

無衝突左轉停等車之疏解特性

QUEUING DISCHARGE CHARACTERISTICS OF UNOPPOSED LEFT TURNS

曾平毅 Pin-Yi Tseng¹

張瓊文 Chiung-Wen Chang²

陳文斌 Wen-Bin Chen³

(94 年 7 月 28 日收稿，94 年 11 月 2 日第一次修改，94 年 11 月 20 日
第二次修改，95 年 5 月 20 日定稿)

摘要

左轉保護時相可以提供左轉停等車在不受對向直行車之衝突造成阻礙或延滯狀況下，而能陸續地進行疏解，通常又稱之為無衝突左轉。停等車之疏解行為受到現場幾何設計、交通特性與號誌狀況的影響，但國內對於無衝突左轉停等車疏解行為之研究並不多。本研究針對此一議題，共蒐集 15 個車道 18,771 個樣本之現場資料，經分析發現，利用傳統飽和流率的觀念並不適合用以估計此車道或車道群容量，而改採用 2001 年臺灣地區公路容量手冊所建議之直接估計方法，則較為精確、實用。本研究另發現第四部以後停等車之平均疏解車距受到左轉速率與左轉運行區域之縱向距離所影響，大車與迴轉小車相對於左轉小車之 pce 分別是 1.98 及 1.30。本研究並建立綠燈時段及燈號轉換時段能疏解車輛數之推估公式，比較與討論二、三左轉車道之疏解特性。本研究之成果可提供分析無衝突左轉車道容量之參考。

-
1. 中央警察大學交通學系暨交通管理研究所教授 (聯絡地址：333 桃園縣龜山鄉大崗村樹人路 56 號；電話：02-3282321 轉 4619；傳真：03-3979166；E-mail：una139@mail.cpu.edu.tw)。
 2. 交通部運輸研究所研究員 (聯絡地址：105 臺北市敦化北路 240 號 8 樓；電話：02-23496812；傳真：02-25450428；E-mail：changcwn@iot.gov.tw)。
 3. 國立交通大學交通運輸研究所博士班研究生。

關鍵詞：無衝突左轉；停等車；疏解車距；容量分析

ABSTRACT

Protected left-turn phase, the so-called unopposed left turns, provide left-turn vehicles to discharge continuously under the situation with no conflicts of opposing through vehicles. The discharge behaviors of queuing vehicles are affected by geometric designs, traffic characteristic, and signal conditions. However, few domestic studies have focused on the queue discharge behaviors of unopposed left-turn vehicles. This study aims at this issue and collects field data amounted to 15 lanes and 18,771 samples. Data analyses showed that the traditional methodology used by saturation flow rate is inadequate estimating the capacity of these lanes or lane group. To improve the accuracy of the estimated capacity, this study used the direct estimating method suggested by 2001 Taiwan HCM. In addition, the average discharge headway after the fourth vehicle in queue is affected by left-turn speed and longitudinal distance of left-turn moving area. The passenger-car-equivalent of large vehicles and U-turn vehicles relative to left-turn passenger cars are 1.98 and 1.30, respectively. The formula for estimating the number of discharge vehicles in green and inter-green intervals is built. We also compared and discussed the queuing discharging behaviors of each lane in cases of 2 left-turn and 3 left-turn lanes. The results of this study could be referenced for estimating the capacity of unopposed left-turn lanes.

Key Words: Unopposed left turns; Queuing vehicles; Discharge headway; Capacity analysis

一、前言

傳統對於號誌化路口之車道或車道群容量與服務水準 (level of service) 分析之架構，均來自於飽和流率 (saturation flow rate) 之概念。當綠燈時段開始後，停等車輛 (queuing vehicle) 依次進入交叉路口 (此即等候車隊之疏解現象)，其疏解車距時間稱為疏解車距 (discharge headway)。如一車道只有小客車而且車流不受其他車流或行人之干擾時，第一部停等車之平均疏解車距大約在 3 秒到 4 秒之間，第二部停等車之平均疏解車距較短，第三部停等車之平均車距更短，而到第四或第五部車之後，平均疏解車距會趨向一穩定值，此穩定之平均疏解車距稱為飽和車距 (saturation headway)^[1]。此一車距 (以 H 表示，單位為秒/輛) 可經由轉換 $(3,600/H)$ 而獲得飽和流率 (單位為輛/小時)，目前美國 2000 年的公路容量手冊建議以第四部之後的停等車平均車距來計算平均疏解車距^[2]。

根據傳統利用飽和流率之觀念，車道容量可估計如下：

$$c = S \frac{g}{C} = S \frac{G + Y - L}{C} \quad (1)$$

此式中，

c = 車道或車道群之容量估計值 (輛／小時)；

S = 飽和流率 (輛／小時)；

g = 有效綠燈時間 (秒)；

$= G + Y - L$ ；

G = 綠燈時段 (秒)；

Y = 燈號轉換時段 (包括黃燈時段及全紅時段，秒)；

L = 損失時間 (秒)；

C = 週期長度 (秒)。

但由最近的一些國際研究與臺灣本土現場資料^[3-9]顯示，當綠燈啟亮後，直行停等車之疏解不見得一定會迅速地達到一穩定之狀況，因而飽和流率隨估計方法而變，且正確之損失時間隨綠燈時間及路口地點產生相當大之變化，因此為了減少容量估計值誤差，2001年臺灣公路容量手冊^[1]建議可拋棄飽和流率及損失時間之運用，改用之估計方法如下：

$$c = \frac{3600}{C} \sum_i (N_{gi} + N_{yi}) \quad (2)$$

此式中，

c = 車道或車道群之容量 (輛／小時)；

C = 週期長度 (秒)；

N_{gi} = 在可用時相 i 之綠燈時段內能疏解之平均車數 (輛)；

N_{yi} = 在可用時相 i 之燈號轉換時段內能疏解之平均車數 (輛)。

左轉保護時相 (protected left-turn phase) 可以提供左轉停等車在不受到對向直行車之衝突造成阻礙或延滯狀況下，而能陸續地進行疏解，通常又稱之為無衝突左轉 (unopposed left turn)。傳統的作法，常利用「左轉調整因子」將之轉換成對等的直行車道車流狀況，以進行其容量或服務水準的分析。然而，停等車之疏解行為可能受到現場幾何設計、交通特性與號誌狀況^[1,2,10,11]之影響。目前國內對於無衝突左轉停等車疏解行為之研究並不多，絕大部分仍是基於飽和流率之觀念進行相關調整因素的分析，有的針對左轉調整因子進行探討^[12,13]，有的針對左轉飽和流率進行推估^[14]，其他亦有針對多左轉車道進行相關研究，如雙左轉車道與單左轉車道飽和流率之差異^[14,15]，雙左轉車道中，內外車道飽和流率之差異^[15,16]，單左轉、雙左轉與三左轉車道之左轉調整因子^[17]，三左轉車道飽和流率之影響因素^[18]等。綜合言之，無衝突左轉停等車疏解行為與直行車之狀況不同，其左轉速率可能受到幾何條件之影響，速限、車道寬等相關之控制條件與幾何條件，亦可能造成

疏解行為之影響。因此，如何正確解析無衝突左轉疏解行為，以及據以進行該車道之容量推估，為一值得探究之研究議題。

公路容量或服務水準分析的基礎研究，通常需要有龐大的現場資料支持。臺灣交通界有一些對號誌化路口疏解特性之研究^[12-14,19-22]，但對於國內相關之基礎研究資料仍嫌不足，而本土性之交通行為特性不見得能直接利用國外所建立之模式來展現或反映，故有必要蒐集本土性的現場資料，以建立適合臺灣之分析模式。因此，本研究乃嘗試觀測與分析一些關於無衝突左轉停等車之疏解特性資料，以進一步了解與分析其影響因素，並嘗試運用每週期能疏解車輛數之方式直接估計車道容量，以提供臺灣本土化無衝突左轉車道容量分析之參考。

二、調查方法與調查計畫

本研究之現場調查主要是要獲得具有保護左轉時相之停等車疏解車距、速限、左轉速率、左轉運行區域等資料，同時記錄幾何條件與控制條件等。

資料蒐集之方法係於號誌化路口之停止線附近設定一固定的參考線（原則上參考線應在第一部停等車車頭下游約 1~2 公尺之處），參考線不能在第一部停等車車尾之上游。調查員必須注意因號誌而停等之車隊狀況，檢視號誌轉換為綠燈之瞬間之車隊尾端（必須默記其車輛特徵）；並自號誌轉換為綠燈之瞬間利用有記憶體之碼錶（stopwatch）開始計時，分別記錄每一部停等車之車尾通過參考線之時間（以後輪通過參考線之時間為準）。第一部停等車之疏解車距則是「保護左轉綠燈」啟亮至第一部停等車後輪通過參考線之車距（headway），第二部停等車以後之疏解車距，則為前一部車通過參考線到該車輛通過參考線之車距。如有大車或迴轉車輛，則必須特別記錄其停等位置。綠燈時段完畢之後，後輪尚未通過參考線但可疏解之車輛，則歸屬於燈號轉換期間內（包括黃燈與全紅）之疏解車輛。由此，每一號誌週期如有大量之停等車輛，即可獲得適當之一筆停等車疏解車距資料。

