

交通工程学

Introduction to Traffic Engineering

第 7-8 节 道路通行能力

葛乾¹

西南交通大学 交通工程系
西南交通大学 系统科学与系统工程研究所

¹基于霍娅敏老师教学课件，仅供教学使用，严禁传播

本节目录

通行能力研究的沿革

- ◇ 20 世纪 40 年代针对公路网建设中的问题美国开始通行能力研究
- ◇ 1950 年美国交通工程师协会《道路通行能力手册》(HCM)
- ◇ 1994 年美国交通工程师协会《HCM2000》
- ◇ 英、法、德、澳、日本等也根据本国实际情况编制了适合各国国情的 HCM 手册

- ◇ 20 世纪 80 年代前期基本上引用美国的通行能力手册
- ◇ 1983 年交通部及部分大专院校开始通行能力的大规模研究
- ◇ 1996 年“九五”科技攻关课题组出版《公路通行能力》

通行能力?

- ◇ 在一定的时段和道路、交通、管制**条件**下，人和车辆通过车道或道路上的一点或均匀断面的**最大小时交通量**。
- ◇ 条件?
 - ▶ 道路：街道或公路的几何特征
 - ▶ 交通：道路的交通流特性，由交通流中车辆种类的分布，车道中交通量和交通分布以及交通流的方向分布共同确定
 - ▶ 管制：设施上的管制设备和具体设计的种类，以及交通规则。交通信号的位置、种类和配时是关键性管制条件。
- ◇ 在我国定义：**道路设施疏导交通流的能力**。即在一定的时段（通常或 1h）和正常的道路、交通、管制以及运行质量要求下，通过道路设施交通流质点的能力
 - ▶ 它是道路设施在一定条件下所能通过车辆的极限数值。

通行能力的分类（按作用性质分）

- ◇ 分类时主要考虑：通行能力分析必须与运行质量相联系；需要有一种具体公路均能与之对比的基本参照通行能力
- ◇ **基本通行能力**：在理想的道路、交通、控制和环境条件下，公路组成部分的一条车道或一车道的均匀段上或一横断面上，不论服务水平如何，1h 所能通过标准车辆的最大数量
- ◇ **可能通行能力**：是指在实际或预测的道路、交通、控制及环境条件下，一已知公路的一组成部分中一条车道或一车行道对上述诸条件有代表性的均匀段或一横断面上，不论服务水平如何，1h 所能通过的车辆（在混合交通公路上为标准汽车）的最大数量
- ◇ **设计（或实用）通行能力**：是指在预测的道路、交通、控制及环境条件下，一设计中的公路的一组成部分的一条车道或一车行道对上述诸条件有代表性的均匀段上或一横断面上，在所选用的设计服务水平下、1h 所能通过的车辆（在混合交通公路上为标准汽车）的最大数量。

$$\text{可能通过能力} \times (V/C)_i = \text{设计通过能力}$$

其中 $(V/C)_i$ 为给定服务水平 i 下的服务交通量与通行能力之比

- ▶ 由于可能通行能力和设计通行能力概念划分不够准确，以及这三种划分不能完全满足和充分表达交通量状况，现已由通行能力和服务水平代替，但在我国通行能力研究中还常用。

计算通行能力的时间单位—交通量和交通流率

◇ 交通量

- ▶ 为避免时间单位愈大愈不能很好地反映交通量与运行质量之间的关系，通常以小时为单位

◇ 交通流率

- ▶ 美国主张观测分析 15min 的交通流量和运行质量的关系，即以交通流率来反映通行能力，我国现阶段则仍用小时交通量

车辆换算系数和换算交通量

- ◇ 车辆换算系数: 在通行能力方面某类车辆一辆折合成标准车辆的辆数
- ◇ 换算交通量: 将总交通量中各类车辆交通量换算成标准车型交通量之和

$$V_e = V \sum P_i E_i$$

式中, V_e 表示当量交通量, V 表示未经换算的总交通量, P_i 表示第 i 类车交通量占总交通量的百分比, E_i 表示第 i 类车的车辆换算系数。

PCU (passenger car unit) 标准车当量数

- ◇ 将各种机动车换算成理论上的标准车（通常标准车为一般小汽车）后的交通量。比如一辆大客车在道路上行驶对道路的占用，可以等价看做 2-3 辆小汽车在同等道路上行驶
 - ▶ 参见为美国交通研究委员会（TRB）出版的《道路通行能力手册》（Highway Capacity Manual 2000）
- ◇ 在调查交通量时，将调查得到的各种类型车辆统一换算成标准小汽车数以方便统计
- ◇ 对于公路、城市道路有不同的标准，各国、各地也有不同的标准

影响通行能力的主要因素及其对通行能力的修正系数

路面质量及气候对通行能力的影响程度变化范围很大，且不易用数字具体表示，故在主要影响因素中没有考虑。通行能力和服务水平各种关系及参数值**均是在路面质量良好及气候正常情况下得出的**

需分别进行通行能力和服务水平分析的公路组成部分

- ◇ 高速公路 (控制进入) 的基本路段
- ◇ 不控制进入的汽车多车道公路路段
- ◇ 不控制进入的汽车双车道公路路段
- ◇ 混合交通双车道公路路段
- ◇ 匝道, 包括匝道—主线连接部分
- ◇ 交织区
- ◇ 信号控制的平面交叉口
- ◇ 无信号控制的平面交叉口
- ◇ 市区及近郊干线道路

服务水平?

- ◇ HCM 中规定为描述交通流内的运行条件及其影响驾驶员与乘客感受的一种质量标准。即道路在某种交通条件下所提供的运行服务的质量水平
- ◇ 换言之。交通流中车辆运行的以及驾驶员和乘客所感受的质量量度

服务水平的分级及各级服务水平的运行质量描述

◇ 基本通行能力

- ▶ **到达前:** 交通量愈大, 交通密度也愈大。而车速愈低, 服务水平也愈低
- ▶ **到达后:** 交通量不再增加, 而服务水平愈低交通量也愈低, 直至车速及交通量均下降至零

美国服务水平描述

- ◇ 服务水平 A: 交通量很小, 交通为**自由流**, 使用者不受或基本不受其他车辆的影响, 有非常高的自由度来选择所期望的速度, 舒适和便利程度极高
- ◇ 服务水平 B: 交通量较前增加, 交通处在**稳定流范围内的较好部分**。开始易受其他车辆的干扰, 选择速度未受影响, 驾驶自由度比 A 稍有下降: 由于其他车辆开始对少数驾驶员的驾驶行为产生影响
- ◇ 服务水平 C: 交通量大于 B, 交通处在**稳定流范围的中间部分**, 车辆间的相互作用变得大起来. 选择速度受到其他车辆的制约, 驾驶时需特别注意其他车辆的动态, 舒适和便利程度有明显下降
- ◇ 服务水平 D: 交通量再增大, 交通处在**稳定交通流范围的较差部分**。速度和驾驶自由度均受到严格约束, 舒适和便利程度低下
- ◇ 服务水平 E: 交通通常处于**不稳定流范围**. 交通量稍有增加或交通流内部有小的扰动就将产生较大的运行障碍, 甚至发生交通中断。所有车速均降到一个较低的但相对均匀的值, 驾驶自由度、舒适和便利程度非常低。此服务水平下限时最大交通量即为基本通行能力 (理想条件下) 或可能通行能力 (具体公路)
- ◇ 服务水平 F: 交通处于**强制流状态**, 车辆经常排成队, 跟着前面的车辆停停走走, 极不稳定。交通量与速度同时由大变小, 直到零为止, 而交通密度随交通量的减少而增大

示意图



A



B



C



D

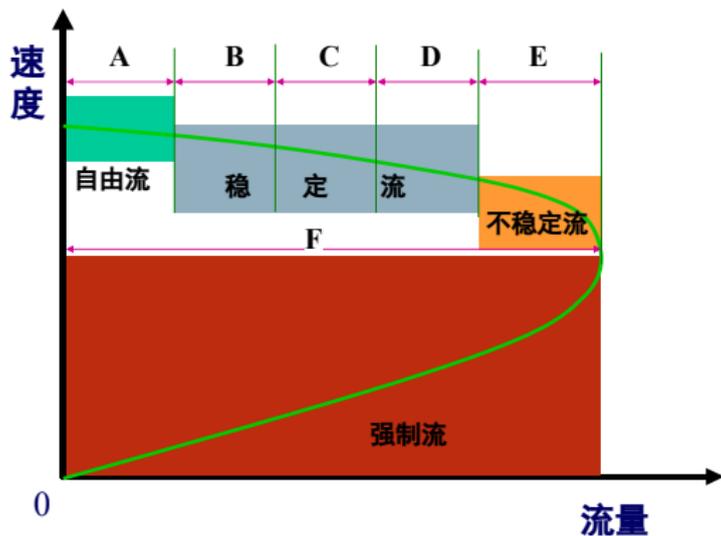


E



F

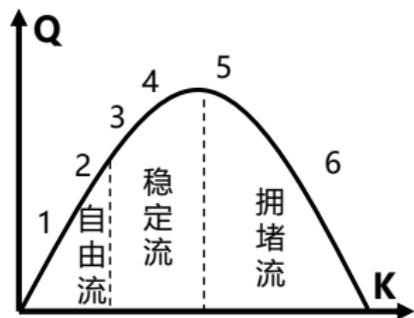
交通流示意图



中国公路服务水平分级

我国最早是 4 个等级，现在也逐渐采用 6 个等级《公路路线设计规范》(JTG D 20-2017):

- ◇ 一级服务水平：自由流
- ◇ 二级服务水平：相对自由流
- ◇ 三级服务水平：稳定流上半段
- ◇ 四级服务水平：稳定流的下限
- ◇ 五级服务水平：拥堵流的上半段
- ◇ 六级服务水平：拥堵流的下半段



