

车道被占用对城市道路通行能力的影响

摘要

本文围绕车道被占用对城市道路通行能力的影响问题，建立基于冲突分析技术下的实际通行能力模型和基于交通波理论的车辆排队长度模型，通过 Matlab、Spss 及 Excel 软件实现了对横断面实际通行能力变化的分析、发生事故段不同横断面实际通行能力差异分析及影响车流排队长度因素的分析。

针对问题一：定义饱和状态下的车流量作为事故发生横断面的实际交通能力，以 30s 为单位时间统计饱和状态下横断面的实际交通量。运用 Excel 对以上数据进行多项式拟合，对其结果进行定性分析。通过 Matlab 进行小波分析法消除数据获取过程中的随机影响并分析横断面实际通行能力的变化趋势，得到以下结论：在交通事故发生至撤离期间，事故所处横断面实际通行能力的变化过程为：先不变再上升，具体见图 5-4。

针对问题二：首先统计两视频事故发生时横断面每分钟的平均通行能力，通过 Spss 对该数据分布进行 K-S 检验，验证其符合正态分布。对数据进行独立样本 t 检验分析其显著性差异，经检验两视频事故发生时间内横断面的实际通行能力有显著性差别。其次建立基于冲突分析技术下的实际通行能力模型，引入汇流过程，通过 Matlab 对车头时距分布进行 Gamma 分布参数估计，计算可汇入概率，结合直行流与汇入流经过冲突点的服务时间比，得出视频 1、2 发生冲突点不同时间事故发生时间内横断面的实际通行能力分别为 631.121veh/h、631.374 veh/h。通过以上分析建立理论模型，得到车道不同时横断面实际通行能力的比值为：直行流为 1,2,3 时 $\overline{C}_1 : \overline{C}_2 : \overline{C}_3 = 1.369 : 1 : 1.110$ 。

针对问题三：根据视频 1 统计出以 5s 为单位时间横断面实际通行能力、车辆排队长度、路段上游车流量的值。根据车队长度变化，将事故总持续时间分为两段进行讨论：第 1 段为消散段（即在该段时间内事故横断面车队长度可消散为 0），第 2 段为拥堵段（即车队长度不可消散为 0）的情况。针对第 1 段对各变量做变化图并进行定性分析得出结论：实际通行能力与车队长度成负相关，与上游车流量程正相关。针对第 2 段引入交通波速度根据横断面、上游车流密度及堵塞密度建立基于交通波理论的车辆排队长度模型。经计算得出事故总持续时间 T 内事故持续时间 t 与上路段上游车流量 Q、横断面实际通行能力 C 的关系模型为：

条件	关系式
$t < \frac{240}{ 2.5Q + 2.34C - 1.65 } < T$	$L(t) = 2.5Q + 2.34C - 1.65 t < 240;$
$\frac{240}{ 2.5Q + 2.34C - 1.65 } \leq t$	$L(t) = L = 240$

针对问题四：首先，通过对以上统计数据计算，得知队长可消散为 0 时的上游车流量为小于 1440veh/h，当上游车流量为 1500veh/h 时该路段会处于拥堵段的状态。其次，根据问题三的拥堵段模型，将上游车流量 1500veh/h、视频 1 中平均实际通行能力代入计算得出结果为：从事故发生开始，经过 553.92s，车辆排队长度将到达上游路口。

关键字 冲突分析技术 交通波理论 小波分析法 K-S 检验
 独立样本 t 检验 交通波速度

一、问题重述

1.1 背景

车道被占用是指因交通事故、路边停车、占道施工等因素，导致车道或道路横断面通行能力在单位时间内降低的现象。由于城市道路具有交通流密度大、连续性强等特点，一条车道被占用，也可能降低路段所有车道的通行能力，即使时间短，也可能引起车辆排队，出现交通阻塞。如处理不当，甚至出现区域性拥堵。

车道被占用的情况种类繁多、复杂，正确估算车道被占用对城市道路通行能力的影响程度，将为交通管理部门正确引导车辆行驶、审批占道施工、设计道路渠化方案、设置路边停车位和设置非港湾式公交车站等提供理论依据。

1.2 问题

视频 1（附件 1）和视频 2（附件 2）中的两个交通事故处于同一路段的同一横断面，且完全占用两条车道。请研究以下问题：

1. 根据视频 1（附件 1），描述视频中交通事故发生至撤离期间，事故所处横断面实际通行能力的变化过程。
2. 根据问题 1 所得结论，结合视频 2（附件 2），分析说明同一横断面交通事故所占车道不同对该横断面实际通行能力影响的差异。
3. 构建数学模型，分析视频 1（附件 1）中交通事故所影响的路段车辆排队长度与事故横断面实际通行能力、事故持续时间、路段上游车流量间的关系。
4. 假如视频 1（附件 1）中的交通事故所处横断面距离上游路口变为 140 米，路段下游方向需求不变，路段上游车流量为 1500pcu/h，事故发生时车辆初始排队长度为零，且事故持续不撤离。请估算，从事故发生开始，经过多长时间，车辆排队长度将到达上游路口。

二、问题假设

1. 忽略小区路口和右转道路的车辆转入量对路段总交通量的影响。

（说明：通过对视频 1 和视频 2 的观察，发现小区路口和右转道路的车辆转入量相对于第一相位的车流量来说较小，因此忽略小区路口和右转道路的车辆转入量对路段总交通量的影响）

2. 假设每个驾驶员对路况的反应能力均等。
3. 假设直行流、汇入流中每辆车经过突出点的时间是均等的。

三、符号说明

符号	说明
$t_{\text{滞}}$	车流量在经过绿灯信号的放行与到达横断面之间存的滞后时间上
T	所有交通流经过事故横断面（冲突点）的服务时间
$T_{\text{直}}$	直行流经过事故横断面（冲突点）的服务时间
$T_{\text{汇}}$	汇入流经过事故横断面（冲突点）的服务时间
Q	该路发生事故前道路的实际通行能力
Q_i	第 i 条车道上的交通需求

α_i	第 i 条车道的交通需求与总交通需求的比例
t_i	第 i 条车道上的每辆车经过横断面（冲突点）所用的时间
$\hat{t}$	交通事故发生至撤离的总时间
$C_{\max, \text{汇}}$	冲突区内不存在交通冲突时，汇入流的最大通行能力
$C_{\max, \text{直}}$	冲突区内存在交通冲突时，汇入流的最大通行能力
$\bar{C}_i$	第 i 条道为直行流情况下事故截面的实际通行能力
n_i	第 i 道（即直行流）的交通需求与总交通需求的比例
m_i	汇入流的交通需求与总交通需求的比例
$L(t)$	某时刻交通事故所影响的路段车辆排队长度
C	事故横断面实际通行能力
t	事故持续时间
u_f	事故路段的自由流速度
v_1	事故点上游车辆的速度
v_2	事故点瓶颈段车辆的速度
k_j	事故路段的交通堵塞密度
$w(T)$	新产生的交通波速度
k_1	事故点上游的交通密度
k_2	事故点瓶颈段的交通密度

四、问题分析

4.1 问题一

问题一要求研究交通事故发生至撤离期间，事故所处横断面实际通行能力的变化过程。首先应该明确地对实际通行能力进行界定。实际通行能力是一个路段确实能达到的通行能力^[1]，是在实际的道路和交通条件下的所能通过的车辆的极限数值，但实际通行能力又与实际交通量不完全相同，交通量是指在单位时间内通过公路某一断面上的车辆数^[2]。当横断面处于不饱和状态时，实际交通量比其实际通行能力小；当横断面处于饱和状态时，实际通行能力与其实际交通量相等。从视频1中能够直接获取横断面实际交通量数据，因此考虑用实际交通量的变化来反映实际通行能力的变化。若要使得实际通行能力等于实际交通量，则要对横断面处于饱和状态时的情况进行研究。现考虑何时横断面处于饱和状态：在横断面的上游路口存在信号控制，使得上游路口后段存在车流量的放行时间；又因为事故横断面与上游路口之间存在一定的距离，所以车流量在经过绿灯信号的放行与到达横断面之间，存在时间上的滞后。假设每一放行周期的滞后时间恒定，利用事故横断面与上游路口的距离和道路最大限速求得滞后时间 $t_{\text{滞}}$ 。于是，可以从放行时刻推后 $t_{\text{滞}}$ 时间长度的时刻开始，统计30s内事故横断面的实际交通量，以实际交通量作为横断面的实际通行能力。获取实际通行能力数据后，对其进行正态性检验和多项式拟合，利用结果对横断面实际通行能力的变化进行简单的分析。更进一步，由于实际通行能力的获取受一定程序的随机波动的影响，所以用小波变换的消噪原理去除时间序列中的细微波动，只考虑大体趋势，从而分析判断横断面实际通行能力的变化趋势。

