

七、单点交叉口信号控制

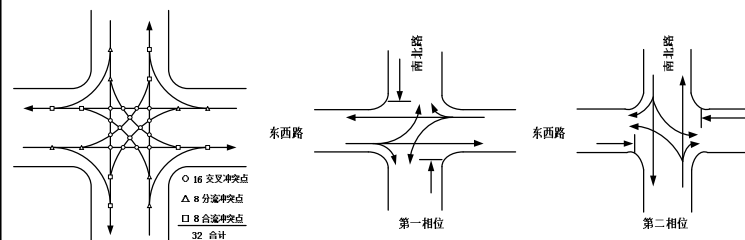
7.1信号控制主要特点及基本参数

7.2信控交叉口车流阻滞及控制策略

7.3单点交叉口信号控制方案设计

7.1 信号控制主要特点及基本参数

- 通过色灯的变化，从时间层面分配各种车流转向的通行权利。



交通信号灯的优缺点

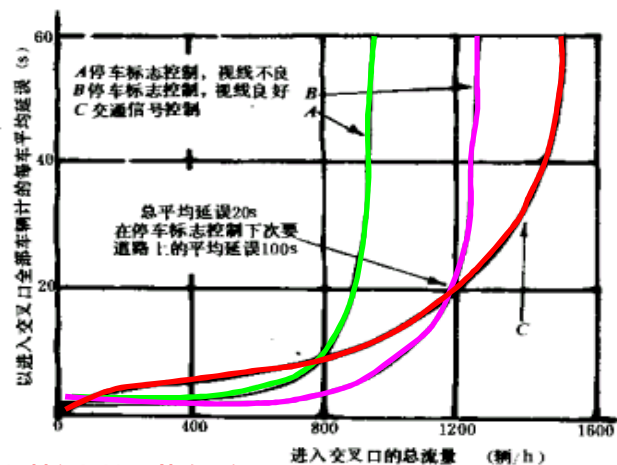
- 1) 使交通有序运行（时间），降低特定交通事故频率；
- 2) 提高交叉口的通行能力；
- 3) 中断干道上的主要车流，使次要道路上的车辆和行人通过。
- 4) 通过相邻交叉口的协调控制，使车流以要求的速度沿给定的路线连续（中断）运行；

交通信号灯的优缺点

- 1) 增加道路使用者的延误和油耗，特别是在平峰期间；
- 2) 提高某些特定类型交通事故的频率，特别是机动车和慢行交通；
- 3) 降低了道路使用者自主控制其运行的自由度。



延误分析



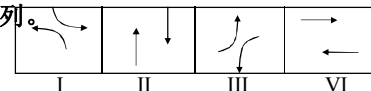
★信号控制方式选择及策略的确定

注:主、次道路交通量之比为4:1

单点信号控制交叉口—基本参数



- **信号周期 (C, Cycle)**: 红绿(黄)灯显示一周所需时间, 各进口道转向车流通行权利转换的一个完整循环。
- **★信号相位 (Phase)**: 一周内同时获得相同信号显示的一个或多个交通流的信号状态的序列。



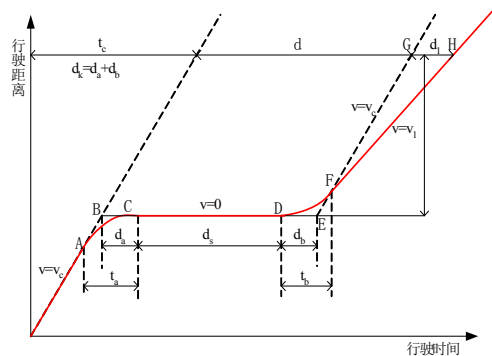
- **周期损失时间 L**: 各相位在通行权转换过程中, 所产生的启动损失、车队清空等时间之和。
- **绿信比 (Green Split)**: 一周内各相位绿灯显示时间与周期时间之比。G/C。
- **其它**: 进口道饱和流量 $S(Q)$; 进口道车流实际到达率 q ; ...

7.2 信控交叉口车流阻滞及控制策略



评价指标:

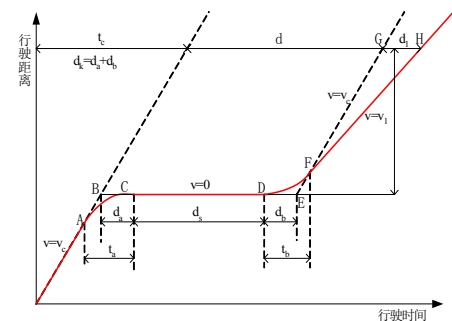
- 车辆延误;
- 停车次数;
- 排队长度;
- 能耗、环境污染.....



7.2.1 车流阻滞-停车



- 完全停车
- 不完全停车



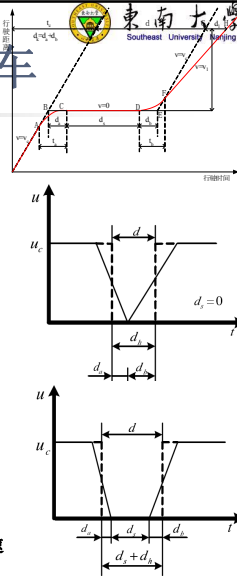
停车-延误-排队的相互关系。

完全停车与不完全停车

完全停车：

- (1) 车辆受阻后车速由正常速度降至0，然后立即加速，直至重新恢复原来车速。 $d=dh=da+db$
- (2) 车辆行驶速度减至0后没有立即加速，而是有一段完全停驶的时间，即 $ds \neq 0$ ，此时总延误时间 $d=dh+ds>dh$ 。

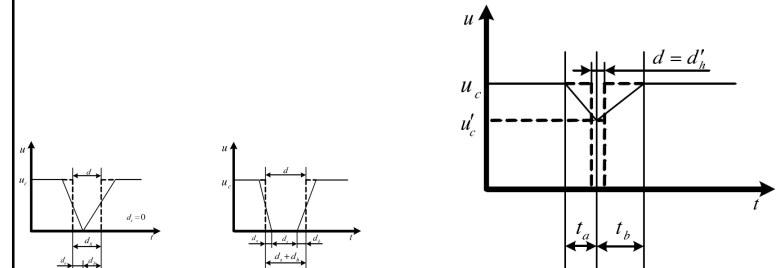
U_c -正常速度；
 d -总延误； da -减速延误； db -加速延误； ds -排队延误； dh -加减速延误；



完全停车与不完全停车

不完全停车：

- 速度由 U_c 降至 U_c' 后便立即加速，重新恢复至原速度 U_c 。
- 总延误时间 d 虽然与减速—加速延误时间 dh' 相等，但这时的 $dh' < dh$ 。即 $d < dh$

