

# 第二章 基本觀念

## 目 錄

	頁次
2.1 緒論 .....	2-1
2.2 阻斷性及非阻斷性車流 .....	2-1
2.3 車種及車道之分類 .....	2-1
2.3.1 車種.....	2-1
2.3.2 車道.....	2-6
2.4 基本車流參數 .....	2-7
2.4.1 流量(Volume)及流率(Flow Rate).....	2-7
2.4.2 密度(Density)及占有率(Occupancy) .....	2-7
2.4.3 平均速率(Average or Mean Speed) .....	2-9
2.4.4 密度、流率與平均旅行速率的關係 .....	2-12
2.4.5 設計小時流量(Design Hour Volume or DHV)及設計 流率(Design Flow Rate).....	2-18
2.4.6 容量(Capacity).....	2-20
2.4.7 里程生產率 (Mileage Production Rate) .....	2-22
2.4.8 間隙、間距、車距及後段車距 .....	2-24
2.4.9 臨界車距(Critical Gap)及跟進時間(Follow-up Time) .	2-25
2.4.10 號誌週期長度(Cycle Length)、時相(Phase)、綠燈 時段(Green Interval)、黃燈時段(Yellow Interval)、 及全紅時段(All-red Interval) .....	2-26
2.4.11 停等車疏解車距(Queue Discharge Headway)、飽和 車距(Saturation Headway)及飽和流率(Saturation Flow or Saturation Flow Rate) .....	2-26
2.4.12 路口車輛延滯(Delay) .....	2-30
2.4.13 小客車單位量(Passenger Car Unit or PCU)、小客車 當量(Passenger Car Equivalent or PCE)及小車當量....	2-31
2.5 容量分析.....	2-37

2.6 績效指標之選擇 .....	2-37
2.7 服務水準等級 .....	2-38
2.8 分析性模式(A analytical Model)及模擬模式(Simulation Model)	2-39
參考文獻.....	2-40

# 圖目錄

	頁次
圖 2.1 機車樣本 .....	2-2
圖 2.2 小客車樣本 1 .....	2-2
圖 2.3 小客車樣本 2 .....	2-2
圖 2.4 廂型車樣本 1 .....	2-2
圖 2.5 廂型車樣本 2 .....	2-3
圖 2.6 小貨車樣本 1 .....	2-3
圖 2.7 小貨車樣本 2 .....	2-3
圖 2.8 大客車樣本 1 .....	2-4
圖 2.9 大客車樣本 2 .....	2-4
圖 2.10 大貨車樣本 1 .....	2-4
圖 2.11 大貨車樣本 2 .....	2-4
圖 2.12 半聯結車樣本 .....	2-5
圖 2.13 全聯結車樣本 .....	2-5
圖 2.14 圓形及矩形偵測器線圈配置圖 .....	2-8
圖 2.15 國道 1 號占有率與密度的關係 .....	2-9
圖 2.16 測速槍瞄準方向 AB 與車行方向 BC 之角度 .....	2-10
圖 2.17 蒐集車速用之磁場偵測器之繪圖設置 .....	2-10
圖 2.18 國道 1 號時間平均與空間平均速率之關係 .....	2-12
圖 2.19 平均旅行速率與密度之關係示意圖 .....	2-13
圖 2.20 流率與密度之關係示意圖 .....	2-13
圖 2.21 平均旅行速率與流率之關係示意圖 .....	2-14
圖 2.22 國道 1 號車流密度與平均速率的關係 .....	2-15
圖 2.23 國 5 北上石碇出口匝道上游主線內車道之流率與平均速率 關係.....	2-15
圖 2.24 國 3 北上竹山進口匝道下游中間車道之流率與平均速率 關係.....	2-16
圖 2.25 國 3 北上竹山進口匝道下游主線外車道流率與平均速率 關係.....	2-16

圖 2.26	國道 1 號車流密度與流率的關係 .....	2-17
圖 2.27	國 5 北上 27.779K 雪山隧道流率與平均速率的關係 .....	2-17
圖 2.28	國 1 北上 92+900K 流率與速率關係 .....	2-23
圖 2.29	國 1 北上 92+900K 里程產生與速率關係 .....	2-23
圖 2.30	車與車之相對位置示意圖 .....	2-24
圖 2.31	臨界車距 $t_c$ 估計方法示意圖 .....	2-25
圖 2.32	停等車隊示意圖 .....	2-26
圖 2.33	停等疏解車距隨停等位置變化的傳統觀念 .....	2-27
圖 2.34	傳統停等車疏解之觀念 .....	2-28
圖 2.35	紐約州長島 3 處號誌化路口停等車疏解車距之特性 .....	2-29
圖 2.36	臺灣市區及郊區直行停等車疏解率之特性 .....	2-29
圖 2.37	停等車疏解車數與綠燈時段之關係 .....	2-30
圖 2.38	車輛軌跡示意圖 .....	2-31
圖 2.39	車流轉換前後狀況說明圖 .....	2-33
圖 2.40	國 3 南下 32.735K 安坑隧道小車跟隨小車平均車距特性 .....	2-35
圖 2.41	因大客車之存在所造成之額外車距 .....	2-35

## 2.1 緒論

容量分析之重點在於探討車流與交通設施及其運轉策略之互動關係。分析結果可供規劃、設計及訂定改善策略之參考。容量分析的對象相當廣泛，不同公路設施有不同的功能及車流特性，但容量分析之過程常用到一些共同的原則或觀念。本章簡要說明容量分析的性質及一些基本觀念。

## 2.2 阻斷性及非阻斷性車流

公路車流可分成阻斷性車流及非阻斷性車流。如一車輛無優先路權，因而須減速或停車以讓路，則其所屬的車流為阻斷性車流。市區平面道路受號誌或「停」、「讓」標誌控制的車流皆屬阻斷性車流。高速公路進口匝道之車輛無優先路權，也有受燈號控制之可能，因此其所屬的車流為阻斷性車流。市區高架道路主線及高速公路主線之車輛通常有優先路權，因此其所屬之車流為非阻斷性車流。但在特別的情況下，這種設施上的車流也可能因受管制而成為阻斷性車流。一般而言，阻斷性車流的特性比較複雜。

## 2.3 車種及車道之分類

### 2.3.1 車種

公路容量及服務水準受車種組成的影響，通常較長的車輛有較高的總重(gross weight)，其爬坡性能較差，占用的道路空間較大，而且會增加車輛之間的車距。於容量分析時，依據對交通運轉的影響程度，車種可歸類為機車、小車、大客車、大貨車(單體)、半聯結車及全聯結車。

機車係指汽缸排氣量在 250cc 以下之輕型機車及普通重型機車，如圖 2.1 所示。此類機車一般長度不到 2 公尺，寬度多在 0.6~0.8 公尺，因此占用之道路空間比其他車種小得多。

至於汽缸排氣量超過 250cc 之大型重型機車，因其行駛規定比照

小型汽車，且目前占車流比例極少，爰於容量分析時暫歸類為小車。



圖 2.1 機車樣本

小車則係指 4 輪之小客車、廂型車及小貨車，如圖 2.2~圖 2.7 所示之。



圖 2.2 小客車樣本 1



圖 2.3 小客車樣本 2



圖 2.4 廂型車樣本 1



圖 2.5 廂型車樣本 2



圖 2.6 小貨車樣本 1



圖 2.7 小貨車樣本 2

大客車絕大多數為商用運送乘客之大型車輛，如圖 2.8 及圖 2.9 所示。這種車輛有足夠的高度讓乘客站立。目前法規限定大客車長度不能超過 12.2 公尺。



圖 2.8 大客車樣本 1



圖 2.9 大客車樣本 2

大貨車指大型單體貨車，如圖 2.10 及圖 2.11 所示。



圖 2.10 大貨車樣本 1



圖 2.11 大貨車樣本 2

半聯結車為有一曳引車(tractor)及一半拖車(semi-trailer)所組成的車輛，如圖 2.12 所示。必要時，曳引車及半拖車可分離。但半拖車只有後端有車輪，所以分離之後，前端須另外加裝支架。全聯結車由一單體大貨車及最少一輛全拖車(full-trailer)所組成，如圖 2.13 所示。



圖 2.12 半聯結車樣本



圖 2.13 全聯結車樣本

將車種細分成上述 6 種，可能產生資料蒐集的困難，其原因之一在於車種統計方式及分類標準之不一致。

如依照「道路交通安全規則」，主要係以載客人數或車輛總種區分大/小客車或大/小貨車。若是以車輛偵測器蒐集資料，則以車輛長度進行車種分類，而各機關設定之標準亦可能不一致。舉例而言，於高速公路 ETC 門架及鄰近車輛偵測器所蒐集之車種資料即有差異，因 ETC 之車輛分類係以車輛於監理單位登記之車種判讀，而高速公路偵測器以偵測車長不超過 5.5 公尺歸類為小車；車長超過 5.5 公尺但不超過 12.2 公尺歸類為大車；車長超過 12.2 公尺者則為聯結車。

而若是以空拍俯視方式蒐集車流資料，其車種歸類亦可能受限於畫面視角及影像解析度而調整判別標準。因此車種如何分類受到資料來源因素之限制。

資料蒐集之另一困難處為路段車流中，某一車種之樣本數太少，因此不易取得足夠樣本以分析相關交通運轉特性。在這種情況之下，該車種(如全聯結車)須當作另一運轉特性相接近之車種(例如半聯結車)分析。

綜合上述之資料蒐集困難性，本手冊各章的車種分類隨著資料來源及現場調查之難易程度而有差異性。例如大車可能包括大客車、大貨車、半聯結車及全聯結車。半聯結車及全聯結車也可能全部當作半聯結車來分析，並統稱為聯結車。

## 2.3.2 車道

本手冊所分析之車道分成五類，分述如下：

### 1. 禁行機車道

機車、小車及大型車輛在法規上皆歸屬於汽車，基於行車安全之考量，有些車道會標繪「禁行機車」標字，禁止機車行駛。

### 2. 混合車道

如一車道允許慢車、機車及 4 輪以上汽車共用時，則此種車道歸類為混合車道。

### 3. 快慢分隔島兩側車道

通常快慢分隔島左側車道禁行機車，分隔島右側車道主要供機車行駛或提供左側車道之車輛提前變換車道再於下游路口右轉。

### 4. 機車優先/專用道

機車優先/專用道之設置為使大型重型機車以外之機車與 4 輪以上汽車能夠分流運行。機車專用道，僅供機車行駛；機車優先道，汽車雖可跨越使用，但機車仍具備優先行駛權。

### 5. 慢車道

慢車道指自行車及其他低速車輛用的車道，會以快慢車道線與小車、大車之車道分隔。此種車道允許機車(屬於汽車)及自行車行駛。本手冊分析之慢車道車種，只有機車。

臺灣還有其他類型之車道，其中一例為高乘載車輛之車道(high occupancy vehicle lane)，但本所尚未研究此類型車道之車流特性。

## 2.4 基本車流參數

車流的狀況可用許多參數或變數來描述，本節說明公路容量分析時常用的參數。

### 2.4.1 流量(Volume)及流率(Flow Rate)

流量指在一時段內(如 5 分鐘)通過一定點之車數或人數。在此時段內，單位時間通過一定點之車數或人數之平均值稱為流率。例如 5 分鐘內通過一定點之車數為 200 輛，則流量為 200 輛，其相關流率為每分鐘 40 輛，或每小時 2,400 輛。

分析容量時一般使用流率。流率可分成需求流率(demand flow or demand flow rate)及實際流率(observed flow)。需求流率為欲通過一設施或定點之流率。實際流率則為觀察到可通過一設施或定點之流率。需求流率超過實際能通過一設施或定點的流率會造成壅塞狀況。

分析路段若有壅塞狀況，現場調查需求流率時必須根據該路段壅塞區上游(停等車隊或慢行車隊之上游)從各方向欲進入分析路段的流率來估計。

### 2.4.2 密度(Density)及占有率(Occupancy)

密度指單位路段長度內或單位面積內的車輛數或人數。密度之衡量需涵蓋相當長的路段，或相當大的面積內之車輛數或人數來估計才有意義。公路路段的密度難以直接從現場觀察直接估計，因此常以占有率來替代密度。

占有率指一時段內(如 1 分鐘)，一特定長度之偵測範圍被車輛占據之時間的百分比。此參數之值通常可用車輛偵測器自動估計，最常用的偵測器為裝在路面之磁場偵測器。美國用來估計占有率的磁場偵測器多數為 6 英尺×6 英尺之矩形線圈(detector loop)。車頭或車尾距離線圈大約 2 英尺之內時，車輛就可被偵測到，因此 6 英尺長的線圈的偵測區長度大約有 10 英尺。臺灣高速公路上的磁場偵測器通常之形式及尺寸如圖 2.14 所示。

理論上，密度及占有率有下列的線性關係：

$$D = \frac{10K}{L_d + L} \quad (2.1)$$

此式中，

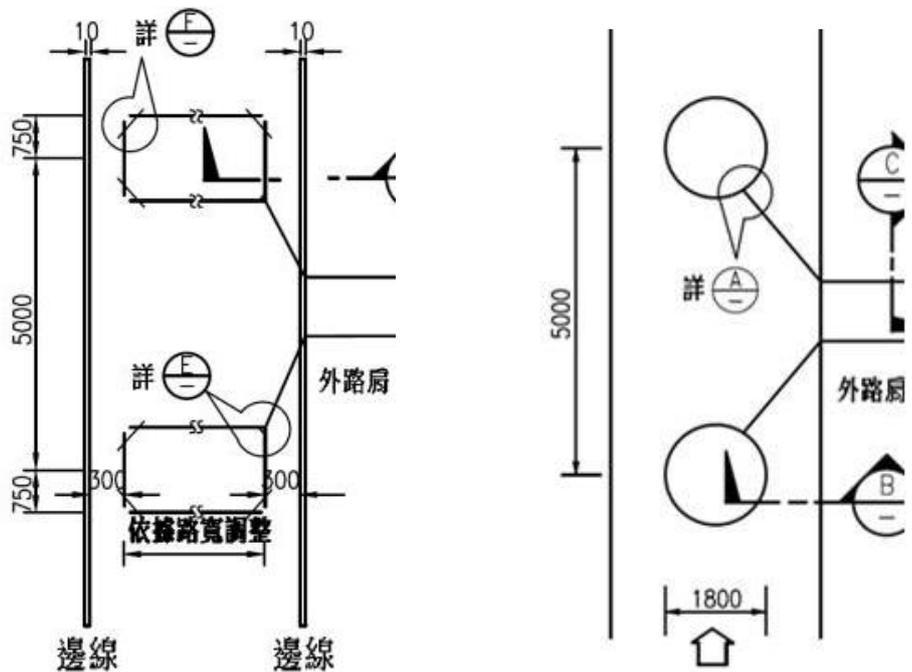
$D$  = 密度(輛/公里/車道)；

$K$  = 占有率(%)