4.2 问题二

问题二要求分析说明同一横断面，交通事故所占车道不同对该横断面实际通行能力

影响的差异。被占用车道的位置不同会导致多股交通流之间产生交通冲突的冲突点不同。根据交通流所处车道位置的不同,可以将交通流分为直行流(即未发生交通事故车道)和汇入流(即发生交通事故车道)。由于3条车道不同车道的交通需求不同,发生事故的车道不同导致事故横断面的实际通行能力不同。由此,以直行流和汇入流为研究对象,基于交通事故对交通流产生阻断影响构建冲突分析技术模型,模拟事故发生车道不同下的事故截面的实际通行能力。

首先对问题一中统计的视频1、视频2事故发生截面每分钟平均通行能力进行显著性分析,判断其通行能力是否存在差异。

其次构建冲突条件下事故截面的通行能力基本模型,根据正常情况下汇入流、直行流所占车道的通行能力及汇入流、直行流中车流过突出点的时间占总服务时间的百分比建立截面的通行能力基本模型。引入汇入流可汇入直行流的概率,统计分析汇入流可汇入直行流时的车头时距。分析视频1、2中直行流的车头时距分布特性,确定其概率分布函数,根据视频1、2可汇入车头时距和车头时距分布特性确定汇入流可汇入直行流的概率。最后,建立交通事故影响下基于冲突分析的通行能力分析模型。根据上述构建的模型计算视频1、视频2的实际通行能力。

分析视频1、视频2的实际通行能力,说明其差异的影响因素,并以此为基础建立控制变量下的理论模型。分析理论模型,发现相同环境下影响截面实际通行能力的因素只有各车道上交通需求量。故基于3条车道上交通需求量百分比的不同得到发生事故的车道不同的截面实际通行能力的比值。

4.3 问题三

要求通过构建数学模型,对视频1中交通事故所影响的路段车辆长度与事故横断面实际通行能力、事故持续时间、路段上游车流量之间的关系进行分析。首先确定研究对象,由于要分析事故横断面实际通行能力、事故持续时间、路段上游车流量对车辆排队长度的影响,所以只选取出现堵塞现象的情况进行讨论(即存在车辆排队现象)。统计视频1中每5s的车辆排队长度数据,发现只有在交通事故刚发生后的短时间内存在道路通畅的情况,而后一直到事故撤离,整个路段均处于堵塞状态。因此,可以以车辆排队长度开始累积且不再下降为零的时刻点为分界点,对车辆排队长度进行分段分析。第一段是事故发生时刻到车辆排队长度开始累积且不再下降为零的时刻之间,第二段是车辆排队长度开始累积且不再下降为零的时刻到事故撤离时刻。由于第一段相对于第二段所占的比例是十分之小的,因而在研讨第一段中各个变量对的关系时,我们采取较为简单的方法进行研究,即根据各个因素的变化图进行分析。对于第二段,事故横断面处于持续堵塞状态,此时事故横断面的通行能力大于事故横断面的剩余通行能力。在此前提下,根据交通波理论并结合文献[4],将交通波速度与路段上游的车流量、事故横断面实际通行能力联系在一起。接着对车辆排队长度进行分类讨论,分类讨论时又将事故持续时间与交通波速度联系起来。由此以交通波速度为枢纽,将车辆排队长度与事故横断面实际通行能力、事故持续时间、路段上游的车流量建立联系,从而通过对车辆排队长度的分类讨论得出车辆排队长度与其他三个因素的关系。

4.3 问题四

问题四要求估算从事故发生开始,经过多长时间,车辆排队长度将到达上游路口。由问题三模型能够得到计算时间的公式,其中未知的量为 k_1, k_2, k_j, u_f 。通过对事故点上游、事故点瓶颈段和交通堵塞路段,统计各种路段5s内通车辆和一辆车5s所走长度,能够求得 k_1, k_2, k_j ,而 u_f 需从问题二中获取。根据求得的未知量和题目已给的已知量,便能求得经过多长时间,车辆排队长度将到达上游路口。

五、模型建立与求解

5.1 问题一：分析交通事故发生至撤离期间,事故所处横断面实际通行能力的变化过程

5.1.1 分析的准备

5.1.1.1 实际通行能力数据的获取

经过在 2.1 与 4.1 中对问题一的假设与分析,认为可以将横断面饱和状态情况下的实际交通量与横断面实际通行能力等同,并以此来研究实际通行能力的变化情况。

1. 实际通行能力数据的获取方法分析

Step1 上游路口信号控制下的车辆放行分析

上游路口的道路标记如图 5-1 所示,其中 B 为交通事故发生的道路。

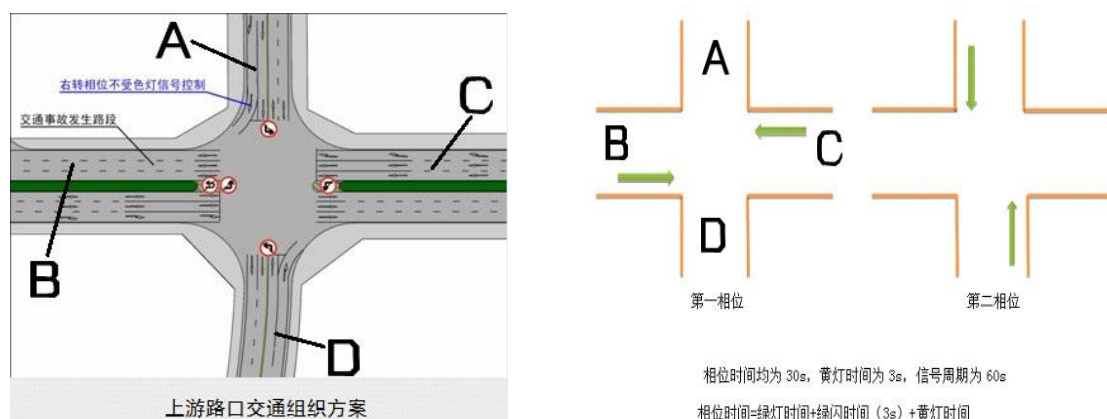


图 5-1 上游路口的道路标记

由图 5-1 知,在现有信号配时方案下,无法将道路 D 上的车辆放行至道路 B,因此不对道路 D 进行分析。由图 知,道路 A 的右转相位不受信号灯的控制,即道路 A 汇入道路 B 中的车辆数并不会受到信号配给的影响。因此,信号配给只能对道路 C 的车辆放行进行控制。于是,由上游路口行驶至事故横断面的交通量应为道路 A 右转相位的车辆数与相位时间内从道路 C 的放行车辆数。因而不能简单地用相位时间代表放行时间。然而,通过对整合视频 1 的观察,发现从道路 A 中汇入道路 B 的车辆相对于从道路 C 中汇入道路 B 中的车辆是较小的,可以忽略不计。因此,放行时间以相位时间进行衡量。因为相位时间(放行持续时间)为 30s,所以对横断面的交通量的观测时长为 30s。

Step2 滞后时间的分析

在横断面的上游路口存在信号控制,使得上游路口后段存在车流量的放行时间;又因为事故横断面与上游路口之间存在一定的距离,所以车流量在经过绿灯信号的放行与到达横断面之间,存在时间上的滞后。为了确保实际交通量数据来源与横断面的饱和状态,引入 $t_{\text{滞}}$

$$\text{滞后时间的计算: } t_{\text{滞}} = \frac{\text{事故横断面与上游路口的距离}}{\text{道路最高限速}}$$

对于视频 1 的道路，取道路最高限速为 30km/h，则计算得到的滞后时间约为 30s。

Step3 实际通行能力数据的获取方法总结

从放行时刻推后 30s 的时刻开始，统计 30s 内事故横断面的实际交通量，以实际交通量作为横断面的实际通行能力。

5.1.1.2 实际通行能力数据

观察视频 1，得到的饱和状态下横断面的实际通行能力（实际交通量）数据见表 5-1

表 5-1 横断面饱和状态下实际通行能力

时间段	小车数量 (veh)	大车数量 (veh)	换算后的实际 标准车数量 (veh)	实际通行能力 (veh/h)
16:43:30—16:44:00	11.00	1.00	12.5	1500
16:44:30—16:45:00	9.00	0.00	9	1080
16:45:30—16:46:00	8.00	0.00	8	960
16:46:30—16:47:00	10.00	0.00	10	1200
16:47:30—16:48:00	9.00	1.00	10.5	1260
16:48:30—16:49:00	10.00	0.00	10	1200
16:49:30—16:50:00	11.00	0.00	11	1320
16:50:30—16:51:00	12.00	0.00	12	1440
16:51:30—16:52:00	10.00	0.00	10	1200
16:52:30—16:53:00	9.00	1.00	10.5	1260
16:53:30—16:54:00	10.00	1.00	11.5	1380
16:54:30—16:55:00	9.00	1.00	10.5	1260
16:55:30—16:56:00	10.00	0.00	10	1200

