

# 第十一章 郊區多車道公路

## 目 錄

	頁次
11.1 緒論.....	11-1
11.2 分析對象.....	11-2
11.3 非阻斷性車流路段之分析.....	11-3
11.3.1 車流特性 .....	11-3
11.3.1.1 一般性交通狀況 .....	11-3
11.3.1.2 平坦路段之小車當量 .....	11-3
11.3.1.3 平直路段之平均自由速率 .....	11-4
11.3.1.4 平直路段代表性流率與速率之關係 .....	11-5
11.3.1.5 平直路段之容量 .....	11-11
11.3.1.6 代表性車輛之總重/馬力比 .....	11-11
11.3.1.7 代表性半聯結車於坡度路段之速率與 行車距離關係.....	11-12
11.3.1.8 坡度路段平均速率與流率之關係.....	11-16
11.3.2 績效指標及服務水準劃分標準 .....	11-16
11.3.3 分析方法 .....	11-18
11.3.3.1 平坦路段之服務水準分析 .....	11-18
11.3.3.2 代表性重車於坡度路段之速率變化分析 ...	11-28
11.3.3.3 坡度路段之服務水準分析 .....	11-31
11.3.4 應用例題 .....	11-36
11.3.4.1 例題 1 .....	11-36
11.3.4.2 例題 2 .....	11-39
11.3.4.3 例題 3 .....	11-39
11.3.4.4 例題 4 .....	11-40
11.3.4.5 例題 5 .....	11-40
11.3.4.6 例題 6 .....	11-43
11.3.4.7 例題 7 .....	11-44
11.4 號誌化路口及幹道之分析.....	11-45

11.4.1	影響容量及服務水準之因素 .....	11-45
11.4.1.1	號誌控制策略 .....	11-46
11.4.1.2	幾何設計及槽化 .....	11-50
11.4.1.3	交通狀況及駕駛人之行為 .....	11-50
11.4.2	容量估計之方法 .....	11-51
11.4.2.1	無衝突直行車道 .....	11-53
11.4.2.2	無衝突左轉車道 .....	11-57
11.4.2.3	無衝突右轉車道 .....	11-61
11.4.2.4	無衝突直行/右轉共用禁行機車道 .....	11-62
11.4.2.5	無衝突直行/右轉共用車道(含機車停等區) .....	11-63
11.4.2.6	衝突左轉車道 .....	11-68
11.4.2.7	無衝突左轉/直行共用車道 .....	11-74
11.4.2.8	其他無衝突車流車道 .....	11-75
11.4.3	號誌化路口容量估計例題 .....	11-76
11.4.3.1	例題 1 .....	11-76
11.4.3.2	例題 2 .....	11-79
11.4.3.3	例題 3 .....	11-82
11.4.3.4	例題 4 .....	11-83
11.4.3.5	例題 5 .....	11-85
11.4.4	績效指標及服務水準 .....	11-85
11.4.4.1	號誌化路口 .....	11-85
11.4.4.2	幹道 .....	11-86
11.4.5	模擬分析 .....	11-89
11.4.5.1	模擬對象及範圍 .....	11-89
11.4.5.2	重複模擬 .....	11-90
11.4.5.3	起始狀況 .....	11-91
11.4.5.4	分析輸出資料 .....	11-91
11.4.6	2021HTSS 模式輸入檔範例 .....	11-92
11.4.7	輸入檔範例之應用 .....	11-93
11.4.7.1	例題 1 .....	11-93
11.4.7.2	例題 2 .....	11-94

11.4.7.3 例題 3 .....	11-95
11.4.7.4 例題 4 .....	11-96
參考文獻.....	11-97

## 圖 目 錄

	頁次
圖 11.1 郊區多車道公路.....	11-1
圖 11.2 機車之小車當量.....	11-4
圖 11.3 類型 I 有 2 車道之平直路段代表性速率與流率關係 .....	11-6
圖 11.4 類型 I 有 3 車道之平直路段代表性速率與流率關係 .....	11-6
圖 11.5 類型 I 有 4 車道之平直路段代表性速率與流率關係 .....	11-7
圖 11.6 類型 II 寬 1.5 公尺平直車道之流率與速率關係 .....	11-9
圖 11.7 類型 II 寬 2.5 公尺平直車道之流率與速率關係 .....	11-9
圖 11.8 類型 II 寬 4.0 公尺平直車道之流率與速率關係 .....	11-10
圖 11.9 類型 II 寬 6.0 公尺平直車道之流率與速率關係 .....	11-10
圖 11.10 台 74 甲線北向上坡路段車速變化.....	11-13
圖 11.11 81.6 kg/kW 小車上坡時車速變化之模擬值.....	11-13
圖 11.12 124 kg/kW 半聯結車高速上坡後，速率與行車距離 之關係 .....	11-14
圖 11.13 124 kg/kW 半聯結車低速上坡後，速率與行車距離 之關係 .....	11-15
圖 11.14 124 kg/kW 半聯結車低速下坡後，速率與行車距離 之關係 .....	11-15
圖 11.15 縱切面用近似縱切線來代表之情況一 .....	11-29
圖 11.16 縱切線及拋物線形縱曲線所構成之縱切面示意圖 .....	11-29
圖 11.17 縱切面用近似縱切線來代表之情況二 .....	11-30
圖 11.18 2 車道上坡路段容量模擬值.....	11-35
圖 11.19 2 車道上坡路段平均速率模擬值.....	11-35
圖 11.20 分析路段縱切面示意圖 .....	11-41
圖 11.21 半聯結車上坡減速時速率與行車距離的關係 .....	11-42

圖 11.22	半聯結車上坡加速時速率與行車距離的關係 .....	11-42
圖 11.23	容量之估計 .....	11-46
圖 11.24	時相順序範例 .....	11-47
圖 11.25	三時相控制之週期劃分 .....	11-49
圖 11.26	時差之定義示意圖 .....	11-50
圖 11.27	臺灣地區市區及郊區直行停等車之疏散特性 .....	11-52
圖 11.28	轉角可儲存 1 輛小車時之衝突行人調整因素 .....	11-59
圖 11.29	轉角可儲存 2 輛小車時之衝突行人調整因素 .....	11-59
圖 11.30	轉角可儲存 3 輛小車時之衝突行人調整因素 .....	11-60
圖 11.31	直行/右轉共用車道設施示意圖 .....	11-64
圖 11.32	對向有一直行車道時利用對向間距在剩餘綠燈時段 中能疏散之左轉小車數 .....	11-73
圖 11.33	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 .....	11-73
圖 11.34	例題 1 北上車道之號誌控制、中央分隔型態、公車 及路邊停車運轉狀況 .....	11-77
圖 11.35	例題 3 之交通狀況 .....	11-82
圖 11.36	幹道分段示意圖 .....	11-88
圖 11.37	模擬之分析對象及鄰近路口之路網示意圖 .....	11-89
圖 11.38	獨立路口模擬路網示意圖 .....	11-90
圖 11.39	幹道之模擬路網示意圖 .....	11-90
圖 11.40	ISO 1.txt 模擬路口示意 .....	11-92
圖 11.41	ISO 2.txt 模擬路口示意 .....	11-92
圖 11.42	ART M.txt 模擬路網示意 .....	11-93
圖 11.43	例題 2 容量與週期長度的關係 .....	11-95
圖 11.44	例題 3 平均停等延滯與週期長度的關係 .....	11-96
圖 11.45	例題 4 時差對節線 6 車流平均停等延滯之影響 .....	11-97

# 表 目 錄

	頁次
表 11.1 平直非阻斷性車流路段之平均自由速率 .....	11-5
表 11.2 類型 I 有 2 車道之平直路段流率與速率代表性關係 .....	11-7
表 11.3 類型 I 有 3 車道之平直路段路段之流率與速率 代表性關係 .....	11-8
表 11.4 類型 I 有 4 車道之平直路段路段之流率與速率 代表性關係 .....	11-8
表 11.5 郊區多車道公路代表性車輛總重/馬力比 .....	11-12
表 11.6 對 81.6 kg/kW 小車速率有負面影響之 最小坡度模擬值 .....	11-14
表 11.7 非阻斷性車流路段 V/C 比之服務水準等級 劃分標準 .....	11-17
表 11.8 非阻斷性車流路段平均速率/速限比之服務水準 等級劃分標準 .....	11-17
表 11.9 類型 II 車道容量(機車/小時) .....	11-25
表 11.10 式(11.23)之係數估計模式 .....	11-32
表 11.11 估計車道容量所需之數據(機車/小時) .....	11-39
表 11.12 機車之小車當量 .....	11-55
表 11.13 公車到達率調整值 $\beta_1$ .....	11-56
表 11.14 公車站離交岔口距離調整值 $\beta_2$ .....	11-56
表 11.15 路邊停車調整因素 $f_S$ .....	11-57
表 11.16 式(11.37c)之 $A_{ij}$ 值 .....	11-61
表 11.17 停等區上游停等車疏解之影響因素及觀察值範圍 .....	11-65
表 11.18 式(11.44c)之 $A_{ij}$ 值 .....	11-66
表 11.19 式(11.45c)之 $A_{ij}$ 值 .....	11-67
表 11.20 式(11.54c)之 $A_{ij}$ 值 .....	11-74
表 11.21 不同行車方向、不同車種的左轉小車當量 .....	11-75
表 11.22 式(11.57b)之相關當量 .....	11-76
表 11.23 例題 1 北上之車流及幾何設計狀況 .....	11-77
表 11.24 號誌化路口服務水準劃分標準 .....	11-87

表 11.25 郊區幹道服務水準等級劃分之標準 .....	11-87
-------------------------------	-------

## 11.1 緒論

郊區多車道公路係指供汽車行駛，每方向至少二車道之道路（車道數計算，不含機車優先/專用道及慢車道），包含市郊道路及城際公路。市郊道路係指都市邊緣地區之路段，城際公路則是在城市之間，不在市區或市郊之公路，此種公路所通過地區兩側多為鄉村或未開發地區。

郊區公路有不同之幾何設計標準，有較高設計標準之公路，如過去平面段之西部濱海快速公路，其速限可高達 80 公里/小時；但一般郊區公路之速限為 60 或 70 公里/小時。圖 11.1 顯示郊區多車道公路一路段之路況。雙向各僅有一車道或一快車道及一慢車道，且車輛超車須占用對向車道的郊區公路，應以手冊第十二章郊區雙車道公路描述的方法分析。



圖 11.1 郊區多車道公路

「2011 年臺灣公路容量手冊」[1]第十一章(簡稱舊版)提供郊區多車道公路非阻斷性車流路段及有號誌之路口及幹道的分析方法。舊版分析非阻斷性車流路段的方法有幾個缺點。

第一，舊版假設機車之小車當量為 0.36。如果分析結果不必精確，此當量為一合理之假設。如分析的結果需較高的精度，則必須考慮機車之小車當量隨所占比例變化之特性。

第二，舊版只說明如何分析根據現代公路幾何設計標準，縱切面(profile)只含縱切線(vertical tangent)及拋物線型縱曲線(vertical curve)的公路。惟多數郊區公路並未符合現代公路設計標準。

第三，舊版的分析方法雖然提供一模擬重車爬坡速率隨地點變化之模擬模式，但該模式只適用於模擬自由旅行的重車，因此不適用於服務水準之評估。

第四，舊版假設代表性大車之總重/馬力比等於 122.3 kg/kW。但本所研究[2]發現郊區多車道公路車輛的總重/馬力比在 92~129 kg/kW 之範圍內，而且坡度越小，總重/馬力比有越高的現象。因此舊版所描述之大車爬坡加速及減速特性需修正。

第五，舊版之分析方法假設小車及機車之速率不受坡度及坡長之影響。現場資料[2,3,4]則顯示在許多情況下，坡度及坡長對這兩車種的速率有顯著的影響。

上述缺點主因在於缺乏能模擬廣泛交通運轉之模擬模式。因此本所發展 2021 年公路交通系統模擬模式(2021 Highway Traffic Systems Simulation Model, 簡稱 2021HTSS 模式)做為分析工具。此模式可模擬郊區多車道公路非阻斷性及阻斷性車流路段，因此本章以 2021HTSS 模式取代 2011 容量手冊提及之 HTSS 模式第三版。

本章的分析方法仍須進一步改良。其中一問題是非阻斷性車流路段的代表性容量仍須用現場資料加以確認。另一問題牽涉到不同類型車輛爬坡時所採用的馬力與坡度的關係。本章所採用之車輛總重/馬力比係根據坡度大約+5%之台 13 線三義路段及坡度大約+8%之台 74 甲線南北向各一路段的資料所推導。推導之結果顯示總重相同時，車輛採用之馬力有隨坡度的增加而加大的現象。換言之，坡度增加時，總重/馬力比有降低的傾向。因為總重/馬力比對坡度路段的交通運轉有深入的影響，所以總重/馬力比隨坡度變化的特性值得進一步探討。

## 11.2 分析對象

郊區公路容量分析的對象包括非阻斷性車流之路段、獨立號誌化路口及有一連串號誌化路口的幹道。

一般而言，如號誌化路口之間距超過 3 公里，則在路段中點附近距離上、下游路口超過 1.5 公里之部分可當作非阻斷性車流之路段來分析。非阻斷性車流路段之分析對象分成平坦路段、代表性重車

於上下坡之速率變化及坡度路段之服務水準評估。平坦路段及代表性重車於上下坡之速率變化可用圖、表及分析性模式來分析。坡度路段的運轉很複雜，本章建議採用 2021HTSS 模式來分析。

如分析對象為號誌化路口，則須先決定是否考慮上游號誌化路口之影響。如果車流抵達一號誌化路口之型態為隨機(random)，則不必考慮上游路口之影響。但因目前無資料可顯示在何種狀況下到達一號誌化路口之車流型態為隨機，分析號誌化路口時最好考慮上游路口之影響。如果容量分析之目的在於評估車流穿過一連串號誌化路口時之服務水準，則可將郊區公路當作幹道來分析。郊區號誌化路口及幹道之分析方法與市區道路相同，但市區道路上號誌化路口之停等車疏解率比郊區高。分析之前必須依分析目的及車流性質，擇定手冊內適用之分析章節。

## 11.3 非阻斷性車流路段之分析

### 11.3.1 車流特性

#### 11.3.1.1 一般性交通狀況

多數的臺灣郊區多車道公路單向有 2 或 3 一般車道。郊區公路的交通狀況隨公路所穿越的地區之性質有密切的關係。以新北市及桃園市的郊區公路為例，其尖峰小時係數大多在 0.85 與 0.97 之間，車流之方向係數常在 0.51 及 0.55 之間，小車的比例可能低於 0.3，也可能超過 0.8。郊區公路上幾乎沒有全聯結車。因為車流狀況隨公路變化的程度相當大，規劃郊區多車道公路時宜參考公路總局及縣市政府公布的現場資料。

#### 11.3.1.2 平坦路段之小車當量

在平坦路段上，同一車道各車種的速率相差不大，因此可根據跟車時所需之平均車距或在不同車種組成狀況下的容量訂定不同車種之小車當量。使用小車當量可簡化分析方法，但使用小車當量來分析坡度路段之服務水準會過度簡化交通運轉之複雜性，因而嚴重的影響分析結果的可靠性，因此本章不採用小車當量評估坡度路段之服務水準。

根據平坦路段之容量，模擬結果顯示大客車、大貨車及半聯結車之小車當量大約各為 1.2、1.25 及 1.5。機車之小車當量隨車道寬及機車比例而變。在寬 3.2~6.0 公尺車道上之機車的小車當量如圖 11.2 所示。這些當量與機車百分比的關係可用下式來代表：

$$E_m = \left(0.7 - \frac{0.392}{1 + e^{-(P - 41.144)/9.612}}\right)(1.39 - 0.1116W) \quad (11.1)$$

此式中，

$E_m$  = 機車之小車當量；

$P$  = 機車占該車道之百分比 (%)；

$W$  = 車道寬(3.2~6.0 公尺)。

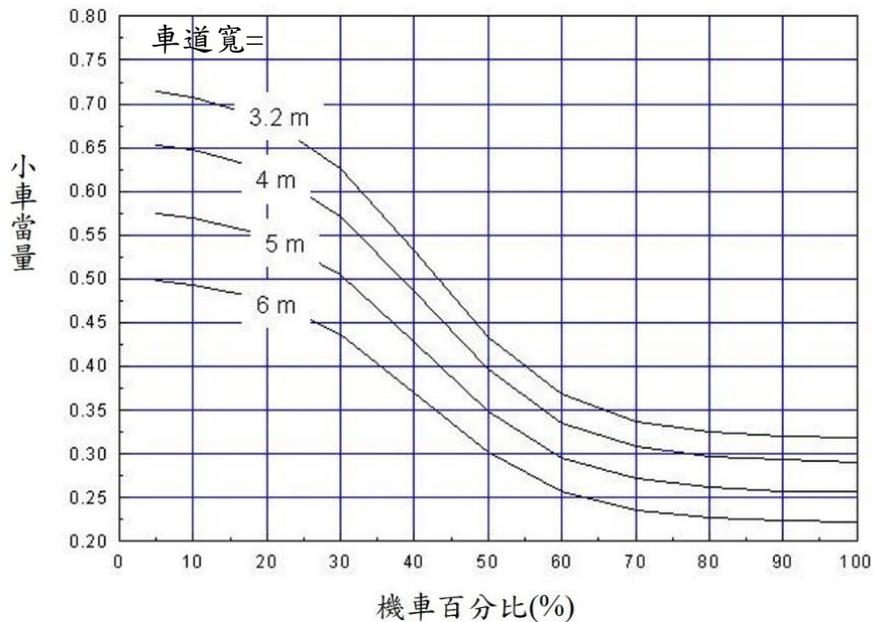


圖 11.2 機車之小車當量

### 11.3.1.3 平直路段之平均自由速率

公路的交通運轉特性與其車流所能維持的平均自由速率有明顯的關係。依本所之現場資料顯示[6]，車道寬度對其平均自由速率沒有顯著的影響。而根據本所的研究[6]，平直非阻斷性車流路段的平均自由速率可依照路段的速限來估計如表 11.1 所示。

表 11.1 中，大車及小車之平均自由速率係於無機車車流之車道蒐集而得，機車之資料則多數於不到 2.5 公尺寬之慢車道蒐集而得。惟本所於新北市竹圍地區台 2 線南向、速限 50 公里/小時、寬 4 公

尺，機車比例達 79.5%之最外側車道所蒐集的資料顯示[7]，該車道與相鄰車道之平均自由速率皆接近 70 公里/小時。因此機車之平均自由速率變異性很大。

表 11.1 平直非阻斷性車流路段之平均自由速率

車種	速限(公里/小時)	平均自由速率(公里/小時)
小車	60	67
	70	70
	80	89
大車	60 或 70	66
	80	78
機車	60 或 70	51 (變異性很大)

資料來源：[6]。

#### 11.3.1.4 平直路段代表性流率與速率之關係

由於機車占比高或低之車道其車流特性不同，因此本小節將郊區多車道公路平直路段代表性流率與速率之關係，劃分成下列兩類型車道說明：

1. 類型 I 車道：機車比例小於或等於 60%之車道。
2. 類型 II 車道：機車比例超過 60%之車道(含慢車道)。

只有小車時，平直路段類型 I 車道於不同自由速率下之代表性流率與速率關係如圖 11.3~圖 11.5 所示。這些關係可用表 11.2~表 11.4 的模式來代表。如有機車及大車在此類車道上，則機車及大車需先轉換成對等小車，才能利用這些模式。

如果分析路段之平均自由速率異於表 11.1 之值，則容量及平均速率可用內插或外插法估計。如果估計的對象為平均速率，例如自由速率  $V_f$  如在表中 63 公里/小時的  $V_{f1}$  (70 公里/小時)及較低的  $V_{f2}$  (如 60 公里/小時)之間，則可先用  $V_{f1}$  所屬之模式估計相同速率  $V$  (如 67 公里/小時)，然後將  $V$  調降  $V_{f1}-V_f$  (如  $70-63=7$ )來估計自由速率為  $V_f$  時之相關平均速率。

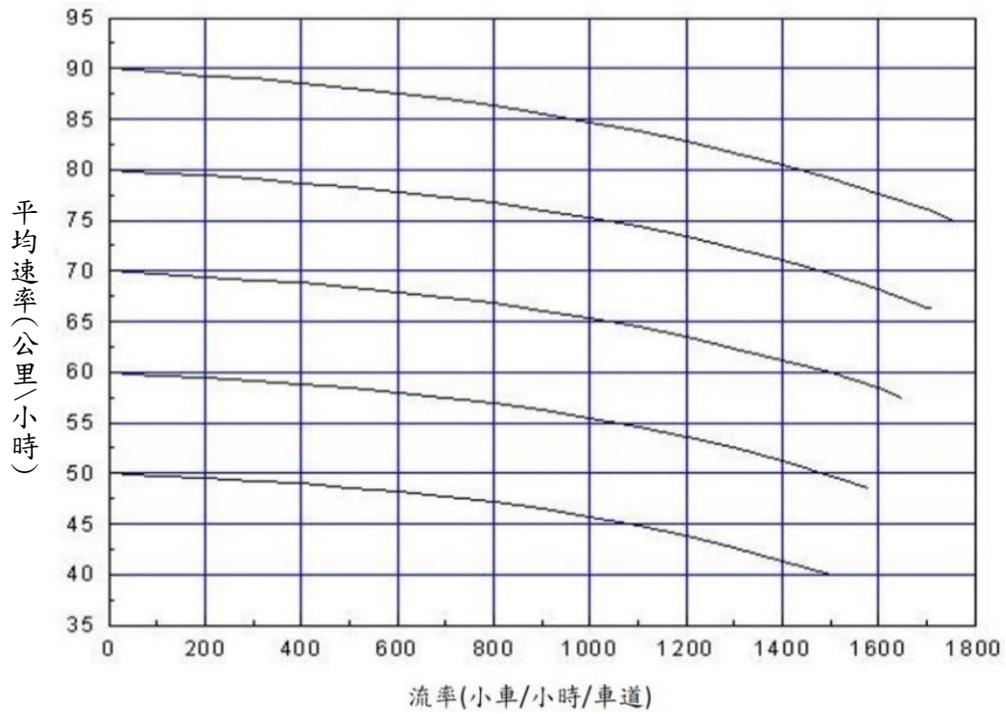


圖 11.3 類型 I 有 2 車道之平直路段代表性速率與流率關係

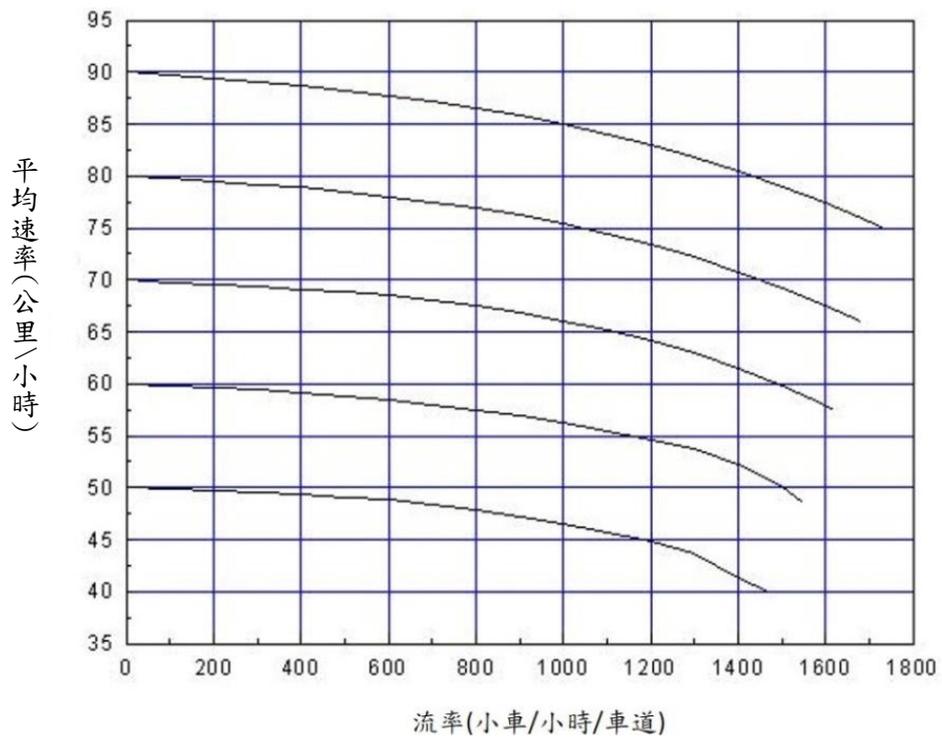


圖 11.4 類型 I 有 3 車道之平直路段代表性速率與流率關係

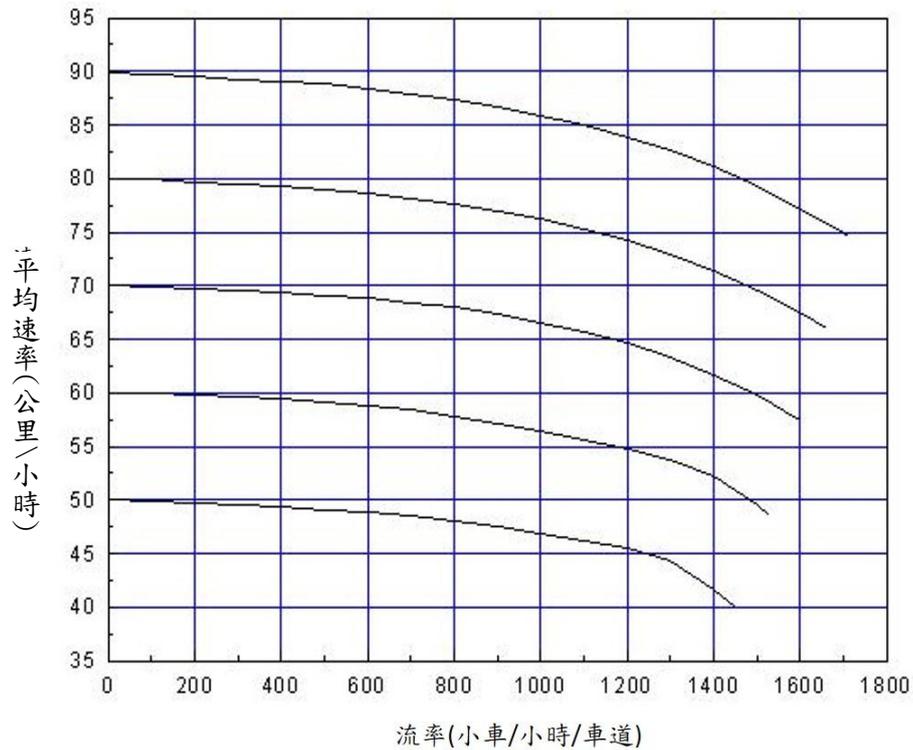


圖 11.5 類型 I 有 4 車道之平直路段代表性速率與流率關係

表 11.2 類型 I 有 2 車道之平直路段流率與速率代表性關係

自由速率 $V_f$ (公里/小時)	流率 $Q$ (小車/小時/車道)	流率 $Q$ 與速率 $V$ 之關係	容量 $Q_{max}$ (小車/小時/車道)	臨界速率 (公里/小時)
90	0 ~ 1,760	$V = 92.31 - \frac{98.700}{1 + e^{-\frac{Q-3,017.5}{810.61}}}$	1,760	75
80	0 ~ 1,710	$V = 82.06 - \frac{843.35}{1 + e^{-\frac{Q-5,025.7}{837.55}}}$	1,710	66
70	0 ~ 1,650	$V = 71.88 - \frac{216.399}{1 + e^{-\frac{Q-3,743.5}{791.55}}}$	1,650	57.5
60	0 ~ 1,580	$V = 61.49 - \frac{114.788}{1 + e^{-\frac{Q-3,025.4}{700.89}}}$	1,580	48.5
50	0 ~ 1,500	$V = 50.98 - \frac{54.046}{1 + e^{-\frac{Q-2,293.3}{579.48}}}$	1,500	40

