108-097-1419
MOTC-IOT-107-PEB011

公路交通系統模擬模式調校與新版容量手冊研訂(3/3)

交通部運輸研究所

中華民國 108 年 10 月

108

公路交通系統模擬模式調校與新版容量手冊研訂（3／3）

交通部運輸研究所

ISBN 978-986-531-005-9

9 789865 310059

GPN：1010801489

定價 480元

108-097-1419
MOTC-IOT-107-PEB011

公路交通系統模擬模式調校與新版容量手冊研訂(3/3)

著者：林豐博、張舜淵、楊幼文、歐陽恬恬、
謝秉叡、陳怡妏

交通部運輸研究所

中華民國 108 年 10 月

國家圖書館出版品預行編目(CIP)資料

公路交通系統模擬模式調校與新版容量手冊研訂. (3/3) / 林豐博等著. -- 初版. -- 臺北市 : 交通部運研所, 民108.10
面 ; 公分
ISBN 978-986-531-005-9(平裝)

1.公路管理 2.運輸系統

557 108014910

公路交通系統模擬模式調校與新版容量手冊研訂(3/3)

著　　者：林豐博、張舜淵、楊幼文、歐陽恬恬、謝秉叡、陳怡妏
出版機關：交通部運輸研究所
地　　址：10548 臺北市敦化北路 240 號
網　　址：www.iot.gov.tw (中文版＞數位典藏＞本所出版品)
電　　話：(02)23496789
出版年月：中華民國 108 年 10 月
印 刷 者：信笠實業有限公司
版(刷)次冊數：初版一刷 58 冊
本書同時登載於交通部運輸研究所網站
定　　價：480 元
展 售 處：
交通部運輸研究所運輸資訊組・電話：(02)23496880
國家書店松江門市：10485 臺北市中山區松江路 209 號・電話：(02)25180207
五南文化廣場：40042 臺中市中山路 6 號・電話：(04)22260330

GPN： 1010801489　　ISBN：978-986-531-005-9(平裝)
著作財產權人：中華民國（代表機關：交通部運輸研究所）
本著作保留所有權利，欲利用本著作全部或部分內容者，須徵求交通部運輸研究所書面授權。

交通部運輸研究所合作研究計畫出版品摘要表

<table>
<tr><td colspan="4">出版品名稱：公路交通系統模擬模式調校與新版容量手冊研訂(3/3)</td></tr>
<tr><td>國際標準書號（或叢刊號）
ISBN978-986-531-005-9(平裝)</td><td>政府出版品統一編號
1010801489</td><td>運輸研究所出版品編號
108-097-1419</td><td>計畫編號
107-PEB011</td></tr>
<tr><td>本所主辦單位：運輸計畫組
主管：張舜淵
計畫主持人：張舜淵
研究人員：楊幼文、歐陽恬恬
聯絡電話：(02)23486812
傳真號碼：(02)25450428</td><td colspan="2">合作研究單位：易緯工程顧問股份有限公司
計畫主持人： 謝秉叡
研究人員：林豐博、陳怡妏
地址：105 臺北市民權東路 3 段 124-1 號 8 樓
聯絡電話：02-2718-1761</td><td>研究期間
自 107 年 1 月
至 107 年 12 月</td></tr>
<tr><td colspan="4">關鍵詞：容量分析、高速公路基本路段、坡度路段、HTSS 模式、公路隧道、服務水準、模擬、總重/馬力比。</td></tr>
<tr><td colspan="4">摘要：
由於「2011 年臺灣公路容量手冊」仍有部分章節尚未修訂或須配合車流特性變化再作調整，民國 105 年起，本所展開為期 3 年之計畫，以近年容量研究成果為基礎，補充現場調查資料、調校 HTSS（Highway Traffic Systems Simulation）模式，以修訂更新相關章節出版新版容量手冊。
本年度之工作以高速公路車輛偵測器資料為基礎，進行高速公路隧道及基本路段車流特性分析及建立服務水準分析方法，工作成果包括：(1)編訂容量手冊新章「公路隧道」；(2)修訂「2011 年臺灣公路容量手冊」第四章「高速公路基本路段」；(3)調校公路交通系統模擬模式(HTSS model)以利分析高速公路基本路段；以及(4)編輯「2011 年臺灣公路容量手冊」中將納入新版手冊之章節。
經本研究分析，國 5 隧道之容量遠低於國 3 隧道；依據偵測器資料顯示，高速公路基本路段，容量很少超過 1,900 小車/小時/車道；若開放路肩，僅能以一般車道之 50%~60% 估計路肩容量。而規劃公路設施時，大車之小車當量可採用 1.4pce，以避免低估需求流率，惟坡度路段上之大車不宜用小車當量轉換成小車，本研究另提供了 123kg/kW 聯結車在上、下坡加速或減速時，速率與行車距離之關係，以協助評估高速公路坡度路段之幾何設計。</td></tr>
<tr><td>出版日期</td><td>頁數</td><td>定價</td><td>本 出 版 品 取 得 方 式</td></tr>
<tr><td>108 年 10 月</td><td>412</td><td>480</td><td>凡屬機密性出版品均不對外公開。普通性出版品，公營、公益機關團體及學校可函洽本所免費贈閱；私人及私營機關團體可按定價價購。</td></tr>
<tr><td colspan="4">機密等級：
☐密 ☐機密 ☐極機密 ☐絕對機密
（解密條件：☐ 年 月 日解密，☐公布後解密，☐附件抽存後解密，
☐工作完成或會議終了時解密，☐另行檢討後辦理解密）
☑普通</td></tr>
<tr><td colspan="4">備註：1.本研究之結論與建議不代表交通部之意見。
2.本研究係使用公路總局經費辦理。</td></tr>
</table>

PUBLICATION ABSTRACTS OF RESEARCH PROJECTS
INSTITUTE OF TRANSPORTATION
MINISTRY OF TRANSPORTATION AND COMMUNICATIONS

TITLE: Develop and calibrate the Highway Traffic Systems Simulation Model and revise Taiwan Highway Capacity Manual(3/3)			
ISBN(OR ISSN) ISBN 978-986-531-005-9(pbk.)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1010801489	IOT SERIAL NUMBER 108-097-1419	PROJECT NUMBER 107-PEB011
DIVISION: Planning Division DIVISION DIRECTOR: Shuen-Yuan Chang PRINCIPAL INVESTIGATOR: Shuen-Yuan Chang PROJECT STAFF: Yu- Wen Yang, Tien-Tien Ou-Yang PHONE: 886-2-23496812 FAX: 886-2-23450428			PROJECT PERIOD FROM January 2018 TO December 2018
RESEARCH AGENCY: Everest Engineering Consultants Inc., PRINCIPAL INVESTIGATOR:Ping-Jui Hsieh PROJECT STAFF: Feng-Bor Lin, Yi-Wen Chen ADDRESS:8F, No.124-1, Ming-Chuan E. Road, Taipei, Taiwan, R.O.C. PHONE: 886-2-27181761			
KEY WORDS: Capacity analysis, freeway basic segments, grade segments, HTSS model, highway tunnels, level-of-service, simulation, weight-to-horsepower ratio.			

ABSTRACT:

Several sections of the Taiwan Highway Capacity Manual (THCM) needed revision, partly in response to changes in characteristics of traffic flows. From 2016, IOT works under three-year plans. On the basis of volume research outcomes in recent years, data needed to be complemented through onsite research and the Highway Traffic Systems Simulation needed finetuning. This all would necessitate revising various sections in the new edition of THCM.

This year's work used highway vehicle volume detection data to analyze traffic flows through highway tunnels and to develop analytical methods for service levels. Outcomes included: (1) draft a new chapter on highway tunnels; (2) revise Chapter 4 Freeway Basic Segments of the 2011THCM; (3) finetune the 2018 Highway Traffic Systems Simulation Model (2018HTSS model) for analysis of freeway basic segments; and (4) add new chapters to the THCM.

IOT found that the traffic volume of Highway 5 is far lower than that of Highway 3. The data collected by the detectors show that on basic highway sections, traffic flows rarely exceed 1,900 vehicles/hour/road section. Opening road shoulders to traffic will add only 50-60% of the volume of one lane. In road planning, counting large vehicles as 1.4 small vehicles will help prevent underestimating traffic flow demand; this conversion doesn't work well on slopes, though. Instead, a formula for vehicle acceleration/deceleration for compound vehicles going uphill/downhill (based on 123 kg/kW) helps better predict intervehicle distances and thus the geometric design of high sections on slopes.

DATE OF PUBLICATION	NUMBER OF PAGES	PRICE	CLASSIFICATION
October 2019	412	480	☐RESTRICTED ☐CONFIDENTIAL ☐SECRET ☐TOP SECRET ☑UNCLASSIFIED

1. The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications.
2. The budget of this research project is contributed by Directorate General of Highways, M.O.T.C

目　錄

頁次

第一章 緒論.....1
1.1 計畫背景及目的.....1
1.2 報告內容.....3
第二章 文獻回顧.....5
2.1 高速公路基本路段.....5
2.1.1 容量之定義、估計方法與訂定值.....5
2.1.2 績效指標.....8
2.1.3 坡度路段之分析方法.....10
2.1.4 小客車當量之估計方法.....12
2.2 公路隧道.....20
2.2.1 安全規定.....20
2.2.2 容量、速限、行車間距.....21
第三章 「公路隧道」新章之編訂.....25
3.1 背景.....25
3.2 偵測器資料之檢核.....26
3.2.1 檢核對象.....26
3.2.2 全日流量之一致性.....26
3.2.3 平均車長估計值之合理性.....27
3.2.4 平均速率估計值之合理性.....27
3.2.5 密度估計值之合理性.....28
3.2.6 適用之偵測器資料.....33
3.3 國道 5 號公路隧道大客車之小車當量.....33
3.4 國道 3 號公路隧道大型車之小車當量.....39
3.5 車道流率與速率關係及里程生產率.....47
3.6 單向綜合容量.....51
3.7 單向綜合流率與速率關係.....55
3.8「公路隧道」新章.....60

第四章 高速公路基本路段之車流特性 67
4.1 背景 67
4.2 偵測器資料之檢核 67
4.2.1 全日流量之一致性 67
4.2.2 平均車長估計值之合理性 69
4.2.3 平均速率估計值之合理性 70
4.2.4 密度估計值的合理性 70
4.2.5 適用之偵測器資料 70
4.3 車種組成 73
4.4 車種之車道分佈 73
4.5 車流之車道分佈 75
4.6 大型車之小車當量 81
4.7 平坦路段流率與速率關係 83
4.7.1 2 車道且路肩開放路段 84
4.7.2 3 車道路段 88
4.7.3 3 車道且路肩開放路段 90
4.7.4 4 車道路段 94
4.8 單向路段容量 96
4.9 平均自由速率 97
第五章 2018HTSS 模式之微調 99
5.1 背景 99
5.2 坡度路段瞬間加速率邏輯之微調 99
5.3 跟車邏輯之微調 105
5.3.1 自由旅行狀況 105
5.3.2 跟車邏輯 105
5.3.2.1 後車車速 V_2 高於或等於前車車速 V_1 之速率變化 108
5.3.2.2 後車速率 V_2 低於前車速率 V_1 之速率變化 110
5.3.2.3 緊急情況之加減速率 110
5.3.2.4 平衡緩衝距離 S_v 111
5.3.2.5 跟車邏輯參數 T_1、T_2 及 T_3 119

第六章 2011THCM 第四章「高速公路基本路段」之修訂 121
6.1 分析方法 121
6.2 績效指標及服務水準等級 121
6.3 平坦路段流率與速率之代表性關係 123
6.4 代表性重車加減速特性 126
6.5 路肩之功能 128
6.6 其他車流特性 128
第七章 結論及建議 129
7.1 結論 129
7.2 建議 130
參考文獻.....133

附錄 A：國 5 車輛偵測器密度估計值之檢核
附錄 B：國道 3 號隧道之單向綜合流率與速率關係
附錄 C：國道 5 號隧道之單向綜合流率與速率關係
附錄 D：公路容量手冊第八章「公路隧道」修訂稿
附錄 E：國 1 及國 3 車輛偵測器資料估計值之檢核
附錄 F：國 1 及國 3 平坦路段車道使用率
附錄 G：國 1 及國 3 之 3 車道平坦路段流率與速率關係
附錄 H：2018HTSS 模式使用者手冊
附錄 I：公路容量手冊第四章「高速公路基本路段」修訂稿
附錄 J：期中座談會議紀錄
附錄 K：期末審查會議意見與回覆表
附錄 L：期末簡報

圖 目 錄

頁次

圖 2-1　TRB 容量手冊基本狀況下高速公路基本路段之流率與速率關係....10
圖 2-2　三義上坡路段大車比例對流率與速率關係的影響.....12
圖 2-3　大車跟隨小車之小客車當量.....18
圖 2-4　小車跟隨大車之小客車當量.....19
圖 2-5　雪山隧道南下車流行車距離之演變...22 圖 3-1　國道 5 號公路北上在 11.963K 之 D1 及 D2 估計值關係.....27
圖 3-1　國 5 北上 11.963K 之 D1 及 D2 估計值關係.....30
圖 3-2　國 5 南下 3.178K 之 D1 及 D2 估計值關係.....30
圖 3-3　國 5 南下 12.945K 之 D1 及 D2 估計值關係.....31
圖 3-4　國 5 北上 10.141K 之 D1 及 D2 估計值關係（2015 年）.....31
圖 3-5　國 5 北上 15.488K 之 D1 及 D2 估計值關係（2015 年）.....32
圖 3-6　國 5 北上 9.840K 之 D1 及 D2 估計值關係（2018 年）.....32
圖 3-7　國 5 雪山隧道北上 15.855K 小車跟隨小車之平均車距特性.....34
圖 3-8　國 3 安坑隧道南下 32.735K 小車跟隨小車之平均車距特性.....35
圖 3-9　大客車存在所產生之額外車距.....35
圖 3-10　國 5 隧道大客車之小車當量(2015 年及 2018 年資料).....37
圖 3-11　單體貨車(大車)存在所產生之額外車距.....40
圖 3-12　4 軸聯結車存在所產生之額外車距.....40
圖 3-13　5 軸聯結車存在所產生之額外車距.....41
圖 3-14　國 3 隧道南下單體貨車(大車)之小車當量.....42
圖 3-15　國 3 隧道北上單體貨車(大車)之小車當量.....42
圖 3-16　國 3 隧道南下 4 軸聯結車之小車當量.....43
圖 3-17　國 3 隧道北上 4 軸聯結車之小車當量.....43
圖 3-18　國 3 隧道南下 5 軸聯結車之小車當量.....44
圖 3-19　國 3 隧道北上 5 軸聯結車之小車當量.....44
圖 3-20　大型車之小車當量隨速率變化之代表性關係.....47

圖 3-21　彭山隧道南下 12.945K 車道流率與速率之關係.....48
圖 3-22　彭山隧道南下 12.945K 車道里程生產率與速率之關係.....48
圖 3-23　石碇隧道南下 3.178K 車道流率與速率之關係.....49
圖 3-24　石碇隧道南下 3.178K 車道里程生產率與速率之關係.....49
圖 3-25　安坑隧道南下 32.735K 內車道流率與速率之關係.....50
圖 3-26　安坑隧道南下 32.735K 外車道流率與速率之關係.....50
圖 3-27　持續 30、45 及 60 分鐘平均最高流率與持續 15 分鐘流率之比值...53
圖 3-28　2011 年及 2018 年雪山隧道北上 15.488K 流率與速率關係之比較..55
圖 3-29　雪山隧道南下綜合流率與速率關係(2 車道).....56
圖 3-30　雪山隧道北上綜合流率與速率關係(2 車道).....56
圖 3-31　彭山隧道南下綜合流率與速率關係(2 車道).....57
圖 3-32　彭山隧道北上綜合流率與速率關係(2 車道).....57
圖 3-33　石碇隧道南下綜合流率與速率關係(2 車道).....58
圖 3-34　石碇隧道北上綜合流率與速率關係.....58
圖 3-35　國 3 北上隧道綜合流率與速率關係.....59
圖 3-36　國 3 南下隧道流率與速率關係.....60
圖 3-37　石碇南下隧道實際及代表性流率與速率關係.....62
圖 3-38　單向 4 車道工作性車流隧道之流率與速率關係.....62
圖 3-39　單向 3 車道工作性車流隧道之流率與速率關係.....63
圖 3-40　類型 1 休閒性車流隧道之流率與速率關係.....63
圖 3-41　類型 2 休閒性車流隧道之流率與速率關係.....64
圖 3-42　類型 3 休閒性車流隧道之流率與速率關係.....64
圖 3-43　類型 4 休閒性車流隧道之流率與速率關係.....65
圖 3-44　類型 5 休閒性車流隧道之流率與速率關係.....65
圖 3-45　類型 6 休閒性車流隧道之流率與速率關係.....66
圖 4-1　國 3 北上 69.510K 及 71.630K 偵測器全日流量估計值.....69
圖 4-2　國 3 北上 69.510K 及 70.470K 偵測器全日流量估計值.....69
圖 4-3　國 1 南下泰山-桃園坡度路段縱切面示意圖.....72
圖 4-4　國 3 北上寶山-竹林坡度路段縱切面示意圖.....72

圖 4-5　國 1 北上楊梅-湖口路段 74.510K 車流之車道分佈.....75
圖 4-6　國 3 南下鶯歌-大溪路段 59.685K 車流之車道分佈.....76
圖 4-7　國 3 南下鶯歌-大溪路段 59.685K 第 1 車道(內車道)及第 4 車道(外車道)之使用率.....77
圖 4-8　國 3 北上大溪-龍潭路段 65.996K 車流之車道分佈.....77
圖 4-9　2 車道且路肩開放路段車流之車道分佈.....78
圖 4-10　3 車道路段車流之車道分佈.....78
圖 4-11　3 車道且路肩開放路段車流之車道分佈.....79
圖 4-12　4 車道路段車流之車道分佈.....79
圖 4-13　國 3 南下鶯歌-大溪路段小車跟隨小車之平均車距.....81
圖 4-14　國 1 及國 3 大車之小車當量.....82
圖 4-15　國 1 及國 3 之 4 軸聯結車小車當量.....82
圖 4-16　國 1 及國 3 之 5 軸聯結車小車當量.....83
圖 4-17　國 1 北上 8.243K 平均速率隨車道及時間之變化.....84
圖 4-18　國 1 南下 21.390K 平均速率隨車道及時間之變化.....85
圖 4-19　國 1 北上 8.245K 各車道之流率與速率關係.....85
圖 4-20　國 1 南下 21.390K 各車道之流率與速率關係.....86
圖 4-21　國 1 北上 8.243 路肩及 2 車道之綜合流率與速率關係.....86
圖 4-22　國 1 南下 21.390K 路肩及 2 車道之綜合流率與速率關係.....87
圖 4-23　2 車道且路肩開放路段之綜合每車道流率與速率關係.....87
圖 4-24　國 3 南下大溪-龍潭路段 66.015K 各車道流率與速率關係.....88
圖 4-25　國 3 南下大溪-龍潭路段 3 車道之綜合流率與速率關係.....89
圖 4-26　國 3 南下大溪-龍潭路段 3 車道之綜合里程生產率與速率關係.....89
圖 4-27　3 車道路段綜合流率與速率關係之比較.....90
圖 4-28　國 1 北上新竹-竹北路段各車道之流率與速率關係.....90
圖 4-29　國 3 北上龍潭-大溪路段各車道之流率與速率關係.....91
圖 4-30　國 1 北上新竹-竹北路段速率隨車道及時間之變化.....91
圖 4-31　國 3 北上龍潭-大溪路段速率隨車道及時間之變化.....92
圖 4-32　國 1 北上竹北-新竹路段路肩及 3 車道綜合之流率與速率關係.....92

