

# 第六章 高速公路出口匝道路段

## 目 錄

	頁次
6.1 緒論.....	6-1
6.2 檢核點之選擇 .....	6-2
6.3 車流及重車之車道分布 .....	6-3
6.3.1 車流之車道分布.....	6-3
6.3.2 重車之車道分布.....	6-5
6.4 流率、速率、密度與占有率之關係 .....	6-6
6.4.1 小車當量.....	6-6
6.4.2 密度與占有率之關係 .....	6-8
6.4.3 占有率、密度與流率之關係 .....	6-8
6.4.4 密度、流率與平均速率之關係 .....	6-9
6.5 績效指標及服務水準 .....	6-14
6.6 分析方法.....	6-16
6.6.1 設定幾何設計及車流狀況 .....	6-16
6.6.2 訂定所須提供之服務水準等級 .....	6-17
6.6.3 選擇分析車道.....	6-17
6.6.4 選擇在基本狀況下代表性流率與平均速率之關係 .....	6-17
6.6.5 估計尖峰 15 分鐘在基本狀況下之對等流率 .....	6-18
6.6.6 評估服務水準.....	6-20
6.6.7 修訂幾何設計.....	6-20
6.7 應用例題.....	6-21
6.7.1 例題 1.....	6-21
6.7.2 例題 2.....	6-22
6.7.3 例題 3.....	6-24
參考文獻.....	6-25

## 圖目錄

	頁次
圖 6.1 出口匝道路段示意圖 .....	6-1
圖 6.2 分流區分段示意圖 .....	6-2
圖 6.3 第 1 車道流率與減速車道流率之關係 .....	6-4
圖 6.4 國 1 湖口南下路段重車百分比對平均速率與密度之影響 ..	6-7
圖 6.5 國 1 湖口南下及中壢北上路段密度與估計值之比較 .....	6-9
圖 6.6 國 1 湖口南下路段流率與占有率之關係 .....	6-10
圖 6.7 國 1 湖口南下路段流率與密度之關係 .....	6-10
圖 6.8 國 1 湖口南下路段平均速率與密度之關係 .....	6-11
圖 6.9 國 1 湖口南下路段平均速率與流率之關係 .....	6-11
圖 6.10 國 1 中壢北上路段平均速率與密度之關係 .....	6-12
圖 6.11 國 1 中壢北上路段平均速率與流率之關係 .....	6-12
圖 6.12 不同車道平均速率與流率之關係 .....	6-15

## 表目錄

	頁次
表 6.1 分流區各段之平均速率(公里/小時) .....	6-3
表 6.2 車流之車道分布 .....	6-4
表 6.3 直行重車之車道分布 .....	6-6
表 6.4 容量及車流之臨界參數值 .....	6-14
表 6.5 根據需求流率/容量比之服務水準等級劃分標準 .....	6-14
表 6.6 根據平均速率/速限比之服務水準等級劃分標準 .....	6-14
表 6.7 容量建議值 .....	6-15

## 6.1 緒論

如圖 6.1 所示，高速公路出口匝道路段包括高速公路主線分流區域、匝道本身、及匝道與平面道路或其他高速或快速道路之交接區域。臺灣高速公路一般出口匝道的速限只有 50 公里/小時，所以從主線進入匝道之車輛須減速，因而匝道上游主線須設置減速車道以分隔直行車輛及進入匝道之車輛。臺灣高速公路之減速車道通常在 100 到 300 公尺之間。出口匝道一般只有一車道，但在車流較大的地點，如圓山交流道、臺北交流道、林口交流道及楊梅交流道，則有兩車道。為說明方便起見，本章將主線減速車道左側之車道依序訂定為第 1、第 2、第 3 等車道，如圖 6.1 所示。

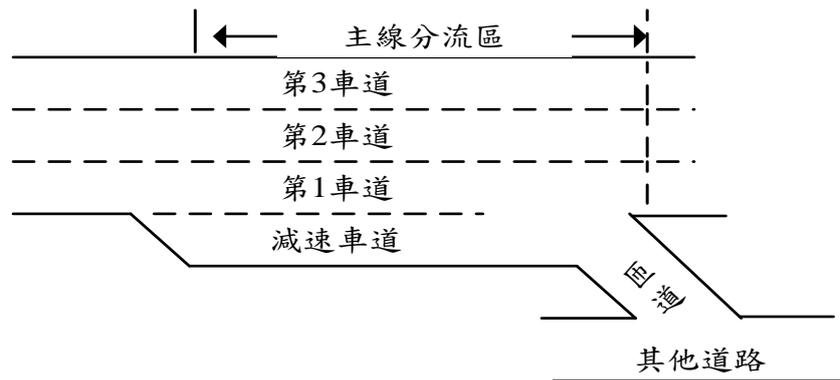


圖 6.1 出口匝道路段示意圖

為建立一分析出口匝道容量及服務水準之方法，本所在 1996 年 (民國 85 年) 委託鼎漢國際工程顧問有限公司蒐集現場資料[1]。本所利用該計畫所蒐集的資料建立描述於「2011 年臺灣公路容量手冊」[2] 第六章的初步分析方法。從 2019 年開始，本所再度探討出口匝道分流路段的車流特性。但此工作尚未完成。因此，本章沿用 2011 年手冊之分析方法。但本章及 2011 年版的內容有兩項顯著的差異。第一，本章將舊版之服務水準劃分標準用本手冊第四章基本路段服務水準之劃分標準替代。第二，舊版將內側車道容量訂為 2,300 小車/小時/車道，但近期資料顯示即使基本路段內側車道的容量也難超過 2,100 小車/小時/車道，所以本章將分流路段內側車道調降為 2,100 小車/小

時/車道。

## 6.2 檢核點之選擇

出口匝道路段的車流狀況可能因車輛之減速而隨地點有顯著的變化。因在現場不易取得整個分流區車流狀況之資料以評估交通運轉之績效，故在分析容量及服務水準時有必要選擇一檢核點以做為評估之依據。此檢核點代表在分流區內平均速率經常最低或車流最可能先進入不穩定狀況之地點。

為了選擇適當之檢核點，鼎漢公司將新竹北上、內壢南下、及桃園北上之分流區劃分成數段，如圖 6.2 所示之 A, B, C, D，然後蒐集每段中之速率以了解平均速率在分流區內之變化。結果如表 6.1 所示。

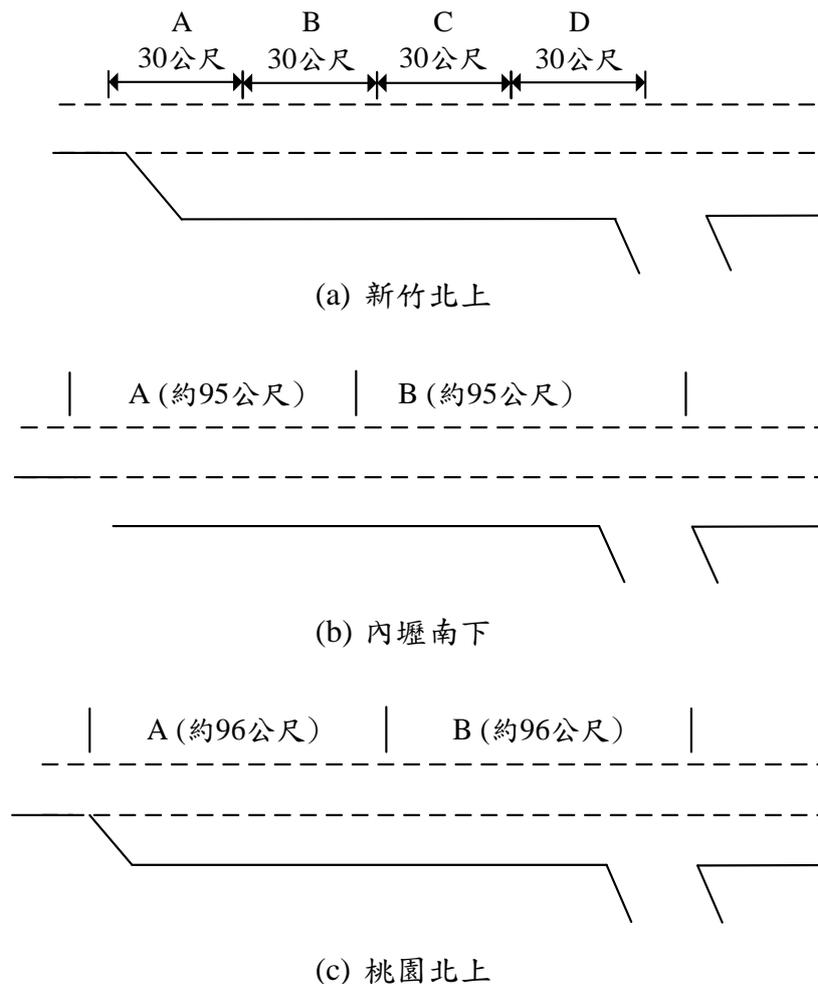


圖 6.2 分流區分段示意圖

表 6.1 分流區各段之平均速率(公里/小時)