$L_d$  = 偵測區長度(公尺)；

$L$  = 平均車長(公尺)。

事實上，密度與占有率的關係有相當大的變異性。根據國道 1 號高速公路資料所建立之關係如圖 2.15 所示，在同一占有率時，密度的變異範圍相當大。



資料來源：交通部高速公路局

(尺寸單位：公釐)

圖 2.14 圓形及矩形偵測器線圈配置圖

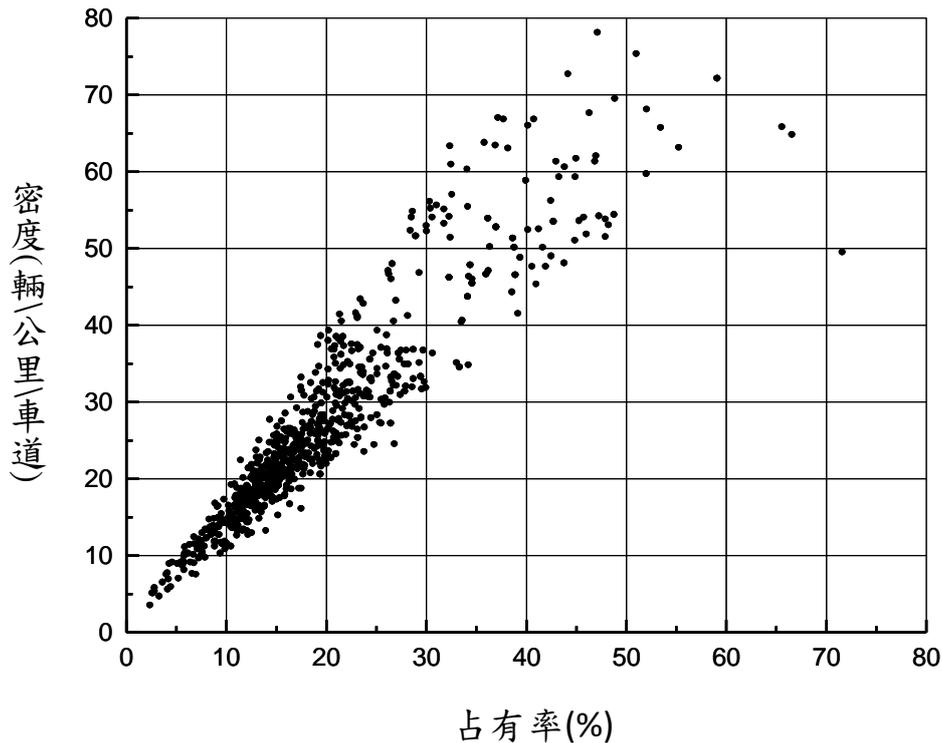


圖 2.15 國道 1 號占有率與密度的關係

### 2.4.3 平均速率(Average or Mean Speed)

車輛從某一點行進到另一點之速率稱為該車在兩點之間的旅行速率。車輛通過一定點時的速率則可稱為現點速率。估計長距離的旅行速率可依靠自動偵測系統蒐集車輛到達起訖點之時間。現點速率則可用雷射或雷達測速槍、或車輛偵測器來估計。

使用測速槍時，瞄準的方向與車行方向所造成的角度影響測速槍取得之速率與實際速率的關係。如圖 2.16 所示，假設車行方向 BC 與瞄準方向 AB 之角度為  $\theta$ ，則實際速率  $V_{BC}$  與測速槍取得之速率  $V_{AB}$  有如下的關係：

$$V_{BC} = \frac{V_{AB}}{\cos \theta} \quad (2.2)$$

換言之，測速槍取得之速率經常低於實際速率。如果  $\theta$  等於  $15^\circ$ ，則  $\cos \theta = 0.966$ 。在這情況下，測速槍所得之速率為實際速率之 96.6%。

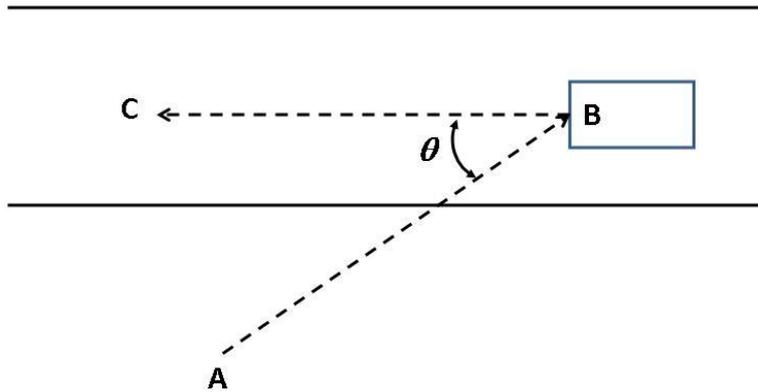


圖 2.16 測速槍瞄準方向 AB 與車行方向 BC 之角度

用雷射槍取速率樣本時，須避免瞄準擋風玻璃，最好瞄準牌照或牌照附近之車頭，以減少雷射波之發散。

交通管理(traffic management)所需之車速資料通常必須用偵測器自動蒐集，圖 2.17 顯示美國常用來測速之磁場偵測器之設置[1]。這種偵測器根據車輛行駛 16 英尺(不到 5 公尺)之距離所需之時間來估計速率。在沒有壅塞的狀況下，車速在這短距離內的變化很小，所以估計的車速近似現點速率。

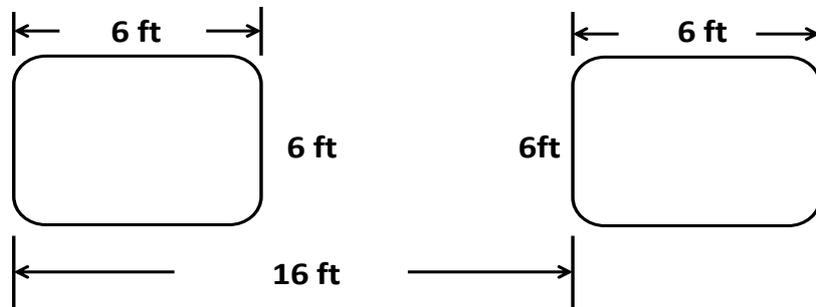


圖 2.17 蒐集車速用之磁場偵測器配置方式

個別車輛的速率須整合成平均速率及其他統計資料才有應用價值。平均速率可分為時間平均速率(time-mean speed)及空間平均速率(space-mean speed)。平均旅行速率(average travel speed)通常即指空間平均速率。時間平均速率為個別車速之平均值，可估計如下：

$$V_t = \frac{\sum_{i=1}^n u_i}{n} \quad (2.3)$$

此式中，

$V_t$  = 時間平均速率；

$u_i$  = 車輛  $i$  之速率；

$n$  = 車輛數。

平均旅行速率或空間平均速率等於一固定的行車距離除以平均旅行時間。其值可估計如下：

$$V_S = \frac{L}{\frac{\sum_{i=1}^n t_i}{n}} = \frac{n}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{u_i}} \quad (2.4)$$

此式中，

$V_S$  = 平均旅行速率(空間平均速率)；

$L$  = 行車距離；

$t_i$  = 車輛  $i$  行走  $L$  之旅行時間；

$n$  = 車輛數；

$u_i$  = 車輛  $i$  之旅行速率。

理論上，時間平均速率  $V_t$  與平均旅行速率(空間平均速率)  $V_S$  有下列的關係：

$$V_t = V_S + \frac{\sigma_t^2}{V_S} \quad (2.5)$$

此式中，

$\sigma_t$  = 個別車速之標準差(standard deviation)。

從式(2.5)可知，除非所有的車速都一樣( $\sigma_t = 0$ )，否則時間平均速率高於平均旅行速率。但在車流穩定的狀況下(未進入車速有大變化之前)，時間平均速率與空間平均速率(平均旅行速率)之差距很有限，通常在 3 公里/小時之內，而車流進入不穩定狀況後，兩者的差距有時超過 10 公里/小時左右[2]，圖 2.18 顯示此現象。

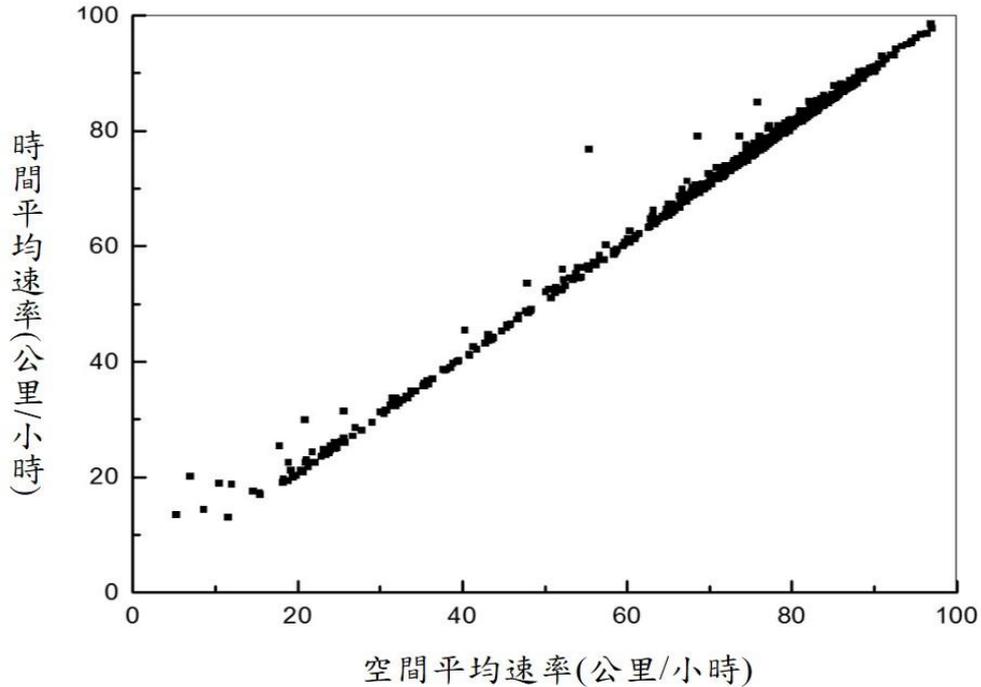


圖 2.18 國道 1 號時間平均與空間平均速率之關係

#### 2.4.4 密度、流率與平均旅行速率的關係

非阻斷性車流之密度影響平均旅行速率及流率。理論上，這三個車流特性有下列的關係：

$$Q = V_S D \quad (2.6)$$

此式中，

$Q$  = 流率；

$V_S$  = 平均旅行速率(空間平均速率)；

$D$  = 密度。

式(2.6)之關係中，密度是主要影響因素。換言之，平均旅行速率及流率受制於密度，其一般關係可用圖 2.19、2.20 及 2.21 來描述。

當密度很低時，平均旅行速率  $V_S$  接近或等於圖 2.19 及圖 2.21 所示的平均自由旅行速率  $V_f$  (average free-flow speed)，此速率為車輛的速率不受到下游車輛所約束時的速率。一般而言，如車流不受干擾，則一車跟隨前車之距離在相當於 6 秒以上之行車距離時，則該車有充

分的自由行車程度。在自由旅行狀況下，雖然平均速率高，但因密度低，所以從式(2.6)所得之流率(或在現場可觀察到的流率)相當低。圖 2.20 及 2.21 顯示這現象。

