

市區街道容量調整因素之研究

交通部運輸研究所

中華民國七十七年十月

交通部運輸研究所出版品摘要表

出版品名稱 中文：市區街道容量調整因素之研究 外文：			
行政機關出版品統一編號 09104770115		運輸研究所出版品編號 77-21-136	
本所計畫：鄭賜榮 主持人 研究人員：陳天賜		受委託單位：龍天立 計畫主持人 研究人員：葉梓銓、彭雄煒、鍾譽偉	
研究方式： <input type="checkbox"/> 自行辦理—主辦單位： <input checked="" type="checkbox"/> 委託辦理—受委託單位：台灣大學土木工程研究所 地 址：台北市羅斯福路四段一號 聯絡電話：3515920		研究期間 自 76年10月 至 77年6月	
關鍵詞：基本容量、調整因素、小客車當量值、流動、車道群車道數、共用（專用）時相、共用（專用）車道、公車到達率、公車服務時間、衝突流量、近端（遠端）站位、臨界流動、飽和流量、車頭距、臨界間距。			
摘要：本研究係以號誌化交叉口為研究對象，經由大規模交通資料調查與整理分析，求得左轉流動、右轉流動、公車站位、停車等因素對路口容量之影響值。影響左轉調整因子的主要因素有左轉比率與對向流量，影響右轉調整因子的主要因素有右轉比率與衝突流量；影響停車調整因子的主要因素有停車週轉率與車道群車道數，影響公車站位調整因子的主要因素有公車到達率、公車服務時間、公車站位距停止線距離、車道群車道數與公車彎設計等。			
出版日期	頁數	工本費	本出版品取得方式
年 月	190		<input type="checkbox"/> 洽本所免費贈閱 <input checked="" type="checkbox"/> 洽本所訂購 <input type="checkbox"/> 其他（ ） （限公營或公益機關團體）
管制等級 本出版品： <input type="checkbox"/> 機密 <input type="checkbox"/> 解密日期為 年 月 日 <input type="checkbox"/> 承辦單位視情況辦理解密 <input checked="" type="checkbox"/> 一般		本 表： <input type="checkbox"/> 機密 <input type="checkbox"/> 解密日期為 年 月 日 <input type="checkbox"/> 承辦單位視情況辦理解密 <input checked="" type="checkbox"/> 一般	
備 註：			

目 錄

第一章 緒論

1.1 研究緣起	1
1.2 研究範圍	1
1.3 研究目的	2
1.4 研究內容	2
1.5 研究方法與流程	2
1.6 模式驗證	3
1.7 實用性探討	3

第二章 文獻回顧

2.1 公車運轉	5
2.2 停車週轉	19
2.3 左轉流動	22
2.4 右轉流動	39

第三章 調查計畫與分析方法

3.1 調查目的	49
3.2 調查內容	49
3.3 調查注意事項	50

3.4 調查流程	51
3.5 調查路口	53
3.6 分析方法	53

第四章 交通特性分析

4.1 公車運轉特性分析	75
4.2 路邊停車特性	91
4.3 左轉流動特性	93
4.4 右轉流動特性	99

第五章 模式建立

5.1 公車運轉	101
5.2 路邊停車	112
5.3 左轉流動	115
5.4 右轉流動	118

第六章 分析結果、模式驗證與實証探討

6.1 公車運轉	121
6.2 路邊停車	152
6.3 左轉流動	158
6.4 右轉流動	160

第七章 結論與建議

7.1 緒論	163
7.2 建議	168
參考文獻	170
附錄 左轉阻抗值推演流程	177

表 目 錄

表 2-1	各國飽和流量推估方式及單位比較	6
表 2-2	不同速率下之飽和流量	7
表 2-3	1965年美國HCM 公路容量手冊公車站調整因素表	16
表 2-4	1985年美國HCM 公路容量手冊公車調整因素表	16
表 2-5	John研究之公車調整因素表	18
表 2-6	1985年美國HCM 公路容量手冊路邊停車調整因素表	21
表 2-7	John研究之路邊停車調整因素表	21
表 2-8	左轉調整因子模式	33
表 2-9	共用時相左轉調整因子計算流程	34
表 2-10	Jhon D. Zegeer左轉調整因子建議值	36
表 2-11	專用車道、共用時相左轉調整因子	36
表 2-12	行人衝突流量左轉調整因子	36
表 2-13	共用車道左轉百分比調整因子	37
表 2-14	共用車道、共用時相左轉調整因子	37
表 2-15	左轉調整通行機率	38
表 2-16	1965AHCM轉向專用車道基本容量	40
表 2-17	右轉調整模式	42
表 3-1	公車調查路口	54
表 3-2	停車調查路口	55
表 3-3	左轉調查路口	56
表 3-4	右轉調查路口	57

表 3-5	調查表格	60
表 3-6	調查樣本資料檔案	61
表 3-7	調查資料檔案	61
表 3-8	綠燈法左轉佔用綠燈時間調查表	68
表 3-9	左轉／直行共用車道左轉百分比調查表	68
表 3-10	右轉共用車道飽和流量調查表	73
表 3-11	右轉車衝突因素分析表	74
表 4-1	台北車站服務時間卡方檢定	79
表 4-2	頂好市場服務時間卡方檢定	80
表 4-3	迪化街服務時間卡方檢定	81
表 4-4	實用車道寬之飽和流量修正表	92
表 5-1	折衷式機車實用當量表	107
表 6-1	驗證路口調查值	127
表 6-2	理論模式值	127
表 6-3	模式驗證表	128
表 6-4	一般站之車道群車道數 1 公車站調整因素表	131
表 6-5	一般站之車道群車道數 2 公車站調整因數表	132
表 6-6	一般站之車道群車道數 3 公車站調整因數表	133
表 6-7	一般站公車調整因數表	134
表 6-8	一般站之不同車道群車道數及到達率下影響值	134
表 6-9	一般站之車道群車道數的公車到達率相對值	135
表 6-10	一般站之不同公車到達率相對係數	135
表 6-11	一般站之不同車道群車道數及公車站位距離下影響值 ..	135
表 6-12	一般站之各車道群車道數的公車站位距離相對值	136

表 6-13 一般站之不同公車站位距離相對係數	136
表 6-14 次要站公車調整因素表	137
表 6-15 主要站公車調整因素表	138
表 6-16 標準公車灣調整因素表	140
表 6-17 單尾公車灣調整因素表	140
表 6-18 快車道公車站調整值	142
表 6-19 快車道公車站調整因素表	142
表 6-20 實用一般之車道群車道數 1 公車站調整因數表	144
表 6-21 實用一般之車道群車道數 2 公車站調整因數表	145
表 6-22 實用一般之車道群車道數 3 公車站調整因數表	145
表 6-23 實用一般站公車調整因數表	146
表 6-24 實用一般站之不同車道群車道數及到率下飽和流量值 ..	146
表 6-25 實用一般站之各車道群車道數的公車到達率修正值	147
表 6-26 實用一般站之不同公車到達率平均飽和流量修正值	147
表 6-27 實用一般站之不同車道群車道數 及公車站位距離下飽和流量值	147
表 6-28 實用一般站之各車道群車道數的公車站位距離修正值 ..	148
表 6-29 實用一般站不同公車到達率相對係數	148
表 6-30 實用次要站公車調整因素表	150
表 6-31 實用主要站公車調整因素表	150
表 6-32 實用標準公車灣調整因素表	151
表 6-33 實用單尾公車灣調整因素表	151
表 6-34 實用快車道公車站調整因素表	152
表 6-35 路寬調整因素表	154

表6-36 停車調整因素表	155
表6-37 車道群車道數 2 停車調整因素表	155
表6-38 斜角停車位停車調整因素表	156
表6-39 機車專用道停車調整因素表	157
表6-40 右轉共用時相飽和流量	160
表6-41 右轉調整因素表	162
表7-1 實用公車調整因素表	164
表7-2 實用一般站不同公車到達率相對係數值	165
表7-3 實用一般站不同公車站位距離相對係數值	165
表7-4 停車調整因素表	165

圖目錄

圖1-1 研究工作流程	4
圖2-1 雙車位公車站設計	13
圖2-2 公車站位示意圖	17
圖2-3 英國法受阻左轉飽和流量圖	25
圖2-4 瑞典法第一時段疏解車輛 N_k 值	27
圖2-5 瑞典法左轉飽和流量	29
圖2-6 短車道效果	30
圖3-1 研究範圍	49
圖3-2 調查流程	52
圖3-3 左轉專用車道量測位置	65
圖3-4 左轉四時段調查表格	67
圖3-5 右轉車運行時間量測圖	71
圖3-6 右轉流動之衝突流量圖	72
圖4-1 公車站交通行為示意圖	76
圖4-2 公車等後示意圖	83
圖4-3 車道群界定	85
圖4-4 服務時間重疊所佔綠燈時間	86
圖4-5 單尾公車灣	88
圖4-6 遠端站分析之基準	90
圖4-7 左轉流動控制	93

圖5-1 模式理論示意圖	103
圖5-2 影響因素	104
圖5-3 左轉衝突圖	107
圖6-1 專用車道／專用時相調查樣本	159
圖6-2 專用車道／專用時相平均車頭距圖	159
圖6-3 雙車道左轉調查樣本圖	161
圖6-4 左轉、共用時相飽和流量	161

第一章 緒論

1.1 研究緣起

容量研究乃交通公程的基礎研究。道路交通系統之規劃、設計與服務水準評估，均需以容量作為量測基礎。各國在經過多年的研究與經驗累積，並依據本身實際需要再加以研討、更正，大都已訂定完善的公路容量手冊，作為交通工程規劃、設計、評估之參考。有鑒於容量研究之重要，國內交通特性，駕駛行為又頗異於國外，若全盤引用外國使用手冊，誠屬不當，故而本土化的研究，自有其必要性。因此，交通部運輸研究所乃於民國七十四年起著手研擬「台灣地區公路容量手冊」，本研究乃其中「市區街道容量研究」第三年計劃。擬針對國內號誌化交叉口、公車運轉、停車週轉、左轉流動、右轉流動等對交叉口容量影響因素做廣泛、深入的大樣本調查與分析，從而持續修正「市區街道容量研究草案」。

1.2 研究範圍

本研究針對公車運轉、停車週轉、左轉流動、右轉流動為範圍，茲就台灣地區各主要都市，如台北市、台中市、高雄市等進行實地攝影調查與分析。

1.3 研究目的

本研究目的有下述三項：

1. 經由大規模調查與整理分析，了解國內公車運轉、停車週轉、左轉流動、右轉流動等因素對交叉口飽和流量之影響，推估而得其調整因子。
2. 深入了解公車運轉、停車週轉、左轉流動、右轉流動等交通特性。
3. 逐步修正現有「市區街道容量分析手冊草案」，以作為研擬台灣地區公路容量手冊參考依據。

1.4 研究內容

本研究內容計有下述四項：

1. 公車運轉
2. 停車週轉
3. 左轉流動
4. 右轉流動

1.5 研究方法與流程

1. 文獻回顧

蒐集國內外相關研究報告，並進行比較分析，以作為本研究參考。

2. 專題研究探討

研究公車運轉、停車週轉、左轉流動、右轉流動等對交叉口容量之影響。

3. 交通特性分析

了解台灣地區混合車流狀況下交通特性。

4. 實地調查

利用錄影設備或人工現場調查，對路口交通特性、幾何設施及號誌控制等予以記錄分析。

5. 資料分析

經由電腦系統分析，產出初步結果，經一再校估驗證，得出最終結果。

其研究工作流程如圖1-1 所示。

1.6 模式驗證

將理論模式值與實際調查值做比較分析，修正、驗證模式之有效性。

1.7 實用性探討

探討並建立台灣地區市區街道、公車運轉、停車週轉、左轉流動、右轉流動等調整因子之實用表格。

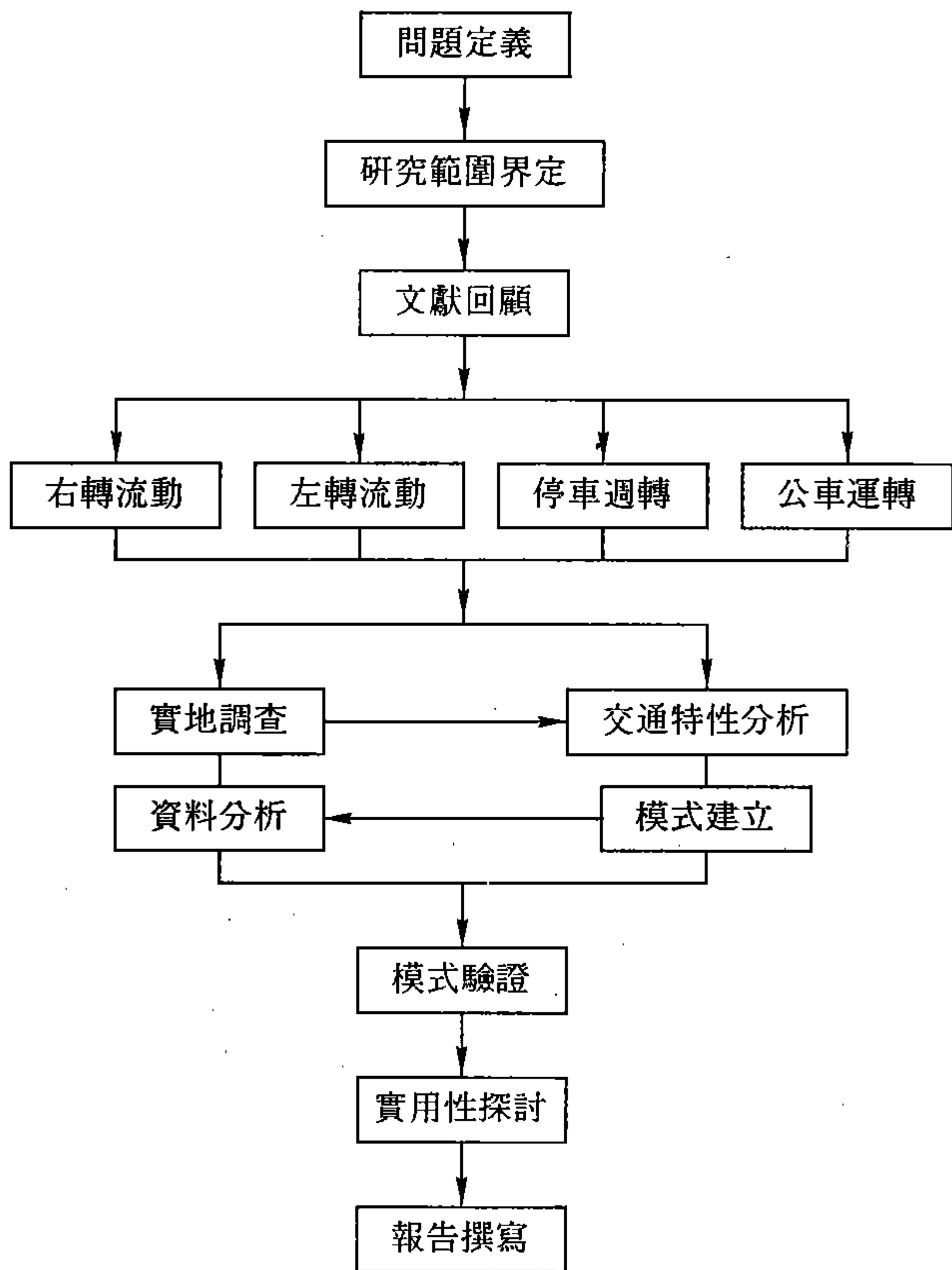


圖1-1 研究工作流程

第二章 文獻回顧

2.1 公車運轉

一、飽和流量

(一) 國外研究回顧

飽和流量是指現有狀況下的最高穩定車流量。世界各國因應其不同的交通特性及作業方式，而採用兩種不同的推估方法。一是以路口寬 (Approach Width) 為基礎，另一是以車道寬 (Lane Width) 為基礎。

以最近二、三十年來較重要的號誌化交叉口容量分析方法而言，其推估方式、飽和流量基本值及單位比較如表 2-1。

各國容量手冊或相關研究報告所採用的調查方法雖然不同，唯均以穩定飽和疏解率為分析基礎，各法均有下列特點：

1. 去除起動延滯 (Starting Delay) 之干擾：Greenshield 視第五部車開始穩定；美國 1985 年版 HCM 則認為第四部車開始穩定；澳洲法以綠燈始亮後，10 秒內為干擾時段；而英國法則以 6 秒為起動延滯。
2. 確定飽和狀態：美國與澳洲容量手冊規定於調查時，必須確定停等車隊中最後一部車之車輛特性（型態、顏色等）；英國容量手冊亦提及此點。此點規定乃為能保證量測到飽和狀態下車流狀況，如此推估之飽和流量方具準確性及實用性。

- 3.黃燈使用率之計算，此項對損失時間的確定甚為重要。
- 4.採大樣本抽樣方式進行調查，以平均觀念，消除各種偏態(bias) 狀況。

表2-1 各國飽和流量推估方式及單位比較

國 家	推估方式	計 算 單 位	基本飽和流量*
1965 HCM 美 國	路 口 (Approach)	** 車輛數/綠燈小時	1800
ARCG 澳 洲	車 道 (Lane)	車輛數/綠燈小時	1850
SCM 瑞 典	車 道 (Lane)	車輛數/綠燈小時	1700
BRRL 英 國	路 口 (Approach)	小客車/綠燈小時	1850
CCG 加拿大	車 道 (Lane)	小客車/綠燈小時	1850
1984 日 本	車 道 (Lane)	小客車/綠燈小時	2000
1985 HCM 美 國	車 道 群 (Lane group)	車輛數/綠燈小時	1800

* 以3.0 ~ 3.5 公尺標準車道計算

**若換算為每綠燈秒則為飽和流率

(二) 國內之研究回顧

國內對混合車流狀況下飽和流量之研究乃以調查法、模擬法分別求得。依其時間先後順序，主要有下：

- 1.趙清山君〔1〕 調查分析台北市重要交叉口，其結果為直行小汽車平均間距為 2秒。右轉車平均間距為 2.8秒。

- 2.阮聰義君〔2〕 利用M-L 之跟車理論模擬台北市南京東路3.9公尺快車道，求出飽和流量為2105小客車／綠燈小時，純大客車之平均間距為 3.6秒。
- 3.郭敏能君〔3〕 利用V-K-Q 曲線研究台北市慢車道，顯示3.5公尺車道寬之小客車最大流量為1775輛，而機車為5700輛，4.8公尺寬則為2000輛小客車，7550輛機車，若路寬增至6.5公尺寬，則為2200輛小客車，11350 輛機車。
- 4.「台北市道路系統及交通運輸設施在大眾捷運系統建立後之配合發展規劃」〔4〕 報告中指出，在最佳號誌設計下，不同路口型態其飽和流量將有所變化。以3.5公尺車道寬為標準，快慢分隔路型之慢車道為700 小客車／小時，快車道為805 小客車／小時，無分隔路型之快車道為735 小客車／小時，中央分隔路型為770 小客車／小時，中央加快慢分隔路型是840 小客車／小時。
- 5.薛春明君〔5〕 以模擬法調查南京東路－林森北路，求得最小間距為 2秒。
- 6.周煥昌君〔6〕 從理論上探討交叉路口快、慢車道飽和流量下交通特性，藉計算機程式模擬路口各種狀況下之車流行為，並找出不同速率條件下之飽和流量，其結果如表2-2。

表2-2 不同速率下之飽和流量

飽和速率 車道型 和 流量 (TCV/HR) KPH	14.4	18.0	21.6	25.2
快 車 道	1,660	1,770	1,520	1,120
慢 車 道	1,320	1,810	1,450	1,400

- 7.王慶瑞君〔7〕以平均車間距法計算快車道飽和流量，得1989小客車／小時，1417大客車／小時；1827 小貨車／小時；1406大貨車／小時。
- 8.周義華君等〔8〕以模擬模式得出3.5 公尺寬道路飽和流量為2160直行小汽車／綠燈小時，若全部為直行機車，模擬結果為6669輛，當道路寬度增為7.0 公尺時，其結果則為4392直行小汽車／綠燈小時。
- 9.許添本君〔9〕採用臨界流動方法分析，配合現場研究，以固定時段調查法與三時段式調查法推估飽和流量。
- 10.張學孔君〔10〕經由實地分析快車道飽和流量為2080直行小汽車／小時，右轉專用道為1945小汽車／小時，並推估直行機車飽和流量約在6000～7500 MCV／小時之間。
- 11.蔡輝昇君等〔11〕以車隊疏解特性分析行車間距，並經由迴歸分析之計算，其結果指出，在7%的大型車混合比下，飽和流量為1740車輛／小時。
- 12.「研擬台灣地區公路容量手冊技術報告」〔12〕提出『改良式三時段法』，作為實地量測飽和流量之調查方法，並利用最小平方分析法推估飽和流量，得快車道飽和流量1765～1965小客車／小時，慢車道為1830～2060 小客車／小時。
- 13.顏上堯君〔13〕以『二時段』及固定時段調查法推估飽和流量，並經由大樣本調查方式，進行迴歸分析，計算得各種路型下飽和流量，以3.5 公尺車道寬為標準，中央分隔路型1998小客車／小時，快慢分隔及中央加快慢分隔路型為1966小客車／小時，無分隔路型為1896小客車／小時。

從以上各篇研究中，發現對於飽和流量之求法，主要分為兩大類，一是電腦模擬法，一是調查分析法。而調查分析法中，又可分為間距法與固定時段法，前者以平均相鄰兩車之間距推估飽和流量；後者則以固定時段內通過之車輛數推估之。就精神而言，兩者乃一體兩面，但兩者各有其限制及優缺點。而以台灣汽、機車混合車流之情況，以間距法求算飽和流量，容易受機車干擾，極難調查得純汽車流之平均間距，故以固定時段法較為合適。

二、服務時間

公車服務時間可分為二種類型，一是乘客服務時間 (Passenger Service Time) 屬微觀分析，一是站上時間 (Dwell Time)，屬於巨觀分析。

(一) 國外研究回顧

1. 乘客服務時間

A. 依 KRAFT W. H. [36] 和 ENG-WONG. P [37] 研究指出，每位上、下車乘客服務時間與下列因素有關：

- 車門數與車門寬度；
- 上、下車階梯數與高度；
- 車門感應控制類型；
- 收費方式；
- 乘客攜帶行李、包裹量等；
- 服務輪椅乘客之時間；

- 座位佈設；
- 走道寬度；
- 上、下車乘客混合情況；
- 站牌附近路面、人行道設置情況。

B.M. A. Cundill and P. F. Watts [38] 研究指出乘客上下車在非車上付費 (No-Fare) 情況下，平均約2 秒。

C.Watter H. Kraft 等 [39] 研究報告指出，除了上述幾個條件外，尚須考慮時段（晨峰、非尖峰、昏峰）因素，其結果顯示晨、昏峰乘客服務時間一樣，而非尖峰則高於尖峰。

此外，其收集美國重要都市公車資料就現金找零法 (Cash-and-change) 和固定費率法 (Exact-fare) 加以迴歸分析得，前者大於後者1.4~2.6秒左右。

D.此外，上述作者等 [40] 又採用攝影及模擬方式求得公車乘客服務時間分配，結果顯示成負指數分配（屬爾朗分配一種）。

E.1985 HCM [41] 則綜合各家學者及地區研究報告，歸納後建議如下，在單車門及上車付費的典型方式下：

上車：a.單一投幣 (Single Coin) 收費方式為2.6 秒／人。

b.固定費率 (Exact Fare) 收費方式為3.0 秒／人。

c.固定費率且車上有站立乘客則為3.5 秒／人。

下車：則平均為1.7~2.0秒／人。

2.站上時間

A.HERBERT S. LEVISON [42] 調查分析指出，小汽車速率乃

公車速率1.4 到1.6 倍，公車旅行時間(Travel Time) 中，百分之48至75屬移動時間，百分之9 至26則為站上停等時間，餘者百分之12到26乃交通延滯所致。平均每位乘客(上、下車平均) 為2.75秒。站上停等時間(Dwell Time) 在中心商業區(CBD) 為30到60秒，市區則為15秒，郊區為10秒。

B.1985 HCM [41] 則指出在尖峰時段中，於主要轉運站為30秒到60秒，而在最繁忙地區則為50到60秒，特殊站有的高達2 分鐘者。

C.David J. Victor F. [43] 使用模擬方法研究指出：公車總行駛時間中，百分之13花在站上，百分之9 則為剪票延滯(Ticketing Delay)，百分之8 為交叉口延滯，百分之32為公車加減速所致，餘者百分之38才是均勻運轉時間(Uniform Running Time)。

(二) 國內研究回顧

國內此方面研究不多，大多零星散佈於各篇研究報告中：

- 1.龍天立君 [14] 調查台北市公車指出，上車購票方式下，每位乘客約1.6 秒，剪洞、硬票投取方式則約1.7 秒。
- 2.許添本君 [9] 調查尖峰小時復興南路－信義路兩端遠端公車站及敦化南路－忠孝東路東端近端公車站，其下客所須時間以公車停止起為 $3+0.883P$ (off) 秒，上車所須時間為到公車起動計 $1+1.62P$ (on) 秒。

公車停靠服務時間，不論在公車運轉總旅行時間或公車場站操作下皆佔有重要地位，但均屬變動極大之變數，且影響因素相當多，因變異相當大，故若採每位乘客的平均時間，將發生甚大誤差，然若研究主題屬巨觀分析，則採站上時間分析即可。

三、公車站與公車灣

旅客服務時間長短與公車站站距、公車站區位 (Bus Stop Location)、公車站位長度三者有著密切關係，國內外此方面研究並不多見，且部份差距甚大，由此可見各國本土交通特性不同，不可全盤引用。

(一) 國外研究回顧

1. 公車站頻率

- A. 依〔44〕建議公車站密度、頻率每英哩不宜超過8 到10站。
- B. 依〔45〕研究則指出一般地區站距為600 英呎左右(180公尺)，中心商業區為400-600 英呎(120-180公尺)，在不影響乘客方便之下，站距愈大愈好。

2. 公車站區位

公車站區位分為近端、遠端及路段中間 (Midblock)三種，上述兩篇研究報告均指出，各種公車站區位各有其優缺點，當設置公車站時須視實際道路幾何佈置、交通特性而選擇適當區位。如當視距不良時（美國近端站乃設於臨近交叉口處）或公車路線需左轉，卻有大量左、右轉交通量時，最好

設在遠端站停靠；近端站則在可允許路邊停車之狀況下採用，且需考慮停車位不足情形；路段中間站則適合需較長的停車空間或上下乘客空間時，通常百貨公司或辦公大樓聚集處宜採用之。

3. 公車站長度

A. 依文獻〔45〕研究指出公車到達率成卜拉松 (Poisson) 分配，而公車站位長度應該有95% 信賴區間以上的公車可以停靠，不致產生等候排隊 (Queueing) 現象。

B. 〔46〕則認為當公車到達率為服務率一半時，有百分之10以下的機率產生排隊現象。

4. 公車灣

A. Vukan R. Vuchic 等〔47〕對於公車灣長度與佈置方式建議如圖2-1。



圖2-1 雙車位公車站設計

(二) 國內研究回顧

1. 公車站

- A. 周義華君〔15〕採用模擬方法，以乘客旅次時間最經濟觀點，推估最佳站間距離，依道路型態、車道數與有無公車灣分別為500 到720 公尺。
- B. 依周義華君研究〔16〕採用近端站位之公車行駛時間較採用遠端站位為少，其差距隨著G/C 值之減少而增多；其次，當轉向車輛多時（尤其是右轉車輛），則採遠端站位較佳。
- C. 周義華、藍武王君〔17〕以公車服務時間和公車到站之間距建立模擬模式，以推演公車站上車隊可能長度及其發生機率。所得結果為當公車到達率為服務率一半時，約有百分之二十排隊現象產生。

2. 公車灣

- A. 李中立君〔18〕經由模擬方法得出設置公車灣可減少約一般車流延滯的百分之30到50，而公車本身延滯在其他車輛到達間距大於5 秒時，有公車灣反較無公車灣處增加15%，而到達間距小於5 秒時，則將大幅減少延滯。
- B. 〔19〕調查台北市三個設置公車灣之路口，比較其他三個無公車灣但交通量近似之路口，結果顯示每車可減少1.23 萬人－小時／年到24.5萬人－小時／年。

公車站設置頻率越高，乘客上下車越方便，但公車行駛時間增加且對車流造成負面影響，故在不影響乘客方便下，

站距越大越好。至於公車站區位，需視交叉口實際交通狀況而定，如轉向交通量、單行、雙行道交叉口等皆有所影響。而公車站位長度則視站牌與路線多寡而增減，到達率與排隊機率更是評估公車站位長度是否足夠之標準。

四、公車進出車站對容量損失之研究

公車進出公車站對飽和流量的影響，國內外研究均付之闕如，僅下列幾本較重要之文獻提及。

(一) 國外研究回顧

1. 1965年美國公路容量手冊，以近端及遠端停靠站之每小時公車到達數為影響因素，依據不同車道數、轉彎百分比及是否可駐車決定公車調整因素，由表中可知幾點特性：近端之影響較遠端大；車道數愈少影響愈大；可駐車時公車影響較不可駐車時小，如表2-3。〔9〕
2. 1985年美國公路容量手冊，以公車到達時，造成綠燈時間無法完全使用情況，考慮其影響，去除駐車、轉彎百分比兩項因素，以考慮近端站之影響為主，而假設遠端站類似於近端站，其調整因素表如表2-4。

以上兩篇文獻所謂近端、遠端公車站皆是緊鄰路口，如圖2-2。

表2-3 1965 年美國 HCM 公路容量手冊公車站調整因素表

每小時公 車到達數	近端或 遠端	CBD 或 郊區	車道數	可否駐車	左右轉 百分比	調整因子	
45	近	端	CBD	2	否	無關	0.78
45	近	端	CBD	3	否	無關	0.84
45	近	端	CBD	4	否	無關	0.875
45	近	端	郊區	4	否	無關	0.92
60	近	端	郊區	4	否	無關	0.875
45	近	端	CBD	2	可	10%	0.19
45	近	端	CBD	3	可	10%	0.97
45	近	端	CBD	4	可	10%	0.99
45	近	端	CBD	4	可	15%	1.25
45	近	端	郊區	4	可	10%	1.01
60	近	端	郊區	4	可	10%	0.99
45	近	端	CBD	2	可	10%	0.94
45	近	端	CBD	3	可	10%	0.97
45	近	端	CBD	4	可	10%	0.99
45	近	端	CBD	4	可	15%	1.00
45	近	端	郊區	4	可	15%	1.00
60	近	端	郊區	4	可	15%	0.99
45	近	端	CBD	2	可	10%	0.97
45	近	端	CBD	3	可	10%	1.00
45	近	端	CBD	4	可	10%	1.00
45	近	端	郊區	4	可	10%	1.00
60	近	端	郊區	4	可	10%	1.00

兩者相同

兩者相同

兩者相同

兩者相同

表2-4 1985 年美國 HCM 公路容量手冊公車調整因素表

車道群下 之車道數	每小時公車停靠次數，Nb				
	0	10	20	30	40
1	1.00	0.96	0.92	0.88	0.83
2	1.00	0.98	0.96	0.94	0.92
3	1.00	0.99	0.97	0.96	0.94

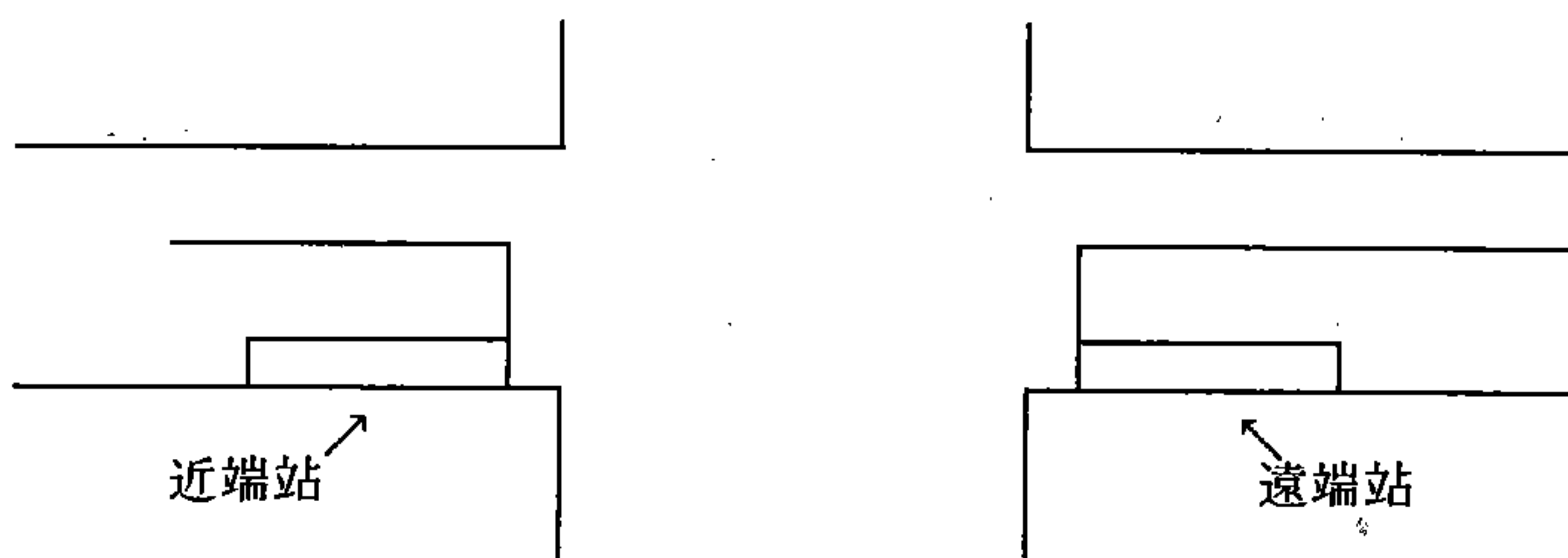


圖2-2 公車站位示意圖

而前者未考慮公車站上下乘客時間，後者已考慮公車靠站服務時間，而利用平均每部公車所造成車道（或路寬）無法使用的時間長度乘以每小時公車到達率，再換算為綠燈損失時間（Green Time Loss），而與綠燈小時相比得到容量減少百分比，求得容量折減值。公式如下：

$$T_{LG} = (g/c) \times N \times (D+L) \quad (2-1)$$

$$C_L = \frac{T_{LG}}{3600} \times 100\%$$

式中， T_{LG} ：每小時公車到達總損失綠燈時間（秒）；

g/c ：綠燈時比；

N ：公車每小時到達率（公車數／小時）；

D ：平均服務時間（秒）；

L ：起動、靠站等損失時間（秒）；

C_L ：容量減少百分比。

由於美國公車站乃緊鄰路口，因此公車站之公車在尚未離站前其前面並無他車佔用，故可採用綠燈損失時間計算；國內公車站緊鄰停止線者甚少，故必須考慮公車站距離停止線位置，需多一考慮變數。

3. 依據〔48〕研究報告建議，公車進出車站公車當量為5.0 小客車當量 (P.C.E.) 以作為容量手冊之用。
4. 1985年美國 HCM依據 FHWA 1975年〔49〕研究結果指出：公車平均服務時間為20.7秒，而損失綠燈時間為14秒，如表 2-4。
5. John D. ZEGEER〔50〕則於1985年 HCM出版後，調查美國主要都市公車運轉資料，得平均綠燈損失為9.1 秒，如表 2-5。

表 2-5 John 研究之公車調整因素表

路口車道數	每小時公車停靠次數				
	0	10	20	30	40
1	1.00	0.97	0.95	0.92	0.90
2	1.00	0.99	0.97	0.96	0.95
3	1.00	0.99	0.99	0.98	0.97

(二) 國內研究回顧

1. 陳天賜君〔20〕以跟車理論建立車流模擬模式，用於快車道分析，求得各種不同退位距下之公車小客車當量值及各級服務水準下之公車小客車當量值，另亦考慮不同公車停車位數，公車到達率與車流延滯關係。

2.許添本君〔9〕以數學模式推演公車進出站，上下乘客需要時間，再換算為綠燈損失時間，雖考慮公車站距停止線之距離，但以數學模式無法將實際情況一一描述。

有關公車進出車站對容量之影響，有兩種表示法：一為小客車當量，另一為調整因素值，前者由車流延滯觀念推演而得，後者則直接由容量減少值表示，近年來較趨向於後者，原因在於延滯因素較難定義及量測。至於調整因素值法又可分為綠燈法和流量法此兩種方法各有其優缺點及適用情形。

2.2 停車週轉

停車在都市交通是相當棘手的問題，其中牽涉的變數甚為複雜，國內外這方面研究不多，早期研究著重在路邊停車，近年來則大多針對路外停車場如何佈設，動線如何安排等等，以減少路邊停車倚賴，提高道路容量為原則。以下是近二、三十年來有關路邊停車較重要之報告。

（一）國外研究回顧

- 1.1965年美國 HCM〔46〕探討交叉口容量，乃假設退位距若大於 250ft則視為無停車狀況，退位距若小於 250ft則視為有停車狀況；有停車狀況道路有效寬度減少12至14英尺。
- 2.英國法〔52〕將路邊停車因素當成路口寬度損失方式來計算，考慮退位距和綠燈時間，公式如下：

$$W = 5.5 - \frac{0.9(Z-25)}{K} \quad W > 0 \quad (2-2)$$

式中，K：綠燈時間；

Z：退位距。

若 $Z > 6.11 + 25$ 對飽和流量無影響。

3. 法國法〔53〕則考慮退位距和停車周轉，亦是以有效路口寬度減少表示，其式為：

$$L = L - 1.65 + 0.03(D - 7.5) \frac{n}{60} \quad (2-3)$$

式中，n：為每小時駐車週轉數；

D：駐車至停止線距離；

L：實際路口寬（公尺）；

L'：有效路口寬。

以上文獻將路邊停車影響因素以有效路口寬度表示，而不考慮動態關係。

4. 瑞典法〔54〕考慮退位距、綠燈時間和綠燈時間能通過的右轉車輛數，以等候長度受限來表示其影響程度，若退位距能提供大於飽和流量車量數之長度，則不影響飽和流量，反之，則其值即為折減後之流量相比，得調整因素值。

5. 澳洲法〔55〕之計算方法與瑞典法相似，唯該容量手冊稱退位距為短車道（Shorter Lane），可適用於停車、公車、左轉、右轉等方面。

6. 1985年美國 HCM 乃依據 FHWA 1975 年〔41〕之研究結果：路邊停車，鄰近車道流量降低 9.2%，如表 2-6。

表2-6 1985年美國 HCM公路容量手冊路邊停車調整因素表

車道群下 之車道數	禁止停車	每小時停車週轉數, Nm				
		0	10	20	30	40
1	1.00	0.90	0.85	0.80	0.75	0.70
2	1.00	0.95	0.92	0.89	0.87	0.85
3	1.00	0.97	0.95	0.93	0.91	0.89

7. John D. ZEGEER [50] 於1985年 HCM問世後，探討其中重要理論與調整因素，根據其調查結果顯示，若有路邊停車時，其鄰近車道將降低11%之流量，如表2-7。

表2-7 John研究之路邊停車調整因素表

路口車道數	禁止停車	每小時停車週轉數 / Hr				
		0	10	20	30	40
1	1.00	0.89	0.86	0.82	0.79	0.75
2	1.00	0.94	0.93	0.91	0.89	0.87
3	1.00	0.97	0.96	0.95	0.94	0.93

(二) 國內研究回顧

1. 黃武昌君 [25] 採模擬方法分析路邊停車對交通流量影響，以交通流量、停車延時、混合比等變數輸入，得到不同延誤輸出值。
2. 許添本君 [9] 以不同流動，採用不同方式計算，在機車為主或純機車車流下，引用等候長度方式時，常考慮路邊停車之鄰近車道，除讓小汽車行駛外，每車道尚距路邊停車道有

一公尺左右足夠一部機車通行空間；當汽車為主或機、汽車並重時，則利用等候長度受限方法分析，唯需注意變換車道問題。

3. 黃鈺淦君〔26〕則以考慮退位距為交叉口影響變數，在各種不同路寬、混合比及右轉率下模擬路邊停車影響交叉口流量之臨界退位距。

2.3 左轉流動

關於左轉流動特性和容量方面之研究，國外不論在理論模式方法論或實証分析上，都已具相當豐碩成果。國內研究則偏重在模擬技術之理論探討。本章節計分三方面探討，首先以時間先後順序之考慮，分析各國左轉飽和流量模式發展之異同，且考慮符合自己交通特性之分析模式。最後並探討左轉流動之處理方式等二個主題。

一、各國左轉飽和流量分析模式——按時間順序

(一) 英國道路研究實驗室法 (BRRL)

英國法主要以 F. V. Webster (1966)〔56〕及 Tanner J. C.〔57〕理論為基礎，將有效綠燈時間 g 分為對向飽和疏解 (Saturation) 時段 g_s 及接受間距 (Unsaturation) 時段 g_u 。在假設對向停等車隊全部飽和、優先疏解完畢後，左轉再行疏解條件下，分別推估 g_s 及 g_u 值。其公式推導甚為合理，故廣為各國採用，理論如下：

