S = D + W + L$$

Caso III — Parada Obrigatória na Via Secundária

Qualquer objeto dentro do triângulo de visibilidade, com altura suficiente para obstruir a visibilidade, deve ser removido ou abaixado. Entre tais objetos, temos cercas, arbustos ou árvores. Nas áreas suburbanas ou urbanas, isto leva à eliminação do estacionamento, até certas distâncias da interseção.

CASOS ESTUDADOS:

Caso I — Permite-se aos veículos que ajustem suas velocidades. Não existe "Parada Obrigatória" ou outra sinalização na interseção.

O menor tempo para o qual pode-se iniciar a desaceleração do veículo, que irá ajustar a velocidade a fim de evitar o acidente, é dado pelo tempo de percepção e reação até breicar, que para o projeto de interseções é assumido como sendo de 2 segundos; além disto, o motorista deverá aplicar os freios ou acelerar, durante algum tempo, tempo este último tomado como, no mínimo, de 1 segundo.

Deste modo, para este caso, os mínimos lados do triângulo de visibilidade sobre as vias são determinados a partir de percurso feito pelos carros em 3 segundos, conforme a tabela abaixo:

Velocidade km/h	5	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Distância m	4	8	16	24	32	42	50	58	66	74	83

Interseções com triângulos de visibilidade, de lados maiores do que os indicados acima, não são necessariamente seguras, pois existe a possibilidade de confusão entre os motoristas e a possibilidade de um motorista de uma via encontrar vários carros na outra via, sendo a distância suficiente somente para evitar-se um veículo; existe o caso, também, de ambos os veículos desacelerarem e chegarem à interseção ao mesmo tempo. O uso das distâncias acima, que são somente 1/2 a 2/3 da distância segura de parada

$$(d = 0,28 \times V + \frac{V^2}{256 \times f}),$$

não é de todo desejável; elas deverão ser usadas somente para o projeto de interseções rurais, em rodovias de baixo volume de tráfego e onde a remoção dos obstáculos à visibilidade forem muito onerosos. No caso de não se ter esse triângulo mínimo de visibilidade, deveremos colocar sinais, de modo a parar o tráfego em uma das vias ou em ambas, se de pequeno tráfego.

Caso II — Permite-se a parada dos veículos. Não existe "Parada Obrigatória" ou outra sinalização na interseção.

Assume-se que o motorista do veículo, em todos os acessos, seja capaz de ver a interseção e as vias interceptadas, tendo tempo suficiente para parar seu veículo, se necessário antes de alcançar a interseção. Usam-se, então, os valores das distâncias de parada, empregando-se a fórmula desenvolvida no capítulo "Características dos Veículos" ou da Portaria 3.602, do DNER, ou conforme a tabela abaixo:

Velocidade de projeto km/h	5	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Distância segura de parada m	2	5	14	27	45	60	70	90	110	125	160



Neste caso, ainda, os motoristas poderão somente desacelerar seus veículos e atingir a interseção ao mesmo tempo, porém o risco de que tal aconteça é pequeno, tendo em vista o grande número de mudanças de velocidade possíveis.

Havendo uma obstrução que não permita um triângulo de visibilidade com as dimensões acima é comum conservar-se a velocidade dos veículos numa das vias escolhida para principal e diminuí-la através de símbolos na outra via. O cálculo dessa nova velocidade pode ser feito a partir de triângulos semelhantes. Assim, seja  $d$  a menor distância segura de parada para o veículo A. Quando o veículo A está a distância da interseção e o seu motorista vê o veículo B pela primeira vez, este último está à distância  $d_b$  da interseção que, por triângulo semelhante da figura da página anterior, é:

$$d_b = \frac{a \times d_a}{d_a - b}$$

Conhecido  $d_b$ , pode-se da fórmula determinar  $V_b$ , que será a velocidade máxima a permitir-se na outra via.

**Caso III — Permite-se a veículos parados nos acessos secundários que cruzem a via principal. Neste caso, existe "Controle de Parada" nas rodovias secundárias.**

Nas interseções onde o tráfego é controlado pelo símbolo "Pare", na via de menor importância, é necessário, por razões de segurança, que os motoristas dos veículos parados vejam uma parte suficiente da via principal, de modo que possam cruzá-la antes que um dos veículos da via de maior importância chegue à interseção, mesmo que este veículo tenha sido visto no momento em que o veículo parado iniciava o cruzamento da via principal. O comprimento visível da via de maior importância deverá ser maior do que o produto da velocidade do projeto desta via, pelo tempo necessário para o veículo parado movimentar-se e cruzá-la. Esta distância é, em geral, expressa pela fórmula:

$$d = 0,28 \times V \times (E + t_a)$$

onde:

- $d$  = mínima distância de visibilidade na via principal, em metros.
- $V$  = velocidade de projeto da via principal, em km/h.
- $E$  = soma do tempo de percepção e requerido para engatar a primeira marcha, em segundos.
- $t_a$  = tempo necessário para acelerar e atravessar a distância  $S$ , de modo a deixar livre o pavimento da via principal, em segundos.

O termo  $E$  representa o tempo necessário para o operador do veículo olhar em ambas as direções da via principal, perceber que existe tempo suficiente para cruzá-la e engatar a marcha necessária para saída, após estar parado. Ape-

sar de, em alguns casos, a marcha já poder ser engatada antes da verificação da possibilidade de travessia, usa-se, em geral, o valor de 2 segundos, por segurança, admitindo-se um pequeno tempo para a mudança da marcha. Nas áreas urbanas ou suburbanas, onde os motoristas estão acostumados a encontrar diversas interseções com os símbolos de parada obrigatória, em alguns casos aplicam-se valores de  $E$  iguais a  $1/2$  ou  $1s.$ , pois isto reduz a mínima distância de visibilidade de somente uns 15%.

O valor de  $t_a$  varia conforme os diversos tipos de veículos e mesmo de operador a operador; valores médios podem ser obtidos do gráfico abaixo:

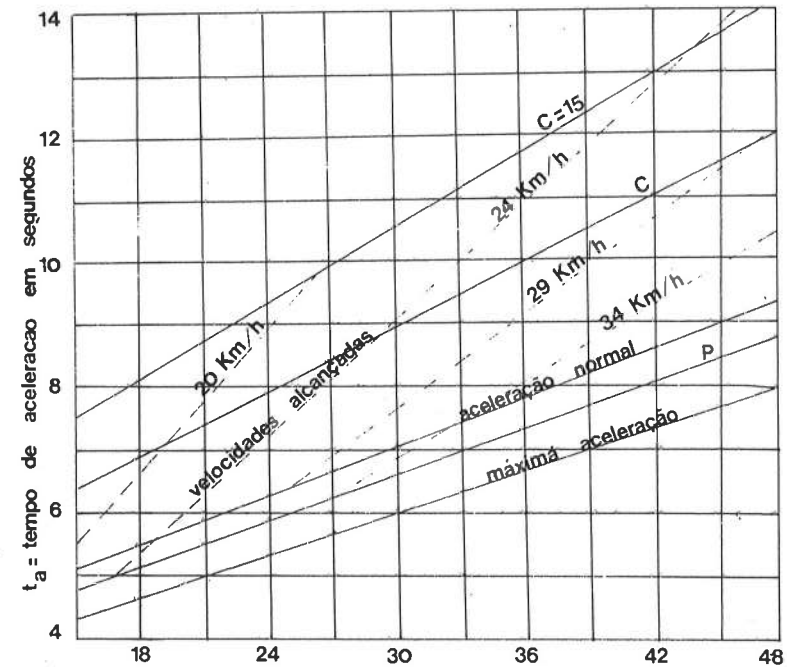


Fig. 86  $S$  = distância percorrida durante a aceleração em metros

Caso III — Valores de  $t_a$  para condições de mesmo nível

A distância  $S$  para entrar no gráfico anterior, é dada por

$$S = D + W + L$$

onde:

- $S$  = distância de segurança em metros
- $D$  = distância do veículo até o bordo do pavimento mais próximo, em metros

W = largura do pavimento, que deverá ser cruzado  
 L = comprimento total do veículo.

Em geral, para projetos, o valor de D é de 3 metros, embora muitos veículos parem mais próximo ao pavimento da via a ser cruzada. O valor W da largura, deve ser medido na direção segundo a qual o veículo atravessará a pista. Considerando pistas com a largura de 3,60m por faixa, damos a seguir um gráfico que nos dá, diretamente, as distâncias de visibilidade para os diversos tipos de veículo, valores esses para interseções em nível.

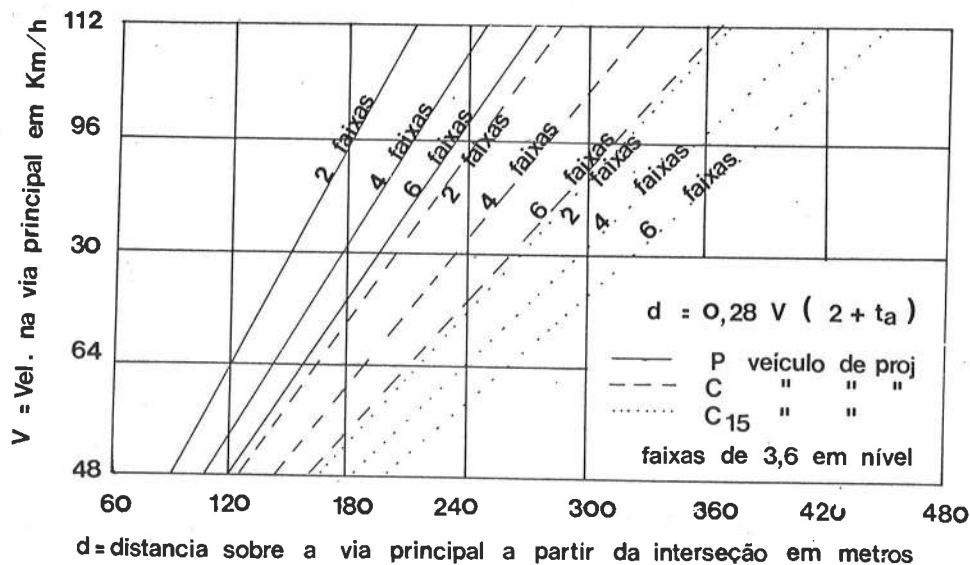
As distâncias de visibilidade deverão ser medidas na altura de 1,35m acima do pavimento, o que corresponderia à altura dos olhos dos motoristas. Nota-se que as distâncias de visibilidade dadas por este gráfico são, em geral, maiores do que as dadas pela Portaria nº 3.602, do DNER.

Em rodovias com canteiro central, se este tiver largura superior ao comprimento dos veículos, o cruzamento poder-se-á fazer em duas etapas; com larguras inferiores deverá a mesma ser acrescida ao valor de S.

Onde, na via principal, não se tiver a necessária distância de visibilidade, os veículos na mesma não poderão trafegar com a velocidade de projeto, podendo a velocidade a ser permitida, através do estabelecimento de controladores de velocidade, ser retirada do gráfico abaixo, conhecendo-se a distância de visibilidade ou através do emprego da fórmula.

Caso III — Distância de Visibilidade

Fig. 87



Para este terceiro caso, as distâncias de visibilidade são bastante grandes, principalmente no caso de rodovias com muitas faixas, e os motoristas da via

secundária podem não ter habilidade suficiente para a utilização apropriada destes valores, havendo, então, possibilidade de acidentes que, em alguns casos, são evitados pela alta aceleração do veículo que cruza e a desaceleração da via principal.

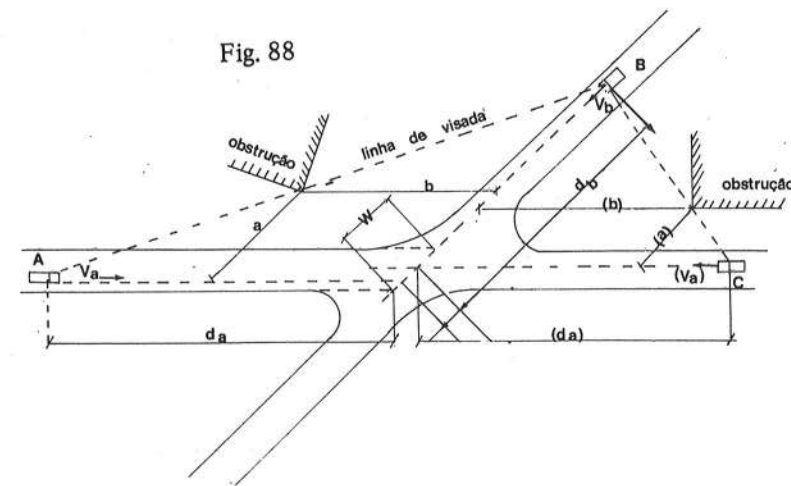
## B – EFEITO DA ESCONSIDADE

Quando as vias se interceptam em ângulos diferentes de  $90^\circ$ , em geral menores do que  $60^\circ$ , sendo o realinhamento não justificável, devem-se fazer algumas modificações na determinação das distâncias de visibilidade.