注：小车为标准车，大车按 1.5 的换算系数换算为标准车
（根据《城市道路设计规范》的换算标准）

5.1.2 实际通行能力的变动分析

5.1.2.1 实际通行能力的基础分析

1. 实际通行能力的正态性检验

Step1 运用 SPSS 软件绘制实际通行能力的正态 QQ 图，见图 5-2

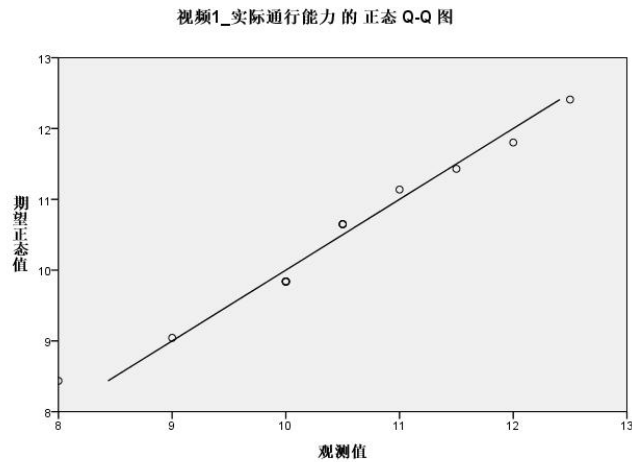


图 5-2 实际通行能力的正态 Q-Q 图

由图 5-2 看出，图中所有散点都分布在 45° 对角线附近，故初步判断实际通行能力服从正态分布。

Step2 运用 SPSS 对实际通行能力进行 K-S 正态性检验^[3]，检验结果见表 5-2

表 5-2 单样本 Kolmogorov-Smirnov 检验结果

正态参数		Kolmogorov-Smirnov Z	渐近显著性(双侧)
均值	标准差		
10.4231	1.18754	0.746	0.633

由于实际通行能力的双侧渐近显著性均大于 0.10，说明实际通行能力服从正态分布。

2. 实际通行能力的平滑散点图与多项式拟合

运用 EXCEL 软件绘制实际通行能力的平滑散点图和多项式拟合，见图 5-3

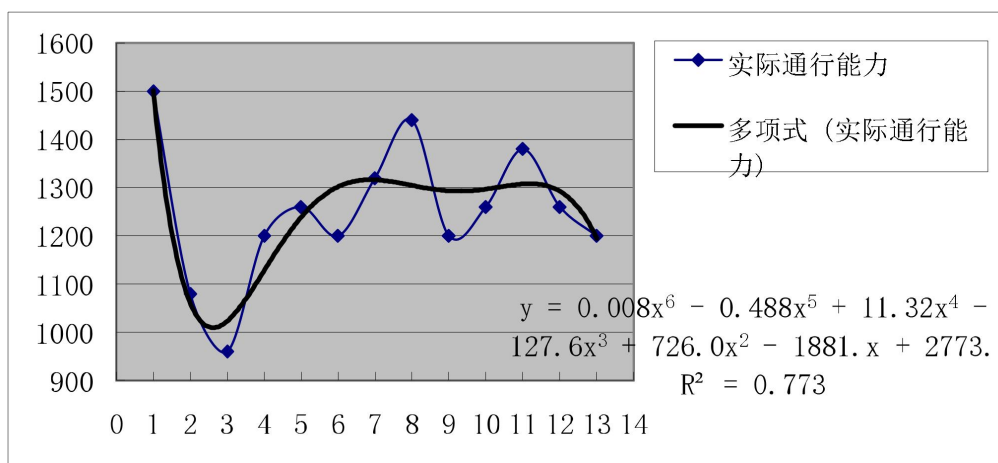


图 5-3 实际通行能力的平滑散点图

从实际通行能力的平滑散点图可以看出，该横断面的实际通行能力在交通事故发生至撤离期间呈现波动变化的情况。

5.1.2.2 实际通行能力的深入分析

实际通行能力的获取受一定程序的随机波动的影响，所以可以用小波变换的消噪原理去除时间序列中的细微波动，只考虑大体趋势，从而分析判断横断面实际通行能力的变化趋势。

选择小波 Daubechies 小波系 $d(b3)$ ，对于实际通行能力均在 $db3$ 小波基础上进行水平 5 上的分解变换，最终将生成由不同频率成分组成的时间序列分解成频率不相同的子序列，包括一个低频部分 $a3$ 和 3 个高频部分 $d1$ 、 $d2$ 、 $d3$ 。其中，低频部分 $a3$ 表现的是信号的主要特征，是主要的稳定特征表现，改组数据的主要变化趋势。

运用 Matlab 自带的小波工具箱中的一维离散小波分解功能对上述模型进行求解，得到如图 5-4 的结果。其中，5 条趋势线由上至下分别对应：实际趋势线，低频部分 $a3$ ，高频部分 $d1$ ，高频部分 $d2$ ，高频部分 $d3$ 。

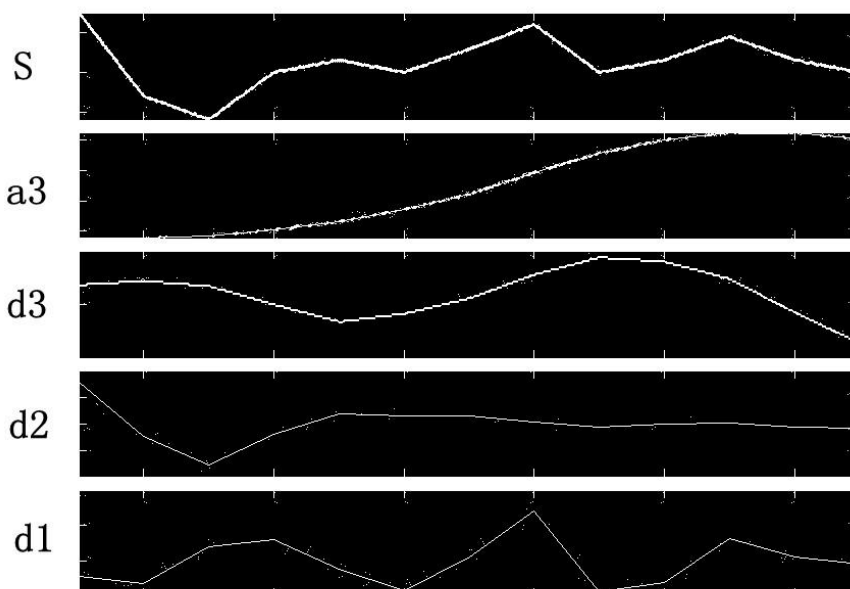


图 5-4 Daubechies 小波分析的结果

通过观测低频部分 $a3$ 可以知道，实际通行能力在观测总体初始时间呈现平稳的状态，在之后的一段时间处于持续上升的状态，说明在交通事故发生至撤离期间，事故所处横断面实际通行能力的变化过程为：先不变再上升。

5.2 问题一：分析说明同一横断面交通事故所占车道不同对该横断面实际通行能力影响的差异

5.2.1 模型的准备

5.2.1.1 数据的获取与处理

观察视频 1 与视频 2，获取以下数据：

1. 通过观察统计得到发生事故前道路的实际通行能力，见表 5-3。

表 5-3 事故前道路的实际通行能力

	事故发生前的时间长度（s）	通过横断面的车量数（veh）	实际通行能力（veh/h）
视频 1	209	53	912.9
视频 2	136	41	1085.3

2. 根据题目得知直行流和汇入流的交通需求百分比，见表 5-4。

表 5-4 直行流和汇入流的交通需求百分比

视频序号	被占车道	直行流交通需求百分比	汇入流交通需求百分比
视频 1	左、中	21%	79%
视频 2	中、右	35%	65%

3. 观察视频 1 获取 25 辆优先流车辆和 25 辆汇入流车辆各自经过横断面（冲突点）的时间，观察视频 2 获取 12 辆优先流车辆和 12 辆汇入流车辆各自经过横断面（冲突点）的时间。分别对上述数据取平均值，结果见表 5-5。

