

100-132-1299

MOTC-IOT-100-PBA039

2011 年臺灣公路容量手冊



交通部運輸研究所

中華民國 100 年 10 月

100-132-1299

MOTC-IOT-100-PBA039

2011 年臺灣公路容量手冊

著者：林豐博、曾平毅、林國顯、蘇振維、張瓊文、鄭嘉盈、
呂怡青、劉國慶、陳昭堯、王怡方

交通部運輸研究所

中華民國 100 年 10 月

臺灣公路容量手冊. 2011 / 林豐博等著. -- 初版.

-- 臺北市：交通部運研所，民100. 10

面；公分

ISBN 978-986-02-9882-6(精裝). --

ISBN 978-986-02-9883-3(平裝)

1. 公路管理 2. 容量分析 3. 臺灣

557.33

100022748

2011 年臺灣公路容量手冊

著者：林豐博、曾平毅、林國顯、蘇振維、張瓊文、鄭嘉盈、呂怡青、劉國慶、陳昭堯、王怡方

出版機關：交通部運輸研究所

地址：10548 臺北市敦化北路 240 號

網址：www.iot.gov.tw (中文版>圖書服務>本所出版品)

電話：(02)23496789

出版年月：中華民國 100 年 10 月

印刷者：承亞興企業有限公司

版(刷)次冊數：初版一刷 250 冊 (精裝 150 冊，平裝 100 冊)

本書同時登載於交通部運輸研究所網站

定價：700 元

展售處：

交通部運輸研究所運輸資訊組・電話：(02)23496880

國家書店松江門市：10485 臺北市中山區松江路 209 號・電話：(02)25180207

五南文化廣場：40042 臺中市中山路 6 號・電話：(04)22260330

GPN：1010003562 ISBN：978-986-02-9882-6 (精裝)

著作財產權人：中華民國 (代表機關：交通部運輸研究所)

本著作保留所有權利，欲利用本著作全部或部分內容者，須徵求交通部運輸研究所書面授權。

序

公路容量分析在公路工程與管理扮演重要角色，舉凡公路興建、都市計畫變更與交通衝擊等，均需對公路設施在預期或現存交通狀況下的容量與服務水準有深入的了解，方能訂出適當標準，以提升交通服務與生活環境品質。交通部運輸研究所在民國 80 年出版「臺灣地區公路容量手冊」，並於 90 年更新出版「2001 年臺灣地區公路容量手冊」。現再歷經 10 年的在地化研究與深化，陸續完成多車道郊區公路、市區號誌化路口、市區幹道、公車設施及機車專用道等章之修訂，同時也更新第 3 版公路交通系統模擬模式與第 2 版收費站模擬模式。

本手冊共有 19 章，第一章為緒論，第二章說明容量分析之基本觀念，第三章到第十九章則各別說明高速公路、市區幹道、地下道路及高架快速道路、郊區雙車道及多車道公路、號誌化路口、非號誌化路口及圓環、公車設施、機車專用道、行人設施等公路設施之運作特性及分析方法。

公路容量研究在歐美國家受政府與學界長期重視，長年都以百萬美元之龐大經費與人力投入持續研究(如美國 2011 年 HCM)；本所於經費、人力均有限的情況，在美國 Clarkson 大學林豐博教授指導、警察大學曾平毅教授、臺灣世曦工程顧問公司與各界的協助下，於今年再版付梓，名之為「2011 年臺灣公路容量手冊」，供各界先進參考引用，殷期能對國內相關研究有所貢獻，並希實務界在運用本手冊時能予回饋，提供卓見，作為爾後繼續修訂之基礎，共同努力以使臺灣公路容量手冊更臻完美。

所長 林志明

交通部運輸研究所共同研究計畫出版品摘要表

出版品名稱：2011 年臺灣公路容量手冊			
國際標準書號 (或叢刊號) ISBN978-986-02-9883-3 (平裝)	政府出版品統一編號 1010003562	運輸研究所出版品編號 100-132-1299	計畫編號 100-PBA039
本所主辦單位：運輸計畫組 主管：蘇振維 計畫主持人：林國顯(前)、蘇振維 研究人員：張瓊文、呂怡青、鄭嘉盈 聯絡電話：(02)23496802 傳真號碼：(02)25450428	共同研究單位：中華民國運輸學會 計畫主持人：林豐博 地址：P. O. Box 935 Potsdam, NY 13676 U.S.A 協同主持人：曾平毅 地址：桃園縣龜山鄉大崗村樹人路 56 號 聯絡電話：(03)3282321 轉 4619 共同研究單位：臺灣世曦工程顧問股份有限公司 計畫主持人：劉國慶 地址：臺北市 11491 內湖區陽光街 323 號 聯絡電話：(02)27363567	研究期間 自 91 年 3 月 至 100 年 6 月	
關鍵詞：容量、流量、密度、速率、服務水準、延滯			
<p>摘要：</p> <p>公路容量不但為公路運輸系統規劃、設計與績效評估之基礎，更是公路管理與控制的重要參考依據。針對國內公路容量分析問題，本所在民國80年與90年分別出版台灣地區公路容量手冊供各界引用參考。</p> <p>由於容量研究為一長期性的工作，須根據國內交通設施與車流特性分析結果，逐步修訂，以適用於國內之分析。近年來，根據新的研究成果，本所陸續完成第11章多車道區公路、第13章市區號誌化路口、第16章市區幹道、第17章公車設施及第18章機車專用道等章節之修訂，同時更新舊有模式，完成第3版公路交通系統模擬 (Highway Traffic System Simulation, 簡稱HTSS) 模式與第2版收費站模擬(Toll Plaza Simulation, 簡稱TPS)模式。為儘快將現有資料提供給交通界做參考，本所乃出版本手冊，以替代民國90年之手冊。未來本所將繼續致力於公路容量在地化之相關研究工作，俾使臺灣地區公路容量手冊內容更趨完整。</p>			
出版日期	頁數	定價	本出版品取得方式
100 年 10 月	670	500	凡屬機密性出版品均不對外公開。普通性出版品，公營、公益機關團體及學校可函洽本所免費贈閱；私人及私營機關團體可按定價價購。
<p>機密等級：</p> <p><input type="checkbox"/>密 <input type="checkbox"/>機密 <input type="checkbox"/>極機密 <input type="checkbox"/>絕對機密 (解密條件：<input type="checkbox"/>年 月 日解密，<input type="checkbox"/>公布後解密，<input type="checkbox"/>附件抽存後解密， <input type="checkbox"/>工作完成或會議終了時解密，<input type="checkbox"/>另行檢討後辦理解密)</p> <p><input checked="" type="checkbox"/>普通</p>			
<p>備註：1.本研究之結論與建議不代表交通部之意見。 2.本研究係使用公路總局經費辦理。</p>			

**PUBLICATION ABSTRACTS OF RESEARCH PROJECTS
INSTITUTE OF TRANSPORTATION
MINISTRY OF TRANSPORTATION AND COMMUNICATIONS**

TITLE: 2011 Highway Capacity Manual in Taiwan			
ISBN(OR ISSN) ISBN978-986-02-9883-3 (pbk.)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1010003562	IOT SERIAL NUMBER 100-132-1299	PROJECT NUMBER 100-PBA039
DIVISION: Transportation Planning Division DIVISION DIRECTOR: Cheng-Wei Su PRINCIPAL INVESTIGATOR: Kuo-Shian Lin (ex-), Cheng-Wei Su PROJECT STAFF: Chiung-Wen Chang, Yi-Ching Lu, Chia-Ying Cheng PHONE: 886-2-23496802 FAX: 886-2-25450428			PROJECT PERIOD FROM March 2002 TO June 2011
RESEARCH AGENCY: Chinese Institute of Transportation PRINCIPAL INVESTIGATOR: Feng-Bor Lin ADDRESS: P. O. Box 935 Potsdam, NY 13676 U. S. A. PHONE: 01-315-265-4995 CO-INVESTIGATOR: Pin-Yi Tseng ADDRESS: 56 Shuhren Road, Dahgang , Kueishan R.T., Taoyuan, Taiwan, R. O. C. PHONE: 886-3-3282321 ext. 4619 RESEARCH AGENCY: CECI Engineering Consultants, Inc., Taiwan PRINCIPAL INVESTIGATOR: Kuo-Ching, Liu ADDRESS: No.323, Yangguang St., Neihu District Taipei 11491, Taiwan, R.O.C. PHONE: 886-2-87973567			
KEY WORDS: Capacity, Volume, Density, Speed, Level of service, Delay			
ABSTRACT: <p>Because highway capacity analysis is very important for highway system planning, designing, performance evaluation, management and control, the IOT has published two versions of the Highway Capacity Manual in 1991 and 2001 to assist relative traffic agencies in highway capacity analysis.</p> <p>Because the characteristics of the traffic and facilities in Taiwan are unique to others, the IOT has made tremendous efforts to collect data and develop methodologies for local highway capacity and the level- of-service analysis continuously. In the past ten years, the IOT has revised the capacity analysis of Chapter 11: suburban highway, Chapter 13: signalized intersection, Chapter 16: urban arterial, Chapter 17: bus lanes, and Chapter 18: motorcycle lanes. During the same period, the IOT also revised the Highway Traffic System Simulation (HTSS) Model and Toll Plaza Simulation (TPS) Model. In order to provide the above-mentioned revised data as soon as possible, the IOT is publishing the revised edition of the 2001 Taiwan Highway Capacity Manual, and the 3rd version of the HTSS model and the 2nd version of the TPS model are appended to this manual. In the future, the transportation planning division will devote efforts to local capacity study and manual renewal.</p>			
DATE OF PUBLICATION October 2011	NUMBER OF PAGES 670	PRICE 500	CLASSIFICATION <input type="checkbox"/> RESTRICTED <input type="checkbox"/> CONFIDENTIAL <input type="checkbox"/> SECRET <input type="checkbox"/> TOP SECRET <input checked="" type="checkbox"/> UNCLASSIFIED
1. The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications. 2. The budget of this research project is contributed by Directorate General Highway.			

2011 臺灣公路容量手冊

目 錄

	頁次
第一章 緒論.....	1-I
第二章 基本觀念.....	2-I
第三章 高速公路系統.....	3-I
第四章 高速公路基本路段.....	4-I
第五章 高速公路進口匝道路段.....	5-I
第六章 高速公路出口匝道路段.....	6-I
第七章 高速公路交織區段.....	7-I
第八章 高速公路收費站.....	8-I
第九章 市區高架快速道路基本路段.....	9-I
第十章 市區地下道路.....	10-I
第十一章 多車道郊區公路.....	11-I
第十二章 雙車道郊區公路.....	12-I
第十三章 號誌化交叉路口.....	13-I
第十四章 非號誌化交叉路口.....	14-I
第十五章 圓環.....	15-I
第十六章 市區幹道.....	16-I
第十七章 市區公車設施.....	17-I
第十八章 機車專用道.....	18-I
第十九章 行人設施.....	19-I

2011 臺灣公路容量手冊

目 錄

	頁次
第一章 緒論.....	1-I
第二章 基本觀念.....	2-I
第三章 高速公路系統.....	3-I
第四章 高速公路基本路段.....	4-I
第五章 高速公路進口匝道路段.....	5-I
第六章 高速公路出口匝道路段.....	6-I
第七章 高速公路交織區段.....	7-I
第八章 高速公路收費站.....	8-I
第九章 市區高架快速道路基本路段.....	9-I
第十章 市區地下道路.....	10-I
第十一章 多車道郊區公路.....	11-I
第十二章 雙車道郊區公路.....	12-I
第十三章 號誌化交叉路口.....	13-I
第十四章 非號誌化交叉路口.....	14-I
第十五章 圓環.....	15-I
第十六章 市區幹道.....	16-I
第十七章 市區公車設施.....	17-I
第十八章 機車專用道.....	18-I
第十九章 行人設施.....	19-I

第一章 緒論

目 錄

	頁次
目錄.....	1-i
1.1 手冊之目的.....	1-1
1.2 手冊之背景.....	1-1
1.3 手冊之涵蓋範圍	1-2

1.1 手冊之目的

公路設施乃交通系統之一重要骨幹。這些設施之規劃、設計及運作策略之訂定需要交通界對各設施在預期或現存交通狀況下的服務水準有深入的了解，否則可能造成設計或運作不當而浪費資源，導致交通壅塞，進而增加經濟及社會活動之成本並影響環境之品質。公路容量分析提供規劃及設計人員客觀的資料以決定適當之設計及運作，其重點在於探討公路設施之硬體設備、運作策略與交通需求(traffic demand)之互動關係以協助完成下列在規劃、設計或運作時常須執行的工作：

- 1.訂定在欲維持一特定服務水準時所需之交通設施或運作策略。
- 2.評估現存或將來交通設施之服務水準，作為規劃或分配資源以改善交通及運作策略之依據。
- 3.評估土地開發對交通及環境之衝擊。

本手冊之目的在於討論各種公路設施之運作特性，並提供容量分析之方法。

1.2 手冊之背景

因為容量分析在公路工程上有很重要之角色，交通部運輸研究所(以下簡稱本所)在民國 80 年出版「台灣地區公路容量手冊」[1]，當時臺灣在公路容量分析之研究剛起步，所以「台灣地區公路容量手冊」大部分採用美國 1985 年之公路容量手冊[2]。

然而臺灣之車流及交通設施的特性與美國差異甚大，故本所自民國 81 年起開始進行長期性之容量在地化研究工作，逐步修定民國 80 年之公路容量手冊，以適用於國內之分析。於民國 89 年時，為將階段性之本土化研究成果提供各界參考，乃進行公路容量手冊之彙整修編工作，並於民國 90 年初出版「2001 年台灣地區公路容量手冊」[3]，計有 19 章。主要的在地化研究成果包含高速公路基本路段、收費站、進出口匝道路段、市區號誌化交叉路口及市區高架道路基本路段等

(手冊之第一~十章)，其餘則先沿用 80 年版手冊內容。

由於容量研究及手冊編訂為一基礎研究工作，主要的困難在於國內相關文獻缺乏完整性與細緻性，早期的研究更常因交通參數的定義及資料蒐集方法不同，而無法直接引用於容量手冊修訂工作上，加以現場資料蒐集不易，部分課題分析中可用樣本數偏低，常無足夠的資料進行容量分析工作。此種資料數量上與廣度上的限制，導致本所仍須就部分章節之研究與手冊修訂工作長時間持續投入，以累積研究成果，方可供各界先進參考引用。

近年來，根據新的研究成果，本所陸續完成第十一章多車道區公路、第十三章市區號誌化路口、第十六章市區幹道、第十七章公車設施及第十八章機車專用道等章節之修訂，同時更新舊有模式，完成第 3 版公路交通系統模擬 (Highway Traffic System Simulation, 簡稱 HTSS) 模式與第 2 版收費站模擬(Toll Plaza Simulation, 簡稱 TPS)模式。為儘快將現有資料提供給交通界做參考，本所乃出版本手冊，以替代民國 90 年之手冊。

1.3 手冊之涵蓋範圍

本手冊共有 19 章，第二章說明有關容量分析之基本觀念，第三章到第十九章則各別說明下列公路設施之運作特性及分析方法：

- 高速公路
- 市區幹道、地下道路及高架快速道路
- 郊區雙車道及多車道公路
- 號誌化路口、非號誌化路口及圓環
- 公車設施
- 機車專用道
- 行人設施

上述的設施中，有許多設施之組成不單純，例如高速公路可細分成隧道、進出口匝道路段、收費站及不受隧道、匝道及收費站作業所影響的平坦或坡度路段。因資料缺乏，本手冊目前還未能針對每一公路設施之各項組成做一完整的探討。以高速公路及市區高架道路而言，本手冊未涵蓋匝道本身及匝道與平面道路交叉路段之分析。一般

的快速道路也尚未列入本手冊之涵蓋範圍。

除了收費站及號誌化交叉路口的分析之外，本手冊所介紹的分析方法皆以公式及圖表為基礎。這些分析方法常常不能反應複雜之實際作業情形，更無法處理不同設施間之互動關係，所以本手冊只能將各設施及其組成當做獨立設施而不考慮其互動關係。本所將持續發展模擬模式以克服分析上的困難。

此外，以公式及圖表為基礎之方法在運用上常須執行一連串的計算，因此本所亦根據手冊之分析方法與程序同步開發電腦軟體 THCS(Taiwan Highway Capacity Software)，附於本手冊，以利各界之應用。

經本手冊彙整近年來的研究成果，國內較少使用且本土化資料較不足及目前尚未有完整研究部分仍繼續沿用 2001 年版內容，同時亦參考美國 2010HCM[4,5]與國內目前使用狀況，在服務水準分類上作局部修正，詳見附表。

表 1.1 2011 年 HCM 內容概要說明

公路設施及其組成項目		內容主要來源	備註
一、高速公路	1.基本路段	沿用 2001 年版內容，調整服務水準分級之評量指標數值。	第三、四章
	2.進口匝道路段	沿用 2001 年版內容，調整服務水準分級之評量指標數值。	第三、五章
	3.出口匝道路段	沿用 2001 年版內容，調整服務水準分級之評量指標數值。	第三、六章
	4.交織路段	沿用民國 80 年版內容。	第三、七章
	5.收費站	採用本所最新研究成果修訂。	第三、八章
二、市區道路	1.幹道	採用本所最新研究成果修訂。	第十六章
	2.高架快速道路 基本路段	沿用 2001 年版內容。	第九章
	3.地下道路	沿用民國 80 年版內容，小幅調整服務水準分級之評量指標數值。	第十章
三、郊區公路	1.雙車道公路	沿用民國 80 年版內容。	第十二章
	2.多車道公路	採用本所最新研究成果修訂。	第十一章
四、交叉路口	1.號誌化路口	採用本所最新研究成果修訂。	第十三章
	2.非號誌化路口	沿用民國 80 年版內容。	第十四章
	3.圓環	沿用民國 80 年版內容。	第十五章
五、公車設施	採用本所最新研究成果修訂。	第十七章	
六、機車專用道	採用本所最新研究成果修訂。	第十八章	
七、行人設施	在分析上摒棄 80 年版以行人流量為主要考量之概念，而改以行人流密度為分析分級之主要依據，在服務水準分級標準，仍沿用 80 年版之內容。	第十九章	

參考文獻

1. 「台灣地區公路容量手冊」，79-27-160，交通部運輸研究所，民國80年5月。
2. *Highway Capacity Manual*, Special Report 209, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D. C., 1998.
3. 「2001年台灣地區公路容量手冊」，90-16-1183，交通部運輸研究所，民國90年3月。
4. *Highway Capacity Manual*, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 2000.
5. *HCM 2010, Highway Capacity Manual*, Vol. 2, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 2010.

第二章 基本觀念

目 錄

	頁次
2.1 緒論.....	2-1
2.2 流量、流率與需求流率	2-1
2.3 車流之平均速率	2-3
2.4 密度與佔有率.....	2-3
2.5 容量.....	2-4
2.6 績效指標與服務水準	2-6
2.7 容量分析.....	2-7
2.8 小客車當量.....	2-7

圖 目 錄

	頁次
圖 2.1 無阻斷性車流平均速率與流率之關係	2-6
圖 2.2 不同重車比之平均速率與流率關係示意圖	2-9

2.1 緒論

容量分析之重點在於探討車流與交通設施及其運作策略之互動關係。雖然不同設施有不同之功能及車流特性，其容量分析之過程常須運用一些共同的原則或觀念。本章對容量分析之性質及一些較常用的觀念做一簡單的討論。

2.2 流量、流率與需求流率

流量為一段時間內通過一定點的車輛數或人數。流率為單位時間內通過一定點的車輛數或人數，其值等於一時段內流量在單位時間內之對等流量。在分析車流時，單位時間的長度通常為一小時，如 5 分鐘的流量為 200 輛，則其對等流率為 $200 \times 60 / 5 = 2,400$ 輛/小時。分析行人流之單位時間則常用一分鐘。

流率可分成需求流率及實際流率。需求流率為欲通過某一定點的流率。實際流率則代表在現場可觀察到之流率或可通過一設施之流率。例如一高速公路主線在沒有塞車之情況下有一車流以 5,000 輛/小時之流率向一收費站推進，則收費站之需求流率為 5,000 輛/小時。如果收費站每小時只能讓 4,000 輛車子通過，則收費站之實際流率為 4,000 輛/小時，在這種情形下，只要需求流率不高於 4,000 輛/小時，則實際流率等於需求流率。

在規劃一新的設施或評估一現有設施時，適用的流率為需求流率。在尖峰小時內，需求流率很可能隨時間而有顯著的變化，如一設施不能承載在尖峰小時內短時段中之需求流率，則可能造成嚴重而持久之壅塞狀況。為減少這種情形發生之可能性，通常一設施須能承載尖峰 15 分鐘之需求流率。所以容量分析以探討尖峰 15 分鐘之車流狀況為主，如有需要，容量分析也可針對尖峰小時的車流狀況。

規劃及設計用之尖峰 15 分鐘需求流率，係根據設計小時(design hour)內之預測流率，而設計小時預測流率則為設計年(design year)中，被用以規劃及設計之小時流量。設計小時通常考量未來 5 到 20 年間之狀況，其中，設計小時之尖峰 15 分鐘之需求流率可估計如下：

$$q = \frac{ADT \times K \times D}{PHF} \quad (2.1)$$

此式中，

q ：設計小時中單方向尖峰 15 分鐘之需求流率(輛/小時)；

ADT ：設計年平均每日流量(輛)；

K ：設計小時流量係數；

D ：車流之方向分佈係數；

PHF ：尖峰小時係數。

設計小時流量係數 K 代表設計小時流量與設計年中平均每日流量之比值。一般大都會的設計小時流量係數很可能在 0.08 到 0.12 之間。其它地區之設計小時流量係數可能在 0.12 到 0.18 之間。

車流之方向分佈係數 D 代表在尖峰小時內，車流較大方向之流率佔總流率之比例。此係數之值可能在 0.5 與 0.65 之間。一般在市區道路之車流可能比較平均的分佈在兩行車方向，故其方向分佈係數 D 可能接近 0.5；市郊或城際間的聯絡道路則很可能有較高的方向分佈係數。

尖峰小時係數 PHF 指尖峰小時流率與尖峰 15 分鐘流率之比值。例如尖峰小時之時段已知，而且其流率為 264 輛/小時，在此時段中每 5 分鐘時段之流量如下：

5 分鐘 時段	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
流量	20	22	21	24	26	27	22	25	20	19	18	20

從這些數據可知尖峰 15 分鐘包括第 4，5 及 6 時段，其流量為 $24 + 26 + 27 = 77$ 輛。此流量之相關流率為 $77 \times 60 / 15 = 308$ 輛/小時。所以尖峰小時係數等於 $264 / 308 = 0.86$ 。

根據尖峰小時係數 PHF 之定義，上述 5 分鐘時段之資料不一定能求得正確的尖峰小時係數。其原因在於 5 分鐘之資料整合時段(data aggregation period)可能太長，而不能顯示真正的尖峰 15 分鐘及其流量。如將資料整合時間縮短成 1 分鐘，則可得較正確的估計。但一般

交通機構沒有一分鐘的資料，而且尖峰小時係數的運用不太可能也不需要高精確度，所以資料整合時段可用 5 分鐘之長度，但不宜超過 5 分鐘。

如已知尖峰小時之流率 Q ，則尖峰 15 分鐘之流率 q 可估計如下：

$$q = \frac{Q}{PHF} \quad (2.2)$$

此式中，

Q ：尖峰小時流率(輛/小時)。

2.3 車流之平均速率

車流之平均速率指一固定之距離除以平均旅行時間，其值可估計如下：

$$v = \frac{NL}{\sum t_i} = \frac{N}{\sum \frac{1}{u_i}} \quad (2.3)$$

此式中，

v ：平均速率；

N ：車輛之樣本數；

L ：行車距離；

t_i ：車輛 i 之旅行時間；

u_i ：車輛 i 之平均速率。

2.4 密度與佔有率

密度為單位長度內之車數或單位面積內之人數。車流之密度須利用一相當長的路段來計算，所以不容易在現場直接衡量。因此，一般交通機構通常利用偵測器估計佔有率以取代密度。

佔有率為一特定時間內(如 1 分鐘或 5 分鐘)一小路段被車輛佔據的時間百分比。假如在 5 分鐘內一小路段被車輛佔據的時間為 3 分鐘，則佔有率為 $3/5 \times 100\% = 60\%$ 。衡量佔有率最常用的工具為感應線圈偵測器(inductive loop detector)，只要有車輛在偵測範圍內，偵測區所代表的路段即屬被佔據；在壅塞、低速的行車狀況時，有可能同時有兩車在偵測範圍之內。另外，常用的還有影像處理偵測器。

一般而言，密度越大佔有率也越大，此兩參數之理論關係如下：

$$D = \frac{10K}{L_V + L_D} \quad (2.4)$$

此式中，

D：密度(輛/公里)；

K：佔有率(%)；

L_V ：平均車長(公尺)；

L_D ：偵測區長度(公尺)。

2.5 容量

容量指在一已知之交通、控制、幾何及其他狀況下，單位時間內經常可通過一定點之最大流率。因為目前交通設施常以尖峰 15 分鐘之需求流率做為設計的依據，所以容量也可訂為 15 分鐘之流率。容量並非最高的觀察值，而是經常可通過之最大流率。換言之，容量為最大流率的期望值(expected value)，所以估計容量必須有充分需求流率時段觀察到的最大流率樣本為基礎來估計。一合理之估計方法是將容量訂為在該種情況下，不同 15 分鐘內流率之平均值。例如某一號誌化路口之車道受一週期(cycle length)150 秒之號誌所控制，假設在 6 週期(15 分鐘)內的需求流率超過該車道之容量，因而每週期內都有停等車輛不能利用綠燈及燈號轉換時段進入交叉口，此外，亦假設在上述狀況下各週期內能進入交叉口之車數為 30, 26, 33, 28, 30 及 27，則此 15 分鐘之車道容量為 $(30 + 26 + 33 + 28 + 30 + 27) \times 4 = 696$ 輛/小

時。如在另一 15 分鐘所估計之容量為 680 輛/小時，則合理之容量估計值為 $(696 + 680) / 2 = 688$ 輛/小時。容量也非固定值。例如一公路在只有小客車時之容量可能達到 2,000 輛/小時/車道，但在只有大車之情況下其容量可能只有 1,200 輛/小時/車道。

需求流率小於容量時，車流可稱為在穩定(stable)狀況下。需求流率大於容量時，車流可稱為在不穩定(unstable)或壅塞(congested)狀況下。需求流率很接近或等於容量時，車流可能在半穩定(metastable)之狀況。

訂定容量的方法視交通設施之車流或人流之性質而定，如一交通設施之主要功能在於承載在正常運作情形下屬非阻斷性之車流(uninterrupted flow)，則容量必須訂定為在車流未進入不穩定、壅塞狀況之前的最大流率。高速公路大部分的設施及市區內之圓環是此種設施的例子。

非阻斷性車流之密度、流率與平均速率有如下之理論關係：

$$Q = Dv \quad (2.5)$$

此式中， Q 代表流率(輛/小時)， D 及 v 則分別代表密度(輛/公里)及式 2.3 所定義之平均速率(公里/小時)。式 2.5 所代表之車流性質如圖 2.1 所示。當密度低時，流率也低，而其相關之平均速率等於或接近自由速率(亦即車輛不互相影響之速率)。密度從低增高時，流率隨著增加，但速率不一定降低。當密度增高到某一程度時速率開始明顯下降，如密度再增加則流率會等於容量。流率等於容量時之密度稱為臨界密度，其相關之平均速率稱為臨界速率。當密度增加而流率趨近或等於容量時，車流已有進入不穩定狀況之可能，但為分析方便起見，本手冊將圖 2.1 所示從 A 點到 B 點之車流狀況統稱為穩定狀況。

如密度再增高而超過臨界密度，則車流進入不穩定、壅塞狀況，此時速率急速下降，流率也隨著降低。如一定點之上游早已進入壅塞狀況而有走走停停之車隊，而且下游之密度開始降低，則車隊進入疏解狀態，此時流率可能相當固定但速率急速增加。疏解流率可能在短時間內超過容量，此種疏解流率及對應之平均速率不宜用於訂定一設施之容量。

一公路上車流穩定及不穩定的狀況沒有固定的界限。換言之，在不同時段內的車流可能在不同的密度或速率時從穩定狀況進入不穩定狀況。分析非阻斷性車流所用的代表性流率與速率關係通常是根據觀察到之流率與速率關係的平均趨勢所建立。所以一代表性流率與速率關係如果顯現一公路的容量為 2,000 輛/小時/車道，而且其相關臨界速率為 60 公里/小時，則在某一時段內實際車流從穩定狀況進入不穩定狀況時之流率可能高於或低於 2,000 輛/小時/車道。該車流進入不穩定狀況時的速率也不一定是 60 公里/小時。

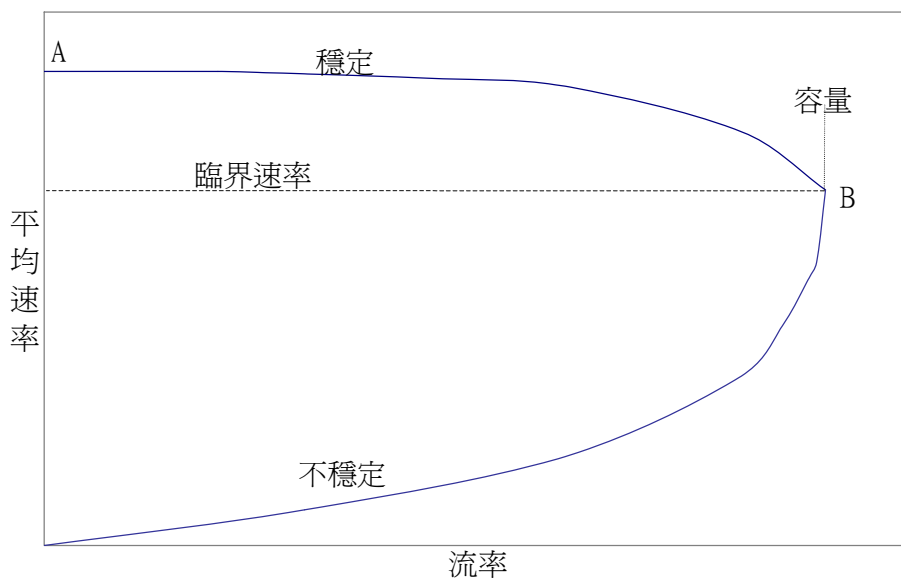


圖 2.1 無阻斷性車流平均速率與流率之關係

一般交叉路口及收費站所承載的車流為阻斷性車流。此種設施之容量須根據在需求流率很高而造成不斷的停等車隊時，在 15 分鐘內(或更長的時間)經常能通過一設施之最高流率。號誌化交叉路口車隊疏解率常隨時間而變，短時間內(如數秒鐘)觀察到的最高流率不適用於容量的訂定。

2.6 績效指標與服務水準

服務水準指交通設施服務品質好壞之程度。目前容量分析之方法通常將服務水準分成數個等級。最常見的分級包括 A、B、C、D、E 及 F 等六級。A 級代表最佳之服務水準，F 級則代表最差的服務水準。

服務水準之劃分須根據績效指標，績效指標乃反應服務品質之交通參數。因不同交通設施有不同的作業性質，所以有必要利用不同的績效指標以劃分不同設施的服務水準。例如平均速率常用於劃分高速公路之服務水準，而車輛之延滯時間則常用於劃分號誌化路口及收費站之服務水準。

將服務水準分成數級的作法可促進交通主管機關與其他跟交通建設計畫審議有關單位的溝通，但也會造成選擇服務等級劃分標準及應用之困擾。本手冊根據公路設施的個別作業特性及評估服務水準之需要，選擇適用的績效指標及服務水準等級劃分標準。

2.7 容量分析

容量分析是利用各種模式及對交通特性之了解，藉以評估交通設施之工作。此工作之成果可用以訂定交通設施運轉作業績效之服務水準、規劃及設計交通系統應提供之硬體設備、發展運作策略或評估土地開發對交通及環境之衝擊。

容量分析之重點不在於估計容量，例如在分析高速公路之各項設施時，可不必估計容量，因為容量只是車流之一特性。在規劃、設計及運轉時，一設施所能提供之服務水準才是分析之重點。目前利用分析性模式分析號誌化路口之方法仍須先估計容量才能評估服務水準，這是因為容量影響到績效指標之值。採用模擬方式進行分析時，就沒有必要先估計容量以訂定績效指標值。所以也許容量分析改稱為服務水準分析會更名符其實。

2.8 小客車當量

目前各國使用的公路容量分析方法皆依賴分析性模式。為分析方便，不同車種常須用小客車當量轉換成對等小客車。公路上之車種相當多，如果考慮每一車種，則分析方法變成很複雜，不易應用。而且建立分析方法所須的資料相當龐大。在這些限制下，本手冊有幾章只將車種分成小車及大車。小車包括小客車、運動休旅車及輕型小貨車。大車則包括大客車、大貨車及聯結車。將來有必要時可大量蒐集

資料以細分車種。

一車輛之小客車當量可隨著用以衡量對車流之影響程度的參數而變。例如一交叉口的車道在重車比例為 P_1 時之容量為 Q_1 ，而在重車比例為 P_2 時之容量為 Q_2 ，而每重車之小客車當量為 E ，則下列關係必須存在：

$$Q_1(1-P_1) + Q_1P_1E = Q_2(1-P_2) + Q_2P_2E \quad (2.6)$$

換言之，重車之小客車當量可估計如下：

$$E = \frac{Q_2(1-P_2) - Q_1(1-P_1)}{Q_1P_1 - Q_2P_2} \quad (2.7)$$

但如將重車轉換成小客車的目的在於估計平均延滯，則從式 2.7 所求得之小客車當量不一定適用。

如果訂定小客車(或小車)當量的目的是比較同一車道中小車及大車對作業績效的相對影響程度，則在一車流中小車跟隨小車及大車跟隨小車或大車的個別平均車距可用來訂定大車的小車當量。例如小車跟隨小車之平均車距為 2 秒，大車跟隨小車或大車的平均車距為 4 秒，則大車的小車當量為 $4/2=2$ 。如欲詳細分析，則小車跟隨小車、小車跟隨大車、大車跟隨小車及大車跟隨大車的個別平均車距可從現場調整資料來估計。然後用小車跟隨小車的平均車距為基準以訂定不同跟車狀況下的當量。這種方法在應用上比較困難。

分析非阻斷性車流之工作常用在平坦路段，沒有大車，而且車流穩定狀況下代表性流率與速率關係作基準。如果一分析路段有顯著的坡度或有大車，則訂定適當的小車當量會遭遇到困擾。假設圖 2-2 的曲線代表上述基準狀況下之流率與速率關係，而且一爬坡道之流率為 $Q_1 = 250$ 輛/小時，車輛中 60% 為大車，車流的平均速率為 55 公里/小時，則爬坡道的車流轉換成在平坦路段之對等小車流率 Q_2 後，對等小車流率之相關平均速率也應該是 55 公里/小時。但是 55 公里/小時之車流在平坦路段時已進入不穩定，在這情況下，通常沒有可靠的資料訂定 Q_2 及大車的小車當量。

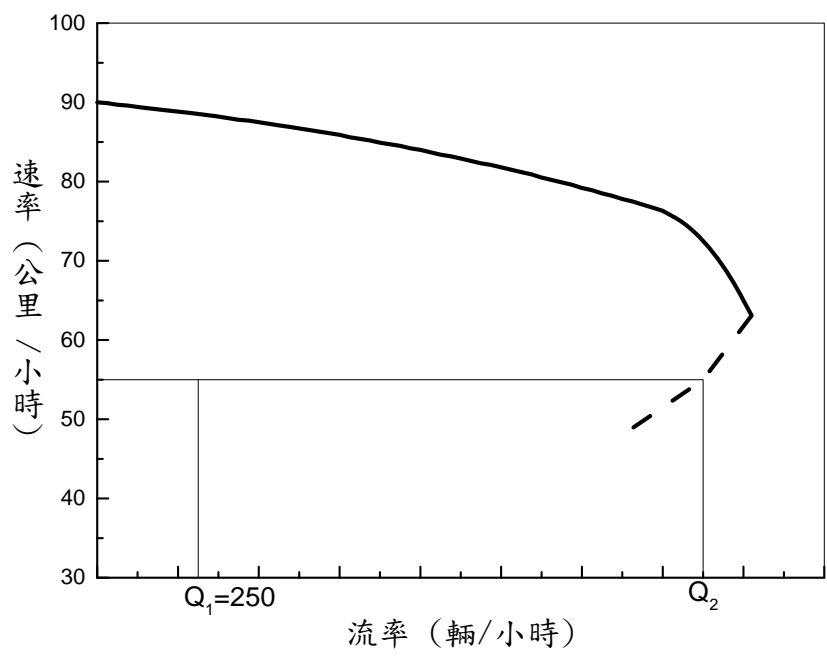


圖 2.2 訂定對等小車流率 Q_2 及大車之小車當量潛在問題示意圖

第三章 高速公路系統

目 錄

	頁次
3.1 緒論.....	3-1
3.2 系統組成.....	3-2
3.3 服務水準之訂定	3-3
參考文獻.....	3-5

圖 目 錄

	頁次
圖 3.1 高速公路之組成	3-2

3.1 緒論

高速公路係指車輛進出受到完全管制之多車道分隔道路。所謂完全管制乃指無平面交叉之路口，並且只能經由匝道進出。臺灣目前有國道 1、2、3、4、5、6、8 及 10 號等高速公路，共計長 988.56 公里，其中，縱貫臺灣南北端的國道 1 號及國道 3 號等 2 條主幹線長度合計達 804 公里，為最主要的部分。速限方面，除國道 3 號甲線（臺北聯絡道）速限為 70 公里/小時；國道 5 號雪隧北口以北、國道 8 號南 133 鄉道以西及國道 10 號仁武交流道以西速限為 80 公里/小時外，其餘路段速限多在 90~110 公里/小時。

最早通車的國道 1 號（中山高速公路）車道寬為 3.75 公尺，右側路肩寬 3 公尺，左側路肩寬為 1 公尺。此公路有 84.8% 之里程只有 4 車道[1]。後來為了配合車流大量增加的需要，分段拓寬，拓寬後之車道寬調整為 3.65 公尺，右側路肩視實地情況調整為 2.5 到 3 公尺，左側路肩靠中央分隔島之寬度則調整為 0.5 到 1 公尺。這些小幅的寬度調整預期對容量沒有顯著的影響。至於國道 3 號車道及路肩寬度與國道 1 號原有的寬度一樣。

一般高速公路的坡度很少超過 6%。以國道 1 號為例，其 73.5% 之里程相當平坦，坡度小於 1%，坡度在 5% 到 6% 之路段只佔全線的 1.55%，而且所有坡度都在 6% 以下[1]。曲率半徑隨地形而變。中山高速公路曲率半徑在 500 公尺以下的路段占全線的 0.6%，有將近 40% 之里程則趨近直線，其曲率半徑超過 40,000 公尺[1]。

高速公路是由多種設施所組成的交通系統。這些設施有不同的功能及交通特性，且其運轉作業常互相影響。因無適當的電腦模擬模式以評估各種設施間之互動關係，國內外的容量分析方法通常將各設施先獨立分析，然後利用分析結果直接評估整個高速公路系統的服務水準。本手冊第四章至第八章所介紹的分析方法仍沿用此傳統分析方法。第四至六章乃根據民國 82 年至 88 年間自國道 1 號蒐集的資料。這些資料並不充足、較陳舊，且尚未考量其他國道高速公路之車流特性差異。至於交織路段，臺灣高速公路尚沒有明顯可稱為交織路段的路段，因此本手冊仍沿用 2001 年容量手冊方法。本所預計在能取得

可靠且大量的車流特性資料之後，將就高速公路有關章節加以修訂。本章的目的在於說明高速公路系統之組成及訂定系統服務水準原則。

3.2 系統組成

如圖 3.1 所示，高速公路可能包括基本路段、進口匝道、出口匝道、收費站、交織路段及隧道等。基本路段指高速公路上其車流運作不受進出口匝道、收費站、交織路段、隧道及交流道等幾何佈設或車流運作影響之路段。基本路段可能是平坦路段，也可能是有坡度的路段。一般高速公路的坡度很少超過 6%。匝道之功能在於連接一高速公路及另一高速公路或平面道路。

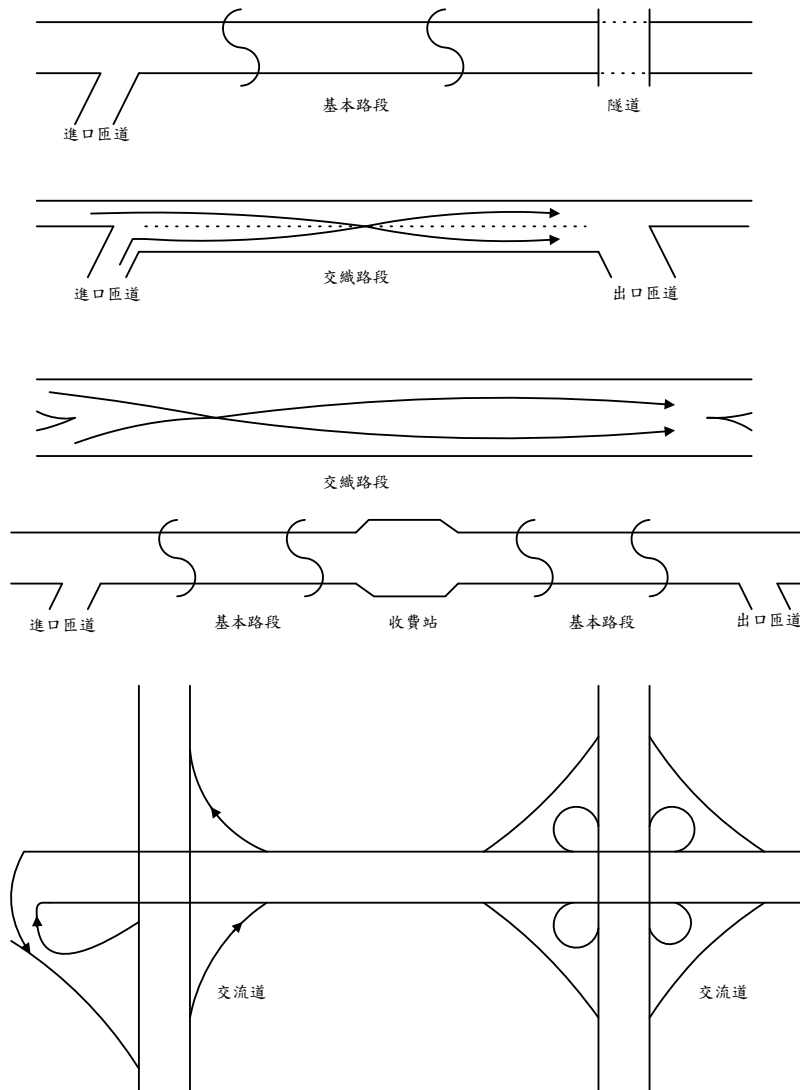


圖 3.1 高速公路之組成

交織路段通常是因為 2 高速公路之主線或 1 主線與 1 進口匝道併流之後在短距離內又分流所形成。交織路段有許多車輛必須轉換車道，其車道數通常比上下游主線或匝道的個別車道數多。

各國道間相交處皆設有系統交流道，與快速道路或其他平面幹道相交處則設有交流道。匝道為交流道之一主要設施。國道 3 號及 5 號因行經山區，有相當長的隧道。臺灣因土地面積之限制，收費站都設在主線上，其對車流的影響相當大。

國內外容量分析方法之建立尚未涉及隧道及交流道，且本地之隧道交通運轉作業特性資料仍在蒐集分析中，所以這兩種設施不在本版手冊之討論範圍內。

3.3 服務水準之訂定

目前高速公路容量分析之方法[1,2]將服務水準分成六等級：分別為 A、B、C、D、E 及 F 級。一般 A 級代表有充分行車自由之狀況，F 級代表不穩定之壅塞車流狀況。分析基本路段、匝道及交織路段時，劃分服務水準之標準通常不一致，常導致同等級之服務水準在不同性質之路段代表不同之車流狀況。這種服務水準之劃分方法，並不適用於高速公路系統服務水準之分析，也無法滿足幾何設計上之需要。因此有必要訂定同一服務水準之指標以衡量不同性質路段之運作[3]。

服務水準可依據速率、車流密度、佔有率、流率/容量比 (V/C 值) 或其他績效指標進行劃分。速率是駕駛員最關心之績效指標，但在相當廣泛的車流狀況下，平均速率常常只有很小的變化，所以單獨使用平均速率以訂定服務水準的等級有些困難。表面上車流密度或佔有率較能代表實際車流狀況之好壞，但是利用密度或佔有率做服務水準的指標也有幾個缺點。第一，在相當廣泛的密度範圍，平均速率可能很少變化。以美國公路容量手冊[2]中有關高速公路基本路段之資料為例，在自由速率能維持在 70 英哩/小時之路段，當密度從 0 增到 16 輛/英哩時，平均速率並無變化，密度從 16 輛/英哩增到 24 輛/英哩時，平均速率也只下降 2 英哩/小時。平均速率直接代表駕駛員對交通狀況之反應。如密度的上升對平均速率的影響很小，這表示駕駛員對密度並不敏感，所以密度並不一定是最適合的指標。第二，在密度相同

時，高速公路不同的設施可能有不同的平均速率。例如美國公路容量手冊[2]訂定密度在 10 小客車/英哩以下之基本路段的服務水準為 A 級，其相關之平均速率可高達 75 英哩/小時以上。在匝道路段，同樣的密度也訂定為 A 級，但其平均速率只在 58 英哩/小時以上。如果一高速公路之基本路段之下游為匝道路段，而且此兩路段皆依照上述之 A 級做為設計之標準，則因基本路段之平均速率比在匝道路段之平均速率高得多，下游匝道路段很可能變成一交通瓶頸。此外，高速公路上之平均速率隨地點的變化如超過大約 15 公里/小時，則肇事率 (accident rate) 很可能迅速增加。為增進行車安全及避免塞車，目前高速公路之幾何設計及可變速限 (variable speed limit) 之運作或匝道車流之控制 (ramp metering) 皆以維持主線同一平均速率為原則，所以不論何種高速公路之設施，同一等級之系統服務水準應代表同樣的平均速率。但是為了反映車流的壅塞程度，本手冊同時採用流率/容量比 (Volume/Capacity ratio, 或簡稱 V/C 值) 訂定服務水準等級。

服務水準的訂定牽涉到另一問題。目前國內、外之容量分析不考慮同一地點上不同車道之不同車流特性。以基本路段為例，在同一時間內，靠路肩車道的平均速率經常比其他車道之平均速率約低 10 公里/小時，而且其容量也比其他車道低得多[4]，但目前的分析方法並不分車道，而是假設所有車道有同樣的服務水準及容量[1,2]。為了反映實際的服務水準，本手冊已修訂章節已將車道間作業之不同在分析時加以考慮。但如將各車道分別分析則分析手續過度複雜，所以在分析基本路段及匝道路段時，本手冊所介紹的方法著重於內車道的服務水準，如內車道的服務水準合乎要求，靠路肩車道的服務水準也假設可接受，必要時靠路肩車道可分別分析。

根據以上的討論，本手冊已修訂有關高速公路之章節，並採用同樣的標準以評估各種設施對系統運作之服務水準。因基本路段、匝道路段等設施，其靠路肩之外車道的功能異於內車道之功能，而內車道應能隨時保持高速之行車狀況，所以服務水準之訂定皆根據內車道之車流狀況。只要服務水準之等級相同，不同設施之內車道會有相似的平均速率。除外，如某一設施(如收費站)有特殊之車流特性，則除了系統性統一之標準外，另外利用局部性的標準以衡量該種設施之各種設計及作業策略。

參考文獻

1. 「臺灣地區公路容量手冊」，79-27-160，交通部運輸研究所，民國 85 年 5 月。
2. *HCM2010, Highway Capacity Manual, Vol. 2*, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D. C., 2010.
3. Lin, F. B., and Su, C. W., "Uniform Criteria for Level-of-Service Analysis of Freeways, "*Journal of Transportation Engineering*, Vol. 122, No. 2, 1996, pp. 123-130.
4. 「高速公路基本路段容量分析手冊」，86-70-1135，交通部運輸研究所，民國 86 年 11 月。

第四章 高速公路基本路段

目 錄

	頁次
4.1 緒論.....	4-1
4.2 車流特性.....	4-2
4.2.1 影響車流運作之因素.....	4-2
4.2.2 基本狀況.....	4-2
4.2.3 車種之組成.....	4-3
4.2.4 車種之車道分布.....	4-3
4.2.5 佔有率與車流密度之關係.....	4-5
4.2.6 平坦路段在基本狀況下流率、平均速率與佔有率之代表性 關係.....	4-5
4.2.7 坡度路段平均速率與流率之關係.....	4-8
4.2.8 大車之小客車當量.....	4-9
4.2.9 平均自由速率.....	4-12
4.3 服務水準.....	4-15
4.4 分析方法.....	4-16
4.4.1 訂定需求流率.....	4-17
4.4.2 訂定須維持之服務水準.....	4-18
4.4.3 訂定幾何設計狀況.....	4-18
4.4.4 建立幾何設計之近似直線路段.....	4-18
4.4.5 訂定分析臨界點及估計臨界點之平均自由速率.....	4-20
4.4.6 估計臨界點在基本狀況下各內車道之對等需求流率.....	4-21
4.4.7 評估服務水準.....	4-22
4.5 應用例題.....	4-23
4.5.1 例題一：平坦路段之運作分析.....	4-23
4.5.2 例題二：規劃及設計問題.....	4-24
參考文獻.....	4-27

圖 目 錄

	頁次
圖 4.1 基本路段之可能位置示意圖	4-1
圖 4.2 車道分類.....	4-4
圖 4.3 國道 1 號平坦基本路段平均速率與佔有率之關係	4-6
圖 4.4 平坦路段在基本狀況下速率與流率之關係	4-7
圖 4.5 內外車道在穩定及不穩定車流狀況下速率之差異	4-7
圖 4.6 中山高速公路平坦基本路段流率與佔有率之關係	4-8
圖 4.7 平坦路段及坡度路段在不同大車比例狀況下之速率與流率關係	4-9
圖 4.8 坡度路段速率與流率之可能關係	4-12
圖 4.9 大車在上下坡度路段加速(虛線)及減速(實線)之特性.....	4-14
圖 4.10 建立縱斷面幾何設計近似直線路段之範例	4-19
圖 4.11 訂定臨界點之範例.....	4-21
圖 4.12 初步幾何設計之縱切面定線	4-25

表 目 錄

	頁次
表 4.1 國道 1 號車種組成之範圍	4-3
表 4.2 各內車道各車種佔該車種總車數之平均比例(假設值).....	4-4
表 4.3 大車自由速率在三義北上坡度路段之變化(坡度起點里程 155K)	4-13
表 4.4 三義北上上坡路段不同地點平均自由速率估計值	4-14
表 4.5 根據 V/C 值之服務水準等級劃分標準	4-15
表 4.6 根據速限與平均速率差距之服務水準等級劃分標準	4-16

4.1 緒論

如第三章所述，高速公路基本路段指主線上車流不受進出口匝道、收費站、交織路段及隧道所影響的路段。基本路段可能存在的地點如圖 4.1 所示。匝道、交織路段等設施對主線的影響視車流狀況而定，在車流密度不高的狀況下，這些設施可能只造成主線車流的小量減速或變換車道；在高密度時，這些設施車流在主線上所造成的壅塞可能延伸數公里。本章不訂定匝道等設施對主線影響區域的長度。原則上，基本路段不包括匝道與主線交接處附近路段、隧道、交織路段及收費站。

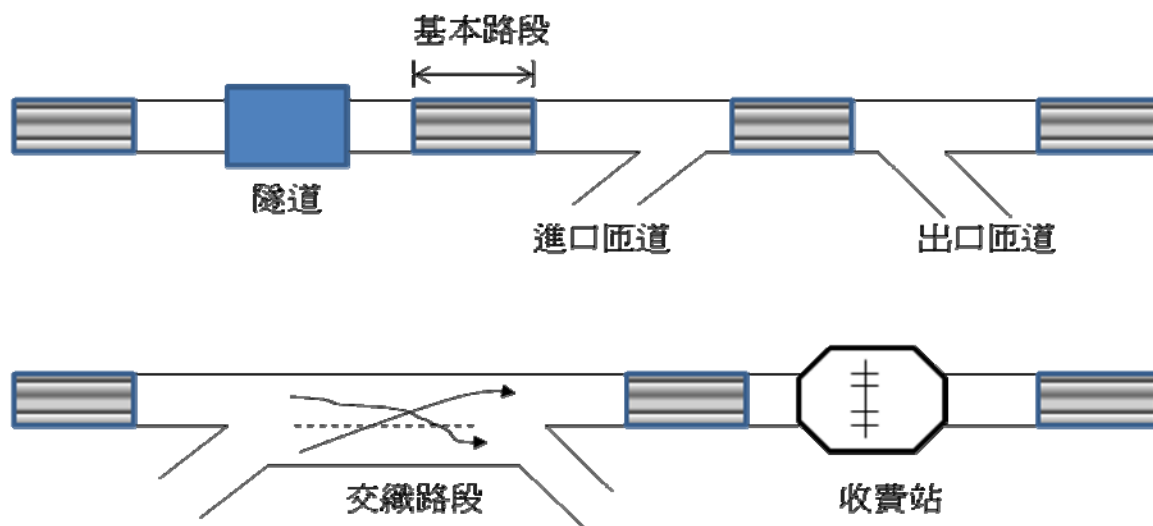


圖 4.1 基本路段之可能位置示意圖

本章主要沿用「2001 年臺灣地區公路容量手冊」之分析方法，可供規劃、設計及運轉分析之用。此方法是綜合本所在民國 82 年至 86 年間蒐集的資料及其他研究結果[1,2,3,4,5,6,7]所發展之成果。本章所提供的分析方法與 2001 年公路容量手冊有一重大差異，該手冊係根據密度劃分服務水準等級，本版本章改用 V/C 值及平均速率等 2 角度評估服務水準。因為本土化分析方法之發展需要大量本土化資料，而現有本土化資料蒐集仍然有限，未來仍有必要加強資料蒐集與研究工作，以作為持續增訂本章分析方法之根據。

4.2 車流特性

4.2.1 影響車流運作之因素

影響高速公路上車流運作之因素相當多，主要因素包括：

- 幾何設計：

如車道數、車道寬度、曲率、坡度、坡長、車道離路旁障礙物之距離、進、出口匝道之位置等。

- 車流狀況：

如車流之需求(traffic demand)、車種之混合組成(vehicle mix)及駕駛員之行為等。

- 鋪面狀況；
- 氣候及照明度；
- 事故；
- 道路施工或養護之作業；
- 車流控制及管理之措施。

影響高速公路上車流運作之因素複雜，且研究之時間、人力與資料有限，故本章分析方法僅考慮車道寬、車道離路旁障礙物之距離、車種組成、坡度、坡長及駕駛人性質等的影響因素。

4.2.2 基本狀況

為了分析方便起見，本章將下列之狀況訂定為基本狀況：

- 車道寬=3.75 公尺；
- 外側路肩寬=3 公尺；
- 內側路肩寬=1 公尺；
- 直線路段；

- 晴朗天氣及良好鋪面；
- 平常日之車流；
- 車流中只有小客車。

4.2.3 車種之組成

高速公路上之車輛可分成小客車、小貨車、大客車、大貨車及聯結車。在容量分析時，若車輛細分成上述 5 車種，則資料之取得不易，所以本章之分析方法僅將車輛劃分為小車及大車 2 類。小車包括小客車、小貨車及車長小於 9 公尺之 2 軸輕型車輛，其他車輛則歸類為大車。大車所佔之比率隨地點及時間而變，但一般約在 15% 到 30% 之間[1,2,4]。表 4.1 顯示國道 1 號不同車種所佔比率之範圍。

表 4.1 國道 1 號車種組成之範圍

車種	百分比(%)
小車	
小客車	55-73
小貨車(2 軸)	8-14
大車	
大貨車	6-17
大客車	3-6
聯結車	4-14

資料來源：[7]。

4.2.4 車種之車道分布

各車種在路段上之車道分布狀況，對服務水準有影響。車種之車道分布特性可能隨許多因素而變，這些因素包括路段之坡度、坡長、車道數、爬坡車道之有無、重車比例、流率及速率。目前有關車種之車道分布資料仍缺乏，所以本章尚未能提出一可靠的方法或模式以估計小車及大車之車道分布。

為分析方便起見，基本路段的車道可根據圖 4.2 劃分成內車道及外車道。一般而言，各內車道上之流率大約比外車道之流率高出 10 到 15% 左右。現行法令[8]規定大車除了超車，必須使用外車道。

當主線只有 2 車道時，可能有 70% 到 80% 之大車使用外車道。若主線最少有 3 車道或主線最少有 2 車道並且有一爬坡道時，則大車通常集中在最外側兩車道，而且有均勻分布在該兩車道之傾向。

根據目前有限之資料，本章暫時假設車種之車道分布如表 4.2 所示。將來有必要發表一模式以估計小車及大車之車道分布。

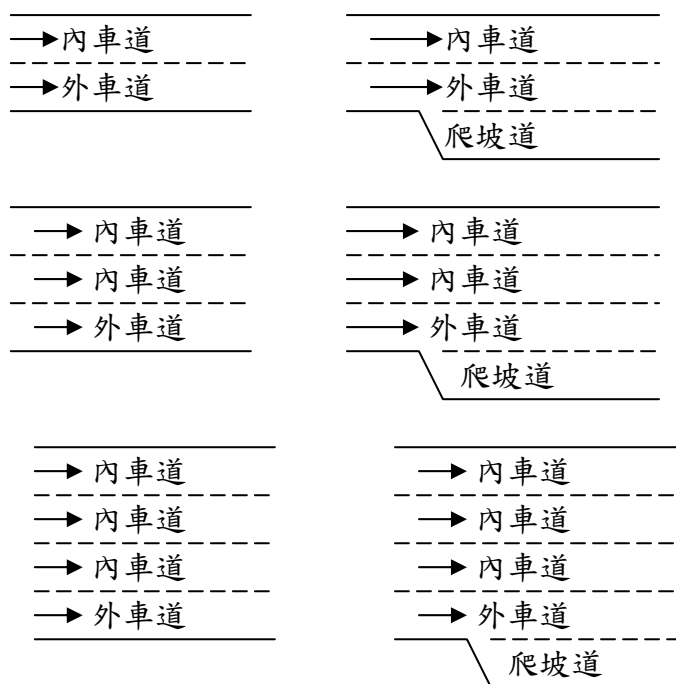


圖 4.2 車道分類

表 4.2 各內車道各車種佔該車種總車數之平均比例(假設值)

車道數 (包括爬坡車道)	大車	小車	
		無爬坡道	有爬坡道
2	28%	55%	—
3	25%	37%	50%
4	16%	27%	35%
5	12%	21%	28%
6	10%	18%	20%

4.2.5 佔有率與車流密度之關係

佔有率(Occupancy)係指某一小路段被至少一部車輛所佔據的時間的百分比，通常佔有率是以長 1.83 公尺(6 呎)的線圈偵測器(Inductive Loop Detector)測得，例如在 5 分鐘的偵測時間內，偵測器線圈被車輛佔據之總時間為 2 分鐘(含車頭進入到車尾離開偵測器之時間)，則佔有率為 40%。

從理論的眼光而言，車流密度與佔有率有以下之關係：

$$D = \frac{10 \times K}{L_d + L_a} \quad (4.1)$$

其中，

D ：車流密度(輛/公里)；

K ：佔有率(%)；

L_d ：偵測區長度(公尺)；

L_a ：車輛平均長度(公尺)。

如果無實際資料，建議在應用式 4.1 時，假設小客車或所有小車之平均長度皆為 6 公尺，大車之平均長度為 13.5 公尺。根據這些假設值，如大車之比例為 20% 時，則車輛平均長度為 $L_a = 0.2 \times 13.5 + 0.8 \times 6 = 7.5$ 公尺。本章所指的佔有率乃根據 1.83 公尺(6 呎)之偵測區長度。

4.2.6 平坦路段在基本狀況下流率、平均速率與佔有率之代表性關係

如圖 4.3 所示，佔有率(或密度)增加時，平均速率會減小。在基本狀況下，平坦路段之流率與平均速率的關係如圖 4.4 所示，此圖乃是根據國道 1 號在臺中及汐止附近路段蒐集之資料繪製而

成。臺中路段之速限為 100 公里/小時，汐止路段之速限則為 90 公里/小時。

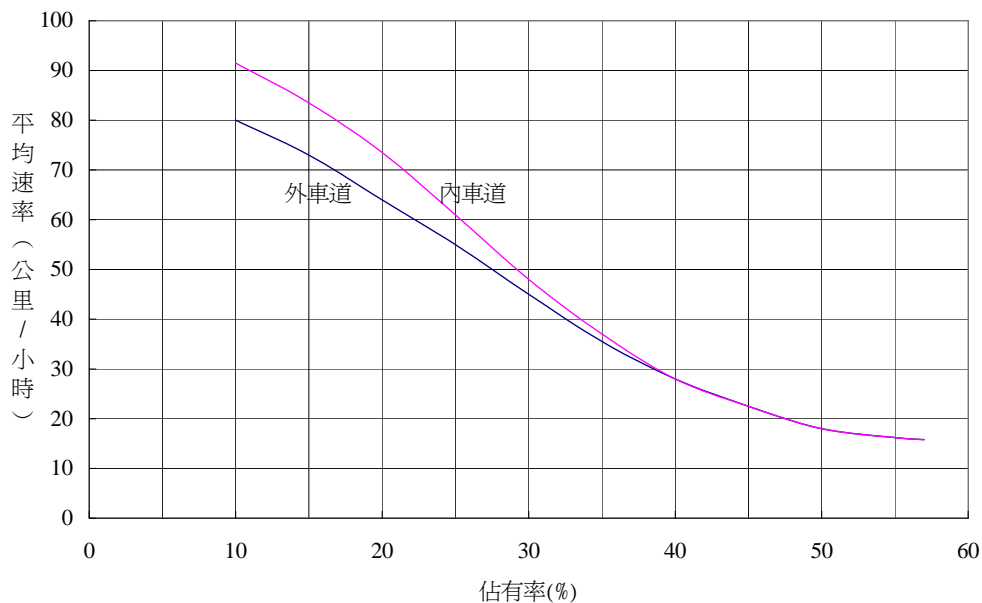


圖 4.3 國道 1 號平坦基本路段平均速率與佔有率之關係

從圖 4.4 可知內車道及外車道的車流特性差異相當大。當流率相同時，外車道之平均速率比內車道之平均速率約低 10 到 20 公里/小時。事實上在穩定車流之狀況下，外車道之流率經常比內車道之流率稍低。雖然如此，如圖 4.5 所示，內車道之速率仍比外車道約高 10 到 15 公里/小時。但當車流進入不穩定或擠塞狀況時，內、外車流之差異隨即逐漸消失。

圖 4.4 顯示在基本狀況下內側車道之容量為 2,300 小客車/小時。所謂容量係指在某狀況下經常能持續最少 15 分鐘之最大流率的期望值。臺灣地區速限為 100 公里/小時之高速公路基本路段，其內車道之平均自由速率大約為 104 公里/小時；若在速限為 90 公里/小時之路段，則自由速率約為 97 公里/小時。當平均速率等於自由速率時，內車道每車道之流率可高達 1,200 小客車/小時，此時佔有率約為 7.5%。這現象意謂在穩定車流狀況下，只要流率不超過 1,200 小客車/小時/車道，或平均車距(headway)不超過 3 秒，或佔有率不超過 7.5%時，則內車道之駕駛人，不會覺得行車有受到限制的感覺，此時平均速率等於自由速率。車距小於 3 秒時，平均速

率開始下降。當流率等於容量時，佔有率會逼近 23%，此時內車道之平均速率仍可維持在 80 公里/小時。

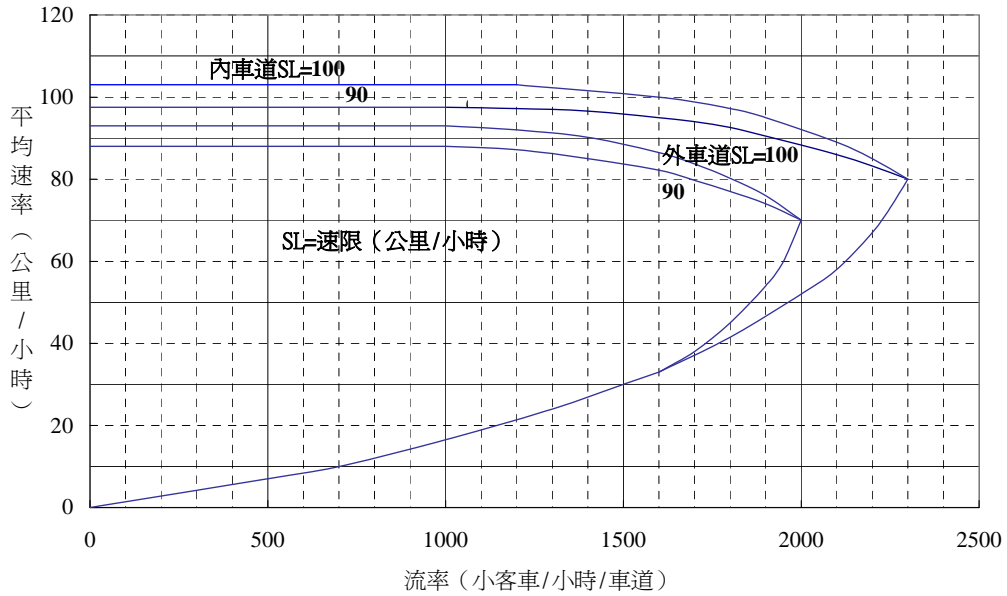


圖 4.4 平坦路段在基本狀況下速率與流率之關係

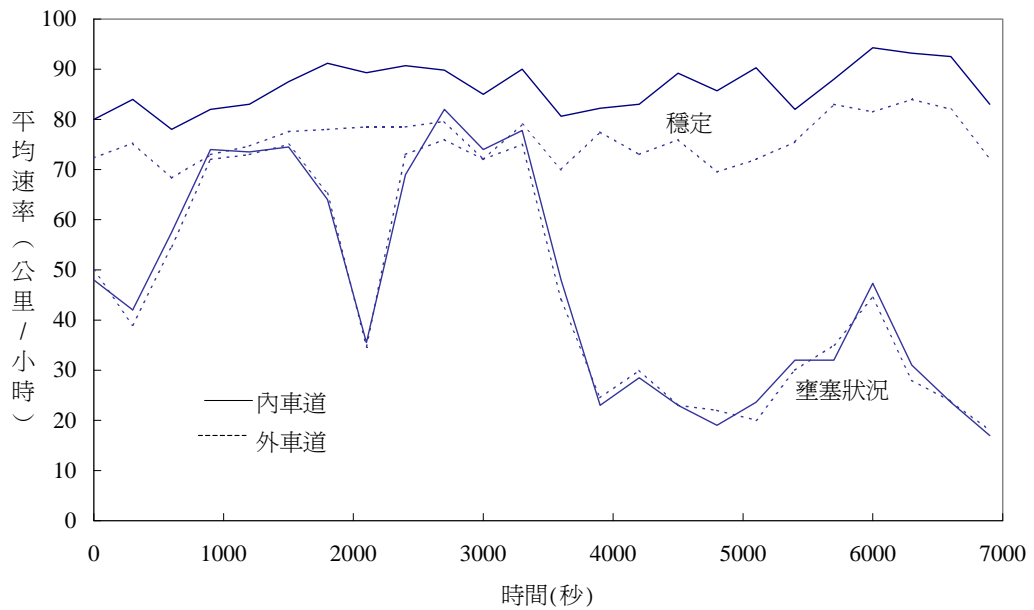


圖 4.5 內外車道在穩定及不穩定車流狀況下速率之差異

外車道之駕駛人對車距較為敏感，但在穩定車流之狀況下，如車距大於 3.6 秒或流率小於 1,000 小客車/小時/車道時，平均速率仍可維持在自由速率。外車道之自由速率有比速限稍低之現象。除此之外，外車道之容量只有 2,000 小客車/小時/車道。如圖 4.6 所示，流率等於容量時，佔有率約在 22% 左右，但當佔有率超過 20% 時，車流已可能會從穩定狀況進入不穩定狀況。

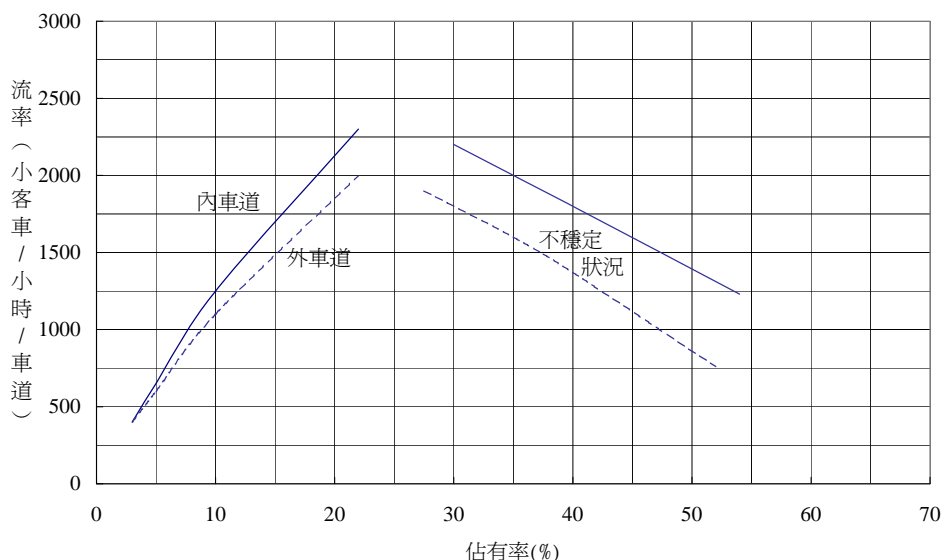


圖 4.6 中山高速公路平坦基本路段流率與佔有率之關係

4.2.7 坡度路段平均速率與流率之關係

目前有關臺灣高速公路坡度路段之車流資料有限，本所只在三義附近高速公路北上坡度路段蒐集過現場資料[4]。根據這些資料及平坦基本路段資料[7]，圖 4.7 顯示平均速率與流率在不同地點及大車比例情況下之可能關係。此圖中曲線 A 為平坦路段在無大車狀況下之關係，其他曲線則屬三義路段之資料。三義北上坡度路段之起點在中山高速公路里程 155K 之處。各曲線之相關地點及坡度如下：

B :	152K	(+4.8%)
C :	154.4K	(+3.5%)
D :	154.4K	(+3.5%)
E :	151.5K	(+4.7%)
F :	151.5K	(+4.7%)

從圖 4.7 可知各曲線代表相當不同之車流特性。一般而言，大車比例越高或坡長及坡度增加時，平均自由速率(亦即高速車流在流率趨近零時之平均速率)越低，而且容量也有隨著低之傾向。

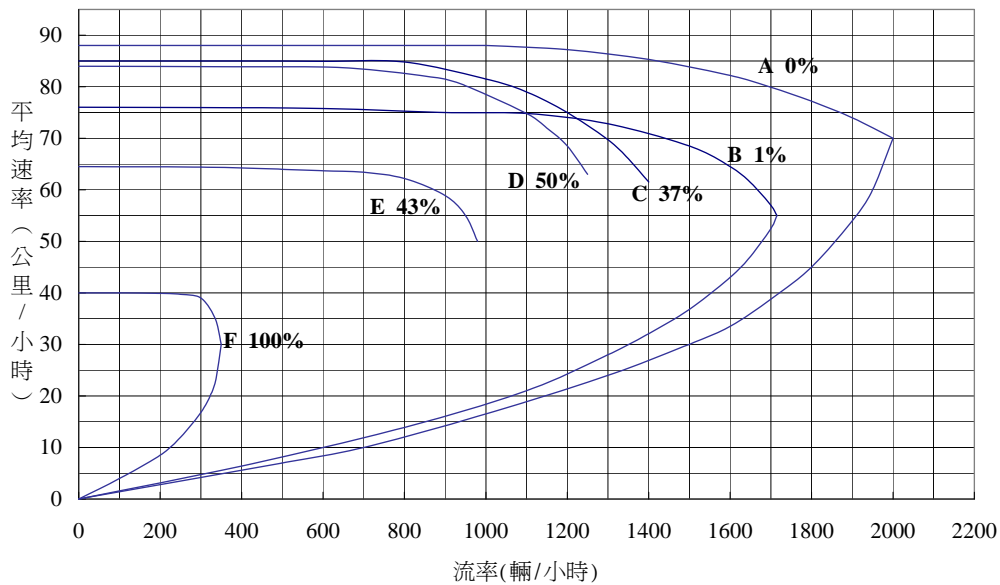


圖 4.7 平坦路段及坡度路段在不同大車比例狀況下之速率與流率關係

4.2.8 大車之小客車當量

平坦路段上大車之小客車當量可從下式估計之[2,7]：

$$E = 0.53 + 0.13L - (0.13L - 0.47) \frac{v}{120} \quad (4.2)$$

此式中，

E ：大車之小客車當量；

L ：車長(公尺)；

v ：車速(公里/小時)。

在規劃或設計高速公路時，速率一般應採用 80 公里/小時以上之標準。假設大車之代表性車長為 15 公尺，則速率為 80 公里/小時之大車的小客車當量為 1.5。為分析方便起見，本章建議平坦路段之大車之小客車當量採用 1.5。如為了避免因低估大車之流率及

其影響而造成將來容量不足之問題，則可用稍高之當量值(如 2.0)。

美國公路容量手冊[9]在處理坡度路段之車流時，也將大車依其小客車當量轉換成在理想狀況下之對等小客車。其轉換手續可用一簡單例子說明如下。

假設圖 4.7 之曲線 A 代表理想狀況下之速率與流率的關係。理想狀況包含路段平坦且只有小客車等狀況。此外，亦假設曲線 F 代表某坡度路段在只有大車情況下之速率與流率的關係，而該路段在某一時段內之流率為 200 輛/小時。從圖 4.7 可知此流率在穩定車流狀況下之相關速率為 40 公里/小時。如大車之小客車當量為 7，則 200 輛/小時之流率可轉換成 $200 \times 7 = 1,400$ 小客車/小時之對等流率。從圖 4.7 之曲線 A 可知此流率在穩定車流狀況下之相關速率為 85 公里/小時。

上述美國公路容量手冊之轉換程序顯然不合理也無意義，因為轉換前之速率為 40 公里/小時而轉換後之速率為 85 公里/小時，這種相當大的速率差距，令人難以想像為何轉換前後之車流有相同之特性。

一般而言，任何一車流之平均速率(v)、流率(Q)及密度(D)有如下之關係： $Q = Dv$ 。如將大車轉換成小車，則 Q 及 D 之值會隨著變動，但 V 應保持不變才有意義。換言之，如欲讓曲線 F 所屬之車流可合理的轉換成曲線 A 所屬之車流，則曲線 F 及曲線 A 須有相同之自由速率而且轉換前後之平均速率必須不變。根據此原則，如兩流率與速率之關係曲線有相同之自由速率，則兩曲線所屬之車流可互相轉換如下：

$$Q_{av}(1 - P_a) + Q_{av}P_aE = Q_{bv}(1 - P_b) + Q_{bv}P_bE \quad (4.3)$$

此式中，

Q_{av} ：速率與流率關係曲線 a 在平均速率為 v 時之流率(輛/小時)；

P_a ：車流 Q_{av} 中之大車比例；

E ：大車之小客車當量；

Q_{bv} ：速率與流率關係曲線 b 在平均速率為 v 時之流率(輛/小時)；

P_b ：車流 Q_{bv} 中之大車比例。

根據上式，大車之小客車當量可估計如下：

$$E = \frac{Q_{bv}(1 - P_b) - Q_{av}(1 - P_a)}{Q_{av}P_a - Q_{bv}P_b} \quad (4.4)$$

圖 4.7 中之曲線只有曲線 C 及 D 有很相近的自由速率，所以此曲線可用以估計大車之當量值。例如平均速率為 75 公里/小時之情況下，曲線 D 之流率(Q_{av})為 1,100 輛/小時，其中大車比例(P_a)為 0.5，曲線 C 之流率(Q_{bv})則為 1,200 輛/小時，其中大車比例(P_b)為 0.37。從式 4.4 可知大車之小客車當量為 1.9。平均速率為 65 及 80 公里/小時之各相關小客車當量則大約是 2.1。

從圖 4.7 也可知在無大車而且平均自由速率為 85 公里/小時之情況下，速率及流率之關係曲線應在曲線 A 與 B 之間。如某一車流之速率為 75 公里/小時，則其相關流率大約為 1,600 小客車/小時。因曲線 C 有大致相同之自由速率，而且在同樣的車流速率(75 公里/小時)下，其流率為 1,200 輛/小時，其中 37% 為大車，所以從式 4.4 可知曲線 C 所屬之大車之小客車當量大約為 2.0。

從上述之分析可推測，當兩車流之相關自由速率相同時，適用於轉換大車之小客車當量大約在 2.0 左右。在無其他合適資料以測試此當量值在廣泛交通狀況下的適用性之前，本章暫訂坡度路段大車之小客車當量為 2.0。根據此當量及三義路段之資料，坡度路段之速率與小客車流率之關係可能如圖 4.8 所示。

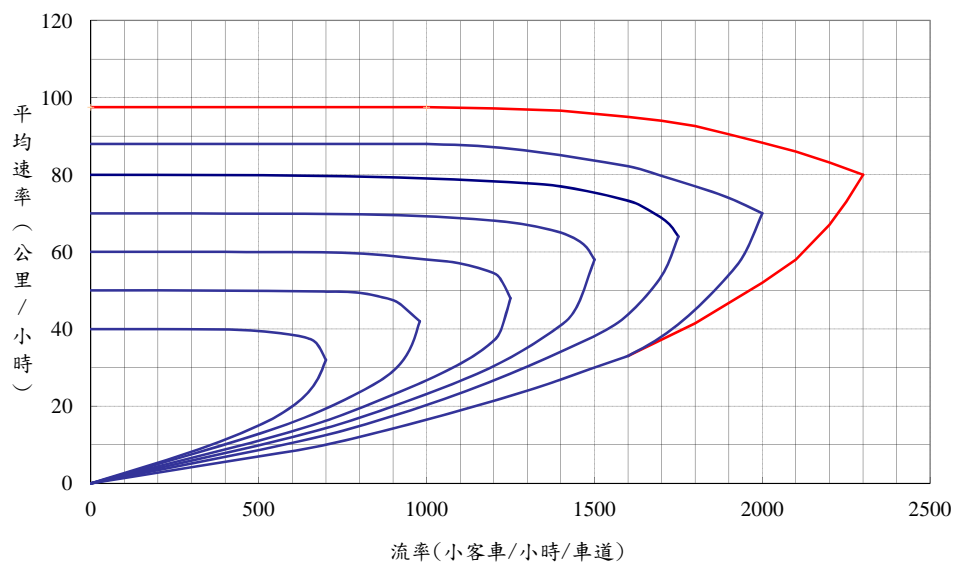


圖 4.8 坡度路段速率與流率之可能關係

4.2.9 平均自由速率

如圖 4.4 及圖 4.8 所示，平均速率與流率之關係似乎與平均自由速率有很強的關聯。所以在分析基本路段時會牽涉到估計平均自由速率的問題。美國公路容量手冊[9,10]認為平均自由速率受理想自由速率、車道寬、右側橫向淨距、車道數及交流道間之平均距離的影響。

臺灣高速公路基本路段之幾何設計標準相當均勻，車道寬最少有 3.65 公尺，最多則為 3.75 公尺，路肩寬之變化也不大，目前尚無資料以了解平均自由速率與車道寬、路肩寬等因素之關係，根據現有資料[7]，本章建議利用下列之自由速率以分析平坦路段：

1. 速限 100 公里/小時之路段

- 內車道自由速率=104 公里/小時
- 外車道自由速率=94 公里/小時

2. 速限 90 公里/小時之路段

- 內車道自由速率=97 公里/小時
- 外車道自由速率=87 公里/小時

坡度路段上的平均自由速率除了可能受上述因素之影響之外，也會受坡度、坡長及重車比例之影響。目前臺灣沒有足夠資料可用以訂定小車及大車之自由速率在坡度路段之變化特性，所以現有文獻[7]建議暫時利用美國公路容量手冊所提供之資料。為測試這些資料之適用性，特地在民國 89 年夏天在三義坡度路段蒐集車速變化之資料，結果如表 4.3 所示。

表 4.3 大車自由速率在三義北上坡度路段之變化(坡度起點里程 155K)

離坡度起點之距離 (公尺)	平均自由速率 (公里/小時)
400	86.4
800	71.7
1,200	46.3
1,600	43.6
2,000	41.1
2,900	41.4

表 4.3 中，在離坡度起點 400 公尺及 800 公尺之平均自由速率比美國公路容量手冊之代表性大車速率高得多，其差異大約 20 公里/小時。距離坡度起點超過 1,600 公尺之地點的自由速率則幾乎與美國公路容量手冊所用的速率一樣。

可見美國大車在坡度路段之速率特性與臺灣大車有顯著的不同。因此，本章將美國公路容量手冊之資料依照表 4.3 之資料加以調整成為圖 4.9。此圖仍須在將來用現場資料加以修訂。

圖 4.9 也可用於估計小車在坡度路段某一地點之自由速率，但利用圖 4.9 以估計小車自由速率時，須先將實際的上坡坡度轉換成一較小的坡度。本章暫時假設分析小車速率之上坡坡度等於實際坡度之 40%。

根據圖 4.9 所估計小車及大車之個別自由速率，車流之平均自由速率可估計如下：

$$v_f = (1 - P_t)v_{fs} + P_tv_{ft} \quad (4.5)$$

此式中，

v_f ：混合車流之平均自由速率(公里/小時)；

P_t ：大車比例；

v_{fs} ：小車之自由速率(公里/小時)；

v_{ft} ：大車之自由速率(公里/小時)。

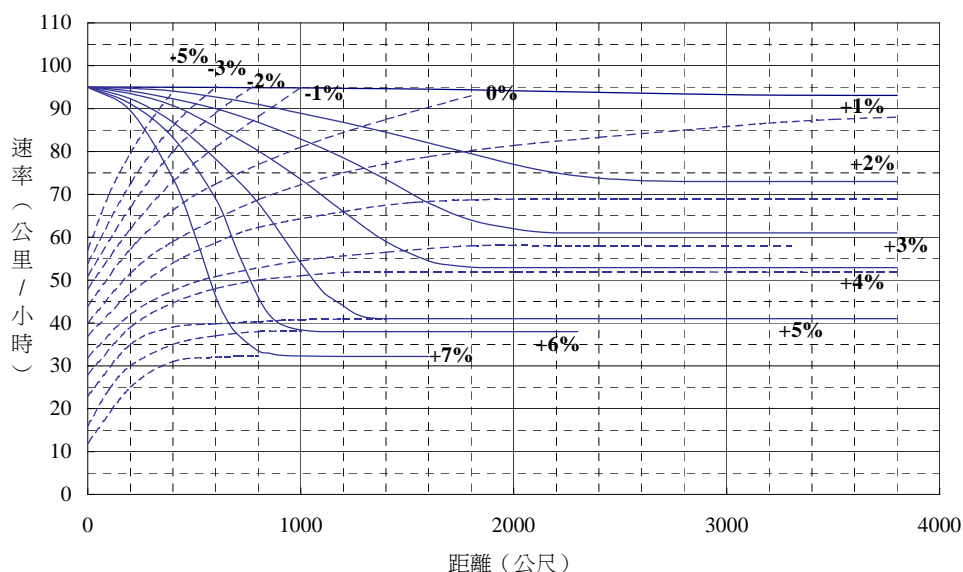


圖 4.9 大車在上下坡度路段加速(虛線)及減速(實線)之特性

根據上述手續所估計之平均自由速率，與從三義北上坡度路段有限的現場資料估計而得的平均自由速率如表 4.4，從表知，上述的估計手續所得之三義路段平均自由速率大致還算合理。但因圖 4.9 及式 4.5 乃根據很有限的資料，所以本節所描述的估計方法須在將來利用較完整的現場資料加以修正。

表 4.4 三義北上上坡路段不同地點平均自由速率估計值

坡度 (%)	坡長 (公尺)	重車比例 (%)	估計值(公里/小時)	
			現場資料	圖 4.9 及式 4.5
3.5	600	0.37	85	89
3.5	600	0.07	92	93
4.8	3,000	0.01	77	74
4.8	3,000	0.21	69	67
4.8	3,000	0.45	60	60
4.7	3,500	0.03	75	73
4.7	3,500	0.43	65	61
4.7	3,500	0.78	44	49
3.5	600	0.50	85	87
3.5	600	0.00	96	95
4.8	2,400	0.50	64	58
4.8	2,400	1.00	40	42

註：坡長從坡度路段起點(155K)算起

4.3 服務水準

高速公路基本路段分析方法[6,9,11]一般將服務水準根據密度分成 A、B、C、D、E 及 F 級。但是密度並不能充分反映服務品質，同一公路上不同路段可能有不同的幾何設計，因此密度相同時，不同路段上的車流可能有顯著不同的平均速率，而密度較低的路段或車道上也不一定會有較高的平均速率。例如爬坡車道上的密度可能低於左側各車道上的密度，但其平均速率比較低。

一般高速公路使用者所關心的服務品質可分成壅塞程度及平均速率，密度反映壅塞程度。如上所述，此績效指標不足以代表平均速率的高低，且應用上沒有 V/C 值方便。因此本章採用 V/C 值來衡量壅塞程度，同時採用速限與平均速率的差距，由不同的角度來評估服務水準。

一路段的 V/C 值在 0.6 以下時，駕駛對壅塞程度的變化不太敏感，因此相關平均速率的增減很有限。而 V/C 值達 0.95 時，車流就有不穩定的趨勢。在這狀況下，只要流率稍微增高，車流可能很快的進入壅塞狀況。根據這些現象，本章依表 4.5 之劃分標準，由壅塞程度的角度將服務水準分成 A~F 等 6 級。

表 4.5 根據 V/C 值之服務水準等級劃分標準

服務水準	V/C 值
A	$V/C \leq 0.35$
B	$0.35 < V/C \leq 0.60$
C	$0.60 < V/C \leq 0.85$
D	$0.85 < V/C \leq 0.95$
E	$0.95 < V/C \leq 1$
F	$V/C > 1$

為了用路人的安全，臺灣高速公路有設速限。如果速限訂為 100 公里/小時，則多數駕駛期望能維持一等於或稍高於速限的速率，因此從速率的角度而言，平均速率接近或高於速限的服務品質最佳。另一方面，國道 5 號的車流資料顯示車流從穩定進入不穩定狀況之後的速率一般在 45 公里/小時以下，比較常見的壅塞速率在 25 公里/小時左右。換言之，不論是否有壅塞，平均速率從速限下降程度超過 35

公里/小時時，服務品質難以令人接受。因此本章從平均速率的角度，將服務水準也分成 1~6 等 6 級，如表 4.6 所示。

表 4.6 根據速限與平均速率差距之服務水準等級劃分標準

服務水準	平均速率與速限差距 (公里/小時)
1	≤ 5
2	6~10
3	11~15
4	16~25
5	26~35
6	> 35

應用表 4.5 及表 4.6 之劃分標準評估公路之運轉時必須用 2 個代號來反映服務水準。第 1 個代號(A,B,C,D,E,F)代表壅塞程度，第 2 個代號(1,2,3,4,5,6)代表平均速率的高低。例如某一公路的 V/C 值為 0.4，其平均速率為 75 公里/小時，速限為 90 公里/小時，則服務水準等級為 B3。

規劃新公路時可選擇一適用的 V/C 值及相關的服務水準等級作為幾何設計之基礎，然後根據預設的速限及估計的平均速率評估速率的高低。為了顯示同一公路(如國道 1 號)或同級公路網(如高速公路系統)上不同路段的相對服務水準，必須選擇一基準速限作比較的基礎。原則上此基準速限應該是幾何設計標準最高路段的速限。

4.4 分析方法

高速公路之規劃、設計及現有設施運轉之評估都可借重容量及服務水準之分析。用於規劃及設計之運用時，分析之目的在於決定何種幾何設計才能在將來維持可接受的服務水準。運轉分析之目的則在於探討在特定的幾何設計及交通狀況下，一路段的服務水準。

除了目的不同之外，規劃分析及運轉分析也有其它不同處，包括第一，規劃分析須依賴不少預測之交通狀況，這些資料的正確性可能並不高。運轉分析則經常可利用近期的調查資料，其準確性較高。第二，規劃分析過程中，幾何設計必須能提供相當高的服務水準，可假

設車流是屬於穩定狀況。在此情形下，圖 4.4，圖 4.8 及圖 4.10 中只有每一曲線的上半部可用於分析。運轉分析通常車流率為已知，從圖 4.4 知，同一車流率可能屬於兩種不同運轉狀況，一為穩定狀況，另一為不穩定狀況，所以除非所用之流率為需求流率，運轉分析並不一定能訂定真正的服務水準。

規劃及運轉作業分析皆可利用下述的程序執行之。

4.4.1 訂定需求流率

需求流率可代表尖峰小時流率或尖峰 15 分鐘流率。一般的規劃及設計最好根據尖峰 15 分鐘之需求流率，以減少因容量不足而造成嚴重的塞車。本章之需求流率指尖峰 15 分鐘之需求流率，其值可估計如下：

$$q = \frac{ADT \times K \times D}{PHF} \quad (4.6)$$

或

$$q = \frac{Q}{PHF} \quad (4.7)$$

此兩式中，

q ：尖峰 15 分鐘單方向之需求流率(輛/小時)；

ADT ：設計年(design year)平均每日流量(輛)；

K ：設計小時流量係數(都會區：0.08~0.12；其他區域 0.12~0.16)；

D ：流量之方向分布係數(0.5~0.65)；

Q ：實際或預測之尖峰小時流率(輛/小時)；

PHF ：尖峰小時係數(0.85~0.95)。

式 4.6 適用於規劃及設計分析，式 4.7 則可用於運轉分析或規劃及設計分析。換言之，在規劃及設計分析時， $Q = ADT \times K \times D$ 。

4.4.2 訂定須維持之服務水準

規劃及設計必須根據最低應維持之服務水準以選擇幾何設計。在大都會附近的基本路段最少應維持 D 級之服務水準，大都會外之路段則最低應維持 C 級之服務水準。

運轉分析之目的在於評估一設施所能提供之服務水準，所以不必事先訂定最低應維持之服務水準。但評估結果一般用於決定一設施之服務水準是否能接受，或訂定改善不同設施之優先順序，所以在決策的過程中仍須訂定一最低應維持之服務水準。

4.4.3 訂定幾何設計狀況

規劃及設計分析的重點在於決定所需之車道數，其他如路肩寬、坡度及坡長也是重要考慮事項。在分析之過程中，可先訂定一初步之幾何設計，經評估之後，如該設計不理想，則可修正該設計後再評估。

運轉分析常針對一現存或一特定之設施，所以分析時的幾何設計狀況不變。本章所考慮之幾何設計狀況只包括車道數、坡度、坡長、車道寬及路肩寬。

4.4.4 建立幾何設計之近似直線路段

基本路段縱斷面之幾何設計可能包含直線路段及曲段。有曲段時，整個基本路段必須轉換成一系列的近似直線坡度路段 (equivalent grade)。此轉換的程序以圖 4.10 之例說明如下。

圖 4.10 之基本路段 A 包含 4 直線路段、3 個曲段，每一曲段必須以最少兩個直線路段代表之。在點 2 及點 4 之間的曲段長度為 1,600 公尺，因為在點 2 及點 4 之間沒有最低點，所以此曲段可以轉換成兩直線路段。此曲段中點(即點 3)之坡度等於兩旁直線路段坡度之平均值，即 $(0\%+3\%)/2=+1.5\%$ (見圖 4.10 之路段 B)。所以在點 2 及點 3 之區段可轉換成坡度等於 $(0\%+1.5\%)/2=+0.8\%$ 之直線上坡路段。在點 3 及點 4 之曲段部分也可轉換成另一直線路段。此路段之坡度為 $(1.5\%+3\%)/2=+2.2\%$ 。

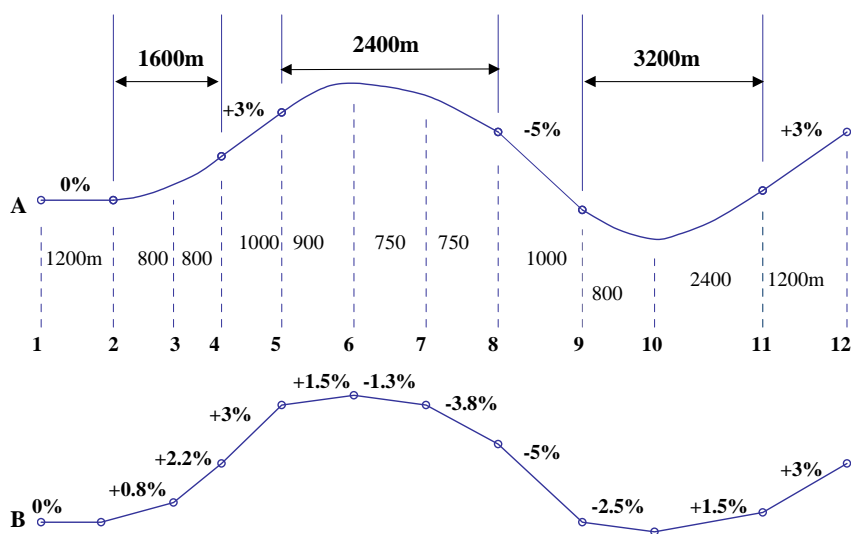


圖 4.10 建立縱斷面幾何設計近似直線路段之範例

當一曲段有最高點或最低點時，則該點之位置須先行估計如下：

$$Z = -\frac{G_1 \times L}{G_2 - G_1} \quad (4.8)$$

其中，

Z ：最高點或最低點距離曲段左側端點之距離；

G_1 ：曲段左側直線路段之坡度(%/100)；

G_2 ：曲段右側直線路段之坡度(%/100)；

L ：曲段之長度。

式 4.8 中，從左到右上坡路段之 G_1 及 G_2 為正值，下坡路段之 G_1 及 G_2 為負值。

如在點 5 及點 8 之間長為 2,400 公尺之曲段最高點在點 6。左方之直線路段之坡度為 $G_1 = +0.03$ ，右方直線路段之坡度為 $G_2 = -0.05$ ，所以最高點的位置在左端點右側 $-0.03 \times 2,400 / (-0.05 - 0.03) = 900$ 公尺之處。最高點之坡度為

0%，所以點 5 及點 6 之間近似直線路段之坡度應為 $(+3\% + 0\%)/2 = +1.5\%$ 。點 6 與點 8 之間有 1,500 公尺之距離，若要增強分析準確性，則這兩點間之曲段可用兩近似直線路段代表之。點 6 與點 8 間之中點為點 7，此中點之坡度為 $(0\% - 5\%)/2 = -2.5\%$ 。所以點 6 與點 7 間之近似直線路段應有 $(0\% - 2.5\%)/2 = -1.3\%$ 之坡度，點 7 與點 8 之間之近似直線路段應有 $(-2.5\% - 5\%)/2 = -3.8\%$ 之坡度，點 9 與點 11 間之曲段可依據上述之原理轉換成近似直線路段。

4.4.5 訂定分析臨界點及估計臨界點之平均自由速率

臨界點指平均自由速率最低之地點。為訂定臨界點，近似直線路段可分成平坦路段及坡度路段。坡度路段包括主線車道及大車爬坡道，由於爬坡道之功能異於主線車道，故通常爬坡道之服務水準並不是一重要之考慮因素，所以不在本章之分析範圍內。但本章之方法仍可用於評估爬坡道之功能。

平坦路段指坡度在 1% 以下之路段。如所有的平坦路段之車道數、車道寬及車道離路旁障礙物之橫向距離皆相同，則所有平坦路段可當成同一路段以分析之。平坦路段之臨界點為自由速率最低之點。本章之方法假設平坦路段各點之自由速率不會因在車道之位置而變，所以同一車道上任何一點都可當做臨界點，其平均自由速率可依照 4.2.9 節之數據估計之。

只有一上坡路段時，臨界點在該路段之頂端。如果有一系列之上、下坡，則必須先估計自由速率在各點之值以訂定臨界點。臨界點的自由速率須分成小車及大車的個別速率，這些速率須進一步利用如式 4.5 之模式轉換成平均自由速率。

茲以圖 4.9 與圖 4.11 說明估計坡度路段平均自由速率之方法。假設圖 4.11 中之基本路段上，一大車抵達 A 點時之自由速率為 87 公里/小時，超過 A 點之後，該車進入 +2% 之上坡路段。所以在 A 點之速率，相當於圖 4.9 中在 +2% 上坡路段減速曲線 $X = 1,200$ 公尺處之速率。從 A 點到 B 點之坡長為 1,000 公尺，所以在 B 點之速率應等於在 $X = 2,200$ 公尺處之速率。根據圖 4.9 此速率大約為 75 公里/小時。這速率變成隨後 +4% 上坡路段起點之速率，此速率相

當於圖 4.9 中+4%減速曲線在 $X = 960$ 公尺處之速率。從 B 點到 C 點坡長為 1,000 公尺，所以在 C 點之速率應等於在 $X = 1,960$ 公尺之速率，即 53 公里/小時，此速率變成-3%下坡路段起點之速率。在圖 4.9 中，此速率等於在-3%曲線上 $X = 20$ 公尺之速率。沿此下坡行進 1,000 公尺到 D 點時之速率為 $X = 1,020$ 公尺地點之速率，即約 105 公里/小時。如果速限為 90 公里/小時，則平均自由速率可能不會超過 100 公里/小時。所以在 D 點之速率可假設為 100 公里/小時，根據上述速率估計值，臨界點在 C 點，在此點大車之自由速率為 53 公里/小時。

小車之臨界點與大車之臨界點相同，估計小車在圖 4.11 路段之自由速率時，+2%之上坡路段之坡度須減為 $+2\% \times 0.4 = +0.8\%$ ，+4%路段之坡度則須減為 $+4\% \times 0.4 = 1.6\%$ 。+0.8%之路段可當成平坦地段，所以在 B 點之速率與 A 點之速率相同，即 87 公里/小時，抵達 C 點時，小車之速率會降到約 82 公里/小時。如 20%之車輛為大車，則根據式 4.5，臨界點之平均自由速率等於 $0.8 \times 82 + 0.2 \times 53 = 76$ kph。

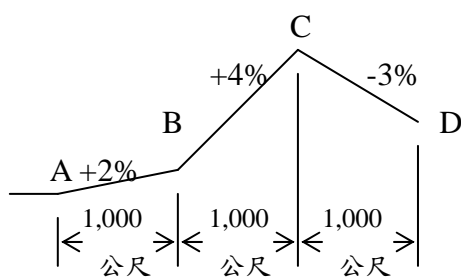


圖 4.11 訂定臨界點之範例

4.4.6 估計臨界點在基本狀況下各內車道之對等需求流率

從式 4.6 或 4.7 所得之需求流率可根據下式轉換成基本狀況下各內車道之對等需求流率：

$$q_e = \frac{q(1 - P_t)f_c + qP_tE_f f_t}{f_w f_d} \quad (4.9)$$

此式中，

q_e ：各內車道在基本狀況下之平均流率(小客車/小時/車道)；

q ：尖峰 15 分鐘單方向之需求流率(輛/小時)；

P_t ：大車比例；

f_c ：各內車道小車佔小車總數之比例(見表 4.2)；

E ：大車之小客車當量(平坦路段：1.5；坡度路段 2.0)；

f_t ：各內車道大車佔大車總數之比例(見表 4.2)；

f_w ：車道寬調整因素；

f_d ：路肩橫向淨距調整因素。

國道 1 號原來設計之車道寬為 3.75 公尺，內側路肩寬為 1.5 公尺，外側路肩寬則有 3 公尺。因為本章所用資料均在此幾何設計之狀況下蒐集，目前無法確定車道寬及障礙物對服務車流之影響，美國 1994 年容量手冊[10]指出當路寬從 3.66 公尺降到 3.05 公尺時，容量約減少 10%。此外，當側面障礙物之距離從 1.8 公尺降到 0.0 公尺時，容量也減少 8%到 12%。臺灣之車輛較小，駕駛員可能對車道寬及車道旁之障礙物較不在意，此外，車道寬皆在 3.6 公尺以上，而且路肩寬在有些路段也只稍小於基本狀況下之路肩寬，所以本章暫時假設 $f_w = f_d = 1.0$ 。

4.4.7 評估服務水準

平坦路段內車道及坡度路段的代表性速率與流率的關係如圖 4.10 及圖 4.8 所示。根據在臨界點之平均自由速率，適用之速率與流率關係可從這兩圖中訂定。隨後，從式 4.9 所估計之需求流率可利用此關係以推估相關之平均速率。需求流率與平均速率之比值等於密度，所估計之平均速率與密度可用於表 4.5 以訂定服務水準之等級。

在規劃及設計分析時，如服務水準不理想則須修訂幾何設計再重新分析。

4.5 應用例題

4.5.1 例題一：平坦路段之運作分析

一平坦路段有如下的幾何設計及交通狀況：

- (1) 車道數：3；
- (2) 車道寬：3.5 公尺；
- (3) 路肩寬：2 公尺；
- (4) 護欄在路肩之邊線上；
- (5) 單方向尖峰小時需求流率：4,050 輛/小時；
- (6) 尖峰小時係數：0.9；
- (7) 大車比例：0.3；
- (8) 速限：90 公里/小時。

根據以上狀況，估計此路段之容量、服務水準、內側車道在車流穩定狀況下之壅塞程度及平均速率狀況。

步驟 1：訂定需求流率；評選標準及設計標準

本例題以尖峰 15 分鐘之車流率為分析之依據，在此狀況下尖峰小時之車流率須轉換成尖峰 15 分鐘之流率，即 $Q=4,050/0.9=4,500$ 輛/小時(見式 4.7)。

步驟 2：訂定幾何設計狀況

本例題之幾何設計如上所述。

步驟 3：建立近似直線路段

因本例題之路段為平坦路段，所以不須轉換成近似直線路段。

步驟 4：訂定分析臨界點及平均自由速率

因本例題之路段為平坦路段，所以任何一點都可當作臨界

點。此外，速限為 90 公里/小時，所以內車道之自由旅行速率大約為 97 公里/小時（見 4.2.9 節）。

步驟 5：估計臨界點在基本狀況下各內車道之對等需求流率

根據表 4.2，25%之大車及 37%之小車會利用各內車道，所以式 4.9 之 f_c 及 f_t 各為 0.37 及 0.25。此外，式 4.9 之 q 等於 4,500 輛/小時， $P_t=0.3$ 。如假設 $E=2$ ， $f_w=1$ ， $f_d=1$ ，則各內車道在基本狀況下之對等需求流率為 1,840 小客車/小時。

步驟 6：評估服務水準

因為自由旅行速率為 97 公里/小時(速限 90 公里/小時)而且需求流率為 1,840 小客車/小時，從圖 4.4 可知內車道之平均速率大約為 92 公里/小時，其 V/C 值約為 $1,840/2,300=0.8$ ，服務水準則屬 C1 級(見表 4.5 及表 4.6)。

4.5.2 例題二：規劃及設計問題

根據地形研判，高速公路之一基本路段必須包括一平坦路段及一上坡路段，以減輕施工之費用。此基本路段設計之有關狀況如下：

- (1)單方向尖峰小時需求流率：3,200 輛/小時；
- (2)尖峰小時係數：0.95；
- (3)大車比例：0.30；
- (4)速限：100 公里/小時；
- (5)內車道最少必須維持 C4 級之服務水準。

本例題之目的在訂定所需車道數。

步驟 1：訂定需求車流率

因單方向之需求車流率為 3,200 輛/小時，尖峰小時係數為 0.95，所以設計單方向之尖峰 15 分鐘需求流率為 $Q=3,368$ 輛/小時(見式 4.7)。如前所述，此基本路段之內車道最少必須維持 C 級之服務水準。

步驟 2：訂定幾何設計

初步幾何設計之性質如下：

- (1) 如圖 4.12a 所示，此設計先有一平坦路段，再接上長度為 500 公尺之曲段。曲段之後為一長達 1,000 公尺之 +4% 上坡路段。
- (2) 車道寬為 3.6 公尺；路肩寬為 1 公尺；兩旁有護欄。護欄在路肩之邊線上。
- (3) 主線有兩車道，沒有爬坡道。

步驟 3：建立近似直線路段

根據在 4.4.4 節所說明之程序，圖 4.12a 之原幾何設計可轉換成一系列近似直線路段，結果如圖 4.12b。

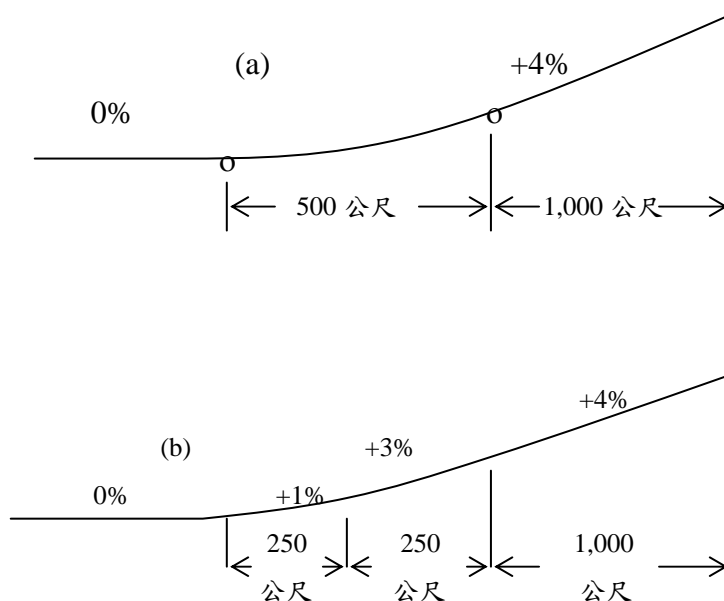


圖 4.12 初步幾何設計之縱切面定線

步驟 4：訂定分析臨界點及臨界點之平均自由速率

平坦路段任何一點皆可當作臨界點。此例之坡度路段則包括三個相連而且坡度持續上升之近似直線上坡路段，所以臨界點應

在坡度路段之終點。因速限為 100 公里/小時，估計臨界點之自由速率時可假設內側車道在坡度路段起點之自由速率為 104 公里/小時(見 4.2.9 節)，外側車道在起點之自由速率則為 94 公里/小時。

內車道大車以 104 公里/小時進入+1%之坡度路段後的速率變化不能直接從圖 4.9 之減速曲線估計，但該圖仍可用以取得一初步的估計。根據圖 4.9 曲線之趨勢，如在+1%坡度起點之自由速率為 104 公里/小時，則在上坡之後 250 公尺之處的大車速率大致仍可維持同樣的速率。以 104 公里/小時之速率進入+2%之坡度路段而行進 250 公尺之後之大車速率大約是 100 公里/小時，此後如以 100 公里/小時之速率進入+4%坡度路段而行進 1,000 公尺，大車之速率可能在 75 公里/小時左右。

小車之速率也可用圖 4.9 做一初步估計。利用圖 4.9 之前須先將+1%，+3%，+4%之坡度各轉換成 $0.4 \times (+1\%) = +0.4\%$ ，+1.2% 及+1.6%之坡度。+0.4% 及+1.2%之坡度對小車不會有顯著影響。如小車以 104 公里/小時之速率進入+1.6%之坡度路段，行駛 1,000 公尺後之速率可能在 92 公里/小時左右。

根據上述大車及小車之可能速率，大車佔 30%時之平均自由速率大約是 $0.7 \times 92 + 0.3 \times 75 = 87$ 公里/小時。

步驟 5：估計臨界點在基本狀況下各內車道之對等需求流率

因為主線有 2 車道而且無爬坡道，所以從表 4.1 可知 28%之大車及 55%之小車會利用內車道。根據式 4.9 亦假設 $f_w = f_d = 1.0$ ，內車道在基本狀況下之流率為：

$$q_e = \frac{3,368 \times (1 - 0.3) \times 0.55 + 3,368 \times 0.3 \times 2 \times 0.28}{1 \times 1}$$

$$= 1,863 \text{ 小客車/小時}$$

步驟 6：評估服務水準

平坦路段內車道之平均自由速率為 104 公里/小時，需求流率為 1,863 小客車/小時。從圖 4.4 可知其相關之平均速率大約為

96 公里/小時，V/C 值約 0.8。根據表 4.5 及表 4.6，此平坦路段有 C1 級之服務水準。

坡度路段臨界點之平均自由速率為 95 公里/小時。從圖 4.8 可知，需求流率為 1,863 小客車/小時之平均速率大約為 75.1 公里/小時，其相對之 V/C 值約 0.93，所以服務水準為 D4 級(表 4.5 及表 4.6)。

因為上述無爬坡道之設計不能維持 C 級之服務水準，所以可考慮加設爬坡道。修訂後之幾何設計對平均自由速率無影響，但如表 4.1 所示，內車道之小車及大車各佔總小車及大車之比例降為 0.5 及 0.25。根據式 4.9，內車道在基本狀況下之流率為：

$$q_e = \frac{3,368(1-0.3) \times 0.5 + 3,368 \times 0.3 \times 2 \times 0.25}{1 \times 1}$$

$$= 1,684 \text{ 小客車/小時}$$

內車道在平均自由速率為 104 公里/小時及需求流率為 1,684 小客車/小時之平坦路段上，其平均速率大約為 99 公里/小時(圖 4.4)。坡度路段臨界點之平均自由速率為 95 公里/小時，所以當需求流率為 1,684 小客車/小時，臨界點內車道之平均速率大約為 80.1 公里/小時(圖 4.8)，其相對之 V/C 值為 0.84。所以修改後之幾何設計能維持 C4 級之服務水準。

參考文獻

1. 「八十四年度高速公路交通動態資料調查報告」，國道高速公路局，邱毅工程顧問公司辦理，民國 84 年 6 月。
2. Lin, F. B., C. W., Chen, C. F., and Huang, H. H., "An Analysis of Traffic Flow Characteristics on Sun Yai National Freeway for Capacity and Level-of-Service Analysis," *Transportation Planning Journal*, Vol. 22, No. 4, December 1993, pp.445-478.
3. Lin, F. B., Su, C. W., and Huang, H. H., "Uniform Criteria for Level of Service Analysis of Freeways," *ASCE Journal of Transportation*

Engineering, Vol. 122, 1996, pp.123-130.

4. 「高速公路坡度路段車道容量提昇之研究」，國科會計畫編號 NSC-84-2211-E-122-001，交通部運輸研究所，民國 84 年 7 月。
5. 「臺灣地區公路容量手冊」，79-27-160，交通部運輸研究所，民國 79 年。
6. 「高速公路交通特性分析與基本容量訂定」，76-49-132，交通部運輸研究所，民國 76 年 11 月。
7. 「高速公路基本路段容量分析手冊」，86-70-1135，交通部運輸研究所，民國 86 年 11 月。
8. 「高速公路交通管制規則」，交通部、內政部，民國 87 年 10 月。
9. *Highway Capacity Manual*, Special Report 209, Third Edition, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1998.
10. *Highway Capacity Manual*, Special Report 209, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1994.
11. *HCM2010, Highway Capacity Manual*, Vol. 2, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D.C., 2010.

第五章 高速公路進口匝道路段

目 錄

	頁次
5.1 緒論	5-1
5.2 車流特性	5-3
5.2.1 流率、速率、密度及佔有率之關係	5-3
5.2.2 車種之車道分佈概況	5-8
5.2.3 車流分佈之影響因素	5-9
5.3 績效指標及服務水準	5-11
5.4 分析方法	5-12
5.4.1 訂定最低應維持之服務水準等級及服務流率	5-12
5.4.2 訂定分析之車流狀況	5-13
5.4.3 訂定分析對象之幾何設計	5-14
5.4.4 估計檢核點內車道之流率及車種組成	5-15
5.4.5 估計相當於基本狀況下之流率	5-16
5.4.6 評估服務水準及訂定改善方案	5-17
5.5 應用例題	5-17
參考文獻	5-19

圖 目 錄

	頁次
圖 5.1 高速公路進口匝道路段示意圖	5-1
圖 5.2 進口匝道匯流路段示意圖	5-3
圖 5.3 第 1 車道平均速率與密度之關係	5-4
圖 5.4 第 2 車道平均速率與密度之關係	5-4
圖 5.5 第 1 車道平均速率與流率之關係	5-5
圖 5.6 第 2 車道平均速率與流率之關係	5-5
圖 5.7 第 1 車道流率與密度之關係	5-6
圖 5.8 第 2 車道流率與密度之關係	5-6
圖 5.9 基本狀況下流率與平均速率之關係	5-8
圖 5.10 匝道匯流路段容量分析程序	5-13

表 目 錄

	頁次
表 5.1 桃園、中壢及內壢現場 15 分鐘樣本之車流範圍	5-2
表 5.2 檢核點主線車道大車與小車各佔主線總大、小車流率之百分比	5-8
表 5.3 檢核點小車流率迴歸模式	5-10
表 5.4 檢核點大車流率迴歸模式	5-10
表 5.5 服務水準等級之劃分標準	5-11
表 5.6 服務流率範圍及建議值	5-11
表 5.7 各內車道小車佔主線小車之百分比	5-15
表 5.8 2 車道主線內車道服務水準之評估	5-18
表 5.9 3 車道主線內車道服務水準之評估	5-19

5.1 緒論

進口匝道(on-ramp)與高速公路主線會合之路段常因車輛之匯流而造成交通瓶頸。如圖 5.1 所示，高速公路進口匝道路段(on-ramp junction)包括匝道本身，匝道與高速公路各主線之匯流區(merge area)，及匝道與市區或其他道路之會合區。進口匝道與高速公路之匯流區通常有 200 到 400 公尺長之加速車道。匝道與市區道路之會合區可能有號誌控制之交叉路口。匝道本身也可能受號誌之控制以調節進入高速公路之流率(ramp metering)。如匝道為交流道(interchange)之一部分，則一高速公路之進口匝道可能是另一高速公路之出口匝道。

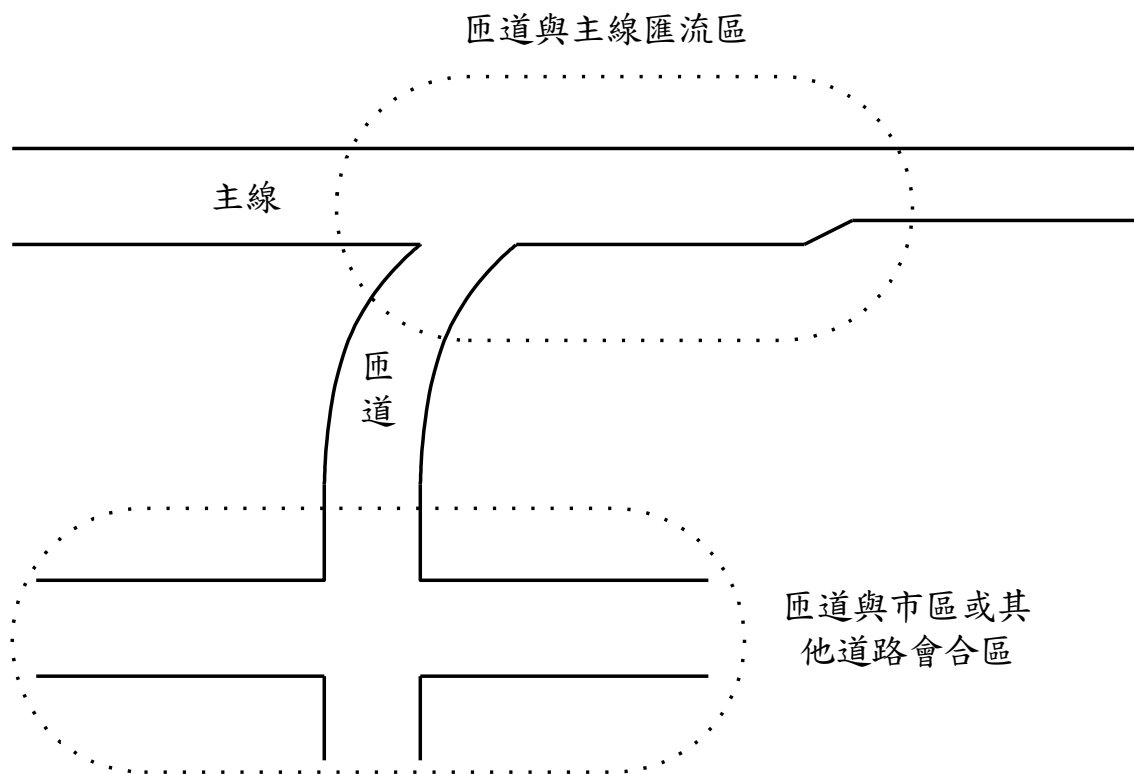


圖 5.1 高速公路進口匝道路段示意圖

進口匝道之容量分析最少應考慮匝道本身及匝道與高速公路主線之匯流區。目前臺灣交通界對匝道容量及服務水準之研究相當缺乏，

有關匯流區之資料也相當有限。交通部運輸研究所曾先後委託逢甲大學及鼎漢顧問公司進行匯流區現場資料之蒐集[1,2]，但目前適用於分析之資料僅涉及中山高速公路桃園南下、中壢北上及內壢南下匝道共約 14 小時之交通狀況[3]。除外，由表 5.1 可知，此三匝道現場資料所涵蓋之交通狀況多半屬中低流率之情形。因為資料之限制，本章僅能討論匯流區路段之容量分析。此外，本章所描述之車流特性及分析方法有待將來利用更多的現場資料以修正。

表 5.1 桃園、中壢及內壢現場 15 分鐘樣本之車流範圍

車流項目	中壢及內壢路段 (3 車道主線)	桃園路段 (4 車道主線)
匝道：		
總流率(輛/小時)	50 ~ 1,150	490 ~ 1,000
小車 (輛/小時)	50 ~ 1,090	460 ~ 930
大車 (輛/小時)	0 ~ 120	20 ~ 120
主線：		
總流率(輛/小時)	2,900 ~ 5,100	3,700 ~ 5,200
小車 (輛/小時)	2,600 ~ 4,700	3,600 ~ 5,000
大車 (輛/小時)	80 ~ 710	110 ~ 290
大車百分比	1 ~ 18%	3 ~ 8%

如圖 5.2 所示，本章將主線最外側二車道由右向左分為第 1 車道及第 2 車道，其他的主線車道則統稱為內車道。如主線只有兩車道時則第 2 車道與內車道相同。本章容量分析之重點在於評估檢核點內車道之服務水準與幾何設計及需求流率之關係。檢核點之服務水準受在併入點主線及匝道車流狀況之影響。

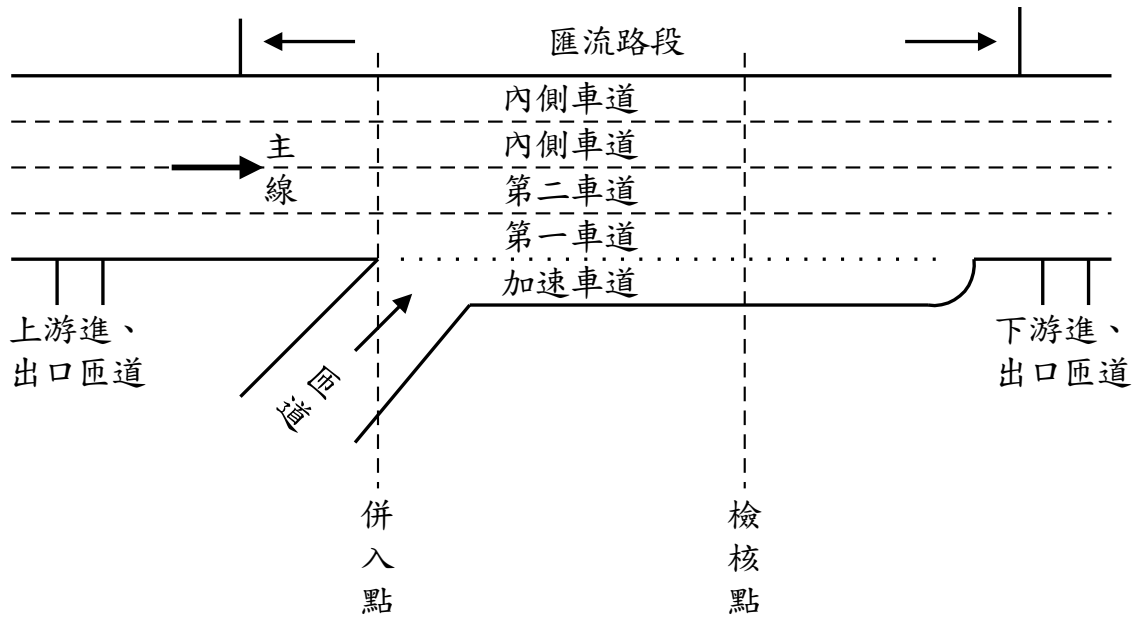


圖 5.2 進口匝道匯流路段示意圖

為了訂定檢核點之位置，本所委託逢甲大學[1]調查在匯流路段內主線速率及流率關係之變化。此調查結果顯示最適當之檢核點大約在併入點下游相當於加速車道約三分之二長度之地點(見圖 5.2)。

當需求流率不高時，在檢核點的平均速率可能比在併入點的平均速率高，但兩者之差異通常小於 5 公里/小時。當需求流率增高時，在檢核點的平均速率可能比其他地點的平均速率低得多，這現象可能是由於多數的匝道車輛抵達檢核點時不是已轉入主線就是必須準備變換車道以進入主線，因而造成較嚴重之衝突。

5.2 車流特性

5.2.1 流率、速率、密度及佔有率之關係

在桃園及中壢蒐集之現場資料包括車長、車種、流率、平均速率及佔有率。圖 5.3 到圖 5.8 顯示在檢核點以 5 分鐘為單位從現場資料求得之流率、速率及密度之關係。這些關係有下列之特性：

1. 密度相同時，第 2 車道之車流率通常比第 1 車道約高出 100 小客車 / 小時。

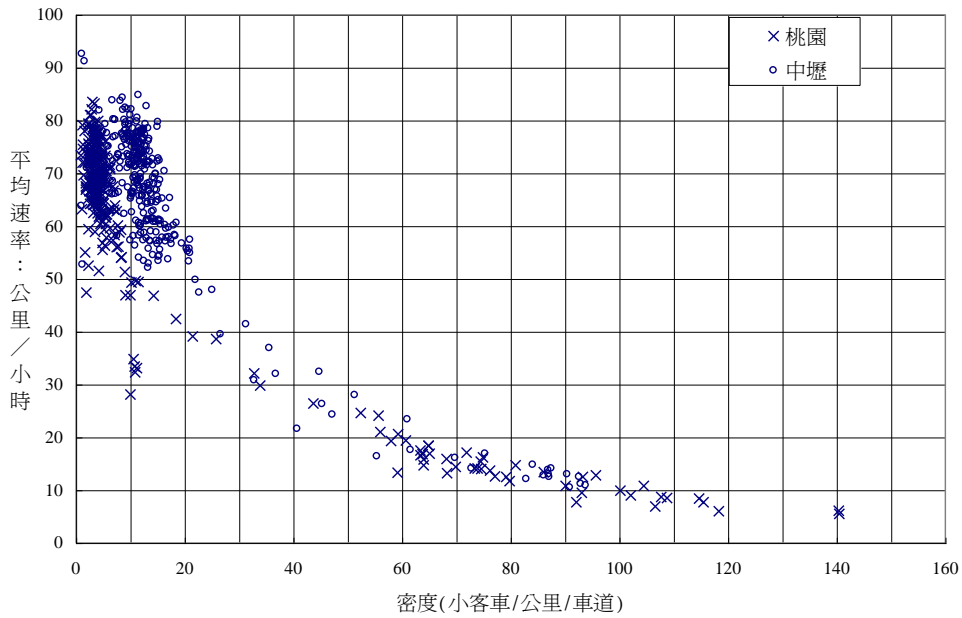


圖 5.3 第 1 車道平均速率與密度之關係

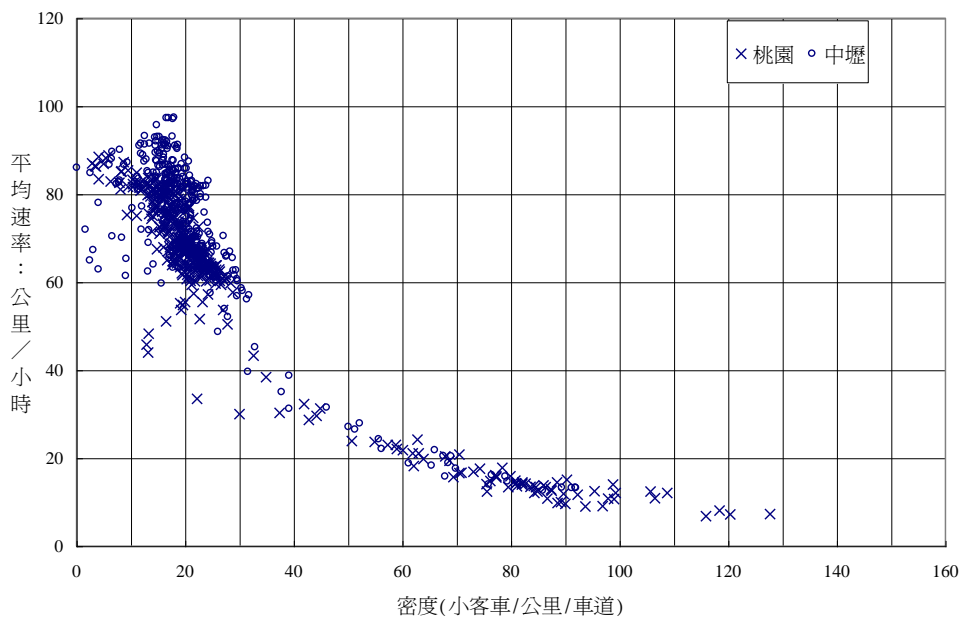


圖 5.4 第 2 車道平均速率與密度之關係

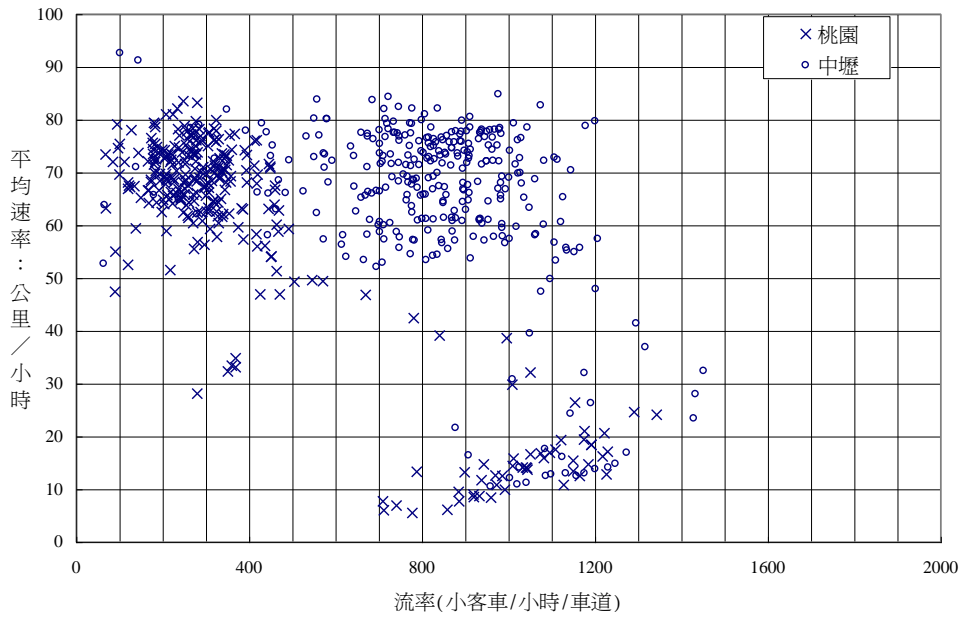


圖 5.5 第 1 車道平均速率與流率之關係

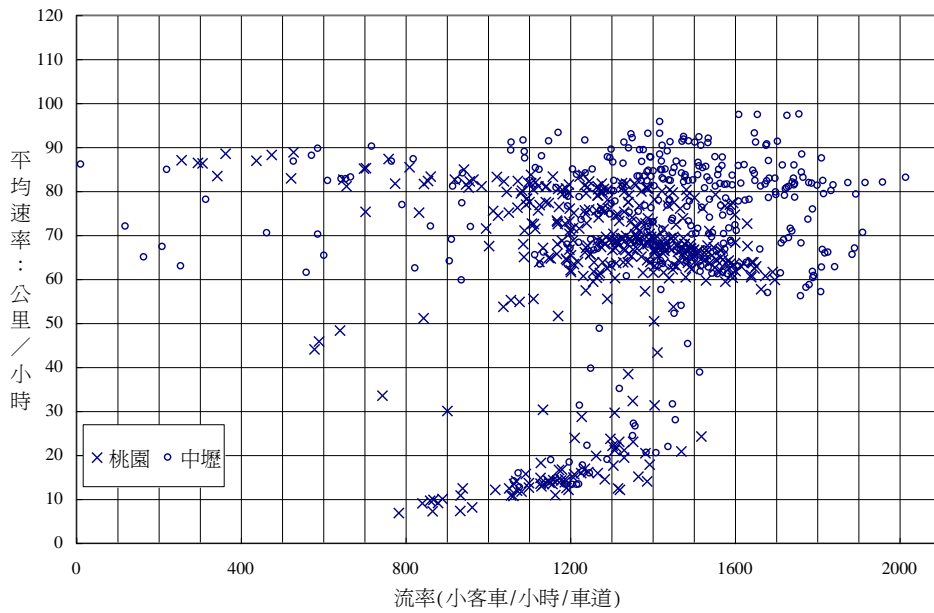


圖 5.6 第 2 車道平均速率與流率之關係

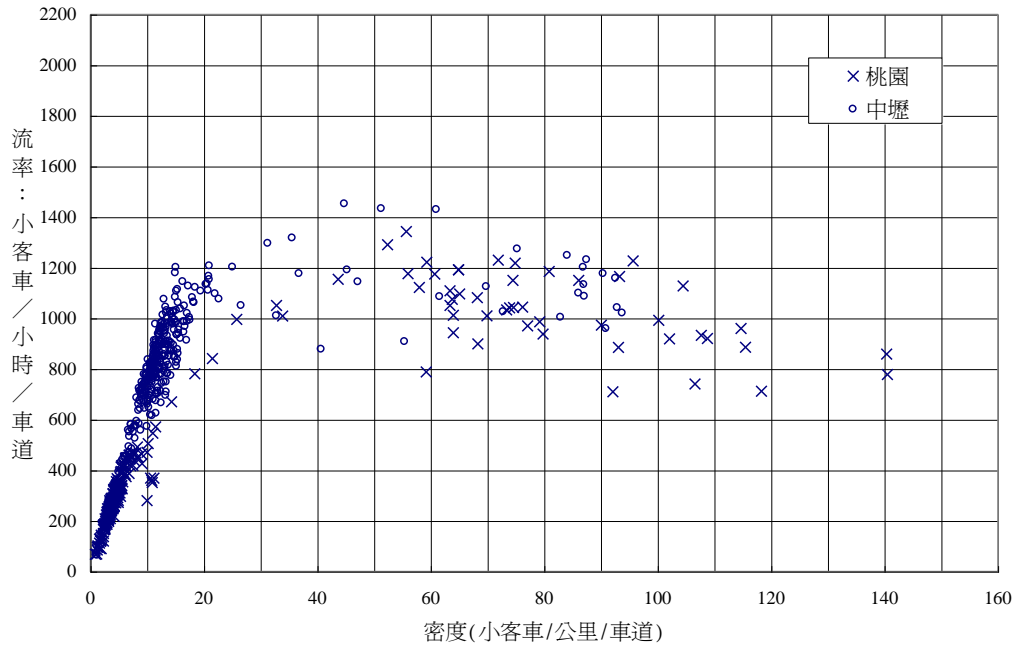


圖 5.7 第 1 車道流率與密度之關係

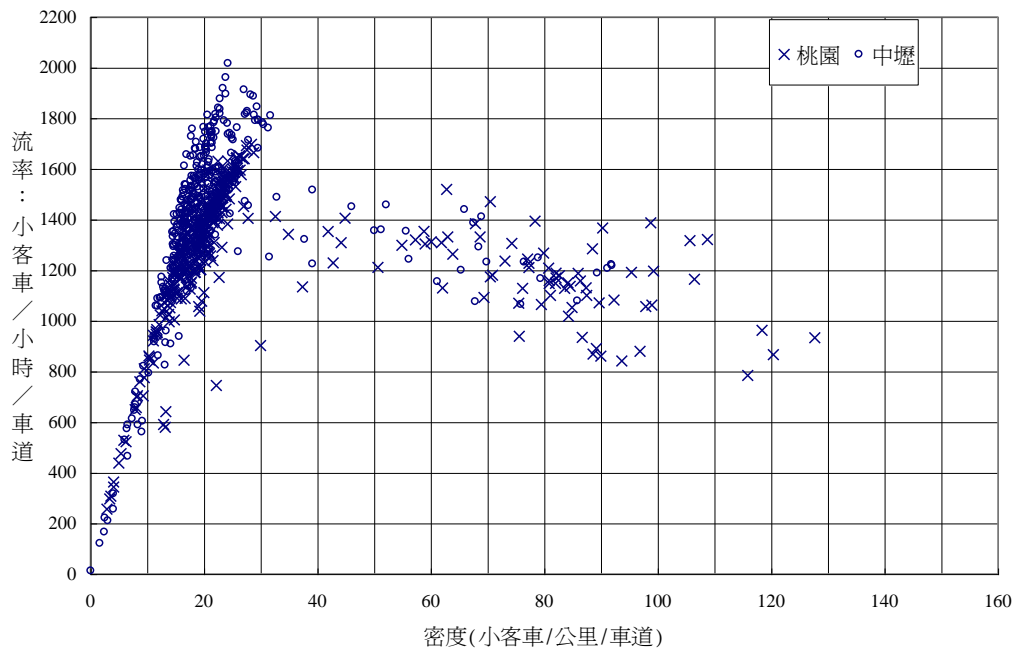


圖 5.8 第 2 車道流率與密度之關係

2. 在穩定（非壅塞）而且流率相同之狀況下，第 2 車道之平均速率比第 1 車道之平均速率約高出 10 公里/小時。
3. 在穩定（非壅塞）而且流率小於 800 小客車/小時/車道之狀況下，第 2 車道之平均速率可維持在 80 公里/小時左右，第 1 車道之平均速率則在 70 公里/小時左右。流率在穩定狀況下增高時，第 2 車道之平均速率逐漸下降到 70 公里/小時，第 1 車道之平均速率則下降到 60 公里/小時。平均速率低於這些速率時，車流呈不穩定狀況。
4. 密度從 25 小客車/公里增大到 60 小客車/公里時，平均速率迅速下降，車流不穩定，但第 2 車道之流率可維持在 1,300 小客車/小時左右，第 1 車道之流率則可維持在 1,200 小客車/小時左右。
5. 因資料有限，各車道之容量不易準確的估計，如一大車之小客車當量為 1.5，則在現場調查期間內，中壢路段第 2 車道之最高 5 分鐘的流率為 2,055 小客車/小時，其相關平均速率為 75.7 公里/小時。在同一期間內，此車道最高 15 分鐘之流率則只有 1,772 小客車/小時，而第 1 車道最高 15 分鐘之流率還不到 1,230 小客車/小時。桃園路段第一及第 2 車道最高 15 分鐘之流率各為 1,195 小客車/小時及 1,600 小客車/小時。如圖 5.5 及圖 5.6 代表真正的速率與密度之關係，則從此 2 圖可推估第 2 車道之容量（15 分鐘以上平均最高流率）大概不超過 1,700 小客車/小時，第 1 車道之容量則只有 1,200 小客車/小時左右。

根據上述之觀察，並假設內車道之性質與速限 90 公里/小時之基本路段相同[4]，則圖 5.9 顯示在基本狀況下平均速率與流率之可能關係。基本狀況包括：

1. 車道寬為 3.75 公尺；
2. 左側路肩寬為 1 公尺，右側路肩寬為 3 公尺；
3. 匯流路段在平坦地區；
4. 匯流路段是直線路段之一部分；
5. 車流只含小車；
6. 非觀光性週日車流。

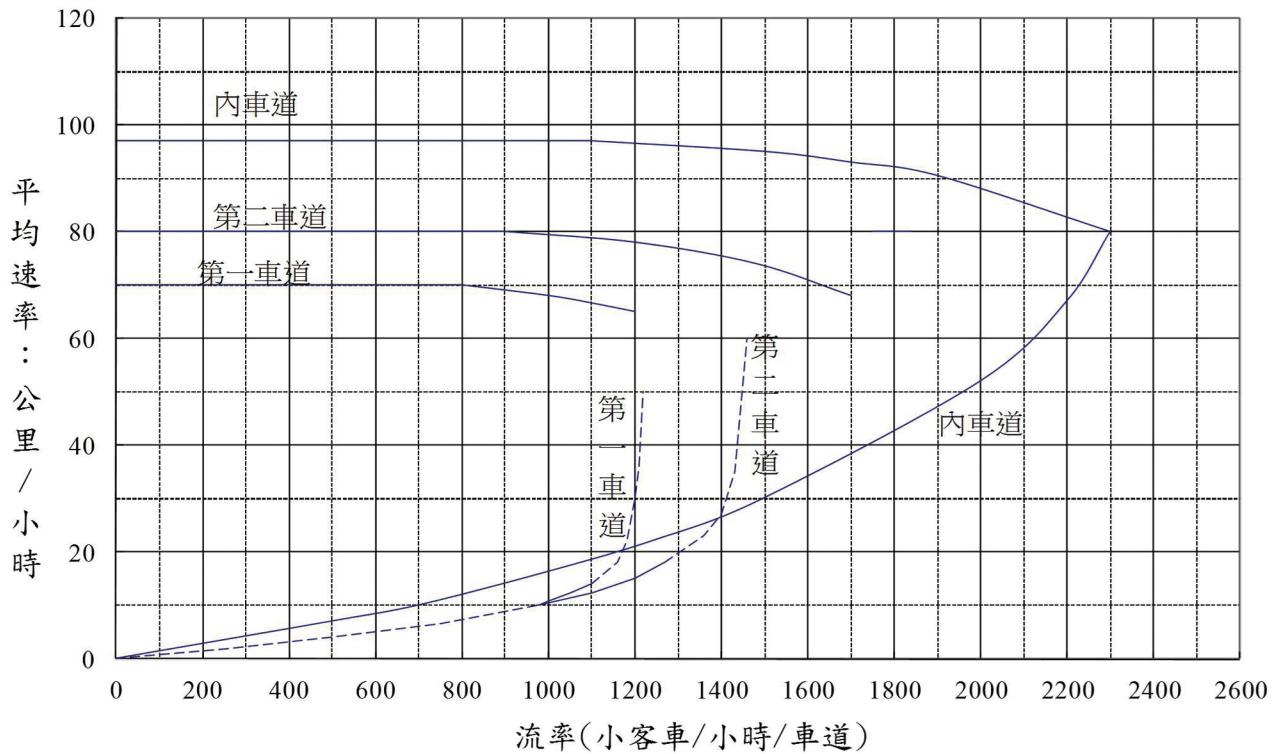


圖 5.9 基本狀況下流率與平均速率之關係

5.2.2 車種之車道分佈概況

表 5.2 顯示大車及小車在各路段檢核點主線車道常見的分布情況。各車道小車流率通常越接近主線內側越大。以主線有 4 車道之桃園路段而言，第 1 車道之小車流率只佔主線小車總流率的 5~10%，內側各車道之小車流率則經常佔主線小車總流率的 32~37%。主線只有 3 車道時，第 1 車道小車流率佔主線小車總流率之百分比增高，但仍比第 2 車道及內側車道之百分比低得多。

表 5.2 檢核點主線車道大車與小車各佔主線總大、小車流率之百分比

主線車道數	車種	第 1 車道	第 2 車道	內側各車道
4 (桃園)	小車	5~10%	20~25%	32~37%
	大車	10~20%	75~95%	0.5~2%
3 (中壢及內壢)	小車	20~26%	30~38%	38~48%
	大車	25~50%	50~75%	0%

大部分的大車集中於第 2 車道，內側車道幾乎沒有大車。主線有 4 車道之桃園路段，其第 2 車道之大車流率通常佔主線總大車流率之 75~95%。主線車道數降為 3 車道時，有較大部分的大車會使用第 1 車道，但大多數大車仍佔用第 2 車道。

檢核點加速車道之車流受併入點匝道車流率的影響最大。併入點匝道之流率越大，檢核點加速道之流率也越大。當併入點匝道之小車流率在 200 輛/小時以下時，檢核點加速道有相似的小車流率。當併入點匝道之小車流率增加到 400 輛/小時以上時，檢核點加速道之小車流率有較低的傾向，但多半仍在併入點流率的 70% 以上。併入點匝道及檢核點加速道之大車流率無顯著不同。可見在現場調查期間內，大車之駕駛員並沒有急著離開加速道的現象。

5.2.3 車流分佈之影響因素

在檢核點之車流分佈可能受到許多因素的影響。這些因素包括主線車道數、加速車道長度、匝道及主線在併入點之流率及車種組成、上下游匝道之種類(進口或出口)及檢核點與上下游匝道之距離。因資料之限制，目前僅能用單純的迴歸分析(regression analysis)探討車流在檢核點之分佈受在併入點主線及匝道車流之影響。此外，現有資料顯示檢核點各車道之流率與併入點主線及匝道之流率並無顯著的非線形關係，所以本章之迴歸分析乃根據 0.05 信賴水準以判斷檢核點流率與併入點流率之線形關係。其結果列於表 5.3 及 5.4 中 [3]。此兩表中之自變數及應變數之定義如下：

自變數：

Q_{rc} ：匝道小車流率；

Q_{rt} ：匝道大車流率；

Q_{fc} ：主線小車在併入點之流率；

Q_{ft} ：主線大車在併入點之流率。

應變數：

q_{ac} ：加速道在檢核點之小車流率；

q_{at} ：加速道在檢核點之大車流率；

q_{1c} ：第 1 車道在檢核點之小車流率；

q_{1t} ：第 1 車道在檢核點之大車流率；

q_{2c} ：第 2 車道在檢核點之小車流率；

q_{2t} ：第 2 車道在檢核點之大車流率；

q_{ic} ：內側各車道在檢核點之小車流率。

以上所有變數之單位為輛/小時。

表 5.3 檢核點小車流率迴歸模式

地點	主線 車道數	車道	模式	r^2 或 R^2
中壢及 內壢	3	第一	$q_{1c} = 446 + 0.123Q_{fc} - 3.749Q_{rt}$	0.69
		第二	$q_{2c} = 407 + 0.360Q_{fc} - 0.510Q_{ft}$	0.83
		加速	$q_{ac} = 25 + 0.747Q_{rc}$	0.97
		內側	$q_{ic} = 618 + 0.260Q_{fc}$	0.42
桃園	4	第一	無有意義之模式	
		第二	$q_{2c} = -517 + 0.34Q_{fc}$	0.73
		加速	$q_{ac} = -16 + 0.969Q_{rc}$	0.71
		內側	無有意義之模式	

表 5.4 檢核點大車流率迴歸模式

地點	主線 車道數	車道	模式	r^2 或 R^2
中壢及 內壢	3	第一	$q_{1t} = 21 + 0.285Q_{ft}$	0.71
		第二	$q_{2t} = -10 + 0.645Q_{ft}$	0.83
		加速	$q_{at} = -2 + 1.03Q_{rt}$	0.84
		內側	無大車	
桃園	4	第一	$q_{1t} = -27 + 0.348Q_{ft}$	0.22
		第二	$q_{2t} = 61 + 0.523Q_{ft}$	0.31
		加速	$q_{at} = 21 + 0.648Q_{rt}$	0.59
		內側	很少有大車	

資料來源：[3]。

從表 5.3 可知中壢及內壢路段第 1 車道小車流率受主線小車流率 Q_{fc} 及匝道大車流率 Q_{rt} 之影響最顯著。匝道大車流率增加 100 輛/小時，第 1 車道小車流率大約減少 375 輛/小時。現場資料無法建立有意義的迴歸模式以估計桃園路段第 1 車道之小車流率 q_{1c} 。這可能是因為桃園路段第 1 車道在檢核點之小車流率偏低（只佔主線小車流率之 5 ~10%），而且主線車道之平均流率也低（在 1,500 輛/小時之下），造成小車有充分自由任意選擇車道之故。

第 2 車道之流率受主線小車總流率 Q_{fc} 之影響。中壢及內壢路段之資料也顯示主線之大車流率越高，第 2 車道之小車流率有減低之趨勢。加速道上之小車流率則受制於匝道小車流率。中壢及內壢路段內側車道小車流率受主線小車流率之影響。桃園路段內側車道之

小車流率與任何自變數皆無顯著關係，這也可能是因該路段之流率偏低之緣故。

表 5.4 顯示第一及第 2 車道流率受到主線大車流率之影響，加速道之大車流率則受到匝道大車流率之影響，內側車道之大車流率非常低，可不考慮。

5.3 績效指標及服務水準

第三章第 3.3 節指出高速公路各設施之服務水準應根據同樣的標準以評估之，而且服務水準之評估以內車道之車流狀況為重點。所以本章沿用高速公路基本路段服務水準之劃分之標準。此標準如表 5.5 所示。

表 5.5 服務水準等級之劃分標準

壅塞程度		速率狀況	
服務水準等級	V/C 值	服務水準等級	平均速率與速限 差距(公里/小時)
A	$V/C \leq 0.35$	1	≤ 5
B	$0.35 < V/C \leq 0.60$	2	6~10
C	$0.60 < V/C \leq 0.85$	3	11~15
D	$0.85 < V/C \leq 0.95$	4	16~25
E	$0.95 < V/C \leq 1$	5	26~35
F	$V/C > 1$	6	> 35

根據 V/C 值所訂定各服務水準等級之相關服務流率及規劃或設計時適用的服務流率建議值如表 5.6 所示。

表 5.6 服務流率範圍及建議值

服務水準	建議值 (小客車/小時/車道)
A	780
B	1,360
C	1,930
D	2,160
E	2,300(容量)

5.4 分析方法

本章之容量分析方法可用於規劃設計及作業之評估。規劃分析(planning analysis)著重於尋求能在設計小時(design hour)內維持一可接受的服務水準之幾何設計。運轉作業分析(operational analysis)之重點在於評估某一設施之服務水準。此兩種分析所需資料的性質不同，但其分析之程序相似，如圖 5.10 所示。茲將此程序說明如下。

5.4.1 訂定最低應維持之服務水準等級及服務流率

為了選擇適當的幾何設計，在規劃分析時必須訂定最低應維持之服務水準等級及其相關車道能承載之需求流率。作業分析不一定要事先訂定應有的服務水準，但因分析的最終目的在於決定一路段之服務水準是否能接受，所以從分析結果的利用而言，仍有必要訂定應維持之服務水準。

在選擇應維持之服務水準時必須考慮匯流路段對鄰近路段之影響。原則上，匯流路段之平均速率不應與鄰近路段之平均速率相差太多(如超過 15 公里/小時)。在都會區內之匯流路段內車道的服務水準從 V/C 值之角度最少應維持在 D 級，從平均速率與速限之差距的角度則至少應在第 4 級(即平均速率不應比速限低 25 公里/小時以上)。

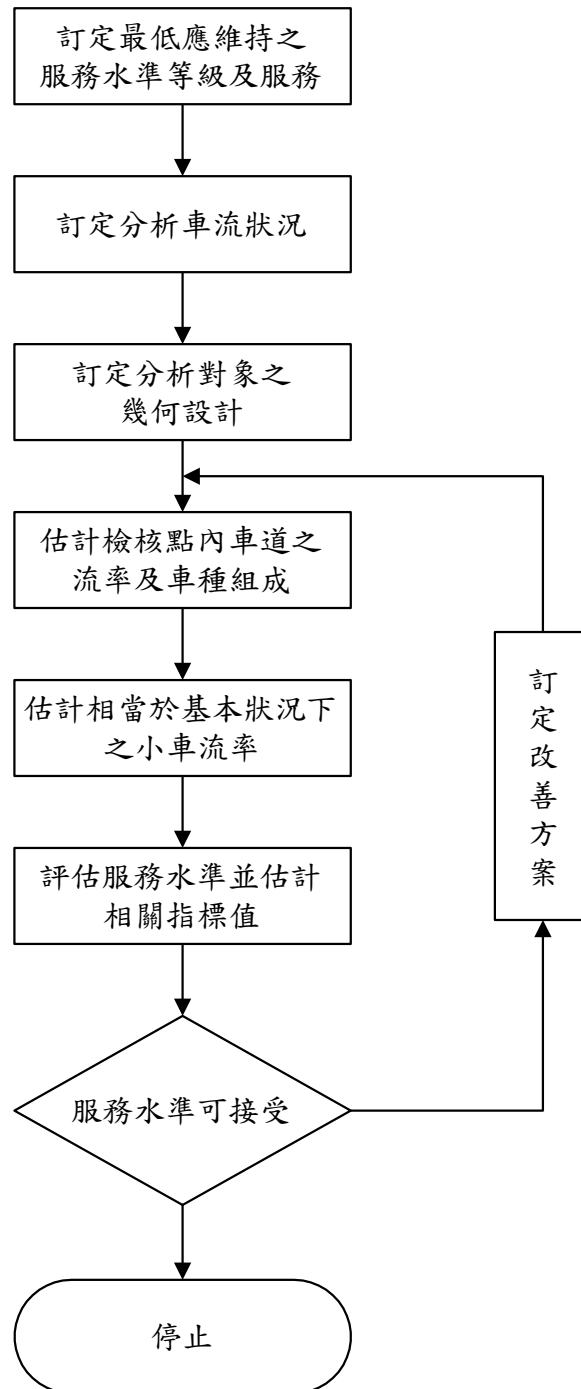


圖 5.10 匝道匯流路段容量分析程序

5.4.2 訂定分析之車流狀況

車流狀況最少必須包括分析時段內主線及匝道在併入點之需求流率及車種組成。除此之外，如果匯流路段上下游匝道之車流對檢核點的車流分佈有顯著的影響，則上下游匝道之流率也須包含在所需的車流資料內。自由速率亦為應考慮之車流狀況。

分析時段不宜太短，其理由之一為速率及流率在短暫時間內的關係不太穩定，短暫時間內的交通問題通常也不是容量分析之重點。此外，在規劃及設計公路時常用的需求流率為尖峰 15 分鐘之流率，所以分析時段最短應是 15 分鐘。分析時段也不宜太長，長時段內交通狀況可能有很大的變化。目前除了利用電腦模擬模式之外，並無適合的方法以分析長時間的作業。基於以上的考慮，分析時段以 15 分鐘為原則。

如分析時段為尖峰 15 分鐘，則該時段內之流率可估計如下：

$$Q = \frac{Q_v}{PHF} \quad (5-1)$$

其中，

Q = 尖峰 15 分鐘主線或匝道之流率(輛/小時)；

Q_v = 尖峰小時主線或匝道之流率(輛/小時)；

PHF = 尖峰小時係數。

在規劃分析時式 5.1 之 Q_v 及 PHF 皆為估計值。作業分析可直接利用已知之 15 分鐘流率或利用已知之 Q_v 及一適合之 PHF 以估計尖峰 15 分鐘之流率。 PHF 之值多半在 0.85 及 0.95 之間。如無實際資料，可假設 $PHF=0.9$ 。

5.4.3 訂定分析對象之幾何設計

重要的幾何設計因素可能包括主線及匝道車道數、加速道長度、車道及路肩寬度、坡度及在坡度路段之地點、檢核點上游及下游匝道之種類及距離。實際應考慮之因素須等後續研究工作完成後才能決定。本章暫時只考慮主線車道數。在規劃設計匝道路段時，主線所需之車道數為未知數，但可先假設有 2 車道。如 2 車道不夠，則試用 3 車道再重新分析。

在檢核點所應考慮的車道包括主線的第 1 車道、第 2 車道及內車道。加速車道之車流對主線的車流有影響，因此該車道也是分析時應考慮之一因素。因匯流路段之服務水準是根據內車道而訂定，所以分析之重點為內車道。

5.4.4 估計檢核點內車道之流率及車種組成

檢核點內車道之流率及車種組成受到幾何設計及上游併入點主線及匝道車流之影響，其關係可利用如表 5.4 之迴歸公式或其他模式以估計之。目前因缺可靠之模式，本章暫時利用一簡化手續以估計內車道之車流狀況。此手續說明如下。

由表 5.2 可知，主線有三或四車道時，內車道幾乎無大車。如主線有五車道時，內車道之大車數也應相當小。所以本章假設主線最少有三車道時，內車道只有小車；主線有二車道時，大約 75% 的大車會利用內車道。

表 5.2 也顯示各內車道小車之車流佔主線小車總車流之百分比相當穩定。主線有 3 車道時，此百分比在 38% 到 48% 之間，主線有 4 車道時，此百分比降為 32% 到 37% 之間。如主線有 5 車道，此百分比應更低，如主線只有 2 車道，則內車道(亦即第 2 車道)小車車流佔主線小車車流之比例應超過 50%。根據這些觀察及推理，本章假設各內車道小車佔主線總小車流率之百分比如表 5.7 所示。

表 5.7 各內車道小車佔主線小車之百分比

主線車道數	2	3	4	5
百分比(%)	60	43	35	28

如假設內車道小車佔主線小車之百分比只隨主線車道數而變(如表 5.6 所示)，則檢核點上各內車道的流率可從下式估計之：

$$q_i = m(Q_{fc} + Q_{rc} - Q_{ac})/100 + m_2 Q_{ft}/100 \quad (5.2)$$

此式中，

- q_i : 檢核點上各內車道的流率(輛/小時/車道)；
- m : 各內車道小車佔主線小車之百分比(見表 5.7)；
- Q_{fc} : 尖峰 15 分鐘主線在併入點之小車需求流率(小客車/小時)；
- Q_{rc} : 尖峰 15 分鐘匝道在併入點之小車需求流率(小客車/小時)；
- Q_{ac} : 尖峰 15 分鐘加速車道上之小車流率(小客車/小時)。
- m_2 : 各內車道大車佔主線大車之百分比(假設主線有 2 車道

時， $m_2=75$ ，其他情形則 $m_2=0$ ；

Q_{ft} ：尖峰 15 分鐘主線在併入點之大車需求流率(輛/小時)。

表 5.3 之迴歸式顯示加速車道之小車流率大約在匝道小車流率的 75% 到 97% 之間。假設加速車道之小車流率等於匝道小車流率之 85%，則式 5.2 可改寫為：

$$q_i = m(Q_{fc} + 0.15Q_{rc})/100 + m_2Q_{ft}/100 \quad (5.3)$$

內車道之大車比例 P_t 可估計如下：

$$P_t = \frac{m_2Q_{ft}}{100q_i} \quad (5.4)$$

5.4.5 估計相當於基本狀況下之流率

如分析的狀況異於基本狀況，則分析車流必須利用下式轉換成相當於基本狀況下之流率：

$$q_e = \frac{q_i}{f_{HV}f_wf_P} \quad (5.5)$$

此式中，

q_e ：基本狀況下之對等流率(小客車/小時/車道)

q_i ：從式 5.3 估計而得之各內車道流率(小客車/小時/車道)；

f_{HV} ：大車調整係數；

f_w ：車道寬及路肩寬調整係數；

f_P ：駕駛員特性調整因素。

大車之調整係數可估計如下：

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_t(E_t - 1)} \quad (5.6)$$

其中，

P_t ：大車比例(見式 5.4)；

E_t ：大車之小車當量。

平坦路段大車之小車當量可假設為 1.4 或由下式估計之[4]：

$$E_t = 0.53 + 0.13L - (0.13L - 0.47) \frac{V_s}{120} \quad (5.7)$$

其中，

L：大車平均車長(公尺)，代表值為 14 公尺；

V_s：平均速率(公里/小時)。

坡度路段大車之小車當量不容易估計，目前本所並無足夠的資料檔以建立可靠的當量值。

臺灣高速公路各路段之設計標準相當均勻，所以不易利用現場資料以建立車道寬及路肩寬調整係數 f_w 之值。在此狀況下，可暫時假設 $f_w=1$ 。匝道路段之車流特性主要受主線及匝道車流匯流的影響，所以 f_p 之值也可假設為 1.0。

5.4.6 評估服務水準及訂定改善方案

根據式 5.5 導出之各內車道小車流率，圖 5.9 可用以估計內車道之平均速率。內車道流率可與容量(2,300 小車/小時/車道)比較以估計 V/C 值，再利用表 5.5 評估服務水準等級。在規劃或設計分析時如試算的車道數不能提供應維持之服務水準，則車道數須增加，然後重新分析。

5.5 應用例題

高速公路進口匝道併入點在 15 年後之尖峰小時的車流狀況如下所示：

主線：需求流率 4,000 輛/小時；

大車百分比 20%

匝道：需求流率 1,000 輛/小時；

大車百分比 5%

速限 100 公里/小時

尖峰小時係數：0.9

從 V/C 值之角度而言，此匝道路段之內車道須維持 B 級之服務水準。如主線有 2 車道，則其內車道之服務水準如何？又主線需要有多少車道才能維持 B 級之服務水準？

解：

本問題採用尖峰 15 分鐘的需求流率以評估幾何設計。當主線有 2 車道時，表 5.8 所列之分析結果顯示其內車道之服務水準為 F 級。所以主線只有 2 車道之設計不合乎要求。

表 5.8 2 車道主線內車道服務水準之評估

項目	分析數據	註解
Q_{fc}	$4,000/0.9 \times (1-0.2) = 3,556$ 小客車/小時	主線
Q_{ft}	$4,000/0.9 \times 0.2 = 889$ 大車/小時	主線
Q_{rc}	$1,000/0.9 \times (1-0.05) = 1,056$ 小客車/小時	匝道
m	60	表 5.7
m_2	75	表 5.2
q_i	$60 \times (3,556 + 0.15 \times 1,056) / 100 + 75 \times 889 / 100 = 2,896$ 輛/小時/車道	式 5.3
P_t	$75 \times 889 / 100 / 2,896 = 0.23$	式 5.4
f_w	1.0	假設值
f_p	1.0	假設值
E_t	1.4	假設值
f_{HV}	$1 / [1 + 0.23 \times (1.4 - 1)] = 0.92$	式 5.6
q_e	$2,896 / (0.92 \times 1 \times 1) = 3,148$	式 5.5
容量 C	2,300	表 5.6
速限	100 公里/小時	主線
V/C 值	$3,148 / 2,300 = 1.37$	
服務水準	F 級(需求流率大於容量)	表 5.5

如將車道數增加為 3，表 5.9 顯示內車道之服務水準可維持 C2 級，換言之，從 V/C 之角度而言，3 車道仍不能提供 B 級之服務水準(壅塞程度尚不滿意)。

表 5.9 3 車道主線內車道服務水準之評估

項目	分析數據	註解
Q_{fc}	$4,000/0.9 \times (1-0.2) = 3,556$ 小客車/小時	主線
Q_{rc}	$1,000/0.9 \times (1-0.05) = 1,056$ 小客車/小時	匝道
m	43	表 5.7
q_i	$43 \times (3,556 + 0.15 \times 1,056) / 100 = 1,597$ 小客車/小時/車道	式 5.3
q_e	1,597 小客車/小時/車道	式 5.5
服務 水準	平均速率=93 公里/小時； 速限－平均速率=7 公里/小時； $V/C = 1,597/2,300 = 0.67$ C2 級	圖 5.9

參考文獻

1. 「高速公路上匝道路段交通特性資料收集」，87-75-1124，交通部運輸研究所民國，85 年 10 月。
2. 「都市快速道路與高速公路進口匝道車流特性之研究」，88-14-1151，交通部運輸研究所，民國 88 年 3 月。
3. 「高速公路進口匝道匯流路段容量分析之架構」，88-63-1161，交通部運輸研究所，民國 88 年 11 月。
4. 「高速公路基本路段容量分析手冊」，86-70-1135，交通部運輸研究所，民國 86 年 11 月。

第六章 高速公路出口匝道路段

目 錄

	頁次
6.1 緒論.....	6-1
6.2 檢核點之選擇	6-2
6.3 車流及重車之車道分佈	6-3
6.3.1 車流之車道分佈.....	6-3
6.3.2 重車之車道分佈.....	6-6
6.4 流率、速率、密度與佔有率之關係	6-6
6.4.1 小客車當量.....	6-6
6.4.2 密度與佔有率之關係	6-8
6.4.3 佔有率、密度與流率之關係	6-8
6.4.4 密度、流率與平均速率之關係	6-9
6.5 績效指標及服務水準	6-13
6.6 分析方法.....	6-15
6.6.1 設定幾何設計及車流狀況	6-15
6.6.2 訂定所須提供之服務水準等級	6-16
6.6.3 選擇分析車道.....	6-16
6.6.4 選擇在基本狀況下代表性流率與平均速率之關係	6-16
6.6.5 估計尖峰 15 分鐘在基本狀況下之對等流率	6-17
6.6.6 評估服務水準.....	6-19
6.6.7 修訂幾何設計.....	6-20
6.7 應用例題.....	6-20
6.7.1 例題一	6-20
6.7.2 例題二.....	6-22
6.7.3 例題三.....	6-24
參考文獻.....	6-25

圖 目 錄

	頁次
圖 6.1 出口匝道路段示意圖.....	6-1
圖 6.2 分流區分段示意圖.....	6-2
圖 6.3 第 1 車道流率與減速車道流率之關係(5 分鐘為單位之資料)	6-5
圖 6.4 重車百分比對平均速率與密度之影響(湖口南下路段資料)	6-7
圖 6.5 密度估計值之關係(湖口南下及中壢北上路段資料).....	6-9
圖 6.6 流率與佔有率之關係(湖口南下路段 2 分鐘為單位之資料)	6-9
圖 6.7 流率與密度之關係(湖口南下路段 2 分鐘為單位之資料).	6-10
圖 6.8 平均速率與密度之關係(湖口南下路段 2 分鐘為單位之資料)	6-11
圖 6.9 平均速率與流率之關係(湖口南下路段 2 分鐘為單位之資料)	6-11
圖 6.10 平均速率與密度之關係(中壢北上路段 2 分鐘為單位之資料)	6-12
圖 6.11 平均速率與流率之關係(中壢北上路段 2 分鐘為單位之資料)	6-12
圖 6.12 不同車道平均速率與流率之關係	6-14

表 目 錄

	頁次
表 6.1 分流區各段之平均速率(公里/小時).....	6-3
表 6.2 車流之車道分佈	6-4
表 6.3 直行重車之車道分佈	6-6
表 6.4 容量及車流之臨界參數值	6-13
表 6.5 服務水準等級之劃分標準	6-14