表 11.3 類型 I 有 3 車道之平直路段路段之流率與速率代表性關係

自由速率 $V_f$ (公里/小時)	流率 $Q$ (小車/小時/車道)	流率 $Q$ 與速率 $V$ 之關係	容量 $Q_{max}$ (小車/小時/車道)	臨界速率 (公里/小時)
90	0 ~ 1,730	$V = 91.76 - \frac{104.494}{1 + e^{-\frac{Q-2,928.6}{723.64}}}$	1,730	75
80	0 ~ 1,680	$V = 81.27 - \frac{90.734}{1 + e^{-\frac{Q-2,703.3}{638.94}}}$	1,680	66
70	0 ~ 1,620	$V = 70.74 - \frac{123.815}{1 + e^{-\frac{Q-2,785.5}{549.94}}}$	1,620	57.5
60	0 ~ 1,200	$V = 60.92 - \frac{67.308}{1 + e^{-\frac{Q-2,548.2}{593.99}}}$	1,550	48.5
	1,200~1,550	$V = 55.85 - \frac{20.211}{1 + e^{-\frac{Q-1,636.6}{154.12}}}$		
50	0 ~ 1,200	$V = 50.31 - \frac{11.462}{1 + e^{-\frac{Q-1,237.5}{342.36}}}$	1,470	40
	1,200~1,470	$V = 45.64 - \frac{7.561}{1 + e^{-\frac{Q-1,382.0}{82.104}}}$		

表 11.4 類型 I 有 4 車道之平直路段路段之流率與速率代表性關係

自由速率 $V_f$ (公里/小時)	流率 $Q$ (小車/小時/車道)	流率 $Q$ 與速率 $V$ 之關係	容量 $Q_{max}$ (小車/小時/車道)	臨界速率 (公里/小時)
90	0 ~ 1,710	$V = 90.65 - \frac{101.105}{1 + e^{-\frac{Q-2,593.1}{528.7}}}$	1,710	75
80	0 ~ 1,660	$V = 80.72 - \frac{163.607}{1 + e^{-\frac{Q-2,879.4}{526.22}}}$	1,660	66
70	0 ~ 1,600	$V = 70.46 - \frac{95.541}{1 + e^{-\frac{Q-2,439.3}{453.83}}}$	1,600	57.5
60	0 ~ 1,200	$V = 60.20 - \frac{11.411}{1 + e^{-\frac{Q-1,230.6}{320.38}}}$	1,530	48.5
	1,200 ~ 1,530	$V = 55.92 - \frac{42.648}{1 + e^{-\frac{Q-1,794.4}{169.00}}}$		
50	0 ~ 1,200	$V = 50.39 - \frac{13.796}{1 + e^{-\frac{Q-1,443.0}{407.78}}}$	1,450	40
	1,200 ~ 1,450	$V = 46.240 - \frac{11.978}{1 + e^{-\frac{Q-1,442.5}{86.30}}}$		

至於類型 II 車道之流率與速率關係及相關之容量，因流率經常遠低於可能的容量，所以目前無法直接從現場資料來估計。本章利用模擬訂定圖 11.6~圖 11.9 所示之關係以供參考。

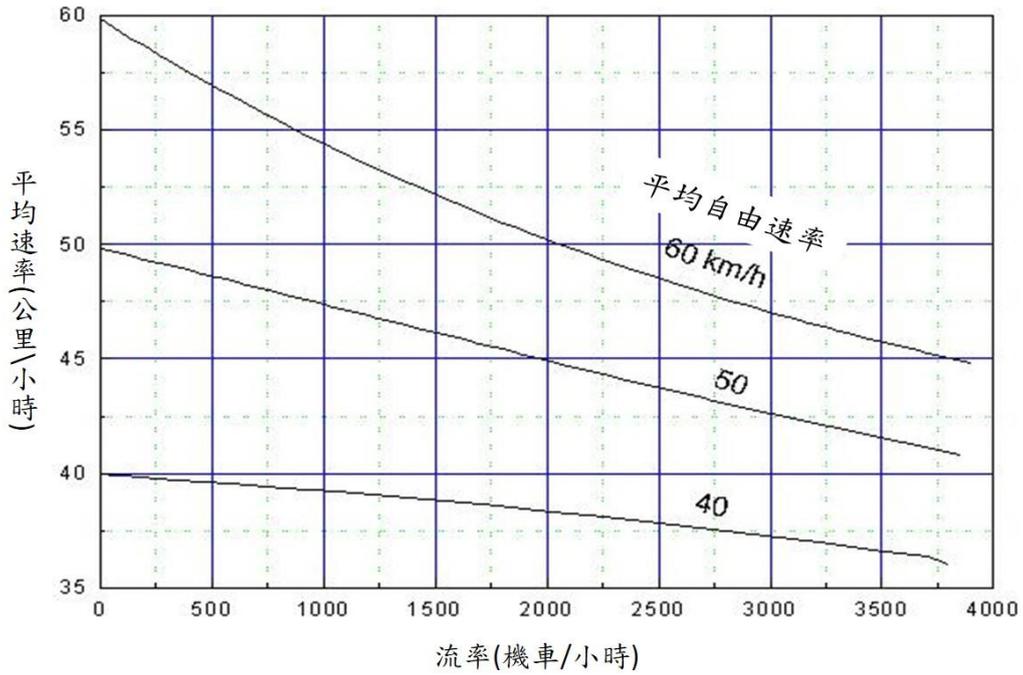


圖 11.6 類型 II 寬 1.5 公尺平直車道之流率與速率關係

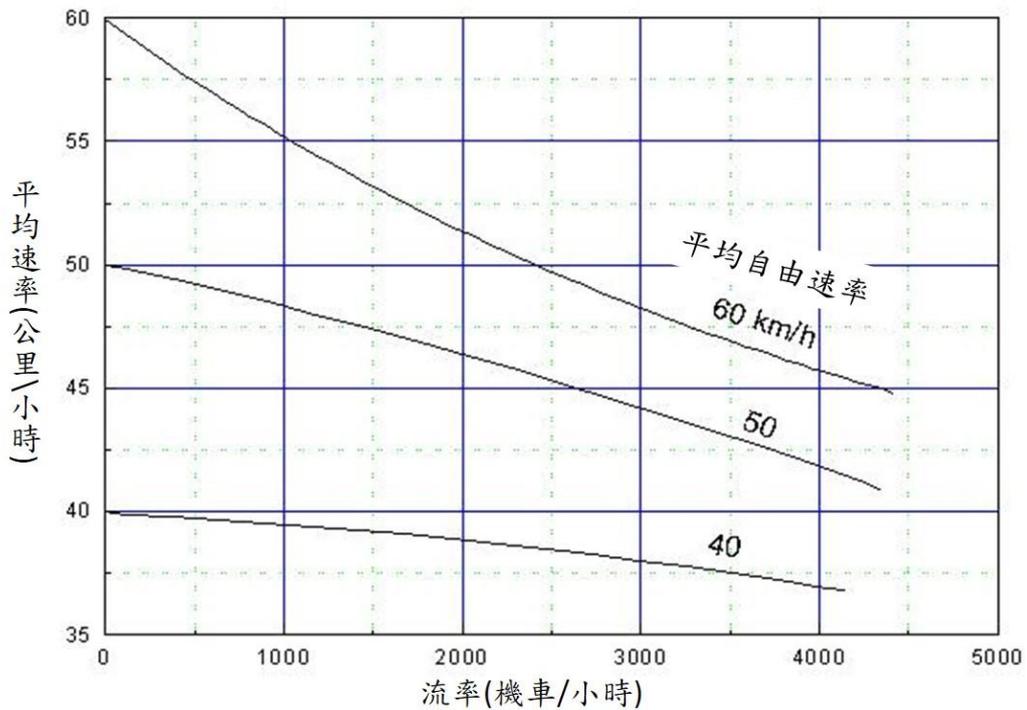


圖 11.7 類型 II 寬 2.5 公尺平直車道之流率與速率關係

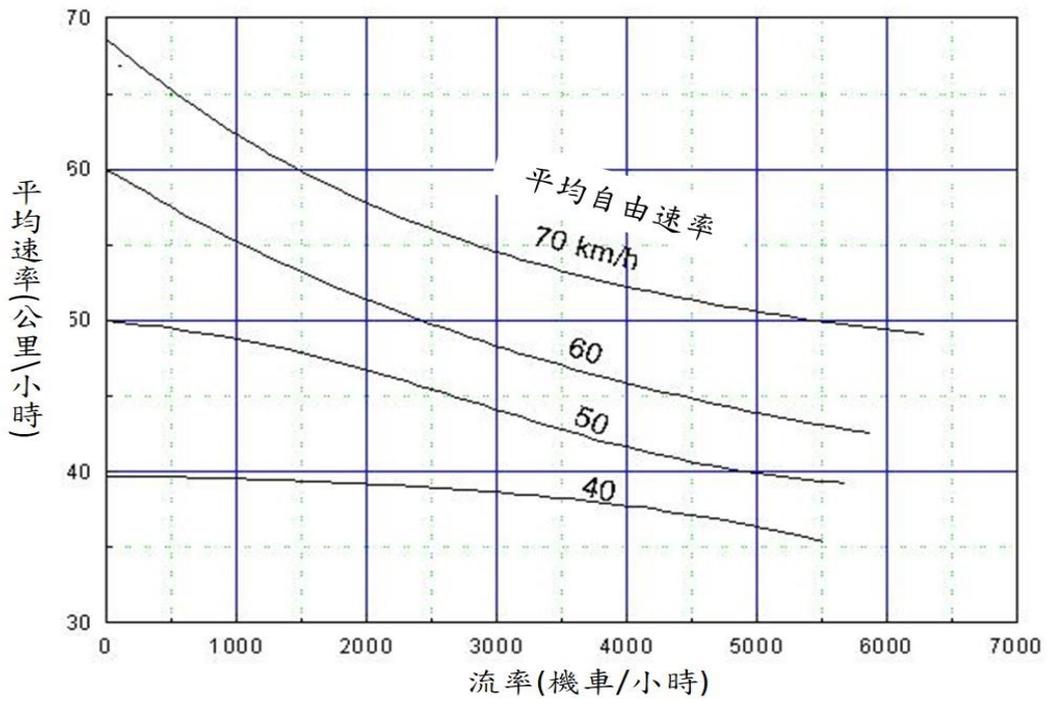


圖 11.8 類型 II 寬 4.0 公尺平直車道之流率與速率關係

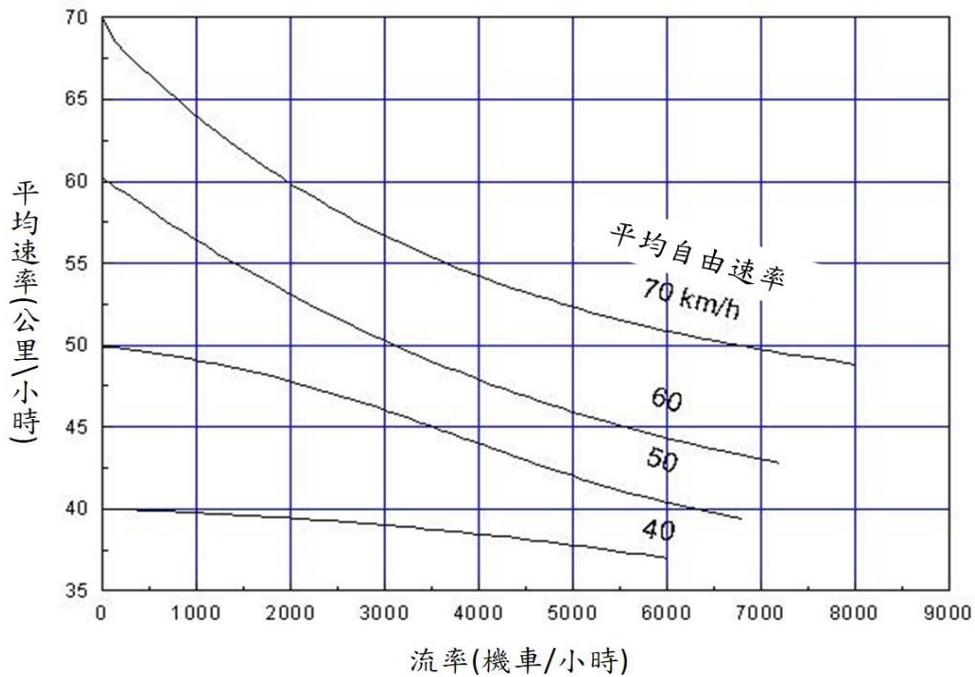


圖 11.9 類型 II 寬 6.0 公尺平直車道之流率與速率關係

### 11.3.1.5 平直路段之容量

郊區多車道公路在進入壅塞狀況之前能持續的最高流率隨不同日期中尖峰車流狀況及流率持續時間之長短而變。本章將郊區多車道公路基本路段的單向容量定義為車流從穩定狀況進入不穩定狀況之前，能持續 1 小時之最高流率的平均值。

直接估計能持續 1 小時之最高流率的平均值需要大量之現場資料才能取得足夠的樣本，但是能持續 1 小時之最高流率的平均值大約為能持續 15 分鐘之最高流率平均值的 96.5% [8]，因此能持續 1 小時之容量可從能持續 15 分鐘之容量來估計。

### 11.3.1.6 代表性車輛之總重/馬力比

同一類型車輛(如大貨車)之爬坡特性的主要影響因素為車輛的總重/馬力比。總重包括車輛本身、駕駛員、乘客及貨品之重量。馬力指瞬間從引擎輸出之馬力，而非引擎能輸出之最高馬力。

車輛平均總重隨公路所在地區之性質而異。根據高速公路及省、縣道地磅站[4,5]的資料，不同路段上大貨車、半聯結車及全聯結車平均總重各在 9,000~12,000 公斤、26,000~37,000 公斤及 35,000~46,000 公斤之範圍內。目前沒有小車及機車總重的現場資料可供參考。另依本所蒐集資料顯示[5]，大貨車、半聯結車及全聯結車之平均最高馬力各為 176 kW、278 kW 及 316 kW。但車輛在任何一瞬間所採用的馬力通常低於該車輛之最高馬力。

根據台 13 線、台 74 甲線南向及北向三路段上車輛的爬坡特性，本章建議用表 11.5 所列之總重/馬力比分析坡度路段之交通運轉 [2]。上坡坡度在 5% 以上時，此表所示之總重與馬力比隨坡度之增加而線性下降。坡度在 5% 以下時，總重與馬力比隨坡度的變化尚未能判斷。

表 11.5 郊區多車道公路代表性車輛總重/馬力比

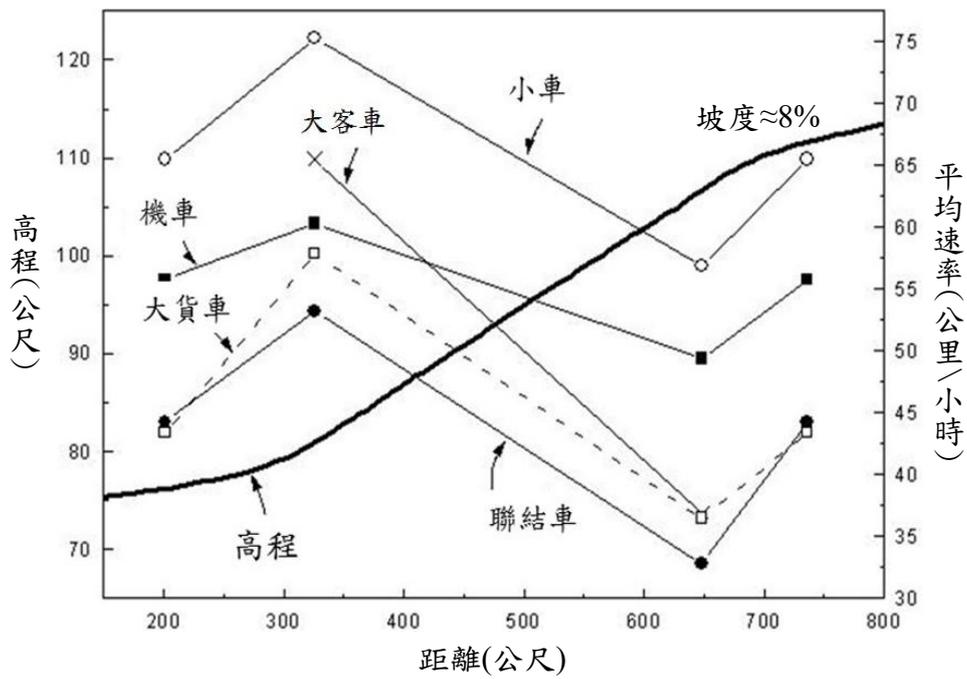
車種	總重(kg)	總重/馬力比(kg/kW)	
		坡度 $G \leq 5\%$	坡度 $G > 5\%$
小車	2,000	81.6	$2,000/(12 + 2.5G)$
機車	180	51.4	$180/(3.17+0.067G)$
大客車	15,000	93.2	$15,000/(146+3G)$
大貨車	10,700	107.0	$10,700/(66.67+6.67G)$
半聯結車	30,000	124.0	$30,000/(178.67+12.67G)$
註：G = 上坡坡度(%)			

資料來源: [2]。

### 11.3.1.7 代表性半聯結車於坡度路段之速率與行車距離關係

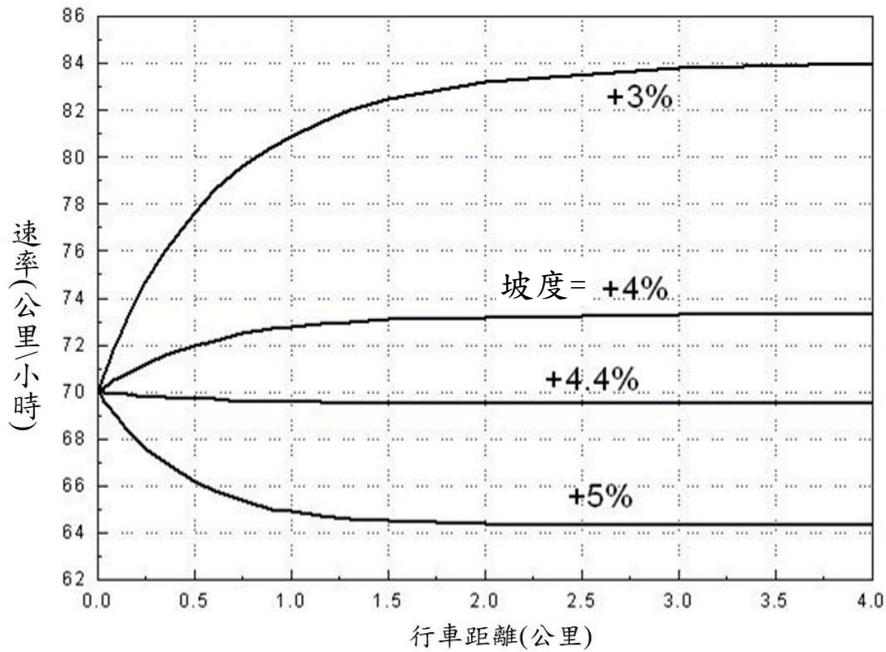
郊區公路常有坡度相當大的路段，這些路段可能造成車速降低，因而影響路段之容量及服務水準。分析公路容量及服務水準的方法通常假設坡度對小車沒有影響，惟如圖 11.10 所示，這是一錯誤的觀念。一般而言，進入上坡時之起始速率越高，坡度對速率的負面影響越大。

小車在台 13 線三義附近一坡度大約 5% 路段上所採用的總重/馬力比大約為 81.6 kg/kW (總重: 2,000 kg；馬力: 24.5 kW)。如果小車上坡時的總重/馬力比固定為 81.6 kg/kW，而且起始速率為 70 公里/小時，2018HTSS 模式之模擬結果顯示坡度須大約超過 4.4%，小車的速率才會降低，如圖 11.11 所示。同樣小車以不同之起始速率進入上坡時，對車速有負面影響之最低坡度如表 11.6 所示。



資料來源: [2]。

圖 11.10 台 74 甲線北向上坡路段車速變化



註：起始速率 70 公里/小時。

資料來源: [2]。

圖 11.11 81.6 kg/kW 小車上坡時車速變化之模擬值

表 11.6 對 81.6 kg/kW 小車速率有負面影響之最小坡度模擬值

上坡之起始速率(公里/小時)	有負面影響之最小坡度
60	5.6%
70	4.4%
80	3.4%
90	2.6%

資料來源: [2]

坡度路段對大車速率的影響遠超過小車。規劃坡度路段時，宜採用允許通行車種中總重/馬力比最大者作為代表性車輛來分析其速率變化，以評估坡度與坡長之組合。根據表 11.5 所列，總重/馬力比最大之 124 kg/kW 代表性半聯結車於坡度路段之速率與行車距離(水平投影距離)關係，如圖 11.12~圖 11.14 顯示。這些圖可根據手冊附錄 A 之 2021 HTSS 模式使用手冊例題 6 所述之方法建立。

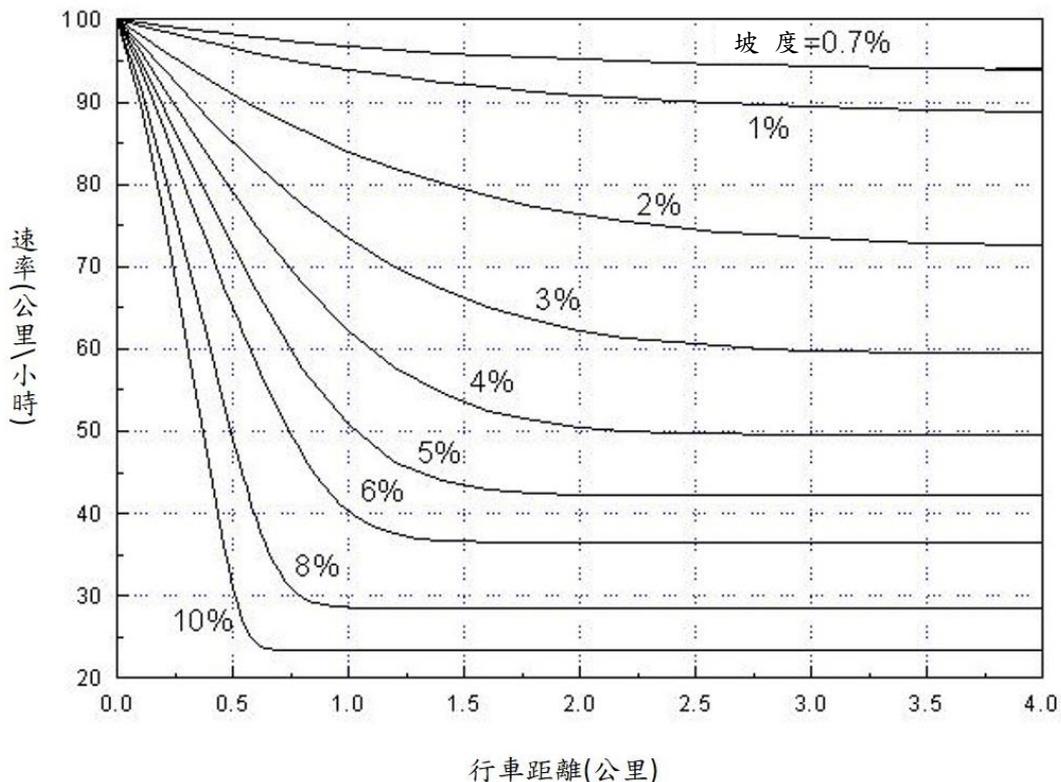


圖 11.12 124 kg/kW 半聯結車高速上坡後，速率與行車距離之關係

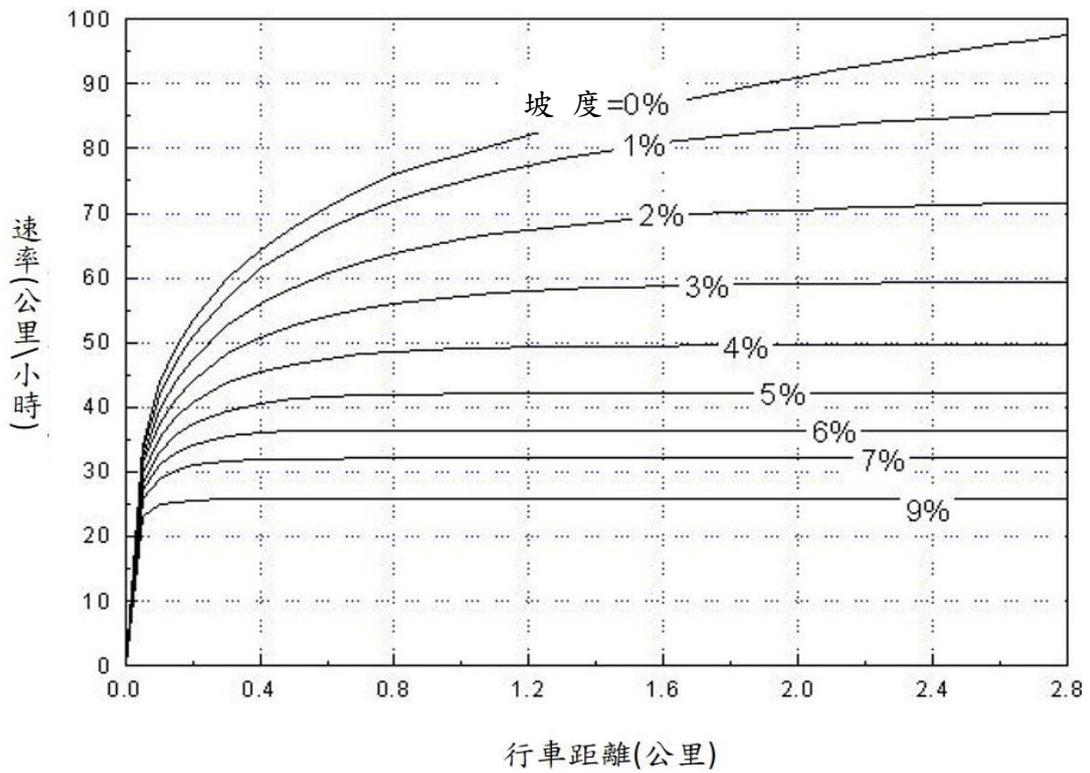


圖 11.13 124 kg/kW 半聯結車低速上坡後，速率與行車距離之關係

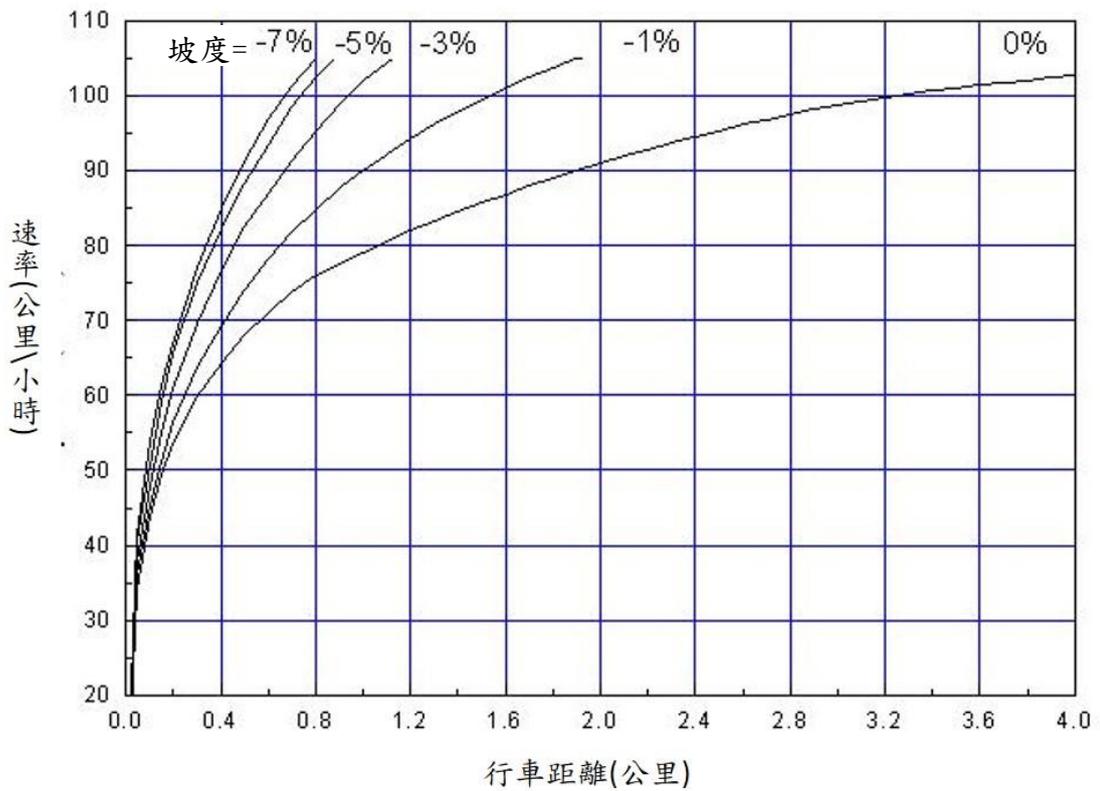


圖 11.14 124 kg/kW 半聯結車低速下坡後，速率與行車距離之關係

### 11.3.1.8 坡度路段平均速率與流率之關係

坡度路段之速率與流率關係受坡度、坡長、車種組成、車道使用行為等許多因素之影響。目前分析坡度路段還須依賴模擬模式。

### 11.3.2 績效指標及服務水準劃分標準

績效指標之選擇除了須考慮績效指標是否能反映交通運轉品質之外，也須考慮指標應用之難易程度。沒有任何指標能反映一公路在各種狀況下的服務品質，而且能滿足規劃、設計及評估之需要。一般而言，用路人最關心的服務品質是壅塞程度及速率。所以本章使用兩個績效指標評估服務水準。