最大服务交通量

- ◇ 每级服务水平有其服务质量的范围。
- ◇ 一、二、三级及四级上半段的服务水平都有对应于该级服务水平最差时的服务交通量 (HCM 中采用服务流率)，该服务交通量在该级服务水平中是最大的，故称为最大服务交通量

服务水平的衡量指标

- ◇ 对每种道路设施需要采用最能说明其运行质量的一项或几项运行参数来确定其服务水平
- ◇ 美国和我国的不同设施服务水平的衡量指标，如下所示

中国不同设施服务水平的衡量指标

设施类型	服务水平评价指标
高速公路	密度 (辆小型车/km/车道)
基本路段	密度 (辆小型车/km/车道)
交织区	流率 (辆小型车/h)
匝道连接点	
一级公路等多车道公路	密度 (辆小型车/km/车道)
	时间延误百分率 (%)
双车道公路	运行速度 (km/h)
	v/C (饱和度)
无信号交叉口	平均延误 (s/辆)
收费站	平均延误 (s/辆)

道路通行能力和服务水平的作用

- ◇ 用于公路规划设计
 - ▶ 确定道路技术等级的主要依据
 - ▶ 设计长度内总体服务水平分析
- ◇ 用于交通管理与控制
- ◇ 用于交通运行状况分析

本节目录

城市道路通行能力

- ◇ 城市道路的通行能力主要受交叉口通行能力的制约
- ◇ 平面交叉口的通行能力：平交路口可能通过的相交车流的最大交通量
- ◇ 平面交叉口通行能力分类：
 - ▶ 设置交通信号的交叉口的通行能力
 - ▶ 不加任何交通管制的交叉口的通行能力
 - ▶ 中央设圆形岛的环行交叉口的通行能力

本节目录

信号交叉口通行能力

- ◇ 交叉口很少发生所有流向在同一天同一时刻都达到交通饱和的状态的情况,
- ◇ 所以研究各个流向的车流以一定流率通过交叉口的能力比考虑整个交叉口的通行能力更具有实际意义。
- ◇ 运用 HCM 中的运行分析法分析进口道或车道组的通行力, 主要在于借鉴思路, 实际应用中要注意我国混合交通流的特性。

信号交叉口通行能力

- ◇ 在现行的交通状况、车行道和信号设计条件下，某一指定进口道所能通过交叉口的最大流率。
- ◇ 指定的车道或进口道的通行能力可表示为：

$$C_i = S_i \times \left(\frac{g}{c}\right)_i$$

式中 C_i 表示车道组 i 或进口道 i 的通行能力 (辆/小时); S_i 表示车道组 i 或进口道 i 的饱和流率 (辆/绿灯小时); $(\frac{g}{c})_i$ 表示车道组 i 或进口道 i 的绿信比

- ◇ 饱和流率: 是指在现行的道路和交通条件下, 指定的进口道或车道组能通过交叉口的最大流率 (假定进口道或车道组有 100% 的实际时间作为有效绿灯时间)
- ◇ 绿信比: 一个信号周期内一个相位的有效绿灯时长与周期时长之比

信号交叉口通行能力——十字形交叉口的设计通行能力

- ◇ 基本规则《中华人民共和国道路交通安全法实施条例》规定：
- ◇ 没有实施多相位信号灯控制的交叉口，绿灯亮时，允许各个方向车辆进入交叉口；
- ◇ 红灯亮时，只允许右转车辆沿右转专用车道行进，且不得影响横向直行；
- ◇ 黄灯亮起时，已经越过停车线的车辆继续行驶，没有越过停车线的车辆应停车等待。



信号交叉口通行能力——十字形交叉口的设计通行能力

- ◇ 十字形交叉口设计通行能力 = 各进口道设计通行能力之和
- ◇ 进口道设计通行能力 = 各车道设计通行能力之和

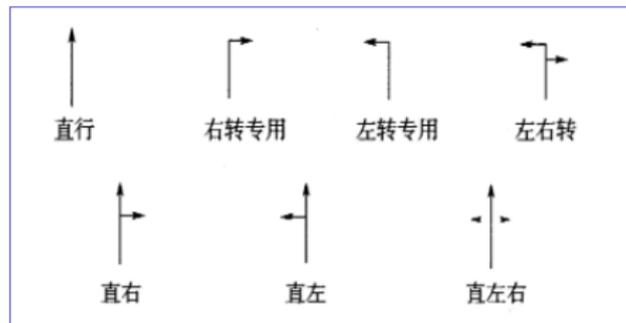


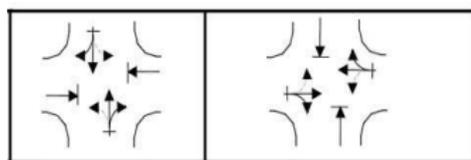
Figure: 十字形交叉口的车道功能区分



Figure: 十字形交叉口

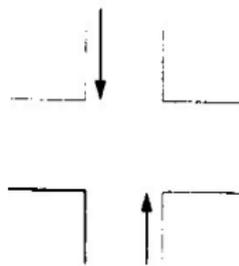
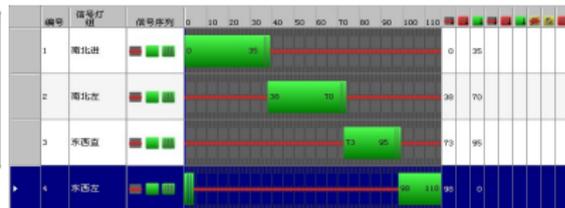
信号交叉口通行能力——十字形交叉口的设计通行能力

◊ 前提知识：典型信号相位

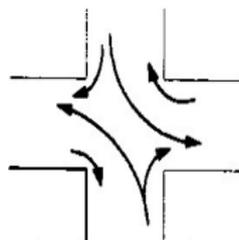


南北向

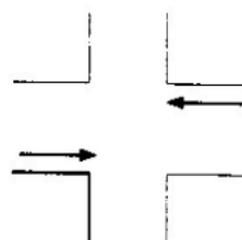
东西向



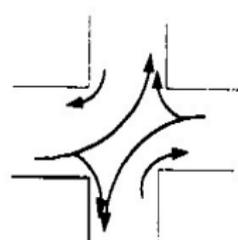
南北向
直行



南北向
左转



东西向
直行



东西向
左转

信号交叉口通行能力——十字形交叉口的设计通行能力

- ◇ 一条直行车道的设计通行能力计算公式

$$C_s = \frac{3600}{T} \left(\frac{t_g - t_0}{t_i} + 1 \right) \phi$$

式中 C_s 表示一条直行车道的设计通行能力 (pcu/h); T 表示信号周期 (s); t_g 表示信号周期内的绿灯时间 (s); t_0 表示绿灯亮后, 第一辆车起动, 通过停车线的时间 (s), 如无本地实例数据, 可采用 2.3s; t_i 表示直行或右行车辆通过停车线的平均时间 (s); ϕ 表示折减系数, 可用 0.9。

- ◇ s = straight 直行; r = right 右转; l = left 左转; g = green 绿灯; e = exclusive 专用

信号交叉口通行能力——十字形交叉口的设计通行能力

- ◇ 车辆平均通过停车线的时间 t_i 与车辆组成、车辆性能、驾驶员条件有关。设计时，可采用本地区调查数据。如无调查数据，直行车队可参考下列数值取用
- ◇ 小型车组成的车队， $t_i=2.5s$;
- ◇ 大型车组成的车队， $t_i=3.5s$;
- ◇ 拖挂车组成的车队， $t_i=7.5s$ (为了计算简便，拖挂车划归为大型车)

表 5-5 混合车队的 t_i 值

大车 : 小车	2 : 8	3 : 7	4 : 6	5 : 5	6 : 4	7 : 3	8 : 2
t_i/s	2.65	2.96	3.12	3.26	3.30	3.34	3.42

直右与直左车道通行能力的修正

- ◇ 直右车道通行能力计算公式

$$C_{sr} = C_s$$

- ◇ 直左车道设计通行能力计算公式

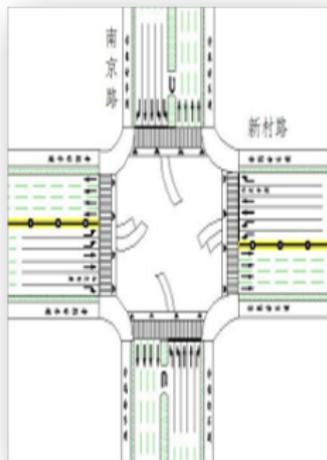
$$C_{sl} = C_s \left(1 - \frac{\beta'_l}{2}\right)$$

式中 C_{sl} 表示一条直左车道的设计通行能力 (pcu/h), β'_l 表示直左车道中左转车所占比例;

- ◇ 直左右车道设计通行能力计算公式

$$C_{slr} = C_{sl}$$

信号交叉口通行能力——十字形交叉口的设计通行能力



- ◇ 交叉口进口道的设计通行能力 = 进口道各车道通行能力之和
- ◇ 进口设有专用左转与专用右转车道时，进口道设计通行能力为

$$C_{elr} = \sum C_s / (1 - \beta_l - \beta_r)$$

式中 C_{elr} 表示设有专门左转与专用右转车道时，本面进口道的设计通行能力 (pcu/h); $\sum C_s$ 为本方向直行车道设计通行能力之和 (pcu/h); β_l 与 β_r 分别表示左右转车占本方向进口道车辆的比例

- ◇ 专用左转车道的设计通行能力为 $C_l = C_{elr} \times \beta_l$
- ◇ 专用右转车道的设计通行能力为 $C_r = C_{elr} \times \beta_r$

