

第十六章 市區幹道

目 錄

	頁次
16.1 緒論.....	16-1
16.2 車流特性.....	16-2
16.2.1 停等車疏解率.....	16-2
16.2.2 自由旅行速率.....	16-7
16.2.2.1 單向各 1 車道.....	16-7
16.2.2.2 多車道禁行機車.....	16-7
16.2.2.3 多車道混合車道.....	16-10
16.2.2.4 未特別標明速限之道路.....	16-13
16.2.2.5 多車道之大車.....	16-13
16.2.2.6 自由速率之分布.....	16-14
16.2.2.7 平均自由速率之設定.....	16-15
16.2.3 臨界間距.....	16-16
16.3 分析對象.....	16-17
16.4 分析工作.....	16-18
16.5 分析狀況.....	16-19
16.5.1 分析時段.....	16-19
16.5.2 幾何設計.....	16-19
16.5.3 交通狀況.....	16-23
16.5.4 交通控制.....	16-25
16.6 資料蒐集.....	16-27
16.6.1 現場調查.....	16-27
16.6.2 模擬.....	16-29
16.7 評估服務水準.....	16-30
16.8 應用例題.....	16-32
16.8.1 例題 1.....	16-32
16.8.2 例題 2.....	16-33
16.8.3 例題 3.....	16-34

參考文獻.....	16-35
-----------	-------

圖 目 錄

	頁次
圖 16.1 傳統飽和疏解率之觀念	16-3
圖 16.2 機車專用道停等車疏解率之特性	16-3
圖 16.3 市區直行停等小車疏解率之特性	16-4
圖 16.4 市區左轉停等小車疏解率之特性	16-4
圖 16.5 轉角可儲存 1 輛小車時之衝突行人調整因素	16-5
圖 16.6 轉角可儲存 2 輛小車時之衝突行人調整因素	16-6
圖 16.7 轉角可儲存 3 輛小車時之衝突行人調整因素	16-6
圖 16.8 單向各 1 車道平均自由速率與路口間距之關係	16-7
圖 16.9 最左側禁行機車道小車平均自由速率之特性	16-8
圖 16.10 非最左側禁行機車道小車平均自由速率之特性	16-8
圖 16.11 最左側與非最左側禁行機車道小車平均自由速率 之比較	16-9
圖 16.12 最左側混合車道上小車平均自由速率與 號誌化路口間距及車道分隔型態之關係	16-11
圖 16.13 最左側混合車道上機車平均自由速率與 號誌化路口間距及車道分隔型態之關係	16-11
圖 16.14 左側及右側混合車道上小車平均自由速率之比較	16-12
圖 16.15 左側及右側混合車道上機車平均自由速率之比較	16-12
圖 16.16 正常化自由速率之分布	16-14
圖 16.17 左側禁行機車道平均自由速率與路口間距及 車道寬之關係	16-20
圖 16.18 時差定義示意圖	16-26
圖 16.19 平均旅行速率之估計誤差與測試車之調查次數的 關係	16-28
圖 16.20 Art U1.txt 之模擬路網	16-30
圖 16.21 例題 1 平均停等延滯之特性	16-33
圖 16.22 例題 2 週期長度對總平均延滯之影響	16-34

表 目 錄

	頁次
表 16.1 路邊停車調整因素	16-5
表 16.2 最左側禁行機車道小車平均自由速率之估計模式	16-9
表 16.3 非最左側禁行機車道小車平均自由速率之估計模式	16-10
表 16.4 混合車道小車平均自由速率之估計模式	16-13
表 16.5 混合車道機車平均自由速率之估計模式	16-13
表 16.6 號誌化路口臨界間距代表值(秒).....	16-17
表 16.7 市區幹道路口間距之狀況	16-18
表 16.8 直行停等小車疏解數與有效綠燈時相之關係	16-21
表 16.9 左轉停等小車疏解數與有效綠燈時相之關係	16-22
表 16.10 市區尖峰方向係數 D 及尖峰小時係數 PHF 之 代表值	16-24
表 16.11 平均旅行速率估計誤差範圍或然率與所需樣本數 關係	16-28
表 16.12 市區及郊區幹道服務水準等級劃分標準	16-31
表 16.13 號誌化路口及「停」、「讓」控制路口之服務水準 劃分標準	16-32

16.1 緒論

市區幹道指市區中之號誌化街道，其連貫性佳，常能穿越半個市區以上，而且在路口之轉向流量通常在 20%以下[1]。市區幹道除了有號誌化路口之外，也可能有非號誌化路口及圓環。有些幹道有公車專用道或機車專用道。

從用路人之立場而言，市區幹道的主要交通運轉績效為平均旅行速率。平均旅行速率深受到速限及號誌化路口延滯的影響。傳統估計號誌化路口延滯之分析性模式[3]假設第 4 或第 5 部停等車疏解之後，停等車之疏解率會達到一穩定狀態。因為影響延滯的因素很多，分析性延滯模式常有大的估計誤差[5]。臺灣號誌化路口停等車的疏解有顯著不同的特性。除了機車專用道停等車疏解會達到一定穩定之疏解率之外，小車之疏解率在綠燈時段開始之後常持續上升。因此傳統停等車之疏解觀念不宜用來分析臺灣號誌化路口之運轉[6]。

為了建立改良之容量分析方法，本所陸續蒐集有關機車專用道[1]，號誌化路口[8]及市區幹道[8,9]交通特性現場資料。「2011 年臺灣公路容量手冊」[1]分析機車專用道、市區號誌化路口、郊區號誌化路口及市區幹道的方法乃根據這些資料所建立。

市區幹道之號誌化路口交通運轉容易受到上、下游號誌控制的影響。建立能在廣泛狀況下可靠的預測或評估這種互動關係的分析性模式是一極困難的工作。因此 2011 年容量手冊第十六章採用公路交通系統模擬模式(Highway Traffic Systems Simulation Model，簡稱 HTSS 模式)第三版分析市區幹道，此模式已被 2021HTSS 模式取代。

市區幹道由一連串之路口及路口間之路段所構成。大多數的路口有號誌控制，其他路口為非號誌化路口或圓環。幹道上也可能有機車專用道或公車專用道等設施。本手冊第十章(市區地下道號誌化路口)、第十三章(市區號誌化路口)、第十四章(非號誌化路口)、第十五章(圓環)、對這些各別設施的車流特性及分析有詳細的說明。本章的討論偏重於幹道整體分析，並且大部分沿用 2011 年手冊第十六章之資料。

本所尚未蒐集有關圓環及非號誌化路口之車流特性資料以更新

第十四章及第十五章。2021HTSS 模式沒有模擬圓環的功能，也尚未用臺灣非號誌化路口之車流特性測試及微調模擬非號誌化路口之邏輯。所以本章只介紹 2021HTSS 模擬號誌化路口及相鄰幹道之應用。

16.2 車流特性

幹道上之車流特性隨設施性質而變。本手冊在其他章有提供個別設施車流的資料。本章只歸納本所在 2007 及 2008 年之研究結果[8,9]。說明三項幹道車流特性。

16.2.1 停等車疏解率

傳統之停等車疏解率觀念[3]假設第 4 部或第 5 部（進入路口）之後，疏解率會達到一穩定的最高值，如圖 16.1 所示。此穩定最高值稱為飽和流率。根據飽和流率之觀念，在一個時相（綠燈及燈號轉換時段）內疏解的停等小車數可當作集中在有效綠燈時相內。時相長度與有效綠燈之差異通稱損失時間。飽和流率及損失時間可很方便的應用於模擬號誌化路口之運轉。美國聯邦公路總署(FHWA)所發展之 NETSIM[12]模擬模式是應用穩定飽和流率觀念之其中一模式。

臺灣機車專用道上，機車在號誌化路口之疏解特性類似傳統觀念之疏解行為，如圖 16.2 所示，主要之差異是在綠燈尾端之疏解率有升高之傾向。臺灣停等小車疏解率之特性則與傳統觀念之疏解行為大不相同，如圖 16.3 及圖 16.4 所示。2021HTSS 模式 2021HTSS 模式已根據上述在無行人及路邊停車活動干擾情況下的小車及機車疏解特性加以微調。

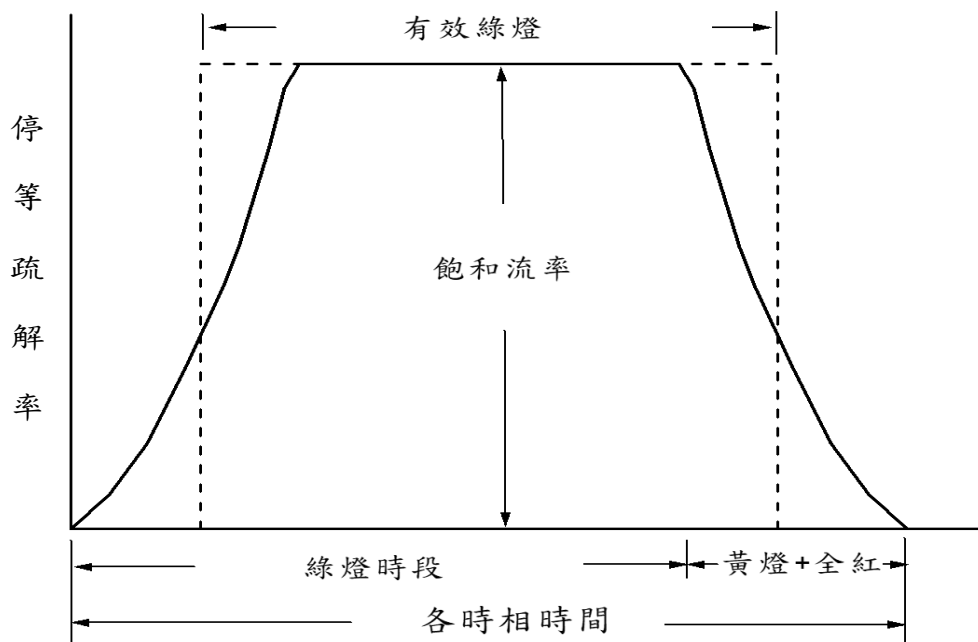
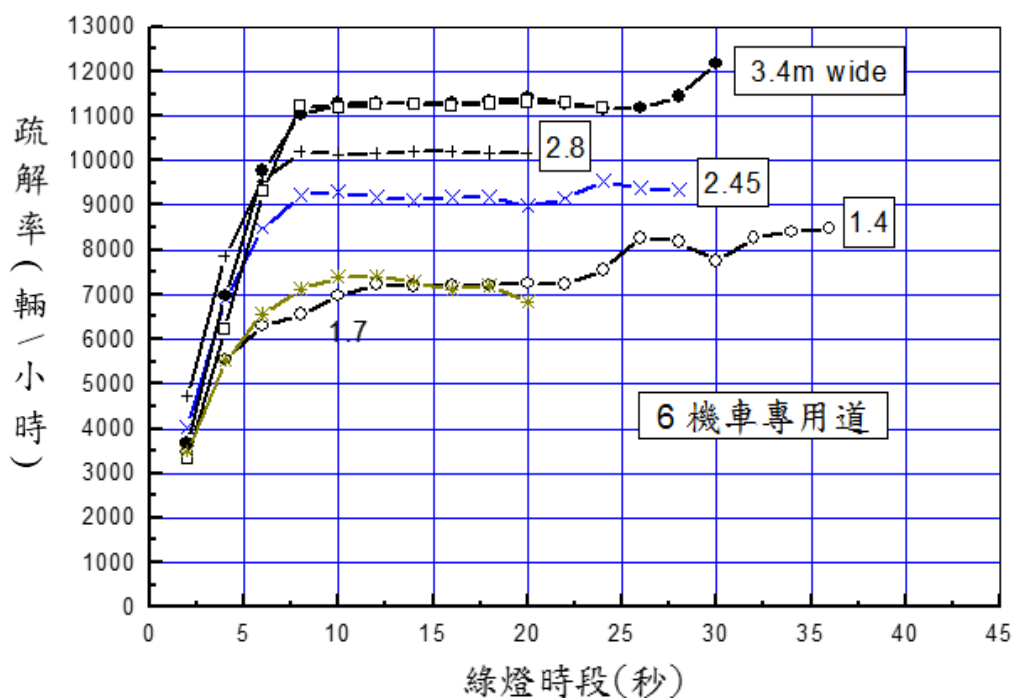
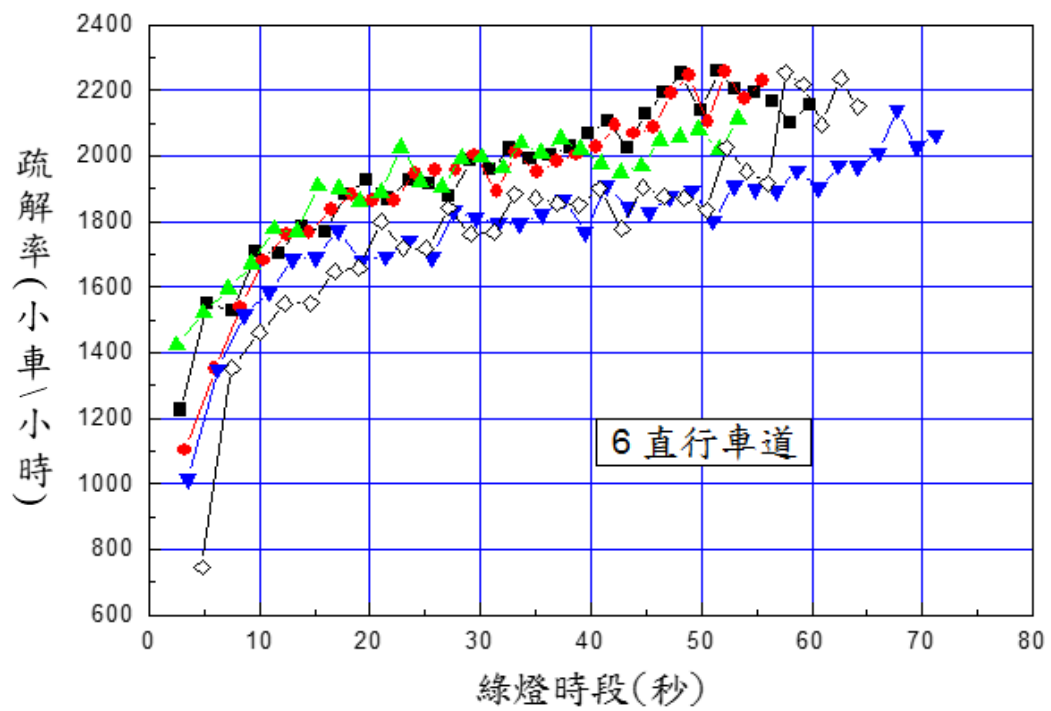