壅塞程度可用需求流率與容量的比值來衡量。此比值常稱為流量/容量比(volume/capacity ratio，或簡稱 V/C 比)。此指標之流量代表欲通過一路段之需求流率。在穩定車流狀況下，V/C 比反映車流的密度(亦即壅塞程度)。V/C 比接近 0 時，車流密度很低，其相關壅塞程度也低。V/C 比接近但不超過 1.0 時，壅塞狀況相當高，車流可能隨時進入不穩定的狀況。理論上，V/C 比超過 1.0 時，容量不足以應付欲通過的流率，因而會造成塞車。

現況評估時，因需求流率難以調查，若路段速率已偏低，亦表示車流呈壅塞狀態、需求流率/容量比(V/C 比)超過 1.0。

規劃設計時，平坦路段以設定最低可接受的 V/C 比服務水準為原則。但在坡度路段上，V/C 比不能反映以速率衡量之行車效率，因此需同時以速率指標進行評估。例如在一陡的上坡上，V/C 比低，速率也低，從 V/C 比的立場而言，服務品質甚佳，但從速率的角度而言，服務水準並不理想。

駕駛員沒有絕對的自由選擇車速。因此車速高低所代表的服務品質須根據一受行車安全所限制之門檻速率來衡量。可考慮的門檻速率包括速限及平均自由速率。速限的應用有一潛在問題，因速限之訂定須考慮行車安全及駕駛員在自由旅行狀況下欲維持的速率。如果設定的速限太低，則平均速率與速限的比值可能難以分辨速限相同路段之服務品質。這問題可用平均自由速率當門檻值來解決，但平均自由速率難以準確的預估，其現場調查也增加應用的困難，

相較而言速限的應用簡便，因此本章採用平均速率/速限比，評估速率所代表之服務品質。

服務水準之劃分標準如表 11.7 及表 11.8 所示，根據 V/C 比劃分之服務水準有 6 級。A 級代表自由旅行狀況，F 級代表需求流率高於容量之壅塞狀況，E 級屬於穩定狀態，但偶爾會進入壅塞狀況的可能性相當顯著。所以設計公路時，不宜根據 E 級之服務水準。而 D 級之服務水準也不理想，故只宜用在規劃市區路段。A、B 及 C 級則適用於規劃郊區路段。

表 11.7 非阻斷性車流路段 V/C 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 11.8 非阻斷性車流路段平均速率/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	$\bar{V}/V_L < 0.20$

根據平均速率/速限比評估時，所用的基準速限為分析路段之速限。若分析路段速限隨該路段的區段而異，則根據各區段之速限及長度加權取平均值。例如一區段長度為 2 公里、速限 50 公里/小時，另一區段長度為 1 公里、速限 70 公里/小時，則平均速限為 $(50 \times 2 + 70 \times 1) / (2 + 1) = 56.7$  公里/小時。

採用分析路段的速限作為基準速限之方法，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。

應用表 11.7 及表 11.8 之劃分標準評估公路之運轉時必須用 2 個代號來反映服務水準。第 1 個代號(A, B, C, D, E, F)代表壅塞程度，第 2 個代號(1, 2, 3, 4, 5, 6)代表平均速率的高低。例如某一公路的 V/C 值為 0.4，其平均速率為 75 公里/小時，速限為 90 公里/小時，則服務水準等級為 B2。

### 11.3.3 分析方法

郊區多車道公路非阻斷性車流路段分析對象分成下列三項：

1. 評估平坦路段之服務水準；
2. 評估在自由旅行狀況下 124 kg/kW 代表性重車上、下坡時速率之變化；
3. 評估坡度路段之服務水準。

分析方法隨分析對象而異。

#### 11.3.3.1 平坦路段之服務水準分析

分析平坦路段的工作包括下列步驟：

##### 一、訂定分析車道之類型

由於機車占比高之車道其車流特性與其他種車流的特性不同。因此分析車道須劃分成下列兩類型：

1. 類型 I 車道：機車比例小於或等於 60% 之車道。
2. 類型 II 車道：機車比例超過 60% 之車道(含慢車道)。

## 二、訂定須維持之服務水準

規劃及設計公路必須根據最低應維持之服務水準以選擇幾何設計。郊區多車道公路非阻斷性車流路段平坦路段最少應維持 C2 級之服務水準。

運轉分析之目的在於評估一設施所能提供之服務水準，所以不必事先訂定最低應維持之服務水準。但評估結果一般用於決定一設施之服務水準是否能接受，或訂定改善不同設施之優先順序，所以在決策的過程中仍須訂定一最低應維持之服務水準。

## 三、估計需求流率

需求流率代表欲通過一分析路段之流率。在無壅塞之狀況下，需求流率等於實際通過一路段之流率。分析路段若有壅塞狀況，需求流率則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。短於 15 分鐘之分析沒有實用價值。如果分析時段為 15 分鐘，則需求流率可訂為該 15 分鐘內之平均流率，不必考慮時間的變化性。但如果分析時段較長(例如尖峰小時)，長時間內之流率可能隨者時間而有顯著變化，所以應將分析時段切割成不同短時段，每時段的需求流率根據預測或現場資料來訂定。但目前只有電腦模擬才能合理分析隨時間變化的需求流率。

一般而言，在接近或已進入壅塞狀況時之情況下，尖峰 15 分鐘之運轉對隨後的運轉可能有深遠的影響。因此訂定需求流率時，宜根據下列原則：

1. 規劃及設計的分析宜根據尖峰 15 分鐘之需求流率。
2. 除非用電腦模擬，否則評估現況時也宜根據尖峰 15 分鐘之需求流率，不宜採用長分析時段(如 1 小時)之平均流率，以避免過度高估實際能提供之服務水準。
3. 用電腦模擬長時間(如 1 小時)之運轉時，宜將分析時段切分成數個短時段，每一短時段之需求流率根據現況或預測之流率變化型態來訂定，如果沒有足夠的資料，則應根據尖峰 15 分鐘之需求流率進行分析。

本章分析方法之分析流率為單方向不同類型車道尖峰 15 分鐘之平均每車道需求流率。分析一現有路段時，可用之流率資料常為尖峰小時之流率，在這情況下，平均每車道之尖峰 15 分鐘流率可估計如下：

$$Q_{15} = \frac{Q_{60}}{N(PHF)} \quad (11.2)$$

此式中，

$Q_{15}$  = 單方向一類型車道尖峰 15 分鐘之每車道平均需求流率(輛/小時/車道)；

$Q_{60}$  = 單方向一類型車道尖峰小時之需求流率(輛/小時)；

$N$  = 單方向一類型車道之車道數；

$PHF$  = 尖峰小時係數。

尖峰小時係數有隨流量而增加的現象。每車道的平均尖峰小時流率超過 800 輛/小時之情況下，不同地區之平均尖峰小時係數在 0.9 ~ 0.95 之間（建議值：0.92）。如流率低於 800 輛/小時，尖峰小時係數平均在 0.7 與 0.95 之間（建議值：0.85） [6]。

規劃一公路時所需之需求流率資料為預測值，此值可利用不同方法來訂定，但一般估計如下：

$$Q_{15} = \frac{ADT \times K \times D}{N(PHF)} \quad (11.3)$$

此式中，

$ADT$  = 設計年(design year)平均每日雙向流量(輛/日)之估計值；

$K$  = 設計小時流量係數，可以尖峰小時流量與全天流量之比值估計(建議值：0.12~0.18)；

$D$  = 流量方向係數，亦即較高流量方向之流量與總流量之比(建議值 0.6)。

#### 四、估計對等需求流率

從式(11.2)或式(11.3)所估計之需求流率可能包含不同車種，因此須根據分析車道的類型轉換成單一車種之對等流率。

## 1. 類型 I 車道

類型 I 車道為沒有機車，或機車比例不超過 60% 之車道。在這情況下，需求流率須根據下式轉換成對等小車流率：

$$Q_{es} = Q_{15}[1 + P_B(E_B - 1) + P_T(E_T - 1) + P_S(E_S - 1) + P_m(E_m - 1)] \quad (11.4)$$

此式中，

$Q_{es}$  = 尖峰 15 分鐘對等小車需求流率(小車/小時/車道)；

$Q_{15}$  = 尖峰 15 分鐘需求流率(輛/小時/車道)；

$P_B$  = 大客車之比例；

$E_B$  = 大客車之小車當量(建議值:1.2)；

$P_T$  = 大貨車之比例；

$E_T$  = 大貨車之小車當量(建議值:1.25)；

$P_S$  = 聯結車之比例；

$E_S$  = 聯結車之小車當量(建議值:1.5)；

$P_m$  = 機車之比例；

$E_m$  = 機車之小車當量(見式 11.1、圖 11.2)。

郊區多車道公路的大客車很少，全聯結車更少。如果分析所需之資料不全，式(11.4)可簡化成：

$$Q_{es} = Q_{15}[1 + P_L(E_L - 1) + P_m(E_m - 1)] \quad (11.5)$$

此式中，

$P_L$  = 大型車輛之比例；

$E_L$  = 大型車輛之小車當量(建議值:1.4)。

## 2. 類型 II 車道

類型 II 車道的機車比例在 60%~100% 之範圍。這種車道上之需求流率宜依照下式轉換成對等機車流率：

$$Q_{em} = Q_{15} \left[ 1 + P_c \left( \frac{1}{E_m} - 1 \right) + P_L \left( \frac{E_L}{E_m} - 1 \right) \right] \quad (11.6)$$

此式中，

$Q_{em}$  = 尖峰 15 分鐘對等機車需求流率(機車/小時/車道)；

$P_C$  = 小車之比例；

$P_L$  = 大型車之比例；

$E_m$  = 機車之小車當量(建議值：0.33)；

$E_L$  = 大型車輛之小車當量(建議值：1.4)。

如果採用  $E_m=0.33$  及  $E_L=1.4$ ，式(11.6)可簡化成：

$$Q_{em} = Q_{15}(1+2P_C+3.2P_L) \quad (11.7)$$

## 五、估計平均自由速率 $V_{f1}$ 、 $V_{f2}$ 、 $V_{fc}$

平均自由速率估計的對象分成平直類型 I 車道、平直類型 II 車道及平坦平曲線車道。下述的估計方法宜只用在缺乏現場資料的情況下。

### 1. 平直類型 I 車道

$$V_{f1} = (P_C+P_m)V_C+P_LV_L \quad (11.8)$$

此式中，

$V_{f1}$  = 平直類型 I 車道之平均自由速率(公里/小時)；

$P_C$  = 小車比例；

$P_m$  = 機車比例；

$P_L$  = 大車比例；

$V_C$  = 表 11.1 所列之小車平均自由速率(公里/小時)；

$V_L$  = 表 11.1 所列之大車平均自由速率(公里/小時)。

### 2. 平直類型 II 車道

根據表 11.1，平直類型 II 車道之平均自由速率  $V_{f2}$ (公里/小時)可設定為：

$$V_{f2} = 51 \quad (11.9)$$

類型 II 車道的平均速率可能有顯著的變異性，因此式(11.9)之值最好能用現場資料取代。

### 3. 平坦平曲線車道

郊區公路常有曲率半徑不長，因而會影響自由速率之平曲

線。目前缺乏本土性之平曲線速率特性研究。在平曲線上，車輛須利用超高(superelevation)及側面摩擦係數(side friction factor)的功能來抵抗離心力。設計公路時，英國將最大允許之離心加速率(centrifugal acceleration)設定為  $0.22 g$  ( $g=9.81$  公尺/秒<sup>2</sup>)，實際設計值則大約只有最大值之一半[9]。如果  $e$  及  $f$  各代表超高率(%/100)及側面摩擦係數，則  $(e+f)g$  必須等於離心加速率。

行駛於公路上，駕駛人如何採用側面摩擦係數隨幾何設計及路側行車環境而異。AASHTO 公路設計規範[10]所設定的安全而舒適的最高側面摩擦係數可用下式來估計：

$$f_{max} = 0.1845 - 2.747 \times 10^{-4}V - 3.996 \times 10^{-6}V^2 \quad (11.10)$$

此式中，

$f_{max}$  = 行車安全而且舒適的最高側面摩擦係數；

$V$  = 速率(公里/小時)。

如果一車輛能安全的行駛在平曲線上，則行車狀況有下列的特性：

$$V = \sqrt{127R(e + f)} \quad (11.11)$$

此式中，

$V$  = 速率(公里/小時)；

$R$  = 曲率半徑(公尺)；

$e$  = 超高率(%/100)；

$f$  = 所需之側面摩擦係數。

如果式(11.11)中之曲率半徑  $R$  及超高率  $e$  已知，讓同一式中摩擦係數  $f$  等於式(11.10)之最大允許值，從式(11.11)所估計之速率可稱為安全而且舒適之最高速率  $V_{max}$ 。根據式(11.10)及式(11.11)，此速率可估計如下：

$$V_{max} = \frac{-B + \sqrt{B^2 + 4AC}}{2A} \quad (11.12a)$$

$$A = 1 + 507.5 \times 10^{-6} R \quad (11.12b)$$

$$B = 349.0 \times 10^{-4} R \quad (11.12c)$$

$$C = 127eR + 23.5R \quad (11.12d)$$

此式中，

$V_{max}$  = 安全而且舒適之最高速率(公里/小時)。

美國郊區公路現場資料顯示  $V_{max}$  在 40~120 公里/小時的範圍內，平曲線上平均自由速率  $V_a$  (公里/小時) 與  $V_{max}$  有線性關係 [11]。此關係可用下列的近似公式來代表：

$$V_{fc} = 48 + 0.4 V_{max} \quad (11.13)$$

應用式(11.12a)及式(11.13)估計臺灣郊區公路平曲線之平均自由速率時， $V_{fc}$  宜限制在速限加 15 公里/小時以下。此外， $V_{fc}$  不能超過在平直路段之平均自由速率(見表 11.1)。

## 六、設定基準速限 $V_L$

基準速限之訂定須根據 11.3.2 節所述之原則。

## 七、估計車道容量 $Q_{max1}$ 、 $Q_{max2}$

### 1. 類型 I 車道 $Q_{max1}$

換算為對等小車需求流率後，類型 I 車道可根據車道數、式 (11.8) 或式 (11.13) 所估計之平均自由速率，從表 11.2~表 11.4 估計容量。

### 2. 類型 II 車道 $Q_{max2}$

類型 II 車道之容量隨車道寬、平均自由速率及車種組成而變。目前沒有分析性模式以供估計此種類型車道之容量。類型 II 車道的容量可根據表 11.9 來估計(見例題 2)。表中之容量乃從圖 11.6~圖 11.9 估計所得。

## 八、估計車道之平均速率 $\bar{V}_1$ 、 $\bar{V}_2$

### 1. 類型 I 車道 $\bar{V}_1$

如無現場資料，類型 I 車道之平均速率可根據車道數、式(11.4)或式(11.5)所估計之需求流率，以及式(11.8)或式(11.13)所估計之平均自由速率，從圖 11.3~圖 11.5 或表 11.2~表 11.5 內插估計。

### 2. 類型 II 車道 $\bar{V}_2$

如無現場資料，類型 II 車道之平均速率須根據車道寬、對等機車需求流率(式 11.6 或式 11.7)及平均自由速率之估計值(式 11.9 或式 11.13)，從圖 11.6~圖 11.9 內插估計。

表 11.9 類型 II 車道容量(機車/小時)

車道寬 (公尺)	平均自由速率(公里/小時)			
	40	50	60	70
1.5	3,400	3,800	4,100	-
2.5	4,100	4,700	5,200	-
4.0	5,100	5,700	5,900	6,600
6.0	6,900	7,600	8,500	9,500

## 九、評估服務水準

一路段的交通運轉績效理應從不同角度來評估。本章採用 V/C 比及平均速率/速限比兩績效指標評估不同類型車道之服務水準及分析方向之整體運轉績效。

### 1. 類型 I 車道運轉績效

類型 I 車道之 V/C 比可估計如下：

$$(V/C)_1 = \frac{Q_{es}}{Q_{max1}} \quad (11.14)$$

此式中，

$(V/C)_1$  = 類型 I 車道之 V/C 比；

$Q_{es}$  = 從式(11.4)或式(11.5)所估計之尖峰 15 分鐘需求  
流率(小車/小時/車道)；

$Q_{max1}$  = 從本小節步驟七所估計之容量(小車/小時/車道)。

另一方面，平均速率/速限比等於

$$R_1 = \bar{V}_1/V_L \quad (11.15)$$

此式中，

$R_1$  = 類型 I 車道之平均速率/速限比；

$\bar{V}_1$  = 從本小節步驟八所估計之平均速率(公里/小時)；

$V_L$  = 速限(公里/小時)。

## 2. 類型 II 車道運轉績效

類型 II 車道之 V/C 比可估計如下：

$$(V/C)_2 = \frac{Q_{em}}{Q_{max2}} \quad (11.16)$$

此式中，

$(V/C)_2$  = 類型 II 車道之 V/C 比；

$Q_{em}$  = 從式(11.6)或式(11.7)所估計之尖峰 15 分鐘需求  
流率(機車/小時/車道)；

$Q_{max2}$  = 從本小節步驟七所估計之容量。

類型 II 車道之平均速率/速限比可估計如下：

$$R_2 = \bar{V}_2/V_L \quad (11.17)$$

此式中，

$R_2$  = 類型 II 車道之平均速率/速限比；

$\bar{V}_2$  = 從本小節步驟八所估計之平均速率(公里/小時)；

$V_L$  = 速限(公里/小時)。

## 3. 分析單向運轉績效

分析方向若有實體分隔，則實體分隔之左側及右側車道須

分別評估綜合之服務水準。在這原則之下，各型車道在分析方向之綜合 V/C 比可估計為：

$$\frac{V}{C} = \frac{Q_e}{Q_{max}} = \frac{N_1 Q_{es} + N_2 Q_{em}}{N_1 Q_{max1} + N_2 Q_{max2}} \quad (11.18)$$

此式中，

$Q_e$  = 分析方向總需求流率(輛/小時)；

$Q_{max}$  = 分析方向總容量(輛/小時)；

$N_1$  = 類型 I 車道數；

$Q_{es}$  = 類型 I 車道需求流率(小車/小時/車道)；

$N_2$  = 類型 II 車道數；

$Q_{em}$  = 類型 II 車道需求流率(機車/小時/車道)；

$Q_{max1}$  = 類型 I 車道容量(小車/小時/車道)；

$Q_{max2}$  = 類型 II 車道容量(機車/小時/車道)；

平均速率等於旅行距離除以平均旅行時間。因此分析方向的平均速率 $\bar{V}$ (公里/小時)可估計如下：

$$V = \frac{N_1 Q_{es} + N_2 Q_{em}}{\frac{N_1 Q_{es}}{\bar{V}_1} + \frac{N_2 Q_{em}}{\bar{V}_2}} \quad (11.19)$$

分析方向平均速率 $\bar{V}$ 與速限  $V_L$  的比  $R$  (公里/小時)訂為：

$$R = \bar{V}/V_L$$

#### 4. 服務水準等級

根據表 11.7、表 11.8 之劃分標準，上述 V/C 比及平均速率/速限比可從兩個角度評估服務水準等級。假設 V/C 比、平均速率及基準速限各為 0.7、60 公里/小時及 70 公里/小時，則從 V/C 比之角度而言，服務水準屬 C 級，從平均速率/速限比  $60/70 = 0.86$  而言，服務水準等級屬第 2 級。所以服務水準等級為 C2。

一般而言，郊區多車道公路之幾何設計不宜讓 V/C 高於 0.80(服務水準為 D、E 或 F 級)。V/C 比高於 0.80 時，車流容易進入，或已在不穩定的擁塞狀況中。在平坦路段上，平均速率/

速限比小於 0.8 時(服務水準 3~5 級)，車流也可能接近不穩定狀況或已在壅塞狀況。在坡度路段上，這種低速率可能是坡度及坡長所造成，不一定表示車流在壅塞狀況中，但從行車安全及效率角度而言，也很不理想。

### 11.3.3.2 代表性重車於坡度路段之速率變化分析

重車爬坡性能比小車差，因此在坡度路段上的車速可能有相當大的差異。這種差異不僅會減低服務水準，也可能造成交通安全之惡化。因此公路設計之工作有必要評估代表性重車在坡度路段時，其速率與行車距離(水平投影距離)之關係，來評估坡度與坡長的組合。本章圖 11.12~圖 11.14 可用來協助此評估工作。比較精密的評估則須依賴模擬模式。本節說明用圖分析之方法。

應用圖 11.12~11.14 之前須將分析路段之縱切面(profile)用一系列近似縱切線(vertical tangent)來代表。這工作有兩種情況。第一種情況是沿中心線在不同地點的高程已知，在這情況下，兩地點之間的縱切面平均坡度可估計如下：

$$G = \frac{100(Z_b - Z_a)}{X_b - X_a} \quad (11.20)$$

此式中，

- $G$  = 從點 a 到點 b 之平均坡度(%)；
- $Z_a$  = 點 a (上游定點)之高程(公尺)；
- $Z_b$  = 點 b (上游定點)之高程(公尺)；
- $X_b - X_a$  = 點 a 與點 b 之水平距離(公尺)。

根據式(11.20)所估計之平均坡度  $G$ ，在兩點之間的縱切面可用一坡度等於  $G$  之縱切線來代表，如圖 11.15 所示。

第二種情況為分析路段符合現代公路設計標準。這種路段的縱切面只含有縱切線及呈拋物線形之縱曲線(vertical curve)，如圖 11.16 所示。在這情況下，縱曲線須用數個近似縱切線來代表。

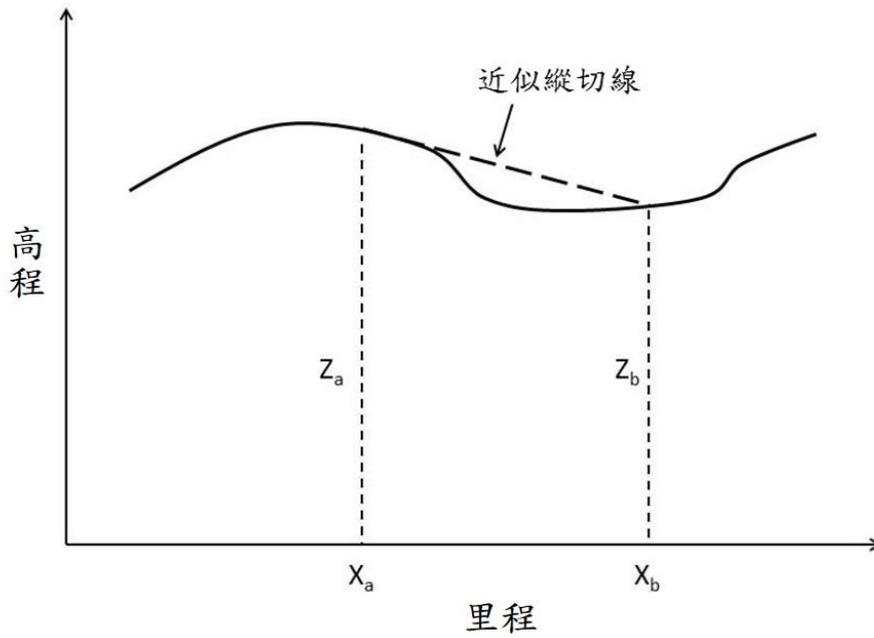
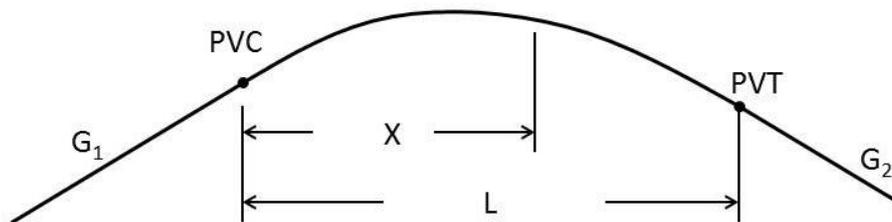
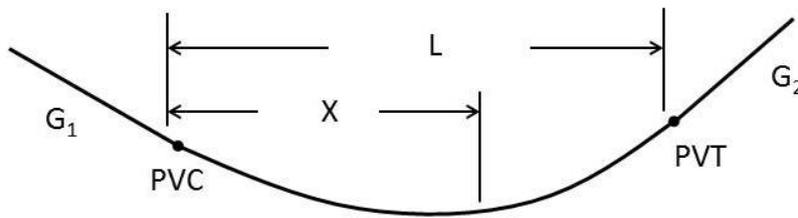


圖 11.15 縱切面用近似縱切線來代表之情況一



(a) 凸型縱曲線



(b) 凹型縱曲線

圖 11.16 縱切線及拋物線形縱曲線所構成之縱切面示意圖

此轉換工作須根據下式估計在數個縱曲線上定點的坡度：

$$G_x = G_1 + \frac{G_2 - G_1}{L} X \quad (11.21)$$

此式中，

$G_x$  = 縱曲線上一定點之坡度(%)；

$G_1$  = 縱曲線起點 PVC (point of vertical curve)所在縱切線之坡度(%)，上坡為正值，下坡為負值；

$G_2$  = 縱曲線終點 PVT (point of tangency)所在縱切線之坡度(%)，上坡為正值，下坡為負值；

$L$  = 縱曲線長度(公尺)，亦即 PVC 與 PVT 之水平距離；

$X$  = 縱曲線上定點與 PVC 之水平距離(公尺)。

而縱曲線上兩定點之間的平均坡度等於在該兩地點個別坡度的平均值。

根據這原則，縱曲線可迅速的用數個縱切線來代表。以圖 11.17 所示之縱切面為例，PVC 之坡度為+5%，PVC 下游 300 公尺處之坡度為+2% $(5+(-4-5)/900 \times 300)$ ，因此 PVC 下游 300 公尺內的縱切面可用一坡度等於+3.5% $((5+2)/2)$ 之縱切線來代表。