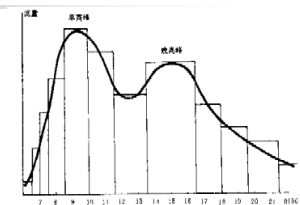


基于停车-信号控制策略

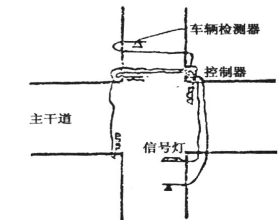
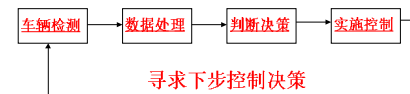
- 任何大小的延误都包含至少一类“停车”过程。
- 用实际延误时间 d 和 dh 的比值来反应这种关系，该比值称为停车率，记为 h 。
- 当 $h=d/dh \neq 0$ ，表明存在“一定程度”的停车。
- 信号交叉口控制策略1：停车率最小化（结合车辆实际到达过程，实施控制。）

信号控制策略1—分时、感应

分时段信号控制



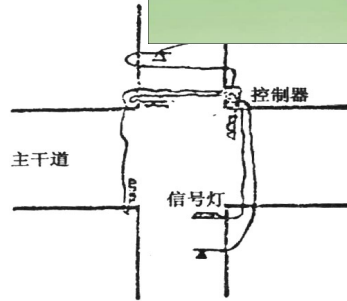
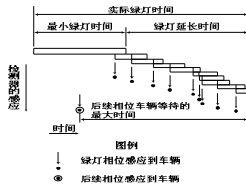
感应式信号控制



感应控制

- 绿灯时间和信号周期根据交叉口的
小而变化。最适合于车流量变化率
叉点。

1. 最小绿灯运行时间
2. 车感绿灯延伸时间
3. 最大绿灯运行时间



7.2.2 车流阻滞-延误分析

■ 信号交叉口控制策略2: 总延误最小

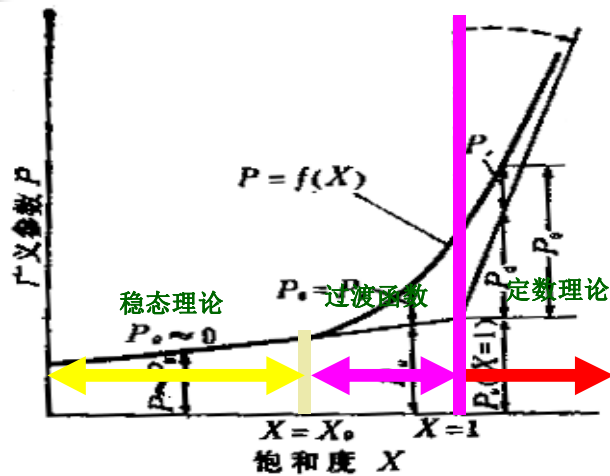
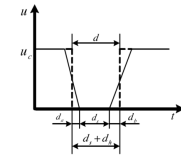
■ 传统分析理论:

- 稳态理论: 交叉口饱和度较低
- 定数理论: 饱和度较高, 过饱和
- 过渡曲线: 对稳态理论和定数理论的结合与扩展

$$d = dh = da + db + ds$$

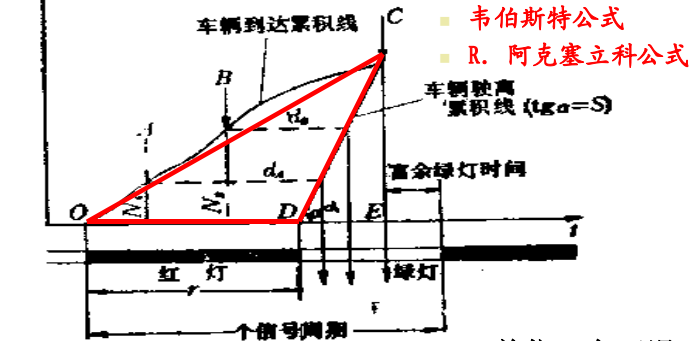
■ 延误分类:

- 正常相位延误 (均衡延误)
- 随机延误
- 过饱和延误



一、稳态理论-均衡延误计算方法

已知条件: 实际到达率 q , 饱和流量 $S = tg\alpha$, 红灯时间 r



单位: 车延误

OCD组成的三角形面积计算

$\Sigma d_i = \Sigma N_i = \triangle OCD \text{ 的面积}$
 $= \frac{1}{2} r \cdot \overline{EC}$

式中 r 为红灯时间, \overline{EC} 为三角形的高。此外, 由图3-5 中的关系不难看出:

$\overline{EC} = \overline{DE} \cdot \tan \alpha = \frac{q \cdot r}{S - q} \cdot S$

$\Sigma d_i = \Sigma N_i = \frac{r}{2} \cdot \frac{q \cdot r}{S - q} \cdot S$
 $= \frac{q \cdot S \cdot r^2}{2(S - q)}$

式中: q —— 车辆平均到达率, 根据基本假定为一;
 S —— 饱和流量, 亦为常量。

式 (3-6) 求出的结果为一个周期内车辆总延误时间, 其单位为 $\text{veh} \cdot \text{s}$ 。单位时间 (每秒) 内车辆的平均延误时间则为:

$$\bar{d} = \frac{\Sigma d_i}{C} = \frac{q S r^2}{2C(S - q)} \quad (3-7)$$

将 $g/C = u$; $r = C - g$ 及 $q/S = y$ 等关系代入式 (3-7), 并整理后便得到如下表达式:

$$\bar{d} = \frac{C(1-u)^2}{2(1-y)} \quad \text{特定相位延误: 绿信比、流量比、周期时长} \quad (3-8)$$

1) 韦氏公式 (单车、车队延误时间)

$$\bar{d} = \frac{C(1-\mu)^2}{2(1-y)} + \frac{x^2}{2q(1-x)} - 0.65 \left(\frac{C}{q^2} \right)^{1/3} \cdot x^{(2+5\mu)}$$

正常延误 附加延误

$$D = q \cdot \bar{d} = \frac{qC(1-\mu)^2}{2(1-y)} + \frac{x^2}{2(1-x)} - 0.65(qC)^{1/3} \cdot x^{(2+5\mu)}$$

d: 每辆车平均延误 (秒);
D: 车队平均延误;

车流随机波动—附加延误

2) R. 阿克塞立科公式 (单车、车队延误、排队车辆数)

$$d_s = \frac{C(1-\mu)^2}{2(1-y)} + \frac{N_s x}{q} \quad \text{d: 单车平均延误;}$$

$$D_s = d_s q = \frac{qC(1-\mu)^2}{2(1-y)} + N_s x \quad \text{D: 车队整体平均延误;}$$

$$N_s = \begin{cases} \frac{1.5(X - X_0)}{1 - X} & X > X_0 \\ 0 & X \leq X_0 \end{cases} \quad X_0 = 0.67 + \frac{S \cdot g}{600}$$