圖 16.1 傳統飽和疏解率之觀念



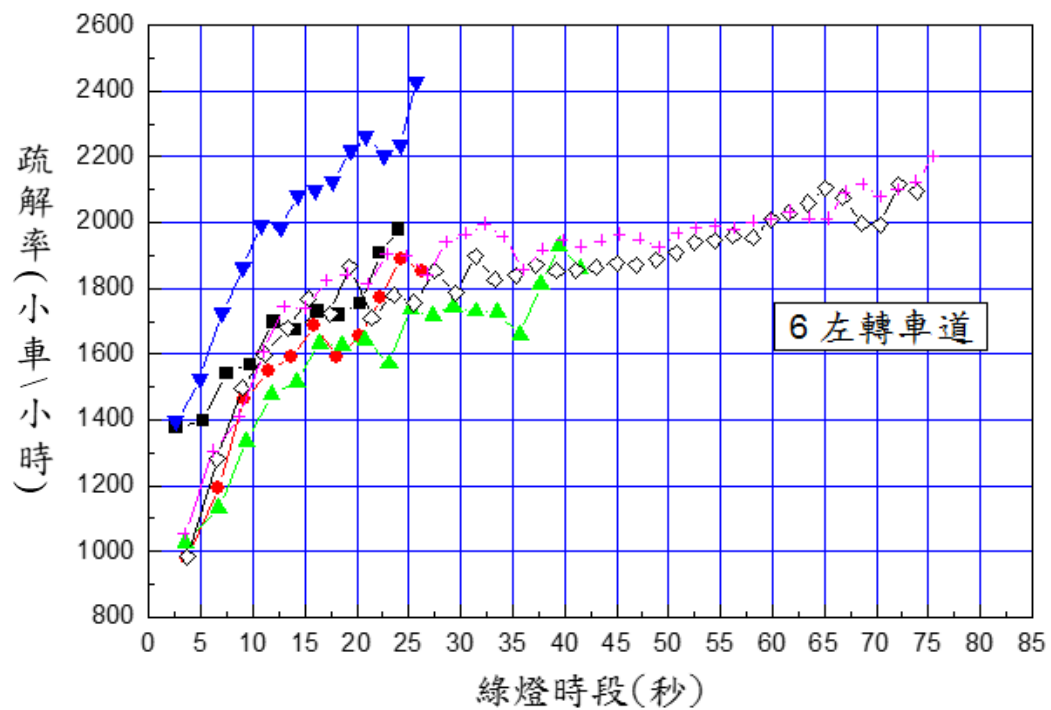
資料來源：[5]。

圖 16.2 機車專用道停等車疏解率之特性



資料來源：[5]。

圖 16.3 市區直行停等小車疏解率之特性



資料來源：[5]。

圖 16.4 市區左轉停等小車疏解率之特性

路邊有停車活動時，正在進、出車位之車輛可能阻擋疏散車流而導致疏散率降低。在這情形下，表 16.1 之因素可用來調整有停車活動時之疏散率。

表 16.1 路邊停車調整因素

車道數	停車操作率(輛/小時)						
	0	10	20	30	40	50	60
1	0.87	0.82	0.82	0.82	0.81	0.81	0.80
2	0.94	0.91	0.90	0.90	0.90	0.89	0.89
3	0.96	0.94	0.94	0.94	0.93	0.93	0.93

資料來源：[8]。

市區路口常有行人。如果行人沒有保護時相可用，則行人與左轉或右轉車輛可能會有衝突而造成疏散率降低。這問題在本手冊第十三章有詳細的討論，並建議調整因素，但目前尚無現場資料確定衝突行人對疏散率之影響。第十三章所建議的調整因素如圖 16.5、圖 16.6 及圖 16.7 所示。這些圖中 N_s 代表左轉或右轉車能進入並停在路口而且能避免阻擋上游車流之車數。圖中的轉彎比例代表能讓左轉或右轉車使用之車道中，左轉或右轉車輛占該車道之比例。通常行人流率高時，應有一行人保護時相可用，所以適用的行人調整因素可能在 0.85 以上。

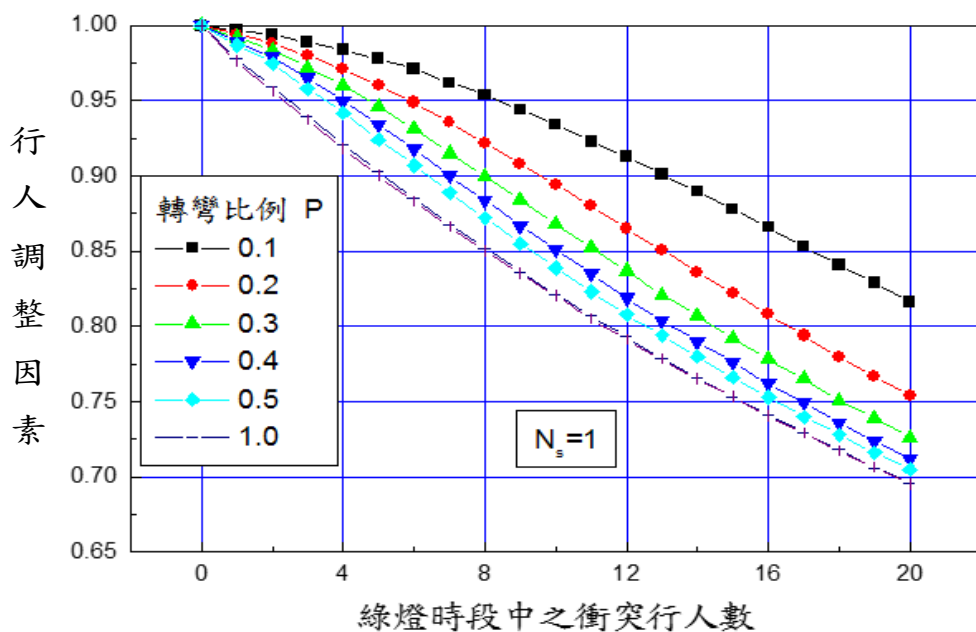
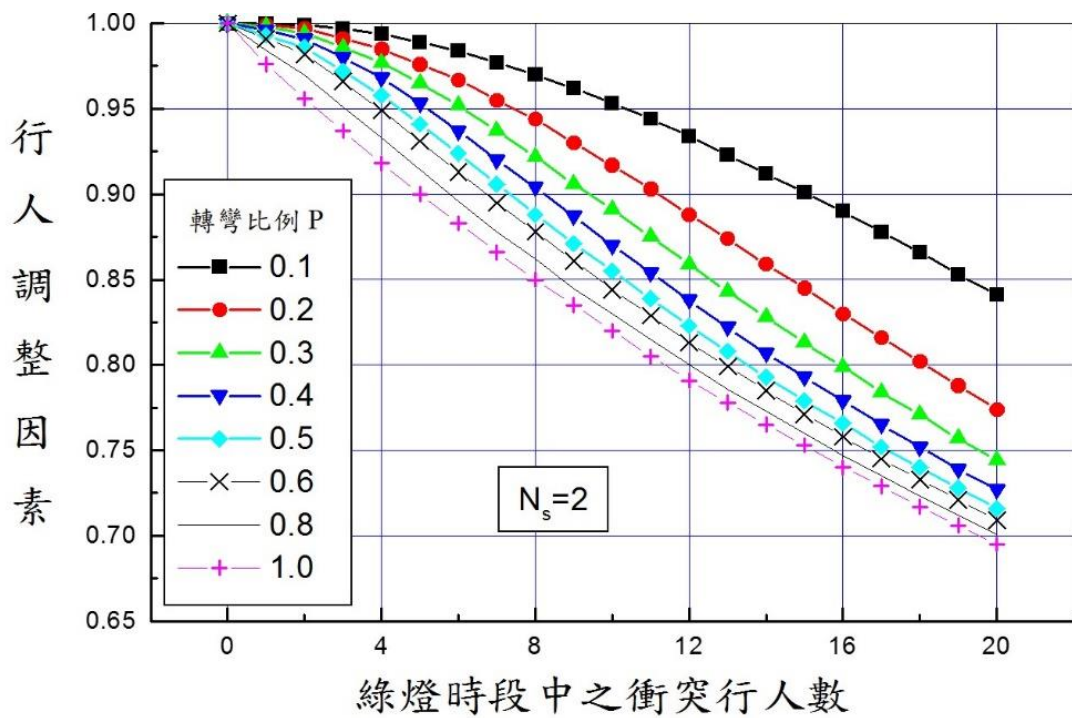
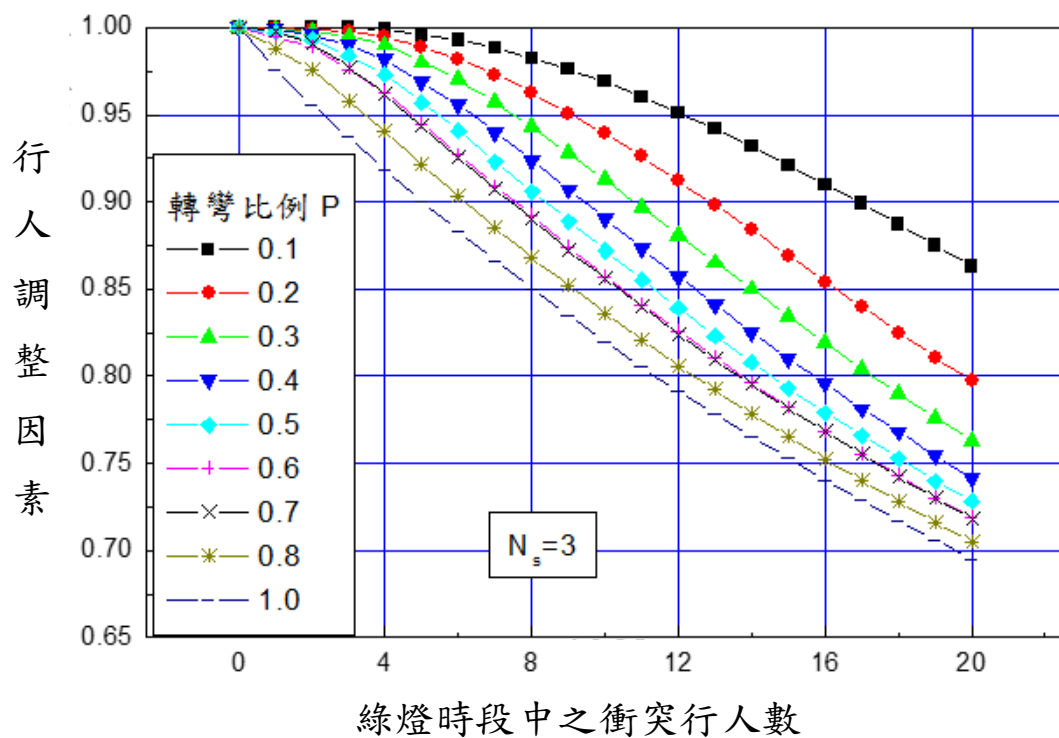