信号交叉口通行能力——十字形交叉口的设计通行能力

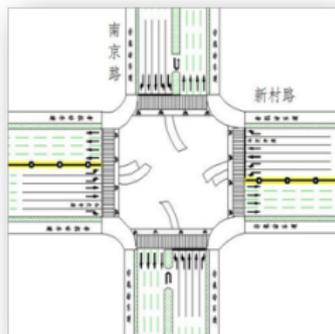
- ◇ 进口设有专用左转车道而未设专用右转车道时，进口道的设计通行能力为：

$$C_{el} = \frac{\sum C_s + C_{sr}}{1 - \beta_l}$$

式中 C_{el} 表示设有专用左转车道时，本面进口道设计通行能力 (pcu/h)； $\sum C_s$ 表示本面直行车道设计通行能力之和 (pcu/h)； C_{sr} 表示本面直右车道设计通行能力 (pcu/h)

- ◇ 专用左转车道的设计通行能力为

$$C_l = C_{el} \times \beta_l$$



信号交叉口通行能力——十字形交叉口的设计通行能力

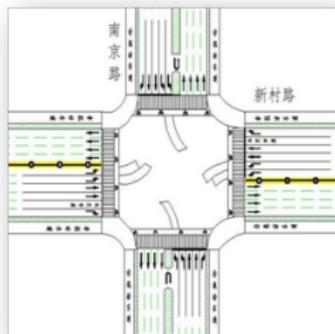
- ◇ 进口道设有专用右转车道而未设专用左转弯道时，进口道的设计通行能力为：

$$C_{er} = \frac{\sum C_s + C_{sl}}{1 - \beta_r}$$

式中 C_{er} 表示设有专用右转车道时，本面进口道设计通行能力 (pcu/h)； $\sum C_s$ 表示本面直行车道设计通行能力之和 (pcu/h)； C_{sl} 表示本面直左车道设计通行能力 (pcu/h)

- ◇ 专用右转车道的设计通行能力为

$$C_r = C_{er} \times \beta_r$$



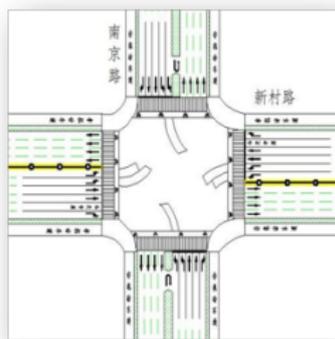
信号交叉口通行能力——十字形交叉口的设计通行能力

- 通行能力折减: 当 $C_{le} > C'_{le}$ (临界值) 时, 本面进口道折减后的设计通行能力为

$$C'_e = C_e - n_s(C_{le} - C'_{le})$$

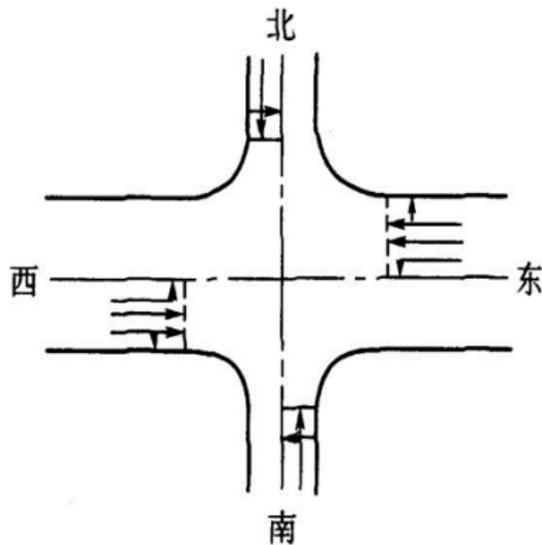
$$C_{le} = C_e \times \beta_l$$

式中 C_e 与 C'_e 表示本面进口道的设计通行能力 (pcu/h) 与折减后的通行能力; n_s 表示本面各种直行车道数; C_{le} 表示本面进口道左转车的设计通过量 (pcu/h); C'_{le} 表示不折减本面各种直行车道设计通行能力的对面左转车数 (pcu/h), 当交叉口小时为 $3n$, 大时为 $4n$, n 为每小时信号周期数



示例

已知某交叉口设计如图。东西干道一个方向有三条车道，南北支路一个方向有一条车道。信号灯管制交通。信号配时：周期 $T=120s$ ，绿灯 $t_g=52s$ 。车种比例大车: 小车为 2:8，东西方向左转车占该进口交通量的 15%，右转车占该进口交通量的 10%。求交叉口的设计通行能力。



交叉口通行能力计算图

示例

先计算东西方向干道。东进口有三条车道，区分为专用左转、直行和直右三种车道。

(1) 计算直行车道的设计通行能力

$$C_s = \frac{3600}{T} \left(\frac{t_g - t_0}{t_i} + 1 \right) \phi$$

取 $t_0 = 2.3s$, $\phi = 0.9$ 。

据车种比例为 2:8，查表，得 $t_i = 2.65$

$$C_s = \frac{3600}{120} \times \left(\frac{52 - 2.3}{2.65} + 1 \right) \times 0.9 = 533 \text{pcu/h}$$

(2) 计算直右车道的设计通行能力

$$C_{sr} = C_s = 533 \text{ pcu/h}$$

示例

(3) 东进口属于**设有专用左转车道而未设右转专用车道**类型

$$C_{el} = \frac{\sum C_s + C_{sr}}{1 - \beta_l} = \frac{533 + 533}{1 - 0.15} = 1254 \text{pcu/h}$$

(4) 该进口专用左转车道的设计通行能力

$$C_l = C_{el} \times \beta_l = 1254 \times 0.15 = 188 \text{pcu/h}$$

(5) 验算是否需要折减。若当 $C_{le} > C'_{le}$ 时，应当折减。不影响对面直行车辆行驶的左转交通量 $C'_{le} = 4n$ ， n 为 1h 内周期个数，因为 $T = 120\text{s}$ ， $n = \frac{3600}{120} = 30$ ，则 $C'_{le} = 4n = 4 \times 30 = 120 < 188$ （进口道**设计左转交通量**），需折减。

$$C_e = C_e - n_s(C_{le} - C'_{le}) = 1254 - 2 \times (188 - 120) = 1254 - 136 = 1118 \text{pcu/h}$$

(6) 西进口设计通行能力同东进口

示例

(7) 南进口设计通行能力该进口只有直、左、右混行车道，其设计通行能力计算

$$C_{slr} = C_{sl} = C_s(1 - \beta_l'/2) = 533 \times (1 - 0.15 \times 0.5) = 493 \text{pcu/h}$$

(8) 验算南进口的左转车是否影响对面直行车，因为南北进口车道划分相同，即验算北进口左转是否影响南进口车的直行。设计左转交通量

$C_l = 493 \times 0.15 = 74 \text{pcu/h}$ 。设计左转交通量 $C_l < C'_{le} = 74 < 120 \text{pcu/h}$ ，不需要折减。

(9) 交叉口的设计通行能力。交叉口设计通行能力等于四个进口设计通行能力之和。东进口折减后的设计通行能力为 1118pcu/h ；南进口折减后的设计通行能力为 493pcu/h 。故该交叉口的设计通行能力为

$$C = 1118 \times 2 + 493 \times 2 = 3222 \text{pcu/h}。$$

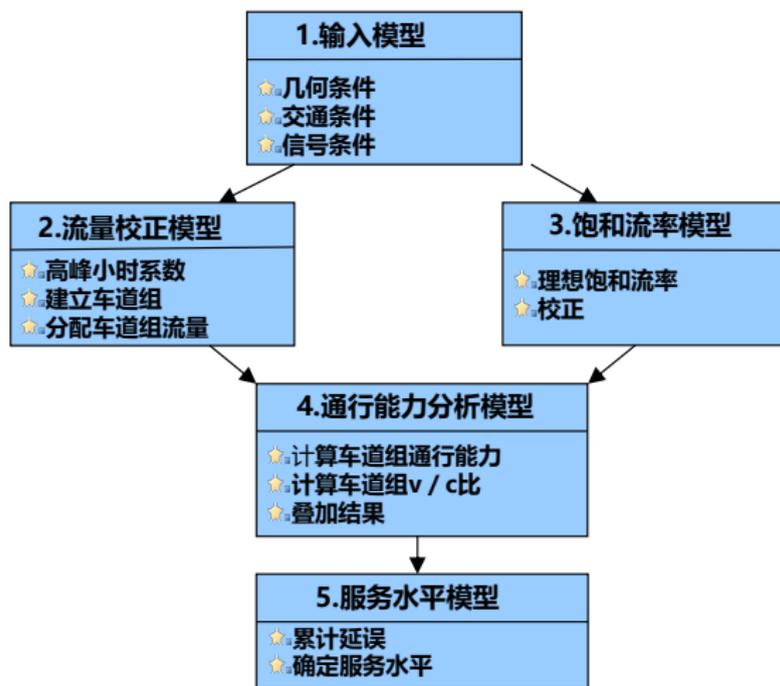
信号交叉口的服务水平

- 服务水平用延误来衡量。延误是反映驾驶员不舒适、受阻、油耗和行驶时间损失的指标
- 《城市道路设计规范（CJJ37-2012）》中，规定新建道路应按三级服务水平设计，具体服务水平见下表

	一级	二级	三级	四级
延误 (s/veh)	<30	30~50	50~60	>60
饱和度	<0.6	0.6~0.8	0.8~0.9	>0.9
排队长度 (m)	<30	30~80	80~100	>100

信号交叉口的运行分析

确定每个车道组、进口道及整个交叉口的通行能力和服务水平



输入模型

条件类型	参数	符号
几何条件	区域类型 车道数 车道宽 (m) 坡度 (%) 专用左转或右转车道 左转或右转停车道长度 停车条件	CBD或其他 N W + (上坡), - (下坡) Y或N L_s Y或N
交通条件	流向交通量 (辆/h) 高峰小时系数 重型车百分比 (%) 冲突的行人流率 (人/h) 在交叉口停驻的公共汽车数 停车效率 (停车次数/h) 到达类型	V PHF %HV PEDS N_B N_m
信号条件	周期长 (s) 绿灯时间 (s) 感应式或定周期式 行人按钮 行人最小绿灯时间 相位图表	C G_1 A或P Y或N G_p

