

第十三章 市區號誌化路口

目 錄

	頁次
13.1 緒論.....	13-1
13.2 影響容量及服務水準之因素	13-1
13.2.1 號誌控制策略	13-2
13.2.2 幾何設計及槽化	13-6
13.2.3 交通狀況及駕駛人之行為	13-6
13.3 容量估計之方法	13-6
13.4 式(13.2)之相關參數及調整因素.....	13-9
13.4.1 N_{gvi} 及路口所在市區調整因素 f_z	13-9
13.4.2 車種及行進方向調整因素 f_v	13-10
13.4.3 坡度調整因素 f_g	13-11
13.4.4 公車站調整因素 f_b	13-11
13.4.5 路邊停車調整因素 f_s	13-13
13.4.6 衝突行人調整因素 f_p	13-13
13.5 各類型車道之容量估計	13-16
13.5.1 無衝突直行禁行機車道	13-16
13.5.2 無衝突左轉/直行共用禁行機車道	13-17
13.5.3 無衝突直行/右轉共用禁行機車道	13-18
13.5.4 無衝突直行/右轉共用車道(含機車停等區)	13-19
13.5.5 無衝突左轉車道	13-23
13.5.6 其他無衝突車流車道	13-24
13.5.7 衝突左轉車道	13-25
13.5.8 機車專用道	13-31
13.6 績效指標及服務水準	13-32
13.6.1 績效指標(Measures of Effectiveness)	13-32
13.6.1.1 流量/容量比(V/C Ratio).....	13-32
13.6.1.2 平均延滯時間(Average Delay)	13-33
13.6.1.3 每週期最長等候車隊之平均長度及 剩餘路口間距.....	13-34
13.6.1.4 服務水準之劃分標準	13-34

13.6.2	績效指標評估方法	13-35
13.7	應用例題.....	13-37
13.7.1	例題 1： 無衝突直行與直行/右轉共用禁行機車道	13-37
13.7.2	例題 2： 無衝突左轉禁行機車道	13-40
13.7.3	例題 3： 無衝突左轉/直行共用禁行機車道	13-41
13.7.4	例題 4： 直行/右轉共用車道(含機車停等區)	13-42
13.7.5	例題 5： 其他無衝突車流車道	13-43
13.7.6	例題 6： 衝突行人之影響	13-44
13.7.7	例題 7： 衝突左轉車道	13-44
13.7.8	例題 8： 週期長度之影響	13-45
13.7.9	例題 9： 需求流率/容量比與停等延滯	13-46
13.7.10	例題 10： 需求流率/容量比之適用性	13-48
13.7.11	例題 11： 號誌時差之影響	13-48
	參考文獻.....	13-錯誤! 尚未定義書籤。

圖 目 錄

	頁次
圖 13.1 時相順序範例	13-3
圖 13.2 三時相控制之週期劃分	13-5
圖 13.3 時差之定義示意圖	13-5
圖 13.4 直行車道停等車疏解特性	13-7
圖 13.5 左轉車道停等車疏解特性	13-7
圖 13.6 機車專用道停等車疏解特性	13-8
圖 13.7 轉角可儲存 1 輛小車時之衝突行人調整因素	13-14
圖 13.8 轉角可儲存 2 輛小車時之衝突行人調整因素	13-14
圖 13.9 轉角可儲存 3 輛小車時之衝突行人調整因素	13-15
圖 13.10 直行/右轉共用車道設施示意圖	13-19
圖 13.11 對向有一直行車道時利用對向間距在剩餘綠燈時段 中能疏解的左轉小車數.....	13-29
圖 13.12 對向有二直行車道時利用對向間距在剩餘綠燈時段中能疏 解之左轉小車數.....	13-29
圖 13.13 延滯之定義	13-33
圖 13.14 Signal1.txt 模擬路網示意	13-36
圖 13.15 Signal2.txt 模擬路網示意	13-37
圖 13.16 中央實體分隔路段例題示意圖	13-37
圖 13.17 中央標線分隔直行車道示意圖	13-43
圖 13.18 例題 8 平均停等延滯與週期長度之關係	13-46
圖 13.19 例題 9 不同需求流率持續時間下之平均停等延滯與 需求流率/容量比關係.....	13-47
圖 13.20 例題 11 平均停等延滯與時差之關係	13-49

表 目 錄

	頁次
表 13.1 不同車種及行進方向相關車輛之當量	13-11
表 13.2 公車到達率調整值 β_1	13-12
表 13.3 公車站離路口距離調整值 β_2	13-12
表 13.4 路邊停車調整因素 f_s	13-13
表 13.5 式(13.6c)之 A_{ij} 值	13-15
表 13.6 無衝突直行禁行機車道類型劃分	13-16
表 13.7 無衝突直行禁行機車道 N_{gvi} (小車)之估計模式.....	13-17
表 13.8 機車禁行直行車道所在市區調整因素 f_z	13-18
表 13.9 停等區上游停等車疏解之影響因素及觀察值範圍	13-20
表 13.10 式(13.13c)之 A_{ij} 值	13-21
表 13.11 式(13.14c)之 A_{ij} 值.....	13-22
表 13.12 無衝突左轉車道類型劃分	13-24
表 13.13 無衝突左轉車道 N_{gvi} (左轉小車)之估計模式.....	13-24
表 13.14 無衝突左轉車道路口所在市區調整因素 f_z	13-25
表 13.15 式(13.16)中之 N_1 、 N_2 、 N_3 及 N_y 觀察值及建議值	13-26
表 13.16 式(13.23c)之 A_{ij} 值	13-30
表 13.17 號誌化路口服務水準劃分標準	13-35

13.1 緒論

號誌化路口是影響市區及郊區道路容量及服務水準之主要設施。本所從 2001 年(民國 90 年)開始蒐集郊區及市區號誌化路口之車流資料[1,2,3,4,5]，以修訂「2001 年台灣地區公路容量手冊」[6]之分析方法。由這些資料所建立之分析方法包括「2011 年臺灣公路容量手冊」[7]第十一章及第十三章分析號誌化路口的方法。

2011 年手冊分析市區號誌化路口之方法乃根據本所 2005 年及 2006 年在臺北、新竹、臺中、臺南、嘉義、桃園、中壢市區所蒐集的資料[4,5]。號誌化路口之交通運轉相當複雜，不容易在廣泛狀況下，建立一套可靠運用之分析模式以估計運轉績效。因此 2011 年容量手冊採用本手冊附錄 B 所描述的公路交通系統模擬模式(Highway Traffic Systems Simulation Model，簡稱 HTSS 模式)第三版做為主要分析工具。本章沿用 2011 年手冊第十三章的方法分析市區號誌化路口，但是 HTSS 模式第三版已被 2021HTSS 模式取代，所以本章更新有關 HTSS 模式之內容。此外，本章亦增加說明停等車隊長度對疏解率的可能影響，並將估計機車專用道容量的模式改良。

市區號誌化路口之容量及服務水準受許多因素影響，深入探討每一因素的影響程度須調查大量之路口及車道，目前已調查之路口及車道數仍不多，所以未來有必要繼續蒐集現場資料以更新本章之內容。

13.2 影響容量及服務水準之因素

號誌化路口之容量及服務水準受許多因素的影響。在一般情況下之主要影響因素敘述如下：

1. 號誌控制策略。
2. 路口幾何設計及槽化設計。
3. 交通狀況及駕駛人的行為。

此外，鋪面、天候及能見度之狀況對容量及服務水準也有影響。

13.2.1 號誌控制策略

號誌控制可劃分成定時號誌控制(pre-timed control)、觸動化控制(traffic-actuated control)及適應性控制(traffic-responsive or adaptive control)。目前臺灣之號誌控制主要依賴定時控制。號誌控制亦可劃分成獨立路口控制(isolated intersection control)及連鎖控制(coordinated)。獨立路口控制不考慮鄰近路口運轉之互動關係。連鎖控制之目的在於減少車輛穿過一連串路口時被紅燈阻擋而須減速或停車之可能性。

定時號誌控制利用不同之時制(timing plan)以控制不同時間內之車流。從一時制轉變到另一時制時，必須依賴一套移轉邏輯(transition algorithm)。時制轉換時可能造成短期車流運轉的不順暢。每一時制通常包括下列設計項目(timing element)：週期長度、時相及時相順序。每一時相之綠燈時段、黃燈時段、全紅時段及行人時相長度。黃燈時段及全紅時段之總時間又稱為燈號轉換時段(signal change interval or inter-green)。連鎖控制時須訂定各路口號誌控制之時差(offset)。

1. 週期(cycle)及週期長度(cycle length)

號誌控制之主要目的是將有嚴重衝突之車流分開。所有各方向之車流依次輪流獲得一次綠燈以進入路口之過程叫一週期。運轉一週期所需之長度稱為週期長度。「道路交通標誌標線號誌設置規則」[8]規定，週期長度以 30 秒至 200 秒為原則。

2. 時相(phase)及時相順序(phase sequence)

每一週期分成幾個時相。一般週期有 2 到 8 時相。提供車輛使用之時相又可分成下列時段：綠燈、黃燈及全紅。此外，每一週期內可有行人專用之時相。

號誌控制設計之一原則是儘量減少時相數。但在有嚴重衝突之路口，為安全起見，必須利用多時相以分離衝突之車流及行人。時相數及其安排順序對路口之運轉可能有很大之影響。圖 13.1 顯示幾個時相順序的例子。

在處理左轉及行人之衝突時，有下列幾個常用之時相及時相順序：

(1) 允許左轉時相(permitted left-turn phase)

如圖 13.1a 之時相 2 及圖 13.1b 之時相 1 所示，此種時相讓左轉車與對向車流同時進入路口，但左轉車必須利用對方來車之間距以通過路口。

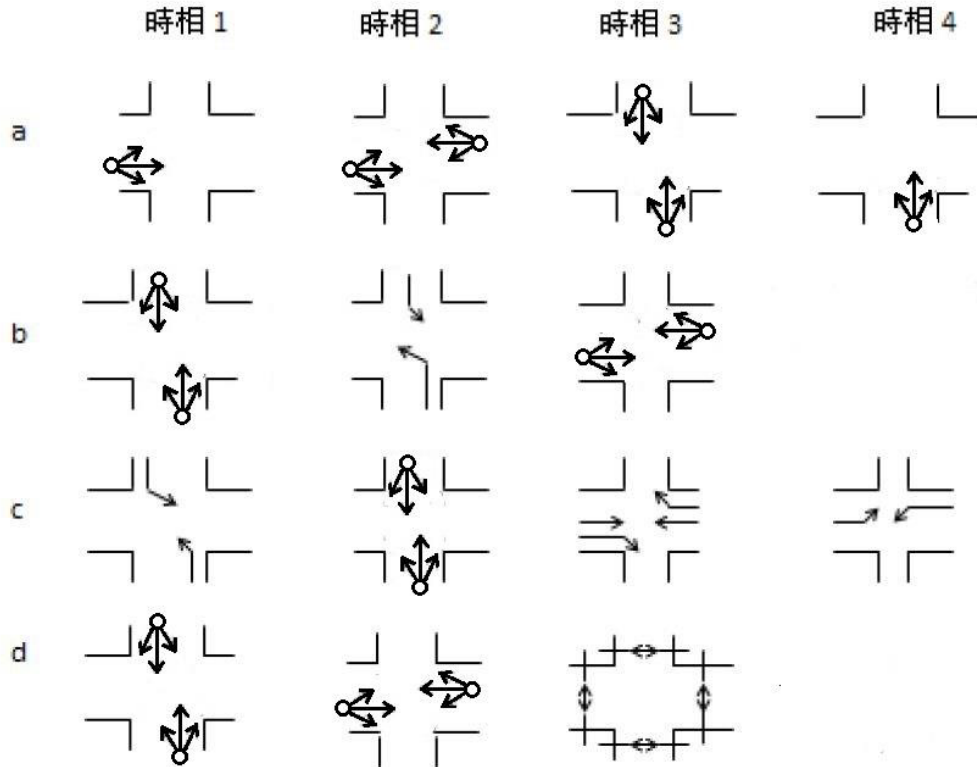


圖 13.1 時相順序範例

(2) 專用左轉時相(protected left-turn phase)

如圖 13.1b 之時相 2 及圖 13.1c 之時相 4 所示，在此種時相內只有左轉車能進入路口。

(3) 允許/專用左轉時相(permitted/protected left-turn phase)

如圖 13.1b 之第一及第二時相所示，此種時相順序安排左轉先利用對方來車之間距通過，然後再讓左轉車利用專用時相通過路口。

(4) 專用/允許左轉時相(protected/permitted left-turn phase)

如圖 13.1c 之第一及第二時相所示，此種時相順序安排左轉車先利用專用時相再利用允許時相通過路口。

(5) 行人專用時相(protected pedestrian phase)

如圖 13.1d 之第三時相所示，在行人專用時相中，所有車輛禁止進路口。

(6) 行人/車流共用時相(concurrent pedestrian /vehicle phase)

這種時相通常用在行人與車流衝突不嚴重之情況下，讓行人與車流同時進入路口，但綠燈時間及黃燈時間必須足夠讓行人能進入跨越路口。

(7) 綠燈早開及綠燈遲閉

在同一時段中，一路口不同行進方向的車流常有顯著不同之流率。根據「交通號誌規劃手冊」[8]，綠燈早開時相讓左轉車流較大之臨近路段所有車輛先得綠燈，如圖 13.1a 之時相 1 所示。在此時相中，對向路段所有車輛皆面臨紅燈。早開時相結束之後，對向車流的綠燈開啟，在這期間內一臨近路段及其對向路段之車輛皆得綠燈，如圖 13.1a 之時相 2 所示，因此左轉車必須讓直行車先行。

綠燈遲閉之作業是讓兩對向臨近路段的綠燈同時開啟，如圖 13.1a 之時相 3 所示。但是左轉車流較大的臨近路段有較長的綠燈，如圖 13.1a 之時相 4 所示。綠燈早開及遲閉的用意是減少左轉車流與直行車流之衝突。

3. 綠燈時段(green interval)

在定時號誌控制下，綠燈時段之長度視各時相之需要而定。

4. 燈號轉換時段(change interval or inter-green)

綠燈時段結束後，號誌控制進入燈號轉換時段。這時段內，黃燈閃亮。黃燈時段之後，有些號誌控制讓所有車流及行人都只看到紅燈。如圖 13.2 所示，所有燈號顯示紅燈之時段叫全紅時段。全紅時段之後，下一時相之綠燈時段才開始。「道路交通標誌標線號誌設置規則」[9]對黃燈及全紅時段的長度有規定。

5. 行人時相長度(length of pedestrian phase)

如有行人專用時相，或行人雖無專用時相，但行人之需要不能忽視，則號誌控制必須在行人時相或綠燈及黃燈期間，讓行人能安全的穿過路口。行人時相之長度隨路口寬度及行走速率而變。