Na figura seguinte, temos o triângulo de visibilidade para interseções em ângulos oblíquos.

As distâncias a e b devem ser medidas paralelamente às vias, para que, se houver obstruções, se possa, através de triângulos semelhantes, calcular a nova velocidade da via secundária, como foi feito anteriormente.

Distância de Visibilidade em Interseção — Efeito da Escondidade



No caso de interseções em ângulos diferentes de  $90^\circ$ , prefere-se usar os tratamentos dos casos II e III anteriores, não se usando o caso I devido à dificuldade de olhar que tem o motorista, para verificar se existe veículo dentro da distância de visibilidade, no acesso que lhe fica mais próximo.

No caso III, a distância S fica aumentada em relação àquela de cruzamentos em ângulo reto, tendo em vista que W deve ser medido na direção do cruzamento, não se podendo mais, em geral, retirar o valor da distância de visibilidade do gráfico da página 302, devendo a mesma ser calculada a partir da fórmula  $d = 0,28 V (2 + t_a)$ , lendo-se  $t_a$  do gráfico.

### C – EFEITO DO GREIDE

O cálculo da distância de visibilidade do Caso II havia sido baseado na distância segura de parada para os veículos trafegando em rodovias de mesmo nível. No entanto, um ou mais dos acessos poderão não estar em nível. Um veículo em descida necessita de maior distância para parar, ao passo que, em subida, essa distância deverá ser menor.

As novas distâncias seguras de parada, deverão agora ser calculadas para o Caso II, a partir da fórmula

$$d = 0,28 V + \frac{V^2}{256 (f \pm G)}$$

onde:

G = valor percentual do greide, dividido por 100.

Para o Caso III, em geral não existem modificações desde que o pavimento a ser cruzado esteja em nível, o que não deverá acontecer somente para os casos de curvas, onde poderá haver superelevação no mesmo. Neste caso, a distância mínima de visibilidade na via principal poderá ser maior ou menor; o efeito deste greide, na aceleração dos veículos, pode ser expresso como um multiplicador a ser usado no tempo  $t_a$  determinado para as condições em nível. Os valores de  $t_a$  obtidos do gráfico deverão ser multiplicados pelos valores dados abaixo:

Veículo de projeto	Valor em % do greide na seção de cruzamento				
	- 4	- 2	0	2	4
P	0,7	0,9	1,0	1,2	1,3
C	0,8	0,9	1,0	1,2	1,3
C-15	0,8	0,9	1,0	1,5	1,7

A seguir, o valor da distância de visibilidade é determinado, tendo-se como o novo valor de  $t_a$  na fórmula

$$d = 0,28 V (2 + t_a)$$

### D – CRUZAMENTOS RODOFERROVIÁRIOS

Os dispositivos de advertência de proteção que regulam o cruzamento, de-

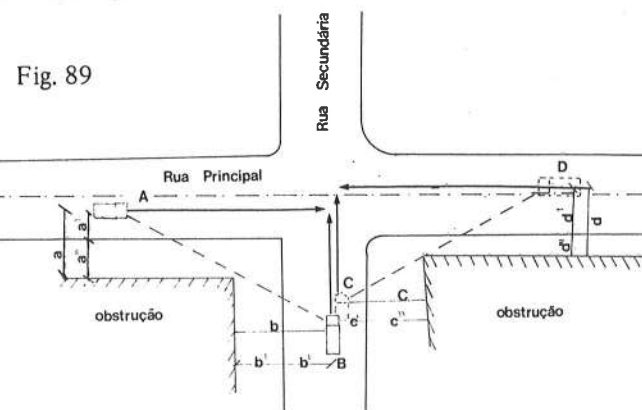
vem ser visíveis pelo menos a distância igual a distância de visibilidade mínima para frenagem. Nos cruzamentos sem sinais ou cancelas, o triângulo de visibilidade lateral mínima deve incluir uma distância na rodovia igual a distância de visibilidade mínima de frenagem para velocidade de projeto, e uma distância em metros ao longo da ferrovia, não menor que duas vezes a velocidade de trem, para a velocidade de projeto da rodovia igual a 65km/h e três vezes para a velocidade igual a 75km/h.

Quando não for possível proporcionar essas condições é necessário recorrer à limitação de velocidade no trecho rodoviário para não menos de 25km/h, preferencialmente 30km/h. Nesses casos, o triângulo de visibilidade lateral deve ter uma distância de 24 a 36m ao longo da rodovia e uma distância ao longo da ferrovia igual a 1,1 a 1,3 vezes a velocidade do trem em km/h.

O motorista de um veículo parado em um cruzamento, deve ter uma visibilidade suficiente ao longo da ferrovia, de maneira a completar o cruzamento antes de eventual chegada do trem. Para os veículos parados cruzarem linhas ferroviárias duplas, a distância de visibilidade em metros, ao longo da ferrovia, não deve ser menor que 2,5 a 3,5 vezes a velocidade do trem em km/h, respectivamente para os veículos dos tipos C e C-15.

### E – MANEIRA PRÁTICA PARA DETERMINAÇÃO DAS VELOCIDADES NAS APROXIMAÇÕES SECUNDÁRIAS

A determinação das velocidades de aproximação, numa dada rua de menor importância, pode ser determinada a partir da seguinte marcha, tendo em vista o desenho abaixo:



No desenho acima:

a', b', c' e d', são as distâncias dos motoristas, até a linha do meio-fio;

a'', b'', c'' e d'', são as distâncias das obstruções à vista, até a linha do meio-fio, tomadas perpendicularmente ao veículo;

a, b, c e d, são as distâncias dos motoristas até as obstruções, como indicado no desenho.

Além disto, o desenho é baseado em que:

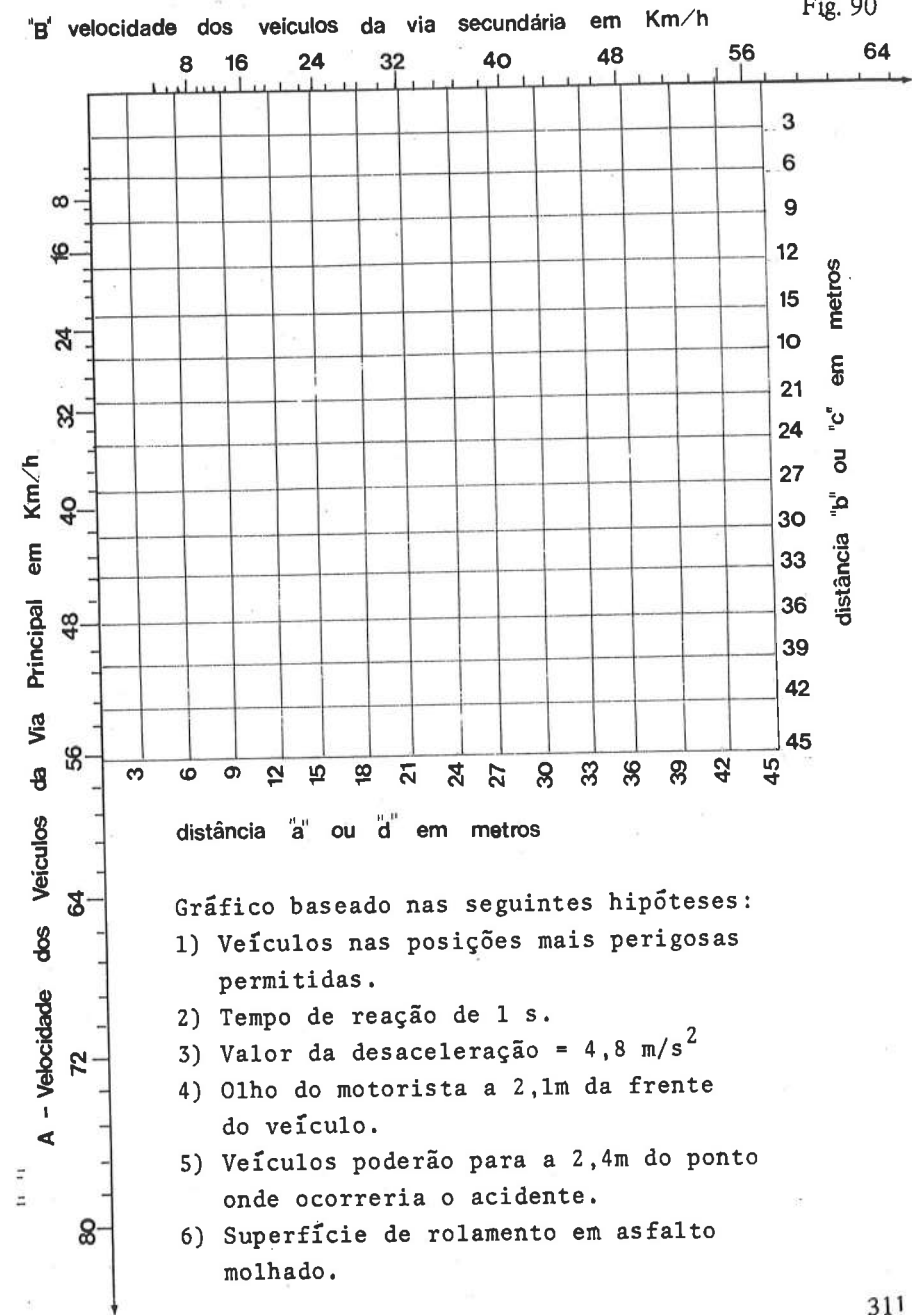
1. cada veículo esteja na posição de menor visibilidade para o acesso considerado da via interceptante; e
2. o ponto de visão dos motoristas como sendo a 2,1m da frente do veículo e 0,6m do lado esquerdo do mesmo.

#### INSTRUÇÕES:

1. determinar os valores de a', b', c' e d'. Em geral, para a posição de menor visibilidade, os valores de a' e c' são tomados como 3,6m, havendo estacionamento e 1,8m sem estacionamento; os valores de b' e d' são tomados como a metade da rua, mais 0,9m;
2. medir as distâncias das obstruções até o meio-fio (a'', b'', c'' e d'');
3. determinar as distâncias críticas a, b, c e d ( $a = a' + a''$  etc.);
4. marcar as obstruções no gráfico seguinte, usando os valores de (a e b) e (c e d), obtidos acima;
5. determinar o valor da velocidade para a rua principal, medindo as velocidades de aproximação e determinando o seu valor para o 85º percentil, ou usar o valor limite da velocidade previamente estabelecido;
6. trace linhas retas, desde o valor da velocidade, em km/h da rua principal (na escala A) até os pontos limites das obstruções localizadas no gráfico com as instruções do item nº 4;
7. as interseções destas linhas com a escala B nos dão as velocidades de aproximação da rua secundária, relativas às duas obstruções;
8. o menor dos dois valores destas velocidades de aproximação é escolhido como sendo o da máxima velocidade de segurança da aproximação da rua secundária; e
9. este procedimento é duplicado para se ter a velocidade máxima de aproximação para o lado oposto da rua secundária.

Gráfico para Determinação da Velocidade de Aproximação de Ruas Secundárias em Interseções

Fig. 90



## F – INTERRUPTÕES DOS CANTEIROS CENTRAIS

Para volumes de trânsito baixo e moderado, uma simples interrupção do canteiro central de dimensões mínimas poderá ser suficiente nos cruzamentos de menor importância. Quando houver movimento apreciável de conversão e de cruzamento, sendo alta a velocidade do trânsito direto, as interrupções consideradas devem ter dimensões e formas que possibilitem os movimentos sem invasões das faixas adjacentes, ou interferência com outros movimentos de trânsito.

### 1. Condições Mínimas para Conversões à Esquerda

Os arcos de círculos simples, que se adaptam às trajetórias e tangentes percorridas pelas rodas dos quatro veículos de projeto, convertendo à esquerda e a baixa velocidade, condicionam a forma e extensão mínima da interrupção. Os raios de controle úteis são os seguintes:

Raios Mínimos de Controle para os Veículos de Projeto

Raios de controle (metros)	12	15	18
Veículos que são predominantes	P	C	C13
Acomoda esporádico	C	C13	C13

A extremidade do canteiro central pode ser semicircular ou com forma de ogiva. A forma de ogiva é preferível para canteiros centrais de largura superior a 2,4m, porque se adapta melhor à trajetória dos veículos e re-

sulta em menor área pavimentada na interseção e menor largura da interrupção do canteiro central. A extensão da interrupção do canteiro central deve ser pelo menos igual à largura da rodovia que cruza (inclusive o canteiro central desta), mais 2,4m, porém nunca menor que 12m, medidos perpendicularmente ao eixo da rodovia que cruza. As extensões de interrupção do canteiro central nas intervenções ortogonais, que se adaptam às conversões mais fechadas dos veículos de projeto, são apresentadas a seguir.

