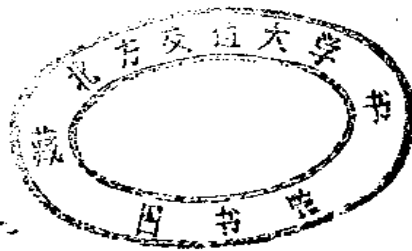


国家自然科学基金资助项目

Chengshi Jiaotong Guihua Lilun yu Fangfa

# 城市交通规划理论与方法

王 炜 徐吉谦 著



人民交通出版社

(京)新登字 091 号

**城市交通规划理论与方法**

王 炜 徐吉谦 著

插图设计: 王惠茹 正文设计: 周 圆 责任校对: 郭晓丽

人民交通出版社出版发行

(100013 北京和平里东街 10 号)

各地新华书店经销

北京市怀柔县黄坎印刷厂印刷

开本: 787×1092 1/16 印张: 10.5 字数: 262 千

1992 年 8 月第 1 版

## 内 容 提 要

本书系国家自然科学基金项目《城市交通规划与宏观交通管理方法研究》的成果。主要包括：交通需求预测理论与方法、交通网络计算机处理方法、交通分配理论与方法、道路网络规划理论与方法、公交线网规划理论与方法、区域  $O-D$  量推算理论与方法、干线  $O-D$  量推算理论与方法、交叉口  $O-D$  量推算理论与方法以及这些方法在南京市、郑州市交通规划中的应用。

本书可作为城市规划部门、交通工程规划、设计部门的科技人员及管理人士的参考书,也可作为高等院校交通工程、道路工程和城市规划等专业高年级本科生及研究生的教材。

# 前 言

随着国民经济的发展及城市化进程的加快,城市交通日趋紧张,城市交通拥挤与阻塞现象日趋严重,“乘车难、行车难、停车难”成了大中城市普遍存在的社会问题。为了缓解城市交通问题,不少城市不惜巨资进行了大规模的交通调查及初步的城市交通规划工作,且已初见成效。新通过的《城市规划法》也作了明确规定:“城市总体规划必须包括城市综合交通体系规划”。据有关部门预测,在今后的十几年甚至几十年内,交通规划将作为我国交通工程学科研究的重点,可见,城市交通规划的理论研究及实际应用将进一步在全国范围内蓬勃展开。

所谓城市交通规划,是通过城市交通需求量发展的预测,为较长时期内城市的各项交通用地、交通设施、交通项目的建设与发展提供综合布局与统筹规划,它是解决城市交通问题的最有效措施之一。目前,国内有二十多个城市已经进行或正在进行城市交通规划工作,但无论在规划方法上还是在规划内容上都存在着许多不足。如:目前普遍采用的交通规划工作都需进行大规模的O-D出行调查,需花费巨大的人力、财力,使许多城市无力负担;由于调查项目众多,耗时太长,一个大城市进行交通调查及交通规划工作一般需3~5年,由于交通状况的不断变化,交通调查资料的时效性受到影响,从而影响规划方案的可靠性和科学性;目前,国内的城市交通规划多采用国外的规划模型,不能反映我国混合交通等特点;我国各城市进行的交通规划工作深度、规划内容、规划范围均不一致,对提出的规划方案缺少科学的评价。可见,我国目前尚无一套完善的城市交通规划理论体系。研制、开发适合我国混合交通特点的省时、省钱的快速反应系统(模式)已成为当前城市交通建设中一项急待解决的重要课题。

本书旨在向读者介绍城市交通规划过程的全貌及东南大学运输工程研究所结合多项国家自然科学基金项目及几个大城市交通规划实践在城市交通规划理论及城市交通规划快速反应系统(模式)方面所获得的最新研究成果。本书根据王炜的博士论文《城市交通网络规划理论与方法研究》(导师丁大钧教授、徐吉谦教授)及王炜主持的国家自然科学基金项目《城市交通规划及宏观交通管理方法研究》总报告《城市交通规划理论与方法》(该项目已由国家自然科学基金委员会于1991年3月组织国家级鉴定,技术负责人为北京工业大学任福田教授。鉴定结论:该项目整体水平为国际先进,其中,交通分配理论为国际领先水平,该项目已获1991年度国家教育委员会科技进步二等奖)综合整理而成。

该项成果已在南京市、郑州市总体交通规划中应用,效果良好,并将在马鞍山市、合肥市总体交通规划中得到进一步应用和验证,以臻完善。

本书由北京工业大学任福田教授审核,谨在此表示衷心感谢。

著 者

1991年夏于南京

# 目 录

<b>第一章 绪 论</b> .....	1
§ 1-1 城市交通规划的沿革 .....	1
§ 1-2 现行城市交通规划方法评述 .....	3
§ 1-3 城市交通规划新方法的基本思路 .....	5
<b>第二章 交通需求预测理论与方法</b> .....	8
§ 2-1 综 述 .....	8
§ 2-2 客运预测方法 .....	8
§ 2-3 货运预测方法 .....	21
§ 2-4 结 语 .....	23
<b>第三章 交通网络计算机处理方法</b> .....	24
§ 3-1 计算机语言的选择 .....	24
§ 3-2 网络结构的计算机表示法 .....	25
§ 3-3 最短路算法 .....	30
§ 3-4 交通区与交通网络的对应 .....	36
<b>第四章 交通分配理论与方法</b> .....	39
§ 4-1 综 述 .....	39
§ 4-2 最短路交通分配方法及其软件设计 .....	41
§ 4-3 容量限制交通分配方法及其软件设计 .....	43
§ 4-4 静态多路径交通分配方法及其软件设计 .....	58
§ 4-5 动态多路径交通分配方法及其软件设计 .....	61
§ 4-6 交通分配方法的实际检验 .....	71
§ 4-7 小 结 .....	74
<b>第五章 道路网络规划理论与方法</b> .....	76
§ 5-1 综 述 .....	76
§ 5-2 道路网络系统规划原则 .....	76
§ 5-3 交通组成分析 .....	79
§ 5-4 网络计算机处理 .....	80
§ 5-5 交通分配 .....	80
§ 5-6 路段容量分析 .....	80
§ 5-7 交叉口容量分析 .....	83
§ 5-8 交通质量评价 .....	86
§ 5-9 规划方案总体评价 .....	89
§ 5-10 规划网络分配与评价结果的输出 .....	89
§ 5-11 网络规划实用软件设计 .....	92

§ 5-12 小 结	94
<b>第六章 公交线网规划理论与方法</b>	<b>95</b>
§ 6-1 综 述	95
§ 6-2 拟设线路起讫点站的确定	95
§ 6-3 公交优化网络的构成	98
§ 6-4 线路断面流量检验	106
§ 6-5 公交线路停靠能力检验	107
§ 6-6 现有网络的优化改造及近远期网络的优化配合	108
§ 6-7 公交线网规划软件设计	110
§ 6-8 小 结	110
<b>第七章 区域 O-D 量推算理论与方法</b>	<b>111</b>
§ 7-1 综 述	111
§ 7-2 用路段交通量推算 O-D 出行量通用模型	112
§ 7-3 O-D 量推算通用模型的系统辨识检验	117
§ 7-4 通用推算模型的改进——一区多中心模型	120
§ 7-5 一区多中心模型的实际检验	125
§ 7-6 O-D 量推算模型通用软件设计	134
§ 7-7 推算模型的应用与推广	135
§ 7-8 小 结	136
<b>第八章 干线 O-D 量及交叉口 O-D 量推算理论与方法</b>	<b>138</b>
§ 8-1 综 述	138
§ 8-2 单向干线 O-D 量推算方法	138
§ 8-3 双向干线 O-D 量推算方法	141
§ 8-4 交叉口 O-D 量推算方法	143
§ 8-5 干线 O-D 量推算示例及软件设计	147
§ 8-6 交叉口 O-D 量(流向)推算模型的实际检验	149
§ 8-7 小 结	150
<b>第九章 理论方法的实际应用简介</b>	<b>152</b>
§ 9-1 O-D 量推算方法、交通分配方法在济南市单向交通规划中的应用简介	152
§ 9-2 交叉口 O-D 量推算方法在京深高速公路立交桥设计中的应用简介	153
§ 9-3 交通分配方法、网络规划方法在南京市总体交通规划中的综合应用简介	156

# 第一章 绪 论

## § 1-1 城市交通规划的沿革

纵观城市发展史<sup>[1]</sup>，可以看出这样一个普遍现象：城市的形成与演变取决于交通，城市的发展又促进了交通。交通与城市互为影响，兴衰与共，是不可分离的有机整体。

城市交通系统的功能是为城市居民的各种出行活动提供必要的条件，城市交通设施把城市居民的各种出行活动有机地连接在一起。城市交通系统的性质，在很大程度上决定了城市的生活方式<sup>[2]</sup>。

所谓城市交通规划，是指为城市居民的交通行为提供合适的交通设施，改善以至优化城市交通条件，并创造良好的城市环境。从人们有意识地规划城市起，城市交通规划便被作为城市规划的一个主要方面来进行。

道路因交通的需要而产生，道路系统的规划是城市交通规划的主要方面。我国周代就有了明确的道路系统及城市道路网规划。王城与诸侯国之间，诸侯国与诸侯国之间，都有大道相通，并有明确的等级规定<sup>[3]</sup>，《周礼·考工记》记有“匠人营国，方九里，旁三门，国中九经九纬，…，经涂九轨，环涂七轨，野涂五轨”。王城规划中的建筑及道路网均为方格形，城市的道路有经纬交叉，城的四周有环涂围绕，野涂是连接王城与诸侯国的城际道路，经涂、环涂、野涂均有明确的设计标准。这种“九经九纬”的道路系统规划模式几乎一直沿用到近代，成为我国城市规划和道路网布局的典型图式之一。

隋唐时的长安城及洛阳城，道路系统规划更明显地突出了道路系统的功能，道路两边是封闭的坊里，有坊墙坊门，只有三品以上官吏的府第可以直接面向城市道路开门。道路路幅很宽，中轴线的主干大道路幅多在150m以上，其他干道的路幅也多在100m以上。道路分为御用干道、全市性的主要交通干道，一般坊里的城市街道及坊内小路四种形式。这与目前采用的快速干道、主干道、次干道及支路四级划分基本相同。如图1-1为唐长安道路系统复原图<sup>[4]</sup>。

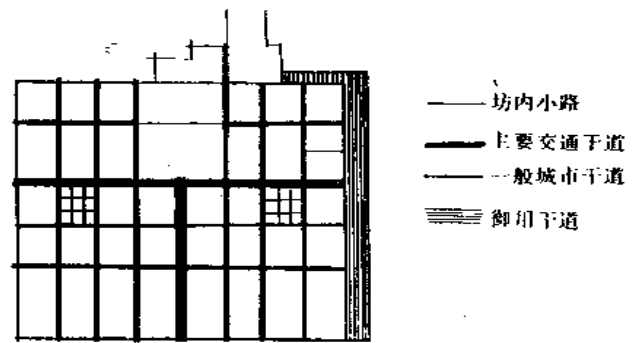


图 1-1 唐长安道路系统复原图

我国鸦片战争以后发展起来的城市及开拓的道路系统与封建时期形成的城市及道路系统完全不同，由于开辟商埠及民族工商业的发展，铁路、汽车的出现，以及国外城市的影响，城市布局和道路系统发生了很大的变化。如青岛、哈尔滨、大连等，城市道路系统规划，异国色彩十分明显。如图1-2为1901年的大连道路网规划图<sup>[5]</sup>。有些以租界形式发展起来的城，租界各自为政，互不联系，其道路系统十分混乱，路网分布很不均匀。如图1-3为30

年代上海道路系统规划图<sup>[1]</sup>。

新中国成立后，全国新建了不少城市，一些旧城市也在原有基础上扩建发展。建国初期，城市布局与道路网系统规划比较注重轴线、放射线、追求干道网的平面对称性，对干道的系统性、功能划分考虑不多。

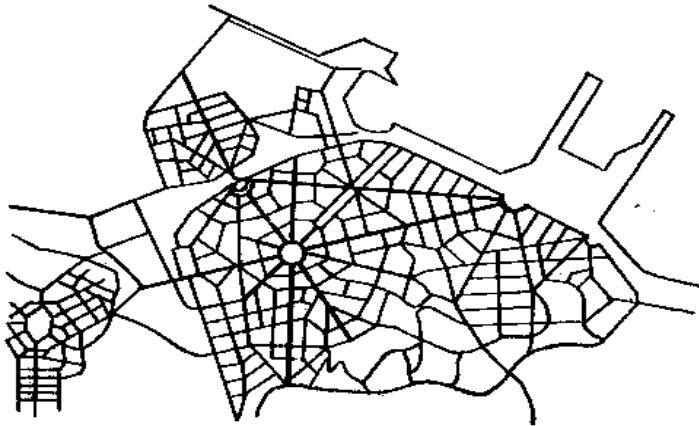


图 1-2 1901 年大连路网规划图

历史上形成的城市道路系统，不外乎这样四种形式：方格（棋盘）式路网、放射环形式路网、自由式路网及混合式路网。

国外城市道路系统的规划，同样也经历了从极端的自由布局到严格的整齐布局之间各种复杂的式样变化。如图 1-4 为国外几种较典型的的城市道路系统<sup>[6]</sup>。

古代与近代的城市交通规划，主要是道路网络系统的布局与规划。近 40 年来，由于城市机动车、非机动车拥有量的急剧增加，城市交通拥挤现象日趋严重。为了解决日益恶化的

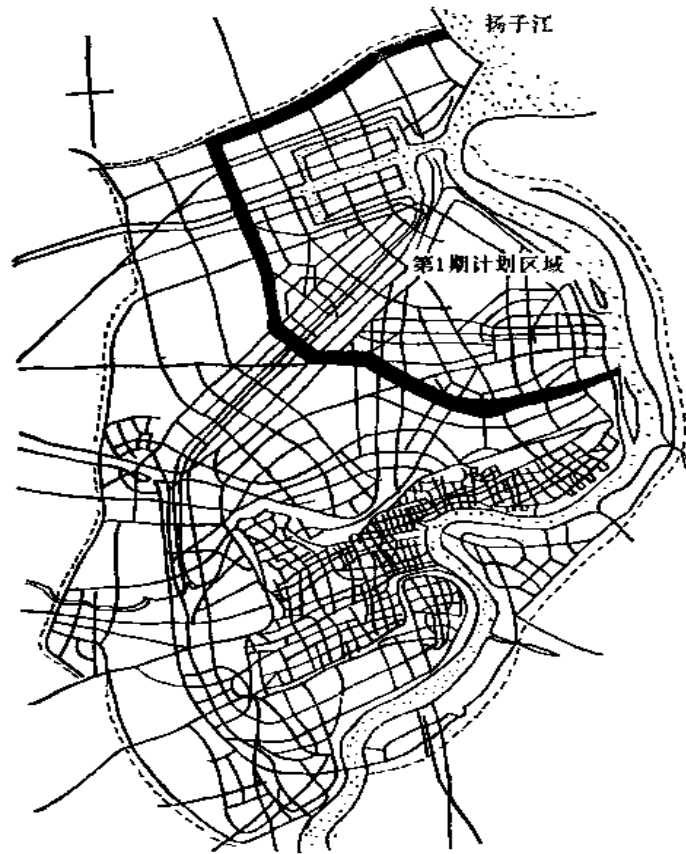


图 1-3 大上海都市建设计划图



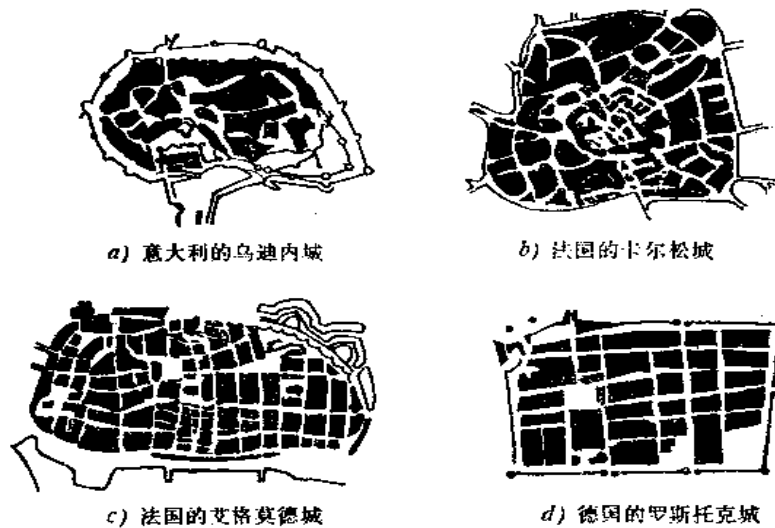


图 1-4 国外典型城市的道路网络系统

城市交通问题，城市地铁、高架路、快速轻轨等现代化交通设施相继出现，城市交通规划已不再局限于单纯的城市平面道路网络系统的布局，而是各种交通形式的综合规划，并与城市土地利用规划同步进行，相互作用，彼此协调。

城市交通是一个复杂的、动态的大系统，它涉及到社会、经济、环境、居民心理及生活方式等方面的因素，具有多方面的属性。城市交通规划必须采用系统工程方法来进行，即以科学性为基础、以综合性为手段、以整体性为目标进行系统的总体优化<sup>[7]</sup>，以便得到一个能最佳满足居民出行要求，与城市环境相互协调的综合交通系统。

在工业比较发达的资本主义国家，一般大城市的综合交通规划 5 年左右进行一次，其间每年修改一次规划方案（俗称滚动规划）。我国自 70 年代以后才逐步开展综合交通规划，到目前为止，有 20 多个城市已经或正在进行交通调查或规划工作，如上海、北京、天津、南京、广州、绍兴、徐州、常州等。但多数城市只进行到交通调查，没有进行真正的综合规划，有些城市虽进行了道路网规划，但采用的方法比较落后，有待于改进。

## § 1-2 现行城市交通规划方法评述

目前，国内外各城市在进行交通规划时，其主要程序基本一致，如图 1-5 所示，其特点是交通规划一般从四项  $O-D$  出行调查（居民出行调查，机动车出行调查、公交月票调查、货物出行调查）开始。

通过一系列的调查，能获得现状各方式、各车型的  $O-D$  量资料及路段交通量资料，在此基础上进行分析与预测，可得规划年份各方式、各车型的预测  $O-D$  量矩阵。预测  $O-D$  量矩阵通过交通分配落实到具体交通网络的每一交叉口、路段上，可得规划年份的道路交通量及相应的服务水平。据

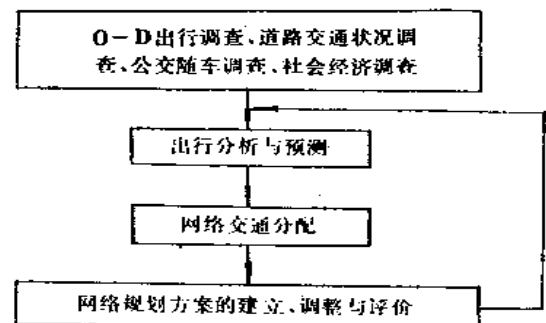


图 1-5 城市交通规划主要内容(现行方法)

此，并可对道路网络进行规划、调整、改造及评价。

## 一、交通调查

### 1. $O-D$ 出行调查

$O-D$  出行调查包括居民出行调查、机动车出行调查、货物出行调查及公交月票调查,其目的在于找出居民出行、机动车出行、货物出行及公交客流的现状空间分布( $O-D$ 分布)规律及各交通方式的出行参数,为出行预测提供依据。 $O-D$  出行调查在城市交通规划的交通调查中占有很重要的地位。通常四项 $O-D$ 调查的费用占整个交通调查工作的70%~80%,调查与分析统计时间占的比重更大。

### 2. 道路交通状况调查

道路交通状况调查包括交叉口各车型的流量、流向、流速调查及路段各车型的流量、流速调查。其目的在于了解现状交通网络的交通质量,并为规划网络服务质量标准的选定提供依据。

### 3. 公交线路随车调查

公交线路随车调查指调查每条公交线路各站点的上下乘客量及断面流量,其目的在于了解现状公交线路的服务状况(客流分布均匀性、方向均匀性、满载率等),为公交线路的优化提供依据。

### 4. 社会经济调查

社会经济调查包括规划区域内各交通区的土地利用性质、各车型车辆的拥有量、工农业产值、工农业布局、人口、规划期内可能的投资与布局等。其目的在于为出行预测提供必要的参数。

## 二、出行预测

出行预测建立在现状交通调查资料分析的基础之上,通常,出行预测采用“四段式”模式<sup>[8]</sup>,即出行产生、出行分布、出行方式划分及交通分配。由于交通分配在交通规划中具有特别重要的地位,在本书中,把交通分配作为规划的一个主要环节来研究,本节只介绍前“三段”。

### 1. 出行产生预测

出行产生预测指预测规划年份各交通区的客货总发生量及总吸引量,通常采用的方法有:

#### A. 回归发生模型(回归分析法)

该法根据现状 $O-D$ 资料建立发生量及吸引量与影响发生量及吸引量的诸因素之间的回归关系式,通过回归关系式预测未来的发生量与吸引量。

#### B. 类型发生模型(类型分析法)

该法突出以家庭作为基本单元的制约因素,按家庭规模、收入、拥有车辆数分类调查,统计出相应的出行产生率,由现状产生率得现状出行量,由未来产生率得未来出行量。

### 2. 出行分布预测

出行分布预测指将出行产生预测中获得的各交通区总发生量、总吸引量转换成交通区与交通区之间的空间 $O-D$ 量,即 $O-D$ 矩阵,所以,出行分布模型是一种空间相互作用模型。出行分布预测方法主要分两大类:增长系数法及重力模型法。

### 3. 出行方式划分预测

出行方式划分预测指将全方式的预测 $O-D$ 量按一定比例划分给各出行方式。各出行方

式所承担的比例与该城市的规模、性质、交通网络状况、交通政策等因素有关。出行方式划分与出行距离关系密切，一般认为，短距离出行以步行为主，长距离出行以公交为主，自行车介于两者之间。如南京市综合交通规划中，出行预测时采用的各方式比例为：步行——35%；自行车——25%；公交车——30%；其他——5%。

出行方式划分预测也可以在出行分布预测前进行。

### 三、交通分配

所谓交通分配是指将各交通方式的预测  $O-D$  量分配到交通网络的具体路线上，即将空间的  $O-D$  量转换成道路、交叉口的交通量。

目前经常采用的交通分配方法有<sup>[9][10]</sup>：

1. 最短路径法（或称全有全无法）
2. 容量限制交通分配法
3. 多路径概率分配法

### 四、交通规划方案的产生与评价

交通规划方案的产生通常经过这样一个过程：首先将预测的  $O-D$  量分配到现状的交通网络上，并对交通网络进行交通质量评价，然后对现状网络进行调整（增加道路及改造交叉口等），并重新进行分配与评价。若调整后仍不能满足交通要求，则重新修改方案，直至满足交通要求为止。

通常，一个城市的可行交通规划方案不止一个，对每一可行方案都应进行综合评价与效益分析，从中确定一个最佳方案，并提出实施的规划。

## § 1-3 城市交通规划新方法的基本思路

目前，我国虽有 20 多个城市已经或正在进行城市交通规划，但在规划方法及规划内容上存在着许多不足之处，如：

(1) 各城市规划深度不一，多数城市只进行到交通调查及数据处理，没有进行真正的规划。有些城市虽然进行了网络规划，但采用的方法比较原始，不科学，方案的合理性受到影响。

(2) 目前采用的交通规划均是从四项  $O-D$  调查开始的。进行  $O-D$  调查需花费大量的人力、财力（通常四项  $O-D$  调查的费用占全部调查费用的 70%~80%，高达十几万元甚至几十万元），使一般城市难以负担。

(3) 由于调查项目多，耗时太长。一般从调查工作开始到统计工作结束，需两年左右时间，加上规划时间，一个大中城市的交通规划全过程需 3~5 年时间。因此，调查资料的时效性受到很大影响。

(4) 目前的城市交通规划多数采用国外方法，而国外方法不符合中国的混合交通特点，在实际应用中存在着很多问题。

可见，我国目前尚无一套完善的城市交通规划方法。笔者认为，有必要建立一套适合我国混合交通特点的新型的城市交通规划理论体系。新体系的研制，以简化调查、适合国情、完善体系为主要目标。

各交通方式的  $O-D$  矩阵是进行交通规划的依据, 不可缺少, 如果能通过其他简单调查的资料推算出  $O-D$  量, 必将大大简化城市交通规划工作。

在进行道路交通量调查及  $O-D$  量调查时, 道路网络是固定的, 而道路上的交通量是由  $O-D$  出行量所形成的, 因此, 道路交通量与  $O-D$  出行量之间必定存在着某种数学关系, 也就是说, 可以用道路交通量来推算  $O-D$  出行量。与  $O-D$  调查相比, 道路交通量调查比较简单, 费用少, 耗时短, 且一般城市都有历年的交通量观测资料, 因此, 用道路交通量资料推算  $O-D$  出行量, 既可行, 又具有很大的经济效益。

改进后的城市交通规划方法采用图 1-6 所示的主要结构。

在改进后的城市交通规划体系中, 不进行四项  $O-D$  调查, 可节省调查费用 60% 左右。全部  $O-D$  矩阵由道路交通状况调查及公交随车调查资料推算获得, 少量不能推算的出行参数由出行参数补充调查获得。

出行参数补充调查远非大规模  $O-D$  调查, 在该调查中, 只进行规模很小的专门参数调查, 花费不大。规划所需时间可从原来的 3~5 年缩短至 1~2 年, 其效益十分显著。

从图 1-6 可见, 改进型城市交通规划体系的研制包括以下几项核心内容。

1. 交通调查
2.  $O-D$  矩阵推算
3. 未来出行预测
4. 交通分配
5. 道路网络规划
6. 公交网络规划

我国已有几十个城市进行过比

较全面的交通调查, 掌握了比较成熟的调查方法, 故本文对交通调查不做详细论述。

交通分配实际上是用  $O-D$  出行量计算路段交通量, 因此, 从理论上说, 用路段交通量推算  $O-D$  出行量是交通分配的一种逆运算,  $O-D$  量推算方法以交通分配理论为基础, 交通分配方法的合理与否, 直接影响到  $O-D$  量推算精度, 若要研究  $O-D$  量推算问题, 必须先研究交通分配方法。

在本论著中, 主要研究出行预测、交通分配、 $O-D$  量推算、路网规划、公交规划的理论与方法、软件开发及其在南京市、郑州市总体交通规划中的实际应用。其中, 出行预测、交通分配、路网规划、公交优化不仅是交通规划新体系的核心内容, 也是常规交通规划的理论基础。

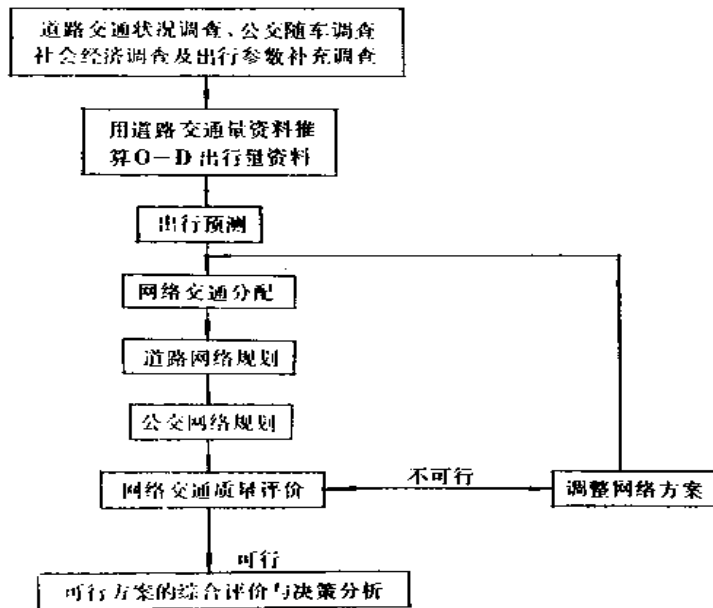


图 1-6 改进后的城市交通规划体系主框图

## 参 考 文 献

- [ 1 ] 董鉴泓:《中国城市建设史》,中国建筑工程工业出版社,1989年。
- [ 2 ] J. M. 汤姆逊:《城市布局与交通规划》,中国建筑工程工业出版社,1982年。
- [ 3 ] 欣兆生:“我国古代道路交通和道路交通工程”,《交通工程学基础知识》,上海市交通工程学会编,1984年。
- [ 4 ] 董鉴泓:《中国古代城市建筑》,中国建筑工程工业出版社,1988年。
- [ 5 ] 武汉建筑材料工业学院等编,《城市道路与交通》,中国建筑工程工业出版社,1981年。
- [ 6 ] 李洪武:“城市交通规划评价方法探讨”,硕士论文,1988年。
- [ 7 ] 王炜:《道路交通工程系统分析方法》,东南大学出版社,1990年。
- [ 8 ] R.J. Sltter:《Highway Traffic Analysis and Design》,Macmillan Press LTD,1978.
- [ 9 ] W. R. Blunden:《The Land-Use and Transportation system》, Pergamen Press, 1984.
- [10] D.Meyer:《Urban Transportation Planning》, Mcgraw-hill Book Company, 1984.

## 第二章 交通需求预测理论与方法

### § 2-1 综 述

城市交通需求预测是城市交通规划的一个重要组成部分，预测的规划年份  $O-D$  量是进行交通网络规划的直接依据。

城市交通需求预测包括客运预测、货运预测两大部分，客运预测包括人口预测、居民出行产生预测、居民出行分布预测，居民出行方式预测等内容；货运预测包括货运发生预测、货运吸引预测、货运方式预测、货运分布预测等内容。

### § 2-2 客运预测方法

客运量是城市交通需求量的一个主要组成部分，在大中城市，有 60~70% 的汽车交通、几乎 100% 的自行车交通为客运交通。因此，寻求科学合理的客运预测方法尤为重要。

#### 一、人口预测

客运是由于人员的流动而产生的，城市内各交通区的人口数量与分布，对客运量有很大的影响，因此，人口预测是进行客运预测的基础。

在进行人口预测时，以按交通小区进行预测最为理想，但交通小区是在进行交通规划时人为划定的，一般来说，一个城市不可能具有交通小区的历年人口统计资料，统计部门所统计的是各行政区的历年人口，因此无法直接预测各交通小区的人口，我们只能以各行政区为单位分别进行人口预测，然后根据各行政区人口和各行政区内交通小区的土地利用性质进行交通小区的人口框算。

#### 1. 人口总量增长回归预测法

根据统计部门所能提供的各区历年年末人口总数，在人口总量与统计（预测）年份之间进行回归分析，根据回归公式趋势外推，确定规划年份的各区人口总量。通常采用的回归公式为：

$$Y = a + b(X - X_0) + c(X - X_0)^2$$

式中： $Y$ ——预测年份的人口预测值；

$X$ ——预测年份的公元年号，如 1980 年、1990 年等；

$X_0$ ——被采用统计资料的起始年份公元年号；

例如，在南京市总体交通规划中，采用的预测回归模型<sup>[1]</sup>为：

$$\text{南京市市区： } Y = 148.84 + 3.7169(X - 1970) + 0.0920(X - 1970)^2 \quad (r = 0.9964)$$

$$\text{南京市城区： } Y = 84.88 + 2.1138(X - 1972) + 0.1152(X - 1972)^2 \quad (r = 0.9925)$$

$$\text{南京市郊区： } Y = 67.74 + 2.8370(X - 1972) - 0.0577(X - 1972)^2 \quad (r = 0.9929)$$

式中:  $r$  ——相关系数;

$Y$  ——预测人口, 单位: 万人。

采用回归方法预测人口, 对于近期, 预测结果比较精确, 对于远期可能会产生较大的误差, 一般认为预测年限跨度不能超过人口统计年份的跨度。

## 2. 人口自然增长与机械增长预测法

各区历年的年末人口数都是由上年度的年末人口数及本年度的自然增长数、机械增长数三部分所组成的。自然增长数为出生人数减去死亡人数, 机械增长数为迁移进城人数减去迁出城人数。

自然增长与机械增长的预测模型为:

$$P_i = P_{i-1} + S'_i + T'_i = P_0 + S_i + T_i$$

$$S_i = \sum_{n=1}^i S'_n$$

$$T_i = \sum_{n=1}^i T'_n$$

式中:  $P_0$  ——起始年的年末人口数;

$P_i$  ——第  $i$  年的年末人口数;

$P_{i-1}$  ——第  $i-1$  年的年末人口数;

$S'_i$  ——第  $i$  年的自然增长数;

$T'_i$  ——第  $i$  年的机械增长数;

$S_i$  —— $i$  年以前 (含第  $i$  年) 的自然增长总人口数;

$T_i$  —— $i$  年以前 (含第  $i$  年) 的机械增长总人口数。

在进行预测时, 可取  $P_0$  为现状人口, 预测年份的  $S_i$ 、 $T_i$  可根据各区历年的人口统计资料进行回归分析后预测。

例如, 在南京市的总体交通规划中, 采用的自然增长与机械增长人口预测模型<sup>[1]</sup>为:  
南京市市区:

$$Y = 151.46 + S_i + T_i$$

$$S_i = 0.25 + 0.8070(X - 1970) + 0.0299(X - 1970)^2$$

$$(r = 0.9945)$$

$$T_i = -2.87 + 2.9102(X - 1970) + 0.0692(X - 1970)^2$$

$$(r = 0.9970)$$

南京市城区:

$$Y = 87.94 + S_i + T_i$$

$$S_i = 0.02 + 0.0371(X - 1972) + 0.0375(X - 1972)^2$$

$$(r = 0.9687)$$

$$T_i = -3.07 + 2.0766(X - 1972) + 0.0777(X - 1972)^2$$

$$(r = 0.9952)$$

南京市郊区:

$$Y = 68.68 + S_i + T_i$$

$$S_i = -0.26 + 0.8353(X - 1972) - 0.0052(X - 1972)^2$$

$$(r = 0.9996)$$

$$T_i = -0.69 + 2.0016(X - 1972) - 0.0524(X - 1972)^2$$

$$(r = 0.9847)$$

式中符号同前，Y 的单位为万人。

前述两种方法的出发点是一致的，都是利用历年的人口统计资料进行趋势外推，前一方法只考虑了人口总量的增长趋势，而第二种方法考虑了各区人口的自然增长趋势与机械增长趋势，比单一考虑人口总量的增长趋势更合理一些，但两种方法的预测结果是相当接近的。

用前述两种方法预测的是各行政区的人口总数，在进行交通规划时，要求把人口数分配到每一交通小区。由于行政区内各交通小区的土地利用性质不同，行政区人口总量在行政区内各交通小区上的分布是不一样的，分配时根据行政区内各交通小区生活性用地的大小，并考虑第一类、第二类生活性用地的最大居住建筑面积净密度，进行加权分配。第一类生活性用地的权值取 1，其他生活性用地的权值取 2.0~3.0<sup>[1]</sup>。

### 3. 年龄结构、职业结构预测

不同年龄、不同职业的居民，对出行产业、出行分布及出行方式的选择有不同的特征，在人口预测中，必须对年龄、职业结构进行专门预测。

年龄结构可根据平均寿命、各年份的出生率、死亡率以及现状的年龄结构确定。职业结构可根据现状的年龄结构与职业结构的关系以及预测的年龄结构确定。

## 二、居民出行产生预测

居民出行产生预测分居民出行发生预测与居民出行吸引预测两部分。

### 1. 居民出行发生预测

居民出行发生预测指预测发生于各交通小区的居民出行发生总量。影响居民出行发生的因素，有城市的总体发展水平、小区地理位置（中心区、一般市区、近郊区）、休假制度以及职业、性别、年龄结构等，其中，城市的总体发展水平、小区地理位置以及职业结构为主要的因素<sup>[2]</sup>。

城市总体发展水平是指反映城市性质、规模、人均产值、人均收入等因素的总体定性指标，它直接影响到全市的人均出行次数及出行目的结构，从而影响出行总量，表 2-1、表 2-2 和表 2-3 显示了城市规模、人均收入对人均出行次数的影响。

居民出行发生预测可按以下程序进行：

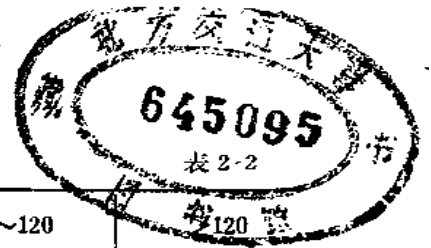
(1) 根据居民出行调查资料统计现状居民出行目的结构，并根据小区地理位置、城市总

建成区人口与人均日出行次数

表 2-1

城市名称	建成区人口(万人)	人均日出行次数	城市名称	建成区人口(万人)	人均日出行次数
十堰	22	2.53	沈阳	287	2.43
常州	10	2.86	天津	300	2.44
徐州	50	2.46	九州	312	2.68
滨松	52	2.90	上海	608	2.87
长崎	63	2.67	中东	611	2.75
大连	140	2.31	京神	1423	2.39
札幌	142	2.68	东京	2117	2.48
长春	150	2.03			





广州市居民收入与人均日出行次数

收入水平 (元/月)	≤30	31~60	61~90	91~120	≥120
人均日出行次数	2.06	2.28	2.45	2.40	2.46

沈阳市居民收入与人均日出行次数

表 2-3

人均收入 (元/月)	25	35	45	55	65
人均日出行次数	2.36	2.37	2.39	2.42	2.46

体发展水平的可能改变, 预测规划年份的居民出行目的结构。

(2) 根据居民出行调查资料, 确定各类职业居民在不同出行目的、不同小区位置下工作目的人均出行次数, 即确定职业、目的、区域位置各组合的出行次数分类统计表, 如表 2-4 为南京市分类统计表<sup>[2]</sup>。

(3) 根据预测的各小区各种职业人数(人口预测中确定, 详见上节)、出行目的结构及小区位置, 按上述分类表预测各小区各目的的居民出行发生量及各小区全目的居民出行发生量。

(4) 根据各小区的全目的居民出行发生量, 确定全市居民出行总量, 并计算全市人均日出行次数, 与现状的人均日出行次数相比较, 确定增长率, 检查是否过大或过小; 若过大或过小, 则应对发生量进行调整。

## 2. 居民出行吸引预测

一般来说, 各交通小区的居民出行吸引量与居民出行发生量是不完全一致的, 需单独进行预测。影响居民吸引量的因素很多, 如小区面积、土地利用性质、小区地理位置、开发程度等。各小区的居民出行吸引量可用回归模型预测。

$$Y = k_0 + k_1X_1 + k_2X_2 + k_3X_3 + k_4X_4 + \dots$$

式中:  $Y$  —— 预测的小区居民出行吸引量;

$X_i$  —— 影响吸引量的因素, 按需要确定, 如可取小区总面积、小区公共建筑面积、小区商品销售额等。

参数  $k_0, k_1, k_2, k_3, \dots$ , 根据现状居民出行调查资料用最小二乘法按区域分类(市中心商业区、一般市区、近郊区)确定。若预测的居民出行吸引总量与居民出行发生总量不一致, 可按比例对各小区吸引量进行调整, 使全市的居民出行吸引总量与发生总量一致。

## 三、居民出行分布预测

居民出行分布预测指将出行产生预测中获得的各交通区发生总量、吸引总量转换成交通区与交通区之间的空间  $O-D$  量, 即  $O-D$  矩阵, 所以, 出行分布模型是一种空间相互作用模型。出行分布预测方法主要分两大类: 增长系数法及重力模型法。

### 1. 增长系数法

增长系数法假设将来的交通区与交通区之间出行分布模式与现状的分布模式基本一致, 其分布量按某一系数增加。增长系数法主要有以下几种模型:

#### (1) 平均增长系数模型

平均系数模型假设将来的  $O-D$  量按该  $O-D$  量的起讫点区增长系数的平均值增长, 其分

南京市不同职业、区域、是否公休（或假日）情况下的居民出行发生统计表 表 2-4

组 合			全目的	上班	上学	公务出差	生活购物	文娱体育	探亲访友	看 病	回程	其它
职业	区域	公休										
小学生	市区	是	1.17	—	0.22	—	0.078	0.12	0.15	0.0099	0.56	0.034
		否	2.75	—	1.32	—	0.0086	0.018	0.015	0.0029	1.37	0.019
	外围	是	0.68	—	0.19	—	0.013	0.045	0.09	0	0.32	0.019
		否	2.29	—	1.11	—	0.0034	0.012	0.0084	0	1.14	0.015
中学生	市区	是	1.29	—	0.24	—	0.072	0.11	0.33	0.0021	0.50	0.04
		否	3.16	—	1.53	—	0.0088	0.017	0.013	0.0027	1.58	0.013
	外围	是	0.87	—	0.28	—	0.045	0.045	0.067	0	0.43	0
		否	2.35	—	1.14	—	0.0059	0.0075	0.0072	0.0047	1.17	0.012
大中专学生	市区	是	1.16	0.025	0.059	0.0065	0.19	0.20	0.15	0.015	0.51	0.024
		否	1.91	0.07	0.67	0.0035	0.090	0.08	0.059	0.00043	0.92	0.022
	外围	是	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		否	0.77	0.026	0.22	0.0082	0.069	0.052	0.013	0.0022	0.74	0.011
工人	市区	是	1.70	0.46	0.017	0.016	0.19	0.053	0.12	0.014	0.79	0.039
		否	2.21	0.98	0.028	0.017	0.064	0.019	0.030	0.007	1.05	0.022
	外围	是	1.18	0.34	0.023	0.005	0.12	0.04	0.082	0.0046	0.53	0.016
		否	1.93	0.85	0.031	0.025	0.055	0.016	0.032	0.0057	0.90	0.019
服务人员	市区	是	2.0	0.67	0.017	0.086	0.10	0.017	0.14	0.052	0.84	0.069
		否	2.34	1.01	0.017	0.017	0.085	0.019	0.04	0.0064	1.12	0.032
	外围	是	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		否	1.99	0.90	0.036	0.013	0.072	0.0093	0.072	0.0057	0.93	0.009
职员	市区	是	1.63	0.32	0.025	0.029	0.23	0.059	0.12	0.0096	0.73	0.045
		否	2.61	1.09	0.03	0.072	0.076	0.022	0.042	0.013	1.24	0.029
	外围	是	1.19	0.26	0.0053	0.041	0.20	0.03	0.11	0.015	0.52	0.01
		否	2.01	0.80	0.02	0.075	0.073	0.014	0.043	0.0029	0.95	0.037
家务人员	市区	是	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		否	0.93	0.021	0.0011	0.0032	0.30	0.041	0.042	0.025	0.44	0.058
	外围	是	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		否	0.63	0.027	0.0039	0.0034	0.22	0.027	0.028	0.0096	0.30	0.024
其它	市区	是	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		否	1.34	0.30	0.031	0.023	0.19	0.028	0.047	0.017	0.64	0.08
	外围	是	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		否	0.84	0.25	0.019	0.013	0.091	0.025	0.023	0.0096	0.36	0.062

布模型为:

$$T(i, j) = t(i, j) \cdot [E(i) + F(j)] / 2$$

$$(i, j = 1, 2, \dots, n)$$

式中:  $T(i, j)$  ——  $i$  区至  $j$  区的将来  $O-D$  量;

$t(i, j)$  ——  $i$  区至  $j$  区的现状  $O-D$  量;

$E(i)$  ——  $i$  区的出行发生增长系数;

$F(j)$  ——  $j$  区的出行吸引增长系数;

$n$  —— 全市 (或全规划区域) 的交通区个数。

按上式计算的  $O-D$  矩阵, 往往各交通区的吸引总量、发生总量不能满足增长要求, 即:

$$i \text{ 交通区的预测发生总量 } \sum_{j=1}^n T(i, j) \approx i \text{ 交通区的现状发生总量 } \sum_{j=1}^n t(i, j) \times i \text{ 区的发生增}$$

$$\text{长系数 } E(i)$$

$$(i = 1, 2, \dots, n)$$

$$j \text{ 交通区的预测吸引总量 } \sum_{i=1}^n T(i, j) \approx j \text{ 交通区的现状吸引总量 } \sum_{i=1}^n t(i, j) \times j \text{ 区的吸引增}$$

$$\text{长系数 } F(j)$$

$$(j = 1, 2, \dots, n)$$

为了使预测的  $O-D$  矩阵满足增长要求, 应重新确定修正增长系数, 用上式进行迭代计算, 修正增长系数为:

$$E'(i) = \sum_{j=1}^n T(i, j) / \sum_{j=1}^n t(i, j) \cdot E(i) \quad (i = 1, 2, \dots, n)$$

$$F'(j) = \sum_{i=1}^n T(i, j) / \sum_{i=1}^n t(i, j) \cdot F(j) \quad (j = 1, 2, \dots, n)$$

利用前述公式不断进行迭代计算, 直到修正增长系数  $E'(i)$ 、 $F'(j)$  接近于 1 (允许误差 3%) 为止。

## (2) Fratar 模型

Fratar 模型考虑了  $O-D$  量起点区与终点区之间的吸引强度, 预测结果优于平均增长系数模型, Fratar 模型的具体形式为:

$$T(i, j) = [T_1(i, j) + T_2(i, j)] / 2$$

$$T_1(i, j) = t(i, j) \cdot E(i) \cdot F(j) \cdot \sum_{j=1}^n t(i, j) / \sum_{j=1}^n t(i, j) \cdot F(j)$$

$$T_2(i, j) = t(i, j) \cdot E(i) \cdot F(j) \cdot \sum_{i=1}^n t(i, j) / \sum_{i=1}^n t(i, j) \cdot E(i)$$

$$(i, j = 1, 2, \dots, n)$$

式中符号同前。

与平均增长系数模型一样, Fratar 模型也需用前述方法进行迭代运算, 直至修正增长系数收敛于 1。

## (3) Furness 模型

在 Furness 模型中，由起点区所产生的出行量首先取得平衡，随之吸引到终点区的出行量再取得平衡。Furness 模型的具体形式为：

$$T^0(i, j) = t(i, j) \cdot E(i)$$

$$T^k(i, j) = T^{k-1}(i, j) \cdot \sum_{i=1}^n t(i, j) \cdot E(i) / \sum_{i=1}^n T^{k-1}(i, j)$$

$$T^{k+1}(i, j) = T^k(i, j) \cdot \sum_{j=1}^n t(i, j) \cdot F(j) / \sum_{j=1}^n T^k(i, j)$$

$$(i, j = 1, 2, \dots, n), (k = 1, 3, 5, 7, \dots)$$

式中： $T^0(i, j)$ ——初始迭代预测 O-D 量；  
 $T^k(i, j)$ ——第  $k$  次迭代时的预测 O-D 量；  
 $T^{k-1}(i, j)$ ——第  $k-1$  次迭代时的预测 O-D 量；  
 $T^{k+1}(i, j)$ ——第  $k+1$  次迭代时的预测 O-D 量。

其它符号同前。

Furness 模型通过上述公式的反复迭代，直到  $T^{k+1}(i, j)$  接近于  $T^k(i, j)$  为止（允许相对误差为 3%）。

增长系数法分布预测模型思路明确、算法简单，可预测全目的、全方式 O-D 矩阵，且稳定性较好，对于分布均匀、增长率变化不大的地区，这类模型比较合理，但这类模型必须建立在完整的现状 O-D 矩阵之上，并不适用于未来出行分布与现状出行分布变化较大的地区（如新开发城市）。

[例 2-1] 某区域有三个交通区，现状 O-D 矩阵，通过出行产生预测所获得的各交通区未来发生总量及吸引总量如表 2-5 所示，试用平均增长系数模型、Fratar 模型确定该区域的未来 O-D 分布。

第一次迭代的未来 O-D 分布

表 2-5

起点 \ 终点	1	2	3	$\sum_j t(i, j)$	未来发生量
1	4	2	2	8	16
2	2	8	4	14	28
3	2	4	4	10	40
$\sum_i t(i, j)$	8	14	10	32	
未来吸引量	16	28	40		84

解：

现状调查的 O-D 矩阵为对称矩阵，且预测的各交通区发生量与吸引量相等，故各交通区的发生增长系数与吸引增长系数相同，即：

$$E(1) = F(1) = 16/8 = 2$$

$$E(2) = F(2) = 28/14 = 2$$

$$E(3) = F(3) = 40/10 = 4$$

1) 用平均增长系数模型预测

(1) 第一次计算:

$$T(1,1) = t(1,1) \times [E(1) + F(1)] / 2 = 4 \times (2 + 2) / 2 = 8$$

$$T(1,2) = t(1,2) \times [E(1) + F(2)] / 2 = 2 \times (2 + 2) / 2 = 4$$

$$T(1,3) = t(1,3) \times [E(1) + F(3)] / 2 = 2 \times (2 + 4) / 2 = 6$$

$$T(2,2) = t(2,2) \times [E(2) + F(2)] / 2 = 8 \times (2 + 2) / 2 = 16$$

$$T(2,3) = t(2,3) \times [E(2) + F(3)] / 2 = 4 \times (2 + 4) / 2 = 12$$

$$T(3,3) = t(3,3) \times [E(3) + F(3)] / 2 = 4 \times (4 + 4) / 2 = 16$$

由于  $O-D$  矩阵对称, 可得:

$$T(2,1) = T(1,2) = 4$$

$$T(3,1) = T(1,3) = 6$$

$$T(3,2) = T(2,3) = 12$$

于是得表 2-6 所示的第一次计算  $O-D$  分布矩阵, 在  $O-D$  矩阵中, 分布预测的各小区发生总量  $\sum_j T(i, j)$ 、吸引总量  $\sum_i T(i, j)$  不等于出行产生预测的发生、吸引总量, 且各交通区的发生、吸引修正增长系数  $E'(i)$ 、 $F'(j)$  不接近于 1 (见表 2-6 最后一行、一列、偏差大于 3%), 故尚需以新确定的修正增长系数进行迭代计算。

第一次迭代的未来  $O-D$  分布

表 2-6

起点 \ 终点	1	2	3	$\sum_j T(i, j)$	未来发生量	$E'(i)$
1	8	4	6	18	16	0.89
2	4	16	12	32	28	0.88
3	6	12	16	34	40	1.18
$\sum_i T(i, j)$	18	32	34	84		
未来吸引量	16	28	40		84	
$F'(j)$	0.89	0.88	1.18			

(2) 第二次计算

$$T(1,1) = 8 \times (0.89 + 0.89) / 2 = 7.12$$

$$T(1,2) = 4 \times (0.89 + 0.88) / 2 = 3.54$$

$$T(1,3) = 6 \times (0.89 + 1.18) / 2 = 6.21$$

$$T(2,2) = 16 \times (0.88 + 0.88) / 2 = 14.08$$

$$T(2,3) = 12 \times (0.88 + 1.18) / 2 = 12.36$$

$$T(3,3) = 16 \times (1.18 + 1.18) / 2 = 18.88$$

根据对称性可确定其他元素, 于是得表 2-7 所示的第二次计算  $O-D$  分布矩阵。在该  $O-D$  矩阵中, 修正的增长系数仍不满足精度要求, 还需迭代计算。

(3) 第三次计算

用同样的方法可得第三次计算的  $O-D$  分布矩阵, 如表 2-8 所示, 该矩阵中修正的增长系数已满足精度要求, 故表 2-8 所示  $O-D$  矩阵即为要求预测的  $O-D$  分布。

2) 用 Fratar 模型预测

第二次迭代的未来 O-D 分布

表 2-7

起点 \ 终点	1	2	3	$\sum_j T(i, j)$	未来发生量	$E'(i)$
1	7.12	3.54	6.21	16.87	16	0.95
2	3.54	14.08	12.36	29.98	28	0.93
3	6.21	12.36	18.88	37.45	40	1.07
$\sum_i T(i, j)$	16.87	29.98	37.45	84.30		
未来吸引量	16	28	40		84	
$F'(j)$	0.95	0.93	1.07			

第三次迭代的未来 O-D 分布

表 2-8

起点 \ 终点	1	2	3	$\sum_j T(i, j)$	未来发生量	$E'(i)$
1	6.76	3.33	6.27	16.36	16	0.98
2	3.33	13.09	12.36	28.78	28	0.97
3	6.27	12.36	20.20	38.83	40	1.03
$\sum_i T(i, j)$	16.36	28.78	38.83	83.97		
未来吸引量	16	28	40		84	
$F'(j)$	0.98	0.97	1.03			

$$T_1(1,1) = z(1,1) \cdot E(1) \cdot F(1) \cdot \frac{z(1,1) + z(1,2) + z(1,3)}{z(1,1) \cdot F(1) + z(1,2) \cdot F(2) + z(1,3) \cdot F(3)}$$

$$= 6.4$$

$$T_2(1,1) = z(1,1) \cdot E(1) \cdot F(1) \cdot \frac{z(1,1) + z(2,1) + z(3,1)}{z(1,1) \cdot E(1) + z(2,1) \cdot E(2) + z(3,1) \cdot E(3)}$$

$$= 6.4$$

$$\therefore T(1,1) = \frac{1}{2} [T_1(1,1) + T_2(1,1)] = 6.4$$

$$T_1(1,2) = z(1,2) \cdot E(1) \cdot F(2) \cdot \frac{z(1,1) + z(1,2) + z(1,3)}{z(1,1) \cdot F(1) + z(1,2) \cdot F(2) + z(1,3) \cdot F(3)}$$

$$= 3.2$$

$$T_2(1,2) = z(1,2) \cdot E(1) \cdot F(2) \cdot \frac{z(1,2) + z(2,2) + z(3,2)}{z(1,2) \cdot E(1) + z(2,2) \cdot E(2) + z(3,2) \cdot E(3)}$$

$$= 3.11$$

$$\therefore T(1,2) = \frac{1}{2} \times [T_1(1,2) + T_2(1,2)] = 3.16$$

同理可得:

$$\begin{aligned} T(1,3) &= 6.06, & T(2,1) &= 3.16 \\ T(2,2) &= 12.44, & T(2,3) &= 11.93 \\ T(3,1) &= 6.06, & T(3,2) &= 11.93 \\ T(3,3) &= 22.86 \end{aligned}$$

经过一轮计算后，得表 2-9 所示的 O-D 分布矩阵。在分布矩阵中，各交通区修正的增长系数已满足精度要求，无需进行迭代计算，可见，用 Fratar 模型比用平均增长系数模型收敛速度要快得多。

Fratar 模型预测的 O-D 分布

表 2-9

起点 \ 终点	1	2	3	$\sum_j T(i, j)$	未来发生量	$E'(i)$
1	6.4	3.16	6.06	15.62	16	1.02
2	3.16	12.44	11.93	27.53	28	1.02
3	6.06	11.93	22.86	40.85	40	0.98
$\sum_i T(i, j)$	15.62	27.53	40.85	84.00		
未来吸引量	16	28	40		84	
$E'(j)$	1.02	1.02	0.98			

## 2. 重力模型法

重力模型法出行分布预测考虑了两交通区之间的吸引强度与吸引阻力，认为两交通区之间的出行吸引与两交通区的出行发生，吸引量成正比，与交通区之间的交通阻抗成反比。重力模型通常有行程时间模型、相互影响模型、分布系数模型三种形式，其中以行程时间模型最为常用，这里仅介绍行程时间模型。

行程时间模型以行程时间作为交通阻抗，其分布预测公式为：

$$T(i, j) = \frac{a_j / S_{ij}^c}{\sum_{j=1}^n a_j / S_{ij}^c} P_i$$

$$a_j = \sum_{i=1}^n t(i, j)$$

$$P_i = \sum_{j=1}^n T(i, j)$$

$$(i, j = 1, 2, \dots, n)$$

式中： $a_j$ —— $j$ 区的现状出行吸引总量；  
 $P_i$ —— $i$ 区的未来出行发生总量；  
 $S_{ij}$ —— $i$ 区至 $j$ 区的行程时间（分）；  
 $c$ ——参数。

利用行程时间模型预测出行分布时，参数  $c$  采用试算法确定，参数一般在 1.0~2.0 之间，试算时，以全区加权平均行程时间作为精度控制条件，要求现状与预测的加权平均行程时间相对差不大于 3%。

[例 2-2] 某区域有三个交通区，现状 O-D 矩阵，通过出行产生预测所获得的未来出行发生、吸引总量如表 2-10 所示，各交通区之间的行程时间(分)如表 2-11 所示。试用行程时间模型确定出行分布。

解：

设  $c = 1.0$

现状 O-D 矩阵及预测的未来出行发生、吸引总量

表 2-10

O \ D	1	2	3	$P_i$	$(P_j)$ 林长培
1	4	2	2	8	16
2	2	8	4	14	28
3	2	4	4	10	40
$a_j$	8	14	10	32	
$A_j$	16	28	40		84

各交通区之间的行程时间 (min)

表 2-11

O \ D	1	2	3
1	2	4	4
2	4	1	2
3	4	2	2

交通区1:  $\sum_{j=1}^n a_j / S_{1j}$   
 $= \frac{8}{2} + \frac{14}{4} + \frac{10}{4} = 10$

$T(1,1) = \frac{a_1}{S_{11}} \cdot P_1$   
 $= \frac{8}{2} \times 16 = 6.40$

$T(1,2) = \frac{a_2}{S_{12}} P_1$   
 $= \frac{14}{4} \times 16 = 5.60$

$T(1,3) = \frac{a_3}{S_{13}} P_1$   
 $= \frac{10}{4} \times 16 = 4.00$

交通区2:  $\sum_{j=1}^n \frac{a_j}{S_{2j}}$   
 $= \frac{8}{4} + \frac{14}{1} + \frac{10}{2} = 21$

$T(2,1) = \frac{a_1}{S_{21}} \cdot P_2$   
 $= \frac{8}{4} \times 28 = 2.67$

$T(2,2) = \frac{a_2}{S_{22}} P_2$   
 $= \frac{14}{1} \times 28 = 18.67$

$T(2,3) = \frac{a_3}{S_{23}} P_2$   
 $= \frac{10}{2} \times 28 = 6.67$



$$\text{交通区3: } \sum_{j=1}^n \frac{a_j}{S_{3j}}$$

$$= \frac{8}{4} + \frac{14}{2} + \frac{10}{2} = 14$$

$$T(3,1) = \frac{a_1}{S_{31}} P_3$$

$$= \frac{8}{14} \times 40 = 5.71$$

$$T(3,2) = \frac{a_2}{S_{32}} P_3$$

$$= \frac{14}{14} \times 40 = 20$$

$$T(3,3) = \frac{a_3}{S_{33}} P_3$$

$$= \frac{10}{14} \times 40 = 14.29$$

于是得出行分布 O-D 矩阵如表 2-12 所示。

出行分布 O-D 矩阵

表 2-12

O	D	1	2	3	$\sum_i T(i, j)$
1		6.40	5.60	4.00	16
2		2.67	18.67	6.67	28
3		5.71	20.00	14.29	40
	$\sum_j T(i, j)$	16	28	40	84

现状 O-D 分布加权平均行程时间为：

$$\bar{S}_0 = \frac{4 \times 2 + 2 \times 4 + 2 \times 4 + 2 \times 4 + 8 \times 1 + 4 \times 2 + 2 \times 4 + 4 \times 2 + 4 \times 2}{32}$$

$$= 2.25(\text{分})$$

预测 O-D 分布加权平均行程时间为：

$$\bar{S}_1 = \frac{6.4 \times 2 + 5.6 \times 4 + 4 \times 4 + 2.67 \times 4 + 18.67 \times 1 + 6.67 \times 2 + 5.71 \times 4 + 20 \times 2 + 14.29 \times 2}{84}$$

$$= 2.21(\text{分})$$

加权平均行程时间的相对差为：

$$\frac{|\bar{S}_0 - \bar{S}_1|}{\bar{S}_0} = \frac{2.25 - 2.21}{2.25} = 1.7\%$$

相对差满足精度要求，故表 2-12 所示矩阵即为要求的出行分布。

若相对差 > 3%，则应调整参数 C 后重新计算。若相对差 > 3% 且  $\bar{S}_1 > \bar{S}_0$ ，则应增大 C。若相对差 > 3% 且  $\bar{S}_1 < \bar{S}_0$ ，则应减少 C。

与增长系数法分布预测相比，重力模型法分布预测考虑的因素比较全面，尤其是强调了局部与整体之间的相互作用，比较切合实际，即使没有完整的 O-D 表，也能推算出 O-D 分布，重力模型的一个致命缺点是短程分布偏大，尤其是区内出行，在预测时必须给予注意。

#### 四、居民出行方式划分预测

居民出行方式划分预测是指确定各种交通方式所承担的出行量比例。通过出行方式划分

预测,可得到各种交通方式所承担的出行  $O-D$  量,考虑各交通工具的载客率,可得各种交通工具的  $O-D$  分布量。该  $O-D$  分布量是进行交通分配的基础,进行路网规划和公交规划的依据。在西方工业发达国家,交通方式通常只分两类:小汽车出行及公交出行。在我国生活水平还不很高的今天,交通出行方式比较复杂,通常包括公交、自行车、步行、摩托、小汽车及其他六类,其中出行总量比例较高的是公交、自行车、步行三类。

影响居民出行方式的因素很多,最主要的有:城市规模及城市地域特性,公共交通的发达程度,城市居民的生活水平以及交通政策。表 2-13 为我国部分特大城市居民出行方式结构调查表。