表 5-5 汇入流、直行流中每辆车经过突出点的时间（单位：s）

视频 1		视频 2	
优先流	余流	优先流	余流
5.00	6.67	1.88	3.84

4. 分别观察视频 1、视频 2，每钟统计交通事故发生点距其上游路段 120m 内车辆数，并将所有车折算成标准车当量数（1 量公交车=1.5 量小轿车），见附表 1.1；对视频 1、视频 2，每隔 1 分钟随机观察记录一辆车行驶完交上游 120m 路段的时间，见附表 1.2。

5. 根据以上统计量计算以下数据：每车道上存在的车量数、车头间距、平均车速、车头时距，具体数据见附表 1.3 和附表 1.4

其中，各个统计量的计算公式为：

$$\text{每车道上存在的车辆数} = \frac{\text{所有车道上存在的车辆数}}{3}$$

$$\text{车头间距} = \frac{120}{\text{每车道上存在的车辆数}}$$

$$\text{平均车速} = \frac{120}{\text{1辆车行驶完120m所用时间}}$$

$$\text{车头时距} = \frac{\text{车头间距}}{\text{平均车速}}$$

5.2.1.3 重要界定

1. 直行流与汇入流的界定

如图所示，根据交通流所处的车道位置的不同，可以将交通流分为直行流和汇入流。当交通流在初始状态下所处的车道为未被占用的车道时，该交通流为直行流；当交通流在初始状态下的所处的车道为被占用车道时，该交通流为汇入流。若汇入流要通过发生交通事故的路段，就要在行驶至交通事故发生点前汇入直行流，即车辆要进行变道操作。

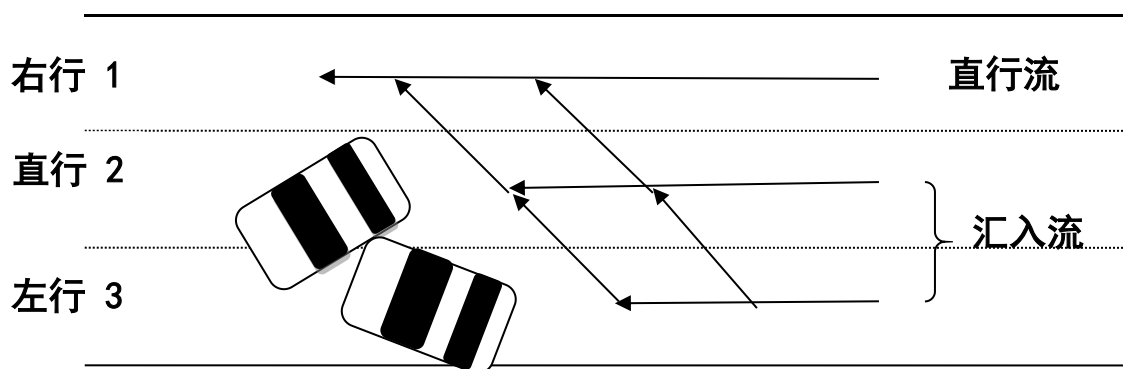


图 5-5 直行流与汇入流的界定

5.2.1.4 被占车道不同对横断面实际通行能力影响的差异的初步判断

对问题一中统计的视频 1、视频 2 的横断面每分钟的平均通行能力进行显著性分析，判断其通行能力是否存在差异。

Step1 K-S 正态性检验

运用 SPSS 软件对视频 1、视频 2 的横断面每分钟的平均通行能力进行 K-S 正态性检验^[3]，结果见表 5-6

表 5-6 单样本 Kolmogorov-Smirnov 检验

		视频 1	视频 2
N		17	29
正态参数 a, b	均值	1126.0985	1228.9655
	标准差	155.95730	133.80009
渐近显著性(双侧)		.954	.462

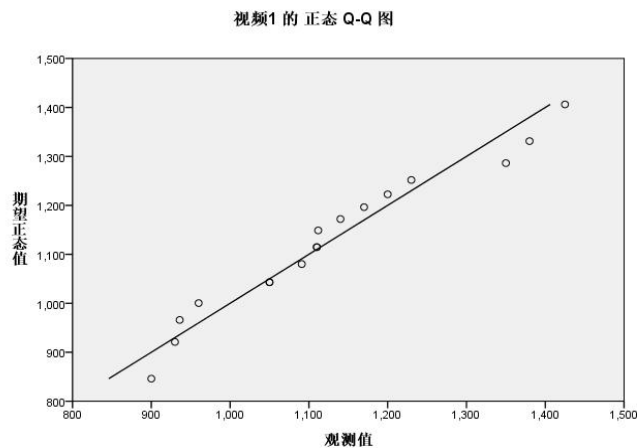


图 5-6 视频 1 正态检验 Q-Q 图

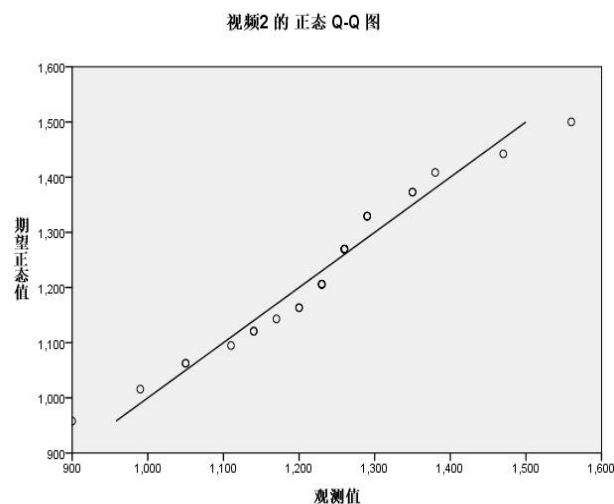


图 5-7 视频 2 正态检验 Q-Q 图

结果分析：

由表 5-6 知，视频 1、视频 2 中横断面每分钟平均通行能力的双侧渐进显著性都大于 0.10，故视频 1、2 事故发生时间内，事故截面的交通能力符合正态分布。

观察 Q-Q 图得知视频 1、2 事故发生时间内，观测值与正态值坐标点分布在对角线附近，故事故截面的交通能力分布服从正态分布。

Step2 独立样本 t 检验（显著性检验）

运用 SPSS 软件对视频 1、视频 2 的横断面每分钟的平均通行能力惊醒独立样本 t 检验^[3]，结果见表 5-7

表 5-7 横断面每分钟的平均通行能力的显著性检验结果 1

视频	N	均值	标准差	均值的标准误
1.000	17.000	1126.099	155.957	37.825
2.000	29.000	1228.966	133.800	24.846

表 5-8 表 5-7 横断面每分钟的平均通行能力的显著性检验结果 2

		方差方程的 Levene 检验		t	df	Sig. (双侧)
		F	Sig.			
通行车量 (veh/h)	假设方差相等	0.837	0.365	-2.367	44	0.022
	假设方差不等			-2.273	29.633	0.03

F 统计量的 Sig 值>0.1, 则方差具有齐次性, 则参考假设方差相等时的 t 检验结果。

假设方差相等时 T 检验的双侧 Sig 值 0.022<0.10, 即在 0.10 的显著水平上认为视频 1 与视频 2 事故发生时间内, 事故截面的交通能力有显著性差别。