圖 16.5 轉角可儲存 1 輛小車時之衝突行人調整因素



資料來源：[8]。

圖 16.6 轉角可儲存 2 輛小車時之衝突行人調整因素



資料來源：[8]。

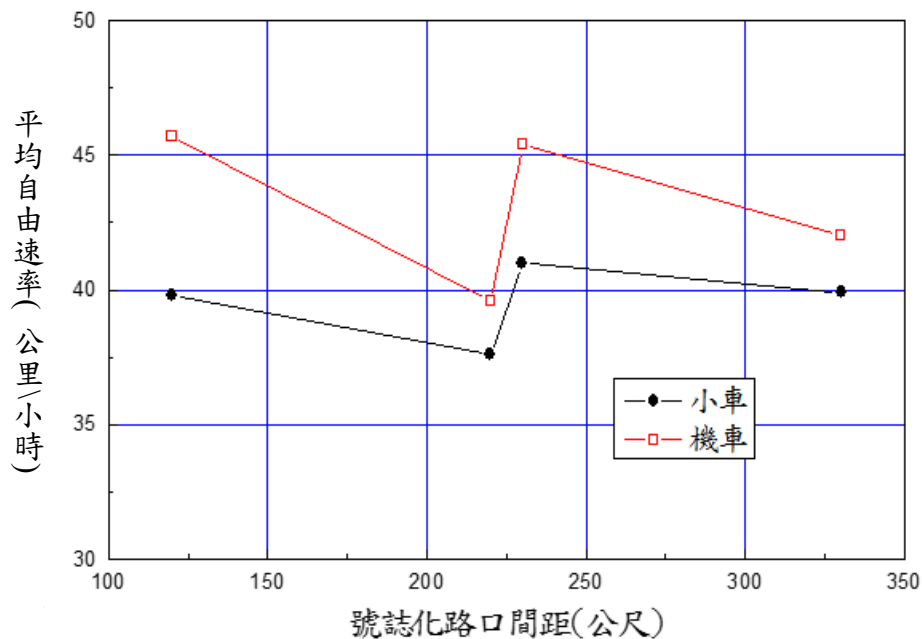
圖 16.7 轉角可儲存 3 輛小車時之衝突行人調整因素

16.2.2 自由旅行速率

每一模擬節線(單方向路段)須有一平均自由旅行速率之輸入值。平均自由旅行速率受速限、路口間距、車道型態(禁行機車或混合車道)、車道數等因素的影響。在同一路段上自由速率也可能隨地點而變。為實用起見,本章用路段中點的自由速率代表路段之自由速率。根據本所蒐集之現場資料[9],本章先描述市區道路平均自由旅行速率之特性,然後說明平均自由旅行速率輸入值之設定。

16.2.2.1 單向各 1 車道

根據在桃園中正路所蒐集的資料,速限 50 公里/小時之雙車道市區道路上的平均自由速率與路口間距的關係不明顯,其值在 38~46 公里/小時之範圍內,如圖 16.8 所示。



調查地點：桃園市中正路，速限 50 公里/小時

圖 16.8 單向各 1 車道平均自由速率與路口間距之關係

16.2.2.2 多車道禁行機車

市區道路禁行機車道之速限可能是 50、60 或 70 公里/小時。圖 16.9 顯示最左側禁行機車道之平均自由速率有隨速限及路口間距而增加之現象。其他禁行機車道上之平均速率有同樣的現象,如圖 16.10

所示。圖 16.11 比較最左側及其他禁行機車道之平均自由速率。

一般而言，有中央實體分隔時，最左側車道上的平均自由速率比其他車道約高 2~4 公里/小時。中央以標線分隔時，所有車道的平均自由速率差異不顯著。這些平均自由速率的特性可用表 16.2 及表 16.3 的模式來代表。

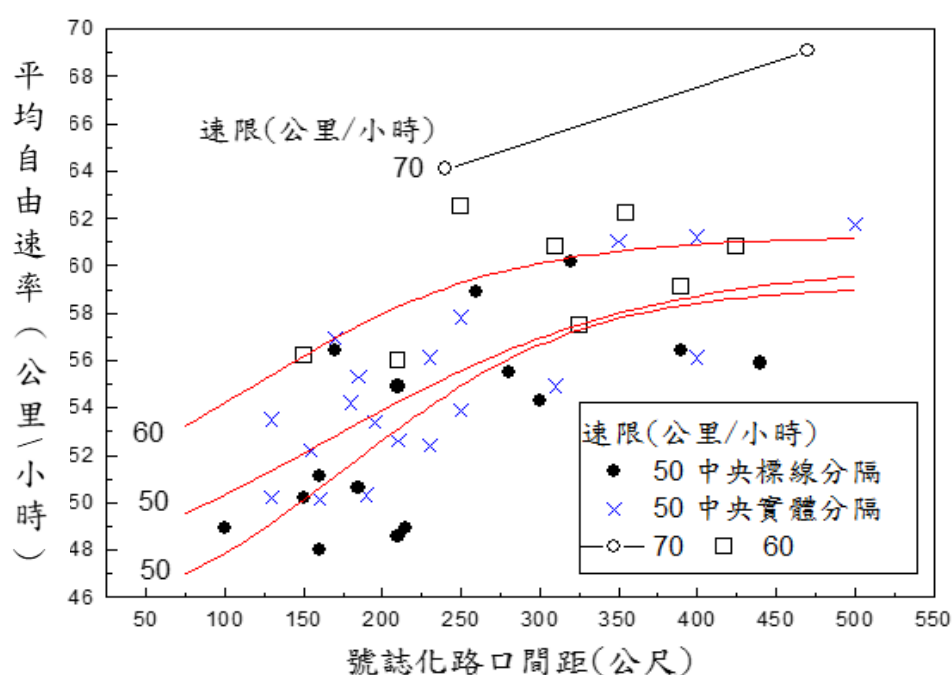


圖 16.9 最左側禁行機車道小車平均自由速率之特性

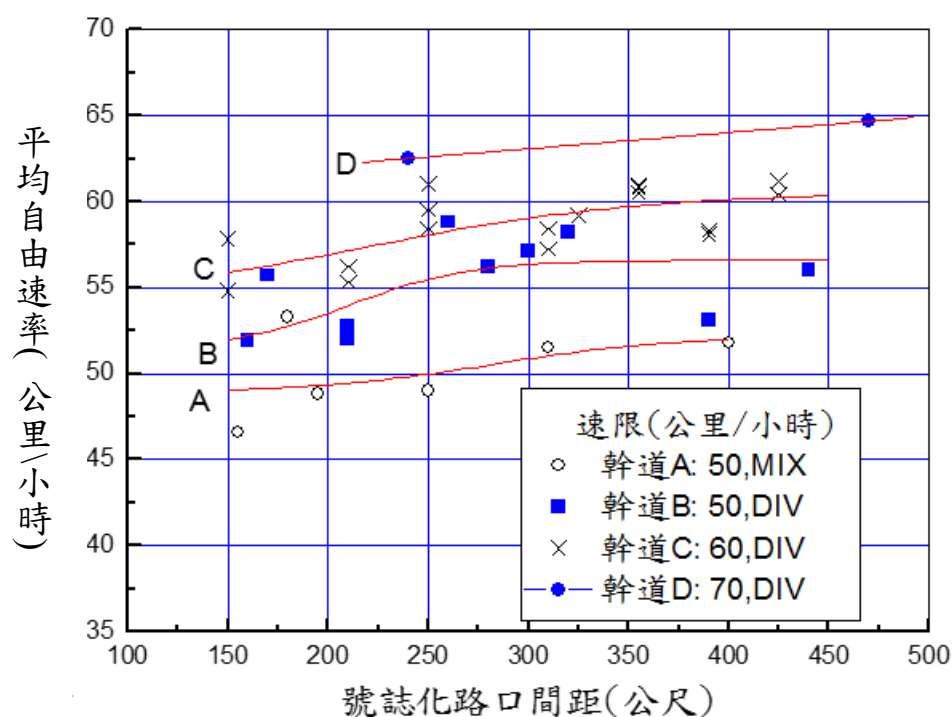


圖 16.10 非最左側禁行機車道小車平均自由速率之特性

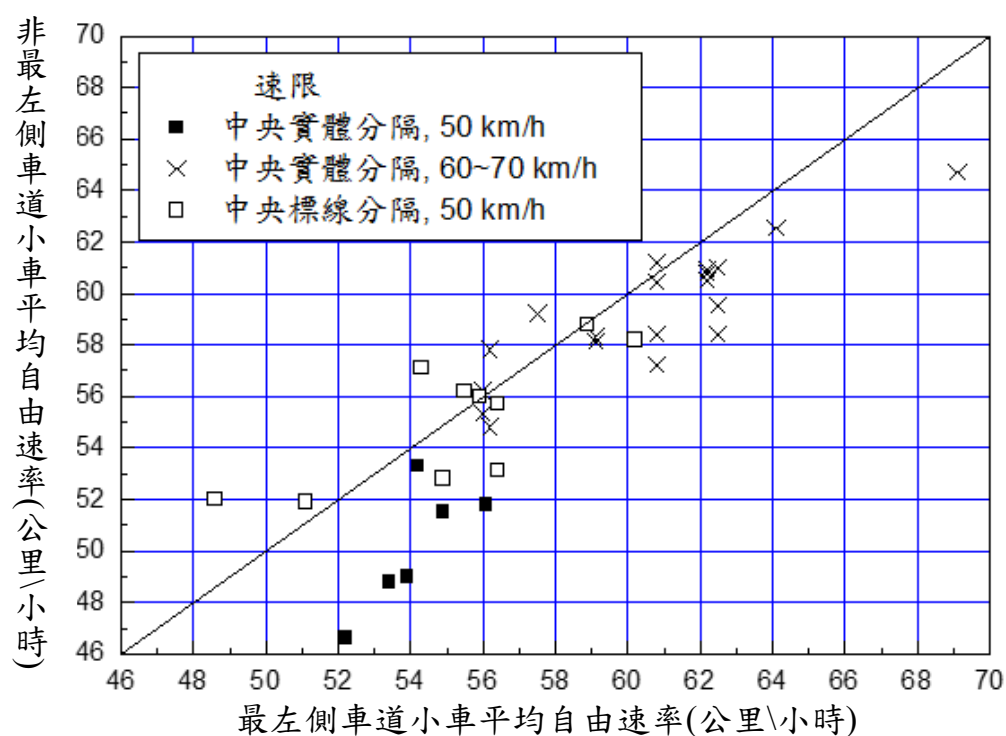


圖 16.11 最左側與非最左側禁行機車道小車平均自由速率之比較

表 16.2 最左側禁行機車道小車平均自由速率之估計模式

中央分隔型態	速限(公里/小時)	平均自由速率 V_{f1} (公里/小時)
標線	50	$V_{f1} = 59.2 - \frac{12.56}{1 + e^{\frac{S-179.86}{74.18}}}$
實體	50	$V_{f1} = 60.1 - \frac{14.93}{1 + e^{\frac{S-164.86}{102.20}}}$
實體	60	$V_{f1} = 61.2 - \frac{12.56}{1 + e^{\frac{S-118.80}{78.44}}}$
實體	70	$V_{f1} = 67.7 - \frac{12.56}{1 + e^{\frac{S-118.80}{78.44}}}$