部分特大城市居民出行方式结构表

表 2-13

城 市	公交 (%)	自行车 (%)	步行 (%)	其他 (%)	合计 (%)
上 海	35.8	13.3	43.1	7.8	100
天 津	10.3	44.6	42.6	2.5	100
广 州	18.8	34.0	39.2	8.0	100
沈 阳	10.1	58.6	29.0	2.3	100
南 京	19.2	44.1	33.1	3.6	100

居民对出行方式的选择很大程度上取决于他的出行行程(或出行时耗),图 2-1 为南京市居民出行调查中统计的各种方式比例与出行时耗的关系曲线。

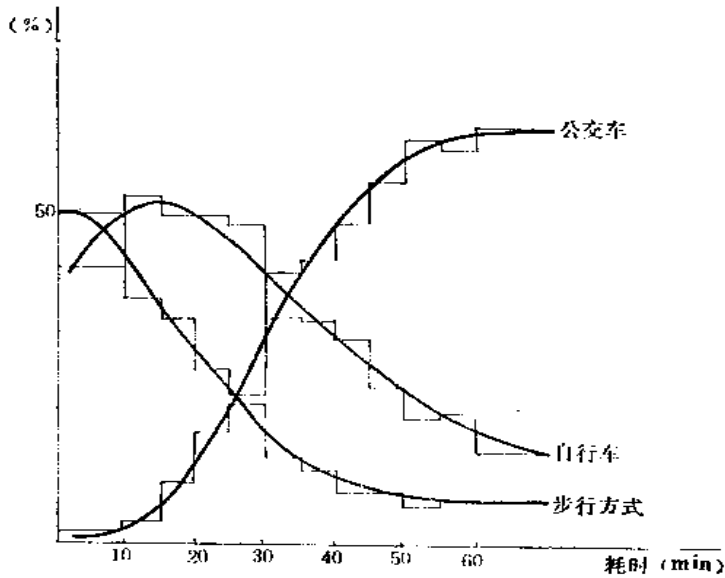


图 2-1 出行方式的耗时分布特性曲线

由图可见,当出行时耗在 7min 以内时,以步行出行为主,当时耗在 7~35min 之间时,以自行车出行为主,当时耗大于 35min 时,以公交出行为主。

出行方式的行程分布特性曲线与时耗分布特性曲线相似,当出行行程在 1km 以下时,以步行出行为主,当行程在 1~5km 之间时,以自行车出行为主,当行程大于 5km 时,以公交出行为主。

城市规模及地域特性对居民出行方式有很大的影响。一般来说,城市规模大,居民出行的活动空间大,行程长,公交出行所占的比例

较高;反之,自行车出行所占的比例就高。在平原城市,自行车出行所占的比例较高,而在山区城市,自行车出行所占的比例较低。

公共交通的发达程度对居民出行方式也有较大的影响,一个城市的公共交通网络布局合理,通达性好,换乘方便,则公交出行的吸引力就大,反之则小。

城市居民的经济收入对出行方式也有一定的影响,在我国居民生活水平不是很高的大多数城市,步行、公交、自行车出行占 95% 以上。在经济比较发达的城市(如深圳),摩托车、出租车、中巴出行占有一定的比重。

交通政策对居民出行方式的选择有很大影响。我国有些城市通过采取收自行车税及公交月票单位报销等交通政策，鼓励公交出行而对自行车出行进行限制，则这些城市的公交出行的比例会相对提高，而有些城市采取了相反的交通政策，则自行车出行的比例会相对提高。

由于摩托车、小汽车的载客率很低，在各种居民出行方式中所占的出行比例很小，但它们对交通的影响是相当大的，在预测时不能与“其他出行方式”合并，应单独进行预测。

居民出行方式预测可按以下步骤进行：

(1) 根据现状的总体出行方式结构，考虑交通政策的可能变化及小汽车的可能发展，确定将来的总体出行方式结构，如表 2-14 为南京市现状及公元 2000 年的总体出行方式结构。

南京市总体出行方式结构

表 2-14

出行方式	自行车出行	公交出行	摩托车出行	小汽车出行	其他方式出行 (含步行)
现状(1986年)	44.08%	19.17%	0.35%	36.40%	
公元2000年	35.00%	25.00%	0.46%	2.50%	37.04%

(2) 根据现状出行资料确定各出行目的的时耗~方式分布曲线(见图 2-1)或行程~方式分布曲线。

(3) 根据出行分布预测阶段的预测结果(分布 O-D 表)以及各交通区之间的出行行程(或出行时耗)，利用上述各出行目的的分布曲线，预测各交通区各方式的居民出行 O-D 量。

(4) 根据步骤 (1) 中确定的总体出行方式结构，对步骤 (3) 预测的各交通区出行方式进行复核及必要的调整。

通过方式划分预测，可获得各种出行方式的 O-D 分布量，根据各种交通工具的载客率，便可确定各种交通工具的 O-D 分布量，即自行车、当量小汽车 O-D 分布量，作为交通分配的基础。

## § 2-3 货运预测方法

### 一、货运总量预测

一个城市的货运总量与该城市的工农业总产值有着密切的关系，因此，货运总量可采用回归方法按以下步骤进行预测。

#### 1. 确定工农业总产值对年份的回归关系

工农业总产值对年份的回归可采用二次非线性表达式：

$$Y = a + b(X - X_0) + c(X - X_0)^2$$

式中：Y——预测年份的工农业总产值；

X——预测年份的公元年号；

X<sub>0</sub>——采用统计资料的起始公元年号。

#### 2. 确定货运总量对工农业总产值的回归关系

货运总量对工农业总产值的回归关系可根据以下多种形式的表达式按相关系数的高低选定。

A:	$Y = a + bX$
B:	$Y = a + bX + cX^2$
C:	$Y = a \cdot e^{bX}$
D:	$Y = a \cdot X^b$
E:	$Y = X / (a + bX)$

式中：Y——货运总量；  
X——工农业总产值。

### 3. 确定货物运输结构

一个城市的货物运输，一般以公路运输为主，但其他运输方式也承担一定的运输量（如水运、铁路运输等，尤其是对外运输），各运输方式所占的比重与城市的性质、规模及对外联系有关，规划年份的货物运输结构可根据现状货运结构考虑将来货运政策可能的改变修正确定。

### 4. 确定道路货运总量

前面预测得到的是全运输方式的货运总量，道路货运总量可根据全方式货运总量考虑道路运输所占比重确定。

道路货运总量也可直接对工农业总产值进行回归预测，但由于直接回归预测不能考虑运输方式的可能改变，预测精度比前述间接预测要低一些。

## 二、货运发生、吸引预测

影响货运发生、吸引的因素很多，其中最主要的因素为土地利用性质。货运发生、吸引预测可按以下步骤进行：

#### 1) 建立土地利用与货运发生、吸引量的相对关系

即根据现状调查资料，确定各类用地（即行业、通常划分成 11 类<sup>[7]</sup>）单位面积内各类货物（通常划分成 10 类<sup>[7]</sup>）的发生、吸引量

#### 2) 根据规划土地利用性质确定货运发生、吸引量

根据各交通区规划年份的各行业用地面积，采用上述关系确定各交通区的各类货物发生与吸引量。

#### 3) 大型企业发生、吸引专门预测

对于某些大型企业，如钢铁厂、煤矿、化工厂、大型机械厂等，应采用投入产出法（即运进的原料及运出的产品）专门预测其发生、吸引量。

#### 4) 总量平衡及调整

各交通区的货运量总和应与全市道路货运总量相一致，否则应对各交通区的货运发生、吸引量进行修正，使之一致。

#### 5) 货车当量换算

根据货车平均满载率，将各交通区的货物发生、吸引量换算成货车发生、吸引量。

## 三、货运分布预测

与居民出行相比，货物出行有一特点：出行方式比较单一，基本上都采用货车运输，且货物出行距离较居民出行距离长，因而阻抗是影响货运分布的最主要因素。

与客运分布预测类似，货运分布预测方法分增长率法及重力模型法两大类，模型形式与

客运分布预测模型相同,在实际工程中,采用最多的是以行程时间作为阻抗的重力分布模型。

## § 2-4 结 语

城市交通需求预测是城市交通规划的基础,由于影响因素复杂、精确的需求预测一直是城市交通规划的难点之一,本章只对交通规划中的主要客货流产生、分布预测方法进行论述,有关流动人口、客货运对外交通预测方法请参考有关论著。

## 参 考 文 献

- [1] 黄富民等:“南京市人口预测与交通小区的人口分配报告”,《南京市综合交通规划预测专题报告 6-1》,南京市综合交通规划工作组,1990年3月。
- [2] 李旭宏:“南京市客运交通预测研究报告”,《南京市综合交通规划预测专题报告 6-5》,东南大学交通运输工程系,1990年3月。
- [3] 惠先宝:“城市交通总体发展战略规划方法研究”,东南大学硕士论文,1989年3月。
- [4] 广州市综合交通规划工作组:“广州市居民出行调查报告”,1987年。
- [5] 沈阳市综合交通规划工作组:“沈阳市居民出行调查报告”,1987年。
- [6] 任福田等:《交通工程学导论》,中国建筑工业出版社,1987年。
- [7] 李旭宏:“货运交通预测研究报告”,《南京市综合交通规划预测专题报告 6-6》,东南大学交通运输工程系,1990年3月。

## 第三章 交通网络计算机处理方法

所谓交通网络的计算机处理，就是要把交通网络（道路网络、公交网络等）抽象化，使计算机能识别各种交通网络，能对交通网络进行各种辨识、搜索、存储及运算。网络计算机处理是为后面的交通分配、公交线网优化及交通质量评价服务的。在交通网络系统中，只有快速干道、主次干道及交通性支路承担大量的客货流区间交通，生活性支路只承担区内交通，不参加区间交通分配，故只对快速干道、主次干道及交通性支路所组成的交通网络进行计算机处理。

### § 3-1 计算机语言的选择

计算机的广泛应用，无疑对科学技术的发展起了积极的推动作用。与其他学科一样，交通规划由于涉及面广、系统性强、数据处理及运算量大、成图要求高，整个规划过程几乎都必须在计算机上进行。合理的计算机语言系统选择，是进行交通规划的基础。

目前，国际上广泛使用的计算机语言系统已有多种，如 Basic、Fortran、Pascal 等。城市交通规划软件系统在开发及运行过程中对语言有以下几个特殊要求：

#### 1) 运算容量大

城市交通网络是相当复杂的，交通规划软件系统中，有相当多的内容为高阶矩阵运算及路径搜索，选用的语言系统必须具有较大的容量，能解决大中城市的交通规划问题，最好能解决特大城市的交通规划。

#### 2) 图形功能强

城市交通规划的主要内容为交通网络规划（道路网络规划、公交线网规划等），被选用的语言系统必须具有很强的屏幕图形显示功能及高级绘图功能。

#### 3) 编辑性能强

城市交通规划软件系统为大型软件包，涉及面广，系统性强，被选用语言系统必须是结构式（模块化）语言系统，便于众多的交通规划师从事系统软件的开发、调试与运行。

在南京市、郑州市的交通规划实践中，笔者采用了美国最近推出的 True Basic 语言系统（美国国家标准）开发、调试软件。该语言系统具有以下优点：

#### 1) 数据输入方便

该语言系统能在系统状态下直接在屏幕上建立各种形式的数据文件，不需要编制专门的数据文件建立程序，这使得交通规划的数据输入工作大大简化。

#### 2) 运算容量大

该语言系统在 IBM、PC 机及其兼容机上可使用全内存，比解释 Basic 系统容量大 5 倍，能在普通微机上解决大中城市，甚至特大城市的交通规划问题，并可与汇编语言连接，也可以直接在 MS-DOS 系统下运行 True Basic 软件。

#### 3) 结构模块化

该系统是一种典型的结构化程序设计语言系统，子程序、库程序的调用很灵活，并具有良好的可移植性。

#### 4) 编译方便

该系统具有自动编译能力，一般的软件在运行前被自动编译(保留原程序清单)，无需专门操作，若软件需保密，只要在系统状态下运行 Compiles 便将原软件编译至密码存储的执行软件，原软件清单被清除。

#### 5) 图形功能全

该系统具有高级图形和动画功能，图形的剪切、移植能力强，能满足城市规划中的图象显示及成图要求。

#### 6) 本语言系统已汉化

总之，True Basic 语言系统兼备了 Basic、Fortran 语言系统的优点，编程容易、操作方便，能满足城市规划中的各种特殊要求，不失为一种良好的语言系统。

### § 3-2 网络结构的计算机表示法

在处理交通网络时，首先必须把交通网络抽象化，即把交通网络抽象为点(交叉口)与边(路段)的集合体。如图 3-1 为某道路网被抽象后的网络。

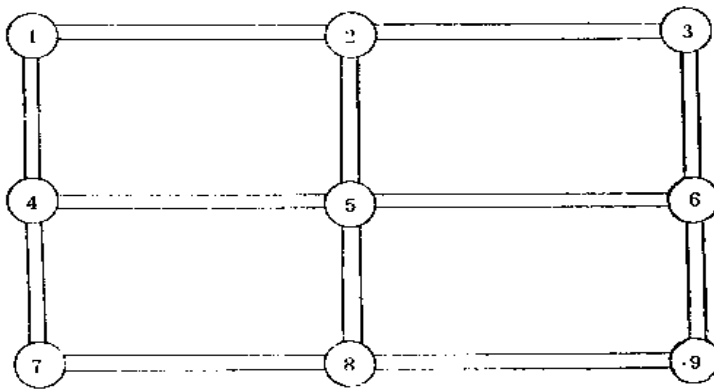


图 3-1 抽象的网络图

该网络由 9 个交通节点(交叉口)及 24 条边(单向路段)所组成。在交通网络中，两交叉口之间的路段用双向线表示，并符合交通法规中的右行规则，如图 3-1 中节点①与②之间，上面的边表示从②至①的单向路段(右行)，下面的边表示从①至②的单向路段(也为右行)。在节点①与④之间，左面的边表示从①至④的单向路段，右面的边表示从④至①的单向路段。在不会引起混淆的前提下，双向路段可以用从节点中至中的单线表示，单向线路用右侧单线表示或用从节点中至中的带箭头的单线表示。

在不会引起混淆的前提下，双向路段可以用从节点中至中的单线表示，单向线路用右侧单线表示或用从节点中至中的带箭头的单线表示。

#### 一、邻接矩阵

交通网络输入到计算机的最常用方式是它的邻接矩阵(或连通矩阵)  $L$ ；邻接矩阵表示点与点之间的一般邻接关系，它的元素  $L(i, j)$  按下列规则确定。

$$L(i, j) = \begin{cases} 0 & \text{两点之间无边连接或 } i = j \\ 1 & \text{两点之间有边连接} \end{cases}$$

如图 3-1 所示网络的邻接矩阵如表 3-1 所示。

如果交通网络中每条边都是双向的，那么它所对应的邻接矩阵是对称矩阵(表 3-1 为对称)。

一个具有  $n$  个交通节点的交通网络，其邻接矩阵的元素为  $n \times n$ ，在计算机中存储邻接

邻接矩阵

表 3-1

$i \backslash j$	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	0	1	0	1	0	0	0	0	0
2	1	0	1	0	1	0	0	0	0
3	0	1	0	0	0	1	0	0	0
4	1	0	0	0	1	0	1	0	0
5	0	1	0	1	0	1	0	1	0
6	0	0	1	0	1	0	0	0	1
7	0	0	0	1	0	0	0	1	0
8	0	0	0	0	1	0	1	0	1
9	0	0	0	0	0	1	0	1	0

矩阵所需的内存为  $n \times n \times w$ ， $w$  为一个数据所占的字节长度。

## 二、边编目表

在计算机中表示网络结构的另一种方法是边编目表，该法将网络中的  $E$  条边任意编排，每条边都对应一个顺序号，计算机根据顺序号及每条边的起讫节点号存储网络。如表 3-2 为图 3-1 网络的边编目表。

边编目表

表 3-2

边顺序号	1	2	3	4	5	6
边起讫点号	(1, 2)	(2, 1)	(2, 3)	(3, 2)	(4, 5)	(5, 4)
边顺序号	7	8	9	10	11	12
边起讫点号	(5, 6)	(6, 5)	(7, 8)	(8, 7)	(8, 9)	(9, 8)
边顺序号	13	14	15	16	17	18
边起讫点号	(1, 4)	(4, 1)	(4, 7)	(7, 4)	(2, 5)	(5, 2)
边顺序号	19	20	21	22	23	24
边起讫点号	(5, 8)	(8, 5)	(3, 6)	(6, 3)	(6, 9)	(9, 6)

在计算机中存储边编目表所需的内存空间比存储邻接矩阵要少一些，但根据边编目表对网络进行搜索，运算不很方便，在交通规划中不常采用。

## 三、权矩阵

根据邻接矩阵(或边编目表)，计算机便能判别点与点之间的邻接关系，即能确定网络的连接方式，但邻接矩阵只给定节点与节点之间的一般连接关系，没有给定数量关系(如两节点之间的连接长度、行驶时间或行驶费用等)。点与点之间的数量关系通过权矩阵 ( $D$ ) 来反映。权矩阵的元素  $d(i, j)$  由下式确定。

$$d(i, j) = \begin{cases} 0 & i = j \\ \infty & \text{两节点之间无边连接} \\ \text{给定权} & \text{两节点之间有边连接} \end{cases}$$

权矩阵中的“权”，可以是两节点之间的连接长度、行驶时间、行驶费用、交通量等数量指标，根据实际需要而定。如图 3-2 所示网络中，边上的数据为节点间的距离 (km)，则该



网络的距离(权)矩阵如表 3-3 所示。

对于一个交通网络来说,各种指标的权矩阵很多,根据这些权矩阵,计算机便能判别节点之间连接的数量关系。

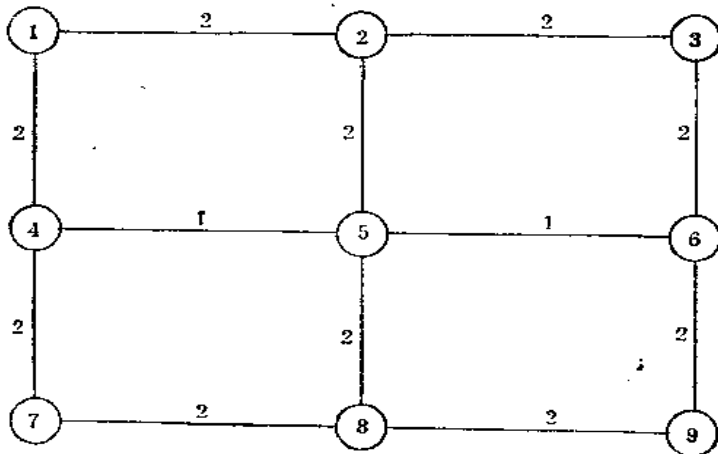


图 3-2 带权的网络图

#### 四、邻接目录法

邻接矩阵与权矩阵都是  $n \times n$  阶的,  $n$  为网络节点个数。在上例中,  $n = 9$ , 对于较复杂的网络, 该两矩阵很大, 如南京市规划交通网络中有节点 179 个,  $L$ 、 $D$  两矩阵均为  $179 \times 179$  阶, 有 32 041 个元素。 $L$ 、 $D$  两矩阵中绝大部分元素是无意义的, 即 0 或  $\infty$ , 如南京市规划网络的  $L$ 、 $D$  矩阵, 有效元素只有

600 个, 而无效元素达 31 400 个, 占总元素的 98% 左右, 网络越复杂, 无效元素所占的比例越高。这些无效元素一方面占了大部分的计算机内存单元, 影响计算效率, 另一方面给计算机输入工作带来了很大的困难。为了解决这一问题, 一般不直接把  $L$ 、 $D$  两矩阵的全部元素输入计算机, 有效的方法是采用邻接目录法建立网络结构邻接关系。

距离(权)矩阵

表 3-3

$i \setminus j$	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	0	2	$\infty$	2	$\infty$	$\infty$	$\infty$	$\infty$	$\infty$
2	2	0	2	$\infty$	2	$\infty$	$\infty$	$\infty$	$\infty$
3	$\infty$	2	0	$\infty$	$\infty$	2	$\infty$	$\infty$	$\infty$
4	2	$\infty$	$\infty$	0	1	$\infty$	2	$\infty$	$\infty$
5	$\infty$	2	$\infty$	1	0	1	$\infty$	2	$\infty$
6	$\infty$	$\infty$	2	$\infty$	1	0	$\infty$	$\infty$	2
7	$\infty$	$\infty$	$\infty$	2	$\infty$	$\infty$	0	2	$\infty$
8	$\infty$	$\infty$	$\infty$	$\infty$	2	$\infty$	2	0	2
9	$\infty$	$\infty$	$\infty$	$\infty$	$\infty$	2	$\infty$	2	0

邻接目录法采用两组数组表示网络的邻接关系, 一组为一维数组  $R(i)$ , 表示与  $i$  节点相连接的边的条数, 另一组为二维数组  $V(i, j)$ , 表示与  $i$  节点相邻接的第  $j$  个节点的节点号。图 3-2 所示网络的  $R(i)$ 、 $V(i, j)$  两数组如表 3-4 所示。

根据该两数组, 计算机便能判别节点与节点之间的邻接关系, 输入该两数组比输入邻接矩阵简单得多。同样, 权矩阵的元素也可以用相同的方式输入, 按照这种方式, 只要输入有效数据就行了。在上例中, 因为网络很简单, 这种方法的优越性没有显示出来。网络越复杂, 这种方法的优越性就越大, 如南京市规划交通网络中,  $L$ 、 $D$  矩阵的元素均为 32 041 个, 用邻接目录法只需输入 600 个有效数据, 只占总元素的 2%, 其效率提高约 50 倍, 相当优越。

邻接目录表 表 3-4

节点 $i$	$R(i)$	$V(i, j)$
1	2	2, 4
2	3	1, 3, 5
3	2	2, 6
4	3	1, 5, 7
5	4	2, 4, 6, 8
6	3	3, 5, 9
7	2	4, 8
8	3	5, 7, 9
9	2	6, 8

采用邻接目录法输入、调用及搜索网络结构邻接关系，不仅能大大减少计算机输入与计算工作量，而且能大大减少交通规划过程中各软件所需的内存单元，提高计算速度。

### 五、网络信息输入方式

交通网络方案（无论是规划网络还是现状网络）的最主要原始信息（外部输入部分）为网络结构形式（邻接目录表）及网络几何要素，包括各路段的长度、机动车道宽、非机动车道宽、机动非机动车道分隔方式。这些数据可在 True Basic 系统状态下直接在计算机屏幕上建立字符串文件，不需专门设置软件。如表 3-5 为图 3-2 所示网络在屏幕上直接建立的网络信息字符串文件。

表 3-5 中的第二列即为邻接目录表中的  $V(i, j)$  数组，第三、四、五、六列为按邻接目录表编排的网络几何要素特征数据。在屏幕上直接建立了网络信息的字符串文件后，便可编制一小程序从字符串文件中读取，并将其转换成单项的纯数据文件（dat 文件）存储，以备调用。

屏幕上建立的网络信息文件

表 3-5

路段 起点	路段 终点	路段长度 (km)	机动车 道宽 (m)	非机动 车道宽 (m)	机动非机 动车道隔 离方式*	路段 起点	路段 终点	路段长度 (km)	机动车 道宽 (m)	非机动 车道宽 (m)	机动、非 机动车道 隔离方式*
1	2	2	4	3	0	5	6	1	6	4	1
1	4	2	4	3	0	5	8	2	6	4	1
2	1	2	4	3	0	6	3	2	4	3	0
2	3	2	4	3	0	6	5	1	6	4	1
2	5	2	6	4	1	6	9	2	4	3	0
3	2	2	4	3	0	7	4	2	4	3	0
3	6	2	4	3	0	7	8	2	4	3	0
4	1	2	4	3	0	8	5	2	6	4	1
4	5	1	6	4	1	8	7	2	4	3	0
4	7	2	4	3	0	8	9	2	4	3	0
5	2	2	6	4	1	9	6	2	4	3	0
5	4	1	6	4	1	9	8	2	4	3	0

\* 1-机动非机动车道间设隔离带（墩）；0-不设隔离带（墩）。

### 六、网络信息调用方式

交通网络的各种信息（网络结构、几何要素、交通要素等）均以数据文件形式存储，等待调用。在交通规划过程中，输入的数据文件及计算机自动形成的数据文件（中间结果或最后成果）多达几十份，这些文件在规划软件的执行过程中多次被调用。一般来说，交通规划软件系统中的每一个独立软件或库软件，其开头都有一个网络信息调用程序，借助于此输入该软件在执行过程中所必需的网络信息及交通信息。

在笔者开发的交通规划软件系统中，各软件均以如下形式的程序调用网络信息。

```

10  open #2: "A:R(i).dat"
20      input #2:n
30  for i=1 to n
40      input #2:R(i)
50  next i
    
```

```

60   close #2
70
80   open #3:"A:V(i, j).dat"
90     for i=1 to n
100    for j=1 to R(i)
110      input #3:V(i, j)
120    next j
130  next i
140  close #3
150
160  open #4:"A:RL.dat"
170  open #5:"A:BUS.dat"
     .....
180  open #8:"A:VLW.dat"
210  for i=1 to n
220    for j=1 to R(i)
230      input #4:RL(i, j)
240      input #5:BUS(i, j)
     .....
270      input #8:VLW(i, j)
280    next j
290  next i
300  close #4
310  close #5
     .....
320  close #8

```

在网络信息调用程序中，语句 10 为打开 A 盘上的数据文件  $R(i).dat$ ， $R(i).dat$  中的第一个数据为网络节点个数  $n$ ，其余数据为邻接目录表中的  $R(i)$  数组，如表 3-4。语句 20 为调入  $n$ （网络节点个数），语句 30—语句 50 为调入邻接目录表数组  $R(i)$ 。语句 80 为打开 A 盘上的数据文件  $V(i, j).dat$ ， $V(i, j).dat$  为邻接目录表中的  $V(i, j)$  数组，语句 90—语句 130 为按序调入邻接目录表数组  $V(i, j)$ 。

在网络信息调用程序中，语句 10—语句 140 程序段是必需的<sup>①</sup>，该程序段确定了交通网络的结构形式。

语句 160—200 为打开 A 盘上的与路段有关的诸数据文件，在这里， $RL.dat$  为路段长度（距离）数据文件， $BUS.dat$  为路段公交车交通量数据文件， $VLW.dat$  为路段机动车道宽度数据文件，…。语句 210—290 为按序调入长度、公交车交通量、车道宽度等数据。

与路段有关的数据文件中的数据，均按邻接目录表中  $V(i, j)$  数组的顺序编排，如表 3-5 所示。在不同的软件中，程序段 160—200 可能不同，该程序段调用的数据文件个数及

① 在 True Basic 系统中，也可以不用语句标号，此处只是为了说明方便才加上标号。

内容视软件的需要而定。

### § 3-3 最短路算法

最短路算法软件是城市交通网络规划的基础软件之一，在网络交通分配及公交线网优化中，该软件被反复调用，因此，该软件设计的合理与否，直接影响到整个交通规划软件系统的运算容量及运行时间。一般来说，网络最短路计算包括最短路权计算及最短路线辨识两个方面。本节介绍笔者研制的城市交通规划软件系统中采用或开发的最短路算法及部分模块设计。

#### 一、最短路权算法

最短路权算法是指仅计算出给定节点（或任意节点）之间的最短路长度，这里的长度是一个广义的概念，在交通规划中，通常采用的是行驶时间、行驶距离及行驶费用。

##### 1. Dijkstra 算法及软件设计

Dijkstra 算法也称标号法，该法由 E. W. Dijkstra 首先提出，通常简称为“D”法。该法常用于计算从某一指定点（称为起点或始点  $V_1$ ）到另一指定点（称为终点  $V_n$ ）的最短路权。

首先从始点  $V_1$  开始，给每一个顶点记一个数（称之为标号），标号分 T 标号与 P 标号两种，T 标号表示从始点  $V_1$  到该点的最短路权的上界，称为临时标号，P 标号表示从  $V_1$  到该点的最短路权，称为固定标号。在标号过程中，T 标号一直在改变，已得到 P 标号的点不再改变，凡是没有标上 P 标号的点，都标上 T 标号。算法的每一步把某一点的 T 标号改变为 P 标号，经过有限步以后，就可以把所有的 T 标号都改变成 P 标号，即得到了从始点到每一点（当然包括终点  $V_n$ ）的最短路权，标号过程便结束。

标号法的计算过程如下：

1) 给  $V_1$  标上 P 标号  $P(1) = 0$ ，其余各点均标上 T 标号  $T_1(j) = \infty$ ， $j = 2, 3, \dots, n$ 。即表示从  $V_1$  到  $V_1$  的最短路权为 0，从  $V_1$  到各点的最短路权的上界为  $\infty$ ，这当然成立。标号中，括号内的数表示节点号，脚码 1 表示为第一轮标号。这样，经过一轮标号便得到了一个 P 标号。

2) 设已经过了  $K - 1$  轮标号， $V_i$  是前一轮 ( $K - 1$  轮) 标号时刚得到 P 标号的点，则对所有没有得到 P 标号的点进行一轮新的标号 (第  $K$  轮)。考虑所有与  $V_i$  相邻且没有标上 P 标号的点  $V_j$ ，修改  $V_j$  的 T 标号为：

$$T_K(j) = \min[T(j), P(i) + d_{ij}]$$

式中： $d_{ij}$ —— $V_i$  到  $V_j$  的距离 (权)；

$T(j)$ ——第  $K$  轮标号前  $V_j$  点已取得的 T 标号。

在所有的 T 标号 (包括没有被修改的 T 标号) 中，寻找一个最小的 T 标号  $T_K(j_0)$ ：

$$T_K(j_0) = \min[T_K(j), T(r)]$$

式中： $j_0$ ——最小 T 标号所对应的节点号；

$T(r)$ ——与  $V_i$  不相邻节点  $V_r$  已取得的 T 标号。

给点  $V_{j_0}$  标上 P 标号

$$P(j_0) = T_K(j_0)$$

第  $K$  轮标号结束。

3) 若交通网络中已没有T标号点, 则说明已得到了从 $V_1$ 到 $V_n$ 的最短路权, 算法结束。否则返回第2)步开始一轮新的标号。

下面用一个简单的示例说明 Dijkstra 算法的求解过程。

[例 3-1] 求图 3-2 所示网络中, 从节点①到节点⑨的最短路权。

解:

(1) 第一轮标号

给起点①标上P标号:  $P(1) = 0$ , 其余点均标上T标号:  $T_1(2) = T_1(3) = T_1(4) = T_1(5) = T_1(6) = T_1(7) = T_1(8) = T_1(9) = \infty$ 。

(2) 第二轮标号

在前一轮标号中, 节点①是刚得到P标号的点, 节点②、④与①相邻, 且均为T标号, 则修改该两点的T标号。

$$T_2(2) = \min[T_1(2), P(1) + d_{12}] = \min[\infty, 0 + 2] = 2$$

$$T_2(4) = \min[T_1(4), P(1) + d_{14}] = \min[\infty, 0 + 2] = 2$$

在所有的(包括没有修改过的)T标号中, 找出最小标号, 这里节点②、④均为最小, 可任选一个, 如节点②, 给节点②标上P标号:

$$P(2) = T_2(2) = 2$$

(3) 第三轮标号

节点②是前一轮标号中刚得到P标号的点, 节点③、⑤与②相邻且为T标号, 故修改节点③、⑤的T标号。

$$T_3(3) = \min[T_1(3), P(2) + d_{23}] = \min[\infty, 2 + 2] = 4$$

$$T_3(5) = \min[\infty, 2 + 2] = 4$$

在所有的T标号中, 节点④的T标号最小, 所以给节点④标上P标号:

$$P(4) = T_2(4) = 2$$

(4) 第四轮标号

节点④是刚得到P标号的点, 节点⑤、⑦与④相邻, 且为T标号, 故修改点⑤、⑦的T标号:

$$T_4(5) = \min[4, 2 + 1] = 3$$

$$T_4(7) = \min[\infty, 2 + 2] = 4$$

$$P(5) = T_4(5) = 3$$

(5) 第五轮标号

节点⑤刚得到P标号, 故修改节点⑥、⑧的T标号

$$T_5(6) = \min[\infty, 3 + 1] = 4$$

$$T_5(8) = \min[\infty, 3 + 2] = 5$$

$$P(3) = T_3(3) = 4$$

(6) 第六轮标号

节点③刚得到P标号, 故修改节点⑥的T标号

$$T_6(6) = \min[4, 4 + 2] = 4$$

$$P(6) = T_6(6) = 4$$

(7) 第七轮标号

节点⑥刚得到P标号, 故修改节点④的T标号

$$T_7(9) = \min[\infty, 4 + 2] = 6$$

$$P(7) = T_4(7) = 4$$

(8) 第八轮标号

节点⑦刚得到 P 标号, 故修改节点⑧的 T 标号

$$T_8(8) = \min[5, 4 + 2] = 5$$

$$P(8) = T_8(8) = 5$$

(9) 第九轮标号

节点⑧刚得到 P 标号, 只剩下节点⑨尚为 T 标号, 故修改之。

$$T_9(9) = \min[6, 5 + 2] = 6$$

$$P(9) = T_9(9) = 6$$

至此, 所有节点均标上了 P 标号, 标号过程结束。这样, 我们便得到了从节点①到其他各节点的最短路权 (P 标号), 其中; 从节点①到节点⑨的最短路长度为 6km。

下列程序为用 Dijkstra 算法求最短路权软件中的主模块。

```
100  ! input the start vertex(S) and terminal vertex (K)
110  input S, K
120  for i = 1 to n
130  let P(i) = 1000000
140  let u(i) = 0
150  next i
160  let P(S) = 0
170  let u(S) = 1
180  let i = S
190  let M = 1000000
200  for j = 1 to n
210  if u(j) = 1 then 270
220  let T = d(i, j) + P(i)
230  if T < P(j) then let P(j) = T
240  if P(j) > M then 270
250  let M = P(j)
260  let R = j
270  next j
280  let u(R) = 1
290  if R = K then 320
300  let i = R
310  go to 190
320  Print "shortest distance from S to K ="; P(K)
```

上列程序中没有包括交通网络信息的调用及计算结果输出。程序中, S、K 分别为要求计算的最短路起点与终点,  $P(j)$  为标号 (兼临时标号与固定标号),  $u(j)$  为固定标号判别系数,  $u(j) = 1$  时,  $P(j)$  为固定标号,  $u(j) = 0$  时,  $P(j)$  为临时标号。

在交通规划中, 要求计算出交通网络中任意两个节点之间的最短路权矩阵 ( $n \times n$  阶,

$n$  为交通网络节点数)。尽管 Dijkstra 算法一次就能算出从起点到其他各节点的最短路权,但仍不能满足要求,用该法求最短路权矩阵,需反复运算  $n$  次,计算效率不高,且速度较慢,所需的存储空间较多,在交通规划中已不常用。

## 2. 矩阵迭代算法及软件设计

矩阵迭代法是一种借助于距离矩阵迭代运算来求解最短路权的算法。该法能获得任意一点到另一任意点之间的最短路权矩阵 ( $n \times n$  阶)。下面以一示例说明该法的求解过程。

[例 3-2] 用矩阵迭代算法求解图 3-2 所示网络中任意点之间的最短路权矩阵。

解:

用本法求解前,必须先构造一个距离矩阵(以距离为权的权矩阵),本例的距离矩阵如表 3-3 所示。

距离矩阵给出了只经过一步(一条边)就能到达某一点的最短距离(因为只有唯一可能)。如从节点①到节点②只经过一步的最短距离为 2,而从节点①到节点⑤只经过一步的最短距离为  $\infty$ (表示不可能一步到达)。

对距离矩阵进行以下的运算,便可得到经过两步达到某一点的最短距离。

$$D^{(2)} = D * D = [d_{ij}^{(2)}]$$

$$d_{ij}^{(2)} = \min[d_{ik} + d_{kj}]$$

$$k = 1, 2, \dots, n$$

式中:  $n$  —— 网络节点个数;

\* —— 逻辑运算符号;

$d_{ik}, d_{kj}$  —— 距离矩阵  $D$  中的元素。

如本例中:

$$\begin{aligned} d_{12}^{(2)} &= \min[d_{11} + d_{12}, d_{12} + d_{22}, d_{13} + d_{32}, d_{14} + d_{42}, d_{15} + d_{52}, d_{16} + d_{62}, d_{17} + d_{72}, d_{18} \\ &\quad + d_{82}, d_{19} + d_{92}] \\ &= \min[0 + 2, 2 + 0, \infty + 2, 2 + \infty, \infty + 2, \infty + \infty, \infty + \infty, \infty + \infty, \infty + \infty] \\ &= 2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d_{15}^{(2)} &= \min[d_{11} + d_{15}, d_{12} + d_{25}, d_{13} + d_{35}, d_{14} + d_{45}, d_{15} + d_{55}, d_{16} + d_{65}, d_{17} + d_{75}, d_{18} \\ &\quad + d_{85}, d_{19} + d_{95}] \\ &= \min[0 + \infty, 2 + 2, \infty + \infty, 2 + 1, \infty + 0, \infty + 1, \infty + \infty, \infty + 2, \infty + \infty] \\ &= 3 \end{aligned}$$

即从节点①到节点⑤经过两步到达的最短路权为 3(经过一步的最短路权为  $\infty$ , 不能到达)。

$D^{(2)}$  中的其他元素按同样的方法计算,本例的  $D^{(2)}$  矩阵如表 3-6 所示。

同理,可得经过三步到达某一节点的最短距离为:

$$D^{(3)} = D^{(2)} * D = [d_{ij}^{(3)}]$$

$$d_{ij}^{(3)} = \min[d_{ik}^{(2)} + d_{kj}]$$

$$k = 1, 2, \dots, n$$

式中:  $d_{ik}^{(2)}$  ——  $D^{(2)}$  中的元素;

$d_{kj}$  ——  $D$  中的元素。

经过  $m$  步到达某一节点的最短距离为:

$$D^{(m)} = D^{(m-1)} * D = [d_{ij}^{(m)}]$$

D<sup>(2)</sup>矩阵

表 3-6

$i \backslash j$	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	0	2	4	2	3	$\infty$	4	$\infty$	$\infty$
2	2	0	2	3	2	3	$\infty$	4	$\infty$
3	4	2	0	$\infty$	3	2	$\infty$	$\infty$	4
4	2	3	$\infty$	0	1	2	2	3	$\infty$
5	3	2	3	1	0	1	3	2	3
6	$\infty$	3	2	2	1	0	$\infty$	3	2
7	4	$\infty$	$\infty$	2	3	$\infty$	0	2	4
8	$\infty$	4	$\infty$	3	2	3	2	0	2
9	$\infty$	$\infty$	4	$\infty$	3	2	4	2	0

D<sup>(8)</sup>、D<sup>(9)</sup>矩阵

表 3-7

$i \backslash j$	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	0	2	4	2	3	4	4	5	6
2	2	0	2	3	2	3	5	4	5
3	4	2	0	4	3	2	6	5	4
4	2	3	4	0	1	2	2	3	4
5	3	2	3	1	0	1	3	2	3
6	4	3	2	2	1	0	4	3	2
7	4	5	6	2	3	4	0	2	4
8	5	4	5	3	2	3	2	0	2
9	6	5	4	4	3	2	4	2	0

$$d_{ij}^{(m)} = \min[d_{ik}^{(m-1)} + d_{kj}]$$

$$k = 1, 2, \dots, n$$

式中： $d_{ik}^{(m-1)}$ —— $D^{(m-1)}$ 中的元素。

迭代过程不断进行，直到

$$D^{(m)} = D^{(m-1)}$$

即到 $D^{(m)}$ 中的每个元素等于 $D^{(m-1)}$ 中的每个对应元素时为止，此时的 $D^{(m)}$ 便是任意两点之间的最短路权矩阵。

本例中， $D^{(8)} = D^{(9)}$ ，如表 3-7 所示，所以 $D^{(8)}$ 是图 3-2 所示网络的最短路权矩阵。

用矩阵迭代法求解网络的最短路，能一次获得 $n \times n$ 阶最短路权矩阵，简便可行。并且，用矩阵迭代法编制的软件比按 Dijkstra 法编制的软件内存省，速度快，网络越复杂，矩阵迭代法的优越性越多。下列程序为笔者开发的城市交通规划软件系统中用矩阵迭代法求最短路权矩阵的主模块（不包括网络信息调用）。

```

1500 for k=1 to n
1510 for i=1 to n
1520 if D(i,k)<1 000 000 then 1530
1525 go to 1590
1530 for j=1 to n
1540 if D(k,j)<1 000 000 then 1560
1550 go to 1580
1560 let S=D(i,k)+D(k,j)
1570 if S<D(i,j) then let D(i,j)=s
1580 next j
1590 next i
1600 next k
1700 ! output the shortest path weight matrix D
1710 open #2,"C:SPWM.dat",access output,creat newold
1720 erase #2
1730 for i=1 to n
1740 for j=1 to n

```



```

1750 print #2:D(i, j)
1760 next j
1770 next i

```

## 二、最短路线辨识及软件设计

在交通网络的最短路分析中，通过 Dijkstra 算法或矩阵迭代算法获得了最短路权矩阵后，问题尚未最后解决，尚需把每一节点对之间具体的最短路线寻找出来，便于以一定的方式把出行量或公交乘客量分配上去，进行网络的规划。

最短路线辨识采用追踪法，从每条最短路线的起点开始，根据起点至各节点的最短路权搜索最短路线上的各交通节点，直至线路终点，最短路线辨识也可以从终点开始向起点追踪（称为反向追踪）。

设某最短路的起点为  $V_r$ ，终点为  $V_s$ ，则该线路的辨识按以下方法进行。从起点  $V_r$  开始，寻找与  $V_r$  相邻的一点  $V_i$ ，使得

$$d_{ri} + L_{min}(i, s) = L_{min}(r, s)$$

式中： $d_{ri}$ ——节点  $V_r$  至节点  $V_i$  的距离；

$L_{min}(i, s)$ ——节点  $V_i$  至  $V_s$  的最短路权；

$L_{min}(r, s)$ ——节点  $V_r$  至  $V_s$  的最短路权。

那么，线段  $[V_r, V_i]$  便是从  $V_r$  到  $V_s$  最短路线上的一段。再寻找与  $V_i$  相邻的一点  $V_j$ ，并使得：

$$d_{ij} + L_{min}(j, s) = L_{min}(i, s)$$

则线段  $[V_i, V_j]$  为最短路线上的一段。如此不断反复直到终点  $V_s$ ，把节点  $V_r, V_i, V_j, \dots, V_s$  连接起来，便得到从  $V_r$  到  $V_s$  的最短路线。如例 3-2 中，从节点①至节点⑨的最短路线按以下方法辨识。

从起点①开始，

```

∵  $d_{14} + L_{min}(4, 9) = 2 + 4 = 6 = L_{min}(1, 9)$ 
∴ [1, 4] 在最短路上
∵  $d_{45} + L_{min}(5, 9) = 1 + 3 = 4 = L_{min}(4, 9)$ 
∴ [4, 5] 在最短路上
∵  $d_{56} + L_{min}(6, 9) = 1 + 2 = 3 = L_{min}(5, 9)$ 
∴ [5, 6] 在最短路上
∵  $d_{69} + L_{min}(9, 9) = 2 + 0 = 2 = L_{min}(6, 9)$ 
∴ [6, 9] 在最短路上

```

所以，从节点①至节点⑨的最短路线为 1-4-5-6-9。

下列程序为笔者开发的城市规划软件系统中最短路线辨识软件的主模式（不包括网络信息调用）。

```

1620 for i=1 to n
1630 for j=1 to n
1640 if b(i, j) = 1 000 000 or i=j then 1790
1650 let s=i
1660 for k=1 to R(s)

```

```

1670   if  $s = v(s, k)$  and  $i < j$  then 1770
1680   if  $d(s, k) + b[v(s, k), j] = b(s, j)$  then
1690     let  $s = v(s, k)$ 
1700     print  $s$ ; “-”;
1710   else
1720     go to 1770
1730   end if
1760   if  $s = j$  then 1790
1770   next  $k$ 
1780   if  $s > 0$  then 1660
1790   next  $j$ 
1800   next  $i$ 

```

程序中,  $R(s)$  为节点  $s$  的邻接边数,  $V(s, k)$  为与节点  $s$  邻接的第  $k$  个节点的节点号, 详见第 3-2 节。  $d(s, k)$  为路权,  $b(s, j)$  为最短路权。语句 1700 为输出最短路线上的节点号。

## § 3-4 交通区与交通网络的对应

### 一、交通区划分

交通区划分是进行现状  $O-D$  调查及未来  $O-D$  量预测的基础, 在交通调查及规划前, 应先将规划区域划分成若干个交通小区、中区以及大区, 以小区划分为基本, 中区及大区由若干个小区合并而成。交通小区的划分必须遵循以下原则:

- 1) 区内土地利用性质应比较接近, 便于进行交通预测。
- 2) 交通区分界尽可能利用行政区分界, 便于交通调查的实施与统计。
- 3) 交通区分界尽可能利用自然障碍线 (如河流、城墙、铁路等), 便于进行交通分配。
- 4) 交通小区不宜过大或过小, 过大会影响预测和分配的精度, 过小会增加调查、统计及预测的工作量。一般交通小区以 1~2 平方公里, 1~2 万人口为宜。

### 二、交通网络的组成

在城市交通规划中, 道路网络分两部分。一部分是起承担区间客货运交通的主骨架交通网络, 该交通网络由快速干道、主次干道以及具有交通功能的部分支路所组成, 承担着 95% 以上的交通运输量。另一部分是为了便于居民生活而设置的路网, 由生活性支路、街坊小道所组成, 一般情况下不承担较大的客货运交通。

在城市交通规划中, 我们只对承担大量客货运交通的主骨架交通网络进行交通分配、交通质量评价及网络规划方案论证, 在主骨架交通网络规划方案确定后, 按规范要求确定生活性支路及街坊小道的密度并布置。

综上所述, 在参与交通分配、交通质量评价的交通网络中, 只包括快速干道、主干道、次干道以及具有交通功能的支路。

### 三、O-D作用点与网络节点的转换

交通小区及交通网络确定后,为了便于进行交通分配,需先将交通区之间预测的或调查的出行量(O-D量)的作用点移到与该交通小区重心(而不是形心)比较靠近的交通网络节点上。通常交通节点个数远多于O-D作用点个数。如南京市规划交通网络中,交通节点个数为179个,而交通小区仅97个,郑州市规划网络中,交通节点个数为161个,而交通小区只有64个,有相当一部分交通节点并非O-D量作用点,换句话说,在交通网络中,只有用作O-D量作用点的交通节点之间有O-D量需进行交通分配,其他节点间并无O-D量,不用进行分配。为了简化分配过程,节省分配时间及分配所需的计算机内存空间,在进行交通分配前应将O-D作用点转换成交通节点,只对与O-D作用点对应的交通节点进行O-D量分配。

O-D作用点与交通节点之间的转换,只需建立一个交通小区——交通节点对照表并以文件形式存储即可。如图3-2所示网络所对应的规划区域被划分成四个交通小区,四个小区的作用点依次为网络中的交通节点1、3、7、9,那么只要将1、3、7、9四个数据以数据文件形式存储,在交通分配前,调用该文件即可。

下列程序是在南京市交通规划中采用的O-D作用点与交通节点转换程序模块:

```
100  open #2: name "A:T-V.dat"
110  input #2:n1
120  for ii=1 to n1
130  input #2:Re(ii)
140  next ii
150  close #2
160  open #3:name "C:O-D.dat"
170  for ii=1 to n1
180  for jj=1 to n1
190  input #3:O-D(ii, jj)
200  let i=Re(ii)
210  let j=Re(jj)
    ⋮      调入交通分配模块
980  next jj
990  next ii
```

上列程序中, T-V.dat 文件中第一个数据为交通区个数, 其余数据为交通区O-D作用点与网络交通节点对照表, 如本例中, T-V.dat 为: 4, 1, 3, 7, 9, 其中, 4为交通区个数, 1, 3, 7, 9为四个交通区的作用点号。程序中,  $n_1$  为交通区个数;  $Re(ii)$  为  $ii$  交通区对应的交通节点号; O-D.dat 为预测的或调查的O-D表; 语句190为调入从  $ii$  区到  $jj$  区的O-D量; 语句200为把O-D量的起点交通区号  $ii$  转换成交通节点号  $i$ ; 语句210为把O-D量的终点交通区号  $jj$  转换成交通节点号  $j$ 。这样就把交通区  $ii \rightarrow jj$  的交通分配转换成网络交通节点  $i \rightarrow j$  的交通分配。

## 参 考 文 献

- [1] 王炜:《城市交通网络规划理论与方法研究》,东南大学博士学位论文,1989年10月。
- [2] 王炜:《城市交通规划软件系统》,东南大学博士学位论文附录,1989年11月。
- [3] 王炜:《道路交通工程系统分析方法》,东南大学出版社,1990年。
- [4] 吴文澍:《图论基础及应用》,中国铁道出版社,1984年9月。
- [5] 王炜:“交通分配容量限制模型及软件开发”,《中国公路学报》,Vol 2, No.3 1989年。
- [6] John G. Kemeny. 《True Basic》,中国科学院软件研究所译,1987年。

## 第四章 交通分配理论与方法

### § 4-1 综 述

交通分配是城市交通规划的一个重要组成部分,也是 $O-D$ 量推算的基础。所谓交通分配就是把各种出行方式的空间 $O-D$ 量分配到具体的交通网络上,通过交通分配所获得的路段、交叉口交通量资料是检验道路规划网络是否合理的主要依据之一。

对于交通分配,国内外均进行过较多的研究,数学规划方法、图论方法及计算机技术的发展,为合理的交通分配模型的研制及应用提供了坚实的基础。国际上通常把交通分配方法分为平衡模型与非平衡模型两大类,并以 Wardrop 第一、第二原理为划分依据<sup>[1][2]</sup>。

Wardrop 第一原理指出:“网络上的交通以这样一种方式分布,就是所有使用的路线都没有使用的路线费用小”。Wardrop 第二原理认为:车辆在网络上的分布,使得网络上所有车辆的总出行时间最小<sup>[3]</sup>。

如果交通分配模型满足 Wardrop 第一、第二原理,则该模型为平衡模型,并且,满足第一原理的称为使用者优化平衡模型(User-Optimized Equilibrium),满足第二原理的称为系统优化平衡模型(System-Optimized Equilibrium)。如果分配模型不使用 Wardrop 原理,而是采用了模拟方法,则被称为非平衡模型。

平衡模型是近十年来才发展起来的。通常被分为固定需求分配、弹性需求分配及组合分配三类。

#### 1. 固定需求分配平衡模型

在这类分配模型中,出行 $O-D$ 矩阵 $T(i, j)$ 在分配过程中是固定不变的。通常,这类分配模型的求解被归结为一个维数很高的凸规划数学问题。如下式为 Beckman 提出的具有固定需求的使用者优化平衡模型数学表达式<sup>[4]</sup>。

$$\begin{aligned} \text{Min } \sum \int_0^{V_\alpha} t_\alpha(x) dx \\ \text{s.t. } V_\alpha &= \sum_r \sum_i \sum_j \delta_{\alpha r}(i, j) \cdot X_r(i, j) \\ \sum_r X_r(i, j) &= T(i, j) \\ X_r(i, j) &\geq 0 \end{aligned}$$

式中:  $V_\alpha$ —— $\alpha$ 路段的车辆数;

$t_\alpha(x)$ —— $\alpha$ 路段的广义出行时间,它取决于交通量 $V_\alpha$ ;

$X_r(i, j)$ ——从 $i \rightarrow j$ 的车辆经过第 $r$ 条路径时的车辆数;

$T(i, j)$ ——从 $i \rightarrow j$ 的出行量。

$$\delta_{\alpha r}(i, j) = \begin{cases} 1 & \alpha \text{ 属于从 } i \rightarrow j \text{ 的路径} \\ 0 & \text{其他} \end{cases}$$

对于系统优化, Dafermas 把具有固定需求的平衡分配归结为如下形式的数学模型<sup>[6]</sup>:

$$\begin{aligned} \text{Min } f(V) &= \sum_{i,j} f_{ij} [\sum_s V_s(i,j)] \\ &= \sum_{i,j} f_{ij}[V(i,j)] \\ \text{S.t. } \sum_k V_s(j,k) - \sum_i V_s(i,j) &= T(j,s) \quad (j \neq s) \\ V_s(i,j) &\geq 0 \end{aligned}$$

式中:  $V_s(i, j)$  —— 路段  $[i, j]$  上终点为  $s$  的流量;

$V(i, j)$  —— 路段  $[i, j]$  上的总流量;

$f_{ij}[V(i, j)]$  —— 取决于流量  $V(i, j)$  的广义费用;

$T(j, s)$  ——  $O-D$  出行量。

这类模型表征的都是具有凸目标函数及非线性约束的非线性规划, 由于约束多, 规模大, 求解相当困难, 例如, 对于具有 100 个交通节点, 100 个出行起讫点的网络, 其约束条件多达几千个, 以至无法求解。尽管人们提出了多种近似算法, 如 Frank-Wolfe 算法, 对偶算法的改进<sup>[6] [8] [7]</sup>, 但求解仍很复杂, 只能解决简单网络的平衡分配问题。

### 2. 弹性需求分配平衡模型

在这类分配模型中, 出行  $O-D$  矩阵  $T(i, j)$  在分配过程中是连续变化的, 每一  $O-D$  点对之间的出行量取决于出行时间, 即

$$T(i, j) = F[t(i, j)]$$

式中:  $T(i, j)$  —— 起讫点对  $(i, j)$  之间的出行量;

$t(i, j)$  —— 起讫点对  $(i, j)$  之间的出行时间。

弹性需求分配平衡模型的数学表达式与固定需求的表达形式基本相似, 只是约束条件中增加了上式所示的约束。由于上式通常为非线性, 故弹性需求模型的求解比固定需求模型更为困难, 常需作许多近似的假设及简化, 然后采用非线性规划的库恩—塔克 (Kuhn-Tucker) 算法求解<sup>[8]</sup>。

### 3. 组合分配平衡模型

在组合分配平衡模型中, 交通分配与出行分布或方式划分同步进行, 并相互影响。下式为固定需求的分配—分布组合分配平衡模型数学表达式<sup>[9]</sup>。

$$\begin{aligned} \text{Min } Z(V, T) &= \sum \int_0^{V_\alpha} t_\alpha(w) dw - \sum_{r,s} D_s \cdot T(r, s) \\ \text{S.t. } \sum_k T_k(r, s) &= T(r, s) \\ \sum_r T(r, s) &= O_r \\ T_k(r, s) &\geq 0 \\ T(r, s) &\geq 0 \end{aligned}$$

式中:  $V_\alpha$  ——  $\alpha$  路段上的交通量;

$t_\alpha$  ——  $\alpha$  路段上的出行时间, 与  $V_\alpha$  有关;

$T(r, s)$  ——  $O-D$  出行量;

$T_k(r, s)$  —— 分配在连接  $O-D$  点对  $(r, s)$  的第  $k$  条线路上的  $O-D$  量;

$O_r$  —— 与网络中相应起点有关的参数;

$D_i$ ——与网络中相应终点有关的参数。

这是一个凸规划问题，可采用拉格朗日 (Lagrangian) 算法<sup>[9]</sup>求解。

尽管平衡型交通分配方法种类繁多，但绝大部分平衡分配模型都可被归结为一个维数很大的凸规划问题或非线性规划问题。理论上说，这类模型结构严谨，思路明确，比较适合于宏观研究。但是，由于维数太大，约束条件太多，这类模型的求解比较困难，尽管人们提出了一些近似方法，但计算仍很复杂，在实际工程中难以采用。

相比之下，非平衡模型具有结构简单、概念明确、计算简便等优点，在实际工程中得到了广泛的应用，效果良好。

笔者认为，非平衡模型根据其分配手段可分为静态与动态两类，就其分配形态而言，可分为单路径型与多路径型两类。因此，非平衡模型可分为表 4-1 中所示的四类模型。

非平衡模型分类

表 4-1

分配手段 形态	静态分配方法	动态分配方法
单路径型	最短路(全有全无)分配	容量限制分配
多路径型	静态多路径分配	动态多路径分配

本章主要研究实用性较强的四种非平衡交通分配模型及其改进与软件设计，对于平衡交通分配模型，只作一般性论述。

## § 4-2 最短路交通分配方法及其软件设计

### 1. 分配方法

最短路交通分配是一种静态的交通分配方法，在该分配方法中，取路权(两交叉口之间的出行时间)为常数，即假设车辆的路段行驶车速、交叉口延误不受路段、交叉口交通负荷的影响。每一  $O-D$  点对的  $O-D$  量被全部分配在连接该  $O-D$  点对的最短线路上，其他道路上分配不到交通量。这种分配方法的优点是计算相当简便，其致命缺点是出行量分布不均匀，出行量全部集中在最短路路上。这种分配方法是其他各种交通分配方法的基础。

下面以一简单示例说明最短路交通分配法的分配过程。

【例 4-1】在图 4-1 所示的交通网络中，交通节点 1、3、7、9 为  $A$ 、 $B$ 、 $C$ 、 $D$  4 个交通

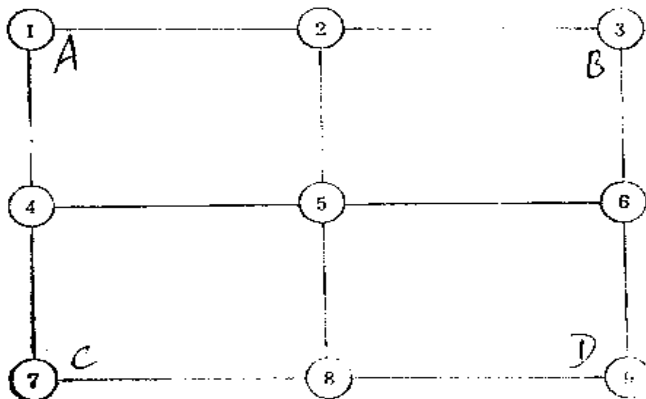


图 4-1 分配交通网络

$O-D$  矩阵 (单位: 辆/小时)

表 4-2

终点区 起点区	A	B	C	D
A	0	200	200	500
B	200	0	500	100
C	200	500	0	250
D	500	100	250	0

最短路线 表 4-3

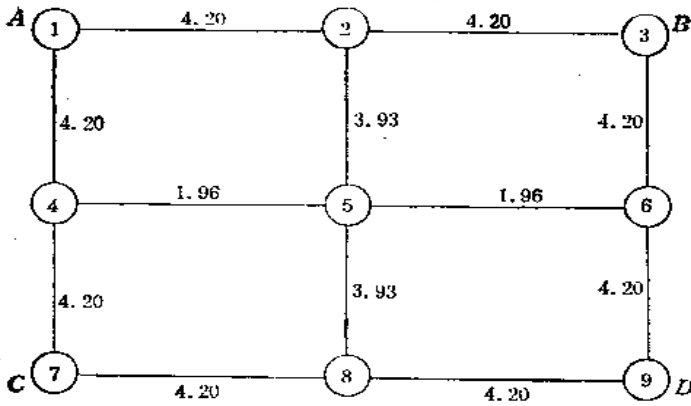


图 4-2 路段行驶时间

O-D 点对	最短路线节点号
A-B	1-2-3
A-C	1-4-7
A-D	1-4-5-6-9
B-A	3-2-1
B-C	3-6-5-4-7
B-D	3-6-9
C-A	7-4-1
C-B	7-4-5-6-3
C-D	7-8-9
D-A	9-6-5-4-1
D-B	9-6-3
D-C	9-8-7

区的作用点, 4 个交通区的出行 O-D 矩阵如表 4-2 所示, 网络几何信息如表 3-5 所示。试用最短路法分配该 O-D 矩阵。

解:

(1) 确定路段行驶时间。

在用最短路法分配出行量时, 先要确定路段行驶时间  $t(i, j)$ , 在该法中, 取  $t(i, j)$  为常数。对于现状网络的交通分配, 可根据现状网络的实测路段车速与路段长度确定。对于规划网络的交通分配, 可根据路段设计车速确定运行车速 (确定方法详见下节), 然后根据路段长度确定  $t(i, j)$ 。本例的路段行驶时间  $t(i, j)$  (分) 如图 4-2 所示。

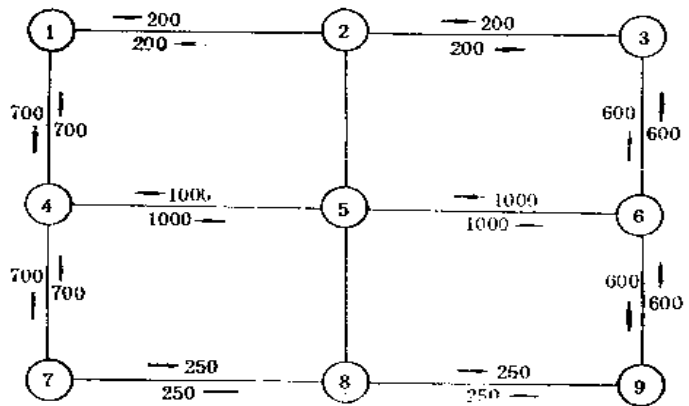


图 4-3 分配交通量 (辆/小时)