Ns: 平均过剩滞留车辆数;
X₀: 阈值;

基于延误-信号控制策略

韦伯斯特计算公式

$$d = \frac{c(1-u)^2}{2(1-y)} + \frac{x^2}{2q(1-y)} - 0.65 \left(\frac{C}{q^2} \right)^{1/3} x^{(2+5u)}$$

美国《道路通行能力手册》

$$d = 0.38C \frac{(1-u)^2}{(1-ux)} + 173x^2 \left[(x-1) + \sqrt{(x-1)^2 + 16x/S} \right]$$

韦伯斯特公式适用范围为饱和度 $\in [0, 0.67]$; 美国《道路通行能力手册》建议公式的适用范围为饱和度 $\in [0, 1.20]$

二、定数理论

- 适用性：过饱和交叉口延误计算。
- 稳态理论将过饱和阻滞作为随机延误处理；
- 定数理论将其作为确定情况处理；

■ 第*i*个周期末，过饱和滞留车数 n_i

- 滞留车数=前一周期滞留车数+到达车数-通过车数

$$n_i = n_{i-1} + qC - Sg$$

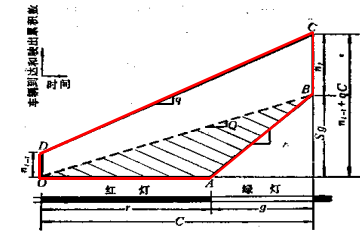
■ 周期延误时间和 D_i

- 延误=滞留车辆延误+平均到达车延误-平均通过车延误

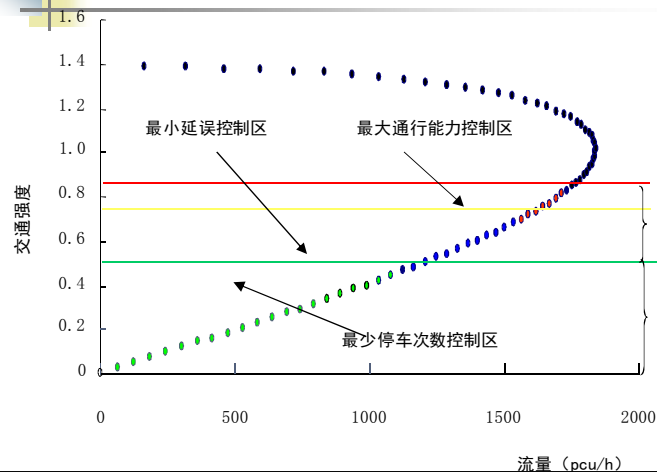
$$D_i = \frac{1}{2}(n_{i-1} + n_i) \cdot C + \frac{1}{2}(C - g) \cdot sg = n_{i-1} \cdot C + \frac{1}{2}(qC^2 - Sg^2)$$

■ 信号交叉口控制策略3：

- 一滞留车辆数最少 ($g-C$)
- ($q-S$)



信号交叉口控制策略的选择



■ 利用交通强度法优化周期时长方法的主要特点：

■ 以不同目标函数优化不同交通状况下的交叉口信号控制

- (1) 交通强度在 $[0, 0.47]$ 间选择感应控制，此时目标函数为停车率；
- (2) 交通强度在 $[0.47-0.67]$ 之间以车辆延误最小为周期优化目标函数；
- (3) 交通强度在 $[0.67-]$ 之间以最大通行能力（滞留车辆排队最少）为周期优化目标函数。