地點	車道	路 段				流率 (車/小時)
		A	B	C	D	
新竹	1	71.1	72.1	74.4	74.8	834
北上	2	76.9	80.0	82.6	83.3	1,828
內壢 南下	1	66.4	66.7	—	—	482
	2	72.0	79.0	—	—	1,574
	3	76.1	79.4	—	—	1,780
桃園 北上	1	51.9	52.9	—	—	374
	2	71.6	63.6	—	—	1,124
	3	82.9	72.7	—	—	1,900
	4	82.6	73.1	—	—	2,198

從表 6.1 可知當流率低於 1,000 輛/小時/車道時，接近減速車道起點(亦即路段 A)之平均速率通常高於減速車道終點之平均速率，但差距不大，在 0~4 公里/小時之內。當流率超過 1,900 輛/小時/車道時，桃園之資料顯示接近減速車道終點之速率甚低於接近減速車道起點之速率。這可能表示在高流率狀況下，接近減速車道終點之地點可能先有不穩定車流之存在。為了反應這種車流特性，本章建議將檢核點訂定在分流點(見圖 6.1)上游 50 公尺之處。

## 6.3 車流及重車之車道分布

### 6.3.1 車流之車道分布

表 6.2 顯示在新竹、內壢及桃園三個出口匝道所觀察到的車流分布狀況。在各路段之觀察時段不長，只在 30 分鐘與 1 小時之間。從表 6.2 可知車輛有明顯避開第 1 車道之現象。主線有 2 車道時(新竹北上)，第 1 車道之流率不到第 2 車道的一半。主線有 3 車道(內壢南下)或 4 車道(桃園北上)時，第 1 車道之流率只有第 2 車道之 1/3。換言之，主線車道越多，利用第 1 車道之必要性相對減少。

由圖 6.3 可知當減速車道上之流率增高時，第 1 車道之流率相對

減少。其關係並不呈線形，當減速車道上之流率趨近 1,900 輛/小時時，第 1 車道之流率趨近 350 輛/小時。這些現象可用下式代表之：

$$Q_1 = e^{7.227 - 0.737 \times 10^{-3} Q_d} \quad (6.1)$$

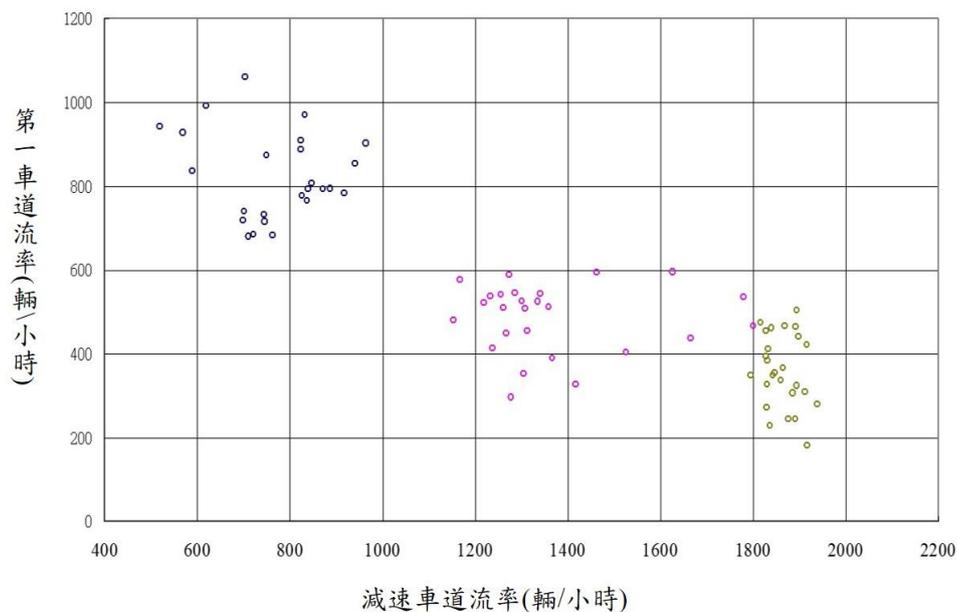
此式中，

$Q_1$  = 第 1 車道流率(輛/小時)， $Q_1$  值不應超過 1,700 小車/小時；

$Q_d$  = 減速車道之流率(輛/小時)。

表 6.2 車流之車道分布

項目	地點		
	新竹北上	內壢南下	桃園北上
A.流率(輛/小時)	3,450	5,170	7,456
B.流率百分比			
減速車道	23%	26%	25%
第 1 車道	24%	9%	5%
第 2 車道	53%	30%	15%
第 3 車道	—	34%	25%
第 4 車道	—	—	29%



註：資料單位為 5 分鐘。

圖 6.3 第 1 車道流率與減速車道流率之關係

式(6.1)乃根據新竹、內壢及桃園路段每 5 分鐘的資料回歸分析而得，其  $R^2$  值為 0.72，相關之標準估計誤差(standard error of estimate)為第 1 車道平均流率之 3.4%。分析匝道路段時應針對尖峰 15 分鐘或尖峰小時之車流狀況，上式亦未考慮車道數及每車道平均流率對第 1 車道流率可能之影響。此外，當主線流率趨近容量時，第 1 車道之流率有可能增高或變成相當不穩定，所以式(6.1)不一定適用於主線有高流率之情況。將來有需要蒐集廣泛的車流資料以建立一較適用的模式。

表 6.2 顯示在主線有 4 車道之桃園路段上，第 2 車道之車流占總車流之 15%。現場資料顯示此流率受減速車道上之流率的影響。其回歸式如下：

$$Q_2 = -630 + 0.94Q_d \quad (6.2)$$

此式中，

$Q_2$  = 主線有 4 車道時第 2 車道之流率(輛/小時)；

$Q_d$  = 減速車道之流率(輛/小時)。

式(6.2)沒有太大的利用價值，因為利用此式時，減速車道之流率須在 1,750 與 1,950 輛/小時之間才有意義。

因現場資料的限制，目前無法判斷第 1 車道流率或主線總流率是否對第 2 車道的流率有影響。如何估計主線最少有 4 車道時之  $Q_2$  值應為將來後續研究工作的一重點。

### 6.3.2 重車之車道分布

重車指大貨車、大客車及聯結車，其車長一般在 7 公尺以上。現行法規[3]規定重車除非在超車時必須行駛外側車道(亦即第 1 車道)。從表 6.3 可知在出口匝道路段上，重車行駛第 2 車道之比例相當高。在新竹及中壢兩路段的重車很均勻的分布在第 1 車道及第 2 車道上。湖口路段也有 1/3 之重車利用第 2 車道。目前尚無適當現場資料以解釋在不同路段上重車分布之差異。

表 6.3 直行重車之車道分布

項目	地點		
	新竹南上	湖口南下	中壢北上
A.重車流率 (輛/小時)	499	405	430
B.主線車道數	2	2	3
C.重車百分比			
第 1 車道	49.5%	66.5%	50.9%
第 2 車道	50.5%	33.5%	48.4%
第 3 車道	—	—	0.7%

## 6.4 流率、速率、密度與占有率之關係

### 6.4.1 小車當量

為比較分析方便起見，不同車種宜轉換成小車。高速公路基本路段上之不同車種可根據其長度及速率利用下式以估計相關之小車當量[4]：

$$E = 0.53 + 0.13L - (0.13L - 0.47) \frac{V}{120} \quad (6.3)$$

此式中，

$E$  = 小車當量；

$L$  = 重車平均車長(公尺)；

$V$  = 平均速率(公里/小時)。

根據此式，如假設重車之平均車長為 14 公尺而一般流率趨近容量時之平均速率為 75 公里/小時，則重車之小車當量為 1.5。但在出口匝道路段上，因重車減速或變換車道所造成的影響可能比在基本路段上大，所以式(6.3)不一定適用於出口匝道路段上之重車。