圖 4-33　國 3 北上大溪-龍潭路段路肩及 3 車道綜合之流率與速率關係 93
圖 4-34　路肩流率與速率關係之比較 93
圖 4-35　3 車道且路肩開放路段之綜合流率與速率關係 94
圖 4-36　國 3 南下鶯歌-大溪路段各車道之流率與速率關係.....95
圖 4-37　國 3 南下鶯歌-大溪路段速率隨車道及時間之變化.....95
圖 4-38　國 3 南下鶯歌-大溪路段之綜合流率與速率關係.....96
圖 4-39　國 1 南下泰山-林口間上坡路段平均自由速率隨地點之變化.....98
圖 4-40　國 3 北上竹林-寶山間上坡路段平均自由速率隨地點之變化.....98
圖 5-1　國 1 北上三義坡度路段縱切面 104
圖 5-2　國 3 南下大溪-龍潭路段之流率與速率關係.....106
圖 5-3　平坦路段正常化自由速率之累積分佈 107
圖 5-4　平坦路段大車及小車欲採用之平均加速率 107
圖 5-5　國 3 南下鶯歌-大溪路段內車道代表性流率與速率之關係.....112
圖 5-6　高速公路基本路段內車道小車車距與速率之關係 112
圖 5-7　國 1 及國 3 高速公路基本路段穩定車流正常化流率與正常化速率之關係(內車道).....114
圖 5-8　國 3 及國 5 公路隧道穩定車流正常化流率與正常化速率之關係(內車道) 114
圖 5-9　國 1 及國 3 路肩穩定車流正常化流率與正常化速率之關係.....115
圖 5-10　高速公路基本路段及隧道壅塞狀況正常化流率與正常化速率之關係(內車道).....115
圖 6-1　2 車道路段之代表性流率與速率關係 123
圖 6-2　2 車道且路肩開放路段之代表性流率與速率關係 124
圖 6-3　3 車道路段之代表性流率與速率關係 124
圖 6-4　3 車道且路肩開放路段之代表性流率與速率關係 125
圖 6-5　4 車道路段之代表性流率與速率關係 125
圖 6-6　路肩之代表性流率與速率關係 126
圖 6-7　123kg/kW 聯結車從高速進入上坡後速率與行車距離的關係 126
圖 6-8　123kg/kW 聯結車從停車加速進入上坡後速率與行車距離的關係.127

圖 6-9　123kg/kW 聯結車從停車加速進入下坡後速率與行車距離的關係.127

表 目 錄

頁次

表 2.1 TRB 容量手冊之基本路段容量.....6
表 2.2 德國容量手冊坡度小於 3%、重車不超過 5%時之高速公路容量樣本.....7
表 2.3 澳洲 State of Victoria 坡度≦2%之高速公路 Maximum Sustainable Flow Rate 之樣本.....7
表 2.4 TRB 2016HCM 高速公路基本路段服務水準劃分標準.....8
表 2.5 德國容量手冊高速公路服務水準等級劃分標準.....9
表 2.6 荷蘭容量手冊 V/C 比與在 30 分鐘內會進入壅塞之或然率的關係....9
表 2.7 「2011 年臺灣公路容量手冊」高速公路基本路段服務水準劃分標準.....10
表 2.8 Webster 及 Elefteriadon 模擬所得之小客車當量.....15
表 2.9 Tanaboriboon 之小車當量估計值.....16
表 2.10 Ahmed 所估計之平均車距及相關小客車當量樣本.....17
表 2.11 圖 2-3 及圖 2-4 車種組成代號之定義.....18
表 3.1 國 5 最接近隧道出口之偵測器位置.....26
表 3.2 彭山隧道北上出口附近之偵測器全日流量(輛)估計值.....27
表 3.3 適用資料所屬之偵測器地點.....33
表 3.4 大客車存在所產生之額外車距估計模式.....36
表 3.5 國 5 隧道大客車之小車當量估計模式(P=0.05).....37
表 3.6 大客車小車當量隨速率及大客車比例之變化.....38
表 3.7 國 3 分析之偵測器地點.....39
表 3.8 單體貨車(大車)及聯結車所產生之額外車距估計模式.....41
表 3.9 國 3 隧道只有小車及一種大型車輛時，大型車之小車當量估計模式(大型車比例：5%).....45
表 3.10 單體貨車(大車)及聯結車之小車當量隨車種比例及速率之變化.....46

表 3.11　雪山隧道北上 15.488K 平均每車道最高流率估計值（2018 年資料）.....52
表 3.12　中和隧道南下 34.835K 平均每車道最高流率估計值（2011 年資料）.....52
表 4.1　國 1 及國 3 適用基本路段之可能所在地.....68
表 4.2　適用偵測器之地點.....71
表 4.3　國 1 及國 3 偵測器資料之每日大車及聯結車比例.....73
表 4.4　路肩未開放路段車種之車道分佈.....74
表 4.5　路肩開放路段車種之車道分佈.....74
表 4.6　穩定車流狀況之車道使用率估計模式.....80
表 4.7　壅塞狀況下車流之車道分佈.....81
表 4.8　國 1 及國 3 大型車輛在平坦路段之小車當量估計模式.....83
表 4.9　偵測器資料所顯示之平坦路段最高流率平均值.....97
表 5.1　德國雙車道郊區公路代表性重車爬坡特性與 HTSS 模式模擬特性之比較.....101
表 5.2　AASHTO 公路設計代表性重車爬坡特性與 HTSS 模式模擬特性之比較.....101
表 5.3　AASHTO 120kg/kW 代表性重車低速進入上坡及下坡路段之行車性與 HTSS 模式模擬特性之比較.....103
表 5.4　國 1 北上三義路段平均自由速率現場值與 HTSS 模擬值之比較...105
表 5.5　圖 5-7~圖 5-10 上下限曲線及圖 5-11 曲線之關係模式.....117
表 6.1　舊版與修定版以 V/C 比為指標之服務水準劃分標準.....122
表 6.2　舊版與修定版以速限及平均速率差距為指標之服務水準.....122

第一章 緒論

1.1 計畫背景及目的

交通部運輸研究所（以下簡稱本所）在 1990 年（民國 79 年）出版「臺灣地區公路容量手冊」[1]，該手冊所提供之分析方法乃根據美國 Transportation Research Board (TRB) 1985 年之公路容量手冊[2]，而且缺乏本土交通特性資料。因此本所隨後展開一連串的研究工作來修訂 1990 年手冊，並在 2001 年及 2011 年先後出版「2001 年臺灣地區公路容量手冊」[3]及「2011 年臺灣公路容量手冊」 [4]，惟 2011 年手冊中仍有部分章節尚未修訂或須配合車流特性變化再作調整。尚未修訂的章節包含：

1. 第七章 高速公路交織區段
2. 第十章 市區地下道路
3. 第十二章 雙車道郊區公路
4. 第十四章 非號誌化交叉路口
5. 第十五章 圓環
6. 第十九章 行人設施

修訂 2011 年容量手冊之一大瓶頸是缺乏可靠的工具來分析有超車區域或坡度路段的公路，這些公路的交通運作相當複雜。因此，許多國家發展模擬模式來分析雙車道公路及其他有坡度路段的公路，美國的 CORSIM[5]及 TWOPAS[6]，德國之 LASI[7]，澳洲之 TRARR[8]及瑞典之 VTI 模式[9]為其中之一些模式。

臺灣尚缺乏能模擬本土雙車道公路及其他有坡度路段公路的模擬模式，為了克服此困境，本所從 2012 年開始發展一多功能的交通系統模擬模式 (Highway Traffic Systems Simulation Model，簡稱 HTSS 模式)[10,11,12]。此模式只要經過進一步的微調，就可用來分析許多類型的公路。

HTSS 模式之發展消除了分析郊區雙車道公路及其他有坡度路段公路的困難。因此本所展開一為期三年的計畫，修訂 2011 年容量手冊中急需更新，或已有資料更新之章節，已出版新版手冊。各期工作項目如下：

(一)第 1 年期(2016 年)工作項目

本期工作重點為分析本所蒐集之郊區雙車道公路於坡度路段之自由速率資料，以調校本所發展 HTSS（Highway Traffic Systems Simulation）模

式，並據以修訂容量手冊第十二章郊區雙車道公路。另依據本所近年來於公路容量之研究發現，以及有關新版公路容量手冊之更新內容，修訂第一章緒論、第二章基本觀念，主要工作項目包括：

1. 修訂第一章緒論。
2. 修訂第二章基本觀念。
3. 修訂第十二章郊區雙車道公路。
4. 依據調校後之模式，編訂新版 HTSS 模式使用者手冊。

(二)第 2 年期(2017 年)工作項目

本期工作重點為分析本所蒐集之郊區多車道公路平直路段流量-速率關係及上坡路段不同車種自由速率變化特性，再調校 HTSS 模式，以修訂容量手冊第十一章郊區多車道公路非阻斷性車流之部分。另對於新版第十章市區地下道路之分析方法予以校閱，以及編輯新版「臺灣公路容量手冊」內容，主要工作項目包括：

1. 修訂第十一章郊區多車道公路非阻斷性車流之部分。
2. 校閱及編訂新版第十章「市區地下道路」。
3. 依據調校後之模式，編訂新版 HTSS 模式使用者手冊。
4. 編輯 2011 年臺灣公路容量手冊中將納入新版手冊之章節。

(三)第 3 年期(2018 年)工作項目

本期工作重點為分析高速公路車流特性，以調校 HTSS 模式，並據以修訂容量手冊第四章高速公路基本路段，以及更新「公路隧道」章節之資料。主要工作項目包括：

1. 修訂第四章「高速公路基本路段」。
2. 編訂新章「公路隧道」。
3. 依據調校後之模式，編訂 2018HTSS 模式使用者手冊。
4. 依據前期及本期修訂之章節，編訂新版「臺灣公路容量手冊」初稿。

第一期及第二期的工作已完成[13, 14]。本報告說明第三期工作的執行細節及結果。

1.2 報告內容

本報告第二章回顧有關高速公路基本路段及公路隧道之文獻。第三章描述臺灣公路隧道的交通特性及容量手冊新章「公路隧道」之編訂。此新章之初稿列於本報告之附錄 D。第四章分析國道 1 號及 3 號高速公路基本路段之車流特性，此工作未能涵蓋國道 5 號，其原因是國道 5 號基本路段之流率不高，缺乏從穩定狀況進入壅塞狀況之資料。第五章說明 2018HTSS 模式之微調工作，此模式之使用者手冊列於附錄 H。第六章說明修訂第四章「高速公路基本路段」的重點。此修訂版的初稿列於附錄 I。第七章歸納公路隧道及高速公路的主要車流特性、本計畫之工作成果，並建議後續之研究工作。

第二章 文獻回顧

2.1 高速公路基本路段

高速公路基本路段指高速公路上，車流不受上、下游隧道、匝道或主線燈號控制所影響之路段。這種路段可能在平坦地區，也可能有上、下坡及平曲線，其運作特性受幾何設計、駕駛行為、車種組合及交通控制策略等因素的影響。

2.1.1 容量之定義、估計方法與訂定值

容量為公路之一重要運作特性，基本路段之容量通常受制於下游瓶頸路段的運作，容量沒有一致的定義。美國 Transportation Research Board（TRB）之 2016 年公路容量手冊（2016HCM）[15]將容量定義為：“The maximum sustainable hourly flow rate at which persons or vehicles reasonably can be expected to traverse a point or a uniform section of a lane or roadway during a given time period under prevailing roadway, environmental, traffic, and control conditions.”但是“能持續（Sustainable）”之實用意義則有不同的解釋。如果幾何設計是根據尖峰 15 分鐘之流率，則容量應代表經常能持續最少 15 分鐘之最高流率[16,17]，但有些設計規範及分析工具[18,19]則採用能持續 1 小時之最高流率來訂定容量，最高流率並非是一固定值，其值隨時間及不同日期之車流狀況而變。

估計容量之一方法是根據現場資料所顯示的流率、速率與密度的關係[20]建立誤差最小之代表性關係，然後用從這關係所估計得的最高流率來代表容量。TRB 之容量手冊、英國之公路設計規範[21]及德國公路容量手冊[22]所列之容量或設計流率皆採用此方法，亦有文獻建議容量應根據車流從穩定進入不穩定狀況之前的最大流率來訂定[23,24,25]。在現場資料不足的情況下，模擬模式常成為一不可缺少之分析工具[5,18,26]。最近幾年來，根據車流從穩定進入不穩定狀況之前的流率及相關機率以估計容量的方法日漸受重視[19,25,27,28]，例如澳洲 State of Victoria 的設計規範[19]採用 Maximum Sustainable Flow Rate 的觀念，此觀念以 15 分鐘內車流進入不穩定狀況之機率等於 1%之流率做為容量之估計值，荷蘭公路容量手冊[27,28]也用類似的觀念訂定容量。

各國用以分析交通運作或幾何設計之容量不相同。臺灣公路容量手冊[4]指出速限為 100 公里/小時之基本路段內車道，在行車環境良好時的容

量可達 2,300 小車/小時，外車道的容量則只有 2,000 小車/小時。TRB 容量手冊[15,16,17]所設定之基本狀況（車道寬最少 12 英呎；右側最少有 6 英呎之淨空、平直路段、只有小車等）容量，如表 2.1 所示。

TRB 沒有直接提供坡度路段的容量，這些容量的估計必須根據坡度、坡長、車種及大車之比例之相關小客車當量，但坡度路段上大車之小客車當量難以可靠的估計。此外，TRB 之每車道容量值不隨車道數而變。事實上車道數一增加，較外側車道之功能一般會減低。因為這些考量，德國及澳洲 State of Victoria 之手冊根據車道數、坡度之範圍及大車比例訂定容量，表 2.2 及 2.3 為坡度不大時之容量。

荷蘭的容量手冊[27,28]設定一套標準狀況來訂定容量，標準狀況包括：最高速限 100 或 120 公里/小時，15%之車輛長度超過 5.6 公尺，坡度小於 2.5%，其他狀況良好。在這狀況下，單向 2 車道之高速公路容量為 4,300 輛/小時，單向 3 及 4 車道之容量則各為 6,200 及 8,200 輛/小時。

表 2.1 TRB 容量手冊之基本路段容量

平均自由速率 英哩/小時(公里/小時)	容量 (小車/小時/車道)
75 (120)	2,400
70 (112)	2,400
65 (104)	2,350
60 (96)	2,300
55 (88)	2,250

資料來源：[15]

表 2.2 德國容量手冊坡度小於 3%、重車不超過 5%時之高速公路容量樣本

單向車道數	速限(公里/小時)	長途	都會區
2	無	3,700	3,900
	120	3,800	3,900
	100/80/VSL	3,800	4,000
	隧道	3,700	3,900
3	無	5,300	5,700
	120	5,400	5,700
	100/80/VSL	5,400	5,800
	隧道	5,300	5,700

資料來源：[29]

表 2.3 澳洲 State of Victoria 坡度≦2%之高速公路 Maximum Sustainable Flow Rate 之樣本

車道數	管理系統	重車比例		
		0%	5%	10%
2	Managed	4,175	3,975	3,800
3		6,050	5,775	5,525
4		7,800	7,450	7,125
5		9,275	8,875	8,475
2	Unmanaged	3,550	3,400	3,225
3		5,150	4,925	4,700
4		6,625	6,325	6,050
5		7,875	7,525	7,200

資料來源：[19]

2.1.2 績效指標

各國用以評估基本路段的績效指標也有差異。TRB 容量手冊用密度將服務水準劃分成 A、B、C、D、E 及 F 六等級，如表 2.4 所示。A 級代表自由旅行狀況；B 級及 C 級代表行車自由程度仍相當高，但已稍受限制；D 級代表車與車之間之干擾顯著，因此平均速率顯著下降的情況；E 級代表流率已接近容量，車流從穩定進入不穩定狀況的可能性比在 D 級時高得多的情況；需求流率超過容量時的服務水準為 F 級。

表 2.4 TRB 2016HCM 高速公路基本路段服務水準劃分標準

服務水準等級	密度(小客車/英哩/車道)	
	市區(Urban)	郊區(Rural)
A	≦11	≦6
B	11~18	6~14
C	18~26	14~22
D	26~35	22~29
E	35~45	29~39
F	＞45	＞39
註：1 英哩＝1.6 公里		

資料來源：[20]

德國的容量手冊[22,29]用流量/容量比（Volume/Capacity ratio，簡稱 V/C 比）將服務水準劃分成表 2.5 所列之 6 級。澳洲 State of Victoria 只用 15 分鐘內進入壅塞狀況的或然率等於 1%來決定一幾何設計是否可接受。荷蘭之手冊沒有劃分服務水準等級，但提供 V/C 比與在 30 分鐘內會進入壅塞之或然率的關係，如表 2.6 所示。

表 2.5 德國容量手冊高速公路服務水準等級劃分標準

服務水準等級	V/C 比
A	≦0.30
B	0.31~0.55
C	0.56~0.75
D	0.76~0.90
E	0.91~1.0
F	＞1.0
*如有可變速限之管制，0.90 用 0.92 代替	

資料來源：[22,29]

表 2.6 荷蘭容量手冊 V/C 比與在 30 分鐘內會進入壅塞之或然率的關係

V/C 比	壅塞或然率
＜0.3	0%
0.3~0.8	＜1%
0.8~0.9	＜20%
0.9~1.0	20~100%
＞1.0	100%

資料來源：[27]

上述手冊使用單一績效指標（如 V/C 比或密度）評估坡度路段可能誤判實際之服務水準。在坡度路段上，V/C 比可能低，但相關的平均速率也低，所以 V/C 比及密度皆不足以反映用路人關心的速率。因此之故，臺灣容量手冊另外用速限與平均速率的差距協助評估[4]。

臺灣公路容量手冊所用之服務水準劃分標準如表 2.7 所示，根據 V/C 比所訂定的劃分標準須用最近現場資料所顯現的流率與速率關係做必要的調整，根據速率與速限差距的劃分在應用上常須借重模擬模式。此外，V/C 比超過 1.0 時，服務品質不能接受，故無需進一步用速率與速限的差距來評估，因為速率比速限低 20 公里/小時的狀況多半屬 V/C 比超過 1.0 的車流，故宜將表 2.7 之 6 差距等級減少到 3 等級左右。

表 2.7「2011 年臺灣公路容量手冊」高速公路基本路段服務水準之劃分標準

V/C 比	服務水準等級	速限減平均速率 (公里/小時)	服務水準等級
≦0.35	A	≦5	1
0.36~0.60	B	6~10	2
0.61~0.85	C	11~15	3
0.85~0.95	D	16~25	4
0.95~1.00	E	26~35	5
＞1.00	F	＞35	6

資料來源：[4]