假設 C 為週期 (sec)， q 表到達率 (Veh/sec)，則紅燈

... r (sec) 到達 $r q$ (Veh); 綠燈疏解時 $g s$ 又到達 $g s q$ (Veh)
 , 假設對向飽和疏解率為 S (Veh/sec) , 則所須疏解時間 $g s$
 為 :

$$g s = \frac{(r + g s) q}{S} = \frac{r q}{S - q} = \frac{(C - g) q}{S - q}$$

接受間距時段 $g u$ 為 :

$$g u = g - g s = \frac{g s - q C}{S - q} \quad \langle 2-4 \rangle$$

因此左轉飽和流量 C_L (vph) 為飽和流量 S_L (vph) 乘 g / C 比 :

$$C_L = S_L \times \frac{g u}{C} = S_L \times \frac{g s - q C}{C (S - q)} \quad \langle 2-5 \rangle$$

式中左轉飽和流量 S_L , 依車道、時相分成四種情況 , 其中 :

1. 專用車道、專用時相 (Exclusive Right-Turn Lanes , No Opposing Flow)

$$S_L = \frac{1800}{1 + 5/r} \quad \text{單車道左轉}$$

$$S_L = \frac{3000}{1 + 5/r} \quad \text{雙車道左轉} \quad \langle 2-6 \rangle$$

式中 , S_L : 左轉飽和流量 (pcu/hr)

r : 左轉轉彎半徑 (ft)

當 $r \rightarrow \infty$ 時 (直行流動) , $S_L \rightarrow S_T$ 。

2. 共用車道、共用時相 (No Exclusive Right-Turning Lanes , Opposing Flow)。

$$S_L = \frac{Q_0(1-h_0q_0)}{q_0(\alpha-h_0) - \beta q_0} \quad \text{對向直行單車道時}$$

$$S_L = \frac{2 Q_0(1-h_0q_0)}{2q_0(\alpha-0.5h_0) - 2\beta q_0} \quad \text{對向直行雙車道時}$$

〈2-7〉

式中， S_L ：左轉飽和流量 (Vph)；

Q_0 ：對向直行流量 (Vph)；

q_0 ：對向直行流率 (Veh/lane/sec)；

h_0 ：對向直行飽和疏解 (sec)；

α ：臨界接受間距 (sec)；

β ：左轉跟車時間 (Move-up-time)， $\beta = \frac{1}{S_L}$ (sec)。

Tanner考慮對向直行單車道或多車道二種，分別以 $h_0=3.1$ sec， $\alpha = 5.6$ sec， $\beta = 2.5$ sec代入2-1 式，繪出左轉飽和流量與對向直行流量之關係圖，如圖2-3 所示。

(二) 瑞典容量手冊法 (Swedish Capacity Manual, SCM)

英國法對飽和時段及接受間距時段的綠燈時間估計堪稱合理，但對左轉飽和流量模式建立並不完備，因此瑞典 (1978) [54] 提出以三時段流量法觀點來分析左轉流動。依據左、右轉及行人干擾，將車道細分為九種不同流動型態，並藉由機率與等候理論發展出一套相當完備的左轉飽和流量分析模式，大大影響爾後理論模式發展，因此各國容量分析莫不以此為基礎。

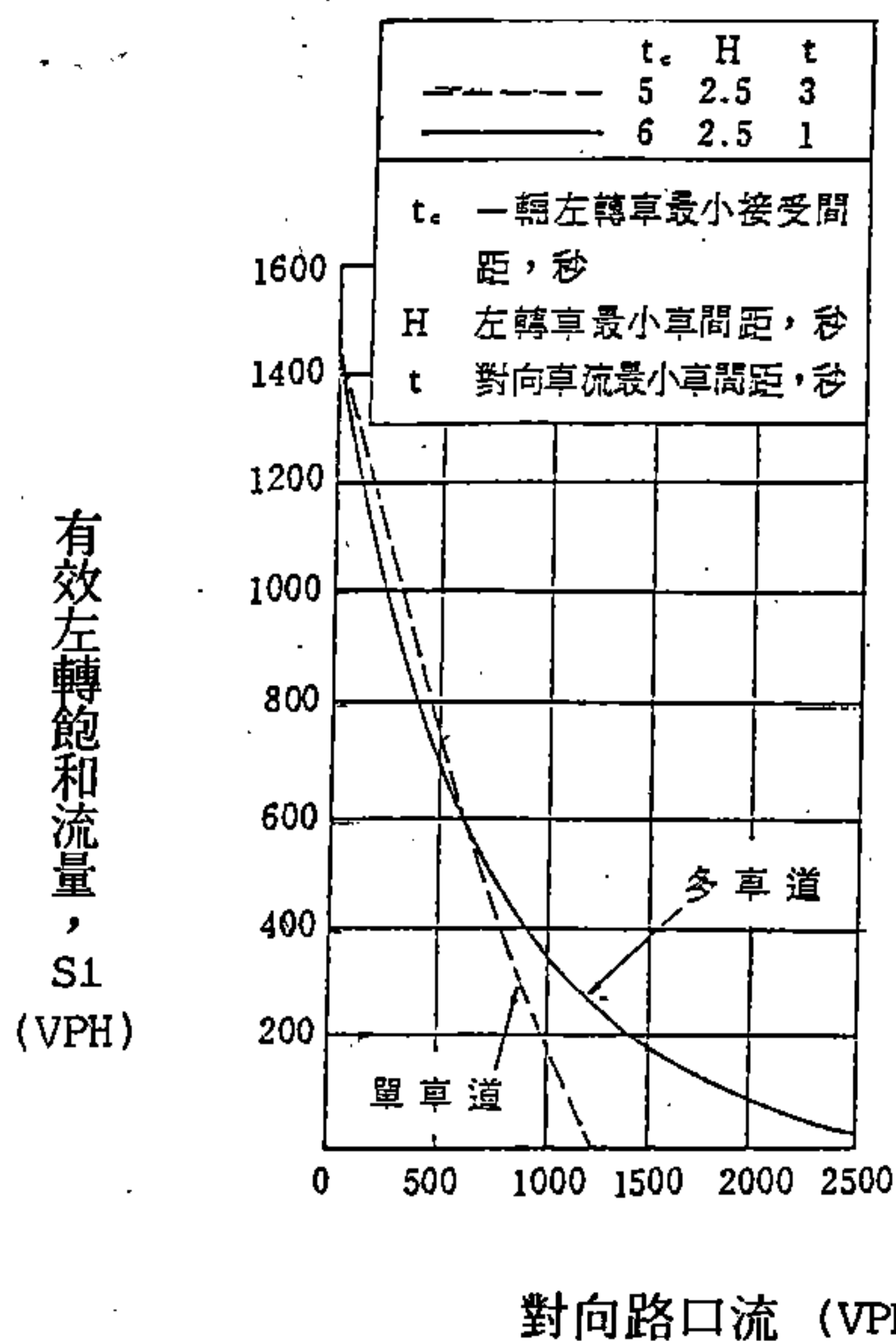


圖2-3 英國法受阻左轉飽和流量圖

瑞典法採用了英國法的綠燈時段 (g_k 及 g_g) 觀念，但加入黃燈及全紅時段，而成爲三時段，分別計算各時段所能疏解流量 N_k ， N_g ， N_I (Veh/sec)，左轉飽和流量 S_L (Veh) 爲：

$$S_L = (N_b + N_g + N_I) \times \frac{3600}{g} \quad \langle 2-8 \rangle$$

其各時段的分析模式如下：

第二時段 (飽和時段) 【註】

同英國法，只符號不同，意義相同。

$$g_k = \frac{q_m(C - g)}{S_m - q_m} \quad (2-9)$$

此時段假設對向直行飽和疏解，因此專用車道、共用時相時，左轉車無法通過， $N_k = 0$ 。共用車道、共用時相時則假設在不能變換車道下（飽和時為合理之假設），可通過第一輛左轉前之直行車 N_k 輛。因此共用車道、共用時相的飽和流量必較專用車道、共用時相的飽和流量為高。由機率理論可知，在 $x+r+1$ 次試驗中，有 r 次成功（左轉）， x 次失敗（直行），最後一次為成功（左轉）的可重覆、獨立二項隨機過程，左轉百分比 P_L 為成功（左轉）機率，直行百分比 $1 - P_L$ 為失敗（直行）機率，則發生失敗（直行）的機率密度(p.d.f.)為：

$$P(x) = C_r^{x+r} (P_L)^{r+1} (1-P_L)^x \quad 1 \leq x \leq n-(r+1) \quad (2-10)$$

$$C_x^n (1-P_L)^x (P_L)^{n-x} \quad n-r \leq x \leq n \quad (2-11)$$

以期望值求得可通過之直行車輛數 N_k 為：

$$N_k = E(x) = \sum_{x=1}^{n-(r+1)} x \times C_r^{x+r} (P_L)^{r+1} (1-P_L)^x + \sum_{x=n-r}^n x \times C_x^n (1-P_L)^x (P_L)^{n-x}$$

【註】為比較方便起見，以後通稱跳槍(Jump to Gun)時段為第一時段，對向飽和疏解時段為第二時段，接受間距時段為第三時段，黃燈加全紅時段為第四時段。

1. $r=0$ 時表週期內除最後一次為成功（左轉）外，其餘均為失敗（直行），故 N_k 為最大值：

$$N_k = \sum_{x=1}^{n-1} \times C_0^x P_L^x (1-P_L)^{n-x} + \sum_{x=n}^n \times C_x^n (1-P_L)^n$$

$$= \sum_{x=1}^{n-1} \times P_L^x (1-P_L)^{n-x} + n (1-P_L)^n$$

2. $r=1$ 時表週期內除最後一次為成功(左轉)外,前面尚有一次成功(左轉),但位置不定,其 N_k 為:

$$N_k = \sum_{x=1}^{n-2} \times C_1^{x+1} P_L^2 (1-P_L)^{n-x} + \sum_{x=n-1}^n \times C_x^n (1-P_L)^{n-x} P_L$$

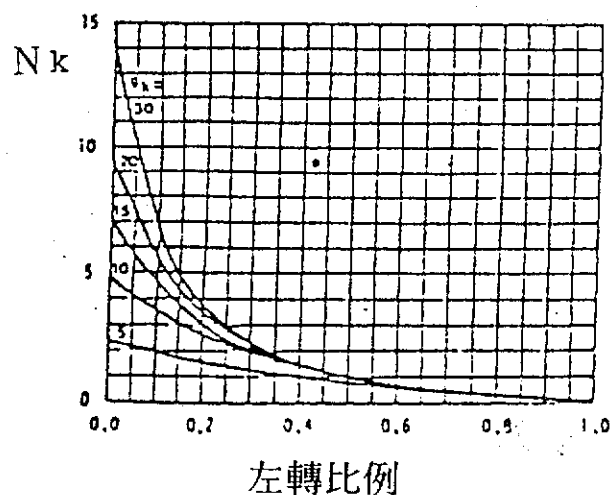
$$= \sum_{x=1}^{n-2} \times (x+1) P_L^2 (1-P_L)^{n-x} + (n-1) C_{n-1}^{n-1} (1-P_L)^{n-1} P_L + n C_n^n (1-P_L)^n$$

$$= \sum_{x=1}^{n-1} \times (x+1) P_L^2 (1-P_L)^{n-x} + n(n-1) (1-P_L)^{n-1} P_L + n (1-P_L)^n$$

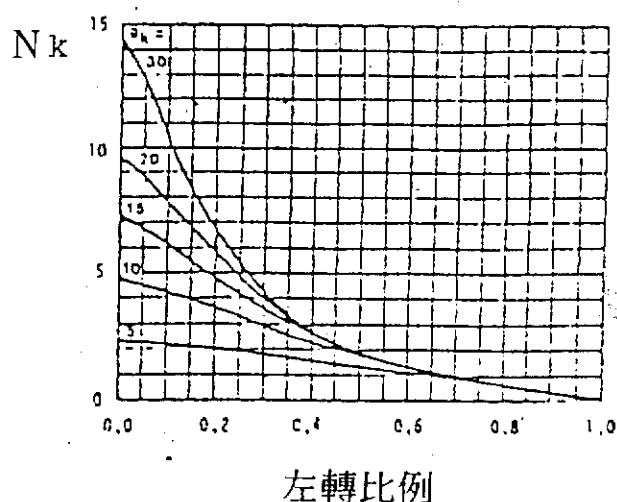
3. $r=n-1$ 時表週期內除最後一次為成功(左轉)外,前面 $n-1$ 次均為成功(左轉),故 $N_k = 0$ 為專用車道、共用時相型態。

N_k 以圖解法表示如圖2-4 所示:

(a) $r = 0$



(b) $r = 1$



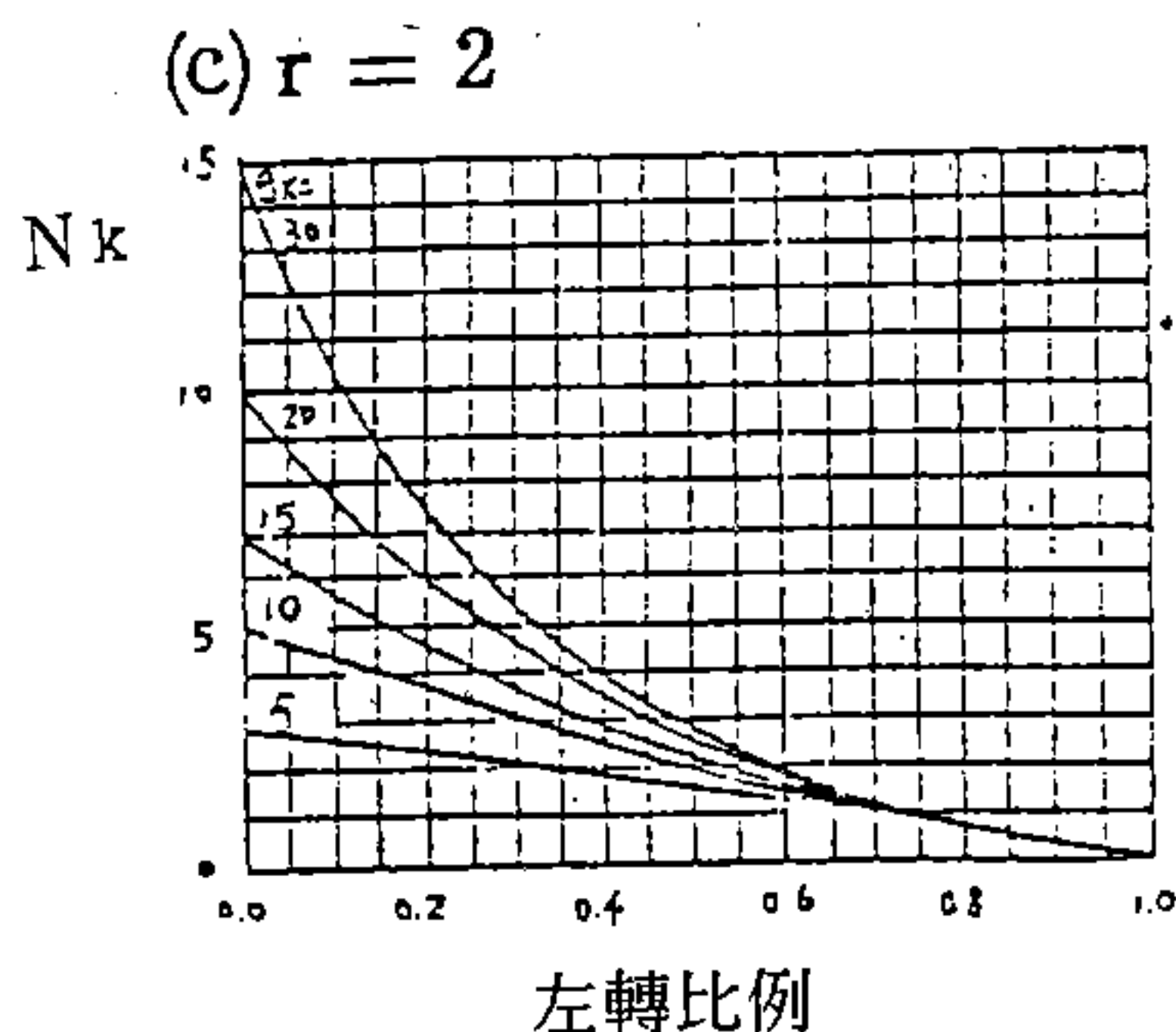


圖2-4 瑞典法第一時段疏解車輛 N_k 值

第三時段：

對向車流飽和疏解後，左轉車以接受間距方式通過，以等待理論求其後第二時段飽和流量 N_g (Veh)。假設對向直行衝突車流以 Poisson 分配到達，平均到達率 (λ Veh/sec)，則其車頭距為負指數分配 (Negative Exponential Distribution)。

綠燈介時間 (Intergreen Time) 所能通過之車輛數 N_I (Veh) 為綠燈介時間、臨近路口寬、平均小汽車長之函數，一般約為 2。

因此共用車道、共用時相左轉飽和流量 S_L (VPH) 為：

$$S_L = (N_b + N_g + N_I) \times 3600 / g$$

實用上 S_L 可查圖2-5：

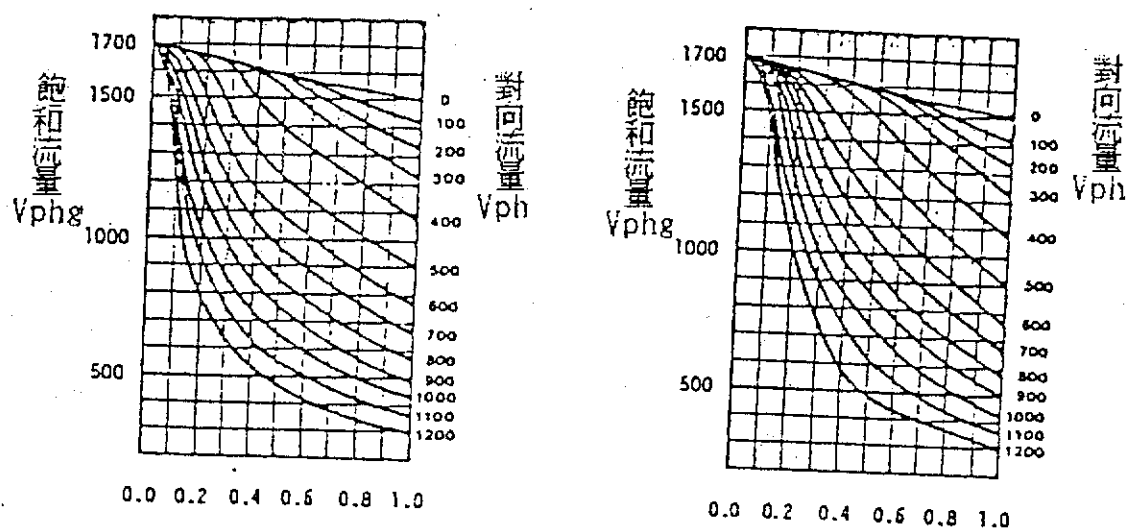


圖2-5 瑞典法左轉飽和流量

(三) 澳洲容量手冊法 (Australian Road Capacity Guide, ARCG)

澳洲容量手冊的發展在A. J. Miller主持下由Bulletin 3 (1968) [55]、Bulletin 4 (1968) [58]、ARR NO.79修定版(1978) [59]，發展到R. A. Kcelik主持之ARR. NO. 123 (1981) [60] 已漸完備。

R. A. Kcelik以飽和車流為出發點，並以臨界流動法 (Critical Movement Method) 進行模式推演。在飽和流量計算中將左、右轉及各車種組成皆換成直進小汽車當量 (TCE)，以流動及干擾情況將車道分成三種型態，並依環境等級區分平均基本飽和流量推估值 $S_b(Tcu/hr)$ 為九種，以車流量 q (Arrival Flow, Veh/hr) 與調整後的飽和流量 S (Veh/hr) 比， $Y=q/s$ 為需求，以綠燈時間比， $u=g/c$ 為供給。因此飽

和度 X (Degree of Saturation) 爲需求 Y 與供給 u 之比， $X=Y/u$ 。在假設時相中各流動之損失時間及飽和度相同下，以所需最大疏解時間之流動爲臨界流動，如此針對某一臨界流動，可推算其容量。並設定適當實際飽和度 X_p (Practical Degree of Saturation) 爲0.9，作爲一般交叉口轉運極值。此種以流動損失時間 (Movement Loss-Time) 爲觀念之流動控制原理 (Movement Control Philosophy) 取代以時相損失時間 (Phase Loss-Time) 爲觀念之時相控制原理 (Phase Control Philosophy)，雖然對流動之定義及其與時相之關係有非常清晰之計算指導，但無法處理跨越兩時相的重疊流動 (Overlap Movement) 及如左轉受阻對向車流、右轉受阻行人流動、公車、停車干擾等，使流動受阻 (Blockage) 而產生的短車道效應 (Short Lane Effect)，如圖2-6 所示：

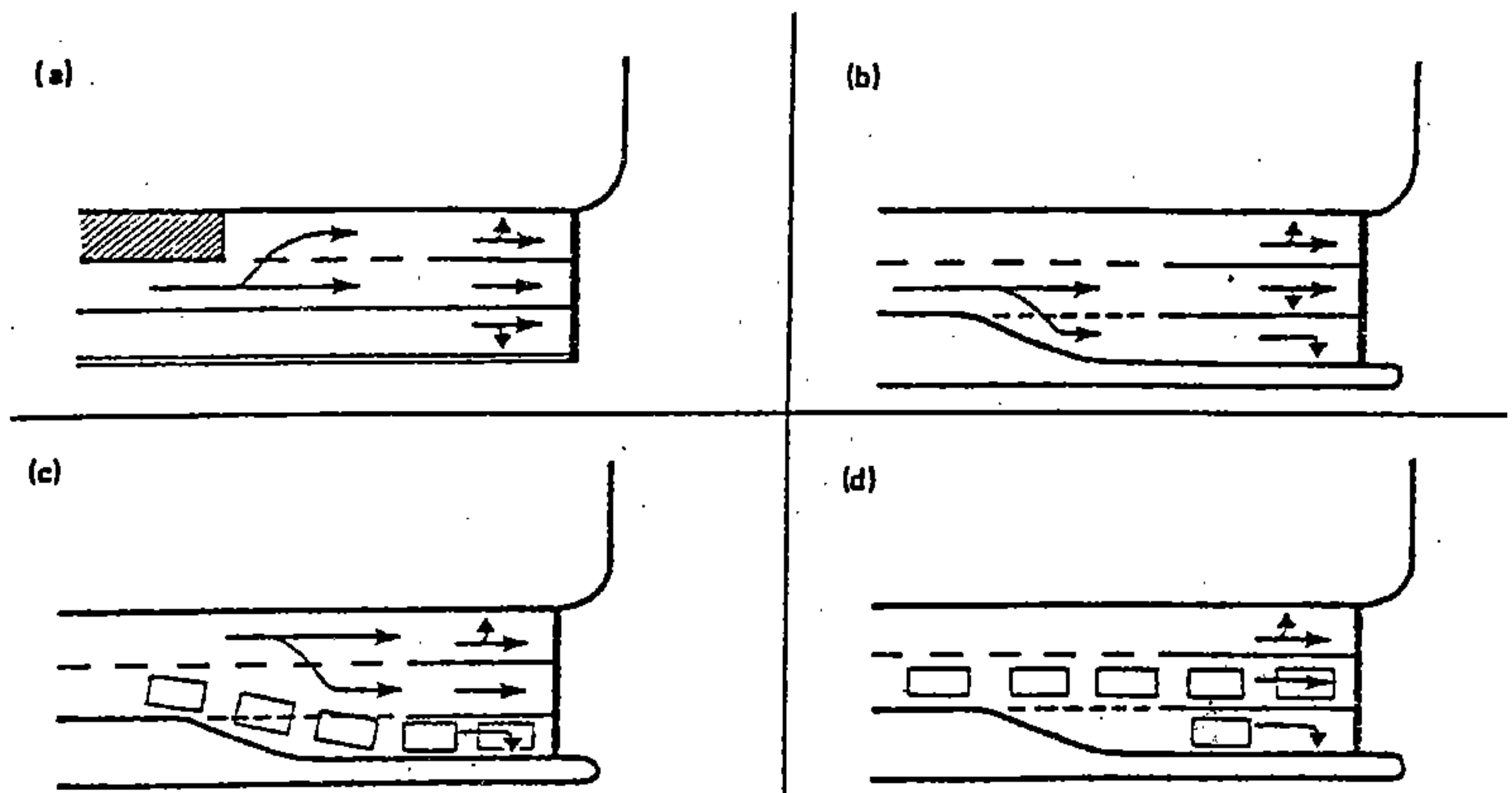


圖2-6 短車道效果

此種因流動內部互動關係而導致不同的疏解型態 (Departure Pattern)，產生不同於快車道直行流動之全綠燈路權 (Right-of-way)，而只獲得部份綠燈路權。因此流動綠燈時間不易明確的確認。若將此不同流動歸屬同一車道群 (Lane Group)，或沿用傳統分析法，則是否正確頗值得商榷。

爲了解決上述問題，1987年 R. A. Kcelik 發展了一套車道互動模式 (Lane Intersection Model) [60]，以 HFORTRAN 77 寫成 SIDRA (Signalized Intersection Design and Research Aid) 套裝程式。R. A. Kcelik 發現當飽和度相差愈大時，若不分車道處理，則以 Webster 及 ARR NO.123 之延滯公式所得出的延滯值將相差愈大。因此他一反傳統，假定各流動有固定綠燈時間，而透過 PCE [56]、TCE [58] 或轉向調整因子 [61] 等來降低理想飽和流量的觀點，而以個別車道 (Lane-by-Lane) 爲分析模式。以反覆趨近法 (Iterative Approximation Method) 求解號誌時制及容量，有效估計等候長度及延滯，使得號誌化交叉口左轉直行共用車道、共用時相的容量分析方法更趨完備。

(四) 美國公路容量手冊法 (AHCM)

1965年 AHCM 以理論兼半經驗 (Semi-Empirical) 導出號誌化交叉口左轉共用車道、共用時相 (No Seperate Turning Lanes & Seperate Signal Indication) 下，左轉容量估計式：

$$Q_1 = 1200 \left(\frac{q}{C} \right) - Q_0 \quad (\text{當 } Q_1 > 7200 / C \text{ 時})$$

$$Q_1 = 7200 / C \quad (\text{至少 } 2\text{PCU} / \text{週期}) \quad (2-12)$$

式中， Q_1 ：左轉容量，PCU / hr ；

Q_0 ：對向流量，PCU / hr ；

C ：週期，Sec 。

式中有兩大缺點：

1. 不合理的簡化假設對向流量變化固定影響左轉容量，因此 Q_1 與 Q_0 呈線性關係。
2. 當對向多車道且流量高於600Vph時，將低估左轉容量，因此只適用於對向流量低的情況。

基於上述缺點，1985 AHCM 作了更完備的考慮，依車道、時相之專用與共用及其組合，單車道路口、雙車道左轉等將車道群分成八種情況，並考慮左轉百分比與對向流量，如表2-8所示。

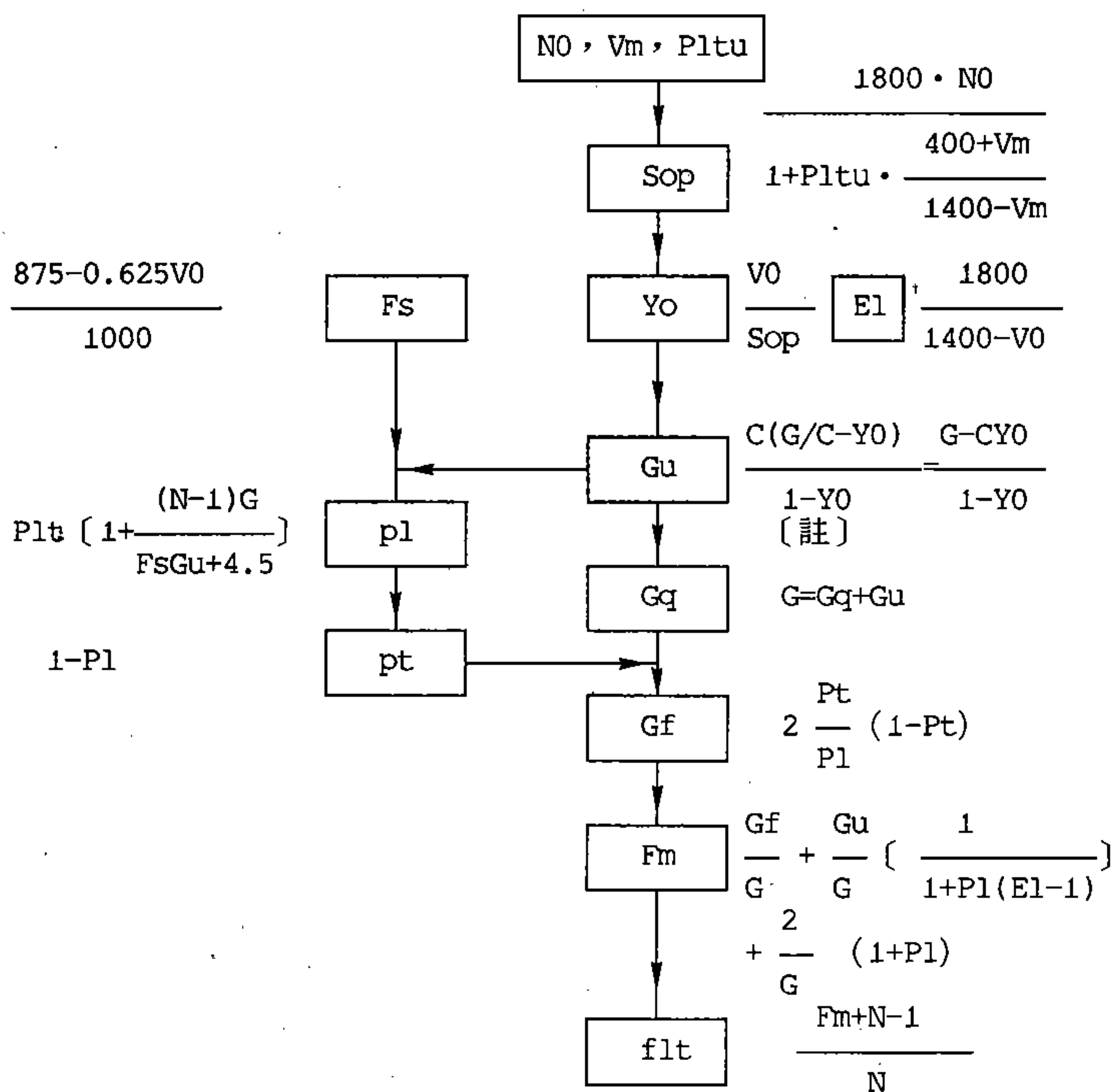
其中只要是共用時相（包括單車道路口）都必須經過11步的複雜計算，方可產出左轉調整因子 F_{lt} ，其計算流程如表2-9。

1985 AHCM 雖甚為完備，幾可謂容量研究經典之作，但仍有許多研究不斷予以更新修正。John D. Zegeer [50] 研究建議取消專用車道、專用加共用時相；共用車道、專用加共用時相及單車道路口等三種情況，個別分離出共用車道左轉百分比及行人衝突流量調整表，簡化了1985AHCM的複雜計算程序，其建議值如表2-10所示。

表 2-8 左轉調整因子模式

情況	流動型態	左轉調整因子 F_{lt}
1	專用車道 專用時相	0.95
2	專用車道 共用時相	經過 11 步計算
3	專用車道 專用加共用時相	0.95
4	共用車道 專用時相	$F_{lt} = \frac{1}{1 + 0.05P_{lt}}$
5	共用車道 共用時相	經過 11 步計算
6	共用車道	$F_{lt} = \frac{1400 - V_0}{[(1400 - V_0) + (235 + 0.435V_0)P_{lt}]} \quad V_0 \leq 1,220$
	專用加共用時相	$F_{lt} = \frac{1}{1 + 4.525P_{lt}} \quad V_0 > 1,220$
7	單車道路口	經過 11 步計算
8	雙車道專用車道 專用時相	0.92

表2-9 共用時相左轉調整因子計算流程



式中，C：週期，(Sec)；

Gf：綠燈始亮後，因受阻對向飽和疏解，左轉、直行共用車道內，只有直行可通行的起始綠燈時間（直到第一輛左轉車阻塞直行車為止）。左轉專用道時，
Gf = 0，(Sec)；

- Gq: 對向車流以飽和流量疏解時，左轉車被阻塞的綠燈部份時間，(Sec);
- Gu: 對向車流飽和疏解後，左轉車可利用接受間距通過的剩餘綠燈時間， $G_u = G - G_q$ ，(Sec);
- G: 有效綠燈時間 (綠燈時間 + 黃燈使用時間)，(Sec);
- E1: 左轉直行當量;
- NO: 對向直行車道數;
- V0: 對向直行流率 (不包括專用車道或單車道的左轉流量)，最大1.399Vph，否則E1無意義，即表示需設左轉專用號誌;
- Pltu: 對向左轉百分比。若有左轉專用車道時 $Pltu = 0$;
- Sop: 對向路口飽和流率，(Vphg);
- Y0: 對向路口流率比，類似V/C 觀念;
- N: 車道群或路口車道數;
- Va: 路口總流率，(Vph);
- Vm: 路口直行流率。(Va減去專用車道或單車道的左轉流量)，最大1.339 Vph，否則Sop 無意義;
- Vlt: 左轉流率，(Vph);
- Plt: 車道群左轉百分比。專用車道時， $Plt = 1$ ， $Pltu = 0$;
- P1: 左轉、直行共用車道內左轉百分比;
- Pt: 左轉、直行共用車道內直行百分比。若有左轉專用車道，即 $P1 = 1$ ， $Pt = 0$;
- Fs: 左轉飽和調整因子。

表 2-10 John D. Zegeer左轉調整因子建議值

情況	流動型態	左轉調整因子
1	專用車道 專用時相	0.97
2	專用車道 共用時相	表四乘表五
3	共用車道 專用時相	0.97乘表六
4	共用車道 共用時相	表七乘表五
5	雙車道	0.94

表 2-11 專用車道、共用時相左轉調整因子

對向流量	對向單車道	對向雙車道
100	0.94	0.98
200	0.87	0.96
300	0.81	0.94
400	0.75	0.92
500	0.69	0.89
600	0.63	0.87
700	0.58	0.85
800	0.53	0.83
900	0.47	0.81
1000	0.41	0.80
1100	0.35	0.79
1200	0.30	0.76

表 2-12 行人衝突流量左轉調整因子

行人流量 (Ped/hr)	值	行人流量 (Ped/hr)	值
100	0.93	1100	0.75
200	0.91	1200	0.73
300	0.89	1300	0.71
400	0.87	1400	0.68
500	0.86	1500	0.66
600	0.84	1600	0.65
700	0.82	1700	0.63
800	0.80	1800	0.61
900	0.78	1900	0.59
1000	0.76	2000	0.57

表 2-13 共用車道左轉百分比調整因子

左轉百分比	值
100	0.84
75	0.88
50	0.92
25	0.96
0	1

表 2-14 共用車道、共用時相左轉調整因子

對向流量	共用車道左轉百分比		
	10	30	50
100	0.99	0.98	0.97
200	0.99	0.96	0.95
300	0.98	0.94	0.92
400	0.97	0.92	0.91
500	0.96	0.90	0.88
600	0.95	0.88	0.86
700	0.93	0.86	0.82
800	0.91	0.84	0.80
900	0.90	0.80	0.77
1000	0.87	0.78	0.75
1100	0.85	0.76	0.71
1200	0.83	0.72	0.70

而考量國內左轉流動特性，擬定專用車道、專用時相；
專用車道、共用時相；共用車道、共用時相；單車道路口；
雙車道等五種流動型態為研究對象較佳。

(五) 日本道路交通容量法

日本法〔62〕也採用了英國法的綠燈時段計算公式，但

不若瑞典法之複雜，首先定義標準情況下直行流動的基本飽和流量值為2000(pcu/hg/lane)，左轉專用車道、專用時相的飽和流量為1800(pcu/hg/lane)，然後以流量法觀點求出專／共車道、共用時相的飽和流量調整因子 f_{LT} ，對直行流動基本容量值2,000 加以調整。此和1985 AHCM 調整架構相似，但較簡化，其中左轉直行當量的觀念為1985 AHCM 之修正且採用。其調整因子 f_{LT} 之計算如下所述：

$$f_{LT} = \frac{100}{(100 - P_{LT}) + E_{LT} P_{LT}} \quad (2-13)$$

式中， P_{LT} ：左轉百分比；

E_{LT} ：左轉直行當量。

$$\begin{aligned} \text{其中 } E_{LT} &= \frac{2000 \text{ g/c}}{1800 * f \times \frac{Sg - qc}{c(S - g)} + K \times \frac{3600}{c}} \\ &= \frac{1 \times 1}{f \times \frac{Sg - qc}{c(S - g)} + \frac{2K}{c}} \quad (2-14) \end{aligned}$$

式中 $\frac{Sg - qc}{c(S - g)}$ 即為英國法之 $\frac{gu}{c}$ ， f 為左轉通行

機率，乃對向直行流量的函數，可查表2-15：

表 2-15 左轉通行機率

q (Vph)	0	200	400	600	800	1000
f	1.00	0.81	0.65	0.54	0.45	0.37

由表 2-15 知 $q = 0$ 時 $f = 1.00$ 表專用車道、專用時相； $q > 1,000$ 時表左轉車無法尋求接受間距方式通過，因此建議應設左轉專用時相。值得注意的是日本法對共用車道、共用時相考慮並不完備。

E_{LT} 的計算基本上是流量法的觀點，分子 $2000 \times g/c$ 是假設現有的 g/c 比下，直行流動所能疏解的理想最大值，分母由兩部份所組成，前半段 $1800 \times f \times g_u$ 表當對向流量為 q 時，在 g_u 時段所能疏解的最大左轉量，後半段 $K \times 3600/c$ 表綠燈小時介時段所能通過的最大左轉量，其中小交叉口 $K = 2(\text{Veh})$ ，大交叉口 $K = 3(\text{Veh})$ 。

假設在 $c = 90\text{sec}$ ， $g/c = 0.5$ ， $K = 3\text{Veh}$ 時，可得出 f_{LT} 值。

2.4 右轉流動

一、調整因素表

1965年美國公路容量手冊法 (1965 AHCM) 對右轉專用車道、專用時相的服務容量乃在 (1)、直行車不使用專用車道 (2)、無行人干擾 (3)、右轉曲率半徑適當的三個基本假設下，利用下式估計其服務容量。

$$V = CL \times (G/C) \times (W/3) [1 + 0.8(N-1)] \times [1 - 0.01(p_t - 5)] \quad (2-15)$$

式中，V：服務容量 (Veh/ hr)；

CL：基本容量值 (Vphg)，查表2-16；

W：轉向車道寬；

G / C：綠燈時間與週轉時間比；

N：轉彎車道數；

P_t：卡車比例。

表2-16 1965AHCM轉向專用車道基本容量

服務水準	基本容量值 (Vphg)	卡車百分比 (%)
A B C	800	5
D	1000	5
E	1200	5

*指每10呎車道的基本容量值 [114]

1965 AHCM 是以服務容量的觀點來分析路口容量，因而有如表2-16中各個服務水準下的服務容量，就飽和流量的實質意義而言，E 級的服務容量基本值可視為飽和流量，如此，表2-16中的右轉專用車道容量基本值1200為交通組成中有5% 卡車比例下的飽和流量，若以小汽車計算，利用1965AHCM卡車修正因素[114，P，142]，則飽和流量為 $1200 \times [1 - 0.01 (0-5)] \times 170 = 1260$ pchg。

而在有行人干擾情況下，1965AHCM提出另一公式來決定右轉

專用車道服務容量：

$$V = 600 \times (G / T) \times T \quad (2-16)$$

式中 V 為服務容量； G / C 為綠燈與週期時間比； T 為卡車修正因素，600 則為卡車 5% 下的基本容量值。因此，由上述飽和流量的觀念，可得知在行人干擾下的右轉專用道飽和流量為 600×1.05 。

1985年美國公路容量手冊法（1985AHCM）對右轉調整因子考慮以下五種變數：

1. 專用車道或共用車道。
2. 時相型態（專用，共用，專用加共用），專用時相無行人衝突，不考慮行人流量。
3. 行人衝突流量。
4. 公用車道之右轉百分比。
5. 專用加共用時相之專用時相部分的右轉百分比。

由表 2-17 之流動型態 1、2、3 可知，其模式建立，首先由最簡單的專用車道、專用時相開始，推估其理想狀況下右轉飽和流量值，然後再與理想狀況下直行流動的飽和流量值 (1800 Vphg) 相比，即可得出其調整因子 0.85。若為共用時相，則再考慮行人衝突流量，推估其飽和流量，建立迴歸式，得出調整因子，但若行人流量超過 1700 人／小時，則設為人車衝突發生，已嚴重影響交叉口容量，此時最低調整因子被認為 0.05，應建議設置右轉專用號誌或行人專用號誌以減少人車衝突。同理，若為專用加共用