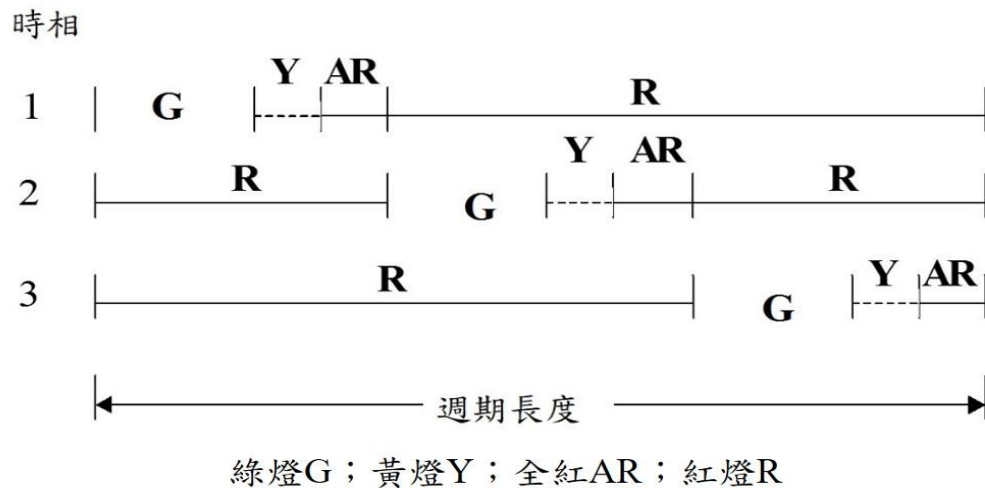


圖 13.2 三時相控制之週期劃分

6. 時差(offset)

連鎖控制時，每一路口須有一時相被指定為同步時相(synchronized phase)。為達成連鎖功能，各路口同步時相之綠燈時間必須保持一定之時差。如圖 13.3 所示，訂定時差時可用某一路口同步時相綠燈開始之時間為基準點(如圖 13.3 之 T_0)。從這基準點到任何一路口同步時相第一次綠燈開始的時間叫時差。此外，所有路口必須使用同樣之週期長度(common cycle length)。但有時候某些連鎖路口之流量可能較其他路口之流量低得多，在此情形下，低流量路口之週期長度可減半。

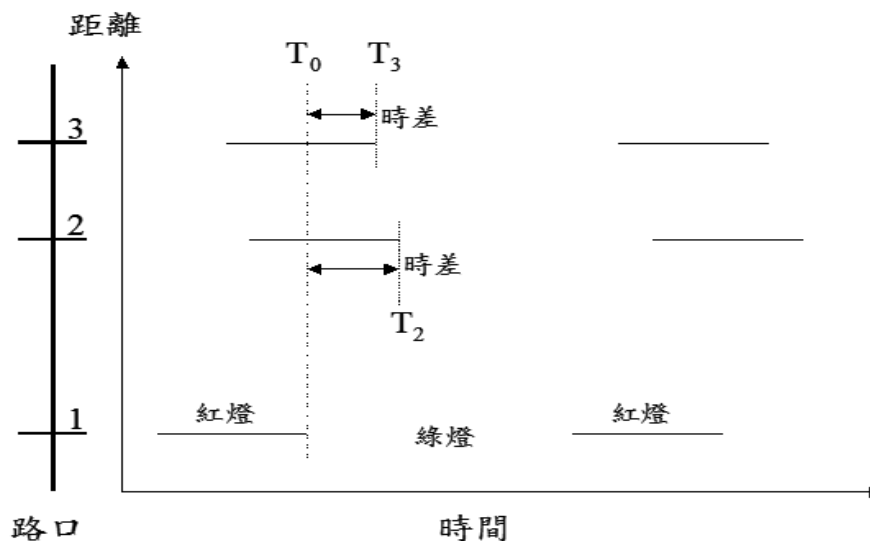


圖 13.3 時差之定義示意圖

13.2.2 幾何設計及槽化

主要的幾何設計狀況包括：路口間距、車道數、車道寬、坡度及左彎待轉區之長度等。車道之槽化指利用標線、安全島或護欄以分隔車種或不同行進方向之車輛。號誌化路口在停止線上游常設有機車停等區，在停止線下游亦常設有機車兩段式左轉之待轉區。

13.2.3 交通狀況及駕駛人之行為

交通狀況指車流率、行人流率、流率隨時間之變化、車流抵達路口之型態（如隨機或有週期性）、車種組成、車流之方向性及車流與車種之車道分布等性質。駕駛行為可能影響車道使用之效率、間距接受行為、停等車疏解率及跟車行為等。

13.3 容量估計之方法

號誌化路口車道或車道群之容量，指經常能利用綠燈及燈號轉換時段通過停止線之最高流率的期望值。車道或車道群之容量可用模擬模式或依賴公式、圖表之分析性方法來估計。本章建議以模擬為分析號誌化路口車流運轉績效之工具。但在路口車流無衝突，而且分析之目的只是在估計容量之情況下，可利用公式、圖表來估計。

傳統估計容量之方法乃根據飽和流率之觀念。飽和流率之觀念假設綠燈開始之後，停等車之疏解率會迅速的上升，然後在第 4 部或第 5 部停等車通過停止線之後達到一最高之穩定值[10]。根據此觀念，容量可估計如下：

$$c = S \frac{G_e}{C} \quad (13.1)$$

此式中，

c = 容量(輛/小時)；

S = 車道或車道群之飽和流率(輛/有效綠燈小時)；

G_e = 有效綠燈(秒)；

C = 定時控制之週期長度或觸動化控制之平均週期長度(秒)。

事實上，臺灣及美國的現場資料[11,12,13]皆顯示疏解率之特性與傳統之觀念有不可忽視的差異。如圖 13.4 所示，臺灣市區直行停等車之疏解率通常在綠燈亮後 20 秒仍繼續上升，且難以訂定疏解率達到穩定狀況之停等位置。左轉停等車之疏解率有同樣的特性，如圖 13.5 所示。機車專用道停等車之疏解，則在綠燈開始大約 10 秒之後明顯的達到穩定值，如圖 13.6 所示。在這種情形之下，利用式(13.1)估計容量，會造成嚴重之誤差[12,13]。

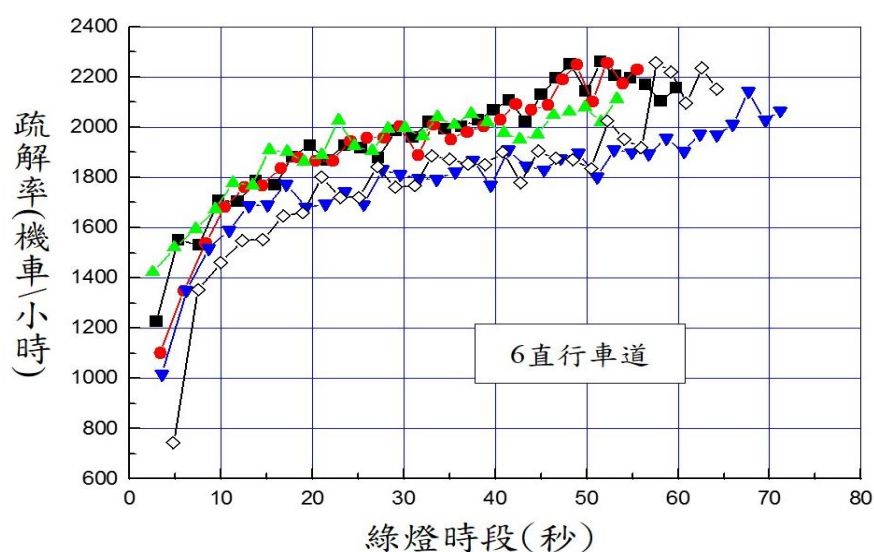


圖 13.4 直行車道停等車疏解特性

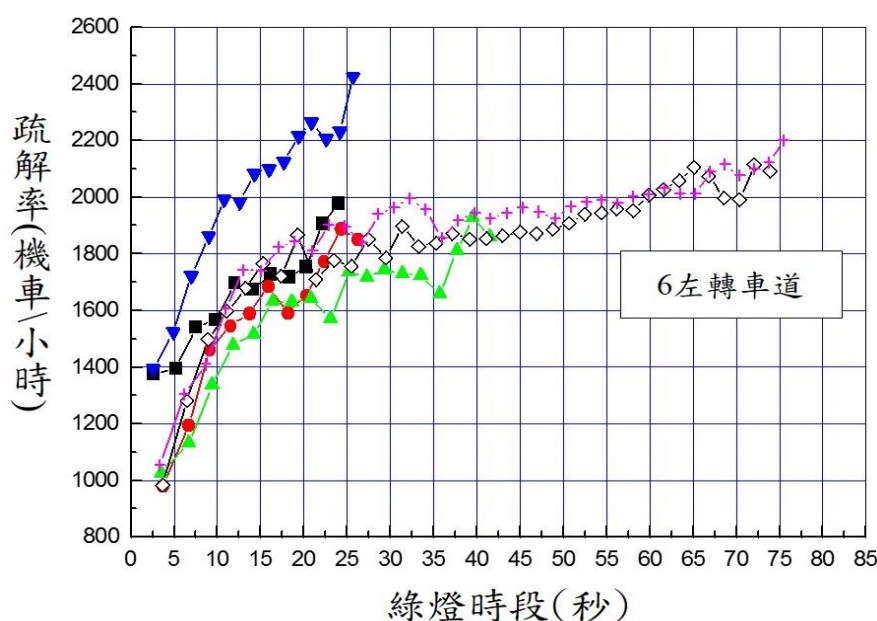


圖 13.5 左轉車道停等車疏解特性

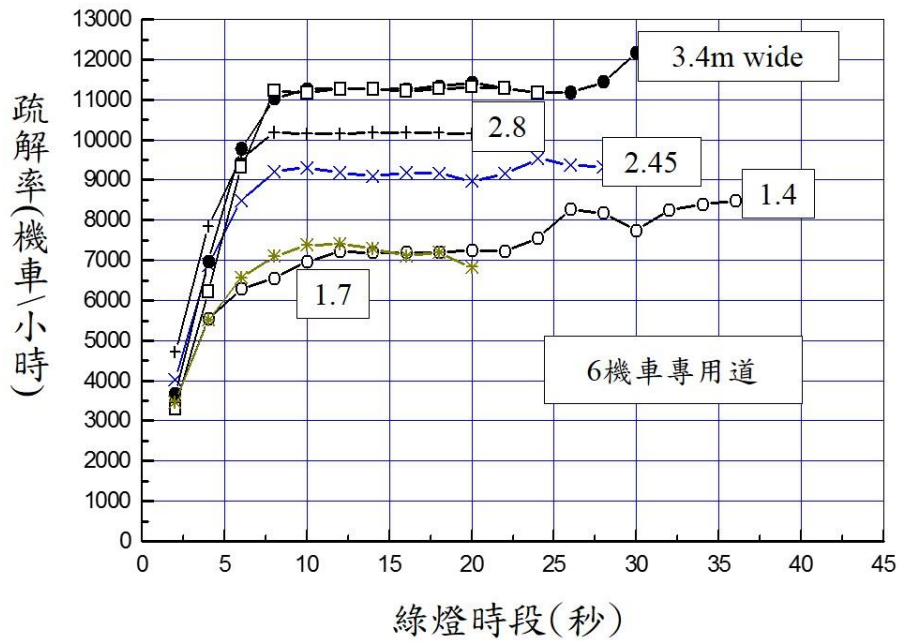


圖 13.6 機車專用道停等車疏解特性

本章利用下式估計一般號誌化路口車道之容量：

$$c = \frac{3600}{C} \left[\sum_{i=1}^n N_{gyi} \right] f_v f_g f_b f_s f_z f_p \quad (13.2)$$

此式中，

c = 車道容量(輛/小時)；

C = 號誌週期長度(秒)；

N_{gyi} = 特定狀況下，在第 i 個可用時相之綠燈時段及燈號轉換時段中能疏解之平均停等車輛數(輛)；

i = 可用時相之代號；

n = 可用之時相數；

f_v = 車種及行進方向調整因素；

f_g = 坡度調整因素；

f_b = 公車站調整因素；

f_s = 路邊停車調整因素；

f_z = 路口所在市區調整因素；

f_p = 衝突行人調整因素。

如果臨近路段上有違規停車，因而一車道不能有效疏解車輛，則該車道之 N_{gyi} 宜設定為零。

式(13.2)中之調整因素的性質，隨 N_{gyi} 的性質而變。例如 N_{gyi} 之值若已包括所有車種及行進方向，則沒有必要利用 f_V 來調整（換言之， $f_V = 1.0$ ）。

機車專用道之估計也可根據式(13.2)，但機車專用道之停等車疏解率一般在綠燈時段開始後約 10 秒，就達到一大致穩定之疏解率，所以本章亦根據式(13.1)以估計其相關容量。式(13.1)所估計的容量比式(13.2)所估計的容量有稍大的誤差[5]。

本章將車道分成下列 8 大類進行分析：

1. 無衝突直行禁行機車道。
2. 無衝突左轉/直行共用禁行機車道。
3. 無衝突直行/右轉共用禁行機車道。
4. 無衝突直行/右轉共用車道(含機車停等區)。
5. 無衝突左轉車道。
6. 其他無衝突車流車道。
7. 衝突左轉車道。
8. 機車專用道。

13.4 式(13.2)之相關參數及調整因素

13.4.1 N_{gyi} 及路口所在市區調整因素 f_z

根據在臺北、臺中、臺南、嘉義、新竹、桃園及中壢市區所蒐集之資料， N_{gyi} 之值隨車道類型及路口所在市區而變。車道類型相同時，大市區內車道之停等車疏解率並非普遍地比小市區內的疏解率高。所以本章估計容量之方法為利用一模式來估計基準 N_{gyi} ，然後根據現場資料來訂定路口所在市區之調整因素。因為目前已調查之車道數仍有限[4,5]，所以這些調整因素需要在將來加以檢視調校。

路口停等車疏解率很可能與各路口的需求流率有深切的關係。大市區一般比小市區有較大的車流，其路口之平均疏解率預期會較高。但同一市區內路口的需求流率有很大的變異性，因此路口所在市區對

N_{gvi} 的影響程度可能低於反映需求流率之停等車隊長度。根據尖峰 1.5~2.0 小時在 7 個路口之直行車流現場資料，第 80 百分位停等車隊 (簡稱 N_{80}) 大約為 15 小車之相關疏解率只有 N_{80} 超過 20 小車之疏解率的 85% 左右。 N_{80} 大約為 7 小車之疏解率則只有 N_{80} 超過 20 小車之疏解率的 75%~80%。因此停等車隊長度與疏解率的關係值得在將來進一步探討，以增進估計 N_{gvi} 的準確性。

13.4.2 車種及行進方向調整因素 f_V

式(13.2)中之 N_{gvi} 可能只代表一車道上其中一車種及行車方向(如直行小車)，在此情況下，其他車種及行車方向之車輛對容量的影響須用一因素或模式以反映在容量之估計值。傳統訂定此種因素的方法先將 N_{gvi} 所代表之車種及行進方向當作基本車種及行進方向。然後根據此基本車種及行進方向估計非基本車種及行進方向之車輛的當量，並利用下式以訂定調整因素 f_V ：

$$f_V = \frac{1}{1 + \sum_V \sum_i P_{Vi} (E_{Vi} - 1)} \quad (13.3)$$

此式中，

f_V = 車種及行進方向調整因素；

P_{Vi} = 車種 V 、行進方向 i 之車輛的百分比 (%)；

E_{Vi} = 車種 V 、行進方向 i 之車輛與基本車種及行進方向之車輛比較所得之當量。

根據本所 2005 年及 2006 年之研究資料[4,5]，表 13.1 所列之當量可用以訂定式(13.3)之車種及行進方向調整因素，但此表之應用最好限於車道上機車很少或幾乎所有車輛皆為機車的情況。汽、機車混流而且行進方向不同時，各車種及行進方向組合之當量隨車種組成及行進方向分布之變異性可能相當大，在此情形下，表 13.1 之當量值可能造成不可忽視之誤差。因此，本章分析直行/右轉共用車道(含機車停等區)之方法不使用當量，而直接利用一模式估計疏解數。