6.1 緒論

如圖 6.1 所示，高速公路出口匝道路段包括高速公路主線分流區域、匝道本身、及匝道與平面道路或其他高速或快速道路之交接區域。臺灣高速公路之速限最低為 90 公里/小時，一般出口匝道的速限只有 50 公里/小時，所以從主線進入匝道之車輛須減速，因而匝道上游主線須設置減速車道以分隔直行車輛及進入匝道之車輛。臺灣高速公路之減速車道通常在 100 到 300 公尺之間。出口匝道一般只有一車道，但在車流較大的地點，如圓山交流道、臺北交流道、林口交流道及楊梅交流道，則有兩車道。為說明方便起見，本章將主線減速車道左側之車道依序訂定為第 1，第 2，第 3 等車道，如圖 6.1 所示。

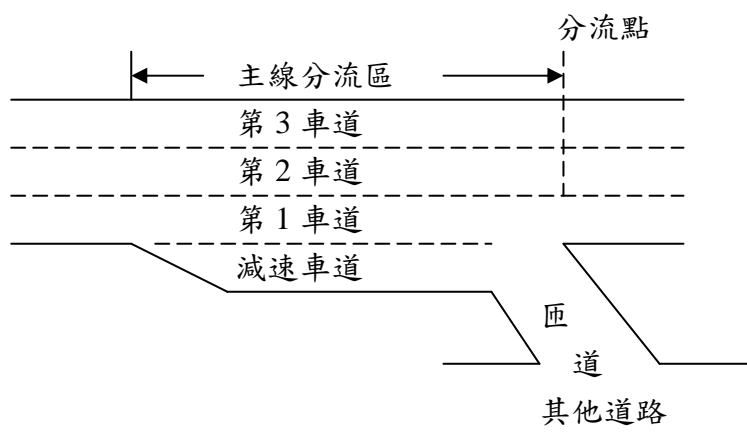


圖 6.1 出口匝道路段示意圖

為了建立一分析出口匝道容量及服務水準之方法，本所在民國 85 年委託鼎漢國際工程顧問有限公司蒐集現場資料[1,2]。該計畫所蒐集的資料很有限，只能提供對全線分流區域中之車流特性做一初步的了解。本章利用這些資料以介紹分流區之車流特性及容量分析方法。將來有必要補充蒐集現場資料以發展一較完整的分析方法。

6.2 檢核點之選擇

出口匝道路段的車流狀況可能因車輛之減速而隨地點有顯著的變化。因為在現場不容易取得整個分流區車流狀況之資料以評估交通運作之績效，所以在分析容量及服務水準時有必要選擇一檢核點以做為評估之依據。此檢核點代表在分流區內平均速率經常最低或車流最可能先進入不穩定狀況之地點。

為了選擇適當之檢核點，鼎漢公司將新竹北上、內壢南下、及桃園北上之分流區劃分成數段，如圖 6.2 所示之 A, B, C, D，然後蒐集每段中之速率以了解平均速率在分流區內之變化。結果如表 6.1 所示。

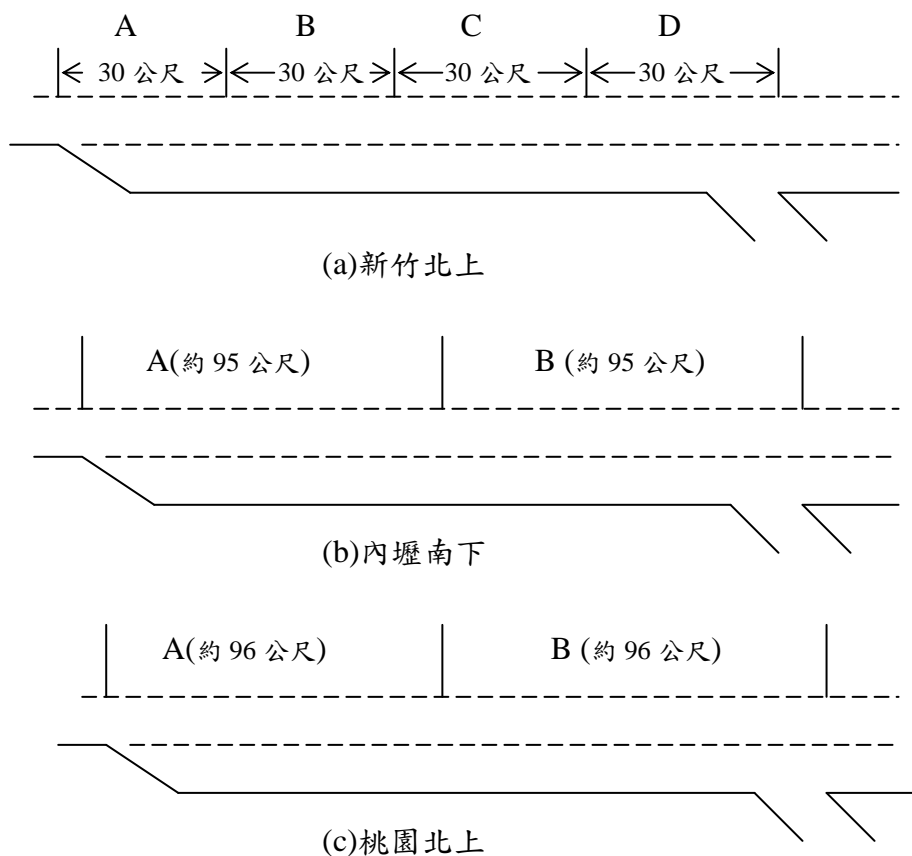


圖 6.2 分流區分段示意圖

表 6.1 分流區各段之平均速率 (公里/小時)

地點	車道	路 段				流率 (車/小時)
		A	B	C	D	
新竹 北上	1	71.1	72.1	74.4	74.8	834
	2	76.9	80.0	82.6	83.3	1,828
內壢 南下	1	66.4	66.7	—	—	482
	2	72.0	79.0	—	—	1,574
	3	76.1	79.4	—	—	1,780
桃園 北上	1	51.9	52.9	—	—	374
	2	71.6	63.6	—	—	1,124
	3	82.9	72.7	—	—	1,900
	4	82.6	73.1	—	—	2,198

從表 6.1 可知當流率低於 1,000 輛/小時/車道時，接近減速車道起點(亦即路段 A)之平均速率通常高於減速車道終點之平均速率，但差距不大，在 0~4 公里/小時之內。當流率超過 1,900 輛/小時/車道時，桃園之資料顯示接近減速車道終點之速率甚低於接近減速車道起點之速率。這可能表示在高流率狀況下，接近減速車道終點之地點可能先有不穩定車流之存在。為了反應這種車流特性，本章建議將檢核點訂定在分流點(見圖 6.1)上游 50 公尺之處。

6.3 車流及重車之車道分佈

6.3.1 車流之車道分佈

表 6.2 顯示在新竹、內壢及桃園三個出口匝道所觀察到的車流分佈狀況。在各路段之觀察時段不長，只在 30 分鐘與 1 小時之間。從表 6.2 可知車輛有明顯避開第 1 車道之現象。主線有 2 車道時(新竹北上)，第 1 車道之流率不到第 2 車道的一半。主線有 3 車道(內壢南下)或 4 車道(桃園北上)時，第 1 車道之流率只有第 2 車道之 1/3。換言之，主線車道越多，利用第 1 車道之必要性相對減少。

表 6.2 車流之車道分佈

項目	地點		
	新竹北上	內壢南下	桃園北上
A.流率(輛/小時)	3,450	5,170	7,456
B.流率百分比			
減速車道	23%	26%	25%
第 1 車道	24%	9%	5%
第 2 車道	53%	30%	15%
第 3 車道	—	34%	25%
第 4 車道	—	—	29%

由圖 6.3 可知當減速車道上之流率增高時，第 1 車道之流率相對減少。其關係並不呈線形，當減速車道上之流率趨近 1,900 輛/小時時，第 1 車道之流率趨近 350 輛/小時。這些現象可用下式代表之：

$$Q_1 = e^{7.227 - 0.737Q_d / 1000} \quad (6.1)$$

此式中，

Q_1 ：第 1 車道之流率(輛/小時)， Q_1 之值不應超過 1,700 小客車/小時；

Q_d ：減速車道之流率(輛/小時)。

式 6.1 乃根據新竹、內壢及桃園路段每 5 分鐘的資料迴歸分析而得，其 R^2 值為 0.72，相關之標準估計誤差(standard error of estimate)為第 1 車道平均流率之 3.4%。分析匝道路段時應針對尖峰 15 分鐘或尖峰小時之車流狀況，上式亦未考慮車道數及每車道平均流率對第 1 車道流率可能之影響。此外，當主線流率趨近容量時，第 1 車道之流率有可能增高或變成相當不穩定，所以式 6.1 不一定適用於主線有高流率之情況。將來有需要蒐集廣泛的車流資料以建立一較適用的模式。

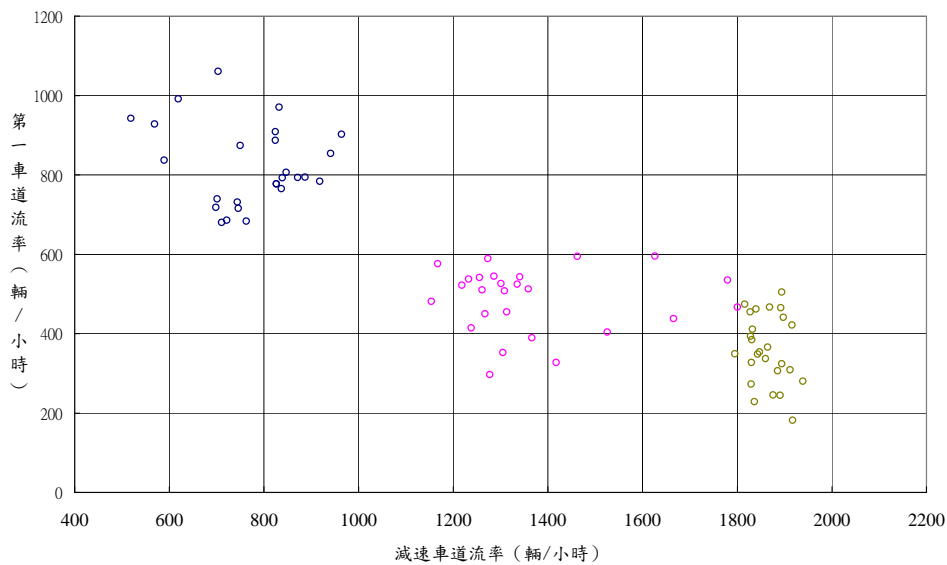


圖 6.3 第 1 車道流率與減速車道流率之關係（5 分鐘為單位之資料）

表 6.2 顯示在主線有 4 車道之桃園路段上，第 2 車道之車流佔總車流之 15%。現場資料顯示此流率受減速車道上之流率的影響。其迴歸式如下：

$$Q_2 = -630 + 0.94Q_d \quad (6.2)$$

此式中，

Q_2 ：主線有 4 車道時第 2 車道之流率(輛/小時)；

Q_d ：減速車道之流率(輛/小時)。

式 6.2 沒有太大的利用價值，因為利用此式時，減速車道之流率須在 1,750 與 1,950 輛/小時之間才有義意。

因現場資料的限制，目前無法判斷第 1 車道流率或主線總流率是否對第 2 車道的流率有影響。如何估計主線最少有 4 車道時之 Q_2 值應為將來後續研究工作的一重點。

6.3.2 重車之車道分佈

重車指大貨車、大客車及聯結車，其車長一般在 9 公尺以上。現行法規[3]規定重車除非在超車時必須行駛外側車道(亦即第 1 車道)。從表 6.3 可知在出口匝道路段上，重車行駛第 2 車道之比例相當高。在新竹及中壢兩路段的重車很均勻的分佈在第 1 車道及第 2 車道上。湖口路段也有 1/3 之重車利用第 2 車道。目前尚無適當現場資料以解釋在不同路段上重車分佈之差異。

表 6.3 直行重車之車道分佈

項目	地點		
	新竹南上	湖口南下	中壢北上
A.重車流率 (輛/小時)	499	405	430
B.主線車道數	2	2	3
C.重車百分比			
第 1 車道	49.5%	66.5%	50.9%
第 2 車道	50.5%	33.5%	48.4%
第 3 車道	—	—	0.7%

6.4 流率、速率、密度與佔有率之關係

6.4.1 小客車當量

為比較分析方便起見，不同車種宜轉換成小客車。高速公路基本路段上之不同車種可根據其長度及速率利用下式以估計相關之小客車當量[4]：

$$E = 0.53 + 0.13L - (0.13L - 0.47) \frac{V}{120} \quad (6.3)$$

根據此式，如假設重車之平均車長為 14 公尺而一般流率趨近容量時之平均速率為 75 公里/小時，則重車之小客車當量為 1.5。但在出口匝道路段上，因重車減速或變換車道所造成的影響可能比在基本路段上大，所以式 6.3 不一定適用於出口匝道路段上之重車。

準確地估計重車之小客車當量需要大量之現場資料。目前現場資料只能建立如圖 6.4 所示之關係以做為估計重車之小客車當量的

依據。此圖中，重車百分比為 2.5% 之資料，代表每兩分鐘內重車百分比在 0 與 5% 之間的車流狀況；重車百分比為 32.5% 之資料，則代表重車百分比在 30 與 35% 之間的車流狀況。

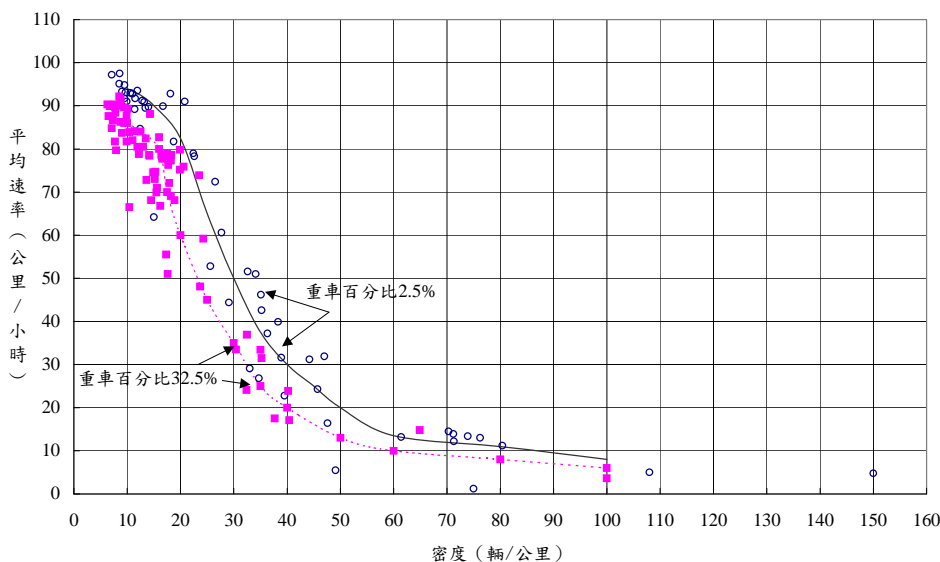


圖 6.4 重車百分比對平均速率與密度之影響（湖口南下路段資料）

一般而言，如兩車流有不同之重車比例但其平均自由速率相近，則這些車流之密度與平均速率的關係可用於下式以估計重車之小客車當量：

$$E_v = \frac{D_{av}(1-a) - D_{bv}(1-b)}{bD_{bv} - aD_{av}} \quad (6.4)$$

此式中，

E_v ：平均速率等於 v 時之重車的小客車當量；

a, b ：重車在不同車流中之各別比例；

D_{av} ：重車比例為 a ，平均速率為 v 時之密度(輛/公里)；

D_{bv} ：重車比例為 b ，平均速率為 v 時之密度(輛/公里)。

根據式 6.4 及圖 6.4 之資料，平均速率在 20 及 80 公里/小時時，重車之小客車當量大約在 1.9 與 2.1 之間。本章採用 2.0 做為重車之小客車當量。為分析方便，車長在 9 公尺以下的車輛皆劃定為小

型車。如多數的小型車車長在 6 公尺以下，則小型車的小客車當量可合理的假設為 1.0。在一般情況下，小型車的平均小客車當量應在 1.0 與 1.05 之間。

6.4.2 密度與佔有率之關係

密度不容易在現場直接衡量，所以高速公路之運作機構通常利用偵測器蒐集佔有率的資料。佔有率為在一時段內偵測車道路段區有車輛存在之時間的百分比。所以佔有率與密度有同樣的性質。

從理論的觀點而言，密度與佔有率有如下的關係：

$$D = \frac{10K}{L_v + L_d} \quad (6.5)$$

根據湖口南下路段的資料，密度在 40 輛/公里(佔有率約 26%)之下時，從觀測之流率與平均速率所估計而得之密度與從式 6.5 估計而得之密度差異大部分在 10%之內。但如圖 6.5 所示，在較高的密度時，兩者很可能有相當大的差異。

6.4.3 佔有率、密度與流率之關係

從圖 6.6 及圖 6.7 可知，當湖口路段之第 2 車道的佔有率從大約 5%(密度約 6.8 小客車/公里)增加到 15%(密度約 23.4 小客車/公里)時，流率幾乎呈正比而增加。但佔有率超過大約 18%(密度約 28 小客車/公里)時，車流就進入不穩定的現象。第 1 車道在佔有率超過 15%時車流就有進入不穩定的可能。可見第 1 車道的效率比第 2 車道低。中壢路段之車流有相似的性質。

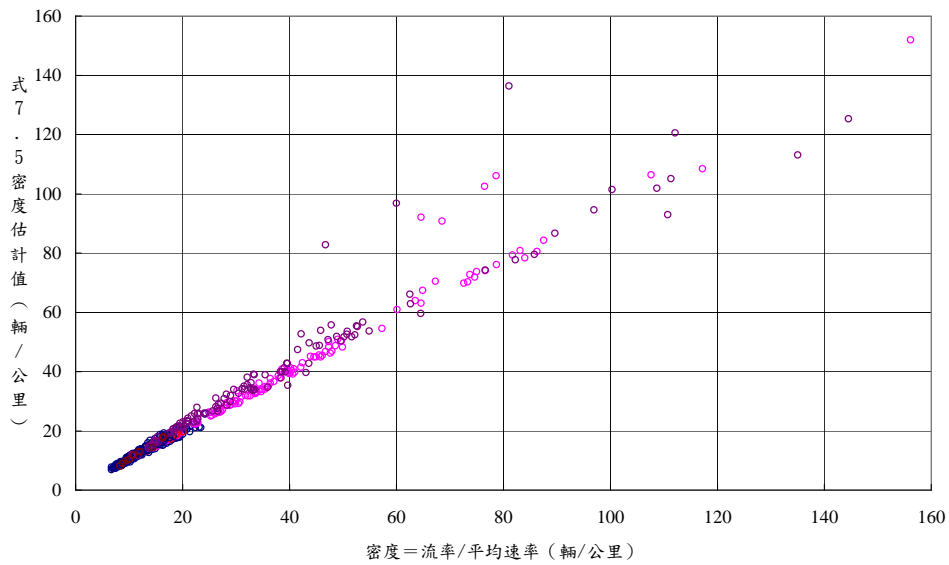


圖 6.5 密度估計值之關係(湖口南下及中壢北上路段資料)

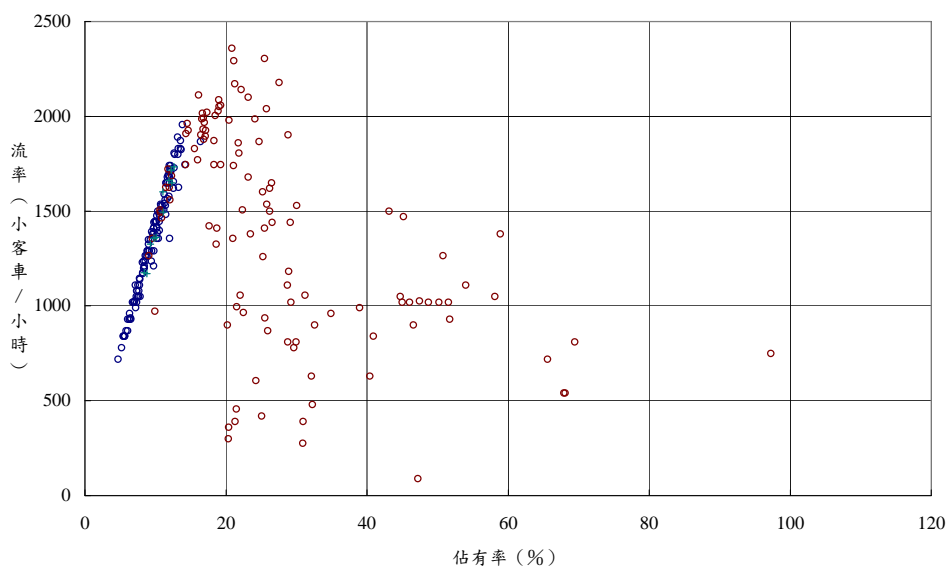


圖 6.6 流率與佔有率之關係(湖口南下路段 2 分鐘為單位之資料)

6.4.4 密度、流率與平均速率之關係

圖 6.8，圖 6.9，圖 6.10 及圖 6.11 顯示湖口及中壢路段第 1 及第 2 車道上平均速率隨密度及流率之變化。這些圖乃根據在下列情況下的現場資料：

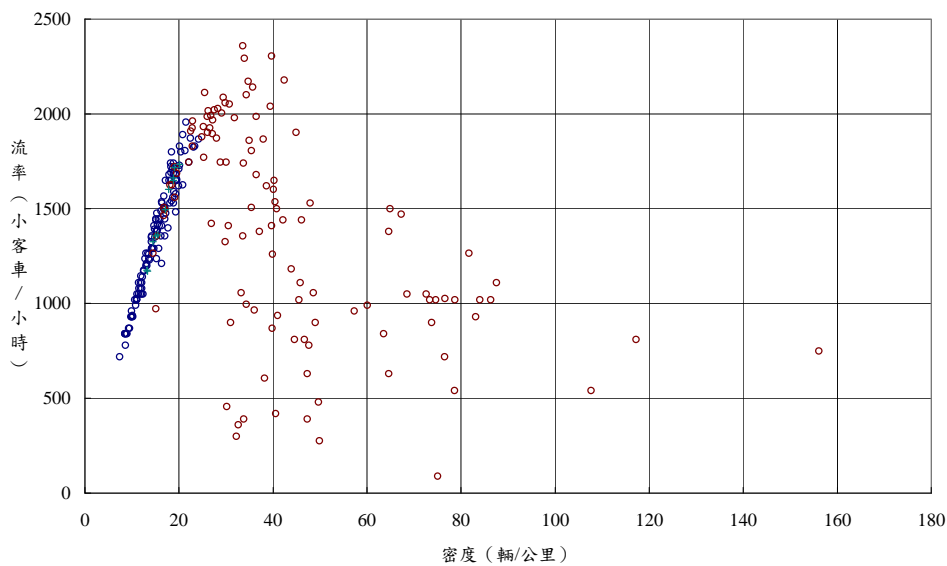


圖 6.7 流率與密度之關係(湖口南下路段 2 分鐘為單位之資料)

1. 中壢北上路段平坦無坡度。湖口南下路段在下坡區，但坡度仍相當平坦，在 0 到 -2% 之間。
2. 主線車道寬為 3.75 公尺，外側路肩寬 3 公尺，內側路肩寬為 1 公尺。
3. 中壢北上路段之減速車道長度為 236 公尺，湖口南下路段之減速車道長度為 216 公尺。
4. 每路段現場資料所含蓋的時間大約 4 小時。

因為資料不充足，所以平均速率與密度及流率之真正關係尚無法訂定，但從各圖所示之資料仍可觀察到下列的現象：

1. 在穩定車流無壅塞之狀況下，第 1 車道及第 2 車道之車流特性有明顯的不同。密度相同時，第 1 車道之平均速率大約比第 2 車道低 10 公里/小時。
2. 密度在 20 小客車/公里以下時，中壢路段之第 1 及第 2 車道之密度與速率的關係表面上有很大的差異(圖 6.10)。但如圖 6.11 所示，這些差異是因調查時段內，第 1 車道之流率偏低，集中在 400 與 1,000 小客車/小時之間，而第 2 車道之流率則常遠超過 1,000 小客車/小時。如第 1 車道有較高之流率，則第 1 車道與第 2 車道密度與平均速率的關係的差異應與湖口路段的情形相似(圖

6.8)。圖 6.8，圖 6.9，圖 6.10 及圖 6.11 中之曲線代表可能的實際關係。

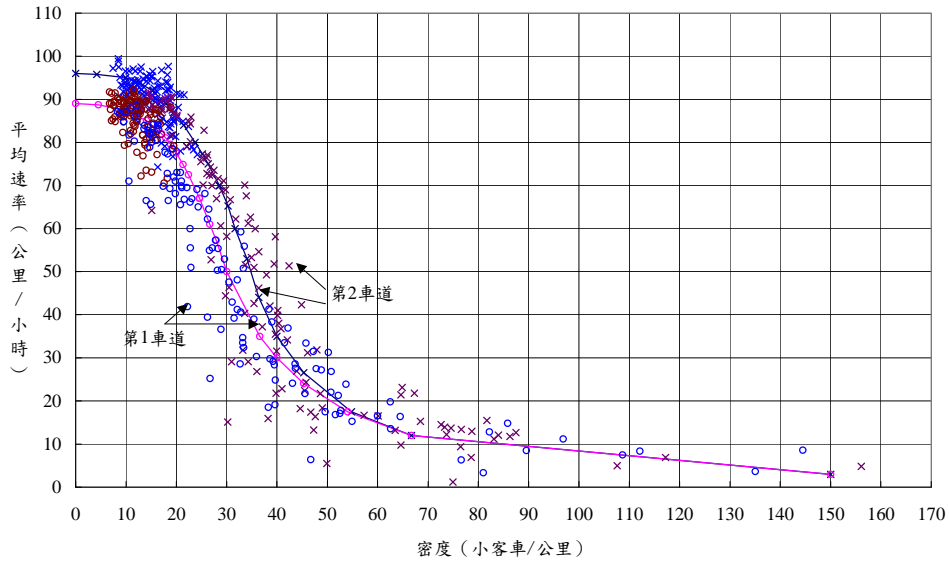


圖 6.8 平均速率與密度之關係(湖口南下路段 2 分鐘為單位之資料)

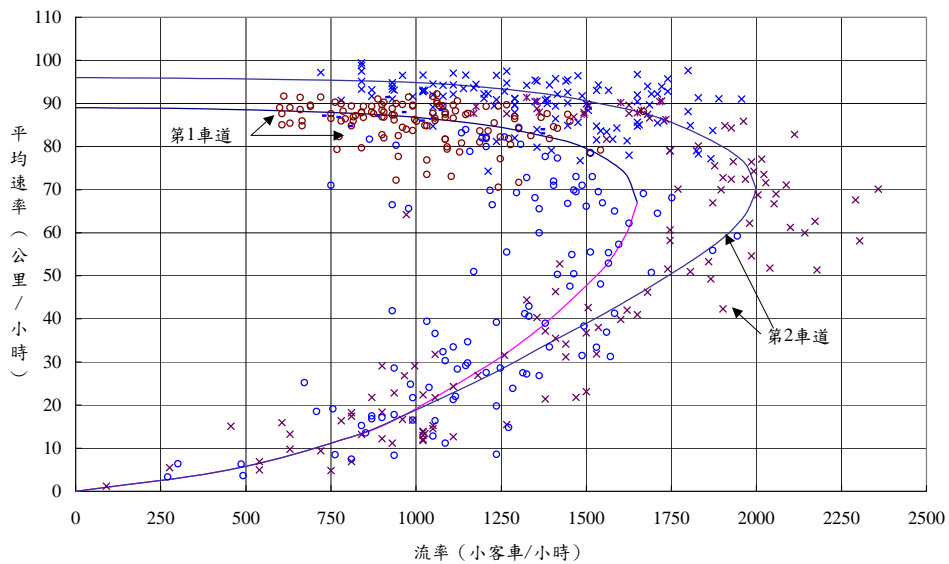


圖 6.9 平均速率與流率之關係(湖口南下路段 2 分鐘為單位之資料)

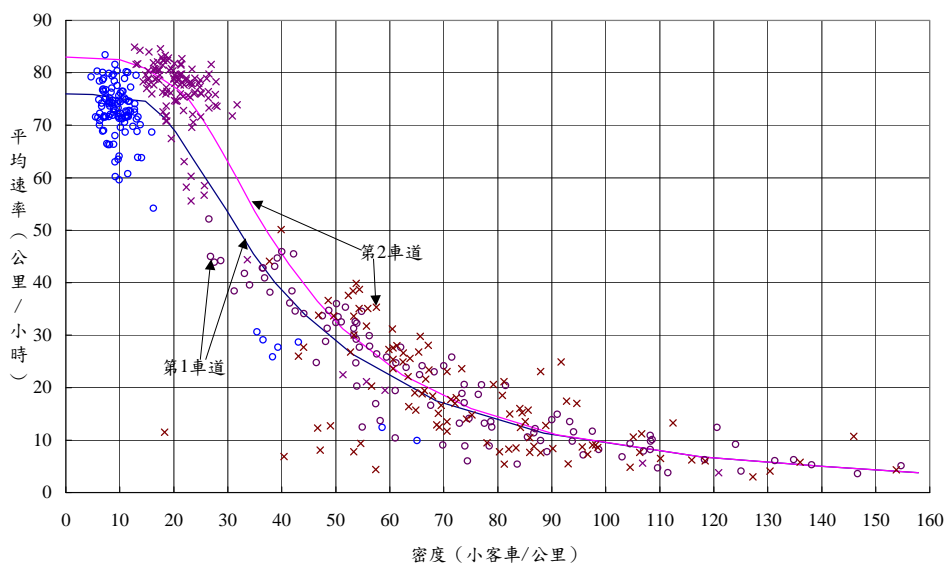


圖 6.10 平均速率與密度之關係(中壢北上路段 2 分鐘為單位之資料)

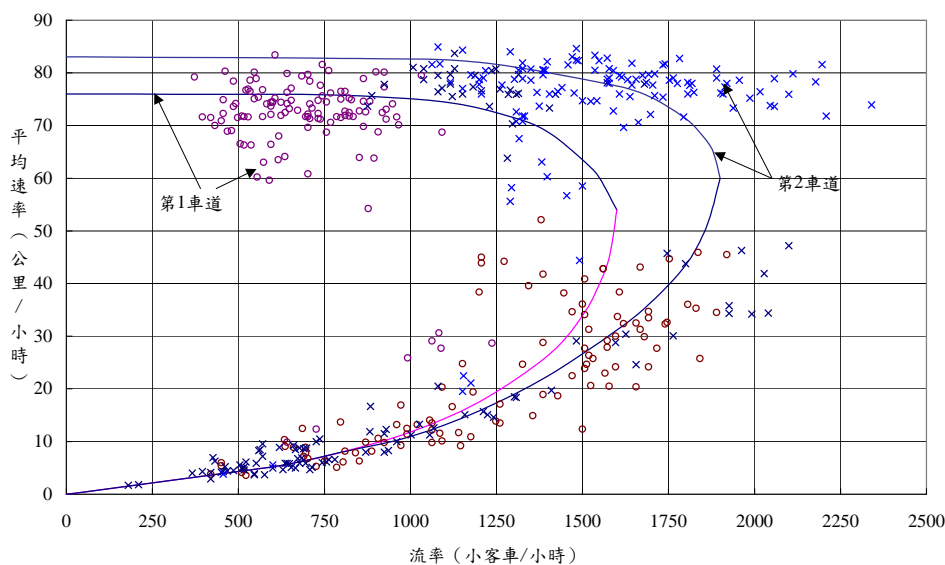


圖 6.11 平均速率與流率之關係(中壢北上路段 2 分鐘為單位之資料)

3. 密度在 25 與 35 小客車/公里之間時，平均速率有急速變化之現象。在此密度範圍內，車流從穩定狀況進入不穩定狀況或從不穩定狀況下進行疏散而返回穩定狀況。
4. 現場資料不能用以準確的估計平均自由旅行速率。但從圖 6.9 及圖 6.11 可推估湖口第 1 及第 2 車道的自由旅行速率大約各為 89 及 96 公里/小時。中壢路段之第 1 及第 2 車道的自由旅行速率大

約各為 76 及 83 公里/小時。此兩路段自由速率相差大約 13 公里/小時之原因不詳。

5.各車道之容量、臨界速率、臨界密度及臨界佔有率可從圖 6.8 及圖 6.10 中之曲線關係估計之。結果如表 6.4 所示。

表 6.4 容量及車流之臨界參數值

車流特性	中壢北上		湖口南下	
	第 1 車道	第 2 車道	第 1 車道	第 2 車道
容量 (小客車/小時)	1,600	1,900	1,650	2,000
臨界速率 (公里/小時)	54	60	67	70
臨界密度 (小客車/公里)	29.6	31.7	24.6	28.6
臨界佔有率 (%)	18.9	20.3	15.7	18.3

6.目前無適用的資料以了解中壢北上第 3 車道或其他路段在第 2 車道左側車道之車流特性。但表 6.4 所列第 2 車道之容量及臨界速率很接近高速公路平坦之基本路段上第 1 車道之車流性質。此外，桃園南下路段第 5 車道(最內側車道)在 15 分鐘觀察時段內之流率曾達 2,172 輛/小時。此流率接近高速公路平坦之基本路段上內側車道之容量(2,300 小客車/小時)。所以出口匝道路段主線第 2 車道左側之所有車道(亦即第 3, 第 4 等車道)之車流特性很可能接近平坦基本路段上內側車道之車流特性[4]。本章暫時利用平坦基本路段上內車道自由速率達 97 公里/小時之特性以代表出口匝道路段第 2 車道左側車道之車流特性。

6.5 績效指標及服務水準

高速公路系統之規劃、設計及運作以能維持均勻速率為目標。為達成此目標，第三章第 3.3 節指出，高速公路各設施之服務水準應根據同樣的標準以評估之。本章沿用第四章基本路段服務水準劃分標準來評估出口匝道路段，如表 6.5 所示。

表 6.5 服務水準等級之劃分標準

壅塞程度		速率狀況	
服務水準等級	V/C 值	服務水準等級	平均速率與速限 差距(公里/小時)
A	$V/C \leq 0.35$	1	≤ 5
B	$0.35 < V/C \leq 0.60$	2	6~10
C	$0.60 < V/C \leq 0.85$	3	11~15
D	$0.85 < V/C \leq 0.95$	4	16~25
E	$0.95 < V/C \leq 1$	5	26~35
F	$V/C > 1$	6	> 35

圖 6.12 顯示服務水準等級與出口匝道路段各車道流率及速率之關係。需求流率已知時，此圖可用以估計相對應之平均速率。因為不同車道之車流特性不一定相同，所以第 1 車道、第 2 車道及其他車道不應合併分析。出口匝道路段最內側車道的運作績效與其他車道之運作績效息息相關。以速率而言，最內側車道的平均速率通常為最高，越往外側則平均速率越低。在穩定車流狀況下，最內與最外側車道(亦即第 1 車道)平均速率之差距大約在 5 到 10 公里/小時之內。所以在穩定車流狀況下，只要最內側車道的服務水準合乎要求，則整個路段的服務水準可視為合乎要求。

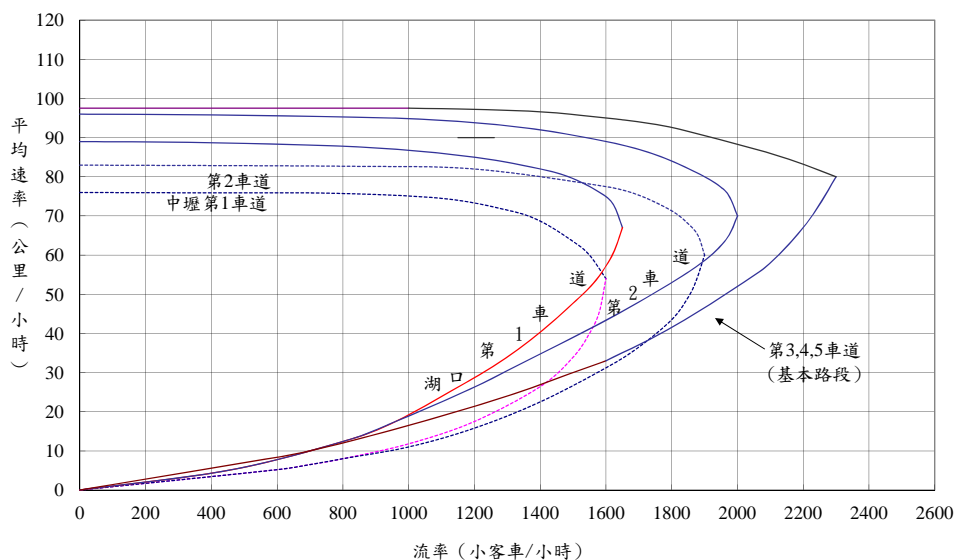


圖 6.12 不同車道平均速率與流率之關係

當匝道因壅塞而車輛回堵主線時，第 1 車道會先進入不穩定狀況進而影響到其他車道之車流。所以匝道路段的分析應先考慮匝道與其下游道路交叉所造成的車流特性以了解是否匝道車輛有回堵主線之可能。但分析這種車流狀況的分析方法尚未建立，所以本章暫時假定第 1 車道之車流不受匝道車輛回堵之影響，故而本章之分析對象為最內側之主線車道。第 1 車道視需要也可列入分析對象以評估運作績效隨車道之變化。

6.6 分析方法

規劃及設計分析之目的在於選擇一幾何設計以提供一可接受之服務水準。運作分析之重點在於評估現存或預期狀況下出口匝道路段所能提供的服務水準。這兩種分析所需資料之可靠性不同，但皆可利用下述之分析手續執行之。

6.6.1 設定幾何設計及車流狀況

影響出口匝道路段之幾何設計因素包括主線車道數、車道寬、路肩寬、減速車道長度、坡度等。因資料的限制，本章之分析方法只能考慮主線車道數之影響而且不適用於有顯著坡度或坡長路段之分析。車流狀況包括分流區上游主線之尖峰小時需求流率及重車比例、尖峰小時係數、減速車道流率及重車比例。

規劃及設計分析時應考慮數個幾何設計之替代方案，在分析過程中可先評估其中之一方案，然後逐步修定幾何設計。此外，在設計小時(design hour)中之需求流率一般可估計如下：

$$Q_f = ADT \times K \times D \quad (6.6)$$

此式中，

Q_f ：尖峰小時主線在分流區上游單方向之需求流率(輛/小時)；

ADT：設計年之平均每日流量(輛)；

K：尖峰小時流率係數，大都會附近匝道之 K 值大約在 0.08 與 0.12 之間，其他匝道之 K 值可能在 0.12 與 0.18 之間；

D：方向係數，亦即較高流率方向之流率佔雙方向總流率之比例，其值可能在 0.55 與 0.65 之間。

6.6.2 訂定所須提供之服務水準等級

規劃及設計出口匝道路段時須事先選擇一可接受的最低服務水準等級做為設計之依據。在大都會附近之匝道最少應維持 D 級之服務水準，其他匝道則最少應維持 C 級之服務水準。

作業分析時不須先訂定所須提供之服務水準。但因分析的結果仍須用以決定分析路段是否應改善或那些路段應優先改善，所以最終還是要訂定一最低可接受之服務水準。

6.6.3 選擇分析車道

分析車道必須包括最內側車道。第 1 車道也可列入分析對象，但因為分析方法的限制，目前須假設第 1 車道不受匝道車輛回堵的影響。下述之分析步驟包括第 1 車道及最內側車道之分析。

6.6.4 選擇在基本狀況下代表性流率與平均速率之關係

本章的基本狀況指有下列特性之幾何及交通狀況：

車道寬：3.75 公尺；

外側路肩寬：3 公尺；

內側路肩寬：1 公尺；

平坦路段，坡度在 2% 以下，坡長不超過 500 公尺；

車流只含小型車。

從圖 6.12 可見在基本狀況下流率與平均速率的關係隨車道及匝道路段之地點而有顯著變化。目前的資料無法預測流率與速率關係隨路段地點的變化程度，而且圖 6.12 中有關中壢路段之關係乃根據相當欠缺之現場資料，所以本章建議暫時利用圖 6.12 有關湖口之資料以分析第 1 車道。最內側車道則根據同一圖中有關基本路段之資料。

6.6.5 估計尖峰 15 分鐘在基本狀況下之對等流率

此工作之目的在於估計第 1 車道及最內側車道之需求流率並將此流率轉換成在基本狀況下之對等流率。此工作需要下列的資料：

Q_f ：主線在分流區上游之尖峰小時需求流率(輛/小時)；

P_f ：主線之重車比例；

Q_d ：減速車道之尖峰小時需求流率，假設所有減速車道之車輛皆進入匝道(輛/小時)；

P_d ：減速車道之重車比例；

N ：主線車道數(不包括減速車道)。

根據減速車道之流率 Q_d 第 1 車道之需求流率可從式 6.1 估計之。如主線之車道數超過 3，則因第 2 車道之流率可能與其他車道之流率大不相同(見表 6.2 桃園資料)，所以有必要估計第 2 車道之流率。因目前尚無合適之模式可用，本章建議暫時假設第 2 車道流率佔總流率 Q_f 之 15%，但如分流區內每車道(包括減速車道)所須承載的需求流率超過 1,800 輛/小時，則第 2 車道流率應趨近較內側的車道流率。

根據上述所討論的第 1 及第 2 車道流率，最內側車道之需求流率可估計如下：

主線有 2 車道之路段

$$Q_N = Q_f - Q_d - Q_1 \quad (6.7)$$

主線有 3 車道之路段

$$Q_N = \frac{(Q_f - Q_d - Q_1)}{2} \quad (6.8)$$

主線有超過 3 車道之路段

(1)如 $Q_f / (N + 1) < 1,800$ 輛/小時，則

$$Q_N = (0.85Q_f - Q_d - Q_1)/(N - 2) \quad (6.9)$$

(2)如 $Q_f/(N + 1) \geq 1,800$ 輛/小時，則

$$Q_N = (Q_f - Q_d - Q_1)/(N - 1) \quad (6.10)$$

上列四式中，

Q_N ：最內側車道尖峰小時需求流率(輛/小時)；

Q_1 ：第 1 車道尖峰小時需求流率(輛/小時)。

其次必須估計第 1 車道及最內側車道之重車比例及相關之車種調整因素。因主線在分流區上游之流率為 Q_f 而重車之百分比為 P_f ，所以重車在主線分流區上游之流率為 $Q_f P_f$ 。如減速車道之流率為 Q_d 而其重車之比例為 P_d ，則離開主線之重車流率為 $Q_d P_d$ ，剩下的直行重車通常利用第 1 車道及第 2 車道(見表 6.3)。本章假設所有重車都集中在此 2 車道上，所以第 1 車道之重車流率可估計如下：

$$Q_{1h} = P_1(Q_f P_f - Q_d P_d) \quad (6.11)$$

此式中，

Q_{1h} ：第 1 車道尖峰小時重車之需求流率(輛/小時)；

P_1 ：主線直行重車利用第 1 車道之比例(大約在 0.35~0.50 之間)。

最內側車道之重車流率視主線車道數而定可估計如下：

主線有 2 車道之路段

$$Q_{Nh} = (1 - P_1)(Q_f P_f - Q_d P_d) \quad (6.12)$$

主線有超過 2 車道之路段

$$Q_{Nh} = 0 \quad (6.13)$$

式 6.12 及 6.13 中，

Q_{Nh} ：最內側車道尖峰小時重車之需求流率(輛/小時)；

此外，式 6.12 中 P_1 之定義與式 6.11 中之 P_1 相同。

根據各車道之總流率及重車流率，第 1 車道及最內側車道之車種調整因素可個別估計如下：

$$f_{1h} = \frac{1}{1 + (Q_{1h}/Q_1)(E-1)} \quad (6.14)$$

$$f_{Nh} = \frac{1}{1 + (Q_{Nh}/Q_N)(E-1)} \quad (6.15)$$

上二式中，

f_{1h} ：第 1 車道之車種調整因素；

f_{Nh} ：最內側車道之車種調整因素；

E：重車之小客車當量(建議值：2)。

如尖峰小時係數為 PHF，車道及路肩寬調整係數為 f_w ，則在基本狀況下尖峰 15 分鐘內之需求流率可估計如下：

$$q_1 = \frac{Q_1}{PHF \times f_{1h} \times f_w} \quad (6.16)$$

$$q_N = \frac{Q_N}{PHF \times f_{Nh} \times f_w} \quad (6.17)$$

上二式中， q_1 及 q_N 各代表第 1 車道及最內側車道在基本狀況下尖峰 15 分鐘之對等需求流率，其單位為小客車/小時/車道。在大都會附近之匝道的尖峰小時係數 PHF 大約在 0.90 與 0.95 之間，其他匝道之 PHF 則可能在 0.85 與 0.90 之間。至於車道寬與路肩寬之調整係數 f_w ，目前無現場資料以判斷其適用值，所以本章暫時假設 $f_w=1.0$ 。

6.6.6 評估服務水準

式 6.16 及 6.17 所估計之需求流率及在第 6.5 節中所提及之代表性流率與速率關係可用以評估各車道之服務水準。如需求流率 (q_1 或 q_N) 超過車道之容量，則服務水準為 F 級，否則從圖 6.12 所選用之流率與速率關係可用以估計在穩定車流狀況下之平均速率

及容量。這些估計值及速限可進一步用來估計 V/C 值及平均速率與速限的差距。然後用表 6.5 評估服務水準等級。

下列容量估計值可用於訂定 V/C 值：

- 第 1 車道：1,650 小客車/小時；
- 第 2 車道：2,000 小客車/小時；
- 第 3,4,5 車道：2,300 小客車/小時。

6.6.7 修訂幾何設計

如在第 6.6.6 節中所估計之服務水準不合乎要求，則在規劃及設計分析時必須修定原來之幾何設計再重新分析。

6.7 應用例題

6.7.1 例題一

在臺北附近一平坦的出口匝道路段有 2 主線車道及 1 減速車道。此路段之車道寬為 3.6 公尺，兩側路肩寬各為 1 公尺。主線速限為 90 公里/小時。尖峰小時主線在分流區上游之需求流率為 3,000 輛/小時，其中 20% 為重車，尖峰小時係數為 0.95。尖峰小時利用減速車道以進入出口匝道之需求流率為 1,200 輛/小時，其中 25% 為重車，尖峰小時係數亦為 0.95。本例題之目的在於評估此匝道路段之服務水準。

解：

本例題之分析對象包括第 1 車道及第 2 車道(亦即最內側車道)，在基本狀況下代表此匝道路段的速率與流率關係與圖 6.12 中湖口路段所顯示的關係相同。各車道的交通狀況分析如下：

第 1 車道

1. 流率 Q_1 (式 6.1)

$$Q_1 = e^{7.227 - 0.737 \times 1200 / 1000} = 568 \text{ 輛/小時}$$

2. 重車流率 Q_{1h} (式 6.11)

假設 45% 之直行重車會利用第 1 車道，則

$$Q_{1h} = 0.45(3,000 \times 0.2 - 1,200 \times 0.25)$$

$$= 135 \text{ 輛/小時}$$

3. 車種調整因素 f_{1h} (式 6.14)

$$f_{1h} = \frac{1}{1 + (135/568)(2-1)} = 0.81$$

4. 基本狀況下尖峰 15 分鐘之對等流率 q_1 (式 6.16)

此路段之車道寬及路肩寬較基本狀況稍差。本例題假設車流特性不受此差異之影響，亦即車道寬及路肩寬調整因素 f_w 之值為 1.0。

$$q_1 = \frac{568}{0.95 \times 0.81 \times 1.0} = 738 \text{ 小客車/小時}$$

第 2 車道

1. 流率 Q_2 (式 6.7)

$$Q_2 = 3,000 - 1,200 - 568 = 1,232 \text{ 輛/小時}$$

2. 重車流率 Q_{2h} (式 6.12)

$$Q_{2h} = 0.55(3,000 \times 0.2 - 1,200 \times 0.25)$$

$$= 165 \text{ 輛/小時}$$

3. 車種調整因素 f_{2h} (式 6.15)

$$f_{2h} = \frac{1}{1 + (165/1,232)(2-1)} = 0.88$$

4. 基本狀況下尖峰 15 分鐘之對等流率 q_2 (式 6.17)

$$q_2 = \frac{1,232}{0.95 \times 0.88 \times 1.0} = 1,474 \text{ 小客車/小時}$$

根據 q_1 ， q_2 及圖 6.12 可知第 1 車道之平均速率大約為 88 公里

/小時，其對應之容量為 1,650 小客車/小時，V/C 值等於 $738/1,650=0.45$ ，速限—平均速率為 2 公里/小時。根據表 6.5 第 1 車道有 B1 之服務水準。第 2 車道之平均速率及容量分別約為 91 公里/小時及 2,000 小客車/小時。其對應之 V/C 值及速率差距分別 0.74 及 -1 公里/小時，依據表 6.5 顯示，此車道之服務水準為 C1 級。

6.7.2 例題二

本例題所涉及的出口匝道路段與例題 1 中所描述之路段相同而且除了主線在分流區上游的尖峰小時需求流率為 3,500 輛/小時之外，其他車流狀況也相同。本例題之目的在於評估出口匝道路段之服務水準。

解：

第 1 車道及第 2 車道的交通狀況分析如下。

第 1 車道

1. 流率 Q_1 (式 6.1)

$$Q_1 = e^{7.227 - 0.737 \times 1200 / 1000} = 568 \text{ 輛/小時}$$

2. 重車流率 Q_{1h} (式 6.11)

$$\begin{aligned} Q_{1h} &= 0.45(3,500 \times 0.2 - 1,200 \times 0.25) \\ &= 180 \text{ 輛/小時} \end{aligned}$$

3. 車種調整因素 f_{1h} (式 6.14)

$$f_{1h} = \frac{1}{1 + (180/568)(2 - 1)} = 0.76$$

4. 基本狀況下尖峰 15 分鐘之對等流率 q_1 (式 6.16)

$$q_1 = \frac{568}{0.95 \times 0.76 \times 1.0} = 787 \text{ 小客車/小時}$$

第 2 車道

1. 流率 Q_2 (式 6.7)

$$Q_2 = 3,500 - 1,200 - 568 = 1,732 \text{ 輛/小時}$$

2. 重車流率 Q_{2h} (式 6.12)

$$\begin{aligned} Q_{2h} &= 0.55(3,500 \times 0.2 - 1,200 \times 0.25) \\ &= 220 \text{ 輛/小時} \end{aligned}$$

3. 車種調整因素 f_{2h} (式 6.15)

$$f_{2h} = \frac{1}{1 + (220/1,732)(2-1)} = 0.89$$

4. 基本狀況下尖峰 15 分鐘之對等流率 q_2 (式 6.17)

$$q_2 = \frac{1,732}{0.95 \times 0.89 \times 1.0} = 2,048 \text{ 小客車/小時}$$

根據 q_2 之估計值，從圖 6.12 可知第 2 車道之需求流率(2,048 小客車/小時)稍大於該車道之容量(2,000 小客車/小時)，但 q_1 之估計值只有 787 小客車/小時，此值只有第 1 車道容量之半。從圖 6.12 可知 q_1 及 q_2 之估計值表示第 2 車道大概已進入不穩定狀況，但第 1 車道之車流仍能以高速率(約 88 公里/小時)穩定地進行。這種情形在實際狀況下不太可能發生。換言之，上述之分析低估 q_1 而高估 q_2 。低估 q_1 之原因在於式 6.1 並不適用於主線直行流率趨近主線容量之狀況(見 6.3.1 節之說明)。一般而言，第 2 車道之速率會稍高於第 1 車道之速率，所以上述之 q_1 及 q_2 之估計值須做適當的調整。在未建立一較可靠的模式以估計 q_1 之前，可減少 q_2 之估計值(2,048 小客車/小時)，並相對的增加 q_1 之估計值以讓第 2 車道之平均速率稍高於第 1 車道之平均速率。例如將 q_2 減低 500 小客車/小時，而將 q_1 增加 500 小客車/小時，則 q_2 變成 1,548 小客車/小時，其相關之平均速率約為 90 公里/小時。 q_1 之新值為 1,287 小客車/小時，其相關之平均速率約亦為 83 公里/小時。這些估計值較合理。所以，第 2 車道之服務水準很可能是 C1 級。

6.7.3 例題三

某出口匝道路段之設計小時需求流率預計為 1,500 輛/小時，其中 20% 為重車，利用減速車道進入出口匝道之流率預計為 800 輛/小時，其中 20% 為重車。尖峰小時係數為 0.95。從 V/C 角度而言，最內側車道之服務水準必須保持 C 級。估計主線所需之車道數。

解：

此路段第 1 車道之需求流率可從式 6.1 估計之：

$$Q_1 = e^{7.227 - 0.737 \times 800 / 1,000} = 763 \text{ 輛/小時}$$

如主線有 2 車道，則第 2 車道必須承載 $4,500 - 763 - 800 = 2,937$ 輛/小時之尖峰小時車流。此流率遠大於車道之容量。如兩車道均分需求流率，每車道亦須承載 1,850 輛/小時之尖峰小時流率，從圖 6.12 可知，第 2 車道之平均速率約為 82 公里/小時，其容量為 2,000 小客車/小時。因為 V/C 值為 0.93，第 2 車道之服務水準為 D 級，所以此路段最少須有 3 主線車道。

假設主線有 3 車道，則最內側之流率可從式 6.8 估計如下：

$$Q_3 = (4,500 - 800 - 763) / 2 = 1,469 \text{ 輛/小時}$$

因為第 3 車道的重車很少，所以車種調整因素 $f_{3h} = 1.0$ 。如車道及路肩寬度合乎基本狀況之寬度，則第 3 車道在尖峰 15 分鐘內對等流率(見式 6.17)為：

$$q_3 = \frac{1,469}{0.95 \times 1 \times 1} = 1,546 \text{ (小客車/小時)}$$

從圖 6.12 可知 q_3 之相關平均速率為 95 公里/小時，而第 3 車道之容量為 2,300 小客車/小時，因此 V/C 值為 0.67，相對之服務水準為 C 級。所以此路段需 3 主線車道。

參考文獻

1. 「高速公路出口匝道區域車流特性資料收集與分析」，88-17-1152，交通部運輸研究所，民國 88 年 4 月。
2. 「高速公路出口匝道區域車流特性資料收集與分析—調查資料報表初稿」，交通部運輸研究所，民國 85 年 10 月。
3. 交通部、內政部，「高速公路交通管制規則」，民國 87 年 10 月。
4. 「高速公路基本路段容量分析手冊」，86-70-1135，交通部運輸研究所，民國 86 年 11 月。

第七章 高速公路交織區段

目 錄

	頁次
7.1 緒論.....	7-1
7.2 受限制及不受限制之交織車流	7-4
7.3 型態 A 交織路段之分析方法	7-5
7.3.1 訂定交通狀況及幾何設計	7-5
7.3.2 估計尖峰 15 分鐘在基本狀況下之對等流率	7-5
7.3.3 估計不受限制之平均速率	7-7
7.3.4 檢驗交織車流是否受限制	7-8
7.3.5 決定服務水準.....	7-9
7.4 非型態 A 交織路段之分析.....	7-9
7.5 應用例題.....	7-10
參考文獻.....	7-13

圖 目 錄

	頁次
圖 7.1 交織路段示意圖.....	7-1
圖 7.2 匝道間之交織路段示意圖.....	7-1
圖 7.3 交織區段型態 A 車流示意圖.....	7-2
圖 7.4 交織區段型態 B 車流示意圖.....	7-3
圖 7.5 交織區段型態 C 車流示意圖.....	7-3
圖 7.6 應用例題簡圖.....	7-11

表 目 錄

	頁次
表 7.1 交織路段服務水準評估表.....	7-4
表 7.2 車道寬度與路側橫向淨寬調整因素.....	7-7
表 7.3 重型車種在各混合比下之小客車當量值.....	7-8
表 7.4 各種交織路段型態平均行駛速率計算公式及檢驗公式.....	7-10

7.1 緒論

如圖 7.1 所示，交織(weaving)係指兩股以上同方向行駛之車流須不依靠號誌控制互相穿越的車流現象。交織路段可能是因為兩高速公路會合之後在短距離又分出而形成。如圖 7.2 所示，如一進口匝道及一出口匝道間之路段有一輔助車道，則該路段也形成一交織路段，如無輔助車道，則該路段不屬於交織路段。

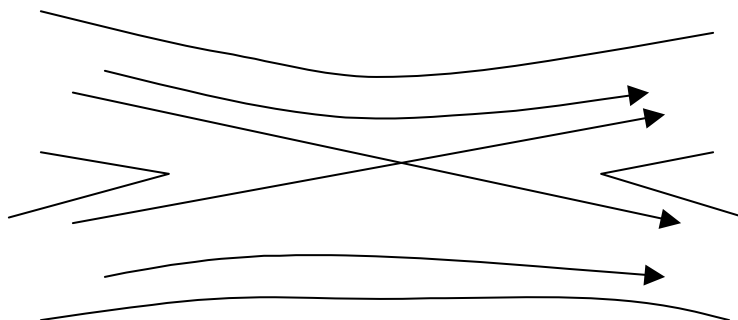


圖 7.1 交織路段示意圖

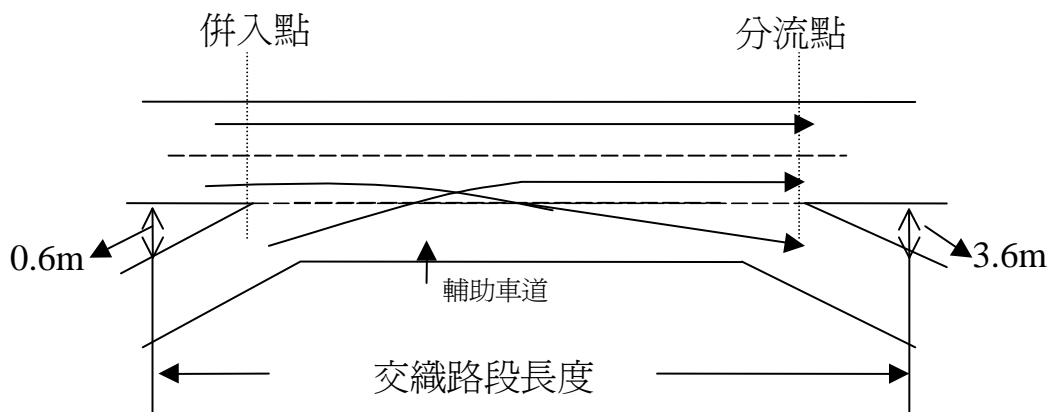


圖 7.2 匝道間之交織路段示意圖

台灣目前沒有交織路段的現場資料以建立適用的容量分析方法。本章仍照「台灣公路容量手冊」[1]所介紹的方法。為說明方便起見，茲先將幾個有關的名詞說明如下：

1. 交織路段長度：由於交織路段長度限制了變換車道的空間(或時間)，因此影響了交織路段的容量。其長度定義為匝道併入點上游及

分流點下游與路肩橫向距離 0.6 公尺處間之距離。假若交織路段長度超過 760 公尺以上，則視為各別進、出口匝道，容量分析以第五章或第六章有關匝道的分析方式處理。

2. 交織路段型態：美國 1985 年公路容量手冊[2]將交織路段型態分為三種類型。型態 A 為交織的兩股車流均須變換一次車道，如圖 7-3 所示。型態 B 為交織的兩股車流中，其中有一股無須變換車道，另一股最多只變換一次車道，如圖 7-4 所示。型態 C 為兩股交織車流中，有一股無須變換車道，另一股至少須變兩次以上車道，如圖 7-5 所示。根據台灣目前高速公路之特性，本文之討論著重於型態 A 之交織車流型態。

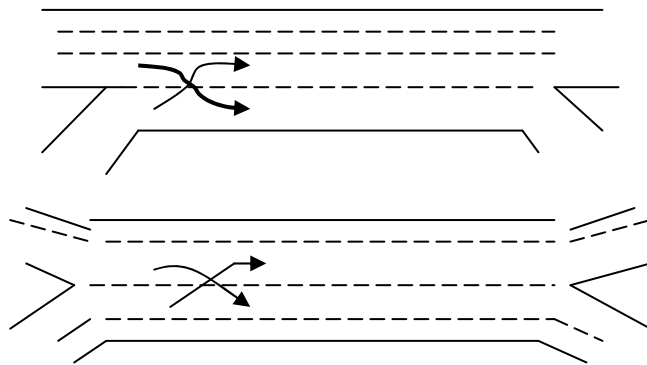


圖 7.3 交織區段型態 A 車流示意圖

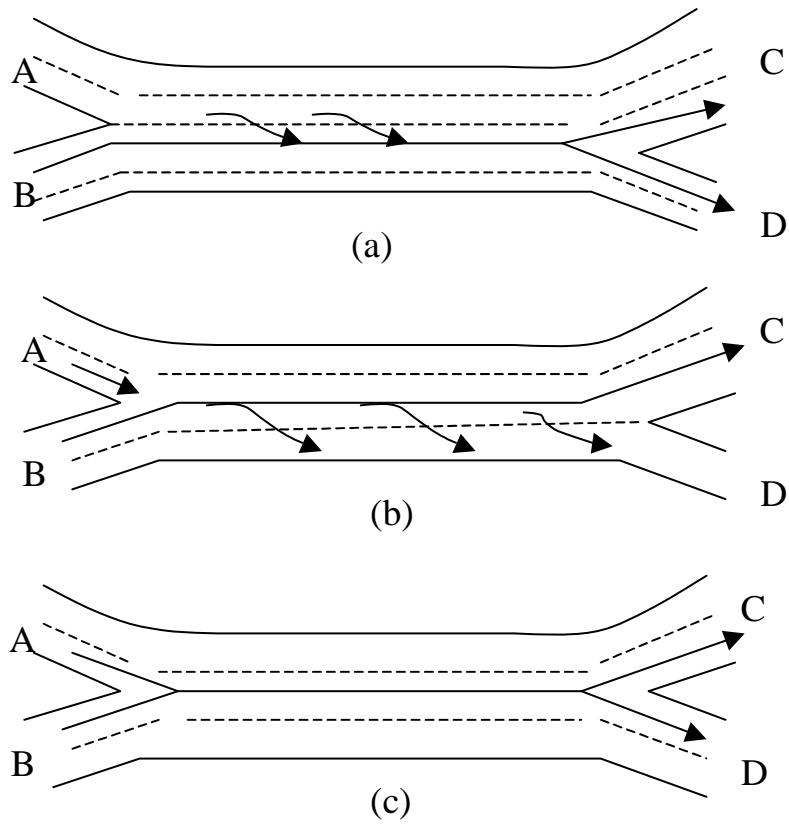


圖 7.4 交織區段型態 B 車流示意圖

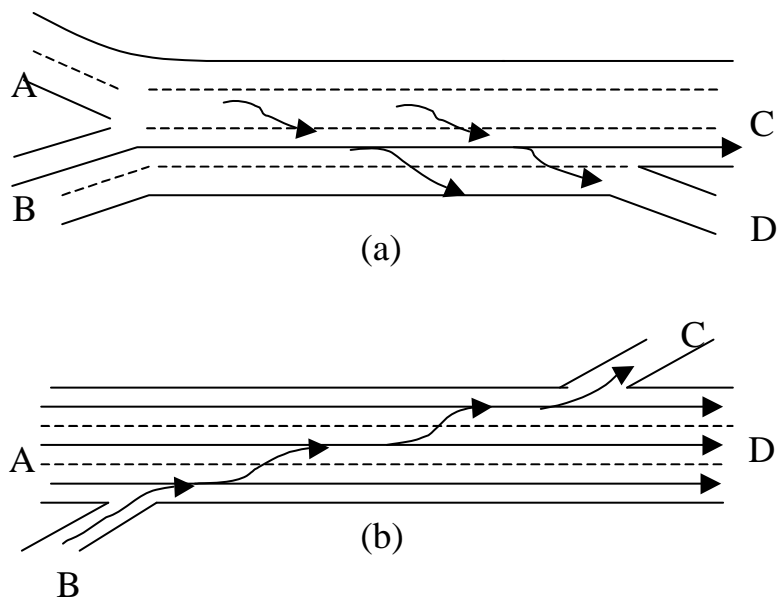


圖 7.5 交織區段型態 C 車流示意圖

- 3.交織流率：需要變換車道達成交織目的之流率總和。
 4.交織車道：提供交織車流使用之車道。

如表 7.1 所示，交織路段之服務水準，主要以交織車輛及非交織車輛的平均行駛速率作為評定準則，分為 6 級，其所對應之行駛速率是一般評定路段服務水準所常用的指標，交織路段由於有變換車道的操作與干擾，所以其行駛速率隨流量之增減較高速公路基本路段敏感。交織路段之交織流量最大為 2,000 小客車/小時，假若需求流率高於 2,000 小客車/小時，則將發生阻塞情況，其對應之行駛速率為 45 公里/小時以下。

表 7.1 交織路段服務水準評估表

服務水準	交織車流平均速率， S_w (公里/小時)	非交織車流平均速率， S_{NW} (公里/小時)
A	79	85
B	71	76
C	64	68
D	56	60
E	45	45
F	< 45	< 45

資料來源：[2]。

7.2 受限制及不受限制之交織車流

交織路段上之交織車流如欲有充分的時間與空間以轉換車道，並且能維持一穩定而速率不低之行車狀況，則每一 A 型交織路段之交織車輛平均可用之交織車道數不能超過 1.4，B 型及 C 型交織車輛平均可用的交織車道數則各不超過 3.5 及 3.0 [2]。如果交織流率增大而欲維持穩定速率通過交織路段所需要的交織車道數超過在穩定行車狀況下可用之車道數，則交織車輛必須大幅降低車速以尋找適切間隙變換車道，如此在交織路段的操作中將產生不平衡的現象，這種車流狀況稱為「受限制」之交織車流。此時交織車道車速與非交織車道車速有了明顯的差距。

如穩定交織所需之車道數小於可用之交織車道數則此種狀況稱為不受限制之交織，在分析交織路段時，有必要了解交織車流是否受限制。

7.3 型態 A 交織路段之分析方法

7.3.1 訂定交通狀況及幾何設計

在分析交織路段時必須考慮的交通狀況包括尖峰 15 分鐘之需求流率及其相關之交織流率與車種組成。幾何設計則包括車道數、車道寬、路肩寬、坡長及坡度、及交織路段長度。

尖峰 15 分鐘之需求流率如不能從現場資料或現存資料訂定，一般須從尖峰小時流率及尖峰小時係數以估計之，作業分析所用之尖峰小時流率很可能是根據現場資料，規劃或設計用之尖峰小時流率則是預測值，此預測值可從下式訂定：

$$Q = ADT \times K \times D \quad (7.1)$$

此式中，

- Q ：單方向尖峰小時流率(輛/小時)；
- ADT ：平均每日流量(輛)；
- K ：尖峰小時流量係數；
- D ：流量方向分佈係數。

尖峰小時流量係數代表尖峰小時流量與平均每日流量之比例。都會區交織路段的尖峰小時流量係數很可能在 0.08 到 0.12 之間，遠離都會區的相關係數則很可能在 0.15 以上。

7.3.2 估計尖峰 15 分鐘在基本狀況下之對等流率

基本狀況包括

1. 車道寬：3.75 公尺；
2. 路肩寬：外側為 3 公尺，內側為 1 公尺；
3. 直線平坦路段；
4. 晴朗天氣及良好鋪面；
5. 車流屬小客車。

根據分析時所設定之幾何設計及車種組成，尖峰 15 分鐘在基本狀況下之對等流率可估計如下：

$$V = \frac{Q}{PHF \times f_{HV} \times f_w} \quad (7.2)$$

此式中，

V ：尖峰 15 分鐘在基本狀況下之單方向對等流率(小客車/小時)；

Q ：尖峰小時之單方向流率(輛/小時)；

PHF ：尖峰小時係數；

f_{HV} ：車種調整因素；

f_w ：車道及橫向淨寬調整因素(見表 7.2)。

車種可分成小型車、大客車、大貨車及聯結車，車種及坡度調整因素可從下式估計之：

$$f_{HV} = \frac{1}{P_1 E_1 + P_2 E_2 + P_3 E_3 + P_4 E_4} \quad (7.3)$$

此式中，

P_i ($i=1,2,3,4$):各車種*i*之比例(所有車種 P_i 值之和必須等於 1.0)；

E_i ($i=1,2,3,4$):各車種*i*之小客車當量值(見表 7.3)。

表 7.2 車道寬度與路側橫向淨寬調整因素

橫向淨距 (公尺)	調 整 因 素, f_w							
	單 邊 障 礙 物				雙 邊 障 礙 物			
	車 道 寬 (公尺)							
	3.75	3.50	3.25	3.0	3.75	3.50	3.25	3.0
4 車道(每方向雙車道)								
≥ 2.0	1.00	0.97	0.91	0.86	1.00	0.97	0.91	0.86
1.6	0.99	0.96	0.90	0.85	0.99	0.96	0.90	0.85
1.3	0.99	0.96	0.90	0.85	0.98	0.95	0.89	0.85
1.0	0.98	0.95	0.89	0.84	0.96	0.93	0.87	0.82
0.6	0.97	0.94	0.88	0.84	0.94	0.91	0.86	0.81
0.3	0.93	0.90	0.85	0.81	0.87	0.85	0.80	0.76
0	0.90	0.87	0.82	0.78	0.81	0.79	0.74	0.70
6 或 8 車道(每方向 3 或 4 車道)								
≥ 2.0	1.00	0.96	0.89	0.84	1.00	0.96	0.89	0.84
1.6	0.99	0.95	0.88	0.83	0.98	0.94	0.87	0.83
1.3	0.99	0.95	0.88	0.83	0.98	0.94	0.87	0.83
1.0	0.98	0.94	0.87	0.82	0.97	0.93	0.86	0.82
0.6	0.97	0.93	0.87	0.82	0.96	0.92	0.85	0.81
0.3	0.95	0.92	0.86	0.81	0.93	0.89	0.83	0.78
0	0.94	0.91	0.85	0.74	0.91	0.87	0.81	0.76

資料來源：[2]。

7.3.3 估計不受限制之平均速率

交織車流及非交織車流之平均速率須分別估計。

1. 交織車流平均行駛速率(S_w ，公里/小時)

$$S_w = 0.88 \left[24 + \frac{80}{1 + 0.078(1 + VR)^{2.2} (V/N)^{1.0} / L^{0.9}} \right] \quad (7.4)$$

其中 VR ：交織流率(V_w)與總流率之比率(V_w/V)；

V ：交織路段尖峰 15 分鐘總流率(小客車/小時)；

N ：交織路段總車道數；

L ：交織路段長度(公尺)。

表 7.3 重型車種在各混合比下之小客車當量值

車種	混合比	平原區	爬坡路段				
			0~3%	4%	5%	6%	7%
小型車	—	1.00	1.00	1.50	2.00	2.50	3.50
大客車	20%	1.70	2.27	2.83	3.40	4.53	9.06
	40%	1.75	2.33	2.92	3.50	4.67	9.34
	60%	1.80	2.40	3.00	3.60	4.80	9.60
	80%	1.84	2.45	3.07	3.68	4.91	9.82
	100%	1.90	2.53	3.16	3.80	5.07	10.14
大貨車	20%	2.21	2.84	3.96	5.0	6.80	13.59
	40%	2.29	2.91	4.09	5.25	7.01	14.01
	60%	2.36	3.00	4.20	5.40	7.20	14.40
	80%	2.43	3.06	4.30	5.52	7.37	14.73
	100%	2.51	3.16	4.42	5.70	7.61	15.21
聯結車	20%	2.51	4.54	5.66	6.80	9.06	17.16
	40%	2.65	4.66	5.84	7.00	9.34	17.68
	60%	2.78	4.80	6.00	7.20	9.60	19.20
	80%	2.92	4.90	6.14	7.36	9.82	19.64
	100%	3.05	5.06	6.32	7.60	10.14	20.28

資料來源：[1]。

2. 非交織車流平均行駛速率(S_{NW} ，公里/小時)

$$S_{NW} = 0.88 \left[24 + \frac{80}{1 + 0.006(1 + VR)^{4.0} (V/N)^{1.3} / L^{1.0}} \right] \quad (7.5)$$

7.3.4 檢驗交織車流是否受限制

首先利用以下公式估計在不受限制下，所須佔用交織車道數 N_w ：

$$N_w = 2.70(N)(VR)^{0.571} (L/30.48)^{0.234} / S_w^{0.438} \quad (7.6)$$

型態 A 之交織路段可讓交織車流使用的最多車道數 $N_{w(\max)}$ 之平均值為 1.4。所以當 $N_w > 1.4$ 時交織車流受限制，當 $N_w \leq 1.4$ 時，交織車流不受限制。

若是交織車流受限制，則重新計算平均行駛速率(S_w 與 S_{NW}) 其公式如下：

1. 交織車流平均行駛速率(S_w ，公里/小時)

$$S_w = 0.88 \left[24 + \frac{80}{1 + 0.096(1 + VR)^{2.2} (V/N)^{1.0} / L^{0.9}} \right] \quad (7.7)$$

2. 非交織車流平均行駛速率(S_{NW} ，公里/小時)

$$S_{NW} = 0.88 \left[24 + \frac{80}{1 + 0.01(1 + VR)^{4.0} (V/N)^{0.88} / L^{0.6}} \right] \quad (7.8)$$

7.3.5 決定服務水準

查表 7.1 由 S_w 及 S_{NW} 決定交織車流與非交織車流之服務水準。交織車流 V_w 之最大流率限制為 2,000 小客車/小時。假若交織之需求流量超過 2,000 小客車/小時，則可能產生阻塞，而使路段服務水準下降至 F 級。

7.4 非型態 A 交織路段之分析

上節之分析程序僅以型態 A 為分析對象，而其他型態之交織路段的分析程序皆相同，惟其平均行駛速率之計算方式有所差異，各型之交織路段平均行駛速率計算公式詳見表 7.4 所示。

表 7.4 各種交織路段型態平均行駛速率計算公式及檢驗公式

S_W 或 $S_{NW} = 0.88 \left[24 + \frac{80}{1 + a(1+VR)^b (V/N)^c / L^d} \right]$									
型態	項目	交 織 車 流				非 交 織 車 流			
		a	b	c	d	a	b	c	d
A	無限制	0.078	2.2	1.0	0.90	0.006	4.0	1.30	1.0
	受限制	0.096	2.2	1.0	0.90	0.006	4.0	0.88	0.6
B	無限制	0.055	1.2	0.77	0.50	0.006	2.0	1.42	0.95
	受限制	0.088	1.2	0.77	0.50	0.005	2.0	1.30	0.90
C	無限制	0.055	1.8	0.80	0.50	0.008	1.8	1.10	0.50
	受限制	0.055	2.0	0.85	0.50	0.007	1.6	1.00	0.50
檢驗交織車流是否受限制之公式									
型態	所需交織車道數檢驗公式 N_w								最大交織車道數 $N_{w(max)}$
A	$2.70N \times V_R^{0.571} \times (L/30.48)^{0.234} / S_W^{0.438}$								1.4
B	$N\{0.085 + 0.703V_R + (71.57/L) - 0.011(S_{NW} - S_W)\}$								3.5
C	$N\{0.761 - 0.004L - 0.003(S_{NW} - S_W) + 0.047V_R\}$								3.0

資料來源：[1]，[2]。

7.5 應用例題

某交織路段之尖峰小時需求車流率如下圖所示，此路段之車輛只包含小型車及大貨車。交織區段長 457 公尺，車道寬 3.75 公尺之路肩寬 2 公尺，並位處平原區，尖峰小時係數為 $PHF = 0.95$ ，試求該交織區段之服務水準。

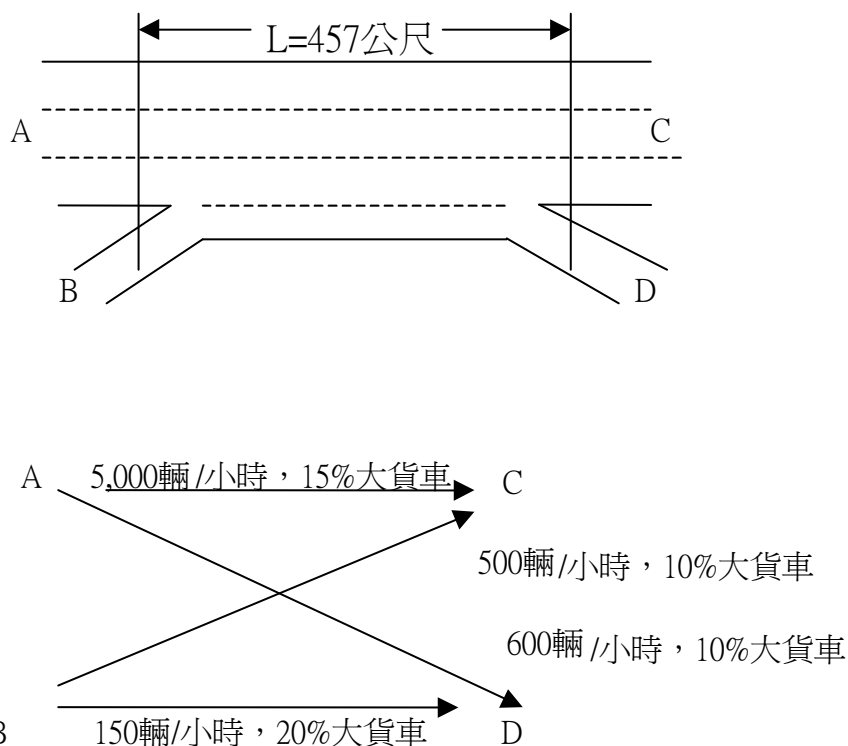


圖 7.6 應用例題簡圖

解：

1. 估計在基本狀況下之流率

- (1) 車道寬及路側橫向淨寬調整因素，查表 7.2 得 $f_w = 1.0$ 。
- (2) 車種調整因素計算：從表 7.3 得知小型車之小客車當量為 $E_1 = 1.0$ ，大貨車之小客車當量為 $E_2 = 2.21$ 。
- (3) 根據式 7.3，方向 AC，AD，BC 及 BD 之各車流的 f_{HV} 可從式 7.3 估計如下：

$$\text{從 A 到 C, } f_{HV} = \frac{1}{(0.85 \times 1 + 0.15 \times 2.21)} = 0.85$$

$$\text{從 A 到 D, } f_{HV} = \frac{1}{(0.9 \times 1 + 0.1 \times 2.21)} = 0.89$$

$$\text{從 B 到 C, } f_{HV} = \frac{1}{(0.9 \times 1 + 0.1 \times 2.21)} = 0.89$$

$$\text{從 B 到 D, } f_{HV} = \frac{1}{(0.8 \times 1 + 0.2 \times 2.21)} = 0.81$$

(4) 估計基本狀況下之流量(式 7.2)

$$\text{從 A 到 C, } V_{AC} = \frac{5,000}{0.95 \times 0.85 \times 1} = 6,192 (\text{小客車/小時})$$

$$\text{從 A 到 D, } V_{AD} = \frac{600}{0.95 \times 0.89 \times 1} = 710 (\text{小客車/小時})$$

$$\text{從 B 到 C, } V_{BC} = \frac{500}{0.95 \times 0.89 \times 1} = 591 (\text{小客車/小時})$$

$$\text{從 B 到 D, } V_{BD} = \frac{150}{0.95 \times 0.81 \times 1} = 195 (\text{小客車/小時})$$

總車流率為 $V = 6,192 + 710 + 591 + 195 = 7,688$ 小客車/小時，其中交織流率為 $591 + 710 = 1,301$ 小客車/小時，非交織車流為 $6,192 + 195 = 6,387$ 小客車/小時。所以 $V_R = (591 + 710) / 7,688 = 0.169$ 。

2. 估計平均行駛速率

先假設交織車流不受限制，則式 7.4 中， $V_R = 0.169$ ， $V = 7,688$ ， $N = 4$ ，而且 $L = 457$ ，所以 $S_w = 59$ 公里/小時，從式 7.5 則可求得 $S_{NW} = 69$ 公里/小時。

從式 7.6 亦可知 $N_w = 1.23$ ，這表示交織車流需有 1.23 車道可使用，其流動才不會受限制。因能使用之車道數為 1.4，所以此例中之交織車流不受限制，在此情況下，上述 S_w 及 S_{NW} 之值可接受，不必重新用式 7.7 及 7.8 重新估計。

3. 訂定服務水準

本例題之交織需求流率為 1,301 小客車/小時，未超過交織容量 (2,000 小客車/小時)，所以車流未進入壅塞狀況。因為交織流率之平均速率為 $S_w = 59$ 公里/小時，可從表 7.1 知其服務水準為 D 級。

非交織車流之平均速率為 $S_{NW}=69$ 公里/小時，表 7.1 顯示其服務水準為 C 級。整個交織路段之服務水準受制於交織車流之服務水準，可視為 D 級。

參考文獻

1. 「台灣地區公路容量手冊」，79-27-160，交通部運輸研究所，民國 80 年 5 月。
2. *Highway Capacity Manual*, Special Report 209, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C.,1985.

第八章 高速公路收費站

目 錄

	頁次
8.1 緒論.....	8-1
8.2 一般性交通特性	8-3
8.2.1 流量型態	8-3
8.2.2 尖峰流量係數及方向係數	8-5
8.2.3 尖峰小時係數(Peak-Hour Factor, 簡稱 PHF).....	8-5
8.2.4 車種組成	8-6
8.2.5 收費車道使用率	8-7
8.3 減速區進口自由速率及電子收費車道自由速率	8-9
8.4 收費車道服務時間及容量	8-10
8.4.1 收費車道類型	8-10
8.4.2 容量及服務時間之定義	8-11
8.4.3 服務時間及容量之範圍	8-11
8.5 地磅站服務時間及容量	8-15
8.6 影響因素.....	8-16
8.7 績效指標及服務水準	8-18
8.7.1 績效指標	8-18
8.7.1.1 收費亭上游平均路段延滯	8-19
8.7.1.2 收費亭下游平均路段延滯	8-19
8.7.1.3 地磅進口路段平均路段延滯	8-19
8.7.1.4 減速區平均停等延滯	8-19
8.7.1.5 加速區平均停等延滯	8-20
8.7.1.6 通過收費站之平均速率	8-20
8.7.1.7 平均車隊長度	8-20
8.7.1.8 平均路段延滯、車隊延滯、及車隊長度之關係	8-20
8.7.1.9 耗油量及 CO ₂ 排放量	8-23
8.7.2 服務水準	8-23
8.8 分析方法.....	8-23
8.8.1 模擬分析方法	8-24
8.8.2 簡化分析方法	8-26
8.8.2.1 平均路段延滯估計模式	8-26

8.8.2.2 耗油量及 CO ₂ 排放量估計模式	8-29
8.9 分析例題.....	8-31
8.9.1 例題一	8-31
8.9.2 例題二	8-32
8.9.3 例題三	8-322
8.9.4 例題四	8-33
8.9.5 例題五	8-35
8.9.6 例題六	8-35
8.9.7 例題七	8-35
8.9.8 例題八	8-36
參考文獻.....	8-37
附錄：TPS 收費站模擬模式第二版使用者手冊	8-A-1

圖 目 錄

	頁次
圖 8.1 收費站之代表性幾何配置示意圖	8-2
圖 8.2 泰山收費站北上全天車流型態	8-4
圖 8.3 頭城收費站北上全天車流型態	8-4
圖 8.4 尖峰小時流量與尖峰小時係數之關係	8-6
圖 8.5 小車在減速區起點之平均自由速率	8-9
圖 8.6 回數票及找零共用小車及大車車道之容量(TPS 模式模擬值)	8-12
圖 8.7 正常化服務時間之代表性分布	8-14
圖 8.8 延滯時間隨分析時間之變化	8-17
圖 8.9 高流量及低流量狀況下路段延滯及停等延滯關係示意圖	8-21
圖 8.10 模擬分析之流程	8-25

表 目 錄

	頁次
表 8.1 尖峰小時之分佈樣本	8-3
表 8.2 尖峰流量係數及方向係數	8-5
表 8.3 尖峰小時及全天車流之車種組成	8-7
表 8.4 假日尖峰小時中收費車道之使用率(%)	8-7
表 8.5 平常日尖峰小時中收費車道之使用率(%)	8-8
表 8.6 全天車流中 ETC 車輛占總車輛之百分比(%)	8-8
表 8.7 收費車道之服務時間及容量特性	8-12
表 8.8 找零及回數票共用車道之代表性服務時間	8-14
表 8.9 地磅站之平均服務時間及容量	8-15
表 8.10 高速公路通過地磅站大車之平均重量及標準差	8-15
表 8.11 平均路段延滯與停等延滯的關係	8-22
表 8.12 平均路段延滯與停等車隊長度之關係	8-22
表 8.13 服務水準評估準則	8-23
表 8.14 式 8.11 中 V_f 、 V_k 及 S 之適用值	8-27
表 8.15 式 8.11 中 T_k 之適用值	8-27
表 8.16 式 8.11 中專用收費車道之 β_1 及 β_2 適用值	8-28
表 8.17 式 8.11 中找零/回數票車道之 β_1 及 β_2 適用值	8-28
表 8.18 式 8.11 中車道數調整因素 f 之適用值($n_k \geq 2$)	8-28
表 8.19 例題 4 之分析	8-34

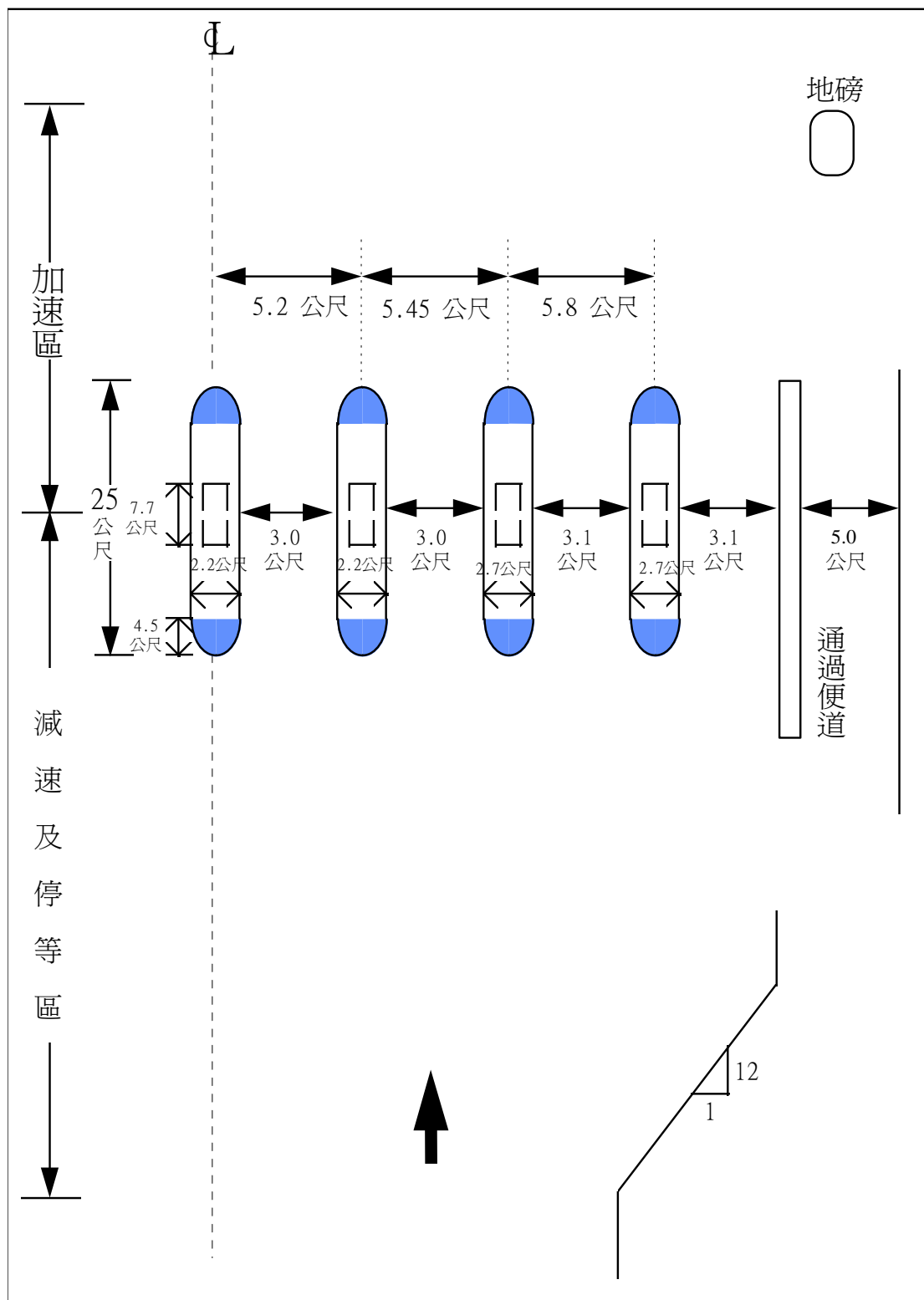
8.1 緒論

在 2010 年 4 月時，臺灣國道 1、3 及 5 號高速公路上設有收費站。國 1 有 11 個收費站，其中月眉收費站在匝道上，其他收費站在主線上。國 3 有 10 個收費站，國 5 只有 1 個在雪山隧道東南端附近的頭城收費站。這些收費站設有用分隔島隔離之收費車道。樹林收費站及泰山收費站各有 22 及 20 個收費車道。汐止收費站只有北上收費車道，其車道數為 6。

根據高速公路局的資料[1]，圖 8.1 顯示一般的收費車道之幾何設計，各收費站之分隔島上設有收費亭以提供人工收費。此外，特定收費車道在收費亭上空有裝設電子收費(Electronic Toll Collection, 簡稱 ETC)系統來辨識車輛裝有詢答/接收器(transponder)之車輛。

上述傳統收費站常造成嚴重塞車，而且其硬體設施及營運之成本昂貴，因此歐美國家已開始採用開放式收費(open-road tolling)系統[2,3,4]。這種系統不需在車道上設置分隔島及收費亭，其辨識通過收費地點之車道的設備裝在橫跨整個公路之高架結構體上，一般使用的設備包括 ETC 及牌照自定辨識(Automatic License Plate Recognition, 簡稱 ALPR)系統。車輛可以正常的速率通過收費地點，臺灣也即將採用開放式收費。

因為收費站的作業對高速公路車流量運作有很大的影響，故收費站運轉作業分析深受注意。有些研究探討收費車道之容量及服務時間的特性[5,6,7,8]，其他研究則著重於模擬分析[9,10,11,12,13,14]或分析性模式之建立[15,16,17,18]。2001 年臺灣地區公路容量手冊第八章提供了高速公路收費站運作的分析方法[19]。該方法利用包括一簡化分析性模式及「收費站模擬模式」(Toll Plaza Simulation Model, 簡稱 TPS Model)來分析收費站的作業。但是 2001 年之前收費站的作業與目前(2010 年)的作業有許多不同的地方。例如 2001 年時臺灣收費站並未設有電子收費之系統，而目前每一個高速公路收費站都有電子收費作業。其他類型收費車道之運作也有變更，因此 2001 年之分析方法不適用於目前之收費作業。為了彌補這些缺陷並提供一評估收費站之基準。本所於 2010 年進行一研究計畫[20]來修訂 2001 年容量手冊之第八章。本章為該計畫之一成果。



資料來源：[1]。

圖 8.1 收費站之代表性幾何配置示意圖

如與 2001 年容量手冊第八章相比較，本章增列有關收費站一般特性交通特性的資料，更新有關收費車道之容量及服務水準的資料，改良簡化之分析性模式，增列地磅站作業資料，提供一估計耗油量及二氧化碳(CO₂)之估計方法，並提供改良之 TPS 模式。

8.2 一般性交通特性

一般性交通特性指流量隨一天中時間的變化型態，尖峰小時係數，尖峰流量係數，流量之方向係數，車種組成及收費車道之使用。

8.2.1 流量型態

收費站流量型態受收費站所在地及車流是否為平常日車流或假日車流所影響。因此不同收費站有不同之流量型態，如圖 8.2 及圖 8.3 所示。本所在 4 個收費站所蒐集，列於表 8.1 的資料，亦顯示一天中之尖峰小時通常隨收費站地點及日期不同而變化。因此如欲了解一特定收費站尖峰小時內的作業狀況，則須先了解該收費站流量隨時間的變化型態。

表 8.1 尖峰小時之分佈樣本

收費站	日期 (2010 年 4 月)		
	4 日 (假日)	5 日 (假日)	6 日 (平常日)
汐止北上	10:15~11:15	10:30~11:30	17:00~18:00
泰山北上	10:45~11:45	13:30~14:30	7:20~8:20
泰山南下	10:25~11:25	6:15~7:15	7:30~8:30
樹林北上	17:00~18:00	16:00~17:00	17:00~18:00
樹林南下	10:00~11:00	6:00~7:00	7:00~8:00
頭城北上	15:00~16:00	11:10~12:10	16:55~17:55
頭城南下	6:40~7:40	6:05~7:05	9:50~10:50

資料來源：[20]。

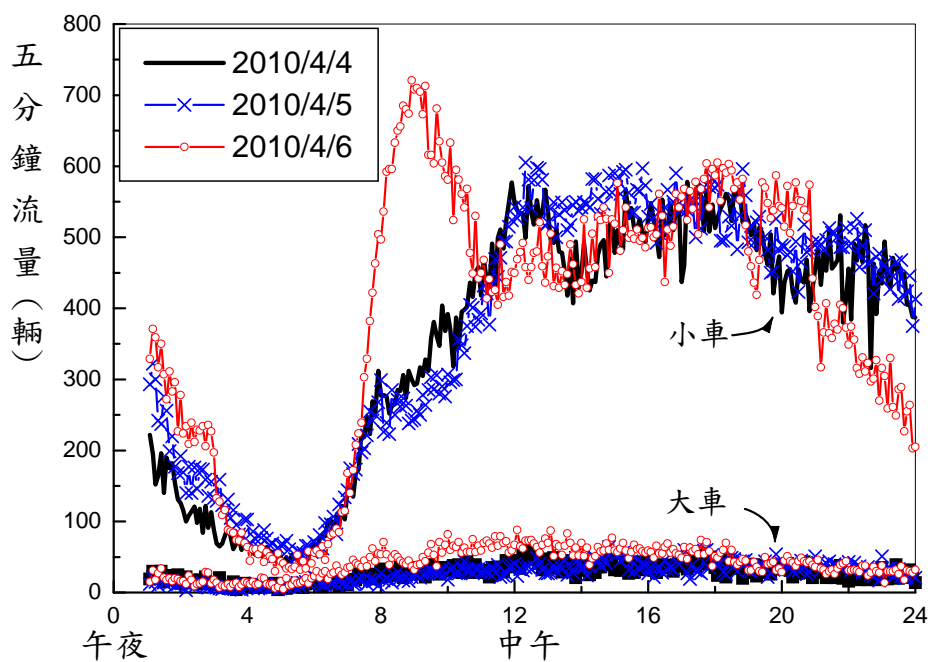


圖 8.2 泰山收費站北上全天車流型態

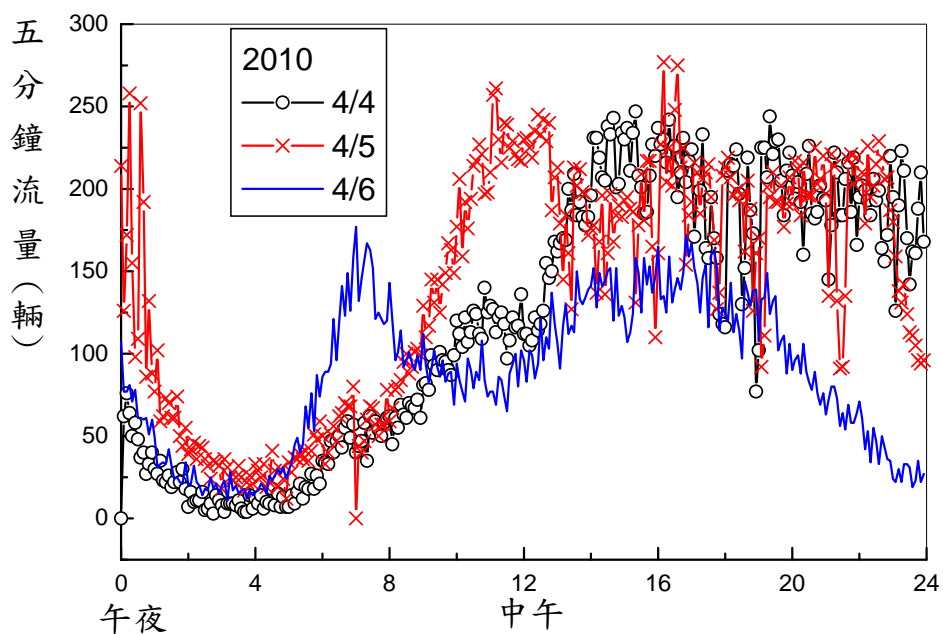


圖 8.3 頭城收費站北上全天車流型態

8.2.2 尖峰流量係數及方向係數

尖峰流量係數代表尖峰小時車流佔全天車流之比例。方向係數指流量較高方向之尖峰流量佔雙向尖峰流量之比例。此兩係數通常用在下式中來估計流量較高方向之設計小時流量：

$$DDHV = ADT \times K \times D \quad (8.1)$$

此式中，

DDHV：流量較高方向設計小時(Design Hour)之流量

ADT：設計年(Design Year)之每年平均流量，

K：尖峰流量係數，

D：流量方向係數。

表 8.2 顯示除了頭城收費站因觀光車輛較多而有較高之尖峰流量係數之外，其他 3 個收費站之尖峰流量係數在 0.065~0.077 間。所以規劃非觀光性質之高速公路設施可將尖峰流量係數訂為 0.075，觀光性車流的設施則約有 0.085 左右之尖峰流量係數。

表 8.2 尖峰流量係數及方向係數

收費站	尖峰流量係數		方向係數	
	假日	非假日	假日	非假日
汐止	0.074	0.077	--	--
泰山	0.065	0.072	0.53	0.50
樹林	0.070	0.076	0.56	0.52
頭城	0.085	0.086	0.60	0.58

註：假日資料為 2010 年 4/4 及 4/5 兩日之平均值，樹林平常日資料為 2010 年 4/6, 4/7 及 4/8 日之平均值，其他收費站平常日資料為 4/6 日之值。

至於方向係數，表 8.2 顯示其值在 0.50 及 0.60 之間，觀光性車流及非觀光性車流設施之方向係數可別訂為 0.60 及 0.55。

8.2.3 尖峰小時係數(Peak-Hour Factor, 簡稱 PHF)

分析或設計公路設施時，常用尖峰小時係數來估計尖峰 15 分鐘之流率。此係數代表尖峰小時流率與尖峰 15 分鐘流率之比例。從圖 8.4 可知尖峰小時係數有隨尖峰流量之增高而上升之現象。根

據此圖，尖峰小時係數可估計如下：

$$PHF = 0.013 + \frac{0.962}{1 + e^{-\frac{Q+1380}{1270}}} \quad (8.2)$$

此式中，

Q ：單向尖峰小時流量(輛)。

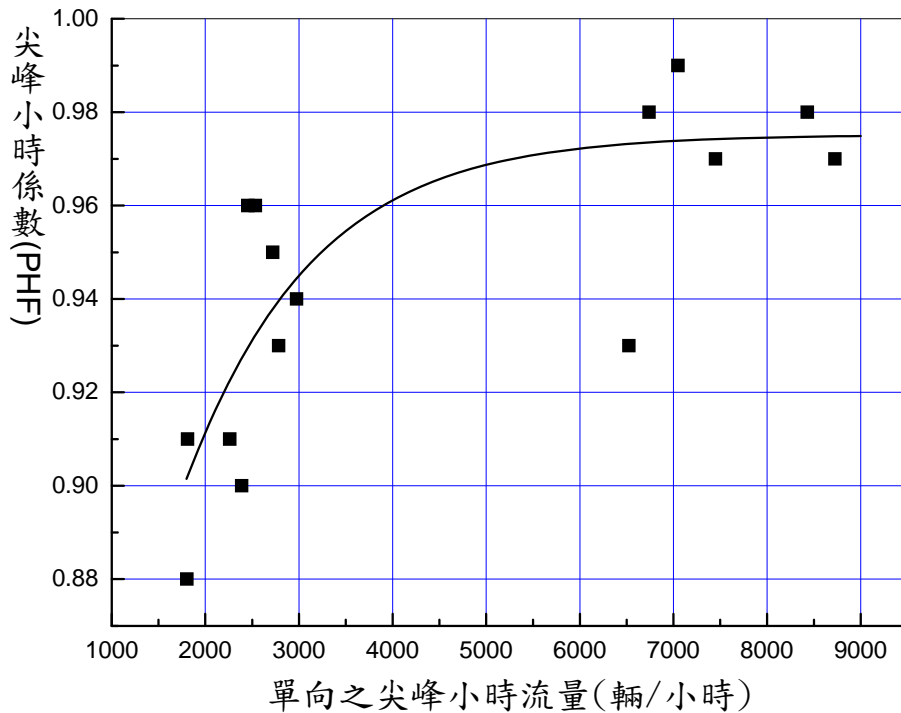


圖 8.4 尖峰小時流量與尖峰小時係數之關係

8.2.4 車種組成

表 8.3 顯示在尖峰小時及全天中通過 3 個收費站車輛之車種組成。從此表可知，大車比例在 14% 以下。此外，在平常日之全天車流中，大車比例隨收費站之變化很少，都在 10%~11% 左右。尖峰及假日車流中大車的比例隨收費站的變異則比較顯著。

表 8.3 尖峰小時及全天車流之車種組成

收費站	假日				非假日			
	尖峰小時		全天		尖峰小時		全天	
	大車	小車	大車	小車	大車	小車	大車	小車
汐止北上	13.3	86.7	11.7	88.3	12.3	87.7	11.0	89.0
泰山北上	8.1	91.9	7.1	92.9	5.9	94.1	9.9	90.1
泰山南下	6.1	93.9	6.7	93.3	6.9	93.1	9.8	90.2
樹林北上	3.2	96.8	3.5	96.5	8.6	91.4	10.8	89.2
樹林南下	2.8	97.2	3.5	96.5	9.9	90.1	11.2	88.8

註：如同表 8.2。

8.2.5 收費車道使用率

表 8.4 及表 8.5 各顯示 4 個收費站平常日及假日尖峰車流使用各種類型收費車道之百分比。表 8.6 為不分收費車道類型全天車流中，使用電子收費車道之百分比。從這些表可知使用回數票及電子收費車道的車輛佔大多數，但是全天電子收費使用率不超過 42%。因此採用開放式收費之後，有一半以上車輛必須使用牌照自動辨識系統，或其他非答詢/接收器的自動收費系統來辨識。這些系統的精確度沒目前使用答詢/接收器之電子收費系統高，因此開放式收費仍會面臨人工處理資料及執法的問題。

表 8.4 假日尖峰小時中收費車道之使用率(%)

收費站	收費車道類型					
	大車 找零	小車 找零	小車 回數票	小車 ETC	大車 ETC	大小車 找零/回數票
汐止北上	6.8	40.9	30.2	15.6	6.5	--
泰山北上	3.7	14.4	48.2	29.3	4.4	--
泰山南下	1.9	16.6	52.3	25.0	4.2	--
樹林北上	1.3	20.7	52.1	24.0	1.9	--
樹林南下	1.0	22.0	53.5	21.7	1.8	--
頭城北上	--	44.0	29.3	24.8	1.9	--
頭城南下	--	--	28.0	27.6	1.7	42.6

註：2010 年 4/4 日及 4/5 日資料。

表 8.5 平常日尖峰小時中收費車道之使用率(%)

收費站	收費車道類型					
	大車 找零	小車 找零	小車 回數票	小車 ETC	大車 ETC	大小車 找零/回數票
汐止北上	6.8	32.6	23.0	28.4	9.2	--
泰山北上	1.0	12.1	41.4	40.6	4.9	--
泰山南下	1.6	11.8	44.1	37.8	5.7	--
樹林北上	2.6	15.5	46.9	29.2	5.8	--
樹林南下	2.8	14.6	43.8	31.7	7.1	--
頭城北上	--	42.6	28.0	27.6	1.7	--
頭城南下	--	--	27.8	21.1	10.4	40.7

註：樹林資料為 2010 年 4/6, 4/7 及 4/8 日現場資料，其他為 2010 年 4/6 日現場資料。

表 8.6 全天車流中 ETC 車輛占總車輛之百分比(%)

收費站	大車		小車		大小車總和	
	假日	平常日	假日	平常日	假日	平常日
汐止北上	6.7	14.6	14.6	17.1	21.3	31.7
泰山北上	5.3	7.6	27.7	33.1	33.0	40.7
泰山南下	5.2	7.6	27.2	33.8	32.4	41.1
樹林北上	2.1	6.9	23.7	29.2	25.8	36.1
樹林南下	2.5	7.9	23.0	29.1	25.5	37.0
頭城北上	1.1	1.3	26.9	27.4	28.0	28.7
頭城南下	6.5	10.3	13.2	16.4	19.7	23.5

註：2010 年 4/4 日及 4/5 日資料。

8.3 減速區進口自由速率及電子收費車道自由速率

車輛接近傳統收費站時須減速。高速公路系統之速限是 90 公里/小時或 100 公里/小時之情況下，平均自由速率大約在 100 公里/小時及 110 公里/小時之範圍內。但車輛抵達收費站減速區之上游端點時，通常自由速率已在主線之自由速率以下，這現象如圖 8.5 所示。個別自由速率的分布可用下列模式來代表：

$$\text{如 } V_f \leq 0.8, F(V_f) = 0.0 \quad (8.3a)$$

$$\text{如 } 0.8 < V_f \leq 1.3, F(V_f) = -0.033 + \frac{1.034}{1 + e^{-\frac{V_f - 0.993}{0.059}}} \quad (8.3b)$$

$$\text{如 } V_f > 1.3, F(V_f) = 0.0 \quad (8.3c)$$

這模式中，

V_f ：個別車輛自由速率與平均自由速率之比例，

$F(V_f)$ ：個別車輛自由速率與平均自由速率之比例小於或等於 V_f 之比例。

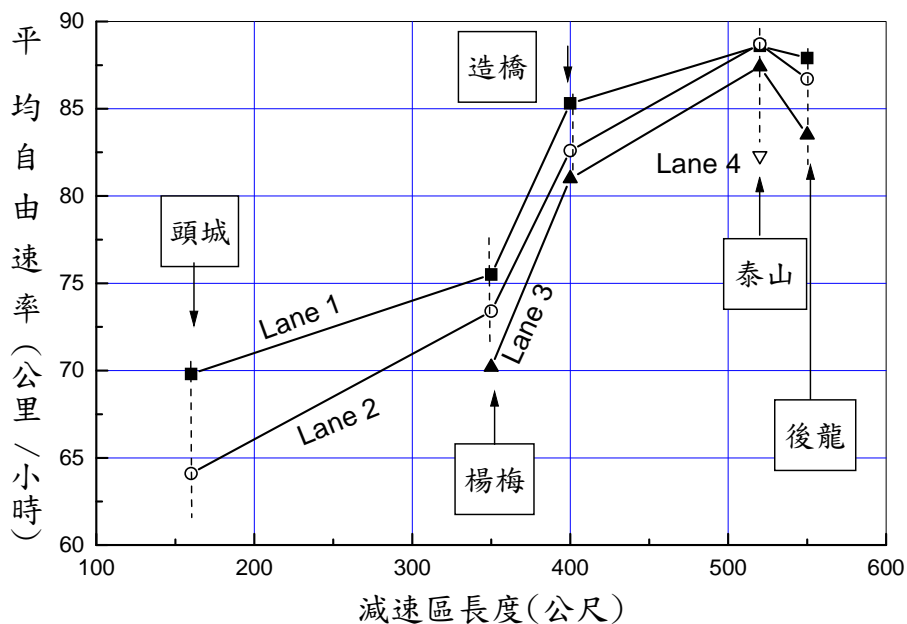


圖 8.5 小車在減速區起點之平均自由速率

目前電子收費車道之速限為 50 公里/小時，至於電子收費車輛

通過收費亭地點時之自由速率，本所蒐集的現場資料顯示，大車之平均自由速率為 50 公里/小時，小車的平均自由速率為 52 公里/小時。這些平均自由速率比 70 公里/小時之收費站減速區速限低很多，電子收費車輛在收費亭地點之自由速率的分布也可以式 8.3 代表。

8.4 收費車道服務時間及容量

8.4.1 收費車道類型

在 2010 年時，臺灣高速公路上之收費車道有下列類型：

1. 小車回數票專用車道，
2. 小車電子收費車道，
3. 大車電子收費車道，
4. 小車找零車道（允許回數票小車使用），
5. 大車找零車道（允許回數票大車使用），
6. 大、小車找零/回數票共用車道。

因為本所從找零車道所收集到資料也可用來估計只有找零或是只有回數票車輛時之平均服務時間，所以本章的分析方法也可用來估計下列類型車道：

- 大車回數票專用車道
- 小車找零專用車道
- 大車找零專用車道

此外，現場之找零車道事實上是找零/回數票共用之車道。為了避免困擾，本章將容許回數票使用之找零車道通稱為找零/回數票共用車道。上述大小車找零/回數票共用車道只有在頭城收費站使用。因雪山隧道在 2010 年底之前仍禁行大貨車或聯結車，所以通過頭城收費站之大車只有大客車。

通常各方向的車道安排是將小車電子收費車道放在內側，然後從內側到外側依次設置小車回數票車道，小車找零/回數票車道，大車電子收費車道及大車找零/回數票車道。各類型車道之車道數隨收費站之所在地而變。頭城收費站因為有上匝道及下交流道之車流，所以車道類型的安排比較特殊。此收費站有 12 個收費車道。北上最右側 2 收費車道為給上匝道車流使用之大小車找零/回數票

車道及小車電子收費車道，另外 4 車道從右到左分別是大車電子收費車道、大小車找零/回數票車道、小車回數電子收費車道、小車電子收費車道。南下最右側 2 個車道是給下交流道車輛使用之小車電子收費車道、大小車找零/回數票車道，其餘 4 車道由右而左分別是大車電子收費車道、大小車找零/回數票車道、小車回數電子收費車道、小車電子收費車道。

8.4.2 容量及服務時間之定義

收費車道之容量指在某車流、收費站幾何設計、收費作業及其他相關天候及路面狀況下，在不短於 15 分鐘之時段內經常能從收費車道通過之最高流率。容量並不是一固定值，也不是最高的觀察值，而是一期望值 (expected value)。以傳統收費車道為例，其容量相當於在有持續的停等車輛時，相同長度時段(如 15 分鐘)內能穿過收費車道之流率的平均值。

收費車道之服務時間指穿過收費車道之流率等於容量時各車輛之車距 (headway)。如平均服務時間為 5 秒，則收費車道之容量為 $3600/5 = 720$ 輛/小時。傳統收費站上之車輛必須停靠或以相當低的速率通過收費亭，所以其收費車道之服務時間等於在有不斷的停等車輛時，一車後輪通過收費亭之一參考線到下一車後輪通過同一參考線時之時間。停等車指停止或與前車距離約在 2 小車車長之內，而且車行緩慢，速率約在 12 公里/小時以下之車輛。量測服務時間用的參考線位於收費亭下游約 2 公尺之處，服務時間包括停車付費時間及跟進時間。找零車輛有顯著的停車付費時間。回數票小車之停車付費時間微不足道，因為通常駕駛員不必停車。回數票大車有很短暫之停車付費時間，電子收費車輛則沒有停車付費時間。

8.4.3 服務時間及容量之範圍

表 8.7 顯示除了大小車找零/回數票共用車道之外，從現場資料估計而得之各類型車道的平均服務時間及容量。在頭城之大小車找零/回數票共用車道的大車數量很少，所以缺乏該類型車道有大小車混合等著費之資料。此外，小車找零/回數票車約有 75% 是找零車輛，大車找零/回數票車道上的找零車輛則只約佔 25%。這兩類型的容量值隨回數票(或找零)車輛之比例而變。根據 TPS 模式之

模擬結果，小車專用或大車專用之找零/回數票車道的容量可從圖 8.6 或下列模式來估計：

小車找零／回數票車道容量

$$C_{ms} = 480 + 198.16P_{st} + 274P_{st}^2 \quad (8.4)$$

表 8.7 收費車道之服務時間及容量特性

車道類型	平均服務時間範圍(秒)	容量範圍(輛/小時/車道)	容量代表值(輛/小時/車道)
A. 專用車道			
小車回數票	3.58~3.95	910~1,005	960
大車回數票	6.19~6.28	580~575	580
小車電子收費	2.04~2.18	1,650~1,760	1,175
大車電子收費	3.09~3.32	1,085~1,165	1,120
小車找零	6.43~8.41	430~565	470
大車找零	13.1(19 樣本)	275	275
B. 共用車道			
小車找零/回數票 (回數票百分比: 21~28%)	6.01~7.32	490~600	隨回數票百分比而變
大車找零/回數票 (回數票百分比: 70~82%)	7.51~7.81	460~480	隨回數票百分比而變

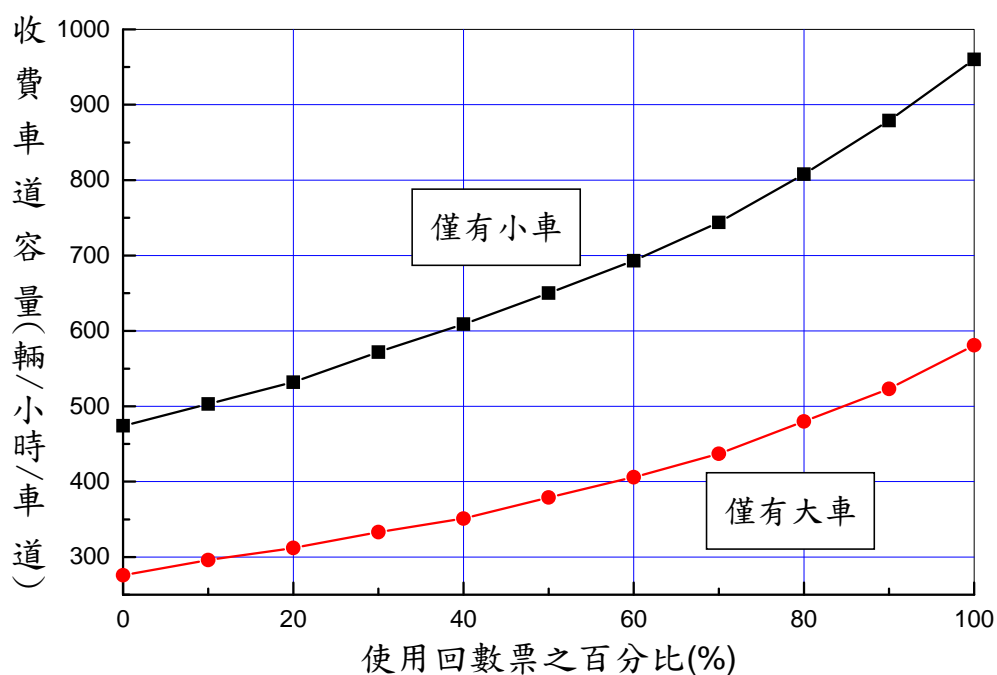


圖 8.6 回數票及找零共用小車及大車車道之容量(TPS 模式模擬值)

大車找零／回數票車道容量

$$C_{mb} = 283 + 86.48P_{bt} + 204P_{bt}^2 \quad (8.5)$$

上兩式中，

C_{ms} ：小車找零/回數票車道之容量(小車/小時/車道)，

C_{mb} ：大車找零/回數票車道之容量(大車/小時/車道)，

P_{st} ：小車中使用回數票之比例，

P_{bt} ：大車中使用回數票之比例。

如找零/回數票車道讓大車及小車共用，則其容量可用下式來估計：

$$C_{mbs} = \frac{3600}{f_b[P_{bt}T_{bt} + (1-P_{bt})T_{bc}] + f_s[P_{st}T_{st} + (1-P_{st})T_{sc}]} \quad (8.6)$$

此式中，

C_{mbs} ：大小車找零/回數票共用車道之容量(輛/小時)，

f_b ：大車比例，

f_s ：小車比例，

P_{bt} ：大車中使用回數票之比例，

P_{st} ：小車中使用回數票之比例，

T_{bt} ：回數票大車平均服務時間，

T_{st} ：回數票小車平均服務時間，

T_{bc} ：找零大車平均服務時間，

T_{sc} ：找零小車平均服務時間。

式 8.6 中各項平均服務時間的代表值如表 8.8 所示。如將服務時間改為服務時間與平均服務時間之比例，則不論收費車道之類型，此正常化服務時間的分布可用圖 8.7 之分布來代表。此分布可用下列模式來替代：

如 $t \leq 0.62$ ，

$$F(t) = 0.0 \quad (8.7a)$$

如 $0.62 < t \leq 1.41$ ，

$$F(t) = -0.029 + \frac{1.050}{1 + e^{-\frac{t-0.995}{0.107}}} \quad (8.7b)$$

如 $t > 1.41$,

$$F(t) = 1.0 \quad (8.7c)$$

此式中，

t ：服務時間與平均服務時間之正常化比值，

$F(t)$ ：正常化服務時間小於或等於 t 之比例。

表 8.8 找零及回數票共用車道之代表性服務時間

車種及付費方式	代表性服務時間(秒)
回數票小車	$T_{st} = 4.3$
回數票大車	$T_{bt} = 6.2$
找零小車	$T_{sc} = 7.7$
找零大車	$T_{bc} = 13.1$

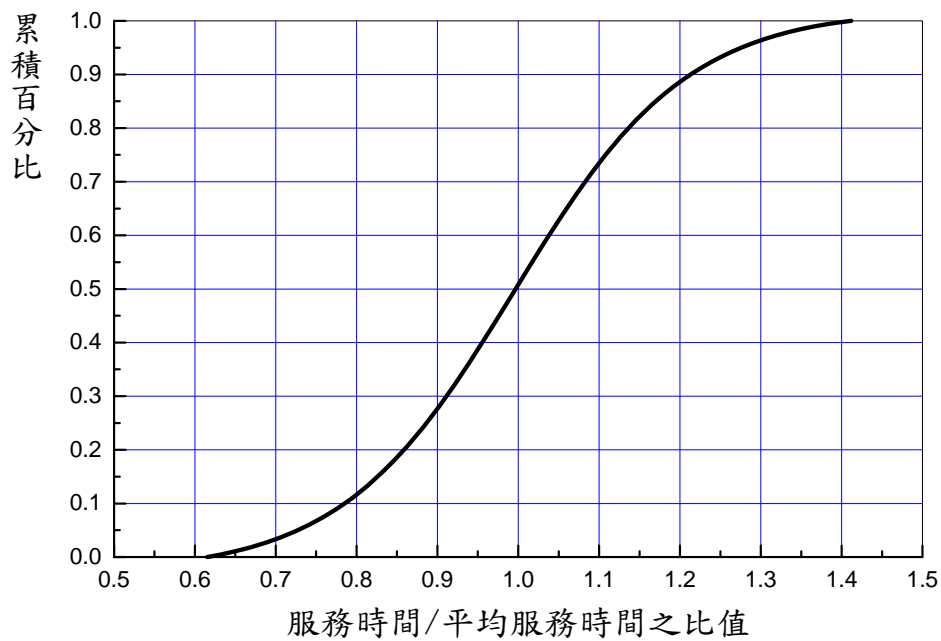


圖 8.7 正常化服務時間之代表性分布

8.5 地磅站服務時間及容量

臺灣高速公路的地磅多設置在收費站附近，除非進地磅站之車流遠遠超過地磅站容量，造成大車停在主線或收費站，地磅站作業對收費站的車流不會有明顯的影響。

地磅站服務時間指在有連續不斷之車輛等著進入地磅時，後輪通過地磅的車距。表 8.9 顯示不同地磅站的平均服務時間的變異性不大，容量在 300 輛/小時左右。表 8.10 為地磅站之平均服務時間及容量。

表 8.9 地磅站之平均服務時間及容量

地磅站及代號	樣本數 (輛)	服務時間 (秒)		容量 (輛/小時)
		平均	標準差	
W1：新營北上	160	13.1	3.0	275
W2：泰山北上	232	11.8	3.1	305
W3：泰山南下	102	12.3	3.7	293
W4：楊梅南下	141	11.1	3.6	324
W5：樹林南下	100	11.2	3.1	321

表 8.10 高速公路通過地磅站大車之平均重量及標準差

地磅站及車種	樣本數 (輛)	重量 (公斤)	
		平均	標準差
后里 (160K)			
大貨車	278	12,538	5,562
半聯結車	108	34,594	7,498
全聯結車	34	32,153	9,728
泰山 (35K)			
大貨車	128	12,986	7,319
半、全聯結車	100	37,861	6,476

設計或分析高速公路時，可用下列模式來代表大車正常化車重的分布：

聯結車

如 $w \leq 0.32$ ，

$$F(w) = 0.0 \quad (8.8a)$$

如 $0.32 < w \leq 1.4$ ，

$$F(w) = -0.004 + \frac{1.105}{1 + e^{-\frac{w-1.051}{0.151}}} \quad (8.8b)$$

如 $w > 1.4$,

$$F(w) = 1.0 \quad (8.8c)$$

大貨車

如 $w \leq 0.2$,

$$F(w) = 0.0 \quad (8.9a)$$

如 $0.2 < w \leq 3.5$,

$$F(w) = -0.153 + \frac{1.154}{1 + e^{-\frac{w-0.837}{0.352}}} \quad (8.9b)$$

如 $w > 3.5$,

$$F(w) = 1.0 \quad (8.9c)$$

此式中，

w ：大車重與平均大車重之正常化比值，

$F(w)$ ：正常化大車重量小於或等於 w 之比例。

8.6 影響因素

收費站作業之績效受許多因素的影響，其中比較重要的因素包括需求流率、收費站之幾何設計、收費車道運用及收費作業之特性、車種組成、駕駛員之行為及天候等。本章的資料只適用於白天沒有下雨之狀況。

需求流率指在某時段中欲通過收費站之車流率。在作業分析時，如有實際需求流率之資料，最好將分析時間分割成 5 分鐘的時段，每時段之需求流率可用該時段內之平均流率做代表。在規劃分析時，需求流率通常假設不隨時間而變。為避免低估收費站設施之需要，規劃用之需求流率最好根據預期尖峰 15 分鐘之流率。

在沒有實際資料的情形下，尖峰 15 分鐘之流率可用下式來估計：

$$Q_{15} = \frac{Q_{60}}{PHF} \quad (8.10)$$

此式中，

Q_{15} ：尖峰 15 分鐘流率（輛/小時）；

Q_{60} ：尖峰小時流率（輛/小時）；

PHF ：尖峰小時係數。

式 8.10 中之 Q_{60} 可代表實際之尖峰小時流率或式 8.1 之流量較高方向設計小時之流量。如尖峰小時係數未知，則其值可從圖 8.4 或式 8.2 來估計。

在同一需求流率之下，如需求流率很接近或已超過容量，則平均延滯時間隨需求流率持續的時間而變。如圖 8.8 所示，持續時間越長，平均延滯隨著增長。平均延滯不隨需求流率持續時間而變化之車流屬穩定狀態（stable flow），平均延滯隨持續時間有顯著變化之車流屬不穩定狀態（unstable flow）。在穩定及不穩定狀態之間可能有半穩定狀態（metastable flow），其平均延滯受個別車距及個別服務時間之影響很大。一般而言，收費車道之流量/容量比超過 0.9 時，就可能進入不穩定狀況。在不穩定的狀況下，平均延滯也受到在分析起始瞬間之車流狀況的影響，所以在現場調查時，取樣開始的瞬間之車況（包括停等車輛數及其他已在取樣範圍內之車數及車種）必須有記錄。

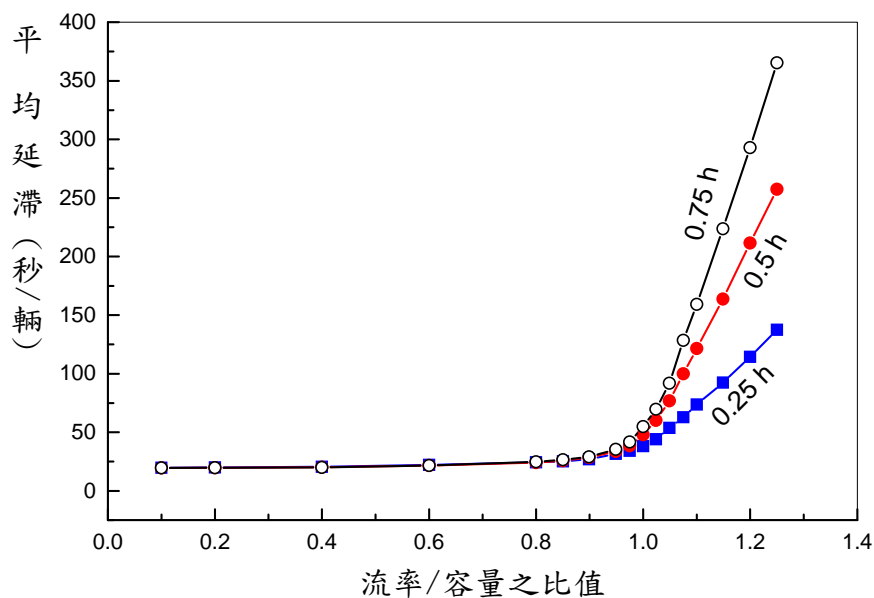


圖 8.8 延滯時間隨分析時間之變化

幾何設計因素涉及主線車道數、收費車道數、車道寬、加速區及減速區之長度與寬度等。這些因素對服務績效的影響尚無法從現場資

料加以衡量，但有一些現象可經常在現場觀察到或從理論以預測，例如在每收費車道的需求流率/容量比不變的狀況下，收費車道數增加時，駕駛員有較多的機會移向車隊較短的收費車道，結果平均延滯會較低。但是車道數對延滯的影響隨收費車道之類型而變。根據 TPS 模式之模擬結果，當每車道之需求流率/容量比不變時，車道數從 1 增加到 2 時對找零車道上之延滯有顯著的影響，但對其他沒有找零車輛延滯的影響很小。車道數從 2 增加到 3 時，所有類型車道上之延滯的下降程度可忽視[20]。

此外，主線收費站之收費車道數經常超過主線之車道數，因而一部分收費車道偏離主線，一般駕駛員雖有駛向車隊較短的收費車道之傾向，但也避免偏離主線太遠，結果造成收費車道使用不均勻。中山高速公路使用率最高之收費車道的流率太約是同型車道每車道平均流率的 1.10 到 1.18 倍[19]。

至於車種組成及收費作業特性的影響，表 8.7 明顯的顯示不同類型收費車道有不同的容量。此外，車種組成及付費方式會影響不同類型收費車道之使用率。因此這些因素對收費站之作業績效評估有重大的影響。表 8.4 及 8.5 顯示各類型收費車道之使用率隨收費站之地點而有不可忽視的變異。因此分析一現有收費站時，宜根據實際之車流狀況。

8.7 績效指標及服務水準

8.7.1 績效指標

收費站之作業績效可從許多角度以評估之。本章之分析方法所考慮之績效評估指標 (measure of effectiveness) 包括：平均路段延滯 (average approach delay)，平均停等延滯 (average stopped delay)，平均車隊長度，通過收費站之平均速率，耗油量及 CO₂ 排放量。這些指標中，通過收費站之平均速率是用以評估收費站作業在整個高速公路系統之服務品質。其他的指標是用以評估收費站及地磅區內部作業的服務品質。

茲將各指標的定義說明如下。

8.7.1.1 收費亭上游平均路段延滯

此指標代表車輛在收費亭上游主線上及減速區因必須減速所增加的旅行時間，其值等於從開始持續減速之地點到車尾通過收費亭下游約 2 公尺之一參考線所需之旅行時間，減掉以主線自由速率行駛同樣距離之旅行時間。根據現場車流行為，本章將主線自由速率為 100 公里/小時及 110 公里/小時之開始減速地點分別定在收費亭上游 1,000 公尺及 1,400 公尺之處。

8.7.1.2 收費亭下游平均路段延滯

車輛通過收費車道之後會加速回到下游主線，然後維持一大約穩定之速率。這期間之旅行時間減掉以收費站上游主線之自由速率行駛同樣距離所需之時間代表收費亭下游平均路段延滯。從加速回主線並達到一平穩速率所需之行車距離及時間隨下游之壅塞情況而變。為了涵蓋大部分或全部之延滯，本章建議將加速區的範圍訂為 1,000 公尺。

8.7.1.3 地磅進口路段平均路段延滯

地磅進口路段係自主線及地磅進口分流點開始到地磅下游端點為止。一車輛之路段延滯等於從該車進入進口路段到車尾離開地磅之旅行時間減掉該車能以自由旅行速率通過進口路段之預期旅行時間。

8.7.1.4 減速區平均停等延滯

減速區之停等延滯指一車從加入停等車隊到車尾通過收費亭之時間。如一車輛往一收費亭行進時沒有其他車輛在下游，則當該車之速率已降到 12 公里/小時以下而且該車距離收費窗口在 1.5 公尺之內，該車可算為已進入停等車隊。如一車輛須等候前面正在付費的車輛，則當該車離前車在 10 公尺之內而且其速率在 12 公里/小時以下，該車可算為已進入停等車隊。平均車隊延滯等於個別車子車隊延滯之平均值。

8.7.1.5 加速區平均停等延滯

如收費亭下游之路段無塞車，加速區內之停等延滯很可能不存在。各車輛在加速區之停等延滯為加入停等車隊到車輛離開停等車隊的時間。

8.7.1.6 通過收費站之平均速率

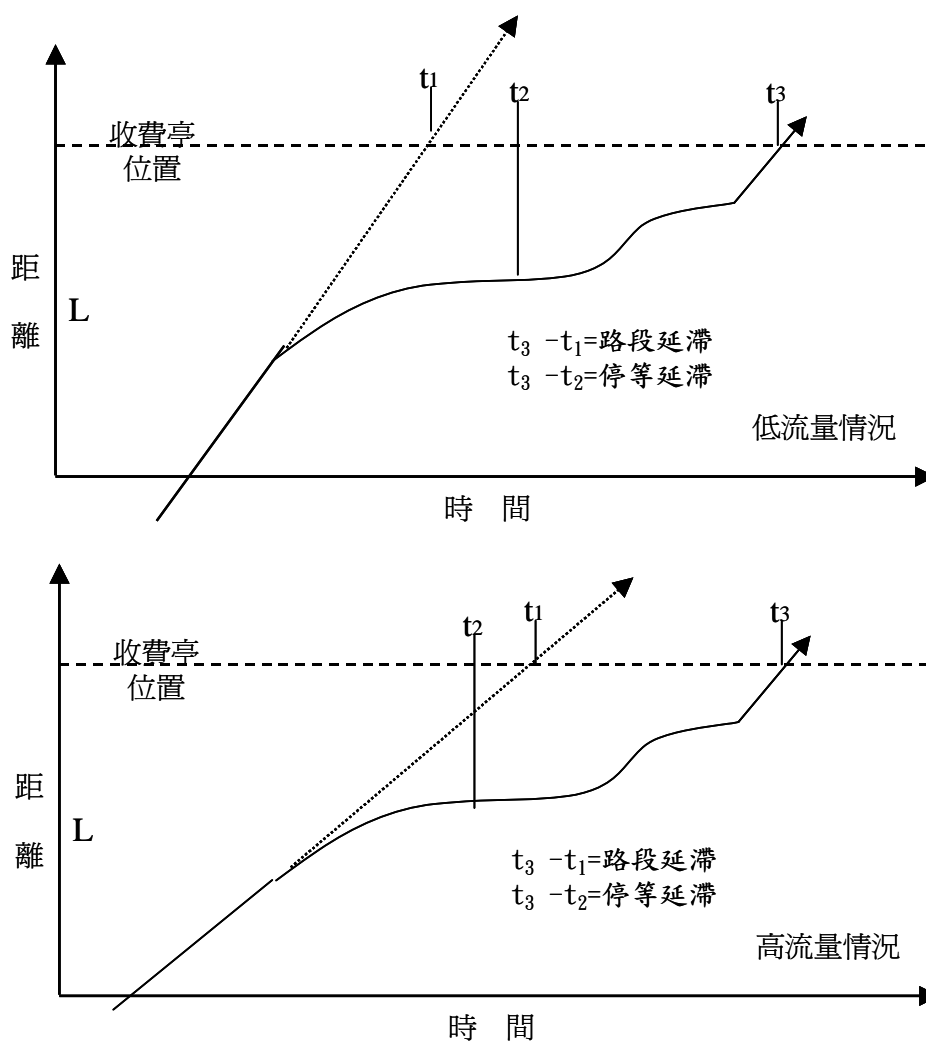
通過收費站之平均速率等於從開始減速通過收費站，然後回到主線之路段長(相當於加速區與減速區長度之和)，除以車輛穿過加速區與減速區之平均旅行時間。

8.7.1.7 平均車隊長度

平均車隊長度指每秒鐘車隊長度之平均值，其單位為車輛數。

8.7.1.8 平均路段延滯、車隊延滯、及車隊長度之關係

根據上述的定義，圖 8.9 可用以說明路段延滯及停等延滯之關係，此圖中 t_1 代表 Y 在能以自由速率通過收費站時一車車尾通過收費亭的瞬間， t_2 代表該車加入停等車隊之瞬間， t_3 則為該車車尾通過收費亭之實際瞬間。在低流量之狀況下，加入停等車隊之瞬間 t_2 可能比 t_1 晚，所以其停等延滯可能短於路段延滯。在高流量之狀況下，一車輛加入停等車隊之瞬間可能比 t_1 早，結果路段延滯可能比停等延滯短。



根據電腦模擬，表 8.11 及表 8.12 的迴歸式 ($r^2 > 0.99$) 可用以估計傳統收費作業平均路段滯與停等延滯、車隊長度的關係。一般而言，電子收費車道上之停等延滯很小，可不必考慮。

表 8.11 平均路段延滯與停等延滯的關係

收費車道類型	停等延滯 D_s (秒/輛)
大車或小車找零	$D_s = -19.7 + 1.074D_a$
小車電子收費	如 $D_a \leq 30$, $D_s = 0$ 如 $30 < D_a \leq 60$, $D_s = -1.2 + 0.04D_a$ 如 $D_a > 60$, $D_s = 1 + 0.0028D_a$
大車電子收費	如 $D_a \leq 30$, $D_s = 0$ 如 $30 < D_a \leq 60$, $D_s = -3 + 0.1D_a$ 如 $D_a > 60$, $D_s = 2.77 + 3.45 \times 10^{-4} D_a$
大車回數票或小車回數票	$D_s = -25.8 + 1.278D_a - 3.763 \times 10^{-4} D_a^2 - 1.780 \times 10^{-6} D_a^3$
大車找零/回數票， 小車找零/回數票或 大小車找零/回數票	$D_s = -20.7 + 1.086D_a$

註： D_a = 平均路段延滯(秒/輛)。

表 8.12 平均路段延滯與停等車隊長度之關係

收費車道類型	停等車隊長度 L_{ij} (秒/輛)
大車找零	$L_{bc} = -2.1 + 0.086D_a$
小車找零	$L_{sc} = -3.0 + 0.143D_a$
大車回數票	$L_{bt} = -5.0 + 0.230D_a - 2.313 \times 10^{-4} D_a^2$
小車回數票	$L_{st} = -7.8 + 0.373D_a - 3.45 \times 10^{-4} D_a^2$
大車或小車電子收費	$L_{be} = 0$ $L_{se} = 0$
找零/回數票	$L_{ct} = f_b [P_{bt} L_{bt} + (1 - P_{bt}) L_{bc}] + f_s [P_{st} L_{st} + (1 - P_{st}) L_{sc}]$

註： D_a ：平均路段延滯(秒/輛)，

f_b ：大車比例，

f_s ：小車比例，

P_{bt} ：大車中使用回數票比例，

P_{st} ：小車中使用回數票比例。

8.7.1.9 耗油量及 CO₂ 排放量

本章分析方法所估計之耗油量及 CO₂ 排放量假設所有車輛為小車而且只用汽油。

8.7.2 服務水準

如一收費站只有傳統之找零及回數票作業，則平均車隊長度可作為劃分服務水準之指標，其原因在於車隊長度是駕駛員與收費站管理人員最容易了解的績效評估指標。未實施電子收費前，國道高速公路局即根據車隊長度來決定何時須機動執行收費車道調撥作業。美國佛羅里達州的運輸廳[21]也利用車隊長度作為收費站規劃與設計的重要考慮因素。但當一收費站有電子收費車道時，因停等車隊很可能只在塞車時才存在，因而車隊長度不適合用以評估電子收費之作業品質，所以本章利用收費亭上游之平均路段延滯做為劃分服務水準之績效指標。服務水準之等級劃分如表 8.13 所示。

表 8.13 服務水準評估準則

服務水準	平均路段延滯(秒/輛)
A	0.0~ 10.0
B	10.1 ~ 20.0
C	20.1 ~ 30.0
D	30.1 ~ 40.0
E	40.1 ~ 50.0
F	>50

資料來源：[19]。

8.8 分析方法

本章提供一模擬分析方法及一簡化分析方法來評估收費站作業。模擬分析之工具為 TPS 模式第二版。此模式可用於作業分析或規劃分析。此兩種分析的手續相同，但作業分析的對象一般是既有設施的作業，因此有詳細車流及幾何設計等資料。規劃分析則須依靠預測的車流狀況。運用 TPS 模式的主要工作在於建立輸入檔。本章附錄的 TPS 模式使用者手冊詳細說明輸入檔之建立。簡化分析的工具為一套分析性模式。這些模式用來估計收費亭上游路段延滯、耗油量

及 CO₂ 排放量。簡化分析方法可利用一分析性模式來估計不同類型收費車道上之車輛延滯。此模式不考慮不同付費方式車輛占用同一車道及轉換車道而相互干擾所造成的額外延滯。因此，簡化分析法估計路段延滯的精確度較低，可能低估延滯，但可迅速的估計一收費站可能之服務水準。

評估收費站作業必須先選擇一分析時段。規劃公路設施時常根據尖峰 15 分鐘之車流狀況。但是臺灣收費站之尖峰流率持久維持在一相當小的範圍內。如果需求流率接近或超過容量，則同一需求流率持續的愈久，車輛之平均延滯愈高。為了反映收費站在尖峰時之作業績效，分析時段必須最少 15 分鐘。

8.8.1 模擬分析方法

模擬分析之流程如圖 8.10 所示。在這流程中，TPS 模式的使用必須事先設定欲模擬的狀況。此狀況包括分析時段、分析時段中之車流特性、各類型車道之設置、付費方式之分布及地磅作業等。根據欲模擬的狀況，TPS 模式在每一模擬作業(Simulation run)時利用一系列的隨機亂數來代表駕駛員之特性，車輛的屬性(如車種、車長、最大加速率等)，個別車距及個別付費時間。一模擬作業的結果相當於在欲模擬狀況下收費站各績效指標值之一樣本。模式的使用者可一次執行一模擬作業，也可同時執行多次的模擬作業。一般在規劃分析及作業分析時應同時執行 10 次以上的模擬作業，並從各模擬作業之輸出值來估計績效指標之平均值。

TPS 模式執行檔之檔名為 TPS-v2.exe，此執行檔只接受檔名為 TPS.txt 之輸入檔。執行檔及輸入檔須放在電腦之同一子目錄(folder)。執行模擬時只要迅速敲擊 TPS-v2.exe 兩次(double-click)，模擬輸出檔會出現在同一子目錄，其檔名為 TPSout.txt。

本所網站(<http://www.iot.gov.tw/mp.asp?mp=1>) 可讓使用者下載執行檔及一檔名為 TPS-Sample.txt 之輸入檔範例，使用者可將該範例存成 TPS.txt，然後依欲模擬的狀況加以修改。TPS-Sample.txt 所模擬的收費站有雙向作業，每方向各有 6 個收費車道，從右到左，依序為 1 大車找零/回數票車道，1 大車電子收費車道，1 小車找零/回數票車道，2 小車回數票車道及 1 小車電子收費車道。模擬範圍包括收費亭上、下游各 1,000 公尺之路段及在收費亭上游之地

磅站。高速公路主線有 3 車道，其自由速率為 100 公里/小時。

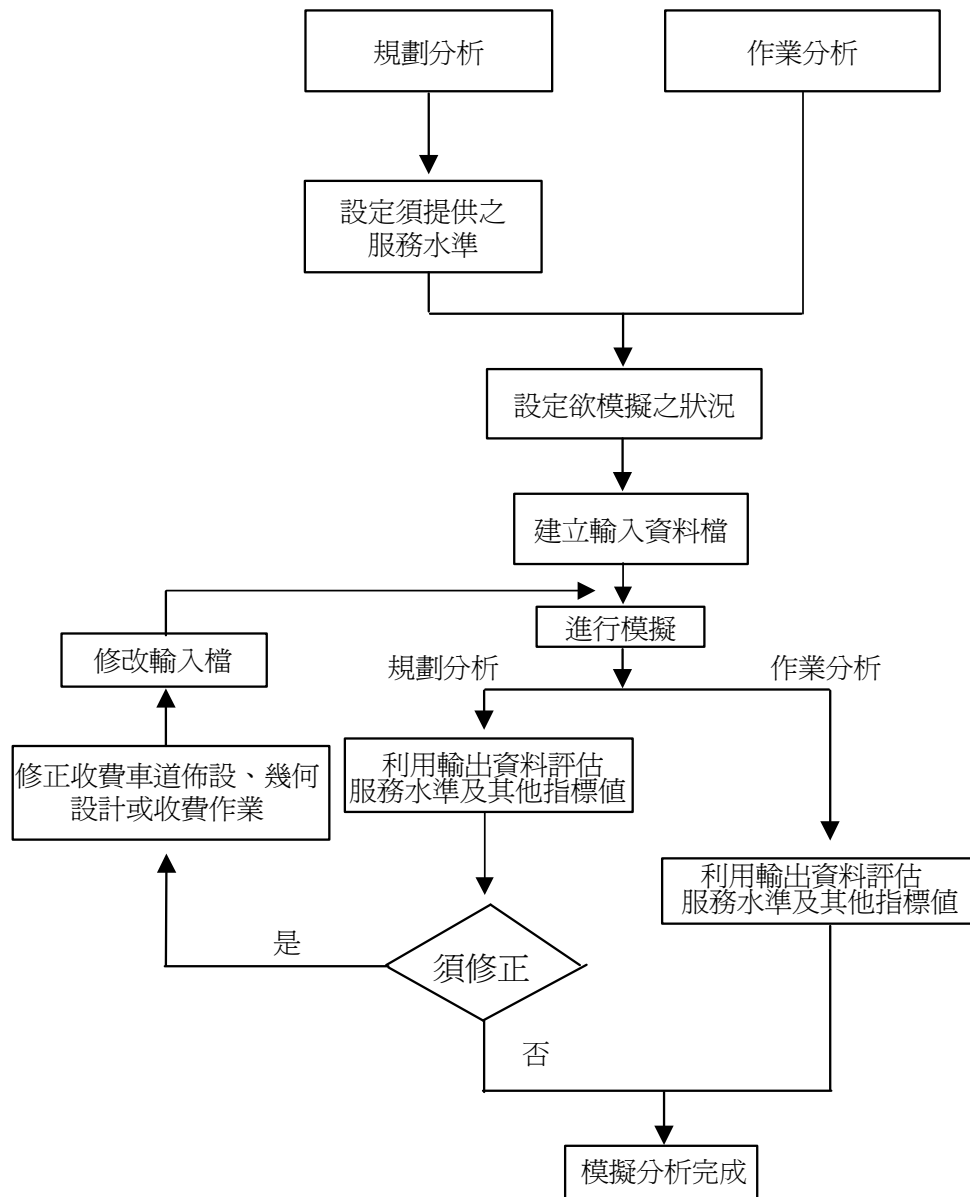


圖 8.10 模擬分析之流程

本章附錄對 TPS-sample.txt 所代表之模擬收費站及模擬狀況有比較詳細的說明。第 8.9 節進一步以例題來說明如何更改 TPS-example.txt 來模擬不同之狀況。

8.8.2 簡化分析方法

如果分析收費站的目的在於估計收費站作業所造成之大約路段延滯、耗油量及 CO₂ 排放量，則分析性模式可以迅速地提供估計值。本節說明兩種分析性模式。

8.8.2.1 平均路段延滯估計模式

如果地磅站的作業不影響收費站作業，而且從主線進入收費站的車輛不會因駕駛員選擇收費車道遲疑不決，臨時變換車道，或被其他收費車道上之停等車隊阻擋而不易變換車道，造成額外延滯，則平均路段延滯可用下式來估計：

$$D_k = \frac{V_f - V_k}{3.6\beta_1} - \frac{3.6S}{V_f} + T_k + 900T[X_k - 1 + \sqrt{(X_k - 1)^2 + \frac{f\beta_2 X_k}{C_k n_k T}}] \quad (8.11)$$

此式中，

D_k ：類型 k 收費車道車輛之平均路段延滯(秒/輛)，

V_f ：收費站上游高速公路上車流不受收費站影響之前之平均自由速率(公里/小時)，

V_k ：車輛通過類型 k 收費車道收費亭之平均自由速率(公里/小時)，

β_1 ：平均減速率之代表值(公尺/秒²)，

S ：在自由旅行狀況下，車輛開始減速之地點與收費亭之距離(公尺)，

T_k ：類型 k 收費車道上車輛之平均停車付費時間(秒)，

T ：分析時間之長度(小時)，

X_k ：類型 k 收費車道之需求流率與容量比值(簡稱流量/容量比)，

f ：類型 k 收費車道之車道數超過 1 時之調整係數(如類型 k 只有一車道，則 $f=1$)，

β_2 ：類型 k 收費車道之車道數等於 1 時之調整係數，

C_k ：類型 k 收費車道之容量(輛/小時/車道)，

n_k ：類型 k 收費車道之車道數。

式 8.11 中之 $(V_f - V_k)/(3.6\beta_1)$ 代表速率從主線之 V_f 降到在收費亭地點之 V_k 所需之時間， $3.6S/V_f$ 則代表以穩定速率 V_f 行走減速距

離 S 公尺所需的時間。所以 $(V_f - V_k)/(3.6\beta_1)$ 及 $3.6S/V_f$ 的差值代表在自由旅行狀況下因減速所產生之延滯。同一式中之 T_k 代表停車付費所造成的延滯，最後一項代表因付費作業與車流互動所造成之額外延滯。使用式 8.11 時須選擇適當的參數值。車道容量 C_k 可用前述 8.4.3 節的資料來估計。其他參數之適用值列於表 8.14~表 8.18。

表 8.14 式 8.11 中 V_f 、 V_k 及 S 之適用值

A. 主線平均自由速率 V_f (公里/小時) 速限 90 公里/小時： $V_f=95\sim 100$ 速限 100 公里/小時： $V_f=105\sim 110$
B. 收費地點平均自由速率 V_k (公里/小時) 小車電子收費車道： $V_k=52$ 大車電子收費車道： $V_k=50$ 其他類型收費車道： $V_k=0$
C. 減速行車距離 S 公尺 如 $67.5 \leq V_f \leq 87.5$ ： $S = -1055 + 18V_f$ 如 $V_f > 87.5$ ： $S = -2840 + 38.4V_f$

表 8.15 式 8.11 中 T_k 之適用值

收費車道類型	T_k (秒)
A. 專用車道	
小車回數票	0.0
大車回數票	1.4
小車電子收費	0.0
大車電子收費	0.0
小車找零	4.2
大車找零	7.5
B. 找零/回數票共用	
小車專用	$4.2(1 - P_{st})$
大車專用	$7.5(1 - P_{bt}) + 1.4P_{bt}$
大、小車共用	$4.2f_s(1 - P_{st}) + 7.5f_{bt}(1 - P_{bt}) + 1.4P_{bt}$

註： P_{st} ：回數票小車比例； P_{bt} ：回數票大車比例； f_s ：小車比例； f_b ：大車比例。

表 8.16 式 8.11 中專用收費車道之 β_1 及 β_2 適用值

收費車道類型	回數票比例	容量模擬值	β_1	β_2
小車回數票	1.00	960	0.50	2.0
大車回數票	1.00	581	0.48	2.0
小車電子收費	0	1,711	0.27	3.0
大車電子收費	0	1,126	0.27	3.0
小車找零	0	476	0.50	2.0
大車找零	0	276	0.47	2.0

表 8.17 式 8.11 中找零/回數票車道之 β_1 及 β_2 適用值

收費車道類型
A. 所有找零/回數票： $\beta_1 = 0.49$
B. 小車找零/回數票 如 $P_{st} \leq 0.4$ ， $\beta_2 = (\beta_2)_s = 2.0$ 如 $0.4 < P_{st} \leq 0.7$ ， $\beta_2 = (\beta_2)_s = 3.2 - 3P_{st}$ 如 $P_{st} > 0.7$ ， $\beta_2 = (\beta_2)_s = 0.96 + 0.0668e^{\frac{P_{st} - 59.2}{14.99}}$
C. 大車找零/回數票車道 如 $P_{bt} \leq 0.3$ ， $\beta_2 = (\beta_2)_b = 2.0 - 0.027P_{bt}$ 如 $0.3 < P_{bt} \leq 0.6$ ， $\beta_2 = (\beta_2)_b = 1.25$ 如 $P_{bt} > 0.6$ ， $\beta_2 = (\beta_2)_b = -0.9 + 5.126P_{bt} - 2.428P_{bt}^2$
D. 大、小車找零/回數票車道 $\beta_2 = f_s(\beta_2)_s + f_b(\beta_2)_b$

註： P_{st} ：回數票小車比例； P_{bt} ：回數票大車比例；
 f_s ：小車比例； f_b ：大車比例。

表 8.18 式 8.11 中車道數調整因素 f 之適用值 ($n_k \geq 2$)

收費車道型態	f
A. 專用車道	
小車回數票	1.5
大車回數票	1.5
小車電子收費	2.2
大車電子收費	2.2
小車找零	0.8
大車找零	0.8
B. 找零/回數票共用車道	1.0

8.8.2.2 耗油量及 CO₂ 排放量估計模式

臺灣缺乏本土性車輛耗油量及排放量資料及估計模式。本所進行之相關研究尚未完成，目前只有很有限的資料可用來建立過渡性的估計模式。根據從一 Honda 小客車(CIVIC LX, A54D, 重 1,215 公斤, 排氣量 1,788 cc, 最大馬力 140@6300rpm)取得之資料[21], 本所在 2010 年時建立一過渡性模式來估計汽油耗油量及 CO₂ 排放量[20]。使用此模式時不能考慮車種組成之影響。本章採用此模式來估計車輛通過收費站時之汽油耗油量及 CO₂ 排放量。

耗油量及 CO₂ 的排放量受減速及加速之影響。車輛在收費亭上游約 800 公尺到 1,500 公尺之處，就可能開始減速。通過收費車道之後的車輛，可能須行駛 800 公尺以上才能達到主線之穩定速率。為了評估不同收費作業有同一的基準，本章用收費亭上游 1,400 公尺到下游 1,000 公尺之行車距離，估計耗油量及 CO₂ 排放量。

CO₂ 排放量與油料含碳(carbon)成分有直接關係。本所所用之 Honda 測試車每公克所用之汽油可產生 3.167 公克之 CO₂。所以 CO₂ 之排放量可直接從耗油量來估計。車輛通過收費站的耗油量可分成下列四項來估計：

1. 怠速(idling)狀況耗油量

$$F_1 = 0.317 \sum_{k=1}^M n_k D_{ks} Q_k \quad (8.12)$$

此式中，

F_1 ：通過收費站車輛在怠速狀況下之總汽油耗油量(公克/小時)；

n_k ：類型 k 車道之車道數；

D_{ks} ：類型 k 車道上車輛之平均停等延滯(秒/輛)；

Q_k ：類型 k 車道之流率(輛/小時/車道)；

M ：收費車道之類型總數。

式 8.12 中之平均停等延滯可根據表 8.14~8.17 所列之關係，從式 8.11 來估計。

2. 穩定速率狀況耗油量

$$F_2 = (0.217 + 0.193e^{\frac{V_c}{51.859}}) \left[\sum_{k=1}^M (n_k Q_k) \frac{3.6S_a}{V_c} \right] \quad (8.13)$$

此式中，

F_2 ：車輛能以穩定速率 V_c 行走 $(S + S_k)$ 公尺之總耗油量(公克/小時)；

V_c ：車輛在主線上未受收費站影響之前之穩定速率(公里/小時)；

S_a ：分析之行車距離 (2,400 公尺)。

式 8.13 中之穩定速率 V_c 在需求流率低於 1,400 小車/小時狀況下，大約與自由速率 V_f 一樣。需求流率較高時，穩定速率會稍微降低。

假設大車之小車當量為 1.5 而且大車比例不超過 15%，則穩定速率 V_c 可估計如下：

如 $Q_m \leq 1400$ 輛/小時/主線車道，

$$V_c = V_f \quad (8.14a)$$

如 $Q_m > 1400$ 輛/小時/主線車道，

$$V_c = V_f - 0.02(Q_m - 1400) \quad (8.14b)$$

式 8.14b 不適用於 V_c 小於 65 公里/小時之情況。

此式中，

Q_m ：主線車道上之需求流率(輛/小時/車道)。

3. 減速期間增加的耗油量

車輛若須減速，則在減速期間的耗油量可能比能以穩定速率 V_c 行走同樣距離時的耗油量高，也可能比較低。每一車從穩定速率 V_c 減速到收費亭地點之速率 V_k 所增加之耗油量 H_k (公克) 可估計如下：

$$\text{如 } V_k - V_c \leq -60, H_k = 33 + 0.55(V_k - V_c) \quad (8.15a)$$

$$\text{如 } -60 < V_k - V_c \leq -40, H_k = 6 + 0.1(V_k - V_c) \quad (8.15b)$$

$$\text{如 } -40 < V_k - V_c \leq -16, H_k = -7 - 0.225(V_k - V_c) \quad (8.15c)$$

$$\text{如 } -16 < V_k - V_c \leq 0, H_k = 0.125(V_k - V_c) \quad (8.15d)$$

因減速所增加的總耗油量 (公克/小時) 則可估計如下：

$$F_3 = \sum_{k=1}^M n_k Q_k H_k \quad (8.16)$$

4. 加速期間增加的耗油量

車輛加速時，其每秒之耗油率迅速地提高，如果一輛車離開收費亭地點之後速率從 V_k 增高到 V_c ，則該車所增加之耗油量 G_k (公克) 可估計如下：

$$\text{如 } V_c - V_k > 5, G_k = 3.477e^{\frac{V_c - V_k}{38.189}} \quad (8.17a)$$

$$\text{如 } V_c - V_k \leq 5, G_k = 0.8(V_c - V_k) \quad (8.17b)$$

通過收費站所有車輛在加速期間所增加之總耗油量 (公克/小時) 可估計如下：

$$F_4 = \sum_{k=1}^M n_k Q_k G_k \quad (8.18)$$

根據上述之 F_1 , F_2 , F_3 及 F_4 所有車輛在減速、付費及加速期間之總耗油量 F (公克/小時) 可估計如下：

$$F = \sum_{i=1}^4 F_i \quad (8.19)$$

其相關之 CO_2 排放量 (公克/小時) 可用下式來估計：

$$\text{CO}_2 = 3.167F \quad (8.20)$$

8.9 分析例題

8.9.1 例題一

泰山收費站設有一小車及一大車找零/回數票車道。這兩車道上之回數票車輛皆為 60%。試估計各車道的容量。

解：

從式 8.4 並根據 $P_{st} = 0.6$ ，小車車道之容量為 698 小車/小時/車道。根據 $P_{bt} = 0.6$ ，從式 8.5 估計所得之容量為 408 大車/小時/車道。

8.9.2 例題二

頭城收費站設有一大小車找零/回數票車道。大車佔總車輛之 4%，小車中回數票車輛佔 40%，大車中回數票車輛佔 60%。試估計此車道的容量。

解：

從表 8.8 可得下列各車種及付費方式之代表性服務時間(秒)：
 $T_{st} = 4.3$ ， $T_{sc} = 7.7$ ， $T_{bt} = 6.2$ ， $T_{bc} = 13.1$ 。此外， $f_b = 0.04$ ， $f_s = 0.96$ ， $P_{bt} = 0.6$ ， $P_{st} = 0.4$ 。所以從式 8.6 所估計的容量為 558 輛/小時/車道。

8.9.3 例題三

泰山收費站北上尖峰小時之流率為 7,500 輛/小時，其尖峰小時係數為 0.97。北上車流中有 10%是找零小車，高速公路主線上之自由速率為 100 公里/小時。北上有幾個找零小車專用的車道才能維持 C 級的服務水準？

解：

本問題可根據式 8.11 先估計平均路段延滯然後評估服務水準。應用式 8.11 所需的參數值如下：

1. 需求流率(式 8.10)： $7500/0.97 \times 0.1 = 773$ 小車/小時；
2. 容量(表 8.7)： $C_k = 470$ 小車/小時；
3. 車道數： $n_k = 2$ (假設值)；
4. 需求流率/容量比： $X_k = 773/470/2 = 0.82$ ；
5. 主線自由速率： $V_f = 100$ 公里/小時；
6. 收費亭地點自由速率： $V_k = 0$ 公里/小時；
7. 減速行車距離(表 8.14)： $S = -2840 + 38.4 \times 100 = 1000$ 公尺；
8. $T_k = 4.2$ 秒(表 8.15)；
9. $T = 0.25$ 小時；
10. $f = 0.8$ (表 8.18)。

根據上述參數從式 8.11 所估計得的平均路段延滯為 27 秒/輛，從表 8.13 可知此延滯表示 2 車道可維持 C 級之服務水準。

8.9.4 例題四

一收費站有一小車找零車道及一小車電子收費車道。上游主線之尖峰 15 分鐘需求流率為 800 輛/小時，其中一半的車輛為找零車輛。車輛在主線的自由速率為 100 公里/小時。試比較各車道車輛之耗油量及 CO₂ 排放量。

解：

此題的分析工作包括估計平均路段延滯、平均停等延滯、怠速耗油量、穩定行車耗油量、加減速所造成之額外耗油量及 CO₂ 排放量。分析之行車距離為 2,400 公尺，分析工作所牽涉的計算如表 8.19 所示。

從表 8.19 可知電子收費作業可減少耗油量及 CO₂ 排放量。及使每收費車道之需求流率只有 400 輛/小時，電子收費作業可讓每車的耗油量減少 $(62,582-55,632)/400 = 17.4$ 公克。電子收費的怠速耗油量即使在需求流率/容量比超過 1.0 時也微不足道。在這種流率/容量比時，找零車道的怠速耗油量會遠高於電子收費車道之耗油量。電子收費作業可減低在加速期間之耗油量，但其在減速時的相關額外耗油量比較高。

表 8.19 例題 4 之分析

項 目	找零	電子收費車道
1.主線 Q_m (需求流率/車道)	400	400
2.收費車道 Q_k (需求流率/車道)	400	400
3.主線 V_f (公里/小時)	100	100
4.路段延滯		
n_k (式 8.11)	1	1
f (式 8.11)	1	1
V_k (表 8.14)	0	52
β_1 (表 8.16)	0.5	0.27
S (表 8.14)	1,000	1,000
T_k (表 8.15)	4.2	0
T	0.25	0.25
C_k (表 8.7)	470	1,715
$x_k = Q_k / C_k$	0.851	0.233
β_2 (表 8.16)	2	3
D_k (式 8.11)	33.3	17.8
5.停等延滯(表 8.11)	16.1	0
6.怠速耗油量 F_1 (式 8.12, M=1)	2,042	0
7.穩定速率耗油量		
V_c (式 8.14)	100	100
S_a (式 8.13)	2,400	2,400
F_2 (式 8.13, M=1)	50,264	50,264
8.減速耗油增加量		
$V_k - V_c$	-100	-48
H_k (式 8.15)	-22(式 8.15a)	1.2(式 8.15b)
F_3 (式 8.16, M=1)	-8,800	480
9.加速耗油增加量		
$V_k - V_c$	100	48
G_k (式 8.17a)	47.69	12.22
F_4 (式 8.18, M=1)	19,076	4,888
10.總耗油量(式 8.19)(公克/小時)	62,582	55,632
11.CO ₂ 排放量(式 8.20)(公克/小時)	198,197	176,187

8.9.5 例題五

本章附錄表 A-5 所示之 TPS-example.txt 輸入檔之檔型 1 資料註明在熱機之後須模擬兩時段，每時段長 900 秒。如果熱機之後須模擬 3 時段，每時段長 5 分鐘，而且在各行車方向及各模擬時段(熱機之後)的流率(輛/小時)如下：

方向	5 分鐘時段		
	1	2	3
1	2500	3500	2800
2	1800	2400	2200

試問如何修改 TPS-example.txt ?

解：

1. 檔型 1 之資料須改為：1 0 200 3 300

2. 檔型 22 之資料須改為：

22 1 2500 3500 2800

22 2 1800 2400 2200

8.9.6 例題六

本章附錄表 A-5 所示之 TPS-example.txt 輸入檔之檔型 16 資料及檔型 18 資料表示地磅站在收費亭下游(見附錄圖 A-11)。如果將地磅站移到收費亭上游，並讓地磅站路段進口及出口各離模擬範圍起點 500 公尺及 700 公尺，試問如何修改 TPS-example.txt ?

解：

欲模擬上述之狀況只要將檔型 16 的資料改為：

16 1 500 700 120

8.9.7 例題七

本章附錄表 A-5 所示之 TPS-example.txt 輸入檔可模擬高速公路主線有 3 車道之情形。如果第一行車方向的主線只有 2 車道，其他狀況不變，則如何修改 TPS-example.txt ?