時相，則再考慮專用時相部份的右轉百分比PRTA，建立迴歸式，即可得出其調整因子。若為共用車道，則由流動型態 4、5、6可知，其模式建立，視為理想狀況下直行流動飽和流量(1800 Vphg)的折減值。首先考慮專用時相之右轉百分比(PRT)，推估其飽和流量值，建立迴歸式，即可得出調整因子。若為共用時相，則再考慮行人衝突量。若為專用加共用時相，則再考慮專用時相部份的右轉百分比PRTA，分別建立迴歸式，得其調整因子。

但若為單車道，則需考慮右轉百分比及行人衝突流量。若為雙車道右轉則以平均事項距法，即可推估其飽和流量，得出調整因子(0.75)。所有調整因子最低設為0.05。

表 2-17 右轉調整模式

種類	流動型態	f_{RT}
1	專用車道 專用時相	0.85
2	專用車道 共用時相	$f_{RT}=0.85-(\text{行人}/2100)$ 行人 $\leq 1,700$ $f_{RT}=0.05$ 行人 $> 1,700$
3	專用車道 專用加共用時相	$f_{RT}=0.85-(1-PRTA)(\text{行人}/2100)$ f_{RT} 最低0.05
4	共用車道 專用時相	$f_{RT}=1-0.15PRT$
5	共用車道 共用時相	$f_{RT}=1-PRT(0.15+(\text{行人}/2100))$ f_{RT} 最低0.05
6	共用車道 專用加共用時相	$f_{RT}=1-PRT(0.15+(\text{行人}/2100)(1-PRTA))$ f_{RT} 最低0.05
7	單車道	$f_{RT}=0.9-PRT(0.135+(\text{行人}/2100))$ f_{RT} 最低0.05
8	雙車道	0.75

二、紅燈右轉特性分析

1937年美國開始有紅燈右轉 (Right Turn on Red)的設置，期間經歷數個階段的評估與研究，許多研究報告更指出其對交叉口績效 (Performance) 的改善仍有待商榷，因此爭議一直不斷，各州設置的準則與施行方式也不盡相同。

一般紅燈右轉定義為：「車輛在紅燈號誌下，經由停、讓在交叉口有合法路權的車輛和行人通過後，進行右轉」，其施行方式有下列三種：

- 1.一般允許法規 (Generally Permissive Rule)
- 2.標誌允許法規 (Sign Permissive Rule)
- 3.禁止紅燈右轉

依1976年之研究報告指出〔63〕，美國有36州施行「一般執行法規」方式，14州以「標誌允許法規」方式執行，而只有哥倫比亞特區 (District of Columbia)禁止右轉。紅燈右轉的實施，以站在「車」的觀點而言，其最大優點是車輛延滯 (Delay)及行駛時間的減少，而整個路口車流也因右轉車飽和疏解而間接受益，其最大受益者自是右轉車輛。但道路並非專為車輛而設計，行人權利亦不容忽視，站在「人」的觀點，紅燈右轉不僅會增加合法路權的橫向車流，行人的延滯，更增加交叉口人、車衝突的潛在危險，所以此對交叉口若干績效的權衡 (Trade off)，仍有待進一步的深入探討。

完整紅燈右轉利弊分析，應考慮其對容量、流量、肇事、衝突、延滯、速率；幾何設計及視距等多方面因素的綜合評估，一般評估項目可分為四大類：(1)、肇事分析 (2)、車輛延滯和行

駛時間 (3)、容量和服務水準 (4)、設置準則。

(一) 肇事分析

1956年J. C. Ray [64] 對75個交叉口肇事資料進行分析，指出紅燈右轉肇事率極不顯著，且紅燈右轉並不較綠燈右轉危險。1967年P. N. Scott [65] 對Los Angeles 實施紅燈右轉後之績效進行研究，指出紅燈右轉肇事只佔總肇事之 0.3%，而紅燈右轉車輛－行人肇事則只為交叉口總車輛－行人肇事的2% 強。1970年後許多的研究與分析雖採不同的探討目標和分析方法，但一般都指出紅燈右轉肇事佔總肇事比例極小。

1976年P. L. May [68] 對Los Angeles 分析指出紅燈右轉的實施，使肇事增加了 2%。同年L. R. Mathison [65] 則指出紅燈右轉並不會增加肇事危險，某些紅燈右轉肇事的增加可能是因為規則與標誌缺乏統一之故。

1980年Daniel Galin [66] 指出紅燈右轉會使交叉口之行人、車輛肇事顯著增加。

(二) 車輛延滯和旅行時間

紅燈右轉可加速消除右轉流動的疏解，減少綠燈時與直行車之干擾，因此許多研究都指出紅燈右轉不僅可以節省能源 [67]，更減少車輛延滯及旅行時間 [63]。J. C. Ray 研究指出，在二時相交口，紅燈右轉可使延滯減少，且其減少並不會增加行人或橫向車流的延滯 [64]。Van Gelder研

究指出紅燈右轉對行駛時間有實質減少效益〔68〕。美國密西根州研究報告指出允許紅燈右轉，在尖峰時間可使平均速率增加4.7%，在非尖峰時間增加18%〔69〕。

（三）容量服務水準

Van Gelder曾建立一理論模式推估紅燈右轉之最大流量，經由實地驗證，紅燈右轉並無法增加路口容量，但在橫向車流未達飽和情況下，紅燈右轉有助於改善路口的服務水準〔65，68〕。

（四）設置準則

1. 允許設置

美國科羅拉多州在下列情況下允許紅燈右轉〔70〕：

- A. 穩定而高比例（25%以上）的右轉車流。
- B. 由於右轉車而導致直行車經常發生延滯，或是右轉車經常在綠燈時無法消除。
- C. 有右轉專用車道之提供。
- D. 行人流量小。
- E. 街道夠寬，與其他車流沒有衝突或干擾的情況發生。
- F. 對於右轉駕駛沒有視覺上的障礙。

國內交通部運輸研究所訂定的原則為：「原則上幹道均可予以實施，但橫向道路路寬，單向不到 6公尺或雖超過 6公尺，但尖峰時間其橫向交通量已甚大者，則不宜實施紅燈右轉」〔71〕。交通大學研究指出其設置原則為〔72，73〕。

- A.主要幹道可均予以實施，次要幹道則需視路寬而定；單向路幅6公尺（一快車道，加慢車道寬3公尺）以下者不予實施；橫向道路單向6公尺以上可實施。
- B.於設有右轉專用道之處，須設紅燈右轉以配合。
- C.紅燈右轉車輛於轉彎運行時，應依規定，轉入最外側車道，若橫向為快慢分隔時，應先轉入慢車道再進入快車道。
- D.管理單位應嚴格執行，不致使直行車輛佔據轉彎車道而失去管制作用。

此外台北市政府警察局對於紅燈右轉號誌之規劃設計在實務上乃考慮〔32〕：

- A.交通流量（含右轉及橫向流量）：車流交織衝突情況及干擾程度。
- B.路幅寬度：右轉專用車道設置情形及橫向路寬車道數。
- C.行人穿越量：考慮紅燈右轉車流與右側路口行人穿越所產生之衝突。
- D.不設紅燈右轉號誌對路口及路段行車延滯時間及對鄰近路口之影響。

2.可以禁止〔71〕

- A.由於紅燈右轉而與行人造成顯著的衝突。
- B.對於各個路口，其紅燈右轉肇事每年超過1次以上。
- C.有特殊流動的路口如有雙左轉車道，左轉時相。
- D.學校孩童穿越地區。

3.禁止設置

美國印第安那州準則為〔65〕：

- A. 在CBD 中行人流量大下。
- B. 在學童使用的號誌下。
- C. 只有單車道的路口。
- D. 橫向車流大到無安全間距可進行紅燈右轉。
- E. 在高速度下的鄉間郊區路口。
- F. 卡車流量大的路口。
- G. 多支幹道交會的交叉口。

FHWA綜合研究，建議為〔72〕：

A. 紅燈右轉在下列情況下應禁止。

a. 安全視距小於下列情況：

橫向車速 (MPH)	20	25	30	35	40	45	50	55
最小視距 (ft)	120	150	190	220	270	320	360	410

b. 具 4個支幹道以上交會的路口 (Multi-legged Intersection)，或是會引起其他衝突的交叉口，此一禁止應只是設在不易被駕駛人發現衝突的路口。

c. 有行人專用時相下。

d. 在兩百呎內有鐵路穿越者。

B. 紅燈右轉可以禁止

a. 由於紅燈右轉而與行人造成顯著的衝突。

b. 對於各個路口，其紅燈右轉肇事每年超過 1次以上。

c. 有特殊流動的路口，如有雙左轉車道，左轉時相。

d. 學校孩童穿越地區。

總之，美國聯邦對於紅燈右轉的看法乃接受一般允許法則，而且認為紅燈右轉可在節省延滯(Delay)、能源節約以及車輛疏解方面獲得利益而不犧牲路口操作之安全性下加以實施〔72〕。

國外各方面研究雖可做為我國施行之參考，但由於地區差異性，必須對我國交通基本行為分析後，始能據以釐定控制方法和策略，國內對紅燈右轉研究仍相當缺乏，對於其使用特性、績效和影響並未作過探討，雖然在實務工作上有一般性的準則，但不夠明確完整，故需進一步的分析與研究。

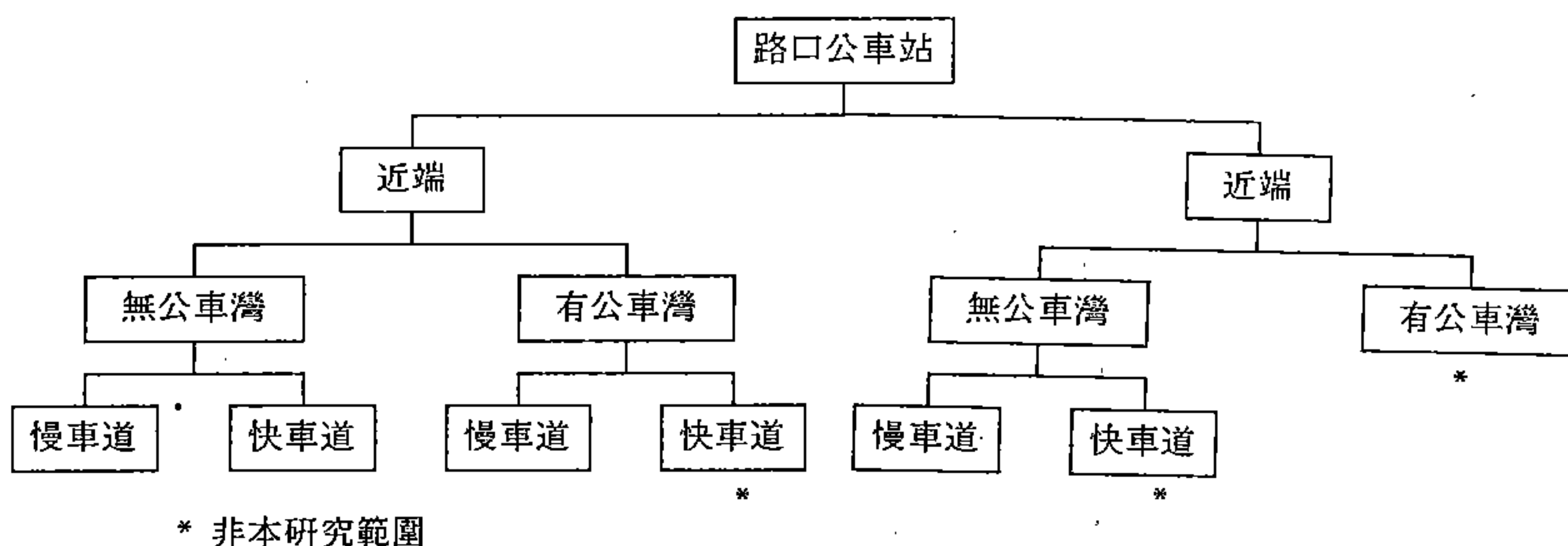
第三章 調查計劃與分析方法

3.1 調查目的

調查目的旨在了解現況下混合車流公車、停車、左轉、右轉等影響飽和流量之關係。基於人力之經濟、資料之易於保存及可重覆觀測，本調查方法採現場攝影、實驗室計算法，利用手提式攝影機作現場攝影調查，經由大樣本資料搜集。消除偏差(Bias)，求出飽和流量調整因子，並驗證理論模式之有效性。

3.2 調查內容

1.公車



*非本研究範圍

圖3-1 研究範圍

2. 停車

抽樣調查考慮三方面：

- A. 路型：中央分隔、快慢分隔、無分隔；
- B. 收費：計時（計次不予考慮）；
- C. 停車方式：直角、斜角。

3. 左轉

分爲五種車道群：

- A. 專用車道、專用時相；
- B. 專用車道、共用時相；
- C. 共用車道、共用時相；
- D. 單車道路；
- E. 雙車道左轉。

4. 右轉

分爲三種車道群：

- A. 專用車道、共用時相；
- B. 共用車道、共用時相；
- C. 單車道。

3.3 調查注意事項

1. 詳細勘查路口、試拍、資料預留保存、密切雙向溝通，是最有效的進度管制。
2. 必須拍攝照到號誌。
3. 必須爲飽和疏散狀況，在有效綠燈下停等車隊仍未疏散完畢者謂之飽和（Oversaturation），但不可形成擁塞。

- 4.路橋（學校附近）與地下道系統是最方便的拍攝位置。
- 5.商借大樓應有禮貌，並主動示出證件，詳加說明。
- 6.各地尖峰時間不同，須多方觀察考慮。上午尖峰：台北市7:30-9:30；台中市9:00-11:00；高雄市中心區尖峰性不明顯，工業區 7:00-8:30。下午尖峰台北、台中、高雄 5:30-7:30差異不大。但冬季入夜較早，5:30天色已晚，春季約可到6:00。
- 7.不考慮雨天駕駛行爲，注意梅雨季節。
- 8.注意方向性。
- 9.無警察指揮。
- 10.注意儀器保養及使用。
- 11.量測路口幾何配置。
- 12.必須拍攝照到停止線，故以正面拍攝較佳。
- 13.公車須拍到最後一支站牌外10公尺。
- 14.停車須包括不同週轉率。
- 15.左轉共用時相須拍到對向直行流量。
- 16.右轉須包括行人流量。

3.4 調查流程

本研究之調查流程分爲研究、分析、綜合三個階段，如圖3-2。分析階段重點在資料之收集，是攝影組主要工作，爲確保品質，故有試拍方式，調查員選定某一交叉口後，先拍攝三分鐘資料攜回研究室，由督導員確定是否符合條件，再決定是否拍攝；而分析部份主要是錄影帶、電視分析及電腦處理，最後是綜合部分，由初步結果予以理論、研析判斷是否合理，若否，則回饋至分析方法檢定，直至有效性建立後，才歸入結論。

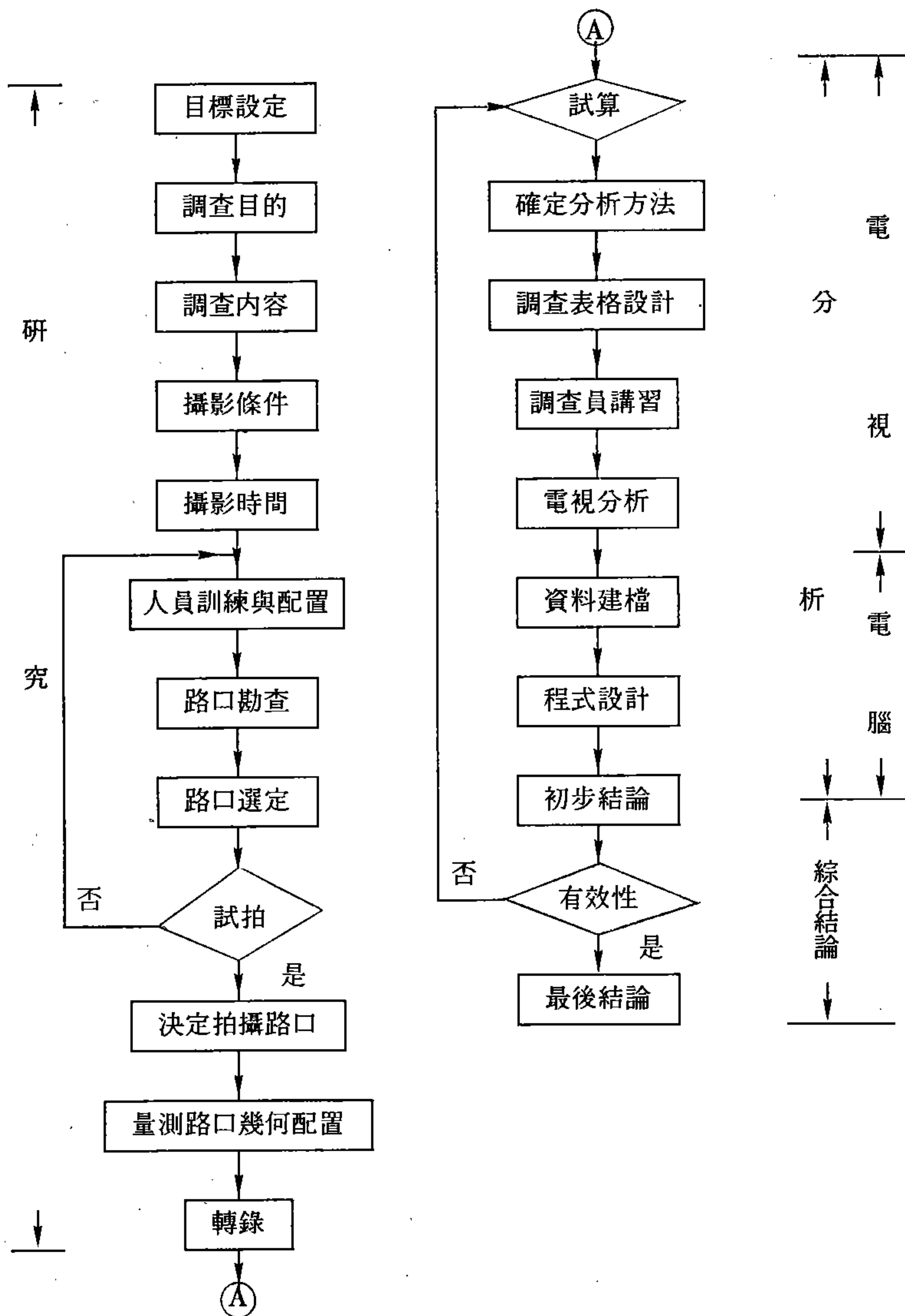


圖3-2 調查流程

3.5 調查路口

因台中市、高雄市尖峰時段不若台北市飽和程度之高且時間長，加上調查上之困難，所以調查路口主要以台北市為主，台中市、高雄市為輔，如表 3-1 至表 3-4。

3.6 分析方法

一、公車運轉

(一) 調查方式

1. 調查計數方式

一般調查計數方式分為二種，一是同時性計數 (Synchround Accounting)，另一是非同時性計數 (Asynchround Accounting)，同時性計數較適合於純小汽車流，測算每輛車之車頭距 (Headway)，再換算為飽和流量，符合跟車行為理論；但台灣高機車混合比型態，此方式較不適合；非同時性計數則以單位時間內通過之車輛數，包括大、小車及機車，較適合於混合車流疏解型態。

本研究採固定時段分析，屬非同時性計數方式。同時性計數和非同時性計數方式，在方法上各有其優缺點及適用情形，同時性計數在起始及最後通過的車輛均同時記錄，則時間計算較為準確，但較為麻煩，須對準前後通過的車輛，且起始和最後通過的車輛非代表綠燈起亮和結束時刻，對於公車有無到達之車流量情形，不在相等的綠燈長度，將造成誤

表3-1 公 車 調 查 路 口

種類	城市	路 型	車道 群數	編 號	日 期	星 期	路 口
通 							

註：路口命名以東西向在前，南北向在後。
北端 (South Bound) 表地圖上之北方路口。

表3-2 停車調查路口

種類	路 型	車道 群數	編 號	日 期	星 期	路 口
平 行	無分隔	一	1*	3 / 23	三	錦 西 街 - 中山北路西端
		一	2	4 / 11	一	錦 州 街 - 林森北路西端
		二	3*	4 / 25	一	襄 陽 路 - 公園路西端
	快慢分隔	二	4	5 / 16	一	信 義 路 - 復興南路東端
		二	5	5 / 18	三	仁 愛 路 - 金山南路西端
	中央分隔	三	6*	4 / 26	二	南京東路 - 寧安 街東端
		三	7	5 / 4	三	興安 街 - 復興北路北端
斜 角	無分隔	一	8	2 / 26	五	公 園 路 - 三民路東端
機車 專用道	中央	一	9	2 / 11	四	八 德 路 - 中山路南端
	加快慢	一	10	2 / 12	五	六 合 路 - 中山路南端

* 為實驗設計路口。

△路口命名以東西向在前，南北向在後。

北端(South Bound) 表地圖上之北方路口。

表3-3 左 轉 調 查 路 口

城市	車道群 型態	編號	日期	星期	路 口
台北	專用車道 共用時相	1	12/ 8	二五三一	羅斯福路—新生南路北端
		2	12/11		民權路—松江北端
		3	12/16		和平路—新基路東端
		4	1/ 4		忠孝東路—基隆路
	專用車道 共用時相	5	1/ 4	一三二	長安路—林森北路西端
		6	1/21		民權路—林森北路南端
		7	3/22		和平路—新生南路
	共用車道 共用時相	8	1/25	五四五	西藏路—萬大山路西端
		9	1/21		永吉路—松江路西南端
		10	1/22		長春路—松江路西端
台北	單車道	11	2/15	二五	南海路—南昌街南端
		12	3/25		錦州街—林森北路西端
	雙車道 左 轉	13	1/22	五二六	南京西路—承德路北端
		14	2/15		仁愛路—金山路北端
		15	4/ 9		民生東路—復興路北端
台中	專用車道 專用時相	16	2/27	六	文心 路—中港 路北端
	專用車道 共用時相	17	2/26	五	崇德 路—進化 路西端
	共用車道 共用時相	18	2/27	六	太平 路—三民 路南端
高雄	專用車道 共用時相	19	2/23	六	九如 路—民族 路東端
	共用車道 共用時相	20	2/20	五	九如 路—大順 路東端

註：1.路口命名以東西向在前，南北向在後。

2.北端(South Bound)表圖上之北方路口。

3.內側車道近似理想狀況下之純小汽車流，則攝二卷。

4.快慢分隔路型，機車全部外側轉，故近似純小汽車流。

5.忠孝東路 — 基隆路為輪放式。

表3-4 右轉調查路口

城市	車道群 型態	編號	日期	星期	路口
台北市	專用車道 共用時相	1 2	3/25 3/21	五四	羅斯福路－新生南路南端 民權東路－松江路東端
	共用車道 共用時相	3 4	3/25 3/25	五五	錦西街－中山北路西端 錦州街－林森北路西端
	單車道	5	4/19	二	南海路－南昌街北端
台中市	共用車道 共用時相	6	2/26	五	復興路－台中路東端
高雄	共用車道 共用時相	7	2/22	五	中正－大順－河南－河北北端

差；非同時性計數，在起始和結束皆是固定時間，計算上較簡便，但由於前後時間未能對準車輛的通過，故造成當綠燈結束時，車輛恰在停止線上界定之困難，而換算流量的過程，可能造成高估或低估現象，關於此缺點，可利用大樣本調查以消除此偏差現象，是故本研究決定採固定時段非同時性計數方式分析車流量。

至於固定時段長短，本研究依據〔13〕之研究以6秒間隔較能確定汽、機車混合車流疏解型態。

2. 公車到達之調查方式

公車在公車站附近的車流行為，在本研究分為遠、近端；有、無公車彎；快、慢車道三個層級，不論何種類型公車站，在調查時皆須考慮公車進出車站時，其操作行為係由減速－停止－加速之過程組成，故在調查時必須能清楚明瞭公

車處於何種狀態，爲達到上述目的，調查範圍應包括公車站前後各約30公尺左右，此外本研究並不以某公車路線或某站牌爲研究對象，而是整個公車站，故調查範圍應在最前及最後一支站牌外推30公尺內。另外，公車停靠行爲對交叉口容量影響在不同時相下，差別甚大，故公車調查時，必須能明瞭公車進出車站時，佔據之綠燈時間。

(二) 室內測算

1. 車流量測算：攝影組調查員將錄影帶攜回後，置入放影機放映於電視上，由電視分析組分析資料，其中一人持遙控器，控制時間，於綠燈始亮及每隔六秒間隔（第四章第一節），黃燈亮、紅燈亮，分別暫停，其餘調查員則同時記下每暫停時段內通過停止線車輛數，包括左轉、直行、右轉（流動），此外，爲確定飽和時段長度，故須於停等車隊之最後一輛車通過停止線的6秒處，做一記號，當該交叉口有左轉時，必須計算對向車流在該週期的車輛數，但此對向車流只包括直行車輛，對於對向之右轉車輛與行人，本研究不予考慮；若有右轉時，則考慮行人流量。關於行人流量計算有方式有二：一是由攝影組調查員，於現場進行樣本（15分鐘）計算，此乃因若拍攝到行人畫面，整個畫面將變大，但車輛壓線反不明顯難於觀察，故將行人排除於攝影範圍，而由現場直接計算；二、是當畫面允許時，則由分析組計算，亦是以15分鐘分析做爲估算依據。

- 2.公車服務時間測算：當公車到達時，在時相方面可分為四個不同時段，一、是綠燈到達、綠燈離開 ($G \rightarrow G$)；二、是綠燈到達、紅燈離開 ($G \rightarrow R$)；三、是紅燈到達、紅燈離開 ($R \rightarrow R$)；四、是紅燈到達、綠燈離開 ($R \rightarrow G$)。此四種情況對於飽和流量各有不同影響（第二節），故在分析時除了記錄公車到達、離開時刻外，必須觀察此時段內處於上述那一種狀況，而予以記錄。另對於等候公車位在內側車道時，亦須記錄其時間。
- 3.公車距停止線距離之測算：公車停靠站時，其距停止線距離對容量影響差別甚大，故須予以調查分析，依往年黃燈駕駛行為研究〔21〕心得，調查公車距停止線距離時，其距離以距停止線每隔若干公尺，於路面貼置與路寬同長之白色膠布方式較佳，但實際調查時，囿於人力、時間及安全性，本研究以車道上白色間隔車道線做為距離分界之參考，每一輛公車到達時，以前輪距停止線距離為準。
- 4.資料建檔：將以上電視資料分析記錄於調查表格，如表3-5，且依每樣本各個週期裝訂整理，附以記錄封面，登錄飽和週期數、該樣本公車到達、離開型態之合計車輛數、公車到達率，最後予以樣本編號，如表3-6。當該路口全部分析完畢，則該路口各個樣本，收集成冊附以封面，繪上路口簡圖，並記載各項相關資料，如表3-7，最後進行檔案編碼 (Codeing)，輸入電腦。

表3-5. 調查表格

樣本NO. _____

項目 順序	時刻	R-R	G-G	G-R	R-G	位置	等候時刻	位置
1								
2								
3								
4								
5								
合計								

綠燈時刻 _____

紅燈時刻 _____

車種 時間	大 車			小 車			機 車		
	左	直	右	左	直	右	左	直	右
-6 — 0									
0 — 6									
6 — 12									
12 — 18									
18 — 24									
24 — 30									
30 — 36									
36 — 42									
42 — 48									
48 — 54									
54 — 60									
60 — 66									
66 — 72									
黃 燈									
闖紅燈									

對向車輛		
大	小	機

註：停等車隊最後一輛車通過停止線之6秒間隔作一記號

表 3-6 調查樣本資料檔案

調查路口：_____

編號：_____

飽和週期數：_____

G→G：_____

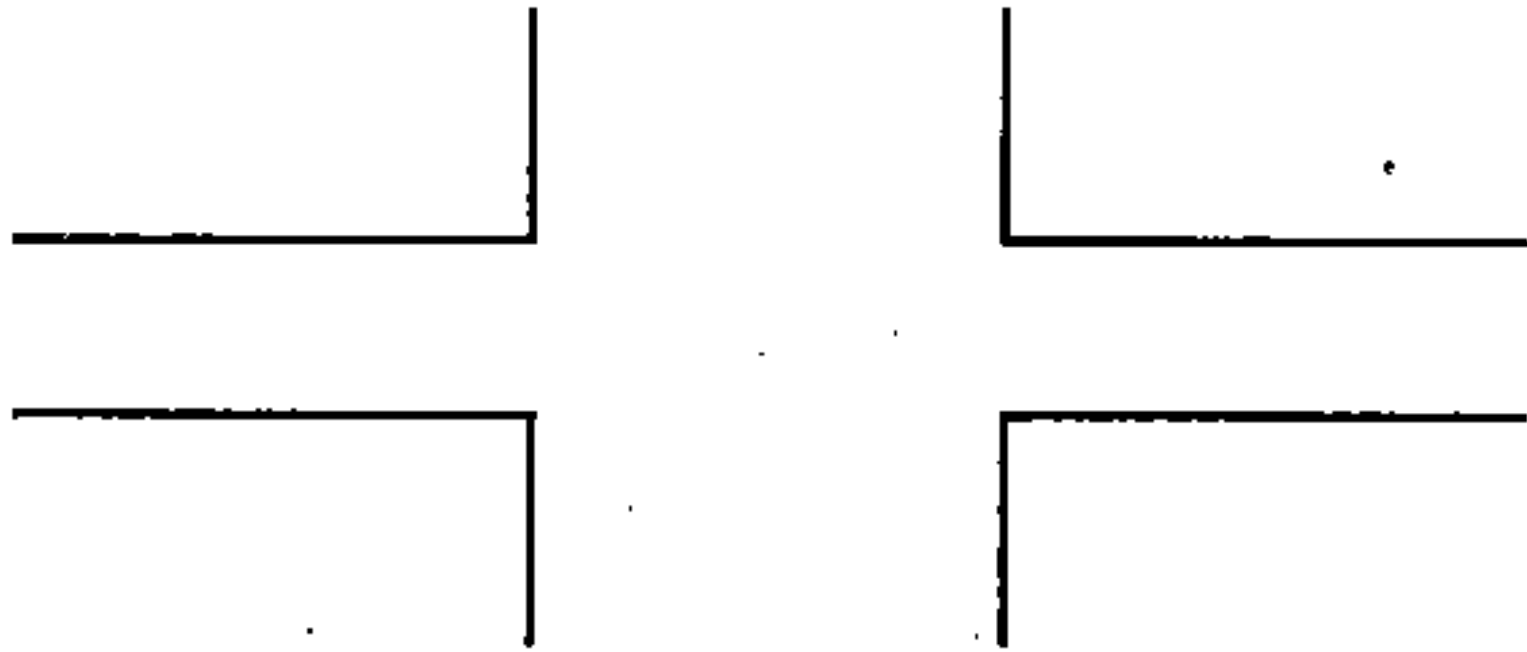
G→R：_____

R→G：_____

R→R：_____

公車到達率：_____

表 3-7 調查資料檔案

調查路口簡圖：

調查日期時間：_____

調查車道群寬：_____公尺

退位距長度：_____公尺

平均服務時間：_____秒

平均混合比：_____

週期長：_____秒

週期數：_____個

飽和週期數：_____個


分析日期：_____月_____日

分析員姓名：_____

電腦檔案名稱：_____

二、路邊停車

(一) 調查方式

路邊停車在市區方面，主要探討劃有停車位之市區街道，一般而言約在70公尺內之停車才會對飽和流量產生影響，通常一停車位約在5公尺左右，加上每隔幾個停車位之，繪有「」1.5公尺緩衝區，故攝影時以涵蓋12個左右停車位為最低要求，但是以一路口調查兩小時而言，只觀看這12個停車位，週轉率往往不可能太高，為能了解高週轉率情形，本研究在部份路口採實驗設計方式，此處所謂實驗設計，乃租用三輛計程車，於尖峰時段攝影時，在已預定好之停車位駛入、駛出，所採用方法乃二輛車佔據第一停車位及第六停車位，第三停車位則繞行一街廓後，回來停於第六車位，原第六車位車輛駛出後，停第一車位，原第一車位車輛駛出後，繞行一個街廓，如此週而復始，增加停車週轉率。

(二) 室內測算

1. 停車操作時間

路邊停車操作時間，依車輛駛進或駛出停車位之兩種不同動態，分別給予不同計算方式，關於駛進，依駕駛者技術一般可分為兩種型式，一是直接進入，從停車位後面直接進入，此種方式本研究從車輛偏向時開始計算其時間至整個車身完全進入停車位為止，另外一種是由空停車位之前一個車位倒車進入該空車位，本研究從車輛停止時開始往後倒車，計算至整個車身完全進入停車位為止。對於駛出，係指車輛

從停車位開出來時，當其車身某一部分，一進入車行道邊緣線，即開始計算駛出操作時間，直至整個車身完全進入車行道為止。

一輛車駛進或駛出停車位時，其操作時間長短，對車行道車流，具不同程度之干擾，決定停車操作時間主要因素有四：

- A. 駕駛人技術；
- B. 駛進或駛出方式；
- C. 停車位型式；
- D. 停車道停車狀況。

本研究假設駕駛人技術，是根據調查資料，以平均水準決定個別駕駛人操作技術。

2. 停車距停止線距離之測算：

路邊停車行為發生位置距停止線遠近，對於飽和流量有不同程度影響，但其影響不若公車停靠，原因乃在公車停靠時，距停止線愈遠，則後隨車輛於變換車道超越公車後，方可再回到原車道，或者對右轉車而言形成類似右轉專用道，而停車則在停車位劃定時，第一停車位距停止線距離即已限定可供車流利用空間，但停車距停止線距離遠近，亦會造成後隨車輛被阻礙，故而從該位置開始加速至停止線是否飽和流率通過，亦需加以測算，本研究以車輛停止時，前輪距停止線距離為計算標準。

三、左轉分析方法

(一) 專用車道、專用時相(包括雙車道左轉)

一般流量調查方法有二：

1. 同步計數法(Synchronous Accounting)
2. 不同步計數法(Asynchronous Accounting)

兩者均是推估飽和流量方法，前者於綠燈始亮後，同步記錄每輛車後輪壓線時間，由其時間差得出車頭距(Headway)與車隊中各車所在位置關係，取其穩定(扣除起動延滯及黃燈時段)、正常(違規除外)、不受干擾(迴轉，併轉除外)之平均最小車頭距(Minimum Average Headway)換算成小時流量(Vphg)，因此屬個別微觀分析法。後者則於綠燈始亮後，取固定時段(5或6秒)，記錄各時段車輛疏解數目，取其穩定、正常、不受干擾之最大飽和流率(Maximum Saturation Flow Rate)放大為綠燈小時流量(Vphg)，屬於總體巨觀分析法。兩者為避免起動延滯之影響，對穩定飽和疏解時段均有一判斷標準，前者取直行流動的第四輛或第五輛，左轉流動的第五輛為起始點，後者則以6秒後〔56〕、10秒後〔27〕、12秒後〔27〕為起始點，依據顏上堯君研究，飽和時段為12~24秒〔13〕應屬合理。

前者優點乃可精確對準前後通過車輛，缺點是較複雜麻煩，且不適用於混合車流狀況。後者優點是計算簡單，適用於混合車流狀況，缺點是各時段無法對準前後車輛。理論上當樣本趨近無窮大時，只要樣本選取得當，兩種方法結果應是一致的，但樣本不大時，後者亦造成高估或低估現象，因此

本研究決定採前者微觀同步計數法，推估混合狀況下各級混合比左轉飽和流量，其中羅斯福路－新生南路口內側車道及文心路－中港路為近似純小汽車流流動。

至於以車輛通過那一定點為量測時間標準，依據以往研究，直行流動以通過停止線為準，而對於左轉流動，部份研究亦以停止線為準，此方式在資料調查分析上較為簡單，但車輛通過停止線時，尚未有左轉行為，故以此為量測基準較不準確，本研究採左轉行徑之中點為準，即以左轉專用道至接受路口之最內側車道路徑中點，如圖3-3。至於雙車道左轉，個別計算其平均最小車頭距，推估個別飽和流量，了解是否具差異性存在。

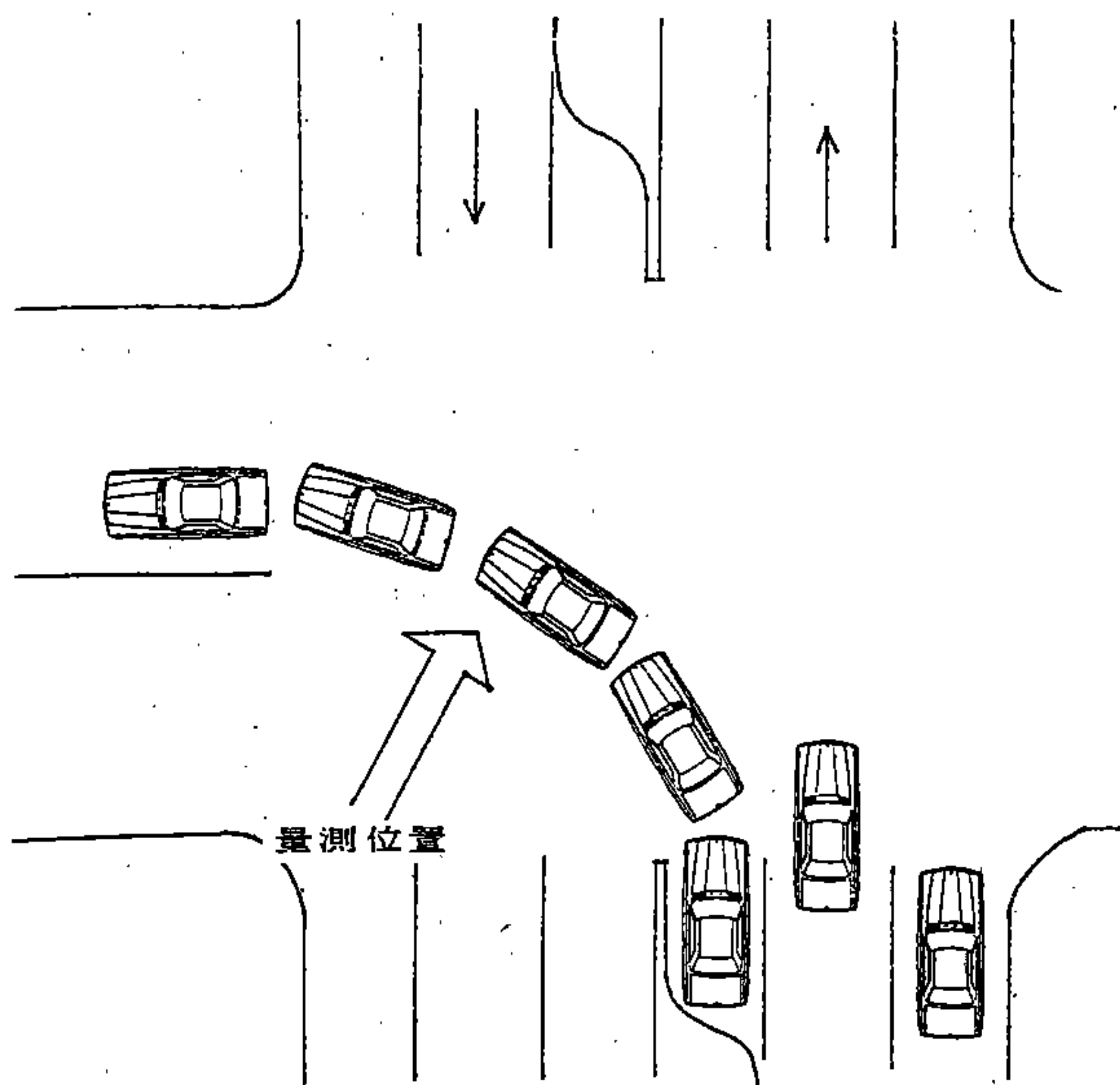


圖3-3 左轉專用車道量測位置

(二) 共用時相

共用時相號誌控制下，車道群方面包括專用車道、共用車道，因是共用時相，故車流衝突頗大，整個共用時相綠燈時段G，可概分為四個區間行為：

1. 提早起動時段，跳槍行為 (Jumping the Gun) ；
2. 對向飽和時段，左轉強行穿越行為 (Force Crossing) ；
3. 接受間距時段，接受間距行為；
4. 黃燈時段，黃燈行為。

故而在資料分析時，必須分別測量此四時段時間，如圖3-4。從綠燈一亮記錄其時間至左轉車被阻塞止，此時段屬跳槍行為，往往造成違規情形發生，但在台灣地區此種駕駛行為已成一般現象，左轉駕駛者待綠燈一亮，趁對向直行車尚未行駛至交叉口中點，迅速左轉，通常此時段大約3秒左右。接著進入第二時段，對向飽和疏解，此時，左轉沒有足夠間距可以穿越，只有等待狀況，由交叉口中點向後累積，在第二時段內，專用車道和共用時段有些差別，共用車道在第一輛左轉車前，直行車可以通過，故隨其直行車與左轉車不同組合，通過之輛數亦不同，關於此部份本研究採左轉阻抗值（如附錄一）；專用車道則僅有等待接受間距機會。而在第三時段－接受間距時段，左轉車循接受間距行為，在此時段內，專用車道與共用車道一致，且當有一可接受間距產生時，皆是整個車隊左轉通過。關於黃燈時段，據以往研究及調查可知，左轉車利用黃燈時段左轉情形相當頻繁，使黃燈利用率提高，但亦有佔用橫向綠燈情形發生。