(2) 确定最短路线。

各 O-D 量作用点之间的最短路线用上章的矩阵迭代法确定。本例中, 最短路线如表 4-3 所示。

(3) 分配 O-D 量。

将各 O-D 点对的 O-D 量分配到与该 O-D 点对相对应的最短路线上, 并累加, 得图 4-3 所示的分配结果 (单位: 辆/小时)。

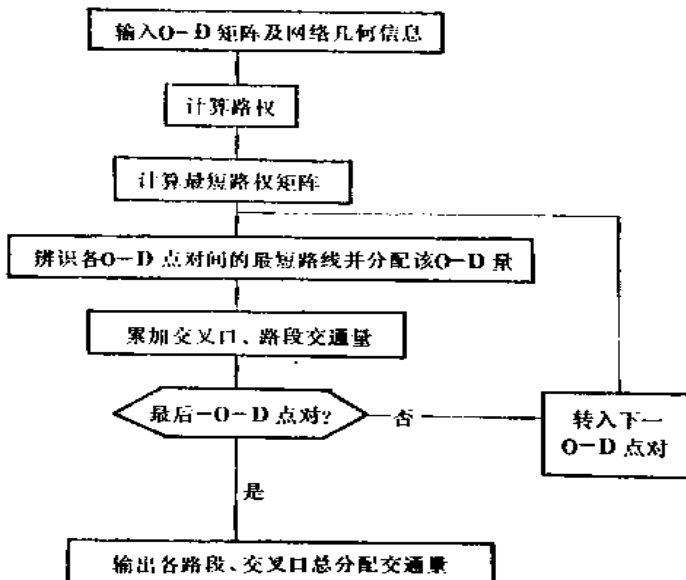


图 4-4 最短路交通分配方法通用软件框图

2. 最短路分配方法通用软件设计

笔者开发的最短路交通分配方法计算机通用软件框图如图 4-4 所示。



## § 4-3 容量限制交通分配方法及其软件设计

### 1. 分配方法

容量限制分配是一种动态的交通分配方法，它考虑了路权与交通负荷之间的关系，即考虑了交叉口、路段的通行能力限制，比较符合实际情况，该方法在国际上比较通用。

容量限制分配有容量限制-增量加载分配、容量限制-迭代平衡分配两种形式。

采用容量限制-增量加载分配模型分配出行量时，需先将O-D表中的每一O-D量分解成K部分，即将原O-D表（ $n \times n$ 阶， $n$ 为出行发生、吸引点个数）分解成K个O-D分表（ $n \times n$ 阶），然后分K次用最短路分配模型分配O-D量，每次分配一个O-D分表，并且每分配一次，路权修正一次，路权采用路阻函数修正，直到把K个O-D分表全部分配到网络上，分配过程如图4-5所示。在具体应用时，视道路网络的大小，根据表4-4选取分配次数k及每次分配的O-D量比例。

分配次数K与每次的O-D量分配率(%)表4-4

K	分配次序														
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10				
1		100													
2		60	40												
3		50	30	20											
4		40	30	20	10										
5		30	25	20	15	10									
10		20	20	15	10	10	5	5	5	5	5	5	5	5	5

采用容量限制-迭代平衡分配方法分配出行量时，不需要将O-D表分解，先假设网络中各路段流量为零，按零流计算路权，并分配整个O-D表，然后按分配流量计算路权，重新分配整个O-D表，最后比较新分配的路段流量与原分配的路段流量、新计算的路权与原计算的路权，若两者比较接近，满足迭

代精度要求，则停止迭代，获得最后的分配交通量。若不能满足迭代精度要求，则根据新分配的流量重新计算路权、重新分配，直至满足迭代精度（分配过程见图4-6）。

增量加载分配与迭代平衡分配的原理是基本相同的，分配过程中最主要的是确定路权及计算最短路权矩阵。原则上说，若迭代精度控制合理，迭代平衡分配的结果优于增量加载分配的结果。但迭代平衡法事先无法估计迭代次数及计算工作量，不便于上机工作的安排，并且，对于较复杂的交通网络，通常会因为个别路段的迭代精度无法满足要求而使迭代进入死循环。增量加载分配最大的优点是事先能估计分配次数及计算工作量，便于上机安排，只要分配次数选择适当，其精度是可以保证的。一般采用五级分配比较适宜，即取 $K=5$ ，每次的分配量比例分别为30%、25%、20%、15%、10%。

### 2. 路阻函数

所谓路阻函数是指路段行驶时间与路段交通负荷之间的函数关系，它是容量限制分配的关键。在原容量限制交通分配模型中，采用美国联邦公路局提出的路阻函数，其形式为：

$$t = t_0 [1 + \alpha (V/C)^\beta]$$

式中： $t$ ——两交叉口之间的路段行驶时间（分）；

$t_0$ ——交通量为零时的路段行驶时间（分）；

$V$ ——路段机动车交通量（辆/时）；

$C$ ——路段实用通行能力（辆/时）；

$\alpha$ 、 $\beta$ ——参数，建议取 $\alpha=0.15$ ， $\beta=4$ 。

该路阻函数只考虑了机动车交通负荷的影响，使用比较方便，在国外应用很广泛，但它不适用于我国的混合交通情况。在我国，影响行驶时间（或行驶车速）的因素除了机动车的交通负荷外，还有非机动车的交通负荷。

不少学者针对我国的交通实际情况，试图用以下形式的线性或非线性回归关系式作为路阻函数：

$$t = t_0 [1 + k_1 (V_1 / C_1)^{k_3} + k_2 (V_2 / C_2)^{k_4}]$$

或 
$$t = t_0 [1 + k_1 (V_1 / C_1) + k_2 (V_2 / C_2)]$$

式中： $V_1$ 、 $V_2$ ——机动车、非机动车路段交通量（辆/时）；

$C_1$ 、 $C_2$ ——机动车、非机动车路段实用通行能力（辆/时）；

$k_1$ 、 $k_2$ 、 $k_3$ 、 $k_4$ ——回归参数。

参数  $k_1$ 、 $k_2$ 、 $k_3$ 、 $k_4$ ，根据道路交通量、车速调查数据用最小二乘法确定。原则上说，该路阻函数考虑了机动车交通负荷、非机动车交通负荷的影响，比较符合实际情况，但通过研究发现，采用该方法确定的回归关系式，其相关系数很低，远远不能满足工程设计要求。采用简单的回归经验公式作为路阻函数是不合理的，缺乏理论依据，且通用性受到很大限制，但纯理论的路阻函数又不能反映实际的交通状况。

笔者认为，采用半理论半经验的路阻函数比较合理，即先根据流量、车速、密度三参数关系确定路阻函数的理论模型（理论模型中只考虑机动车交通负荷的影响），然后对理论模型进行非机动车交通负荷、车道数、车道宽度、车流间断（交叉口）等影响修正。

#### (1) 路阻函数理论模型

由交通流理论可知，路段交通量、车速、密度三参数关系为

$$Q(i, j) = K(i, j) \cdot V(i, j)$$

式中： $Q(i, j)$ ——路段 $[i, j]$ 的交通量；

$K(i, j)$ ——路段 $[i, j]$ 的密度；

$V(i, j)$ ——路段 $[i, j]$ 的车速；

$i$ 、 $j$ ——路段 $[i, j]$ 的起点、终点节点号。

根据上式可得路阻函数的理论模型为

$$t(i, j) = L(i, j) / V(i, j)$$

$$V(i, j) = U_0 / 2 \pm \sqrt{(U_0 / 2)^2 - Q(i, j) \cdot U_0 / K_m}$$

式中： $t(i, j)$ ——路段 $[i, j]$ 上的行驶时间；

$L(i, j)$ ——路段 $[i, j]$ 的长度；

$U_0$ ——交通量为零时的行驶车速；

$K_m$ ——路段阻塞密度。

在具体计算时，如果路段的交通状况处于非拥挤状态，则根式前取“+”号，如果路段的交通状况处于拥挤状态，则根式前取“-”号。如果路段的交通状况处于阻塞状态，则取  $V(i, j) = 0$ 。

#### (2) 零流车速 $U_0$ 的确定

交通量为零时的路段车速  $U_0$ ，可根据路段设计车速  $V_0$  进行自行车影响、车道宽影响修正后得到，即

$$U_0 = \gamma \cdot \eta \cdot V_0$$

式中： $\gamma$ ——自行车影响折减系数；

$\eta$ ——车道宽影响系数;

$V_0$ ——路段设计车速。

当计算的零流车速  $U_0$  大于城市道路限制车速  $\bar{U}$  时, 取  $U_0 = \bar{U}$ 。

#### A. 路段设计车速 $V_0$ 的确定

路段设计车速  $V_0$  与道路等级有关。根据《城市道路交通规划设计规范》(征求意见稿)及《城市道路设计规范》(报批稿)的建议值, 路段设计车速与道路等级、车道数的关系如表 4-5 所示。

设计车速与道路等级的关系

表 4-5

道路等级	快速干道	主干道	次干道	支路
设计车速(km/h)	60	60	40~50	30
单向机动车车道数	2~3	2~3	1~2	1

#### B. 自行车影响折减系数 $\gamma$ 的确定

自行车对机动车道机动车的影响, 应视有无分隔带(墩)及自行车道交通负荷的大小分三种情况考虑。

##### 1) 机动车道与非机动车道之间有分隔带(墩)

当机动车道与非机动车道之间设有分隔带时, 路段上的自行车对机动车几乎没有影响, 可不考虑折减。故取  $\gamma = 1$ 。

##### 2) 机动车道与非机动车道间无分隔带(墩), 但自行车道负荷不饱和

当机动车道与非机动车道之间没有设置分隔带时, 自行车对机动车有影响, 但如果自行车道上的自行车交通量小于自行车道通行能力, 此时, 自行车基本上在非机动车道上行驶, 对机动车的影响不大, 建议取  $\gamma = 0.8$ 。

##### 3) 机动与非机动车道间无分隔带(墩), 且自行车道超饱和负荷

当自行车交通量超过自行车道的通行能力时, 自行车将侵占机动车道而影响机动车的正常运行, 使机动车的车速、通行能力大大降低, 其影响系数可根据自行车侵占的机动车道宽度与机动车道单向总宽之比确定<sup>[10]</sup>, 其影响系数为:

$$\gamma = 0.8 - (Q_{bic} / [Q_{bic}] + 0.5 - W_2) / W_1$$

式中:  $Q_{bic}$ ——自行车交通量 (辆/时);

$[Q_{bic}]$ ——每米宽自行车道的实用通行能力 (辆/时);

$W_2$ ——单向非机动车道宽度 (m);

$W_1$ ——单向机动车道宽度 (m)。

对于自行车道通行能力, 笔者曾进行过研究<sup>[10]</sup>, 在连续车流条件下(有分隔带), 每米宽自行车道的理论通行能力为:

$$[Q_{bic}] = 2200 \text{ (辆/时)}$$

无分隔带时, 自行车道的通行能力小于有分隔带的自行车道通行能力, 《城市道路设计规范》建议的有无分隔带的自行车道通行能力比为 0.82, 即无分隔带时, 每米宽自行车道的理论通行能力为:

$$[Q_{bic}]' = 2200 \times 0.82 = 1800 \text{ (辆/时)}$$

由于平面交叉路口的影响, 路段上一般只有 50% 的时间能有效通行, 故每米宽自行车道的实用通行能力为:

$$[Q_{s,c}] = 1800 \times 0.5 = 900 \text{ (辆/时)}$$

该值与《城市道路设计规范》建议值 800~1000 辆/时是一致的。

### C. 车道宽影响系数 $\eta$ 的确定

车道宽度对行车速度有很大的影响，在城市道路设计中，取标准车道宽度为 3.5m，当车道宽度大于该值时，有利于车辆行驶，车速略有提高；当车道宽度小于该值时，车辆行驶的自由度受到影响，车速降低。笔者的观测发现，车道宽度不足对车速的影响远远大于宽度富裕对车速的影响，如宽度不足 1m 引起的车速降低值远远大于宽度富裕 1m 引起的车速提高值。当宽度不足标准宽度 1m（此时车道宽 2.5m）时，小车的车速几乎下降至正常车速的一半，大车已难以通行。当宽度大于标准宽度 2.5m（此时车道宽 6m，接近于两个车道的宽度）时，其车速约提高 30%，此时，即使车道宽再增加，由于受到车辆本身性能的限制，其车速不可能再提高。因此可以认为车道宽与车速之间呈下陡上缓的曲线关系，其车道宽度影响系数  $\eta$  可由下式确定：

$$\eta = \begin{cases} 50 \cdot (W_0 - 1.5) \quad (\%) & W_0 \leq 3.5\text{m} \\ -54 + 188 \cdot W_0 / 3 - 16W_0^2 / 3 \quad (\%) & W_0 \geq 3.5\text{m} \end{cases}$$

式中： $W_0$ ——一条机动车道宽度（m）。

当车道宽为标准宽度 3.5m 时， $\eta = 100\%$ ，车道宽度与影响系数之间的变化关系如表 4-6 所示。

$\eta$ - $W_0$ 关系表

表 4-6

$W_0$ (m)	2.5	3	3.5	4	4.5	5	5.5	6
$\eta$ (%)	50	75	100	111	120	126	129	130

### (3) 路段阻塞密度 $K_m$ 的确定

路段阻塞密度  $K_m$  的理论计算公式为：

$$K'_m = 1000 \cdot n / (L + L_0)$$

式中： $n$ ——单向机动车车道数（条）；

$L_0$ ——平均阻塞车间净距，一般为 1.0~2.0m，可取  $L_0 = 1.5\text{m}$  计算；

$L$ ——平均车身长度（m），《城市道路设计规范》采用的车身长度为：小型汽车：5m，普通汽车：12m，铰接车：18m。

对于已在使用的道路，单向机动车道条数应根据实际情况而定，对于规划中的道路，取标准车道宽度为 3.5m，车道条数按表 4-7 取值。

车道条数与车道总宽

表 4-7

单向机动车道宽(m)	3.00~6.49	6.50~9.49	9.50~12.49	12.50~15.50
车道数(条)	1	2	3	4

上式计算的是路段理论阻塞密度，实际采用时，应进行修正。修正包括车道宽影响、自行车影响及交叉口影响三方面，修正后的阻塞密度为：

$$K_m = \gamma \cdot \eta \cdot c \cdot 1000n / (L + L_0)$$

式中： $\gamma$ ——自行车影响修正系数（同前）；

$\eta$ ——车道宽影响修正系数（同前）；

$c$ ——交叉口影响修正系数。

交叉口影响修正系数,主要取决于交叉口控制方式及交叉口间距。当交叉口间距较小时,交叉口的停车延误在车辆行驶时间中所占的比例较大,不利于道路空间的利用、路段通行能力的发挥及路段车速的提高。交叉口间距的增大,有利于提高路段通行能力及路段车速,有利于充分利用道路空间。苏联的研究表明<sup>[16]</sup>,交叉口间距从200m增大到800m,其通行能力可提高80%左右。表4-8为通行能力与交叉口间距的关系值。

交叉口间距与路段通行能力关系\*

表4-8

车道数	间距(m)	200	300	400	500	600	700	800
2		1258	1555	1762	1912	2060	2157	2240
3		1780	2208	2505	2720	2930	3060	3180
4		2310	2850	3250	3520	3800	3865	4130

\* 路段交叉口为信号控制,周期=80秒。

由上表可见,路段通行能力提高值与交叉口间距基本上呈线性关系。因此,交叉口影响修正系数可采用下式计算:

$$c = \begin{cases} c_0 & s \leq 200\text{m} \\ c_0(0.0013s + 0.73) & s > 200\text{m} \end{cases}$$

式中:  $s$  —— 交叉口间距 (m);

$c_0$  —— 交叉口有效通行时间比,视路段起点交叉口控制方式而定,信号交叉口即为绿信比。

如果由上式计算的  $c$  大于 1, 则取  $c = 1$ 。

上式也可用于道路空间利用(密度)的修正。

### 3. 交叉口延误的研究

在原容量限制交通分配模型中,没有单独考虑交叉口延误的影响,即由路阻函数确定的路段行驶时间被作为路权(出行时间)<sup>[17]</sup>。但实际上,在出行时间中,交叉口延误占有一定的比重,特别是当交叉口拥挤或阻塞时,交叉口延误可能会远远超过路段行驶时间。因此,必须对原模型进行交叉口延误修正。

#### (1) 信号交叉口延误计算

信号交叉口延误,受周期的影响很大,对于已有的信号交叉口,根据实际使用情况确定信号周期长度,对于规划中的交叉口,采用最佳周期长度。

##### A. 最佳周期的确定

最佳周期即为延误最小时的信号周期长度,由下式计算:

$$T_0 = \frac{1.5L + 5}{1 - Y}$$

式中:  $T_0$  —— 最佳周期长度;

$Y$  —— 组成周期的全部信号相的最大  $y$  值之和,  $Y = \sum y$  (各相  $y$  之和);

$y$  —— 同相位所有进口道饱和度中的较大者。  $y = \max(\text{进口道交通量 } Q / \text{进口道通行能力 } s)$ ;

$L$  —— 每个周期的总损失时间,用下式计算

$$L = \sum d_0 + \sum (I - A)$$

式中:  $d_0$  —— 起动脉延误,可取 2 s;

$I$  —— 绿灯间隔时间, 可取 5 s;

$A$  —— 黄灯时间, 可取 3 s。

对于两相位信号交叉口, 可取

$$L = 2 \times 2 + 2 \times (5 - 3) = 8\text{s}$$

若上式计算的周期长度  $T_c$  大于 120 s, 则取  $T_c = 120\text{s}$ ; 若小于 40 s, 则取  $T_c = 40\text{s}$ 。

### B. 进口道通行能力 $S$ 的确定

一个进口车道的理论通行能力为:

$$S_0 = 3600/\beta$$

式中:  $S_0$  —— 一个进口车道的理论通行能力 (辆/绿灯小时);

$\beta$  —— 饱和车流车头时距, 根据笔者的观测<sup>[10]</sup>,  $\beta$  取值为: 小客车: 2.671 s, 大客车: 3.696 s; 卡车: 3.371 s, 通道车: 4.804 s。即一个进口车道的绿灯时间理论通行能力为: 小客车: 1348 辆/小时, 大客车: 974 辆/小时, 卡车: 1068 辆/小时; 通道车: 749 辆/小时。

进口道实用通行能力为:

$$S = S_0 \cdot \gamma \cdot n \cdot \eta$$

式中:  $\gamma$  —— 自行车影响修正系数 (同前);

$n$  —— 进口车道数 (条);

$\eta$  —— 车道宽影响修正系数 (同前)。

### C. 进口道延误 $d(i, j)$ 的确定

当进口饱和度较小时, 各进口道上每辆车的平均延误可根据修正的韦伯斯特 (Webster)<sup>[11]</sup> 公式计算, 其具体形式为:

$$d(i, j) = 0.9 \left[ \frac{T(1-\lambda)^2}{2(1-\lambda X)} + \frac{X^2}{2Q(1-X)} \right]$$

式中:  $d(i, j)$  —— 在  $i$  交叉口与  $j$  交叉口相邻进口道上的车辆平均延误;

$T$  —— 周期长度;

$\lambda$  —— 进口道有效绿灯时间/周期长度;

$Q$  —— 进口道交通量;

$X$  —— 饱和度,  $X = Q/(\lambda S)$ 。若  $S$  中已考虑绿信比, 则取  $X = Q/S$ 。

当进口饱和度较小时, 韦伯斯特公式计算结果是比较合理的, 但当进口饱和度较大时, 韦伯斯特公式的计算结果偏大。美国《道路通行能力手册》建议用下式计算进口道延误。

$$d = d_1 + d_2$$

$$d_1 = 0.38 T \frac{(1-\lambda)^2}{(1-\lambda X)}$$

$$d_2 = 173 X^2 [(X-1) + \sqrt{(X-1)^2 + 16X/S}]$$

式中符号同前。

式中  $d_1$  表示均匀延误,  $d_2$  表示过饱和延误, 即随机到达的增量延误以及由于周期失效引起的附加延误。

一般认为, 韦伯斯特公式的适用范围为饱和度  $X = 0 \sim 0.67$ ; 《道路通行能力手册》建议公式的适用范围为饱和度  $X = 0 \sim 1.20$ 。

### (2) 其他交叉口延误计算

目前国内外对无控、环形、立体交叉口的延误分析研究得不多,计算方法很不成熟。对于无控交叉口、环形交叉口的延误,一般都采用唐纳(Tanner)早年提出的间隙理论<sup>[12]</sup>进行分析,即认为主路车流(无控交叉口)或出环车流(环形交叉口)不受任何延误 $[d(i,j)=0]$ ,支路车流(无控交叉口)或进环车流(环形交叉口)有较大延误,其延误按主路车流或出环车流出现可插车间隙的概率计算。用这种方法计算的延误与实际的情况相差很大。实际上,在无控交叉口,往往很难区分主要车流与次要车流,即使有主次,假设主要车流无任何延误也是不合理的,主路车流也有延误。环交延误的分析亦是如此,并且一个交通网络往往含有百余个交叉口,在交通分配路权计算的交叉口延误分析中,若不同类型交叉口的延误分析采用不同的分析方法,则不同类型交叉口的延误可比性较差,如在交通负荷、几何要素相同的条件下,对不同类型交叉口的延误采用不同的方法计算,很可能出现信号交叉口延误小于立体交叉口延误这种不合理的现象,造成路径选择不合理,影响分配精度。鉴于此,无控、环交、立交三类交叉口的延误,应根据交通量的大小与信号交叉口延误对比分析,以增加各类交叉口延误的可比性。因此,在交叉口进口道几何条件及交通负荷相同的情况下,可取各类交叉口的平均延误为信号交叉口平均延误的某一倍数。即

$$d(i,j)(\text{无控}) = k_1 d(i,j)(\text{信号})$$

$$d(i,j)(\text{环交}) = k_2 d(i,j)(\text{信号})$$

$$d(i,j)(\text{立交}) = k_3 d(i,j)(\text{信号})$$

式中,参数 $k_1$ 、 $k_2$ 、 $k_3$ ,可根据高峰小时各类交叉口的实测延误确定。

按上述方法确定的交叉口延误,其绝对值可能会有一定的误差,但在交通分配中,延误或路权的绝对值并不重要,重要的是各出行路线的延误(或路权)的相对值,出行者按路权的相对大小选择出行路线。上述方法增加了各类交叉口延误的可比性,其相对值比较可靠。

#### 4. 路权的计算

交通分配中的路权(即两交叉口之间的出行时间)等于路段行驶时间与交叉口延误之和。

$$T(i,j) = t(i,j) + d(i,j)$$

式中: $T(i,j)$ ——路段 $[i,j]$ 的路权;

$t(i,j)$ ——路段 $[i,j]$ 的行驶时间;

$d(i,j)$ ——在 $i$ 交叉口与 $j$ 交叉口相邻进口道上的车辆平均延误。

#### 5. 容量限制分配方法通用软件设计

笔者开发的容量限制-增量加载交通分配通用软件执行框图如图4-5所示,容量限制-迭代平衡交通分配通用软件执行框图如图4-6所示。该两软件用True Basic语言系统编制,容量较大,该两软件已在南京市、郑州市交通规划中应用,效果良好。

[例4-2] 用容量限制-增量加载分配方法求解[例4-1]所述的交通分配问题。 $O-D$ 矩阵如表4-2所示,分配网络如图4-7所示,网络几何信息如表3-5所示。设自行车交通量已确定,主干线4-5-6、2-5-8的单向自行车交通量均为3000辆/时,其他路段的单向自行车交通量均为2000辆/时。

解:

本例中采用五级分配制,第一次分配 $O-D$ 量的30%,第二次分配25%,第三次分配20%,第四次分配15%,第五次分配10%。

分配过程如表4-9至表4-23所示,交通量分配结果如图4-8所示。

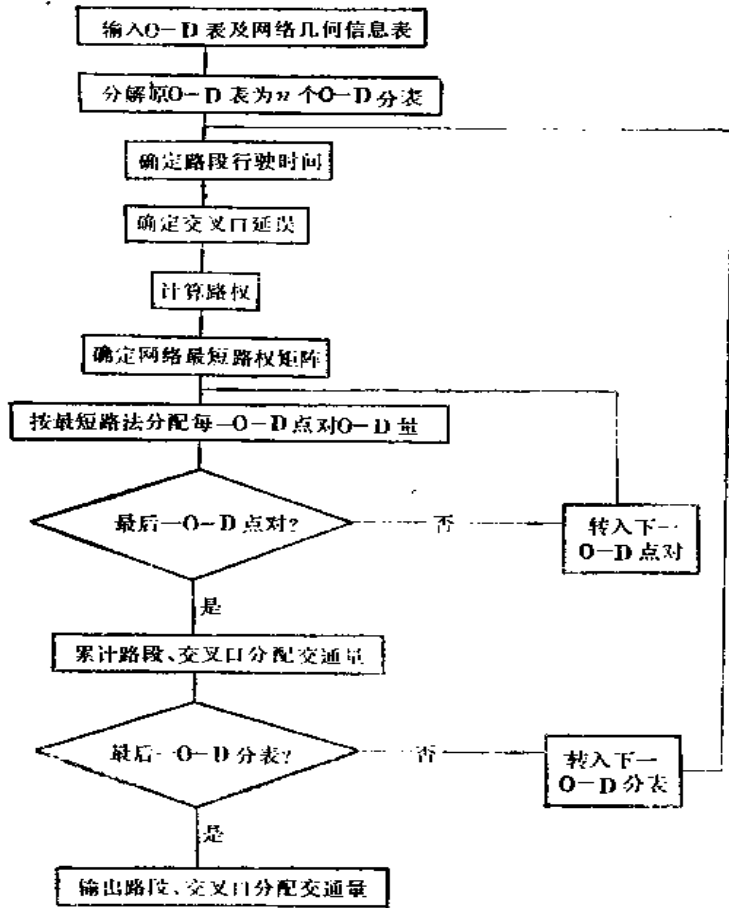


图 4-5 改进的容量限制-增量加载分配模型软件执行框图

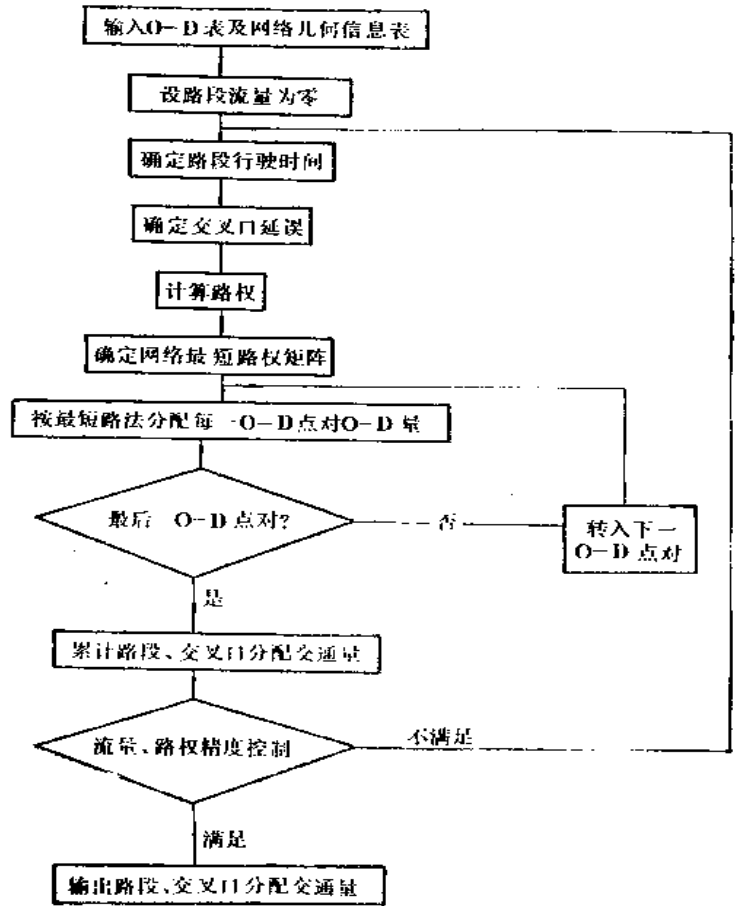


图 4-6 改进的容量限制-迭代平衡分配模型软件执行框图

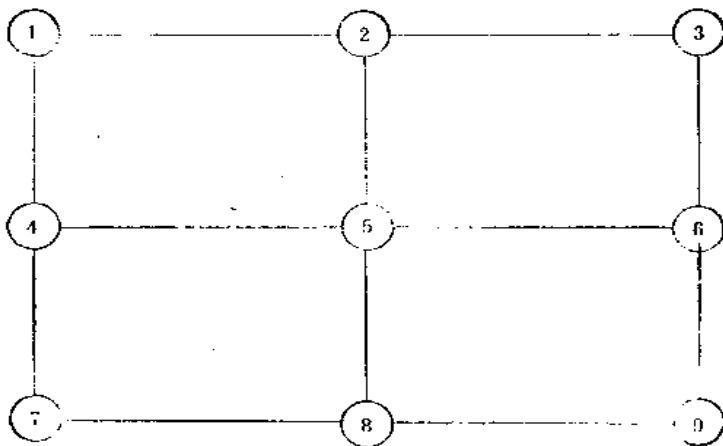


图 4-7 分配交通网络

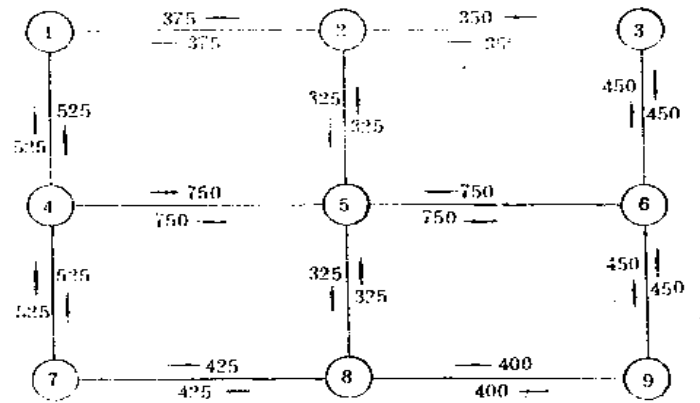


图 4-8 容量限制-迭代平衡分配流量



路段行驶时间分析表 (第1次分配)

表 4-9

路段起 讫点号	机动车 交通量	自行车 交通量	路长 (km)	交叉口影 响系数	阻塞 密度	车道宽影 响系数	自行车影 响系数	设计车 速 $V_0$	零流车速 $U_0$	行驶车速 $V$	路段行驶时 间 $t$ (s)
1 2	0	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	26.72	269.46
1 4	0	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	26.72	269.46
2 1	0	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	26.72	269.4
2 3	0	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	26.72	269.46
2 5	0	3000	2	1	186	1.3	1	50	65	65	110.77
3 2	0	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	26.72	269.46
3 6	0	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	26.72	269.46
4 1	0	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	26.72	269.46
4 5	0	3000	1	1	186	1.3	1	50	65	65	55.38
4 7	0	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	26.72	269.46
5 2	0	3000	2	1	186	1.3	1	50	65	65	110.77
5 4	0	3000	1	1	186	1.3	1	50	65	65	55.38
5 6	0	3000	1	1	186	1.3	1	50	65	65	55.38
5 8	0	3000	2	1	186	1.3	1	50	65	65	110.77
6 3	0	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	26.72	269.46
6 5	0	3000	1	1	186	1.3	1	50	65	65	55.38
6 9	0	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	26.72	269.46
7 4	0	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	26.72	269.46
7 8	0	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	26.72	269.46
8 5	0	3000	2	1	186	1.3	1	50	65	65	110.77
8 7	0	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	26.72	269.46
8 9	0	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	26.72	269.46
9 6	0	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	26.72	269.46
9 8	0	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	26.72	269.46

交叉口延误分析表 (第1次分配)

表 4-10

路段起讫点号	进口流量 (辆/时)	总延误 $d$ (s)	交叉口 类型*	路段起讫点号	进口流量 (辆/时)	总延误 $d$ (s)	交叉口 类型*
1 2	0	0	1	5 6	0	0	4
1 4	0	0	1	5 8	0	0	4
2 1	0	0	2	6 3	0	0	3
2 3	0	0	2	6 5	0	0	3
2 5	0	0	2	6 9	0	0	3
3 2	0	0	1	7 4	0	0	1
3 6	0	0	1	7 8	0	0	1
4 1	0	0	3	8 5	0	0	2
4 5	0	0	3	8 7	0	0	2
4 7	0	0	3	8 9	0	0	2
5 2	0	0	4	9 6	0	0	1
5 4	0	0	4	9 8	0	0	1

\* 1-信号交叉口, 2-无控制交叉口, 3-环形交叉口, 4-立体交叉口。

路权与分配交通量

(第1次分配)

表 4-11

路段 起迄点	路段行驶 时间 $t$ (s)	交叉口 延误 $d$ (s)	路权 $T$ (s)	分配交通量 (辆/时)	路段 起迄点	路段行驶 时间 $t$ (s)	交叉口延 误 $d$ (s)	路权 $T$ (s)	分配交通量 (辆/时)
1 2	269	0	269	60	5-6	55	0	55	300
1 4	269	0	269	210	5-8	111	0	111	0
2 1	269	0	269	60	6-3	269	0	269	180
2 3	269	0	269	60	6-5	55	0	55	300
2 5	111	0	111	0	6-9	269	0	269	180
3 2	269	0	269	60	7-4	269	0	269	210
3 6	269	0	269	180	7-8	269	0	269	75
4 1	269	0	269	210	8-5	111	0	111	0
4 5	55	0	55	300	8-7	269	0	269	75
4 7	269	0	269	210	8-9	269	0	269	75
5 2	111	0	111	0	9-6	269	0	269	180
5 4	55	0	55	300	9-8	269	0	269	75

路段行驶时间分析表

(第2次分配)

表 4-12

路段起 迄点号	机动车 交通量	自行车 交通量	路长 (km)	交叉口 影响系数	阻塞 密度	车道宽 影响系数	自行车 影响系数	设计车 速 $V_0$	零流车速 $U_0$	行驶车速 $V$	路段行驶时 间 $t$ (s)
1 2	60	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	26.24	274.39
1 4	210	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	24.95	288.55
2 1	60	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	26.24	274.39
2 3	60	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	26.24	274.39
2 5	0	3000	2	1	186	1.3	1	50	65	65	110.77
3 2	60	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	26.24	274.39
3 6	180	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	25.22	285.47
4 1	210	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	24.95	288.55
4 5	300	3000	1	1	186	1.3	1	50	65	63.34	56.83
4 7	210	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	24.95	288.55
5 2	0	3000	2	1	186	1.3	1	50	65	65	110.77
5 4	300	3000	1	1	186	1.3	1	50	65	63.34	56.83
5 6	300	3000	1	1	186	1.3	1	50	65	63.34	56.83
5 8	0	3000	2	1	186	1.3	1	50	65	65	110.77
6 3	180	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	25.22	285.47
6 5	300	3000	1	1	186	1.3	1	50	65	63.34	56.83
6 9	180	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	25.22	285.47
7 4	210	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	24.95	288.55
7 8	75	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	26.12	275.68
8 5	0	3000	2	1	186	1.3	1	50	65	65	110.77
8 7	75	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	26.12	275.68
8 9	75	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	26.12	275.68
9 6	180	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	25.22	285.47
9 8	75	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	26.12	275.68

交叉口延误分析表  
(第2次分配)

表 4-13

路段起讫点号	周期长度 $T$ (s)	饱和度 $X$	进口流量 (辆/时)	绿信比 ( $\lambda$ )	进口通行能力 (辆/时)	延误 $d_1$ (s)	延误 $d_2$ (s)	总延误 $d$ (s)	交叉口类型
1 2	40	.28	60	.18	1 201	10.82	.04	10.85	1
1 4	40	.28	210	.62	1 201	2.63	.04	2.66	1
2 1	40	.12	60	.4	1 201	6.91	0	6.91	2
2 3	40	.12	60	.4	1 201	6.91	0	6.91	2
2 5	40	.12	0	0	1 752	0	0	0	2
3 2	40	.25	60	.2	1 201	10.24	.02	10.26	1
3 6	40	.25	180	.6	1 201	2.86	.02	2.88	1
4 1	40	.43	210	.4	1 201	6.86	.17	7.04	3
4 5	40	.43	300	.4	1 752	7.03	.12	7.15	3
4 7	40	.43	210	.4	1 201	6.86	.17	7.04	3
5 2			0					0	4
5 4			300					0	4
5 6			300					0	4
5 8			0					0	4
6 3	40	.4	180	.37	1 201	7.37	.13	7.5	3
6 5	40	.4	300	.43	1 752	6.33	.09	6.42	3
6 9	40	.4	180	.37	1 201	7.37	.13	7.5	3
7 4	40	.3	210	.59	1 201	3.1	.04	3.15	1
7 8	40	.3	75	.21	1 201	10.1	.04	10.15	1
8 5	40	.3	0	.59	1 752	0	0	0	2
8 7	40	.16	75	.4	1 201	7	.01	7.01	2
8 9	40	.16	75	.4	1 201	7	.01	7.01	2
9 6	40	.27	180	.56	1 201	3.39	.03	3.42	1
9 8	40	.27	75	.24	1 201	9.48	.03	9.51	1

路权与分配交通量  
(第2次分配)

表 4-14

路段起讫点	路段行驶时间 $t$ (s)	交叉口延误 $d$ (s)	路权 $T$ (s)	分配交通量 (辆/时)	路段起讫点	路段行驶时间 $t$ (s)	交叉口延误 $d$ (s)	路权 $T$ (s)	分配交通量 (辆/时)
1 2	274	11	285	110	5-6	57	0	57	550
1 4	289	3	291	385	5-8	111	0	111	0
2 1	274	7	281	110	6-3	285	7	293	330
2 3	274	7	281	110	6-5	57	6	63	550
2 5	111	0	111	0	6-9	285	7	293	330
3 2	274	10	285	110	7-4	289	3	292	385
3 6	285	3	288	330	7-8	276	10	286	138
4 1	289	7	296	385	8-5	111	0	111	0
4 5	57	7	64	550	8-7	276	7	283	138
4 7	289	7	296	385	8-9	276	7	283	138
5 2	111	0	111	0	9-6	285	3	289	330
5 4	57	0	57	550	9-8	276	10	285	138

路段行驶时间分析表 (第3次分配)

表 4-15

路段起讫点号	机动车 交通量	自行车 交通量	路长 (km)	交叉口影 响系数	阻塞 密度	车道宽影 响系数	自行车影 响系数	设计车 速 $V_0$	零流车速 $V_0$	行驶车速 $V$	路段行驶时 间 $t$ (s)
1 2	110	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	25.83	278.79
1 4	385	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	23.24	309.79
2 1	110	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	25.85	278.79
2 3	110	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	25.83	278.79
2 5	0	3000	2	1	186	1.3	1	50	65	65	110.77
3 2	110	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	25.83	278.79
3 6	330	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	23.81	302.4
4 1	385	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	23.24	309.79
4 5	550	3000	1	1	186	1.3	1	50	65	61.89	58.17
4 7	385	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	23.24	309.79
5 2	0	3000	2	1	186	1.3	1	50	65	65	110.77
5 4	550	3000	1	1	186	1.3	1	50	65	61.89	58.17
5 6	550	3000	1	1	186	1.3	1	50	65	61.89	58.17
5 8	0	3000	2	1	186	1.3	1	50	65	65	110.77
6 3	330	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	23.81	302.4
6 5	550	3000	1	1	186	1.3	1	50	65	61.89	58.17
6 9	330	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	23.81	302.4
7 4	385	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	23.24	309.79
7 8	138	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	25.59	281.34
8 5	0	3000	2	1	186	1.3	1	50	65	65	110.77
8 7	138	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	25.59	281.34
8 9	138	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	25.59	281.34
9 6	330	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	23.81	302.4
9 8	138	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	25.59	281.34

交叉口延误分析表 (第3次分配)

表 4-16

路段起讫点号	周期长度 $T$ (s)	饱和度 $X$	进口流量 (辆/时)	绿信比 ( $\lambda$ )	进口通行能 力(辆/时)	延误 $d_1$ (s)	延误 $d_2$ (s)	总延误 $d$ (s)	交叉口 类型
1 2	40	.52	110	.18	1201	11.31	.32	11.64	1
1 4	40	.52	385	.62	1201	3.19	.32	3.52	1
2 1	40	.23	110	.4	1201	7.23	.02	7.25	2
2 3	40	.23	110	.4	1201	7.23	.02	7.25	2
2 5	40	.23	0	0	1752	0	0	0	2
3 2	40	.46	110	.2	1201	10.71	.2	10.91	1
3 6	40	.46	330	.6	1201	3.35	.2	3.56	1
4 1	47	.77	385	.42	1201	9.24	2.23	11.47	3
4 5	47	.77	550	.41	1752	9.43	1.55	10.98	3
4 7	47	.77	385	.42	1201	9.24	2.23	11.47	3
5 2			0					0	4
5 4			550					0	4
5 6			550					0	4
5 8			0					0	4
6 3	41	.73	330	.38	1201	8.84	1.69	10.53	3
6 5	41	.73	550	.43	1752	7.81	1.17	8.98	3
6 9	41	.73	330	.38	1201	8.84	1.69	10.53	3
7 4	40	.54	385	.59	1201	3.77	.4	4.17	1
7 8	40	.54	138	.21	1201	10.7	.4	11.1	1
8 5	40	.54	0	.59	1752	0	0	0	2
8 7	40	.29	138	.4	1201	7.42	.05	7.46	2
8 9	40	.29	138	.4	1201	7.42	.05	7.46	2
9 6	40	.49	330	.56	1201	3.97	.26	4.23	1
9 8	40	.49	138	.24	1201	10.04	.26	10.3	1

路权与分配交通量 (第3次分配)

表 4-17

路段起讫点	路段行驶时间 $t$ (s)	交叉口延误 $d$ (s)	路权 $T$ (s)	分配交通量 (辆/时)	路段起讫点	路段行驶时间 $t$ (s)	交叉口延误 $d$ (s)	路权 $T$ (s)	分配交通量 (辆/时)
1 2	279	12	290	150	5-6	58	0	58	750
1 4	310	4	313	525	5-8	111	0	111	0
2 1	279	7	286	150	6-3	302	11	313	450
2 3	279	7	286	150	6-5	58	9	67	750
2 5	111	0	111	0	6-9	302	11	313	450
3 2	279	11	290	150	7-4	310	4	314	525
3 6	302	4	306	450	7-8	281	11	292	188
4 1	310	11	321	525	8-5	111	0	111	0
4 5	58	11	69	750	8-7	281	7	289	188
4 7	310	11	321	525	8-9	281	7	289	188
5 2	111	0	111	0	9-6	302	4	307	450
5 4	58	0	58	750	9-8	281	10	292	188

路段行驶时间分析表 (第4次分配)

表 4-18

路段起讫点号	机动车交通量	自行车交通量	路长 (km)	交叉口影响系数	阻塞密度	车道宽影响系数	自行车影响系数	设计车速 $V_0$	零流车速 $U_0$	行驶车速 $V$	路段行驶时间 $t$ (s)
1 2	150	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	25.48	282.53
1 4	525	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	5.1	1411.97
2 1	150	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	25.48	282.53
2 3	150	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	25.48	282.53
2 5	0	3000	2	1	186	1.3	1	50	65	65	110.77
3 2	150	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	25.48	282.53
3 6	450	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	4.2	1716.16
4 1	525	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	5.1	1411.97
4 5	750	3000	1	1	186	1.3	1	50	65	60.67	59.33
4 7	525	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	5.1	1411.97
5 2	0	3000	2	1	186	1.3	1	50	65	65	110.77
5 4	750	3000	1	1	186	1.3	1	50	65	60.67	59.33
5 6	750	3000	1	1	186	1.3	1	50	65	60.67	59.33
5 8	0	3000	2	1	186	1.3	1	50	65	65	110.77
6 3	450	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	4.2	1716.16
6 5	750	3000	1	1	186	1.3	1	50	65	60.67	59.33
6 9	450	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	4.2	1716.16
7 4	525	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	5.1	1411.97
7 8	188	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	25.15	286.23
8 5	0	3000	2	1	186	1.3	1	50	65	65	110.77
8 7	188	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	25.15	286.23
8 9	188	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	25.15	286.23
9 6	450	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	4.2	1716.16
9 8	188	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	25.15	286.23

交叉口延误分析表 (第4次分配)

表 4-19

路段起讫点号	周期长度 $T$ (秒)	饱和度 $X$	进口流量 (辆/时)	绿信比 ( $\lambda$ )	进口通行能力 (辆/时)	延误 $d_1$ (秒)	延误 $d_2$ (秒)	总延误 $d$ (秒)	交叉口类型
1 2	40	.7	150	.18	1 201	11.74	1.31	13.06	1
1 4	40	.7	525	.62	1 201	3.85	1.31	5.17	1
2 1	40	.31	150	.4	1 201	7.5	.06	7.57	2
2 3	40	.31	150	.4	1 201	7.5	.06	7.57	2
2 5	40	.31	0	0	1 752	0	0	0	2
3 2	40	.62	150	.2	1 201	11.12	.74	11.85	1
3 6	40	.62	450	.6	1 201	3.89	.74	4.63	1
4 1	120	.92	525	.47	1 201	24.81	9.06	33.87	3
4 5	120	.92	750	.46	1 752	25.35	6.69	32.04	3
4 7	120	.92	525	.47	1 201	24.81	9.06	33.87	3
5 2			0					0	4
5 4			750					0	4
5 6			750					0	4
5 8			0					0	4
6 3	86	.88	450	.42	1 201	18.28	6.14	24.42	3
6 5	86	.88	750	.48	1 752	16.03	4.4	20.43	3
6 9	86	.88	450	.42	1 201	18.28	6.14	24.42	3
7 4	42	.73	525	.6	1 201	4.61	1.66	6.27	1
7 8	42	.73	188	.21	1 201	11.67	1.66	13.32	1
8 5	40	.73	0	.6	1 752	0	0	0	2
8 7	40	.39	188	.4	1 201	7.78	.13	7.92	2
8 9	40	.39	188	.4	1 201	7.78	.13	7.92	2
9 6	40	.66	450	.56	1 201	4.61	.98	5.59	1
9 8	40	.66	188	.24	1 201	10.53	.98	11.52	1

路权与分配交通量 (第4次分配)

表 4-20

路段起讫点	路段行驶时间 $t$ (秒)	交叉口延误 $d$ (秒)	路权 $T$ (秒)	分配交通量 (辆/时)	路段起讫点	路段行驶时间 $t$ (秒)	交叉口延误 $d$ (秒)	路权 $T$ (秒)	分配交通量 (辆/时)
1 2	283	13	296	285	5-6	59	0	59	750
1 4	1 412	5	1 417	525	5-8	111	0	111	195
2 1	283	8	290	285	6-3	1 716	24	1 741	450
2 3	283	8	290	270	6-5	59	20	80	750
2 5	111	0	111	195	6-9	1 716	24	1 741	450
3 2	283	12	294	270	7-4	1 412	6	1 418	525
3 6	1 716	5	1 721	450	7-8	286	13	300	330
4 1	1 412	34	1 446	525	8-5	111	0	111	195
4 5	59	32	91	750	8-7	286	8	294	330
4 7	1 412	34	1 446	525	8-9	286	8	294	315
5 2	111	0	111	195	9-6	1 716	6	1 722	450
5 4	59	0	59	750	9-8	286	12	298	315

路段行驶时间分析表 (第5次分配)

表 4-21

路段起讫点号	机动车交通量	自行车交通量	路长 (km)	交叉口影响系数	阻塞密度	车道宽影响系数	自行车影响系数	设计车速 $V_0$	零流车速 $U_0$	行驶车速 $V$	路段行驶时间 $t$ (秒)
1 2	285	2 000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	24.25	296.88
1 4	525	2 000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	5.1	1 411.97
2 1	285	2 000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	24.25	296.88
2 3	270	2 000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	24.4	295.13
2 5	195	3 000	2	1	186	1.3	1	50	65	63.93	112.62
3 2	270	2 000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	24.4	295.13
3 6	450	2 000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	4.2	1 716.16
4 1	525	2 000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	5.1	1 411.97
4 5	750	3 000	1	1	186	1.3	1	50	65	60.67	59.33
4 7	525	2 000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	5.1	1 411.97
5 2	195	3 000	2	1	166	1.3	1	50	65	63.93	112.62
5 4	750	3 000	1	1	186	1.3	1	50	65	60.67	59.33
5 6	750	3 000	1	1	186	1.3	1	50	65	60.67	59.33
5 8	195	3 000	2	1	186	1.3	1	50	65	63.93	112.62
6 3	450	2 000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	4.2	1 716.16
6 5	750	3 000	1	1	186	1.3	1	50	65	60.67	59.33
6 9	450	2 000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	4.2	1 716.16
7 4	525	2 000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	5.1	1 411.97
7 8	330	2 000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	23.81	302.4
8 5	195	3 000	2	1	186	1.3	1	50	65	63.93	112.62
8 7	330	2 000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	23.81	302.4
8 9	315	2 000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	23.96	300.51
9 6	450	2 000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	4.2	1 716.16
9 8	315	2 000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	23.96	300.51

交叉口延误分析表 (第5次分配)

表 4-22

路段起讫点号	周期长度 $T$ (s)	饱和度 $X$	进口流量 (辆/时)	绿信比 ( $\lambda$ )	进口通行能力 (辆/时)	延误 $d_1$ (s)	延误 $d_2$ (s)	总延误 $d$ (s)	交叉口类型
1 2	52	.8	285	.3	1 201	12.83	2.7	15.53	1
1 4	52	.8	525	.55	1 201	7.18	2.7	9.88	1
2 1	40	.58	285	.41	1 201	8.3	.63	8.93	2
2 3	46	.58	270	.39	1 201	8.78	.63	9.4	2
2 5	40	.27	195	.41	1 752	7.12	.03	7.15	2
3 2	42	.74	270	.3	1 201	10.07	1.72	11.8	1
3 6	42	.74	450	.51	1 201	6.27	1.72	7.99	1
4 1	120	.92	525	.47	1 201	24.81	9.06	33.87	3
4 5	120	.92	750	.46	1 752	25.35	6.69	32.04	3
4 7	120	.92	525	.47	1 201	24.81	9.06	33.87	3
5 2			195					0	4
5 4			750					0	4
5 6			750					0	4
5 8			195					0	4
6 3	86	.88	450	.42	1 201	18.28	6.14	24.42	3
6 5	86	.88	750	.48	1 752	16.63	4.4	20.43	3
6 9	86	.88	450	.42	1 201	18.28	6.14	24.42	3
7 4	59	.82	525	.53	1 201	8.78	3.38	12.16	1
7 8	59	.82	330	.33	1 201	13.74	3.38	17.12	1
8 5	40	.28	195	.39	1 752	7.62	.63	7.65	2
8 7	40	.67	330	.41	1 201	8.78	1.25	10.03	2
8 9	40	.67	315	.39	1 201	9.18	1.25	10.43	2
9 6	47	.77	450	.49	1 201	7.47	2.16	9.63	1
9 8	47	.77	315	.34	1 201	10.47	2.16	12.63	1

路权与分配交通量 (第5次分配)

表 4-23

路段起讫点	路段行驶时间 $t$ (s)	交叉口延误 $d$ (s)	路权 $T$ (s)	分配交通量 (辆/时)	路段起讫点	路段行驶时间 $t$ (s)	交叉口延误 $d$ (s)	路权 $T$ (s)	分配交通量 (辆/时)
1-2	297	16	312	375	5-6	59	0	59	750
1-4	1412	10	1422	525	5-8	113	0	113	325
2-1	297	9	306	375	6-3	1716	24	1741	450
2-3	295	9	305	350	6-5	59	20	80	750
2-5	113	7	120	325	6-9	1716	24	1741	450
3-2	295	12	307	350	7-4	1412	12	1424	525
3-6	1716	8	1724	450	7-8	302	17	320	425
4-1	1412	34	1446	525	8-5	113	8	120	325
4-5	59	32	91	750	8-7	302	10	312	425
4-7	1412	34	1446	525	8-9	301	10	311	400
5-2	113	0	113	325	9-6	1716	10	1726	450
5-4	59	0	59	750	9-8	301	13	313	400

#### § 4-4 静态多路径交通分配方法及其软件设计

##### 1. 分配模型

由出行者的路径选择特性可知,出行者总是希望选择最合适(最短、最快、最方便、最舒适等)的路线出行,称之为最短路因素,但由于交通网络的复杂性及交通状况的随机性,出行者在选择出行路线时往往带有不确定性,称之为随机因素。这两种因素存在于出行者的整个出行过程中,两因素所处的主次地位取决于可供选择的出行路线的路权差(行驶时间差或费用差等)。因此,各出行路线被选用的概率可采用 logit 型的路径选择模型<sup>[14]-[16]</sup>计算。

$$P(r, s, k) = \text{EXP}[-\theta \cdot z(k) / \bar{l}] / \sum_{i=1}^m \text{EXP}[-\theta \cdot z(i) / \bar{l}]$$

式中:  $P(r, s, k)$  ——  $O-D$  量  $T(r, s)$  在第  $k$  条出行路线上的分配率;

$z(k)$  —— 第  $k$  条出行路线的路权 (行驶时间);

$\bar{l}$  —— 各出行路线的平均路权 (行驶时间);

$\theta$  —— 分配参数;

$m$  —— 有效出行路线条数。

一般来说,交通网络都比较复杂,往往含有百余个交通节点,每一  $O-D$  点对之间具有很多不同的出行路线,尤其是长距离出行。因此,用本模型分配时,首先必须确定每一  $O-D$  点对  $(r, s)$  的有效路段及有效出行路线。本分配方法中,定义有效路段  $[i, j]$  为路段终点  $j$  比路段起点  $i$  更靠近出行终点  $s$  的路段,即沿该路段前进能更接近出行终点  $s$ 。有效出行路线必须由有效路段所组成,每一  $O-D$  点对的出行量只在它相应的有效出行路线上进行分配。

出行者从他的出行起点  $r$  到达出行终点  $s$ ,需经过一系列的交通节点(交叉口),每到一一个交通节点,都必须作出选择,在该节点所邻接的有效路段中选择一条路段作为他出行路线的一部分,继续行进。因此,在某交通节点,可供出行者选择的有效出行路线条数等于该节点所邻接的有效路段个数。在通常的城市交通网络中,交通节点邻接边数为 3~5,而其邻接的有效路段数绝大多数为 2,少量为 3 或 1。



分配模型中,  $\theta$  为无量纲参数, 它与可供选择的有效出行路线条数有关, 根据出行者路径选择模拟分析<sup>[15]</sup>发现, 两路选择时,  $\theta = 3.00 \sim 3.50$ 。三路选择时,  $\theta = 3.00 \sim 3.75$ , 其取值比较稳定。因此, 在实际应用时, 可取  $\theta = 3.00 \sim 3.50$ 。

本分配模型能较好地反映路径选择过程中的最短路径因素及随机因素。实际上, 若各出行路线路权相同, 则本模型成为随机分配模型, 各路线被选用的概率相同。若某一路线的路权远远小于其他各线路, 则本模型成为最短路径分配模型。因此, 笔者称本模型为随机-最短路径分配模型, 它是一种改进型的多路径分配模型。

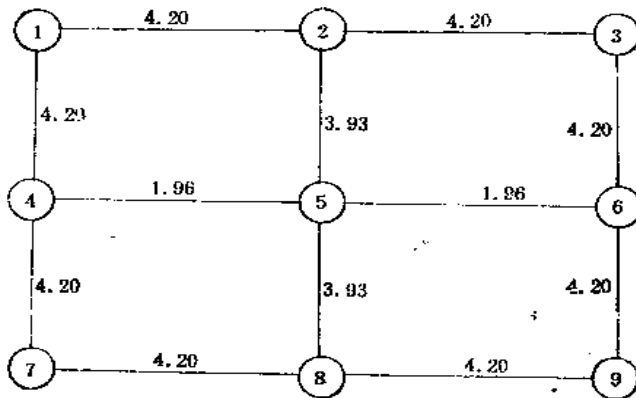


图 4-9 网络与行驶时间

## 2. 分配算法

下面以一示例, 说明静态多路径分配模型的分配过程。

[例 4-3] 试用静态多路径方法分配从节点①至节点⑨的出行量  $T(1, 9) = 500$  辆/日。分配网络如图 4-9 所示, 网络中数据为行驶时间。

解:

(1) 计算各交通节点  $i$  至出行终点  $s$  的最短路权。

本例中, 各节点至出行终点⑨的最短路权如表 4-24 所示。

各节点至出行终点 9 的最短路权  $L_{min}(i, 9)$

表 4-24

节点号 $i$	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$L_{min}(i, 9)$	12.32	10.09	8.40	8.12	6.16	4.20	8.40	4.20	0

(2) 令  $i =$  出行起点  $r$ , 即从出行起点  $r$  开始进行分配。

(3) 判别与结点  $i$  邻接的有效路段, 并计算有效出行路线长度。

有效路段判别条件: 对于路段  $[i, j]$ , 若  $L_{min}(j, s) \leq L_{min}(i, s)$ , 则它为有效路段。

定义有效路线长度  $L(i-j, s)$  为有效路段  $[i, j]$  的路权  $d(i, j)$ , 加上有效路段终点  $j$  至出行终点  $s$  的最短路权  $L_{min}(j, s)$ 。即

$$L(i-j, s) = d(i, j) + L_{min}(j, s)$$

本例中, 与出行起点①邻接的两个路段  $[1, 4]$ 、 $[1, 2]$ , 均为有效路段, 故连接起点①有两条有效出行路线,  $(1-2, 9)$  及  $(1-4, 9)$ , 其长度分别为:

$$L(1-2, 9) = d(1, 2) + L_{min}(2, 9) = 4.20 + 10.09 = 14.29$$

$$L(1-4, 9) = d(1, 4) + L_{min}(4, 9) = 4.20 + 8.12 = 12.32$$

(4) 计算各有效路段  $[i, j]$  的边权  $L_w(i, j)$

$$L_w(i, j) = \text{EXP}[-\theta \cdot L(i-j, s) / \bar{L}]$$

式中:  $\bar{L}$  —— 与节点  $i$  相接的所有有效出行路线的平均长度。

本例中 (取  $\theta = 3.3$ )

$$L_w(1, 2) = \text{EXP}(-\theta \times 14.29 / 13.305) = 0.0289$$

$$L_w(1, 4) = \text{EXP}(-\theta \times 12.32 / 13.305) = 0.0471$$

(5) 计算节点  $i$  的点权  $N_w(i)$

定义节点  $i$  的点权为节点  $i$  所邻接的各有效路段边权之和。

$$N_w(i) = \sum_j L_w(i, j)$$

本例中,  $N_w(1) = 0.0289 + 0.0471 = 0.0760$

(6) 计算各有效路段  $[i, j]$  的  $O-D$  量分配率  $P(i, j)$

$P(i, j)$  为本次分配的  $O-D$  量  $T(r, s)$  在有效路段  $[i, j]$  上的分配率:

$$P(i, j) = \begin{cases} L_w(i, j) / N_w(i) & \text{若 } i=r \text{ (即 } i \text{ 为出行起点)} \\ E_n(i) \times L_w(i, j) / N_w(i) & \text{若 } i \neq r \end{cases}$$

式中:  $E_n(i) = \sum_k P(k, i)$  为进入节点  $i$  的上游各邻接有效路段的分配率之和。

本例中,  $P(1, 2) = 0.0289 / 0.0760 = 0.380$

$P(1, 4) = 0.0471 / 0.0760 = 0.620$

(7) 计算有效路段  $[i, j]$  的分配交通量  $Q(i, j)$

$$Q(i, j) = P(i, j) \times T(r, s)$$

本例中  $Q(1, 2) = 0.380 \times 500 = 190$  辆/时

$Q(1, 4) = 0.620 \times 500 = 310$  辆/时

(8) 令上述有效路段中的某一路段终点  $j$  为  $i$  (确定  $i$  时, 以从上游进入该点的有效路段之分配率均已确定为条件)。返回第③步, 直至发行终点  $s$ , 则该  $O-D$  量分配结束, 可转入下一  $O-D$  点对的  $O-D$  量分配。

本例中, 取有效路段  $[1, 4]$  的终点 4 为  $i$ , 则  $[4, 5]$ 、 $[4, 7]$  为有效路段, 而  $[4, 1]$  为非有效路段, 那么

$$L(4-5, 9) = 1.96 + 6.16 = 8.12$$

$$L(4-7, 9) = 4.20 + 8.40 = 12.60$$

$$L_w(4, 5) = \text{EXP}(-\theta \times 8.12 / 10.36) = 0.0753$$

$$L_w(4, 7) = \text{EXP}(-\theta \times 12.60 / 10.36) = 0.0181$$

$$N_w(4) = 0.0753 + 0.0181 = 0.0934$$

$$E_n(4) = 0.620$$

$$P(4, 5) = 0.620 \times 0.0753 / 0.0934 = 0.500$$

$$P(4, 7) = 0.620 \times 0.0181 / 0.0934 = 0.120$$

$$Q(4, 5) = 500 \times 0.500 = 250 \text{ 辆/时}$$

$$Q(4, 7) = 500 \times 0.120 = 60 \text{ 辆/时}$$

接着, 可依次取节点 2、5、7、3、6、8、9 为  $i$  点, 重复上述步骤, 便可很方便地将  $O-D$  量  $T(1, 9)$  分配到整个网络上, 其分配结果如图 4-10 所示。