解：

1. 檔型 19 有關第一方向之資料須改為：

19 1 2 6 2

2. 檔型 20 有關第一方向，收費亭上下游的資料須改為：

20 1 1 1 2 350

20 1 2 1 -2 350

這兩套資料表示收費亭上游主線右側在進入收費站之後增加 2 車道。車道開始增加的地點距模擬範圍起點 350 公尺。此外，收費亭下游 350 公尺處，開始將車道數逐漸減少 2 車道。

8.9.8 例題八

本章附錄表 A-5 所示之 TPS-example.txt 輸入檔在各行車方向設定了兩個供小車使用之回數票車道。如果將第一行車方向之一個小車回數票改為找零及回數票共用之車道，則如何修改 TPS-example.txt？

解：

回數票之代號為 2，找零之代號為 3。所以如讓第一行車方向之第 4 車道讓找零及回數票小車共用，則檔型 7 有關第 4 車道之資料須改為：

7 4 2 3

參考文獻

1. 南北高速公路細部設計圖 (臺中-嘉義段), 臺灣高速公路工程局, 圖號 SMEETTA-1。
2. Samuel, P., "Electronic Avence," Tolltrans 2009, A Traffic Technology International Supplement, 2009, pp. 15-18.
3. Smyth, L., "Capital Injection," Tolltrans 2009, A Traffic Technology International Supplement, 2009, pp. 25-27.
4. Jai, F. L., "Call of the Open Road," Tolltrans, A Traffic Technology International Supplement, 2009, p. 80.
5. Pietrzyk, M. C., and E. A. Mierzejewski, Electronic Toll and Traffic Management (ETTM) Systems, NCHRP Synthesis 194, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D. C., 1993.
6. Zarrillo, M. L., and A. E. Radwan," Methodology SHAKER and the Capacity of Five Toll Plazas," Journal of Transportation Engineering, ASCE, Vol. 135, No. 3, 2009, pp. 83-93
7. Hatb, R., E. Radwan, X. Su, and C. Russo, "Exploring Toll-Lane Processing Times, an Empirical Analysis," TRB 89th Annual Meeting Compendium of Papers DVD, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D. C., 2010.
8. Klodzinski, J., and H. M. Al-Deek, "New Methodology for Defining Level of Service at Toll Plazas," ITE Journal, Institute of Transportation Engineers, Volume: 72, Issue Number: 2, 2002, pp 34-36, 41-43.
9. Lelewski, A R, J. A., Berenis, G. M. Pressimone, "Analyzing Express Toll Plaza Operations Using Modern Simulation Models," Institute of Transportation Engineers Annual Meeting and Exhibit CD-ROM, 2003.
10. Redding, R. T., and A. J. Junga, "TPASS: Dynamic Discrete-event Simulation and Animation of a Toll Plaza," Proceedings of the 24th Conference on Winter Simulation, Arlington, Virginia, United states, December 13-16, 1992, pp.1292-1295.
11. VISSIM Traffic Flow Simulation-Technical Description, PTV.
12. Quadstone- Paramics v4.1-System Overview, Quadstone Limited, May 2003.
13. AIMSUN Version 4.1 – User Manual, Transport Simulation Systems,

November 2002.

14. Lieberman, E., J. Chang, and B. Andrews, "Applying Microsimulation to Evaluate, Plan, Design and Manage Toll Plazas," TRB 83rd Annual Meeting Compendium of Papers CD-ROM, Transportation research Board, National Research Council, Washington, D. C., 2004.
15. Lin, F. B., "A Delay Model for Planning Analysis of Main-Line Toll Plazas," Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board, No. 1776, Transportation Research Board, National research Council, Washington, D. C., 2001, pp.67-94.
16. Ozmen-Ertekin, D., K. Ozbay, S. Mudigonda, and A. M. Cochran, "A Simple Approach to Estimating Changes in Toll Plaza Delays," Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, Number: 2047, 2008, pp. 66-74.
17. Ceballos, G., and O. Curtis, "Queue Analysis at Toll and Parking Exits Plazas: A Comparison between Multi-Server Queuing Models and Traffic Simulation," Proceedings of ITE 2004 Annual Meeting and Exhibit , CD-ROM, Lake Buena Vista, Florida, August 1-4, 2004.
18. Aycin, M., K. Kiskel, V. Papayannoulis, and G. Davies, "Development of Methodology for Toll Plaza Delay Estimation for Use in Travel Demand Model Postprocessor," Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No. 2133, 2009, pp. 1~10.
19. 「2001 年臺灣地區公路容量手冊」，90-16-1183，交通部運輸研究所，民國 90 年 3 月。
20. 「高快速公路收費站、隧道及坡度路段容量及車流特性之研究(1/3)」，100-78-1292，交通部運輸研究所，民國 100 年 5 月。
21. 「能源消耗、污染排放與運輸規劃作業關聯分析之研究(2/2)」，98-71-1257，交通部運輸研究所，民國 98 年 6 月。

附錄：TPS 收費站模擬模式第二版使用者手冊

A.1 緒論

收費站模擬模式 (Toll Plaza Simulation Model, 簡稱為 TPS 模式) 乃是一時間推進 (time-advanced) 之微觀電腦模擬模式。此模式每秒一次更新模擬車輛之速率、位置及加速率或減速率。TPS 模式可用以模擬收費站在不同幾何設計、交通狀況及作業方式時之服務水準及容量。此手冊之目的在於介紹 TPS 模式之一般性質、輸入資料檔之建立及模式之運用。

TPS 第二版與第一版的主要差異如下：

1. 第二版之車輛考量收費站現場配置及現有收費方式，只分成大車及小車，第一版的車輛則包括小車、大客車、大貨車、聯結車。
2. 第二版不讓使用者改變檔型 4 及檔型 17 的輸入資料來設定模擬狀況。
3. 第二版之輸入檔增設檔型 27, 28, 29 及 30 之資料，讓使用者調整收費車道之效率。
4. 第二版根據本所在 2010 年期間蒐集之現場資料，模擬電子收費及其他收費之作業。第一版之電子收費乃根據假設之行為，其他收費方式之行為亦與 2010 年蒐集之資料特性有差異。
5. 第二版增加耗油量及二氧化碳(CO₂)排放量。

A.2 電腦設備及執行檔之使用

TPS 模式是利用 Compaq Visual Fortran 語言所建立。本所網站 (<http://www.iot.gov.tw/>) 提供此模式的執行檔，讓使用者下載。執行檔之檔名為 TPS-V2.exe，此執行檔必須與輸入檔放在同一子目錄 (folder)。輸入檔的檔名必須設定為 tps.txt。電腦設備必須有 Window 98 以上之平台 (platform)。執行模擬時只要在 TPS-V2.exe 的 icon 上迅速

按兩下(double-click)即可。模擬結束之後所產生的輸出檔會出現在同一子目錄，輸出檔之檔名為 tpsout.txt。

A.3 模擬系統

如圖 A-1 所示，TPS 模式之模擬系統包括收費站、地磅設施及公路主線或出口路段之上、下游道路。收費站劃分成減速區、收費亭及加速區。收費亭之總數不能超過 28，其單方向之收費亭不能超過 14 個孔道。本版設定 3 種收費方式，第 1 種收費方式為電子收費，第 2 種為回數票，第 3 種為找零。模擬車種劃分為大、小車等 2 種。每一車道在任何一瞬間之車輛數不能超過 500 輛，而且單一方向所有模擬之車輛數不能超過 20,000 輛。

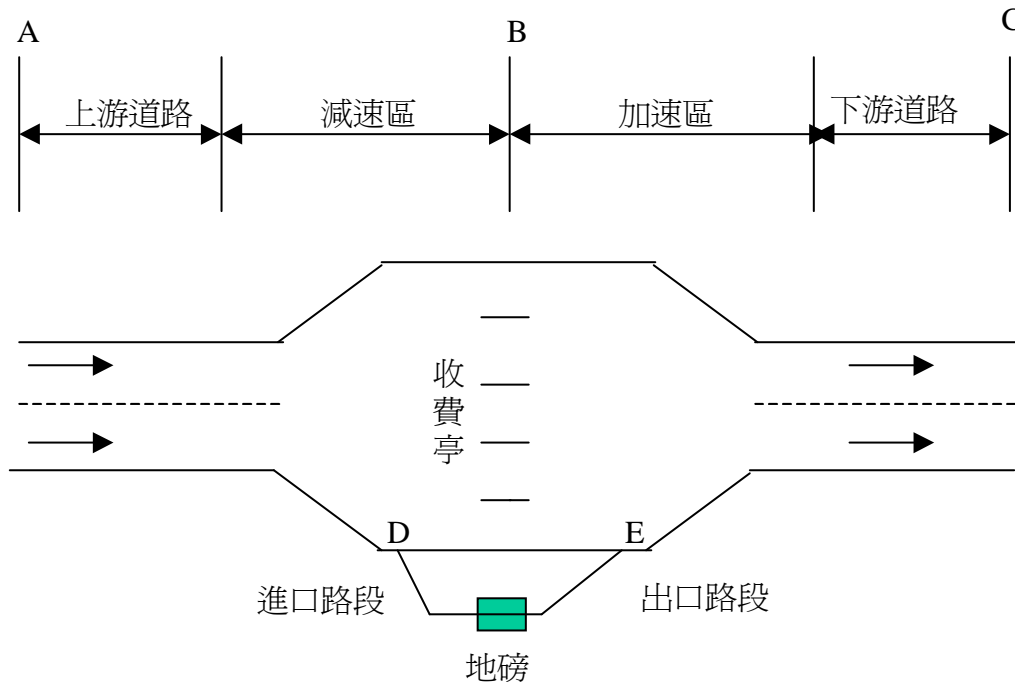


圖 A-1 單方向模擬系統示意圖

地磅設施包括進口路段、地磅及出口路段。出口路段終點（圖 A-1 之 E 點）下方設定一長 60 公尺之加速道。地磅進出口路段起點（圖 A-1 之 D 點）可在收費亭之上游或下游處。此外地磅設施之進、出口各路段最多只能有一車道，而且地磅數不能超過 5 座。

TPS 模式之模擬程序如圖 A-2 所示。TPS 模式可讓使用者一次模

擬 1 到 800 個不同狀況。每一模擬作業 (simulation run) 可涉及不同之車輛到達情況、不同之車流率、不同之收費亭數目、不同之收費特性或不同之幾何設計。每一模擬作業之時間包括一熱機時間，熱機時間是用以產生並推進車輛以讓模擬系統內之車輛達到某一程度後才進行模擬資料之蒐集。

TPS 模式假設車輛到達模擬系統之型態為隨機。根據此種假設，車輛預定到達模擬系統上游起點 (圖 A-1 之 A 點) 之車距(headway) 可用下列程式以模擬之：

$$t = A - (H - A) \ln(1 - R) \quad (\text{A-1})$$

此式中，

t ：預定之到達車距 (秒)；

H ：平均預定之到達車距 (秒)；

R ：隨機亂數 (random number)，其值從 0 到 1；

A ：最小間距 (秒)，其值在上游路段只有一車道時為 1 秒，但上游路段最少有兩車道時，其值為 0 秒。

因車輛抵達模擬系統之預期時間、車種及付費方式皆為隨機變數 (random variable)，從隨機亂數所指定之到達時間可能造成在一固定模擬時間內模擬之車數與實際之車數不同。此外模擬之車種分佈及付費方式之分佈也可能與實際之分佈有異。為了避免因模擬車數、車種分佈及付費方式與實際之情況不同而造成模擬輸出值之變異，TPS 模式在未推進模擬車輛之前先產生一系列之車輛到達時間、車種及付費方式，然後利用這些資料以求得在模擬時間內實際之預期到達時間、車種及付費方式。

除了車種及付費方式之外，每一部進入模擬系統之車輛都給予一組屬性，這些屬性包括車長、停等時與前車車尾的距離、駕駛者所希望能保持的最高速率 (亦即自由速率) 及駕駛員之敏感度等。小型車

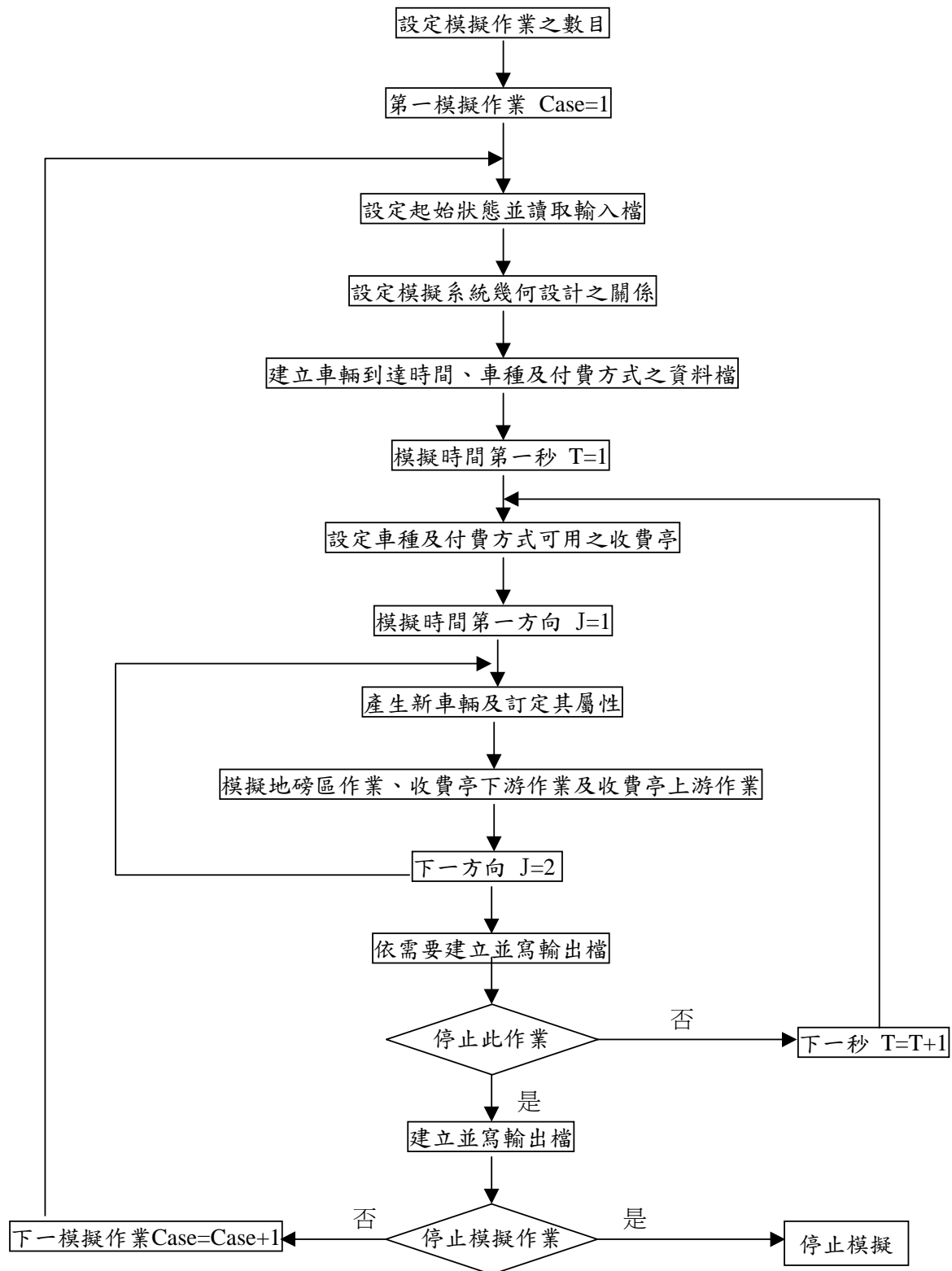


圖 A-2 模擬程序

之車長一般在 4 公尺至 7 公尺之間，大客車車長一般在 10 公尺到 13 公尺之間，大貨車之車長一般在 7.5 公尺到 11 公尺之間，聯結車之車長設定在 12 公尺到 16 公尺之間，休閒車車長則固定為 7.5 公尺。停車時車頭與前車車尾之距離一般在 1.5 公尺至 3 公尺之間。本版因不分大車之車種，所以讓大車之車長在 8 公尺與 15 公尺之間隨機變化。駕駛員希望保持之最高速率一般在平均自由速率之 85% 至 115% 間。

各車輛之最高加速率隨車種及速率而變。TPS 模式假設小型車從停等位置起動時之最高加速率為 2.8 公尺/秒/秒。在同樣情況下，大貨車及聯結車之最高加速率為 1.5 公尺/秒/秒。最高加速率隨速率之增加而減少。TPS 模式假設駕駛員認為舒適之減速率在 2.5 公尺/秒/秒左右。緊急狀況下之最高減速率則訂為 4.9 公尺/秒/秒。每車在任何一秒中內之加速率或減速率，隨車種、駕駛員之敏感度、速率、離前車之距離、前車之速率與車長、及是否正在考慮變換車道或前方是否有還在變換車道之車輛等因素而變。

車輛推進之順序從最下游第 1 輛車子開始。如有地磅作業則地磅區之車輛推進完畢後再推進收費亭下游及上游路段之車輛。一車輛從地磅出口路段下游加速車道轉回收費亭下游之道路時所需之最小空間訂為車長加 3 公尺。如果該車及隨後車輛為避免撞車，而須以超過 2 公尺/秒/秒之減速率以減低車速時，則該車輛不能進行變換車道。若當該車不能變換車道則該車必須減低速率。在收費亭上、下游之車輛隨時衡量變換車道之必要及可能性，並依狀況進行變換車道，為了減少模擬所需之時間，車道變換只能依同一方向進行。換言之，如一車輛轉入右側車道，則該車不能轉回左側車道。車道轉換所需與前後車之距離最少為 1 秒之行車距離加上停車時欲保持之距離（平均約 2 公尺），同時轉換車道時不能造成有超過 2 公尺/秒/秒之減速率。

在減速區之駕駛員有選擇付費車輛較少的車道的傾向，但駕駛員也儘量避免偏離上游公路主線。TPS 模式利用變換車道及不變換車道之相對效益以模擬此行為。相對效益之估計涉及下游之車數，收費亭

上游之幾何設計及車輛所在車道之位置。圖 A-3 顯示模擬車道選擇之行為與在泰山收費站所觀察到之行為相差不大。

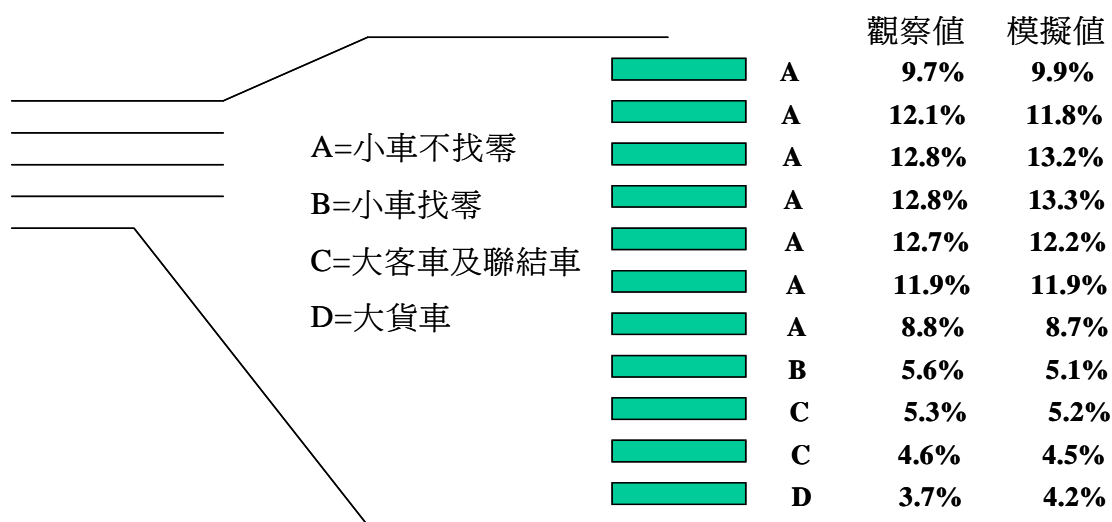


圖 A-3 泰山收費站觀察與模擬之車道選擇百分比

A.4 輸出檔 (tpsout.txt)

TPS 模式輸出檔之檔名為 tpsout.txt。此輸出檔可由使用者指定是否要包括輸入檔讀進之資料。從表 A-1 之例子可知輸出資料、模擬方向 (如 Direction=1)、輸出之時間 (如 Output at Time=2244；此時間為從模擬開始後之秒數) 及其他有關績效之資料。

如圖 A-4 所示，輸出檔中每一方向在收費亭上游之區域稱為 section 1，下游地區則稱為 section 2，上游區域及下游區域之車道以代號訂名為第一車道、第二車道等等。第一車道乃車行方向之最右邊車道。而各收費亭必須與其中一車道連接。上游區域內每一與收費亭相連接的車道有一組輸出值 (如上圖方向 1 上游區域之第 1、2 及第 3 車道及下圖方向 1 上游區域之第 2、3 及 4 車道)。在下游區域模擬系統終點之每一車道也有一組輸出值，其他與終點沒有直接連接的車道 (如圖 A-4 下游區之第 1 車道) 則無輸出值。

表 1 輸出檔(tpsour.txt)範例

```

SECTION=1 is upstream of toll gates
SECTION=2 is downstream of toll gates

****OUTPUT AT TIME (seconds)= 2062

*****AGGREGATED STATISTICS FOR ALL CASES*****

DIRECTION= 1

Sample Size= 6

          DELAY(s/veh)
SECTION LANE FLOW(VPH) Total Stopped QUEUE(VEH) LOS
1         1      110.5    18.3    5.4    0.20    B
1         2       88.8    11.0    0.0    0.02    B
1         3      205.2    18.7    6.3    0.38    B
1         4      264.0    13.0    1.6    0.17    B
1         5      492.5    13.5    1.9    0.35    B
1         6      851.3    11.3    0.0    0.07    B
2         4      364.8    19.0    0.4    0.07
2         5      634.8     8.2    0.5    0.18
2         6     1000.5     6.2    3.2    0.83

TOLL LANE  Flow Rate  Fuel Consumption  CO2
           (vph)      (kg)              (kg)
1           110       16.72             52.95
2            88       12.30             38.95
3           205       62.89            199.17
4           264       38.86            123.08
5           492       72.58            229.87
6           851      117.60            372.44
TOTAL fuel consumption (kg) over 2400m = 320.95
TOTAL CO2 emission (kg) over 2400m    =1016.46

AVERAGE SPEED OVER PLAZA SYSTEM= 77.9 KPH

Mean Flow Rate at Weigh Station= 198.8veh/h
Average Delay on Weigh Station Access Road= 31.7 s/veh

```

A.4.1 車流率 (Flow, vph)

收費車道 (section 1) 之車流率代表在資料蒐集開始之後 (亦即模擬時間內), 從收費亭離開之車流率 (輛/小時)。在不壅塞的狀況下, 此車流率應接近到達各收費亭之流率。在壅塞狀況下, 此車流率則相當於該收費車道之容量。

模擬系統終點每一車道 (section 2) 之車流率, 代表在資料蒐集開始之後離開模擬系統之車流率。在不壅塞的狀況下, 從各收費

亭離開的車流率之和應接近從終點各車道離開模擬系統的車流率之和。收費亭下游（section 2）如因大量車輛須變換車道而造成壅塞時，則從終點各車道離開模擬系統之流率和與從收費亭離開之流率和可能有大的差別。

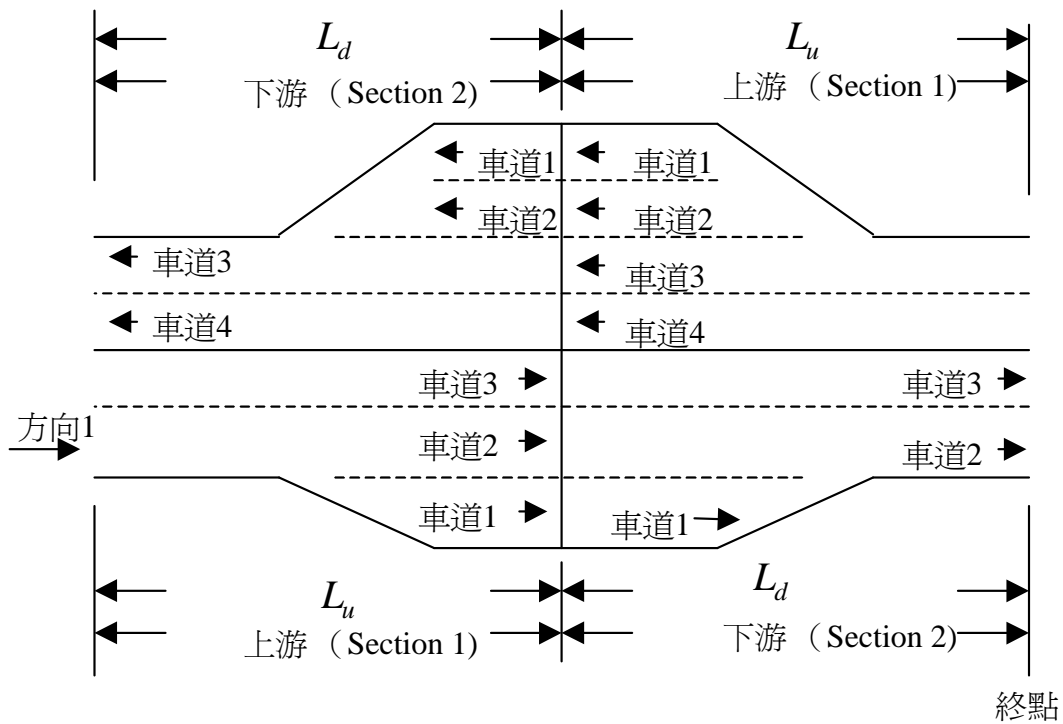


圖 A-4 各方向上、下游區之車道代號範例

A.4.2 平均路段延滯 (Average Approach Delay)

路段延滯時間指一車輛在兩點之間，因不能以希望能保持的最高速率（亦即該車之自由速率）行進而造成的延滯。收費車道上車輛之延滯時間由下式求得：

$$d_i = T_{Bi} - T_{Ai} - \frac{L_u + L_i}{V_{ui}} \quad (\text{A-2})$$

此式中，

d_i ：車輛 i 在車尾離開收費亭之前的路段延滯時間（秒）；

T_{Bi} ：車輛 i 之車尾離開收費亭之瞬間（秒）；

T_{Ai} ：車輛 i 預期抵達模擬系統起點(圖 A-3 之 A 點)之瞬間(秒)；

L_u ：模擬系統上游區域 (section 1) 之長度 (公尺)；

L_i ：車輛 i 之長度 (公尺)；

V_{ui} ：車輛 i 在上游區域之自由速率 (公尺/秒)。

離開模擬系統之車輛的路段延滯，從該車車尾離開收費亭之瞬間算起到該車車尾離開終點為止。此路段延滯計算如下：

$$D_i = T_{Ci} - T_{Bi} - \frac{L_d}{V_{di}} \quad (\text{A-3})$$

此式中，

D_i ：車輛 i 在車尾離開模擬系統之前在下游區 (section 2) 之行進延滯時間 (秒)；

T_{Ci} ：車輛 i 之車尾離開模擬系統之瞬間 (秒)；

T_{Bi} ：車輛 i 之車尾離開收費亭之瞬間 (秒)；

L_d ：下游區域 (section 2) 之長度 (公尺)；

V_{di} ：車輛 i 在下游區域之自由速率 (公尺/秒)。

如地磅區之出口在收費亭上游，則從地磅區轉入收費站上游區之車輛須通過收費亭。這些車輛之延滯時間從回到收費站上游區之瞬間算起。換言之，在這情形下式 A-2 中之 T_{Ai} 代表車輛 i 回到收費站上游區之瞬間，而 L_u 代表從地磅區出口到收費亭之距離。

如地磅區之出口在收費亭下游，則經過地磅再轉回收費站下游區之車隊，不用以估計終點車道之平均路段延滯時間。

A.4.3 平均停等延滯 (Average Stopped Delay)

收費車道上 (section 1) 車輛之停等延滯時間，係指一車從加入一緩慢行進或停等之車隊，直到其車尾離開收費亭之時間。終點車道上 (section 2) 車輛之停等延滯時間指一車從加入一緩慢行進或停等之車隊直到其車尾離開模擬系統之時間。車輛是否已進入車隊由下列條件決定：

- 1.收費亭沒車時，最先到達之車輛的速率，必須在大約 12 公里/小時以下，而且與收費亭之距離在 1.5 公尺之內，才算已加入車隊。
- 2.如前面有車，則速率必須大約 12 公里/小時以下，而且與前車車尾之距離必須不超過 10 公尺，才算已加入車隊。如車輛之車尾剛從收費亭離開而仍在持續加速中，則該車不算在車隊中。只有少數車輛在收費亭時，上游區域 (section 1) 收費車道上之停等延滯時間通常會比路段延滯短。當有不少的車輛在收費亭上游之車道時，停等延滯時間則很可能比路段延滯長。

A.4.4 平均車隊長度 (Average Queue Length)

TPS 模式每秒均會統計在收費車道及在終點各車道之車隊長度。這些車隊長度的單位為在車隊之車輛數。車隊之車輛數包括正在付費或已付費但車尾尚未離開收費亭之車輛。每秒之車隊長度之平均值代表在任何一瞬間可預期之車隊長度。如下游區域 (section 2) 沒壅塞狀況，則平均車隊長度應等於或接近零輛。上游區域 (section 1) 之收費車道如利用電子收費，其平均車隊長度也很可能等於或接近零輛，在下游區偏離終點車道之車道沒有平均車隊長度之輸出值。

A.4.5 通過模擬系統之平均速率 (Average Speed Over Plaza System)

在 TPS 模式之作業時每一模擬車輛在模擬系統內之時間訂為：

$$t_i = T_{Ci} - T_{Ai} \quad (\text{A-4})$$

此式中，

t_i ：車輛 i 在模擬系統內之時間 (秒)；

T_{Ci} ：車輛 i 之車尾離開模擬系統之瞬間 (秒)；

T_{Ai} ：車輛 i 預期抵達模擬系統起點之瞬間 (秒)；

通過模擬系統之平均速率等於行車距離除以平均在模擬系統內之時間。

A.4.6 經過地磅之車流率 (Flow Rate Over All Scales)

在輸出檔資料中並不包含個別地磅之細項資料，所以當地磅數超過 1 時，經過地磅之車流率乃經過各地磅車流率之總和。

A.4.7 地磅進口路段平均路段延滯 (Average Delay on Weigh Station Access Road)

一車輛在地磅進口路段之路段延滯，包括從進入進口路段到離開地磅之間所遭遇之延滯。此路段延滯等於實際離開地磅之時間，減掉在進口路段上能以該車欲維持之自由速率（最高速度）行進時預期離開地磅之時間。如進口路段有兩車道時，平均行進延滯之值代表所有車道上車輛行進延滯之平均值。

A.4.8 耗油量及 CO₂ 排放量

臺灣尚未有足夠的本土資料來建立估計車流耗油量及 CO₂ 排放量之模式。根據本所從一小型試驗車(Honda Civic)所蒐集的資料，TPS 模式第二版提供耗油量及 CO₂ 排放量之估計值。這些估計值假設所有車輛之耗油及 CO₂ 排放特性與上述之試驗車相同。

耗油量及 CO₂ 排放量與行車距離、車速及加減速狀況有關。為了用同一基準比較不同收費作業之績效，TPS 模式估計在收費亭上下游共 2,400 公尺行車距離之耗油量及 CO₂ 排放量。

A.4.9 服務水準 (Level of Service)

收費站之服務水準，依表 A-2 所示之平均路段延滯時間劃分為 6 級。

表 A-2 服務水準評估準則

服務水準	平均路段延滯(秒/輛)
A	0~10.0
B	10.1~20.0
C	20.1~30.0
D	30.1~40.0
E	40.1~50.0
F	>50.0

A.4.10 現場延滯值與模擬值之比較

表 A-3 顯示 TPS 模式模擬值與現場觀測到的平均車隊長度及平均車隊延滯之值的比較。由此表可知，模擬之平均車隊長度與觀測值之差異在 0.4 輛之內，平均車隊延滯之差異則不超過 13%。

表 A-3 模擬值與現場觀察值之比較

項目	1	2	3	4	5	6	7	8	9
一、收費方式	A	A	A	B	B	B	B	C	C
二、上游流率(輛/時)	764	720	703	461	403	282	298	405	380
三、容量(輛/時)	825	846	860	434	398	346	355	490	525
四、起始車輛數	6	7	5	16	5	12	4	2	7
五、平均車隊長度(輛)									
1.觀察值	3.0	2.1	2.1	14.9	6.7	3.9	4.1	2.0	1.7
2.模擬值	2.9	2.4	2.1	13.5	6.4	3.8	4.1	1.9	1.7
六、平均車隊延滯(秒/輛)									
1.觀察值	13.9	10.5	11.4	109	58.1	46.3	48.8	17.0	16.5
2.模擬值	14.1	10.8	11.0	110	60.6	46.4	47.8	16.9	15.9

A：小車不找零；B：小車找零；C：大客車及聯結車各式收費。

蒐集資料以測試 TPS 模式時，必須在取樣開始之瞬間，記錄已經停等在收費亭之車輛及已進入資料蒐集區域的車隊。這些起始車輛之數目對平均車隊長度及平均車隊延滯可能有很大的影響。測試時，TPS 模式須熱機到起始狀況與現場之起始狀況大約相同時，才能開始蒐集資料。因 TPS 模式之執行檔不輸出起始狀況，所以如使用者有意測試模式，請與本所連絡。

此外，TPS 模式假設車輛到達資料蒐集區之型態為隨機。但單一現場樣本的到達型態可能與模擬之到達型態不同。所以現場資料蒐集最好每 1 分鐘到 5 分鐘記錄到達流率一次，以做為流率之輸入值。否則在同一收費方式下，須有多筆之現場樣本，才能與 TPS 模式之模擬值做比較。

A.5 輸入檔(tps.txt)

A.5.1 輸入檔資料之順序

TPS 輸入檔每行之輸入資料須包括有 80 個欄位 (column) 之

資料。所有的資料又歸屬於不同的檔型 (data type)。第一資料必須為檔型 0。之後須包含各種模擬作業 (simulation run) 所需之資料，輸入資料順序如下：

檔型 0 之資料

第一模擬作業之資料

第二模擬作業之資料

:

:

第 N 模擬作業之資料 ($N \leq 80$)

各種模擬作業的資料必須依檔型根據表 A-4 之順序，安排在輸入檔。各檔型之資料內容，資料安排，及資料性質說明如下。

表 A-4 各模擬作業 (Simulation Run) 資料之順序安排

檔型	資料性質
0	第 1 到第 44 欄位為輸入數據，第 45 到第 80 欄位為註解。
1	第 1 到第 44 欄位為輸入數據，第 45 到第 80 欄位為註解。
2	第 1 到第 44 欄位為輸入數據，第 45 到第 80 欄位為註解。
:	
9	
92	資料形式 (format) 變換
10	第 1 到第 60 欄位為輸入數據
93	資料形式 (format) 變換
11	第 1 到第 44 欄位為輸入數據，第 45 到第 80 欄位為註解。
12	第 1 到第 44 欄位為輸入數據，第 45 到第 80 欄位為註解。
:	
20	
94	資料形式 (format) 變換
21	第 1 到第 59 欄位為輸入數據，第 60 到第 80 欄位為註解。
22	
95	資料形式 (format) 變換
23	第 1 到第 44 欄位為輸入數據，第 45 到第 80 欄位為註解。
24	
:	
30	
99	輸入資料終止

A.5.2 檔型 0 之資料

資料內容	開始之位置 (Column)
a	1
b	5
c	45

說明：

- a：資料檔之型態 (data type)，其值為 0。
- b：此資料為模擬作業之次數 ($b \leq 800$)。再次模擬時，TPS 模式會自動產生並利用一套新的亂數以模擬收費站之作業，其結果為績效指標估計值之一樣本。如 b 大於或等於 2 時，TPS 模式會利用所有的樣本以估計各績效指標之平均值及標準差。一般分析的模擬次數不必超過 20 次。
- c：此資料為本手冊使用者之註解。

A.5.3 檔型 1 之資料

資料內容	開始之位置 (Column)
a	1
b	5
c	10
d	15
e	20
f	45

說明：

- a：資料檔之型態，其值為 1。
- b：如要印出 (print) 讀進之輸入檔資料則 $b=1$ ，否則 $b=0$ 。
- c：此資料為熱機時間 (warm-up period)，其單位為秒。最短熱機時間可估計如下：
 模擬系統總時間長度除以自由旅行時間再加上 100 秒，除非模擬系統很長，一般分析時所需的熱機時間可設定在 200 秒。
- d：此資料為熱機時段後欲模擬之時段數 (simulation interval)。模擬時段數不能超過 20 ($d \leq 20$)。
- e：此資料為每模擬時段之長度 (秒)。模擬時段最長為 99999 秒。但如模擬車輛總數超過 20,000 輛或模擬時間超過 7,200 秒，則模擬會被迫終止。
- f：此資料為使用者之註解。

A.5.4 檔型 2 之資料

資料內容	開始之位置 (Column)
a	1
b	5
c	45

說明：

- a：資料檔之型態，其值為 2。
- b：此資料為欲模擬之方向數。如欲模擬單方向之收費，則 b=1，否則 b=2。
- c：此資料為使用者之註解。

A.5.5 檔型 3 之資料

資料內容	開始之位置 (Column)
a	1
b	5
c	10
d	45

說明：

- a：資料檔之型態，其值為 3。
- b：此值為 0 或 1。b=0 時，TPS 模式利用亂數種子 (random seed number) 以產生亂數，而且不改變這些亂數。當 b=1 時，TPS 模式利用同樣的亂數種子所產生之任何一亂數皆調整為 $1.0-R$ ，其中 R 是當 b=0 所產生之亂數。如使用者用 b=0 模擬一次再用 b=1 模擬一次 (種子不變)，則兩次模擬結果之平均值一般會比用不同亂數種子模擬兩次之平均值更接近真實之平均值 (true mean)。
- c：此資料為亂數種子 (random seed number)，其值從 20000 到 99999。
- d：此資料為使用者之註解。

A.5.6 檔型 5 之資料

資料內容	開始之位置 (Column)
a	1
b	5
c	45

說明：

- a：資料檔之型態，其值為 5。
- b：此資料為收費站雙向所有收費亭（收費車道）之總數。例如方向 1 有 5 收費亭而方向 2 有 6 收費亭，則 $b=11$ 。收費亭總數不能超過 28 ($b \leq 28$)。
- c：此資料為為使用者之註解。

A.5.7 檔型 6 之資料

資料內容	開始之位置 (Column)
a	1
b	5
c1	10
c2	15
c3	20
c4	25
c5	30
d	45

說明：

- a：資料檔之型態，其值為 6。
- b：此資料為某一收費亭之代號，收費亭的代號如圖 A-5 所示。模擬第一方向最右邊的收費亭為第一收費亭 ($b=1$)。

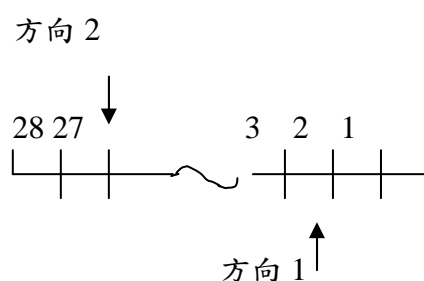


圖 A-5 收費亭代號

- $c_i (i=1,2,\dots,5)$ ：此資料為第 i 種可通過收費亭之車輛的代號。TPS 模式將車種分成 2 類。這些車種及其代號如下：

車種	代號
第一車種：小車	1
第二車種：大車	2

如第 3 收費亭 ($b=3$) 可讓小車及大車通過，則 $c_1=1$ 及 $c_2=2$ ，其他輸入值的位置須空白不填（不能用 0 代替）。

- d：此資料為使用者之註解。

A.5.8 檔型 7 之資料

資料內容	開始之位置 (Column)
a	1
b	5
c ₁	10
c ₂	15
c ₃	20
d	45

說明：

a：資料檔之型態，其值為 7。

b：此資料為收費亭之代號（見圖 A-5），如 b=1，b=2 等等。

c_i(i=1, 2, 3)：此資料為收費亭使用之第 i 種收費方式之代號。TPS 模式可讓使用者指定 3 種收費方式。收費方式之代號如下：

收費方式	代號
第一收費方式（電子收費）	1
第二收費方式（回數票）	2
第三收費方式（找零）	3

每一收費方式之性質須利用檔型 8 及檔型 9 之資料來規定。如收費亭只用 2 種收費方式，則此資料檔只須提供 c₁ 及 c₂ 之值，c₃ 之位置須空白。

A.5.9 檔型 8 之資料

資料內容	開始之位置 (Column)
a	1
b ₁ (小車)	5
b ₂ (大車)	10
c	45

說明：

a：資料檔之型態，其值為 8。

b₁：此資料為小車找零付費平均時間乘以 100，其代表值為 420。

b₂：此資料為大車找零付費平均時間乘以 100，其代表值為 750。

c：此資料為使用者之註解。

A.5.10 檔型 9 之資料

資料內容	開始之位置 (Column)
a	1
b	5
c	45

說明：

- a：資料檔之型態，其值為 9。
- b：此資料為小車通過電子收費車道，在收費亭地點之平均自由速率，其代表值為 52 公里/小時。
- c：此資料為使用者之註解。
檔型 9 之資料之後必須有檔型 92 之資料。

A.5.11 檔型 92 之資料

資料內容	開始之位置 (Column)
a	1
b	45

說明：

- a：資料檔之型態，其值必須為 92。此檔型用以表示隨後之資料將利用不同之形式(format)輸入。檔型 92 之資料必須緊隨檔型 9 之資料。
- b：此資料為使用者之註解。

A.5.12 檔型 10 之資料

資料內容	開始之位置 (Column)
a	1
b ₁	5
b ₂	7
b ₃	9
:	:
b ₂₈	59
c	61

說明：

- a：資料檔之型態，其值必須為 10。
- b_i(i=1,2,.....28)：此資料代表第 1 至第 28 收費亭在模擬剛開始時之個別使用狀況。b_i=0 表示收費亭 i 關閉不使用，b_i=1 表示收費亭 i 開給第一模擬方向使用，b_i=2 表示收費亭 i 撥給第二模擬方向使用。
- c：此資料為使用者之註解。

A.5.13 檔型 93 之資料

資料內容	開始之位置 (Column)
a	1
b	45

說明：

- a：資料檔之型態，其值必須為 93。此檔型用以表示隨後之資料將利用不同之形式(format)輸入。檔型 93 之資料必須緊隨檔型 10 之資料。
- b：此資料為使用者之註解。

A.5.14 檔型 11 之資料

資料內容	開始之位置 (Column)
a	1
b	5
c	10
d	15
e	20
f	45

說明：

- a：資料檔之型態，其值必須為 11。
- b：此資料代表在模擬開始以後，使用方式有變化的收費亭代號(見圖 A-5)。例如第 3 收費亭在模擬剛開始時供應第一方向之車流使用，但因調撥或事故而須變更使用方式，則 b=3。如收費亭之使用方式不變，則檔型 11 之資料不可包含在輸入檔中。
- c：此資料代表在收費亭 b 使用方式變化之後，可以利用該收費亭之方向。c=0 表示收費亭關閉不用，c=1 表示收費亭 b 撥給方向 1 使用，c=2 表示收費亭 b 撥給方向 2 使用。
- d：此資料代表使用方式變化之開始時間(秒)。此時間從模擬開始(0 秒)算起。使用方式變化之時間必須在熱機時間之後，而且必須在模擬開始之後最少 180 秒。
- e：此資料代表使用方式變化結束而復原之時間(秒)。從使用方式開始到結束的時間最少需 120 秒。
- f：此資料為使用者之註解。

A.5.15 檔型 12 之資料

資料內容	開始之位置 (Column)
a	1
b	5
c1	10
c2	15
c3	20
c4	25
c5	30
d	45

說明：

- a：資料檔之型態，其值必須為 12。此檔在有檔型 11 之資料時才有必要。但如檔型 12 之資料用以關閉某一收費亭，則該收費亭不必有檔型 12 之資料。
- b：此資料代表在檔型 11 中註明使用方式有變化（調撥）之一收費亭。
- $c_i(i=1,2,\dots,5)$ ：此資料代表收費亭 b 調撥給另一方向之後所容許之第 i 種收費方式。如只容許 2 種收費方式，則只須填入 c_1 及 c_2 ，其他 c_3 、 c_4 及 c_5 之位置須空白。
- d：此資料為使用者之註解。

A.5.16 檔型 13 之資料

資料內容	開始之位置 (Column)
a	1
b	5
c1	10
c2	15
c3	20
c4	25
c5	30
d	45

說明：

- a：資料檔之型態，其值必須為 13。此檔在有檔型 11 之資料而且有調撥作業時才有必要。
- b：此資料代表在檔型 11 中註明使用方式有變化（調撥）之一收費亭。
- $c_i(i=1,2,\dots,5)$ ：此資料代表收費亭 b 調撥給另一方向之後所容許通過之第 i 種車輛。車種之代號請見檔型 6 之說

明。如只容許 2 種車輛，則只須填入 c_1 及 c_2 ，其他 c_3 ， c_4 及 c_5 之位置可空白。

d：此資料為使用者之註解。

A.5.17 檔型 14 之資料

資料內容	開始之位置 (Column)
a	1
b	5
c	10
d	45

說明：

a：資料檔之型態，其值須為 14。此資料檔在有調撥作業(檔型 11 之資料必須在輸入檔)時才有必要。

b：此資料代表當一收費亭從一方向 i 調撥給另一方向 j 時，原來方向 i 在收費亭上游車道減短之長度(公尺或英尺)。圖 A-6 顯示此值之意義。

c：此資料代表當一收費亭從一方向 i 調撥給另一方向 j 時，原來方向 i 在收費亭下游車道減短之長度(公尺或英尺)。圖 A-6 顯示此值之意義。

d：此資料為使用者之註解。

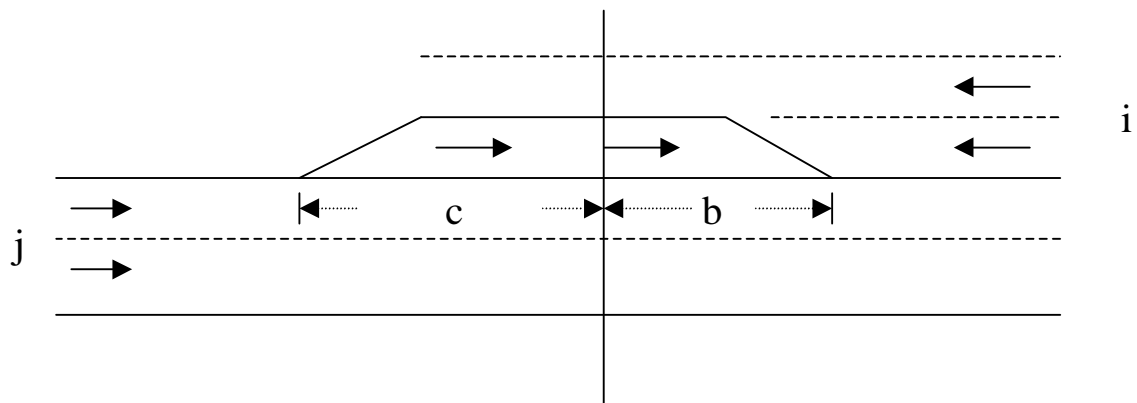


圖 A-6 調撥作業方向 i 所損失之車道長度

A.5.18 檔型 15 之資料

資料內容	開始之位置 (Column)
a	1
b	5
c	10
d	45

說明：

- a：資料檔之型態，其值須為 15。此檔在有地磅時才有必要。
- b：此資料模擬之方向，其值為 1 或 2。
- c：代表須經過地磅之車種。
- d：此資料為使用者之註解。

A.5.19 檔型 16 之資料

資料內容	開始之位置 (Column)
a	1
b	5
c	10
d	15
e	20
f	45

說明：

- a：資料檔之型態，其值須為 16。此檔在有地磅時才有必要。換言之，檔型 15 存在時才需此檔型資料。
- b：此資料為模擬方向，其值為 1 或 2。
- c：此資料代表從模擬系統之起點到地磅區進口路段起點之距離(公尺)。此距離之定義顯示於圖 A-7 中。地磅區進口路段之起點可在收費亭之上游或下游。
- d：此資料代表從模擬系統之起點到地磅區出口路段終點之距離(公尺)，見圖 A-7，該終點可在收費亭之上游或下游。
- e：此資料代表地磅區進口路段之長度(公尺)。見圖 A-7。
- f：此資料為使用者之註解。

c，d 及 e 之值有如下之限制：

1. 進口路段之長度 e 最少為 120 公尺。
2. 出口路段之長度(d 減 c 減 e)最少為 30 公尺。
3. 如進口在收費亭上游，則進口與模擬系統起點之距離最少為 50 公尺。
4. 如進口在收費亭下游，則進口與收費亭之距離最少為 50 公尺。
5. 如出口在收費亭上游，則出口與收費亭之距離最少為 150 公尺。
6. 如出口在收費亭下游，則出口與模擬系統終點之距離最少為 100 公尺。
7. 進口與出口必須在模擬系統之內。
8. 進口與出口不能在漸變區(taper)，而且必須在漸變區起點及終

點 30 公尺之外。

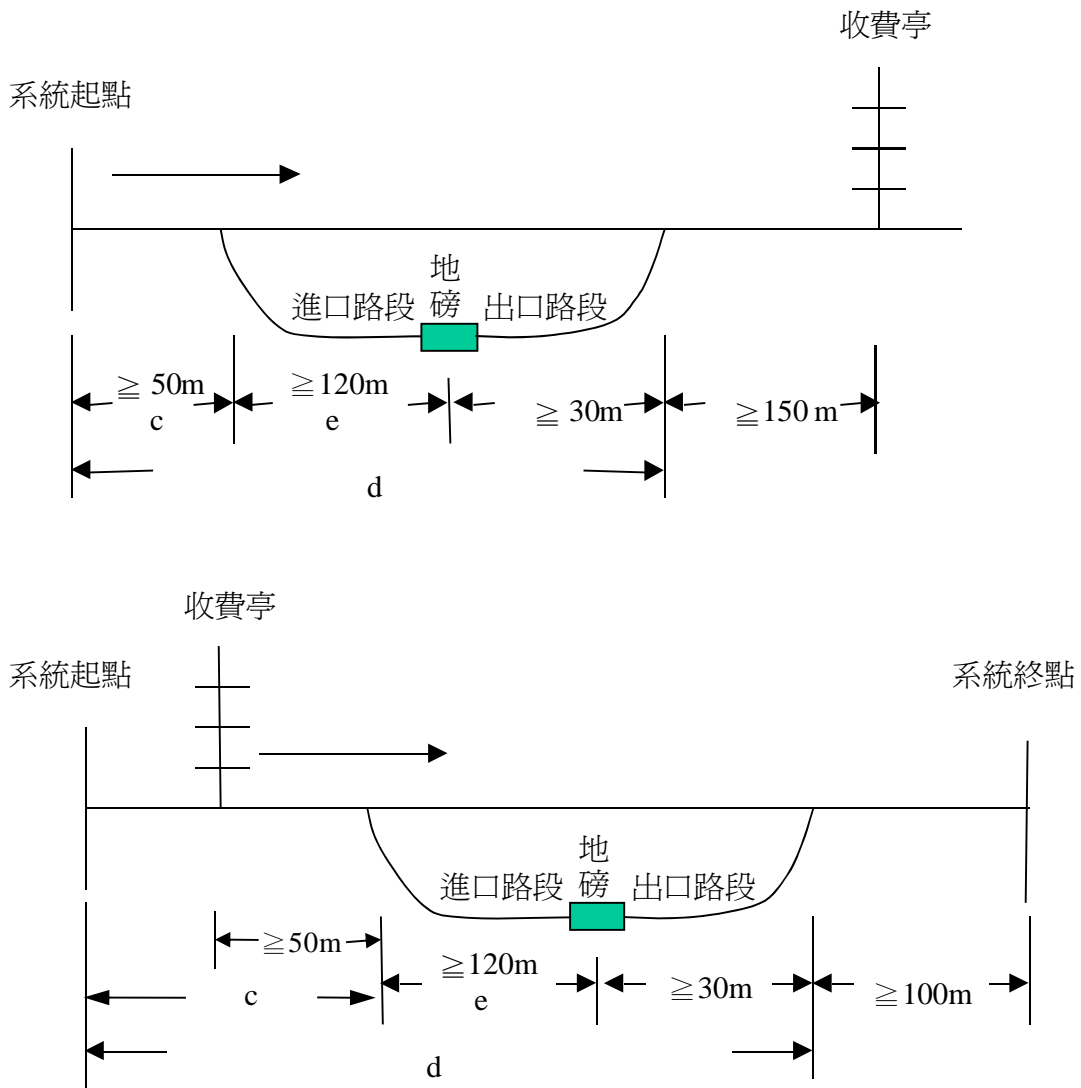


圖 A-7 檔型 16 資料 c、d 及 e 之定義及限制

A.5.20 檔型 18 之資料

資料內容	開始之位置 (Column)
a	1
b	5
c	10
d	15
e	45

說明：

- a：資料檔之型態，其值須為 18。
- b：此資料為模擬方向，其值為 1 或 2。
- c：此資料為模擬系統收費站上游區域之長度(公尺)。見圖 A-8。

d：此資料為模擬系統收費站下游區域之長度(公尺)。見圖 A-8。

e：此資料為使用者之註解。

為了不低估路段延滯，上游區域的長度必須配合主線自由速率來訂定。主線自由速率 V_f (公里/小時) 在 70 到 90 公里/小時之範圍內時，上游區域最短長度 c 可估計為 $c = -1,055 + 18 V_f$ (例： $V_f = 70$, $c = 205$ 公尺)。在較高的自由速率時， c 值最少應為 $c = -2,840 + 38.4 V_f$ (例： $V_f = 100$, $c = 1,000$ 公尺)。下游區域的長度最少應有 800 公尺。

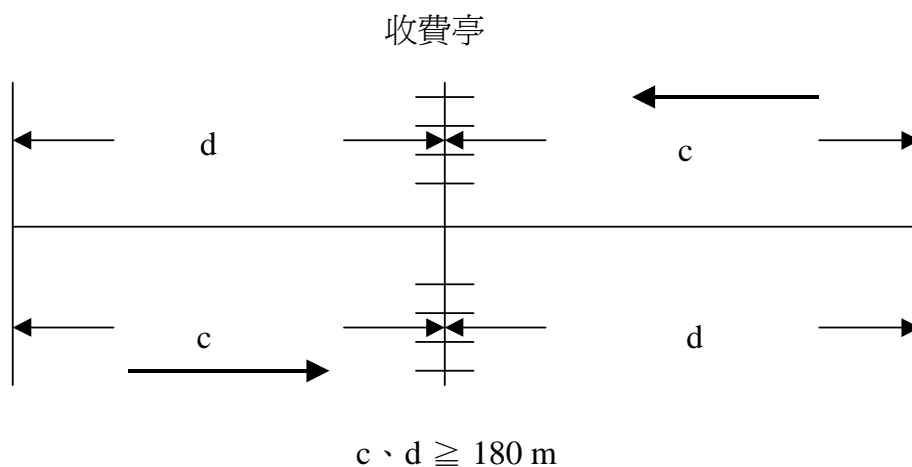


圖 A-8 檔型 18 資料 c 及 d 之定義

A.5.21 檔型 19 之資料

資料內容	開始之位置 (Column)
a	1
b	5
c	10
d	15
e	20
f	45

說明：

a：資料檔之型態，其值須為 19。

b：此資料為模擬方向，其值為 1 或 2。

c：此資料為方向 b 模擬系統起點在模擬開始時之車道數。見圖 A-9。

d：此資料為方向 b 收費亭之數目。此收費亭之數包括所有該方向在模擬開始時開放及關閉之收費亭。收費亭數等於收費車道數。見圖 A-9。

e：此資料為方向 b 模擬系統終點在模擬開始時之車道數。見圖 A-9。

f：此資料為使用者之註解。

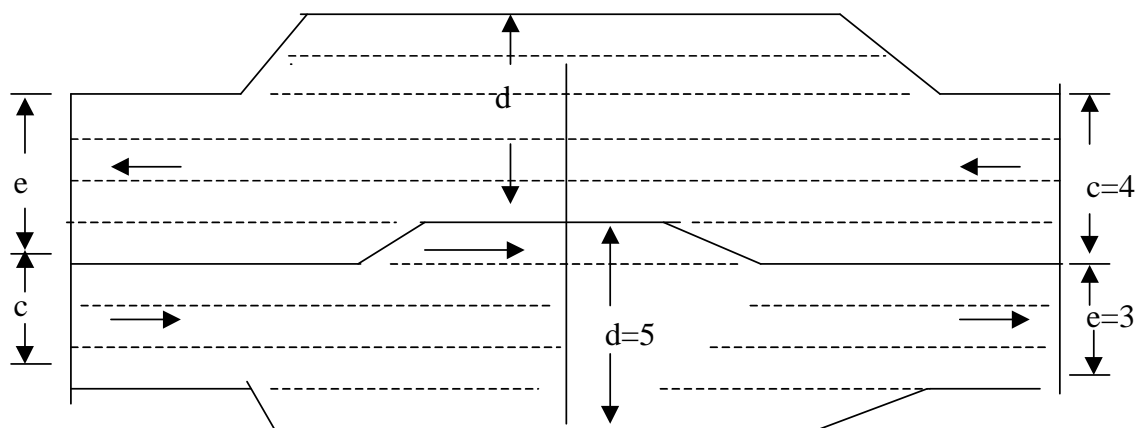


圖 A-9 檔型 19 在模擬開始時車道數資料 c，d 及 e 之定義

A.5.22 檔型 20 之資料

資料內容	開始之位置 (Column)
a	1
b	5
c	10
d	15
e	20
f	25
g	45

說明：

- a：資料檔之型態，其值須為 20。
- b：此資料為模擬方向，其值為 1 或 2。
- c：此資料代表模擬方向 b 之上游區域(c=1)或下游區域(c=2)。
- d：此資料代表模擬方向 b，區域 c 之右側(d=1)或左側(d=2)。
- e：資料代表模擬方向 b，區域 c，右側或左側 d 車道增加(e>0)或減少之數目(e<0)。例如模擬系統上游(c=1)之右側(d=1)如在超過起點之後有增設 2 車道(見圖 A-10 之上圖)，則 e=2，如在起點之後 2 車道被縮短，則 e=-2。此資料須根據在模擬剛開始之情況以訂定。
- f：此資料代表車道增加或減少之地點與上游區(c=1)或下游區(c=2)起點之距離(公尺)。見圖 A-10。
- g：此資料為使用者之註解。

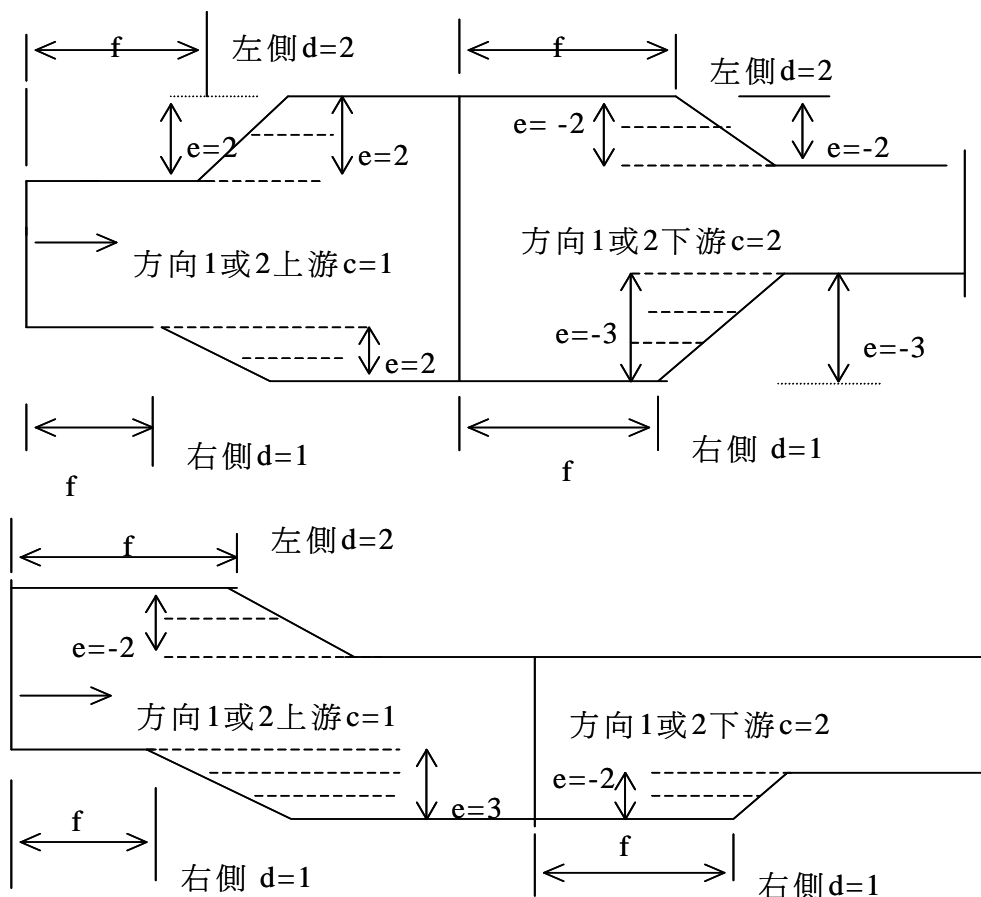


圖 A-10 檔型 20 資料 d,e,f 之定義範例

A.5.23 檔型 94 之資料

資料內容	開始之位置 (Column)
a	1
b	60

說明：

- a：資料檔之型態，其值必須為 94。此檔型用以表示隨後之資料將利用不同之型式(format)輸入。此檔之資料必須緊隨檔型 20 之資料。
- b：此資料為使用者之註解。

A.5.24 檔型 21 之資料

資料內容	開始之位置 (Column)
a	1
b	5
c	10
d	60

說明：

- a：資料檔之型態，其值必須為 21，此檔用以輸入熱機時間期中

之車流率。如熱機時間在檔型 1 之資料中定為 0 秒，則此檔沒有必要。

- b：此資料為模擬方向，其值為 1 或 2。
- c：此資料為方向 b 在熱機期間內之車流率(輛/小時)。
- d：此資料為使用者之註解。

A.5.25 檔型 22 之資料

資料內容	開始之位置 (Column)
a	1
b	5
c ₁	10
c ₂	20
:	:
:	:
c ₅	50
d	60

說明：

- a：資料檔之型態，其值必須為 22。
- b：此資料為模擬之方向，其值為 1 或 2。
- c_(i=1,2,...,5)：此資料為 5 模擬時段(見檔型 1)之車流率(輛/小時)。如模擬時段數超過 5，則只須重覆檔型 22 之資料卡。
- d：此資料為使用者之註解。

A.5.26 檔型 95 之資料

資料內容	開始之位置 (Column)
A	1
B	60

說明：

- a：資料檔之型態，其值必須為 95。此檔型用以表示隨後之資料將利用不同之型式(format)輸入。此檔之資料必須緊隨檔型 22 之資料。
- b：此資料為使用者之註解。

A.5.27 檔型 23 之資料

資料內容	開始之位置 (Column)
a	1
b	5
c ₁	10
c ₂	15
d	45

說明：

- a：資料檔之型態，其值必須為 23。
- b：此資料為模擬方向，其值為 1 或 2。
- c_i(i=1,2)：此資料為下列各車種之百分比；第 1 車種(小車)，第 2 車種(大車)。這些百分比之和必須等於 100。
- d：此資料為使用者之註解。

A.5.28 檔型 24 之資料

資料內容	開始之位置 (Column)
a	1
b	5
c	10
d1(電子收費)	15
d2(回數票)	20
d3(找零)	25
e	45

說明：

- a：資料檔之型態，其值須為 24。
- b：此資料為模擬方向，其值為 1 或 2。
- c：此資料為在檔型 23 中註明之一車種之代號(1=小車;2=大車)。
- d_i(i=1, 2, 3)：此資料為車種 c 的 3 種收費方式之百分比。第一種收費(i=1)為電子收費，第二種(i=2)為回數票收費，第三種(i=3)為找零收費。
- e：此檔型為使用者之註解。

A.5.29 檔型 25 之資料

資料內容	開始之位置 (Column)
a	1
b	5
c	10
d	15
e	45

說明：

- a：資料檔之型態，所以其值須為 25。
- b：此資料為模擬方向，其值為 1 或 2。
- c：此資料為模擬方向 b 上游區之自由旅行速率(公里/小時)。
- d：此資料為模擬方向 b 下游區之自由旅行速率(公里/小時)。
- e：此檔型為使用者之註解。

A.5.30 檔型 26 之資料

資料內容	開始之位置 (Column)
a	1
b	5
c	10
d	15
e	45
f	50

說明：

- a：資料檔之型態，其值為 26。
- b：此資料為模擬方向，其值為 1 或 2。
- c：此資料表示方向 b 之地磅區是關閉(c=0)或開放(c=1)。
- d：此資料為停等車輛通過地磅平均車距(秒)乘以 10，如平均車距為 10 秒，則 d = 100。代表值 120。
- e：地磅進口路段之平均自由旅行速率 (公里/小時)。
- f：此資料為使用者之註解。

A.5.31 檔型 27 之資料

資料內容	開始之位置 (Column)
a	1
b	5
c	45

說明：

- a：資料檔之型態，其值為 27。
- b：此資料為調整小車電子收費之跟車距離的係數，其代表值為 100。b = 100 時小車電子收費車道之容量大約為 1,715 小車/小時/車道。b = 95 及 90 時之容量大約各為 1,770 及 1,825 小車/小時/車道，b = 105 及 100 時之容量大約各為 1,670 及 1,620 小車/小時/車道。
- c：此資料為使用者之註解。

A.5.32 檔型 28 之資料

資料內容	開始之位置 (Column)
a	1
b	5
c	45

說明：

- a：資料檔之型態，其值為 28。
- b：此資料為調整大車電子收費之跟車距離的係數，其代表值為 100。b = 100 時小車電子收費車道之容量大約為 1,130 大車/小時/車道。b = 95、105 及 110 時之容量大約各為 1,160、1,090 及 1,060 大車/小時/車道。
- c：此資料為使用者之註解。

A.5.33 檔型 29 之資料

資料內容	開始之位置 (Column)
a	1
b	5
c	45

說明：

- a：資料檔之型態，其值為 29。
- b：此資料為調整回數票小車付費後加速率之係數，其代表值為 100。b = 100 時小車回數票車道容量大約為 960 小車/小時/車道。b 值每增加或減少 5，容量隨著增減 15~25 小車/小時/車道。
- c：此資料為使用者之註解。

A.5.34 檔型 30 之資料

資料內容	開始之位置 (Column)
a	1
b	5
c	45

說明：

- a：資料檔之型態，其值為 30。
- b：此資料為調整回數票大車付費後加速率之係數，其代表值為 100。b = 100 時大車回數票車道容量大約為 580 大車/小時/車道。b 值每增加 5，容量大約增加 5 大車/小時/車道。b 值每減少 5，容量也大約減少 5 大車/小時/車道。
- c：此資料為使用者之註解。

A.5.35 檔型 99 之資料

資料內容	開始之位置 (Column)
a	1
b	5

說明：

a：資料檔之型態，其值為 99，此資料表示此一模擬作業結束，下一資料乃屬於另一模擬作業(simulation run)之資料。

b：此資料為使用者之註解。

圖 A-11 顯示一模擬收費站系統之設置，表 A-5 為此模擬系統之對應輸入檔。此模擬系統及模擬狀況之主要性質如下：

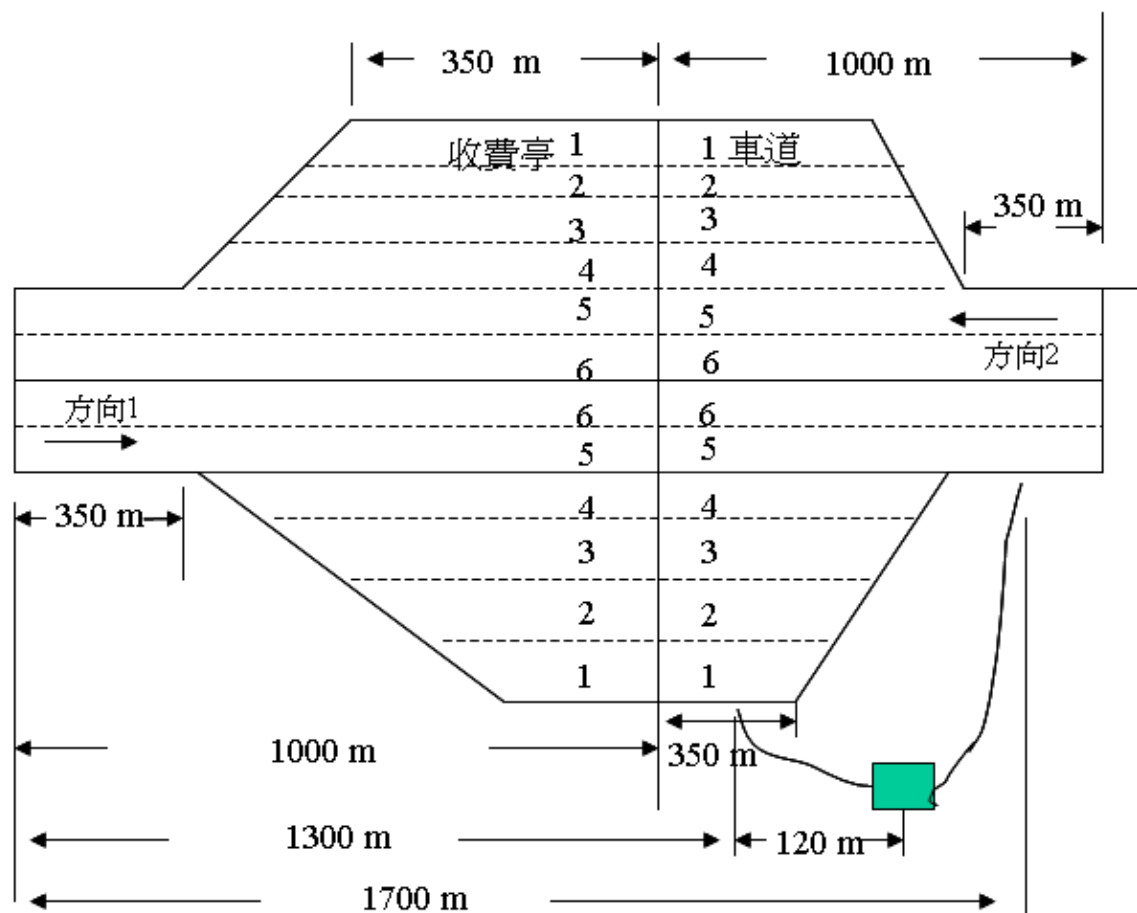


圖 A-11 收費站模擬系統範例

表 A-5 TPS 模式輸入資料檔 (TPS-example.txt) 之範例

0	6						number of runs*****
1	0	200	2	900			print, warmup/period/duration per period
2	2						number of direction to be simulated
3	0	86347					nega/seed (20000~99999)
5	12						total no. of gates for both direction
6	1	2					gate/id of 2 veh types served
6	2	2					
6	3	1					
6	4	1					
6	5	1					
6	6	1					
6	7	1					
6	8	1					
6	9	1					
6	10	1					
6	11	2					
6	12	2					
7	1	2	3				gate/id of 2 pay types allowed
7	2	1					
7	3	2	3				
7	4	2					
7	5	2					
7	6	1					
7	7	1					
7	8	2					
7	9	2					
7	10	2	3				
7	11	1					
7	12	2	3				gate/ID of 2 pay types allowed
8	420	750					payment times of small veh/cash, large veh/cash
9	52						free-flow speed at ETC gate
92							
10		1 1 1 1 1 1 2 2 2 2 2 2					Direction assignment of gates directional assignment of up to 20 gates
93							
15	1	2					dir/veh types to enter weigh station
16	1	1300	1700	120			dir/entry/exit/access road
18	1	1000	1000				dir/length of 4 subsection
18	2	1000	1000				
19	1	3	6	3			dir/fulllengthlanes,u,d/lineup
19	2	3	6	3			
20	1	1	1	3	350		dir/section/side/more/morex
20	1	2	1	-3	350		
20	2	1	1	3	350		dir/section/side/more/morex
20	2	2	1	-3	350		
94							FORMAT CHANGE

表 A-5 TPS 模式輸入資料檔 (TPS-example.txt) 之範例(續)

21	1	1000					
21	2	200					
22	1	2000	2000	0000	0000	0000	
22	2	1000	1000	0000	0000	0000	
95							FORMAT
23	1	090	010				dir/% of small/large veh
23	2	080	020				
24	1	1	047	043	010		dir 1/veh type/% of 3 payment methods
24	1	2	045	045	010		
24	2	1	040	040	020		dir 2/veh type/% of 3 payment methods
24	2	2	040	040	020		
25	1	100	100				dir 1/up&down vfree
25	2	100	100				
26	1	1	120	45			dir/weigh station open=1/close=0/ service time*10/vfree
27	100						ETCCAR adjustment
28	100						ETCBIG
29	100						TICKET car
30	100						TICKET truck
99							

1. 檔型 0 要求用不同之隨機亂數重複模擬 6 次來估計績效指標。
2. 檔型 1 資料設定熱機時間為 200 秒。熱機之後有 2 個模擬時段，每時段長 900 秒。
3. 兩行車方向之收費車道安排相同，總共有 12 個收費車道，各方向有 6 個。從右而左各車道之型態如下：

<u>車道</u>	<u>車種</u>	<u>收費方式</u>
1	大車	回數票或找零
2	大車	ETC 收費
3	小車	回數票或找零
4	小車	回數票
5	小車	回數票
6	小車	ETC 收費

4. 行車方向 1 有一地磅站，其平均服務時間為 12 秒（檔型 26）。
5. 行車方向 1 有 90% 小車，行車方向 2 有 80% 小車。各方向皆有找零、回數票及 ETC 車輛。

上述輸入值之檔名為 TPS-example.txt。TPS 模式之使用者可從本所網站下載此檔及 TPS 模式之執行檔 TPS-V2.exe。使用 TPS-V2.exe 之前須先將 TPS-example.txt 改存為 TPS.txt 作為 TPS-V2.exe 之輸入檔。模擬之前也須根據欲模擬的狀況修改 TPS.txt。使用者須注意「註解」的欄位。如果註解佔用輸入數據的欄位，則模擬時會產生” input conversion error” 之錯誤訊息。

根據 TPS-example.txt 輸入檔之模擬結果，如表 A-6 所示。

表 A-6 TPS-example.txt 模擬之輸出資料

SECTION=1 is upstream of toll gates						
SECTION=2 is downstream of toll gates						
****OUTPUT AT TIME (seconds)= 2064						
*****AGGREGATED STATISTICS FOR ALL CASES*****						
DIRECTION= 1						
Sample Size= 6						
DELAY(s/veh)						
SECTION	LANE	FLOW(VPH)	Total	Stopped	QUEUE(VEH)	LOS
1	1	112.9	18.1	5.3	0.20	B
1	2	92.9	11.0	0.0	0.02	B
1	3	203.4	18.7	6.2	0.38	B
1	4	263.6	13.0	1.6	0.17	B
1	5	490.3	13.5	1.9	0.35	B
1	6	847.4	11.3	0.0	0.07	B
2	4	356.9	20.8	0.5	0.10	
2	5	646.2	8.0	0.5	0.18	
2	6	997.6	6.3	3.2	0.81	
TOLL LANE	Flow Rate	Fuel Consumption	CO2			
	(vph)	(kg)	(kg)			
1	112	17.05	54.01			
2	92	12.87	40.75			
3	203	50.96	161.39			
4	263	38.78	122.80			
5	490	72.32	229.02			
6	847	117.05	370.71			
TOTAL fuel consumption (kg) over 2400m = 309.03						
TOTAL CO2 emission (kg) over 2400m = 978.68						
AVERAGE SPEED OVER PLAZA SYSTEM= 77.9 KPH						
Mean Flow Rate at Weigh Station= 206.5veh/h						
Average Delay on Weigh Station Access Road= 32.6 s/veh						

表 A-6 TPS-example.txt 模擬之輸出資料 (續)

*****AGGREGATED STATISTICS FOR ALL CASES*****						
DIRECTION=		2				
Sample Size=		6				
SECTION	LANE	FLOW(VPH)	DELAY(s/veh)		QUEUE(VEH)	LOS
			Total	Stopped		
1	1	120.5	19.4	6.6	0.16	B
1	2	80.6	11.1	0.0	0.02	B
1	3	164.9	19.0	6.7	0.31	B
1	4	90.3	12.4	1.3	0.06	B
1	5	228.6	13.5	1.5	0.14	B
1	6	323.4	9.2	0.0	0.03	A
2	4	213.9	3.7	0.3	0.02	
2	5	273.0	3.3	0.7	0.07	
2	6	518.3	3.7	2.1	0.30	
TOLL LANE	Flow Rate	Fuel Consumption	CO2			
	(vph)	(kg)	(kg)			
1	120	18.30	57.96			
2	80	11.16	35.34			
3	164	122.35	387.47			
4	90	13.34	42.25			
5	228	33.62	106.49			
6	323	44.58	141.19			
TOTAL fuel consumption (kg) over 2400m = 243.35						
TOTAL CO2 emission (kg) over 2400m = 770.70						
AVERAGE SPEED OVER PLAZA SYSTEM= 78.1 KPH						

第九章 市區高架快速道路基本路段

目 錄

	頁次
9.1 緒論.....	9-1
9.2 車流特性.....	9-2
9.2.1 基本狀況.....	9-2
9.2.2 車種組成.....	9-2
9.2.3 車輛之車道分佈.....	9-2
9.3 服務水準之劃分	9-10
9.4 分析方法.....	9-12
9.4.1 訂定需求流率及車種組成	9-12
9.4.2 訂定須維持之服務水準及服務容量	9-14
9.4.3 訂定幾何設計.....	9-14
9.4.4 估計車流及車種之車道分佈	9-14
9.4.5 估計內車道在基本狀況下之對等需求流率	9-15
9.4.6 評估服務水準.....	9-15
9.4.7 修訂幾何設計並重新分析	9-16
9.5 應用範例.....	9-16
9.5.1 例題一：規劃及設計分析	9-16
9.5.2 例題二：運轉作業分析.....	9-19
參考文獻.....	9-19

圖 目 錄

	頁次
圖 9.1 3 車道主線車流之車道分佈	9-3
圖 9.2 3 車道主線內、外側車道平均速率之關係	9-4
圖 9.3 3 車道主線內、外側車道流率之關係	9-4
圖 9.4 2 車道主線內、外側車道平均速率與流率之關係	9-5
圖 9.5 2 車道主線流率與密度之關係	9-6
圖 9.6 3 車道主線流率與密度之關係	9-6
圖 9.7 3 車道主線平均速率與密度之關係	9-7
圖 9.8 2 車道主線平均速率與密度之關係	9-7
圖 9.9 3 車道主線平均速率與流率之關係(1 分鐘資料).....	9-8
圖 9.10 2 車道主線平均速率與流率之關係(1 分鐘資料).....	9-8
圖 9.11 2 車道主線平均速率與流率之代表性關係	9-10
圖 9.12 3 車道主線平均速率與流率之關係	9-10
圖 9.13 分析流程.....	9-13

表 目 錄

	頁次
表 9.1 服務水準劃分標準.....	9-11
表 9.2 內車道服務流率(小客車/小時/車道)	9-12
表 9.3 2 車道主線之分析數據	9-18
表 9.4 3 車道主線之分析數據	9-18

9.1 緒論

根據交通部 97 年 1 月公佈的「公路路線設計規範」[1]，快速公路有下列特性：

- (1)為公路之次高級型式，屬於完全或部分出入管制之公路，出入口原則應設交流道；但必要時，其與主、次要公(道)路相交之出入口可為號誌管制路口。
- (2)為雙向分隔行車與單方向為雙車道以上之公路。

此外，該規範亦指出市區快速公路屬二級或三級公路，其最低設計速率為 60 公里/小時，右外側路肩寬最少需 1.5 公尺，左內側路肩寬最少需 0.5 公尺，車道寬則需在 3.25 公尺與 3.5 公尺之間。因受路權之限制及須提供市區內短程旅次轉運之功能，現有市區內快速道路皆為高架，且其設計標準並不理想。例如臺北市之快速道路並無明顯的路肩，因而造成維修及事故處理之困難。此外，為提供較高的可及性，市區快速道路之進、出口匝道間的距離通常甚短。以臺北市建國高架快速道路為例，其進、出口匝道間的距離最短的為 0.2 公里，最長也不過是 1.0 公里。頻繁的進、出口在尖峰時段容易因車流交織或進、出併流造成回堵之影響而產生嚴重的壅塞。

市區快速道路之容量分析須考慮下列路段之交通特性：主線之基本路段、進出口匝道與主線銜接路段，進、出口匝道與平面道路銜接路段及交流道。本章重點放在主線之基本路段。

基本路段指在兩相鄰匝道中間之路段，此路段之車流狀況可能仍受到鄰近匝道車流之影響。但一般而言，從進口匝道匯入之車輛已完成加速，而準備從出口匝道離開之車輛尚無減速之必要，所以基本路段上之車流特性最為穩定。

本章之容量分析方法乃沿用「2001 年版台灣地區公路容量手冊」，內容係根據本所在民國 84 年及 85 年間從臺北市建國高架快速道路主線 2 車道與 3 車道等二類車輛調查資料分析而完成[2,3]。惟因該資料數量有限，仍待日後再補充蒐集，以做為修訂本章之依據。

9.2 車流特性

9.2.1 基本狀況

本章所指的基本狀況包括：

1. 車流中只有小客車；
2. 車道寬為 3.5 公尺；
3. 內、外側路肩之平均路肩寬度為 0.35 公尺；
4. 直線高架路段；
5. 晴朗天氣並有良好鋪面。

9.2.2 車種組成

目前法規禁止大型車輛使用市區快速道路，大客車不在此限；但以臺北市建國高架快速道路為例，仍有 0.4% 經申請許可通行，車長超過 11 公尺之大型車輛。因市區快速道路之坡度甚小，而且縱使有坡度，坡長也短，所以少數的大型車輛對容量及車流之運轉並不會有顯著的影響。

9.2.3 車輛之車道分佈

本章將車道分為外車道及內車道。外車道為靠右側路肩之車道，其餘的車道統稱為內車道。車輛之車道分佈受制於主線車道數、總流率及鄰近進、出口匝道位置之影響。如圖 9.1 所示，當主線有 3 車道時，外車道之流率經常比內車道之流率低。當單方向總流率在 4,000 輛/小時以下時，行駛外車道之車輛只佔全部車輛的 25%，而在尖峰時，行駛外車道之車輛所佔的比例則逐漸增高到 29%。當主線只有 2 車道時，現有之資料顯示內、外車道之流率約各佔總車流率的一半。因欠缺資料，匝道間的距離對車輛的車道分佈之影響尚無法做可靠的估計。

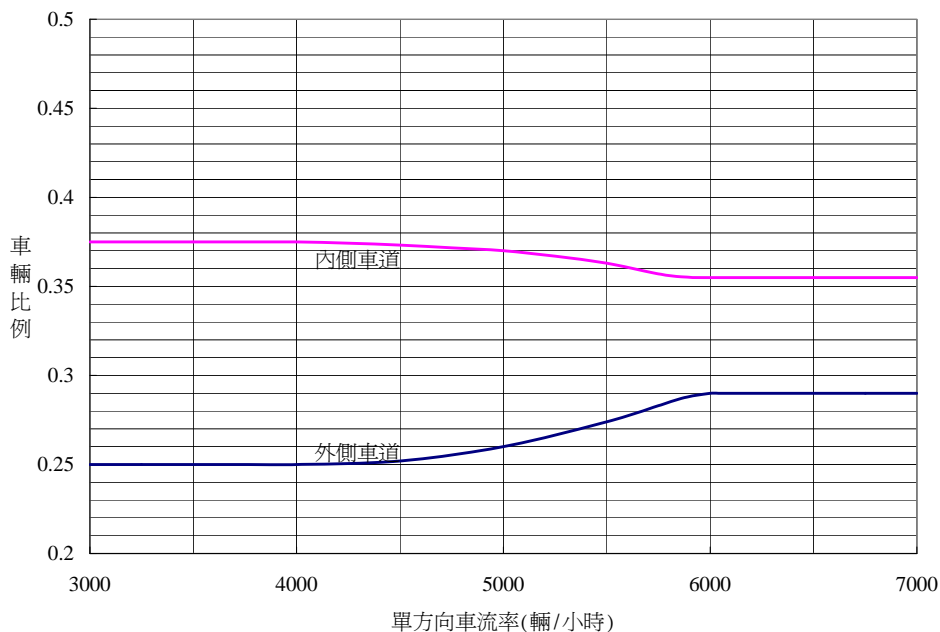


圖 9.1 3 車道主線車流之車道分佈

速率、密度、流率與佔有率的關係會受到主線車道數、匝道間距、車道寬、路肩寬及其他因素之影響。目前因資料有限，本章未能對這些因素的影響做深入的探討。茲利用在臺北市建國高架快速道路兩基本路段 2 車道與 3 車道各 10 小時之資料，討論此路段上的車流特性，並彙整各車道之車流特性如下：

1. 從圖 9.2 可知，當主線有 3 車道而且車流穩定時，內側車道之平均速率經常可維持在 55 公里/小時之上，但車流變成不穩定或壅塞狀況時，平均速率則浮動在 30 公里/小時至 50 公里/小時之間。從圖 9.3 也可知，在這種車流變化之情況下，流率並不會因速率之下降而減少，尤其外側車道之流率在較低速時反而有增高之趨向。
2. 當主線有 3 車道時，外側車道在基本狀況下之容量大約只有 1,900 小客車/小時，其相關之平均速率在 40 公里/小時與 50 公里/小時之間。從圖 9.2 及圖 9.3 可知在同一時段中，內、外車道之平均速率相似，但外側車道之流率很顯著的低於內車道之流率。

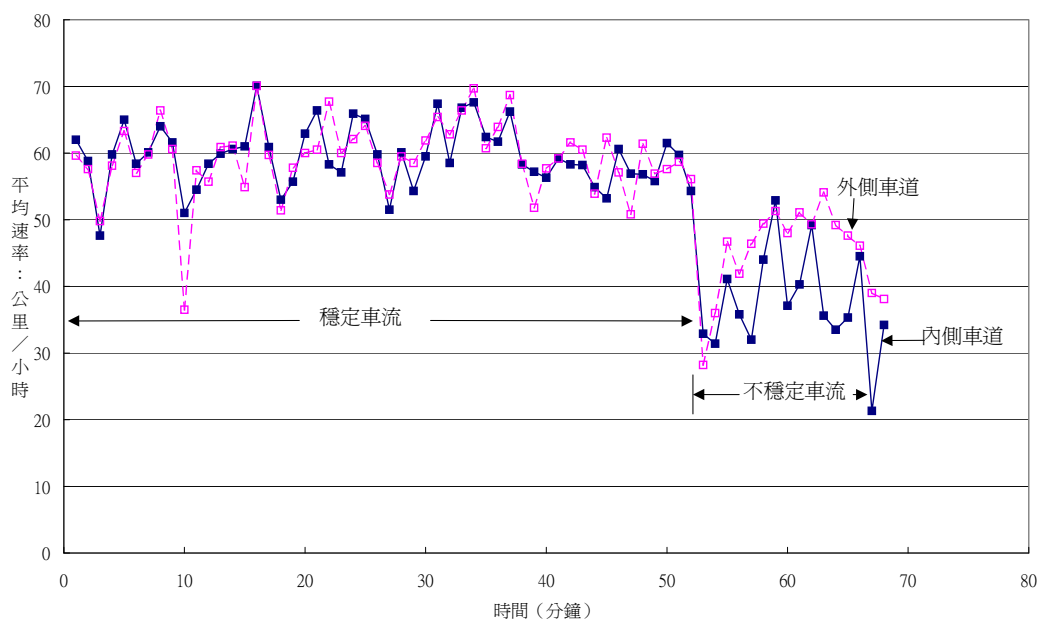


圖 9.2 3 車道主線內、外側車道平均速率之關係

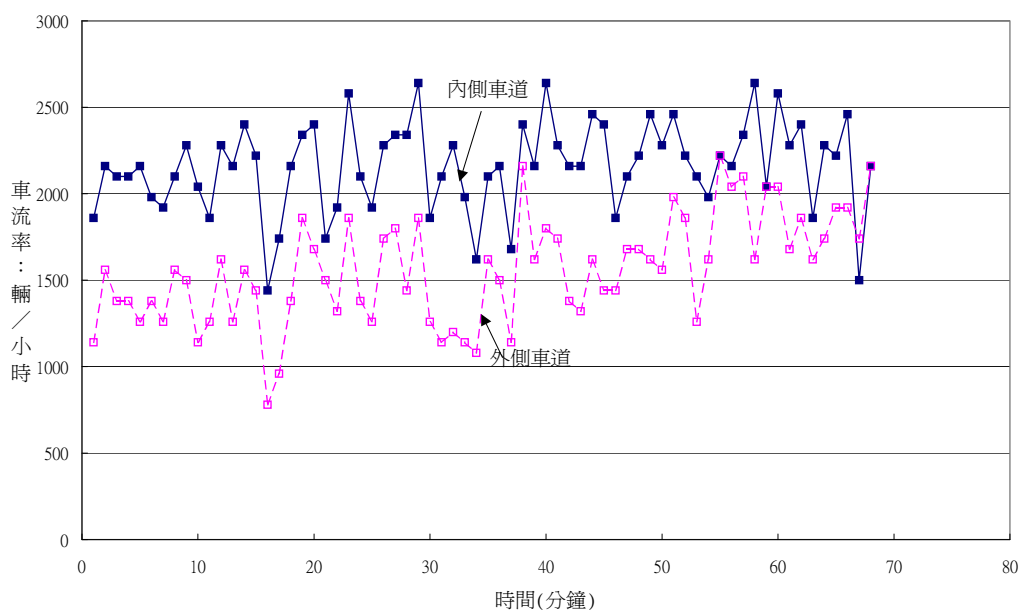


圖 9.3 3 車道主線內、外側車道流率之關係

主線有 3 車道時外側車道之容量比主線有 2 車道時外側車道之容量約低 150 小客車/小時，其原因可能是調查路段之主線 3 車道路段匝道之間距只有 0.5 公里而主線有 2 車道路段之間距則有 1 公里之遠。匝道間距越小，進、出匝道車輛對車流之干擾可能越嚴重。

3.如圖 9.4 所示，當主線有 2 車道時內、外側車道之流率並無明顯的差異，但外側車道之平均速率經常比內側車道之平均速率約低 5 公里/小時。

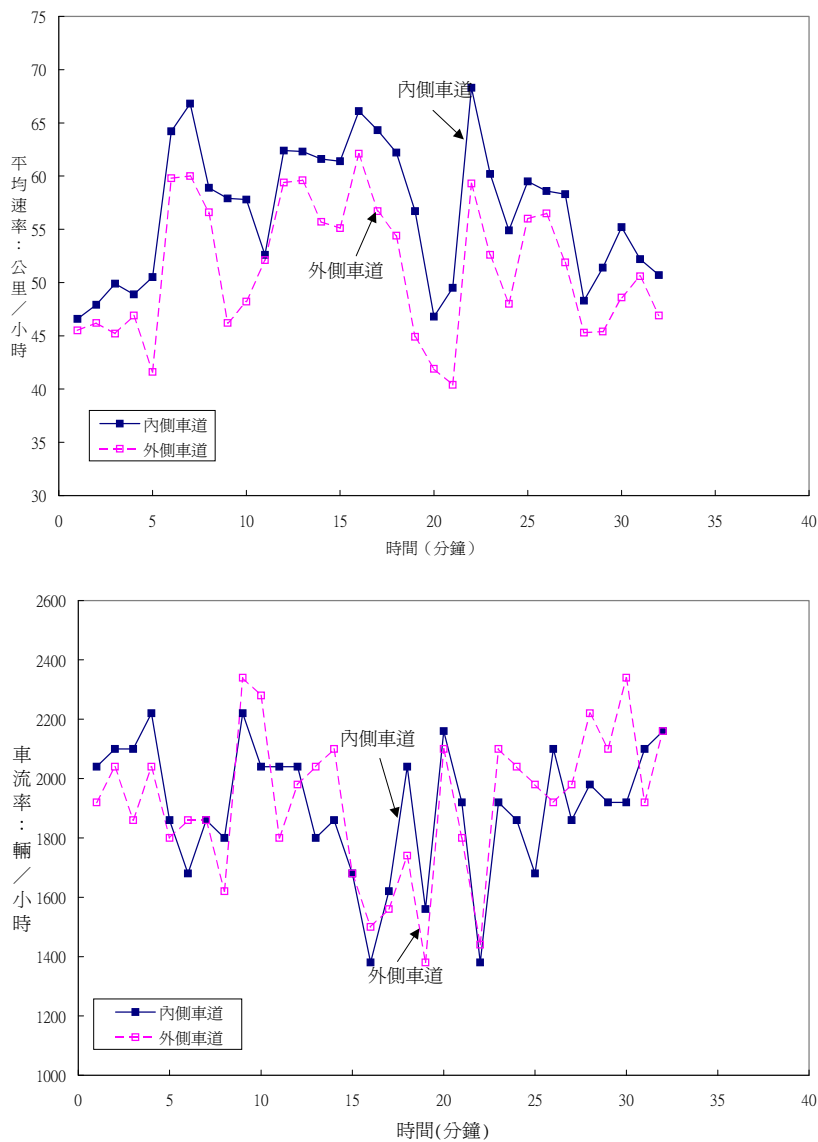


圖 9.4 2 車道主線內、外側車道平均速率與流率之關係

4.如圖 9.5 及 9.6 所示，當佔有率由低升高時，流率隨著增加，但當密度超過 40 輛/公里/車道或佔有率超過 24% 時，流率會有不穩定之現象。2 車道之主線與 3 車道之主線均有相似之性質。

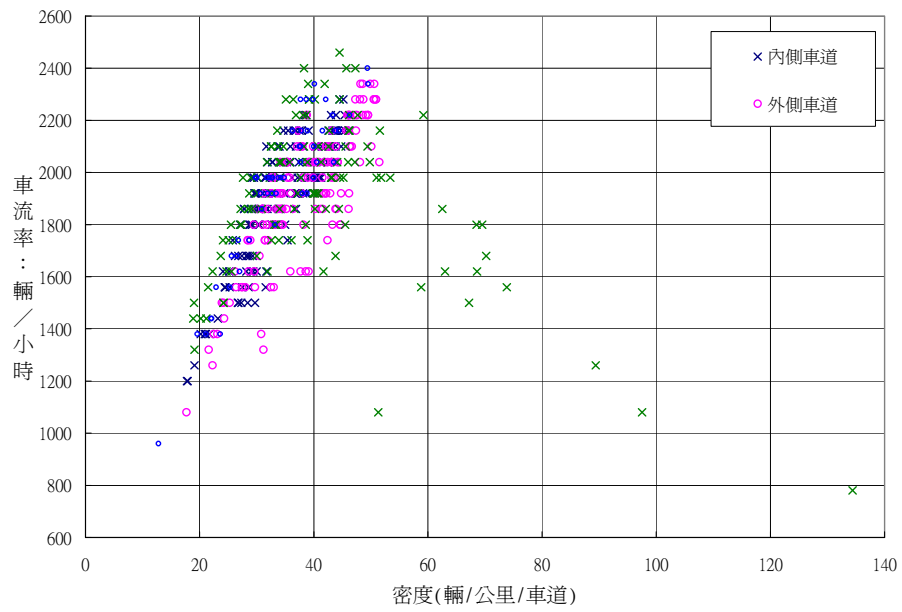


圖 9.5 2 車道主線流率與密度之關係

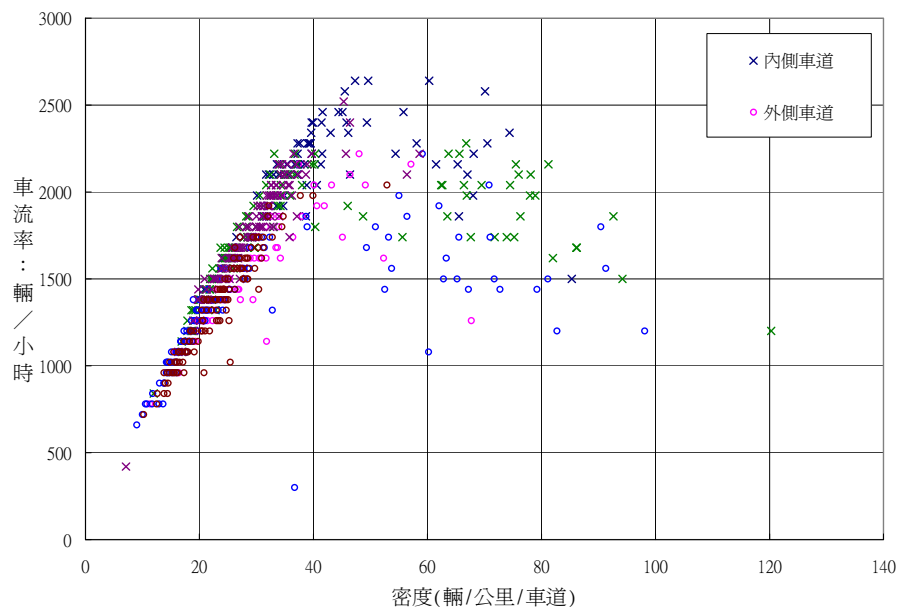


圖 9.6 3 車道主線流率與密度之關係

5.圖 9.7 及 9.8 顯示當密度增加時，平均速率持續下降。密度為 40/輛/公里/車道時，2 車道主線之平均速率大約是 50 公里/小時，3 車道主線外車道之平均速率也在 50 公里/小時左右，但其內車道之平均速率則大約是 55 公里/小時。

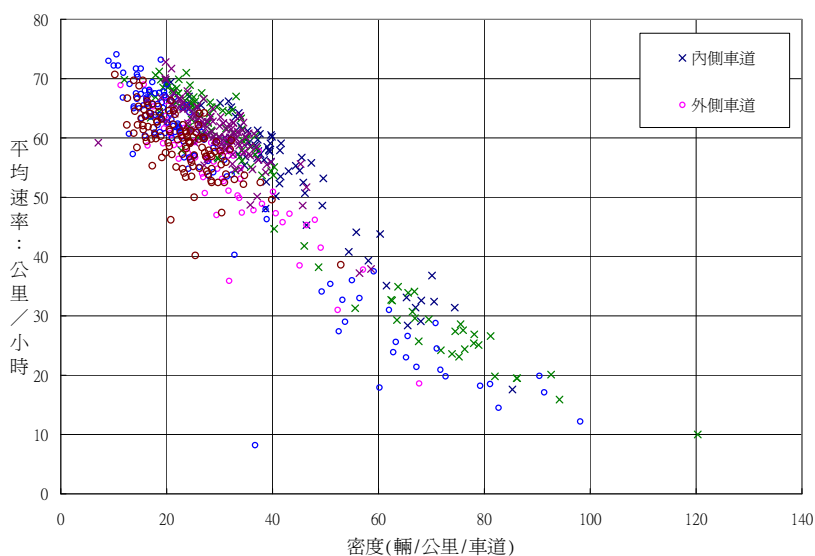


圖 9.7 3 車道主線平均速率與密度之關係

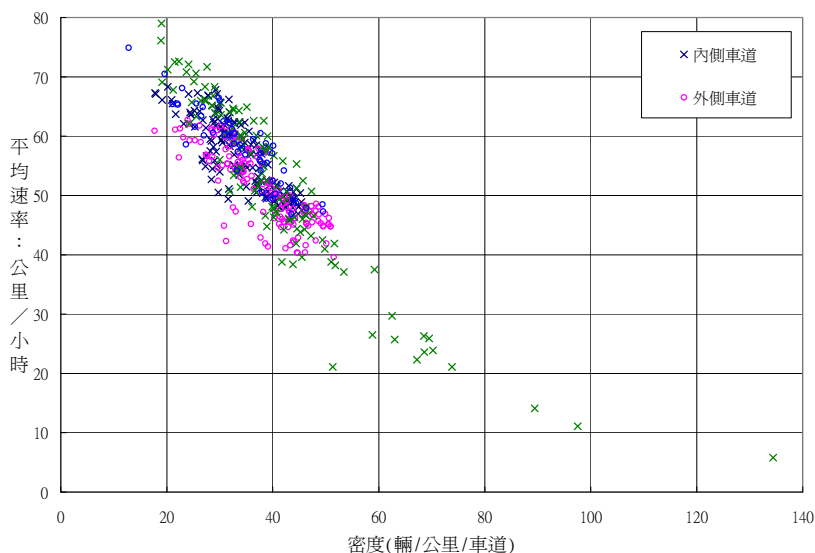


圖 9.8 2 車道主線平均速率與密度之關係

6.圖 9.9 顯示，當車流穩定而流率相同時，3 車道主線內車道之平均速率明顯的高於外車道之平均速率。當車流不穩定時，內車道之平均速率反而低於外車道之平均速率。圖 9.10 顯示 2 車道主線內外車道流率與平均速率之關係沒有明顯的區別。

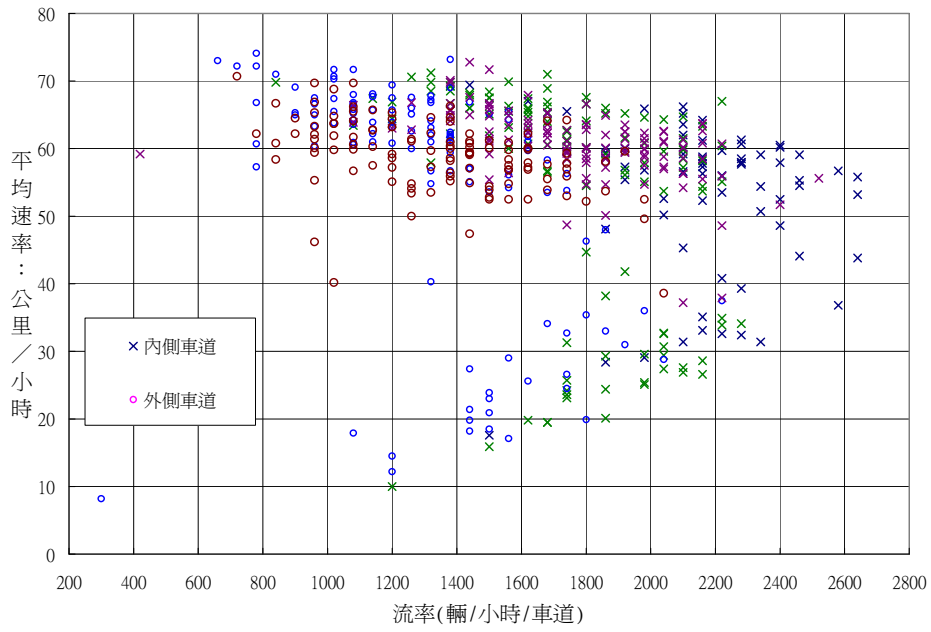


圖 9.9 3 車道主線平均速率與流率之關係(1 分鐘資料)

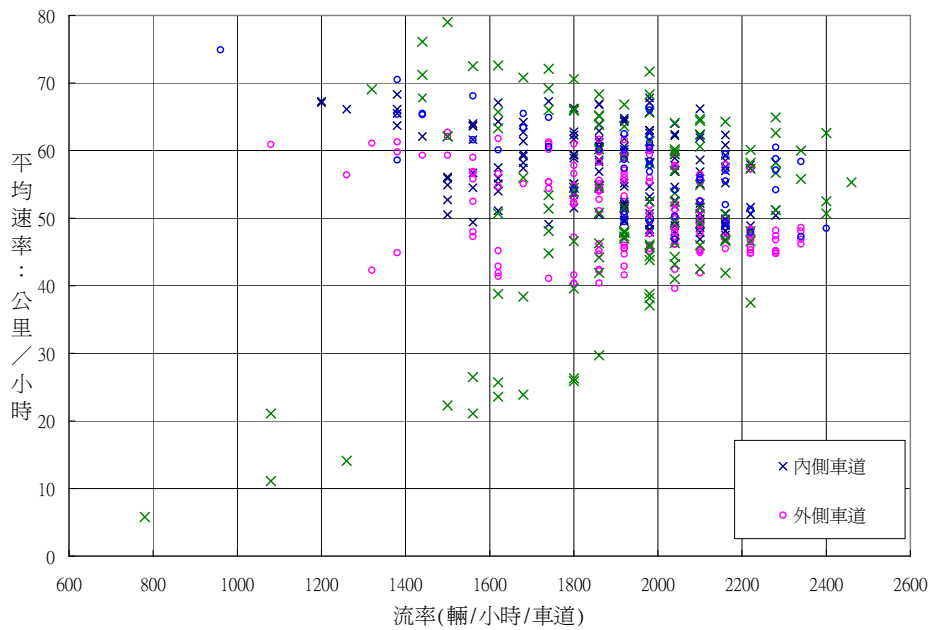


圖 9.10 2 車道主線平均速率與流率之關係(1 分鐘資料)

7.3 車道主線路段之內車道有 3 個 15 分鐘之流率各為 2,108、2,200 及 2,292 輛/小時，其平均值為 2,200 輛/小時。此值可能代表該車道之容量。2 車道主線路段之內車道則因流率不大只有一個 15 分鐘流率達到 1,975 輛/小時，但該車道有 3 個 5 分鐘時段之流率各為 2,124、2,196 及 2,232 輛/小時。所以 2 車道主線路段內車道之容量可能超過 2,000 輛/小時。

8. 密度與佔有率的關係可用下式估計之：

$$D = \frac{10K}{L_d + L} \quad (9.1)$$

此式中，

D：密度 (輛/公里/車道)；

K：佔有率 (%)；

L_d ：偵器區長度(公尺)，一般為 1.83 公尺；

L：平均車長(公尺)，因市區快速道路很少有大車，平均車長可設定為 4.5 公尺。

根據圖 9.2 到 9.10 之資料，圖 9.11 及 9.12 顯示 2 車道及 3 車道主線預期之平均速率與流率之關係。這些關係假設 2 車道主線內、外車道之容量相同，其值為 2,050 小客車/小時/車道。3 車道主線內車道之容量設定為 2,200 小客車/小時/車道，外車道之容量則為 1,900 小客車/小時/車道。

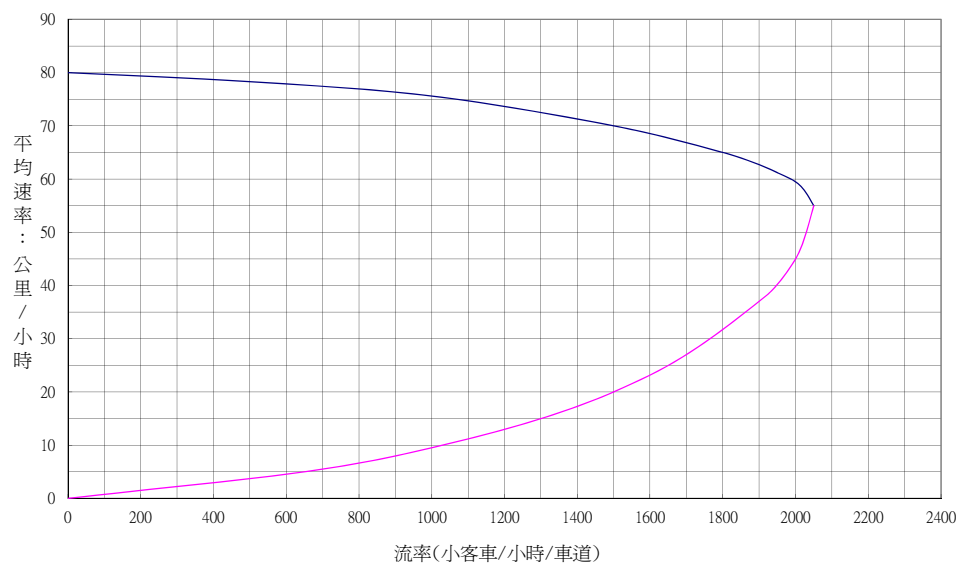


圖 9.11 2 車道主線平均速率與流率之代表性關係

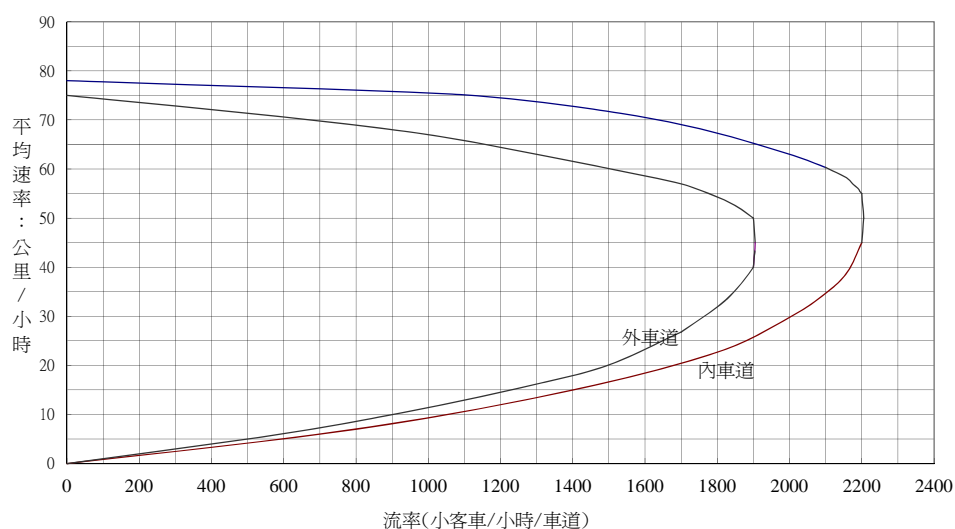


圖 9.12 3 車道主線平均速率與流率之關係

9.3 服務水準之劃分

市區快速道路內、外車道之功能不同。內車道讓車輛快速地通過市區，外車道連接進、出口匝道，因而難免有較多慢速行駛之車輛。又如圖 9.2，9.3 及 9.4 所示，除非出口匝道壅塞而造成內、外車道車流狀況間相當大的差異，內外車道平均速率之差異多半在 10 公里/小

時以下。所以如內車道的服務水準可令人接受，則外車道的服務水準也可接受。換言之，基本路段服務水準之評估可根據內車道以簡化分析之手續。

本章將市區快速道路的服務水準以密度及平均速率為基準劃分成如表 9.1 所示的 6 個等級。A 級之服務水準代表密度不超過 13 小客車/公里/車道，而且平均速率最少 70 公里/小時之車流狀況。E 級服務水準下之需求流率接近或等於容量，車流已可能不太穩定。E 級之車流狀況可能只能持續短暫時間(數分鐘)。F 級服務水準代表不穩定且已相當壅塞之狀況。服務水準最好能維持在 D 級或 D 級以上。規劃及設計市區快速道路時可用如表 9.2 所建議的服務容量以估計所需之車道數。

表 9.1 服務水準劃分標準

服務水準 等級	劃分標準		相關佔有率， K (%)
	密度，D (小客車/公里/車道)	平均速率，V (公里/小時)	
A	$D \leq 13$	$V \geq 70$	$K \leq 8.9$
B	$13 < D \leq 20$	$V \geq 65$	$8.9 < K \leq 13.9$
C	$20 < D \leq 28$	$V \geq 60$	$13.9 < K \leq 17.7$
D	$28 < D \leq 38$	$V \geq 50$	$17.7 < K \leq 24.0$
E	$38 < D \leq 50$	$V \geq 40$	$24.0 < K \leq 31.6$
F	$D > 50$	或 $V < 40$	$K > 24.0$

表 9.2 內車道服務流率(小客車/小時/車道)

服務水準	範圍(小客車/小時/車道)		建議值 (小客車/小時/車道)
	2 車道	3 車道	
A	<980	460 ~ 980	750
B	980 ~ 1,420	980 ~ 1,440	1,200
C	1,420 ~ 1,820	1,440 ~ 1,850	1,600
D	1,820 ~ 2,050	1,850 ~ 2,170	1,900

9.4 分析方法

市區高速道路之規劃分析與運轉作業分析皆可依圖 9.13 所示之分析流程。此流程所涉及之步驟說明如下：

9.4.1 訂定需求流率及車種組成

運轉作業分析所用之需求流率可根據現場或預期尖峰 15 分鐘之流率。如尖峰 15 分鐘之流率為未知數，則可從下式估計之：

$$q = \frac{Q}{PHF} \quad (9.2)$$

此式中，

q ：尖峰 15 分鐘單方向流率(輛/小時)；

Q ：尖峰小時單方向需求流率(輛/小時)；

PHF ：尖峰小時係數(peak-hour factor)。在無現場資料之情況下，此係數可假設為 0.9。

規劃分析所用之需求流率可估計如下：

$$q = \frac{ADT \times K \times D}{PHF} \quad (9.3)$$

此式中，

q ：尖峰 15 分鐘單方向之流率(輛/小時)；

ADT ：雙向年平均每日之流率(輛/小時)；

K ：設計小時(design hour)流量係數，亦即設計小時流量佔 ADT 之比例。在無實際資料時，可假設此係數在 0.08 與 0.12 之間；

D ：流量之方向分佈係數，亦即較高方向之流量佔雙

向流量之比例。在無實際資料時，可假設此係數在 0.55 與 0.65 之間；

PHF：尖峰小時係數。在無現場資料情況下，此係數可假設為 0.9。

在目前的車種管制下，市區快速道路上重車佔所有車輛的比例微不足道，可不必考慮。如將來市區快速道路開放給所有車種使用，則重車之比例必須列為影響服務水準之一因素。

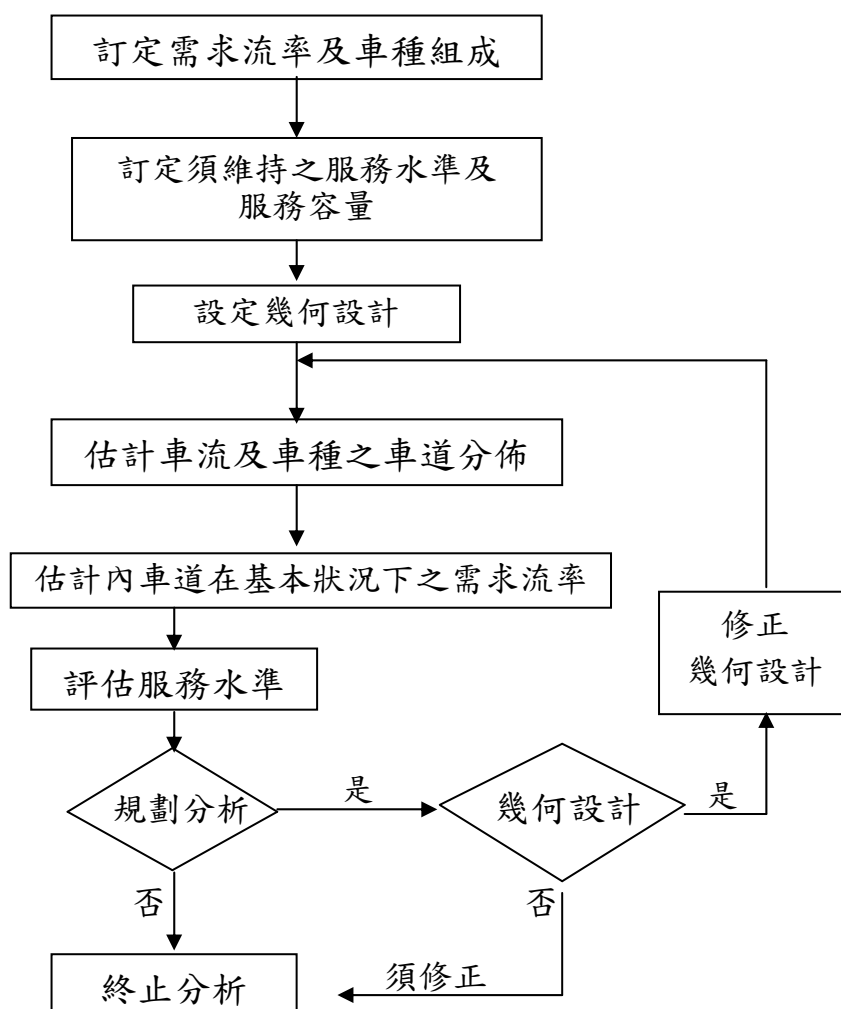


圖 9.13 分析流程

9.4.2 訂定須維持之服務水準及服務容量

為了評估不同之幾何設計，在規劃及設計時必須先設定須維持之服務水準。此服務水準以不低於 D 級為原則。服務水準訂定之後，其相關之服務流率可從表 9.2 選擇一適當之值。例如 2 車道主線須維持之服務水準為 C 級時，服務流率之範圍在 1,420 與 1,820 小客車/小時/車道之間。換言之，如欲維持 C 級之服務水準，則需求流率不能超過 1,820 小客車/小時/車道。表 9.2 之服務流率建議值為 1,600 小客車/小時/車道。此建議值表示在設計一市區快速道路以維持 C 級的服務水準時，每一內車道之需求流率最好不超過 1,600 小客車/小時/車道。

9.4.3 訂定幾何設計

規劃及設計之一目的在於估計維持一特定服務水準時所需之車道數。在分析時，可先假設車道數，車道寬及路肩寬，然後根據此假設之幾何設計進行服務水準之評估。如假設之幾何設計不理想，則原先之幾何設計須在修訂之後重新評估及修訂。運轉作業分析之幾何設計通常涉及現存之幾何設計，所以在分析過程中沒有必要做修正的工作。

9.4.4 估計車流及車種之車道分佈

根據目前的狀況，只有少輛之大貨車特許通行市區快速道路，大車之比例可能不會超過 0.5%。由於此比例很小，而且市區快速道路坡度也不大，所以大車對容量及服務水準的影響很小。為分析方便，可將大車視同小車，或假設大車在各車道之比例相同。

車流之車道分佈隨主線車道數而變。當主線只有 2 車道時，本章假設內、外側車道各有 50% 之車流分佈；當主線有 3 車道時，車流之車道分佈則依據圖 9.1 以估計之。例如單方向總車流率為 4,000 輛時，由圖 9.1 可知各內車道之車輛佔總數之 37.5%，外車道之車輛則佔總數之 25%。

目前無現場資料以估計 4 車道主線車流之車道分佈，但根據 2 車道及 3 車道主線之車流性質，可暫時假設主線有 4 車道時，各內

車道之流率佔單方向總流率之 28%。

9.4.5 估計內車道在基本狀況下之對等需求流率

如分析之車流狀況異於基本狀況，則需求流率須轉換成基本狀況下之對等需求流率(equivalent flow rate)。此對等流率可估計如下：

$$q_b = \frac{qr}{f_w f_{HV}} \quad (9.4)$$

此式中，

q_b ：基本狀況下每內車道之對等需求流率(小客車/小時/車道)；

q ：尖峰 15 分鐘單方向之流率(輛/小時)；

r ：各內車道流率佔單方向流率之比率；

f_w ：車道寬與路肩寬調整因素；

f_{HV} ：重車調整因素。

因目前無資料以估計車道寬及路肩寬對車流之影響，其相關的調整因素暫定為 $f_w=1.0$ 。如現行的政策不變，則重車之比例甚小而所有的車輛可視為小客車，所以重車調整因素也可訂為 $f_{HV}=1.0$ 。一般而言，重車調整因素可由下式求得：

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_t(E_t - 1)} \quad (9.5)$$

此式中，

P_t ：重車之比例；

E_t ：重車之小客車當量(除非坡度甚大 E_t 值可假設為 1.5)。

9.4.6 評估服務水準

根據從式 9.4 所得之內車道需求流率，圖 9.11 或 9.12 可用以估計服務水準。例如 3 車道主線之內車道在基本狀況下之需求流率為 1,300 小客車/小時/車道時，車流屬穩定狀況(因需求流率低於容量)，圖 9.12 顯示其平均速率大約為 73 公里/小時而服務水準屬 B 級，其相關之密度為 $1,300/73=17.8$ 小客車/公里/車道，佔有率為 $17.8 \times (1.83+4.5)/10=11.3\%$ 。

9.4.7 修訂幾何設計並重新分析

在規劃分析時，如原先所訂之幾何設計不能維持可接受之等級，則該幾何設計必須修正再重新評估。運轉作業分析則不需修訂幾何設計並重新分析。

9.5 應用範例

9.5.1 例題一：規劃及設計分析

假設某一規劃中之市區快速道路基本路段有以下之預期狀況：

- 1.單方向尖峰小時需求車流率：2,600 輛/小時；
- 2.尖峰小時係數：0.95；
- 3.大車百分比：1%。

此例題之目的在於估計此路段所需之車道數。此路段之幾何設計須能在內車道提供最少是 B 級的服務水準。估計其最少所需車道數之程序說明如下：

步驟 1：訂定需求車流率及車種組成

因單方向之尖峰小時需求車流率為 2,600 輛/小時，而尖峰小時係數為 0.95，如以尖峰 15 分鐘之車流率做為設計之依據，則尖峰 15 分鐘需求流率之值為 $q=2,600/0.95=2,737$ 輛/小時(見式 9.2)。本例題估計將來大車百分比為 1%。

步驟 2：訂定須維持之服務水準及服務容量

因服務水準最少須能維持 B 級，所以平均速率最少須維持 65 公里/小時而且密度不能超過 22 小客車/公里/車道(見表 9.1)。本例題所訂定設計用的 B 級服務流率為 1,200 小客車/公里/車道(見表 9.2)。

步驟 3：訂定幾何設計

因需求流率為 2,737 輛/小時，而設計用的服務流率為 1,200

小客車/公里/車道，主線最少須有 3 車道才能符合設計標準，所以沒有必要分析 2 車道主線之服務水準。但為了說明分析方法起見，本例題仍先分析 2 車道主線之幾何設計，其路肩寬為 1.5 公尺，車道寬為 3.5 公尺。

步驟 4：估計車流及車種之車道分佈

因大車只佔總車數的 1%，其對容量及服務水準之影響很小，所以本例題假設各車道之大車百分比也是 1%，以簡化分析手續。

此外，當主線有 2 車道時，本例題假設內、外車道之車流各佔總車流之 50% (見 9.4.4 節)，亦即式 9.4 中 r 值為 0.50。當主線有 3 車道時，圖 9.1 顯示各內車道之車流佔總車流之 37.5%，亦即式 9.4 中之 r 值為 0.375。

步驟 5：估計內車道在基本狀況下之對等需求流率

內車道在基本狀況下之對等需求流率可從式 9.4 求得。該式中之 f_w 值為 1.0，其 f_{HV} 值則可根據 $P_t=0.01$ 及 $E_t=1.5$ 從式 9.5 估計之。

步驟 6：評估服務水準

由表 9.3 可知，當主線只有 2 車道時，內車道在基本狀況下之對等需求流率為 1,375 小客車/小時/車道。根據此需求流率及圖 9.11，內車道之服務水準為 B 級，其相關之平均速率為 72 公里/小時，密度則為 $1,375/72=19.1$ 小客車/公里/車道。從服務水準須最少 B 級之設計標準而言，主線只需 2 車道，但其內車道之車流運轉相當接近 C 級，而且內車道之需求流率(1,375 小客車/公里/車道)超過上述步驟 2 中所訂設計用之服務流率(1,200 小客車/公里/車道)，所以主線只有 2 車道的設計不太理想。

表 9.3 2 車道主線之分析數據

項目	數據	註
q (輛/小時)	2,737	式 9.2
r	0.5	9.4.4 節
f_w	1.0	假設值
E_t	1.5	建議值
P_t	0.01	估計值
f_{HV}	0.995	式 9.5
q_b (小客車/小時/車道)	1,375	式 9.4
服務水準	B	圖 9.11
平均速率(公里/小時)	72	圖 9.11
密度(小客車/小時/車道)	19.1	q_b /平均速率

步驟 7：修訂幾何設計並重新分析

如將主線之車道數從 2 車道增加為 3 車道，則從表 9.4 可知各內車道在基本狀況下之需求流率為 1,032 小客車/公里/車道。根據此需求流率，從圖 9.12 可知內車道之服務水準可維持在 C 級。其相關之平均速率為 76 公里/小時，密度則為 $1,032 / 76 = 13.6$ 小客車/公里/車道。此 3 車道主線之設計比 2 車道主線之設計有更大的空間維持內車道 B 級的服務水準，而且各內車道之需求流率(1,032 小客車/公里/車道)小於在步驟 2 中所訂之服務流率(1,200 小客車/公里/車道)，所以在預算許可之下，最好採用 3 車道主線之設計。

表 9.4 3 車道主線之分析數據

項目	數據	註
q (輛/小時)	2,737	式 9.2
r	0.375	圖 9.1
f_w	1.0	假設值
E_t	1.5	建議值
P_t	0.01	估計值
f_{HV}	0.995	式 9.5
q_b (小客車/小時/車道)	1,032	式 9.4
服務水準	B	圖 9.12
平均速率(公里/小時)	76	圖 9.12
密度(小客車/小時/車道)	13.6	q_b /平均速率

9.5.2 例題二：運轉作業分析

一市區快速道路基本路段之幾何設計及車流狀況如下：

- 車道數：3 車道(單方向)；
- 車道寬：3.5 公尺；
- 路肩寬：1.5 公尺；
- 尖峰小時單方向之需求流率：2,600 輛/小時；
- 尖峰小時係數：0.95；
- 大車百分比：1%。

此例題之目的在於評估此路段之服務水準，其分析之過程與數據與上例 3 車道主線相同。由表 9.4 可知，各內車道在基本狀況下之需求流率為 1,032 小客車/小時/車道。因此需求流率小於內車道之容量(2,200 小客車/小時/車道)，所以車流應屬穩定狀況。在這情況下，內車道之服務水準為 B 級(見圖 9.12)。

若此例之尖峰小時單方向之需求流率改為尖峰小時單方向之現場流率(觀測值)，則各內車道在基本狀況下之實際流率為 1,032 小客車/小時/車道。因此流率可能是穩定狀況下之流率也可能是壅塞狀況下之流率，所以無法確定真正的服務水準。

參考文獻

1. 「公路路線設計規範」，交通部，民國 97 年 1 月。
2. 「市區快速道路容量與服務水準評估指標之研究」，國科會研究成果報告，NSC-85-2211-E-172-001，民國 85 年 12 月。
3. 「市區快速道路基本路段容量分析手冊」，87-48-1142，交通部運輸研究所，民國 87 年 10 月。

第十章 市區地下道路

目 錄

	頁次
10.1 緒論.....	10-1
10.2 基本狀況及容量	10-1
10.3 服務水準劃分標準	10-1
10.4 服務流率.....	10-2
10.5 分析方法.....	10-5
10.5.1 運轉作業分析.....	10-5
10.5.2 規劃及設計分析.....	10-6
10.6 應用例題.....	10-7
10.6.1 例題一.....	10-7
10.6.2 例題二.....	10-8
參考文獻.....	10-9

表 目 錄

	頁次
表 10.1 市區地下道路服務水準等級劃分標準	10-2
表 10.2 地下道橫向淨寬、車道寬調整因素	10-4
表 10.3 各車種之小客車當量	10-5

10.1 緒論

市區地下道路係指都市內利用上、下坡進、出口以與地面道路連接之地下道路，其中間路段通常有相當平坦之鋪面。地下道路之設置主要是為了避免市區道路平面交叉而造成嚴重的交通壅塞。

本章所描述的分析方法乃根據民國 80 年出版的「台灣地區公路容量手冊」[1]。此方法所引用之參數有許多假設值，但目前尚無合適的現場資料以修正此分析方法。

10.2 基本狀況及容量

為分析方便起見，本章將下列狀況設定為基本狀況：

1. 車道寬為 3.75 公尺；
2. 橫向淨距為 2 公尺；
3. 所有車輛為小客車；
4. 禁止對向超車；
5. 平坦坡度；
6. 不受交叉路口影響；
7. 充足之照明；
8. 兩方向之間有分隔或單行道路。

本章假設在基本狀況下，市區地下道路之容量為 2,000 小客車/小時/車道[1]。

10.3 服務水準劃分標準

根據密度及速率，市區地下道路之服務水準可劃分成如表 10.1 所示之 6 等級。此表中之 V/C 值為需求流率與容量之比值。需求流率大於或等於可觀察到的流率。如表中之 V/C 值為現場流率與容量之比值，則 F 級服務水準之 V/C 值通常小於 1.0。

表 10.1 市區地下道路服務水準等級劃分標準

服務水準	密度, D (小客車/公里/車道)	平均速率, V (公里/小時)	最大服務流率 (小客車/小時/車道)	V/C
A	$D \leq 8$	$V \geq 60$	480	0.240
B	$8 < D \leq 13$	$V \geq 58$	754	0.377
C	$13 < D \leq 19$	$V \geq 55$	1,045	0.522
D	$19 < D \leq 26$	$V \geq 50$	1,300	0.650
E	$26 < D \leq 44.4$	$V \geq 45$	2,000	1.000
F	$D > 44.4$	$V \geq 0$	>2,000	> 1.000

資料來源：[1]。

10.4 服務流率

服務流率乃在欲維持某一等級的服務水準時，每車道能承載之需求流率。例如從表 10.1 可知，如欲維持 A 級的服務水準，則需求流率不能超過 480 小客車/小時/車道，如欲維持 B 級的服務水準，則需求流率在 480 小客車/小時/車道之上，但不能超過 754 小客車/小時/車道。

在一特定的交通及幾何設計的狀況下，某一等級的服務流率可從下式估計之：

$$SF_i = C \left(\frac{V}{C}\right)_i N f_w f_{HV} f_D \quad (10.1)$$

此式中，

SF_i ：i 級服務水準之單方向服務流率(輛/小時)；

C ：基本狀況下之容量(2,000 小客車/小時/車道)；

$\left(\frac{V}{C}\right)_i$ ：i 級服務水準之相關流量/容量比值；

N ：單方向之車道數；

f_w ：車道寬度與橫向淨距之調整因素；

f_{HV} ：車種調整因素；

f_D ：中央分隔島調整因素。

式 10.1 中服務流率 SF_i 之性質視分析之運用而變，在規劃或設計分析時， SF_i 代表在設計小時(design hour)中尖峰 15 分鐘需求流率。此流率可由下式估計之：

$$SF_i = \frac{ADT \times K \times D}{PHF} = \frac{DDHV}{PHF} \quad (10.2)$$

此式中，

ADT ：設計年(design year)平均每日流量(輛)；

K ：設計小時流量係數；

D ：流量方向分佈係數；

$DDHV$ ：單向設計小時流量(輛/小時)；

PHF ：尖峰小時係數。

設計小時流量係數代表設計小時之流量與設計年平均每日流量之比值，其適用值可能在 0.08 與 0.12 之間。方向係數代表單方向較高之流率與雙向總流率之比，其適用值可能在 0.5 與 0.6 之間。

在運轉作業分析時， SF_i 可能代表現況下尖峰 15 分鐘內之需求流率，也可能代表預期的尖峰 15 分鐘之需求流率。此流率不應視為從現場實際觀測到之流率。因為在壅塞狀況下所觀測到的流率可能很低而不代表需求流率。如欲利用現場觀察值以訂定尖峰 15 分鐘之需求流率，則此流率相當於在未塞車之前尖峰 15 分鐘流率之期望值(亦即未塞車之前數天觀察到的尖峰 15 分鐘流率之平均值)。作業分析用之 SF_i 值可估計如下：

$$SF_i = \frac{V}{PHF} \quad (10.3)$$

此式中，

V ：尖峰小時方向之需求流率(輛/小時)；

PHF ：尖峰小時係數(在無實際資料時可假設其值為 0.9~0.95)。

式 10.1 中之 $(\frac{V}{C})_i$ 代表在欲維持 i 級之服務水準時不能超過的流量/容量比。例如在欲保持 C 級服務水準時，表 10.1 顯示 V/C 值不能超過 0.522。如 V/C 已知，表 10.1 也可用以評估服務水準，但 V/C 中之流率必須代表需求流率，其值可能異於現場量測之流率。例如在尖峰 15 分鐘之基本狀況下之需求流率為 1,600 小客車/小時/車道，則 $V/C=1,600/2,000=0.8$ ，從表 10.1 可知此 V/C 下之服務水準為 E 級。

服務流率可能受到車道寬及橫向淨距之影響，式 10.1 中之 f_w 代表其影響的程度。 f_w 之值可從表 10.2 估計之。服務流率也受車種及出口路段坡度之影響，其調整因素 f_{HV} 可從下式估計之：

$$f_{HV} = \frac{1}{P_1 E_1 + P_2 E_2 + P_3 E_3 + P_4 E_4} \quad (10.4)$$

此式中，

P_1, P_2, P_3, P_4 ：小型車，大客車，大貨車及聯結車各佔總車數之比例($P_1 + P_2 + P_3 + P_4 = 1.0$)；

E_1, E_2, E_3, E_4 ：小型車，大客車，大貨車及聯結車之個別小客車當量，其值表列於表 10.3 中。

表 10.2 地下道橫向淨寬、車道寬調整因素

橫向淨距 (公尺)	調整因素, f_w							
	單邊障礙物				雙邊障礙物			
	車道寬 (公尺)							
	3.75	3.50	3.25	2.75	3.75	3.50	3.25	2.75
四線實體分隔之多車道公路								
≥ 2.00	1.00	0.97	0.91	0.81	1.00	0.97	0.91	0.81
1.30	0.99	0.96	0.90	0.80	0.98	0.95	0.89	0.79
0.60	0.97	0.94	0.88	0.79	0.94	0.91	0.86	0.76
0	0.90	0.87	0.82	0.73	0.81	0.79	0.74	0.65
六線實體分隔之多車道公路								
≥ 2.00	1.00	0.96	0.89	0.78	1.00	0.96	0.89	0.78
1.30	0.99	0.95	0.88	0.77	0.98	0.94	0.87	0.77
0.60	0.97	0.93	0.87	0.76	0.96	0.92	0.85	0.75
0	0.94	0.91	0.85	0.74	0.91	0.87	0.81	0.70
四線無實體分隔之多車道公路								
≥ 2.00	1.00	0.95	0.89	0.77				
1.30	0.98	0.94	0.88	0.76				
0.60	0.95	0.92	0.86	0.75	0.94	0.91	0.86	
0	0.88	0.85	0.80	0.70	0.81	0.79	0.74	0.66
六線無實體分隔之多車道公路								
≥ 2.00	1.00	0.95	0.89	0.77				
1.30	0.99	0.94	0.88	0.76				
0.60	0.97	0.93	0.86	0.75	0.96	0.92	0.85	
0	0.94	0.90	0.83	0.72	0.91	0.87	0.81	0.70

資料來源：[1]。

式 10.1 中，中央分隔島調整因素 f_D 之值視有無分隔島而定。有中央分隔島時 $f_D=1.0$ ，無分隔島時服務流率降低 5%，所以 $f_D=0.95$ 。如地下道為一單行道，則視同有分隔之道路，因此 $f_D=1.0$ 。

表 10.3 各車種之小客車當量

出口路段坡度	車種			
	小型車	大客車	大貨車	聯結車
0~3%	1.0	2.0	2.5	4.0
4%	1.5	2.5	3.5	5.0
5%	2.0	3.0	4.5	6.0
6%	2.5	4.0	6.0	8.0
7%	3.5	8.0	12.0	15.0

資料來源：[1]。

10.5 分析方法

10.5.1 運轉作業分析

運轉作業分析之主要目的在於評估某一幾何設計及交通狀況下之服務水準，其步驟如下所述。

1. 訂定幾何設計及交通狀況

幾何設計包括車道數、車道寬、橫向淨距、出口坡度及中央分隔島之設置。交通狀況包括尖峰小時需求流率、尖峰小時係數(或尖峰 15 分鐘需求流率)及車種組成。

2. 計算服務流率 SF_i

運轉作業分析之服務流率代表地下道路在尖峰 15 分鐘內應承載之車流率，此流率可從式 10.3 估算之。

3. 估計調整因素 f_w ， f_{HV} 及 f_D

4. 計算與需求率相關之 V/C 比值

由式 10.1 可知， $(\frac{V}{C})_i$ 可估計如下：

$$\left(\frac{V}{C}\right)_i = \frac{SF_i}{CNf_w f_{HV} f_D} \quad (10.5)$$

5. 評估服務水準

服務水準之等級可根據式 10.5 所估計之 $\left(\frac{V}{C}\right)_i$ 及表 10.1 而決定，如 $\left(\frac{V}{C}\right)_i$ 等於 0.73，則從表 10.1 可知其相關之服務水準為 E 級。因地下道車流之流率、速率及密度的關係沒有現場資料以訂定，所以目前還不能從車流率以推估平均速率及密度。

10.5.2 規劃及設計分析

規劃及設計分析之主要目的在於估計欲維持一特定的服務水準時所需之車道數，其步驟如下：

1. 選擇欲維持之服務水準

市區地下道之服務水準以不低於 D 級為原則，在經費許可之情況下，儘可能用不低於 C 級之服務水準做為設計之依據。

2. 訂定交通狀況並計算服務流率 SF_i

交通狀況通常包括設計年之每日平均流量(ADT)、設計小時流量係數、方向係數及尖峰小時係數。根據這些狀況，單方向尖峰 15 分鐘之需求流率可從式 10.2 估計之。

3. 選擇車道寬、橫向淨距及進、出口坡度及坡長等幾何設計並假設單方向所需之車道數為 2。

4. 估計調整因素 f_w ， f_{HV} 及 f_D

5. 計算相關之 V/C 比值(見式 10.5)

6. 根據 V/C 比值以評估服務水準(見表 10.1)

7. 修訂原有幾何設計並重新分析

如原有之幾何設計不能維持欲維持之服務水準，則該幾何設

計必須修訂，然後重覆第 4 到第 6 之分析步驟，直到幾何設計可滿足需要。

10.6 應用例題

10.6.1 例題一

市區某一單行雙車道地下道，設計行車速率為 60 公里/小時，而其尖峰小時需求流率為 2,100 輛/小時，其中 5% 大貨車，35% 機車，60% 小型車，尖峰小時係數 0.92，地下道坡度 3%，而車道寬度 3.75 公尺，兩邊橫向淨距 0.6 公尺，評估其服務水準。

解：

1. 計算服務流率 SF_i (式 10.3)

$$SF_i = \frac{2,100}{0.92} = 2,283 \text{ 輛/小時}$$

2. 估計調整因素

此例之地下道可視同四線分隔道路，因車道寬為 3.75 公尺，橫向淨距為 0.6 公尺，從表 10.2 可知四線分隔地下道之 f_w 值為 0.94。從表 10.3 可知小型車、機車及大貨車之小客車當量各為 1.0，0.5 及 2.5，其相關之車種調整因素可從 10.4 估計如下：

$$f_{HV} = \frac{1}{0.6 \times 1 + 0.35 \times 0.5 + 0.05 \times 2.5} = 1.1$$

至於中央分隔島調整因素，因此例之地下道為單向，所以無須考慮分隔島，換言之 $f_D = 1.0$ 。

3. 計算相關之 V/C

相關之 V/C 可從式 10.5 估計如下：

$$\left(\frac{V}{C}\right)_i = \frac{2,283}{2,000 \times 2 \times 0.94 \times 1.1 \times 1.0} = 0.55$$

4. 評估服務水準

根據 $(\frac{V}{C})_i = 0.55$ ，表 10.1 顯示相關的服務水準為 D 級。

10.6.2 例題二

市區雙向分隔地下道，設計行車速率為 60 公里/小時，若各方向設計小時交通量(DDHV)為 2,100 輛/小時，尖峰小時因素 0.95，有 5% 大貨車，且其坡度為 2%，而設計車道寬度為 3.75 公尺，橫向淨距 0.6 公尺(單邊障礙物)，試求在此情況下，應設幾線車道？

解：

1. 選擇服務水準

此例題之地下道須維持 C 級之服務水準。換言之，V/C 不能超過 0.522。

2. 計算服務流率 SF_i (式 10.2)

$$SF_i = \frac{2,100}{0.95} = 2,211 \text{ 輛/小時}$$

3. 選擇幾何設計

假設所需之單向車道數為 2，其他幾何設計如上所述。

4. 估計調整因素

根據四線分隔道路，3.75 公尺寬車道，單邊障礙物橫向淨距 0.6 公尺，表 10.2 顯示 f_w 之值為 0.97。因坡度只有 2%，表 10.3 顯示小型車之小客車當量為 1.0，大貨車之小客車當量為 2.5，所以車種之調整因素為

$$f_{HV} = \frac{1}{0.95 \times 1 + 0.05 \times 2.5} = 0.93$$

除外，因此例題之地下道為分隔道路，所以 f_D 之值為 1.0。

5. 計算相關之 V/C

相關之 V/C 可從式 10.5 估計如下：

$$\left(\frac{V}{C}\right)_i = \frac{2,211}{2,000 \times 2 \times 0.97 \times 0.93 \times 1.0} = 0.613$$

6. 評估服務水準

根據表 10.1， $\left(\frac{V}{C}\right)_i = 0.613$ 之相關服務水準為 D 級。因欲維持之服務水準為 C 級，所以單方向 2 車道不能滿足需要。

7. 修訂幾何設計並重新分析

假設單方向之車道數為 3，則 $f_w = 0.97$ (表 10.2 六線分隔道路)，車種調整因素與單方向 2 車道之情形一樣，亦即 $f_{HV} = 0.93$ 。此外， f_D 之值為 1.0。所以

$$\left(\frac{V}{C}\right)_i = \frac{2,211}{2,000 \times 3 \times 0.97 \times 0.93 \times 1.0} = 0.408$$

此 $\left(\frac{V}{C}\right)_i$ 之相關服務水準為 C 級 (見表 10.1)。

所以此例題之地下道必須每方向皆有 3 車道才能維持 C 級之服務水準。

參考文獻

1. 「台灣地區公路容量手冊」，79-27-160，交通部運輸研究所，民國 80 年 5 月。

第十一章 多車道郊區公路

目 錄

	頁次
11.1 緒論.....	11-1
11.2 分析對象.....	11-2
11.3 非阻斷性車流路段之分析.....	11-2
11.3.1 分析程序.....	11-2
11.3.2 訂定幾何設計及交通狀況.....	11-4
11.3.3 坡度路段之影響.....	11-4
11.3.4 估計大車臨界自由速率.....	11-6
11.3.5 訂定分析車道種類並選擇分析路段.....	11-11
11.3.6 訂定需求流率及車種組成.....	11-11
11.3.7 各種車道之對等小車及大車混合流率.....	11-14
11.3.8 估計各種車道之平均自由速率.....	11-14
11.3.9 估計容量.....	11-15
11.3.10 服務水準劃分標準.....	11-20
11.3.11 應用例題一.....	11-21
11.3.12 應用例題二.....	11-24
11.4 號誌化路口及幹道之容量分析.....	11-26
11.4.1 影響因素.....	11-26
11.4.1.1 號誌控制策略.....	11-26
11.4.1.2 幾何設計及槽化.....	11-30
11.4.1.3 交通狀況及駕駛人之行為.....	11-30
11.4.2 容量估計方法.....	11-30
11.4.2.1 無衝突直行車道.....	11-33
11.4.2.2 無衝突左轉車道.....	11-36
11.4.2.3 無衝突右轉專用車道.....	11-40
11.4.2.4 無衝突直行/右轉共用快車道.....	11-41
11.4.2.5 無衝突直行/右轉共用混合車道.....	11-42
11.4.2.6 衝突左轉車道.....	11-47
11.4.2.7 無衝突左轉/直行共用車道.....	11-52
11.4.2.8 其他無衝突車流車道.....	11-53
11.4.3 號誌化路口容量估計例題.....	11-55

11.4.3.1 應用例題一	11-55
11.4.3.2 應用例題二	11-57
11.4.3.3 應用例題三	11-60
11.4.3.4 應用例題四	11-61
11.4.3.5 應用例題五	11-63
11.4.4 績效指標及服務水準	11-63
11.4.4.1 號誌化路口	11-63
11.4.4.2 幹道	11-65
11.4.5 模擬分析	11-67
11.4.5.1 模擬對象及範圍	11-67
11.4.5.2 重複模擬	11-69
11.4.5.3 起始狀況	11-69
11.4.5.4 分析輸出資料	11-70
11.4.6 HTSS 模式執行檔及輸入檔範例	11-71
11.4.7 輸入檔範例之應用	11-73
11.4.7.1 例題一	11-73
11.4.7.2 例題二	11-75
11.4.7.3 例題三	11-76
11.4.7.4 例題四	11-77
參考文獻	11-79
附錄 A：重車速率模擬模式執行檔及輸入檔	11-A-1
附錄 B：停等延滯現場調查方法	11-B-1
附錄 C：公路交通系統模擬(HTSS)模式第三版使用手冊	11-C-1

圖 目 錄

	頁次
圖 11.1 分析非阻斷性車流路段之程序.....	11-3
圖 11.2 大車在上坡路段減速行車之特性.....	11-5
圖 11.3 大車在上坡路段加速行車之特性.....	11-5
圖 11.4 實際路段與近似路段之範例.....	11-7
圖 11.5 曲段轉換成正切線之舉例.....	11-8
圖 11.6 大車百分比為 15%時坡度路段容量與平坦路段容量 比例之模擬值	11-18
圖 11.7 車流只有小車及大車時，平均速率與自由速率及 V/C 比值之關係（1 機車=0.36 小車）	11-20
圖 11.8 時相順序範例.....	11-28
圖 11.9 三時相控制之週期劃分.....	11-29
圖 11.10 時差之定義示意圖.....	11-30
圖 11.11 台灣地區市區及郊區直行停等車之疏解特性.....	11-31
圖 11.12 轉角可儲存 1 輛小車時之衝突行人調整因素	11-37
圖 11.13 轉角可儲存 2 輛小車時之衝突行人調整因素	11-38
圖 11.14 轉角可儲存 3 輛小車時之衝突行人調整因素	11-38
圖 11.15 直行/右轉混合車流車道之設施示意圖	11-42
圖 11.16 對向有一直行車道時利用對向間距在剩餘綠燈時段中能 疏解之左轉小車數	11-51
圖 11.17 對向有二直行車道時利用對向間距在剩餘綠燈時段中能 疏解之左轉小車數	11-52
圖 11.18 例題一北上車道之號誌控制、中央分隔型態、公車及路 邊停車作業狀況	11-55
圖 11.19 例題三之狀況.....	11-60
圖 11.20 幹道分段示意圖.....	11-66
圖 11.21 模擬之分析對象及鄰近路口之網路示意圖	11-68
圖 11.22 獨立路口模擬網路之示意圖.....	11-68
圖 11.23 幹道之模擬網路示意圖.....	11-69
圖 11.24 ISO2P.txt 及 ISO4P.txt 之相關模擬路口.....	11-71
圖 11.25 ART1.txt 之相關模擬路口及路段	11-72
圖 11.26 ART2.txt 之相關模擬路口及路段	11-73
圖 11.27 例題四平均停等延滯與時差之關係	11-78

表 目 錄

	頁次
表 11.1	平坦非阻斷性車流路段之空間平均自由速率 11-4
表 11.2	平坦路段之坡度上限..... 11-6
表 11.3	大車自由速率之估計例..... 11-10
表 11.4	三平坦路段之車種百分比..... 11-11
表 11.5	三平坦路段上車種在各車道之百分比 11-12
表 11.6	基本狀況下快車道之容量..... 11-15
表 11.7	橫向淨距調整因素 f_w 11-17
表 11.8	式 11.10c 之 A_{ij} 值..... 11-19
表 11.9	式 11.12c 之 A_{ij} 值..... 11-21
表 11.10	非阻斷性車流路段之服務水準劃分標準 11-21
表 11.10	機車之小車當量..... 11-34
表 11.12	公車到達率調整值 β_1 11-35
表 11.13	公車站離交叉口距離調整值 β_2 11-35
表 11.14	路旁停車調整因素 f_s 11-35
表 11.15	式 11.23c 之 A_{ij} 值..... 11-39
表 11.16	停等區上游停等車疏解之影響因素及觀察值之範圍 11-44
表 11.17	式 11.30c 之 A_{ij} 值..... 11-44
表 11.18	式 11.31c 之 A_{ij} 值..... 11-45
表 11.19	式 11.40c 之 A_{ij} 值..... 11-51
表 11.20	各種行車方向之車種的左轉小車當量 11-53
表 11.21	式 11.43b 之相關當量..... 11-54
表 11.22	例題一北上之車流及幾何設計狀況 11-55
表 11.23	號誌化路口服務水準劃分標準..... 11-65
表 11.24	郊區幹道服務水準等級劃分之標準 11-65
表 11.25	郊區幹道服務水準等級劃分之標準 11-65
表 11.26	郊區幹道服務水準等級劃分之標準 11-66
表 11.27	模擬例題一之輸出資料..... 11-74
表 11.28	模擬例題二之輸出、入資料..... 11-75
表 11.29	模擬例題三之輸出資料..... 11-77
表 11.30	例題四在時差 60 秒之停等延滯估計值 11-78

11.1 緒論

多車道郊區公路包括每方向最少有兩車道，但有平面交叉路口之市郊道路及城際公路。市郊道路係指都市邊緣地區之路段，其平面交叉路口之間距一般在 2 公里以下；城際公路則是在城市之間，不在市區或市郊之公路，此種公路所通過地區兩側多為鄉村或未開發地區。郊區公路有不同之幾何設計標準，有較高設計標準之公路，如西部濱海快速公路，其速限可高達 80 公里/小時；但一般郊區公路之速限為 60 或 70 公里/小時。

「2001 年台灣地區公路容量手冊」第十一章[1]分析多車道郊區公路之方法有幾個缺陷。第一，該章之分析對象只包括非阻斷性車流之路段，非阻斷性車流路段指交通運作不受號誌化路口影響或「停」、「讓」標誌控制之路段，但臺灣郊區公路上，號誌化路口到處可見，而且這些路口經常為郊區公路之瓶頸，所以容量分析之對象也須考慮獨立號誌化路口及有一連串號誌化路口之幹道。第二，民國 80 年之「台灣地區公路容量手冊」[2]將號誌化路口之影響區設定為路口上、下游各 200 公尺之路段。換言之，離號誌化路口 200 公尺以上之路段為非阻斷性車流之路段。2001 年之手冊則沒有對號誌化路口影響區作一定論。事實上，號誌化路口之影響區在 3 公里左右[3,4]。所以如果號誌化路口之間距在 3 公里以下，則相關之路段屬於阻斷性車流路段，因而容量分析時必須涵蓋號誌化路口之運作。第三，2001 年手冊沿用民國 80 年之容量手冊的分析方法，該方法假設郊區多車道公路有同樣的流率與速率之關係。本所在民國 91 年所蒐集的現場資料[3]則顯示流率與速率之關係隨各路段之平均自由旅行速率而變。

針對上述缺陷，本章根據本所對郊區公路車流特性之研究[3,4,5]，提供一改良的容量分析方法。此方法之分析對象包括非阻斷性車流之路段、獨立號誌化路口及幹道。與號誌化路口或幹道相比較，非阻斷性車流之路段的交通作業較單純，不須依賴電腦模擬來分析。所以本章描述一以公式、圖表為依據之分析方法。至於號誌化路口及相關之幹道，目前沒有可靠的公式、圖表分析方法可用，所以本章採用電腦模擬，模擬工具為「公路交通系統模擬模式(Highway Traffic Systems Simulation Model)」，此模式簡稱 HTSS 模式。HTSS 模式已陸續利用現場資料加以測試及微調[3,4,5]。雖然模式之測試及微調工作仍須繼續進行，此模式已可合理的模擬郊區公路常見之阻斷性及非阻斷性車流。

坡度路段之坡長及坡度如超過某一限度，該路段對公路容量及服務水準可能有很大的影響。本所對郊區公路上坡路段之交通特性尚未進行研究，所以本章不能用現場之資料以提供一可靠的分析方法。2001年之容量手冊將坡度上之車輛用小客車當量轉換成平坦路段之對等車，但沒有考慮坡度上車流的流率與速率關係與平坦路段並不相同，因而造成不合理之分析結果。本章介紹的方法考慮到平坦路段與坡度路段之差異。分析坡度路段之方法乃參考模擬資料及高速公路上坡度路段之交通特性，將來必須利用現場資料以測試及調整此方法。

11.2 分析對象

郊區公路容量分析的對象包括非阻斷性車流之路段、獨立號誌化路口及有一連串間距不超過 3 公里之號誌化路口的幹道。有些郊區幹道可能在市區外緣。如果一幹道是屬於市區或郊區不容易判別時，則宜將平均號誌化路口間距小於 450 公尺的幹道當作市區道路（見第 16 章）來分析。郊區幹道及市區道路之分析方法相同，但市區道路上號誌化路口之停等車疏解率比郊區稍微高。分析之前必須依分析之目的及車流之性質以訂定分析之範圍。

一般而言，如號誌化路口之間距超過 3 公里，則在路段中點附近距離上、下游路口超過 1.5 公里之部分可當作非阻斷性車流之路段來分析。如分析對象為獨立號誌化路口，則須先決定是否考慮上游號誌化路口之影響。如果車流抵達一號誌化路口之型態為隨機(random)，則不必考慮上游路口之影響。但因目前無資料以顯示在何狀況下到達一號誌化路口之車流型態為隨機，分析獨立號誌化路口時最好考慮上游路口之影響。如果容量分析之目的在於評估車流穿過一連串號誌化路口時之服務水準，則可將郊區公路當作幹道來分析。

11.3 非阻斷性車流路段之分析

11.3.1 分析程序

一非阻斷性車流路段可能包含平坦路段及上、下坡路段。本章將下坡路段當作平坦路段。如上坡路段之坡長及坡度相當大，則大車之速率可能顯著的降低，因而影響到服務水準。另一方面，如坡度路段對大車之速率無顯著的影響，則該路段可視同平坦路段。

圖 11.1 顯示分析非阻斷性車流路段之基本程序。本章下列數節說

明此程序中之各分析步驟。

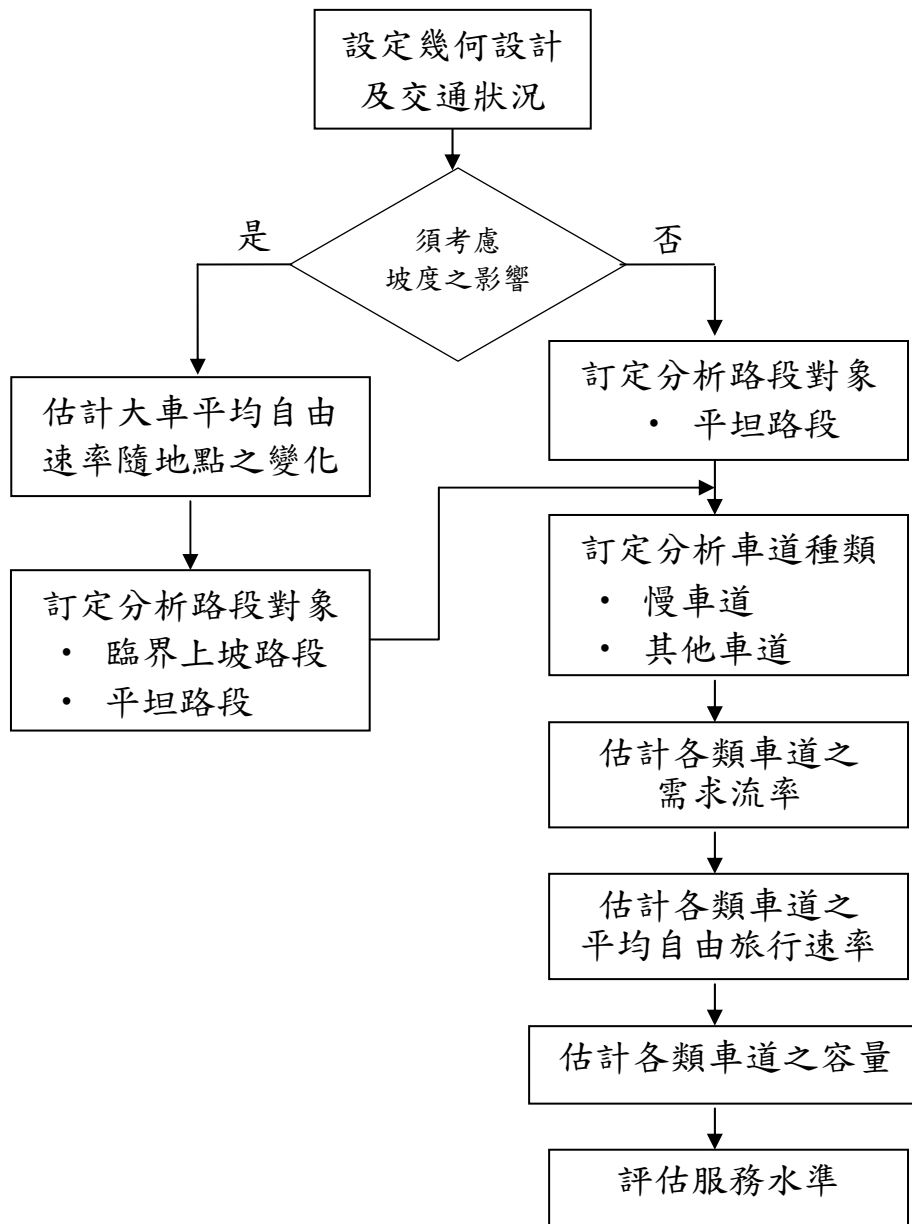


圖 11.1 分析非阻斷性車流路段之程序

11.3.2 訂定幾何設計及交通狀況

影響非阻斷性車流路段之主要幾何設計因素，包括車道數、車道寬、路肩寬、坡度、坡長及中央分隔型式。宜考慮之交通狀況則包括尖峰 15 分鐘流率、車種組成、速限及車道之使用。

11.3.3 坡度路段之影響

根據本所之研究[4]，大車及小車在平坦非阻斷性車流路段之空間平均自由速率可依照該路段之速限來估計，如表 11.1 所示。該研究發現機車之自由速率平均只有 51 公里/小時，但現場觀察到的機車多數走在靠道路邊緣寬度不超過 2.5 公尺之車道上，所以不代表機車在混合車道上之速率特性。本所在臺北縣竹圍地區省道台 2 線北上一路段蒐集的資料[3]，顯示混合車流之機車比例高達 79.5%時，混合車流之平均自由速率與相鄰快車道之小車平均自由速率並無顯著差別，皆將近 70 公里/小時。這現象表示，在速限不超過 70 公里/小時之道路上，機車與小車之速率相當。因此表 11.1 假設速限不超過 70 公里/小時之情況下，機車自由速率與小車之自由速率相同。速限 80 公里/小時之郊區道路目前屬快速道路之等級，在這種道路上，機車不能與高速之小車及大車共用車道，所以表 11.1 沒有相關機車自由速率之代表值。

表 11.1 平坦非阻斷性車流路段之空間平均自由速率

車種	速限 (公里/小時)	自由速率 (公里/小時)	
		平均值	標準差
小車	60	67	3.6
	70	70	3.1
	80	89	1.8
大車	60 或 70	66	3.6
	80	78	3.2
機車	60	67	--
	70	70	--

資料來源：[4]。

坡度及坡長甚大時，大車之自由速率會顯著地下降，小車及機車之自由速率也可能受到影響。因缺乏現場資料，本章假設小車及機車之速率不受常見坡度之影響。至於大車，本所根據國外之研究[6]建立一模式，以估計大車在坡度路段之加速及減速行為[5]。圖 11.2 及圖 11.3 顯示從該模式所導出之大車速率與坡度及行車距離之關係。附錄 A 說明此模式之應用。圖 11.2 及圖 11.3 假設大車之質量為 32,000 公斤，其引擎之馬力為 261KW (350 hp)。

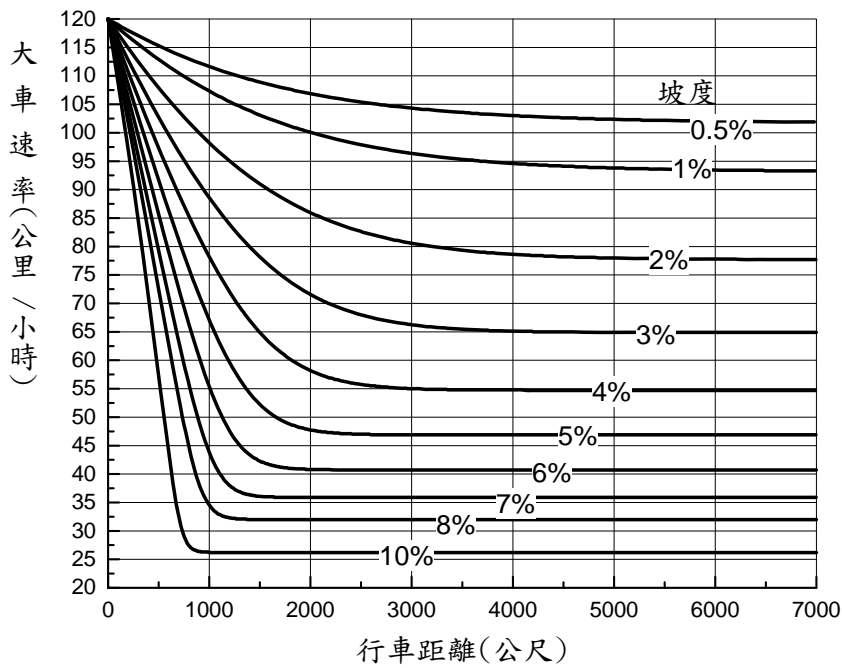


圖 11.2 大車在上坡路段減速行車之特性

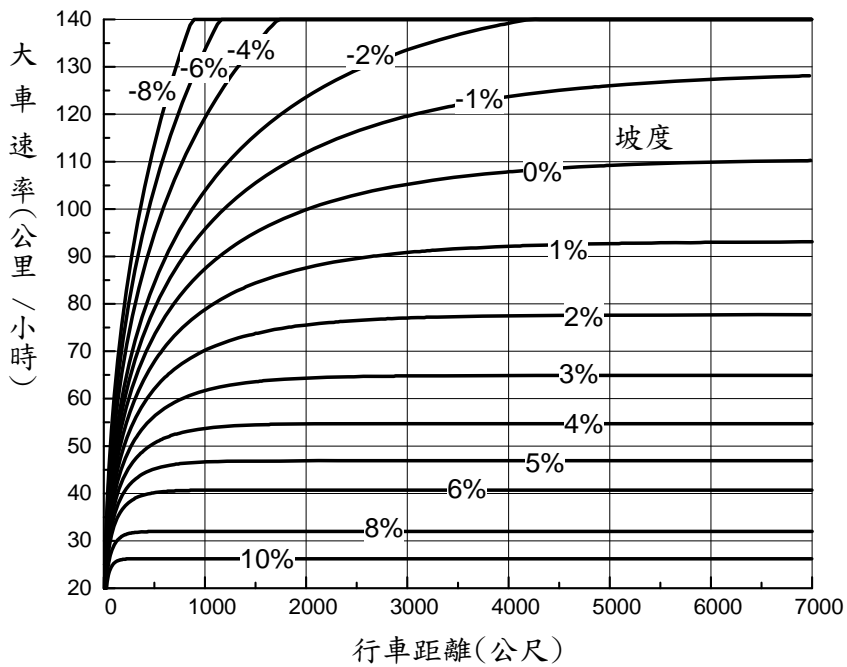


圖 11.3 大車在上坡路段加速行車之特性

根據圖 11.2 及圖 11.3，上坡路段之坡度如果不超過表 11.2 中之上限，則大車之速率不會受到坡度路段之影響。所以如一非阻斷性車流路段內無坡度路段，或坡度不超過表 11.2 中之上限，則整個路段可視為平坦路段來分析。