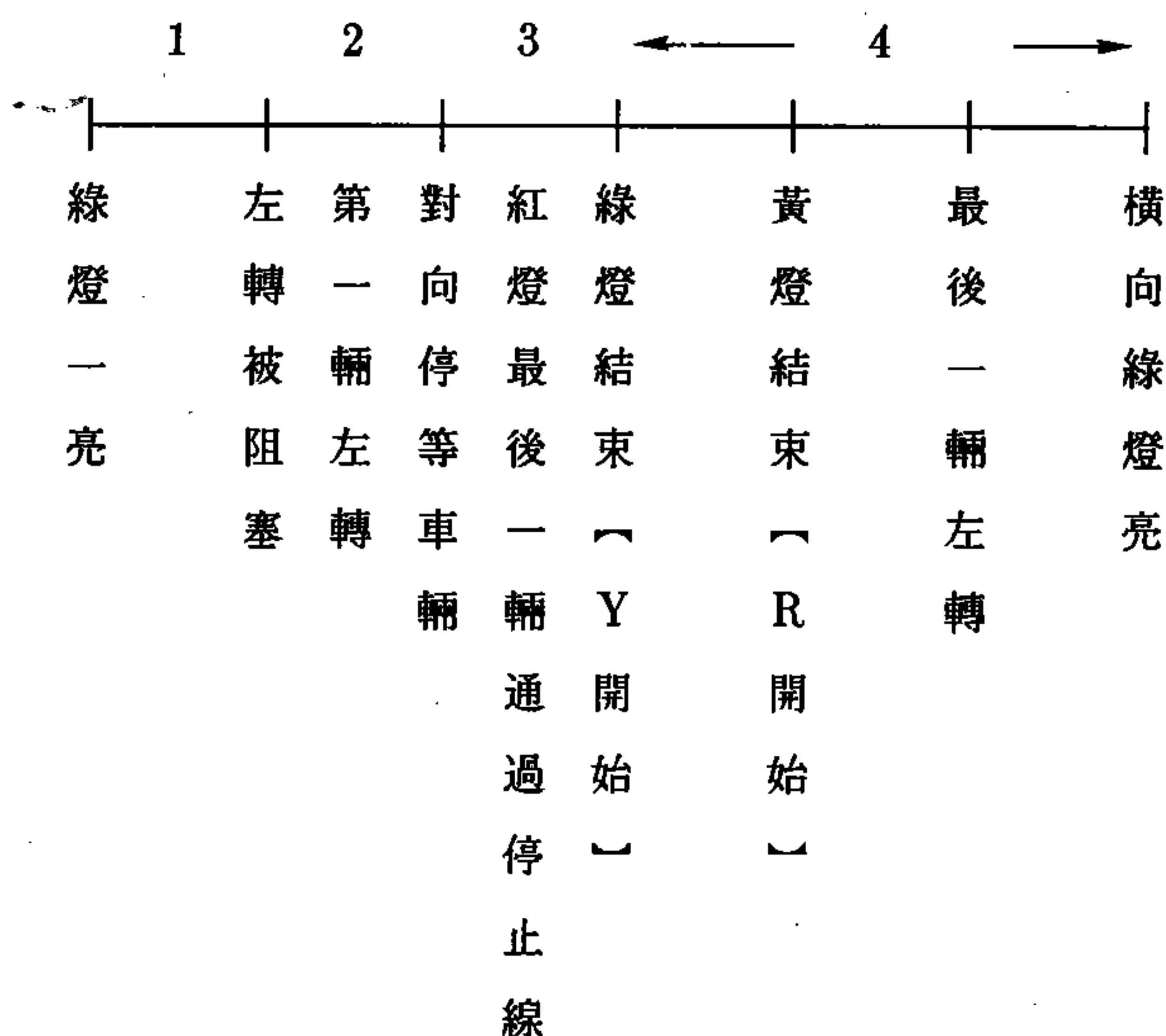


圖3-4 左轉四時段調查表格

除記錄各時段綠燈長度外，亦需測算左轉車輛數、左轉比、對向直行車輛數，方能求得共用時相、共用車道或專用車道飽和流量，其調查表格如表3-8、表3-9。

四、右轉流動

分析方法原則上係經由現況交通調查，研析所需參數，故調查分析目的，旨在配合理論分析模式尋找適當路口、時間，以進行時況調查，再經由資料整理統計分析，確立各項容量參數。

表3-8 綠燈法左轉佔用綠燈時間調查表

週 期	第 一 段	第 二 段	第 三 段	第 四 段	總 計
1					
2					
3					
4					
5					
6					
7					
8					
9					
10					
11					
12					
總 計					

表3-9 左轉/直行共用車道左轉百分比調查表

週 期	直 行			左 轉			直 行 (PCU/HR)	左 轉 (PCU/HR)	P 1 %	V 1 (PCU/CYCLE)
	M	C	T	M	C	T				
1										
2										
3										
4										
5										
6										
7										
8										
9										

關於左右轉流動，乃所謂受阻流動，現況右轉流動干擾因素，主要有右轉比和衝突流量（衝突行人與衝突機車流量）。

（一）調查項目：

右轉共用車道：

- 1.飽合時段各型車右轉與直行通過流量；
- 2.衝突行人流量；
- 3.不受衝突流量影響下右轉車疏解時間；
- 4.衝突流量影響因素分析。

（二）調查方法：

以上各調查項目，需使用碼表、計數器及三名調查員，分不同時日逐項完成，調查時以下事項須事先告知調查員，並使其完全了解由錄影機所攝取實地狀況，始著手逐項進行調查。

- 1.飽和時段的確定。在共用車道中，雖然右轉車之運行，有衝突流動與其干擾，但是飽和流量仍可以下列三原則判斷：
 - A.汽車車隊持續疏解，此時或許出現機車伴隨汽車二側或夾行於汽車車隊之中，仍視為飽和時段。
 - B.飽和疏解中，若右轉車受阻於對向車流或行人干擾，仍視為飽和階段。
 - C.飽和時段之中止時間，仍以汽車車隊是否仍持續穩定疏解為判斷依據，即判斷後隨之車是否與車隊時間間距過大。

至於飽和時段起點，各研究不一，有以綠燈亮後6秒至

10秒爲準者，有以通過停止線之車數爲準者，如第四輛、第五輛，本研究主要在於求得飽和時段之疏解量，爲精確起見，原則上以綠燈後12秒爲飽和時段起點。

- 2.車種型態之確定。不同車量因操作特性與實體大小差異，在交叉口車流運行分析中應予分類，以利研究工作進行。交通部運輸研究所將車種細分爲十一類：自用小客車、計程車、小貨車、定期大客車、非定期大客車、大貨車、聯結車、其他特種車、機車、腳踏車及其它人力獸車；台北市政府工務局新建工程處每年辦理之交叉口交通流量特性調查，則將車種分爲重型車、輕型車及機踏車；龍天立君於「研擬台灣地區公路容量手冊」（市區街道部分）中，則將車種分爲大型車、小型車與機車，以符和實用上之便利。

本研究仍將車種分爲大型車、小型車與機車三種：

- A.大型車：包括定期大客車、非定期大客車與大貨車。
 - B.小型車：包括小客車、計程車與小貨車。
 - C.機車：包括機踏車與三輪機踏車。
- 3.右轉車不受干擾之確認。指右轉車不受衝突行人流量及衝突機車流量所影響之流動，通過交叉口所需時間。在實際調查上乃以當右轉車車頭到達停止線時開始算起，至車尾通過行人穿越道止所需之時間（如圖3-5所示）；樣本選擇上，除了右轉車在此段運行中，不受衝突流量影響外，其餘外生變數，如受對向左轉車違規強行通過，前行車輛嚴重干擾等，皆應排除於所選擇樣本之外。

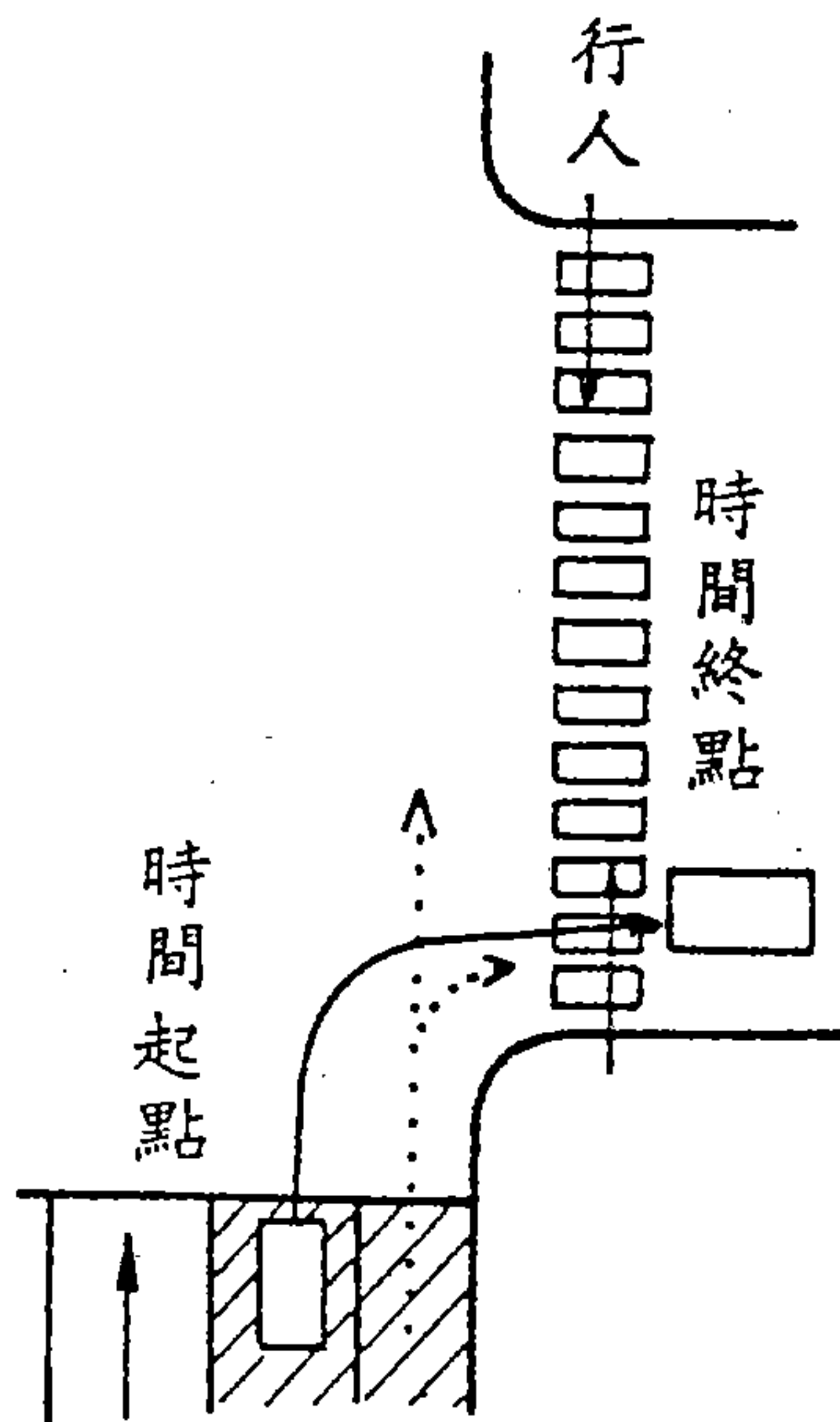


圖3-5 右轉車運行時間量測圖

4.右轉車衝突流量之確認。右轉車衝突流量，分為行人流量與機車流量，其中衝突機車流量是指共用車道中直行機車流量，如圖 3-6所示；衝突流量可依衝突機車流量與衝突行人流量實際衝突比例，及衝突嚴重性，予以衡量行人與機車對於右轉車影響嚴重程度，其量測參考與第3項同。至於衝突狀況之確定，原則如下：

- A.轉向之汽車或機車減速、讓行、衝突等。
- B.非因衝突機車流或衝突行人流，而減速慢行者，則不列入收集之樣本。

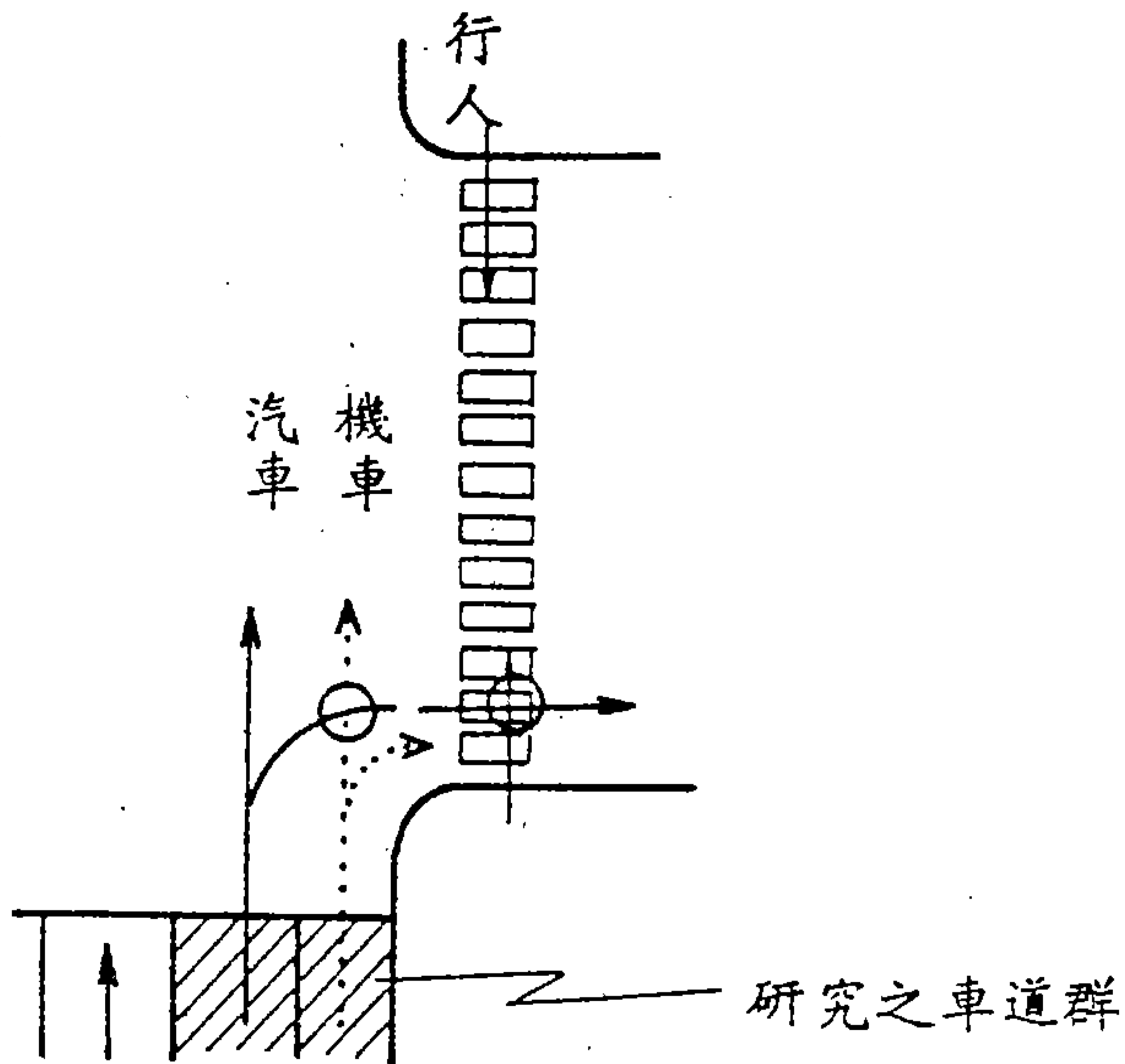


圖3-6 右轉流動之衝突流量圖

(三) 填表說明：

針對上述之調查項目與調查方法，所需使用之表格分述如下。

1. 右轉共用車道飽和流量調查表，如表3-10所示，調查資料包括量測之飽和時間 T ，各型車飽和車流數 Q ，轉向比 P_r ，至於右轉流動衝突流量，乃指對向路口行人通行數及共用車道內直行機車數。

表3-10 右轉共用車道飽和流量調查表

週 期	飽和車流數，Q						飽和時間T	轉向比 P_r $\frac{(2)+(4)}{(1)+(2)+(3)+(4)}$	衝突流量，V			
	大型車		小客車		機車				行人數 P_d	機車數 (5)		
	(1) 直	(2) 右	(3) 直	(4) 右	(5) 直	(6) 右						
1												
2												
3												
4												
5												
6												
7												
8												
9												
10												
11												
12												
13												
14												
15												
16												
路口綠燈時間比， $U=g/c =$ _____												

2.右轉車衝突因素分析表：共分受阻車流與衝突車流。受阻車流乃指共用車道中之右轉車，而這些車流受到衝突流量影響；衝突流量分為行人量與直行機車量；第三欄是受阻車流因衝突流量影響而運行通過參考線所需時間，如表3-11所示。至於未受衝突流量所影響右轉車流，亦可直接使用表3-11，唯第二欄的衝突流量勿須填寫，而其流量為未受阻車流。

表 3-11 右轉車衝突因素分析表

受阻車流			衝突流量		受阻車流 運行所需 時間
大型車	小客車	機車	行人	機車	

第四章 交通特性分析

4.1 公車運轉特性分析

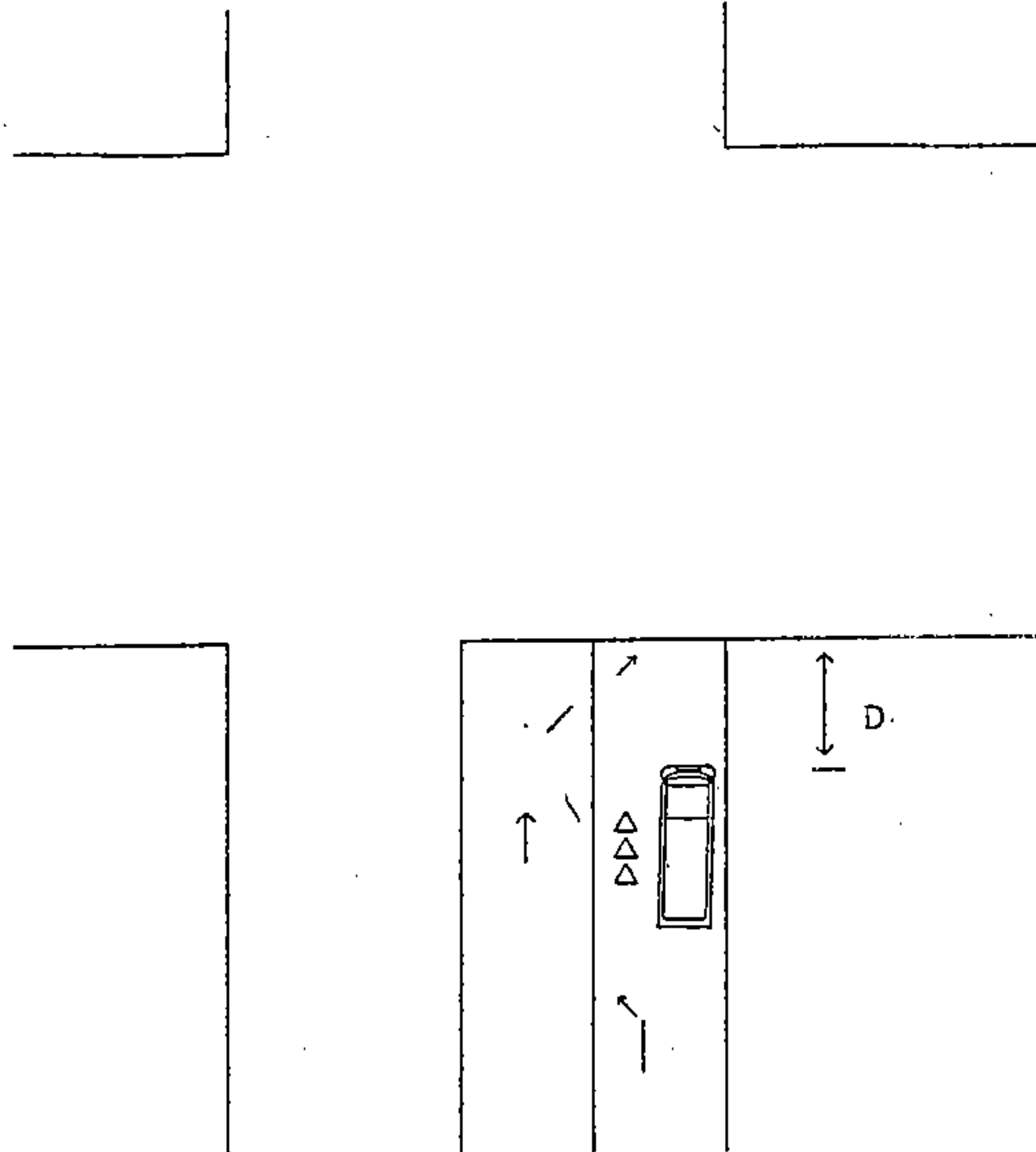
一、公車站交通特性

我國公車站設置位置通常採近端及路段中 (Midblock) 方式，採遠端站者較少，然而不論遠、近端站，我國皆距路口停止線有一段距離，和美國緊臨路口之特性不同；其次，當公車停靠時，由於慢車道較寬，故尚有多餘車道寬度，可供機車通行；此外，當公車停靠後，後隨之車輛往往利用慢車道多餘之車道寬，以及查看鄰近車道是否有足夠間隙，即強行變換車道，或跨線行駛，直至通過公車後，又回到原來之車道，此處變換車道往往造成鄰近車道減低速度甚或煞車，而變換車道之機率取決於剩餘車道寬度，整個公車站之交通行為以圖4-1 表之。

二、公車進出車站對車流之影響

公車從靠近公車站約20至30公尺處即開始減速，此時後隨之車輛開始受到影響，依許添本君〔9〕分析乃假設公車靠站後，其後隨車輛由該位置至停止線距離為加速距離，若此距離大於由靜止加速到飽和流率速率則無影響，反之，則有影響；離站時，公車併入車流後，以同樣方式衡量公車之影響。

此種方式，屬微觀分析，理論上較為精確，但速率、加速率量測上較為困難，故本研究採巨觀分析，以公車有無到達，計算固定時段內通過停止線車輛數以分析公車站之影響，即以公車在有效綠燈損失時間之操作下，所造成以停止線為準的容量減少比值。



圖形表示：

D：退位距

△：機車

↑：變換車道

圖4-1 公車站交通行為示意圖

三、影響變數分析

從上述特性分析可知影響公車變數主要有：

1. 公車進入公車站時，對車流之阻礙時間

此項因素一般理論推導，假設其行為是等減速運動〔20〕，

其式為：

$$V = V_0 + at \quad (4-1)$$

V ：末速為零。

V_0 ：初速 m/sec 。

t ：時間 sec 。

a ：公車站立乘客可忍受之最大減速率，一般採 1.25 m/sec^2 。

本研究調查寧波西街－羅斯福路、莒光路－萬大路與青島東路－中山南路三個交叉口，發現公車從減速到靠站停止平均約5.2秒，比以理論推導（假設公車初速為25公里/小時）之5.6秒略低，為實用方便本研究採5秒。

2. 公車離開公車站時，對車流影響之阻礙時間

公車離開公車站乃以加速度離開，而加速度對速度而言，當車速愈快時，其所能獲致之加速率愈小。依〔22〕將加速度與車速以最小平方法建立線性關係式，大車關係為：

$$A_b = 1.15126 - 0.05183 V_b \quad (4-2)$$

A_b ：大車加速率 (m/sec^2)

V_b ：大車速率 (m/sec)

本研究調查上述三路口求得公車從靜止加速到正常速率平均約5.1秒左右，較由理論推導（假設公車末速為25公里/小時）的6.0秒低，為實用方便本研究採5秒。

以上兩項本研究視為外生變數，以上述兩平均值代入，如此每個路口在調查下一項目「公車服務時間」時較能有一致基礎，而且調查員分析公車服務時間較簡單，以完全停止起算至開始起動止，不致產生各個路口何時起算服務時間之困擾，此外，上述兩個時間乃屬動態操作時間，若折算為停車靜態對車流之阻礙，本研究採許添本君之研究以一半時間為換算標準，故本研究所謂之公車進出車站時，加、減速對容量影響之平均時間為5 秒。

當公車到達率高時，發生重疊機率也跟隨增高，且進出站較為困難，平均進站約6.4 秒，出站約7.2 秒，實用上採14秒，故服務時間重疊之公車進出車站時，加、減速對容量影響之平均服務時間為7 秒。

3.公車停靠服務乘客之時間

本研究將公車站依服務時間分為主要站、一般站、次要站三類，選擇台北市內適當之公車站進行服務時間調查，主要站以台北車站為代表，頂好市場站屬一般站，迪化街站則屬次要站，經卡方檢定結果，得台北車站平均服務時間為32.75 秒，頂好市場站為23.48 秒，迪化街站則為16.97 秒，且全部服從伽瑪分配，如表4-1 至表4-3 。又依據周義華君〔17〕研究結果，發現公車服務時間屬於伽瑪分配，因而決定服務時間屬於伽瑪分配。此外，將攝影調查之一般站經由電視分析求平均服務時間，得18至35秒間，為實用上方便，本研究將主要站訂為35秒以上，一般站訂為15秒至35秒，次要站為15秒以下。

表4-1 台北車站服務時間卡方檢定

組距 (秒)	觀測次數 f_o	理論機率	理論次數 f_t	$\frac{f_o - f_t}{f_t}$
0.0 - 5.0	5	0.014	5.24	4.77
5.1 - 10.0	21	0.060	22.44	19.65
10.1 - 15.0	41	0.099	37.33	45.03
15.1 - 20.0	45	0.118	44.13	45.89
20.1 - 25.0	51	0.121	45.25	57.48
25.1 - 30.0	47	0.113	43.26	51.06
30.1 - 35.0	36	0.1	48.4	33.75
35.1 - 40.0	29	0.084	31.42	26.77
40.1 - 45.0	20	0.069	25.81	15.5
45.1 - 50.0	16	0.055	20.57	12.45
50.1 - 55.0	12	0.043	16.08	8.96
55.1 - 60.0	9	0.033	12.34	6.56
60.1 - 65.0	9	0.025	9.35	8.66
65.1 - 70.0	9	0.019	7.11	11.39
70.1 - 75.0	8	0.014	5.24	12.21
75.1 - 80.0	7	0.01	3.74	13.1
80.1 - 85.0	3	0.007	2.62	7.11
85.1 - 90.0	3	0.005	1.87	
90.1 - 95.0	2	0.004	1.5	
95.1 - 100.0	1	0.003	1.12	
合計	374	1	374	384.62

$$X_c = 384.62 - 374 = 10.62 \quad \bar{X} = 32.75 \quad \alpha = 2.81$$

$$D.O.F = 17 - 3 = 14 \quad S.D. = 19.51$$

$$\chi^2_{0.05, 14} = 23.68 > 10.62 \quad \beta = 11.63$$

故接受其為伽瑪 (GAMMA) 分配

表4-2 頂好市場服務時間卡方檢定

組距 (秒)	觀測次數 fo	理論機率	理論次數 ft	$\frac{2}{fo/ft}$
0.0 - 4.0	7	0.033	10.53	4.65
4.1 - 8.0	25	0.092	29.35	21.29
8.1 - 12.0	43	0.122	38.92	47.51
12.1 - 16.0	53	0.128	40.83	68.8
16.1 - 20.0	46	0.121	38.6	54.82
20.1 - 24.0	35	0.106	33.81	36.23
24.1 - 28.0	19	0.089	28.39	12.72
28.1 - 32.0	17	0.073	23.29	12.41
32.1 - 36.0	16	0.058	18.50	13.84
36.1 - 40.0	11	0.045	14.36	8.43
40.1 - 44.0	7	0.035	11.17	4.39
44.1 - 48.0	7	0.027	8.61	5.69
48.1 - 52.0	6	0.02	6.38	5.64
52.1 - 56.0	6	0.015	4.79	7.52
56.1 - 60.0	6	0.011	3.51	10.26
60.1 - 64.0	5	0.008	2.55	9.8
64.1 - 68.0	3	0.006	1.91	4.79
68.1 - 72.0	2	0.004	1.28	
72.1 - 76.0	1	0.003	0.96	
76.1 - 80.0	2	0.002	0.64	
合計	317	1	317	337.36

$$X_c = 337.36 - 317 = 20.36 \quad \bar{X} = 23.48 \quad \alpha = 2.31$$

$$D.O.F = 17 - 3 = 14 \quad S.D. = 15.46$$

$$\chi^2_{0.05, 14} = 23.68 > 20.36 \quad \beta = 10.18$$

故接受其為伽瑪 (GAMMA) 分配

表4-3 迪化街服務時間卡方檢定

組距 (秒)	觀測次數 f_o	理論機率	理論次數 f_t	$\frac{f_o^2}{f_t}$
0.0 - 4.0	3	0.02	1.42	6.34
4.1 - 8.0	8	0.116	8.24	7.77
8.1 - 12.0	12	0.191	13.56	10.62
12.1 - 16.0	18	0.198	14.06	23.04
16.1 - 20.0	10	0.164	11.64	8.59
20.1 - 24.0	7	0.119	8.45	5.8
24.1 - 28.0	4	0.079	5.61	9.09
28.1 - 32.0	3	0.049	3.48	
32.1 - 36.0	3	0.029	2.06	3.84
36.1 - 40.0	2	0.016	1.14	
40.1 - 44.0	1	0.009	0.64	
合計	71	1	71	76.93

$$X_c = 76.93 - 71 = 5.93 \quad \bar{X} = 16.97 \quad \alpha = 3.67$$

$$D.O.F = 8 - 3 = 5 \quad S.D. = 8.86$$

$$X_{0.05, 14}^2 = 11.07 > 5.93 \quad \beta = 4.63$$

故接受其為伽瑪 (GAMMA) 分配

公車以隨機方式到達公車站俟乘客上、下車後又離開，此項行為若是在紅燈時相，則對於交叉口容量並無影響，而綠燈時則影響最大，其次，兩輛公車在站上服務時間有重疊 (Overlap) 時，比兩輛公車獨立到達對容量影響來得小，再者，公車站牌有其他公車停靠時，則進站公車一般採取停在其後或其前之位置，若距規定位置太遠或太靠近路口時，公車司機才會選擇暫停等候 (Queue) 在內側車道之方式，等上一輛公車服務結束離開再進站停靠。

關於以上服務時間特性，本研究分析採用之方法為：

A. 公車到達方式分為：

- 綠燈到達，綠燈離開 ($G \rightarrow G$)。
- 綠燈到達，紅燈離開 ($G \rightarrow R$)。
- 紅燈到達，紅燈離開 ($R \rightarrow R$)。
- 紅燈到達，綠燈離開 ($R \rightarrow G$)。

B. 重疊 (Overlap) 之處理：

當兩輛公車服務時間重疊時，站在綠燈損失時間立場而言，時間重疊部分只損失相同的綠燈時間，故只能算一部公車，不能重覆計算；但站在距停止線距離之觀點，確實為兩部公車存在，但以距停止線較近之公車影響較大，故以該距離表之，計算方式如下第7點所述。

C. 等候排隊現象 (Queue) 之處理：

公車等候之發生與公車站位長度有關，以往公車站位長度研究，皆以假設公車必在公車站牌處停車，再以作業研究 (Operation Research) 方式計算某種到達率下發生等候之機率，據此評估公車站位長度及公車站牌位置適當性〔17〕。但因本研究重點在於公車進出車站對交叉口容量之影響，故以一般交通特性，實際上行爲為探討對象，如前述公車司機在公車站之停靠方式，大部分司機當公車站牌處有公車停靠時，往往在其前或其後停靠（以往假設公車必在公車站牌上、下客），直到距站牌太遠或太靠近路口時，司機才會採取等候在內側車道方式準備靠站如圖4-2。關於前者，本研究視為正當行爲，與停靠在公車站

牌處之公車處理方式相同，重疊時間亦照常計算；後者則視為單獨存在，因其所在之車道為內側車道，與公車路邊停靠之車道不同，故服務時間不算重疊，俟進入車站後，才能計算其重疊時間，但填表時須做記號予以留意，以免發生一部公車到達卻登錄兩部公車之錯誤。

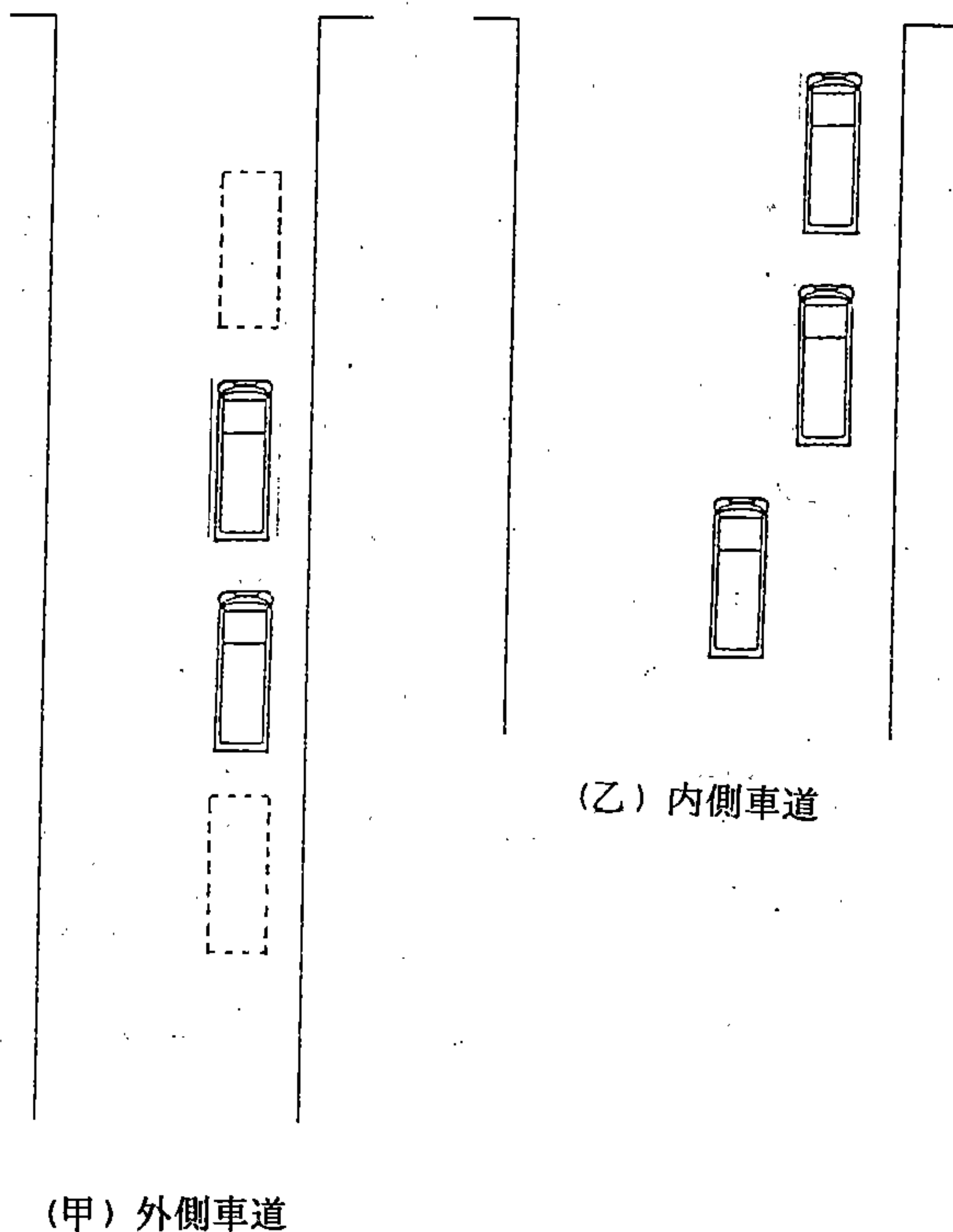


圖4-2 公車等後示意圖

4. 公車停靠距停止線距離

每部公車到達公車站時，記下該公車前輪距停止線位置，等候時須各別記錄其位置，最後予以平均，得到平均距停止線距離。

5. 公車流動 (Movement) 所佔車道寬度或車道數 (車道群車道數)，及公車進出車站服務乘客之過程，不僅影響所在車道，亦影響鄰近車道甚或第三車道，受影響之車道必與公車停靠車道同屬一個車道群，所以首先必須界定公車停靠車道所屬車道群所包含車道數，即其鄰近車道是否屬同一車道群，至於車道群車道數之界定如圖 4-3。當該路口有左、右轉專用道時，劃分為獨立車道群，否則同一車道群內之車輛流動可互相變換車道，一起歸為一個車道群。美國 1985 年容量手冊 (A.H.C.M.) 先以車道群車道數為 (一) 之情況，用理論推導得出容量減少百分比 (2-1)，對於車道群車道數 (二) 或 (三)，則用平均分配觀念外推得之，其式和假設如下：

車道群車道數 1：

調整因素值 0.96

車道群車道數 2：
$$f = \frac{0.96 \times 1800 + 1800}{1800 \times 2} = 0.98$$

車道群車道數 3：
$$f = \frac{0.96 \times 1800 + 1800 \times 2}{1800 \times 3} = 0.99 \quad \langle 4-3 \rangle$$

假設：鄰近車道為飽和狀況，故無法變換車道。

由於國內變換車道頻繁，且依據〔20〕研究當三車道以上時，內側車道幾乎不受公車靠站影響，故本研究針對車道群車道數爲一、二、三各別調查，分析求其影響。

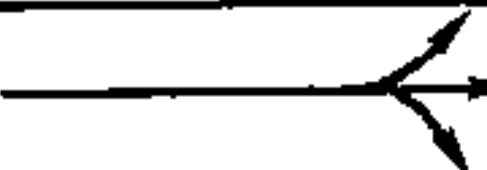
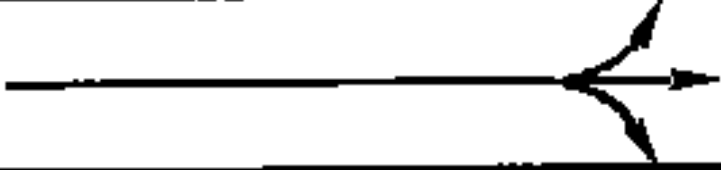

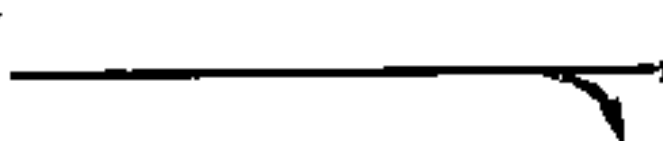
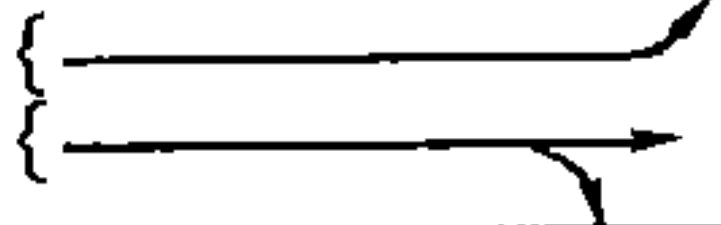
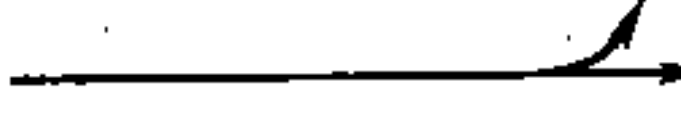
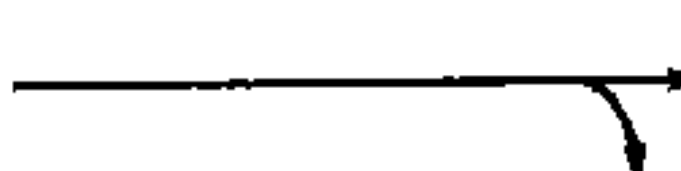
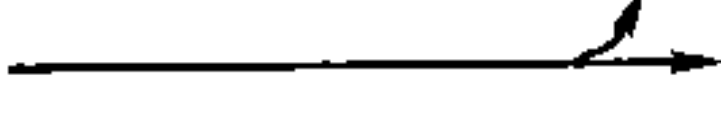
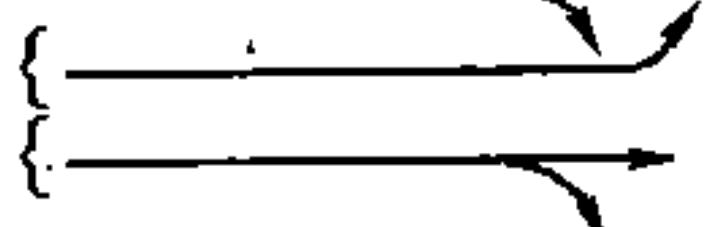