2.1.3 坡度路段之分析方法

評估坡度路段的交通運作不容易，利用公式及圖表之評估方法中，TRB 容量手冊[15,16,17]所用的方法最複雜，但也不合理。此方法須將分析狀況轉換成對等基本狀況，然後用圖 2-1 所示之流率與速率關係估計平均速率及密度。

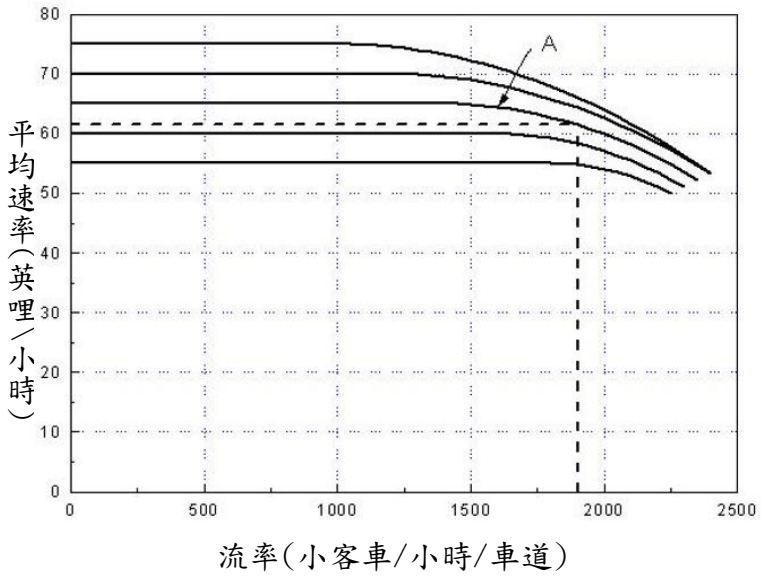


圖 2-1 TRB 容量手冊基本狀況下高速公路基本路段之流率與速率關係

資料來源：[15]

應用圖 2-1 時須先估計分析路段在基本狀況下之平均自由速率，若沒有現場資料（如規劃分析），TRB 提供下式以估計基本狀況下之平均自由速率：

$$FFS = 75.4 - f_{LW} - f_{LL} - 3.22TRD^{0.84} \quad (2.1)$$

此式中，

FFS = 分析路段在基本狀況下之平均自由速率（英哩/小時），

f_{LW} = 車道寬調整因素（英哩/小時），

f_{LL} = 右側淨空（lateral Clearance）調整因素（英哩/小時），

TRD = 匝道密度（每英哩匝道數）。

從式 2.1 所估計之 FFS 決定圖 2-1 中那一流率與速率關係適用於代表分析路段在基本狀況下之車流特性。應用圖 2-1 之另一工作是將分析路段之車流用小客車當量轉換成對等小客車車流。TRB 之小客車當量隨坡度、坡長及重車（貨車/大客車及休旅車）比例而變，其值在 1.5 及 7.0 之間。

上述方法不合理之主要原因在於式 2.1 並沒有考慮坡度及坡長對 FFS 之影響，如有現場資料，則不必使用式 2.1 估計 FFS，分析路段之平均自由速率可能遠低於圖 2-1 中之最低平均自由速率（55 英哩/小時），因而圖 2-1 沒有充分的資料供分析所用。

以圖 2-2 國道 1 號高速公路三義坡度路段的車流特性為例，如果分析對象是有 30%大車之第 4 車道（最外側車道），實際的 FFS 可能不到 80 公里/小時，但從式 2.1 所估計得之 FFS 可能是 65 英哩/小時（104 公里/小時）。在這情形下，圖 2-1 中之適用流率與速率關係為圖中之曲線 A，如果對等小車流率為 1,900 小車/小時，則第 4 車道平均速率之估計值大約為 61.5 英哩/小時（98 公里/小時），實際的平均速率則約在 75 公里/小時以下，因此分析結果不能反映實際之圖 2-2 車流狀況。

為了避免上述的困擾，德國及澳洲 State of Victoria 之手冊不採用小客車當量及基本狀況下之流率與速率關係，如表 2.2 及表 2.3 所示。這兩國家的手冊直接訂定在不同範圍內，各種車道數及大車比例之相關容量。因此沒有必要設定基本狀況下之流率與速率關係，也不必估計 FFS 及小客車當量。

坡度路段之交通運作很複雜，完全依靠現場資料來建立分析方法非常困難，因此本所著重發展公路交通系統模擬模式（Highway Traffic Systems Simulation Model，簡稱 HTSS 模式）來做為容量分析之工具[13,14]。此模

式可在將來協助發展簡化的分析手續。

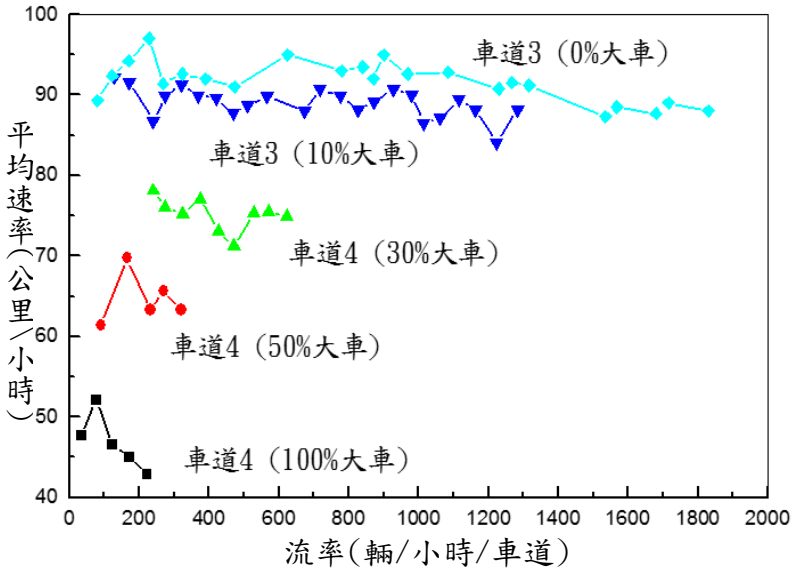


圖 2-2 三義上坡路段大車比例對流率與速率關係的影響

資料來源：[30]

2.1.4 小客車當量之估計方法

應用小客車當量可簡化平坦路段的分析，而且美國也用小客車當量訂定用路人之付費分配（cost allocation）[31,32]，因此如何合理的估計小客車當量深受注重。

小客車當量之觀念起源於美國 1950 年之公路容量手冊[33]，該手冊將一部大車當成二部小客車來分析。“小客車當量（passenger car equivalent）”這名詞則在美國 1965 年之容量手冊[34]才開始使用，從 1950 年來，美國 TRB 及其前身 Highway Research Board 之容量手冊所用之小客車當量有數度變化，2010 年手冊將平坦路段上貨車/大貨車（truck/bus）之小客車當量定為 1.5。

小客車當量沒有一致的定義及估計方法[35]，例如 1965HCM 根據大車對小車造成的延滯將大車之小客車當量定為 1.7，一些研究則根據只有小車及有混合車種之車流在密度相同或 V/C 比相同時車流特性（如流率）的差距估計小客車當量[36,37,38,39,40]，其他研究則常比較只有小車時之車距與混合車流之車距來估計小客車當量[35,41,42,43,44]。

估計小客車當量之方法常只將車種分成小車（或小客車）及大車，但不同大車有不同長度及性能，因此宜將大車進一步分類，例如 TRB 2000

年及隨後之容量手冊將大車分成貨車/大客車及休旅車兩類。有些研究根據美國 FHWA 之車種分類方式[45]劃分成 13 種，車種的類型越多，估計小客車當量所需之資料也越大，在缺乏現場資料的情況下，許多研究利用電腦模擬估計當量[36,40,41]。

在一車流中，大車的存在增加平均車距，造成流率降低，因此合理估計小客車當量的一方法是比較有大車時之平均車距及只有小車時之平均車距。一經常採用的簡單方法是根據下式估計小客車當量[42,43,44,46]：

$$E_{ij} = \frac{H_{ij}}{H_{bb}} \tag{2.2}$$

此式中，

E_{ij} = 車種 j 之車輛跟隨車種 i 之車輛時之小客車當量，

H_{ij} = 車種 j 之車輛跟隨車種 i 之車輛時之平均車距，

H_{bb} = 基準車種之車輛跟隨基準車種之車輛的平均車距。

式 2.2 中之 H_{bb} 通常代表只有小車時之平均車距，比較 H_{ij} 及 H_{bb} 以估計 E_{ij} 須用車流狀況相似的資料，因此現場資料常根據流率或速率的範圍劃分成幾個組群來分析[35,43]。TRB 容量手冊目前所用的貨車/大客車當量及根據密度為 20 小車/英哩/車道及總重/馬力比為 164 lb/hp 之車流。

在一多車道路段上，小客車跟隨小客車之平均車距可能隨車道位置而變。例如在同一時段中，內側車道的流率有高於外側車道流率之現象，換言之，外側車道之小客車平均車距可能高於內車道小客車平均車距。因此如果 H_{bb} 是根據內車道之小客車平均車距所訂定，則外側車道小客車之 E_{ij} 可能大於 1.0，這問題尚未有人深入的探討。

Huber[36]建議用下式估計貨車之小客車當量：

$$E_T = \frac{1}{P_T}\left(\frac{q_B}{q_M} - 1\right) + 1 \tag{2.3}$$

此式中，

E_T = 貨車之小客車當量，

P_T = 貨車之比例，

q_B = 只有小客車時之流率，

q_M = 含有小客車、貨車及其他車種之混合車流之流率。

式 2.3 中之 P_T 只代表貨車之比例，但 q_M 則是所有車種互動所造成之流率。因此式 2.3 所估計得之 E_T 實際上不是貨車之小客車當量。除非車流中只有小客車及貨車兩類，則式 2.3 中之 P_T 應改為所有大車之總比例，而且所估計得之 E_T 代表所有大車之整合小客車當量。

因為流率為平均車距之倒數，所以 Krammes 及 Crowley[38]建議將式 2.3 改為：

$$E_T = \frac{1}{P_T}\left(\frac{H_M}{H_B} - 1\right) + 1 \tag{2.4}$$

此式中，

H_M = 混合車流之車輛之平均車距，

H_B = 只有小車時之基準平均車距。

式 2.3 中 P_T 及 E_T 之定義與式 2.4 中 P_T 及 E_T 之定義有同樣的缺陷，此外，應用式 2.4 時，H_M 是根據不同車流所估計的平均值，如果此平均車距之相關流率與現場流率不吻合，則從此式所估計的 E_T 會有更大的誤差。

如果車輛只分成小車及大車兩類，則式 2.4 中混合車流中車輛的平均車距可估計如下：

$$H_M = (1-P)PH_{SL} + (1-P)PH_{LS} + (1-P)^2H_{SS} + P^2H_{LL} \tag{2.5}$$

此式中，

P = 大車之比例，

H_{SL} = 大車(L)跟隨小車(S)之平均車距，

H_{LS} = 小車(S)跟隨大車(L)之平均車距，

H_{SS} = 小車(S)跟隨小車(S)之平均車距，

H_{LL} = 大車(L)跟隨大車(L)之平均車距。

Krammes 及 Crowley 將式 2.4 之 HM 用式 2.5 之 HM 取代，得到下式：

$$E = \frac{(1-P)(H_{SL} + H_{LS} - H_{SS}) + PH_{LL}}{H_{SS}} \tag{2.6}$$

此式中，

E = 大車之小車當量。

如果車種超過兩類，式 2.4 中之 H_M 可依照不同車種在前後位置之組合

及該組合之相關平均車距來估計，但從式 2.4 所估計得之小客車當量只能代表所有車種之合成小客車當量。目前沒有可靠的方法估計車種超過 2 類時，個別車種之小客車當量。

過往研究所估計得的小客車當量顯示小客車當量有類似的性質，但當量值則隨分析方法及資料來源而異。Webster 及 Elefteriadon[40]以模擬所得之小客車當量，隨流率的增加而升高，如表 2.8 所顯示。換言之，小客車當量隨速率的增加而減少。其他幾個研究所估計的小客車當量有同樣的現象[35,36,38,42,47,48]，「2011 年臺灣公路容量手冊」分析高速公路基本路段所用之小客車當量也隨速率的增加而減小。

表 2.8 Webster 及 Elefteriadon 模擬所得之小客車當量

流率 輛/小時/車道	2 軸 單體貨車	4 軸 半聯結車	5 軸 半聯結車
500	1.03	1.09	1.02
1,000	1.05	1.04	1.05
1,500	1.07	1.06	1.14
2,000	1.04	1.15	1.42

資料來源：[40]

Tanaboriboon 之研究[43]將車種分成小車、中型車及大型車以探討流率接近容量時之小車當量，結果如表 2.9 所示，大型車之車距及相關小車當量最高。

Krammes 及 Crowley[38]利用在美國 Houston 及 Chicago 高速公路蒐集的資料探討流率在 400~1,300 輛/小時/車道範圍之狀況。他們發現貨車跟隨小車之平均車距比貨車跟隨後車大，小車跟隨大車之平均車距則與小車跟隨小車沒有顯著差別。他們建議 TRB 容量手冊所訂定之服務水準屬 A 級時的適用小客車當量為 1.1，服務水準降到 C 級時則宜使用 1.4 之小客車當量。這些建議值與其他研究結果類似[34,47,48]。

表 2.9 Tanaboriboon 之小車當量估計值

車種		平均車距 (秒)	小車當量
前車	後車		
中型	大型	3.23	1.65
小型	大型	3.20	1.64
大型	大型	2.90	1.50
大型	中型	2.67	1.37
大型	小型	2.54	1.30
小型	中型	2.14	1.10
中型	中型	2.06	1.06
中型	小型	1.97	1.01
小型	小型	1.95	1.00

資料來源：[43]

Seguin 等人[42]從市區（urban）高速公路蒐集了 287,000 個別車輛之資料，他們將流率分成 0~599、600~999、1,000~1,499、1,500~1,798 及 1,800~2,000 輛/小時/車道之組群。分析結果發現單體貨車及大客車之小客車當量從流率為 0~599 輛/小時/車道之 1.1 增高到流率為 1,800~2,000 輛/小時/車道時之 1.6。在同一流率範圍內，聯結車之小客車當量從 1.1 增高到 2.0。但基本路段上半聯結車之小客車當量平均只有 1.21。

Al-Kaisy 等人[44]根據加拿大高速公路車流在壅塞狀況時（流率：2,100~2,400 輛/小時/車道）之車距估計大車之小客車當量，此研究所估計的當量在 1.70 及 4.09 之間。Ahmed[46]用 120 萬個別車輛之資料探討小客車當量，其在兩個速率範圍之平均車距及相關小客車當量如表 2.10 所示。

表 2.10 Ahmed 所估計之平均車距及相關小客車當量樣本

速率 (英哩/小時)	車種		平均車距 (秒)	小客車當量
	前車	後車		
10~15	小車	小車	3.18	1.00
	小車	4 軸半聯結車	4.09	1.28
	小車	5 軸半聯結車	5.36	1.69
	小貨車	小車	3.33	1.05
	4 軸半聯結車	小車	4.14	1.30
	5 軸半聯結車	小車	5.51	1.73
45~50	小車	小車	2.06	1.00
	小車	4 軸半聯結車	3.03	1.47
	小車	5 軸半聯結車	3.53	1.71
	小貨車	小車	2.03	0.99
	4 軸半聯結車	小車	2.49	1.21
	5 軸半聯結車	小車	2.62	1.28

資料來源：[46]

Drakopoulos 等人[35]從 5 個高速公路基本路段蒐集了 3,981,810 個別車輛的資料，他們將速率分成 9 範圍，並將車種依照 FHWA 之分類方式分成 13 種來估計不同前後車車種組成之平均車距及相關小客車當量，結果如圖 2-3 及圖 2-4 所示。這兩圖中前後車車種組合之代號的定義如表 2.11 所示。

表 2.11 圖 2-3 及圖 2-4 車種組成代號之定義

代號	前車	後車
202	小客車、小貨車及箱型車	小客車
203	小客車、小貨車及箱型車	小貨車及箱型車
204	小客車	大客車
205	小客車	2 軸單體大貨車
208	小客車	4 軸半聯結車
209	小客車	5 軸半聯結車
402	大客車	小客車
502	2 軸單體大貨車	小客車
802	4 軸半聯結車	小客車
902	5 軸半聯結車	小客車

資料來源：[35]

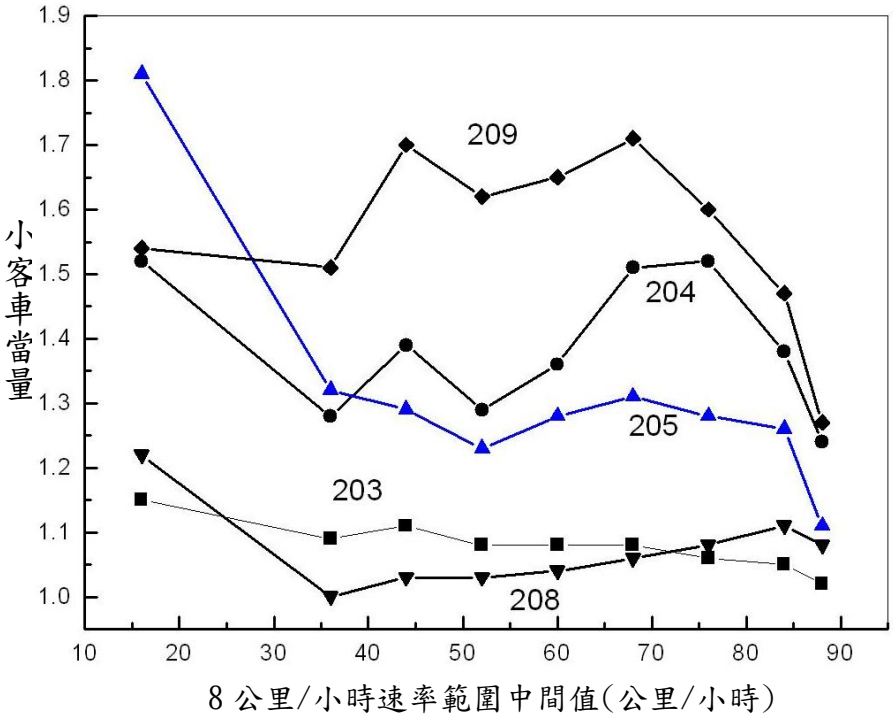


圖 2-3 大車跟隨小車之小客車當量

資料來源：[35]