註： S = 號誌化路口間距(公尺)。

資料來源：[9]。

表 16.3 非最左側禁行機車道小車平均自由速率之估計模式

分隔型態	速限(公里/小時)	平均自由速率 V_{f2} (公里/小時)
標線與混合車道 分隔	50	$V_{f2} = 52.2 - \frac{3.28}{1 + e^{\frac{S-282.79}{44.51}}}$
分隔島或護欄	50	$V_{f2} = 56.5 - \frac{5.25}{1 + e^{\frac{S-210.50}{30.60}}}$
實體分隔	60	$V_{f2} = 60.6 - \frac{6.38}{1 + e^{\frac{S-219.21}{69.38}}}$
實體分隔	70	$V_{f2} = 65.1 - \frac{6.38}{1 + e^{\frac{S-219.21}{69.38}}}$

註： S = 號誌化路口間距(公尺)。

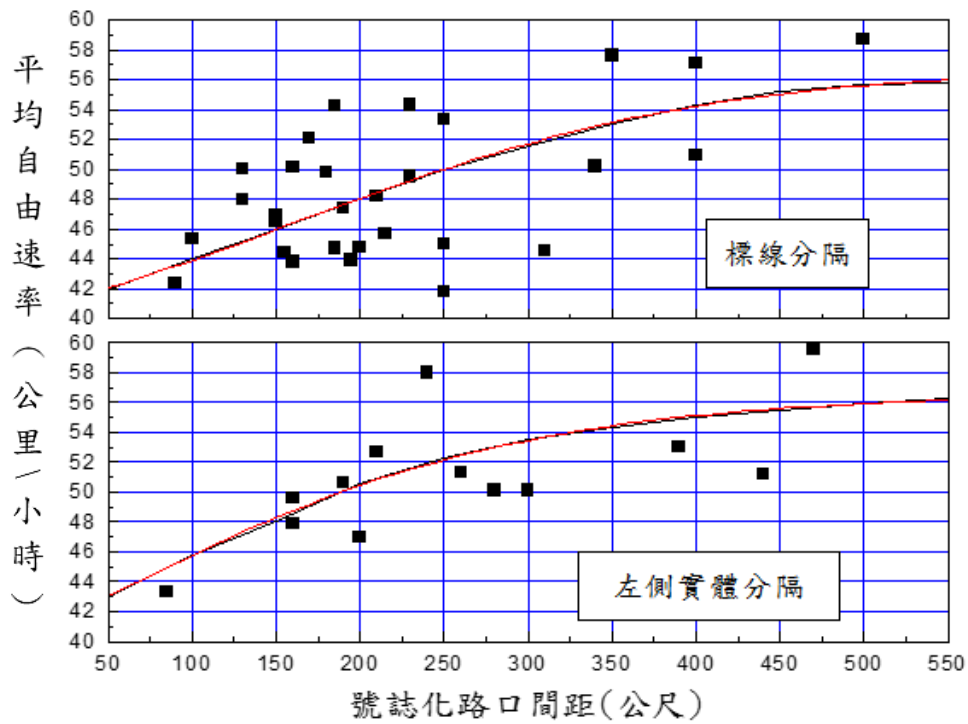
資料來源：[9]。

16.2.2.3 多車道混合車道

於速限 50 公里/小時之市區道路，最左側混合車道上小車及機車的平均自由速率特性各如圖 16.12 及圖 16.13 所示。從此兩圖可知，混合車道上機車及小車之平均自由速率差異不大。車道分隔型態的影響也很小。

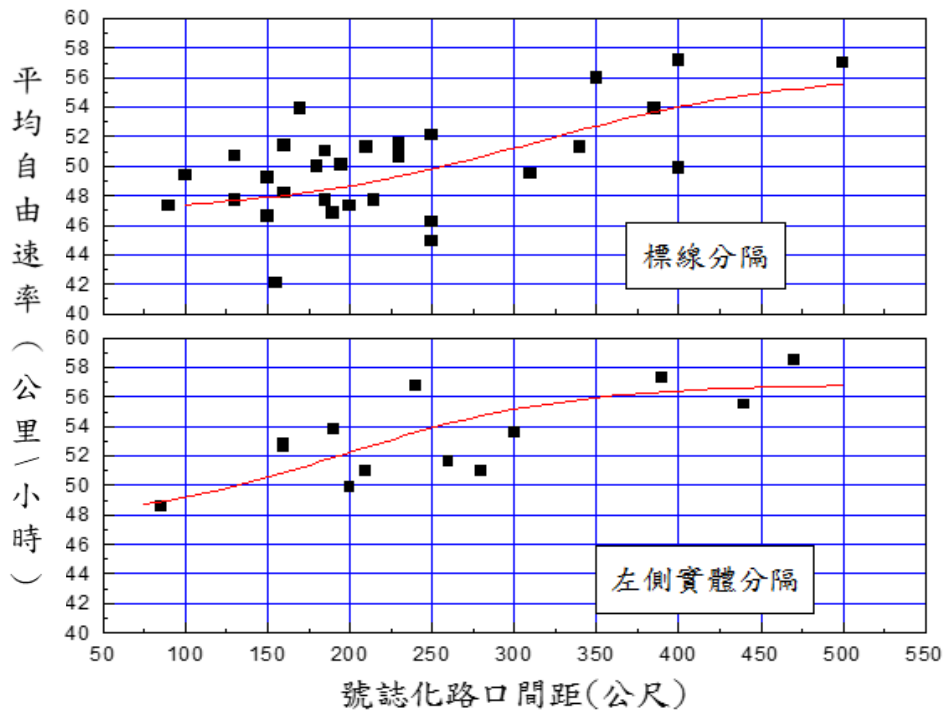
圖 16.14 及圖 16.15 比較最左側及最右側混合車道上小車及機車之平均自由速率。右側車道上小車之自由速率常比左側車道上之速率低 4~6 公里/小時。右側車道上機車之自由速率也比左側車道上之機車自由速率低，其差距有時超過 10 公里/小時。

上述之平均自由速率特性可用表 16.4 及表 16.5 之模式來代表。



註：速限 50 公里/小時

圖 16.12 最左側混合車道上小車平均自由速率與號誌化路口間距及車道分隔型態之關係



註：速限 50 公里/小時

圖 16.13 最左側混合車道上機車平均自由速率與號誌化路口間距及車道分隔型態之關係

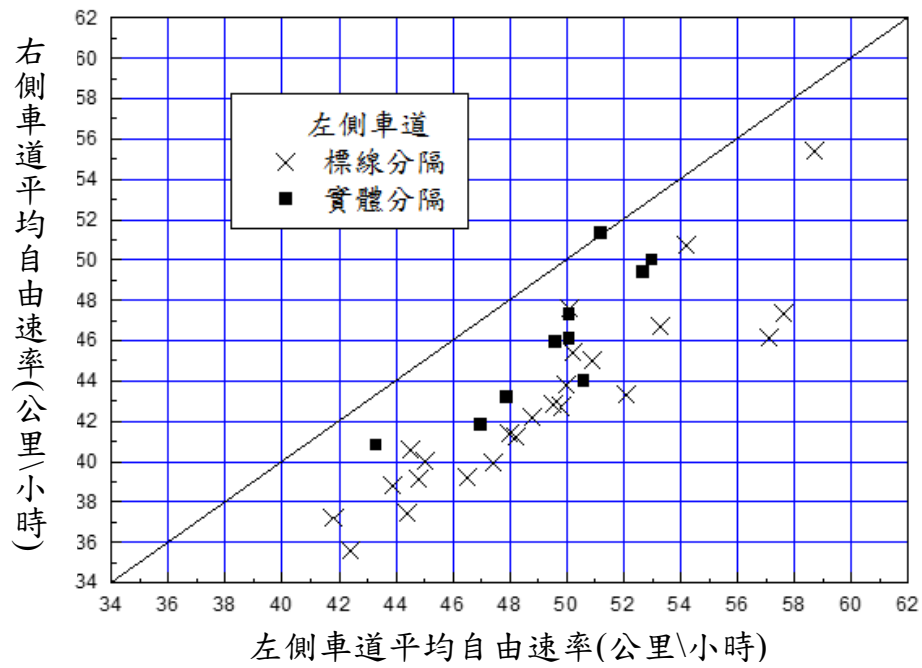


圖 16.14 左側及右側混合車道上小車平均自由速率之比較

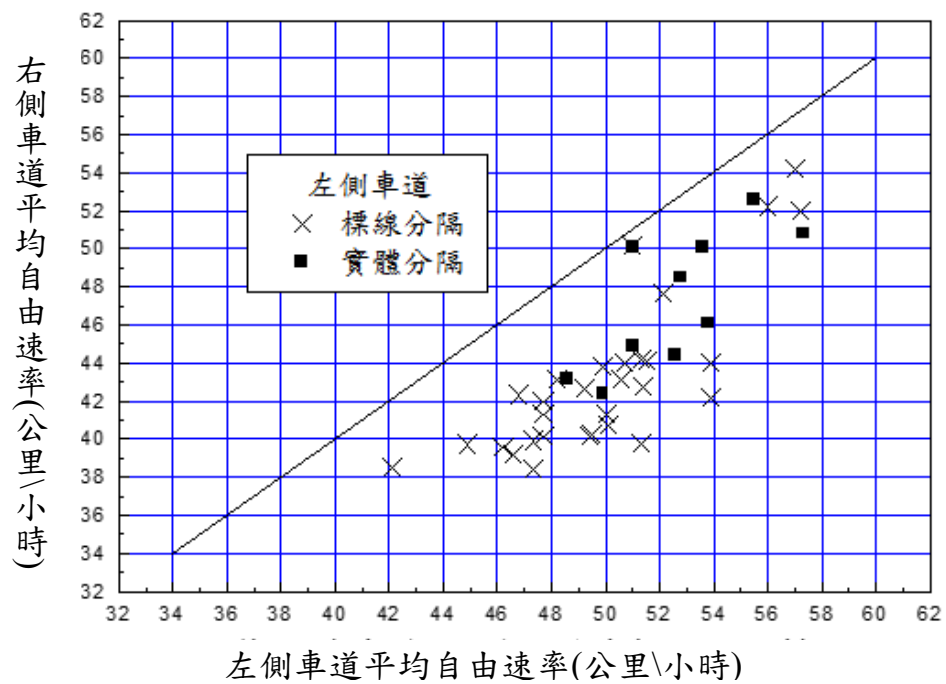


圖 16.15 左側及右側混合車道上機車平均自由速率之比較

表 16.4 混合車道小車平均自由速率之估計模式

車道位置	車道 分隔型態	速限 (公里/小時)	平均自由速率(公里/小時)
左側	左側標線	50	$V_{f1} = 56.9 - \frac{20.87}{1 + e^{\frac{S-162.49}{124.81}}}$
	左側分隔島 或護欄	50	$V_{f1} = 56.6 - \frac{27.98}{1 + e^{\frac{S-43.53}{124.15}}}$
右側	右側路肩	50	$V_{f2} = 39.1 + 0.02S$

註： S = 號誌化路口間距(公尺)。

資料來源：[9]。

表 16.5 混合車道機車平均自由速率之估計模式

車道位置	車道 分隔型態	速限 (公里/小時)	平均自由速率(公里/小時)
左側	左側標線	50	$V_{f1} = 56.3 - \frac{9.53}{1 + e^{\frac{S-311.4}{78.52}}}$
	左側分隔島 或護欄	50	$V_{f2} = 56.9 - \frac{9.61}{1 + e^{\frac{S-195.58}{68.84}}}$
右側	右側路肩	50	$V_{f2} = 38.6 + 0.023S$

註： S = 號誌化路口間距(公尺)。

資料來源：[9]。

16.2.2.4 未特別標明速限之道路

部分市區道路未特別以標誌或標線(標字)來標明速限，且路寬一般比較狹窄、流量不大。本所尚未探討這種道路之交通特性，所以目前沒有現場平均自由速率的資料供參考。但推測此類道路之平均自由速率會比市區單向各 1 車道且速限 50 公里/小時之道路(見 16.2.2.1 節)來得低。換言之，這種道路之平均自由速率很可能在 35 公里/小時以下。