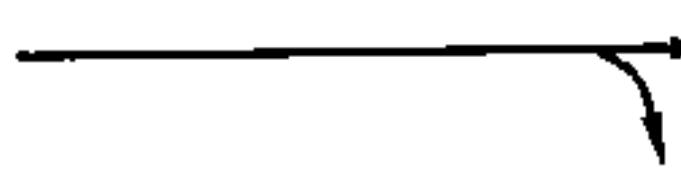
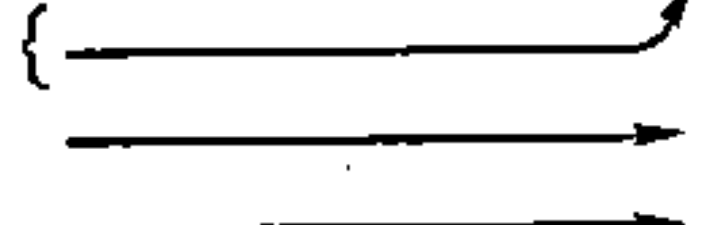
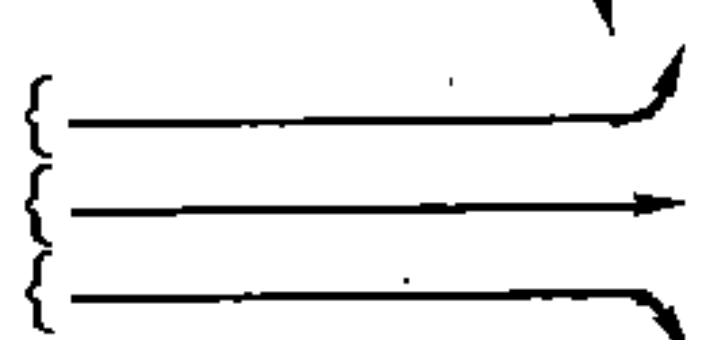
直道數	流動分類	車道群組合
1	左轉 + 直行 + 右轉 	(1) 
2	左轉專用車道  直行 + 右轉 	(2) 
2	左轉 + 直行  直行 + 右轉 	(1)  或 (2) 
3	左轉專用車道  直行  直行 + 右轉 	(2)或  或 (3) 

圖4-3 車道群界定

6. 公車每小時到達數

公車每小時到達數自是公車停站影響變數之一，與該地區人口、土地使用有關，本研究囿於人力、經費受限，故以15分鐘爲一樣本求其影響，再擴充爲每小時公車到達數之影響。

7. 實例分析。

以上六點乃屬變數說明，最後舉一實例說明本研究對於服務時間、等候、距停止線距離之處理。

假設：

	到達時刻	離開時刻	距停止線距離
甲公車	7 點40分15秒	40分45秒	25
乙公車	7 點40分20秒	40分55秒	39
丙公車	7 點40分15秒	40分45秒	43, 22

綠燈時刻 7 點40分05秒 紅燈時刻 40分55秒

甲公車服務時間30秒 屬綠燈時段有30秒

乙公車服務時間35秒 屬綠燈時段有35秒

丙公車服務時間30秒 屬綠燈時段有20秒

A. 服務時間重疊所佔綠燈時間

甲公車為30秒，乙公車為35秒，二公車重疊為25秒，
故二公車所佔綠燈時間為 $30+35-25=40$

圖示如下：

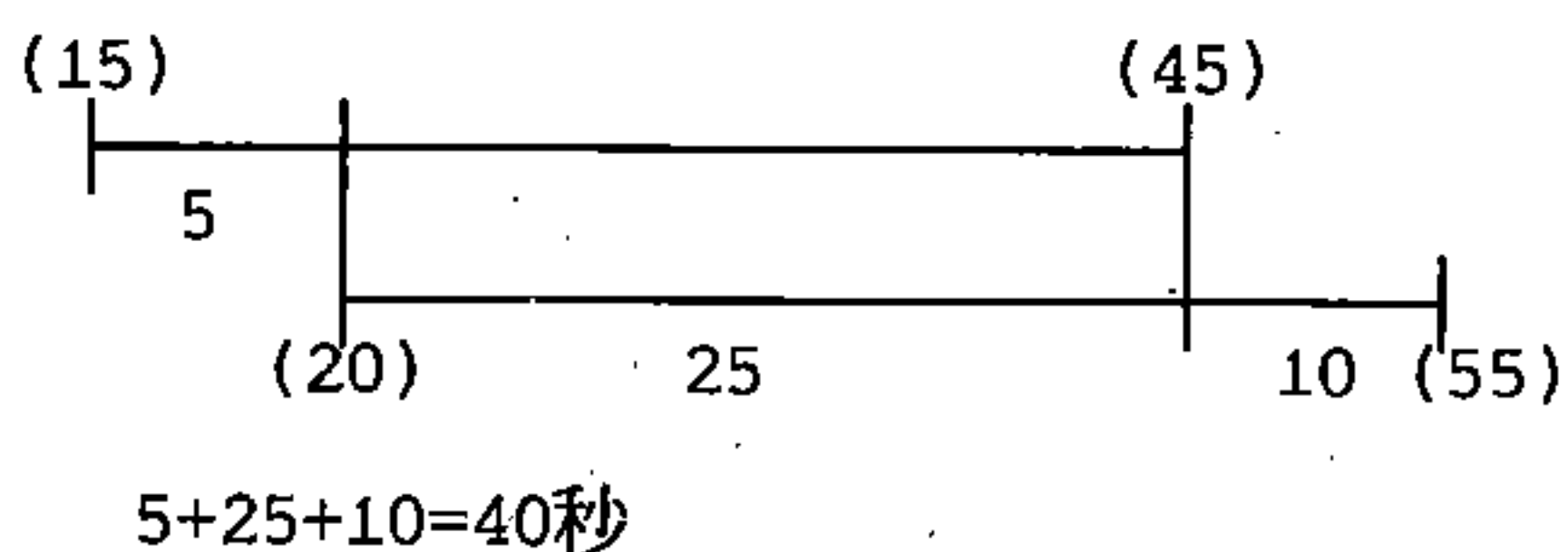


圖4-4 服務時間重疊所佔綠燈時間

B. 等候之計算

丙公車到達時，因甲、乙公車在站上，故丙公車等候在內側車道，其服務時間單獨計算。

當甲、乙公車皆離開後，丙公車才進站，但此時紅燈已亮，故其最後10秒服務時間並不佔據綠燈時刻。

C. 距離之計算

甲、乙公車服務時間重疊，故採甲、乙公車距離平均值，而丙公車單獨存在，平均距離計算如下：

$$x = \frac{(25+39) / 2 + 43}{2} = 37.5$$

四、公車灣與遠端站特性分析

(一) 公車灣

公車灣之設置乃依公車靠站減速及出站加速所需漸變段長度，再加上停靠所需直線長度而定。從理論上可知公車灣對於公車進出車站提供更好的進出途徑，且靠站讓乘客上、下車時，不致阻礙交通疏解，對公車本身和交通行為都有助益；但是實際上卻產生問題，原因在於當交通量大時（尖峰流量），公車若停靠公車灣內，服務完畢後，由於鄰近車道車流密度大，公車很難找到適當間隙駛出公車灣，如此造成公車司機不願駛入公車灣，或為能迅速駛出，僅一半車身在灣內；其次由於公車灣利用率不高，而路邊停車嚴重時，往往被停車所佔據，以致公車更不可能駛出入公車灣，如此惡性循環，旅客反需找停車間隙上、下車，公車灣優點盡失。依調查台北市現有民權西路－天祥路遠端、近端公車灣；民權東路在中山北路與林森北路之間路段中間站公車灣，及松江路－長春路遠端公車灣，皆有路邊停車佔用情形。以上所指公車灣，乃屬典型公車灣，另外有所謂「單尾」公車灣，如圖4-5，只有減速區沒有加速區，當公車駛入時，順著減

速區曲線進入，服務完畢後直接加速離開進入交叉口，毋須變換至鄰近車道，效果比典型公車灣為佳。

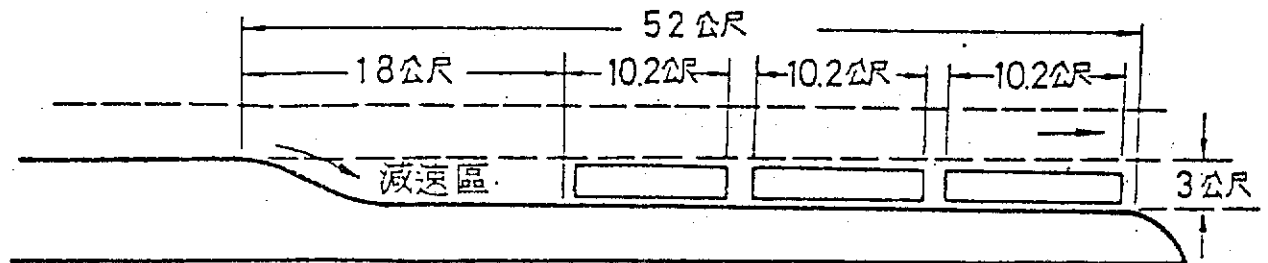


圖4-5 單尾公車灣

關於典型公車灣，本研究調查民權西路－承德路南端，公車駛入平均為4.2 秒、駛出平均為8.4 秒；後者則調查舟山路－羅斯福路北端，公車駛入平均為4.1 秒、駛出平均為4.5 秒。至於服務時間重疊公車之駛出、駛入則更費時，成淵國中站平均駛入約5 秒、駛出為11.2秒，公館站則平均約5.3 秒、駛出為6.8 秒。

(二) 遠端站

交叉口公車站雖分成近端站、遠端站，事實上兩者對交叉口容量影響差別甚大，若以停止線為衡量基準，則應將遠

端站之影響退回停止線考慮，即當公車停站後造成車隊減速累積至停止線，使其離去間距受影響者。此種情況必須具有相當長度之上、下乘客時間，才會有影響發生。依許添本君

〔9〕調查復興南路－信義路口慢車道及承德路－民權西路交叉口之公車站，發覺幾乎看不出經過停止線之車流受到干擾現象。本研究調查信義路－松山路北端、和平東路－師大路西端、師大路－羅斯福路北端、環河南路－大理街南端，發現除師大路－羅斯福路北端路口外，其餘三個路口，大約不到百分之五的週期比例（和平東路－師大路全無），使停止線車隊疏解受到影響，且此影響時間甚短暫，量測上相當困難；而師大路路口雖然發生影響之週期較多，但因該路口為快慢分隔路型，致使很多車輛在進入交叉口後，由快車道駛入慢車道（公車居多因須靠站之故），或由慢車道切入快車道，造成交叉口區域交通混亂，又師大路行人穿越道外有一機車待轉區，更阻礙羅斯福路慢車道車流，故很難明確區分為遠端公車站影響，從以上四個調查路口特性分析可知，遠端公車站對交叉口容量發生影響，必須具備以下特點：

- 1.公車服務時間長；
- 2.公車站牌距交叉口距離短；
- 3.公車站牌多且到達率高；
- 4.橫向路寬狹窄；
- 5.道路車道數少或寬度小，變換車道困難；
- 6.綠燈時間足夠長度，當車流受到公車靠站影響開始向後累積時，若沒有足夠綠燈長度將使得在停止線前車輛，尚未駛出停止線時即已碰到紅燈。

從以上路口調查及特性分析可知，遠端站之影響若以停止線為基準之容量減少比分析，將產生量測困難且影響程度較近端站小很多狀況。

至於本研究不採以出交叉口之行人穿越道（如圖4-6）為分析基準原因有下：

1. 停止線為準之分析，以綠燈始亮開始疏解車輛，有起動延滯及黃燈使用時間等車流行為，而行人穿越道為準之分析，則無法反應此車流行為。

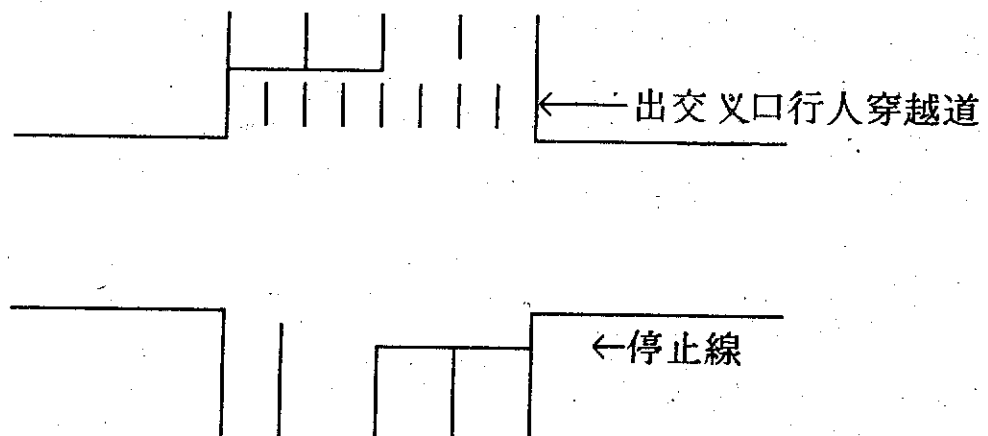


圖4-6 遠端站分析之基準

2. 以行人穿越道為準，無法求得穩定飽和疏解，因車隊通過停止線已有加速行為，而形成車隊擴散現象。
3. 以停止線為準，有左、右轉車輛對車流之干擾，而行人穿越道則無。

- 4.行人穿越道爲準之分析，有橫向道路紅燈右轉車輛之干擾。
- 5.行人穿越道爲準之分析方法，有車隊波動觀念，無法求得穩定疏解。

綜合以上結論，遠端站對車流之影響若以延滯立場分析，則其結果與近端站差距不大，若以交叉口容量基準分析，以目前調查，其影響不大。

4.2 路邊停車特性

一、停車交通特性

停車交通特性與公車進出站類似，在進出停車位時，與公車最大差異在於操作時間不同，當一空車位前、後皆有停車時，進、出停車位必須花費較多時間，而一旦進入停車位後，對道路交通流量之影響就成爲定數，但一般以路邊停車位劃定後，即認爲造成影響，故路邊停車特性，分爲靜態和動態兩方面。在靜態方面是當該路邊停車位劃定後，其交叉口容量即受到影響，此部分可依路寬減少來折減；而動態方面則依進、出停車位操作時間長短，每小時操作次數，停車位距停止線距離而異，此部分之分析方法與公車站類似，以停車行爲有無發生，計算固定時段內通過停止線車輛數來分析公車站之影響。

二、影響變數分析

1.停車位寬度

在靜態影響方面，主要在於停車位寬度大小，一般而言

停車位寬度大致相同，在2.5 公尺左右，至於其對交叉口容量之折減，依顏上堯君[23]研究，如表4-4。

表4-4 實用車道寬之飽和流量修正表

車道寬 (m)	2.4-2.7	2.8-3.0	3.1-3.3	3.4-3.6	3.7-3.9	4.0-4.2	4.3-4.5	4.6-4.8	4.9以上
修正值	0.87	0.91	0.95	1.00	1.04	1.08	1.12	1.17	二車道

2.停車進入停車位時，對車流之阻礙時間

此項因素如上節所述受駕駛人技術、停車位型式、停車狀況不同而異，在駕駛人技術方面，本研究採平均水準，代表個別駕駛人操作技術，而停車位型式，考慮平行及斜角停車，關於停車狀況，以前停車位不足之狀況，在尖峰時刻往往很難有車位，所以進出停車位時，對車流之阻礙時間，就個別停車位型式分爲：平行、斜角調查其平均值。

3.停車離開停車位時，對車流之阻礙時間

分析方式同上，但通常需較長時間，原因在於等待足夠間距，方可順利進入車行道，故其操作較爲緩慢，而車輛駛進停車道時，主要視停車道停車狀況決定，故操作時顧慮較少。

4.停車位距停止線距離

發生停車行爲之車位距停止線遠近，對於後隨在欲停車車輛後之車流量，是否有足夠距離加速到飽和流率速度，影響飽和疏解率，所以距停止線越近則影響越大。

5. 流動所佔寬度或車道數 (車道群車道數)

此變數同公車，各別考慮相同車道群之影響車道數，包括車道群車道數為一、二、三三種狀況。

6. 停車週轉率

影響交叉口容量所在之12個車位，每小時轉換車輛多寡，即週轉率高低，自然影響車流量，至於週轉率高低視該地區土地使用類別、所在區位等等不同，由於3、4兩項乃採平均值計算，故停車週轉率即和1、2兩項可相互轉換。

4.3 左轉流動特性

一、左轉汽車流動管制

左轉流動管制策略一般可分為共用時相、專用時相、禁止左轉等三種，其方法之形態學長方體如圖4-7 所示。隨著左轉流量及對向直行流量之增加，衝突逐漸增加而有不同的管制策略，分述如下：

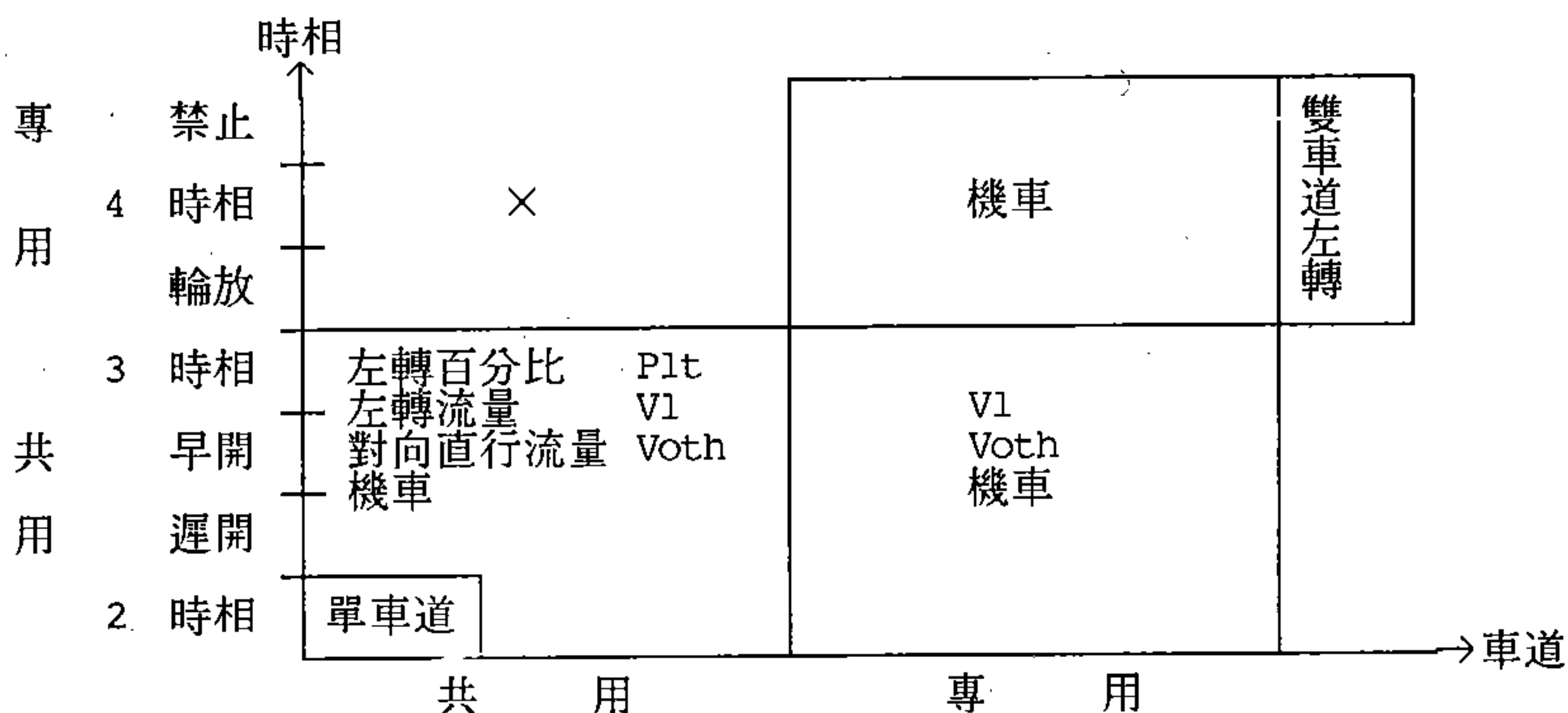


圖4-7 左轉流動控制

(一) 共用時相

1. 二時相

交叉口號誌時制 (Timing) 設計一般以最小平均延滯 (AID)、最短停等車隊、每車第一次綠燈時間最大通過機率等三原則為基準。時相 (phase) 設計則以簡單為原則，以延滯、衝突、安全、容量為交叉口績效評估指標 (MOE)。

傳統二時相設計，時相簡單、週期短、延滯少，最適合於左轉流量低的情況。

2. 三時相

當某一方向左轉流量明顯高於另一方向時，可單獨增加一左轉專用時相，使二時相變成三時相，一般適用於主、次要幹道相交之交叉口。

3. 綠燈早開 (leading) 或遲閉 (lagging) (或稱專／共、共／專時相)

當某一方向單邊左轉流量遠高於另一邊時，可採用介於二時相與三時相之綠燈早開或遲閉方式，單獨處理此一左轉流動。此時若以三時相處理，則將使週期長度增加，而使臨近路口車輛延滯與車隊長增加。其適用於左轉百分比介於 10~15%，且有左轉專用車道設置之路口。依據范玉琳君研究指出，綠燈早開可提高路口容量，且同一流量水準每車平均延滯較綠燈遲閉為低。但左轉百分比低於 10% 時兩者績效均較二時相為差〔28〕。因此在某些情況下，綠燈早開或遲閉為一有效之左轉管制方式，但須注意其優缺點，在此不再贅述。

(二) 專用時相

1. 四時相

在兩主要幹道相交之交叉口，其左轉流量及對向直行流量均很高時，可設計為四時相，此種以犧牲直行流動路權換成左轉流動之專用時相，雖有增加週期、延滯、停等次數、損失時間之缺點，但相對的減少衝突、降低肇事機率、促進安全，因此最適於主要幹道之左轉流動控制。依據鍾振耀君以路口總延滯為交叉口績效評估指標之模擬研究指出〔29〕，當對向直行流量低於400Vph時，以二時相為佳；增到600Vph時，若左轉流量低於300Vph時，仍以二時相為佳；若高於300Vph時，則以四時相為佳。當對向直行流量介於600～800Vph時，雖以二時相為佳，但路口總延滯已很大，無法明確證明較四時相為佳。

2. 輪放

輪放因無對向直行流量衝突，故可視為特殊之左轉專用時相。其優點是減少流動衝突、增加安全；缺點是增加延滯、損失時間及駕駛者不易適應，因此較少採用。

3. 禁止左轉

號誌化交叉口採取禁止左轉措施，通常雖可增加容量、減少肇事，但實施前應先作好工程與交通評估，配合標準、正確標誌、標線或號誌佈設，不可任意禁止左轉，否則只會將問題移轉至其他交叉口，徒增行駛距離及危險而已。一般管制常有時間性（如9點到21點禁止左轉），全天候禁止左轉通常是基於減少肇事的考慮。依據交通大學研究指出，下列條件與原則應禁止左轉〔30〕：

- A.左轉百分比低於10%時，若高於10%，應視相關配合路線有無而定。但依據黃玉章君研究指出〔31〕，禁止左轉其容量僅比左轉百分比10%時高約2.5~5%，因此由容量觀點而言，左轉流量低時禁止左轉其效益如何？仍有待研究。
- B.該路口過去連續12個月內曾發生3次與左轉有關之肇事記錄。
- C.對向直行流量高於1500（尖峰1800）Pcu/hr時。
- D.與左轉流動衝突之行人流量超過2,000 Ped/hr，且附近無地下道或天橋時（如學校附近）。
- E.快慢分隔慢車道應禁止左轉。

ITE 對禁止左轉考慮變數依序為〔48〕：

- A.安全。一年內曾發生3次以上因左轉因素肇事者。
- B.左轉流量。對向直行車速超過45mph，左轉尖峰小時流量高於50輛而不能設置左轉專用車道者。
- C.延滯。左轉流動明顯干擾直行流動而臨近無替選路線時。
（無定量分析）。
- D.對向直行流量。對向直行流量高於 HCM標準之1200Vph（1985年HCM已改為1400Vph），達E級服務水準，致使每週期左轉無法超過2輛時。
- E.無替選路線(Alternative Location)。
- F.幾何限制。豎曲線、平曲線、坡度、視距等不良時。

G. 臨近路口車道數，無法設置左轉專用車道時。

H. 對向車道數，對向為雙車道左轉或調撥車道時。

I. 行人流量高時。

J. 其他。如主、次要幹道相交之次要幹道、服務水準達 E 或 F 級、限制某些重型車（國內某些路口禁止左轉，但公車除外，其觀點與其不同）等。

二、左轉機車流動管制

機車問題是混合車流一大特色，更是形成都市交通紊亂特有的一個亂源。機車由於車身小、機動性高，於紅燈時往往發揮其優勢，任意鑽行，形成向前集中往後發展的停等特性，雜陳於汽車之前、後、左、右，嚴重干擾汽車之疏解。甚者，越線停等，違規提早啟動，增加路口額外違規流量。其左轉管制策略除博愛特區禁行機車外，依號誌管制可分為下列兩種：

1. 左轉共用時相

A. 允許直接左轉者

在無設置二段式機車待轉區時，左轉機車一般多夾雜於左轉汽車之間，利用間距方式通過。其優點是方便機車駕駛，缺點是明顯的增加衝突、肇事、延滯、降低服務水準。雖然我們或可透過設置二時段機車左轉改善其缺點，但依據實地調查新生南路與和平東路交叉口發現，其待轉區平均使用率僅為 40%，不及左轉機車之半，因此其成效有待研究。此狀況一般只適用於非快、慢分隔路型之次要幹道上，且當左轉機車流量不大，不致造成嚴重衝突時，方可適用。

B. 禁止直接左轉者

必須有迴轉車道或二段式左轉方式之配合，一般均採用二段式左轉，如新生南路與和平東路交叉口。

2. 左轉專用時相：

A. 無二段式左轉待轉區

其停等方式一般有二：

a. 在路口約20至30公尺處先行由外側車道變換至內側左轉專用車道，待左轉專用號誌顯示後，一同與左轉汽車左轉。

b. 在最外側車道停等，待左轉專用號誌顯示後，直接左轉。

前者優點在於左轉專用號誌顯示前，左轉專用機車不致干擾直行或右轉車，因此可減少路口延滯。後者優點在於與左轉汽車分離，減少汽、機車摩擦衝突、降低肇事機率。兩者孰優孰劣，並無明確之準則，依據實地調查民權東路與松江路交叉口，發現非尖峰時間採用前者約為後者之1.2倍，由此可知一般機車駕駛者多喜採用前者、此外依據「道路交通安全規則」第99條機器腳踏車「在快車道行駛時，除左轉彎外，應行駛最外側車道」規定，因此機車欲左轉時行駛快車道是合法的。但實際上快車道多劃有「禁行機車」標線，多數機車駕駛者亦視若無睹，除與法規發生抵觸外，更失其權威性。此外，前者因必須變換車道，干擾直行車，而形成交織區，且隨著左轉機車流量汽車流量的增加而益增嚴重，因此當左轉機車流量達780 Veh/lane.hr 時，應採用後者為佳。

B. 有二段式左轉待轉區者

二段式左轉本為共用時相之交叉口，為減少衝突，禁止機車直接左轉，而以兩次直行方式達到左轉目的。如果設有專用時相，則多數機車駕駛者為節省時間多逕行利用左轉專用時相直接左轉，因而二段式左轉待轉區之利用率偏低。但二段式左轉之整體效益頗大，為一有效之左轉機車管制策略，因此宜加強宣導，從嚴執法，以樹權威。

4.4 右轉流動特性

目前我國對混合車流控制方式，號誌交叉口汽車右轉一般有三種干擾情形：

1. 與右側直行車，包括快慢分隔路型的快車道右轉與慢車道混合直行車流之衝突，以及中央分隔路型右轉車與右側直行機車之衝突。
2. 與橫向車流在紅燈允許右轉情況下，右轉車需併入橫向車流而發生衝突。
3. 與行人，包括在綠燈時間右轉與同向行人之衝突，以及在紅燈右轉時與橫向行人之衝突。

從以上干擾情形，明瞭右轉車輛受右側直行車流和行人流量之影響，且依目前規定快慢分隔快車道不得直接右轉，故本研究僅研究慢車道情形，故而右側直行車流干擾便只剩直行機車干擾；其次關於紅燈右轉部分，若以飽和流率方法求算交叉口容量，紅燈右轉不在研究範疇內，且紅燈右轉對於橫向行人及車流均嚴重干擾，故本研究不予考慮紅燈右轉對交叉口容量影響。

綜觀以上所述，右轉流動受右側直行機車與行人干擾，而在車道群流動方面，以台灣目前交通號誌控制下，主要分專用車道、共用時相與共用車道、共用時相，關於專用車道與共用車道在飽和流量之差別，在於共用車道包括直行車與右轉車，因直行車不受行人與直行機車之影響，疏解較快，故共用車道飽和流量必高於專用車道。

至於右轉車輛與行人間互相干擾之現象，依張學孔君研究顯示〔10〕：

- 1.在快慢分隔路口，快車道右轉車與慢車道直行車流之間有明顯的接受間距行爲，在中央分隔路口汽車右轉與右側直行機車並無接受間距行爲。
- 2.紅燈右轉車併入橫向車流並無明顯的接受間距行爲，但是右轉車的車輛行爲與橫向車流大小及飽和度有關。
- 3.大多數右轉車對行人並不尊重，因此右轉車對行人並無明顯的接受間距行爲。

第五章 模式建立

5.1 公車運轉

一、方法論

現況容量乃由飽和流量推估而來，一般號誌化交叉口下，車輛在綠燈始亮後，經由起動延誤(Starting Delay)，至穩定疏解，然後持續一定疏解率直至黃燈亮後，車流疏解漸趨停止，在這過程「穩定疏解率」即為「飽和流量」，換算為每綠燈小時計則為「飽和流率」。至於公車進出車站對交叉口容量影響之推估，主要有二種方式，一是綠燈法，一是流量法，其理論基礎和假設如下：

(一) 綠燈法

綠燈法全名應稱之為綠燈損失時間法，其理論基礎為公車靠站之服務時間所佔據綠燈時間，稱為綠燈損失時間，將此段時間乘以每小時公車到達數，得每小時總綠燈損失時間，再換算為容量減少百分比。

依此理論須有以下假設，鄰近車道為飽和流量，即當公車停靠時，後隨車輛禁止變換車道；其次公車停靠位置並非緊鄰停止線，亦即不考慮距停止線這段距離對流量之影響。採用此種理論者有1985年美國容量手冊和許添本君之研究。

(二) 流量法：

流量法理論基礎乃以停止線為基準，比較公車站有無公車到達之通過車輛數，將各別流量換算為綠燈小時流量，得到容量減少百分比。

此種理論改善了綠燈法無法變換車道和公車停靠距停止線距離不考慮之缺點，但亦有其假設基礎，即以停止線為基準計算通過車輛數，不論變換車道是否違規、強行變換等。另外此法於每部公車停站時，距停止線距離不一致，整合時將發生誤差。

本研究依台灣交通特性（第三章），採流量法分析，至於流量調查分析，依顏上堯君〔13〕調查台灣省重要交叉口，研究發現以固定時段法分析飽和流量，為確能取得飽和流量與不浪費飽和時段兩原因，以6秒間隔最為理想，且混合車流疏解型態，機車疏解一般在12秒以後始為穩定，故本研究以6秒為間隔之固定時段法分析飽和流量 S_0 與公車影響下流量 S^* ，再將此兩者相除，即為飽和流量公車站調整因素值，如圖5-1。

應用上述方法，在分析上為能取得更多樣本，增加模式解釋能力且不損害資料代表性，以15分鐘為一樣本，該樣本內無公車到達之週期代表飽和流量，將之平均表示該樣本飽和流量 S_0 ；有公車到達之週期代表公車影響下流量，一樣以平均觀念，得到該樣本在某種到達率、服務時間、距停止線距離下之流量 S^* ，再將後者除前者，即獲得飽和流量公車站調整因素值。

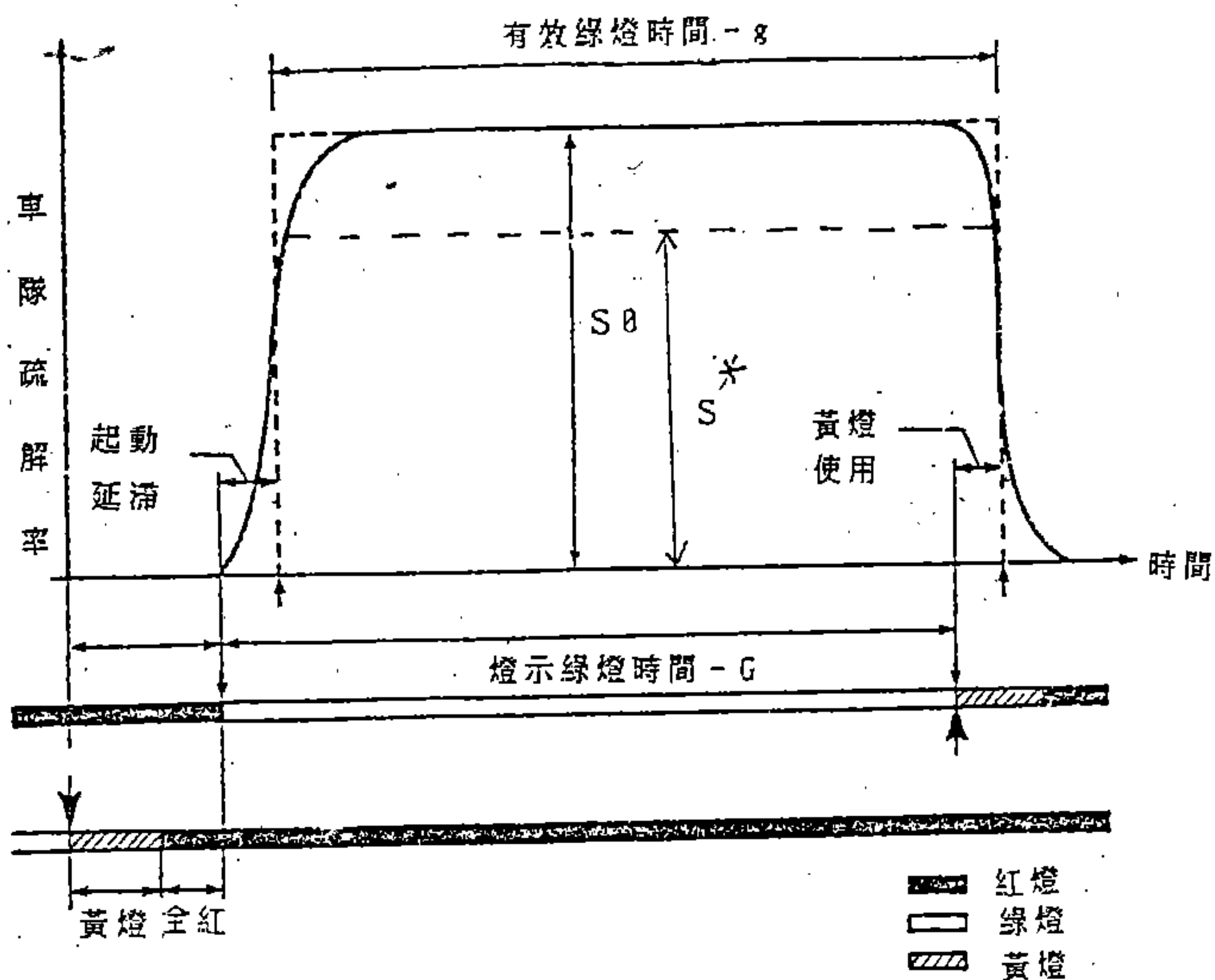


圖5-1 模式理論示意圖

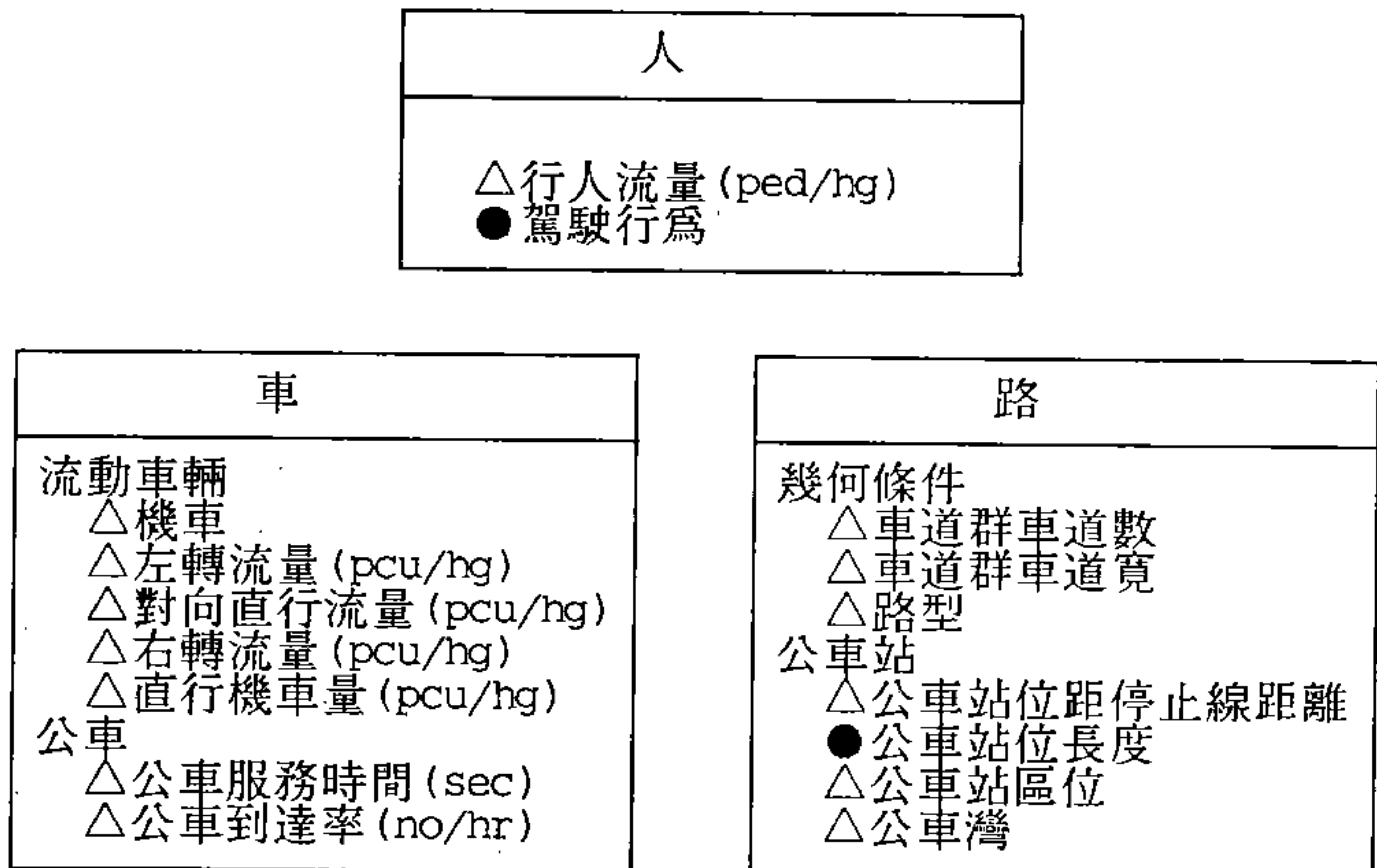
二、車道群飽和流量分析模式

公車進出車站與服務乘客上下車一般皆在慢車道完成，此處定義慢車道不僅是快慢分隔路型之慢車道，中央分隔或無分隔之右側車道皆包括在內。而慢車道並非完全由單一車道構成一個車道群 (Lane Group)，可能是二車道或三車道等，完全視該交叉口流動 (Movement) 狀況所界定如圖4-3。本研究以車道群車道數

(Lanes In Lane Group) 予以各別分類，並分析其飽和流量與公車影響值。

(一) 影響因素分析

由於公車站相關之行爲發生於慢車道，而慢車道本身即混雜著機車、右轉車輛，甚或左轉車輛（單車道），故在分析車道群飽和流量時亦涉及此三項因素，以致影響因素變為複雜，如圖5-2 所示，但車道群飽和流量分析模式之主要因素如下：