As extensões das interrupções do canteiro central, quando o cruzamento é esconso, constam do quadro seguinte. As interrupções maiores do que 24m ou 30m devem ser evitadas. Cada cruzamento esconso deve, de preferência, ser estudado separadamente, por meio de tentativas de soluções gráficas, usando-se escalas de 1: 250 a 1: 500, a fim de que o projetista possa fazer comparações e escolher a melhor disposição.

### 2. Condições Acima da Mínima para Conversões à Esquerda

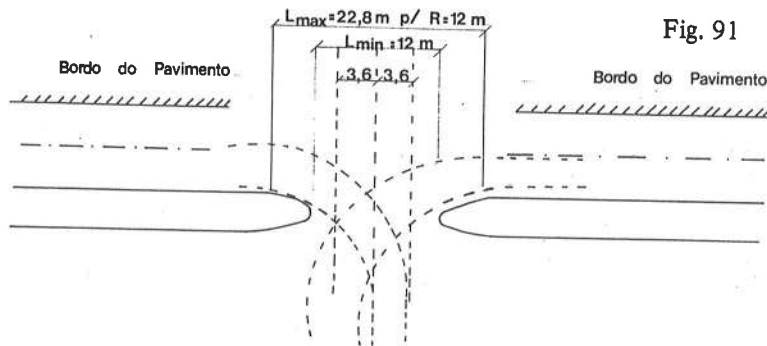
Como os semi-reboques, convertendo em esquemas baseados em raios de controle de 15 e 18m, avançam um pouco nas pistas de trânsito direto, é necessário usar raios de controle de 22,5m para veículos de tipo C 13 e 25,5m para veículos do tipo C 15. Um dispositivo adequado consiste de duas curvas compostas, sendo que o maior raio é adjacente ao lado do canteiro e a de menor raio (por exemplo, de 5m), deve estar junto ao lado da rodovia que cruza. A ponta da ogiva é, nesse caso, substituída por uma curva circular de pequeno raio. Quando o raio maior tiver 30m ou mais, haverá espaço para, pelo menos, um automóvel sem interferir no trânsito da rodovia principal ou da que cruza. Se o canteiro central tiver largura de 9m ou mais, haverá espaço para veículos maiores.

Outra disposição desejável usa um afilamento no canteiro central e um arco de 15m ou mais de raio no lado da rodovia que cruza. Consegue-se, assim, um espaço livre que permite refúgio de, pelo menos, um veículo tipo que não interfere com os movimentos das rodovias que se cruzam. São necessários, pelo menos, canteiros centrais com largura de 3,6m, 3,8m, 4,8m e 6,0m para que seja possível, respectivamente, o refúgio livre dos veículos P, C, C 13 e C 15. Esse projeto permite conversão à esquerda simultânea nas duas direções, com veículos cruzando, simultaneamente, no lado direito.

Onde a sinalização não se justifica, mas há trânsito suficiente na rodovia de pistas duplas que impeça a travessia em uma única etapa, o canteiro central deve ter largura suficiente para abrigar pelo menos um veículo, sem interferência no trânsito direto. Essas larguras são para cada veículo tipo, respectivamente as seguintes: 5,7m, 9,0m, 12,9m e 15,0m.

DIMENSÕES DAS INTERRUPTÕES DOS CANTEIROS CENTRAIS

Largura do canteiro central (m)	Extensão da interrupção do canteiro central = L					
	Raio de 12m Extremidade		Raio de 15m Extremidade		Raio de 18m Extremidade	
	Circular	Ogival	Circular	Ogival	Circular	Ogival
1,2	22,8	22,8	28,8	28,8	34,8	34,8
1,8	22,2	18,0	23,2	32,8	34,2	27,9
2,4	21,6	15,9	27,6	20,4	33,6	25,5
3,0	21,0	14,1	27,0	18,6	33,0	23,1
3,6	19,8	12,9	28,4	17,4	32,4	21,9
3,3	19,2	12,0	25,2	15,0	31,2	19,2
6,0	18,0	12,0	24,0	13,2	30,0	17,1
7,2	16,8	12,0	22,8	12,0	28,8	15,3
8,4	15,6	12,0	21,6	12,0	27,6	13,5
9,6	14,4	12,0	20,4	12,0	26,4	12,0
10,3	13,2	12,0	19,2	12,0	25,2	12,0
12,0	12,0	12,0	18,0	12,0	24,0	12,0
15,0	12,0	12,0	15,0	12,0	21,0	12,0
18,0	12,0	12,0	12,0	12,0	18,0	12,0
24,0	12,0	12,0	12,0	12,0	15,0	12,0

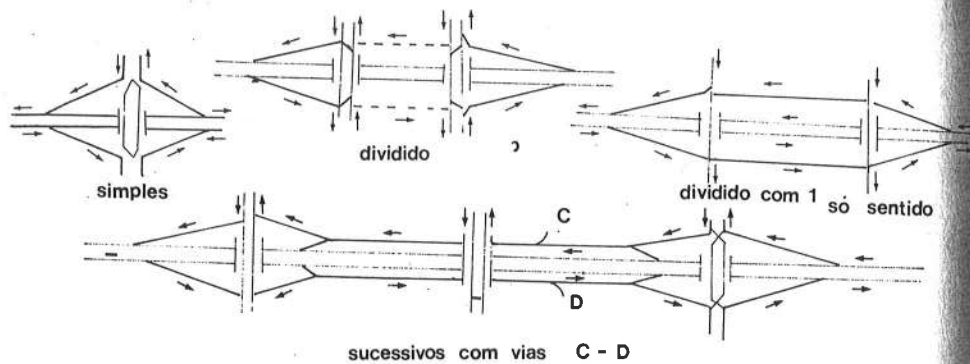


EFEITO DA ESCONSIDADE NAS CONDIÇÕES MÍNIMAS DAS INTERRUPTÕES DO CANTEIRO CENTRAL

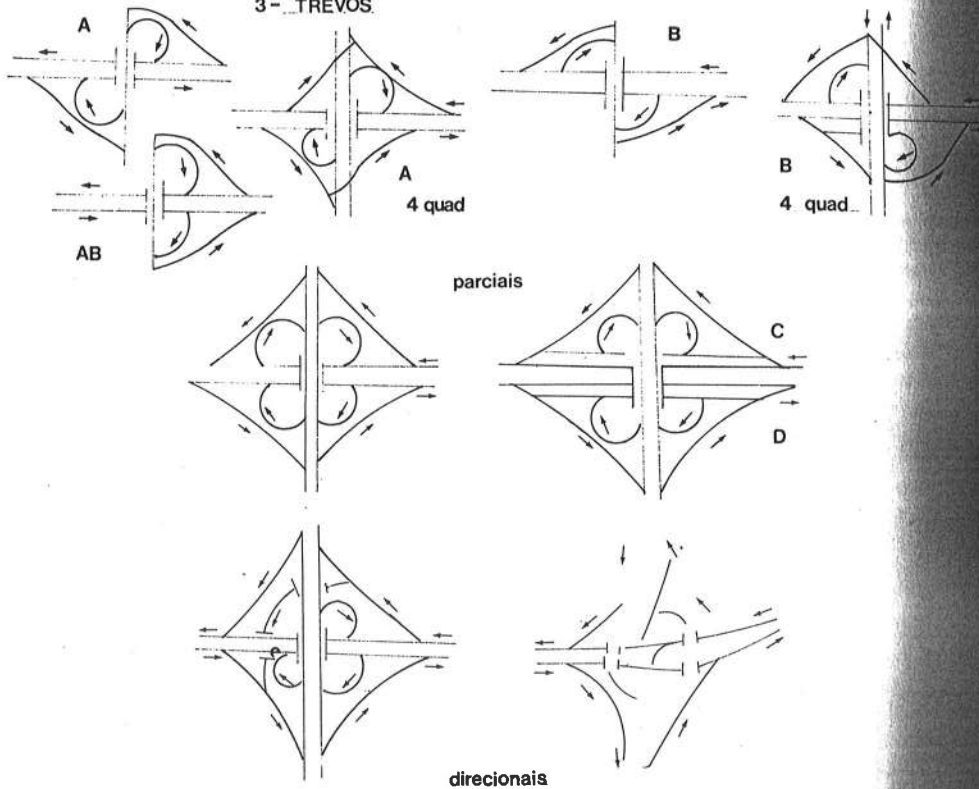
Ângulo de esconsidade	Largura do canteiro central (m)	Extensão da interrupção medida normalmente ao eixo da rodovia que cruza (m)			Valor de $R_2$ para o Tipo C (m)
		Circular	OGIVAL		
			Simétrico	Assimétrico	
$0^\circ$	3	27,0	18,6	-	-
	6	24,0	13,2	-	-
	9	21,0	12,0	-	-
	12	18,0	12,0	-	-
	15	15,0	12,0	-	-
	18	12,0	12,0	-	-
$10^\circ$	3	31,8	24,0	23,1	21,0
	6	28,2	17,4	16,2	20,4
	9	24,6	13,5	12,0	19,5
	12	21,3	12,0	12,0	18,9
	15	18,0	12,0	12,0	18,3
	18	14,1	12,0	12,0	17,7
$20^\circ$	3	36,3	29,1	27,0	29,1
	6	32,1	22,2	19,5	27,6
	9	28,2	17,7	14,4	25,8
	12	24,3	14,4	12,0	24,6
	15	20,4	12,0	12,0	22,8
	18	16,2	12,0	12,0	21,3
$30^\circ$	3	40,5	34,2	31,5	42,0
	6	36,0	27,3	23,1	39,0
	9	31,2	22,5	17,4	36,0
	12	27,0	18,6	12,6	33,0
	15	22,8	15,3	12,0	30,0
	18	18,0	12,0	12,0	27,0
$40^\circ$	3	44,4	38,1	35,4	63,0
	6	39,3	31,8	27,0	57,9
	9	34,5	27,0	20,4	52,2
	12	30,4	23,1	15,3	46,8
	15	24,3	19,2	12,0	41,7
	18	19,2	16,3	12,0	36,3

2- DIAMANTES

Fig. 92



3- TREVOS



Estes são os tipos mais gerais de interseções, com seus vários nomes. Na página seguinte, damos a classificação das interseções direcionais, que são as mais usadas quando a interseção é de grande importância, como veremos mais adiante.

## A - DEFINIÇÕES

**Interseções em níveis diferentes (interchanges)** – quando duas vias (duas ruas, uma rua e uma estrada) se cruzam em diferentes níveis, com uma ou mais vias em curvas (acesso) para o tráfego que muda de uma via para outra.

**Loop (alça)** – curva num só sentido de tráfego com aproximadamente 270° para a direita, de modo a acomodar os veículos que queiram virar para a esquerda.

**Conexão direta** – curva num só sentido, que não se desvia muito da direção principal do tráfego, usada pelos motoristas que queiram virar à direita.

## B – PRINCIPAIS APLICAÇÕES DAS INTERSEÇÕES EM NÍVEIS DIFERENTES

1. nas interseções em que uma das vias é uma auto-estrada;
2. na eliminação de gargalos ou pontos de muito congestionamento, onde o tráfego não pode ser suportado por melhoramentos no mesmo nível;
3. eliminação de perigos, principalmente nos casos em que existem muitos acidentes devidos a pequenas distâncias de visibilidade;
4. topografia, em alguns locais; devido à topografia, as interseções, em níveis diferentes, são mais econômicas;



5. quando o custo de operação dos veículos é menor do que o custo de construção e manutenção da interseção em nível diferente; e
6. volumes de tráfego muito elevados.