5.2.2 模型一：基于冲突分析技术的实际通行能力模型

5.2.2.1 建模思路

模型一的建立遵循初步建立—细节讨论完善—模型整合的方式, 具体建模思路见图 5-8。

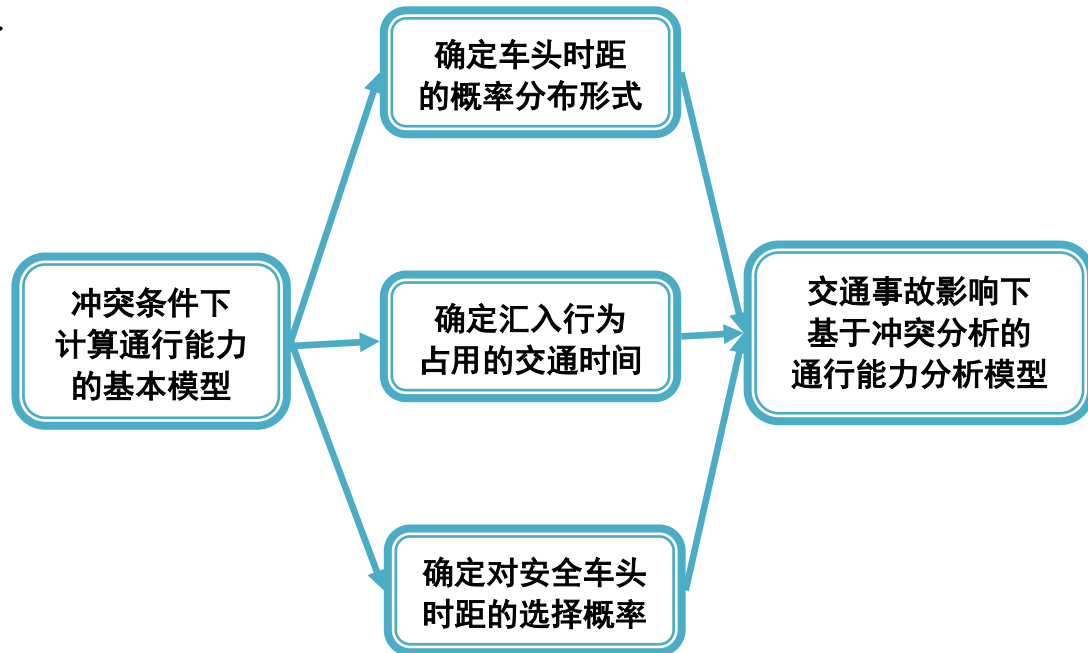


图 5-8 模型一的建模思路

5.2.2.1 模型的建立

Step1 建立冲突条件下计算通行能力的基本模型

设车道序号为 i , $i=1$ 表示直行流所处的车道, $i=2,3$ 表示汇入流所处的车道。

交通事故发生至撤离期间, 所有交通流经过事故横断面（冲突点）的服务时间为直行流和汇入流的对应服务时间总和,

$$\text{即, } T = T_{\text{直}} + T_{\text{汇}} \quad (\text{单位: s}) \quad (1)$$

设 $\hat{t}$ 为交通事故发生至撤离的总时间（单位: s）, t_i 为第 i 条车道上的每辆车经过

横断面（冲突点）所用的时间（单位：s）， Q 为该路发生事故前道路的实际通行能力（单位：veh/h）， Q_i 为第 i 条车道上的交通需求（单位：veh/h）， α_i 为第 i 条车道的交通需求与总交通需求的比例，则有

$$T = T_{\text{直}} + T_{\text{汇}} = \frac{\sum_{i=1}^3 Q_i t_i}{3600} \times \hat{t} \quad (2)$$

$$\text{其中, } T_{\text{直}} = \frac{Q_1}{3600} \times t_1 \times \hat{t}, \quad T_{\text{汇}} = \frac{\sum_{i=2}^3 Q_i t_i}{3600} \times \hat{t}, \quad Q_i = \alpha_i Q$$

由于直行流具有优先权，因此汇入流的通行能力取决于直行流的交通需求。当第直行流需求较大时，占用冲突区的总服务时间较大，剩余给汇入流的服务时间减小，其通行能力也较小。因此，冲突条件下汇入流在横断面（冲突点）的通行能力等于汇入流所有车辆经过事故横断面（冲突点）的服务时间与汇入流的每辆车经过横断面（冲突点）所用时间的比值，则有

$$\begin{aligned} C_{\text{汇}} &= \frac{T - T_{\text{直}}}{t_{\text{汇}}} = \frac{\sum_{i=1}^3 Q_i \times t_i \times \hat{t} - Q_1 \times t_1 \times \hat{t}}{3600 \times t_{\text{汇}}} \\ &= \frac{\sum_{i=1}^3 Q_i \times t_i \times \hat{t}}{3600 \times t_{\text{汇}}} \times \left(1 - \frac{Q_1 \times t_1 \times \hat{t}}{\sum_{i=1}^3 Q_i \times t_i \times \hat{t}}\right) \\ &= \frac{\sum_{i=1}^3 Q_i \times t_i \times \hat{t}}{3600 \times t_{\text{汇}}} \times \left(1 - \frac{T_{\text{直}}}{T}\right) \\ &= C_{\text{max,汇}} \times \frac{T_{\text{汇}}}{T} \end{aligned} \quad (3)$$

$$\text{即, } C_{\text{汇}} = C_{\text{max,汇}} \times \frac{T_{\text{汇}}}{T}$$

式中， $C_{\text{max,汇}}$ 表示冲突区内不存在交通冲突时，汇入流的最大通行能力（单位：veh/h），

同理可得，冲突条件下直行流在横断面（冲突点）的通行能力为

$$\begin{aligned} C_{\text{直}} &= \frac{\sum_{i=1}^3 Q_i \times t_i \times \hat{t}}{3600 \times t_{\text{汇}}} \times \left(1 - \frac{T_{\text{汇}}}{T}\right) \\ &= C_{\text{max,直}} \times \frac{T_{\text{直}}}{T} \end{aligned} \quad (4)$$

由于事故横断面的通行能力为冲突条件下直行流和汇入流在横断面（冲突点）的通行能力之和，而冲突条件下汇入流若要汇入直行流，就需要满足存在可接受的安全车头时距的条件。设 P 为能够在安全车头时距 $h_{\text{安}}$ 水平下选择汇入直行流的概率，则横断面的总通行能力为：

$$C = C_{\text{直}} + C_{\text{汇}} = C_{\text{max,汇}} \times P \times \frac{T_{\text{汇}}}{T} + C_{\text{max,直}} \times \frac{T_{\text{直}}}{T} \quad (5)$$

Step2 确定车头时距的概率分布形式

由于汇入流的车辆利用直行流车辆的安全间隙进行超车、换道等行为时，应考虑直行流车辆的车头时距问题，所以要确定直行流车辆的车头时距的概率分布。

当车流量较小时，车头时距分布比较离散；当车流量较大时，车头时距分布较集中。根据交通流经典理论，当交通流处于自由流状态时，车头时距处于完全随机状态，此时服从负指数分布；当交通流处于接近饱和或饱和状态时，交通量接近通行能力，车头时距保持在一定数值附近变动，服从正态分布^[4]。

通常情况下，交通流大多处于完全随机状态，即介于上述两者之间。因此，此处假设交通流服从 Gamma 分布，则车头时距 h 的 Gamma 分布概率函数为：

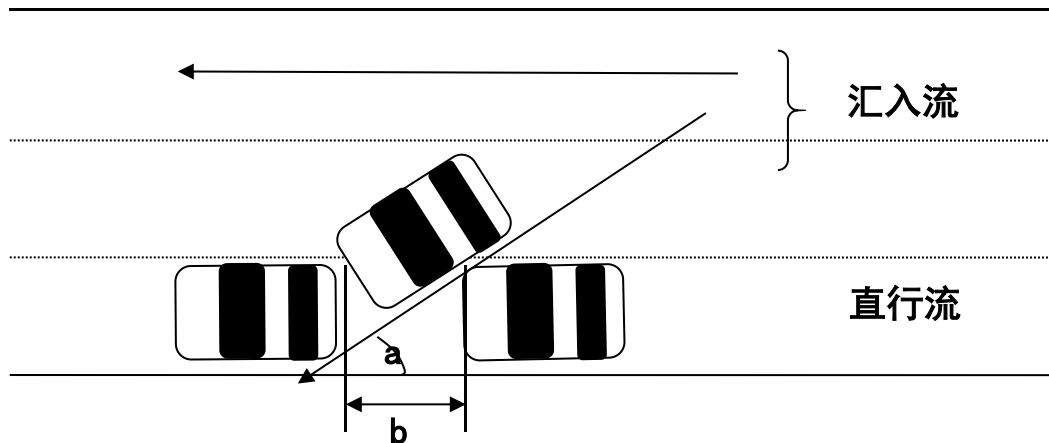
$$f(h, m, b) = \begin{cases} \frac{h^{m-1}}{\Gamma(m)b^m} e^{-\frac{h}{b}}, & h > 0 \\ 0, & h \leq 0 \end{cases} \quad (6)$$

式中 m 为形状参数， $m > 0$ ； b 为尺度参数， $b > 0$ 。

Step3 确定经过横断面（冲突点）占用的交通时间

根据数据预处理可得，此处略去，具体见附表 1.5。

Step4 确定可插入车头时距



5-9 确定可插入车头时距的几何表示

假设汇入流车量以 a 为 30 度角度插入直行流，标准车长为 4.5m，车宽为 2.5m，当直行流两车间距离足以让汇入流中车辆车头中点越过车道分界线时才可顺利汇入。