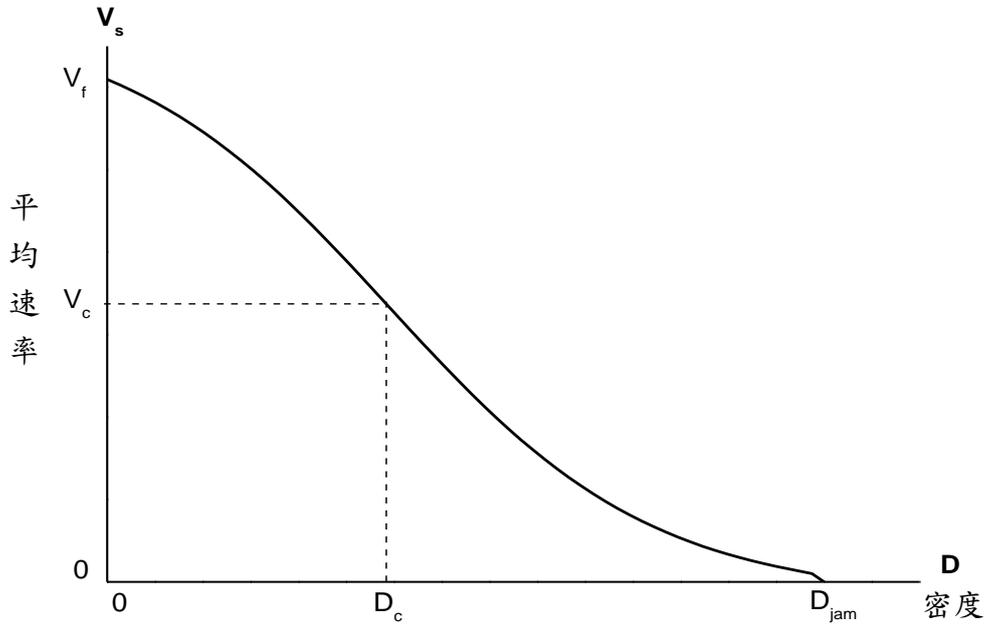


圖 2.19 平均旅行速率與密度之關係示意圖

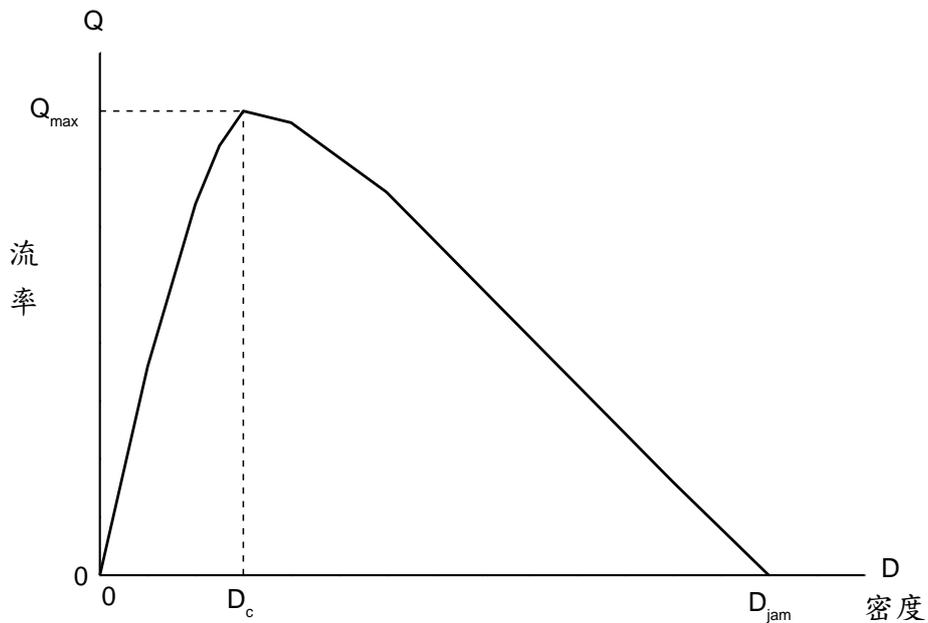


圖 2.20 流率與密度之關係示意圖

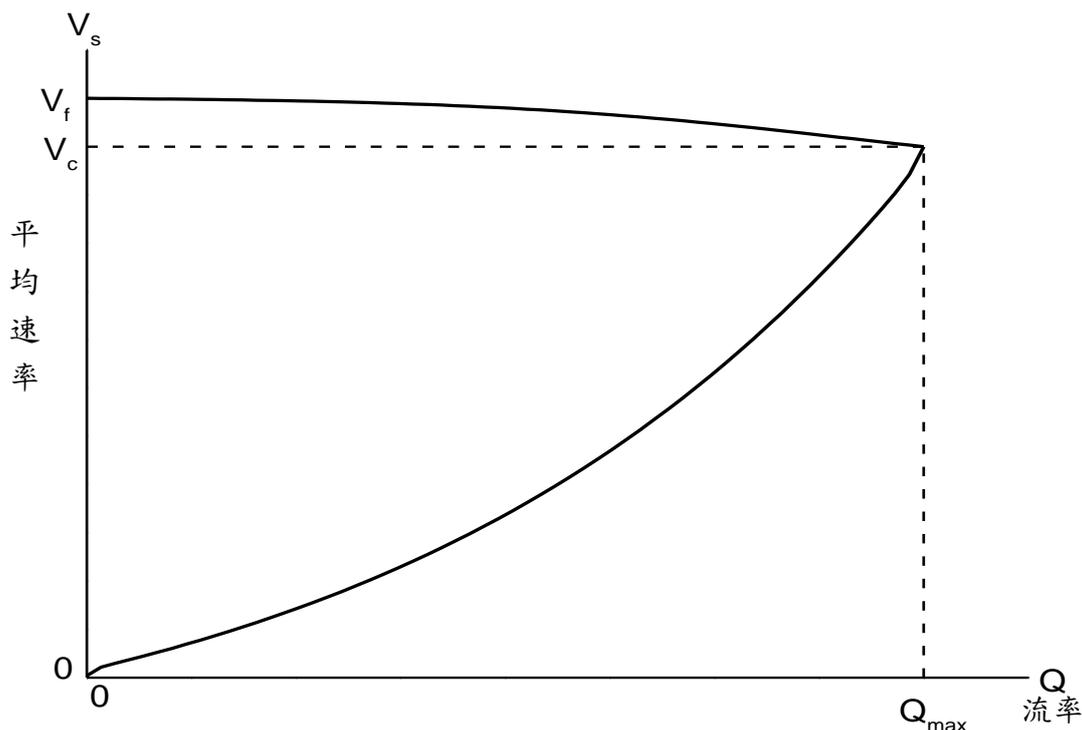


圖 2.21 平均旅行速率與流率之關係示意圖

密度稍微增高時，平均旅行速率可能仍接近或等於平均自由旅行速率，因此流率顯著的增加。密度如繼續增高，平均旅行速率開始減低，但流率持續增加，直到密度等於臨界密度(critical density)  $D_C$ ，此時流率達到最高值(見圖 2.20 及 2.21 之  $Q_{max}$ )，其相關之平均旅行速率稱為臨界速率(critical speed)  $V_C$ 。密度接近或等於臨界密度時，車流已可能進入不穩定的狀態。換言之，本來高速行進的車輛可能在短時間內就會顯著降低速率以避免碰撞。

密度超過臨界密度並持續增高時，平均旅行速率會大量的下降，同時流率也隨著減少。最後因過度壅塞，駕駛人必須停車，平均旅行速率及流率等於零，此時的密度可稱為壅塞密度(jam density)  $D_{jam}$ 。

上述的車流特性假設密度，流率及平均旅行速率有一對一的明顯關係。事實上駕駛行為、一定點下游之幾何設計及其他狀況皆可影響在一定點觀察到的車流特性。因此，密度、流率及平均旅行速率的實際關係有很大的變異性。