準確地估計重車之小車當量需要大量之現場資料。目前現場資料只能建立如圖 6.4 所示之關係以做為估計重車之小車當量的依據。此圖中，重車百分比為 2.5%之資料，代表每兩分鐘內重車百分比在 0 與

5%之間的車流狀況；重車百分比為 32.5%之資料，則代表重車百分比在 30 與 35%之間的車流狀況。

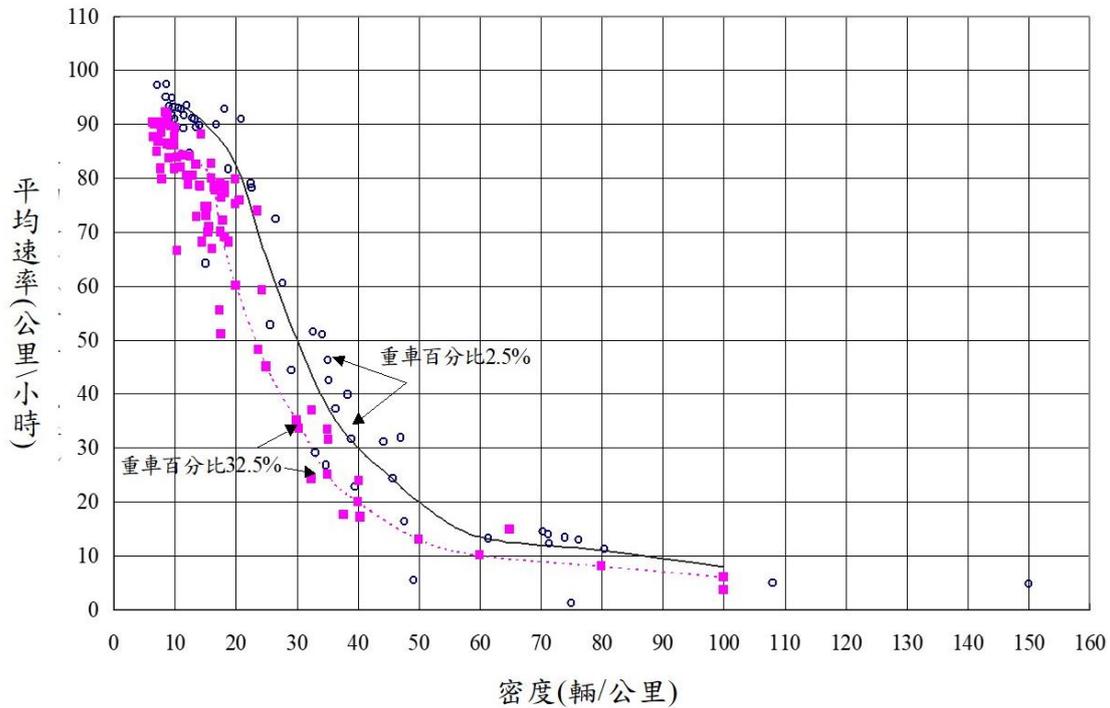


圖 6.4 國 1 湖口南下路段重車百分比對平均速率與密度之影響

一般而言，如兩車流有不同之重車比例但其平均自由速率相近，則這些車流之密度與平均速率的關係可用於下式以估計重車之小車當量：

$$E_v = \frac{D_{av}(1-a) - D_{bv}(1-b)}{bD_{bv} - aD_{av}} \quad (6.4)$$

此式中，

$E_v$  = 平均速率等於  $v$  時之重車的小車當量；

$a, b$  = 重車在不同車流中之各別比例；

$D_{av}$  = 重車比例為  $a$ ，平均速率為  $v$  時之密度(輛/公里)；

$D_{bv}$  = 重車比例為  $b$ ，平均速率為  $v$  時之密度(輛/公里)。

根據式(6.4)及圖 6.4 之資料，平均速率在 20 及 80 公里/小時之間時，重車之小車當量大約在 1.9 及 2.1 之間。本章採用 2.0 做為重車之小車當量。為分析方便，車長在 7 公尺以下的車輛皆劃定為小型

車。如多數的小型車車長在 7 公尺以下，則小型車的小車當量可合理的假設為 1.0。在一般情況下，小型車平均小車當量應在 1.0 與 1.05 之間。

#### 6.4.2 密度與占有率之關係

密度不容易在現場直接衡量，所以高速公路之運轉機構通常利用偵測器蒐集占有率的資料。占有率為在一時段內偵測車道路段區有車輛存在之時間的百分比。所以占有率與密度有同樣的性質。

從理論的觀點而言，密度與占有率有如下的關係：

$$D = \frac{10K}{L_v + L_d} \quad (6.5)$$

此式中

$D$  = 密度(輛/公里或輛/公里/車道)；

$K$  = 占有率(%)；

$L_v$  = 平均車長(公尺)；

$L_d$  = 偵測器感應區長度(公尺)。

根據湖口南下路段的資料，密度在 40 輛/公里(占有率約 26%)之下時，從觀測之流率與平均速率所估計而得之密度與從式(6.5)估計而得之密度差異大部分在 10%之內。但如圖 6.5 所示，在較高的密度時，兩者很可能有相當大的差異。

#### 6.4.3 占有率、密度與流率之關係

從圖 6.6 及圖 6.7 可知，當湖口路段之第 2 車道的占有率從大約 5%(密度約 6.8 小車/公里)增加到 15%(密度約 23.4 小車/公里)時，流率幾乎呈正比而增加。但占有率超過大約 18%(密度約 28 小車/公里)時，車流就進入不穩定的現象。第 1 車道在占有率超過 15%時車流就有進入不穩定的可能。可見第 1 車道的效率比第 2 車道低。中壢路段之車流有相似的性質。

#### 6.4.4 密度、流率與平均速率之關係

圖 6.8~圖 6.11 顯示湖口及中壢路段第 1 及第 2 車道上平均速率隨密度及流率之變化。這些圖乃根據在下列情況下的現場資料：

1. 中壢北上路段平坦無坡度。湖口南下路段在下坡區，但坡度相當平坦，在 0 到 -2% 之間。
2. 主線車道寬為 3.75 公尺，外側路肩寬 3 公尺，內側路肩寬為 1 公尺。
3. 中壢北上路段之減速車道長度為 236 公尺，湖口南下路段之減速車道長度為 216 公尺。
4. 每路段現場資料所含蓋的時間大約 4 小時。