7.3 单点交叉口信号控制方案设计

交叉口 **空间资源** 优化设计

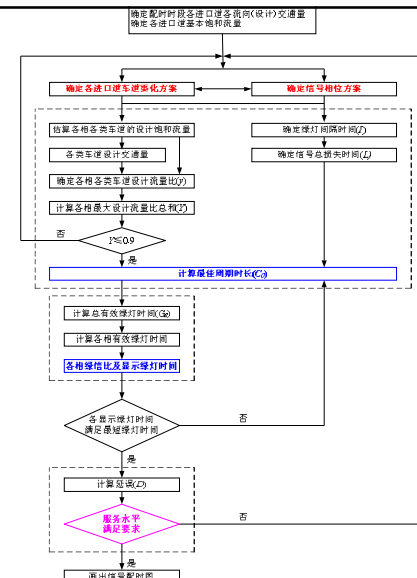


交叉口 **时间资源** 优化设计

7.3.1 信号相位设计

7.3.2 配时参数计算

7.3.3 服务水平评价



7.3.1 信号相位设计

- 定义：在一个周期时间内 **同时获得相同信号显示** 的一个或多个交通流的信号状态的序列。

- 一个相位通常包括若干个方向的交通流

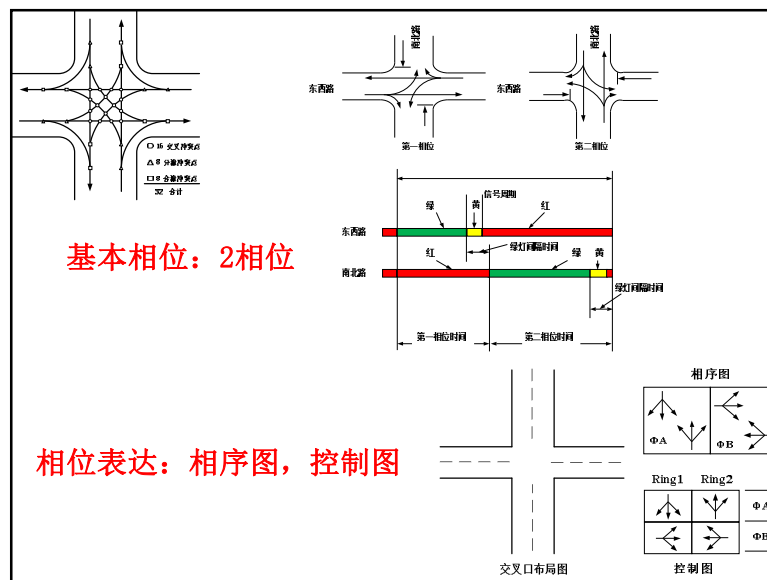
周期时长的分解

一股或几股车流在一个信号周期内，
不管任何 **瞬间** 均获得 **完全相同的信号色灯显示**

相位构成：基本、专用相位、复合相位（早启迟断
相位+车道组，可变车道……）

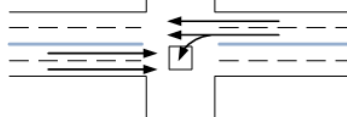
基本相位：2相位

相位表达：相序图，控制图

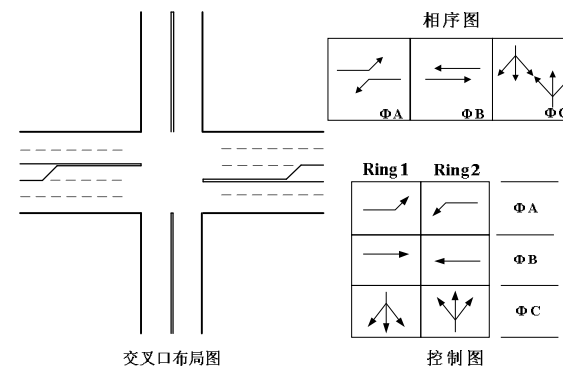


保护相位（专用相位）

- 左转车流量和直行车流量均较大时，**两相位**信号控制无法保证一个周期内的左转车流在该周期内顺利通过交叉口。
- 1) 左转车**少于100pcu/h**时一般可不设置左转保护相位。
- 2) 左转车大于**250-300pcu/h**时通常应考虑设置左转保护相位。
- 3) 左转车数介于两者之间时，左转保护相位的设置应考虑对向直行交通量及车道数、历史**事故**情况、区域**信号协调控制**和其他相关的因素。
- 4) 行车**视距**受到限制，或在**不规则几何地形**处左转车流和对向直行车流之间存在严重冲突时。

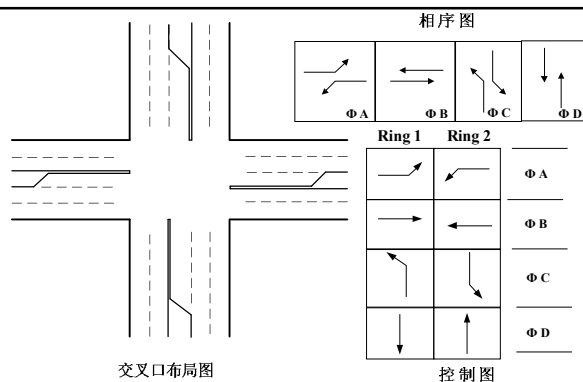


典型3相位



东西方向，左转保护相位

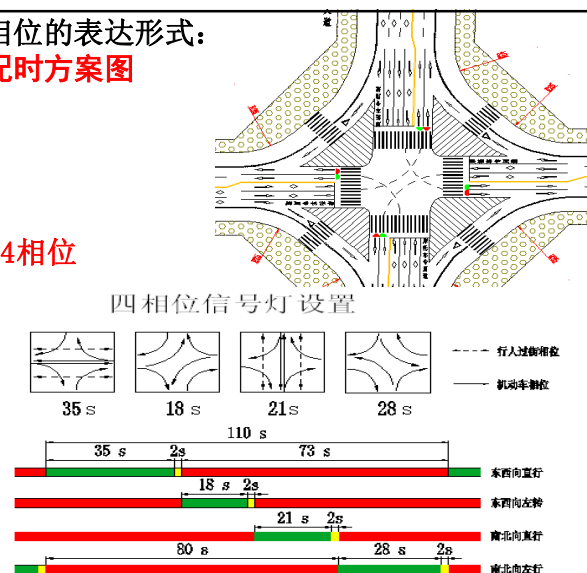
典型4相位

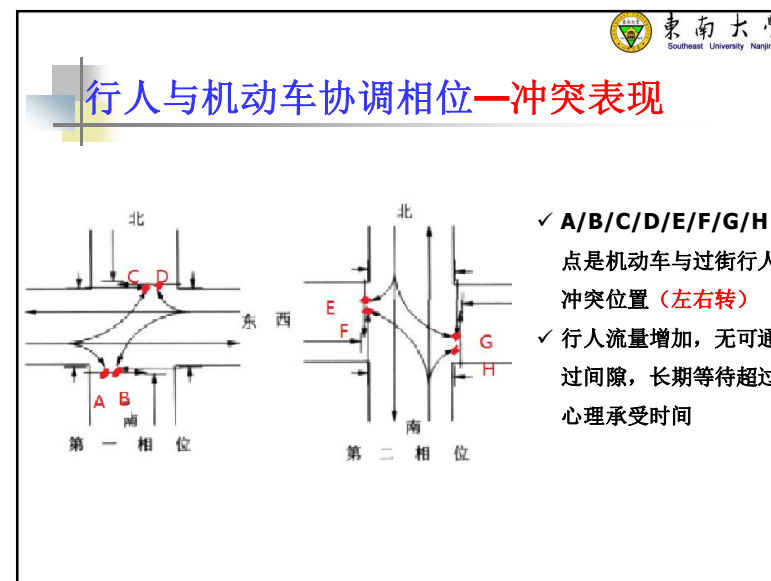
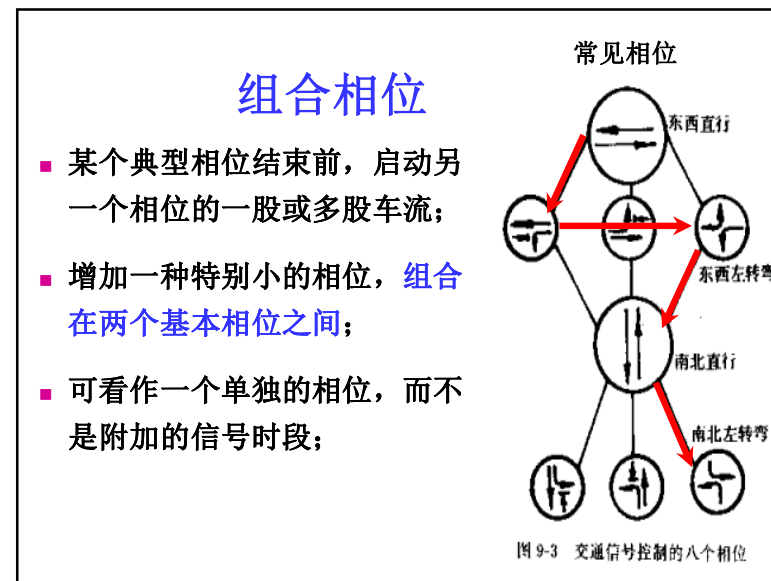
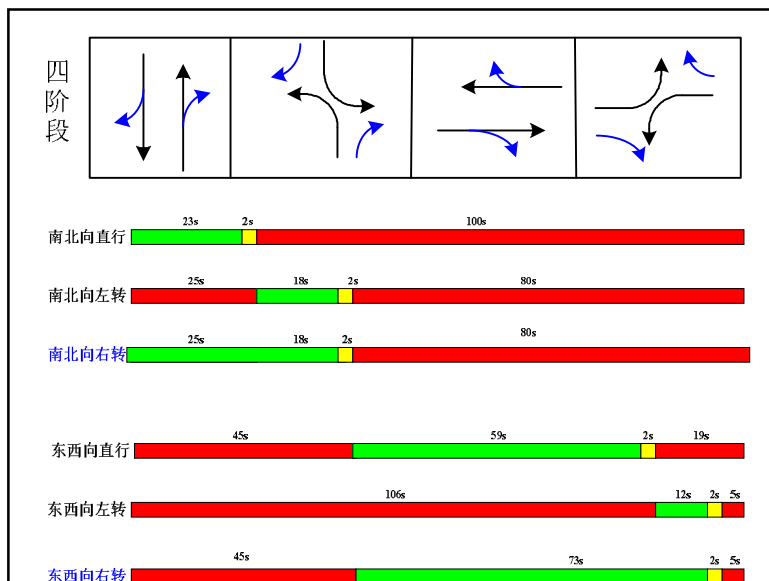