此外，本研究利用雷射測速槍偵測第四部停等車之後的車輛轉彎速率，記錄該路口之號誌時制（含週期長度及各綠燈時段及燈號轉換時段之各時相長度）、速限及其他相關之路口特性資料。關於左轉時可能涉及之空間，茲以圖 1 展現其左轉運行區域之示意。

如圖 1 所示，左轉運行區域受限於 D_1 及 D_2 等兩者距離， D_1 為中央分隔帶前緣或車道終點到接收左轉車輛右側邊線之垂直距離， D_2 為左轉車道右側邊線與接收車道起點之垂直距離。

觀測時段原則上以天候晴朗之白天尖峰時段為主，遇有下雨、視線不佳、濃霧或地面溼滑不宜實施調查。觀測樣本數原則上每個車道須超過 80 週期，以降低誤差。觀測地點方面，受制於方便前往及考量能蒐集足夠樣本數，原則上以臺北及桃竹苗地區之左轉專用

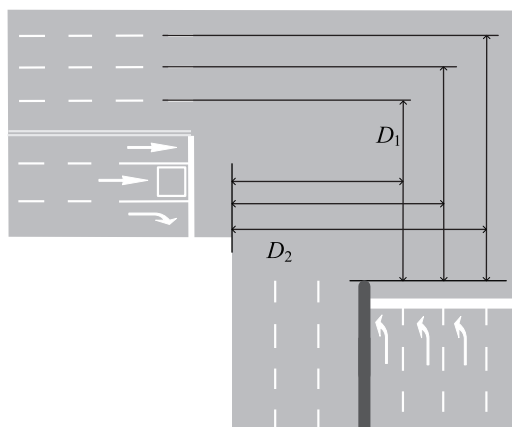


圖 1 左轉運行區域示意圖

車道為主，調查路口之選擇以具有充裕左轉車輛且路口車輛運行單純，沒有機車或行人之干擾為原則。蒐集資料之車道基本狀況如下：

1. 無衝突左轉車道僅有小車或大車進行左轉，未有機車駛入。
2. 在距離交叉口 80 公尺內無停車及公車站之干擾，或干擾極小可予忽略。
3. 沒有行人或其他車流之干擾。
4. 平坦路段。
5. 車流之疏解不受下游停等車輛之影響。
6. 路口交叉角度為垂直。

三、調查資料之整理

經路口踏勘與選取，本研究現場調查之車道地點（共 15 個）如表 1 所示，其中 LT1、LT2、LT3 及 L71 部分資料係交通部運輸研究所（以下簡稱運研所）所蒐集無衝突左轉之停等車疏解車距資料^[23]，經洽商後順利取得其基本資料，經本研究補充蒐集各相關資料（包括左轉速率、號誌時制、左轉運行區域等）後，亦納入分析，總計本研究納入分析之無衝突左轉車道共有 15 個車道的資料。

各個調查車道之相關資料（包括有效號誌週期數、樣本數、路口類型、左轉速率、車道寬度、運行區域之 D_1 及 D_2 、速限等）與計算疏解車距之各項資料（包括平均疏解車距、標準差、估計誤差等），請參見表 1 所示。表 1 之資料顯示，本研究之估計誤差大部分在 0.07 秒／車之內，其平均疏解車距之估計值應有統計上之準確度。各車道所對應之號誌時制則另列於表 2。

表 1 調查車道之基本資料表

序號	調查車道之地點	代號	有效週期數	有效樣本數	平均疏解車距 (秒/車)	估計誤差 (秒/車)	左轉速率 (kph)	車道寬度 (m)	運行區域 (D_1/D_2)
1	臺北市環河北路與中正路口 ^{S,T}	LT1	109	551	2.26	0.06	21.8	3.0	38.9/39.1
2	苗栗縣臺一線省道與頭份交流道內側 ^T	LT2	91	778	2.97	0.07	16.0	3.5	13.5/20.8
3	臺北市忠孝東路與逸仙路口 ^T	LT3	161	1435	2.18	0.03	19.8	2.8	24.2/10.6
4	新竹市經國路與自由路口 ^S	L1	79	314	2.20	0.07	21.5	3.1	28.5/17.3
5	桃園市三民路與春日路口	L2	65	519	2.15	0.06	26.6	3.3	16.0/15.7
6	中壢市延平路與環北路口	L3	70	657	2.23	0.05	24.8	3.4	31.6/14.7
7	中壢市民族路與環南路口	L4	72	445	2.11	0.07	27.9	3.4	34.2/14.9
8	桃園市三民路與春日路口	L51	90	526	2.11	0.05	20.8	3.0	35.0/17.1
9	桃園市三民路與春日路口	L52	87	537	2.03	0.05	23.5	3.0	38.0/20.1
10	臺北市民權大橋下堤頂大道丁字路口內側 ^T	L71	271	2696	2.51	0.02	15.4	3.1	22.8/3.1
11	臺北市民權大橋下堤頂大道丁字路口中線 ^T	L72	88	1191	2.37	0.04	17.0	3.1	26.2/6.2
12	臺北市民權大橋下堤頂大道丁字路口外側 ^T	L73	79	897	2.15	0.05	21.4	2.9	29.9/9.1
13	臺北市凱達格蘭大道與重慶南路口內側 ^T	L81	82	567	2.24	0.05	24.8	3.5	28.9/25.1
14	臺北市凱達格蘭大道與重慶南路口中線 ^T	L82	80	385	2.16	0.07	25.0	3.5	31.9/28.6
15	臺北市凱達格蘭大道與重慶南路口外側 ^T	L83	88	319	2.16	0.07	24.2	3.5	35.3/32.1

註：1.標註 S 之車道指速限為 60 公里/小時之車道，其餘為 50 公里/小時。

2.標註 T 之車道為 T 型路口，其餘為十字型路口。

3.平均疏解車距係指第四部停等車以後之平均疏解車距，單位為秒/車，估計誤差係由

$Z_{0.05} \frac{s}{\sqrt{n}}$ 計算而得，其中 s 為樣本標準差， n 為樣本數。

四、資料分析

4.1 影響疏解車距變數之相關分析

為探討各項路口幾何特性與交通特性對於左轉停等車輛疏解車距之影響情形，乃利用

表 2 調查車道之號誌時制表

車道代號	LT1	LT2	LT3	L1	L2
號誌時制					
車道代號	L3	L4	L51、L52	L71、L72 L73	L81、L82 L83
號誌時制					

註：其中 (LT1, L72, L73)、(L51, L52) 與 (L81, L82, L83) 為三組具相同號誌車道。

表 1 之資料，以進行相關分析；其中， X_1 為第四部以後之平均疏解車距、 X_2 為左轉速率、 X_3 為車道寬度、 X_4 為縱向距離（參見圖 1，以下簡稱 D_1 ）、 X_5 為橫向距離（參見圖 1，以下簡稱 D_2 ）、 X_6 為速限。由於左轉運行區域會影響到左轉疏解行為，其左轉容易程度愈高，左轉疏解能力應該就愈高。就現場調查工作而言， D_1 與 D_2 是一共同且容易的現場量測參數，主要用以表達路口空間特性，但可以衍生出幾個能描述左轉空間特性之組合變數。本研究為探討左轉運行區域所涉及之相關變數與疏解車距之相關情形，乃進一步利用 D_1 與 D_2 之組合以納入轉彎半徑變數（新變數 X_7 ： D_1 與 D_2 之正平方根，亦即 $\sqrt{D_1^2 + D_2^2}$ ）、臨界左轉距離變數（新變數 X_8 ： D_1 與 D_2 之較小值）與左轉切線距離和變數（新變數 X_9 ： D_1 與 D_2 之和）等變數。依此， X_1 至 X_9 等 9 個變數可計算得表 3 之相關係數矩陣，探討如下：

1. 第四部以後之平均疏解車距與左轉速率呈負相關

左轉速率愈高，表示左轉疏解較快、疏解能力愈高，則第四部以後之平均疏解車距愈低；反之亦然，兩者呈負相關。

2. 第四部以後之平均疏解車距與 D_1 呈負相關

較長的 D_1 ，表示有較大的左轉運行空間，其左轉疏解能力較高，故第四部以後之平

均疏解車距較低；反之亦然，兩者呈負相關。

3. 左轉速率與 D_1 、 D_2 之較小值或兩者之和呈正相關

臨界左轉距離變數 X_8 (D_1 、 D_2 之較小值) 與左轉切線距離和變數 X_9 (D_1 、 D_2 兩者之和) 愈大者，均代表左轉運行空間較大，應較利於左轉車輛之疏解，其左轉速率可能較高；反之亦然，故 X_8 與 X_9 均與左轉速率 X_2 呈正相關。

4. 車道寬度及速限與其他變數間無顯著相關。

表 3 疏解車距變數之相關矩陣表

	X_1	X_2	X_3	X_4	X_5	X_6	X_7	X_8	X_9
X_1	1.000								
X_2	-0.697	1.000							
X_3	0.268	0.261	1.000						
X_4	-0.622	0.441	-0.329	1.000					
X_5	-0.119	0.401	0.321	0.415	1.000				
X_6	-0.034	-0.063	-0.166	0.160	0.401	1.000			
X_7	-0.440	0.464	-0.055	0.880	0.794	0.316	1.000		
X_8	-0.285	0.487	0.257	0.517	0.981	0.414	0.848	1.000	
X_9	-0.419	0.498	0.022	0.816	0.865	0.343	0.990	0.909	1.000