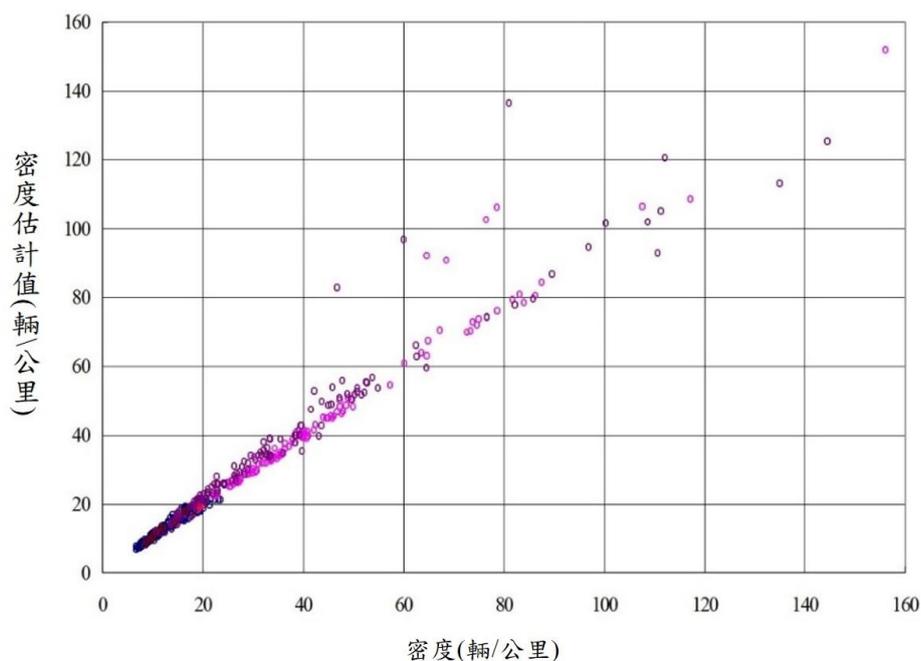
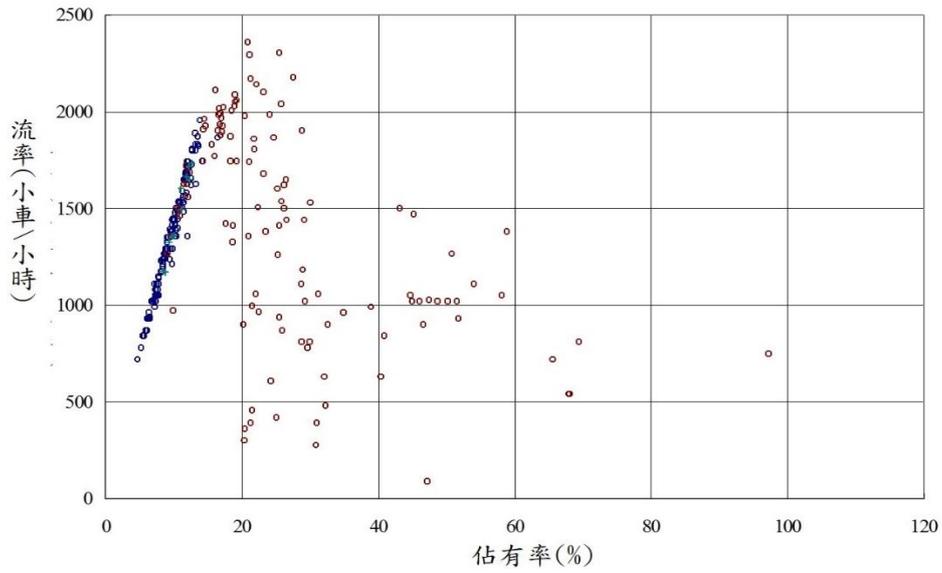
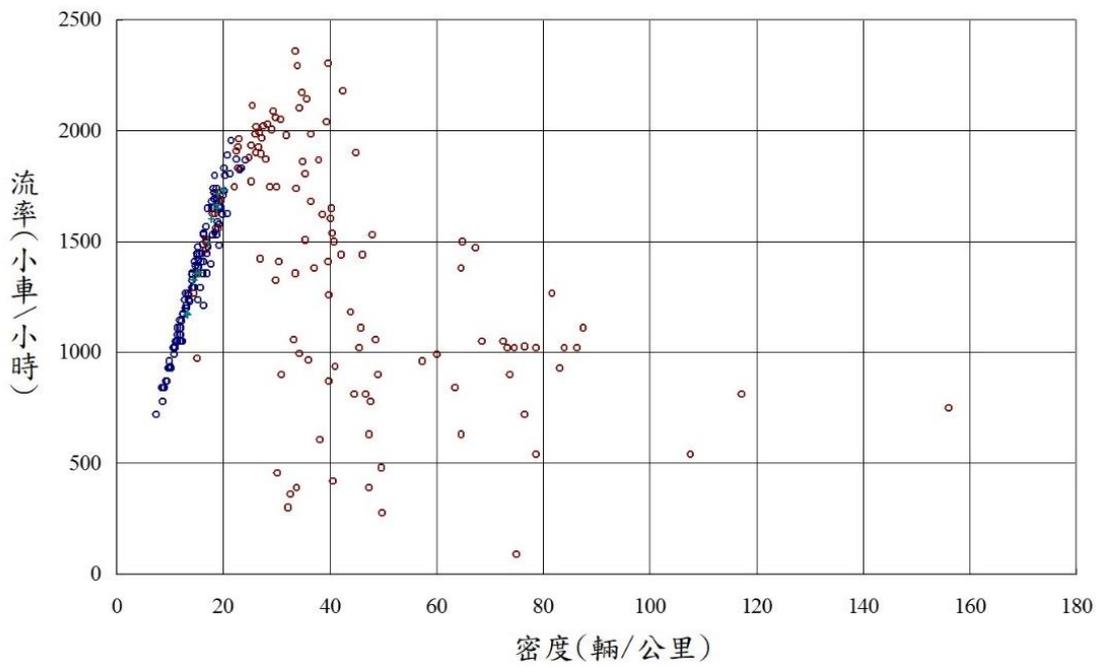