表 11.2 平坦路段之坡度上限

速限 (公里/小時)	坡度上限 (%)
60 或 70	3.0
80	1.8

11.3.4 估計大車臨界自由速率

如一非阻斷性車流路段上有些坡度超過表 11.2 之值，則坡度路段對於大車自由速率可能有顯著的影響。大車自由速率最低之地點預期會有最低的容量及服務水準，此點之大車自由速率及相關之上坡路段各稱為臨界自由速率及臨界上坡路段(critical upgrade)。本章利用圖 11.4 來說明兩種估計臨界自由速率的方法。

模擬估計法

此方法乃根據附錄 A 所說明之大車自由速率模式。以圖 11.4 所示之路段為例，假設分析對象為東行（從點 1 到點 8 之方向）的大車自由速率，而且速限為 70 公里/小時。則分析手續如下：

1. 估計進入起點之速率

假設大車進入起點（點 1）之前在平坦路段上，則根據表 11.1，大車在起點之平均自由速率可訂為 66 公里/小時。

2. 設定大車在平坦路段上之平均自由速率

根據表 11.1，大車在平坦路段上之平均自由速率為 66 公里/小時。

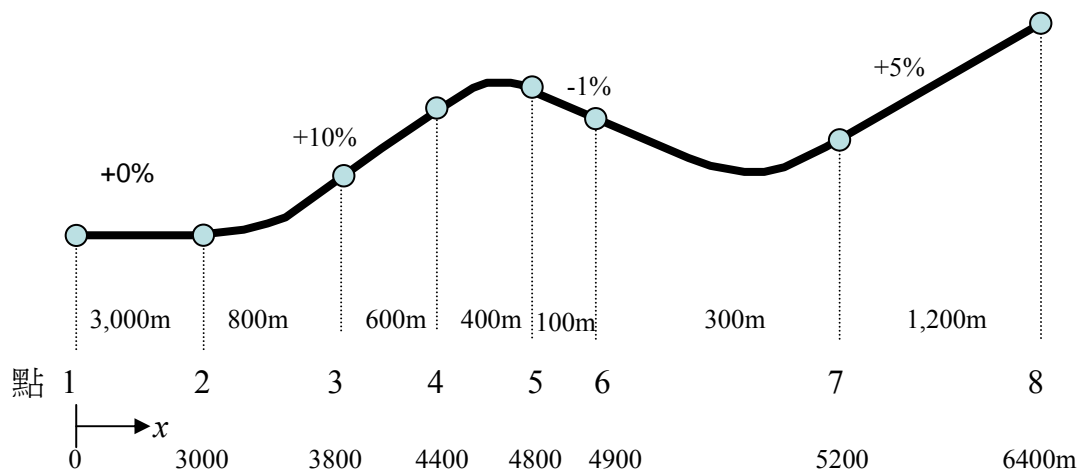


圖 11.4 實際路段與近似路段之範例

3. 設定下坡時大車最高之平均自由速率

在無實際資料時，大車在下坡時之最高平均速率可設定為速限加 10 公里/小時。所以本例之最高下坡自由速率為 80 公里/小時。

4. 建立輸入資料檔

根據附錄 A 之說明，本例之資料檔（檔名：truck.txt）如下：

```

66    66    80
4
0     0     3000
10    3800  4400
-1    4800  4900
5     5200  6400
0

```

資料第一行之 3 個值各代表：進入起點之速率，在平坦及上坡路段之最高速率，及在下坡路段之最高速率。第二行資料表示分析路段有 4 個縱向正切線(vertical tangents)。第三行之後各行的資料顯示各縱曲線之坡度(%)，起點之位置及終點之位置。

5. 利用 truck.exe 以執行模擬並根據輸出檔（檔名：speed.txt）取得臨界自由速率及其相關位置。本例之臨界自由速率為 26 公里/小時，其位置從離起點 4,111m（亦即在 10% 上坡路段上）開始到 4,403 m 處結止。

圖解估計法

此方法利用圖 11.2 及圖 11.3 以估計大車自由速率隨地點之變化。利

用此兩圖之前必須先將實際路段上之曲段（如圖 11.4 從點 2 到點 3）轉變成近似之正切線(tangent)。轉換手續利用圖 11.5 說明如下：

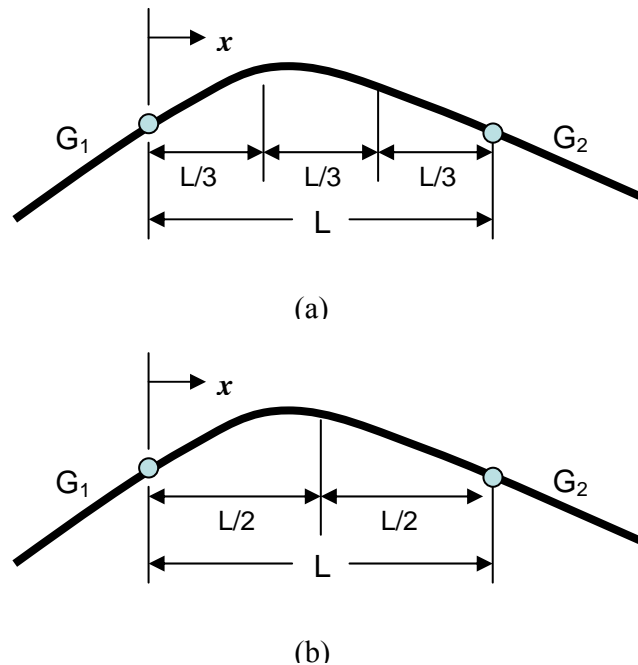


圖 11.5 曲段轉換成正切線之舉例

1. 將曲段依照其總長度分成數個長度相同之小段。如曲段之長度 \$L\$ 相當長，則可分成 3 個或甚至更多之小段，如圖 11.5 之(a)所示。否則，一曲段可分成兩小段，如圖 11.5 之(b)所示。
2. 將每小段當成一正切線並估計其平均坡度。因公路之曲段一般為拋物線，所以每一小段之起點及終點之坡度可從下式以訂定：

$$G = G_1 + \frac{G_2 - G_1}{L} x \quad (11.1)$$

此式中，

\$G\$：在曲段上距離曲段起點 \$x\$ 之地點的坡度(%)；

\$G_1\$：曲段起點之坡度(%)；

\$G_2\$：曲段終點之坡度(%)；

\$L\$：曲段之長度（公尺）；

\$x\$：離曲段起點之距離（公尺）。

各小段之平均坡度可設定為其起點及終點坡度之平均值，以圖 11.5 (a)之曲段為例，如果 \$G_1 = +4\%\$，\$G_2 = -2\%\$，\$L = 1,200\$ m，則 \$L/3\$

= 400 m，第一小段起點之坡度為+4%，其終點之坡度為+4%+(-2%-4%)×400/1200 = +2%。所以第一小段可當作一坡度為(+4%+2%)/2 = +3%之正切線。

根據上述之手續，圖 11.4 東行之路段可轉換成如表 11.3 所示之一系列的正切線，表 11.3 中第 4 及第 5 欄之資料須用於圖 11.2 或圖 11.3 來估計大車之自由速率。例如大車抵達圖 11.4 之起點（點 1）時之自由速率為 66 公里/小時。大車從此點進入一坡度為 0%之路段（表 11.3 第 4 欄）。所以在起點之狀況（速率 66 公里/小時；進入 0%之路段），相當於圖 11.3 中，坡度 0%曲線上，速率為 66 公里/小時而且行車距離大約為 300 公尺之點。上述起點之狀況不能從圖 11.2 中找到一代表之點，這表示只有圖 11.3 能用以估計起點之後之速率。根據表 11.3，大車從起點必須向前在 0%坡度之路段上行進 3,000 公尺。換言之，大車在圖 11.3 須沿著 0%之曲線行進到行車距離為 300 m + 3000 m = 3300 m 之點。在沒有速限之影響時，在此點之大車速率可達 106 公里/小時。但速限為 70 公里/小時之情況下，大車在平坦路段之自由速率為 66 公里/小時，所以如表 11.3 之第 6 欄所示，在此 0%路段之終點（x=3,000 m）的自由速率估計值為 66 公里/小時。表 11.3 之第 7 欄為大車自由速率模擬模式之估計值。

走完 0%之路段時(x=3,000 m)，大車進入表 11.3 第 4 欄所示之 2.5% 上坡路段，而且須在此坡上行進 400 公尺（第 5 欄）。在此 2.5%上坡起點之速率為 66 公里/小時。此點之行車狀況相當於圖 11.3 中，2.5%曲線上速率為 66 公里/小時，行車距離大約為 900 公尺之點。從此點向前行走 400 公尺之後（亦即圖 11.3 中行車距離為 900+400=1,300 公尺）的速率大約為 68 公里/小時。但因速限之影響，平坦及上坡路段之自由速率只能達到 66 公里/小時，所以在 2.5%上坡路段終點（x=3,400 m）之自由速率估計值為 66 公里/小時，如表 11.3 第 6 欄所示。在 2.5%上坡路段之後，大車進入一坡度為 7.5%之上坡路段，而且須在上坡行進 400 公尺。在這坡度起點之行車狀況（速率 66 公里/小時，坡度 7.5%）不能用圖 11.3 中，7.5%曲線上之任何一點來代表。這表示，從 7.5%坡度路段之起點開始，大車會減速而相關速率應利用圖 11.2 以估計。速率 66 公里/小時，而且坡度為 7.5%之狀況相當於圖 11.2 中，7.5%曲線上速率為 66 公里/小時，行車距離大約為 650 公尺之點。從此點向前 400 公尺之後的速率大約為 37 公里/小時，如表 11.3 之第 6 欄所示。

表 11.3 大車自由速率之估計例

(1) 路段	(2) 地點 x (公尺)	(3) 坡度 (%)	(4) 平均坡 度(%)	(5) 長度 (公尺)	自由速率(公里/小時)	
					(6) 圖解法	(7) 模擬法
	0	0			66	66
正切線			0	3000		
	3000	0			66	66
曲段			2.5	400		
	3400	5			66	63
曲段			7.5	400		
	3800	10			37	34
正切線			10	600		
	4400	10			26	26
曲段			7.25	200		
	4600	4.5			34	37
曲段			1.75	200		
	4800	-1			58	56
正切線			-1	100		
	4900	-1			73	65
曲段			0.5	150		
	5050	2			66	66
曲段			3.5	150		
	5200	5			63	64
正切線			5.0	1200		
	6400	5			47	48

根據上述之手續，表 11.3 中每一曲線之起點及終點之大車自由速率皆可從圖 11.2 或圖 11.3 以估計。如表 11.3 所示，圖 11.4 路段根據圖解法及模擬所得之最低速率皆為 26 公里/小時。表 11.3 亦顯示在 $x = 4,900$ 公尺處，圖解法及模擬所估計之自由速率相差 8 公里/小時。如將曲段切成較短的小段，則此差異可減少。

11.3.5 訂定分析車道種類並選擇分析路段

臺灣郊區多車道公路大約包括省道 2,400 公里及縣道 950 公里之里程 [3]。這些公路上之車道可分成機車、小車及大車皆可使用之混合車道，及機車禁行之快車道。在多車道郊區之省道及縣道中，有混合車道之里程大約各佔 73%及 82%。混合車道之車道寬可小到 2 公尺左右或超過 3.5 公尺。一般而言，寬度在 2.8 公尺以下的混合車道很難讓小車正常使用。這種混合車道之功能有限，不在本章之分析範圍內。

一分析路段之坡度可能隨地點而有相當大的變化。如果所有坡度對大車之自由速率不會有顯著影響（見表 11.2），則整個路段可當作平坦路段來分析，否則分析路段須分割成平坦路段及臨界坡度路段來分析。

11.3.6 訂定需求流率及車種組成

本章之分析方法必須要估計各種車道單方向之尖峰 15 分鐘需求流率及車種組成，並將需求流率轉換成對等之小車或機車流率。表 11.4 及表 11.5 顯示車種之組成及車種在不同車道之分布可能隨路段之地點及幾何設計而有很顯著之變化。所以分析所用的資料宜儘量利用現場調查資料，或根據分析路段所在地之一般交通狀況以估計。

表 11.4 三平坦路段之車種百分比

路段	小車	大車	機車
台 3 線 221.5K	65.8%	10.4%	23.8%
縣道 105 大崗國小前	75.7%	9.8%	14.5%
台 4 線 16.5K	52.2%	5.1%	42.6%

資料來源：[4]。

表 11.5 三平坦路段上車種在各車道之百分比

地點	車道種類	車種百分比(%)			備註
		小車	大車	機車	
台 3 線 221.5K 北上	1.快車道(3.5m 寬)	62.7	47.1	6.0	1 快車道、1 混合車道、路肩寬 1m、流率：840 輛/小時
	2.混合車道(3.5m 寬)	37.3	52.9	94.0	
縣道 105 大崗國 小前 南下	1.快車道(3.5m 寬)	63.6	60.7	6.3	1 快車道、1 混合車道、流率：1428 輛/小時
	2.混合車道(3.5m 寬)	36.4	39.3	66.7	
	3.路肩(1.8m 寬，機車專用)	0.0	0.0	27.0	
台 4 線 16.5K 西行	1.快車道(3.5m 寬)	39.8	53.8	0.9	1 快車道、2 混合車道、流率：1,546 輛/小時
	2.混合車道(3.5m 寬)	57.2	43.7	70.9	
	3.靠路肩混合車道(5.0m 寬)	0.3	2.5	28.2	

資料來源：[4]。

單方向需求流率

分析一現有路段時，可用之流率資料常為尖峰小時之流率。在這情況下，相關之尖峰 15 分鐘流率可估計如下：

$$Q_{15} = \frac{Q_{60}}{PHF} \quad (11.2)$$

此式中，

Q_{15} : 單方向尖峰 15 分鐘之需求流率(輛/小時)；

Q_{60} : 單方向尖峰小時之需求流率(輛/小時)；

PHF : 尖峰小時係數。

需求流率代表欲通過一分析路段之流率。在無壅塞之狀況下，需求流率等於實際通過一路段之流率。如分析路段有壅塞之交通狀況，則需求流率為分析路段之上游的一無壅塞地點，欲進入分析路段之流率。

尖峰小時係數有隨流量而增加的現象。每車道的平均尖峰小時流率超過 800 輛/小時之情況下，不同地區之平均尖峰小時係數在 0.9~0.95 之間(建議值：0.92)。如流率低於 800 輛/小時，尖峰小時係數平均在 0.7

與 0.95 之間（建議值：0.85）[4]。

規劃一公路時所需之需求流率資料為預測值，此值可利用不同方法來訂定，但一般估計如下：

$$Q_{15} = \frac{ADT \times K \times D}{PHF} \quad (11.3)$$

此式中，

ADT ：設計年(Design Year)平均每日雙向流量(輛/日)之估計值；

K ：尖峰小時流量係數，亦即設計小時(Design Hour)流量與 ADT 之比（建議值：0.12~0.18）；

D ：流量方向係數，亦即較高流量方向之流量與總流量之比(建議值：0.6)。

式 11.2 或式 11.3 所訂定之單方向需求流率必須根據下列兩式，分派到各種分析車道：

$$q_1 = Q_{15}(P_s f_{s1} + P_B f_{B1} + P_m f_{m1}) \quad (11.4a)$$

$$q_2 = Q_{15} - q_1 \quad (11.4b)$$

此兩式中，

q_1 ：混合車道尖峰 15 分鐘之需求流率（輛/小時）；

q_2 ：快車道尖峰 15 分鐘之總需求流率（輛/小時）；

P_s, P_B, P_m ：小車、大車及機車在總流率 Q_{15} 中之比例（ $P_s + P_B + P_m = 1.0$ ）。

f_{s1}, f_{B1}, f_{m1} ：小車、大車及機車使用混合車道之個別比例。

各種車道之車種組成

混合車道各車種之比例可估計如下：

$$P_{k1} = \frac{P_k f_{k1}}{P_s f_{s1} + P_B f_{B1} + P_m f_{m1}}, \quad k = s, B, m \quad (11.5)$$

此式中，

P_{k1} ：小車 ($k = s$)、大車 ($k = B$) 或機車 ($k = m$) 佔混合車道之個別比例。

快車道各車種之比例可估計如下：

$$P_{k2} = \frac{P_k(1-f_{k1})}{P_s(1-f_{s1}) + P_B(1-f_{B1}) + P_m(1-f_{m1})}, k=s, B, m \quad (11.6)$$

此式中，

P_{k2} ：小車($k=s$)、大車($k=B$)或機車($k=m$)佔快車道上所有車輛之個別比例。

11.3.7 各種車道之對等小車及大車混合流率

根據式 11.5 及式 11.6 所估計之車種比例，混合車道 ($i=1$) 及快車道 ($i=2$) 之個別流率可利用下式來轉換成對等小車及大車之混合流率：

$$q_{ie} = q_i [1 + P_{mi}(E_m - 1)] \quad (11.7)$$

此式中，

q_{ie} ：車道 i ($i=1$ 代表混合車道， $i=2$ 代表快車道) 尖峰 15 分鐘之對等小車及大車之混合流率 (輛/小時/車道)；

q_i ：車道 i 尖峰 15 分鐘之流率 (輛/小時/車道，見式 11.4a 及式 11.4b)；

P_{mi} ：車道 i 上機車佔該車道所有車輛之比例 (見式 11.5 及式 11.6)；

E_m ：機車之小車當量 (建議值：0.36)。

11.3.8 估計各種車道之平均自由速率

平坦路段

平坦路段上各種車道之平均自由速率，可估計如下：

$$V_{fi} = P_{si}V_{fs} + P_{Bi}V_{fB} + P_{mi}V_{fm} \quad (11.8)$$

此式中，

i ：1 (混合車道) 或 2 (快車道)；

P_{si} ：第 i 種車道上小車之比例；

P_{Bi} ：第 i 種車道上大車之比例；

P_{mi} ：第 i 種車道上機車之比例；

V_{fs} ：小車在平坦路段之自由速率 (見表 11.1)；

V_{fB} ：大車在平坦路段之自由速率 (見表 11.1)；

V_{fm} ：機車在平坦路段之自由速率 (見表 11.1)；

上坡路段

分析上坡路段時，必須估計各車種在上坡起點之自由速率及臨界點之速率。以圖 11.4 之路段為例，大車在第一上坡起點 (點 2) 之自由速率為 66 公里/小時，其隨後在臨界點 (點 4) 之速率為 26 公里/小時。上

坡起點之平均自由速率可根據式 11.8 來估計。臨界點之平均自由速率可估計如下：

$$V_{gi} = P_{si}V_{fs} + P_{Bi}V_{gB} + P_{mi}V_{fm} \quad (11.9)$$

上兩式中，

V_{gi} : 車道 i 上臨界點之平均自由速率 (公里/小時)；

V_{gB} : 大車在臨界點之自由速率 (公里/小時)；

$P_{si}, V_{fs}, P_{mi}, V_{fm}$ 之定義如前所述。

11.3.9 估計容量

一非阻斷性車流路段之容量，代表在交通狀況未進入壅塞狀況之前（平均速率未降到臨界速率之下）能維持最少 15 分鐘之最大流率的期望值。此值為一平均值，所以容量不應該根據單一時段內觀察到之最高流率以訂定。短於 15 分鐘所觀察到之流率也不適用於訂定容量，因為容量為一期望值，所以現場觀察到之流率有可能超過容量。

平坦路段

為分析方便起見，本章將下列之狀況訂定為基本狀況：

1. 車道為快車道；車道寬為 3.75 公尺；
2. 橫向淨距最少 2.0 公尺，此淨距為從車道外側到分隔島或路邊障礙物之距離；
3. 只有小車；
4. 道路在平原區；
5. 道路為城際公路而且有中央實體分隔。

在基本狀況下之容量及相關臨界速率如表 11.6 所示。

表 11.6 基本狀況下快車道之容量

空間平均自由速率 (公里/小時)	容 量 (小車/小時/車道)	臨界速率 (公里/小時)
50	1,700	38.0
60	1,800	45.5
70	1,900	54.0
80	2,000	60.5
90	2,100	68.5

表 11.6 所列之快車道容量為經常可預期之 15 分鐘最高流率之估計值，這些容量不代表所有快車道中 15 分鐘最高流率。因此現場調查所得之 15 分鐘最高流率可能超過表 11.6 所列之容量。此外，蒐集現場資料時估計一路段之容量時必須在數個（例如 4 或 5 個）尖峰時段進行調查，而且每一時段的車流應有從穩定狀況進入不穩定、壅塞的狀況。這些尖峰時段內在未進入不穩定狀況之前的 15 分鐘最高流率的平均值可用來代表該路段之容量。如果有現場資料所估計得之容量，則服務水準之評估，宜根據現場容量。

根據民國 80 年之容量手冊[2]，2001 年容量手冊[1]提供一些調整因素以反應容量受車道寬、橫向淨距、實體分隔之有無及路段所在地環境之影響。但根據本所在郊區所蒐集之資料[3,4,5]，郊區公路快車道之車道寬在 3.5~4.0 公尺之範圍內時，交通特性與車道寬之關係並不顯著。本所在市區所蒐集之資料[12]也顯示在常見的車道寬之範圍內（2.9~3.9 公尺），較寬的車道並不一定有較高的疏解率。市區資料亦顯示，中央分隔型態及路口所在地並不一定經常增高或經常減低疏解率，本所在最近幾年來對橫向淨距的影響並沒有加以研究。從理論之角度而言，橫向淨距太短時，疏解率應會減低。所以本章依據本所舊版容量手冊[1,2]之資料，提供表 11.7 以作為評估橫向淨距對容量之影響。此表所列之因素須在將來用現場資料以查證其可靠性。

表 11.7 橫向淨距調整因素 f_w

橫向淨距 (公尺)	調 整 因 素							
	單 邊 障 礙 物				雙 邊 障 礙 物			
	車 道 寬 (公尺)							
	3.75	3.50	3.0	2.75	3.75	3.50	3.0	2.75
四線實體分隔之多車道公路								
≥ 2.0	1.00	0.97	0.91	0.81	1.00	0.97	0.91	0.81
1.2	0.99	0.98	0.90	0.80	0.98	0.95	0.89	0.79
0.5	0.97	0.94	0.88	0.79	0.94	0.91	0.86	0.76
0	0.90	0.87	0.82	0.73	0.81	0.79	0.74	0.66
六線實體分隔之多車道公路								
≥ 2.0	1.00	0.96	0.89	0.78	1.00	0.96	0.89	0.78
1.2	0.99	0.95	0.88	0.77	0.98	0.94	0.87	0.77
0.5	0.97	0.93	0.87	0.76	0.96	0.92	0.85	0.75
0	0.94	0.91	0.85	0.74	0.91	0.87	0.81	0.70
四線無實體分隔之多車道公路								
≥ 2.0	1.00	0.95	0.89	0.77	1.00	0.95	0.88	0.75
1.2	0.98	0.94	0.88	0.76	0.96	0.93	0.87	0.73
0.5	0.95	0.92	0.86	0.75	0.94	0.91	0.86	0.71
0	0.88	0.85	0.80	0.70	0.81	0.79	0.74	0.66
六線無實體分隔之多車道公路								
≥ 2.0	1.00	0.95	0.89	0.77	1.00	0.95	0.88	0.77
1.2	0.99	0.94	0.88	0.76	0.97	0.93	0.86	0.75
0.5	0.97	0.93	0.86	0.75	0.96	0.92	0.85	0.73
0	0.94	0.90	0.83	0.72	0.91	0.87	0.81	0.70

資料來源：[1,5]。

坡度路段

坡度路段坡度及坡長對容量之影響亦不可忽視，但目前本所尚未針對坡度路段之容量加以深入研究。現有的資料涉及國道 1 號在三義上坡路段之車流特性，如本手冊第四章所述。該章有關坡度之資料雖然有限，但可作為估計郊區多車道公路上坡度路段容量之參考。本所亦利用 HTSS 模式模擬單純上坡路段臨界點之容量。圖 11.6 顯示模擬結果之一例子。

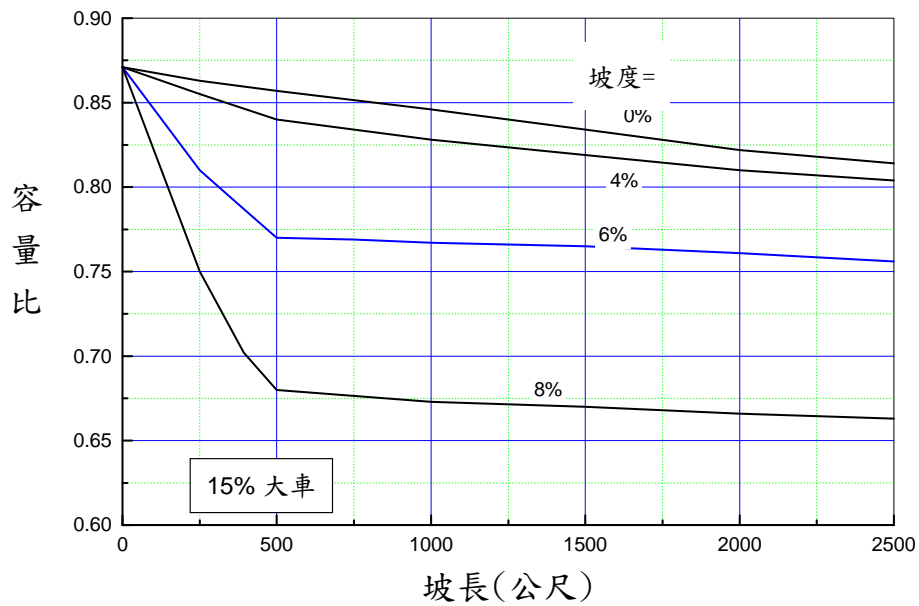


圖 11.6 大車百分比為 15% 時坡度路段容量與平坦路段容量比例之模擬值

根據模擬結果，坡度路段容量與平坦路段容量之比值 f_g ，簡稱容量之坡度調整係數，可用下列模式來估計：

$$f_g = \frac{1}{1 + e^{-Y}} \quad (11.10a)$$

$$Y = \frac{6.4998}{1 + e^{-S_1}} - \frac{8.1753}{1 + e^{-S_2}} + \frac{15.0024}{1 + e^{-S_3}} - \frac{9.2259}{1 + e^{-S_4}} + 10.7942 \quad (11.10b)$$

$$S_i = \left[\sum_{j=1}^3 A_{ij} X_j \right] + A_{i4}, \quad i = 1, 2, 3, 4 \quad (11.10c)$$

此模式中，

X_1 : 坡度 (%除以 100)；

X_2 : 大車百分比 (%除以 100)；

X_3 : 坡長 (公尺除以 4000)。

此外，式 11.10c 中之 A_{ij} 值如表 11.8 所示。

表 11.8 式 11.10c 之 A_{ij} 值

i	j			
	1	2	3	4
1	-25.4311	1.5927	0.5364	2.0164
2	-28.4141	0.9223	29.0412	3.9001
3	-2.1535	-20.9247	-0.9524	-1.4430
4	-7.7392	2.1329	0.4501	0.7088

容量之估計

如一車道上只有小車及大車，而且平均自由速率在 50 到 90 公里/小時之間，則一路段的容量可估計如下：

$$C = C_0 f_w f_g \quad (11.11)$$

此式中，

- C : 車道容量 (小車及大車/小時/車道)；
- C_0 : 基本狀況下之車道容量 (小車/小時/車道)；
- f_w : 表 11.7 之橫向淨距調整因素；
- f_g : 坡度調整因素，亦即坡度路段之容量 (小車及大車/小時/車道) 與平坦路段之容量 C_0 的比值 (式 11.10)。

11.3.10 服務水準劃分標準

不論是否有坡度，一路段之平均速率隨需求流率及平均自由旅行速率而變。需求流率低時，平均速率高。需求流率一增加，平均速率減低。但在需求流率不超過容量時，車流仍能維持穩定狀況。需求流率超過容量時，車流進入不穩定、壅塞狀況。圖 11.7 顯示平均速率與自由速率及需求流率/容量 (V/C) 比值之關係。此圖中在穩定狀況時之平均自由速率可用下列模式來估計：

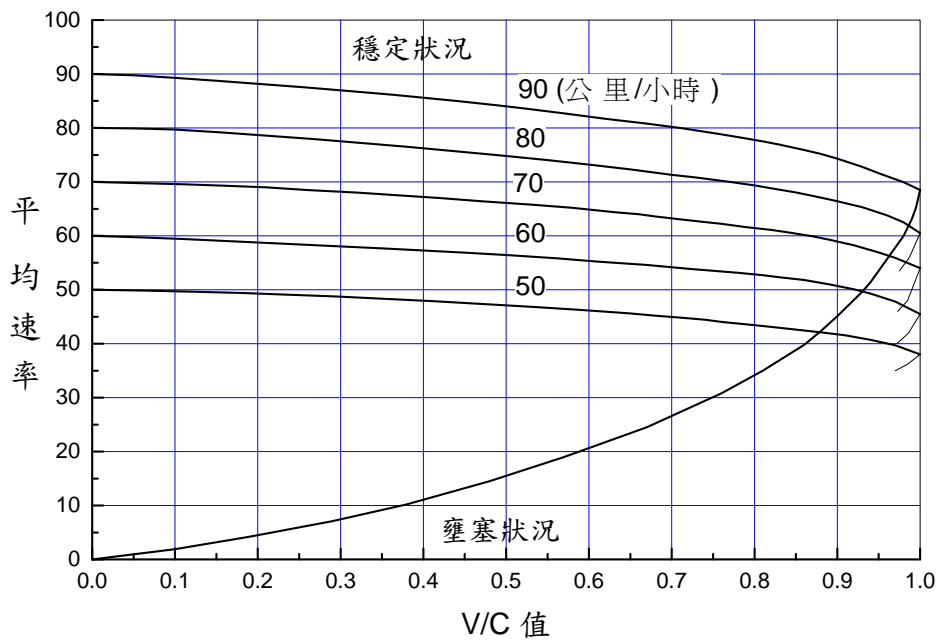


圖 11.7 車流只有小車及大車時，平均速率與自由速率及 V/C 比值之關係 (1 機車=0.36 小車)

$$V = \frac{100}{1 + e^{-Y}} \quad (11.12a)$$

$$Y = \frac{3.17398}{1 + e^{-S_1}} + \frac{9.2887}{1 + e^{-S_2}} + \frac{8.0433}{1 + e^{-S_3}} - 8.8642 \quad (11.12b)$$

$$S_i = \left[\sum_{j=1}^2 A_{ij} X_j \right] + A_{i3}, \quad i = 1, 2, 3 \quad (11.12c)$$

此模式中，

X_i : V/C 比值；

X_2 : 平均自由旅行速率 (公里/小時) 除以 100。

此外，式 11.12c 中之 A_{ij} 值如表 11.8 所示。

表 11.9 式 11.12c 之 A_{ij} 值

i	j		
	1	2	3
1	1.758	3.6640	-3.4753
2	-1.449	3.3646	-4.5146
3	-2.209	-0.0764	3.7543

本章採用 V/C 比值以訂定服務水準之等級，如表 11.10 所示。

表 11.10 非阻斷性車流路段之服務水準劃分標準

服務水準	需求流率/容量比, v/c
A	0.00 ~ 0.37
B	0.38 ~ 0.62
C	0.63 ~ 0.79
D	0.80 ~ 0.91
E	0.92 ~ 1.00
F	> 1.00

需求流率指欲通過一路段之流率。在無壅塞狀況時，需求流率等於在 15 分鐘內可通過一路段之流率。在壅塞狀況下，可通過一路段之 15 分鐘流率可能遠低於路段之容量，但需求流率則高於容量。在這情形之下，需求流率須根據在分析路段上游，車流尚未進入壅塞區域時之流率來訂定。

11.3.11 應用例題一

假設一城際公路在兩號誌化路口之間有一長 5 公里之 4 車道郊區路段，此路段各方向有一快車道及一混合車道。負責此路段之機構認為有必要分析此路段中間非阻斷性車流之路段。此路段之幾何及交通狀況如下：

1. 中央實體分隔；地形平坦。
2. 快車道車道寬 = 3.5 公尺；左右側橫向淨距 = 1.2 公尺。
3. 尖峰小時單方向之需求流率 $Q_{60} = 1,250$ 輛；其中 35% 為機車 ($P_m = 0.35$)，59% 為小車 ($P_s = 0.59$)，6% 為大車 ($P_B = 0.06$)。
4. 95% 之機車使用混合車道 ($f_{ml} = 0.95$)，60% 之小車使用混合車道 ($f_{sl} = 0.60$)，46% 之大車使用混合車道 ($f_{Bl} = 0.46$)。
5. 尖峰小時係數 $PHF = 0.9$ 。

6. 速限 = 70 公里/小時；

根據上述之狀況，此路段之容量及服務水準可分析如下：

1. 訂定分析對象

因單向 2 車道之車種組成的差異相當大，所以分析對象應包括快車道及混合車道。

2. 估計需求流率及車種組成

a. 尖峰 15 分鐘總需求流率 (式 11.2)

$$Q_{15} = 1,250 / 0.9 = 1,389 \text{ 輛/小時}$$

b. 混合車道尖峰 15 分鐘流率 (式 11.4a) 及車種組成 (式 11.5)

$$\begin{aligned} q_1 &= 1,389[0.59 \times 0.60 + 0.06 \times 0.46 + 0.35 \times 0.95] \\ &= 992 \text{ 輛/小時/車道} \end{aligned}$$

$$\text{小車比例：} P_{s1} = \frac{0.59 \times 0.60}{0.59 \times 0.60 + 0.06 \times 0.46 + 0.35 \times 0.95} = 0.496$$

$$\text{大車比例：} P_{B1} = \frac{0.06 \times 0.46}{0.59 \times 0.60 + 0.06 \times 0.46 + 0.35 \times 0.95} = 0.039$$

$$\text{機車比例：} P_{m1} = \frac{0.35 \times 0.95}{0.59 \times 0.60 + 0.06 \times 0.46 + 0.35 \times 0.95} = 0.465$$

c. 快車道尖峰 15 分鐘流率 (式 11.4b) 及車種組成 (式 11.6)

$$q_2 = 1,389 - 992 = 397 \text{ 輛/小時}$$

$$\begin{aligned} \text{小車比例：} P_{s2} &= \frac{0.59 \times (1 - 0.60)}{0.59 \times (1 - 0.60) + 0.06 \times (1 - 0.46) + 0.35 \times (1 - 0.95)} \\ &= 0.825 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{大車比例：} P_{B2} &= \frac{0.06 \times (1 - 0.46)}{0.59 \times (1 - 0.60) + 0.06 \times (1 - 0.46) + 0.35 \times (1 - 0.95)} \\ &= 0.113 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{機車比例：} P_{m2} &= \frac{0.35 \times (1 - 0.95)}{0.59 \times (1 - 0.60) + 0.06 \times (1 - 0.46) + 0.35 \times (1 - 0.95)} \\ &= 0.062 \end{aligned}$$

3. 估計對等小車及大車流率 (式 11.7)

混合車道

$$q_{1c} = 992[1 + 0.465 \times (0.36 - 1)]$$

$$= 697 \text{ 小車及大車/小時/車道}$$

快車道

$$q_{2e} = 397[1 + 0.062 \times (0.36 - 1)]$$

$$= 381 \text{ 小車及大車/小時/車道}$$

4. 估計平均自由速率 (式 11.8)

根據表 11.1，各車種在平坦路段上之自由速率為：

$$\text{小車：} V_{fs} = 70 \text{ 公里/小時}$$

$$\text{大車：} V_{fB} = 66 \text{ 公里/小時}$$

$$\text{機車：} V_{fm} = 70 \text{ 公里/小時}$$

所以各種車道之平均自由速率如下：

混合車道

$$V_{f1} = 0.496 \times 70 + 0.039 \times 66 + 0.465 \times 70 = 69.8 \text{ 公里/小時}$$

快車道

$$V_{f2} = 0.825 \times 70 + 0.113 \times 66 + 0.062 \times 70 = 69.5 \text{ 公里/小時}$$

5. 估計容量

混合車道

小車及大車混流之容量可從式 11.11 來估計。此式中，平均自由速率為 69.8 公里/小時。根據表 11.7，四線實體分隔、車道寬 3.5 公尺、橫向淨距 1.2 公尺之調整係數 f_w 等於 0.95。此路段不必作坡度調整 ($f_g = 1$)，所以容量等於 $(1,200 + 10 \times 69.8) \times 0.95 = 1,803$ 小車及大車/小時/車道。

快車道

快車道之平均自由速率為 69.5 公里/小時，橫向淨距調整因素 $f_w = 0.95$ ，坡度調整因素 $f_g = 1$ 。所以容量等於 $(1,200 + 10 \times 69.5) \times 0.95 = 1,800$ 小車及大車/小時/車道。

6. 評估服務水準

混合車道

此車道之對等小車及大車需求流率 (q_{le}) 為 697 輛/小時/車道，其容量為 1,803 輛/小時/車道，所以 $V/C = 697 / 1,803 = 0.39$ ，從表 11.10 可知，

服務水準為 B 級。此外，因平均自由速率為 69.8 公里/小時，所以需求流率為 697 小車及大車/小時/車道時之平均速率大約為 68 公里/小時（圖 11.7）。

快車道

此車道之對等小車需求流率 (q_{2e}) 為 381 小車及大車/小時/車道，其容量為 1,800 小車及大車/小時/車道，所以 $V/C = 381 / 1,800 = 0.21$ ，相關之服務水準為 A 級(表 11.10)。因需求流率為 381 小車及大車/小時/車道，而且自由速率為 69.5 公里/小時，所以平均速率大約為 69 公里/小時（圖 11.7）。

11.3.12 應用例題二

假設例題一之路段改為一長 800 公尺之 5% 上坡路段，但其他狀況不變，則此路段之容量及服務水準可分析如下：

1. 訂定分析對象

分析對象應包括混合車道及快車道，以顯示這兩種車道作業之可能差異。

2. 估計需求流率及車種組成

a. 尖峰 15 分鐘單向總需求流率

$$Q_{15} = 1,389 \text{ 輛/小時}$$

b. 混合車道尖峰 15 分鐘流率及車種組成

$$q_1 = 992 \text{ 輛/小時}$$

$$\text{小車比例：} P_{s1} = 0.496$$

$$\text{大車比例：} P_{B1} = 0.039$$

$$\text{機車比例：} P_{m1} = 0.465$$

c. 快車道尖峰 15 分鐘流率及車種組成

$$q_2 = 397 \text{ 輛/小時}$$

$$\text{小車比例：} P_{s2} = 0.825$$

$$\text{大車比例：} P_{B2} = 0.113$$

$$\text{機車比例：} P_{m2} = 0.062$$

3. 估計對等小車及大車混合流率

對等小車流率與例題一之值相同。

$$q_{1e} = 697 \text{ 小車及大車/小時/車道}$$

$$q_{2e} = 381 \text{ 小車及大車/小時/車道}$$

4. 估計平均自由速率

上坡起點

假設上坡路段之前的路段為一相當長之平坦路段，因而各車種到達上坡路段之自由速率等於表 11.1 所示之速率：

$$\text{小車：} V_{fs} = 70 \text{ 公里/小時}$$

$$\text{大車：} V_{fB} = 66 \text{ 公里/小時}$$

$$\text{機車：} V_{fm} = 70 \text{ 公里/小時}$$

根據各車種之自由速率，在上坡起點之平均自由速率如下：

$$\text{混合車道：} V_{f1} = 69.8 \text{ 公里/小時}$$

$$\text{快車道：} V_{f2} = 69.5 \text{ 公里/小時}$$

上坡臨界點 (式 11.9)

大車在上坡起點之速率為 66 公里/小時。根據圖 11.2，大車在 5% 上坡行走 800 公尺之後的自由速率大約為 48 公里/小時。因此例假設只有單一坡度，所以上坡終點亦即臨界點 ($V_{gB} = 48$ 公里/小時)。從式 11.9，各車道在臨界點之平均自由速率可估計如下：

混合車道

$$V_{g1} = 0.496 \times 70 + 0.039 \times 48 + 0.465 \times 70 = 69.1 \text{ 公里/小時}$$

快車道

$$V_{g2} = 0.825 \times 70 + 0.113 \times 48 + 0.062 \times 70 = 67.5 \text{ 公里/小時}$$

5. 估計容量

混合車道

式 11.11 中，自由速率 ($V_f = V_{g1}$) 為 69.1 公里/小時，橫向淨距調整因素為 $f_w = 0.95$ (表 11.7)，根據坡度 5%，長 800 公尺之坡度路段及 3.9% 之大車，從式 11.11 所估計之 f_g 值為 0.93。因此容量為 $(1,200 + 10 \times 69.1) \times 0.95 \times 0.93 = 1,670$ 小車及大車/小時/車道。

快車道

快車道在臨界點之平均自由速率為 $V_{g2}=67.5$ 公里/小時，；橫向淨距調整因素為 $f_w=0.95$ (表 11.7)。根據 11.3%之大車，從式 11.11 所估計之 f_g 值為 0.83。所以快車道容量為 $(1,200+10\times 67.5)\times 0.95\times 0.83=1,478$ 小車及大車/小時/車道。

6. 評估服務水準 (表 11.10)

混合車道之 V/C 值等於 $q_{le}/C=697/1,670=0.42$ ，其服務水準為 B 級；快車道之 V/C 值等於 $381/1,478=0.26$ ，其服務水準為 A 級。快車道之平均自由旅行速率為 67.5 公里/小時，所以 V/C 比等於 0.25 之相關平均速率大約為 67 公里/小時 (圖 11.7)。混合車道之平均自由速率為 69.1 公里/小時，從圖 11.7 亦可知，當 V/C 比等於 0.42 時，平均速率大約也是 67 公里/小時。

11.4 號誌化路口及幹道之容量分析

11.4.1 影響因素

號誌化路口及幹道之容量與服務水準受許多因素的影響。在一般情況下之主要影響因素包括：

1. 號誌控制策略。
2. 路口幾何設計及槽化設計。
3. 交通狀況及駕駛人的行為。

鋪面、天候及能見度之狀況對容量及服務水準也有影響。

11.4.1.1 號誌控制策略

號誌控制可劃分成定時號誌控制(pre-timed control)、觸動化控制(traffic-actuated control)及適應性控制(traffic-responsive or adaptive control)。目前臺灣之號誌控制主要依賴定時控制。號誌控制亦可劃分成獨立路口控制(isolated intersection control)及連鎖控制(coordinated)。獨立路口控制不考慮鄰近路口作業之互動關係。連鎖控制之目的在於減少車輛穿過一連串之路口時被紅燈阻擋而須減速或停車之可能性。

定時號誌控制利用不同之時制(timing plan)以控制不同時間內之車流。從

一時制轉變到另一時制時須依賴一移轉邏輯(transition algorithm)。時制轉換時可能造成短期車流運作的不順暢。每一時制通常包括下列的設計項目(timing element)：週期長度、時相及時相順序、每一時相之綠燈時段、黃燈時段、全紅時段及行人時相長度。黃燈時段及全紅時段之總時間又稱為燈號轉換時段(signal change interval or inter-green)。連鎖控制時須訂定各路口號誌控制之時差(offset)。

週期(cycle)及週期長度(cycle length)

號誌控制之主要目的是將有嚴重衝突的車流分開。所有各方向之車流依次輪流獲得一次綠燈以進入交叉路口的過程叫一週期。運轉一週期所需之長度稱為週期長度。交通部之「道路交通標誌標線號誌設置規則」[7]指出，週期長度以 30 秒至 200 秒為原則。台北縣目前所用之週期長度一般在 30 秒到 240 秒之間，但有些路口之週期長度超過 300 秒。

時相(phase)及時相順序(phase sequence)

每一週期分成幾個時相，一般週期有 2 到 8 時相。提供車輛使用之時相又可分成下列時段：綠燈、黃燈及全紅。此外，每一週期內可有行人專用之時相。

號誌控制設計之一原則是儘量減少時相數。但在有嚴重衝突之路口，為安全起見，必須利用多時相以分離衝突之車流及行人。時相數及其安排順序對路口之運轉可能有很大的影響。圖 11.8 顯示幾個時相順序的例子。

在處理左轉及行人之衝突時，有下列幾個常用之時相及時相順序：

- 允許左轉時相(permitted left-turn phase)

如圖 11.8a 所示，此種時相讓左轉車與對向車流同時進入交叉路口，但左轉車必須利用對方來車之間距以通過交叉路口。

- 專用左轉時相(protected left-turn phase)

如圖 11.8c 之第一及第四時相所示，在此種時相內只有左轉車能進入交叉路口。

- 允許/專用左轉時相(permitted/protected left-turn phase)

如圖 11.8b 之第一及第二時相所示，此種時相順序之安排在讓左轉車先利用對方來車之間距通過，然後再讓左轉車再利用一專用時相以通過交叉路口。

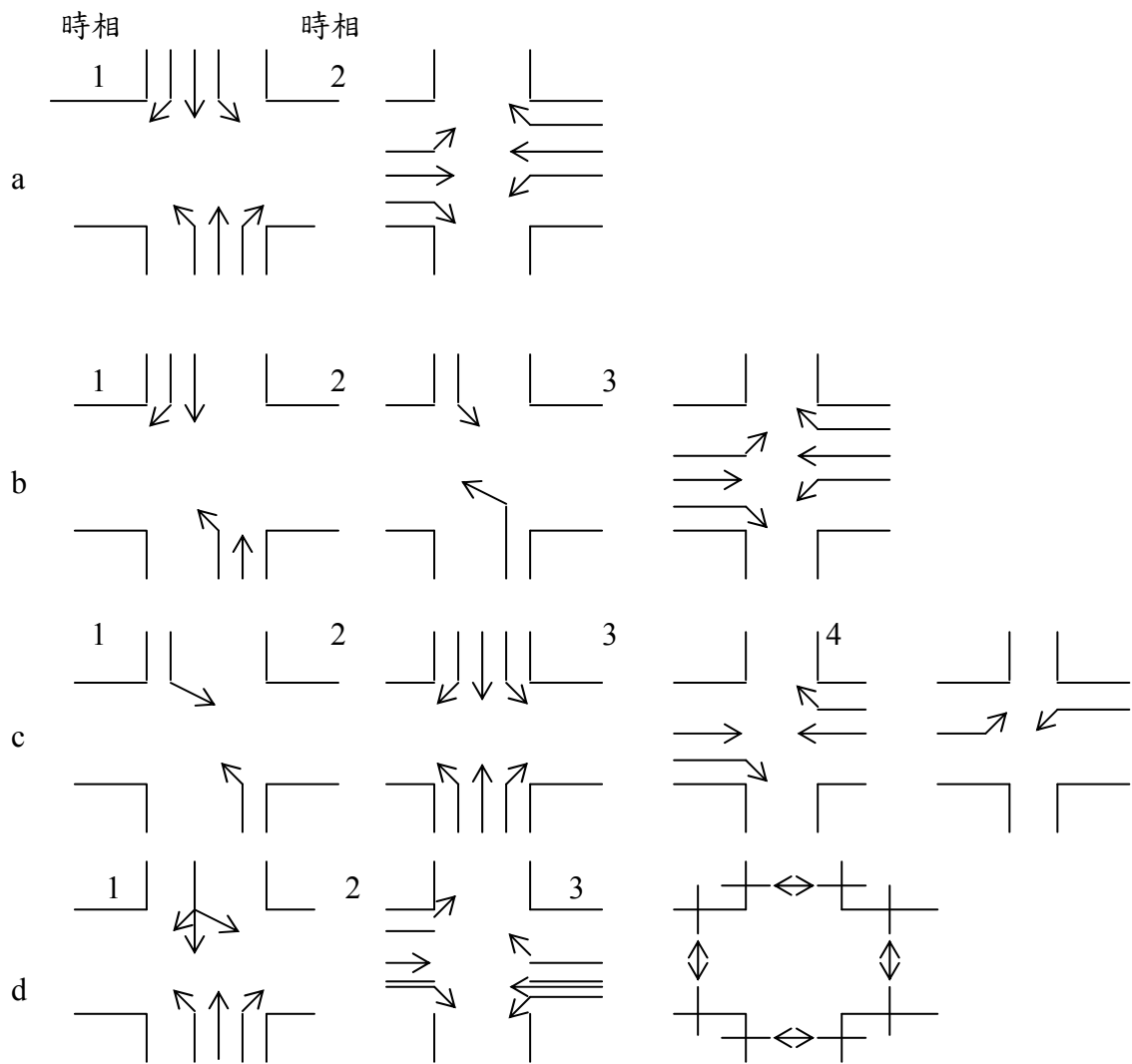


圖 11.8 時相順序範例

- 專用/允許左轉時相(protected/permitted left-turn phase)

如圖 11.8c 之第一及第二時相所示，此種時相順序之安排讓左轉車先利用一專用時相再利用一允許時相以通過交叉口。

- 行人專用時相(protected pedestrian phase)

如圖 11.8d 之第三時相所示，在行人專用時相中，所有車子禁止進入交叉路口。

- 行人/車流共用時相(concurrent pedestrian /vehicle phase)

這種時相通常用在行人與車流衝突不嚴重之情況下，讓行人與車流可同時進入交叉路口，但綠燈及黃燈時間必須足夠讓行人

能進入並跨越路口。

綠燈時段(green interval)

在定時號誌控制下，綠燈時段之長度視各時相之需要而定。

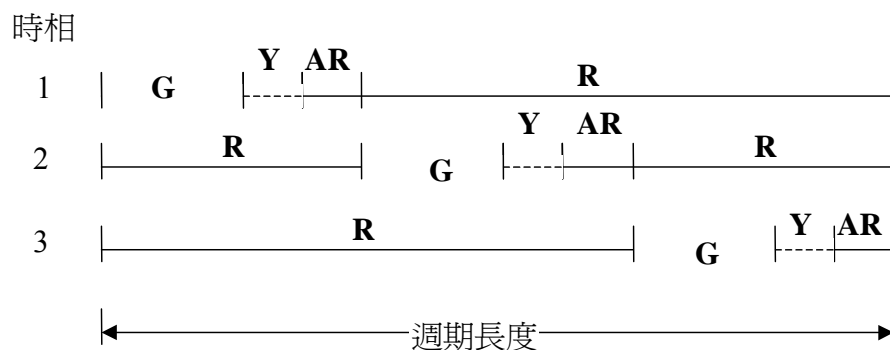
燈號轉換時段(change interval or inter-green)

綠燈時段結束後，號誌控制進入燈號轉換時段。這時段內，黃燈閃亮。黃燈時段之後，有些號誌控制讓所有車流及行人都只看到紅燈。如圖 11.9 所示，所有燈號閃示紅燈之時段叫全紅時段。全紅時段之後，下一時相之綠燈時段才開始。

郊區路口之紅燈時段多數在 2 到 5 秒之間，最常用之黃燈時段大約為 3 秒。黃燈之後的全紅時段在 0 秒到 3 秒之間，最常用之值大約為 2 秒。

行人時相長度(length of pedestrian phase)

如有行人專用之時相，或行人雖無專用時相，但行人之需要不能忽視，則號誌控制必須在行人時相或綠燈及黃燈期間，讓行人能安全的穿過路口。行人時相之長度隨路口寬度及行走速率而變。



綠燈 G；黃燈 Y；全紅 AR；紅燈 R

圖 11.9 三時相控制之週期劃分

時差(offset)

連鎖控制時，每一路口須有一時相被指定為同步時相(synchronized phase)。為達成連鎖之功能，各路口同步時相之綠燈時間必須保持一定之時差。如圖 11.10 所示，訂定時差時可用某一路口同步時相綠燈開始之時間為基準點(如圖 11.10 之 T_0)。從這基準點到任何一路口同步時相第一次綠燈開始的時間叫時差。此外，所有路口必須使用同樣之週期長度(common cycle length)。但有時候某些連鎖路口之流量可能較其他路口

之流量低得多，在此情形下，低流量路口之週期長度可減半。

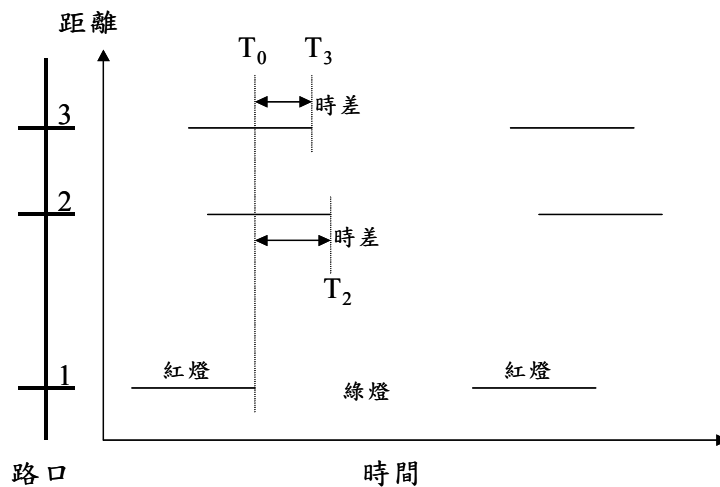


圖 11.10 時差之定義示意圖

11.4.1.2 幾何設計及槽化

主要的幾何設計狀況包括：路口間距、車道數、車道寬、坡度及左轉或右轉專用彎之長度。車道之槽化指利用標線、安全島或護欄以分隔車種或不同行進方向之車輛。郊區號誌化路口在停止線上游常設有機車停等區，在停止線下游則常設有兩段式左轉機車之待轉區。

11.4.1.3 交通狀況及駕駛人之行為

交通狀況指車流率、行人流率、流率隨時間之變化、車流抵達路口之型態（如隨機或有週期性）、車種組成、車流之方向性及車流與車種之車道分布等性質。駕駛行為可能影響車道使用之效率、間距接受行為、停等車疏解率及跟車行為等。

11.4.2 容量估計方法

號誌化路口車道或車道群之容量，指在最少 15 分鐘內能利用綠燈及燈號轉換時段通過停止線之最高流率的期望值。車道或車道群之容量可用模擬模式或依賴公式、圖表之分析性方法來估計。本章建議以模擬為分析之工具。但在車流無衝突，而且分析之目的只是在估計容量之情況下，可利用現有的公式、圖表來估計。

傳統估計容量之方法乃根據飽和流率之觀念。飽和流率之觀念假設綠燈開始之後，停等車之疏解率會迅速的上升，然後在第四部或第五部停等車通過停止線之後達到一最高之穩定值[8]。根據此觀念，容量可估計如下：

$$c = S \frac{G_e}{C} \quad (11.13)$$

此式中，

c : 容量 (輛/小時)；

S : 車道或車道群之飽和流率 (輛/有效綠燈小時)；

G_e : 有效綠燈 (秒)；

C : 定時控制之週期長度或觸動化控制之平均週期長度 (秒)。

事實上，最近臺灣及美國的現場資料[4,9,10]皆顯示疏解率之特性與傳統之疏解率有不可忽視的差異。如圖 11.11 所示，臺灣郊區及市區直行停等車之疏解率在第 12 部停等車疏解之後仍繼續上升，在何停等位置之後疏解率才會達到穩定狀況很難訂定。右轉及左轉停等車之疏解率有同樣的特性。在這種情形之下，利用式 11-13 來估計容量會造成嚴重之困擾[4,9,10,11]。

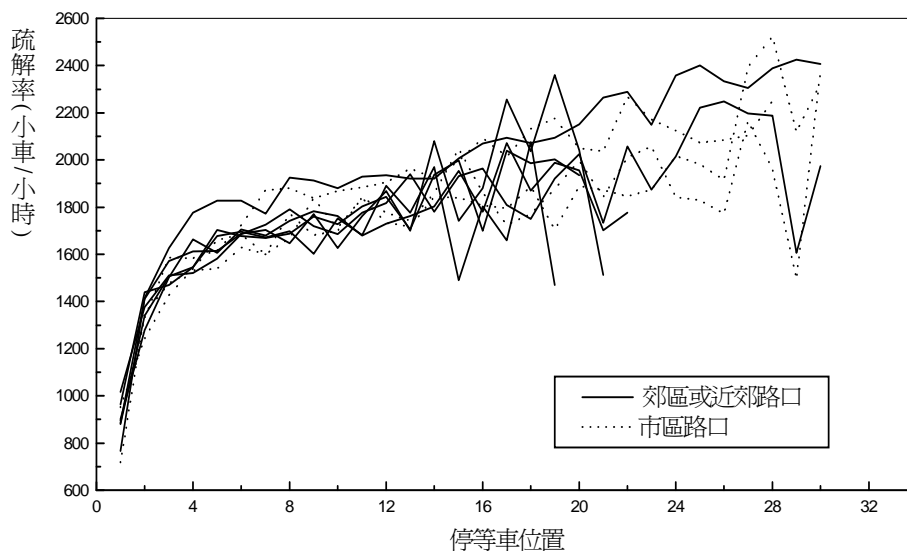


圖 11.11 臺灣地區市區及郊區直行停等車之疏解特性

本章利用下式以估計一般車道之容量：

$$c = \frac{3600}{C} \left[\sum_{i=1}^n N_{gvi} \right] f_V f_m f_g f_b f_S f_P \quad (11.14)$$

此式中，

c : 車道容量(輛/小時)；

- C : 號誌週期長度(秒)；
- N_{gvi} : 特定狀況下，在第 i 個可用時相之綠燈時段及燈號轉換時段中能疏解之平均停等車輛數(輛)；
- n : 可用之時相數；
- f_V : 車種及行進方向調整因素；
- f_m : 中央安全島或護欄調整因素；
- f_g : 坡度調整因素；
- f_b : 公車站調整因素；
- f_S : 路邊停車調整因素；
- f_P : 衝突行人調整因素。

式 11.14 中之調整因素隨分析車道之性質及 N_{gvi} 是否已將相關之影響因素考慮在內而定，例如左轉車道如不受公車站之影響，則 $f_b=1$ ，但同一路段上之右轉車道則可能受公車站作業之干擾，在此情況下，右轉車道之 f_b 會小於 1。

將數車道合併為一車道群來分析時，涉及之車道上的車輛必須利用相同之時相通行，並且各車道上車輛之行進方向也必須相同。

本章將車道分成下列數種來分析：

1. 無衝突直行車道。
2. 無衝突左轉車道。
3. 無衝突右轉車道。
4. 無衝突直行/右轉共用快車道。
5. 無衝突直行/右轉混合車道。
6. 衝突左轉車道。
7. 無衝突左轉/直行共用車道。
8. 其他無衝突車道。

本所曾對上述前六種車道之特性加以探討[4,5]，其他種車道則在將來須根據現場資料加以分析。本章有關上述最後兩種車道的資料，係參考現有資料並加以整理後之結果。

快車道通常很少有機車，其車流特性與混合車道不同。所以同一路段上

之車道須依照實際狀況劃分成快車道及混合車道，並且分別進行分析。

11.4.2.1 無衝突直行車道

1. 綠燈及燈號轉換時段之疏解車數 N_{gvi}

只有小車而且路口平坦時，式 11.14 中之 N_{gvi} 值可估計如下：

如 $15 \leq g \leq 65$ ，則

$$N_{gvi} = (-1.23 + 0.457g + 7.352 \times 10^{-4} g^2)(0.94 + 0.02W) \quad (11.15a)$$

如 $g > 65$ ，則

$$N_{gvi} = (-4.09 + 0.549g)(0.94 + 0.02W) \quad (11.15b)$$

此二式中，

N_{gvi} = 疏解車數 (小車/車道)；

g = 綠燈時段加上可用燈號轉換時段 (秒)，建議值：綠燈加 4 秒；

W = 車道寬 (2.6~3.6 公尺)。

2. 車種組成調整因素 f_V

$$f_V = \frac{1}{1 + P_B(E_{sB} - 1) + P_m(E_{sm} - 1)} \quad (11.16)$$

此式中，

P_B, P_m : 大車及機車之比例；

E_{sB}, E_{sm} : 大車及機車之小車當量。

大車之小車當量有隨可用綠燈及燈號轉換時段 g (秒) 而增加之現象，其值可估計如下[4]：

如 $g \leq 85$ 秒，

$$E_{sB} = 1.77 + 0.011g - 6.25 \times 10^{-5} g^2 \quad (11.17a)$$

如 $g > 85$ 秒，

$$E_{sB} = 2.23 \quad (11.17b)$$

可用綠燈及燈號轉換時段在 20~80 秒之間時，式 11.17a 之估計值大約在 2.0~2.2 之間。除非大車之流率超過 100 輛/小時/車道，大車之小車當量可訂為 2.1。機車之小車當量隨機車比例之增加而減少，其建議值如

表 11.11 所示。此表之當量可用下式來估計：

$$E_{sm} = 0.23 + 0.1556 e^{-\frac{F_m}{10.6396}} + 0.3673 e^{-\frac{F_m}{67.0339}} \quad (11.18)$$

此式中，

F_m : 機車百分比(%)；

E_{sm} : 機車之小車當量。

表 11.10 機車之小車當量

機車比例(%)	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Esm	0.75	0.61	0.53	0.47	0.44	0.41	0.38	0.36	0.34	0.33	0.31

3.安全島或護欄調整因數 f_m

根據市區資料[12]，無快慢分隔之路段上，有中央標線分隔之直行車流的疏散率大約是有中央實體分隔之疏散率的 97%。所以本章建議採用下列之調整因素：

$$(1) \text{如有安全島或護欄, } f_m = 1.00 \quad (11.19a)$$

$$(2) \text{如無安全島或護欄, } f_m = 0.97 \quad (11.19b)$$

4.坡度調整因素 f_g

現有文獻[13]指出坡度增加 1%時，容量可能會減少 1%到 2.5%。本章建議採用以下之調整因素：

$$f_g = 1.0 - 0.015s \quad (11.20)$$

此式中，

s : 坡度(%)；上坡為正值，下坡為負值。

5.公車站調整因素 f_b

公車站之作業受許多因素的影響，民國 80 年版之容量手冊只考慮公車到達率、公車站離交叉口的距離及分析車道群之車道數。其公車站調整因素訂定如下：

$$f_b = f_0 \beta_1 \beta_2 \quad (11.21)$$

其中 β_1 及 β_2 之值如表 11.12 及表 11.13 所示。 f_0 值為公車到達率為 40 輛/小時並且公車站離路口 40 公尺時之調整因素，其值如下：

$$f_0 = 0.88 \text{ (車道群車道數=1)}; 0.96 \text{ (車道群車道數=2)}; 0.97 \text{ (車道}$$

群車道數=3)。

表 11.12 公車到達率調整值 β_1

到達率(輛/小時)	10	20	30	40	50	60	70	80
β_1	1.02	1.02	1.01	1.0	0.99	0.98	0.97	0.97

資料來源：[14]。

表 11.13 公車站離交叉口距離調整值 β_2

站位距離(公尺)	10	20	30	40	50	60	70
β_2	0.87	0.96	0.99	1.0	1.01	1.01	1.02

資料來源：[14]。

一般乘客不多的公車靠站時間只有 10 秒左右[12]。到站時間如果是在紅燈時段中，則對車道容量之影響很小。到站時間如果下方車輛疏散所須時間超過剩餘之綠燈時間，則靠站公車的影響也很小。上述調整因素沒有考慮到這些情形，因此可能常高估公車站之影響程度。基於這些考量，本章建議依照下列原則來訂定公車站調整因素：

1. 公車靠站不佔用車道時，則 $f_b = 1.0$ 。
2. 公車靠站佔用車道，則只調整被佔用車道之容量。式 11.21 中之 f_0 值為 0.88。 β_1 及 β_2 之值則根據表 11.12 及表 11.13。

6. 路旁停車調整因素 f_s

臺灣的研究資料[14]建議採用表 11.14 之調整因素以估計容量。這些調整因素只用於緊靠停車位之車道或車道群。其他車道之 f_s 可假設為 1.0。本所尚未利用現場資料對此調整因素加以探討，所以本章繼續採用表 11.14 之調整因素。

表 11.14 路旁停車調整因素 f_s

車道數	停車操作率(輛/小時)						
	0	10	20	30	40	50	60
1	0.87	0.82	0.82	0.82	0.81	0.81	0.80
2	0.94	0.91	0.90	0.90	0.90	0.89	0.89
3	0.96	0.94	0.94	0.94	0.93	0.93	0.93

資料來源：[14]。

7. 衝突行人調整因素 f_p

直行車通常不受行人之干擾，所以 $f_p = 1.0$ 。

11.4.2.2 無衝突左轉車道

1. 綠燈及燈號轉換時段之疏解車數 N_{gvi}

只有小車，有實體分隔而且路口平坦時，

$$N_{gvi} = 1.4 + 0.426g - 1.186N \quad (11.22)$$

此式中，

N_{gvi} : 疏解車數 (小車/車道)；

g : 綠燈時段加 4 秒可用燈號轉換時段 (秒)；

N : 左轉車道數。

2. 車種組成調整因素 f_v

此調整因素可根據式 11.16 來估計。但左轉大車之左轉小車當量在 1.7 ~ 2.0 之間 (建議值: 1.8)，機車之小車當量可根據表 11.11 式 11.18 來訂定。

3. 安全島或護欄調整係數 f_m

根據市區的資料[12]，單左轉車道有實體分隔時之疏解率只有標線分隔時之 92%。所以宜採用下列影響因素：

(1) 中央實體分隔

$$f_m = 1.00$$

(2) 中央標線分隔

$$f_m = 1.09$$

4. 坡度調整因素 f_g

坡度調整因素之值可依照式 11.20 來估計。

5. 公車站調整因素 f_b

在多車道郊區公路上，公車站之位置及作業對左轉容量的影響不大，所以 f_b 可訂為 1.0。

6. 路旁停車調整因素 f_s

路旁停車調整因素可根據表 11.14 訂定。

7. 衝突行人調整因素 f_p

如果號誌化路口沒有行人專用時相，則右轉或左轉車輛之疏解可能受到干擾，車隊疏解所須時間增長，導致容量降低。目前尚無足夠的資料以準確的估計在不同情形之下，衝突行人對容量之影響。本章採用一簡化的模式將行人的影響反映在容量的估計值。此模式假設在紅燈時段中抵達路口之行人會集合成一群，綠燈開始之後才到達之行人也會跟隨這一群行人。根據民國 95 年之研究資料[12]，如果一群人中有 N_p 行人，則右轉受行人群干擾時，其疏解車距可估計為 $3.46 + 0.847N_p$ 秒。假設此疏解車距亦適用於左轉車，而且左、右轉車被行人阻擋時，路口轉角的空間可儲存 N_s 輛小車以讓直行車正常疏解。在此情況下，利用模擬所得的衝突行人調整因素如圖 11.12、圖 11.13 及圖 11.14 所示。

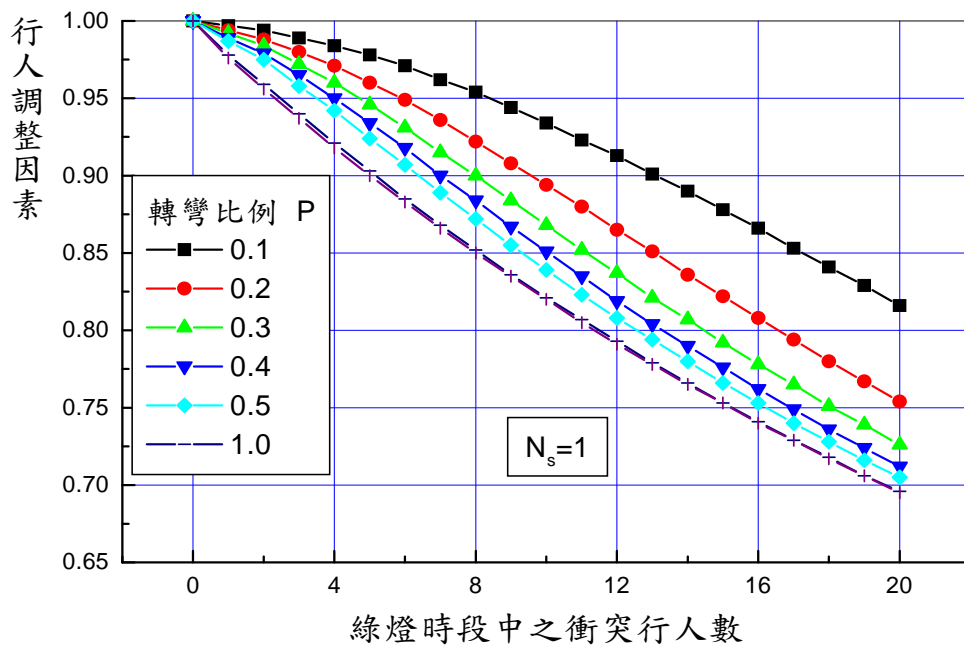


圖 11.12 轉角可儲存 1 輛小車時之衝突行人調整因素

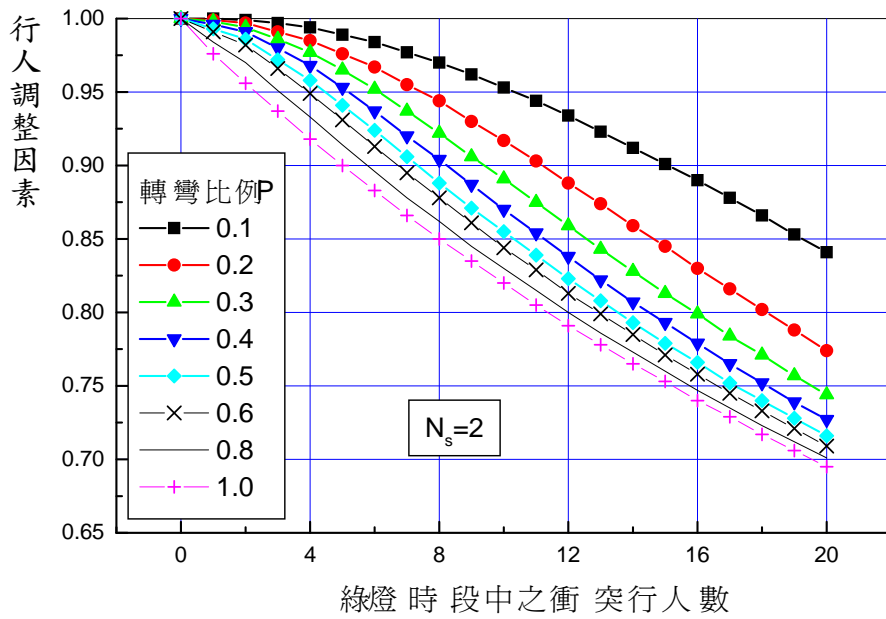


圖 11.13 轉角可儲存 2 輛小車時之衝突行人調整因素

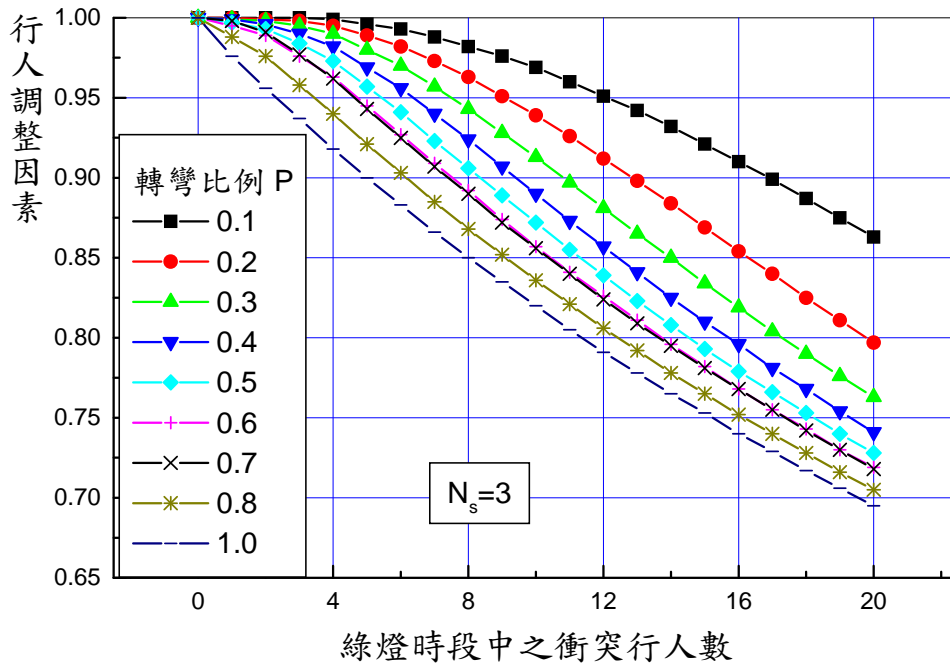


圖 11.14 轉角可儲存 3 輛小車時之衝突行人調整因素

上述行人調整因素也可用下列之模式來估計：

$$f_P = \frac{1}{1+e^{-Y}} \quad (11.23a)$$

$$Y = \frac{4.0225}{1+e^{-S_1}} - \frac{4.8957}{1+e^{-S_2}} + \frac{11.3832}{1+e^{-S_3}} - \frac{4.233}{1+e^{-S_4}} + 5.6837 \quad (11.23b)$$

$$S_i = \left[\sum_{j=1}^3 A_{ij} X_j \right] + A_{i4} \quad i=1,2,3,4 \quad (11.23c)$$

此式中，

f_P ：衝突行人調整因素；

X_1 ：左轉或右轉比例；

X_2 ：每週期之衝突行人數，亦即綠燈時段中之衝突行人數（行人）除以 30；

X_3 ：轉角可儲存之小車車輛數（輛）除以 5。

式 11.23c 中之 A_{ij} 列於表 11.15 中。

表 11.15 式 11.23c 之 A_{ij} 值

i	j			
	1	2	3	4
1	1.9756	-1.3048	1.6826	-1.1735
2	7.0326	2.2966	-1.0326	-0.1450
3	-0.9008	-9.3681	1.0305	-0.8590
4	1.9434	0.5390	1.4434	-2.4360

式 11.23a 之行人調整因素 f_P 也可從本所網頁 <http://www.iot.gov.tw> 下載執行檔 ped.exe 來估計。使用 ped.exe 前須建立一輸入檔 ped.txt，輸入檔包括下列一行資料：

a b c

其中 a 代表右轉或左轉之比例，b 代表每週期綠燈時段之平均衝突行人數，c 代表轉角可儲存之車輛數（小車）。

ped.exe 及 ped.txt 須放在同一子目錄(sub-directory)，執行 ped.exe 後，

在同一子目錄下會有一輸出檔 pedout.txt，其中即為行人調整因素 f_p 。

11.4.2.3 無衝突右轉專用車道

1. 綠燈及燈號轉換時段之疏散車數 N_{gvi}

只有小車而且路口平坦時，

如 $0 \leq g \leq 50$ ，則

$$N_{gvi} = 93.1 - \frac{120.56}{\frac{g-70.05}{1+e^{-\frac{56.14}{g-70.05}}}} \quad (11.24a)$$

如 $g > 50$ ，則

$$N_{gvi} = -4.0 + 0.524g \quad (11.24b)$$

此式中，

N_{gvi} : 疏散車數 (小車/車道)；

g : 綠燈時段加 4 秒之燈號轉換時段 (秒)。

2. 車種組成調整因素 f_v

此調整因素可根據式 11.16 來估計。右轉大車之右轉小車當量可訂為 2.15，機車之小車當量可根據表 11.11 或式 11.18 來訂定。

3. 安全島或護欄調整係數 f_m

安全島或護欄對右轉影響不大，所以 f_m 可訂為 1.0。

4. 坡度調整因素 f_g

坡度調整因素之值可依照式 11.20 來估計。

5. 公車站調整因素 f_b

此因素可根據式 11.21 來估計。

6. 路旁停車調整因素 f_s

此調整因素可根據表 11.14 來估計，但表中之車道數為右轉車道數。

7. 衝突行人調整因素 f_p

此因素可根據圖 11.12、13、14 或式 11.23 來估計。

11.4.2.4 無衝突直行/右轉共用快車道

1. 綠燈及燈號轉換時段之疏解車數 N_{gvi}

車道上只有右轉小車而且路口平坦時（見式 11.24a 及 11.24b），

如 $10 \leq g \leq 50$ ，則

$$N_{gvi} = 93.11 - \frac{120.56}{\frac{g-70.05}{1 + e^{-56.14}}} \quad (11.25a)$$

如 $g > 50$ ，則

$$N_{gvi} = -4.0 + 0.524g \quad (11.25b)$$

此式中，

N_{gvi} ：疏解車數（小車/車道）；

g ：綠燈時段加 4 秒之燈號轉換時段（秒）。

2. 車種組成調整因素 f_V

此調整因素可估計如下：

$$f_V = \frac{1}{P_{SC}E_{SC} + P_{RC}E_{RC} + P_{SB}E_{SB} + P_{RB}E_{RB}} \quad (11.26)$$

此式中，

P_{SC}, P_{SB} ：直行小車、大車之個別比例；

P_{RC}, P_{RB} ：右轉小車、大車之個別比例；

E_{SC}, E_{SB} ：直行小車、大車之右轉專用道小車當量；

E_{RC}, E_{RB} ：右轉小車、大車之右轉專用道小車當量。

式 11.26 之當量值如下：

(1) 直行小車： $E_{SC} = 0.92$

(2) 直行大車： $E_{SB} = 1.44$

(3) 右轉小車： $E_{RC} = 1.00$

(4) 右轉大車： $E_{RB} = 1.64$

3. 安全島或護欄調整係數 f_m

此調整因素之值可訂為 $f_m = 1.0$ 。

4. 坡度調整因素 f_g

此調整因素之值可依照式 11.20 來估計。

5. 公車站調整因素 f_b

此因素可根據式 11.21 來估計。

6. 路旁停車調整因素 f_s

此調整因素可根據表 11.14 來估計，表中之車道數為右轉車道數（車道數 = 1）。

7. 衝突行人調整因素 f_p

此因素可根據圖 11.12、13、14 或式 11.23 來估計。

11.4.2.5 無衝突直行/右轉共用混合車道

混合車流車道指機車、小車及大車共用之車道。如圖 11.15 所示，混合車流車道上可能設有機車停等區，此外，其停止線下游也可能設有二段式左轉機車之待轉區。待轉區通常在停止線下方 6~15 公尺，其縱深一般在 2 到 4 公尺之範圍內。停等區之前端通常緊靠停止線，其縱深多半在 5~10 公尺之間。停等區與待轉區之寬度通常超過一般車道之車道寬。待轉區之車輛來自交叉之街道，而且該區之機車疏解很快，通常不影響到停止線上游停等車輛之疏解，所以本章分析車道容量並不考慮待轉區。

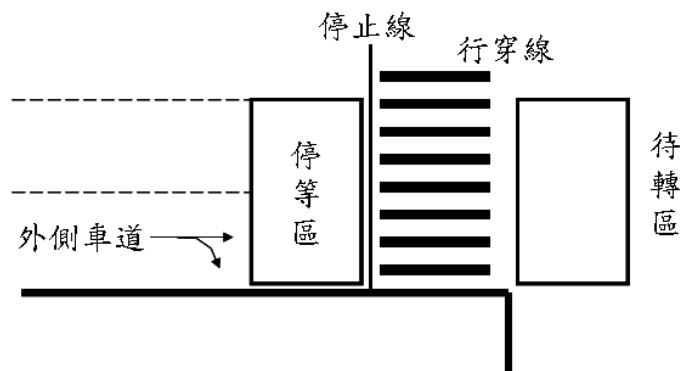


圖 11.15 直行/右轉混合車流車道之設施示意圖

在紅燈時段中，機車可於車道間鑽行、超越其他種車輛以進入停等區。在綠燈開始瞬間停在停等區內的機車數 M 可估計如下：

$$M = 0.62 f L W \quad (11.27)$$

此式中，

f ：停等區面積被停等機車佔用之比例；

L ：停等區之縱深（公尺）；

W ：停等區在分析車道上之寬度（公尺），設定為分析車道之寬度（一般在 2.8 公尺與 3.15 公尺之間）。

理論上式 11.27 中之 f 值可達 1.0，但在臺北市所蒐集的資料顯示 f 值通常在 0.1 及 0.6 之間，很少超過 0.7 之情形。所以估計直行、右轉車流車道之容量時，不宜將 f 值訂為 1.0。此外，式 11.27 中之停等區寬度須用分析車道之寬度來替代。

綠燈時段開始之後，疏解停等區內 M 輛機車所須之時間可利用下式來估計：

$$T = 2.14 + 1.07 f L \quad (11.28)$$

停等區內最後一部機車疏解完畢之後，上游之車輛隨著疏解。這些上游車輛能用的綠燈及燈號轉換時段長度可估計為：

$$g_u = G - T + \beta \quad (11.29)$$

此式中，

g_u ：停等區上游停等車能用以疏解之時間（秒）；

G ：綠燈時段長度（秒）；

T ：從式 11.33 所估計，停等區內停等機車所用掉之綠燈時間(秒)；

β ：綠燈結束後，停等車輛繼續疏解之時間(秒)，建議值=4 秒。

停等區上游混合車流之疏解受到許多因素之影響，本章考慮列於表 11.16 之 8 個影響因素(X_1, X_2, \dots, X_8)。

表 11.16 停等區上游停等車疏解之影響因素及觀察值之範圍

影響因素		觀察值	
代號	定義	範圍	平均值
X_1	停等區內最後一部停等機車疏解完後之剩餘綠燈長度(秒)除以 200	剩餘綠燈：9.9~80.1 $X_1 = 0.05 \sim 0.40$	--
X_2	直行小車之比例	0.016~0.459	0.099
X_3	右轉小車之比例	0.014~0.365	0.112
X_4	與小車或大車無併行之直行機車比例	0.131~0.805	0.571
X_5	與小車或大車無併行之右轉機車比例	0.000~0.204	0.057
X_6	直行大車之比例	0.000~0.076	0.017
X_7	右轉大車之比例	0.000~0.152	0.017
X_8	車道寬(公尺)除以 10	車道寬：3.5~5.2 $X_8 = 0.35 \sim 0.52$	--
X_9	與小車或大車併行之機車比例 $= 1 - X_2 - X_3 - X_4 - X_5 - X_6 - X_7$	0.026~0.229	0.126

因疏解率與影響因素之關係很複雜，所以本章利用下述 3 層(8×3×1)之類神經網路模式，以估計停等區上游在 g_u 秒內能疏解之車數 N_g ：

$$N_g = \frac{140}{1 + e^{-Y}} \quad (11.30a)$$

$$Y = -\frac{2.4821}{1 + e^{-S_1}} - \frac{1.7453}{1 + e^{-S_2}} - \frac{8.000}{1 + e^{-S_3}} + \frac{10.848}{1 + e^{-S_4}} - 8.0618 \quad (11.30b)$$

$$S_i = \left[\sum_{j=1}^8 A_{ij} X_j \right] + A_{i9} \quad i = 1, 2, 3, 4 \quad (11.30c)$$

上式中，

N_g = 停等區之停等機車疏解完之後在剩餘綠燈中能疏解之車數(輛)；

X_j ($j = 1, 2, \dots, 8$) = 在表 11.16 所列之影響因素；

式 11.30c 中之 A_{ij} 值列於表 11.17 中。

表 11.17 式 11.30c 之 A_{ij} 值

i	j								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	-10.3662	-7.4780	10.0622	-4.9091	-2.6276	4.0137	16.7725	-2.4488	6.7251
2	-3.9968	11.9171	4.8885	4.2207	3.9261	16.9102	9.8529	0.8874	-3.4774
3	8.1240	9.9444	-12.8915	5.6626	-2.6309	5.8782	-4.4776	-9.9450	-5.4153
4	12.6029	0.1187	-0.8793	0.4917	0.7862	0.5457	-1.2116	0.8437	0.7231

式 11.30 中之 N_g 亦可用本所網頁 <http://www.iot.gov.tw> 下載執行檔 mix.exe 來估計。使用 mix.exe 前須建立一輸入檔 mix.txt，輸入檔包括下列一行資料：

$$g_u \quad X_2 \quad X_3 \quad X_4 \quad X_5 \quad X_6 \quad X_7 \quad W$$

其中各資料之定義同前述之定義，mix.exe 及 mix.txt 須放在同一子目錄 (sub-directory)，執行 mix.exe 後，在同一子目錄下會有一輸出檔 mixout.txt，其中即為停等區之停等機車疏散完之後在剩餘綠燈中能疏散之車數 N_g 。

利用式 11.30a 估計 N_g 之前必須先估計各車種及行進方向之比例 (表 11.16 中 X_2, X_3, \dots, X_7)。這些比例隨車道地點之變化可能很大，所以最好能根據現場資料以訂定適用值。在無現場資料之情況下，可參考表 11.16 中之觀察值。此外，與小車或大車併行之機車影響到 X_4 及 X_5 之值，而本身也受到剩餘綠燈時間、機車比例及車道寬之影響，所以除非有現場資料，宜應先估計每週期之併行機車數，然後利用此估計值來估計 X_4 及 X_5 。每週期與小車或大車併行疏散之機車數可利用下列模式來估計：

$$M_p = \frac{25}{1 + e^{-Y}} \quad (11.31a)$$

$$Y = -\frac{2.7083}{1 + e^{-S_1}} + \frac{4.2891}{1 + e^{-S_2}} - \frac{0.6807}{1 + e^{-S_3}} - \frac{6.0287}{1 + e^{-S_4}} - 0.5592 \quad (11.31b)$$

$$S_i = \left[\sum_{j=1}^3 A_{ij} X_j \right] + A_{i4} \quad i = 1, 2, 3, 4 \quad (11.31c)$$

此式中，

M_p : 每週期與小車或大車併行之機車數 (輛)；

X_1 : $g_u / 200 =$ 停等區上游停等車能用以疏散之時間 (秒) 除以 200；

X_2 : 機車佔總車數之比例；

X_3 : 車道寬 (公尺) 除以 10；

式 11.31c 中之 A_{ij} 如表 11.18 所示。

表 11.18 式 11.31c 之 A_{ij} 值

i	J			
	1	2	3	4
1	-14.5837	1.7622	-4.9659	2.4420
2	10.2588	20.2087	39.5742	-40.4805
3	22.7326	-43.2438	-19.5331	35.8220
4	-9.5373	-11.8525	-1.4459	5.1304

以下為一利用 M_p 估計 X_4 及 X_5 的說明：

假設：

- 總流率=40 輛/週期；
- 機車流率=20 輛/週期；
- 直行機車佔總機車之百分比=80%；
- 右轉機車佔總機車之百分比=20%；
- 從式 11.31a 所估計之 M_p 值為 5 輛/週期。

則與小車、大車無併行之機車數等於 $20-5=15$ 輛/週期。假設直行及右轉機車之比例不變，則無併行直行機車流率等於 $15 \times 0.8=12$ 輛/週期，此流率所代表之 X_4 等於 $12/40=0.30$ ；無併行右轉機車流率等於 $15 \times 0.2=3$ 輛/週期，其所代表之 X_5 等於 $3/40=0.08$ 。

式 11.31a 之 M_p 值亦可利用本所網頁 <http://www.iot.gov.tw> 中執行檔 side.exe 來估計。使用 side.exe 之前須建立一輸入檔 side.txt 並將該檔與 side.exe 置在同一子目錄。輸入檔包括下列一行之資料：

$g_u X_2 W$

此行資料中 g_u 為停等區上游停等車在一週期內能用以疏解之時間(秒)； X_2 為機車佔總車數之比例； W 為車道寬(公尺)，執行 side.exe 後，輸出檔 sideout.txt 會出現在同一子目錄。

根據式 11.27 及式 11.30a 之估計值，直行及右轉混合車流車道之容量可估計如下：

$$c = \frac{3600}{C} \sum_{i=1}^n (M + N_g)_i f_g f_b f_s f_p \quad (11.32)$$

此式中，

- c : 直行/右轉混合車流車道之容量(輛/小時)；
- C : 號誌週期長度(秒)；
- n : 可用之時相數；
- M : 從式 11.27 所估計之疏解機車數(輛)；
- N_g : 從式 11.30a 所估計之疏解車數(輛)；
- f_g : 坡度調整因素(見式 11.20)；

- f_b : 公車站調整因素 (見式 11.21);
- f_s : 路邊停車調整因素 (見表 11.14);
- f_P : 衝突行人調整因素 (見圖 11.12、13、14 或式 11.23)。

11.4.2.6 衝突左轉車道

郊區號誌化路口車流之間的主要衝突牽涉到左轉車流與對向直行車流。衝突左轉車道之容量除了受駕駛人行為之影響外，也受到對向車流進入路口之型態而變。對向車流進入路口之型態又受分析對象之路口的號誌控制及上游號誌控制與車流狀況之影響。台灣郊區的號誌化路口有時設有左轉專用彎，專用彎之長度對容量亦有影響。

衝突左轉車道之容量受制於每週期中能疏解之車輛數，這些疏解車數包括：先行左轉車、利用對向車流中之間距來疏解之左轉車及在燈號轉換時段中疏解之車輛。

先行左轉車指在綠燈開始之後，對向直行車尚未抵達路口中央衝突點之前，就進行左轉之車輛。號誌週期中有先行左轉車之百分比隨路口及車流狀況而變，大約在 20%~75%之範圍內。有先行左轉之週期內，平均從每左轉車道先行左轉之車數大約為 1.2~1.9 輛。

沒有先行左轉之車輛，會進入路口後停在停止線及路口中央附近轉彎地點之間。這些在路口中的停等左轉車所佔用之空間，通常相當於停止線上游之左轉車道數加一。換言之，停止線上游若有 2 左轉車道，左轉車在路口經常排成 3 行。郊區路口上很少有左轉車阻擋對向來車而強行左轉之現象。

左轉駕駛人之臨界間距隨路口及對向直行車之車數而變。對向只有 1 直行車道時，臨界間距在 3.2~3.5 秒之間。對向有 2 直行車道時，臨界間距增加到 4.2~4.6 秒。能利用對向車流中之間距進行左轉之車數，受到對向車流進入路口之型態的影響。

在燈號轉換期間內能疏解之車輛數，隨能在路口中停等之車數而變；此停等車數受停止線及路口中央附近轉彎點之距離而變。此距離為 27 公尺時，每一左轉車道大約有 2.9 輛之小車可在燈號轉換期間內疏解；距離增加至 48 公尺時，大約有 5.5 輛小車可疏解。所以在路口內每 9 公尺停車空間長度可讓一小車在燈號轉換期間內疏解。

每週期內能疏解之衝突左轉小車數可估計如下：

$$N_{gy} = N_1 + N_2 + N_3 + N_a + N_y \quad (11.33)$$

此式中，

N_{gy} ：平均在每時相之綠燈時段及燈號轉換時段內能疏散之停等車數（輛）；

N_1 ：搶先左轉之車數（輛），建議值 0.6 小車/車道；

N_2 ：強行左轉之車數（輛），郊區路口很少有此現象，建議值 0.0 小車/車道；

N_3 ：迴轉之車數（輛），建議值 0.0 小車/車道；

N_a ：利用對向車流之間距進行左轉之車數（輛）；

N_y ：在燈號轉換時段內能左轉之車數（輛），建議值：每 9 公尺在路口內之停車空間為 1 輛小車，亦即路口內之停車空間長度（公尺）除以 9 公尺。

如果 N_{gy} 能從式 11.33 來估計，則衝突左轉車道之容量可估計如下：

$$c = \frac{3600}{C} N_{gy} f_v f_g \quad (11.34)$$

此式中，

C ：衝突左轉車道容量（輛/小時）；

C ：號誌週期長度（秒）；

f_v ：車種及行進方向調整因素；

f_g ：坡度調整因素。

N_a 之值受許多因素的影響，例如左轉駕駛員之間距接受行為、對向車道數及流率、對向車輛到達路口中央附近衝突點之型態、對能利用對向間距以左轉的車數皆有影響。對向車輛到達衝突點之型態不僅受到分析路口號誌控制的影響，也受到上游路口號誌控制及交通狀況之影響。所以沒有分析性模式能在廣泛的狀況下，準確的估計 N_a 。因此本章建議利用 HTSS 模式來分析衝突左轉車道之容量及服務水準。

如果 N_a 之估計值不須相當準確，則可根據下述之手續來估計：

1. 估計對向各車道 i 之流率 Q_i 及相關車種組成。
2. 將對向各車道之流率 Q_i 用下式以轉換成對等衝突直行小車流率 Q_{ie} ：

$$Q_{ie} = Q_i (P_{sc} + 0.42 P_{sm} + 1.8 P_{sb}) \quad (11.35)$$

此式中，

Q_{ie} : 在對向車道 i 上與左轉車有衝突之對等對向直行小車流率
(小車/小時)；

Q_i : 對向車道 i (包括左轉、右轉及直行)之流率(輛/小時)；

P_{sc} : Q_i 中直行小車之比例；

P_{sm} : Q_i 中直行機車之比例；

P_{sb} : Q_i 中直行大車之比例。

3. 訂定對向車道之最高對等直行小車流率 $Q_{max} = \text{Max}(Q_{1e}, Q_{2e}, Q_{3e}, \dots)$ 。

4. 估計綠燈時段開始之瞬間， Q_{max} 所造成之停等小車車隊長度。

$$L_{max} = \frac{Q_{max}(C - G)}{3600} \quad (11.36)$$

此式中，

L_{max} : 綠燈時段開始瞬間有 Q_{max} 車流之車道上，停等小車之車隊長度(小車)；

C : 週期長度(秒)；

G : 綠燈時段(秒)。

5. 估計綠燈開始之後疏解 L_{max} 及隨後加入停等車隊之車輛所須之時間 T (秒)。

$$T = 0.093Q_{max} - 140.7 + 333.3 \sqrt{\left(\frac{Q_{max}}{3600} - 0.422\right)^2 + 6 \times 10^{-3}(0.71 + L_{max})} \quad (11.37)$$

如果從上式所得之 T 值小於 70 秒，則重新利用下式來估計 T ：

$$T = \frac{L_{max} + 8.68}{0.638 - \frac{Q_{max}}{3600}} \quad (11.38)$$

上式中 Q_{max} 不能超過 2,296 小車/小時，若超過就沒有可用之對向間距。換言之， N_a 等於零。

6. 估計對向車隊疏解後所剩餘之綠燈時間 ΔG (秒) = $G - T$ 。

7. 估計在剩餘綠燈中能利用對向間距進行疏解之車數。

(1) 如 $\Delta G \leq 0$ ，則 $N_a = 0$

(2) 如 $\Delta G > 0$ ，則

$$N_a = N_{3.75} - 1.2(H - 3.75) + \Delta N \quad (11.39)$$

此式中，

$N_{3.75}$ ：臨界間距為 3.75 秒時從圖 11.16 或圖 11.17 所估計得之疏解小車數（小車）；

H ：左轉駕駛員之臨界間距（秒），建議值：對向有一直行車道， $H=3.3$ 秒，對向直行車道超過 1， $H=4.4$ 秒；

$\Delta N = 0$ ，如對向車道數不超過 2；

$\Delta N = 0.2$ ，如對向車道數超過 2。

一般分析間距接受行為時，假設大於或等於臨界間距之對向車流間距皆會被接受，小於臨界間距之對向車流間距則不能利用。圖 11.16 及圖 11.17 亦根據此假設模擬而得[12]。式 11.39 中能利用間距疏解之小車數 N_a 也可用一類神經網路模式來估計。此模式可用下列之公式來代表：

$$N_a = \frac{30}{1 + e^{-Y}} \quad (11.40a)$$

$$Y = \frac{14.8664}{1 + e^{-S_1}} - \frac{3.5773}{1 + e^{-S_2}} - \frac{13.9041}{1 + e^{-S_3}} - \frac{4.6929}{1 + e^{-S_4}} - 1.2494 \quad (11.40b)$$

$$S_i = \left[\sum_{j=1}^4 A_{ij} X_j \right] + A_{i5} \quad i = 1, 2, 3, 4 \quad (11.40c)$$

此式中，

X_1 ：對向衝突車道數（車道）除以 3；

X_2 ：臨接間距（秒）除以 5；

X_3 ：剩餘綠燈時間 ΔG （秒）除以 80；

X_4 ：對向總直行衝突車流（輛/小時）除以 2,500。

式 11.40c 中之 A_{ij} 列於表 11.19 中。

表 11.19 式 11.40c 之 A_{ij} 值

i	j				
	1	2	3	4	5
1	-0.1039	1.0872	5.4374	0.2060	0.8321
2	-6.7763	1.9917	0.2190	5.7082	-4.1069
3	0.0700	-0.2252	-2.9067	4.3944	3.6416
4	-0.0974	2.6252	-0.5687	3.2363	-4.1447

式 11.40a 之 N_a 亦可利用本所網頁中執行檔 gap.exe 來估計。利用 gap.exe 前須先建立輸入檔 gap.txt，並將此二檔置於同一子目錄。gap.txt 須包括下列一行之資料

a b c d

其中，a 為對向衝突車道數，b 為臨界間距（秒），c 為剩餘綠燈時間 ΔG （秒），d 為對向總直行衝突車流（輛/小時）。

執行 gap.exe 之後的輸出檔 gapout.txt 會出現在同一子目錄中。

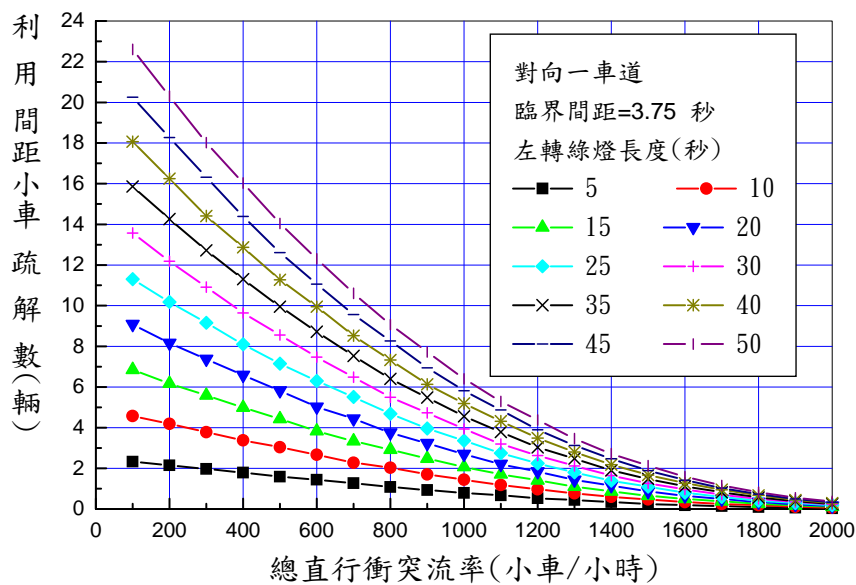


圖 11.16 對向有一直行車道時利用對向間距在剩餘綠燈時段中能疏解之左轉小車數

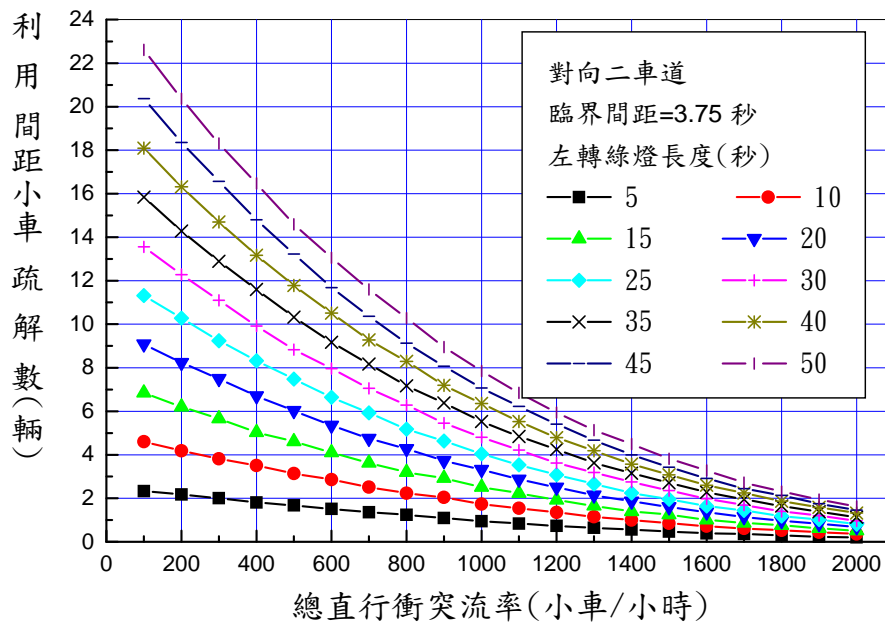


圖 11.17 對向有二直行車道時利用對向間距在剩餘綠燈時段中能疏散之左轉小車數

11.4.2.7 無衝突左轉/直行共用車道

本所尚未蒐集無衝突左轉/直行共用快車道及混合車道之車流特性資料。本章參考市區及郊區現有資料，提供一簡便程序以估計此種車道之容量。此程序不區分快車道及混合車道。HTSS 模式也可以用來估計此型車道的容量。

1. 中央實體分隔而且只有左轉小車時之疏散車數 N_{gvi}

根據式 11.27 並假設 $N=1$ ，則

$$N_{gvi} = 0.21 + 0.426g \tag{11.41}$$

此式中，

N_{gvi} ：在 g 秒之綠燈及燈號轉換時段內能疏散之車數(小車/車道)；

g ：綠燈加 4 秒之可用燈號轉換時段(秒)。

2. 車種組成及行車方向調整因素 f_v

此因素可估計如下：

$$f_v = \frac{1}{1 + P_{SC}(E_{SC} - 1) + P_{Sb}(E_{Sb} - 1) + P_{Sm}(E_{Sm} - 1) + P_{Lb}(E_{Lb} - 1) + P_{Lm}(E_{Lm} - 1)} \quad (11.42)$$

此式中，

P_{SC}, P_{Sb}, P_{Sm} : 直行小車、大車及機車之個別比例；

P_{Lb}, P_{Lm} : 左轉大車及機車之個別比例；

E_{SC}, E_{Sb}, E_{Sm} : 直行小車、大車及機車之個別左轉小車當量；

E_{Lb}, E_{Lm} : 左轉大車及機車之個別左轉小車當量。

式 11.42 中當量之建議值如表 11.20 所示。

表 11.20 各種行車方向之車種的左轉小車當量

各種行車方向 之車種	直行 小車	直行 大車	直行 機車	左轉 大車	左轉 機車
左轉小車當量	$E_{SC}=0.95$	$E_{Sb}=1.70$	$E_{Sm}=0.40$	$E_{Lb}=1.90$	$E_{Lm}=0.41$

3. 安全島或護欄調整因素 f_m

此調整因素可根據下列數據：

(a) 中央實體分隔， $f_m = 1.00$ 。

(b) 中央標線分隔， $f_m = 1.09$ 。

4. 坡度調整因素 f_g

此因素可根據式 11.20 來訂定。

5. 公車站調整因素 f_b

左轉/直行共用車道受公車站作業影響之可能性不高，所以 f_b 可設定為 1.0。

6. 路邊停車調整因素 f_s

此因素可根據表 11.14 來估計停車調整因素。

7. 衝突行人調整因素 f_p

此因素可依照圖 11.12、圖 11.13、圖 11.14 或式 11.23 來估計。

11.4.2.8 其他無衝突車流車道

分析車道可能是一直行、左轉及右轉共用之快車道或混合車道，本所尚未探討此種車道之車流特性。下述之分析方法須在將來用現場資料加以修正。

1. 根據式 11.15a 或式 11.15b 來估計 g 秒內直行小車能從中央實體分隔的車道疏解的車數 N_{gvi} 。
2. 根據式 11.19a 或式 11.19b 訂定安全島或護欄調整因素 f_m 。
3. 根據式 11.20 訂定坡度調整因素 f_g 。
4. 根據式 11.21 訂定公車站調整因素 f_b 。
5. 根據表 11.14 訂定路邊停車調整因素 f_s 。
6. 根據圖 11.12、圖 11.13 或式 11.23 訂定衝突行人調整因素 f_p 。
7. 利用下式及表 11.21 之當量來估計車種及行進方向調整因素 f_v 。

$$f_v = \frac{1}{1+E} \quad (11.43a)$$

$$E = P_{Sb}(E_{Sb}-1) + P_{Sm}(E_{Sm}-1) + P_{LC}(E_{LC}-1) + P_{Lb}(E_{Lb}-1) + P_{Lm}(E_{Lm}-1) \\ + P_{RC}(E_{RC}-1) + P_{Rb}(E_{Rb}-1) + P_{Rm}(E_{Rm}-1) \quad (11.43b)$$

此式中，

P_{Sb}, P_{Sm} : 直行大車及機車之個別比例；

P_{LC}, P_{Lb}, P_{Lm} : 左轉小車、大車及機車之個別比例；

P_{RC}, P_{Rb}, P_{Rm} : 右轉小車、大車及機車之個別比例；

E_{Sb}, E_{Sm} : 直行大車及機車之個別小車當量；

E_{LC}, E_{Lb}, E_{Lm} : 左轉小車、大車及機車之個別直行小車當量；

E_{RC}, E_{Rb}, E_{Rm} : 右轉小車、大車及機車之個別直行小車當量；

表 11.21 式 11.43b 之相關當量

	直行	左轉	右轉
小車	$E_{SC} = 1.00$	$E_{LC} = 1.05$	$E_{RC} = 1.08$
大車	$E_{Sb} = 1.80$	$E_{Lb} = 2.00$	$E_{Rb} = 2.70$
機車	$E_{Sm} = 0.40$	$E_{Lm} = 0.40$	$E_{Rm} = 0.45$

資料來源：[12]。

11.4.3 號誌化路口容量估計例題

11.4.3.1 應用例題一

圖 11.18 及表 11.22 顯示一有定時號誌之獨立路口南北方向路段之幾何、交通及號誌控制狀況。北上方向之兩車道（車道 1 及車道 2）皆為直行車道。試估計此二車道之容量。

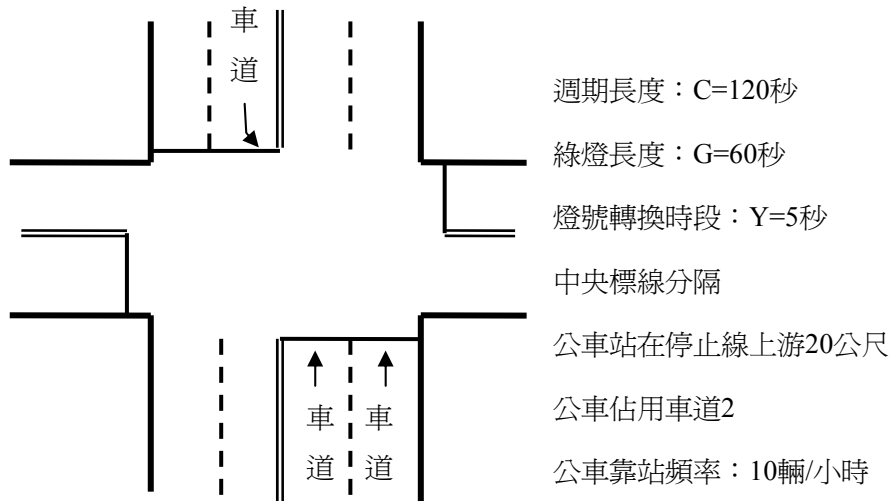


圖 11.18 例題一北上車道之號誌控制、中央分隔型態、公車及路邊停車作業狀況

表 11.22 例題一北上之車流及幾何設計狀況

狀況	車道 1	車道 2
尖峰 15 分鐘流率(輛/小時)	600	1000
小車比例	0.96	0.60
大車比例	0.03	0.00
機車比例	0.01	0.40
車道寬(公尺)	3.0	3.2
坡度(%)	-3	-3

車道 1 之容量分析

1. 估計 N_{gvi}

$$N_{gvi} = 31.0 \text{ 小車/車道 (式 11.20a, } g = 60 + 4 = 64 \text{ 秒, } W = 3 \text{ 公尺)}$$

2. 估計 f_i

$$P_b = 0.03 \text{ (表 11.22)}$$

$$E_{Sb} = 2.2 \text{ (式 11.17a, } g = 64 \text{ 秒)}$$

$$P_m = 0.01 \text{ (表 11.22)}$$

$$E_{sm} = 0.73 \text{ (式 11.18, } F_m = 1.0)$$

$$f_v = 0.97 \text{ (式 11.16)}$$

3. 估計 f_m

$$f_m = 0.97 \text{ (式 11.19b, 中央標線分隔)}$$

4. 估計 f_g

$$f_g = 1.04 \text{ (式 11.20, } S = -3)$$

5. 估計 f_b

公車靠站時佔用車道 2，對車道 1 之影響很小，所以 $f_b = 1.0$ 。

6. 估計 f_s

北上路段有 2 車道，停車操作率為 10 輛/小時，所以從表 11.14 可知 $f_s = 0.91$ 。

7. 估計 f_p

直行車流不受行人干擾，所以 $f_p = 1.0$ 。

8. 估計容量 c

$$c = 828 \text{ 輛/小時 (式 11.14)}$$

車道 2 之容量分析

1. 估計 N_{gvi}

$$N_{gvi} = 31.0 \text{ 小車/車道 (式 11.15a, } g = 60 + 4 = 64 \text{ 秒, } W = 3.2 \text{ 公尺)}$$

2. 估計 f_v

$$P_b = 0.00 \text{ (表 11.22)}$$

$$P_m = 0.40 \text{ (表 11.22)}$$

$$E_{sm} = 0.44 \text{ (式 11.18, } F_m = 40.0)$$

$$f_v = 1.29 \text{ (式 11.16)}$$

3. 估計 f_m

$$f_m = 0.97 \text{ (式 11.19b, 中央標線分隔)}$$

4. 估計 f_g

$$f_g = 1.04 \text{ (式 11.20, } S = -3)$$

5. 估計 f_b

公車靠站時佔用車道 2 (分析車道群之車道數=1),

$$f_0 = 0.88$$

$$\beta_1 = 1.02 \text{ (表 11.12)}$$

$$\beta_2 = 0.96 \text{ (表 11.13)}$$

$$f_b = 0.86 \text{ (式 11.21)}$$

6. 估計 f_s

北上路段有 2 車道，停車操作率為 10 輛/小時，所以從表 11.14 可知 $f_s = 0.91$ 。

7. 估計 f_p

$$f_p = 1.0 \text{ (直行車流不受行人干擾)}$$

8. 估計容量 c

$$c = 947 \text{ 輛/小時 (式 11.14)}$$

11.4.3.2 應用例題二

圖 11.18 中之車道 3 為一衝突左轉車道。此車道之車流及幾何設計狀況如下：

- 車道寬：3 公尺
- 坡度：+3%
- 左轉進入路口停車時之可用空間長度為 25 公尺
- 小車比例：0.85
- 大車比例：0.05
- 機車比例：0.10
- 左轉車利用兼具時臨界間距：4.4 秒

試估計車道 3 之容量。

分析

因圖 11.18 路口之車流到達型態不受上游路口之影響(獨立路口)，所以第 11.4.2.6 節所描述之估計程序可用來估計容量。如果分析的路口不能視為獨立路口，則容量最好利用 HTSS 模式來估計容量。

1. 估計式 11.33 中之 N_1, N_2, N_3 及 N_y

$$N_1 = 0.6 \text{ 小車/車道 (建議值)}$$

$$N_2 = 0.0 \text{ 小車/車道 (建議值)}$$

$$N_3 = 0.0 \text{ 小車/車道 (建議值)}$$

$$N_y = 25/9 = 2.8 \text{ 小車/車道 (根據 25 公尺長停等空間之建議值)}$$

2. 估計式 11.33 中之 N_a

(1) 估計對向各車道之流率

$$Q_1 = 600 \text{ 輛/小時 (表 11.22)}$$

$$Q_2 = 1,000 \text{ 輛/小時 (表 11.22)}$$

(2) 估計對等衝突直行小車流率

車道 1

$$Q_1 = 600 \text{ 輛/小時}$$

$$P_{SC} = 0.96 \text{ (表 11.22)}$$

$$P_{Sm} = 0.01 \text{ (表 11.22)}$$

$$P_{sb} = 0.03 \text{ (表 11.22)}$$

$$Q_{1e} = 611 \text{ 小車/小時 (式 11.35)}$$

車道 2

$$Q_2 = 1,200 \text{ 輛/小時}$$

$$P_{SC} = 0.60 \text{ (表 11.22)}$$

$$P_{Sm} = 0.40 \text{ (表 11.22)}$$

$$P_{sb} = 0.00 \text{ (表 11.22)}$$

$$Q_{2e} = 922 \text{ 小車/小時 (式 11.35)}$$

(3) 估計 $Q_{max} = \text{Max}(611, 768)$

$$Q_{max} = 768 \text{ 小車/小時}$$

(4)估計式 11.36 之 L_{max}

$$Q_{max} = 768 \text{ 小車/小時}$$

$$C = 120 \text{ 秒}$$

$$G = 60 \text{ 秒}$$

$$L_{max} = 12.8 \text{ 小車/小時}$$

(5)估計式 11.37 之 T

$$T = 49.3 \text{ 秒 (式 11.37)}$$

因此 T 值小於 70 秒，所以應利用式 11.38 重新估計。

$$T = 50.5 \text{ 秒 (式 11.38)}$$

(6)估計 ΔG

$$G = 60 \text{ 秒}$$

$$T = 50.5 \text{ 秒}$$

$$\Delta G = G - T = 9.5 \text{ 秒}$$

(7)估計 N_a ($\Delta G > 0$ ，利用式 11.39)

$$\text{總直行衝突流率} = Q_{le} + Q_{2e} = 1,379 \text{ 小車/小時}$$

$$N_{3.75} \doteq 1 \text{ 小車/小時 (圖 11.17, 剩餘綠燈長度=9.5 秒, 2 對向車道)}$$

$$N_a = 0.2 \text{ 小車 (式 11.39, } H=4.4 \text{ 秒, } \Delta N=0)$$

3.估計 N_{gy}

$$N_{gy} = 3.6 \text{ 小車 (式 11.33, } N_1=0.6, N_2=0.0, N_3=0.0, N_y=2.8, N_a=0.2)$$

4.估計式 11.34 之 f_v

式 11.34 之 f_v 值可從式 11.16 或式 11.42 來估計。因為 N_{gy} 代表左轉小車，所以式 11.42 比較適合。

$$P_{SC} = 0$$

$$P_{Sb} = 0$$

$$P_{Sm} = 0$$

$$P_{Lb} = 0.05$$

$$P_{Lm} = 0.10$$

$$E_{Lb} = 1.90 \text{ (表 11.20)}$$

$$E_{Lm} = 0.40 \text{ (表 11.20)}$$

$$f_v = 0.99 \text{ (式 11.42)}$$

5. 估計 f_g

$$f_g = 0.96 \text{ (式 11.20, } S=+3)$$

6. 估計容量 c

$$c = 103 \text{ 輛/小時}$$

11.4.3.3 應用例題三

圖 11.19 所示的路口受一定時號誌的控制。車道 1 為一直行/右轉共用快車道，試估計其容量。

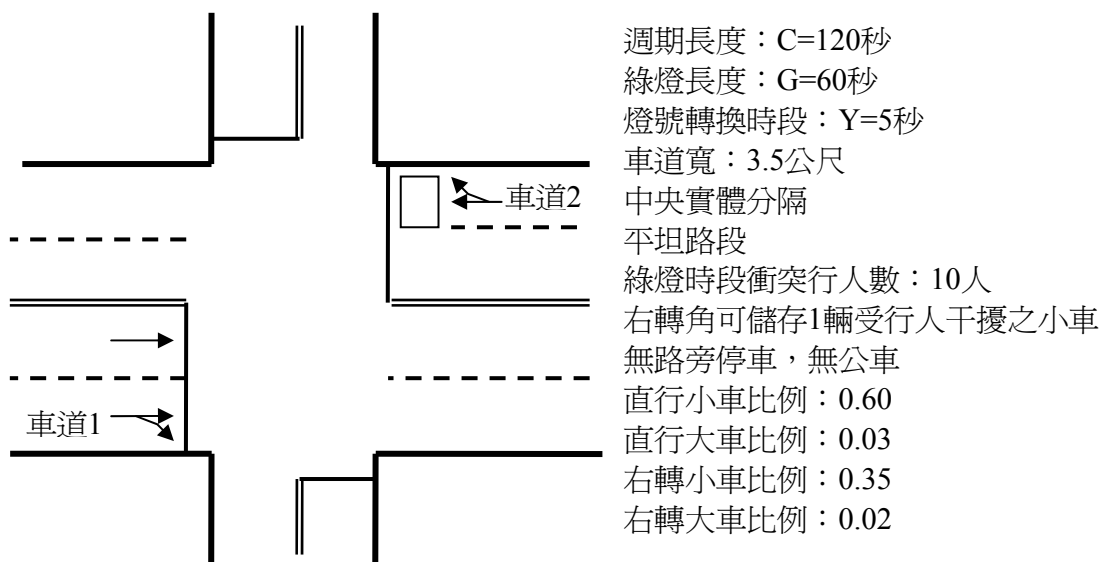


圖 11.19 例題三之狀況

分析

1. 估計 N_{gvi}

$$N_{gvi} = 29.5 \text{ (式 11.25b, } g=64 \text{ 秒)}$$

2. 估計 f_v

$$P_{SC} = 0.60 ; E_{SC} = 0.92 \text{ (建議值)}$$

$$P_{RC} = 0.35 ; E_{RC} = 1.00 \text{ (建議值)}$$

$$P_{SB}=0.03 ; E_{SB}=1.44 \text{ (建議值)}$$

$$P_{RB}=0.02 ; E_{RB}=1.64 \text{ (建議值)}$$

$$f_v=1.02 \text{ (式 11.26)}$$

3. 估計 f_m

$$f_m=1.0 \text{ (建議值；不受中央分隔型態所影響)}$$

4. 估計 f_g

$$f_g=1.0 \text{ (平坦路段)}$$

5. 估計 f_b

$$f_b=1.0 \text{ (無公車)}$$

6. 估計 f_s

$$f_s=1.0 \text{ (無路旁停車)}$$

7. 估計 f_p

$$\text{轉彎比例：} 0.35 + 0.02 = 0.37$$

$$N_s : 1$$

$$\text{綠燈時段中之衝突行人數：} 10$$

$$f_p=0.86 \text{ (圖 11.12)}$$

8. 估計容量 c

$$c=776 \text{ 輛/小時}$$

11.4.3.4 應用例題四

一直行/右轉共用混合車道位於一受定時控制之路口，號誌之週期長度為 120 秒。混合車道之綠燈時段為 50 秒。此車道之其他狀況如下：

- 有一縱深 6 公尺之機車停等區
- 平均每週期停等區被停等機車佔用來等候綠燈之百分比為 60%
- 車道寬：3.6 公尺
- 無衝突行人
- 無路旁停車

·平坦路段

·無公車站

·車種組成及行車方向之組成：

直行小車：20%；右轉小車：25%；

直行大車：3%；右轉大車：2%；

直行機車：15%；右轉機車：35%；

試估計此車道之容量。

分析

1.估計式 11.27 之 M

$$M = 8.0 \text{ 機車 } (f = 0.6, L = 6 \text{ 公尺}, W = 3.6 \text{ 公尺})$$

2.估計式 11.28 之 T

$$T = 6.0 \text{ 秒 } (f = 0.6, L = 6 \text{ 公尺})$$

3.估計式 11.29 之 g_u

$$\begin{aligned} g_u &= 50 - 6.0 + 4 \text{ (式 11.29, } G = 50 \text{ 秒, } T = 6.0 \text{ 秒, } \beta = 4 \text{ 秒)} \\ &= 48 \end{aligned}$$

4.估計表 11.16 之 X_1, X_2, \dots, X_8

$$X_1 = 48/200 = 0.24$$

$$X_2 = 0.20$$

$$X_3 = 0.25$$

$$X_4 = 0.15$$

$$X_5 = 0.35$$

$$X_6 = 0.03$$

$$X_7 = 0.02$$

$$X_8 = 3.6/10 = 0.36$$

5.估計 N_g

$$N_g = 29.3 \text{ 輛 (式 11.30)}$$

6.估計式 11.32 中之 f_g, f_b, f_s, f_P

$$f_g = 1.0 \text{ (式 11.20, } S=0\%)$$

$$f_b = 1.0 \text{ (無公車站)}$$

$$f_s = 1.0 \text{ (無路旁停車)}$$

$$f_p = 1.0 \text{ (無衝突行人)}$$

7. 估計容量 c

$$c = 1,119 \text{ 輛/小時 (式 11.32, } C = 120 \text{ 秒)}$$

11.4.3.5 應用例題五

如圖 11.18 之車道 3 為一直行/左轉共用車道。試問此車道之容量如何計算。

分析

左轉/直行共用又有衝突左轉的車道有很複雜的作業特性。車道本身的車種及行車方向組成、號誌控制策略及對向車流狀況接會影響共用車道之容量。目前沒有現場資料以建立一估計此種車道容量之分析性模式。所以容量的估計最好利用模擬。

如果容量的估計不必很準確，則可考慮使用下述之分析手續：

1. 假設所有車輛皆為直行車輛，估計車道 3 之容量 c_S (第 11.4.2.1 節)
2. 假設所有車輛皆為左轉車輛，估計車道 3 之容量 c_L (第 11.4.2.6 節)
3. 根據下式來估計容量 c

$$c = c_S - (c_S - c_L) \left(1 - \frac{5.4}{1 + e^{\frac{P_L + 42.1}{28.0}}} \right) \quad (11.44)$$

此式中，

P_L = 左轉百分比(%)。

11.4.4 績效指標及服務水準

11.4.4.1 號誌化路口

評估單獨號誌化路口所常用之績效指標為各種車輛延滯。規劃號誌化路口時，流量/容量比(V/C 比)也可用以評估一幾何設計所提供之容量是否能滿足預測之需求流量。但 V/C 比難以分別各車道交通作業之效率，因此在改善控制策略之應用沒有太大的價值。

車輛因互相干擾及號誌控制之影響所產生之額外旅行時間（與自由旅行時間對比）稱為總延滯。如果車輛抵達路口之型態為隨機，下列美國公路容量手冊[8]之延滯公式，可用以估計在定時號誌控制下，每車之平均總延滯：

$$d = \frac{0.5C(1 - \frac{g}{C})^2}{1 - \text{Min}(1, x) \frac{g}{C}} + 900T \left[x - 1 + \sqrt{(x - 1)^2 + \frac{4x}{cT}} \right] \quad (11.45)$$

此式中，

- d : 平均總延滯（秒/輛）；
- C : 週期長度（秒）；
- g : 有效綠燈長度（秒）；
- : $G + Y - L$ ；
- G : 綠燈長度（秒）；
- Y : 燈號轉換時段（段）；
- L : 損失時間（秒）；
- T : 分析時間（小時）；
- x : 車道或車道群之流量/容量比；
- c : 車道或車道群之容量。

式 11.45 假設與分析時間相關之時段開始瞬間，沒有停等車輛；如有起始之停等車，則這些車輛對延滯的影響必須另外考慮。如車輛到達之型態受上游路口之影響，或車輛在路口有衝突，則目前沒有可靠之延滯公式可應用。此外，蒐集現場資料來估計平均總延滯之手續相當複雜，因此常不能得到準確之資料。

民國 80 年及 2001 年台灣地區公路容量手冊皆採用平均停等延滯來評估號誌化路口，平均停等延滯只佔平均總延滯之一部分，但其現場資料之蒐集比較簡單，而且平均停等延滯亦可有效的分別號誌化及非號誌化路口作業之優劣，所以本章繼續採用平均停等延滯作為績效指標。根據此指標所劃分之服務水準如表 11.23 所示。本章附錄 B 對現場調查平均停等延滯之方法有詳細之說明。

表 11.23 號誌化路口服務水準劃分標準

服務水準	平均停等延滯(秒/車)
A	≤ 15
B	15.1 ~ 30.0
C	30.1 ~ 45.0
D	45.1 ~ 60.0
E	60.1 ~ 80.0
F	> 80

資料來源：[1,2]。

11.4.4.2 幹道

郊區幹道指有一連串間距不超過 3 公里之號誌化路口的郊區道路。在市區邊緣而且號誌化路口平均間距小於 450 公尺之道路，宜根據第 16 章將其當作市區道路來分析。

幹道包括號誌化路口及受號誌化路口影響之路段，其目的在於滿足大量直行車流之中、長程旅行的需要。因此，平均旅行速率為評估幹道之主要績效指標。本章根據平均旅行速率及速限，訂定服務水準之等級，如表 11.24、表 11.25 及表 11.26 所示。

表 11.24 郊區幹道服務水準等級劃分之標準
(速限 ≤ 50 公里/小時或號誌化路口平均間距 ≤ 450 公尺)

平均旅行速率 V (公里/小時)	服務水準等級
$V \geq 35$	A
$30 \leq V < 35$	B
$25 \leq V < 30$	C
$20 \leq V < 25$	D
$15 \leq V < 20$	E
$V < 15$	F

表 11.25 郊區幹道服務水準等級劃分之標準
(速限：60~70 公里/小時)

平均旅行速率 V (公里/小時)	服務水準等級
$V \geq 40$	A
$35 \leq V < 40$	B
$30 \leq V < 35$	C
$25 \leq V < 30$	D
$20 \leq V < 25$	E
$V < 20$	F

表 11.26 郊區幹道服務水準等級劃分之標準
(速限：80 公里/小時)

平均旅行速率 V (公里/小時)	服務水準等級
$V \geq 50$	A
$45 \leq V < 50$	B
$40 \leq V < 45$	C
$35 \leq V < 40$	D
$30 \leq V < 35$	E
$V < 30$	F

利用表 11.24、表 11.25 及表 11.26 之標準來評估幹道之前，必須將幹道根據號誌化路口分段。每段為兩臨近號誌化路口之間的道路，其長度為上、下游路口停止線之間的距離，如圖 11.20 所示。如果一幹道有快慢分隔，則分隔島或其他分隔設施左、右側之車道應個別分析。

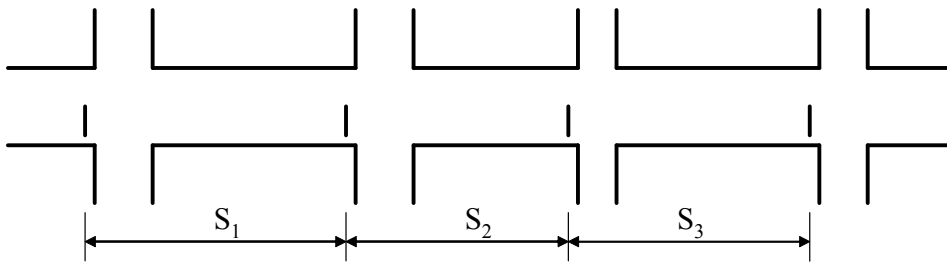


圖 11.20 幹道分段示意圖

幹道的主要功能在於滿足中、長程、連貫性之交通需求，但幹道也讓車輛在路段中進出，因此幹道上有許多車輛不會從幹道之一端行車到另一端。此外，一幹道上有些車道可能允許不同行進方向之車輛共用。中途離開幹道之車輛也會影響到幹道之服務水準。這些情形造成評估幹道旅行速率之困擾。為實用起見，本章沿用傳統平均旅行速率之定義，根據下式估計幹道之平均旅行速率：

$$V = \frac{3.6L}{\sum_{i=1}^n T_i} \quad (11.46)$$

此式中，

V : 平均旅行速率 (公里/小時)；

L : 幹道之總長度 (公尺)；

T_i : 幹道第 i 路段上車輛之平均旅行時間 (秒);

n : 路段總數。

式 11.46 中, T_i 之估計必須考慮是否應包括路段 i 之所有車道。原則上, 若車輛不能從路段 i 之車道 j 進入幹道之下一路段, 則在車道 j 上之旅行時間不應考慮。根據此原則, T_i 可估計如下:

$$T_i = \frac{3.6L_i}{\left(\sum_{j=1}^m Q_{ij}t_{ij}\right) / \sum_{j=1}^m Q_{ij}} \quad (11.47)$$

此式中,

L_i : 幹道第 i 路段之長度 (公尺);

m : 第 i 路段上可用來進入幹道下一路段的車道數;

Q_{ij} : 第 i 路段可用來進入幹道下一路段之第 j 車道的流率 (輛/小時);

t_{ij} : 第 i 路段可用來進入幹道下一路段之第 j 車道的平均旅行時間 (秒)。

11.4.5 模擬分析

利用 HTSS 模式模擬號誌化路口及幹道之主要工作在於建立輸入資料檔。資料檔如何建立, 在本章附錄 C 有詳細之說明。本章下列數小節說明模擬分析之重要原則。

11.4.5.1 模擬對象及範圍

建立輸入檔之前必須決定分析之對象, 分析對象包括單獨路口及幹道。如分析對象為一單獨路口, 則須決定該路口之作業是否會受上游路口的影響。如有影響, 或影響程度不明, 則模擬之範圍宜擴展到鄰近路口, 如圖 11.21 所示。此圖中, 路口 1 為分析對象, 路口 2, 3, 4, 5 為鄰近路口, 路口 6, 7, 8, 9 稱為邊界節點。邊界節點不代表實際路口, 其目的只是在產生模擬車輛, 然後將模擬車輛移向下游之路口。模擬時, 並不一定要涵蓋所有的鄰近路口。例如模擬之目的只在於探討從路口 2 行向路口 1 之車道的作業, 則除非從路口 3, 4 或 5 進入路口 1 之車輛會影響到該車道之作業 (如衝突左轉), 這些路口可不必考慮。

單獨路口之作業如不受鄰近路口之影響, 則模擬之路口範圍可縮小, 如圖 11.22 所示。此圖中, 路口 2, 3, 4 及 5 為邊界節點。

模擬幹道之作業時，也必須根據路口之間有無互動之關係來決定模擬網路之範圍，以圖 11.23 所示之模擬網路為例，路口 1 到 5 代表實際路口，其他之路口為邊界節點。此一模擬網路暗示從節點 6，7，8，12，11，9 及 10 進入下游路口之車流為隨機車流，路口 3 之作業則受路口 2，4 及 5 之號誌控制的影響。

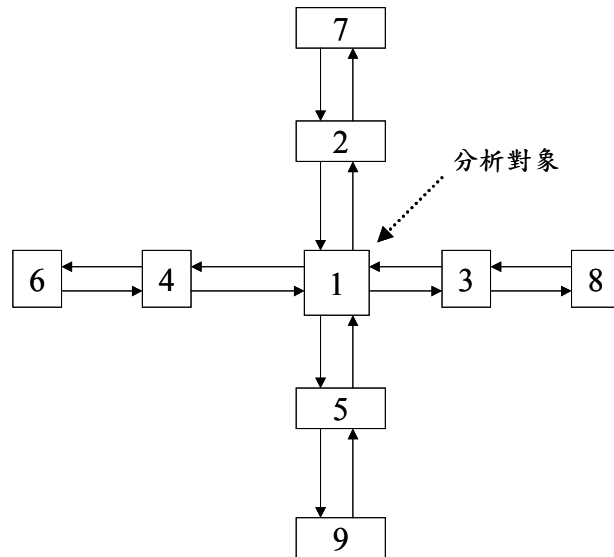


圖 11.21 模擬之分析對象及鄰近路口之網路示意圖

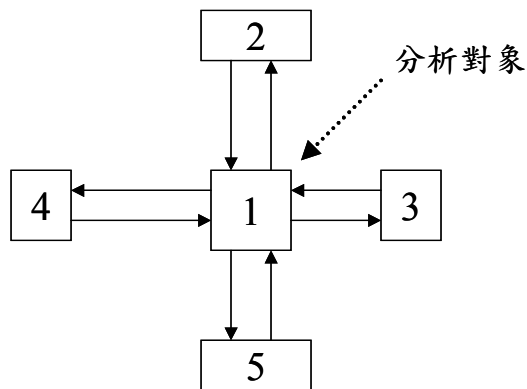


圖 11.22 獨立路口模擬網路之示意圖

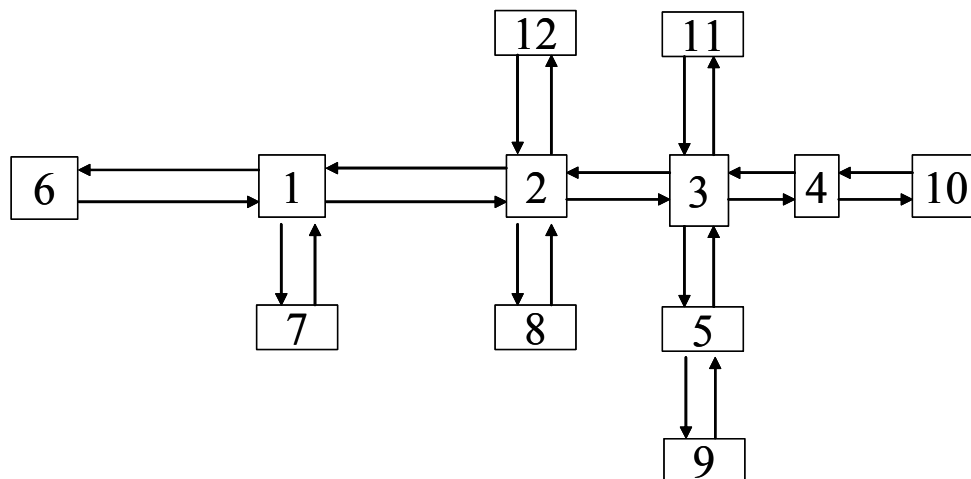


圖 11.23 幹道之模擬網路示意圖

11.4.5.2 重複模擬

每次模擬時，HTSS 模式利用一套亂數(random number)來代表每一車輛之屬性及駕駛人之行為。模擬之結果相當於現場調查的一個樣本。如其他狀況不變，利用不同的亂數來模擬，會得到不同的模擬結果。例如一車道之流率為 600 輛/小時，用某一套亂數模擬所得之平均停等延滯時間為 20 秒/車；如只將亂數改變再重新模擬，則結果可能是 23 秒/車。

一般而言，定時號誌控制下一車道之 V/C 比超過 0.9~0.95 時，該車道之交通作業有進入不穩定之可能。在這狀況下，前段時間內之交通狀況對其後之車輛延滯或其他績效指標可能有很大的影響。所以分析壅塞或接近壅塞狀況之作業時，更有需要重複模擬。HTSS 模式之使用者只須在輸入檔訂定欲重複模擬之次數即可。

11.4.5.3 起始狀況

起始狀況指開始蒐集資料時之交通狀況。每一模擬作業(simulation run)最少包括兩模擬時段。第一時段為熱機時段，其目的在於讓從邊界節點所產生之車輛進入模擬網路，以期在該時段結束時，網路內之車流狀況已達到一正常之狀況。熱機時間之後，HTSS 模式才會選擇適當之瞬間開始蒐集資料。如果一車道之 V/C 比相當低(如在 0.8~0.9 以下)，資料蒐集開始瞬間該車道上之車流狀況對隨後模擬時間內之績效指標值一般不會有顯著之影響。但 V/C 值相當高時，起始狀況(尤其是各車道上之停等車數)對模擬之結果很

可能有很大的影響。在這種情況下，比較現場觀察值與模擬值之前，必須確定兩者之起始交通狀況相同。最主要的起始狀況為各車道之停等車數。當一車道有起始停等車時，HTSS 之輸出檔會顯示停等車數。模式之使用者可調整熱機時段之長度及相關之輸入流率，以調整起始停等車數。

11.4.5.4 分析輸出資料

HTSS 模式之輸出資料檔包括 6 項固定資料及 1 項選擇性資料，這些資料簡述如下：

1. 通過各車道停止線之流率

能通過停止線之流率受號誌控制及疏解率特性之限制，所以通過停止線之流率可能低於在車道上游端點之需求流率。一般而言，如總延滯超過 80 秒/輛，則需求流率可能超過從停止線通過之流率。

2. 平均停等延滯

停等延滯指因號誌控制而須在停等車隊中等待綠燈之時間。停等車隊之車輛包括完全停止之車輛及距離前面停等車在一小車之長度之內而且以緩慢速率加入停等車隊之車輛。在綠燈開始之後，停等車能持續加速以進入路口時，則從加速之瞬間起，該車就沒有額外的停等延滯。

3. 平均總延滯

一車輛之總延滯代表在節線上因號誌控制或車與車之間的摩擦而造成之額外旅行時間。此時間為實際旅行時間減掉能以自由速率行進之時間。

4. 每週期最長停等車隊之平均長度

停等車隊長度以公尺為單位。如欲估計大約之對等小車車輛數，則可利用每一小車相當於 6.5 公尺來換算。例如輸出值之停等車隊長度為 65 公尺，則車隊長度相當於 10 輛停等小車。

5. 各節線之平均旅行速率

平均旅行速率等於節線之長度除以各車之平均旅行時間。

6. 號誌化路口各車道之服務水準

個別號誌化路口車道之服務水準乃根據表 11.23 所示之停等延滯標準來訂定。

7.節線組之平均旅行速率及服務水準

分析幹道時，必須估計幹道之平均旅行速率。HTSS 模式之使用者可在輸入檔中設定欲估計平均速率之節線組。HTSS 模式會根據式 11.47 估計平均旅行時間，然後依照表 11.24、11.25 或 11.26 訂定服務水準等級。

11.4.6 HTSS 模式執行檔及輸入檔範例

運研所網站有 HTSS 模式之執行檔（檔名為 HTSS-2.exe）及輸入檔範例可讓使用者下載來更改與使用。其中適用分析郊區道路之範例包括：

- ISO2P.txt 獨立號誌化路口；2 時相控制
- ISO4P.txt 獨立號誌化路口；4 時相控制
- ART1.txt 兩相鄰路口及相關路段；快慢分隔；3 時相控制
- ART2.txt 兩相鄰路口及相關路段；無快慢分隔；4 時相控制
- ART3.txt 四鄰近路口及相關路段；有快慢分隔；4 時相控制
- ART4.txt 含 12 個號誌化路口之幹道

使用這些輸入檔之前必須將輸入檔存為 HTSS-2.txt，並與執行檔 HTSS-2.exe 放在同一子目錄(sub-directory)。執行模擬之後的輸出檔 (HTSSout.txt)會自動出現在同一子目錄。

運研所網站 HTSS 模式之相關 readme.txt 檔對各範例的性質有解釋。上述前 4 個輸入檔之相關模擬路口及路段如圖 11.24、圖 11.25 及圖 11.26 所示。

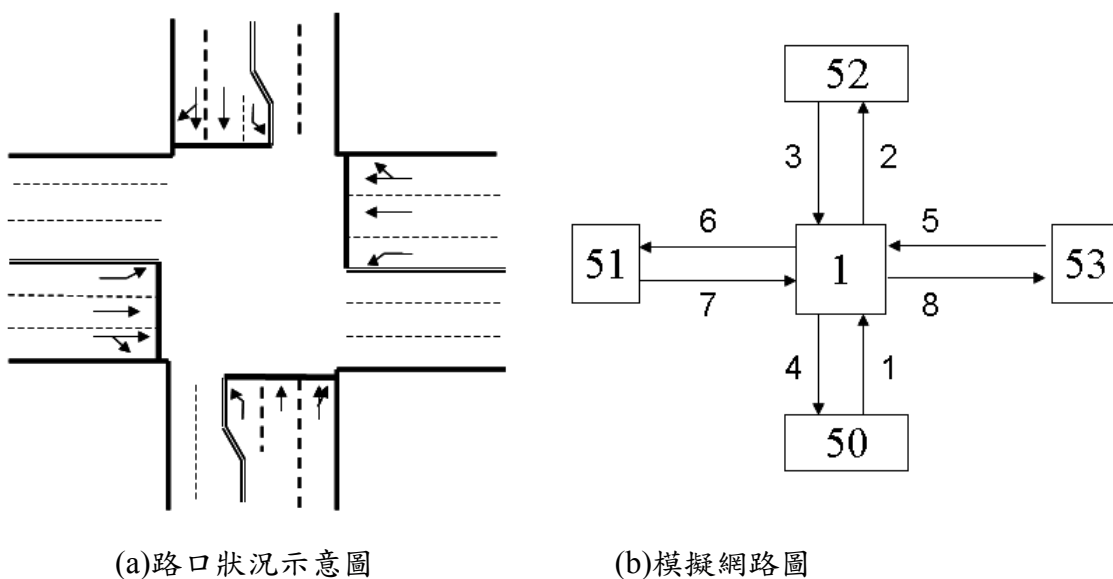
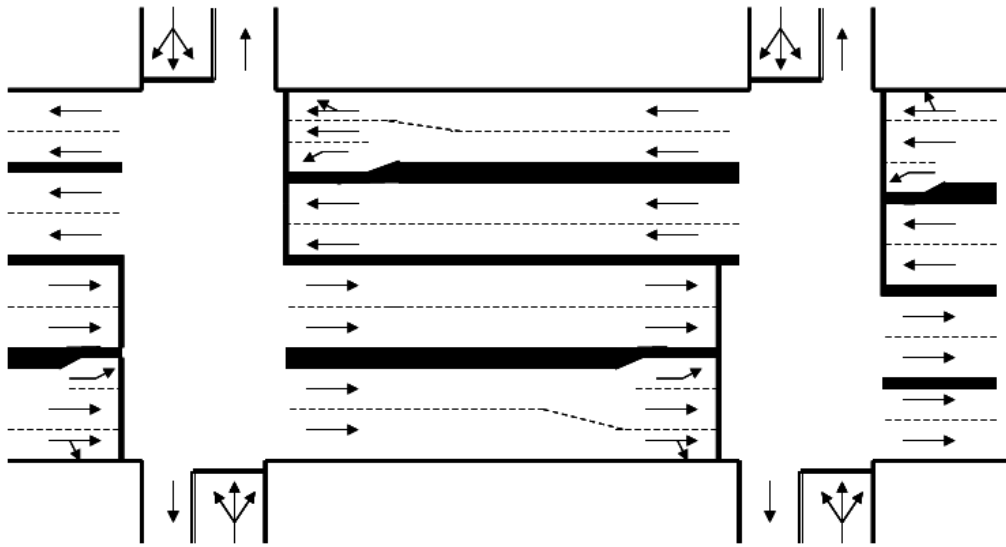
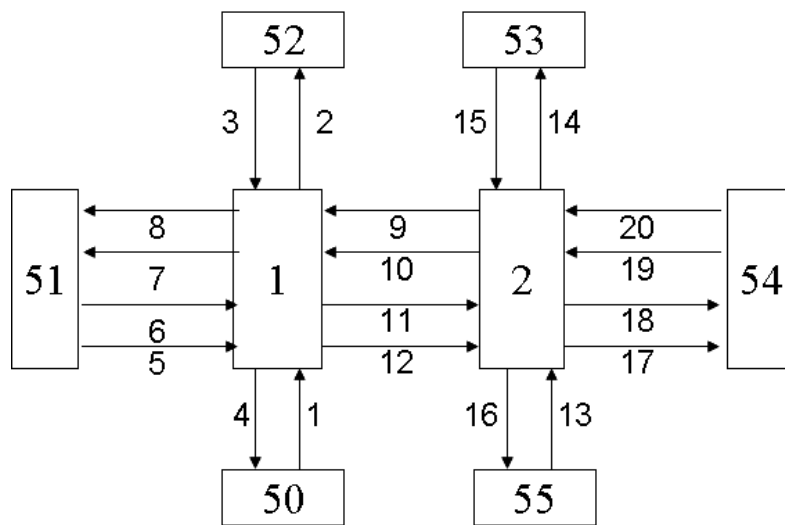


圖 11.24 ISO2P.txt 及 ISO4P.txt 之相關模擬路口

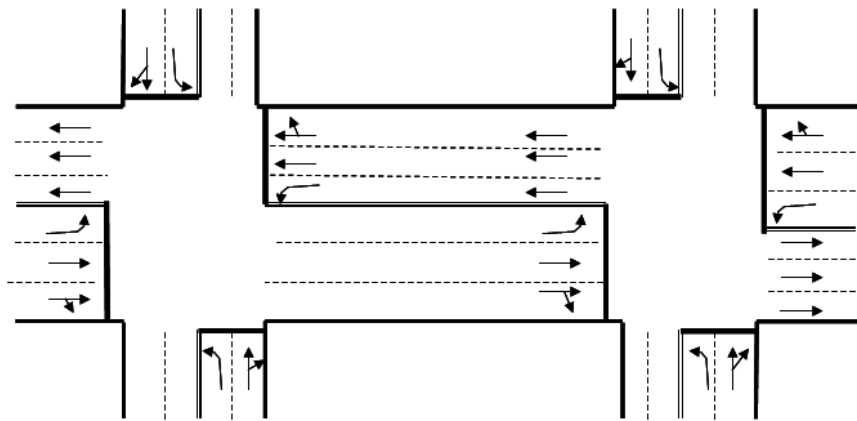


(a)路口狀況示意圖

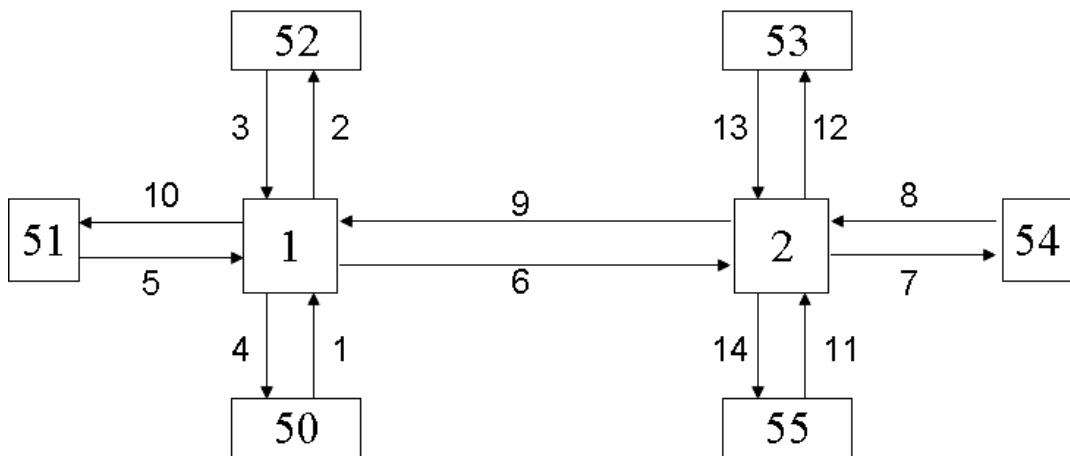


(b)模擬網路圖

圖 11.25 ART1.txt 之相關模擬路口及路段



(a)路口狀況示意圖



(b)模擬網路圖

圖 11.26 ART2.txt 之相關模擬路口及路段

11.4.7 輸入檔範例之應用

本章提供 4 例題以說明輸入檔範例之應用。這些例題之模擬輸出資料乃根據民國 97 年 9 月 HTSS 第二版之執行檔。本所隨時根據最新資料已更新網站所提供之 HTSS 執行檔。所以下列例題之模擬結果可能會隨 HTSS 執行檔之更新而稍有變化。

11.4.7.1 例題一

假設圖 11.24 中路口之定時號誌控制有 2 時相。第 1 時相讓南北向車流通行，其綠燈時段為 56 秒。第 2 時相讓東西向車流進入路口，其綠燈時段也是 56 秒。各時段之黃燈時段為 3 秒，全紅時段為 1 秒。左轉彎之儲車區長度為 60 公尺，車流中只有小車。如果南北向只有左轉車輛，試利用 ISO2P.txt 來估計北上路段左轉彎（節線 1，第 3 車道）之容量。

分析：

ISO2P.txt 之輸入檔資料已根據上述之號誌控制及幾何條件來訂定。但是檔型 25 及檔型 60 之資料必須修訂。因節線 1 及 3 只有左轉車輛，所以檔型 25 有關此 2 節線之資料必須改為：

25 1 0 100 0 0 0 0

25 3 0 100 0 0 0 0

為了估計容量，從節點 50 進入模擬網路之需求流率必須很大（遠超過未知之容量）。本例題讓從節點 50 及 52 進入網路之需求流率從 600 輛/小時逐步增高。從節點 51 及 53 進入之流率則固定為 1,000 輛/小時。需求流率每增高一次，就執行 2 次模擬（見檔型 1 資料）。模擬之第一時段（熱機時段）為 320 秒，第二時段（資料蒐集之用）為 900 秒。節點 50 及 52 之需求流率為 800 輛/小時的對應檔型 60 資料改為：

60	1	50	800	0	100	0
60	1	51	1000	0	100	0
60	1	52	800	0	100	0
60	1	53	1000	0	100	0
60	2	50	800	0	100	0
60	2	51	1000	0	100	0
60	2	52	800	0	100	0
60	2	53	1000	0	100	0

模擬之結果如表 11.27 所示。

表 11.27 模擬例題一之輸出資料

節點 50 之輸入需求流率 (輛/小時)	節線 1，車道 3 之輸出流率 (輛/小時)
600	596
700	692
800	766
1000	761
1200	748
1400	763

從表 11.27 可知，需求流率接近或超過 800 輛/小時之後，能從節線 1 左轉彎（第 3 車道）進入路口之流率穩定在 748 輛/小時到 766 輛/小時之範圍內，其平均值大約為 760 輛/小時。此值為左轉彎容量之估計值。

11.4.7.2 例題二

如果例題 1 之車流仍只有小車，但北上路段（節線 1）之車流有 30% 為左轉及 70% 直行，南下路段（節線 3）有 700 輛/小時之直行車流。在其他狀況不變之情況下，試利用 ISO2P.txt 來估計北上左轉彎（節線 1，第 3 車道）之容量。

分析：

本例題之南下車流有直行車輛，所以北上路段之左轉車流與南下直行車流有衝突。此外，北上路段左轉彎道之長度為 60 公尺，所以當鄰近車道（節線 1，車道 2）有大量直行車輛時，左轉彎之容量也會受鄰近車道之車輛影響。

因為節線 1 有 30% 左轉及 70% 直行，而且節線 3 之所有車輛為直行，所以節線 1 及節線 3 的檔型 25 資料須改為：

25	1	0	30	0	70	0	0
25	3	0	0	0	100	0	0

此外，檔型 60 資料亦須修訂。為了估計北上路段左轉彎道之容量，從節點 50 進入之需求流率必須很大。本例題將該需求流率從 1800 輛/小時逐漸增高。節點 50 之需求流率為 1800 輛/小時之檔型 60 資料須改為：

60	1	50	1800	0	100	0
60	1	51	1000	0	100	0
60	1	52	700	0	100	0
60	1	53	1000	0	100	0
60	2	50	1800	0	100	0
60	2	51	1000	0	100	0
60	2	52	700	0	100	0
60	2	53	1000	0	100	0

利用修正後之 ISO2P.txt 所得之模擬結果如表 11.28 所示。

表 11.28 模擬例題二之輸出、入資料

節點 50 之輸入需求流率 (輛/小時)	節線 1，車道 3 之輸出流率 (輛/小時)
500	161
1000	318
1800	338
2000	335
2200	351
2400	351
2600	344

根據表 11.28，節線 1 左轉彎道之容量可估計為 $(351 + 351 + 344) / 3 = 349$ 輛/小時。

11.4.7.3 例題三

假設例題 1 所示路口之每一路段有下列的交通狀況：

20%左轉；60%直行；20%右轉

30%機車；67%小車；3%大車

第 1 模擬（熱機）時段之流率：1,200 輛/小時

第 2 模擬時段之流率：1,500 輛/小時

此外，節線 1, 2, 3, 4 之第一車道為混合車道，節線 1 及 3 有一縱深 6 公尺之機車停等區，節線 5, 6, 7, 8 各有一機車專用道（第 7 車道）。

試利用 ISO4P.txt 重複模擬 2 次來評估下列定時號誌控制策略所提供臨近路段(intersection approach)的服務水準：

第 1 時相：南北向路段左轉專用綠燈時段=20 秒

第 2 時相：南北向路段直行及右轉綠燈時段=36 秒

第 3 時相：東西向路段左轉專用綠燈時段=20 秒

第 4 時相：東西向路段直行及右轉綠燈時段=36 秒

各時相之黃燈時段=3 秒

各時相之全紅時段=1 秒

分析：

ISO4P.txt 已根據上述狀況設定輸入資料。從檔型 23 之輸入資料亦可知節線 5、節線 6、節線 7 及節線 8 有機車專用道（車道 7），其使用率 90%之寬度為 1.4 公尺。模擬結果如表 11.29 所示。從表 11.29 可知各車道之服務水準在 B 級與 E 級之範圍內。

表 11.29 模擬例題三之輸出資料

節線	車道	流率 (輛/小時)	平均停等延滯 (秒/輛)	服務水準等級
1	1	748	62.2	E
1	2	439	40.4	C
1	3	310	58.3	D
3	1	741	63.8	E
3	2	444	42.5	C
3	3	307	57.2	D
5	1	435	34.6	C
5	2	407	37.8	C
5	3	211	48.9	D
5	7	445	21.2	B
7	1	425	36.4	C
7	2	407	39.2	C
7	3	221	49.2	D
7	7	446	23.4	B

11.4.7.4 例題四

圖 11.25 兩路口之距離為 800 公尺。路口之間快車道上（節線 10 及節線 11）之小車平均自由旅行速率為 65 公里/小時。各路口有 3 時相連鎖定時號誌控制。共同週期長度為 150 秒。第 1 時相讓南北向車輛通行；第 2 時相讓分隔島右側車道（節線 5、節線 12、節線 9 及節線 20）之左轉專用；第 3 時相讓快車道及慢車道之直行及右轉共用，其綠燈時段為 94 秒。試利用 ART1.txt 以探討號誌時差(offset)對快車道節線 10 及節線 11 之停等延滯的影響。

分析：

根據 ART1.txt 檔型 51 之資料，上述兩路口（節點 1 及節點 2）之同步時相皆為第 3 時相（供快車道及分隔島右側車道之直行及右轉共用）。此檔型資料亦顯示第 1 節點（路口）之同步時相的時差為 0 秒。如欲探討時差的影響，則只須將第 2 節點的時差在 0 秒及 150 秒（共同週期長度）之間變換並執行模擬以估計延滯。

如果第 2 節點之時差設定為 60 秒，則檔型 51 有關節點 2 之資料須更改為：

```
51 1 2 3 3 60 0
```

根據此時差之模擬結果與分析列於表 11.30 中。

表 11.30 例題四在時差 60 秒之停等延滯估計值

節線	車道	流率 (輛/小時)	平均停等延滯 (秒/輛)	
			車道	節線
10	1	506	18.6	18.7
	2	518	18.7	
11	1	289	1.3	1.6
	2	301	1.9	
2 節線總平均延滯			8.5 秒/輛	

圖 11.27 顯示時差對節線 10 及節線 11，及此兩節線總和之平均延滯的影響。從此圖可知，時差在 60 秒與 80 秒之間時，總平均延滯會降到最低點。如欲估計最佳之時差，則須將節點 2 之時差在 60 秒與 80 秒之間變換，並模擬以比較延滯。

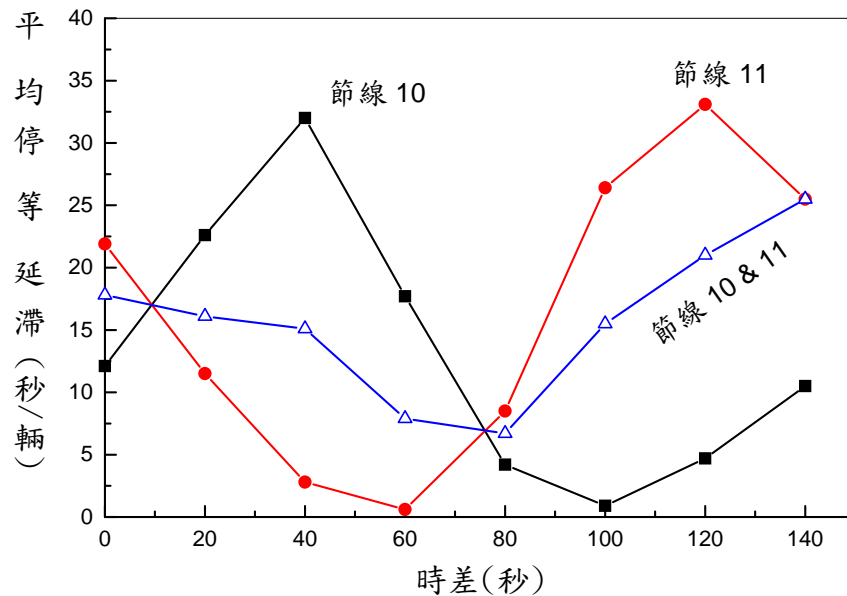


圖 11.27 例題四平均停等延滯與時差之關係

參考文獻

1. 「2001 年台灣地區公路容量手冊」, 90-16-1183, 交通部運輸研究所, 民國 90 年 3 月。
2. 「台灣地區公路容量手冊」, 79-27-160, 交通部運輸研究所, 民國 80 年 5 月。
3. 「台灣地區多車道郊區公路容量及特性研究 (一)」, 92-33-1202, 交通部運輸研究所, 民國 92 年 4 月。
4. 「台灣地區多車道郊區公路容量及特性研究 (二)」, 93-59-1212, 交通部運輸研究所, 民國 93 年 5 月。
5. 「台灣地區多車道郊區公路容量及特性研究 (三)」, 94-78-1221, 交通部運輸研究所, 民國 94 年 6 月。
6. Rakha, H., Lucic, I., Demarch1, S. H., Setti, J. R., and VanAerde, H. “Vehicle Dynamic Model for Predicting Maximum Track Acceleration Levels,” *Journal of Transportation Engineering*, September/October, Vol. 127, No. 5, 2001, pp.418-425.
7. 交通部與內政部, 「道路交通標誌標線號誌設置規則」, 民國 83 年。
8. *Highway Capacity Manual*, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 2000.
9. Lin, F. B., Tseng, P. Y. and Su, C. W., “Variations in Queue Discharge Patterns and Their Implications in Analysis of Signalized Intersections,” *Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board*, No.1883, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D. C., 2004, pp.192-197.
10. Lin, F. B., and Thomas, D., “Headway Compression during Queue Discharge at Signalized Intersections,” *Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board*, No.1920, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D. C., 2005, pp.81-85.
11. 「台灣地區城際快速公路容量及特性研究 (西濱快速公路部分)」, 91-54-1192, 交通部運輸研究所, 民國 91 年 6 月。

12. 「市區號誌化路口容量分析及服務水準之研究(2/2)」，96-113-1244，交通部運輸研究所，民國 96 年 8 月。
13. 「研擬台灣地區公路容量手冊技術報告（市區街道部分）」，交通部運輸研究所，75-49-117，民國 75 年 7 月。
14. 「市區街道容量調整因素之研究」，77-21-136，交通部運輸研究所，民國 77 年 7 月。

附錄 A：重車速率模擬模式執行檔及輸入檔

根據美國德州一試驗車道上的資料（見 Rakha, H., *et al.*, “Vehicle Dynamic Model for Predicting Maximam Truck Acceleration Levels,” *Journal of Transportation Engineering*, Sep/Oct, Vol.127, No. 5, 2001, pp.418-425.），本研究建立一模擬模式來估計重車之行車距離與速率的關係。此模式每秒估計重車之加減速率一次，然後用以估計行車距離及速率。

此模式所考慮之影響因素包括重車之馬力、質量、高程 (altitude)、氣流之阻力 (drag)、鋪面之滾動係數、輪胎之滾動阻力、坡度阻力、大車正面的面積、傳動軸所承載之質量、及輪胎與路面之摩擦係數。本章圖 11.2 及圖 11.3 是根據 350hp(261KW)、質量為 31,852 公斤及正面面積為 10.7 平方公尺之大車在高程為 100 公尺時之加減速率特性。

輸入檔（檔名為 truck.txt）

使用模式之前必須先建立一輸入檔。輸入檔之檔名須訂為 truck.txt，而且須包括下列 A、B、C、D 及 E 項之資料。

A. 第一行： a_1 a_2 a_3

a_1 ：在路段起點之速率(公里/小時)；

a_2 ：在平坦路段之最高平均速率(公里/小時)，此速率受速限之影響（見表 11.1）；

a_3 ：下坡時之最高平均速率(公里/小時)，可訂為速限加 10 公里/小時。

a_1 ， a_2 及 a_3 之間必須最少有一空隔(space)。

B. 第二行：N

N = 正切線(vertical tangent)之數目。以圖 11.4 所示之路段為例，該路段有 4 個正切線（點 1~點 2；點 3~點 4；點 5~點 6；點 7~點 8）。

C. 第三行到第 N+2 行： a_1 a_2 a_3

依照行車方向之順序，每行代表一正切線之屬性。

- a_1 : 坡度(%); 上坡為正值; 下坡為負值;
 a_2 : 正切線起點離路段起點之距離 (公尺);
 a_3 : 正切線終點離路段起點之距離 (公尺)。

以圖 11.4 之路段而言，第三行之資料如下：

0 0 3000

第四行之資料應設為：

10 3800 4400

東行第三個正切線為一下坡路段。所以第五行資料如下：

-1 4800 4900

D. 此行只有一輸入值： a_1

$a_1 = 0$ ，表示沒有其他輸入值；

$a_1 = 1$ ，表示大車馬力、質量、正面面積及高程之設定值(defaults)

要用 E 項之輸入值來替代。

E. 此行有 4 輸入值： a_1 a_2 a_3 a_4

a_1 : 大車之馬力 (KW, 1KW=1.34hp);

a_2 : 大車之質量 (公斤);

a_3 : 大車正面之面積 (平方公尺);

a_4 : 高程 (公尺)。

執行檔 (檔名: truck.exe)

本模式之執行檔可從運研所之網站下載，此執行檔只能在有 Windows 或 Vista 之電腦上作業。執行檔與輸入檔必須放在同一子目錄(sub-directory)內。執行時只要點選 truck.exe 並以滑鼠左鍵連擊兩次(double click)即可執行。執行模擬之後，輸出檔(檔名為 truckout.txt)會出現在同一子目錄內。

附錄 B：停等延滯現場調查方法

1. 選擇取樣時間(Sampling Period)

為了減少誤差起見，資料之收集必須從某一週期紅燈開始起到數週期紅燈開始為止。此取樣時間之長度以最接近 15 分鐘之週期和為原則。如週期長度為 80 秒，則 11 週期之總和為 14 分 40 秒，12 週期之總和為 16 分。因為 11 週期之和較接近 15 分鐘，所以取樣時間應訂為 11 週期，或 14 分 40 秒。

2. 分割取樣時間

如圖 B-1 所示，將取樣時間分成小時段，每小時段之長度為 T 。 T 最好不是週期之因數。理論上，時段越短，所得的資料可能比較準確，但時段過短時，實際作業困難，反而可能會影響準確性。所以時段最好在 10 到 15 秒左右。在每時段內觀察及記錄所需之人員最少為 2 名。