表 13.1 不同車種及行進方向相關車輛之當量

車種及方向		基準車種及方向				
		直行 小車	右轉 小車	左轉 小車	直行 機車	右轉 機車
直行	機車	0.42	0.39	0.40	1.00	0.93
	小車	1.00	0.93	0.95	2.38	2.22
	大車	1.80	1.67	1.71	4.33	4.00
左轉	機車	0.43	0.40	0.41	1.02	0.96
	小車	1.05	0.97	1.00	2.50	2.33
	大車	2.00	1.85	1.90	4.76	4.44
右轉	機車	0.45	0.42	0.43	1.07	1.00
	小車	1.08	1.00	1.03	2.57	2.40
	大車	2.70	2.50	2.57	6.43	6.00

註：1.機車比例大於 90%，將機車當量減少 0.05。

2.機車比例為 30%~50%，將機車當量增加 0.05。

3.機車比例小於 30%，將機車當量增加 0.10。

13.4.3 坡度調整因素 f_g

上下坡可能影響車流疏解率，上坡對重車之影響尤其嚴重。臺灣對這方面研究不多，現有文獻[14]指出坡度增加 1%時，容量可能減少 1%到 2.5%。美國之公路容量手冊則認為坡度增加 1%時容量會減少 0.5%。本章沿用 2011 年版容量手冊之坡度調整因素：

$$f_g = 1.0 - 0.015 S \quad (13.4)$$

此式中，

S = 坡度(%)；上坡之 S 為正值，下坡之 S 為負值。

13.4.4 公車站調整因素 f_b

公車靠站時如占用車道，則會阻擋後方來車，造成公車下游的車道可能無法有效的利用，導致車道容量降低。公車站影響路口車流疏解率之因素包括：(1)公車彎之有無，(2)公車站距上、下游路口的距

離，(3)車道數，(4)公車進、出站加減速之時間，(5)公車站乘客上下車時間，(6)公車靠站頻率及(7)公車到站時間與綠燈時段之開始及終止時間的關係。目前容量手冊只考慮公車到達率、公車站離路口的距離及分析車道群之車道數。其公車站調整因素訂定如下：

$$f_b = f_o \beta_1 \beta_2 \quad (13.5)$$

此式中， β_1 及 β_2 之值如表 13.2 及表 13.3 所示； f_o 值為公車到達率為 40 輛/小時並且公車站距離路口 40 公尺時之調整因素，其值如下：

$$f_o = 0.88(\text{車道群車道數}=1);$$

$$f_o = 0.96(\text{車道群車道數}=2);$$

$$f_o = 0.97(\text{車道群車道數}=3)。$$

表 13.2 公車到達率調整值 β_1

到達率(輛/小時)	10	20	30	40	50	60	70	80
β_1	1.02	1.02	1.01	1.0	0.99	0.98	0.97	0.97

資料來源：[15]。

表 13.3 公車站離路口距離調整值 β_2

站位距離(公尺)	10	20	30	40	50	60	70
β_2	0.87	0.96	0.99	1.0	1.01	1.01	1.02

資料來源：[15]。

一般乘客不多的公車靠站時間只有 10 秒左右[5]。到站時間如果是在紅燈時段中，則對車道容量的影響很小。到站時間如果下游車輛疏散所須時間超過剩餘之綠燈時間，則靠站公車的影響也很小。上述調整因素沒有考慮到這些情形，因此可能常高估公車站的影響程度。基於這些考量，本章建議依照下列原則來訂定公車站調整因素：

1. 公車靠站不占用車道時，則 $f_b = 1.0$
2. 公車靠站占用車道，則只調整被占用車道之容量。式(13.5)中之 f_o 值為 0.88。 β_1 及 β_2 之值則根據表 13.2 及表 13.3。

13.4.5 路邊停車調整因素 f_s

停靠路邊之車輛及正在進出路邊停車位之車輛對容量也可能有相當大的影響。臺灣違規停車而造成車道阻塞之情形又相當嚴重，所以路邊停車對容量之影響是一重要研究課題。本所早期的研究[15]建議採用表 13.4 調整因素以估計容量。這些調整因素只用於緊靠停車位之車道或車道群。其他車道之 f_s 可假設為 1.0。但是如有車輛違規在車道上平行停車，因而導致該車道不能有效運用，則該車道不宜列為可用之車道。換言之， f_s 之值宜設定為 0.0。本所尚未再以現場資料對此調整因素加以探討，所以本章沿用表 13.4 之調整因素。

表 13.4 路邊停車調整因素 f_s

車道數	停車操作率(輛/小時)						
	0	10	20	30	40	50	60
1	0.87	0.82	0.82	0.82	0.81	0.81	0.80
2	0.94	0.91	0.90	0.90	0.90	0.89	0.89
3	0.96	0.94	0.94	0.94	0.93	0.93	0.93
車道長時間受違規平行停車之阻擋： $f_s=0.00$							

資料來源：[15]。

13.4.6 衝突行人調整因素 f_p

如果號誌化路口沒有行人專用時相，則右轉或左轉車輛之疏解可能受到干擾，車隊疏解所須時間增長，導致容量降低。目前尚無足夠的資料以準確估計不同情形之下，衝突行人對容量之影響。本章採用一簡化模式將行人的影響反映在容量的估計值。此模式假設在紅燈時段中抵達路口之行人會集合成一群，綠燈開始之後才到達之行人也會跟隨這一群行人。

根據 2006 年之研究資料[5]，如果一群人中 N_p 行人，則右轉受行人群干擾時，其疏解車距可估計為 $3.46 + 0.847N_p$ 秒。假設此疏解車距亦適用於左轉車，則左轉或右轉車被行人阻擋時，路口轉角的空間可儲存 N_s 輛小車以讓直行車正常疏解。在此情況下，利用模擬所

得的衝突行人調整因素如圖 13.7、圖 13.8 及圖 13.9 所示。

如果左轉車輛設有專用時相，則行人不應進入路口而造成直行及左轉車輛之衝突。在此情況下，衝突行人調整因素可訂為 $f_p = 1.0$ 。

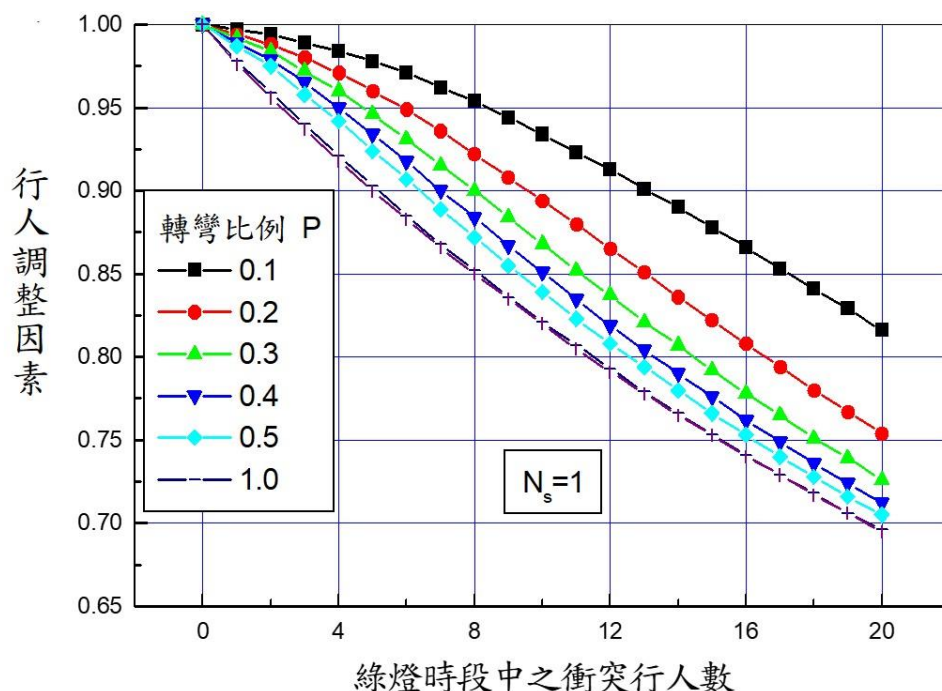


圖 13.7 轉角可儲存 1 輛小車時之衝突行人調整因素

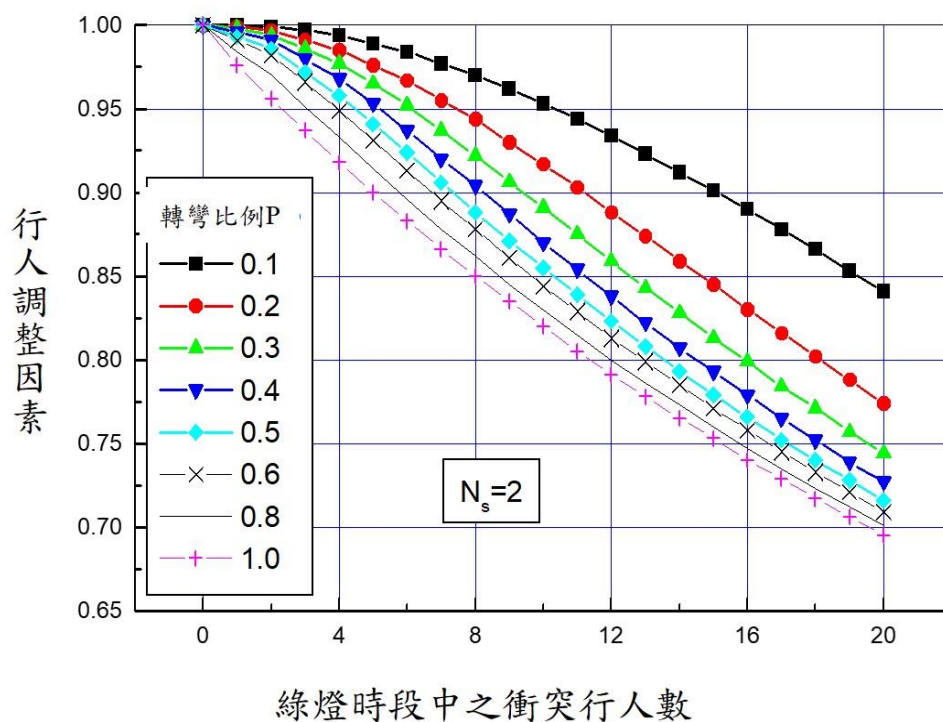


圖 13.8 轉角可儲存 2 輛小車時之衝突行人調整因素

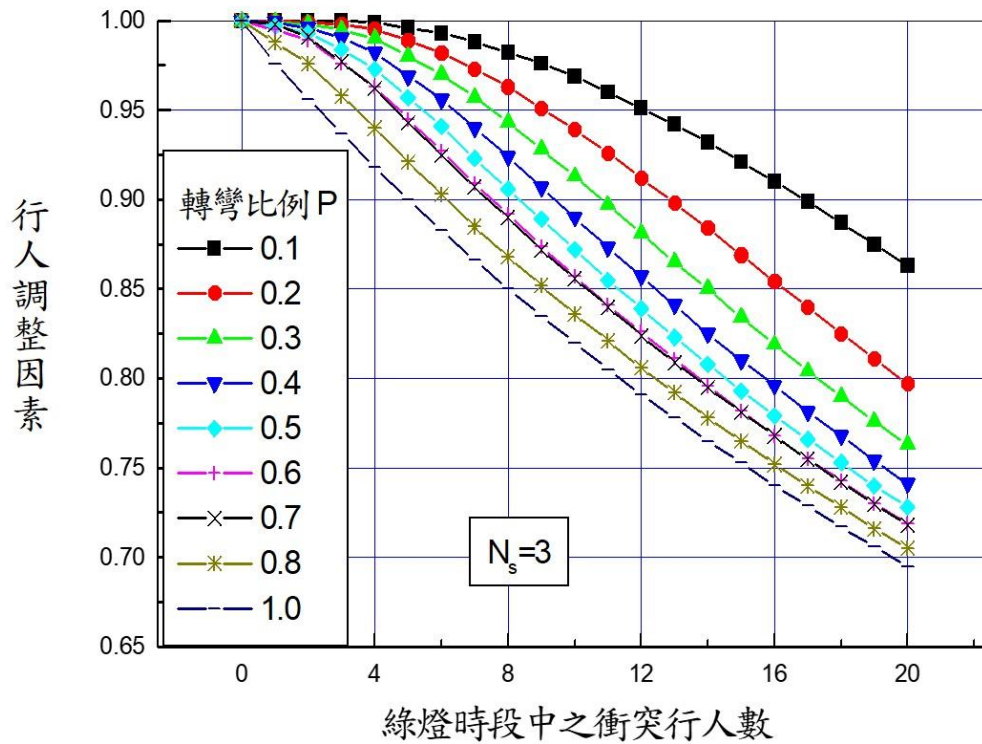


圖 13.9 轉角可儲存 3 輛小車時之衝突行人調整因素

上述行人調整因素也可用下列之模式來估計：

$$f_P = \frac{1}{1 + e^{-Y}} \quad (13.6a)$$

$$Y = \frac{4.0225}{1 + e^{-S_1}} - \frac{4.8957}{1 + e^{-S_2}} + \frac{11.3832}{1 + e^{-S_3}} - \frac{4.2330}{1 + e^{-S_4}} + 5.6837 \quad (13.6b)$$

$$S_i = [\sum_{j=1}^3 A_{ij} X_j] + A_{i4} \quad i = 1, 2, 3, 4 \quad (13.6c)$$

此式中，

- f_P = 衝突行人調整因素；
- A_{ij} = 列於表 13.5 中之值；
- X_1 = 左轉或右轉比例；
- X_2 = 每週期（亦即綠燈時段中）之衝突行人數除以 30；
- X_3 = 轉角可儲存之小車車輛數除以 5。

式(13.6a)之行人調整因素 f_P 可從「臺灣公路容量分析專區」網站下載執行檔 ped.exe 來估計。使用 ped.exe 前須建立一輸入檔 ped.txt，輸入檔包括下列一行資料：

a b c

其中 a 代表右轉或左轉之比例， b 代表每週期綠燈時段之平均衝突行人數， c 代表轉角可儲存之車輛數（小車）。

ped.exe 及 ped.txt 須放在同一子目錄(sub-directory)，執行 ped.exe 後，在同一子目錄下會有一輸出檔 pedout.txt，即為行人調整因素 f_P 。

表 13.5 式(13.6c)之 A_{ij} 值

i	j			
	1	2	3	4
1	1.9756	-1.3048	1.6826	-1.1735
2	7.0326	2.2966	-1.0326	-0.1450
3	-0.9008	-9.3681	1.0305	-0.8590
4	1.9434	0.5390	1.4434	-2.4360

13.5 各類型車道之容量估計

13.5.1 無衝突直行禁行機車道

本章之無衝突直行禁行機車道包括 6 類型，如表 13.6 所示，各類型之 N_{gvi} 估計模式列於表 13.7，此表中之 g 須根據下式來訂定：

$$g = G + \beta \quad (13.7)$$

此式中，

g = 有效時相長度（秒）；

G = 綠燈時段長度（秒）；

β = 綠燈時段結束後停等車繼續疏解之時間(秒)，建議值：3.5 秒。

各市區內路口之 N_{gvi} 可能與從表 13.7 模式所估計之值有差異。根據現場資料所訂定之路口所在市區調整因素 f_Z 列於表 13.8 中。分析未列於表 13.8 之市區的車道時，可根據表中性質比較接近之市區來訂定調整因素。