圖 6.5 國 1 湖口南下及中壢北上路段密度與估計值之比較



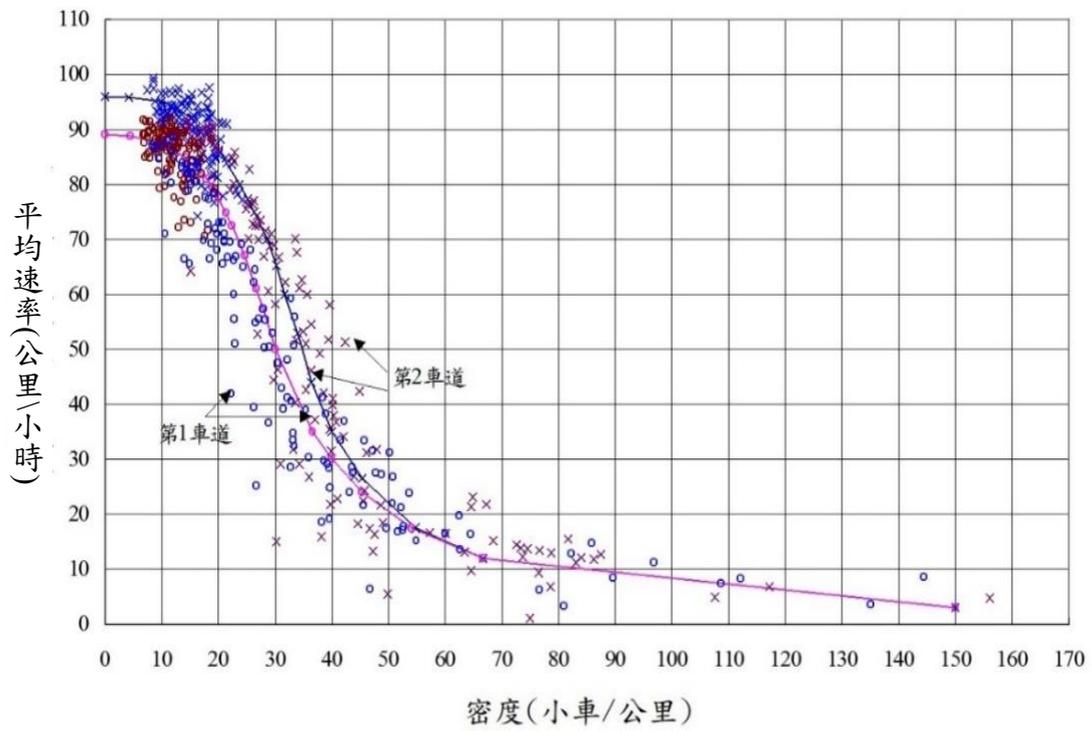
註：資料單位為 2 分鐘。

圖 6.6 國 1 湖口南下路段流率與占有率之關係



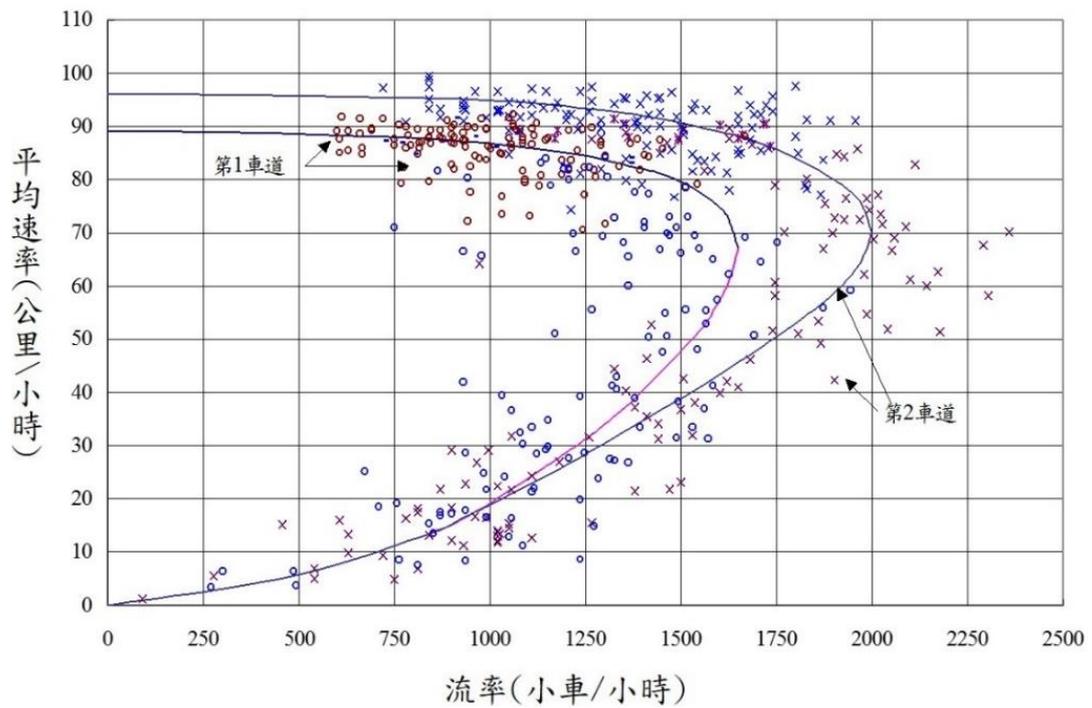
註：資料單位為 2 分鐘。

圖 6.7 國 1 湖口南下路段流率與密度之關係



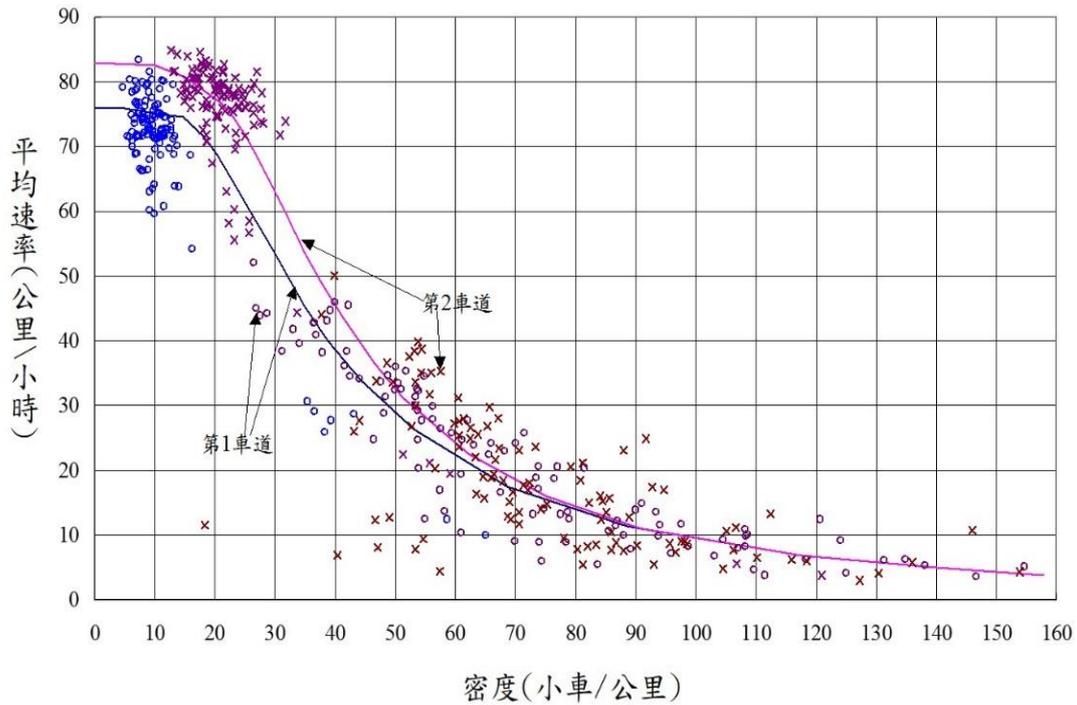
註：資料單位為 2 分鐘。

圖 6.8 國 1 湖口南下路段平均速率與密度之關係



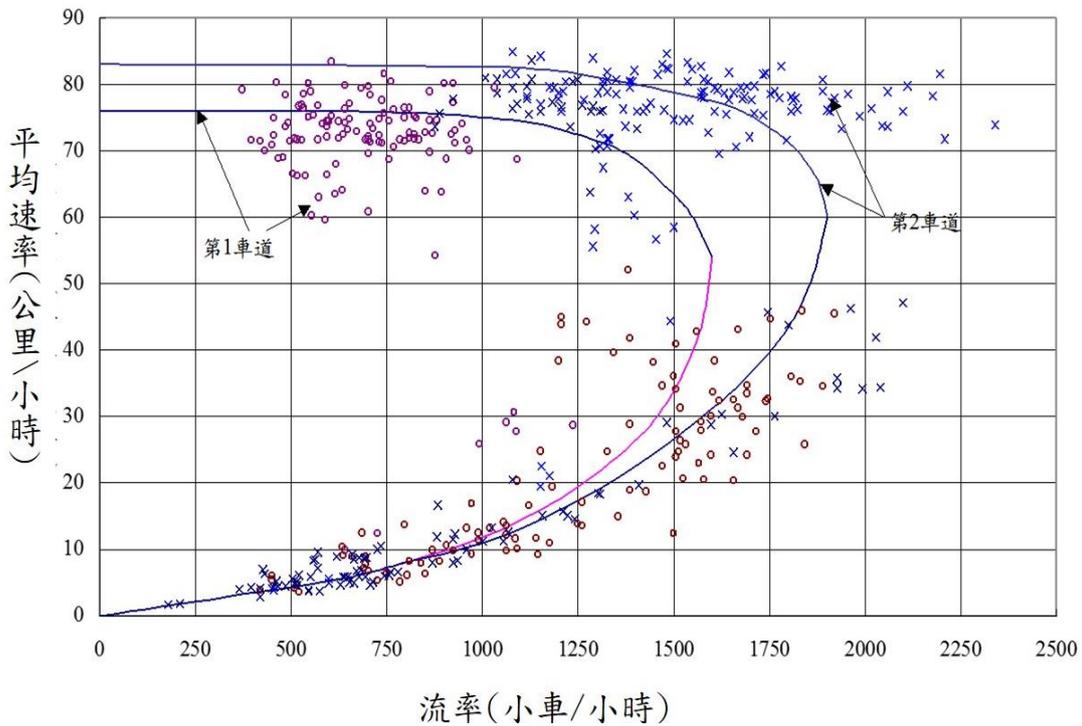
註：資料單位為 2 分鐘。

圖 6.9 國 1 湖口南下路段平均速率與流率之關係



註：資料單位為 2 分鐘。

圖 6.10 國 1 中壢北上路段平均速率與密度之關係



註：資料單位為 2 分鐘。

圖 6.11 國 1 中壢北上路段平均速率與流率之關係

因為資料不充足，所以平均速率與密度及流率之真正關係尚無法訂定，但從各圖所示之資料仍可觀察到下列的現象：

1. 在穩定車流無壅塞之狀況下，第 1 車道及第 2 車道之車流特性有明顯的不同。密度相同時，第 1 車道之平均速率大約比第 2 車道低 10 公里/小時。
2. 密度在 20 小車/公里以下時，中壢路段之第 1 及第 2 車道之密度與速率的關係表面上有很大的差異(圖 6.10)。但如圖 6.11 所示，這些差異是因調查時段內，第 1 車道之流率偏低，集中在 400 與 1,000 小車/小時之間，而第 2 車道之流率則常遠超過 1,000 小車/小時。如第 1 車道有較高之流率，則第 1 車道與第 2 車道密度與平均速率的關係的差異應與湖口路段的情形相似(圖 6.8)。圖 6.8~圖 6.11 中之曲線代表可能的實際關係。
3. 密度在 25 與 35 小車/公里之間時，平均速率有急速變化之現象。在此密度範圍內，車流從穩定狀況進入不穩定狀況或從不穩定狀況下進行疏解而返回穩定狀況。
4. 現場資料不能用以準確的估計平均自由旅行速率。但從圖 6.9 及圖 6.11 可推估湖口第 1 及第 2 車道的自由旅行速率大約各為 89 及 96 公里/小時。中壢路段之第 1 及第 2 車道的自由旅行速率大約各為 76 及 83 公里/小時。此兩路段自由速率相差大約 13 公里/小時之原因不詳。
5. 各車道之容量、臨界速率、臨界密度及臨界占有率可從圖 6.8 及圖 6.10 中之曲線關係估計之。結果如表 6.4 所示。
6. 目前無適用的資料以了解中壢北上第 3 車道或其他路段在第 2 車道左側車道之車流特性。但表 6.4 所列第 2 車道之容量及臨界速率很接近高速公路平坦之基本路段上第 1 車道之車流性質。此外，桃園南下路段第 4 車道(最內側車道)在 15 分鐘觀察時段內之流率曾達 2,172 輛/小時。此流率接近高速公路平坦之基本路段上內側車道之容量(2,100 小車/小時)。所以出口匝道路段主線第 2 車道左側之所有車道(亦即第 3，第 4 等車道)之車流特性很可能接近平坦基本路段上內側車道之車流特性[4]。本章暫時利用平坦基本路段上內側車道自由速率達 97 公里/小時之特性以代表出口匝道路段第 2 車道左側車道之車流特性。

表 6.4 容量及車流之臨界參數值

車流 特性	中壢北上		湖口南下	
	第 1 車道	第 2 車道	第 1 車道	第 2 車道
容量(小車/小時)	1,600	1,900	1,650	2,000
臨界速率(公里/小時)	54	60	67	70
臨界密度(小車/公里)	29.6	31.7	24.6	28.6
臨界占有率(%)	18.9	20.3	15.7	18.3

## 6.5 績效指標及服務水準

本章沿用第四章基本路段服務水準劃分標準來評估出口匝道路段，如表 6.5、6.6 所示。

表 6.5 根據需求流率/容量比之服務水準等級劃分標準

服務水準	需求流率/容量比 (V/C)