部分重要参数

- ◇ 停驻公共汽车数量：为使乘客上下而停靠的公共汽车
- ◇ 车辆到达类型是最关键的交通特性，用于延误的估算和服务水平的确定
- ◇ 行人最小绿灯时间估算

$$G_p = 7.0 + \frac{W}{1.2} - I$$

其中 G_p 为最小绿灯时间； W 表示从路缘石到最远车道中心的距离，或从路缘石到最近行人安全岛的距离（m）； I 表示间隔时间（黄灯时间+全红时间）

- ◇ 计算中假定第 15% 位行人过街速度为 1.2m/s。这比行人平均行走速度 1.35m/s 要慢。采用最低值是为了适应走得慢的过街行人。

交通量校正模型

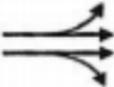
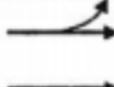
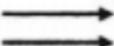
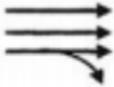
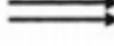
- 运行交通量的校正：把每小时交通量转换高峰小时内 15min 周期的流率。

$$v_p = V/PHF$$

其中 v_p 表示 15min 周期的高峰流率 (辆/h)， V 是小时交通量 (辆/h)， PHF 为高峰小时系数 (取 0.95)

- 确定供分析用的车道组。(车道组：指在交叉口的一个进口道上，服务于一个或几个交通流向的一条或多条车道)
 - ① 一条或几条专用左转车道应看作是独立的车道组，专用右转车道也是如此。
 - ② 对于有专用左、右转车道的进口道，所有的直行车道视为一个独立的车道组。
 - ③ 对多于一条车道的进口道，包括左、直混合车道，则有必要确定车道使用的平衡状况，并估计是否由于左转车过多而混合车道变成了专用左转车道

车道组的划分示例

Number of Lanes	Movements by Lanes	Movement Groups (MG)	Lane Groups (LG)
1	Left, thru., & right: 	MG 1: 	LG 1: 
2	Exclusive left:  Thru. & right: 	MG 1:  MG 2: 	LG 1:  LG 2: 
2	Left & thru.:  Thru. & right: 	MG 1: 	LG 1:  LG 2: 
3	Exclusive left:  Exclusive left:  Through:  Through:  Thru. & right: 	MG 1:  MG 2: 	LG 1:  LG 2:  LG 3: 

流率转换

- ◇ 把左转车流率转换成近似的等效直行车流率：

$$v_{LE} = v_L \times \frac{1900}{1400 - v_0}$$

式中 v_{LE} 近似等效直行车流率 (辆/h)； v_L 表示实际左转车流率 (辆/h)； v_0 表示对向车总流率 (辆/h)。

- ◇ 令 v_a 表示进口道 (进口) 总流率， N 表示进口道上车道总数：
 - ▶ 若 $v_{LE} \geq \frac{v_a - v_L}{N - 1}$ ，则假定左侧车道为专用左转车道，作为一个独立车道进行分析。
 - ▶ 若 $v_{LE} < \frac{v_a - v_L}{N - 1}$ ，则假定左侧车道为混合车道，作为整个进口道的一部分来分析。
- ◇ 注意，当 v_0 大于或等于 1400 辆/h， v_{LE} 无意义。这时，与对向车流相交会的左转车是无法通过的，应在信号周期中设置保护左转的相位。

车道流量分布的校正

- ◇ 每个车道组的流率应进行校正，以反映车道使用的不均衡性。

$$v = v_g \times U$$

式中 v 表示校正后的车道组需求流率 (辆/h); v_g 表示未校正前的车道组需求流率 (辆/h); U 表示车道利用系数

饱和流率模型

- ◇ 计算中先通过理想饱和流率，一般取 1900 辆/绿灯小时（我国一般取 1500 辆/绿灯小时），然后对该值做各种修正。

$$S = S_0 N f_W f_{HV} f_g f_P f_{bb} f_a f_{RT} f_{LT}$$

式中 S 表示校正后车道组的饱和流率，它表示车道组中所有车道饱和流率的总和（辆/绿灯小时）； S_0 表示每车道理想条件下的饱和流率； N 表示车道组中的车道数； f_W 表示车道宽度校正系数，标准车道宽为 12 英尺（约 3.65m）； f_{HV} 表示交通流中重型车校正系数； f_g 表示进口道坡度校正系数； f_P 表示邻近车道组停车情况及该车道停车次数的校正系数； f_{bb} 表示公共汽车停车在交叉口范围内阻塞影响的校正系数； f_a 表示地区类型的校正系数； f_{RT} 表示车道组中右转车的校正系数； f_{LT} 表示车道组中左转车的校正系数

- ◇ 许可型转弯车流
 - ▶ 与行人或对面直行车流发生冲突的车流
- ◇ 保护型车流
 - ▶ 车辆转弯时不予其他车辆和行人发生冲突的车流，如专用左转相位车流及右转弯时禁止行人通行的车流

通行能力分析模型

◇ 关键变量

- ▶ 每个车道组的 v/S 比值
- ▶ 每个车道组的通行能力 $C_i = S_i \times \frac{g_i}{c_i}$
- ▶ 每个车道组的 v/C 比值 $X_i = \frac{v_i}{C_i}$
- ▶ 整个交叉口的 v/C 极限比值

V 表示校正需求流率； s 表示校正饱和流率； v/S 比最大的组称为关键 (临界) 车道组；

- ◇ 交叉口最终通行能力参数是 $\frac{v}{C}$ 的极限比值 X_C

$$X_C = \frac{\sum (v/S)_{Cii} \times c}{c - L}$$

式中 X_C 表示交叉口 v/C 的极限比值； $\sum (v/S)_{Cii}$ 表示所有关键车道组 i 或进口道 i 的 (v/S) 比的总和； c 表示周期长； L 表示每周期总损失时间

- ▶ 该比率表示在关键车道组 S 中车辆所能利用的有效通行能力
- ▶ 若比率 $X_C > 1.0$ ，则说明有一个或多个关键车道组过饱和。这表示交叉口设计、周期长、相位设计相信号配时不适合现状和规划的要求；
- ▶ 若比率 $X_C < 1.0$ ，则说明交叉口设计、周期长和相位设计足以适应所有临界交通流而没有超过通行能力的限度，也说明，所假定的绿灯时间的分配是合理的；
- ▶ 若信号配时不当，即使临界的 $V/C < 0$ ，某些方向上的流率也可能超过通行能力。

服务水平模型

- ◇ 服务 → 服务水平
- ◇ 对每个车道组估算每辆车的平均停车延误，并估计各进口道和整个交叉口每辆车的平均停车延误。

均匀延误和附加延误的估算

- ◇ 假定车辆是随机到达

$$d = d_1 + d_2$$

$$d_1 = \frac{0.5c(1 - g/c)^2}{[1 - \min\{1, v/C\}g/c]}$$

$$d_2 = 900 T [(X - 1) + \sqrt{(X - 1)^2 + \frac{8kIX}{CT}}]$$

式中， d_1 表示均匀延误 (s/辆)； d_2 表示附加延误 (s/辆)； T 表示分析时间，一般为 0.25 (15min)； X 表示车道组 v/C 比； C 表示车道组的通行能力； c 表示周期长； g 表示车道组的有效绿灯时间； k 是依赖于信号控制模式的延误调整系数； l 是衡量上游信号对下游交叉口到达随机性的影响的调整系数

均匀延误和附加延误的估算 (cont.)

- ◇ d_1 表示均匀延误，即假定车道组车辆的到达在时间上是均匀分布所产生的延误；
- ◇ d_2 表示超过均匀到达的基础上，随机到达的增量延误以及由于周期失效引起的附加延误；
- ◇ 当 $X \leq 1.0$ 时，式可得出合理的结果；在长周期 (大于 15min) 中若发生饱和，将很难准确地估算延误，因为排队可能向后延伸到上一个交叉口；
- ◇ 当 $X=1.2$ 时，使用应特别谨慎。一般不对更高的 X 值作延误估算；
- ◇ 当 $X > 1.0$ 时，即为过饱和，若有可能，应对交叉口或信号配时进行改进。

集合延误的估算

- ◇ 集合每个车道组每辆车的平均停车延误后可得到交叉口一个进口道及整个交叉口的平均延误。
- ◇ 采用用车道的校正流率**加权计算**车道组延误。
- ◇ 车道组的延误计算

$$d_A = \frac{\sum d_i v_i}{\sum v_i}$$

式中 d_A 表示进口道 A 上每辆车的平均延误 (s/辆); v_i 表示车道组 i 的校正流率 (辆/h)

- ◇ 进一步将各进口道延误加权平均, 得到交叉口的平均延误:

$$d_1 = \frac{\sum d_A v_A}{\sum v_A}$$

式中 d_1 表示交叉口每辆车的平均延误 (s/辆); v_A 表示进口道 A 的校正流率 (辆/s)

服务水平的确定

- 根据计算出的每一进口道及整个交叉口的平均延误，查阅表可确定适当的服务水平

LOS	Control delay per vehicle (s/veh)
A	≤ 10
B	$> 10-20$
C	$> 20-35$
D	$> 35-55$
E	$> 55-80$
F	> 80

运行分析结果说明

- ◇ 运行成果
 - ▶ v/C 比
 - ▶ 平均延误及服务水平
- ◇ 调整
 - ▶ 根本改变交叉口几何线形设计（车道数目及车道的使用）
 - ▶ 延长信号周期
 - ▶ 改变信号相位方案

提高信号交叉口通行能力的对策

- ◇ 交叉口的面积在保证需求的条件下尽量小
- ◇ 将左右转交通和直行交通分离
- ◇ 注意交叉口的几何结构与交通控制方法的匹配
- ◇ 注意相位数不可增加过多
- ◇ 进口道的车道数一般应小于或等于出口道的车道数
- ◇ 有左转交通时尽可能设置左转专用相位和左转专用车道
- ◇ 信号周期长度不要设计过长
- ◇ 在设计信号相位时，要确保交通流的连续性，且容易看懂。
- ◇ 人行横道尽量与车道成直角设置
- ◇ 设置与车道分离的人行道