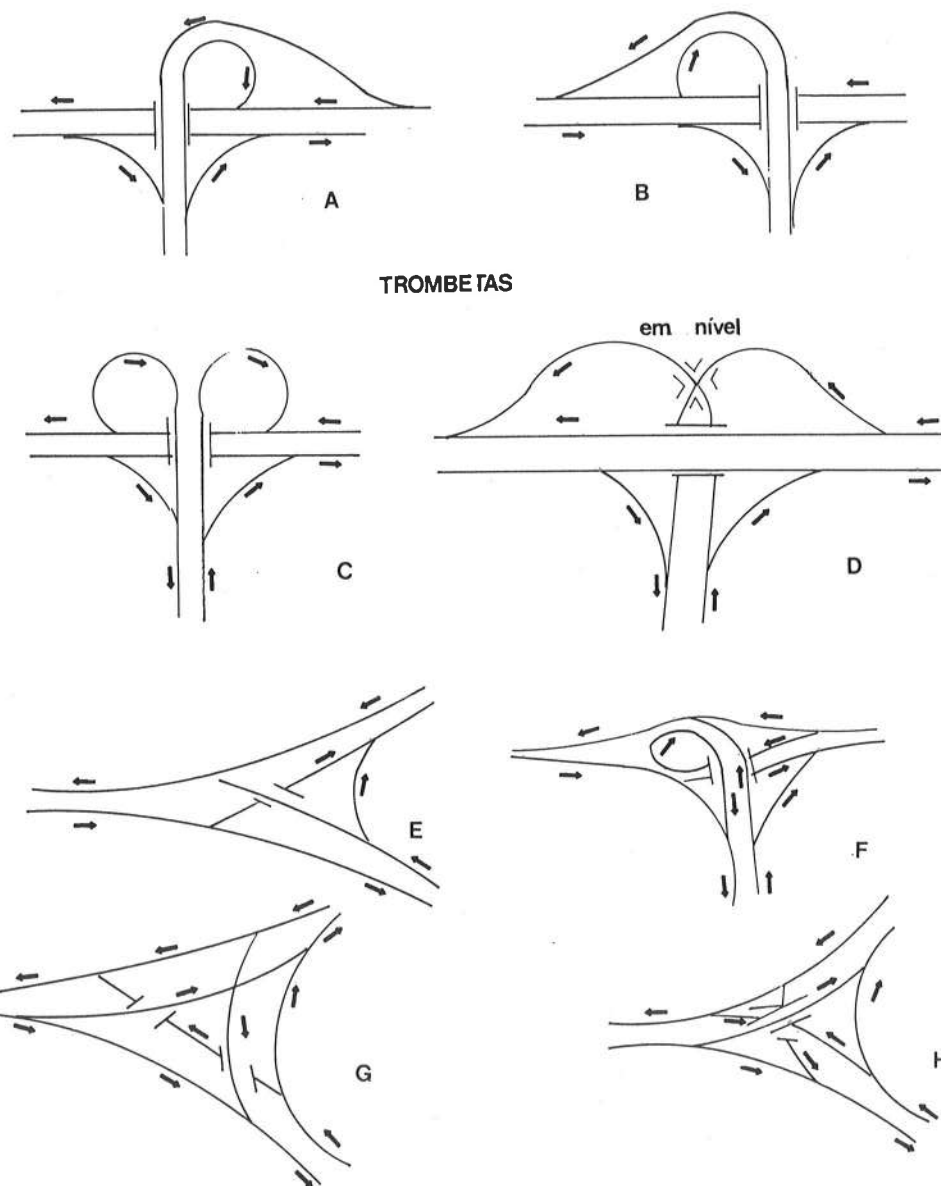
### C – TIPOS DE INTERSEÇÕES EM NÍVEIS DIFERENTES

Os principais tipos são:

1. nos casos de três aproximações, temos os tipos em “Trombeta” e “Direcionais”; e
2. no caso de quatro aproximações ou mais, são usados os “Trevos”, “Diamantes”, “Trevos Parciais”, “Direcionais” e combinações desses vários tipos.

A seguir damos os desenhos dos vários tipos de interseções em níveis diferentes.

Fig. 93 1- CRUZAMENTOS EM “T” e “Y”



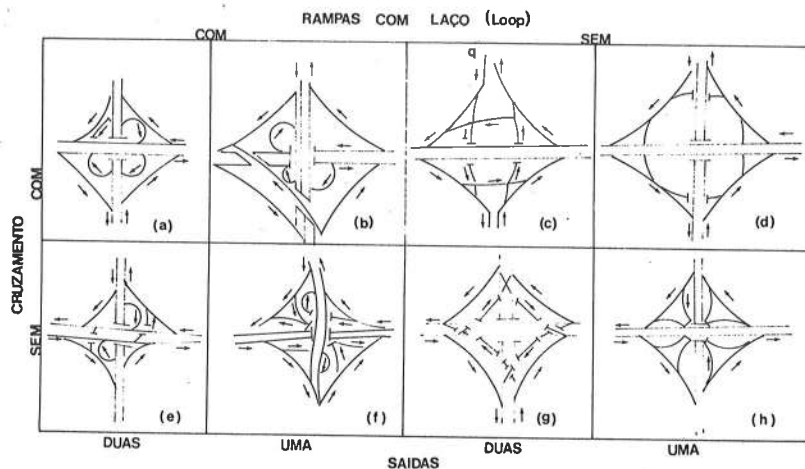


Fig. 94

#### D – PRINCIPAIS OBJETIVOS NO PROJETO DAS INTERSEÇÕES EM NÍVEIS DIFERENTES

##### 1. Simplicidade

- operacionalmente simples;
- fácil compreensão por parte do motorista; e
- configurações geométricas simples.

##### 2. Regularidade

- procurar usar as formas mais convencionais;
- rampas de formas não estranhas;
- de preferência número simétrico de rampas; e
- não usar rampas começadas ou terminadas nos lados esquerdos.

##### 3. Uniformidade

- saídas de operação uniforme;
- saídas sempre no lado direito; e
- de preferência só uma saída.

##### 4. Capacidade

- saídas antes das entradas; e
- diminuir os movimentos cruzados.

#### E – VANTAGENS E DESVANTAGENS DE CERTOS TIPOS DE INTERSEÇÕES EM NÍVEIS DIFERENTES

##### a - Diamante dividido, de um só sentido de tráfego

###### Vantagens:

1. requer pouco espaço, além da faixa de domínio das vias;
2. as rampas são relativamente pequenas;
3. não existem movimentos cruzados na via principal;
4. uma única saída;
5. boa operação nas rampas, quando a via secundária passa por cima da principal; e
6. elevada capacidade.

###### Desvantagens:

1. paradas na via secundária para viradas à esquerda; e
2. necessita de duas estruturas.

##### b - Trevo Parcial A

###### Vantagens:

1. movimentos não cruzados na via principal;
2. uma só estrutura; e
3. saída única da via principal.

###### Desvantagens:

1. no caso do veículo da via secundária querer virar para a direita, ele faz um movimento não natural, cruzando a via secundária e entrando à esquerda;
2. muitos pontos de conflito na via secundária; e
3. paradas na via secundária, para virar à esquerda.

##### c - Trevo Parcial A de quatro quadrantes

###### Vantagens:

1. movimentos não cruzados na via principal;
2. uma só estrutura;
3. saída única da via principal;
4. alta capacidade;
5. todos os movimentos são naturais; e
6. não conduz a movimentos errados.

###### Desvantagens:

1. área extensa a ser desapropriada; e
2. necessidade de sinais, no caso de altos volumes na via secundária.

#### d - Trevo Parcial B

##### Vantagens:

1. movimentos não cruzados na via principal;
2. uma só saída da via principal;
3. não conduz a movimentos errados; e
4. todos os movimentos são naturais.

##### Desvantagens:

1. muitos pontos de conflito na via secundária; e
2. paradas nas vias secundárias, para os movimentos menores.

### F – ASPECTOS BÁSICOS DA ESCOLHA DO TIPO DE CRUZAMENTO

(ver item V)

#### a - Pelo tipo de via secundária:

##### 1. Via secundária de pequena importância

Neste caso procura-se fazer o cruzamento com baixo custo de construção, procurando-se evitar os movimentos que conduzam a erros e dando boa conexão com a via principal.

Para este tipo de cruzamento, a primeira escolha recai sobre o Trevo Parcial B, pois o mesmo apresenta as seguintes vantagens, apropriadas a este caso:

- 1 - pouca chance de se ter movimentos errados;
- 2 - estruturas simples;
- 3 - só desapropria terrenos em dois quadrantes;
- 4 - rampas de entrada e saída apropriadas; e
- 5 - saída antes da estrutura na via secundária.

A segunda escolha, normalmente recai no tipo de Diamante Simples.

##### 2. Cruzamento com artéria urbana de pequena importância

A escolha normalmente recai sobre o tipo de Diamante Simples.

##### 3. Cruzamento com artérias principais

A primeira escolha recai, ainda, no tipo Diamante Simples, porém, se os volumes forem muito grandes pode-se escolher um Diamante dividido, de um só sentido de tráfego ou o Trevo Parcial A, de quatro quadrantes.

#### 4. Cruzamento com rodovia primária

Neste caso, normalmente, se escolhe o tipo de Trevo Simples, podendo, também, ser escolhido o Trevo Parcial A, de quatro quadrantes.

#### 5. Cruzamento com auto-estradas

Neste caso, escolhe-se o Trevo com Vias C/D, ou os cruzamentos direcionais, que podem ser dos mais diferentes tipos.

#### b - Escolha do tipo de cruzamento, pelos diferentes volumes:

Um grande número de aspectos devem ser avaliados quando se seleciona um tipo de ligação entre vias de níveis diferentes, tais como, condições locais, topografia, uso dos terrenos etc. Entretanto, com base nos volumes de tráfego, podemos fazer certas escolhas, para servirem de guia. Esta escolha é tirada do desenho a seguir:

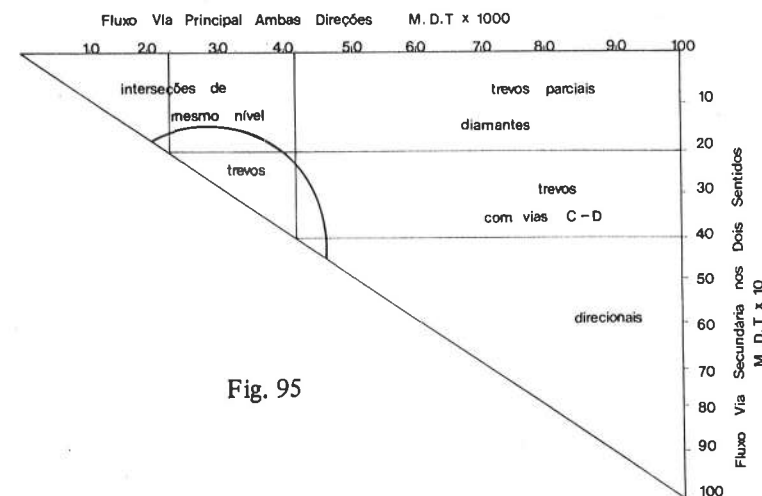


Fig. 95

### G – ALGUMAS CONSIDERAÇÕES QUANTO AO ESPAÇO ENTRE OS CRUZAMENTOS

No caso dos cruzamentos serem muito perto, haverá a existência de fricções, causando ineficiência e perda de velocidade, originando diminuição de capacidade. Por outro lado, com maior número de acessos, haverá, principalmente no caso das cidades, um melhor aproveitamento da via elevada ou rebaixada, que pode levar o tráfego com maior velocidade.

Grandes áreas comerciais ou industriais são altos geradores de tráfego e,

normalmente, requerem um grande número de rampas de entrada e saída da via principal. Normalmente, nos aeroportos e estádios, devido ao grande número de tráfego que podem gerar, fazemos interseções em níveis diferentes.

Os cruzamentos em níveis diferentes, em sua localização, dependem uns dos outros. Assim, vê-se primeiro a localização da interseção mais crítica e depois ajustam-se as demais; normalmente são feitas, primeiramente, as interseções de auto-estradas. Os movimentos cruzados e a sinalização têm bastante efeito no espaço necessário entre os cruzamentos.

Além disto, outros fatores que influem nas distâncias entre os cruzamentos são os volumes de tráfego, o tamanho da cidade, o tipo da área e a uniformidade das ruas.

Normalmente, as distâncias entre os cruzamentos em níveis elevados, devem ser as seguintes:

Área	Distância mínima em metros	Distância desejável em metros
Urbana	540 – 1.200	1.600 – 3.200
Suburbana	1.500 – 3.300	3.500
Rural	2.000 – 3.500	3.200 – 8.000

#### H – CONSIDERAÇÕES DE PROJETO PARA INTERSEÇÕES DE NÍVEIS DIFERENTES (ver cap. 9, 10 e 11).

Existe uma relação definida entre a velocidade de projeto e as curvaturas das rampas. Normalmente, os raios das curvas de ligação entre as vias são maiores nas proximidades da via principal e vão-se tornando cada vez menores ao se aproximar da via secundária, de maneira a ir aos poucos diminuindo a velocidade dos veículos.

Nos casos das rampas com raios de curvatura constantes, prevê-se, no seu início e final, comprimentos adequados para aceleração ou desaceleração, conforme for o caso. Admite-se, porém, que as velocidades nas rampas guardam a relação da tabela abaixo, conforme a velocidade da via principal.

Velocidade da via principal, em kms por hora	45	65	80	95	110
Velocidade nas rampas de ligação, em kms por hora					
Desejável	40	55	65	70	80
Mínima	25	35	40	50	55

Os demais elementos do projeto vão depender, sobretudo, dos volumes e velocidades de tráfego.

Recomenda-se entretanto que, mesmo para os casos de pequenos volumes, os acessos possuam duas faixas de tráfego para que o mesmo não fique totalmente obstruído, no caso de algum contratempo com os veículos.

## 21

### escolha de tipo de interseção

Não existem critérios normalizados para a escolha do tipo de cruzamentos, tendo em vista ser este um problema complexo, envolvendo volumes de tráfego, velocidades, tipos de veículos, aspectos topográficos, orçamentos e parâmetros de distribuição de tráfego (ver item IV-F).