根据计算得知当直行流两车间距离 b 为 7m 时汇入流中车辆可顺利汇入。根据视频 1、2 中的统计量（平均车流速度）可计算得视频 1、2 中平均可汇入时的安全车头时距 $h_{安}$ 为 1.92s 和 2.11s。

Step5 确定对安全车头时距的选择概率

由前面阐述可知，当交通流处于完全随机状态时，车辆到达数量服从泊松分布，车头时距服从负指数分布，则车头时距 $h \geq t$ 的概率为：

$$P(h \geq t) = 1 - P(h < t)$$

汇入流汇入直行流的过程需要持续一定时间，因此需要直行流中存在一个相对较长的车流间隙以保证汇入行为的完成。设汇入流车辆汇入直行流时驾驶员可接受的安全车头时距为 $h_{安}$ ，则能够在安全车头时距 $h_{安}$ 水平下选择汇入直行流的概率为：

$$P(h \geq h_{安}) = 1 - P(h < h_{安})$$

5.2.2.2 模型的求解

Step1 计算无交通冲突情况下全部交通流、直行流、汇入流各自的最大通行能力

根据表 5-4 与表 5-3 所示的发生事故前道路的实际通行能力、直行流和汇入流的交通需求比例计算无交通冲突情况下直行流、汇入流各自的最大通行能力，见表 5-9。

表 5-9 无交通冲突情况下直行流、汇入流各自的最大通行能力

	视频 1	视频 2
C_{max}	912.9186603	1085.294118
$C_{max,直}$	191.7129187	721.2057416
$C_{max,汇}$	379.8529412	705.4411765

Step2 根据 T 、 $T_{直}$ 、 $T_{汇}$ 的计算公式，计算 1h 情况下，全部交通量、直行流、汇入流经过冲突点的服务总时间，结果见表 5-10

表 5-10 全部交通量、直行流、汇入流经过冲突点的服务总时间

	视频 1	视频 2
T	4810.442297	2708.894118
$T_{直}$	958.5645933	714.1235294
$T_{汇}$	5769.00689	3423.017647

Step3 根据附表 1.4 中的车头时距数据，运用 MATLAB 工具箱的 gamfit 函数^[5]求解车头时距的概率分布形式，得到车头时距的参数见表 5-11

表 5-11 车头时距分布情况的参数估计

	m	b
视频 1	6.2685	1.2368
视频 2	1.9975	13.5167

Step4 运用 MATLAB 工具箱的 gamcdf^[5]计算能够在安全车头时距 $h_{安}$ 水平下选择汇入直行流的概率，结果见表 5-12

表 5-12 车头时距可插入水平下选择汇入直行流的概率

	视频 1	视频 2
P	0.9965	0.989

Step5 经计算得视频 1、视频 2 实际通行能力，结果见表 5-13

表 5-13 视频 1、视频 2 实际通行能力

	视频 1	视频 2
实际通行能力	631.12166	631.3747048

5.2.2.2 模型的结果分析

由于视频 1、视频 2 中的车速，平均车头时距分布，直行、汇入车量经过冲突服务时间，可插入车头时距，路段总车流量均不同，故计算所得的视频 1、视频 2 的实际通行能力差异不大（各参数不同造成了误差）。

根据上述分析及计算公式（5）可知，若环境完全相同情况下，堵塞道不同时余流、优先流经过冲突的时间、路段总车流量是一样的，则 $(T_i/T_{\text{总}})$ 的值只受到直行流、汇入流最大通行能力比的影响，若环境完全形同情况下直行流、汇入流的车头时距的伽马分布参数、可插入车头时距是一样的，则 P 是一样的。即可知在其它环境情况（车速，平均车头时距分布，直行、汇入车量经过冲突服务时间，可插入车头时距，路段总车流量）一样的情况下，影响事故截面车流量的因素只有余、优流车流量占总路段车流量的比。

$\bar{C}_i$ 为第 i 条道为直行流情况下事故截面的实际通行能力

n_i 为第 i 道（即直行流）的交通需求与总交通需求的比例

m_i 为汇入流的交通需求与总交通需求的比例

根据上述统计分析所得的统计量假设 $P=0.98$ ， $t_{\text{汇}}/t_{\text{直}} \approx 1.7$

$$\begin{aligned}
 \bar{C}_i &= Qn_iP \frac{Qn_it_{\text{直}}}{Q(n_it_{\text{直}} + m_it_{\text{汇}})} + Qm_i \frac{Qm_it_{\text{直}}}{Q(n_it_{\text{直}} + m_it_{\text{汇}})} \\
 &= Qn_iP \frac{n_it_{ni}}{n_it_{ni} + m_it_{mi}} + Qm_i \frac{m_it_{mi}}{n_it_{ni} + m_it_{mi}} \quad (7) \\
 &= Q \frac{Pn_i^2t_{ni} + m_i^2t_{mi}}{n_it_{ni} + m_it_{mi}}
 \end{aligned}$$

由（7）可得第 i 条道为直行流情况下与第 j 条道为直行流情况下事故截面的实际通行能力之比为：

$$\frac{\bar{C}_i}{\bar{C}_j} = \frac{Pn_i^2 + 1.7m_i^2}{n_i + 1.7m_i} \cdot \frac{n_j + 1.7m_j}{Gn_j^2 + 1.7m_j^2} \Rightarrow \bar{C}_i = q_{ij}\bar{C}_j \quad (8)$$

经计算得 $q_{12} = 1.369$ ， $q_{23} = 0.901$ ， $q_{31} = 0.810$

归一化处理后可得各情况下事故截面通行能力之比为：

$$\bar{C}_1 : \bar{C}_2 : \bar{C}_3 = 1.369 : 1 : 1.110$$

5.3 问题三

5.3.1 模型的准备

5.3.1.1 数据的获取

1. 事故路段的自由流速度 u_f : 假设 u_f 等于问题二中计算事故发生前的平均路段车速, 为 1.648329m/s ;
2. 事故点上游车辆的速度 v_1 : 根据 速度 = 车流量 $\times$ (车长 + 安全车距), 假设车长为 5m , 安全车距为 1.5m , 再根据问题二中所统计的上游的车流量, 计算到 $v_1 = 1.9\text{m/s}$
3. 事故点瓶颈段车辆的速度 v_2 : 根据 速度 = 车流量 $\times$ (车长 + 安全车距), 同样假设车长为 5m , 安全车距为 1.5m , 再根据问题二中所统计的事故横断面的车流量, 计算到 $v_2 = 2.03\text{m/s}$
4. 事故路段的交通堵塞密度 k_j : 通过统计事故路段 5s 内通车辆和一辆车 5s 所走长度, 用二者的比值得到 $k_j = 0.242718\text{veh/m}$

5.3.1.2 分段准则

以车辆排队长度开始累积且不再下降为零的时刻点为分界点, 对车辆排队长度进行分段分析. 第一段是事故发生时刻到车辆排队长度开始累积且不再下降为零的时刻之间, 第二段是车辆排队长度开始累积且不再下降为零的时刻到事故撤离时刻.