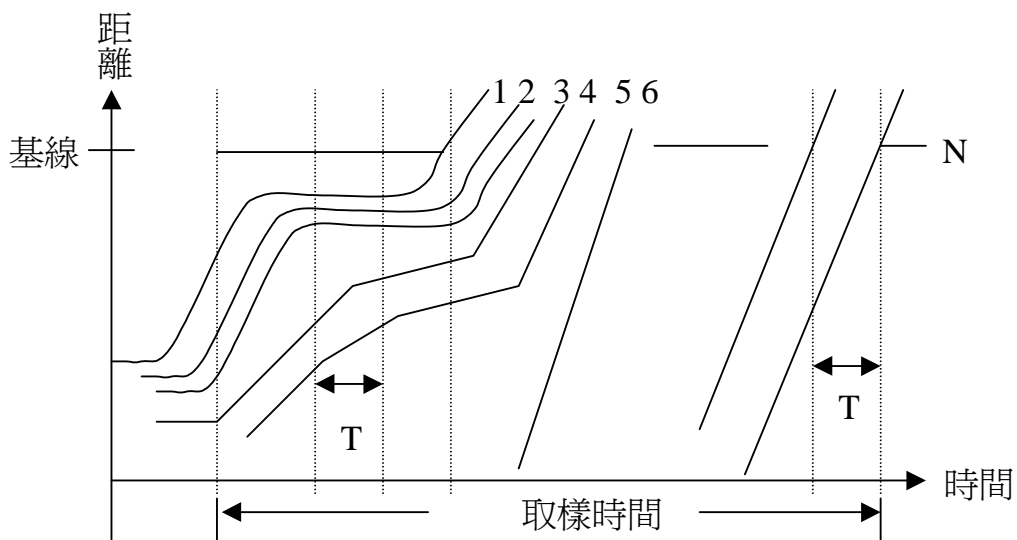


圖 B-1 停等延滯預定取樣時間示意圖

3. 記錄路口幾何設計、號誌控制之時制設計、日期及時間、車道調查對象、車流方向性。在台灣一車道常有變成兩車道使用之現象，而且左轉車(有衝突時)常在路口中擠成一堆。所以必須記錄受調查車流之實際車道數，此外在有衝突左轉時也必須繪製如圖 A-2 所

示之圖，以表明左轉車如何使用路口空間以等候可用間距。圖中 A 代表左轉車停等時佔用相當於正常車道之車道數，B 代表左轉車佔用停止線下方空間之長度。

4. 訂定參考數

設置參考數之目的在於記錄取樣時間內通過之總車數。路口之停止線不一定適合做參考線。參考線必須在第一部等候車之下游約 1 公尺處，所以在訂參考線時必須先在數週期內觀測第一等候車之一般位置。此外，在有衝突之情況下，參考線應設在衝突點，車尾超過該點時，該車可認定為已離開車道或車道群。根據這原則，有衝突左轉時的參考線應設在接近路口中間左轉之處；有機車特定停等區時，參考線必須在該區之下游。

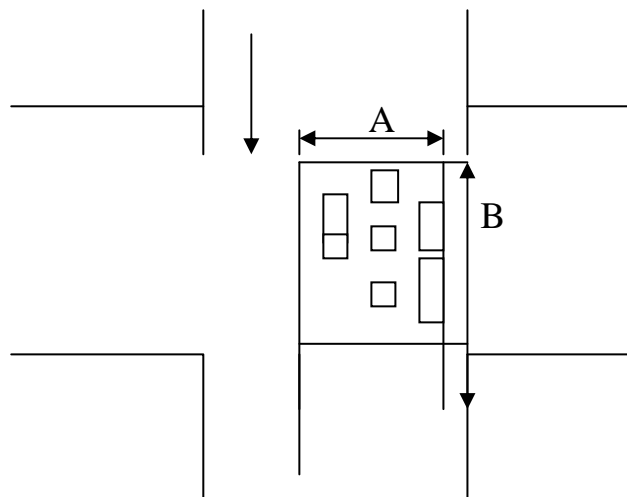


圖 B-2 衝突左轉之待轉區

5. 記錄在取樣時間通過基線之總車數 N 及車種及車行方向。車種可分為機車小客車及大型車。有衝突車流或行人時，須記錄衝突車流之車道數、轉向、車種及號誌控制。
6. 記錄取樣開始瞬間已停在停等車隊之車量數 m_0 。
7. 取樣開始後每隔 T 秒鐘記錄停等之車輛數 m_i ，直到取樣時間終止。此 m_i 代表時段 i 終止時之停等車輛數。

此工作最少需有另一觀察員，如等候車隊太長則需另加觀察員。有不同觀察員時，車道必須事先劃分成數段，每段最多能容

納約 20 部小客車。每位觀察員負責一段車道。每兩位觀察員最好另加一位報時員或利用自動報時器。

停等車輛包括下列兩種：

- (1) 參考線上游第一部已停下之車輛或正在減速以準備停車而距離參考線已不到一小客車車長之車輛。
- (2) 非參考線上游之第一部車，但該車已停下（速率大約 12 公里/小時以下）或該車前面有一部停等車而距離前車不到一小客車車長。

一原在車隊之車輛從持續加速以疏解之瞬間起就不算是停等車。

8. 估計平均停等延滯時間 t_a (秒/輛)

$$t_a = \frac{T \sum m_i}{N}$$

9. 估計流率 $Q = 3600N/P$ (輛/小時)， $P =$ 取樣時間(秒)。

10. 估計各車種之比例及車行方向之比例。

附錄 C：公路交通系統模擬(HTSS)模式 第三版使用手冊

一、簡介

公路交通系統模擬模式(Highway Traffic Systems Simulation Model, 簡稱 HTSS 模式)是為了模擬公路交通系統中獨立路口、幹道、及網路而發展之一微觀模擬模式。HTSS 模式第三版乃根據運輸研究所在民國 95 年及 99 年之間蒐集之郊區及市區車流特性資料微調之結果。此模式之發展尚未完成,目前之 HTSS 模式只能用以模擬號誌化路口及其相關之路段,模擬之號誌控制限於定時號誌控制。HTSS 模式目前可讓使用者模擬有 49 個號誌化路口之系統。

HTSS 模式可利用有 Windows 98 以上 Operating Systems 之電腦來運作。使用者只須將 HTSS 之執行檔及輸入檔放在同一子目錄(folder)中即可執行模擬。執行檔之檔名為 HTSS-V3.exe。輸入檔及輸出檔之檔名各為 HTSS.txt 及 HTSSout.txt。有意使用者可從本所之網站下載執行檔及輸入檔範例(如 ISO2P.txt, ISO4P.txt, ART1.txt, ART2.txt, ART3.txt, ART4.txt 及 NET1.txt)。本所網站之 ReadHTSS.pdf 檔對這些範例所模擬之設施有簡單的說明。本手冊第 11、13、16 及 17 章之對這些範例的應用有進一步的說明。

(一)路網組成(Network Representation)

在建立輸入檔資料之前,必須先將實際之道路系統轉換成模擬路網。HTSS 模式中模擬路網之組成包括節線(Links)、節點(Nodes)及出口(Mid-Block Exits)如圖 A-1 所示。茲將各組成說明如下:

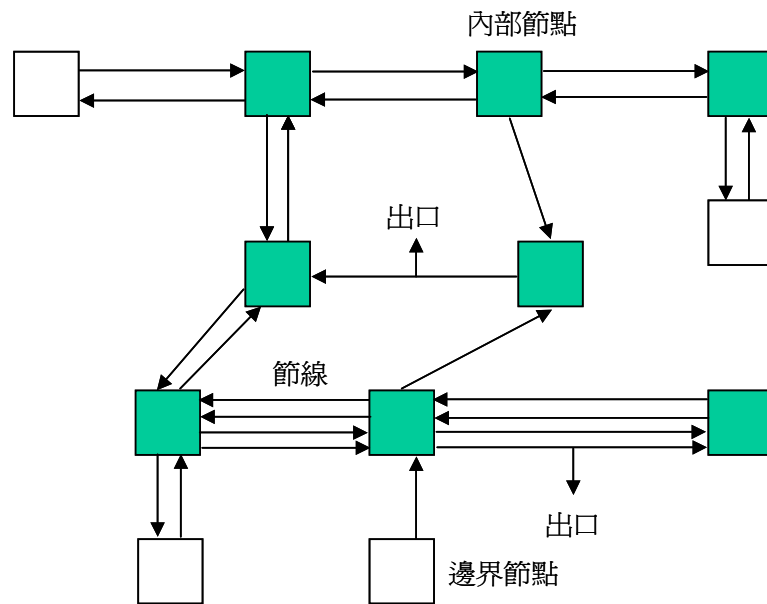


圖 A-1 HTSS 模式路網組成示意圖

1. 節點(Nodes)

在 HTSS 模式之路網中，節點可分成邊界節點(Boundary Nodes)及內部節點(Internal Nodes)二種。邊界節點主要的功用在於產生車輛及將該車輛送入路網中，其代號依序為 Nodes 50, 51, 52..., 100。內部節點則是被模擬之主要交叉路口，其代號依序為 Nodes 1, 2, 3, ..., 49。根據這些代號，內部節點最多能代表 49 個路口，邊界節點則不能超過 51 個。

2. 節線(Links)

節線是指在二路口間單一方向可供快車或慢車行駛的路段，其代號依序為 1, 2, 3,, L；其中 L 表示路網中之節線數量。每一條節線之長度為臨近二路口單一方向之停車線間的距離，如圖 A-2 所示。若道路有快、慢分隔車道，則在同一方向有二條節線，如圖 A-3 所示。在 HTSS 模式中，從每一方向進入一節點的節線最多只能有二條。整個網路之節線不能超過 100 條。

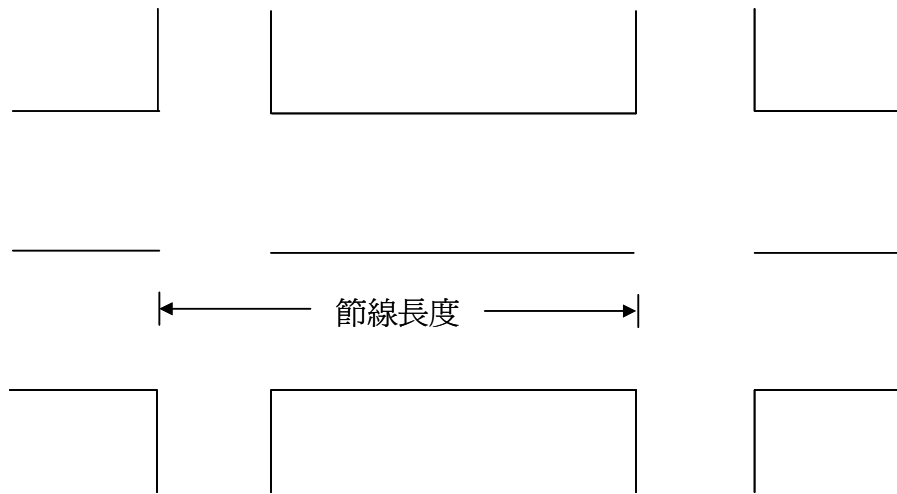


圖 A-2 節線長度示意圖

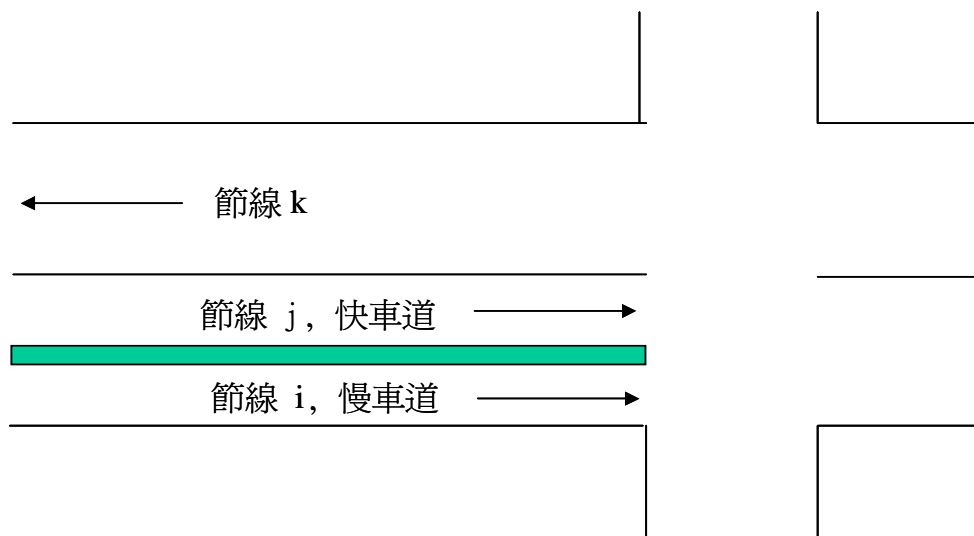


圖 A-3 快、慢分隔車道路段節線分佈示意圖

如圖 A-4 所示，一條節線之設施組成可能包括全長車道 (full-length lanes)、右側非全長的車道(right-side bay)、左側非全長的車道(left-side bay)、右轉分隔專用短車道(divided right-turn bay)及公車站(bus stops)，其中右轉分隔專用短車道只能有一車道，一條節線最多只能有 8 條車道，而這些車道可以包括一雙向左轉車道(two-way

left-turn lane)、1 在一路段最右側之機車道及 6 條其他車道，其中機車道之代號為 7，而雙向左轉車道之代號為 8，其他車道之代號，從右到左依序為 1 至 6，這些代號系統如圖 A-5 所示。而每一條節線只允許有五個公車站。本版 HTSS 不處理雙向左轉車道。此外，公車站作業之模擬仍須進一步利用現場資料加以微調，所以其模擬之準確性需要進一步確認。

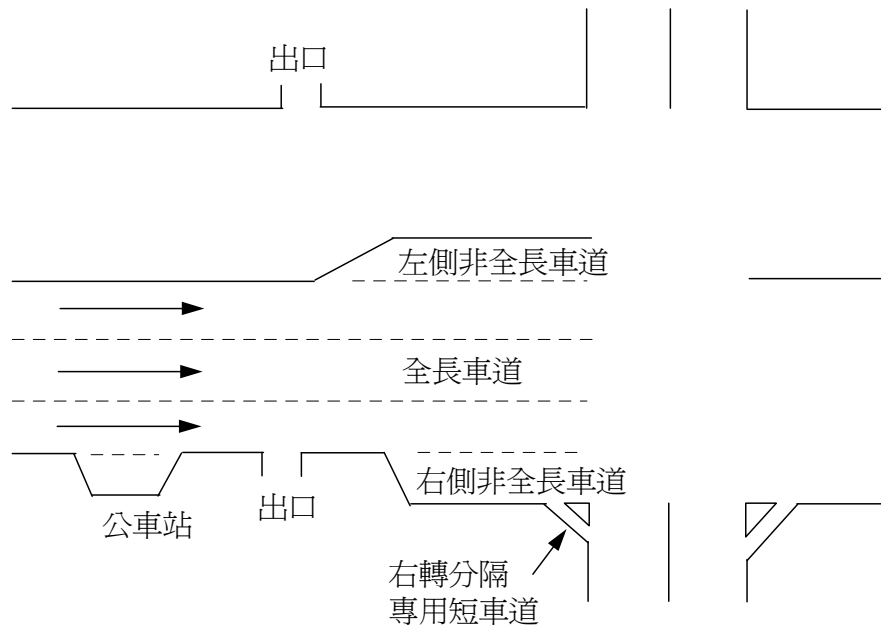


圖 A-4 節線設施組成示意圖

3. 出口 (Mid-Block Exits)

一個出口可能是停車場不被模擬的出口，不被模擬巷道之路口，或是一個分隔島之缺口，此缺口允許車輛迴轉以行駛不同方向之道路。在路網中之出口，其代號依序為 1, 2,, K，如圖 A-6 所示，其中 K 為路網之出口數量。本版 HTSS 不處理出口作業。

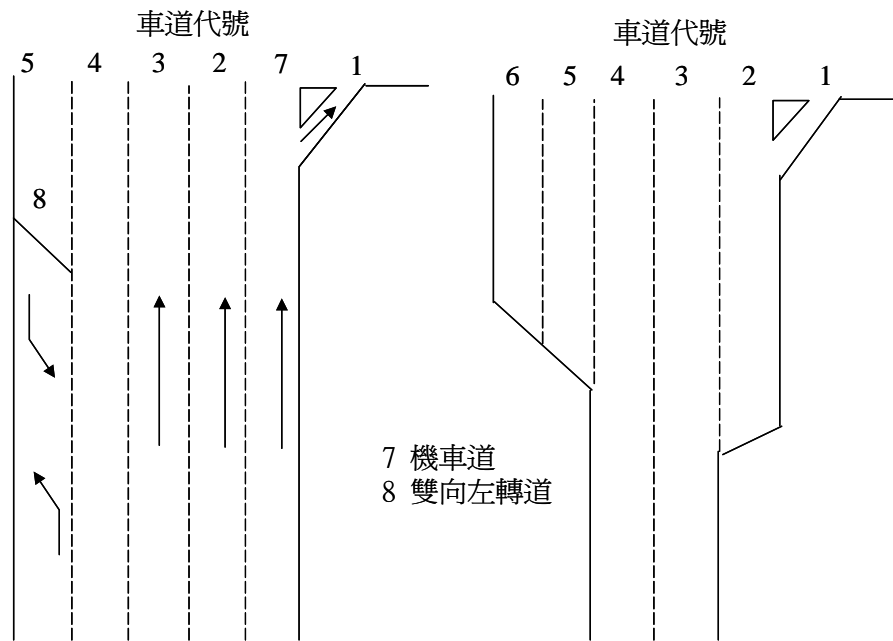


圖 A-5 節線之車道代號示意圖

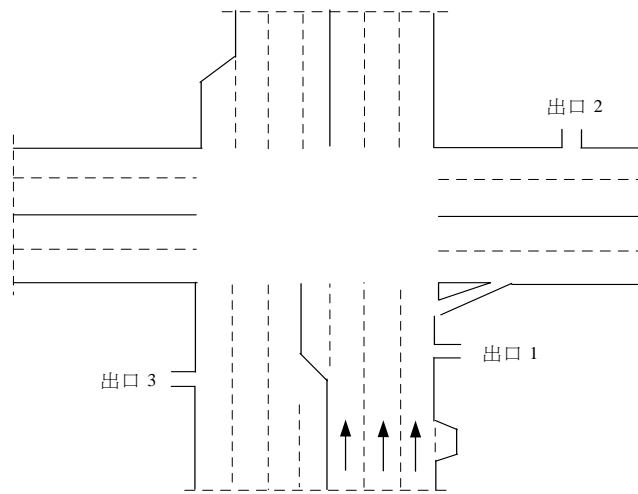


圖 A-6 出口代號示意圖

4. 接腳(Legs of a Node)

如圖 A-7 所示，每一個節點最多只能有 5 個接腳與它連接，這些接腳之代號依順時鐘方向依序訂為接腳 1, 2, …, P，其中 P 為一個節點之接腳數量。而每一個接腳至多有二條節線進入一個節點及有二條

節線從同一個節點出來。使用者可選擇任一接腳當作第一接腳。

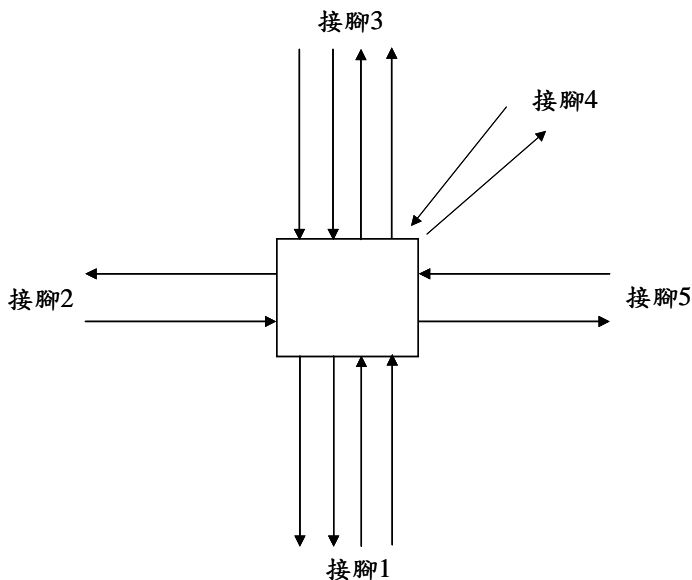


圖 A-7 節點之接腳代號示意圖(順時鐘方向)

(二)車輛產生與處理

HTSS 模式是一個微觀之模擬程式，其將車流視為一機率事件，車輛以隨機方式從一邊界節點產生後，即根據車輛的種類及車流狀況，被分派至適當的節線及車道上，每一車輛被隨機性地分配到一組特性。車輛特性包括車輛種類、車輛長度、最大願望速率、駕駛者特性及相對於前方停車所願意停等之位置。在路網中，每一車輛之位置、速度及加速度均在 1 秒中予以更新一次，而此調整之工作是依據駕駛者之跟車行為、號誌控制、變換車道過程及間距接受行為加以模擬完成。HTSS 模式之模擬程序如圖 A-8 所示。

HTSS 模式不模擬行人與車流之衝突，亦沒有估算汽油消耗及廢氣排放量。雖然 HTSS 模式可以用來分析號誌化之路口交通運轉行為，然目前只能處理單一或連鎖的定時號誌(Pretimed Signal)化路口。此模式之輸出結果包括平均旅行速率(Average Travel Speed)、平均停等延滯(Average Stopped Delay)、平均總延滯(Total Approach Delay)、每週期最長等候車隊之平均值(Average Maximum Queue

Length per Cycle)，服務水準(Level of Service)，公車專用道上公車站之服務失敗率(Failure Rate)，及公車專用道上公車站上游之最大等候進站之停等公車數(Maximum Queue Behind Bus Stop)。平均旅行速率等於旅行距離除以車輛之平均旅行時間。停等延滯指車輛停在車隊之時間。一輛車加入一停等車隊之前，若其速率已降到大約 5 公里/小時以下，而且與前方停等車輛之距離大約在 2 輛/小車長度之內就可算為停等車輛。總延滯代表實際旅行時間與能維持自由速率之旅行時間差值。公車站之服務失敗率代表公車到站時，因站台無空位而不能進站之公車百分比。每週期最長等候車隊代表在各號誌週期中停止線上游連續不斷之最長停等車數。如一路段之公車站遠離停止線，因此停止線上游之停等車隊沒有延伸到公車站上游，則公車站上游之停等車輛不包括在每週期最長等候車隊之估計值。除了雙向左轉車道外，其餘各每車道皆有一套輸出值。如有偵測器，則與偵測器有關之輸出值包括偵測器位置、流率、平均速率及佔有率。但本版 HTSS 模式不處理有關雙向左轉及偵測器之資料。

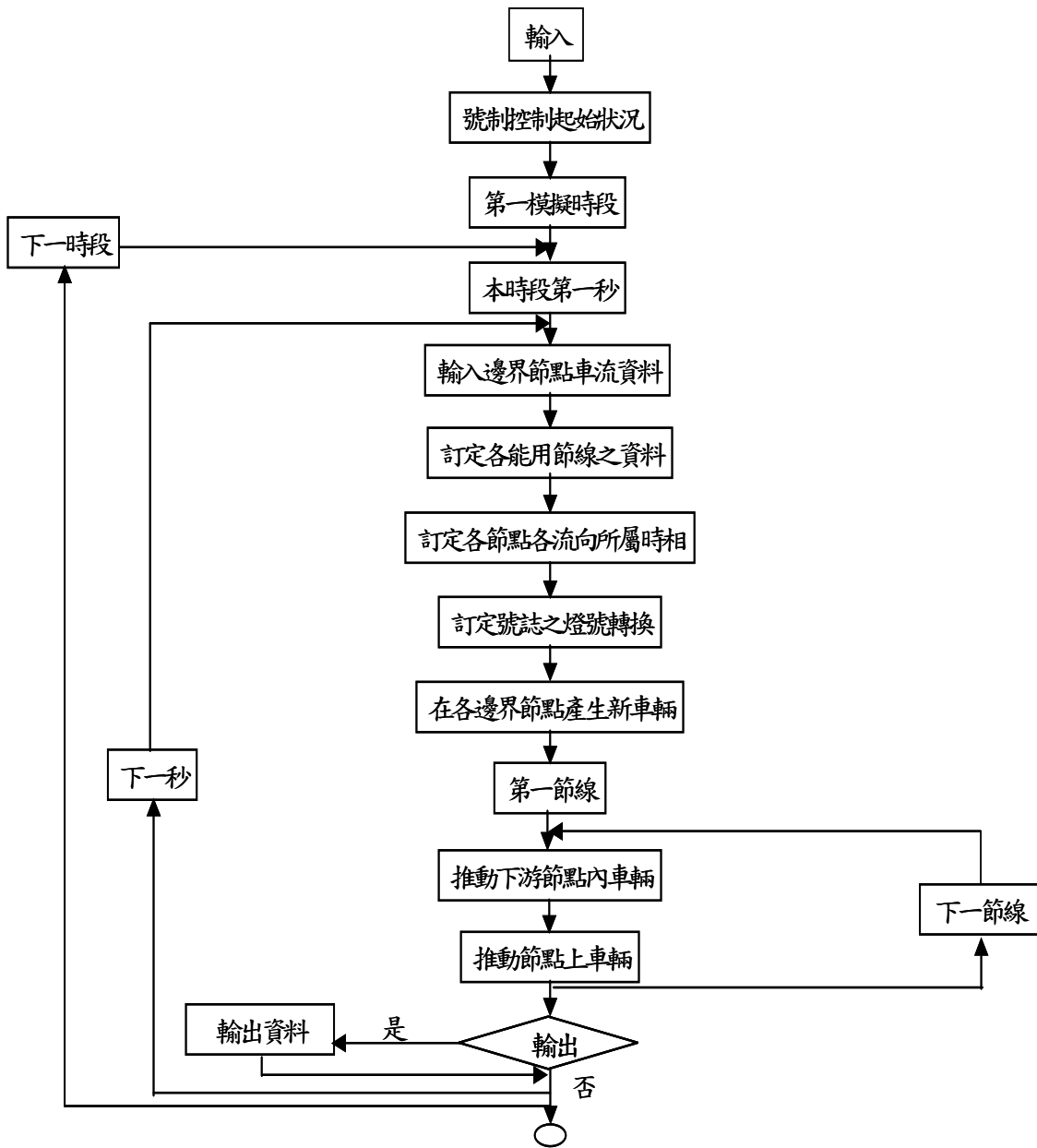


圖 A-8 HTSS 模擬程序概要流程圖

二、輸入檔(HTSS-2.txt)內容

(一)資料結構

每一 HTSS 模式之輸入檔必須訂名為 HTSS-2.txt，否則其執行檔將無法執行模擬之工作。HTSS 模式第二版之輸入資料共分為 99 種型態。資料安排如下所示。

型 1

型 2

·

·

型 8

註：本版不包括型 9 到型 13 資料

型 14

·

·

型 28

註：本版不包括型 29 資料

型 30

註：本版不包括型 31 資料

型 32

·

·

型 35

註：本版不包括型 36 到型 48 資料

型 49

·

·

型 53

註：本版不包括型 54 到型 59 資料

型 60

註：本版不包括型 61 到型 98 資料

型 99

每一型態之資料可能包含數行之資料，每一行的資料則可容納 10 個個別數據及註解。個別數據及註解在每行的位置必須安排如表 A-1 所示。

表 A-1 輸入數據及註解之位置

數據	起頭位置(column)
a ₁	1
a ₂	5
a ₃	10
a ₄	15
a ₅	20
a ₆	25
a ₇	30
a ₈	35
a ₉	40
a ₁₀	45
註解	50 或 50 之後

如某一位置(如 column 15 到 column 19) 空白無數據，則其相關之 a_i 值等於零。

(二)資料型態之內容

本附錄將利用一個假設的交叉路口，如圖 A-9 所示，來說明 HTSS 模式輸入檔之內容。此交叉路口之模擬路網如圖 A-10 所示。這路網包括 4 個邊界節點(節點 50 至 53)，1 個內部節點(節點 1)，及 2 個出口(出口 1 及 2)。其中內部節點共有 4 個接腳與其相連，接腳 1 和接腳 3 分別有 1 條節線進入節點 1 及 1 條節線從節點 1 出來。接腳 2 及接腳 4 則各有 2 條節線進入節點 1 及從節點 1 出來。在節點 1 的車流方向性如圖 A-11 所示。該節點之號誌控制暫訂為 2 時相設計，第一時相讓所有南北向來車進入路口，第二時相則讓東西向來車進入路口。因為本版 HTSS 模式不處理出口，所以資料檔不包括出口。

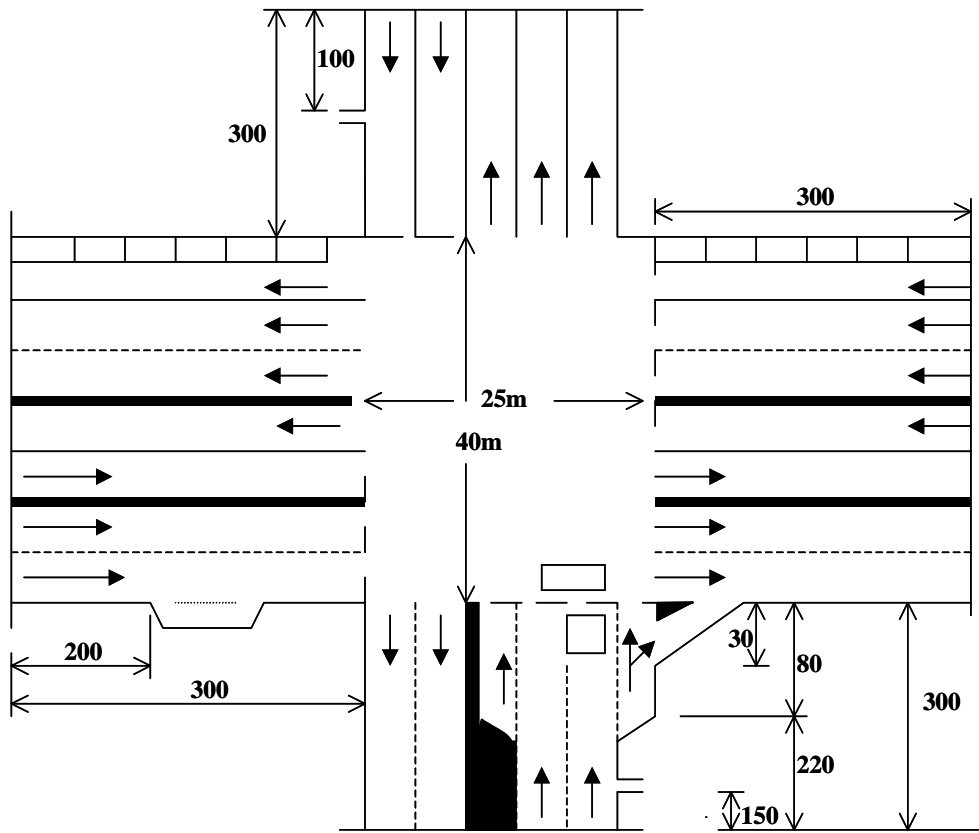


圖 A-9 假設之交叉口示意圖

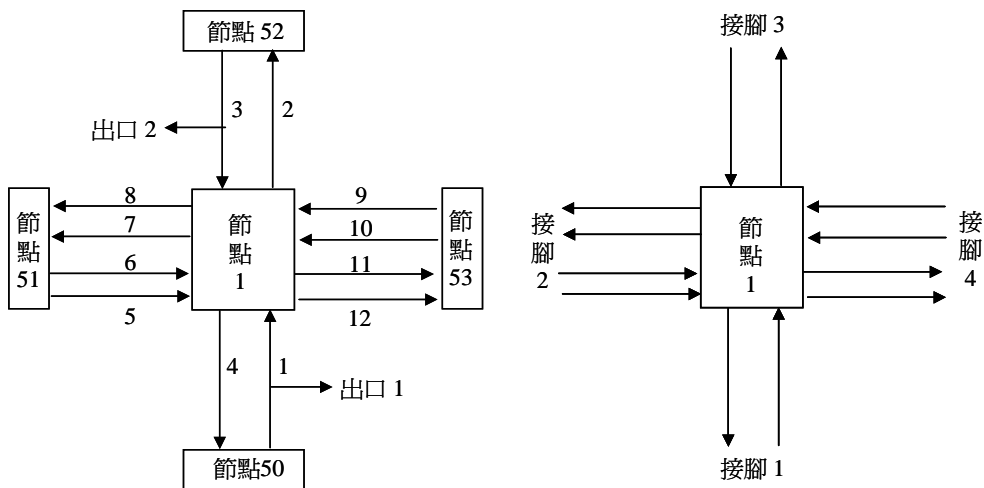


圖 A-10 假設之交叉口所屬路網示意圖

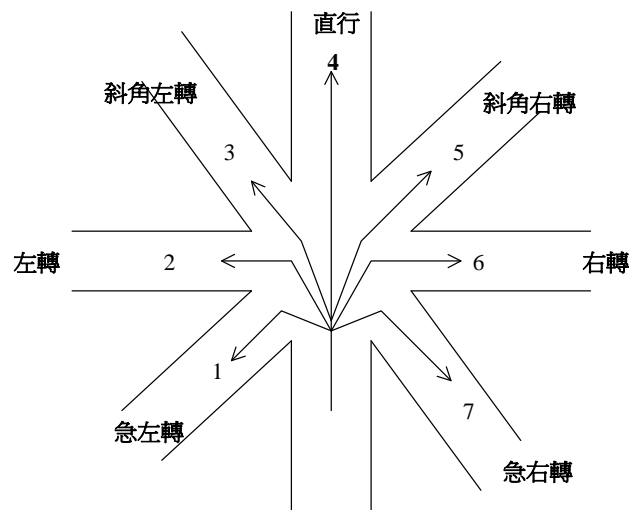


圖 A-11 基本移動方向之代號示意圖

1. 檔型 1 資料： a_1 a_2 a_3

a_1 ：資料檔之型態，所以 $a_1=1$ 。

a_2 ：0 或 1。 $a_2=0$ 表示輸出檔中不列印輸入資料； $a_2=1$ 表示輸出檔中須列印輸入資料。

a_3 ：欲模擬之次數（ ≤ 30 ）；如 a_3 之位置沒有輸入資料（空白），則 HTSS 模式假設欲模擬之次數為 1。如欲模擬之次數超過 1，則 HTSS 模式先利用輸入檔執行一模擬作業，然後自動地執行一負關聯(negatively correlated)之模擬作業。此後，HTSS 模式將檔型 3 之 a_2 及 a_3 料，用另一套數據（亂數）更換再執行另一模擬作業，隨後再進行負關聯模擬。此程序繼續進行到模擬次數達到欲模擬之次數為止。HTSS 模式，將所有模擬作業之結果分析以估計輸出資料之平均值及標準差。

2. 檔型 2 資料： a_1 a_2 a_3 a_{10}

a_1 ：資料檔之型態，所以 $a_1=2$ 。

a_i ($i = 2, 3, \dots, 10$)：9 個模擬時段之個別長度(秒)。第一模擬時段為熱機時段，其長度最少為 0 秒，在熱機時段內，HTSS 模式在邊界節點產生車輛並推進車輛以達到一正常的車流狀況。在此時段內，HTSS 模式不蒐集有關延滯、車隊長度及速率等

資料。熱機時段之後的時段最少必須有 15 秒，一般在整個模擬過程中如流率沒變化，則沒有必要將整個模擬過程分段。換言之，在這種情形下，型 2 資料可只包括 a_1 (檔型)， a_2 (熱機時段) 及 a_3 (第 2 模擬時段)。如資料檔中 a_4, a_5, \dots, a_{10} 位置空白無數據，HTSS 模式會自動設訂這些數據之值為零。此外，如欲模擬之時段超過 9，則可加添一型 2 資料如下：

```
2 100 300 300 300 300 300 300 300 300
2 500 500
```

此例表示熱機時間為 100 秒，此後第二到第九模擬時段之長度各為 300 秒。第十及第十一時段之長度則各為 500 秒。

剛開始模擬時，模擬之系統沒有車輛。熱機時段之目的在於讓模擬系統內之交通及號誌作業之狀況趨近正常時才開始蒐集資料。模式之使用者須估計一模擬車輛從進入模擬系統之後到從系統之最遠端離開所需之時間，然後利用此時間以訂定熱機時間。HTSS 模式會等待一路段有一車輛抵達停止線之後才開始蒐集資料，如熱機時間在第一輛車離開之後才結束，則熱機時間完畢之後才會開始蒐集資料。此外，號誌化路口資料蒐集皆從紅燈時段之起點開始，資料蒐集結束時間則等於在模擬時段終止之前，各節線最後一紅燈時段開始之瞬間。模擬獨立路口時之熱機時間大約須 3 到 5 分鐘；一路段（節線）之需求流率大於下游路口之容量時，資料開始蒐集之瞬間在路口之停等車數可能對績效指標值有很大的影響。為協助使用者判斷模擬之指標值是否受到起始停等車輛之影響，如資料蒐集開始之瞬間有停等車，則輸出檔會顯示停等之車數。

3. 檔型 3 資料： a_1 a_2 a_3

a_1 ：資料檔之型態，所以 $a_1=3$ 。

a_2 ：產生亂數之第一種子數(seed number)，其值必須在 2000 與 99999 之間。

a_3 ：產生亂數之第二種子數(seed number)，其值必須在 2000 與 99999 之間。

每次模擬作業之結果代表一樣本，所以一般必須在其他輸入值不變之狀況下變化 a_2 及 a_3 以取得大量之樣本，然後用這些樣本之平

均值代表各績效指標之值。

4.檔型 4 資料： a_1 a_2 a_3 a_4 a_5 a_6

a_1 ：資料檔之型態，所以 $a_1=4$ 。

a_2 ：節線之代號 (1 到 100，必須連續不斷)。

a_3 ：節線上游節點之代號。

a_4 ：節線下游節點之代號。

a_5 ：0 或 1。 $a_5=0$ 表示此節線不是快慢實體分隔街道上之內側快車道。 $a_5=1$ 表示此節線為快慢實體分隔街道上之內側快車道(如圖 A-10 中之第 6 及第 10 節線)。

a_6 ：0 或 1。如此節線是從下游節點之第 1 接腳進入該節點之外側節線或唯一節線，則 $a_6=1$ ，否則 $a_6=0$ (哪一接腳是第一接腳由本模式之使用者自定)。例如圖 A-10 中節線 1 之相關型 4 資料應如下所示：

a_1	a_2	a_3	a_4	a_5	a_6
4	1	50	1	0	1

此行資料中， $a_5=0$ ，其理由在於節線 1 是唯一從接腳 1 進入下游節點之節線，並沒有快慢車道之分別。此外，因為節線 1 亦屬接腳 1 最外側進入下游節點之節線，所以 $a_6=1$ 。又以節線 12 為例，其相關之型 4 資料如下：

a_1	a_2	a_3	a_4	a_5	a_6
4	12	1	53	0	1

節線 12 屬快慢分隔之慢車道，所以 $a_5=0$ 。其下游節點為邊界節點因而只有一接腳 (此接腳為節點 53 之第一接腳)，因為節線 12 乃是從第一接腳進入節點 53 之最外側車道，所以 $a_6=1$ 。如以節線 6 為例，其相關之型 4 資料如下：

a_1	a_2	a_3	a_4	a_5	a_6
4	6	51	1	1	0

此節線為快慢分隔街道之快車道，所以 $a_5=1$ 。因此節線不在進入下游節點 (節點 1) 之第一接腳上，所以 $a_6=0$ 。

5. 檔型 5 資料： $a_1 a_2 a_3 a_4 a_5 a_6 a_7 a_8 a_9$

a_1 ：資料檔之型態，所以 $a_1=5$ 。

a_2 ：節線之代號（1 到 100）。

a_3 ：從節線 a_2 急左轉之後下游節點之代號（見圖 A-11）。

a_4 ：從節線 a_2 正常左轉之後下游節點之代號（見圖 A-11）。

a_5 ：從節線 a_2 斜角左轉之後下游節點之代號（見圖 A-11）。

a_6 ：從節線 a_2 直行之後下游節點之代號（見圖 A-11）。

a_7 ：從節線 a_2 斜角右轉之後下游節點之代號（見圖 A-11）。

a_8 ：從節線 a_2 右轉之後下游節點之代號（見圖 A-11）。

a_9 ：從節線 a_2 急右轉之後下游節點之代號（見圖 A-11）。

以節線 6 為例，其型 5 資料應如下：

a_1	a_2	a_3	a_4	a_5	a_6	a_7	a_8	a_9
5	6	0	52	0	53	0	50	0

6. 檔型 6 資料： $a_1 a_2 a_3 a_4$

a_1 ：資料檔之型態，所以 $a_1=6$ 。

a_2 ：公車路線之代號（1,2,3, ..., 20）。

a_3 ：公車路線出發之邊界節點代號（50,51, ..., 100）。

a_4 ：0 或 1。如此公車路線為循環式，則 $a_4=1$ ，否則為 0。

以公車路線 1 為例，其型 6 資料如下：

a_1	a_2	a_3	a_4
6	1	51	0

這些資料表示路線 1 從節點 51 出發 ($a_3 = 51$) 而且此路線非循環式 ($a_4 = 0$)。

7. 檔型 7 資料： $a_1 a_2 a_3 a_4 a_5$

a_1 ：資料檔之型態，所以 $a_1=7$ 。

a_2 : 公車路線代號 (1, 2, 3, ..., 20)。

a_3 : 排班時段之代號 (1, 2, ..., 10)。

a_4 : 排班時段 a_3 之長度 (秒)。

a_5 : 排班時段 a_3 中之公車排班流率 (公車/小時)。

以公車路線 1 為例，其型 7 資料可能如下：

a_1	a_2	a_3	a_4	a_5
7	1	1	900	120
7	1	2	900	240

此資料表示公車路線 1 ($a_2=1$) 之第一排班時段 ($a_3=1$) 的長度為 900 秒 ($a_4=900$)。在此排班時段內平均每小時有 120 輛公車從起始之節點出發。其第二排班時段 ($a_3=2$) 的長度為 900 秒 ($a_4=900$)。在此排班時段內平均每小時有 240 輛公車從起始之節點出發。

8. 檔型 8 資料： a_1 a_2 a_3 a_4 a_5 a_6 a_7 a_8 a_9 a_{10}

a_1 : 資料檔之型態，所以 $a_1=8$ 。

a_2 : 公車路線代號(1, 2, 3, ..., 20)。

a_3, a_4, \dots, a_{10} : 公車路線 a_2 所利用之 8 條節線之代號(1, 2, 3, ..., 100)。這些數據必須依照使用順序。此外，如所利用之節線超過 8 條，則可增加型 8 資料。

以公車路線 1 為例，如其出發節點為節點 52，則其型 8 資料可能如下：

a_1	a_2	a_3	a_4
8	1	5	4

此資料表示公車路線從節點 52 進入慢車道節線 5 ($a_3=5$) 之後右轉進入節線 4 ($a_4=4$)。

9. 檔型 14 資料： a_1 a_2 a_3 a_4 a_5 a_6 a_7 a_8 a_9 a_{10}

a_1 : 資料檔之型態，所以 $a_1=14$ 。

$a_2 \sim a_{10}$: 9 條郊區 (suburban/rural) 節線之代號。如所有節線都在郊

區，則只須將 a_2 設訂為一負值 (如-1)，其他 a_3, a_4, \dots 等不必填入輸入檔。

如果郊區節線超過 9 條，可增加檔型 14 資料如下：

a_1	a_2	a_3	a_4	a_5	a_6	a_7	a_8	a_9	a_{10}
14	5	6	7	8	9	10	11	12	13
14	21	22	23						

此例表示節線 5 到節線 13 及節線 21 到節線 23 皆為郊區節線。

HTSS 模式假設所有節線皆為市區節線，所以所有節線都是市區節線時，不必有檔型 14 資料。此外，如果所有節線都是郊區節線，則只須將檔型 14 之 a_2 用一負值 (如-1) 代替即可。

10. 檔型 15 資料： a_1 a_2 a_3 a_4 a_5 a_6

a_1 ：資料檔之型態，所以 $a_1=15$ 。

a_2 ：節線之代號(1, 2, 3, ..., 100)。

a_3 ：節線下游路口之交通控制方式代號。 $a_3=1$ 代表號誌控制。因 HTSS 模式第二版只處理號誌化路口，所以 a_3 必須為 1。

a_4 ：節線上游路口進入節線之車道數。如圖 A-9 與圖 A-10 所示，節線 1 上游路口進入節線車道數為 2 ($a_4=2$)，節線 2 上游路口進入節線之車道數為 3 ($a_4=3$)，節線 6 上游路口進入節線之車道數為 1 ($a_4=1$)。

a_5 ：左側非全長車道 (left-side bay) 之車道數。如圖 A-9 與圖 A-10 所示，只節線 1 有左轉專用彎，其車道數為 1 ($a_5=1$)。

a_6 ：節線上小車之平均自由速率 (公里/小時或英哩/小時)。如無實際資料，小車之平均自由速率可訂定如下：

A. 郊區道路

速限 (公里/小時)	號誌化路口間距 (公里)									
	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	> 3.0
60	47	54	56	59	61	65	66	67	68	68
70	48	55	58	61	63	67	68	69	70	70
80	65	68	71	73	76	81	85	87	89	89

B. 市區雙車道道路 (速限 50 公里/小時)

40 公里/小時

C. 市區多車道道路之快車道

速限 (公里/小時)	號誌化路口間距 (公尺)								
	50	100	150	200	250	300	350	400	≥450
50	47	48	50	52	54	56	57	58	59
60	51	53	55	57	58	59	60	60	61
70	56	58	60	62	63	64	65	66	67

D. 市區多車道道路上有混合車道之道路 (速限 50 公里/小時)

快車 道數	混合車 道數	號誌化路口間距 (公尺)								
		50	100	150	200	250	300	350	400	≥450
0	2	39	42	44	45	48	50	51	52	53
1	1	45	46	48	50	52	54	55	57	58
1	2	42	44	46	47	50	52	53	54	55
2	1	45	47	49	51	53	55	56	57	58
2	2	43	45	47	48	51	53	54	55	56

11. 檔型 16 資料： a_1 a_2 a_3 a_4 a_1 ：資料檔之型態，所以 $a_1=16$ 。 a_2 ：節線之代號 (1, 2, 3, ..., 100)。 a_3 ：0 或 1。 $a_3=0$ 表示不能紅燈右轉。 $a_3=1$ 表示可以紅燈右轉。 a_4 ：0 或 1。 $a_4=0$ 表示機車不須執行兩段式左轉，換言之，機車與其它車種之左轉方式相同。 $a_4=1$ 表示機車必須執行兩段式左轉。

如 $a_4 = 1$ (兩段式左轉)，則此節線右方交叉路段停止線下游必須根據檔型 34 所設定之待轉區。如該檔型 34 之資料不存在，則 HTSS 模式會假設有一縱深為 2.5 公尺，寬為所有可直行車道寬總和，之待轉區。

12. 檔型 17 資料： a_1 a_2 a_3 a_4 a_5 a_6 a_1 ：資料檔之型態，所以 $a_1=17$ 。 a_2 ：節線之代號 (1, 2, 3, ..., 100)。 a_3 ：節線長度 (公尺)，其定義如圖 A-2 所示。

- a_4 ：節線右側非全長而通常讓右轉車輛使用之車道彎的長度(公尺)。例如圖 A-9 及圖 A-10 顯示節線 1 有一右側車道彎，其長度為 80 公尺。
- a_5 ：節線左側非全長而通常讓左轉車輛使用之車道彎的長度(公尺)。例如圖 A-9 及圖 A-10 顯示節線 1 有一左側車道彎，其長度為 160 公尺。
- a_6 ：節線右側實體分隔讓右轉車專用之短車道彎的長度(公尺)。例如圖 A-9 及圖 A-10 顯示節線 1 右側有一實體分隔右轉短車道彎，其長度為 30 公尺。

以節線 1 為例，其型 17 資料如下：

a_1	a_2	a_3	a_4	a_5	a_6
17	1	500	80	160	30

以節線 12 之 a_4 ， a_5 及 a_6 皆為 0，所以其型 17 資料如下：

a_1	a_2	a_3
17	12	500

13. 檔型 18 資料： a_1 a_2 a_3 a_4 a_5 a_6 a_7

- a_1 ：資料檔之型態，所以 $a_1=18$ 。
- a_2 ：節線之代號(1, 2, 3, ..., 100)。
- a_3 ：車道之代號(1, 2, 3, ..., 7；見圖 A-5)。因 HTSS 模式本版不模擬雙向左轉，所以車道代號不能訂為 8。
- a_4 、 a_5 、 a_6 、 a_7 ：從車道 a_3 能執行之 4 個轉彎方向的代號，如往某一方向進入下游路段之後只有一能利用之節線(亦即下游路段無快慢分隔之兩條節線)，則轉彎方向之代號如圖 A-11 所示。如下游路段有實體分隔之兩條節線，則轉彎方向之代號視下游所利用到的節線而定。如轉彎後進入內側節線(快車道)，如圖 A-13 所示，則轉彎方向之代號與圖 A-11 所用之代號相同。如轉彎後進入外側節線(慢車道)，則轉彎方向之代號等於圖 A-11 之代號加上 8。如圖 A-13 所示，從慢車道(外側車道)直線行駛之車輛如進入前方之快車道(內側節線)，則其轉彎方向為 4(直

行)，如進入前方慢車道(外側車道)，則其轉彎方向等於 4(直行)+8 =12。如假設各車道車流之轉向如圖 A-14 所示，則圖 A-10 中節線 1 第一車道之型 18 資料如下：

a ₁	a ₂	a ₃	a ₄
18	1	1	14

節線 1 車道 2 之型 18 資料如下：

a ₁	a ₂	A ₃	a ₄
18	1	2	6

節線 1 車道 5 之型 18 資料如下：

a ₁	a ₂	A ₃	a ₄
18	1	5	2

節線 3 車道 1 之型 18 資料如下：

a ₁	a ₂	A ₃	a ₄	a ₅
18	3	1	4	14

不能執行之轉彎方向的代號為 0，其輸入檔中之位置可空白不填數據。

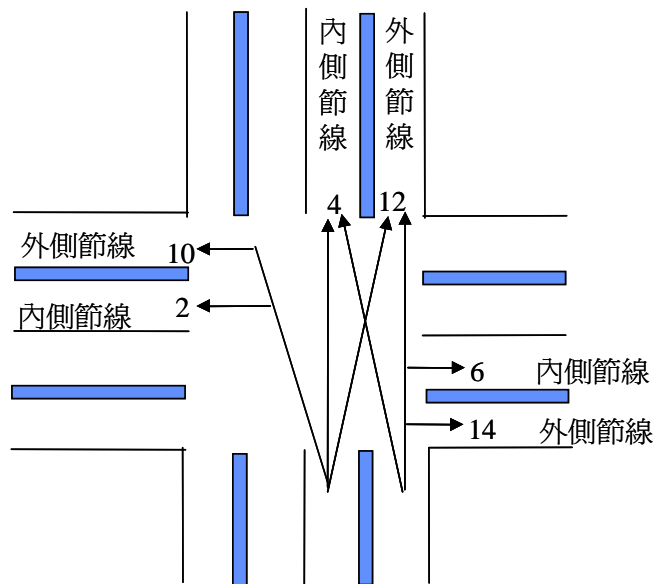


圖 A-12 接收節線及流動方向調整後之代號示意圖

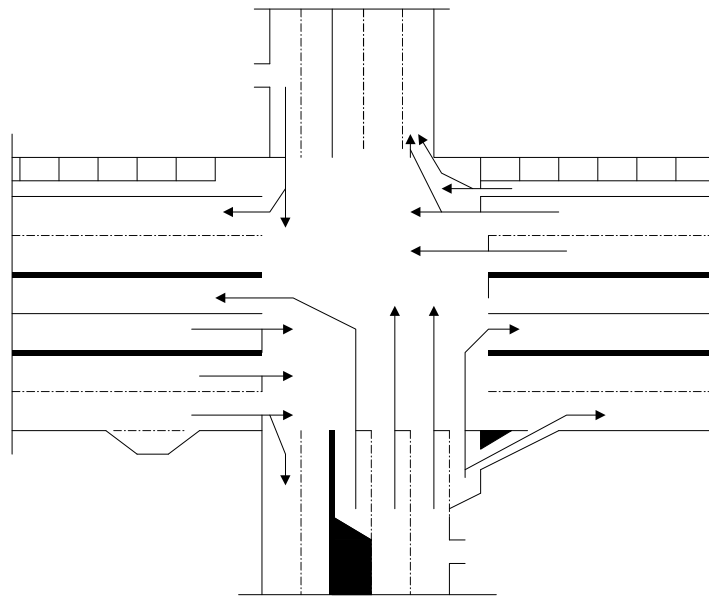


圖 A-13 假設交叉口車輛動向示意圖

14. 檔型 19 資料： a_1 a_2 a_3 a_4 a_5 a_6

a_1 ：資料檔之型態，所以 $a_1=19$ 。

a_2 ：節線之代號(1, 2, 3, ..., 100)。

a_3 ：節線 a_2 上各公車站之數目(1, 2, 3, 4)。

a_4 ：公車專用道之車道代號(1, 2, 3, ..., 6)，見圖 A-5。

a_5 ：0 或 1。如有公車專用道而且此專用道與其他車道有實體分隔，則 $a_5=1$ ，否則 $a_5=0$ 。

a_6 ：0 或 1。如有機車車道(第 7 車道)而且此車道與其他車道有實體分隔，則 $a_6=1$ ，否則 $a_6=0$ 。

15. 檔型 20 資料： a_1 a_2 a_3 a_4 a_5 a_6

a_1 ：資料檔之型態，所以 $a_1=20$ 。

a_2 ：節線之代號(1, 2, 3, ..., 100)。

a_3 ：節線 a_2 上公車站之代號(1, 2, 3, 4)。公車站須依照到站順序訂定為第 1 站($a_3=1$)，第 2 站($a_3=2$)等。

- a_4 ：公車靠站時所用車道之代號或公車彎左側車道之代號。
- a_5 ：公車站類型之代號（1：混合車道上之公車站；3：在專用道上無公車彎之公車站；5：在專用道上有公車彎之公車站）。
- a_6 ：有站台時站台前端與下游停止線之距離，如圖 A-14(1)所示；無站台時最前端站牌與下游停止線之距離，如圖 A-14(2)所示。
- a_7 ：有站台時之站台長度，如圖 A-14(1)及 A-14(3)所示；無站台時最前端站牌與最後端站牌之距離，如圖 A-14(2)所示。
- a_8 ：停車彎之有效長度，亦即可讓公車停靠而且不影響左側車道車輛之行進的停車彎長度，但不包括停車彎前半站之寬度漸變區之長度。此長度大約等於彎區長度加 2~3 公尺，如圖 A-14(3)所示。沒有停車彎時 a_8 可設定為 0 或空白。

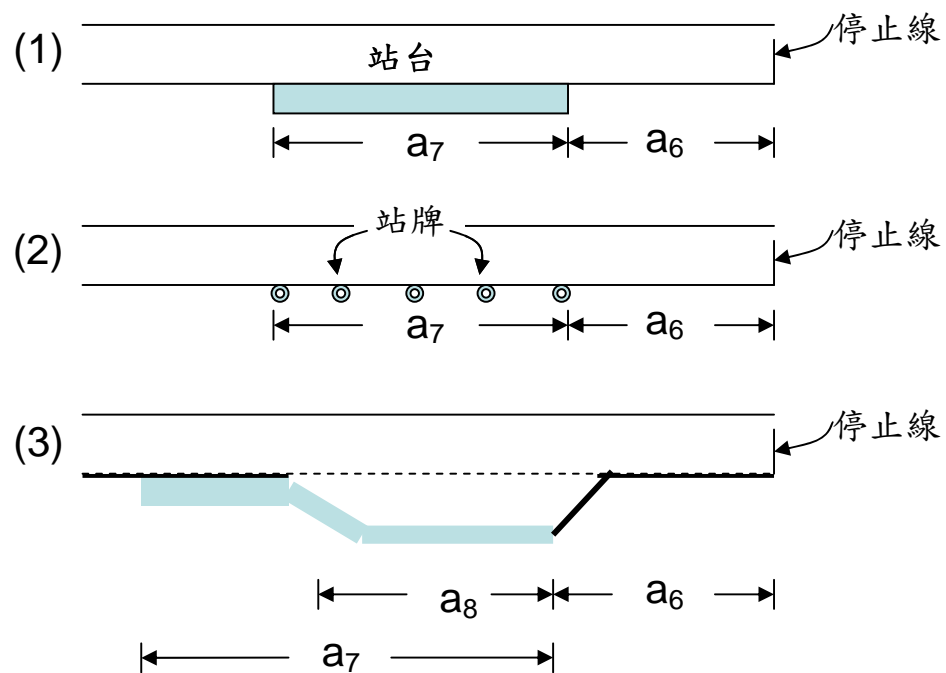


圖 A-14 公車站設置示意圖

16. 檔型 21 資料： a_1 a_2 a_3 a_4 a_5 a_6 a_7 a_8 a_9 a_{10}

a_1 ：資料檔之型態，所以 $a_1=21$ 。

a_2 ：節線之代號(1, 2, 3, ..., 100)。

a_3 ：節線 a_2 上公車站之代號(1, 2, 3, 4)。

a_4, a_5, \dots, a_{10} ：可利用公車站 a_3 之 7 條公車路線的代號(1, 2, ..., 20)。

如圖 A-9 及圖 A-10 所示，節線 5 上在離節線上游端點 200 公尺之處有一公車站。假設有 2 條公車路線使用此車站，則節線 5 之相關型 21 資料如下：

a_1	a_2	a_3	a_4	a_5
21	5	1	1	2

17. 檔型 22 資料： $a_1 a_2 a_3 a_4 a_5 a_6 a_7 a_8 a_9 a_{10}$

a_1 ：資料檔之型態，所以 $a_1=22$ 。

a_2 ：節線之代號(1, 2, 3, ..., 100)。

a_3, a_4, a_5, a_6 ：從最上游到最下游 4 個公車站上公車之各平均靠站時間(秒/車)。若節線 a_2 只有 1 公車站，則此檔型之資料可只包括 a_3 。

18. 檔型 23 資料： $a_1 a_2 a_3 a_4 a_5 a_6 a_7 a_8$

a_1 ：資料檔之型態，所以 $a_1=23$ 。

a_2 ：節線之代號(1, 2, 3, ..., 100)。

a_3 ：一般車道之車道寬(公尺)乘以 10。例如節線 a_2 之車道寬為 3.7 公尺，則 $a_3=3.7 \times 10=37$ 。

a_4 ：節線右側停車位寬度(公尺)乘以 10。例如節線 a_2 之右側有停車位而其寬度為 3 公尺，則 $a_4=3 \times 10=30$ 。如無停車位則 $a_4=0$ 。

a_5 ：節線左側停車位寬度(公尺)乘以 10。一般只有在單行道上之節線才有可能左側停車。

a_6 ：節線左側分隔島或路障之寬度(公尺)乘以 10。

a_7 ：節線右側機車使用率 90% 之路寬(公尺)乘以 10。此機車道寬度最少為 1.2 公尺，所以 a_7 不能小於 $1.2 \times 10=12$ 。

使用率 90% 之車道寬須根據圖 A-15 之車道寬定義及一些調整因素以訂定。此寬度可估計如下：

$$W_{90} = W + R + L$$

此式中，

W_{90} ：使用率 90% 之車道寬(公尺)；

W ：車道寬(公尺)；

R ：右側調整因素(公尺)；

L ：左側調整因素(公尺)。

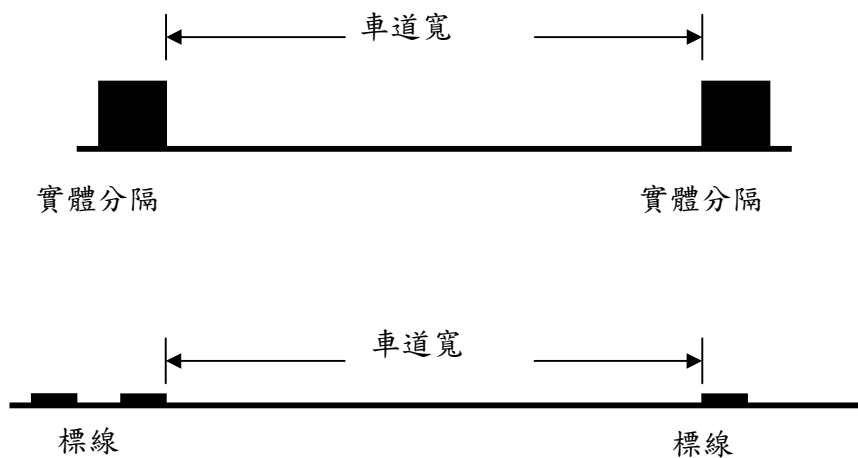


圖 A-15 車道寬訂定之準則

上式中之調整因素可能是正值，也可能是負值。正值代表機車佔用鄰近車道，負值表示機車有向專用道中央集中之傾向。調整因素之建議值如下：

1. 左側有導桿時， $L = -0.32$ 公尺。右側有導桿時， $R = -0.32$ 公尺。
2. 左側有導桿除外之實體分隔物時， $L = -0.55$ 公尺。右側有導桿除外之實體分隔物時， $R = -0.55$ 公尺。
3. 右側有標線分隔時， $R = 0.00$ 公尺。左側有標線分隔時， $L = 0.55$ 公尺。

19. 檔型 24 資料： a_1 a_2 a_3 a_4 a_5

a_1 ：資料檔之型態，所以 $a_1 = 24$ 。

a_2 ：節線之代號(1, 2, 3, ...)。

- a_3 : 停等直行小車之疏解率(輛/小時/車道)。
 a_4 : 停等左轉小車之疏解率(輛/小時/車道)。
 a_5 : 停等右轉小車之疏解率(輛/小時/車道)。

根據現場資料 a_3 , a_4 及 a_5 之範圍及代表值如下：

A. 市區道路

無衝突行人或路旁停車活動之停等小車輸入疏解率建議範圍

行進方向	節線特性	輸入疏解率(小車/小時/車道)
直行	只有快車道	1,750 ~ 1,875
	快車道與混合車道並存	1,650 ~ 1,700
	只有混合車道	1,600 ~ 1,650
左轉	1 車道或 2 車道	1,650 ~ 1,750
	3 車道	1,450 ~ 1,500
右轉	1 車道	1,500 ~ 1,700

如果靠近路口之路旁有停車之操作，則上表中之輸入疏解率可乘上下列之調整因素：

車道數	停車操作率 (輛/小時)						
	0	10	20	30	40	50	60
1	0.87	0.82	0.82	0.82	0.81	0.81	0.80
2	0.94	0.91	0.90	0.90	0.90	0.89	0.89
3	0.96	0.94	0.94	0.94	0.93	0.93	0.93

如果有行人與車輛同時進入路口，因此造成干擾，則輸入疏解率也宜調降。下列之調整因素可供參考：

行人調整因素

轉彎百分比(%)	綠燈時段中之衝突人數				
	0	4	8	12	16
0.1	1.0	0.98	0.95	0.91	0.87
0.2	1.0	0.97	0.92	0.86	0.81
0.3	1.0	0.96	0.90	0.84	0.78
0.4	1.0	0.95	0.88	0.82	0.76
0.5	1.0	0.94	0.87	0.81	0.75
1.0	1.0	0.92	0.85	0.79	0.74

B. 郊區道路

無衝突行人或路旁停車活動之停等小車輸入疏解率建議範圍

行進方向	輸入疏解率 (小車/小時/車道)
直行	1,530 ~ 1,755
左轉	1,400 ~ 1,800
右轉	1,535

如果輸入檔沒有設訂檔型 24 的資料，則 HTSS 模式採用下列之預設值以模擬停等車之疏解率：

市區： $a_3=1,750$ (直行)； $a_4=1,650$ (左轉)； $a_5=1,600$ (右轉)

郊區： $a_3=1,700$ (直行)； $a_4=1,600$ (左轉)； $a_5=1,550$ (右轉)

20. 檔型 25 資料： a_1 a_2 a_3 a_4 a_5 a_6 a_7 a_8 a_9 a_{10}

此檔型資料適用於小車及大車。如果沒有檔型 35 資料設定機車之相關資料，則檔型 25 資料亦用於模擬機車之方向性。

a_1 ：資料檔之型態，所以 $a_1=25$ 。

a_2 ：節線之代號(1, 2, 3, ..., 100)。

a_3, a_4, \dots, a_9 ：離開節線 a_2 時 8 種轉彎方向之百分比。如圖 A-11 所示， a_3 為急左轉之百分比， a_4 為左轉之百分比， a_5 為斜角左轉之百分比， a_6 為直行之百分比， a_7 為斜角右轉之百分比， a_8 為右轉之百分比， a_9 為急右轉之百分比。

以節線 1 為例，其型 25 資料可能如下：

a_1	a_2	a_3	a_4	a_5	a_6	a_7	a_8	a_9	a_{10}
25	1	0	20	0	60	0	20	0	0

此例中 $a_4=20$ 表示有 20% 之車輛進行左轉，有 60% 之車輛直行穿越路口($a_6=60$)，另外有 20% 之車輛進行右轉($a_8=20$)。

21. 檔型 26 資料： a_1 a_2 a_3 a_4 a_5 a_6 a_7 a_8 a_9 a_{10}

a_1 ：資料檔之型態，所以 $a_1=26$ 。

a_2 ：節線之代號(1, 2, 3, ..., 100)。

a_3, a_4, \dots, a_{10} ：小車及大車(非機車)離開節線 a_2 時 8 種轉向進入快慢分隔街道外側慢車道節線之百分比。機車只能使用外側慢車道，HTSS 模式會自動將機車移到外側慢車道。 a_3, a_4, \dots, a_{10} 之各相關轉向如下： a_3 ：急左轉， a_4 ：左轉， a_5 ：斜角左轉， a_6 ：直行， a_7 ：斜角右轉， a_8 ：右轉， a_9 ：急右轉， a_{10} ：180 度左轉(U-turn)。

以節線 1 為例，其型 26 資料可能如下：

a_1	a_2	a_3	a_4	a_5	a_6	a_7	a_8	a_9	a_{10}
26	1	0	25	0	0	0	95	0	0

此例中 a_3, a_5, a_7 及 a_{10} 均為 0，其原因在於無急轉或斜角轉彎。 a_{10} 亦為 0，此乃因為無 180 度左轉之故。 $a_4=25$ 表示有 25% 之左轉車輛進入下游之外側慢車道(亦即節線 8)。 $a_6=0$ 是因為直行之下游無快慢車道之分。 $a_8=95$ 表示有 95% 之右轉進入下游外側之慢車道(亦即節線 12)，其他 5% 之右轉車則進入內側之快車道(亦即節線 11)。

22. 檔型 27 資料： $a_1 \ a_2 \ a_3$

a_1 ：資料檔之型態，所以 $a_1=27$ 。

a_2 ：節線之代號(1, 2, 3, ..., 100)。

a_3 ：以綠燈開始之瞬間為基準，第一部停等車之平均起動時間(秒)乘以 10。例如起動時間在綠燈開始前 2 秒，則 $a_3 = -2 \times 10 = -20$ ，如起動時間在綠燈開始後 1.5 秒，則 $a_3 = 1.5 \times 10 = 15$ 。HTSS 模式假設平均起動時間在綠燈開始後 1 秒，如使用者接受此假設值，則資料檔可不必包括型 27 資料。

23. 檔型 28 資料： $a_1 \ a_2 \ a_3 \ a_4 \ a_5 \ a_6 \ a_7 \ a_8 \ a_9 \ a_{10}$

a_1 ：資料檔之型態，所以 $a_1=28$ 。

a_2 ：節線之代號(1, 2, 3, ..., 100)。

a_3 ：非機車之左轉車輛在如圖 A-16 所示衝突型態 A 時之臨界間距乘以 10。例如臨界間距為 3.9 秒，則 $a_3=39$ 。對向只有一直行車道時，HTSS 模式將 a_3 之值設定為 3.3 秒；對向有兩直行車道時， a_3 之值設定為 4.4 秒。

a_4 ：非機車之左轉車輛在如圖 A-16 所示衝突型態 B 時之臨界間距乘以 10。HTSS 模式之設定為 4.5 秒($a_4=45$)。

- a_5 ：非機車之直行車輛在如圖 A-16 所示衝突型態 C 時之臨界間距乘以 10。HTSS 模式之設定為 5 秒($a_5=50$)。
- a_6 ：非機車之右轉車輛在如圖 A-16 所示衝突型態 D 時之臨界間距乘以 10。HTSS 模式之設定為 5 秒($a_6=50$)。
- a_7 ：左轉機車在衝突型態 A 時之臨界間距乘以 10。HTSS 模式之設定為 4.0 秒($a_7=40$)。
- a_8 ：左轉機車在衝突型態 B 時之臨界間距乘以 10。HTSS 模式之設定為 4.0 秒($a_8=40$)。
- a_9 ：直行機車在衝突型態 C 時之臨界間距乘以 10。HTSS 模式之設定為 4.5 秒($a_9=45$)。
- a_{10} ：右轉機車在衝突型態 D 時之臨界間距乘以 10。HTSS 模式之設定為 4.0 秒($a_{10}=40$)。

如使用者接受設定值，則資料檔可不包括型 28 資料。

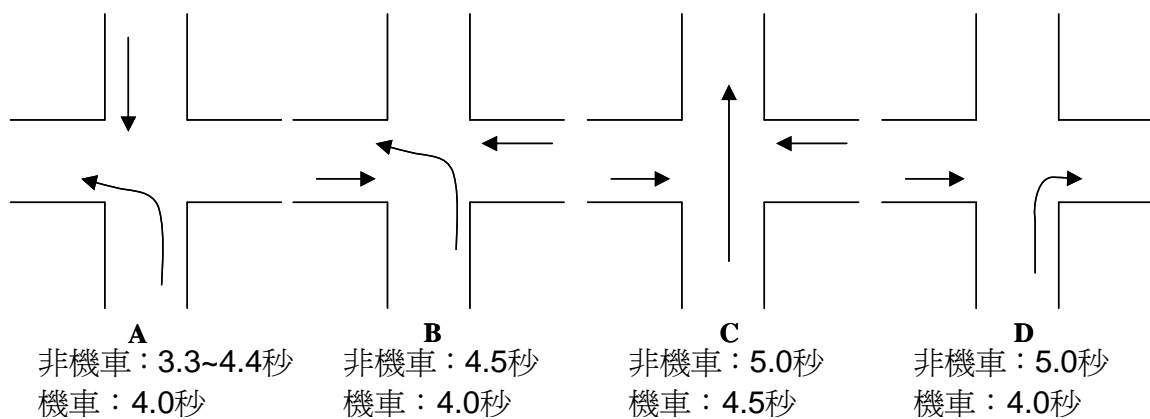


圖 A-16 衝突型態

24. 檔型 30 資料： a_1 a_2 a_3 a_4 a_5

- a_1 ：資料檔之型態，所以 $a_1=30$ 。
- a_2 ：節線之代號(1, 2, 3, ..., 100)。
- a_3 ：上坡或下坡之坡度%乘以 10 (如坡度為 5.2%，則 $a_3=52$ ；如坡度為-5.2%，則 $a_3=-52$)。
- a_4 ：上、下坡起點與節線上游端點之距離(公尺)。

a_5 ：上、下坡終點與節線上游端點之距離(公尺)。

例如節線 6 有一上坡及一下坡，而各坡有如下之屬性：

上坡：坡度 = 5.3%

坡長 = 600 公尺

上坡起點距離節線上游端點 = 900 公尺

下坡：坡度 = -4.0%

坡長 = 400 公尺

下坡起點距離節線上游端點 = 2000 公尺

則檔型 30 之相關資料如下：

6	53	900	1500
6	-40	2000	2400

25.檔型 32 資料： a_1 a_2 a_3

a_1 ：資料檔之型態，所以 $a_1=32$ 。

a_2 ：大車之質量(mass)，單位為公斤(kg)。

a_3 ：大車之馬力，單位為千瓦(kw)。

如無檔型 32 之輸入值，則 HTSS 模式利用下列設定值以模擬大車之加、減速率：

市區：20,000 kg；150 kw

郊區：31,000 kg；260 kw

26.檔型 33 資料： a_1 a_2 a_3 a_4 a_5 a_6 a_7

a_1 ：資料檔之型態，所以 $a_1=33$ 。

a_2 ：節線代號。

a_3 ：機車停等區之長度(公尺)。

$a_4 \sim a_7$ ：4 條機車可用之車道代號。

所有讓機車使用之節線必須有檔型 33 資料，例如：

33	1	0	1	2
----	---	---	---	---

33 3 6 1

表示節線 1 上沒有機車停等車，但車道 1 及 2 可讓機車使用。
節線 3 上有長 6 公尺之停等區，但只有車道 1 可讓機車使用。

27. 檔型 34 資料： a_1 a_2 a_3 a_4 a_5 a_6 a_7 a_8 a_9

a_1 ：資料檔之型態，所以 $a_1=34$ 。

a_2 ：節線代號。

a_3 ：提供兩段式左轉機車停等之待轉區長度。一般在 3 公尺左右。
如車輛能從一車道進行紅燈右轉，則該車道下方不能設置兩段式待轉區。

$a_4 \sim a_9$ ：有兩段式左轉機車待轉區之車道代號(最多有 6 車道)。

28. 檔型 35 資料： a_1 a_2 a_3 a_4 a_5 a_{16} a_7 a_8 a_9 a_{10}

a_1 ：資料檔之型態，所以 $a_1=35$ 。

a_2 ：節線之代號(1, 2, 3, ..., 100)。

$a_3 \sim a_{10}$ ：如同檔型 25，但只適用於機車之轉彎方向百分比。

如果機車之轉向百分比與小車及大車相同，則不必使用檔型 35 資料。HTSS 模式會自動使用檔型 25 之資料，以模擬機車的轉向。

29. 檔型 49 資料： a_1 a_2 a_3 a_4 a_5 a_{16} a_7 a_8 a_9 a_{10}

a_1 ：資料檔之型態，所以 $a_1=49$ 。

a_2 ：連貫性節線組(chain)之代號。

a_3 ：節線組合 a_2 之速限(公里/小時)。

$a_4 \sim a_{10}$ ：節線組從上游算起 7 個節線之代號。

檔型 49 只有在需要估計一連串路口及路段之平均旅行速率及其相關服務水準時才有需要。如節線組(亦即道路)之節線數超過 7，則可加檔型 49 資料，例如：

a_1	a_2	a_3	a_4	a_5	a_6	a_7	a_8	a_9	a_{10}
49	1	60	5	7	9	10	11	12	15
49	1	60	18	20					

表示第 1($a_2=1$)節線組之速限為 60 公里/小時($a_3=60$)，而且此節線組從節線 5 (最上游節線) 到節線 20 (最下游節線)，總共有 9 條節線。節線的順序不可隨便調換，必須依次從上游到下游。

30. 檔型 50 資料： a_1 a_2 a_3 a_4

a_1 ：資料檔之型態，所以 $a_1=50$ 。

a_2 ：號誌控制時制 (timing plan) 之代號(1, 2, 3, ..., 5)。每一時制內各路口(節點)之週期及各時相之綠燈、黃燈及全紅時間不變。

a_3 ：時制 a_2 轉換成下一時制之過程中應維持之最短綠燈(秒)

a_4 ：時制 a_2 之長度(秒)。所有時制長度之總和不能短於在型 2 資料中模擬時段長度之總和。

檔型 50 資料可能如下：

a_1	a_2	a_3	a_4
50	1	22	3600

此資料表示第 1 時制($a_2=1$)在其時制轉換期間之最短綠燈為 22 秒，而時制之長度為 1 小時($a_4=3600$ 秒)。

31. 檔型 51 資料： a_1 a_2 a_3 a_4 a_5 a_6 a_7

a_1 ：資料檔之型態，所以 $a_1=51$ 。

a_2 ：號誌時制代號。

a_3 ：內部節點之代號(1, 2, 3, ..., 49)

a_4 ：節點 a_3 號誌控制之時相數目， a_4 不能超過 8。

a_5 ：節點 a_3 號誌控制之同步時相(synchronized phase)之代號。獨立號誌控制的任何一時相可當做同步時相。

a_6 ：節點 a_3 號誌控制同步時相與基準點之時差(秒)。基準時點訂為模擬開始 $T = 0$ 秒之瞬間。所以如果同步時相之第一個綠燈在模擬開始後 15 秒才開始，則 $a_6=15$ 。

a_7 ：節點 a_3 號誌控制行人專用時相之代號。如無行人專用時相，則 $a_7=0$ 或其資料檔位置可空白不填數據。行人專用時相必須為一週期內之最

後時相。例如節點 1 之號誌控制有 3 時相，其中一時相為行人專用，則 $a_7=3$ 。

以節點 1 為例，其檔型 51 之資料可能如下：

a_1	a_2	a_3	a_4	a_5	a_6	a_7
51	1	1	2	2	15	0

這些資料表示第 1 時制中節點 1 ($a_3=1$)之號誌控制有 2 時相($a_4=2$)，其第 2 時相為同步時相($a_5=2$)，同步時相第一綠燈開始之時間在模擬開始後 15 秒($a_6=15$)。此外，沒有行人專用時相($a_7=0$)。

32.檔型 52 資料： a_1 a_2 a_3 a_4 a_5 a_6 a_7 a_8 a_9 a_{10}

a_1 ：資料檔之型態，所以 $a_1=52$ 。

a_2 ：時制代號(1, 2, 3, 4, 或 5)。

a_3 ：內部節點之代號(1, 2, 3, ..., 49)。

a_4 ：節點 a_3 號誌控制某時相之代號(1, 2, 3, ..., 8)。

a_5 ：時相 a_4 之綠燈時段(秒)乘以 10。

a_6 ：時相 a_4 之黃燈時段(秒)乘以 10。

a_7 ：時相 a_4 之全紅時段(秒)乘以 10。

a_8 ：時相 a_4 之「行人可走」時段(秒)乘以 10。如號誌控制不考慮行人之需要，則 $a_8=0$ 。

a_9 ：時相 a_4 之「行人不可走或清道」時段(秒)乘以 10。如號誌控制不考慮行人之需要，則 $a_9=0$ 。

a_{10} ：0 或 1。 $a_{10}=0$ 表示號誌控制之時相 a_4 沒有車流及行人共用時相 (concurrent pedestrian timing)。 $a_{10}=1$ 表示時相 a_4 是車流及行人共用時相。在此情形下， a_8 (行人可走)及 a_9 (行人清道)之值必須大於零。一般「行人可走」時段在 5 到 10 秒之間(亦即 a_8 在 50 到 100 之間)，「行人清道」時段則等於行人跨越路口所需之時間。如行人專用時相不分「行人可走」及「清道」時段，則 a_8 及 a_9 之和須等於行人時相之長度。

以節點 1 為例，其型 52 資料可能如下：

A_1	a_2	a_3	a_4	a_5	a_6	a_7	a_8	a_9	a_{10}
-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	----------

52	1	1	1	250	30	10	70	190	1
52	1	1	2	400	32	12	0	0	0

這些資料表示在第一時段之控制下($a_2=1$)，節點 1($a_3=1$)之第一時相($a_4=1$)有 25 秒之綠燈($a_5=250$)，3 秒之黃燈($a_6=30$)，1 秒之全紅時段($a_7=10$)，7 秒之「行人可走」時段($a_8=70$)，19 秒之「行人清道」時段($a_9=190$)，而且第一時相是車道與行人共用之時相($a_{10}=1$)。在同一時制控制下($a_2=1$)，節點 1($a_3=1$)之第二時相($a_4=2$)有 40 秒之綠燈($a_5=400$)，3.2 秒之黃燈($a_6=32$)及 1.2 秒之全紅時段($a_7=12$)。此時相不考慮行人之需要($a_8= a_9=a_{10}=0$)。如一時相為行人專用時相，則此時相有關綠燈、黃燈及全黃時間之數據不影響該時相之作業，換言之，可空白不填有關之數據。

33.檔型 53 資料： a_1 a_2 a_3 a_4 a_5 a_6 a_7 a_8 a_9

a_1 ：資料檔之型態，所以 $a_1=53$ 。

a_2 ：號誌時制之代號(1, 2, 3, 4, 或 5)。

a_3 ：節點代號。

a_4 ：時相代號。

a_5 ：車輛在時相 a_4 中能從一節線進入路口之節線代號。

a_6 ：車輛在時相 a_4 中能從節線 a_5 進入路口之第一種行車方向。

a_7 ：車輛在時相 a_4 中能從節線 a_5 進入路口之第二種行車方向。

a_8 ：車輛在時相 a_4 中能從節線 a_5 進入路口之第三種行車方向。

a_9 ：車輛在時相 a_4 中能從節線 a_5 進入路口之第四種行車方向。

行車方向之代號如下：

8：所有方向都可利用時相 a_4 進入路口(如用此代號， a_6 值必須等於 8)。

1：急左轉可利用時相 a_4 。

2：左轉可利用時相 a_4 。

3：斜角左轉可利用時相 a_4 。

4：直行(包括從快車道進入快車道或慢車道，及慢車道進入慢車道或快車道)可利用時相 a_4 。

5：斜角右轉可利用時相 a_4 。

6：右轉可利用時相 a_4 。

7：急右轉可利用時相 a_4 。

如在時相 a_4 中車輛可從數節線進入路口，則每節線須有相關之型 53 資料。

34. 檔型 60 資料： a_1 a_2 a_3 a_4 a_5 a_6 a_7

a_1 ：資料檔之型態，所以 $a_1=60$ 。

a_2 ：模擬時段之代號(1, 2, 3, ..., 50)。

a_3 ：邊界節點代號(50, 51, ..., 100)。

a_4 ：在時段 a_2 內從邊界節點 a_3 進入下游節線之流率(輛/小時)。

a_5 ：流率 a_4 中機車之百分比，如機車佔所有車輛之 20%，則 $a_5=20$ 。

a_6 ：流率 a_4 中小型車(不包括機車)之百分比。

a_7 ：小車及大車(不包括機車)進入下游快慢分隔街道內側快車道之百分比。如下游無快慢分隔之街道(亦即只有一節線)則 $a_7=0$ 。
例如節點 50 之型 60 資料可能如下：

a_1	a_2	a_3	a_4	a_5	a_6	a_7
60	1	50	2000	32	60	0

此例表示在第一模擬時段中($a_2=1$)，從節點 50 出發之流率為 2000 輛/小時，其中 32% 是機車，60% 是小型汽車或小貨車，其餘之 8% 為公車或大型貨車。因為節點 50 下游只有一節點(節線 1)，所以 $a_7=0$ (或空白不填)。又以節點 53 為例，其型 60 資料可能如下：

a_1	a_2	a_3	a_4	a_5	a_6	a_7
60	1	53	1500	12	80	60

此例表示從節點 53 出發之小車及大車(不包括機車)有 60% ($a_7=60$) 進入下游內側之快車道(亦即節線 10)。

35. 檔型 99 資料： a_1

a_1 ：資料檔之型態，所以 $a_1=99$ 。HTSS 模式讀到此資料檔之後就不再讀進輸入資料。

第十二章 雙車道郊區公路

目 錄

	頁次
12.1 緒論.....	12-1
12.2 雙車道郊區公路分類.....	12-1
12.3 容量分析方法之選擇.....	12-2
12.4 影響容量有關因素.....	12-2
12.5 基本狀況及容量.....	12-2
12.6 服務水準劃分標準.....	12-3
12.7 服務流率.....	12-5
12.8 分析方法.....	12-9
12.8.1 規劃及設計分析.....	12-9
12.8.2 運轉作業分析.....	12-10
12.9 應用例題.....	12-11
12.9.1 例題一.....	12-11
12.9.2 例題二.....	12-12
參考文獻.....	12-13

表 目 錄

	頁次
表 12.1 一般區段快車道(汽車道)之服務水準劃分標準.....	12-4
表 12.2 一般區段機慢車道之服務水準劃分標準	12-5
表 12.3 快車道車道寬及橫向淨距調整因素 f_{w1} (無慢車道)..	12-6
表 12.4 快車道車道寬及橫向淨距調整因素 f_{w1} (有慢車道)..	12-6
表 12.5 機慢車道車道寬及橫向淨距調整因素 f_{w2}	12-7
表 12.6 一般區段各車種之小客車當量值	12-8
表 12.7 車流方向分佈調整因素 f_d	12-9

12.1 緒論

雙車道郊區公路包括每方向只有一車道之市郊或城際公路。依據公路法規汽車不得由慢車道(右線道)超車，因此雙車道上汽車之超車行為必定佔用對向車道。由於臺灣地區人口稠密，公路網密佈，因此郊區公路若有號誌化交叉口，則宜依一般經驗，將其前後 200 公尺之範圍內劃定為車流干擾路段，其容量另以號誌化交叉口計算，其餘之交叉口在未有更深入研究之前，暫時予以忽略，視為不影響郊區公路容量。雙車道公路之兩側如設置機慢車專用道者稱為標準雙車道，如未設置機慢車專用道者稱為混合雙車道。目前主管單位公路總局之公路編號中，第四級者為標準雙車道，而第五、六兩級者為混合雙車道，現有臺灣地區整體公路系統中，本類雙車道郊區公路所佔比例最大，約佔全長之 90%。

雙車道郊區公路有別於市區道路，其情況與第十一章多車道郊區公路之情況相同，郊區公路係指市區道路以外之一般公路，包括市郊道路及城際公路。但由於臺灣地區之公路大都為雙車道公路，本類級公路網之分佈較為密集，因此雙車道公路中交叉路口間距超過 1,000 公尺者皆屬之。

本章之分析方法沿用民國 80 年「台灣地區公路容量手冊」[1]，此方法只能用於分析坡度及坡長不大的路段。

12.2 雙車道郊區公路分類

郊區公路依據其所通過地區之地形，若其上、下坡度在 3% 以上且長度小於 800 公尺，或坡度在 3% 以下且長度小於 1,000 公尺者屬於一般區段公路，其他公路則屬特殊坡度區段。一般區段又可分成平原區、丘陵區及山嶺區等三類。平原區之公路能讓重車與小型車以相同之速率行進。丘陵區之公路迫使重車以甚低於小型車之速率行進，但重車之速率仍高於爬坡速率。山嶺區之公路只能讓重車以緩慢的爬坡速率行進。

12.3 容量分析方法之選擇

在不短於 15 分鐘之時段內，經常能通過某一雙車道公路路段雙向合計之最大流率，即為該路段之容量。雙車道公路之容量採用雙向合計之原因為一方向之車輛可利用另一方向的車道以超車。在機慢車道之機車則不必佔用其他車道進行超車，但是以機車之寬度及行駛之彼此保持橫向安全間隔之必要而言，該機車道寬度必須大於 1.5 公尺，因此當機慢車道大於 1.5 公尺時，則以機慢車專用道個別計算其容量，若小於 1.5 公尺，則將之併入汽車道當成道路加寬來處理，同時須處理汽機車混合車流。

12.4 影響容量有關因素

雙車道的容量及車流特性受許多因素例如幾何設計、交通狀況及交通控制等之影響。幾何設計包括車道寬、車道與路旁障礙物之橫向淨距、坡度及坡長，機慢車道之設置、視線長度等。交通狀況包括車種組成及車流在各車道及各方向之分佈。交通控制包括交叉口之控制、超車區之設置、車道使用之管制及速限。目前對這些影響因素的了解很欠缺，所以本章之分析方法只考慮其中一部分之影響因素。

12.5 基本狀況及容量

本章所指之基本狀況包括：

1. 車道寬為 3.75 公尺；
2. 橫向淨距為 2 公尺；
3. 車流中全為小汽車；
4. 公路在平原區；
5. 自由速率不小於 60 公里/小時；
6. 無禁止超車區；
7. 車流之方向比例為 50/50；
8. 無阻斷性交通設施(如號誌化交叉口)。

在基本狀況下快車道之容量假設為 2,900 小客車/小時[1]。此容量是根據 15 秒或 20 秒時段內所求得之最大流率[1]。因容量必須根據最少可能持續 15 分鐘之流率才有意義，所以臺灣地區雙車道郊區公路之容量是否能高達 2,900 小客車/小時，有待利用現場資料以證實。

如有機慢車道附設於快車道之右側，則其容量在車道寬為 3.75 公尺時，假定為 2,100 小客車/小時；車道寬異於 3.75 公尺時，假定其容量等於 $2,100 \times \frac{W}{3.75}$ ，其中 W 等於車道寬(公尺)。

12.6 服務水準劃分標準

根據美國 1985 年之公路容量手冊[2]，民國 80 年出版的「台灣地區公路容量手冊」利用延滯時間百分比(percent time delay)做為主要的績效指標，平均速率及流率/容量(V/C)比為次要績效指標，以訂定一般區段快車道(汽車道)之服務水準。延滯時間百分比指車輛因被困在車隊而不能超車之機率，此績效指標不易衡量，可用車距(headway)小於 5 秒之車輛的百分比以替代[2]。

表 12.1 為根據延滯時間百分比所訂定之服務水準等級。機慢車道的服務水準則根據表 12.2 所示的平均速率劃分為 6 等級。

民國 80 年出版的「台灣地區公路容量手冊」沒有建議分析特殊坡度路段之方法及服務水準之劃分。本章亦暫時不討論特殊坡度路段之分析。

在選擇服務水準以規劃或設計雙車道公路時，市區一般區段的雙車道公路的服務水準以不低於 D 級為原則。城際一般區段公路的服務水準以不低於 C 級為原則。

表 12.1 一般區段快車道(汽車道)之服務水準劃分標準

服務水準	延滯時間百分比	V/C 上限																		
		平原區				丘陵區				山區										
		禁止超車區段百分比				禁止超車區段百分比				禁止超車區段百分比				禁止超車區段百分比						
A	≤ 30	0	20	40	60	80	100	0	20	40	60	80	100	0	20	40	60	80	100	
B	≤ 45	≥ 65	0.15	0.12	0.09	0.07	0.05	0.04	≥ 60	0.15	0.10	0.07	0.05	0.04	0.03	0.14	0.09	0.07	0.04	0.01
C	≤ 60	≥ 57	0.27	0.24	0.21	0.19	0.17	0.16	≥ 55	0.26	0.23	0.19	0.17	0.15	0.13	0.25	0.20	0.16	0.13	0.10
D	≤ 75	≥ 48	0.43	0.39	0.36	0.34	0.33	0.32	≥ 46	0.42	0.39	0.35	0.32	0.30	0.28	0.39	0.33	0.28	0.23	0.16
E	≤ 75	≥ 40	0.64	0.62	0.60	0.59	0.58	0.27	≥ 39	0.62	0.57	0.52	0.48	0.46	0.43	0.58	0.50	0.45	0.40	0.33
F	100	≥ 31	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	≥ 28	0.97	0.94	0.92	0.91	0.90	0.90	0.91	0.87	0.84	0.82	0.78
		< 31	—	—	—	—	—	—	< 28	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

資料來源：[2]。速率單位：公里/小時

表 12.2 一般區段機慢車道之服務水準劃分標準

服務水準	平原區		丘陵區		山嶺區	
	平均速率	最高 V/C 上限	平均速率	最高 V/C 上限	平均速率	最高 V/C 上限
A	>65	0.25	>62	0.21	>60	0.15
B	65~57	0.40	62~56	0.36	60~55	0.31
C	57~48	0.52	56~47	0.47	55~46	0.40
D	48~40	0.70	47~40	0.62	46~38	0.58
E	40~31	1.00	40~30	1.00	38~29	1.00
F	<31	—	<30	—	<29	—

資料來源：[1]。速率單位：公里/小時

12.7 服務流率

在一特定的幾何設計及車種組成之狀況下，雙車道公路之服務流率代表在欲維持某一等級的服務水準時，雙方向能承載之需求流率。郊區雙車道公路之服務流率受許多因素的影響，在分析時，宜將快車道及機慢車道分開處理。若無機慢車道則所有車輛共用快車道。

快車道的服務流率可從下式估計之：

$$SF_i = C_1 \left(\frac{V}{C}\right)_i f_{w1} f_{HV} f_d \quad (12.1)$$

機慢車道的服務流率可從下式估計之：

$$SF_i = \frac{2W}{3.75} C_2 \left(\frac{V}{C}\right)_i f_{w2} f_{HV} f_d \quad (12.2)$$

此二式中，

SF_i ：i 級服務水準之快車道雙方向服務流率或機慢車道雙方向服務流率(輛/小時)；

C_1 ：快車道在基本狀況下之容量(2,900 小客車/小時，雙向總和)；

C_2 ：慢車道在基本狀況下(車道寬 3.75 公尺)之容量(2,100 小客車/小時，單方向)；

W ：機慢車道寬度(公尺)；

$(\frac{V}{C})_i$: i 級服務水準之相關流量/容量比；

f_{w1} : 快車道車道寬及橫向淨距調整因素(見表 12.3 及表 12.4) ；

f_{w2} : 慢車道車道寬及橫向淨距調整因素(見表 12.5) ；

f_{HV} : 車種調整因素；

f_d : 車流方向分佈調整因素。

表 12.3 快車道車道寬及橫向淨距調整因素 f_{w1} (無慢車道)

快車道寬	3.75 公尺		3.50 公尺		3.0 公尺		2.7 公尺	
	服務水準 A-D	服務水準 E	服務水準 A-D	服務水準 E	服務水準 A-D	服務水準 E	服務水準 A-D	服務水準 E
2.0	1.00	1.00	0.93	0.94	0.84	0.87	0.70	0.76
1.2	0.92	0.97	0.85	0.92	0.77	0.85	0.65	0.74
0.5	0.81	0.93	0.75	0.88	0.68	0.81	0.57	0.70
0	0.70	0.88	0.65	0.82	0.58	0.75	0.49	0.66

表 12.4 快車道車道寬及橫向淨距調整因素 f_{w1} (有慢車道)

慢車道寬 (公尺)	快 車 道 寬				
	4.0 公尺	3.75 公尺	3.5 公尺	3.25 公尺	3.0 公尺
6.0	1.105	1.066	1.017	0.986	0.945
5.0	1.090	1.051	1.002	0.971	0.930
4.0	1.074	1.035	0.986	0.955	0.914
3.0	1.057	1.081	0.979	0.938	0.897
2.0	1.039	1.000	0.961	0.920	0.879
1.5	1.020	0.981	0.942	0.901	0.860

表 12.5 機慢車道車道寬及橫向淨距調整因素 f_{w2}

機慢車道 寬	3 公尺		2.5 公尺		2.0 公尺		1.5 公尺	
	服務 水準 A-D	服務 水準 E	服務 水準 A-D	服務 水準 E	服務 水準 A-D	服務 水準 E	服務 水準 A-D	服務 水準 E
2.0	1.38	1.32	1.16	1.13	1.00	1.00	0.93	0.94
1.2	1.33	1.30	1.09	1.06	0.92	0.97	0.85	0.92
0.5	1.29	1.25	1.00	0.97	0.81	0.93	0.75	0.88
0	1.25	1.20	0.93	0.90	0.70	0.88	0.65	0.82

在規劃或設計分析時，式 12.1 及 12.2 中之 SF_i 代表設計小時 (design hour) 中尖峰 15 分鐘之需求流率，此流率的估計如下：

$$SF_i = \frac{ADT \times K}{PHF} = \frac{DHV}{PHF} \quad (12.3)$$

此式中，

ADT ：預測之設計年(design year)平均每日流量(輛)；

K ：設計小時流量係數(市郊：0.08~0.12；城際：0.12~0.15)；

DHV ：雙向設計小時總流量(輛/小時)；

PHF ：尖峰小時係數。

在運轉作業分析時， SF_i 可能代表實際或預期的尖峰 15 分鐘需求流率。如尖峰小時流率及尖峰小時係數已知，則此 SF_i 可估計如下：

$$SF_i = \frac{V}{PHF} \quad (12.4)$$

此式中，

V ：尖峰小時雙向之總需求流率(輛/小時)；

PHF ：尖峰小時係數。

尖峰小時係數隨地區及公路性質而變，在無實際資料時，可假設市郊公路 PHF 之值在 0.90 與 0.95 之間，城際公路 PHF 之值在 0.85 與 0.90 之間。

在規劃或設計分析時，式 12.1 中之 $(V/C)_i$ 代表在 i 級服務水準時，可容許之最大流量/容量比。例如欲維持之服務水準為 C 級，則從表 12.1 可知一平原區公路，其禁止超車路段佔全路段之 40%，則適用之 $(V/C)_i$ 值大於 0.21，但不能超過 0.36。

快車道之車道寬及橫向淨距調整因素 f_{W1} 視機慢車道之有無而定，無機慢車道時， f_{W1} 之值可從表 12.3 估計之，有機慢車道時，則用表 12.4。機慢車道之車道寬及橫向淨距調整因素 f_{W2} 可從表 12.5 以訂定。表 12.3 及 12.5 之調整因素隨服務水準而變，此種關係是否合理應在將來加以探討。

車種調整因素 f_{HV} 可從下式估計之

$$f_{HV} = \frac{1}{P_1 E_1 + P_2 E_2 + P_3 E_3 + P_4 E_4 + P_5 E_5} \quad (12.5)$$

此式中，

P_1 、 P_2 、 P_3 、 P_4 、 P_5 ：小型車、大客車、大貨車、聯結車及機車之比例($P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 = 1.0$)；

E_1 、 E_2 、 E_3 、 E_4 、 E_5 ：小型車、大客車、大貨車、聯結車及機車之小客車當量。

一般區段上各車種之小客車當量可根據表 12.6 之建議值。

表 12.6 一般區段各車種之小客車當量值

地 型	車 種					
	小型車	大客車	大貨車	聯結車	機 車	
					混合車道	慢車道
平原區	1.0	2	2	3	0.5	0.5
丘陵區	1.0	3	3	5	0.5	0.5
山嶺區	1.5	5	5	7	1.0	1.0

資料來源：[1]。

理論而言，雙車道上各車道之車流率相等時，其相關之服務流率及容量比車流之方向分佈不均勻時高，式 12.1 及 12.2 中之 f_d 乃用以反應此關係。 f_d 之值可由表 12.7 估計之。

表 12.7 車流方向分佈調整因素 f_d

方向分佈	0/100	10/90	20/80	30/70	40/60	50/50
f_d	0.71	0.73	0.83	0.89	0.94	1.00

資料來源：[2]。

12.8 分析方法

式 12.1 及 12.2 可用以評估某一幾何設計及交通狀況下，一雙車道之幾何設計是否能提供所需之服務水準。此種評估工作也可協助決定一未來的公路是否需兩車道或多車道。

12.8.1 規劃及設計分析

規劃及設計分析之步驟如下：

1. 選擇欲維持之服務水準

郊區公路之服務水準以不低於 D 級為原則，城際公路之服務水準最好不低於 C 級。

2. 選擇初步幾何設計

幾何設計包括機慢車道之設置及車道寬。快車道(汽車道)之車道寬以不小於 3.5 公尺為原則。如欲設置機慢車道，則其車道寬不能小於 1.5 公尺。此外，須估計禁止超車路段佔全長之百分比及橫向淨距。

3. 訂定交通狀況並計算服務流率 SF_i

一雙車道公路所須承載的服務流率可從式 12.3 估計之。如有機慢車道之設置，則 SF_i 須根據機車之比例分成快車道之 SF_i 及機慢車道之 SF_i 。

4. 估計調整因素 f_{w1} ， f_{w2} ， f_{HV} 及 f_d

5. 計算與需求流率有關之 V/C 比值

根據式 12.1，快車道之 V/C 比值可估計如下：

$$\left(\frac{V}{C}\right)_i = \frac{SF_i}{C_1 f_{w1} f_{HV} f_d} \quad (12.6)$$

如有機慢車道，則其 V/C 比值可從式 12.2 估計如下：

$$\left(\frac{V}{C}\right)_i = \frac{3.75SF_i}{2WC_2 f_{w1} f_{HV} f_d} \quad (12.7)$$

6. 評估服務水準

從式 12.6 及 12.7 所得之 $(V/C)_i$ ，可分別利用表 12.1 及表 12.2，以評估快車道及機慢車道之服務水準。

7. 修訂幾何設計並重新分析

如初步之幾何設計不能提供所需之服務水準，則該幾何設計可做適度的調整然後重新分析。修訂的對象包括車道寬、機慢車道之設置、橫向淨距及禁止超車路段佔總長度之比例。如修訂後之幾何設計仍無法滿足需要，則必須考慮以多車道公路（見第十一章）進行分析。

12.8.2 運轉作業分析

運轉作業分析與規劃及設計分析並無大的不同，其步驟如下：

1. 訂定幾何設計及交通狀況

2. 估計服務流率 SF_i

一雙車道公路所須承載的服務流率 SF_i 可能已知，或須從式 12.4 以估計之。如有機慢車道，則快車道及機慢車道之 SF_i 須分別估計。

3. 估計調整因素 f_{w1} ， f_{w2} ， f_{HV} 及 f_d

4. 計算與需求流率相關之 V/C 比值(見式 12.6 及 12.7)

5. 評估服務水準

12.9 應用例題

12.9.1 例題一

擬在郊區設置一雙車道公路，其快車道寬為 3.75 公尺，慢車道寬為 2 公尺，慢車道距路邊障礙物之橫向淨距為 2 公尺。此公路在平原區，其禁止超車路段約佔 40%。預測之尖峰小時雙向流量為 2,400 輛/小時，其中機車佔 30%，大貨車佔 15%，其餘的 55% 為小型車。尖峰小時係數為 0.9，車流之方向分佈為 60/40。此公路是否能提供 C 級之服務水準？

解：

1. 估計服務流率 SF_i

因此公路有機慢車道，所以快車道及機慢車道之服務流率須各別估計。假設所有機車必須使用機慢車道，則快車道之 SF_i 為 $2,400 \times 0.7 / 0.9 = 1,867$ 輛/小時，機慢車道之 SF_i 為 $2,400 \times 0.3 / 0.9 = 800$ 輛/小時。

2. 估計調整因素 f_{W1} ， f_{W2} ， f_{HV} 及 f_d

快車道之車道寬及橫向淨距調整因素，可從表 12.4 查得 $f_{W1} = 1.00$ ，而慢車道車道寬及橫向淨距調整係數，假設服務水準在 E 級以上則從表 12.5 可知 $f_{W2} = 1.00$ 。

根據表 12.6，小型車、大貨車及機車之小客車當量各為 1.0，2.0 及 0.5。快車道之小型車及大貨車各佔快車道上車輛之 $55\% / 0.7 = 78.6\%$ 及 $15\% / 0.7 = 21.4\%$ 。所以快車道上車種調整因素為：

$$f_{HV} = \frac{1}{0.786 \times 1.0 + 0.214 \times 2.0} = 0.824$$

機慢車道只有機車，所以其車種調整因素為：

$$f_{HV} = \frac{1}{1.0 \times 0.5} = 2.0$$

又因車流之方向分佈顯示有 60% 之車流在一方向，另一方向之車流只佔 40%，所以從表 12.7 可知車流方向分佈調整因素 f_d 等於 0.94。

3. 計算與需求流率相關之 V/C 比值

快車道之 V/C 比值為(見式 12.6)

$$\left(\frac{V}{C}\right)_i = \frac{1,867}{2,900 \times 1.0 \times 0.824 \times 0.94} = 0.83$$

慢車道之 V/C 比值為(見式 12.7)

$$\left(\frac{V}{C}\right)_i = \frac{3.75 \times 800}{2 \times 2 \times 2,100 \times 1.0 \times 2.0 \times 0.94} = 0.19$$

4. 評估服務水準

因此公路位於平原區而且禁止超車之路段佔 40%，從表 12.1 及 12.2 可知，如欲維持 C 級之服務水準，則快車道之 V/C 比值不能超過 0.36，慢車道之 V/C 比值不能超過 0.52。根據上一步驟所得之 V/C 可知快車道之服務水準為 E 級，慢車道之服務水準為 A 級。前述之分析假設機慢車道之服務水準在 E 級以上，結果合乎假設，不必重新分析。所以此公路不能維持 C 級之服務水準。因能改善之幾何設計有限，所以必須考慮使用多車道公路。

12.9.2 例題二

如例題一之雙車道公路無機慢車道，而且尖峰小時之雙向流量為 2,000 輛/小時，此公路之服務水準為何？

解：

1. 估計服務流率 SF_i

因此公路無機慢車道，所以車輛必須使用快車道，其所承載之服務流率為 $2,000/0.9=2,222$ 輛/小時。

2. 估計調整因素 f_{w1} , f_{w2} , f_{HV} 及 f_d

表 12.3 顯示快車道之車道寬及橫向淨距調整因素 f_{w1} 隨服務水準而變，此例先假設服務水準在 D 級以上，則 f_{w1} 之值為 1.0。

根據表 12.6，小型車、大貨車及機車之小客車當量各為 1.0，2.0 及 0.5。所以車種調整因素為：

$$f_{HV} = \frac{1}{0.55 \times 1.0 + 0.15 \times 2.0 + 0.30 \times 0.5} = 1.0$$

如同例題一，車流方向分佈調整因素 f_d 之值為 0.94

3. 計算與需求流率相關之 V/C 比值

從式 12.6，快車道之 V/C 比值為：

$$\left(\frac{V}{C}\right)_i = \frac{2,222}{2,900 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.94} = 0.82$$

4. 評估服務水準

根據表 12.1，如 $(V/C)_i = 0.82$ ，禁止超車路段佔全長 40%，則在平原區之快車道的服務水準為 E 級。此服務水準與先前假設之服務水準不同，所以可能有修正 f_{w1} 之必要。假設服務水準為 E 級，則從表 12.3 可知 f_{w1} 與原來的 $f_{w1} = 1.0$ 相同，其他分析之數據也不變，所以 $(V/C)_i$ 等於 0.82 而服務水準為 E 級。

參考文獻

1. 「臺灣地區公路容量手冊」79-27-160，交通部運輸研究所，民國 80 年 5 月。
2. *Highway Capacity Manual*, Special Report 209, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1985.

第十三章 市區號誌化路口

目 錄

	頁次
13.1 緒論.....	13-1
13.2 影響容量及服務水準之因素.....	13-1
13.2.1 號誌控制策略.....	13-1
13.2.2 幾何設計及槽化.....	13-6
13.2.3 交通狀況及駕駛人之行為.....	13-6
13.3 容量估計之一般方法.....	13-6
13.4 式 13.2 之相關參數及調整因素.....	13-9
13.4.1 N_{gyi} 及交叉口所在市區調整因素 f_z	13-9
13.4.2 車種及行進方向調整因素 f_v	13-10
13.4.3 坡度調整因素 f_g	13-11
13.4.4 公車站調整因素 f_b	13-11
13.4.5 路邊停車調整因素 f_s	13-12
13.4.6 衝突行人調整因素 f_p	13-13
13.5 各類型車道容量之估計.....	13-16
13.5.1 直行快車道容量之估計.....	13-16
13.5.2 無衝突車流之直行/左轉共用快車道容量之估計.....	13-18
13.5.3 無衝突車流之直行/右轉共用快車道容量之分析.....	13-18
13.5.4 無衝突車流之直行/右轉共用的混合車流車道容量之估計	13-18
13.5.5 無衝突車流左轉車道容量之估計.....	13-23
13.5.6 其他無衝突車流之車道.....	13-24
13.5.7 衝突左轉車道容量之估計.....	13-25
13.5.8 機車專用道容量之估計.....	13-30
13.6 服務水準.....	13-32
13.6.1 績效指標(Measures of Effectiveness).....	13-32
13.6.1.1 流量/容量比(V/C Ratio).....	13-32
13.6.1.2 平均延滯時間(Average Delay).....	13-33

13.6.1.3 每週期最長等候車隊之平均長度及剩餘交叉路口 間距.....	13-34
13.6.1.4 服務水準之劃分標準.....	13-34
13.6.2 績效指標評估方法.....	13-35
13.7 容量估計例題.....	13-36
13.7.1 無衝突車流之直行及直行/右轉共用車道.....	13-36
13.7.2 無衝突車流之左轉快車道.....	13-39
13.7.3 無衝突車流之直行/左轉共用快車道.....	13-40
13.7.4 直行/右轉共用之混合車流車道.....	13-41
13.7.5 其他無衝突車流車道.....	13-42
13.7.6 衝突行人之影響.....	13-43
13.7.7 衝突左轉車道.....	13-43
參考文獻.....	13-45

圖 目 錄

	頁次
圖 13.1 時相順序範例	13-3
圖 13.2 三時相控制之週期劃分	13-5
圖 13.3 時差之定義示意圖	13-5
圖 13.4 直行車道停等車疏解特性	13-8
圖 13.5 左轉車道停等車疏解特性	13-8
圖 13.6 機車專用道停等車疏解特性	13-9
圖 13.7 轉角可儲存 1 輛小車時之衝突行人調整因素	13-14
圖 13.8 轉角可儲存 2 輛小車時之衝突行人調整因素	13-14
圖 13.9 轉角可儲存 3 輛小車時之衝突行人調整因素	13-15
圖 13.10 直行/右轉混合車流車道之設施示意圖	13-19
圖 13.11 對向有一直行車道時利用對向間距在剩餘綠燈時段中 能疏解之左轉小車數	13-29
圖 13.12 對向有二直行車道時利用對向間距在剩餘綠燈時段中 能疏解之左轉小車數	13-29
圖 13.13 延滯之定義	13-33
圖 13.14 中央實體分隔路段例題示意圖	13-37
圖 13.15 中央標線分隔直行車道示意圖	13-42

表 目 錄

	頁次
表 13.1 不同車種及行進方向相關車輛之當量.....	13-11
表 13.2 公車到達率調整值 β_1	13-12
表 13.3 公車站離交叉口距離調整值 β_2	13-12
表 13.4 路旁停車調整因素 f_s	13-13
表 13.5 式 13.6c 之 A_{ij} 值.....	13-15
表 13.6 直行快車道類型劃分.....	13-16
表 13.7 直行快車道 N_{gyi} (小車)之估計模式.....	13-17
表 13.8 直行車道所在市區調整因素 f_z	13-17
表 13.9 停等區上游停等車疏解之影響因素及觀察值之範圍....	13-20
表 13.10 式 13.13c 之 A_{ij} 值.....	13-21
表 13.11 式 13.14c 之 A_{ij} 值.....	13-22
表 13.12 無衝突車流左轉車道類型劃分.....	13-23
表 13.13 無衝突車流左轉車道 N_{gyi} (左轉小車)之估計模式.....	13-24
表 13.14 無衝突車流左轉車道交叉口所在市區調整因素 f_z	13-24
表 13.15 式 13.16 中之 N_1 、 N_2 、 N_3 及 N_y 觀察值及建議值.....	13-26
表 13.16 式 13.23c 之 A_{ij} 值.....	13-30
表 13.17 服務水準之標準.....	13-35

13.1 緒論

號誌化路口是影響市區及郊區道路容量及服務水準之主要設施。民國 90 年（西元 2001 年）版本第十三章提供一分析號誌化路口的方方法，此方法之主要分析工具為「市區交通系統模擬模式(Urban Traffic Systems Simulation Model 或簡稱 UTSS Model)」。

民國 90 年版第十三章引用民國 80 年出版的容量手冊[1]，另外也引用了一些不一定適用於臺灣情況之國外資料。所以本所從民國 90 年開始蒐集郊區及市區號誌化路口資料[2,3,4,5]，以修訂容量手冊。有關郊區的資料已用於建立一分析郊區道路路段及號誌化路口之分析方法，並將 UTSS 模式修訂為「公路交通系統模擬模式(Highway Traffic Systems Simulation Model 或簡稱 HTSS Model)」。於民國 96 年配合第十三章之修訂，曾提供 HTSS 模式第 1 版之使用手冊。其次配合第十一章之修訂，於民國 98 年提出第 2 版 HTSS 模式供各界應用[4]。目前最新版為 HTSS 第 3 版。

本章所描述的分析方法乃根據本所在民國 94 年及 95 年從臺北、新竹、臺中、臺南、嘉義、桃園、中壢市區所蒐集的資料[5,6]。市區號誌化路口之容量及服務水準受許多因素的影響，深入探討每一因素的影響程度須調查大量之路口及車道，目前已調查之路口及車道數仍不多，所以未來有必要繼續蒐集現場資料以更新本章之內容。

13.2 影響容量及服務水準之因素

號誌化路口之容量及服務水準受許多因素的影響。在一般情況下之主要影響因素包括：

1. 號誌控制策略。
2. 路口幾何設計及槽化設計。
3. 交通狀況及駕駛人的行為。

此外，鋪面、天候及能見度之狀況對容量及服務水準也有影響。

13.2.1 號誌控制策略

號誌控制可劃分成定時號誌控制(pre-timed control)、觸動化控制

(traffic-actuated control) 及適應性控制(traffic-responsive or adaptive control)。目前臺灣之號誌控制主要依賴定時控制。號誌控制亦可劃分成獨立路口控制(isolated intersection control)及連鎖控制(coordinated)。獨立路口控制不考慮鄰近路口作業之互動關係。連鎖控制之目的在於減少車輛穿過一連串之路口時被紅燈阻擋而須減速或停車之可能性。

定時號誌控制利用不同之時制(timing plan)以控制不同時間內之車流。從一時制轉變到另一時制時須依賴一移轉邏輯(transition algorithm)。時制轉換時可能造成短期車流運作的不順暢。每一時制通常包括下列的設計項目(timing element)：週期長度、時相及時相順序、每一時相之綠燈時段、黃燈時段、全紅時段及行人時相長度。綠燈時段、及全紅時段之總時間又稱為燈號轉換時段(signal change interval or inter-green)。連鎖控制時須訂定各路口號誌控制之時差(offset)。

週期(cycle)及週期長度(cycle length)

號誌控制之主要目的是將有嚴重衝突之車流分開。所有各方向之車流依次輪流獲得一次綠燈以進入交叉路口之過程叫一週期。運轉一週期所需之長度稱為週期長度。交通部之「道路交通標誌標線號誌設置規則」[7]指出，週期長度以 30 秒至 200 秒為原則。新北市目前所用之週期長度一般在 30 秒到 240 秒之間，但有些路口之週期長度超過 300 秒。

時相(phase)及時相順序(phase sequence)

每一週期分成幾個時相。一般週期有 2 到 8 時相。提供車輛使用之時相又可分成下列時段：綠燈、黃燈及全紅。此外，每一週期內可有行人專用之時相。

號誌控制設計之一原則是儘量減少時相數。但在有嚴重衝突之路口，為安全起見，必須利用多時相以分離衝突之車流及行人。時相數及其安排之順序對路口之運轉可能有很大之影響。圖 13.1 顯示幾個時相順序的例子。

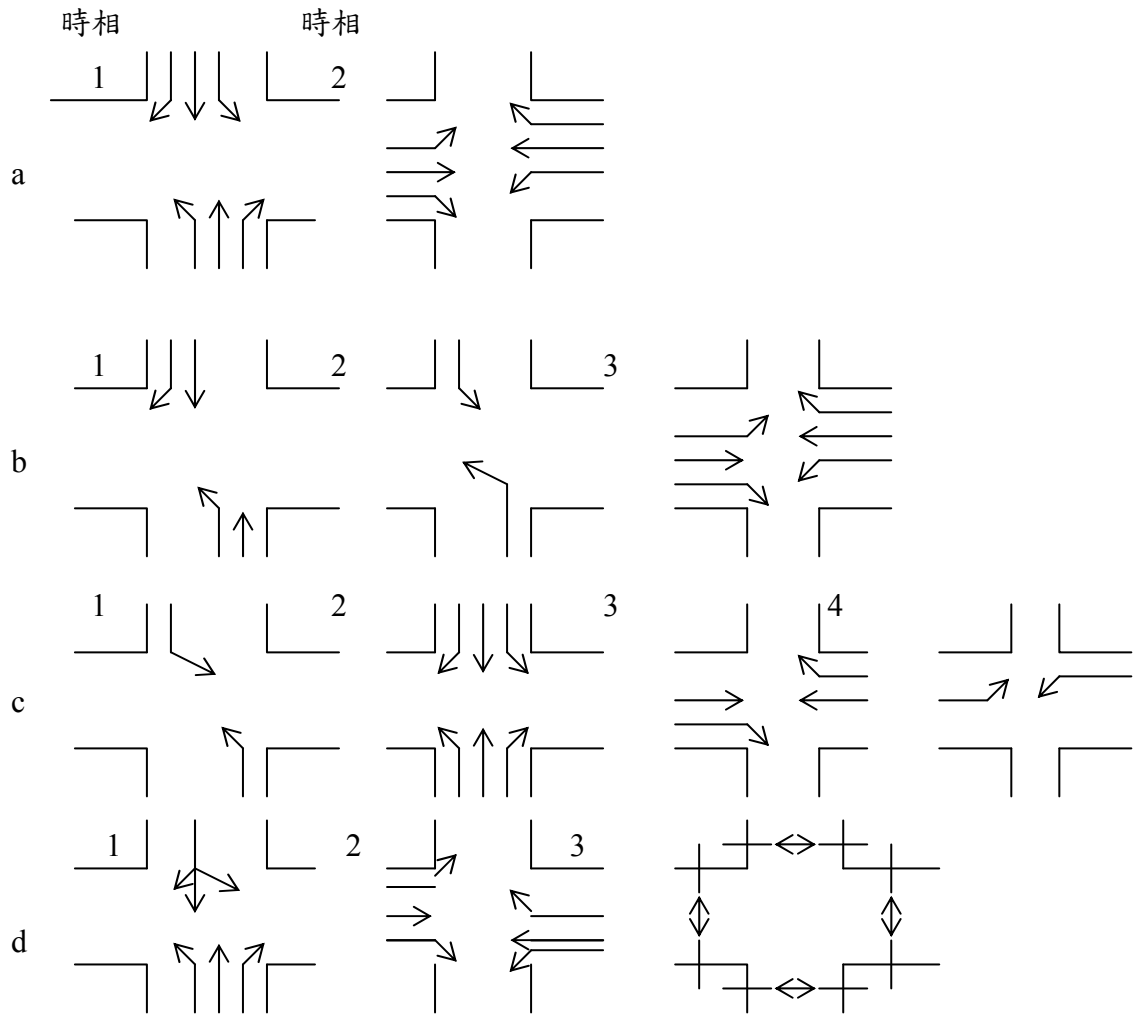


圖 13.1 時相順序範例

在處理左轉及行人之衝突時，有下列幾個常用之時相及時相順序：

· 允許左轉時相(permitted left-turn phase)

如圖 13.1a 所示，此種時相讓左轉車與對向車流同時進入交叉路口，但左轉車必須利用對方來車之間距以通過交叉路口。

· 專用左轉時相(protected left-turn phase)

如圖 13.1c 之第一及第四時相所示，在此種時相內只有左轉車能進入交叉路口。

· 允許/專用左轉時相(permitted/protected left-turn phase)

如圖 13.1b 之第一及第二時相所示，此種時相順序之安排在讓左轉車先利用對方來車之間距通過，然後再讓左轉車再利用一專用時相以通過交叉路口。

· 專用/允許左轉時相(protected/permitted left-turn phase)

如圖 13.1c 之第一及第二時相所示，此種時相順序之安排讓左轉車先利用一專用時相再利用一允許時相以通過交叉口。

· 行人專用時相(protected pedestrian phase)

如圖 13.1d 之第三時相所示，在行人專用時相中，所有車子禁止進入交叉路口。

· 行人/車流共用時相(concurrent pedestrian /vehicle phase)

這種時相通常用在行人與車流衝突不嚴重之情況下，讓行人與車流可同時進入交叉路口，但綠燈時間及黃燈時間必須足夠讓行人能進入並跨越路口。

綠燈時段(green interval)

在定時號誌控制下，綠燈時段之長度視各時相之需要而定。

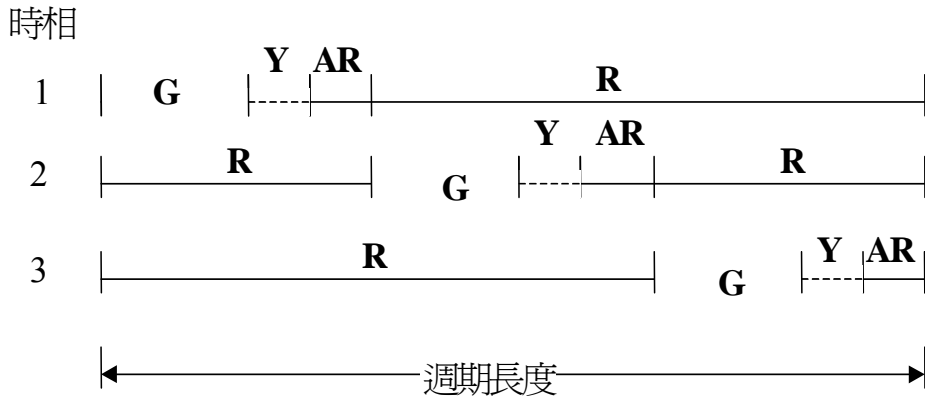
燈號轉換時段(change interval or inter-green)

綠燈時段結束後，號誌控制進入燈號轉換時段。這時段內，黃燈閃亮。黃燈時段之後，有些號誌控制讓所有車流及行人都只看到紅燈。如圖 13.2 所示，所有燈號顯示紅燈之時段叫全紅時段。全紅時段之後，下一時相之綠燈時段才開始。

市區路口之常用黃燈時段為 3 秒或 4 秒，黃燈之後的全紅時段常在 2 秒到 4 秒之間。

行人時相長度(length of pedestrian phase)

如有行人專用之時相，或行人雖無專用時相，但行人之需要不能忽視，則號誌控制必須在行人時相或綠燈及黃燈期間安全的讓行人穿過路口。行人時相之長度隨路口寬度及行走速率而變。第 85 百分位(85th percentile)之行走速率大約為 1.1 公尺/秒。



綠燈 G；黃燈 Y；全紅 AR；紅燈 R
圖 13.2 三時相控制之週期劃分

時差(offset)

連鎖控制時，每一路口須有一時相被指定為同步時相 (synchronized phase)。為達成連鎖之功能，各路口同步時相之綠燈時間必須保持一定之時差。如圖 13.3 所示，訂定時差時可用某一路口同步時相綠燈開始之時間為基準點(如圖 13.3 之 T_0)。從這基準點到任何一路口同步時相第一次綠燈開始的時間叫時差。此外，所有路口必須使用同樣之週期長度(common cycle length)。但有時候某些連鎖路口之流量可能較其他路口之流量低得多，在此情形下，低流量路口之週期長度可減半。

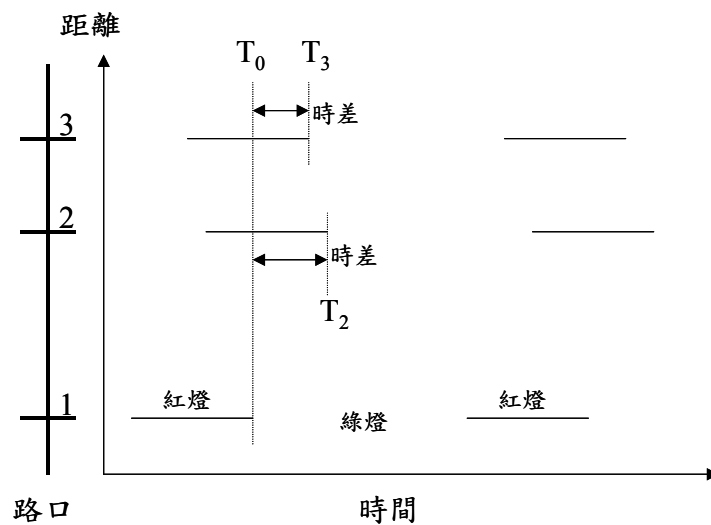


圖 13.3 時差之定義示意圖

13.2.2 幾何設計及槽化

主要的幾何設計狀況包括：路口間距、車道數、車道寬、坡度及左轉或右轉專用彎之長度。車道之槽化指利用標線、安全島或護欄以分隔車種或不同行進方向之車輛。市區號誌化路口在停止線上游常設有機車停等區，在停止線下游則常設有兩段式左轉機車之待轉區。

13.2.3 交通狀況及駕駛人之行為

交通狀況指車流率、行人流率、流率隨時間之變化、車流抵達路口之型態（如隨機或有週期性）、車種組成、車流之方向性及車流分布與車種之車道等性質。駕駛行為可能影響車道使用之效率、間距接受行為、停等車疏解率及跟車行為等。

13.3 容量估計之一般方法

號誌化路口車道或車道群之容量，指在最少 15 分鐘內能利用綠燈及燈號轉換時段通過停止線之最高流率的期望值。車道或車道群之容量可用模擬模式或依賴公式、圖表之分析性方法來估計。本章建議以模擬為分析之工具。但在車流無衝突，而且分析之目的只是在估計容量之情況下，可利用現有的公式、圖表來估計。

傳統估計容量之方法乃根據飽和流率之觀念。飽和流率之觀念假設綠燈開始之後，停等車之疏解率會迅速的上升，然後在第四部停等車通過停止線之後達到一最高之穩定值[8]。根據此觀念，容量可估計如下：

$$c = S \frac{G_e}{C} \quad (13.1)$$

此式中，

c : 容量 (輛/小時)；

S : 車道或車道群之飽和流率 (輛/有效綠燈小時)；

G_e : 有效綠燈 (秒)；

C : 定時控制之週期長度或觸動化控制之平均週期長度 (秒)。

事實上，最近臺灣及美國的現場資料[9,10,11]皆顯示疏解率之特性

與傳統之疏解率有不可忽視的差異。如圖 13.4 所示，臺灣市區直行停等車之疏解率通常在綠燈亮後 20 秒仍繼續上升，在何停等位置之後疏解率才會達到穩定狀況很難訂定。左轉停等車之疏解率有同樣的特性，如圖 13.5 所示。機車專用道停等車之疏解，則在綠燈開始大約 10 秒之後明顯的達到穩定值，如圖 13.6 所示。在這種情形之下，利用式 13-1 來估計一般車道的容量，會造成嚴重之困擾[10,11]。

本章利用下式以估計一般車道之容量：

$$c = \frac{3600}{C} \left[\sum_{i=1}^n N_{gyi} \right] f_v f_g f_b f_s f_z f_p \quad (13.2)$$

此式中，

- c : 車道容量(輛/小時)；
- C : 號誌週期長度(秒)；
- N_{gyi} : 特定狀況下，在第 i 個可用時相之綠燈時段及燈號轉換時段中能疏解之平均停等車輛數(輛)；
- n : 可用之時相數；
- f_v : 車種及行進方向調整因素；
- f_g : 坡度調整因素；
- f_b : 公車站調整因素；
- f_s : 路邊停車調整因素；
- f_z : 交叉路口所在市區調整因素；
- f_p : 衝突行人調整因素。

式 13.2 中之調整因素的性質，隨 N_{gyi} 的性質而變。例如 N_{gyi} 之值若已包括所有車種及行進方向，則沒有必要利用 f_v 來調整（換言之， $f_v = 1.0$ ）。

機車專用道之估計也可根據式 13.2，但機車專用道之停等車疏解率一般在綠燈時段開始後約 10 秒，就達到一大致穩定之疏解率，所以本章亦根據式 13.1 以估計其相關容量。式 13.1 所估計的容量比模式 13.2 所估計的容量有稍大的誤差[6]。

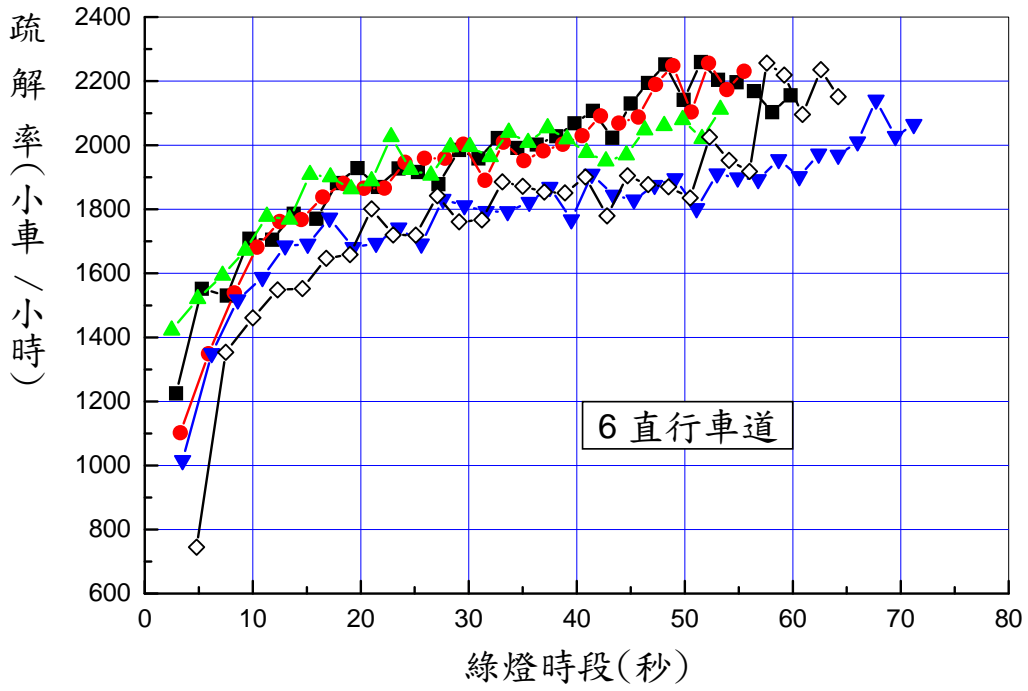


圖 13.4 直行車道停等車疏散特性

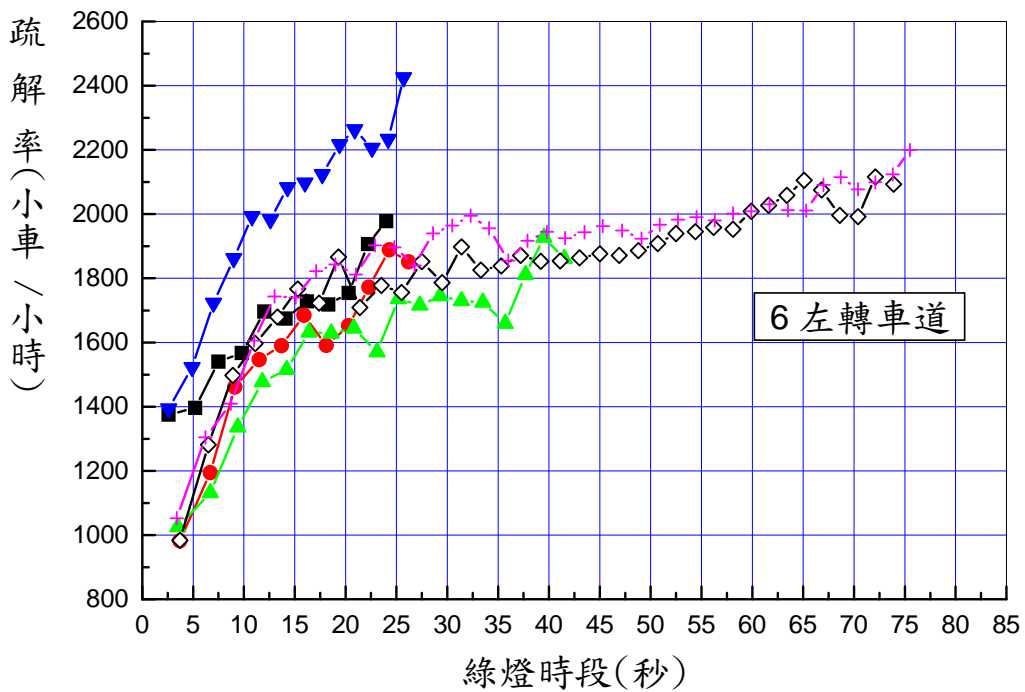


圖 13.5 左轉車道停等車疏散特性

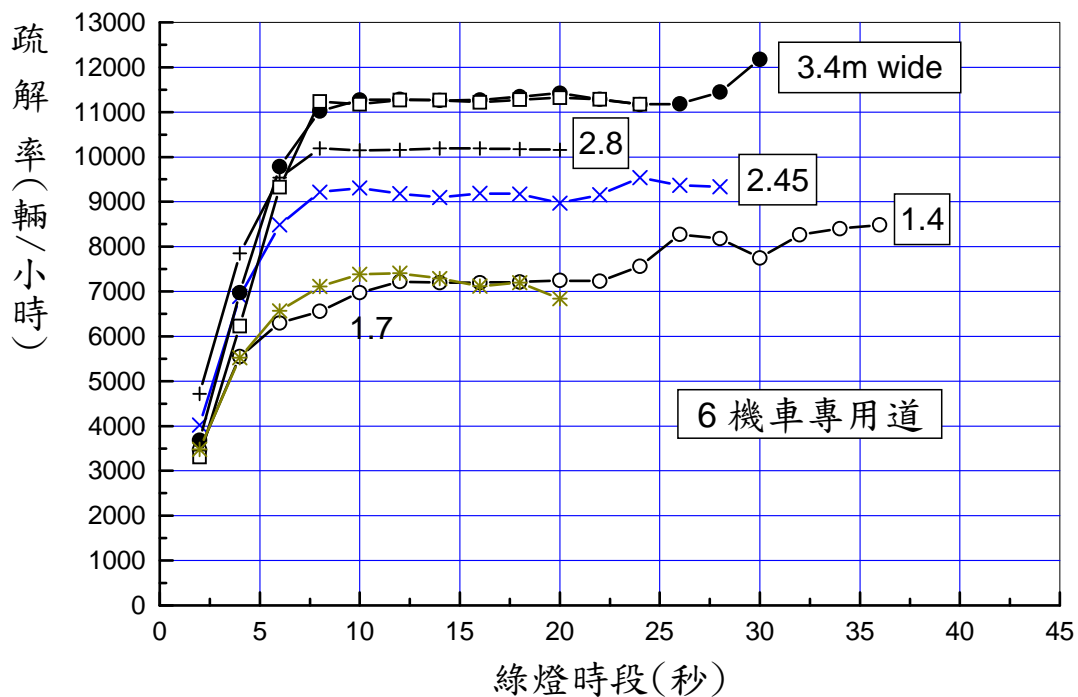


圖 13.6 機車專用道停等車疏解特性

本章將車道分成下列 8 大類進行分析：

1. 直行快車道；
2. 無衝突車流之直行/左轉共用快車道；
3. 無衝突車流之直行/右轉共用快車道；
4. 無衝突車流之直行/右轉共用的混合車流車道；
5. 無衝突車流之左轉車道；
6. 其他無衝突車流之車道；
7. 衝突左轉車道；
8. 機車專用道。

13.4 式 13.2 之相關參數及調整因素

13.4.1 N_{gyi} 及交叉口所在市區調整因素 f_z

根據在臺北、臺中、臺南、嘉義、新竹、桃園及中壢市區所蒐集之資料， N_{gyi} 之值隨車道類型及交叉路口所在市區而變。車道類型相同

時，大市區內車道之停等車疏解率不一定經常比小市區內的疏解率高或低。所以本章估計容量之方法利用一模式來估計基準 N_{gyi} ，然後根據現場資料來訂定交叉路口所在市區之調整因素。因為目前已調查之車道數仍有限[5,6]，所以這些調整因素需要在將來加以檢定。

13.4.2 車種及行進方向調整因素 f_V

式 13.2 中之 N_{gyi} 可能只代表一車道上其中一車種及行車方向（如直行小車），在此情況下，其他車種及行車方向之車輛對容量的影響須用一因素或模式以反映在容量之估計值。傳統訂定此種因素的方法先將 N_{gyi} 所代表之車種及行進方向當作基本車種及行進方向。然後根據此基本車種及行進方向估計非基本車種及行進方向之車輛的當量，並利用下式以訂定調整因素 f_V ：

$$f_V = \frac{1}{1 + \sum_V \sum_i P_{Vi} (E_{Vi} - 1)} \quad (13.3)$$

此式中，

f_V ：車種及行進方向調整因素；

P_{Vi} ：車種 V 、行進方向 i 之車輛的百分比（%）；

E_{Vi} ：車種 V 、行進方向 i 之車輛與基本車種及行進方向之車輛比較所得之當量。

根據本所民國 94 年及 95 年之研究資料[5,6]，表 13.1 所列之當量可用以訂定式 13.3 之車種及行進方向調整因素，但此表之應用最好限於車道上機車很少或幾乎所有車輛皆為機車的情況。汽、機車混流而且行進方向不同時，各車種及行進方向組合之當量隨車種組成及行進方向分佈之變異性可能相當大，在此情形下，表 13.1 之當量值可能造成不可忽視之誤差。因此之故，本章所提供用以分析直行/右轉混合車道之方法不使用當量，而是直接利用一模式以估計疏解數。

表 13.1 不同車種及行進方向相關車輛之當量

車種及方向		基準車種及方向				
		直行小車	右轉小車	左轉小車	直行機車	右轉機車
直行	機車	0.42	0.39	0.40	1.00	0.93
	小車	1.00	0.93	0.95	2.38	2.22
	大車	1.80	1.67	1.71	4.33	4.00
左轉	機車	0.43	0.40	0.41	1.02	0.96
	小車	1.05	0.97	1.00	2.50	2.33
	大車	2.00	1.85	1.90	4.76	4.44
右轉	機車	0.45	0.42	0.43	1.07	1.00
	小車	1.08	1.00	1.03	2.57	2.40
	大車	2.70	2.50	2.57	6.43	6.00

註：1.機車比例大於 90%，將機車當量減少 0.05。
 2.機車比例為 30%~50%，將機車當量增加 0.05。
 3.機車比例小於 30%，將機車當量增加 0.10。

13.4.3 坡度調整因素 f_g

上下坡可能影響車流疏解率，上坡對重車之影響尤其嚴重。圖 11. 灣對這方面之研究不多，現有文獻[12]指出坡度增加 1%時，容量可能減少 1%到 2.5%。美國之公路容量手冊則認為坡度增加 1%時容量會減少 0.5%。本章沿用民國 90 年版之容量手冊建議將坡度調整因素訂定為：

$$f_g = 1.0 - 0.015S \quad (13.4)$$

此式中，

S：坡度(%)，上坡之 S 為正值，下坡之 S 為負值。

13.4.4 公車站調整因素 f_b

公車靠站時如佔用車道，則會阻擋後方來車，因此公車下游的車道可能無法有效的利用，而導致車道容量降低。公車站影響交叉口車流疏解率之因素包括：(1)公車彎之有無；(2)公車站距上、下游交叉口的距離；(3)車道數；(4)公車進、出站加減速之時間；(5)公車站乘客上下車時間。(6)公車靠站頻率；(7)公車到站時間與綠燈時段之開始及終

止時間的關係。民國 90 年版之容量手冊只考慮公車到達率、公車站離交叉口的距離及分析車道群之車道數。其公車站調整因素訂定如下：

$$f_b = f_o \beta_1 \beta_2 \quad (13.5)$$

其中 β_1 及 β_2 之值如表 13.2 及表 13.3 所示； f_o 值為公車到達率為 40 輛/小時並且公車站距離路口 40 公尺時之調整因素，其值如下：

$$f_o = 0.88 (\text{車道群車道數}=1) ;$$

$$0.96 (\text{車道群車道數}=2) ;$$

$$0.97 (\text{車道群車道數}=3)。$$

表 13.2 公車到達率調整值 β_1

到達率(輛/小時)	10	20	30	40	50	60	70	80
β_1	1.02	1.02	1.01	1.0	0.99	0.98	0.97	0.97

資料來源：[13]。

表 13.3 公車站離交叉口距離調整值 β_2

站位距離(公尺)	10	20	30	40	50	60	70
β_2	0.87	0.96	0.99	1.0	1.01	1.01	1.02

資料來源：[13]。

一般乘客不多的公車靠站時間只有 10 秒左右[6]。到站時間如果是在紅燈時段中，則對車道容量的影響很小。到站時間如果下方車輛疏解所須時間超過剩餘之綠燈時間，則靠站公車的影響也很小。上述調整因素沒有考慮到這些情形，因此可能常高估公車站的影響程度。基於這些考量，本章建議依照下列原則來訂定公車站調整因素：

1. 公車靠站不佔用車道時，則 $f_b = 1.0$ 。
2. 公車靠站佔用車道，則只調整被佔用車道之容量。式 13.5 中之 f_o 值為 0.88。 β_1 及 β_2 之值則根據表 13.2 及表 13.3。

13.4.5 路邊停車調整因素 f_s

停靠路旁之車輛及在進出停車位之車輛對容量也可能有相當大的影響。臺灣違規停車而造成車道阻塞之情形又相當嚴重，所以路邊停車對容量之影響是一重要研究課題。臺灣的研究資料[13]建議採用表 13.4 調整因素以估計容量。這些調整因素只用於緊靠停車位之車道或車道群。其他車道之 f_s 可假設為 1.0。本所尚未利用現場資料對此調整

因素加以探討，所以本章繼續採用表 13.4 之調整因素。

表 13.4 路旁停車調整因素 f_s

車道數	停車操作率(輛/小時/)						
	0	10	20	30	40	50	60
1	0.87	0.82	0.82	0.82	0.81	0.81	0.80
2	0.94	0.91	0.90	0.90	0.90	0.89	0.89
3	0.96	0.94	0.94	0.94	0.93	0.93	0.93

資料來源：[13]。

13.4.6 衝突行人調整因素 f_p

如果號誌化路口沒有行人專用時相，則右轉或左轉車輛之疏解可能受到干擾，車隊疏解所須時間增長，導致容量降低。目前尚無足夠的資料以準確的估計在不同情形之下，衝突行人對容量之影響。本章採用一簡化的模式將行人的影響反映在容量的估計值。此模式假設在紅燈時段中抵達路口之行人會集合成一羣，綠燈開始之後才到達之行人也會跟隨這一羣行人。根據民國 95 年之研究資料[6]，如果一羣人中有 N_p 行人，則右轉受行人羣干擾時，其疏解車距可估計為 $3.46 + 0.847N_p$ 秒。假設此疏解車距亦適用於左轉車，而且左、右轉車被行人阻擋時，路口轉角的空間可儲存 N_s 輛小車以讓直行車正常疏解。在此情況下，利用模擬所得的衝突行人調整因素如圖 13.7、圖 13.8 及圖 13.9 所示。

如果左轉車輛沒有專用時相，則行人不應進入路口而造成直行及左轉車輛之衝突。在此情況下，衝突行人調整因素可訂為 $f_p = 1.0$ 。

上述行人調整因素也可用下列之模式來估計：

$$f_p = \frac{1}{1 + e^{-Y}} \quad (13.6a)$$

$$Y = \frac{4.0225}{1 + e^{-S_1}} - \frac{4.8957}{1 + e^{-S_2}} + \frac{11.3832}{1 + e^{-S_3}} - \frac{4.2330}{1 + e^{-S_4}} + 5.6837 \quad (13.6b)$$

$$S_i = \left[\sum_{j=1}^3 A_{ij} X_j \right] + A_{i4} \quad i = 1, 2, 3, 4 \quad (13.6c)$$

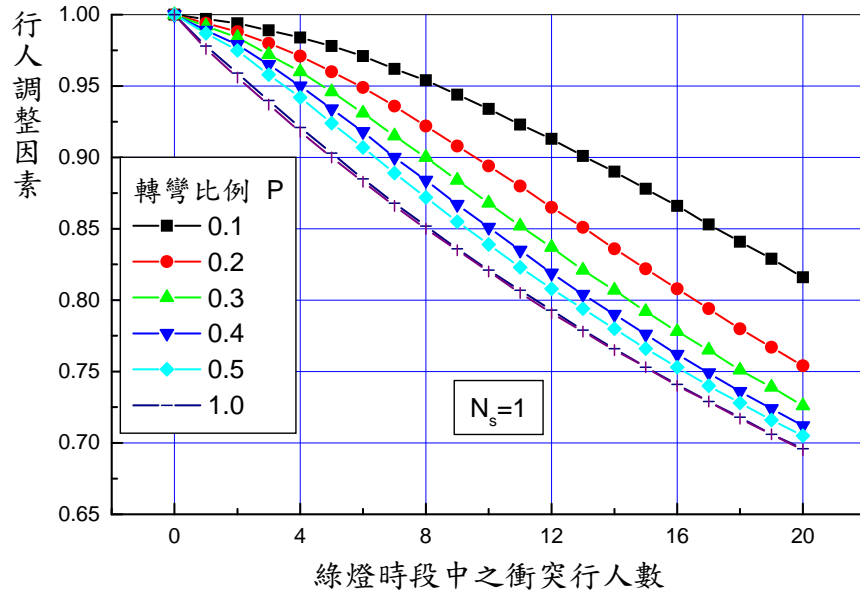


圖 13.7 轉角可儲存 1 輛小車時之衝突行人調整因素

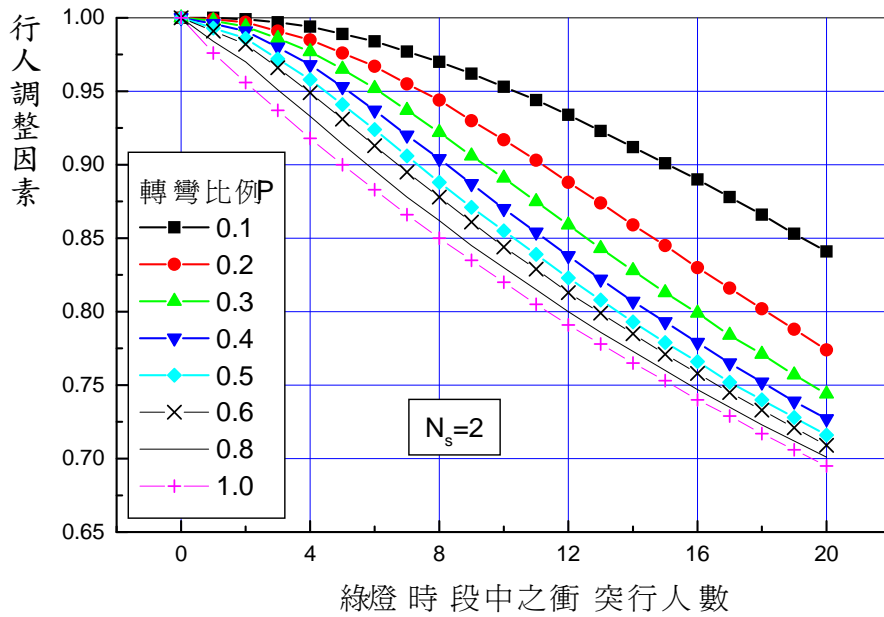


圖 13.8 轉角可儲存 2 輛小車時之衝突行人調整因素

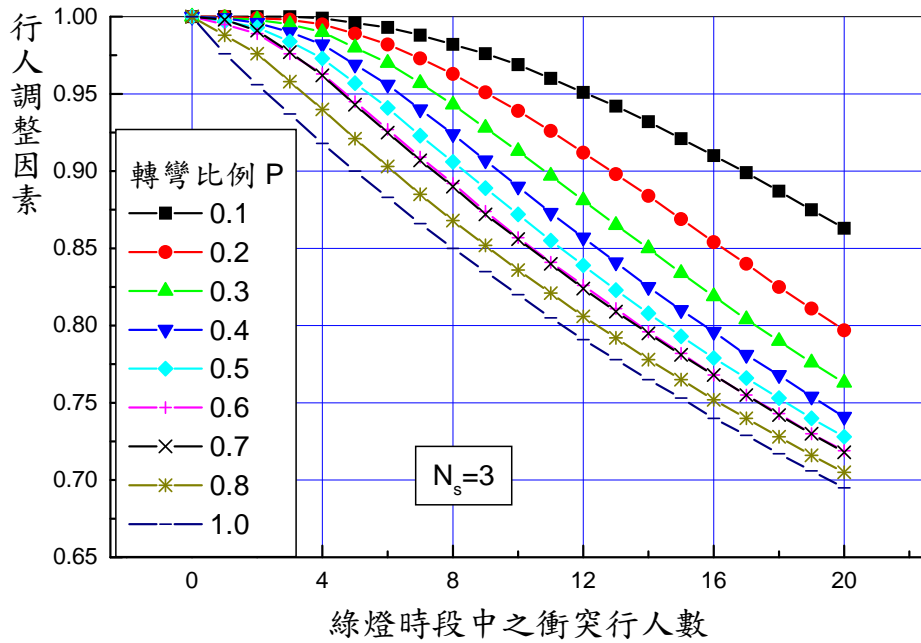


圖 13.9 轉角可儲存 3 輛小車時之衝突行人調整因素

此式中，

f_P : 衝突行人調整因素；

X_1 : 左轉或右轉比例；

X_2 : 每週期（亦即綠燈時段中）衝突行人數（行人）除以 30；

X_3 : 轉角可儲存之小車車輛數（輛）除以 5。

式 13.6c 中之 A_{ij} 列於表 13.5 中。

表 13.5 式 13.6c 之 A_{ij} 值

i	j			
	1	2	3	4
1	1.9756	-1.3048	1.6826	-1.1735
2	7.0326	2.2966	-1.0326	-0.1450
3	-0.9008	-9.3681	1.0305	-0.8590
4	1.9434	0.5390	1.4434	-2.4360

式 13.6a 之行人調整因素 f_P 也可從本所網頁 <http://www.iot.gov.tw> 中執行檔 ped.exe 來估計。(操作方式同本修訂版第 11 章所敘)

13.5 各類型車道容量之估計

以下所稱「快車道」係指禁行機車之車道。

13.5.1 直行快車道容量之估計

本章之直行快車道包括 6 類型，如表 13.6 所示，各類型之 N_{gyi} 估計模式列於表 13.7，此表中之 g 須根據下式來訂定：

$$g = G + \beta \quad (13.7)$$

此式中，

g : 有效時相長度 (秒)；

G : 綠燈時段長度 (秒)；

β : 綠燈時段結束之後停等車繼續疏解之時間(秒)，建議值：3.5 秒。

表 13.6 直行快車道類型劃分

類型代號	車道之性質
S1	中央實體分隔、無快慢分隔、無緊鄰公車專用道
S2	中央實體分隔、無快慢分隔、有緊鄰公車專用道
S3	中央實體分隔、快慢分隔
S4	中央標線分隔、快慢分隔
S5	中央標線分隔、無快慢分隔
S6	緊鄰左側快慢分隔島

各市區內交叉路口之 N_{gyi} 可能與從表 13.7 模式所估計之值有差異。根據現場資料所訂定之交叉路口所在市區調整因素 f_z 列於表 13.8 中。分析未列於表 13.8 之市區的車道時，可根據表中性質比較接近之市區來訂定調整因素。

表 13.7 直行快車道 N_{gyi} (小車) 之估計模式

車道類型	估計模式	g 之範圍(秒)
S1	$N_{gyi} = -0.77 + 0.475 g + 1.273 \times 10^{-3} g^2$	5~55
	$N_{gyi} = -3.69 + 0.598 g$	>55
S2	$N_{gyi} = -0.98 + 0.426 g + 1.105 \times 10^{-3} g^2$	5~60
	$N_{gyi} = -5.40 + 0.566 g$	>60
S3	$N_{gyi} = -0.59 + 0.428 g + 1.250 \times 10^{-3} g^2$	5~50
	$N_{gyi} = -4.36 + 0.566 g$	>50
S4	$N_{gyi} = -0.88 + 0.437 g + 1.783 \times 10^{-3} g^2$	5~50
	$N_{gyi} = -3.70 + 0.582 g$	>50
S5	$N_{gyi} = -0.71 + 0.422 g + 1.500 \times 10^{-3} g^2$	5~70
	$N_{gyi} = -8.68 + 0.638 g$	>70
S6	$N_{gyi} = -1.28 + 0.425 g + 1.150 \times 10^{-3} g^2$	5~50
	$N_{gyi} = -3.24 + 0.522 g$	>50

資料來源：[6]。

表 13.8 直行車道所在市區調整因素 f_z

車道類型	市區	調整因素
S1	臺北	1.00
	臺中	1.04
	臺南	0.95
	嘉義	0.95
S2	臺北	1.00
S3	臺中	1.00
S4	臺北	1.00
	嘉義	0.90
S5	臺北	1.00
	臺中	1.00
	綠燈時段 < 30 秒	1.10
	綠燈時段 \geq 30 秒	1.15
	臺南	1.14
S6	嘉義	0.97
	臺北	1.00

資料來源：[5,6]。

13.5.2 無衝突車流之直行/左轉共用快車道容量之估計

此類型車道之 N_{gyi} 可用以下兩式來估計：

$g \leq 40$ 秒時，

$$N_{gyi} = 0.24 - 0.2W + (0.116 + 0.093W)g - (0.080 - 0.102W) \times 10^{-2} g^2 \quad (13.8a)$$

$g > 40$ 秒時，

$$N_{gyi} = -6.75 + 1.517W + (0.341 + 0.062W)g \quad (13.8b)$$

上兩式中，

N_{gyi} ：在有效時相 g 秒(見式 13.7)內能疏解之直行小車數(小車)；

W ：車道寬(公尺)，適用範圍 2.8~3.4 公尺。

根據式 13.8a 或式 13.8b 之估計值，此類型車道之容量可從式 13.2 來估計。因目前沒有市區之影響資料，所以式 13.2 之 f_z 值可訂為 1.0。

13.5.3 無衝突車流之直行/右轉共用快車道容量之分析

此類型車道之 N_{gyi} 值可估計如下：

$g = 5 \sim 100$ 秒時，

$$N_{gyi} = -2.09 + 0.525g + 0.556 \times 10^{-3} g^2 \quad (13.9a)$$

$g > 100$ 秒時，

$$N_{gyi} = -7.43 + 0.634g \quad (13.9b)$$

上兩式中之 g 為式 13.7 之有效時相長度(秒)， N_{gyi} 之單位為直行小車。所以右轉車輛及直行大車的影響須用式 13.3 及表 13.1 之當量來考慮其容量估計值。市區型態對此類型車道容量之影響不詳，所以式 13.2 中之 f_z 可設定為 1.0。

13.5.4 無衝突車流之直行/右轉共用的混合車流車道容量之估計

混合車流車道指機車、小車及大車共用之車道。如圖 13.10 所示，混合車流車道上常設有機車停等區，此外，其停止線下游也可能設有二段式左轉機車之待轉區。待轉區通常在停止線下方 6~15 公尺，其縱深一般在 2 到 4 公尺之範圍內。停等區之前端通常緊靠停止線，其

縱深多半在 5~10 公尺之間。停等區與待轉區之寬度通常超過一般車道之車道寬。待轉區之車輛來自交叉之街道，而且該區之機車疏散很快，通常不影響到停止線上游停等車輛之疏散，所以本章分析車道容量並不考慮待轉區。

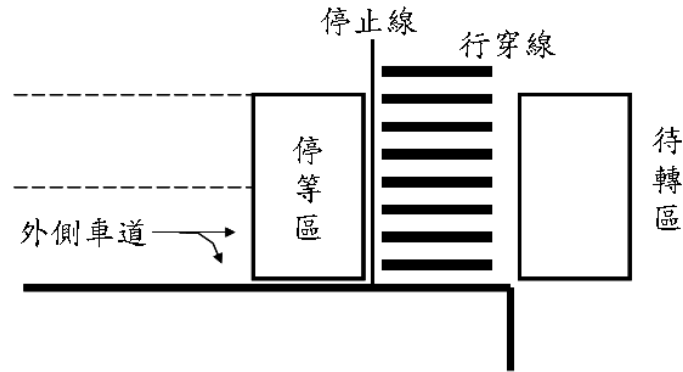


圖 13.10 直行/右轉混合車流車道之設施示意圖

在紅燈時段中，機車可於車道間鑽行、超越其他種車輛以進入停等區。在綠燈開始瞬間停在停等區內的機車數 M 可估計如下：

$$M = 0.62 f L W \quad (13.10)$$

此式中，

f : 停等區面積被停等機車佔用之比例；

L : 停等區之縱深（公尺）；

W : 停等區在分析車道上之寬度（公尺），設定為分析車道之寬度（一般在 2.8 公尺與 3.15 公尺之間）。

理論上式 13.10 中之 f 值可達 1.0，但在臺北市所蒐集的資料顯示 f 值通常在 0.1 及 0.6 之間，很少超過 0.7 之情形。所以估計直行、右轉車流車道之容量時，不宜將 f 值訂為 1.0。此外，式 13.10 中之停等區寬度須用分析車道之寬度來替代。

綠燈時段開始之後，疏散停等區內 M 輛機車所須之時間可利用下式來估計：

$$T = 2.14 + 1.07 f L \quad (13.11)$$

停等區內最後一部機車疏散完畢之後，上游之車輛隨著疏散。這些上游車輛能用的綠燈及燈號轉換時段長度可估計為：

$$g_u = G - T + \beta \quad (13.12)$$

此式中，

g_u : 停等區上游停等車能用以疏解之時間 (秒);

G : 綠燈時段長度 (秒);

T : 從式 13.11 所估計, 停等區內停等機車所用掉之綠燈時間(秒);

β : 綠燈結束後, 停等車輛繼續疏解之時間(秒), 建議值=3.5 秒。

停等區上游混合車流之疏解受到許多因素之影響, 本章考慮列於表 13.9 之 8 個影響因素 (X_1, X_2, \dots, X_8)。

表 13.9 停等區上游停等車疏解之影響因素及觀察值之範圍

影響因素		觀察值	
代號	定義	範圍	平均值
X_1	停等區內最後一部停等機車疏解完後之剩餘綠燈長度(秒)除以 200	剩餘綠燈： 9.9~80.1 $X_1 = 0.05 \sim 0.40$	--
X_2	直行小車之比例	0.016~0.459	0.099
X_3	右轉小車之比例	0.014~0.365	0.112
X_4	與小車或大車無併行之直行機車比例	0.131~0.805	0.571
X_5	與小車或大車無併行之右轉機車比例	0.000~0.204	0.057
X_6	直行大車之比例	0.000~0.076	0.017
X_7	右轉大車之比例	0.000~0.152	0.017
X_8	車道寬(公尺)除以 10	車道寬：3.5~5.2 $X_8 = 0.35 \sim 0.52$	--
X_9	與小車或大車併行之機車比例 $X_9 = 1 - X_2 - X_3 - X_4 - X_5 - X_6 - X_7$	0.026~0.229	0.126

因疏解率與影響因素之關係很複雜, 所以本章利用下述 3 層(8×3×1)之類神經網路模式, 以估計停等區上游在 g_u 秒內能疏解之車數 N_g :

$$N_g = \frac{140}{1 + e^{-Y}} \quad (13.13a)$$

$$Y = -\frac{2.4821}{1 + e^{-S_1}} - \frac{1.7453}{1 + e^{-S_2}} - \frac{8.000}{1 + e^{-S_3}} + \frac{10.848}{1 + e^{-S_4}} - 8.0618 \quad (13.13b)$$

$$S_i = \left[\sum_{j=1}^8 A_{ij} X_j \right] + A_{i9} \quad i = 1, 2, 3, 4 \quad (13.13c)$$

上式中，

N_g ：停等區之停等機車疏散完之後在剩餘綠燈中能疏散之車數(輛)；

$X_j (j = 1, 2, \dots, 8)$ ：在表 13.9 所列之影響因素；

式 13.13c 中之 A_{ij} 值列於表 13.10 中。

表 13.10 式 13.13c 之 A_{ij} 值

i	j								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	-10.3662	-7.4780	10.0622	-4.9091	-2.6276	4.0137	16.7725	-2.4488	6.7251
2	-3.9968	11.9171	4.8885	4.2207	3.9261	16.9102	9.8529	0.8874	-3.4774
3	8.1240	9.9444	-12.8915	5.6626	-2.6309	5.8782	-4.4776	-9.9450	-5.4153
4	12.6029	0.1187	-0.8793	0.4917	0.7862	0.5457	-1.2116	0.8437	0.7231

式 13.13a 中之 N_g 亦可利用本所網頁 <http://www.iot.gov.tw> 中執行檔 mix.exe 來估計。使用 mix.exe 必須先建立一輸入檔 mix.txt，並將 mix.exe 及 mix.txt 放在同一子目錄。輸入檔包括下列一行之資料

$$g_u \quad X_2 \quad X_3 \quad X_4 \quad X_5 \quad X_6 \quad X_7 \quad W$$

此行資料中，第 1 到第 7 資料 (g_u, X_2, \dots, X_7) 的定義如前所述。最後資料 W 代表車道寬(公尺)。只要執行 mix.exe，則輸出檔 mixout.txt 會出現在同一子目錄。

利用式 13.13a 估計 N_g 之前必須先估計各車種及行進方向之比例(表 13.9 中 X_2, X_3, \dots, X_7)。這些比例隨車道地點之變化可能很大，所以最好能根據現場資料以訂定適用值。在無現場資料之情況下，可參考表 13.9 中之觀察值。此外，與小車或大車併行之機車影響到 X_4 及 X_5 之值，而本身也受到剩餘綠燈時間、機車比例及車道寬之影響，所以除非有現場資料，宜應先估計每週期之併行機車數，然後利用此估計值來估計 X_4 及 X_5 。每週期與小車或大車併行疏散之機車數 M_p 可利用下列模式來估計：

$$M_p = \frac{25}{1 + e^{-Y}} \quad (13.14a)$$

$$Y = -\frac{2.7083}{1 + e^{-S_1}} + \frac{4.2891}{1 + e^{-S_2}} - \frac{0.6807}{1 + e^{-S_3}} - \frac{6.0287}{1 + e^{-S_4}} - 0.5592 \quad (13.14b)$$

$$S_i = \left[\sum_{j=1}^3 A_{ij} X_j \right] + A_{i4} \quad i = 1, 2, 3, 4 \quad (13.14c)$$

此式中，

M_P : 每週期與小車或大車併行之機車數 (輛)；

X_1 : $g_u / 200$

: 停等區上游停等車能用以疏解之時間 (秒) 除以 200；

X_2 : 機車佔總車數之比例；

X_3 : 車道寬 (公尺) 除以 10；

式 13.11c 中之 A_{ij} 如表 13.11 所示。

表 13.11 式 13.14c 之 A_{ij} 值

i	j			
	1	2	3	4
1	-14.5837	1.7622	-4.9659	2.4420
2	10.2588	20.2087	39.5742	-40.4805
3	22.7326	-43.2438	-19.5331	35.8220
4	-9.5373	-11.8525	-1.4459	5.1304

以下為一利用 M_P 估計 X_4 及 X_5 的說明：

假設：

- 總流率=40 輛/週期；
- 機車流率=20 輛/週期；
- 直行機車佔總機車之百分比=80%；
- 右轉機車佔總機車之百分比=20%；
- 從式 13.14a 所估計之 M_P 值為 5 輛/週期。

則與小車、大車無併行之機車數等於 $20-5=15$ 輛/週期。假設直行及右轉機車之比例不變，則無併行直行機車流率等於 $15 \times 0.8=12$ 輛/週期，此流率所代表之 X_4 等於 $12/40=0.30$ ；無併行右轉機車流率等於 $15 \times 0.2=3$ 輛/週期，其所代表之 X_5 等於 $3/40=0.08$ 。

式 13.14a 之 M_P 值亦可利用本所網頁 <http://www.iot.gov.tw> 中執行檔 side.exe 來估計。使用 side.exe 之前須建立一輸入檔 side.txt 並將該檔與 side.exe 置在同一子目錄。用輸入檔包括下列一行之資料