本例题若用最短路分配方法分配, 则出行量  $T(1, 9)$  被全部分配在连接节点①→④的最短路线①→④→⑤→⑥→⑨上, 其他路段的分配交通量为零, 这与实际的情况有较大的出入, 但多数出行者总是希望走最短路

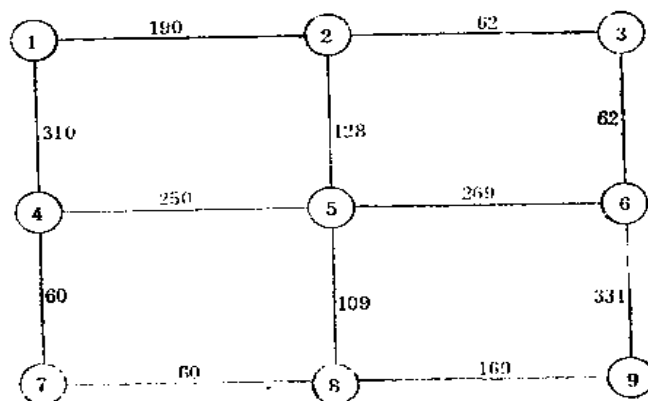


图 4-10 分配交通量

段,因此,在最短路线上应该集中较大的流量,其他路段上流量较小,静态多路径分配模型的分配结果能较好地符合这一特点。

### 3. 静态多路径交通分配方法的通用软件设计

如前所述,交通网络是相当复杂的,且要求分配的  $O-D$  点对往往多达上万个,因此,现实网络的交通分配,必须由计算机进行。图 4-11 为笔者开发的静态多路径分配模型通用软件执行框图。该软件所需计算机运行空间与最短路径分配软件完全相同,但分配结果远比最短路径法合理。该通用软件采用 True Basic 语言编制,用普通的 AT、YT 型微机,便能解决大型网络的交通分配问题。

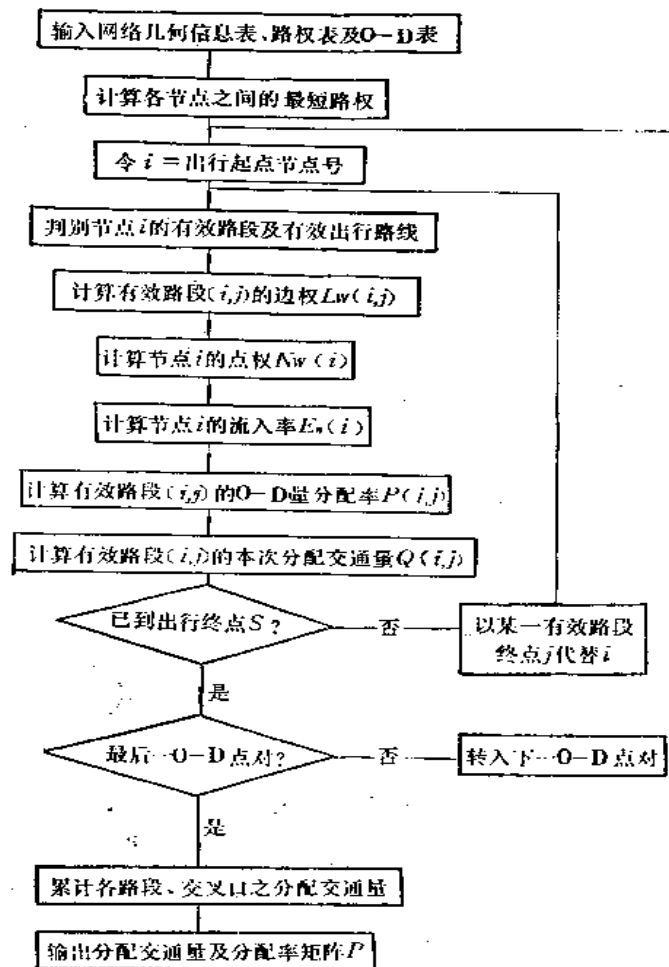


图 4-11 静态的多路径分配模型执行框图

## § 4-5 动态多路径交通分配方法及其软件设计

### 1. 分配过程

在静态多路径分配模型中,认为路段行驶时间为一常数,这与实际的交通情况有一定的出入。实际上,路段行驶时间与路段交通负荷有关,在动态的多路径分配模型中,考虑了路权与交通负荷之间的关系及交叉口,路段通行能力的限制,使分配结果更加合理。

与容量限制分配方法一样,动态多路径分配有动态多路径-增量加载分配、动态多路径

-迭代平衡分配两种形式。

与容量限制-增量加载交通分配方法类似,采用动态多路径-增量加载方法分配出行量时,需先将原  $O-D$  表 ( $n \times n$  阶)分解成  $k$  个  $O-D$  分表 ( $n \times n$  阶),然后分  $k$  次用静态的多路径分配模型分配  $O-D$  量,每次分配一个  $O-D$  分表,并且,每分配一次,路权修正一次,直到把  $k$  个  $O-D$  分表全部分配到网络上,分配过程如图 4-12 所示。

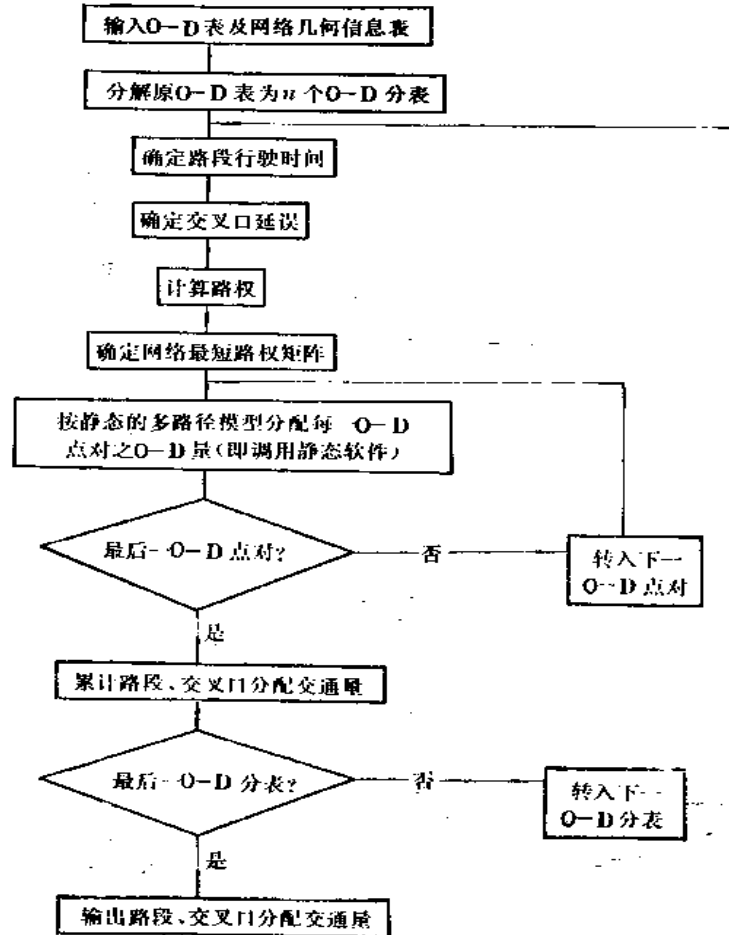


图 4-12 动态多路径-增量加载分配模型软件执行框图

与容量限制-迭代平衡分配方法一样,采用动态多路径-迭代平衡分配方法分配出行量时,不需要分解  $O-D$  表,而是通过迭代,不断修正路权,根据路权、分配流量的迭代精度控制条件来获得最后的分配交通量。分配过程如图 4-13 所示。

在用动态方法分配时,路段交通量在不断变化,因而路权被不断修正,其分配过程是一个动态的反馈过程。

动态多路径交通分配方法的分配程序,路权修正方法以及参数确定方法与容量限制分配方法相同,所不同的是,容量限制分配方法中每次分配采用最短路分配模型,而在动态的多路径分配方法中,每次分配采用静态的多路径分配模型。

## 2. 动态多路径分配方法通用软件设计

多路径分配模型的动态执行过程比静态执行过程要复杂得多,但其所需计算机运行空间仍与最短路分配软件相同。图 4-12、图 4-13 为笔者开发的动态多路径-增量加载,动态多路径-迭代平衡交通分配模型通用软件执行框图,该两软件能在 AT、XT 计算机上解决特大城

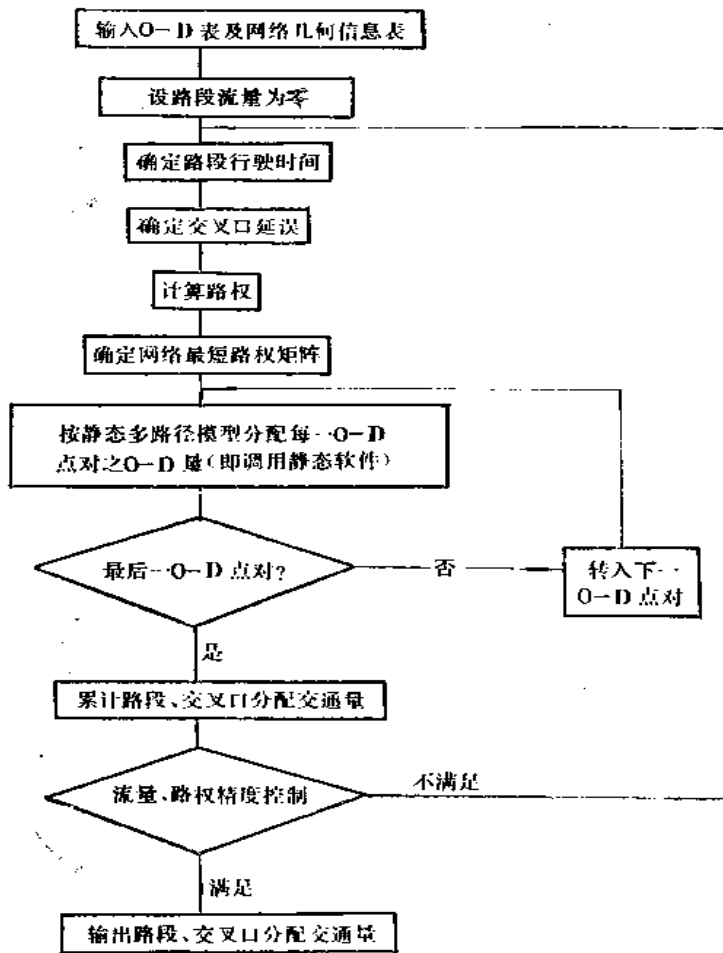


图4-13 动态多路径-迭代平衡分配模型软件执行框图

市的交通分配问题。

【例4-4】用动态多路径-增量加载分配方法求解【例4-2】所述的交通分配问题。被分配的O-D矩阵如表4-2所示，分配网络信息及交通信息详见【例4-2】。

解：

与容量限制-增量加载分配一样，本例采用五级分配制，各级分配比例依次为30%、25%、20%、15%、10%。

分配过程如表4-25至表4-39所示，最终交通量分配结果如图4-14所示。

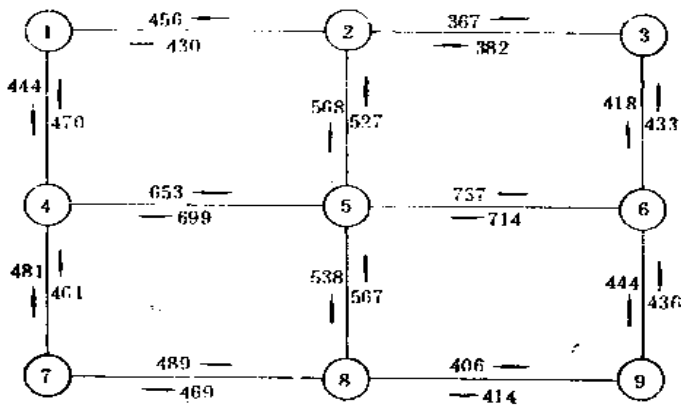


图4-14 动态多路径分配流量

路段行驶时间分析表  
(第1次分配)

表 4-25

路段起讫点号	机动车 交通量	自行车 交通量	路长 (km)	交叉口影 响系数	阻塞 密度	车道宽影 响系数	自行车影 响系数	设计车 速 $V_0$	零流车速 $U_0$	行驶车速 $V$	路段行驶时 间 $t$ (s)
1 2	0	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	26.72	269.46
1 4	0	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	26.72	269.46
2 1	0	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	26.72	269.46
2 3	0	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	26.72	269.46
2 5	0	3000	2	1	186	1.3	1	50	65	65	110.77
3 2	0	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	26.72	269.46
3 6	0	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	26.72	269.46
4 1	0	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	26.72	269.46
4 5	0	3000	1	1	186	1.3	1	50	65	65	55.38
4 7	0	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	26.72	269.46
5 2	0	3000	2	1	186	1.3	1	50	65	65	110.77
5 4	0	3000	1	1	186	1.3	1	50	65	65	55.38
5 6	0	3000	1	1	186	1.3	1	50	65	65	55.38
5 8	0	3000	2	1	186	1.3	1	50	65	65	110.77
6 3	0	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	26.72	269.46
6 5	0	3000	1	1	186	1.3	1	50	65	65	55.38
6 9	0	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	26.72	269.46
7 4	0	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	26.72	269.46
7 8	0	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	26.72	269.46
8 5	0	3000	2	1	186	1.3	1	50	65	65	110.77
8 7	0	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	26.72	269.46
8 9	0	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	26.72	269.46
9 6	0	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	26.72	269.46
9 8	0	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	26.72	269.46

交叉口延误分析表  
(第1次分配)

表 4-26

路段起讫点号	进口流量 (辆/时)	总延误 $d$ (s)	交叉口 类型*	路段起讫点号	进口流量 (辆/时)	总延误 $d$ (s)	交叉口 类型*
1 2	0	0	1	5 6	0	0	4
1 4	0	0	1	5 8	0	0	4
2 1	0	0	2	6 3	0	0	3
2 3	0	0	2	6 5	0	0	3
2 5	0	0	2	6 9	0	0	3
3 2	0	0	1	7 4	0	0	1
3 6	0	0	1	7 8	0	0	1
4 1	0	0	3	8 5	0	0	2
4 5	0	0	3	8 7	0	0	2
4 7	0	0	3	8 9	0	0	2
5 2	0	0	4	9 6	0	0	1
5 4	0	0	4	9 8	0	0	1

\* 1-信号交叉口, 2-无控制交叉口, 3-环形交叉口, 4-立体交叉口。

路权与分配交通量

(第1次分配)

表 4-27

路权起讫点	路段行驶时间 $t$ (s)	交叉口延误 $d$ (s)	路权 $T$ (s)	分配交通量 (辆/时)	路权起讫点	路段行驶时间 $t$ (s)	交叉口延误 $d$ (s)	路权 $T$ (s)	分配交通量 (辆/时)
1-2	269	0	269	121	5-6	55	0	55	229
1-4	269	0	269	149	5-8	111	0	111	141
2-1	269	0	269	109	6-3	269	0	269	134
2-3	269	0	269	106	6-5	55	0	55	217
2-5	111	0	111	156	6-9	269	0	269	137
3-2	269	0	269	113	7-4	269	0	269	154
3-6	269	0	269	127	7-8	269	0	269	131
4-1	269	0	269	161	8-5	111	0	111	156
4-5	55	0	55	217	8-7	269	0	269	121
4-7	269	0	269	164	8-9	269	0	269	118
5-2	111	0	111	138	9-6	269	0	269	133
5-4	55	0	55	240	9-8	269	0	269	122

路段行驶时间分析表

(第2次分配)

表 4-28

路段起讫点号	机动车交通量	自行车交通量	路长 (km)	交叉口影响系数	阻塞密度	车道宽影响系数	自行车影响系数	设计车速 $V_0$	零流车速 $U_0$	行驶车速 $V$	路段行驶时间 $t$ (s)
1 2	121	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	25.73	279.84
1 4	149	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	25.5	282.39
2 1	109	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	25.83	278.73
2 3	106	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	25.86	278.44
2 5	156	3000	2	1	186	1.3	1	50	65	64.15	112.24
3 2	113	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	25.8	279.04
3 6	127	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	25.68	280.39
4 1	161	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	25.39	283.56
4 5	217	3000	1	1	186	1.3	1	50	65	63.81	56.42
4 7	164	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	25.36	283.88
5 2	138	3000	2	1	186	1.3	1	50	65	64.25	112.06
5 4	240	3000	1	1	186	1.3	1	50	65	63.68	56.53
5 6	229	3000	1	1	186	1.3	1	50	65	63.74	56.48
5 8	141	3000	2	1	186	1.3	1	50	65	64.23	112.1
6 3	134	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	25.62	281.01
6 5	217	3000	1	1	186	1.3	1	50	65	63.81	56.42
6 9	137	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	25.59	281.32
7 4	154	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	25.45	282.9
7 8	131	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	25.65	280.75
8 5	156	3000	2	1	186	1.3	1	50	65	64.15	112.24
8 7	121	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	25.73	279.81
8 9	118	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	25.76	279.5
9 6	133	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	25.63	280.88
9 8	122	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	25.72	279.93

交叉口延误分析表 (第2次分配)

表 4-29

路段起讫点号	周期长度 T (秒)	饱和度 X	进口流量 (辆/时)	绿信比 (A)	进口通行能力 (辆/时)	延误 d <sub>1</sub> (秒)	延误 d <sub>2</sub> (秒)	总延误 d (秒)	交叉口类型
1 2	40	.28	121	.36	1 201	6.93	.04	6.96	1
1 4	40	.28	149	.44	1 201	5.44	.04	5.47	1
2 1	40	.22	109	.41	1 201	7.08	.02	7.1	2
2 3	40	.22	106	.39	1 201	7.35	.02	7.37	2
2 5	40	.22	156	.41	1 752	7.06	.01	7.08	2
3 2	40	.25	113	.38	1 201	6.54	.02	6.56	1
3 6	40	.25	127	.42	1 201	5.63	.02	5.66	1
4 1	40	.32	161	.42	1 201	6.22	.06	6.28	3
4 5	40	.33	217	.38	1 752	6.98	.04	7.03	3
4 7	40	.33	164	.42	1 201	6.24	.06	6.3	3
5 2			138					0	4
5 4			240					0	4
5 6			229					0	4
5 8			141					0	4
6 3	40	.29	134	.38	1 201	6.83	.04	6.87	3
6 5	40	.3	217	.42	1 752	6.2	.03	6.24	3
6 9	40	.3	137	.38	1 201	6.85	.05	6.89	3
7 4	40	.3	154	.43	1 201	5.63	.04	5.67	1
7 8	40	.3	131	.37	1 201	6.81	.04	6.85	1
8 5	40	.23	156	.39	1 752	7.34	.01	7.36	2
8 7	40	.25	121	.41	1 201	7.17	.03	7.2	2
8 9	40	.25	118	.39	1 201	7.41	.03	7.44	2
9 6	40	.27	133	.42	1 201	5.83	.03	5.86	1
9 8	40	.27	122	.38	1 201	6.42	.03	6.45	1

路权与分配交通量 (第2次分配)

表 4-30

路权起讫点	路段行驶时间 t (秒)	交叉口延误 d (秒)	路权 T (秒)	分配交通量 (辆/时)	路权起讫点	路段行驶时间 t (秒)	交叉口延误 d (秒)	路权 T (秒)	分配交通量 (辆/时)
1-2	280	7	287	224	5-6	56	0	56	416
1-4	282	5	288	271	5-8	112	0	112	263
2-1	279	7	286	203	6-3	281	7	288	244
2-3	278	7	286	196	6-5	56	6	63	397
2-5	112	7	119	288	6-9	281	7	288	250
3-2	279	7	286	207	7-4	283	6	289	281
3-6	280	6	286	233	7-8	281	7	288	242
4-1	284	6	290	292	8-5	112	7	120	288
4-5	56	7	63	397	8-7	280	7	287	224
4-7	284	6	290	298	8-9	280	7	287	217
5-2	112	0	112	256	9-6	281	6	287	242
5-4	57	0	57	435	9-8	280	6	286	225



路段行驶时间分析表 (第 3 次分配)

表 4-31

路段起讫点号	机动车 交通量	自行车 交通量	路长 (km)	交叉口影 响系数	阻塞 密度	车道宽影 响系数	自行车影 响系数	设计 车速 $V_0$	零流车速 $U_0$	行驶车速 $V$	路段行驶 时间 $t$ (秒)
1 2	224	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	24.83	290
1 4	271	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	24.38	295.28
2 1	203	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	25.02	287.82
2 3	196	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	25.08	287.11
2 5	288	3000	2	1	186	1.3	1	50	65	63.41	113.54
3 2	207	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	24.98	288.27
3 6	233	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	24.75	290.96
4 1	292	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	24.18	297.71
4 5	397	3000	1	1	186	1.3	1	50	65	62.79	57.34
4 7	298	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	24.12	298.46
5 2	256	3000	2	1	186	1.3	1	50	65	63.59	113.22
5 4	435	3000	1	1	186	1.3	1	50	65	62.57	57.54
5 6	416	3000	1	1	186	1.3	1	50	55	62.68	57.44
5 8	263	3000	2	1	186	1.3	1	50	65	63.55	113.29
6 3	244	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	24.64	292.19
6 5	397	3000	1	1	186	1.3	1	50	65	62.79	57.34
6 9	250	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	24.58	292.88
7 4	281	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	24.29	296.41
7 8	242	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	24.66	291.93
8 5	288	3000	2	1	186	1.3	1	50	65	63.41	113.54
8 7	224	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	24.82	290.06
8 9	217	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	24.89	289.33
9 6	242	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	24.66	292.02
9 8	225	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	24.81	290.15

交叉口延误分析表 (第 3 次分配)

表 4-32

路段起讫点号	周期长度 $T$ (秒)	饱和度 $X$	进口流量 (辆/时)	绿信比 ( $\lambda$ )	进口通行能 力(辆/时)	延误 $d_1$ (秒)	延误 $d_2$ (秒)	总延误 $d$ (秒)	交叉口 类型
1 2	40	.52	224	.36	1201	7.61	.32	7.94	1
1 4	40	.52	271	.44	1201	6.19	.32	6.52	1
2 1	40	.42	203	.41	1201	7.72	.17	7.89	2
2 3	40	.42	196	.39	1201	8.03	.17	8.2	2
2 5	40	.4	288	.41	1752	7.68	.1	7.78	2
3 2	40	.46	207	.38	1201	7.13	.2	7.33	1
3 6	40	.46	233	.42	1201	6.28	.2	6.48	1
4 1	40	.58	292	.42	1201	7.13	.56	7.69	3
4 5	40	.59	397	.38	1752	7.89	.42	8.31	3
4 7	40	.59	298	.42	1201	7.18	.62	7.8	3
5 2			256					0	4
5 4			435					0	4
5 6			416					0	4
5 8			263					0	4
6 3	40	.53	244	.38	1201	7.62	.38	8	3
6 5	40	.54	397	.42	1752	7.02	.29	7.31	3
6 9	40	.54	250	.38	1201	7.67	.42	8.1	3
7 4	40	.54	281	.43	1201	6.44	.4	6.85	1
7 8	40	.54	242	.37	1201	7.56	.4	7.96	1
8 5	40	.42	288	.39	1752	8.02	.12	8.14	2
8 7	40	.46	224	.41	1201	7.91	.25	8.16	2
8 9	40	.46	217	.39	1201	8.19	.25	8.43	2
9 6	40	.49	242	.41	1201	6.52	.26	6.78	1
9 8	40	.49	225	.39	1201	7.07	.26	7.33	1

路权与分配交通量

(第3次分配)

表 4-33

路段起讫点	路段行驶时间 $t$ (秒)	交叉口延误 $d$ (秒)	路权 $T$ (秒)	分配交通量(辆/时)	路段起讫点	路段行驶时间(秒)	交叉口延误 $d$ (秒)	路权 $T$ (秒)	分配交通量(辆/时)
1-2	290	8	298	307	5-6	57	0	57	564
1-4	295	7	302	368	5-8	113	0	113	362
2-1	288	8	296	280	6-3	292	8	300	331
2-3	287	8	295	269	6-5	57	7	65	540
2-5	114	8	121	394	6-9	293	8	301	339
3-2	288	7	296	284	7-4	296	7	303	382
3-6	291	6	297	316	7-8	292	8	300	331
4-1	298	8	305	395	8-5	114	8	122	394
4-5	57	8	66	539	8-7	290	8	298	309
4-7	298	8	306	404	8-9	289	8	298	298
5-2	113	0	113	353	9-6	292	7	299	330
5-4	58	0	58	588	9-8	290	7	297	308

路段行驶时间分析表

(第4次分配)

表 4-34

路段起讫点号	机动车交通量	自行车交通量	路长(km)	交叉口影响系数	阻塞密度	车道宽影响系数	自行车影响系数	设计车速 $V_0$	零流车速 $u_0$	行驶车速 $V$	路段行驶时间 $t$ (秒)
1 2	307	2 000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	24.04	299.47
1 4	368	2 000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	23.42	307.48
2 1	280	2 000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	24.3	296.3
2 3	269	2 000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	24.4	295.06
2 5	394	3 000	2	1	186	1.3	1	50	65	62.8	114.64
3 2	284	2 000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	24.26	296.74
3 6	316	2 000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	23.95	300.66
4 1	395	2 000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	23.14	311.21
4 5	539	3 000	1	1	186	1.3	1	50	65	61.95	58.11
4 7	404	2 000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	23.04	312.49
5 2	353	3 000	2	1	186	1.3	1	50	65	63.04	114.22
5 4	588	3 000	1	1	186	1.3	1	50	65	61.67	58.38
5 6	564	3 000	1	1	186	1.3	1	50	65	61.8	58.25
5 8	362	3 000	2	1	186	1.3	1	50	65	62.99	114.31
6 3	331	2 000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	23.8	302.48
6 5	540	3 000	1	1	186	1.3	1	50	65	61.95	58.11
6 9	339	2 000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	23.71	303.61
7 4	382	2 000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	23.28	309.34
7 8	331	2 000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	23.8	302.49
8 5	394	3 000	2	1	186	1.3	1	50	65	62.81	114.64
8 7	309	2 000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	24.62	299.75
8 9	298	2 000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	24.12	298.45
9 6	330	2 000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	23.81	302.34
9 8	308	2 000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	24.03	299.65

交叉口延误分析表 (第4次分配)

表 4-35

路段起讫点号	周期长度 T (秒)	饱和度 X	进口流量 (辆/时)	绿信比 (A)	进口通行能力(辆/时)	延误 d <sub>1</sub> (秒)	延误 d <sub>2</sub> (秒)	总延误 d (秒)	交叉口类型
1 2	40	.7	307	.36	1201	8.27	1.31	9.59	1
1 4	40	.7	368	.44	1201	6.96	1.31	8.27	1
2 1	40	.57	280	.41	1201	8.34	.6	8.94	2
2 3	40	.57	269	.39	1201	8.69	.6	9.29	2
2 5	40	.55	394	.41	1752	8.25	.35	8.61	2
3 2	40	.62	284	.38	1201	7.69	.74	8.43	1
3 6	40	.62	316	.42	1201	6.9	.74	7.64	1
4 1	48	.76	395	.43	1201	9.07	2.07	11.14	3
4 5	48	.77	539	.4	1752	9.98	1.64	11.62	3
4 7	48	.77	404	.43	1201	9.17	2.36	11.53	3
5 2			353					0	4
5 4			588					0	4
5 6			564					0	4
5 8			362					0	4
6 3	42	.71	331	.39	1201	8.61	1.48	10.1	3
6 5	42	.73	540	.42	1752	8.03	1.18	9.21	3
6 9	42	.73	339	.39	1201	8.7	1.71	10.41	3
7 4	42	.73	382	.43	1201	7.48	1.66	9.14	1
7 8	42	.73	331	.38	1201	8.56	1.66	10.21	1
8 5	40	.57	394	.39	1752	8.67	.41	9.08	2
8 7	40	.63	309	.41	1201	8.63	.93	9.57	2
8 9	40	.63	298	.39	1201	8.94	.93	9.88	2
9 6	40	.66	330	.41	1201	7.21	.98	8.19	1
9 8	40	.66	308	.39	1201	7.7	.98	8.68	1

路权与分配交通量 (第4次分配)

表 4-36

路段起讫点	路段行驶时间 t (秒)	交叉口延误 d (秒)	路权 T (秒)	分配交通量 (辆/时)	路段起讫点	路段行驶时间 t (秒)	交叉口延误 d (秒)	路权 T (秒)	分配交通量 (辆/时)
1-2	299	10	309	370	5-6	58	0	58	673
1-4	307	8	316	440	5-8	114	0	114	439
2-1	296	9	305	340	6-3	302	10	313	395
2-3	295	9	304	325	6-5	58	9	67	646
2-5	115	9	123	475	6-9	304	10	314	405
3-2	297	8	305	342	7-4	309	9	318	457
3-6	301	8	308	378	7-8	302	10	313	398
4-1	311	11	322	470	8-5	115	9	124	475
4-5	58	12	70	644	8-7	300	10	309	374
4-7	312	12	324	481	8-9	298	10	308	360
5-2	114	0	114	429	9-6	302	8	311	394
5-4	58	0	58	699	9-8	300	9	308	371

路段行驶时间分析表 (第5次分配)

表 4-37

路段起讫点号	机动车 交通量	自行车 交通量	路长 (km)	交叉口 影响系数	阻塞 密度	车道宽影 响系数	自行车影 响系数	设计车 速 $V_0$	零流车速 $U_0$	行驶车速 $V$	路段行驶 时间 $t$ (秒)
1 2	370	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	23.4	307.66
1 4	440	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	4.09	1762.51
2 1	340	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	23.71	303.67
2 3	325	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	23.86	301.81
2 5	475	3000	2	1	186	1.3	1	50	65	62.33	115.51
3 2	342	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	23.69	303.93
3 6	378	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	23.31	308.83
4 1	470	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	4.43	1625.47
4 5	644	3000	1	1	186	1.3	1	50	65	61.32	58.71
4 7	481	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	4.56	1580.25
5 2	429	3000	2	1	186	1.3	1	50	65	62.6	115.01
5 4	699	3000	1	1	186	1.3	1	50	65	60.99	59.03
5 6	673	3000	1	1	186	1.3	1	50	65	61.14	58.88
5 8	439	3000	2	1	186	1.3	1	50	65	62.54	115.12
6 3	395	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	23.14	311.17
6 5	646	3000	1	1	186	1.3	1	50	65	61.31	58.71
6 9	405	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	23.02	312.75
7 4	457	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	4.27	1685.98
7 8	398	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	23.1	311.73
8 5	475	3000	2	1	186	1.3	1	50	65	62.33	115.51
8 7	374	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	23.36	308.27
8 9	360	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	23.51	306.27
9 6	394	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	23.14	311.12
9 8	371	2000	2	1	127	1.11	.8	30	26.72	23.39	307.8

交叉口延误分析表 (第5次分配)

表 4-38

路段起讫点号	周期长度 $T$ (秒)	饱和度 $X$	进口流量 (辆/时)	绿信比 ( $\lambda$ )	进口通行能 力(辆/时)	延误 $d_1$ (秒)	延误 $d_2$ (秒)	总延误 $d$ (秒)	交叉口 类型
1 2	52	.8	370	.39	1201	10.8	2.7	13.5	1
1 4	52	.8	440	.46	1201	9.13	2.7	11.83	1
2 1	40	.69	340	.41	1201	8.89	1.46	10.35	2
2 3	40	.69	325	.39	1201	9.27	1.46	10.73	2
2 5	40	.66	475	.41	1752	8.75	.81	9.56	2
3 2	42	.74	342	.39	1201	8.52	1.72	10.25	1
3 6	42	.74	378	.43	1201	7.75	1.72	9.47	1
4 1	73	.84	470	.46	1201	13.8	4.19	17.99	3
4 5	73	.86	644	.43	1752	15.23	3.53	18.76	3
4 7	73	.86	481	.46	1201	14	4.97	18.98	3
5 2			429				0	0	4
5 4			699				0	0	4
5 6			673				0	0	4
5 8			439				0	0	4
6 3	58	.8	395	.41	1201	11.89	2.86	14.75	3
6 5	58	.82	646	.45	1752	11.07	2.4	13.47	3
6 9	58	.82	405	.41	1201	12.05	3.43	15.48	3
7 4	59	.82	457	.46	1201	10.5	3.38	13.87	1
7 8	59	.82	398	.4	1201	11.97	3.38	15.35	1
8 5	44	.68	475	.4	1752	9.83	.89	10.72	2
8 7	44	.75	374	.42	1201	9.85	2.21	12.07	2
8 9	44	.75	360	.4	1201	10.23	2.21	12.44	2
9 6	47	.77	394	.43	1201	8.69	2.16	10.85	1
9 8	47	.77	371	.4	1201	9.22	2.16	11.38	1

路段起讫点	路段行驶时间 $t$ (s)	交叉口延误 $d$ (s)	路权 $T$ (s)	分配交通量 (辆/时)	路段起讫点	路段行驶时间 $t$ (s)	交叉口延误 $d$ (s)	路权 $T$ (s)	分配交通量 (辆/时)
1-2	308	13	321	456	5-6	59	0	59	737
1-4	1763	12	1774	444	5-8	115	0	115	538
2-1	304	10	314	430	6-3	311	15	326	433
2-3	302	11	313	367	6-5	59	13	72	714
2-5	116	10	125	568	6-9	313	15	328	444
3-2	304	10	314	382	7-4	1686	14	1700	461
3-6	309	9	318	418	7-8	312	15	327	489
4-1	1625	18	1643	470	8-5	116	11	126	567
4-5	59	19	77	653	8-7	308	12	320	469
4-7	1580	19	1599	481	8-9	306	12	319	406
5-2	115	0	115	527	9-6	311	11	322	436
5-4	59	0	59	699	9-8	308	11	319	414

### § 4-6 交通分配方法的实际检验

上述四种非平衡交通分配模型与出行者的实际路径选择状况是否符合,需通过实际检验。

对于交通分配方法的实际检验,笔者采用了南京市交通调查的部分资料。南京市1987年11月进行了全日机动车O-D调查及交叉口机动车交通量观测。机动车O-D调查的各种车型实际抽样率在50~60%之间。笔者按各车型的实际抽样率分别将各车型O-D量扩充,并换算成小汽车当量的高峰小时O-D量,然后按上述四种分配方法将O-D量分配至南京市交通网络上,对分配交叉口交通量与实测交叉口交通量进行比较,可以看出四种分配方法的合理程度。

图4-15为用于交通分配方法检验的交叉口分布图,共22个主要交叉口,基本上遍及整个南京市。表4-40为检验结果。表中, $M_1$ -最短路交通分配方法; $M_2$ -改进后的容量限制-增量加载交通分配方法; $M_3$ -静态的多路径交通分配方法; $M_4$ -动态的多路径-增量加载交通分配方法。分配的交叉口交通量及实测交叉口交通量均为当量小汽车单位(高峰小时),相对误差取为[分配交通量-实测交通量]/实测交通量。

从检验表可以看出,动态方法的分配结果明显优于静态方法,多路径型分配方法优于单路径型分配方法。

一般来说,静态的分配方法适用于非拥挤型网络的交通分配,动态的分配方法特别适用于拥挤网络的交通分配,当然也适用于非拥挤网络的分配。对于非拥挤网络,用动态方法分配时,模型中的通行能力限制条件不起控制作用,其分配结果与静态方法比较接近。也就是说,动态方法对于任何网络的交通分配都是适用的。

南京市交通网络在高峰时为拥挤型网络(高峰时,有约40%的交叉口发生阻塞),所以南京市高峰小时O-D量的交通分配采用静态方法显然是不合理的,必须采用动态的分配方法。但对于非高峰小时的交通分配,采用静态分配方法(特别是静态多路径交通分配方法)的分配结果也是可以接受的。

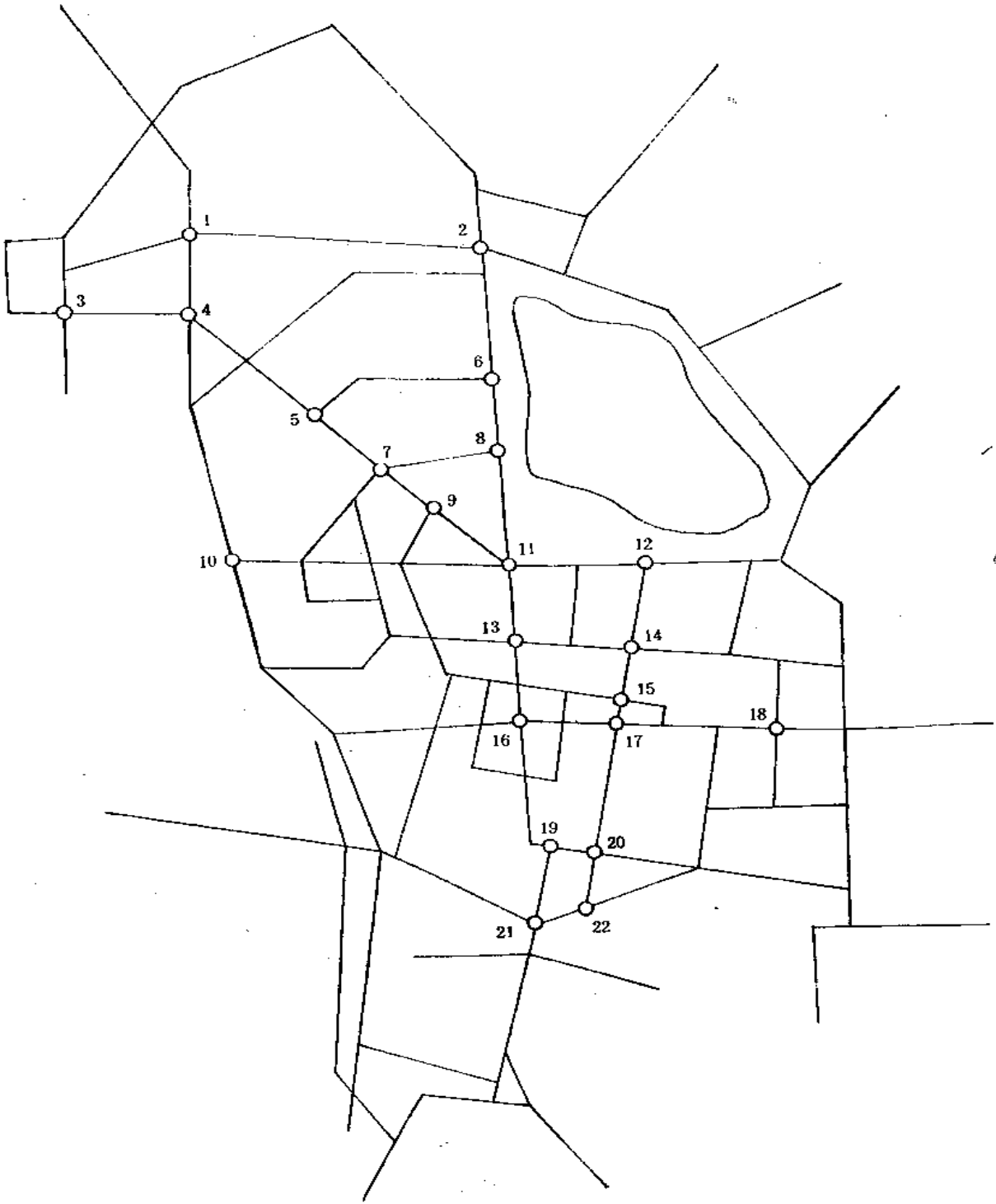


图4-15 检验采用的交叉口分布

交通分配方法检验结果

表 4-40

交叉口号	方 法	观 测	$M_1$	$M_2$	$M_3$	$M_4$
1	分配交通量误差%	1863	1732 7	1662 11	1540 17	1666 11
2	分配交通量误差%	3983	3013 24	3315 17	3011 24	3269 18
3	分配交通量误差%	5272	3985 24	4390 17	4131 22	4376 17
4	分配交通量误差%	4037	3480 14	3867 4	3125 23	3491 14
5	分配交通量误差%	2171	2148 1	1955 10	2459 13	2050 6
6	分配交通量误差%	2521	2497 1	2542 1	2654 5	2446 3
7	分配交通量误差%	2240	2207 1	1634 27	2616 17	1994 11
8	分配交通量误差%	1905	2233 20	1974 4	2036 7	1971 3
9	分配交通量误差%	1826	2288 25	1805 1	2742 50	1925 3
10	分配交通量误差%	2269	1135 50	2663 17	1247 45	2286 1
11	分配交通量误差%	3624	5107 41	4402 21	5087 40	4391 21
12	分配交通量误差%	2530	1366 41	2364 7	1227 52	2067 18
13	分配交通量误差%	3012	4395 46	2543 16	4612 53	2802 7
14	分配交通量误差%	2739	1176 57	2125 22	993 64	2238 18
15	分配交通量误差%	2074	1043 50	1385 33	767 63	1960 5
16	分配交通量误差%	2660	6589 148	3267 23	5664 113	3535 33
17	分配交通量误差%	2465	4006 63	2755 12	3702 50	3164 28
18	分配交通量误差%	2700	3190 18	2627 3	3115 15	3018 12
19	分配交通量误差%	1554	2761 78	1615 4	2493 60	1420 9
20	分配交通量误差%	1478	310 79	1101 26	714 52	1325 10
21	分配交通量误差%	2155	3241 50	2154 0	3196 48	1924 11
22	分配交通量误差%	1176	648 45	1194 2	895 24	1161 1
	平均相对误差%		40.0	12.6	39.0	11.9

## § 4-7 小 结

尽管目前交通分配方法被分成平衡与非平衡两大类,但平衡模型由于其求解非常复杂,在实际工程中难以采用,而非平衡模型由于具有简便,实用等优点,在实践中得到了广泛的应用。

非平衡模型按其分配手段可分为动态与静态两类,按其形态可分为单路径型与多路径型两类,因此,非平衡模型可分为最短路分配,容量限制分配、静态多路径分配,动态多路径分配四种交通分配方法。一般来说,动态方法优于静态方法,多路径型方法优于最短路型方法。

静态分配方法仅适用于非拥挤型交通网络,动态分配方法适用于任何交通网络。但对于非拥挤型交通网络,动态模型中的通行能力限制条件失去控制作用,其分配结果与静态方法相接近。

笔者结合南京市总体交通规划,开发了上述四种非平衡交通分配模型的执行软件,全部软件由 True Basic 结构语言编制,该软件容量大,速度快,编程方便,通用性强。特别适用于大中城市的交通规划,并且,本软件库中,容量限制分配软件、静态多路径分配软件、动态多路径分配软件所需的计算机内存空间与最短路分配软件所需的内存空间相同,使得能在普通微机(AT、XT)上采用动静态的多路径分配方法进行大城市的交通规划成为现实。

本软件库中,对于同一网络,四种分配方法所需的内存空间是一样的,但运行时间相差很大。对于南京市现状网络的交通分配(网络节点个数为111个, $O-D$ 量 $103 \times 103$ 个),采用最短路方法分配,需12分钟(AT机上运行,下同);采用改进后的容量限制方法分配,需1小时;采用静态的多路径方法分配,需3小时;采用动态的多路径方法分配,需15小时。动态方法(按5级分配计)所需时间为静态方法的5倍,多路径方法为最短路方法的15倍。

在南京市总体交通规划中,对每一规划方案,除公交预分配采用最短路分配(愿望流量,公交规划线网确定前)外,其余机动车 $O-D$ 量均按改进后的容量限制方法分配,以节省计算机运行时间,对于最终拟采用的最佳规划方案,采用动态的多路径交通分配方法进行检验。

## 参 考 文 献

- [1] D Meyer; Urban Transportation Planning, McGrawhill Book Company, 1984.
- [2] John Black; Urban Transport Planning, 1981.
- [3] J. G. Mardrop; Some theoretical aspects of road traffic research, Proc. Inst. of Civil Eng., No. 2, 1952.
- [4] M. Bechman; Studies in the economics of transportation, Yale University Press, 1956.
- [5] M. Fwkushima; A modified Frank-Wolfe algorithm for solving the traffic assignment problem, Transpn. Res-B, Vol. 18B, No. 2, 1984



- [ 6 ] M.Bechman: On the dual approach to the traffic assignment problem, *Transpn. Res-B*, Vol.18B, No.3, 1984.
- [ 7 ] D.W.Hearn; Convex programming formulations of the asymmetric traffic assignment problem, *Transpn. Res-B*, Vol.18B, No.4-5, 1984.
- [ 8 ] M. Carey; The dual of the traffic assignment problem with elastic demands, *Transpn. Res-B*, Vol.3, 1985.
- [ 9 ] Yosef.Sheffi; *Urban Transportation Network*, Prentice-hall INC, Englewood Cliffs, 1982.
- [10] 王炜:“环交通行能力分析新方法研究”,《南京工学院学报》, 87 年第一期.
- [11] 周商吾:《交通工程》, 同济大学出版社, 1987 年 10 月.
- [12] 威廉、瑞莱等:《道路与交叉口的通行能力》, 中国公路学会交通工程学会译, 1987 年 5 月.
- [13] 王炜:“无控交叉口通行能力及延误的车队分析法”,《重庆交通学院学报》, 1990 年第一期.
- [14] 王炜:“区域 O-D 量推算的一区多中心模型”,《国际公路运输技术学术会议论文集》(北京), 1989 年 5 月.
- [15] 王炜:“路段交通量与 O-D 出行量互算关系的研究”,《南京工学院学报》, 1988 年第 1 (II) 期.
- [16] M.C.费舍里松:《城市交通》, 中国建筑工业出版社, 1984 年.
- [17] W.R.Blunden; *The Land-use and Transportation system*, Pergamen Press, 1984.

# 第五章 道路网络规划理论与方法

## § 5-1 综 述

道路网络的规划，必须建立在各出行方式出行  $O-D$  量的基础之上，并以满足出行要求为主要目的。

一般来说，道路网络规划分近期规划（或近期对策）、中期规划、远期规划三类，规划年限分别为 1~5 年、5~15 年、15~25 年。对于中长期规划，各出行方式的  $O-D$  量必须进行专门的预测，对于近期规划（或近期对策），各出行方式的  $O-D$  量可根据现状  $O-D$  量经过适当的修正而得，不一定进行专门的预测。

在我国，对交通规划的研究刚刚兴起，至于道路网络规划的方法，尚在探索之中，还未形成比较成熟的理论。在南京市、郑州市总体交通规划中，参考国外的经验，笔者开发了如图 5-3 所示的道路网络实用规划系统。

对于道路网络规划系统来说，它的输入是规划年份的各种  $O-D$  量，包括各方式的居民出行  $O-D$  量及各种车型的机动车出行  $O-D$  量。输入  $O-D$  量后，便可进行交通分配工作。由于交通分配是在道路网络上进行的，因此，在分配前，必须先确定一个初始的道路网络规划方案。

整个交通分配与网络规划过程都是由计算机自动完成的，在确定了初步的道路网络规划方案后，尚需建立一个道路网络计算机处理系统，使计算机能自动辨识出行路径，然后进行交通分配，包括公交客流交通分配、自行车交通分配及机动车交通分配。

通过交通分配可确定网络上每一路段、每一交叉口的分配交通量、路段平均车速及交叉口平均延误。基于此，可对规划网络进行交通质量评价，主要评价每一路段、每一交叉口的交通负荷（饱和负荷度）及服务水平。若网络中每一路段、每一交叉口的交通负荷及服务水平能满足规划要求，则该方案为可行规划方案，否则方案不可行，需调整规划方案并重新进行交通分配、评价，直至方案可行。满足一个城市交通需求的方案不是唯一的，即可行方案可以有多个，因此，必须对每一个可行方案进行总体评价，并从中找出一个最佳交通规划方案或找出几个较佳交通规划方案提供给决策者作为决策依据。

本章将研究道路网络规划系统中每一步骤的具体方法及软件设计。

## § 5-2 道路网络系统规划原则

城市道路网络系统首先应满足人流、客货车流的安全畅道，同时应反映出城市风貌、历史和文化传统，为地上地下工程管线和其它设施提供空间，并满足城市日照通风与城市救灾避难要求。在进行城市道路网络系统的规划时，应对上述功能综合考虑，相互协调。

## 一、道路交通网络系统规划原则

满足城市交通运输要求是道路网络系统规划的首要目标，为达到此目标，规划的道路网络系统必须“功能分清，系统分明”，为组成一个合理的交通运输网创造条件，使城市各交通区之间有“方便、迅速、安全、经济”的交通联系。这种道路网络系统由交通性与生活性两种道路组成，按道路在城市中的地位、作用、交通性质、交通速度及交通流量等指标，可将道路分为快速干道、主干道、次干道及支路四类。快速干道与主干道属交通性道路；次干道兼有交通性和生活性两重功能、并以交通功能为主；支路一般为生活性道路，在居住区、商业区、工业区内起着广泛联系的作用。

城市道路网络系统应能适应今后城市用地的扩展、交通结构的变化和快速交通的要求，城市道路网络中快速干道及主干道是路网的骨架，应便捷地联系城市各主要功能区，形成客货运机动车的重要交通走廊。次干道和支路是对交通走廊的补充，以通行公交汽车、自行车及分区内部交通为主。为了构成一个协调的运输系统，各类干道及支路的路网密度，在不同的规划阶段必须予以保证。表 5-1 为建议的道路网络中各类道路规划指标。

城市道路网规划指标

表 5-1

项 目	城市规模	快速干道	主 干 道	次 干 道	支 路
机动车设计速度 (km/h)	I	80	60	40	30
	II	60~80	50	40	30
	III	—	40	40	30
道路网密度 (km/km <sup>2</sup> )	I	0.4~0.5	0.8~1.2	1.2~1.4	2.5~4
	II	0.2~0.4	0.8~1.2	1.2~1.4	2.5~4
	III	—	1.0~1.2	1.2~1.4	2.5~4
道路路幅宽度 (m)	I	30	35~45	25~40	12~15
	II	30	35~45	25~35	12~15
	III	—	30~40	25~30	12~15
路幅中机动车道 数(条)	I	4~6	6	4	2~3
	II	4	4~6	2~4	2
	III	—	4~6	2~4	2

注：I-人口在 200 万以上大城市；II-人口在 50~200 万的城市；III-人口在 50 万以下的城市。

### 1) 快速干道规划

快速干道是为车速高、行程长的汽车交通连续通行设置的重要道路，一般在大城市、带形城市或组团式城市内设置，并与城市出入口道路和市际高等级公路有便捷的联系。

快速干道应设置中央分隔带，以分离对向车流，并限制非机动车进入，部分控制快速干道两侧出入的道路，快速干道上出入道路的间距以不小于 1.5km 为宜，快速干道与快速干道、主干道及交通量较大的次干道相交时，采用立体交叉方式，与交通量较小的次干道相交时，可采用进口拓宽式信号控制，但应保留修建立交的可能。原则上支路不能与快速干道直接相接。

快速干道两侧不应设置吸引大量人流和车流的公共建筑物出入口。

### 2) 主干道规划

主干道是城市道路网络的骨架，是连接城市各主要分区的交通干线，以交通功能为主，

与快速干道共同承担城市的主要客、货运输。

主干道上机动车与非机动车应实行分流，主干道两侧不宜设置吸引大量人流、车流的公共建筑物出入口。主干道与主干道相交时，一般应采用立交方式，近期采用信号控制时，应为以后修建立交留出足够的用地和空间；主干道与次干道、支路相交时，可采用信号控制或交通渠化方式。

### 3) 次干道规划

次干道是介于城市主干道与支路间的车流、人流主要交通集散道路，应设置大量的公交线路，广泛联系城内各区。

次干道两侧可以设置吸引人流、车流的公共建筑、机动车和非机动车的停车场地、公交车站和出租车服务站。

次干道与次干道、支路相交时，可采用平面交叉口。

### 4) 支路规划

支路是次干道与街坊内部道路的连接线，其上可设置公交线路。支路在城市道路中占有很大的比重，在城市分区规划时必须保证支路的路网密度。

支路与支路相交可不设管制或信号控制。

### 5) 环路规划

当穿越市中心的流量过多，造成市中心区道路超负荷时，应在道路网络中设置环路。环路的设置应根据交通流量与流向而定，可为全环，也可为半环式，不应套用固定的模式。为了吸引车流，环路的等级不宜低于主干道，环路规划应与对外放射的干线规划相结合。

### 6) 城市出入口道路规划

城市出入口道路具有城市道路与公路双重功能，考虑到城市用地发展，城市出入口道路两侧的永久性建筑物至少退离道路红线 20~25m。城市每个方向应有两条以上出入口道路，有地震设防的城市，尤其要重视出入口的数量。

### 7) 交叉口规划

如前所述，交叉口形式应视相交道路的等级、交叉口交通量而定。通常交叉口分为立体交叉口、环形交叉口、信号交叉口、无控制交叉口四类，各类交叉口按交通渠化、进口拓宽方式又可分为几种形式。如在郑州市、南京市交通规划中，交叉口被分成二层式立体交叉、三层式立体交叉、四层式立体交叉、环形交叉、无控制交叉、进口无拓宽信号交叉、进口拓宽至二车道信号交叉、进口拓宽至三车道信号交叉等多种交叉口控制方式。在交通规划方案的论证过程中，要根据相交道路的等级及交通负荷不断调整交叉口控制方式，以满足规划要求。

## 二、道路网络系统的布局及类型

城市道路系统是由于城市的发展，为满足城市交通、土地利用及其他要求而形成的。城市道路网络系统的布局与形态取决于该城市的结构形态、地形地理条件、交通条件、不同功能的用地分布等。

目前常用的道路网络系统可归纳为四种型式：方格(棋盘)式、放射环形式、自由式及混合式。各形式的特点及适用范围在参考文献<sup>[1][2]</sup>中有详细介绍，本文不再论述。

各城市在进行交通规划时，应根据该市的城市形态、地理条件、主要客货流方向及强度确定其道路网络系统的布局与形态，不应套用固定的模式。

### 三、道路网络系统初始规划方案的确定

道路网络系统初始规划方案可按以下程序产生：将预测的规划年份出行量分配在现状道路网络上，对该分配的路网交通量及现状路网现状交通量进行交通质量评价，并分析现状的交通问题及规划年份的主要客货流向、流量、主要交通矛盾，据此并结合城市用地规划，依据上述路网规划原则，便可确定出一个比较粗糙的路网规划方案。最后方案是在该初始方案的基础上经过不断地修改、调整后产生的。

有些城市已进行过城市分区规划，并有与此相应的道路网络规划方案。则可根据预测的客货流流量、流向，按上述路网规划原则对该路网规划方案进行修正，取修正后的方案为道路网络系统规划的初始方案。

## § 5-3 交通组成分析

交通组成分析即车流中车种组成分析及车型换算，为了便于进行交通质量评价，需将各车型换算成同一标准车型，在城市交通规划中，一般取小型客车为标准车型。

对于车型换算，国内外均进行过较多的研究。如英国<sup>[3]</sup>，苏联<sup>[4]</sup>采用的车型换算系数如表 5-2、表 5-3 所示。

英国采用的车型换算系数

表 5-2

车 型	公共汽车	重、中型卡车	轻型卡车、小汽车	摩托车	自行车
换算系数	2.25	1.75	1.00	0.37	0.20

苏联采用的车型换算系数

表 5-3

车 型	小汽车	卡 车				公共汽车	电 车	铰接车	摩托车	自行车
		<2t	2~5t	5~8t	>8t					
换算系数	1.00	1.50	2.00	2.50	3.50	2.50	3	4	0.5	0.3

我国《城市道路设计规范》建议的车型换算系数如表 5-4、5-5 所示。

路段车型换算系数建议值

表 5-4

车 型	小汽车	普通汽车	铰接汽车
换算系数	1.00	1.50	2.00

交叉口车型换算系数建议值

表 5-5

交叉口	车型	小汽车	普通汽车	铰接汽车
环形交叉口	小汽车	1	1.4	2
	普通汽车			
信号交叉口	小汽车	1	1.6	2.5
	普通汽车			

对于车型换算系统，一般可根据饱和车流时各车型的动态空间(平均车头时距  $H \times$  车宽  $B$ )

$H$ 、 $B$  观测值

表 5-6

项目	车型	小客车	大客车	卡 车	通道车
平均车头时距 $H$ (s)		2.671	3.696	3.371	4.804
车宽 $B$ (m)		1.8	2.6	2.5	2.6
$H \times B$		4.80	9.60	8.43	12.49
$H \times B$ 之比		1.00	2.00	1.76	2.60

之比确定。根据笔者的观测<sup>[6]</sup>，在饱和车流时，各车型的平均车头时距、车宽及动态空间比如表 5-6 所示。

为了便于规划，对于路段及交叉口，可以采用同一换算系数，表 5-7 为根据动态净空确定的车型换算系统(通道车中含有相当数

量的电车，对交通影响很大，故取大于  $B \times H$  比的换算系数)。

对交通组成的修正可以采用两种方式进行。一种是先将各种车型的  $O-D$  表换算成标准车型的  $O-D$  表，然后进行交通分配；一种是先分配各车型的  $O-D$  表，然后根据路段、交叉口交通量中各车型的比例，将混合车型交通量换算成标准车型交通量。

车型换算系数采用值 表 5-7

车 型	小客车	大客车	卡 车	通道车
换算系数	1.00	2.00	1.80	3.00

## § 5-4 网络计算机处理

网络计算机处理包括交通网络抽象化及建立邻接目录文件两个方面。对于机动车交通网络规划来说，一般只考虑主次干道，对于公交线网规划及自行车车道网络规划，一般还应考虑具有交通功能的支路。

交通网络的抽象方法、邻接目录文件的建立方法详见第三章。

## § 5-5 交通分配

所谓交通分配就是把各种出行方式的  $O-D$  矩阵分配到规划的交通网络上。通常，交通分配只分配高峰小时的各方式  $O-D$  矩阵，因此，在分配前必须将全日  $O-D$  矩阵换算成高峰小时  $O-D$  矩阵，一般在全日  $O-D$  矩阵中乘上高峰小时比例系数。

高峰小时比例系数可通过实际观测得到，我国城市道路的高峰小时比例系数在 0.08~0.12 之间，高峰小时比例系数与城市规模、城市性质有关，一般来说，城市规模越大，城市交通越发达，高峰小时比例系数越低，如南京市的高峰小时比例系数为 0.086。郊区及乡村公路的高峰小时比例系数一般略大一些，通常在 0.09~0.15 之间。

交通分配以按小区进行为宜。按小区分配，假设的  $O-D$  量发生点、吸引点与实际的发生点、吸引点之间偏差较小，分配结果比较合理。不得已时，可按中区分配，一般不能按大区分配。

交通分配的方法在第四章中已详细讨论，对于拥挤型交通网络，采用动态的分配方法，非拥挤型网络采用静态的分配方法。如果网络不很复杂（节点个数小于 100），则尽可能采用多路径型的分配方法，以提高分配精度。

通过交通分配，规划网络中的每一路段、每一交叉口都获得了相应的分配交通量，为后面的规划网络交通质量评价提供了依据。

## § 5-6 路段容量分析

### 一、一条车道的理论通行能力

理论通行能力是指在理想的道路与交通条件下，车辆以连续车流形式通行时的通行能力。其计算公式为：

$$N_s = 3600/k,$$

或

$$N_s = 1000V/L,$$

式中： $N_0$ ——一条车道的理论通行能力（辆/时）；  
 $h_s$ ——饱和连续车流的平均车头时距（s）；  
 $V$ ——行驶车速（km/h）；  
 $L$ ——连续车流的的车头间距（m）。

连续车流条件下的车头间距  $L$ ，可采用下式计算：

$$L = L_0 + L_1 + U + I \cdot V^2$$

式中： $L_0$ ——停车时的车辆安全车间距（m）；  
 $L_1$ ——车辆的车身长度（m）；  
 $V$ ——行驶车速（m/s）；  
 $I$ ——与车重、路面阻力系数、粘着系数及坡度有关的参数。根据苏联的研究<sup>[4]</sup>， $I$ 可按表5-8取值；

参数  $I$  与坡度的关系 表 5-8

坡度(%)	5	4	3	2	1	0	-1	-2	-3	-4	-5
$I$ 值×1000	50	51	52	53	53	54	55	56	57	58	59

在通常的城市道路设计范围内（坡度≤

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 5-9 所示。

按车头间距计算的一条  
 车道理论通行能力 表 5-9

$V$ (km/h)	20	30	35	40	50	60
$L$ (m)	14.32	19.08	21.82	24.78	31.31	38.67
$N_0$ (pcu/h)	1406	1572	1604	1614	1597	1552

我国对一条车道的理论通行能力也进行过专门的研究，《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 5-10 所示。

笔者对城市道路饱和连续车流条件下的车头时距进行过专门的观测，观测结果及计算的理论通行能力如表 5-11 所示（车速范围 15~60km/h）。

《规范》建议的一条车道理论通行能力 表 5-10

$V$ (km/h)	20	30	40	50	60
$N_0$ (pcu/h)	1380	1550	1640	1690	1730

按车头时距计算的理论通行能力 表 5-11

车型	小客车(含三轮卡车)	大客车	卡车	通道车
$Ht$ (s)	2.671	3.696	3.371	4.804
$N_0$ (pcu/h)	1348	974	1068	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）是比较合理的。