表 13.6 無衝突直行禁行機車道類型劃分

類型代號	車道之性質
S1	中央實體分隔、無同向分隔、無緊鄰公車專用道
S2	中央實體分隔、無同向分隔、有緊鄰公車專用道
S3	中央實體分隔、同向分隔
S4	中央標線分隔、同向分隔
S5	中央標線分隔、無同向分隔
S6	緊鄰左側同向分隔島

表 13.7 無衝突直行禁行機車道 N_{gyi} (小車)之估計模式

車道類型	估計模式	g 之範圍(秒)
S1	$N_{gyi} = -0.77 + 0.475 g + 1.273 \times 10^{-3} g^2$ $N_{gyi} = -3.69 + 0.598 g$	5~55 >55
S2	$N_{gyi} = -0.98 + 0.426 g + 1.105 \times 10^{-3} g^2$ $N_{gyi} = -5.40 + 0.566 g$	5~60 >60
S3	$N_{gyi} = -0.59 + 0.428 g + 1.250 \times 10^{-3} g^2$ $N_{gyi} = -4.36 + 0.566 g$	5~50 >50
S4	$N_{gyi} = -0.88 + 0.437 g + 1.783 \times 10^{-3} g^2$ $N_{gyi} = -3.70 + 0.582 g$	5~50 >50
S5	$N_{gyi} = -0.71 + 0.422 g + 1.500 \times 10^{-3} g^2$ $N_{gyi} = -8.68 + 0.638 g$	5~70 >70
S6	$N_{gyi} = -1.28 + 0.425 g + 1.150 \times 10^{-3} g^2$ $N_{gyi} = -3.24 + 0.522 g$	5~50 >50

資料來源：[5]。

13.5.2 無衝突左轉/直行共用禁行機車道

此類型車道之 N_{gyi} 可用下列兩式來估計：

$g \leq 40$ 秒時，

$$N_{gyi} = 0.24 - 0.2W + (0.116 + 0.093W)g - (0.080 - 0.102W) \times 10^{-2} g^2 \quad (13.8a)$$

$g > 40$ 秒時，

$$N_{gyi} = -6.75 + 1.517W + (0.341 + 0.062W)g \quad (13.8b)$$

上兩式中，

N_{gyi} = 有效時相 g 秒（見式 13.7）內能疏解直行小車數(小車)；
 W = 車道寬（公尺），適用範圍 2.8~3.4 公尺。

根據式(13.8a)或式(13.8b)之估計值，此類型車道之容量可從式(13.2)來估計。因目前沒有市區之影響資料，所以式(13.2)之 f_z 值可訂為 1.0。

表 13.8 機車禁行直行車道所在市區調整因素 f_z

車道類型	市 區	調整因素
S1	臺北	1.00
	臺中	1.04
	臺南	0.95
	嘉義	0.95
S2	臺北	1.00
S3	臺中	1.00
S4	臺北	1.00
	嘉義	0.90
S5	臺北	1.00
	臺中	
	綠燈時段 < 30 秒	1.10
	綠燈時段 $\geq$ 30 秒	1.15
	臺南	1.14
S6	嘉義	0.97
	臺北	1.00

資料來源：[4,5]。

13.5.3 無衝突直行/右轉共用禁行機車道

此類型車道之 N_{gyi} 值可估計如下：

$g = 5 \sim 100$ 秒時，

$$N_{gyi} = -2.09 + 0.525 g + 0.556 \times 10^{-3} g^2 \quad (13.9a)$$

$g > 100$ 秒時，

$$N_{gyi} = -7.43 + 0.634 g \quad (13.9b)$$

上兩式中之 g 為式(13.7)之有效時相長度（秒）， N_{gyi} 之單位為直行小車。所以右轉車輛及直行大車的影響須用式(13.3)及表 13.1 之當

量來考慮其容量估計值。市區型態對此類型車道容量之影響不詳，所以式(13.2)中之 f_z 可設定為 1.0。

13.5.4 無衝突直行/右轉共用車道(含機車停等區)

由於機車、小車及大車均可行駛於此類車道，因此車道上可能設有機車停等區，停止線下游也可能設有機車二段式左轉之待轉區，如圖 13.10 所示。停等區與待轉區之寬度通常超過一般車道寬。待轉區通常在停止線下方 6~15 公尺，縱深一般在 2 到 4 公尺之範圍內，其車輛來自交岔之街道，而且該區之機車疏散很快，通常不影響停止線上游停等車輛之疏散，所以本章分析車道容量並不考慮待轉區。

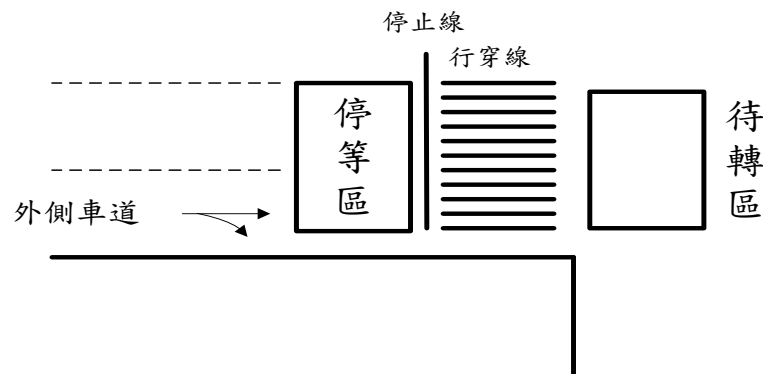


圖 13.10 直行/右轉共用車道設施示意圖

停等區之前端通常緊靠停止線，其縱深多半在 5~10 公尺之間。在紅燈時段中，機車可於車道之間鑽行、超越其他種車輛以進入停等區。在綠燈開始瞬間停在停等區內的機車數 M 可估計如下：

$$M = 0.62 f L W \quad (13.10)$$

此式中，

- M = 綠燈開始瞬間停在停等區內的機車數；
- f = 停等區面積被停等機車占用之比例；
- L = 停等區之縱深（公尺）；
- W = 停等區在分析車道上之寬度（公尺），設定為分析車道之寬度（一般在 2.8 公尺與 3.15 公尺之間）。

理論上式(13.10)中之 f 值可達 1.0，但在臺北市所蒐集的資料顯示 f 值通常在 0.1 及 0.6 之間，很少超過 0.7 之情形。所以估計直行/

右轉共用車道之容量時，不宜將 f 值訂為 1.0。此外，式(13.10)中之停等區寬度須用分析車道之寬度來替代。

綠燈時段開始之後，疏解停等區內 M 輛機車所須之時間可利用下式來估計：

$$T = 2.14 + 1.07 f L \quad (13.11)$$

停等區內最後一部機車疏解完畢之後，上游之車輛隨著疏解。這些上游車輛能用的綠燈及燈號轉換時段長度可估計為：

$$g_u = G - T + \beta \quad (13.12)$$

此式中，

g_u = 停等區上游停等車能用以疏解之時間(秒)；

G = 綠燈時段長度(秒)；

T = 從式(13.11)所估計，停等區內停等機車所用掉之綠燈時間(秒)；

β = 綠燈結束後，停等車輛繼續疏解之時間(秒)，建議值=3.5 秒。

停等區上游混合車流之疏解受到許多因素之影響，本章考慮列於表 13.9 之 8 個影響因素 ($X_1, X_2, \dots, X_8$)。

表 13.9 停等區上游停等車疏解之影響因素及觀察值範圍

影響因素		觀察值	
代號	定義	範圍	平均值
X_1	停等區內最後一部停等機車疏解完後之剩餘綠燈時間(秒)除以 200	剩餘綠燈：9.9~80.1 $X_1 = 0.05 \sim 0.40$	--
X_2	直行小車之比例	0.016~0.459	0.099
X_3	右轉小車之比例	0.014~0.365	0.112
X_4	與小車或大車無併行之直行機車比例	0.131~0.805	0.571
X_5	與小車或大車無併行之右轉機車比例	0.000~0.204	0.057
X_6	直行大車之比例	0.000~0.076	0.017
X_7	右轉大車之比例	0.000~0.152	0.017
X_8	車道寬(公尺)除以 10	車道寬：3.5~5.2 $X_8 = 0.35 \sim 0.52$	--
X_9	與小車或大車併行之機車比例 $= 1 - X_2 - X_3 - X_4 - X_5 - X_6 - X_7$	0.026~0.229	0.126

因疏解率與影響因素之關係很複雜，所以本章利用下述 3 層 (8×3×1)之類神經網路模式，以估計停等區上游在 g_u 秒內能疏解之車數 N_g ：

$$N_g = \frac{140}{1+e^{-Y}} \quad (13.13a)$$

$$Y = -\frac{2.4821}{1+e^{-S_1}} - \frac{1.7453}{1+e^{-S_2}} - \frac{8.000}{1+e^{-S_3}} + \frac{10.848}{1+e^{-S_4}} - 8.0618 \quad (13.13b)$$

$$S_i = [\sum_{j=1}^8 A_{ij}X_j] + A_{i9} \quad i=1, 2, 3, 4 \quad (13.13c)$$

上式中，

N_g = 停等區之停等機車疏解完後在剩餘綠燈時間中能疏解之車輛數；

A_{ij} = 列於表 13.10 中之值；

X_j = 表 13.9 所列之影響因素， $j=1, 2, \dots, 8$ 。

表 13.10 式(13.13c)之 A_{ij} 值

i	j								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	-10.3662	-7.4780	10.0622	-4.9091	-2.6276	4.0137	16.7725	-2.4488	6.7251
2	-3.9968	11.9171	4.8885	4.2207	3.9261	16.9102	9.8529	0.8874	-3.4774
3	8.1240	9.9444	-12.8915	5.6626	-2.6309	5.8782	-4.4776	-9.9450	-5.4153
4	12.6029	0.1187	-0.8793	0.4917	0.7862	0.5457	-1.2116	0.8437	0.7231

式(13.13a)中 N_g 可從「臺灣公路容量分析專區」網站下載執行檔 mix.exe 來估計。使用 mix.exe 必須先建立一輸入檔 mix.txt，並將 mix.exe 及 mix.txt 放在同一子目錄。輸入檔包括下列一行之資料

$g_u \ X_2 \ X_3 \ X_4 \ X_5 \ X_6 \ X_7 \ W$

此行資料中，第 1 到第 7 資料 ($g_u, X_2, \dots, X_7$) 的定義如前所述。最後資料 W 代表車道寬(公尺)。執行 mix.exe 後，則輸出檔 mixout.txt 會出現在同一子目錄。

利用式(13.13a)估計 N_g 之前必須先估計各車種及行進方向之比例

(表 13.9 中 $X_2, X_3, \dots, X_7$)。這些比例隨車道地點之變化可能很大，所以最好能根據現場資料以訂定適用值。在無現場資料之情況下，可參考表 13.9 中之觀察值。此外，與小車或大車併行之機車影響到 X_4 及 X_5 之值，而本身也受到剩餘綠燈時間、機車比例及車道寬之影響，所以除非有現場資料，宜應先估計每週期之併行機車數，然後利用此估計值來估計 X_4 及 X_5 。每週期與小車或大車併行疏解之機車數 M_P 可利用下列模式來估計：

$$M_P = \frac{25}{1+e^{-Y}} \quad (13.14a)$$

$$Y = -\frac{2.7083}{1+e^{-S_1}} + \frac{4.2891}{1+e^{-S_2}} - \frac{0.6807}{1+e^{-S_3}} - \frac{6.0287}{1+e^{-S_4}} - 0.5592 \quad (13.14b)$$

$$S_i = [\sum_{j=1}^3 A_{ij}X_j] + A_{i4} \quad i=1, 2, 3, 4 \quad (13.14c)$$

此式中，

M_P = 每週期與小車或大車併行之機車數（輛）；

A_{ij} = 如表 13.11 所示。

X_1 = $g_u/200$ ，停等區上游停等車能用以疏解之時間(秒)
除以 200；

X_2 = 機車占總車數之比例；

X_3 = 車道寬（公尺）除以 10；

表 13.11 式(13.14c)之 A_{ij} 值

I	j			
	1	2	3	4
1	-14.5837	1.7622	-4.9659	2.4420
2	10.2588	20.2087	39.5742	-40.4805
3	22.7326	-43.2438	-19.5331	35.8220
4	-9.5373	-11.8525	-1.4459	5.1304

以下說明利用 M_P 估計 X_4 及 X_5 的步驟：

假設：

- 總流率=40 輛/週期。
- 機車流率=20 輛/週期。

- 直行機車占總機車之百分比=80%。
- 右轉機車占總機車之百分比=20%。
- 從式(13.14a)所估計之 M_P 值為 5 輛/週期。

則與小車、大車無併行之機車數等於 $20 - 5 = 15$ 輛/週期。假設直行及右轉機車之比例不變，則無併行直行機車流率等於 $15 \times 0.8 = 12$ 輛/週期，此流率所代表之 X_4 等於 $12 / 40 = 0.30$ ；無併行右轉機車流率等於 $15 \times 0.2 = 3$ 輛/週期，其所代表之 X_5 等於 $3 / 40 = 0.08$ 。

式(13.14a)之 M_P 值可從「臺灣公路容量分析專區」網站下載執行檔 side.exe 來估計。使用 side.exe 之前須建立一輸入檔 side.txt 並將該檔與 side.exe 置在同一子目錄。輸入檔包括下列一行之資料：

$$g_u \quad X_2 \quad W$$

此行資料中 g_u 為停等區上游停等車在一週期內能用以疏解之時間(秒)； X_2 為機車占總車數之比例； W 為車道寬(公尺)，執行 side.exe 後，輸出檔 sideout.txt 會出現在同一子目錄。

根據式(13.10)及式(13.13a)之估計值，直行/右轉共用車道(含機車停等區)之容量可估計如下：

$$c = \frac{3600}{C} \sum_{i=1}^n (M + N_g)_i f_g f_b f_s f_P \quad (13.15)$$

此式中，

- c = 直行/右轉混合車流車道之容量 (輛/小時)；
- C = 號誌週期長度(秒)；
- n = 可用之時相數；
- M = 從式(13.10)所估計之疏解機車數 (輛)；
- N_g = 從式(13.13a)所估計之疏解車數 (輛)；
- f_g = 坡度調整因素 (見 13.4.3 節)；
- f_b = 公車站調整因素 (見 13.4.4 節)；
- f_s = 路邊停車調整因素 (見 13.4.5 節)；
- f_P = 衝突行人調整因素 (見 13.4.6 節)。

13.5.5 無衝突左轉車道

無衝突左轉車道之容量根據式(13.2)來估計。本章將無衝突左轉車道劃分為表 13.12 所列之 4 類型，各類型之 N_{gvi} 估計模式列於表

13.13 中。 f_V 值見式(13.3)、 f_g 值見式(13.4)、路口所在市區調整因素 f_Z 如表 13.14 所示，其他因素 $f_b = 1.0$ 、 $f_s = 1.0$ 、 $f_P = 1.0$ 。