16.2.2.5 多車道之大車

市區道路上之大車很少，自由旅行狀況下行進之大車更少，因此

很難蒐集大車自由速率的資料。根據臺北市中山北路及興隆路上共 6 個路段的資料，大車之平均自由速率比小車低 5~10 公里，也比機車低 10~15 公里/小時。大車之平均自由速率可從下式來估計：

$$V_B = 16.2 + 0.47 V_C \quad (16.1)$$

此式中，

V_B = 大車之平均自由速率（公里/小時）；

V_C = 小車之平均自由速率（公里/小時）。

16.2.2.6 自由速率之分布

一道路上個別車輛速率之差異會影響公路之運轉績效。現場資料顯示機車、小車及大車正常化(normalized)自由旅行速率（亦即個別自由速率與平均自由速率之比值）有幾乎相同的分布，如圖 16.16 所示。這些分布可用下列模式來代表：

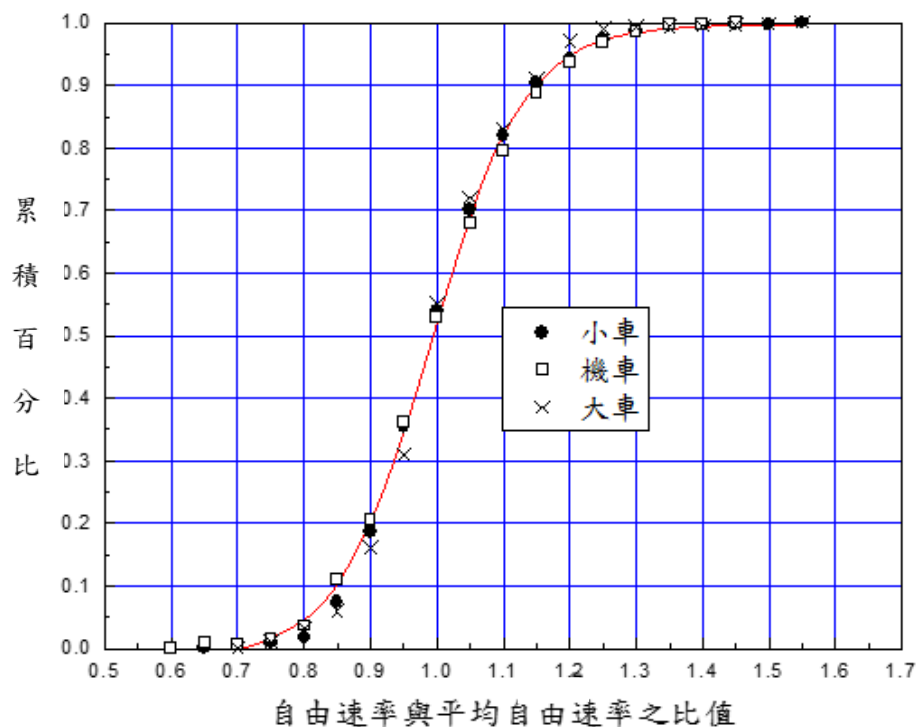


圖 16.16 正常化自由速率之分布

如 $V < 0.7$ ，則

$$F(V \leq x) = 0 \quad (16.2a)$$

如 $0.7 \leq V \leq 1.55$ ，則

$$F(V \leq x) = 0.997 - \frac{1.013}{1 + e^{\frac{x-0.991}{0.070}}} \quad (16.2b)$$

如 $V > 1.55$ ，則

$$F(V \leq x) = 1 \quad (16.2c)$$

這些公式中，

V = 正常化自由速率（自由速率除以平均自由速率）；

X = 正常化自由速率之任一設定值；

$F(V \leq x)$ = V 小於或等於 x 之百分比。

HTSS 模式根據上述之模式來模擬個別車輛之自由旅行速率。

16.2.2.7 平均自由速率之設定

本章建議在沒有現場資料之情況下，可用下列之模式設定平均自由速率 V_f 。這些模式中， S 代表號誌化路口間距（公尺）， N 代表節線之車道數， N_m 為混合車道數。

1. 單車道節線（速限 50 公里/小時）

$$V_f = 40 \sim 45 \text{ 公里/小時} \quad (16.3)$$

2. 多車道節線，全部為禁行機車道

(1) 速限 50 公里/小時，中央標線分隔

$$V_f = 59 - \frac{12.56}{(1 + e^{\frac{S-179.86}{74.18}})} \quad (16.4)$$

(2) 速限 50 公里/小時，中央實體分隔

$$V_f = 60 - \frac{14.56}{(1 + e^{\frac{S-164.86}{102.20}})} \quad (16.5)$$

(3) 速限 60 公里/小時，中央實體分隔

$$V_f = 61 - \frac{12.56}{(1 + e^{\frac{S-118.80}{78.44}})} \quad (16.6)$$

(4) 速限 70 公里/小時，中央實體分隔

$$V_f = 66 - \frac{12.56}{\frac{S-118.80}{(1+e^{-\frac{S-118.80}{78.44}})}} \quad (16.7)$$

3. 多車道節線，同向分隔島右側節線，速限 50 公里/小時

(1) 有禁行機車道及混合車道

$$V_f = 60 - \frac{14.93}{\frac{S-164.86}{(1+e^{-\frac{S-164.86}{102.20}})}} - 5(N_m + 1)/N \quad (16.8)$$

(2) 只有混合車道

$$V_f = 57 - \frac{27.98}{\frac{S-43.53}{(1+e^{-\frac{S-43.53}{124.13}})}} - 7/N \quad (16.9)$$

4. 多車道節線，無同向分隔島，中央標線分隔，速限 50 公里/小時

(1) 有禁行機車道及混合車道

$$V_f = 59 - \frac{12.56}{\frac{S-179.86}{(1+e^{-\frac{S-179.86}{74.18}})}} - 5(N_m + 1)/N \quad (16.10)$$

(2) 只有混合車道

$$V_f = 57 - \frac{20.87}{\frac{S-162.49}{(1+e^{-\frac{S-162.49}{124.81}})}} - 5/N \quad (16.11)$$

5. 多車道節線，無同向分隔島，中央實體分隔，速限 50 公里/小時

(1) 有禁行機車道及混合車道

$$V_f = 60 - \frac{14.93}{\frac{S-164.86}{(1+e^{-\frac{S-164.86}{102.20}})}} - 5(N_m + 1)/N \quad (16.12)$$

(2) 只有混合車道

$$V_f = 57 - \frac{27.98}{\frac{S-43.53}{(1+e^{-\frac{S-43.53}{124.13}})}} - 5/N \quad (16.13)$$

16.2.3 臨界間距

在號誌化路口之衝突左轉駕駛員及在「停」、「讓」控制路口而且沒有優先路權之駕駛員，必須利用衝突車流中車與車之間的間距進入路口。分析駕駛員間距接受行為及其對路口容量或服務水準之影響

時，通常假設間距超過一預設之門檻值時，最少有一輛車可利用該間距，小於門檻值之間距則不能利用，此門檻值稱為臨界間距。

臨界間距受衝突型態、車種、駕駛行為等因素的影響。根據本手冊表 14.5，車輛在非號誌化路口之臨界間距如表 16.6 所示。號誌化路口之左轉車輛及右轉車輛如遭遇到衝突車流，也須利用衝突車流中之間距完成轉彎。本手冊第 11 章指出，對向只有一直行車道時，號誌化路口左轉車之臨界車距在 3.2~3.5 秒之間，對向有 2 直行車道時之臨界間距則增高到 4.2~4.6 秒。

表 16.6 號誌化路口臨界間距代表值(秒)

單位：秒

車種	流動方向			
	支道左轉	支道直進	支道右轉	幹道左轉
機車	3.9	3.3	2.2	3.3
小型車	4.7	4.0	2.5	3.4
大型車	5.2	4.0	3.4	3.8

資料來源：本手冊表 14.5。

臺灣駕駛人在非號誌化路口時常忽視「停」、「讓」控制。因此臨界間距的觀念是否適用於分析幹道車流與「停」、「讓」控制支道車流之衝突還須在後續研究中探討。

16.3 分析對象

分析市區幹道之主要目的是估計平均旅行速率以評估一幹道之整體交通功能之服務水準，另一目的是評估幹道上對連貫性車流有影響的路口之交通運轉，以協助決定哪一路段必要改善或如何改善。

市區及郊區可能沒有明顯之界限，而且一道路可能跨越市區及郊區。市區及郊區道路之分析方法雖然相同，但是兩者之交通特性稍有不同，幾何設計狀況也有差別，因此在市區及郊區界限不明顯之情況下，本章進一步根據平均路口間距將一道路區分為市區道路及郊區道路。郊區道路宜根據容量手冊第十一章之資料來分析。

根據市區地圖資料，表 16.7 顯示臺北市及其他 4 縣市市區主要

道路上路口間距之性質。從此表可知各縣市市區道路之平均路口間距在 170~250 公尺之間，個別幹道上之平均路口間距則在 400 公尺以下。郊區道路之間距預期會較長。以早期之西濱快速道路為例，其在新竹香山及苗栗通霄之間的 17 個路段中有 3 個路段超過 2 公里，其他路段之平均路口間距為 800 公尺。市區邊緣郊區道路上之路口間距應會短於 800 公尺，但長於 400 公尺。為選擇分析方法之方便起見，當市區及郊區界限不明時，平均路口間距超過 450 公尺之道路或道路之一部分，應當作郊區道路來分析。

表 16.7 市區幹道路口間距之狀況

市區	路口間距(公尺)		幹道平均路口間距(公尺)		
	最短	最長	平均	最短	最長
臺北市	50	700	248	213	303
臺南市	48	595	174	141	263
臺中市	30	680	198	156	290
高雄市	21	819	183	151	281
新北市	30	830	197	119	396

市區道路的速限可能是 50、60、70 公里/小時或無速限標誌。根據現行「道路交通安全規則」[10]，在無速限標誌之市區道路上，行車速度不得超過 50 公里/小時，但在未劃分車道線、行車方向線或分向限制之道路、或設有快慢車道分隔線之慢車道，時速不得超過 40 公里/小時。

市區幹道沒有設置速限標誌的可能性極低，本所尚未蒐集這些無速限標誌道路之交通特性資料。

16.4 分析工作

分析市區幹道的工作包括：

- 1.訂定分析狀況(分析時段、幾何設計、交通狀況及交通控制)。
- 2.選擇資料蒐集方法。
- 3.蒐集、整理並分析資料

4.評估服務水準

本章之 16.5、16.6 及 16.7 節分別進一步說明分析狀況、資料蒐集及服務水準之相關事項。。

16.5 分析狀況

分析狀況包括分析時段、幾何設計、交通狀況及交通控制。

16.5.1 分析時段

規劃及設計一新公路設施時，一般宜根據設計小時(design hour)中尖峰 15 分鐘之需求流率。所以分析時段應是尖峰 15 分鐘。評估現存設施時，原則上也以尖峰 15 分鐘為分析時段。但如有必要也可使用較長的分析時段。例如一幹道各路口之最長號誌週期長度為 200 秒，而且資料蒐集必須包含 10 週期，則分析時段等於 2,000 秒，遠超過 15 分鐘。涵蓋之週期數太少，蒐集的資料可能不具代表性；另一方面，如果尖峰 15 分鐘前後之車流狀況與尖峰 15 分鐘之狀況有很大的差異，則蒐集的資料不能代表尖峰 15 分鐘之交通運轉。因此如果因週期很長，在尖峰 15 分鐘不能取得最少 10 週期之資料，則資料蒐集宜在數天中同一尖峰 15 分鐘進行