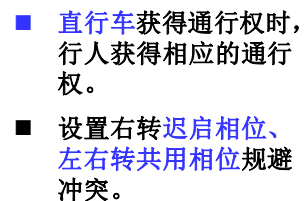
东西、南北双向，左转保护相位

信号相位的表达形式： 信号配时方案图

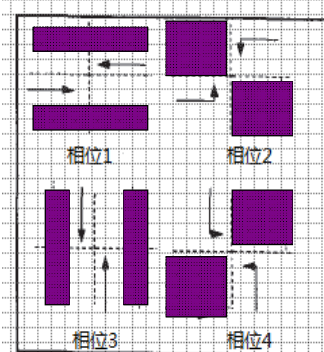
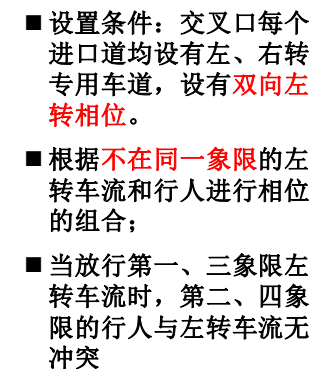
典型4相位



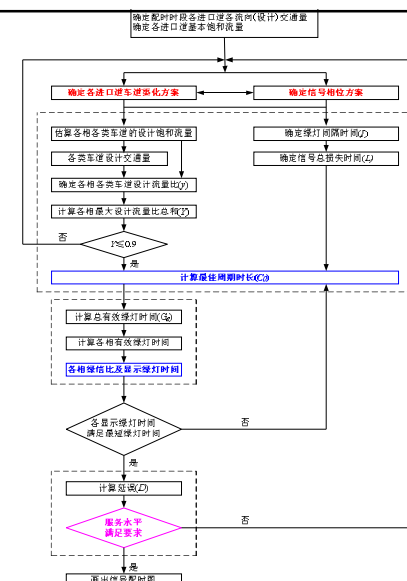




■基于象限划分的多段式行人相位设计



7.3.2 交叉口信号配时参数计算



7.3.2 交叉口信号配时参数计算

■ 交叉口配时参数

- 周期时长
- 各相位有效绿灯时长
- 周期损失时间

■ 单交叉口控制的步骤



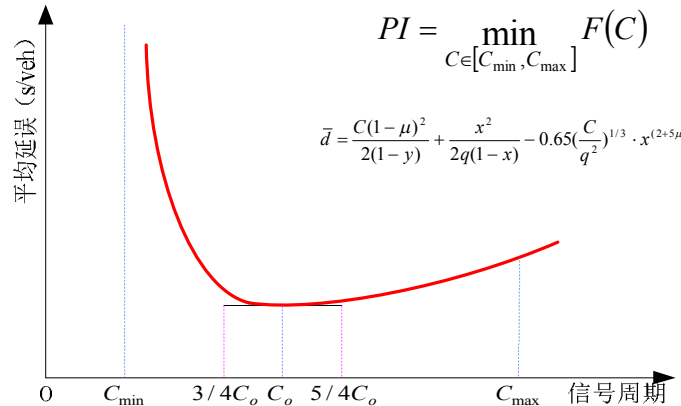
目的一交叉口交通效益最高

■ 交叉口交通效益评价指标（阻滞控制）

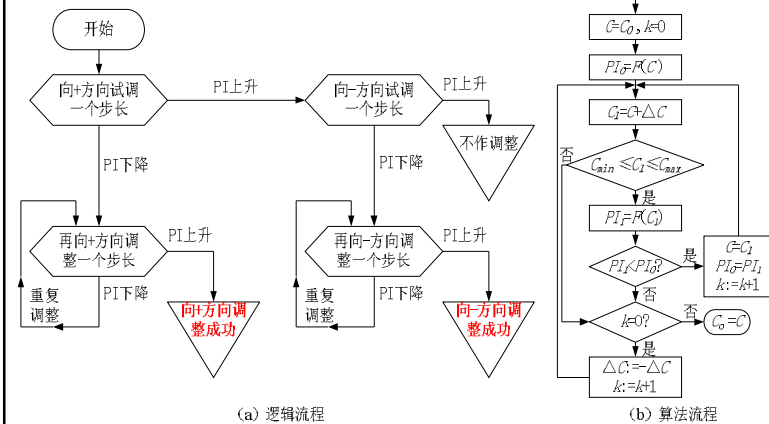
- 通行能力及饱和度
- 行程时间
- 车辆延误
- 停车次数
- 停车率
- 油耗/尾气排放

寻求综合指标最优PI
通常用延误表达

- 将信号交叉口的运行效益表示为周期时长函数，则周期时长的优化可表示为一个在范围内的非线性优化问题。



方法1：



爬山法优化周期时长调整流程图

方法2:



基于延误理论的周期时长计算

C_0

- 使交叉口各方向的车辆通过路口时的**总延误最小**的周期时间。

- 对于交通流稳定、车辆到达随机的孤立交叉口:

$$C_0 = \frac{1.5L + 5}{1 - Y}$$

- L : 一个周期总损失时间;

$Y = \sum_{i=1}^k y_i$: 各相位的 y_i 值总和, 为**实际流量与饱和流量比值**。

最佳周期时长的计算



最佳周期时长是信号控制交叉口上,能使通车效益指标最佳的交通信号周期时长,以延误作为交通效益指标。用 Webster 定时信号交叉口延误公式:

$$d = \frac{C(1-\lambda)^2}{2(1-\lambda x)} + \frac{x^2}{2q(1-x)} - 0.65 \left\{ \frac{C}{q} \right\}^{0.5} x^{0.75}$$

式中: d ——每辆车的平均延误(s);

C ——周期时长(s);

λ ——绿信比;

q ——流量(pcu/h);

x ——饱和度。

- **总延误 $D=qd$**

- 令 **$d(D)/dC=0$** 近似得到 $C_0 = \frac{1.5L + 5}{1 - Y}$

最小周期时间 C_m



- 能够使到达交叉口的车流量刚好全部通过路口的周期时间。

$$C_m = \frac{L}{1 - Y}$$

足通过能力的要求。我们把上述最低限值称作“最短信号周期” (以 C_m 表示)。采用最短信号周期 C_m 时,在一个周期内,到达交叉口的车辆恰好在一个周期内被放行完,既无滞留车辆,信号周期时间也无富余。因此, C_m 应当恰好等于一个周期内绿灯损失时间总和加上全部到达车辆以饱和流量通过交叉口所需时间,即