## 二、路段设计通行能力

城市道路路段设计通行能力（或实用通行能力）可根据一个车道的理论通行能力进行修正而得。对理论通行能力的修正应包括车道数、车道宽度、自行车影响及交叉口影响四个方面。即：

$$N_s = N_0 \cdot \gamma \cdot \eta \cdot C \cdot n'$$

式中： $N_s$ ——单向路线设计通行能力（pcu/h）；

$\gamma$ ——自行车影响修正系数；

$\eta$ ——车道宽影响修正系数；

$n'$ ——车道数修正系数；

$C$ ——交叉口影响修正系数。

修正系数  $\gamma$ ,  $\eta$ ,  $C$  的计算方法详见第四章 §4-3。

车道数修正系数  $n'$  可根据车道利用系数确定。苏联采用的车道数修正系数<sup>[4]</sup>如表 5-12 所示。

我国通常采用的车道利用系数<sup>[5]</sup>如表 5-13 所示。

根据表 5-13 换算的车道数修正系数如表 5-14 所示。

根据国内外研究结果,在具体规划时,可采用表 5-15 所示的车道数修正系数,即相当于各车道的利用系数为: 1, 0.87, 0.73, 0.6。

苏联采用的车道数修正系数 表 5-12

单向车道数	1	2	3	4
$n'$	1.0	1.9	2.9	3.5

我国常用的车道利用系数 表 5-13

车 道	第一车道	第二车道	第三车道	第四车道
车道利用系数	1	0.8~0.89	0.65~0.70	0.50~0.65

车道数修正系数 表 5-14

车 道 数	1	2	3	4
车道数修正系数	1	1.8~1.89	2.5~2.63	3.07~3.22
平均值	1	1.85	2.57	3.15

车道数修正系数采用值 表 5-15

车 道 数	1	2	3	4
车道数修正系数 $n'$	1	1.87	2.60	3.20

[例 5-1] 某路段单向机动车道宽为 8m, 交叉口间距离为 300m, 两端交叉口采用信号控制, 绿信比为 0.48, 机动车道与非机动车道之间设有隔离带。试计算该路段的设计通行能力。

解:

一个车道的理论通行能力为:

$$N_0 = 1500 \text{pcu/h}$$

路段设计通行能力为:

$$N_s = N_0 \cdot \gamma \cdot \eta \cdot n' \cdot C$$

由于机动车道与非机动车道之间有隔离带, 故

$$\gamma = 1.0$$

机动车道总宽为 8m, 不足 3 车道, 只能按二车道处理, 每个车道宽  $W_0 = 4\text{m}$ , 则

$$\begin{aligned} \eta &= -54 + 188W_0/3 - 16W_0^2/3 \\ &= -54 + 188 \times 4/3 - 16 \times 4^2/3 \\ &= 111.3\% \end{aligned}$$

由表 5-15 可知, 车道数修正系数为

$$n' = 1.87$$

交叉口间距修正系数为

$$\begin{aligned} C &= C_0(0.0013S + 0.73) \\ &= 0.48 \times (0.0013 \times 300 + 0.73) \\ &= 0.538 \end{aligned}$$

所以, 该路段的设计通行能力为

$$\begin{aligned} N_s &= 1500 \times 1.0 \times 1.113 \times 1.87 \times 0.538 \\ &= 1680 \text{pcu/h} \end{aligned}$$



## § 5-7 交叉口容量分析

### 一、信号交叉口设计通行能力

信号交叉口的通行能力与信号灯周期长度有关,周期越长,通行能力就越大,但随着信号周期长度的增大,延误增加。因此,信号周期长度需有一个限制值,超过该极限值后,再增加周期对提高通行能力效果不大,而延误会迅速增加。一般该限制值被定义为120秒<sup>[3]</sup>,信号交叉口的极限通行能力被认为是在该信号周期下能通过交叉口的最大流量。

在该极限周期下,组成周期的全部信号相的最大 $y$ 值之和 $Y$ ( $y$ 为进口流量与相应进口通行能力之比)为:

$$Y = 1 - L/120$$

式中:  $L$ ——每个周期的总损失时间。

即,信号交叉口的极限通行能力( $N_s$ )

$$N_s = (1 - L/120) \times \text{进口饱和通行能力 } N_L$$

式中:  $N_L$ ——由交叉口相交道路几何条件所决定的进口饱和通行能力,不计延误或损失时间。

可见,由于交叉口的停车及延误,造成 $(L/120)$ 的通行能力损失。

对于常用的二相信号机,可取 $L = 8$ 秒(详见第四章§4-3)

即:  $N_s = (1 - 8/120)N_L = 0.9333N_L$

式中:  $N_s$ ——信号交叉口设计通行能力(直行小汽车当量/小时)。

进口饱和通行能力 $N_L$ 取决于相交道路的几何条件及交通条件,即进口饱和通行能力 $N_L$ 由各进口理论饱和通行能力通过各种修正后获得。

$$N_L = \sum_{i=1}^n (3600/\text{ht}) \cdot \gamma_i \cdot b_i \cdot n_i \cdot \eta_i \cdot \tau_i \cdot p_i$$

式中:  $N_L$ ——进口饱和通行能力(直行小汽车当量/小时);

$h_i$ ——进口道饱和车头时距,小汽车为2.671秒;

$\gamma_i$ —— $i$ 进口的进口道自行车影响修正系数(纵向干扰);

$b_i$ —— $i$ 进口的左转自行车影响修正系数(横向干扰);

$n_i$ —— $i$ 进口的车道数;

$\eta_i$ —— $i$ 进口的车道宽修正系数;

$\tau_i$ —— $i$ 进口的有效通行时间比,可取绿信比;

$p_i$ —— $i$ 进口的行人干扰影响修正系数;

$h_i, \gamma_i, \eta_i$ 的确定详见第四章§4-3。

#### 1. 左转自行车影响修正系数 $b_i$ 的确定

左转自行车对交叉口通行能力的影响,根据左转自行车通过时占用的绿灯时间与每个周期内该方向的平均有效绿灯时间之比确定。

左转自行车通行时间按下式近似计算

$$t_o = Q_o \cdot h_o / n_o$$

式中:  $t_o$ ——左转自行车通过时间(秒);

$Q_o$ ——进口左转自行车交通量(辆/周期);

$h_0$ ——左转自行车车头时距 (秒);

$n_0$ ——左转自行车通行时的队列数。

在直行状态下, 自行车的实测平均车头时距为 1.637 秒 (按每一个自行车车队的通过时间、车队车辆数、车队占用道路宽度等换算而得<sup>[9]</sup>, 在左转时, 可取车头时距  $h_0 = 1.75$  秒计算。

左转自行车队列数  $n_0$  与交叉口大小有关, 通常为 1~3, 交叉口尺寸较小时, 取小值, 交叉口较大时, 取大值。

左转自行车影响修正系数为

$$b_i = 1 - t_0 / T_i$$

式中:  $T_i$ ——该进口每周期有效绿灯时间 (秒)。

## 2. 行人干扰修正系数 $p_i$ 的确定

在交叉口, 行人横穿等干扰对交叉口的通行能力有较大的影响。对于现状交叉口, 可根据实际的行人横穿流量, 定量计算行人干扰修正系数  $p_i$ ; 但对于规划网络, 交叉口处的行人横穿流量是未知的, 对修正系数  $p_i$  无法进行定量计算, 只能采取定量与定性相结合的方法, 根据区域性质、干扰程度确定。表 5-16 为建议的行人干扰修正系数值。

一般来说, 地处市中心商业区的交叉口, 行人干扰程度为很严重或严重, 一般商业区的交叉口, 行人干扰程度为较严重或一般, 非商业区的交叉口, 行人干扰程度为很小或无干扰。当设置有行人过街天桥、地道、

行人干扰修正系数  $p_i$  建议值 表 5-16

干扰程度	很严重	严重	较严重	一般	很小	无
$p_i$	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0

行人过街信号灯或有警(纠)察维持行人过街交通时, 干扰程度相应下降。

## 3. 左转机动车问题

在交叉口, 左转机动车对交叉口通行能力有很大的影响。为了便于规划, 在通行能力计算中, 先不考虑左转影响, 即计算得到的通行能力为直行车当量的通行能力, 在进行交通负荷 ( $V/C$ ) 及服务水平分析时, 全部采用直行车当量通行能力及直行车当量交通量。转向流量的当量直行换算详见下节。

[例 5-2] 某交叉口进口宽 8m, 进口引道上机动与非机动车道隔离, 进口自行车交通量为每小时 2000 辆, 其中左转占 25%。交叉口采用信号控制, 周期长度  $T = 120$  秒, 有效绿灯时间为 60 秒, 进口道上行人干扰较严重。试计算该交叉口进口的设计通行能力。

解:

该交叉口进口极限通行能力为

$$N_{L1} = (3600/h_i) \cdot \gamma \cdot b \cdot n \cdot \eta \cdot \tau \cdot p$$

各参数计算如下:

(1)  $h_i$

取  $h_i = 2.671$  秒 (以小汽车为单位)

(2)  $\gamma$

由于进口引道上机非隔离, 故取  $\gamma = 1.0$

(3)  $b$

每个周期内的左转自行车交通量为

$$\begin{aligned} Q_0 &= 2000 \times 25\% \times 120 / 3600 \\ &= 16.67 \text{ 辆/周期} \end{aligned}$$

由于交叉口较大（进口单向宽 8m），故取  $n_o = 3$ ，取  $h_o = 1.75$  秒，则左转自行车通过时间为：

$$\begin{aligned} t_o &= Q_o \cdot h_o / n_o \\ &= 16.67 \times 1.75 / 3 \\ &= 9.72 \text{ 秒} \end{aligned}$$

左转自行车影响修正系数为：

$$\begin{aligned} b &= 1 - t_o / T_g \\ &= 1 - 9.72 / 60 \\ &= 0.838 \end{aligned}$$

(4)  $n$

进口单向宽 8m，故取  $n = 2$ （双车道进口）。

(5)  $\eta$

进口车道平均宽 4m，故  $\eta = 1.113$ （见上例）。

(6)  $t$

有效通行时间比为：

$$\begin{aligned} t &= \text{有效绿灯时间} / \text{周期长度} \\ &= 60 / 120 \text{ 秒} \\ &= 0.5 \end{aligned}$$

(7)  $p$

交叉口行人干扰较严重，故取  $p = 0.70$ 。

所以得该交叉口进口的极限通行能力为

$$\begin{aligned} N_{L1} &= (3600 / 2.671) \times 1.0 \times 0.838 \times 2 \times 1.113 \times 0.5 \times 0.70 \\ &= 880 \text{ 直行小汽车当量/小时} \end{aligned}$$

进口设计通行能力为

$$\begin{aligned} N_{s1} &= 0.933 \times N_{L1} \\ &= 0.933 \times 880 \\ &= 821 \text{ 直行小汽车当量/小时} \end{aligned}$$

## 二、无控制交叉口设计通行能力

在相同的几何条件及交通条件下，无控制交叉口的通行能力小于信号交叉口的通行能力。笔者的研究发现，无控制交叉口的实用通行能力取进口饱和通行能力的 50~70% 比较合理<sup>[7]</sup>。即：

无控制交叉口设计通行能力 ( $N_s$ )

$$N_s = 0.5 \sim 0.7 \text{ 进口饱和通行能力 } N_L \text{ (直行小汽车当量/时)}。$$

式中： $N_L$ ——取决于交叉口几何条件及交通条件的进口饱和通行能力（与前同）。

## 三、环形交叉口设计通行能力

对于环形交叉口通行能力，目前已有两种比较成熟的计算方法，一种是按间隙理论计算的通行能力<sup>[8]</sup>，其计算结果如表 5-17 所示。另一种是按交织理论计算的通行能力，《城市道路设计规范》及《城市道路交通规划设计规范》均推荐该方法，其推荐值如表 5-18 所示。

按间隙理论计算的环交设计通行能力 (pcu/h)

表 5-17

机动车通行能力 (pcu/h)	<1500	1500~1900	1900~2300	2300~2600	2600~2700
相应的自行车交通量 (辆/时)	>20000	15000~20000	10000~15000	5000~10000	2000~5000

按交织理论计算的环交设计通行能力 (pcu/h)

表 5-18

机动车通行能力 (pcu/h)	2700	2400	2000	1750	1600	1350
相应的自行车交通量 (辆/时)	2000	5000	10000	13000	15000	17000

由表可见,按间隙理论计算的环交设计通行能力与按交织理论计算的环交设计通行能力是基本一致的。分析表 5-17、表 5-18 可以看出,机动车通行能力受自行车影响很大。但机动车、非机动车通行能力之和是基本稳定的,若在环形交叉口取自行车换算成机动车的换算系数为 0.1,则环交机动与非机动车道总设计通行能力为 3000pcu/h 左右,为方便计,取环交总设计通行能力为 3000pcu/h。因此,环交的机动车设计通行能力可按下式确定:

$$N_o = 3000 - 0.1N_{b,c}$$

式中:  $N_o$ ——环交机动车设计通行能力 (pcu/h);

$N_{b,c}$ ——环交自行车交通量 (辆/时)。

上式确定的环交设计通行能力是在标准几何设计条件下的通行能力,即交织长度 ( $d$ ) 在 25~30m 之间。当交织长度  $d = 30 \sim 60$ m 时,用下式修正。

$$N_o = (3000 - 0.1N_{b,c}) \times 3d / (2d + 30)$$

式中:  $d$ ——交织长度 (m)。

若在环交上开辟右转机动车专用车道或分离自行车,则能有效地提高环交的通行能力。

#### 四、立体交叉口设计通行能力

立体交叉口的设计通行能力,主要取决于立交的形式、层数及机动与非机动车道分离方式。由于立体交叉口形式繁多,在交通规划软件中不可能提出一个各种立交形式均能通用的通行能力计算模型。在进行交通规划时,可近似地取二层式立交的机动车设计通行能力为 4000~6000 辆/时 (小汽车单位,下同),相应的自行车通行能力为 4000~8000 辆/时;三层式立交的机动车设计通行能力为 6000~8000 辆/时,相应的自行车通行能力为 8000~15000 辆/时;四层式立交的机动车设计通行能力为 8000~12000 辆/时,相应的自行车通行能力为 10000~20000 辆/时。为了便于规划,在进行网络方案论证分析时,采用立交机动车设计通行能力为 10000 辆/时,自行车设计通行能力为 15000 辆/时,即认为立交均按四层式设计。在交通规划网络确定后,再根据实际分配的交通量及流向重新确定立交的形式、层数及初步设计。

## § 5-8 交通质量评价

### 一、交通负荷分析

交通负荷分析是指分析网络中交叉口、路段的机动车及非机动车饱和度。饱和度被定义

为分配交通量与设计通行能力之比。

1. 路段饱和度和分析

路段饱和度  $S_r = \text{路段分配交通量 } N_s / \text{路段设计通行能力 } N_s$

式中:  $N_s$ ——已换算成标准车型的路段分配交通量;

$N_s$ ——已经过各种修正的路段设计通行能力。

2. 交叉口饱和度分析

交叉口进口车流一般由左转、直行、右转三种转向车流量组成, 不同流向的车辆对交叉口的交通压力是不一样的, 如左转车辆对交通的影响远远大于右转车辆, 因此, 在进行交叉口交通负荷分析时, 必须先确定交叉口的流向。交通规划中, 由于规划交叉口在现实的交通网络中不一定存在, 因此无法进行流向观测, 但经过交通分配后, 可以很方便地获得交叉口的进出口交通量, 故交叉口流向可以用交叉口进出口流量进行推算。

A. 交叉口流向推算方法

在交叉口, 取车流的进入路口为  $O$  点, 车流的驶出路口为  $D$  点, 则交叉口流向便成了交叉口  $O-D$  量, 交叉口  $O-D$  量的推算方法将在第八章进行专门讨论。由于规划中的交叉口在现实中不一定存在, 一般也无历史资料可以利用, 故只能采用 Fratar 或 Furness 迭代模型进行近似推算<sup>[8]</sup>。

B. 交叉口流向辨识

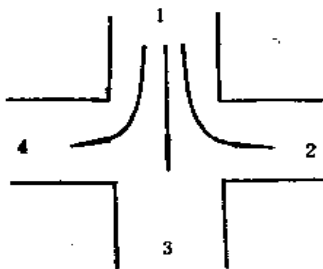


图 5-1 交叉口  $O-D$  量与交叉口流向

对于单个的交叉口, 根据交叉口的  $O-D$  量, 可直观地判别交叉口流向, 如图 5-1 所示的四路交叉口,  $O-D$  量  $T(1, 2)$ 、 $T(1, 3)$ 、 $T(1, 4)$  即为进口 1 的左转、直行、右转车流量。在交通规划中, 一个网络往往含有几百个交叉口, 要判别整个网络每一交叉口的转向情况是相当困难的, 必须建立一个交叉口流向辨识系统, 由计算机自动执行。

(a) 四路交叉口流向辨识

对于四路交叉口, 进出口按顺时针方向顺序编号, 并建立相应的邻接目录表, 如图 5-1 所示, 四路交叉口  $O-D$  量与

转向关系如表 5-19 所示。

所以, 如果  $i-j=1$  或  $i-j=-3$  则

$$T(i, j) = R_T(i)$$

如果  $i-j=3$  或  $i-j=-1$  则

$$T(i, j) = L_T(i)$$

如果  $i-j=2$  或  $i-j=-2$  则

$$T(i, j) = S_T(i)$$

四路交叉口  $O-D$  量与转向关系 表 5-19

进口 <i>i</i>	出口 <i>j</i>	1	2	3	4
1		0	左转	直行	右转
2		右转	0	左转	直行
3		直行	右转	0	左转
4		左转	直行	右转	0

式中,  $R_T(i)$ 、 $S_T(i)$ 、 $L_T(i)$  分别为  $i$  进口的右转、直行、左转车流量。

(b) 三路交叉口流向辨识系统

T 型三路交叉口的进出口按图 5-2 所示顺序编号, 三路交叉口  $O-D$  量与转向关系如表 5-20 所示。

所以,  $T(1, 2) = R_T(1)$ ,  $T(1, 3)$

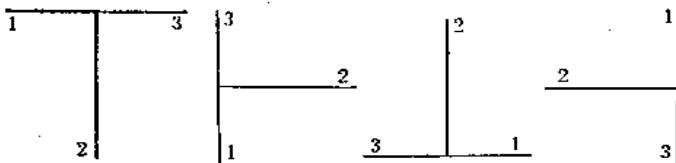


图 5-2 三路交叉口路口序号

$$= S_T(1), T(2, 1) = L_T(2), T(2, 3) = R_T(2), T(3, 1) = S_T(3), T(3, 2) = L_T(3)。$$

Y型、五路、六路交叉口的流向辨识，与三路、四路类似。

### C. 交叉口饱和度

交叉口饱和度分进口饱和度及平均交叉口饱和度两种。

进口饱和度  $S_{r,i}$  = 进口分配交通量  $N_{s,i}$  / 进口设计通行能力  $N_{d,i}$

式中： $S_{r,i}$ —— $i$ 进口的饱和度；

$N_{s,i}$ —— $i$ 进口已换算成当量直行小汽车的分配交通量；

$N_{d,i}$ —— $i$ 进口的设计通行能力（当量直行小汽车）。

平均交叉口饱和度  $S_r$  = 交叉口分配交通量  $N_s$  / 交叉口设计通行能力  $N_d$ 。

式中： $N_d$ ——交叉口设计通行能力（当量直行小汽车）；

$N_s$ ——已换算成当量直行小汽车的交叉口分配交通量。

根据英国的研究<sup>[3]</sup>，左转、右转车辆的当量直行车换算系数为：

1 辆左转车 = 1.75 辆当量直行车

1 辆右转车 = 1.00 辆当量直行车

英国的当量直行车换算系数没有考虑车道功能，笔者认为当量直行车换算系数必须考虑车道功能，并建议按以下方法取值。

$$1 \text{ 辆左转车} = \begin{cases} 1.5 \text{ 辆当量直行车, 对于左转专用车道} \\ 3.0 \text{ 辆当量直行车, 对于左直或左直右混行车道} \end{cases}$$

$$1 \text{ 辆右转车} = \begin{cases} 1.0 \text{ 辆当量直行车, 对于右转专用车道} \\ 1.2 \text{ 辆当量直行车, 对于直右或左直右混行车道} \end{cases}$$

## 二、服务水平分析

所谓服务水平是指道路使用者根据交通状态，从速度、舒适性、方便性、经济性和安全性等方面所能得到的服务程度。影响服务水平的因素很多，如  $V/C$  比（即饱和度）、平均车速、交叉口延误、安全性、经济性、便利性等，其中，最主要的是  $V/C$  比，其次是平均车速（用于路段分析）或平均延误（用于交叉口分析）。表 5-21 为美国《通行能力手册》建议的高速公路服务水平划分标准。

对于城市道路来说，衡量交通服务质量的最主要指标为路段、交叉口的拥挤程度（即  $V/C$

美国建议的高速公路服务水平划分指标

表 5-21

服务水平	设计车速 70 英里/小时		设计车速 60 英里/小时		设计车速 50 英里/小时	
	平均行程车速 $V$	$V/C$	平均行程车速 $V$	$V/C$	平均行程车速 $V$	$V/C$
A	$\geq 60$	0.35	—	—	—	—
B	$\geq 57$	0.54	$\geq 50$	0.49	—	—
C	$\geq 54$	0.77	$\geq 47$	0.69	$\geq 43$	0.67
D	$\geq 46$	0.93	$\geq 42$	0.84	$\geq 40$	0.83
E	$\geq 30$	1.00	$\geq 30$	1.00	$\geq 28$	1.00
F	$\geq 30$	—	$\geq 30$	—	$\geq 28$	—

比), 其次是车速(路段)或延误(交叉口)。由于车速、延误与 $V/C$ 比有关, $V/C$ 比增大,必有车速降低,延误增加; $V/C$ 比减小,必有车速增加,延误降低,故只有 $V/C$ 比是独立的。为方便研究,可采用 $V/C$ 比作为城市道路路段与交叉口的服务水平划分依据。参考国内外的经验,在南京市、郑州市总体交通规划中,采用了表5-22所示的服务水平划分标准。

路段、交叉口服务水平划分采用值

表5-22

服务水平	A	B	C	D	E	F
$V/C$	$\leq 0.40$	0.4~0.6	0.6~0.75	0.75~0.9	0.9~1.0	$\geq 1.0$

各级服务水平的交通状况为:A:畅行车流,基本上无延误;B:稳定车流,有少量的延误;C:稳定车流,有一定的延误,但司机可以接受;D:接近不稳定车流,有较大延误,但司机还能忍受;E:不稳定车流,交通拥挤,延误很大,司机无法忍受;F:强制车流,交通严重阻塞,车辆时停时开。

表5-22的划分标准用于城市道路网络规划时(按高峰小时分析),对于路段,可用C级服务水平,即要求路段 $V/C$ 不大于0.75;对于交叉口,可采用D级服务水平,即要求交叉口 $V/C$ 不大于0.90。

原则上要求规划网络中的每一路段、每一交叉口的服务水平均能满足设计要求。

## § 5-9 规划方案总体评价

规划方案的总体评价不同于规划方案的交通质量评价,交通质量评价是评价每一个规划网络方案(包括可行方案与非可行方案)中每一路段、每一交叉口的交通负荷、服务水平等单个交通质量指标,而总体评价只评价可行方案的总体指标。总体指标包括交通质量总体指标与网络几何指标两个方面。

### 1. 交通质量总体指标

交通质量总体指标包括全网络的平均交叉口交通负荷、平均交叉口服务水平、交叉口各级服务水平的百分率;平均路段交通负荷、平均路段服务水平、路段各级服务水平的百分率;各类交叉口的平均延误;主干道路段平均车速、次干道路段平均车速、全网络平均车速;公交平均运行车速;全网络平均出行时间、平均出行距离等。

### 2. 网络几何指标

交通网络几何指标包括路网密度、主干道密度、次干道密度、公交线网密度;各类交叉口的个数与百分比;网络的可行性、通达性、易达性等。

## § 5-10 规划网络分配与评价结果的输出

一个路网规划方案经过交通分配、容量分析及服务水平评价后,每一路段、每一交叉口都有了与之相对应的一系列指标,如机动车分配交通量、非机动车分配交通量、机动车理论通行能力、实用通行能力、饱和度及服务水平等,这些指标是评价交通规划网络是否合理的直接依据。这些指标可以用以下三种方式输出。

## 一、表格形式输出

以表格形式输出分配与评价结果是最简单、最具体的输出方法，输出结果包括各路段的分配、评价指标，各交叉口的分配、评价指标及整个规划网络的总体评价指标（如全规划区的平均车辆出行时间、平均出行距离、平均路段交通量及饱和度、平均交叉口交通量及饱和度等）。

表 5-23 为南京市总体交通规划中某一方案路段分配与评价表中的一部分，表 5-24 为交叉口分配与评价表中的一部分。

路段分配、评价指标

表 5-23

路段起讫点号	机动车交通量	自行车交通量	自行车影响系数	理论通行能力	实用通行能力	饱和度	服务水平等级
1 7	0	0	.8	424	339	0	A
1 8	284	325	.8	246	197	1.4	F***
1 2	30	0	.8	246	197	.152	A
2 1	34	0	.8	246	197	.17	A
2 3	62	1 094	.8	264	212	.295	A
3 15	461	2 600	.8	491	393	1.2	F***
3 4	62	0	.8	603	482	.129	A
3 2	64	1 257	.73	296	217	.294	A
4 5	517	0	.8	471	377	1.4	F***
4 3	62	0	.8	603	482	.129	A
4 16	701	0	.8	603	482	1.5	A
5 4	522	0	.8	471	377	1.4	F***
6 8	838	0	.8	603	482	1.7	F***
7 1	0	0	.8	424	339	0	A
7 9	0	0	.8	471	377	0	A
7 11	382	1 953	.8	577	462	.826	D*
8 14	1 022	686	.8	1 126	901	1.1	F***
8 1	258	380	.8	246	197	1.3	F***
8 6	844	0	.8	603	482	1.8	F***
9 7	0	0	.8	471	377	0	A
9 10	0	0	.8	549	439	0	A
10 9	0	0	.8	549	439	0	A
10 12	266	1 346	1	621	621	.428	B
11 12	491	1 636	.8	588	471	1	F***
11 14	0	1 391	.8	371	297	0	A
11 7	386	1 640	.8	579	463	.832	D*
12 10	262	1 198	1	621	621	.421	B

## 二、图象显示

图象显示即从计算机屏幕上显示规划网络的分配与评价结果，使规划者能更直观更方便地了解规划网络的结构与服务质量。在南京市交通规划中，笔者开发的图象显示系统具有以下四个功能。

### (1) 显示交通网络的形式及交叉口控制方式

通过输入规划网络交通节点的坐标及邻接目录表（按邻接目录法建立）、交叉口控制方式号，计算机便能显示规划网络的形状、道路连接方式及交叉口控制方式。不同控制方式的交



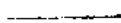





交叉口分配、评价指标

表 5-24

交叉口号	机动车交通量	自行车交通量	实用通行能力	相交道路条数	交叉口类型*	饱和度	服务水平等级
1	417	325	702	2	3	.594	B
2	222	1094	783	2	2	.283	A
3	1236	3858	1046	2	3	1.2	F**
4	1590	0	1284	2	3	1.2	F**
5	450	0	1030	2	1	.437	B
6	526	0	1319	2	1	.399	A
7	426	1953	1128	2	3	.378	A
8	2493	1066	1526	2	3	1.6	F**
9	13	0	1562	2	2	.008	A
10	149	1346	2029	2	2	.073	A
11	1364	4867	1571	1	3	.868	D
12	1595	6856	2314	3	4	.689	C
13	74	1495	914	2	1	.081	A
14	3559	4853	3568	1	4	.997	E*
15	4233	8514	10000	4	4	.423	B
16	3254	1982	3862	1	3	.843	D
17	4124	6560	2344	3	4	1.8	F**
18	3194	5468	1812	2	3	1.8	F**
19	1409	1638	3498	1	3	.403	B
20	5316	5422	1566	2	4	3.4	F**
21	4383	7688	2203	1	3	2	F**
22	3144	6464	2800	1	3	1.1	F**
23	3627	9580	2042	3	4	1.8	F**
24	3685	6592	2432	1	3	1.5	F**
25	1159	3275	2673	3	3	.434	B

\* 1-信号交叉; 2-无控制交叉; 3-环形交叉; 4-立体交叉; 5-进口拓宽2车道信号交叉; 6-进口拓宽3车道信号交叉。

交叉口采用不同的显示符号。在南京市、郑州市交通规划中,采用以下显示符号:

- 1 单向路段 
- 2 双向路段 
- 3 信号交叉口 
- 4 无控制交叉口 
- 5 环形交叉口 
- 6 立体交叉口 

(2) 以色彩显示规划网络的服务质量

即根据路段、交叉口服务水平,以不同的色彩来反映路段、交叉口的服务质量,一般计算机可显示四种不同的色彩,其中,一种为底色,即只有三种颜色能用于显示交通质量。在南京市交通规划中,我们采用红、绿、白三种颜色显示交通质量,用黑色作为底色。为了便于分析,用比较醒目的“红”色表示交通阻塞或交通拥挤,即E、F级服务水平,用“绿”色表示交通接近拥挤,即D级服务水平,用“白”色表示交通非拥挤,即A、B、C三级服务水平。例如,若某无控制交叉口的服务水平为E级,则计算机用红色显示“○”,若某路

段的服务水平为C级,则计算机用白色显示该路段线。若以C级作为路段设计标准,以D级作为交叉口设计标准,则只要在屏幕上路段全为白色,交叉口全为白色、绿色,该规划方案就是可行方案。

### (3) 交通拥挤区局部放大

将整个规划网络显示于一个屏幕上,便于从整体上研究规划网络,但有时我们需要更仔细地研究某一局部拥挤区域的交通状况,此时,可以将局部拥挤区放大至全屏幕,以便于作更进一步的分析与调整。

### (4) 区域O-D分布显示及局部放大

采用不同的色彩、不同的宽度将O-D出行量显示在交通分区图上,并作局部放大,根据要求显示吸引或发生。

## 三、图形输出

图形输出即从由计算机控制的绘图仪绘制各种形式的网络交通分配与评价结果图。在南京市、郑州市总体交通规划中,笔者开发的图形输出软件包括以下内容:

### (1) 网络结构图

该图反映每一规划方案的网络结构形式、节点连接方式、交叉口控制方式及几何要素等。

### (2) 网络交通量分配图

该图反映每一规划方案通过交通分配后所获得的每一路段、每一交叉口的分配交通量,包括机动车交通量分配图、非机动车交通量分配图、公交客流分配图等。

### (3) 网络交通质量评价图

与图象显示系统一样,根据路段、交叉口的服务水平,以不同的色彩来反映路段、交叉口的服务质量。普通绘图仪有八色绘图笔可供选择,交通质量评价图中,采用六级服务水平,故不同服务水平可以用不同的色彩来表示。表示方法与图象显示系统类似。

表格输出结果与图形输出结果,是规划网络方案修改、调整的基础,从表格结果中可获得较详细的资料,但不直观,查找不方便,图形结果比较直观,查找方便,但不详细,故通常图形与表格配合使用。

## § 5-11 网络规划实用软件设计

根据前几节的研究内容,在南京市、郑州市总体交通规划中,笔者采用 True Basic 语言系统开发了一个实用性很强的城市交通网络规划软件系统,其总框图如图 5-3 所示。

图 5-3 中每一步骤,都是相对独立且完整的软件或由几个软件组成的小型软件库,这些软件既可组合使用,也可以单独使用。组合成一个系统,便可进行整个城市的交通网络规划,单个软件可用于进行某些路段、交叉口的设计。

在南京市、郑州市交通规划中,这些软件(库)通过一个很简单的“交通分配与网络规划执行软件”连接成一个整体,该软件由一系列的外部软件链接指令“chain [软件名], return”组成,根据链接次序,逐个执行被链接软件并返回。采用这种处理技术,能大大减少软件运行过程中所需的计算机内存空间,并且使操作相当简便,起动“执行软件”后,其他软件将被自动链接并执行,无须再操作,直至该规划方案论证结束,“执行软件”链接方式如图 5-4 所示。

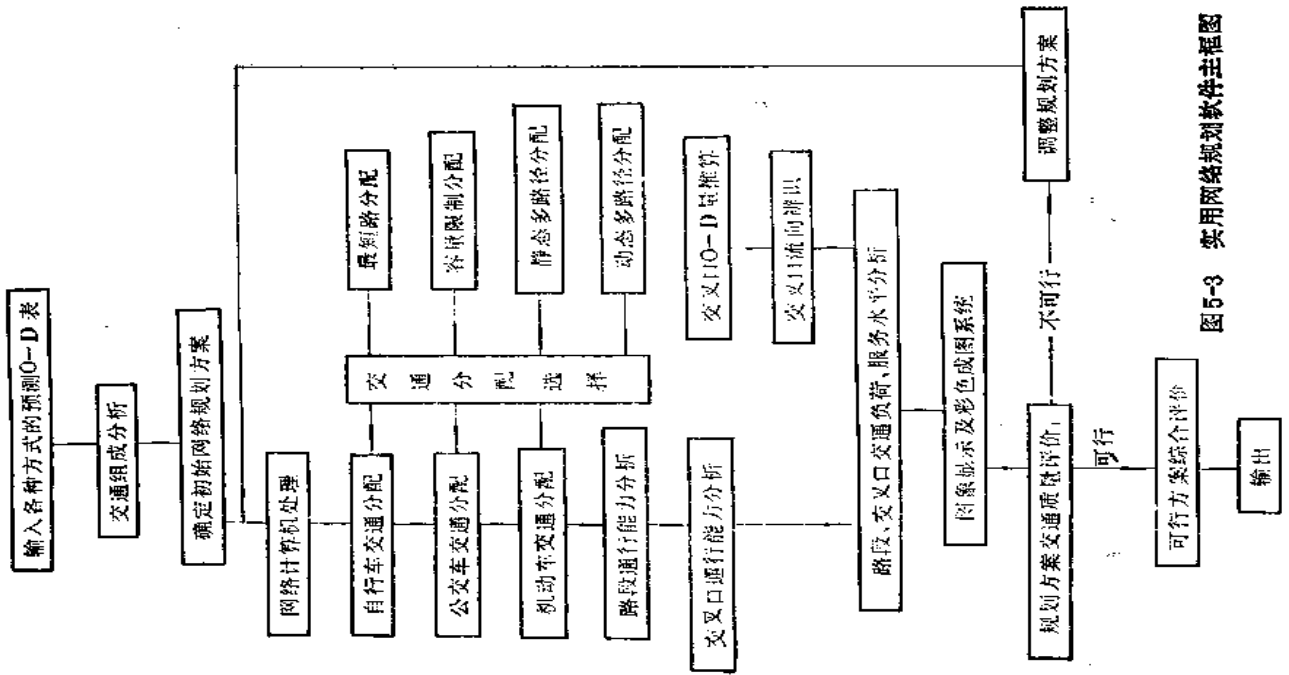


图 5-3 实用网络规划软件主框图

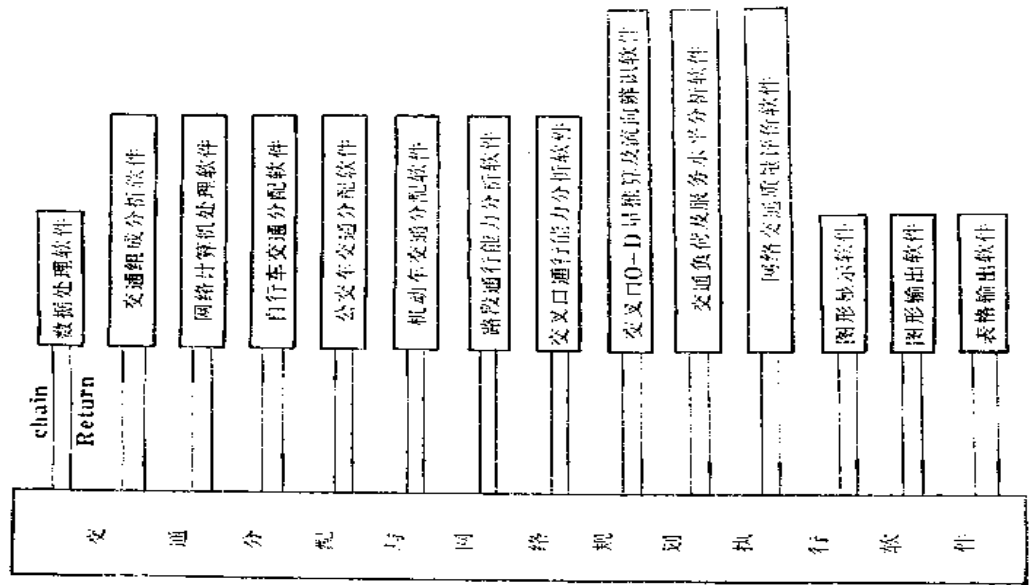


图 5-4 网络规划执行软件链接框图

该软件具有以下几个特点:

(1) 大容量

整个软件系统在执行过程中所需的最大空间不超过组成该系统的各软件单个所需空间的最大值。各软件中,所需空间最大的是最短路权计算软件,也就是说,整个执行过程所需空间不超过最短路计算所需空间。因此,采用该软件系统能在普通的 AT 型微机上进行大中城市及特大城市的总体交通规划。

(2) 快速度

交通规划软件执行过程中,最花时间的是交通分配过程,本软件中对交通分配方法进行了有效的改进,使运行速度大大提高。对南京市这样的特大城市(含约 200 个交叉口),若采用容量限制交通分配方法(本软件提供四种分配方法,详见第四章)分配出行量,则只需一个多小时就能完成一个规划方案的交通分配、容量分析、交通质量评价工作(不包括输入与输出过程)。

(3) 易组合

该软件系统中的各软件都是相对独立的,它们之间可以根据需要进行不同的组合,以解决不同的规划问题。

## § 5-12 小 结

一个交通网络规划方案经过交通分配、容量分析、服务水平评价后,如果该方案的每一路段、每一交叉口的交通质量都满足设计要求,则该方案为可行方案,否则为不可行方案,需进行调整,包括交叉口形式、路宽、车道划分、分隔方式及网络结构的调整,有时也包括交通方式的调整。调整后重新进行交通分配、容量分析及服务水平评价。一个城市的交通网络规划可行方案可以有多个,对于每一个可行方案,都要进行综合评价,根据综合评价结果,最后选择一个最佳方案或几个较佳方案提供给决策者作决策之依据。

本研究成果已在南京市、郑州市总体交通规划中应用,效果良好。

## 参 考 文 献

- [1] 武汉建筑材料工业学院等编:《城市道路与交通》,中国建筑工业出版社,1981年。
- [2] 薛珊荣、徐吉谦等:《城市交通工程与街道规划设计》,中国建筑工业出版社,1988年。
- [3] R.J.索尔特:《道路交通分析与设计》,中国建筑工业出版社,1982年。
- [4] M.C.费舍里松(任福田等译):《城市交通》,中国建筑工业出版社,1984年。
- [5] 任福田等:《交通工程学导论》,中国建筑工业出版社,1988年。
- [6] 王炜:“环交通行能力分析新方法研究”,《南京工学院学报》,1987年第1期。
- [7] 王炜:“无控制交叉口通行能力及延误的车队分析法”。《重庆交通学院学报》,1990年第一期。
- [8] 王炜:“主干道 O-D 量推算方法研究”,《华东公路》,1988年第5期。
- [9] 威廉·瑞莱(中国公路学会译):《道路与交叉口的通行能力》,加利福尼亚大学运输研究学院,1987年。

## 第六章 公交线网规划理论与方法

### § 6-1 综 述

城市公交网络对城市居民的生活有着很大的影响，公交网络的规划与设计，必须以公交乘客  $O-D$  量为依据，以方便居民出行为目的，并兼顾公交企业效益。因此，在规划或设计公交网络时，必须考虑以下目标。

- 1) 线路的走向必须与主要客流方向相一致，以满足乘客乘车的需要；
- 2) 尽可能组织直达运输，使全服务区乘客总换乘次数最少；
- 3) 尽可能按最短距离布设线路，使全服务区乘客总乘行时间(或乘行距离)最短；
- 4) 使规划区内的线路分布均匀，消除公交空白区；
- 5) 使线路上的客流分布均匀，以充分发挥运载工具的运能。

可见，公交线网规划实质上是一个多目标优化问题。目前，国内外已有不少学者开始对公交网络优化方法进行研究<sup>[1][2][3]</sup>，通常是将公交网络优化归结为一个非线性规划或凸规划问题。但往往由于目标函数复杂，约束条件繁多，造成“维数灾难”而不能求其最优解，特别是对于大城市的公交线网，由于受计算机容量的限制，求解相当困难。本章提出了一种“逐步布设，优化成网”的公交网络优化算法，该算法简便可行，特别适用于大中型公交网络的优化设计。

### § 6-2 拟设线路起讫点站的确定

公交服务区域的客流量(乘客  $O-D$  量)通过调查、观测确定后，便可根据各交通区的总发生量或总吸引量确定需设线路的起讫点站。

#### 一、按客流量设站

当某一交通区高峰小时的总发生量或总吸引量大于某一设站标准时，该区必须设置线路起讫点站。

每一交通区发生或吸引的乘客量，一般都由经过该交通区的公交线路中间站点所运送。当该交通区高峰小时的发生量或吸引量超过该交通区内线路中间站点的运载能力时，仅靠中间站点不能运载这些发生量、吸引量，则该交通区必须设置线路的起讫点站，以增加运载能力。因此，可取中间站点的运载能力为起讫点站的设站标准，当某交通区的发生量或吸引量超过该值时，需设起讫点站。

一个中间站点的运载能力为

$$C_0 = B \cdot 60 / t_i$$

式中： $C_0$ ——一个中间站点的运载能力(人次/高峰小时)；

$t_i$ ——高峰小时发车间隔, 2~5分钟;

$B$ ——高峰小时平均每车从中间站点搭载的乘客数。

根据南京市的调查, 高峰小时单向一个站点的上(下)乘客数平均为10人, 一个中间站点双向的上(下)乘客数为20人, 即一个中间站点在高峰小时能送走20人或运进20人,  $B=20$ 人, 考虑一定的服务水平储备, 建议取  $B=15$ 人, 故  $C_0=180\sim 450$ 人次/高峰小时。

交通区中间站点的总运载能力(即设站标准)为

$$C(i) = C_0 \cdot N(i)$$

式中:  $C(i)$ —— $i$ 交通区中间站点的总运载能力(人次/高峰小时);

$N(i)$ —— $i$ 交通区内的中间站点个数。

交通区内的中间站点个数  $N(i)$ , 可根据公交线网密度及各交通区的出行量相对大小确定。

全规划区的站点个数为

$$N_0 = \rho \cdot S / d$$

式中:  $N_0$ ——全规划区的站点个数;

$\rho$ ——公交线网密度( $\text{km}/\text{km}^2$ );

$S$ ——规划区面积( $\text{km}^2$ );

$d$ ——平均站点间距( $\text{km}$ )。

按《城市道路交通规划设计规范》的建议值, 在规划城市公交线网时, 取全市平均密度  $\rho=3\sim 4\text{km}/\text{km}^2$ , 平均站距  $d=0.5\sim 0.6\text{km}$ 。

公交线路的站点在规划区域内各交通区的分布是不均匀的, 视各交通区的出行量大小、交通区性质、交通区面积及线路布设情况而定, 在公交线路尚未确定前, 可根据以下两种方法确定各交通区的公交线路站点个数。

A. 按出行量的相对大小确定

$$N(i) = N_0 \cdot T(i) / T$$

式中:  $N(i)$ —— $i$ 交通区的站点个数;

$N_0$ ——全规划区站点个数;

$T(i)$ —— $i$ 交通区的总公交乘客发生量或吸引量;

$T$ ——全规划区的总公交乘客发生量或吸引量。

$$T = \sum_{i=1}^m T(i)$$

式中:  $m$ ——全规划区内交通区个数。

B. 按区域面积及密度确定

$$N(i) = \rho(i) \cdot S(i) / d(i)$$

式中:  $N(i)$ —— $i$ 交通区的站点个数;

$\rho(i)$ —— $i$ 交通区的路网密度。市中心商业区可取  $\rho=4\sim 5\text{km}/\text{km}^2$ , 近郊地区可取

$\rho=2\sim 3\text{km}/\text{km}^2$ , 一般地区可取  $\rho=3\sim 4\text{km}/\text{km}^2$ ;

$d(i)$ —— $i$ 交通区的平均站距。市中心商业区可取  $d=0.4\sim 0.5\text{km}$ , 近郊地区可取

$d=0.6\sim 0.8\text{km}$ , 一般地区可取  $d=0.5\sim 0.6\text{km}$ ;

$S(i)$ —— $i$ 交通区的面积( $\text{km}^2$ )。

按上式求得各交通区站点个数后,若各交通区的站点个数总和 $\sum_{i=1}^m N(i)$ 不等于全规划区的总站点数 $N_0$ ,则按下式对各交通区的站点个数进行修正。

$$N'(i) = N(i) + (N_0 - \sum_{j=1}^m N(j)) \times N(i) / \sum_{j=1}^m N(j)$$

$$= N_0 \cdot N(i) / \sum_{j=1}^m N(j)$$

式中: $N'(i)$ — $i$ 交通区修正后的站点个数。

当交通区的总发生(或吸引)量 $T(i)$ 超过它的中间站点运载能力 $C(i)$ 时,需设置起讫点站。

一个起讫点站的运载能力为

$$C_{od} = 60 \cdot R \cdot r / (t_i \cdot k_0)$$

式中: $C_{od}$ ——一个起讫点站运载能力(人次/高峰小时);

$R$ ——公交车额定载客数,铰接车:129人,单节车:72人<sup>[4]</sup>;

$r$ ——高峰小时满载率,取 $r = 0.85$ ;

$t_i$ ——高峰小时发车间隔;

$k_0$ ——线路上最大断面流量与起点站站前断面或终点站站后断面的流量之比,

$k_0 = 1.5 \sim 2.0$ 。据调查,南京市现状的 $k_0$ 为1.92826。

可见,一个起讫点站的运载能力为800~2000人次/高峰小时(铰接车)或500~1200人次/高峰小时(单节车)。

若某交通区 $i$ 的总发生量(或吸引量) $T(i)$ 超过该交通区的中间站点运载能力 $C(i)$ ,其超过量为 $\Delta T(i)$ , $\Delta T(i) = T(i) - C(i)$ ,则当 $(K - 0.5) \cdot C_{od} < \Delta T(i) \leq (K + 0.5) \cdot C_{od}$ 时,该交通区需设立 $K$ 个起讫点站。

可见,各交通区是否需设置公交线路的起讫点站及需设置的起讫点站个数与各交通区的出行量大小 $T(i)$ 及该交通区的中间站点运载能力 $C(i)$ 有关,而运载能力 $C(i)$ 取决于各交通区的中间站点个数 $N(i)$ ,因此,在确定 $N(i)$ 时应慎重。在前面介绍的两种中间站点个数确定方法中,按出行量相对大小确定的中间站点个数 $N(i)$ ,对于市中心商业区可能偏大(因为市中心商业区的公交出行量特别集中),对于近郊区可能偏小(因为近郊区的公交出行量较小),从而可能导致市中心区的中间站点运载能力很大而需设置的线路起讫点站很少,近郊区的中间站点运载能力很小而各近郊交通区均需设置线路起讫点站。按区域面积及密度确定的中间站点个数 $N(i)$ ,如果密度 $\rho(i)$ 、站距 $d(i)$ 选取合理,则计算的 $N(i)$ 也合理,但各交通区 $\rho(i)$ 、 $d(i)$ 的选取比较困难,在实际应用时可先根据前述两种方法计算中间站点个数 $N(i)$ ,酌情取值,对于老城市的公交线网规划,根据前述计算的 $N(i)$ 再考虑原有公交线网中各交通区的中间站点个数的酌情取值,更能符合实际。

## 二、按实际要求设站

对于某些特殊地区,如车站、码头、风景区、居民生活小区等,为满足乘客的出行需要,方便居民生活,即使总发生(吸引)量未达到设站标准,也可考虑设站。

由于公交线路通常为双向线路,若某点为某线路的起讫点站,则它必为另一方向该线路的终点站,故起点站、终点站的个数应为双数,以便形成双向线路,而双向线路的条数为起

论点站个数的一半。

图 6-1 所示为某区域的交通分区及交通网络,网络中数据为公交车行驶时间。乘客 O-D 量如表 6-1 所示。

由表 6-1 可知,交通区 A、B、C、D、E 需设置起(终)点站,且 D 区需设 2 个起(终)点站,即拟设公交网络有 6 条单向线,组成 3 条双向线路。

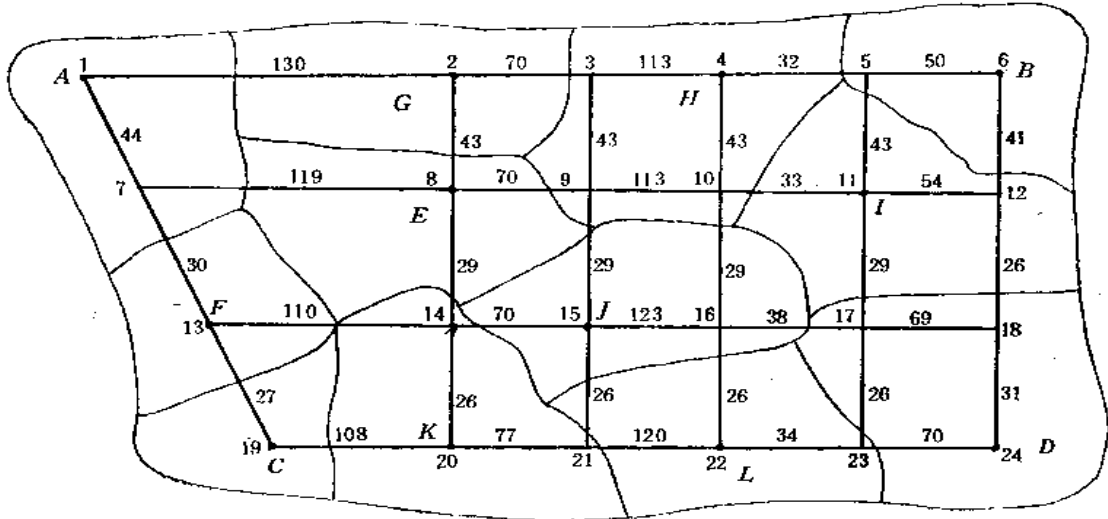


图 6-1 某区域交通分区与交通网络示意图

公交乘客 O-D 量表

表 6-1

O \ D	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	Σ
A	81	347	501	763	347	201	39	112	31	142	23	59	2646
B	357	32	491	801	377	108	51	67	39	80	28	77	2508
C	511	501	81	691	401	111	62	73	62	96	33	41	2663
D	758	799	701	34	701	231	128	141	72	121	39	103	3828
E	350	381	421	684	38	111	38	47	62	58	41	80	2311
F	202	108	123	241	128	21	41	32	16	81	34	56	1083
G	41	50	52	132	40	39	18	28	13	16	21	60	510
H	108	70	67	150	41	36	27	16	14	18	28	30	605
I	38	40	61	61	58	18	14	15	16	21	28	29	399
J	150	79	101	128	73	79	15	19	20	17	29	41	751
K	28	30	23	42	39	41	20	28	25	28	19	21	344
L	61	80	39	113	79	50	51	25	27	39	24	14	607
Σ	2685	2517	2661	3840	2322	1046	504	603	397	717	347	616	18255

### § 6-3 公交优化网络的构成

确定了拟设线路的起讫点站后,便可对起讫点站进行配对,以构成公交线网。不同的起讫点站配对,能构成不同的公交线路,不同的线路能运送不同的直达乘客量  $ZD(i, j)$ 。为了使全服务区总的换乘次数最少,在设置公交线路时,应以直达乘客量最大为目标。

各起讫点对的直达乘客量  $ZD(i, j)$ , 在线路的设计中起着关键性的作用。直达乘客量  $ZD$



$(i, j)$ 与线路的走向有关。为了使全服务区内乘客总乘行时间(或距离)最短,在确定各备选线路的最佳走向时,以两点间路线最短为目标,即每一起讫点对之间的最短路线均被作为拟设线路的备选方案。这里的最短路是广义的,不一定是长度最短,通常采用的是行驶时间最短。

若全规划区有  $n$  个起点站与终点站,则备选的线路有  $n \times n$  条,每条备选线路均取最短路线作为最佳走向。走向确定后,  $O$  点、 $D$  点均在该线路上的乘客  $O-D$  量为该备选线路不需换乘的直达乘客量  $ZD(i, j)$ ,每一备选线路均有与其相对应的直达乘客量。

一条公交线路只能有一个起点及一个终点,因此,起讫点之间的优化配对问题,实质上是一个指派问题(Assignment Problem)<sup>[6]</sup>,其数学模型为:

$$\begin{aligned} \text{MAX } S &= \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n ZD(i, j) \cdot X(i, j) \\ \text{S.T. } &\begin{cases} \sum_{i=1}^n X(i, j) = 1 & j = 1, 2, \dots, n \\ \sum_{j=1}^n X(i, j) = 1 & i = 1, 2, \dots, n \\ X(i, j) = 1 \text{ 或 } 0 \end{cases} \end{aligned}$$

式中:  $S$ ——全服务区公交线网总直达乘客量;

$n$ ——线路起点或终点个数;

$ZD(i, j)$ —— $i$  起点与  $j$  终点配对时,该线路所能运送的直达乘客量,它与线路走向有关;

$X(i, j)$ ——0-1 变量。若  $i$  起点与  $j$  终点配对,则  $X(i, j) = 1$ , 否则,  $X(i, j) = 0$ 。

上述模型的求解是比较方便的<sup>[6]</sup><sup>[8]</sup>,但在上述模型确定的起讫点配对中,有两个问题无法解决:

1) 公交线路多数集中在行驶车速较高的主干道路上,而在其他地方出现公交空白区。

2) 由于在主干道路上有多条线路通过,这些线路的直达乘客量中,有一些是重复计算的。也就是说,由理论模型计算的直达乘客量最大并不一定就是实际的直达乘客量最大。

由于上述两问题没有解决,故由“指派问题”确定的只是理论优化线网,并非实际优化线网。这是我们采用“逐条布设、优化成网”的方法确定公交优化线网。

公交网络中的线路按以下原则逐条设立。在  $n \times n$  条备选线路中,取直达乘客量最大的那一条为公交优化网络中的线路,并按其最短路线布设该线路。

某一条优化线路确定以后,应从原来的乘客  $O-D$  量矩阵中减去该线路所能运送的乘客  $O-D$  量,并从起讫点集中除去已设线路的起讫点号,对已设线路上的行驶时间进行复线修正,以避免在以后设线时多次重复该线路。对留下的起讫点集及修正后的乘客  $O-D$  矩阵,重复上述过程,即重新确定直达乘客量最大的线路并布设,直至把  $n$  条优化线路全部布设在网络上为止。

按这种方法确定的公交优化线网,其线路走向与客流方向基本一致,并能保证全服务区的换乘次数最少。在定线过程中,通过采取一系列的限制、修正措施,基本上能满足前节中所提出的全部目标。

下面以图 6-1、表 6-1 所示网络为例说明该方法的具体执行过程。

## 一、备选线路的最佳走向及直达乘客量

要确定起讫点之间的最佳配对，关键在于确定各起讫点之间配对后的直达乘客量  $ZD(i, j)$ ，而  $ZD(i, j)$  与线路走向有关。

在设置第一条线路时，由于网络中尚无其他线路，无须进行行驶时间的复线修正，路段行驶时间可取长度除设计公交运行车速，各起讫点对之间的最佳走向取其行驶时间最短的线路。

其起讫点间的线路走向确定后， $O$  点、 $D$  点均在该线路上的乘客  $O-D$  量为该起讫点对不需换乘的直达乘客量  $ZD(i, j)$ 。

本例中，各备选线起讫点间的最短路线如表 6-2 所示。各备选线路直达乘客量矩阵  $ZD(i, j)$  如表 6-3 所示。

各备选线路起讫点间的最短路线表 6-2

起讫点交通区号	最短路线节点号
A-B	1-2-3-4-5-6
A-C	1-7-13-19
A-D	1-7-13-14-15-21-22-23-24
A-E	1-7-8
B-C	6-5-4-3-2-8-14-20-19
B-D	6-12-18-24
B-E	6-5-4-3-2-8
C-D	19-20-21-22-23-24
C-E	19-20-14-8
D-E	24-18-12-11-10-9-8

各备选线路直达乘客量

矩阵  $ZD(i, j)$

表 6-3

起讫点区号	终点区号	矩阵 $ZD(i, j)$				
		A	B	C	D	E
A	A	81	646	825	1825	347
B	B	651	32	1775	801	603
C	C	824	1801	81	941	473
D	D	1794	799	929	34	831
E	E	347	614	485	807	38

## 二、直达乘客量矩阵的修正

### 1) 线路长度限制修正

公交线路不宜过长或过短，线路过长，使车辆在途中运行时间增加，影响车辆准点到站，延长了乘客的等车时间，且因沿线客流分布不均而导致运能利用不平衡；线路过短，既增加了乘客的换乘次数，又使车辆在终点站的停靠时间相对延长而降低营运车速。

一般地，线路长度以运行 30~40min 为宜，最短以 20min 为限，最长以 45min (中小城市)、60min (大城市) 为限。设平均营运车速为 15km/h，则最短限制距离为 5km，最长限制距离为 11.25km (中小城市)、15km (大城市)。

根据城市实际情况，对前述确定的各备选线路进行筛选。若备选线路的长度大于最长限制距离或小于最短限制距离，则该起讫点间不设线路，应取该起讫点之间的直达乘客量  $ZD(i, j) = 0$  或  $ZD(i, j) = -M$ ， $M$  为一正数。

本例中，交通区 A 与交通区 E 的作用点很近，其距离小于最短限制距离，故 A 区与 E 区之间不设线路，取  $ZD(AE) = ZD(EA) = 0$ 。

### 2) 避免自相配对修正

同一交通节点不能成为同一条单向线路的起点与终点 (暂不考虑环线)，即应避免同一交通节点的自相配对。因此，必须令  $ZD(i, i) = 0$  或  $ZD(i, i) = -M$  ( $i = 1, 2, \dots, n$ )， $M$  为一正数。

### 3) 一区设多站修正

当某些区的出行量特别大时，往往需设置多个起讫点站，此时，直达乘客量矩阵中，相应区的起点行、终点列要重写，重写次数等于该区起讫点个数。如本例中，由于 D 区需设两

个起讫点站，即需有两条线路始于  $D$  区，故直达乘客量表中  $D$  区所对应的行与列需双写。  
经过上述修正后，得表 6-4 所示的直达乘客量矩阵。

修正后的直达乘客量矩阵  $ZD(i, j)$

表 6-4

起点区号 \ 终点区号	A	B	C	D	D	E
A	0	646	825	1825	1825	0
B	651	0	1775	801	801	603
C	824	1801	0	941	941	473
D	1794	799	929	0	0	831
D	1794	799	929	0	0	831
E	0	614	485	807	807	0

### 三、优化线路的布设

在经过各种修正的直达乘客量矩阵中，计算各备选线路的直达乘客量  $ZD(i, j) + ZD(j, i)$  值，并确定最大值  $[ZD(i, j) + ZD(j, i)]_{\max}$ ，取该最大直达乘客量所对应的备选线路为公交网络中的线路，在线网中按其最短路线布设该线路。

在本例中， $ZD(A, D) + ZD(D, A) = 3619$ ，为各备选线路中的最大直达乘客量，故取  $A \rightarrow D$ 、 $D \rightarrow A$  为公交线路，并按其最短线路 1—7—13—14—15—21—22—24 布线。

### 四、乘客 $O-D$ 量矩阵的修正

根据  $[ZD(i, j) + ZD(j, i)]_{\max}$  设置公交线路  $[i, j]$  后，该线路可运送一部分客流  $O-D$  量，故原乘客  $O-D$  量矩阵中应减去被该线路运送的  $O-D$  量。乘客  $O-D$  量矩阵的修正按以下方法进行。先将  $O$  点、 $D$  点均在该线路上的  $O-D$  量全部分配在该线路上，并计算每一断面的总流量（包括已存在的流量）及每一断面的运载能力。若每一断面的运载能力均大于断面流量，则起讫点均在该线路上的  $O-D$  量全部被该线路运送，从  $O-D$  矩阵中减去各  $O-D$  量。若某些断面的运载能力小于断面总流量，则该线路只能运送部分  $O-D$  量，需先计算  $O-D$  量留存量，然后从原  $O-D$  矩阵中减去被运送部分的乘客  $O-D$  量。