根據臺灣高速公路之車流資料[3]，圖 2.22~圖 2.26 顯示車流特性之變異性。

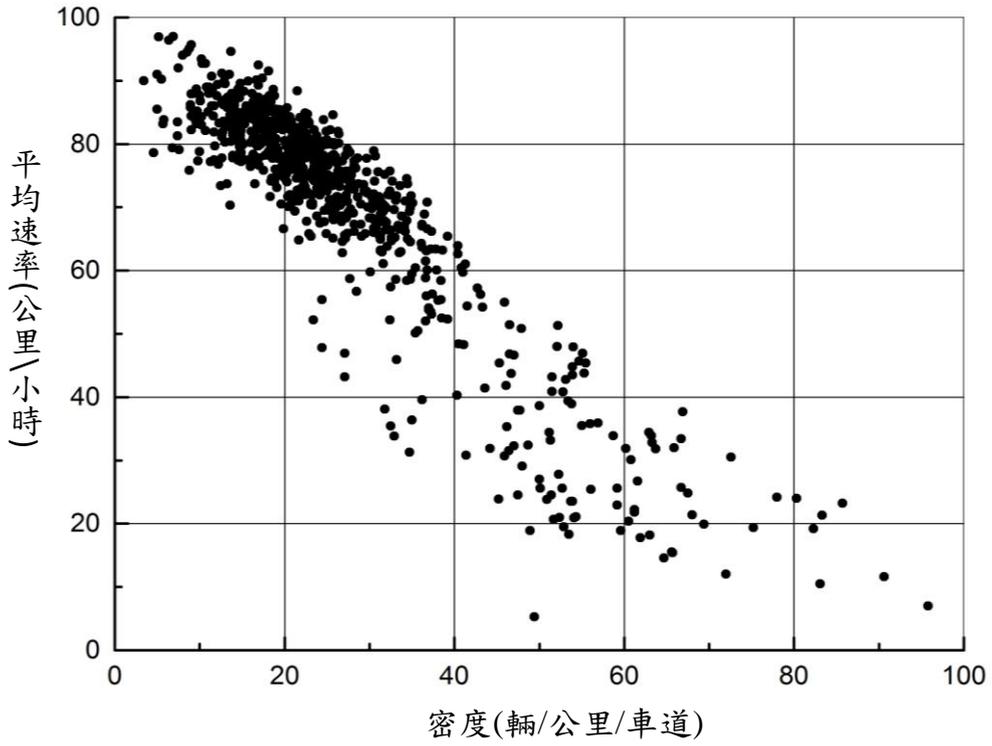


圖 2.22 國道 1 號車流密度與平均速率的關係

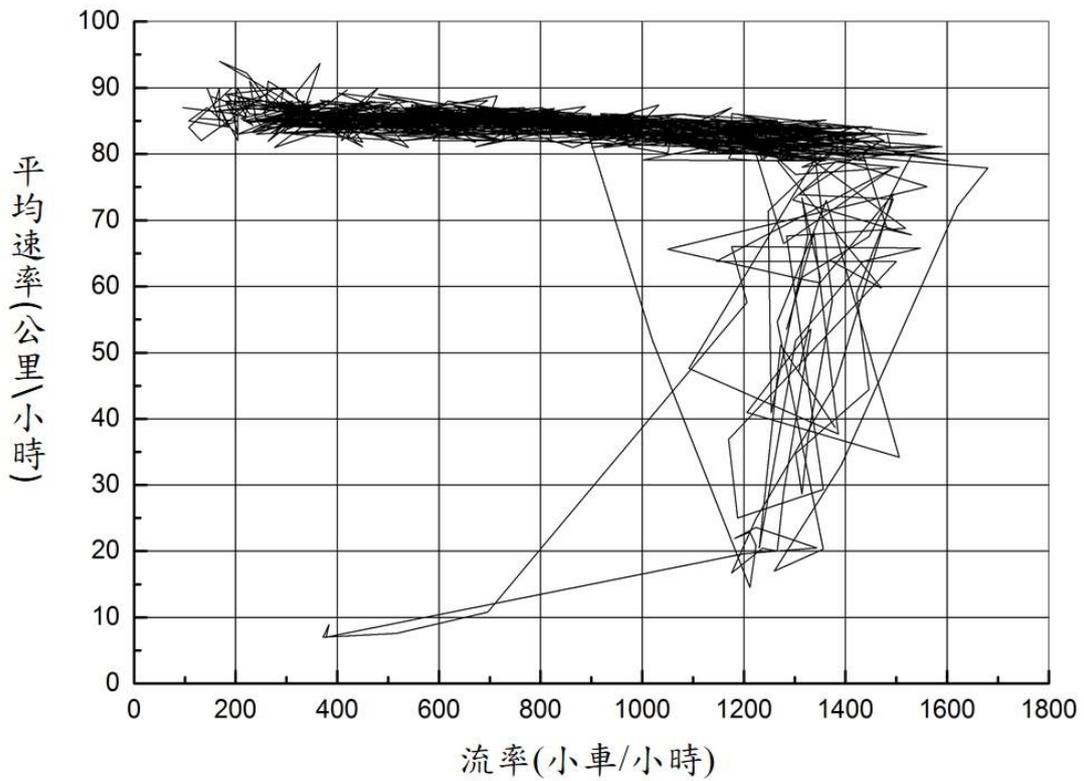


圖 2.23 國 5 北上石碇出口匝道上游主線內車道之流率與平均速率關係

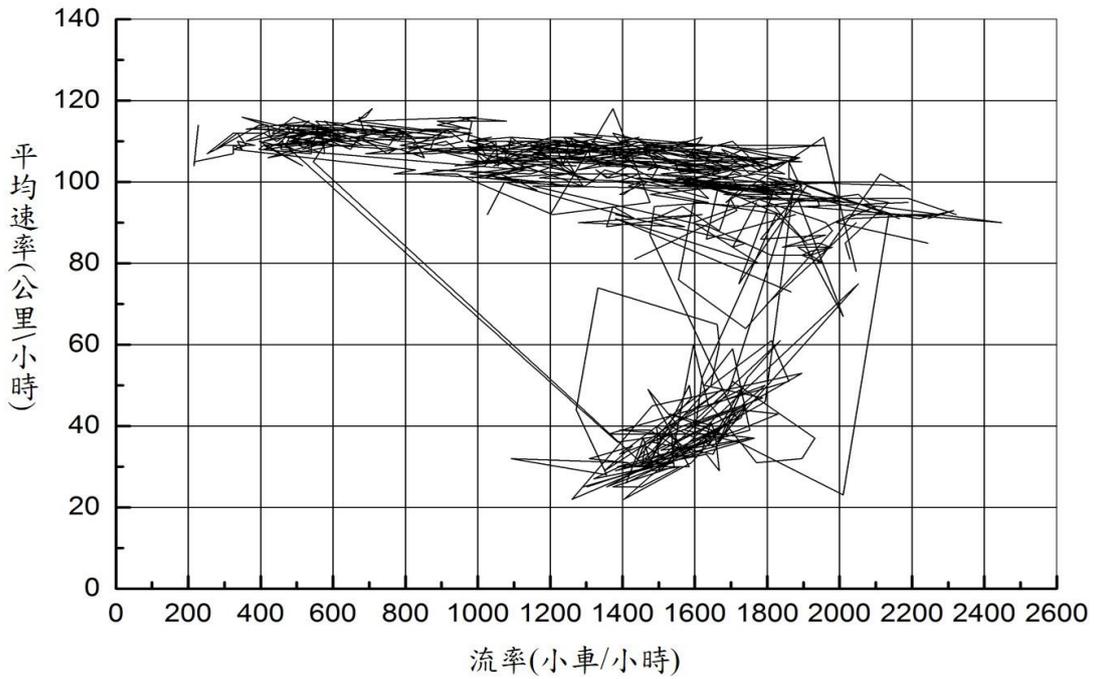


圖 2.24 國 3 北上竹山進口匝道下游中間車道之流率與平均速率關係

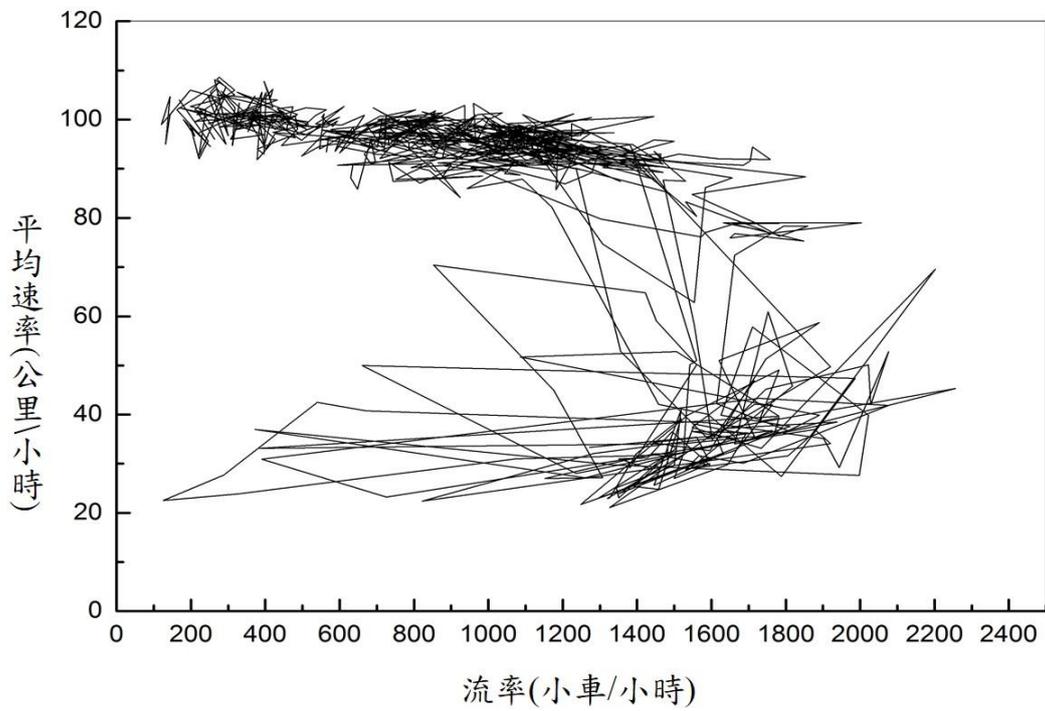


圖 2.25 國 3 北上竹山進口匝道下游主線外車道流率與平均速率關係

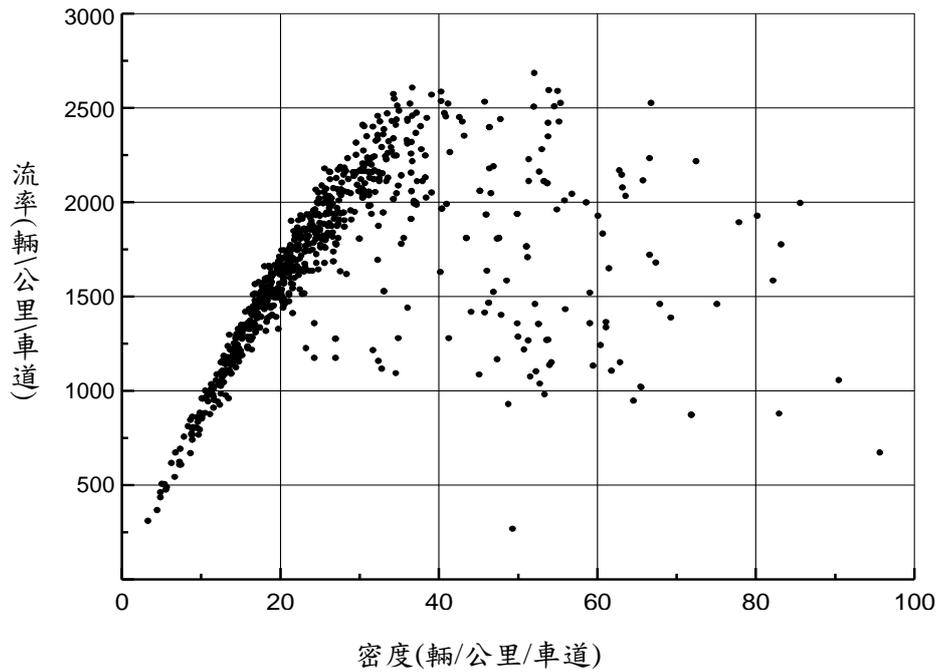


圖 2.26 國道 1 號車流密度與流率的關係

規劃、設計及評估非阻斷性車流路段之工作常根據現場資料所訂定之代表性流率與平均旅行速率的關係。這些關係經常顯示在車流穩定而且流率相同時，平均自由旅行速率較高的公路有較高的平均旅行速率，其最大流率一般也較高，這現象如圖 2.27 所示。

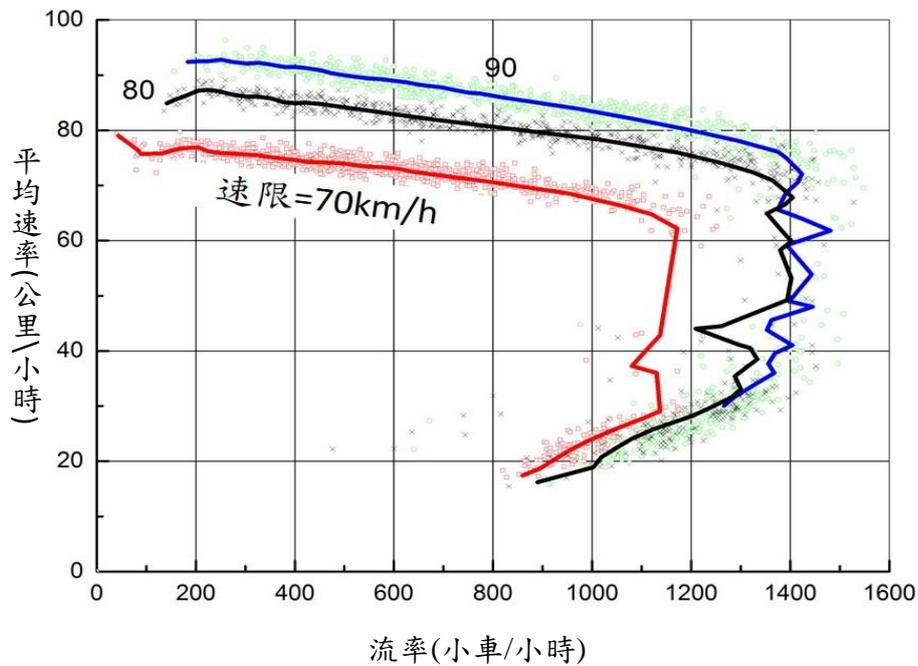


圖 2.27 國 5 北上 27.779K 雪山隧道流率與平均速率的關係

目前臺灣高速公路車輛偵測器所提供之平均速率估計值為式(2.3)所代表之時間平均速率。理論上這些估計值不滿足式(2.6)之條件，因此不宜用來探討流率、平均速率及密度(或占有率)的關係。但是從規劃及設計的立場而言，車輛偵測器所提供的平均速率，不論是時間平均值(式 2.3)或空間平均值(式 2.4)，只代表在一定點的車流狀況，不能充分反映一公路設施之服務品質。此外，規劃及設計所依據之流率與平均速率關係屬穩定狀況下之關係，在穩定狀況下，時間平均速率與空間平均速率(亦即平均旅行速率)之差距很小，因此從應用的立場而言，目前偵測器所提供的時間平均速率可當成空間平均速率之近似值，但將來偵測器所估計之平均速率最好能改用式(2.4)所估計之空間平均速率。

臺灣車輛偵測器資料的應用還有另一個問題，如圖 2.14 所示，目前所用之圓形及矩形偵測器線圈所占路段之長度不同，此兩種線圈設置的實際感應範圍預計也不同。車流狀況相同時，不同感應範圍所估計之占有率會不同。因此在同一公路或不同公路，用不同感應長度偵測器所估計的占有率不能比較或整合，因而減低其應用價值。

#### 2.4.5 設計小時流量(Design Hour Volume or DHV)及設計流率(Design Flow Rate)

新的公路開通之後須能在其預期的服務年期(service life)內提供合理的服務品質。服務年期的最後一年稱為設計年(design year)。在設計年中，每小時的流量不同，根據最高小時流量所設計之公路會有過度高之造價，選擇很低的小時流量來設計則會造成在設計年中常有壅塞的狀況。

根據美國一年中每小時流量分布的特性，美國州公路及運輸協會(American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO)的公路設計規範[4]建議將設計年中流量第 30 高之小時訂為設計小時(design hour)，設計小時的流量稱為設計小時流量(design hour volume, *DHV*)，此流量為雙向總流量，其值可估計如下：

$$DHV = (ADT)_n K \quad (2.7)$$

此式中，

$(ADT)_n$  = 設計年之平均每日流量(輛/日)；

$K$  = 設計小時流量係數，為設計小時流量與年平均每日流量之比值，亦可以尖峰小時流量與全日流量之比例估計。

式(2.7)中之設計小時流量係數隨公路之所在地而變，其值可能在 0.08 及 0.25 之間。 $K$  值係根據常見尖峰小時流量與全天流量的關係所估計。一般而言，市區道路或都會區公路上之尖峰小時流量占全天流量比例小於郊區公路，因此其  $K$  值較低。

設計年之平均每日流量可用複雜的方法來預測[5,6]，也可用下列的簡單方法來估計：

$$(ADT)_n = (ADT)_o(1 + i)^n \quad (2.8)$$

此式中，

$(ADT)_o$  = 公路建造完成時之平均每日流量(輛/日)；

$i$  = 需求流量之年成長率(%/100)；

$n$  = 服務年期(年)。

雙向行車之公路在同一小時內之總流量很少會均勻的分布在兩行車方向，公路之幾何設計必須根據車流較高方向之流量，此流量稱為方向性設計小時流量(directional design hour volume or *DDHV*)。*DDHV* 可估計如下：

$$DDHV = (DHV)(D) \quad (2.9)$$

此式中，

$D$  = 車流之方向係數，亦即車流較高方向之流量占設計小時流量之比例，其值大約在 0.5 及 0.6 之間。

式(2.9)之 *DDHV* 代表在設計小時內，車流較高方向之平均流率。如用 *DDHV* 設計公路，則在設計小時中，常可能因需求流率高於 *DDHV* 而造成壅塞。另一方面，如用很短時間內(如 1 分鐘或 5 分鐘)

之最高流率來設計，則建設公路的成本可能會過度高。所以交通界普遍的使用設計小時內尖峰 15 分鐘之流率來設計公路。此設計流率可估計如下：

$$Q_{15} = \frac{DDHV}{PHF} = \frac{KD(ADT)_o(1+i)^n}{PHF} \quad (2.10)$$

此式中，

$Q_{15}$  = 設計流率(輛/小時)，亦即尖峰 15 分鐘內車流較高方向之流率；

$PHF$  = 尖峰小時係數(peak-hour factor)。

式(2.10)中之尖峰小時係數( $PHF$ )代表尖峰小時流率與尖峰 15 分鐘流率(單位均為輛/小時)之比值，此係數的值通常在 0.8 到 0.95 之間。尖峰小時內流率隨時間的變化越小，其尖峰小時係數越高。

#### 2.4.6 容量(Capacity)

阻斷性公路的容量指在一段時間內經常可維持的最高流率。阻斷性公路車流之疏解斷斷續續，所以其相關容量須用在許多不同時段內，經常能疏解的最大車數樣本來估計。以號誌化的路口為例，其臨近車道上的車輛只能在綠燈、黃燈及全紅時段內進入路口。不同的綠燈、黃燈及全紅時段內能進入路口的車輛數不同，因此必須在許多綠燈、黃燈及全紅時段中蒐集最大疏解車輛數(在不斷有停等車欲進入路口之狀況下)的樣本來估計容量。樣本數的大小視容量估計所需之精確度而變，樣本數與估計誤差的關係如下[7, 8]：

$$e = ks \sqrt{\frac{2 + u^2}{2n}} \quad (2.11)$$

此式中，

$e$  = 估計誤差值；

$k$  = 與信賴度(confidence interval)有關之參數；

$s$  = 分析對象(如速率)之標準差；

$u = 0$  (如果估計值為平均值) 或  $1.04$  (如果估計值為第 15 或第 85 百分位數);

$n =$  樣本數。

式(2.11)中之  $k$  值隨估計結果信賴度的高低而變。常用的信賴度為 95% 或 99%，信賴度 95% 及 99% 之  $k$  值各為 1.96 及 2.575。

非阻斷性車流路段的最高流率，常存在於車流穩定之狀況。但如圖 2.25 所示，最高流率也可能存在於壅塞狀況。壅塞狀況下之最高流率不宜用於規劃幾何設計，除非路段之運轉目的在於讓流率最大化。此外，壅塞狀況下之最高流率其平均速率一般偏低，不宜用來訂定控制策略。因此非阻斷性車流路段的容量指車流在未進入壅塞狀況前，經常能維持之最高流率。換言之，容量為圖 2.21 所示在穩定及不穩定狀況交界點之流率  $Q_{max}$ 。

非阻斷性車流路段之容量隨經常能持續的時段而異，因公路設計品質的好壞宜根據尖峰 15 分鐘或尖峰小時的車流狀況來評估，所以容量應根據車流從穩定進入不穩定狀況之前 15 分鐘或 15 分鐘以上之最高流率樣本的平均值估計。

評估現況時可能須考慮整體尖峰車況，所以本手冊分析高速公路基本路段(第四章)、郊區多車道公路非阻斷性車流路段(第十一章)及郊區雙車道公路非阻斷性車流路段(第十二章)皆根據能持續 1 小時之流率來制定容量。

經常能持續 1 小時之容量大約為經常能持續 15 分鐘之容量的 96.5%。因為 1 小時之流量樣本比 15 分鐘之流量樣本難取得，所以估計能持續 1 小時的容量可根據能持續 15 分鐘之容量估計值。

穩定及不穩定狀況的交界點並不固定，車流從穩定狀況進入不穩定狀況時之最大流率  $Q_{max}$  也有顯著的變異性，如圖 2.24 所示。所以根據如圖 2.21 所示之  $Q_{max}$  估計容量的工作需有大量最短 15 分鐘之  $Q_{max}$  樣本。另一估計容量之方法是根據如圖 2.22 所示之密度與平均速率的關係訂定一代表性關係，然後用代表性關係估計代表性最高流率來代表容量。總而言之，容量是一難以確定的參數。

## 2.4.7 里程生產率 (Mileage Production Rate)

里程生產率乃是指某一路段之車流在 1 小時內能產生之總里程。此參數值為流率(1 小時流量)乘以平均速率，單位為車公里/小時。此參數值反映某一路段之行車效率，因此可用來協助訂定設計標準及控制策略。

容量分析常用之流率與速度關係，時常不能明確顯示某一路段的實際行車效率，且最大流率常常存在於速率相當低之壅塞狀況。將流率、速率轉換成里程生產率與速率的關係，較容易決定行車效率最佳的情況。