表 13.12 無衝突左轉車道類型劃分

類型代號	車道之性質
L1a	中央標線分隔，單左轉
L1b	中央實體分隔，單左轉
L2	雙左轉
L3	三左轉

表 13.13 無衝突左轉車道 N_{gyi} (左轉小車)之估計模式

車道類型	估計模式	g 之範圍(秒)
L1a	$N_{gyi} = -1.46 + 0.478 g + 7.085 \times 10^{-4} g^2$	5~60
	$N_{gyi} = -2.32 + 0.535 g$	>60
L1b	$N_{gyi} = -0.22 + 0.374 g + 2.394 \times 10^{-3} g^2$	5~35
	$N_{gyi} = -1.41 + 0.492 g$	>35
L2	$N_{gyi} = -0.94 + 0.442 g + 1.122 \times 10^{-3} g^2$	5~65
	$N_{gyi} = -4.61 + 0.571 g$	>65
L3	$N_{gyi} = -0.25 + 0.397 g + 6.219 \times 10^{-4} g^2$	5~40
	$N_{gyi} = -1.50 + 0.452 g$	>40

13.5.6 其他無衝突車流車道

此類型車道包括所有非前述無衝突車流之車道，因為沒有直接觀察之現場資料以建立容量估計模式，本章分析此種類型車道的方法乃根據其他類型車道之疏解特性。此方法利用式(13.2)以估計容量，式中之 N_{gyi} 值假設與表 13.6 所示緊鄰左側快慢分隔島之 S6 類型車道一樣，所以：

$g = 5 \sim 50$ 秒時，

$$N_{gyi} = -1.28 + 0.425 g + 1.150 \times 10^{-3} g^2 \quad (13.15a)$$

$g > 50$ 秒時，

$$N_{gyi} = -3.24 + 0.522 g \quad (13.15b)$$

上兩式 N_{gyi} 之單位為直行小車。

因目前無現場資料作參考，所以本章不建議用路口所在市區調整因素來調整式(13.2)之容量估計值 ($f_z = 1.0$)。其他各調整因素則根據分析狀況來訂定。

表 13.14 無衝突左轉車道路口所在市區調整因素 f_z

車道類型	市 區	調整因素
L1a	臺北	
	綠燈時段 ≤ 30 秒	1.24
	綠燈時段 > 30 秒	1.00
	臺中	1.15
L1b	臺北	0.87
	臺中	1.24
	臺南	1.00
	新竹	1.09
	桃園	0.97
	中壢	0.98
L2	臺北	1.00
	桃園	0.89
L3	臺北	1.00

13.5.7 衝突左轉車道

左轉車道之車流如沒有保護時相可用，則其在每時相內能疏散之停等車輛受左轉駕駛員的行為及對向直行車輛到達路口中央衝突點之型態的影響。這些能疏散之車數可估計為：

$$N_{gy} = N_l + N_2 + N_3 + N_a + N_y \quad (13.16)$$

此式中，

N_{gy} = 平均在每時相之綠燈時段及燈號轉換時段內能疏散

- 之停等車數 (輛)；
 N_1 = 先行左轉之車數 (輛)；
 N_2 = 強行左轉之車數 (輛)；
 N_3 = 迴轉之車數 (輛)；
 N_a = 利用對向車流之間距進行左轉之車數 (輛)；
 N_y = 在燈號轉換時段內能左轉之車數 (輛)。

如果 N_{gy} 能從式(13.16)來估計，則衝突左轉車道之容量可估計如下：

$$c = \frac{3600}{C} N_{gy} f_v f_g \quad (13.17)$$

此式中，

- c = 衝突左轉車道容量 (輛/小時)；
 C = 號誌週期長度 (秒)；
 f_v = 車種及行進方向調整因素；
 f_g = 坡度調整因素。

根據臺北市之調查資料[5]， N_1 、 N_2 、 N_3 及 N_y 的範圍及用於容量估計之建議值如表 13.15 所示。

表 13.15 式(13.16)中之 N_1 、 N_2 、 N_3 及 N_y 觀察值及建議值

參 數	觀察值(小車)	建議值(小車)
先行左轉 N_1	0.26~1.12	大都市(臺北)：0.26 小都市(桃園)：1.12
強行左轉 N_2	0.00~0.03	0.02
迴轉 N_3	0.00~1.31	視路口性質而定或設定為 0.6
燈號轉換後左轉 N_y		隨路口寬度而增加，大約每 7~8 公尺增加 1 輛小車
路口寬 20 公尺	2.30~2.47	2.45
路口寬 20~30 公尺	2.62~3.36	3.10

資料來源：[5]。

至於 N_a ，其值受許多因素的影響，例如左轉駕駛員之間距接受行為、對向車道數及流率、對向車輛到達路口中央附近衝突點之型態等，對能利用對向間距以左轉的車數皆有影響。對向車輛到達衝突點之型態不僅受到分析路口號誌控制的影響，也受到上游路口號誌控制及交通狀況之影響。所以沒有分析性模式能在廣泛的狀況下，準確的估計 N_a 。因此本章建議利用 2021HTSS 模式來分析衝突左轉車道之容量及服務水準。

如果 N_a 之估計值不須相當準確，則可根據下述之手續來估計：

1. 估計對向各車道 i 之流率 Q_i 及相關車種組成。
2. 將對向各車道之流率 Q_i 用下式轉換成對等衝突直行小車流 Q_{ie} ：

$$Q_{ie} = Q_i (P_{sc} + 0.42 P_{sm} + 1.8 P_{sb}) \quad (13.18)$$

此式中，

Q_{ie} = 在對向車道 i 上與左轉車有衝突之對等對向直行小車流率（小車/小時）；

Q_i = 對向車道 i （包括左轉、右轉及直行）之流率（輛/小時）；

P_{sc} = Q_i 中直行小車之比例；

P_{sm} = Q_i 中直行機車之比例；

P_{sb} = Q_i 中直行大車之比例。

3. 訂定對向車道之最高對等直行小車流率 $Q_{max} = \text{Max}(Q_{1e}, Q_{2e}, Q_{3e}, \dots)$ 。
4. 估計綠燈時段開始之瞬間， Q_{max} 所造成之停等小車車隊長度。

$$L_{max} = \frac{Q_{max}(C - G)}{3600} \quad (13.19)$$

此式中，

L_{max} = 綠燈時段開始瞬間有 Q_{max} 車流之車道上，
停等小車之車長度（小車）；

C = 週期長度（秒）；

G = 綠燈時段（秒）。

5. 估計綠燈開始之後疏解 L_{max} 及隨後加入停等車隊之車輛所需之時間 T （秒）。

$$T = 0.093Q_{max} - 140.7 + \frac{333.3 \sqrt{(\frac{Q_{max}}{3600} - 0.422)^2 + 6 \times 10^{-3}(0.71 + L_{max})}}{1} \quad (13.20)$$

如果從上式所得之 T 值小於 70 秒，須改用下式估計 T ：

$$T = \frac{L_{max} + 8.68}{0.638 - \frac{Q_{max}}{3600}} \quad (13.21)$$

上式中 Q_{max} 不能超過 2,296 小車/小時，若超過就沒有可用之對向間距。換言之， N_a 等於零。

6. 估計對向車隊疏解後所剩餘之綠燈時間 ΔG (秒) = $G - T$ 。

7. 估計在剩餘綠燈中能利用對向間距進行疏解之車數。

(1) 如 $\Delta G \leq 0$ ，則 $N_a = 0$

(2) 如 $\Delta G > 0$ ，則

$$N_a = N_{3.75} - 1.2 (H - 3.75) + \Delta N \quad (13.22)$$

此式中，

$N_{3.75}$ = 臨界間距為 3.75 秒時從圖 13.11 或圖 13.12 所估計得之疏解小車數 (小車)；

H = 左轉駕駛員之臨界間距 (秒)；

ΔN = 0，如對向車道數不超過 2；

ΔN = 0.2，如對向車道數超過 2。

根據臺北市之調查資料[5]，左轉駕駛員之臨界間距大約在 3.4～4.0 秒之範圍內。目前國內之現場資料有限，未能指出對向車道數是否對臨界間距有影響。如沒有現場資料，本章建議將臨界間距訂為 3.75 秒。一般分析間距接受行為時，假設大於或等於臨界間距之對向車流間距皆會被接受，小於臨界間距之對向車流間距則不能利用。圖 13.11 及圖 13.12 亦根據此假設模擬而得[5]。

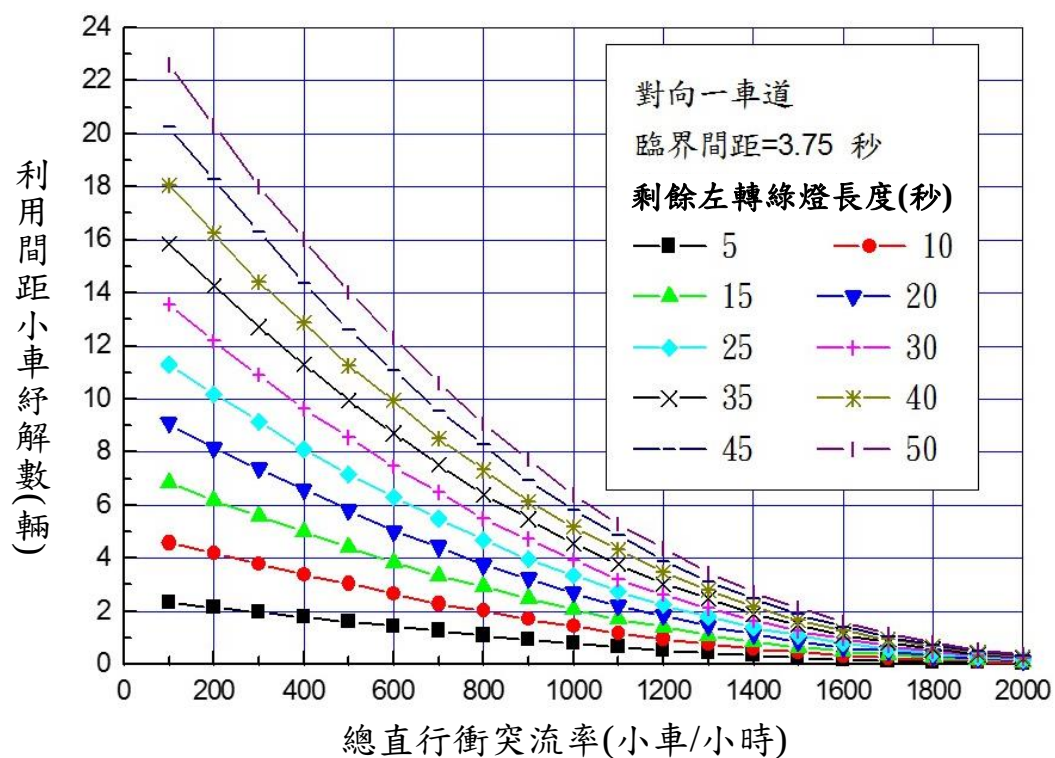


圖 13.11 對向有一直行車道時利用對向間距在剩餘綠燈時段中能疏散的左轉小車數

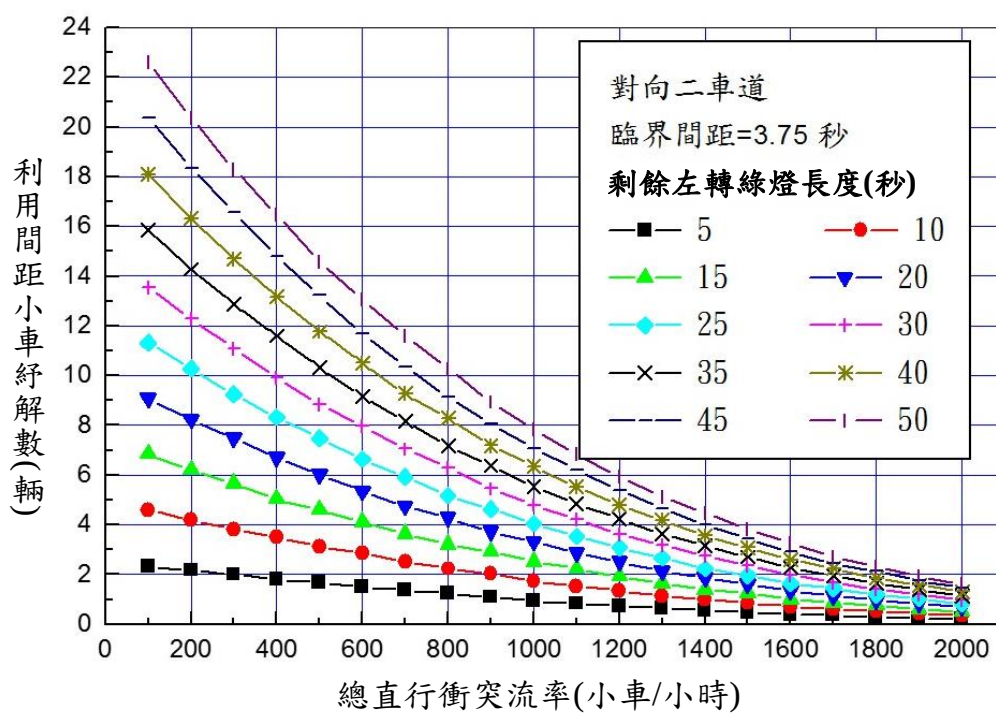


圖 13.12 對向有二直行車道時利用對向間距在剩餘綠燈時段中能疏散之左轉小車數

式(13.22)中能利用間距疏解之小車數 N_a 也可用一類神經網路模式來估計。此模式可用下列之公式來代表：

$$N_a = \frac{30}{1+e^{-Y}} \quad (13.23a)$$

$$Y = \frac{14.8664}{1+e^{-S_1}} - \frac{3.5773}{1+e^{-S_2}} - \frac{13.9041}{1+e^{-S_3}} - \frac{4.6929}{1+e^{-S_4}} - 1.2494 \quad (13.23b)$$

$$S_i = \left[\sum_{j=1}^4 A_{ij} X_j \right] + A_{i5} \quad i = 1, 2, 3, 4 \quad (13.23c)$$

此式中，

N_a = 利用對向車流之間距進行左轉之車數（輛）；

A_{ij} = 列於表 11.20 中之值；

X_1 = 對向衝突車道數（車道）除以 3；

X_2 = 臨接間距（秒）除以 5；

X_3 = 剩餘綠燈時間 ΔG （秒）除以 80；

X_4 = 對向總直行衝突車流（輛/小時）除以 2,500。

表 13.16 式(13.23c)之 A_{ij} 值

i	j				
	1	2	3	4	5
1	-0.1039	1.0872	5.4374	0.2060	0.8321
2	-6.7763	1.9917	0.2190	5.7082	-4.1069
3	0.0700	-0.2252	-2.9067	4.3944	3.6416
4	-0.0974	2.6252	-0.5687	3.2363	-4.1447

式(13.23a)之 N_a 亦可從「臺灣公路容量分析專區」網站下載執行檔 gap.exe 來估計。利用 gap.exe 前須先建立輸入檔 gap.txt，並將此二檔置於同一子目錄。gap.txt 須包括下列一行之資料

a b c d

其中，a 為對向衝突車道數，b 為臨界間距（秒），c 為剩餘綠燈時間 ΔG （秒），d 為對向總直行衝突車流（輛/小時）。執行 gap.exe 之後的輸出檔 gapout.txt 會出現在同一子目錄中。

13.5.8 機車專用道

機車專用道之特性及分析在本手冊第十八章有詳細的說明，本章只簡要的說明容量之估計。根據臺北市區 6 個機車專用道的資料，停等機車疏解率大約在綠燈亮後 10 秒會達到一大致穩定之值[5]，其相關容量可估計如下：

$$c = \left[13.9 + \frac{7.6}{1 + e^{-\frac{W_{90} - 2.311}{0.265}}} \right] \frac{3,600}{C} + \left[6,698 + \frac{5,385}{1 + e^{-\frac{W_{90} - 2.522}{0.490}}} \right] \frac{G + \beta - 10}{C} \quad (13.24)$$