#### 1. 线路运载能力计算

公交线路的运载能力取决于公交线路的停靠能力。根据苏联的研究<sup>[6]</sup>（详见第五节），公交路段的运载能力可用下式计算。

$$C_1 = R \cdot r \cdot N_1 \cdot i \cdot K_i$$

式中： $C_1$ ——路段运载能力（人次/高峰小时）；

$R$ ——公交车额定载客量（单节车：72人/辆，铰接车：129人/辆）；

$r$ ——公交车辆满载率（高峰小时取 0.85）；

$N_1$ ——只设一个同名站点的设计停靠能力（单节车：110辆/小时，铰接车：75辆/小时）；

$i$ ——同名站点的个数（ $i \leq 3$ ）；

$K_i$ ——同名站点的利用系数（取值为  $i=1$  时， $K_i=1.0$ ； $i=2$  时， $K_i=0.8$ ； $i=3$  时， $K_i=0.7$ ）。

在“逐条布设、优化成网”的公交优化算法中，公交线路是逐条布设的，一条线路只能有一个同名站点，即  $i=1, K_i=1$ 。

由上式计算的线路运载能力，包括了一部分换乘乘客，不全是直达乘客。因此，线路运

载直达乘客量的能力，应从上式中扣除换乘乘客量，即乘上不换乘比 $B_w$ 。不换乘比与城市的性质与规模有关，根据调查，南京市的不换乘比约为60%。

因此，仅含直达乘客的单条公交线路运载能力为：

$$C_2 = R \cdot r \cdot N_1 \cdot i \cdot K_1 \cdot B_w$$

式中： $B_w$ ——不换乘比，

其它符号同前。

如南京市单条公交线路运载能力为：

单车  $C_2 = 72 \times 0.85 \times 110 \times 1 \times 1.0 \times 0.6 = 4039$ 人次/高峰小时

铰接车  $C_2 = 129 \times 0.85 \times 75 \times 1 \times 1.0 \times 0.6 = 4934$ 人次/高峰小时

在计算直达乘客的线路运载能力时，需先确定不换乘比，而不换乘比与公交网络有关，在网络尚未确定前，不换乘比是未知的，此时，可根据现状的调查结果代替，待网络确定后，重新计算不换乘比，若两者相差很大，则采用计算的不换乘比重新进行线网规划，直至两者比较接近。

### 2. 线路断面流量计算

设在网络中已有若干条线路存在， $V(k, l)$ 为断面 $[k, l]$ 上已存在的乘客断面流量。在第一次设线时，网络中尚无线路， $V(k, l) = 0$ 。根据 $[ZD(i, j) + ZD(j, i)]_{\max}$ 设立了一条公交线路后，可将O点、D点均在该线路上的O-D量分配在该线路上，并计算新增加的断面流量 $Q(k, l)$ 。

本例中，新设立的A→D、D→A线路为第一条线路，故 $V(k, l) = 0$ ，将该线路上的O-D量分配上去后，各断面新增加的断面流量 $Q(k, l)$ 如图6-2所示。

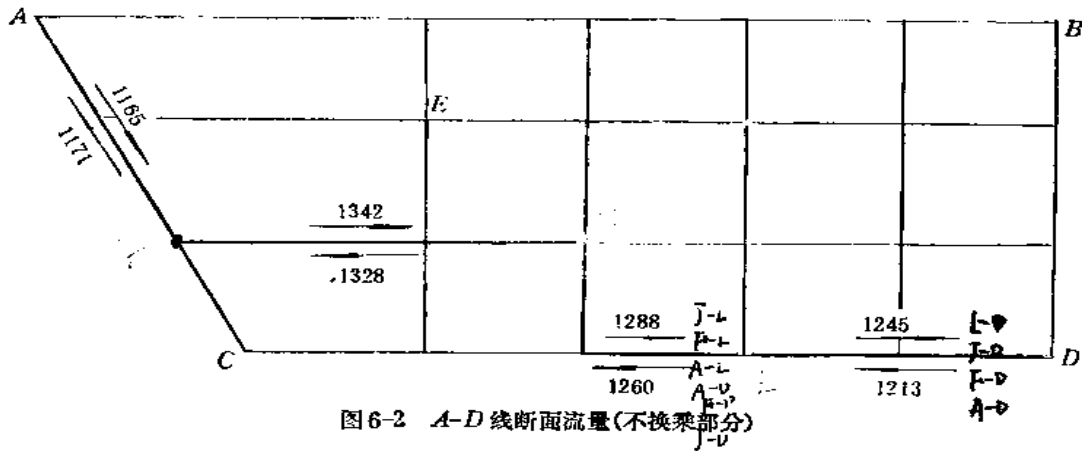


图6-2 A-D线断面流量(不换乘部分)

### 3. O-D量留剩量的确定

某一条线路设置后，通过断面流量计算，不外乎出现以下两种情况。

A. 该线路所有断面的流量(已存在的断面流量与新增加的断面流量之和)均小于相应断面的运载能力。此时，该线路上的O-D量全部被该线路运送，留剩量为零。

B. 该线路上有些断面的流量超过了相应的运载能力。此时该线路上的O-D量只是部分被该线路运送，有一部分O-D量留下，故应确定每一O-D量的留剩量。

由于断面的流量是由经过该断面的所有O-D量所产生，故当该断面超载时，经过该断面的所有O-D量均有留剩。

在某一站点，每一个乘客都有相同的上车权利，同时也有相同的可能被留剩，所以，某一

通过超载断面 $k$ ,  $l$ 的  $O-D$  点对在该断面上的留剩量可按下式计算:

$$T_1(i, j, k, l) = \Delta C(k, l) \cdot T(i, j) / \Sigma T$$

式中:  $T(i, j)$  ——  $O-D$  点对  $(i, j)$  的  $O-D$  量;

$\Sigma T$  —— 通过超载断面的所有  $O-D$  点对的  $O-D$  量之和;

一条公交线路设立后，为尽可能避免在以后设立线路时与此重复，应引进复线系数  $K_0$ 。研究表明，公交线路在断面上的复线条数最大不宜多于 5，最好不多于 3。复线条数过大，会造成线路过分集中，出现公交空白区，并使得线路断面流量超过线路的断面停靠能力。因此，在已设立线路的断面上，应对行驶时间进行修正，通常的做法是乘上复线系数  $K_0$  ( $K_0 \geq 1$ )。复线系数  $K_0$  与已设的断面复线条数  $m$  有关，复线系数选取过小仍有可能出现线路过分集中的现象，起不到复线控制作用，复线系数选取过大可能会出现线路过分曲折，增加乘客的乘行距离。表 6-6 为复线系数建议值。在实际工作中，可根据实际的布线情况进行调整。

复线系数  $K_0$  建议值

表 6-6

复线条数 $m$	0	1	2	3	4	5	6
复线系数 $K_0$	1	1.25	1.56	1.95	2.44	3.05	3.81

表中，复线系数  $K_0$  根据复线条数按每增加一条线路行驶时间递增 25% 计算。当  $m=0$  时， $K_0=1$ ，即当该断面上尚无线路时，其行驶时间无须修正。当  $m \geq 5$  时， $K_0 \geq 3$  时，即如果该断面上已有五条线路通过，若还想在该断面上设线，则需乘上大于 3 的系数。实际上，由于按最短路线布线，当  $m=5$  时，该断面被选择的可能性已经不大了。

图 6-3 为布设了第一条线路后的行驶时间修正结果。

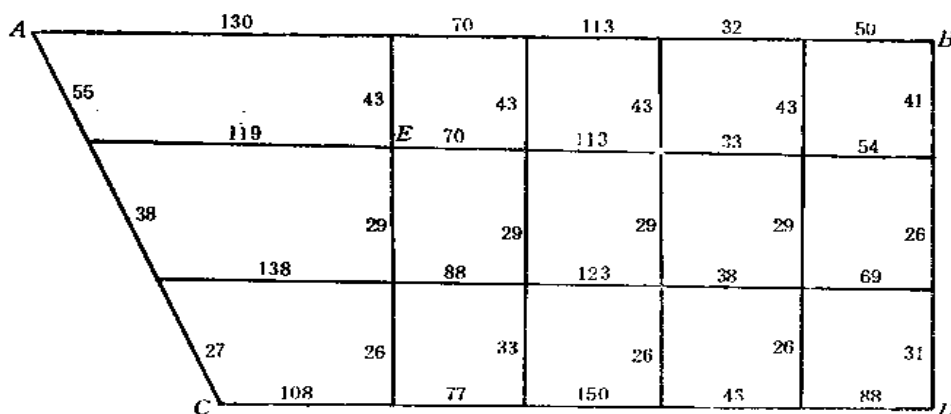


图 6-3 修正后的行驶时间

至此，第一条线路的布设全部结束，在起讫点集中，除去  $A$  及一个  $D$  点，返回步骤 1，即对修正后的乘客  $O-D$  矩阵及路段行驶时间，重新确定其余备选线路的最佳走向及直达乘客量（因为网络行驶时间已被修正，原来的备选线路很可能不再是最短线路，故应重新采用最短路法确定各备选线路的最佳走向，并重新计算与最佳走向相对应的各备选线路直达乘客量），并按最短路法布设第二条线路，然后再修正  $O-D$  矩阵及行驶时间，直至把最后一一起讫点对的线路布设在网络上为止。

本例中，除去已设立的线路 ( $A-D$  线) 的起讫点  $A$ 、 $D$  还剩下四个起讫点  $B$ 、 $C$ 、 $D$ 、 $E$ 。各备选线路起讫点间的最短路线如表 6-7 所示，各备选线路的直达乘客量如表 6-8 所示。

备选线路的最短路线 表 6-7

起讫交通区号	最短路线节点号
$B-C$	6-5-4-3-2-8-14-20-19
$B-D$	6-12-18-24
$B-E$	6-5-4-3-2-8
$C-D$	19-20-21-15-16-17-18-24
$C-E$	19-20-14-8
$D-E$	24-18-12-11-10-9-8

表 6-8 中,  $ZD(B, C) + ZD(C, B) = 3576$ , 为各起讫点配对的最大直达乘客量, 故

直达客量矩阵 表 6-8

O \ D	B	C	D	E
B	0	1775	801	603
C	1801	0	890	473
D	799	893	0	831
E	641	485	807	0

第二条优化线路为  $B \rightarrow C, C \rightarrow B$ , 并按其最短路线 6-5-4-3-2-8-14-20-19 布设。

第二条线路布设后各断面的总流量如图 6-4 所示, 每一断面的流量均小于断面运载能力, 故该线路上的  $O-D$  量全由该线路运送, 留利量为零。从乘客  $O-D$  矩阵 (见表 6-5)

中扣除由该线路运送的  $O-D$  量, 并按复线系数修正路段行驶时间, 从起讫点集中除去新设线路的起讫点  $B, C$ , 此时只剩下  $D \rightarrow E, E \rightarrow D$  两对起讫点, 故设线路  $D \rightarrow E, E \rightarrow D$  为公交线路, 并把该线路上的  $O-D$  量分配在该线路上, 该线路各断面的总流量如图 6-5 所示, 各断面流量均小于运载能力。

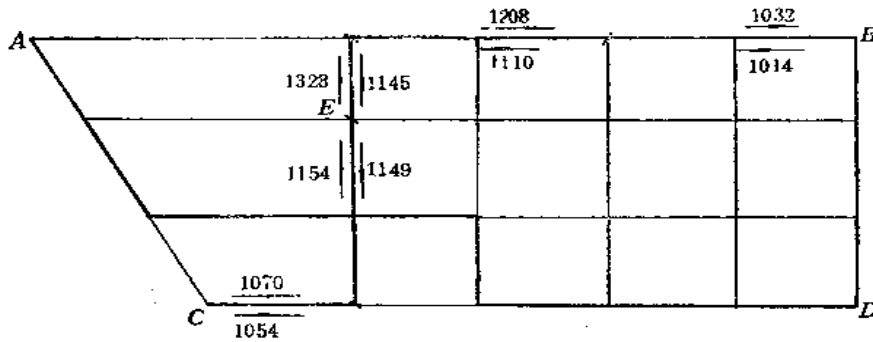


图 6-4 C-B 线断面流量 (不换乘部分)

至此, 各起讫点均被优化配对, 配对后的线路组成了一个优化的公交线网。本例中, 由  $A-D, C-B, E-D$  三条双向线路组成的公交优化线网如图 6-5 所示。

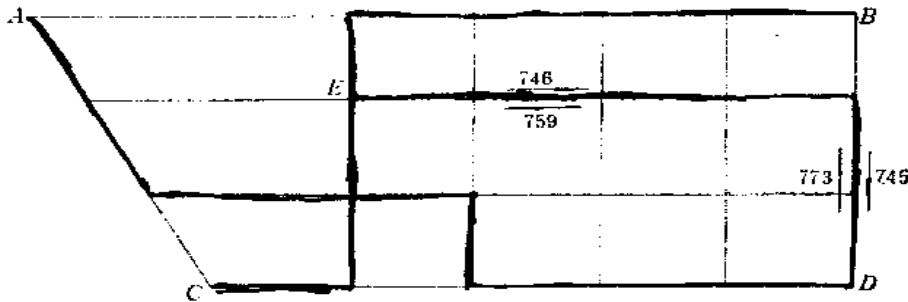


图 6-5 E-D 线断面流量 (不换乘部分)

### 6. 全规划区乘客不换乘比的确定

公交线网确定后, 便可确定该网络的实际不换乘比。公交网络乘客不换乘比按下式计算:

$$\text{不换乘比} = \frac{\text{各线路直达乘客量总和}}{\text{全规划区乘客 } O-D \text{ 量总和}}$$

本例中, 三条线路的总直达乘客量为  $(1825 + 1794) + (1775 + 1801) + (831 + 807) = 8833$  人次/高峰小时, 乘客  $O-D$  矩阵的总  $O-D$  量为 18255 人次/高峰小时, 故该网络的不换乘比为  $8833 / 18255 = 0.48$ 。

若计算的不换乘比与采用的不换乘比相差较大, 则应以计算的不换乘比重新进行前述网

络设计, 直至采用的不换乘比与计算的不换乘比接近为止。

本例中, 由于断面流量较小, 均没有超过运载能力, 留剩量均为零, 在断面运载能力的计算公式中, 不换乘比没有起到控制作用, 即与不换乘比无关, 不用再重算。可见, 在该公交网络中, 有约 50% 的乘客不需要换车, 一次到达。

需要说明的是, 该不换乘比仅考虑了各条公交线路上的直达乘客量, 没有列入乘客徒步一、二站后的直达乘客数, 故该值比实际值略小。

## § 6-4 线路断面流量检验

在前述的公交线网优化算法中, 各条线路是逐条布设的, 不可能考虑各条线路的客流相互吸引问题。公交线网确定以后, 各交通区之间的公交乘客  $O-D$  量将按已确定的公交线网出行。分配到每一条公交线路, 且各条线路间相互吸引。因此, 网络确定后各条线路的实际吸引客流量与前述逐条计算的线路断面流量有一定的差异, 需重新对全网的公交乘客  $O-D$  量进行分配及对线路各断面的流量进行检验。

公交乘客  $O-D$  量在公交线网上的分配, 按静态的多路径分配方法(详见第四章)进行, 该模型具体形式为:

$$P(k) = \text{EXP}[-\theta \cdot R(k) \cdot T(k) / RT] / \sum_{i=1}^m \text{EXP}[-\theta \cdot R(i) \cdot T(i) / RT]$$

式中:  $P(k)$  ——第  $k$  条出行线路分配到的出行量分配率;

$R(k)$  ——第  $k$  条线路的换乘次数 (不换乘时  $R(k) = 1$ );

$T(k)$  ——第  $k$  条线路的长度;

$\theta$  ——分配参数, 可取  $\theta = 3.00 \sim 4.00$  [7]

$$RT = \frac{1}{m} \sum_{i=1}^m R(i) \cdot T(i);$$

$m$  ——可供选择的公交出行线路条数。

对于比较复杂的公交网络, 各交通区之间不只一条公交线路连接, 对于公交乘客来说, 均可有几条线路供选择, 每条出行线路分配到的出行量分配率, 可根据各线路的长度、换乘次数由上式确定。

各交通区之间的乘客  $O-D$  量在网络上分配后, 将公交线路各断面分配到的流量相加, 可得每条公交线路的断面流量。本例中, 线路  $A-D$ 、 $B-C$ 、 $D-E$  的断面流量如表 6-9、表 6-10 及表 6-11 所示。

表中, 路段不均匀系数  $K_s$  为线路某断面流量与线路平均断面流量之比, 方向不均匀系数  $K_d$  为线路两方向上较高一方的流量与双向平均流量之比。

为了充分发挥公交运能, 各线路的客流分布应比较均匀。对于路段不均匀系数  $K_s$ , 一般要求  $0.5 \sim 0.7 < K_s < 1.3 \sim 1.5$ , 当  $K_s > 1.3 \sim 1.5$  或  $K_s < 0.5 \sim 0.7$  时, 应采取相应措施, 如开区间车等。对于方向不均匀系数  $K_d$ , 一般要求  $K_d < 1.2 \sim 1.4$ , 否则应采取增加单向车次等措施。

如果路段不均匀系数、方向不均匀系数远远不能满足要求, 则应重新调整方案。

由表 6-9、表 6-10 和表 6-11 可见, 本例中线路的路段客流分布均匀性、方向均匀性都很好, 不需调整。



线路 A—D 的断面流量

表 6-9

断面节点号		1-7	7-13	13-14	14-15	15-21	21-22	22-23	23-24
A→D 方向	流量	2656	2656	3224	3506	3172	3172	2861	2861
	路段不均匀系数	0.88	0.88	1.07	1.16	1.05	1.05	0.95	0.95
D→A 方向	流量	2604	2604	3058	3512	3150	3150	2837	2837
	路段不均匀系数	0.88	0.88	1.03	1.18	1.06	1.06	0.96	0.96
方向不均匀系数		1.01	1.01	1.02	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

线路 B—C 的断面流量

表 6-10

断面节点号		19-20	20-14	14-8	8-2	2-3	3-4	4-5	5-6
C→B 方向	流量	2582	2848	4007	3413	3005	3005	2485	2485
	路段不均匀系数	0.87	0.96	1.35	1.15	1.01	1.01	0.83	0.83
B→C 方向	流量	2580	2852	3540	3264	2928	2928	2476	2476
	路段不均匀系数	0.90	0.99	1.23	1.13	1.02	1.02	0.86	0.86
方向不均匀系数		1.00	1.00	1.06	1.02	1.01	1.01	1.00	1.00

线路 E—D 的断面流量

表 6-11

断面节点号		8-9	9-10	10-11	11-12	12-18	18-24
E→D 方向	流量	1526	1526	1526	1286	1286	1286
	路段不均匀系数	1.08	1.08	1.08	0.91	0.91	0.91
D→E 方向	流量	1293	1293	1293	1307	1307	1307
	路段不均匀系数	0.99	0.99	0.99	1.01	1.01	1.01
方向不均匀系数		1.08	1.08	1.06	1.01	1.01	1.01

## § 6-5 公交线路停靠能力检验

按上述方法确定了线路断面流量后,便可根据路段断面流量计算每条线路的公交车交通量及配车数。

一条线路的公交车交通量为:

$$N = Q_{max} / (R \cdot r)$$

式中:  $Q_{max}$ ——线路最大断面流量;

$R$ ——公交车额定载客数,与车型有关<sup>[4]</sup>。64级单机解放车为72人/车,

66级铰接车为129人/车;

$r$ ——公交车满载率,高峰小时取0.85。

本例中,各线路公交车交通量为:

$$N_{a,d} = 3512 / (129 \times 0.85) = 32 \text{ 辆/时}$$

$$N_{b,c} = 4007 / (129 \times 0.85) = 37 \text{ 辆/时}$$

$$N_{e,d} = 1526 / (129 \times 0.85) = 14 \text{ 辆/时}$$

通常，一个路段上同时有几条公交线路通过，并在同一路段上设站，此时，该路段的公交车停靠交通量为停靠的各线路交通量之和，各路段的公交车停靠交通量必须小于它的公交车停靠能力。

公交线路的停靠能力主要取决于车辆的停靠时间（乘客下车时间）、减速加速时间。因此，停靠能力与车型、车辆长度、车门数有关。根据苏联的研究<sup>[6]</sup>，一个停靠站点的设计停靠能力  $D_1$  为 110 辆/时（单车）或 75/时（铰接车）。

当某一路段上同一站点停靠的公交线路较多时，通常一个站点不能满足停靠要求，此时可设置多个同名站点分散停靠交通量。多个同名站点的停靠能力由下式计算：

$$D = D_1 \cdot i \cdot K_i$$

式中， $D_1$ ——只设一个同名站点的停靠能力；

$i$ ——同名站点的个数；

$K_i$ ——同名站点利用系数，取值为  $i=1$  时， $K_i=1.0$ ； $i=2$  时， $K_i=0.8$ ； $i=3$  时， $K_i=0.7$ 。

同一路段上设置多个同名站点，可以提高停靠能力，但给乘客换乘带来了不便，一般认为同名站点数不宜超过 3 个。

如果在公交网络中某些路段的停靠交通量大于该路段的停靠能力，则必须对网络进行调整，改变某些线路的走向，以满足停靠要求。

## § 6-6 现有网络的优化改造及近远期网络的优化配合

采用前述公交网优化方法，能建立一个全新的公交线网系统，这对于新建城市的公交规划来说，无疑是合理的。但在进行旧城市的交通规划时，一般已有一个初具规模的公交线网系统，否定原有网络中的所有线路而建立一个全新网络，不易实现。同样，在进行远期公交网络规划时，否定近期公交规划线网中的所有线路，也是不合理的。一个合理的公交线网规划方案，应该是近期方案与现有网络相配合，远期方案与近期方案相配合，即在进行近期公交线网规划时，应保留部分合理的近期公交线路，因为人们对新设公交线路需一个比较长时间的熟悉过程，经常变动公交线路或大规模变更公交线路，会给居民乘车带来很大的不便。在进行公交线网规划时，必须做好近期与现状、远期与近期公交线网的优化配合。

在进行现有公交线网的优化改造时，乘客  $O-D$  矩阵是现状的，通过随车调查及月票调查获得，首先应根据乘客  $O-D$  矩阵，在原有线网中确定一部分走向与客流方向基本一致，能运送较大直达乘客量的线路作为保留线路，去掉一些直达乘客量不大或走向与客流方向不一致的线路，然后从乘客  $O-D$  矩阵中扣除保留线路所能运送的  $O-D$  量，对剩余的乘客  $O-D$  矩阵，采用前述的“逐条布设，优化成网”的方法确定应增设的优化线路，并进行各种检验。

对近期规划与现有网络的配合及远期规划与近期规划的配合，可采用类似的方法，即通过线路直达乘客量分析，保留现有网络（对于近期规划）或近期线网（对于远期规划）中的部分合理线路，并从乘客  $O-D$  矩阵中扣除这些保留线路所能运送的  $O-D$  量，对留下的乘客  $O-D$  矩阵，采用前述方法确定应增设的线路并优化成网，最后进行各项检验。

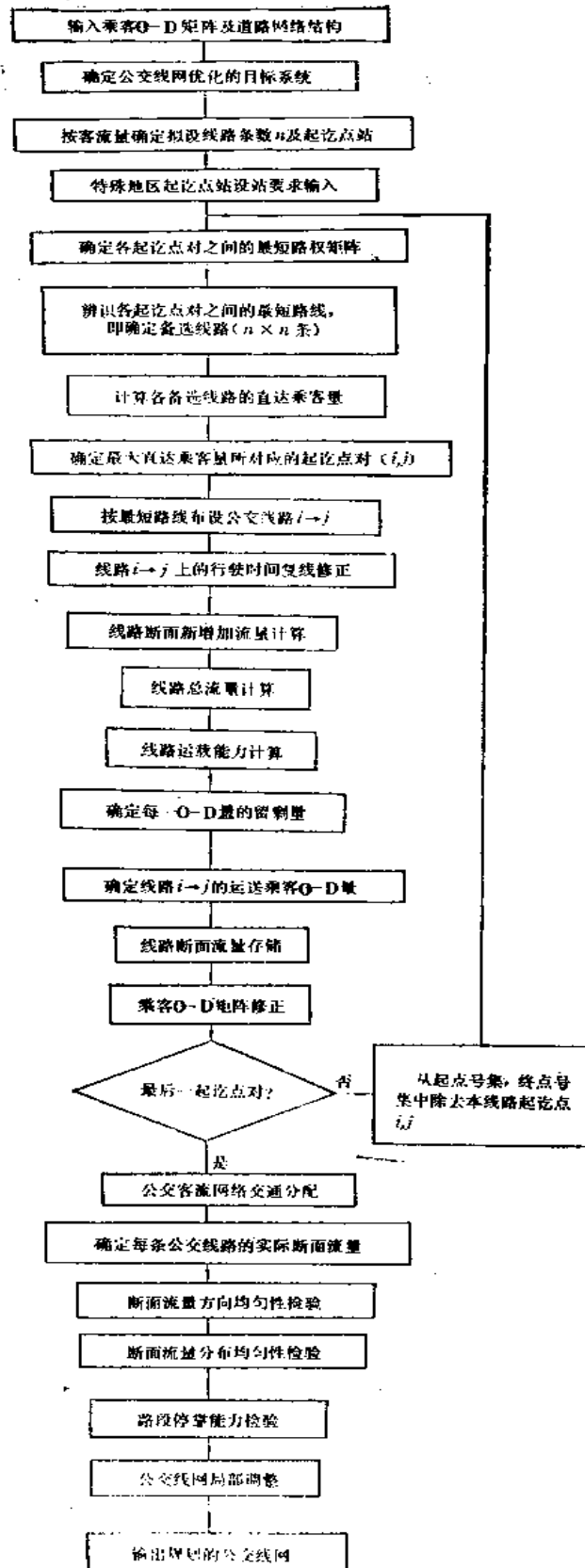


图 6-6 公交线网规划软件主框图

## § 6-7 公交线网规划软件设计

公交线网规划实质上是一个数学优化及网络优化问题,其优化过程比较复杂,必须借助于计算机完成。图 6-6 为南京市总体交通规划中开发的公交线网规划软件主框图,该软件虽然是就南京市公交线网优化而开发,但它同样适用于其他城市的公交优化。该软件能在普通的 AT 机上进行特大城市大型公交线网的规划。

## § 6-8 小 结

公交线网优化是一个相当复杂的数学规划及网络优化问题。尽管目前已有不少学者提出了一些方法或算法,但往往由于“维数灾难”而不能求其最优解。本章所提出的“逐条布设,优化成网”的公交线路优化方法,成功地避免了“维数灾难”问题,在普通的 AT 机上便能进行大城市的公交线网优化,并能对原有线网进行优化改造,按本算法设计的公交线网,由于在布线时引进了复线系数,能有效地避免公交线路过分集中或公交线路出现空白的现象。

## 参 考 文 献

- [1] Hobeika; "Equilibration of Supply and Demand in Designing Bus Routes for Small Urban Areas".《Transportation Research Record》, N730, 1979, pp7~13.
- [2] Hsu.J; "Decomposition Approach to Bus Network Design".《ASCE Journal of Transportation Engineering》, Vol. 103, No. TE4. Jul 1977.
- [3] P. A. Andersson; "Analysis and simulation of an urban bus route", Transpn. Res-13A, 1979.
- [4] 李维斌:《汽车运输工程》,人民交通出版社,1987年。
- [5] 王炜:“数学规划方法在公交线网优化中的应用”,《系统工程》,1990年第2期。
- [6] 费舍里松(任福田等译):《城市交通》,中国建筑工业出版社,1984年。
- [7] 王炜:“道路交通量与O-D出行量互算关系研究”,《南京工学院学报》,1988年第1(11)期。
- [8] 王炜:《道路交通工程系统分析方法》,东南大学出版社,1990年。
- [9] 王炜:《城市交通网络规划理论与方法研究》,东南大学博士学位论文,1989年。

# 第七章 区域 O-D 量推算理论与方法

## § 7-1 综 述

各种交通方式的 O-D 出行量是进行城市交通规划的基础。目前, 现状 O-D 出行量都是通过进行 O-D 调查得到的。进行 O-D 调查需花费大量的人力财力及很长的调查统计时间。相比之下, 进行路段交通量调查比较简单, 花费人力和财力不大, 所需调查、统计时间也较短, 因此, 如果能用路段交通量资料推算 O-D 量, 必将使得交通规划工作大大简化, 省时省钱, 具有很大的经济效益。

国内对 O-D 量的推算方法研究很少, 国外从 70 年代开始对 O-D 量推算方法进行研究, 不少从事交通规划、数学规划研究的学者提出了一系列的 O-D 量推算模型<sup>[1] [2] [3] [4]</sup>, 多数模型都建立在一个共同的假设之上——网络交通满足平衡条件 (Equilibrium Conditions), 即交通流在网络上的分配服从 Wardrop 第一或第二原理, 网络的平衡状态通过路段流量及出行时间反映, 求解 O-D 量推算模型的目标在于寻找一个 O-D 矩阵, 使得该 O-D 矩阵被分配到网络上后 (按交通分配平衡模型分配<sup>[5]</sup>), 分配的 O-D 量总出行时间等于 (或最接近于) 观测的 O-D 量总出行时间, 换句话说, 在推算模型中, 以分配的 O-D 量总出行时间与观测的 O-D 量总出行时间最接近为目标函数。根据上述假设, 这类 O-D 量推算模型的关键部分可用下列数学规划问题描述。

$$\begin{aligned} \text{Min } Z(V, T) &= \sum_{\alpha} \int_0^{V_{\alpha}} t_{\alpha}(w) dw - \sum_{r, s} u(r, s) \cdot T(r, s) \\ \text{St. } \sum_k T_k(r, s) &= T(r, s) \quad \forall (r, s) \\ T_k(r, s) &\geq 0 \quad \forall k, (r, s) \end{aligned}$$

式中:  $V$ ——路段交通量集;  
 $T$ ——O-D 出行量集;  
 $\alpha$ ——路段号;  
 $V_{\alpha}$ —— $\alpha$  上的路段交通量;  
 $t_{\alpha}$ —— $\alpha$  上的出行时间, 与交通量  $V_{\alpha}$  有关;  
 $u(r, s)$ ——O-D 点对  $(r, s)$  的观测出行时间;  
 $T(r, s)$ ——O-D 点对  $(r, s)$  的 O-D 量;  
 $T_k(r, s)$ ——分配在连接 O-D 点对  $(r, s)$  的第  $k$  条线路上的 O-D 量。

上述模型一般不能获得唯一的 O-D 矩阵, 通常还需增加一些约束或假设, 采取不同的附加约束及假设, 便形成了一系列不同的 O-D 量推算模型, 但它们的出发点是一致的。这类模型有以下几个方面的不足:

1. 这类模型以分配的 O-D 量总出行时间与观测的总出行时间偏差最小为主要目标,

不甚合理。在规划中，道路交通量是主要的，以分配的路段交通量与实测的路段交通量偏差最小为目标更符合于实际。

2. 这类模型建立于流量在网络上的分配服从 Wardrop 第一或第二原理的假设之上，但实际的交通网络不一定符合平衡条件，故推算的  $O-D$  量可能会带有较大的误差。

3. 这类模型一般不能获得唯一解，最后  $O-D$  矩阵的选取带有一定的随意性。

在本章中，笔者提出了以分配路段交通量与实测路段交通量偏差最小为目标，以  $O-D$  量非负为约束的  $O-D$  量推算模型，该模型同样适用于非平衡交通网络，并能获得唯一解。此外，为了提高推算的容量，解决大中城市的  $O-D$  量推算问题，笔者在本章中提出了一区多中心  $O-D$  量推算模型，并进行了实际检验。

## § 7-2 用路段交通量推算 $O-D$ 出行量通用模型

### 1. 分配率矩阵的建立

如第四章所述，路段交通量是由各  $O-D$  出行量在该路段上的分配量所组成，也就是说，路段交通量为各  $O-D$  出行量的函数。

$$V(i, j) = F[T(r, s)] \quad (7-1)$$

$$[i, j] \in M, (r, s) \in N$$

式中：[ $i, j$ ]——路段起讫点号；

( $r, s$ )—— $O-D$  点对起讫点号；

$M$ ——交通网络路段集，路段个数为  $m$ ；

$N$ —— $O-D$  点对起讫点集， $O-D$  量个数为  $n \times n$ ；

$V(i, j)$ ——路段 [ $i, j$ ] 上的交通量；

$T(r, s)$ —— $O-D$  点对 ( $r, s$ ) 的出行量。

不同的交通分配方法，构成不同的  $V \sim T$  关系，若采用非平衡交通分配方法，则  $V \sim T$  关系是线性的，即网络中每一路段交通量为各  $O-D$  出行量的线性组合。

$$V(i, j) = \sum_{r, s} P(r, s, i, j) \cdot T(r, s) \quad (7-2)$$

$$\forall [i, j], [i, j] \in M, (r, s) \in N$$

式中： $P(r, s, i, j)$  为  $O-D$  点对 ( $r, s$ ) 的出行量  $T(r, s)$  在路段 [ $i, j$ ] 上的分配率，其值取决于交通分配方法。若采用单路径型分配法，则取值为：

$$P(r, s, i, j) = \begin{cases} 1 & \text{路段 } [i, j] \text{ 在 } O-D \text{ 点对 } (r, s) \text{ 的最短路线上;} \\ 0 & \text{路段 } [i, j] \text{ 不在最短路线上。} \end{cases}$$

若采用多路径型分配法，则取值为

$$P(r, s, i, j) = \begin{cases} \text{计算值} & \text{路段 } [i, j] \text{ 为有效路段;} \\ 0 & \text{路段 } [i, j] \text{ 为非有效路段。} \end{cases}$$

式中：计算值——由第四章 § 4-4 所述方法确定。

式 (7-2) 用矩阵表示，可得

$$V = P \cdot T \quad (7-3)$$

式中： $V = \{V(i, j)\}$ ，称为路段交通量矩阵；

$T = \{T(r, s)\}$ ，称为  $O-D$  出行量矩阵；

$P = \{P(r, s, i, j)\}$ , 称为出行量分配率矩阵。

对于某一具体的网络来说, 不同的交通分配方法对应不同的分配率矩阵。如图 7-1 所示网络, 用多路径型分配方法确定的  $P$  矩阵如表 7-1 所示, 用单路径型交通分配方法确定的  $P$  矩阵如表 7-2 所示。图中, 交通节点 1、2、4、5 为  $A$ 、 $B$ 、 $C$ 、 $D$  四个交通区  $O-D$  出行量的作用点 (即起讫点)。网络中的数据为路段行驶时间。

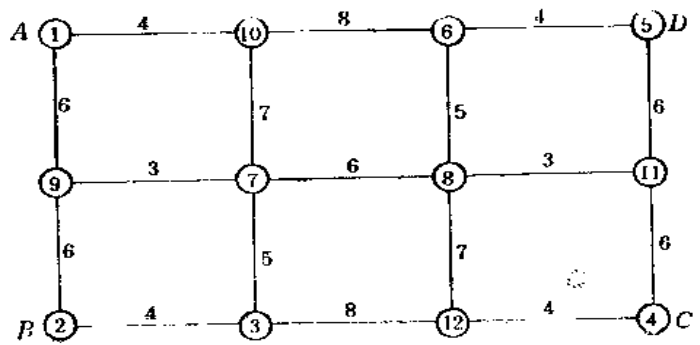


图 7-1 交通网络与路段行驶时间

出行量分配率矩阵  $P$  (多路径型)

表 7-1

路段节点号	O-D 点对											
	A-B	A-C	A-D	B-A	B-C	B-D	C-A	C-B	C-D	D-A	D-B	D-C
1-9	1	0.566	0	0	0	0	0	0	0	0	0.089	0
1-10	0	0.434	1	0	0	0.17	0	0	0	0	0	0
2-3	0	0.193	0	0	1	0.5	0	0	0	0	0	0
2-9	0	0	0	1	0	0.5	0.085	0	0	0	0	0
3-2	0	0	0	0	0	0	0.085	1	0	0	0.644	0
3-7	0	0	0	0	0	0.323	0.132	0	0	0	0	0
3-12	0	0.428	0	0	1	0.177	0	0	0	0	0	0
4-11	0	0	0	0	0	0.089	0.566	0	1	0	0	0
4-12	0	0	0	0	0	0	0.434	1	0	0	0.17	0
5-6	0	0	0	0	0	0	0.193	0	0	1	0.5	0
5-11	0	0.085	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0
6-5	0	0.085	1	0	0	0.644	0	0	0	0	0	1
6-8	0	0.132	0	0	0	0	0	0	0	0	0.323	0
6-10	0	0	0	0	0	0	0.428	0	0	1	0.177	0
7-3	0	0.235	0	0	0	0	0	0	0	0	0.268	0
7-8	0	0.355	0	0	0	0.447	0	0	0	0	0	0
7-9	0	0	0	0	0	0	0.321	0	0	0	0.268	0
7-10	0	0	0	0	0	0.206	0.166	0	0	0	0	0
8-6	0	0	0	0	0	0.268	0.235	0	0	0	0	0
8-7	0	0	0	0	0	0	0.355	0	0	0	0.447	0
8-11	0	0.321	0	0	0	0.268	0	0	0	0	0	0
8-12	0	0.166	0	0	0	0	0	0	0	0	0.206	0
9-1	0	0	0	1	0	0.17	0.406	0	0	0	0	0
9-2	1	0.193	0	0	0	0	0	0	0	0	0.356	0
9-7	0	0.373	0	0	0	0.33	0	0	0	0	0	0
10-1	0	0	0	0	0	0	0.594	0	0	1	0.089	0
10-6	0	0.217	1	0	0	0.376	0	0	0	0	0	0
10-7	0	0.217	0	0	0	0	0	0	0	0	0.089	0
11-4	0	0.406	0	0	0	0	0	0	0	0	0.17	1
11-5	0	0	0	0	0	0.356	0.193	0	1	0	0	0
11-8	0	0	0	0	0	0	0.373	0	0	0	0.33	0
12-3	0	0	0	0	0	0	0.217	1	0	0	0.376	0
12-4	0	0.594	0	0	1	0.089	0	0	0	0	0	0
12-8	0	0	0	0	0	0.089	0.217	0	0	0	0	0

出行量分配率矩阵  $P$  (单路径型)

表 7-2

路段节点号	O-D 点对											
	A-B	A-C	A-D	B-A	B-C	B-D	C-A	C-B	C-D	D-A	D-B	D-C
1	1-9	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	1-10	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
3	2-3	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0
4	2-9	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
5	3-2	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
6	3-7	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
7	3-12	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
8	4-11	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0
9	4-12	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
10	5-6	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0
11	5-11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1
12	6-5	0	0	1	0	0	1	0	0	0	0	0
13	6-8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14	6-10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15	7-3	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0
16	7-8	0	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0
17	7-9	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1	0
18	7-10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
19	8-6	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
20	8-7	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1	0
21	8-11	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
22	8-12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
23	9-1	0	0	0	1	0	0	1	0	0	0	0
24	9-2	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0
25	9-7	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
26	10-1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0
27	10-6	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
28	10-7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
29	11-4	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1
30	11-5	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
31	11-8	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1	6
32	12-3	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0
33	12-4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
34	12-8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

2. O-D 量推算模型的建立。

用路段交通量推算 O-D 出行量时,  $V(i, j)$  是观测得到的, 而  $T(r, s)$  是未知的。在线性方程组 (7-2) 或式 (7-3) 中, 如果出行量分配率矩阵  $P$  为非奇异方阵 (即  $|P| \neq 0$ ), 则由式 (7-3) 可很方便地求得 O-D 出行量  $T(r, s)$ 。

$$T = P^{-1} \cdot V \tag{7-4}$$

但是, 在通常情况下,  $P$  矩阵不是非奇异方阵, 直接从式 (7-4) 求得的 O-D 量, 不能满足非负性及唯一性, 不符合交通规划的要求。本文采用非线性规划中的序列无约束极小化技术 (SUMT) 求解。

在交通规划中, O-D 出行量  $T(r, s)$  为一组唯一确定的非负值, 把这  $n \times n$  个 ( $n$  为交通区个数) O-D 量分配在相应的交通网络上, 各路段  $(i, j)$  分配到的总交通量  $V(i, j)$



可由式(7-2)计算。它们是O-D量 $T(r, s)$ 的函数, 设实际观测的路段交通量为 $V'(i, j)$ , 由于交通量的随机波动性及观测误差, 实测的交通量 $V'(i, j)$ 与理论计算的交通量 $V(i, j)$ 不完全相同, 存在有一定的偏差, 设各路段的偏差为 $S(i, j)$ , 则

$$\begin{aligned} S(i, j) &= V(i, j) - V'(i, j) \\ &= \sum_{r, s} P(r, s, i, j) \cdot T(r, s) - V'(i, j) \end{aligned} \quad (7-5)$$

$$\forall [i, j], [i, j] \in M, (r, s) \in N$$

为使推算的O-D量与实际交通状况符合程度最佳, 应保证理论分配交通量与实测交通量之间偏差最小。那么, 原问题就转化为如下形式的数学规划问题。

目标函数

$$\text{Min } S^2 = \sum_{i, j} \left[ \sum_{r, s} P(r, s, i, j) \cdot T(r, s) - V'(i, j) \right]^2 \quad (7-6)$$

约束条件

$$\begin{aligned} T(r, s) &\geq 0 \\ \forall (r, s) \quad (r, s) \in N, [i, j] \in M \end{aligned} \quad (7-7)$$

这是一个带约束的非线性数学规划问题, 可以用制约函数法将其转化为无约束非线性规划问题求解。

### 3. O-D量推算模型的求解

设一惩罚函数

$$F[T(r, s), R(k)] = \sum_{i, j} [S(i, j)]^2 + R(k) \sum_{r, s} [\min(0, T(r, s))]^2 \quad (7-8)$$

式中:  $R(k)$  —— 惩罚因子, 迭代时, 取  $R(1) < R(2) < R(3) \dots$ 。

惩罚函数的第一项为原数学规划问题的目标函数, 第二项为惩罚项。

在目标函数中引进惩罚项的目的, 在于通过对惩罚因子 $R(k)$ 的不断迭代, 使出行量 $T(r, s)$ 能满足非负约束条件[式(7-7)]。

引进惩罚项后, 原问题转化成如下形式的无约束非线性规划问题。

$$\text{Min } F[T(r, s), R(k)] = \sum_{i, j} [S(i, j)]^2 + R(k) \sum_{r, s} [\min(0, T(r, s))]^2 \quad (7-9)$$

用制约函数外点法<sup>[6]</sup>求解该问题时, 需进行迭代计算, 其迭代步骤如下。

(1) 取惩罚因子 $R(1) > 0$ , 例如取 $R(1) = 10$ , 并令 $k_1 = 1$ 。确定出行量 $T(r, s)$ 的计算精度 $\epsilon (\epsilon > 0)$ 。

(2) 求无约束极值问题[式(7-9)]的最优解。

$$\text{Min } F[T(r, s), R(k)] = F[T_{k_1}(r, s), R(k)]$$

式中:  $T_{k_1}(r, s)$  —— 第 $k_1$ 次迭代的出行量 $T(r, s)$ 。

(3) 若对某一O-D量 $T_{k_1}(r, s)$ , 有

$$T_{k_1}(r, s) < -\epsilon$$

则取 $R(k+1) > R(k)$ , 如取 $R(k+1) = 10 \cdot R(k)$ , 并令 $k_2 = k+1$ , 返回步骤(2)。否则, 停止迭代, 得最优解

$$T(r, s) = T_{k_2}(r, s)$$

下面详细讨论步骤(2), 即无约束极值问题[式(7-9)]的求解方法。

对式(7-9)作如下变换

$$\min F[T(r, s), R(k)] = \sum_{i, j} [S(i, j)]^2 + R(k) \sum_{u, v} G(u, v) \cdot [T(u, v)]^2 \quad (7-10)$$

式中:  $G(u, v)$  ——与  $O-D$  量  $T(r, s)$  在迭代过程中的正负号有关的符号函数, 取值为:

$$G(u, v) = \begin{cases} 0 & \text{当 } (T(u, v) > 0 \text{ 时} \\ 1 & \text{当 } (T(u, v) \leq 0 \text{ 时} \end{cases} \quad (7-11)$$

分析式(7-10)、式(7-9)可知, 两式是完全等价的。

根据多元函数的极值条件, 令

$$\begin{aligned} \partial F / \partial T(r, s) &= 0 \\ \forall (r, s) \end{aligned} \quad (7-12)$$

将式(7-10)代入式(7-12), 可得

$$\partial F / \partial T(r, s) = 2 \sum_{i, j} S(i, j) \cdot \partial S(i, j) / \partial T(r, s) + 2R(k) \cdot G(r, s) \cdot T(r, s) = 0 \quad (7-13)$$

$$\forall (r, s)$$

将式(7-5)代入, 化简后得:

$$\sum_{u, v} A(u, v, r, s) \cdot T(u, v) + R(k) \cdot G(r, s) \cdot T(r, s) = B(r, s) \quad (7-14)$$

$$\forall (r, s), (r, s) \in N, (u, v) \in N$$

$$A(u, v, r, s) = \sum_{i, j} P(r, s, i, j) \cdot P(u, v, i, j) \quad (7-15)$$

$$[i, j] \in M$$

$$B(r, s) = \sum_{i, j} P(r, s, i, j) \cdot V'(i, j) \quad (7-16)$$

$$[i, j] \in M$$

式(7-14), 式(7-15)和式(7-16)为一组关于  $O-D$  量  $T(r, s)$  的线性方程组, 也就是说,  $O-D$  出行量  $T(r, s)$  的推算问题, 最终被归结为求解一组线性方程组, 相当简单。

#### 4. 推算模型的进一步讨论

上面讨论的推算方法, 是就用全部路段交通量推算  $O-D$  出行量而言的, 但它同样适用于由部分路段交通量推算  $O-D$  出行量, 或部分路段交通量及部分  $O-D$  出行量推算全部  $O-D$  出行量的情况。

对于用部分路段交通量推算  $O-D$  出行量的情况, 只要在用式(7-15)式(7-16)计算  $A(u, v, r, s)$ ,  $B(r, s)$  时, 令  $[i, j] \in M'$  即可,  $M'$  为所采用的路段交通量样本路段集, 在选择样本路段时, 应保证  $P$  矩阵中不出现元素全为零的列。

对于用部分  $O-D$  出行量及部分路段交通量推算全部  $O-D$  出行量的情况, 式(7-15)、式(7-16)也应作同样的处理, 设  $N_1$  为要求推算的  $O-D$  出行量集,  $N_2$  为已知的  $O-D$  出行量集, 则式(7-14)应修正为:

$$\begin{aligned} \sum_{u_1, v_1} A(u_1, v_1, r_1, s_1) \cdot T(u_1, v_1) + R(k) \cdot G(r_1, s_1) \cdot T(r_1, s_1) \\ = B(r_1, s_1) - \sum_{u_2, v_2} A(u_2, v_2, r_2, s_2) \cdot T(u_2, v_2) \end{aligned} \quad (7-17)$$

$$\forall (r_1, s_1), (u_1, v_1) \in N_1, (r_1, s_1) \in N_1$$

$$(u_2, v_2) \in N_2, (r_2, s_2) \in N_2$$

$$A(u_1, v_1, r_1, s_1) = \sum_{i, j} P(r_1, s_1, i, j) \cdot P(u_1, v_1, i, j) \quad (7-18)$$

$$[i, j] \in M'$$

$$B(r_1, s_1) = \sum_{i, j} P(r_1, s_1, i, j) \cdot V'(i, j) \quad (7-19)$$

$$[i, j] \in M'$$

用式 (7-17)、式 (7-18) 和式 (7-19) 可计算出全部未知的  $O-D$  出行量。

### § 7-3 $O-D$ 量推算通用模型的系统辨识检验

下面以某一区域的交通网络为例, 说明  $O-D$  量推算通用模型的使用及其精度。图 7-2 所示为某区域的交通分区与交通网络, 该区域分  $A$ 、 $B$ 、 $C$ 、 $D$  四个交通区, 其作用点分别为①, ②, ④, ⑤, 不考虑区内出行, 该区域共有 12 个  $O-D$  出行量。该交通网络由 17 个双向路段组成, 单向路段为 34 个, 其路段行驶时间如图 7-1 所示。

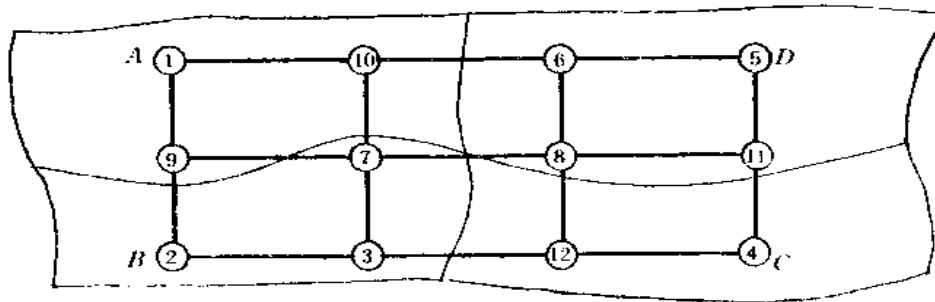


图 7-2 交通分区与交通网络

首先采用系统辨识方法检验该模型本身可能存在的系统误差。

为了便于检验, 我们假设该区域的  $O-D$  出行量矩阵如表 7-3 所示。采用第四章所述的多路径型交通分配方法, 将该  $O-D$  矩阵分配在交通网络上, 得表 7-4 所示路段分配交通量, 与该网络及  $O-D$  点对相对应的出行量分配率矩阵  $P$  (全样本) 如表 7-1 所示。

假设的  $O-D$  矩阵 表 7-3

O点 \ D点	假设的 $O-D$ 矩阵				$\Sigma$
	A	B	C	D	
A	—	1 000	500	1 200	2 700
B	1 000	—	1 400	600	3 000
C	500	1 400	—	1 000	2 900
D	1 200	600	1 000	—	2 800
$\Sigma$	2 700	3 000	2 900	2 800	11 400

我们把本章所研制的  $O-D$  量推算方法看作是一个系统, 把表 7-4 所示的分配路段交通量作为本系统的输入, 即把表 7-4 所

示的交通量当作实测交通量, 根据该交通量用前节推算方法推算  $O-D$  量, 其推算的  $O-D$  量为本系统的输出。如果本系统的输出 ( $O-D$  量) 与原假设的  $O-D$  量 (表 7-3) 一致, 则该系统是可靠的、合理的。

根据表 7-4 所示交通量推算的  $O-D$  量如表 7-5 的第一行所示, 与原假设  $O-D$  量完

全一致, 说明该推算方法是可靠的、合理的。

分配的路段交通量  $V^*$

表 7-4

路段号	1-9	1-10	2-3	2-9	3-2	3-7	3-12	4-11	4-12
分配交通量	1336	1519	1796	1343	1829	260	1720	1336	1719
路段号	5-6	5-11	6-5	6-8	6-10	7-3	7-8	7-9	7-10
分配交通量	1596	1342	1629	260	1520	278	446	321	206
路段号	8-6	8-7	8-11	8-12	9-1	9-2	9-7	10-1	10-6
分配交通量	378	446	321	206	1305	1310	384	1550	1534
路段号	10-7	11-4	11-5	11-8	12-3	12-4	12-8		
分配交通量	162	1305	1310	384	1734	1750	162		

路段交通量观测误差对推算 O-D 量的影响

表 7-5

$V^* \pm E$		O-D 出行量 $T$											
		A-B	A-C	A-D	B-A	B-C	B-D	C-A	C-B	C-D	D-A	D-B	D-C
$V^* \pm 0\%$	$T^*$	1000	500	1200	1000	1400	600	500	1400	1000	1200	600	1000
	$\Delta T$	0											
$V^* \pm 1\%$	$T$	1010	505	1212	1010	1414	605	505	1414	1010	1212	606	1010
	$\Delta T^*$	1%											
$V^* - 1\%$	$T$	990	495	1188	990	1386	594	495	1386	990	1188	594	990
	$\Delta T$	-1%											
$V^* + 2\%$	$T$	1020	510	1224	1020	1428	612	510	1428	1020	1224	612	1020
	$\Delta T$	2%											
$V^* - 2\%$	$T$	980	490	1176	980	1372	588	490	1372	980	1176	588	980
	$\Delta T$	-2%											
$V^* + 5\%$	$T$	1050	525	1260	1050	1470	630	525	1470	1050	1260	630	1050
	$\Delta T$	5%											
$V^* - 5\%$	$T$	950	475	1140	950	1330	570	475	1330	950	1140	570	950
	$\Delta T$	-5%											
$V^* + 10\%$	$T$	1100	550	1320	1100	1540	660	550	1540	1100	1320	660	1100
	$\Delta T$	10%											
$V^* - 10\%$	$T$	900	450	1080	900	1260	540	450	1260	900	1080	540	900
	$\Delta T$	-10%											
$V^* + 20\%$	$T$	1200	600	1440	1200	1680	720	600	1680	1200	1440	720	1200
	$\Delta T$	20%											
$V^* - 20\%$	$T$	800	400	960	800	1120	480	400	1120	800	960	480	800
	$\Delta T$	-20%											
$V^* + 50\%$	$T$	1500	750	1800	1500	2100	900	750	2100	1500	1800	900	1500
	$\Delta T$	50%											
$V^* - 50\%$	$T$	500	250	600	500	700	300	250	700	500	600	300	500
	$\Delta T$	-50%											

\*  $\Delta T = (T - T^*) / T^*$

路段交通量样本数对O-D量推算值的影响

表 7-6

O-D出行量		A-B	A-C	A-D	B-A	B-C	B-D	C-A	C-B	C-D	D-A	D-B	D-C
$m' = m = 34$	$T^0$	1 000	500	1 200	1 000	1 400	600	500	1 400	1 000	1 200	600	1 000
$m' = 30$	$T$	1 000	500	1 200	1 000	1 400	600	500	1 400	1 000	1 200	600	1 000
	$\Delta T$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$m' = 26$	$T$	1 000	500	1 200	1 000	1 400	600	500	1 400	1 000	1 200	600	1 000
	$\Delta T$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$m' = 22$	$T$	1 000	500	1 200	1 000	1 400	600	500	1 400	1 000	1 200	600	1 000
	$\Delta T$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$m' = 18$	$T$	1 000	500	1 200	1 000	1 400	600	500	1 400	1 000	1 200	600	1 000
	$\Delta T$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$m' = 16$	$T$	1 000	500	1 200	1 000	1 400	600	500	1 400	1 000	1 200	600	1 000
	$\Delta T$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$m' = 14$	$T$	1 000	500	1 200	1 000	1 400	600	500	1 400	1 000	1 200	600	1 000
	$\Delta T$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$m' = 12$	$T$	1 000	500	1 200	1 000	1 400	600	500	1 400	1 000	1 200	600	1 000
	$\Delta T$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$m' = 11$	$T$	1 000	500	970	206	1 280	1 952	1 887	797	95	376	600	1 000
	$\Delta T$	0	0	19%	79%	9%	225%	277%	43%	91%	68%	0	0
$m' = 10$	$T$	0	1 951	315	122	406	2 094	2 034	389	0	110	2 621	66
	$\Delta T$	100%	290%	73%	88%	71%	249%	307%	72%	100%	90%	337%	93%
$m' = 9$	$T$	26	2 316	157	122	190	2 091	2 034	836	0	342	0	365
	$\Delta T$	97%	363%	87%	88%	86%	249%	307%	40%	100%	71%	100%	63%

$m'$ -路段交通量样本个数;  $m$ -路段总个数;  $\Delta T = (T - T^0) / T^0$ 。

由于交通量的被动性及观测误差, 实测交通量与“实际”交通量不完全一致, 假设由此产生的随机误差为  $E$ 。模拟此误差特性, 即在  $V^0$  中加上随机误差  $E$ , 根据  $V^0 \pm E$  推算的 O-D 出行量如表 7-5 所示。由表可见, 如果作为该系统输入的实测路段交通量无误差, 则该系统的输出——根据全部路段交通量推算的 O-D 量也无误差, 如果输入的交通量有误差, 则输出的推算 O-D 量也有误差, 其输出误差与输入误差相等。由表 7-5 可知, 本推算模型本身不产生任何系统误差, 本模型具有误差的传递性, 但无误差扩散性。

表 7-5 的 O-D 出行量是根据全部路段交通量 (本例中为 34 个路段) 样本推算的, 当采用部分交通量样本时, 其 O-D 量的推算结果如表 7-6 所示。被采用的路段交通量样本顺序如表 7-7 所示。即, 如果采用  $k$  个路段交通量样本进行推算 ( $m' = k$ ), 则被采用的样本路段为表 7-7 中的前  $k$  个路段。

由表 7-6 可以看出, 当路段交通量样本数  $m' \geq 12$  时, 用部分路段交通量推算的 O-D 出行量与用全部路段交通量推算的 O-D 出行量完全相同, 不产生任何误差。但当样本数  $m' < 12$  时, 所推算的 O-D 出行量的误差迅速增大。这可以从表 7-1 所示的  $P$  矩阵中得到解释: 当  $m' \geq 12$  时,  $P$  矩阵中每列都至少具有两个非零元素, 出行量所受约束较大, 取值稳定, 当  $m' < 12$  时,  $P$  矩阵中某些列只有一个非零元素, 出行量所受的约束小, 取值不稳定,

容易产生较大的误差。

被采用的样本路段顺序

表 7-7

样本序号 路段号	1 1-9	2 9-1	3 1-10	4 10-1	5 4-12	6 12-4	7 4-11	8 11-4	9 2-9	10 9-2
样本序号 路段号	11 5-11	12 11-5	13 2-3	14 3-2	15 6-5	16 5-6	17 7-8	18 8-7	19 3-12	20 12-3
样本序号 路段号	21 10-6	22 6-10	23 9-7	24 7-9	25 8-11	26 11-8	27 10-7	28 7-10	29 8-12	30 12-8

由以上的分析可知，当采用的路段交通量样本数  $m'$  大于  $O-D$  出行量个数时，该推算模型本身不产生任何系统误差。原则上说，只要保证与样本路段对应的  $P$  矩阵（由全样本  $P$  矩阵中与样本路段对应的行所组成）中，不出现零列，不管采用的交通量样本数为多少，都能推算出完整的  $O-D$  矩阵，但为了使推算的  $O-D$  量具有足够的精度，应采用尽可能多的路段交通量样本，最好能满足  $m' > n$ ， $n$  为被推算的  $O-D$  量个数。

值得注意的是，所需的最少路段交通量样本数与网络结构及  $O-D$  量分布情况有关，对同一路段交通量样本数来说，不同的样本路段分布，推算的  $O-D$  量精度是不一样的。在确定样本路段时，应取全样本  $P$  矩阵（表 7-1）中非零元素最多的行所对应的路段为样本路段，然后进行路段交通量观测。因为  $P$  矩阵中非零元素越多，则对  $O-D$  量的约束越大， $O-D$  量取值越稳定，推算精度越高。

#### § 7-4 通用推算模型的改进——一区多中心模型

为了能使式 (7-14) 有唯一解并满足推算精度，在选取路段交通量样本时应保证  $P$  矩阵中不出现零列，并要求采用的路段交通量样本数大于或等于所要求推算的  $O-D$  出行量个数。但由于受到计算机容量的限制及大样本路段交通量数据采集有困难，直接用式 (7-14) 只能解决中小区域或中小城市的  $O-D$  出行量推算问题。例如，对于有 30 个交通区的区域，其  $O-D$  出行量个数就有  $30 \times 30 = 900$  个，若直接用式 (7-14) 推算，则要求观测 900 个以上不同路段的交通量，推算过程中需建立的  $P$  矩阵元素  $\geq 900 \times 900$ ，普通的 AT、XT 型微机的计算内存空间容不下如此庞大的矩阵，并且，采集 900 个以上不同路段的交通量也有较大困难。

为了减少要求推算的  $O-D$  量个数，通常的做法是将若干个小区合并成一个中区，或把若干个中区合并成一个大区，并假设中区（或大区）的  $O-D$  量作用于相应中区（或大区）的重心，这就是传统的一区一中心模式。此举虽然能大大减少所需的计算机内存单元及所需的路段交通量样本，但必将造成交通分配的较大误差（即  $P$  矩阵出现较大误差），因而严重影响  $O-D$  量的推算精度。例如，在图 7-2 所示的交通网络中，若将四个交通小区合并成二个交通中区， $A$ 、 $B$  两个小区合并成中区 I， $C$ 、 $D$  两个小区合并成中区 II，I 区的重心在交通节点 7，II 区的重心在交通节点 8。在分配 I、II 区之间的出行量（建立  $P$  矩阵）时，只有路段 [7, 8]，[8, 7] 为有效路段，即只有路段 [7, 8]、[8, 7] 分配到交通量，其他路段上的交通量均为零。显然，这与实际的交通状况有很大的出入，按建立在此基础上的  $P$  矩阵推算的  $O-D$  量，其精度是不能保证的。并且，我们希望最终能获得小区  $O-D$  量，作为规划之依据，传统的

一区一中心模式无法实现这一愿望。

为了既不影响  $O-D$  量的推算精度，又能减少推算所需的计算机内存单元及路段交通量样本，并能最终获得小区  $O-D$  量，笔者提出了一区多中心模型。

所谓一区多中心模型就是假设各大区或中区区的出行量(发生量或吸引量)分别作用于多个中心(中区或小区的重心)上，各中心所承担的比例取决于构成中区的小区(或构成大区的中区)的性质与规模，并满足出行量平衡条件。如图 7-2 中，中区 I 的出行量分别作用于  $A$ 、 $B$  两小区的重心(交通节点 1, 2)，中区 II 的出行量分别作用于  $C$ 、 $D$  两小区的重心(交通节点 4, 5)。