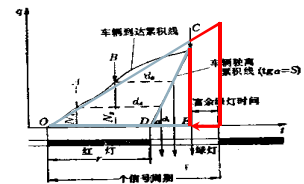
$$C_m = L + \frac{q_1}{S_1} C_m + \frac{q_2}{S_2} C_m + \dots + \frac{q_n}{S_n} C_m$$

等饱和度

式中: $\frac{q_n}{S_n}$ ——第 n 个相位最大流量比率。

上式经整理,得到:

$$C_m = \frac{L}{1 - \sum_{i=1}^n y_i} = \frac{L}{1 - Y} \quad (4-1)$$



周期损失时间 L 计算

$$L = \sum_{i=1}^k (l + I - A)$$

A: 黄灯时间 (后补偿) 3秒

启动损失3秒

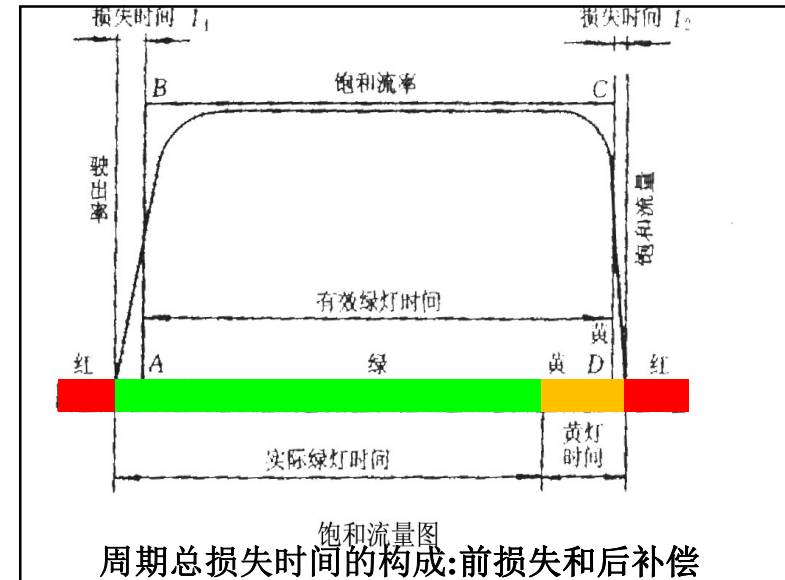
L —每个周期总损失时间 (s);

I —绿灯间隔时间;

k —周期相位总数;

l —前损失时间;

A —后补偿时间。



绿灯间隔时间 (I)

- 从失去通行权的相位的绿灯结束到得到通行权的相位的绿灯开始所用的时间。

- 条件: 间隔时间长短取决于交叉口几何尺寸/车流转向
- 设置: 太短则不安全, 太长则增大损失时间。
- 构成: 黄灯、全红、红黄构成 (通常3秒为临界)。

绿灯间隔时间的增加

- 1. 交叉口平面尺寸不均衡, 某一股车流通过交叉口 (冲突点) 所要行驶的距离, 远远大于与其相冲突的另一股车流到达该冲突点所要行驶的距离;
- 2. 左转车所占比重较大, 尽管采取了提前切断对向车流或延迟放行对向车流措施, 为了确保转弯车流的通行安全, 有必要考虑增加绿灯间隔时间;
- 3. 在过街行人交通量很大, 又未能为行人交通单独设置专用信号相位的交叉口。

全红时间

清空时间 (clearance time)

$$AR = \frac{w + l}{s}$$

AR—全红时间 (s); w—交叉口需清空的距离差 (m); l—车身长度 (m); s—进口道车速 (m/s)。

(a) 直行车到最远冲突点距离

(b) 左转弯车到最远冲突点距离

车流量系数 (y)

$$C = \frac{1.5L + 5}{1 - Y} = \frac{1.5L + 5}{1 - \sum_i y_i}$$

某一路口进口引道的车流量与其饱和流量的比值。(可衡量交叉口阻塞):

$$y = \frac{q}{S} = \frac{\text{车实际流量}}{\text{饱和流量}}$$

当一个相位中有多个车流同时运行时，取各车流最大y值为该相位的y_i值。(车道组)
 Y: 一周期内各相位y_i值求和。

设计交通量q和饱和流量S计算

对应每个相位

$$y_i = q_i / S_i$$

S_i 车道最大通过能力;
 q_i 实际到达车流量。

单车道基本饱和流量值S_b (Tcu/h)

交叉口地点条件	车道类型		
	1 (直转专用)	2 (各种转弯)	3 (干扰较大转弯)
A优	1850	1810	1700
B一般	1700	1670	1570
C差	1580	1550	1270

14

对基本流量的修正（车道宽、坡度、车流构成）

修正流量 = 基本流量 $\times \frac{\text{车道修正系数} \times \text{坡度修正系数}}{\text{车流构成系数}}$

$$\rightarrow S = S_b \cdot \left(\frac{f_w \cdot f_g}{f_c} \right)$$

$$f_w = \begin{cases} 1.0 & W = 3.0 \sim 3.7 \\ 0.55 + 0.14W & W < 3.0 \\ 0.83 + 0.05W & W > 3.7 \end{cases}$$

$$f_g = 1 \pm 0.5(G_t/100) \quad (\text{Gt 车道坡度值})$$

$$f_c = \frac{\sum e_i q_i}{q}$$

ei: 转弯车折算为直行车当量;

qi: 转弯车实际交通量。

配时计算步骤 $C_0 = \frac{1.5L + 5}{1 - Y}$

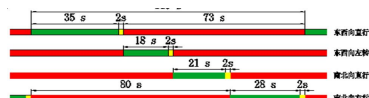
1. 估算交叉口每个进口道的车流量和饱和流量 S （假设交通流相对稳定，接近平均值）
2. 求每个进口道的车流量系数，并为每个相位选择 y_i 值
3. 将各相位的 y_i 值相加得到整个交叉口的 Y 值
4. 确定路口的绿灯间隔时间和损失时间 L