△考慮變數

●未考慮變數

圖5-2 影響因素

直行部分：

1. 車道群車道數。
2. 車道群車道寬。
3. 路型。
4. 機車混合比。
5. 路邊停車狀況。
6. 路面坡度。

上述六項中，機車混合比反應至飽和流量上，路邊停車因素，則選取無停車路口，路面坡度則選取零度路口，故本研究針對1、2、3 三項主要影響因素加以分析探討。

右轉部分：

1. 衝突行人量。
2. 右轉流量。
3. 右轉接受間距。
4. 車道寬。
5. 衝突機車量。
6. 路口右轉角度。

上述六項中，右轉接受間距受1、2、5 之影響，車道寬因素則在直行部分已考慮，路口右轉角度則選取垂直交角之交叉口樣本。故本研究針對1、2、5 三項主要影響因素加以分析。

左轉部分：

1. 對向直行車流量。
2. 左轉流量。

- 3.衝突行人量。
- 4.左轉接受間距。
- 5.共用車道左轉機車。

上述五項中，左轉接受間距可直接反應於1、2項及地區特性，衝突行人量之影響，經由實地觀察得知，左轉車若已穿越對向的汽、機車流，則可容易地穿越行人的流動，共用車道左轉機車，於實際運行中，已先在路段中靠向最內車道之左側，其與共用車道內直行車之干擾已消失，故本研究針對1、2二項主要影響變數加以分析。

(二) 分析模式

根據上節影響因素分析所研究之變數建立模式，各變數在模式中之考慮及單位詳述如下：

- 1.以車道群車道數為分類，各建立車道數為一、二、三之飽和流量迴歸式。
- 2.車道群車道寬，量測該車道群車道數之寬度，單位為公尺。
- 3.路型之考慮，分為中央分隔路型、快慢分隔路型、無分隔路型，以虛擬變數表示於迴歸式中。
- 4.左轉衝突流量積，左轉行為對交叉口之車流衝突影響相當深遠，如圖5-3。本研究左轉考慮之變數有對向直行量與左轉量，依〔43〕對美國各州運輸部門專家或主管問卷調查得知，在是否設置左轉專用時相時，考慮變數除安全排第一外，以左轉衝突流量積為第二高，佔百分之43，所以本研究採對向直行量與左轉量乘積－左轉衝突流量積當作一自變數，單位為10 小客車／綠燈小時(PCU/HG)。

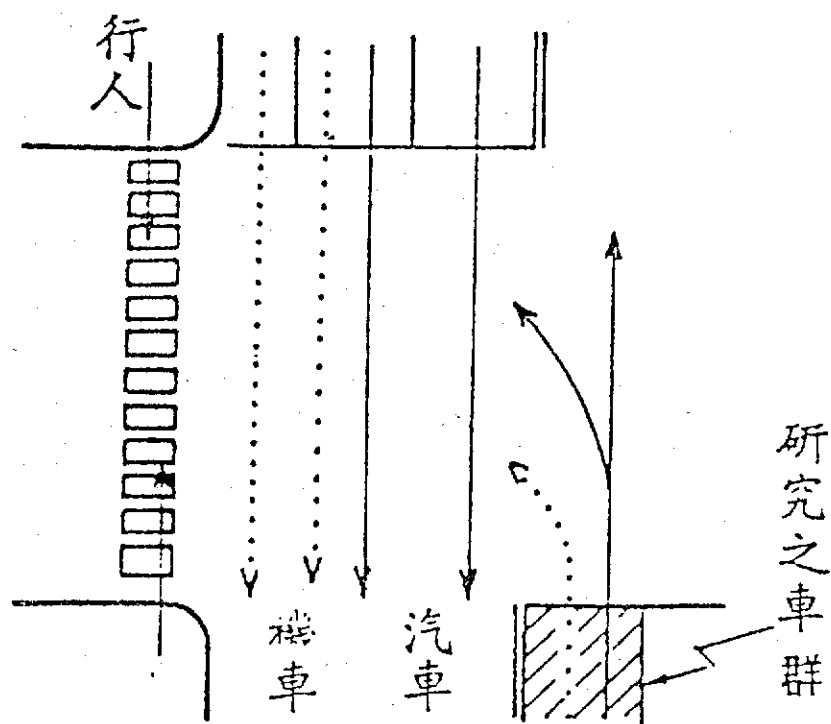


圖5-3 左轉衝突圖

A.對向直行流量：於電視資料分析時，必須注意不可將左轉車輛及右轉車輛誤算，而所得該週期對向直行大車、小車、機車輛數，必須經當量換算為小客車，本研究小客車當量採顏上堯君〔13〕研究結果，大車為1.5，機車則依混合比與寬度變化而採不同值，如表5-1，單位為小客車／綠燈小時。

表5-1 折衷式機車實用當量表

寬度 (m) 混合比	≤ 2.5	2.6~3.0	3.1~3.5	3.6~4.0	4.1~
0.0 ~ 0.25	0.4	0.35	0.3	0.2	0.15
0.26~0.50	0.35	0.3	0.2	0.15	0.1
0.51~0.75	0.25	0.2	0.15	0.1	-
0.76~1.00	0.2	0.15	0.10	-	-

B.左轉流量：左轉流量之計算同上述方法，亦須換算為小客車當量，由左轉輛數(VEH)轉換為左轉小客車數(PCU)，非為直行小客車數(TCU)，此乃因將轉向調整列在供給面由基本容量調整，為近年來容量分析之趨勢，如美國1985 AHCM〔36〕及龍天立君所主持之台灣地區市區街道容量手冊〔12〕皆採此法，故本研究亦以此容量觀念求算左轉量。單位為小客車／綠燈小時。

5.右轉衝突流量積，右轉行為對車流與行人之衝突，如圖3-6

- 。本研究右轉考慮變數有衝突行人量、衝突機車量、右轉量，依〔23〕之研究，右側外車道直行機車之行人當量為1.33，將衝突機車量乘以1.33加上行人量為衝突流量。本研究採左轉同樣方式，將右轉量與衝突流量乘積當作右轉衝突流量積，作為迴歸式一自變數，單位為10小客車／綠燈小時(PCU/HG)。

A.衝突流量：由直行機車量乘以行人當量1.33加上衝突行人量為衝突流量，資料分析時，若為二車道以上，則必須調查某樣本內直行機車之車道分佈，作為該路口參考，此僅需取最右側車道之直行機車數，單位為行人／綠燈小時。

B.右轉量：換算方式同左轉流量，單位為小客車／綠燈小時。

6.飽和流量調查值，飽和流量以6秒為計算單位，須注意起動延滯與黃燈使用之測算，最後亦得到週期之大車、小車、機車輛數，在換算二車道以上機車當量時，若以整個車道群寬度查表5-1，將發現不能適用，經由實地觀察得知，機車駕

駛行為雖無車道之觀念，但外側車道比內側車道為多，本研究採平均觀念，以車道群混合比及平均車道寬之值查表5-1，而求得機車當量，單位為小客車／綠燈小時。

依以上之變數及利用飽和流量法調查大部份路口，每一樣本流量，表示在此車道群車道數、車道群寬、路口型式、左、右轉衝突流量積下的飽和流量，則樣本飽和流量與此五因素，可迴歸出一相關式，其式如下〈5-1〉

$$S_0 = C + X_1M + X_2D + X_3W + X_4R + X_5L \quad \langle 5-1 \rangle$$

S_0 ：飽和流量；

M ：中央分隔路型；

D ：快慢分隔路型；

W ：車道群寬；

R ：右轉衝突流量積， $R = V_R \times V_C$ ；

L ：左轉衝突流量積， $L = V_L \times V_0$ ；

X_1, X_2 ：路型虛擬變數之係數；

X_3 ：路寬係數；

X_4, X_5 ：流動虛擬變數之係數；

V_R ：右轉流量（小客車／綠燈小時）；

$V_C = (Pd + 1.33Y) \times 3600/T$ （行人／綠燈小時）；

Pd ：飽和時間內之衝突行人數；

Y ：飽和時間內之衝突機車輛數；

T : 飽和時間 (秒) ;

V_L : 左轉流量, 綠燈小時小客車當量 (PCU/HG) ;

V_O : 對向流量, 綠燈小時小客車當量 (PCU/HG) 。

二、公車進出車站影響下飽和流量分析模式

(一) 影響因素分析

影響公車操作之變數已於交通特性分析處章節說明, 但在建立模式時, 變數取舍、計算分述如下:

1. 公車進出公車站時, 對車流之阻礙時間。
2. 公車離開公車站時, 對車流之阻礙時間。
3. 公車停靠服務乘客之時間。
4. 公車停靠距停止線距離。
5. 流動所佔寬度或車道數 (車道群車道數) 。
6. 公車每小時到達數。

1、2兩項因素在資料調查分析時與服務時間分開測算, 而在模式建立時, 同視為外生變數, 一是因公車服務時間重疊時, 此兩項仍獨立存在; 二是公車進出公車灣的時間與一般公車站不同, 故不獨立列為模式之變數。第5項因素, 本研究分開處理, 就各個車道群車道數建立一模式。第6項因素與第3項因素相關性太高, 公車每小時到達數高, 自然總服務時間就長, 故不列入模式變數中, 所以本研究以3、4兩項因素為分析變數, 但第3項公車停靠服務乘客時間尚需加上加、減速時間, 方成為一變數。

(二) 分析模式

公車進出車站影響飽和流量變數，除包括車道群飽和流量模式之變數外，尚包括公車服務所佔綠燈時間及公車靠站距停止線距離兩因素，關於此兩變數考慮及單位詳述如下：

1. 公車服務所佔綠燈時間：

在建立公車進出車站對容量影響模式時，所有變數之單位必須一致，因飽和流量以綠燈小時小客車數(PCU/HG)為單位，故各個變數亦應以綠燈小時計。但資料分析時是以15分鐘為單位，所以必須將該值擴大為綠燈小時單位值。

2. 公車停站距停止線距離：

15分鐘樣本內非紅燈到達、紅燈離開(R→R)之公車所停位置加以平均，以代表該樣本公車靠站平均距停止線距離，單位為公尺。根據以往研究發現，公車靠站距停止線愈近，其對車流所造成之延滯也愈大，故本項因素以平均距離倒數做為變數。

依以上變數即可與流量建立一迴歸相關式，其式如下
(5-2)：

$$S = C + X_1M + X_2D + X_3W + X_4R + X_5L + X_6TM + X_7 / Y \quad (5-2)$$

S：飽和流量；

M：中央分隔路型；

D：快慢分隔路型；

W : 車道群寬;

R : 右轉衝突流量積, $R = V_R \times V_C$;

L : 左轉衝突流量積, $L = V_L \times V_0$;

TM : 公車服務佔用綠燈時間;

Y : 距停止線距離;

X₁, X₂ : 路型虛擬變數之係數;

X₃ : 路寬係數;

X₄, X₅ : 流動虛擬變數之係數;

X₆ : 公車服務佔用綠燈時間係數;

X₇ : 距停止線距離係數;

V_R : 右轉流量, (小客車 / 綠燈小時) ;

$V_C = (Pd + 1.33Y) \times 3600 / T$ (行人 / 綠燈小時) ;

Pd : 飽和時間內之衝突行人數;

Y : 飽和時間內之衝突機車數;

T : 飽和時間 (秒) ;

V_L : 左轉流量, 綠燈小時小客車當量 (PCU/HG) ;

V₀ : 對向流量, 綠燈小時小客車當量 (PCU/HG) 。

5 . 2 路邊停車

路邊停車理論方法與公車類似, 以流量法分析, 採 6秒固定時段計算通過停止線車輛數, 將資料以15分鐘為一樣本, 該樣本內無

停車進出停車位之週期，分析飽和流量(S_0)，而飽和流量之分析模式同上節(公車運轉)，至於停車發生之週期，分析其流量(A_{S^*})，將兩者相除得飽和流量調整因素值。

一、停車駛入停車位流量分析模式

(一) 影響因素分析

路邊停車影響容量之變數，主要考慮如下：

1. 停車進入停車位時，對車流之阻礙時間。
2. 停車離開停車位時，對車流之阻礙時間。
3. 停車位距停止線距離。
4. 流動所佔寬度或車道數。
5. 停車週轉率(Turnover)。

1，2 兩項採平均值代入，平均駛出約11.47 秒；駛入約10.72 秒，因其值差距不大，且對車流影響類似，故本研究予以合併，且與第五項因素－停車週轉率互相轉換，亦即每小時停車駛出入次數，代表該小時發生停車行為造成綠燈損失之時間，因樣本為15分鐘，故需換算為小時。

第 3項因素，實際量測車位所在距停止線距離，因同一道路停車位長度皆固定，故調查分析時容易確認，在誤差上較公車靠站為小；至於，第 4項因素則以車道群車道數分別求其分析模式。

(二) 分析模式

從以上變數即可與車流量建立一迴歸相關式，其式如下：

$$S = C + X_1M + X_2D + X_3W + X_4R + X_5L + X_6N_0 + X_7/Y$$

M：中央分隔路型；

D：快慢分隔路型；

W：車道群寬；

R：右轉衝突流量積， $R = V_R \times V$ ；

L：左轉衝突流量積， $L = V_L \times V$ ；

N_0 ：停車發生次數；

Y：距停止線距離；

X_1, X_2 ：路型虛擬變數之係數；

X_3 ：路寬係數；

X_4, X_5 ：流動虛擬變數之係數；

X_6 ：停車發生次數係數；

X_7 ：距停止線距離係數；

V_R ：右轉流量；

V_C ： $(Pd + 1.33Y) \times 3600/T$ ；

P_d ：飽和時間內之衝突行人數；

Y：飽和時間內之衝突機車數；

T：飽和時間（秒）；

V_L ：左轉流量，綠燈小時小客車當量（PCU/HG）；

V_0 ：對向流量，綠燈小時小客車當量（PCU/HG）。

5.3 左轉流動

一、專用車道、專用時相及雙車道左轉

由於專用車道、專用時相左轉流動，機車混雜其中較少，或在綠燈始亮後不久即已疏解完畢，本研究採平均最小車頭距法以同步計數之微觀分析飽和疏解車流。以穩定（扣除起動延滯及黃燈使用率）、正常（違規除外）、不受干擾（迴歸轉、待轉除外）原則之平均車頭距推估飽和流量，以符合週期第六輛至約第二十輛車之平均車頭距為平均最小車頭距要求，據以推估飽和流量。

二、共用時相（包括專用車道、共用車道、單車道）

分析步驟如下：

- 1.以15分鐘為一樣本。
- 2.考慮左轉百分比 PLT，分類為 0.2、0.4、0.6、0.8、1.0 五類。
- 3.考慮對向直行流量 VOTH。
- 4.以四時段法計算不同 PG 及 VOTH 下之各時段流量，以推估其最大疏解流量。
- 5.求出某種機車混合比下之 PLT、VOTH、SL 關係圖。
- 6.以平均綜合得出實用表。

本研究採用四時段法為：

- 1.提早起動時段，跳槍行為 (Jumping the Gun)
- 2.飽和時段，強行穿越 (Force Crossing)

3.接受間距時段，接受間距行爲。

4.黃燈時段，黃燈行爲。

以上四時段法對於專用車道與共用車道不同點在於第二時段，在此時段，共用車道可疏解第一輛左轉車前的直行車量，至於強行穿越行爲屬違規行爲本研究不予考慮。此外第三時段亦有差別，在等待接受間距左轉車前直行車輛可直接疏解，不過此種情況差別較小，原因在於直行車輛多利用剩餘車道寬或鄰側車道變換車道而疏解，亦即在等待接受間距之車輛皆爲左轉車輛，且每當有一接受間距發生時，皆是一個車隊整個左轉通過，故本研究予以忽略。

至於第二時段飽和時段，共用車道通過直行車輛數之求算，本研究採左轉阻抗值如附錄一所示，將K值所得乘以飽和時段(GO)，得到起始時段(GF)。關於第一時段，提早起動時段，在此時段內，左轉車利用對相車輛尚未到達交叉口中央先行左轉，即所謂跳槍行爲，依本研究調查長春路與松江路平均約佔據綠燈時間1.5秒。另外對於第四時段黃燈時段，美國1985年 HCM表爲 $2(1 + PL)/G$ ，但依本研究調查上述兩路口發現其值爲3.24，較美國爲高，原因在於台灣地區駕駛者較爲激進，甚至有佔據橫向綠燈之情形發生。

根據以上分析，本研究分析共用時相之模式，不論是否專用時相，將1985年AHCM方法中某一步驟三數加以修正，以適合台灣地區交通特性，首先在求得對向路口飽和度 Y_o 時， $Y_o = V_o / S_{op}$ 其中 V_o 爲對向流量， S_{op} 爲飽和流量，AMCH公式爲：

$$S_{op} = \frac{1800 \times N_0}{1 + PLTO \frac{400 + VM}{1400 - VM}}$$

式中，1800為基本容量值(Pcu/HG)，但據顏上堯君〔13〕之研究，台灣地區基本容量為2000 pcu/HG，此外，據“擬台灣地區公路容量手冊技術報告”〔12〕，對於直行、左轉共用車道混合時，其“直行流量概數”(approximate equivalent flow of through vehicles)為：

$$2000$$

$$VLE = VL \times \frac{2000}{1600 - V_o}$$

VLE：左轉車相當於直行車之數量，pcu/HG。

VL：實際左轉流量，pcu/HR。

V_o：對向干擾車流，pcu/HR。

故本研究修改Sop為：

$$2000 \times N_o$$

$$Sop = \frac{2000 \times N_o}{400 + VM}$$


$$1 + PLTo \frac{2000 \times N_o}{1600 - VM}$$

5.4 右轉流動

一、前言

依前期研究報告，關於右轉調整因子，乃依不同之號誌設置與車道功能組合，劃分為八種類型車道群，右轉流動現況飽和流量假設基礎，分述如下：

- (一) 理想狀況下，未受干擾之綠燈時段中，通過單車道之小客車數量為一常數。
- (二) 單位時間通過停止線車輛的變異，乃來自各車種機械特性及運行特性的變異。
- (三) 各型車種之機械特性及運行特性的變異，將影響飽和流量。
- (四) 外在條件的干擾因素（對向車流干擾、行人衝突等），乃表現於受干擾車之飽和流量上。
- (五) 由實測飽和時段之流量推估飽和流量值，乃是一穩定狀況的平均值。

直行右轉共用車道可常在各型路口中發現，又由實地車流運行狀況顯示，路肩 (Shoulder) 常變相做為提供直行或右轉機車行駛，路肩寬度變化亦極大 (0~4 公尺)，當然其寬度達 3公尺以上時，衍然成為另一車道可供汽機車共同行駛其上，此車道流動型式亦為「」。故在實地測算分析時亦將路肩視為一共用車道，一併視為供給車道群之一，如圖3-6 所示。

綜合整理以往文獻及實地觀察台灣地區路口右轉車流行為，影響右轉流動主要因素，有以下七項：

- (一) 衝突行人量；

- (二) 週期時間與綠燈時間；
- (三) 右轉比例；
- (四) 右轉接受間距；
- (五) 車道寬；
- (六) 衝突機車量；
- (七) 路口右轉角度。

上述七項中，車道寬因素可反映於飽和流量值上，右轉接受間距實際上亦直接受一、三、六項及地區特性之影響，此外若以綠燈小時計算飽和流量，則第二項將不產生影響。於實測時，所選取之樣本乃以垂直交角為主之交叉口為原則，本研究將針對一、三、六項為主要影響因素加以分析。

二、分析模式

飽和流量之轉向修正因子，係由實測現況受干擾下之飽和流量值(S_p)，除以相同狀況下完全直行流動的基本飽和流量值(S_o)，所得比值表之，亦即依不同狀況下所求得的飽和流量之修正因子，將之整理成轉向修正表。

右轉飽和流量分析模式，依前節對於容量觀念之分析可知，轉向飽和流量計算式如下：

$$S_p = E_t \times T + E_c \times C + E_m \times M$$

T 、 C 、 M ：分別為大型車、小客車與機車之通行量(VPHG)。

E_t 、 E_c 、 E_m ：分別為大型車、小客車與機車之直行小客車當量值(TPCU)。

上式中，有以下四點需加以說明。

- (一) 車種概分爲大型車、小型車與機車，此點係爲手冊使用上之便利而設定。
- (二) 本容量架構中，轉向車並無所謂轉向車當量，祇有車種當量。
- (三) 式中之當量值係來自直行流動狀況下所求得之車種當量。
- (四) 現況飽和流量以平均值之觀念求得，不同情況下，所求得之飽和流量與現況實際之飽和流量乃有相當差異的。

第六章 分析結果、模式驗證與實証探討

6.1 公車運轉

一、車道群飽和流量分析模式

(一) 分析結果

由調查路口分成15分鐘樣本，就車道群車道數飽和流量對路口型態、車道群寬、車道群車道數、左右轉衝突流量積，依據理論，利用SAS 套裝程式，進行迴歸分析，其式可得C，X₁，X₂，X₃，X₄，X₅ 各值，表示如下：

1. 車道群車道數1

$$S_0 = 746.66 + 312.66W - 8.24R - 37.35L \quad (6-1)$$

$$N = 45$$

$$R^2 = 0.88$$

$$F = 284.36$$

$$S_0、W、R、L \text{ 單位：10 PCU/HG}$$

R雖不甚高，但 $F = 284.36$ ，通過顯著水準(Level of Signification)為0.01之F檢定，且各係數通過顯著水準為0.01之t檢定，故迴歸式可接受。

此處之F檢定乃指檢定除截距項之外，所有其他迴歸係數之估計值是否同時為零，即檢定自變數及應變數之間是否有迴歸關係存在；而t檢定則檢定各迴歸係數是否分別為零，即檢定迴歸模式應否包含該自變數。

此種車道群車道數在台灣地區，只有無分隔路型，其車道群寬在3公尺至4.5公尺範圍，在沒有左、右轉流量下，無分隔路型之 $S_0 = 746.66 + 312.66W$ ；若以3.5公尺寬車道為標準車道，則其基本容量為1841小客車／綠燈小時，此值與顏上堯君〔13〕研究值1900小客車／綠燈小時，相對誤差3.1%，應可接受。

2. 車道群車道數2

$$S_0 = -2318.6 + 403.31M + 277.2D + 806W - 23.88R - 83.96L \quad (6-2)$$

$$N = 53$$

$$2$$

$$R = 0.81$$

$$F = 109.61$$

$$2$$

R雖不甚高，但 $F = 109.61$ ，通過顯著水準為0.01之F檢定，且各係數除L僅通過顯著水準為0.05之t檢定外，其餘皆在0.01以下，故迴歸式應可接受。

此種類型包括M型的 $S_0 = -2318.6 + 403.31M + 806W$ ，D型的 $S_0 = -2318.6 + 277.2D + 806W$ ，及NMD型的 $S_0 = -2318.6 + 806W$ ，車道群寬在6公尺至8公尺之範圍，若以7公尺為標準車道群寬，則可得M型為3727小客車／綠燈小時，D型為3601小客車／綠燈小時，NMD型為3323小客車／綠燈小時，這些值與〔13〕研究比較如下：中央分隔型，顏君之值為4080小客車／綠燈小時，相對誤差約8.7%；快慢分隔路型，顏君之值為3998小客車／綠燈小時，相對誤差約9.9%；無分隔路型則為3876小客車／綠燈小時，相對誤差約14%。

3.車道群車道數3

$$S_0 = 5410.04 + 52.83W - 27.34R - 18.53L \quad \langle 6-3 \rangle$$

$$N = 30$$

$$R^2 = 0.82$$

$$F_2 = 39.56$$

R雖不甚高，但 $F = 39.56$ ，通過顯著水準為0.01之F檢定，且各係數通過顯著水準為0.01之t檢定，故迴歸式應可接受。

此類型僅調查中央分隔路型，且所調查路口之左、右轉量均不大，或設有專用車道，以致左、右轉迴歸所得之係數偏低，不甚合理，為此次調查上之缺點。路寬範圍在9公尺至12公尺，設以10.5公尺為標準車道寬，其 $S_0 = 5965\text{PCU/HG}$ ，此值與〔13〕研究之值6120小客車／綠燈小時，相對誤差約2.5%。

模擬所得值與顏上堯君研究結果產生相對誤差之原因可能如下：

- A.顏君所調查路口盡量選取無機車或機車混合比低之快車道，本研究則是以機車混合比高之慢車道群為研究範圍。
- B.由於本研究以右側車道群為主，受右轉車輛、人行道之活動干擾，故飽和流量均較顏君值低。

二、公車進出車站影響下流量分析模式

(一) 分析結果

由所調查之路口分成15分鐘樣本，就流量對路口型態、車道群寬、左右轉衝突流量積、公車服務所佔綠燈時間、公車停站距停止線距離，得到各樣本（S、M、D、W、L、R、TM、Y），利用SAS 套裝程式，進行迴歸分析，可得其式表示如下：

1. 車道群車道數1

$$S = 744.66 + 312.66W - 8.24R - 31.35L - 0.06TM - 2642.52/Y \quad (6-4)$$

$$N = 45$$

$$R^2 = 0.88$$

$$F = 60.48$$

R雖不甚高，但 $F = 60.48$ ，通過顯著水準為0.01之F檢定，且各係數除TM僅通過顯著水準為0.03之t檢定，而Y為0.11外，其餘皆在0.01以下，故迴歸式應可接受。

2. 車道群車道數2

$$S = -1568.72 + 413.3M + 254.25D + 726.73W - 25.22R - 44.18L - 0.129TM - 7898.6/Y \quad (6-5)$$

$$N = 53$$

$$R^2 = 0.84$$

$$F = 86.83$$

R雖不甚高，但 $F = 86.83$ ，通過顯著水準為0.01之F檢定，且各係數除TM僅通過顯著水準為0.05之t檢定，而Y為0.1外，其餘皆在0.01以下，故迴歸式應可接受。

3. 車道群車道數3

$$S = 4374.87 + 171.36W - 27.36R - 33.91L - 0.208TM \\ - 7805.91/Y \quad \langle 6-6 \rangle$$

$$N = 30$$

$$R^2 = 0.89$$

$$F = 47.33 \quad (F \text{ 的信賴度檢定大於 } 0.99)$$

R^2 雖不甚高，但 $F = 47.33$ ，通過顯著水準為 0.01 之 F 檢定，且各係數 L 、 TM 與 Y 通過顯著水準為 0.1 之 t 檢定，在 0.01 以下，故迴歸式應可接受。

從上述各式係數中顯示特性，公車停站距停止線愈遠，則對容量影響也愈小，且成邊際遞減原則。其主要原因為公車必須在站牌附近上下乘客，若公車站牌距停止線過近，往往在紅燈時段，公車被路口排隊等候車輛阻礙而無法進站，必須等候綠燈亮後，才能駛入站位服務乘客，此時於道路而言，對容量影響最大；此外距停止線愈遠，車輛在駛過靠站公車後，有一段距離可加速，以提高行駛速率，甚或變換至外側車道，迅速疏解，當交通量愈大，變換比率也愈高，此亦為距停止線愈遠，對交叉口容量影響愈小之原因。

三、模式驗證

本研究將調查路口資料分成兩部分，一部份是建立模式，一部份驗證模式，前者因採迴歸方法建立模式，需大樣本資料，故本研究僅保留一路口資料作驗證之用，以作為測試模式適用性。

(一) 路口特性

本研究選取路口為中山北路－錦州街南端，該路口為快慢分隔路型，慢車道臨近交叉口劃雙白線成兩車道，外側車道寬4.5公尺，內側車道寬3.7公尺，第一支站牌距停止線25.3公尺，最後一支站牌55.8公尺，中山北路慢車道紅燈可右轉錦州街，綠燈時段右轉量不高，且該交叉口設有行人地下道，故右轉之衝突流量予以忽略，又快慢分隔路型不准左轉，最重要乃該路口禁止路邊停車，綜觀幾何特性與車流流動，本路口是一分析公車影響交叉口容量的好樣本，但在尖峰時段（下午五點至七點），整個中山北路為下班、放學通勤旅次車輛所阻塞，幾乎動彈不得，此時號誌為交通警察所操縱，週期不穩定，不適合進行分析，故研究中選擇下午三點半至五點為調查時間，實際上，此時中山北路車輛已相當多，對於綠燈60秒而言，每次停等車輛在綠燈時段不一定能完全疏解完畢，亦即此時已有飽和疏解條件存在。

(二) 模式值與觀察值之比較

該路口僅攝影調查一個半小時，以15分鐘為一樣本，恰能劃分為6個樣本，其調查分析方法依第三章所述，所得之調查值如表6-1。

將所得變數值(TM, Y)，代入車道群車道數2之迴歸式，得飽和流量模式值 S_0 與公車影響下流量模式值 S^* ，和公車站影響值 f ，如表6-2。

表6-1 驗證路口調查值

樣本 \ 項目	服務所佔時間 (TM)	停站距停止線距離 (Y)	飽和流量調查值 s 0o	公車影響下 流量調查值 s 0*	公車站影響調查值 f 0
1	207	28	4378	4156	0.949
2	179	27	4308	4065	0.944
3	214	21	4392	4101	0.934
4	145	29	4426	4157	0.939
5	120	29	4418	4147	0.939
6	132	28	4360	4123	0.946

表6-2 理論模式值

樣本 \ 項目	飽和流量調查值 s 0	公車影響下 流量調查值 s *	公車站影響調查值 f
1	4568	4336	0.949
2	4568	4329	0.948
3	4568	4241	0.928
4	4568	4354	0.953
5	4568	4357	0.954
6	4568	4246	0.951

由以上二表相互比較，可得理論推導與實際調查值差異情形，如表6-3。

表6-3 模式驗證表

樣本 \ 項目	s 0	s 0o	差異 D%	s *	s *0	差異 D%	f	f0
1	4568	4378	4.3%	4336	4156	4.3%	0.949	0.949
2	4568	4308	4.0%	4329	4065	6.5%	0.948	0.944
3	4568	4392	3.2%	4241	4101	3.4%	0.928	0.934
4	4568	4426	3.4%	4354	4157	4.7%	0.953	0.939
5	4568	4418	4.8%	4357	4147	5.1%	0.954	0.939
6	4568	4360	4.3%	4346	4123	5.4%	0.951	0.946
平均	4568	4380	4.3%	4327	4125	4.8%	0.947	0.949

從上表比較發現，差異均在7%以下，故模式尚稱合理，可以接受。而差異形成原因可歸納如下：

- 1.調查時人為誤差。
- 2.模式化(Modeling)不可能涵蓋全部整個情況。
- 3.擴增時所生之差異，此差異是由15分鐘或週期調查分析值擴增為綠燈小時值時所產生之差異。

其次，與顏上堯君〔13〕研究結果推估該路口之飽和流量值為4331輛／小時，與本模式值4568輛／小時，相對誤差在5.5%以下，故模式應可接受。

(三) 實用上之比較分析

以上為模式輸出值與觀查值之比較，但實際上使用者，常常僅測量最後一支站牌距停止線55.8公尺，除以2得28公尺，在調查15分鐘公車到達率為18輛／15分（以六樣本平均之），換算為72輛／小時，接著查表6-23得0.92，此值與模式推導值0.947 略有差別，與觀察值0.942 亦有差異，不過誤差均尚在可接受範圍內，其形成差異之原因如下：

1. 實際公車數與系統內公車數之間互換關係，不一定符合0.57。
2. 公車站牌距停止線距離和平均公車停靠距停止線距離不一定相等。
3. 15分鐘公車到達率換算為每小時公車到達率所生之誤差。

四、模式應用

本研究就車道群車道數建立的飽和流量分析模式及公車進出車站影響下流量模式，基本上可單獨應用於分析中，但後者求得之值，乃是一總量，無法表現其對飽和流量之影響，而影響值的表示方式有二種較為常用，一是相減求兩種情況下之差；二是相除求兩種情況之比值，因第二種方式更能顯示其影響且符合飽和流量公車站調整因素值，故本研究採第二種方式。

(一) 一般站

台灣地區以一般站最為普遍，故本研究大部分調查一般站所在之交叉口，且上章模式建立，皆以一般站為主，故在應用上也以一般站最為重要。

首先求得一般站每部公車平均服務所佔綠燈時間，就本研究所調查之資料平均得17.8秒，此外公車加減、速對容量影響之平均時間為 5秒，換算為純綠燈時間，乘以G/C（調查平均為1/2），得2.5 秒，故平均每部公車進出車站對流量影響之時間為20.3秒，以20秒計；此外必須求算公車到達率（X）與服務時間重疊之公車數（Y）關係，由調查資料加以迴歸，得式〈6-7〉

$$Y = -1.203 + 0.261X \quad \langle 6-7 \rangle$$

$$N = 74$$

$$R^2 = 0.75$$

$$F = 136.122$$

雖 R^2 不甚高，但 $F = 136.122$ ，通過顯著水準0.01之F檢定，且係數通過顯著水準為0.01之t檢定，故此迴歸式應可接受，x值之範圍在10 - 80輛／小時。將此迴歸式所得之車輛數，乘以服務時間重疊之公車，所佔綠燈時間3.5 秒／部，可得服務時間重疊之公車佔綠燈總時間。

對於公車服務時間所佔綠燈時間（TM），頗為繁瑣，現以一實例說明如下：

$$\text{公車到達次數} = 40 \text{ 部／小時}$$

$$\text{綠燈時比 (G/C)} = 1/2$$

則每綠燈小時無服務時間重疊之公車所佔綠燈時間

$$TA = 40 \times 2 \times 20 = 1600$$

服務時間重疊之公車數

$$NB = (-1.203 + 0.261 \times 10) \times 4 \times 2 = 11.256$$

服務時間重疊之公車數因加、減速所佔綠燈時間：

$$T_B = 11.256 \times 3.5 = 39.396$$

故總服務所佔綠燈時間爲：

$$T = T_A + T_B = 1600 + 39.396 = 1639 \text{秒}$$

依據上述方法可求得每小時不同公車到達次數下所佔綠燈時間(TM)，再輸入不同的平均公車靠站距停止線距離，代入各個車道群車道數迴歸式，可得飽和流量公車調整因素表。

表6-4 至6-6 爲不同車道群車道數，並將公車到達率分爲10-80 輛／時八組，將公車靠站距停止線距離分爲10-70公尺七組，所得之公車調整因素表，其中表6-5 分爲無分隔、快慢分隔、中央分隔三種路型，從各表所顯示之特性如下：

表6-4 一般站之車道群車道數 1公車站調整因素表

車道群 車道數	距離 m	公車到達率(輛／小時)							
		10	20	30	40	50	60	70	80
單 車 道	10	0.79	0.78	0.77	0.75	0.74	0.73	0.71	0.70
	20	0.86	0.85	0.84	0.82	0.81	0.80	0.78	0.77
	30	0.89	0.88	0.86	0.85	0.83	0.82	0.81	0.79
	40	0.90	0.89	0.87	0.86	0.85	0.83	0.82	0.81
	50	0.91	0.89	0.88	0.87	0.85	0.84	0.83	0.81
	60	0.91	0.90	0.89	0.87	0.86	0.84	0.83	0.82
	70	0.92	0.90	0.89	0.88	0.86	0.85	0.83	0.82

公車站位距停止線距離因素比公車到達率對交叉口容量影響大，公車站位距停止線愈近，其影響愈大，但超過50公尺以上，其影響漸趨平穩，70公尺處幾乎已無影響，而10公尺處，則影響甚大，呈現隨距離愈近，而成邊際遞增原則；

公車到達率之影響，隨著公車到達率增加而減少，但影響較不明顯，主要原因為受到號誌影響，當公車到達率高時，發生在紅燈到達、紅燈離開(R→R)之車輛數也多，且其服務時間重疊機率增大，服務時間重疊時所佔綠燈時間，只能算為一部，故公車週轉率對交叉口容量影響不顯著。表6-5 中，二車道又可分為三種不同路型，其中以無分隔影響最大，其次是快慢分隔，最後是中央分隔路型。

表6-5 一般站之車道群車道數 2公車站調整因數表

車道群 車道數	距離 m	公車到達率 (輛/小時)							
		10	20	30	40	50	60	70	80
快 慢 分 隔	10	0.81	0.80	0.78	0.77	0.75	0.74	0.72	0.71
	20	0.92	0.91	0.89	0.88	0.86	0.85	0.83	0.82
	30	0.96	0.95	0.93	0.92	0.90	0.89	0.87	0.86
	40	0.98	0.96	0.95	0.93	0.92	0.90	0.89	0.87
	50	0.99	0.98	0.96	0.95	0.93	0.92	0.90	0.89
	60	1.00	0.98	0.97	0.95	0.94	0.92	0.91	0.89
	70	—	0.99	0.97	0.96	0.94	0.93	0.91	0.90
中 央 分 隔	10	0.83	0.82	0.80	0.79	0.77	0.76	0.74	0.73
	20	0.94	0.92	0.91	0.89	0.88	0.86	0.85	0.83
	30	0.97	0.96	0.94	0.93	0.91	0.90	0.88	0.87
	40	0.99	0.97	0.96	0.95	0.93	0.92	0.90	0.89
	50	1.00	0.98	0.97	0.96	0.94	0.93	0.91	0.90
	60	—	0.99	0.98	0.96	0.95	0.93	0.92	0.91
	70	—	1.00	0.98	0.97	0.95	0.94	0.92	0.91
無 分 隔	10	0.81	0.79	0.77	0.76	0.74	0.72	0.71	0.69
	20	0.92	0.91	0.89	0.88	0.86	0.84	0.83	0.81
	30	0.96	0.95	0.93	0.92	0.90	0.88	0.87	0.85
	40	0.98	0.97	0.95	0.94	0.92	0.90	0.89	0.87
	50	1.00	0.98	0.96	0.95	0.93	0.92	0.90	0.88
	60	—	0.99	0.97	0.96	0.94	0.92	0.91	0.89
	70	—	0.99	0.98	0.96	0.94	0.93	0.91	0.90

表6-6 一般站之車道群車道數 3公車站調整因數表

車道群 車道數	距離 m	公車到達率(輛/小時)							
		10	20	30	40	50	60	70	80
三 車 道	10	0.89	0.88	0.86	0.85	0.83	0.82	0.80	0.79
	20	0.96	0.94	0.93	0.91	0.90	0.88	0.87	0.85
	30	0.98	0.96	0.95	0.93	0.92	0.91	0.89	0.88
	40	0.99	0.97	0.96	0.95	0.93	0.92	0.90	0.89
	50	0.99	0.98	0.97	0.95	0.94	0.92	0.91	0.89
	60	1.00	0.99	0.97	0.96	0.94	0.93	0.91	0.90
	70	—	0.99	0.97	0.96	0.94	0.93	0.92	0.90

而表6-7，乃以車道群車道數分類，其中車道群車道數2，因台灣都市地區快慢分隔路型較多，故選快慢分隔路型為代表，而車道群車道數1，只有無分隔路型，另車道群車道數3，為中央分隔路型，從資料顯示出車道群車道數1時，公車進出車站影響流量最大；其次是2，而車道群車道數為3時，影響減少很多。

此外由表6-7，選擇距停止線距離40公尺為標準距離，則可得表6-8。

以到達率每小時40部公車為基準，由表6-8可計算各車道群車道數的公車到達率相對值，如表6-9所示。

由表6-9平均各車道群車道數相對值，可得不同公車到達率相對係數，如表6-10。

同樣以公車到達率每小時40部為基準，可得表6-11。

以距停止線40公尺為標準距離，由表6-11可計算各車道群車道數公車站位距離相對值，如表6-12所示。

由表6-12平均各車道群車道數相對值，可得不同公車站位距停止線距離相對係數，如表6-13。

表6-7 一般站公車調整因數表

車道群 車道數	距離 m	公車到達率 (輛/小時)							
		10	20	30	40	50	60	70	80
單 車 道	10	0.79	0.78	0.77	0.75	0.74	0.73	0.71	0.70
	20	0.86	0.85	0.84	0.82	0.81	0.80	0.78	0.77
	30	0.89	0.88	0.86	0.85	0.83	0.82	0.81	0.79
	40	0.90	0.89	0.87	0.86	0.85	0.83	0.82	0.81
	50	0.91	0.89	0.88	0.87	0.85	0.84	0.83	0.81
	60	0.91	0.90	0.89	0.87	0.86	0.84	0.83	0.82
	70	0.92	0.90	0.89	0.88	0.86	0.85	0.83	0.82
二 車 道	10	0.81	0.80	0.78	0.77	0.75	0.74	0.72	0.71
	20	0.92	0.91	0.89	0.88	0.86	0.85	0.83	0.82
	30	0.96	0.95	0.93	0.92	0.90	0.89	0.87	0.86
	40	0.98	0.96	0.95	0.93	0.92	0.90	0.89	0.87
	50	0.99	0.98	0.96	0.95	0.93	0.92	0.90	0.89
	60	1.00	0.98	0.97	0.95	0.94	0.92	0.91	0.89
	70	—	0.99	0.97	0.96	0.94	0.93	0.91	0.90
三 車 道	10	0.89	0.88	0.86	0.85	0.83	0.82	0.80	0.79
	20	0.96	0.94	0.93	0.91	0.90	0.88	0.87	0.85
	30	0.98	0.96	0.95	0.93	0.92	0.91	0.89	0.88
	40	0.99	0.97	0.96	0.95	0.93	0.92	0.90	0.89
	50	0.99	0.98	0.97	0.95	0.94	0.92	0.91	0.89
	60	1.00	0.99	0.97	0.96	0.94	0.93	0.91	0.90
	70	—	0.99	0.97	0.96	0.94	0.93	0.92	0.90