A escolha se baseia em condições gerais de fatores médios do terreno, circulação, custos, tipos de cruzamentos e volumes de tráfego, havendo, assim, diversos critérios, que veremos a seguir:

#### **A – INTERSEÇÕES DE MESMO NÍVEL X INTERSEÇÕES ROTATÓRIAS**

As interseções rotatórias apresentam as seguintes desvantagens:

- a - possuem menor capacidade que as interseções diretas, bem projetadas e reguladas;
- b - necessitam mais espaço e são, geralmente, mais onerosas que as interseções diretas com funções equivalentes;
- c - não são apropriadas quando o volume de pedestres é apreciável, pois o fluxo em seu interior deve circular sem interrupções;
- d - exigem ilhas centrais muito grandes ou velocidades de operação muito baixas, quando o volume de trânsito ultrapassa 1.500vph;
- e - aumentam as distâncias percorridas pelos veículos, embora possam diminuir seus tempos de percurso;
- f - não se podem ampliar com facilidade e, portanto, não se adaptam à construção por etapas; e

g - criam a subordinação dos movimentos do tráfego individual em favor do tráfego total.

Suas vantagens são:

- a - quando são bem projetadas e se aplicam aos casos em que sejam indicadas, fazem com que o trânsito circule em forma ordenada e contínua, com poucas demoras e grande segurança;
- b - como se substituem os cruzamentos por entrecruzamentos, os conflitos não são tão agudos e os acidentes que possam ocorrer não resultam tão graves;
- c - os giros à esquerda são feitos com facilidade, por meio de movimentos de convergência e separação, embora as distâncias a percorrer sejam maiores; e
- d - adaptam-se bem às interseções com cinco ou mais ramos.

## B – INTERSEÇÕES EM NÍVEL X INTERSEÇÕES EM NÍVEIS DIFERENTES

As desvantagens das interseções em níveis diferentes são:

- a - são interseções bastante onerosas;
- b - as mudanças de nível podem causar a introdução de modificações indesejáveis no perfil das rodovias;
- c - as estruturas de separação podem se tornar antiestéticas, principalmente em vias urbanas; e
- d - um intercâmbio não se adapta facilmente a uma interseção de muitos ramos.

Suas vantagens são:

- a - sua capacidade para o trânsito direto pode igualar-se à capacidade das vias fora da interseção;
- b - são mais seguras que as interseções em nível, pela ausência de conflitos diretos;
- c - não necessitam que a velocidade relativa das correntes que se cruzam seja baixa e se adaptam a quase todos os ângulos de interseção das vias;
- d - evitam paralisações dos veículos e grandes mudanças em suas velocidades; e
- e - adaptam-se à construção por etapas e são essenciais nas rodovias bloqueadas ou de acessos limitados.

Para a escolha da interseção em nível diferente, devem-se considerar, como aspectos principais – congestionamentos, acidentes, topografia, auto-estrada e benefícios aos usuários.

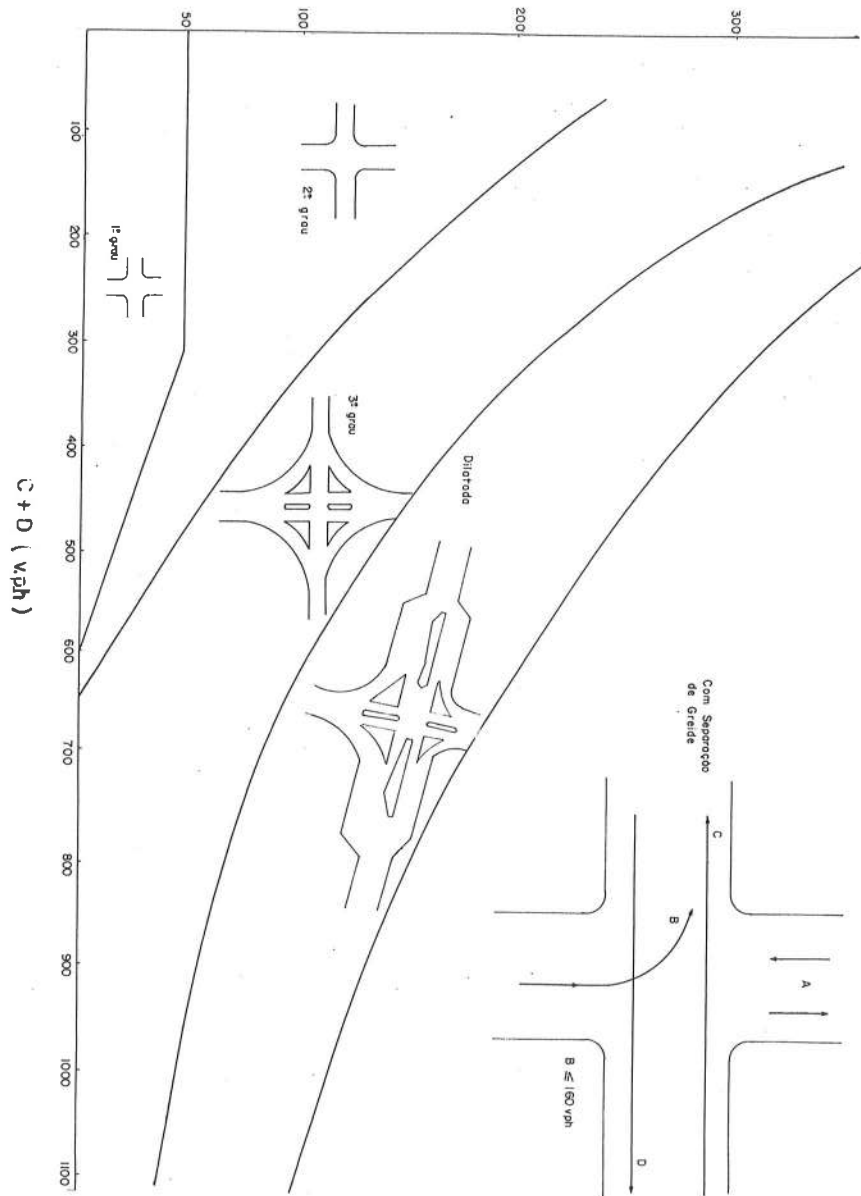
## C – ROTEIRO PARA ESCOLHA DO TIPO DE INTERSEÇÃO

Devemos seguir a seguinte seqüência:

- a - elaboração dos fluxogramas horários da interseção para o ano de abertura e para o ano de máxima solicitação, durante a vida do projeto;
- b - com os valores obtidos do segundo fluxograma, pesquisar a possibilidade de emprego da interseção a nível, recorrendo-se ao gráfico da figura da página seguinte;
- c - com os valores obtidos do primeiro fluxograma, pesquisar os requisitos necessários à interseção no ano de abertura, recorrendo-se ao mesmo gráfico. Se o resultado indicar o emprego de interseções em níveis diferentes, esta será a solução final. Caso contrário, passar ao item d; e
- d - estabelecidas as condições nos anos limite, pesquisar as épocas em que os diversos melhoramentos deverão ser realizados, utilizando-se, para isso, os valores obtidos nos fluxogramas de anos intermediários, até chegar-se à solução do ano do projeto.

Fig. 96

GRÁFICO PARA ESCOLHA DO TIPO DE INTERSEÇÃO EM NÍVEL A+B (v.p.h.)



## D – ESCOLHA DO TIPO DE INTERSEÇÕES EM NÍVEL

Conforme os diversos tipos do gráfico da página anterior, temos:

- se o volume horário total (dois sentidos) em termos de UCP da via principal for inferior a 300 e/ou o da via secundária for inferior a 50, nenhum controle especial será atribuído a essa interseção. Será adotada uma interseção de projeto mínimo, prevendo-se apenas a pavimentação de um pequeno trecho de concordância entre a via principal e a secundária, limitado por áreas que permitam a instrução de veículos em movimento. Para os raios de conversão, adotaremos os do quadro para velocidades inferiores a 15km/h;
- se o volume horário da via secundária ultrapassa 50 UCP, será executada uma interseção contendo pelo menos uma ilha direcional do tipo “gota” nesta via. Projeto semelhante deverá ser adotado quando o fluxo horário da via principal exceder 300 UCP e a via secundária deva ser pavimentada, mesmo sem atingir os 50 UCP/hora. Nestas mesmas condições, se houver mais de 50 UCP/hora girando à direita da via principal para a secundária ou da secundária para a principal, será adotada em cada caso uma faixa de acomodação, com os comprimentos da tabela abaixo e com a largura variando de 0 a 3,60m, a fim de assegurar uma manobra mais segura aos veículos que deixam a via principal ou nela ingressam:

COMPRIENTO DE TRANSIÇÃO

Veloc. diretriz da rodov. km/h	50	60	70	80	90	100	110	120
Comprimento mínimo, m	40	45	50	55	60	65	70	75
Comprimento desejado, m	45	55	60	70	75	85	90	100

- se o volume horário total da via principal ultrapassar 300 UCP e o número de entradas à direita da via principal para a secundária ou da via secundária para a principal for maior que 100/UCP/hora, serão projetadas faixas separadas de conversão e faixas de mudança de velocidade na rodovia principal. Quando o volume na via principal situar-se entre 300 e 400 UCP/hora, serão empregadas para o comprimento da transição, faixas de aceleração e desaceleração.
- se as combinações dos volumes horários em UCP, circulando na via principal, via secundária e convertendo à esquerda da secundária para a principal conduzir a pontos superiores aos das três curvas primeiras, será adotado um projeto de interseção dilatada, totalmente canalizada, com faixas separadoras de giro, ilhas canalizadoras, pistas separadas e faixas de mudança de velocidade. Incluem-se nesta classe de projeto as interseções rotatórias – que terão sua adoção justificada, em termos de volume de tráfego, apenas quando este for aproximadamente igual em todos os ramos e/ou quando a intensidade dos movimentos de conversão for igual ou exceder a intensidade dos movimentos de cruzamento.
- para a determinação dos volumes horários em UCP, usar-se-ão os coeficientes de equivalência 2 e 2,5, respectivamente para ônibus e caminhões.

**22**

**outras considerações (exemplo)  
de projeto de interseção**



#### **A – DESCRIÇÃO**

Trata-se do projeto de uma interseção entre uma via expressa e uma via de acesso a um aeroporto de uma região metropolitana.

O projeto deve analisar o tráfego gerado pelo aeroporto, as viagens entre o aeroporto e várias áreas da cidade, os volumes de tráfego de projeto de cada uma das alças e conexões diretas da interseção, a determinação do número de faixas através de análise de capacidade e os estudos preliminares dos alinhamentos horizontais e verticais.

Considera-se a não interferência da interseção, com as operações aéreas.

#### **B – PASSOS PRINCIPAIS**

1. Estimativa dos volumes de tráfego da via expressa e da interseção para o ano de projeto;
2. Determinação das características básicas de projeto, tais como: velocidade de projeto, taxas de superelevação (baseadas em padrões de projeto); distâncias de aceleração e desaceleração, raios mínimos de curvatura (calculadas);
3. Análise de capacidade, para determinação do número de faixas e tipo de interseção mais recomendável; e
4. Desenhos do alinhamento vertical e horizontal. Os desenhos devem incluir

a planta completa da interseção; perfis da via expressa, da via de acesso e das rampas e as seções transversais típicas.

## C – RESOLUÇÃO

### 1. Estimativa dos volumes de tráfego

Os volumes de tráfego são estimados através das Técnicas de Planejamento de Transportes (nestes cursos unidade VIII) compreendendo normalmente: Estudos de Geração, Distribuição, Divisão Modal e Alocação do Tráfego

Nas estimativas dos volumes de tráfego é usual separar as viagens de acordo com seus propósitos (casa-trabalho, compras, passeio etc.). Neste exemplo específico, poderiam ser consideradas as viagens realizadas pelos empregados no aeroporto, passageiros, viagens para serviços no aeroporto, tráfego de cargas aéreas e o tráfego não relacionado com o aeroporto.

É também usual estimar três diferentes volumes para cada movimento, o tráfego médio diário (VDM), o volume horário durante o pico da manhã e o volume horário durante o pico da tarde. O primeiro é utilizado para os propósitos de projeto do pavimento, por exemplo, e os outros dois para o projeto geométrico.

No projeto detalhado é necessário também ter a proporção de ônibus e caminhões em cada movimento. (São feitas três estimativas separadas, uma para o tráfego total, outra para os ônibus e outra para caminhões.)

No caso deste exemplo, o seguinte procedimento poderia ser adotado:

Procedimento:

#### a - Estimar o tráfego gerado pelos empregados do aeroporto.

1- Para o ano do projeto tem-se as seguintes estimativas:

- A- Número total de empregados: (8.000)
- B- Distribuição dos empregados em turnos:

( 8:30 – 16:30 – 35%)  
 (16:30 – 0:30 – 30%)  
 ( 0:30 – 8:30 – 20%)  
 Outros horários – (15%)

C- Assumir (10%) de ausências diárias.

2. Distribua as viagens dos empregados para as áreas vizinhas (dos estudos de geração de tráfego por exemplo) com o modelo de gravidade modificado abaixo:

$$T_{A,j} = E_A \frac{R_j / (t_{A,j})^2}{\sum_{K=1}^n [R_K / (t_{A,K})^2]} \quad (1)$$

$T_{A,j}$  = nº de viagens dos empregados para o aeroporto da zona j.

$E_A$  = nº total de viagens dos empregados para o aeroporto de todas as áreas.