$g_u \ X_2 \ W$

此行資料中 g_u 為停等區上游停等車在一週期內能用以疏解之時間

(秒)； X_2 為機車佔總車數之比例； W 為車道寬 (公尺)，執行 side.exe 後，輸出檔 sideout.txt 會出現在同一子目錄。

根據式 13.10 及式 13.13a 之估計值，直行及右轉混合車流車道之容量可估計如下：

$$c = \frac{3600}{C} \sum_{i=1}^n (M + N_g)_i f_g f_b f_s f_p \quad (13.15)$$

此式中，

- c : 直行/右轉混合車流車道之容量(輛/小時)；
- C : 號誌週期長度(秒)；
- n : 可用之時相數；
- M : 從式 13.10 所估計之疏解機車數 (輛)；
- N_g : 從式 13.13a 所估計之疏解車數 (輛)；
- f_g : 坡度調整因素 (見 13.4.3 節)；
- f_b : 公車站調整因素 (見 13.4.4 節)；
- f_s : 路邊停車調整因素 (見 13.4.5 節)；
- f_p : 衝突行人調整因素 (見 13.4.6 節)。

13.5.5 無衝突車流左轉車道容量之估計

本章將無衝突車流左轉車道劃分為表 13.12 所列之 4 類型。各類型之 N_{gyi} 估計模式列於表 13.13 中，其相關之交叉口所在市區調整因素如表 13.14 所示，其他因素為： $f_b=1.0$ ， $f_s=1.0$ ， $f_p=1.0$ ， f_g 值見式 13.4。車道之容量則根據式 13.2 來估計。

表 13.12 無衝突車流左轉車道類型劃分

類型代號	車道之性質
L1a	中央標線分隔，單左轉
L1b	中央實體分隔，單左轉
L2	雙左轉
L3	三左轉

表 13.13 無衝突車流左轉車道 N_{gyi} (左轉小車)之估計模式

車道類型	估計模式	g 之範圍(秒)
L1a	$N_{gyi} = -1.46 + 0.478 g + 7.085 \times 10^{-4} g^2$	5~60
	$N_{gyi} = -2.32 + 0.535 g$	>60
L1b	$N_{gyi} = -0.22 + 0.374 g + 2.394 \times 10^{-3} g^2$	5~35
	$N_{gyi} = -1.41 + 0.492 g$	>35
L2	$N_{gyi} = -0.94 + 0.442 g + 1.122 \times 10^{-3} g^2$	5~65
	$N_{gyi} = -4.61 + 0.571 g$	>65
L3	$N_{gyi} = -0.25 + 0.397 g + 6.219 \times 10^{-4} g^2$	5~40
	$N_{gyi} = -1.50 + 0.452 g$	>40

表 13.14 無衝突車流左轉車道交叉口所在市區調整因素 f_z

車道類型	市區	調整因素
L1a	臺北	
	綠燈時段 ≤ 30 秒	1.24
	綠燈時段 < 30 秒	1.00
	臺中	1.15
L1b	臺北	0.87
	臺中	1.24
	臺南	1.00
	新竹	1.09
	桃園	0.97
	中壢	0.98
L2	臺北	1.00
	桃園	0.89
L3	臺北	1.00

13.5.6 其他無衝突車流之車道

此類型車道包括所有未列於表 13.6 或表 13.12 無衝突車流之車道，因為沒有直接觀察之現場資料以建立容量估計模式，本章分析此種類型車道的方法乃根據其他類型車道所展示之疏解特性。此方法利用式 13.2 以估計容量，式中之 N_{gyi} 值假設與表 13.6 所示，緊鄰左側快慢分隔島之 S6 類型車道一樣，所以

$$g = 5 \sim 50 \text{ 秒時}$$

$$N_{gyi} = -1.28 + 0.425 g + 1.150 \times 10^{-3} g^2 \quad (13.15a)$$

$g > 50$ 秒時

$$N_{gyi} = -3.24 + 0.522 g \quad (13.15b)$$

上兩式 N_{gyi} 之單位為直行小車。

因目前無現場資料作參考，所以本章不建議用交叉口所在市區調整因素來調整式 13.2 之容量估計值 ($f_z = 1.0$)。其他各調整因素則根據分析狀況來訂定。

13.5.7 衝突左轉車道容量之估計

左轉車道之車流如沒有保護時相可用，則其在每時相內能疏解之停等車輛受左轉駕駛員的行為及對向直行車輛到達路口中央衝突點之型態的影響。這些能疏解之車數可估計為：

$$N_{gy} = N_1 + N_2 + N_3 + N_a + N_y \quad (13.16)$$

此式中，

N_{gy} : 平均在每時相之綠燈時段及燈號轉換時段內能疏解之停等車數 (輛)；

N_1 : 搶先左轉之車數 (輛)；

N_2 : 強行左轉之車數 (輛)；

N_3 : 迴轉之車數 (輛)；

N_a : 利用對向車流之間距進行左轉之車數 (輛)；

N_y : 在燈號轉換時段內能左轉之車數 (輛)。

如果 N_{gy} 能從式 13.16 來估計，則衝突左轉車道之容量可估計如下：

$$c = \frac{3600}{C} N_{gy} f_v f_g \quad (13.17)$$

此式中，

c : 衝突左轉車道容量 (輛/小時)；

C : 號誌週期長度 (秒)；

f_v : 車種及行進方向調整因素；

f_g : 坡度調整因素。

根據臺北市之調查資料[6]， N_1 、 N_2 、 N_3 及 N_y 的範圍及用於容量估計之建議值如表 13.15 所示。

表 13.15 式 13.16 中之 N_1 、 N_2 、 N_3 及 N_y 觀察值及建議值

參數	觀察值(小車)	建議值(小車)
搶先左轉 N_1	0.26~1.12	大都市(臺北): 0.26 小都市(桃園): 1.12
強行左轉 N_2	0.00~0.03	0.02
迴轉車 N_3	0.00~1.31	視路口性質而定或設定為 0.6
燈號轉換後左轉 N_y 路口寬 20 公尺	2.30~2.47	隨路口寬度而增加，大約 每 7~8 公尺增加 1 輛小車 2.45
路口寬 20~30 公尺	2.62~3.36	3.10

資料來源：[6]。

至於 N_a ，其值受許多因素的影響，例如左轉駕駛員之間距接受行為、對向車道數及流率、對向車輛到達路口中央附近衝突點之型態、皆能利用對向間距以左轉的車數皆有影響。對向車輛到達衝突點之型態不僅受到分析路口號誌控制的影響，也受到上游路口號誌控制及交通狀況之影響。所以沒有分析性模式能在廣泛的狀況下，準確的估計 N_a 。因此本章建議利用 HTSS 模式來分析衝突左轉車道之容量及服務水準。

如果 N_a 之估計值不須相當準確，則可根據下述之手續來估計：

1. 估計對向各車道 i 之流率 Q_i 及相關車種組成。
2. 將對向各車道之流率 Q_i 用下式以轉換成對等衝突直行小車流率 Q_{ie} ：

$$Q_{ie} = Q_i (P_{sc} + 0.42 P_{sm} + 1.8 P_{sb}) \quad (13.18)$$

此式中，

Q_{ie} : 在對向車道 i 上與左轉車有衝突之對等對向直行小車流率 (小車/小時)；

Q_i : 對向車道 i (包括左轉、右轉及直行) 之流率 (輛/小時)；

P_{sc} : Q_i 中直行小車之比例；

P_{sm} : Q_i 中直行機車之比例；

P_{sb} : Q_i 中直行大車之比例。

3. 訂定對向車道之最高對等直行小車流率 $Q_{max} = \text{Max}(Q_{1e}, Q_{2e}, Q_{3e}, \dots)$ 。

4. 估計綠燈時段開始之瞬間， Q_{max} 所造成之停等小車車隊長度。

$$L_{max} = \frac{Q_{max}(C - G)}{3600} \quad (13.19)$$

此式中，

L_{max} : 綠燈時段開始瞬間有 Q_{max} 車流之車道上，停等小車之車隊長度（小車）；

C : 週期長度（秒）；

G : 綠燈時段（秒）。

5. 估計綠燈開始之後疏解 L_{max} 及隨後加入停等車隊之車輛所須之時間 T （秒）。

$$T = 0.093Q_{max} - 140.7 + 333.3 \sqrt{\left(\frac{Q_{max}}{3600} - 0.422\right)^2 + 6 \times 10^{-3}(0.71 + L_{max})} \quad (13.20)$$

如果從上式所得之 T 值小於 70 秒，則重新利用下式來估計 T ：

$$T = \frac{L_{max} + 8.68}{0.638 - \frac{Q_{max}}{3600}} \quad (13.21)$$

上式中 Q_{max} 不能超過 2,296 小車/小時，若超過就沒有可用之對向間距。換言之， N_a 等於零。

6. 估計對向車隊疏解後所剩餘之綠燈時間 ΔG （秒）= $G - T$ 。

7. 估計在剩餘綠燈中能利用對向間距進行疏解之車數。

(1) 如 $\Delta G \leq 0$ ，則 $N_a = 0$

(2) 如 $\Delta G > 0$ ，則

$$N_a = N_{3.75} - 1.2(H - 3.75) + \Delta N \quad (13.22)$$

此式中，

$N_{3.75}$: 臨界間距為 3.75 秒時從圖 13.11 或圖 13.12 所估計得之疏解小車數 (小車) ;

H : 左轉駕駛員之臨界間距 (秒) ;

$\Delta N = 0$, 如對向車道數不超過 2 ;

$\Delta N = 0.2$, 如對向車道數超過 2 。

根據臺北市之調查資料[6]，左轉駕駛員之臨界間距大約在 3.4 ~ 4.0 秒之範圍內。目前國內之現場資料有限，未能指出對向車道數是否對臨界間距有影響。如沒有現場資料，本章建議將臨界間距訂為 3.75 秒。一般分析間距接受行為時，假設大於或等於臨界間距之對向車流間距皆會被接受，小於臨界間距之對向車流間距則不能利用。圖 13.11 及圖 13.12 亦根據此假設模擬而得[6]。式 13.22 中能利用間距疏解之小車數 N_a 也可用一類神經網路模式來估計。此模式可用下列之公式來代表：

$$N_a = \frac{30}{1 + e^{-Y}} \quad (13.23a)$$

$$Y = \frac{14.8664}{1 + e^{-S_1}} - \frac{3.5773}{1 + e^{-S_2}} - \frac{13.9041}{1 + e^{-S_3}} - \frac{4.6929}{1 + e^{-S_4}} - 1.2494 \quad (13.23b)$$

$$S_i = \left[\sum_{j=1}^4 A_{ij} X_j \right] + A_{i5} \quad i = 1, 2, 3, 4 \quad (13.23c)$$

此式中，

X_1 : 對向衝突車道數 (車道) 除以 3 ;

X_2 : 臨接間距 (秒) 除以 5 ;

X_3 : 剩餘綠燈時間 ΔG (秒) 除以 80 ;

X_4 : 對向總直行衝突車流 (輛/小時) 除以 2,500 ;

式 13.23c 中之 A_{ij} 列於表 13.16 中。

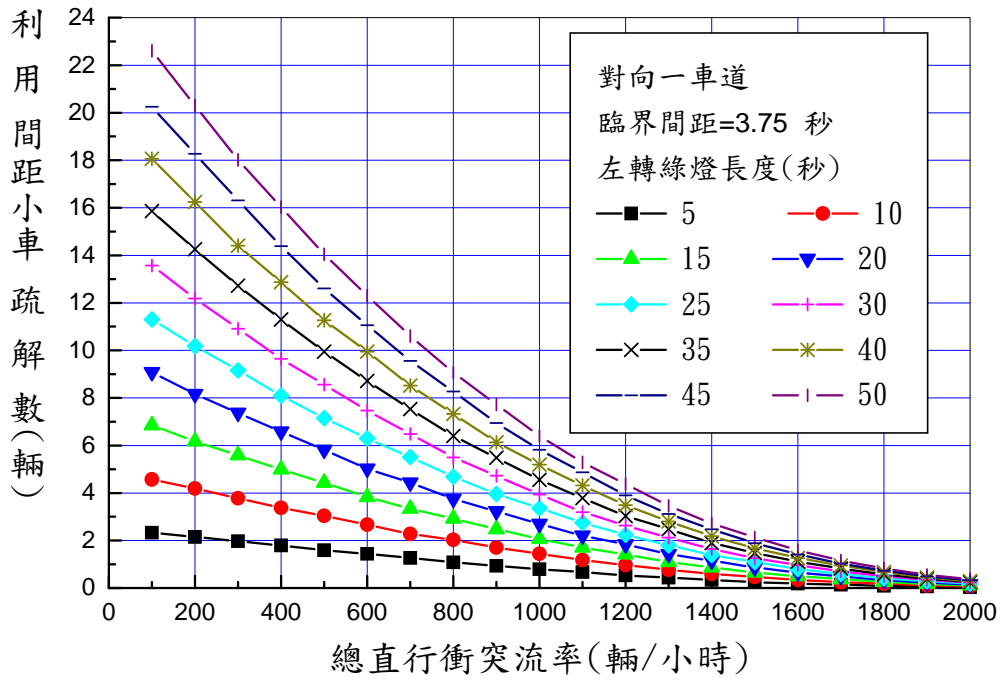


圖 13.11 對向有一直行車道時利用對向間距在剩餘綠燈時段中能疏解之左轉小車數

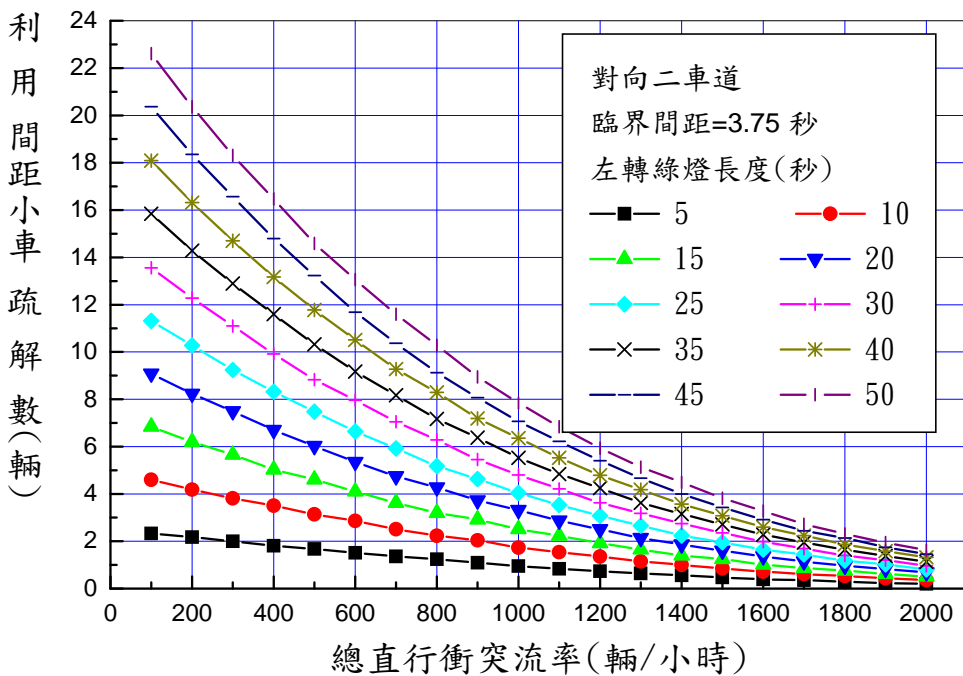


圖 13.12 對向有二直行車道時利用對向間距在剩餘綠燈時段中能疏解之左轉小車數

表 13.16 式 13.23c 之 A_{ij} 值

i	j				
	1	2	3	4	5
1	-0.1039	1.0872	5.4374	0.2060	0.8321
2	-6.7763	1.9917	0.2190	5.7082	-4.1069
3	0.0700	-0.2252	-2.9067	4.3944	3.6416
4	-0.0974	2.6252	-0.5687	3.2363	-4.1447

式 13.23a 之 N_a 亦可利用本所網頁中執行檔 gap.exe 來估計。利用 gap.exe 前須先建立輸入檔 gap.txt，並將此二檔置於同一子目錄。gap.txt 須包括下列一行之資料

a b c d

其中，

- a : 對向衝突車道數；
- b : 臨界間距 (秒)；
- c : 剩餘綠燈時間 ΔG (秒)；
- d : 對向總直行衝突車流 (輛/小時)。

執行 gap.exe 之後的輸出檔 gapout.txt 會出現在同一子目錄中。

13.5.8 機車專用道容量之估計

機車專用道之特性及分析在本手冊第十八章有詳細的說明，本章只簡要的說明容量之估計。

根據臺北市區 6 個機車專用道的資料，停等機車疏解率大約在綠燈亮後 10 秒會達到一大致穩定之值，其相關容量可估計如下[6]：

$$c = (4,836 + 1,900W_{90}) \frac{G + \beta - L_s}{C} (1 - 0.005h) \quad (13.24)$$

此式中，

- c : 容量 (輛/小時)；
- W_{90} : 車輪佔用率 90% 之路面寬 (公尺)；
- G : 綠燈時間 (≥ 10 秒)；
- β : 綠燈結束之後，停等車繼續進入路口所用掉之時間(建議值：3.5 秒)；
- L_s : 啟動損失時間 (建議值：2.9 秒)；

C : 週期長度 (秒);

h : 坡度 (%); 上坡為正值, 下坡為負值。

式 13.24 中之 $(4,386+1,900W_{90})$ 代表傳統觀念之飽和流率。 W_{90} 代表
 停等機車疏散時, 左側及右側各被 5%車輪佔用之路面寬除外, 而被
 90%車輪佔用之路面寬。其值可根據下式來估計:

$$W_{90} = W + L + R \quad (13.25)$$

此式中,

W : 車道寬 (公尺);

L : 左側車道寬調整因素 (公尺);

R : 右側車道寬調整因素 (公尺);

有標線分隔時, 車道寬從機車車道最外面標線之外緣算起; 有實
 體分隔時, 車道寬從實體分隔物之內緣算起。

式 13.25 中之調整因素可能是正值, 也可能是負值。正值代表機車
 佔用鄰近車道, 負值則表示機車有向車道中央集中之傾向。調整因素
 之建議值如下:

1. 左側有導桿時, $L = -0.32$ 公尺。右側有導桿時, $R = -0.32$ 公尺。
2. 左側有導桿除外之實體分隔物時, $L = -0.55$ 公尺。右側有導桿除
 外之實體分隔物時, $R = -0.55$ 公尺。
3. 左側有標線分隔時, $L = 0.55$ 公尺。右側有標線分隔時, $R = 0.00$
 公尺。

式 13.24 用於估計臺北市區專用道在不同綠燈時段內之疏散車數
 的均方根誤差為 1.6 輛。如式 13.25 用下式取代, 則誤差可減小:

$$c = \frac{3600}{C} (N_{G+\beta}) \quad (13.26)$$

此式中,

$N_{G+\beta}$: 在綠燈 G 秒及燈號轉換時段內最初 β 秒, 停等車繼續
 進入路口之總疏散車數 (β 之建議值: 3.5 秒)。

$N_{G+\beta}$ 之值可估計如下:

$$N_{G+\beta} = \frac{100}{1 + e^{-Y}} \quad (13.27)$$

此式中，

$$Y = \frac{5.4875}{1 + e^{-S_1}} + \frac{10.3434}{1 + e^{-S_2}} - \frac{3.9096}{1 + e^{-S_3}} - 4.2617$$

$$S_1 = 4.7171[(G + \beta)/50] - 3.5596(W_{90}/5) + 2.7636$$

$$S_2 = 11.0433[(G + \beta)/50] + 6.3263(W_{90}/5) - 13.1342$$

$$S_3 = -4.2921[(G + \beta)/50] - 3.2020(W_{90}/5) + 2.4457$$

從式 13.27 所估計之容量值的均方根誤差為 0.9 輛。

13.6 服務水準

13.6.1 績效指標(Measures of Effectiveness)

號誌化路口之服務水準(level of service)可用多種績效指標以評估之。本章只討論其中三個可能利用之的績效指標。

13.6.1.1 流量/容量比(V/C Ratio)

流量(volume)指在一時段內通過某一點之車數。流量/容量比為同一時段內流量/容量之比值。流量/容量比雖可明顯的指出一車道、車道群或交叉口之容量是否充分，但在許多情形下此比並不能反應其他重要績效。例如在現場調查時，如因壅塞而造成流量之降低，則流量/容量比可能很低。在這情形下，利用此比率(ratio)以評估交叉口之運作會造成很大困擾。除此之外，流量/容量比高時延滯時間可能短，而流量/容量比低時延滯時間可能反而高。例如一高流量之車道如享有長綠燈時段，則雖然流量/容量比很高，平均延滯時間可能不大。而在低流量、長週期及短綠燈時段之狀況下，流量/容量比雖低，延滯時間可能相當高。所以現場調查所得之流量/容量比不足以做為訂定服務水準之標準，但如此比值之流量為需求流量，則可用以評估一交叉口承載車流之能力。因此如果容量分析的目的在於評估一規劃中的號誌化路口是否有足夠的容量，則 V/C 比值可採用。

13.6.1.2 平均延滯時間(Average Delay)

平均延滯時間指每車因減速、停等及加速而增加的平均旅行時間。用於評估號誌化交叉口之平均延滯時間又可分為平均停等時間(average stopped delay)、平均臨近路段延滯時間或簡稱平均路段延滯(average approach delay)及平均總延滯時間(average total delay)。此三種延滯的定義可用圖 13.13 說明之。

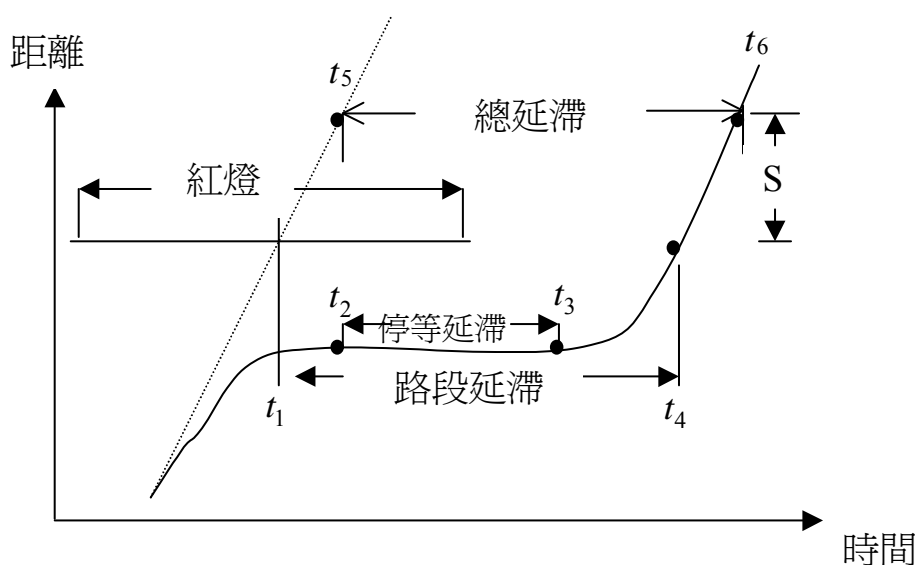


圖 13.13 延滯之定義

圖 13.13 假設一車子在不受其他車輛或行人及號誌的干擾時，其車尾可在時間 t_1 瞬間通過在交叉路口停止線附近之一參考線。如受紅燈之阻礙，該車須減速、停等，然後在綠燈時通過參考線。如該車因紅燈或其他車輛阻擋而在 t_2 時加入停等車隊，其後在 t_3 時因下游車輛之疏解而開始加速，則其停等延滯等於 $t_3 - t_2$ 。假設該車車尾通過參考線之實際瞬間為 t_4 ，則其路段延滯等於 $t_4 - t_1$ 。該車通過參考線之後可繼續加速，直到在 t_6 時達到穩定的自由旅行速率。假設在 t_6 時該車在參考線下游 5 公尺之處，而在無干擾的情況下，該車到達同一點之瞬間為 t_5 ，則總延滯為 $t_6 - t_5$ 。

上述三種延滯中，以平均停等延滯最容易從現場資料以估計，

所以國內、外交通界已有多年利用此種延滯以評估號誌化交叉口之服務水準。本手冊第十一章之附錄 B，對調查停等延滯之方法有詳細的說明。美國 2000 年之公路容量手冊改用所謂的控制延滯(control delay)以評估服務水準。控制延滯指因號誌控制而產生之延滯，理論而言，此延滯不應包括因幾何設計及因須轉彎所造成之延滯，但目前美國的公路容量手冊之控制延滯包括所有之延滯，換言之，其控制延滯相當於總延滯。

13.6.1.3 每週期最長等候車隊之平均長度及剩餘交叉路口間距

當等候車隊延伸到接近上游交叉口或甚至進入上游交叉口時，上游交叉口之疏解率會受到不良的影響。延滯時間無法反應此種狀況，所以應考慮利用每週期最長等候車隊之平均值及剩餘交叉口間距，以評估號誌化路口之運作。

每週期等候車隊之長度等於在該週期內最後一部停等車輛其車尾離下游交叉口之距離。綠燈剛開始時可能已有數輛停等車子，在這些車子尚未完全開始持續加速之前，新到達的車子可能已加入原來的車隊，在此情況下，停等車隊之長度會繼續增加，直到沒有新停等車為止。現場調查時，只須記錄每週期在燈號轉換時段完畢前之最長車隊長度。觀測數週期之最長車隊長度即可估計出每週期最長等候車隊之平均長度。

剩餘交叉口間距指交叉口間距與每週期平均最長等候車隊之長度之差值。如剩餘交叉口間距短而且在最後一車還未開始加速之前上游疏解之車輛已加入車隊平均，則可能發生嚴重塞車。

13.6.1.4 服務水準之劃分標準

用多數之績效指標以訂定服務水準之等級會造成運用上之困擾，但評估號誌化路口時確有必要考慮多項績效指標。所以本章建議以平均停等延滯時間為主以劃分服務水準之等級。在分析時，最好也以每週期平均最長停等車隊長度以評估績效。規劃號誌化路口時，也可用流量/容量比，以輔助評估工作。

表 13.16 展示服務水準等級劃分之標準，其標準根據民國 80 年的公路容量手冊[1]。服務水準劃分之主觀成分很重，若交通界認為表 13.17 之劃分不妥當，在日後達到共識後可再將此表加以修整。

表 13.17 服務水準之標準

服務水準	平均停等延滯時間，d (秒/車)
A	$d \leq 15$
B	$15 < d \leq 30$
C	$30 < d \leq 45$
D	$45 < d \leq 60$
E	$60 < d \leq 80$
F	$d > 80$

資料來源：[1]。

13.6.2 績效指標評估方法

市區號誌化路口之作業績效經常會受到上游號誌化路口之作業及交通狀況的影響，其牽涉到的影響因素及互動關係非常複雜。目前沒有可靠的分析性模式可估計平均停等延滯時間及每週期最長停等車隊長度。本章提供之分析工具為 HTSS 模式第 3 版。

HTSS 模式之輸出檔包括下列各個車道之績效指標：

1. 平均停等延滯。
2. 平均路段延滯。
3. 每週期平均最長車隊。
4. 平均旅行時間。
5. 根據表 13.17 之標準所訂定之服務水準。

上述指標中，平均旅行時間隨模擬路段長度而變，通常不適合用以評估單獨號誌化路口之作業，而適合用以評估幹道作業。

應用 HTSS 模式之主要工作在於建立一輸入檔。本章附有 HTSS 模式使用者手冊及應用例題，以說明模式之應用。此外，本所之網站除了 HTSS 模式之執行檔（檔名為 HTSS-V3.exe）外，亦有下列輸入檔可讓使用者下載來更改與使用。

- ISO2P.txt 獨立號誌化路口；2 時相控制
- ISO4P.txt 獨立號誌化路口；4 時相控制
- ART1.txt 兩相鄰路口及相關路段；快慢分隔；3 時相控制

ART2.txt 兩相鄰路口及相關路段；無快慢分隔；4 時相控制

ART3.txt 四鄰近路口及相關路段；有快慢分隔；4 時相控制

ART4.txt 含 12 個號誌化路口之幹道

使用這些輸入檔之前必須將輸入檔存為 HTSS.txt，並與執行檔放在同一子目錄。

13.7 容量估計例題

13.7.1 無衝突車流之直行及直行/右轉共用車道

如圖 13.14 所示，臺南市區一號誌化路口北上路段有三快車道（無機車），此路段有下列狀況：

號誌控制：

週期長度：120 秒

綠燈時段：50 秒

燈號轉換時段：6 秒

幾何設計：

三個車道之車道寬均為：3.2 公尺

坡度：+4%

中央實體分隔

車道 1 右側有路邊停車位

尖峰小時車流狀況：

右轉無衝突行人

尖峰小時係數：0.95

直行右轉車道 1：

流率 = 400 輛/小時

直行小車 = 65%

右轉小車 = 30%

直行大車 = 2%

右轉大車 = 3%

直行車道 2 及 3 總和：

流率 = 1,000 輛/小時

直行小車 = 96%

直行大車 = 4%

無公車專用道

路邊停車：每小時 20 輛在右側路邊有停車操作

公車站：一公車站在停止線上游 20 公尺，每小時有 20 公車靠站佔用車道 1。

試估計各車道之容量及尖峰 15 分鐘之流量/容量比。

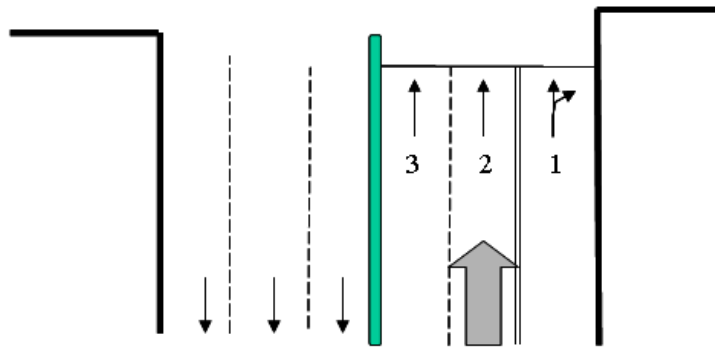


圖 13.14 中央實體分隔路段例題示意圖

分析

1. 車道 1

此車道為第 13.5.3 節所述之無衝突車流之直行/右轉共用車道，其容量可估計如下：

$$g = 50 + 3.5 = 53.5 \text{ 秒 (式 13.7)}$$

$$\begin{aligned} N_{gyi} &= -2.09 + 0.525 \times 53.5 + 0.556 \times 10^{-3} \times 53.5^2 \\ &= 27.6 \text{ 直行小車 (式 13.9a)} \end{aligned}$$

從表 13.1：

右轉小車(30%)之直行小車當量 = 1.08

直行大車(2%)之直行小車當量 = 1.80

右轉大車(3%)之直行小車當量 = 2.70

$$f_v = \frac{1}{1 + 0.3(1.08 - 1) + 0.02(1.8 - 1) + 0.03(2.7 - 1)} = 0.92 \text{ (式 13.3)}$$

$$f_g = 1 - 0.015 \times 4 = 0.94 \text{ (式 13.4)}$$

$$f_b = 0.88 \times 1.02 \times 0.96 = 0.86 \text{ (式 13.5)}$$

$$f_s = 0.94 \text{ (表 13.4, 3 車道)}$$

$$f_z = 1.0 \text{ (見 13.5.3 節)}$$

$$f_p = 1.0 \text{ (無行人衝突)}$$

$$\begin{aligned} \text{容量 } c &= \frac{3600}{120} \times 27.6 \times 0.92 \times 0.94 \times 0.86 \times 0.94 \times 1.0 \times 1.0 \\ &= 579 \text{ 輛/小時} \end{aligned}$$

$$\text{尖峰 15 分鐘流率} = 400/0.95 = 421 \text{ 輛/小時}$$

$$\text{V/C 比值} = 421/579 = 0.73$$

2. 車道 2 及 3

此兩車道屬於表 13.7 所列類型 S1 之車道。

$$g = 50 + 3.5 = 53.5 \text{ 秒 (式 13.7)}$$

$$\begin{aligned} N_{gyi} &= -0.77 + 0.475 \times 53.5 + 1.273 \times 10^{-3} \times 53.5^2 \\ &= 28.3 \text{ 直行小車 (表 13.7)} \end{aligned}$$

從表 13.1：

直行大車(4%)之直行小車當量 = 1.8

$$f_v = \frac{1}{1 + 0.04(1.8 - 1)} = 0.97 \text{ (式 13.3)}$$

$$f_g = 1 - 0.015 \times 4 = 0.94 \text{ (式 13.4)}$$

$$f_b = 1.0 \text{ (車道 2 及 3 不被公車站用)}$$

$$f_s = 0.94 \text{ (表 13.4, 3 車道)}$$

$$f_z = 0.95 \text{ (表 13.8, 臺南市 S1 車道)}$$

$$f_p = 1.0 \text{ (直行車無行人衝突)}$$

$$\begin{aligned} \text{容量 } c &= \frac{3600}{120} \times 28.3 \times 0.97 \times 0.96 \times 1.0 \times 0.94 \times 0.95 \times 1.0 \\ &= 706 \text{ 車/小時} \end{aligned}$$

$$\text{尖峰 15 分鐘流率} = \frac{1,000}{2 \times 0.95} = 526 \text{ 輛/小時/車道}$$

$$\text{V/C 比值} = 526/706 = 0.74$$

13.7.2 無衝突車流之左轉快車道

如果上一小節 (13.7.1 節) 例題之第 3 車道改成左轉車道，而其尖峰小時流率為 400 輛/小時，其車種組成包括 97% 小車及 3% 大車，在上一節例題其他狀況不變之情況下，試估計車道 3 之容量及尖峰 15 分鐘之 V/C 比值。

分析

上述之左轉車道屬於表 13.12 及表 13.13 中之 L1b 類型車道 (中央實體分隔，單左轉)。

$$g = 50 + 3.5 = 53.5 \text{ 秒 (式 13.6)}$$

$$N_{gyi} = -1.41 + 0.492 \times 53.5 = 24.9 \text{ 左轉小車 (表 13.13)}$$

從表 13.1：

$$\text{左轉大車(3\%)-之直行小車當量} = 1.9$$

$$f_v = \frac{1}{1 + 0.03(1.9 - 1)} = 0.97 \text{ (式 13.3)}$$

$$f_g = 1 - 0.015 \times 4 = 0.94 \text{ (式 13.4)}$$

$$f_b = 1.0 \text{ (車道 3 不被公車佔用)}$$

$$f_s = 0.94 \text{ (表 13.4, 3 車道)}$$

$$f_z = 1.0 \text{ (見表 13.14, 臺南市)}$$

$$f_p = 1.0 \text{ (無行人衝突)}$$

$$\begin{aligned} \text{容量 } c &= \frac{3600}{120} \times 24.9 \times 0.97 \times 0.94 \times 1.0 \times 0.94 \times 1.0 \times 1.0 \\ &= 640 \text{ 左轉小車/小時} \end{aligned}$$

尖峰 15 分鐘流率 = $400/0.95 = 421$ 左轉小車/小時

V/C 比值 = $421/640 = 0.66$

13.7.3 無衝突車流之直行/左轉共用快車道

如第 13.7.1 節例題之第 3 車道改成直行/左轉共用車道，並且有以下狀況：

綠燈時段：40 秒

尖峰小時流率 = 500 輛/小時

直行小車 = 60%

左轉小車 = 35%

左轉大車 = 5%

其他狀況如第 13.7.1 節之例題。

試估計第 3 車道之容量。

分析

上述第 3 車道屬於本章第 13.5.2 節所描述之車道。

$$g = 40 + 3.5 = 43.5 \text{ 秒 (式 13.6)}$$

$$\begin{aligned} N_{gyi} &= -6.75 + 1.517 \times 3.2 + (0.341 + 0.062 \times 3.2) \times 43.5 \\ &= 21.6 \text{ 直行小車 (式 13.8b)} \end{aligned}$$

從表 13.1：

左轉小車(35%)之直行小車當量 = 1.05

左轉大車(5%)之直行小車當量 = 2.00

$$f_v = \frac{1}{1 + 0.35(1.05 - 1) + 0.05(2.0 - 1)} = 0.94 \text{ (式 13.3)}$$

$$f_g = 1 - 0.015 \times 4 = 0.94 \text{ (式 13.4)}$$

$f_b = 1.0$ (車道 3 不被公車佔用)

$f_s = 0.94$ (表 13.4, 3 車道)

$f_z = 1.0$ (見 13.5.2 節)

$f_p = 1.0$ (無行人衝突)

$$\begin{aligned} \text{容量 } c &= \frac{3600}{120} \times 21.6 \times 0.94 \times 0.94 \times 1.0 \times 0.94 \times 1.0 \times 1.0 \\ &= 538 \text{ 輛/小時 (直行小車)} \end{aligned}$$

13.7.4 直行/右轉共用之混合車流車道

第 13.7.1 節之第一車道開放給機車使用，其尖峰小時流率之狀況如下：

$$\text{流率} = 600 \text{ 輛/小時}$$

$$\text{直行小車比例} = 0.20$$

$$\text{右轉小車比例} = 0.10$$

$$\text{直行機車比例} = 0.43$$

$$\text{右轉機車比例} = 0.20$$

$$\text{與小車或大車併行之機車比例} = 0.02$$

$$\text{直行大車比例} = 0.02$$

$$\text{右轉大車比例} = 0.03$$

此外，車道 1 停止線上游設置了一長 6 公尺之機車停等區。在尖峰時，停等區之佔用率為 60%。其他狀況不變。

試估計第 1 車道之容量。

分析

上述第 1 車道屬於本章第 13.5.4 節所描述之車道。

$$M = 0.62 \times 0.6 \times 6 \times 3.2 = 7.14 \text{ 機車(式 13.10)}$$

$$T = 2.14 + 1.07 \times 0.6 \times 6 = 6 \text{ 秒 (式 13.11)}$$

$$g_u = 50 - 6 + 3.5 = 57.5 \text{ 秒 (式 13.12)}$$

$$X_1 = g_u / 200 = 0.2875$$

$$X_2 = \text{直行小車比例} = 0.20$$

$$X_3 = \text{右轉小車比例} = 0.10$$

$$X_4 = \text{直行機車比例} = 0.43$$

$$X_5 = \text{右轉機車比例} = 0.20$$

$$X_6 = \text{直行大車比例} = 0.02$$

$$X_7 = \text{右轉大車比例} = 0.03$$

$$X_8 = \text{車道寬}/10 = 3.2/10 = 0.32$$

$$N_g = 53.50 \text{ 輛 (式 13.13a)}$$

$$f_g = 1 - 0.015 \times 4 = 0.94 \text{ (式 13.4)}$$

$$f_b = 0.88 \times 1.02 \times 0.96 = 0.86 \text{ (式 13.5)}$$

$$f_s = 0.94 \text{ (表 13.4, 3 車道)}$$

$$f_p = 1.0 \text{ (無行人衝突)}$$

$$\begin{aligned} \text{容量 } c &= \frac{3600}{120} \times (7.14 + 53.5) \times 0.94 \times 0.86 \times 0.94 \times 1.0 \\ &= 1382 \text{ 輛/小時 (式 13.15)} \end{aligned}$$

13.7.5 其他無衝突車流車道

圖 13.15 中之一直行車道有混合車流，其車種組成為：機車 40%，小車 55%，及大車 5%。此車道之寬度為 3.2 公尺，其坡度微不足道，路邊不允許停車。如果此車道之號誌週期長度為 120 秒，綠燈時段為 50 秒，燈號轉換時間為 6 秒，試估計其容量。

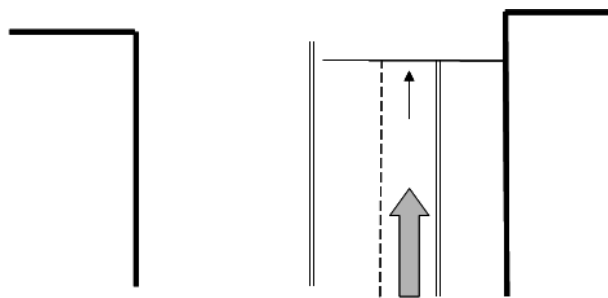


圖 13.15 中央標線分隔直行車道示意圖

分析

此車道屬於第 13.5.6 節所描述之其他無衝突車流之車道。

$$g = 50 + 3.5 = 53.5 \text{ 秒 (式 13.6)}$$

$$N_{gyi} = -3.24 + 0.522 \times 53.5 = 24.7 \text{ 直行小車 (式 13.15b)}$$

從表 13.1：

直行機車 (40%) 之直行小車當量 = $0.42+0.05 = 0.47$

直行大車 (5%) 之直行小車當量 = 1.80

$$f_v = \frac{1}{1 + 0.40(0.47 - 1) + 0.05(1.8 - 1)} = 1.2 \quad (\text{式 13.3})$$

$$f_g = 1.0 \text{ (平坦)}$$

$$f_b = 1.0 \text{ (不被公車佔用)}$$

$$f_s = 1.0 \text{ (路邊無停車)}$$

$$f_z = 1.0 \text{ (見第 13.5.6 節)}$$

$$f_p = 1.0 \text{ (直行無行人衝突)}$$

$$\begin{aligned} \text{容量 } c &= \frac{3600}{120} \times 24.7 \times 1.2 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \\ &= 889 \text{ 輛/小時 (式 13.2)} \end{aligned}$$

13.7.6 衝突行人之影響

第 13.7.1 節所述之右轉車與行人有衝突。衝突行人流率為 150 人/小時；右轉車與行人有衝突時，2 輛右轉小車可在轉角停車而避免阻擋後方之車輛。試估計因與行人衝突而損失之容量。

分析

根據第 13.7.1 節，右轉小車及大車比例為 $30\% + 3\% = 33\%$ ，因週期長度為 120 秒，所以每週期之衝突行人數為 $150 \times 120 / 3600 = 5$ 人。從圖 13.8 ($N_s = 2$) 所估計得知行人調整因素大約為 0.97。所以行人衝突將容量約降低 3%。

13.7.7 衝突左轉車道

臺北市一路口有一左轉車道，該車道上只有小車，左轉駕駛員之臨界間距為 4 秒，路段平坦，路口不准迴轉，號誌週期為 110 秒，左轉及對向車流之綠燈時段為 50 秒，綠燈轉換時段為 5 秒。路口寬度為 25 公尺。對向之車況如下：

車道 1：流率 = 300 輛/小時

直行小車 = 70%

直行機車 = 15%

直行大車 = 5%

車道 2：流率 = 400 輛/小時

直行小車 = 55%

直行機車 = 30%

直行大車 = 3%

試估計左轉車道之容量。

分析

此問題宜利用模擬來進行分析。如果大約的估計可以接受，則可利用第 13.5.7 節所描述之手續來訂定。

從表 13.15 並採用建議值，則式 13.16 中之 N_1 、 N_2 、 N_3 及 N_y 如下：

$$N_1 = 0.26 \text{ 小車/週期；}$$

$$N_2 = 0.02 \text{ 小車/週期；}$$

$$N_3 = 0 \text{ 小車/週期；}$$

$$N_y = 3.1 \text{ 小車/週期。}$$

從式 13.18，

$$Q_{1c} = 300 (0.7 + 0.42 \times 0.15 + 1.8 \times 0.05) = 256 \text{ 小車/小時}$$

$$Q_{2c} = 400 (0.55 + 0.42 \times 0.30 + 1.8 \times 0.03) = 292 \text{ 小車/小時}$$

$$Q_{max} = \text{Max} (256, 292) = 292 \text{ 小車/小時}$$

$$L_{max} = \frac{292(110 - 50)}{3600} = 4.9 \text{ 小車 (式 13.19)}$$

$$T = 15.5 \text{ 秒 (式 13.20)}$$

$$\text{剩餘綠燈 } \Delta G = 50 - 15.5 = 34.5 \text{ 秒}$$

$$\text{對向直行衝突車流} = 256 + 292 = 548 \text{ 輛/小車}$$

從圖 13.12、式 13.22 中之 $N_{3.75}$ 為 8.5 小車。

$$N_a = 8.5 + 1.2 (3.75 - 4) + 0 = 8.2 \text{ 小車}$$

$$N_{gy} = 0.26 + 0.02 + 0 + 8.2 + 3.1 = 11.58 \text{ 小車(式 13.16)}$$

$$\text{容量 } c = \frac{3600}{110} \times 11.58 \times 1.0 \times 1.0 = 379 \text{ 小車/小時}$$

參考文獻

1. 「台灣地區公路容量手冊」，79-27-160，交通部運輸研究所，民國 80 年 5 月。
2. 「台灣地區城際快速公路容量及特性研究（西部濱海快速公路部分）」，91-54-1192，交通部運輸研究所，民國 91 年 6 月。
3. 「台灣地區多車道郊區公路容量及特性研究（二）」，93-59-1212，交通部運輸研究所，民國 93 年 5 月。
4. 「台灣地區多車道郊區公路容量及特性研究（三）」，94-78-1221，交通部運輸研究所，民國 94 年 5 月。
5. 「市區號誌化路口容量分析及服務水準研究（1/2）」，95-113-1235，交通部運輸研究所，民國 95 年 7 月。
6. 「市區號誌化路口容量分析及服務水準研究（2/2）」，96-113-1244，交通部運輸研究所，民國 96 年 9 月。
7. 交通部與內政部，「道路交通標誌標線號誌設置規則」，民國 83 年。
8. *Highway Capacity Manual*, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 2000.
9. Li, H. and Prevedouros, P. D., “Detailed Observation of Saturation Headways and Start-up Lost Times,” *Transportation Research Record 1802*, TRB, National Research Council, Washington, D. C., 2002, pp. 44-53.
10. Lin, F. B., Tseng, P. Y. and Su, C. W., “Variations in Queue Discharge Patterns and Their Implications in Analysis of Signalized Intersections,” *Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board*, No.1883, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D. C., 2004, pp.192-197.
11. Lin, F. B., and Thomas, D., “Headway Compression during Queue Discharge at Signalized Intersections,” *Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board*, No.1920, Transportation

Research Board, National Research Council, Washington, D. C., 2005, pp.81-85.

12. 「研擬台灣地區公路容量手冊技術報告（市區街道部分）」，75-49-117，交通部運輸研究所，民國 75 年 10 月。
13. 「市區街道容量調整因素之研究」，77-21-136，交通部運輸研究所，交通部運輸研究所，民國 77 年 10 月。

第十四章 非號誌化交叉路口

目 錄

	頁次
14.1 緒論.....	14-1
14.2 交通特性分析	14-1
14.2.1 非號誌交叉路口有關法規	14-1
14.2.2 基本特性.....	14-1
14.2.3 間距接受特性.....	14-2
14.2.4 違規特性.....	14-5
14.3 分析方法	14-7
14.3.1 基本假設.....	14-7
14.3.2 分析架構.....	14-7
14.3.3 容量之估計.....	14-8
14.3.4 服務水準之評估.....	14-17
14.4 應用例題	14-18
參考文獻.....	14-25

圖 目 錄

	頁次
圖 14.1 非號誌交叉口車流行進圖	14-2
圖 14.2 不同運行下之間距接受圖	14-3
圖 14.3 強行佔道停等圖	14-6
圖 14.4 各次流動接受間距交織圖	14-6
圖 14.5 違規運行圖	14-6
圖 14.6 非號誌交叉口容量分析架構	14-8
圖 14.7 衝突交通量、臨界間距與潛在容量關係圖	14-14
圖 14.8 擁擠程度與阻礙因素關係圖	14-15
圖 14.9 阻礙因素及潛在容量之調整	14-16

表 目 錄

	頁次
表 14.1 非號誌交叉路口幾何概況記錄表	14-9
表 14.2 非號誌交叉路口小客車當量表	14-10
表 14.3 非號誌交叉路口容量分析工作表	14-11
表 14.4 次流動之衝突交通量確認表	14-12
表 14.5 非號誌交叉路口各車種轉向流動臨界間距規範表 ...	14-13
表 14.6 非號誌交叉路口服務水準評估表	14-17
表 14.7 非號誌交叉路口基本資料表(T 型路口範例)	14-19
表 14.8 非號誌交叉路口容量求算表(T 型路口範例)	14-20
表 14.9 非號誌交叉路口服務水準分析表(T 型路口範例) ...	14-21
表 14.10 非號誌交叉路口容量求算表 (十字型路口範例)...	14-22
表 14.11 非號誌交叉路口實際容量求算表 (十字型路口範例)	14-24
表 14.12 非號誌交叉路口服務水準分析表 (十字型路口範例).....	14-24

14.1 緒論

非號誌交叉路口係指無號誌管制之交叉路口，就定義而言包括：(1)屬次要道路相交而以「停」或「讓」標誌管制次要道路者，(2)相交道路皆以「停」標誌管制者(Four Way Stop Controlled)，以及(3)無號誌管制的交叉路口三類，民國 80 年的「台灣地區公路容量手冊」[1]對此類交叉路口的分析方法有所交待。該方法沿用美國 1985 年的公路容量手冊[2]所描述的方法，其分析重點在於估計交叉路口各車流尚未用掉之容量以訂定服務水準。所以其觀念相當於利用流量/容量比以訂定服務水準。流量/容量比不一定適合做非號誌化交叉路口之績效指標，車輛延滯可能比較能反應出實際的服務品質。國內在車輛延滯的研究已有初步成果[3]，將來可在這方面繼續研究以修訂現有的分析方法。

本章的內容採用民國 80 年的「台灣地區公路容量手冊」第 IV 篇第二章。

14.2 交通特性分析

14.2.1 非號誌交叉口有關法規

依據「道路交通標誌標線號誌設置規則」第二百零四條，對於交叉路口裝設行車管制號誌，有其設置之標準。若未達其標準，而需裝閃光號誌時，幹道應為閃光黃燈，支道應為閃光紅燈(該規則第二百零九條)。若不需裝閃光號誌時，則在安全停車視距不足之交叉口支道上設置「停」車再開標誌(該規則第五十六條)，在視線良好之交叉口支道上設置「讓」路標誌(該規則第五十七條)。

非號誌交叉口，一般多為主要道路(幹道)與次要道路(支道)的交點。本節針對此型交叉路口的基本特性、車輛間距接受特性及駕駛者違規特性進行分析。

14.2.2 基本特性

1. 車流特性

在非號誌交叉口，車流依其行進方向，主要可分為下列三類：

- (1)分出(Diverging)：自車流中分出，往左、右或其他方向行駛。
如圖 14.1(a)。
- (2)併入(Merging)：由左、右或其他方向之來車、併入另車流。
如圖 14.1(b)。
- (3)穿越(Crossing)：車流與另一車流相交叉。如圖 14.1(c)。

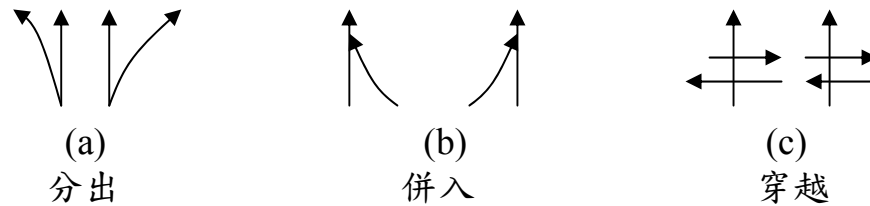


圖 14.1 非號誌交叉口車流行進圖

2.路口特性

- (1)幹道路口，其變化之型式主要有：中央分隔、快慢分隔、車道數及車道寬等四個變數。
- (2)支道路口，大都沒有中央分隔島與快慢分隔島的存在，其車道數與車道寬也都比幹道路口小。

14.2.3 間距接受特性

在通過非號誌交叉口時，幹道上的主流動(major movement)有先行通過交叉口之優先權。而相對於主流動的次流動(minor movement)，只有利用主流動上所產生的間距(gap)或餘間距(lag)，以行使其通過交叉口的權利。各次流動包括：1.支線右轉、2.幹線左轉、3.支線直行以及 4.支線左轉，如圖 14.2 所示。

1.幹道間距特性

幹道上車流，可能受上游號誌交叉口影響，而有成群車隊之現象，抑或不受任何因素影響，而以隨機到達形式通過路口。因外，台灣地區機車夾行於幹道車流中，使得幹道之間距特性更加複雜，且可利用之間距減少。

2.支線右轉間距接受特性

支線右轉屬於先分出再行併入之流動，其併入幹道間距接受之行為，受幹道的車流量及車道數影響。一般而言，台灣之幹道，

其外側皆有一混合車道，可供慢行汽車及機車行駛，且在非號誌交叉口其幹道車流量並不大，所以，支線右轉較少產生間距接受之行為，而機車在支線右轉時更無併入之困難，如圖 14.2(a)。

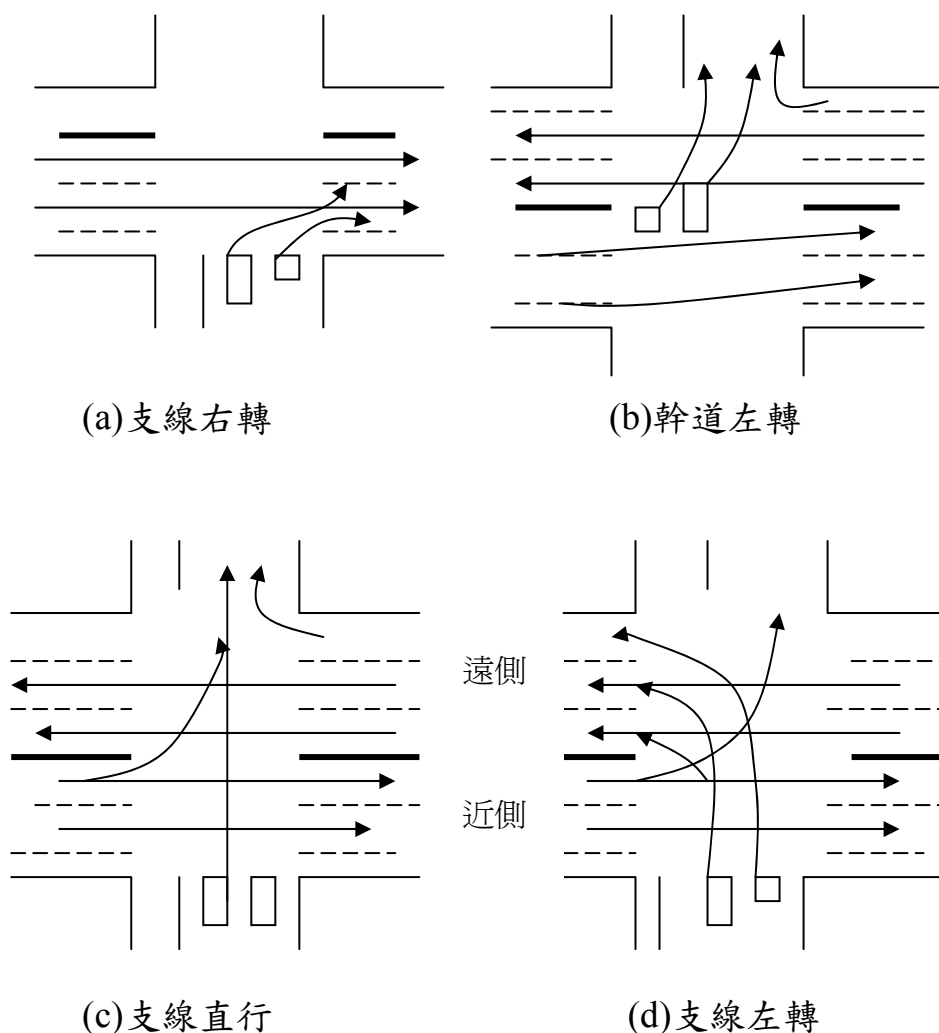


圖 14.2 不同運行下之間距接受圖

3. 幹道左轉間距接受特性

幹道左轉乃由內側快車道分出車流，經交叉口穿越對向幹線車流，左轉併入支線車流。此一流動之完成必須經過二次接受間距之行為，即穿越對向幹線直進車流，及併入對向幹線右轉車流。一般而言，幹道之右轉交通量並不多，因此，汽車若能接受對向幹道直進之間距，即可完成幹線左轉之流動。

幹道左轉流動常以車隊接受某一較大之間距。機車，由於機動性大，則併隨在汽車之兩側一同通過，或先行起動，領先通過

交叉口，如圖 14.2(b)。

4. 支線直行間距接受特性

支線直行必須穿越近側幹道直行車流及遠側幹道直行車流後，再併入近側幹道左轉及遠側幹道右轉車流，所以此一流動之完成，須經過四次接受間距之行為。

所謂「近側」(Near-Side)車道乃指支線之汽車，當其通過交叉口所須先通過之車道；反之，在中央分隔島另一側之車道即稱為遠側(Far-Side)車道。支線直行主要以接受此二間距為對象，如圖 14.2(c)所示。

一般而言，此流動有二種運行(maneuver)方式：為一段式直進穿越幹線，與二段式直進穿越幹線。

- (1)一段式直進穿越幹線，在近遠側之間距都足夠大時，汽車、機車可以一次直接完成穿越行動。
- (2)二段式直進穿越幹線，係在完成穿越過程中，須在中央分隔島處停留或明顯減速，以等待適當間距再行穿越遠側幹線。

此一流動中的機車，常伴隨在汽車右側，隨汽車隊行進而通過交叉口。但機車的接受間距往往小於汽車之接受間距，故有不少機車可能先行通過交叉口而汽車仍停等於中央分隔島處。

5. 支線左轉間距接受特性

支線左轉先由支線車流中分出，穿越近側幹道直行車流，近側幹道左轉車流及遠側幹道直行車流，再併入遠側幹道。所以此一流動之完成，須經過三次接受間距的行為，如圖 14.2(d)所示。

完成此一流動，亦可分為兩種運行方式：一段式左轉併入幹道與二段式左轉併入幹道。

- (1)一段式左轉併入幹道，乃在近側與遠側的間距均足夠大時，汽機車可以一次完成穿越近側車道和併入遠側車道之行動。
- (2)二段式左轉併入幹道，乃在完成穿越的過程中，須在中央分隔島處停留或明顯減速，以等待適當的間距再行併入遠側幹道。此一流動中的機車，常併隨在汽車的兩側，隨著汽車隊的行進而通過交叉口，但機車也會接受較小之間距而先行通過交叉口。

14.2.4 違規特性

在非號誌交叉口，幹道通常賦予優先通行權，支道則只有等待幹道上產生合適之間距，再行駛通過交叉口。然而，在國內，幹道之優先權並未受到重視，支道車流常爭先搶道，穿越幹道。因此，非號誌交叉口常形成了幹道延滯及肇事之主要地點。

由觀察分析，在非號誌交叉口的車流的違規特性，可概分為三類：1.強行佔道停、等，2.強行接受間距，及3.非法運行。

1.強行佔道停、等

由於主流動上之車流量不大，再加上幹道上的道路夠寬，常會“誘使”次流動上之車輛在等待接受合適之間距時，超越停等線等待。(如圖 14-3(a)所示)。此一行為，常會影響幹道 A、B 車流正常之運行。此外，在次流動上之車輛(尤以機車為甚)，亦有行駛到路口中央時，再行停車或明顯減速，以等待主流動之車流通過，如圖 14-3(b)所示。

由於次流動上之車輛有上述強行佔道停等的違規特性，因此，常使得幹道車輛不得不減速變換車道，以避開正在停等之車輛。

2.強行接受間距

當幹道上車流量較大時，而在次流動上之延滯漸增時，次流動上車輛有強行接受不合適間距之傾向。此外，在接受間距時，有成群接受某一間距之行為。上述強行接受間距之違規特性，導致幹道來車，不得不緊急停止；讓其穿越或併入，因而影響到幹道車流行車之順暢。

由於有強行接受間距的違規行為，所以各次流動在對於接受同一間距時，有明顯的爭先恐後及“大車吃小車”現象，其所產生的交織情形，如圖 14.4 所示。由圖中可知，在交叉口正中央附近交織最密。接受間距，毫無優先順序，導致延滯增加，機車則在此情況中穿流迂迴前進。

3.非法運行

支道機車左轉併入幹道，應併入幹道之慢車道，但機車迂迴併入慢車道之情形，則經常發生如圖 14.5 之 A 車。此外，在設有禁止迴轉標誌之幹道上，利用中央分隔島缺口處迴轉之行車，亦屬違規行為，如該圖 B 車。

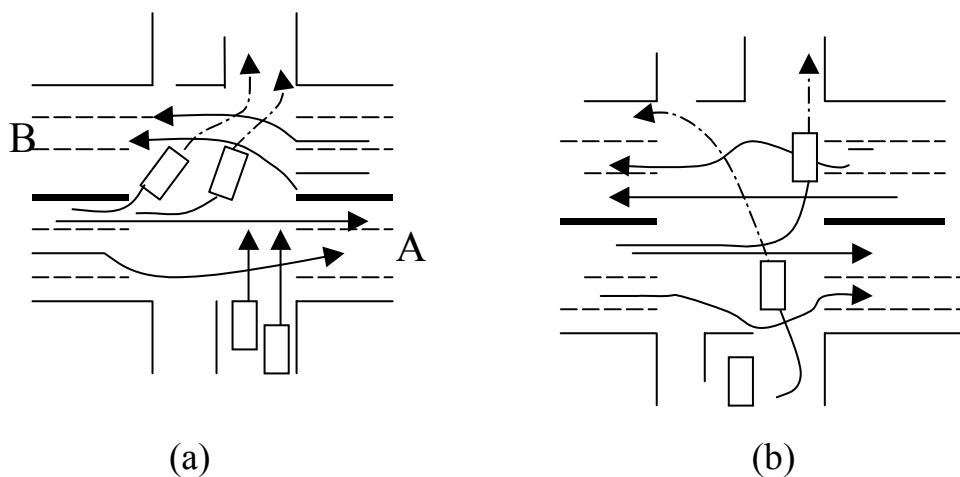


圖 14.3 強行佔道停等圖

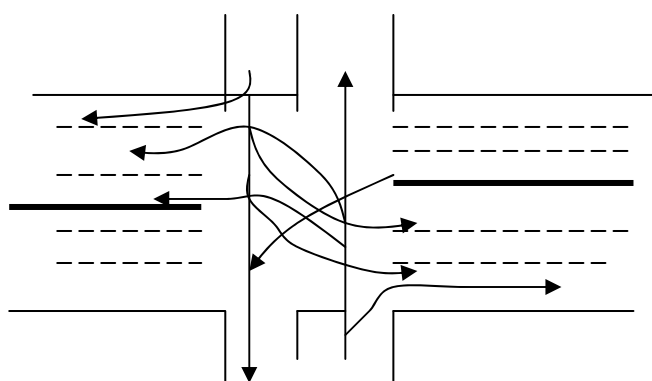


圖 14.4 各次流動接受間距交織圖

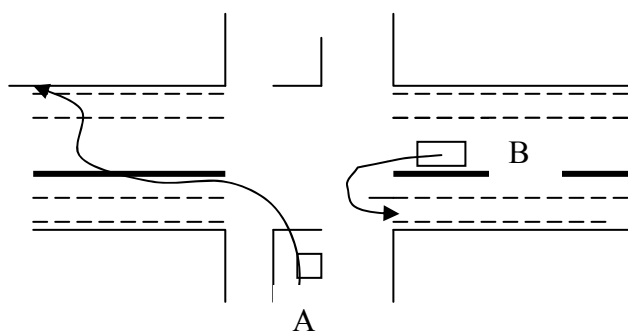


圖 14.5 違規運行圖

14.3 分析方法

本章是以間距接受(Gap-Acceptance)的理論為基礎，設定以流動間使用間距的優先順序，以求得次流動上各車道的容量值，並進而評估車道的服務水準。

14.3.1 基本假設

本章之分析方法有以下數點重要假設：

1. 主幹道流量不受支線流量影響。
2. 一個間距一次只允許一輛車有效使用。

由以上二假設，可知在交叉口衝突時，各向車流之間有相互影響之情況，故對於間距之使用有其優先順序，依據美國 1985 年公路容量手冊界定之順序如下：

1. 支線右轉
2. 主幹線左轉
3. 支線直行
4. 支線左轉

14.3.2 分析架構

分析架構如圖 14.6 所示。在分析之過程中，首先必須估計各次流動的衝突流率及臨界間距，然後估計各車道之潛在容量。潛在容量為在理想狀況下之容量，此容量必須依照實際狀況加以調整以估計實際容量。實際容量及需求流率之差值為評估服務水準之指標。

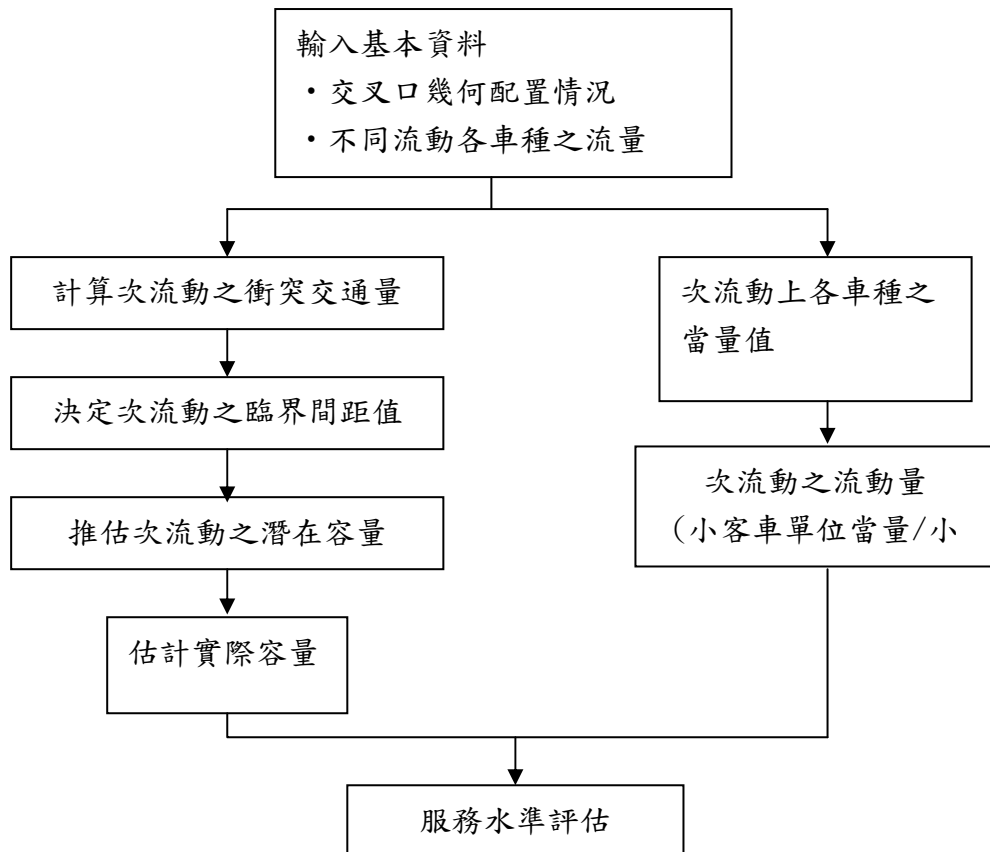


圖 14.6 非號誌交叉口容量分析架構

14.3.3 容量之估計

容量估計之步驟涵蓋了下列五個步驟：

- 一、確認交叉路口幾何型態與流量狀況。
- 二、決定幹道左轉流動與支道各流動的衝突交通量。
- 三、決定臨界間距大小。
- 四、決定各流動的潛在容量。
- 五、實際容量之估計。

步驟一：確認交叉路口幾何型態與流量狀況

(一) 交叉路口幾何型態之調查

路口幾何型態與相關的管制措施，對於交叉路口臨界間距的大小有深遠的影響，因此各該調查結果，可供各種在路口所接受臨界間距的調整界定之用，表 14.1 為非號誌交叉路口幾何型態與有關管制措施概況調查表，所含項目包括：

1. 分隔設施(中央分隔、快慢車分隔、標線分隔等)。
2. 車道分佈狀況(單向快車道數、車道寬、機慢車道寬、路段單雙向寬度等)。
3. 停車管制狀況(駐車佔用寬度或止禁止停車等)。
4. 速限。
5. 坡度。
6. 轉彎半徑(左轉、右轉)。
7. 行人設施。
8. 交通管制設施(閃光燈號，“讓”管制，“停”管制等)。

表 14.1 非號誌交叉路口幾何概況記錄表

路口名稱： - 交叉口 路型： 字型 民國 年 月 日 星期 天氣

幹道	分隔設施	中央分隔		() 有	槽化寬 公尺	支道	分隔設施	中央分隔		() 有	槽化寬 公尺				
				() 無	柵欄寬 公尺					() 無	柵欄寬 公尺				
		快慢分隔		() 有	槽化寬 公尺			快慢分隔		() 有	槽化寬 公尺				
				() 無	柵欄寬 公尺					() 無	柵欄寬 公尺				
部分	路段	分隔標線		() 有	() 無	部分	路段	分隔標線		() 有	() 無				
		其他		() 有	() 無			其他		() 有	() 無				
		快車道	車道數	車道	公尺			() ()	單向	雙向	車道	公尺	() ()	單向	雙向
			車道寬	公尺											
配合車道	機車道寬	公尺	公尺	公尺	公尺	公尺	公尺	公尺	公尺	公尺	公尺				
	快慢混合	公尺										公尺	公尺	公尺	公尺
駐車狀況	管制		() 允許	() 單向 () 雙向	公尺	公尺	管制	() 允許	() 單向 () 雙向	公尺	公尺				
	狀況		() 禁止	單向寬 公尺				() 禁止	單向寬 公尺						
速率限制		公里/時		公里/時		速率限制		公里/時		公里/時					
坡度		%	方向：往	%		方向：往	坡度		%	方向：往	%				
轉彎半徑	右轉	公尺		公尺	公尺	轉彎半徑	右轉	公尺		公尺	公尺				
	左轉	公尺					左轉	公尺							
交通管制設施		幹道閃黃		() 支道"讓"	() 無	交通管制設施		幹道閃紅		() 支道閃紅	() 四向"停"	() 支道"停"			
行人設施：		() 幹道；() 陸橋；() 斑馬線；		() 支道；() 地下道；		行人設施：		() 幹道；() 陸橋；() 斑馬線；		() 支道；() 地下道；					

註：此表須附加路口幾何配置圖

(二) 流量狀況

由路口各轉向交通量調查，可供決定各流動的容量使用率，與衝突交通量之用。由表 14.1 之路口幾何概況與表 14.2 之小型車當量值，可據以彙整非號誌路口的基本資料(如表 14.3)。

表 14.2 非號誌交叉路口小客車當量表

車種	衝突流率 (車輛數/小時)				平均
	<500	500-1,000	1,000-1,500	1,500-2,000	
機踏車	0.26	0.25	0.24	0.23	0.24
小型車	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
大型車	1.22	1.27	1.33	1.40	1.30
車種平均				0.75	

註：1.本表係為水平坡度。若為下坡時，每降 2%，小型車減 10%，大型車減 15%，機車減 5%。若為上坡時，每升 2%，小型車加 20%，大型車加 50%，機車加 10%。

2.車種平均當量係以根據下列之車種組成：機踏車佔 57%，小型車佔 36%，大型車佔 7%。

資料來源：[1]。

步驟二：決定每一次流動衝突流率(Conflicting Flow)

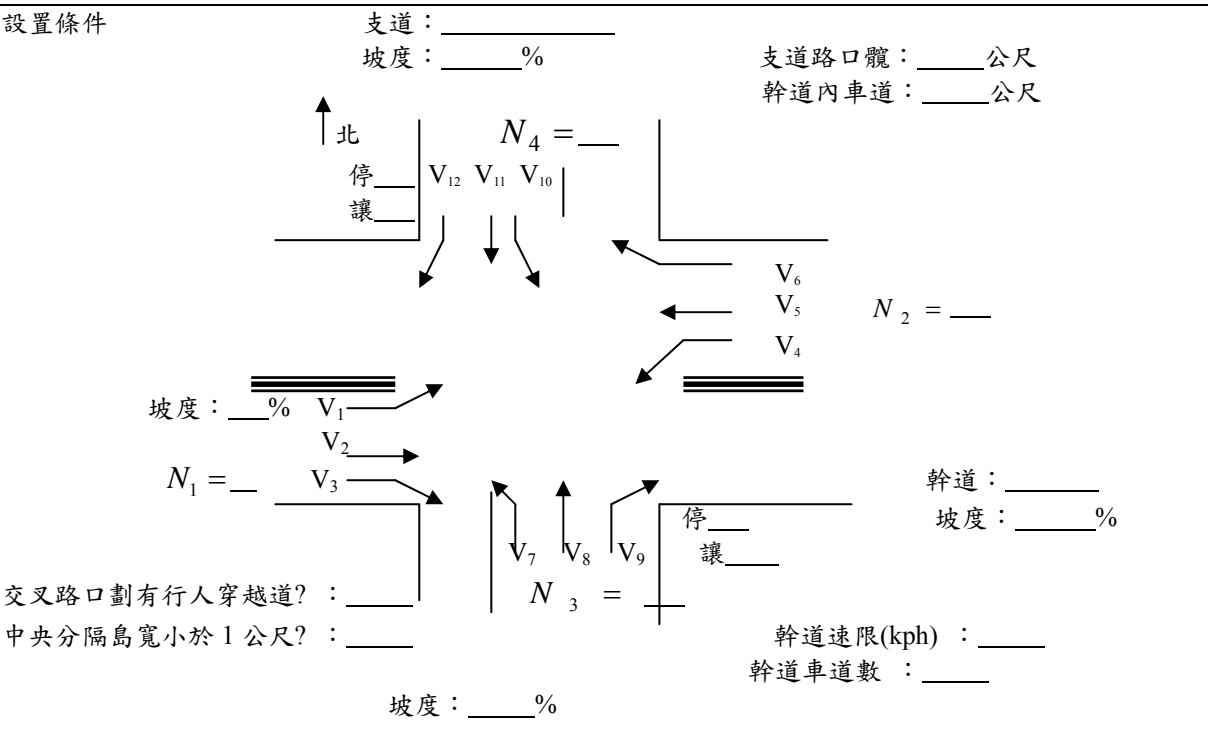
本研究確認路口次流動之運行，依其先後順序為：

- 1.支道右轉流動。
- 2.幹道左轉流動。
- 3.支道直進流動。
- 4.支道左轉流動。

衝突流率 V_{ci} 定義如下：“與 i 流動相衝突的流率總合，以(輛/小時)為單位”，其值的大小，代表使用間距的難易狀況。

表 14.4 為各次流動衝突交通量的大小，其中 R、L、T，分別代表右轉、左轉及直進車流， n 是所進入路口的車道數， V_o 代表對向車流。衝突流率的界定觀點如下：

表 14.3 非號誌交叉路口容量分析工作表

位置： _____ 時間： _____ 調查員： _____													
設置條件 支道： _____ 坡度： _____% 支道路口寬： _____公尺 幹道內車道： _____公尺 													
交叉路口劃有行人穿越道? : _____ 中央分隔島寬小於 1 公尺? : _____ 幹道速限(kph) : _____ 幹道車道數 : _____ 坡度 : _____%													
流動方向		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
每小時車數	小汽車(1)												
	大型汽車(2)												
	聯結拖車(3)												
	機車(4)												
流量(輛/小時)													
流量(小客車當量/小時)													

- (一)對於支道各次流動而言，幹道右轉車會因是否打右轉燈號而影響支道車道的行動，因此幹道右轉交通量(V_R 或 V_{Ra})的影響為 $1/2$ ；當幹道設有右轉專用道時，該右轉流動量對支道車流之轉向行為無影響，故必須將 $1/2V_R$ 與 $1/2V_{Ra}$ 刪除。
- (二)對於穿越車流而言，其衝突流率即為與該流動衝突的總流率；對於併入車流而言，由於車流可能併入到任一最方便併入的車道，因此，併入車流的衝突交通量，應將其衝突交通量除以併入路口的車道數。
- (三)車輛在支道左轉或支道右轉併入幹道時，幹道車流常有避讓的行，故其折減值設定為 $1/2$ ，支線右轉時， V_T/n 必須再乘 $1/2$ ，而在支道左轉時 V_{Tb}/n 與 V_{OR}/n 也必須再乘以 $1/2$ ，在幹道左轉與支

道直進時，亦有此一行為，故將 V_R/n ， V_{La}/n ， V_{Rb}/n 均乘以 $1/2$ 。
此外，若是路口僅有一個車道(即 $n=1$)，則此避讓行為不發生，故以上各值不必再乘以 $1/2$ 。

(四)在含有機車的混合車流中，間距接受之行為主要受甲種車之影響，故本章之衝突車流包括小客車，重車及 $1/3$ 之機車。

表 14.4 次流動之衝突交通量確認表

分向車流 i	衝突交通量， V_{ci}	圖例
1. 支道右轉	$\frac{1}{2}V_R^* + \frac{1}{2}\frac{V_T^{**}}{n}$	
2. 幹道左轉	$V_T + \frac{1}{2}\frac{V_R^{**}}{n}$	
3. 支道直進	$\frac{1}{2}V_{Ra}^* + V_{Ta} + \frac{1}{2}\frac{V_{La}^{**}}{n} + V_{Lb} + V_{Tb} + \frac{1}{2}\frac{V_{Rb}^{**}}{n}$	
4. 支道左轉	$\frac{1}{2}V_{Ra}^* + V_{Ta} + V_{La} + V_{Lb} + \frac{1}{2}\frac{V_{Tb}^{**}}{n} + V_o + \frac{1}{2}\frac{V_{oR}^{**}}{n}$	

*若幹道有右轉專用道，此值可刪掉。

**若 $n=1$ (一車道)，則將 $1/2$ 改為 1 。

步驟三：臨界間距值之決定

臨界間距取決於若干因素：

- (一)駕駛操作方式
- (二)支道管制方式(停或讓)
- (三)幹道平均行駛速率
- (四)幹道車道數

(五) 交叉路口之幾何與環境狀況

各車種臨界間距值之決定，可由表 14.5 獲得，表中包括了三部份，第一部份為各車種在各次流動之下的基本臨界間距值，第二、三部份則為基本值的調整比例與修正值，各間距值均為台灣地區路口調查的實證值。其中由分析得知接受間距與幹道來車速率無確定關係之外，各調查樣點所屬之路型並無特殊轉角與視距嚴重受限之情況，故其修正值係參考美國 1985 年公路容量手冊之規範，以利應用。

表 14.5 非號誌交叉路口各車種轉向流動臨界間距代表值

車種 \ 流動	支道左轉	支道直進	支道右轉	幹道左轉
機踏車	3.9 秒	3.3 秒	2.2 秒	3.3 秒
小型車	4.7 秒	4.0 秒	2.5 秒	3.4 秒
大型車	5.2 秒	4.0 秒	3.4 秒	3.8 秒
一、相對調整比例(%)				
分向槽化	+ 10 %	+ 10 %	—	+ 24 %
丁字路口	+ 8 %	—	—	—
『停』管制	+ 7 %	+ 18 %	—	—
二、設施調整值(秒)				
轉角半徑 > 15 公尺 或轉角 < 60 度	—	—	-0.5	—
三、視距限制(秒)				
		0.0 ~ + 1.0		
幹道 平均 速率	30 KPH	- 0.3		
	40 KPH	0.0		
	50 KPH	+ 0.3		
	60 KPH	+ 0.7		
	70 KPH	+ 1.0		

註：當僅有小型車種資料時，或車流以小型車為主時，機踏車與大型車之臨界間距分別為小型車之臨界間距調整 - 13.2% 與 + 13.2%。各間距值為台灣地區路口調查實證。修正值係參考美國三版公路容量手冊之規策。

資料來源：[1,4]

步驟四：潛在容量之估計

潛在容量為在下列假設的理想狀況下非號誌交叉路口各流動預期可能通過的最大流率：

- (一) 幹道交通沒有阻塞到支道道路。
- (二) 鄰近交叉路口的交通沒有嚴重影響此非號誌交叉路口。
- (三) 每一車道只供同一轉向之車流使用。
- (四) 無其他流動阻礙到次流動的運行。

圖 14-7 為非號誌交叉路口潛在容量的求算圖，由該圖中，在現有的衝突流率與臨界間距之下，可據以獲知潛在容量值。

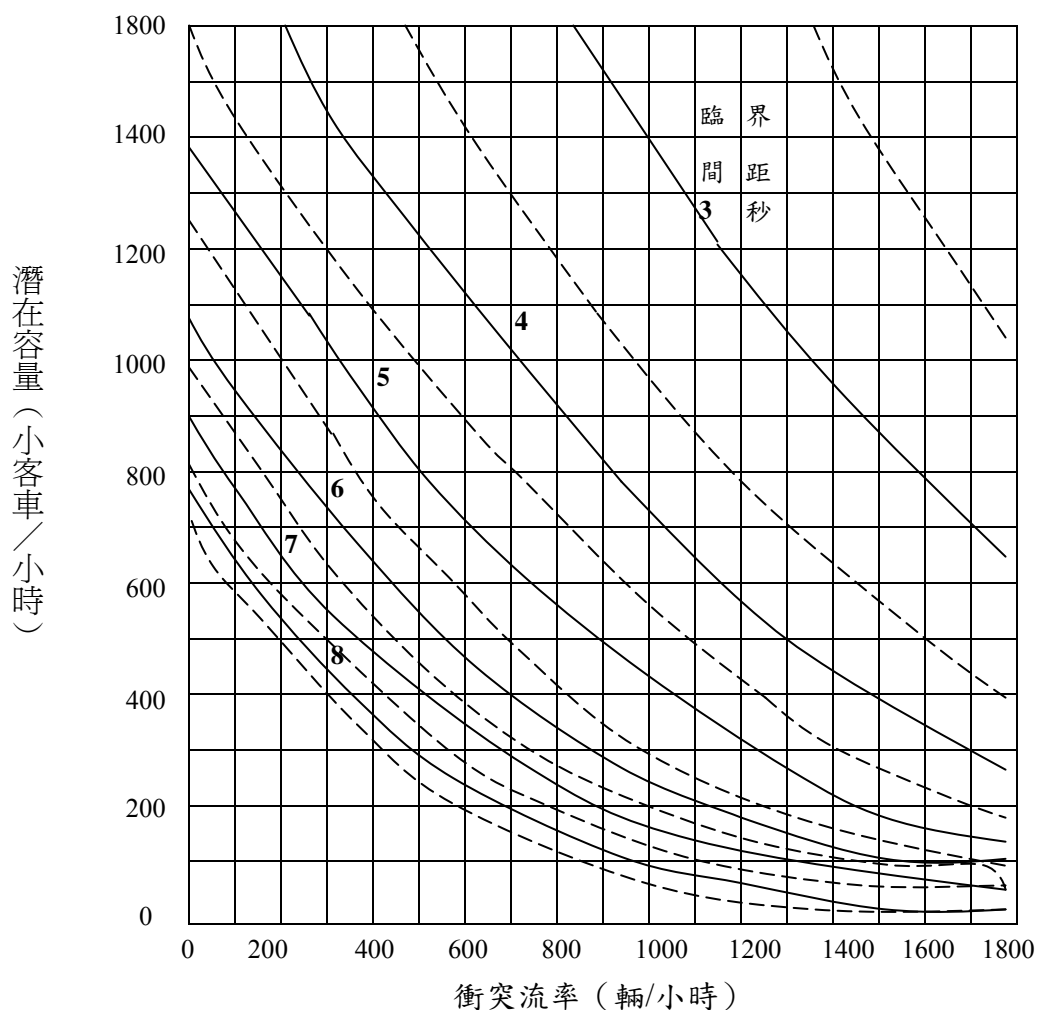


圖 14.7 衝突交通量、臨界間距與潛在容量關係圖

資料來源：[4]

步驟五：實際容量之估計

潛在容量會因非號誌交叉路口之間距使用優先順序與車道共用的情形而有不同，故須予以調整以估計實際容量。本章參考美國

1985 年公路容量手冊之作法以做調整。

(一)阻礙效果(Impedance Effects)：

潛在容量之估計假設一流動之容量不受其他流動之影響，但事實上優先順序較高之流動會阻擾優先順序較低之流動。所以潛在容量必須加以調整。

幹道車流與最高優先接受間距的支道右轉車流均不受阻礙效果之影響，阻礙效果發生在如下三種情形：

- 1.T 型交叉路口，支道左轉。
- 2.十字交叉路口，支道直進。
- 3.十字交叉路口，支道左轉。

以上三流動經由阻礙因素調整之容量(C_{mi})，為該流動 i 的潛在容量(C_p)乘以一連串的阻礙因素(Impedance Factor)- P 值。 P 值大小如圖 14-8 所示。圖 14-9 是阻礙因素在 T 字型及十字型交叉路口所有可能發生之情形。

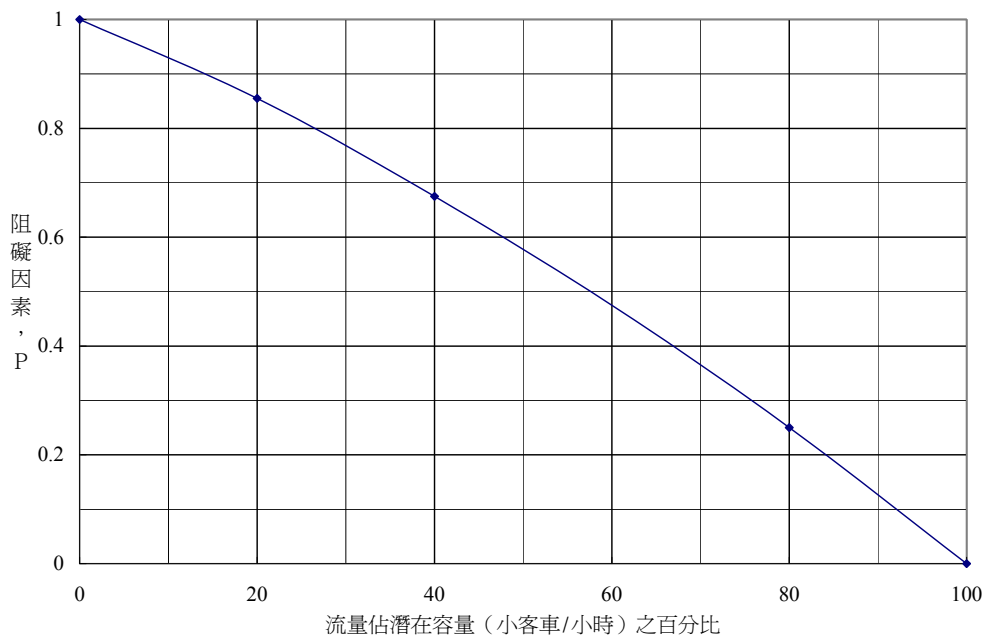


圖 14.8 擁擠程度與阻礙因素關係圖

資料來源：[2]

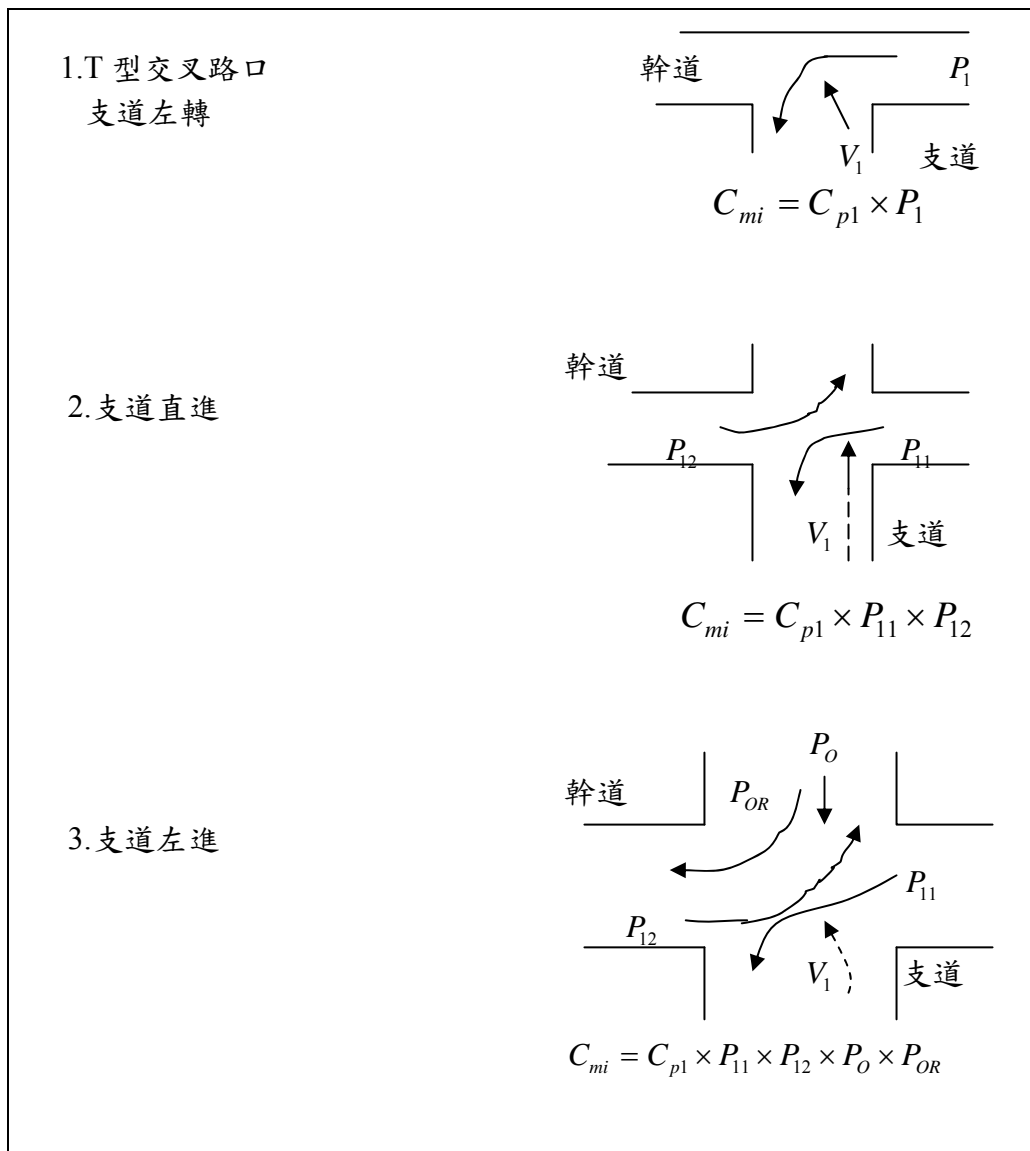


圖 14.9 阻礙因素及潛在容量之調整

資料來源：[2]

(二) 共用車道容量(Shared-Lane Capacity)

分析到目前為止，仍是假設每一流動使用著專一方向的車道，然而，某一車道常常同時供二種或三種不同方向的車流使用，而不同方向流動的車輛，不能在共用車道上，同時使用一可接受之間距，故對於共用車道有必要加以調整。共用車道容量 (C_{SH}) 的調整公式如下：

$$C_{SH} = \frac{V_L + V_T + V_R}{[V_L / C_{ML}] + [V_T / C_{MT}] + [V_R / C_{MR}]} \quad (14.1)$$

此式中，

C_{SH} ：車道之實際容量(小客車/小時)；

V_i ：共用車道上*i*(*i*=L(左轉)，T(直行)，R(右轉))流動之流率(小客車/小時)；

C_{Mi} ：共用車道上*i*流動經由阻礙因素調整後之容量(小客車/小時)；

從上式可知，如一車道只有一單一轉向之車輛時，共用車道容量等於經由阻礙因素調整後之容量。所以從式 14.1 所得之容量代表一般的情形下的實際容量。

14.3.4 服務水準之評估

本章將非號誌化交叉路口的服務水準根據各車道之保留容量劃分成 6 級，如表 14.6 所示。保留容量可從下式訂定：

$$C_R = C_{SH} - V \quad (14.2)$$

此式中，

C_R ：車道之保留容量(小客車/小時)；

C_{SH} ：車道之實際容量(小客車/小時)；

V ：車道之需求流率(小客車/小時)。

此式中保留容量等於實際容量及需求流率之差值。需求流率之單位為小客車/小時，所以混合車流必須利用表 14.2 之當量值轉換成相當的小客車流率。

表 14.6 非號誌交叉路口服務水準評估表

保留容量 (小客車/小時)	服務水準	支道之預期延滯
≥ 400	A	幾乎無
300 ~ 399	B	短
200 ~ 299	C	適中
100 ~ 199	D	長
0 ~ 99	E	非常長
< 0	F	—

14.4 應用例題

茲舉 T 型交叉路口與十字型交叉路口兩個範例，根據本章的方法，進行分析。

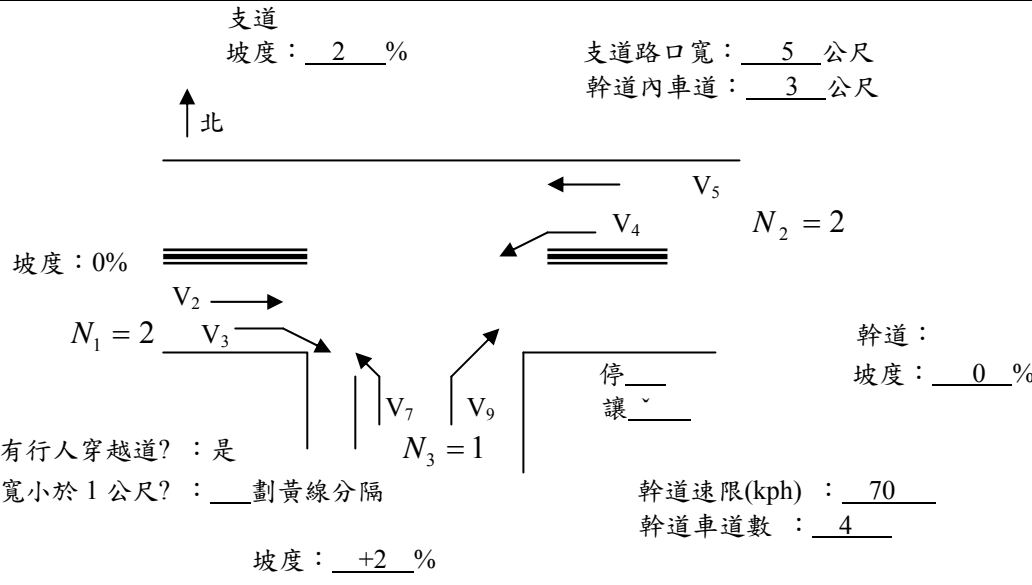
一、T 型交叉路口

本例之交叉路口基本資料如表 14.7 所示，幹道坡度為 0%，支道為 2%，各臨近路口之車道數分別為 2，2，1，支線為閃紅控制，路寬 5 公尺幹道內車道寬 3 公尺速限 70 公里/小時，交叉路口劃設行人穿越道，幹道則以劃設雙黃線分隔。本例題所需之計算及計算結果列於表 14.8 及表 14.9。支道是 F 級服務水準，幹道為 D 級服務水準，表示已發生擁擠之情形。

二、十字型交叉路口

表 14.10 係為本例十字型交叉路口之基本資料，幹道為雙向二車道，支道為雙向二車道。幹道、支道均為水平坡度，支道為停管制，幹道中央未設分向島，未劃設行人穿越道，幹道速限為 70 公里/小時。從表 14.11 及表 14.12 可知兩向幹道左轉之服務水準均 A 級，南北支道之服務水準為 D 級，顯示本路口服務水準尚在可接受範圍內。

表 14.7 非號誌交叉路口基本資料表(T 型路口範例)

非號誌交叉路口容量分析工作表—基本資料													
位置： _____ 時間： _____ 調查員： _____													
設置條件 支道 坡度： <u>2</u> % 支道路口寬： <u>5</u> 公尺 幹道內車道： <u>3</u> 公尺  坡度： <u>0</u> % $N_1 = 2$ $N_2 = 2$ $N_3 = 1$ 幹道： 坡度： <u>0</u> % 交叉路口劃有行人穿越道？： <u>是</u> 中央分隔島寬小於 1 公尺？： <u>劃黃線分隔</u> 幹道速限(kph)： <u>70</u> 幹道車道數： <u>4</u> 坡度： <u>+2</u> % 停讓													
流動方向		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
每 小 時 車 數	小汽車(1)		800	500	150	850		10		240			
	大型汽車(2)		170	30	40	90		10		20			
	聯結車(3)		0	0	0	0		0		10			
	機車(4)		200	90	150	175		20		150			
流量(輛/小時)*			970	530	190	940		20		270			
流量(小客車/小時)					238			37		387			

*不包括機車

表 14.8 非號誌交叉路口容量求算表(T 型路口範例)









非號誌交叉路口容量工作表—求算實際容量		
支線右轉	 V_9	 V_{12}
衝突交通量, V_{Ci}	$\frac{1}{2}V_3 + \frac{1V_2}{2N_2} = V_{C9}$	$\frac{1}{2}V_6 + \frac{1V_5}{2N_1} = V_{C12}$
汽車(輛/小時)	265+243=508	____+____=____
機車(輛/小時)	(45+ 50) × 0.3=95×0.3=29	(____+____) × 0.3=____×0.3=____
臨界間距值, 秒	3.5	____
潛在容量, C_{Pi}	$C_{P9} = 1511$	$C_{P1} = \underline{\hspace{2cm}}$
C_{Pi} 之使用比	$(V_9 / C_{P9}) \times 100 = 25\%$	$(V_{12} / C_{P12}) \times 100 = \underline{\hspace{2cm}}\%$
P 值	$P_9 = 0.81$	$P_{12} = \underline{\hspace{2cm}}$
容量, C_{mi}	$C_{m9} = C_{P9} = 1511$	$C_{m12} = C_{P12} = \underline{\hspace{2cm}}$
幹線左轉	 V_4	 V_1
衝突交通量, V_{Ci}	$V_2 + \frac{1V_3}{2N_3} = V_{C4} (N_3=3, \text{免除 } 1/2)$	$V_5 + \frac{1V_6}{2N_4} = V_{C1}$
汽車(輛/小時)	970+530=1500	____+____=____
機車(輛/小時)	(200+ 90) × 0.3=245×0.3=87	(____+____) × 0.3=____×0.3=____
臨界間距值, 秒	4.4	____
潛在容量, C_{Pi}	$C_{P4} = 295$	$C_{P1} = \underline{\hspace{2cm}}$
C_{Pi} 之使用比	$(V_4 / C_{P4}) \times 100 = 80.7\%$	$(V_1 / C_{P1}) \times 100 = \underline{\hspace{2cm}}\%$
P 值	$P_4 = 0.24$	$P_1 = \underline{\hspace{2cm}}$
容量, C_{mi}	$C_{m4} = C_{P4} = 295$	$C_{m1} = C_{P1} = \underline{\hspace{2cm}}$
支線直進	 V_8	 V_{11}
衝突交通量, V_{Ci}	$\frac{1}{2}V_3 + V_2 + \frac{1V_1}{2N_4} + V_4 +$ $V_5 + \frac{1V_6}{2N_4} = V_{C8}$	$\frac{1}{2}V_6 + V_5 + \frac{1V_4}{2N_3} + V_1 + V_2 + \frac{1V_3}{2N_3}$ $= V_{C11}$
汽車(輛/小時)	____+____+____+____+____=____	____+____+____+____+____+____=____
機車(輛/小時)	____+____+____+____+____×0.3=____	____+____+____+____+____×0.3=____
臨界間距值, 秒	____	____
潛在容量, C_{Pi}	$C_{P8} = \underline{\hspace{2cm}}$	$C_{P11} = \underline{\hspace{2cm}}$
C_{Pi} 之使用比	$(V_8 / C_{P8}) \times 100 = \underline{\hspace{2cm}}\%$	$(V_{11} / C_{P11}) \times 100 = \underline{\hspace{2cm}}\%$
P 值	$P_8 = \underline{\hspace{2cm}}$	$P_{11} = \underline{\hspace{2cm}}$
容量, C_{mi}	$C_{m8} = C_{P8} \times P_4 \times P_1 = \underline{\hspace{2cm}}$	$C_{m11} = C_{P11} \times P_1 \times P_4 = \underline{\hspace{2cm}}$

表 14.8 非號誌交叉路口容量求算表(T 型路口範例)(續)

非號誌交叉路口容量工作表—求算實際容量		
支線左轉	 V_7	 V_{10}
衝突交通量, V_{Ci}	$\frac{1}{2}V_3 + V_2 + V_4 + \frac{1V_5}{2N_1}$ $+ V_{11} + \frac{1V_{12}}{2N_1} = V_{C7}$	$\frac{1}{2}V_6 + V_5 + V_4 + V_1 + \frac{1V_2}{2N_2}$ $V_8 + \frac{1V_9}{2N_2} = V_{C10}$
汽車(輛/小時)	265+970+190+235+0+0=1660	+ + + + + =
機車(輛/小時)	45+200+150+44+0+0=529 0.3=132	+ + + + + = ×0.3=
臨界間距值, 秒	6.17	
潛在容量, C_{Pi}	$C_{P7} = 100$	$C_{P10} =$
C_{Pi} 之使用比	$(V_7 / C_{P7}) \times 100 = 37\%$	$(V_{10} / C_{P10}) \times 100 = \%$
P 值	$P_7 = 0.71$	$P_{10} =$
容量, C_{mi}	$C_{m7} = C_{P7} \times P_4 \times P_1 \times P_{11} \times$ $P_{12} = 25$	$C_{m10} = C_{P10} \times P_4 \times P_1 \times P_8 \times P_9 =$

*當 $N_k (k = 1, 2, 3, 4) = 1$ 時, 則不需乘 1/2。

表 14.9 非號誌交叉路口服務水準分析表(T 型路口範例)

流動方向	流量(小客車/小時)	實際容量	共用車道容量	保留容量	服務水準
i	V_i	C_{mi}	C_{SH}	$C_R = C_{SH} - V$	
支道	7	37	238	- 186	F
	8				
	9	387			
	10				
	11				
	12				
幹道	1		295	57	E
	4	238			
<p>評論：支道已發生壅塞現象，且幹道左轉亦達 E 級服務水準，應考慮增設號誌控制或降低幹道速限。</p>					

表 14.10 非號誌交叉路口容量求算表 (十字型路口範例)

非號誌交叉路口容量分析工作表—基本資料													
位置： _____ 時間： _____ 調查員： _____													
設置條件 支道： _____ 坡度： <u>0</u> % 支道路口寬： <u>5</u> 公尺 幹道內車道： <u>3</u> 公尺 													
交叉路口劃有行人穿越道? : 否 幹道速限(kph) : <u>70</u> 坡度 : <u>0</u> % 幹道車道數 : <u>2</u>													
流動方向		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
每小時車數	小汽車(1)	10	350	250	5	380	250	30	20	40	35	25	45
	大型汽車(2)	5	15	10	0	10	20	4	5	6	6	7	8
	聯結車(3)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	機車 (4)	12	100	90	10	90	75	70	50	20	10	5	20
流量(輛/小時)		15	365	260	5	390	270	34	25	46	41	32	53
流量(小客車當量/小時)		145	19	394	285	7	415	294	52	39	53	45	35

表 14.11 非號誌交叉路口實際容量求算表(十字型路口範例)







非號誌交叉路口容量工作表—求算實際容量		
支線右轉	 V_9	 V_{12}
衝突交通量, V_{Ci}	$\frac{1}{2}V_3 + \frac{1V_2}{2N_2} = V_{C9}$	$\frac{1}{2}V_6 + \frac{1V_5}{2N_1} = V_{C12}$
汽車(輛/小時)	130+365=495	135+390=286
機車(輛/小時)	$(45+100) \times 0.3 = 145 \times 0.3 = 44$	$(38+23) \times 0.3 = 128 \times 0.3 = 39$
臨界間距值, 秒	3.5	3.5
潛在容量, C_{Pi}	$C_{P9} = 1508$	$C_{P12} = 1474$
C_{Pi} 之使用比	$(V_9 / C_{P9}) \times 100 = 3.5\%$	$(V_{12} / C_{P12}) \times 100 = 4.1\%$
P 值	$P_9 = 0.975$	$P_{12} = 0.972$
容量, C_{mi}	$C_{m9} = C_{P9} = 1508$	$C_{m12} = C_{P12} = 1474$
幹線左轉	 V_4	 V_1
衝突交通量, V_{Ci}	$V_2 + \frac{1V_3}{2N_3} = V_{C4}$	$V_5 + \frac{1V_6}{2N_4} = V_{C1}$
汽車(輛/小時)	365+260=625	390+270=660
機車(輛/小時)	$(100+90) \times 0.3 = 190 \times 0.3 = 57$	$(90+75) \times 0.3 = 165 \times 0.3 = 50$
臨界間距值, 秒	4.4	4.4
潛在容量, C_{Pi}	$C_{P4} = 890$	$C_{P1} = 866$
C_{Pi} 之使用比	$(V_4 / C_{P4}) \times 100 = 0.8\%$	$(V_1 / C_{P1}) \times 100 = 2.2\%$
P 值	$P_4 = 0.994$	$P_1 = 0.985$
容量, C_{mi}	$C_{m4} = C_{P4} = 890$	$C_{m1} = C_{P1} = 866$
支線直進	 V_8	 V_{11}
衝突交通量, V_{Ci}	$\frac{1}{2}V_3 + V_2 + \frac{1V_1}{2N_4} + V_4 +$ $V_5 + \frac{1V_6}{2N_4} = V_{C8}$	$\frac{1}{2}V_6 + V_5 + \frac{1V_4}{2N_3} + V_1 + V_2 + \frac{1V_3}{2N_3}$ $= V_{C11}$
汽車(輛/小時)	130+365+15+5+390+270=	135+390+5+15+365+260=1170
機車(輛/小時)	1175	
臨界間距值, 秒	$(45+100+12+10+90+75) \times 0.3$ $= 332 \times 0.3 = 100$	$(38+90+10+12+100+90) \times 0.3$ $= 340 \times 0.3 = 102$
潛在容量, C_{Pi}	5.7	5.7
C_{Pi} 之使用比	$C_{P8} = 176$	$C_{P11} = 177$
P 值	$(V_8 / C_{P8}) \times 100 = 22.2\%$	$(V_{11} / C_{P11}) \times 100 = 19.8\%$
容量, C_{mi}	$P_8 = 0.841$	$P_{11} = 0.862$
	$C_{m8} = C_{P8} \times P_4 \times P_1 = 172$	$C_{m11} = C_{P11} \times P_1 \times P_4 = 173$

表 14.11 非號誌交叉路口實際容量求算表(十字型路口範例)(續)

非號誌交叉路口容量工作表—求算實際容量		
支線左轉	$\leftarrow V_7$	$\rightarrow V_{10}$
衝突交通量, V_{Ci}	$\frac{1}{2}V_3 + V_2 + V_1 + V_4 + \frac{1V_5}{2N_1}$	$\frac{1}{2}V_6 + V_5 + V_4 + V_1 + \frac{1V_2}{2N_2} +$
汽車(輛/小時)	$+ V_{11} + \frac{1V_{12}}{2N_1} = V_{C7}$	$V_8 + \frac{1V_9}{2N_2} = V_{C10}$
機車(輛/小時)	130+365+15+5+390+32+53=990	135+390+5+15+365+25+46=981
臨界間距值, 秒	(45+100+12+10+90+5+20) $\times 0.3=282 \times 0.3=85$	(38+90+10+12+100+50+20) $\times 0.3$ $=320 \times 0.3=96$
潛在容量, C_{Pi}	6.0	6.0
C_{Pi} 之使用比	$C_{P7} = 217$	$C_{P10} = 216$
P 值	$(V_7 / C_{P7}) \times 100 = 24.0\%$	$(V_{10} / C_{P10}) \times 100 = 20.8\%$
容量, C_{mi}	$P_7 = 0.824$	$P_{10} = 0.853$
	$C_{m7} = C_{P7} \times P_4 \times P_1 \times P_{11} \times P_{12} = 178$	$C_{m10} = C_{P10} \times P_4 \times P_1 \times P_8 \times P_9 = 173$

*當 $N_K (K=1,2,3,4)=1$ 時, 則不需乘 1/2。

表 14.12 非號誌交叉路口服務水準分析表 (十字型路口範例)

流動方向 i	流量(小客車/小) V_i	實際容量 C_{mi}	共用車道容量 C_{SH}	保留容量 $C_R = C_{SH} - V$	服務水準
支 道	7.	52	260	116	D
	8.	39			
	9.	53			
	10.	45	278	138	D
	11.	35			
	12.	60			
幹 道	1.	19	866	847	A
	4.	7	890	883	A

評 論：幹道左轉服務水準為 A 級，但支道服務水準為 D 級，顯示本路口服務水準在可接受範圍內。

參考文獻

1. 「台灣地區公路容量手冊」，79-27-160，交通部運輸研究所，民國 80 年 5 月。
2. *Highway Capacity Manual*, Special Report 209, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1985.
3. 蔡義清及黃承傳，「連續跟進行為下非號誌化交叉路口延滯模式之研究」，運輸季刊，第九卷第一期，民國 85 年 3 月，81-100。
4. 「非號誌化交叉路口容量研究」，76-48-131，交通部運輸研究所，民國 76 年 9 月。

第十五章 圓環

目 錄

	頁次
15.1 緒論.....	15-1
15.2 圓環特性分析	15-1
15.2.1 圓環特點.....	15-1
15.2.2 圓環基本特性.....	15-2
15.2.3 間距接受特性.....	15-4
15.2.4 進入路口流向分佈.....	15-5
15.3 交織段及圓環容量	15-8
15.4 服務水準及劃分標準	15-11
15.5 分析方法	15-12
15.6 應用例題	15-12
15.6.1 例題一：無快慢分隔之圓環	15-12
15.6.2 例題二：有快慢分隔之圓環	15-16
參考文獻.....	15-20

圖 目 錄

	頁次
圖 15.1 圓環操作型式圖.....	15-3
圖 15.2 圓環基本操作行為	15-3
圖 15.3 車輛併入圓環示意圖	15-4
圖 15.4 交織示意圖.....	15-5
圖 15.5 車輛離開圓環示意圖	15-5
圖 15.6 無快慢車道分隔交織段之車流分佈	15-7
圖 15.7 有快慢車道分隔交織段之車流分佈	15-8

表 目 錄

	頁次
表 15.1 交織段與路口代號順序	15-7
表 15.2 車道寬調整因素	15-10
表 15.3 坡度調整因素	15-10
表 15.4 地區型態調整因素	15-10
表 15.5 右轉調整因素	15-11
表 15.6 服務水準指標	15-11
表 15.7 輸入資料	15-13
表 15.8 尖峰 15 分鐘流率與交織折減容量	15-15
表 15.9 交織段容量	15-15
表 15.10 交織段及圓環的容量與服務水準	15-16
表 15.11 輸入資料	15-17
表 15.12 尖峰 15 分鐘流率及交織折減流率	15-18
表 15.13 交織段容量	15-19
表 15.14 交織段及圓環的容量與服務水準	15-19

15.1 緒論

行經多路交叉的路口時，圓環的功用乃為提供在交通量不大的情形下，各向車流能不受干擾地行進，且圓環之造型優美，若設計得當，常成為都市重要地標。圓環容量分析係評定圓環容量，並評估其服務水準。

民國 80 年的「台灣地區公路容量手冊」[1]中所介紹之分析方法乃依據美國 1965 年之公路容量手冊[2]。臺灣交通界對圓環之車流特性雖然有些研究之成果[3]，但目前的資料尚不足以修訂民國 80 年容量手冊中之方法，所以本章仍延用同樣的方法。

15.2 圓環特性分析

15.2.1 圓環特點

都市道路圓環於都市設計者眼光中，具有幾種主要功能：一為提供都市景觀上之需要；此類圓環以美化市區或調節市街道路之單調感為主，其設置多半應配合綠蔭之道路，使都市成為花園城市，或點綴在千篇一律的街道上，使都市看起來更具活力與生意盎然。二為保存歷史的痕跡或象徵都市的特色：此類圓環如法國巴黎、麗正門圓環、北門圓環等，其設置應視保存歷史古蹟或都市特色之價值是否恆久？其紀念性之意義是否深遠？及視其實質影響力是否繼續存在？上述因素往往為設置此類圓環之主要考慮因素。三為提供交通上的需要：在社會經濟政治活動密集，旅次集中之地區，為求交通旅次之迅速疏散，都市設計者常為該區計畫輻射道路網，輻射路網匯集處，則以圓環為其交叉口，此類圓環之設計可以簡化各路口進入交通之行進操作，所有車輛皆循一定方向繞圓環而行，減少車輛衝突點，並提供連續不斷之交通流量，此類圓環極適於多條道路之交叉口。

於交通研究者眼光中，都市道路圓環亦有如下幾個特點：一、其具有單一之行駛方向，使行車簡單。二、車輛之併入、穿越、分出皆在圓環內予以完成。三、車輛須以低速行進，圓環之曲度令車

無法快速前進。

基於以上各點看法，都市道路圓環於實際應用上有其許多優點和缺點，從其優缺點中，亦可瞭解圓環之特性，茲將其優缺點條列如下：

1.圓環交叉路口之優點：

- (1)圓環妥善設計，在低於某一臨界交通量下，可提供連續不斷之交通流動，避免不必要之延誤。
- (2)車輛在圓環內循同一方向流動，無對向車流之干擾，消除了正面衝突機會，同時環內車速較低，安全性較高。
- (3)適合多條道路交叉口，可避免複雜號誌時相設計，及駕駛人對多時相之迷惑。
- (4)圓環內之分出與併入等交通流量，均為單一方向操作，極適用於左轉車流較多之路口。
- (5)設置與維修費用較低於立體交流道。

2.圓環交叉路口之缺點：

- (1)圓環容量較設計妥善之號誌制路口容量小。
- (2)用地面積大，於寸土寸金之市區殊不經濟。
- (3)行人穿越交叉口破壞車輛進出圓環之連續性，而車輛對行人穿越亦有危險。
- (4)圓環交通量超過一臨界值時，延滯將驟增，極易造成交通擁擠及混亂。

15.2.2 圓環基本特性

1.車流特性

圖 15.1 顯示圓環車流操作之基本型式。如圖 15.2 所示，車輛在圓環之主要操作行為，有下述四種：

- (1)分出：自車流中分出，往左或右向行駛，快慢車道中皆有此特性。
- (2)併入：由左、右之來車，併入另一車流，快慢車道中皆有此特性。
- (3)穿越：車流與另一車流呈近乎直角交叉，於快車道出圓環車輛與慢車道直進車發生衝突。
- (4)交織：車流與另一車流呈低角度交錯，快車道有此特性，慢

車道有二車道以上者亦有此特性。

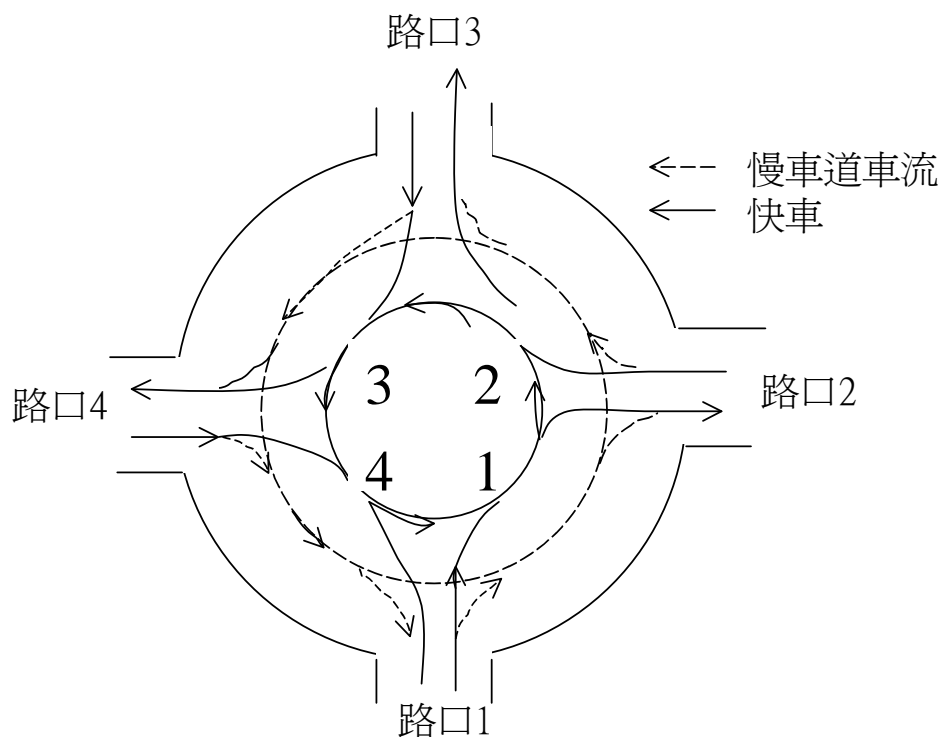


圖 15.1 圓環操作型式圖

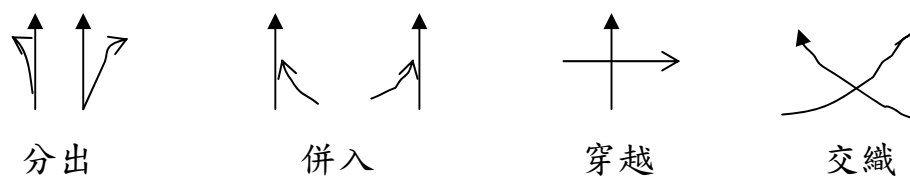


圖 15.2 圓環基本操作行為

2. 幾何特性

圓環幾何特性指中心島形狀和大小、交織段寬度、長度、車道數、入口寬度，以及有無快慢分隔等。

一般為節省圓環用地及考慮環內車輛操作運轉，中心島的形狀皆設計近圓形，其直徑在 30 公尺以上。英國近來研究的中小型圓環，其直徑、小圓環在 1~4 公尺，中圓環在 8~20 公尺，可大量節省用地，但車道線的佈置不同於傳統圓環，各種設施及行

駛注意事項亦與前大異。

一般而言，交織段愈寬、車流愈順暢；交織段愈長(亦即中心島半徑愈長)，交織的操作愈容易；入口寬度愈大，則車輛進入圓環操作愈容易；上述因素均會增大圓環容量。

圓環的車道數一般為提供進入車輛之併入、直行、迴轉等運作。因此至少有三個車道以上，至於有無快慢分隔則會影響車流之交織型態，有快慢分隔會增加慢車道直行與快車道右轉之交織現象。臺灣地區圓環多為快慢分隔，慢車道寬度較小時下，一般僅有機車行駛，若寬度較大時，則可能為混合車流。

15.2.3 間距接受特性

圓環的操作由於無號誌控制，因此次車流欲併入或穿越主車流，必須利用主車流之間距 (Gap) 或餘間距 (Lag)，以併入或穿越主車流，一般可分「進入圓環階段」、「交織階段」，及「離開圓環階段」三部份來討論：

1. 進入圓環階段：無快慢分隔圓環，欲進入圓環車輛須利用最外側車道之間距以併入，如圖 15.3 (a) 所示。有快慢分隔圓環，欲進入慢車道車輛須利用慢車道車流之間距以併入。欲進入快車道車輛須以兩段式進入圓環，即先利用慢車道上之間距，通過慢車道，再利用快車道最外車道車流間距併入快車道，兩段間可能利用快慢分隔島暫停，或一次穿越而併入，如圖 15.3 (b) 所示。

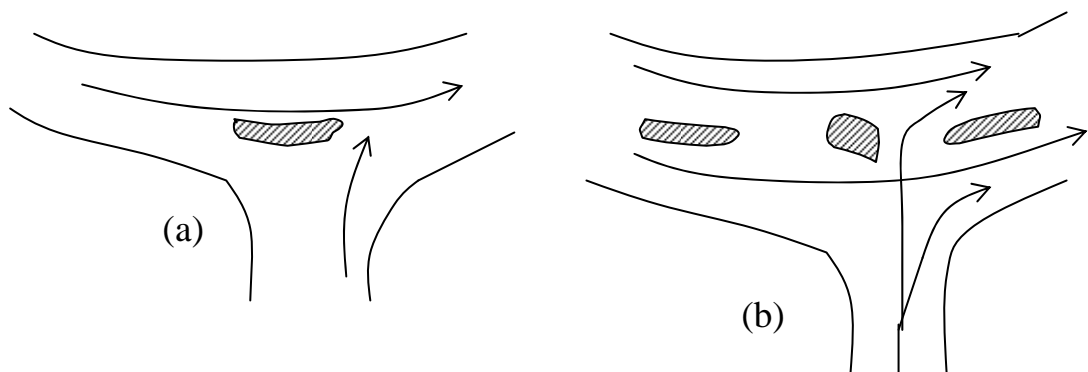


圖 15.3 車輛併入圓環示意圖

2. 交織階段：無快慢分隔及有快慢分隔之快車道之交織段車流由各

路口進入車輛形成之流網決定，一般可簡化為圖 15.4 所示之情況。其中 V_{wa} 及 V_{wb} 為交織車流率， V_{n1} 及 V_{n2} 為非交織車流率。

3. 離開圓環階段：無快慢分隔及有快慢分隔慢車道之車輛欲離開圓環，於交織完成後，直接右轉駛離圓環，如圖 15.5(a)。有快慢分隔快車道之車輛則須利用慢車道直進車流之間距，穿過慢車道以駛離圓環，如圖 15.5(b) 所示。

15.2.4 進入路口流向分佈

進入圓環之車輛可能行駛數個交織段，至少一個，最多為全部交織段，而各進入路口流量總和與各交織段流量總和之比例，隨不同圓環有不同值，此比值與圓環容量關係密切，該比值愈大，表示能進入圓環之總流量愈大，亦即圓環容量愈大。相反地，若比值愈小，表示能進入圓環之總流量愈小，亦即圓環容量愈小。

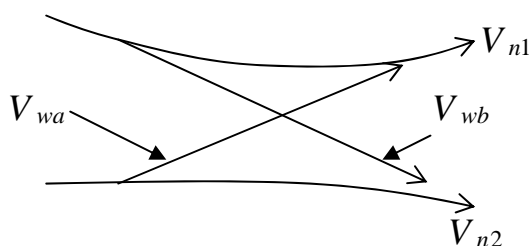


圖 15.4 交織示意圖

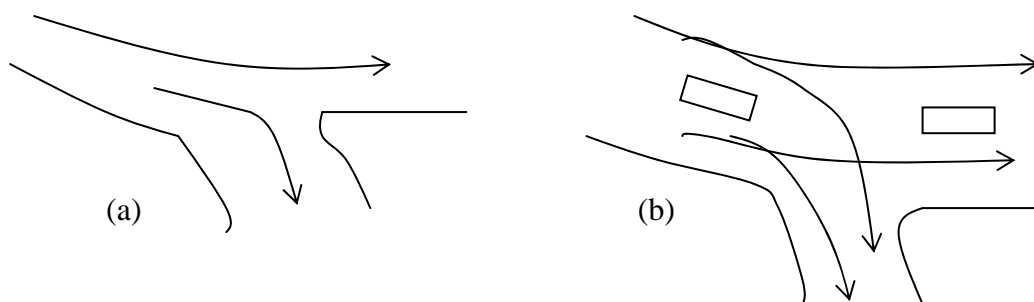


圖 15.5 車輛離開圓環示意圖

如圖 15.6 及 15.7 所示，下列的參數可用以代表每一交織段的車流分佈：

V_{n1} ：交織段內側不交織之車流率(小客車/小時)；

V_{n2} ：交織段外側不交織之車流率(小客車/小時)；

V_{wa} ：經過交織段但不從交織段下方第一路口離開之交織車流率(小客車/小時)；

V_{wb} ：經過交織段而從交織段下方第一路口離開之交織車流率(小客車/小時)；

V_i ：交織段流率，亦即經過交織段 i 之總流率(小客車/小時)；

r_i ：右轉率，亦即從交織段下方第一路口離開之車流率($V_{n2}+V_{wb}$)與總交織段流率 V_i 之比值。

圖 15.6 及 15.7 亦顯示估計常見 4 路口無快慢車道分隔及有快慢車道分隔之車流分佈的方法。此兩圖中之各路口依次序訂定為路口 i, j, K 及 L 。路口 i 及路口 j 之間的路段為交織段 i ，路口 j 與路口 K 之間的路段為交織段 j ，其餘兩路段依序為交織段 K 及交織段 L 。在分析交織段 $i=1$ 時， J, K, L 之值各為 2, 3 及 4。

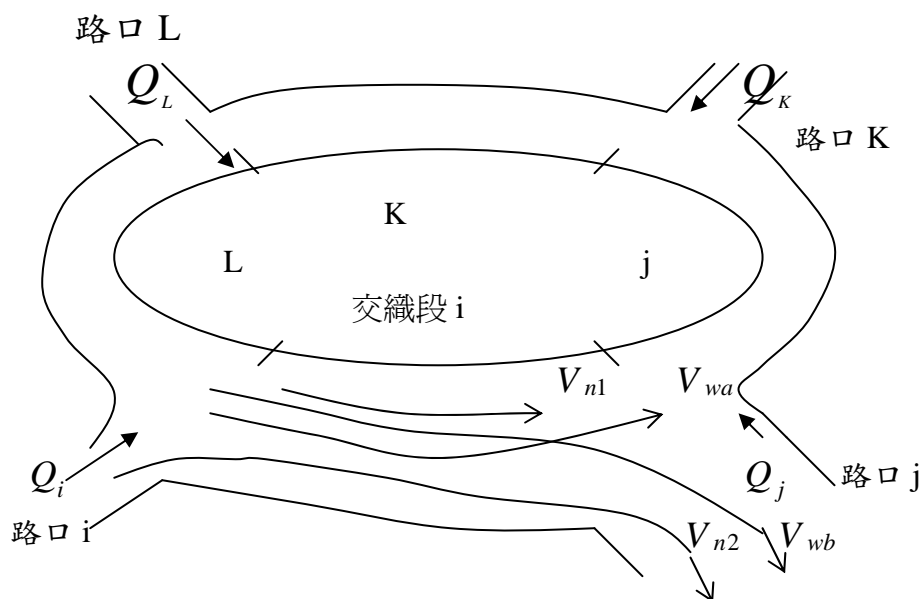
此外，其他與流率相關之參數有如下的定義：

Q_p ：從路口 $p(p=i, j, K, L)$ 進入圓環之流率(小客車/小時)；

Q_{ph} ：從路口 $p(p=i, j, K, L)$ 進入而從路口 $h(h=i, j, K, L)$ 離開之流率(小客車/小時)，在有快慢車道分隔之圓環， Q_{ph} 代表快車道車輛之分佈；

q_{ph} ：從路口 $p(p=i, j, K, L)$ 進入而從路口 $h(h=i, j, K, L)$ 離開之機車，相當於小客車之流率(小客車/小時)。

在利用圖 15.6 及 15.7 分析車流分佈時，各交織段及其相關之路口代號順序如表 15.1 所示。



1. 非交織車流率

$$V_{n1} = Q_{KK}$$

$$V_{n2} = Q_{ij}$$

2. 交織車流率

$$V_{wa} = Q_{ii} + Q_{iK} + Q_{iL} + Q_{LK} + Q_{LL}$$

$$V_{wb} = Q_{jj} + Q_{Kj} + Q_{Lj}$$

3. 交織段流率

$$V_i = V_{n1} + V_{n2} + V_{wa} + V_{wb}$$

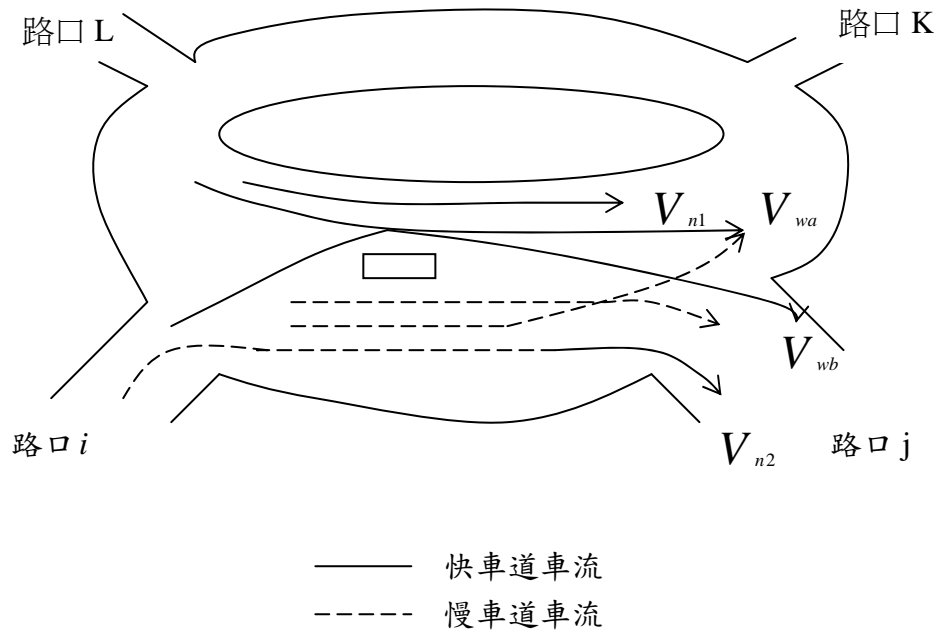
4. 右轉率

$$r_i = (V_{wb} + V_{n2}) / V_i$$

圖 15.6 無快慢車道分隔交織段之車流分佈

表 15.1 交織段與路口代號順序

交織段	路口代號順序			
	i	j	K	L
1	1	2	3	4
2	2	3	4	1
3	3	4	1	2
4	4	1	2	3



1. 非交織車流率

$$V_{n1} = Q_{KK}$$

$$V_{n2} = q_{ij}$$

2. 交織車流率

$$V_{wa} = Q_{ii} + Q_{iK} + Q_{iL} + Q_{LK} + Q_{LL} + q_{ii} + q_{iK} + q_{iL} + q_{KK} + q_{LL} + q_{LK}$$

$$V_{wb} = Q_{ij} + Q_{jj} + Q_{Kj} + Q_{Lj} + q_{jj} + q_{Kj} + q_{Lj}$$

3. 交織段流率

$$V_i = V_{n1} + V_{n2} + V_{wa} + V_{wb}$$

4. 右轉率

$$r_i = (V_{wb} + V_{n2}) / V_i$$

圖 15.7 有快慢車道分隔交織段之車流分佈

15.3 交織段及圓環容量

根據美國 1965 年公路容量手冊之方法，圓環之容量可估計如下：

$$C = \frac{\sum Q_i}{\sum V_i} \sum C_{wi} \quad (15.1)$$

此式中，

C : 圓環容量 (小客車/小時);

Q_i : 從路口 i 進入圓環之流率 (小客車/小時);

V_i : 交織段 i 之流量 (小客車/小時);

C_{wi} : 交織段 i 之容量 (小客車/小時)。

式 15.1 之容量指在不短於 15 分鐘之時段內，經常能進入一交織段或能從各路口進入圓環之最高流率。此外，所有流率代表尖峰 15 分鐘之流率而且所有車輛必須根據其小客車當量先轉換成相當的小客車數。

尖峰 15 分鐘之相當小客車流率可估計如下

$$Q_{15} = \frac{Q_{60}}{f_{HV}(PHF)} \quad (15.2)$$

此式中，

Q_{15} : 尖峰 15 分鐘小客車流率 (小客車/小時);

Q_{60} : 尖峰小時流率 (小客車/小時);

f_{HV} : 車種調整因素;

PHF : 尖峰小時係數。

車種調整因素可估計如下：

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_1(E_1 - 1) + P_2(E_2 - 1)} \quad (15.3)$$

此式中，

P_1, P_2 : 機車及重車之各別比例;

E_1 : 機車之小客車當量(建議值: 0.3);

E_2 : 重車之小客車當量(建議值: 2.8)。

各交織段之容量 C_{wi} 可估計如下

$$C_{wi} = C_i - K V_{w2} \quad (15.4)$$

此式中，

C_i : 交織段 i 在只有直進車流(非交織車流)時之容量 (小客車/小時);

K ：交織折減因素(建議值：2.0)；

V_{W2} ：二交織車流(圖 15.6 或 15.7 中之 V_{Wa} ， V_{Wb})中較小車流之流率 (小客車/小時)；

KV_{W2} ：交織折減容量 (小客車/小時)。

式 15.4 利用 KV_{W2} 以調整直進容量。此式假設當流率等於流量時，各交織路段有 V_{W2} 存在，此 V_{W2} 造成車流之衝突，因而減少直進之容量。但 V_{W2} 是根據流率未趨近容量的車流狀況所估計得的一交織流率，此流率一般會比在流率等於流量狀況下之交織流率低，所以從理論的觀點而言，式 15.4 可能高估各交織段之容量。

交織段之直進容量 C_i (小客車/小時)可估計如下

$$C_i = 1900Nf_w f_g f_p f_R \quad (15.5)$$

此式中，

N ：交織段 i 之車道數；

f_w ：車道寬調整因素(查表 15.2)；

f_g ：坡度調整因素(查表 15.3)；

f_p ：地區型態調整因素(查表 15.4)；

f_R ：右轉率調整因素由右轉率及行人衝突數(查表 15.5)。

表 15.2 車道寬調整因素

車道寬 (m)	2.4~2.7	3.0~3.9	4.0~4.9	5.0~5.9	6.0~6.9
調整因素	0.9	1.0	1.1	1.5	2.0

資料來源：[1]。

表 15.3 坡度調整因素

坡度%	下 坡			水 平	上 坡		
	-6	-4	-2	0	+2	+4	+6
坡度調整因素	1.03	1.02	1.01	1.00	0.99	0.98	0.97

資料來源：[1]。

表 15.4 地區型態調整因素

地區型態	調整因素
CBD	0.9
其他地區	1.00

資料來源：[1]。

表 15.5 右轉調整因素

行人衝突數 (人/小時)	右轉率					
	0.0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
0	1.00	0.97	0.94	0.91	0.88	0.85
50	1.00	0.97	0.93	0.90	0.86	0.83
100	1.00	0.96	0.92	0.88	0.84	0.80
200	1.00	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75
400	1.00	0.93	0.86	0.80	0.73	0.66
600	1.00	0.91	0.83	0.74	0.65	0.56
800	1.00	0.89	0.79	0.68	0.58	0.47
1000	1.00	0.87	0.75	0.62	0.50	0.37
1400	1.00	0.84	0.67	0.51	0.35	0.18
≥ 1700	1.00	0.81	0.62	0.42	0.23	0.04

資料來源：[1]

15.4 服務水準及劃分標準

圓環之服務水準依據流量/容量比(V/C ratio)劃分成如表 15.6 所示之 6 等級。此表之 V/C 比值須利用需求流率以估計之。如用現場流率以估計，則現場流率須根據車流不受圓環阻塞之情況下的觀查值。

表 15.5 可用以評估各別交織段，也可用以評估整個圓環之作業。

表 15.6 服務水準指標

等級	交通特性描述	V/C 值範圍
A	自由車流	$0.0 \leq V/C < 0.6$
B	穩定車流 (少許延滯)	$0.6 \leq V/C < 0.7$
C	穩定車流 (延滯可接受)	$0.7 \leq V/C < 0.8$
D	近乎不穩定車流 (延滯可容忍)	$0.8 \leq V/C < 0.9$
E	不穩定車流 (延滯不可容忍)	$0.9 \leq V/C < 1.0$
F	強迫車流 (已阻塞)	$1.0 \leq V/C$

資料來源：[1]

15.5 分析方法

步驟一：輸入資料

輸入資料，包括圓環簡圖、有無快慢分隔、路口數、地區型態、各交織段車道數、長寬、平均車道寬度及坡度、進入路口流量之流向分佈、尖峰小時係數及路口行人衝突數。地區型態包括市中心商業區 (CBD) 及非 CBD 之地區。交織段長度指二路口之間交織段中心線之長度。

步驟二：估計尖峰 15 分鐘小客車流率及相關之車流分佈特性

如輸入資料之流率為尖峰小時流率或車流中有不同車種，則可用式 15.2 將尖峰小時流率轉換成尖峰 15 分鐘小客車流率。此外，須根據圖 15.6 或圖 15.7 估計相關車流分佈的參數值。

步驟三：估計各交織段之容量

式 15.5 可先用於估計各交織段之直進容量 C_i 。根據直進容量，各交織段之容量 C_{wi} 可從式 15.4 估計之。

步驟四：估計圓環容量

式 15.1 可用以估計圓環之容量 C 。

步驟五：評估服務水準

各交織段之 V/C 比值可估計為 V_{wi} / C_{wi} 。圓環之 V/C 比值則等於 $\sum Q_i / C$ 。根據這些 V/C 比值，表 15.6 可用以訂定各交織段及整個圓環之服務水準。

15.6 應用例題

15.6.1 例題一：無快慢分隔之圓環

此例之圓環的幾何設計及尖峰小時之車流狀況如表 15.7 所示。

表 15.7 輸入資料

圓環地點：		時間：7:30~9:30						
調查者：		日期：						
圓環簡圖：								
有無快慢分隔：無	路口數：4		地區型態：非 CBD					
交織段編號	1	2	3 4					
車道數	3	3	3 3					
平均車道寬(公尺)	3.92	3.92	3.92 3.92					
交織段長(公尺)	39.0	40.0	40.0 38.0					
路面坡度(%)	0	0	0 0					
路口編號	1	2	3 4					
尖峰小時流率 流向分佈 (小客車/小時)	Q_{11}	163	Q_{21}	308	Q_{31}	941	Q_{41}	256
	Q_{12}	403	Q_{22}	150	Q_{32}	191	Q_{42}	457
	Q_{13}	1374	Q_{23}	210	Q_{33}	130	Q_{43}	66
	Q_{14}	129	Q_{24}	247	Q_{34}	275	Q_{44}	51
	Q_{15}		Q_{25}		Q_{35}		Q_{45}	
尖峰係數	0.92		0.91		0.95		0.90	
行人衝突數	50		50		50		50	

資料來源：[1]。

根據尖峰小時之車流分佈及尖峰小時係數，表 15.7 中之流率可轉換成尖峰 15 分鐘之流率，結果如表 15.8 所示。此外，根據圖 15.6，各交織段的非交織流率 V_{n1} ， V_{n2} 及交織流率 V_{wa} ， V_{wb} 可估計如下：

第 1 交織路段

1. 非交織車流率

$$V_{n1} = Q_{33}$$

$$V_{n2} = Q_{12}$$

2. 交織車流

$$V_{wa} = Q_{11} + Q_{13} + Q_{14} + Q_{43} + Q_{44}$$

$$V_{wb} = Q_{22} + Q_{32} + Q_{42}$$

第 2 交織路段

1. 非交織車流率

$$V_{n1} = Q_{44}$$

$$V_{n2} = Q_{23}$$

2. 交織車流

$$V_{wa} = Q_{22} + Q_{24} + Q_{21} + Q_{14} + Q_{11}$$

$$V_{wb} = Q_{33} + Q_{43} + Q_{13}$$

第 3 交織路段

1. 非交織車流率

$$V_{n1} = Q_{11}$$

$$V_{n2} = Q_{34}$$

2. 交織車流

$$V_{wa} = Q_{33} + Q_{31} + Q_{32} + Q_{21} + Q_{22}$$

$$V_{wb} = Q_{44} + Q_{14} + Q_{24}$$

第 4 交織路段

1. 非交織車流率

$$V_{n1} = Q_{22}$$

$$V_{n2} = Q_{41}$$

2. 交織車流

$$V_{wa} = Q_{44} + Q_{42} + Q_{43} + Q_{32} + Q_{33}$$

$$V_{wb} = Q_{11} + Q_{21} + Q_{31}$$

根據各交織段之交織流率及非交織流率，其相關之交織段流率 V_i ，較大之交織流率 V_{W1} ，較小之交織流率 V_{W2} ，及右轉率 r_i 可從圖 15.6 之公式估計而得。結果如表 15.8 所示。

各交織段之直進容量及容量可從式 15.5 及式 15.4 估計之，結果如表 15.9 所示。表 15.8 顯示各交織段及整個圓環之 V/C 比值與其相關之服務水準。

表 15.8 尖峰 15 分鐘流率與交織折減容量

路口編號	1		2		3		4	
進入路口 流率流向 分佈 (小客車/小時)	Q_{11}	177	Q_{21}	338	Q_{31}	991	Q_{41}	284
	Q_{12}	438	Q_{22}	165	Q_{32}	201	Q_{42}	508
	Q_{13}	1493	Q_{23}	231	Q_{33}	137	Q_{43}	73
	Q_{14}	140	Q_{24}	271	Q_{34}	289	Q_{44}	57
	Q_{15}		Q_{25}		Q_{35}		Q_{45}	
進入路口尖峰流率	Q_1	2248	Q_2	1005	Q_3	1618	Q_4	922
交織段編號 <i>i</i>	1		2		3		4	
尖峰流率 V_i	3389		3082		2767		2931	
右轉率	0.387		0.628		0.274		0.611	
V_{w1}	1940		1703		1832		1506	
V_{w2}	874		1091		468		976	
交織折減容量 KV_{w2}	1748		2182		936		1952	

資料來源：[1]

註：流率與流量單位為小客車/小時

表 15.9 交織段容量

交織段編號 <i>i</i>	1	2	3	4
理想每車道疏解容量	1900	1900	1900	1900
車道數 N	3	3	3	3
車道寬調整因數，表 15.2	1.0	1.0	1.0	1.0
坡度調整因數，表 15.3	1.0	1.0	1.0	1.0
地區型態調整因素，表 15.4	1.0	1.0	1.0	1.0
右轉調整因數，表 15.5	0.93	0.89	0.94	0.90
直進路口容量 C_i	5301	5073	5358	5130
交織段容量 C_{wi}	3553	2891	4422	3178

資料來源：[1]

註：容量單位為小客車/小時

表 15.10 交織段及圓環的容量與服務水準

交織段編號 i	1	2	3	4
交織段容量 C_{wi}	3553	2891	4422	3178
尖峰流率 V_i	3389	3082	2766	2931
V_i/C_{wi}	0.95	1.07	0.63	0.92
服務水準，表 15.6	E	F	B	E
路口編號 i	1	2	3	4
進入路口尖峰流率 Q_i	2248	1005	1618	922
圓環容量 $C_i = \frac{\sum Q_i}{\sum V_i} \times \sum C_{wi}$	6686			
$\frac{\sum Q_i}{C}$	0.87			
圓環服務水準，表 15.6	D			

資料來源：[1]

註：流量與流率單位為小客車/小時

15.6.2 例題二：有快慢分隔之圓環

此例之圓環有分隔島以分離機車及其他車種。圓環之幾何設計及尖峰小時之車流狀況如表 15.11 所示。評估此圓環作業的程序與例題一相同。惟一不同之處在於估計各交織段之車流分佈。

各交織段之非交織車流 V_{n1} ， V_{n2} 及交織車流 V_{wa} ， V_{wb} 可根據圖 15.6 估計如下：

第 1 交織路段

1. 非交織車流率

$$V_{n1} = Q_{33}$$

$$V_{n2} = q_{12}$$

2. 交織車流率

$$V_{wa} = Q_{11} + Q_{13} + Q_{14} + Q_{43} + Q_{44} + q_{11} + q_{13} + q_{14} + q_{33} + q_{44} + q_{43}$$

$$V_{wb} = Q_{12} + Q_{22} + Q_{32} + Q_{42} + q_{22} + q_{32} + q_{42}$$

第 2 交織路段

1. 非交織車流率

$$V_{n1} = Q_{44}$$

$$V_{n2} = q_{23}$$

2. 交織車流率

$$V_{wa} = Q_{22} + Q_{24} + Q_{21} + Q_{14} + Q_{11} + q_{22} + q_{24} + q_{21} + q_{44} + q_{11} + q_{14}$$

$$V_{wb} = Q_{23} + Q_{33} + Q_{43} + Q_{13} + q_{33} + q_{43} + q_{13}$$

表 15.11 輸入資料

圓環地點：		時間：						
調查者：		日期：						
圓環簡圖：								
								
有無快慢分隔：有	路口數：4		地區型態：非 CBD					
交織段編號	1	2	3 4					
車道數	4	4	4 4					
平均車道寬(公尺)	4.1	4.1	4.1 4.1					
交織段長(公尺)	38	37	38 38					
路面坡度(%)	0	0	0 0					
路口編號	1	2	3 4					
尖峰小時流率 流向分佈 (小客車/小時/)	Q_{11}	33	Q_{21}	335	Q_{31}	576	Q_{41}	193
	q_{11}	16	q_{21}	167	q_{31}	289	q_{41}	96
	Q_{12}	280	Q_{22}	29	Q_{32}	384	Q_{42}	318
	q_{12}	140	q_{22}	14	q_{32}	192	q_{42}	159
	Q_{13}	713	Q_{23}	332	Q_{33}	22	Q_{43}	218
	q_{13}	356	q_{23}	166	q_{33}	11	q_{43}	110
	Q_{14}	204	Q_{24}	407	Q_{34}	247	Q_{44}	19
	q_{14}	103	q_{24}	203	q_{34}	124	q_{44}	9
	Q_{15}		Q_{25}		Q_{35}		Q_{45}	
	q_{15}		q_{25}		q_{35}		q_{45}	
尖峰係數	0.95		0.92		0.94		0.90	
行人衝突數	50		50		50		50	

資料來源：[1]。

第 3 交織路段

1. 非交織車流率

$$V_{n1} = Q_{11}$$

$$V_{n2} = q_{34}$$

2. 交織車流

$$V_{wa} = Q_{33} + Q_{31} + Q_{32} + Q_{21} + Q_{22} + q_{33} + q_{31} + q_{32} + q_{11} + q_{22} + q_{21}$$

$$V_{wb} = Q_{34} + Q_{44} + Q_{14} + Q_{24} + q_{44} + q_{14} + q_{24}$$

第 4 交織路段

1. 非交織車流率

$$V_{n1} = Q_{22}$$

$$V_{n2} = q_{41}$$

2. 交織車流率

$$V_{wa} = Q_{44} + Q_{42} + Q_{43} + Q_{32} + Q_{33} + q_{44} + q_{42} + q_{22} + q_{43} + q_{33} + q_{32}$$

$$V_{wb} = Q_{41} + Q_{11} + Q_{21} + Q_{31} + q_{11} + q_{21} + q_{31}$$

此例題之其他相關估計值列於表 15.12，15.13 及 15.14 中。

表 15.12 尖峰 15 分鐘流率及交織折減流率

路口編號	1		2		3		4		
進入路口流率 流向分佈 (小客車/小時)	Q_{11}	35	Q_{21}	364	Q_{31}	613	Q_{41}	214	
	q_{11}	17	q_{21}	182	q_{31}	307	q_{41}	107	
	Q_{12}	295	Q_{22}	32	Q_{32}	409	Q_{42}	353	
	q_{12}	147	q_{22}	15	q_{32}	204	q_{42}	177	
	Q_{13}	751	Q_{23}	361	Q_{33}	23	Q_{43}	242	
	q_{13}	375	q_{23}	180	q_{33}	12	q_{43}	122	
	Q_{14}	215	Q_{24}	442	Q_{34}	263	Q_{44}	21	
	q_{14}	108	q_{24}	221	q_{34}	132	q_{44}	10	
	Q_{15}		Q_{25}		Q_{35}		Q_{45}		
	q_{15}		q_{25}		q_{35}		q_{45}		
	進入路口尖峰流率	Q_1	1943	Q_2	1797	Q_3	1963	Q_4	1246
	交織段編號 i	1		2		3		4	
尖峰流率 V_i	3563		3728		3625		3459		
右轉率	0.458		0.554		0.390		0.532		
V_{w1}	1908		1641		2178		1588		
V_{w2}	1485		1886		1280		1732		
交織折減容量 KV_{w2}	2970		3282		2560		3176		

註：流量與流率單位為小客車/小時

資料來源：[1]。

表 15.13 交織段容量

交織段編號 i	1	2	3	4
理想每車道疏解容量	1900	1900	1900	1900
車道數：N	4	4	4	4
車道寬調整因素，表 15.2	1.0	1.0	1.0	1.0
坡度調整因素，表 15.3	1.0	1.0	1.0	1.0
地區型態調整因素，表 15.4	1.0	1.0	1.0	1.0
右轉調整因素，表 15.5	0.92	0.91	0.93	0.91
直進路口容量， C_i	7691	7608	7775	7608
交織段容量， C_{wi}	4721	4326	5215	4432

資料來源：[1]

註：容量單位為小客車/小時

表 15.14 交織段及圓環的容量與服務水準

交織段編號 i	1	2	3	4
交織段容量 C_{wi}	4721	4326	5215	4432
尖峰流率 V_i	3563	3728	3625	3459
V_i/C_{wi}	0.75	0.86	0.70	0.78
服務水準，表 15.6	C	D	C	C
路口編號 i	1	2	3	4
進入路口尖峰流率 Q_i	1943	1797	1963	1246
圓環容量 $C = \frac{\sum Q_i}{\sum V_i} \times \sum C_{wi}$	9037			
$\sum Q_i/C$	0.77			
圓環服務水準，表 15.6	C			

資料來源：[1]

註：容量單位為小客車/小時

參考文獻

1. 「台灣地區公路容量手冊」，79-27-160，交通部運輸研究所，民國 80 年 5 月。
2. *Highway Capacity Manual*, Special Report 87, Highway Research Board, Washington, D.C., 1965.
3. 周義華及劉瑞麟，「以模擬方法研究圓環交叉路口幾何設計與容量之關係」，運輸計劃，第二十二卷第三期，民國 82 年 9 月。

第十六章 市區幹道

目 錄

	頁次
16.1 緒論	16-1
16.2 分析對象	16-4
16.3 分析架構	16-5
16.4 分析狀況	16-6
16.4.1 分析時段	16-6
16.4.2 幾何設計	16-7
16.4.3 交通狀況	16-11
16.4.4 交通控制	16-13
16.5 建立模擬網路	16-17
16.6 建立輸入檔	16-19
16.6.1 臨界間距	16-19
16.6.2 自由旅行速率	16-20
16.6.2.1 雙車道市區道路 (速限 50 公里/小時)	16-20
16.6.2.2 多車道市區道路之快車道	16-20
16.6.2.3 多車道市區道路之混合車道 (速限 50 公里/小時)	16-24
16.6.2.4 多車道市區道路之大車	16-27
16.6.2.5 未特別標明速限之道路	16-27
16.6.2.6 自由速率之分布	16-27
16.6.3 平均自由速率模擬輸入值之設定	16-28
16.7 停等車疏解率輸入值	16-30
16.8 執行模擬	16-32
16.9 評估服務水準	16-34
16.10 現場調查平均旅行速率之方法	16-40
參考文獻	16-42

圖 目 錄

	頁次
圖 16-1 市區直行停等小車疏解率之特性	16-2
圖 16-2 市區左轉停等小車疏解率之特性	16-3
圖 16-3 機車專用道停等車疏解率之特性	16-3
圖 16-4 市區道路及路口之分析架構	16-6
圖 16-5 左側快車道平均自由旅行速率與路口間距及車道寬之關係 (速限：60 公里/小時).....	16-8
圖 16-6 時差定義示意圖	16-14
圖 16-7 獨立號誌化路口之假設車流狀況	16-15
圖 16-8 停等延滯隨流率之變化 (綠燈時比為 50%)	16-15
圖 16-9 停等延滯隨週期長度之變化 (綠燈時比為 50%)	16-16
圖 16-10 停等延滯與時差關係之範例	16-16
圖 16-11 節線長度之定義.....	16-17
圖 16-12 獨立路口及模擬路網之範例	16-18
圖 16-13 有 3 個路口之非獨立路口情境的模擬網路範例	16-19
圖 16-14 衝突型態及臨界間距之設定值	16-20
圖 16-15 桃園市中正路雙車道平均自由速率與路口間距之關係 ...	16-21
圖 16-16 多車道快車道最左側車道上小車平均自由旅行速率之 特性.....	16-21
圖 16-17 多車道快車道非最左側車道上小車平均自由旅行速率之 特性.....	16-22
圖 16-18 最左側快車道與其他快車道小車平均自由旅行速率之 比較.....	16-22
圖 16-19 最左側混合車道上小車平均自由速率與號誌化路口間距 及車道分隔型態之關係	16-24
圖 16-20 最左側混合車道上機車平均自由速率與號誌化路口間距 及車道分隔型態之關係	16-25
圖 16-21 左側及右側混合車道上小車平均自由速率之差異	16-25
圖 16-22 左側及右側混合車道上機車平均自由速率之差異	16-26

圖 16-23 正常化自由速率之分布	16-28
圖 16-24 傳統飽和疏散率之觀念	16-31
圖 16-25 轉角可儲存 1 輛小車時之衝突行人調整因素	16-33
圖 16-26 轉角可儲存 2 輛小車時之衝突行人調整因素	16-33
圖 16-27 轉角可儲存 3 輛小車時之衝突行人調整因素	16-34
圖 16-28 停等延滯模擬值隨需求流率與容量比之變異性	16-35
圖 16-29 市區道路尖峰平均速率之累積分布	16-36
圖 16-30 Art3.txt 之相關快慢分隔道路之模擬路網.....	16-38
圖 16-31 平均旅行速率之估計誤差與測試車之調查次數的關係	16-41

表 目 錄

	頁次
表 16.1 市區幹道路口間距之狀況	16-5
表 16.2 直行停等小車疏解數與有效時相（綠燈加 3.5 秒）之 關係	16-8
表 16.3 左轉停等小車疏解數與有效時相（綠燈加 3.5 秒）之 關係	16-10
表 16.4 市區尖峰方向係數 D 及尖峰小時係數 PHF 之代表值..	16-12
表 16.5 最左側快車道小車平均自由速率 V_{f1} (公里/小時)之 估計模式	16-23
表 16.6 非最左側快車道小車平均自由速率 V_{f2} (公里/小時)之 估計模式	16-23
表 16.7 混合車道小車平均自由速率(V_{f1} 及 V_{f2} 公里/小時)之 估計模式	16-26
表 16.8 混合車道機車平均自由速率(V_{f1} 及 v_{f2} 公里/小時)之 估計模式	16-26
表 16.9 無衝突行人或路旁停車活動之停等小車輸入疏解率 建議範圍	16-31
表 16.10 路旁停車調整因素	16-32
表 16.11 號誌化路口及「停」、「讓」控制路口之服務水準 劃分標準	16-35
表 16.12 速限 50 公里/小時之市區道路服務水準等級劃分標準.	16-36
表 16.13 速限 60 公里/小時之市區道路服務水準等級劃分標準.	16-37
表 16.14 速限 70 公里/小時之市區道路服務水準等級劃分標準.	16-37
表 16.15 輸出檔之內容範例	16-39
表 16.16 平均旅行速率估計誤差在特定範圍內之或然率與所需 樣本數之關係	16-41

16.1 緒論

「2001 年臺灣地區公路容量手冊」[1]第十六章提供一分析市區幹道的方法。該章所指的幹道有下列性質：(1)屬市區中之號誌化街道；(2)其連貫性佳，常能穿越半個市區以上；(3)其號誌化交叉路口之間隔通常在 3 公里以內；(4)路寬在 20 公尺以上，且為四線快車道；(5)在各路口之轉向交通量比例通常在 20% 以下。根據這定義，2001 年手冊之幹道是幾何設計標準及交通量較高的重要道路。

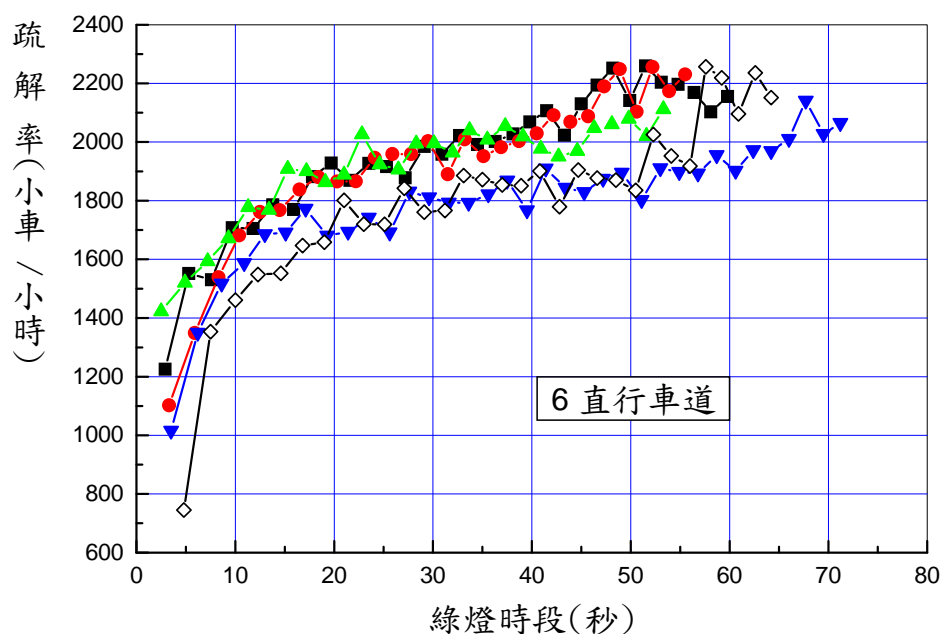
但是分析市區道路容量及服務水準的對象可能是單獨的路口，有一連串路口的道路，或是有平行及交叉道路之路網，而且有一連串路口之道路也不一定是如上所述之幹道。此外，2001 年手冊之第十三章、第十四章、第十五章及第十八章，雖然有提供分析號誌化口、非號誌化路口、圓環及機車專用道的方法，這些方法常不適用於分析市區路口。其主要原因是這幾章的分析對象為獨立路口，但市區路口常因間距短或有號誌控制，路口之交通作業經常相互影響，因此這些路口不宜當作獨立路口來分析。在這情況下，2001 年手冊沒有一整體的方法來分析市區路網中任何一部分的道路設施。因此，2001 年手冊之第十六章有必要推廣其分析對象及分析方法。

2001 年手冊第十六章分析市區幹道之方法尚有許多缺點。第一，幹道分成 9 等級。此分類太繁雜，增加應用分析方法之困難。第二，服務水準等級的劃分沒有依照幹道之分類。第三，該分析方法假設，當自由旅行速率不變而且沒有號誌控制之影響時，每公里之平均旅行時間只隨路口間距而變。第四，估計車輛在號誌化路口延滯時間之模式為美國 1985 年公路容量手冊[2]所用之模式。此模式已被美國 Transportation Research Board (TRB) 2000 年公路容量手冊[3]所取代。但 TRB 2000 年之延滯模式在許多狀況下之估計誤差相當大[4,5]。此外，TRB 的延滯模式假設第 4 部或第 5 部停等小車在綠燈時段中疏解完畢之後（大約綠燈亮後 10~12 秒），停等車的疏解率會達到一穩定的最高值，此最高值稱為飽和流率。臺灣在郊區及市區號誌化路口的停等車疏解率則有持續上升的現象，如圖 16-1、圖 16-2 及圖 16-3 所示。所以即使 TRB 之延滯模式適用於美國之交通狀況，該模式用於臺灣的交通狀況會產生大的誤差[6]。

不論是否有涉及幹道，分析市區道路及路口之主要困難在於估計

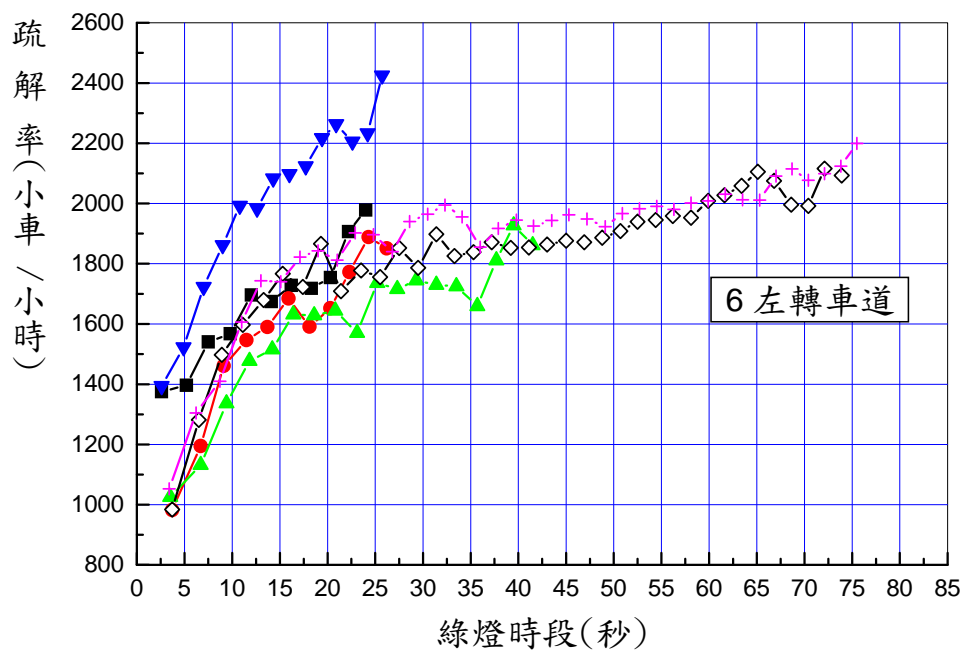
車輛在號誌化路口之延滯。當路口之交通作業有互動關係時，模擬模式為較適用之分析工具。為了修訂 2001 年手冊第十六章及其他章，本所已陸續蒐集有關機車專用道[7]、號誌化路口[8]、及市區幹道[9,10]交通特性之現場資料。這些資料除了用於建立估計容量之模式，增進交通界對不同公路設施之作業特性的了解之外，也已用於微調及測試本所發展之「公路交通系統模擬模式」(HTSS 模式)。

本所開發之 HTSS 模式第 3 版已可用於分析市區號誌化路口、路段、路網及公車作業資料，惟尚無模擬圓環交通作業之功能，亦未蒐集「停」、「讓」控制的路口之車流特性以微調 HTSS 模式。有關 HTSS 模式第 3 版內容請參閱第 11 章附錄 C。



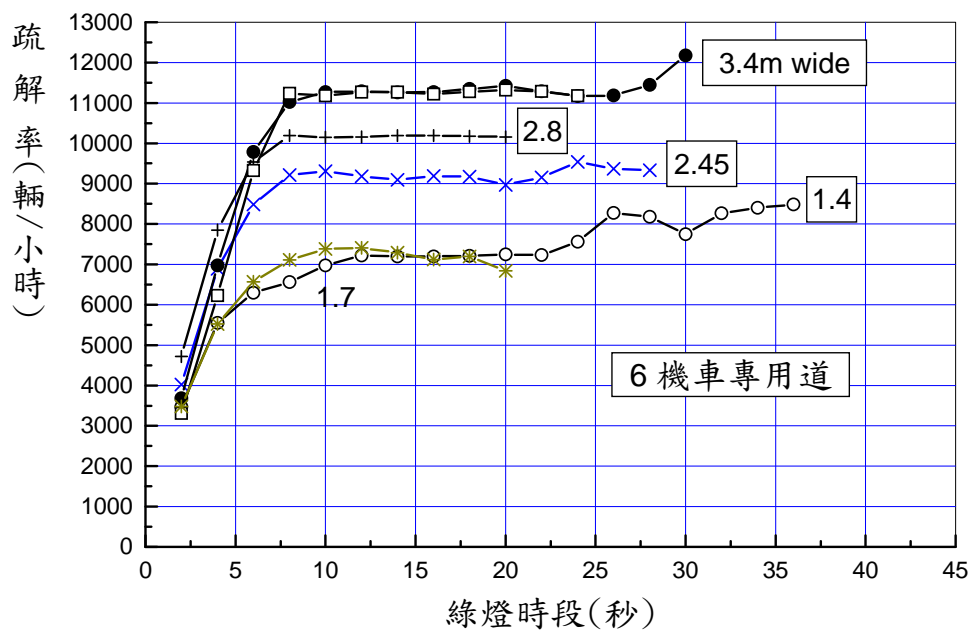
資料來源：[5]。

圖 16-1 市區直行停等小車疏解率之特性



資料來源：[5]。

圖 16-2 市區左轉停等小車疏解率之特性



資料來源：[5]。

圖 16-3 機車專用道停等車疏解率之特性

16.2 分析對象

本章分析對象包括市區路口、道路及路網。路口又包括號誌化路口及非號誌化路口，非號誌化路口可能完全沒控制、「停」「讓」標誌控制、或圓環設施。如果車輛到達一路口之型態可合理的視為隨機，則該路口可依照容量手冊第十三章（號誌化路口）、第十四章（非號誌化路口）及第十五章（圓環）之方法，當作獨立路口來分析，否則應根據本章描述之方法來分析。一般而言，多數的獨立路口與鄰近路口之距離可能在 3 公里以上。