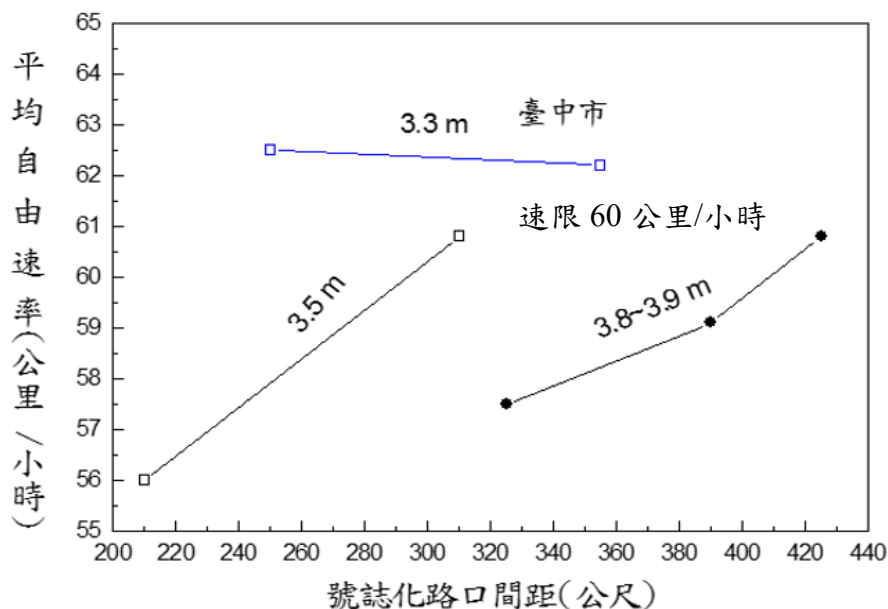
16.5.2 幾何設計

影響市區道路及路口交通運轉之主要幾何設計因素包括：

- .中央分隔型態（實體分隔或標線分隔）。
- .是否有同向分隔車道。
- .車道寬、車道數、及左、右轉專用車道之設置。
- .機車專用道、公車專用道及公車站之設置。
- .各路段之路口間距。
- .坡度。

幾何設計影響到停等車在路口之疏解率及道路之平均自由旅行速率。但是影響交通運轉的因素很多，而且這些因素可能有互動的關係，因此現場資料常未能顯示交通特性與某一幾何設計因素有明顯之關係。例如交通界一般認為車道寬越高，停等車疏解率及自由旅行速

率會越高。機車專用道的停等車疏解率確實有隨車道寬而增加之現象[7]，但市區道路禁行機車道寬在常見的 2.8~3.5 公尺之間，或混合車道（機車與其他車輛共用之車道）車道寬在 3.0~4.5 公尺之範圍內時，較窄的車道寬有時比較寬的車道有較高之停等車疏解率[9]。圖 16.17 亦顯示臺中市較寬的車道反而有較低的平均自由旅行速率。



資料來源：[9]。

圖 16.17 左側禁行機車道平均自由速率與路口間距及車道寬之關係

表 16.8 及表 16.9 各顯示直行及左轉停等小車在不同幾何設計及槽化(channelization)狀況時之疏解率。表 16.8 之 6 種車道性質如下：

- 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 16.8 直行停等小車疏解數與有效綠燈時相之關係

有效綠燈 時相(秒)	直行車道之類型					
	S1	S2	S3	S4	S5	S6
5	1.6	1.2	1.6	1.3	1.4	0.9
7	2.6	2.1	2.5	2.3	2.3	1.8
9	3.6	2.9	3.4	3.2	3.2	2.6
11	4.6	3.8	4.3	4.1	4.1	3.5
13	5.6	4.7	5.2	5.1	5.0	4.4
15	6.6	5.7	6.1	6.1	6.0	5.4
17	7.7	6.6	7.0	7.1	6.9	6.3
19	8.7	7.5	8.0	8.1	7.8	7.2
21	9.8	8.5	8.9	9.1	8.8	8.2
23	10.8	9.4	9.9	10.1	9.8	9.1
25	11.9	10.4	10.9	11.2	10.8	10.1
27	13.0	11.3	11.9	12.2	11.8	11.0
29	14.1	12.3	12.9	13.3	12.8	12.0
31	15.2	13.3	13.9	14.4	13.8	13.0
33	16.3	14.3	14.9	15.5	14.8	14.0
35	17.4	15.3	15.9	16.6	15.9	15.0
37	18.5	16.3	17.0	17.7	17.0	16.0
39	19.7	17.3	18.0	18.9	18.0	17.0
41	20.8	18.3	19.1	20.0	19.1	18.1
43	22.0	19.4	20.1	21.2	20.2	19.1
45	23.2	20.4	21.2	22.4	21.3	20.2
47	24.4	21.5	22.3	23.6	22.4	21.2
49	25.6	22.5	23.4	24.8	23.6	22.3
51	26.8	23.6	24.5	26.0	24.7	23.4
53	28.0	24.7	25.6	27.1	25.9	24.4
55	29.2	25.8	26.8	28.3	27.0	25.5
57	30.4	26.9	27.9	29.5	28.2	26.5
59	31.6	28.0	29.0	30.6	29.4	27.6
61	32.8	29.1	30.2	31.8	30.6	28.6
63	34.0	30.3	31.3	33.0	31.8	29.6

表 16.8 直行停等小車疏解數與有效綠燈時相之關係(續)

有效綠燈 時相(秒)	直行車道之類型					
	S1	S2	S3	S4	S5	S6
65	35.2	31.4	32.4	34.1	33.1	30.7
67	36.4	32.5	33.6	35.3	34.3	31.7
69	37.6	33.7	34.7	36.5	35.5	32.8

註：有效綠燈時相為綠燈時間加 3.5 秒。

表 16.9 左轉停等小車疏解數與有效綠燈時相之關係

有效綠燈 時相(秒)	左轉車道之類型			
	中央標線分 隔單左轉	中央實體分 隔單左轉	雙左轉	三左轉
5	0.9	1.7	1.3	1.8
7	1.9	2.5	2.2	2.6
9	2.9	3.3	3.1	3.4
11	3.9	4.2	4.1	4.2
13	4.9	5.0	5.0	5.0
15	5.9	5.9	5.9	5.8
17	6.9	6.8	6.9	6.7
19	7.9	7.8	7.9	7.5
21	8.9	8.7	8.8	8.4
23	9.9	9.6	9.8	9.2
25	10.9	10.6	10.8	10.1
27	12.0	11.6	11.8	10.9
29	13.0	12.6	12.8	11.8
31	14.0	13.7	13.8	12.7
33	15.1	14.7	14.9	13.5
35	16.1	15.8	15.9	14.4
37	17.2	16.8	17.0	15.3
39	18.3	17.8	18.0	16.2
41	19.3	18.8	19.1	17.0
43	20.4	19.7	20.1	17.9
45	21.5	20.7	21.2	18.8

表 16.9 左轉停等小車疏解數與有效綠燈時相之關係(續)

有效綠燈 時相(秒)	左轉車道之類型			
	中央標線分 隔單左轉	中央實體分 隔單左轉	雙左轉	三左轉
47	22.6	21.7	22.3	19.7
49	23.7	22.7	23.4	20.6
51	24.8	23.7	24.5	21.6
53	25.9	24.7	25.6	22.5
55	27.0	25.7	26.8	23.4
57	28.1	26.6	27.9	24.3
59	29.2	27.6	29.0	25.2
61	30.3	28.6	30.2	26.1
63	31.4	29.6	31.4	27.0
65	32.5	30.6	32.5	27.9
67	33.5	31.6	33.6	28.8
69	34.6	32.5	34.8	29.7

註：有效綠燈時相為綠燈時間加 3.5 秒。

16.5.3 交通狀況

許多交通狀況對市區道路及路口之服務品質有影響。這些因素包括需求流率、車種組成、行進方向之分布、路口之衝突行人流率、路邊停車之頻率、駕駛員之間距接受行為、自由旅行速率之特性、天候、視線、鋪面狀況、及停等車之疏解特性等。

規劃及設計一新道路時，需求流率是設計年(design year)中設計小時內某一時段流率之預估值。通常此流率為 15 分鐘的尖峰流率，其值可估計如下：

$$Q_{15} = \frac{ADT \times K \times D}{PHF} \quad (16.14)$$

或

$$Q_{15} = \frac{Q_{60}}{PHF} \quad (16.15)$$

此式中，

- Q_{15} = 單方向尖峰 15 分鐘之需求流率(輛/小時)；
 ADT = 設計年雙向平均每日流率(輛/日)；
 K = 設計小時流量係數 (尖峰小時流量占 ADT 之比例)；
 D = 流量方向係數(較高方向流量占雙向流量之比例)；
 PHF = 尖峰小時係數(尖峰小時流率與尖峰 15 分鐘流率之比值)；
 Q_{60} = 尖峰小時流率(輛/小時)。

根據本所 2007 年及 2008 年之研究資料[8,9]，設計(尖峰)小時流量係數 (K) 之代表值在 0.07 左右。表 16.10 顯示臺灣 5 個市區的代
表性尖峰小時係數 (PHF) 及流量方向係數 (D)。

表 16.10 市區尖峰方向係數 D 及尖峰小時係數 PHF 之代表值

幹道 所在地	D 參數		PHF 參數	
	上午	下午	上午	下午
臺北市	0.68	0.59	0.93	0.94
臺中市	0.56	0.57	0.86	0.91
臺南市	0.54	0.55	0.82	0.90
桃園市	0.63	0.61	0.81	0.87
板橋市	0.60	0.57	0.87	0.86

如果分析對象為一現存之路口或道路，則需求流率宜根據現況來訂定。需求流率代表欲通過某定點之流率。此流率不一定與某定點(如停止線)觀察到的流率相同。在無壅塞狀況時，觀察到的流率可用來代表需求流率。有壅塞狀況時，在一短時間內(如 15 分鐘)欲通過一定點之車流需要比較長的時間才能完全通過。換言之，需求流率高於觀察到的流率。在這情況下，需求流率應該依據壅塞路段上游車流不受干擾的流率來訂定。如果此方法不適用，則須用長時間(直到沒有壅塞時)觀察到的流率及如式(16.15)之轉換關係來推估分析時應使用之需求流率。

16.5.4 交通控制

市區道路之主要控制包括速限、號誌控制策略、車道使用之限制（例如禁行機車）、機車兩段式左轉之規定、機車停等區之設置及使用規則，及路口之「停」、「讓」控制等。速限影響路段上之自由旅行速率。號誌控制是造成市區車流延滯之一主要原因，其控制效率受控制策略及疏解率之影響。臺灣駕駛員在「停」、「讓」控制路口之行為與西方國家之駕駛員大不相同。臺灣「停」、「讓」控制對於駕駛員之約束不大。

本手冊第十一章及第十三章對於定時號誌控制的性質已有說明。因為號誌控制是影響市區道路服務品質之主要因素，本章將定時號誌控制的性質作一簡單的介紹。

定時號誌控制可在一天中利用不同之時制計畫(timing plan)以控制不同時間內之車流。每一時制計畫之控制策略可包括下列項目：

時相(Phase)之數目及順序

每一時制計畫最少有 2 時相。每一時相含有綠燈、黃燈及全紅時段。黃燈及全紅時段亦可稱為燈號轉換時段。一時相可能只供車輛進入路口或讓車輛及行人共用或讓行人專用。如果一時相是讓行人及車輛共用，則綠燈的長度必須能讓行人安全地穿越路口。時相的數目隨路口中車流之衝突狀況而定。如果很少有衝突，則 2 時相控制最為理想；時相數越多，車輛延滯會越長。時相之順序安排對於控制效率可能有影響。交通界常用保護左轉(protected left turn)、保護/允許左轉(protected/permitted left turn)、允許/保護左轉(permitted/protected left turn)等時相及時相順序，提高交通安全及控制效率。一般用的黃燈時段在 3 到 5 秒之間。理論上，全紅時段的目的是在於讓所有已進入路口之車輛都能離開路口，才讓下一時相的綠燈開始。但黃燈及全紅時間太長，在高流率之狀況下會有嚴重的車輛延滯。臺灣有些路口之全紅時間超過 4 秒。如何訂定燈號轉換時段，值得進一步探討。

週期長度

週期長度為第一時相之綠燈開始之後，各時相輪流讓車輛或行人

進入路口，直到綠燈又回到第一時相之時間。一般而言，週期長度應隨車流率之增加而增長。號誌須連鎖時，通常一路口之號誌須用同樣的週期。但是如果有些路口之流率特別低，則這些路口之號誌週期可設定為共同週期之一半。

時差

連鎖控制時，各路口有一時相須定為同步時相(synchronization phase)。在一週期中，各同步時相的綠燈在何時應啟動，必須利用時差來維持一定的關係。時差的定義如圖 16.18 所示。如果圖 16.18 中第一路口同步時相綠燈開始之瞬間為訂定時差之基準點，則從此基準點到任何一路口同步時相綠燈第一次開始之瞬間，代表該路口號誌控制之時差。因此時差最小為 0 秒，但不能超過週期長度。