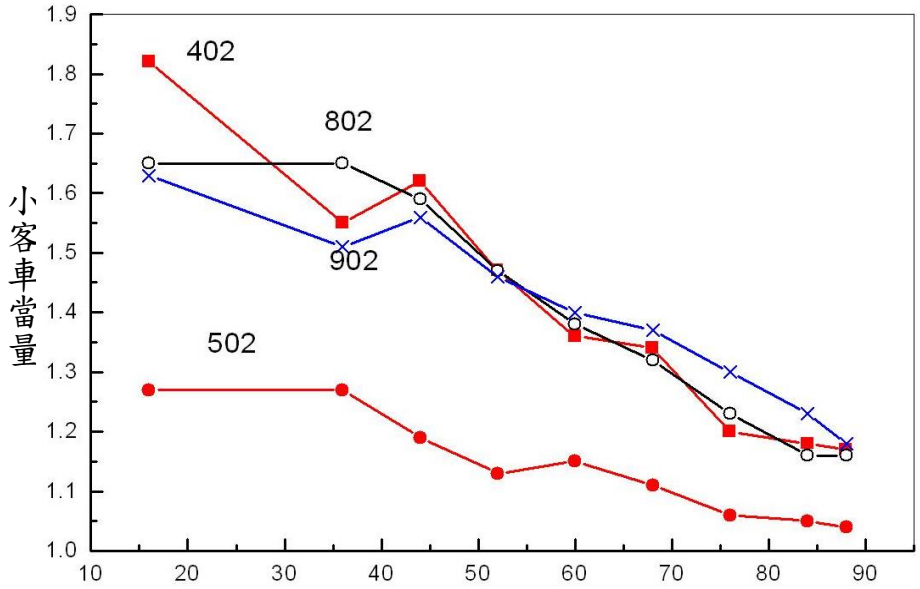


圖 2-4 小車跟隨大車之小客車當量

資料來源：[35]

從圖 2-3 可知，大車跟隨小車時速率低於 20 公里/小時（嚴重壅塞）之小客車當量比速率高於 85 公里/小時之當量高，在這兩速率範圍之間，小客車當量與速率的關係不穩定。大客車跟隨小客車或小車（代號 204）在速率範圍 65~80 公里/小時之小客車當量特別高；5 軸半聯結車跟隨小車（代號 209）以 40~80 公里/小時速率行進時的小客車當量也比在較低速率時之當量高，這些現象的原因不詳。另一意料之外的現象是小貨車跟隨小車（代號 203）之小客車當量接近，或甚至比 4 軸半聯結車跟隨小客車（代號 208）的當量高，但 5 軸半聯結車跟隨小客車（代號 209）的當量則比 4 軸半聯結車跟隨小客車（代號 208）之當量高得多。

圖 2-4 顯示小車跟隨重車之小客車當量有隨速率之增加（壅塞程度降低）而減少的現象，小客車跟隨大客車（代號 402）、4 軸半聯結車（代號 802）及 5 軸半聯結車（代號 902）之小客車當量比小客車跟隨 2 軸單體大貨車之當量高得多。這現象可能是現場車距資料是根據前車車頭到後車車頭訂定所造成，如欲衡量不同車種所佔用的空間，則宜使用前車車尾及後車車尾估計車距。

上述文獻回顧所提示的重點可歸納如下：

1. 容量有不同定義及估計方法，合理的估計方法是根據從穩定進入不穩定狀況時之最高流率及其相關或然率，但目前仍缺乏一客觀的條件劃分穩定及不穩定車流之界限。
2. 坡度路段的分析不宜採用 TRB 容量手冊用小客車當量轉換混合車道之方法，德國及澳洲 State of Victoria 直接根據坡度範圍、大車比例及車道數以訂定容量的方法比較容易應用，但這些方法尚未提供估計坡度路段上平均速率之資料。
3. 平坦路段的分析可採用小客車當量之觀念，但訂定可靠之當量值所需的現場資料龐大，車種最少宜分成小車、單體大貨車及大客車及聯結車，車距宜根據前車車尾到後車車尾來估計。
4. 建立分析高速公路基本路段方法所需的資料龐大，目前急需完成的工作在於利用現場資料微調 HTSS 模式以提供一分析工具，此模式可在將來協助發展簡化之分析方法。

2.2 公路隧道

公路隧道係指讓車輛從兩端進出之封閉式結構體。歐洲國家將長度超過 100 公尺之這種結構體定義為隧道[49]，美國之 FHWA 則不用長度對隧道下定義[50]，臺灣高速公路上共有 26 個長度最少 150 公尺之隧道[51]。這些隧道以國道 5 號公路上的雪山隧道（長 12.9 公里）、彭山隧道（長 3.8 公里）及石碇隧道（長 2.7 公里）最長，省道也有不少隧道，其中在台 76 線之八卦山隧道長 4.9 公里，這些隧道的流率偏低。

2.2.1 安全規定

行車安全一向是隧道運作最受注重的事項，公路隧道一有事故，其對用路人安全及公路運輸功能的影響很嚴重。1993 年到 2001 年 10 月之間，歐洲長隧道內（包括 Mont Blanc, Tauern 及 Saint Gotthard）一連串的大車禍[52,53,54]更引起世界各國對隧道行車安全的注意。聯合國及歐盟國家、美國、加拿大等國家皆大力推動有關防火科技、防災措施、安全標準及安全檢查之研究或法規[55,56,57,58,59,60,61,62,63,64]。

2.2.2 容量、速限、行車間距

目前交通界對隧道內車流特性的了解很缺乏，現有文獻多只提及隧道之容量及交通管制，如速限、變換車道及超車。

隧道容量隨地點有相當大的差異，例如美國 Boston 之 Callahan 隧道（長 1.54 公里、速限 64 公里/小時、單向 2 車道）最多可承載 1,650 輛/小時/車道[66]，加州之 Caldecott 隧道（長 900 公尺）的容量為 2,200 小車/小時/車道[67]，日本公路隧道的容量大半在 1,100~1,350 輛/小時/車道[68]，德國公路容量手冊[22,29]將長途公路上之隧道容量定為 1,770~1,850 輛/小時/車道（坡度＜3%），澳洲 State of Victoria[19]在有智慧型管理系統之公路上的隧道容量在 1,900 小車/小時/車道左右（坡度≦2%；無大車），其中 Sydney Harbour Tunnel（2.7 公里長）的容量為 2,000 小車/小時/車道。本所 2011 年之一研究[63]指出雪山隧道之速限提高到 90 公里/小時之後的容量在 1,300~1,450 小車/小時/車道之範圍，彭山隧道的容量較高，但也只有 1,470~1,680 小車/小時/車道，國道 3 號隧道之容量在 1,600~2,000 小車/小時/車道之範圍[51]。

速限包括最高速限、最低速限及可變速限，多數公路隧道的速限在 55 到 120 公里/小時之間[65]，臺灣高速公路上隧道的速限在 90 及 110 公里/小時之範圍，雪山隧道原來的最低速限為 60 公里/小時，此速限在 2017 年 3 月 10 日提高為 70 公里/小時。因為車流密度增大時，速率很可能降到 70 公里/小時以下，所以最低速限的適用範圍限於車與車之間的互相干擾程度不高的狀況，提高最低速限是否能有效的提高隧道之運輸功能尚待探討。

除了速限之外，有些隧道禁止某些車種或危險物品進入，並限制變換車道[49]。有些國家進一步規定在隧道內的大車必須保持一最小間距，例如德國規定速率超過 50 公里/小時之大車必須保持 50 公尺以上的距離[69]，但規定小車必須保持一最小間距的國家很少，例如西班牙（Spain）規定在隧道中每車須保持最少 100 公尺之距離，重量超過 3,500 公斤之重車則須保持最少 150 公尺[70]，但聯合國之報告則認為這種規定不適合[55]。有些特殊的隧道也有最小行車距離的規定，例如 1999 年 Mont Blanc 隧道發生車禍導致 39 人死亡之後，有關機構規定車輛在行駛中最少須保持 50 公尺之距離[71]，Gotthard 隧道在 2001 年大車禍（死亡 11 人）之後，有關單位規定 150 公尺為最少間距，而且重車之最大流率限制為 150 輛/小時/方向[72]，Mont Blanc 及 Gotthard 兩隧道皆雙向行車，各方向只有一車道而且只用標線分隔車流，臺灣國道高速公路規定雪山隧道內之車輛

在正常狀況下必須保持 50 公尺以上的行車距離，如因道路壅塞、事故或其他特殊狀況導致速率低於 20 公里/小時或停止，仍應保持 20 公尺以上的距離。一 2009 年之研究[73]發現在 2006 年與 2011 年期間，雪山隧道的行車距離與速率的關係有顯著的變化，如圖 2-5 所示。臺灣之其他隧道車流不受最小行車距離之限制。

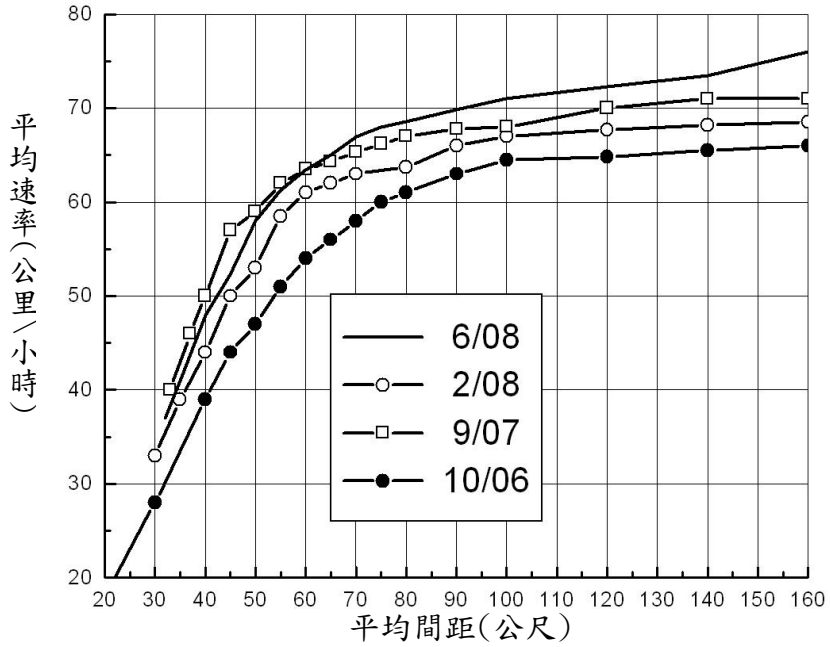


圖 2-5 雪山隧道南下車流行車距離之演變

資料來源：[73]

一般而言，駕駛人欲保持或應保持之距離隨速率而變。用固定的最小行車距離管制車流容易擾亂正常駕駛行為，因而降低公路之運輸功能。例如美國 Washington 州交通部（State Department of Transportation）及 Washington 州警（State Patrol）在 2006 年合辦一計畫以改善該州第 5 號公路上一長 3.2 公里路段的行車安全。該計畫在該路段上每隔 49 公尺（相當於以速率 88 公里/小時行駛 2 秒之距離）畫白點，並要求駕駛人保持最少 2 白點距離[73]。結果本來預定執行一年的計畫，在實施一天之後就因產生嚴重塞車而被迫終止。

歐洲、加拿大、澳洲及美國許多州常用“2 秒”的車距教育駕駛人[56,74,75]，European Directive 2004/54[56,58,74]對隧道內之跟車距離的規定如下：

1. 小車最少應與前車保持 2 秒之行車距離；

2. 重車之行車距離須加倍（最少 4 秒）。

歐洲國家雖然採用“2 秒”車距之原則。但違法的車距常遠低於 2 秒，如下列的例子所示[74]：

Austria	＜ 0.4 秒
Denmark	＜ 2.0 秒
Finland	＜ 1.0 秒（小車）
	＜ 1.5 秒（大車）
France	＜ 2.0 秒（小車）
Netherlands	＜ 1.0 秒
Norway	＜ 0.3 秒（重量＜3.5 噸）
	＜ 0.5 秒（重量＞3.5 噸）
Sweden	＜ 1.0 秒

隧道常成為公路之瓶頸，為了協助評估隧道的容量及服務水準，本所在 2012 年編訂「公路隧道」[51]以便納入將來新版臺灣公路容量手冊。此新章根據 2012 年以前國道 1 號、3 號及 5 號高速公路車流特性資料。但國道高速公路局在 2017 年 3 月 10 日將雪山隧道的最低速限從 60 公里/小時提高到 70 公里/小時，並在同一年 6 月 15 日開始啟用自動科技執行系統。這些新的管制策略很可能改變駕駛行為及車流特性，因此「公路隧道」之內容以近期雪山隧道及鄰近彭山隧道之車流特性資料加以更新。

第三章「公路隧道」新章之編訂

3.1 背景

國道 3 號及國道 5 號高速公路有不少隧道，其中較長者包括國道 5 號之雪山隧道（12.9 公里）、彭山隧道（3.8 公里）及石碇隧道（2.7 公里）。這些隧道及鄰近路段有經常性之嚴重塞車狀況，國道 3 號鄰近臺北都會區路段有福德、木柵、景美、新店、碧潭、安坑、中和及埔頂等隧道，這些隧道的長度在 0.45 公里及 1.85 公里之間，其塞車狀況較不嚴重。了解隧道車流特性可協助隧道之規劃、設計及運作，因此本所於 2011 及 2012 年期間探討上述隧道之特性，並編定公路容量手冊新章「公路隧道」[51]。

隧道的車流特性容易受交通法規及法規執行之鬆緊所影響，例如 2015 年 3 月 29 日媒體傳出雪山隧道要啟用自動科技執法之系統之後，駕駛行為顯著的改更；2017 年 6 月 15 日科技執法正式實施之後也限制了隧道之交通運作，但 2012 年版之「公路隧道」未能反映這種車流特性的演變。

2012 年版「公路隧道」之另一缺陷是其所提供之容量分析方法繁雜，該方法先將車道個別分析，然後將個別車道之績效整合成單向所有車道之綜合績效，分析過程中需要估計車流在各車道之分佈，也需從許多圖中選擇適用之代表性流率與速率關係，這些代表性關係尚未用分析性模式來代表，因此不易應用。

面臨上述之缺陷，本計畫利用國 3 及國 5 近期之偵測器資料，進一步探討公路隧道車流特性。這工作的重點在於了解國道 5 號隧道車流在 2011 年及 2018 年之間的演變，並訂定單向車流之綜合流率與速率關係。本計畫所使用之偵測器資料涵蓋期間如下，車流較大之國定假日及週末：

2011 年國道 3 號：1 月 2 日～2 月 28 日，共 39 天。

2011 年國道 5 號：1 月 2 日～1 月 27 日，共 10 天。

2015 年國道 5 號：1 月 1 日～3 月 1 日，共 18 天。

2015 年國道 5 號：4 月 5 日～5 月 10 日，共 6 天。

2018 年國道 5 號：2 月 16 日～4 月 8 日，共 15 天。

2015 年 1 月 1 日到 3 月 1 日之間的資料涉及 2015 年 3 月 29 日媒體傳言自動科技執法要在雪山隧道實施之前的車流，2018 年的資料可顯示自動

科技執法在 2017 年 6 月 15 日正式實施之後之車流特性。

3.2 偵測器資料之檢核

3.2.1 檢核對象

偵測器資料包含每 5 分鐘內各車道上小車、大車及聯結車之流量、平均速率、平均車長及佔有率。車長不超過 5.5 公尺之車輛列為小車；車長超過 5.5 公尺但不超過 12.2 公尺者為大車；其他車輛稱為聯結車。偵測器資料不一定正確，所以必須加以檢核才能採用。前述 2011 年的資料已在早期研究工作[51,65]中檢核過，本計畫從不同角度檢核 2015 及 2018 年的資料。

公路隧道之交通功能受在出口的車流特性所限制，長隧道內（如彭山隧道及雪山隧道）的車流特性在長距離之間又可能有顯著的變化，所以本計畫先檢核在隧道內，最接近出口的偵測器資料，最接近隧道出口之偵測器位置如表 3.1 所示。如果這些偵測器未能提供可採用的資料，本計畫逐一檢核上游偵測器所提供之資料。

表 3.1 國 5 最接近隧道出口之偵測器位置

隧道	北上	南下
石碇	0.706K	3.178K
彭山	9.840K	12.945K
雪山	15.488K	28.236K

3.2.2 全日流量之一致性

國 5 隧道內之偵測器相當密集，平均大約每 350 公尺就有一偵測器。在隧道內，通過一偵測點的車輛必須通過下游之偵測點。因為兩鄰近偵測器之距離很短，所以一偵測器所估計之全日流量必須很接近鄰近偵測器所估計之流量（差異不超過 1.5%）。

根據上述原則檢核之結果顯示南下最接近出口之偵測器及其上游之鄰近偵測器能提供一致之全日流量估計值。最接近北上出口之偵測器中，只有 2018 年在彭山隧道出口之偵測器(9.840K)有問題。在 15 天中，此偵測

器持續嚴重低估全日流量。表 3.2 顯示其中 4 天之全日流量估計值。

表 3.2 彭山隧道北上出口附近之偵測器全日流量(輛)估計值

偵測器位置	2018 年 2 月			
	15 日	16 日	17 日	18 日
9.840K	18,501	9,446	7,037	6,113
10.866K	18,921	31,987	39,522	42,958
11.896K	18,806	32,040	39,492	43,142
12.922K	18,926	31,977	39,581	42,814

高速公路局 2015 年之 VD 資料顯示，表 3.2 中之 9.840K 及 10.866K 之間還有兩偵測器（位於 10.147K 及 10.506K），這兩偵測器比 10.866K 之偵測器還接近出口，但這兩偵測器的資料沒有出現在 2018 年之資料檔。因本計畫須使用大約位於相同地點的資料，探討 2011 年及 2018 年間車流特性的演變，所以本計畫不採用在 10.147K 或 10.506K 之 2015 年偵測器資料。

3.2.3 平均車長估計值之合理性

2018 年資料顯示小車平均車長大至在 3.8 公尺及 4.5 公尺之間，但北上 10.866K 處偵測器所估計的小車平均車長多數在 3.0~3.6 公尺之範圍，北上在 15.488K 處的小車平均車長估計值也多數在 3.9 公尺以下，這兩地點之偵測器似乎有低估小車車長之傾向。另一方面，最高平均車長的估計值為 12.1 公尺，接近大客車 12.2 公尺車長之上限。整體而言，2018 年之車長估計值之正確性雖然不能肯定，但與實際車長沒有不尋常之偏差。

2015 年之車長估計值則無法理解，以南下資料為例，內車道小車平均車長在 87 到 215 之範圍，整體小車平均車長在 20 及 7260 之間，而所有車輛平均車長則多數在 20 及 79 之間。不論這些數據的單位為何，這些資料顯然不可靠。

本計畫所需的主要資料為流率及平均速率，不直接使用車長探討車流特性，車長估計值之誤差是否與偵測器所估計之車種比例有關聯則不詳。

3.2.4 平均速率估計值之合理性

車輛偵測器有 2 線圈時，車輛通過線圈時的速率可估計為兩線圈上游端點的距離除以車輛進入各線圈感應區之時差，偵測器估計壅塞狀況時之流量可能有較大的誤差。

2015 年及 2018 年的資料顯示，有些偵測器所估計的平均速率誤差頗大，其中一問題是有不少平均速率估計值比速限高 20 公里/小時以上。估計值超過 200 公里/小時的情形也不少；另一問題是大車及聯結車之平均速率估計值常高於小車平均速率估計值。

另一方面，北上在隧道出口附近，位於 1.068K、10.866K、11.896K（或 11.903K）、15.488K 及 15.855K 之偵測器所估計之平均速率很少有大誤差，南下在 3.178K、12.945K 及 28.236K 處的偵測器也少有大誤差。這些地點平均每天大約只有 2 個 5 分鐘時段的速率估計值比速限高 20 公里/小時以上。南下在 3.178K 及 28.236K 處之最高估計值各為 117 公里/小時（速限 80 公里/小時）及 191 公里/小時（速限 90 公里/小時）。因為這種大誤差很少存在，所以對探討流率與平均速率之關係沒有實質的影響。