5.3.2. 第一段: 消散段

通过观测发现, 第一段相对于第二段所占的比例是十分之小的, 因而在研讨第一段中各个变量对的关系时, 我们采取较为简单的方法进行研究。

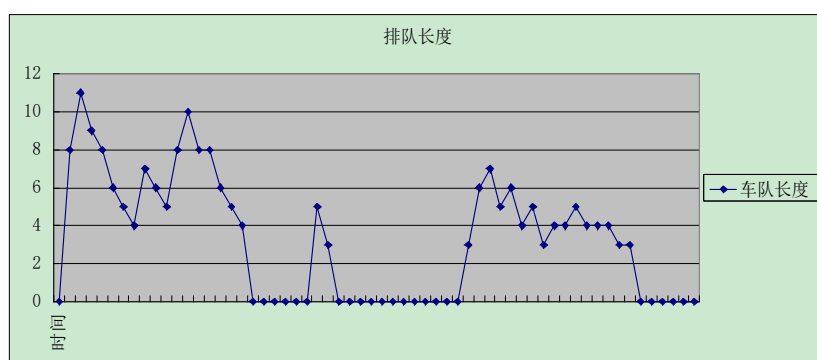


图 5-10 车队长度变化图

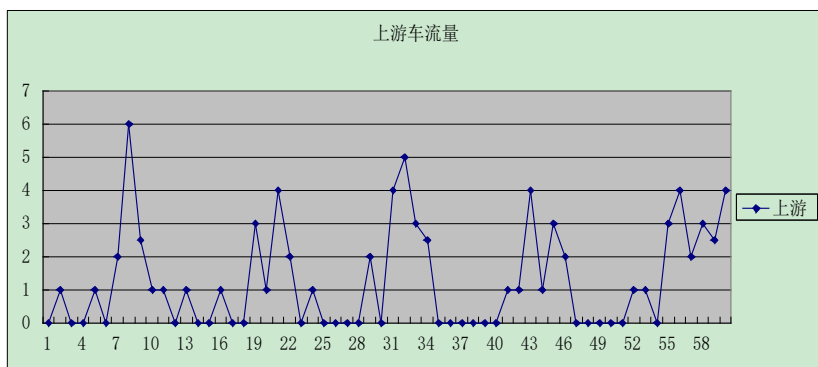


图 5-11 上游车流量变化图

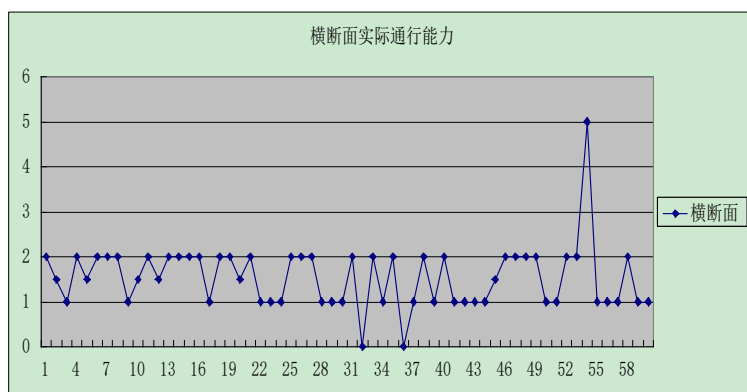


图 5-12 实际通行能力变化图

观察图 5-10、5-11、5-12，可以初步得到实际通行能力、事故持续时间、路段上游车流量三个因素对车辆排队长度的影响：

1. 观察上游车流量变化图与车辆排队长度变化图，得到初步结论：当上游车流量增加时，车辆排队长度也随之发生一定程度的增长，即上游车流量与车辆排队长度成正相关关系。

2. 观察实际通行能力变化图与车辆排队长度变化图，得到初步结论：当实际通行能力降低的时候，车辆排队长度也随之发生一定程度的增长，即实际通行能力与车辆排队长度成负相关关系。

5.3.3 第二段：拥堵段

5.3.3.1 模型的建立

事故横断面的通行能力大于事故横断面的剩余通行能力前提下，根据文献^[6]及交通波理论，可以对车辆排队长度进行分类讨论。

设某时刻交通事故所影响的路段车辆排队长度为 $L(t)$ ，事故横断面实际通行能力为 C ，事故持续时间为 t ，路段上游的车流量为 Q

Step1 求 T 时间内新产生的交通波速度

根据交通波理论， T 时间内新产生的交通波速度为：

$$w(T) = u_f \left(1 - \frac{k_1 + k_2}{k_j} \right)$$

其中, u_f 为该事故路段的自由流速度, k_1 、 k_2 分别为 T 时间内事故点上游、事故点瓶颈段的交通密度, k_j 为该路段的交通堵塞密度.

根据密度的定义有, 事故点上游的交通密度为: $k_1 = \frac{Q}{v_1}$, 事故点瓶颈段的交通密度为: $k_2 = \frac{C}{v_2}$, 将 k_1 、 k_2 代入交通波速度的计算公式, 整合得到

$$w(T) = u_f \left(1 - \frac{Qv_2 + Cv_1}{v_1v_2k_j} \right)$$

其中, u_f, v_1, v_2, k_j 可由道路实际情况测算获得.

Step2 车辆排队长度的分类讨论

- i. 若 $\frac{L}{|w(T)|} < T$, 则
- ①当 $t < \frac{L}{|w(T)|}$ 时, $L(t) = |w(T)|t < L$;
 - ②当 $t \geq \frac{L}{|w(T)|}$ 时, $L(t) = L$.

- ii. 若 $T \leq \frac{L}{|w(T)|}$, 则
- $$L(t) = |w(T)|t$$

其中, L 为事故点上游路段长度^[6].

5.3.3.2 模型的求解与分析

将模型的准备中所求得的 u_f, v_1, v_2, k_j 代入上述模型中, 得到以下结果:

$$w(T) = -2.5Q - 2.34C + 1.65$$

结合车辆排队长度的分类讨论有, 路段车辆长度与事故横断面实际通行能力、事故持续时间、路段上游车流量之间的关系如下:

- i. 若 $\frac{240}{|2.5Q + 2.34C - 1.65|} < T$, 则
- ①当 $t < \frac{240}{|2.5Q + 2.34C - 1.65|}$ 时, $L(t) = |2.5Q + 2.34C - 1.65|t < 240$;
 - ②当 $t \geq \frac{240}{|2.5Q + 2.34C - 1.65|}$ 时, $L(t) = L = 240$
- ii. 若 $T \leq \frac{240}{|2.5Q + 2.34C - 1.65|}$, 则
- $$L(t) = |2.5Q + 2.34C - 1.65|t$$

5.4 问题四

5.4.1 解题过程

Step1: 从实际路况观测可以发现, 发现在研究上游车流量对事故横断面产生影响的过程中, 其存在一个滞后时间, 而这个滞后时间即上游车从路口走到事故横断面所走的时间。于是可以通过 $\frac{\text{长度}}{\text{路段最大限速}}$, 其中长度为 140m, 路段最大速度根据根据问题一中的统计平均值为 59km/h, 则滞后的时间为 16s;

Step2: 首先明确上游车流量对于排队长度存在影响, 而后对第三问中统计到的数据表进行观测, 在对出现排队的第一个点进行长度为 16s 的逆推即观测出在该时间点往前 16s 时的上游车流量, 收集到所有这个上游车流量的数据其中最低观察到的上游车流量转换为小时单位后为 1440veh/h, 作出推论: 当上游车流量大于我们所收集到的上游车流量的最小值即 1440veh/h 的情况下, 在 16s 之后事故横断面会出现车辆排队状况。由此可知, 当上游车流量为 1500veh/h 时, 该路段为拥挤段。

Step3:

根据统计, 截面 5s 内通车辆约为 1 辆, 计算出截面处的车流密度为 $k_1 = 0.1213$, 上游车流量为 1500veh/h 时车流密度为 0.2524veh/m, 由于三个车道密度要除以 3 得 $k_2 = 0.0841$ 。

根据路段最大速度根据根据问题一中的统计平均值为 59km/h 算得自由流速度为 $u_f = 1.648\text{m/s}$

Step4: 根据问题三的求解知, $t = \frac{L(t)}{w(T)}$. 已知 $L(t) = 140\text{m}$, 还需求得 $w(T)$.

由 $w(T) = u_f (1 - \frac{k_1 + k_2}{k_j})$, 求得 $w(T) = 0.2527\text{m/s}$

于是, $t \approx 553.92\text{s}$

六、模型评价与推广

6.1 模型的优缺点

6.1.1 模型的优点

1. 在问题一中考虑到上段路口放行点与事故发生点之间存在距离, 引入的滞后时间变量使复杂的实际问题得到简化。
2. 以交通灯的信号配给作为时间长度的观测工具, 能够较大程度地减少红绿灯周期变换对于测量交通量造成误差的影响。
3. 基于冲突分析技术下的实际通行能力模型对汇入行为进行分析, 合理的引入汇入概率使得模型有较高的准确性。
4. 问题二中根据实际模型给出理论模型, 运用控制变量的方法模拟环境因素完全相同情况下, 被占车道不同情况下的事故截面实际通行能力之比。在统计的基础上对环境因素完全相同情况下的常量进行假设, 有一定的合理性。
5. 基于交通波理论的车辆排队长度模型使用了交通波理论, 较传统排队论模型具有更为准确的优势