$R_j$  = nº de residências da área j.

$t_{A,j}$  = tempo de percurso entre o aeroporto e a área j.

$n$  = nº total de áreas, excluindo o aeroporto.

As informações do número de residências e tempos de percurso de cada área até o aeroporto também teriam que ser conhecidas.

3. Aloque a cada um dos movimentos  $T_{A,j}$  a aproximação da interseção e rampa que provavelmente o mesmo utilizará. Esta alocação pode ser feita (intuitivamente) determinando-se a rota mais curta (que normalmente passa pela interseção), ligando o aeroporto a cada área j. Os empregados estarão chegando e saindo do trabalho; deve-se estimar e alocar tanto os volumes que chegam como os que saem do aeroporto.
4. Some os volumes de tráfego que utilizam cada parte da interseção, para as horas de pico.
5. Converta os movimentos de pessoas em movimentos de veículos.
  - A- Assuma que 15% (por exemplo) dos empregados viajam de ônibus.
  - B- Assuma a média de 1,4 pessoas (empregados) por carro de passeio.
  - C- Adapte parte dos movimentos aos percursos das linhas de ônibus existentes ou propostas.
  - D- Verifique o número de ônibus necessários em função dos empregados do aeroporto e outros locais atendidos.
  - E- Apresente os resultados, em forma tabular ou de fluxogramas, para todos os veículos (excluindo ônibus) e para os ônibus.

#### b - Estime o tráfego gerado pelos passageiros.

1. Obtenha (junto às companhias aéreas) o número de passageiros atual e projeções para o ano de projeto. Aloque os passageiros, as aproximações e ramos da interseção, de forma semelhante ao item a (por exemplo).

2. Converta os movimentos de passageiros em movimentos de veículos.

- A- Assuma que 5% (por exemplo) dos passageiros utilizam ônibus.
- B- Assuma que 30% (por exemplo) dos passageiros utilizam táxis (verificar se o veículo volta vazio ou não).
- C- Dos passageiros que chegam (ou saem) ao aeroporto em carros particulares assumo que 75% são levados por familiares ou amigos; os restantes 25% deixam seus veículos em estacionamento no próprio aeroporto. Em ambos os casos cada carro leva em média 1,5 passageiros (note que no caso de passageiros transportados por familiares ou amigos, duas viagens são geradas: uma para o aeroporto e outra do aeroporto; se o veículo é deixado no aeroporto, só uma viagem é gerada).
- D- Verifique a existência de ônibus especiais (que para o projeto geométrico podem apresentar características mais próximas de caminhões).

c - Estimar a quantidade de tráfego de serviço e a quantidade de tráfego gerado pelas cargas aéreas. Obter a composição destes tráfegos conforme os tipos de veículos empregados.

d - Estimar os volumes do tráfego independente ao do aeroporto. (Obtido pelas Técnicas de Planejamento de Transportes já citadas.)

2. Características Básicas de Projeto

Neste item são verificados os requisitos mínimos do projeto (por exemplo, mínimos raios de curva) sendo preferível adotar valores maiores.

Muitas agências (por exemplo Ref. 1, 2, 4, 8) ou consultores desenvolvem padrões para utilização em seus projetos (por exemplo Ref. nº 11). É importante para o uso adequado desses padrões, que o projetista saiba como os mesmos são estabelecidos.

Procedimento (exemplo):

a - Alinhamento vertical

Para curvas verticais podem-se usar por exemplo, as normas das Figs. 7.201.4 e 7.201.5 do Manual de Projetos Rodoviários do Departamento de Estradas de Rodagem da Califórnia. Note-se que a Fig. 7.201.5 é usada somente para curvas não iluminadas à noite, o que pode não ser o caso da interseção (urbana) considerada. Pode-se neste caso adotar por exemplo a recomendação da AASHO (American Association of State Highway Officials).

$$L \geq |AV^2/396,8| \quad (2)$$

onde:

- L = comprimento da curva vertical (côncava) em metros.
- A = diferença algébrica dos greides em porcentagem.
- V = velocidade de projeto (em km/hora).

Este critério assegura que a aceleração centrípeta não excede  $0,3m/s^2$ . Neste exemplo, igualmente por não se tratar de via de duas faixas, com dois sentidos de tráfego, não existe a necessidade de verificação das distâncias de ultrapassagens.

b - Alinhamento horizontal

1. Especifique as velocidades de projeto, para cada componente da interseção.

A velocidade de projeto em geral é selecionada em função do tipo de via, terreno e localização (urbana ou rural). A velocidade de projeto será usada no cálculo dos raios mínimos e comprimentos de aceleração e desaceleração (ver cap. 9-J).

2. Verifique as máximas taxas de superelevação e coeficientes de atrito desejados, igualmente para todos os componentes da interseção.

A seleção da taxa máxima de superelevação depende de condições climáticas, tipos de terrenos, frequência de veículos vagarosos e tipo de área (urbana ou rural). A máxima taxa de superelevação só será empregada nas curvas de raio mínimo.

O coeficiente de atrito deve ser menor do que o coeficiente de fricção entre os pneus e o pavimento. O coeficiente de atrito decresce com a velocidade (ver cap. 9-J).

3. Verifique os mínimos raios de curvatura.

Em geral utiliza-se a fórmula

$$R = \frac{V^2}{127(e + f)} \quad (3)$$

onde:

- R = raio em metros
- V = velocidade em km/h
- e = taxa de superelevação
- f = coeficiente de atrito

Neste ponto pode-se verificar a área necessária para a interseção.

4. Determinar os comprimentos de desaceleração.

Poderão ser utilizados os padrões do Departamento de Estradas de Rodagem da Califórnia (Fig. 7.505.6); poderá ser utilizada a fórmula:

$$L = \frac{V_a^2}{256f} - \frac{V_d^2}{256f} \quad (4)$$

onde:

- L = distância total necessária para desacelerar da velocidade  $V_a$  para  $V_d$  em metros.  
 f = coeficiente de atrito (pode ser usado  $f = 0,20$  que corresponde à taxa de desaceleração  $1,92 \text{ m/s}^2$ , considerada razoável).  
 $V_a$  = velocidade antes em km/h.  
 $V_d$  = velocidade depois em km/h.

Poderão ser também utilizadas tabelas, (ver cap. 9—F).

### 5. Determinar os comprimentos de aceleração.

Os ângulos de entrada devem ser menores do que os de desaceleração. Principalmente para os caminhões pesados os comprimentos de aceleração serão maiores que os de desaceleração.

Os mesmos procedimentos anteriores (item 4.) poderão ser adotados, ou seja Fig. 7.505.6 do Manual de Projetos da Califórnia, a fórmula (4), adotando-se no entanto, em geral,  $f = 0,10$ , ou tabelas (ver item I—E).

### 6. Verificam-se também, normalmente, as alturas dos viadutos e greides de rampas. Neste caso utilizam-se as normas básicas padrões (ver Fig. 98).

No caso deste exemplo (interseção próxima do aeroporto) deveriam ser verificadas também as normas do DAC (Diretoria de Aeronáutica Civil), relativas às áreas de aproximação de aeronaves.

## 3. Análise de Capacidade

A análise de capacidade é usada para a determinação do número de faixas, características geométricas das junções (rampas), controles a serem utilizados (dimensionamento de semáforos) e mesmo para definição da configuração geral da interseção. No método do Manual de Capacidade Rodoviária (HCM) do HRB, a capacidade é associada a níveis de serviço, sugerindo-se que o projeto seja executado para o nível C.

Procedimento:

- a - **Determine o número de faixas necessárias para a via expressa.** Use as diretrizes do capítulo 9 do HCM.

As dimensões da seção tipo (largura de faixas, acostamentos) devem ser as padronizadas para o tipo de via (Fig. 98 ou outras normas estabelecidas).

### b - **Determine características geométricas das entradas e saídas de rampas.**

Verifique as condições de capacidade do posicionamento das rampas nos principais tipos de interseções.

Neste caso ao invés de usar os nomogramas para nível de serviço C do capítulo 6 do HCM, use o método dos níveis de serviço D e E, mas verificando o nível de serviço C nos pontos de checagem (ver Tabela 8.1, página 196 do HCM). Projetar mais de uma faixa nas rampas, se necessário.

No exemplo seria assumida a não existência de outras rampas pertencentes a outras interseções a menos de 1.600 metros da interseção em qualquer direção.

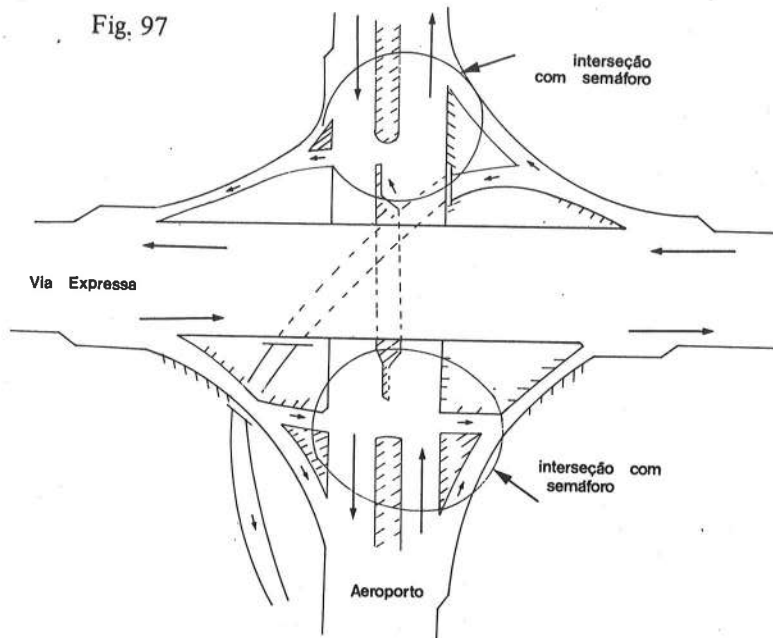
Para evitar dificuldades aos motoristas, é aconselhável fazer um projeto tal que os motoristas tenham só duas escolhas. Nestes casos o Manual de Projetos da Califórnia recomenda um espaço mínimo de 300m entre rampas sucessivas em vias expressas, e de 180m em vias coletoras, sendo a saída da rampa visível a pelo menos 300m neste último caso e, além disso, as faixas básicas da via expressa não devem terminar nas rampas de saída (a menos que mais da metade do tráfego saia na rampa). Se forem necessárias duas faixas na rampa de saída, acrescente uma faixa na via expressa antes da saída e continue com a mesma na rampa de saída (além de começar outra faixa a sua esquerda na saída da rampa). Este procedimento evita que caminhões pesados tenham que deixar a faixa da direita ao se aproximarem da rampa. Se a própria via expressa necessitar de menor número de faixas após a interseção, retire a faixa extra após as rampas de saída, deixando espaço suficiente para sinalização e manobras.

Após satisfazer os requisitos necessários, examine o projeto, verificando se os percursos através da interseção são os mais adequados e se serão facilmente compreendidos por um motorista que passe a primeira vez pelo local. Verifique os sinais necessários; muitos projetos preliminares são abandonados por não permitirem adequadas distâncias de visibilidade dos controles de tráfego, que fornecem aos motoristas informações suficientes para suas decisões.

### c - **Verifique pela capacidade o número de faixas da via de acesso ao aeroporto e as rampas de saída desta via.**

É possível que, neste caso, possa haver uma interseção sinalizada, para a saída de rampas à esquerda (veja desenho esquemático abaixo).

Fig. 97



O projeto de interseções sinalizadas em cruzamento é feito por meio de aproximações sucessivas. Para usar o HCM, comece com um primeiro esquema, analise-o, melhore-o, analise o projeto melhorado, melhore-o e assim por diante. Projetistas com experiência obtêm soluções iniciais próximas das definitivas, fazendo uma série de estimativas como a seguir:

1. Faça um diagrama mostrando o tráfego nas aproximações da interseção (só da interseção sinalizada, por exemplo, em estudo).
2. Determine as fases preliminares do semáforo, mostrando os movimentos de cada fase. Interseções com sinais luminosos, em cruzamento secundário de vias expressas, em geral, possuem uma fase especial para os veículos que viram à esquerda (veja págs. 138 e 139 do HCM).
3. Faça estimativas rápidas do volume de serviço que possa ser levado por uma faixa de 3,6m em cada aproximação. Para isto assumo que o tempo de verde se distribui igualmente entre as fases ( $V/C = 1/2$  para duas fases;  $1/3$  para três fases) e ignore todos os fatores de ajustamento, com exceção da largura de aproximação e nível de serviço.
4. Para encontrar o número de faixas, divida o volume total pelo volu-

me de serviço do item C. Aproxime para um número inteiro de faixas (menos de 0,25, aproxime para baixo).

5. Faça o esquema do projeto inicial da interseção.

#### b - Melhore o projeto de sua interseção.

1. Analise a capacidade agora, considerando todos os fatores. (Obs.: os acostamentos não devem ser incluídos nas larguras de aproximação; todos os ônibus serão considerados caminhões, visto que não deverá haver pontos de parada na interseção, o fator de hora de pico deve ter sido determinado nas pesquisas de tráfego.)