以國 1 北上 92+900K 之車流為例，圖 2.28 顯示平均速率在 85 公里/小時左右時，車流有可能從穩定進入不穩定狀況，而且塞車之後，平均速率 55 公里/小時左右之相關流率最大。圖 2.29 明顯的顯示里程生產率最高的速率在 85 公里/小時左右。如果為了增高流率而讓車流進入壅塞並維持 55 公里/小時之平均速率，則里程生產率大幅下降，因此規劃及訂定控制策略不宜只考慮流率及速率的關係。

圖 2.29 中，里程生產率達到最高點之後，隨著速率之下降而減少有兩原因。其中一原因是當密度稍微增加時，導致流率也隨之增加，平均車速則隨著車距縮短而大幅下降。另外一個原因則是密度增加時，流率及平均速率皆下降。這兩種情況皆表示車流面臨不穩定之狀況。

一般而言，如流率與速率關係明顯的顯示穩定及不穩定狀況之界限，則里程生產率最高時之平均速率大約等於臨界速率，如果流率增高時平均速率持續下降，直到速率降到相當低的程度時，流率才跟著下降，則里程生產率最高時之平均速率會遠高於臨界速率。

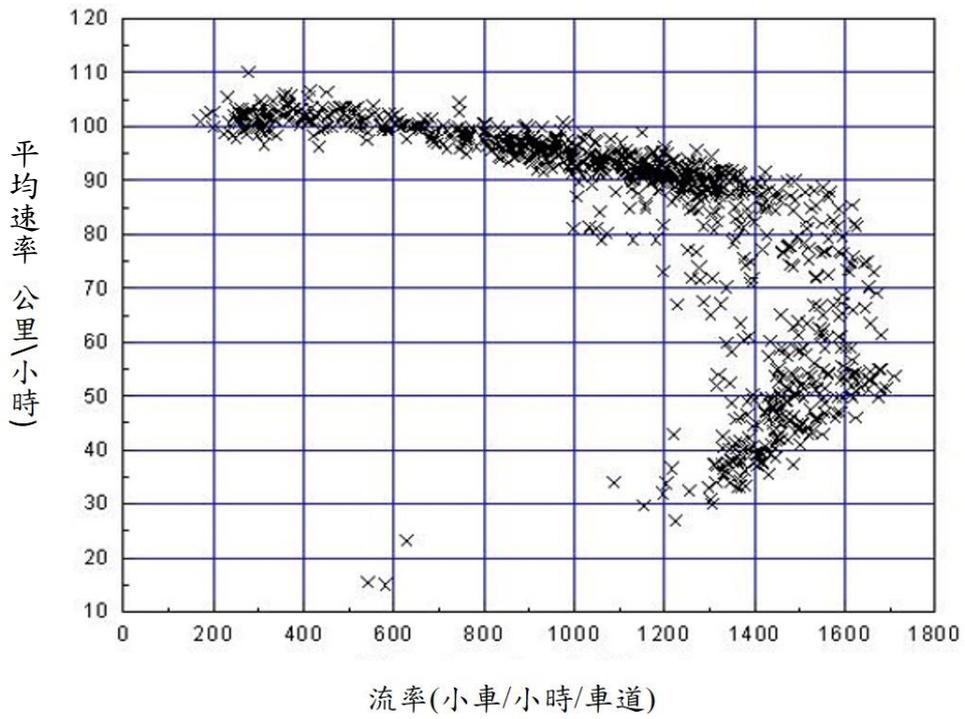


圖 2.28 國 1 北上 92+900K 流率與速率關係

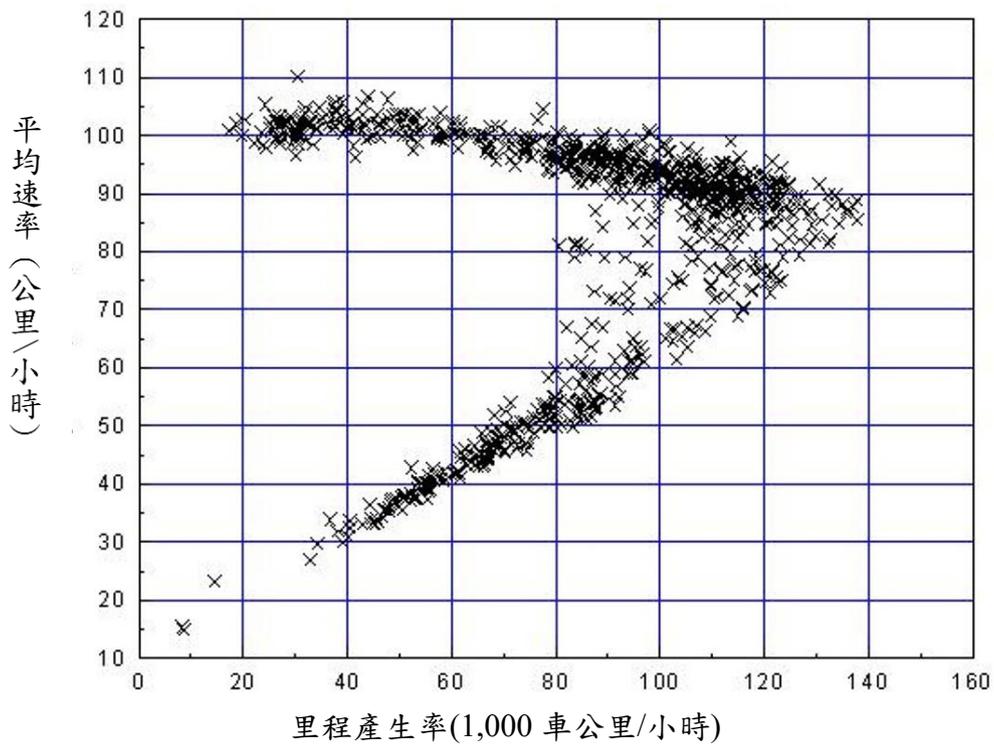


圖 2.29 國 1 北上 92+900K 里程產生與速率關係

## 2.4.8 間隙、間距、車距及後段車距

在分析車與車之間的關係時，有四個常用的參數，本節用圖 2.30 來說明這些參數。

### 間隙(Clearance or Gap)

間隙指在同一車道上前車車尾(後緣)到後車車頭(前緣)之間的距離(clearance)(如圖 2.30 之  $S_1$ )，或前車車尾與後車車頭通過道路某一點之時間間距(gap)。支道車輛匯入或穿過幹道車流時必須利用間隙，但利用間隙來分析時也須有車長的資料，因此間隙為不方便應用之參數。

### 間距(Space Headway)

間距指在同一車道上前車車頭到後車車頭之間的距離(如圖 2.30 之  $S_2$ )，此距離等於兩車之間隙加上前車之車長。

### 車距(Time Headway)

車距指在同一車道上前車與後車通過一定點之時間差。通過時間可根據車頭或車尾。現場調查時，車頭或車尾的實際位置常難以確定，在這情況下可用前輪或後輪當基準。

### 後段車距(Lag)

如圖 2.30 中支道車輛 C 抵達 ab 線之時間為  $t_C$ ，隨後幹道 A 車抵達同一點之時間為  $t_A$ ，則 C 車所能使用之車距等於  $t_A - t_C$ 。此車距只是幹道 A 車及 D 車之間車距的一部分， $t_A - t_C$  稱為後段車距。

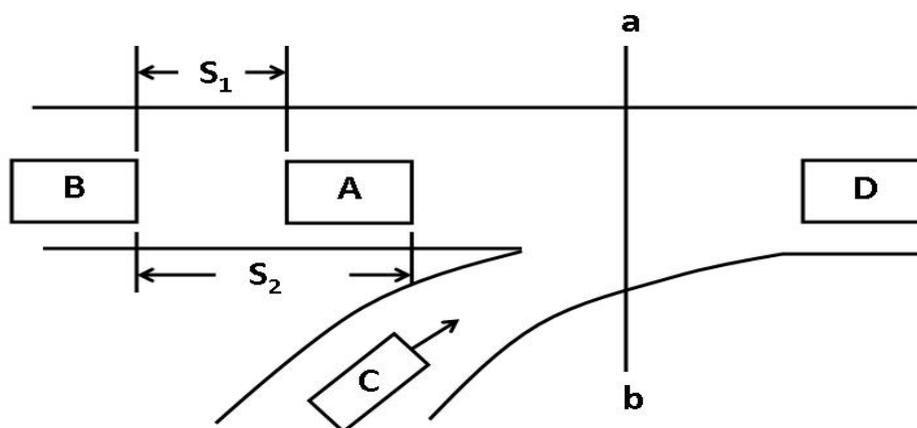


圖 2.30 車與車之相對位置示意圖

## 2.4.9 臨界車距(Critical Gap)及跟進時間(Follow-up Time)

支道車輛若無路權則可能須利用幹道車輛之間的空隙來匯入或穿過幹道車流。為便於分析這種行為，一般假設幹道上之車距小於一特定值時，所有駕駛人均不能利用該車距，但車距大於特定值時，每一駕駛人均會利用該車距，此特定的車距稱為臨界車距。如果幹道之車距能讓多輛車使用，則支道車輛間之車距稱為跟進時間。

訂定臨界車距的方法不一，例如美國運輸研究委員會 (Transportation Research Board, TRB) 1985 年之公路容量手冊[9]將臨界車距訂為被駕駛人接受之車距的中間值(median)。TRB 2000 年的公路容量手冊[10]則將臨界車距訂為幹道上能讓一輛支線車輛匯入或穿過之最小車距。交通界對如何分析車距接受(gap acceptance)行為的問題有不少的研究[11,12,13,14,15,16,17]。

分析車距接受行為之一困擾是支道駕駛人有時面臨後段車距，有時面臨車距，而且駕駛人可能拒絕了好幾個車距之後才接受一個車距，接受的車距又可能比被拒絕的車距還短。為克服此困擾，Raff[11]只考慮後段車距，並且將臨界車距  $t_c$  訂為後段車距大於  $t_c$  但被拒絕的次數等於後段車距小於  $t_c$  但被接受的次數時的車距。Drew[14]則考慮每一駕駛人所拒絕的最長車距及最終接受的車距，實際能被接受的車距理應在此兩車距之間。根據 Drew 之建議，臨界車距的估計方法如圖 2.31 所示。

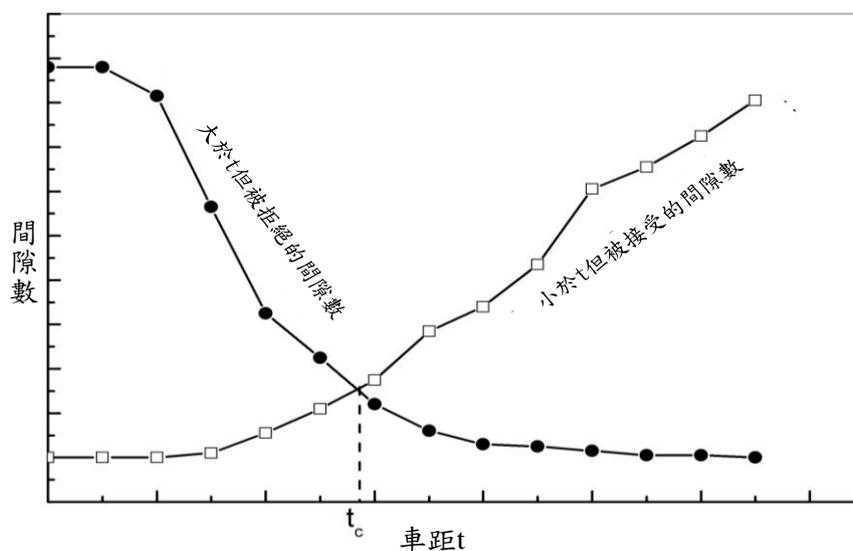


圖 2.31 臨界車距  $t_c$  估計方法示意圖

## 2.4.10 號誌週期長度(Cycle Length)、時相(Phase)、綠燈時段(Green Interval)、黃燈時段(Yellow Interval)、及全紅時段(All-red Interval)

為了減少危險的衝突，號誌控制須在一段時間內只讓在特定車道上的車輛或特定的行人群進入路口，這一段時間稱為一時相。一時相可讓車輛專用、行人專用，或人車共用。車輛專用或人車共用的時相一般分成綠燈、黃燈及全紅三時段。黃燈時段警告車輛駕駛人及行人紅燈號即將顯示，屆時將失去通行路權。全紅時段為讓黃燈時段結束後，還在路口內的車輛離開，直到下一時相之車輛得到綠燈時段。在全紅時段中，所有行進方向的駕駛人同時看到紅燈。

最單純的號誌控制為二時相，從第一時相綠燈開始到綠燈又回到第一時相所需的時間稱為週期長度。通常各時相的黃燈及全紅時段為固定值，定時號誌控制(pretimed or fixed-time control)在一長時間內讓各時相的綠燈時段固定不變。觸動化號誌(traffic-actuated signal)或適應性號誌(adaptive signal)的綠燈時間隨車流而變，因此沒有固定的週期長度。

## 2.4.11 停等車疏解車距(Queue Discharge Headway)、飽和車距(Saturation Headway)及飽和流率(Saturation Flow or Saturation Flow Rate)

如圖 2.32 所示，在一號誌之紅燈時段內，車輛可能形成停等車隊，綠燈時段開始之後，在第 1 停等位置的車輛先進入路口，隨後各停等位置的車輛依序進入路口，此現象稱為停等車隊的疏解。

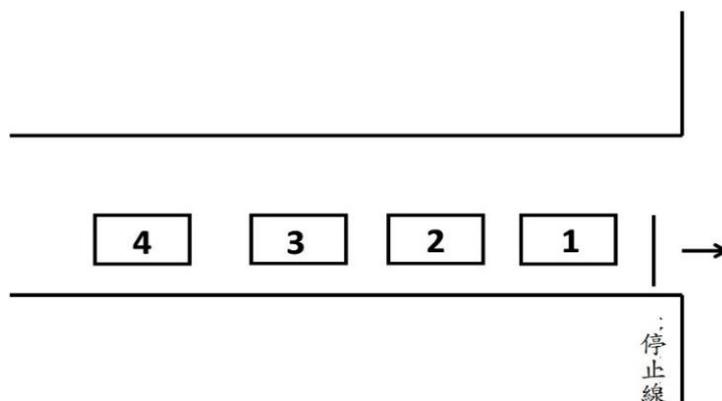


圖 2.32 停等車隊示意圖

如果將一停等車車尾通過停止線的時間訂為該車的疏解時間，則第 1 車之疏解時間為從綠燈開始到該車車尾通過停止線所需的時間，此時間亦稱為第 1 輛車之疏解車距。第 1 輛車之後，第  $i$  輛停等車的疏解車距等於其疏解時間  $t_i$  與其前車(第  $i-1$  輛)疏解時間  $t_{i-1}$  之差距( $t_i - t_{i-1}$ )。現場調查時，車尾的實際位置有時難以確定，在此情況下，疏解時間可用後輪當基準。