3.2.5 密度估計值之合理性

偵測器所提供之每分鐘流量及平均速率可用來估計相關之車流密度，臺灣高速公路偵測器所估計之平均速率為時間平均速率（time-mean speed）。在車流穩定的狀況下，此速率比空間平均速率（space-mean speed）約高 0~3 公里/小時，根據從流量轉換成之流率及空間平均速率，密度可估計如下：

$$D_1 = \frac{Q}{V_s} = \frac{Q}{V_t - \beta} \tag{3.1}$$

此式中，

D_1 = 從流率及空間平均速率推估之密度(輛/公里/車道)；

Q = 流率(輛/小時)；

V_s = 空間平均速率(公里/小時)；

V_t = 偵測器之時間平均速率估計值(公里/小時)；

β = V_t與 V_s之差距(公里/小時)。

密度也可根據佔有率、平均車長及偵測器感應區（detection zone）之長度來估計。這些參數之理論關係如下：

$$D_2 = \frac{10K}{L_v + L_d} \tag{3.2}$$

此式中，

D_2 = 從佔有率推估之密度(輛/公里/車道)；

K = 佔有率(%)；

L_v = 平均車長(公尺)；

L_d = 偵測器感應區之長度(公尺)。

因為 D_1 及 D_2 屬同一 5 分鐘的車流，所以其值應相等。但因式 3.1 中 β 及式 3.2 中之 L_v 及 L_d 的實際值為未知數，所以本計畫只要求在車流穩定的狀況下（D_1 小於 25~30 輛/公里/車道），D_1 與 D_2 之關係接近 $D_1 = D_2$。

本計畫假設 β =2 公里/小時，2018 年的平均車長等於偵測器之估計值，2015 年的平均車長固定為 4.6 公尺。國 3 及國 5 偵測器之線圈所占用之路段長度為 6.8 公尺，但其實際之感應區長度不詳。一般磁場線圈之感應區可能比線圈佔用之路段長 1 公尺左右，本計畫假設式 3.2 中之 L_d 等於 7.5 公尺。

根據上述假設比對 D_1 及 D_2 的結果列於本報告之附錄 A，從附錄 A 可知從多數偵測器所估計的 D_1 及 D_2 大致呈線性關係，而且在穩定車流狀況下（D_1＜25~30 輛/公里/車道）接近預期之 $D_1 = D_2$ 關係。D_1 之估計值有經常低於 D_2 估計值的現象。其中一可能原因是假設的感應區長度（L_d = 7.5 公尺）太長，如感應區長度改為 6.8 公尺，則 D_1 及 D_2 估計值的差距會顯著的縮小。

圖 3-1、3-2 及 3-3 顯示本計畫能接受之 D_1 及 D_2 關係樣本，圖 3-2 顯示在壅塞狀況下，D_1 及 D_2 可能有大差異。這現象之一原因是式 3.2 之理論關係不能完全反映壅塞狀況下密度與佔有率之關係。圖 3-3 也顯示在穩定車流狀況下，D_1 及 D_2 有時也會有大差異，這現象不尋常，可能是偵測器的資料有大誤差，但這些異常的 5 分鐘資料不多時，不會影響探討流率與速率關係之工作。

在所有比對過之偵測器中，2015 年北上 10.141K、2015 年北上 15.488K 及 2018 年北上 9.84K 處的偵測器未能提供合理的 D_1 及 D_2 關係，如圖 3-4、3-5 及 3-6 所示。

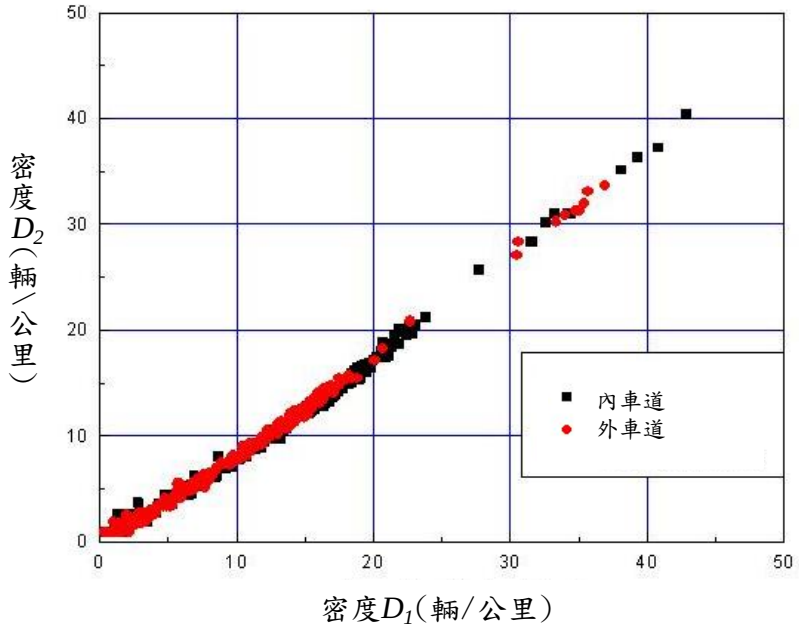


圖 3-1 國 5 北上 11.963K 之 D_1 及 D_2 估計值關係

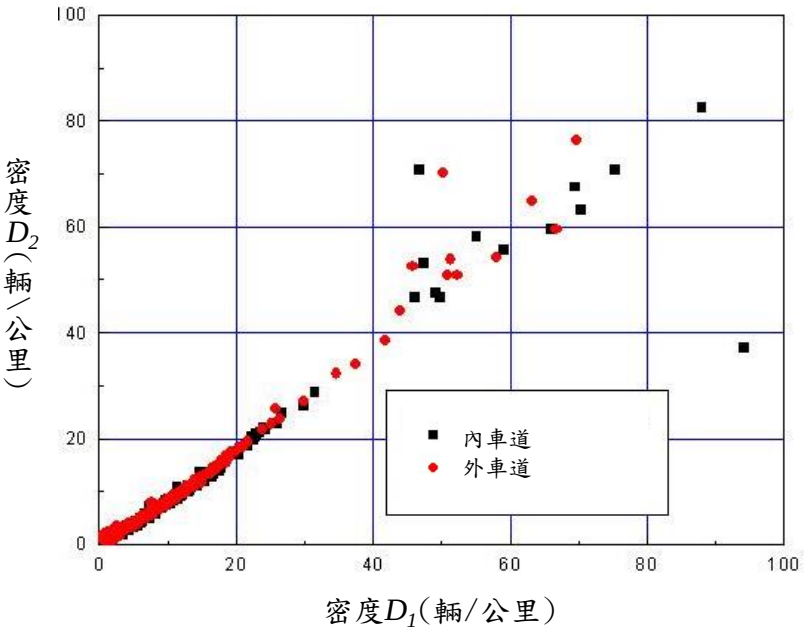


圖 3-2 國 5 南下 3.178K 之 D_1 及 D_2 估計值關係

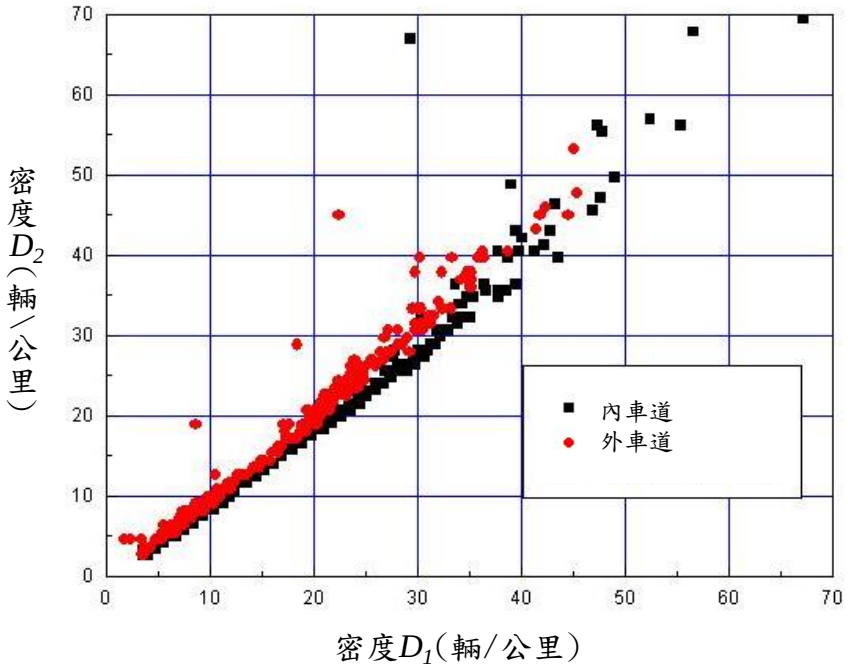


圖 3-3 國 5 南下 12.945K 之 D_1 及 D_2 估計值關係

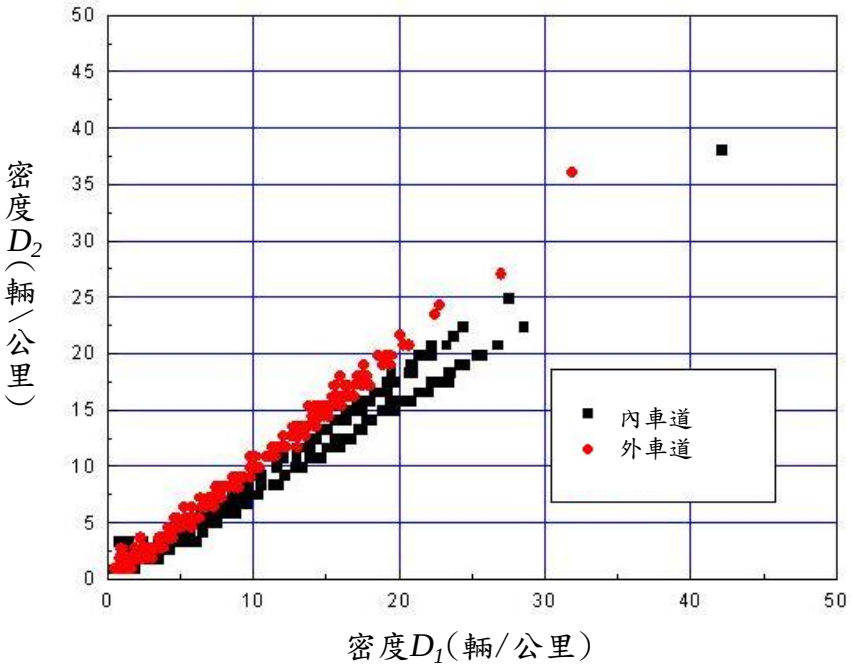


圖 3-4 國 5 北上 10.141K 之 D_1 及 D_2 估計值關係（2015 年）

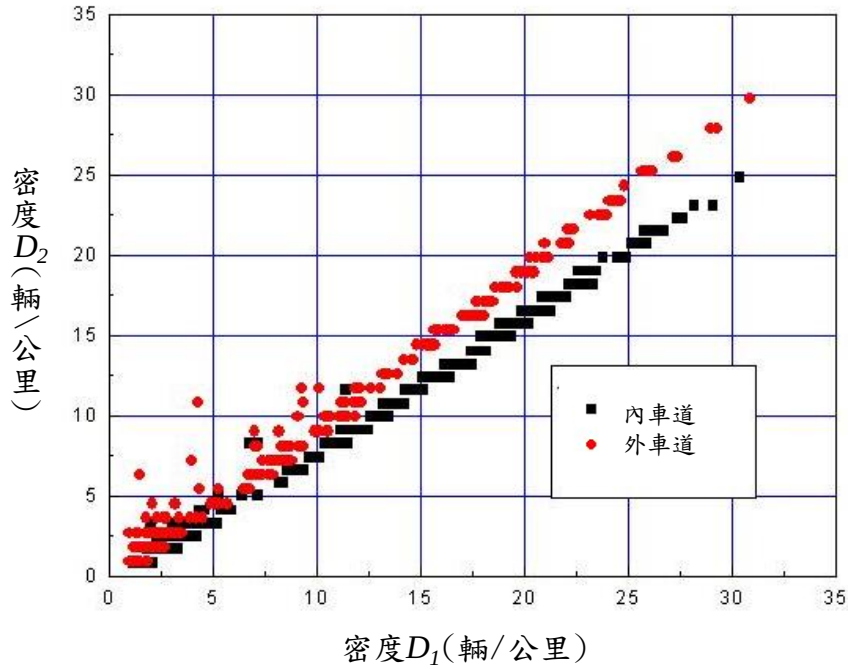


圖 3-5 國 5 北上 15.488K 之 D_1 及 D_2 估計值關係（2015 年）

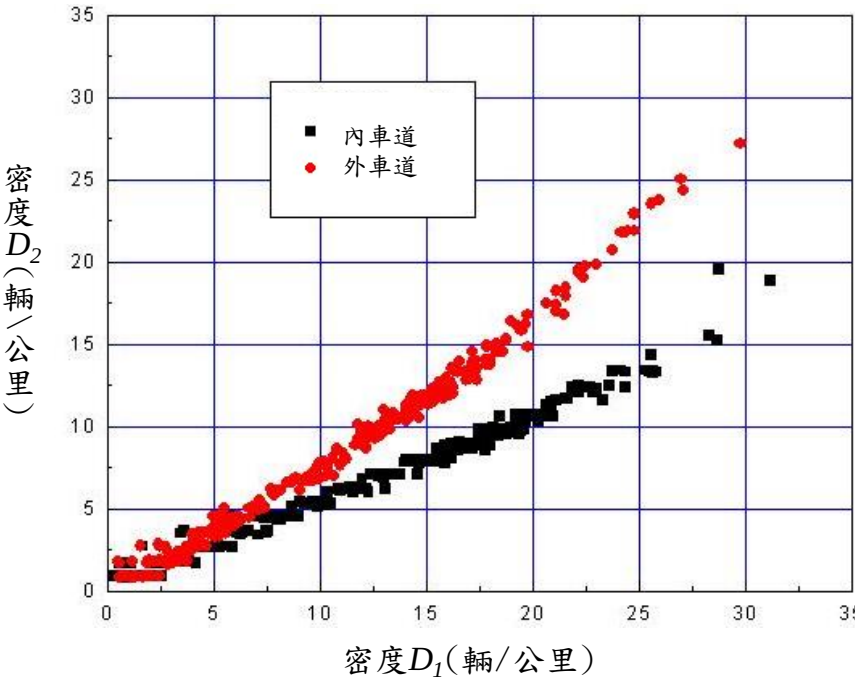


圖 3-6 國 5 北上 9.840K 之 D_1 及 D_2 估計值關係（2018 年）

3.2.6 適用之偵測器資料

根據上述比對之結果，本計畫採用列於表 3.3 之偵測器所提供之資料。

表 3.3 適用資料所屬之偵測器地點

隧道	北上		南下	
	2015 年	2018 年	2015 年	2018 年
石碇	0.706K	0.706K	3.178K	3.178K
彭山	11.896K	11.903K	12.945K	12.945K
雪山	15.855K	15.488K	28.236K	28.236K

3.3 國道 5 號公路隧道大客車之小車當量

國 5 隧道內之大型車輛事實上只有大客車，其他車輛可視為小車。國 5 的 ETC 收費資料顯示在 2015 年及 2016 年期間的大客車比例約在 3.6% 及 6.2%之間，目前國內沒有資料可準確的訂定這些大客車的小車當量。2012 年「公路隧道」假設大客車之小車當量為 1.5，本計畫探討是否須修定此當量值。

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

$$Q_s = Q(1-P)+QPE \tag{3.3}$$

此式中，

Q_s = 速率與混合車流速率大致相同時之對等小車流率(小車/小時)；

Q = 混合車流之流率(輛/小時)；

P = 非小車之車輛比例；

E = 非小車之車輛的小車當量。

若將式 3.3 中之流率用相關之平均車距來代替，則該式可改寫為

$$E = 1+\frac{1}{P}\left(\frac{H}{H_S}-1\right) \tag{3.4}$$

此式中，

H = 混合車流之平均車距(秒)；

H_S = 對等小車流率之平均車距，亦即車流中只有小車時之平均車距(秒)。

應用式 3.4 必須選擇，只有小車，而且平均速率大致等於混合車流平均速率的車流，做為比較之基準。如果混合車流只有小車及大客車 2 種車輛，則混合車流之平均車距 H 受下列 4 種跟車狀況時之平均車距所影響：

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

如果有上述 4 種跟車型態之平均車距，則混合車流之平均車距可估計如下：

$$H = H_{SS}(1-P) + H_{BS}P(1-P) + H_{SB}(1-P)P + H_{BB}P^2 \qquad (3.5)$$

此式中，

P = 大客車比例。

估計 H_{SS}、H_{BS}、H_{SB} 及 H_{BB} 需大量的現場資料，小車跟隨小車的平均車距 H_{SS} 可利用在 5 分鐘內只有小車時之偵測器資料來估計。圖 3-7 為偵測器資料所顯示之 H_{SS} 的一樣本，此圖顯示 H_{SS} 隨速率而變。H_{SS} 也會隨路段所在地而變，以圖 3-8 國道 3 號公路安坑隧道內之 H_{SS} 為例，在同一速率範圍內，安坑隧道內之 H_{SS} 比雪山隧道內之 H_{SS} 短，因為 H_{SS} 為訂定當量之基準，所以不同的 H_{SS} 會造成當量估計值之變異。