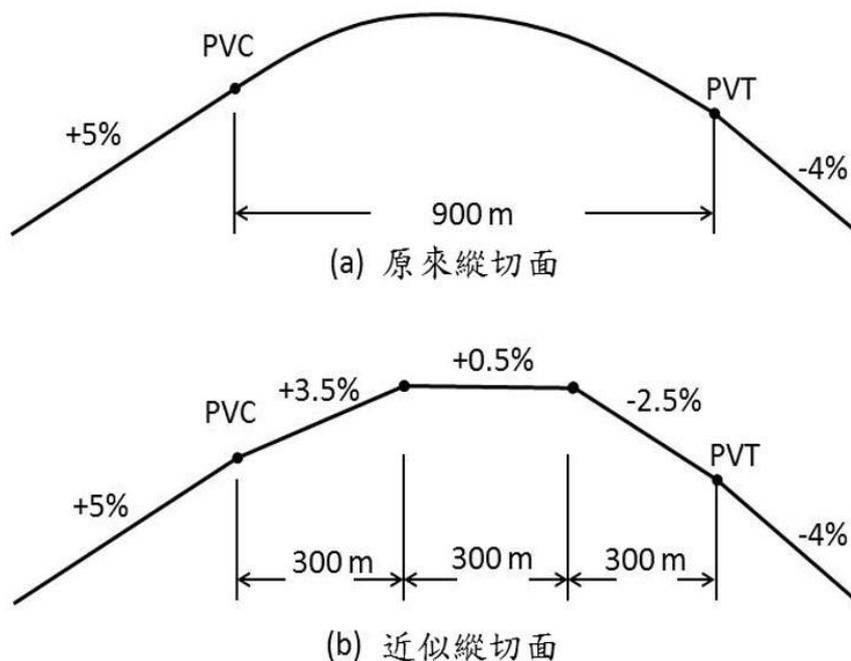


圖 11.17 縱切面用近似縱切線來代表之情況二

第二項工作是用圖 11.12~圖 11.14 估計在各近似縱切線起點及終點之自由速率。規劃及設計坡度路段時，代表性重車進入上坡後之

平均自由速率，不宜下降 15 公里/小時以上。本章 11.3.4 節例題 5 說明相關之估計方法。

### 11.3.3.3 坡度路段之服務水準分析

#### 一、坡度路段之判別

郊區多車道公路坡度路段為代表性重車(總重/馬力比=124 kg/kW)以速限加 10 公里/小時，但不超過 90 公里/小時之速率  $V_0$ (公里/小時)進入上坡路段之後，速率下降超過 5 公里/小時之路段。一路段是否判別為坡度路段可根據下列步驟檢核。

1. 用式(11.22)估計上坡時可維持最低速率，此速率稱為爬行速率(crawl speed)。

$$V_{min} = 16.04 + 77.763e^{\frac{-(G - 0.7)}{3.9588}} \quad (11.22)$$

此式中，

$V_{min}$  = 爬行速率(公里/小時)；

$G$  = 坡度(%)。

2. 如果進入上坡之速率  $V_0$ (速限加 10 公里/小時，但不超過 90 公里/小時)低於或等於  $V_{min}+5$  公里/小時，則速率之下降不會超過 5 公里/小時，因此分析路段可視為平坦路段。
3. 如果進入上坡之速率  $V_0$ 高於  $V_{min}+5$ ，需再分別估計以 100 公里/小時之速率進入上坡之後，速度降到  $V_0$ 及  $V_0-5$  之相關行車距離  $X_1$ (公里)及  $X_2$ (公里)。
4. 當代表性重車以 100 公里/小時速率進入一坡度均勻上坡之後，其速率與行車距離的關係可用以下式子代表：

$$V = A + \frac{B - A}{1 + e^{-\frac{X-C}{D}}} \quad (11.23)$$

此式中，

$V$  = 速率(公里/小時)；

$X$  = 行車距離(公里)；

$A, B, C, D$  = 表 11.10 所示的係數

表 11.10 式(11.23)之係數估計模式

係數	坡度 $G(\%)$	估計模式
A	$\leq 1.0$	$A = 123.55333 + 32.56667G$
	1.0~4.0	$A = 74.00191 + 82.49442e^{-\frac{G-1.0}{5.28915}}$
	4.0~6.0	$A = 108.96035 + 12.00677e^{-\frac{G-4.0}{1.7126}}$
	6.0~8.0	$A = 125.10333 - 2.08G$
	8.0~14.0	$A = 106.8444 + 1.60556e^{-\frac{G-8}{1.32666}}$
B	$\leq 14.0$	$B = 16.06992 + 77.78644e^{-\frac{G-0.7}{3.94297}}$
C	$\leq 2.5$	$C = -6.8497 + \frac{7.12357}{1 + e^{-\frac{G-0.44885}{0.65874}}}$
	2.5~5.0	$C = -0.66277 + \frac{1.06019}{1 + e^{-\frac{G-2.2567}{0.57494}}}$
	5.0~14.0	$C = 0.46698 - \frac{0.33098}{1 + e^{-\frac{G-8.5222}{3.0709}}}$
D	$\leq 4.0$	$D = -0.10896 + 1.43412e^{-\frac{G-0.7}{3.22138}}$
	4.0~6.0	$D = 0.11617 + 0.29564e^{-\frac{G-4.0}{2.22753}}$
	6.0~14.0	$D = 0.069451 + 0.16688e^{-\frac{G-6.0}{3.17017}}$

如有必要估計一特定速率之相關行車距離，式(11.23)可轉換成下式：

$$X = C - D \left[ \ln \left( \frac{B-A}{V-A} - 1 \right) \right] \quad (11.24)$$

則速度降到  $V_0$  及  $V_0-5$  之相關行車距離  $X_1$ (公里)及  $X_2$ (公里)，可以式(11.25)及式(11.26)分別估算。

$$X_1 = C - D \left[ \ln \left( \frac{B-A}{V-A} - 1 \right) \right] \quad (11.25)$$

$$X_2 = C - D \left[ \ln \left( \frac{B-A}{V_0-5-A} - 1 \right) \right] \quad (11.26)$$

5. 如果  $X_2-X_1$  小於坡長，則代表性重車上坡之後的速度下降程度超過 5 公里/小時，因此分析路段判別為坡度路段。

上述工作可用「臺灣公路容量分析專區」網站所提供的 checkgrade.exe 執行檔來執行，使用者須將該執行檔下載至 Windows 作業系統之電腦，於同一個目錄資料夾(folder)中建立一個輸入檔。此輸入檔須定名稱為 input.txt。輸入檔 input.txt 須包括 2 行資料。第一行資料為公路類型，必須為 FREEWAY(表示分析對象為高速公路)、MULTI(表示分析對象為郊區多車道公路)或 TWO(表示分析對象為郊區雙車道公路)。第二行須包括進入分析路段之速率  $V_0$ (公里/小時)、坡度(%)以及坡長(公尺)，下列兩行為 input.txt 之一例。

MULTI

80.0 3.8 470.0

執行分析時，只要在執行檔快速按滑鼠左鍵兩下(double click)。如無問題，輸出檔 result.txt 會顯示在同一個目錄資料夾中。

## 二、服務水準評估

為避免運轉品質顯著變化而造成之壅塞及安全問題，坡度路段之服務水準應與附近平坦路段相同。例如在上坡之前之服務水準為 B2 級，則上坡也宜維持 B2 級。此外，郊區多車道公路非阻斷性車流路段服務水準以不低於 C2 為原則，規劃及設計上坡時，代表性重車進入上坡後之平均自由速率，也不宜下降 15 公里/小時以上。而在經費限制下，規劃及設計坡度路段之服務水準較平坦路段稍低尚可接受，但宜儘量避免低於 D3 級。

目前分析坡度路段必須依賴 2021HTSS 模式。2021HTSS 模式是

一微觀模擬模式。應用此模式需有一模式之執行檔 2021htss.exe 及一輸入檔(檔名必須訂為 htss.txt)。此兩檔需放在以 Windows 為平台(如 XP, Windows 10 等)的電腦的同一子目錄(folder)內。欲執行模擬時，只需迅速按滑鼠左鍵兩下(double click)執行檔之檔名。輸出檔 htssout.txt 會出現在同一子目錄。輸入檔必須根據本手冊附錄 A 之 2021HTSS 模式使用手冊建立。模式執行檔及輸入檔範本可從「臺灣公路容量分析專區」網站下載。因為使用手冊對輸入檔的建立及模式的應用有詳細的說明，本章只簡單介紹模式的性質及功能。

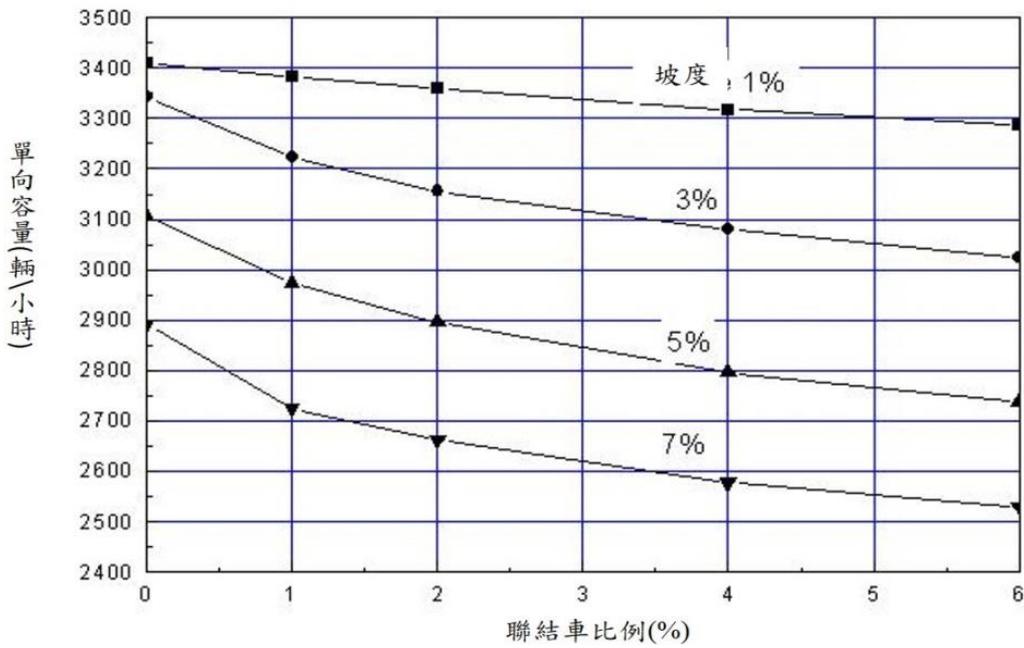
模擬路段須用單方向節線(link)來代表。一節線可有不同性質的車道。模擬的路段可有坡度及平曲線。

輸入檔包括不同檔型(data type)之資料，主要項目如下：

1. 模擬控制：如重覆模擬之次數，資料蒐集開始及結束之時間等。
2. 節線之間的關係：如從一節線離開之後會進入那一節線等。
3. 車道之設置。
4. 流率及車種比例。
5. 速限及自由旅行速率。
6. 坡度路段及平曲線之性質。
7. 各車種之代表性總重/馬力比。
8. 偵測站之設置。

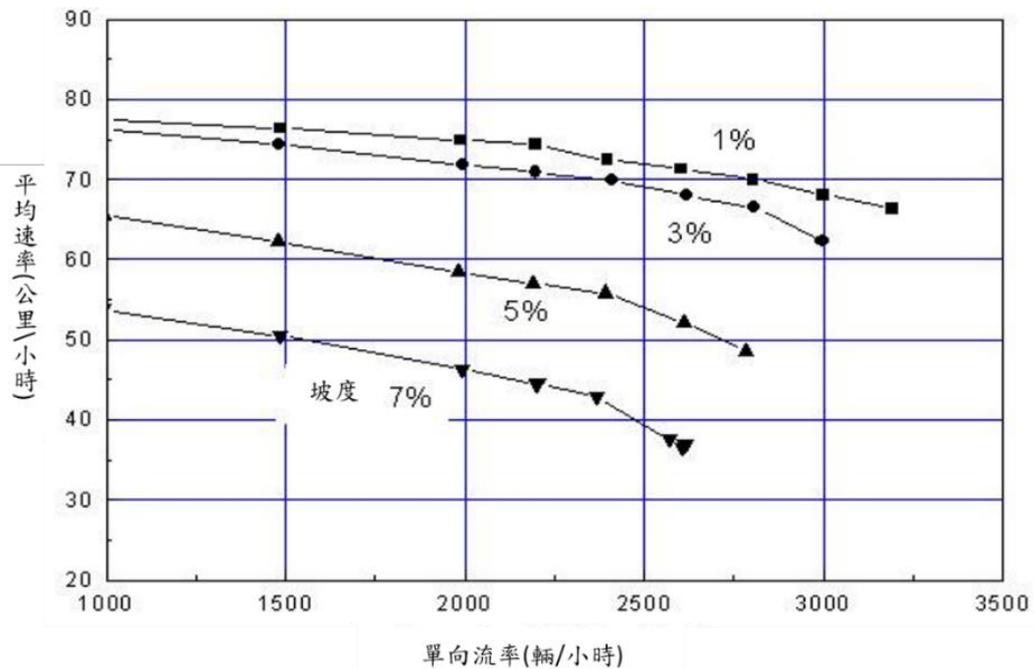
模擬時，坡度路段的幾何設計可用兩方式建立在輸入檔中。第一方式是設定每數十公尺距離之高程；第二方式是設定縱切線之起點、終點及坡度。一般應用時，模擬車輛之屬性(如車長、總重/馬力比、駕駛行為等)隨機變化。評估代表性車輛在坡度路段之自由速率變化可用輸入檔將車輛屬性固定，不隨車輛而變。

坡度路段交通運轉特性受車道數、坡度、坡長、車種組成及是否有爬坡道等因素的影響，圖 11.18 及圖 11.19 為在特定狀況之下，模擬上坡路段之容量及平均速率。



註：1.5%大客車；坡長 2 公里；起點自由速率 80 公里/小時

圖 11.18 2 車道上坡路段容量模擬值



註：1.5%大客車；3%聯結車；坡長 2 公里；起點自由速率 80 公里/小時

圖 11.19 2 車道上坡路段平均速率模擬值

用 2021HTSS 模式分析路段之一大工作在於建立輸入檔。為利使用者方便應用，「臺灣公路容量分析專區」網站提供 MULTI-S1.txt 及 MULTI-S2.txt 兩輸入檔範例以協助輸入檔建立。

本手冊附錄 A 之 2021 HTSS 模式使用手冊第三、四、五節及第六節之例題(如例題 1 及 2)對這些輸入檔之建立及應用有詳細的說明。

### 11.3.4 應用例題

#### 11.3.4.1 例題 1

無實體分隔之平直路段單方向的狀況如下：

1. 速限 = 60 公里/小時。
2. 尖峰小時係數(PHF) = 0.9。
3. 類型 I 車道狀況：
  - (1) 車道數 = 2；
  - (2) 尖峰小時流量 = 2,100 輛；
  - (3) 小車比例 = 0.9；
  - (4) 大車比例 = 0.1。
4. 類型 II 車道狀況：
  - (1) 車道數 = 1；
  - (2) 尖峰小時流量 = 2,500 輛；
  - (3) 機車比例 = 1.0；
  - (4) 車道寬 = 2.5 公尺。

試評估此路段之服務水準。

解：

#### 1. 車道數

類型 I 車道： $N_1 = 2$

類型 II 車道： $N_2 = 1$

#### 2. 單向尖峰 15 分鐘需求流率(式 11.2)

- (1) 類型 I 車道：

$$(Q_{15})_I = 2,100 / (2 \times 0.9) = 1,167 \text{ 輛/小時/車道}$$

類型II車道：

$$(Q_{15})_2 = 2,500 / (1 \times 0.9) = 2,778 \text{ 機車/小時/車道}$$

### 3. 對等需求流率

(1) 類型 I 車道(式 11.5、 $P_L = 0.1$ 、 $E_L = 1.4$ 、 $P_M = 0.0$ )：

$$Q_{es} = 1,167 [1 + 0.1(1.4 - 1)] = 1,214 \text{ 小車/小時/車道}$$

(2) 類型II車道(式 11.7、 $P_C = P_L = 0.0$ )：

$$Q_{em} = 2,778 \text{ 機車/小時/車道}$$

### 4. 平均自由速率

(1) 類型 I 車道(表 11.1、式 11.8、 $V_C = 67$ 、 $V_L = 66$ 、 $P_C = 0.9$ 、 $P_L = 0.1$ 、 $P_m = 0$ )：

$$V_{f1} = 0.9 \times 67 + 0.1 \times 66 = 67 \text{ 公里/小時}$$

(2) 類型II車道(表 11.1、式 11.9)：

$$V_{f2} = 51 \text{ 公里/小時}$$

### 5. 容量

(1) 類型 I 車道[表 11.2、 $V_f = V_{f1} = 67$ ]：

$$Q_{max1} = 1,580 + (67 - 60) \times (1,650 - 1,580) / (70 - 60) = 1,629 \text{ 小車/小時/車道}$$

(2) 類型II車道[表 11.9、車道寬 2.5 公尺、平均自由速率 51 公里/小時]：

$$Q_{max2} = 4,700 + [(5,200 - 4,700) / (60 - 50)](51 - 50) = 4,750 \text{ 機車/小時/車道}$$

### 6. 平均速率

(1) 類型 I 車道[表 11.2、 $Q = Q_{es} = 1,214$ 、 $V_f = V_{f1} = 67$ ]：

如  $V_f = 70$ ，則：

$$\bar{V} = 71.88 - \frac{216.399}{1 + e^{-\frac{1,214 - 3,743.5}{791.55}}} = 63.4$$

如  $V_f = 60$ ，則：

$$\bar{V} = 61.49 - \frac{114.788}{1 + e^{-\frac{1,214-3,025.4}{700.89}}} = 53.4$$

則平均自由速率 67 公里/小時之平均速率可估計如下：

$$\bar{V}_1 = 53.4 + (67 - 60) \times (63.4 - 53.4) / (70 - 60) = 60.4 \text{ 公里/小時}$$

(2) 類型II車道[圖 11.7、車道寬 2.5 公尺、 $Q_{em} = 2,778$  機車/小時 /車道、 $V_{f2} = 51$ ]：

$$\bar{V}_2 = 45.1 \text{ 公里/小時}$$

### 7. 服務水準等級

分析路段之速限不隨地點而變，所以評估用之基準速限為 60 公里/小時。

(1) 類型 I 車道：

$$(a) V/C = Q_{es} / Q_{max1} = 1,214 / 1,629 = 0.75$$

$$(b) \text{平均速率 } \bar{V}_1 / \text{速限 } V_L = 60.4 / 60 = 1.01$$

(c) 服務水準等級：C1

如果上述分析顯示  $V/C > 1.0$  而平均速率為 60.4 公里/小時，則因車流已進入壅塞狀況，因此估計之平均速率只能存在於很短之時段，其值可能隨時間而顯著的降低。

(2) 類型II車道：

$$(a) V/C = Q_{es} / (Q_{max})_2 = 2,778 / 4,750 = 0.58$$

$$(b) \text{平均速率 } \bar{V}_2 / \text{速限 } V_L = 45.1 / 60 = 0.75$$

(c) 服務水準等級：C3

(3) 分析方向(式 11.18、11.19)：

$$(a) V/C = \frac{2 \times 1,214 + 1 \times 2,778}{2 \times 1,629 + 1 \times 4,750} = 0.65$$

$$(b) \bar{V} = \frac{2 \times 1,214 + 1 \times 2,778}{\frac{2 \times 1,214}{60.4} + \frac{1 \times 2,778}{45.1}} = 51.1 \text{ 公里/小時}$$

$$(c) \bar{V} / V_L = 51.1 / 60 = 0.85$$

(d) 服務水準等級：C2

### 11.3.4.2 例題 2

一類型II車道之車道寬為 3 公尺。此車道的平均自由速率為 57 公里/小時。試估計此車道的容量。

解：

上述車道的容量可利用表 11.9 之數據來估計。因為  $W=3$  公尺在表中 2.5 公尺及 4.0 公尺之間，而且  $V=57$  公里/小時在表中 50 公里/小時及 60 公里/小時之間，因此估計容量  $(Q_{max})_2$  所需的數據如下所示：

表 11.11 估計車道容量所需之數據(機車/小時)

車道寬 (公尺)	平均自由速率(公里/小時)		
	$V_1=50$	$V=57$	$V_2=60$
$W_1=2.5$	$C_1=4,700$ 機車/小時	$Q_1$	$C_2=5,200$ 機車/小時
$W=3.0$		$(Q_{max})_2$	
$W_2=4.0$	$C_3=5,700$ 機車/小時	$Q_2$	$C_4=5,900$ 機車/小時

首先，估計車道寬 2.5 公尺、平均自由速率 57 公里/小時之容量  $Q_1$ ：

$$Q_1 = C_1 + \frac{C_2 - C_1}{V_2 - V_1} (V - V_1) = 5,050 \text{ 機車/小時。}$$

其次，估計車道寬 4.0 公尺、平均自由速率 57 公里/小時之容量  $Q_2$ ：

$$Q_2 = C_3 + \frac{C_4 - C_3}{V_2 - V_1} (V - V_1) = 5,840 \text{ 機車/小時。}$$

根據  $Q_1$  及  $Q_2$ ，車道寬 3 公尺，平均自由速率 57 公里/小時之車道容量可估計如下：

$$(Q_{max})_2 = Q_1 + \frac{Q_2 - Q_1}{W_2 - W_1} (W - W_1) = 5,313 \text{ 機車/小時。}$$

### 11.3.4.3 例題 3

一類型II車道之車道寬為 3 公尺，其平均自由速率為 57 公里/小

時。試估計此車道在流率等於 3,000 機車/小時之平均速率。

解:

根據圖 11.7，車道寬 2.5 公尺，平均自由速率 57 公里/小時，流率 3,000 機車/小時狀況下之平均速率大約為 47 公里/小時。如果車道寬增加到 4 公尺，圖 11.8 顯示平均速率大約為 47 公里/小時。因此車道寬 3 公尺之相關平均速率可估計為  $47 + [(47-47)/(4-2.5)][3-2.5] = 47$  公里/小時。

#### 11.3.4.4 例題 4

類型 II 車道之車道寬為 4 公尺，其平均自由速率為 60 公里/小時，此車道之尖峰 15 分鐘需求流率為 3,000 輛/小時，其中 20% 為小車，80% 為機車，試估計此車道之容量及平均速率。

解:

根據表 11.9，此車道在只有機車時之容量為 5,900 機車/小時。此容量須用機車之小車當量轉換成尖峰小時狀況之容量。

從式(11.1)，機車之小車當量可估計如下：

$$E_m = \left( 0.7 - \frac{0.392}{1 + e^{-\frac{80 - 41.144}{9.612}}} \right) (1.39 - 0.1116 \times 4) = 0.30$$

因此容量  $(Q_{max})_2$  輛/小時可從式(11.6)估計  $(Q_{15} = \text{容量}(Q_{max})_2$  ;  $Q_{em} = \text{對等機車流率 } 5,900 \text{ 機車/小時}$  ;  $P_c = 0.2$  ;  $E_m = 0.3$  ;  $P_L = 0$ )

$$5,900 = Q_{15} \left[ 1 + 0.2 \left( \frac{1}{0.3} - 1 \right) \right]$$

因此容量  $(Q_{max})_2 = 4,023$  輛/小時。

估計平均速率之前，必須先將 3,000 輛/小時之流率以式(11.6)轉換為對等機車需求流率  $3,000 \times [1 + 0.8 \times (1/0.3 - 1)] = 4,400$  機車/小時，從圖 11.8 可知此流率之相關平均速率大約為 45 公里/小時。

#### 11.3.4.5 例題 5

一郊區多車道公路坡度路段之縱切面可用圖 11.20 所示之三縱切線來代表。一 124kg/kW 代表性半聯結車以 70 公里/小時之速率進入

此路段(起點為 A 點)。試估計此車輛抵達每一縱切面終點時之速率。

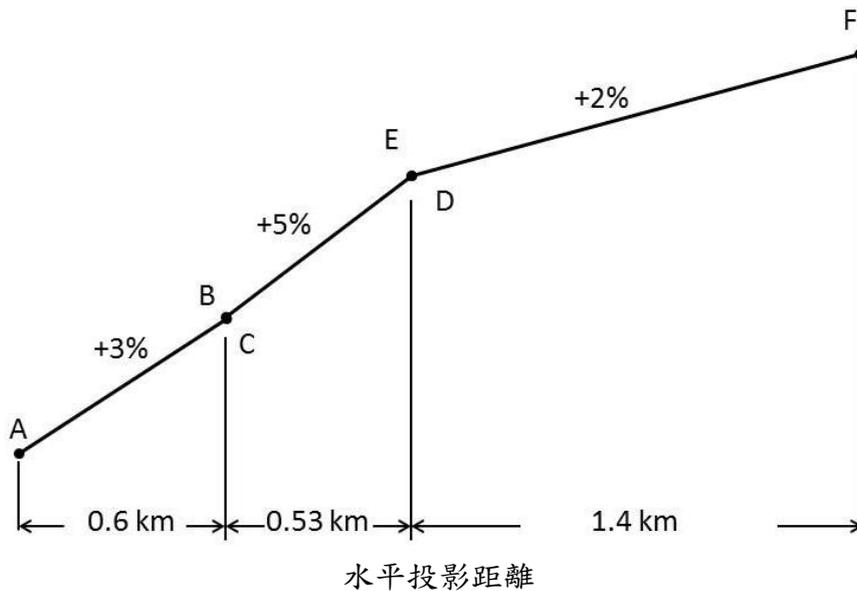


圖 11.20 分析路段縱切面示意圖

解:

1. 代表車在起點的狀況(+3%上坡，速率 70 公里/小時)相當於圖 11.21 所示(此圖取自圖 11.12)，在行車距離等於 1.2 公里之 A 點。
2. 從 A 點沿著+3%上坡行進 0.6 公里之後抵達 1.8 公里之地點。此地點為圖 11.21 中之 B 點。此地點亦即圖 11.20 中+3%上坡路段之終點，也是圖 11.20 中下一+5%上坡之起點 C。代表車之速率為 63 公里/小時。
3. +3%上坡變成+5%上坡，速率等於 63 公里/小時的狀況相當於圖 11.21 中行車距離為 0.69 公里之 C 點。從此點沿著+5%上坡行進 0.53 公里，之後到達圖 11.21 中行車距離等於 1.22 公里之 D 點。此點為+5%上坡之終點；代表車速率為 46 公里/小時。
4. 代表車進入+2%之上坡時之速率為 46 公里/小時。從圖 11.21 可知在+2%上坡之速率皆高於 46 公里/小時。這表示代表車會開始加速，所以圖 11.21 不適用，而須改用圖 11.22(此圖取自圖 11.13)。
5. +2%上坡，速率等於 46 公里/小時的狀況，相當於圖 11.22 中行車距離 0.19 公里處之 E 點。從此地點沿+2%行進 1.4 公里，之後抵達行車距離 1.59 公里之地點，此點為圖 11.22 中之 F 點，亦即+2%上坡之終點。代表車的車速為 69 公里/小時。