在一区多中心推算模型中，按合并后的中区(或大区)  $O-D$  量个数确定路段交通量样本数，然后按小区(或中区)进行交通分配(建立  $P$  矩阵)，此  $P$  矩阵与实际情况比较一致，然后按中区与小区(或大区与中区)的  $O-D$  量互算关系修改  $P$  矩阵，并按修正后的  $P$  矩阵推算中区(或大区)的  $O-D$  量，最后，根据中区与小区(或大区与中区)的  $O-D$  量互算关

小区与中区 O-D 量平衡关系表

表 7-8

D \ O	I		$\sum_{i \in I} E(i)G(j)$	II		$\sum_{i \in II} E(i) \cdot G(j)$	
	A	B		C	D		
I	A	$E(A)G(A)$	$E(A)G(B)$	$E(A)$	$E(A)G(C)$	$E(A)G(D)$	$E(A)$
	B	$E(B)G(A)$	$E(B)G(B)$	$E(B)$	$E(B)G(C)$	$E(B)G(D)$	$E(B)$
$\sum_{i \in I} E(i)G(j)$	$G(A)$	$G(B)$	1	$G(C)$	$G(D)$	1	
II	C	$E(C)G(A)$	$E(C)G(B)$	$E(C)$	$E(C)G(C)$	$E(C)G(D)$	$E(C)$
	D	$E(D)G(A)$	$E(D)G(B)$	$E(D)$	$E(D)G(C)$	$E(D)G(D)$	$E(D)$
$\sum_{i \in II} E(i)G(j)$	$G(A)$	$G(B)$	1	$G(C)$	$G(D)$	1	

$$T(i, j) = \frac{g(i) \cdot a(j) / d^c(i, j)}{\sum_{k_1 \in I} \sum_{k_2 \in J} g(k_1) \cdot a(k_2) / d^c(k_1, k_2)} \cdot T^0(I, J) \quad (7-23)$$

式中： $T(i, j)$ ——小区（或中区）O-D 量；

$T^0(I, J)$ ——中区（或大区）O-D 量；

$g(i)$ —— $i$  小区发生量；

$a(j)$ —— $j$  小区吸引量；

$d(i, j)$ —— $i$  小区（或中区）至  $j$  小区（或中区）的阻抗（可采用出行时间或出行距离）；

$c$ ——参数，与出行方式有关。

在式（7-23）中，分子分母同除  $g(I)$ 、 $a(J)$ ，并将式（7-2）代入得：

$$T(i, j) = \frac{E(i) \cdot G(j) / d^c(i, j)}{\sum_{k_1 \in I} \sum_{k_2 \in J} E(k_1) \cdot G(k_2) / d^c(k_1, k_2)} \cdot T^0(I, J) \quad (7-24)$$

式（7-24）同时考虑了交通区之间的吸引、发生强度及交通阻抗，并仍满足交通区之间的出行量平衡条件，比较符合于实际情况，适用于各种出行方式的大、中、小区 O-D 量换算。

模型中的参数  $c$ ，与出行方式有关，表 7-9 至表 7-12 为利用南京市 O-D 调查资料对上述模型进行相关性检验（详见 § 7-5 节）时，参数  $c$  与相关系数的关系，表中的相关系数为 O-D 量推算值  $Y$  与 O-D 量实测值  $X$  一致相关（ $Y = X$ ）的相关系数。

由表 7-9 至表 7-12 可见，模型中的参数  $c$  与出行方式有关，如机动车具有长距离出行的特点，对阻抗不太敏感，故参数  $c$  接近于 0，而由于人的体力所限，居民步行出行只能在较短的距离内进行，对出行阻抗较敏感，参数  $c$  较大。表 7-13 为各种交通方式的参数  $c$  建议值。

公交出行：推算 O-D 量与实测 O-D 量一致性检验表

表 7-9

$c$	2	1	0.5	0.2	0.1*	0.08	0.05	0
相关系数 $R_0$	0.688	0.910	0.955	0.963	0.964	0.963	0.963	0.963

自行车出行：推算 O-D 量与实测 O-D 量一致性检验表

表 7-10

$c$	2	0.5	0.2	1*	0.8	0.5	0.1	0
相关系数 $R_0$	0.833	0.914	0.924	0.927	0.926	0.916	0.882	0.870



步行出行：推算 O-D 量与实测 O-D 量一致性检验表

表 7-11

$c$	3	2.5	2.0*	1.5	1.0	0.8	0.5	0
相关系数 $R_0$	0.892	0.892	0.893	0.888	0.872	0.862	0.816	0.789

机动车出行：推算 O-D 量与实测 O-D 量一致性检验表

表 7-12

$c$	2	1	0.5	0.1	0.05	0.01	0.005	0*
相关系数 $R_0$	—	0.550	0.621	0.674	0.677	0.680	0.680	0.680

各种交通方式的参数  $c$  建议值

表 7-13

交通方式	公交出行	自行车出行	步行出行	机动车出行
参数 $c$	0.1	1.0	2.0	0

## 2. 一区多中心推算步骤

采用一区多中心模型推算 O-D 量时，采取以下步骤（以小区合并成中区为例说明之）。

1) 根据组成中区的各小区性质与规模，确定小区发生量、吸引量占所属中区总发生量、总吸引量的比例  $E(i)$ ， $G(j)$ 。

比例系数  $E(i)$ ， $G(j)$  的确定，类似于出行产生预测。目前最常用的出行产生预测方法是回归分析模型<sup>[8][9]</sup>，即

$$Y = K_0 + K_1X_1 + K_2X_2 + \dots \quad (7-25)$$

式中： $Y$ ——预测出行量（发生量或吸引量）；

$X_1$ 、 $X_2$ ……—回归变量，即影响出行量的因素，视预测的出行量性质而定；

$K_0$ 、 $K_1$ 、 $K_2$ ……—回归常数。

用本预测模型预测未来的出行量时，在近期比较可靠，远期有较大的误差。在一区多中心模型中，可以用它来确定比例系数  $E(i)$ ， $G(j)$ ，因为这里所分析的是中区、小区出行量，在同一时间点上，用回归分析模型确定  $E(i)$ ， $G(j)$  是足够精确的。

$$E(i) = Y(i \text{ 小区发生量}) / Y(I \text{ 中区发生量})$$

$$G(j) = Y(j \text{ 小区吸引量}) / Y(J \text{ 中区吸引量})$$

$$\sum_{i \in I} E(i) = 1$$

$$\sum_{j \in J} G(j) = 1$$

式中，出行量  $Y$  由式 (7-25) 预测。

确定  $E(i)$ ， $G(j)$  所需的是中、小区出行量的相对大小，出行量绝对值无足轻重，故式 (7-25) 可以简化，只需考虑主要影响因素。例如，在用路段自行车交通量推算自行车 O-D 量时，因为每一交通区的自行车发生量与自行车拥有量成正比，而自行车拥有量与人口数成正比，因此，可近似取

$$E(i) = i \text{ 小区人口数} / I \text{ 中区人口数}$$

### 2) 选择小区 O-D 量与中区 O-D 量换算关系模型

在前述式 (7-20)、式 (7-24) 两换算模型中，式 (7-24) 考虑了交通区之间的出行阻抗和吸引强度，比较符合实际情况，建议采用，参数  $c$  根据出行方式按表 7-13 确定。

3) 按小区进行交通分配, 建立小区  $O-D$  量分配率矩阵  $P$ 。

小区  $O-D$  量分配率矩阵  $P$  按第四章交通分配方法确定, 按小区进行交通分配的目的在于提高分配精度, 从而提高  $O-D$  量推算精度。

小区  $O-D$  量分配率矩阵  $P$  的阶数为  $n^2 \times m_1$ ,  $n^2$  为要求推算的小区  $O-D$  量个数,  $m_1$  为路段交通量样本数。

4) 简化  $P$  矩阵

根据小区  $O-D$  量与中区  $O-D$  量换算关系模型, 将小区分配率矩阵  $P$  中同一中区的各列元素乘上换算模型中  $T^0(I, J)$  前的系数后合并, 构成中区  $O-D$  量分配率矩阵  $P'$ 。  $P'$  矩阵的阶数为  $n_1^2 \times m_1$ ,  $n_1^2$  为要求推算的中区  $O-D$  量个数。

简化  $P$  矩阵的目的在于通过减少  $P$  矩阵的阶数, 来减少推算  $O-D$  量所需的计算机内存空间及所需的路段交通量样本数。

5) 根据  $O-D$  量推算模型〔式(7-14)〕推算中区  $O-D$  量  $T^0(I, J)$

推算中区  $O-D$  量  $T^0(I, J)$  所需的路段交通量样本数大于或等于中区  $O-D$  量个数即可。

6) 根据小区  $O-D$  量与中区  $O-D$  量换算关系模型, 把中区  $O-D$  量  $T^0(I, J)$  换算成小区  $O-D$  量  $T(i, j)$ 。

采用上述一区多中心推算方法, 其推算所需的计算机内存空间及路段交通量样本数可以大大减少。减少的程度取决于合并后中区所属的小区个数 (或大区所属的中区个数)。中区所含小区越多, 则减少程度越大, 但一中区包含小区太多对推算精度不利, 一般认为一中区含三个小区 (或一大区含三个中区) 比较适宜。

与一区一中心模型相比, 一区多中心模型能减少推算所需的计算机内存空间 98% 左右 (按一中区含三个小区计), 减少所需路段交通量样本数 90% 左右。可见, 采用一区多中心模型推算  $O-D$  量是相当有效的。

### 3. 一区多中心推算示例

下面以图 7-2 所示的交通区域为例说明一区多中心推算方法。该交通区有 4 个交通小区, 组成 2 个交通中区。用一区多中心技术推算时, 只需 4 个路段交通量样本。

假设样本路段〔1, 9〕、〔10, 6〕、〔4, 11〕、〔12, 3〕的公交乘客通过量是观测得到的, 分别为 13 360, 16 340、13 360、16 340 人次/日。  $A$ 、 $B$ 、 $C$ 、 $D$  四个交通小区的人口数分别为: 27, 000、30, 000、29, 000、28, 000 人, 各交通区之间的阻抗(行程时间)如表 7-14 所示。

交通区之间的阻抗 (行程时间, 分) 表 7-14

O区 \ D区	D区			
	A	B	C	D
A	5	12	24	16
B	12	5	16	24
C	24	16	5	12
D	16	24	12	5

下面用上节一区多中心推算方法, 推算各交通区之间的公交乘客  $O-D$  量。

近似取各小区公交乘客发生量、吸引量与该小区的人口数成正比, 则

$$E(A) = G(A) = 2700 / 5700 = 0.474$$

$$E(B) = G(B) = 3000 / 5700 = 0.526$$

$$E(C) = G(C) = 2900 / 5700 = 0.509$$

$$E(D) = G(D) = 2800 / 5700 = 0.491$$

推算时, 先按小区进行交通分配, 即建立小区  $P$  矩阵, 本例四个样本路段的  $P$  矩阵如表 7-15 所示。

小区 P 矩阵

表 7-15

路段 \ 出行量	A-B	A-C	A-D	B-A	B-C	B-D	C-A	C-B	C-D	D-A	D-B	D-C
1-9	1	0.566	0	0	0	0	0	0	0	0	0.089	0
4-11	0	0	0	0	0	0.089	0.566	0	1	0	0	0
10-6	0	0.217	1	0	0	0.376	0	0	0	0	0	0
12-3	0	0	0	0	0	0	0.217	1	0	0	0.376	0

表 7-16、表 7-17 分别为根据小区、中区 O-D 量换算模型〔式(7-20)、式(7-24)〕简化的中区 P 矩阵。

中区 P 矩阵〔式(7-20)〕 表 7-16

路段 \ 出行量	I-I	I-II	II-I	II-II
1-9	0.2493	0.1365	0.0229	0
4-11	0	0.0229	0.1365	0.2493
10-6	0	0.3822	0	0
12-3	0	0	0.4172	0

中区 P 矩阵〔式(7-24)〕 表 7-17

路段 \ 出行量	I-I	I-II	II-I	II-II
1-9	0.2334	0.1337	0.0224	0
4-11	0	0.0224	0.1337	0.2390
10-6	0	0.3839	0	0
12-3	0	0	0.4196	0

表 7-18 为根据表 7-16、表 7-17 两个中区 P 矩阵推算的中区 O-D 量。

推算的中区 O-D 量

表 7-18

采用模型 \ O-D 量	I-I	I-II	II-I	II-II
式(7-20)	53 585	65 381	11 908	14 840
式(7-24)	5 6043	68 373	11 291	14 162

表 7-19、表 7-20 分别为按小区、中区 O-D 量换算模型〔式(7-20)、式(7-24)〕根据中区 O-D 量推算的小区 O-D 量。

小区 O-D 矩阵〔模型:式(7-20)〕 表 7-19

O \ D	A	B	C	D	Σ
A	12 039	13 360	15 774	15 216	56 389
B	13 360	14 826	17 505	16 886	62 577
C	2 873	3 188	3 845	3 709	13 615
D	2 771	3 075	3 709	3 578	13 133
Σ	31 043	34 449	40 833	39 389	145 714

小区 O-D 矩阵〔模型:式(7-24)〕 表 7-20

O \ D	A	B	C	D	Σ
A	13 141	13 360	16 161	16 235	58 897
B	13 360	16 182	18 677	17 300	65 519
C	2 669	3 084	3 830	3 384	12 967
D	2 681	2 857	3 384	3 563	12 485
Σ	31 851	35 483	42 052	40 482	149 868

### § 7-5 一区多中心模型的实际检验

由上节一区多中心推算方法可知，一区多中心推算模型的关键在于假设一个中区或大区的出行量作用于几个中心上（小区或中区重心上），并建立小区与中区（或中区与大区）O-D 量之间的换算关系，其目的在于减少 P 矩阵的阶数及所需路段交通量样数。P 矩阵建立后，O-D 量的推算仍采用式(7-14)所示模型，该模型已在 § 7-3 中检验，这里只检验小区与中区（或中区与大区）O-D 量换算关系模型。

### 1. 检验方法

检验采用了南京市总体规划中所进行的各交通方式  $O-D$  调查资料。南京市  $O-D$  调查区城市内分 94 个小区，34 个中区，14 个大区。为了便于分析，笔者采用中区~大区调查  $O-D$  量进行检验。中区与大区的分布如图 7-3 所示。

根据实际调查的各交通方式小区  $O-D$  量资料，可以很方便地合并成各方式的中区  $O-D$  量及大区  $O-D$  量。根据各交通方式的实测大区  $O-D$  量，采用上节两个中区~大区  $O-C$  量换算模型〔式 (7-20)、式 (7-24)〕可推算得各交通方式的中区  $O-D$  量。各交通方式推算的中区  $O-D$  量与实测的中区  $O-D$  量符合程度的好坏，反映上述两个换算模型与实际情况符合程度的优劣。

推算值与实测值符合程度的优劣，通常采用两种指标来衡量。一是平均相对误差，二是实测值  $X$  与推算值  $Y$  一致相关 ( $Y = X$ ) 的相关系数。交通现象是一种统计现象，带有很大的随机性，且在  $O-D$  表中，最大  $O-D$  量与最小  $O-D$  量可以相差几个数量级 (详见表 7-23)，采用平均相对误差来衡量其符合程度不甚合理。如表 7-21 所示一推算示例，其平均相对误差为 128%，最大的高达 400%，从相对误差来看，推算值与实测值符合程度很差，但实际上推算值与实测值符合程度很好，其主要元素几乎没有误差，采用相关性一致性检验能避免上述不合理现象。

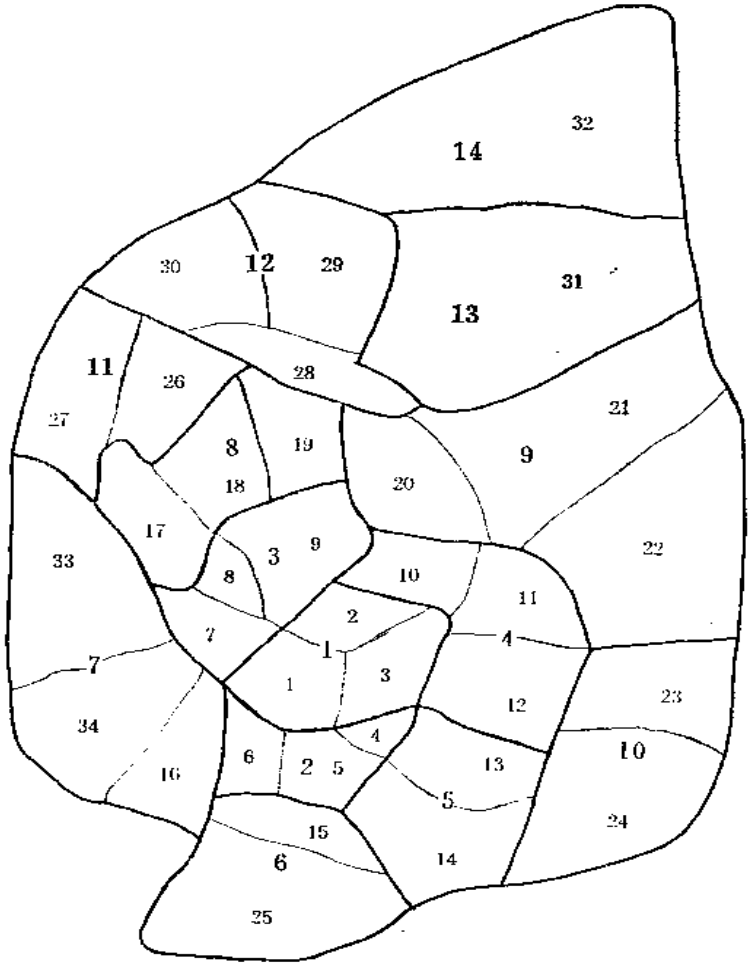


图 7-3 南京市市区交通大区与中区分布图

一个示例

表 7-21

实测 $O-D$ 表			推算 $O-D$ 表			相对误差表 (%)		
36 000	1 500	1	36 000	1 501	4	0	0	400
1 700	2 010	4	1 710	2 000	4	1	0	0
2	1	3 018	7	4	3 000	350	400	1

#### 1) 相关性检验

对于每一交通方式，推算的中区  $O-D$  量  $Y(i)$  ( $34 \times 34 = 1156$  个) 与实际的中区  $O-D$  量  $X(i)$  (1156 个) 两系列之间一一对应，如果对应元素全部相同，即  $Y(i) = X(i)$  ( $i = 1, 2, \dots, 1156$ )，则推算模型完全符合实际，但由于交通现象的随机性，要使得对应的 1156 组数

组全部相同是不可能的。相关性检验是指对推算  $O-D$  量  $Y(i)$  与实际  $O-D$  量  $X(i)$  进行一元线性回归,  $Y(i) = a + bX(i)$ , 根据回归的相关系数  $R$ 、回归参数  $a$ 、 $b$  来评价推算值与实际值的符合程度。如果推算  $O-D$  量与实际  $O-D$  量符合程度很好, 则应有  $R$ 、 $b$  接近于 1,  $a$  与平均  $O-D$  量之比接近于 0, 即  $Y(i) \approx X(i)$ , 相关系数  $R \approx 1$ 。

## 2) 一致性检验

相关性检验能找出推算  $O-D$  量与实际  $O-D$  量之间的相关关系及符合程度。如果回归直线中  $a = 0$ ,  $b = 1$ , 且相关系数  $R = 1$ , 则推算  $O-D$  量与实际  $O-D$  量严格一致。但如果  $a \neq 0$ ,  $b \neq 1$ , 用推算  $O-D$  量代替实际  $O-D$  量会带有多大的误差呢? 这就需要一致性检验。

在一致性检验中, 令  $a = 0$ ,  $b = 1$ , 即  $Y(i) = X(i)$ , 然后用相关分析法分析一致相关 ( $Y = X$ ) 的相关系数  $R_0$ 。

对于某一交通方式, 如果相关系数  $R_0$  小于某一临界值  $R_{0min}$ , 则说明在该交通方式中, 推算  $O-D$  量与实际  $O-D$  量之间不存在一致相关性, 推算模型对该交通方式来说完全无效。相关系数临界值  $R_{0min}$  [10] 如表 7-22 所示。

表 7-22 中的相关系数  $R_{0min}$  为必须满足的起码条件, 满足了该条件可以认为推算值与实际值之间具有一致性。相关系数  $R_0$  接近于 1, 则说明推算值与实际值之间的一致性程度高,  $R_0$  接近于  $R_{0min}$ , 说明两者之间的一致性程度不理想。若  $R_0 < R_{0min}$ , 则说明两者之间不存在一致性。

相关系数临界值表

表 7-22

数据个数	$R_{0min}$ / 置信度		数据个数	$R_{0min}$ / 置信度	
	95%	99%		95%	99%
3	0.997	1.000	17	0.482	0.606
4	0.950	0.990	18	0.468	0.590
5	0.878	0.959	19	0.456	0.575
6	0.811	0.917	20	0.444	0.561
7	0.754	0.874	21	0.433	0.547
8	0.707	0.834	22	0.423	0.537
9	0.666	0.798	23	0.413	0.526
10	0.623	0.765	24	0.404	0.515
11	0.602	0.735	25	0.396	0.505
12	0.576	0.708	26	0.388	0.496
13	0.553	0.684	27	0.381	0.487
14	0.532	0.661	28	0.374	0.478
15	0.514	0.641	29	0.367	0.470
16	0.497	0.623	30	0.361	0.463

## 2. 检验结果

在南京市居民出行调查资料中, 将公交出行、自行车出行、步行出行三种交通方式的小区  $O-D$  量合并成中区  $O-D$  量 ( $34 \times 34 = 1156$  个元素) 及大区  $O-D$  量 ( $14 \times 14 = 196$  个元素), 然后按前述换算模型将大区  $O-D$  量换算成中区  $O-D$  量 (1156 个元素)。如表 7-23 为实测公交中区  $O-D$  量, 表 7-24 为按式 (7-20) 换算关系推算的公交中区  $O-D$  量, 表 7-25 为按式 (7-24) 推算的公交中区  $O-D$  量。限于篇幅, 其他交通方式的推算、实测  $O-D$  量表没有列出。对三种交通方式的实测中区  $O-D$  量与推算的中区  $O-D$  量进行相关性及一致性检验, 得到以下结果。

表 7-23

南京市公交中区客流 O-D 矩阵 (观测值)

O \ D	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
1	1623	1049	1512	1316	2679	1094	1077	1538	3036	1699	657	2746	2033	585	1595	1671	1026	5414
2	997	233	945	776	1319	411	495	481	885	435	924	672	532	309	748	394	287	1452
3	1527	861	486	626	1462	1058	855	689	1947	791	763	1862	1462	342	824	631	601	1960
4	1231	684	622	386	367	251	361	377	1583	617	205	743	518	215	493	703	193	842
5	2579	1387	1452	394	601	812	282	560	1721	704	457	1908	1760	458	1106	1171	269	1234
6	974	321	1050	279	587	143	118	118	700	282	0	309	398	185	223	572	163	642
7	1403	555	881	392	367	144	255	276	629	345	266	425	459	105	334	255	89	649
8	1588	425	695	411	593	151	279	187	929	544	272	390	304	162	264	309	300	1234
9	2935	886	2001	1525	1748	580	633	1113	994	914	466	1066	475	527	1361	695	1041	2550
10	1518	531	757	778	604	285	314	539	950	295	540	622	573	404	434	169	559	1176
11	626	922	715	210	424	28	267	269	504	545	272	243	67	26	142	216	140	433
12	2842	746	1842	712	1809	343	423	388	953	561	213	501	1130	58	359	445	278	683
13	1973	532	1394	520	2123	290	485	303	355	635	64	972	490	210	621	692	108	340
14	676	310	332	80	387	258	106	160	587	342	26	56	186	27	578	280	221	522
15	1629	831	770	548	935	137	331	263	1392	587	114	399	789	423	248	623	253	1152
16	1864	393	599	710	935	693	284	346	671	240	186	376	719	258	597	170	144	1049
17	882	312	687	166	239	161	89	298	1109	398	169	300	81	219	223	144	324	583
18	4980	1305	1828	984	1409	703	675	1215	2121	1191	426	598	389	372	1173	1185	553	1803
19	1895	757	789	380	995	117	417	599	1187	256	150	760	208	303	559	315	175	1058
20	1512	231	854	0	288	216	0	122	824	0	0	71	0	161	0	145	0	178
21	1684	1567	1702	444	761	184	176	383	1366	1749	525	488	404	73	559	252	265	585
22	2307	618	707	372	1026	291	112	336	800	0	185	183	614	89	182	0	103	1926
23	3674	686	2200	438	824	183	730	432	761	322	435	1292	357	58	300	199	140	442
24	474	448	279	300	270	137	199	0	354	243	32	332	168	121	107	89	53	342
25	1947	514	1102	637	1447	748	569	371	959	676	53	392	607	598	815	848	245	646
26	1896	967	1220	604	628	168	450	756	1811	432	262	282	451	237	912	777	549	2187
27	2351	1527	1761	790	955	237	620	612	1171	630	341	486	514	111	899	552	604	2116
28	1407	745	938	296	952	476	385	588	1044	221	92	351	158	30	402	462	253	756
29	720	1016	649	381	850	251	194	202	833	304	85	131	220	153	164	297	104	563
30	722	288	480	27	252	89	277	115	587	31	94	206	225	108	439	185	178	582
31	2106	1367	1435	591	1569	851	718	653	1501	488	390	242	292	254	777	295	299	1265
32	1682	689	559	195	718	566	319	453	809	122	273	107	226	57	539	325	215	763
33	407	28	168	111	87	28	168	29	84	0	0	26	56	0	137	261	29	109
34	905	112	304	324	784	656	322	29	318	63	85	269	221	382	379	468	139	110

線上表

D	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34
1	1844	731	1722	1447	3330	473	2080	1794	1874	1372	740	685	1918	1444	487	983
2	760	225	1497	832	681	505	511	1088	1606	658	960	232	1365	750	58	140
3	823	959	1593	837	2060	304	1074	1199	1795	846	536	450	1436	564	116	219
4	523	0	379	189	407	273	703	601	787	382	377	27	594	194	110	377
5	968	391	677	1019	829	302	1418	816	623	946	879	191	1473	720	126	758
6	118	214	212	291	127	190	861	196	275	531	223	59	791	557	28	596
7	419	0	151	110	701	139	618	397	644	362	222	275	871	285	167	270
8	604	472	448	342	374	0	432	733	585	532	235	115	687	542	30	0
9	1224	396	1431	1023	759	385	850	1545	1337	1163	863	618	1403	662	116	315
10	290	0	1525	135	352	273	617	433	536	280	303	31	521	156	0	63
11	210	144	615	184	371	33	81	288	310	156	85	122	442	275	0	53
12	695	0	408	440	1241	332	480	285	486	255	133	240	217	108	26	289
13	145	0	458	614	356	221	640	423	506	189	195	225	292	221	30	222
14	293	157	97	0	58	197	569	260	109	60	154	109	225	103	0	355
15	526	0	551	95	301	82	832	1049	845	409	216	352	856	689	83	379
16	385	362	217	0	294	90	826	784	558	591	300	186	298	291	232	525
17	239	0	307	0	138	0	215	413	624	282	76	146	236	215	29	138
18	1061	453	960	1177	443	342	648	2334	1973	899	591	633	1339	785	110	136
19	494	152	931	0	523	89	550	788	463	379	388	279	1533	433	0	57
20	155	0	70	0	0	0	382	0	78	136	0	131	80	249	0	0
21	927	221	1386	735	608	134	358	596	336	495	243	30	516	337	0	0
22	111	0	447	60	741	82	190	549	88	96	89	0	80	0	96	0
23	471	0	605	830	1565	83	152	380	183	254	144	31	393	97	28	0
24	88	0	133	80	142	310	106	108	223	87	26	0	77	0	0	83
25	544	371	409	185	148	80	1091	710	1014	695	722	258	560	488	26	1135
26	819	0	464	453	407	132	679	766	3694	1354	592	498	875	702	83	26
27	468	219	343	87	214	195	1073	3410	2675	1856	654	2039	1478	781	215	136
28	413	134	394	95	252	113	696	1535	1730	456	476	370	811	463	31	86
29	414	0	240	90	86	26	702	592	617	506	448	447	993	1042	27	52
30	250	255	56	0	65	0	286	323	2179	249	450	272	281	583	119	196
31	1485	329	470	80	453	103	455	953	1373	963	865	333	1355	2987	105	181
32	398	163	406	0	97	0	430	741	718	583	903	523	2327	1271	31	58
33	0	0	0	96	28	0	0	27	247	62	27	116	105	31	0	0
34	58	96	0	0	27	107	1125	27	165	56	52	198	207	32	0	651

表 7-24

按式 (7-20) 推算的公交中区 O-D 矩阵

O \ D	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
1	2261	937	1325	1453	2683	1116	1106	1261	3023	1893	1025	2250	1783	795	1535	1345	1050	3959
2	985	408	577	637	1169	486	482	549	1317	824	446	980	777	346	669	586	457	1724
3	1370	568	803	886	1625	676	670	764	1831	1146	621	1363	1080	482	930	815	636	2398
4	1409	584	825	291	533	222	327	372	893	524	284	622	669	298	605	718	205	773
5	2676	1109	1568	552	1012	421	621	708	1696	995	539	1182	1270	566	1148	1364	389	1468
6	1065	441	624	220	403	168	247	282	675	396	214	471	505	225	457	543	155	584
7	1191	494	698	344	632	263	228	260	622	360	195	428	295	131	372	267	257	969
8	1342	556	766	388	712	296	257	293	701	405	220	482	332	148	419	301	290	1093
9	3150	1305	1846	911	1671	695	602	687	1646	952	515	1131	779	348	984	706	680	2564
10	1894	785	1110	521	955	397	341	389	932	501	271	596	563	251	351	269	244	919
11	1077	446	631	296	543	226	194	221	530	285	154	339	320	143	199	153	139	522
12	2278	944	1335	627	1149	478	410	468	1121	603	326	717	678	302	422	323	293	1105
13	1777	736	1041	693	1271	528	279	318	763	523	283	621	430	192	755	636	168	633
14	831	344	487	324	594	247	131	149	357	245	132	291	201	90	353	297	79	296
15	1575	653	923	574	1053	438	370	422	1010	377	204	448	775	346	637	848	236	891
16	1415	586	829	713	1307	544	274	312	748	270	146	321	670	299	835	807	181	683
17	988	409	579	211	386	161	233	265	636	229	124	272	160	71	228	184	140	528
18	3848	1595	2255	821	1506	626	907	1034	2477	892	483	1060	623	278	888	716	545	2059
19	1880	779	1102	401	736	306	443	505	1211	436	236	518	304	136	434	350	266	1005
20	855	354	501	152	279	116	129	147	353	179	97	213	142	63	118	45	98	371
21	2920	1210	1711	520	954	397	442	503	1207	613	332	728	485	216	402	152	336	1267
22	1814	752	1063	323	593	247	274	313	750	381	206	452	391	134	249	95	209	787
23	3009	1247	1763	464	851	354	394	449	1077	754	409	897	378	168	237	183	180	679
24	871	361	510	134	246	102	114	130	312	218	118	260	109	49	69	53	52	197
25	1821	755	1067	664	1217	506	428	487	1168	436	236	519	896	400	737	980	273	1030
26	2194	909	1286	379	696	289	502	572	1372	402	218	478	410	183	740	477	460	1766
27	2666	1105	1562	461	845	352	610	696	1667	489	265	581	498	222	899	580	559	2110
28	1479	613	867	422	774	322	368	420	1006	236	128	280	263	117	525	365	228	851
29	1125	466	659	321	589	245	280	319	766	179	97	213	209	89	400	278	172	648
30	878	364	514	250	459	191	219	249	597	140	76	166	156	69	312	217	134	505
31	2454	1017	1438	837	1535	639	590	672	1611	410	222	488	378	168	567	343	461	1739
32	1465	607	858	411	754	314	325	370	887	184	100	219	196	87	446	245	208	785
33	216	89	126	109	199	83	42	48	114	41	22	49	102	46	127	123	28	104
34	759	314	445	382	701	291	147	167	401	145	78	172	359	160	447	433	97	366



$\frac{D}{O}$	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34
1	1 932	827	2 516	1 479	2 837	864	1 802	2 080	2 489	1 386	1 006	781	2 312	1 351	209	722
2	841	360	1 096	644	1 236	376	785	906	1 084	604	438	340	1 007	589	91	315
3	1 170	501	1 524	896	1 718	523	1 092	1 260	1 508	840	610	473	1 400	818	127	437
4	377	158	481	283	446	136	710	411	492	482	314	243	782	402	112	385
5	716	301	914	533	848	258	1 348	780	934	821	596	462	1 485	764	212	782
6	285	120	364	214	337	103	536	310	372	327	237	184	591	304	84	291
7	473	157	478	281	379	115	437	500	538	401	291	226	621	312	42	143
8	533	177	539	317	427	130	492	563	674	452	328	255	699	352	47	162
9	1 251	416	1 235	744	1 002	305	1 155	1 322	1 583	1 062	771	598	1 641	825	110	379
10	448	214	650	382	720	219	412	384	460	263	184	143	426	194	42	144
11	255	121	369	217	409	125	234	218	261	144	104	81	242	111	24	82
12	539	257	781	459	866	264	495	462	553	304	221	171	512	234	50	174
13	309	155	471	277	435	132	886	403	482	277	201	156	352	221	99	341
14	145	72	220	130	203	62	414	188	225	130	94	73	165	103	46	160
15	435	128	390	229	217	66	748	764	914	537	390	303	657	546	132	455
16	333	78	238	140	248	75	980	487	583	411	298	231	361	210	126	433
17	257	100	305	180	173	53	267	441	528	236	171	133	457	211	29	99
18	1 003	391	1 190	700	674	205	1 042	1 720	2 059	919	667	518	1 781	821	111	384
19	490	191	581	342	329	100	509	840	1 006	449	326	253	870	401	54	188
20	181	77	233	137	184	56	138	115	137	82	59	46	103	90	7	24
21	618	262	796	468	627	191	471	392	469	278	202	157	353	306	24	82
22	384	162	494	291	389	119	293	243	291	173	126	97	219	190	15	51
23	332	219	667	392	1 248	380	278	316	378	184	133	103	364	75	28	98
24	96	63	193	114	361	110	81	91	109	53	39	30	106	22	8	28
25	503	148	451	265	251	76	865	883	1 057	621	451	350	759	631	133	526
26	847	121	369	217	328	100	869	2 167	2 593	1 379	1 001	777	1 062	669	74	256
27	1 030	147	448	264	399	121	1 056	2 633	3 152	1 676	1 216	944	1 231	814	99	311
28	415	92	280	165	176	54	617	1 349	1 614	682	495	384	886	887	57	196
29	316	70	213	125	134	41	469	1 026	1 228	519	376	292	674	675	43	149
30	246	55	166	98	105	32	366	800	958	404	294	228	525	526	34	116
31	849	151	459	270	426	130	665	1 059	1 267	944	685	532	1 355	2 387	53	184
32	383	98	297	175	74	23	523	664	795	876	637	494	2 327	1 271	36	131
33	51	12	36	21	38	12	149	74	89	63	45	35	55	32	19	66
34	179	42	128	75	133	40	525	261	313	220	160	124	194	112	67	232

模式 (7-24) 推算的公交中区O-D矩阵

O \ D	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	19
1	1434	1144	1709	1379	2811	981	930	1693	3090	2046	362	2912	2057	566	1522	1618	936	5679
2	1027	109	1216	932	1330	273	578	532	858	353	1846	436	430	480	947	455	248	1389
3	1801	1047	262	517	1330	1437	910	530	1977	697	752	2089	1559	278	773	711	771	1787
4	1318	779	528	557	337	183	428	337	1571	815	210	633	487	261	529	737	188	828
5	2679	1489	1278	318	513	1126	240	670	1673	523	520	2096	1833	411	1326	1230	233	1118
6	867	182	1494	256	816	66	123	84	754	429	0	277	341	238	118	579	236	816
7	1329	640	832	430	329	168	272	211	655	290	301	417	611	51	235	181	39	626
8	1783	428	545	370	659	136	243	89	1259	638	273	300	323	145	198	485	240	1291
9	2672	893	2123	1534	1724	584	615	1490	804	989	416	1118	368	713	1654	729	1266	2520
10	1735	503	682	1138	401	377	244	620	1063	171	721	681	411	762	409	190	716	1374
11	347	1746	702	200	482	9	297	256	468	737	276	157	62	33	201	260	111	457
12	3092	480	2040	550	2094	317	448	314	951	616	134	588	1428	13	350	402	203	526
13	1960	440	1517	568	2226	180	693	344	231	495	57	1208	494	217	598	825	96	366
14	694	449	254	55	321	604	45	130	860	581	36	15	196	14	612	209	235	498
15	1586	1070	669	687	1049	57	242	214	1617	555	154	409	872	369	158	771	225	1288
16	1894	485	564	790	908	746	202	515	717	300	196	332	872	182	710	86	90	1118
17	713	297	997	163	197	249	35	218	1423	430	183	255	50	283	197	91	587	512
18	5294	1218	1643	1053	1245	842	699	1334	2001	1520	458	396	459	321	1303	1267	506	1848
19	1814	972	724	327	1294	48	481	573	1152	137	111	1248	196	317	488	341	97	1158
20	1896	106	992	0	298	497	0	81	1118	0	0	299	0	680	0	186	0	174
21	1136	2295	1987	631	715	123	224	364	1320	2035	461	367	449	45	771	307	449	312
22	2888	473	464	362	1066	252	139	423	661	0	409	397	715	45	201	0	55	2670
23	3841	488	2358	390	921	152	740	566	676	226	512	1392	411	29	325	243	148	367
24	341	1110	199	377	204	175	187	0	495	424	9	289	139	189	89	65	45	469
25	2021	366	1224	524	1400	958	739	440	793	715	32	383	508	719	998	768	284	541
26	2036	919	1184	570	699	153	337	752	2013	454	283	253	404	311	1037	927	490	2213
27	2225	1624	1758	829	534	258	790	607	1034	634	317	498	572	74	804	456	633	2182
28	1590	631	958	261	922	578	353	791	967	209	72	406	199	15	401	575	283	749
29	530	1490	586	497	847	185	145	150	984	491	77	71	193	195	84	363	62	531
30	830	185	509	10	292	92	371	61	590	8	147	273	222	107	702	106	197	609
31	2105	1386	1417	593	1569	849	695	645	1532	490	392	238	293	253	779	299	283	1241
32	1681	696	553	195	718	565	311	449	821	122	274	106	226	57	540	326	208	759
33	388	11	194	185	73	10	280	15	47	0	0	46	87	0	353	610	39	129
34	918	82	302	206	786	758	462	7	297	39	77	318	128	614	260	497	412	61

续上表

$\frac{D}{O}$	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34
1	1703	749	1528	1652	3742	321	2169	2038	1677	1539	566	772	1917	1443	440	1057
2	985	113	1798	832	469	1231	379	995	1724	544	1461	135	1384	757	40	110
3	814	1435	1517	640	2208	226	1123	1101	1865	880	447	504	1413	558	98	165
4	542	0	681	142	383	310	650	537	863	364	441	12	595	194	154	282
5	1167	427	579	1108	944	226	1302	950	522	870	934	230	1473	720	118	675
6	46	368	163	258	77	311	1062	169	314	676	148	55	789	576	10	758
7	511	0	184	133	753	101	818	294	793	316	183	368	845	278	268	400
8	594	916	323	253	481	0	539	800	521	676	202	63	680	538	16	0
9	1159	326	1564	1038	655	574	658	1657	1234	1136	952	614	1435	673	74	305
10	164	0	1911	47	250	453	649	466	529	307	467	6	523	156	0	53
11	211	518	552	160	441	10	51	321	278	157	61	164	444	278	0	31
12	1060	0	266	1053	1357	279	491	340	523	239	85	364	213	107	41	388
13	131	0	467	765	439	179	623	367	578	222	167	228	293	222	47	137
14	309	831	86	0	24	289	576	351	68	43	198	102	224	102	0	539
15	453	0	791	80	322	67	1015	1204	731	413	136	543	858	690	168	266
16	426	390	280	0	354	59	768	996	435	734	351	103	302	292	524	575
17	159	0	538	0	191	0	252	304	775	355	37	139	223	208	40	396
18	1131	586	640	1712	350	524	546	2467	1930	905	561	642	1313	781	121	80
19	522	165	1454	0	624	45	648	893	346	356	522	246	1572	444	0	53
20	302	0	94	0	0	0	701	0	269	126	0	465	79	246	0	0
21	1735	249	1399	732	559	166	247	508	395	547	289	8	526	340	0	0
22	19	0	512	27	808	57	171	658	37	75	143	0	71	0	493	0
23	582	0	549	905	1871	21	131	473	131	241	154	38	394	97	47	0
24	43	0	176	52	51	1223	136	64	327	105	19	0	76	0	0	190
25	647	633	286	200	130	106	952	603	1153	696	879	169	558	487	9	1287
26	956	0	473	628	473	93	591	335	4994	1354	798	292	833	706	45	8
27	337	549	346	31	171	226	1179	4755	1977	1621	510	2542	1470	777	297	224
28	429	103	469	88	237	135	709	2081	1386	512	502	320	805	467	13	55
29	538	0	328	152	89	23	908	819	468	595	410	431	1031	1072	15	31
30	193	659	17	0	85	0	176	124	2953	174	501	273	249	749	227	333
31	1524	326	481	71	455	101	453	961	1365	961	903	297	1355	2387	102	180
32	408	161	408	0	97	0	429	745	714	588	928	492	2327	1271	30	57
33	0	0	0	771	42	0	0	6	403	41	14	203	102	30	0	0
34	48	158	0	0	8	235	1298	8	262	23	37	405	206	32	0	774

1) 相关性检验结果

推算  $O-D$  量  $Y$  与实测  $O-D$  量  $X$  的相关性检验式为

$$Y = a + bX$$

式中： $a$ 、 $b$ ——根据 1 156 组实测~推算  $O-D$  量数组回归确定的参数。

表 7-26 为三种交通方式按式 (7-20)、式 (7-24) 两换算关系推算的中区  $O-D$  量与实测中区  $O-D$  量相关性检验表。

由表 7-26 可见，推算  $O-D$  量与实测  $O-D$  量之间具有很密切的相关性(按表 7-22 的临界相关系数，对于具有 1 156 组数组的相关分析来说，相关系数  $R$  只要大于 0.4 就可以认为是相关的)，并且，回归参数  $b$  基本上接近于 1 (误差不大于 6%)，回归参数  $a$  与平均出行量之比基本上接近于 0，也就是说，推算的  $O-D$  量与实测  $O-D$  量基本上是一致的。

换算  $O-D$  量与实测  $O-D$  量相关性检验表

表 7-26

模 型	交通方式	相关系数 $R$	参数 $a$	参数 $b$	$a$ /平均出行量
按式(7-20)换算	公交出行	0.918	-2.918	1.01	0.007
	自行车出行	0.870	-16.86	1.01	0.014
	步行出行	0.79	-48.32	1.05	0.053
按式(7-24)换算	公交出行	0.973	-1.64	1.06	0.003
	自行车出行	0.928	47.80	0.96	0.039
	步行出行	0.894	13.57	0.99	0.015

对于同一交通方式来说，按式 (7-24) 换算关系推算的  $O-D$  量与实测  $O-D$  量的相关性明显优于按式 (7-20) 换算关系推算的  $O-D$  量与实测  $O-D$  量的相关性，可见，式 (7-24) 换算模型比式 (7-20) 换算模型更符合于实际。

换算  $O-D$  量与实测  $O-D$  量一致性检验表 表 7-27

相关系数 $R_c$ 交通方式	模型	按式(7-24)换算
	按式(7-20)换算	
公交出行	0.918	0.964
自行车出行	0.870	0.928
步行出行	0.789	0.892

2) 一致性检验结果

推算  $O-D$  量  $Y$  与实测  $O-D$  量  $X$  的一致性检验式为

$$Y = X$$

即要求推算值与实测值不但相关，而且一致。表 7-27 为三种交通方式按式 (7-20)、

式 (7-24) 两换算关系推算的中区  $O-D$  量与实测的中区  $O-D$  量一致性检验表。

每一交通方式参加一致性检验的有 1 156 组数据，根据表 7-22 所示标准，表 7-27 的相关系数是相当高的，即可以认为，换算  $O-D$  量与实测  $O-D$  量的一致性程度很好。并且，按式 (7-24) 换算的  $O-D$  量更符合实际，这与相关性检验的结论是一致的。

## § 7-6 $O-D$ 量推算模型通用软件设计

用路段交通量推算  $O-D$  出行量时，大量的计算工作为高阶矩阵运算，一般来说，不论是一区一中心推算还是一区多中心推算，用手算是无法进行的，必须借助于计算机。图 7-4、图 7-5 为笔者开发的一区一中心 (适用于中小城市)、一区多中心 (适用于大中城市)  $O-D$  量推算软件主框图。

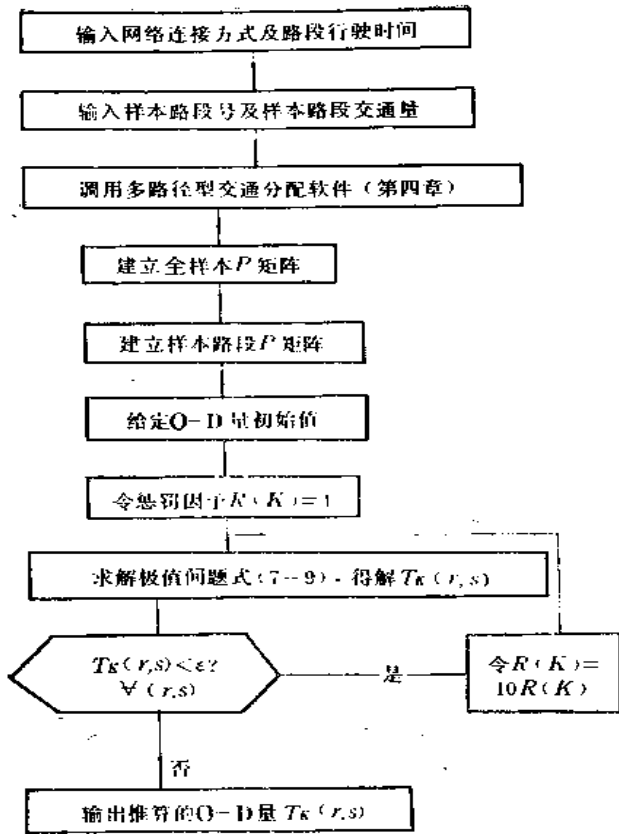


图7-1 一区一中心 O-D 量推算软件框图

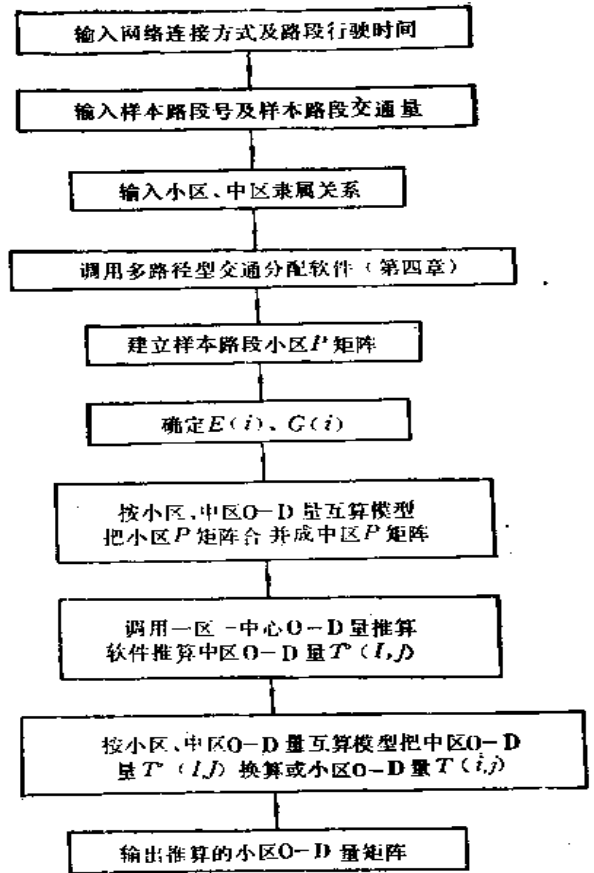


图7-5 一区多中心 O-D 量推算软件框图 (以小区合并中区为例)

## § 7-7 推算模型的应用与推广

前几节介绍的是用路段交通量推算区域 O-D 量的通用模型，它适用于用各种交通方式的路段交通量推算各种交通方式的区域 O-D 量，包括：

### 1. 根据机动车路段交通量推算机动车区域 O-D 量

1) 用小汽车路段交通量推算小汽车区域 O-D 量，并根据小汽车载客率换算成乘小汽车的居民出行 O-D 量；

2) 用大客车路段交通量推算大客车区域 O-D 量，并根据大客车载客率换算成乘大客车的居民出行 O-D 量；

3) 用摩托车路段交通量推算摩托车区域 O-D 量，并根据摩托车载客率换算成乘摩托车的居民出行 O-D 量；

4) 用卡车路段交通量推算卡车区域 O-D 量，并根据卡车的满载率换算成货物出行 O-D 量；

5) 用公交车路段交通量推算公交车区域 O-D 量，并根据公交车满载率换算成公交乘客 O-D 量。

### 2. 根据自行车路段交通量推算自行车区域 O-D 量，由于自行车的载客率为 1，故自

行车区域  $O-D$  量即为骑自行车出行的居民出行  $O-D$  量。

3. 根据路段公交乘客断面通过量(由公交线路断面流量调查,即随车调查获得)推算公交乘客区域  $O-D$  量,该  $O-D$  量即为乘公交车出行的居民出行  $O-D$  量。

根据上述推算的各方式  $O-D$  量,便可分析规划区域的全方式居民出行  $O-D$  量及机动车出行、货物出行  $O-D$  量。

## § 7-8 小 结

区域  $O-D$  出行量是进行城市交通规划的最直接的依据,采用道路交通量调查获得的路段交通量资料推算  $O-D$  出行量,能节省大量的调查费用、缩短调查时间,并使得规划工作大大简化。可见,在交通规划中采用  $O-D$  量推算技术具有很大的经济效益。

本章提出的一区一中心  $O-D$  量推算模型,本身不产生任何系统误差,存在有误差的传递性,但无扩散性。为了使推算的  $O-D$  量具有足够的精度,一般要求采用的路段交通量样本数大于或等于要求推算的  $O-D$  量个数。由于计算机容量限制及采集大样本路段交通量有困难,一区一中心  $O-D$  量推算模型只能解决小城市或小区域的  $O-D$  量推算问题。对于大中城市或大中区域的  $O-D$  量推算,需采用本章提出的一区多中心  $O-D$  量推算技术。

在一区多中心推算方法中,通过建立小区与中区(或中区与大区)的  $O-D$  量互算关系,按小区进行交通分配(即建立  $P$  矩阵),而按中区推算  $O-D$  量,然后再通过  $O-D$  量互算关系把中区  $O-D$  量换算成小区  $O-D$  量。进行这种转换的目的在于在不降低推算  $O-D$  量精度的前提下大大减少推算所需的计算机运行空间及路段交通量样本。对于通常的小区与中区隶属关系(1 中区含 3 个小区),一区多中心推算方法比一区一中心推算方法减少所需的计算机内存空间约 98%,减少路段交通量样本数 90%左右。

一区多中心的关键在于小区与中区(或中区与大区)  $O-D$  量互算模型。本章采用南京市居民出行调查中步行、骑自行车、乘公交车三种交通方式的  $O-D$  矩阵对本章所提出的两个互算关系模型进行了检验,检验结果是令人满意的。

## 参 考 文 献

- [1] E. Cascetta; Estimation of trip matrices from traffic counts and survey data, *Transpn. Res—B*, Vol. 18B, No. 4—5, 1984.
- [2] M. G. Bell; The estimation of origin—destination flows and their confidence intervals from measurements of link volumes, *Traffic Engineering and Control*, April, 1983.
- [3] D. I. Robertson; Estimating origin—destination flows by simulating trip choice, *Traffic Engineering and Control*, July—August, 1984.
- [4] C. S. Fisk and D. E. Boyce; A note on trip matrix estimation from link traffic count data, *Transpn. Res—B*, Vol. 17B, No. 3, 1983.
- [5] Youef Sheffi; *Urban Transportation Network*, Prentice—hall INC, Englewood Cliffs, 1982.
- [6] 李德;《运筹学》,清华大学出版社,1982年。

- [7] 王炜:“区域O-D量推算的一区多中心模型”,《国际公路运输技术学术会议论文集》(北京),1989年5月。
- [8] A. mar: Simplified procedures for estimating trip attractions, Transpn. Eng. Journal of ASCE, Vol. 107, No. TE1, January, 1981.
- [9] P. S. Parsonson: Estimating urban trip production and attraction. Journal of the Highway Division of ASCE, Nov, 1967.
- [10] 刘豹:《系统工程导论》,天津科技出版社,1987年。
- [11] 王炜:“路段交通量与O-D出行量互算关系的研究”,《南京工学院学报》,1988年第1(11)期。

# 第八章 干线 $O-D$ 量及交叉口 $O-D$ 量 推算理论与方法

## § 8-1 综 述

在城市交通网络规划及区域公路网络规划中，交通区与交通区之间的区域  $O-D$  量资料起着特别重要的作用，但也不能忽视另二种类型  $O-D$  量——干线  $O-D$  量及结点  $O-D$  量的作用。所谓干线  $O-D$  量是指某一条主干道路上从某一交叉口驶上干线而在另一交叉口驶离干线的车辆  $O-D$  量，或某一公交线路（或地铁线路）上从某一站点上车而在另一站点下车的乘客  $O-D$  量。上线的交叉口（或站点）称为  $O$  点，离线的交叉口（或站点）称为  $D$  点。干线  $O-D$  量是进行主干道路、公交线路、地铁线路等规划与控制的依据。结点  $O-D$  量指交通结点（交叉口）上从某一进口进入而从另一出口驶出的  $O-D$  量，即交叉口流向。它是交叉口类型选择及方案设计的依据。

与区域  $O-D$  量一样，进行干线  $O-D$  量、结点  $O-D$  量的观测是相当复杂的，需花费大量的人力与财力，且精度难以保证。笔者在本章中提出了一种根据主干道进出口的观测交通量（即支路交通量）推算主干道  $O-D$  量，根据公交线路、地铁线路的站点上下客流量观测数据推算公交线路、地铁线路乘客  $O-D$  量以及根据交叉口进出口交通量推算交叉口  $O-D$  量（流向）的代数方法。

本章以道路的干线  $O-D$  量、结点  $O-D$  量推算为例，说明公交线路、地铁线路  $O-D$  量的推算方法类似。

## § 8-2 单向干线 $O-D$ 量推算方法

当车辆单向行驶时，干线  $O-D$  量的推算比较简单，下面以一示例来说明这种方法。

图 8-1 为某区域道路网络中的一段主干道，干线为单向线，支路为双向线。图中， $B(i)$  为

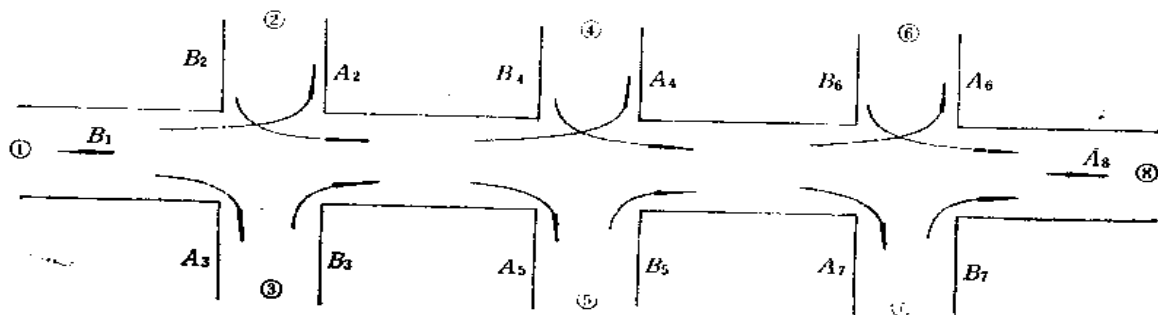


图 8-1 单向干线



干线上第  $i$  个进口的进口交通量,  $A(i)$  为第  $i$  个出口的出口交通量。该干线的  $O-D$  矩阵形式如表 8-1 所示, 为一上三角矩阵, 其流量是平衡的。如在进口①驶上千线的车辆  $B(1)$  可以在出口②至⑧的任一出口驶离干线, 而由进口⑦驶上千线的车辆  $B(7)$  只能在出口⑧驶离干线。为了便于分析, 将图 8-1 作如图 8-2 所示变换, 在图 8-2 中, 断面  $N_2$ 、 $N_4$ 、 $N_6$  实际上是不存在的, 只是为了分析的方便而引进。

设  $X(i, j)$  为  $i$  进口驶上千线  $j$  出口驶离干线的车辆数 (即  $O-D$  量);  $Y(i, j)$  为  $i$  进口驶上千线而在  $j$  出口前仍留在干线上的车辆数, 称之为留线车辆数;  $N(j)$  为  $j$  出口前的干线断面总流量。则

$$Y(i, j) = Y(i, j-1) - X(i, j-1) \quad (8-1)$$

$$N(j) = \sum_i Y(i, j) \quad (8-2)$$

图 8-1 干线  $O-D$  矩阵表

表 8-1

O \ D	2	3	4	5	6	7	8	进口流量 $B(j)$
1								$B_1$
2	///							$B_2$
3	///	///						$B_3$
4	///	///	///					$B_4$
5	///	///	零元素	///				$B_5$
6	///	///	///	///	///			$B_6$
7	///	///	///	///	///	///		$B_7$
进口流量 $A(i)$	$A_2$	$A_3$	$A_4$	$A_5$	$A_6$	$A_7$	$A_8$	$\Sigma A(i) = \Sigma B(j)$

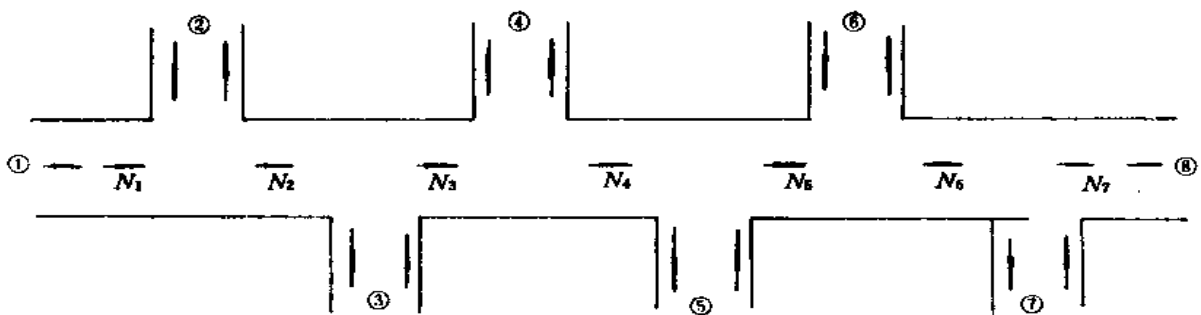


图 8-2 单向干线 (T 型交叉口)

在某一出口  $j$ , 由该出口驶离干线的车辆数为  $A(j)$ , 出口  $j$  上游各进口驶上千线的车辆均有可能在出口  $j$  驶离干线。譬如, 由进口①、②、③驶上千线的车辆  $B(1)$ 、 $B(2)$ 、 $B(3)$  均有可能在出口④驶离干线。因而  $A(j)$  为上游各进口流量的函数。根据流量平衡条件可得:

$$A(j) = \sum_{i \ (i < j)} X(i, j) \quad (8-3)$$

如

$$A(4) = X(1, 4) + X(2, 4) + X(3, 4)$$

假如由干线上游进口  $i$  ( $i = 1, 2, \dots, j-1$ ) 驶上千线而在出口  $j$  驶离干线的车辆数  $X(i, j)$

与上游相应进口在  $j$  出口前断面上的留线车辆数  $Y(i, j)$  成正比。也就是说,  $j$  出口前断面上的所有留线车辆有相同的概率在  $j$  出口驶离干线。例如, 若在出口④前有 100 辆车, 其中, 60 辆由进口③上线, 20 辆由进口②上线, 20 辆由进口①上线, 出口④有 25 辆车驶离干线。那么, 这 25 辆驶离车辆中, 有 60% 来自进口③, 20% 来自进口②, 20% 来自进口①。即  $X(1, 4) = 25 \times 20\% = 5$  辆,  $X(2, 4) = 25 \times 20\% = 5$  辆,  $X(3, 4) = 25 \times 60\% = 15$  辆。因此

$$X(i, j) = A(j)Y(i, j) / \sum_k Y(k, j) \\ = A(j)Y(i, j) / N(j) \quad (8-4)$$

由式 (8-1)、(8-2)、(8-4) 可以计算出干线  $O-D$  矩阵 (表 8-1) 中的所有元素, 并满足流量平衡条件 (式 8-3)。采用这种方法推算干线  $O-D$  量非常简便, 对于具有几百个进口的干线, 用计算机推算  $O-D$  量只需几分钟就能得出结果。用手算也很方便, 手算时可采用列表算法, 表 8-2 为图 8-1 干线的  $O-D$  量推算过程。