註：網底代表相關係數具顯著性， $\alpha = 0.05$ 、雙尾檢定。

4.2 無衝突左轉停等車之疏解率特性

根據傳統飽和流率之觀念，停等車之疏解在經過若干車之後，其疏解車距與疏解率便可趨於一明顯之穩定值，如圖 2 所示。圖 3 與圖 4 係由現場資料計算所得之各個調查車道之停等車位置與平均疏解率之關係。由現場調查資料顯示，左轉停等車之疏解通常很難達到一明顯穩定之狀態，並且隨著不同停等位置而有上下起伏之現象，通常會有逐漸往上升之趨勢，但少部分車道 (如 L81) 在疏解若干部停等車之後疏解率有逐漸往下降之情形。

另由統計學之觀點探討，根據飽和流率之定義，停等車在經過若干車疏解後會達到一明顯穩定之疏解率，此時若將不同停等位置之停等車分群，利用統計方法以檢定各群是否具有相同的平均疏解車距，則可更有助於了解停等車疏解之性質。若根據現場調查資料檢定無法推翻各群之疏解車距相同的虛無假設，則存在飽和流率尚屬合理，若推翻各群有相同平均疏解車距之虛無假設，則表示飽和流率並不一定存在。

在進行各群平均疏解車距比較之前，經本研究針對各停等位置之疏解車距，分析其統計分配發現，在樣本數大於 30 以上之不同停等位置的平均疏解車距樣本係屬常態分配。

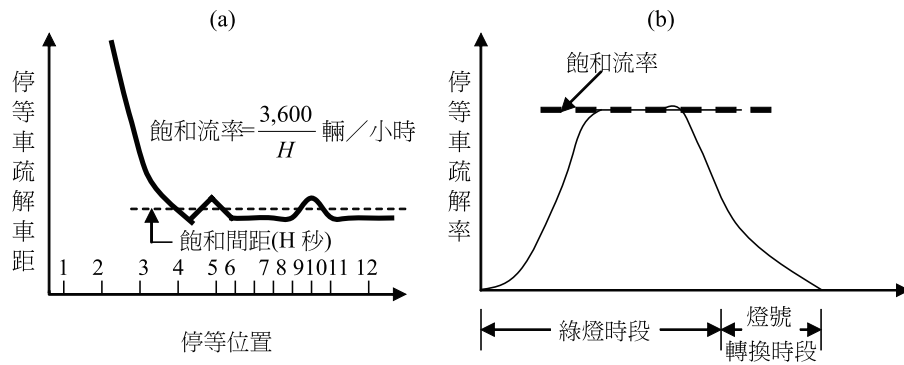


圖 2 飽和車距及飽和流率傳統定義之示意圖

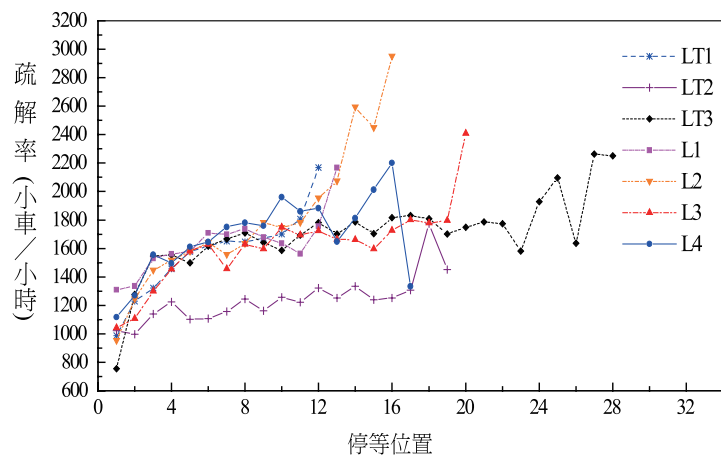


圖 3 LT1 至 LT3 及 L1 至 L4 停等位置與疏解率關係

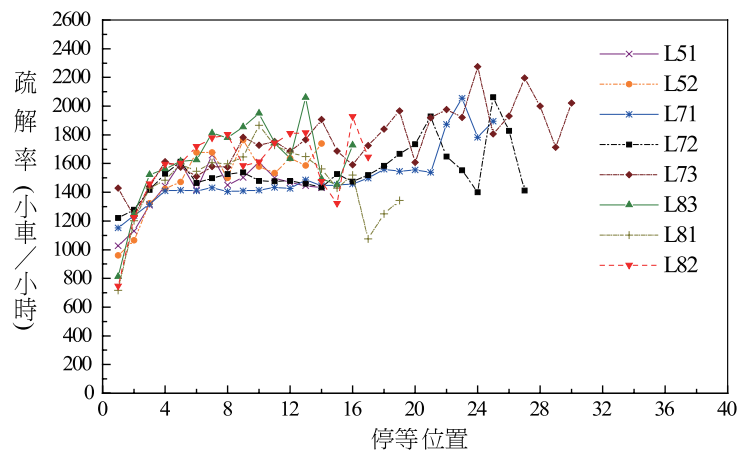


圖 4 L51 至 L52、L71 至 L73 及 L81 至 L83 停等位置與疏解率關係

由於考慮到不同車道間之比較，本研究設定分群之方式一律為去除前四部停等車，將第五部以後停等車每四部分為一群，再將各群與最後一群分別檢定，本研究經使用 Microsoft Excel 函數功能之 t-test，設定條件為 $\alpha = 0.05$ ，單尾檢定，虛無假設： $H_0: \mu_1 \leq \mu_2$ ， $H_1: \mu_1 > \mu_2$ ， μ_1 為各分組之疏解車距平均數， μ_2 為最後一組之疏解車距平均數。各調查地點之檢定彙整如表 4 所示。

表 4 不同停等位置分組之平均疏解車距的統計比較

調查地點	停等位置	疏解車距		樣本數	p 值	顯著性	調查地點	停等位置	疏解車距		樣本數	p 值	顯著性
		平均值	標準差						平均值	標準差			
LT1	5-8	2.22	0.74	352	0.087	未定		5-8	2.54	0.63	1034	0.000	顯著
	≥ 9	2.11	0.66	85	—	—		9-12	2.53	0.55	801	0.000	顯著
LT2	5-8	3.14	1.00	331	0.000	顯著	L71	13-16	2.46	0.50	407	0.001	顯著
	9-12	2.92	0.72	234	0.074	未定		17-20	2.35	0.47	160	0.016	顯著
	≥ 13	2.80	0.67	111	—	—		≥ 21	2.09	1.48	26	—	—
LT3	5-8	2.23	0.63	572	0.000	顯著	L72	5-8	2.36	0.67	347	0.001	顯著
	9-12	2.16	0.64	356	0.001	顯著		9-12	2.41	0.60	320	0.000	顯著
	13-16	2.06	0.64	202	0.230	未定		13-16	2.45	0.68	254	0.000	顯著
	≥ 17	2.02	0.45	148	—	—		17-20	2.25	0.51	139	0.021	顯著
L1	5-8	2.17	0.58	209	0.480	未定		≥ 21	2.06	0.43	29	—	—
	≥ 9	2.16	0.48	28	—	—		5-8	2.31	0.83	302	0.000	顯著
L2	5-8	2.25	0.72	245	0.000	顯著	L73	9-12	2.07	0.64	236	0.001	顯著
	9-12	2.00	0.50	184	0.000	顯著		13-16	2.06	0.73	155	0.004	顯著
	≥ 13	1.64	0.44	25	—	—		17-20	2.03	0.59	84	0.015	顯著
L3	5-8	2.29	0.75	247	0.001	顯著		≥ 21	1.83	0.42	44	—	—
	9-12	2.14	0.55	178	0.051	未定		5-8	2.27	0.65	277	0.239	未定
	13-16	2.17	0.61	122	0.115	未定		9-12	2.08	0.47	164	0.010	顯著
	≥ 17	1.98	0.52	40	—	—		≥ 13	2.35	0.65	40	—	—
L4	5-8	2.14	0.65	219	0.227	未定	L82	5-8	2.11	0.73	225	0.304	未定
	9-12	1.94	0.58	106	0.249	未定		9-12	2.18	0.56	68	0.421	未定
	≥ 13	2.03	0.77	37	—	—		≥ 13	2.23	0.71	12	—	—
L51	5-8	2.36	0.61	118	0.369	未定	L83	5-8	2.15	0.64	170	0.347	未定
	≥ 9	2.38	0.60	91	—	—		9-12	1.97	0.54	42	0.209	未定
L52	5-8	2.29	0.74	137	0.212	未定		≥ 13	2.09	0.38	10	—	—
	≥ 9	2.21	0.57	72	—	—							

註：各組停等位置均與該地點最後一組停等位置比較平均疏解間距值是否有顯著差異 ($H_0: \mu_1 \leq \mu_2$ 之單尾檢定)，「未定」表示無統計上之顯著差異。

大致而言，各群疏解車距隨著停等位置後移而以逐漸下降居多，亦即疏解率逐漸提升，而標準差卻有逐漸減少之趨勢，因此就各群標準差逐漸降低之趨勢而言，代表著停等車疏解之穩定性逐漸提升，飽和流率之立論不可謂毫無根據，然而各車道之各群檢定結果諸多具有顯著差異，顯示各群體具有不同之性質與表現，不宜一概合併。