本节目录

无信号交叉口通行能力

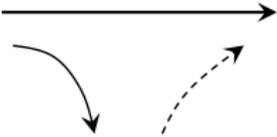
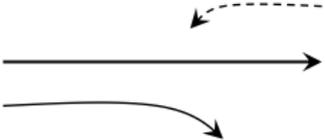
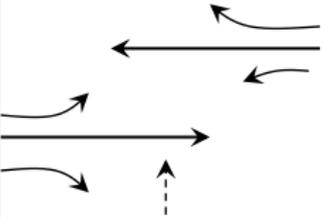
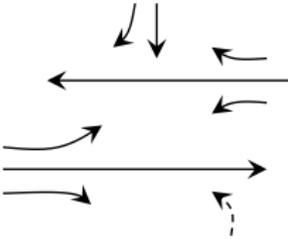


间隙分析法

- ◇ 行车规定。主要道路上的车辆优先通行，通过路口不用停车，一直通过；沿次要道路行驶的车辆，让主要道路上的车辆先行，寻找机会，穿越主要道路上车流的空档，通过路口。
- ◇ 交通流向分析。在无信号交叉口，次要道路上的车流，每一流向都面临与之发生冲突的交通流



交通流向分析图

行驶方式	主要道路车流右转	主要道路车流左转
图 示		
行驶方式	次要道路车流直行	次要道路车流左转
图 示		

- ◇ 穿越间隙。可穿越间隙的大小与次要道路上的车流通过交叉口的状态有关。若在进口处停车等候，则所需间隙 t_0 时间为 7-9s；若驶近路口减速待机，则所需间隙时间为 6-8s
- ◇ 计算公式。假设：主要道路上的车辆优先通过路口；主要车道上的双向车流视为一股车流；交通量不大，车辆之间的间隙分布符合负指数分布；当间隙大于临界间隙 t_0 时，次要道路上的车辆方可穿越。次要道路上车辆跟驰行驶时的车头时距 $t=3s$ 。
- ◇ 按可穿越间隙理论，推算出次要道路上的车辆每小时能穿越主要道路车流的数量为：

$$Q_{\text{次}} = \frac{Q_{\text{主}} e^{-qt_0}}{1 - e^{-qt}}$$

式中 $Q_{\text{主}}$ 表示主要道路上的交通量 (pcu/h)； $Q_{\text{次}}$ 表示次要道路可能通过的车辆数 (pcu/h)； q 表示主要道路上的每秒交通量， $q = Q_{\text{主}}/3600$ ； t_0 表示临界间隙时间，对停车待机通过者 $t_0=7-9s$ ，对减速待机通过者， $t_0=6-8s$ ； t 表示次要道路上车辆跟驰行驶的车头时距， $t=3-5s$

示例

例：一无信号控制的交叉口，主要道路的双向交通量为 1200 辆/h，车辆的到达符合泊松分布。次要道路上的车辆所需穿越的临界车头时距 $t_0 = 6\text{s}$ 。车辆跟驰行驶的车头时距 $t = 3\text{s}$ 。求次要道路上的车辆可穿越主要道路车流的数量。

解：由式(6-18)：

$$Q_{\text{次}} = \frac{1200 \times e^{-1200 \times 6/3600}}{1 - e^{-1200 \times 3/3600}} = 257 \text{pcu/h}$$

同样计算，得到表 6-23 中的各个数值。

次要道路通行能力

表 6-23

次要道路行驶方式	车头时距(s)		主要道路双向交通量(pcu·h ⁻¹)				
	t_0	t	800	1 000	1 200	1 400	1 600
停车等空档	9	5	160	110	70	50	30
	8	5	200	140	100	70	50
	7	5	250	190	140	110	80
低速等空档	8	3	275	190	130	90	60
	7	3	345	250	185	135	95
	6	3		335	255	195	150

注：次要道路通行能力很少超过主要道路交通量的 1/2。

车队 (platoon) 分析法

- ◊ 车队运行特征分析: 交叉口车流通行具有车队特征, 当在通行的一路车流中 (假设为 A 车流) 出现可接受的临界间隙 t_0 时, 另一路车流 (B 车流) 便横穿, 并通过一对车辆, 直到 B 车队中出现可横穿空档, A 路车流再横穿。这样循环往复, A、B 两车流以车队行驶交替通过。设 A、B 两车流通过一个车队所需时间分别为 T_A 、 T_B , 把 A、B; 两路各通过一个车队当作一个小“周期”, 则“周期”长度为 $T = T_A + T_B$
- ◊ 不同交通量水平下的通行能力分析
 - ▶ 当 A、B 两车流以车队形式通行时, 两相交道路的通行能力可按每小时通过的车队数及车队长度计算。即:

$$Q_A = N_A \times \frac{3600}{T} = 3600 \frac{N_A}{T_A + T_B}$$

$$Q_B = N_B \times \frac{3600}{T} = 3600 \frac{N_B}{T_A + T_B}$$

- ▶ 交叉口总通行能力为:

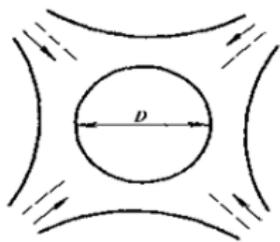
$$Q = Q_A + Q_B = 3600 \frac{N_A + N_B}{T_A + T_B}$$

本节目录

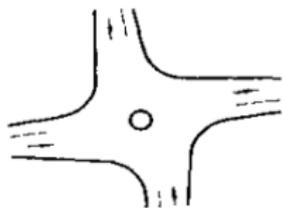
环形交叉口通行能力

环形交叉口类型

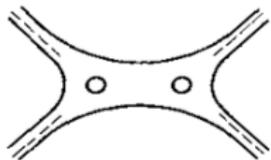
- ◇ 常规环形交叉口: 中心岛直径大于 25m, 交织段比较长, 进口道不拓宽成喇叭型。
- ◇ 小型环形交叉口: 中心岛直径小于 25m, 进口道的进口加宽, 做成喇叭形, 便于车辆进入交叉口。
- ◇ 微型环形交叉口: 中心岛直径一般小于 4m, 中心岛不一定做成圆形, 也不一定只做一个, 可用白漆画成圆圈, 不用凸起。



常规环形交叉口



小型环形交叉口



剪刀式微型环形交叉口

环形交叉口示例

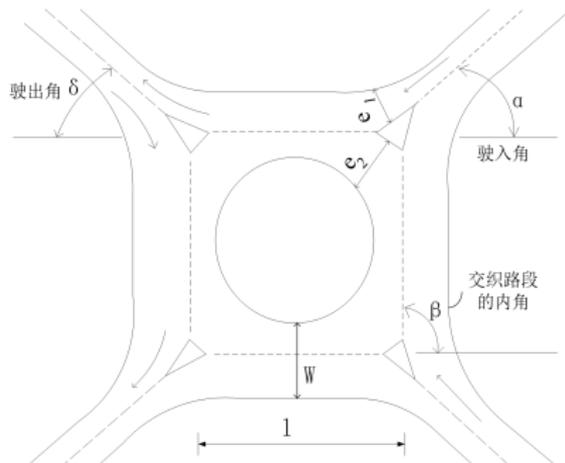


常规环形交叉口的通行能力

◇ Wardrop 公式

$$C = \frac{280(1 + e/w)(1 - p/3)}{1 + w/l}$$

式中 C 表示交织段上设计通行能力 (pcu/h); l 表示交织段长度 (m); w 表示交织段宽度 (m); e 表示环交入口平均宽度 (m) $e = (e_1 + e_2)/2$; e_1 表示入口引道宽度 (m); e_2 表示环道突出部分的宽度 (m); p 表示交织段内进行交织的车辆与全部车辆之比 (%)



常规环形交叉口的通行能力

- 英国环境部暂行公式: 英国 1966 年对环交实行了左侧优先的行驶法规, 即规定行驶在环道上的车辆可以优先通行, 进入环道的车辆让路给环道上的车辆, 等候间隙驶进环道。这样, 沃尔卓普公式已不适用, 应采用下式计算交织段的设计通行能力

$$C = \frac{160w(1 + e/w)}{1 + w/l}$$

式中 C 交织段通行能力, 再乘以 **0.85**, 等于设计通行能力 (pcu/h); l 表示交织段长度 (m); w 表示交织段宽度 (m); e 表示环交入口平均宽度 (m) $e = (e_1 + e_2)/2$; e_1 表示入口引道宽度 (m); e_2 表示环道突出部分的宽度 (m); p 表示交织段内进行交织的车辆与全部车辆之比 (%)

- 其余各参数的意义、取值范围同前, 当重车超过 15% 时, 对该式应做修正。

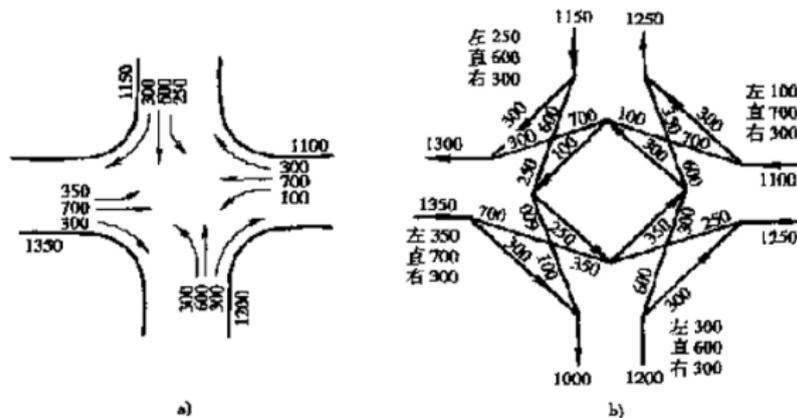
常规环交设计通行能力建议值

机动车通行能力 (pcu/h)	2700	2500	2300	2000	1800	1600	1400
自行车通行能力 (辆/h)	3000	5000	7000	10 000	12 000	14 000	26 000