此式中，

c = 容量（輛/小時）；

W_{90} = 車輪使用率 90% 之路面寬（公尺）；

C = 週期長度（秒）；

G = 綠燈時間（ ≥ 10 秒）；

β = 綠燈結束之後，停等車繼續進入路口所用掉之時間，
建議值：3.5 秒。

式(13.24)有兩部分，第一部分為一小時內能從各綠燈起始 10 秒內疏解之機車數，第二部分為一小時內能以綠燈 10 秒後一穩定疏解率疏解之車數。此式沒有考慮第 25 秒綠燈之後的疏解率可能稍微增高之現象，因此綠燈超過 25 秒時，此式可能低估容量

W_{90} 代表停等機車疏解時，機車行駛範圍左側及右側各 5% 被車輪占用之路面寬除外，剩餘被 90% 車輪占用之路面寬。其值可根據下式來估計：

$$W_{90} = W + L + R \quad (13.25)$$

此式中，

W = 車道寬（公尺）；

L = 左側車道寬調整因素（公尺）；

R = 右側車道寬調整因素（公尺）。

有標線分隔時，車道寬從機車車道最外面標線之外緣算起；有實體分隔時，車道寬從實體分隔物之內緣算起。

式(13.25)中之調整因素可能是正值，也可能是負值。正值代表機車占用鄰近車道，負值則表示機車有向車道中央集中之傾向。調整因素之建議值如下：

1. 左側為導桿時， $L = -0.32$ 公尺。右側為導桿時， $R = -0.32$ 公尺。
2. 左側為非導桿之實體分隔物時， $L = -0.55$ 公尺。右側為非導桿之實體分隔物時， $R = -0.55$ 公尺。
3. 左側為標線分隔， $L = 0.55$ 公尺；右側為標線分隔， $R = 0.00$ 公尺。

13.6 績效指標及服務水準

13.6.1 績效指標(Measures of Effectiveness)

號誌化路口之服務水準(level of service)可用多種績效指標以評估之。本章只討論其中三個可能利用之的績效指標。

13.6.1.1 流量/容量比(V/C Ratio)

流量(volume)指在一時段內欲通過或通過某一點之車數。流量/容量比為同一時段內流量/容量之比值。流量/容量比雖可明顯的指出一車道、車道群或路口之容量是否充分，但在許多情形下此指標並不能反應其他重要績效。例如在現場調查時，如因壅塞而造成流量之降低，則流量/容量比可能很低，對於評估路口之運轉績效會造成很大困擾。除此之外，流量/容量比高時延滯時間可能短，而流量/容量比低時延滯時間可能反而高。例如一高流量之車道如享有長綠燈時段，則雖然流量/容量比很高，平均延滯時間可能不大。在低流量、長週期及短綠燈時段之狀況下，流量/容量比雖低，延滯時間可能相當高。所以通過停止線之流量/容量比不足以做為訂定該鄰近路段服務水準之標準，但如此比值之流量為需求流量，則可用以評估一路口承載車流之能力。如果容量分析的目的在於評估一規劃中的號誌化路口是否有足夠的容量，則 V/C 比值可採用。

13.6.1.2 平均延滯時間(Average Delay)

平均延滯時間指每車因減速、停等及加速而增加的平均旅行時間。用於評估號誌化路口之平均延滯時間又可分為平均停等時間(average stopped delay)、平均臨近路段延滯時間或簡稱平均路段延滯(average approach delay)及平均總延滯時間(average total delay)。此三種延滯的定義可用圖 13.13 說明之。

圖 13.13 假設一輛車在不受其他車輛或行人及號誌的干擾時，其車尾可在時間 t_1 瞬間通過在路口停止線附近之一參考線。如受紅燈之阻礙，該車須減速、停等，然後在綠燈時通過參考線。如該車因紅燈或其他車輛阻擋而在 t_2 時加入停等車隊，其後在 t_3 時因下游車輛之疏解而開始加速，則其停等延滯等於 $t_3 - t_2$ 。假設該車車尾通過參考線之實際瞬間為 t_4 ，則其路段延滯等於 $t_4 - t_1$ 。該車通過參考線之後可繼續加速，直到在 t_6 時達到穩定的自由旅行速率。假設在 t_6 時該車在參考線下游 5 公尺之處，而在無干擾的情況下，該車到達同一點之瞬間為 t_5 ，則總延滯為 $t_6 - t_5$ 。

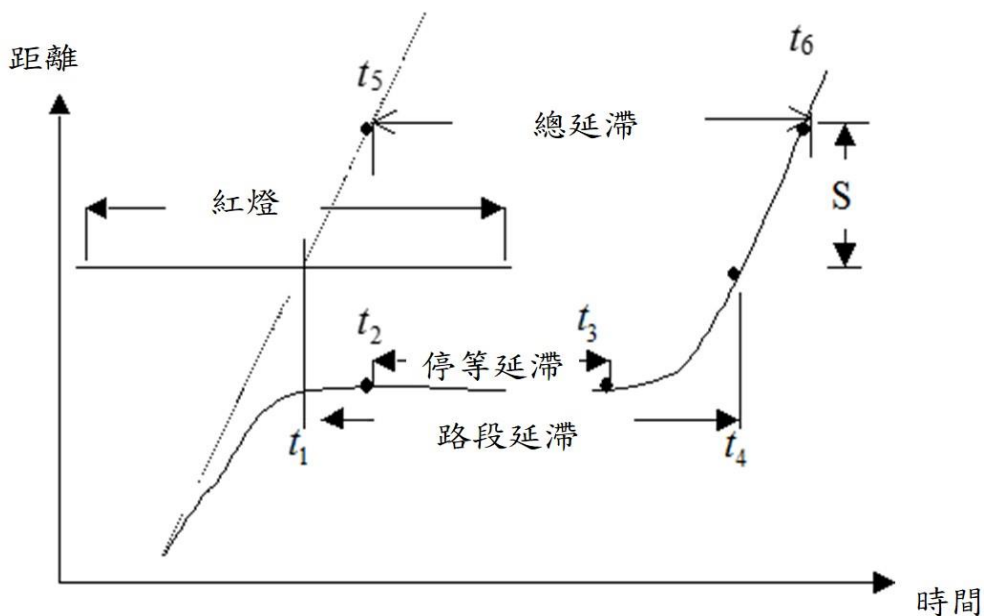


圖 13.13 延滯之定義

上述三種延滯中，以平均停等延滯最容易從現場資料以估計，所以國內、外交通界已有多數利用此種延滯以評估號誌化路口之服務水

準。本手冊之附錄 B 對調查停等延滯之方法有詳細的說明。美國 2000 年之公路容量手冊改用所謂的控制延滯(control delay)評估服務水準。控制延滯指因號誌控制而產生之延滯，理論上，此延滯不應包括因幾何設計及車輛轉彎所造成之延滯，但目前美國公路容量手冊的控制延滯包括所有之延滯，換言之，其控制延滯相當於總延滯。

13.6.1.3 每週期最長等候車隊之平均長度及剩餘路口間距

當等候車隊延伸到接近上游路口或甚至進入上游路口時，上游路口之疏解率會受到不良的影響。延滯時間無法反應此種狀況，所以應考慮用每週期最長等候車隊之平均值及剩餘路口間距，以評估號誌化路口之運轉。

每週期等候車隊之長度等於在該週期內最後一部停等車輛其車尾離下游路口之距離。綠燈剛開始時可能已有部分停等車輛，在這些車輛尚未完全開始持續加速之前，新到達的車輛可能已加入原來的車隊，在此情況下，停等車隊之長度會繼續增加，直到沒有新停等車為止。現場調查時，只須記錄每週期在燈號轉換時段完畢前之最長車隊長度。觀測數週期之最長車隊長度即可估計出每週期最長等候車隊之平均長度。

剩餘路口間距指路口間距與每週期平均最長等候車隊長度之差值。如剩餘路口間距短而且在最後一輛車還未開始加速之前，上游疏解之車輛已加入車隊平均，則可能發生嚴重塞車。

13.6.1.4 服務水準之劃分標準

用多項績效指標判別服務水準會造成運用上困擾，但評估號誌化路口時確有必要考慮多項績效指標。本章建議以平均停等延滯時間劃分服務水準等級。在分析時，最好也以每週期平均最長停等車隊長度評估績效。規劃號誌化路口時，也可用流量/容量比，輔助評估工作。

表 13.17 為沿用民國 79 年公路容量手冊[16]的服務水準等級劃分標準。服務水準劃分之主觀成分很重，若交通界認為表 13.17 之劃分不妥當，在日後達到共識後可再將此表加以調整。

表 13.17 號誌化路口服務水準劃分標準

服務水準	平均停等延滯時間， d (秒/車)
A	$d \leq 15$
B	$15 < d \leq 30$
C	$30 < d \leq 45$
D	$45 < d \leq 60$
E	$60 < d \leq 80$
F	$d > 80$

資料來源：[16]。

13.6.2 績效指標評估方法

市區號誌化路口之運轉績效經常會受到上游號誌化路口之運轉及交通狀況所影響，其牽涉到的影響因素及互動關係非常複雜。目前沒有可靠的分析性模式可估計平均停等延滯時間及每週期最長停等車隊長度。本章提供之分析工具為 2021HTSS 模式，其性質及應用於本手冊附錄 A 有詳細之說明。

2021HTSS 模式可用來模擬受定時號誌控制之路口、幹道及路網。此模式用一套節線及節點所構成的路網代表模擬之對象。節點代表路口或車輛進入路網之地點。節線代表兩節點之間的路段。如附錄 A 所述，2021HTSS 模式之輸入檔以許多不同檔型的資料設定節線及節點的屬性。這些屬性包括節線及節點之關係、幾何設計(如路段長度、車道數、坡度、坡長等)、交通狀況(如隨時間變化之需求流率、車種組成、行進方向等)、交通控制(如速限、號誌控制策略、禁行車道、專用車道)及控制模擬作業之指令等。

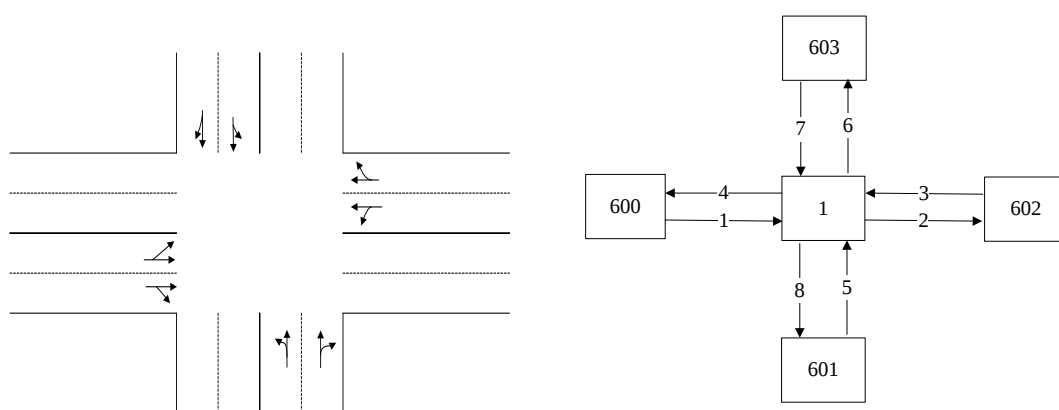
2021HTSS 模式輸出檔的資料可用來分析號誌化路口運轉績效，包括通過各車道之流率及其平均速率、各車道上之平均停等延滯、車流通過一連串節線(路段)之旅行距離、平均旅行時間、平均速率及平均速率與平均速限之比值。這些輸出資料須根據分析對象相關之服務水準等級劃分標準訂定服務水準。

應用 2021HTSS 模式之主要工作在於建立一輸入檔，輸入檔之檔名必須設定為 htss.txt。執行模擬須使用執行檔 2021htss.exe(可從「臺

灣容量分析專區」網站下載)。此執行檔及輸入檔必須放在 Windows 平台電腦之同一子目錄(folder)中。欲執行模擬時，只需在執行檔迅速按滑鼠左鍵兩下(double click)，輸出檔 htssout.txt 會出現在同一子目錄。

建立輸入檔必須根據附錄 A 所述之程序。為了協助模式使用者建立輸入檔，「臺灣公路容量分析專區」網站亦提供輸入檔範例。本章以 Signal1.txt 及 Signal2.txt 兩範例檔於 13.7 節之例題中討論與分析號誌化路口有關的事項。2021HTSS 模式使用者亦可參考使用本手冊第 11 章、第 16 章、第 17 章及第 18 章所描述的範例檔。

Signal1.txt 及 Signal2.txt 所代表的路口及模擬路網各如圖 13.14 及圖 13.15 所示。圖 13.14 之路網適合用來分析節點 1 之路口。到達此路口之車輛隨機從上游節點進入路網。多數市區號誌化路口的運轉受上游路口運轉的影響。例如圖 13.15 節點 1 及節點 2 兩路口就可能互相影響。在此情況下，模擬路網必須包括分析路口之相鄰路口。