表6-8 一般站之不同車道群車道數及到達率下影響值

車道群 車道數		到 達 率 影 響 值	到 達 率 (輛 / 小 時)							
			10	20	30	40	50	60	70	80
一			0.90	0.89	0.87	0.86	0.85	0.83	0.82	0.81
二			0.98	0.96	0.95	0.93	0.92	0.90	0.89	0.87
三			0.99	0.97	0.96	0.95	0.93	0.92	0.90	0.89

表6-9 一般站之車道群道數的公車到達率相對值

車道群數 修正 到達率	到 達 率 (輛 / 小 時)							
	10	20	30	40	50	60	70	80
一	1.05	1.03	1.01	1.00	0.99	0.97	0.95	0.94
二	1.05	1.03	1.02	1.00	0.99	0.97	0.96	0.94
三	1.04	1.02	1.01	1.00	0.98	0.97	0.95	0.94

表6-10 一般站之不同公車到達率相對係數

到達率(輛 / 小時)	10	20	30	40	50	60	70	80
修 正 值	1.04	1.03	1.01	1	0.99	0.97	0.95	0.94

表6-11 一般站之不同車道群車道數及公車站位距離下影響值

車道群數 修正 距 離	距 離 (m)						
	10	20	30	40	50	60	70
一	0.75	0.82	0.85	0.86	0.87	0.87	0.88
二	0.77	0.88	0.92	0.93	0.95	0.95	0.96
三	0.85	0.91	0.93	0.95	0.95	0.96	0.96

表6-12 一般站之各車道群車道數的公車站位距離相對值

車道群數 修正 距離	距離 (m)						
	10	20	30	40	50	60	70
一	0.87	0.95	0.99	1.00	1.01	1.01	1.02
二	0.83	0.95	0.99	1.00	1.02	1.02	1.03
三	0.89	0.96	0.98	1.00	1.00	1.01	1.01

表6-13 一般站之不同公車站位距離相對係數

站位距離 (m)	10	20	30	40	50	60	70
修正值	0.86	0.95	0.99	1.00	1.01	1.01	1.02

(二) 次要站

次要站由於所在地區屬較低密度開發區域，上下乘客人數並不多，且公車路線及班次均不密集，產生重疊機率相當低，故本研究分析時予以忽略，而依據次要站－迪化街站之服務時間調查結果顯示，平均服務時間為16.97 秒，且其綠燈時比為3/7(G/C)，故服務佔綠燈時間7.27秒，再加上加、減速所佔綠燈時間2.5 秒，共9.77秒，取10秒，將此值代入車道群車道數 1之迴歸式中，且到達率最多假設為每小時40部公車，可得表6-14。

由於次要站只調查一個路口，所以該表在代表性上較差。

表 6-14 次要站公車調整因素表

到 站 位 距 離 (m)	到 達 率 (輛 / 小時)			
	10	20	30	40
10	0.80	0.79	0.79	0.78
20	0.87	0.86	0.86	0.85
30	0.90	0.89	0.88	0.88
40	0.91	0.90	0.89	0.89
50	0.91	0.91	0.90	0.89
60	0.92	0.91	0.91	0.90
70	0.92	0.92	0.91	0.90

(三) 主要站

台北車站地區既是長途運輸和市區運輸交會點，也是城際運輸主要轉車地點，每天上下午尖峰時刻，在此搭乘公車人數眾多，大部份台北市都會區公車路線均經過火車站附近。以忠孝西路而言，從中山北路到中華路，不到一公里，大概有一百二十支站牌，約七十條路線在此停靠，而交通流量又相當大，故公車停靠公車站之行爲對容量影響相對增大，且因上下乘客人數較多，故公車停靠公車站服務時間也增長，對流量影響更大。

本研究調查忠孝西路一館前路西端路口，發現公車平均服務時間佔綠燈時間爲 34.75 秒，再加上加、減速所佔綠燈時間 2.5 秒，共 37.25 秒，且從錄影分析中發現綠燈時比 (G/C) 並非 1/2，原因乃忠孝西路交通流量較館前路爲高，其

綠燈自然較長，綠燈時比為100/165，又台北車站受到號誌之影響及街廓短，發生服務時間重疊之機率相當大，約超過百分之五十，依據調查資料統計為百分之五十二，其加減速所佔綠燈時間為3.5秒，此外此地區公車到達率特別高，部份公車站竟高達每小時百輛公車以上，所以總服務所佔綠燈時間頗長；又依據陳天賜君〔20〕研究，在三車道路型中，內側車道幾乎不受公車停站之影響，故所調查路口雖有五個車道，但只比較外側三個車道，將各數值代入車道群車道數3之迴歸式，得表6-15。

表6-15 主要站公車調整因素表

到 達 率 距 離 (m)	到達率 (輛 / 小時)			
	90	100	110	120
10	0.70	0.68	0.66	0.63
20	0.77	0.74	0.72	0.70
30	0.79	0.77	0.74	0.72
40	0.80	0.78	0.76	0.73
50	0.81	0.78	0.76	0.74
60	0.81	0.79	0.77	0.74
70	0.81	0.79	0.77	0.75

由於主要站只調查分析一個路口，且服務所佔綠燈時間比一般站值大多，已超過最初建立迴歸式樣本值，故代入迴歸式所得之結果，只能算為外推值，僅能做為參考用。

(四) 公車灣

公車站有公車灣之設置，則此公車站對車流延滯影響降低甚多，對交叉口容量影響也相對減低，在分析容量影響部分，主要差別乃在服務所佔綠燈時間減少很多，只有公車加速、減速進出車站之時間，無乘客上下車時間。

依成淵國中站之公車灣資料分析顯示，公車平均進出站時間為12.6秒，乘以 G/C ，折合為停車靜態服務時間，約3.15秒，而服務時間重疊之公車，服務佔據綠燈時間約4.05秒，又服務時間重疊公車數與通過站一樣，將上述變數值代入迴歸式中，可得表6-16。

而舟山路－羅斯福路公車灣調查資料，則是公車平均進出站時間為8.6秒，故服務所佔綠燈時間為2.15秒，而服務時間重疊之公車，則其服務所佔綠燈時間約3.03秒，且其服務時間重疊之公車數與一般通過站一樣，將上述這些變數代入迴歸式中，可得表6-17。

(五) 快車道公車站

此處所謂快車道公車站，乃指設置於快慢分隔島上之公車站，此種類型車站，因乘客由人行道橫過慢車道至分隔島上，容易發生意外，故此類型車站漸被淘汰，台北市除重慶北路二段（如保安街站）一小段外，其餘路段皆已撤退至人行道上。但高雄地區，因小汽車流量不大，機車流量衆多，以致將公車站佈設在分隔島上，而成爲該市特色。本研究調查高雄市中山路三個交叉口，其中中山路－六合路與中山路

表6-16 標準公車灣調整因素表

到 達 率 距 離 (m)	到 達 率 (輛 / 小 時)							
	10	20	30	40	50	60	70	80
10	0.90	0.90	0.90	0.89	0.89	0.89	0.88	0.88
20	0.97	0.97	0.96	0.96	0.96	0.95	0.95	0.95
30	0.99	0.99	0.98	0.98	0.98	0.98	0.97	0.97
40	1.00	1.00	0.99	0.99	0.99	0.99	0.98	0.98
50	—	—	—	1.00	1.00	0.99	0.99	0.99
60	—	—	—	—	1.00	1.00	0.99	0.99
70	—	—	—	—	—	—	1.00	0.99

表6-17 單尾公車灣調整因素表

到 達 率 距 離 (m)	到 達 率 (輛 / 小 時)							
	10	20	30	40	50	60	70	80
10	0.83	0.83	0.82	0.82	0.82	0.82	0.81	0.81
20	0.94	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93	0.92	0.92
30	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97	0.96	0.96	0.96
40	0.99	0.99	0.99	0.99	0.98	0.98	0.98	0.98
50	—	—	1.00	1.00	0.99	0.99	0.99	0.99
60	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00
70	—	—	—	—	—	—	—	—

- 七賢路，公車停站之車道，在地上劃有標線。右轉專用道與公車專用，因此無論有無公車到達，該車道都很難達到穩定飽和疏解，且快車道右轉與慢車道之機車在交叉口衝突頗大，此非正常現象，故本研究不予分析。至於中山路 - 八德路交叉口，雖然站牌有13支（7支公車站牌，6支客運站牌）及公車路線17線，但到達率不似台北市，經錄影分析，其樣本資料如表6-18。

從以上資料顯示，實際到達率和系統內公車數，差距相當大，此種情形僅有二種原因：一是紅燈到達、紅燈離開；一是服務時間重疊之公車頗多，查看該路口發現，重疊情形不多，但紅綠燈時段比為二比一，此乃因該交叉口號誌時相甚多，以致G/C 比為1/3。此外，快車道、一般車道較窄，故以該路口測量值6.1公尺作為路寬變數輸入值。

將以上資料，以平均值代入車道群車道數2之迴歸式中，假設其公車服務時間重疊機率與通過站相同，可得表6-19。

五、實用性探討

上節所建立公車進出公車站對交叉口容量影響之調整值，完全是在本研究所建立系統內，亦即公車服務時間考慮方式，必須依服務時間重疊之處理，等候(Queue)公車之處理，服務時間分為四種類型，及公車停站距停止線之處理…等等。在實用上頗不方便，一般容量手冊使用者，總希望藉由道路幾何特性或簡單調查後，即能迅速查表，獲得公車站調整因素值，故本節針對此一問題做探討，就一般站、次要站、主要站、公車灣分別予以說明。

表6-18 快車道公車站調查值

樣本 項目	實際到 達率 (輛 / 小時)	平均距停 止線距離 (m)	服務所佔 綠燈時間 (sec)	系統內 公車數 (輛)
1	20	58	67	7
2	19	53	67	6
3	20	50	84	7
4	19	63	101	7
5	20	53	147	9
6	16	42	134	6
7	18	45	103	9

表6-19 快車道公車站調整因素表

到 達 率 距 離 (m)	到 達 率 (輛 / 小 時)							
	10	20	30	40	50	60	70	80
10	0.79	0.77	0.74	0.72	0.70	0.68	0.65	0.63
20	0.93	0.90	0.88	0.86	0.84	0.81	0.79	0.77
30	0.97	0.95	0.93	0.90	0.88	0.86	0.84	0.81
40	0.99	0.97	0.95	0.93	0.90	0.88	0.86	0.84
50	—	0.99	0.96	0.94	0.92	0.90	0.87	0.85
60	—	1.00	0.97	0.95	0.93	0.90	0.88	0.86
70	—	—	0.98	0.96	0.93	0.91	0.89	0.87

(一) 一般站

本研究以近端無公車灣之一般站為主體，所調查路口亦以此類型居多，約佔百分之八十，而模式建立也以一般站分析資料為準，故一般站為本研究重點所在，而實際上，台灣地區公車站也以一般站為最多。一般人在規劃、設計或改善公車站對容量影響時，最常使用方法應是調查15分鐘內公車到達數、平均服務時間、測量公車站牌距停止線距離，且不考慮這些公車是否紅燈到達、綠燈離開，亦不考慮是否服務時間重疊，即希望能查尋調整因素表，而得到其值，此即是本研究為何以15分鐘為一樣本原因之一。

由15分鐘所調查之公車到達數，如何應用上章所建立之迴歸式。首先必須建立系統外公車到達次數與系統內被視為佔據綠燈時間公車數之關係，如此一般所謂公車到達率才能經由此關係式，應用於本研究所建立之迴歸式。依所調查一般站樣本資料，就公車到達率(X)與被計算為佔據綠燈時間之公車數(Y)，進行迴歸，得式〈6-8〉。

$$Y = 0.57X \quad \langle 6-8 \rangle$$

$$N = 99$$

$$R^2 = 0.91$$

$$F = 1033.33$$

R^2 雖不甚高，但 $F=1033.33$ ，通過顯著水準為0.01 F 檢定，且係數通過顯著水準為0.01之 t 檢定，故此迴歸式應可接受。

以上關係式，顯示系統外一部公車相當於系統內0.57部公車，根據此關係式，可得實用上公車站調整因素表，如表6-20車道群車道數1之公車調整因素表；表6-21車道群車道數2之公車站調整因素表；表6-22車道群車道數3之公車站調整因素表；表6-23，公車站調整因素表。

應用上述關係式及各車道群車道數迴歸式，再以公車站位距停止線40公尺為基準，可得各車道群車道數下不同公車到達率之飽和流量值，如表6-24。

由表6-24，各車道群車道數下不同公車到達率飽和流量，再以每小時到達次數40部為基準，可得各車道群車道數下不同公車到達率相對值，如表6-25。

由表6-25，平均各車道群車道數相對值，可得表6-26。

同樣若以公車每小時到達次數40部為基準，可得各車道群車道數下不同公車站位距離之飽和流量，如表6-27。

由表6-27資料，再以站位距離40公尺為基準，可得各車道群車道數下不同站位距離相對值，如表6-28。

由表6-28，平均各車道群車道數相對值，可得表6-29。

表6-20 實用一般站之車道群車道數 1公車站調整因數表

車道群 車道數	距離 (m)	公車到達率 (輛/小時)							
		10	20	30	40	50	60	70	80
—	10	0.80	0.79	0.78	0.78	0.77	0.76	0.75	0.75
	20	0.87	0.86	0.86	0.85	0.84	0.82	0.82	0.82
	30	0.89	0.89	0.88	0.87	0.86	0.86	0.85	0.84
	40	0.91	0.90	0.89	0.88	0.88	0.87	0.86	0.85
	50	0.91	0.91	0.90	0.89	0.88	0.87	0.87	0.86
	60	0.92	0.91	0.90	0.90	0.89	0.88	0.87	0.86
	70	0.92	0.91	0.91	0.90	0.89	0.88	0.88	0.87

表6-21 實用一般站之車道群車道數 2公車站調整因數表

路口 型態	距離 (m)	公車到達率 (輛/小時)							
		10	20	30	40	50	60	70	80
快 慢 分 隔	10	0.82	0.81	0.80	0.79	0.79	0.78	0.77	0.76
	20	0.93	0.92	0.91	0.90	0.90	0.89	0.88	0.87
	30	0.97	0.96	0.95	0.94	0.93	0.92	0.92	0.91
	40	0.98	0.98	0.97	0.96	0.95	0.94	0.93	0.93
	50	1.00	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	0.94	0.94
	60	—	0.99	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	0.94
	70	—	—	0.99	0.98	0.97	0.97	0.96	0.95
中 央 分 隔	10	0.84	0.83	0.82	0.81	0.80	0.79	0.79	0.78
	20	0.94	0.93	0.92	0.92	0.91	0.90	0.89	0.88
	30	0.98	0.97	0.96	0.95	0.94	0.94	0.93	0.92
	40	0.99	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	0.94	0.94
	50	—	1.00	0.99	0.98	0.97	0.96	0.96	0.95
	60	—	—	1.00	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95
	70	—	—	—	0.99	0.98	0.98	0.97	0.96
無 分 隔	10	0.81	0.80	0.79	0.78	0.78	0.77	0.76	0.75
	20	0.93	0.92	0.91	0.90	0.89	0.89	0.88	0.87
	30	0.97	0.96	0.95	0.94	0.93	0.92	0.92	0.91
	40	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	0.94	0.94	0.93
	50	—	0.99	0.98	0.97	0.97	0.96	0.95	0.94
	60	—	—	0.99	0.98	0.97	0.96	0.96	0.95
	70	—	—	1.00	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95

表6-22 實用一般站之車道群車道數 3公車站調整因數表

車道群 車道數	距離 (m)	公車到達率 (輛/小時)							
		10	20	30	40	50	60	70	80
三	10	0.90	0.89	0.88	0.87	0.86	0.86	0.85	0.84
	20	0.96	0.95	0.95	0.94	0.93	0.92	0.91	0.90
	30	0.98	0.98	0.97	0.96	0.95	0.94	0.93	0.93
	40	0.99	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	0.94	0.94
	50	—	0.99	0.98	0.98	0.97	0.96	0.95	0.94
	60	—	1.00	0.99	0.98	0.97	0.96	0.96	0.95
	70	—	—	0.99	0.98	0.98	0.97	0.96	0.95

表6-23 實用一般站公車調整因數表

車道群 車道數	距離 (m)	公車到達率 (輛/小時)							
		10	20	30	40	50	60	70	80
一	10	0.80	0.79	0.78	0.78	0.77	0.76	0.75	0.75
	20	0.87	0.86	0.86	0.85	0.84	0.82	0.82	0.82
	30	0.89	0.89	0.88	0.87	0.86	0.86	0.85	0.84
	40	0.91	0.90	0.89	0.88	0.88	0.87	0.86	0.85
	50	0.91	0.91	0.90	0.89	0.88	0.87	0.87	0.86
	60	0.92	0.91	0.90	0.90	0.89	0.88	0.87	0.86
	70	0.92	0.91	0.91	0.90	0.89	0.88	0.88	0.87
二	10	0.82	0.81	0.80	0.79	0.79	0.78	0.77	0.77
	20	0.93	0.92	0.91	0.90	0.90	0.89	0.88	0.87
	30	0.97	0.96	0.95	0.94	0.93	0.92	0.92	0.91
	40	0.98	0.98	0.97	0.96	0.95	0.94	0.93	0.93
	50	1.00	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	0.94	0.94
	60	—	0.99	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	0.94
	70	—	—	0.99	0.98	0.97	0.97	0.96	0.95
三	10	0.90	0.89	0.88	0.87	0.86	0.86	0.85	0.84
	20	0.96	0.95	0.95	0.94	0.93	0.92	0.91	0.90
	30	0.98	0.98	0.97	0.96	0.95	0.94	0.93	0.93
	40	0.99	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	0.94	0.94
	50	—	0.99	0.98	0.98	0.97	0.96	0.95	0.94
	60	—	1.00	0.99	0.98	0.97	0.96	0.96	0.95
	70	—	—	0.99	0.98	0.98	0.97	0.96	0.95

表6-24 實用一般站之不同車道群車道數及到達率下飽和流量值

飽和流量 車道數 車道群		到達率 (輛 / 小時)							
		10	20	30	40	50	60	70	80
一		1668	1654	1640	1626	1612	1597	1583	1569
二		3546	3516	3485	3455	3424	3393	3362	3332
三		5932	5884	5834	5785	5735	5685	5636	5586

表6-25 實用一般站之各車道群車道數的公車到達率修正值

車道群數	修正值	到達率 (輛 / 小時)							
		10	20	30	40	50	60	70	80
一		1.03	1.02	1.01	1.0	1.0	0.99	0.98	0.97
二		1.02	1.02	1.01	1.0	0.99	0.98	0.97	0.97
三		1.02	1.02	1.01	1.0	0.99	0.98	0.97	0.97

表6-26 實用一般站之不同公車到達率平均飽和流量修正值

到達率 (輛 / 小時)	10	20	30	40	50	60	70	80
修正值	1.02	1.02	1.01	1.0	0.99	0.98	0.97	0.97

表6-27 實用一般站之不同車道群車道數及公車站位距離下飽和流量值

車道群數	飽和流量	站位距離 (m)						
		10	20	30	40	50	60	70
一		1428	1560	1604	1626	1639	1648	1654
二		2862	3257	3389	3455	3494	3520	3539
三		5199	5590	5720	5785	5824	5850	5868

表6-28 實用一般站之各車道群車道數的公車站位距離修正值

車道群數 飽和流量 站位距離 (m)	10	20	30	40	50	60	70
	10	20	30	40	50	60	70
一	0.88	0.96	0.99	1.0	1.01	1.01	1.02
二	0.83	0.94	0.98	1.0	1.01	1.02	1.02
三	0.90	0.97	0.99	1.0	1.01	1.01	1.01

表6-29 實用一般站不同公車到達率相對係數

站位距離 (m)	10	20	30	40	50	60	70
修正值	0.87	0.96	0.99	1.0	1.01	1.01	1.02

(二) 次要站

次要站所在道路一般非主要幹道，其綠燈通常較橫向道路來的短，又乘客上下車服務時間較短，且因公車到達率低，很少發生服務時間重疊及等候進站之情況，故系統外與系統內公車數關係，只在紅燈到達、紅燈離開之公車數有差別，依據公車到達之隨機性，可以機率理論求算公車紅燈到達、紅燈離開之機率，以迪化街站為例，其綠燈與紅燈時間各為30秒與40秒，且平均服務為16.97 秒，故發生公車紅燈到達又紅燈離開之情況，必須公車在紅燈結束前已服務完畢，則紅燈時刻40秒減去17秒，乃公車在一週期內為紅燈到達又紅燈離開之秒數，除以週期長度70秒，得機率值0.329，故系統外與系統內公車數之關係為1 減去0.329 得0.67。

應用此關係式，代入車道群車道數 1 之迴歸式，又公車到達率最多為每小時 40 部公車，可得次要站－公車調整因素表，如表 $6-30$ 。

(三) 主要站

依第一節所述種種條件，主要站公車對交叉口容量影響甚巨，服務時間重疊之機率亦相對增加，此外由於綠燈較長，公車在紅燈到達、紅燈離開之機率相對降低，因上述各種不同特性，主要站系統外公車數和系統內公車數無法直接引用一般站關係式，必須調查主要站路口，依據台北車站調查，得到約 0.52 之關係式，即系統外十部公車，在系統內被視為有影響之公車數約 5.2 部，依據此關係式，帶入車道群車道數 3 迴歸式中，又公車到達率在每小時 90 部至 120 部，求得其調整值，如表 $6-31$ 。

(四) 公車灣

設有公車灣之公車站，不是公車到達率高或公車路線多，就是車流量大之路口，故一般在一般站或主要站之主要幹道，設置公車灣，本研究所調查之公車站屬於一般站，所以其系統外與系統內之公車數關係為 0.57 ，將此值與其他變數值代入迴歸式中，可得成淵國中站與公館站公車站調整因素表，如表 $6-32$ 與表 $6-33$ 。

表6-30 實用次要站公車調整因素表

<div> <div>到 達 率</div> <div>站 位 距 離 (m)</div> </div>	到達率 (輛／小時)			
	10	20	30	40
10	0.80	0.80	0.79	0.79
20	0.87	0.87	0.86	0.86
30	0.90	0.89	0.89	0.88
40	0.91	0.90	0.90	0.90
50	0.92	0.91	0.91	0.90
60	0.92	0.92	0.91	0.91
70	0.92	0.92	0.92	0.91

表6-31 實用主要站公車調整因素表

<div> <div>到 達 率</div> <div>距 離 (m)</div> </div>	到達率 (輛／小時)			
	90	100	110	120
10	0.80	0.79	0.78	0.76
20	0.86	0.85	0.84	0.83
30	0.89	0.87	0.86	0.85
40	0.90	0.89	0.87	0.86
50	0.91	0.89	0.88	0.87
60	0.91	0.90	0.88	0.87
70	0.91	0.90	0.89	0.88

表6-32 實用標準公車灣調整因素表

距離 (m)	到達率	到達率 (輛/小時)							
		10	20	30	40	50	60	70	80
10		0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.89	0.89	0.89
20		0.97	0.97	0.97	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96
30		0.99	0.99	0.99	0.99	0.98	0.98	0.98	0.98
40		1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.99	0.99
50		—	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00
60		—	—	—	—	—	—	—	—
70		—	—	—	—	—	—	—	—

表6-33 實用單尾公車灣調整因素表

距離 (m)	到達率	到達率 (輛/小時)							
		10	20	30	40	50	60	70	80
10		0.83	0.83	0.83	0.82	0.82	0.82	0.82	0.82
20		0.94	0.94	0.94	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93
30		0.97	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97
40		0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	0.98
50		—	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99
60		—	—	—	—	—	—	—	—
70		—	—	—	—	—	—	—	—

(五) 快車道公車站

由上節表6-18知實際到達率與系統內公車數差距相當大，且與一般站關係式不同，不能直接引用，將實際到達率與系統內公車數各自平均，得18.86 部與7.3 部，後者除以前者得0.39，即實際到達率10部/ 小時，在系統內僅為 3.9部，將此值代入迴歸式，且其他變數輸入值不變，可得表6-34。

表6-34 實用快車道公車站調整因素表

距 離 (m)	到 達 率	到達率 (輛/小時)							
		10	20	30	40	50	60	70	80
10		0.80	0.79	0.78	0.78	0.77	0.76	0.75	0.74
20		0.94	0.93	0.92	0.91	0.90	0.89	0.89	0.88
30		0.98	0.98	0.97	0.96	0.95	0.94	0.93	0.92
40		—	1.00	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	0.95
50		—	—	—	0.99	0.99	0.98	0.97	0.96
60		—	—	—	—	1.00	0.99	0.98	0.97
70		—	—	—	—	—	0.99	0.98	0.98

6 . 2 路邊停車

一、停車駛出入停車位流量分析模式

(一) 分析結果

由所調查之路口分成15分鐘樣本，就流量對路口型態、車道群寬、左右轉衝突流量積、停車週轉率、停車位距停止線距離，得到各樣本(S、M、D、W、L、R、No、Y) 值，利用

SAS 套裝程式，進行迴歸分析，可得其式如下：

1. 車道群車道數1

$$S = 1324.66 + 121.47W - 33.92 - 49.45L - 0.682NO - 302.90/Y$$

$$N = 11$$

$$R^2 = 0.93$$

$$F = 32.21$$

R^2 雖不甚高，但 $F=32.21$ 通過顯著水準 0.01 F 檢定，通過顯著水準 0.1 之 t 檢定，故迴歸式應可接受。

2. 車道群車道數2

$$S = 1405.90 + 285.89D + 259.76W - 42.15R - 1.38NO - 426.92/Y$$

$$N = 17$$

$$R^2 = 0.95$$

$$F = 3434 \text{ (} F \text{ 信賴度檢定大於 } 0.99 \text{)}$$

R^2 雖不甚高，但 $F=3434$ 信賴度大於 0.99，通過顯著水準 0.01 F 檢定，且除係數 Y 通過顯著水準 0.03 之 t 檢定處，其餘皆通過顯著水準 0.1 之 t 檢定，故迴歸式應可接受。

3. 車道群車道數3

$$S = 516.4 + 510.57W - 1.873NO - 231.123/Y$$

$$N = 11$$

$$R^2 = 0.95$$

$$F = 6512 \text{ (} F \text{ 信賴度檢定大於 } 0.99 \text{)}$$

R^2 雖不甚高，但 $F=6512$ 通過顯著水準 0.01 F 檢定，且各係數皆通過顯著水準 0.012 之 t 檢定，故迴歸式應可接受。

二、實用性

以上所建立之停車模式，乃停車對交叉口容量動態之影響，將各變數數值代入，再除以飽和流量分析模式(6.1節)之值，可得調整值，但停車位對交叉口容量除動態影響外，尚包括靜態影響。

在靜態影響，不僅是該道路被佔據劃為停車位，且會產生側向摩擦干擾，1985年AHCM在有停車位處，即使其週轉率為零，依然對車流產生影響，故有容量調整值在車道群車道數1時為0.9，相當於路寬折減3英尺，由表6-35可看出，本研究依此關係，查顏上堯君[13]所發展的路寬折減值表，得折減1公尺為0.87，其次再依照車道群平均分擔影響觀念，可得車道群車道數2、3之值。

$$(0.87+1)/2 = 0.94$$

$$(0.87+2)/3 = 0.96$$

表6-35 路寬調整因素表

車道寬(ft)	8	9	10	11	12	13	14	15	>16
車道寬因素	0.87	0.90	0.93	0.97	1.00	1.03	1.07	1.10	二車道

故停車對交叉口容量影響值，由動態計算所得之值需再乘以靜態值，如此方可得停車調整因素表，如表6-36，表中二車道以快慢分隔路型為代表，至於無分隔路型之調整值，如表6-37。

表6-36 停車調整因素表

車道群 車道數	距 離 (m)	停車週轉率 (輛/小時)						
		0	10	20	30	40	50	60
一	10	0.87	0.81	0.81	0.80	0.80	0.80	0.79
	20	0.87	0.82	0.81	0.81	0.81	0.80	0.80
	30	0.87	0.82	0.82	0.81	0.81	0.81	0.80
	40	0.87	0.82	0.82	0.82	0.81	0.81	0.80
	50	0.87	0.82	0.82	0.82	0.81	0.81	0.80
	60	0.87	0.82	0.82	0.82	0.81	0.81	0.81
	70	0.87	0.82	0.82	0.82	0.81	0.81	0.81
二	10	0.94	0.90	0.90	0.89	0.89	0.88	0.88
	20	0.94	0.91	0.90	0.90	0.89	0.89	0.89
	30	0.94	0.91	0.90	0.90	0.90	0.89	0.89
	40	0.94	0.91	0.90	0.90	0.90	0.89	0.89
	50	0.94	0.91	0.90	0.90	0.90	0.89	0.89
	60	0.94	0.91	0.91	0.90	0.90	0.89	0.89
	70	0.94	0.91	0.91	0.90	0.90	0.89	0.89
三	10	0.96	0.94	0.94	0.93	0.93	0.93	0.92
	20	0.96	0.94	0.94	0.93	0.93	0.93	0.92
	30	0.96	0.94	0.94	0.93	0.93	0.93	0.93
	40	0.96	0.94	0.94	0.93	0.93	0.93	0.93
	50	0.96	0.94	0.94	0.94	0.93	0.93	0.93
	60	0.96	0.94	0.94	0.94	0.93	0.93	0.93
	70	0.96	0.94	0.94	0.94	0.93	0.93	0.93

表6-37 車道群車道數2 停車調整因素表(無分隔路型)

距 離 (m)	到 達 率	到達率 (輛/小時)						
		0	10	20	30	40	50	60
10		0.94	0.89	0.89	0.88	0.88	0.88	0.87
20		0.94	0.90	0.90	0.89	0.89	0.88	0.88
30		0.94	0.90	0.90	0.89	0.89	0.89	0.88
40		0.94	0.90	0.90	0.89	0.89	0.89	0.88
50		0.94	0.90	0.90	0.90	0.89	0.89	0.88
60		0.94	0.90	0.90	0.90	0.89	0.89	0.88
70		0.94	0.90	0.90	0.90	0.89	0.89	0.88

至於斜角停車位，在停車駛入時較為迅速且對車流影響較小，同樣長度街廓下，以斜角停車有較多停車位，但駛出時較為困難且對車流影響大，依本研究調查台中市公園路－三民路口路邊停車，駛入停車位平均約5.1 秒，駛出約20.6秒，求其平均數為13秒，而平行停車則為11秒，故將斜角停車次數乘 $13/11$ ，代入車道群車道數2 停車模式，可得調整值如表6-38。

此外高雄地區快慢分隔路型，將慢車道劃為機車專用道，駛進停車位較駛出停車位需時較長，原因在駛進停車位，若直接駛入，則與一般車道相似，但若採後退進入停車位，則隨時有機車來到，使後退速度減慢，致整個駛入時間增長，但駛出停車位，基於機車車身小，且常是一個車隊而過，致駛出較為迅速。

高雄市雖機車數量龐大，且設有專用道，但因街廓短且週期短，很難達到飽和狀態，且高雄市雖為計時收費，但可購買「月票」，有月票之車輛，可不限時間不限次數停車，致週轉率不高，本研究找尋較符合條件之路口拍攝，僅能就資料顯示之流量求其關係，如表6-39。

表6-38 斜角停車位停車調整因素表

距離 (m)	到達率	到達率 (輛／小時)						
		0	10	20	30	40	50	60
10		0.87	0.81	0.81	0.80	0.80	0.79	0.79
20		0.87	0.82	0.81	0.81	0.80	0.80	0.80
30		0.87	0.82	0.82	0.81	0.81	0.80	0.80
40		0.87	0.82	0.82	0.81	0.81	0.80	0.80
50		0.87	0.82	0.82	0.81	0.81	0.81	0.80
60		0.87	0.82	0.82	0.81	0.81	0.81	0.80
70		0.87	0.82	0.82	0.81	0.81	0.81	0.80

表 6-39 機車專用道停車調整因素表

到 達 率 距 離 (m)	到達率 (輛／小時)				
	0	10	20	30	40
10	0.87	0.84	0.83	0.83	0.82
20	0.87	0.84	0.84	0.83	0.83
30	0.87	0.84	0.84	0.84	0.83
40	0.87	0.84	0.84	0.84	0.83
50	0.87	0.84	0.84	0.84	0.84
60	0.87	0.84	0.84	0.84	0.84
70	0.87	0.85	0.84	0.84	0.84

然而由表 6-36、表 6-37、表 6-38 和表 6-39 中，及原模式分析可發覺距離因素影響不大，故再修正上述四表，各取距離 40 公尺為基準，得修正後調整因素表如下：

修正後停車調整因素表

車道群 車道數	停車週轉率 (輛／小時)						
	0	10	20	30	40	50	60
一	0.87	0.82	0.82	0.82	0.81	0.81	0.80
二	0.94	0.91	0.90	0.90	0.90	0.89	0.89
三	0.96	0.94	0.94	0.93	0.93	0.93	0.93

修正後車道群車道數 2 停車調整因素表

到 達 率 (輛／小時)	0	10	20	30	40	50	60
	0.94	0.90	0.90	0.89	0.89	0.89	0.88

修正後斜角停車位停車調整因素表

到 達 率 (輛／小時)	0	10	20	30	40	50	60
	0.87	0.82	0.82	0.81	0.81	0.80	0.80

修正後機車專用道停車調整因素表

到 達 率 (輛／小時)	0	10	20	30	40
	0	10	20	30	40
	0.87	0.84	0.84	0.84	0.83

6.3 左轉流動

一、專用車道、專用時相

總樣本如圖6-1。

每車平均車頭距，如圖6-2 所示。其中羅斯福路－新生南路北端內側左轉車道，因新生南路左轉羅斯福路為快慢分隔，故為純小汽車流，為一良好研究路口，是以拍攝兩卷。民權東路－松江路之機車混合比為0.12，甚低，亦為頗佳之研究路口，但有迴轉干擾時應剔除。忠孝東路－基隆路為輪放式路口，機車混合比為0.45。

取其平均最穩定之車頭距為1.9 sec，故綠燈小時流量為1,894 Vph，實用上取1,900 VPH，左轉調整因子為0.95。

二、雙車道左轉

以仁愛路－金山南路為例，機車混合比為0.11，甚低。二車道平均最穩定車頭距為1.94 sec，換算成綠燈小時為1856 Vphg

專用車道 / 專用時相
總樣本

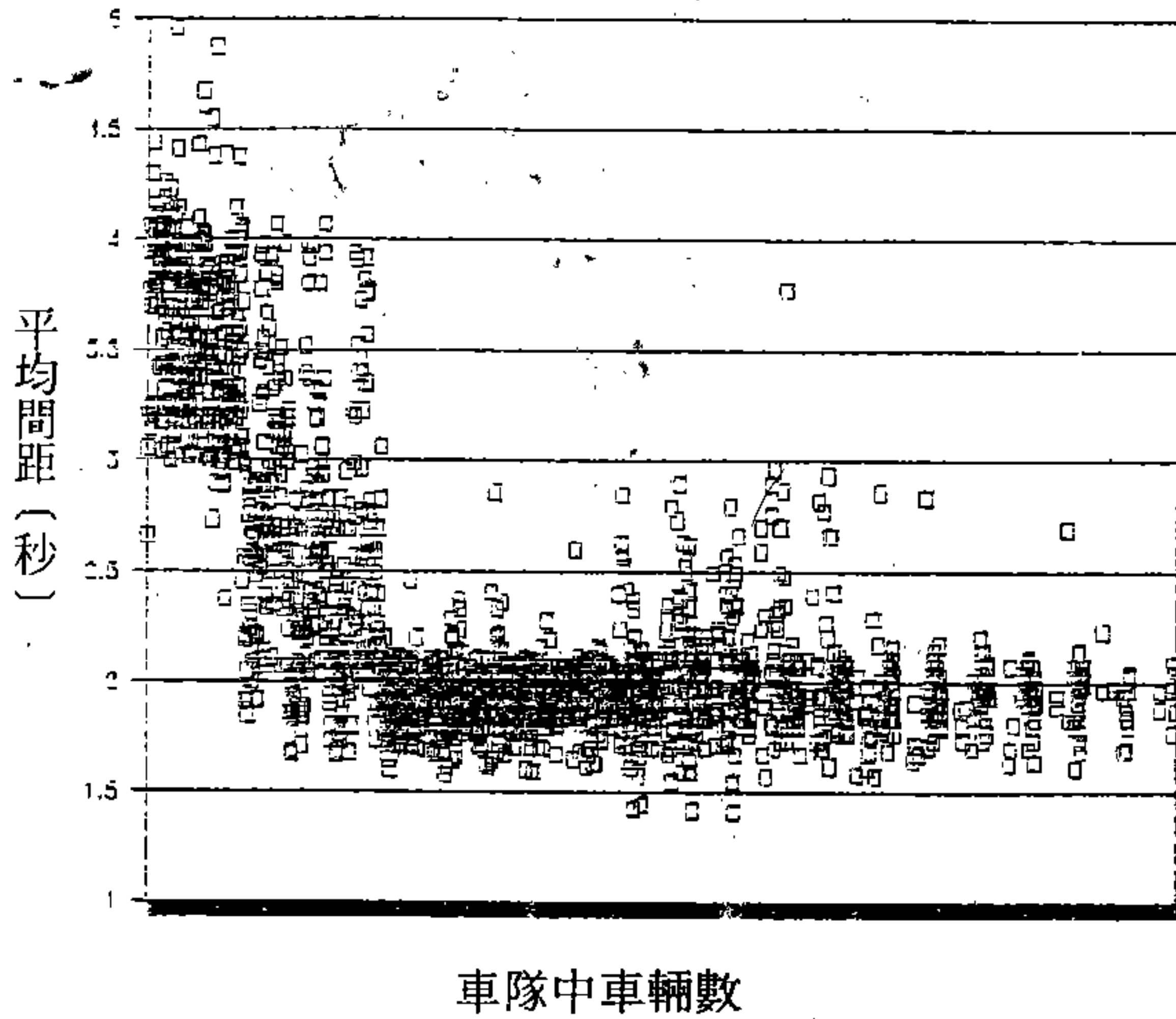


圖6-1 專用車道 / 專用時相調查樣本

專用車道 / 專用時相

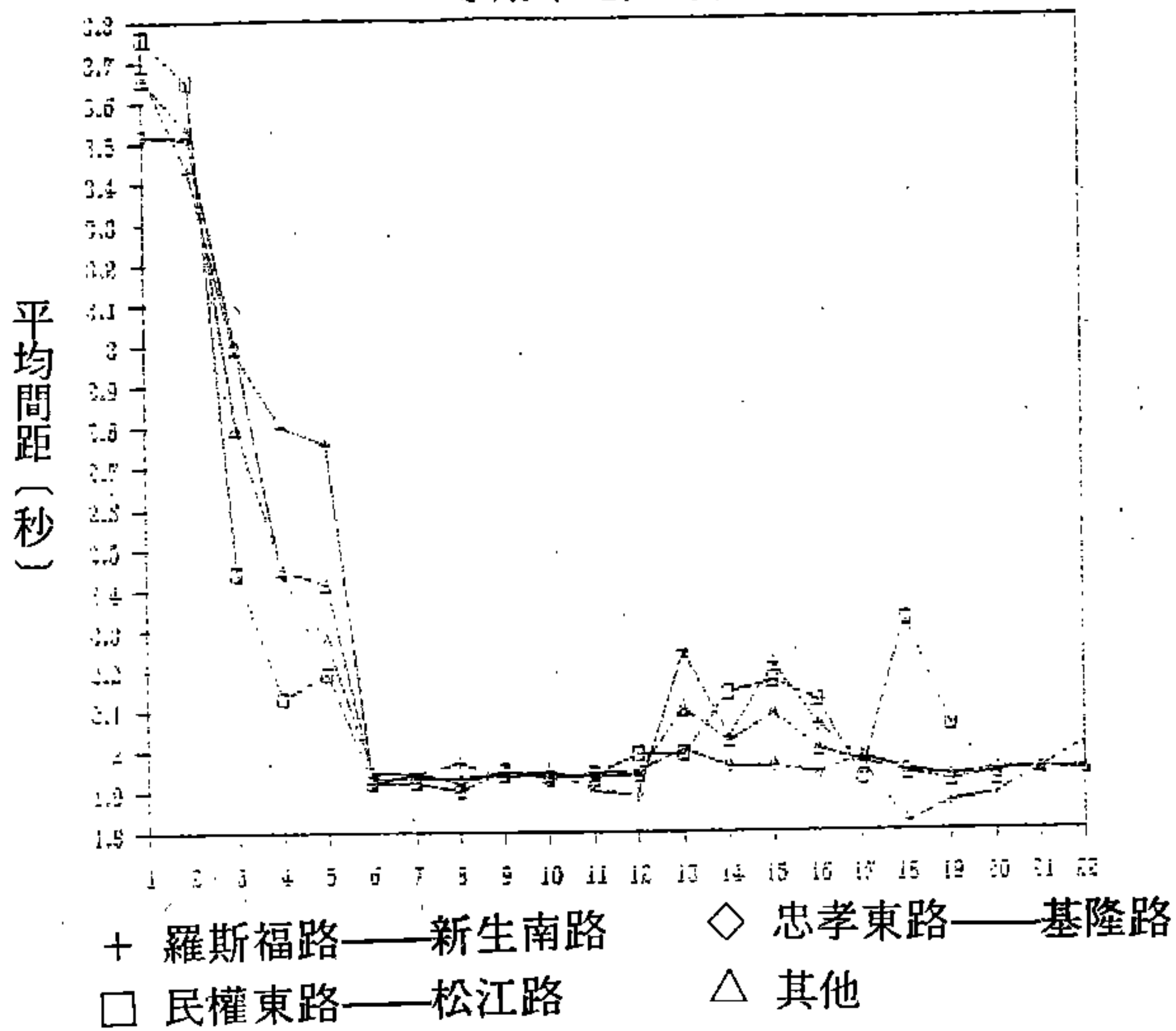


圖6-2 專用車道 / 專用時相平均車頭距圖

，實用上取1860，故調整因子爲0.93，如圖6-3。

三、共用時相

共用車道，包括專用時相、共用時相、單車道三類，依據上章模式，將調查值代入，參酌瑞典法共用時相左轉飽和流量圖（圖2-4），可得其值如圖6-4，並整理成表，如表6-40。