週期長度、綠燈時段、燈號轉換時段及時差的選擇對幹道交通運轉效率有很大之影響。

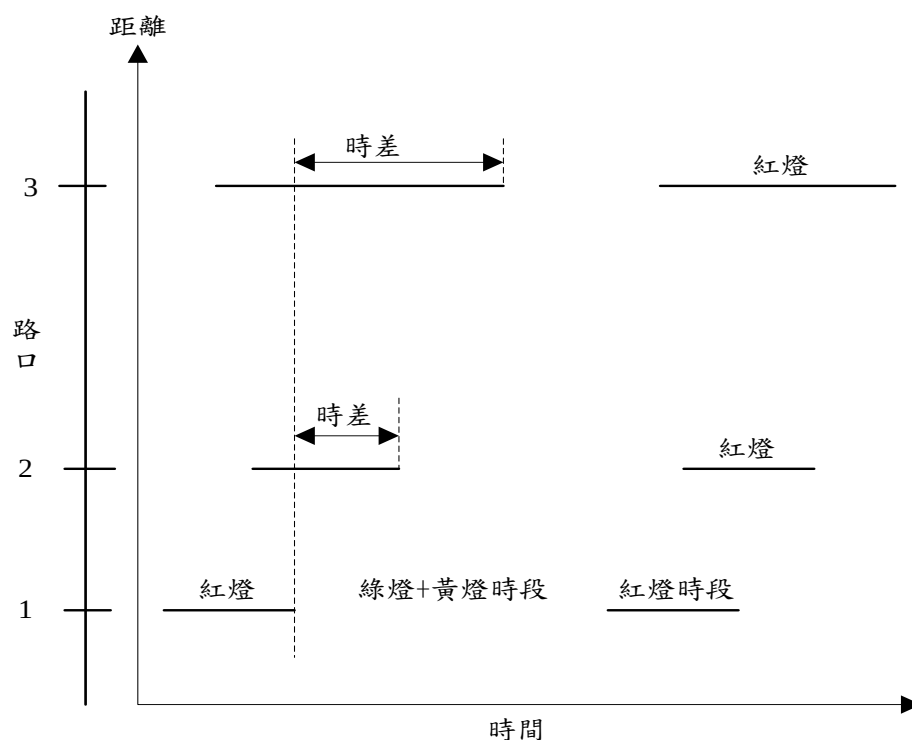


圖 16.18 時差定義示意圖

16.6 資料蒐集

規劃一新幹道或預估改善之後的運轉績效時沒有現場資料可蒐集，因此須用電腦模擬的結果來分析。評估現況所需的資料則可從現場調查或電腦模擬來取得。不論現場調查或電腦模擬，所取得的資料必須屬於同一天或數天中預定分析時段(如尖峰 15 分鐘)中之狀況。本章 16.6.1 及 16.6.2 節進一步討論這兩種資料蒐集的方法。

16.6.1 現場調查

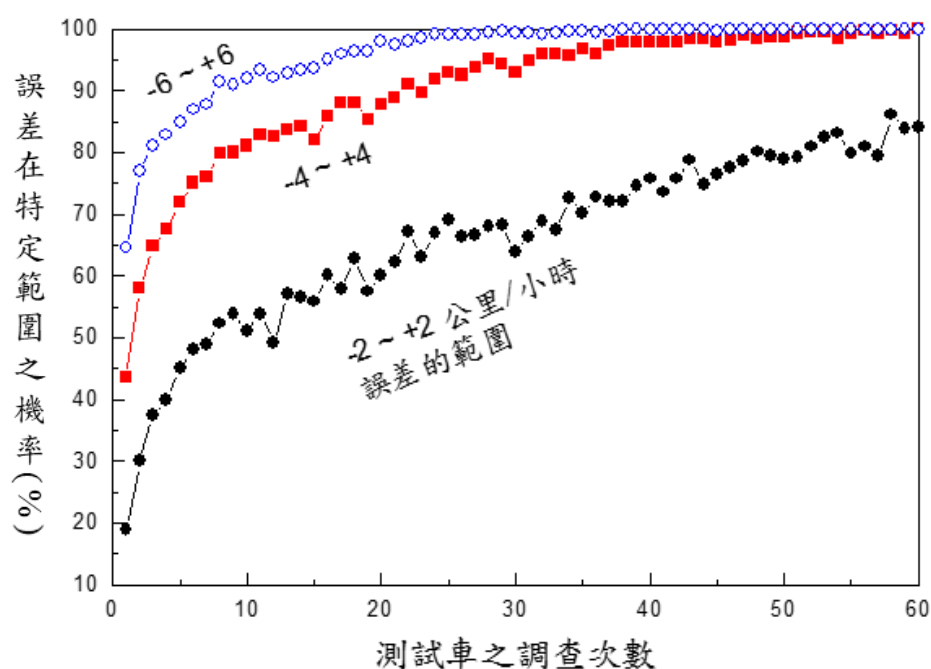
現場調查可用自動辨識或自動定位系統(automatic vehicle identification and location system)追蹤車輛，或用測試車(test car)實地在分析道路上來回行駛以蒐集旅行時間樣本。假設第 i 樣本之旅行時間為 t_i 秒，道路長度為 L 公里，而 n 為旅行時間樣本數，則平均旅行速率 $\bar{V}$ (公里/小時) 可估計如下：

$$\bar{V} = \frac{3600L}{\sum_{i=1}^n t_i / n} \quad (16.16)$$

以現場調查估計平均旅行速率之一個大問題是在分析時段內到底必須要蒐集多少旅行時間的樣本。美國 Transportation Research Board 2000 年公路容量手冊[3]指出可能必須要 6 到 12 個樣本。事實上樣本數須多少的問題沒有確定的答案。其一原因是期望的估計精確度及旅行時間的變異性會影響所需之樣本數，但是旅行時間的變異性又無法正確的估計。

如果幹道長度為 1,600 公尺，而且有 4 個號誌化路口，HTSS 模式第三版之模擬結果顯示樣本數及平均速率估計值正確性的關係受到許多因素之影響[1]。圖 16.19 顯示當旅行時間之變異係數(coefficient of variation，亦即標準差除以平均旅行時間)高達 0.4 時，平均旅行速率估計誤差範圍之或然率隨測試車隨機取樣次數之關係。從此圖可知，如果有 20 個隨機樣本，則平均速率估計誤差在 ± 2 公里/小時之範圍的或然率大約為 60%，估計誤差在 ± 4 公里/小時之範圍的或然率則大約有 88%。模擬結果亦顯示在一特定的估計誤差範圍內，所須蒐集之樣本數有隨旅行時間之變異係數增加而增加的趨勢，

但變異係數相同時，所須蒐集의 樣本數仍很可能有相當大의 差別。這現象如表 16.11 所示。



資料來源：[1]

圖 16.19 平均旅行速率之估計誤差與測試車之調查次數的關係

表 16.11 平均旅行速率估計誤差範圍或然率與所需樣本數關係

旅行時間 變異係數	平均旅行速率 估計誤差範圍 (公里/小時)	估計誤差範圍之或然率		
		80%	90%	95%
		所需樣本數	所需樣本數	所需樣本數
0.13~0.19	± 2	2~5	4~7	5~11
	± 4	1	1~2	2~3
	± 6	1	1	1~2
0.20~0.24	± 2	3~6	5~13	7~24
	± 4	1~2	2~3	2~5
	± 6	1	1~2	2~3
0.25~0.29	± 2	2~9	4~16	8~24
	± 4	1~2	3~4	3~7
	± 6	1	1~2	2~4
0.4	± 2	52	68	> 100
	± 4	8	23	31
	± 6	3	8	16

資料來源：[1]

從表 16.11 可知，如果估計平均速率的誤差不超過 2 公里/小時的或然率最少須有 95%，則旅行時間之變異係數在 0.13~0.29 範圍內時，測試車旅行時間之樣本數須在 5~24 之範圍內，但實際所須之樣本數不能確定。如可接受之誤差增加到 4 公里/小時，則樣本數可減少。但此估計誤差可能經常造成服務水準等級的誤判。

總而言之，除非有大樣本，現場蒐集的旅行時間難以提供可靠的平均旅行速率估計值。因為旅行時間隨車輛在車隊之位置而變，所以利用測試車蒐集市區道路上旅行時間樣本時應遵循下列 3 個原則：

1. 須在第一個號誌化路口號誌週期中不同時間進入分析道路之起點。
2. 如果可能，在同一週期中應有數部測試車在不同時間進入分析道路之起點。
3. 如果通過整個幹道之旅行時間超出分析時段，則須將幹道分成數個短路段。

此外，不論以人工或自動化系統蒐集，在同一天或數天之分析時段內取得之旅行時間樣本，最少須涵蓋 10 個號誌週期。

16.6.2 模擬

本手冊附錄 A 所描述的 2021HTSS 模式可用來蒐集並分析幹道交通運轉之績效資料。此模式之執行檔 2021htss.exe 可從「臺灣公路容量分析專區」網站下載。利用此模式之主要工作在於根據附錄 A 建立一檔名為 htss.txt 之輸入檔。執行檔及輸入檔必須放在 Windows 平台電腦的同一子目錄(folder)。欲執行模擬時，只須在執行檔快速按滑鼠左鍵兩下(double click)。輸出檔 htssout.txt 會出現在同一子目錄。

如附錄 A 所示，2021HTSS 輸入檔包含許多類型的資料。更改某些檔型資料就可模擬不同狀況下的交通運轉。2021HTSS 模式將分析的公路設施用一套節線及節點構成一模擬路網。節點代表路口或讓車輛進出路網之地點，節線則代表兩節點之間的路段。此模式可利用各種檔型資料設定幾何設計(如路段長度、車道數、坡度及坡長等)、車流狀況(如自由旅行速率、車種組成、行車方向及不同時段之需求流率等)，及交通控制(如速限、號誌控制策略、禁行車道及專用車道等)。

2021HTSS 模式輸出資料可用來分析市區幹道之資料包括：

1. 通過各節線及車道之流率及平均速率。
2. 各車道車輛之平均停等延滯。
3. 幹道整體旅行距離、旅行時間、平均速率及平均速率與根據距離加權所得平均速限之比例。

「臺灣公路容量分析專區」網站提供 Art U1.txt 及 Art U2.txt 兩輸入檔範例讓模式使用者下載以作為建立輸入檔的參考。其中 Art U1.txt 所代表的模擬路網如圖 16.20 所示，此路網在兩節點之間單向只有一節線。而 Art U2.txt 路網中東西向之幹道則在兩節點之間單向有 2 節線(如快慢實體分隔之路段)。本章 16.8 節用 Art U1.txt 說明 2021HTSS 模式之一些功能。

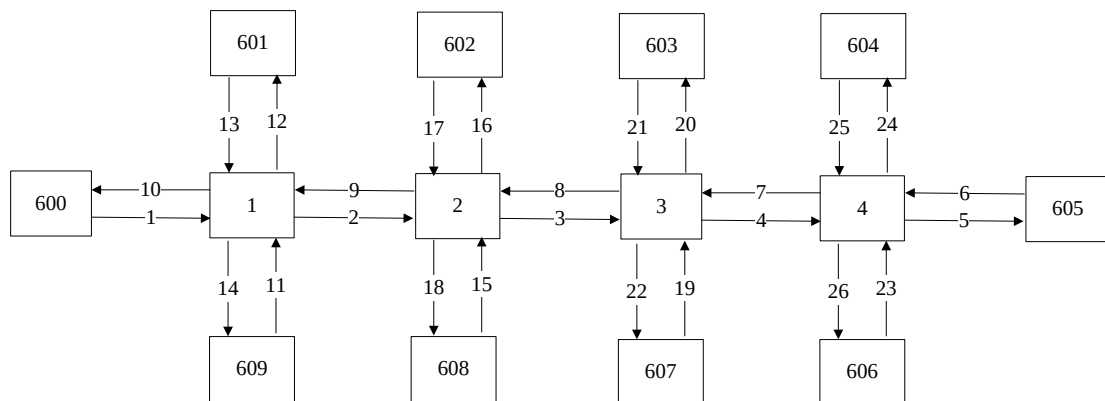


圖 16.20 Art U1.txt 之模擬路網

16.7 評估服務水準

市區幹道在尖峰期間之平均旅行速率普遍低。另一方面，速限較高之市區幹道通常有較高平均自由旅行速率，因此大眾對其交通功能品質之期望也較高。本章考慮評估之適用性，採用平均速率與速限之比值作為有號誌化路口之市區及郊區幹道的績效指標。相關的服務水準劃分標準如表 16.12 所示。