市區道路指市區內，有一連串路口，並且有連貫性交通功能之道路。分析市區道路之一目的是估計平均旅行速率以評估一道路之整體交通功能之服務水準，另一目的是評估同一道路上對連貫性車流有影響的路口之交通作業，以協助決定哪一路段必要改善或如何改善。路網之分析重點除了路口之外，也包括平行及相交之道路。

市區及郊區可能沒有明顯之界限，而且一道路可能跨越市區及郊區。市區及郊區道路之分析方法雖然相同，但是兩者之交通特性稍有不同，幾何設計狀況也有差別，因此在市區及郊區界限不明顯之情況下，本章進一步根據平均路口間距將一道路區分為市區道路及郊區道路。郊區道路宜根據容量手冊第十一章之資料來分析。

根據市區地圖資料，表 16.1 顯示臺北市及其他 4 縣市市區主要道路上路口間距之性質。從此表可知各縣市市區道路之平均路口間距在 170~250 公尺之間，個別幹道上之平均路口間距則在 400 公尺以下。郊區道路之間距預期會較長。以西濱快速道路為例，其在新竹香山及苗栗通霄之間的 17 個路段中有 3 個路段超過 2 公里，其他路段之平均路口間距為 800 公尺。市區邊緣郊區道路上之路口間距應會短於 800 公尺，但長於 400 公尺。為選擇分析方法之方便起見，當市區及郊區界限不明時，平均路口間距超過 450 公尺之道路或道路之一部分，應當作郊區道路來分析。

表 16.1 市區幹道路口間距之狀況

市區	路口間距(公尺)		幹道平均路口間距(公尺)		
	最短	最長	平均	最短	最長
臺北市	50	700	248	213	303
臺南市	48	595	174	141	263
臺中市	30	680	198	156	290
高雄市	21	819	183	151	281
臺北縣	30	830	197	119	396

市區道路的速限可能是 50，60，70 公里/小時或無速限標誌。根據現行「道路交通安全規則」[11]，在無速限標誌之市區道路上，行車速度不得超過 50 公里/小時，但在未劃分車道線、行車方向線或分向限制之道路、或設有快慢車道分隔線之慢車道，時速不得超過 40 公里/小時。

本所尚未蒐集這些無速限標誌道路之交通特性資料，所以本章只能提供有關速限從 50 到 70 公里/小時道路的資料作參考。本所亦尚未更新 2001 年手冊有關非號誌化路口及圓環之資料。HTSS 模式也還沒有模擬圓環車流之功能。這些缺陷將在未來數年逐一改善、處理。所以本章之重點在於討論分析號誌化路口及其相關道路。

16.3 分析架構

分析市區道路及路口之架構如圖 16-4 所示。分析的第一項工作是選擇分析對象。因為分析工具是 HTSS 模式，隨後之主要工作在於訂定分析狀況、建立模擬輸入資料檔，並利用模擬的結果評估路口或道路之服務水準。

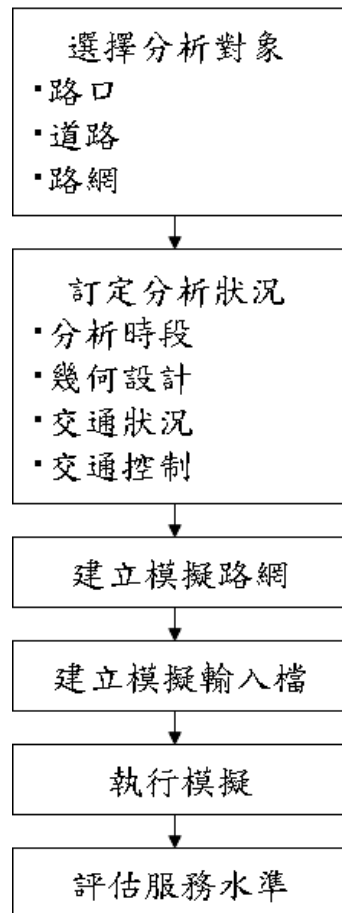


圖 16-4 市區道路及路口之分析架構

分析市區道路及路口之前必須對號誌化路口、非號誌化路口、機車專用道、公車設施的作業特性有充分的了解。容量手冊第十三章、第十四章、第十五章及第十八章對這些特性有詳細的討論。本章只歸納本所在民國 96 年及 97 年之研究資料[9,10]，說明重要的車流特性。至於 HTSS 模式輸入檔之建立，容量手冊第十一章之附錄 C「使用者手冊」對每一輸入資料如何訂定有詳細的說明。第十一章亦有例題解釋 HTSS 模式之應用。

16.4 分析狀況

分析狀況包括分析時段、幾何設計、交通狀況及交通控制。

16.4.1 分析時段

規劃及設計一新公路設施時，一般宜根據設計小時(design hour)中尖峰 15 分鐘之需求流率。所以分析時段應是尖峰 15 分鐘。評估現

存設施時，原則上也以尖峰 15 分鐘為分析時段，但如有必要也可使用較長的分析時段（例如整個尖峰小時）。

16.4.2 幾何設計

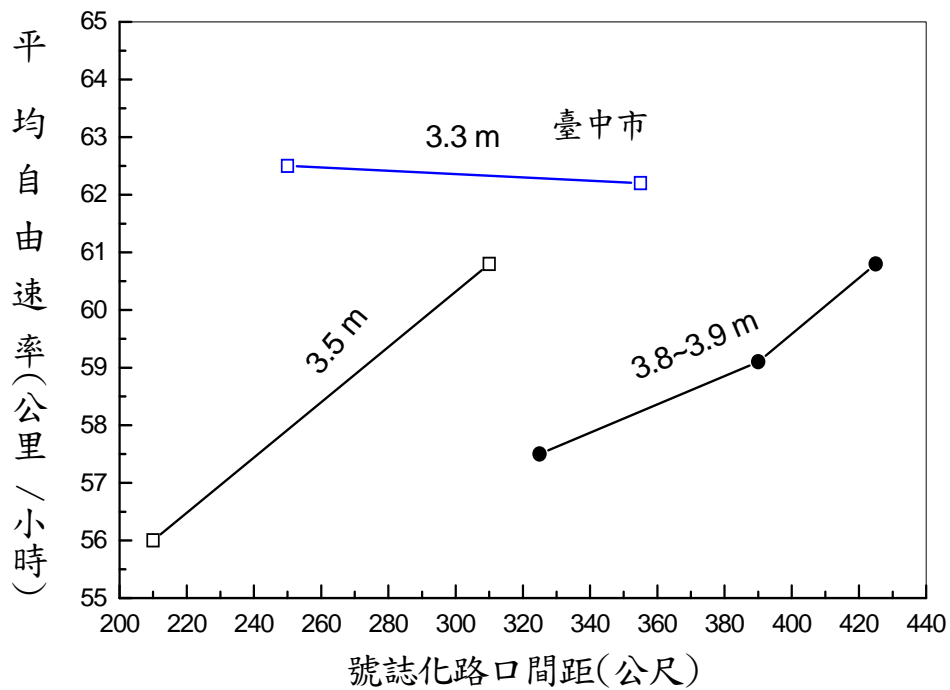
影響市區道路及路口交通作業之主要幾何設計因素包括：

- 中央分隔型態（實體分隔或標線分隔）
- 是否有快慢分隔車道
- 車道寬、車道數、及左、右轉專用車道之設置
- 機車專用道、公車專用道及公車站之設置
- 各路段之路口間距
- 坡度

幾何設計影響到停等車在路口之疏散率及道路之平均自由旅行速率。但是影響交通作業的因素很多，而且這些因素可能有互動的關係，因此現場資料常未能顯示交通特性與某一幾何設計因素有明顯之關係。例如交通界一般認為車道寬越高，停等車疏散率及自由旅行速率會越高。機車專用道的停等車疏散率確實有隨車道寬而增加之現象[7]，但市區道路快車道車道寬在常見的 2.8~3.5 公尺之間，或混合車道（機車與其他車輛共用之車道）車道寬在 3.0~4.5 公尺之範圍內時，較窄的車道寬有時比較寬的車道有較高之停等車疏散率[9]。圖 16-5 亦顯示臺中市較寬的車道反而有較低的平均自由旅行速率。

表 16.2 及表 16.3 各顯示直行及左轉停等小車在不同幾何設計及槽化(channelization)狀況時之疏散率。表 16.2 之 6 種車道的性質如下：

- S1：中央實體分隔、無快慢分隔、無緊鄰公車專用道
- S2：中央實體分隔、無快慢分隔、有緊鄰公車專用道
- S3：中央實體分隔、快慢分隔
- S4：中央標線分隔、快慢分隔
- S5：中央標線分隔、無快慢分隔
- S6：緊鄰左側快慢分隔島



資料來源：[10]。

圖 16-5 左側快車道平均自由旅行速率與路口間距及車道寬之關係
(速限：60 公里/小時)

表 16.2 直行停等小車疏解數與有效時相（綠燈加 3.5 秒）之關係

有效綠燈時相 (秒)	直行車道之類型					
	S1	S2	S3	S4	S5	S6
5	1.6	1.2	1.6	1.3	1.4	0.9
7	2.6	2.1	2.5	2.3	2.3	1.8
9	3.6	2.9	3.4	3.2	3.2	2.6
11	4.6	3.8	4.3	4.1	4.1	3.5
13	5.6	4.7	5.2	5.1	5.0	4.4
15	6.6	5.7	6.1	6.1	6.0	5.4
17	7.7	6.6	7.0	7.1	6.9	6.3
19	8.7	7.5	8.0	8.1	7.8	7.2
21	9.8	8.5	8.9	9.1	8.8	8.2
23	10.8	9.4	9.9	10.1	9.8	9.1
25	11.9	10.4	10.9	11.2	10.8	10.1

表 16.2 直行停等小車疏散數與有效時相（綠燈加 3.5 秒）之關係(續)

有效綠 燈時相 (秒)	直行車道之類型					
	S1	S2	S3	S4	S5	S6
27	13.0	11.3	11.9	12.2	11.8	11.0
29	14.1	12.3	12.9	13.3	12.8	12.0
31	15.2	13.3	13.9	14.4	13.8	13.0
33	16.3	14.3	14.9	15.5	14.8	14.0
35	17.4	15.3	15.9	16.6	15.9	15.0
37	18.5	16.3	17.0	17.7	17.0	16.0
39	19.7	17.3	18.0	18.9	18.0	17.0
41	20.8	18.3	19.1	20.0	19.1	18.1
43	22.0	19.4	20.1	21.2	20.2	19.1
45	23.2	20.4	21.2	22.4	21.3	20.2
47	24.4	21.5	22.3	23.6	22.4	21.2
49	25.6	22.5	23.4	24.8	23.6	22.3
51	26.8	23.6	24.5	26.0	24.7	23.4
53	28.0	24.7	25.6	27.1	25.9	24.4
55	29.2	25.8	26.8	28.3	27.0	25.5
57	30.4	26.9	27.9	29.5	28.2	26.5
59	31.6	28.0	29.0	30.6	29.4	27.6
61	32.8	29.1	30.2	31.8	30.6	28.6
63	34.0	30.3	31.3	33.0	31.8	29.6
65	35.2	31.4	32.4	34.1	33.1	30.7
67	36.4	32.5	33.6	35.3	34.3	31.7
69	37.6	33.7	34.7	36.5	35.5	32.8

表 16.3 左轉停等小車疏解數與有效時相（綠燈加 3.5 秒）之關係

有效綠 燈時相 (秒)	左轉車道之類型			
	中央標線分 隔單左轉	中央實體分 隔單左轉	雙左轉	三左轉
5	0.9	1.7	1.3	1.8
7	1.9	2.5	2.2	2.6
9	2.9	3.3	3.1	3.4
11	3.9	4.2	4.1	4.2
13	4.9	5.0	5.0	5.0
15	5.9	5.9	5.9	5.8
17	6.9	6.8	6.9	6.7
19	7.9	7.8	7.9	7.5
21	8.9	8.7	8.8	8.4
23	9.9	9.6	9.8	9.2
25	10.9	10.6	10.8	10.1
27	12.0	11.6	11.8	10.9
29	13.0	12.6	12.8	11.8
31	14.0	13.7	13.8	12.7
33	15.1	14.7	14.9	13.5
35	16.1	15.8	15.9	14.4
37	17.2	16.8	17.0	15.3
39	18.3	17.8	18.0	16.2
41	19.3	18.8	19.1	17.0
43	20.4	19.7	20.1	17.9
45	21.5	20.7	21.2	18.8
47	22.6	21.7	22.3	19.7
49	23.7	22.7	23.4	20.6
51	24.8	23.7	24.5	21.6

表 16.3 左轉停等小車疏解數與有效時相（綠燈加 3.5 秒）之關係(續)

有效綠 燈時相 (秒)	左轉車道之類型			
	中央標線分 隔單左轉	中央實體分 隔單左轉	雙左轉	三左轉
53	25.9	24.7	25.6	22.5
55	27.0	25.7	26.8	23.4
57	28.1	26.6	27.9	24.3
59	29.2	27.6	29.0	25.2
61	30.3	28.6	30.2	26.1
63	31.4	29.6	31.4	27.0
65	32.5	30.6	32.5	27.9
67	33.5	31.6	33.6	28.8
69	34.6	32.5	34.8	29.7

16.4.3 交通狀況

許多交通狀況對市區道路及路口之服務品質有影響。這些因素包括需求流率、車種組成、行進方向之分布、路口之衝突行人流率、路旁停車之頻率、駕駛員之間距接受行為、自由旅行速率之特性、天候、視線、鋪面狀況、及停等車之疏解特性等。交通界對這些狀況如何影響服務品質的了解還不充分。

規劃及設計一新道路時，需求流率是設計年(design year)中設計小時內某一時段流率之預估值。通常此流率為 15 分鐘的尖峰流率，其值可估計如下：

$$Q_{15} = \frac{ADT \times K \times D}{PHF} \quad (16.1)$$

或

$$Q_{15} = \frac{Q_{60}}{PHF} \quad (16.2)$$

此式中，

Q_{15} : 單方向尖峰 15 分鐘之需求流率(輛/小時)；

ADT : 雙向平均每日流率(輛/日)；

K : 尖峰小時流量係數 (尖峰小時流量占 ADT 之比例) ；

D : 流量方向係數(較高方向流量占雙向流量之比例)。

PHF : 尖峰小時係數(尖峰小時流率與尖峰 15 分鐘流率之比值)；

Q_{60} : 尖峰小時流率(輛/小時)；

根據本所在民國 96 年及 97 年之研究資料[9,10]，尖峰小時流量係數 (K) 之代表值在 0.07 左右。表 16.4 顯示臺灣 5 個市區的代表性尖峰小時係數 (PHF) 及流量方向係數 (D)。

表 16.4 市區尖峰方向係數 D 及尖峰小時係數 PHF 之代表值

幹道 所在地	D 參數		PHF 參數	
	上午	下午	上午	下午
臺北市	0.68	0.59	0.93	0.94
臺中市	0.56	0.57	0.86	0.91
臺南市	0.54	0.55	0.82	0.90
桃園市	0.63	0.61	0.81	0.87
板橋市	0.60	0.57	0.87	0.86

如果分析對象為一現存之路口或道路，則需求流率宜根據現況來訂定。需求流率代表欲通過某定點之流率。此流率不一定與某定點(如停止線)觀察到的流率相同。在無壅塞狀況時，觀察到的流率可用來代表需求流率。有壅塞狀況時，在一短時間內(如 15 分鐘)欲通過一定點之車流需要比較長的時間才能完全通過。換言之，需求流率高於觀察到的流率。在這情況下，需求流率應該依據壅塞路段上游車流不受干擾的流率來訂定。如果此方法不適用，則須用長時間(直到沒有壅塞時)觀察到的流率及如式 16.2 之轉換關係來推估分析時應使用之需求流率。

HTSS 模式讓使用者設定停等車疏解率、路段之平均自由旅行速率、駕駛員之間距接受行為、需求流率、行進方向之分布及車種組成，以代表交通狀況。本章第 16.6 節對於如何設定疏解率、間距接受行為及平均自由旅行速率的問題另外有說明。

16.4.4 交通控制

市區道路之主要控制包括速限、號誌控制策略、車道使用之限制（例如禁行機車）、機車兩段式左轉之規定、機車停等區之設置及使用規則，及路口之「停」、「讓」控制。速限影響路段上之自由旅行速率。號誌控制是造成市區車流延滯之一主要原因，其控制效率受控制策略及疏解率之影響。臺灣駕駛員在「停」、「讓」控制路口之行為與西方國家之駕駛員大不相同。臺灣「停」、「讓」控制對於駕駛員之約束不大。本所尚未蒐集現場資料以了解目前「停」、「讓」控制的交通作業特性並修訂容量手冊第十四章「非號誌化路口」。因此，HTSS 模式亦尚未用臺灣之現場資料微調「停」、「讓」控制之模擬邏輯。

容量手冊第十一章及第十三章對於定時號誌控制的性質已有說明。因為號誌控制是影響市區道路服務品質之主要因素，本章將定時號誌控制的性質作一簡單的介紹。

定時號誌控制可在一天中利用不同之時制計畫(timing plan)以控制不同時間內之車流。每一時制計畫之控制策略可包括下列項目：

1. 時相(Phase)之數目及順序

每一時制計畫最少有 2 時相。每一時相含有綠燈、黃燈及全紅時段。黃燈及全紅時段亦可稱為燈號轉換時段。一時相可能只供車輛進入路口，或讓車輛及行人共用，或讓行人專用。如果一時相是讓行人及車輛共用，則綠燈的長度必須能讓行人安全地穿越路口。時相的數目隨路口中車流之衝突狀況而定。如果很少有衝突，則 2 時相控制最為理想；時相數越多，車輛延滯會越長。時相之順序安排對於控制效率可能有影響。交通界常用保護左轉(protected left turn)、保護/允許左轉(protected/permitted left turn)、允許/保護左轉(permitted/protected left turn)等時相及時相順序，以提高交通安全及控制效率。一般用的黃燈時段在 3 到 5 秒之間。理論上，全紅時段的目的是在於讓所有已進入路口之車輛都能離開路口，才讓下一時相的綠燈開始。但黃燈及全紅時間太長，則在高流率之狀況下會有嚴重的車輛延滯。臺灣有些路口之全紅時間超過 4 秒。如何訂定燈號轉換時段，值得進一步探討。

2. 週期長度

週期長度為第一時相之綠燈開始之後，各時相輪流讓車輛或行人進入路口，直到綠燈又回到第一時相之時間。一般而言，週期長度應隨車流率之增加而增長。臺灣市區號誌化路口之週期長度常在 80 至

200 秒之間。號誌須連鎖時，通常一路口之號誌須用同樣的週期。但是如果有些路口之流率特別低，則這些路口之號誌週期可設定為共同週期之半。

3.時差

連鎖控制時，各路口有一時相須定為同步時相(synchronization phase)。在一週期中，各同步時相的綠燈在何時應啟動，必須利用時差來維持一定的關係。時差的定義如圖 16-6 所示。如果圖 16-6 中第一路口同步時相綠燈開始之瞬間為訂定時差之基準點，則從此基準點到任何一路口同步時相綠燈第一次開始之瞬間，代表該路口號誌控制之時差。因此時差最小為 0 秒，但不能超過週期長度。

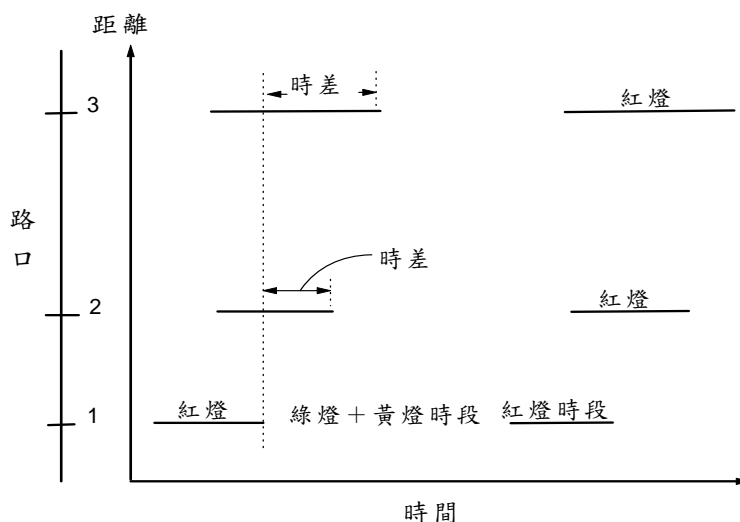


圖 16-6 時差定義示意圖

週期長度、綠燈時段及燈號轉換時段的選擇對於獨立號誌控制之效率有很大之影響。以圖 16-7 之路口為例。假設此路口每一鄰近道路有 2 車道，而且每車道之流率皆相同。此外，假設此路口用 2 時相號誌控制，各時相之燈號轉換時段為 4 秒，而且綠燈時段也相同。則 HTSS 模擬結果顯示此路口之車輛平均停等延滯與流率及號誌控制的關係，如圖 16-8 及圖 16-9 所示。從圖 16-8 可知，如果流率不大，則長週期會造成較長的延滯。圖 16-9 顯示當流率固定時，週期太長或太短皆會增加車輛延滯。

當路口之號誌控制有連鎖時，時差的選擇對控制效率有很大的影響，如圖 16-10 所示。時差對一路段交通作業的影響程度又受上、下

游車流狀況及號誌控制之影響。這種複雜關係是非常難以建立可靠的分析性車輛延滯模式的主要原因。

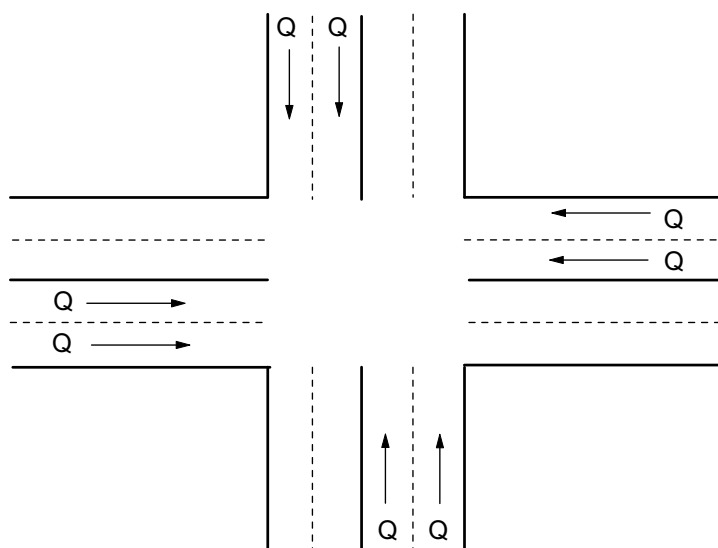


圖 16-7 獨立號誌化路口之假設車流狀況

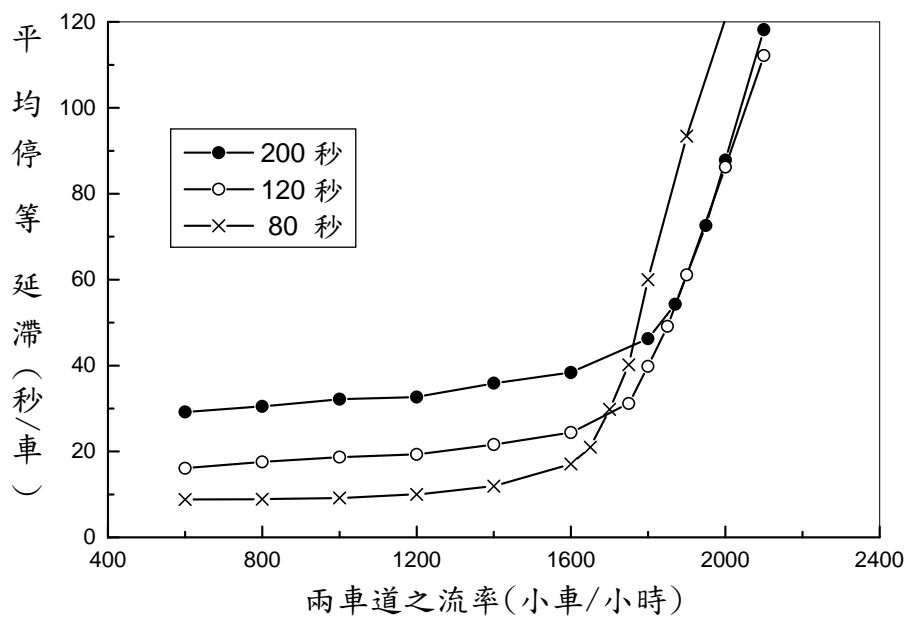


圖 16-8 停等延滯隨流率之變化 (綠燈時比為 50%)

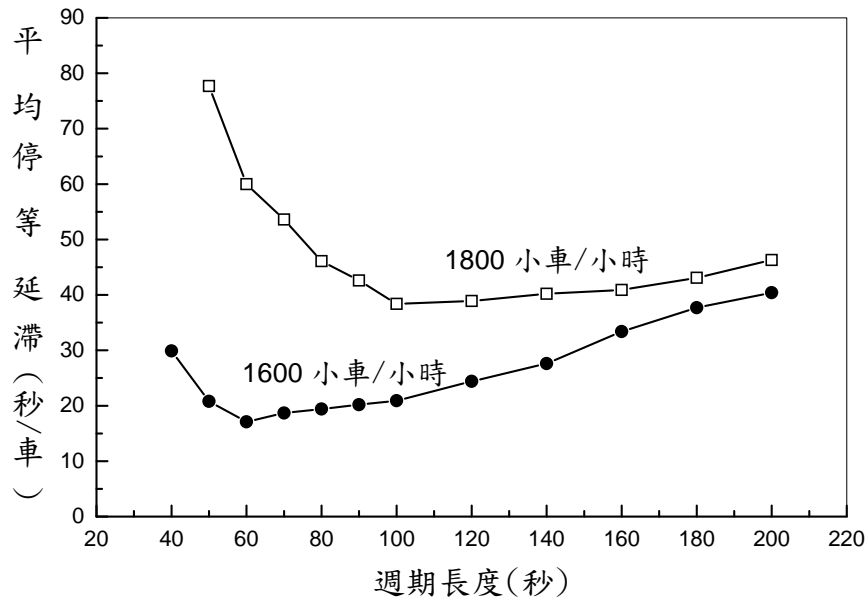


圖 16-9 停等延滯隨週期長度之變化 (綠燈時比為 50%)

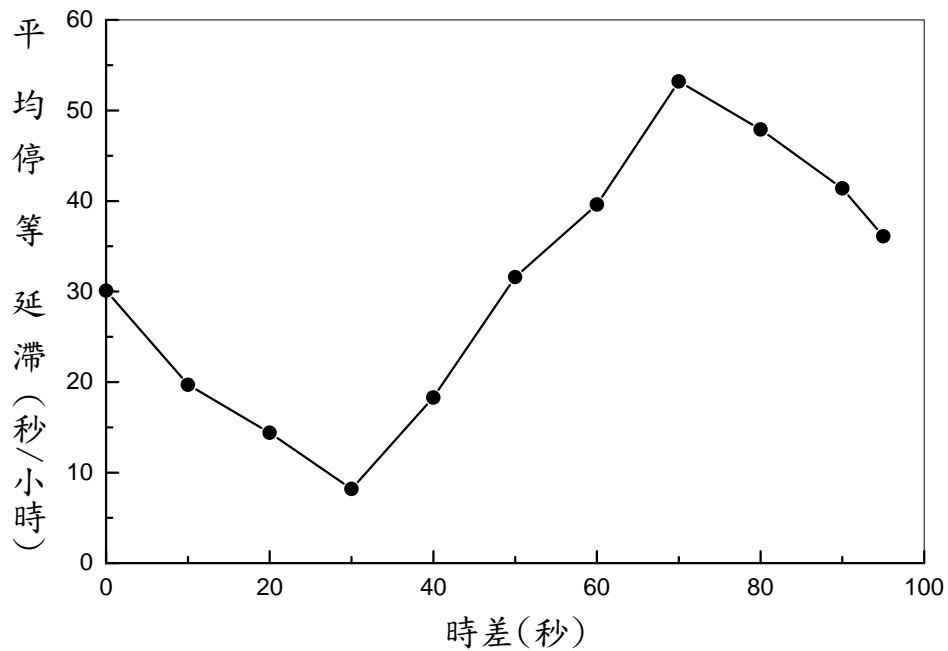


圖 16-10 停等延滯與時差關係之範例

16.5 建立模擬網路

HTSS 模式之模擬網路係由節線及節點所組成。節線代表路口之間的單向路段，其長度從上游路口之停止線到下游路口之停止線，如圖 16-11 所示。如果一路段無快慢分隔，則每方向只須用一節線代表該路段。如果有快慢分隔，則每方向須用二節線代表一路段。在這情形下，外側節線及內側節線各代表慢車道及快車道。

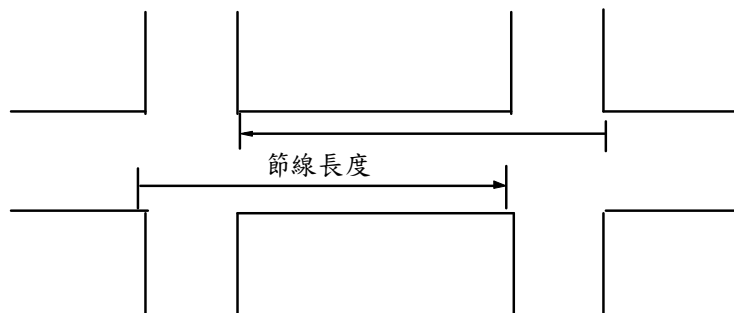


圖 16-11 節線長度之定義

節點分為兩種：內部節點及外部節點，內部節點代表實際路口，外部節點是假想之地點，模擬車輛從這些地點進入模擬路網。從實際路口離開模擬路網之車輛也由這些地點來接收。

如果分析對象為一路口，而且車輛到達型態為隨機，則模擬分析不必考慮鄰近路口，如圖 16-12 所示之 2 分析對象及其相關模擬路網。此圖之 a1 路口沒有快慢分隔，b1 路網則有快慢分隔。

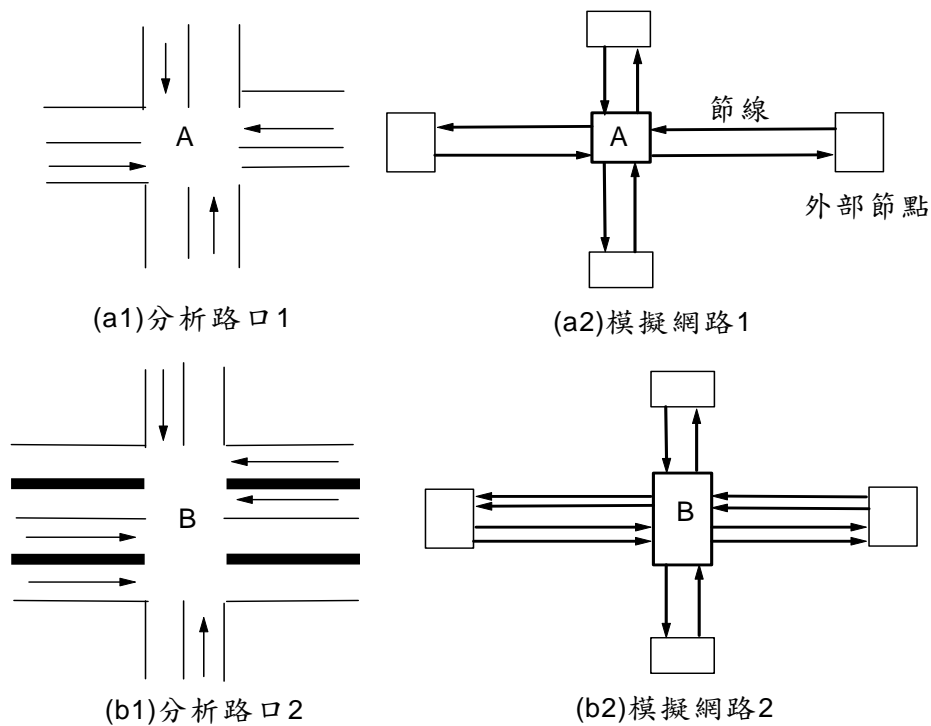


圖 16-12 獨立路口及模擬路網之範例

另一方面，以圖 16-13 之路口 A 為例，如果此路口之交通作業受到鄰近兩路口 B 及 C 作業之影響，則模擬路網須包括這三個路口。目前沒有簡單的標準可用來判斷一路口之交通作業是否受鄰近路口之影響。如果兩路口之間沒有許多從住家或商場隨機產生之車流，則路口的間距可能最少須有 3 公里時，兩路口之交通作業才不會互相影響。一般而言，如每單位時間內（如 1 分鐘）接近路口的車輛數屬 Poisson（亦即隨機）分布型態，則該路口可視為獨立路口。

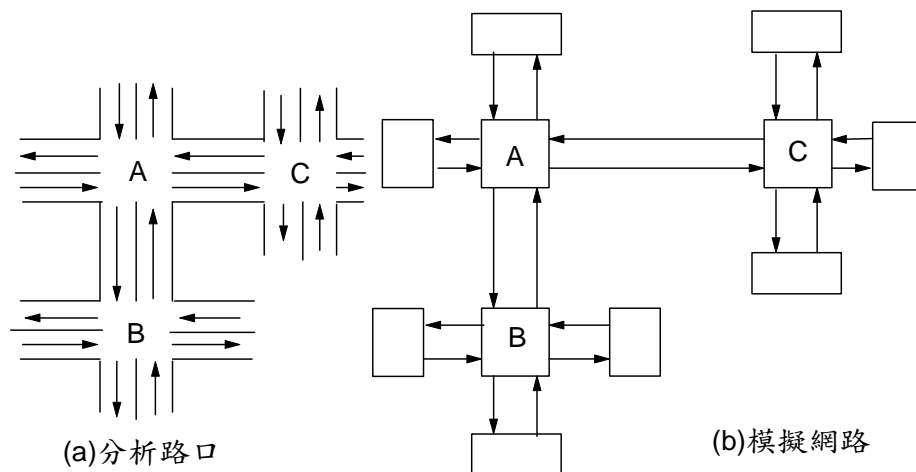


圖 16-13 有 3 個路口之非獨立路口情境的模擬網路範例

16.6 建立輸入檔

建立輸入檔為模擬分析最耗時之工作。本所正建立一圖形化使用者介面(Graphic User Interface)之系統，來協助輸入檔之建立。容量手冊第十一章附錄 C 對於如何建立輸入檔有說明，本章進一步討論臨界間距、平均自由旅行速率及停等車疏解率之性質及輸入值之設定。

16.6.1 臨界間距

在號誌化路口之衝突左轉駕駛員及在「停」、「讓」控制路口而且沒有優先路權之駕駛員，必須利用衝突車流中車與車之間間距進入路口。分析駕駛員間距接受行為及其對路口容量或服務水準之影響時，通常假設間距超過一預設之門檻值時，最少有一輛車可利用該間距，小於門檻值之間距則不能利用，此門檻值稱為臨界間距。

臨界間距受衝突型態、車種、駕駛行為等因素的影響。HTSS 模式在模擬過程中，利用圖 16-14 所示之臨界間距設定值(default value)來模擬間距利用之狀況。模式使用者可用輸入型態檔設定合適之臨界間距。

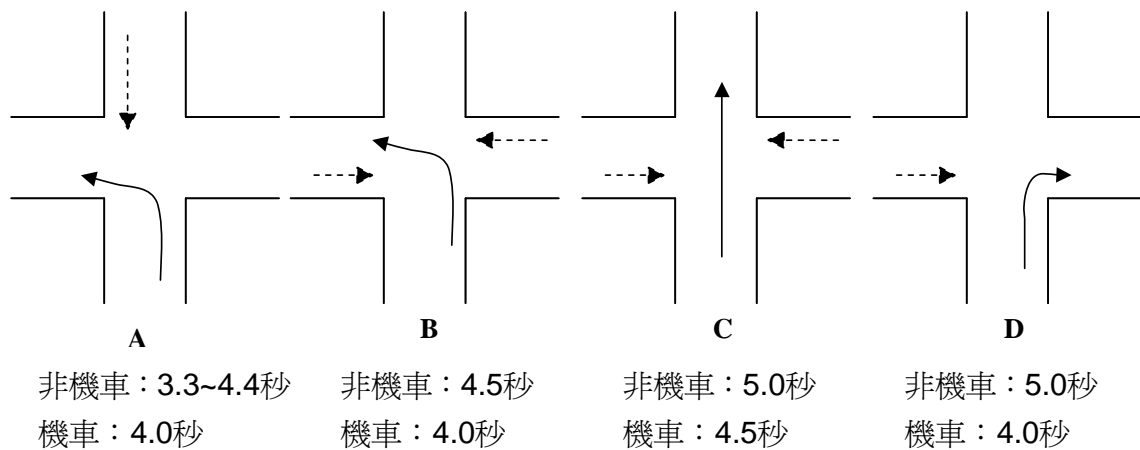


圖 16-14 衝突型態及臨界間距之設定值

16.6.2 自由旅行速率

每一模擬節線（單方向路段）須有一平均自由旅行速率之輸入值。平均自由旅行速率受速限、路口間距、車道型態（快車道或混合車道）、車道數等因素的影響。在同一路段上自由速率也可能隨地點而變。為實用起見，本章用路段中點的自由速率代表路段之自由速率。根據本所蒐集之現場資料[10]，本章先描述平均自由旅行速率之特性，然後說明平均自由旅行速率輸入值之設定。

16.6.2.1 雙車道市區道路（速限 50 公里/小時）

根據在桃園中正路所蒐集的資料，速限 50 公里/小時之雙車道市區道路上的平均自由速率與路口間距的關係不明顯，其值在 38~46 公里/小時之範圍內，如圖 16-15 所示。

16.6.2.2 多車道市區道路之快車道

快車道指禁行機車之車道。市區道路快車道之速限可能是 50，60 或 70 公里/小時。圖 16-16 顯示最左側之快車道上平均自由速率有隨速限及路口間距而增加之現象。其他快車道上之平均速率有同樣的現象，如圖 16-17 所示。圖 16-18 比較最左側車道及其他車道之平均自由速率。

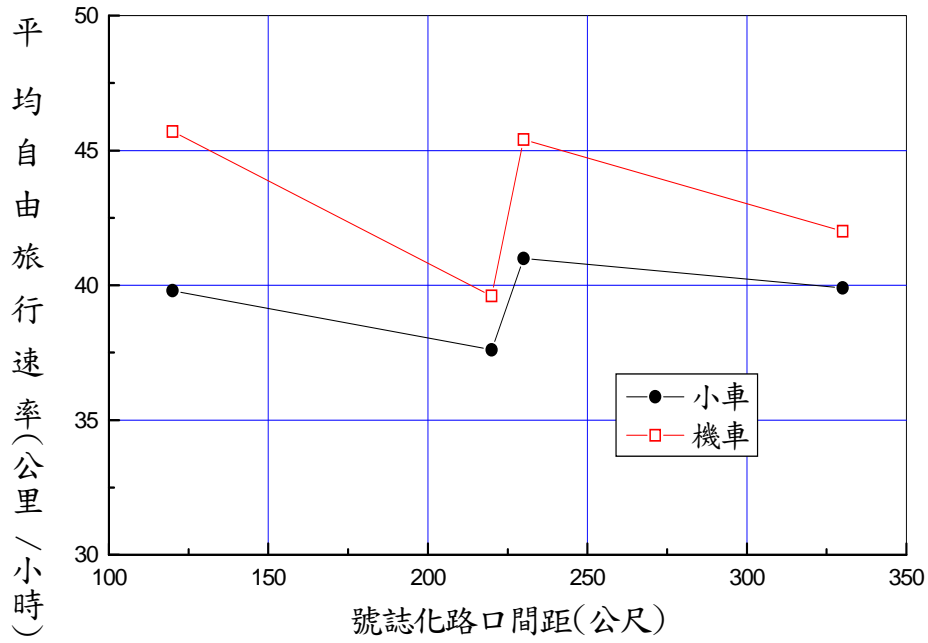


圖 16-15 桃園市中正路雙車道平均自由速率與路口間距之關係

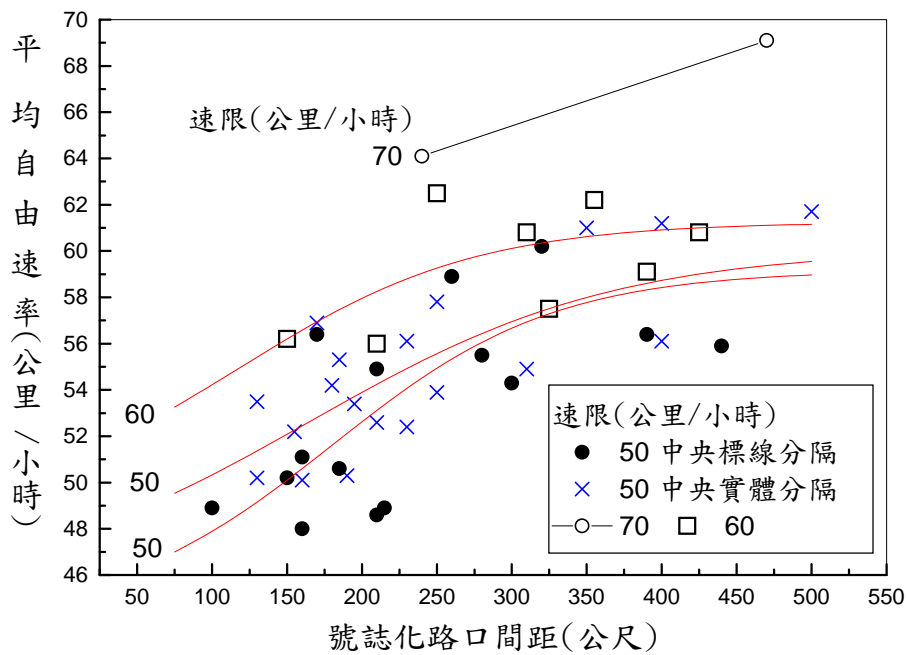


圖 16-16 多車道快車道最左側車道上小車平均自由旅行速率之特性

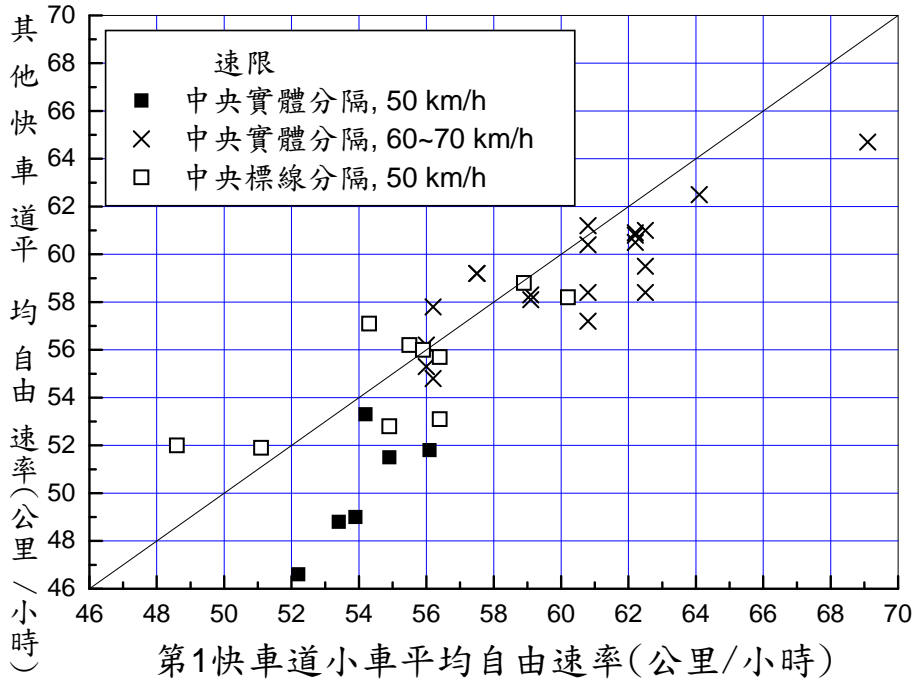


圖 16-17 多車道快車道非最左側車道小車平均自由旅行速率之特性

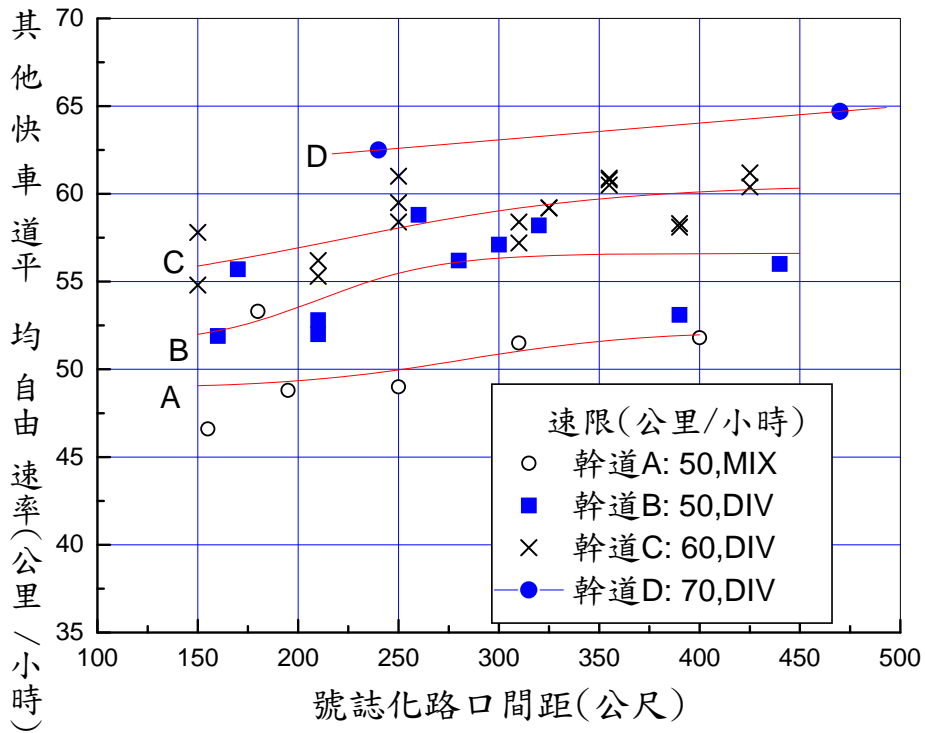


圖 16-18 最左側快車道與其他快車道小車平均自由旅行速率之比較

一般而言，有中央實體分隔時，最左側車道上的平均自由速率比其他車道約高 2~4 公里/小時。中央以標線分隔時，所有的快車道的平均自由速率差異不顯著。這些平均自由速率的特性可用表 16.5 及表 16.6 的模式來代表。

表 16.5 最左側快車道小車平均自由速率 V_{f1} (公里/小時)之估計模式

中央分隔型態	速限(公里/小時)	估計模式
標線	50	$V_{f1} = 59.2 - \frac{12.56}{1 + e^{\frac{S-179.86}{74.18}}}$
實體	50	$V_{f1} = 60.1 - \frac{14.93}{1 + e^{\frac{S-164.86}{102.20}}}$
實體	60	$V_{f1} = 61.2 - \frac{12.56}{1 + e^{\frac{S-118.80}{78.44}}}$
實體	70	$V_{f1} = 67.7 - \frac{12.56}{1 + e^{\frac{S-118.80}{78.44}}}$

註： S ：號誌化路口間距(公尺)。

資料來源：[10]。

表 16.6 非最左側快車道小車平均自由速率 V_{f2} (公里/小時)之估計模式

分隔型態	速限(公里/小時)	估計模式
標線與混合車道 分隔	50	$V_{f2} = 52.2 - \frac{3.28}{1 + e^{\frac{S-282.79}{44.51}}}$
分隔島或護欄	50	$V_{f2} = 56.5 - \frac{5.25}{1 + e^{\frac{S-210.50}{30.60}}}$
實體分隔	60	$V_{f2} = 60.6 - \frac{6.38}{1 + e^{\frac{S-219.21}{69.38}}}$
實體分隔	70	$V_{f2} = 65.1 - \frac{6.38}{1 + e^{\frac{S-219.21}{69.38}}}$

註： S ：號誌化路口間距(公尺)。

資料來源：[10]。

16.6.2.3 多車道市區道路之混合車道（速限 50 公里/小時）

混合車道指汽車、機車共用之車道。在有快慢分隔道路上的慢車道上，多數或所有車道為混合車道。沒有快慢分隔時，一道路可能同時有快車道及混合車道。快車道通常在混合車道之左側。

最左側混合車道上小車及機車的平均自由速率特性各如圖 16-19 及圖 16-20 所示。從此兩圖可知，混合車道上機車及小車之平均自由速率差異不大。車道分隔型態的影響也很小。

圖 16-21 圖 16-22 顯示最左側及最右側混合車道上右側車道上小車及機車平均自由速率之差距。右側車道上小車之自由速率常比左側車道上之速率低 4~6 公里/小時。右側車道上機車之自由速率也比左側車道上之機車自由速率低，其差距有時超過 10 公里/小時。

上述之平均自由速率特性可用表 16.7 及表 16.8 之模式來代表。

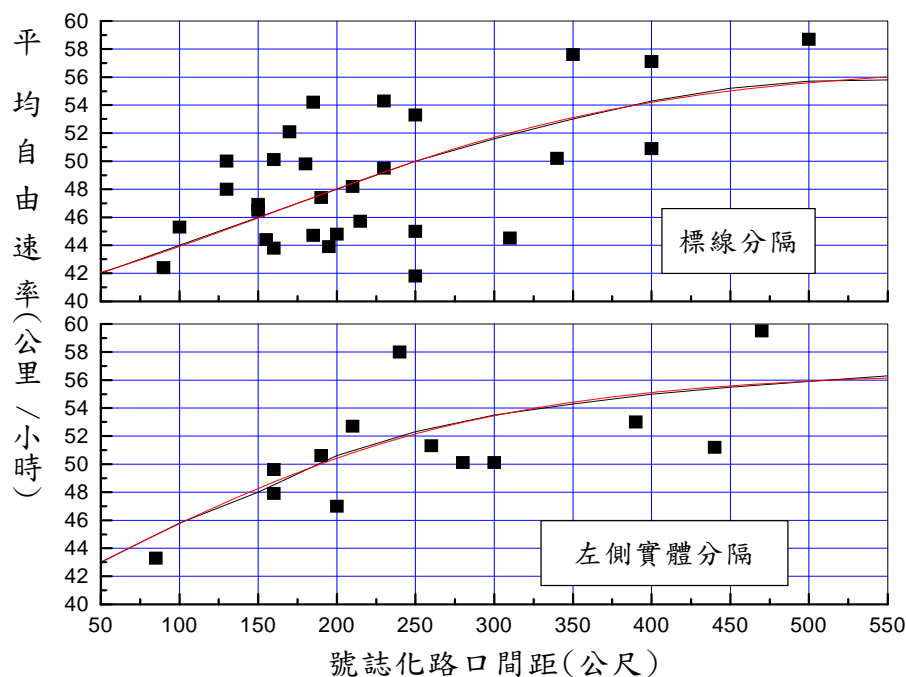


圖 16-19 最左側混合車道上小車平均自由速率與號誌化路口間距及車道分隔型態之關係

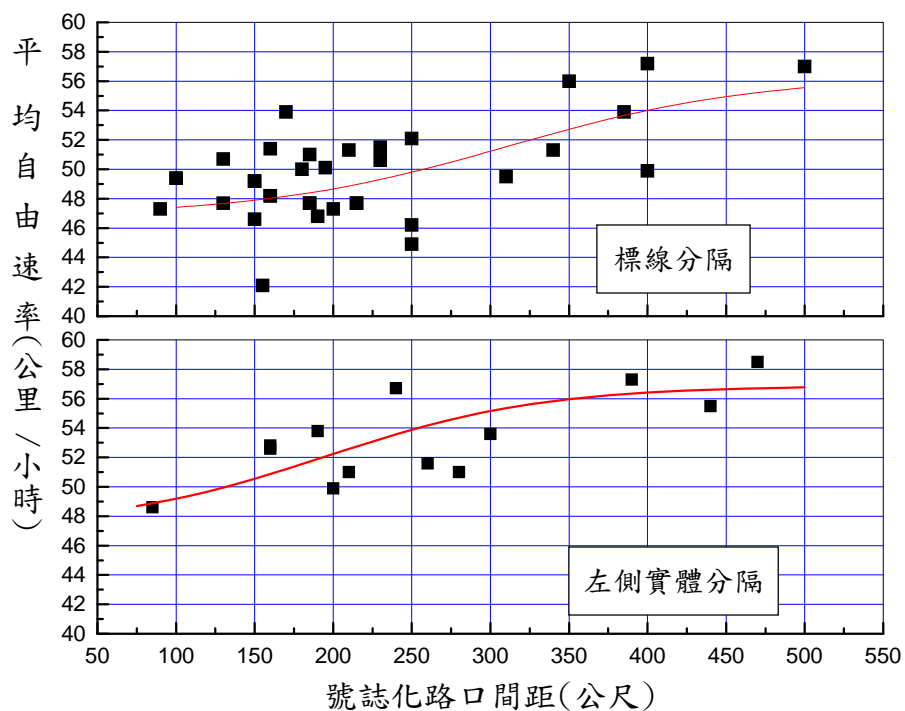


圖 16-20 最左側混合車道上機車平均自由速率與號誌化路口間距及車道分隔型態之關係

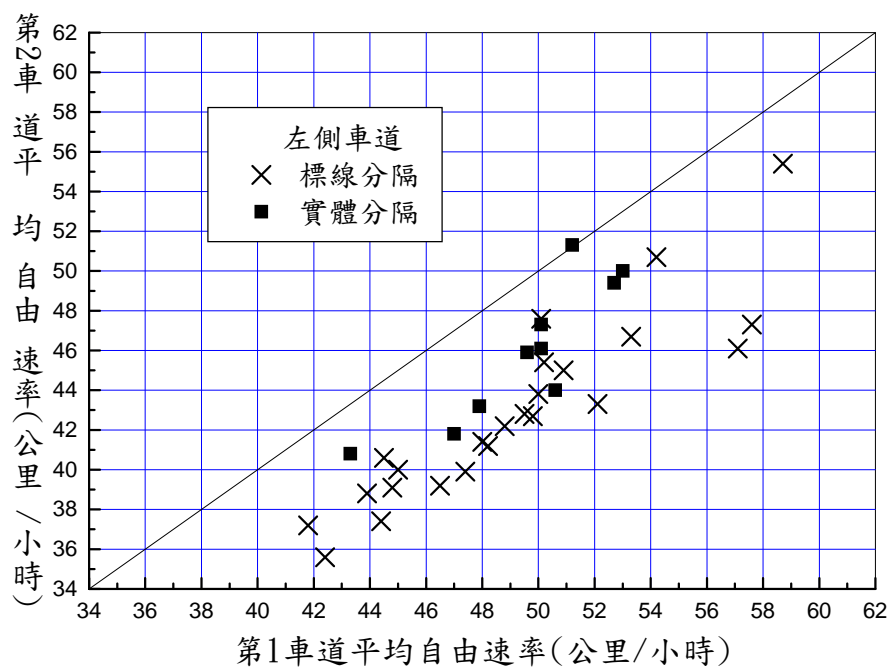


圖 16-21 左側及右側混合車道上小車平均自由速率之差異

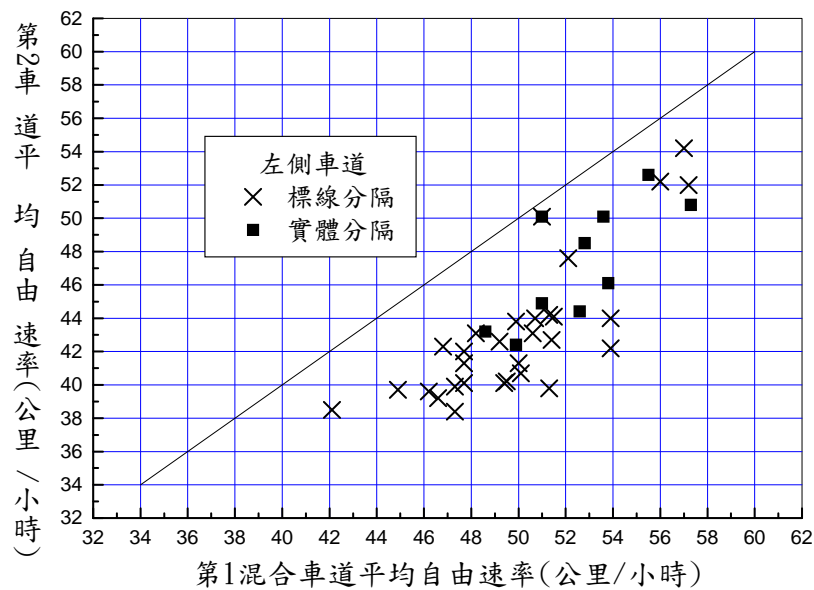


圖 16-22 左側及右側混合車道上機車平均自由速率之差異

表 16.7 混合車道小車平均自由速率(V_{f1} 及 V_{f2} 公里/小時)之估計模式

車道位置	車道 分隔型態	速限 (公里/小時)	估計模式
左側	左側標線	50	$V_{f1} = 56.9 - \frac{20.87}{1 + e^{\frac{S-162.49}{124.81}}}$
	左側分隔島 或護欄	50	$V_{f1} = 56.6 - \frac{27.98}{1 + e^{\frac{S-43.53}{124.15}}}$
右側	右側路肩	50	$V_{f2} = 39.1 + 0.02 S$

註： S ：號誌化路口間距(公尺)。

資料來源：[10]。

表 16.8 混合車道機車平均自由速率(V_{f1} 及 V_{f2} 公里/小時)之估計模式

車道位置	車道 分隔型態	速限 (公里/小時)	估計模式
左側	左側標線	50	$V_{f1} = 56.3 - \frac{9.53}{1 + e^{\frac{S-311.4}{78.52}}}$
	左側分隔島 或護欄	50	$V_{f2} = 56.9 - \frac{9.61}{1 + e^{\frac{S-195.58}{68.84}}}$
右側	右側路肩	50	$V_{f2} = 38.6 + 0.023 S$

註： S ：號誌化路口間距(公尺)。

資料來源：[10]。

16.6.2.4 多車道市區道路之大車

市區道路上之大車很少，自由旅行狀況下行進之大車更少，因此很難蒐集大車自由速率的資料。根據臺北市中山北路及興隆路上共 6 個路段的資料，大車之平均自由速率比小車低 5~10 公里，也比機車低 10~15 公里/小時。大車之平均自由速率可從下式來估計：

$$V_B : 16.2 + 0.47 V_C \quad (16.3)$$

此式中，

V_B : 大車之平均自由速率 (公里/小時)；

V_C : 小車之平均自由速率 (公里/小時)。

16.6.2.5 未特別標明速限之道路

部分市區道路並未特別以標誌或標線(標字)來標明速限，該道路一般比較狹窄而且流量不大之道路。本所目前尚未探討這種道路之交通特性。所以目前沒有現場平均自由速率的資料供參考。但可推測此類無速限道路的平均自由速率會比速限 50 公里/小時之雙車道市區道路(見 16.6.2.1 節)之平均自由速率低。換言之，這種道路之平均自由速率很可能在 35 公里/小時以下。

16.6.2.6 自由速率之分布

一道路上個別車輛速率之差異會影響公路之作業績效。現場資料顯示機車、小車及大車正常化(normalized)自由旅行速率(亦即個別自由速率與平均自由速率之比值)有幾乎相同的分布，如圖 16-23 所示。這些分布可用下列模式來代表：

如 $V < 0.7$ ，則

$$F(V \leq x) = 0 \quad (16.4a)$$

如 $0.7 \leq V \leq < 1.55$ ，則

$$F(V \leq x) = 0.997 - \frac{1.013}{1 + e^{\frac{x-0.991}{0.070}}} \quad (16.4b)$$

如 $V > 1.55$ ，則

$$F(V \leq x) = 1 \quad (16.4c)$$

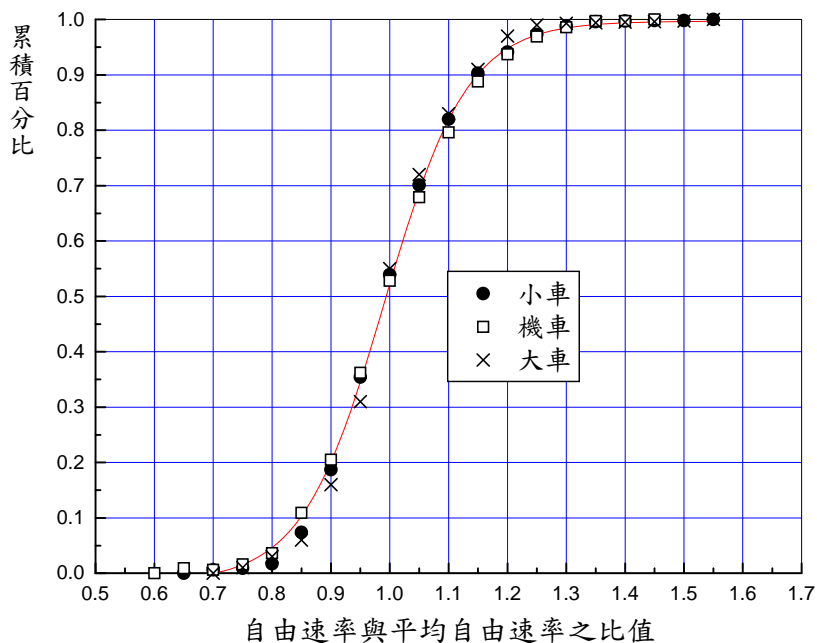


圖 16-23 正常化自由速率之分布

這些公式中，

V : 正常化自由速率 (自由速率除以平均自由速率)；

x : 正常化自由速率之任一設定值；

$F(V \leq x)$: V 小於或等於 x 之百分比。

HTSS 模式根據上述之模式來模擬個別車輛之自由旅行速率。

16.6.3 平均自由速率模擬輸入值之設定

HTSS 模式之輸入檔讓使用者用單一的小車平均自由速率代表一節線 (單向路段) 之小車平均自由速率。機車及大車之自由速率則在模擬過程中自由調整。

如果一節線只有一車道，則小車平均自由速率之輸入值可設定在 40~45 公里/小時之範圍內。當節線為多車道路段時，模擬輸入值宜根據各車道平均自由速率之平均值。例如一節線有 2 快車道，則左側

及右側快車道之小車平均自由速率 V_{f1} 及 V_{f2} 可從表 16.2 及表 16.3 之模式或現場資料來訂定。然後該節線之小車平均自由速率輸入值可設定為 V_{f1} 及 V_{f2} 之平均值。

根據 16.6.2 節所列之模式，最左側快車道及其他快車道之平均自由速率之差異很小。一節線有快車道及混合車道，或只有混合車道時，最左側車道之平均自由速率大約比其他車道之自由速率約高 5~7 公里/小時。根據這現象，並且便利輸入值之訂定，本章建議在沒有現場資料之情況下，可用下列之模式設定輸入值。這些模式中， S 代表號誌化路口間距（公尺）， N 代表節線之車道數， N_m 為混合車道數。

1. 單車道節線（速限 50 公里/小時）

40~45 公里/小時

2. 多車道節線，全部為快車道

(1) 速限 50 公里/小時，中央標線分隔

$$59 - \frac{12.56}{\left(1 + e^{\frac{S-179.86}{74.18}}\right)}$$

(2) 速限 50 公里/小時，中央實體分隔

$$60 - \frac{14.56}{\left(1 + e^{\frac{S-164.86}{102.20}}\right)}$$

(3) 速限 60 公里/小時，中央實體分隔

$$61 - \frac{12.56}{\left(1 + e^{\frac{S-118.80}{78.44}}\right)}$$

(4) 速限 70 公里/小時，中央實體分隔

$$66 - \frac{12.56}{\left(1 + e^{\frac{S-118.80}{78.44}}\right)}$$

3. 多車道節線，快慢分隔物右側節線（速限 50 公里/小時）

(1) 有快車道及混合車道

$$60 - \frac{14.93}{\frac{S-164.86}{102.20}} - 5(N_m + 1)/N$$

$$(1 + e^{102.20})$$

(2) 只有混合車道

$$57 - \frac{27.98}{\frac{S-43.53}{124.13}} - 7/N$$

$$(1 + e^{124.13})$$

4. 多車道節線，無快慢分隔，中央標線分隔（速限 50 公里/小時）

(1) 有快車道及混合車道

$$59 - \frac{12.56}{\frac{S-179.86}{74.18}} - 5(N_m + 1)/N$$

$$(1 + e^{74.18})$$

(2) 只有混合車道

$$57 - \frac{20.87}{\frac{S-162.49}{124.81}} - 5/N$$

$$(1 + e^{124.81})$$

5. 多車道節線，無快慢分隔，中央實體分隔

(1) 有快車道及混合車道

$$60 - \frac{14.93}{\frac{S-164.86}{102.20}} - 5(N_m + 1)/N$$

$$(1 + e^{102.20})$$

(2) 只有混合車道

$$57 - \frac{27.98}{\frac{S-43.53}{124.13}} - 5/N$$

$$(1 + e^{124.13})$$

16.7 停等車疏解率輸入值

HTSS 模式讓使用者利用輸入檔變更停等車在號誌化路口之疏解率。機車與大車之疏解率則在模擬過程中根據小車疏解率及其他輸入狀況自動調整。

傳統之停等車疏解率觀念[3]假設第 4 部或第 5 部（進入路口）之後，疏解率會達到一穩定的最高值，如圖 16-24 所示。此穩定最高值稱為飽和流率。根據飽和流率之觀念，在一個時相（綠燈及燈號轉換時段）內疏解的停等小車數可當作集中在有效綠燈時相內。時相長

度與有效綠燈之差異通稱損失時間。飽和流率及損失時間可很方便的應用於模擬號誌化路口之作業。美國聯邦公路總署(FHWA)所發展之 NETSIM[12]模擬模式是應用飽和流率觀念之其中一模式。

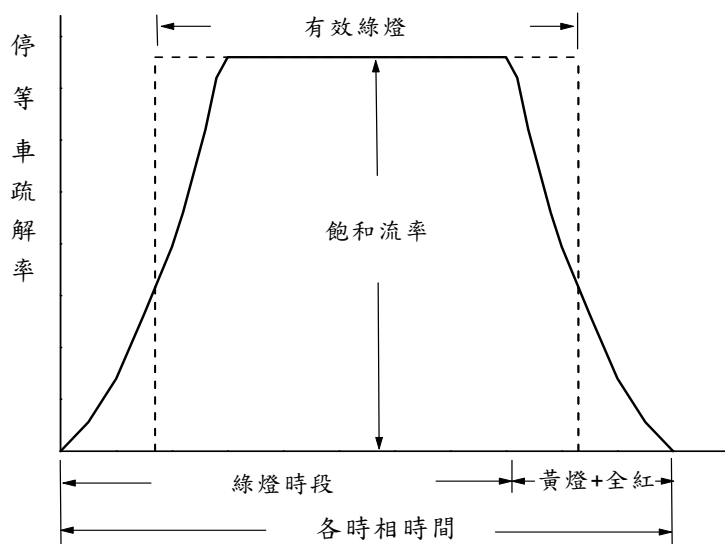


圖 16-24 傳統飽和疏解率之觀念

臺灣機車專用道上機車在號誌化路口之疏解特性類似傳統觀念之疏解行為，如圖 16-3 所示。主要之差異是在綠燈尾端之疏解率有升高之傾向。臺灣停等小車疏解率之特性則與傳統觀念之疏解行為大不相同，如圖 16-1 及圖 16-2 所示。因此 HTSS 模式輸入檔中之停等小車疏解率不代表飽和流率。HTSS 模式已根據臺灣現場觀察到的小車疏解特性加以微調。在無行人干擾及無路旁停車活動之情況下，表 16.9 所列之疏解率可用來設定輸入值。輸入值每增加 50 小車/小時/車道，疏解的小車數大約增加 2%~3%。

表 16.9 無衝突行人或路旁停車活動之停等小車輸入疏解率建議範圍

行進方向	節線特性	輸入疏解率(小車/小時/車道)
直行	只有快車道	1,750~1,875
	快車道與混合車道並存	1,650~1,700
	只有混合車道	1,600~1,650
左轉	1 車道或 2 車道	1,650~1,750
	3 車道	1,450~1,500
右轉	1 車道	1,500~1,700

資料來源：[10]。

路旁有停車活動時，正在進、出車位之車輛可能阻擋疏解車流而導致疏解率降低。在這情形下，表 16.10 之因素可用來調整從表 16.9 所選擇之疏解率。例如從表 16.9 所選擇的疏解率為 1,700 小車/小時/車道，而從表 16.10 所列之調整因素為 0.8，則輸入疏解率可訂為 $1,700 \times 0.8 = 1,360$ 小車/小時/車道。

表 16.10 路旁停車調整因素

車道數	停車操作率(輛/小時)						
	0	10	20	30	40	50	60
1	0.87	0.82	0.82	0.82	0.81	0.81	0.80
2	0.94	0.91	0.90	0.90	0.90	0.89	0.89
3	0.96	0.94	0.94	0.94	0.93	0.93	0.93

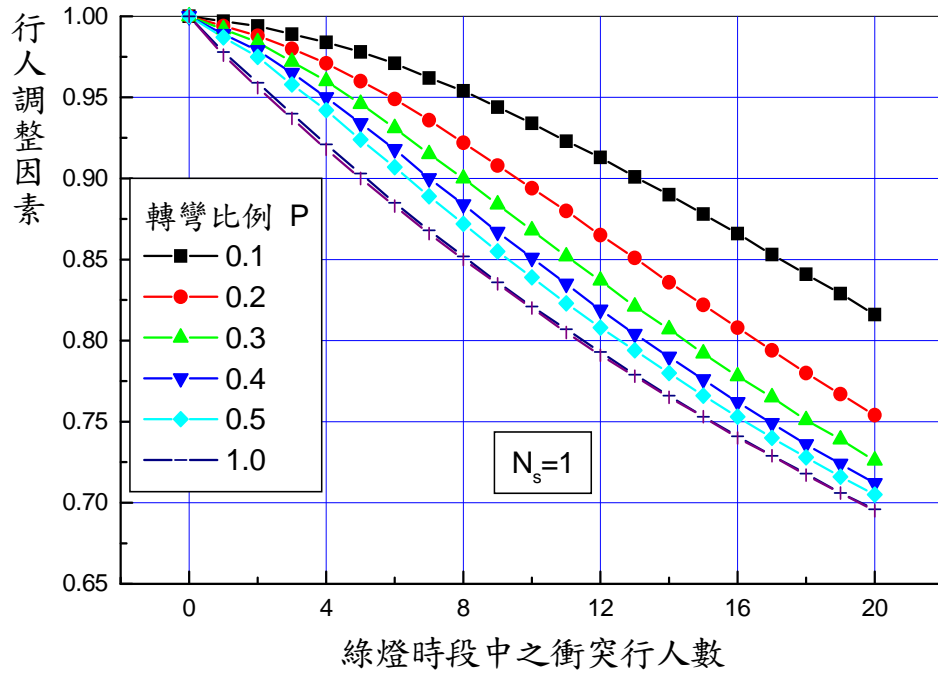
資料來源：[8]。

市區路口常有行人。如果行人沒有保護時相可用，則行人與左轉或右轉車輛可能會有衝突。在這種情況下，從表 16.6 所選擇的左轉或右轉疏解率也宜調低。這問題在容量手冊第十三章（修訂版）詳細的討論，並建議調整因素，但目前尚無現場資料來確定衝突行人對疏解率之影響。第十三章所建議的調整因素如圖 16-25、圖 16-26 及圖 16-27 所示。這些圖中 N_s 代表左轉或右轉車能進入並停在路口而且能避免阻擋上游車流之車數。圖中的轉彎比例代表能讓左轉或右轉車使用之車道中，左轉或右轉車輛占有所有車輛之比例。通常行人流率高時，應有一行人保護時相可用，所以適用的行人調整因素可能在 0.85 以上。

16.8 執行模擬

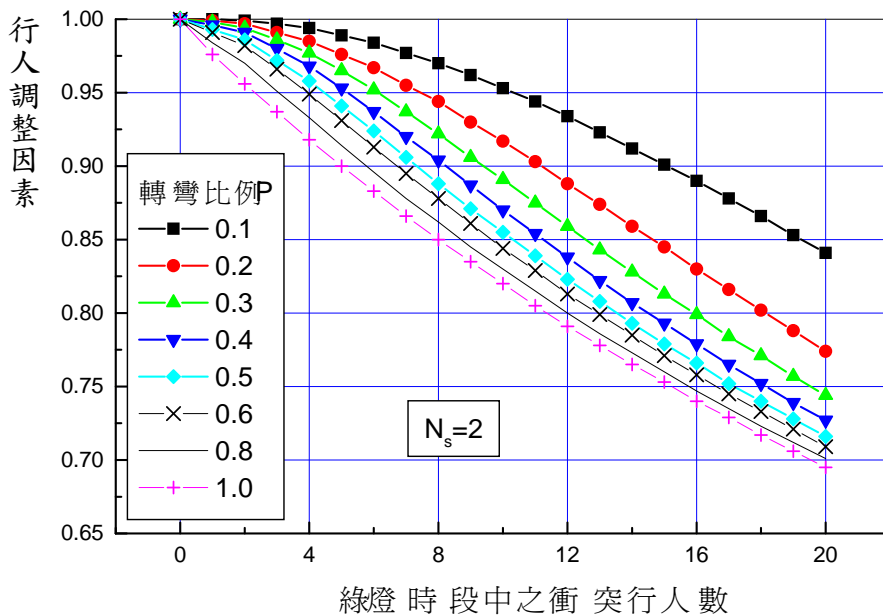
執行模擬之前須將 HTSS 模式第 3 版之執行檔（檔名為 HTSS-V3.exe）及輸入檔（檔名為 HTSS.txt）放在電腦之同一子目錄。模擬輸出檔（檔名為 HTSSout.txt）會自動出現在同一子目錄內。

HTSS 模式直行模擬時係根據一套輸入之亂數種子(random number seed)來隨機訂定每一車輛及駕駛員之屬性。根據每一套亂數的模擬結果代表在一固定需求流率狀況下，在現場可觀察到的交通作業績效。因為單一樣本之模擬結果或現場觀察值不能代表交通作業品質之期望狀況，所以必須重覆用不同亂數模擬好幾次，然後利用多次模擬結果的平均值代表交通作業品質之期望值。



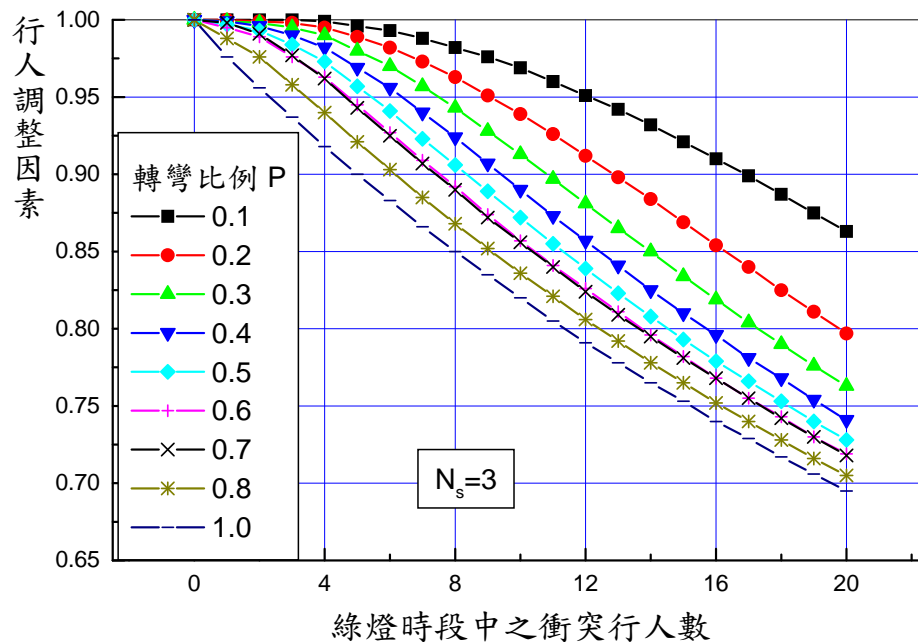
資料來源：[8]。

圖 16-25 轉角可儲存 1 輛小車時之衝突行人調整因素



資料來源：[8]。

圖 16-26 轉角可儲存 2 輛小車時之衝突行人調整因素



資料來源：[8]。

圖 16-27 轉角可儲存 3 輛小車時之衝突行人調整因素

HTSS 模式讓使用者在輸入檔設定隨機亂數之種子及重覆模擬的次數。一般而言，需求流率越高，用不同亂數之模擬結果的變異性越大，如圖 16-28 所示。因此需求流率與容量之比值越大，模擬之次數必須增加，才能可靠的估計交通作業之品質。

16.9 評估服務水準

2001 年容量手冊使用車輛平均停等延滯衡量號誌化路口之服務水準。評估圓環除外之非號誌化路口則根據保留容量。分析圓環時又另外用流量/容量比來訂定服務水準。本所尚未蒐集資料來修訂分析「停」、「讓」控制路口之第十四章及有關圓環之第十五章。修訂後之第十四章也應根據平均停等延滯來評估服務水準。至於圓環的服務水準是否繼續用流量/容量比來評估，則須進一步探討。本章暫時使用根據平均停等延滯訂定號誌化路口及「停」、「讓」控制路口的服務水準，如表 16.11 所示。

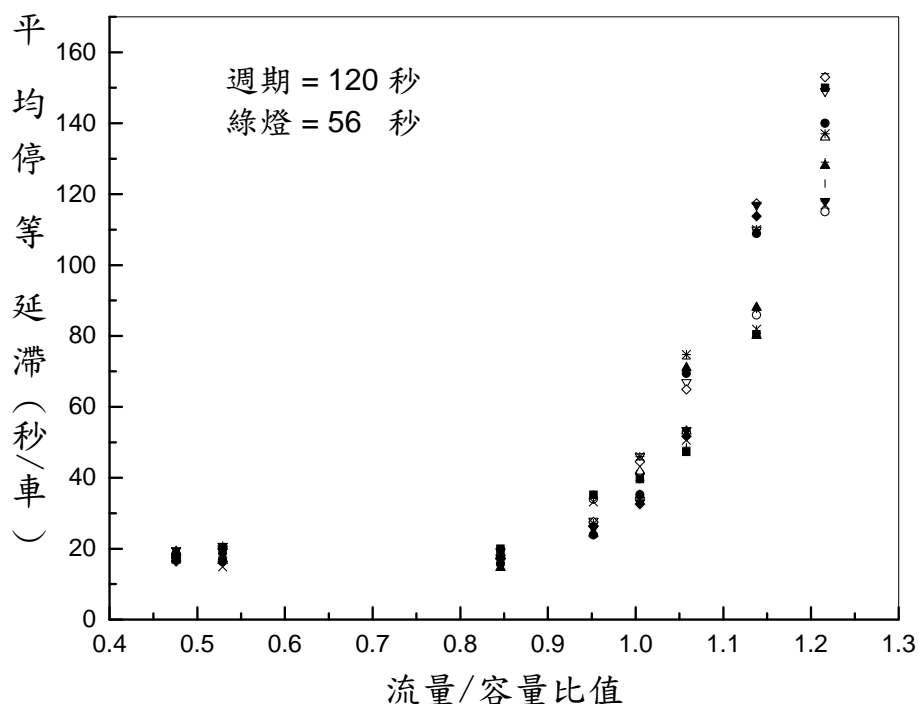


圖 16-28 停等延滯模擬值隨需求流率與容量比之變異性

表 16.11 號誌化路口及「停」、「讓」控制路口之服務水準劃分標準

服務水準	平均停等延滯 d (秒/車)
A	$d \leq 15$
B	$15 < d \leq 30$
C	$30 < d \leq 45$
D	$45 < d \leq 60$
E	$60 < d \leq 80$
F	$d > 80$

資料來源：[1]。

市區道路在尖峰期間之平均旅行速率普遍低，尤其是臺北縣市區道路，如圖 16-29 所示。另一方面，速限較高的市區道路通常有較高的平均自由旅行速率，因此大眾對其交通功能品質之期望也較高。本章考慮現況及期望的服務品質，訂定表 16.12、表 16.13 及表 16.14 之服務水準劃分標準。

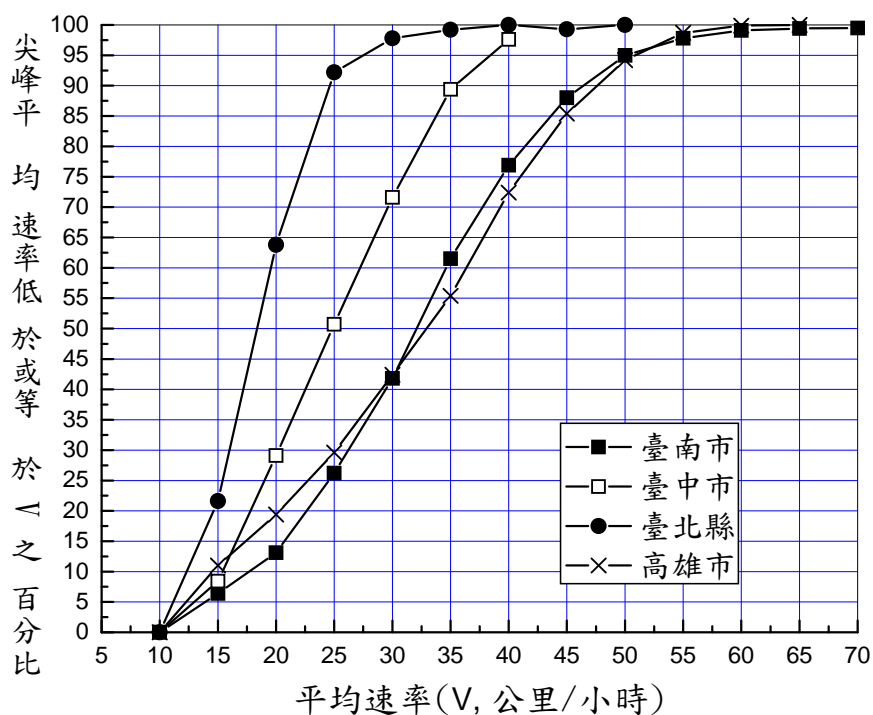


圖 16-29 市區道路尖峰平均速率之累積分布

一道路是由一連串路段所組成。各路段上之車道不一定能允許車輛從設路段進入同一道路之下一路段。在這情況下，這些不連貫車道上的旅行時間不宜用來估計一道路之平均旅行速率。根據表 16.12、表 16.13 及表 16.14 來評估道路之服務水準時，必須根據下式估計平均旅行速率：

表 16.12 速限 50 公里/小時之市區道路服務水準等級劃分標準

平均旅行速率 V (公里/小時)	服務水準等級
$V \geq 35$	A
$30 \leq V < 35$	B
$25 \leq V < 30$	C
$20 \leq V < 25$	D
$15 \leq V < 20$	E
$V < 15$	F

表 16.13 速限 60 公里/小時之市區道路服務水準等級劃分標準

平均旅行速率 V (公里/小時)	服務水準等級
$V \geq 40$	A
$35 \leq V < 40$	B
$30 \leq V < 35$	C
$25 \leq V < 30$	D
$20 \leq V < 25$	E
$V < 20$	F

表 16.14 速限 70 公里/小時之市區道路服務水準等級劃分標準

平均旅行速率 V (公里/小時)	服務水準等級
$V \geq 45$	A
$40 \leq V < 45$	B
$35 \leq V < 40$	C
$30 \leq V < 35$	D
$25 \leq V < 30$	E
$V < 25$	F

$$V = \frac{3.6 \sum_{i=1}^N L_i}{\sum_{i=1}^N T_i} = \frac{3.6 \sum_{i=1}^N L_i}{\sum_{i=1}^N \left(\sum_{j=1}^m Q_{ij} t_{ij} / \sum_{j=1}^m Q_{ij} \right)}$$

(16.5)

此式中，

- V : 道路之平均旅行速率(公里/小時)；
- N : 道路之路段數目；
- L_i : 路段 i 之長度(公尺)；
- T_i : 道段 i 之平均旅行時間(秒/車)；
- m : 路段 i 可用來進入下一路段之車道數；
- Q_{ij} : 路段 i ，車道 j 之流率(輛/小時)；
- t_{ij} : 路段 i ，車道 j 之平均旅行時間(秒/車)。

HTSS 模式之使用者可用輸入檔指定屬同一道路之路段。模擬完

畢之後，HTSS 模式會自動利用連貫車道之模擬結果根據式 16.1 估計平均旅行速率並顯示相關之服務水準。

本所之網站 (<http://www.iot.gov.tw/>) 有數個 HTSS 模式輸入檔之範例。其中 Art3.txt 為圖 16-30 所示模擬路網之輸入檔，此路網代表有 4 個路口之快慢分隔道路。其中節線 2, 6, 10, 14 及 18 為東行之快車道路段，節線 19, 15, 11, 7 及 3 則為西行之快車道路段。HTSS 模式之使用者可依照本所網站中「公路系統模擬模式使用者手冊」或容量手冊第十一章附錄 C 隨意更改 Art3.txt。

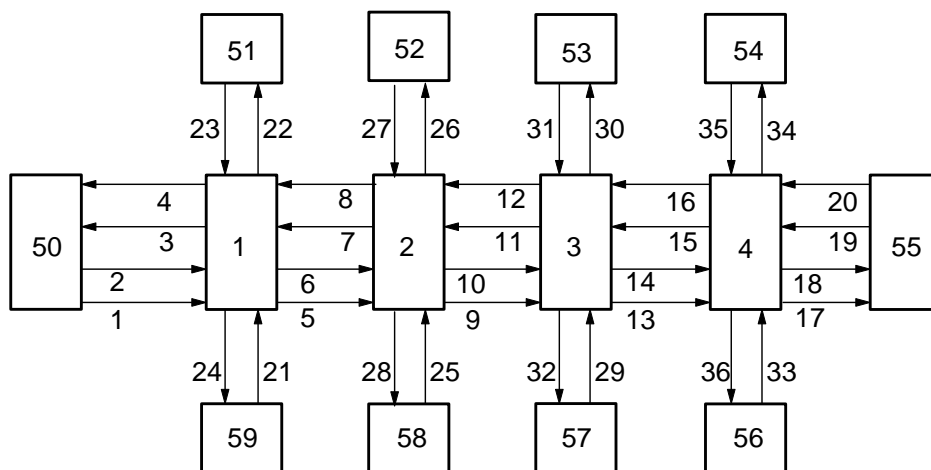


圖 16-30 Art3.txt 之相關快慢分隔道路之模擬路網

如將 Art3.txt 更改讓所有進入模擬路網的車輛皆轉入快車道，而且用檔型 49 資料指定節線 2, 6, 10, 14 及 18 須有平均旅行速率之估計值及相關的服務水準等級，則部分的輸出資料檔如表 16.15 所示。此表顯示輸出檔包括用不同組隨機亂數模擬 (Run1, Run2, ...) 之結果及所有不同組亂數模擬結果之平均值。這些模擬結果包括：

1. 各節線 (路段) 從下游停止線離開之流率、平均停等延滯、根據平均停等延滯所訂定之服務水準等級、總平均延滯、平均停等車隊長度，及平均旅行速率。
2. 檔型 49 所指定道路(Chain)的平均旅行速率及相關服務水準等級。

表 16.15 輸出檔之內容範例

****模擬次數 (RUN =) 1							
節線	車道	流率 (車/小時)	停等延滯 (秒/車)	LOS	總延滯 (秒/車)	停等長度 (公尺)	平均速率 (公里/小時)
2	1	516	19.9	B	25.6	43	29.9
2	2	562	19.1	B	24.3	37.8	32.5
6	1	546	9.9	A	16	18.9	34.9
6	2	622	7.2	A	12.6	17.4	39
10	1	729	17.9	B	26.1	42.7	27.4
10	2	774	14.7	A	21.3	36	30.4
****模擬次數 (RUN =) 2							
節線	車道	流率 (車/小時)	停等延滯 (秒/車)	LOS	總延滯 (秒/車)	停等長度 (公尺)	平均速率 (公里/小時)
2	1	516	26.2	B	33.1	73.5	25.4
2	2	546	26.2	B	32.8	75.9	26.3
6	1	622	9	A	14.8	19.8	36.5
6	2	607	10.2	A	17.1	30.5	34.2
10	1	820	9.1	A	16.2	52.7	33.7
10	2	698	11.1	A	18.4	38.4	32
****節線/車道統計量之統計 (Summary of LINK/LANE Statistics) ****							
樣本數/模擬次數 (Sample Size / number of runs) = 2							
節線	車道	流率 (車/小時)	停等延滯 (秒/車)	LOS	總延滯 (秒/車)	停等長度 (公尺)	平均速率 (公里/小時)
2	1	516	23.1	B	29.4	58.2	27.7
2	2	554	22.7	B	28.6	56.9	29.4
6	1	585	9.4	A	15.4	19.4	35.7
6	2	615	8.7	A	14.9	23.9	36.6
10	1	775	13.5	A	21.2	47.7	30.6
10	2	737	12.9	A	19.8	37.2	31.2
Chain = 1							
道路中之路段編號 (IDs of Links in the Chain)							
2 6 10 14 18							
速限 (Speed Limit in km/h) = 50							
平均路口間距 (Average Spacing in m) = 400							
平均速率 (Average Speed in km/h) = 32.9							
服務水準等級 (Level of Service) = B							

16.10 現場調查平均旅行速率之方法

在目前車輛絕大多數沒有自動辨識及自動定位系統(Automatic Vehicle Identification and Location System)之情況下，利用測試車(test car)實地在分析對象之道路上來回行駛以蒐集旅行時間樣本，仍是估計平均旅行速率的一實用方法。假設第 i 測試車之旅行時間為 t_i 秒，道路長度為 L 公里，而 n 為測試之旅行時間樣本數，則平均旅行速率 V (公里/小時) 可估計如下：

$$V = \frac{3600L}{\sum_{i=1}^n t_i / n}$$

(16.6)

利用測試車估計平均旅行速率之一個大問題是在分析時段內到底必須要蒐集多少旅行時間的樣本。美國 2000 年公路容量手冊指出可能必須要 6 到 12 個樣本。事實上樣本數須多少的問題沒有確定的答案。其一原因是期望的估計精確度及旅行時間的變異性會影響所需之樣本數，但是旅行時間的變異性又無法正確的估計。

以圖 16-30 之模擬路網為例。從節點 50 行走到節點 55 的時間受道路口 1, 2, 3 及 4 之號誌控制之影響，也受到從各節點進入之車流所影響。如果旅行距離為 1,600 公尺，HTSS 模式之模擬結果顯示樣本數及平均速率估計值正確性的關係受到許多因素之影響。圖 16-31 顯示當旅行時間之變異係數 (Coefficient of Variation, 亦即標準差除以平均旅行時間) 高達 0.4 時，平均旅行速率估計誤差範圍之或然率隨測試車隨機取樣次數之關係。從此圖可知，如果有 20 個隨機樣本，則平均速率估計誤差在 ± 2 公里/小時之範圍的或然率大約為 60%，估計誤差在 ± 4 公里/小時之範圍的或然率則大約有 88%。模擬結果亦顯示在一特定的估計誤差範圍內，所須蒐集之樣本數有隨旅行時間之變異係數而增加的趨勢，但變異係數相同時，所須蒐集的樣本數仍很可能有相當大的差別。這現象如表 16.16 所示。

從表 16.16 可知，如果估計平均速率的誤差不超過 2 公里/小時的或然率最少須有 95%，則旅行時間之變異係數在 0.13~0.29 範圍內時，

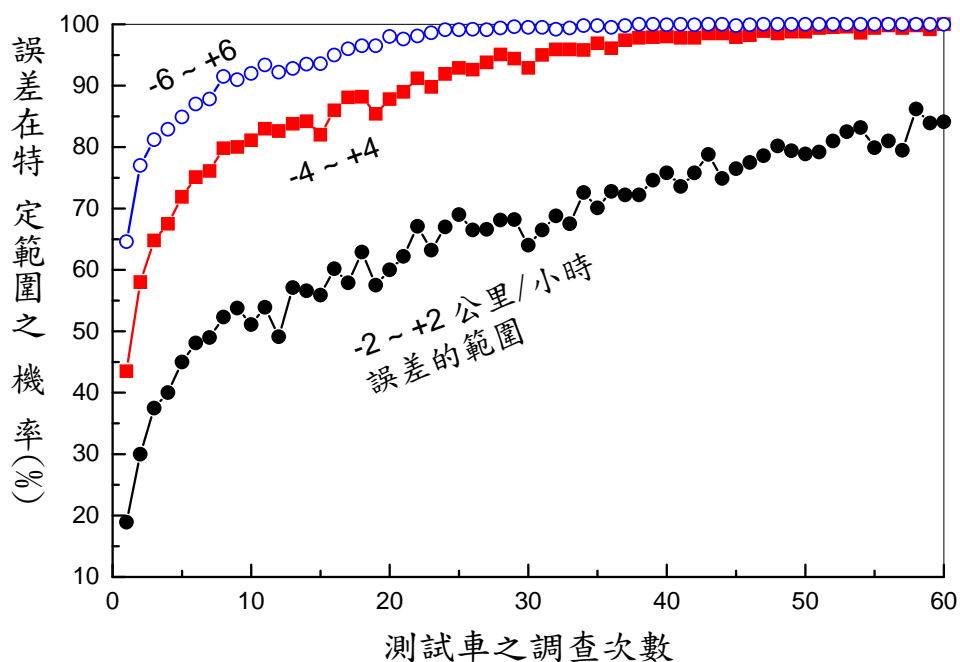


圖 16-31 平均旅行速率之估計誤差與測試車之調查次數的關係

測試車旅行時間之樣本數須在 5~24 之範圍內，但實際所須之樣本數不能確定。如可接受之誤差增加到 4 公里/小時，則樣本數可減少。但因每一服務水準等級之平均速率範圍只有 5 公里/小時（表 16.12~表 16.14），4 公里/小時之估計誤差經常會造成服務水準等級的誤判。

表 16.16 平均旅行速率估計誤差範圍或然率與所需樣本數之關係

旅行時間之變異係數	平均旅行速率估計誤差範圍 (公里/小時)	估計誤差範圍之或然率		
		80%	90%	95%
		所需樣本數	所需樣本數	所需樣本數
0.13~0.19	± 2	2~5	4~7	5~11
	± 4	1	1~2	2~3
	± 6	1	1	1~2
0.20~0.24	± 2	3~6	5~13	7~24
	± 4	1~2	2~3	2~5
	± 6	1	1~2	2~3
0.25~0.29	± 2	2~9	4~16	8~24
	± 4	1~2	3~4	3~7
	± 6	1	1~2	2~4
0.4	± 2	52	68	> 100
	± 4	8	23	31
	± 6	3	8	16

總而言之，除非有大樣本，測試車所蒐集的旅行時間難以提供可靠的平均旅行速率估計值。因為旅行時間隨車輛在車隊之位置而變，所以利用測試車蒐集市區道路上旅行時間樣本時應遵循下列兩原則：

1. 測試車須在第一號誌化路口號誌週期中不同時間進入分析道路之起點。
2. 如果可能，在同一週期中應有數部測試車在不同時間進入分析道路之起點。

參考文獻

1. 「2001 年臺灣地區公路容量手冊」，90-16-1183，交通部運輸研究所，民國 90 年 3 月。
2. *Highway Capacity Manual*, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1985.
3. *Highway Capacity Manual*, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 2000.
4. Benekohal, R. F. and El-Zohairy, Y., “General Uniform Delay Model for Signalized Intersections,” Proceeding, 3rd International Symposium on Highway Capacity, Copenhagen, Denmark, United States Transportation Research Board, Washington, D.C., 1998.
5. Kim, S-Q., and Benekohal, F. F., “Comparison of Control Delays from CORSIM and the Highway Capacity Manual for Oversaturated Signalized Intersections,” *Journal of Transportation Engineering*, Vol. 131, No. 12, pp.917-923, December 2005.
6. Lin, F. B., Chang, C. W., and Tseng, P. Y., “Errors in Capacity and Timing-Design Analyses of Signalized Intersections in the Absence of Steady Queue Discharge Rates,” *Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board*, No.2027, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D. C., 2007, pp.85-90.
7. 「機車專用道、公車設施及都市幹道容量與服務水準研究(1/3) 」，97-94-1248，交通部運輸研究所，民國 97 年 7 月。

8. 「市區號誌化路口容量分析及服務水準之研究(2/2)」，96-113-1244，交通部運輸研究所，民國 96 年 9 月。
9. 「機車專用道、公車設施及都市幹道容量與服務水準研究(2/3)」，99-95-1275，交通部運輸研究所，民國 97 年 11 月。
10. 交通部、內政部，「道路交通安全規則」，民國 97 年。
11. Federal Highway Administration, Traffic Software Integrated System (TSIS), Version 6.0, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C., 2007.

第十七章 市區公車設施

目 錄

	頁次
17.1 緒論	1
17.2 市區公車系統概況	3
17.3 公車作業特性	7
17.3.1 自由旅行速率	7
17.3.2 停等車疏解特性	8
17.3.3 公車站停車位之利用	11
17.3.3.1 無停車彎之專用道	11
17.3.3.2 有停車彎之專用道	13
17.3.3.3 路邊靠站公車	15
17.3.4 靠站跟進時間	19
17.3.5 清站時間	20
17.3.6 乘客上下車及付費時間	20
17.3.7 靠站時間	21
17.3.8 服務車距	23
17.4 公車專用道路段容量	23
17.4.1 公車站容量	25
17.4.2 停止線車道容量	29
17.4.3 路段容量之特性	29
17.4.4 路段容量之估計	35
17.5 績效指標	36
17.5.1 平均服務車距	36
17.5.2 公車乘客平均佔用面積	37
17.5.4 平均路段停等延滯	38
17.5.5 平均旅行速率	40
17.6 分析方法	40

17.6.1 路段容量	41
17.6.2 平均服務車距（沒有固定班表）	41
17.6.3 平均服務車距（有固定班表）	42
17.6.4 準點到站可靠性（沒有固定班表）	42
17.6.5 準點到站可靠性（有固定班表）	43
17.6.7 平均旅行速率	43
17.6.8 HTSS 模式之應用	44
17.7 應用例題	53
17.7.1 例題一	53
17.7.2 例題二	53
17.7.3 例題三	53
17.7.4 例題四	55
17.7.5 例題五	55
17.7.6 例題六	56
17.7.7 例題七	56
17.7.8 例題八	56
17.7.9 例題九	58
參考文獻	59

圖目錄

	頁次
圖 17-1 快慢分隔路型快車道外側順向公車專用道站台	17-5
圖 17-2 中央分隔路型快車道內側順向公車專用道站台	17-5
圖 17-3 臺北市敦化北路在南京東路口之公車站設置示意圖	17-6
圖 17-4 不同車種正常化自由速率累積分布之比較	17-8
圖 17-5 停等公車及直行小車疏解率之比較 (S1, S2, S3 及 S4 為 4 個臺北市直行車道)	17-9
圖 17-6 正常化公車疏解間距之累積分布	17-10
圖 17-7 臺北市無停車彎專用道第一輛公車停車位置之累積分布 ..	17-12
圖 17-8 靠站公車間距之累積分布	17-13
圖 17-9 臺北市敦化北路有停車彎專用道上第一輛靠站公車車頭 位置之累積分布	17-14
圖 17-10 路邊靠站第一輛公車停站位置之累積分布	17-16
圖 17-11 專用道及路邊公車正常化靠站時間之代表性累積分布	17-22
圖 17-12 公車站容量之理論值及模擬值	17-25
圖 17-13 停車彎有效長度及站台長度之示意圖	17-27
圖 17-14 站台長度對路段容量之影響	17-30
圖 17-15 站台與下游停止線距離對路段容量之影響	17-31
圖 17-16 路段容量隨綠燈及週期長度比值 (G/C) 之變化.....	17-32
圖 17-17 平均停靠時間與平均離開車距之關係 (下游無號誌控制)	17-33
圖 17-18 容量車距隨靠站時間及綠燈/週期 (G/C) 比之變化	17-34
圖 17-19 容量隨靠站時間及站台與停止線距離之變化	17-34
圖 17-20 平均靠站時間與容量車距之關係	17-35
圖 17-21 高效率及現況站台使用路段容量之比較	17-36
圖 17-22 平均停等延滯隨流率及號誌控制之變化	17-39
圖 17-23 平均停等延滯隨流率及號誌控制之變化	17-39
圖 17-24 平均服務車距與車距標準差之關係	17-43
圖 17-25 Busiso2p.txt 所模擬公車專用道及相關路口及模擬路網 示意圖	17-46
圖 17.26 Artbus.txt 所模擬公車專用道路段及相關路網示意圖	17-50
圖 17-27 輸入流率、輸出流率與容量之關係示意圖	17-55

表 目 錄

	頁次
表 17.1 臺灣市區公車客運付費方式.....	17-4
表 17.2 公車專用道設置條件.....	17-4
表 17.3 平均付費時間之代表值.....	17-21
表 17.4 服務車距平均值與標準差.....	17-23
表 17.5 站台長度等於 52 公尺時，停車彎長度對公車站容量之影響 (HTSS 模擬值).....	17-28
表 17.6 站台長度等於停車彎長度時，有停車彎車站容量 C_1 (公車 /小時)與無停車彎車站容量 C_2 (公車/小時)之比較(HTSS 模擬值).....	17-28
表 17.7 有停車彎且停車彎長度等於 L 公尺時站台長度對公車站 量之影響(HTSS 模擬值).....	17-28
表 17.8 TRB 2000 年手冊服務車距及服務水準等級.....	17-37
表 17.9 TRB 2000 年公車車輛之服務水準與乘客平均佔用面積.....	17-38
表 17.10 路段之服務水準與平均停等延滯.....	17-40
表 17.11 容量及績效指標分析方法.....	17-41
表 17.12 模擬分析結果之樣本.....	17-49
表 17.13 Artbus.txt 模擬分析結果之樣本.....	17-52

17.1 緒論

「2001 年臺灣地區公路容量手冊」[1]第十七章提供一分析公車設施之相關資料，該章之內容採用美國 Transportation Research Board (TRB) 1985 年公路容量手冊[2]，而 TRB 1985 年之手冊已被 TRB 2000 年之手冊[3]所取代。這些手冊所提供之分析方法並不適用於臺灣之環境。其中一原因是臺灣公車作業特性與美國有不同之處。此外，TRB 1985 及 2000 年手冊估計容量的模式沒有正確的理論基礎。因此本所在民國 98 年展開一研究工作[4]以探討臺灣市區公車之作業特性，此工作之主要對象為沒有停車彎之公車專用道。這種專用道上之公車站不能讓乘客上下車已完畢之公車超越前方靠站公車來離站，因此專用車道的容量很有限。為了增高容量並降低車輛之延滯，臺北市已在敦化北路兩路段上設置停車彎。為了協助交通界規劃公車站之設置，本所在 98 年之工作完畢之後補充調查並分析有停車彎之專用道作業。本章採用 98 年及後續之研究成果討論市區公車設施之分析。因為影響市區公車作業之因素相當多，目前沒有可靠的分析性模式以估計公車路段容量及相關之延滯、旅行時間及旅行速率。所以本章提供「公路交通系統模擬模式」(HTSS 模式) 做為分析工具。

臺灣 2001 年手冊之分析對象包括高速公路之公車專用道及一般市區公車設施。目前(2010 年)臺灣高速公路並沒有公車專用道，因此沒有現場資料可參考。本章的分析對象限於市區公車設施。市區公車設施包括公車專用道及在混合車道上受到混合車流所影響的公車路線。一般混合車道上公車佔總車輛之比例很低，車站佔用街道之面積有限，公車靠站地點的選擇較有彈性，因此除了靠站時間之外，混合車道上之公車及其他車輛受同樣之街道幾何設計及號誌控制的影響。因混合車道係公車與其他車輛共用車道，公車作業深受其他車輛之影響，所以其作業能改善之空間很有限，而且其作業特性之變異性很大。在此情形況下，混合車道公車作業之分析，宜利用模擬並根據各路段之交通及號誌控制狀況。

公車專用道的設置及運作，牽涉到營運單位、政府機構、乘客及其他用路人。因此公車之作業績效可從許多不同的立場來衡量。2001年手冊第十七章根據公車流率劃分專用道之服務水準等級。此外，該章亦用公車乘載人數訂定公車車輛服務水準等級，也根據單位容量使用率訂定車位服務水準等級。因為市區公車作業主要受到車站作業及號誌控制之影響，公車流率不適合評估公車作業之績效。車位容量使用率雖能顯示公車到站時是否立即有車位可用，但此指標之值可能受下游號誌控制之影響，所以不容易估計。另一方面，公車載客人數及相關之載客密度影響乘客舒適度，並可能影響大眾使用公車之意願，所以應作為評估指標。

公路容量分析的目的是從用路人的觀點來評估服務績效，以作為規劃、設計或改善營運策略之參考。即使只從乘客之立場來評估公車作業，乘客對公車作業績效的要求不同，因此有大量之績效指標可考慮。本章只建議用下列直接與交通作業有關的指標，來分析市區公車作業之績效：

- 平均服務車距
- 公車準點到站可靠性
- 公車乘客平均佔用面積
- 路段平均延滯
- 平均旅行速率

因為影響績效指標之因素很多，上述績效指標值之估計，以現場調查為原則。有些指標值（如延滯及旅行速率）可用模擬來估計。如果上述績效指標不能滿足容量分析之需要，則應考慮其他指標。

傳統容量分析工作將服務水準根據績效指標劃分成 A、B、C、D、E 及 F 六等級，因為服務水準等級劃分的主觀性太重，有些績效指標值之範圍太小（如市區公車旅行速率），而且公車作業之性質隨市區有相當大之差異，所以本章不強調服務水準等級之劃分。但是本章仍根據現有文獻，將服務水準根據有些指標來劃分等級以供參考。

17.2 市區公車系統概況

市區公車系統可利用高架專用快速道路、與平面道路交叉之專用道、或與其他車輛共用的一般街道以提供大眾運輸服務。公車可單獨作業，特別設計的公車也可連接成列車在專用道上行駛。因為設置成本低於軌道之大眾運輸系統，所以市區公車系統也可適用於某些小型市區。臺灣有市區公車系統之城市，包括臺北市及鄰近臺北縣市區、基隆市、桃園市、中壢市、新竹市、臺中市、彰化市、嘉義市、臺南市、高雄市及屏東市。其中以臺北都會區的公車系統規模最大。

民國 98 年時臺北都會區（包括臺北市及大部分之臺北縣）有 10 家聯營市區公車公司。在民國 97 年 1 月到 7 月之間，總共有 297 條行駛路線。平均每日營運之車輛數為 3,825 輛，每輛公車的載客人數約為 461 人，每公車平均每日行駛之次數則沒有統計資料。公車與捷運可互相轉乘，而且轉乘可享受優惠價格。民國 98 年期間，臺北市及臺北縣的公車路線各有 301 條及 83 條。

各公車公司所擁有的公車尺寸並不完全相同，但一般大型公車長度大約在 9.8~11.9 公尺之間，較小的公車長度在 7.5~9.0 公尺之間。公車之寬度及高度則各在 2.5 公尺及 3.1 公尺左右。公車座位數大約 24~36 個，立位數則在 35 個左右，現行交通法規[5]規定大客車座位不得少於 40 公分寬、70 公分深。公車最大可承載之乘客在 50~70 之範圍內。大客車之乘客站立面積大約是 8.75 平方公尺。有些公車只有一門，但許多公車有兩個門以利乘客上下車。車門寬度多在 76 公分以上。

如表 17.1 所示，除了基隆市、桃園市、中壢市及高雄市有 3 種付費方式外，其他都市只有投現及利用智慧卡之兩種付費方式。投現皆不找零。至於表 17.1 中所謂悠遊卡、臺灣通及 Taiwan Money 卡，都是非接觸性 RF(radio frequency)之智慧卡。智慧卡的使用已經相當普遍，臺北都會區在有些公車站上，乘客使用悠遊卡的比例達 90% 左右[6]，民國 97 年時，臺北市利用悠遊卡之人次則占總搭乘人次的 98%[7]。

為了提升公車行車速率並減少旅行時間的變異性，都市幹道上可視需要設置公車專用道。根據營建署之研究[8]，設置專用道的條件如表 17.2 所示。目前臺灣各市區只有臺北市及嘉義市有在幾條幹道上設置公車專用道。這些專用道皆與號誌化路口平面交叉，而且通常

只有一車道。除非轉向或特殊原因，公車必須行駛在專用道上。專用道上之公車站可能設在快慢車道之內側或外側。站台寬度一般在 3 公尺左右，長度則可讓 3 到 7 輛的公車同時停靠。為了方便乘客通過路口，專用道的站台通常設置在號誌化路口附近，如圖 17-1 及圖 17-2 所示。

表 17.1 臺灣市區公車客運付費方式

市區	付費方式	公車路線數
基隆市	投現/悠遊卡/基隆交通卡【一段票，上車收費】	39
新竹市	投現/臺灣通【一段票，上車收費】	13
桃園市	投現/臺灣通/優待票【一段票，上車收費】	20
中壢市	投現/臺灣通/優待票【一段票，上車收費】	23
臺北市	投現/悠遊卡【一段票、二段票，上車收費、下車收費】	301
臺北縣	投現/悠遊卡【一段票、二段票，上車收費、下車收費】	83
嘉義市	投現/Taiwan Money 卡【一段票，上車收費】	6
臺南市	投現/Taiwan Money 卡【一段票，上車收費】	13
高雄市	投現/Taiwan Money 卡/iPASS(一卡通)【一段票、二段票，上車收費、下車收費】	60
屏東市	投現/Taiwan Money 卡【一段票，上車收費】	2

資料來源：[5]。

表 17.2 公車專用道設置條件

考慮因素	實施時段	設置條件
公車需求	尖峰時間	尖峰小時公車流量達 50 輛以上，或公車載客量達每小時 2,000 人以上。
	全天	尖峰小時公車流量達 75 輛以上，或 12 小時內 400 輛以上。
道路幾何設施	尖峰時間	在雙向車道上，應至少需有雙向合計四車道寬度 在單行道上，應至少需有三車道。
	全天	在雙向車道上，應至少需有雙向合計六車道寬度 在單行道上，應至少需有三車道。

資料來源：[8]。

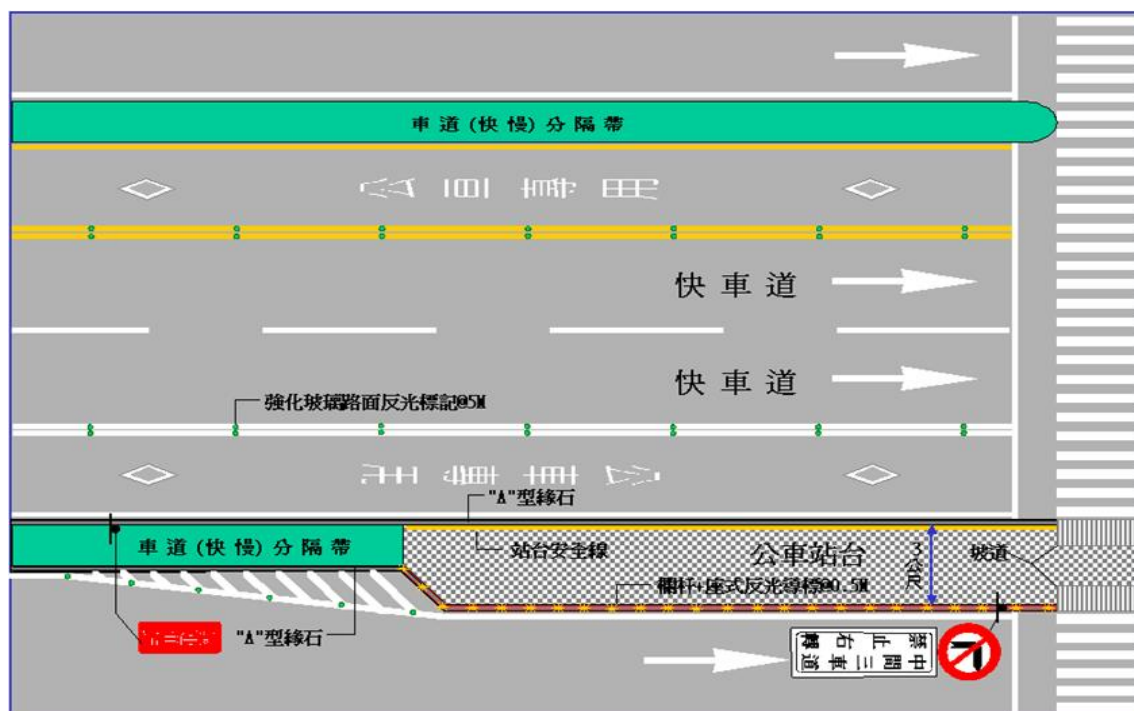


圖 17-1 快慢分隔路型快車道外側順向公車專用道站台

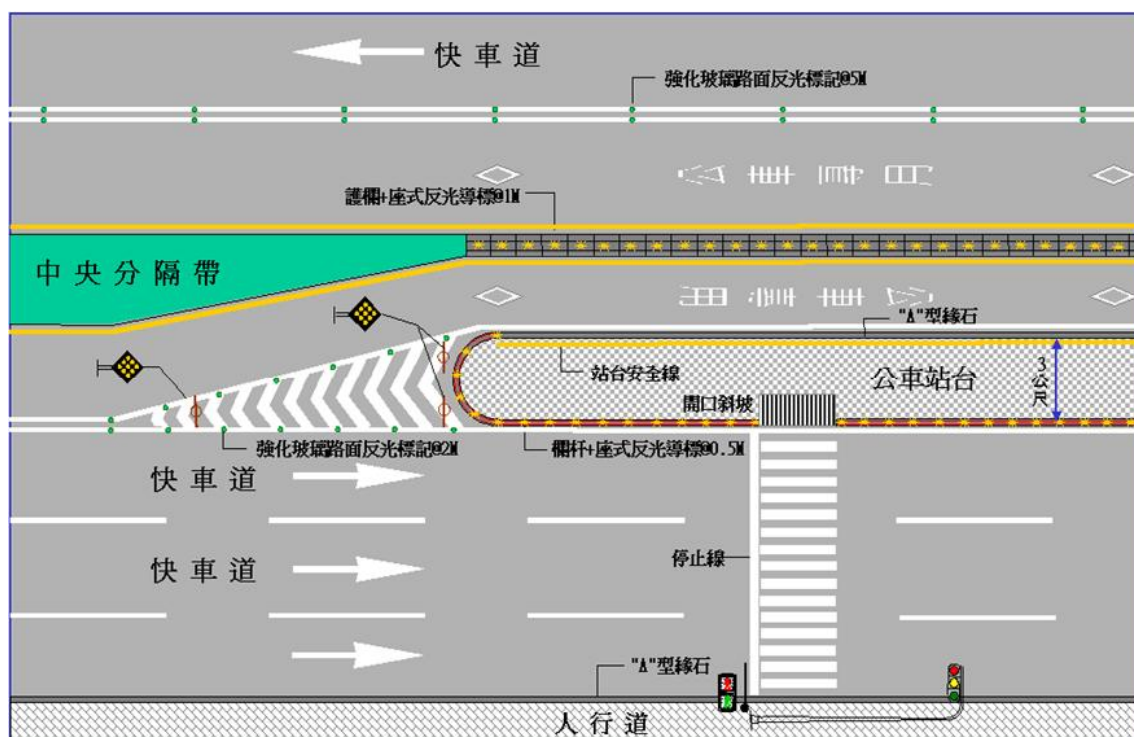


圖 17-2 中央分隔路型快車道內側順向公車專用道站台

一公車專用道若有停車彎，則通常停車彎本身即為公車站。換言之，停車彎須有足夠的長度同時容納數輛公車以避免公車被迫停在停車彎上游之專用道上。臺北市敦化北路在南京東路及八德路兩路口之公車站設置比較特殊。以在南京東路口之公車站為例，圖 17-3 顯示公車彎之長度大約有 11 公尺，只夠一輛車停靠，而公車站之總長度大約為 54 公尺。這種公車彎之設置避免嚴重破壞分隔島上之綠帶，但是在公車彎上游停在專用道上讓乘客上下車之公車會阻礙專用道上之車流。

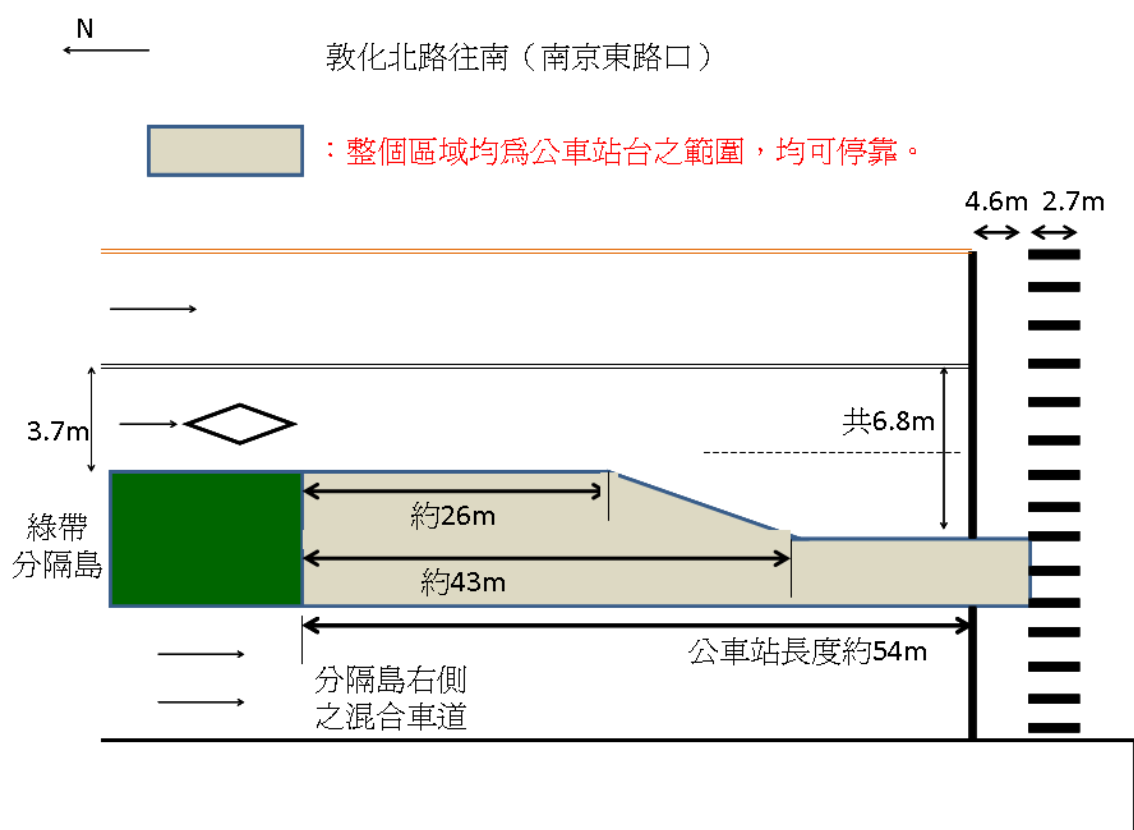


圖 17-3 臺北市敦化北路在南京東路口之公車站設置示意圖

在沒有專用道之公車路線上，公車站一般設在路邊行人走道邊。這種公車站可設在路口近端(near side)、路口遠端(far side)或路段中點(mid-block)附近。依據「道路交通管理處罰條例」[9]第 55 條第 2 項規定，交叉路口 10 公尺或消防車出入口 5 公尺不得臨時停車，因此公車路邊停車位常距離交叉路口 30 公尺以上。理想的站牌與站牌之距離大約 12 公尺，但實際距離常常只有一、二公尺左右。不論有無專用道，「臺北市公共汽車客運業經營管理辦法」[10]第 9 條第一項

建議公車站之距離以 400 公尺以上為原則。

國外公車系統已普遍設置公車自動定位(automatic vehicle location)、自動計算繳費(automatic passenger count)之儀器[11,12]。此外，自動定位系統可讓交通管理中心利用公車當作探針車(vehicle probe)，提供即時(real-time)資料來推估幹道或路網之交通狀況[13,14]。

臺灣市區公車也已經開始提供從 GPS 訊號所得之公車動態資料。目前(2010 年)除了屏東市沒有計畫提供即時資料給公車乘客之外，基隆市正在建立即時資訊系統，其他市區之公車已有動態系統，將公車之動向傳送到公車站。這些系統也將公車到站、離站及靠站時間存檔，以供評估個別公車路線之作業。

17.3 公車作業特性

本所在民國 98 年進行一研究計畫[4]，以探討臺北市及桃園市公車作業之特性。本節歸納現場資料所顯示之公車作業特性。

17.3.1 自由旅行速率

自由旅行速率影響平均旅行速率及車輛延滯。臺北市公車專用道之速限為 40 公里/小時，其他市區道路的速限大多數為 50 公里/小時，超過 50 公里/小時之情況雖然有，但相當少。不論在專用道或混合車道，臺北市公車之速限皆為 40 公里/小時。根據臺北市 4 個路段中點所蒐集的資料，平均旅行速率隨路段之長度(兩號誌化路口之間距)及速限、車道性質(專用道或混合車道)的變化很小。平均自由速率一般在 37~41 公里/小時之範圍內。專用道上公車平均自由速率比混合車道上公車之平均自由速率大約低 2 公里/小時。個別公車自由速率在平均自由速率之 76%與 140%之間。正常化自由速率(亦即個別自由速率除以平均自由速率)的分布，如圖 17-4 所示。此分布可用下列模式來代表：

如 $V < 0.77$

$$F(V) = 0.0 \quad (17.1a)$$

如 $0.77 \leq V < 1.40$

$$F(V) = -0.012 + \frac{1.011}{1 + e^{-\frac{V-0.986}{0.050}}} \quad (17.1b)$$

如 $V \geq 1.40$

$$F(V) = 1.0 \quad (17.1c)$$

此模式中，

V ：正常化自由速率（亦即自由速率/平均自由速率比值）；

$F(V)$ ：正常化自由速率小於或等於 V 之或然率。

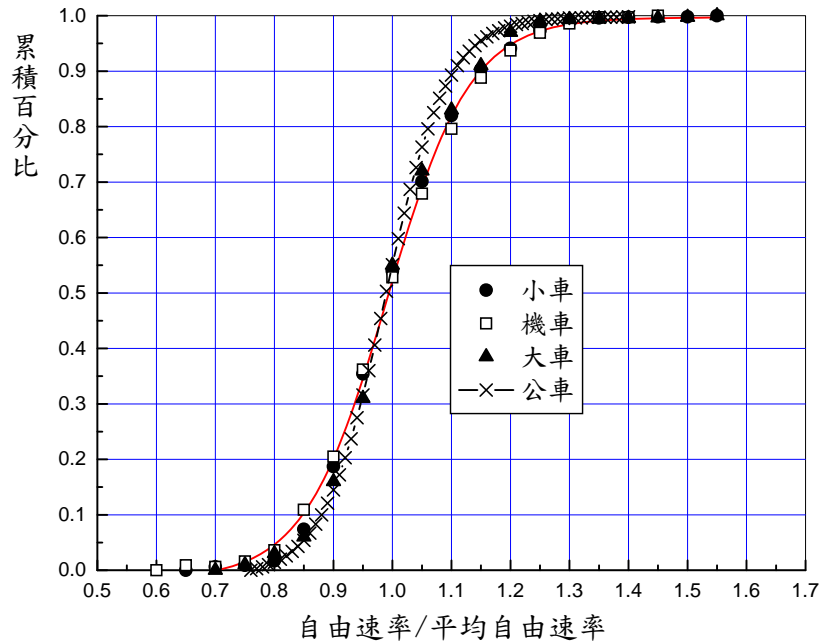


圖 17-4 不同車種正常化自由速率累積分布之比較

17.3.2 停等車疏解特性

臺北市公車專用道站台前端通常緊靠下游路口之停止線。靠站之最後一部公車開始加速之後，下一批公車才能進站。因為公車站台長度一般只能讓 4 輛標準公車同時靠站，所以綠燈開始之後能連續疏解之公車數很少超過 4 輛。非專用道上之公車則常夾在小車與機車之間，因此很少有很多公車接著公車連續疏解的情況。在此情況下，不容易蒐集到現場資料以了解停等公車在廣泛狀況下疏解特性之真相。

根據臺北市一公車專用道及一混合車道之現場資料，圖 17-5 顯示公車疏解率與停等車位置之關係。同一圖亦顯示在另外 4 車道上直行停等小車之疏解率。從此圖可知停等車之疏解率隨停等位置而變。以公車而言，在第 4 到第 8 停等位置之公車疏解率在 900~1,100 公車/小時之範圍。在第 9 到第 16 停等位置之公車疏解率增高到 1,100~1,200 公車/小時。第 16 停等位置之後公車疏解率還有升高之可能。根據停等公車及小車之相對疏解率，公車之直行小車當量大約在 1.6 到 1.8 之間。

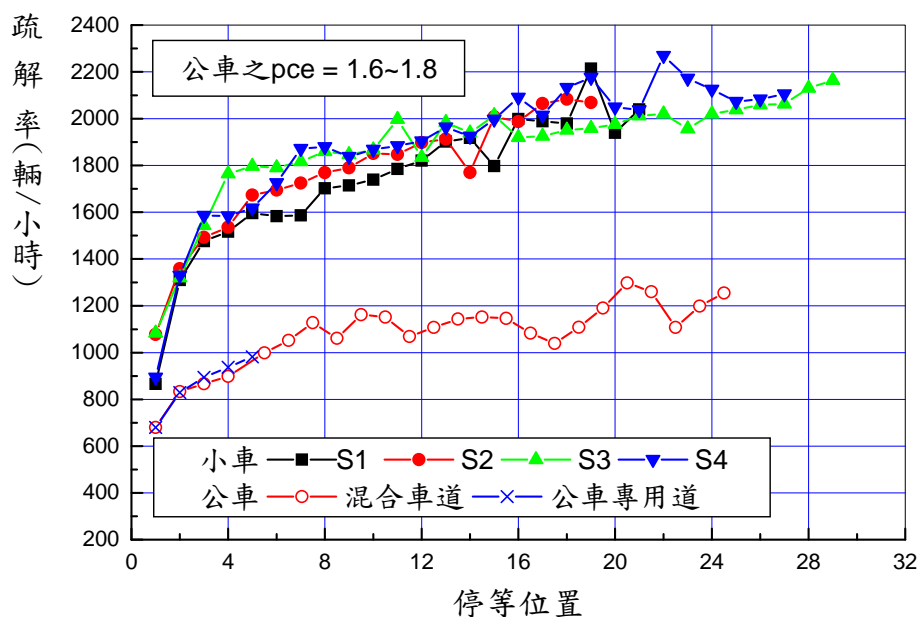


圖 17-5 停等公車及直行小車疏解率之比較 (S1, S2, S3 及 S4 為 4 個臺北市直行車道)

因為不能觀察到長的停等車隊，所以專用道上在第 5 停等位置之後的公車疏解率沒有可靠的資料來探討。如將第 2 到第 5 停等位置的疏解車距相互比較，公車專用道上之平均車距只比混合車道上之平均車距短 0.06 秒。假設其他停等位置之相關疏解率的差異也相同，則專用道上在綠燈時段中能疏解進入路口之最大車數可估計如下：

如 $G \leq 21$ 秒

$$N_G = -0.138 + 0.206 G + 1.75 \times 10^{-3} G^2 \quad (17.2a)$$

如 $21 < G \leq 77$ 秒

$$N_G = -0.95 + 0.272G + 3.963 \times 10^{-4} G^2 \quad (17.2b)$$

如 $G > 73$ 秒

$$N_G = -2.7 + 0.325 G \quad (17.2c)$$

這些式中，

N_G ：能在綠燈時段疏散之公車數（輛）；

G ：綠燈時段（秒）。

個別公車疏散車距大約在平均車距之 55%與 170%之間，如圖 17-6 所示。這些分布可用下列模式來代表：

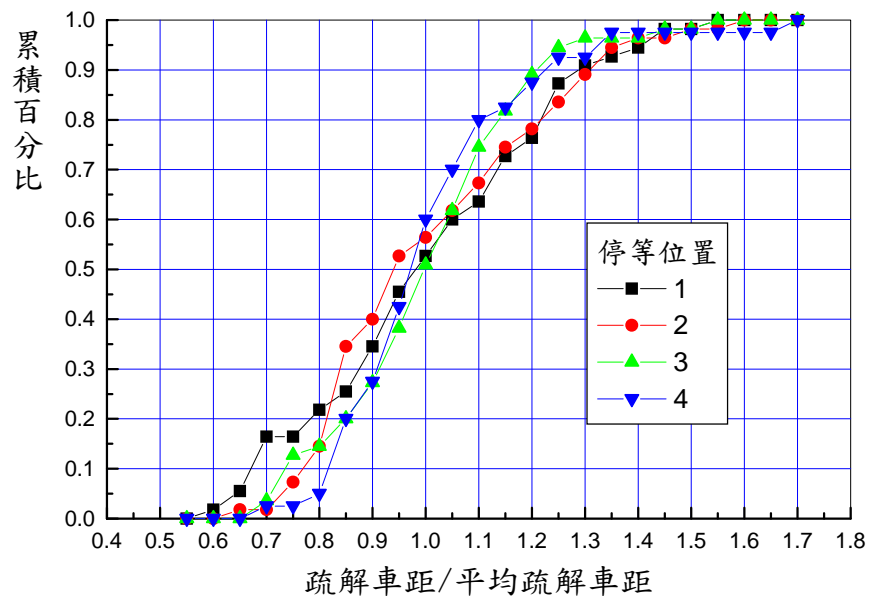


圖 17-6 正常化公車疏散間距之累積分布

如 $H < 0.62$

$$F(H) = 0.0 \quad (17.3a)$$

如 $0.62 \leq H < 1.70$

$$F(H) = -0.07 + \frac{1.072}{1 + e^{\frac{H-0.967}{0.132}}} \quad (17.3b)$$

如 $H \geq 1.70$

$$F(H) = 1.0 \quad (17.3c)$$

此模式中，

H ：正常化專用道停等公車疏解車距(亦即車距除以平均車距)；
 $F(H)$ ：正常化車距小於或等於 H 之或然率。

17.3.3 公車站停車位之利用

17.3.3.1 無停車彎之專用道

公車專用道受路權之限制，通常車站只有一車道而且無停車彎。在這種情形之下，公車不能超車，因此靠站公車須等前車乘客上下車完畢後才能前進。在站台上游等候之公車也必須等最後一部靠站公車加速之後才能跟進靠站。所以公車站停車空間之使用會影響公車站作業效率。

臺北市公車專用道站台長度通常在 45 公尺左右，同時能讓 4 輛標準公車同時靠站，但第一輛(最前面)靠站公車常沒有停在站台前端，其車頭之位置平均在站台前端上游 6 到 10 公尺左右。個別第一輛靠站公車之車頭則從站台前端下游 2 公尺處延伸到站台後端下游約 8~9 公尺處。換言之，站台之最後 8~9 公尺不能讓車頭有效的利用。這現象如圖 17-7 所示。此圖中車頭的位置用車頭與站台前端之距離來代表，負值表示車頭在站台下游。在沒有現場資料之情形下，圖 17-7 中兩分布之平均分布可用來代表第一輛靠站公車之車頭位置的變異性。如果：

d ：第一輛靠站公車車頭與站台前端之距離(公尺)，正值代表在站台前端上游，負值表示在站台前端下游。

L ：站台長度(公尺)；

D ：用有效站台長度($L - 10$)公尺以正常化後之車頭靠站位置；亦即 $d/(L-10)$ ；

$F(D)$ ：停車位置小於或等於 D 之百分比。

則第一輛靠站公車車頭位置之分布可用下列模式來代表：

如 $D < -0.046$ ，則

$$F(D) = 0.0 \quad (17.4a)$$

如 $-0.04676 \leq D < 0.2$ ，則

$$F(D) = -0.167 + \frac{0.747}{1 + e^{\frac{D-0.003}{0.040}}} \quad (17.4b)$$

如 $0.2 \leq D < 1.0$

$$F(D) = 0.47 + \frac{0.529}{1 + e^{\frac{D-0.353}{0.108}}} \quad (17.4c)$$

如 $1.0 \leq D$

$$F(D) = 1.0 \quad (17.4d)$$

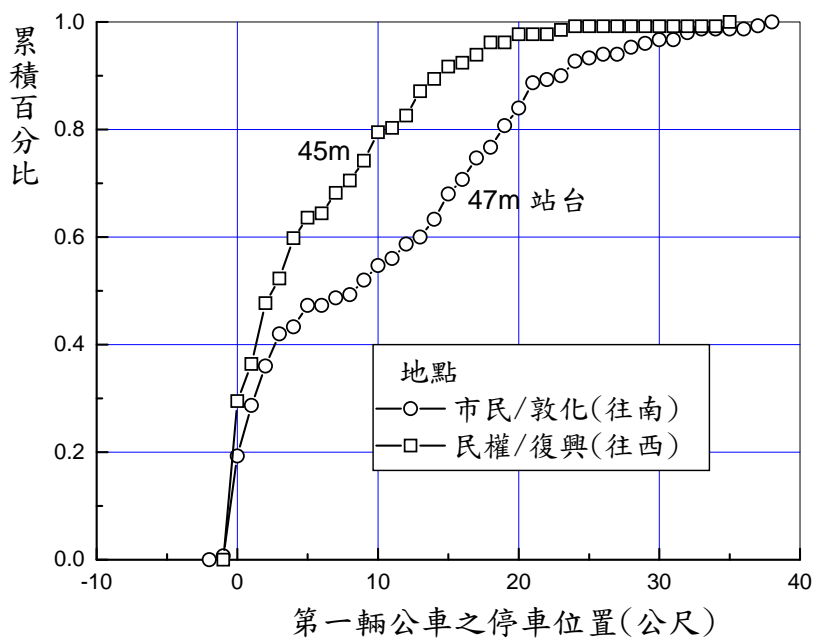


圖 17-7 臺北市無停車彎專用道第一輛公車停車位置之累積分布

後到靠站公車也常沒有緊靠前面之靠站公車，導致站台使用效率降低。後到靠站公車車頭與前車車尾之間距大多數在 0.5~6.5 公尺之範圍內，平均為 2 公尺，其分布如圖 17-8 中無停車彎之所屬曲線所示，下列模式可用來代表這些分布：

如 $S \leq 0.39$ 公尺，

$$F(S) = 0.00 \quad (17.5a)$$

如 $0.39 < S \leq 5.75$ 公尺，

$$F(S) = -0.147 + \frac{1.149}{1 + e^{\frac{s-1.650}{0.662}}} \quad (17.5b)$$

如 $S > 5.75$ 公尺，

$$F(S) = 1.00 \quad (17.5c)$$

此模式中，

S : 停站公車車頭與前車車尾之間距 (公尺)；

$F(S)$: 靠站公車車頭間距小於或等於 S 之或然率。

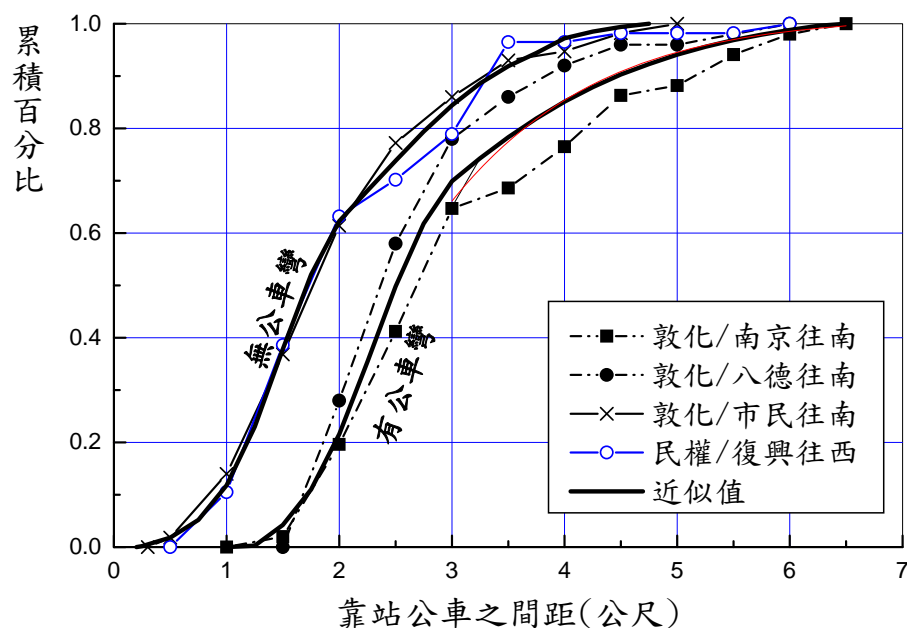


圖 17-8 靠站公車間距之累積分布

17.3.3.2 有停車彎之專用道

在臺北市敦化北路上兩個有停車彎之公車站所蒐集的資料顯示第一輛到站公車之車頭停靠位置在停止線下游 4 公尺到上游約 23 公尺之間，如圖 17-9 所示。如與圖 17-7 之分布相比，有停車彎時第一輛靠站公車之位置的變異性比沒有停車彎時之變異性小。

圖 17-9 所示第一輛靠站公車車頭位置之分布可用下列模式來代表：

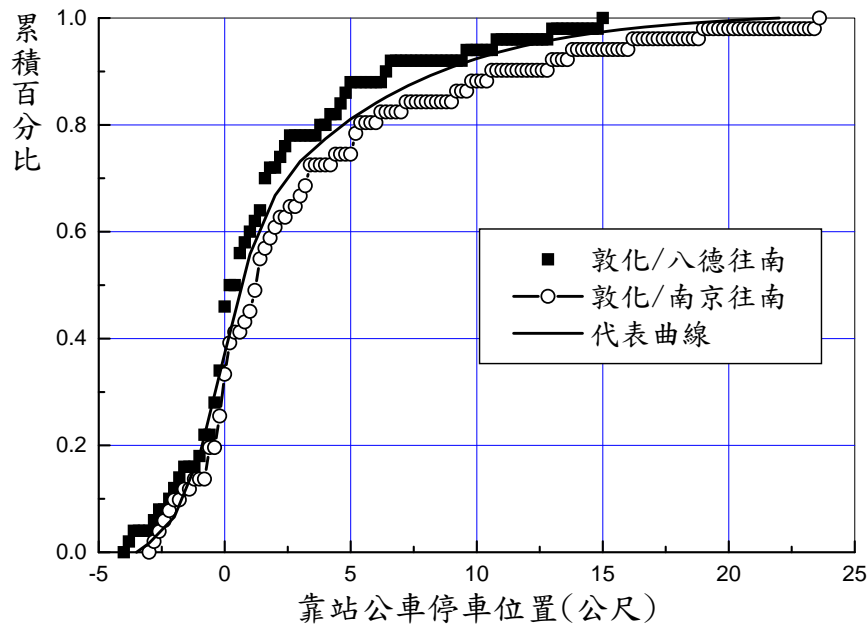


圖 17-9 臺北市敦化北路有停車彎專用道上第一輛靠站公車車頭位置之累積分布

如 $d \leq -3.8$ 公尺，則

$$F(d) = 0.0 \quad (17.6a)$$

如 $-3.8 < d \leq 2$ 公尺，則

$$F(d) = -0.009 + \frac{0.747}{1 + e^{\frac{d+0.038}{0.901}}} \quad (17.6b)$$

如 $d > 22$ 公尺，則

$$F(d) = 1.0 \quad (17.6c)$$

這些式中，

d : 第一輛靠站公車車頭與路口停止線之距離(公尺)，負值表示車頭在停止線下游。

$F(d)$: 第一輛靠站公車車頭與路口停止線之距離小於或等於 d

之或然率。

至於靠站公車中之前車車尾到後車車頭之間距，臺北市敦化北路兩公車站之資料顯示平均間距在 2.6 公尺到 3.0 公尺之間。這些平均間距比沒有公車彎時之 2 公尺平均間距長。間距的公布如圖 17-8 中有停車彎之相關曲線所顯示。這分布特性可用下列模式來代表：

如 $S \leq 1.14$ 公尺，則

$$F(S) = 0 \quad (17.7a)$$

如 $1.14 < S \leq 3$ 公尺，則

$$F(S) = -0.025 + \frac{0.813}{1 + e^{\frac{s-2.293}{0.338}}} \quad (17.7b)$$

如 $3 < S \leq 6.5$ 公尺，則

$$F(S) = -1.282 + \frac{2.397}{1 + e^{\frac{s-1.070}{1.133}}} \quad (17.7c)$$

如 $S > 6.5$ 公尺，則

$$F(S) = 1.0 \quad (17.7d)$$

這些式中，

S : 靠站公車中前車車尾到後車車頭之間距(公尺)。

$F(S)$: 間距小於或等於 S 之或然率。

17.3.3.3 路邊靠站公車

路邊靠站公車作業中第一輛之車頭位置隨站台範圍（亦即第一站牌與最後站牌之距離）而變。一般而言，站牌範圍越廣，第一輛靠站公車位置的變異性越大。這現象如圖 17-10 所示。此圖中第一輛靠站公車車頭位置代表車頭與第一站牌之距離，負值表示車頭在第一站牌之下游。根據現場資料，第一輛靠站公車車頭位置 x （公尺）之分布可用下列模式來代表：

1. 站牌範圍 ≤ 13 公尺

如 $x < -12$ 公尺，

$$F(x) = 0.0 \quad (17.8a)$$

如 $-12 \leq x < 12.5$ 公尺，

$$F(x) = -0.027 + \frac{1.067}{1 + e^{-\frac{x+0.134}{3.613}}} \quad (17.8b)$$

如 $x \geq 12$ 公尺，

$$F(x) = 1.0 \quad (17.8c)$$

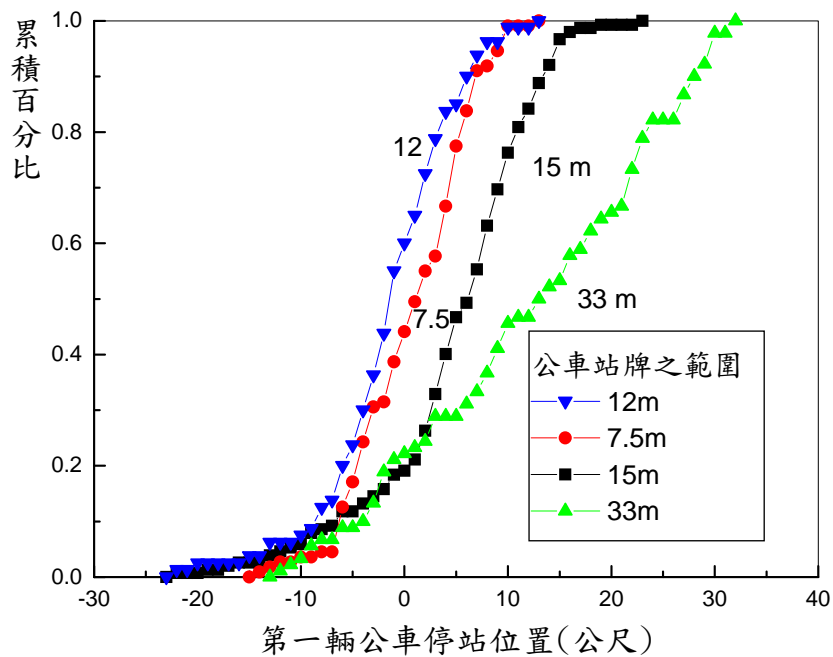


圖 17-10 路邊靠站第一輛公車停站位置之累積分布

2. 站牌範圍 14~18 公尺

如 $x < -23$ 公尺，

$$F(x) = 0.0 \quad (17.9a)$$

如 $-23 \leq x < 21$ 公尺，

$$F(x) = -0.003 + \frac{1.026}{1 + e^{-\frac{x-5.353}{4.297}}} \quad (17.9b)$$

如 $x \geq 21$ 公尺，

$$F(x) = 1.0 \quad (17.9c)$$

3. 站牌範圍 19~24 公尺

如 $x < -15$ 公尺，

$$F(x) = 0.0 \quad (17.10a)$$

如 $-15 \leq x < 27$ 公尺，

$$F(x) = -0.02 + \frac{1.076}{1 + e^{-\frac{x-8.493}{6.390}}} \quad (17.10b)$$

如 $x \geq 27$ 公尺，

$$F(x) = 1.0 \quad (17.10c)$$

4. 站牌範圍 25~30 公尺

如 $x < -14$ 公尺，

$$F(x) = 0.0 \quad (17.11a)$$

如 $-14 \leq x < 29$ 公尺，

$$F(x) = -0.09 + \frac{1.339}{1 + e^{-\frac{x-13.658}{10.472}}} \quad (17.11b)$$

如 $x \geq 29$ 公尺，

$$F(x) = 1.0 \quad (17.11c)$$

5. 站牌範圍 31~36 公尺

如 $x < -12.5$ 公尺，

$$F(x) = 0.0 \quad (17.12a)$$

如 $-12.5 \leq x < 31.5$ 公尺，

$$F(x) = -0.375 + \frac{2.586}{1 + e^{-\frac{x-28.72}{23.13}}} \quad (17.12b)$$

如 $x \geq 31.5$ 公尺，

$$F(x) = 1.0 \quad (17.12c)$$

6. 站牌範圍 > 36 公尺

如 $x < -13$ 公尺，

$$F(x) = 0.0 \quad (17.13a)$$

如 $-13 \leq x < W$ 公尺，

$$F(x) = \frac{13+x}{13+W} \quad (17.13b)$$

如 $x \geq W$,

$$F(x) = 1.0 \quad (17.13c)$$

式 17.13b 及式 17.13c 中之 W 代表站牌距離，其單位為公尺。

路邊靠站公車車頭與前面靠站公車車尾之間距亦有相當大的變異性，其變異範圍亦隨站牌範圍而變。如 S 代表間距（公尺）， $F(S)$ 代表間距小於或等於 S 公尺之或然率，則車頭與前車車尾間距之分布，可用下列模式來代表：

1. 站牌範圍 ≤ 15 公尺

如 $S \leq 1.5$ 公尺，

$$F(S) = 0.0 \quad (17.14a)$$

如 $1.5 < S \leq 5$ 公尺，

$$F(S) = -0.408 + 0.272 S \quad (17.14b)$$

如 $5 < S \leq 8$ 公尺，

$$F(S) = 0.867 + 1.67 \times 10^{-2} S \quad (17.14c)$$

如 $S > 8$ 公尺，

$$F(S) = 1.0 \quad (17.14d)$$

2. 站牌範圍 5~30 公尺

如 $S \leq 1.5$ 公尺，

$$F(S) = 0.0 \quad (17.15a)$$

如 $1.5 < S \leq 8$ 公尺，

$$F(S) = -0.219 + 0.146 S \quad (17.15b)$$

如 $8 < S \leq 14$ 公尺，

$$F(S) = 0.883 + 8.33 \times 10^{-2} S \quad (17.15c)$$

如 $S > 14$ 公尺，

$$F(S) = 1.0 \quad (17.15d)$$

3. 站牌範圍 > 30 公尺

如 $S \leq 1.5$ 公尺，

$$F(S) = 0.0 \quad (17.16a)$$

如 $1.5 < S \leq 10$ 公尺，

$$F(S) = -0.168 + 0.112 S \quad (17.16b)$$

如 $5 < S \leq 8$ 公尺，

$$F(S) = 0.9 + 5 \times 10^{-3} S \quad (17.16c)$$

如 $S > 20$ 公尺，

$$F(S) = 1.0 \quad (17.16d)$$

17.3.4 靠站跟進時間

公車站若有專用站台或有畫在鋪面上之公車停車格，則當車站停車空間皆被佔用時，隨後到站的公車理應等在車站上游，讓前方公車離站之後才能進站讓乘客上下車。實際上這現象在路邊公車站少見，因為公車有時超越已靠站之公車然後停車讓乘客上下車，這些公車亦可能停在公車站上游時（尚未進入公車站）就讓乘客上下車，甚至與已停靠站之公車平行停車。因此專用道公車站及路邊公車站之作業有顯著之差異。

公車靠站跟進時間指一在站外停等公車從加速進站到停在車站內某地點所需之時間。這時間影響專用道的容量及公車之延滯及旅行速率。在臺北市敦化南路與市民大道路口（往南）的專用道車站所蒐集的資料顯示，跟進時間大約在 12 公尺及 60 公尺之範圍內，其相關之跟進時間與跟進距離大致有線性的關係。此關係可用下列之迴歸模式（ $r^2=0.77$ ）來代表：

$$T_m = 3.5 + 0.18 D \quad (17.17)$$

此式中，

T_m ：跟進時間（秒）；

D ：跟進距離（公尺）。

17.3.5 清站時間

清站時間指從乘客上下車完畢（雙腳落地或雙腳踏上公車）到公車加速前進一車長所需的時間。公車之清站時間可能受到下游或左側車輛之影響，亦可能受到下游號誌控制的影響。在不受干擾情況下之平均清站時間在 6.1~6.9 秒之範圍。個別清站時間大約在 3.5 秒到 10.5 秒之間，其分布相當均勻(uniform)。下列之模式可用來代表清站時間的分布：

如 $t < 4.1$ 秒，

$$F(t) = 0.0 \quad (17.18a)$$

如 $4.1 \text{ 秒} \leq t < 9 \text{ 秒}$ ，

$$F(t) = -0.142 + \frac{1.231}{1 + e^{-\frac{t-6.314}{1.073}}} \quad (17.18b)$$

如 $t \geq 9$ 秒，

$$F(t) = 1.0 \quad (17.18c)$$

此模式中， $F(t)$ 代表清站時間 $\leq t$ 之或然率。

上述清站時間包括從乘客上下車完畢到車門關上之時間。此關門時間大約是 1.7~1.8 秒。

17.3.6 乘客上下車及付費時間

本章所指之上下車時間代表乘客連續上車（雙腳踏上公車）或下車（雙腳著地）瞬間之間隔，付費時間則代表連續付費完畢瞬間之間隔。

一公車到站時，從同一門上車或下車之乘客可分成無付費乘客及付費乘客。付費乘客之付費方式隨公車系統而異。以臺北都會區之公車為例，乘客可能上車付費或下車付費，付費時可使用現金（通常是硬幣，不找零），或使用非接觸性之悠遊卡(Taipei Easy Card)。桃園縣的市區公車大都只有單門，付費方式較為複雜，此公車系統之乘客可使用臺灣通卡(Taiwan Smart Card)刷卡上車，但在下車時還要刷一次（確認後扣款），乘客亦可使用現金（不找零）或優待票（必須給司機剪票）。

乘客中偶而有行動不便之特殊情形，這些特殊乘客包括老人、小孩、帶大件行李之乘客、或是付費有問題的乘客。這些乘客之上下車時間或付費時間的差異性有時相當大；例如一般老人使用悠遊卡之平均付費時間大約為 4 秒，拿大件物品之乘客的付費時間則可能超過 10 秒。因為特殊乘客不多，所以這些乘客對靠站時間之影響程度可能不大，但目前沒有足夠的資料進一步加以探討。

一般而言，從前門或後門上下車之時間並沒有顯著的差別。付費方式雖然對付費時間有影響，但除了使用優待票之付費時間較高之外，其他付費方式的平均付費時間相差不大。根據臺北市及桃園市的資料，表 17.3 之代表性平均付費時間或無付費時間，可用來分別估計前門及後門之總上下車時間。

表 17.3 平均付費時間之代表值

乘客種類	付費時間 (秒)
A.特殊乘客	4.4
B.非特殊乘客	
1.無付費	1.5
2.悠遊卡上車	1.92
3.悠遊卡下車	1.83
4.投現上車	2.06(大市區)~2.22(小市區)
5.投現下車	1.90
6.臺灣通刷卡上車或下車	2.34
7.優待票	4.02

17.3.7 靠站時間

靠站時間指公車從到站停住之瞬間到乘客上下車完畢之後加速瞬間所涉及之總時間。此時間影響車站之容量及公車之延滯。

臺北市公車專用道上公車在不同車站之平均靠站時間常在 7 到 16 秒之間。臺北市及桃園市路邊靠站公車之平均靠站時間也不長，多數在 20 秒以下。臺北市漢中街往東西門市場站之公車平均靠站時間達 30.5 秒，臺北車站公車平均靠站時間更長，達 37.7 秒。

靠站時間之變異係數(標準差除以平均靠站時間)在 0.49 到 0.83 之範圍內。現場資料顯示變異係數與平均靠站時間沒有顯著之關聯性。公車個別靠站時間多數在平均靠站時間之 15%到 350%之間，如圖 17-11 所示。臺北車站公車靠站時間的分布比較特殊，觀察到之最長靠站時間只有平均時間之 220%。不論是否專用道上之車站或路

邊車站，正常化公車靠站時間（個別靠站時間除以平均靠站時間）之分布，可用下列模式來代表：

如 $t \leq 0.15$ ，則

$$P(t) = 0.0 \quad (17.19a)$$

如 $0.15 < t \leq 3.5$ ，則

$$P(t) = -0.25 + \frac{1.246}{1 + e^{-\frac{D-0.713}{0.406}t}} \quad (17.19b)$$

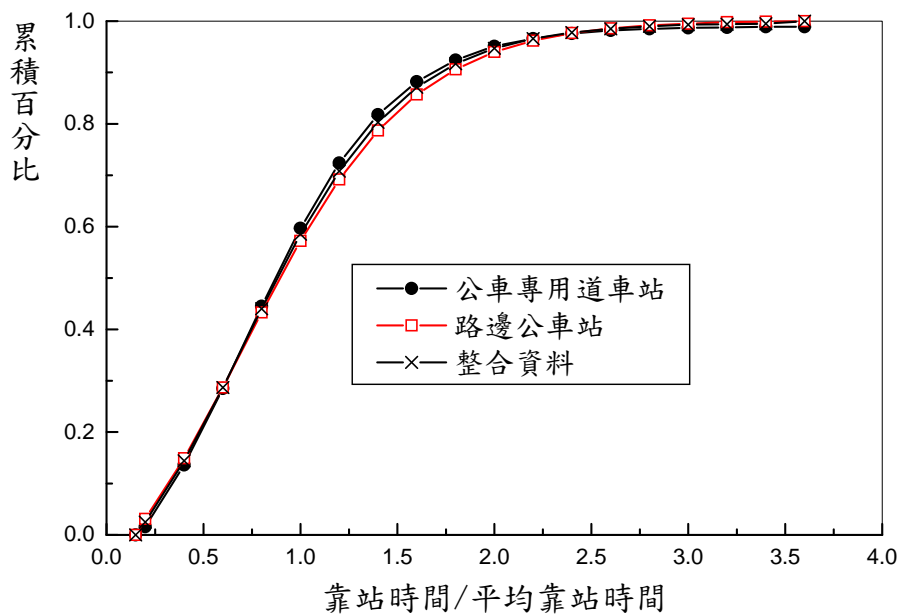
如 $t > 3.5$ ，

$$P(t) = 1.0 \quad (17.19c)$$

此模式中，

t ：正常化公車靠站時間（靠站時間除以平均靠站時間）；

$P(t)$ ：正常化公車靠站時間小於或等於 t 之或然率。



資料來源：[4]。

圖 17-11 專用道及路邊公車正常化靠站時間之代表性累積分布

17.3.8 服務車距

服務車距指同一公車路線所屬公車到達同一車站之車距。服務車距長或是車距之變異性太大，都會造成乘客之不方便。以表 17.4 所列臺北市 5 條公車路線上所蒐集的資料為例，平均服務車距常有比站牌所標示的排班車距短得多的現象。這可能是站牌的排班車距與實際從起點站出發的車距不同。

表 17.4 服務車距平均值與標準差

公車路線	車站順序代號	服務車距 (分鐘)		公車樣本數	排班車距 (分鐘)
		平均	標準差		
22	3	5.0	1.6	45	8~12
	9	5.1	2.6	47	
	14	4.4	2.9	54	
	20	4.4	3.6	52	
74	3	7.3	3.2	31	7~10
	13	6.2	2.6	38	
	26	5.8	5.2	39	
	36	5.7	3.9	41	
285	3	5.7	2.1	41	4~6
	15	5.2	3.7	44	
	31	4.7	3.6	49	
	42	4.8	4.1	46	
信義幹線 (大有)	8	10.8	3.8	22	10~15
	12	9.3	4.8	25	
	20	9.1	5.7	23	
	25	8.6	4.8	27	
信義幹線 (大都會)	8	9.4	4.0	23	15~20
	12	11.7	4.8	20	
	20	7.7	4.4	30	
	25	11.3	6.9	23	

表 17.4 亦顯示除了信義幹線（大都會）之外，越在下游之車站的平均服務車距有越短之現象。這些路線之公車服務車距有許多是在 2 分鐘或 3 分鐘以下。這種車距壓縮之現象可能是當平均服務車距短於 10 分鐘時，後到站之公車所乘載之上下車人數較少，因此靠站時間減短而讓公車與公車之間的車距也逐漸減短。

17.4 公車專用道路段容量

本章所指的路段為在兩號誌化路口之間的市區街道，路段容量則代表從上游路口進入之車流不受限制時，在一小時內經常能從下游路口停止線離開路段之最大流率。容量受許多因素之影響。為方便說

明，本章另外定義下列兩種相關容量：

1. 公車站容量：此容量為下列狀況下能讓乘客上下車之後離開車站之最大流率：
 - (1) 有不斷的公車等著進站。
 - (2) 公車進站及離站不受在下游號誌控制之影響。
 - (3) 公車進站及離站時不受車站下游停等車之阻礙。
2. 停止線車道容量：此容量為在有不斷之停等車等著進入下游路口時，在一小時內經常能利用綠燈及燈號轉換時段以疏解（進入路口）之最大流率。

在非專用道上路邊停車站之作業因受到混合車流之影響，其複雜性遠高於專用道上公車站之作業。例如公車欲進站時可能受到小車或機車之阻礙而須停等或減速慢行，欲離站時也有可能受車站下游或左側車道上混合車流之車輛干擾。此外，一般非專用道上之公車只佔全部車輛之一很小的部分，因此路邊停車站之容量及其相關作業績效宜根據各路段之狀況用模擬來估計或分析。本章只提供 HTSS 模作為分析工具，並不探討路邊公車站之容量。

另一方面，公車專用道之運作是交通機構相當注重之一問題。專用道之設置目的在於提高公車之服務水準，因而間接的鼓勵大眾使用公車運輸系統。但市區道路面積有限，專用道之設置一般須將原有的車道分配給公車專用，因此可能對非專用道之車流有負面之影響。為了讓專用道發揮高效率，規劃及設計專用道時必須對專用道路段容量有充分的了解。因此本章針對專用道之路段探討其容量與影響因素之關係，並建立估計路段容量之分析性模式。

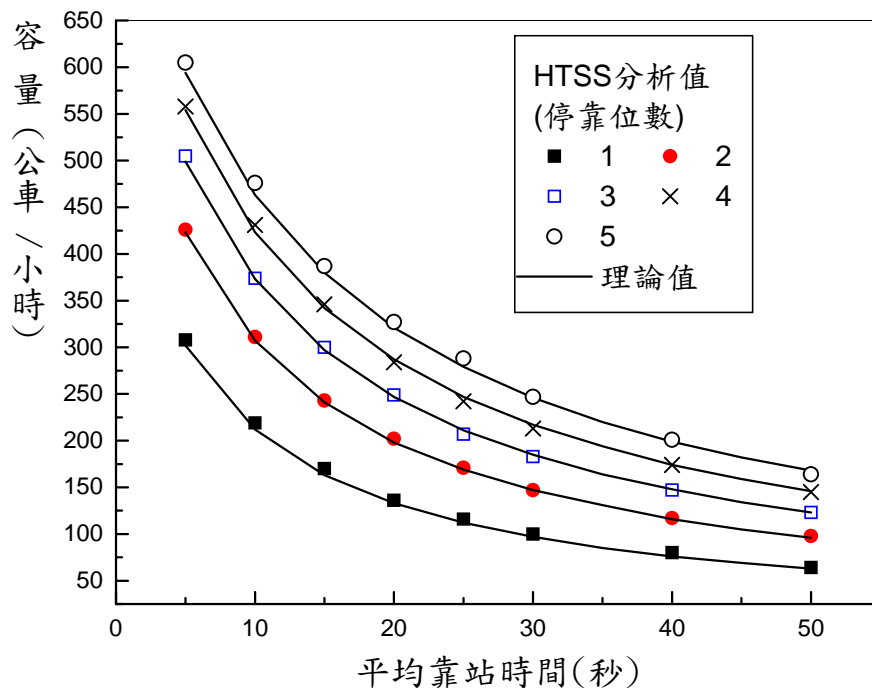
公車專用道上之路段不一定有公車站。如沒有公車站，則公車路段容量等於停止線車道容量。有公車站時，路段容量受公車站容量及停止線車道容量之限制。路段容量除了受到下游號誌控制的影響外，也受到公車站之設置及其作業特性之影響。相關因素包括站台離下游停止線之距離、站台長度、停車彎之設置、站台利用之行為、靠站時間、清站及靠站跟進之時間等。有關號誌控制策略之影響因素包括控制方式（如定時號誌、觸動化號誌或適應性號誌）、控制邏輯及是否有公車優先(bus preemption of signal)之功能。臺灣目前仍依賴定時號誌來控制路口，所以號誌之週期長度及公車所得之綠燈時段與燈號轉

換時段，為影響路段容量之主要因素。本章只考慮定時號誌控制。

17.4.1 公車站容量

無停車彎

如果公車長度皆為 11.5 公尺，公車站沒有公車彎，公車站只有一車道(亦即不能超車)，靠站公車車頭與前車車尾皆保持 2 公尺，第一靠站公車之車頭皆在站台前端，而且靠站時間之分布可用式 17.19 之模式來代表(亦即如同圖 17-11 之分布)，則公車站容量之特性如圖 17-12 所示。此圖所顯示之公車站容量與平均靠站時間及同時能靠站之公車數的關係可用下列模式來代表：