4.3 車道容量之估計方法

本節旨在運用現場資料以計算不同估計方式所得之車道容量，並探討兩者之優劣差異以及具體建議較佳之估計方式。茲以 L2 之資料為例，探討如下。

1. 傳統以飽和流率估計車道容量之方式如下：

$$\text{計算式為：} c = S \frac{g}{C} = S \frac{G+Y-L}{C}, \text{ 其中飽和流率 } S = \frac{3600}{\bar{h}} \text{ (}\bar{h} \text{ 為平均疏解車距) ,}$$

由於各界所採用平均疏解車距之標準不一，因此分別以第 4 部、第 6 部、第 8 部停等車以後之平均疏解車距等三種標準分別計算飽和流率，至於損失時間的估計，為簡化計算起見，採用方式如下：

(1) 採第 4 部（含第 4 部）停等車以後之平均疏解車距計算飽和流率：

$$\text{損失時間} = \text{前 3 部之平均疏解時間} - \text{總平均疏解車距} \times 3$$

(2) 採第 6 部（含第 6 部）停等車以後之平均疏解車距計算飽和流率：

$$\text{損失時間} = \text{前 5 部之平均疏解時間} - \text{總平均疏解車距} \times 5$$

(3) 採第 8 部（含第 8 部）停等車以後之平均疏解車距計算飽和流率：

$$\text{損失時間} = \text{前 7 部之平均疏解時間} - \text{總平均疏解車距} \times 7$$

根據上述說明，所得計算結果如表 5 所示：

表 5 L2 車道不同飽和流率計算標準比較表

計算標準	飽和車距 (秒/車)	飽和流率 (小車/小時)	週期 (秒)	綠燈時間 (秒)	燈號轉換時間 (秒)	損失時間 (秒)	容量 (小車/小時)
第 4 部以後	2.19	1642	160	25	3	2.58	260.8
第 6 部以後	2.13	1689	160	25	3	3.15	262.4
第 8 部以後	2.03	1777	160	25	3	4.15	264.9

由表 5 可看出不同飽和流率計算標準所得到之車道容量相異情形，經使用其他車道之資料以同樣之方式計算後，亦可發現相當程度之差異，顯示使用不同之飽和流率計算標準對於車道容量之估計會產生相當程度之影響。

2. 以每週期能疏解車輛數估計車道容量之方式如下：

計算式為： $c = \frac{3600}{C} \sum_i (N_{gi} + N_{yi})$ ，計算過程為先建立 N_{gi} 之迴歸估計式，再以實際綠燈長度求取 N_{gi} 估計值，至於 N_{yi} 之估計值為求方便起見，根據現場資料直接由在足夠停等車之週期中，計算求得燈號轉換時間內之平均疏解車輛數。

由 L2 車道現場調查資料建立之綠燈時間 G 與疏解小車數 N_{gi} 之關係，如圖 5 所示，由圖中可發現兩者關係約略呈直線關係，其中直線為簡單迴歸線：

$$N_{gi} = -1.137 + 0.457G \quad (3)$$

此式 R^2 為 0.996，且所有係數均顯著不等於 0，若由此迴歸線計算 N_{gi} 之估計值，便可將 $G = 25$ （綠燈時間）代入迴歸式中得到 $N_{gi} = 10.3$ ，然而在估計車道容量之前必須另外估計 N_{yi} 之值，在此先初步以簡單平均法計算得到 N_{yi} 為 2.54，如此便可將 N_{gi} 與 N_{yi} 代入 $c = \frac{3600}{C} \sum_i (N_{gi} + N_{yi})$ 中，得到 $c = 288.5$ 小車／小時。

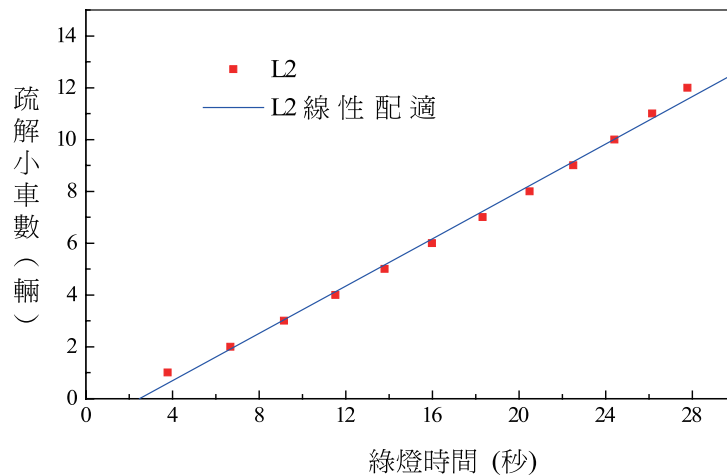


圖 5 L2 車道綠燈時間與疏解小車數之關係

經進一步探究圖 5，隨著綠燈時間之加長，疏解之小車數有逐漸提高斜率之趨勢，疏解小車數可能與綠燈時間存在其他函數型式，經嘗試數種函數型式後發現二次曲線模式較簡單直線迴歸之配適度更佳 (R^2 高達 0.999，所有係數均顯著不等於 0)，如圖 6 所示，迴歸式為：

$$N_{gi} = -0.256 + 0.316G + 0.004G^2 \quad (4)$$

根據式 (4)，將 $G = 25$ 秒代入迴歸式中得到 $N_{gi} = 10.1$ 小車，再代入 $c = \frac{3600}{C} \sum_i (N_{gi} + N_{yi})$ 中，得到 $c = 285.4$ (小車/小時)，理論上較直線迴歸求得之 $c = 288.5$ (小車/小時) 更為精確，因式 (4) 之迴歸標準差為 0.064 小車，而式 (3) 之迴歸標準差則為 0.25 小車。

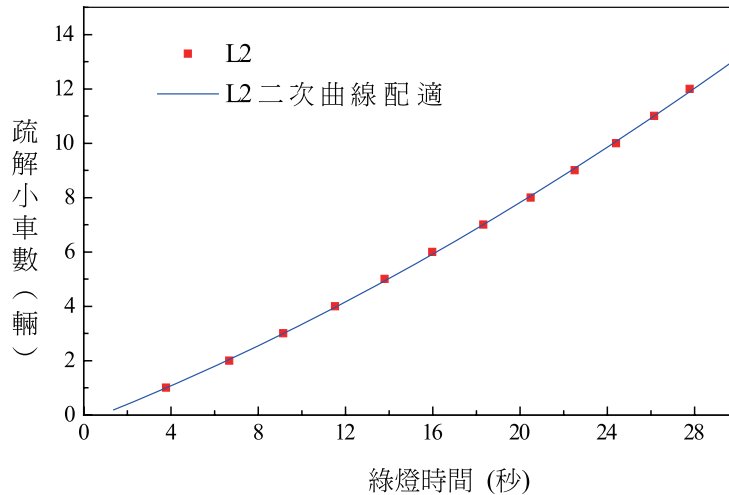


圖 6 L2 車道二次曲線模式

根據上述二種不同估計方式之具體運算，可以得到由飽和流率所估計之 L2 車道容量為 262.7 小車/小時，而由每週期疏解車輛數之方式所估計之 L2 車道容量則為 285.4 小車/小時，相差 22.7 小車/小時，很顯然地兩種不同估計方式所得到之結果有所差異，經深入探索發現由於 L2 車道之 N_{yi} 為 2.65 小車，亦即在 3 秒鐘之燈號轉換時段內疏解 2.65 部停等車，平均疏解車距為 1.13 秒，較飽和車距之 2.15 秒 (以第四部以後停等車計算) 相差 1.02 秒，亦即在燈號轉換時段內通過之停等車以較高之疏解率進行疏解，因而造成以飽和流率方式估計車道容量產生低估之情形，事實上損失時間除了起動損失時間之外尚包括停止損失時間，若停等車在燈號轉換時段以高於飽和流率之疏解率進行疏解時，理論上計算得到之停止損失時間應為負值，但由於停止損失時間之估計較起動損失時間複雜，且型態隨著號誌時制之設計而產生不同之變化，不在本研究範圍。

綜合而言，使用飽和流率方式以估計車道容量之方式，可能因為燈號轉換時段疏解現象之變異性，而額外造成某種程度之誤差，反觀以每週期能疏解車輛數之估計方式，計算之過程與結果均較符合真實環境之狀況，因此後者為本研究所建議之車道容量估計方式。

4.4 N_{gi} 之迴歸估計模式

延續上節對於 L2 車道 N_{gi} 之估計，本節主要目的在於建立估計無衝突單左轉專用車

道容量重要參數 N_{gi} 之一般化估計模式。根據上節之估計過程可知，針對單一車道僅使用一參數 G (綠燈時段) 即可建立出配適情形頗佳之迴歸式。因此本研究根據現場調查資料，建立出所有單左轉車道之簡單迴歸式。結果如表 6 示。

表 6 各車道之迴歸式與統計量

車道	迴歸式	R^2	F 值	顯著性
LT1	$N_{gi} = -1.025 + 0.443G$ (-6.70) (53.92)	0.997	2908	是
LT2	$N_{gi} = -0.619 + 0.342G$ (-5.50) (106.03)	0.998	11243	是
LT3	$N_{gi} = -1.986 + 0.479G$ (-17.67) (163.34)	0.999	26679	是
L1	$N_{gi} = -0.437 + 0.449G$ (-5.76) (86.98)	0.999	7566	是
L2	$N_{gi} = -1.137 + 0.457G$ (-6.52) (48.05)	0.996	2309	是
L3	$N_{gi} = -1.179 + 0.446G$ (-9.57) (96.39)	0.998	9292	是
L4	$N_{gi} = -1.121 + 0.486G$ (-6.58) (59.22)	0.996	3507	是