估計平均速率/速限比時須採用的速限為分析幹道之速限。若分析幹道的速限隨路段變化，則依照各速限所屬的路段長度加權估計平

均速限。

表 16.12 市區及郊區幹道服務水準等級劃分標準

服務水準等級	平均速率/速限 ($\bar{V}/V_L$)
A	$\bar{V}/V_L \geq 0.80$
B	$0.60 \leq \bar{V}/V_L < 0.80$
C	$0.50 \leq \bar{V}/V_L < 0.60$
D	$0.40 \leq \bar{V}/V_L < 0.50$
E	$0.20 \leq \bar{V}/V_L < 0.40$
F	$\bar{V}/V_L < 0.20$

用表 16.12 評估幹道之服務水準時，必須根據下式估計平均旅行速率：

$$\bar{V} = \frac{3.6 \sum_{i=1}^N L_i}{\sum_{i=1}^N T_i} = \frac{3.6 \sum_{i=1}^N L_i}{\sum_{i=1}^N (\sum_{j=1}^m Q_{ij} t_{ij} / \sum_{j=1}^m Q_{ij})} \quad (16.16)$$

此式中，

- $\bar{V}$ = 幹道之平均旅行速率(公里/小時)；
- N = 幹道之路段數目；
- L_i = 路段 i 之長度(公尺)；
- T_i = 路段 i 之平均旅行時間(秒/車)；
- m = 路段 i 可用來進入下一路段之車道數；
- Q_{ij} = 路段 i 車道 j 之流率(輛/小時)；
- t_{ij} = 路段 i 車道 j 之平均旅行時間(秒/車)。

如有必要分析個別路口，2011 年容量手冊使用車輛平均停等延滯衡量號誌化路口之服務水準。評估圓環除外之非號誌化路口則根據保留容量。分析圓環時又另外用流量/容量比來訂定服務水準。本所尚未蒐集資料來修訂分析「停」、「讓」控制路口之第十四章及有關圓環之第十五章。修訂後之第十四章也應根據平均停等延滯來評估服務水準。至於圓環的服務水準是否繼續用流量/容量比來評估，則須進一步探討。本章建議使用平均停等延滯訂定號誌化路口及「停」、「讓」控

制路口的服務水準，如表 16.13 所示。

表 16.13 號誌化路口及「停」、「讓」控制路口之服務水準劃分標準

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

資料來源：[1]。

16.8 應用例題

16.8.1 例題 1

輸入檔 Art U1.txt 所設定的狀況包括：

1. 每節線長度為 200 公尺。
2. 每節線有 2 車道，直行車可用所有車道，右轉及左轉車只能各用外側及內側車道。
3. 所有車輛皆為直行小車。
4. 各路口(節點 1、2、3 及 4)有 2 時相定時號誌，週期長度皆為 120 秒，各時相綠燈為 56 秒。第 1 時相之綠燈讓東西向幹道車流使用。
5. 速限為 50 公里/小時，各節線之平均自由速率為 60 公里/小時。

試用節線 13 之運轉說明如何分析需求流率/容量比對平均延滯的影響。

解：

首先必須估計節線 13 之容量。因為此節線只有 2 車道，無號誌控制時之容量很難超過 2,000 小車/小時/車道。在綠燈時相(56 秒)不到週期長度(120 秒)之一半的情況下，節線 13 之容量難以超過 1,000

小車/小時/車道。所以 Art U1.txt 檔型 30 從節線 601 進入節線 13 之需求流率可從 1,000 小車/小時(2 車道)逐漸增加來模擬，結果顯示能從節線 13 離開之流率最多只有 835 小車/小時/車道左右。此值可視為節線 13 各車道之容量。

其次，本例在兩種情況下模擬分析需求流率/容量比對平均延滯的影響。一情況假設需求流率只持續 840 秒(7 個號誌週期)。模擬這情形只需把檔型 0 熱機時段(360 秒)之後的模擬時段設定為 840 秒，並且將資料蒐集時段也設定在同一期間。另一情況假設需求流率持續 1,680 秒(14 個號誌週期)。

在上述各情況下，檔型 30 從節點 601 進入節線 13 之需求流率可從低於容量(835×2 輛/小時)逐漸提高到超過容量。這些流率造成不同之需求流率/容量比。圖 16.21 顯示模擬所得之平均停等延滯與此比例的關係。從此圖可知需求流率/容量比增高時，平均延滯增長而且在需求流率/容量比超過 0.9 之後大幅增長。此外，需求流率/容量比超過大約 0.93 之後，需求流率持續較長時間會造成較長的平均停等延滯。

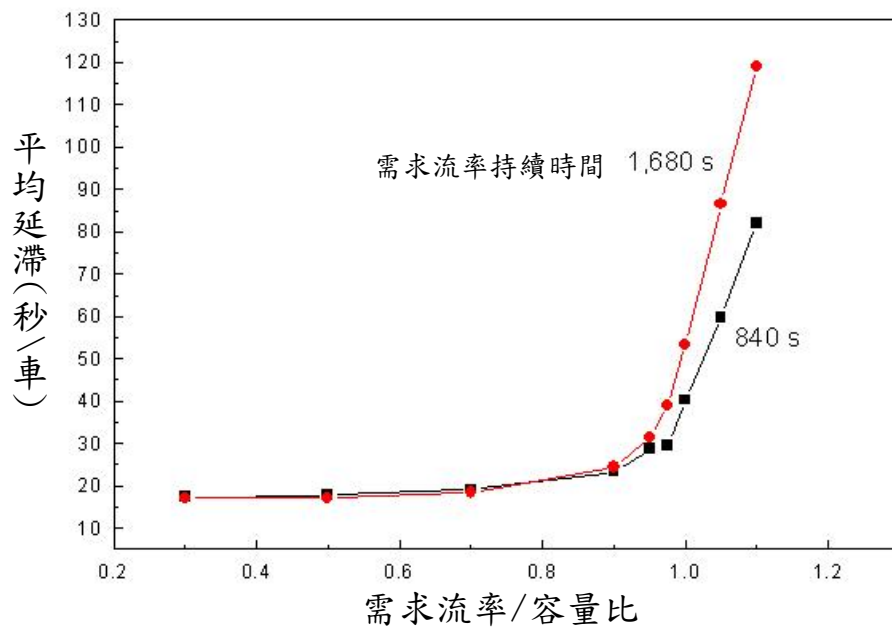


圖 16.21 例題 1 平均停等延滯之特性

16.8.2 例題 2

如果圖 16.20 的路網只有 1,400 輛/小時之直行小車各從節點 600 及節點 601 進入。此外，節點 1 號誌之各時相黃燈及全紅時段各為 3

秒及 2 秒，各時相的綠燈時段也相同。試說明如何用 Art U1.txt 分析週期長度對進入節點 1 車輛之總平均停等延滯的影響。

解：

首先，檔型 26 節點 1 各時相的全紅時段須從原來的 1 秒改為 2 秒。如果要避免節線 2 之車隊影響節線 1 停等車隊之疏散，則可將檔型 1 中節線 2 及節線 9 之長度從 0.2 公里改為較長的 1.2 公里以拉長兩路口之距離。

其次，必須用檔型 26 設定各時相的綠燈時間。因為各時相之黃燈及全紅時段共有 5 秒，所以一週期內所有的綠燈等於週期長度減掉 10 秒。這綠燈需均分配給各時相，因此如週期長度從 60 秒增加到 180 秒，各時相的綠燈會從 25 秒增加到 85 秒。根據此狀況的模擬結果如圖 16.22 所示。從此圖可知，當一欲進入路口之流率固定，而且綠燈根據流率的比例分配時，有一週期長度可讓平均停等延滯降到最低程度。此外，週期長度太短之負面影響比週期太長之負面影響還嚴重。

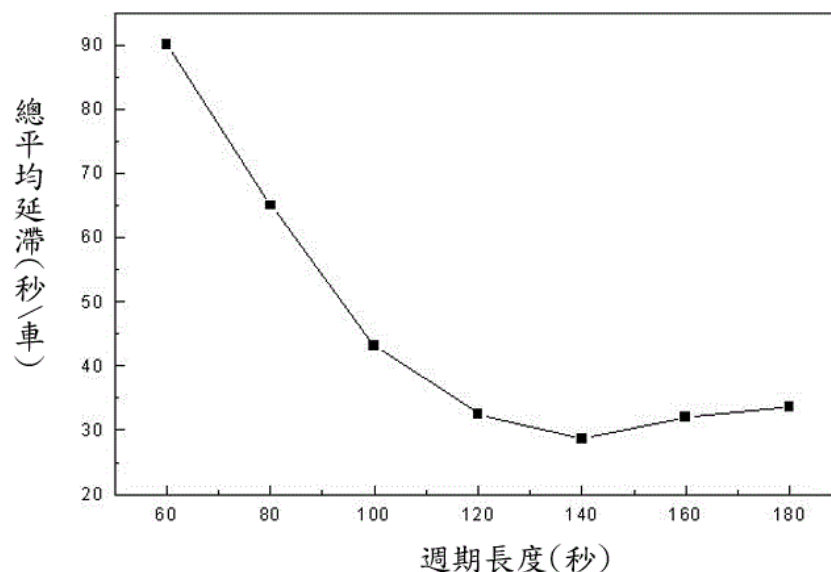


圖 16.22 例題 2 週期長度對總平均延滯之影響

16.8.3 例題 3

Art U1.txt 將節點 1、2、3 及 4 之號誌控制皆設定為 2 時相控制，而且每時相之綠燈、黃燈及全紅時段皆分別為 56、3 及 1 秒。此外，Art U1.txt 亦將各節點的第 1 時相設定為同步時相，其時差皆為 0 秒。換言之，第 1 時相的綠燈在同一瞬間開始。若將節點 2、3 及 4 的時

差各改為 20、40 及 45 秒，試說明如何用 Art U1.txt 探討東行(從節點 600 到節點 605)車流之服務水準是否能改善。

解：

為了讓輸出檔有東行車流平均速率之資料，2021HTSS 模式使用者必須用檔型 94 資料將節線 1、2、3、4 及 5 串連，Art U1.txt 已設定此檔型資料。根據檔型 25 所定的 0 秒時差模擬結果顯示東行車流平均速率為 24.1 公里/小時，其平均速率/速限比為 0.48，根據表 16.12 東行車流之服務水準為 D 級。若將檔型 25 中節點 2、3 及 4 的時差分別改為 20、40 及 45 秒，重新模擬的結果顯示平均速率升高到 33.5 公里/小時、平均速率/速限比增高為 0.67，服務水準提升為 B 級。

參考文獻

1. 「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。
2. *Highway Capacity Manual*, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1985.
3. *Highway Capacity Manual*, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 2000.
4. Benekahal, R. F. and El-Zohairy, Y., “General Uniform Delay Model for Signalized Intersections,” Proceeding, *3rd International Symposium on Highway Capacity*, Copenhagen, Denmark, United States Transportation Research Board, Washington, D.C., 1998.
5. Kim, S-Q., and Benekahal, F. F., “Comparison of Control Delays from CORSIM and the Highway Capacity Manual for Oversaturated Signalized Intersectins,” *Journal of Transportation Engineering*, Vol. 131, No. 12, pp. 917-923, December 2005.
6. Lin, F. B., Chang, C. W., and Tseng, P. Y., “Errors in Capacity and Timing-Design Analyses of Signalized Intersections in the Absence of Steady Queue Discharge Rates,” *Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board*, No.2027, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D. C., 2007, pp. 85-90.
7. 「機車專用道、公車設施及都市幹道容量與服務水準研究(1/3)」，

- 97-94-1248，交通部運輸研究所，民國 97 年 7 月。
8. 「市區號誌化路口容量分析及服務水準之研究(2/2)」，96-113-1244，交通部運輸研究所，民國 96 年 9 月。
 9. 「機車專用道、公車設施及都市幹道容量與服務水準研究(2/3)」，99-95-1275，交通部運輸研究所，民國 97 年 11 月。
 10. 「道路交通安全規則」，民國 110 年 9 月 23 日。
 11. Federal Highway Administration, *Traffic Software Integrated System (TSIS)*, Version 6.0, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C., 2007.