A	$V/C \leq 0.25$
B	$0.25 < V/C \leq 0.50$
C	$0.50 < V/C \leq 0.80$
D	$0.80 < V/C \leq 0.90$
E	$0.90 < V/C \leq 1.0$
F	$V/C > 1.0$

表 6.6 根據平均速率/速限比之服務水準等級劃分標準

服務水準	平均速率/速限比 ( $\bar{V}/V_L$ )
1	$\bar{V}/V_L \geq 0.90$
2	$0.80 \leq \bar{V}/V_L < 0.90$
3	$0.60 \leq \bar{V}/V_L < 0.80$
4	$0.40 \leq \bar{V}/V_L < 0.60$
5	$0.20 \leq \bar{V}/V_L < 0.40$
6	$\bar{V}/V_L < 0.20$

圖 6.12 顯示服務水準等級與出口匝道路段各車道流率及速率之關係，車道容量建議值如表 6.7 所示。需求流率已知時，此圖可用以估計相對應之平均速率。因為不同車道之車流特性不一定相同，所以第 1 車道、第 2 車道及其他車道不應合併分析。出口匝道路段最內側車道的運轉績效與其他車道之運轉績效息息相關。以速率而言，最內側車道的平均速率通常為最高，越往外側則平均速率越低。在穩定車流狀況下，最內與最外側車道(亦即第 1 車道)平均速率之差距大約在 5 到 10 公里/小時之內。所以在穩定車流狀況下，只要最內側車道的服務水準合乎要求，則整個路段的服務水準可視為合乎要求。若主線只有兩車道時則第 2 車道即為最內側車道相同。

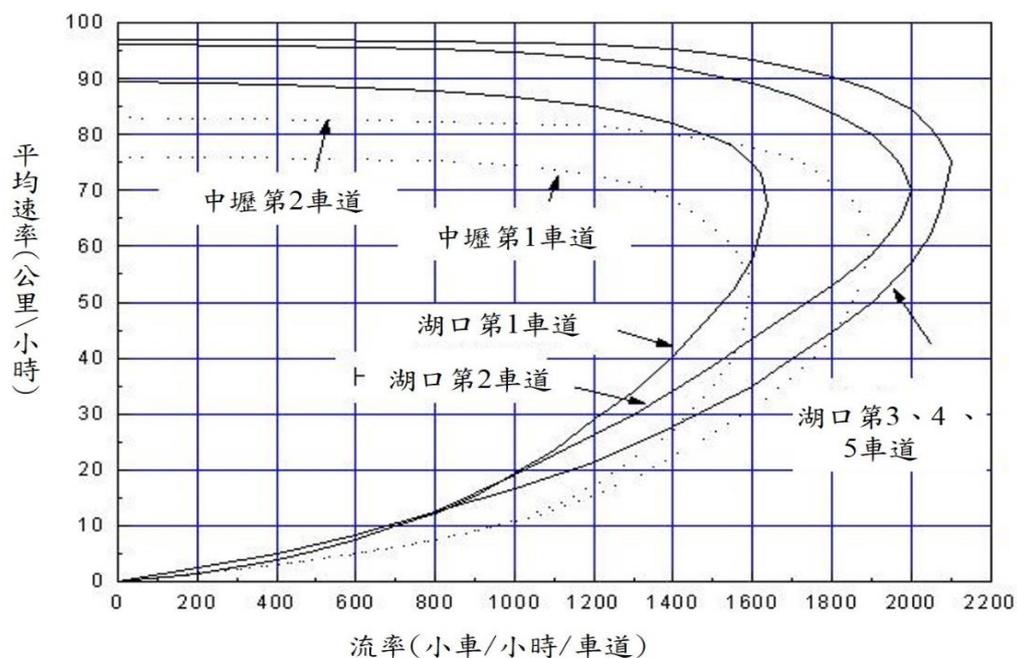


圖 6.12 不同車道平均速率與流率之關係

表 6.7 容量建議值

車道	容量 (小車/小時/車道)
第 1 車道	1,650
第 2 車道	2,000
第 3、4、5 車道	2,100

當匝道因壅塞而車輛回堵主線時，第 1 車道會先進入不穩定狀況進而影響到其他車道之車流。所以匝道路段的分析應先考慮匝道與其下游道路交岔所造成的車流特性以了解是否匝道車輛有回堵主線之可能。但分析這種車流狀況的分析方法尚未建立，所以本章暫時假定第 1 車道之車流不受匝道車輛回堵之影響，故而本章之分析對象為最內側之主線車道。第 1 車道視需要也可列入分析對象以評估運轉績效隨車道之變化。

## 6.6 分析方法

規劃及設計分析之目的在於選擇一幾何設計以提供一可接受之服務水準。運轉分析之重點在於評估現存或預期狀況下出口匝道路段所能提供的服務水準。這兩種分析所需資料之可靠性不同，但皆可利用下述之分析手續執行之。

### 6.6.1 設定幾何設計及車流狀況

影響出口匝道路段之幾何設計因素包括主線車道數、車道寬、路肩寬、減速車道長度、坡度等。因資料的限制，本章之分析方法只能考慮主線車道數之影響而且不適用於有顯著坡度或坡長路段之分析。車流狀況包括分流區上游主線之尖峰小時需求流率及重車比例、尖峰小時係數、減速車道流率及重車比例。

規劃及設計分析時應考慮數個幾何設計之替代方案，在分析過程中可先評估其中之一方案，然後逐步修定幾何設計。此外，在設計小時(design hour)中之需求流率一般可估計如下：

$$Q_f = ADT \times K \times D \quad (6.6)$$

此式中，

- $Q_f$  = 尖峰小時主線在分流區上游單方向之需求流率(輛/小時)；
- $ADT$  = 設計年之平均每日流量(輛)；
- $K$  = 設計小時流率係數，大都會附近匝道之  $K$  值大約在 0.08 與 0.12 之間，其他匝道之  $K$  值可能在 0.12 與

0.18 之間；

$D$  = 方向係數，亦即較高流率方向之流率占雙方向總流率之比例，其值可能在 0.55 與 0.65 之間。

### 6.6.2 訂定所須提供之服務水準等級

規劃及設計出口匝道路段時須事先選擇一可接受的最低服務水準等級做為設計之依據。在大都會附近之匝道最少應維持 D 級之服務水準，其他匝道則最少應維持 C 級之服務水準。