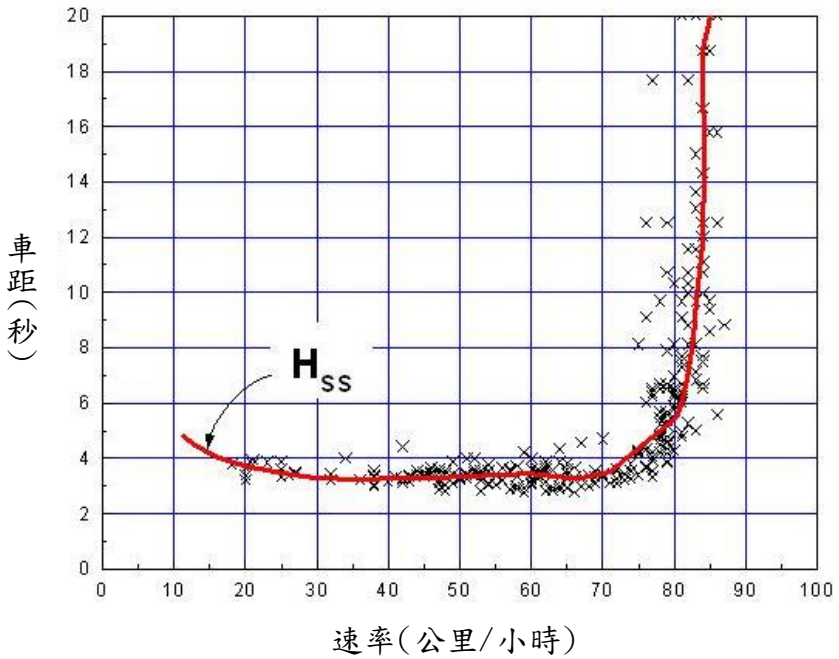


圖 3-7 國 5 雪山隧道北上 15.855K 小車跟隨小車之平均車距特性

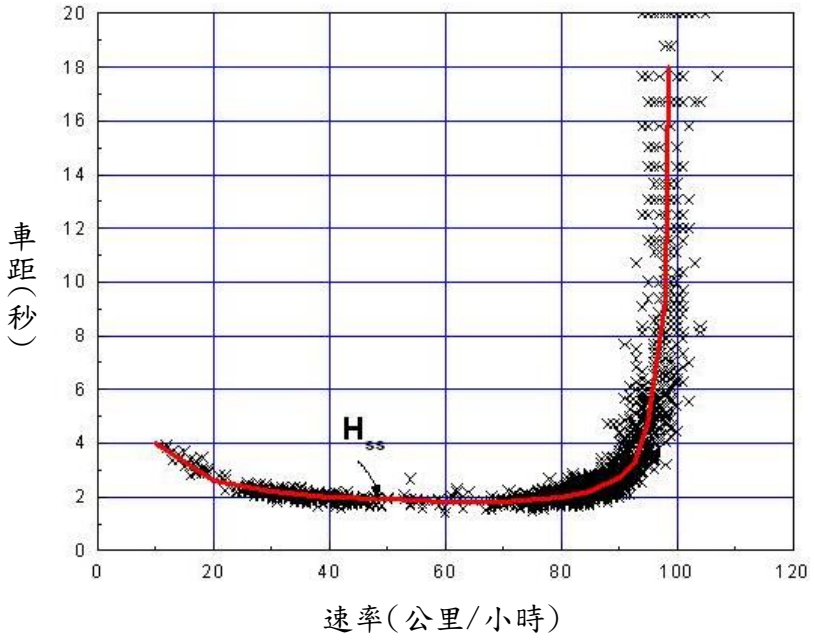


圖 3-8 國 3 安坑隧道南下 32.735K 小車跟隨小車之平均車距特性

國內沒有國 5 之 H_{BS}、H_{SB} 及 H_{BB} 等資料。Drakopoulos 等人[35]在美國執行之一大型研究計畫的報告指出，大客車跟隨小車及小車隨大客車的平均車距皆比小車跟隨小車之平均車距長，圖 3-9 顯示 H_{BS} 及 H_{SB} 與 H_{SS} 之差距，因大客車跟隨大客車之機率非常低，上述將近 3 年的研究工作未能提供可估計 H_{BB} 之參考資料。

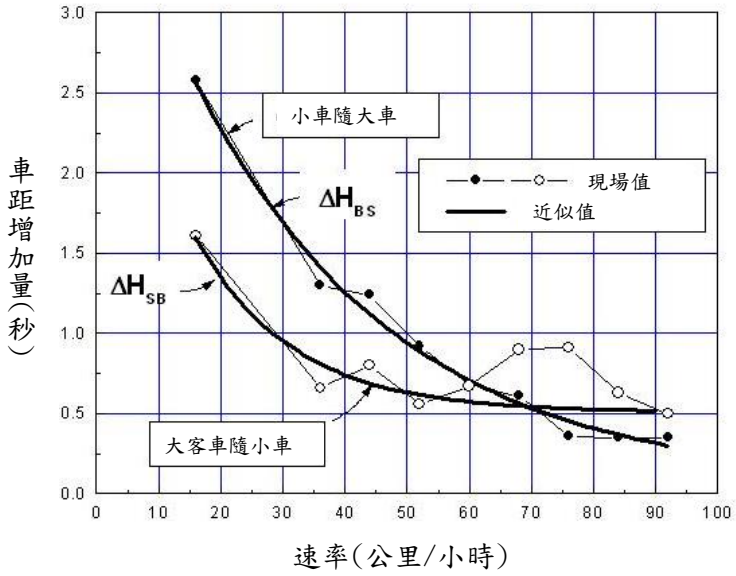


圖 3-9 大客車存在所產生之額外車距

從理論之角度而言，車速越高，車距會增長，車輛長度對駕駛行為（如車距）的影響會越不明顯。因此在高速情況下，H_{BS}、H_{SB} 與 H_{SS} 的差異會消失。圖 3-9 所顯示之小車跟隨大客車之額外車距與此預期的趨勢吻合，但速率範圍在 65 及 85 公里/小時之間時，大客車跟隨小車之額外車距反常的高，這現象的原因不明。本計畫參考現場資料並考慮預期之現象，將圖 3-9 中之額外車距用粗線所代表的關係來估計，這些代表性關係可用列於表 3.4 之模式來代表。

表 3.4 大客車存在所產生之額外車距估計模式

跟車型態		額外車距(秒)估計模式
前車	後車	
大客車	小車	$\Delta H_{BS} = 0.058 + 2.510\, e^{-\frac{V\text{-}16}{32.546}}$
小車	大客車	$\Delta H_{SB} = 0.51 + 1.09\, e^{-\frac{V\text{-}16}{15.594}}$
註：$\Delta H_{SB} = H_{SB}\text{-}H_{SS}$；$\Delta H_{BS} = H_{BS}\text{–}H_{SS}$ V = 速率(公里/小時)		

本計畫先利用只有小車時之 5 分鐘偵測器資料建立各隧道內小車跟隨小車之平均車距 H_{SS} 與速率的關係，然後根據表 3.4 之模式將 H_{SB} 及 H_{BS} 分別估計為 $H_{SB}=H_{SS}+\Delta H_{SB}$ 及 $H_{BS}=H_{SS}+\Delta H_{BS}$。大客車跟隨大客車之平均車距 H_{BB} 則假設等於小車跟隨大客車之平均車距 H_{BS}。如果假設大客車之比例為 5%，則從式 3.4 及 3.5 所估計得之大客車之小車當量，其性質如圖 3-10 所示。

圖 3-10 中各曲線顯示通過雪山、彭山或石碇隧道一偵測點之大客車小車當量，這些當量隨地點而變化，但變異範圍約在 0.2 之下，多數地點當量值的變異範圍不超過 0.1。速率是影響大客車小車當量之主要因素。因此本計畫用表 3.5 所列之模式代表圖 3-10 所示之當量與速率的關係。

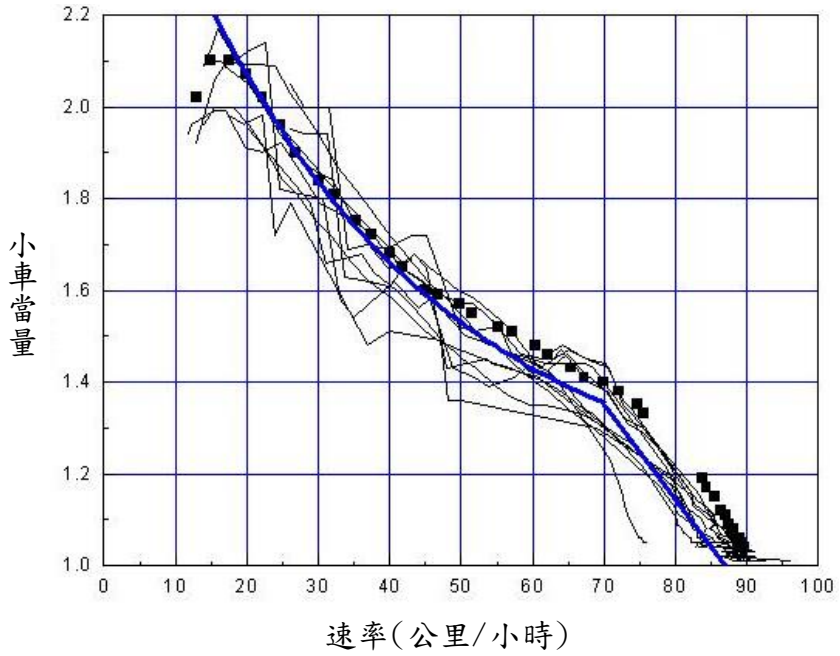


圖 3-10 國 5 隧道大客車之小車當量(2015 年及 2018 年資料)

表 3.5 國 5 隧道大客車之小車當量估計模式(P=0.05)

速率 V(公里/小時)	小車當量估計模式
$V \leqq 70$	$E_B = 1.13 + 1.66e^{-\frac{V}{34.93}}$
$70 < V \leqq V_f$	$E_B = 1 + 0.35(\frac{V_f - V}{V_f - 70})$
$V < V_f$	$E_B = 1$
$V_f = 87$	$E_B = 2.79 - 0.0206V$
註：V_f = 自由速率(代表值 = 87)	

根據式 3.4，小客車當量也受車種組成比例 P 之影響，車種比例 P 增加時，其相關之當量會減少，但車種比例的影響程度很低。這現象如表 3.6 的數據所示，車速超過 55 公里/小時之情況下，大客車之比例從 2.5%增加到 15%時，小車當量最多下降 0.03。速率不到 30 公里/小時之情況下，大客車比例之變化對小客車當量的影響也很小。

表 3.6 大客車小車當量隨速率及大客車比例之變化

速率	大客車比例			
(公里／小時)	2.5%	5.0%	10.0%	15%
18.0	1.96	1.94	1.91	1.88
21.0	2.01	2.00	1.97	1.93
26.0	1.68	1.66	1.64	1.62
35.5	1.74	1.73	1.71	1.68
40.0	1.62	1.61	1.59	1.57
46.3	1.53	1.52	1.51	1.49
51.0	1.48	1.47	1.45	1.44
55.6	1.42	1.41	1.40	1.39
60.0	1.37	1.36	1.35	1.34
64.7	1.33	1.32	1.31	1.30
69.9	1.31	1.30	1.29	1.28
79.1	1.16	1.16	1.16	1.15
80.0	1.14	1.13	1.13	1.12
80.3	1.12	1.11	1.11	1.11
80.7	1.10	1.10	1.10	1.09
81.1	1.08	1.08	1.08	1.08
81.4	1.06	1.06	1.05	1.05
81.8	1.05	1.05	1.05	1.05
82.2	1.04	1.04	1.04	1.04

現行法規規定雪山隧道內之大客車必須在正常行車狀況時保持 100 公尺之最小跟車距離，上述大客車之小車當量估計值沒有考慮此規定之影響。如果大客車在 70 公里/小時速率之跟車距離為 100 公尺，則相關小車當量為 1.67，比表 3.5 之估計值高 0.32，速率越高，此兩種估計值的差距越小。

規劃一公路設施所預測的未來車流狀況常有大誤差，為了減少低估流率的可能性，宜採用較高之小車當量。另一方面，大客車之比例在 5%以下時，小車當量即使有 0.1 之估計誤差，估計的對等小車流率也不會有不可接受的誤差。因此在常見的車流狀況下，表 3.5 所列之模式可用來估計大客車之小車當量。

從前述圖 3-10 亦可知，在車流未進入嚴重壅塞狀況時，大客車的小車當量在 1.0 及 1.4 之間。若分析的精度不必高，而且低估流率的可能性須減低，則也可採用 1.4 之小車當量以轉換大客車。

3.4 國道 3 號公路隧道大型車之小車當量

本計畫所用之國道 3 號公路隧道資料取自表 3.7 所列之偵測器地點，行駛國 3 隧道的車輛包括小車、大車及聯結車，大車為長度超過 5.5 公尺但不超過 12.2 公尺之車輛，所以大車之中可能有不少車距特性接近小車之小型貨車。2011 年偵測器資料顯示大車及聯結車之比例各在 3%~6%及 2%~3.5%之範圍。

表 3.7 國 3 分析之偵測器地點

隧道	偵測器地點	
	北上	南下
福德	19.211K	18.932K
木柵	22.224K	22.588K
景美	-	24.289K
新店	27.494K	28.172K
碧潭	28.694K	-
安坑	32.823K	32.735K
中和	34.723K	34.835K
埔頂 I	59.880K	59.655K

如果車流中只有大車及小車，或只有聯結車及小車，則大車及聯結車之小車當量可根據第 3.5 節所描述的手續來訂定。這工作需要小車跟隨小車、小車跟隨大車、大車跟隨小車、大車跟隨大車、小車跟隨聯結車、聯結車跟隨小車及聯結車跟隨聯結車之平均車距的現場資料，小車跟隨小車之平均車距 H_{SS} 可根據 5 分鐘內只有小車之偵測器資料來估計，前述圖 3-8 為 H_{SS} 特性之一樣本。

Drakopoulos 等人[35]之研究報告提供許多種跟車型態之相關平均車距，但是美國車種分類方式與臺灣高速公路偵測器資料的分類方式不一致，在這情況下，本計畫將大車視同為美國之單體貨車（Single-unit truck），並將聯結車分成 4 軸聯結車及 5 軸聯結車。為了描述方便起見，各車種及跟車型態之相關平均車距用下列代號來代表：

S ：小車；

SU ：單體貨車(大車)；

T4 ：4 軸聯結車；

T5 ：5 軸聯結車；

$H_{x\text{-}y}$ ：車種 y 跟隨車種 x 之平均車距(秒)。

Drakopoulos 等人之研究發現有大型車存在時，跟車之車距會比小車跟隨小車之車距 H_{SS} 長。根據該報告所提供之平均車距資料，圖 3-11~3-13 顯示在不同跟車狀況時之額外車距。本計畫用列於表 3.8 之模式估計這些額外車距。

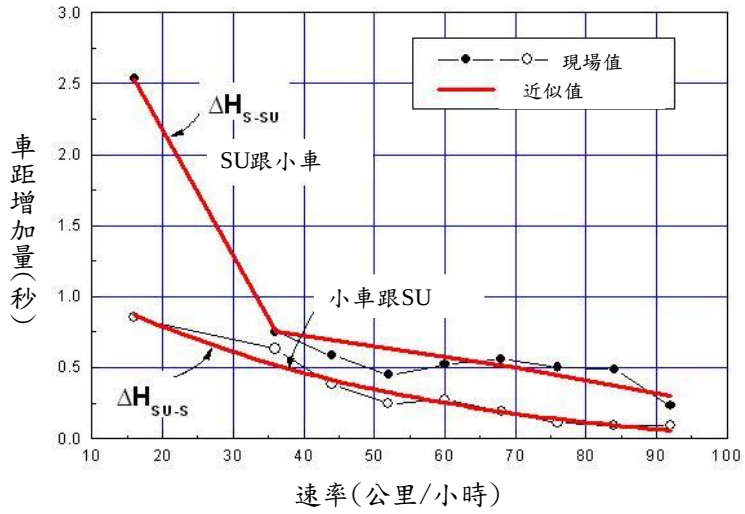


圖 3-11 單體貨車(大車)存在所產生之額外車距

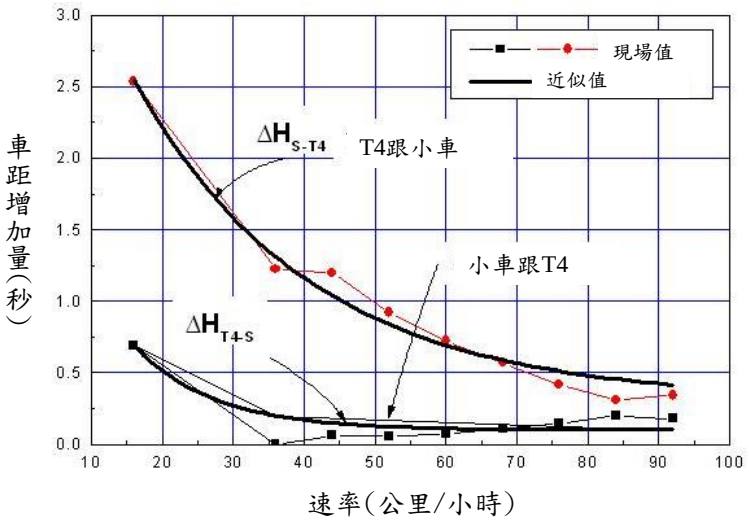


圖 3-12 4 軸聯結車存在所產生之額外車距

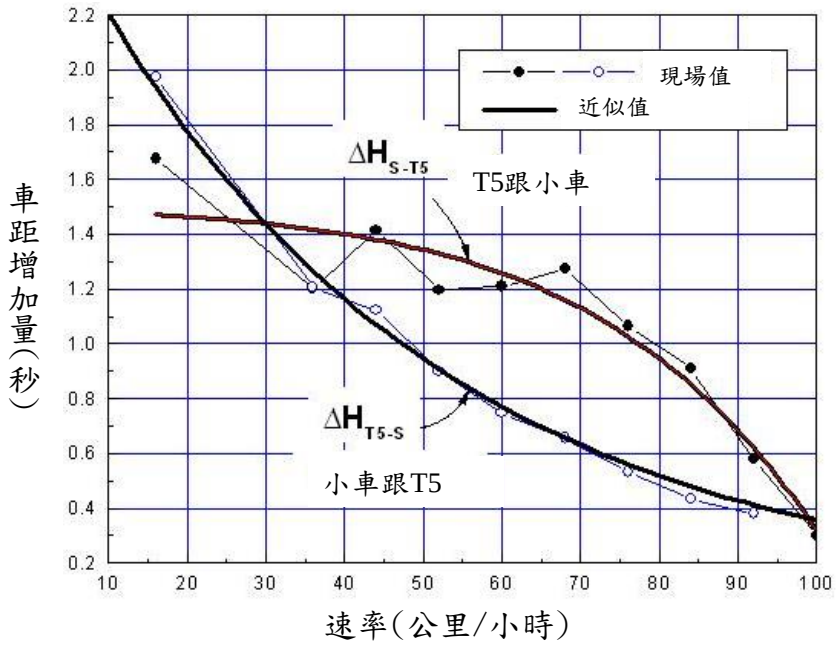


圖 3-13 5 軸聯結車存在所產生之額外車距

表 3.8 單體貨車(大車)及聯結車所產生之額外車距估計模式

跟車型態		速率 V (公里)	額外車距(秒)估計模式
前車	後車		
小車	單體貨車	≦36	$\Delta H_{S-SU} = 3.954 - 0.089V$
		＞36	$\Delta H_{S-SU} = 1.038 - 0.008V$
單體貨車	小車		$\Delta H_{SU-S} = -0.14 + 1.014e^{-\frac{V-16}{46.13}}$
小車	4 軸聯結車		$\Delta H_{S-T4} = 0.31 + 2.24e^{-\frac{V-16}{24.934}}$
4 軸聯結車	小車		$\Delta H_{T4-S} = 0.10 + 0.59e^{-\frac{V-16}{11.267}}$
小車	5 軸聯結車		$\Delta H_{S-T5} = 2.51 - 0.0395V + 1.715 \times 10^{-4}V^2$
5 軸聯結車	小車		$\Delta H_{T5-S} = 0.064 + 2.254e^{-\frac{V-7.6}{45.133}}$

目前沒有單體貨車跟隨單體貨車及聯結車跟隨聯結車的資料可供參考。本計畫假設：

$H_{SU\text{-}SU} = H_{SS} + H_{SU\text{-}S}$；

$H_{T4\text{-}T4} = H_{SS} + H_{T4\text{-}S}$；

$H_{T5\text{-}T5} = H_{SS} + H_{T5\text{-}S}$。

在上述狀況下，並假設車流中只有小車及 5%之單體貨車(大車)或只有小車及 5%之 4 軸或 5 軸聯結車，則各大型車種之小車當量如圖 3-14~圖 3-19 所示。將這些圖所顯示之南北向當量值相比較可知兩方向之當量值沒有顯著的差異。