(a)路口狀況示意圖

(b)模擬路網圖

圖 13.14 Signal1.txt 模擬路網示意

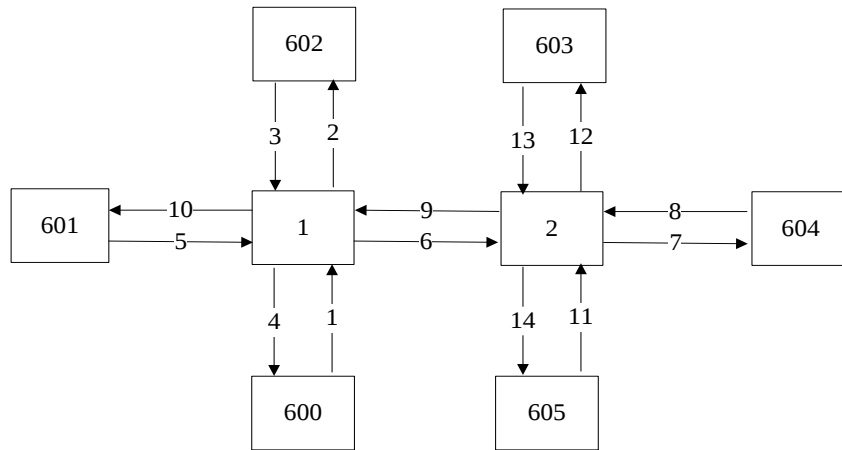


圖 13.15 Signal2.txt 模擬路網示意

13.7 應用例題

13.7.1 例題 1：無衝突直行與直行/右轉共用禁行機車道

如圖 13.16 所示，臺南市區號誌化路口北上路段三車道均禁行機車，此路段有下列交通狀況：

號誌控制

週期長度 = 120 秒；

綠燈時段 = 50 秒；

燈號轉換時段 = 6 秒。

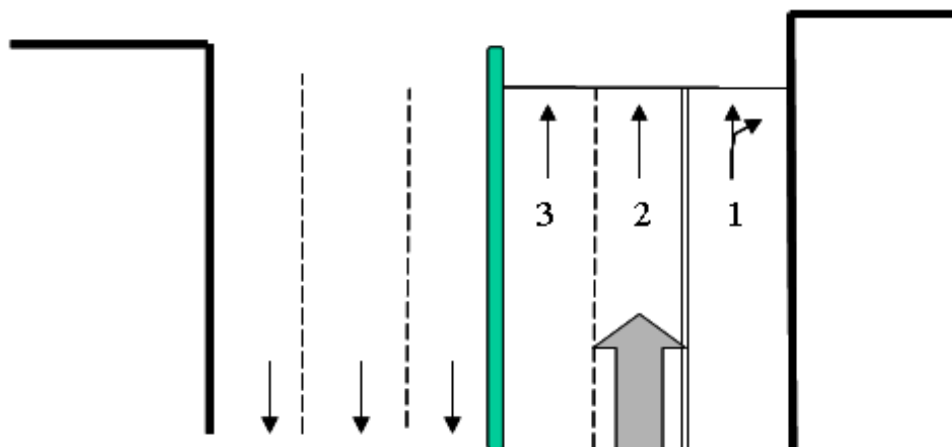


圖 13.16 中央實體分隔路段例題示意圖

幾何設計

三個車道之車道寬均為 $= 3.2$ 公尺；

坡度 $= + 4\%$ ；

中央實體分隔；

車道 1 右側有路邊停車位。

尖峰小時車流狀況

右轉無衝突行人；

尖峰小時係數 $= 0.95$ 。

直行右轉車道 1

流率 $= 400$ 輛/小時；

直行小車 $= 65\%$ ；

右轉小車 $= 30\%$ ；

直行大車 $= 2\%$ ；

右轉大車 $= 3\%$ 。

直行車道 2 及 3 總和

流率 $= 1,000$ 輛/小時；

直行小車 $= 96\%$ ；

直行大車 $= 4\%$ ；

無公車專用道。

路邊停車

每小時 20 輛在右側路邊有停車操作。

公車站

一公車站在停止線上游 20 公尺，每小時有 20 輛公車靠站占用車道 1。

試估計各車道之容量及尖峰 15 分鐘之流量/容量比。

解：

1. 車道 1

此車道為第 13.5.3 節所述之無衝突車流之直行/右轉共用車道，容量估計如下：

$$g = 50 + 3.5 = 53.5 \text{ 秒 (式 13.7)}$$

$$N_{gyi} = -2.09 + 0.525 \times 53.5 + 0.556 \times 10^{-3} \times 53.5^2$$

$$= 27.6 \text{ 直行小車(式 13.9a)}$$

$$\text{右轉小車(30\%)-之直行小車當量} = 1.08 \text{ (表 13.1)}$$

$$\text{直行大車(2\%)-之直行小車當量} = 1.80 \text{ (表 13.1)}$$

$$\text{右轉大車(3\%)-之直行小車當量} = 2.70 \text{ (表 13.1)}$$

$$f_V = \frac{1}{1+0.3(1.08-1)+0.02(1.8-1)+0.03(2.7-1)} = 0.92 \text{ (式 13.3)}$$

$$f_g = 1 - 0.015 \times 4 = 0.94 \text{ (式 13.4)}$$

$$f_b = 0.88 \times 1.02 \times 0.96 = 0.86 \text{ (式 13.5)}$$

$$f_s = 0.94 \text{ (表 13.4, 3 車道)}$$

$$f_z = 1.0 \text{ (見 13.5.3 節)}$$

$$f_P = 1.0 \text{ (無行人衝突)}$$

$$\text{容量 } c = \frac{3600}{120} \times 27.6 \times 0.92 \times 0.94 \times 0.86 \times 0.94 \times 1.0 \times 1.0$$

$$= 579 \text{ 輛/小時}$$

$$\text{尖峰 15 分鐘流率} = 400/0.95 = 421 \text{ 輛/小時}$$

$$V/C \text{ 比值} = 421/579 = 0.73$$

2. 車道 2 及 3

此兩車道屬於表 13.6 所列類型 S1 之車道。

$$g = 50 + 3.5 = 53.5 \text{ 秒 (式 13.7)}$$

$$N_{gyi} = -0.77 + 0.475 \times 53.5 + 1.273 \times 10^{-3} \times 53.5^2$$

$$= 28.3 \text{ 直行小車 (表 13.7)}$$

$$\text{直行大車(4\%)-之直行小車當量} = 1.8 \text{ (表 13.1)}$$

$$f_V = \frac{1}{1+0.04(1.8-1)} = 0.97 \text{ (式 13.3)}$$

$$f_g = 1 - 0.015 \times 4 = 0.94 \text{ (式 13.4)}$$

$$f_b = 1.0 \text{ (車道 2 及 3 不被公車占用)}$$

$$f_s = 0.94 \text{ (表 13.4, 3 車道)}$$

$$f_z = 0.95 \text{ (表 13.8, 臺南市 S1 車道)}$$

$$f_p = 1.0 \text{ (直行車無行人衝突)}$$

$$\begin{aligned} \text{容量 } c &= \frac{3600}{120} \times 28.3 \times 0.97 \times 0.94 \times 1.0 \times 0.94 \times 0.95 \times 1.0 \\ &= 691 \text{ 輛/小時} \end{aligned}$$

$$\text{尖峰 15 分鐘流率} = \frac{1,000}{2 \times 0.95} = 526 \text{ 輛/小時/車道}$$

$$V/C \text{ 比值} = 526/691 = 0.76$$

13.7.2 例題 2：無衝突左轉禁行機車道

如 13.7.1 節例題 1 之第 3 車道改成左轉車道，其尖峰小時流率為 400 輛/小時，車種組成包括 97% 小車及 3% 大車。在例題 1 其他狀況不變之情況下，試估計車道 3 之容量及尖峰 15 分鐘之 V/C 比值。

解：

上述之左轉車道屬於表 13.12 中之 L1b 類型車道（中央實體分隔，單左轉），相關參數條件及計算方式如下所列。

$$g = 50 + 3.5 = 53.5 \text{ 秒 (式 13.6)}$$

$$N_{gyi} = -1.41 + 0.492 \times 53.5 = 24.9 \text{ 左轉小車 (表 13.13)}$$

$$\text{左轉大車(3\%)-之直行小車當量} = 1.9 \text{ (表 13.1)}$$

$$f_v = \frac{1}{1 + 0.03(1.9 - 1)} = 0.97 \text{ (式 13.3)}$$

$$f_g = 1 - 0.015 \times 4 = 0.94 \text{ (式 13.4)}$$

$$f_b = 1.0 \text{ (車道 3 不被公車占用)}$$

$$f_s = 0.94 \text{ (表 13.4, 3 車道)}$$

$$f_z = 1.0 \text{ (見表 13.14, 臺南市)}$$

$$f_p = 1.0 \text{ (無行人衝突)}$$

$$\text{容量 } c = \frac{3600}{120} \times 24.9 \times 0.97 \times 0.94 \times 1.0 \times 0.94 \times 1.0 \times 1.0 = 640 \text{ 輛/小時}$$

$$\text{尖峰 15 分鐘流率} = 400/0.95 = 421 \text{ 左轉小車/小時}$$

$$V/C \text{ 比值} = 421/640 = 0.66$$

13.7.3 例題 3：無衝突左轉/直行共用禁行機車道

如 13.7.1 節例題 1 之第 3 車道改成左轉/直行共用車道，並有以下交通狀況：

綠燈時段= 40 秒；

尖峰小時流率= 500 輛/小時；

直行小車 = 60%；

左轉小車 = 35%；

左轉大車 = 5%；

其他狀況如 13.7.1 節之例題 1。

試估計第 3 車道之容量。

解：

上述第 3 車道屬於本章 13.5.2 節所描述之車道，相關參數條件及計算方式如下所列。

$$g = 40 + 3.5 = 43.5 \text{ 秒 (式 13.6)}$$

$$\begin{aligned} N_{gyi} &= -6.75 + 1.517 \times 3.2 + (0.341 + 0.062 \times 3.2) \times 43.5 \\ &= 21.6 \text{ 直行小車 (式 13.8b)} \end{aligned}$$

$$\text{左轉小車(35\%)-之直行小車當量} = 1.05 \text{ (表 13.1)}$$

$$\text{左轉大車(5\%)-之直行小車當量} = 2.00 \text{ (表 13.1)}$$

$$f_V = \frac{1}{1 + 0.35(1.05 - 1) + 0.05(2.0 - 1)} = 0.94 \text{ (式 13.3)}$$

$$f_g = 1 - 0.015 \times 4 = 0.94 \text{ (式 13.4)}$$

$$f_b = 1.0 \text{ (車道 3 不被公車占用)}$$

$$f_s = 0.94 \text{ (表 13.4, 3 車道)}$$

$$f_z = 1.0 \text{ (見 13.5.2 節)}$$

$$f_P = 1.0 \text{ (無行人衝突)}$$

$$\text{容量 } c = \frac{3600}{120} \times 21.6 \times 0.94 \times 0.94 \times 1.0 \times 0.94 \times 1.0 \times 1.0 = 538 \text{ 輛/小時}$$

13.7.4 例題 4：直行/右轉共用車道(含機車停等區)

若 13.7.1 節例題 1 之第 1 車道開放給機車使用，其尖峰小時流率狀況如下：

流率 = 600 輛/小時；

直行小車比例 = 0.20；

右轉小車比例 = 0.10；

直行機車比例 = 0.43；

右轉機車比例 = 0.20；

與小車或大車併行之機車比例 = 0.02；

直行大車比例 = 0.02；

右轉大車比例 = 0.03。

此外，車道 1 之停止線上游設置長 6 公尺之機車停等區。尖峰時，停等區之占用率為 60%。其他狀況如 13.7.1 節之例題 1。試估計第 1 車道之容量。

解：

上述第 1 車道屬於本章第 13.5.4 節所描述之車道，相關參數條件及計算方式如下所列。

$$M = 0.62 \times 0.6 \times 6 \times 3.2 = 7.14 \text{ 機車 (式 13.10)}$$

$$T = 2.14 + 1.07 \times 0.6 \times 6 = 6 \text{ 秒 (式 13.11)}$$

$$g_u = 50 - 6 + 3.5 = 47.5 \text{ 秒 (式 13.12)}$$

$$X_l = g_u / 200 = 0.2375$$

$$X_2 = \text{直行小車比例} = 0.20$$

$$X_3 = \text{右轉小車比例} = 0.10$$

$$X_4 = \text{直行機車比例} = 0.43$$

$$X_5 = \text{右轉機車比例} = 0.20$$

$$X_6 = \text{直行大車比例} = 0.02$$

$$X_7 = \text{右轉大車比例} = 0.03$$

$$X_8 = \text{車道寬}/10 = 3.2/10 = 0.32$$

$$N_g = 43.06 \text{ 輛 (式 13.13a)}$$

$$f_g = 1 - 0.015 \times 4 = 0.94 \text{ (式 13.4)}$$

$$f_b = 0.88 \times 1.02 \times 0.96 = 0.86 \text{ (式 13.5)}$$

$$f_s = 0.94 \text{ (表 13.4, 3 車道)}$$

$$f_P = 1.0 \text{ (無行人衝突)}$$

$$\text{容量 } c = \frac{3600}{120} \times (7.14 + 43.06) \times 0.94 \times 0.86 \times 0.94 \times 1.0 = 1,144 \text{ 輛/小時}$$

13.7.5 例題 5：其他無衝突車流車道

圖 13.17 中之一直行車道有混合車流，其車種組成為：機車 40%，小車 55%，及大車 5%。此車道之寬度為 3.2 公尺，其坡度微不足道，路邊不允許停車。如果此車道之號誌週期長度為 120 秒，綠燈時段為 50 秒，燈號轉換時間為 6 秒，試估計其容量。

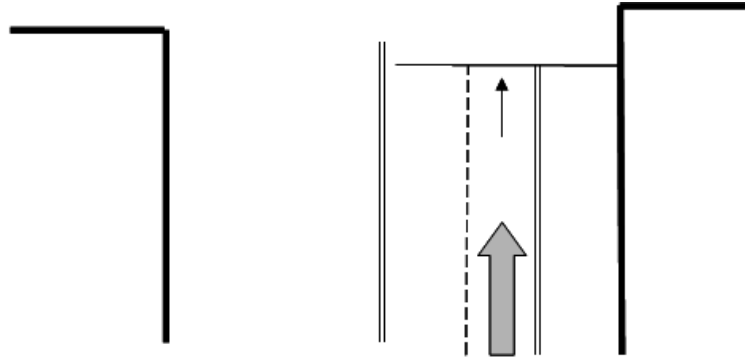


圖 13.17 中央標線分隔直行車道示意圖

解：

此車道屬於第 13.5.6 節所描述之其他無衝突車流之車道。

$$g = 50 + 3.5 = 53.5 \text{ 秒 (式 13.6)}$$

$$N_{gyi} = -3.24 + 0.522 \times 53.5 = 24.7 \text{ 直行小車 (式 13.15b)}$$

$$\text{直行機車(40\%)-之直行小車當量} = 0.42 + 0.05 = 0.47 \text{ (表 13.1)}$$

$$\text{直行大車(5\%)-之直行小車當量} = 1.80 \text{ (表 13.1)}$$

$$f_V = \frac{1}{1 + 0.40(0.47 - 1) + 0.05(1.8 - 1)} = 1.2 \text{ (式 13.3)}$$

$$f_g = 1.0 \text{ (平坦)}$$

$$f_b = 1.0 \text{ (不被公車占用)}$$

$$f_s = 1.0 \text{ (路邊無停車)}$$

$$f_z = 1.0 \text{ (見第 13.5.6 節)}$$

$$f_p = 1.0 \text{ (直行無行人衝突)}$$

$$\begin{aligned} \text{容量 } c &= \frac{3600}{120} \times 24.7 \times 1.2 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \\ &= 889 \text{ 輛/小時 (式 13.2)} \end{aligned}$$

13.7.6 例題 6：衝突行人之影響

若 13.7.1 節例題 1 之右轉車與行人有衝突。衝突行人流率為 150 人/小時；2 輛右轉小車可在轉角停車而避免阻擋後方之車輛。試估計因與行人衝突而損失之容量。

解：

根據 13.7.1 節例題 1 之交通狀況，右轉小車及大車比例為 30% + 3% = 33%，因週期長度為 120 秒，所以每週期之衝突行人數為 $150 \times 120 / 3,600 = 5$ 人。從圖 13.8 估計 $N_s = 2$ 之衝突行人調整因素大約為 0.97。所以行人衝突造成容量約降低 3%。

13.7.7 例題 7：衝突左轉車道

臺北市一路口有一左轉車道，該車道上只有小車，左轉駕駛員之臨界間距為 4 秒，路段平坦，路口不准迴轉，號誌週期為 110 秒，左轉及對向車流之綠燈時段為 50 秒，綠燈轉換時段為 5 秒。路口寬度為 25 公尺。對向之車況如下：