運轉分析時不須先訂定所須提供之服務水準。但因分析的結果仍須用以決定分析路段是否應改善或那些路段應優先改善，所以最終還是要訂定一最低可接受之服務水準。

### 6.6.3 選擇分析車道

分析車道必須包括最內側車道。第 1 車道也可列入分析對象，但因為分析方法的限制，目前須假設第 1 車道不受匝道車輛回堵的影響。下述之分析步驟包括第 1 車道及最內側車道之分析。

### 6.6.4 選擇在基本狀況下代表性流率與平均速率之關係

本章的基本狀況指有下列特性之幾何及交通狀況：

- 車道寬：3.75 公尺。
- 外側路肩寬：3 公尺。
- 內側路肩寬：1 公尺。
- 平坦路段，坡度在 2% 以下，坡長不超過 500 公尺。
- 車流只含小型車。

從圖 6.12 可見在基本狀況下流率與平均速率的關係隨車道及匝道路段之地點而有顯著變化。目前的資料無法預測流率與速率關係隨路段地點的變化程度，而且圖 6.12 中有關中壢路段之關係乃根據相當欠缺之現場資料，所以本章建議暫時利用圖 6.12 有關湖口之資料以分析第 1 車道。最內側車道則根據同一圖中第 3、4、5 車道之資料。

### 6.6.5 估計尖峰 15 分鐘在基本狀況下之對等流率

此工作之目的在於估計第 1 車道及最內側車道之需求流率並將此流率轉換成在基本狀況下之對等流率。此工作需要下列的資料：

- $Q_f$  = 主線在分流區上游之尖峰小時需求流率(輛/小時)；
- $P_f$  = 主線之重車比例；
- $Q_d$  = 減速車道之尖峰小時需求流率，假設所有減速車道之車輛皆進入匝道(輛/小時)；
- $P_d$  = 減速車道之重車比例；
- $N$  = 主線車道數(不包括減速車道)。

根據減速車道之流率  $Q_d$  第 1 車道之需求流率可從式(6.1)估計之。如主線之車道數超過 3，則因第 2 車道之流率可能與其他車道之流率大不相同(見表 6.2 桃園資料)，所以有必要估計第 2 車道之流率。因目前尚無合適之模式可用，本章建議暫時假設第 2 車道流率占總流率  $Q_f$  之 15%，但如分流區內每車道(包括減速車道)所須承載的需求流率超過 1,800 輛/小時，則第 2 車道流率應趨近較內側的車道流率。

根據上述所討論的第 1 及第 2 車道流率，最內側車道之需求流率可估計如下：

#### 主線有 2 車道之路段

$$Q_N = Q_f - Q_d - Q_1 \quad (6.7)$$

#### 主線有 3 車道之路段

$$Q_N = \frac{(Q_f - Q_d - Q_1)}{2} \quad (6.8)$$

#### 主線有超過 3 車道之路段

1. 如  $Q_f/(N + 1) < 1,800$  輛/小時，則

$$Q_N = (0.85Q_f - Q_d - Q_1)/(N - 2) \quad (6.9)$$

2. 如  $Q_f/(N + 1) \geq 1,800$  輛/小時，則

$$Q_N = (Q_f - Q_d - Q_1)/(N - 1) \quad (6.10)$$

上列四式中，

$Q_N$  = 最內側車道尖峰小時需求流率(輛/小時)；

$Q_1$  = 第 1 車道尖峰小時需求流率(輛/小時)。

其次必須估計第 1 車道及最內側車道之重車比例及相關之車種調整因素。因主線在分流區上游之流率為  $Q_f$  而重車之百分比為  $P_f$ ，所以重車在主線分流區上游之流率為  $Q_f P_f$ 。如減速車道之流率為  $Q_d$  而其重車之比例為  $P_d$ ，則離開主線之重車流率為  $Q_d P_d$ ，剩下的直行重車通常利用第 1 車道及第 2 車道(見表 6.3)。本章假設所有重車都集中在此 2 車道上，所以第 1 車道之重車流率可估計如下：

$$Q_{1h} = P_1(Q_f P_f - Q_d P_d) \quad (6.11)$$

此式中，

$Q_{1h}$  = 第 1 車道尖峰小時重車之需求流率(輛/小時)；

$P_1$  = 主線直行重車利用第 1 車道之比例(大約在 0.35~0.50 之間)

最內側車道之重車流率視主線車道數而定可估計如下：

主線有 2 車道之路段

$$Q_{Nh} = (1 - P_1)(Q_f P_f - Q_d P_d) \quad (6.12)$$

主線有超過 2 車道之路段

$$Q_{Nh} = 0 \quad (6.13)$$

式(6.12)及式(6.13)中，

$Q_{Nh}$  = 最內側車道尖峰小時重車之需求流率(輛/小時)。

此外，式(6.12)中  $P_1$  之定義與式(6.11)中之  $P_1$  相同。

根據各車道之總流率及重車流率，第 1 車道及最內側車道之車種調整因素可個別估計如下：

$$f_{1h} = \frac{1}{1 + (Q_{1h}/Q_1)(E-1)} \quad (6.14)$$

$$f_{Nh} = \frac{1}{1 + (Q_{Nh}/Q_N)(E-1)} \quad (6.15)$$

上二式中，

$f_{1h}$  = 第 1 車道之車種調整因素；

$f_{Nh}$  = 最內側車道之車種調整因素；

$E$  = 重車之小車當量(建議值：2)。

如尖峰小時係數為  $PHF$ ，車道及路肩寬調整係數為  $f_w$ ，則在基本狀況下尖峰 15 分鐘內之需求流率可估計如下：

$$q_1 = \frac{Q_1}{PHF \times f_{1h} \times f_w} \quad (6.16)$$

$$q_N = \frac{Q_N}{PHF \times f_{Nh} \times f_w} \quad (6.17)$$

上二式中， $q_1$ 及 $q_N$ 各代表第 1 車道及最內側車道在基本狀況下尖峰 15 分鐘之對等需求流率，其單位為小車/小時/車道。在大都會附近之匝道的尖峰小時係數  $PHF$  大約在 0.90 與 0.95 之間，其他匝道之  $PHF$  則可能在 0.85 與 0.90 之間。至於車道寬與路肩寬之調整係數  $f_w$ ，目前無現場資料以判斷其適用值，所以本章暫時假設  $f_w=1.0$ 。

### 6.6.6 評估服務水準

式(6.16)及式(6.17)所估計之需求流率及在第 6.5 節中所提及之代表性流率與速率關係可用以評估各車道之服務水準。如需求流率( $q_1$ 或 $q_N$ )超過車道之容量，則服務水準為 F 級，否則從圖 6.12 所選用之流率與速率關係及表 6.7 可用以估計在穩定車流狀況下之平均速率及容量。這些估計值及速限可進一步用來估計 V/C 值及平均速率與速限的比值。然後用表 6.5、6.6 評估服務水準等級。

採用平均速率/速限比評估服務水準時，所用的基準速限為分析路段之速限。

以分析路段的速限作為基準速限時，不宜用來比較不同路段的相對服務水準(除非不同路段之速限皆相同)。此外，以平均速率/速限比較一路段改善前後之服務水準時，基準速限須用改善前之速限。

### 6.6.7 修訂幾何設計

如在第 6.6.6 節中所估計之服務水準不合乎要求，則在規劃及設

計分析時必須修定原來之幾何設計再重新分析。

## 6.7 應用例題

### 6.7.1 例題 1

在臺北附近一平坦的出口匝道路段有 2 主線車道及 1 減速車道。此路段之車道寬為 3.6 公尺，兩側路肩寬各為 1 公尺。主線速限為 90 公里/小時。尖峰小時主線在分流區上游之需求流率為 3,000 輛/小時，其中 20% 為重車，尖峰小時係數為 0.95。尖峰小時利用減速車道以進入出口匝道之需求流率為 1,200 輛/小時，其中 25% 為重車，尖峰小時係數亦為 0.95。本例題之目的在於評估此匝道路段之服務水準。

解：

本例題之分析對象包括第 1 車道及第 2 車道(亦即最內側車道)，在基本狀況下代表此匝道路段的速率與流率關係與圖 6.12 中湖口路段所顯示的關係相同。各車道的交通狀況分析如下：