6.1.2 模型的缺点

1. 统计的量来源于视频的某一部分而非全部，在说明问题的时候可能会存在一定的局限性。
2. 忽略了非饱和状态下的实际通行能力，在只利用饱和状态下的实际通行能力描述变化过程中可能会存在一定的片面性。
3. 统计的数据来自于肉眼的直接观测，存在一定程度上的误差。
4. 问题二模型只考虑到事故发生后受阻车道上车流向一侧汇流的情况，并没有考虑其向两侧汇流（即中间车道发生事故）或两条受阻车道上车流向同一车道汇流（即两侧发生事故）的状况。若受阻车道上车流向两侧汇流，则汇入速度（即汇入概率）变大，若有两条受阻道，其车流向同一车道汇流，则一侧汇入情况会受到另一侧的干扰汇入速度（即汇入概率）变小。
5. 问题三中只对处于不会消散的状态下（一直都有排队）的情况进行了模型的建立，导致流失了一定的数据从而缺少了一定的科学性。
6. 由于对于第一段进行建模的难度较大，分段讨论时对于第一段并没有建立详细的具体模型只是单纯地建立每个变量的序列图进行观察分析得出关系，缺少了一定的准确性与科学性。

6.2 模型的推广

1. 问题二中的汇入过程模型可以推广到各个存在车道占用的路道之中使用，如交叉路口汇流问题，公路停车位问题等等。
2. 问题三中所建立的车辆排队长度模型在修改了相对的参数之后可以应用到各个路段中求其在拥堵段状态下的车辆排队长度。
3. 问题三中所建立的车辆排队长度模型能够对拥堵段的路况进行更深一步的讨论，如引入警察处置时间 T_x （虽然视频 1 中依然存在警车调制，但是观测可发现实际其调制对于整个横断面几乎没有影响），这里的引入警察处置是表明着警察的到来对于整个横断面产生了或积极如拉走事故车辆或消极如摆放路障等。

参考文献

- [1] 王宏宾. 平交路口通行能力影响因素分析[J]. 公安大学学报(自然科学版), 2003, 01:72-75.
- [2] 吴育琦. 林业公路检测评价体系的探讨[J]. 林业建设, 1995, 04:32-33+31.
- [3] 杜强, 贾丽艳. SPSS 统计分析从入门到精通[M]: 北京, 人民邮电出版, 2011
- [4] 郭宏伟. 城市路内停车影响的建模与特性分析[D]. 北京交通大学, 2011.
- [5] Victor Lee, 用 Matlab 画概率密度及分布函数曲线,
<http://yajunok.blog.163.com/blog/static/65657620089150012613/>, 2013 年 09 月 14 日
- [6] 陈诚, 谭满春. 交通事故影响下事发路段交通流量变化分析[J]. 科学技术与工程, 2011, 28:6904-6909

附录

附表 1.1 每分钟统计交通事故发生点距其上游路段 120m 内车辆数

时间	小车	大车	折算车量	时间	小车	大车	折算车量
1	2		2	14	0		0
	11	2	12		12	1	12.5
2	5		5	15	4		4
	9	1	9.5		13	1	13.5
3	4		4	16	7		7
	8	1	8.5		16	1	16.5
4	6		6	17	14		14
	6	1	6.5		20	1	20.5
5	4		4	18	18	1	18.5
	10	1	10.5		25	1	25.5
6	1		1	19	18	1	18.5
	8		8		20	2	21
7	2		2	20	13	2	14
	7		7		19	1	19.5
8	5		5	21	18	1	18.5
	14	1	14.5		20	2	21
9	7		7	22	14	2	15
	10	2	11		18	3	19.5
10	2		2	23	11	3	12.5
	5	1	5.5		21	3	22.5
11	0		0	24	14	2	15
	6	1	6.5		22	5	24.5
12	3		3	25	16	4	18
	9	1	9.5		26	4	28
13	3		3	26	27	2	28
	5	1	5.5		28	2	29
				27	28	2	29

附表 1.2 辆车行驶完交上游 120m 路段的时间

视频 1		视频 2				
经过时间(s)	经过时间(s)	经过时间(s)	经过时间(s)	经过时间(s)	经过时间(s)	经过时间(s)
31	23	12	13	15	38	90
31	23	31	48	45	76	103
41	28	19	19	26	38	103
41	28	18	33	39	53	53
20	36	12	12	34	48	72
20	36	21	18	66	68	77
34	38	10	8	39	53	90
34	38	28	23	81	72	103
21	33	9	15	49	77	72
21	33	19	26	78	90	77
25	66	9	12	39	103	90

25	66	24	12	52	53	103
32	33	11	9	43	72	77
32	33	18	32	74	77	90
						103

附表 1.3 视频 2 的每车道上存在的车量数、车头间距、平均车速、车头时距

每车道车量(veh)	车头间距(m)	平均车速(m/s)	车头时距(s/veh)
0.67	120	10.00	12
4.00	30	3.87	7.75
1.67	72	6.32	11.4
3.17	37.89473684	6.67	5.684210526
1.33	90	10.00	9
2.83	42.35294118	5.71	7.411764706
2.00	60	12.00	5
2.17	55.38461538	4.29	12.92307692
1.33	90	13.33	6.75
3.50	34.28571429	6.32	5.428571429
0.33	120	13.33	9
2.67	45	5.00	9
0.67	120	10.91	11
2.33	51.42857143	6.67	7.714285714
1.67	72	9.23	7.8
4.83	24.82758621	2.50	9.931034483
2.33	51.42857143	6.32	8.142857143
3.67	32.72727273	3.64	9
0.67	120	10.00	12
1.83	65.45454545	6.67	9.818181818
0.00	120	15.00	8
2.17	55.38461538	5.22	10.61538462
1.00	120	8.00	15
3.17	37.89473684	4.62	8.210526316
1.00	120	10.00	12
1.83	65.45454545	10.00	6.545454545
0.00	120	13.33	9
4.17	28.8	3.75	7.68
1.33	90	8.00	11.25
4.50	26.66666667	2.67	10
2.33	51.42857143	4.62	11.14285714
5.50	21.81818182	3.08	7.090909091
4.67	25.71428571	3.53	7.285714286
6.83	17.56097561	1.82	9.658536585
6.17	19.45945946	3.08	6.324324324
8.50	14.11764706	1.48	9.529411765
6.17	19.45945946	2.45	7.945945946
7.00	17.14285714	1.54	11.14285714
4.67	25.71428571	3.08	8.357142857
6.50	18.46153846	2.31	8

6.17	19.45945946	2.79	6.972972973
7.00	17.14285714	1.62	10.57142857
5.00	24	3.16	7.6
6.50	18.46153846	1.58	11.69230769
4.17	28.8	3.16	9.12
7.50	16	2.26	7.066666667
5.00	24	2.50	9.6
8.17	14.69387755	1.76	8.326530612
6.00	20	2.26	8.833333333
9.33	12.85714286	1.67	7.714285714
9.33	12.85714286	1.56	8.25
9.67	12.4137931	1.33	9.310344828
9.67	12.4137931	1.17	10.65517241

附表 1.4 视频 2 的每车道上存在的车量数、车头间距、平均车速、车头时距

每车道车量(veh)	车头间距(m)	平均车速(m/s)	车头时距(s/veh)
3.67	32.72727273	3.87	8.454545455
3.67	32.72727273	3.87	8.454545455
5.67	21.17647059	2.93	7.235294118
2.50	48	2.93	16.4
2.33	51.42857143	6.00	8.571428571
1.33	90	6.00	15
3.67	32.72727273	3.53	9.272727273
2.83	42.35294118	3.53	12
3.67	32.72727273	5.71	5.727272727
1.33	90	5.71	15.75
2.33	51.42857143	4.80	10.71428571
3.67	32.72727273	4.80	6.818181818
4.00	30	3.75	8
3.67	32.72727273	3.75	8.727272727
4.00	30	5.22	5.75
3.50	34.28571429	5.22	6.571428571
6.00	20	4.29	4.666666667
4.67	25.71428571	4.29	6
6.50	18.46153846	3.33	5.538461538
6.83	17.56097561	3.33	5.268292683
8.83	13.58490566	3.16	4.301886792
6.83	17.56097561	3.16	5.56097561
9.17	13.09090909	3.64	3.6
8.00	15	3.64	4.125
11.00	10.90909091	1.82	6
8.17	14.69387755	1.82	8.081632653
6.83	17.56097561	3.64	4.829268293
5.83	20.57142857	3.64	5.657142857

附表 1.5 经过横断面（冲突点）占用的交通时间

通过冲突时间					
视频 1		视频 2		视频 2	
优先流	余流	优先流	余流	优先流	余流
5	7	1	3	1	4
5	5	1	2	2	4
5	9	2	4	3	3
8	6	1	4	3	4
4	8	1	3	3	5
5	6	2	3	3	5
6	7	1	3	2	3
4	8	2	4	2	3
4	7	2	4	2	4
4	6	1	4	2	4
5	5	1	3	3	5
5	6	2	5	2	5
5	6.666667	2	5	1.88	3.84