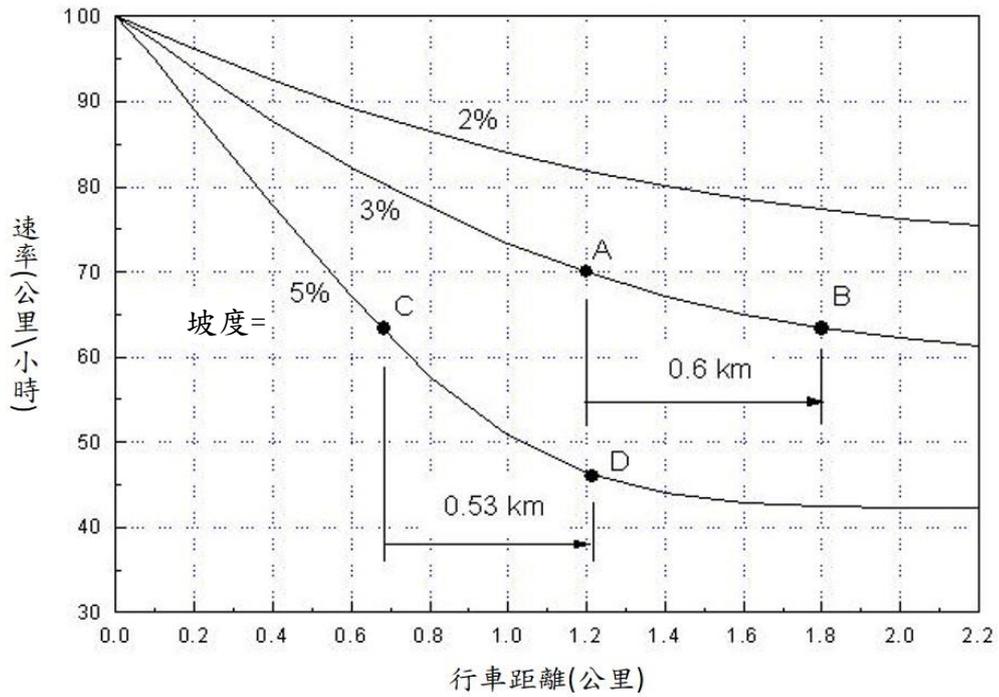


圖 11.21 半聯結車上坡減速時速率與行車距離的關係

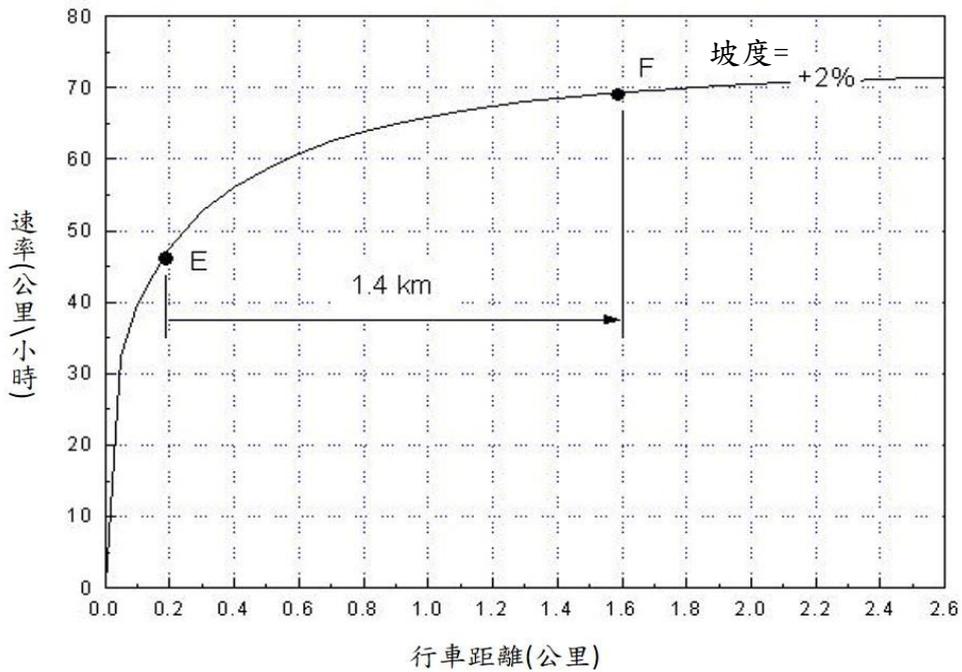


圖 11.22 半聯結車上坡加速時速率與行車距離的關係

根據上述之分析，代表車在各縱切線起終點的速率如下：

- A 點：70 公里/小時。
- B 及 C 點：63 公里/小時。
- D 及 E 點：46 公里/小時。

- F 點：69 公里/小時。

公路幾何設計之原則是速率變化不宜超過 15 公里/小時。代表車在分析路段的變化遠超過此值。因此須考慮此路段對行車安全及經濟效益之衝擊以評估變更設計之效益及可行性。

#### 11.3.4.6 例題 6

速限 70 公里/小時之郊區多車道公路上，一路段之坡度及坡長(水平投影距離)各為 2.7% 及 300 公尺，試問此路段是否可當作平坦路段進行分析。

解：

本例題可用兩方法來處理。其中一方法是用 checkgrade.exe 執行檔。另一方法是根據本章 11.3.3.3 節所描述之步驟，用式(11.22)、式(11.25)、式(11.26)估計代表性重車爬坡速率下降 5 公里/小時之行車距離。兩方法所得之結果均相同。

如用 checkgrade.exe，則須先建立一輸入檔 input.txt，此輸入檔只需包括下列 2 行資料：

```
MULTI
80 2.7 300
```

如果用式(11.22)、式(11.25)、式(11.26)，則需執行下列之計算：

1. 從式(11.22)估計爬行速率如下：

$$V_{min} = 16.04 + 77.763e^{-\frac{(2.7-0.7)}{3.9588}} = 63.0 \text{ km/h}$$

因速限為 70 公里/小時，進入上坡之速率  $V_0$  應假設為 70+10 及 90 公里/小時之較小值，亦即  $V_0=80$  公里/小時。此速率高於  $V_{min}+5$ ，因此上坡之後速率下降可能超過 5 公里/小時。

2. 用表 11.10 之模式估計式(11.25)及式(11.26)之係數 A、B、C、D。

$$A = 74.00191 + 82.49442e^{-\left(\frac{2.7-1.0}{5.28915}\right)} = 133.821$$

$$B = 16.06992 + 77.78644e^{-\left(\frac{2.7-0.7}{3.94297}\right)} = 62.910$$

$$C = -0.66277 + \frac{1.06019}{1 + e^{-\frac{2.7 - 2.2567}{0.57494}}} = 0.062$$

$$D = -0.10896 + 1.43412e^{-\left(\frac{2.7 - 0.7}{3.22138}\right)} = 0.662$$

3. 從式(11.25)估計速率從 100 公里/小時降到  $V_0=80$  公里/小時所需之行車距離  $X_1$  公里。 $X_1$  為：

$$X_1 = C - D \left[ \ln \left( \frac{B - A}{80 - A} - 1 \right) \right] = 0.821 \text{ 公里}$$

4. 從式(11.26)估計速率從 100 公里/小時降到  $V_0-5=75$  公里/小時所需之行車距離  $X_2$ 。 $X_2$  為：

$$X_2 = C - D \left[ \ln \left( \frac{B - A}{75 - A} - 1 \right) \right] = 1.109 \text{ 公里}$$

估計速率從  $V_0$  降到  $V_0-5$  所需之行車距離為：

$$X_2 - X_1 = 0.288 \text{ 公里} = 288 \text{ 公尺}$$

5. 坡長 300 公尺超過  $X_2 - X_1 = 288$  公尺，所以走完上坡路段之後，速率下降超過 5 公里/小時。分析路段不能當作平坦路段進行分析。

#### 11.3.4.7 例題 7

試用一簡例說明如何應用 2021HTSS 模式估計一路段之容量。

解：

非阻斷性車流路段的容量受車道數、自由速率、坡度、坡長、曲率半徑、車種組成及駕駛行為等因素影響，其值通常屬車流很接近不穩定之狀況，所以難以確定。HTSS 模式用檔型 46 及 47 資料所設定之平均自由速率及檔型 50 所設定路段為平直且只有小車時之預期容量及臨界速率來控制模擬之車流特性。在路段平直且只有小車之情形下，模擬所得之容量值通常與檔型 50 資料設定值的差異一般不超過 50 小車/小時。如上述平均自由速率、容量及臨界速率輸入值之組合異常(如臨界速率比自由速率低 25 公里/小時以上)，則模擬結果可能與預期值有較大差異。

不論分析路段是否平直或有坡度、曲度及不同車種，用 HTSS 模式估計容量的程序包括下列步驟：

1. 根據欲模擬的狀況建立輸入檔。其中檔型 0 資料之重複模擬

次數宜設定為最少 10 次。此外，須注意檔型 50 資料中之容量及臨界速率為假設路段平直而且只有小車時之預期值。

2. 用檔型 30 將進入分析路段之需求流率設定在很可能低於容量之值。例如只有小車時，高速公路、郊區多車道公路及郊區雙車道公路可分別先設為 1,500、1,200、1,000 小車/小時/車道 × 車道數。根據設定之需求流率執行模擬並紀錄輸入檔中在「LINK STATISTICS」標題下，從分析節線離開之流率(輸出流率)及平均速率。
3. 增加需求流率重新模擬，直到需求流率增加時，輸出流率呈穩定狀況或降低，而且平均速率急速下降為止。平均速率急速下降表示車道已進入不穩定之壅塞狀況，在這之前的最高流率可視為容量估計值之一樣本。
4. 若欲增進容量估計值之代表性，可將檔型 0 資料中之隨機亂數更改再重新模擬，以取得另一估計樣本。各樣本之平均值代表分析路段之容量。

如圖 11.23 所示，一單向 2 車道路段之需求流率從 2,000 小車/小時增加到 3,400 小車/小時之過程中，模擬所得之輸出流率亦從大約 2,000 小車/小時增加到大約 3,400 小車/小時，需求流率及輸出流率皆為 3,400 小車/小時之相關平均速率為 70 公里/小時。需求流率增加到 3,450 小車/小時之後，輸出流率稍微升高到 3,430 小車/小時，但平均速率大幅降到 50 公里/小時左右。這現象表示需求流率超過 3,400 小車/小時之後，車流會進入不穩定之壅塞狀況。需求流率如超過 3,450 小車/小時，輸出流率開始下降，同時平均速率急速降低。從這些模擬結果可合理的將 3,400 小車/小時當作容量之估計樣本之一。

## 11.4 號誌化路口及幹道之分析

### 11.4.1 影響容量及服務水準之因素

號誌化路口及幹道之容量與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包括：

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。

除上述影響因素外，鋪面、天候及能見度之狀況對容量及服務水準也有影響。

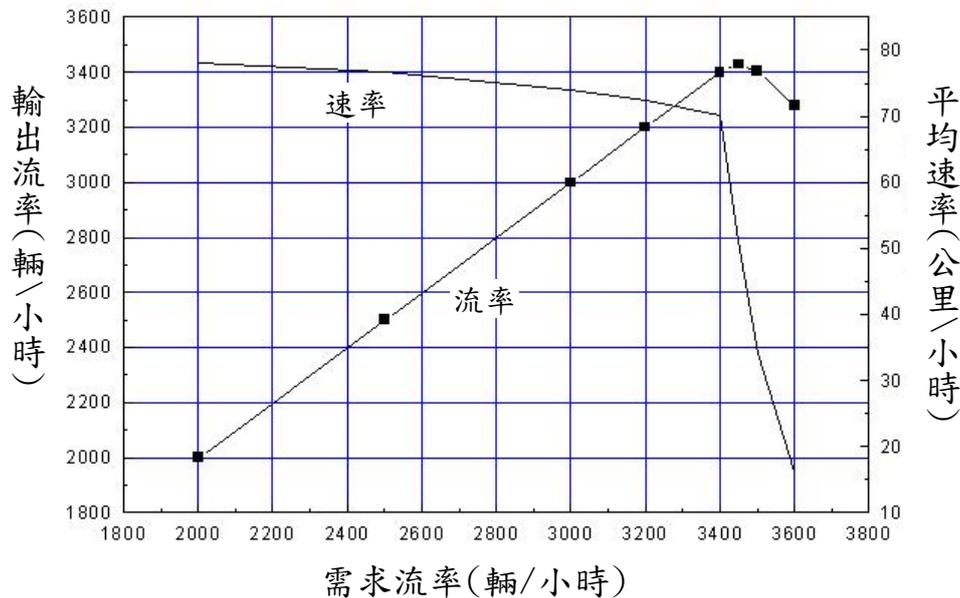


圖 11.23 容量之估計

#### 11.4.1.1 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)。

### 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的車流分開。所有各方向之車流依次輪流獲得一次綠燈以進入交岔路口的過程叫一週期。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」[12]規定，週期長度以 30 秒至 200 秒為原則。

### 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的影響。圖 11.24 顯示幾個時相順序的例子。

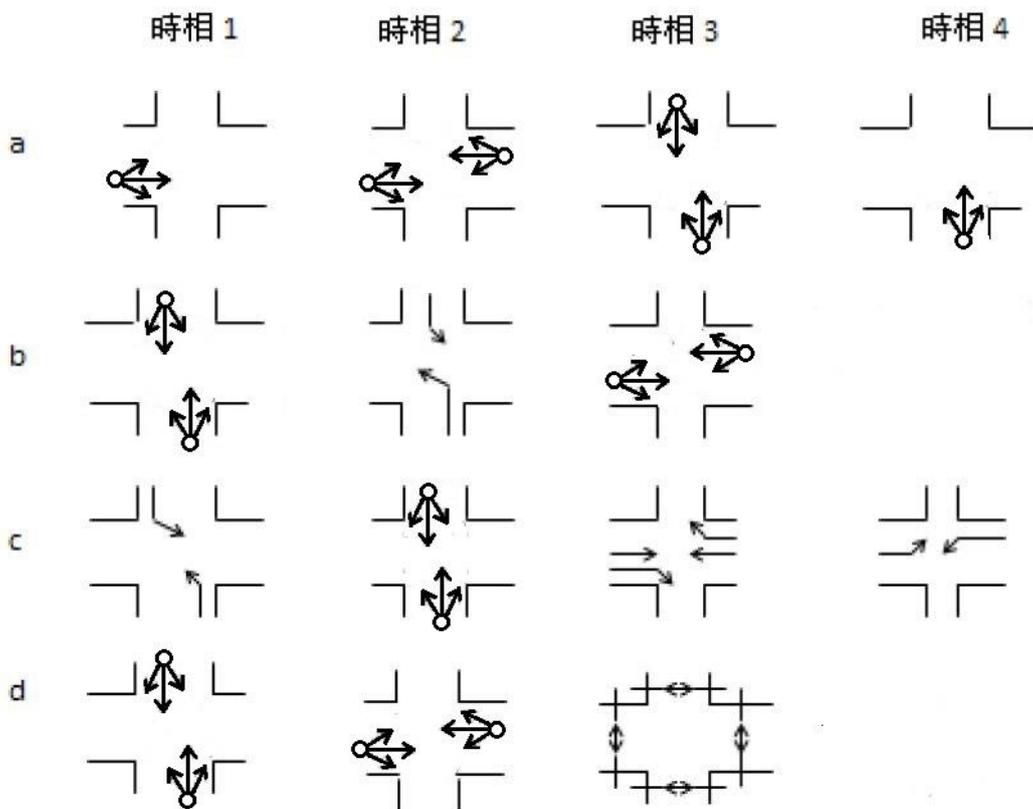


圖 11.24 時相順序範例

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：

- 允許左轉時相(permitted left-turn phase)  
如圖 11.24a 之時相 2 及圖 11.24b 之時相 1 所示，此種時相讓左轉車與對向車流同時進入交岔路口，但左轉車必須利用對方來車之間距通過交岔路口。
- 專用左轉時相(protected left-turn phase)  
如圖 11.24b 之時相 2 及圖 11.24c 之時相 4 所示，在此種時相內只有左轉車能進入交岔路口。
- 允許/專用左轉時相(permitted/protected left-turn phase)  
如圖 11.24b 之第一及第二時相所示，此種時相順序安排左轉車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交岔路口。
- 專用/允許左轉時相(protected/permitted left-turn phase)  
如圖 11.24c 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交岔口。
- 行人專用時相(protected pedestrian phase)  
如圖 11.24d 之第三時相所示，在行人專用時相中，所有車輛禁止進入交岔路口。
- 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，讓行人與車流可同時進入交岔路口，但綠燈及黃燈時間必須足夠讓行人能進入並跨越路口。
- 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」[13]，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 11.24a 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，因此左轉車必須讓直行車先行，如圖 11.24a 之時相 2 所示。

綠燈遲閉之運轉是讓兩對向臨近路段的綠燈同時開啟，如圖 11.24a 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 11.24a 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。

### 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。

### 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 11.25 所示，所有燈號閃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」[12]對黃燈及全紅時段的長度有規定。

### 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。

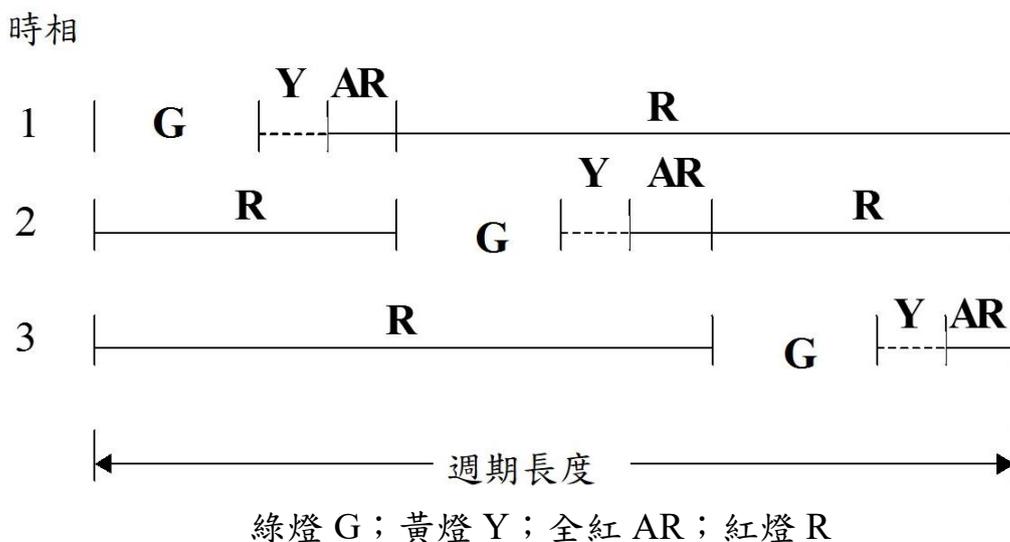


圖 11.25 三時相控制之週期劃分

## 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)。為達成連鎖之功能，各路口同步時相之綠燈時間必須保持一定之時差。如圖 11.26 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 11.26 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。

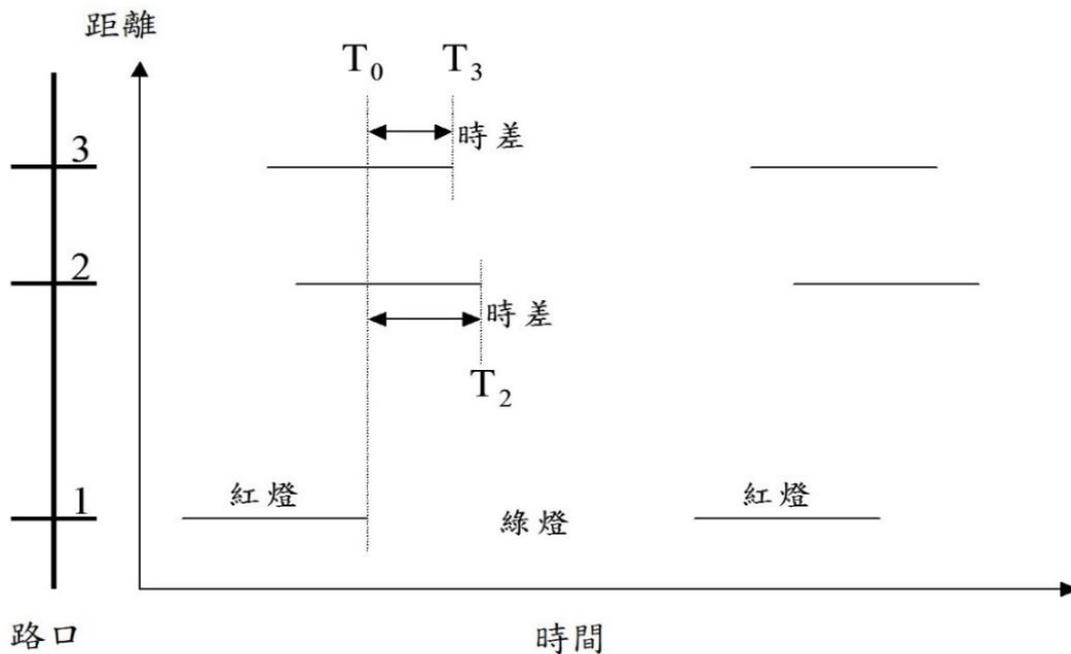


圖 11.26 時差之定義示意圖

### 11.4.1.2 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兩段式左轉機車之待轉區。

### 11.4.1.3 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。

#### 11.4.2 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，可利用現有的公式、圖表來估計。

傳統估計容量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[14]。根據此觀念，容量可估計如下：

$$c = S \frac{G_e}{C} \quad (11.27)$$

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）；

$G_e$  = 有效綠燈時間（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[7,15,16]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 11.27 所示，臺灣郊區及市區直行停等車之疏解率在第 12 部停等車疏解之後仍繼續上升，且難以訂定疏解率達到穩定狀況之停等位置。右轉及左轉停等車之疏解率有同樣的特性。在這種情形之下，利用式(11.27)來估計容量會造成嚴重之困擾[7,15,16,17]。

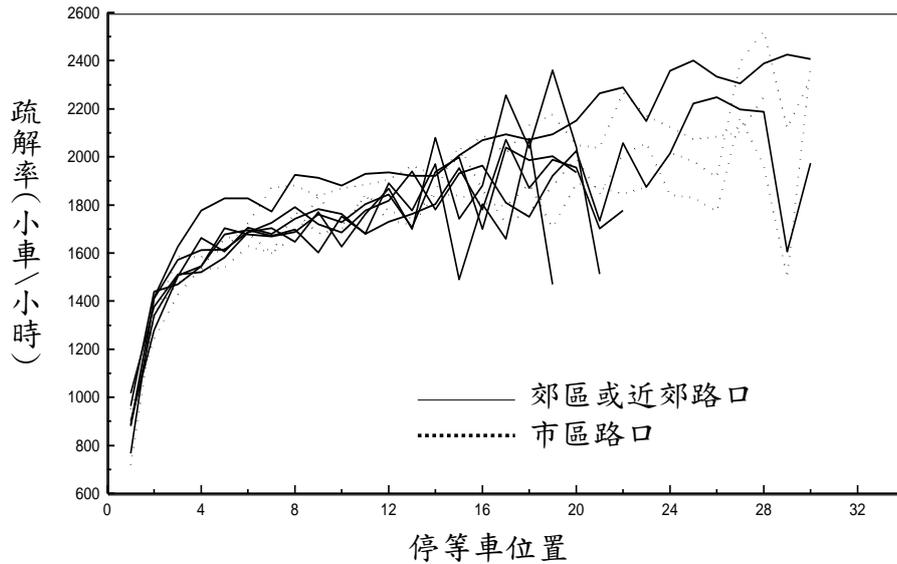


圖 11.27 臺灣地區市區及郊區直行停等車之疏散特性

本章利用下式估計一般號誌化路口車道之容量：

$$c = \frac{3600}{C} \left[ \sum_{i=1}^n N_{gyi} \right] f_v f_m f_g f_b f_s f_p \quad (11.28)$$

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散之平均停等車輛數(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 ；

$f_m$  = 中央安全島或護欄調整因素 ；

$f_g$  = 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 ；

$f_p$  = 衝突行人調整因素。

式(11.28)沒有考慮路口所在地需求流率的高低對停等車疏散率之影響。需求流率反映在路口之停等車隊長度，而本所在市區及郊

區蒐集到的有限資料顯示，停等車隊經常較長之路口有疏解率較高之趨勢。進一步探討此現象可能提高估計停等車疏解率之可靠性。

式(11.28)中之調整因素隨分析車道之性質及  $N_{gyi}$  是否已將相關之影響因素考慮在內而定，例如左轉車道如不受公車站之影響，則  $f_b = 1$ ，但同一路段上之右轉車道則可能受公車站運轉之干擾，在此情況下，右轉車道之  $f_b$  會小於 1。

將數個車道合併為車道群來分析時，各車道上的車輛必須利用相同之時相通行，且行進方向也必須相同。

本章將號誌化路口車道分成下列 8 種類型進行分析：

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

本所曾對上述前六種車道之特性加以探討[7,18]，上述最後兩種車道的資料，係參考現有資料並加以整理後之結果。其他類型車道建議未來根據現場資料加以分析。

禁行機車道車流特性與混合車道不同。所以同一路段上之車道須依照實際狀況劃分成禁行機車道及混合車道，並且分別進行分析。

#### 11.4.2.1 無衝突直行車道

1. 綠燈及燈號轉換時段之疏解車數  $N_{gyi}$

只有小車且路口平坦時，式(11.28)中之  $N_{gyi}$  值可估計如下：

如  $15 \leq g \leq 65$ ，則：

$$N_{gyi} = (-1.23 + 0.457g + 7.352 \times 10^{-4}g^2) \times (0.94 + 0.02W) \quad (11.29a)$$

如  $g > 65$ ，則：

$$N_{gyi} = (-4.09 + 0.549g)(0.94 + 0.02W) \quad (11.29b)$$

此二式中，

$N_{gyi}$  = 疏解車數（小車/車道）；

$g$  = 綠燈時段加上可用燈號轉換時段（秒），

建議值：綠燈加 2~4 秒；

$W$  = 車道寬（2.6~3.6 公尺）。

## 2. 車種組成調整因素 $f_v$

$$f_v = \frac{1}{1 + P_B(E_{SB} - 1) + P_m(E_{Sm} - 1)} \quad (11.30)$$

此式中，

$P_B, P_m$  = 大車及機車之比例；

$E_{SB}, E_{Sm}$  = 大車及機車之小車當量。

大車之小車當量有隨可用綠燈及燈號轉換時段  $g$ (秒)而增加之現象，其值可估計如下[7]：

如  $g \leq 85$  秒，

$$E_{SB} = 1.77 + 0.011g - 6.25 \times 10^{-5}g^2 \quad (11.31a)$$

如  $g > 85$  秒，

$$E_{SB} = 2.23 \quad (11.31b)$$

可用綠燈及燈號轉換時段在 20~80 秒之間時，式(11.31a)之估計值大約在 2.0~2.2 之間。除非大車之流率超過 100 輛/小時/車道，大車之小車當量可訂為 2.1。機車之小車當量隨機車比例之增加而減少，其建議值如表 11.12 所示。此表之當量可用下式來估計：

$$E_{Sm} = 0.23 + 0.1556e^{-\frac{F_m}{10.6396}} + 0.3673e^{-\frac{F_m}{67.0339}} \quad (11.32)$$

此式中，

$F_m$  = 機車百分比(%)；

$E_{sm}$  = 機車之小車當量。

表 11.12 機車之小車當量

機車比例(%)	1	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
$E_{sm}$	0.75	0.61	0.53	0.47	0.44	0.41	0.38	0.36	0.34	0.33	0.31

### 3. 安全島或護欄調整因數 $f_m$

根據市區資料[19]，無快慢分隔之路段上，有中央標線分隔之直行車流疏散率大約是有中央實體分隔之疏散率的 97%。所以本章建議採用下列之調整因素：

$$(1) \text{ 如有安全島或護欄, } f_m = 1.00 \quad (11.33a)$$

$$(2) \text{ 如無安全島或護欄, } f_m = 0.97 \quad (11.33b)$$

### 4. 坡度調整因素 $f_g$

現有文獻[20]指出坡度增加 1%時，容量可能會減少 1%到 2.5%。本章建議採用以下之調整因素：

$$f_g = 1.0 - 0.015S \quad (11.34)$$

此式中，

$S$  = 坡度(%)；上坡為正值，下坡為負值。

### 5. 公車站調整因素 $f_b$

公車站之運轉受許多因素的影響，目前只考慮公車到達率、公車站離交岔口的距離及分析車道群之車道數，調整因素訂定如下：

$$f_b = f_0 \beta_1 \beta_2 \quad (11.35)$$

其中  $\beta_1$  及  $\beta_2$  之值如表 11.13 及表 11.14 所示。 $f_0$  值為公車到達率為 40 輛/小時並且公車站離路口 40 公尺時之調整因素，其值如下：

$f_0 = 0.88$  (車道群車道數=1);  $0.96$  (車道群車道數=2);  
 $0.97$  (車道群車道數=3)。

表 11.13 公車到達率調整值  $\beta_1$

到達率(輛/小時)	10	20	30	40	50	60	70	80
$\beta_1$	1.02	1.02	1.01	1.0	0.99	0.98	0.97	0.97