在第 1 停等位置的車輛通常有較高的平均疏解車距，隨後停等車的平均停等車距逐漸減少。傳統分析號誌作業的方法[10]假設第 4 或第 5 停等位置後之車輛的平均疏解車距會趨近一大致穩定的平均值，如圖 2.33 之  $H_s$  所示，此穩定平均疏解車距稱為飽和車距。如飽和車距等於  $H_s$  秒，則飽和流率等於  $3,600/H_s$  (輛/小時)。

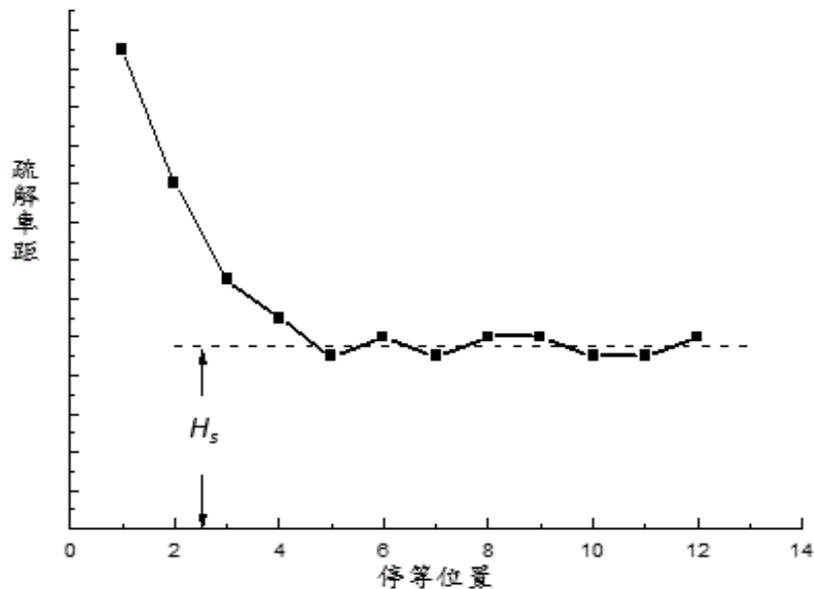


圖 2.33 停等疏解車距隨停等位置變化的傳統觀念

根據上述的傳統觀念，一時相之停等車疏解率隨時間變化的特性如圖 2.34 所示。綠燈時段  $G$  開始之後，疏解率迅速上升，達到一穩定的飽和流率  $Q_s$ ，然後在黃燈時段  $Y$  及全紅時段  $AR$  降到零。圖 2.34 流率曲線與橫軸所造成的面積代表在一時相中最多能疏解的車數，此面積可用圖中一長方形的面積來替代。圖中  $A_1$  的面積若等於  $A_2$  的面積，則  $L_1$  代表起動疏解時的損失時間(Start-up lost time)。如  $B_1$  的面積等於  $B_2$  的面積，則  $L_2$  代表燈號轉換期間(亦即黃燈及全紅時段)的損失時間， $L_1$  及  $L_2$  之和代表一時相的損失時間。一時相的有效綠燈

時間  $G_e$  則等於時相之長度( $G + Y + AR$ )減掉損失時間( $L_1 + L_2$ )。

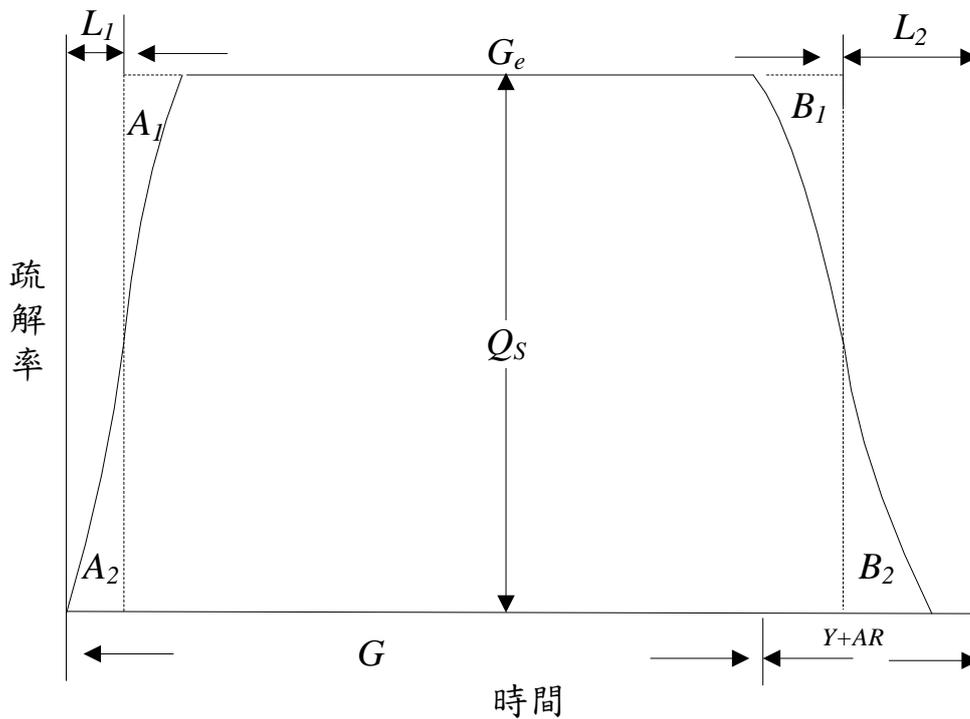


圖 2.34 傳統停等車疏解之觀念

如果傳統的停等車疏解特性可合理的代表實際疏解特性，則一車道的容量可簡易估計如下：

$$Q_{max} = Q_s \frac{G_e}{C} \quad (2.12)$$

此式中，

$Q_{max}$  = 容量(輛/小時/車道)；

$Q_s$  = 飽和流率(輛/小時/車道)；

$G_e$  = 有效綠燈時間(秒)；

$C$  = 週期長度(秒)。

但是傳統的疏解觀念常與實際的疏解特性有顯著的差異。以美國紐約州長島 3 處號誌化路口為例，圖 2.35 顯示平均疏解車距持續下降，並沒有在第 4 或第 5 停等位置之後就呈現穩定狀況的現象[18]。本所在臺灣蒐集的現場資料也顯示除了左轉車流有非常少的例外之外，市區及郊區停等車隊疏解率沒有達到一穩定飽和流率的狀況[19,

20, 21]，如圖 2.36 所示。因此，式(2.12)估計車道容量的方法不適用於分析臺灣的號誌化路口。比較簡單又可靠的方法是根據如圖 2.37 所示之疏解車數與綠燈長度(及黃燈、全紅時段)的關係來估計一時相內可疏解之最大車數。

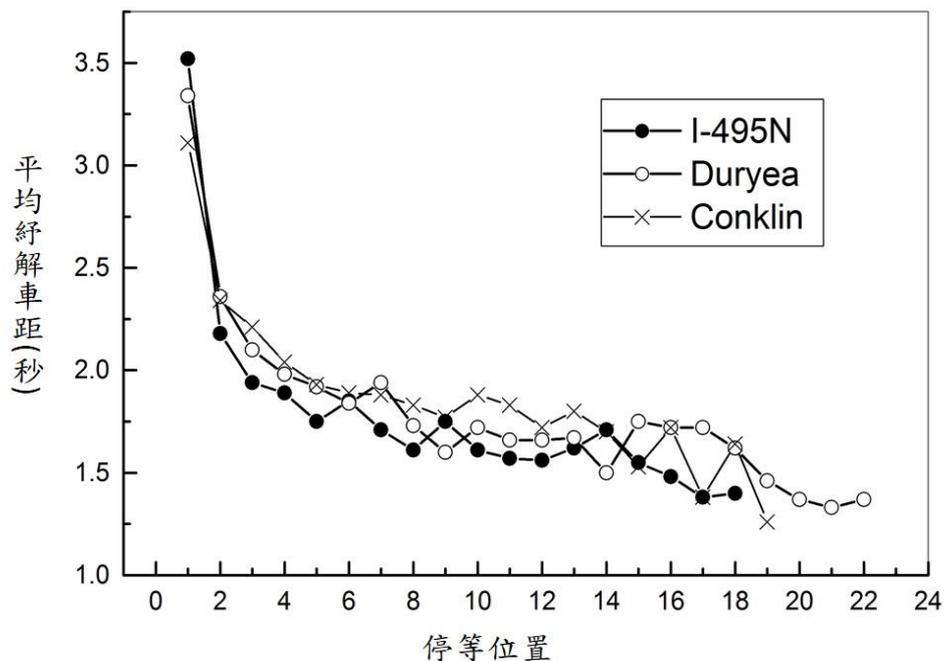


圖 2.35 紐約州長島 3 處號誌化路口停等車疏解車距之特性

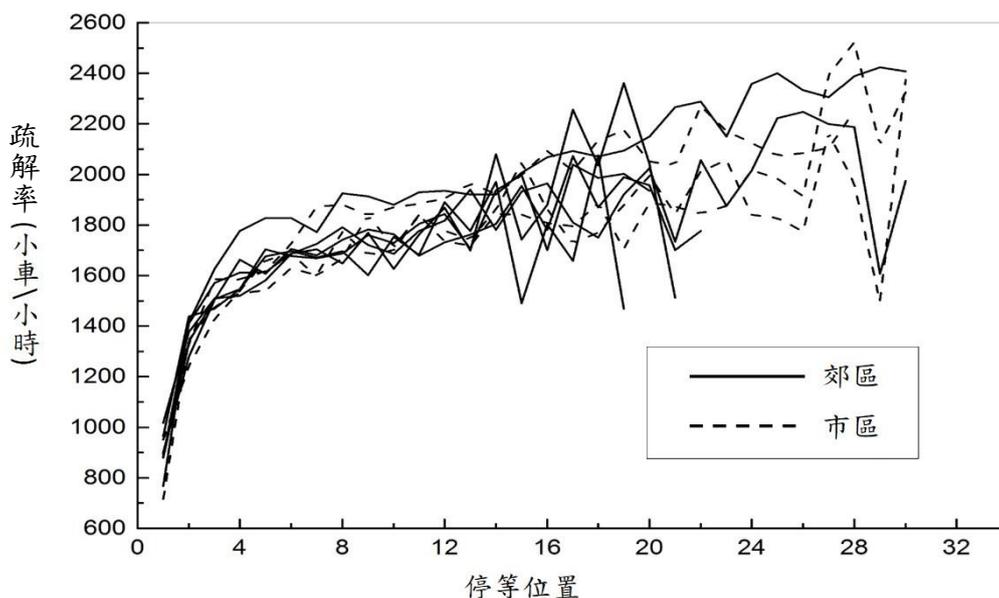


圖 2.36 臺灣市區及郊區直行停等車疏解率之特性

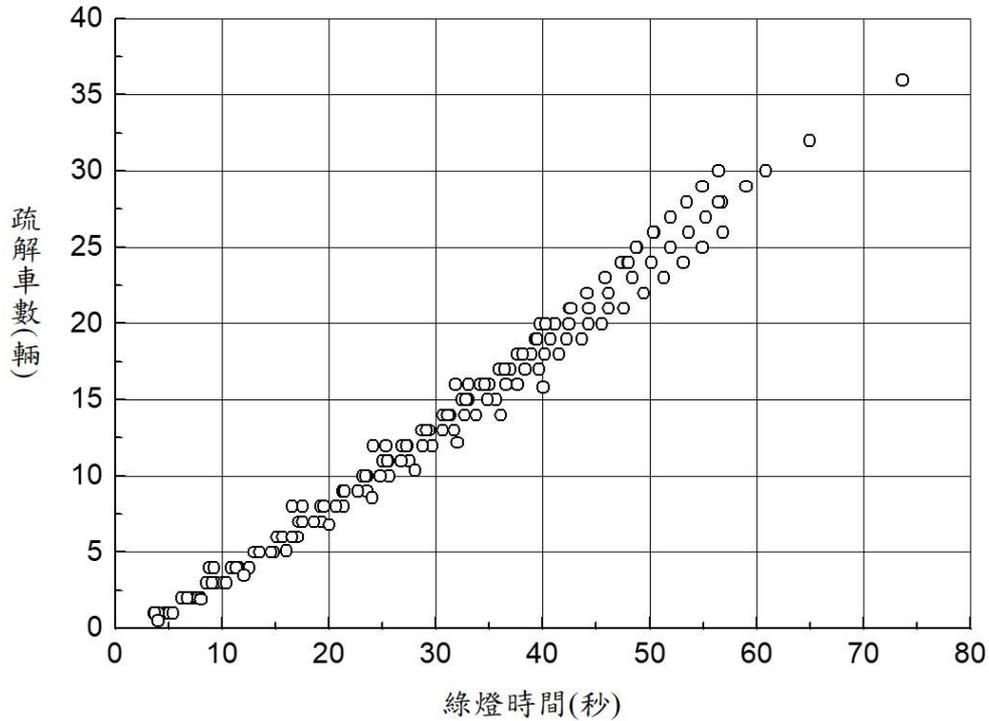


圖 2.37 停等車疏解車數與綠燈時段之關係

### 2.4.12 路口車輛延滯(Delay)

廣義而言，車輛延滯代表因車輛不能以自由速率行進而增加的旅行時間。延滯可能是在正常車流中車與車之間的干擾所造成，也可能是因受號誌或「停」、「讓」控制所造成。

圖 2.38 顯示車輛通過一路口的三個可能軌跡。AB 代表車輛能以自由旅行速率持續行進並在瞬間  $t_1$  通過 S 點之停止線的情況。AC 代表車流中車與車顯著干擾，因此車輛只能以比自由速率低的速率持續行進，在瞬間  $t_2$  通過停止線。AD 代表車輛須減速、停等，然後加速在瞬間  $t_5$  時通過停止線的情況。車輛延滯的性質可能從這些軌跡來探討。