註：() 為該係數之 t 值。

針對表 6，為了解各車道迴歸式之常數項以及斜率是否相等，在此將上述 10 個車道兩兩進行檢定，假設兩車道之迴歸式係數之常數項分別為 β_{11} 、 β_{21} ，檢定下列虛無假設：

$$H_0: \begin{cases} \beta_{11} = \beta_{12} \\ \beta_{21} = \beta_{22} \end{cases}$$

茲採用 Chow test^[24]，並以 LT2 與 LT3 為例進行上述檢定，過程如下：

步驟一：求取各車道之殘差值平方和 (error sum of squares, ESS)。

$$\text{LT2: } N_{gi} = -1.025 + 0.443G \quad ESS_1 = 0.490$$

$$\text{LT3: } N_{gi} = -0.619 + 0.342G \quad ESS_2 = 0.860$$

得到 $ESS_{UR} = ESS_1 + ESS_2 = 1.350$

步驟二：將所有樣本合併，求取合併迴歸式之殘差值平方和。

$$\text{合併樣本: } N_{gi} = -0.116 + 0.333G \quad ESS_R = 20.912$$

步驟三：計算 F 統計量。

$$F = \frac{(ESS_R - ESS_{UR}) / q}{ESS_{UR} / (n_1 + n_2 - 2k)}$$

其中 q 為限制式之個數，根據虛無假設，此時 $q = 2$ ，而 k 為解釋變數之個數（含常數項），此時 $k = 2$ ，計算得到：

$$F = \frac{(20.912 - 1.350) / 2}{1.350 / (31 - 2 \times 2)} = 195.62$$

步驟四：查表，進行決策。

在 5% 顯著水準下，臨界值 $F_{0.05, 2, 27} \cong 3.36 < 195.62$ ，因此拒絕 H_0 ，亦即 LT2 與 LT3 車道之迴歸係數不全然對應相等。

表 7 為運用上述方式進行兩兩車道檢定之結果，由表中可發現除了 LT1 與 L2、LT1 與 L3 以及 L52 與 L71 車道之迴歸係數無顯著差異之外，其餘各車道間均具有顯著差異，顯示不同車道間具有不同之 N_{gi} 估計式。

根據上述計算過程，可了解到以現有綠燈時段 G 為解釋變數並無法滿足一般化 N_{gi} 估計模式之需要，而必須引進新的解釋變數，方能解釋不同左轉專用車道之疏解特性差異，在此先引進左轉速率 (V_T) 經由線性迴歸配適得到式 (5)，相關統計量如表 8 所示。式 (5) 之 R^2 為 0.971，調整後之 R^2 亦為 0.971，其標準估計誤差為 1.07，在 0.05 之顯著水準下所有迴歸係數均顯著異於 0。

本研究從 4.1 節之分析得知，疏解率與縱向距離 D_1 呈現高度正相關關係，因此本研究再嘗試引進 D_1 以取代 V_T ，經由線性迴歸配適得到式 (6)，此式之 R^2 為 0.972，調整後之 R^2 亦為 0.972，其標準估計誤差為 1.04 輛，在 0.05 之顯著水準下所有迴歸係數均顯著地異於 0，顯然式 (6) 優於式 (5) 且較為方便實用。因此欲建立某車道之 N_{gi} 與綠燈時段 G 之關係式時，僅需於現場量測或由工程設計圖獲得 D_1 之數值，代入式 (6) 即可進行推估。

N_{gi} 估計式之應用時機在於無法取得現場車流資料時，用以推估保護時相之左轉車道的疏解特性或容量之用。如在能獲得現場資料狀況下，則可以直接調查而估計得綠燈長度與疏解車輛數之關係，不必利用 N_{gi} 推估式。另就資料蒐集而言，縱向距離 D_1 較易量測取得。因此，不管是基於應用或資料取得之觀點，均以縱向距離 D_1 作為解釋變數較為妥適。

4.5 大車與迴轉車 pce 之計算

本研究所設定之停等車類型有：一般左轉小車、左轉大車、迴轉小車與迴轉大車等四種。一般狀況而言，於進行公路容量分析時，需將車種比例較低之類型轉換成比例較高之車輛類型，亦即透過小客車當量 pce 之計算以利整體分析研究。由於考量大車之數量通常不多，但很可能會對後方左轉車之疏解車距造成影響，因此本研究於計算一般左轉小車之平均疏解車距時，乃將大車後面之樣本刪除，以避免上述情形之發生。

由先前的探討可知，不同停等車位置可能存在不同之疏解率，因此不同之估計綠燈時段或停等車位置便可能存在不同之 pce ，然而為求簡化處理程序起見，本研究初步暫不考慮此問題，而以平均疏解車距之比值，直接計算大車與迴轉小車之 pce ，其計算公式如下：

表 7 各車道迴歸係數檢定表

	LT1	LT2	LT3	L1	L2	L3	L4
LT1	—	—	—	—	—	—	—
LT2	20.91 195.6	—	—	—	—	—	—
LT3	3.708 11.42	164.6 1319	—	—	—	—	—
L1	2.918 36.51	19.63 246.5	8.881 63.91	—	—	—	—
L2	1.267 1.45	24.39 209.4	4.02 12.2	2.473 22.62	—	—	—
L3	1.397 0.73	60.29 571.1	4.71 16.87	4.114 41.66	1.916 4.18	—	—
L4	5.324 28.67	66.97 515.4	10.94 56.34	1.645 4.91	3.857 15.37	9.283 57.6	—

註：1.框內上面數字為合併資料之 *ESS* (error sum of squares)。

2.框內下面數字則為檢定之 *F* 值。

3.粗框部分表示無顯著性。

表 8 N_{gi} 估計式相關數值

加入變數	迴歸式	R^2	F 值	公式編號
V_T	$N_{gi} = -5.644 + 0.439G + 0.202V_T$ (-7.67) (57.39) (6.97)	0.969	1737.34	(5)
D_1	$N_{gi} = -3.250 + 0.432G + 0.086 D_1$ (-7.25) (56.99) (6.39)	0.967	1650.55	(6)

註：() 為該係數之 *t* 值。

左轉大車之左轉小車當量：

$$pce_1 = \frac{H_B}{H_S} \quad (7)$$

此式中，

pce_1 = 左轉大車之左轉小車當量；

H_B = 停等左轉大車之第四部以後平均疏解車距 (秒)；

H_S = 停等左轉小車之第四部以後平均疏解車距 (秒)。

迴轉小車之左轉小車當量：

$$pce_2 = \frac{H_U}{H_S} \quad (8)$$

此式中，

pce_2 = 迴轉小車之左轉小車當量；

H_U = 停等迴轉小車之第四部以後平均疏解車距 (秒)；

H_S = 停等左轉小車之第四部以後平均疏解車距 (秒)。

表 9 即為各路口大車與迴轉車 pce 之計算結果，由表 9 可知，大車之 pce 平均值為 1.98，標準差為 0.15；迴轉車之 pce 平均值為 1.30，標準差為 0.13，此研究結果應可提供於臺灣地區無衝突左轉專用車道之容量分析參考之用。由於調查資料十分有限，尚無法針對迴轉車 pce 作進一步之推論，惟經初步判斷，迴轉車 pce 可能與迴轉車進入路段之有效寬度有關，若有效寬度較低，則不利於迴轉，因而疏解車距較高；反之若有效寬度較高，易於迴轉，則疏解車距較低。

表 9 各路口大車與迴轉車 pce 計算值

車道	H_S	H_B	大車 pce	大車 樣本數	H_U	迴轉車 pce	迴轉車 樣本數
LT2	2.26	4.25	1.88	29	無資料	—	
LT3	2.97	6.00	2.02	43	無資料	—	
LT4	2.18	4.48	2.06	3	無資料	—	
L1	2.20	3.58	1.63	12	2.22	1.01	8
L2	2.15	4.11	1.91	21	2.59	1.20	22
L3	2.23	4.58	2.05	29	2.93	1.32	19
L4	2.11	4.19	1.98	37	2.96	1.40	55
L71	2.51	6.24	2.49	3	無法迴轉	—	
L72	2.37	5.63	2.38	10	無法迴轉	—	
L73	2.15	4.18	1.95	15	無法迴轉	—	
L81	2.24	4.26	1.90	3	2.45	1.09	8
L82	2.16	4.48	2.07	3	無法迴轉	—	
L83	2.16	2.85	1.32	1	無法迴轉	—	
		平均值	1.98		平均值	1.30	
		標準差	0.15		標準差	0.13	

根據 2001 年臺灣地區公路容量手冊第十三章之容量分析方法^[1]，如一車流中含有不同車種，可利用式 (9) 以估計混合車種對基本狀況下容量之影響：

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_1(E_1 - 1) + P_2(E_2 - 1)} \quad (9)$$

此式中，

f_{HV} = 車種調整因素；

P_1 = 大車比例；

E_1 = 大車之小車當量；

P_2 = 機車比例；

E_2 = 機車之小車當量。

由於本研究並未將機車列入研究範圍，因此式 (9) 中基本參數之定義可改成： f_{PV} = 大車迴轉車調整因素； P_1 = 大車比例； E_1 = 大車之小車當量； P_2 = 迴轉車比例； E_2 = 迴轉小車之小車當量。