5. 利用周期计算公式计算周期时间

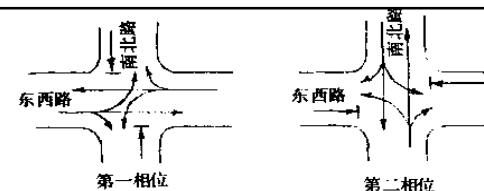
$$C_0 = \frac{1.5L + 5}{1 - Y}$$

6. 用周期时间减去总损失时间得到可利用的有效绿灯时间，并将这一时间按各值的比例分配给各个相位。

$$g_i = \frac{y_i}{Y} (C_0 - L), \quad i = 1, 2, K, n$$

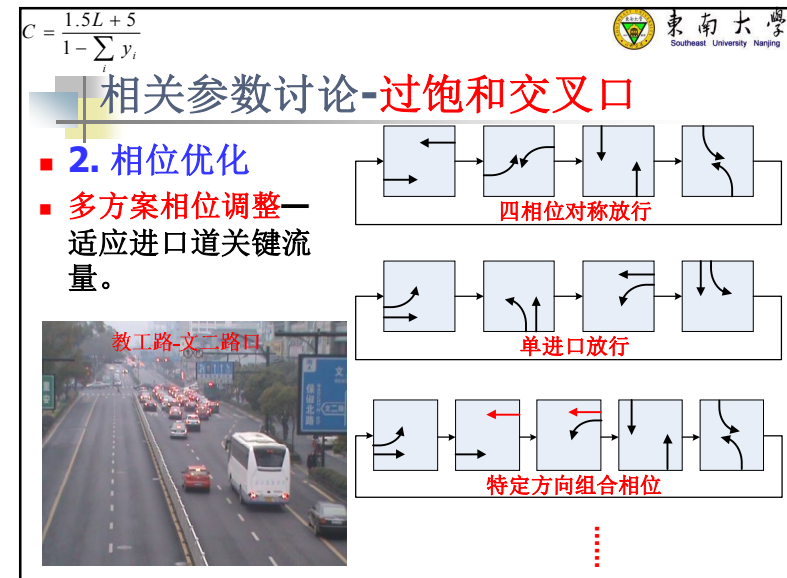
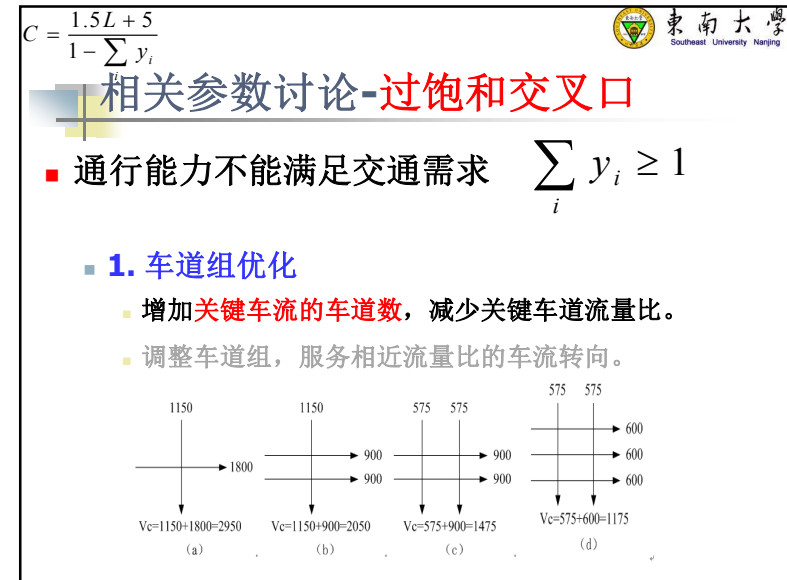
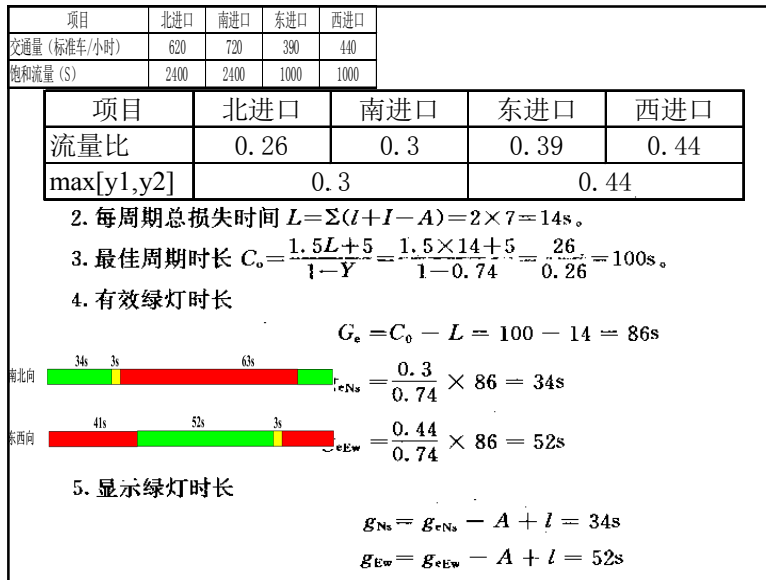


实例计算



- 一个两相位信号控制交叉口，各进口道交通量和饱和流量列于下表，绿灯间隔时间为7秒，黄灯时间为3秒，启动损失为3秒，试计算信号配时。

项目	北进口	南进口	东进口	西进口
交通量 (标准车/小时)	620	720	390	440
饱和流量 (S)	2400	2400	1000	1000



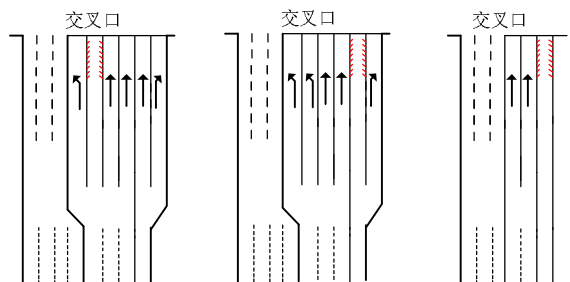
$$C = \frac{1.5L + 5}{1 - \sum y_i}$$



相关参数讨论-过饱和交叉口

3.时空协同优化

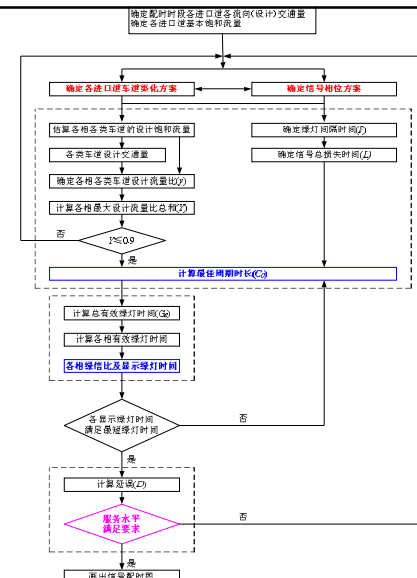
- 通过**可变导向车道**，调节进口道车流转向及交通负荷的不均衡性。



7.3.1 信号相位设计

7.3.2 交叉口信号配时参数计算

7.3.3 交叉口服务水平分析



7.3.3 交叉口服务水平分析

- 交叉口**通行能力**计算
- 交叉口**饱和度**分析
- 交叉口**延误**分析
- 交叉口**服务水平**评价

交叉口通行能力计算 CAP

- 进口道**通行能力**计算（相位划分）

$$CAP = \sum_i CAP_i = \sum_i S_i \cdot \lambda_i = \sum_i S_i \left(\frac{g_e}{C} \right)_i$$