表6-40 左轉共用時相飽和流量

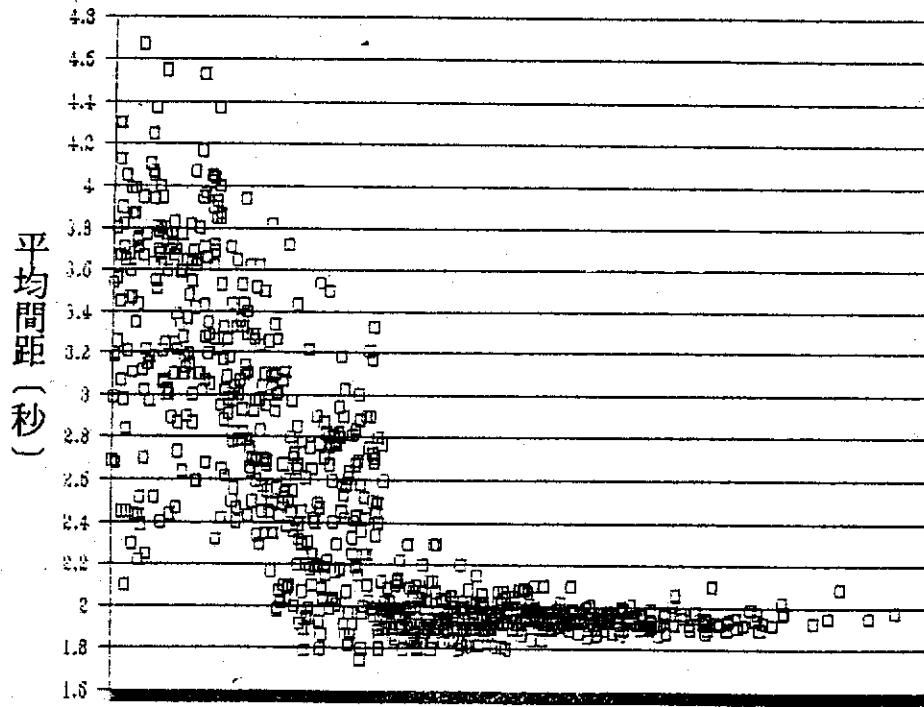
對向流量 左轉比	(輛／小時)				
	600	800	1000	1200	14000
0.2	1800	1750	1620	1500	1300
0.4	1570	1440	1100	1000	800
0.6	1350	1200	880	720	680
0.8	1200	1020	760	680	600
1.0	1100	980	720	670	520

6.4 右轉流動

一、機車行人當量值

依上期計劃研究，由小客車右轉與直行機車衝突所產生延滯時間爲4.23秒，而與衝突行人所產生延滯時間是3.19秒，故對小客車而言，機車之行人當量是4.32除以3.19，得1.33秒。依本研究調查錦西街－中山北路交叉口，其值約1.26秒。此爲直行、左轉共用車道之情形，若爲專用車道，一般排設於道路最右側車道，機車干擾大爲減少，但因全部爲右轉車輛，所有車輛於轉彎處

金山——濟南



車隊中車輛數

圖6-3 雙車道左轉調查樣本圖

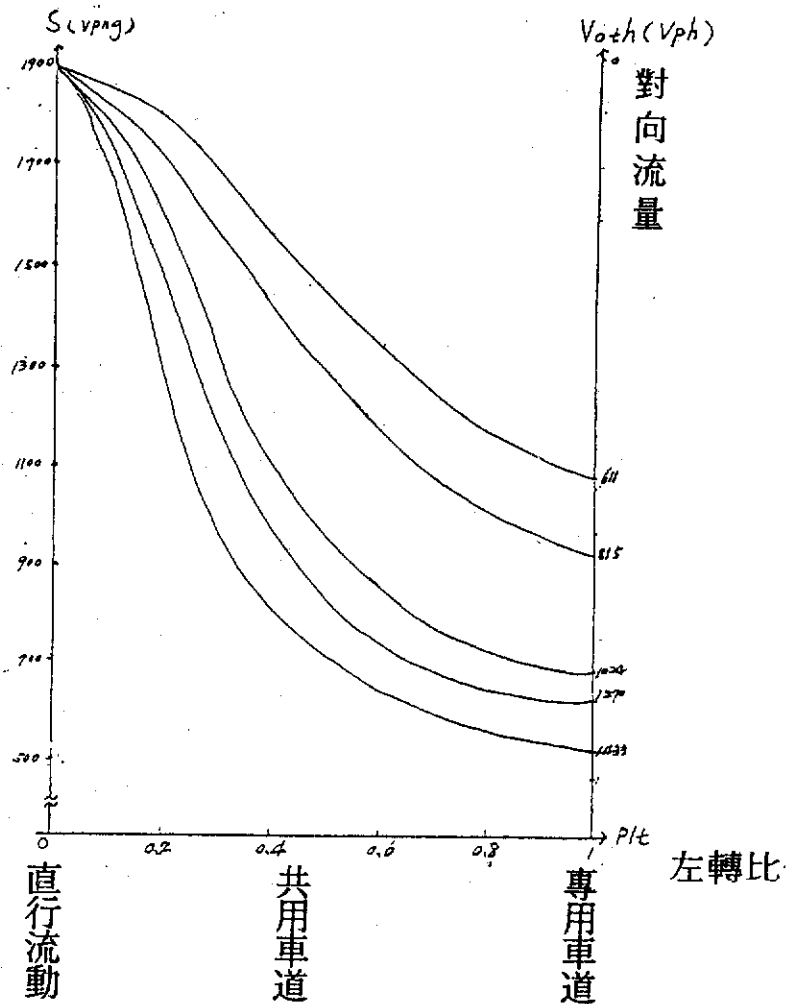


圖6-4 左轉、共用時相飽和流量

，需減速以利轉向，致疏解速率降低；反之直行、共用車道則有部分直行車輛，不受轉向減速之影響，使飽和流量增加，故共用車道飽和流量較專用車道為高。

二、右轉調整因素表

資料分析中，實測衝突流量，經由飽和時間之轉換，而將衝突流量之單位轉換為（行人／綠燈小時），如6-1 式。

$$V_o = (P_d + 1.33M) \times 3600 / T \quad (6-1)$$

V_o :衝突流量（行人／綠燈小時）

P_d :飽和時間內之衝突行人數

M :飽和時間內之衝突機車數

T :飽和時間（秒）

依實測樣本衝突流量（行人／綠燈小時）與右轉比樣本數多寡，本研究將衝突流量分為五級，分別是小於500，500～1500、1000～1500、1500～2000及大於2000；右轉比也分為五級，分別是小於0.25、0.25～0.5、0.5～0.75、0.75～0.99，以及1。設有右轉專用道時，其右轉比為1，則此不同幾何情況，其值如表6-41。

表6-41 右轉調整因素

轉 向 比 衝突 流量	(行人／綠燈小時)				
	<500	500～1000	1000～1500	1500～200	>2000
<0.25	0.94	0.91	0.86	0.78	0.68
0.25～0.5	0.89	0.80	0.78	0.70	0.59
0.5～0.75	0.80	0.78	0.71	0.56	0.47
0.75～0.99	0.76	0.68	0.56	0.40	0.35
=1	0.65	0.60	0.47	0.31	0.24

第七章 結論與建議

7.1 緒論

綜合本研究可得結論如下：

1. 以往國內在使用容量調整因素，不是直接引用國外數據，即是依據「專家判斷」，致造成誤差甚鉅，導致評估道路系統服務水準與規劃設計之偏誤，本研究發現唯有實地大樣本調查台灣地區交叉口，方能確實建立適合台灣地區之容量手冊，故本研究共調查65個交叉口，其中有關公車運轉者28個交叉口，停車操作者10個交叉口，左轉流動者20個交叉口，右轉流動者7個交叉口，調查地區包括台北市、台中市、高雄市，路型包括中央、快慢，無分隔，至於各別調整因素所應考慮之類型昏晝等予以囊括。
2. 在停車運轉方面，將公車站分為主要站、一般站、次要站三種類型，以一般站為主體，就不同車道群車道數發展慢車道所在車道群飽和流量與公車站影響飽和流量模式，再將調查值代入模式，得調整因素值，至於主要站、次要站則就公車服務時間及到達率與一般站之不同代入模式，而得其影響值，其次就公車站位距離與到達率之差異，求對公車站之影響，此點對於公車設站與道路服務水準甚為重要，且據此次研究發現公車站位距離比公車到達率影響大，故在實用上有以下三表最為常用。

表 7-1 實用公車調整因素表

車道群 車道數	距離 m	公車到達率 (輛/ 小時)											
		10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
一	10	0.80	0.79	0.78	0.78	0.77	0.76	0.75	0.75				
	20	0.87	0.86	0.86	0.85	0.84	0.82	0.82	0.82				
	30	0.89	0.89	0.88	0.87	0.86	0.86	0.85	0.84				
	40	0.91	0.90	0.89	0.88	0.88	0.87	0.86	0.85				
	50	0.91	0.91	0.90	0.89	0.88	0.87	0.87	0.86				
	60	0.92	0.91	0.90	0.90	0.89	0.88	0.87	0.86				
	70	0.92	0.91	0.91	0.90	0.89	0.88	0.88	0.87				
二	10	0.82	0.81	0.80	0.79	0.79	0.78	0.77	0.77				
	20	0.93	0.92	0.91	0.90	0.90	0.89	0.88	0.87				
	30	0.97	0.96	0.95	0.94	0.93	0.92	0.92	0.91				
	40	0.98	0.98	0.97	0.96	0.95	0.94	0.93	0.93				
	50	1.00	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	0.94	0.94				
	60	—	0.99	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	0.95				
	70	—	—	0.99	0.98	0.97	0.97	0.96	0.95				
三	10	0.90	0.89	0.88	0.87	0.86	0.86	0.85	0.84	0.80	0.79	0.78	0.76
	20	0.96	0.95	0.95	0.94	0.93	0.92	0.91	0.90	0.86	0.85	0.84	0.83
	30	0.98	0.98	0.97	0.96	0.95	0.94	0.93	0.93	0.89	0.87	0.86	0.85
	40	0.99	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	0.94	0.95	0.90	0.89	0.87	0.86
	50	—	0.99	0.98	0.98	0.97	0.96	0.95	0.94	0.91	0.89	0.88	0.87
	60	—	1.00	0.99	0.98	0.97	0.96	0.96	0.95	0.91	0.90	0.88	0.87
	70	—	—	0.99	0.98	0.98	0.97	0.96	0.95	0.91	0.90	0.89	0.88

註： *次要站查公車到達率10-40 輛/ 小時

**主要站查公車到達率90-120輛/ 小時

表7-2 實用一般站不同公車到達率相對係數值

到達率 (輛/小時)	10	20	30	40	50	60	70	80
修正值	1.02	1.02	1.01	1.0	0.99	0.98	0.97	0.97

表7-3 實用一般站不同公車站位距離相對係數值

站位距離(m)	10	20	30	40	50	60	70
修正值	0.87	0.96	0.99	1.0	1.01	1.01	1.02

3.根據公車運轉研究結果發現，公車站牌不可設在距停止線10公尺內，否則將對交叉口容量產生極大影響，設若無法避免，則宜佈設單尾公車灣，以減低其影響；其次公車灣之設置，確實可降低公車站之影響，但往往為路邊停車所佔用，須加強勸導或取締，以發揮公車灣應有效用。

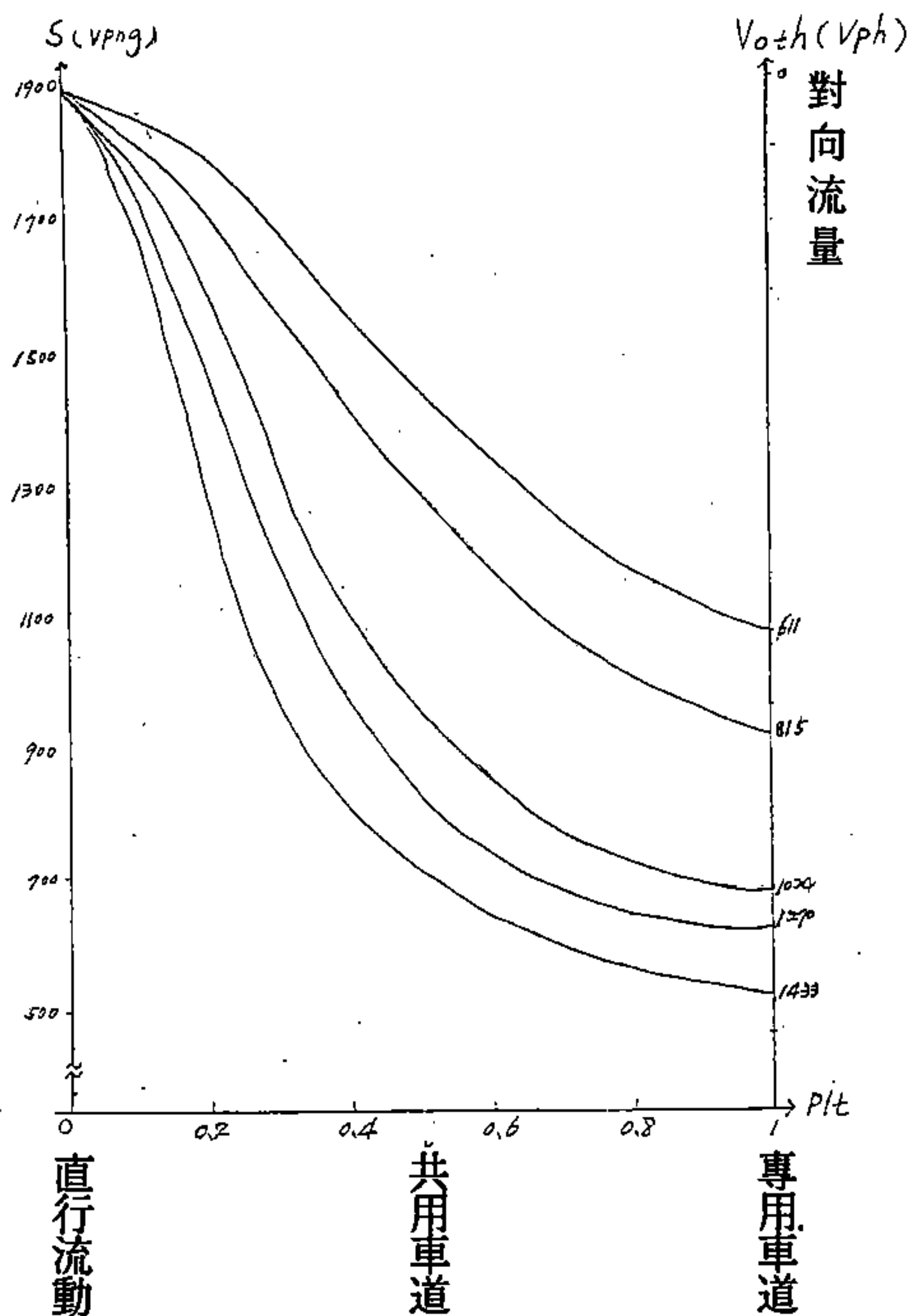
4.路邊停車對於交叉口容量影響，雖不似公車站影響，但違規停車問題卻相當嚴重，本研究基於探討路邊停車對交叉口容量影響，不在研究都市停車站不足的問題，故找尋正常停車之路口調查，但距路口停止線70公尺內之停車位，大約僅存12~15個左右，就錄影調查時觀察，每小時週轉率並不高，本研究恐建立模式時，外推過程產生誤差，故部份路口採實驗設計方式調查，以增加每小時週轉率，且考慮台灣地區平行停車較多，其實用表如下：

表7-4 停車調整因素表

車道群 車道數	停車週轉率 (輛/小時)						
	0	10	20	30	40	50	60
一	0.87	0.82	0.82	0.82	0.81	0.81	0.80
二	0.94	0.91	0.90	0.90	0.90	0.89	0.89
三	0.96	0.94	0.94	0.93	0.93	0.93	0.93

- 5.路邊停車除平行停車位外，尚有斜角停車位，差別在於駛、出入操作時間及對車流影響，斜角停車位雖然在駛出停車位困難且對車流影響大，但駛入時卻相當容易，平均而言與平行停車差別不大。
- 6.關於左轉流動，在台灣地區主要劃分為二大類，專用時相與共用時相，專用時相必是專用車道，本研究採同步計數法調查車頭距，以微觀分析最小平均車頭距，其值得1.89秒，飽和流量1.904 輛；至於雙車道左轉，內側平均車頭距1.93秒，外側1.94秒，飽和流量有1,865 及1,857 輛／小時，實用上取1,860，調整因素值0.93。
- 7.共用時相左轉流動，則將綠燈分為四時段：
- A.起動時段，跳槍行為 (Jump the Gun Behavior)
 - B.飽和時段，強迫穿越行為 (Force Crossing Behavior)
 - C.間距時段，接受間距行為 (Gap Acceptance Behavior)
 - D.黃燈時段，黃燈行為 (Intergreen Behavior)

共用時相包括專用車道與共用車道，其差別在 B時段，此時段共用車道比專用車道多第一輛左轉車前之直行車，至於其組合機率，本研究採左轉阻抗值 K ，求其可能直行車輛數，整個共用時相，本研究主要依1985年美國容量手冊AHCM模式，將左轉阻抗值代替飽和時段之分析，其次再修改其中參數，最後之結果，參照瑞典法圖示法，如下圖及表。



左轉共用時相飽和流量表

對向流量 左轉比	(輛／小時)				
	600	800	1000	1200	14000
0.2	1800	1750	1620	1500	1300
0.4	1570	1440	1100	1000	800
0.6	1350	1200	880	720	680
0.8	1200	1020	760	680	600
1.0	1100	980	720	670	520

8. 右轉流動採最簡明之分析方法，以調查比較法求其影響值，首先界定影響右轉流動變數，衝突流量與右轉比，在衝突流量方面主要是行人與直行機車當量，依據調查結果，機車為1.33行人量，再換算為綠燈小時，故衝突流量為行人/綠燈小時。
9. 右轉流動在台灣地區絕大部份為共用時相，在流動方面則分為專用車道、共用車道，事實上，右轉專用道在駕駛行為上較不具權威性，欲找到理想之路口頗不容易，而兩者差別在於共用車道有直行流量，致左轉、直行共用車道飽和流量較高，而專用車道上之車輛在轉向時，必須減速，以利轉彎，故其值較低。本研究依調查所得之值，如下表。

轉 向比	衝突 流量	(行人/綠燈小時)				
		<500	500~1000	1000~1500	1500~2000	>2000
<0.25		0.94	0.91	0.86	0.78	0.68
0.25~0.5		0.89	0.80	0.78	0.70	0.59
0.5~0.75		0.80	0.78	0.71	0.56	0.47
0.75~0.99		0.76	0.68	0.56	0.40	0.35
=1		0.65	0.60	0.47	0.31	0.24

7.2 建議

1. 交叉口公車站類型尚有遠端站，以本研究之分析方法－停止線為基準之容量減少比，無法明確反應其影響，且交叉口處車流行為紊亂，在資料分析上很難確定容量減少乃因公車站所致，此外，此次所調查遠端公車站皆屬於車道群車道數為2或3之類型，影響程度較不明顯，因此須調查單車道情

形，但亦須考慮單車道，公車到達率低且服務時間短，致無法造成影響之限制，此部分有待繼續探討。

2. 從理論上知，機車混合比愈高，公車、停車操作之影響愈低，但至某一程度可能會升高，本文於研究期間，雖欲將機車納入變數中，但檢定值不理想。其主要原因為機車在當量換算時，與路寬、混合比反應，故無法獨立成一自變數納入迴歸式。根據本研究經驗，建議在資料分析時，先依混合比高低分組，再從其中探討其關係。
3. 本研究調查地區為台北市、台中市、高雄市，未能涵蓋全台灣地區，因此或須再調查其他城市地區樣本，使樣本性質涵蓋性擴大確實代表台灣地區。
4. 路邊停車方面，在資料調查上發現，小客車停靠上、下乘客（計程車尤甚）之問題，雖屬暫停，但往往超過一、二個週期長，且發生次數頻繁，對容量影響頗大，若一一剔除，並不恰當，此為正常情形非違規行為，如何將之加入路邊停車之研究，有待進一步探討。
5. 左轉流動分析時，對於違規行為當量應予剔除以簡化分析，實際調查研究，探討違規特性，再經由交通設施及管制措施等項目的加強以改善違規造成的危險情況。
6. 右轉流動方面，站在交叉口容量之立場，只須分析綠燈右轉，但若站在右轉流動整個特性而言，應包括紅燈右轉，此部分有待繼續研究。

參考文獻

1. 趙清山，" 號誌時制之設計 "，台大土研所碩士論文，民國62年。
2. 阮聰義，" 應用隨車模式M-C 短陣探討快車道混合車流特性之研究 "，台大土研所碩士論文，民國64年6月。
3. 郭敏能，" 混合車流狀況下慢車道混合車流特性與容量之研究 "，台大土研所碩士論文，民國65年6月。
4. 交通大學運輸研究所，" 台北市道路系統及交通運輸設施在大眾捷運系統建立後之配合發展規劃 "，民國68年。
5. 薛春明，" 混合車流狀況下獨立平面交叉口之車流模擬研究 "，台大土研所碩士論文，民國69年。
6. 周煥昌，" 混合車流平面交岔路口飽和流量之模擬研究 "，台大土研所碩士論文，民國65年6月。
7. 王慶瑞，" 飽和流量與號誌交岔口容量之研究 "，運輸計劃季刊，第十一卷第二期，PP.147-176，民國71年6月。
8. 周義華、魏建宏，" 混合車流狀況下 v/c 比值與車流延滯關係研究 "，運輸計劃季刊，第十三卷第四期，民國73年12月。
9. 許添本，" 號誌化交岔口容量分析及應用之研究—臨界流動法之發展 "，台大土研所碩士論文，民國71年6月。
10. 張學孔，" 混合車流狀況下右轉流動特性及容量研究 "，台大土研所碩士論文，民國72年6月。
11. 蔡輝昇等，" 國內交岔路口車隊紓解時間與車隊間距之特性分析 "，運輸計劃季刊，第十五卷第四期，民國75年12月。
12. 龍天立，" 研究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，民國75年10月。

13. 顏上堯，" 混合車流狀況下市區號誌交叉口車流運轉特性及容量參數之研究 "，台大土研所碩士論文，民國76年6月。
14. 龍天立，" 台北地區公共汽車營運改善 "，台大土研交通組，民國66年9月。
15. 周義華，" 市內最佳站間距離之研究 "，運輸季刊第六卷第一期。
16. 周義華，" 公車候站位置與行駛時間之研究 "，第十卷第一期。
17. 周義華、藍武王，" 公車站位長度之研究 "，第八卷第四期。
18. 李中立，" 公車停車彎之模擬研究 "，交大碩士論文，民國74年。
19. 周義華，" 台北市公車系統改善方案之研究規劃 "，台北市政府建設局委託，台大土研所辦理，民國73年10月。
20. 陳天賜，" 公車站位長度對車流延滯影響之研究 "，民國71年6月。
21. 龍天立、彭雄煒、葉梓銓，" 黃燈駕駛行為之研究 "，運輸學會第二屆論文選集，民國76年。
22. 吳祈炯，" 混合車流特性調查分析及右轉車當量模擬之研究 "，台大土研所碩士論文，民國72年6月。
23. 金慶松，" 號誌化交叉口直行左轉共用車道交通特性及飽和流量之研究 "，台大土研所碩士論文，民國76年6月。
24. 張志榮，" 都市捷運系統概觀——公車運輸系統 "，都市運輸第23期，民國77年1月。
25. 黃武昌，" 路邊停車對交通流量影響之研究 "，交大交管所，民國70年6月。
26. 黃鈺淦，" 路邊停車對道路容量影響之研究 "，交大交管所，民國72年6月。
27. 羅彬榮，" 幹道號誌時制設計方法之研究——以台南西門路為例 "，成功大學交通管理碩士論文，75年6月。

28. 范玉琳，" 交通路口綠燈早開或遲閉號誌控制之研究 "，成大研究碩士論文，民國68年4月。
29. 鐘振耀，交通管制對道路網容量之影響研究。
30. 交大管理科學研究所" 台北市交通號誌系統研究計劃 "民國65年6月。
31. 黃玉章，獨立交叉口號誌二時相與四時相控制之比較研究。
32. 台北市政府警察局，" 紅燈右轉規劃設計原則 "，台北市政府警察局函，北市警交字第019368號，民國72年2月28日。
33. 交通部運輸計劃委員會，"交通號誌規劃手冊(初稿)"民國71年10月，(尚未出版)。
34. 林紹威，"台北市道路交通管制方式之研究"，交大碩士論文，民國70年6月。
35. 陳武正，" 市區道路之分類及各分類道路之幾何設計標準及其管制方式之研究 "，交通大學運輸工程與管理學系，民國71年。
36. KRAFT, W.H., An Analysis of the Passenger Vehicle Interface of Street Transit Systems with Applications to Design Optimization.Sept.1975.
37. KRAFT, W.H., and ENG-WONG, P., Passenger Service Time Characteristics of Street Transit Systems.Oct.2-6, 1977.
38. CUNTILL, M.A., and WATTS, P.F., "Bus Boarding and Alighting Times".Great Britain Transport and Road Research Laboratory, Crowthorne, England, Report LR521(1973).
39. Walfer H.Kraft and Terrence F.Bergen, Edwards and Kelcey, Inc., Newark, New Jersey."EVALUATION OF Passenger Service Times For STREET TRANSIT SYSTEMS" TRR 505.

40. Walter H. Kraft, Edwards and Kelcey, Inc, Newark, New Jersey
 , "Bus passenger service -- Time Distributions".
41. HRB "Highway Capacity Manual", HRB Special Report-209, HRB,
 1985.
42. HERBERT S. LEVWSON "Analyzing Transit Travel Time Performance
 TRR 915.
43. David J. Victor F "Simulation Study of bus Transit", ASCE
 1985.
44. Bus use of highways planning and design Guidelines Ch.5
 NCHRP 155.
45. Bus Route and Schedule planning Guideline NCHRP 69.1980.
46. HRB "Highway Capacity Manual", RB Special Report-87, HRB,
 1965.
47. Vukan R. Vuhic "Transit Operation Manual".
48. TRR "Interim Materials on Highway Capacity", Transportation
 Research Circular No.212, Jan, 1980.
49. THK&Associates and Northwestern University Traffic Institute
 NCHRP Report "Urban Signalized Intersection Capacity
 factors" TRR 1091.
50. John D. ZEGEER, "Validation of Intersection Capacity factors
 "TRR, 1091.
51. Nazir Lalani, Daniel Cronin, David Hatten, and Terrence
 Searls, "A Summary of the use of warrants for the Inter-
 -section of Left-Turn phasing at Signalized Intersections"
 , ITE JOURNAL, April 1986.

52. F.V.WEBSTER and B.M.COBBE , "Traffic signals" , RPL Technical NO.56
53. OECD Road Research Group , Capacity of At Grade Junction" organisation for Economic Co-operation and Development 1974.
54. B.E.Peterson , Arne Hansson_Karl Lennart Bang "Swedish Capacity Manual"Natidnal Swedish Road Administration TRR 667 1978--(Swedish , TV 131.1977)
55. A.J.Miller , "Australasian Road Capacity Guide-Provisional Introdustion and Signalized Intersec-Provisional Bulletin No.3.June , 1968.
56. F.V.Webster , B.M. Cobbe , "Traffic Signals."Ministry of Transport , Road Ressearch Technical , No.56 , HMSO , London , 1966.
57. Tanner.J.C ,
58. A.J.Miller , "The Capacity of Signalized Intersections in Australia" ARRB ARR No.4 , March , 1968.
59. "Signalized Intersections Capacity Guide" , ARR. No. 79 , April , 1978.
60. R.Akcelik , "Traffic Signals: Cspacity and Timing Analysiss" Research Repport ARR. No.123 , Australia Road Research Board , Mard , March 1981.
61. Federal Highway Administration , "Manual on Uniform Traffic Control Devices for Streets and Highways" , Washington , D.C. FHWA , January , 1977.

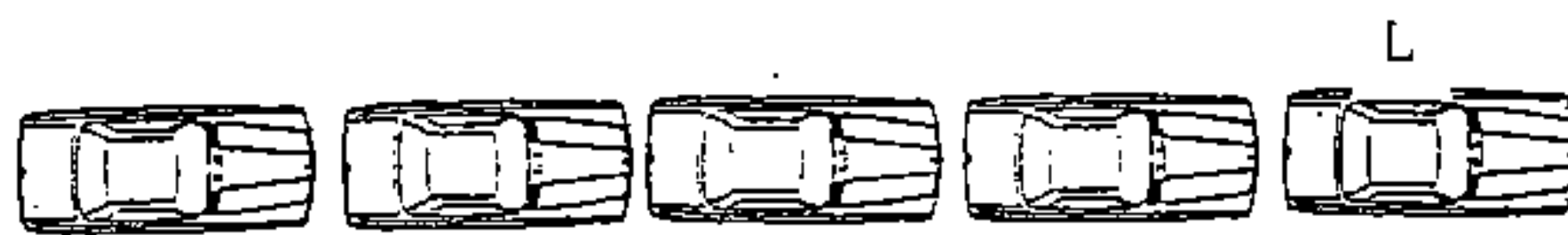
62. 日本道路協會 " 道路(1)交通容量 "1984年9 月。
63. Michel Mamlouk, Ronald L. May & Harold L. Michal. "Right-Turn-on-Red in Indiana, " Purdue University Engineering Bulletin Series No.147, PP.185-205, 1976.
64. J.C. Rfy, "The Effect of Right Turn on Red on Traffic Pergormance and Accidents at Signalized Intersections." Berkeley, California. The Institute of Transportation and Traffic Engineering, University of California, 1956.
65. Michel S. Mamlouk, "Right Turn on Red: Utilization and Impact", Joint Highway Research Project, No.C-36-1700, Purdue University, June. 1976.
66. Daniel Galin "Re-Evaluation Of Accidents Experience With RTOR ", ITE Journal January 1980, pp24-27.
67. M.R. Parker, "Right Turn on Red; The Virginia Study", Traffic Engineering & Cintrol, 17(10), Octoberr 1976.
68. Michel Mamlouk, Ronald L. May & Harold L. Michal. "Right-Turn-on-Red in Indiana, " Purdue University Engineering Bulletin Series No.147, P.185-205, 1976.
69. Man-Feng Chang, "Obseration Of Fuel Savings Due To The Introduction Of Right-Turn-On-Red", Traffic Engineer & Control, Oct, 1977.
70. S. Cross, "Right Turn on Red", Puurdue University, Engineering Bulletin Series No.131, PP.140-149, 1986.

71. Hugh W. McGee, "Guidelines for Prohibiting Right Turn on Red At Signalized Intersection", Transportation Engineering, January, 1978.
72. H.W.McGee, W.A. Stimpson, J. Cohen, G.F. King, and R.F. Morks, "Right-Turn-on-Red. Vol.1 Final Technical Report." , Federal Highway Administration Repirt FHWA-RD-76-89, May, 1976.

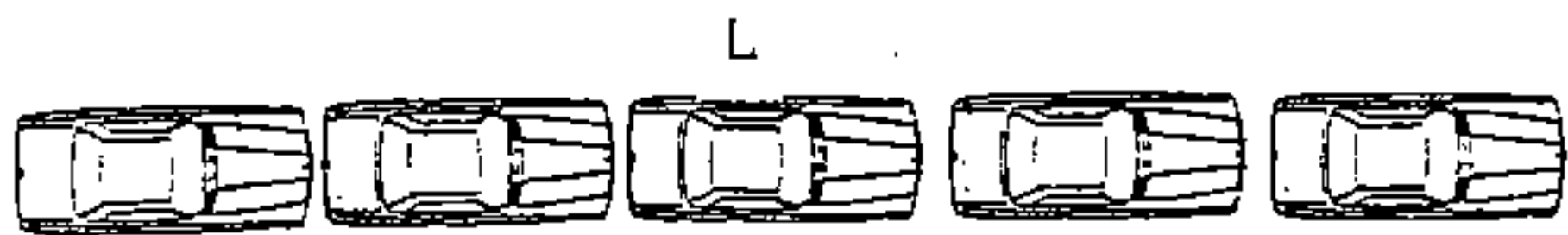
附錄 左轉阻抗值推演流程

定義：左轉、直行共用車道，直行車被左轉車阻礙之百分比。

$$K = \frac{\text{被阻礙之直行車輛數}}{\text{總直行車輛數}}$$



$$K = 1$$



$$K = 1 / 2$$



$$K = 2 / 3$$



$$K = 0$$

基本假設：

1. 禁止變換車道。

2. 每輛直行車之左轉阻抗值影響相同。此為模式化過程，為簡化真實世界複雜行為所做之基本假設。事實上每輛直行車之左轉阻抗值依各車所在位置、速率、駕駛行為而不同。
3. 每輛車是直行或左轉，可視為可重覆之獨立二項隨機過程。

理論模式：

1. 二項式分配 $f(x) = C_n^x p^x q^{n-x}$

式中：n = 觀測次數

x = 左轉次數

p = 左轉百分比（成功機率）

q = 直行百分比

$x_i \backslash n_j$	$1 \sim n$
1	$k_{ij} = \frac{n - x_i - (j-1)}{n - x_i}$
n-1	$p_{ij} = C_{n-j}^{x_i-1} p^{x_i-1} q^{n-x_i}$ $p_i = \sum_{j=1}^n C_n^{x_i} p^{x_i} q^{n-x_i}$
	$\sum_{j=1}^n P_{ij} K_{ij}$

P_i 為 n 次試驗中，發生 $x=i$ 次左轉的機率。其左轉阻抗值 K_{ij} 依 $C(n, x_i)$ 種不同位置組合而不同。但其中只有 $C(n-j, x_i-1)$

種位置組合會對直行車造成阻礙，故依條件機率理論，已知左轉百分比P 的n 次試驗中，發生Xi次左轉條件下，對直行車造成的阻抗值Ki為：

$$K_i = \frac{\sum_{j=1}^n P_{ij} K_{ij}}{\sum_{j=1}^n P_{ij}} = \frac{\sum_{j=1}^n C_{Xi-1}^{n-j} p^j q^{n-Xi} k_{ij}}{C_{Xi}^{n-Xi} p^{Xi} q^{n-Xi}} = \frac{\sum_{j=1}^n C_{Xi-1}^{n-j} k_{ij}}{C_{Xi}^{n-Xi}}$$

2. 實際左轉成功數X，依左轉百分比P 及試驗次數n 而異，故以二項式隨機過程，取n=5,10,15,20，p 由0.1 至0.9，分別產生20個二項式亂數x，其頻率矩陣分別為下：
3. 以頻率矩陣加權Ki，得出左轉阻抗矩陣，及其圖形。

演算實例：以n=10為例。

步驟一：阻抗矩陣 $k_{ij} = \left\{ \frac{n-Xi-(j-1)}{n-Xi} \right\} 9 \times 9$

$$\begin{pmatrix} 9/9 & 8/9 & 7/9 & 6/9 & 5/9 & 4/9 & 3/9 & 2/9 & 1/9 \\ 8/8 & 7/8 & 6/8 & 5/8 & 4/8 & 3/8 & 2/8 & 1/8 & 0 \\ 7/7 & 6/7 & 5/7 & 4/7 & 3/7 & 2/7 & 1/7 & 0 & 0 \\ 6/6 & 5/6 & 4/6 & 3/6 & 2/6 & 1/6 & 0 & 0 & 0 \\ 5/5 & 4/5 & 3/5 & 2/5 & 1/5 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 4/4 & 3/4 & 2/4 & 1/4 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 3/3 & 2/3 & 1/3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 2/2 & 2/1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1/1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{pmatrix}$$

步驟二：組合矩陣 $C_{ij} = [C_{Xi-1}^{n-j}]_{9 \times 9}$

1	9	36	84	126	126	84	36	9
1	8	28	56	70	56	28	8	0
1	7	21	35	35	21	7	0	0
1	6	15	20	15	6	0	0	0
1	5	10	10	5	0	0	0	0
1	4	6	4	0	0	0	0	0
1	3	3	0	0	0	0	0	0
1	2	0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0	0	0	0

步驟三： $k C_{ij} = k_{ij} C_{ij}$

5	31.59	96.58	181.9	228.45	196.24	114.38	43.12	9
4.52	30.1	93.87	178.65	225.8	194.81	113.89	43.04	9
4	28	90	173.87	221.75	192.49	113.05	42.88	9
3.5	25.66	85.13	167.91	216.7	189.55	111.93	42.64	9
3	23	79	159.8	210	185.8	110.6	42.4	9
2.5	20	71.25	148.5	199.75	180	108.5	42	9
2	16.67	61.69	133.07	184.45	170.45	105.07	41.36	9
1.5	13	50	112	161	154	98	40	9
1	9	36	84	126	126	84	36	9

對角線矩陣 $[5 \ 30.1 \ 90 \ 167.91 \ 210 \ 180 \ 105.07 \ 40 \ 9]$

即為直行車被左轉車阻礙之影響值（部份直行車並未被阻礙）。

步驟四：依條件機率求 k_i

$$k_{ij} = \frac{\sum_{j=1}^n C_{Xi-1}^{n-j} k_{ij}}{C_{Xi}} = \begin{matrix} 5/10 \\ 30.1/45 \\ 90/120 \\ 167.91/210 \\ 210/252 \\ 180/210 \\ 105.07/120 \\ 40/45 \\ 9/10 \end{matrix} = \begin{matrix} 0.5 \\ 0.668889 \\ 0.75 \\ 0.799571 \\ 0.833333 \\ 0.857143 \\ 0.880833 \\ 0.888889 \\ 0.9 \end{matrix}$$

步驟五：以Xi之頻率矩陣為權數，加權Ki，得K 值。

$$\begin{pmatrix} 6 & 4 & 4 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 4 & 4 & 4 & 4 & 3 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 5 & 5 & 2 & 5 & 1 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 5 & 3 & 4 & 3 & 3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2 & 4 & 3 & 4 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2 & 3 & 3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 1 & 2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 6 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 7 & 6 \end{pmatrix} * \begin{pmatrix} 0.5 \\ 0.668889 \\ 0.75 \\ 0.799571 \\ 0.833333 \\ 0.857143 \\ 0.880833 \\ 0.888889 \\ 0.9 \\ 1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 8.344445 \\ 12.36247 \\ 14.58234 \\ 15.70900 \\ 16.52533 \\ 16.96581 \\ 17.42437 \\ 17.85178 \\ 18.50611 \end{pmatrix}$$

$$K = \begin{pmatrix} 8.344445 \\ 12.36247 \\ 14.58234 \\ 15.70900 \\ 16.52533 \\ 16.96581 \\ 17.42437 \\ 17.85178 \\ 18.50611 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0.4172 \\ 0.6181 \\ 0.729 \\ 0.78545 \\ 0.8263 \\ 0.8483 \\ 0.8712 \\ 0.893 \\ 0.9253 \end{pmatrix}$$

綜合結果：

$\begin{matrix} n \\ p \end{matrix}$	5	10	15	20
0.1	0.2417	0.4172	0.4675	0.6610
0.2	0.4413	0.6181	0.6883	0.7800
0.3	0.4918	0.7290	0.7780	0.8500
0.4	0.6510	0.7855	0.8230	0.8860
0.5	0.6918	0.8263	0.8810	0.9100
0.6	0.7193	0.8483	0.8960	0.9210
0.7	0.8009	0.8712	0.9110	0.9320
0.8	0.8384	0.8930	0.9220	0.9400
0.9	0.9050	0.9153	0.9460	0.9490

以每週期左轉輛數表示則為：

$\begin{matrix} K \\ V_L \end{matrix}$	
V_L (Veh/cycle)	0.42923
	0.6388
	0.7122
	0.8119
	0.8263
	0.8404
	0.8712
	0.904
	0.91