資料來源：[21]。

表 11.14 公車站離交岔口距離調整值  $\beta_2$

站位距離(公尺)	10	20	30	40	50	60	70
$\beta_2$	0.87	0.96	0.99	1.0	1.01	1.01	1.02

資料來源：[21]。

一般乘客不多的公車靠站時間只有 10 秒左右[19]。到站時間如果是在紅燈時段中，則對車道容量之影響很小。到站時間如果下方車輛疏解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之影響程度。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(11.35)中之  $f_0$  值為  $0.88$ 。 $\beta_1$  及  $\beta_2$  之值則根據表 11.13 及表 11.14。

## 6. 路邊停車調整因素 $f_s$

在無違規停車的情況之下，本所早期的研究[21]建議採用表 11.15 之調整因素以估計車道數 1, 2, 或 3 之容量。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 11.15 之調整因素。

表 11.15 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	0.09
2	0.94	0.91	0.90	0.90	0.90	0.89	0.90
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： $f_s=0.00$							

7. 衝突行人調整因素  $f_p$

直行車通常不受行人之干擾，所以  $f_p = 1.0$ 。

11.4.2.2 無衝突左轉車道

1. 綠燈及燈號轉換時段之疏散車數  $N_{gyi}$

只有小車，有實體分隔而且路口平坦時，

$$N_{gyi} = 1.4 + 0.426g - 1.186N \quad (11.36)$$

此式中，

$N_{gyi}$  = 疏散車數（小車/車道）；

$g$  = 綠燈時段加 2~4 秒可用燈號轉換時段（秒）；

$N$  = 左轉車道數。

2. 車種組成調整因素  $f_v$

此調整因素可根據式(11.30)來估計。但左轉大車之左轉小車當量在 1.7~2.0 之間（建議值：1.8），機車之小車當量可根據表 11.12 或式(11.32)來訂定。

3. 安全島或護欄調整係數  $f_m$

根據市區的資料[14,19]，中央標線分隔之單左轉車道車流疏散率大約是中央實體分隔疏散率之 1.09 倍。所以宜採用下列影響因素：

(1) 中央實體分隔， $f_m = 1.00$

(2) 中央標線分隔， $f_m = 1.09$

#### 4. 坡度調整因素 $f_g$

坡度調整因素之值可依照式(11.34)來估計。

#### 5. 公車站調整因素 $f_b$

在郊區多車道公路上，公車站之位置及運轉對左轉容量的影響不大，所以  $f_b$  可訂為 1.0。

#### 6. 路邊停車調整因素 $f_s$

路邊停車調整因素可根據表 11.15 訂定。

#### 7. 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的估計在不同情形之下，衝突行人對容量之影響。本章採用一簡化的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。

根據民國 95 年之研究資料[19]，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，而且左、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 11.28、圖 11.29 及圖 11.30 所示。

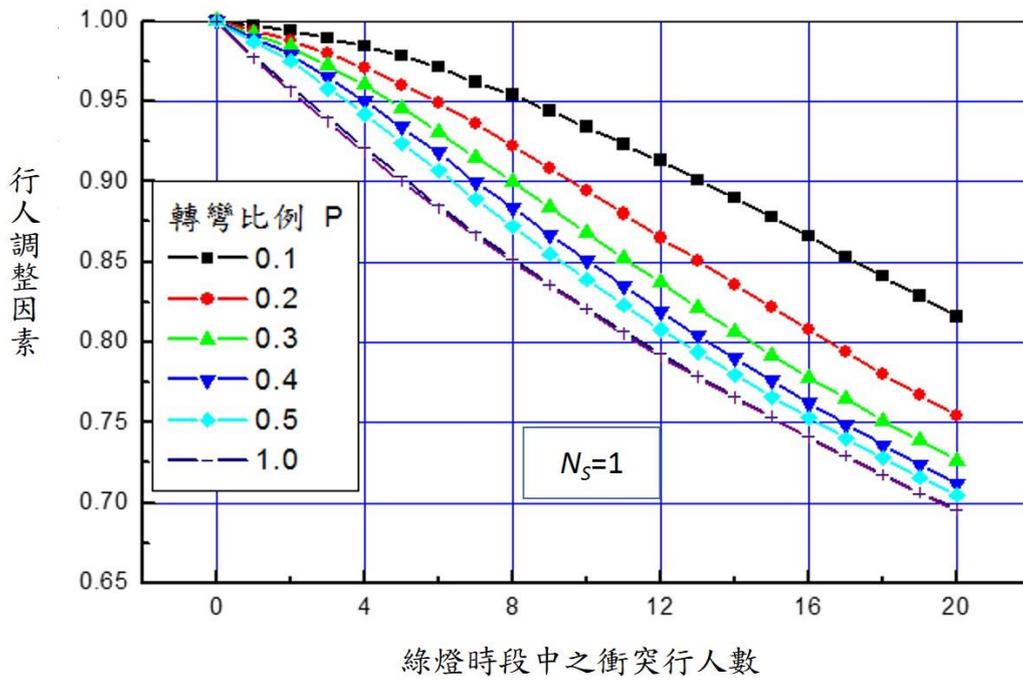


圖 11.28 轉角可儲存 1 輛小車時之衝突行人調整因素

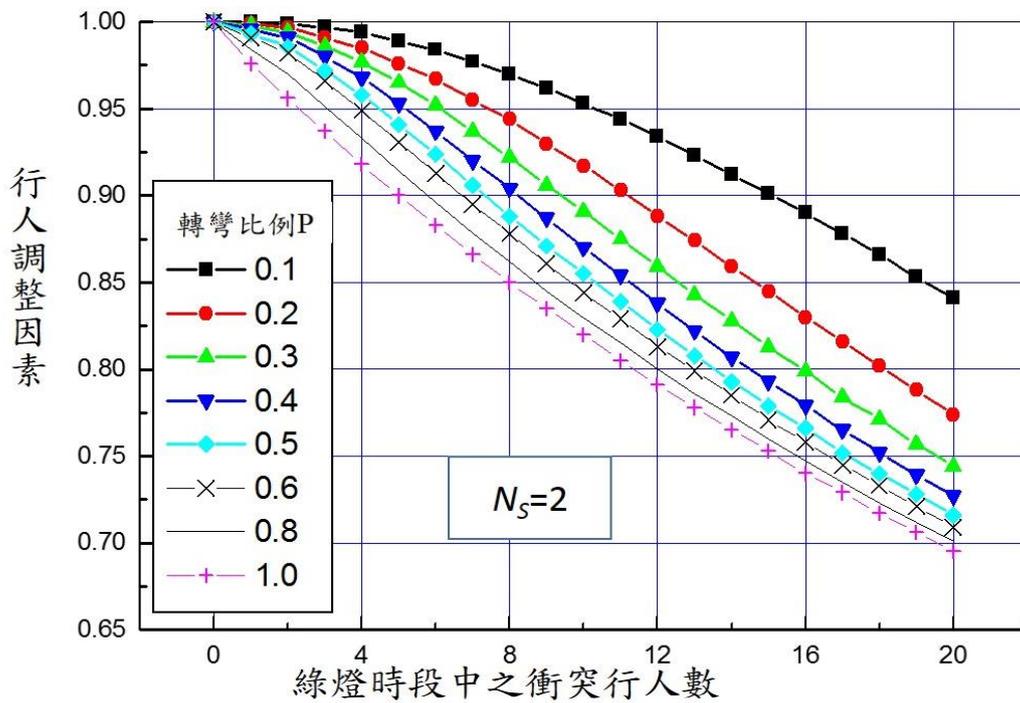


圖 11.29 轉角可儲存 2 輛小車時之衝突行人調整因素

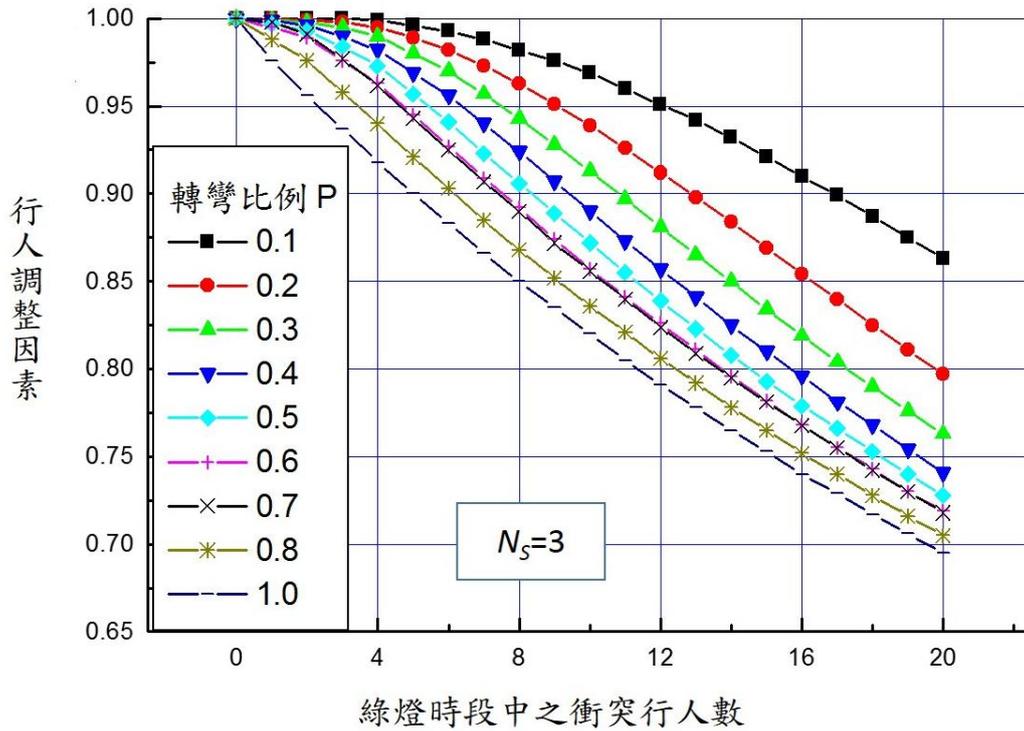


圖 11.30 轉角可儲存 3 輛小車時之衝突行人調整因素

上述行人調整因素也可用下列之模式來估計：

$$f_p = \frac{1}{1 + e^{-Y}} \quad (11.37a)$$

$$Y = \frac{4.0225}{1+e^{-S_1}} - \frac{4.8957}{1+e^{-S_2}} + \frac{11.3832}{1+e^{-S_3}} - \frac{4.233}{1+e^{-S_4}} + 5.6837 \quad (11.37b)$$

$$S_i = \left[ \sum_{j=1}^3 A_{ij} X_j \right] + A_{i4} \quad i = 1, 2, 3, 4 \quad (11.37c)$$

此式中，

$f_p$  = 衝突行人調整因素；

$A_{ij}$  = 列於表 11.16 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(11.37a)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 11.16 式(11.37c)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

### 11.4.2.3 無衝突右轉車道

#### 1. 綠燈及燈號轉換時段之疏解車數 $N_{gyi}$

只有小車而且路口平坦時，

如  $0 \leq g \leq 50$ ，則

$$N_{gyi} = 93.1 - \frac{120.56}{1 + e^{\frac{g-70.05}{56.14}}} \quad (11.38a)$$

如  $g > 50$ ，則

$$N_{gyi} = -4.0 + 0.524g \quad (11.38b)$$

此式中，

$N_{gyi}$  = 疏解車數（小車/車道）；

$g$  = 綠燈時段加 2~4 秒之燈號轉換時段（秒）。

#### 2. 車種組成調整因素 $f_v$

此調整因素可根據式(11.30)來估計。右轉大車之右轉小車當量可訂為 2.15，機車之小車當量可根據表 11.12 或式(11.32)來訂定。

#### 3. 安全島或護欄調整係數 $f_m$

安全島或護欄對右轉影響不大，所以  $f_m$  可訂為 1.0。

4. 坡度調整因素  $f_g$

坡度調整因素之值可依照式(11.34)來估計。

5. 公車站調整因素  $f_b$

此因素可根據式(11.35)來估計。

6. 路邊停車調整因素  $f_s$

此調整因素可根據表 11.14 來估計，但表中之車道數為右轉車道數。

7. 衝突行人調整因素  $f_p$

此因素可根據圖 11.28~11.30 或式(11.37)來估計。

#### 11.4.2.4 無衝突直行/右轉共用禁行機車道

1. 綠燈及燈號轉換時段之疏散車數  $N_{gyi}$

車道上只有右轉小車而且路口平坦時（見式 11.38a 及 11.38b），

如  $10 \leq g \leq 50$ ，則

$$N_{gyi} = 93.11 - \frac{120.56}{1 + e^{\frac{g-70.05}{56.14}}} \quad (11.39a)$$

如  $g > 50$ ，則

$$N_{gyi} = -4.0 + 0.524g \quad (11.39b)$$

此式中，

$N_{gyi}$  = 疏散車數（小車/車道）；

$g$  = 綠燈時段加 2~4 秒之燈號轉換時段（秒）。

2. 車種組成調整因素  $f_v$

此調整因素可估計如下：

$$f_v = \frac{1}{P_{SC}E_{SC} + P_{RC}E_{RC} + P_{SB}E_{SB} + P_{RB}E_{RB}} \quad (11.40)$$

此式中，

$P_{SC}, P_{SB}$  = 直行小車、大車之比例；

$P_{RC}, P_{RB}$  = 右轉小車、大車之比例；

$E_{SC}, E_{SB}$  = 直行小車、大車之右轉小車當量；

$E_{RC}, E_{RB}$  = 右轉小車、大車之右轉小車當量。

式(11.40)之當量值如下：

(1) 直行小車： $E_{SC} = 0.92$

(2) 直行大車： $E_{SB} = 1.44$

(3) 右轉小車： $E_{RC} = 1.00$

(4) 右轉大車： $E_{RB} = 1.64$

### 3. 安全島或護欄調整係數 $f_m$

此調整因素之值可訂為  $f_m = 1.0$ 。

### 4. 坡度調整因素 $f_g$

此調整因素之值可依照式(11.34)來估計。

### 5. 公車站調整因素 $f_b$

此因素可根據式(11.35)來估計。

### 6. 路邊停車調整因素 $f_s$

此調整因素可根據表 11.15 來估計，表中之車道數為右轉車道數（車道數 = 1）。

### 7. 衝突行人調整因素 $f_p$

此因素可根據圖 11.28~11.30 或式(11.37)估計。

#### 11.4.2.5 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 11.31 所示。停等區與待轉區之寬度通常超過一般車道之車道寬。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。

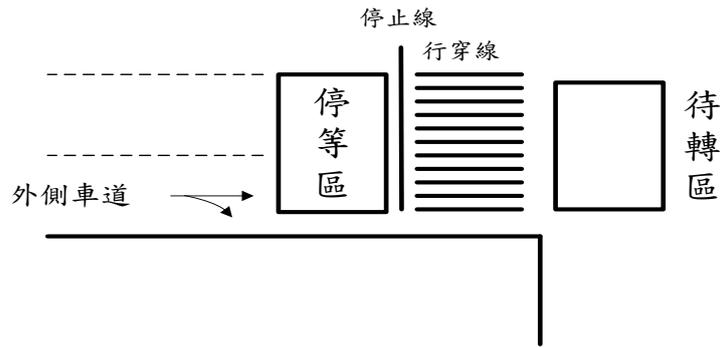


圖 11.31 直行/右轉共用車道設施示意圖

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：

$$M = 0.62 f L W \quad (11.41)$$

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(11.41)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(11.41)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，疏散停等區內  $M$  輛機車所須之時間可利用下式來估計：

$$T = 2.14 + 1.07 f L \quad (11.42)$$

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

$$g_u = G - T + \beta \quad (11.43)$$

此式中，

$g_u$  = 停等區上游停等車能用以疏散之時間 (秒) ；

$G$  = 綠燈時段長度 (秒) ；

$T$  = 從式(11.42)所估計，停等區內停等機車所用掉之綠燈時間(秒)；

$\beta$  = 綠燈結束後，停等車輛繼續疏散之時間(秒)，建議值=4秒。

停等區上游混合車流之疏散受到許多因素之影響，本章考慮列於表 11.17 之 8 個影響因素( $X_1, X_2, \dots, X_8$ )。

表 11.17 停等區上游停等車疏散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散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

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

$$N_g = \frac{140}{1+e^{-Y}} \quad (11.44a)$$

$$Y = -\frac{2.4821}{1+e^{-S_1}} - \frac{1.7453}{1+e^{-S_2}} + \frac{8.000}{1+e^{-S_3}} - \frac{10.848}{1+e^{-S_4}} - 8.0618 \quad (11.44b)$$

$$S_i = \left[ \sum_{j=1}^8 A_{ij} X_j \right] + A_{i9} \quad i = 1, 2, 3, 4 \quad (11.44c)$$

此式中，

$N_g$  = 停等區之停等機車疏散完後在剩餘綠燈時間中能疏散之車輛數；

$A_{ij}$  = 列於表 11.18 中之值；

$X_j$  = 表 11.17 所列之影響因素， $j=1, 2, \dots, 8$ 。

式(11.44a)之  $N_g$  亦可從「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 前須建立一輸入檔 mix.txt，輸入檔包括下列一行資料：

g<sub>u</sub> X<sub>2</sub> X<sub>3</sub> X<sub>4</sub> X<sub>5</sub> X<sub>6</sub> X<sub>7</sub> W

其中各資料之定義同前述之定義，mix.exe 及 mix.txt 須放在同一子目錄 (sub-directory)，執行 mix.exe 後，在同一子目錄下會有一輸出檔 mixout.txt，即為停等區之停等機車疏散完後在剩餘綠燈時間中能疏散之車輛數  $N_g$ 。

表 11.18 式(11.44c)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

利用式(11.44a)估計  $N_g$  之前必須先估計各車種及行進方向之比例 (表 11.17 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 11.17 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散之機車數可利用下列模式來估計。

$$M_P = \frac{25}{1+e^{-Y}} \quad (11.45a)$$

$$Y = \frac{2.7083}{1+e^{-S_1}} - \frac{4.2891}{1+e^{-S_2}} + \frac{0.6807}{1+e^{-S_3}} - \frac{6.0287}{1+e^{-S_4}} - 0.5592 \quad (11.45b)$$

$$S_i = \left[ \sum_{j=1}^3 A_{ij} X_j \right] + A_{i4} \quad i = 1, 2, 3, 4 \quad (11.45c)$$

此式中，

$M_P$  = 每週期與小車或大車併行之機車數（輛）；

$A_{ij}$  = 列於表 11.19 之值；

$X_1 = g_u / 200$ ，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 11.19 式(11.45c)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(11.45a)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(11.45a)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(11.41)及式(11.44a)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：

$$c = \frac{3600}{C} \sum_{i=1}^n (M + N_g)_i f_g f_b f_s f_p \quad (11.46)$$

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(11.41)所估計之疏解機車數（輛）；

$N_g$  = 從式(11.44a)所估計之疏解車數（輛）；

$f_g$  = 坡度調整因素（見式 11.34）；

$f_b$  = 公車站調整因素（見式 11.35）；

$f_s$  = 路邊停車調整因素（見表 11.15）；

$f_p$  = 衝突行人調整因素（見圖 11.28~11.30 或式 11.37）。

#### 11.4.2.6 衝突左轉車道

郊區號誌化路口車流之間的主要衝突牽涉到左轉車流與對向直行車流。衝突左轉車道之容量除了受駕駛人行為之影響外，也受到對向車流進入路口之型態而變。對向車流進入路口之型態又受分析對象之路口及上游號誌控制與車流狀況之影響。臺灣郊區的號誌化

路口有時設有左彎待轉區，左彎待轉區之長度對容量亦有影響。

衝突左轉車道之容量受制於每週期中能疏解之車輛數，這些疏解車數包括：先行左轉車、利用對向車流中之間距來疏解之左轉車及在燈號轉換時段中疏解之車輛。

先行左轉車指在綠燈開始之後，對向直行車尚未抵達路口中央衝突點之前，就進行左轉之車輛。號誌週期中有先行左轉車之百分比隨路口及車流狀況而變，大約在 20%~75%之範圍內。有先行左轉之週期內，從左轉車道先行左轉之車數大約為 1.2~1.9 輛。

沒有先行左轉之車輛，會進入路口後停在停止線及路口中央附近轉彎地點之間。這些在路口中的停等左轉車所占用之空間，通常相當於停止線上游之左轉車道數加一。換言之，停止線上游若有 2 左轉車道，左轉車在路口經常排成 3 行。而郊區路口上很少有左轉車阻擋對向來車而強行左轉之現象。

左轉駕駛人之臨界間距隨路口及對向直行車之車數而變。對向只有 1 直行車道時，臨界間距在 3.2~3.5 秒之間。對向有 2 直行車道時，臨界間距增加到 4.2~4.6 秒。能利用對向車流間距進行左轉之車數，受對向車流進入路口之型態影響。

在燈號轉換期間內能疏解之車輛數，隨能在路口中停等之車數而變，而此停等車數又受停止線及路口中央附近轉彎點之距離而變。此距離為 27 公尺時，每一左轉車道大約有 2.9 輛之小車可在燈號轉換期間內疏解；距離增加至 48 公尺時，大約有 5.5 輛小車可疏解。所以在路口內每 9 公尺停車空間可讓一左轉小車在燈號轉換期間內疏解。

每週期內能疏解之衝突左轉小車數可估計如下：

$$N_{gy} = N_1 + N_2 + N_3 + N_a + N_y \quad (11.47)$$

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解之停等車數（輛）；

$N_1$  = 先行左轉之車數（輛），建議值 0.6 小車/車道；

$N_2$  = 強行左轉之車數（輛），郊區路口很少有此現象，建議值 0.0 小車/車道；

- $N_3$  = 迴轉之車數 (輛)，建議值 0.0 小車/車道；。
- $N_a$  = 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)，建議值：路口內之停車空間長度 (公尺) 除以 9。

如果  $N_{gy}$  能從式(11.47)估計，則衝突左轉車道容量可估計如下：

$$c = (3600/C) N_{gy} f_v f_g \quad (11.48)$$

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。

$N_a$  之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 HTSS 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率  $Q_{ie}$ ：

$$Q_{ie} = Q_i (P_{sc} + 0.42 P_{sm} + 1.8 P_{sb}) \quad (11.49)$$

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。

- 訂定對向車道之最高對等直行小車流率  $Q_{max} = \text{Max}(Q_{1e}, Q_{2e}, Q_{3e}, \dots)$ 。
- 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。

$$L_{max} = \frac{Q_{max}(C-G)}{3600} \quad (11.50)$$

此式中，

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

$C$  = 週期長度（秒）；

$G$  = 綠燈時段（秒）。

- 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）。

$$T = 0.093Q_{max} - 140.7 + 333.3 \sqrt{\left(\frac{Q_{max}}{3600} - 0.422\right)^2 + 6 * 10^{-3}(0.71 + L_{max})} \quad (11.51)$$

如果從上式所得之  $T$  值小於 70 秒，須改用下式來估計  $T$ ：

$$T = \frac{L_{max} + 8.68}{0.638 - \frac{Q_{max}}{3600}} \quad (11.52)$$

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。

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

$$N_a = N_{3.75} - 1.2(H - 3.75) + \Delta N \quad (11.53)$$

此式中，

$N_{3.75}$  = 臨界間距為 3.75 秒時從圖 11.32 或圖 11.33 所估計得

之疏解小車數（小車）；

$H$  = 左轉駕駛員之臨界間距(秒)，建議值：對向直行車道數=1， $H=3.3$  秒；對向直行車道數>1， $H=4.4$  秒；

$\Delta N = 0$ ，如對向車道數不超過 2；

$\Delta N = 0.2$ ，如對向車道數超過 2。

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 11.32 及圖 11.33 亦根據此假設模擬而得[19]。式(11.53)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：

$$N_a = \frac{30}{1+e^{-Y}} \quad (11.54a)$$

$$Y = \frac{14.8664}{1+e^{-S_1}} - \frac{3.5773}{1+e^{-S_2}} + \frac{13.9041}{1+e^{-S_3}} - \frac{4.6929}{1+e^{-S_4}} - 1.2494 \quad (11.54b)$$

$$S_i = \left[ \sum_{j=1}^4 A_{ij} X_j \right] + A_{i5} \quad i = 1, 2, 3, 4 \quad (11.54c)$$

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  $\Delta G$ （秒）除以 80；

$X_4$  = 對向總直行衝突車流（輛/小時）除以 2,500。

式(11.54a)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  $\Delta G$ （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。

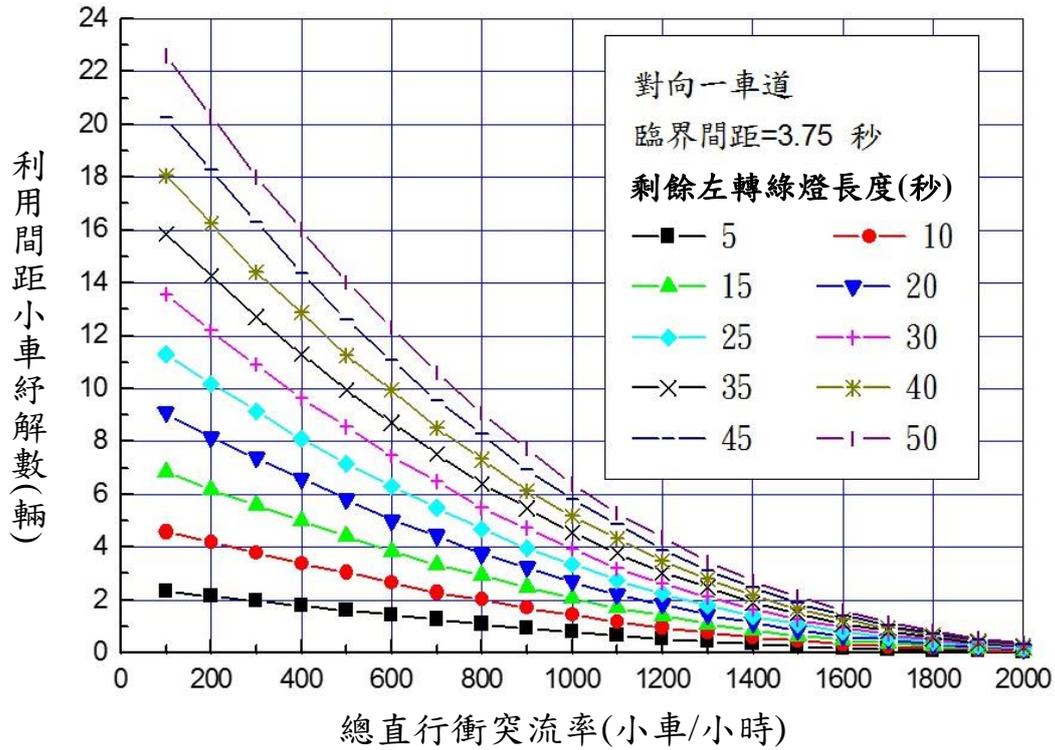


圖 11.32 對向有一直行車道時利用對向間距在剩餘綠燈時段中能疏解之左轉小車數

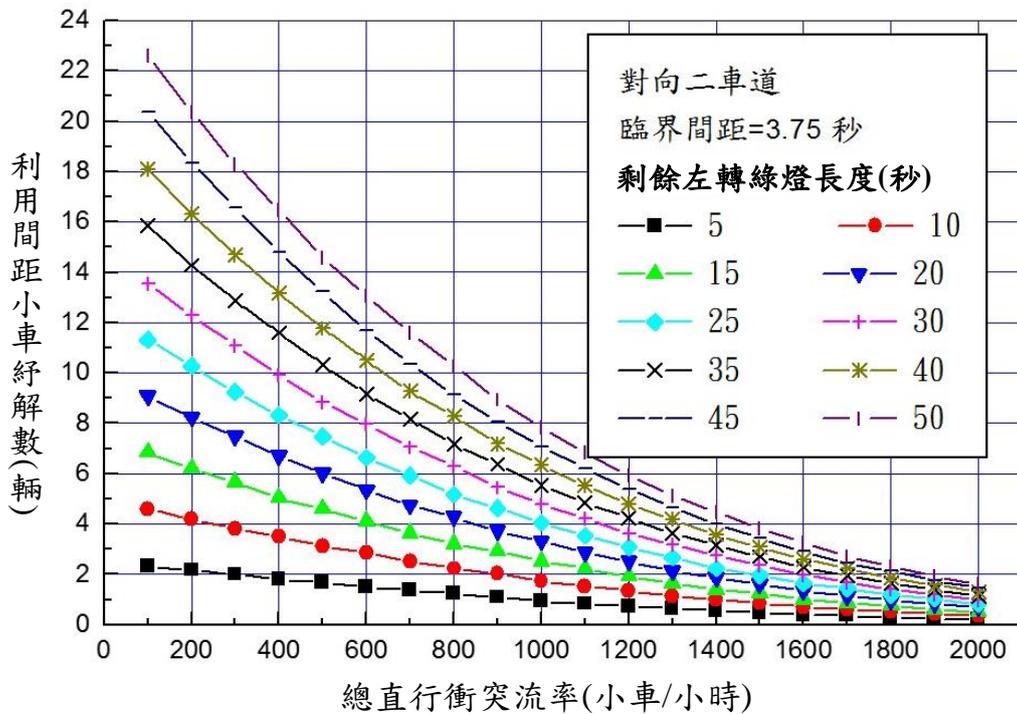


圖 11.33 對向有二直行車道時利用對向間距在剩餘綠燈時段中能疏解之左轉小車數

表 11.20 式(11.54c)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

#### 11.4.2.7 無衝突左轉/直行共用車道

本所尚未蒐集無衝突左轉/直行共用車道之車流特性資料。本章參考市區及郊區現有資料，提供一簡便程序以估計此種車道之容量。2021HTSS 模式也可以用來估計此型車道的容量。