根據此計算方式，本研究在設定 E_1 為 1.98， E_2 為 1.30 之條件下，根據不同大車與迴轉比例計算得到表 10，可了解到大車與迴轉車比例之改變對於車道容量之影響。

表 10 不同大車與迴轉車比例下之容量調整因素

f_{PV}		P_1										
		0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50
P_2	0.00	1.00	0.91	0.83	0.77	0.72	0.67	0.63	0.59	0.56	0.53	0.50
	0.05	0.94	0.86	0.79	0.73	0.68	0.64	0.60	0.57	0.54	0.51	0.49
	0.10	0.88	0.81	0.75	0.70	0.66	0.62	0.58	0.55	0.52	0.49	0.47
	0.15	0.84	0.77	0.72	0.67	0.63	0.59	0.56	0.53	0.50	0.48	0.46
	0.20	0.79	0.74	0.69	0.64	0.60	0.57	0.54	0.51	0.49	0.46	0.44
	0.25	0.75	0.70	0.66	0.62	0.58	0.55	0.52	0.50	0.47	0.45	0.43
	0.30	0.72	0.67	0.63	0.59	0.56	0.53	0.50	0.48	0.46	0.44	0.42
	0.35	0.69	0.64	0.60	0.57	0.54	0.51	0.49	0.47	0.45	0.43	0.41
	0.40	0.66	0.62	0.58	0.55	0.52	0.50	0.47	0.45	0.43	0.41	0.40
	0.45	0.63	0.59	0.56	0.53	0.50	0.48	0.46	0.44	0.42	0.40	0.39
	0.50	0.61	0.57	0.54	0.51	0.49	0.47	0.45	0.43	0.41	0.39	0.38

4.6 N_{yi} 之探討

延續先前對於 N_{gi} 之估計，本節主要目的在探討估計無衝突左轉專用車道容量之另一個重要參數 N_{yi} 。所謂 N_{yi} 係指在燈號轉換時段能疏解之小客車數，包括黃燈時段與全紅時段，目前國內對於這方面之研究尚屬起步階段，因此本研究希望能根據現有之現場調查資

料，進行初步之探討，並作為後續研究之參考。

於整理現場調查資料以計算 N_{yi} 時，必須使用有效週期之時段，方可用以計算燈號轉換時段能通過之小客車數，而所謂有效週期係指在燈號轉號段結束之前必須仍擁有足夠之停等車進行最後疏解，而終至第一部停等車以後開始於停等線上游形成停等車隊，此時之週期方為有效，否則若燈號轉號時段尚未結束前，停等車皆已疏解完畢，對於 N_{yi} 將造成低估之情形。

表 11 為根據現場調查而得之資料整理而成，部分車道因無法觀測到樣本或樣本數過少，因此不列入。關於 N_{yi} 之計算過程為先將各有效週期內疏解之大車與迴轉根據該車道先前計算之 pce 轉換為小車數，再計算所有有效週期之小車當量數之平均值即得。

表 11 各車道有關 N_{yi} 之資料

車道	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L71	L72	L73
有效週期數	58	77	42	34	18	17	49	45	29
N_{yi}	2.82	2.65	2.73	3.03	3.00	2.94	2.37	2.42	2.93
標準差	0.98	1.05	1.00	0.90	0.75	0.80	1.06	1.04	1.15
黃燈時段 (秒)	6	3	3	3	3	3	4	4	4
全紅時段 (秒)	2	無	無	無	無	無	3	3	3
燈號轉換時段 (秒)	8	3	3	3	3	3	7	7	7

由表 11 可發現，L1 路口之黃燈時段高達 6 秒，然而 N_{yi} 之值並非與黃燈時段為 3 秒鐘之其他路口呈倍數關係，因此值得深入探討。但目前初步而言，若僅考慮黃燈時段為 3 秒而無全紅時段之類型，其 N_{yi} 值平均為 2.76，至於 L71、L72、L73 此三個車道，似乎越外側之車道， N_{yi} 有越增加之趨勢，然而根據檢定 L71 與 L72 並無顯著差異，(p 值為 0.40 > 0.05)，而 L73 則分別與 L71、L72 車道皆有顯著差異 (p 值分別為 0.02 與 0.03，皆小於 0.05)。

若將黃燈秒數為 3 秒之車道與黃燈秒數為 4 秒之車道檢定其燈號轉換時段能疏解小車數是否有差異，經以單尾檢定，假定其具有相同變異數之條件下，得到 p 值為 0.07 > 0.05，顯示在 5% 之顯著水準下，無法拒絕兩者相等之虛無假設，因此可予合併處理，經合併後 N_{yi} 之值為 2.65。

另外，部分車道並無全紅時段，然而若參考調查車道號誌時制表 (表 3)，L2、L3、L4 車道因為左轉時相結束後存在持續性之直行或右轉時相，因此無全紅時段，事實上在本車道黃燈時相結束後，至對向車道綠燈始亮之前，仍存在約 2 至 3 秒之時間，此時段亦相當於實質上之全紅時段，因此各車道具有實質效果之全紅時段，大約為 2 至 3 秒。

若以駕駛人心理層面作考量，部分較溫和之駕駛人遇黃燈便迅速減速停於停止線前，而某些較富冒險性或趕時間之駕駛人，便相對地加速通過路口，兩者差異相當大，因此

N_{yi} 之值可能與駕駛行為有關，而且若比較在步調繁忙之大型都市中心商業區與郊區附近之不同左轉車道，在相同路口幾何設計與管制狀況下，前者之 N_{yi} 值很可能高於後者。

就定義而言， N_{yi} 是指停等車在綠燈時段仍無法疏解完畢，而於燈號轉換期間（包括黃燈及全紅時段）仍進入路口而疏解之小汽車數。由於停等車隊要很長，才會有在燈號轉換期間仍疏解的情形，故 N_{yi} 的現場資料相當難以蒐集。在目前非常有限的現場資料下，彙整現場資料，以提供適當的 N_{yi} 參考值，有其實務上之意義。未來如時間與經費許可，可以針對影響 N_{yi} 的各項因素深入研究分析。

綜上所述，本研究根據現有之調查資料，在暫不考慮全紅時段之影響下，對於無衝突左轉專用車道之燈號轉換時段能疏解車輛數，提供具體之建議為：黃燈時段為 3 秒或 4 秒下， N_{yi} 之參考值為 2.65 輛。

4.7 雙左轉車道之疏解特性

由相關文獻回顧得知，雙左轉車道與單左轉車道之飽和流率並非呈現單純之倍數關係，而且內側與外側左轉車道間可能存在不同之疏解特性，本小節主要運用現場資料以進行分析，並具體量化雙左轉車道與單左轉車道、以及雙左轉車道內不同車道之間的關係。

本研究蒐集之雙左轉車道資料為 L51、L52（桃園市三民路與春日路口雙左轉專用車道，L51 為內側車道、L52 為外側車道），經資料整理與計算，結果如表 12 所示。

經檢定 L51 與 L52 車道之第四部以後疏解車距變異數是否相同，所得到之顯著性 p 值為 0.02，在顯著水準為 0.05 時，可以拒絕 L51 與 L52 車道之疏解車距變異數相同之虛無假設，也可以證明 L52 車道之疏解車距變異數大於 L51 車道之疏解車距變異數，此與朱松偉^[14]之論述並不相同。

表 12 雙左轉車道內外車道之比較

車道	L51	L52
第四部以後平均疏解車距 (秒)	2.38	2.30
第四部以後疏解車距標準差 (秒)	0.59	0.68
N_{gi} 與 G 之關係式	$N_{gi} = -0.760 + 0.412G$	$N_{gi} = -1.019 + 0.430G$
N_{yi} (輛)	3.00	2.94
綠燈時段 (秒)	35	35
燈號轉號時段 (秒)	3	3

另一方面，經檢定 L51 與 L52 車道之第四部以後疏解車距是否相同，所得到之 p 值為 0.09，顯示在現有資料下，不足以拒絕 L51 與 L52 車道第四部以後平均疏解車距相等之虛無假設，很可能是樣本數不足所造成。

由於每週期能疏解車輛數深受綠燈時段所影響，而且即使是相同之雙左轉車道，在不同綠燈時段之號誌時制設定下，將產生不同之車道容量，因此若單純以現場綠燈時段計算雙左轉車道內兩車道綠燈時段之疏解車輛數之比值，可能意義不大。至於在 N_{gi} 部分，以平均值而言，L51 略高於 L52，然而經檢定兩者是否相等，得到 p 值為 0.41，無法推翻兩者均值相等之虛無假設。

為進一步探究 L51 與 L52 車道於綠燈時段能疏解車輛數之關係，亦即 N_{gi} 迴歸式之差異，在此引進虛擬變數 (dummy variable)，以作為建立兩者之一般式之參考，經分成固定斜率、固定截距、兩者皆不固定等三種情形建立迴歸式，得到結果如表 13 所示。