例 某常规环交为四路交汇,其几何图形与车流量、流向示于图 5-20,主要参数为 $W = 15\text{m}$, $l = 40\text{m}$, $e = 10\text{m}$,求其交织段的通行能力,并验算现有车流量是否已超过其通行能力。

解:

$$Q = \frac{160W\left(1 + \frac{e}{W}\right)}{1 + \frac{W}{l}} = \frac{160 \times 15\left(1 + \frac{10}{15}\right)}{1 + \frac{15}{40}} = 2909(\text{pcu/h})$$



某环交各向车流及网状图

设计通行能力采用最大值的 85%,故

$$Q_p = 2909 \times 0.85 = 2472(\text{pcu/h})$$

根据图 a)可绘出流向流量网状图如图 b)所示,然后计算各交织段车流量,列于表

各交织路段车流量计算表 (pcu/h)

表 5-39

交织段	车流量组成	合计
东北	350 + 300 + 600 + 300 + 700 + 100	2350
西北	300 + 100 + 700 + 300 + 600 + 250	2250
西南	100 + 250 + 600 + 350 + 700 + 300	2300
东南	250 + 700 + 300 + 300 + 600 + 300	2450

由上表可知各交织路段的车流量均小于设计通行能力 2472pcu/h,其中东南交织段的车流量较接近,但未超过。

用沃尔卓普公式计算,设 $P = 0.9$

$$Q = \frac{280W \left(1 + \frac{e}{W}\right) \left(1 - \frac{P}{3}\right)}{1 + \frac{W}{l}} = \frac{280 \times 15 \left(1 + \frac{10}{15}\right) \left(1 - \frac{0.9}{1}\right)}{1 + \frac{15}{40}} = 3562(\text{pcu/h})$$

设计通行能力按规定应采用最大值的 80%,

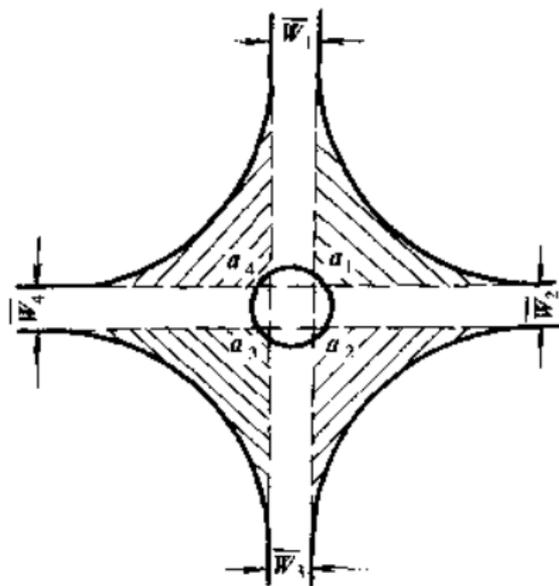
故 $Q_p = 3562 \times 80\% = 2844(\text{pcu/h})$

各交织路段车流量均未超过此值,故可以通过。

公式(5-12)为辆/h,包括 15%的重车。如考虑重车系数,则应为 $2472(1 + 0.15) = 2842$,两者计算结果很接近。

小型环形交叉口的通行能力

特点：中心岛直径小于 25m，环道较宽、进出口做成喇叭形，对进入环道的车辆提供较多的车道，车流运行已不存在交织现象。在所有入口道都呈饱和状态的条件下，经过试验，得到公式：



小型环交计算图

英国运输与道路研究所公式

$$C = K(\sum w + \sqrt{A})$$

式中 C 表示环交实用通行能力，该值乘以 0.8 等于设计通行能力 (pcu/h)； $\sum w$ 表示所有进口道基本宽度的总和 (m)； A 表示进口道拓宽增加的面积 (m^2)； K 表示系数 (pcu/h·m) 三路交叉 $K=70$ ，四路交叉 $K=50$ ，五路交叉 $K=45$

纽卡塞公式

- 纽卡塞根据英国运输研究所的公式作进一步简化，将 A 、 w 两参数均归纳为内接圆直径 D ，然后根据道路条数取用 k_2 来进行调整，即

$$C = k_2 D$$

式中： C 表示实际总通行能力 (pcu/h)； D 表示内接圆直径 (m)，如交叉口为椭圆中心岛，则取长轴与短轴的平均值； k_2 表示系数：三路交叉 $k_2=150$ ，四路交叉 $k_2=140$ 。

- 实际设计时，车流量应保持在此公式计算值交通量的 85% 以下，此式由于归结为 K 、 D 两参数、忽略了交通情况，使用时不易掌握。

本节目录

立体交叉口设计通行能力

- ◇ 立体交叉口的设计通行能力，主要取决于立体形式、层数及机非分离方式。
- ◇ 一个无干扰直行车道通行能力取 1200pcu/h，转弯匝道通行能力取 300-500pcu/h。
- ◇ 总通行能力 = 各进口道直行车道通行能力 + 转弯匝道通行能力

本节目录

城市道路通行能力

- 主干路的理论通行能力：指在理想的道路与交通条件下，车辆以连续车流形式通过时的通行能力

$$N_0 = 3600/h_t \quad \text{或} \quad N_0 = 1000V/L$$

式中： N_0 表示一条车道的理论通行能力 (pcu/h)； h_t 表示饱和连续车流的平均车头时距 (s)； V 表示行驶车速 (km/h)； L 表示连续车流的车头间距 (m)

- 连续车流条件下的车头间距 L ，可采用下式计算：

$$L = L_0 + L_1 + L_{\text{反}} + l \cdot V^2$$

式中： L_0 表示停车时车辆的安全间距 (m)； L_1 表示车辆的车身长度 (m)； $L_{\text{反}}$ 表示司机在反应时间内车辆行驶的距离 (m)； V 表示行驶车速 (m/s)； l 表示与车重、路面阻力系数、粘着系数及坡度有关的参数

城市道路通行能力示例

在通常的城市道路设计范围内(坡度 $\leq 14\%$),其 I 值近似为0.054,取 $L_0 = 2\text{m}$, $L_1 = 5\text{m}$.则一条车道的理论通行能力(小汽车单位)如表

按车头间距计算的一条车道理论通行能力

$V(\text{km}\cdot\text{h}^{-1})$	20	30	35	40	50	60
$L(\text{m})$	14.32	19.08	21.82	24.78	31.31	38.67
$N_0(\text{pcu}\cdot\text{h}^{-1})$	1 406	1 572	1 604	1 614	1 597	1 552

我国对一条车道的理论通行能力也进行过专门研究。《城市道路设计规范》建议的一条车道理论通行能力(可能通行能力)(小汽车单位)如表

《城市道路设计规范》建议的一条车道理论通行能力

$V(\text{km}\cdot\text{h}^{-1})$	20	30	40	50	60
$N_0(\text{pcu}\cdot\text{h}^{-1})$	1 380	1 550	1 640	1 690	1 730

通过对城市道路饱和连续车流条件下的车头时距进行观测,观测结果及计算的理论通行能力如表 (车速范围 $15 \sim 60\text{km/h}$)。

按车头时距计算的理论通行能力

车 型	小客车(含三轮卡车)	大客车	卡车	通道车
$h_i(\text{s})$	2.671	3.696	3.371	4.804
$N_0(\text{pcu}\cdot\text{h}^{-1})$	1 348	974	1 068	749

由国内外的研究成果可知,对于一条车道的理论通行能力,取 1500pcu/h(小汽车单位)是

本节目录

自行车道通行能力

- 理论通行能力: 一条自行车道的最大通行能力, 可由前后车辆之间的动态安全净空进行计算

$$L = \frac{vt}{3.6} + \frac{v^2}{254(\phi \pm i)} + l_{\text{车}} + l_0 = \frac{vt}{3.6} + \beta v^2 + l_{\text{车}} + l_0$$

式中 L 表示动态安全净空; v 表示车速, 大多在 10~20km/h 之间; t 表示反应时间 (s), 一般为 0.5-1.0s, 取平均值为 0.7s, 则: $v_t/3.6 = 0.194v$; i 表示道路纵坡, 在平原区的城市可取 0; β 为制动系数, 一般取 0.0079; l_0 表示安全间距, 一般在 0-1m 之间; $l_{\text{车}}$ 表示自行车的车身长度, 通常 1.9m; ϕ 表示轮胎与路面之间的粘着系数, 多在 0.3-0.6 之间, 取 0.5

- 则其理论通行能力计算值 N 为:

$$N = \frac{1000v}{l_0 + 1.9 + 0.194v + 0.0079v^2} = \frac{1000v}{L}$$

车头时距原理

- ◇ 正常条件下连续行驶的自行车流中前后两车的最小车头时间间隔 t_i 值计算

$$N_{\text{时}} = \frac{3600}{t_i}$$

式中: t_i 表示连续行驶车流中两自行车的纵向最小时间间隔 (s)

实际通行能力

- ◇ 短时间最大通过量：是选择路段高峰时期某一短时间内的密集车流，观测其通过断面的最大交通量

$$N_{max} = \frac{N'_t}{B - 0.5} \times \frac{3600}{t'}$$

式中： N_{max} 表示自行车单车道最大通过量 (辆/h)； B 表示自行车道的宽度 (m)； t' 表示密集车流通过观测断面的某一短时段 (s)； N'_t 表示 t' 时段内通过观测断面的自行车数量 (辆)