1. 中央實體分隔而且只有左轉小車時之疏解車數  $N_{gyi}$

根據式(11.36)並假設  $N=1$ ，則

$$N_{gyi} = 0.21 + 0.426 g \quad (11.55)$$

此式中，

$N_{gyi}$  = 在  $g$  秒內能疏解之車數(小車/車道)；

$g$  = 綠燈加 2~4 秒之可用燈號轉換時段 (秒)

2. 車種組成及行車方向調整因素  $f_V$

此因素可估計如下：

$$f_V = \frac{1}{1 + P_{SC}(E_{SC} - 1) + P_{Sb}(E_{Sb} - 1) + P_{Sm}(E_{Sm} - 1) + P_{Lb}(E_{Lb} - 1) + P_{Lm}(E_{Lm} - 1)} \quad (11.56)$$

此式中，

$P_{SC}$ ， $P_{Sb}$ ， $P_{Sm}$  = 直行小車、大車及機車之比例；

$P_{Lb}$ ， $P_{Lm}$  = 左轉大車及機車之比例；

$E_{SC}$ ， $E_{Sb}$ ， $E_{Sm}$  = 直行小車、大車及機車之左轉小車當量；

$E_{Lb}$ ， $E_{Lm}$  = 左轉大車及機車之左轉小車當量。

式(11.56)中當量之建議值如表 11.21 所示。

表 11.21 不同行車方向、不同車種的左轉小車當量

行車方向與 車種	直行小車	直行大車	直行機車	左轉大車	左轉機車
左轉小車當量	$E_{SC}=0.95$	$E_{Sb}=1.70$	$E_{Sm}=0.40$	$E_{Lb}=1.90$	$E_{Lm}=0.41$

### 3. 安全島或護欄調整因素 $f_m$

此調整因素可根據下列數據：

(1) 中央實體分隔， $f_m = 1.00$ 。

(2) 中央標線分隔， $f_m = 1.09$ 。

### 4. 坡度調整因素 $f_g$

此因素可根據式(11.34)來訂定。

### 5. 公車站調整因素 $f_b$

左轉/直行共用車道受公車站運轉影響之可能性不高，所以  $f_b$  可設定為 1.0。

### 6. 路邊停車調整因素 $f_s$

此因素可根據表 11.15 來估計停車調整因素。

### 7. 衝突行人調整因素 $f_p$

此因素可依照圖 11.28~圖 11.30 或式(11.37)來估計。

## 11.4.2.8 其他無衝突車流車道

此類車道可能是無轉向限制之車道，本所尚未探討此種車道之車流特性。下述之分析方法須在將來用現場資料加以修正。

1. 根據式(11.29a)或式(11.29b)來估計  $g$  秒內直行小車能從中央實體分隔的車道疏散的車數  $N_{gyi}$ 。
2. 根據式(11.33a)或式(11.33b)訂定安全島或護欄調整因素  $f_m$ 。
3. 根據式(11.34)訂定坡度調整因素  $f_g$ 。
4. 根據式(11.35)訂定公車站調整因素  $f_b$ 。
5. 根據表 11.15 訂定路邊停車調整因素  $f_s$ 。
6. 根據圖 11.28、圖 11.29、圖 11.30 或式(11.37)訂定衝突行人調整

因素  $f_P$ 。

7. 利用下式及表 11.22 之當量來估計車種及行進方向調整因素  $f_V$ 。

$$f_V = \frac{1}{1+E} \quad (11.57a)$$

$$E = P_{Sb}(E_{Sb}-1) + P_{Sm}(E_{Sm}-1) + P_{LC}(E_{LC}-1) + P_{Lb}(E_{Lb}-1) \\ + P_{Lm}(E_{Lm}-1) + P_{RC}(E_{RC}-1) + P_{Rb}(E_{Rb}-1) + P_{Rm}(E_{Rm}-1) \quad (11.57b)$$

此式中，

$P_{Sb}$ ， $P_{Sm}$  = 直行大車及機車之比例；

$P_{LC}$ ， $P_{Lb}$ ， $P_{Lm}$  = 左轉小車、大車及機車之比例；

$P_{RC}$ ， $P_{Rb}$ ， $P_{Rm}$  = 右轉小車、大車及機車之比例；

$E_{Sb}$ ， $E_{Sm}$  = 直行大車及機車之直行小車當量；

$E_{LC}$ ， $E_{Lb}$ ， $E_{Lm}$  = 左轉小車、大車及機車之直行小車當量；

$E_{RC}$ ， $E_{Rb}$ ， $E_{Rm}$  = 右轉小車、大車及機車之直行小車當量。

式(11.57b)中當量之建議值如表 11.22 所示。

表 11.22 式(11.57b)之相關當量

	直行	左轉	右轉
小車	$E_{SC} = 1.00$	$E_{LC} = 1.05$	$E_{RC} = 1.08$
大車	$E_{Sb} = 1.80$	$E_{Lb} = 2.00$	$E_{Rb} = 2.70$
機車	$E_{Sm} = 0.40$	$E_{Lm} = 0.40$	$E_{Rm} = 0.45$

資料來源：[19]。

### 11.4.3 號誌化路口容量估計例題

#### 11.4.3.1 例題 1

圖 11.34 及表 11.23 顯示一有定時號誌之獨立路口南北方向路段之幾何，交通及號誌控制狀況。北上方向之兩車道（車道 1 及車道 2）皆為直行車道。試估計此二車道之容量。

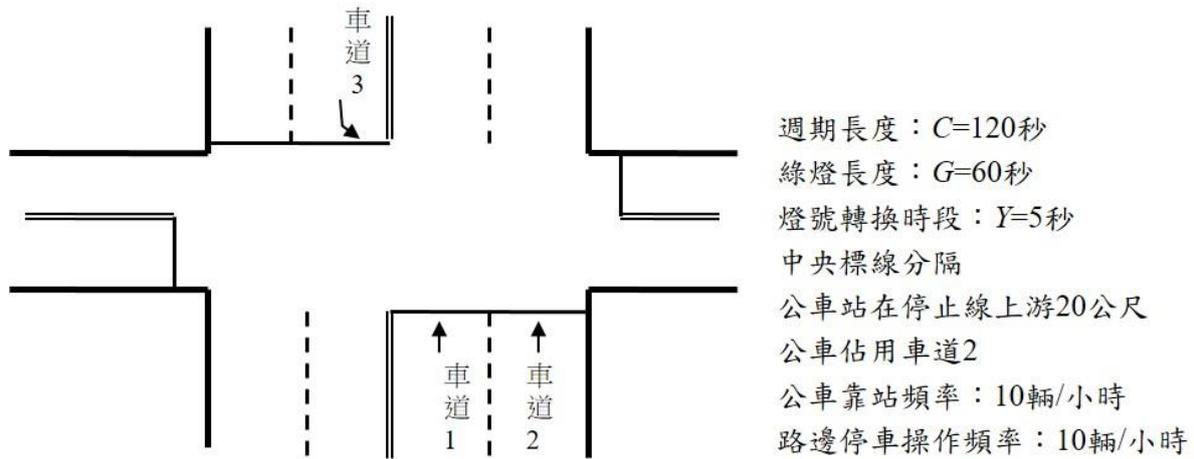


圖 11.34 例題 1 北上車道之號誌控制、中央分隔型態、公車及路邊停車運轉狀況

表 11.23 例題 1 北上之車流及幾何設計狀況

狀況	車道 1	車道 2
尖峰 15 分鐘流率(輛/小時)	600	1000
小車比例	0.96	0.60
大車比例	0.03	0.00
機車比例	0.01	0.40
車道寬(公尺)	3.0	3.2
坡度(%)	-3	-3

解：

1. 車道 1 之容量分析

(1) 估計  $N_{gyi}$

$$N_{gyi} = 31.0 \text{ 小車/車道 (式 11.29a, } g=60+4=64 \text{ 秒, } W=3 \text{ 公尺)}$$

(2) 估計  $f_V$

$$P_b = 0.03 \text{ (表 11.23)}$$

$$E_{sb} = 2.2 \text{ (式 11.31a, } g = 64 \text{ 秒)}$$

$$P_m = 0.01 \text{ (表 11.23)}$$

$$E_{sm} = 0.73 \text{ (式 11.32, } F_m = 1.0)$$

$$f_V = 0.97 \text{ (式 11.30)}$$

(3) 估計  $f_m$

$$f_m = 0.97 \text{ (式 11.33b, 中央標線分隔)}$$

(4) 估計  $f_g$

$$f_g = 1.04 \text{ (式 11.34, } S = -3)$$

(5) 估計  $f_b$

公車靠站時占用車道 2，對車道 1 之影響很小，所以  $f_b = 1.0$ 。

(6) 估計  $f_S$

北上路段有 2 車道，停車操作率為 10 輛/小時，所以從表 11.15 可知  $f_S = 0.91$ 。

(7) 估計  $f_P$

直行車流不受行人干擾，所以  $f_P = 1.0$ 。

(8) 估計容量  $c$

$$c = 828 \text{ 輛/小時 (式 11.28)}$$

## 2. 車道 2 之容量分析

(1) 估計  $N_{gyi}$

$$N_{gyi} = 31.2 \text{ 小車/車道}$$

$$\text{(式 11.29a, } g=60+4=64 \text{ 秒, } W=3.2 \text{ 公尺)}$$

(2) 估計  $f_V$

$$P_b = 0.00 \text{ (表 11.22)}$$

$$P_m = 0.40 \text{ (表 11.22)}$$

$$E_{sm} = 0.44 \text{ (式 11.32, } F_m = 40.0)$$

$$f_V = 1.29 \text{ (式 11.30)}$$

(3) 估計  $f_m$

$$f_m = 0.97 \text{ (式 11.33b, 中央標線分隔)}$$

(4) 估計  $f_g$

$$f_g = 1.04 \text{ (式 11.34, } S = -3)$$

(5) 估計  $f_b$

公車靠站時占用車道 2 (分析車道群之車道數=1)，

$$f_0 = 0.88$$

$$\beta_1 = 1.02 \text{ (表 11.12)}$$

$$\beta_2 = 0.96 \text{ (表 11.13)}$$

$$f_b = 0.86 \text{ (式 11.35)}$$

(6) 估計  $f_S$

北上路段有 2 車道，停車操作率為 10 輛/小時，所以從表 11.14 可知  $f_S = 0.91$ 。

(7) 估計  $f_P$

$$f_P = 1.0 \text{ (直行車流不受行人干擾)}$$

(8) 估計容量  $c$

$$c = 953 \text{ 輛/小時 (式 11.28)}$$

### 11.4.3.2 例題 2

圖 11.34 中之車道 3 為一衝突左轉車道。此車道之車流及幾何設計狀況如下：

- 車道寬：3 公尺。
- 坡度：+3%。
- 左轉進入路口停車時之可用空間長度為 25 公尺。
- 小車比例：0.85。
- 大車比例：0.05。
- 機車比例：0.10。
- 左轉車利用間距時之臨界間距：4.4 秒。

試估計車道 3 之容量。

解：

因圖 11.34 路口之車流到達型態不受上游路口之影響 (獨立路口)，所以第 11.4.2.6 節所描述之估計程序可用來估計容量。如果分析的路口不能視為獨立路口，則最好利用 HTSS 模式來估計容量。

1. 估計式(11.47)中之  $N_1, N_2, N_3$  及  $N_y$

$$N_1 = 0.6 \text{ 小車/車道 (建議值)}$$

$$N_2 = 0.0 \text{ 小車/車道 (建議值)}$$

$$N_3 = 0.0 \text{ 小車/車道 (建議值)}$$

$$N_y = 25/9 = 2.8 \text{ 小車/車道 (根據 9 公尺長停等空間之建議值)}$$

2. 估計式(11.47)中之  $N_a$

(1) 估計對向各車道之流率

$$Q_1 = 600 \text{ 輛/小時 (表 11.23)}$$

$$Q_2 = 1,000 \text{ 輛/小時 (表 11.23)}$$

(2) 估計對等衝突直行小車流率

車道 1

$$Q_1 = 600 \text{ 輛/小時}$$

$$P_{SC} = 0.96 \text{ (表 11.23)}$$

$$P_{Sm} = 0.01 \text{ (表 11.23)}$$

$$P_{Sb} = 0.03 \text{ (表 11.23)}$$

$$Q_{1e} = 611 \text{ 小車/小時 (式 11.49)}$$

車道 2

$$Q_2 = 1,000 \text{ 輛/小時}$$

$$P_{SC} = 0.60 \text{ (表 11.22)}$$

$$P_{Sm} = 0.40 \text{ (表 11.22)}$$

$$P_{sb} = 0.00 \text{ (表 11.22)}$$

$$Q_{2e} = 768 \text{ 小車/小時 (式 11.49)}$$

(3) 估計  $Q_{max} = \text{Max}(611, 768)$

$$Q_{max} = 768 \text{ 小車/小時}$$

(4) 估計式(11.50)之  $L_{max}$

$$Q_{max} = 768 \text{ 小車/小時}$$

$$C = 120 \text{ 秒}$$

$$G = 60 \text{ 秒}$$

$$L_{max} = 12.8 \text{ 小車/小時}$$

(5) 估計式(11.51)之  $T$

$$T = 49.3 \text{ 秒 (式 11.51)}$$

因此  $T$  值小於 70 秒，所以應改用式(11.52)重新估計。

$$T = 50.5 \text{ 秒 (式 11.52)}$$

(6) 估計  $\Delta G$

$$G = 60 \text{ 秒}$$

$$T = 50.5 \text{ 秒}$$

$$\Delta G = G - T = 9.5 \text{ 秒}$$

(7) 估計  $N_a$  ( $\Delta G > 0$ ，利用式 11.53)

$$\text{總直行衝突流率} = Q_{1e} + Q_{2e} = 1,379 \text{ 小車/小時}$$

$$N_{3.75} \approx 1 \text{ 小車/小時}$$

(圖 11.33，剩餘綠燈長度=9.5 秒，2 對向車道)

$$N_a = 0.2 \text{ 小車 (式 11.53, } H = 4.4 \text{ 秒, } \Delta N = 0)$$

3. 估計  $N_{gy}$

$$N_{gy} = 3.6 \text{ 小車}$$

$$\text{(式 11.47, } N_1 = 0.6, N_2 = 0.0, N_3 = 0.0, N_y = 2.8, N_a = 0.2)$$

4. 估計式(11.48)之  $f_V$

式(11.48)之  $f_V$  值可從式(11.30)或式(11.56)來估計。因為  $N_{gy}$  代表左轉小車，所以式(11.56)比較適合。

$$P_{SC} = 0$$

$$P_{Sb} = 0$$

$$P_{Sm} = 0$$

$$P_{Lb} = 0.05$$

$$P_{Lm} = 0.10$$

$$E_{Lb} = 1.90 \text{ (表 11.21)}$$

$$E_{Lm} = 0.41 \text{ (表 11.21)}$$

$$f_V = 1.01 \text{ (式 11.56)}$$

5. 估計  $f_g$

$$f_g = 0.96 \text{ (式 11.34, } S = +3)$$

6. 估計容量  $c$

$$c = 105 \text{ 輛/小時}$$

### 11.4.3.3 例題 3

圖 11.35 所示的路口受一定時號誌的控制。車道 1 為直行/右轉共用禁行機車道，試估計其容量。

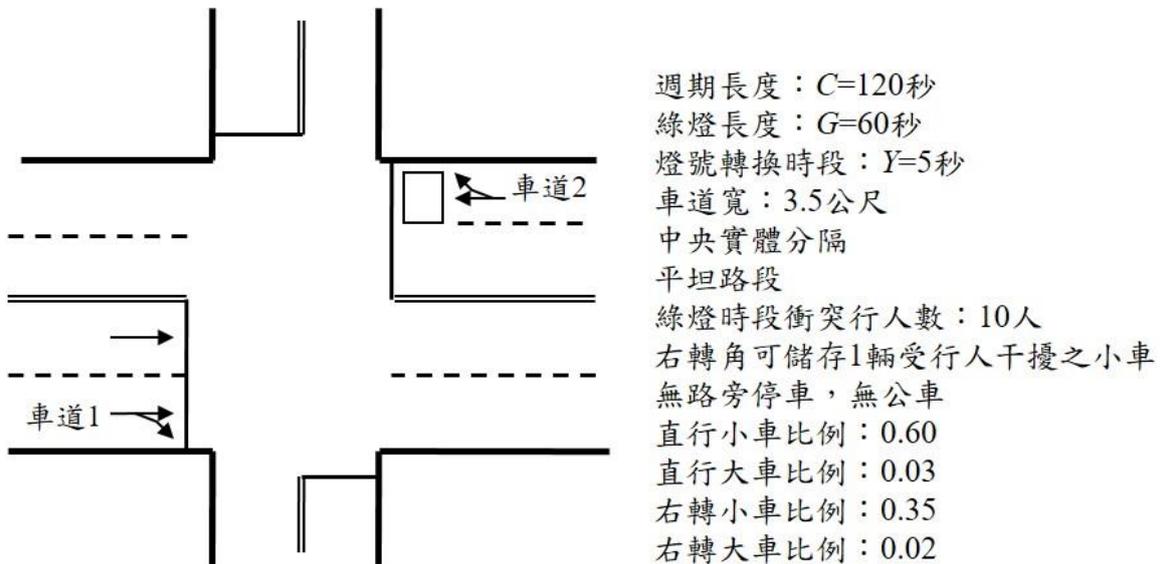


圖 11.35 例題 3 之交通狀況

解：

1. 估計  $N_{gyi}$

$$N_{gyi} = 29.5 \text{ (式 11.39b, } g = 64 \text{ 秒)}$$

2. 估計  $f_V$

$$P_{SC} = 0.60 ; E_{SC} = 0.92 \text{ (建議值)}$$

$$P_{RC} = 0.35 ; E_{RC} = 1.00 \text{ (建議值)}$$

$$P_{SB} = 0.03 ; E_{SB} = 1.44 \text{ (建議值)}$$

$$P_{RB} = 0.02 ; E_{RB} = 1.64 \text{ (建議值)}$$

$$f_V = 1.02 \text{ (式 11.40)}$$

3. 估計  $f_m$

$$f_m = 1.0 \text{ (建議值；不受中央分隔型態所影響)}$$

4. 估計  $f_g$

$$f_g = 1.0 \text{ (平坦路段)}$$

5. 估計  $f_b$

$$f_b = 1.0 \text{ (無公車)}$$

6. 估計  $f_s$

$$f_s = 1.0 \text{ (無路邊停車)}$$

7. 估計  $f_P$

$$\text{轉彎比例：} 0.35 + 0.02 = 0.37$$

$$N_S : 1$$

綠燈時段中之衝突行人數：10

$$f_P = 0.86 \text{ (圖 11.28)}$$

8. 估計容量  $c$

$$c = 776 \text{ 輛/小時}$$

#### 11.4.3.4 例題 4

一直行/右轉共用車道位於一受定時號誌控制之路口，號誌之週期長度為 120 秒，綠燈時段為 50 秒。此車道之其他狀況如下：

- 有一縱深 6 公尺之機車停等區。
- 平均每週期停等區被停等機車占用來等候綠燈之百分比為 60%。
- 車道寬：3.6 公尺。
- 無衝突行人。
- 無路邊停車。
- 平坦路段。
- 無公車站。

- 車種組成及行車方向之組成：
  - 直行小車：20%；右轉小車：25%；
  - 直行大車：3%；右轉大車：2%；
  - 直行機車：15%；右轉機車：35%。

試估計此車道之容量。

解：

1. 估計式(11.41)之  $M$

$$M = 8.0 \text{ 機車 } (f = 0.6, L = 6 \text{ 公尺}, W = 3.6 \text{ 公尺})$$

2. 估計式(11.42)之  $T$

$$T = 6.0 \text{ 秒 } (f = 0.6, L = 6 \text{ 公尺})$$

3. 估計式(11.43)之  $g_u$

$$g_u = 50 - 6.0 + 4 \text{ (式 11.43, } G = 50 \text{ 秒, } T = 6.0 \text{ 秒, } \beta = 4 \text{ 秒)} = 48$$

4. 估計表 11.17 之  $X_1 \sim X_8$

$$X_1 = 48/200 = 0.24$$

$$X_2 = 0.20$$

$$X_3 = 0.25$$

$$X_4 = 0.15$$

$$X_5 = 0.35$$

$$X_6 = 0.03$$

$$X_7 = 0.02$$

$$X_8 = 3.6/10 = 0.36$$

5. 估計  $N_g$

$$N_g = 29.3 \text{ 輛 (式 11.44)}$$

6. 估計式(11.46)中之  $f_g, f_b, f_s, f_p$

$$f_g = 1.0 \text{ (式 11.34, } S = 0\%)$$

$$f_b = 1.0 \text{ (無公車站)}$$

$$f_s = 1.0 \text{ (無路邊停車)}$$

$$f_p = 1.0 \text{ (無衝突行人)}$$

## 7. 估計容量 $c$

$$c = 1,119 \text{ 輛/小時 (式 11.46, } C = 120 \text{ 秒)}$$

### 11.4.3.5 例題 5

如圖 11.34 之車道 3 為一左轉/直行車道。試問此車道之容量如何計算。

解：

左轉/直行共用又有衝突左轉的車道有很複雜的運轉特性。車道本身的車種及行車方向組成、號誌控制策略及對向車流狀況接會影響共用車道之容量。目前沒有現場資料以建立一估計此種車道容量之分析性模式。所以容量的估計最好利用模擬。

如果容量的估計不必很準確，則可考慮使用下述之分析手續：

1. 假設所有車輛皆為直行車輛，估計車道 3 之容量  $c_S$  (第 11.4.2.1 節)
2. 假設所有車輛皆為左轉車輛，估計車道 3 之容量  $c_L$  (第 11.4.2.6 節)
3. 根據下式來估計容量  $c$

$$c = c_S - (c_S - c_L) \left( 1 - \frac{5.4}{1 + e^{\frac{P_L + 42.1}{28.0}}} \right) \quad (11.58)$$

此式中，

$P_L$  = 左轉百分比(%)。

## 11.4.4 績效指標及服務水準

### 11.4.4.1 號誌化路口

評估單獨號誌化路口所常用之績效指標為各種車輛延滯。規劃號誌化路口時，流量/容量比(V/C 比)也可用以評估一幾何設計所提供之容量是否能滿足預測之需求流量。但 V/C 比難以分別各車道交通運轉之效率，因此在改善控制策略之應用沒有太大的價值。

車輛因互相干擾及號誌控制之影響所產生之額外旅行時間(與自由旅行時間對比)稱為總延滯。如果車輛抵達路口之型態為隨機，下列美國公路容量手冊[14]之延滯公式，可用來估計定時號誌控制下，每車之平均總延滯：

$$d = \frac{0.5C\left(1-\frac{g}{C}\right)^2}{1-\text{Min}(1,x)\frac{g}{C}} + 900T \left[ x - 1 + \sqrt{(x-1)^2 + \frac{4x}{cT}} \right] \quad (11.59)$$

此式中，

- $d$  = 平均總延滯（秒/輛）；
- $C$  = 週期長度（秒）；
- $g$  = 有效綠燈長度（秒）； $G + Y - L$ ；
- $G$  = 綠燈長度（秒）；
- $Y$  = 燈號轉換時段（秒）；
- $L$  = 損失時間（秒）；
- $T$  = 分析時間（小時）；
- $x$  = 車道或車道群之流量/容量比；
- $c$  = 車道或車道群之容量(輛/小時)。

式(11.59)假設分析時段開始瞬間，沒有停等車輛；如有起始之停等車，則這些車輛對延滯的影響必須另外考慮。如車輛到達之型態受上游路口之影響，或車輛在路口有衝突，則目前沒有可靠之延滯公式可應用。此外，蒐集現場資料估計平均總延滯之手續相當複雜，因此常不能得到準確之資料。

民國 79 年及 2001 年台灣地區公路容量手冊皆採用平均停等延滯來評估號誌化路口，平均停等延滯只占平均總延滯之一部分，但其現場資料之蒐集比較簡單，而且平均停等延滯亦可有效的分別號誌化及非號誌化路口運轉之優劣，所以本章繼續採用平均停等延滯作為績效指標。根據此指標所劃分之服務水準如表 11.24 所示。本手冊附錄 B 對現場調查平均停等延滯之方法有詳細之說明。

#### 11.4.4.2 幹道

郊區幹道指有一連串間距不超過 3 公里之號誌化路口的郊區道路。在市區邊緣而且號誌化路口平均間距小於 450 公尺之道路，宜根據第 16 章將其當作市區道路來分析。幹道包括號誌化路口及受號誌化路口影響之路段，其目的在於滿足大量直行車流之中、長程旅

行的需要。因此，平均旅行速率為評估幹道之主要績效指標。本章根據平均速率與速限比，訂定服務水準等級，如表 11.25 所示。

利用表 11.25 之標準來評估幹道之前，必須將幹道根據號誌化路口分段。每段為兩臨近號誌化路口之間的道路，其長度為上、下游路口停止線之間的距離，如圖 11.36 所示。如果一幹道有分隔，則分隔島或其他分隔設施左、右側之車道應個別分析。

表 11.25 中之速限指分析幹道之速限。若速限隨幹道之區段而變，則速限須用各區段之速限及長度加權後之平均值。

表 11.24 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：[22, 23]。

表 11.25 郊區幹道服務水準等級劃分之標準

服務水準	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	$\bar{V}/V_L < 0.20$

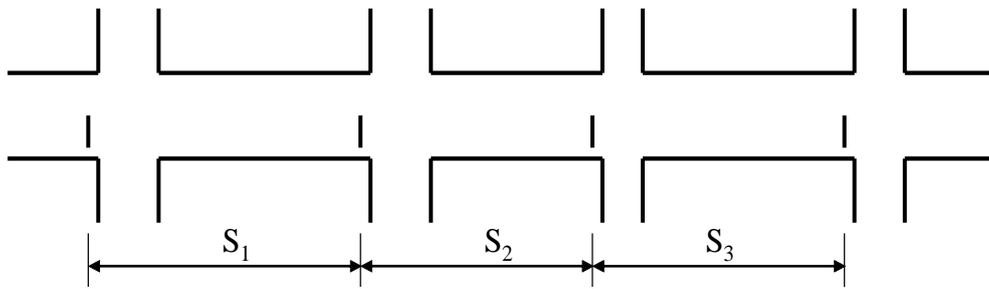


圖 11.36 幹道分段示意圖

幹道的主要功能在於滿足中、長程、連貫性之交通需求，但幹道也讓車輛在路段中進出，因此幹道上有許多車輛不會從幹道之一端行車到另一端。此外，一幹道上有些車道可能允許不同行進方向之車輛共用。中途離開幹道之車輛也會影響到幹道之服務水準。這些情形造成評估幹道旅行速率之困擾。為實用起見，本章沿用傳統平均旅行速率之定義，根據下式估計幹道之平均旅行速率：

$$\bar{V} = \frac{3.6L}{\sum_{i=1}^n T_i} \quad (11.60)$$

此式中，

$\bar{V}$  = 平均旅行速率（公里/小時）；

$L$  = 幹道之總長度（公尺）；

$T_i$  = 路段  $i$  之平均旅行時間（秒）；

$n$  = 路段總數。

式(11.60)中， $T_i$ 之估計必須考慮是否應包括路段  $i$  之所有車道。原則上，若車輛不能從路段  $i$  之車道  $j$  進入幹道之下一路段，則在車道  $j$  上之旅行時間不應考慮。根據此原則， $T_i$ 可估計如下：

$$T_i = \frac{3.6L_i}{\sum_{j=1}^m Q_{ij}t_{ij} / \sum_{j=1}^m Q_{ij}} \quad (11.61)$$