由表 13 可知，截距係數值之虛擬變數 d_1 在 Case 1 與 Case 2 皆呈現不顯著，因此應予移除，得到 Case 3 之所有係數均顯著，顯示雙左轉車道之內車道與外車道以綠燈時段 G 估計 N_{gi} 時，兩者之斜率係數比值為 $0.417 : 0.425 = 1 : 1.02$ 。因此 Case 3 之迴歸式乃簡便而實用之雙左轉車道 N_{gi} 迴歸估計公式。

表 13 雙左轉車道迴歸式運用虛擬變數解析之情形

限制式	迴歸式	R ²	F 值
Case 1 固定斜率	$N_{gi} = 0.936 + 0.421 G + 0.105 d_1$ (-10.53) (114.48) (1.49) 顯著 顯著 不顯著	0.998	6553
Case 2 斜率截距 皆不固定	$N_{gi} = 0.761 + 0.412 G - 0.259 d_1 + 0.018 d_2 G$ (-7.57) (91.41) (-1.80) (2.80) 顯著 顯著 不顯著 顯著	0.999	5566
Case 3 移除 d_1	$N_{gi} = 0.887 + 0.417 G + 0.008 d_2 G$ (-11.81) (113.85) (2.61) 顯著 顯著 顯著	0.998	7663

註：1. d_1 、 d_2 皆為虛擬變數，內側車道為 0，外側車道為 1。

2. () 為該係數之 t 值。

4.8 三左轉車道之疏解特性

本研究所蒐集之三左轉車道為 L71、L72、L73 與 L81、L82、L83 (臺北市民權大橋下堤頂大道丁字路口三左轉專用車道、臺北市重慶南路與凱達格蘭大道路口三左轉專用車道)，經資料整理與計算，得到結果如表 14 所示。

檢定 L71、L72、L73 車道之第四部以後疏解車距變異數是否相同，在兩兩檢定之下所得到之 L71 與 L72、L72 與 L73、L71 與 L73 之 p 值均極低，另一方面檢定 L81、L82、L83 車道之第四部以後疏解車距變異數是否相同，在兩兩檢定之下所得到之 L81 與 L82、L82 與 L83、L81 與 L83 之 p 值分別為 0.02、0.48、0.13，顯然總統府前三左轉車道與堤頂大道之三左轉車道兩者結果並不一致，探究其原因，L71、L72、L73 三個車道皆具有充足

表 14 三左轉車道內不同車道之比較

車 道	L71	L72	L73
第四部以後平均疏解車距 (秒)	2.51	2.37	2.15
第四部以後疏解車距標準差 (秒)	0.59	0.63	0.74
N_{gi} 與 G 之關係式	$N_{gi} = -0.566 + 0.402G$	$N_{gi} = -0.383 + 0.416G$	$N_{gi} = -0.849 + 0.472G$
N_{yi} (輛)	2.37	2.42	2.93
綠燈時段 (秒)	43	43	43
燈號轉號時段 (秒)	6	6	6
車道	L81	L82	L83
第四部以後平均疏解車距 (秒)	2.24	2.16	2.16
第四部以後疏解車距標準差 (秒)	0.62	0.70	0.66
N_{gi} 與 G 之關係式	$N_{gi} = -1.662 + 0.446G$	$N_{gi} = -1.561 + 0.457G$	$N_{gi} = -1.514 + 0.472G$
N_{yi} (輛)	-	-	-
綠燈時段 (秒)	40	40	40
燈號轉號時段 (秒)	3	3	3

註：L81、L82、L83 三車道於現場調查無法取得 N_{yi} 資料。

之停等車樣本，且超過第十部停等車以上之樣本仍然相當多，反觀 L81、L82、L83 三車道，除 L81 車道之樣本數較多外，L82 與 L83 車道約於第七部停等車以後之樣本均較為缺乏，較不具代表性，因此三左轉車道之疏解車距變異數有著：外側車道 > 中線車道 > 內側車道之現象。

另一方面，經檢定 L71 與 L72、L72 與 L73、L71 與 L73 車道之第四部以後疏解車距是否相同，所得之 p 值分別為 3.06E-11、1.45E-13、8.33E-40，因此三左轉車道之疏解車距有著：內側車道 > 中線車道 > 外側車道之現象。

為進一步探究三左轉車道不同車道間於綠燈時段能疏解車輛數之關係，在此亦引進虛擬變數以作為建立一般式之參考，茲以 L71、L72、與 L73 進行計算，得到結果如表 15 所示。

由表 15 可知，各虛擬變數在 Case 1 與 Case 2 皆具有顯著性，而在 Case 3 中 d_{21} 之係數不顯著，將 d_{21} 移除得到 Case 4 之迴歸式，所有係數均顯著，因此 Case 4 之迴歸式便是簡便而實用之三左轉車道 N_{gi} 迴歸估計公式。

若根據 Case 4 之迴歸式，不同車道之斜率係數比值，在內、中、外側車道之比例為 0.400 : 0.420 : 0.472 = 1 : 1.05 : 1.18，顯示三左轉車道之內、中車道間關係，與 4-7 節所討論之雙左轉車道數據相當。

表 15 三左轉車道迴歸式運用虛擬變數解析之情形

限制式	迴歸式	R^2	F 值
Case 1 固定斜率	$N_{gi} = -1.339 + 0.429 G + 0.641d_{21} + 1.608 d_{31}$ (-8.33) (99.80) (4.27) (11.15) 顯著 顯著 顯著 顯著	0.994	3355
Case 2 固定截距	$N_{gi} = -0.607 + 0.403 G + 0.020d_{22}G + 0.061 d_{32}G$ (-11.44) (207.6) (9.85) (31.98) 顯著 顯著 顯著 顯著	0.999	20134
Case 3 斜率截距 皆不固定	$N_{gi} = -0.566 + 0.402 G + 0.183d_{21}$ (-6.95) (160.48) (1.54) 顯著 顯著 不顯著 $+0.014d_{22} G - 0.283d_{31} + 0.070d_{32}G$ (3.64) (-2.47) (18.73) 顯著 顯著 顯著	0.999	15040
Case 4 將 d_{21} 移除	$N_{gi} = -0.478 + 0.400 G + 0.020d_{22} G$ (-8.04) (199.36) (10.54) 顯著 顯著 顯著 $-0.371d_{31} + 0.072d_{32}G$ (-3.67) (21.02) 顯著 顯著	0.999	18343
虛擬變數之定義： $d_{21}、d_{22} = \begin{cases} 1, & \text{為內二左轉車道} \\ 0, & \text{非內二左轉車道} \end{cases}, d_{31}、d_{32} = \begin{cases} 1, & \text{為內三左轉車道} \\ 0, & \text{非內三左轉車道} \end{cases}$			

註：() 為該係數之 t 值。

如同雙左轉車道一般，由於適合進行現場調查之三左轉車道十分有限，本研究雖然蒐集了兩個三左轉車道之現場資料，然而 L81、L82、L83 所在之路口的左轉車流率並不大，並不適合進一步分析，因此僅能就 L71、L72、L73 所在路口進行上述之分析與討論。至於不同路口之多左轉車道疏解特性，未來仍應蒐集大量的現場調查資料，以了解其運作特性與 N_{gi} 估計式。

4.9 相關討論與實務應用

本研究對停等車不同停等位置之疏解率特性、車道容量之估計方法、 N_{gi} 之估計式、 pce 之計算、 N_{yi} 之探討、多左轉車道之疏解特性等方面，雖有初步探討，但對於都市地區之丁字型路口常見之雙左轉車道與三左轉車道，如在未來能有機會蒐集更多的資料，則對於無衝突多車道左轉，可以有更進一步的了解。

由相關研究之直行停等車疏解研究^[5-9,23]與本研究之左轉停等車疏解的現場資料均顯示，停等車之疏解並不一定會在第四部車輛之後有一明顯穩定的疏解率（即飽和流率），以傳統飽和流率的方法來估計車道容量，可能會造成一些問題，故可能思考選取替代的估計

方法。

由於一般車流中之大車比率通常較低 (多在 10% 或 15% 以下)，故容量或服務水準之分析方法，多利用大車之 pce 將之轉換成對等之純小汽車流。而估計大車 pce 的方法係依據其對車流之影響程度而有不同之估計方法。本研究主要探討左轉停等車之疏解特性，非常關切綠燈時間內能疏解之小汽車數，故對於大車或迴轉車轉換為純左轉小汽車流之方法，乃著重在其對等的可疏解左轉小汽車數量。式 (7) 與式 (8) 即利用大車與迴轉車之平均疏解車距與平均左轉小車車距之比值，作為估計其 pce 之基礎。事實上，如能有大量的現場資料，不同停等位置之大車與迴轉車 pce 亦可以分別建立，只是大量的工作所獲得的實務應用成果可能相當有限。

由表 1 得知，不同保護左轉專用車道之號誌時制亦不甚相同。一般而言，丁字路口之車流型態較為單純，且衝突點較少，號誌時制之設計上較為簡單，而在十字路口之號誌時制為了疏解不同方向或轉向之車流，設計上相當複雜且多樣化，大致上可分為：「遲開式左轉」與「早開式左轉」兩種，然而左轉時又可依同時段是否亦疏解直行車而有不同之組合，必須依不同之交通狀況而有不同之適用，惟較值得注意的是於現場調查過程中發現，「遲開式左轉」之左轉車經常利用對向車隙夠大之狀況下先行左轉，相當於違規衝突左轉；而「早開式左轉」之左轉車於左轉保護時相結束後仍駛入路口待轉，以致於影響到橫向道路綠燈開始後之疏解，面對此種狀況可能必須透過交通警察執法之手段，方能有效遏止。