- 直行车道通行能力
- 左转车道通行能力
- 右转车道通行能力
- 组合车道通行能力

$CAP = \sum_i CAP_i = \sum_i S_i \cdot \lambda_i = \sum_i S_i \left(\frac{g_e}{C} \right)_i$				
项目	北进口	南进口	东进口	西进口
交通量 (标准车/小时)	620	720	390	440
饱和流量 (S)	2400	2400	1000	1000
3. 最佳周期时长 $C_0 = \frac{1.5L+5}{1-Y} = \frac{1.5 \times 14 + 5}{1 - 0.74} = \frac{26}{0.26} = 100s$ 。 4. 有效绿灯时长 $G_e = C_0 - L = 100 - 14 = 86s$ $g_{eNs} = \frac{0.3}{0.74} \times 86 = 34s$ $g_{eEw} = \frac{0.44}{0.74} \times 86 = 52s$				
■ 总通过能力	$CAP = \sum_i CAP_i = \sum_i S_i \cdot \lambda_i$ $= 2 \times 2400 \times 0.34 + 2 \times 1000 \times 0.52 = 2672$			

饱和度 x

■ 交叉口进口道车流量与可从该进口通过的最大车流量的比值。

$$x = \frac{q}{\lambda \cdot S} = \frac{\text{实际车流量}}{\text{有效绿灯占周期时间比例} \cdot \text{饱和流量}}$$

$$= \frac{q}{CAP}$$

$x = \frac{q}{\lambda \cdot S} = \frac{q}{CAP}$				
项目	北进口	南进口	东进口	西进口
交通量 (标准车/小时)	620	720	390	440
饱和流量 (S)	2400	2400	1000	1000
3. 最佳周期时长 $C_0 = \frac{1.5L+5}{1-Y} = \frac{1.5 \times 14 + 5}{1 - 0.74} = \frac{26}{0.26} = 100s$ 。 4. 有效绿灯时长 $G_e = C_0 - L = 100 - 14 = 86s$ $g_{eNs} = \frac{0.3}{0.74} \times 86 = 34s$ $g_{eEw} = \frac{0.44}{0.74} \times 86 = 52s$				
■ 各进口道饱和度?	$x_1 = \frac{620}{2400 \times 0.34} = 0.76, x_2 = 0.88, x_3 = 0.75, x_4 = 0.77$			

服务水平分析—延误计算 D

均匀延误
随机延误
初始排队附加延误

■ 设计交叉口：不考虑初始排队附加延误

■ 已有交叉口：均考虑（增加了规定时间段内的积余车辆持续时间参数）

韦伯斯特计算公式

$$d = \frac{c(1-u)^2}{2(1-y)} + \frac{x^2}{2q(1-y)} - 0.65 \left(\frac{C}{q^2} \right)^{\frac{1}{3}} x^{(2+5u)}$$

美国《道路通行能力手册》

$$d = 0.38C \frac{(1-u)^2}{(1-ux)} + 173x^2 \left[(x-1) + \sqrt{(x-1)^2 + 16x/S} \right]$$

韦伯斯特公式适用范围为饱和度 $\in [0, 0.67]$ ；美国《道路通行能力手册》建议公式的适用范围为饱和度 $\in [0, 1.20]$

项目	北进口	南进口	东进口	西进口
交通量（标准车/小时）	620	720	390	440
饱和流量（S）	2400	2400	1000	1000

$$3. \text{最佳周期时长 } C_0 = \frac{1.5L+5}{1-Y} = \frac{1.5 \times 14 + 5}{1 - 0.74} = \frac{26}{0.26} = 100s。$$

4. 有效绿灯时长

$$G_e = C_0 - L = 100 - 14 = 86s$$

$$g_{eN} = \frac{0.3}{0.74} \times 86 = 34s$$

$$g_{eE} = \frac{0.44}{0.74} \times 86 = 52s$$

对于均衡延误的计算

$$d = \frac{C(1-\lambda)^2}{2(1 - \min[1, x]\lambda)}$$

$$x_1 = \frac{620}{2400 \times 0.34} = 0.76, x_2 = 0.88, x_3 = 0.75, x_4 = 0.77$$

$$d_1 = 29.37, d_2 = 31.14, d_3 = 18.88, d_4 = 19.2$$

交叉口服务水平评价

服务水平等级

平均每车的信号控制延误（s）

A	≤10
B	>10~20
C	>20~35
D	>35~55
E	>55~80
F	>80

❖ 设计交叉口应高于C级服务水平

总结

- 交叉口信号控制策略及适用性
- 信号控制关键参数理解及方案优化的作用
- 信号相位与多方式交通需求关系及划分
- 信号配时计算及方案评价计算方法



东南大学
Southeast University Nanjing

课后学习



交通版高等学校交通工程专业规划教材
JIAOTONGGUANLI YUKONGZHI

陈峻 徐俊杰 朱鹏应 编
张国强 王昊 李源庆 校阅
徐建刚 主审

人民交通出版社

第8章 单点交叉口信号控制基础

单点交叉口信号控制是指利用交通信号灯,对孤立交叉口运行的车辆和行人进行通行权的分配。单点交叉口信号控制以交通信号控制模型为基础,通过合理控制路口信号灯的灯色变化,以达到减少交通拥堵,保证城市道路畅通和避免发生交通事故等目的。单点交叉口信号控制是城市道路交通信号控制的基本形式,是城市道路交通控制最主要最基本的方法。

第9章 单点交叉口信号控制分析

第8章对信号控制交叉口的基本概念及简单信号相位配时方法做了介绍。这种简单的信号配时方法有助于理解交叉口的基本原理和设计流程,亦可用于对信号控制方案的初步设计。然而,对信号控制交叉口交通特性更为全面、准确的分析还需要依赖于更为复杂和细致的模型。本章将介绍复杂情况下车道饱和度和流量的计算方法以及信号交叉口通行能力和延误的分析方法。此外,对于信号控制分析模型中的一些主要参数的测量方法也进行了介绍。



东南大学
Southeast University Nanjing

参考文献

- 全永荣.城市交通控制.人民交通出版社
- 王京元.信号交叉口时空资源综合优化实用方法研究.博士学位论文.东南大学
- Manual on for Streets and Highways Manual on Uniform Traffic Control Devices. Federal Highway Administration.
- 陈峻.城市道路交通量非均衡运行特性及时空资源协调控制方法.人民交通出版社

完成课后作业