Calcule a menor fração do tempo total necessário em cada fase do semáforo ( $V/C$ ) e, a seguir, some todas as fases. Mesmo que o sinal luminoso seja atuado pelo tráfego estes valores serão necessários (ver item 2. a seguir).

2. Se o somatório dos Verdes/ciclo e Amarelos/ciclo for maior do que 1, ou muito menor do que 1, mude o número de faixas em uma ou mais aproximações, ou os esquemas das fases, melhorando o projeto.

Para alto movimento de virada à direita, faça com que o mesmo não precise esperar o sinal verde luminoso (coloque faixas de desaceleração e aceleração apropriadas).

Nas viradas à esquerda, duas faixas reduzem o ciclo dos semáforos.

- c - Verifique a capacidade em todos os outros pontos, fazendo desenhos esquemáticos da configuração das faixas. A Fig. 99 sugere o tipo de interseção conforme as características das vias interceptantes.

#### 4. Projeto Geométrico

Deverão ser apresentados os detalhes de alinhamento horizontal, vertical, seções típicas transversais, superelevação etc.

##### Procedimento:

Os alinhamentos verticais e horizontais não devem ser independentes: um projeto adequado e econômico deve coordenar ambos os alinhamentos. A topografia do terreno também deve ser levada em conta.

Os greides devem ser limitados ao máximo de 3% na via expressa, 5% na via de acesso e 4% a 6% nas rampas, embora 8% possam ser usados, se necessário, para baixos volumes e baixas velocidades. Use sempre um greide mínimo, devido à drenagem (veja Fig. 98).

As curvas verticais devem ter comprimentos mínimos de, por exemplo,

120m para velocidade de projeto de 60km/h, ou 60m para 45km/h.

Os manuais de projeto geométrico fornecem as configurações mais adequadas para as entradas e saídas das rampas.

Considere as espessuras das estruturas no caso dos gabaritos mínimos verticais.

Forneça o estaqueamento e características geométricas.

No caso das estruturas forneça detalhes específicos.

Apresente seções típicas de cada via.

Apresente os diagramas de superelevação.

Fig. 98 - CARACTERÍSTICAS BÁSICAS DO PROJETO GEOMÉTRICO (Fonte Ref. 4)

CARACTERÍSTICAS	VIAS EXPRESSAS						VIA ARTERIAL PRIMÁRIA	VIAS COLETORAS		VIAS LOCAIS	
	PRIMÁRIA		SECUNDÁRIA		RAMOS DE INTERCO-NEXÕES			Desej. Absol.	Desej. Absol.	Desej. Absol.	Desej. Absol.
	Desej.	Absol.	Desej.	Absol.	Desej.	Absol.	Desej.				
Velocidade diretriz mínima (km/h)	100	80	80	80	60	80 <sup>(2)</sup>	40 <sup>(2)</sup>	60	50	40	30
Distância mínima de visibilidade de parada (m)	210	115	140	110	110	-	-	85	75	60	45
Raio mínimo de curva horizontal (m)	375	375	230	230	230	-	-	135	135	90	60
Taxa máxima de superelevação	8%	8%	8%	8%	8%	8%	12%	6%	6%	0%	0%
Rampa máxima	3%	5%	3%	5%	5%	4%	8%	4%	6%	8%	12%
Rampa mínima	0,5%	0,35%	0,5%	0,35%	0,35%	0,5%	0,35%	-	-	-	-
Valor mínimo de $K = L \frac{V^3}{A}$ para curvas verticais convexas	107	58	48	29	29	-	-	18	14	10	5
Valor mínimo de K para curvas verticais côncavas	52	36	32	24	24	-	-	17	15	12	7
Largura da faixa de rolamento (m)	3,6	3,5	3,6	3,5	3,5	10,5 <sup>(3)</sup>	8,0 <sup>(3)</sup>	3,5	3,5	3,3	10,5 <sup>(5)</sup>
Declividade transversal da pista	2,0%	2,5%	2,0%	2,5%	2,5%	2,0%	2,00%	2,0%	2,5%	-	-
Largura mínima do acostamento externo (m)	3,0	2,0	3,0	2,0	2,0	-	-	3,00	0,0	-	-
Largura mínima do acostamento interno, pistas com 2 faixas (m)	1,0	0,6	1,0	0,6	0,6	-	-	-	-	3,0 <sup>(4)</sup>	2,5 <sup>(4)</sup>
3 ou 4 faixas (m)	3,0	2,0	3,0	0,6	0,6	-	-	-	-	-	-
Declividade dos acostamentos	5%	5%	5%	5%	5%	-	-	-	-	-	-
Gabarito mínimo vertical (m)	5,5	5,5	4,5	4,5	4,5	5,5	5,5	4,5	4,5	4,5	4,5
Afastamento lateral mínimo do bordo do acostamento (m) obstáculos contínuos	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,8	-	-	-	-
obstáculos isolados	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	-	-	-	-

OBSERVAÇÕES RELATIVAS À FIG. 98

$$1 - K = \frac{L}{A}$$

onde:

L = comprimento da curva em metros.  
A = diferença algébrica dos greides em porcentagem.

2 - Os ramos (com respectivas velocidades) podem ser classificados em:

- \*
- Direcional - 80km/h (60km/h)
  - Semidirecional - 60km/h (50km/h)
  - Alça - 50km/h (40km/h)

\* entre parênteses a velocidade mínima absoluta de projeto.

3 - Foram dadas as larguras para duas faixas de tráfego; no caso de uma faixa de tráfego, teremos:

- Largura desejável = 6,50m
- Largura mínima absoluta = 4,50m

4 - Neste caso, foram dadas larguras de faixas de estacionamento.

5 - Foram dadas larguras para mão dupla; no caso de mão única, poderemos ter:

- Largura desejável = 6,5m
- Largura mínima absoluta = 6,0m

Fig. 99

CARACTERÍSTICAS DESEJÁVEIS PARA AS VIAS DE CADA CATEGORIA FUNCIONAL

Características de Projeto e Controle	SISTEMA ARTERIAL PRINCIPAL			Sistema Arterial Secundário	Sistema de Vias Coletoras	Sistema de Vias Locais	
	Via Expressa Primária	Via Expressa Secundária	Vias Arter. Primárias				
Controle de acesso	Total	Total ou parcial	Parcial ou livre	Livre	Livre	Livre	
INTERSEÇÕES	Via expressa primária	Desnível	Desnível	Desnível	Desnível ou travessia sem conexão	Travessia sem conexão ou bloqueio	Bloqueio
	Via expressa secundária	Desnível	Desnível	Desnível ou nível	Nível	Nível ou bloqueio	Bloqueio
	Via arterial primária	Desnível	Desnível ou nível	Desnível ou nível	Nível	Nível	Nível
Sistema arterial secundário	Desnível ou travessia sem conexão	Nível	Nível	Nível	Nível	Nível	Nível
Sistema de vias coletoras	Travessia sem conexão ou bloqueio	Nível ou bloqueio	Nível	Nível	Nível	Nível	Nível
Sistema de vias locais	Bloqueio	Bloqueio	Nível	Nível	Nível	Nível	Nível
Controle de tráfego nas interseções	Total (Desnível)	Quando parcial: semáforos, placas de parada nas vias menores	Quando parcial: semáforos, placas de parada nas vias menores	Quando parcial: semáforos, placas de parada nas vias menores	Quando parcial: semáforos, placas de parada nas vias menores	Quando parcial: semáforos, placas de parada nas vias menores	Placas de paradas
Acesso às propriedades adjacentes	Nenhum	Nenhum ou restrito	Restrito	Restrito ou livre	Livre	Livre	Livre
Tratamento dos acessos às interseções	Ramos	Ramos ou canalizações do tráfego	Quando em nível: normal ou alargado	Normal ou alargado	Normal	Normal	Normal
Vias marginais	Onde necessário	Onde necessário	Geralmente não	Não	Não	Não	Não
Canteiro central	Sempre	Sempre	Onde possível	Geralmente não	Não	Não	Não
Cruzamento de pedestres	Passarela	Faixa zebrada ou	Faixa zebrada	Faixa zebrada	Faixa zebrada	Faixa zebrada	Livre
Estacionamento	Não permitido	Não permitido	Controlado	Controlado	Controlado ou livre	Controlado ou livre	Livre
Acostamentos	Sempre com largura total	Sempre com largura total ou parcial	Geralmente nenhum ou faixa de acostamento	Nenhum	Nenhum	Nenhum	Nenhum

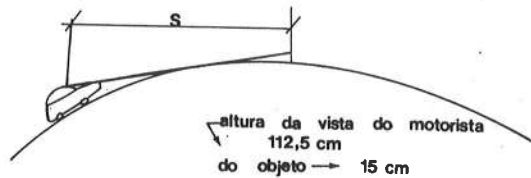


Fig. 100

**DISTÂNCIA DE VISIBILIDADE DE PARADA EM CURVAS CONVEXAS**

Obs.: Outras verificações deverão ser feitas para conexões, ramais e saídas

Figura 7201.4

Velocidade de Projeto = V (km/h)	Distância de Visibilidade = S (m)
48	60,0
64	82,5
80	105,0
96	157,5
104	180,0
112	225,0
120	255,0
128	285,0

Quando S > L	Quando S < L
$L = 2S \cdot \frac{1398}{A}$ em pés	$L = \frac{AS^2}{1398}$ em pés

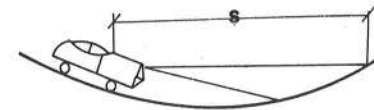
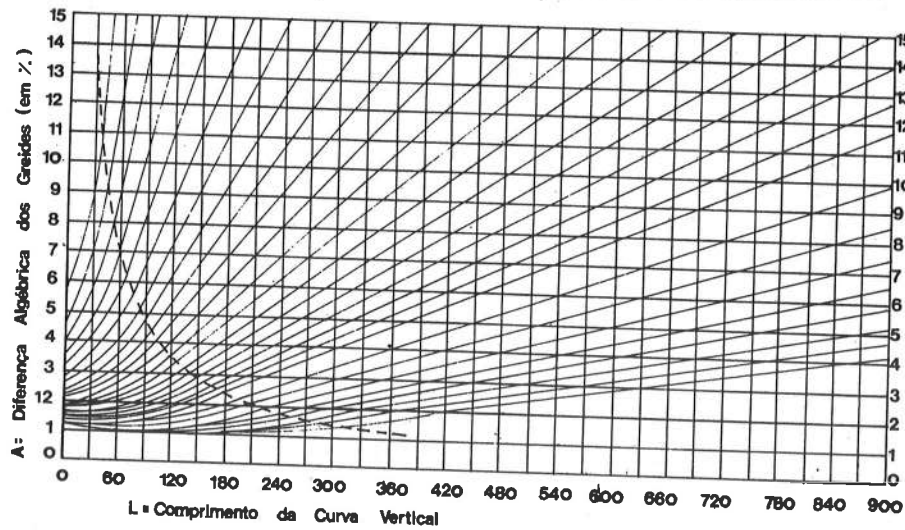


Fig. 101

**DISTÂNCIA DE VISIBILIDADE DE PARADA EM CURVAS VERTICAIS (S/ ILUMINAÇÃO)**

Obs.: Outras verificações deverão ser feitas para conexões, ramais e saídas

Pela A.A.S.H.O

$L > |AV^2 / 396,8|$  com Iluminação

Quando S > L	Quando S < L
$L = 2S \cdot \frac{400 + 3,55}{A}$ em pés	$L = \frac{AS^2}{400 + 3,55}$ em pés

Velocidade de Projeto (km/h)	Distância de Visibilidade (m)
48	60,0
64	82,5
80	105,0
96	157,5
104	180,0
112	225,0
120	255,0
128	285,0