資料來源：[4]。

圖 17-12 公車站容量之理論值及模擬值

$$Q_0 = \frac{3600}{a + bT} \quad (17.20a)$$

此式中，

Q_0 ：公車站容量，輛/小時；

a, b ：係數；

T ：平均靠站時間（秒）。

式 17.20 中之係數 a 及 b 隨能同時靠站之公車數 N 而變。其值可估計如下：

$$a = 3.792 + 2.809e^{\frac{N-1}{1.730}} \quad (17.20b)$$

$$b = 0.325 + 0.652e^{\frac{N-1}{1.407}} \quad (17.20c)$$

圖 17-12 所示之容量是靠站公車之車頭及前車車尾皆維持 2 公尺，第一輛靠站公車之車頭在站前端，而且車長皆為 11.5 公尺之情況下的最高離站流率。這些假設的情況與實際車長及站台使用的特性有差異。以臺北市區專用道之公車及站台使用之狀況為例，式 17.8 會高估公車站之容量，其誤差大約是 8%~10%。因此如考慮車長及站台使用之變異性，式 17.18 可改為：

$$Q_0 = \frac{3600\beta_0}{a + bT} \quad (17.21)$$

此式中，

β_0 ：車長及站台使用方式調整係數(臺北市 2009 年狀況： $\beta_0=0.9$)。

有停車彎

公車站若有停車彎，則公車站容量受公車站站台長度及停車彎有效長度的影響。本章所指之停車彎有效長度與站台長度之關係如圖 17-13 所示。靠站公車之車尾必須在有效長度之範圍內才不會阻擋專用道上之車流。以臺北市敦化北路上公車站之設置為例，有效停車彎長度大約等於公車彎內車道寬不變之長度加上 2 公尺。停車彎如被佔滿，公車仍可利用停車彎上游站台讓乘客上下車。

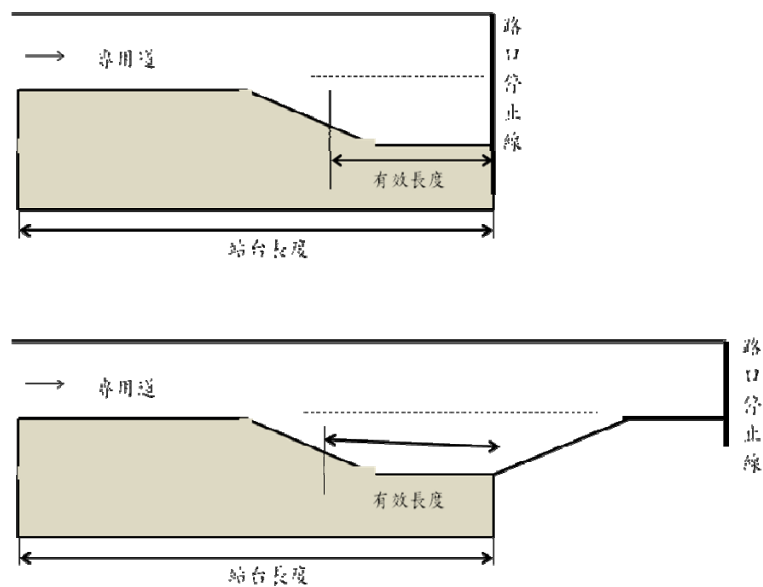


圖 17-13 停車彎有效長度及站台長度之示意圖

有停車彎之公車站能讓一些不必靠站或乘客上下車已完畢之公車超越停車彎內之公車，因而減少延滯並增進公車站容量。但是停車彎不長時，停車彎對改善容量之助益很有限。以站台長度有 52 公尺，同時能讓 4 輛大型公車靠站之公車站為例，表 17.5 顯示停車彎有效長度從 0 公尺增加到 14 公尺(亦即從無停車彎增設能容納 1 公車之停車彎)，而且平均靠站時間在 10 秒到 40 秒之間時，公車站容量大約可增加 9%。停車彎長度從能容納一輛公車增加到能容納 2 輛公車時(約 25 公尺)，公車站容量可再增加 7% 左右。如果停車彎從能容納 2 輛公車增長到能容納 3 輛(約 40 公尺)，公車站容量可再增加 11% 左右。當停車彎長度從 40 公尺增加到與公車站站台長度(52 公尺)相同時，公車站容量可進一步增加 12%~23%。

如與無停車彎之公車站相比較，表 17.6 顯示有停車彎而且停車彎長度等於公車站站台長度時的容量可大約改善 40% 到 60%。但是改善的程度受站台長度及平均靠時間之影響。靠站時間越長或站台長度越短，容量改善的程度較低。

表 17.5 站台長度等於 52 公尺時，停車彎長度對公車站容量之影響
(HTSS 模擬值)

停車彎有效長度 L (公尺)	平均靠站時間(秒/公車)							
	10		20		30		40	
	容量 C(L)	容量比 C(L)/C(0)	容量 C(L)	容量比 C(L)/C(0)	容量 C(L)	容量比 C(L)/C(0)	容量 C(L)	容量比 C(L)/C(0)
0	421	1.00	289	1.00	217	1.00	172	1.00
14	463	1.10	311	1.08	241	1.11	186	1.08
25	492	1.17	327	1.13	259	1.19	198	1.15
40	549	1.30	361	1.25	280	1.29	215	1.25
52	644	1.53	415	1.44	307	1.41	245	1.42

註：C(L) = 停車彎有效長度為 L 公尺時之公車站容量(公車/小時)。

表 17.6 站台長度等於停車彎長度時，有停車彎車站容量 C_1 (公車/小時)
與無停車彎車站容量 C_2 (公車/小時)之比較(HTSS 模擬值)

站台長度 (公尺)	平均靠站時間(秒/公車)			
	10	20	30	40
	C_1/C_2	C_1/C_2	C_1/C_2	C_1/C_2
40	$565/362 = 1.56$	$362/243 = 1.49$	$257/179 = 1.44$	$204/145 = 1.41$
52	$644/422 = 1.53$	$415/284 = 1.46$	$307/219 = 1.40$	$245/172 = 1.42$
65	$737/462 = 1.60$	$493/317 = 1.56$	$363/245 = 1.48$	$290/199 = 1.46$

在規劃公車站時若已決定設置停車彎，而且站台長度等於 65 公尺時，表 17.7 顯示停車彎長度再增加可容納另一輛公車時，公車站容量之改善程度。根據表 17.7 之數據，停車彎長度從 14 公尺（可容納 1 大型公車）增加到 25 公尺時（可容納 2 大型公車），公車站容量大約增高 85%（約為 14 公尺時之 185%）。停車彎長度從 25 公尺增加到 40 公尺時，其容量增量為 61%（約為 14 公尺時之 246%）。當停車彎長度從 40 公尺增加到 52 公尺時，其容量增量為 43%（約為 14 公尺時之 289%）。當停車彎長度從 52 公尺增加到 65 公尺時，其容量增量為 50%（約為 14 公尺時之 339%）。

表 17.5~表 17.7 之模擬容量是根據假設之站台使用特性：(1) 第一輛靠站公車之車頭停在站台前端之處；(2) 其他公車在跟進靠站時所欲維持之間距為 2 公尺。事實上第一輛靠站公車有時遠離站台前端，跟進靠站公車之間距有時超過 5 公尺，因此降低站台使用之效率。HTSS 模擬結果顯示實際狀況下之容量比假設狀況下之容量約低 5%。

表 17.7 有停車彎且停車彎長度等於站台長度時，站台長度對公車站容量之影響(HTSS 模擬值)

停車彎有效長度 L (公尺)	平均靠站時間(秒/公車)							
	10		20		30		40	
	容量 C(L)	容量比 C(L)/C(14)	容量 C(L)	容量比 C(L)/C(14)	容量 C(L)	容量比 C(L)/C(14)	容量 C(L)	容量比 C(L)/C(14)
14	233	1.00	143	1.00	102	1.00	85	1.00
25	421	1.81	270	1.89	195	1.91	155	1.82
40	565	2.42	362	2.53	257	2.52	204	2.40
52	644	2.76	415	2.90	307	3.00	245	2.89
65	737	3.16	493	3.45	363	3.56	290	3.40

註：C(L) = 停車彎有效長度為 L 公尺時之公車站容量(公車/小時)。

17.4.2 停止線車道容量

停止線車道容量隨停等車疏解之特性而變，其值可估計如下：

$$Q_s = (N_G + N_y) \frac{3600}{C} \quad (17.22)$$

此式中，

Q_s ：無公車站作業影響時專用道之容量（公車/小時/車道）；

N_G ：能在綠燈時段疏解之公車數（輛）；

N_y ：在燈號轉換時段能疏解之公車數；

C ：號誌週期長度（秒）。

式 17.22 中之 N_G 值可能受到路段幾何設計及駕駛行為之影響。 N_G 與其影響因素之關係尚須在將來進一步探討。本章建議用式 17.2 估計其值。至於 N_y 之值，通常停等公車疏解時之車距超過 3 秒，燈號轉換時段在 4~6 秒之範圍內時，很可能只有一輛公車會在該時段中進入路口。本章建議在沒有現場資料時將 N_y 值訂為 1 輛。

17.4.3 路段容量之特性

在一市區中，公車專用道之路段容量主要受到站台長度、站台離下游路口停止線之距離、靠站時間號誌控制、及站台使用方式之影響。如果車站容量低於停止線車道容量，則路段容量受到車站容量之限制。如果停止線車道容量低於車站容量，則路段容量最大只能等於停止線車道容量。除了車站容量及停止線車道容量之限制之外，路段容量亦可能受到在車站及下游路口之間停等公車之影響。

站台長度限制能同時靠站之公車數。車長 11.5 公尺時，除了最後一部靠站公車之外，每一公車大約需 13.5 公尺之站台長度讓乘客上下車。最後一部公車只需大約 9 公尺之站台。本節討論在沒有停車彎時，主要因素對路段容量之影響。這些因素對有停車彎時的路段容量有類似之影響。

如圖 17-14 所示，能同時靠站之公車數增加時，路段容量亦隨著增加，但增加率隨站台長度而減小。這現象是因為靠站公車讓乘客上下車完畢之後，如果前方公車尚未讓乘客上下車完畢，則需停在公車站直到前方公車開始加速才能隨著離站。站台長度每增加一可停靠的公車，讓公車受前方公車阻礙之機會增大，故此效率會降低。

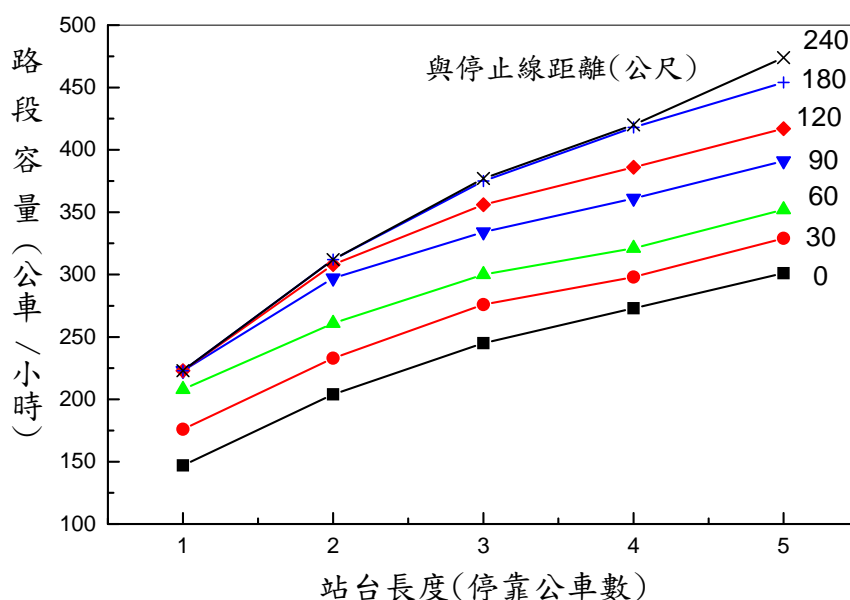


圖 17-14 站台長度對路段容量之影響（週期長度=180s，綠燈時段=108s，平均靠站時間 10s）

圖 17-14 亦顯示站台長度對路段容量的影響，隨站台與下游路口停止線之距離而變。以臺北市公車專用道上站台之設置為例，這些站台之前端緊靠路口之停止線。當第一輛靠站公車讓乘客上下車之後，如遭遇到紅燈，則該公車不能離站，因而在站台上游等候之公車不能進站。在這種情形下，站台不能充分利用，導致路段容量偏低。如將站台向上游移動，讓公車能在乘客上下車完畢之後離站，

則路段容量應可增高。圖 17-15 顯示這現象。在號誌控制狀況，站台長度及平均靠站時間固定時，路段容量隨站台與停止線距離之增加而增高，但距離增加到某一程度之後，容量不能在增高。這現象是因為公車站之容量有限。當能離站之公車不受站台下流車輛或號誌紅燈阻礙時，增加站台與停止線之距離就失去其影響力。

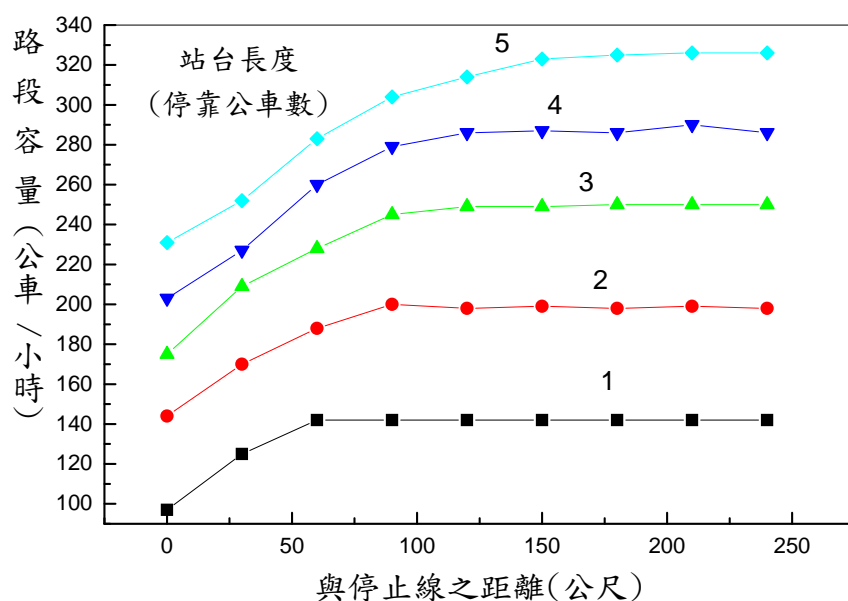


圖 17-15 站台與下游停止線距離對路段容量之影響 (週期長度=180 秒，綠燈時段=108 秒。平均靠站時間=20 秒)

一般而言，站台長度越長，站台與下游路口停止線之距離必須增大，才能充分發揮站台之功能。但增加站台與下游停止線之距離雖可改善容量，亦會造成乘客進出車站之不便，因為行走下游號誌化路口之距離會增大。所以站台與停止線之距離必須在乘客願意接受的範圍內。為了乘客方便而增加與下游停止線之距離也不宜將站台設置在很接近上游路口之地點，因為在尖峰有大量的公車欲進站時，等著進站的公車可能回堵到上游路口。

站台長度及站台與下游路口之距離對路段容量之影響，隨號誌控制策略而變。號誌控制對路段容量有兩方面之影響。第一，如果公車站離路口不遠，因而在紅燈或綠燈時段中停等車輛妨礙公車之離站及進站，則路段容量會減低。第二，如果公車站之容量大於號誌化路口能讓公車通過停止線之容量，則路段容量受停止線車道容量之限制，停止線容量則隨號誌之週期長度及公車可用之綠燈長度

而變。

以圖 17-16 所示之模擬資料為例，當平均靠站時間等於或長於 20 秒時，公車站之容量不超過 200 公車/小時。停止線車道之容量則最少有 450 公車/小時。因此路段容量不隨號誌控制而變化。平均靠站時間減短為 10 秒或 15 秒時，公車站之容量仍低於路口公車道之容量，但綠燈時段越短，在車站下游停等之車隊越長，因此阻礙公車離站及進站之程度越高。結果路段容量隨綠燈長度的增加而稍微增加。平均靠站時間為 5 秒時，公車站之容量可達 420 公車/小時左右。因為站台離停止線只有 60 公尺，所以在 $G/C=0.4$ 時，造成嚴重停等車回堵之現象，導致路段容量大減到大約 270 公車/小時。 $G/C=0.7$ 時，公車離站時被下游車輛阻礙之機會較小，其相關路段容量只比車站容量約低 40 公車/小時。

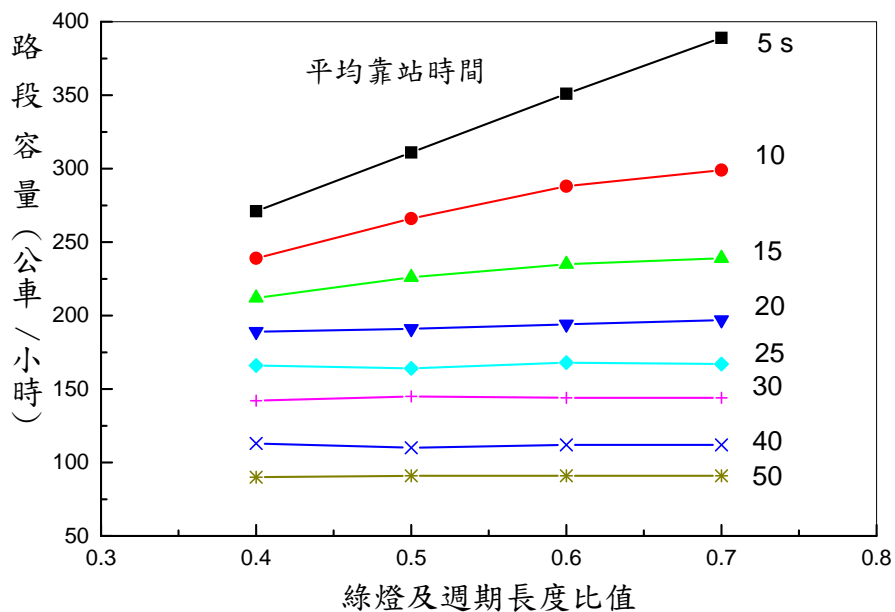


圖 17-16 路段容量隨綠燈及週期長度比值 (G/C) 之變化 (站台長度 25 公尺，週期長度 120 秒，站台與停止線之距離=60 公尺)

靠站時間對公車站及路段容量有深遠的影響。在公車離站不受下游停等車干擾，前述圖 17-12 顯示車站容量與平均靠站時間有非線性的關係，靠站時間越長，容量越低，但容量之降低率隨靠站時間之增長而減小。如將圖 17-12 之車站容量轉換成平均車距（簡稱容量車距），則圖 17-17 顯示車站容量車距與平均靠站時間有線性的關係。如果停止線車道容量大於車站容量，則在上述情況下路段容量車距與平均靠站時間，也會有如圖 17-17 所示之線性關係。

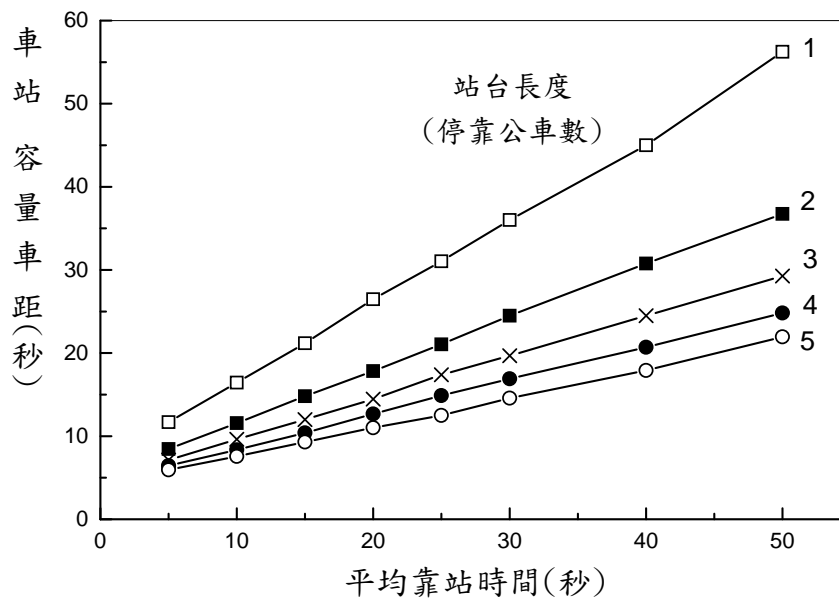


圖 17-17 平均停靠時間與平均離開車距之關係（下游無號誌控制）

當號誌控制、公車作業、及車站與停止線之間的停等公車有互動關係時，路段容量與平均靠站時間有複雜的關係，如圖 17-18 及圖 17-19 所示。在這種情況之下，路段之容量車距與平均靠站時間仍有相當顯著的線性關係，但是實際的關係受其他因素所影響，所以常呈非線性關係，如圖 17-20 所示。

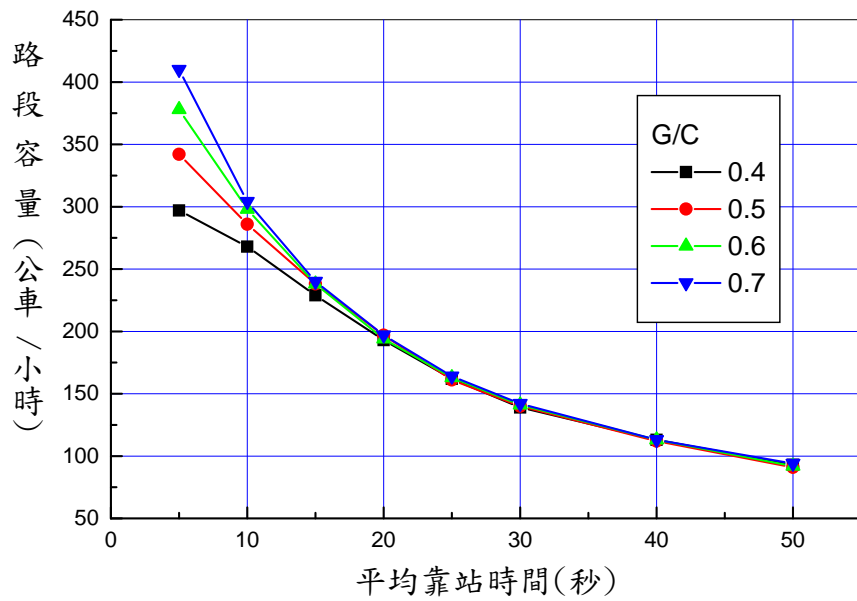


圖 17-18 路段容量隨靠站時間及綠燈/週期 (G/C) 比之變化 (站台長度=25 公尺，站台與停止線距離=60 公尺，週期長度 C=90 秒)

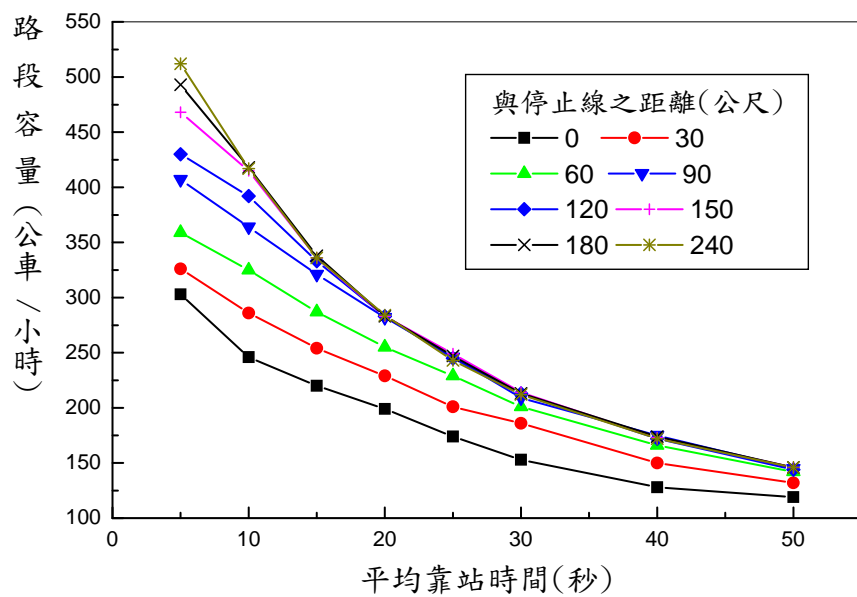


圖 17-19 路段容量隨靠站時間及站台與停止線距離之變化(站台長度=65 公尺，週期長度 C=120 秒，綠燈 G=60 秒)

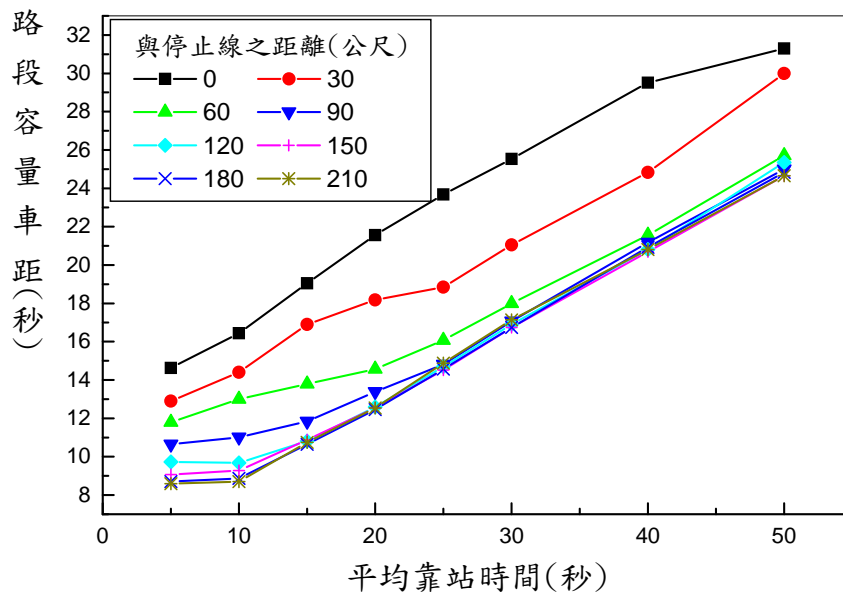


圖 17-20 平均靠站時間與容量車距之關係 (站台長度=50 公尺，週期長度 C=120 秒，綠燈 G=48 秒)

站台使用方式對路段容量也有影響。以臺北市之狀況為例，第一輛公車靠站時常沒有緊靠站台前端，因此該車下游之站台不能讓其他公車使用，靠站公車之間的間距也時常太長。如果第一輛公車靠站時車頭在站台前端，而且靠站公車之車頭與前車之車尾保持 2 公尺左右之距離，則這種高效率站台使用方式，可增加路段容量。根據 HTSS 模式模擬結果，臺北市現況 (2010 年) 之站台使用方式下的路段容量比上述高效率站台使用方式下之容量約低 10%，如圖 17-21 所示。

17.4.4 路段容量之估計

路段容量受靠站時間之分佈，站台長度，停車彎之設置，站台與下游停止線之距離，及號誌控制之影響，而且影響因素有互動的關係。所以不容易發展很準確的分析性模式來估計路段容量。在此情況下，宜利用模擬模式來估計。HTSS 模式可滿足此需要。本章第 17.6.8 節對 HTSS 模式之應用有比較詳細的說明。

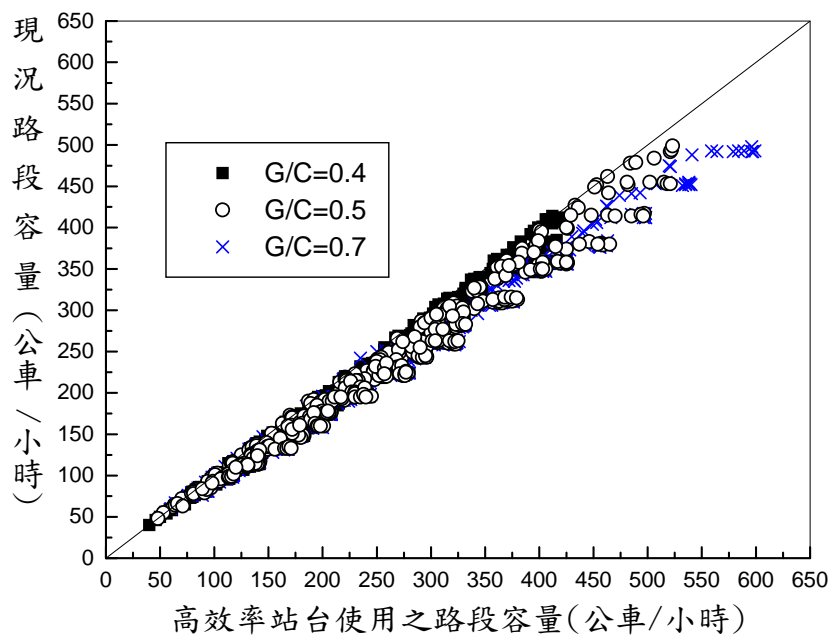


圖 17-21 高效率及現況站台使用路段容量之比較 (週期長度 $C=90\sim 180$ 秒，站台長度=12~65 公尺，站台離停止線距離 =0~50 公尺，平均靠站時間=5~50 秒)

17.5 績效指標

17.5.1 平均服務車距

平均服務車距指公車到站車距之平均值，此指標反映乘客使用公車時安排行程之方便性。平均服務車距隨公車路線乘客需求量而變。以臺北公車系統為例，絕大多數公車路線的服務時間從早晨 5:30 到晚上 10:30。尖峰最常見的發車車距為 5~10 分、10~15 分、12~20 分及 20~30 分。桃園公車基本上都是固定班表發車，每日班次範圍在 8~210 之間，差異相當大。在尖峰時段中多數公車路線之發車車距大約在 20~40 分之間。離峰時段發車車距大約為 60~90 分。

TRB 2000 年手冊根據服務車距將服務水準劃分成如表 17.8 所示之等級。因為不同公車路線或不同市區對服務車距有不同的要求，本章不強調將服務車距劃分成如表 17.8 所列之服務水準等級。

表 17.8 TRB 2000 年手冊服務車距及服務水準等級

服務水準等級	平均服務車距 H (分)	服務頻率 (公車/小時)
A	$H < 10$	> 6
B	$10 \leq H < 14$	5~6
C	$14 \leq H < 20$	3~4
E	$20 \leq H < 30$	2
E	$30 \leq H < 60$	1
F	$H > 60$	< 1

臺北市多數公車之發車頻率相當高，因此沒有固定之發車班表，在此情況下，站牌只標示到站車距之範圍。其他發車頻率較低的公車路線（如桃園市之公車），通常定時發車。因此站牌標示到站時間。因為發車方式不同，公車到站可靠性須用不同之績效指標來衡量。

沒有固定班表發車之公車路線，由於短的車距對乘客沒有負面的影響，故宜根據過度長車距之百分比來評估。服務車距的標準差常在平均車距之 30%到 75%之範圍內（見表 17.4），本章根據車距在平均車距之 150%以下而且不超過平均車距 5 分鐘之公車百分比，作為準點靠站性之一指標。

評估根據固定班表發車之公車路線時，宜根據站牌所示之到站時間。早到的公車可能導致有些乘客趕不上而需等候長時間之後才會到達之下一班公車。遲到公車也會造成不方便。紐約市 Transit Authority[15]將在預定到站之前 1 分鐘及之後 5 分鐘內到站的公車，視為準點到站公車。使用固定排班之公車的乘客可能都會在預定到站之前最少 2 分鐘到站。因此本章將有固定班表之準點靠站可靠性，以在預定到站之前 2 分鐘及之後 5 分鐘內到站之公車百分比來代表。

17.5.2 公車乘客平均佔用面積

公車載客人數影響公車靠站時間及乘客之舒適程度。每一位乘客平均佔用之面積（公尺²/人）可用來衡量公車之壅塞程度。2001 年手冊第十七章採用 TRB 1985 年容量手冊之標準，將公車之車輛服務水準劃分為如表 17.9 所示之等級。TRB 2000 年容量手冊繼續採用這些標準[3]。本章不用乘客佔用面積劃分服務水準，此績效指標可

與平均車距一併考慮來評估是否有必要調整排班車距。

表 17.9 TRB 2000 年公車車輛之服務水準與乘客平均佔用面積

服務水準等級	平均每人佔有面積 A (公尺 ² /人)
A	$A \geq 1.2$
B	$0.79 < A \leq 1.2$
C	$0.59 < A \leq 0.79$
E	$0.48 < A \leq 0.59$
E	$0.40 < A \leq 0.49$
F	$A \leq 0.40$

資料來源：[3]。

17.5.4 平均路段停等延滯

路段指兩號誌化路口之間的街道，平均路段延滯為車輛在通過一路段之過程中，停在路段不能前進之平均時間。公車所遭遇的停等延滯可能是因為靠站、車與車之間的干擾或號誌控制所造成。公車專用道上之平均延滯時間受需求流率、路段容量、站台設置及號誌控制的影響。圖 17-22 及圖 17-23 顯示當其他狀況相同時，需求流率增高時，平均停等延滯也會增高，但需求流率與路段容量之比例超過 0.9 時，延滯增加得更快。因此公車專用道上前往一車站之流率宜避免超過路段容量之 90%。此外，雖然延滯隨需求流率與容量之比值而增高，此比值不宜用來作為評估不同路段上公車作業之指標，其原因是流率與容量比值相同時，車輛之延滯可能大不相同。因此延滯為較適用之指標。

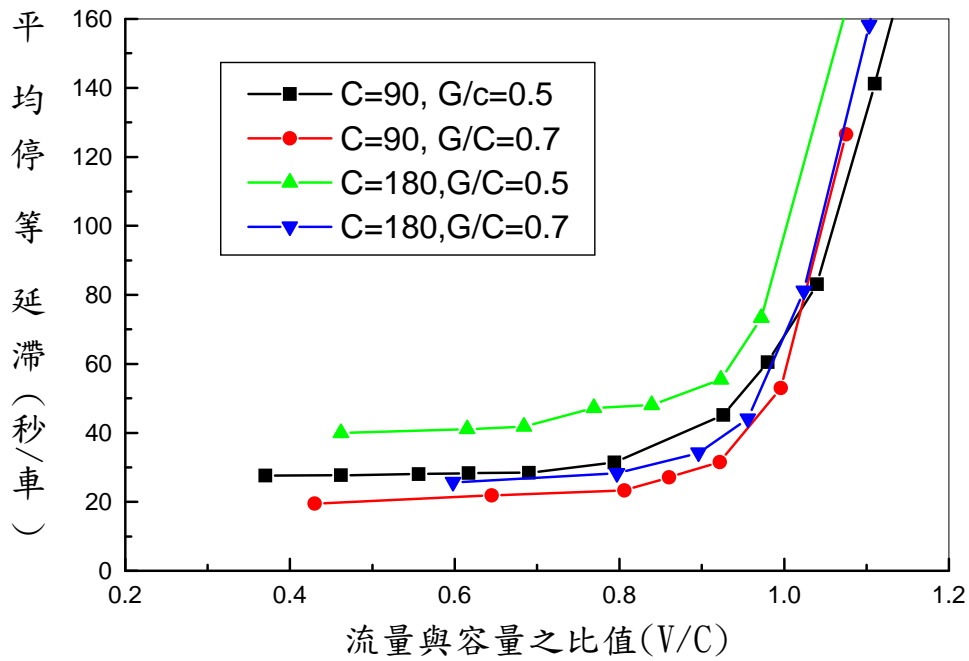


圖 17-22 平均停等延滯隨流率及號誌控制之變化(可同時靠站公車數=4，站台與停止線距離=0 公尺，平均靠站時間=15 秒)

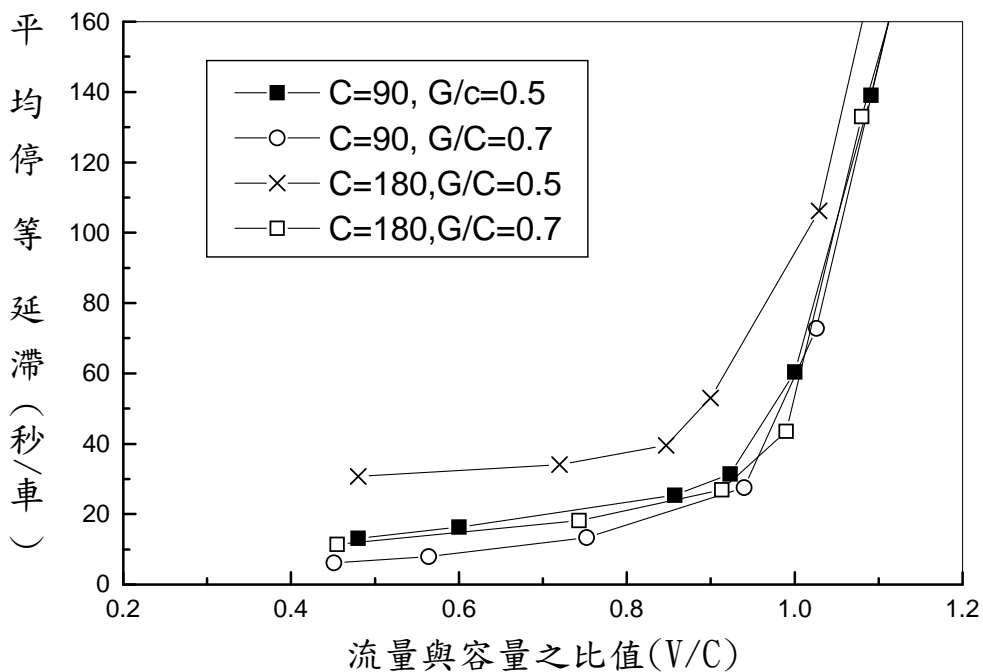


圖 17-23 平均停等延滯隨流率及號誌控制之變化(可同時靠站公車數=4，站台與停止線距離=60 公尺，平均靠站時間=15 秒)

臺灣容量手冊一向根據平均停等延滯評估有號誌化路口之公路設施。目前仍在使用之服務水準等級劃分標準如表 17.10 所示。本章亦採用同樣的劃分標準。

表 17.10 路段之服務水準與平均停等延滯

服務水準等級	平均停等延滯，d (秒/輛)
A	$d \leq 15$
B	$15 < d \leq 30$
C	$30 < d \leq 45$
E	$45 < d \leq 60$
E	$60 < d \leq 80$
F	$d > 80$

資料來源：[1]。

17.5.5 平均旅行速率

公車之平均旅行速率可影響大眾使用公車之意願，所以是一可用來評估公車作業之指標。在市區中，公車之平均速率很可能都在 15 到 30 公里/小時之範圍內，而且局部的改善一公車路段之設施或作業，可能對整個路線之平均速率沒有明顯之影響。所以評估局部改善之效益時，宜根據路段之平均停等延滯。

因為市區公車平均速率之範圍小，本章亦不用平均旅行速率劃分服務水準等級。

17.6 分析方法

分析公車作業必須選擇分析時段及分析對象。分析時段可能是尖峰、離峰或任何一天中之時段。一分析時段中之分析對象可包括容量及作業績效。不論是容量或作業績效，分析對象又可劃分為公車路段、路段或公車站等。一般而言，分析時段及對象之選擇視分析之目的而定。表 17.11 歸納容量及績效指標之分析方法。下列數節說明此表之內容。

表 17.11 容量及績效指標分析方法

分析對象	分析對象地點	單位	估計方法
專用道容量	路段	公車/小時	模擬或分析性模式
非專用道容量	路段	輛/小時 (混合車種)	模擬或分析性模式
平均服務車距 (沒有固定班表)	路線中點站或 特定車站	分鐘	現場調查
平均服務車距 (有固定班表)	路線中點站或 特定車站	分鐘	現場調查或公車業者提供資料
準點到站可靠性 (沒有固定班表)	路線中點站或 特定車站	車距小於平均車距之 150%而且不超過平均車距5分鐘之公車百分比	現場調查
準點到站可靠性 (有固定班表)	路線中點站或 特定車站	在預定到站時間之前2分鐘及之後5分鐘內到站公車之百分比	現場調查
平均路段停等延滯	特定路段	秒/公車	現場調查或模擬
平均旅行速率	公車路線或 特定路線	公里/小時	現場調查或模擬

17.6.1 路段容量

專用道及非專用道之公車流率通常低於公車站或路段容量，因此路段容量一般不能從現場調查來直接估計，所以須用 HTSS 模式來估計。非專用道之公車路段容量因混合車流而且公車比例一般很低之故，大約等於下游停止線之車道容量。所以估計非專用道之公車路段容量可將公車用小客車當量(如 1.7)轉換成對等小車，然後依照 2009 年第十三章修訂版之手續來估計容量。

17.6.2 平均服務車距(沒有固定班表)

因為站牌標示之排班車距與實際之平均服務車距有很大的差異(見表 17.4)，所以沒有固定班表之公車在各車站之平均服務車距應

根據現況調查的資料來估計。臺北市現場資料（見表 17.4）顯示平均服務車距不超過 10 分鐘時，平均服務車距在越下游之車站有越短的現象。公車路線長度在 9 公里及 17 公里之間時的縮短範圍大約是 2 分鐘。平均服務車距超過 10 分鐘時，車距壓縮之現象不明顯，而且平均車距從一車站到下游數車站之後可能相差將近 4 分鐘。由此可見，同一公車路線上之公車站有不同之平均服務車距，但同一公車路線常有幾十個車站，所以除非有特別需要須探討幾個特定車站之平均服務車距，可用路線中點車站之平均服務車距代表整條路線之平均服務車距。調查員須紀錄在分析時段內站牌標示之排班車距及分析對象公車路線之每一輛公車到站時間。

車距之樣本數須多大必須視能接受的估計誤差及車距之變異性而定。以臺北市的情況為例，大約 85% 之車站的服務車距標準差在平均服務車距之 80% 以下。如果假設標準差等於平均服務車距之 80%，而且可接受之估計誤差等於平均誤差之 25%，則大約必須有 40 個車距的樣本。在這情形下，調查工作可能須在數天中同一分析時段中進行。

17.6.3 平均服務車距（有固定班表）

服務頻率低的公車路線上，站牌標示到站時間。調查實際平均服務車距很費時，所以除非服務車距之現場資料可用來估計公車準點到站之可靠性，則可用公車營運機構所提供之實際排班車距來代表服務車距。如須進行現場調查但沒有特定車站作調查對象，則可用公車路線之中點站作為調查對象。

17.6.4 準點到站可靠性（沒有固定班表）

臺北市之現場資料顯示服務車距之標準差有隨行車距離（或經過之公車站數）而增高之現象，如圖 17-24 所示。但平均車距小於 10 分鐘時，平均車距有壓縮的現象。所以下游車站公車準點到站之可靠性不一定比較差。在這情況下，除非有特定車站須調查，則可在公車路線中點站記錄站牌標示之排班車距及同一公車路線每輛公車之到站時間，然後計算所有公車中車距小於平均車距之 150% 而且不超過平均車距 5 分鐘之公車百分比。

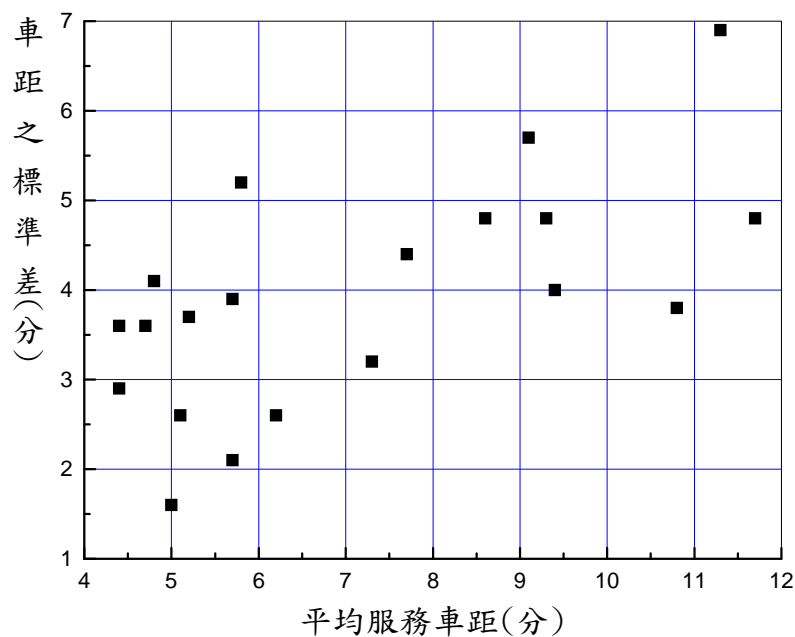


圖 17-24 平均服務車距與車距標準差之關係

17.6.5 準點到站可靠性 (有固定班表)

有固定班表時，站牌標示到站時間，所以公車是否準點到站依據站牌標示的到站時間來估計。調查員須記錄分析對象公車路線在調查車站之公車實際到站時間及站牌標示之到站時間。除非有特別需要，公車路線中點站可作為調查對象。現場資料須用來估計公車在預定到站時間之前 2 分鐘及之後 5 分鐘之內到站之百分比。這些公車可算是準點到站公車。

17.6.6 平均路段延滯

路段延滯宜利用調查員隨車記錄在從上游路口進入一路段之後，到公車從下游號誌化路口離開之期間總共停止不動之時間。在分析時段內最好有數位調查員隨不同公車記錄延滯時間。必要時現場調查可在數天中同一分析時段執行，以取得足夠樣本。如果不能進行現場調查（例如評估不同替代方案），則可用 HTSS 模式來模擬。

17.6.7 平均旅行速率

如果有公車自動定位系統蒐集公車從起點到下游任何一車站之資料，則平均旅行速率的估計很簡單。否則宜用調查員隨車記錄公車

到達每一車站之時間，然後用行車距離及旅行時間估計平均旅行速率。如果不必估計公車在每一路段之平均旅行速率，則可用調查員在兩車站分別記錄同一公車路線到站公車之車號或牌照號碼，然後對照兩車站之時間資料以求得公車旅行時間。這方法可減少人力，而且在短時間內可取得較大的樣本數。

平均旅行速率也可用電腦模擬來估計，但是公車路線長時，模擬路網須包括公車路線上所有路段及相交之路段，所以不容易建立一模擬路網及輸入檔。在此情況下，除非不能進行現場調查（如規劃工作）或模擬路網及輸入檔不常使用，則現場調查可能比較有效率。

17.6.8 HTSS 模式之應用

本所網站有 HTSS-V3（第 3 版）之使用者手冊及執行檔（HTSS-V3.exe）可供下載。本量手冊第十一章及第十三章也有 HTSS 模式應用之說明。

HTSS 模式分析公車作業時，不將公車站之作業與整個路段之作業完全分開評估。輸出檔包括路段之平均停等延滯、平均總延滯、每週期從停止線延伸而且不中斷的最長車隊平均值、各路段之平均速率及一連串路段之平均旅行速率、公車站服務之失敗率（亦即到站公車因站台無空位而須等候之公車的百分比）及在公車站上游等著進站之最大停等公車數。

為了使用者分析公車專用道之方便，本所網站（<http://www.iot.gov.tw/>）亦提供兩個分析公車專用道路段作業之輸入檔。輸入檔檔名 Busiso2p.txt 可用來估計專用道容量，輸入檔 Artbus.txt 則可用來評估兩號誌化路口之間公車專用道之作業。網站上之 ReadBus.pdf 對如何應用這兩輸入檔有說明。本章亦對如何應用 Busiso2p.txt 及 Artbus.txt 作一交待。

輸入檔 Busiso2p.txt 之應用

Busiso2p.txt 所模擬的範圍只涵蓋一獨立號誌化路口。此路口之相關東行路段有一公車專用道，如圖 17-25a 所示。該路段為模擬路網之第一節線(Link)如圖 17-25b 所示。此路段有 2 車道，第 2 車道為公車專用道。專用道上有一公車站；車站的設置如圖 17-25c 所示。HTSS 模式使用者可利用輸入檔調整停車彎之有無及有效長度，並設

定公車站站台長度及站台與下游路口停止線之距離。

應用 Busiso2p.txt 時，使用者可能須修改有些輸入資料。這些輸入資料屬於不同檔型。檔型之代號為 Busiso2p.txt 中第一欄位之數值。例如 Busiso2p.txt 中第一行之輸入值為“1 0 4”。第一欄位之“1”表示此行資料為檔型 1 資料。使用者可能須修改之檔型資料說明如下：

1. 檔型 1 資料： a b c

Busiso2p.txt 所設定之 c 值為 4。這表示 HTSS 模式會用 4 套不同之隨機亂數模擬，然後用 4 次模擬結果之平均值代表模擬之估計值。c 值最少應設定為 2。

2. 檔型 2 資料： a b c

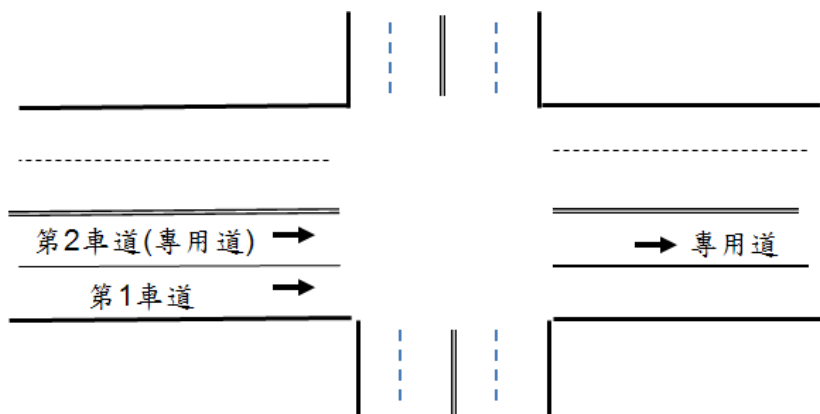
Busiso2p.txt 所設定之 b 值為 300 秒。b 值為熱機時間。在此時間內 HTSS 模式不蒐集資料。c 值之設定值為 3000 秒，此值代表模擬過程中資料蒐集之時間。使用者最好不改 b 值。c 值則可縮短或增長。估計容量時，c 值最好不短於 2700 秒，但不必長於 4000 秒。

3. 檔型 3 資料： a b c

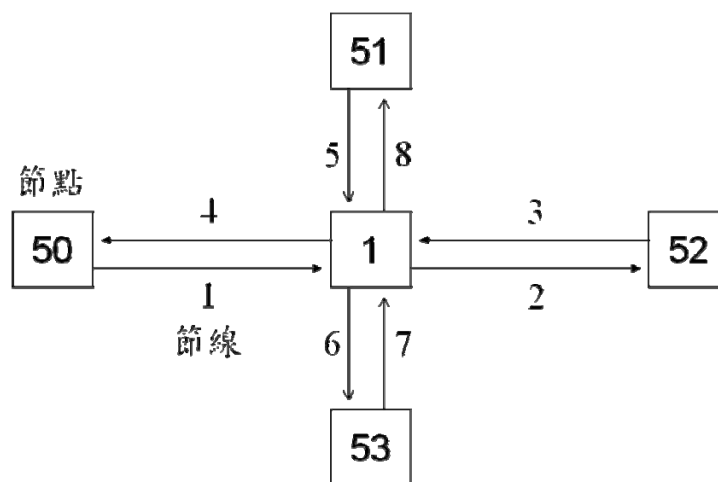
Busiso2p.txt 所設定之 b 及 c 值各為 2472 及 92784。此兩值為產生隨機亂數之起始值。最高值為 99999(5 位數)，這低值最好在 2000 以上。如使用者變更 b 值或 c 值，則模式之估計值會有不同。不同亂數所產生之估計值可用於估計公車作業之平均績效值(如容量)。

4. 檔型 7 資料： a b c d e

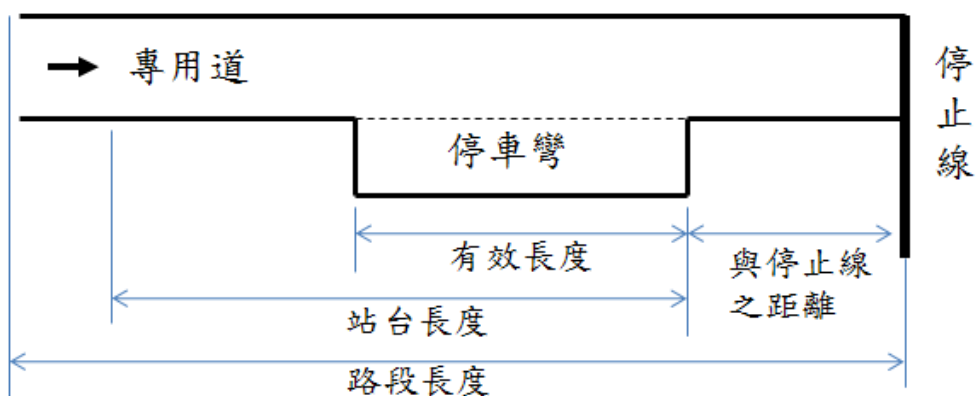
Busiso2p.txt 所設定之 e 值為 990，此值代表進入專用道之公車流率(公車/小時)。估計容量時，e 值必須遠大於公車站或路段容量。使用者可將 e 值設定在 1000 公車/小時左右來估計容量。如進入專用道之流率超過容量太多，因此累積在專用道之車輛超過 700 輛/小時，則模擬會終止，而且螢幕會顯示下列訊息：



(a) 模擬路口



(b) 模擬路網



(c) 專用道公車站之設置

圖 17-25 Busiso2p.txt 所模擬公車專用道及相關路口及模擬路網示意圖

Number of vehicles exceeds 700 on link = 1,
lane = 2

在這情形下，宜將上述輸入之 e 值減小，或將檔型 2 之模擬時間 (c 值) 減短。

5. 檔型 17 資料： a b c d e

此檔型之 b 值為節線之代表號。c 值代表該節線之長度。Busiso2p.txt 檔型 17 資料共有 8 行(因共有 8 節線)，其第 1 行資料如下：

17 1 600 0 0 0

此行資料表示第 1 節線(b = 1)，亦即專用道所屬路段的長度為 600 公尺(c = 600)。使用者可修改此長度。

6. 檔型 20 資料： a b c d e f g h

Busiso2p.txt 中檔型 20 資料只有一行，其中 a, b, c 及 d 值不能更改。e 值為公車站型態之代號：3 表示公車站無停車彎，5 表示公車站有停車彎。f 值代表站台與下游停止線之距離(公尺)，g 值代表站台長度(公尺)，h 值代表停車彎有效長度(公尺)。如 e 值設定為 3(無停車彎)，則 HTSS 模式會將 h 之輸入值自動改為 0 公尺。欲估計公車站容量(不受下游狀況之影響)時，公車站須遠離下游路口，Busiso2p.txt 所設定之 f = 450 公尺適合用於估計公車站容量。估計路段容量時，f 值須根據公車站與下游停止線之實際距離。

7. 檔型 22 資料： a b c

Busiso2p.txt 檔型 22 資料之 c 值代表公車平均靠站時間(秒/公車)。Busiso2p.txt 設定之 c 值為 10 秒/公車。使用者可隨意更改此值。

8. 檔型 52 資料： a b c d e f g

Busiso2p.txt 有下列 2 行檔型 52 資料：

52 1 1 1 2200 30 10

52 1 1 2 20 30 10

此資料檔之 c 值為此節點(路口)的代號，d 值為時相之代號。

第 1 及第 2 行各屬號誌控制第 1 及第 2 時相之綠燈、黃燈及全紅時段。e, f 及 g 值各為綠燈、黃燈及全紅時段乘於 10。所以第 1 行中 2200 表示給專用道使用之第一時相綠燈為 220 秒。第 2 行中之 20 表示第 2 時相(給另一街道之車輛使用)之綠燈長度只有 2 秒。如果模擬的目的是估計公車站容量(不受號誌控制影響)，則除了車站須遠離路口之外，幾乎所有在一週期內之綠燈應分配給專用道。在這情況下使用者可不必修改檔型 52 資料。

根據上述說明所修定之輸入檔必須另外存檔，檔名必須為 htss.txt。執行模擬之前須將此輸入檔(htss.txt)及執行檔(HTSS-V3.exe)放在同一子目錄(Sub-directory or folder)。模擬結果之輸出檔(檔名為 htssout.txt)會出現在同一子目錄。

表 17.12 為根據 Busiso2p.txt 模擬之輸出檔。根據檔型 20 資料，模擬之公車站距離下游停止線 450 公尺，車站之站台長度為 52 公尺，而且有一長 40 公尺之公車彎。檔型 7 資料顯示進入專用道之流率為 990 公車/小時，但表 17.12 顯示每小時只有 533 公車能從專用道(Link 1, Lane 2)離開進入路口。而且專用道之平均停等延滯高達 432.3 秒/公車。這現象表示專用道之路段容量大約為 533 公車/小時。這些公車中大約只有 7.5%之車長在 7.5~9.0 公尺之間，其餘公車之車長在 10.1~12.0 公尺之間，總平均車長為 11.5 公尺。如果沒有車長皆為 11.5 公尺，則容量大約會減少 4%。表 17.12 亦顯示專用車流之平均速率只有 2.5 公里/小時，但每週期最長停等車隊(queue)之平均長度等於 0 公尺。這是因為 HTSS 模式在計算車隊長度時，只考慮從停止線往上游延伸之停等車隊。Busiso2p.txt 所模擬之公車站離停止線有 450 公尺。公車離開車站之後，絕大多數公車皆可利用下游路口特別長的綠燈(紅燈非常難)進入路口，因此在停止線上有停等車之機會非常小。

表 17.12 模擬分析結果之樣本

The following lanes are exclusive bus lanes:
 (See Types 7, 19, 20, 21, and 22 data for details)
 Link 1 Lane 2
 Link 2 Lane 2

FLOW = departure rate from link, vph
 STOPPED DELAY = Average stopped delay, in s/vehicle
 TOTAL DELAY, in s/vehicle = average of link travel time minus free-flow travel
 time
 QUEUE LENGTH = average length of maximum queue length per cycle, in m
 MEAN SPEED = average link travel speed, in kph
 INITIAL QUEUE = queue length at start of data collection (red light begins)
 LOS = level of service based on stopped delay

LOS=A stopped delays <= 15 s/veh
 LOS=B >15 and <= 30
 LOS=C >30 and <= 45
 LOS=D >45 and <= 60
 LOS=E >60 and <= 80
 LOS=F >80

Summary(Means) of LINK/LANE Statistics
 Sample Size (number of runs)= 2

Link	Lane	Flo vph	Stopped Delay s/veh	LOS	Total Delay s/veh	Queue Length m	Mean Speed km/h	Initial Queue vehicles
1	2	533	432.3	F	844.3	0.0	2.5	0.0
2	2	534	0.0	A	1.9	0.0	37.9	0.0

Failure Rates and Maximum Queues at Bus Stops
 in Exclusive Bus Lanes

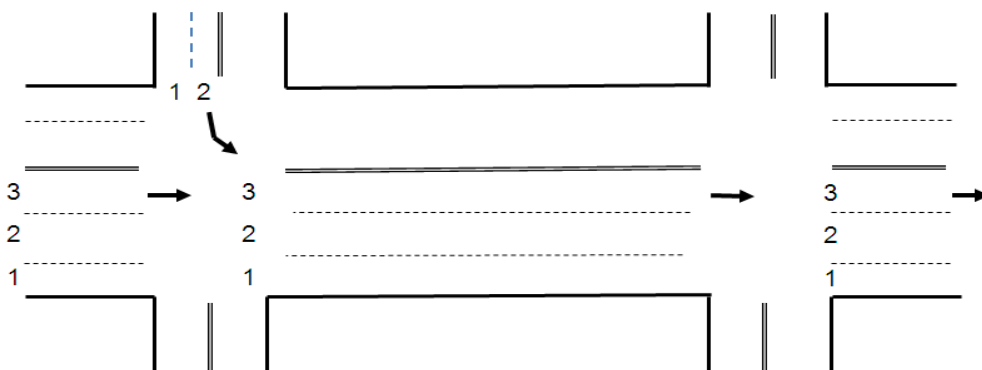
(1) Failure Rate: percent of arriving buses
 that have to wait for empty berths
 (2) Maximum Queue behind Bus Stop: the largest
 number of buses waiting to enter bus stop
 at any instant

LINK	BUS STOP ID	Failure Rate, %	MAX QUEUE behind Stop Buses
1	1	99.8	439.0

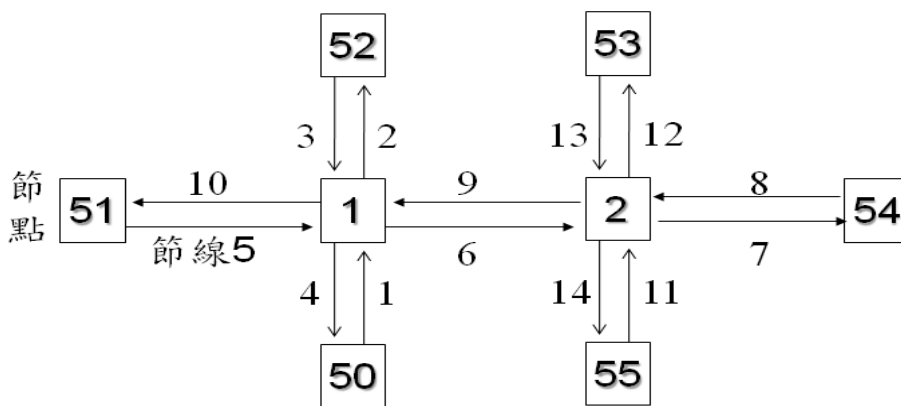
輸入檔 Artbus.txt 之應用

進入一路段之公車數及時間受上游路段號誌控制之影響。Busiso2p.txt 沒有模擬上游路口之作業，所以不適用於評估公車作業。因此，本所網站亦提供 Artbus.txt 來評估公車專用道路段之作業。

Artbus.txt 所模擬之路段及相關模擬路網如圖 17.26 所示。此路網中，節線 3 之第 2 車道，節線 5 之第 3 車道，節線 6 之第 3 車道及節線 7 之第 3 車道為公車專用道。評估對象為節線 6 之專用道。節線 3, 5, 6 及 7 各有一公車站。有兩公車路線 (1 及 2) 使用此路網，第 1 公車路線使用節線 5, 6 及 7，並須在這些節線上之公車站停車。第 2 公車路線使用節線 3, 6 及 7，但只須在節線 3 及 6 之公車站停車。節點 1 及 2 為號誌化路口。各路口有 2 時相定時號誌。第 1 時相給節線 5, 6 及 7 使用。節點 1 路口之第 2 時相給節線 3 之公車使用。兩路口之號誌可連鎖。連鎖時相為各路口之第一時相。連鎖必須使用同樣的週期長度。



(a) 模擬路段



(b) 模擬路網

圖 17.26 Artbus.txt 所模擬公車專用道路段及相關路網示意圖

如同 Busisop2P.txt 之應用，使用 Artbus.txt 時可考慮修改下列檔型資料：

1. 檔型 1 之模擬次數。
2. 檔型 2 之模擬時間。
3. 檔型 7 兩公車路線發車之流率。
4. 檔型 20 節線 3, 5, 6 及 7 之公車站的型態，與停止線距離，站台長度，及公車彎長度。
5. 檔型 21 節線 6 及 7 公車站所服務之公車路線代號（1 或 2）。
6. 檔型 22 節線 3, 5, 6 及 7 各公車站上公車之平均停靠時間。
7. 檔型 52 各路口（節點 1 及節點 2）各時相（1 或 2）之綠燈、黃燈及全紅時段（秒數）之 10 倍。

Artbus.txt 之檔型 49 資料要求輸入公車行駛節線 5, 6 及 7 之平均速率及行駛節線 3, 6 及 7 之平均速率。根據 Artbus.txt 所模擬之輸出檔，如表 17.13 所示。

表 17.13 Artbus.txt 模擬分析結果之樣本

The following lanes are exclusive bus lanes:
(See Types 7, 19, 20, 21, and 22 data for details)

Link	3	Lane	2
Link	5	Lane	3
Link	6	Lane	3
Link	7	Lane	3

FLOW = departure rate from link, vph
STOPPED DELAY= Average stopped delay, in s/vehicle
TOTAL DELAY, in s/vehicle = average of link travel time minus free-flow travel time
QUEUE LENGTH = average length of maximum queue length per cycle, in m
MEAN SPEED = average link travel speed, in kph
INITIAL QUEUE = queue length at start of data collection (red light begins)
LOS = level of service based on stopped delay

LOS=A	stopped delays <= 15 s/veh
LOS=B	>15 and <= 30
LOS=C	>30 and <= 45
LOS=D	>45 and <= 60
LOS=E	>60 and <= 80
LOS=F	>80

Summary(Means) of LINK/LANE Statistics

Sample Size (number of runs)=	2
-------------------------------	---

Link	Lane	Flow vph	Stopped Delay s/veh	LOS	Total Delay s/veh	Queue Length m	Mean Speed km/h	Initial Queue vehicles
3	2	100	35.7	C	55.9	0.0	15.6	0.0
5	3	201	20.6	B	38.5	0.0	23.5	0.0
6	3	280	66.3	E	95.1	0.0	17.4	3.5
7	3	272	11.2	A	21.2	0.0	28.2	0.0

*****LINK Chain Statistics*****

Chain= 1

IDs of Links in the Chain
5 6 7

Speed Limit in km/h= 40.0
Average Spacing in m= 667
AVERAGE SPEED in km/h= 21.4
Standard Deviation in km/h= 1.9
Level of Service= D

*****LINK Chain Statistics*****

Chain= 2

IDs of Links in the Chain
3 6 7

Speed Limit in km/h= 50.0
Average Spacing in m= 600
AVERAGE SPEED in km/h= 19.3
Standard Deviation in km/h= 1.8
Level of Service= E

17.7 應用例題

17.7.1 例題一

一公車專用道上之公車站之站台長度為 18 公尺，公車離站時不受下游停等車輛之干擾，請估計公車站之容量。

分析

靠站公車平均每車大約需要 13.5 公尺左右之站台長度，所以 18 公尺的站台只有一輛靠站公車時，後到公車只有 4.5 公尺之站台長度可讓乘客上下車。但是最後一輛靠站公車通常需要 8~9 公尺之站台長度，因此同時可靠站的公車數 N 等於 1。此外，因公車離站不受下游停等車輛之干擾，式 17.20a、式 17.20b 及式 17.20c 可用來估計公車站容量。式 17.20b 及式 17.20c 中之 N 值等於 1，所以從這兩式估計之 a 及 b 各為 6.601 及 0.977。根據這兩值，式 17.20a 所估計之公車站容量為 138 公車/小時。

17.7.2 例題二

例題一之車站長度增加到 24 公尺，請估計公車站容量。

分析

站台長度為 24 公尺時，2 輛公車可同時靠站。從式 17.20a、式 17.20b 及式 17.20c 所估計之公車站容量為 197 公車/小時。

17.7.3 例題三

臺北市一公車專用道上公車站之站台長度為 45 公尺，無停車彎，站台前端緊靠下游路口停止線。公車平均靠站時間為 20 秒，下游號誌控制之週期長度為 200 秒，專用道所得之綠燈時段為 120 秒，黃燈為 3 秒，全紅時段為 1 秒。請估計在上述情況下之路段容量。

分析

上述路段容量可用 HTSS 模式來估計。其手續如下：

1. 從本所網站下載 Busiso2p.txt 然後將此檔改名或存為 htss.txt，做為輸入檔。

2. 輸入檔中只須修改下列數個輸入值：

- (1) 檔型 20 中之車站型態代號須從 5(有停車彎)改為 3(無停車彎)。
- (2) 檔型 20 中車站與下游停止線之距離須從 450 公尺改為 0 公尺。
- (3) 檔型 20 中車站之站台長度須從 52 公尺改為 45 公尺。
- (4) 檔型 20 中停車彎之長度須從 40 公尺改為 0 公尺。
- (5) 檔型 22 中平均靠站時間須從 10 秒改為 20 秒。
- (6) 檔型 52 第 1 行中綠燈乘於 10 須從 2200 改為 1200(亦即綠燈為 120 秒)。
- (7) 從檔型 52 第 1 及 2 行可知號誌控制第 1 時相及第 2 時相各有 3 秒之黃燈及 1 秒之全紅時段，因此第 2 時段之綠燈時段必須等於 $200 - 120 - 3 - 1 - 3 - 1 = 72$ 秒才能產生 200 秒之週期長度。

所以檔型 52 第 2 行中綠燈乘於 10 須從 20 改為 720(亦即 72 秒)。

3. 將修改後之 htss.txt 存檔並下載 HTSS-V3.exe 與 htss.txt 放在同一子目錄中。
4. 在 HTSS-V3.exe 之 icon 快速按兩下(double click)以進行模擬。
5. 根據上述修正後之 htss.txt 進行模擬時，專用道上累積之公車太多(超過 700 輛)，迫使模擬作業終止。將檔型 7 所設定，進入專用道之 990 公車/小時流率改為 790 公車/小時並重新模擬。結果顯示可從專用道離開進入路口之流率為 160 公車/小時。此流率遠低於進入專用道之流率，而且專用道上公車之平均延滯非常高。因此可判斷路段容量在 160 公車/小時左右。

一般而言，如檔型 7 所設定，進入專用道之輸入流率從低於路段容量逐漸增加，則可從專用道離開，進入路口之流率(亦即輸出流率)也會逐漸增加。但輸入流率達到某一程度時，輸出流率會程穩定值，如圖 17-27 所示，穩定之輸出流率即為容量之估計值。

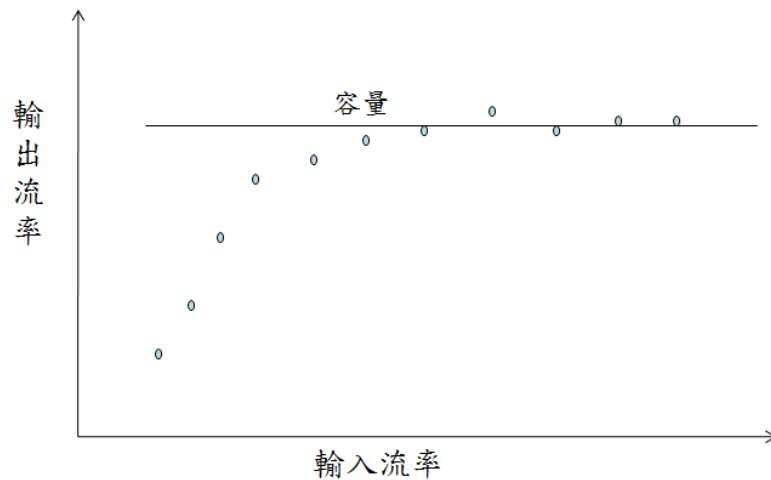


圖 17-27 輸入流率、輸出流率與容量之關係示意圖

17.7.4 例題四

如將例題三之公車站往上游移約 50 公尺，請估計此站台設置之路段容量。

分析

上述狀況下之路段容量亦可用 HTSS-V3.exe 來估計。唯一與例題三不同之處是輸入檔之站台與下游停止線之距離必須從 Busiso2p.txt 檔型 20 所設定的 450 公尺改為 50 公尺。如檔型 7 之輸入流率仍設定為 790 公車/小時，用 HTSS-V3.exe 估計之容量為 207 公車/小時。從例題三及例題四可知，站台向上游移動 50 公尺時，容量可增加大約 47 公車/小時。

17.7.5 例題五

如果公車以每小時 150 輛之流率隨機進入例題三及例題四之公車專用道，請估計專用道之平均路段延滯。

分析

上述狀況下之平均路段延滯可用 HTSS-V3.exe 來估計。例題三及例題四所用之輸入檔中，檔型 7 之輸入流率須改為 150 公車/小時，其他輸入資料不變。模擬結果顯示站台前端緊靠下游停止線時（例題三），平均路段停等延滯為 50.8 秒/公車，站台離停止線 50 公

尺時（例題四），因路段容量增加，平均停等延滯降低為 24.9 秒/公車。

17.7.6 例題六

例題三之站台(45 公尺長)如全部改為公車彎(公車彎有效長度等於站台長度)，請估計相關之路段容量。

分析

例題六之輸入資料只須根據例題三之輸入資料做下列之修正：

- (1) 檔型 20 中公車站型態須從例題三之 3(無停車彎)改為 5(有停車彎)。
- (2) 檔型 20 中公車彎之長度須從例題三之 0 公尺改為 45 公尺(檔型 20 之最後一數據)。

根據這些修正，模擬結果顯示從專用道離開進入路口之最高流率(亦即容量)大約為 268 公車/小時。所以從無公車彎改為全部利用公車彎靠站之後，容量從 160 公車/小時約增加 67%。

17.7.7 例題七

例題六之公車站站台長度若維持在 45 公尺，但公車彎長度縮短到 14 公尺。請估計路段容量。

分析

例題七之輸入檔可根據例題六之輸入檔將檔型 20 中停車彎長度從 45 公尺(最後一數據)改為 14 公尺即可。模擬結果顯示公車彎只有 14 公尺時(只能容納一大型公車)，45 公尺長之站台之相關路段容量只有 196 公車/小時。此容量比公車彎長度等於站台長度時之容量(268 公車/小時)低得多。

17.7.8 例題八

一市區路段可用 Artbus.txt 之相關圖 17-26 來代表，但兩號誌化路口停止線之距離為 300 公尺。此外，這路段之公車專用道作業有以下狀況：

1. 第一公車路線進入節線 5 之流率為 100 公車/小時。這些公車必須停在節線 5, 6 及 7 節線上之公車站。
2. 第二公車路線進入節線 3 之流率為 50 公車/小時。這些公車必須停在節線 3 及 6 之公車站，但不須停在節線 7 之公車站。
3. 公車站之設置如 Artbus.txt 之輸入資料所顯示（沒公車彎）。節線 6 之公車站緊靠下游停止線，其站台長度為 42 公尺。
4. 平均靠站時間除了在節線 6 是 15 秒之外，皆為 10 秒。
5. 在節線 5 給公車路線 1 使用之第 1 時相綠燈時段長度為 76 秒，在節線 3 給公車路線使用之第 2 時相綠燈時段長度為 46 秒。
6. 在節線 6 給公車使用之第 1 時相綠燈時段長度為 56 秒，第 2 時相綠燈時段長度為 36 秒。
7. 各時相之黃燈及全紅時段各為 3 秒及 1 秒。

請修改並利用 Artbus.txt 評估節線 6 公車專用道（第 3 車道）之作業績效。

分析

1. 上述第 1 路口（節點 1）及第 2 路口之號誌週期各為 130 及 100 秒。Artbus.txt 檔型 2 資料在熱機時段（300 秒）之後的模擬時段只有 900 秒。換言之，每模擬一次只有大約 7 週期的樣本。重複模擬 2 次也只有 14 週期的樣本可估計作業績效。所以 900 秒之模擬時段可增長，本例將 900 秒改為 1,500 秒。
2. 檔型 7 第 1 公車路線之發車流率須從 200 公車/小時改為 100 公車/小時。第 2 公車路線之發車流率必須從 100 公車/小時改為 50 公車/小時。
3. 檔型 17 第 6 節線之長度須從 800 公尺改為 300 公尺。
4. 檔型 20 節線 6 之站台長度須從 54 公尺改為 42 公尺。
5. 檔型 22 節線 6 之平均靠站時間須從 10 秒改為 15 秒。
6. 檔型 52 各路口及各時相之時相資料必須改成：

52 1 1 1 760 30 10

```

52  1  1  2  460  30  10
52  1  2  1  560  30  10
52  1  2  2  360  30  10

```

根據修改後之 Artbus.txt 模擬所得之輸出檔，節線 6 公車之平均延滯時間為 30.9 秒/車，服務水準為 C 極。

17.7.9 例題九

例題八之第 1 路口的號誌週期長度為 130 秒，第 2 路口之週期為 100 秒，這兩路口之號誌沒有連鎖。如果第 2 路口之第 1 及第 2 時相的綠燈長度各改為 72 及 50 秒，因而兩路口之號誌週期長度相同(130 秒)。並進一步將此兩路口第 1 時相之時差分別定為 0 秒(第 1 路口)及 32 秒。請評估這號誌控制策略對於節線 6 公車專用道之影響。

分析

1. 檔型 51 第 1 路口之時差與原來的 Artbus.txt 之設定值(0 秒)相同。第 2 路口之檔型 51 資料須改為：

```
51  1  2  2  1  32  0
```

來顯示 32 秒之時差。

2. 檔型 52 第 2 路口之資料須改為

```

52  1  2  1  720  30  10
52  1  2  2  500  30  10

```

根據這些修正，節線 6 公車之平均停等延滯從例題八之 30.9 秒/車增加到 33.4 秒/車。所以用 130 秒之共同週期及 32 秒之時差來進行號誌連鎖對節線 6 公車站之作業績效並沒有助益。

參考文獻

1. 「2001 年臺灣地區公路容量手冊」，90-16-1183，交通部運輸研究所，民國 90 年 3 月。
2. *Highway Capacity Manual*, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1985.
3. *Highway Capacity Manual*, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 2000.
4. 「機車專用道、公車設施及都市幹道容量與服務水準研究(3/3)」，99-113-1282，交通部運輸研究所，民國 99 年 9 月。
5. 交通部、內政部，道路交通安全規則，民國 97 年 7 月。
6. 「機車專用道、公車設施及都市幹道容量與服務水準研究(2/3)」，99-95-1275，交通部運輸研究所，民國 99 年 9 月。
7. 鼎漢國際顧問公司，「捷運施工時公車路線及轉乘執行計畫」(期末報告初稿)，臺北市公共運輸處委託計畫，民國 98 年 5 月。
8. 內政部營建署，市區道路工程規劃及設計規範之研究，民國 97 年。
9. 交通部、內政部，道路交通管理處罰條例，民國 98 年。
10. 臺北市政府，「臺北市公共汽車客運業營運管理辦法」，民國 85 年 8 月。
11. Milkovits, M. N. "Modeling the Factors of Bus Dwell Time," *Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board*, No. 2072, National Research Council, Washington, D. C. 2008, pp. 125-130.
12. EI-Geneiday, A. M., Homing, Jemica, and Krizek, K. J., "Analyzing Transit Service Reliability Using Detailed Data From Automatic Vehicular Locator System," *TRB 2008 Annual Meeting CD-ROM*, 18 pages.
13. Shalabyp, A. and Farhan, A., "Prediction Model of Bus Arrival and Departure Times Using AVL and APC Data," *Journal of Public*

Transportation, 2004, Vol-7, No.1, pp.41-61.

14. Bertini, R. L. and Tantiyanugulch, S., "Transit Buses as Traffic Probes," *Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Record*, No.1870, 2003, pp.3545.
15. Cramer, A., Cucarese, J. Tran, H. Lu, A. and Reddy, A. "Performance Measurement on Mass Transit - New York City Transit Authority Case Study," *TRB 209 Annual Meeting CD-ROM*, 2009.

第十八章 機車專用道

目 錄

	頁次
18.1 緒論.....	18-1
18.2 車流特性.....	18-3
18.2.1 停等車在停止線之疏解特性.....	18-3
18.2.2 停等車疏解後之擴散特性.....	18-9
18.2.3 尖峰小時係數.....	18-12
18.2.4 尖峰小時流量係數.....	18-12
18.2.5 流量之方向係數.....	18-13
18.2.6 平均自由旅行速率.....	18-13
18.3 分析方法.....	18-16
18.3.1 分析狀況.....	18-17
18.3.2 估計 W_{90}	18-18
18.3.3 估計號誌化路口之車道容量.....	18-18
18.3.4 估計非阻斷性車流之路段容量.....	18-18
18.3.5 估計獨立號誌化路口之車輛平均停等延滯.....	18-19
18.3.6 分析路段及路口.....	18-22
18.3.7 評估服務水準.....	18-24
18.4 應用範例.....	18-25
18.4.1 範例一.....	18-25
18.4.2 範例二.....	18-26
18.4.3 範例三.....	18-26
18.4.4 範例四.....	18-28
參考文獻.....	18-29

圖 目 錄

	頁次
圖 18.1 表 18.2 各模式估計值之比較	18-4
圖 18.2 機車專用道車道寬之定義	18-5
圖 18.3 機車專用道停等機車疏解率與綠燈時間之關係	18-6
圖 18.4 承德路/士商路口停等車之疏解率	18-6
圖 18.5 M4 車道 W_{90} 之範圍(兩側皆標線分隔，負值表示輪胎在基 準點左側).....	18-7
圖 18.6 M6 車道 W_{90} 之範圍(兩側皆實體分隔).....	18-7
圖 18.7 現場飽和流率與 W_{90} 之關係.....	18-8
圖 18.8 臺北市機車專用道尖峰小時係數與流率之關係.....	18-13
圖 18.9 平均自由旅行速率與號誌化路口間距之關係.....	18-14
圖 18.10 機車正常化(normalized)自由速率之累積分布	18-15
圖 18.11 機車專用道分析架構	18-16
圖 18.12 motor1.txt 之模擬路口及相關網路.....	18-20
圖 18.13 號誌控制相同時平均停等延滯與 v/c 比值之關係隨 W_{90} 之變化	18-21
圖 18.14 第二時相等於週期之一半時平均停等延滯與 v/c 比值之 關係	18-22
圖 18.15 motro2.txt 之模擬路口、路段及相關模擬網路.....	18-23

表 目 錄

	頁次
表 18.1 臺北市及嘉義市機車專用道概況	18-1
表 18.1 臺北市及嘉義市機車專用道概況(續).....	18-2
表 18.2 歷年推估機車專用道飽和流率公式一覽表.....	18-4
表 18.3 臺北市機車專用道觀測路口一覽表.....	18-5
表 18.4 式 18.4 之應用範例	18-11
表 18.5 利用 motor2.txt 模擬之結果示例.....	18-24
表 18.6 號誌化路口服務水準之劃分標準	18-25
表 18.7 路段服務水準之劃分標準	18-25
表 18.8 範例三之模擬結果	18-27
表 18.9 範例四之模擬結果	18-28

18.1 緒論

臺灣地區因道路及停車面積很有限，而且國民所得仍不足於讓所有人皆能完全依靠汽車以滿足公路交通之需要，所以許多人利用機車代步。根據民國 95 年之資料[1]，臺灣地區有 1,352 萬輛機車，相當於每 2 人就有 1 部機車。這些機車若與汽車混流在同一車道上，很容易造成危險的衝突，因此交通主管機關在某些路段上設置機車專用道路或車道，以分隔汽、機車。如表 18.1 所列在臺北市及嘉義市之機車專用道所顯示，機車專用道常設置在橋上，其長度超過 1 公里者並不多。臺北市區最長的機車專用道（華中橋）也只有 1.5 公里。機車專用道兩端通常有號誌化路口，又因為車道不長，所以專用道上之車流一般為阻斷性車流。

表 18.1 臺北市及嘉義市機車專用道概況

編號	機車專用道位置	設置型式		設置狀況			道路特性
		左側	右側	寬度(m)	長度(m)	車道配置	
1	忠孝橋	實體	實體	3	1000	雙向各1車道	直線段、橋樑
2	華江橋	實體	實體	3	1200	雙向各1車道	直線段、橋樑
3	華中橋	實體	實體	3	1500	雙向各1車道	直線段、橋樑
4	中正橋	實體	實體	3	700	北向1車道	直線段、橋樑
5	福和橋	實體	實體	3	1000	雙向各1車道	直線段、橋樑
6	林森南路(車行地下道)	標線	實體	1.5	700	南向1車道	直線段、地下道
7	南京東路六段(東興路至堤頂大道)	實體	實體	3	1100	雙向各1車道	直線段、彎道、橋樑
8	北平東路(機車道)	標線	標線	2.5	320	西向2車道	直線段、平面道路
9	延平北路(忠孝西路市民大道口)	標線	標線	2.5	70	北向2車道	直線段、平面道路
10	建國高架(忠孝東路長安東路)	實體	實體	2.5	650	雙向各1車道	直線段、高架橋
11	重陽橋	實體	實體	3	600	雙向各1車道	直線段、橋樑
12	台北橋	實體	實體	3	650	雙向各1車道	直線段、橋樑
13	百齡橋	實體	實體	3	390	雙向各1車道	直線段、橋樑
14	民權大橋	實體	實體	3	1100	雙向各1車道	直線段、橋樑
15	大度路(第一迴轉道立德路口)	實體	實體	3	200	雙向各1車道	直線段、平面道路
16	承德路(石牌路-中正路口)	標線	標線	2.5	300	南向1車道	直線段、平面道路
17	承德橋	實體	實體	3	430	雙向各1車道	直線段、橋樑

表 18.1 臺北市及嘉義市機車專用道概況(續)

編號	機車專用道位置	設置型式		設置狀況			道路特性
		左側	右側	寬度 (m)	長度 (m)	車道配置	
18	大直橋(濱江路至北安路)	實體	實體	3.5	700	往北1車道	直線段、橋樑
19	承德路(公館路-中央南路)	標線	實體	2.5	90	往北1車道	直線段、平面道路
20	博愛路橋	實體	實體	3.2	600	雙向各1車道	直線段、橋樑
21	北興陸橋	實體	實體	2.8	450	雙向各1車道	直線段、橋樑
22	嘉雄陸橋	實體	實體	3.0	450	雙向各1車道	直線段、橋樑

註：編號1至19為臺北市之機車專用道，20至22為嘉義市之資料。

因為機車專用道的性質與其他車道大不相同，「2001 年臺灣地區公路容量手冊」[2]第十八章提供一分析機車專用道容量及服務水準分析之方法，但該方法有下數之缺點：

1. 服務水準等級劃分與其他章節不同

以路口之服務水準為例，2001 年手冊第十八章將平均延滯在 15~25 秒/車之情況訂為 C 級，同一手冊之第十三章號誌化路口 C 級之相關延滯則訂為 30~45 秒/車。機車專用道常與一般車道配置在道路相同之橫斷面上，並受同樣之交通控制。如機車專用道及一般車道用不同的標準來評估，則會造成比較服務水準或訂定交通改善優先順序之困擾。

2. 路段機車每公里行駛時間之可靠性可能不高

2001 年手冊第十八章表列路段機車在無號誌影響下之每公里的行駛時間，這些時間係依據美國 1985 年之公路容量手冊[3]之幹道資料。因美國容量手冊之幹道分析並無機車，所以 2001 年手冊第十八章所列之行駛時間可靠性可能不高。

3. 沒有估計延滯之工具

2001 年手冊第十八章之分析方法須利用現場調查來估計在路口之平均延滯，這種分析方法不僅不能應用於規劃及設計之用，也常不適用於運作分析。

4. 服務流率及停等車疏解率不具代表性

機車專用道的容量一般受制於下游號誌化路口之號誌控制，但

2001 年手冊第十八章僅指出 4.5 公尺寬機車道之飽和流率為 8,906 輛/小時，並沒有其他資料及一具體的方法來估計容量。此外，該章用服務流率來訂定設計機車道時之服務水準等級。2、3、4、5 及 6 公尺寬車道之最高服務流率各訂為 6,960、8,230、9,500、10,770 及 12,030 輛/小時。以臺北市機車專用道之情形而言，目前車流遠低於可能之最大服務容量；換言之，實際之服務容量並不能用現場資料來估計。所以 2001 年手冊第十八章所訂的最高服務流率是否準確，是一大疑點。

機車專用道之車流皆受到號誌化路口之影響，專用道之長度又短，所以分析機車專用道的重點應在於估計：(1)容量；(2)機車在號誌化路口之延滯；(3)在號誌化路口之間的平均速率。針對這些分析重點，本所在民國 95 年開始蒐集有關機車專用道的資料[4,5]。本章描述現場資料所顯示的車流特性並說明根據現場資料所建立的分析方法。

18.2 車流特性

本節討論下列機車專用道的車流特性：

- 停等車在停止線之疏解特性
- 停等車疏解後車隊擴散之現象
- 尖峰小時係數、尖峰小時流量係數及方向係數
- 自由旅行速率

18.2.1 停等車在停止線之疏解特性

停等車疏解特性可從幾個角度來探討。以往國內之研究著重於了解停等機車之疏解率或飽和流率，但因研究方法不一，造成研究結果難以應用。例如表 18.2 所列之模式皆認為機車專用道之飽和流率為車道寬的函數，但從圖 18.1 可知，當車道寬相同時，從各模式估計所得之飽和流率的差異可高達 2,500~4,000 輛/小時。因此可採用哪一模式是一個大問題。

表 18.2 歷年推估機車專用道飽和流率公式一覽表

公 式	備 註	資料來源
Eq.1 $S = 1475 W + 1318$	$2.5 \leq W \leq 6.5$	[6]
Eq.2 $S = 1914 W$	$2.5 \leq W \leq 6.5$	[6]
Eq.3 $S = 1548.37 W + 4745$		[7]
Eq.4 $S = 1584.37 W + 2595.74$		[8]
Eq.5 $S = 2597.4 W + 860.5$		[9]

上述模式估計值差異的一個來源是車道寬的定義可能不同，另一來源是這些模式沒有考慮車道寬度的使用並不均勻，而且也沒有考慮車道寬之使用受車道兩旁標線或分隔物之影響。針對這些問題，本所建議根據圖 18.2 所示之車道寬來分析機車專用道。此外，本所在表 18.3 所列之 10 個機車專用道蒐集停等車疏解資料，並且利用其中 8 個車道探討停等車疏解時輪胎軌跡之橫向分佈[4,5]。這研究工作之主要發現如下：

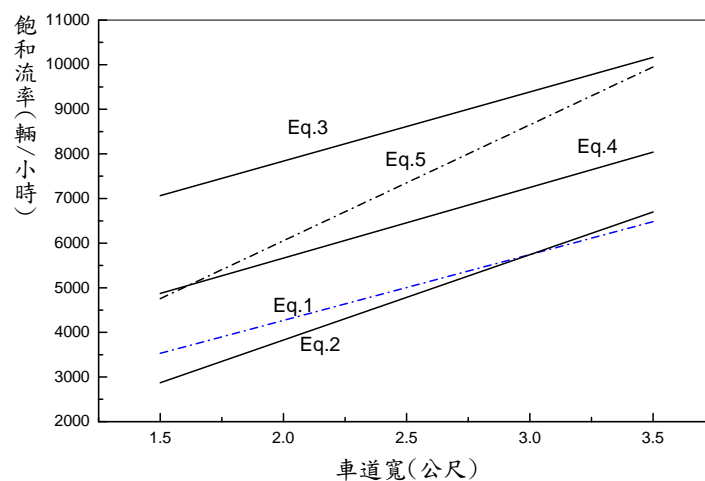


圖 18.1 表 18.2 各模式估計值之比較

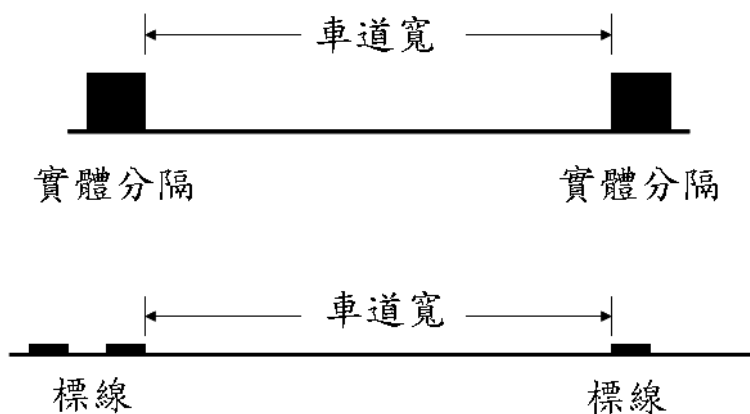


圖 18.2 機車專用道車道寬之定義

表 18.3 臺北市機車專用道觀測路口一覽表

路口 編號	調查地點	分隔型式		地形	車道寬 公尺
		左側	右側		
M1	承德路/士商路口	實體 (導桿)	標線 (單白實線)	平地	1.6
M2	環河北路/市民大道口	標線 (雙白實線)	標線 (雙白實線)	平地	2.0
M3	延平南路/市民大道口	標線 (雙白實線)	標線 (雙白實線)	平地	2.8
M4	大業路/大度路口	標線 (雙白實線)	標線 (雙白實線)	平地	2.2
M5	承德路/文林路口	標線 (雙白實線)	標線 (雙白實線)	平地	2.7
M6	華中橋(往中和上橋處)	實體 (分隔設施)	實體 (人行道)	橋上	2.8
T1	建國北路(長安東路)往北	實體 (分隔設施)	實體 (導桿)	平地	3.0
T2	承德路往南(文林北路)	標線 (雙白實線)	標線 (雙白實線)	平地	2.7
T3	大度路(大陽製藥)往西	實體 (分隔設施)	實體 (路側護欄)	平地	4.5
T4	中正路(承德路)往西	標線 (雙白實線)	實體 (花圃緣石)	平地	2.7

註：車道寬係指車道左側內緣至右側內緣之寬度。M1~M6及T1~T4係分別於民國95年級96年蒐集之資料。

1. 在有大量機車之情況下，綠燈開始後大約 10 秒，疏解率大致達到一穩定的最高值，如圖 18.3 所示。

如果機車量不高，則停等車之疏解率很可能無法維持一穩定值，如圖 18.4 所示。在這情形下，利用觀察的疏解率來估計容量，可能會造成相當大的誤差。

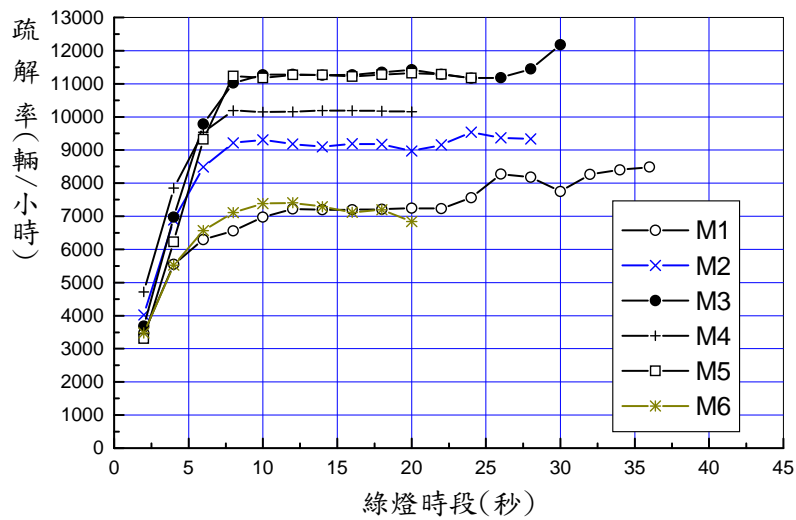


圖 18.3 機車專用道停等機車疏解率與綠燈時間之關係

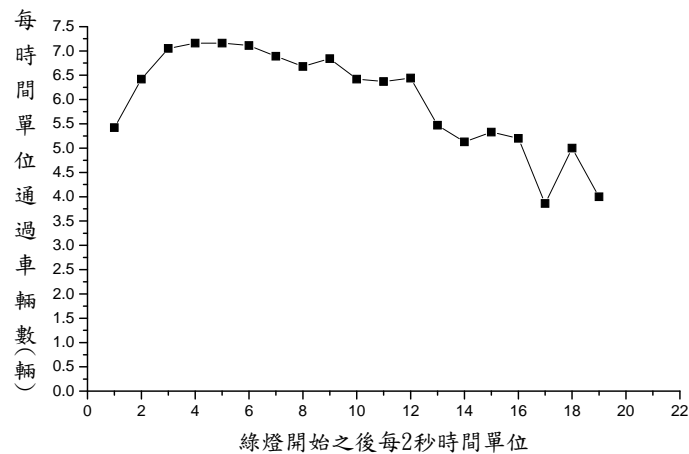


圖 18.4 承德路/士商路口停等車之疏解率

2. 停等車疏散時，路面寬之使用不均勻。一般而言，靠近車道邊緣行駛的機車佔少數，如圖 18.5 及圖 18.6 所示。左側有標線分隔時（圖 18.5），機車有佔用鄰近車道的情形；右側有標線時（圖 18.5），機車越界行駛之現象較不明顯。有實體分隔時，絕大多數機車皆與分隔物保持至少 30 公分之距離（圖 18.6）。

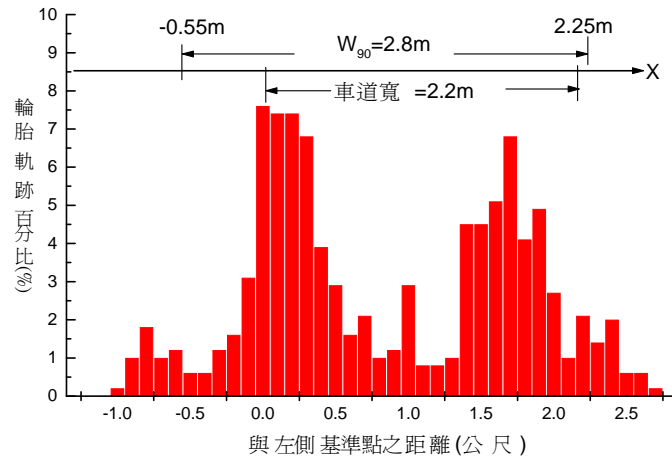


圖 18.5 M4 車道 W_{90} 之範圍(兩側皆標線分隔，負值表示輪胎在基準點左側)

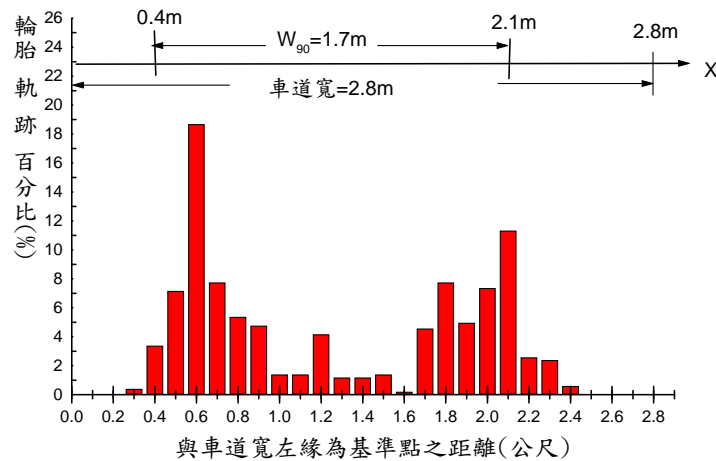


圖 18.6 M6 車道 W_{90} 之範圍(兩側皆實體分隔)

3.如將車道左、右側使用率各佔 5%之路面寬不計，則機車疏解率與使用率佔 90%之剩餘車道寬(簡稱為 W_{90})有很明顯的線性關係，如圖 18.7 所示。此關係可用下式來代表 ($r^2 = 0.95$)：

$$S = 4,836 + 1,900 W_{90} \quad (18.1)$$

此式中，

S : 飽和流率 (輛/小時)；

W_{90} : 使用率佔90%之路面寬 (公尺)。

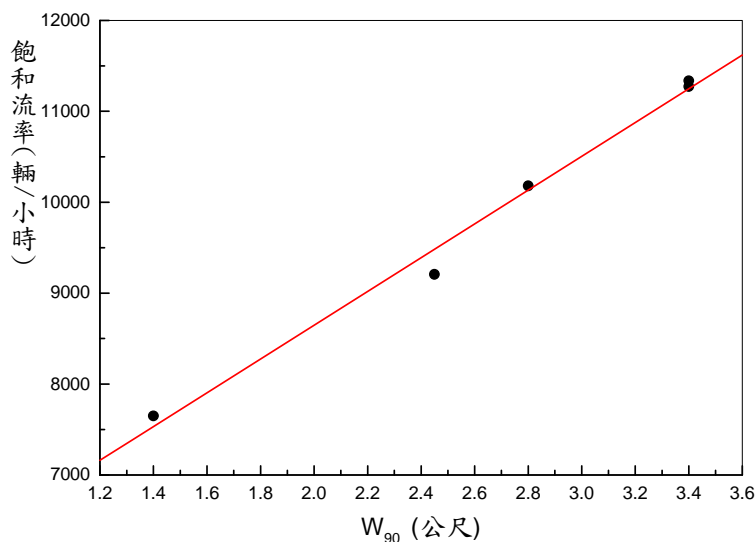


圖 18.7 現場飽和流率與 W_{90} 之關係

4.使用率佔 90%之路面寬， W_{90} ，可根據專用道之左、右側標線或實體分隔型式估計如下：

$$W_{90} = W + L + R \quad (18.2)$$

此式中，

W : 車道寬 (公尺)；

L : 左側車道寬調整因素 (公尺)；

R : 右側車道寬調整因素 (公尺)；

利用上式來估計 W_{90} 時，不論事實體分隔物或是標線分隔 (包括

單白實線與雙白實線)，均以內側標線或分隔物內緣之寬度做為車道寬，如圖 18.2 所示。

式 18.2 中之調整因素可能是正值，也可能是負值。正值代表機車佔用鄰近車道，負值則表示機車有向車道中央集中之傾向。調整因素之建議值如下：

- A. 左側有導桿時， $L = -0.32$ 公尺。右側有導桿時， $R = -0.32$ 公尺。
- B. 左側有導桿除外之實體分隔物時， $L = -0.55$ 公尺。右側有導桿除外之實體分隔物時， $R = -0.55$ 公尺。
- C. 左側有標線分隔時， $L = 0.55$ 公尺。右側有標線分隔時， $R = 0.00$ 公尺。

5. 平坦機車專用道之容量可估計如下：

$$c = (4,836 + 1,900W_{90}) \frac{G + \Delta G - L_s}{C} \quad (18.3)$$

此式中，

- c : 容量 (輛/小時)；
- W_{90} : 前述車輪佔用率90%之路面寬 (公尺)；
- G : 綠燈時間 (≥ 10 秒)；
- ΔG : 綠燈結束之後，停等車繼續進入路口所用掉之時間 (建議值：3.5秒)；
- L_s : 啟動損失時間 (建議值：2.9秒)；
- C : 週期長度 (秒)。

18.2.2 停等車疏散後之擴散特性

停等車從停止線疏散之後，其平均車距很可能增長。例如一停等車隊在綠燈開始之後通過停止線所需之時間為 20 秒，則該車隊通過下游一定點之時間通常會超過 20 秒。這現象稱為車隊擴散(platoon diffusion)。車隊擴散之現象對於號誌控制如何連鎖及綠燈長度如何訂定有影響。因此英國及美國對車隊擴散已做過研究，並將研究結果用於

Transyt [10]及 Transyt-7F [11]之軟體內，以模擬車流並尋求最佳化之號誌控制。模擬車隊擴散行為時，Transyt 及 Transyt-7F 是根據下列之模式來估計停等車隊從停止線疏散之後，在哪一單位時間內有多少車輛會通過下游一定點：

$$q_2(i+T) = F q_1(i) + (1 - F) q_2(i + T - 1) \quad (18.4)$$

此式中，

$q_2(i)$ ：在第*i*單位時間會抵達下游一定點之車數的預測值（每單位時間的長度為 ΔT 秒，如2秒）；

$q_1(i)$ ：在第*i*單位時間內從停止線疏散之停等車數；

T ：0.8乘以從停止線到下游定點之平均旅行時間，其單位為時間除以 ΔT ；

$$F = \frac{1}{1 + \beta T}$$

根據倫敦(London)之資料，上式 F 函數中之 β 值為 0.5[10]，美國市區車隊擴散之 β 值則通常在 0.35 左右[11]。本所目前只在臺北市承德路探討通過士商路口之後的停等車隊擴散現象[5]。現場資料顯示，最適的 T 值為 $0.82\Delta T$ ($\Delta T = 2$ 秒)， β 值則為 0.37。

本章利用於承德路一號誌週期內所觀察到的資料來說明式18.4之應用。這些資料列於表18.4之第2欄及第5欄。第2欄代表綠燈開始之後每2秒從停止線疏散之機車數，第5欄代表同一車隊每2秒通過下游160公尺定點之機車數。根據第2欄，總共有74輛機車從停止線疏散，平均每機車疏散之時間（以每2秒為單位）為綠燈亮後6.04單位。從第5欄的資料也可知通過下游160公尺定點的平均時間為綠燈亮後10.54單位，所以平均旅行時間為 $10.54 - 6.04 = 4.5$ 單位，而式18.4之 T 值等於 $0.82 \times 4.5 = 3.69$ 單位。 T 值必須是整數，所以 T 值可設定為4單位。此外，因承德路之 β 值為0.37，所以式18.4中之 F 值等於0.40。根據 $T = 4$ 及 $F = 0.40$ ，從式18.4所估計得之 $q_2(i)$ 及其累積值，如表18.4之第3欄及第4欄所示。

表 18.4 式 18.4 之應用範例

每秒之 時間時段	輛	估計值		觀察值	
		$q_2(i)$ (輛)	累計 $q_2(i)$ (輛)	$q_2(i)$ (輛)	累計 $q_2(i)$ (輛)
1	8	0.0	0.0	0	0
2	8	0.0	0.0	0	0
3	7	0.0	0.0	0	0
4	6	0.0	0.0	3	3
5	7	3.2	3.2	7	10
6	5	5.2	8.4	2	12
7	5	5.9	14.3	7	19
8	5	5.9	20.2	4	23
9	7	6.4	26.6	6	29
10	6	5.8	32.4	7	36
11	5	5.5	37.9	9	45
12	5	5.3	43.2	5	50
13	0	6.0	49.1	6	56
14	0	6.0	55.1	4	60
15	0	5.6	60.7	5	65
16	0	5.4	66.1	5	70
17	0	3.2	69.3	4	74
18	0	1.9	71.2	0	74
19	0	1.1	72.3	0	74
20	0	0.7	73.0	0	74
21	0	0.4	73.4	0	74
22	0	0.2	73.6	0	74
23	0	0.1	73.8	0	74
24	0	0.1	73.9	0	74
25	0	0.1	73.9	0	74

表 18.4 第 3 欄之估計值顯示，停等車隊在綠燈亮後 10 秒會開始通過下游 160 公尺之定點。所以如果此定點代表下游路口之停止線，則下游路口之綠燈時段應在上游綠燈亮後大約 7 秒之前就開始。如果要讓 90% 停等車隊之車輛（亦即 66.6 輛）不受紅燈阻擋通過下游停止線，則表 18.4 第 4 欄顯示，下游綠燈時段在上游綠燈開始之後大約 33 秒才可

終止。

上述例題利用單一週期之觀察值來估計平均旅行時間，然後訂定 T 值。實際應用式18.4時應利用好幾個週期之觀察值，以估計平均旅行時間。

18.2.3 尖峰小時係數

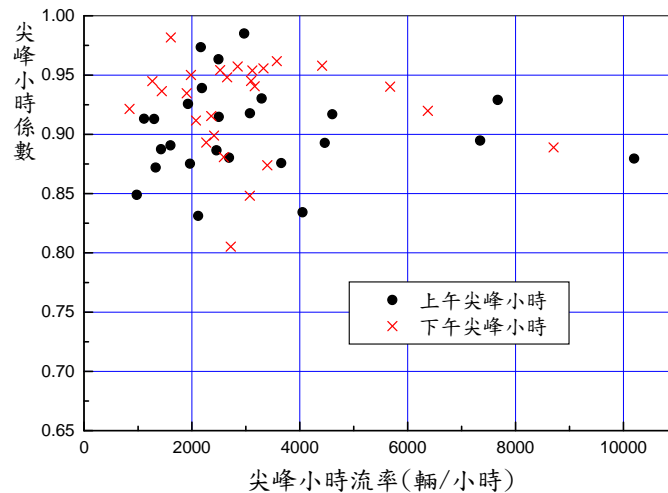
流率隨時間而變化，尖峰小時內流率之變化的程度可用尖峰小時係數(peak-hour factor, PHF)來衡量。此係數為尖峰小時流率與尖峰 15 分鐘流率(亦即尖峰 15 分鐘流量之 4 倍)之比值。尖峰小時係數愈接近 1.0，流率之變化愈小。

因不同車道之流率隨時間而變化之型態不同，所以尖峰小時係數會隨車道而變。尖峰小時係數除了隨車道之不同而有變異之外，同一車道的上、下午尖峰小時係數也有差別。以臺北市機車專用道為例，大多數車道上、下午尖峰小時係數之差別在 0.05 之內，但有些車道的上、下午係數差別很大。例如重陽橋往西路段之上午尖峰小時係數只有 0.83，其下午之係數則高達 0.96[5]。圖 18.8 顯示流率似乎對尖峰小時係數沒有影響。

沒有現場資料時，可考慮使用 0.9 之尖峰小時係數來分析機車專用道。

18.2.4 尖峰小時流量係數

尖峰小時流量係數為尖峰小時流量與全日流量之比例。目前交通機構沒有針對機車專用道蒐集全日流量之資料，所以沒有資料可直接估計機車專用道之尖峰小時流量係數。根據公路總局在臺北縣市 16 座有機車專用道的橋樑所蒐集，不分車種之全日交通流量與尖峰小時流量，尖峰小時流量係數在 0.06 (華江橋) 與 0.09 (中興橋) 之間[5]，超過一半的橋樑的係數為 0.07。本章建議在沒有現場資料可推估流量係數之情況下，可將此係數設定為 0.07。



資料來源：[5]。

圖 18.8 臺北市機車專用道尖峰小時係數與流率之關係

18.2.5 流量之方向係數

流量之方向係數為尖峰小時內，流量較高方向之流量與雙向總流量之比。根據臺北縣市 9 條機車專用道之資料，流量係數在 0.51 及 0.87 之間[5]，但除了 3 條專用道的係數在 0.51 及 0.64 之間外，其他專用道的係數在 0.72 及 0.87 之間。如無現場資料，本章建議採用 0.75。

18.2.6 平均自由旅行速率

平均自由旅行速率等於行車距離除以平均自由旅行時間。機車在專用道全程之自由旅行時間不容易在現場調查，一實用之替代方法是利用路段中點之平均自由旅行速率來代表全程之平均值。平均自由旅行速率可分成算術平均(arithmetic mean)速率與調和平均(harmonic mean)速率。算術平均速率一般用於模擬個別車輛之速率，調和平均速率則用於分析流率與平均速率之關係。兩者之差距一般在 2.6 公里/小時以下[5]。

根據在 9 個速限為 50 公里/小時之專用道蒐集的資料[5]，路段中點平均自由旅行速率有隨號誌化路口間距之增長而增高之現象。間距從 0.2

公里增加到0.8公里時，平均自由旅行速率大約增加4~5公里/小時。但間距從0.8公里增加到1.6公里時，平均自由旅行速率只再增高大約1公里/小時，這現象如圖18.9所示。

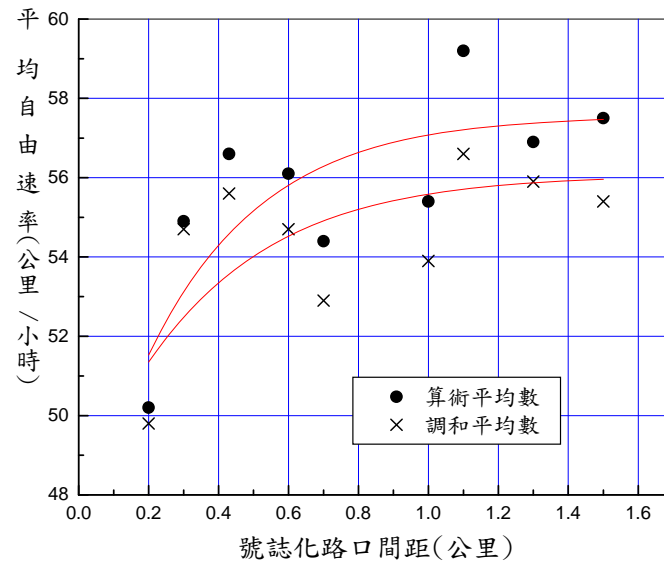


圖 18.9 平均自由旅行速率與號誌化路口間距之關係

圖 18.9 所顯示之關係，可用下列二式來代表：

算術平均自由速率

$$V_t = 57.6 - \frac{148.1}{1 + e^{\frac{S+0.801}{0.318}}} \quad (18.5)$$

調和平均自由速率

$$V_s = 56.1 - \frac{112.7}{1 + e^{\frac{S+0.868}{0.384}}} \quad (18.6)$$

上二式中，

V_t : 算術平均自由速率 (公里/小時)；

V_s : 調和平均自由速率 (公里/小時)；

s : 號誌化路口間距 (公里)。

機車之自由速率可用自由速率與其算術平均速率之比例的正常化 (normalized) 值來代表。正常化自由速率之累積分布大致在平均速率之 0.6 到 1.6 倍之間 (見圖 18.10)。此分布可用下式來代表：

$$F(V/V_t \leq P) = 0.99 - \frac{1.023}{1 + e^{\frac{V/V_t - 0.9804}{0.0995}}} \quad (18.7)$$

此式中，

V : 個別機車之自由速率 (公里/小時)；

V_t : 算術平均自由速率 (公里/小時)；

V/V_t : V 與 V_t 之比值，亦即正常化之自由速率；

$F(V/V_t \leq P)$: 正常化自由速率小於或等於 P 之比例，其值在於 0 與 1 之間。

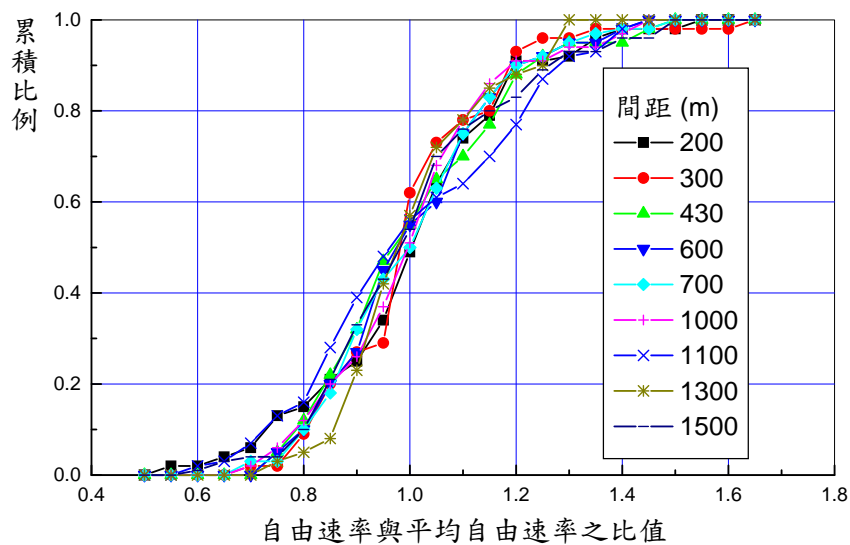


圖 18.10 機車正常化(normalized)自由速率之累積分布

18.3 分析方法

機車專用道的分析可根據圖 18.11 之架構來執行，其工作包括下列三大類：

1. 選擇分析對象。
2. 訂定分析狀況。
3. 估計容量及其他績效指標，並且評估服務水準。

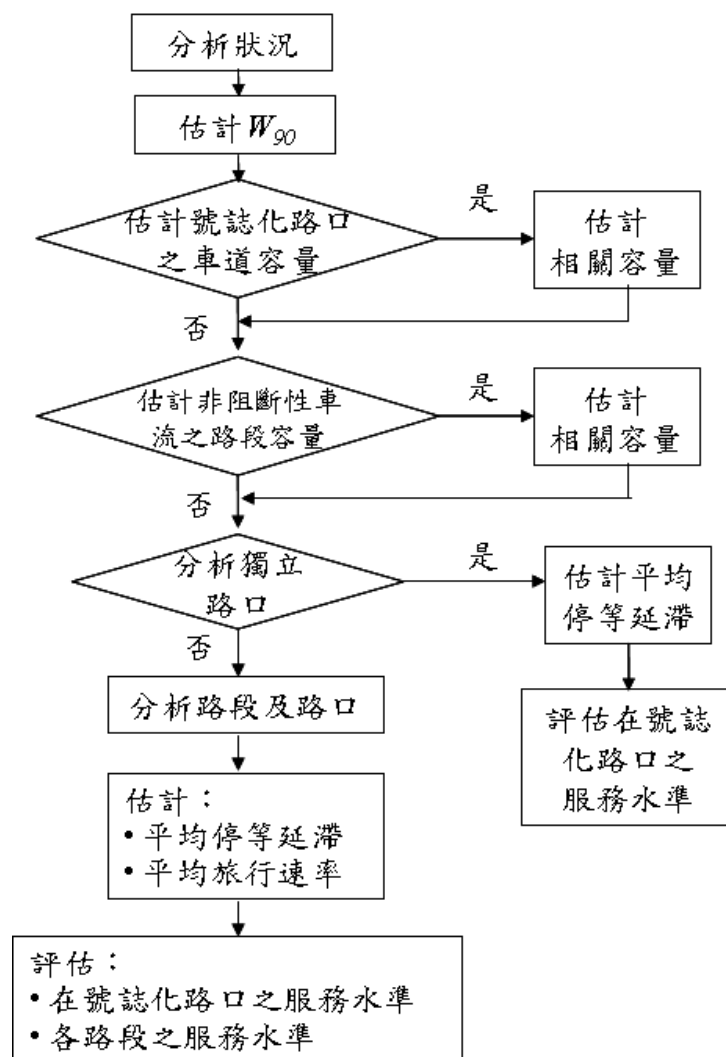


圖 18.11 機車專用道分析架構

分析對象視分析目的而定，但一般可包括：(1)在號誌化路口之車道容量；(2)非阻斷性車流之路段容量；(3)在號誌化路口之平均停等延滯；及(4)路段之平均旅行速率。規劃及設計專用道時，有必要估計在號誌化路口之容量。如果專用道長達數公里，則也有必要估計非阻斷性車流之路段容量。一般專用道上、下游號誌化路口間距不長，所以分析的對象一般須包括路段及相關之路口。如果到達一號誌化路口之車流型態為隨機，則該路口可當作獨立路口來分析。

18.3.1 分析狀況

分析狀況可分成幾何設計、交通狀況及交通控制三類。幾何設計狀況包括車道寬、路口間距及坡度。交通狀況包括分析時段、分析時段中之需求流率及平均自由旅行速率。規劃專用道時，最好根據預測尖峰 15 分鐘之需求流率。分析一已存在的專用道時，則可根據尖峰 15 分鐘或較長之尖峰時段。如果分析時段為尖峰 15 分鐘，通常可假設該 15 分鐘內之需求流率不隨時間而變。如無現場資料，尖峰 15 分鐘之需求流率可估計如下：

$$Q_{15} = \frac{ADT \times K \times D}{PHF}$$

(18.8)

此式中，

Q_{15} : 尖峰15分鐘流率 (輛/小時)；

ADT : 設計年(design year)或現況平均每日雙向總機車流量 (輛/日)；

K : 尖峰小時流量係數 (建議值：0.07)；

D : 流量之方向係數 (建議值：0.75)；

PHF : 尖峰小時係數 (建議值：0.9)。

交通控制狀況包括號誌控制策略、車道兩旁標線或實體分隔物之設置，及速限。標線或實體分隔物之設置影響專用道之使用率為 90%之寬度 (W_{90})。速限則影響平均自由旅行速率。

18.3.2 估計 W_{90}

使用率 90% 之路面寬 (W_{90})，可根據式 18.2 來估計。 W_{90} 為估計飽和流率及容量之必要因素，模擬分析時也必須根據 W_{90} 。

18.3.3 估計號誌化路口之車道容量

式 18.3 可用以估計平坦專用道在號誌化路口之容量。坡度對容量有影響。根據 2001 年公路容量手冊及其前身[10]，坡度每增加(減少)1%，容量會減少(增加)0.5%。本章建議利用下式來估計專用道在號誌化路口之容量：

$$c = (4,386 + 1,900W_{90})\left(\frac{G + \Delta G - L_s}{C}\right)(1 - 0.005h) \quad (18.9)$$

此式中，

- c : 容量 (輛/小時)；
- W_{90} : 使用率 90% 之路面寬 (公尺)；
- G : 綠燈時間 (≥ 10 秒)；
- ΔG : 綠燈結束之後，停等車繼續進入路口所用掉之時間 (建議值：3.5 秒)；
- L_s : 啟動損失時間 (建議值：2.9 秒)；
- C : 週期長度 (秒)；
- h : 坡度 (%)；上坡為正值，下坡為負值。

18.3.4 估計非阻斷性車流之路段容量

一般而言，如車道寬不變，則機車專用道之容量受制於號誌控制。所以如果專用道長度在 2 公里以下，而且有號誌控制，則沒有必要估計非阻斷性車流之路段容量。另一方面，如果需要評估在不受號誌控制影響時之作業，則可估計非阻斷性車流之路段容量。

目前沒有現場資料以探討非阻斷性車流路段之容量特性。根據臺北市承德路機車專用道上停等車疏散時，車隊擴散之現象，非阻斷性車流之路段容量可能是飽和流率之 85% 左右[5]。本章建議利用下式來估計非

阻斷性車流之路段容量：

$$c_u = (4,836 + 1,900W_{90})f_u(1 - 0.005h) \quad (18.10)$$

此式中，

- c_u : 非阻斷性車流之路段容量 (輛/小時)；
- W_{90} : 使用率90%之路面寬度 (公尺)；
- f_u : 容量調整值 (建議值：0.85)；
- h : 坡度(%)；上坡為正值，下坡為負值。

18.3.5 估計獨立號誌化路口之車輛平均停等延滯

獨立號誌化路口指車輛抵達路口之型態為隨機的路口。因為機車專用道通常在兩號誌化路口之間，所以除非路口間距超過 2~3 公里，機車到達下游路口時之型態不太可能是隨機。

目前沒有分析性模式可在廣泛的情況下估計機車在號誌化路口之停等延滯，所以本章建議利用「公路交通系統模擬模式」(HTSS Model)，來估計延滯及其他績效指標。HTSS 模式已用現場機車加速行為、自由速率特性及停等車疏解特性加以微調[5]。本手冊第十一章所附加的「HTSS 模式使用者手冊」，對於模式輸入資料檔之建立有所說明。為使用者方便起見，本所網站提供一輸入檔之範例，讓有興趣的使用者可以下在並隨意更改。此輸入檔之檔名為 motor1.txt，本檔必須利用本所網站之執行檔 (檔名：HTSS.exe) 以進行模擬。進行模擬之前，必須將 motor1.txt 之檔名轉換為 HTSS.txt，並與 HTSS.exe 放在同一子目錄 (sun-directory)。執行模擬時只要按兩下(double click) HTSS.exe 即可。輸出檔 (檔名：HTSSOUT.txt) 會自動出現在電腦的螢幕上。

Motor1.txt 所代表之路口及相關模擬網路如圖 18.12 所示。其他一些相關之分析狀況如下：

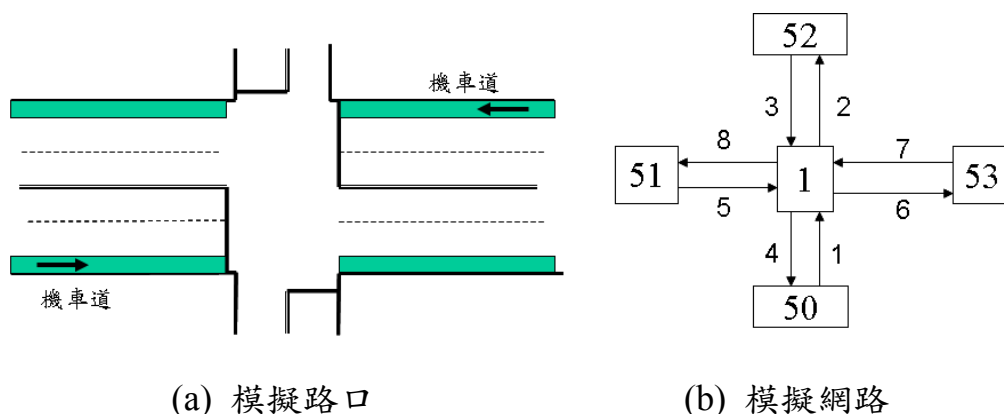


圖 18.12 motor1.txt 之模擬路口及相關網路

1. 第一模擬時段（熱機時段）為220秒，第二模擬時段（蒐集資料之用）為900秒（見輸入檔中檔型2資料）。
2. 節線5及節線7（見圖18.12）之長度為700公尺（見檔型17資料）。此二節線各有一機車專用道（車道7），其使用率90%之路面寬（ W_{90} ）為2.5公尺（見檔型23資料。）
3. 直行、左轉及右轉各佔70%、20%及10%（見檔型25資料）。
4. 路口之號誌控制為2時相定時控制（見檔型51資料）。第一時相之綠燈時段為46秒，第二時相之綠燈時段為66秒。各時相之黃燈時段及全紅時段為3秒及1秒。
5. 節線5及節線7利用第2時相（見檔型 53資料）。
6. 所有從節點51及節點53進入模擬網路之車輛皆為機車，沒有車輛從節點50及節點52進入模擬網路（見檔型60資料）。

本節用簡單之例題來說明 motor1.txt 之應用。假設模擬專用道之 W_{90} 皆為 1.5 公尺，則模型 23 有關節線 5、節線 6、節線 7 及節線 8 之資料須改為：

23	5	35	0	0	10	15
23	6	35	0	0	10	15
23	7	35	0	0	10	15
23	8	35	0	0	10	15

另外，假設號誌週期為 120 秒，專用道可利用之綠燈時段為 56 秒，則檔型 52 之資料須改為：

52	1	1	1	560	30	10
52	1	1	2	560	30	10

此外，假設在第一模擬時段中從節點 51 及節點 53 進入模擬網路之機車流率為第二模擬時段流率之 85%，而第二模擬時段之流率為 3,000 輛/小時，則檔型 60 資料應改為：

60	1	50	0	0	0	0
60	1	51	2550	100	0	0
60	1	52	0	0	0	0
60	1	53	2550	100	0	0
60	2	50	0	0	0	0
60	2	51	3000	100	0	0
60	2	52	0	0	0	0
60	2	53	3000	100	0	0

從檔型 1 之資料可知，HTSS 模式會利用上述及其他在輸入檔已設定之狀況用不同的隨機亂數執行 2 次模擬，並估計平均停等延滯。根據上述手續更改 W_{90} 、綠燈時段及需求流率，並將檔型 25 更改為讓機車皆直行，則所模擬之結果如圖 18.13 及圖 18.14 所示。

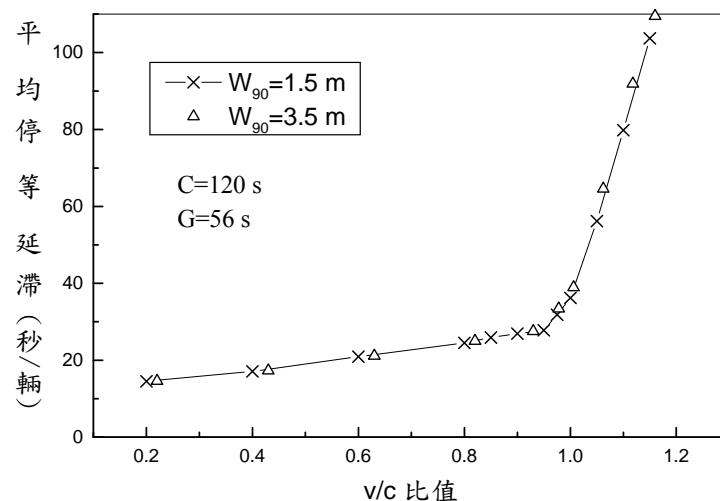


圖 18.13 號誌控制相同時平均停等延滯與 v/c 比值之關係隨 W_{90} 之變化

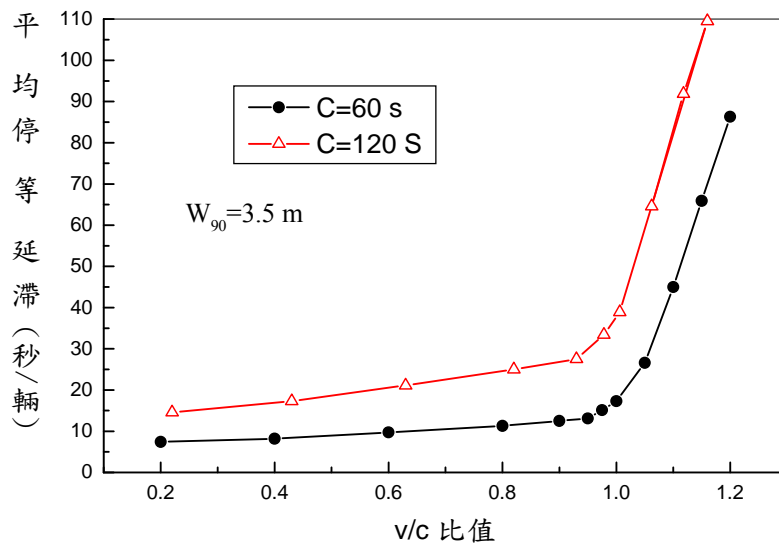
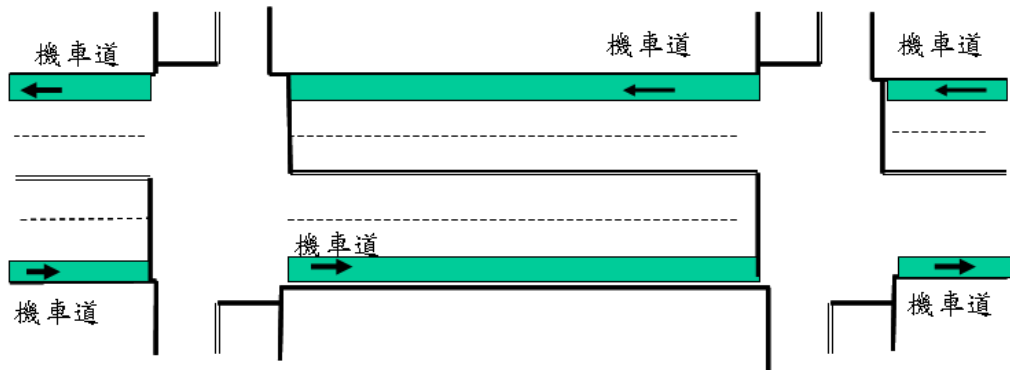


圖 18.14 第二時相等於週期之一半時平均停等延滯與 v/c 比值之關係

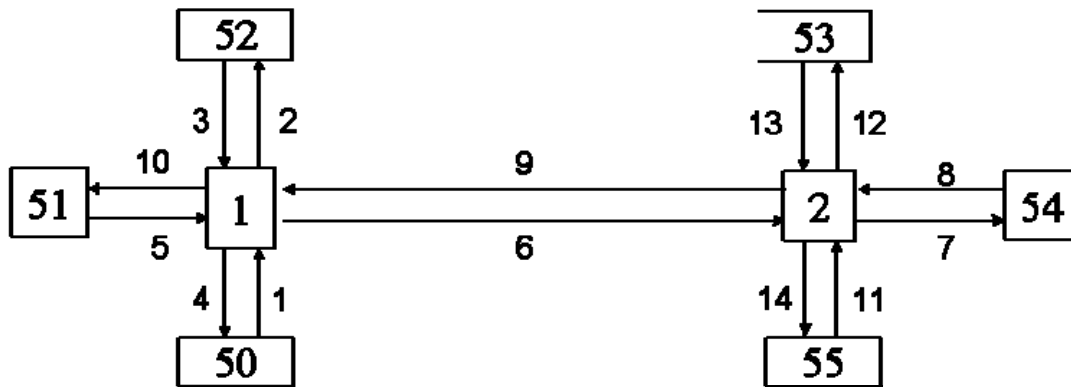
隨週期長度之變化從圖 18.13 可知，雖然較寬之 W_{90} 有較大之飽和流率，但當號誌控制不變，而且流率/容量 (v/c) 比相同時，平均停等延滯並不隨 W_{90} 而有顯著之變化。圖 18.14 則顯示，在同一 v/c 比之情況下，週期長度增長時，延滯會增加。

18.3.6 分析路段及路口

如果專用道在一號誌化路口之作業受到上游路口之影響，因此機車到達該路口之型態不能合理的當作隨機到達來看待，則分析時必須考慮上、下游路口及其間路段之作業。這種分析工作相當複雜，因此必須利用 HTSS 模式。本所網站提供另一輸入檔範例，讓使用者下載及更改，以進行此狀況之模擬作業。此輸入檔範例之檔名為 motor2.txt，其代表之路段及模擬網路如圖 18.15 所示。



(a) 模擬路口



(b) 模擬網路

圖 18.15 motro2.txt 之模擬路口、路段及相關模擬網路

根據 motor2.txt 檔型 23 之資料，圖 18.15(b)網路中之節線 5、節線 6、節線 7、節線 8、節線 9、節線 10 有機車專用道。節線 6 及節線 9 上、下游之路口有定時號誌控制，檔型 51 之資料顯示各路口之號誌有 4 時相。第 4 時相（綠燈時段等於 58 秒）供東西行主線之直行及右轉車輛使用，兩路口之該時相可連鎖（檔型 51）。檔型 52 之資料顯示各路口之週期長度皆為 120 秒。檔型 60 之資料則顯示只有機車進入模擬網路。此外，檔型 51 之資料顯示節點 1 及節點 2 之號誌時差皆訂為 0 秒。所以如果分析的目的在於探討時差對於機車延滯及旅行速率之影響，則只要將節點 2 之時差更改並進行模擬即可。如果直接利用 motor2.txt 進行模擬，則用不同隨機亂數模擬兩次所得之結果如表 18.5 所示。此表顯示，在兩路口之間節線 6 上機車專用道的作業並不理想，其平均延滯在 48 秒/輛左右，其路段之平均旅行速率只有 26 公里/小時。東行主線（節

線 5, 6, 7) 及西行主線 (節線 8, 9, 10) 之平均速率在 33.3~35.0 公里/小時之間。

表 18.5 利用 motor2.txt 模擬之結果示例

節線	車道	流率 (輛/小時)	停等延滯 (輛/小時)	服務水 準	總延滯 (輛/小時)	停等車 隊長度 (公尺)	平均旅行 速率(公 里/小時)
1	1	404	38.8	C	41.2	10.9	21.2
3	2	404	25.4	B	28.1	4.1	26.7
5	7	3501	23.1	B	27.8	63.7	32.3
6	7	4316	48.5	D	57.9	112.6	26.0
7	7	4126	0.0	A	5.8	0.0	49.3
8	7	2503	18.2	B	21.6	40.3	35.7
9	7	3002	38.9	C	47.1	73	28.9
10	7	2859	0.0	A	3.9	0.0	49.7
11	2	299	27.0	B	29.6	3.6	25.9
13	1	191	38.3	C	40.2	6.7	21.4
往東之路段 (節線5, 6, 7), 平均旅行速率 = 33.3 公里/小時							
往西之路段 (節線8, 9, 10), 平均旅行速率 = 35.0 公里/小時							

18.3.7 評估服務水準

機車專用道在號誌化路口之作業可用車輛之平均延滯時間來評估。路段之作業則必須利用平均延滯時間評估在號誌化路口之作業，並利用平均旅行速率評估穿越路段之作業。根據延滯及速率之服務水準劃分標準，如表 18.6 及表 18.7 所示，這些劃分標準與本手冊 2007 年修正版之第十一章及第十三章劃分非機車專用道服務水準的標準相同。

表 18.6 號誌化路口服務水準之劃分標準

服務水準	平均停等延滯時間，d (秒/車)
A	$d \leq 15$
B	$15 < d \leq 30$
C	$30 < d \leq 45$
D	$45 < d \leq 60$
E	$60 < d \leq 80$
F	$d > 80$

表 18.7 路段服務水準之劃分標準

服務水準	平均自由旅行速率－ 平均旅行速率，d (公里/小時)
A	$d \leq 20$
B	$20 < d \leq 25$
C	$25 < d \leq 30$
D	$30 < d \leq 35$
E	$35 < d \leq 40$
F	$d > 40$

18.4 應用範例

18.4.1 範例一

一機車專用道的車道寬為 3.5 公尺，其坡度為+5%。車道兩旁有非導桿之實體分隔，此專用道之下游有一定時號誌控制之路口。路口下游之車道在平坦路段上。號誌週期長度為 100 秒，專用道之綠燈、黃燈及全紅時段各為 35 秒、3 秒及 1 秒。試估計此車道之容量

分析

根據式 18.2，上述專用道之 W_{90} 等於 $3.5 - 0.55 - 0.55 = 2.4$ 公尺；
從式 18.9，容量可估計如下：

$$c = (4,836 + 1,900 \times 2.4) \frac{35 + 3.5 - 2.9}{100} (1 - 0.005 \times 5)$$

$$= 3,261 \text{ 輛/小時}$$

18.4.2 範例二

範例一之機車專用道相當長，試估計該車道車流在尚未受下游號誌化路口影響之前的容量。

分析

根據式18.10並假設 $f_u = 0.85$ ，則專用道之非阻斷性車流容量約等於：

$$c = (4,836 + 1,900 \times 2.4) \times 0.85(1 - 0.005 \times 5)$$

$$= 7,787 \text{ 輛/小時}$$

18.4.3 範例三

如果範例一之機車專用道的需求流率為3,500輛/小時，其中20%為左轉車，10%為右轉車，並且車輛抵達號誌化路口之型態為隨機，試評估此車道車流之服務水準。

分析

因為車流到達號誌化路口之型態為隨機，所以此車道之作業可利用 motor1.txt 加以修正後進行模擬分析。因為分析對象只有一機車專用道，所以本例用圖 18.12b 中節線 5 作為分析對象。

Motor1.txt 之檔型 25 資料已將左轉及右轉設定為 20%及 10%，但下列資料則須更改以符合上述之分析狀況：

檔型23：

因為機車專用道之 W_{90} 為2.4公尺，所以節線5及節線6之檔型23資料須改為：

23	5	35	0	0	10	24
23	6	35	0	0	10	24

檔型30：

因為節線5之坡度為5%，所以檔型30資料須改為：

30	5	50	0	700
----	---	----	---	-----

檔型52：

檔型 52 之資料顯示第 1 及第 2 時相之黃燈時段及全紅時段各為 3 秒及 1 秒。因為分析狀況包括週期長度 100 秒及機車道之綠燈 35 秒，所以檔型 52 之資料必須修改。從檔型 53 資料可知，機車道所用之時相為第 2 時相，所以第 2 時相之綠燈必須改為 35 秒，第 1 時相之綠燈則必須等於 $100 - 3 - 1 - 35 - 3 - 1 = 57$ 秒。根據這些數據，檔型 52 資料必須改為：

52	1	1	1	570	30	10
52	1	1	2	350	30	10

檔型 60：

因為檔型 16 之資料規定機車必須進行兩段式左轉，所以汽、機車之間的干擾可忽略，而且不必模擬機車道之外的車流。此外，因圖 18.12b 中節線 5 是分析對象，所以只須讓機車從節點 51 以每小時 3,500 輛之流率進入模擬網路。假設熱機時段（第一模擬時段）之需求流率為 2,500 輛/小時，則檔型 60 之需求流率須修定如下：

60	1	50	0	0	0	0
60	1	51	2500	100	0	0
60	1	52	0	0	0	0
60	1	53	0	0	0	0
60	2	50	0	0	0	0
60	2	51	3500	100	0	0
60	2	52	0	0	0	0
60	2	530	0	0	0	0

更改後之 motor1.txt 所模擬的結果（節線 5，車道 7）如表 18.8 所示。

表 18.8 範例三之模擬結果

****Summary of LINK/LANE Statistics****

Sample Size=

2

Link	Lane	Flow vph	Stopped Delay s/veh	LOS1	Total Delay s/veh	Queue Length m	Mean Speed Km/h	Free-Flow Speed Km/h	LOS2
2	1	618	0.0	A	4.5	0.0	49.4	57.6	A
4	1	227	0.0	A	3.4	0.0	49.6	57.6	A
5	7	2968	97.9	F	115.9	141.9	15.7	58.1	F
6	7	2067	0.0	A	3.8	0.0	49.6	58.1	A

從模擬結果可知，從節線(link)5 第 7 車道(lane)疏解之流率只有 2,968

輛/小時，這低於需求流率 3,500 輛/小時。這表示機車專用道有嚴重塞車之情形，其平均停等延滯高達 97.9 秒/輛，相關之服務水準 (LOS1) 為 F 級 (見表 18.6)。

18.4.4 範例四

表 18.5 顯示節線 6 上機車專用道之服務水準為 D 級，如果將 motor2.txt 中第 2 節點之時差(offset)改為 60 秒，試問此專用道之服務水準是否會改善？

分析

檔型 51，節點 2 之資料必須改為：

51 1 2 4 1 60 0

重新模擬之結果如表 18.9。

表 18.9 範例四之模擬結果

****Summary of LINK/LANE Statistics****

Sample Size= 2

Link	Lane	Flow vph	Stopped Delay s/veh	LOS1	Total Delay s/veh	Queue Length m	Mean Speed Km/h	Free-Flow Speed Km/h	LOS2
1	1	404	38.8	C	41.2	10.9	21.2	59.2	E
3	2	404	25.4	B	28.1	4.1	26.7	59.2	D
5	7	3501	23.1	B	27.8	63.7	32.3	58.1	C
6	7	4331	12.5	A	21.3	58.6	38.8	58.1	A
7	7	4510	0.0	A	6.2	0.0	48.8	58.1	A
8	7	2497	18.7	B	22.0	40.6	35.3	58.1	B
9	7	2983	8.9	A	16.2	33.0	42.0	58.1	A
10	7	2865	0.0	A	4.1	0.0	49.3	58.1	A
11	2	299	30.9	C	34.0	4.1	24.1	59.2	E
13	1	205	41.6	C	43.8	7.2	20.7	59.2	E

****IDs of Links in a Chain

5 6 7

Average Travel Speed in kph = 39.3

Average Free-Flow Speed in kph= 58.1

Level of service = A

****IDs of Links in a Chain

8 9 10

Average Travel Speed in kph = 41.1

Average Free-Flow Speed in kph= 58.1

Level of service = A

模擬結果顯示，節線 6 專用道之服務水準從 D 級升到 A 級，節線 9 專用道之服務水準從 C 級升到 A 級。兩專用道之平均延滯大幅降低。

參考文獻

- 1.交通部，「九十五年交通統計要覽」，民國 96 年。
- 2.交通部運輸研究所，「2001 年台灣地區公路容量手冊」，90-16-1183，民國 90 年 3 月。
- 3.*Highway Capacity Manual*, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1985.
- 4.交通部運輸研究所，「市區號誌化路口容量分析及服務水準之研究 (2/2)」，民國 96 年 9 月。
- 5.交通部運輸研究所，「機車專用道、公車設施及都市幹道容量與服務水準研究(1/3)」期末報告，民國 96 年 11 月。
- 6.交通部運輸研究所，「臺灣地區公路容量手冊技術報告（市區街道部分）」，民國 75 年 10 月。
- 7.交通部運輸研究所，「臺灣地區公路容量手冊技術報告（第二部分）」，民國 76 年 5 月。
- 8.馮輝昇，整合機車流動特性之號誌設計方法與等候佈置方式之研究，國立臺灣大學土木工程學研究所碩士論文，民國 84 年。
- 9.蔣靜宜，機車專用道飽和流率探討與模擬參數校估之應用，臺灣大學土木工程學研究所碩士論文，民國 92 年。
- 10.Robertson, D. J., *Transyt: A Traffic Network Study Tool*, Road Research Laboratory Report 253, 1969.
- 11.*Transyt-7F User's Manual*, U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, October 1988.
- 12.曾平毅、林豐博、林國顯、張瓊文，「應用 HTSS 模式估計機車專用道之平均停等延滯」，中華民國運輸學會第 22 屆論文研討會論文集，民國 96 年 12 月。

第十九章 行人設施

目 錄

	頁次
19.1 緒論.....	19-1
19.2 行人流特性.....	19-1
19.2.1 行人步行速率.....	19-1
19.2.2 有效步道寬度.....	19-2
19.2.3 速率、密度、流率及每行人所佔面積之關係	19-4
19.3 服務水準劃分標準	19-5
19.4 分析方法.....	19-8
19.5 應用例題.....	19-10
19.5.1 例題一.....	19-10
19.5.2 例題二.....	19-11
參考文獻.....	19-11

圖 目 錄

	頁次
圖 19.1 需求流率、實際流率與行人設施示意圖	19-8

表 目 錄

	頁次
表 19.1 行人流流動品質	19-2
表 19.2 行人在單位步道寬之流動狀況	19-2
表 19.3 障礙物所減少之有效步道寬度	19-3
表 19.4 行人交通流關係式	19-4
表 19.5 行人交通設施服務水準等級	19-7

19.1 緒論

行人流(pedestrian flow)是許多交通設施的設計及運作時之一重要考慮因素，這些交通設施包括航空站、鐵路及捷運車站、行人陸橋、行人地下道、交叉口之斑馬線走道、及在路旁之水平步道等。設計及運轉行人設施須考慮行人之舒適，方便及安全。

目前臺灣交通界對行人設施之需要及運轉特性的了解尚不充足，所以本章之分析方法仍沿用民國 80 年之「台灣地區公路容量手冊」[1]，其分析對象只包括水平步道及階梯。

19.2 行人流特性

19.2.1 行人步行速率

行人步行速率受許多因素影響，例如年齡、健康情形、障礙物之存在、交通設施之性質、行人密度等。行人步行速率是號誌控制之一重要因素，如一交叉口因行人流動頻繁，因而號誌控制必須讓行人安全的跨越交叉口，則號誌之時制設計必須考慮使用行人第 15 百分位之速率以訂定時制設計。根據最近的研究[2]，行人在號誌化路口之第 15 百分位之速率為 1.2 公尺/秒。在一般行人步道上，影響行人速率的最大因素為每行人平均佔有的走道面積，表 19.1 描述此因素在國外環境下對行人流動之影響[3]。臺北市政府工務局新工處也曾以行人之單位步道寬度以描述行人流動之狀況[4]，如表 19.2 所示。

根據表 19.2 如每一公尺寬步道上行人流率在每分鐘 2 人以下，則行人有充分的自由，因而屬高等級之服務水準，這種推理一般在需求流率等於表 19.2 之流率時才合理。如表 19.2 之流率代表觀察到之流率，則因每分鐘 2 人以下之流率可能是在低密度之情形也可能在密度很高、行動困難之情形，所以不能直接從流率或相關之流量/容量比(V/C)以確定真正的活動狀況。

表 19.1 行人流流動品質

流動品質	均質人群的行人流		有群集人群的行人流		行人流動狀況
	行人平均佔有面積 (m ² /人)	流量 (人/分·公尺寬)	行人平均佔有面積 (m ² /人)	流量 (人/分·公尺寬)	
寬闊的	>49	<2	>49	<1.6	*行人間沒有任何的相互影響
不受限制的	12~49	2~7	6~49	1.6~15	*行人流中開始有些人群出現 *行人可以自在的行走
受限制的	4~12	7~20	4~6	15~20	*行進時會與他人有少許接觸
受束縛的	2~4	20~33	2~4	20~33	*不可自由的選擇步行速度 *有衝突產生
擁擠的	1.5~2	33~46	1.5~2	33~46	*行人流仍屬流暢但有許多衝突，且步行速度降底
壅塞的	1~1.5	46~59	1~1.5	46~59	*行人流產生擁擠不堪的狀況
無法動彈的	0.2~1	59~82	0.2~1	>59	*非常的擁擠

資料來源：[3]。

表 19.2 行人在單位步道寬之流動狀況

流率 [人/分·公尺寬]	V/C	行人流動狀況
< 2	<0.03	步行不受阻礙，活動自由，且可成 3 群而行
2 ~ 7	0.04~0.11	步行偶受阻礙成群而行有時需改變隊形，橫越時有衝突發生
7 ~ 20	0.12~0.33	步行受限制，不能成群而行
20 ~ 33	0.34~0.55	中度擁擠步行時偶與他人碰觸，行進中常有衝突發生
33 ~ 47	0.56~0.77	嚴重擁擠，慢行者亦受限制
47 ~ 60	0.78~1.00	街道塞滿人群，舉步維艱

資料來源：臺北市政府工務局新工處，[4]。

19.2.2 有效步道寬度

行人步道上經常有固定的障礙物，如牆壁，路燈，電話亭等。行人有避開這些障礙物的傾向，因而減少步道之有效寬度及其相關之容量。表 19.3 顯示因固定障礙物之存在而減少的有效步道寬度。

臺灣的行人步道常在騎樓之下，騎樓除有固定障礙物之外，亦有活動性的障礙物，如機車、攤販、購物之人群及商品。階梯、人行陸橋及地下道也常有攤販及圍觀購買的人群造成對行人交通之阻礙。

表 19.3 障礙物所減少之有效步道寬度

障 礙 物 種 類	損 失 寬 度 (公 尺)
街 道 設 施	
路燈	0.76~1.07
交通號誌控制箱	0.94~1.22
火警警鈴箱	0.76~1.07
消防栓	0.76~0.91
交通標誌	0.61~0.76
停車收費器	0.61
郵筒	0.98~1.13
電話亭	1.22
垃圾桶	0.91
休閒椅	1.52
公 共 通 道 入 口 附 近 設 施	
通往地下鐵車站的樓梯	1.68~2.13
地下鐵有柵欄的通風口	1.83+
繼電器的散熱口	1.52+
美 化 環 境 設 施	
樹	0.61~1.22
花盆	1.52
商 業 用 途 設 施	
售報機	1.22~3.96
自動販賣機	變動的
廣告招牌	變動的
商店招牌	變動的
路側人行道上的咖啡店	變動的
建 築 物 突 出 部 份	
柱子	0.76~0.91
門前的臺階	0.61~1.86
地下室的門	1.52~2.13
儲水塔的連接管	3.05
布的支柱	0.76
卡車的卸貨平臺	變動的
停車場的進出口	變動的
專用道	變動的

資料來源：[5]。

19.2.3 速率、密度、流率及每行人所佔面積之關係

行人流之速率、密度、流率及每行人所佔面積有如下的關係：

$$Q=UK=\frac{U}{m} \quad (19.1)$$

此式中，

Q：流率(人/分)；

U：平均速率(公尺/分)；

K：密度(人/平方公尺)；

m：1/K =每行人所佔步道面積(平方公尺/人)。

式 19.1 所代表的關係隨行人設施之不同而變化。一般行人設施如陸橋、地下道及行人道等可分成水平步道及階梯兩部分。經由現場資料用統計迴歸方法而得的關係如表 19.4 所示[6]。由此表可知水平步道及階梯之行人流有顯著不同的特性。水平步道之行人流特性也因步道之所在區地而變。

表 19.4 行人交通流關係式

項 目		速率與密度關係	速率與行人佔有面積關係	流量與行人佔有面積關係
水平 步 道	商業區	$U = 72-18K$	$U = \frac{72m-18}{m}$	$Q = \frac{72m-18}{m^2}$
	通勤區	$U = 78-19K$	$U = \frac{18m-19}{m}$	$Q = \frac{18m-19}{m^2}$
階 梯		$U = 34.2-4.5K$	$U = \frac{34.2m-4.5}{m}$	$Q = \frac{34.2m-4.5}{m^2}$

資料來源：[6]。

表 19.4 假設速率與密度有直線形的關係，如速率與密度之關係稍異於線形關係，則從表 19.4 之迴歸公式所導出的行人流特性有可能與實際之特性大不相同。例如實際的臨界速率為 60 公尺/分，迴歸公式導出之臨界速率可能只有 50 公尺/分。所以迴歸公式之使用必須非常小心以避免誤導。

19.3 服務水準劃分標準

一般而言，度量服務水準常用的績效指標為速率、運行時間、操作的自由度 (freedom to maneuver)，交通流阻滯、舒適、便利性及安全性。而行人流常用的度量指標除了與車流相似的如選擇速率和超越他人的自由度之外，還有一些專屬於行人的度量指標，如：

1. 穿越行人流的難易度 (或超越慢行者的可能性)。
2. 與主要行人流反向行走的能力。
3. 不必改變步行速率或步伐，且不與他人產生衝突的行走能力。
4. 舒適感：如行人遮蓬設施，用以保護行人免於風吹日曬雨打。
5. 便利性：如步行設施的行走距離、步道的直接性、坡度等影響行人行走方便性的特性。
6. 安全性：如與車流分離的設施或號誌控制設施等。
7. 保安性：(security) 如照明設備等。
8. 經濟性：如使用者成本因延滯而使得使用者成本提高。

由以上的討論可知，行人交通設施服務水準劃分牽涉到主觀的感受與度量，因此，依行人步行時感受的差異性，將水平步道的服務水準分為下列六級：

- A 級：可自由地選擇步行的速率，可穿越慢行的人，且不會產生衝突，可任意改變方向。
- B 級：尚可選擇自由的步行速率，穿越時會產生輕微的衝突，可以超越前方的行人但會產生干擾。
- C 級：選擇自由的步行速率的能力受到限制，穿越時有較高的衝突可能性，略有可能超越前方行人。
- D 級：正常的步行速率受到限制，穿越或超越他人的可能性低，改變方向困難。
- E 級：行人接著前方的人群移動，步行速率受限於他人，穿越或超越

他人的行動很困難，無法避免與他人產生衝突。

F 級：行人的步行狀態為拖者腳走，穿越或超越他人的行動很不可能，與他人產生身體的接觸，反向行走很不可能。

同理，也依行人上下階梯的差異感受將階梯服務水準分成下列六等級：

A 級：可自由的選擇上下階梯的速率，可超越他人，可反向行走。

B 級：尚可自由的選擇上下階梯的速率，超越慢行的人有一點點困難；反向行走會產生輕微的衝突。

C 級：上下階梯的速率受限制於他人，不易超越他人，反向行走會產生衝突，但不嚴重。

D 級：上下階梯的速率受到限制，不可超越他人，反向行走會有一些衝突發生。

E 級：無法達到正常的上下階梯速率，且行人行走有停止的現象產生，反向行走會產生嚴重的衝突。

F 級：行人的行走幾乎快停止，有很多的停止現象發生，只能隨著前方的行人慢慢的移動，無法反向行走。

依據前述商業區、通勤區之水平步道服務水準定義及階梯服務水準定義，各服務水準等級劃分是按行人平均佔有面積、平均速率、平均密度及流率等四個準則予量化，其結果如表 19.5 所示。

表 19.5 行人交通設施服務水準等級

類		分 項 目	行人平均佔有 面 積 (平方公尺/人)	流 率 (人/分·公尺)	平均密度 (人/平方公尺)	平均速率 (公尺/分)
A	水平 步道	商業區	≥ 3.13	≤ 22	≤ 0.32	67
		通勤區	≥ 3.13	≤ 23	≤ 0.32	> 72
	階 梯	≥ 1.82	≤ 17.5	≤ 0.55	> 32	
B	水平 步道	商業區	2.08-3.12	23-29	0.33-0.48	63-67
		通勤區	2.08-3.12	24-33	0.33-0.48	69-72
	階 梯	1.22-1.81	17.6-25.0	0.56-0.82	30.5-32.0	
C	水平 步道	商業區	1.28-2.07	30-48	0.49-0.78	58-63
		通勤區	1.28-2.07	34-49	0.49-0.78	63-69
	階 梯	0.85-1.27	25.1-34.0	0.83-1.18	28.9-30.5	
D	水平 步道	商業區	0.85-1.27	49-59	0.79-1.18	50-58
		通勤區	0.85-1.27	50-66	0.79-1.18	56-63
	階 梯	0.60-0.84	34.1-44.5	1.19-1.66	26.7-28.9	
E	水平 步道	商業區	0.84-0.84	60-72	1.19-2.10	35-50
		通勤區	0.84-0.84	67-80	1.19-2.10	38-56
	階 梯	0.36-0.59	44.6-60.0	1.67-2.80	21.7-26.7	
F	水平 步道	商業區	< 0.48	< 72	> 2.10	< 35
		通勤區	< 0.48	< 80	> 2.10	< 38
	階 梯	< 0.36	< 60	> 2.80	< 21.7	

資料來源：[6]。

19.4 分析方法

民國 80 年的「台灣地區公路容量手冊」[1]建議利用現場調查以評估行人設施之服務水準，但在規劃行人設施時現場調查並不適用，所以有必要考慮其他分析方法。

從表 19.5 可知，服務水準之績效指標包括行人平均佔有面積，密度，流率及速率，其中平均佔有面積與密度的性質一樣。這些指標中，流率最容易從現場調查以估計，當行人步道或階梯相當長時，密度及速率不容易從現場調查而得準確的估計值。流率雖容易從現場調查以估計，其估計值也容易被誤用，這原因是因為流率固定時，交通狀況可能是穩定不壅塞，也可能是不穩定壅塞狀況。換言之，如果只有流率已知，實際的人流狀況不能確定。所以利用流率以評估服務水準時，表 19.5 中之流率必須是需求流率。

需求流率不一定等於在步道上或階梯上所觀察到的流率，此兩種流率之差異可用圖 19.1 說明之。此圖中之 Q 代表在調查時間內欲利用一行人設施之行人需求流率，此流率為在行人設施無壅塞時，欲進入而且能進入行人設施之流率。例如一火車到站後造成一往出口行進的行人流，此往出口行進但尚未受出口處人群阻擋的行人流率為出口之需求流率。如一行人設施之容量足以承載需求流率，則實際可通過該設施的流率應等於需求流率。如行人設施之容量低於需求流率，則行人設施會有壅塞狀況而實際流率不僅可能低於容量，也可能遠低於需求流率。所以用流率以評估行人設施之服務水準時，必須利用需求流率才能反應真正的服務水準。

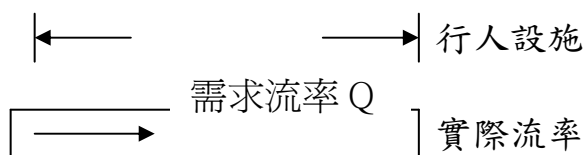


圖 19.1 需求流率、實際流率與行人設施示意圖

根據以上的討論，規劃及設計水平步道或階梯時可依照下列的步驟以評估任何一設計之服務水準：

1. 估計需求流率 Q (人/分鐘)

如行人設施為街道旁邊或連接街道之步道或階梯，則需求流率為尖峰小時 15 分鐘之流率。如行人設施為承載大型車站或航空站之行人，則可考慮用較短的尖峰時段(如 5 分鐘)內的流率以訂定需求流率。

2. 估計有效寬度 W (公尺)

有效寬度等於走道或階梯寬度減掉因障礙物之存在而不能使用之寬度。

3. 估計單位有效寬度所須承載之流率 Q/W 。

4. 根據 Q/W 從表 19.5 訂定服務水準等級。

5. 修定原來設計並重新分析直到所能提供的服務水準能滿足需要。

如欲進行現場調查以評估一現存設施之服務水準，則資料蒐集以密度為重點，其手續如下：

1. 量測並記錄欲分析之步道或階梯長度 L 。

2. 如步道或階梯之幾何設計及障礙物之性質造成行人流特性隨地點而有顯著的變化，則將步道或階梯分成數個均勻路段，每路段須各別調查及分析。

3 估計各路段之有效寬度 W_e 。

有效寬度等於實際寬度減掉因障礙物的存在而不能利用之寬度。在臺灣交通界還未訂定適用的障礙物影響程度之前，有效寬度可從實際寬度及表 19.3 之損失寬度估計之。

4. 估計調查時間內之行人密度

調查與街道並行或相鄰的人行步道或階梯時，調查時間以不短於 15 分鐘為原則。在調查時間內之行人密度可由觀察員直接觀察並記錄或先錄影再分析。如路段太長時，可將路段分割成小段區域，每一小段由一觀察員或錄影機負責蒐集資料。資料蒐集及分析

的手續如下：

- (a) 調查開始後，每 10 到 15 秒記錄在調查區域 j 內之行人數 n_{ij} ，直到調查時間完畢，總共記錄的次數為 K ，亦即 $i=1,2,3,\dots,K$ 。
 (b) 估計在調查區域 j 內每瞬間之平均行人數 N_j 。 N_j 之值如下：

$$N_j = \frac{\sum_{i=1}^K n_{ij}}{K} \quad (19.1)$$

- (c) 估計總長度 L 之路段內每瞬間之平均行人數 N 。如一路段分隔成 p 小段(區域)，則 N 之值為：

$$N = \sum_{j=1}^p N_j \quad (19.2)$$

- (d) 估計路段之行人密度如下：

$$D = \frac{N}{LW_e} \quad (19.3)$$

此式中，

D ：行人密度(人/平方公尺)；

L ：路段長度(公尺)；

W_e ：路段有效寬度(公尺)。

- (e) 根據從式 19.3 所得之密度，從表 19.5 以訂定服務水準之等級。例如在商業區之水平步道如其密度為 0.9 人/平方公尺，則相關之服務水準為 D 。

19.5 應用例題

19.5.1 例題一

臺北市昆明街商業區之一騎樓在晚上 6:30~6:45 時，調查其中 15 分鐘行人流量為 800 人，騎樓之寬度為 4 公尺，障礙物包括騎樓柱、攤販、購買人、機車等造成 2.45 公尺有效寬度之損失，

試決定其服務水準？

解：

本例騎樓之實際流率為 $800/15=53.3$ 人/分，有效寬度為 $4-2.45=1.55$ 公尺，所以每公尺有效寬度之流率為 $53.3/1.55=34.4$ 人/分。如此流率之相關行人流屬穩定、不壅塞狀況，則從表 19.5 可知，其相關之服務水準為 C 級。如行人流屬不穩定、壅塞狀況，則其相關之服務水準為 F 級。

19.5.2 例題二

在商業區之一新路橋的需求流率為 70 人/分，此路橋兩旁有護牆但無其他障礙物，這些護牆將有效橋寬減少 1 公尺。如此路橋須維持 C 級的服務水準，則其最小寬度為何？

解：

在商業區之路橋如欲維持 C 級之服務水準，則其水平步道之需求流率不應超過 48 人/分/公尺，而其階梯之需求流率不應超過 34 人/分/公尺，所以設計之需求流率不能超過 34 人/分/公尺。假設路橋寬為 W 公尺，則有效寬度為 W-1 公尺，而每公尺寬之需求流率為 $70/(W-1)$ 人/分，此值不能超過 34 人/分，亦即：

$$\frac{70}{W-1} \leq 34$$

所以最小的橋寬為 $W=70/34+1=3.1$ 公尺。

參考文獻

1. 「台灣地區公路容量手冊」，79-27-160，交通部運輸研究所，民國 80 年 5 月。
2. 「台灣地區公路容量名詞與調查方法之研究」，88-17-1152，交通部運輸研究所，民國 88 年 11 月。

3. Push Karer, B. and Zupan, J. H., "Capacity of Walkway", *Transportation Research Record* 538, 1975, pp.1-15.
4. 「市區全面性行人道系統與行人安全維護法規之確立」，臺北市政府工務局新工處，1966 年。
5. *Highway Capacity Manual*, Special Report 209, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1985.。
6. 「台灣地區公路容量手冊技術報告（第二部分）」，76-18-123，交通部運輸研究所，民國 76 年 5 月。