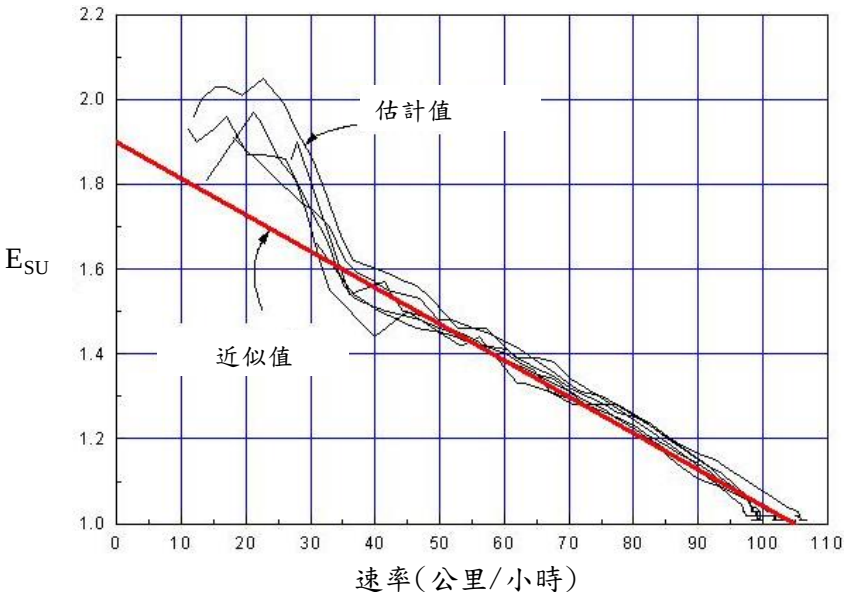


圖 3-14 國 3 隧道南下單體貨車(大車)之小車當量

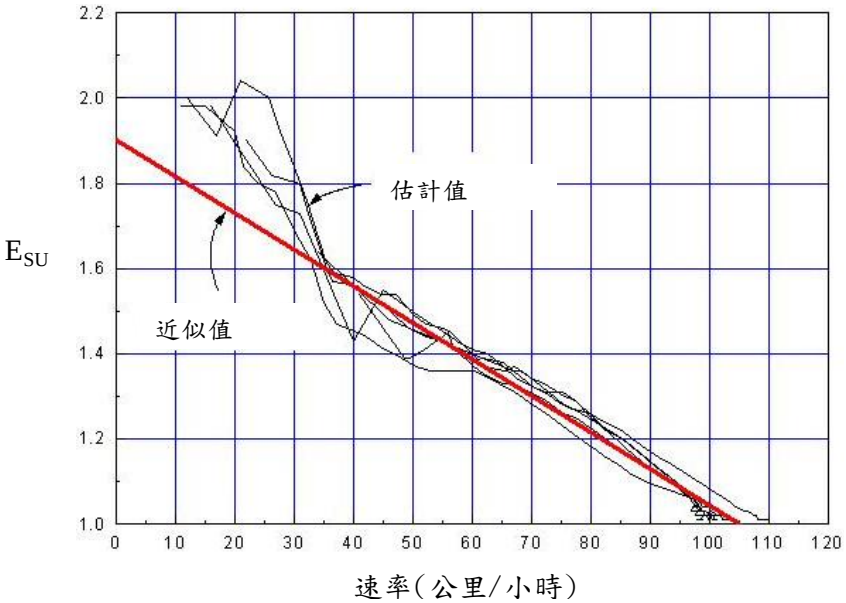


圖 3-15 國 3 隧道北上單體貨車(大車)之小車當量

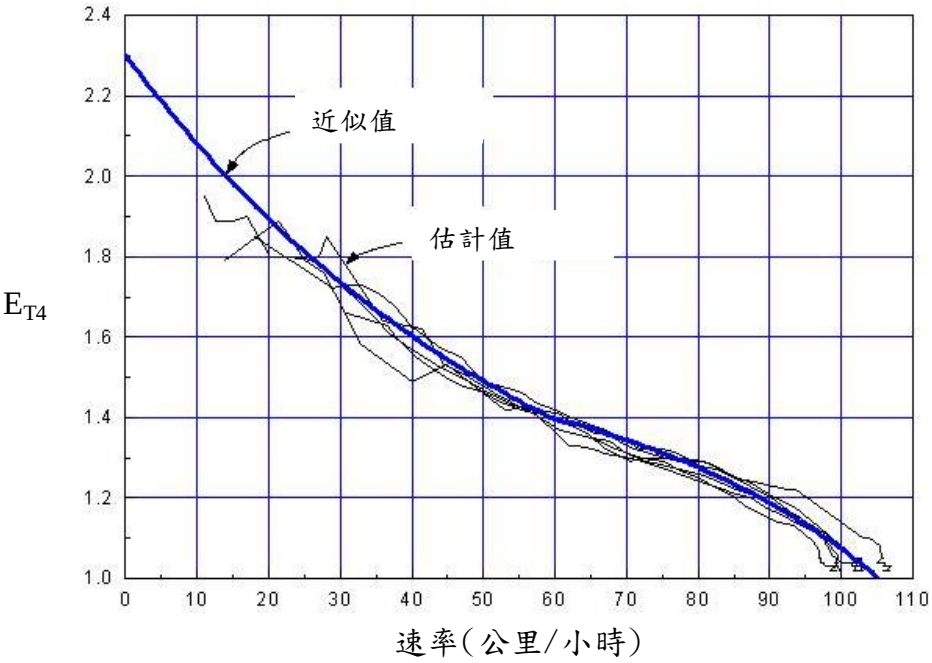


圖 3-16 國 3 隧道南下 4 軸聯結車之小車當量

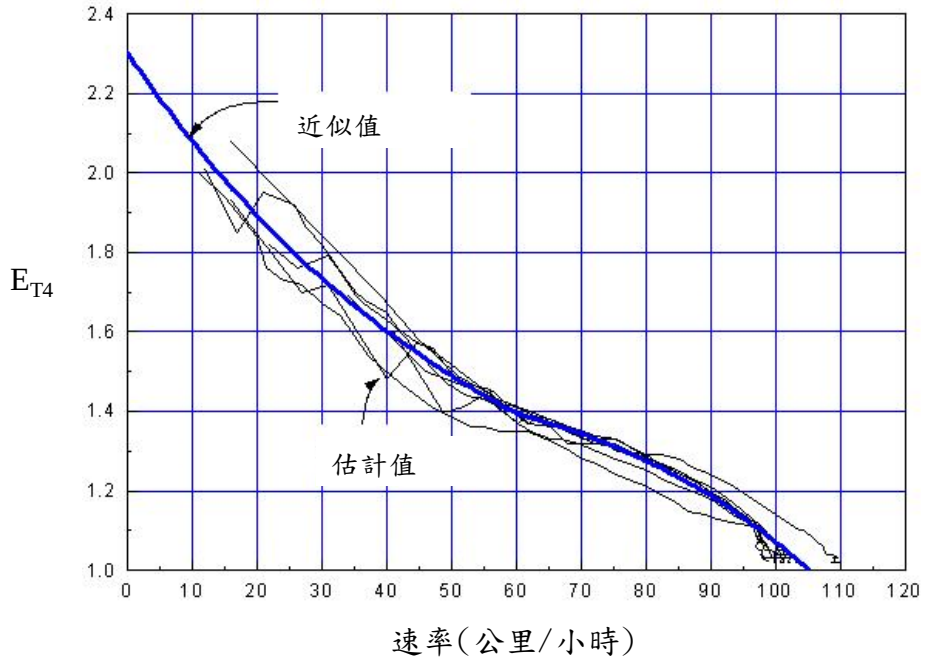


圖 3-17 國 3 隧道北上 4 軸聯結車之小車當量

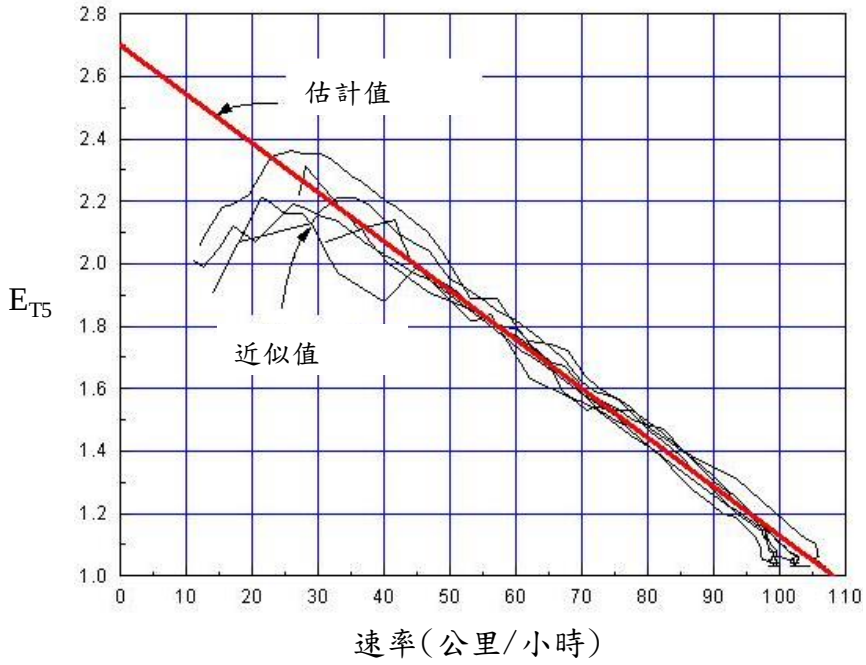


圖 3-18 國 3 隧道南下 5 軸聯結車之小車當量

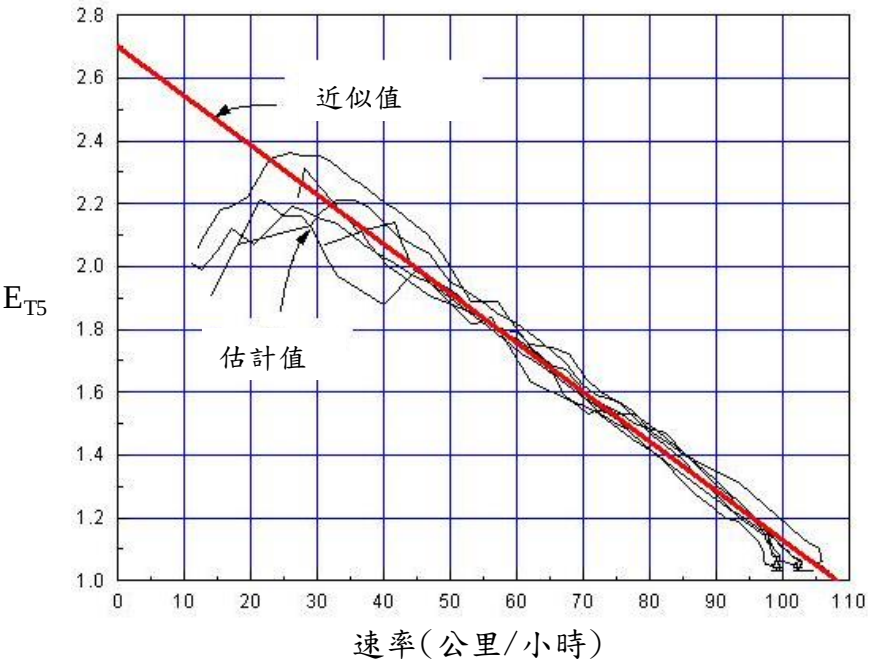


圖 3-19 國 3 隧道北上 5 軸聯結車之小車當量

上述各圖中小車當量與速率的關係可用列於表 3.9 之模式來估計，貨車及聯結車之當量也不隨這兩車種比例之大幅增減而有大變化，如表 3.10 所示。因此在常見的車流狀況下，可採用表 3.8 所列之模式來估計不同貨車或聯結車比例之相關當量。

表 3.9 國 3 隧道只有小車及一種大型車輛時，大型車之小車當量估計模式 (大型車比例：5%)

車種	速率 V(公里)	小車當量估計模式
單體貨車 (大車)	≦105	$E_{SU}=1.9-0.00857V$
	＞105	$E_{SU}=1.0$
4 軸聯結車	≦60	$E_{T4}=0.88+1.425e^{-\frac{V}{59.398}}$
	60~105	$E_{T4}=1.56-\frac{4.79}{1+e^{-\frac{V-173.9}{33.739}}}$
	≧105	$E_{T4}=1.0$
5 軸聯結車	≦108	$E_{T5}=2.7-0.0157V$
	＞108	$E_{T5}=1.0$

上述的分析假設車流中只有小車及單體貨車(大車)或只有小車及聯結車，如果車流中有小車、單體貨車(大車)及聯結車，則共有 9 種前、後車組合之跟車型態，因此式 3.5 不適用。蒐集這些跟車型態之相關平均車距所需的資源相當大，所以宜考慮採用比較簡便的方法估計對等小車流率。

一般而言，如車流中有大車及聯結車，則這兩種車輛之綜合小車當量會在兩車種個別小車當量之間。從圖 3-20 亦可知，在穩定狀況下(速率大約在 65 公里/小時以上)，各車種之小車當量差異不大，在壅塞狀況下，小車當量的差距也在 0.9 之內，因此多車種之綜合小車當量可合理的估計為各車種小車當量之加權平均值（weighted average）。換言之，對等小車流率可估計為：

$$Q_S = Q[1 + P_1(E_1 - 1) + P_2(E_2 - 1) + \cdots] \quad (3.6)$$

此式中，

Q_s = 對等小車流率(小車/小時)；

Q = 混合車流之流速(輛/小時)；

$P_i(i=1,2,...)$ = 車種 i(小車除外)之比例；

$E_i(i=1,2,...)$ =車流中只有小車及另一車種 i 時，車種 i 之小車當量。

表 3.10 單體貨車(大車)及聯結車之小車當量隨車種比例及速率之變化

速率(公里/小時)	單體貨車(大車)		4 軸聯結車	
	5%	10%	5%	10%
18.0	1.85	1.81	1.91	1.87
30.3	1.73	1.69	1.74	1.72
35.4	1.71	1.67	1.62	1.60
46.9	1.55	1.52	1.53	1.51
51.8	1.48	1.46	1.48	1.46
55.3	1.46	1.43	1.46	1.44
65.2	1.38	1.37	1.38	1.37
71.8	1.32	1.31	1.31	1.30
75.1	1.32	1.31	1.30	1.29
80.4	1.28	1.27	1.25	1.24
85.3	1.25	1.24	1.20	1.20
90.0	1.21	1.20	1.15	1.15
98.1	1.11	1.10	1.06	1.06
100.6	1.07	1.06	1.03	1.03
102.1	1.04	1.03	1.02	1.02

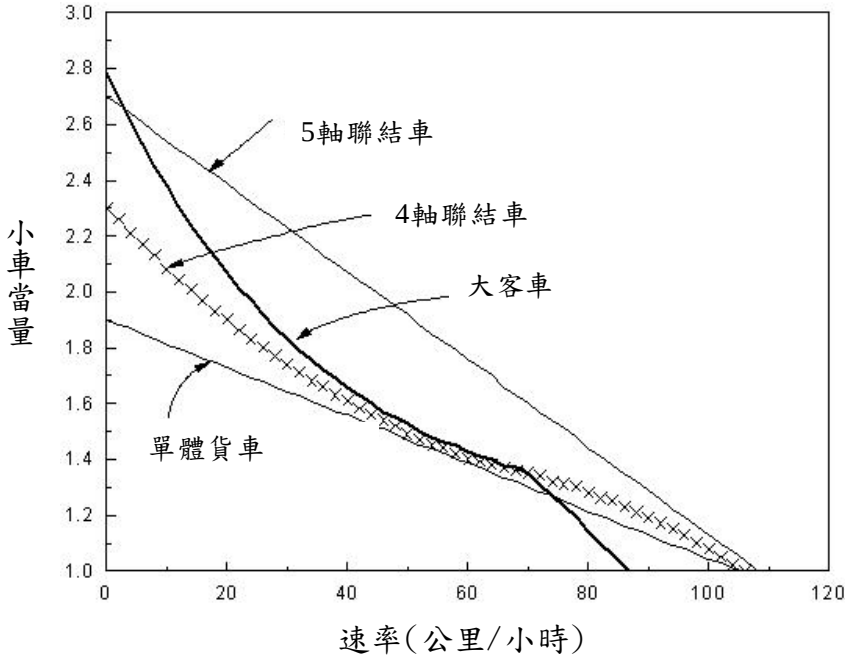


圖 3-20 大型車之小車當量隨速率變化之代表性關係

3.5 車道流率與速率關係及里程生產率

本計畫將偵測器提供的流量根據各車種之小車當量轉換成對等小車流率，並將每 5 分鐘的資料整合成連續 15 分鐘的資料。

一路段上流率與速率的關係有許多型態，其中一型態如圖 3-21 所示。在高速、穩定狀況下，密度增加造成平均速率漸下降，但流率還可繼續升高，並在速率還相當高時，達到最高值。若密度繼續增加，則速率迅速下降，流率也隨著下降。這種類型關係所屬的穩定狀況及不穩定之壅塞狀況有一相當明顯的界限，這界限的流率為最高流率，其相關平均速率稱為臨界速度。

上述流率與速率之關係類似其相關里程生產率（流率乘以平均速率）與速率的關係，如圖 3-22 所示。圖 3-21 顯示臨界速率大約為 70 公里/小時，圖 3-22 之最高生產率發生在平均速率大約為 75 公里/小時之情況，這小量之差距是流率與速率關係有急速變化之一共同特性。

隧道內常見的另一種流率與速率關係的型態如圖 3-23 所示，這種型態的特色是速率下降時，流率能持續增高，其最高流率可能存在於塞車程度已相當高之狀況，低速時之高流率通常是慢行車隊疏解所造成。從圖 3-24 可知，最高里程生產率所屬之平均速率（大約 70 公里/小時）遠高於流率最高時之平均速率（大約 40 公里/小時），換言之，速率降到 70 公里/小時之後，車道的交通功能已開始惡化，但速率降到 60 公里/小時之後的里