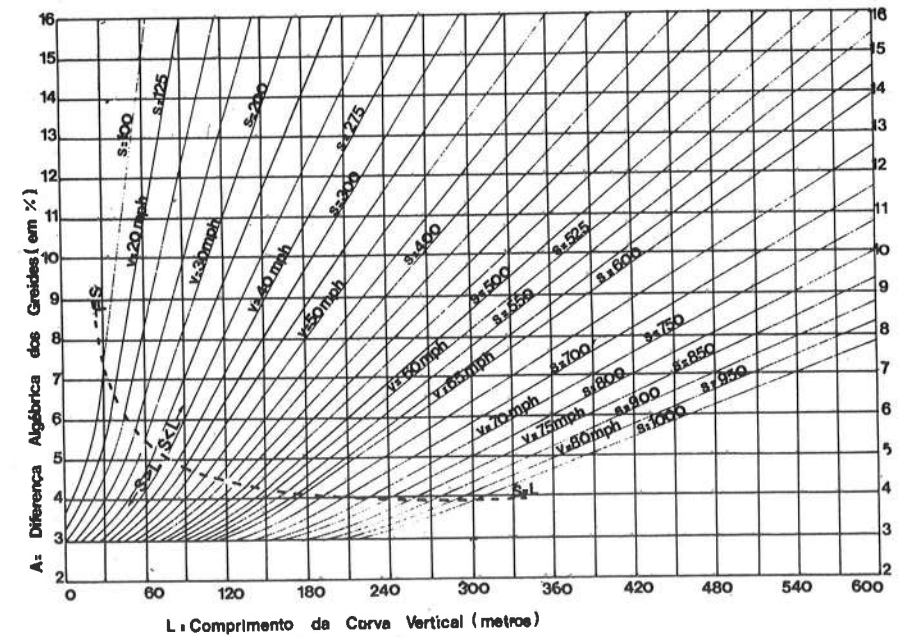
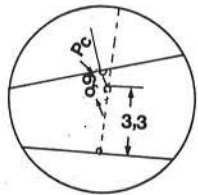
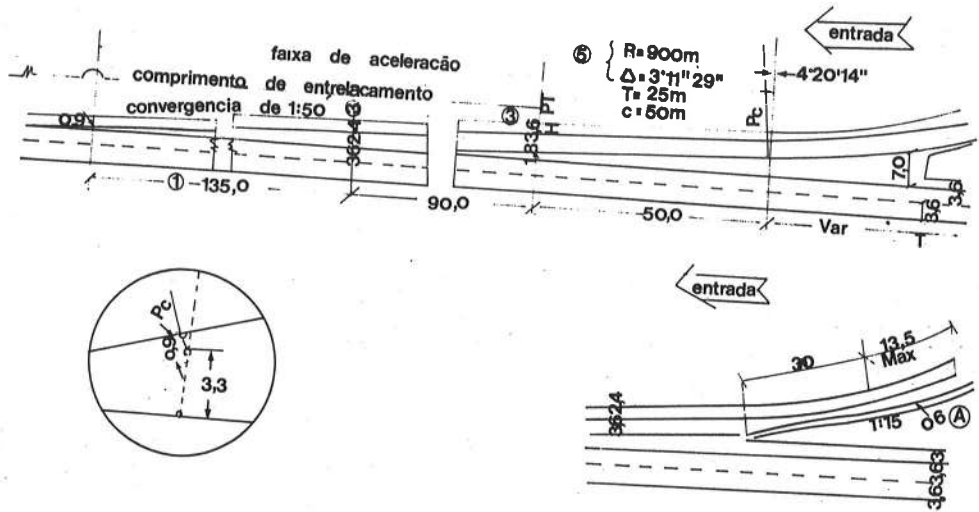




Fig. 102

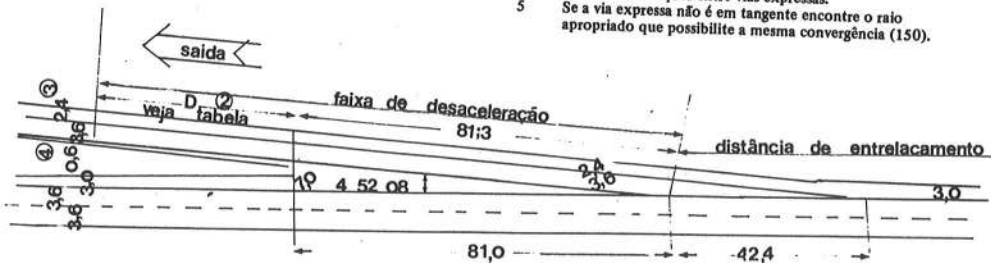
FAIXAS DE ACELERAÇÃO E DESACELERAÇÃO EM VIAS EXPRESSAS



Notas:

- 1 Menor distância = 135m entre a saída e o final da faixa de aceleração, permitindo a parada do veículo.
- 2 A distância D pode ser eliminada sem saídas de vias não expressas.
- 3 No caso de ligação entre duas vias expressas usar 3,0m de acostamento no lado direito.
- 4 O acostamento esquerdo será 1,2m em áreas urbanas e 1,5m em conexões entre vias expressas.
- 5 Se a via expressa não é em tangente encontre o raio apropriado que possibilite a mesma convergência (150).

Raio (m)	Min D (m)
Menos de 90	90
90 - 150	60
150 - 300	45
300 ou mais	0



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRAFICAS

### CAPÍTULO I

- 1 - **Transportation and Traffic Engineering Handbook**  
Institute of Traffic Engineers  
Prentice Hall - 1976.
- 2 - **Traffic Engineering Theory and Practice**  
Louis J. Pignataro  
Prentice Hall, Inc. 1973.
- 3 - **Fundamentals of Traffic Engineers - 8ª edição**  
Norman Kennedy, James H. Kell, Wolfgang S. Homburger  
The Institute of Transportation and Traffic Engineering  
University of California, 1973.
- 4 - **Traffic Manual**  
Business and Transportation Agency  
Department of Public Works  
The Division of Highways - 1971.

- 5 - **Pesquisa de Trânsito**  
Instituto de Pesquisas Rodoviárias  
Conselho Nacional de Pesquisas - 1972.
- 6 - **Manual de Estudios de Ingenieria de Transito**  
Institute of Traffic Engineers  
Representaciones y Servicios de Ingenieria S/A  
Mexico - 1971.
- 7 - **Teste de Velocidade**  
GEIPOT - 1969.
- 8 - **Highway Capacity Manual**  
Highway Research Board - Special Report 87-1965.
- 9 - **Projeto de Inovações na Tecnologia de Transportes Urbanos**  
FASE I - Ônibus  
GEIPOT - 1976.
- 10 - **Les Compteurs de Circulation - Appareils Portatifs Electro-Mecaniques**  
Service des Etudes et Recherches de La Circulation Routière  
Ministère de L' Equipement  
Division des Statistiques Générales.
- 11 - **Traffic Planning & Engineering**  
F. D. Hobbs  
Pergamon Press - 1974.
- 12 - **Emprego de Técnicas de Aerolevanteamento em Pesquisas e Estudos de Tráfego**  
Terrafoto - Consultores Gerais Ltda. - 1976.
- 13 - **Pesquisa Aerofotográfica de Circulação Urbana**  
Francisco Eduardo Bedé de Castro e Roberto Moura Sales.  
Companhia de Engenharia de Tráfego - CET'  
Bol. Técnico n° 4 - 1977.

## CAPÍTULO II

- 1 - **Traffic Science**  
Denos C. Gazis  
John Willey & Sons - 1974.
- 2 - **Traffic System Analysis for Engineers and Planners**  
Martin Wohl e Brian V. Martin  
McGraw-Hill Book Company - 1967.
- 3 - **Traffic Engineering Theory and Practice**  
Louis J. Pignataro  
Prentice Hall, Inc. 1973.
- 4 - **Fundamentals of Traffic Engineering - 8ª ed.**  
Norman Kennedy, James H. Kell, Wolfgang S. Homburger  
The Institute of Transportation and Traffic Engineering  
University of California, 1973.

- 5 – **Quality and Theory of Traffic Flow**  
Bureau of Highway Traffic  
Yale University – 1961.
- 6 – **Curso de Especialização em Engenharia de Tráfego**  
Eng<sup>o</sup> Claudio Dantas  
Instituto de Pesquisas Rodoviárias – 1975.
- 7 – **Engenharia de Tráfego**  
Luiz Ribeiro Soares  
Almeida Neves Editores, 1975.
- 8 – **Poisson and Other Distributions in Traffic**  
Eno Foundation for Transportation  
Saugatuck, Connecticut, USA, 1971.
- 9 – **Traffic Flow Theory and Control**  
Donald R. Drew  
Mc-Graw Hill – 1967.
- 10 – **Research on Road Traffic**  
Road Research Laboratory – Inglaterra – 1965.
- 11 – **Highway Capacity Manual**  
Highway Research Board – Special Report 87-1965.
- 12 – **Transportation and Traffic Engineering Handbook**  
Institute of Traffic Engineers  
Prentice Hall – 1976.
- 13 – **Non-Integer Car Following Models**  
Adolf D. May Jr. e Hartmut E. M. Keller  
Institute of Transportation and Traffic Engineering  
University of California, Berkeley – 1967.
- 14 – **A Mathematic Model for Evaluating Exclusive Bus Lane Operations on Freeways.**  
Transportation, Science – 1969.
- 15 – **Les Bandes Reservées Aux Autobus**  
Service des Etudes et Recherches sur la Circulation  
Routière – SERC  
Division des Transports Urbains  
Ministère des Transports.
- 16- **A Computer Simulation Model for Evaluating Priority Operations on Freeway**  
R. David Minister, Lung Park Lew, Khosrow Ovaici e Adolf D. May  
U.S. Department of Transportation — F.H.A.

### CAPÍTULO III

- 1 – **Traffic Signals** – F. V. Webster e B. M. Cobbe.  
Road Research Technical Paper nbr 56  
Road Research Laboratory – Londres – 1966.
- 2 – **Méthode de Calcul des Carrefours a Feux** – J. P. Le Cocq  
Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes – SETRA  
Ministère de l' Equipement et du Logement
- 3 – **Transyt: a Traffic Network Study Tool**  
D. I. Robertson  
Road Research Laboratory – RRL – Report LR 253 – 1969.
- 4 – **A Relationship for Determining Left-turn Green Time**  
Fred L. Orcutt, Jr.  
Institute of Transportation Engineers – Technical Notes  
Setembro 1977.
- 5 – **ANON SIGOP – Traffic Signal Optimization Program Users Manual**  
New York, 1968.  
Peat, Marwick Livingston & Co.
- 6 – **The Glasgow Traffic Control Experiment: Interim Report on SIGOP and TRANSYT**  
P. D. Whiting  
Road Research Laboratory – Report LR 430
- 7 – **Calcul des Carrefours a Feux** – J. P. Le Cocq

A. Etude et Comparaison des Differentes Méthodes  
B. Méthode Préconisée  
Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes – SETRA  
Ministère de l'Equipement et du Logement – 1968.

- 8 – **User Guide (do Transyt Version 5)**  
D. I. Robertson  
T.R.R.L. Technical Note TN 813 – 1973.
- 9 – **Traffic Manual**  
Business and Transportation Agency  
Department of Public Works – California, USA – 1971.
- 10 – **Manual on Uniform Traffic Control Devices for Streets and Highways**  
U.S. Dept. of Transportation – Federal Highway Administration  
Bureau of Public Roads – USA – 1971.
- 11 – **Traffic Engineering Practices for Smaller Municipality**  
Pleasanton – USA  
De Leuw, Cather & Company – Consulting Engineers – 1973.
- 12 – **Coordination of Fixed-Time Traffic Signals**  
James H. Kell  
University of California – USA
- 13 – **Transportation and Traffic Engineering Handbook**  
Institute of Traffic Engineers  
Prentice Hall – 1976.
- 14 – **Highway Capacity Manual**  
Highway Research Board – Special Report 87 – 1965.
- 15 – **Highway Capacity – Computer Programs and Simulation Studies**  
Institute of Transportation and Traffic Engineering  
University of California, Berkeley, USA – 1969.

## CAPÍTULO IV

- 1 – **Manual de Projeto de Engenharia Rodoviária**  
Projeto de Interseções  
DNER – 1972.
- 2 – **A Policy on Geometric Design of Rural (Urban) Highways**  
American Association of State Highway Officials  
AASHO – 1954, 1965 e 1973.
- 3 – **Traffic Circulation Planning for Communities**  
Harold Marks  
Gruen Associates, Los Angeles, California, USA – 1974.
- 4 – **Normas para o Projeto Geométrico de Vias Urbanas e Normas para Estudos – PACS – Programa para Aumento da Capacidade e Segurança**  
Programa Especial de Vias Expressas  
DNER – 1974.
- 5 – **Interseções**  
Notas de Estudo  
Companhia do Metropolitano de São Paulo.
- 6 – **Organisation Générale de la Circulation**  
Dossier Pilote  
SETRA – Division Circulation Exploitation – Paris – 1973.
- 7 – **Aménagements de Carrefours**

oferta

PTA

1980

18/03/81

02/03/81

12/03/82

5/4/82

Dossier Pilote  
SETRA – Division Circulation Exploitation – Paris – 1973.

8 – Highway Design Manual of Instructions – Paris – 1973

Department of Transportation  
California – USA – 1974.

9 – Manejamento de Tráfego – uma Abordagem Preliminar

Umberto Rafael de Menezes  
SUDENE – 1972.

10 – Detalhes de um Projeto de Interseção em Nível de Tipo “Y”

Amarílio Carvalho de Oliveira  
Instituto de Pesquisas Rodoviárias – publicação 459 – 1970.

11 – Condições de Contorno e de Limite a serem Respeitadas em  
Projetos de Trevos

2ª Reunião das Organizações Rodoviárias.  
Consórcio Nacional de Engenheiros Consultores – 1972.

12 – Normas para o Projeto das Estradas de Rodagem

Departamento Nacional de Estradas de Rodagem –  
reeditado em 1973.

13 – Highway Capacity Manual

Highway Research Board – 1973.