五、結論與建議

5.1 結論

有鑑於國內對於無衝突左轉之相關研究較少，而且 2001 年臺灣地區公路容量手冊^[1]亦開始建議採用不同之方式以估計車道容量，但在實際應用上尚缺乏足夠之現場資料與基本參數，故而本研究乃嘗試針對此議題，進行無衝突左轉停等車疏解特性之資料蒐集與分析，本研究獲致主要結論歸納如下：

1. 於分析號誌化路口車道容量時，礙於飽和流率之不穩定性，以及損失時間估計上之困難，為了減少容量估計值誤差，可拋棄飽和流率及損失時間之運用，而採每週期能疏解車輛數之容量估計替代方法，由於不同路口之綠燈長度與每週期內能疏解之車輛數皆呈現接近直線之關係，若經由現場調查以估計車道容量，將可有效減少估計誤差，並且很可能十分接近實際值。
2. 本研究蒐集 15 個無衝突左轉車道，歷經 1,668 週期，合計 18,771 個樣本之現場資料，分析疏解行為之影響因素。研究結果顯示，左轉速率與左轉運行區域之縱向距離與第四部以後停等車之平均疏解車距具有顯著之相關，而左轉運行區域之橫向距離、速限與車

道寬度則與第四部以後停等車之平均疏解車距無顯著相關。

3. 經以綠燈時段與左轉運行區域之縱向距離對每週期能疏解車輛數進行迴歸配適，得到 $N_{gi} = -3.129 + 0.428G + 0.082 D_1$ ，式中判定係數為 0.97，其標準估計誤差僅為 1.04 輛，且所有迴歸係數均具有顯著性，因此欲建立某車道之 N_{gi} 與綠燈時段 G 之關係式時，僅需於現場量得 D_1 (縱向距離) 之數值，代入上式即可，相當方便實用。
4. 現有資料顯示，左轉大車相對於左轉小車之 pce 平均值為 1.98，標準差為 0.15，顯然不同路口之大車 pce 變化不大，一部左轉大車之平均疏解距大約為一部左轉小車之 2 倍，而迴轉小車相對於左轉小車之 pce 平均值為 1.3，標準差為 0.13，此研究結果可提供臺灣地區無衝突左轉專用車道之容量分析參考之用。
5. 燈號轉換時段，包括黃燈時段與全紅時段，而燈號轉換時段能疏解之車輛數，目前國內對於這方面之研究尚屬起步階段，根據現場資料， N_{yi} 並非與黃燈時段成正比關係，初步而言，若黃燈時段為 3 秒或 4 秒，其 N_{yi} 值平均為 2.65 輛，而在多左轉專用車道中，越外側之車道， N_{yi} 之值越大。
6. 本研究發現雙左轉車道中內側車道之平均疏解車距大於外側車道，內側車道之疏解車距變異數小於外側車道，在三左轉車道中平均疏解車距為內側車道大於中線車道大於外側車道，而疏解車距變異數為內側車道小於中線車道小於外側車道。
7. 本研究以虛擬變數進行迴歸分析，以處理多左轉車道中不同車道間之關係，發現在雙左轉車道與三左轉專用車道綠燈時段變數之斜率值，前者內側車道與外側車道之比例約為 1：1.02，而後者內側車道、中線車道與外側車道之比例約為 1：1.05：1.18，顯示內二車道之疏解能力略高於最內車道，而內三車道之疏解能力則有大幅提升之現象。

5.2 建議

1. 左轉運行區域之縱向距離與橫向距離，與左轉速率具有密切的關係，而左轉速率代表著左轉運行之難易度，因此針對左轉運行區域之縱向距離與橫向距離作適當的配置，將有助於左轉疏解。
2. 目前臺北市以及北部區域某些都市，已開始採用左轉前伸待轉車道，以增加疏解效率或效果，然而其疏解或運作特性與一般左轉車道之差異並不十分明確，基於安全與順暢之考量，兩者基本特性之差異尚缺乏深入之比較，建議後續研究可朝此方向進行，其他議題包括無衝突左轉車輛之十字路口與丁字路口之差異、交叉路口交角非直角，而為銳角或鈍角之形式，皆值得進行後續研究。
3. 目前燈號轉換時段能疏解車輛數與燈號轉換時段之關係未明，以駕駛人心理層面作考量，部分較溫和之駕駛人遇黃燈便迅速減速停於停止線前，而某些較富冒險性或趕時間之駕駛人，便相對地加速通過路口，兩者差異相當大，值得深入探討。
4. 由於不同綠燈時段下所估計之大車與迴轉車之 pce 可能有所不同，此部分尚待後續研究，以進一步釐清無衝突左轉專用車道中，大車與迴轉車之 pce 性質。

5. 受到研究資源之限制，本研究能用以分析多左轉車道之現場資料仍有不足之處，不同路口之多左轉車道疏解特性，未來仍應蒐集大量的現場調查資料，以進一步了解其運作特性與可以疏解之車輛數的估計式。

參考文獻

1. 交通部運輸研究所，**2001 年臺灣地區公路容量手冊**，民國九十年三月。
2. *Highway Capacity Manual*, Special Report 209, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D. C., 2000.
3. Li, H. and Prevedouros, P. D., "Detailed Observation of Saturation Headways and Start-up Lost Times", *Transportation Research Record* 1802, TRB, National Research Council, Washington, D. C., 2002, pp. 44-53.
4. Tarko, A. P. and Tracz, M., "Uncertainty in Saturation Flow Predictions," *Transportation Research Circular E-C018*, TRB, Washington, D.C., 2000.
5. Tseng, P. Y. and Lin, F. B., "Alternative to the Use of Saturation Flow Rate for Analysis of Signalized Intersections", *Journal of the Eastern Asia Society for Transportation Studies*, Vol. 5, Oct. 2003, pp. 1775-1787.
6. Lin, F. B., Tseng, P. Y., and Su, C. W., "Variations in Queue Discharge Patterns and Their Implications in Analysis of Signalized Intersections", *Journal of The Transportation Research Board*, No. 1883, 2004, pp.192-197.
7. Lin, F. B. and Tseng, P. Y., "Fallacies and Implications of Conventional Saturation Flow Model of Queue Discharge Behavior at Signalized Intersections", *Journal of the Eastern Asia Society for Transportation Studies*, Vol. 6, Oct. 2005, pp.1610-1623.
8. 曾平毅、林豐博，「利用飽和疏解率分析號誌化路口車道容量之重新檢視」，**中國土木水利學刊**，第十七卷，第二期，民國九十四年六月，頁 363-371。
9. Lin, F. B. and Thomas, D., "Headway Compression During Queue Discharge at Signalized Intersections", *Transportation Research Board 84th Annual Meeting Compendium*, 2005.
10. Kimber, R. M., McDonald, H., and Hounsell, N. B., "The Prediction of Saturation Flow for Road Junctions Controlled by Traffic Signals", *TRRL Research Report* 67, 1986.
11. Tepley, S., Allingham, D. I., Richardson, D. B., and Stephenson, B. W., *Canadian Capacity Guide for Signalized Intersections*, Institute of Transportation Engineers, District 7, 1995.
12. 王慶瑞，「飽和流率與號誌化交叉口容量之研究」，**運輸計劃季刊**，第十一卷，第二期，民國七十一年六月，頁 147-176。
13. 李樑堅、丁國樑、謝興盛、劉子剛，「號誌化交叉路口飽和車流率調整因子建立之研究」，**中華民國運輸學會第九屆研討會論文**，民國八十三年十二月，頁 483-490。
14. 朱松偉，「左轉車道飽和流率之推估分析」，**臺灣大學土木工程學研究所博士論文**，民國八十四年六月。

15. Stokes, R. W., "Saturation Flows of Exclusive Double Left-turn Lanes (Traffic Flow, Urban Traffic)", Ph.D. Dissertation, Texas A&M University, 1984.
16. Cone, F., "Saturation Flows of Protected Dual Left Turn Lanes", Master Thesis, University of Arizona, 1989.
17. Ackeret, K. W., "Analysis of Saturation Flows at Single, Dual and Triple Left-turn Lanes", Ph.D. Dissertation, University of Nevada, Las Vegas, 1996.
18. Thobias, S. and Renatus, N. M., "Site Characteristics Affecting Operation of Triple Left-turn Lanes", *Transportation Research Record* 1852, TRB, National Research Council, Washington, D. C., 2003.
19. 許添本, 「號誌化岔路口容量分析及應用之研究—臨界流動法之發展」, 國立臺灣大學土木研究所碩士論文, 民國七十一年六月。
20. 周義華、魏健宏, 「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, 民國七十三年十二月, 頁 523-560。
21. 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」, 國立臺灣大學土木研究所碩士論文, 民國七十六年六月。
22. 張學孔、龍天立, 「混合車流狀況下右轉流動特性之研究」, *運輸計劃季刊*, 第十二卷, 第三期, 民國七十二年九月, 頁 321-346。
23. 交通部運輸研究所, **臺灣地區多車道郊區公路容量及特性研究(三)**, 民國九十四年六月。
24. Pindyck, R. S. and Rubinfeld, D. L., *Econometric Models and Economic Forecasts*, Fourth Edition, Irwin/McGraw-Hill, Singapore, 1998.