圖 2.38 中  $t_5$  與  $t_1$  的差距代表因車與車之間互相干擾及交通控制的約束造成從 A 點通過 S 點時的總延滯， $t_5$  及  $t_2$  的差距則代表交通控制的約束所造成的延滯。這兩種延滯不容易從現場調查來估計，因為必須先估計平均自由速率或因車與車之間互相干擾所產生的平均速率，才能估計  $t_1$  及  $t_2$ 。建立分析性模式(analytical model)來估計  $t_5 - t_1$  或  $t_5 - t_2$  之平均值也相當困難。

圖 2.38 之停等延滯等於車輛受阻擋而不能前進的時間。此延滯

不包括因減速及加速所產生的額外旅行時間，但從駕駛人的立場而言，停等時間是很難以接受的行車狀況。此外，停等延滯的現場調查相較比較容易，因此適用於評估阻斷性車流的設施。

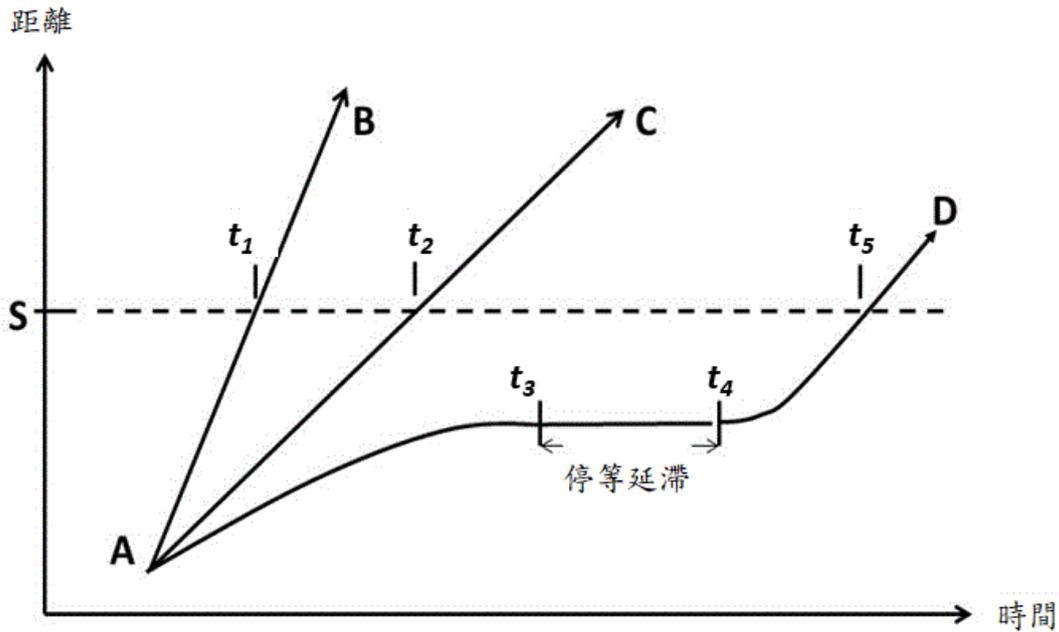


圖 2.38 車輛軌跡示意圖

### 2.4.13 小客車單位量(Passenger Car Unit or PCU)、小客車當量(Passenger Car Equivalent or PCE)及小車當量

目前各國使用的容量分析方法常依賴分析性模式，為分析方便，不同車種常用小客車當量轉換成對等之小客車單位量。分析臺灣公路車流最少須考慮 5 車種：機車、小車、大客車、大貨車及聯結車。本手冊所指的小車包括小客車、廂型車及小貨車。這些小車之運轉特性沒有顯著差異，所以本手冊所稱之小客車當量實值上等於小車當量。若有必要聯結車可分成半聯結車及全聯結車。

如果考慮每一車種，則分析方法會變得很複雜，不易應用，而且建立分析方法所需的資料相當龐大。在這些限制下，本手冊有幾章只將車種分成小車及大車。本手冊所指之小車不包括機車。大車則包括大客車、大貨車及聯結車。

一車種的小車當量可從許多不同的角度來衡量[23]。例如一路口

的車道在大車(或機車)比例為  $P_1$  時之飽和容量為  $Q_1$ ，大車(或機車)比例為  $P_2$  時之飽和容量為  $Q_2$ ，而每大車(或機車)之小客車當量為  $E$ ，則下列關係必須存在：

$$Q_1(1 - P_1) + Q_1P_1E = Q_2(1 - P_2) + Q_2P_2E \quad (2.13)$$

換言之，大車(或機車)之小客車當量可估計如下：

$$E = \frac{Q_2(1 - P_2) - Q_1(1 - P_1)}{Q_1P_1 - Q_2P_2} \quad (2.14)$$

但如將大車(或機車)轉換成小車的目的在於估計平均延滯，則從式(2.14)所求得之小車當量不一定適用。

機車在車道寬超過大約 2.5 公尺之車道上有併行的可能。併行的可能性預期會隨機車比例增加而增高，而對應每機車所擁有的平均車距也隨之減低。換言之，機車之小車當量會隨車道寬及機車比例而變，機車比例越高，其當量越低。

分析非阻斷性車流之工作常用在平坦路段、沒有大車而且車流穩定狀況下之代表性流率與速率關係作基準。如果分析路段有顯著的坡度或有大車，則訂定適當的小車當量會遭遇到困擾。德國交通界認為小客車當量不適合德國的交通狀況，所以德國之公路容量手冊[24]不採用小客車當量之觀念分析坡度路段。

圖 2.39 可用來說明小車當量不適用於分析坡度路段的理由。此圖顯示在一平坦路段且只有小車(坡度=0%；大車比例=0%)之流率與速率關係，也顯示在 4% 上坡地點，有 30% 大車時之流率與速率關係。假設上坡地點流率為 700 輛/小時/車道之平均速率為 57 公里/小時，而此流率轉換成平坦路段之小車流率為 1,300 小車/小時/車道。又假設轉換成小車之後之車流屬穩定車流(未進入壅塞狀況)。則從圖 2.39 可知對等小車車流之平均速率為 94 公里/小時。原來平均速率只有 57 公里/小時之車流很顯然與轉換後平均速率 94 公里/小時的車流有顯著不同的性質，兩者不能視為對等車流。

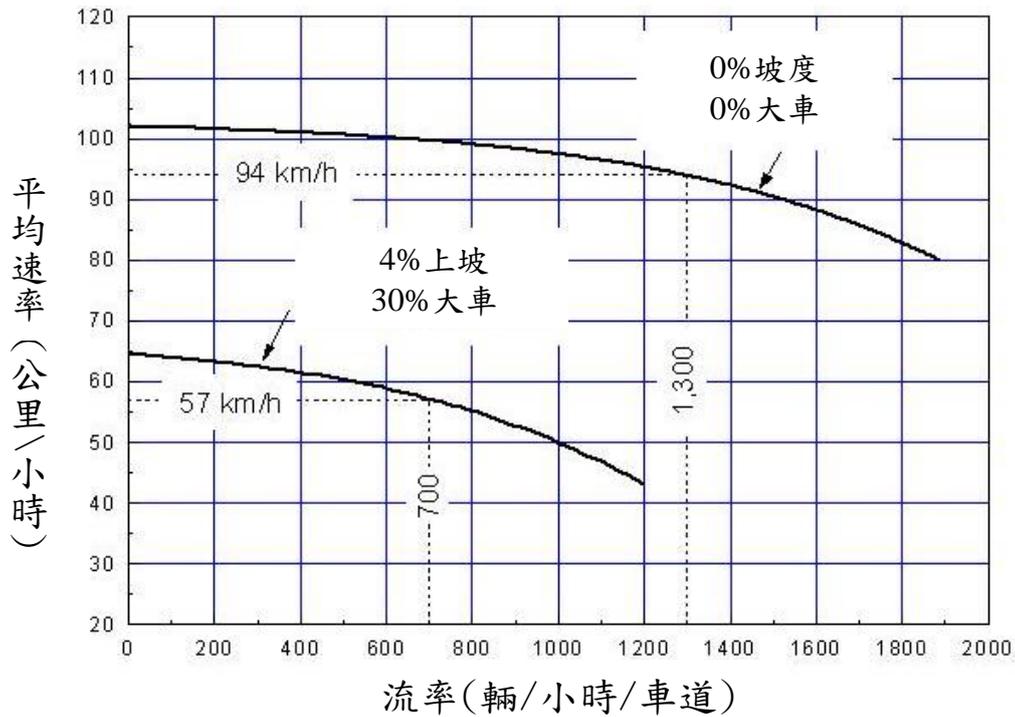


圖 2.39 車流轉換前後狀況說明圖

估計平坦路段非阻斷性車流中車輛之小車當量須符合轉換之後的對等小車車流與原來車流有大致相同速率之原則。在此情況下，下述方法可用來估計小車當量。

假設某 5 分鐘內之車流狀況大致穩定（速率沒有大變化），則其混合車流之流率可根據下式轉換成對等小車流率：

$$Q_s = Q(1 - P) + QPE \quad (2.15)$$

此式中，

$Q_s$  = 速率與混合車流速率大致相同時之對等小車流率  
(小車/小時)；

$Q$  = 混合車流之流率(輛/小時)；

$P$  = 非小車之車輛比例；

$E$  = 非小車之車輛的小車當量。

若將式(2.15)中之流率用相關之平均車距來代替，則可改寫為

$$E = 1 + \frac{1}{P} \left( \frac{H}{H_s} - 1 \right) \quad (2.16)$$

此式中，

$H$  = 混合車流之平均車距(秒)；

$H_S$  = 對等小車車流之平均車距，亦即車流中只有小車時之平均車距(秒)。

應用式(2.16)必須選擇只有小車且平均速率大致等於混合車流平均速率的車流，做為比較之基準。如果混合車流只有小車及大客車(或其他車種)，則混合車流之平均車距  $H$  受下列 4 種跟車狀況時之平均車距所影響：

1.  $H_{SS}$ ：小車(代號 S)跟隨小車之平均車距(秒)。
2.  $H_{BS}$ ：小車(代號 S)跟隨大客車(代號 B)之平均車距(秒)。
3.  $H_{SB}$ ：大客車跟隨小車之平均車距(秒)。
4.  $H_{BB}$ ：大客車跟隨大客車之平均車距(秒)。

如果有上述 4 種跟車型態之平均車距，則混合車流之平均車距可估計如下：

$$H = H_{SS}(1 - P) + H_{BS}P(1 - P) + H_{SB}(1 - P)P + H_{BB}P^2 \quad (2.17)$$

此式中，

$P$  = 大客車比例。

估計  $H_{SS}$ 、 $H_{BS}$ 、 $H_{SB}$  及  $H_{BB}$  需大量的現場資料。小車跟隨小車的平均車距  $H_{SS}$  可利用在 5 分鐘內只有小車時之資料來估計。圖 2.40 為偵測器資料所顯示之  $H_{SS}$  的一樣本。此圖顯示  $H_{SS}$  隨速率而變。 $H_{SS}$  也會隨路段所在地點而變。而國內缺乏不同車種跟隨車距的研究，所以沒有本土  $H_{BS}$ 、 $H_{SB}$  及  $H_{BB}$  之資料。

Drakopoulos 等人[25]在美國執行之大型研究計畫報告指出，大車跟隨小車及小車跟隨大車的平均車距皆比小車跟隨小車之平均車距長。根據該報告提供之不同跟車狀況下的平均車距，圖 2.41 顯示小車跟隨大客車及大客車跟隨小車時，車距高出小車跟隨小車之額度。而因大客車跟隨大客車之機率非常低，該報告未能提供可估計  $H_{BB}$  之參考資料。