此式中，

$L_i$  = 路段  $i$  之長度（公尺）；

$m$  = 路段  $i$  可用來進入幹道下一路段的車道數；

$Q_{ij}$  = 路段  $i$  車道  $j$  的流率（輛/小時）；

$t_{ij}$  = 路段  $i$  車道  $j$  的平均旅行時間（秒）。

## 11.4.5 模擬分析

利用 2021HTSS 模式模擬號誌化路口及幹道之主要工作在於建立模式輸入檔，本手冊附錄 A 有詳細之說明。本章下列數小節說明模擬分析之重要原則。

### 11.4.5.1 模擬對象及範圍

建立輸入檔之前必須決定分析之對象，分析對象包括單獨路口及幹道。如分析對象為一單獨路口，則須決定該路口之運轉是否會受上游路口的影響。如有影響，或影響程度不明，則模擬之範圍宜擴展到鄰近路口，如圖 11.37 所示。此圖中，路口 1 為分析對象，路口 2, 3, 4, 5 為鄰近路口，路口 6, 7, 8, 9 稱為邊界節點。邊界節點不代表實際路口，其目的只是在產生模擬車輛，然後將模擬車輛移向下游之路口。模擬時，並不一定要涵蓋所有的鄰近路口。例如模擬之目的只在於探討從路口 2 行向路口 1 之車道的運轉，則除非從路口 3, 4 或 5 進入路口 1 之車輛會影響到該車道之運轉（如衝突左轉），這些路口可不必考慮。

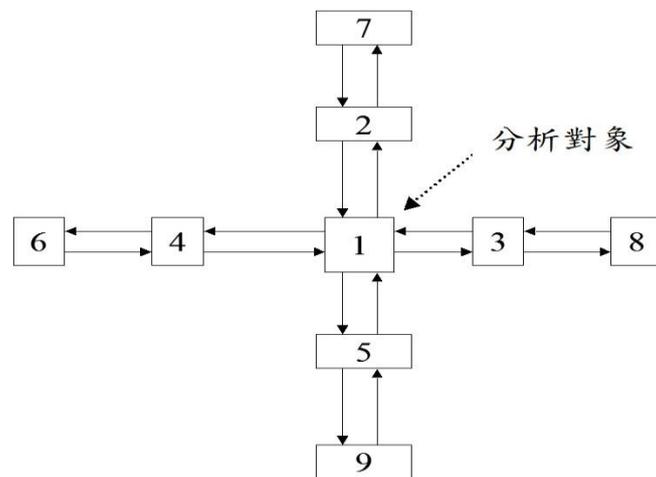


圖 11.37 模擬之分析對象及鄰近路口之路網示意圖

單獨路口之運轉如不受鄰近路口之影響，則模擬之路口範圍可縮小，如圖 11.38 所示。此圖中，路口 2, 3, 4 及 5 為邊界節點。

模擬幹道之運轉時，也必須根據路口之間有無互動之關係來決定模擬路網之範圍，以圖 11.39 所示之模擬路網為例，路口 1 到 5 代表實際路口，其他之路口為邊界節點。此一模擬路網暗示從節點 6，

7, 8, 12, 11, 9 及 10 進入下游路口之車流為隨機車流，路口 3 之運轉則受路口 2, 4 及 5 之號誌控制的影響。

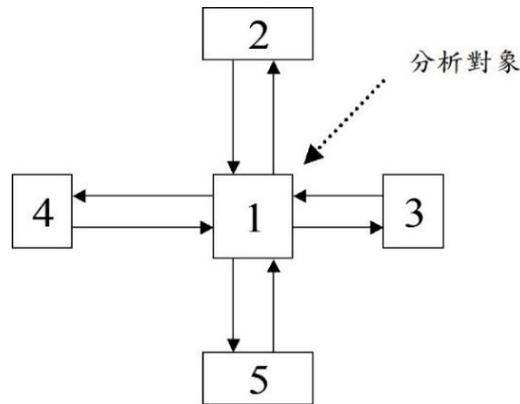


圖 11.38 獨立路口模擬路網示意圖

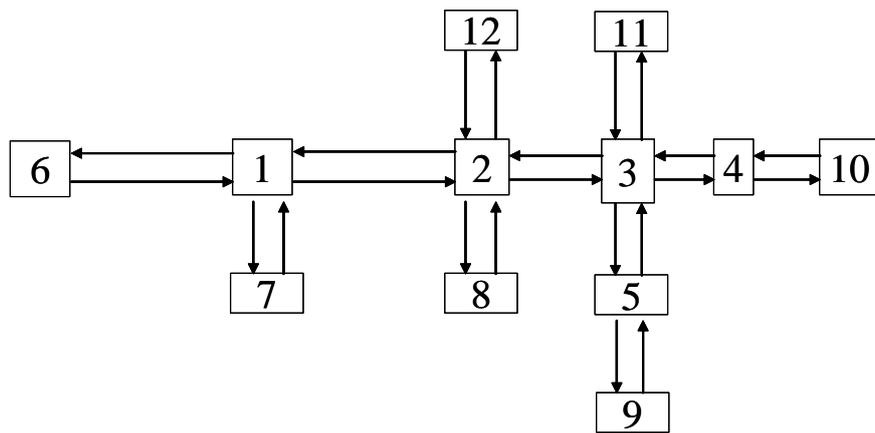


圖 11.39 幹道之模擬路網示意圖

#### 11.4.5.2 重複模擬

每次模擬時，HTSS 模式利用一套亂數(random number)來代表每一車輛之屬性及駕駛人之行為。模擬之結果相當於現場調查的一個樣本。如其他狀況不變，利用不同的亂數來模擬，會得到不同的模擬結果。例如一車道之流率為 600 輛/小時，用某一套亂數模擬所得之平均停等延滯時間為 20 秒/車；如只將亂數改變再重新模擬，則結果可能是 23 秒/車。

一般而言，定時號誌控制下一車道之 V/C 比超過 0.9~0.95 時，該車道之交通運轉有進入不穩定之可能。在這狀況下，前段時間內之交通狀況對其後之車輛延滯或其他績效指標可能有很大的影響。

所以分析壅塞或接近壅塞狀況之運轉時，更有需要重複模擬。HTSS 模式之使用者只須在輸入檔訂定欲重複模擬之次數即可。

### 11.4.5.3 起始狀況

起始狀況指開始蒐集資料時之交通狀況。每一模擬運作 (simulation run) 最少包括兩模擬時段。第一時段為熱機時段，其目的在於讓從邊界節點所產生之車輛進入模擬路網，以期在該時段結束時，路網內之車流狀況已達到一正常之狀況。熱機時間之後，HTSS 模式依輸入檔指定的時間開始蒐集資料。如果一車道之 V/C 比相當低 (如在 0.8~0.9 以下)，資料蒐集開始瞬間該車道上之車流狀況對隨後模擬時間內之績效指標值一般不會有顯著之影響。但 V/C 值相當高時，起始狀況 (尤其是各車道上之停等車數) 對模擬之結果很可能有很大的影響。在這種情況下，比較現場觀察值與模擬值之前，必須確定兩者之起始交通狀況相同。最主要的起始狀況為各車道之停等車數。

### 11.4.5.4 分析輸出資料

如本手冊附錄 A 所述，2021HTSS 模式有九項輸出資料。分析多車道郊區公路可用下列數項資料：

1. 各節線上各車道及所有車道之平均流率及旅行速率。
2. 各節線平均速率與速限之比值。
3. 一節線中最少有一車道之機車占比小於或等於 60% 之類型 I 及類型 II (機車 > 60%) 車道的平均流率、平均速率、機車百分比及服務水準。
4. 各車道上車輛之平均停等延滯。
5. 車輛經過一連串節線之行車距離、平均速率、平均旅行時間、加權之速限及平均速率與速限比。

2021 HTSS 模式所估計之停等延滯指車輛有下列狀況之時間：

1. 速率低於 5 公里/小時。
2. 非在加速中。
3. 非屬公車之靠站時間。
4. 與前車距離小於一小車長度 (4.5 公尺)。

5. 如面臨停止線，與停止線距離小於 2 公尺。
6. 不在路口中。

### 11.4.6 2021HTSS 模式輸入檔範例

「臺灣公路容量分析專區」網站有 2021HTSS 模式之輸入檔範例，可讓使用者下載來更改與使用。其中適用分析郊區號誌化道路之範例包括 ISO 1.txt、ISO 2.txt、ART M.txt。

上述 3 個輸入檔之相關模擬路口及路段如圖 11.40、圖 11.41 及圖 11.42 所示。使用這些輸入檔之前必須將輸入檔存為 htss.txt，並與執行檔 2021htss.exe 放在同一子目錄(sub-directory)。執行模擬之後的輸出檔(htssout.txt)會自動出現在同一子目錄。

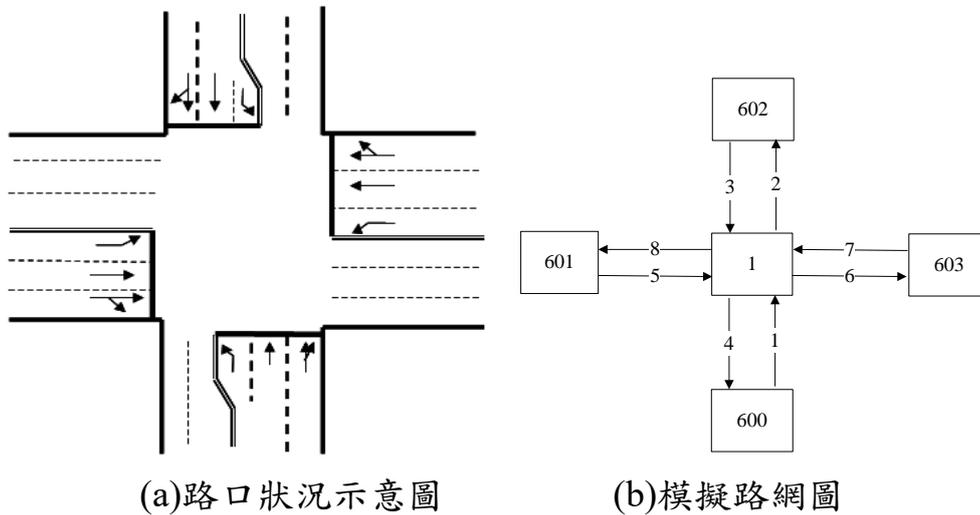


圖 11.40 ISO 1.txt 模擬路口示意

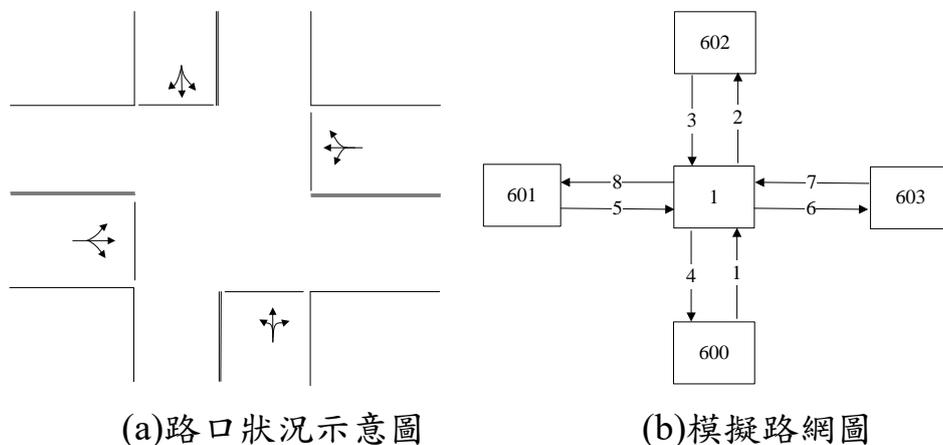
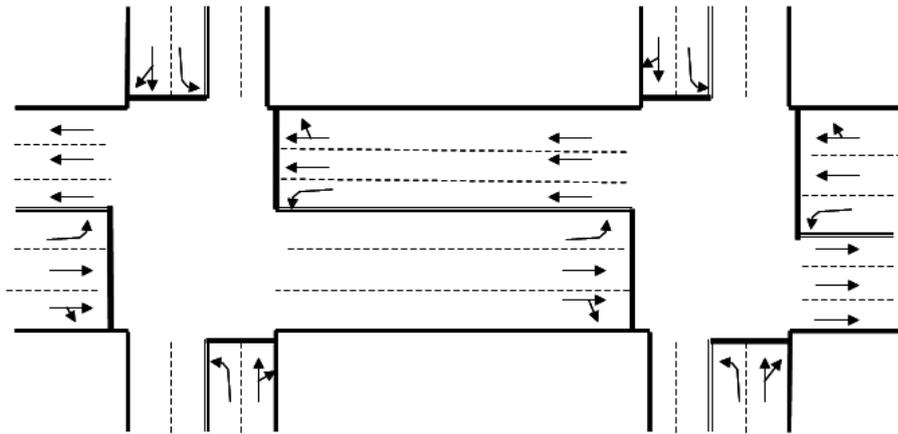
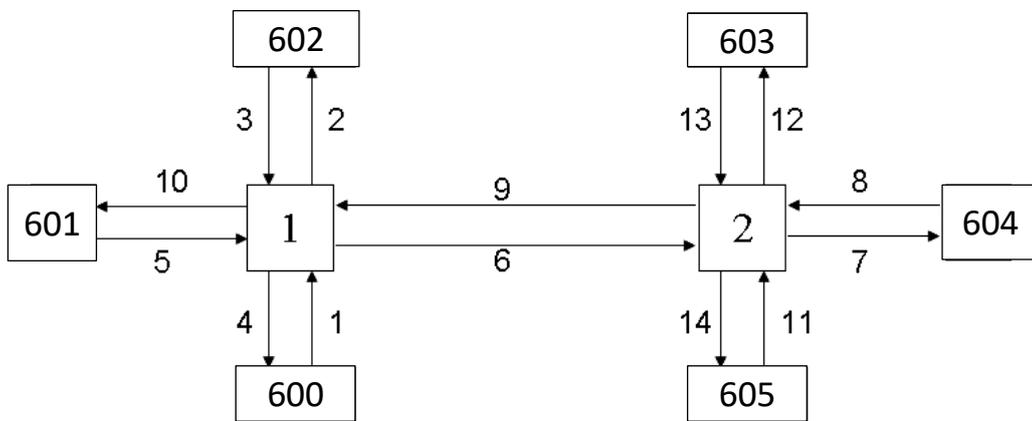


圖 11.41 ISO 2.txt 模擬路口示意



(a)路口狀況示意圖



(b)模擬路網圖

圖 11.42 ART M.txt 模擬路網示意

### 11.4.7 輸入檔範例之應用

本小節以例題說明輸入檔範例之應用。本所隨時根據最新資料更新網站所提供之 HTSS 模式執行檔。所以下列例題之模擬結果亦可能會隨 HTSS 模式執行檔之更新而稍有不同。

#### 11.4.7.1 例題 1

假設圖 11.40 中路口之定時號誌控制有 2 時相。第 1 時相讓南北向車流通行，其綠燈時段為 56 秒。第 2 時相讓東西向車流進入路口，其綠燈時段也是 56 秒。各時段之黃燈時段為 3 秒，全紅時段為 1 秒。左轉彎之儲車區長度為 60 公尺，車流中只有小車。如果南北向只有左轉車輛，試利用說明如何用 ISO 1.txt 來估計北上路段左轉彎（節線 1 第 3 車道）之容量。

解：

輸入檔範例 ISO 1.txt 已根據上述狀況設定檔型資料。用此檔估計節線 1(北上路段)左轉彎之容量時須注意下列事項：

1. 檔型 0 之重複模擬次數宜設定在 10~30 次之間。重複模擬結果是容量估計值之一樣本。如欲增進估計值之準確性，則宜將檔型 0 中隨機亂數種子更改，重新重複模擬以取得另一估計值之樣本。此 2 樣本之平均值可用來代表容量。
2. 本例的節線 1 及節線 3(南北向路段)只有左轉小車，因此節線 1 之左轉車流沒有對向衝突車流。在這情況下，沒有必要模擬從節點 601、602 及 603 進入之車流。
3. 一般而言，估計號誌化路口車道容量的手續是將檔型 30 所設定的需求流率逐漸增加並執行模擬，以從輸出檔得知能從車道離開(進入路口)的流率。需求流率低於容量時，輸出流率會隨需求流率之增加而增加，如圖 11.23 所示。當需求流率等於或超過受號誌控制車道的容量時，輸出流率會趨近一穩定值。此穩定值可當做容量估計值樣本之一。如一號誌化路口的車道無機車，則 1,500~1,800 小車/小時/車道之需求流率經常可造成持續不斷欲進入路口之停等車隊。在此情況下，模擬分析起始需求流率可設定為 1,500 小車/小時/車道以減少需模擬的次數。

#### 11.4.7.2 例題 2

試用 ISO 2.txt 之模擬結果說明當號誌黃燈及全紅時段各為 3 秒及 1 秒，而時相長度與週期長度比固定為 0.5 時，週期長度對容量之影響。

解：

假設週期長度有 5 種：60、90、120、150 及 180 秒，則為了維持時相長度(綠燈、黃燈及全紅時段之和)等於週期長度之 50%，ISO 2.txt 中檔型 26 資料各時相的綠燈須分別改為 26、41、56、71 及 86 秒。此外，假設所有車道皆為直行小車。更改後之 ISO 2.txt 模擬結果如圖 11.43 所示。從此圖可知增加週期長度可增進容量，但容量之增加率隨著週期長度而減少。

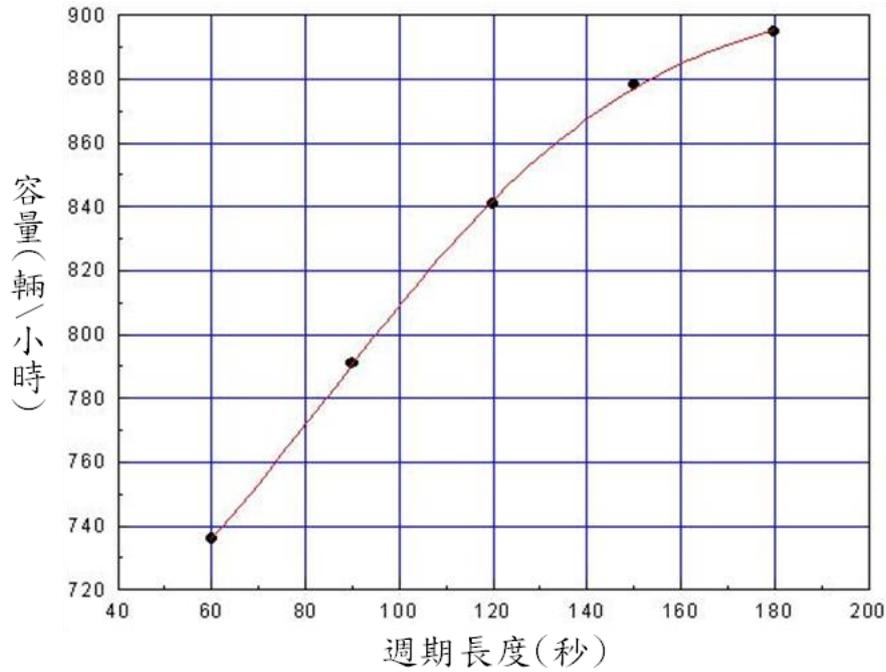


圖 11.43 例題 2 容量與週期長度的關係

### 11.4.7.3 例題 3

假設圖 11.41 之北上節線 1 只有直行小車，其流率為 500 輛/小時。如果此車流能用的號誌時相固定為週期長度的 50%，而且各時相之黃燈及全紅時段皆各為 3 秒及 1 秒，試分析號誌週期對停等延滯之影響

解：

本例依照例題 2 將週期長度分成 60、90、120、150 及 180 秒來分析。因此各時相的綠燈也分別是 26、41、56、71 及 86 秒。檔型 30 節線 1 之流率則改為 500 輛/小時。

根據更改後之 ISO 2.txt 模擬之結果如圖 11.44 所示。從此圖可知增加週期長度會增加停等延滯時間。

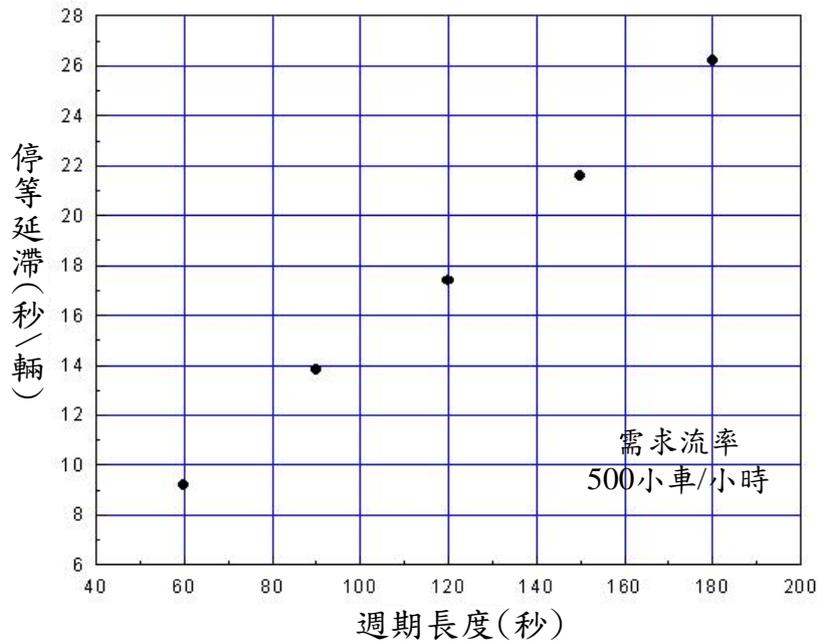


圖 11.44 例題 3 平均停等延滯與週期長度的關係

#### 11.4.7.4 例題 4

圖 11.42 兩路口之號誌須連鎖以利東西向路段車流續進。假設連鎖用的號誌週期長度為 120 秒，每路口的號誌各有 2 時相，每時相之綠燈、黃燈及全紅時段各為 56、3 及 1 秒，從節點 601 進入的流率為 1,000 小車/小時，所有車輛皆為直行小車。

試說明如何用 ART M.txt 來模擬號誌時差對節線 6 車流停等延滯之影響。

解：

根據 ART M.txt 檔型 26 之資料，節線 5 及節線 6 的車流各利用其號誌第一時相的綠燈進入路口，此兩時相為連鎖時相。Art M.txt 檔型 25 之資料將節點(路口)1 第一時相之時差設定為 0 秒。節點 2 第一時相之時差需相對調整以降低節線 6 車流被紅燈阻礙的可能性。節線 5、節線 6、節線 7 之長度及車流之平均自由速率皆各為 0.5 公里及 60 公里/小時。若將節線 2 第一時相之時差在 0 秒及 120 秒之間變化，節線 6 的平均停等延滯與時差的關係如圖 11.45 所示。此圖顯示時差與節線 6 的停等延滯有顯著的影響。最理想的時差大約為 40 秒，其停等延滯接近 0 秒/輛，服務水準最佳。此現象亦暗示時差為 40 秒時，從節線 5 進入路口的車輛行駛到節線 6 下游之路口時，很

少車輛會遭遇到紅燈而須停等。

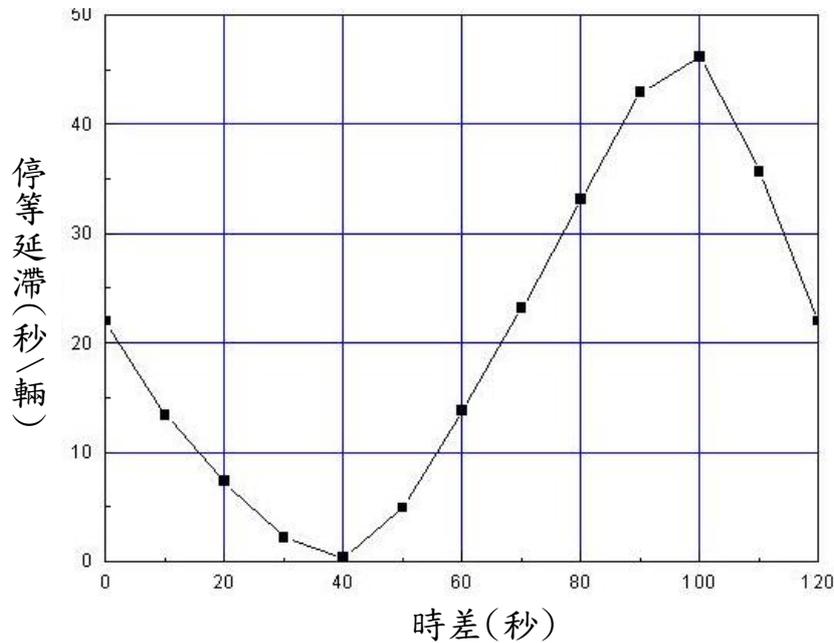


圖 11.45 例題 4 時差對節線 6 車流平均停等延滯之影響

### 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. 「公路交通系統模擬模式調校與新版容量手冊研訂(1/3)」，106-069-1369，交通部運輸研究所，民國 106 年 7 月。
3. 「高快速公路收費站、隧道及坡度路段容量及車流特性之研究(1/3)」，100-78-1292，交通部運輸研究所，民國 100 年 5 月。
4. 「公路坡度路段模擬模式之發展及應用(1/3)」，103-76-1343，交通部運輸研究所，民國 103 年 5 月。
5. 「公路坡度路段模擬模式之發展及應用(3/3)」，105-085-2289，交通部運輸研究所，民國 105 年 9 月。
6. 「台灣地區多車道郊區公路容量及特性研究(一)」，92-33-1202，交通部運輸研究所，民國 92 年 4 月。
7. 「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。
8. 「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 108 年 10 月。
9. Emmerson, J., Speeds of Cars on Sharp Horizontal Curves, *Traffic Engineering and Control*, July 1969, pp.135-137.
  10. *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*, fifth edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 2011.
  11. *Speed Concepts: Informational Guide*, FHWA-SA-10-0001, Federal Highway Administration, U.S. DOT, 2009.
  12. 「道路交通標誌標線號誌設置規則」，民國 110 年 1 月 29 日。
  13. 「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。
  14. *Highway Capacity Manual*, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 2000.
  15. 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.
  16. 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.
  17. 「台灣地區城際快速公路容量及特性研究（西濱快速公路部分）」，91-54-1192，交通部運輸研究所，民國 91 年 6 月。
  18. 「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 6 月。
  19. 「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 8 月。
  20. 「研擬台灣地區公路容量手冊技術報告（市區街道部分）」，交通部運輸研究所，75-49-117，民國 75 年 7 月。

21. 「市區街道容量調整因素之研究」，77-21-136，交通部運輸研究所，民國 77 年 7 月。
22. 「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。
23. 「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。