实际可能通行能力

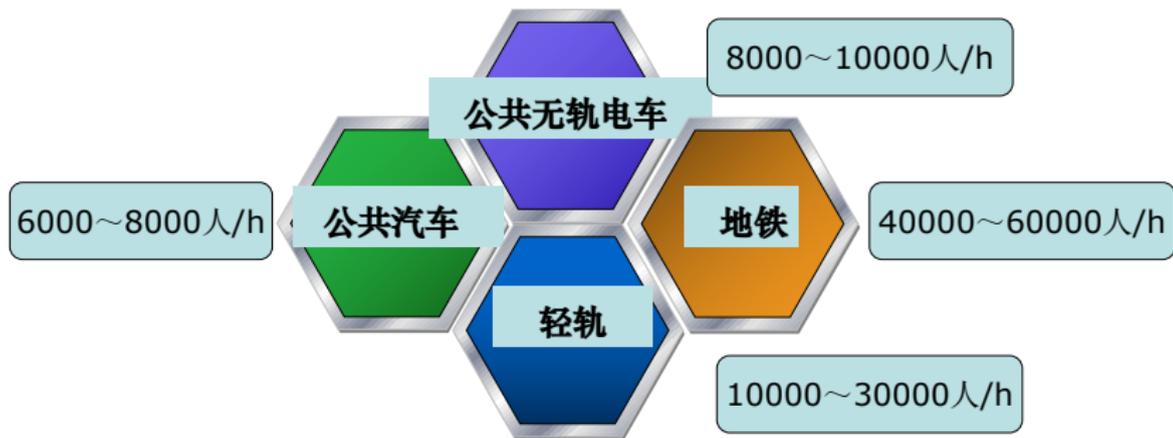
- ◇ 路段平均通过量：较长时间内车辆连续通过断面的自行车数量除以统计时间，再换算为单车道的通过量。

$$N_{\text{可}} = \frac{N_t}{B - 0.5} \times \frac{3600}{t}$$

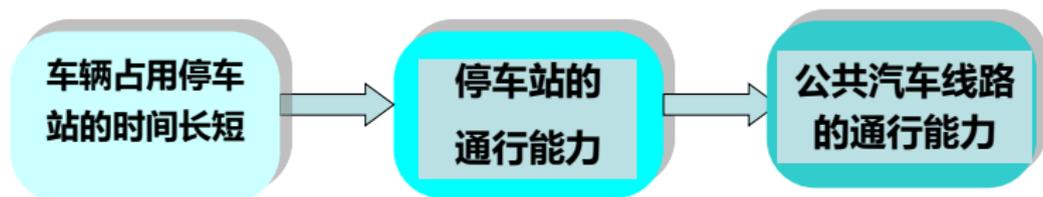
式中： $N_{\text{可}}$ 每米宽度内自行车连续 1h 内通过断面的数量（辆/h）； B 表示自行车道的宽度（m）； t 表示密集车流通过观测断面的某一短时段（s）； N_t 表示 t 时段内通过观测断面的自行车数量（辆）

本节目录

- 指城市空间内地面的、地下的与地上架空的，按规定线路行驶，有固定的停靠站，行车间隔小，客流量大，随上随下的客运交通。



公共汽车线路的通行能力



$$C_{\text{线}} = \min[C_{\text{站}}] = \frac{3600}{T}$$

式中： $C_{\text{线}}$ 表示公共汽车线路的通行能力 (辆/h)； $C_{\text{站}}$ 表示停车站的通行能力 (辆/h)； T 表示车辆占用停车站的总时间 (s)。

在站停靠时间

$$T = t_1 + t_2 + t_3 + t_4$$

式中 t_1 表示车辆进站停车所用的时间 (s), $t_1 = \sqrt{2l/b}$, 其中 l 为车辆驶入车站时车辆之间的最小间隔, 取等于车辆长度 (m); b 为进站时刹车减速度, 一般取 $b = 1.5\text{m/s}^2$; t_2 表示车辆开门和关门时间, 为 3-4s; t_3 表示乘客上下车占用时间 (s), $t_3 = \frac{\Omega K t_0}{n_d}$, 其中 Ω 为公共车容量; K 为上下车乘客占车容量的比例, 一般 $K = 0.25-0.35$; t_0 为一个乘客上车或下车所用时间 (s), 平均约为 2s; n_d 为乘客上下车的车门数; t_4 表示车辆起动和离开车站的时间, $t_4 = \sqrt{2l/a}$, 其中 a 为离开车站时的加速度, $a = 1.0\text{m/s}^2$, l 含义同前

$$C_{\text{线}} = \min[C_{\text{站}}] = \frac{3600}{T}$$

↓

$$C_{\text{线}} = \frac{3600}{T} = \frac{3600}{2.57\sqrt{l} + \frac{\Omega K t_0}{n_d} + 4}$$

- ◇ 由上式可以算出公共汽车线路的通行能力。
- ◇ 线路的设计通行能力等于该计算值乘 0.8。

示例

一条公共汽车线路，配备 BK661 铰接公共汽车。该车车身高 17m，额定容量 195 人。3 个车门，计算该线路的设计通行能力。

答

经分析，找到乘客上下车最多的站点，该站的 $K = 0.35$ 。一个乘客上下车平均占用时间 $t_0 = 2.5s$ ，得：

$$C_{\text{线}} = \frac{3600}{T} = \frac{3600}{2.57\sqrt{17} + \frac{0.35 \times 2.5 \times 195}{3} + 4} = 60 \text{ 辆/h}$$

设计通行能力为 $60 \times 0.8 = 48$ 辆/h。公共汽车交通的客运能力：等于线路的通行能力乘以汽车的额定容客量。公共汽车线路的客运能力 $= 60 \times 195 = 11700$ 人/h；该线路设计客运能力 $= 48 \times 195 = 9360$ 人/h。

提高通行能力的措施

- ◇ 维持好站点乘车秩序，缩短乘客上下车时间
- ◇ 增加车门个数，加大车门宽度，降低车辆底盘高度，减少踏步阶数，缩短乘客上下车时间
- ◇ 改善动力性能，提高驾驶技术，缩短车辆进出站时间
- ◇ 一条较长的街道若同时开设几条公共汽车线路，应在同一站点给分开设置停靠站位，以提高通行能力

多条线路的通行能力

$$C'_{\text{线}} = nCK$$

式中 $C'_{\text{线}}$ 表示一条街道的总通行能力 (辆/h); n 表示分开布设停靠站的个数, $n = 1-3$; K 表示分开布设站位时, 相邻站位互相干扰, 使通行能力降低的系数; $n = 1$ 时, $K = 1$; $n = 2$ 时, $K = 0.8$; $n = 3$ 时, $K = 0.7$; C 表示一条公共汽车线路的通行能力。

本节目录

双车道公路路段通行能力计算

- ◇ 行车规定：双车道中每条车道用于一个方向的交通，在视距和对向交通流间隔允许的地点，可占用对向车道，超越慢速车辆，然后再回到本向车道。
- ◇ 双车道公路中任何一个方向的车流运行都受到对向交通的制约，故必须对车行道双向通行能力和服务水平进行总的分析计算

理想条件

- ◇ 设计速度大于或等于 80km/h
- ◇ 车道宽度大于或等于 4.00m 但不大于 4.50m
- ◇ 侧向净宽大于或等于 1.75m
- ◇ 在公路上无“不准超车区”
- ◇ 交通流中全部为中型载重汽车
- ◇ 两个方向交通量之比为 50/50
- ◇ 对过境交通没有横向干扰且交通秩序良好
- ◇ 处于平原微丘地形

双车道公路路段服务水平

表 6-32

服务水平 级别	a) v/C c) 不准超车区 (%) b) 平均行程速度 ($\text{km}\cdot\text{h}^{-1}$)	a) v/C					
		0	20	40	60	80	100
一	≥ 64	0.27	0.24	0.21	0.19	0.17	0.15
二	≥ 53	0.43	0.39	0.36	0.34	0.32	0.31
三	≥ 45	0.63	0.61	0.58	0.56	0.55	0.54
四	< 37	1.00 d)	0.98 d)	0.98 d)	0.98 d)	0.97 d)	0.97 d)

双车道公路路段通行能力

- ◇ 车行道最大服务交通量

$$M_{sv_i} = C_B(v/C)_i$$

式中 M_{sv_i} 表示在理想条件下第 i 级服务水平车行道双向最大服务交通量 (veh/h); C_B 表示基本通行能力, 理想条件下车行道每小时双向期望能通行的最大交通量, $C_B=2000$ veh/h; $(v/C)_i$ 表示第 i 级服务交通量与基本通行能力之比

车行道的设计通行能力

$$C_D = M_{sv_i} f_s f_d f_w f_T f_L$$

式中 C_D 表示车道设计通行能力，是在实际或预测的交通和道路等条件下，采用第 i 级服务水平的车行道双向最大服务交通量 (veh/h)； f_s 设计速度小于 80km/h 时对通行能力的修正系数， f_w 交通量方向分布对通行能的修正系数； f_T 车道宽度及侧向净宽小于理想条件时对通行能力的修正系数； f_L 表示交通流中有非中型载货汽车时交通组成对通行能力的修正系数； f_d 表示横向干扰及交通秩序处于非理想条件时对通行能力的修正系数

车行道的设计通行能力

由以上两个公式

$$M_{sv_i} = C_B(v/C)_i$$

$$C_D = M_{sv_i} f_s f_d f_w f_T f_L$$

可知

$$C_D = C_B(v/C)_i f_s f_d f_w f_T f_L$$

通行能力的修正系数

- ◇ 相关修正系数可查阅表。其中，交通组成修正系数，是我国混合型交通特性的表现。
- ◇ 交通组成修正系数：

$$f_T = \frac{1}{1 + P_{SV}(E_{SV} - 1) + P_t(E_t - 1)}$$

式中 P_{SV} , P_t 分别为汽车和拖挂车交通量占总交通量的百分比； E_{SV} , E_t 分别为小汽车和拖挂车的车辆换算系数

多车道公路路段通行能力计算

- ◊ 行车特征：不同方向行驶的车辆互不干扰，车辆的超车行为可在同向超车道上完成，只有当同方向车流密度达到一定程度时，超车才会发生困难。
- ◊ 多车道路段：在我国称为一级公路。与高速公路相比，主要差别在于未排除横向干扰，车辆要经常变换车道，且侧向余宽不足，运行质量不及控制出入的高速公路，故其通行能力与服务水平的分析方法与高速公路基本相同。