#### 第 1 車道

1. 流率  $Q_1$  (式 6.1)

$$Q_1 = e^{7.227 - 0.737 \times 10^{-3} \times 1200} = 568 \text{ 輛/小時}$$

2. 重車流率  $Q_{1h}$  (式 6.11)

假設 45% 之直行重車會利用第 1 車道，則

$$Q_{1h} = 0.45(3,000 \times 0.2 - 1,200 \times 0.25) = 135 \text{ 輛/小時}$$

3. 車種調整因素  $f_{1h}$  (式 6.14)

$$f_{1h} = \frac{1}{1 + (135/568)(2-1)} = 0.81$$

4. 基本狀況下尖峰 15 分鐘之對等流率  $q_1$  (式 6.16)

此路段之車道寬及路肩寬較基本狀況稍差，惟本例題假設車流特性不受此差異之影響，亦即車道寬及路肩寬調整因素  $f_w$  之值為 1.0。

$$q_1 = \frac{568}{0.95 \times 0.81 \times 1.0} = 738 \text{ 小車/小時}$$

## 第 2 車道

1. 流率  $Q_2$  (式 6.7)

$$Q_2 = 3,000 - 1,200 - 568 = 1,232 \text{ 輛/小時}$$

2. 重車流率  $Q_{2h}$  (式 6.12)

$$Q_{2h} = 0.55(3,000 \times 0.2 - 1,200 \times 0.25) = 165 \text{ 輛/小時}$$

3. 車種調整因素  $f_{2h}$  (式 6.15)

$$f_{2h} = \frac{1}{1 + (165/1,232)(2-1)} = 0.88$$

4. 基本狀況下尖峰 15 分鐘之對等流率  $q_2$  (式 6.17)

$$q_2 = \frac{1,232}{0.95 \times 0.88 \times 1.0} = 1,474 \text{ 小車/小時}$$

根據  $q_1$ 、 $q_2$ 、圖 6.12 及表 6.7 可知第 1 車道之平均速率大約為 88 公里/小時，其對應之容量為 1,650 小車/小時，V/C 值等於  $738/1,650=0.45$ ，平均速率/速限比值為  $88/90=0.98$ 。根據表 6.5、6.6，第 1 車道有 B1 之服務水準。第 2 車道之平均速率及容量分別約為 91 公里/小時及 2,000 小車/小時。其對應之 V/C 值及平均速率/速限比值分別為 0.74 及 1.01。依據表 6.5、6.6，此車道之服務水準為 C1 級。

### **6.7.2 例題 2**

本例題所涉及的出口匝道路段與例題 1 中所描述路段相同且除了主線在分流區上游的尖峰小時需求流率為 3,500 輛/小時之外，其他車流狀況也相同。本例題目的在於評估出口匝道路段之服務水準。

解：

第 1 車道及第 2 車道的交通狀況分析如下。

#### 第 1 車道

1. 流率  $Q_1$  (式 6.1)

$$Q_1 = e^{7.227 - 0.737 \times 10^{-3} \times 1200} = 568 \text{ 輛/小時}$$

2. 重車流率  $Q_{1h}$  (式 6.11)

$$Q_{1h} = 0.45(3,500 \times 0.2 - 1,200 \times 0.25) = 180 \text{ 輛/小時}$$

3. 車種調整因素  $f_{1h}$  (式 6.14)

$$f_{1h} = \frac{1}{1 + (180/568)(2-1)} = 0.76$$

4. 基本狀況下尖峰 15 分鐘之對等流率  $q_1$  (式 6.16)

$$q_1 = \frac{568}{0.95 \times 0.76 \times 1.0} = 787 \text{ 小車/小時}$$

## 第 2 車道

1. 流率  $Q_2$  (式 6.7)

$$Q_2 = 3,500 - 1,200 - 568 = 1,732 \text{ 輛/小時}$$

2. 重車流率  $Q_{2h}$  (式 6.12)

$$Q_{2h} = 0.55(3,500 \times 0.2 - 1,200 \times 0.25) = 220 \text{ 輛/小時}$$

3. 車種調整因素  $f_{2h}$  (式 6.15)

$$f_{2h} = \frac{1}{1 + (220/1,732)(2-1)} = 0.89$$

4. 基本狀況下尖峰 15 分鐘之對等流率  $q_2$  (式 6.17)

$$q_2 = \frac{1,732}{0.95 \times 0.89 \times 1.0} = 2,048 \text{ 小車/小時}$$

根據  $q_2$  之估計值，從表 6.7 可知第 2 車道之需求流率(2,048 小車/小時)稍大於該車道之容量(2,000 小車/小時)，但  $q_1$  之估計值只有 787 小車/小時，此值只有第 1 車道容量之一半。從圖 6.12 可知  $q_2$  之估計值表示第 2 車道大概已進入不穩定狀況，但  $q_1$  之估計值表示第 1 車道之車流仍能以高速率(約 88 公里/小時)穩定地進行。這種情形在實際狀況下不太可能發生。換言之，上述之分析低估  $q_1$  而高估  $q_2$ 。低估  $q_1$  之原因在於式(6.1)並不適用於主線直行流率趨近主線容量之狀況(見 6.3.1 節之說明)。一般而言，第 2 車道之速率會稍高於第 1 車道之速

率，所以上述之  $q_1$  及  $q_2$  之估計值須做適當的調整。在未建立一較可靠的模式以估計  $q_1$  之前，可減少  $q_2$  之估計值(2,048 小車/小時)，並相對的增加  $q_1$  之估計值以讓第 2 車道之平均速率稍高於第 1 車道之平均速率。例如將  $q_2$  減低 500 小車/小時，而將  $q_1$  增加 500 小車/小時，則  $q_2$  變成 1,548 小車/小時，其相關之平均速率約為 90 公里/小時。 $q_1$  之新值為 1,287 小車/小時，其相關之平均速率約亦為 83 公里/小時。這些估計值較合理。所以，第 2 車道之服務水準很可能是 C1 級。

### 6.7.3 例題 3

某出口匝道路段之設計小時需求流率預計為 1,500 輛/小時，其中 20% 為重車，利用減速車道進入出口匝道之流率預計為 800 輛/小時，其中 20% 為重車。尖峰小時係數為 0.95。從 V/C 角度而言，最內側車道之服務水準必須保持 C 級。估計主線所需之車道數。

解：

此路段第 1 車道之需求流率可從式(6.1)估計之：

$$Q_1 = e^{7.227 - 0.737 \times 10^{-3} \times 800} = 763 \text{ 輛/小時}$$

如主線有 2 車道，則第 2 車道必須承載  $4,500 - 763 - 800 = 2,937$  輛/小時之尖峰小時車流。此流率遠大於車道之容量。如兩車道均分需求流率，每車道亦須承載 1,850 輛/小時之尖峰小時流率，從圖 6.12 可知，第 2 車道之平均速率約為 82 公里/小時，其容量為 2,000 小車/小時。因為 V/C 值為 0.93，第 2 車道之服務水準為 E 級，所以此路段最少須有 3 主線車道。假設主線有 3 車道，則最內側之流率可從式(6.8)估計如下：

$$Q_3 = (4,500 - 800 - 763) / 2 = 1,469 \text{ 輛/小時}$$

因為第 3 車道的重車很少，所以車種調整因素  $f_{3h} = 1.0$ 。如車道及路肩寬度合乎基本狀況之寬度，則第 3 車道在尖峰 15 分鐘內對等流率(見式 6.17)為：

$$q_3 = \frac{1,469}{0.95 \times 1 \times 1} = 1,546 \text{ 小車/小時}$$

從圖 6.12 可知  $q_3$  之相關平均速率為 95 公里/小時，而第 3 車道之容量為 2,100 小車/小時，因此 V/C 值為 0.74，相對之服務水準為 C 級。所以此路段需 3 主線車道。

### 參考文獻

1. 「高速公路出口匝道區域車流特性資料收集與分析」，88-17-1152，交通部運輸研究所，民國 88 年 4 月。
2. 「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。
3. 「高速公路及快速公路交通管制規則」，民國 108 年 9 月 10 日。
4. 「高速公路基本路段容量分析手冊」，86-70-1135，交通部運輸研究所，民國 86 年 11 月。