車道 1：流率 = 300 輛/小時

直行小車 = 70%；

直行機車 = 15%；

直行大車 = 5%。

車道 2：流率 = 400 輛/小時

直行小車 = 55%；

直行機車 = 30%；

直行大車 = 3%。

解：

此問題宜利用模擬來進行分析。如果大約的估計可以接受，則可利用 13.5.7 節所描述之手續進行估算。

式(13.16)中之 N_1 、 N_2 、 N_3 及 N_y 採用表 13.15 之建議值如下：

$$N_1 = 0.26 \text{ 小車/週期；}$$

$$N_2 = 0.02 \text{ 小車/週期；}$$

$$N_3 = 0 \text{ 小車/週期；}$$

$$N_y = 3.1 \text{ 小車/週期。}$$

$$Q_{lc} = 300 \times (0.7 + 0.42 \times 0.15 + 1.8 \times 0.05) = 256 \text{ 小車/小時 (式 13.18)}$$

$$Q_{2c} = 400 \times (0.55 + 0.42 \times 0.30 + 1.8 \times 0.03) = 292 \text{ 小車/小時 (式 13.18)}$$

$$Q_{max} = \text{Max} (256, 292) = 292 \text{ 小車/小時}$$

$$L_{max} = \frac{292(110-50)}{3600} = 4.9 \text{ 小車 (式 13.19)}$$

$$T = 15.5 \text{ 秒 (式 13.20)}$$

由於從式(13.20)所得之 T 值小於 70 秒，因此改以式(13.21)估算：

$$T = \frac{4.9 + 8.68}{0.638 - \frac{292}{3600}} = 24.39$$

$$\text{剩餘綠燈 } \Delta G = 50 - 24.39 = 25.61 \text{ 秒}$$

$$\text{對向直行衝突車流} = 256 + 292 = 548 \text{ 小車/小時}$$

$$\text{式(13.22)中之 } N_{3.75} = 7 \text{ 小車(圖 13.12)}$$

$$N_a = 7 + 1.2 (3.75 - 4) + 0 = 6.7 \text{ 小車}$$

$$N_{gy} = 0.26 + 0.02 + 0 + 6.7 + 3.1 = 10.08 \text{ 小車(式 13.16)}$$

$$\text{容量 } c = \frac{3,600}{110} \times 10.08 \times 1.0 \times 1.0 = 330 \text{ 小車/小時(式 13.17)}$$

13.7.8 例題 8：週期長度之影響

Signal1.txt 檔型 26 資料設定圖 13.14 之節點 1 路口有 2 時相的號誌控制，各時相的黃燈及全紅時段各為 3 秒及 2 秒，時相 1 給東西向車流(節線 1 及節線 2)使用。各時相的綠燈須根據各時間之最高車道流率分配。此外，檔型 1 資料設定各節線有 2 車道，檔型 21 及 30 資料設定車流中只有直行小車。假設進入各節線的需求流率相同，試說明週期長度對所有車輛之平均停等延滯的影響。

解：

因每節線的需求流率相同，因此各時段的綠燈時段也相同。例如

週期長度為 100 秒，則各綠燈時段為 $(100-10)/2=45$ 秒。此值需用以更改檔型 26 所設定之綠燈時段。本例用每車道需求流率為 400、650 及 750 小車/小時之 3 種狀況，探討週期長度在 40~200 秒之間對總平均延滯的影響。如每車道之需求流率為 400 小車/小時，則因每節線有 2 車道，檔型 30 之需求流率須設定為 800 小車/小時。此外，輸出資料只顯示每車道之平均停等延滯，所以需另以各車道輸出流率加權計算總平均停等延滯。圖 13.18 呈現這些工作的結果。從該圖可知需求流率固定時，有一最佳(平均延滯最低)的週期長度。週期太短或太長皆會增加延滯，短週期之負面影響比長週期嚴重。此外，需求流率增高時，最佳的週期長度也隨著增加。

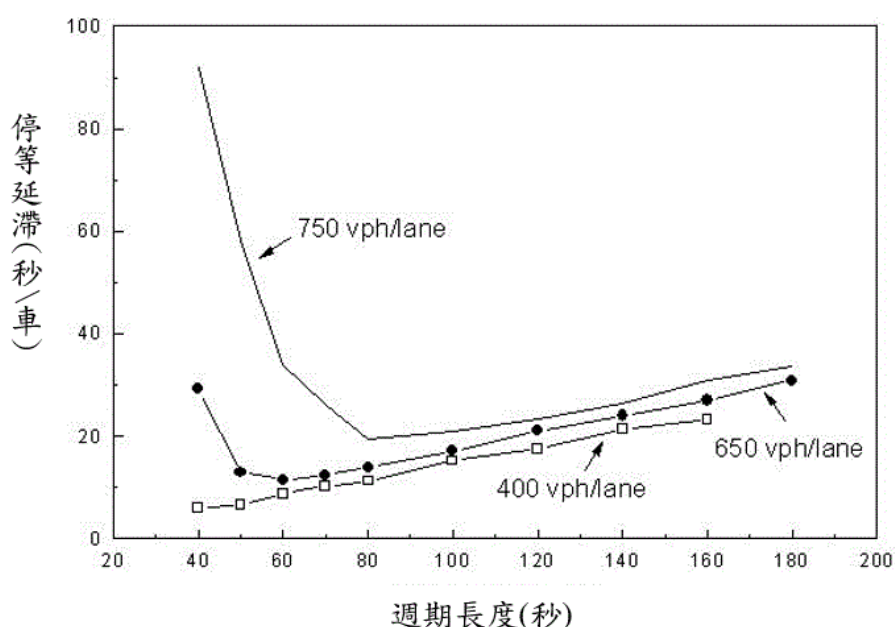


圖 13.18 例題 8 平均停等延滯與週期長度之關係

13.7.9 例題 9：需求流率/容量比與停等延滯

假設圖 13.14 節點 1 之 2 時相號誌週期長度為 100 秒，節線 1 及節線 3 在每週期所得之綠燈、黃燈及全紅時段各為 50、3 及 2 秒，節線 5 及節線 7 之綠燈、黃燈及全紅時段各為 40、3 及 2 秒。試說明如何用 Signal1.txt 分析欲進入節線 1 之需求流率/容量比對該節線車輛平均停等延滯之影響。

解：

首先須將 Signal1.txt 檔型 26 中第 1 時相的綠燈，黃燈及全紅燈時段各設定為 50、3 及 2 秒，第 2 時相之綠燈、黃燈及全紅時段設定

為 40、3 及 2 秒。下一工作是估計節線 1 之容量。此工作只需將檔型 30 中從節點 600 進入節線 1 的需求流率逐漸增加，然後根據輸出檔顯示節線 1 離開之流率估計容量。如果需求流率逐漸增加到某一程度之後，能從節線 1 進入路口之流率呈穩定狀態，則該穩定狀況之輸出流率可視為容量之一估計值。如果欲增加容量之估計值樣本，可更改檔型 0 之隨機亂數並重新模擬。在上述狀況下模擬所得之估計值大約為 930 小車/小時/車道(亦即 1,860 小車/小時/2 車道)。

節線之容量訂定後，檔型 30 從節點 600 進入節線 1 之需求流率可更改以產生不同之需求流率/容量比。模擬之後所得之平均停等延滯可用來分析兩者的關係。

本例在兩種狀況下進行模擬，第一狀況假設需求流率持續 15 分鐘(900 秒)，另一狀況的需求流率持續 30 分鐘(1,800 秒)。需求流率持續 15 分鐘時，檔型 0 在熱機時段之後的模擬時間及資料蒐集時間皆須設定為 900 秒。圖 13.19 顯示上述工作之結果，一般而言，需求流率/容量比在 0.9 以下時，延滯隨比值增高而增長的程度不大，但比值大約超過 0.9~0.95 時，延滯開始大幅增長。此外，通常需求流率/容量比高於 0.9~0.95 時，需求流率持續越久，平均延滯增加的幅度越大。

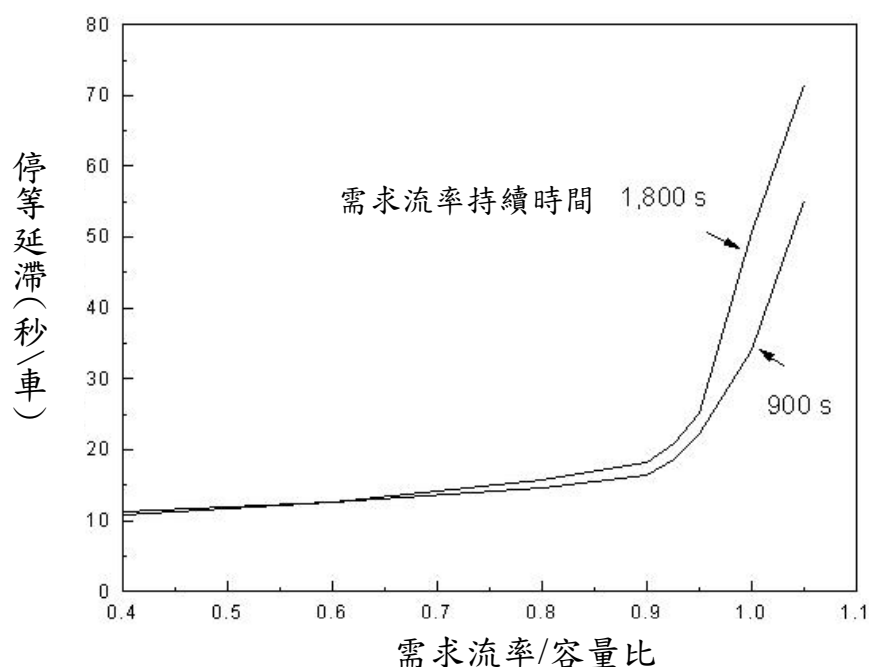


圖 13.19 例題 9 不同需求流率持續時間下之平均停等延滯與需求流率/容量比關係

13.7.10 例題 10：需求流率/容量比之適用性

前例圖 13.19 顯示需求流率/容量比增加時，平均停等延滯也隨著增加，試說明此比值是否適合單獨用來評估號誌化路口之運轉績效。

解：

一般而言，需求流率/容量比(又常稱為流量/容量比)不適合單獨用來評估號誌之運轉。其主要原因是不同車流即使有同樣的需求流率/容量比，其相關的平均延滯可能有很大的差異。例如圖 13.19 顯示此比值為 0.8 時的平均停等延滯大約為 15 秒/車。如果另一車流在長 100 秒之週期內所得之綠燈時段為 30 秒，其所屬車道之容量大約為 550 小車/小時/車道。當此車道上之需求流率/容量比也等於 0.8 時，平均停等延滯高達 25 秒/車，比上述之 15 秒/車高得多。此差異亦比圖 13.19 中，需求流率/容量比從 0.4 到 0.9 之間的延滯變化大得多。此外，用路人對延滯的感受較深。因此不宜單獨用需求流率/容量比評估號誌化路口。

13.7.11 例題 11：號誌時差之影響

圖 13.14 節點 1 之路口為獨立路口，車流隨機抵達。圖 13.15 節點 1 及節點 2 之路口則可能互相影響。試用節線 6 之車流運作及 Singal2.txt 說明這兩節點的號誌時差對節線 6 平均停等延滯的影響。

解：

本例題假設圖 13.15 之路網有下列狀況：

1. 每一節線有 2 車道，其長度為 0.25 公里。
2. 每一節線上車輛之平均自由速率為 60 公里/小時。
3. 從節點 601 進入節線 5 的需求流率為 1,500 小車/小時。這些小車直行經過節線 6 及節線 7。
4. 節點 1 及節點 2 之號誌控制各有 2 時相，週期長度為 140 秒。各時相之綠燈、黃燈及全紅時段分別為 65、3 及 2 秒。
5. 第 1 時相為同步時相，讓東西向車流利用綠燈進入路口。
6. 節點 1 第 1 時相之時差固定為 0 秒。

根據上述狀況將 Signal2.txt 之相關檔型資料更改之後，只需將檔型 25 中，節點 2 同步時相之時差在 0~140 秒之間變化，並執行模擬，

就可從輸出檔取得在不同時差時下，節線 6 之平均停等延滯，其結果如圖 13.20 所示。

此圖顯示兩路口之運轉互相影響時，時差的設定對車輛延滯及平均速率會有很大的影響。本例之最佳時差大約是 40 秒。換言之，在節點 1 東行方向之綠燈開始之後 40 秒，開啟節點 2 東行方向之綠燈，可讓絕大多數的東行車輛不受紅燈阻礙，因此平均延滯最短。

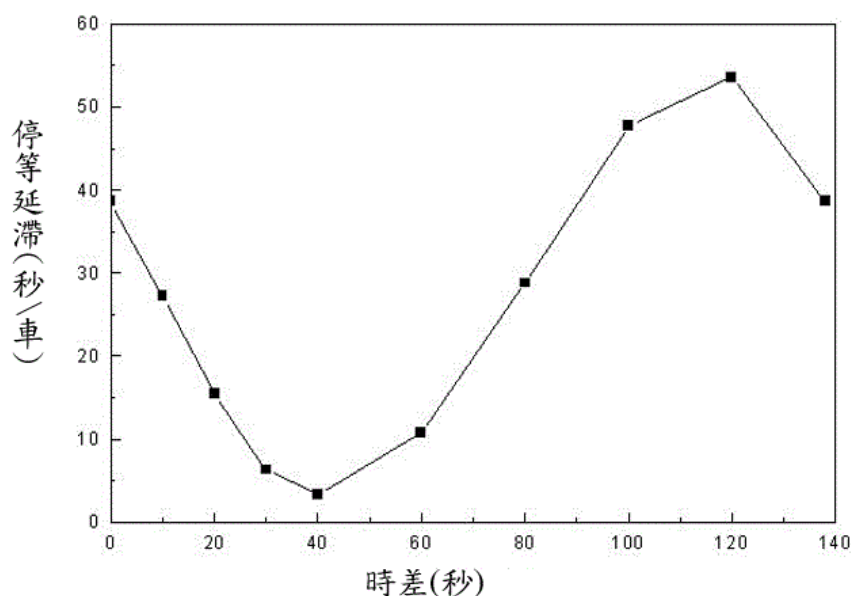


圖 13.20 例題 11 平均停等延滯與時差之關係

參考文獻

1. 「台灣地區城際快速公路容量及特性研究（西部濱海快速公路部分）」，91-54-1192，交通部運輸研究所，民國 91 年 6 月。
2. 「台灣地區多車道郊區公路容量及特性研究（二）」，93-59-1212，交通部運輸研究所，民國 93 年 5 月。
3. 「台灣地區多車道郊區公路容量及特性研究（三）」，94-78-1221，交通部運輸研究所，民國 94 年 5 月。
4. 「市區號誌化路口容量分析及服務水準研究(1/2)」，95-113-1235，交通部運輸研究所，民國 95 年 7 月。
5. 「市區號誌化路口容量分析及服務水準研究(2/2)」，96-113-1244，交通部運輸研究所，民國 96 年 9 月。
6. 「2001 年台灣地區公路容量手冊」，90-16-1183，交通部運輸研究所，民國 90 年 3 月。

7. 「2011 年臺灣公路容量手冊」, 100-132-1299, 交通部運輸研究所, 民國 100 年 10 月。
8. 「交通號誌規劃手冊」, 75-8-313, 交通部運輸研究所, 民國 75 年 3 月。
9. 「道路交通標誌標線號誌設置規則」, 民國 110 年 1 月 29 日。
10. *Highway Capacity Manual*, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 2000.
11. 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.
12. Lin, F. B., Tseng, P. Y. and Su, C. W., “Variations in Queue Discharge Patterns and Their Implications in Analysis of Signalized Intersections,” *Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board*, No.1883, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D. C., 2004, pp.192-197.
13. Lin, F. B., and Thomas, D., “Headway Compression during Queue Discharge at Signalized Intersections,” *Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board*, No.1920, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D. C., 2005, pp.81-85.
14. 「研擬台灣地區公路容量手冊技術報告(市區街道部分)」, 75-49-117, 交通部運輸研究所, 民國 75 年 10 月。
15. 「市區街道容量調整因素之研究」, 77-21-136, 交通部運輸研究所, 交通部運輸研究所, 民國 77 年 10 月。
16. 「臺灣地區公路容量手冊」, 79-27-160, 交通部運輸研究所, 民國 79 年 10 月。