各标准速度下获得的通行能力推荐值

设计速度 (km/h)	通行能力 (pcu/h/车道)	临界密度 pcu/km	临界速度 (km/h)
100	2100	42	50
80	1950	49	40
60	1650	56	30

本节目录

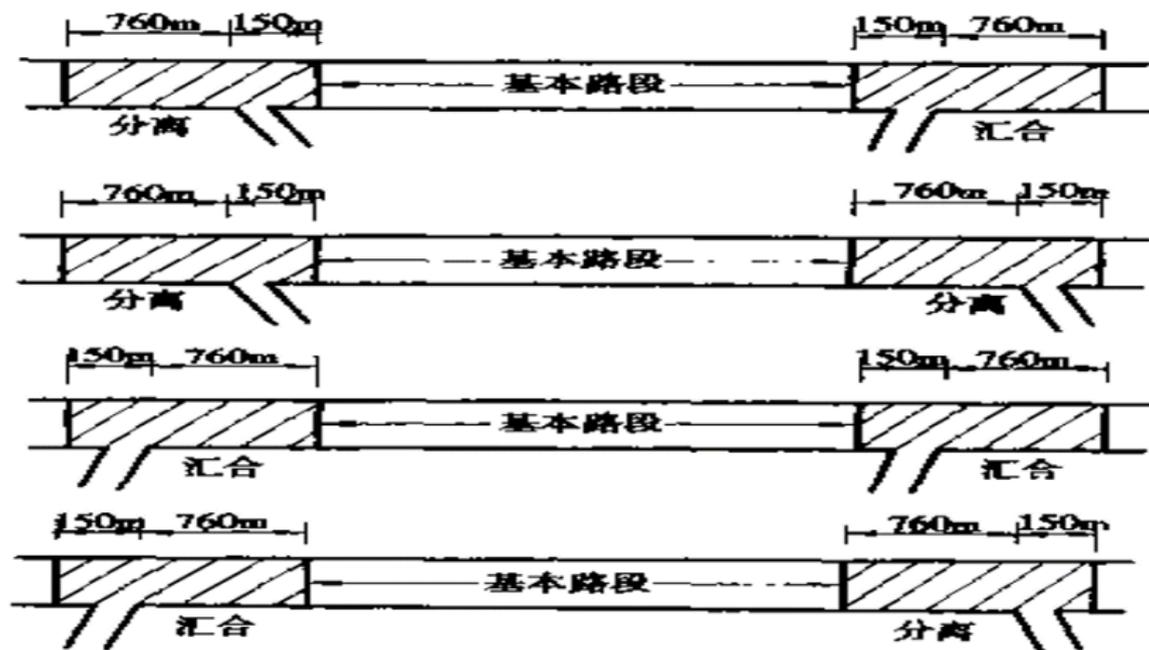
高速公路的定义及其组成

- ◇ 高速公路是有中央分隔带，上下行每个方向至少要有两条车道，全部立体交叉，完全控制出入的公路。
- ◇ 组成
 - ▶ 高速公路基本路段
 - ▶ 交织区
 - ▶ 匝道，其中包括匝道——主线连接处及匝道——横交公路连接处

高速公路基本路段的定义

- ◇ 主线上不受匝道附近车辆汇合、分离以及交织运行影响的路段
- ◇ 分类
 - ▶ 驶入匝道——主线连接处上游 150m 至下游 760m 以外
 - ▶ 驶出匝道——主线连接处上游 760m 至下游 150m 以外
 - ▶ 表示交织区开始的汇合点上游 150m 至表示交织区终端的分离点下游 150m 以外的主线路段

基本路段示意图



高速公路基本路段服务水平

- 服务水平分级的关键性参数是最大交通密度 (pcu/km 车道)，根据交通密度将服务水平分成四级

服务水平等级	密度 [pcu· (km·h ⁻¹) ⁻¹]	设计速度(km·h ⁻¹)											
		120			100			80			60		
		a)车速 (km·h ⁻¹)	b) v/C	c)最大 服务交 通量									
一	≦12	≧94	0.56	1 100	≧81	0.51	1 000	—	—	—	—	—	—
二	≦19	≧86	0.79	1 600	≧75	0.71	1 400	≧69	0.67	1 300	≧59	0.64	1 150
三	≦26	≧73	0.94	1 900	≧68	0.85	1 700	≧62	0.83	1 600	≧53	0.81	1 450
四	≦42	≧48	1.00	2 000	≧48	1.00	2 000	≧45	1.00	1 900	≧43	1.00	1 800
	>42	<48	d)	d)	<48	d)	d)	<45	d)	d)	<43	d)	d)

高速公路基本路段通行能力

◇ 最大服务交通量

$$M_{SV_i} = C_B(v/C)_i$$

式中 M_{SV_i} 表示第 i 级服务水平的最大服务交通量 (pcu/h/车道); C_B 表示基本通行能力, 即理想条件下一车道所能通行的最大交通量 (pcu/h/车道), 设计速度为 120、100、80 和 60km/h 的高速公路基本路段的 C_B 分别为 2000、2000、1900、1800(pcu/h/车道); $(v/C)_i$ 表示第 i 级服务水平下最大服务交通量与基本通行能力的比值

单向车行道的设计通行能力

$$C_D = M_{SV_i} N f_w f_{HV} f_p$$

式中 C_D 表示单向车行道设计通行能力，即在具体条件下，采用 i 级服务水平时所能通行的最大交通量 (veh/h)； N 表示单向车行道的车道数； f_w 表示车道宽度和侧向净宽对通行能力的修正系数； f_{HV} 表示大型车对通行能力的修正系数； f_p 表示驾驶员条件对通行能力的修正系数

由以上两个公式

$$M_{sv_i} = C_B(v/C)_i$$

$$C_D = M_{sv_i} N f_w f_H v f_p$$

可知

$$C_D = C_B(v/C)_i N f_w f_H v f_p$$

影响通行能力因素及修正方法

- ◇ 影响因素
 - ▶ 车道宽度及侧向净宽的修正系数
 - ▶ 大型车的修正系数 f_{HV}
 - ▶ 驾驶员条件的修正系数 f_p
- ◇ 相关修正系数可查阅表。其中，交通组成修正系数，是我国混合型交通特性的表现。
- ◇ 大型车的修正系数：

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_{HV}(E_{HV} - 1)}$$

式中： P_{HV} 表示大型车交通量占总交通量的百分比； E_{HV} 表示大型车换算成小客车的车辆换算系数，可查表得知

示例

一条四车道高速公路，设计速度为 100km/h，单向高峰小时交通量 $V_p=1800\text{veh/h}$ ，大型车占 40%，车道宽 3.50m，紧挨行车道两边均有障碍物，重丘地形。分析其服务水平。问其达到可能通行能力之前还可增加多少交通量（实地观测的平均速度为 56km/h）（注：修正系数 $f_w = 0.79$ ， $E_{HV} = 2.5$ ，

$$f_{HV} = \frac{1}{1+0.40 \times (2.5-1)} = 0.625, f_p = 1.0)$$

解答

(1) 计算 v/C

$$v/C = \frac{V_P}{C_B \cdot N \cdot f_w \cdot f_{HV} \cdot f_p} = 1800 / (2000 \times 2 \times 0.79 \times 0.625 \times 1.0) = 0.91$$

(2) 该公路服务水平属四级上半段。

(3) 求算达到可能通行能力前可增加的交通量. 行车道的可能通行能力

$$C_B \cdot N \cdot (v/C) \cdot f_w \cdot f_{HV} \cdot f_p = 2000 \times 2 \times 1.00 \times 0.79 \times 0.625 \times 1.0 = 1975 \text{ veh/h}$$

达到可能通行能力前可增加的交通量

$$v = 1975 - 1800 = 175 \text{ veh/h}$$

(4) 求理想条件下的速度及密度: 在 (1) 中已求得 $V_p = 1800 \text{ veh/h}$ 时的 v/C 为 0.91, 查 (理想条件下交通量-车速的关系图) 及图 (理想条件下交通量-交通密度的关系图), 求得平均行程速度为 63km/h, 平均交通密度为 30(pcu/km/车道)。观测到的速度 56km/h 小于理想条件下的速度 63km/h, 这是由于有大型车介入及非平原的重丘地形所致。

作业 1

有两条双车道道路正交的平面交叉口，其交通信号机采用三相式固定周期，周期时间 $T=60s$ ，其中黄灯时间为 $2\times 3s$ ，红、绿灯信号时间相等，各进口引道的车辆右转率为 20%，左转率为 10%， $\text{大车: 小车} = 2:8$ ，无公共汽车停靠站，过街行人不多，其影响可忽略不计。求交叉口的设计通行能力。

作业 2

5-4 鼓楼广场环交高峰小时流向流量如下表所示：

进 口 \ 出 口	E	S	W	N	WN
E	-	78	141	208	96
S	89	-	33	341	168
W	196	47	-	16	83
N	232	253	82	-	57
WN	263	174	29	63	-

交织段宽度 10.5m, 平均进口宽度 $e = 8.25\text{m}$, 各交织段长度如下表：

交织度	E-N	WN-N	WN-W	W-S	S-E
长度/m	102.5	24	75	24	42.5

混合交通量与标准小汽车交通量之间换算系数为 1.58, 试问该环交交通负荷是否已达到饱和？

课下训练

- ◇ 王炜等. 第 5 章
- ◇ Mannering & Washburn. Chap 6&7

谢谢!