在表 8-2 中, 最后一列为实地观测得到的各路口进入交通量  $B(j)$ , 最后一行为路口驶出交通量  $A(i)$ 、 $A(i)$ 、 $B(j)$  均为已知。 $O-D$  表中, 每一格均有两个数, 右上角小框内数据为留线车辆数  $Y(i, j)$ , 左下角数据为  $O-D$  量  $X(i, j)$ 。

图 8-1 干线  $O-D$  量计算表

表 8-2

$O \backslash D$	2	3	4	5	6	7	8	进口流量 $B(j)$
1	$\begin{matrix} 5000 \\ 100 \end{matrix}$	$\begin{matrix} 4900 \\ 200 \end{matrix}$	$\begin{matrix} 4700 \\ 184 \end{matrix}$	$\begin{matrix} 4516 \\ 92 \end{matrix}$	$\begin{matrix} 4424 \\ 336 \end{matrix}$	$\begin{matrix} 4088 \\ 50 \end{matrix}$	$\begin{matrix} 4038 \\ 4038 \end{matrix}$	5000
2			$\begin{matrix} 110 \\ 4 \end{matrix}$	$\begin{matrix} 106 \\ 2 \end{matrix}$	$\begin{matrix} 104 \\ 8 \end{matrix}$	$\begin{matrix} 96 \\ 1 \end{matrix}$	$\begin{matrix} 95 \\ 95 \end{matrix}$	100
3			$\begin{matrix} 30 \\ 12 \end{matrix}$	$\begin{matrix} 288 \\ 6 \end{matrix}$	$\begin{matrix} 282 \\ 21 \end{matrix}$	$\begin{matrix} 261 \\ 3 \end{matrix}$	$\begin{matrix} 258 \\ 258 \end{matrix}$	300
4					$\begin{matrix} 300 \\ 23 \end{matrix}$	$\begin{matrix} 277 \\ 4 \end{matrix}$	$\begin{matrix} 273 \\ 273 \end{matrix}$	300
5					$\begin{matrix} 150 \\ 12 \end{matrix}$	$\begin{matrix} 138 \\ 2 \end{matrix}$	$\begin{matrix} 136 \\ 136 \end{matrix}$	150
6							$\begin{matrix} 300 \\ 300 \end{matrix}$	300
7							$\begin{matrix} 80 \\ 80 \end{matrix}$	80
断面流量 $N(j)$	5000	4900	5110	4910	5260	4860	5180	6240
出口流量 $A(i)$	100	200	200	100	400	60	5180	

计算时, 需先确定每一行的初始留线车辆数, 即每一行第二格的留线车辆数。由图 8-1 及表 8-2 可知:

$$Y(1, 2) = B(1) = 5000$$

$$Y(2, 4) = B(2) = 110$$

$$Y(3, 4) = B(3) = 300$$

$$Y(4, 6) = B(4) = 300$$

$$Y(5, 6) = B(5) = 150$$

$$Y(6, 8) = B(6) = 300$$

$$Y(7, 8) = B(7) = 80$$

可见，每一行第一格的留线车辆数均等于最后一列中相应的进口流量  $B(i)$ ，初始留线车辆数确定后，便可自左至右逐列计算  $O-D$  量  $X(i, j)$ 。每一列各元素的计算顺序为：

- 1) 按式 (8-1) 计算留线车辆数  $Y(i, j)$  (初始留线车辆数例外)；
- 2) 按式 (8-2) 计算断面流量  $N(j)$ ；
- 3) 按式 (8-4) 计算  $O-D$  量  $X(i, j)$ 。

计算结果如表 8-2 所示。

由于支路直行车辆实际上不影响干线断面流量，故在前面分析中没有专门考虑。如果交叉口存在有支路直行车辆，则可将该支路直行流量直接加进  $O-D$  表，如进口 2、3、4、5、6、7 的直行车流量就是  $O-D$  量  $X(2, 3)$ 、 $X(3, 2)$ 、 $X(4, 5)$ 、 $X(5, 4)$ 、 $X(6, 7)$ 、 $X(7, 6)$ 。

以上的推算方法同样适用于公交线路或地铁线路的乘客  $O-D$  量推算。上述方法用于推算公交、地铁线路的乘客  $O-D$  量时， $B(i)$ 、 $A(i)$  分别为线路上  $i$  站的上客数与下客数。 $N(j)$  为  $j$  站点前的车内人数， $Y(i, j)$  为  $i$  站点上车而在  $j$  站前仍留在车上的留车人数， $X(i, j)$  为  $i$  站点上车  $j$  站下车的乘客  $O-D$  量。表 8-3 为某市某公交线路的乘客  $O-D$  量推算过程。

某市一公交线路  $O-D$  量推算表

表 8-3

$O$ 站 \ $D$ 站	第2站	第3站	第4站	第5站	第6站	第7站	上客数 $B(j)$
第1站	38 4	34 3.6	30.4 6.8	23.6 6.4	17.2 7.6	9.6 9.6	38
第2站		32 3.4	28.6 6.4	22.2 6.0	16.2 7.1	9.1 9.1	32
第3站			22 4.8	17.2 4.7	12.5 5.5	7.0 7.0	22
第4站				18 4.9	13.1 5.8	7.3 7.3	18
第5站					7 3.0	4 4.0	7
第6站						3 3.0	3
车内人数 $N(j)$	38	66	81	81	66	40	
下客数 $A(i)$	4	7	18	22	29	40	120

### § 8-3 双向干线 $O-D$ 量推算方法

在通常的交通网络系统中，主干线都是双向的，如图 8-3 所示。

图 8-3 所示双向干线的  $O-D$  表为四角矩阵, 当各交叉口无回头车时, 对角线元素  $X(i, i)$  为零。单向干线的  $O-D$  表为三角矩阵, 且初始留线车辆数为已知, 因而可很方便地逐列求出各  $O-D$  量  $X(i, j)$ , 而双向干线的  $O-D$  表无此特性, 无法直接用上面介绍的方法求解, 但我们可以把双向干线分解成两条单向干线来分析。

由图 8-3 可知, 在双向干线上的每一交叉口, 只有主干线的左转车流及各支路的直行、左转车流跨越道路中心线, 因而把一条双向干线沿中心线分解成两条单向干线后, 只有主干线的左转车流及支路的左直车流被分割, 并成为相应进出口的进出流量。由于支路直行车流不影响主干线的断面流量, 故可不列入分解图中而单独进行考虑。分解后的两单向干线进出口流量, 应根据交叉口的车流转向重新确定。图 8-3 所示的双向干线经分解后成为图 8-4 所示的两条单向干线, 两单向干线各自进出流量的计算如表 8-4 所示。

在图 8-4 及表 8-4 的分析中, 没有列入支路直行车流, 将分解后的两单向线合并后加上支路直行车辆, 各进出口的流量仍是平衡的, 它等于分解前各进出口的流量。如在进出口②,

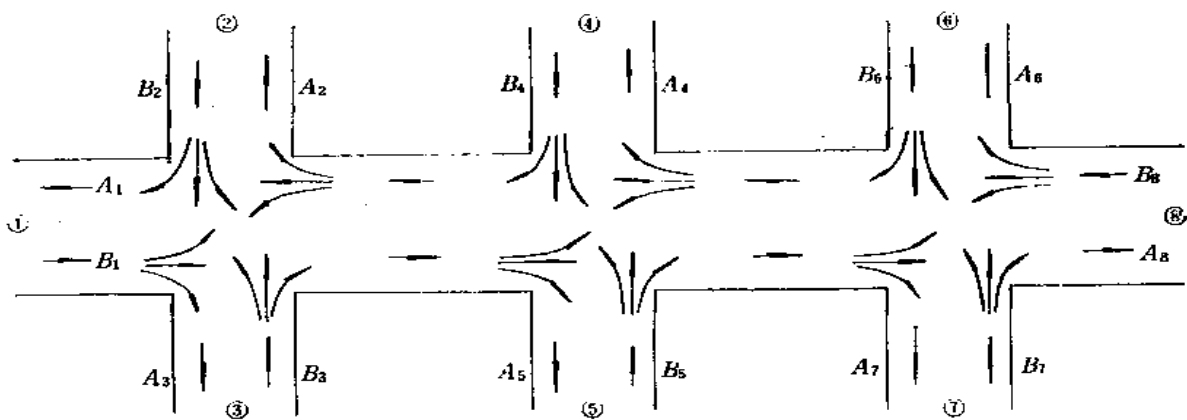


图 8-3 双向主线示意图

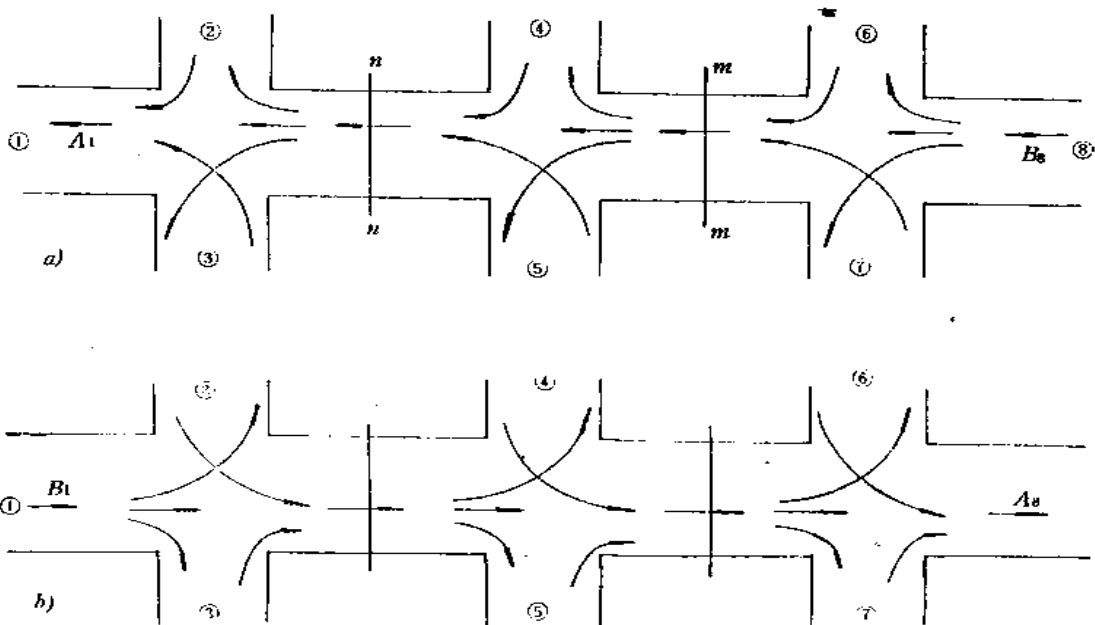


图 8-4 双向干线分解图

$B_{2a} + B_{2b} + \text{直}_2 = \text{右}_2 + \text{左}_2 + \text{直}_2 = B_2, A_{2a} + A_{2b} + \text{直}_3 = \text{右}_3 + \text{左}_3 + \text{直}_3 = A_2$ , 式中,  $\text{左}_i$ —— $i$ 进口的左转流量,  $\text{直}_i$ —— $i$ 进口的直行流量,  $\text{右}_i$ —— $i$ 进口的右转流量。

如果通过某一方法(现场观测或根据进出口流量推算, 详见 § 8-4) 能获得干线中各交叉口的转向车流量, 那么, 分解后的两条单向干线的各进出口流量就被确定, 便可用上一节介绍的方法分别求解这两条单向线的  $O-D$  量。由上一节的分析可知, 一条单向干线的  $O-D$  矩阵为三角矩阵, 那么两条互为反向的单向线的  $O-D$  矩阵为一个上三角矩阵及一个下三角矩阵, 刚好形成一个四角矩阵, 由于在分解过程中没有列入支路的直行车流及交叉口的回头车, 故由两条反向单行线推算的  $O-D$  矩阵中不包括对角线区域部分的元素, 这些元素直接等于回头车车辆数或直行车车辆数, 无需推算。图 8-3、图 8-4 所示干线的  $O-D$  矩阵形式如表 8-5 所示。上三角矩阵的元素由单向线①→⑧推算, 下三角矩阵的元素由单向线⑧→①

图 8-4 两单向干线进出口流量计算表

表 8-4

进出口		①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
⑧—① 方向	出口流量 $A_a$	$A_1$	右 <sub>2</sub>	左 <sub>3</sub>	右 <sub>4</sub>	左 <sub>5</sub>	右 <sub>6</sub>	左 <sub>7</sub>	0
	进口流量 $B_a$	0	右 <sub>2</sub>	左 <sub>3</sub>	右 <sub>4</sub>	左 <sub>5</sub>	右 <sub>6</sub>	左 <sub>7</sub>	$B_8$
①—⑧ 方向	出口流量 $A_b$	0	左 <sub>1</sub>	右 <sub>1</sub>	左 <sub>2</sub>	右 <sub>2</sub>	左 <sub>3</sub>	右 <sub>3</sub>	$A_8$
	进口流量 $B_b$	$B_1$	左 <sub>2</sub>	右 <sub>3</sub>	左 <sub>4</sub>	右 <sub>5</sub>	左 <sub>6</sub>	右 <sub>7</sub>	0

图 8-3 干线  $O-D$  矩阵形式

表 8-5

$O \backslash D$	1	2	3	4	5	6	7	8	进口总流量
1	据								$B_1$
2		据			由①→⑧单向线推算				$B_2$
3			流						$B_3$
4				向					$B_4$
5					直				$B_5$
6						接			$B_6$
7		由⑧→①单向线推算					确		$B_7$
8								定	$B_8$
出口总流量	$A_1$	$A_2$	$A_3$	$A_4$	$A_5$	$A_6$	$A_7$	$A_8$	$\Sigma A_i = \Sigma B_i$

推算。对角线区域的元素根据各交叉口的流向确定。如  $X(i, i) (i = 1, 2, \dots, 8)$  为各进口的回头车, 一般情况下为零,  $X(2, 3), X(3, 2), X(4, 5), X(5, 4), X(6, 7), X(7, 6)$  分别为支路②、③、④、⑤、⑥、⑦的直行车辆数。

### § 8-4 交叉口 $O-D$ 量推算方法

由上节的分析可知, 双向干线  $O-D$  量推算的关键在于确定干线中各交叉口的转向车流量, 转向车流量确定以后, 便可将双向干线分解成两条单向干线, 然后用单向干线  $O-D$  量的求解方法推算双向干线的  $O-D$  量。目前, 转向车流量都是通过交叉口流向观测获得的, 进行交叉口流向观测相当复杂, 尤其是环形交叉口。这里介绍几种转向车流量的推算方法。

## 一、线性方法

在交叉口，进出口流量与各转向车流量之间存在着一定的数学关系，所谓线性方法，就是建立进出口流量与各转向车流量之间的线性关系式，通过求解线性方程组的方法，根据各进出口流量及部分转向车流量数来推算其余的转向车流量。

### 1) 四路交叉口

对于四路交叉口，若不考虑回头车，则存在着 12 个流向变量，根据流量平衡条件，可建立以下 8 个线性方程式。

$$\left. \begin{aligned} T(1, 2) + T(1, 3) + T(1, 4) &= N_{进1} \\ T(2, 3) + T(2, 4) + T(2, 1) &= N_{进2} \\ T(3, 4) + T(3, 1) + T(3, 2) &= N_{进3} \\ T(4, 1) + T(4, 2) + T(4, 3) &= N_{进4} \\ T(2, 1) + T(3, 1) + T(4, 1) &= N_{出1} \\ T(1, 2) + T(3, 2) + T(4, 2) &= N_{出2} \\ T(1, 3) + T(2, 3) + T(4, 3) &= N_{出3} \\ T(1, 4) + T(2, 4) + T(3, 4) &= N_{出4} \end{aligned} \right\} \quad (8-5)$$

式中：\$T(i, j)\$ —— \$i\$ 路口进、\$j\$ 路口出的转向车流量；

\$N\_{进i}\$ —— \$i\$ 路口的进口流量；

\$N\_{出i}\$ —— \$i\$ 路口的出口流量。

在方程组 (8-5) 中，由于存在着流量平衡条件

$$\sum_{i=1}^4 N_{进i} = \sum_{i=1}^4 N_{出i}$$

故只有 7 个方程式是互相独立的，用方程式 (8-5) 中的任意 7 个方程式可求解出 7 个未知的转向车流量，而四路交叉口具有 12 个流向变量，因而必须补充观测其中任意 5 个，其余 7 个流向变量由方程组 (8-5) 求解。一般来说，右转车流量最容易观测，其次是直行车流量，因而可补充观测 4 个右转车流量及任一直行车流量。

### 2) 三路交叉口

三路交叉口的转向车流量远比四路交叉口简单，只有 6 个流向变量。根据流量平衡条件，可建立以下 6 个线性方程式：

$$\left. \begin{aligned} T(1, 2) + T(1, 3) &= N_{进1} \\ T(2, 3) + T(2, 1) &= N_{进2} \\ T(3, 1) + T(3, 2) &= N_{进3} \\ T(2, 1) + T(3, 1) &= N_{出1} \\ T(1, 2) + T(3, 2) &= N_{出2} \\ T(1, 3) + T(2, 3) &= N_{出3} \end{aligned} \right\} \quad (8-6)$$

与四路交叉口类似，方程组 (8-6) 中，由于存在平衡条件

$$\sum_{i=1}^3 N_{进i} = \sum_{i=1}^3 N_{出i}$$

故只有 5 个方程式是线性独立的, 只能求解 5 个转向车流量, 而三路交叉口具有 6 个流向变量, 因而必须补充观测其中的任意一个转向车流量。

## 二、迭代方法

用线性方法可以求得交叉口转向车流量的精确解, 但仅有交叉口进出口流量的观测数据还不能直接求解, 必须补充观测部分转向车流量, 特别是四路交叉口。尽管这种补充观测比完全的交叉口流向观测简便得多, 但人们还是希望能直接用交叉口的进出口流量观测数据来推算全部的转向车流量。这里介绍两种只需用进出口流量观测数据就能推算转向车流量近似值的迭代算法。

### 1. Fratar 模型<sup>[1]</sup>

用于交叉口流向推算的 Fratar 模型是通过居民出行分布预测的 Fratar 模型进行修正引申后得到的, 其形式为:

$$T^n(i, j) = T^{n-1}(i, j) \cdot G^{n-1}(i) \cdot G^{n-1}(j) \quad (8-7)$$

$(i, j = 1, 2, \dots, m)$

$$G^{n-1}(j) = N_{出j} / \sum_{i=1}^m T^{n-1}(i, j) \quad (8-8)$$

$(j = 1, 2, \dots, m)$

$$G^{n-1}(i) = N_{进i} / \sum_{j=1}^m T^{n-1}(i, j) \cdot G^{n-1}(j) \quad (8-9)$$

$(i = 1, 2, \dots), (n = 1, 2, \dots)$

式中:  $T^n(i, j)$  ——第  $n$  次迭代时的转向车流量;

$G(i), G(j)$  —— $i, j$  进口的“虚拟”增长系数;

$m$  ——交叉口的进口数;

$n$  ——迭代次数;

其余符号同式(8-5)。

Fratar 模型通过不断的迭代计算, 使“虚拟”增长系数  $G(i), G(j)$  收敛于 1 而获得转向车流量推算结果。

### 2. Furness 模型<sup>[1]</sup>

Furness 模型的形式为:

$$T^n(i, j) = T^{n-1}(i, j) \cdot N_{进i} / \sum_{j=1}^m T^{n-1}(i, j) \quad (8-10)$$

$$T^{n+1}(i, j) = T^n(i, j) \cdot N_{出j} / \sum_{i=1}^m T^n(i, j) \quad (8-11)$$

$(i, j = 1, 2, \dots, m), (n = 1, 3, 5, \dots)$

式中符号同前。

Furness 模型通过反复平衡交叉口转向车流量矩阵 ( $O-D$  矩阵) 的行和与列和, 使  $T^n(i, j)$  达到一定的收敛条件 (即  $|T^{n+1}(i, j) - T^n(i, j)| < \epsilon$ ) 而获得推算结果。

Fratar 模型及 Furness 模型适用于各种不同相交道路条数、不同控制方式的交叉口, 在用该两模型推算时, 均需进行迭代计算, 因此两种方法均需由用户给定迭代初始值  $T^0(i, j), i, j = 1, 2, \dots, m$ , 给定的初始值合理与否, 直接影响到推算结果的精度。在具有历史转

向资料的交叉口, 可用历史流向资料作为初始值  $T^0(i, j)$ , 无历史资料可利用时, 笔者建议采用以下方法确定初始值。

对于进口  $i$ , 其进口流量为  $N_{进i}$ , 假设由该进口转向其他出口的转向车流量与相应出口的出口流量成正比, 那么可用下式来确定进口  $i$  各转向车流量的初始值。

$$T^0(i, j) = N_{进i} \times N_{出j} / (\sum_{k=1}^m N_{出k} - N_{出i}) \quad (8-12)$$

$(i, j = 1, 2, \dots, m, j \neq i)$

$$T^0(i, j) = 0 \quad (j = i) \quad (8-13)$$

例如, 某四路交叉口进口 1 的进口流量为 1 000 辆/时, 出口 2, 3, 4 的出口流量分别为 300, 600, 2 000, 则进口 1 的各转向车流量初始值为:

$$\begin{aligned} T^0(1, 2) &= N_{进1} \times N_{出2} / (N_{出2} + N_{出3} + N_{出4}) \\ &= 1000 \times 300 / (300 + 600 + 2000) \\ &= 103 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T^0(1, 3) &= 1000 \times 600 / (300 + 600 + 2000) \\ &= 207 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T^0(1, 4) &= 1000 \times 2000 / (300 + 600 + 2000) \\ &= 690 \end{aligned}$$

$$T^0(1, 1) = 0$$

在式 (8-12)、式 (8-13) 的计算中, 是假设没有回头车的。在环形交叉口, 可能会有少量的回头车, 若有回头车, 则应先估计回头车的比例, 即先确定  $T^0(i, j)$  ( $j = i$ ), 然后在  $N_{进i}$  中扣除回头车, 再用式 (8-12) 确定其余的转向车流量初始值, 如上例中, 若进口存在有 5% 的回头车, 则

$$T^0(1, 1) = N_{进1} \times 5\% = 1000 \times 5\% = 50$$

$$\begin{aligned} T^0(1, 2) &= (1000 - 50) \times 300 / (300 + 600 + 2000) \\ &= 98 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T^0(1, 3) &= (1000 - 50) \times 600 / (300 + 600 + 2000) \\ &= 197 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T^0(1, 4) &= (1000 - 50) \times 2000 / (300 + 600 + 2000) \\ &= 665 \end{aligned}$$

对于相同的迭代初始值, 用 Fratar 模型与用 Furness 模型推算的转向车流量结果是完

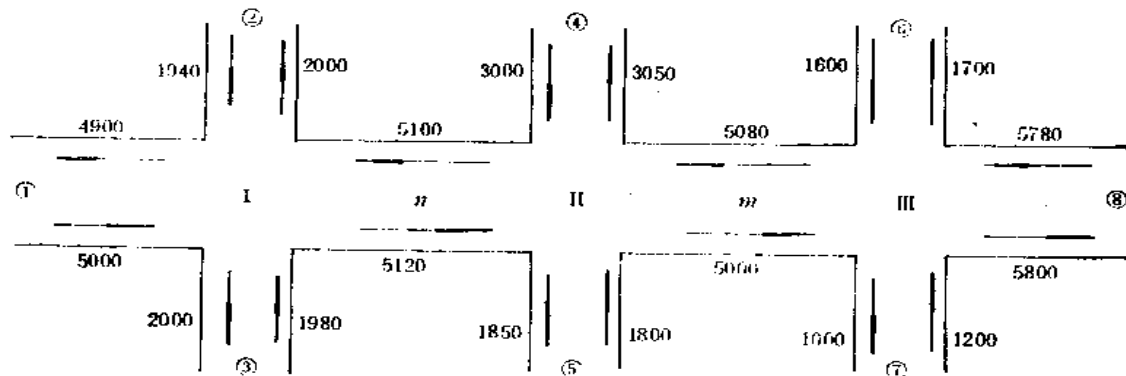


图 8-5 具有三个交叉口的双向干线



全一致的，表 8-6 为图 8-5 所示三个交叉口的转向车流量推算值。

### § 8-5 干线 O-D 量推算示例及软件设计

下面以图 8-5 所示具有三个交叉口的双向干道为例来说明主干道 O-D 量推算过程。该

图 8-5 三交叉口转向车流推算结果

表 8-6

交叉 口 I						交叉 口 II						交叉 口 III					
O \ D	1	2	n	3	进口流量	O \ D	n	4	m	5	进口流量	O \ D	m	6	8	7	进口流量
1	0	846	3 307	848	5 001	n	0	1 378	2 974	768	5 120	m	0	556	4 108	326	5 000
2	813	0	897	230	1 940	4	1 356	0	1 307	337	3 000	6	540	0	981	78	1 600
n	3 258	920	0	922	5 100	m	2 997	1 338	0	745	5 080	8	4 147	1 036	0	596	5 779
3	830	234	916	0	1 980	5	747	334	720	0	1 801	7	392	98	710	0	1 200
出口流量	4 901	2 000	5 120	2 000	14 021	出口流量	5 100	3 050	5 001	1 850	15 001	出口流量	5 080	1 700	5 799	1 000	13 579

进出口流量计算值

表 8-7

进 出 口		1	2	3	4	5	6	7	8
⑧→①	A(i)	4 901	920	922	1 338	745	1 036	596	0
方 向	B(i)	0	813	830	1 356	747	541	392	5 779
①→⑧	A(i)	0	846	848	1 378	768	566	326	5 800
方 向	B(i)	5 001	897	916	1 307	720	981	710	0

①—⑧方向 D-O 量推算表

表 8-8

O \ D	2	3	4	5	6	7	8	进口流量 B
1	5 001	4 155	3 307	2 417	1 921	1 704	1 579	5 001
	846	848	890	496	217	125	1 579	
2			897	656	521	462	428	897
			241	135	59	34	428	
3			916	669	532	472	437	916
			247	137	60	35	437	
4					1 307	1 159	1 074	1 307
					148	85	1 074	
5					720	638	591	720
					82	47	591	
6							981	981
							981	
7							710	710
							710	
出口流量 A	846	848	1 378	768	566	326	5 800	10 532

干线中，三个交叉口的转向车流量已由 Fratar 模型推算，如表 8-6 所示（由 Furness 模型推算的结果与此相同），该双向干线被分解成两条单向干线后，两条单向干线的进出口流量按表 8-4 计算，其结果如表 8-7 所示。每条单向干线的进出口流量确定后，就可用式(8-1)、式(8-2)和式(8-4)计算每条单向干线的  $O-D$  量，如表 8-8、表 8-9 所示，将两条单向干线的  $O-D$  表（表 8-8、表 8-9）迭加，再加上相应的支路直行、回头车车流量（本例中无回头车），便可获得双向干线的  $O-D$  量推算结果，如表 8-10 所示。

尽管干线  $O-D$  量推算相当方便，用列表手算也能解决，但当交叉口个数较多（特别是双向干线）时，采用计算机分析更为快捷。图 8-6 为笔者开发的双向干线  $O-D$  量推算软件框图。采用该软件推算干线  $O-D$  量，对于由几百个交叉口组成的干线，只需几分钟就能获得  $O-D$  量推算结果。

⑧—①方向  $O-D$  量推算表

表 8-9

$O \backslash D$	7	6	5	4	3	2	1	进口流量 $B$
8	5779 596	5183 1036	4147 608	3539 1092	2447 442	2005 441	1564 1564	5779
7			392 58	334 103	231 42	189 42	147 147	392
6			541 79	462 143	319 58	261 57	204 204	541
5					747 135	612 135	477 477	747
4					1356 245	1111 245	866 866	1356
3							830 830	830
2							813 813	813
出口流量 $A$	596	1036	745	1338	922	920	4901	10458

图 8-5 双向干线  $O-D$  量推算结果

表 8-10

$O \backslash D$	1	2	3	4	5	6	7	8	$B(j)$
1	0	846	848	890	496	217	125	1579	5001
2	813	0	230	241	135	59	34	428	1940
3	830	234	0	247	137	60	35	437	1980
4	866	245	245	0	337	148	85	1074	3000
5	477	135	135	334	0	82	47	591	1801
6	204	57	58	143	79	0	78	981	1600
7	147	42	42	103	58	98	0	710	1200
8	1564	441	442	1092	608	1036	596	0	5779
$A(i)$	4901	2000	2000	3050	1850	1700	1000	5800	22301

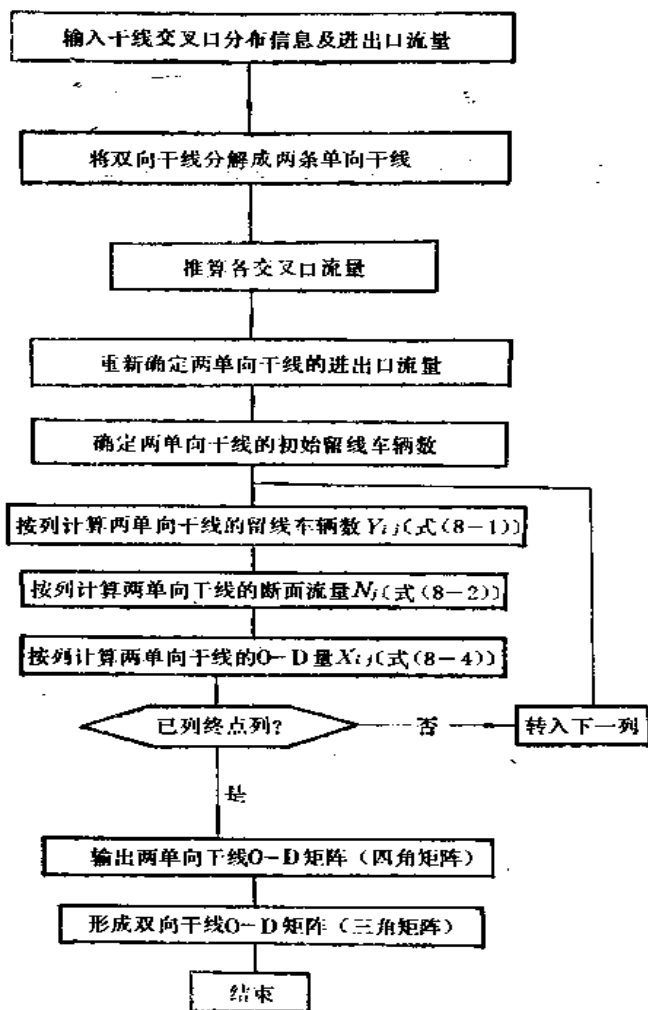


图8-6 双向干线 O-D 量推算软件框图

## § 8-6 交叉口 O-D 量(流向)推算模型的实际检验

交叉口 O-D 量(流向)推算模型的实际检验, 采用了南京市交叉口交通量调查资料, 具体做法是, 根据交叉口实测进出口交通资料, 采用等概率假设[式(8-12)]或历史资料确定 O-D 量初始值, 然后采用 Fratar 模型或 Furness 模型推算交叉口 O-D 量, 对推算交叉口 O-D 量与实测交叉口 O-D 量作相关性及一致性分析, 检验推算模型与实际情况的符合程度。

笔者选用了 10 个主要交叉口各 4 个小时的交叉口 O-D 量(流向)资料进行检验, 采用数据共 40 个 O-D 矩阵 640 (40×16) 组对应数组。

### 一、相关性检验

相关性检验采用的方法与 § 7-5 相同, 即以推算的交叉口 O-D 量为  $Y(i)$  系列 ( $i=1, 2, \dots, 640$ ), 观测的交叉口 O-D 量为  $X(i)$  系列 ( $i=1, 2, \dots, 640$ ), 对  $Y$  与  $X$  进行相关分析,  $Y = a + bx$ 。

### 1. 利用历史资料确定初始值

在推算交叉口  $O-D$  量时, 初始值的确定很重要, 有历史资料的交叉口尽可能利用历史资料作为初始值。在本检验中, 利用上一小时的交叉口观测  $O-D$  量作为下一小时的交叉口  $O-D$  量初始值进行推算。

对推算的 640 (40×16) 个交叉口  $O-D$  量数据与观测的 640 个交叉口  $O-D$  量数据进行相关分析, 得:

$$Y = -0.055 + 0.9955X \quad (8-14)$$

其相关系数  $R = 0.9959$

### 2. 利用等概率假设[式 (8-12)]确定初始值

当无历史资料可以利用时, 其交叉口  $O-D$  量初始值可采用式 (8-12) 所示的等概率假设确定。对推算的 640 个交叉口  $O-D$  量数据与观测的 640 个交叉口  $O-D$  量数据进行相关分析, 得

$$Y = -10.36 + 1.116X \quad (8-15)$$

其相关系数为  $R = 0.8547$ 。

由式 (8-14)、式 (8-15) 可见, 利用前述模型推算的交叉口  $O-D$  量与观测的  $O-D$  量是密切相关的, 其相关系数  $R$  远远大于临界相关系数  $R_{min}$  (表 7-22), 并且, 回归关系式中,  $a \approx 0$ ,  $b \approx 1$ , 即推算  $O-D$  量与实测  $O-D$  量三间具有较好的一致性, 其中以历史资料作为初始值推算的  $O-D$  量与观测的  $O-D$  量几乎一致。

## 二、一致性检验

一致性检验采用的方法与 § 7-5 相同, 即以推算的交叉口  $O-D$  量为  $Y(i)$  系列 ( $i = 1, 2, \dots, 640$ ), 观测的交叉口  $O-D$  量为  $X(i)$  系列 ( $i = 1, 2, \dots, 640$ ), 分析两系列一致性 [ $Y(i) = X(i)$ ] 程度。

### 1. 利用历史资料确定初始值

与相关性检验一样, 本检验中, 采用上一小时的交叉口实测  $O-D$  量作为下一小时的初始交叉口  $O-D$  量, 然后进行推算。对推算的 640 个交叉口  $O-D$  量数据与实测的交叉口  $O-D$  量数据进行一致性分析 (即分析  $Y(i) = X(i)$  ( $i = 1, 2, \dots, 640$ ), 其相关系数  $R_0 = 0.9958$ 。

### 2. 利用等概率假设[式(8-12)]确定初始值

根据式 (8-12) 确定交叉口  $O-D$  量初始值, 然后进行推算, 对推算的交叉口  $O-D$  量与实测的交叉口  $O-D$  量进行一致性分析, 得相关系数  $R_0 = 0.8540$ 。

上述分析结果与相关性检验结果是一致的, 即利用历史资料确定初始值推算的交叉口  $O-D$  量优于利用等概率假设确定初始值推算的交叉口  $O-D$  量, 因此, 可能的话, 尽量利用历史资料作为初始值进行推算。不管是利用历史资料, 还是采用等概率假设, 其推算  $O-D$  量与实测  $O-D$  量的一致性程度均很好, 一致性相关系数远远大于临界相关系数  $R_{min}$  (表 7-22)。可见, 上节提出的交叉口  $O-D$  量推算模型是合理的, 可信的。

## § 8-7 小 结

在城市交通规划及区域公路网规划中, 干线  $O-D$  量及交叉口  $O-D$  量是规划依据之一。传统的  $O-D$  调查很不经济, 采用本文提出的单向干线  $O-D$  量推算, 双向干线  $O-D$  量推算

及交叉口  $O-D$  量推算方法, 只需用路段交通量资料便能推算出各类  $O-D$  量, 可以大大减少所需人力、财力及调查时间。

本文阐述的干线  $O-D$  量推算办法, 同样适用于铁路干线、公交线路、水运干线、地铁干线等的  $O-D$  量推算。

### 参 考 文 献

- [1] O. Adebisi: Improving manual counts of turning traffic volumes at road junctions, *Transpn. Eng. Journal of ASCE*, Vol. 113, No.3, May 1987.
- [2] J. Simon: Generating a bus route  $O-D$  matrix from on-off data, *Transpn. Eng. Journal of ASCE*, Vol. 111, No.6, Nov. 1985.
- [3] 王炜: “主干道路  $O-D$  量推算方法研究” 《华东公路》1988 年第 5 期。

# 第九章 理论方论的实际应用简介

## § 9-1 O-D 量推算方法、交通分配方法在济南市单向交通规划中的应用简介

济南市是一个古老的城市，现为山东省省会，旧城区街道狭窄，多数道路宽度不足 6m，双向行车困难，交叉口通行能力很低。但旧城区路网密度较大，交叉口间距近，平行道路多，具有良好的单向交通设置条件。1979 年、1983 年济南市市政府两次颁布了市区部分道路实行交通管制的通告，对旧城区的部分道路实施了单向管制，这对解决旧城区交通拥挤问题无疑具有积极的作用。但由于在现状的单向路网设置中，没有考虑车辆出行的流量、流向（即 O-D 量），且管制措施实施不力，现状单向路网中主要交叉口高峰时延误时间长，阻塞比较严重，路段车速低，加上公共汽车在单向道上双向行驶，影响了整个路网的通行能力<sup>[1]</sup>。笔者所在的东南大学运输工程研究所结合国家“七五”攻关项目《单向交通与专用道路设置条件的研究》课题，对济南市旧城区的单向路网重新进行了规划。在这里只简单介绍在济南市单向路网规划中，采用本研究成果的有关内容，详细过程及有关资料参见文献<sup>[1]</sup>。

### 一、规划区域 O-D 出行量推算

济南市旧城区现状单向路网含 31 个交叉口、50 个路段，根据该区域的性质、交通集散点布局及该区域边界与主干道路的相交情况，确定了 5 个出行作用点，如图 9-1 所示。在进行该区域的单向网规划时，没有进行专门的 O-D 量调查，只进行了部分路段的交通量观测及车速观测。

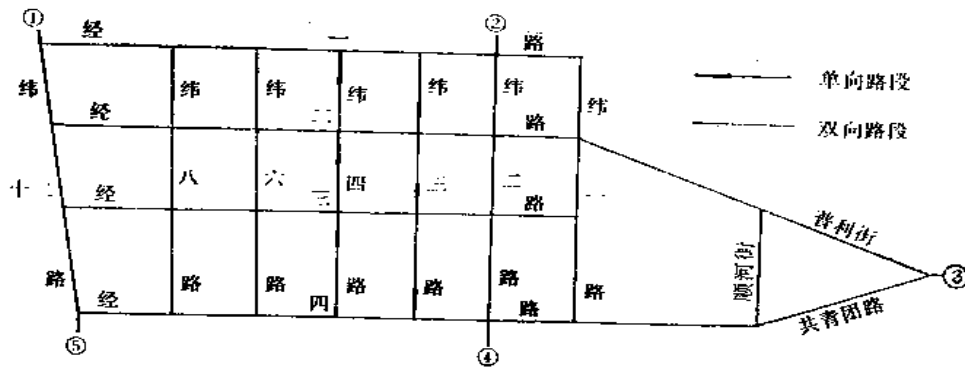


图 9-1 现状路网示意图

在进行单向路网规划时，O-D 出行量资料是规划的基础，由于没有进行专门的 O-D 量调查，故在规划时，该区域的 O-D 量数据采用本书第七章所提出的方法，根据路段交通量观测数据进行推算。推算采用的路段交通量样本 48 个，路权（路段行驶时间）由观测的路

段车速换算而得，被推算的  $O-D$  量 25 ( $5 \times 5$ ) 个。详细数据资料参见文献<sup>[1]</sup>。

## 二、交通分配与网络规划

该单向路网的规划过程实质上就是交通分配与交通质量评价过程，即用本书第四章提出的多路径交通分配方法将推算的  $O-D$  量分配到现状单向路网上，通过交通质量评价调整原单向路网，然后再分配，评价，再调查，直至方案可行。图 9-2 为济南市市政府原定的单向路网方案，图 9-3 为东南大学运输工程研究所提出的单向路网规划方案，该方案的交通质量明显优于原方案。详细数据资料参见文献<sup>[1]</sup>。

采用本书的  $O-D$  量推算方法，成功地简化了该单向网络的规划过程，省略了  $O-D$  调查。本书交通分配方法的采用，为众多方案的比较、评价提供了手段与依据。



图 9-2 济南市市政府原定单向网络方案

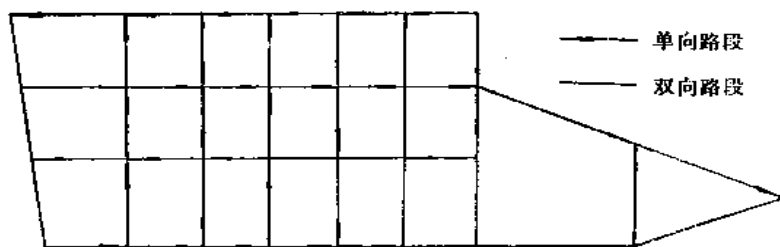


图 9-3 研究所提出的单向网络规划方案

### § 9-2 交叉口 $O-D$ 量推算方法在京深高速公路立交桥设计中的应用简介

交叉口  $O-D$  量（流向）资料是立交桥桥型选择、匝道设计的依据。在东南大学运输工程研究所承接的北京至深圳高速公路石家庄段的定州、田庄两座立交桥设计中，通过预测获得了两立交桥在近期（1995 年、2000 年）及远期（2005 年、2010 年）各年份的交叉口总交

定州立交桥 2010 年流向推算 表 9-1

进 口	总交通量	左转车	直行车	右转车
东	639	181.8	35.6	421.6
南	748.5	44.1	522.6	181.8
西	182	102.3	35.6	44.1
北	1046.5	421.6	522.6	102.3

田庄立交桥 2010 年流向推算 表 9-2

进 口	总交通量	左转车	直行车	右转车
东	128	93.5	5	29.4
南	1046.5	139.1	813.8	93.5
西	188	43.8	5	139.2
北	887	29.4	813.8	43.8

通量，但无流向（交叉口  $O-D$  量）资料。由于该两交叉口为规划交叉口，在现状的道路网中尚未存在，无历史资料可利用，更不能现场观测，该两立交桥 1995 年、2000 年、2005 年、2010 年的流向资料，均采用本书第八章所阐述的 Fratar 模型及 Furness 模型根据等概率假设进行推算。表 9-1 为定州立交桥 2010 年的流向推算结果；表 9-2 为田庄立交桥 2010 年的流向推算结果。根据流向资料，便可选择合适的桥型并能确定立交桥各部位的设计交通量，为立交桥各部的的设计提供依据。如图 9-4 为定州立交桥各部位设计交通量；图 9-5（见 155 页）为田庄立交桥各部位设计交通量，详细数据资料参见文献<sup>[2]</sup>。

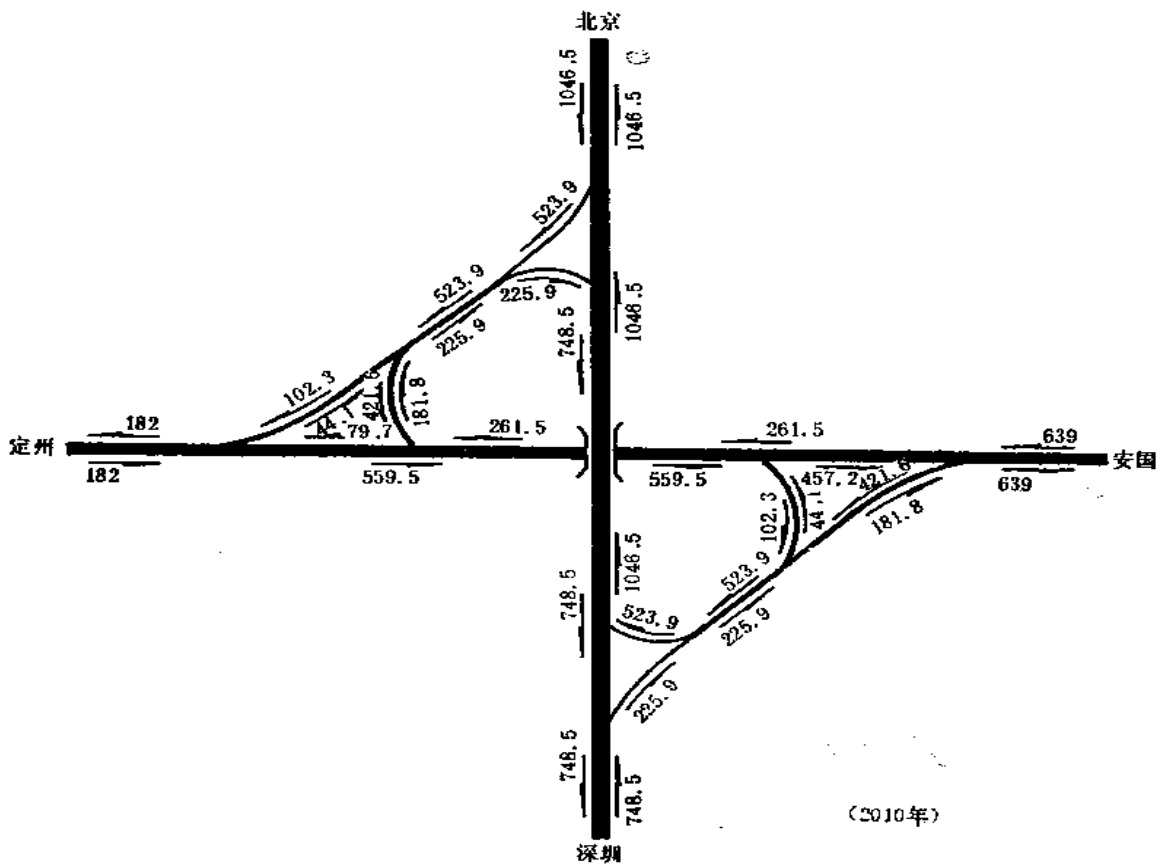
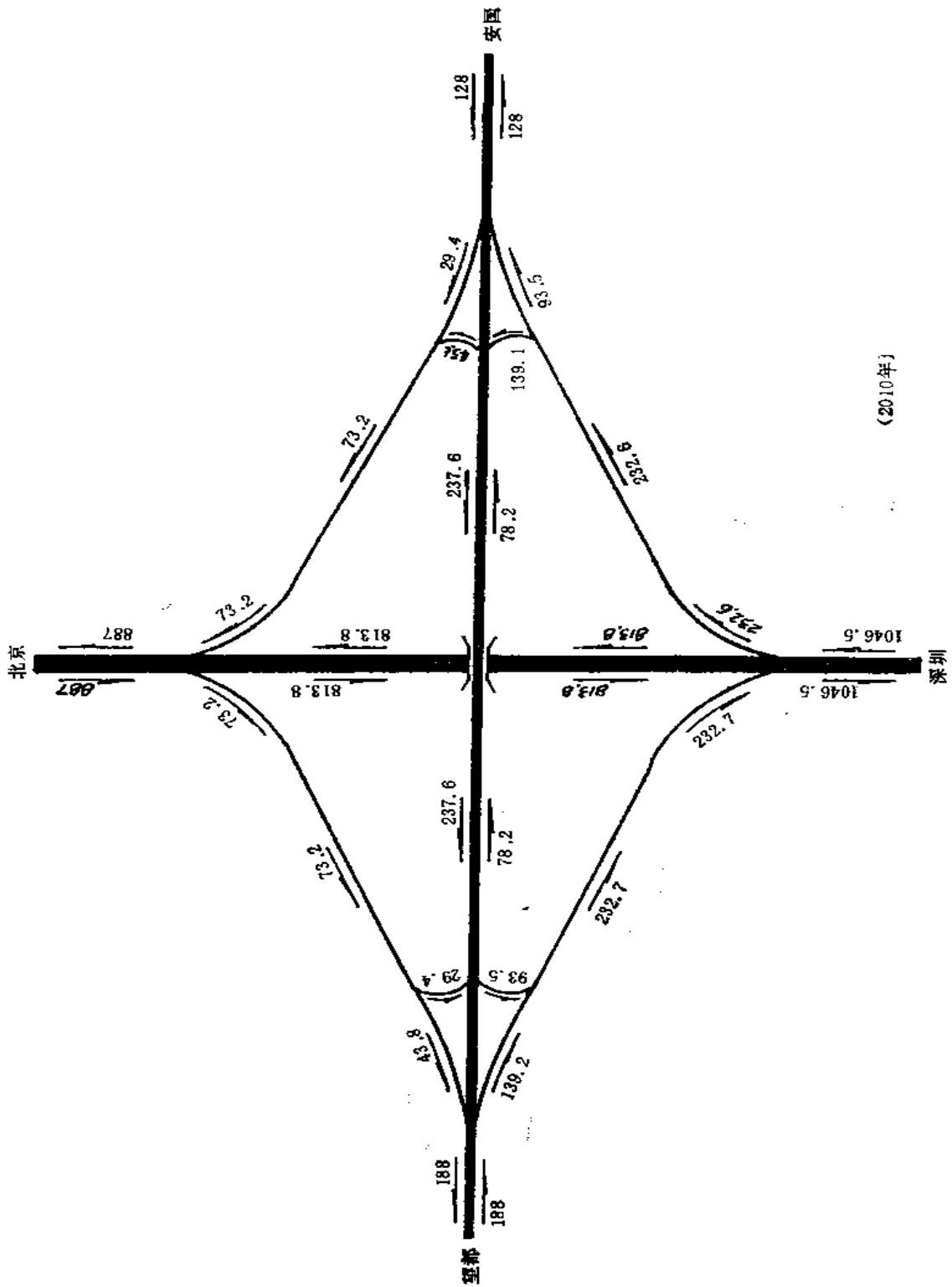


图 9-4 定州立交桥各部位交通量





(2010年)

景吉

图 9-5 田庄立交桥各部位交通量

## § 9-3 交通分配方法、网络规划方法在南京市

### 总体交通规划中的综合应用简介

在东南大学运输工程研究所承接的《南京市总体交通规划》项目中，采用了本书提出的交通分配方法、路网规划方法、公交线网规划方法及笔者所开发的整套交通规划执行软件。

南京市规划区（市区）面积约  $150\text{km}^2$ ，现状人口约 150 万，2000 年预测人口分高方案 300 万（常住）+ 60 万（流动）、中方案 250 万（常住）+ 50 万（流动）、低方案 180 万（常住）+ 36 万（流动）三种情况考虑，并以中方案为主方案。规划分近（1995 年）、远（2000 年）两期。近、远期规划共产生规划方案 14 个，每个规划方案的产生都经过大体一致的步骤：网络计算机处理——路网容量分析——服务水平分析——交通质量评价——路网调整——公交线网规划。

对于交通分配，不同交通方式的  $O-D$  矩阵采用了不同的方法。为了节省上机时间，对于一般的论证方案，自行车采用最短路方法进行分配，公交客流量按最短路法分配（原望流量，公交规划线网确定以前）及静态多路径方法分配（实际流量，公交规划线网确定以后），机动车按容量限制-增量加载方法进行分配。对于最后采用的两个规划方案（1995 年、2000 年各一），采取动态的多路径方法进行分配，以提高分配精度。

在南京市公交线网规划中，采用了“近期与现状相结合，远期与近期相结合，合理利用、优化改造”的原则，即在近期规划中保留了现有公交线网中的部分合理线路，并从 1995 年预测乘客  $O-D$  矩阵中减去这些线路所运送的  $O-D$  量，对剩余  $O-D$  矩阵利用本书所阐述的“逐条布设，优化成网”方法进行分配和规划。在进行远期规划时，保留了近期公交线网中的部分合理线路，并从 2000 年预测乘客  $O-D$  矩阵中减去这些保留线路所运送的  $O-D$  量，对剩余的  $O-D$  矩阵采用“逐条布设，优化成网”方法进行分配和规划。

各规划步骤的细节及方法已在前面各章中详细介绍。

图 9-6 为南京市现状交通网络，图 9-7 为南京市近期规划（1995 年）路网方案，图 9-8 为南京市远期规划（2000 年）路网方案之一。该三方案的道路条件及交通质量评价指标如表 9-3 所示。

南京市总体交通规划成果包括以下几个方面：

- 1) 各规划方案（包括近、远期的各比较方案及采用方案）的交通质量评价图（彩色，由计算机绘制，以下同）。

- 2) 各规划方案的机动车、非机动车、公交客流量网络流量分布图。

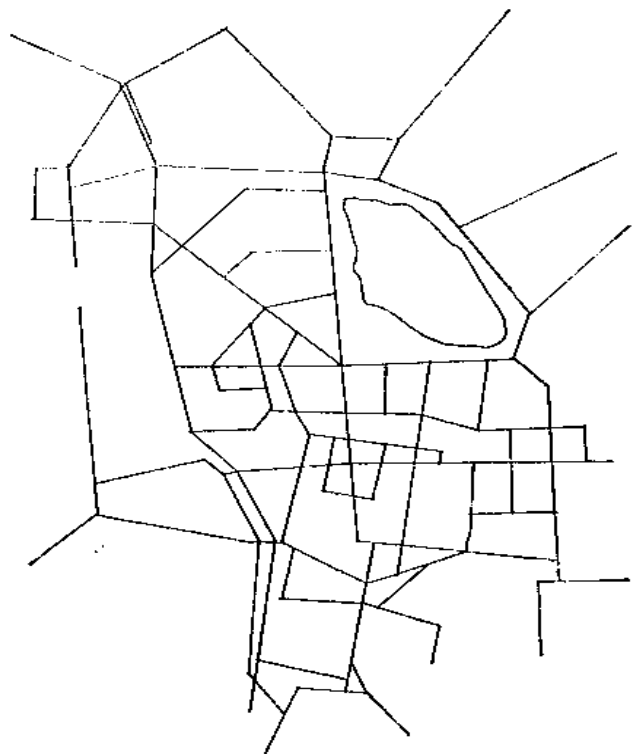


图 9-6 南京市现状交通网络

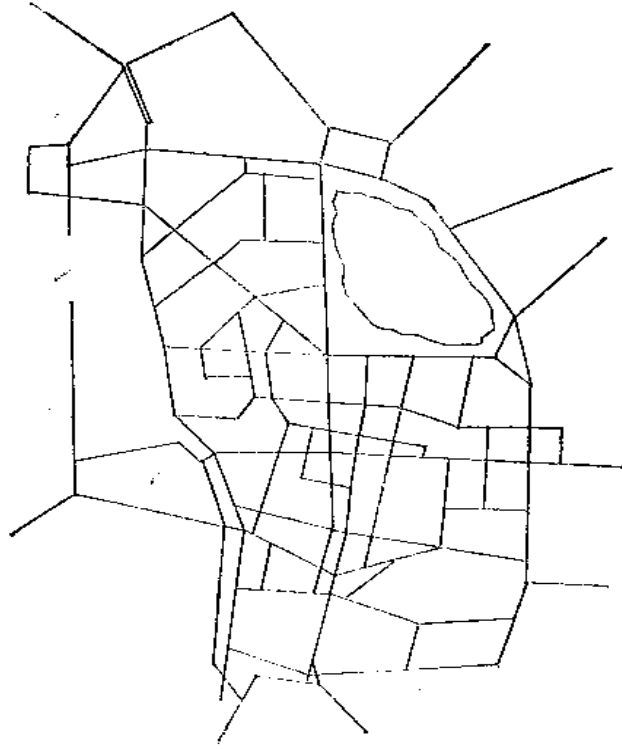


图9-7 南京市1995年(近期)规划路网方案

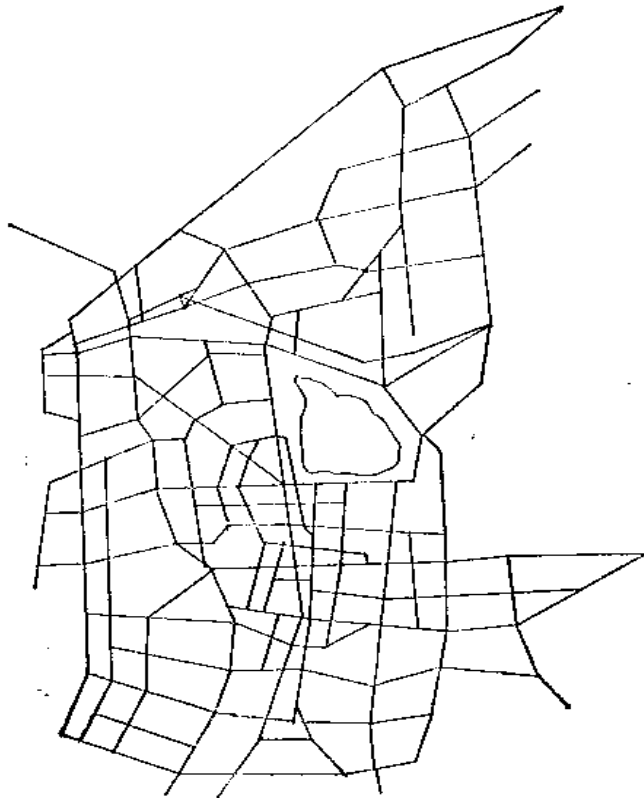


图9-8 南京市2000年(远期)规划路网方案

三网络交通质量评价指标(高峰小时)

表 9-3

指 标	网络方案	现 状	1995 年	2 000 年
道路总长度 (km)		150	164	299
机动车道平均宽度 (m)		4.0	4.6	6.0
非机动车道平均宽度 (m)		3.4	3.3	3.9
主要交叉口个数		111	124	177
其中立体交叉口		1	3	25
环形交叉口		8	7	3
信号交叉口		40	100	149
无控制交叉口		62	14	0
路段平均交通量 (veh/h)		416	661	531
路段平均通行能力 (veh/h)		1128	1442	1 708
路段平均饱和度		0.37	0.46	0.31
交通量超过 1 000 veh/h 的路段数 (百分比)		16(5%)	104(27%)	102(17%)
交通量超过 2 000 veh/h 的路段数 (百分比)		0(0%)	5(1 %)	18(3%)
A、B 级服务水平的路段数 (百分比)		263(80%)	276(71%)	536(88%)
C 级服务水平的路段数 (百分比)		33(10%)	47(12%)	51(8 %)
D 级服务水平的路段数 (百分比)		13(4 %)	28(7 %)	18(3 %)
E 级服务水平的路段数 (百分比)		6(2 %)	8(2 %)	7(1 %)
F 级服务水平的路段数 (百分比)		13(4 %)	25(7 %)	2(0 %)
交叉口平均交通量 (veh/h)		1 435	2 360	2 147
交叉口平均通行能力 (veh/h)		1 888	3 319	4 838
交叉口平均饱和度		0.76	0.71	0.44
交通量超过 4 000 veh/h 的交叉口个数 (百分比)		4(4%)	21(17%)	26(15%)
交通量超过 5 000 veh/h 的交叉口个数 (百分比)		1(1%)	8(6 %)	18(10%)
交通量超过 6 000 veh/h 的交叉口个数 (百分比)		0(0%)	5(4 %)	6(3 %)
A、B 级服务水平的交叉口个数 (百分比)		48(43%)	54(44%)	131(74%)
C 级服务水平的交叉口个数 (百分比)		13(12%)	17(14%)	28(16%)
D 级服务水平的交叉口个数 (百分比)		14(13%)	10(8 %)	10(6 %)
E 级服务水平的交叉口个数 (百分比)		5(5 %)	16(13%)	4(2 %)
F 级服务水平的交叉口个数 (百分比)		31(28%)	27(22%)	4(2 %)

3) 各规划路网结构图 (形状、节点及几何状况等)。

4) 公交线网规划图。

5) 与上述四类图形相对应的一系列计算表。

6) 分析报告、预测报告、研究报告等。

南京市总体交通规划项目已于 1990 年 7 月初通过全国性鉴定, 来自全国各地的交通工程专家一致认为, 该项目的总体研究水平达到了国内领先水平, 其中部分理论研究成果属国内首创。

## 参 考 文 献

[1] 李峻利: “济南市单向交通研究”, 东南大学, 1989 年。

- [ 2 ] 李峻利、王炜：“立交工程交通量及流向流量分析实例”，《河北公路》，1989年第2期。
- [ 3 ] 徐吉谦等：《南京市综合交通规划综合报告》，东南大学交通工程系、南京市综合交通规划工作组，1990年。
- [ 4 ] 王炜：“南京市交通分配方法研究报告”，《南京市综合交通规划专题报告 13-1。》东南大学交通工程系，1990年。
- [ 5 ] 王炜：“南京市交通网络规划方法研究报告”，《南京市综合交通规划专题报告 13-2。》东南大学交通工程系，1990年。
- [ 6 ] 王炜：“南京市公交线网规划方法研究报告”，南京市综合交通规划专题报告 13-3，东南大学交通工程系，1990年。
- [ 7 ] 王炜：“南京市网络规划方案论证报告”，《南京市综合交通规划专题报告 13-5。》东南大学交通工程系，1990年。
- [ 8 ] 乔凤祥：“南京市公交线网规划方案”，《南京市综合交通规划专题报告 13-8。》东南大学交通工程系，1990年。