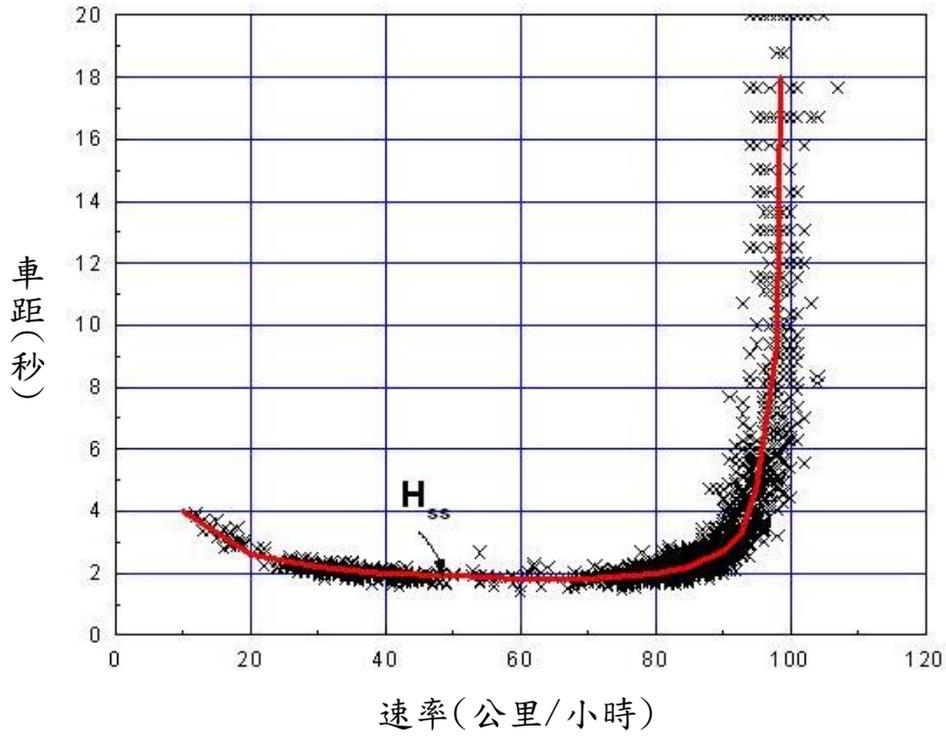


圖 2.40 國 3 南下 32.735K 安坑隧道小車跟隨小車平均車距特性

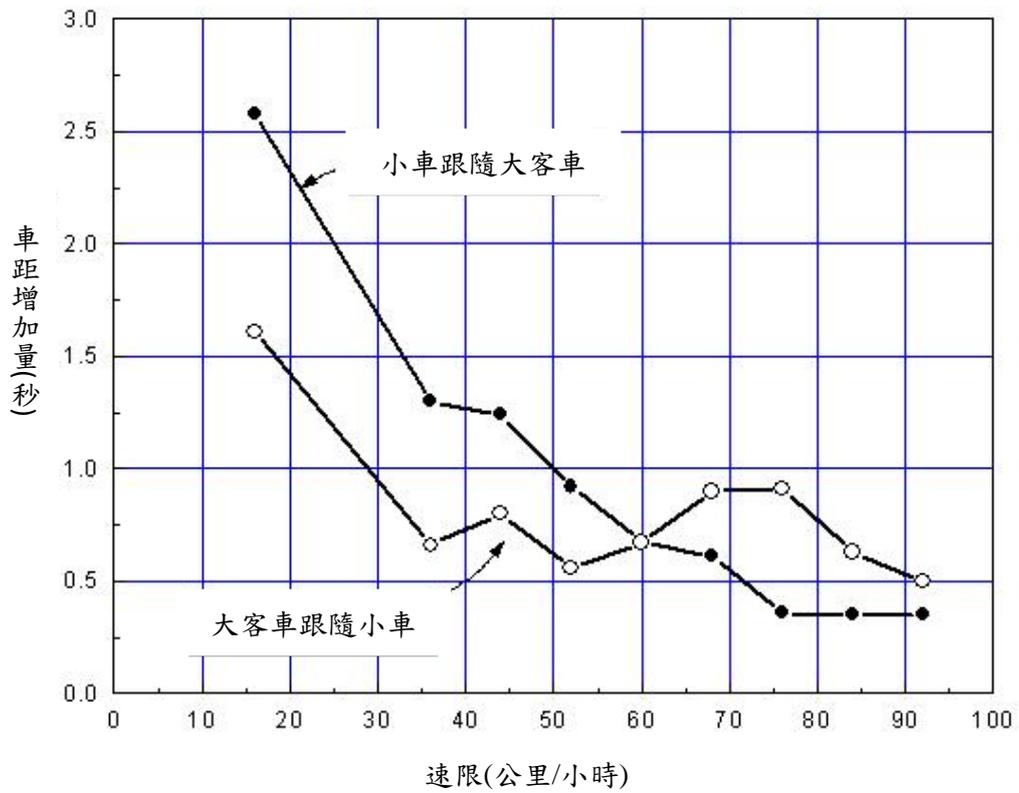


圖 2.41 因大客車之存在所造成之額外車距

理論上，車速越高，車距會增長，車輛長度對駕駛行為（如車距）的影響會越不明顯。因此在高速情況下， $H_{BS}$ 、 $H_{SB}$  及  $H_{SS}$  的差異會消失。換言之，速率越高，小車當量會越趨近 1.0。

式(2.16)只能用來估計車流中只有小車及另一車種時，另一車種之小車當量。如果車流中不只有一種非小車之車種，則式(2.16)只能用平均車距  $H$  來估計所有非小車車種之綜合小車當量，而不能用來同時估計所有車種的小車當量。

如能從現場資料估計平均車距  $H$  (流率之倒數)及所有非小車之比例，則可從式(2.16)估計個別車種之小車當量，再用一近似方法估計綜合小車當量如下：

$$E = 1 + P_1(E_1 - 1) + P_2(E_2 - 1) + \dots + P_n(E_n - 1) \quad (2.18)$$

此式中，

$E$  = 綜合小車當量；

$P_i$  = 第  $i$  種非小車之比例( $i=1, 2, \dots, n$ );

$E_i$  = 根據式(2.16)所估計，第  $i$  種非小車之小車當量( $i=1, 2, \dots, n$ )。

為方便起見，交通調查資料常將所有車輛用小車當量轉換成小客車單位量。轉換的方法如下：

$$PCU = \sum Q_i E_i \quad (2.19)$$

此式中，

$PCU$  = 小客車單位量(小車)；

$Q_i$  = 車種  $i$ (包括小車)之車輛數(輛)；

$E_i$  = 車種  $i$  之小(客)車當量。

## 2.5 容量分析

規劃、設計新的公路或評估現有公路以訂定改善策略時，須了解在特定的車流、幾何、交通控制及其他狀況下，公路設施所提供之服務品質。設計或評估行人設施時也需有類似的資料。容量分析的目的在于提供這些有關服務品質的資料，而不是只估計容量。

服務品質指從使用者角度所感受之交通運轉的好壞，其涵蓋層面廣泛，例如安全性、速率、舒適程度、延滯時間、停車時間及頻率、行車資訊、旅行時間之變異性等。為了提供客觀的評估，服務品質需用特定的績效指標(measure of effectiveness, MOE)來衡量。

## 2.6 績效指標之選擇

不同性質之交通設施需用不同的指標來衡量，同一類型的設施也可從不同的角度用不同的績效指標來評估。以雙車道的容量分析為例，目前各國正在使用或曾建議使用之一些指標包括[9, 26, 27, 28, 29]：

- 延滯百分比(percent time delay)。
- 跟車百分比(percent follower)。
- 平均速率(average travel speed)。
- 平均速率與自由速率或速限之比例。
- 跟車密度(follower density)。
- 車流密度(traffic density)。
- 超車比例(overtaking ratio)。

適用於容量分析的績效指標需有四個特性。第一，指標必須能反映使用者對服務品質感受的程度。第二，指標必須能讓交通機關容易使用來協助規劃、設計或評估的工作。第三，績效指標值須能直接從現場調查的資料來訂定。第四，如無現場資料可用，績效指標值須能用一分析性模式或模擬模式來估計。

績效指標之選擇隨分析對象的性質而變。例如 2011 年之公路容

量手冊所用的指標包括高速公路之「V/C 比」及「平均速率與速限的差異」，市區高架快速道路及地下道之車流「密度」，號誌化路口之「停等延滯」，非號誌化路口之「保留容量」，郊區雙車道公路之「延滯時間百分比」，行人設施之「平均行人占有面積」等。本手冊仍有許多章沿用 2011 年之版本，大幅修正過或新增之章(如第 4、第 8、第 11 及第 12 章)所用之指標則與舊版有差異。

本所修正各章之原則是採用「需求流率/容量(V/C)比」及「平均速率/速限比」評估所有非阻斷性車流路段，並單獨使用「平均速率/速限比」評估有號誌化路口之市區及郊區幹道。不繼續採用平均速率與速限差距之原因是因為當使用差距當指標時，必須根據不同速限以訂定不同服務水準藉以劃分等級標準，一旦公路設施之最高或最低速限改變，超過容量手冊原定的範圍，則沒有評估標準可用。平均速率/速限比之應用較為方便，近年來多數參與公路容量討論的交通界人士傾向採用比值以評估與速率有關之服務品質。

## 2.7 服務水準等級

容量分析所得績效指標值可直接用來協助規劃及設計或建立改善策略的工作。例如分析結果若顯示一路段之車流可維持 80 公里/小時的平均速率，則此速率很顯然的可直接用來判斷分析路段的服務品質是否符合要求。

但臺灣交通界長久以來已習慣將服務品質分等級的做法，所以本手冊的分析方法也根據績效指標的估計值，劃分服務水準等級。如一設施可用單一績效指標來評估，則服務品質可劃分為 A, B, C, D, E 及 F 級。A 級代表最佳的服務水準，F 級為最差的服務水準。如同一設施需用另一指標來評估，則其相關服務品質可分成 1, 2, 3, 4...級。其中，第 1 級為最佳，而該設施之合成服務水準可用 A1, A2, B2...等來代表。

服務水準的等級劃分常有主觀性，例如平均延滯是否必須在 10 秒以下或 15 秒以下才能算是 A 級或是第 1 級的服務水準，並沒有客觀條件來確定。幸好只要交通界用同樣的標準來分等級，這困擾不會

成為應用分析結果的問題。

劃分服務水準等級會產生一比較難以處理的問題。這問題是績效指標值有極小的變化時，服務水準可能升或降一級，但實際的服務品質並無實質的差別。在這情況下，分析結果的使用者宜考慮外在因素(如財源、民眾之要求、設施之重要性等)來做決定。

本手冊根據需求流率/容量(V/C)比所訂定的服務水準等級劃分標準與 2011 年版之標準有差異。例如 2011 年手冊將高速公路基本路段 V/C 比不超過 0.35 之情形訂為 A 級服務品質，但本手冊將 A 級的上限降為 0.25。這是因為近年來臺灣非阻斷性車流路段之現場資料經常顯示車流密度從接近 0 輛/公里稍微增加時，平均速率就有明顯下降之趨勢。這現象表示 A 級所代表之自由旅行狀況的範圍很窄，所以用 0.25 做為 A 級的上限較為合理。

此外，近年來之現場資料亦顯示 V/C 比超過 0.8 時，車流常從穩定進入壅塞狀況。因此本手冊將 C 級及 D 級的界線從 2011 年版的 0.85 調降為 0.80。

## 2.8 分析性模式(Analytical Model)及模擬模式(Simulation Model)

分析單純的交通運轉時，本手冊採用以公式及圖表為基礎之分析性分析方法。但許多交通運轉，如號誌控制、坡度路段的車流及郊區雙車道上之超車行為，需利用電腦模擬模式直接當作分析工具或協助發展分析性模式。分析性分析方法常涉及許多步驟，方法之使用容易產生錯誤。應用模擬模式之前必須建立一輸入檔，輸入檔的建立也容易發生錯誤。

為了協助公路容量之分析工作，本所提供 2021 公路交通系統模擬(2021HTSS)模式及臺灣公路容量分析軟體(THCS)。這些分析工具及相關說明檔可從「臺灣公路容量分析專區」網站下載。

## 參考文獻

1. *Traffic Detector Handbook*, Third Edition-Volume 1, FHWA-HRT-06-108, Federal Highway Administration, October 2006。
2. Lin, F. B., Su, C.W., Chen, C-F., and Huang, H. H., “Analysis of Traffic Flow Characteristics on Sun Yat-Sen National Freeway for Capacity and Level-of-Service Analysis,” *Transportation Planning Journal*, Vol. 22, No. 4, December 1993, pp. 445-478.
3. 「公路交通系統模擬模式調校與新版容量手冊研訂(3/3)」, 108-097-1419, 交通部運輸研究所, 民國 107 年 11 月。
4. *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*, Fifth edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D. C., 2011.
5. *Computer Programs for Urban Transportation Planning*, U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, D. C., 1977.
6. Edwards, Jr., J. D., editor, *Transportation Planning Handbook*, 2nd ed., Institute of Transportation Engineers, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ, 1999.
7. Solberg, P., and Oppenlander, J. C., “Lag and Gap Acceptances at Stop-controlled Intersections,” *Highway Research Record 118*, 1966, pp. 48-67.
8. Pignataro, L. J., *Traffic Engineering, Theory and Practice*, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, NJ, 1973.
9. *Highway Capacity Manual*, Special Report 209, Transportation Research Board, Washington, D. C., 1985.
10. *HCM2010 Highway Capacity Manual*, Transportation Research Board, Washington, D. C., 2010.
11. Raff, M. A., *A Volume Warrant for Urban Stop Signs*, ENO Foundation, 1950.
12. Bissell, H. H., *Traffic Gap Acceptance from a Stop Sign*, University of California Research Report, University of California, Berkley, California, May 1960.
13. Oppenlander, J. C., et al., “Sample Size Requirements for Vehicular Speed,” *Highway Research Board Bulletin 281*, 1961.

14. Drew, D. R., *Traffic Flow Theory and Control*, McGraw-Hill Book Company, 1968.
15. Akcelik, R., "A Review of Gap-Acceptance Capacity Models," 29th Conference of Australian Institute of Transportation Research, Adelaide, Australia, December 5-7, 2007.
16. Pollatschek, M. A., Polus, A., and Livneh, M., "A decision model for gap acceptance and capacity at intersections," *Transportation Research Part B: Methodological*, Vol. 36, Issue 7, August 2002, pp. 649-663.
17. Research and Innovative Technology Administration, *Macroscopic Review of Driver Gap Acceptance and Rejection Behavior at Rural Thru-Stop Intersections in the US – Data Collection Results for Eight States*, CICAS-SSA Final Report No. 3, U.S. Department of Transportation, August 2010.
18. Lin, F. B., Thomas, D. R., "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.
19. Lin, F. B., P. Y. Tseng, and C. W. Su, "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, Washington, D. C., 2004, pp.192-197.
20. 「市區號誌化路口容量分析及服務水準之研究(1/2)」，95-113-1235，交通部運輸研究所，民國95年7月。
21. 「臺灣地區多車道郊區公路容量及特性研究(三)」，94-78-1221，交通部運輸研究所，民國94年6月。
22. Krammes, R. A., and Crowley, K. W., "Passenger Car Equivalent for Trucks on Level Freeway Segments," *Transportation Research Record 1091*, Transportation Research Board, Washington, D. C., 1987, pp. 10-17.
23. McShane, W. R., and Roess, R. P., *Traffic Engineering*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 1990.

24. *FGSV: Handbuch fuer die Bemessung von Strassen (German Highway Capacity Manual)*, HBS 2001, Forschungsgesellschaft fuer Strassenund Verkehrswesen, Cologne, ([www.fgsv-verlag.de](http://www.fgsv-verlag.de)), 2005.
25. Drakopoulos, A., Liu, Y., and Horowitz, A., *Heavy Vehicle Performance During Recovery from Forced-Flow Urban Freeway conditions Due to Incidents, Work Zones and Recurring Congestion*, Final Report submitted to Research and Innovative Technology Administration, United States Department of Transportation, Washington, D.C., December 2013.
26. 「公路坡度路段模擬模式之發展及應用(2/3)」, 104-86-1353, 交通部運輸研究所, 民國 104 年 7 月。
27. van As, C., *The Development of an Analysis Method for the Determination of Level of Service on Two-Lane Undivided Highways in South Africa*, Project Summary, South African National Roads Agency, Limited, Pretoria, 2003.
28. Morrall, J. F., and Werner, A., “Measuring Level of Service of Two-Lane Highways by Overtakings,” *Transportation Research Record 1287*, Transportation Research Board, Washington, D.C., 1990, pp. 62–69.
29. Al-Kaisy, and Karjala, S., “Indicators of Performance on Two-Lane Rural Highways: Empirical Investigation,” *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, No. 2071, Transportation Research Board, Washington, D.C., 2008, pp. 87–97.