程生產率只比最高生產率小 7%左右。流率最高時之里程生產率則只有最高生產率之 68%左右，因此最高流率並不一定能反映一車道之實際交通功能。

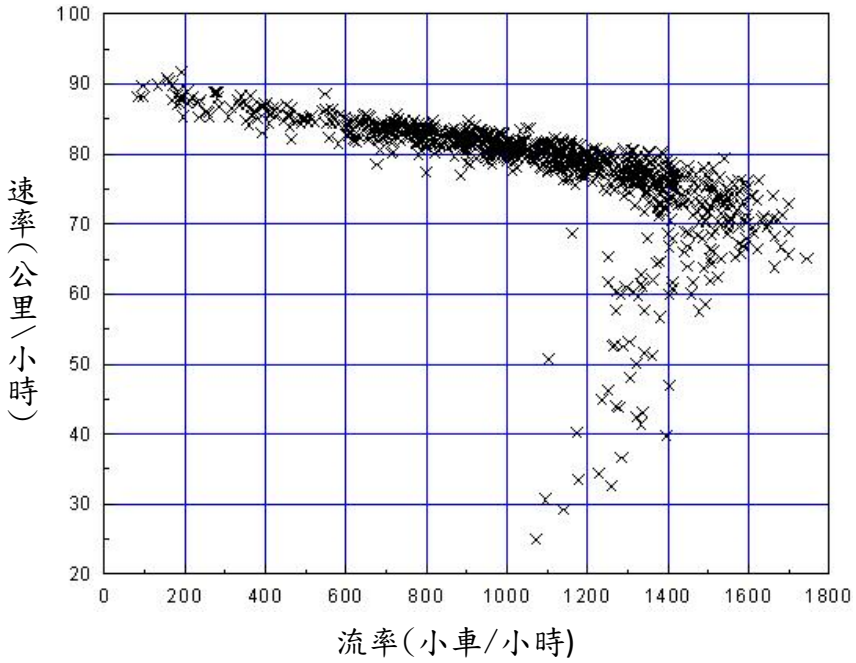


圖 3-21 彭山隧道南下 12.945K 車道流率與速率之關係

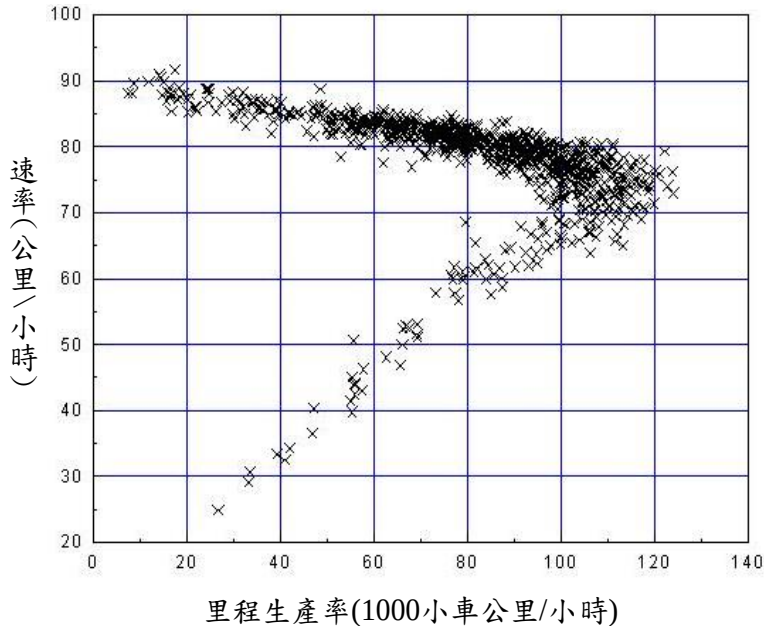


圖 3-22 彭山隧道南下 12.945K 車道里程生產率與速率之關係

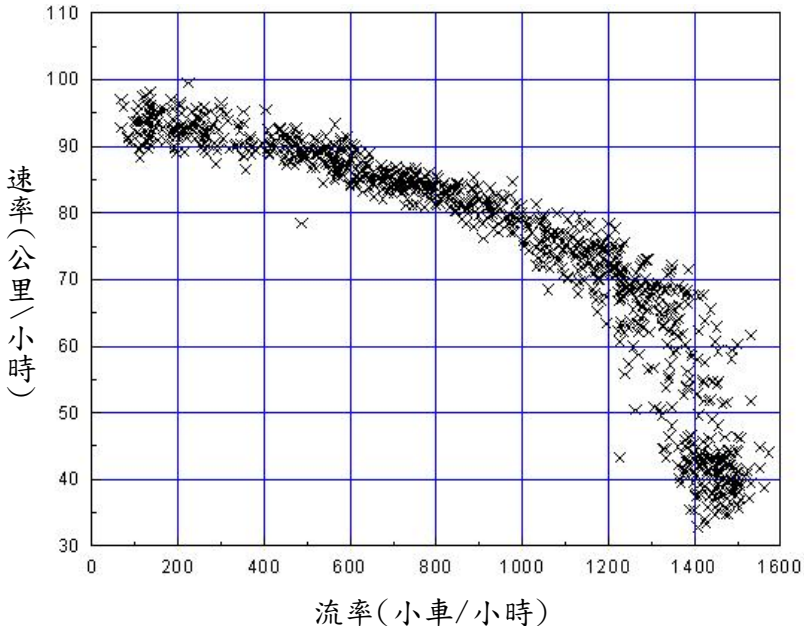


圖 3-23 石碇隧道南下 3.178K 車道流率與速率之關係

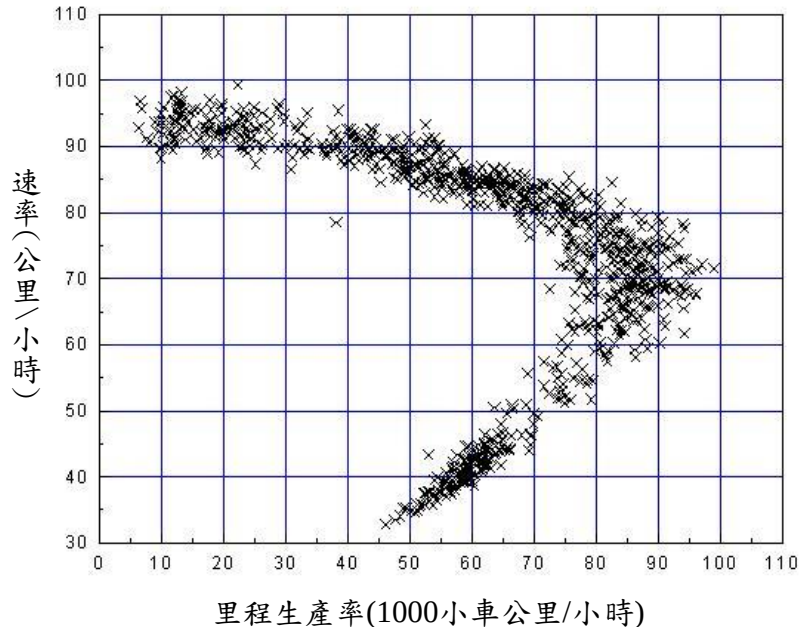


圖 3-24 石碇隧道南下 3.178K 車道里程生產率與速率之關係

如果一定點的下游常有慢行車隊回堵的現象，則該定點的交通運作可能受干擾，因而有複雜的流率與速率關係。這現象，如圖 3-25 所示，常存在於國 3 之隧道，這種流率與速率關係之一特色是車流在高速率、低流率的狀況下也可能突然的進入壅塞狀況。本計畫分析這種流率與速率關係以訂定代表性關係時，只考慮在高流率才進入壅塞狀況的關係。

一般而言，內側車道及外側車道有不同之流率與速率關係。如圖 3-25 及 3-26 所示，兩者之差異可能相當顯著。通常內側車道有較高的速率及最高流率，雪山隧道出口是一例外，其外車道的最高流率常比內車道大。

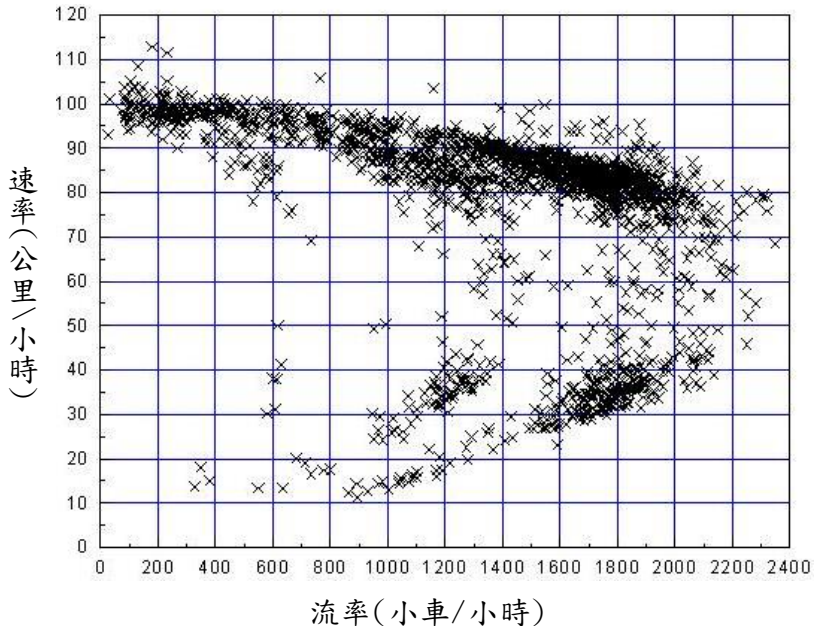


圖 3-25 安坑隧道南下 32.735K 內車道流率與速率之關係

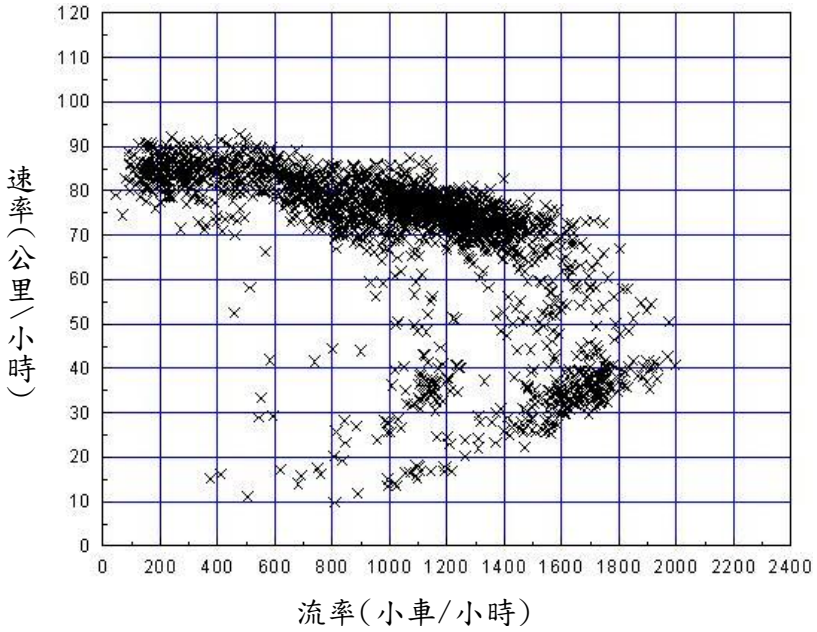


圖 3-26 安坑隧道南下 32.735K 外車道流率與速率之關係

3.6 單向綜合容量

個別車道上之流率與速率關係隨車道而變，因此直接利用這些關係分析服務水準的手續相當複雜。本計畫探討單向所有車道之綜合車流特性，以修訂 2012 年版「公路隧道」，其中一探討對象為容量。

容量是一不容易定義並準確估計的參數，一般人可能認為容量代表觀察到的最高流率。但定義容量時須考慮應用容量分析之需要及資料蒐集之問題。

第一，容量分析可能是針對 15 分、1 小時或更長時段內之交通運作。為了滿足這些不同的應用，容量應從長時間內能持續的最高流率來估計。但流率須持續的時間越長，蒐集資料來估計容量的工作越困難。如有車輛偵測器資料可用，則可考慮採用能持續 1 小時之最高流率來估計容量。

第二，最高流率並非單一的觀察值，其值隨日期及尖峰車流狀況而變。所以須蒐集多天數的樣本才能合理估計容量。容量可定為這些樣本之平均值，也可定為這些樣本之特定百分位值（如第 85 百分位值）。平均值比百分位值容易可靠的估計。

第三，規劃、設計或訂定運作策略之前提為，須能避免車流在預測或實際狀況中常進入壅塞狀況。因此容量應代表車流未進入壅塞前之最高流率。然而，並沒有絕對的客觀標準可區分穩定狀況及壅塞狀況，因此壅塞狀況須有一方便應用的定義，如果流率與速率的關係如圖 3-21 所示，有一明顯的界面來判斷車流進入壅塞狀況的臨界速率，則壅塞狀況可定義為平均車速低於臨界速率之狀況。如果流率與速率關係的型態類似圖 3-23 所示之型態，則車流何時進入壅塞狀況難以判斷，在這情況下，可參考里程生產量與速率的關係。當里程生產量達到高峰，然後開始減低，表示車流密度已顯著的限制駕駛人的跟車自由度，所以生產率降到最高生產力之 n%（如 n=85）時之平均速率可用來劃分穩定及不穩定之車流狀況。另一實用的方法是訂定最低可接受的速率來劃分車流狀況。臺灣高速公路的速限在 80 及 110 公里之間，車流狀況開始顯著惡化的平均速率在 70~80 公里/小時之範圍，所以將壅塞狀況定義為平均速率低於 60 公里/小時之狀況是一可接受的作法。

表 3.11 及表 3.12 分別顯示從偵測器資料所估計，雪山及中和隧道進入壅塞前的平均最高流率，這些估計值可能隨壅塞狀況之定義及流率持續時段的長短而變。壅塞狀況平均速率上限的設定值越高，平均最高流率的估計值可能降低。這現象是因有些時段最高流率存在於壅塞狀況，國 3 及

國 5 隧道中 32 處偵測器資料顯示，壅塞狀況速率上限設定在 55~65 公里之範圍時，平均最高流率的變化不大。如果流率持續時段為 1 小時，壅塞狀況速率上限從 55 公里/小時提高到 65 公里/小時，則除了雪山隧道北上出口之外，國 5 其他隧道的平均最高流率最多減少 50 輛/小時/車道，國 3 隧道之平均最高流率最多減少 20 輛/小時/車道。

表 3.11 雪山隧道北上 15.488K 平均每車道最高流率估計值（2018 年資料）

壅塞狀況速率上限(公里/小時)	流率持續時段(分)			
	15	30	45	60
55	1,209	1,170	1,138	1,126
60	1,149	1,143	1,134	1,116
65	1,108	1,140	1,029	1,029

表 3.12 中和隧道南下 34.835K 平均每車道最高流率估計值（2011 年資料）

壅塞狀況速率上限(公里/小時)	流率持續時段(分)			
	15	30	45	60
55	1,957	1,910	1,882	1,867
60	1,954	1,906	1,877	1,863
65	1,940	1,905	1,875	1,846

另一方面，高流率不太可能持續不斷，因此長時間（如 1 小時）的平均最高流率比短時間（如 15 分鐘）的平均最高流率低。圖 3-27 顯示國 3 及國 5 隧道平均最高流率與持續時間的關係，以 15 分鐘之平均最高流率為基準，30 分鐘、45 分鐘及 60 分鐘平均最高流率各為基準流率的 98%、97%及 96%。

根據上述之討論，本計畫將高速公路容量定義為“車流從穩定進入壅塞狀況（平均速率低於 60 公里/小時）之情況下，進入壅塞狀況之前持續 1 小時最高流率之平均值”，國 3 及國 5 隧道在這定義之下的容量如表 3.13 及 3.14 所示。

根據 1 小時的最高流率來估計容量須有長期的現場資料才能取得充分的樣本。在這情況下可用持續 15 分鐘或 30 分鐘之流率樣本估計壅塞發生

前之最高流率平均值。如果資料分析之時段為 15 分鐘，則容量可估計為 15 分鐘最高流率平均值 96%。

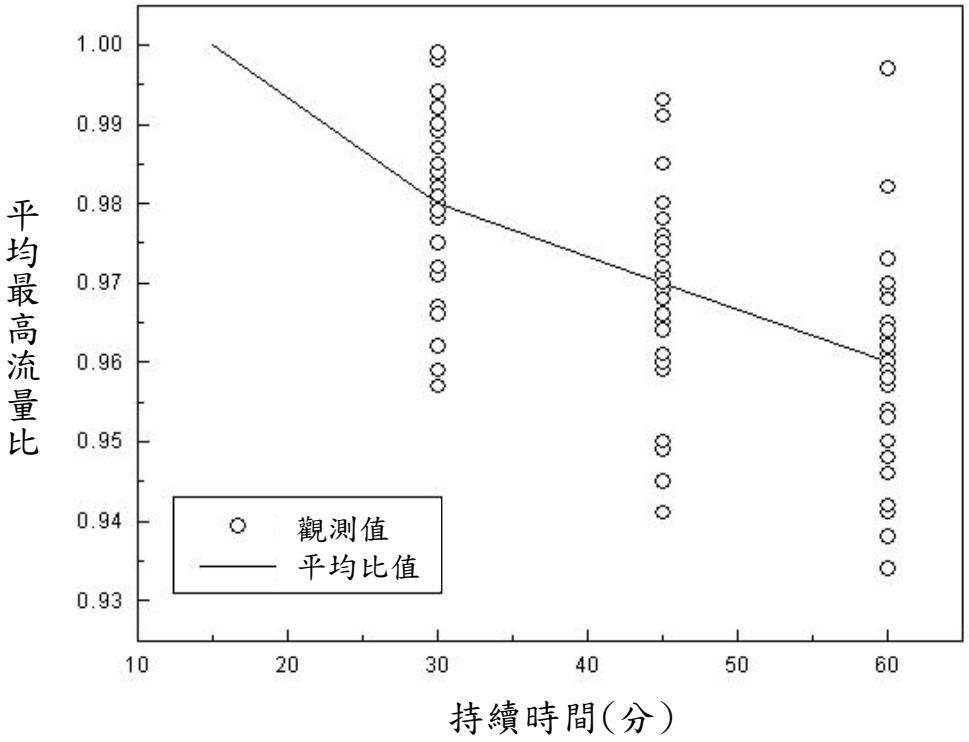


圖 3-27 持續 30、45 及 60 分鐘平均最高流率與持續 15 分鐘流率之比值

表 3.13 國 3 隧道容量（2011 年偵測器資料）

隧道	容量(小車/小時/車道)	
	南下	北上
福德	1,630	1,630
木柵	1,560	1,850
新店	1,500	1,760
碧潭	-	1,860
安坑	1,780	1,820
中和	1,860	1,870
埔頂 I	1,560	1,660
註：埔頂 I 單向：4 車道；其他：3 車道		

表 3.14 國 5 隧道容量（偵測器資料）

隧道	方向	年期			
		2011	2015 3 月 29 日前	2015 3 月 29 日後	2018
雪山	南下	1,360	1,360	1,220	1,320
	北上	1,260	1,200	1,000	1,120
彭山	南下	1,450	1,400	1,390	1,440
	北上	1,430	1,350	1,210	1,310
石碇	南下	1,430	1,310	1,160	1,310
	北上	1,470	1,360	1,160	1,300
註：單向各 2 車道					

從表 3.13 及 3.14 可知，國 3 隧道容量比國 5 隧道容量高得多，國 3 隧道的長度在 0.4 公里及 1.9 公里之間；國 5 隧道的長度在 2.7~12.9 公里之範圍。影響隧道容量的因素很多，隧道長度是否為造成國 3 及國 5 隧道功能不同之主因尚不能論斷。偵測器資料顯示國 3 隧道容量之差異與隧道長度及距離上下游交流道或隧道的遠近皆無明顯的關係。

雪山隧道長 12.9 公里，為了交通安全起見，現行法規要求在正常行車狀況下，隧道內的車輛必須維持最少 50 公尺的距離。這規定干擾了駕駛人正常以時間車距維持距離之行為，這可能是雪山隧道容量比較低之一原因。雪山隧道在 2006 年 6 月通車後初期數個月內，因為駕駛員不熟悉長隧道的駕車環境，又盡量避免違法而受罰款，造成交通功能很微弱。隨後可能因執法不嚴，駕駛人逐漸回復比較正常的駕駛行為，因此在 2006 年 10 月及 2008 年 6 月之間，平均行車間距（車頭到車頭）大幅縮短，速率 60 公里/小時之間距從大約 75 公尺降到約 51 公尺。這現象如第二章圖 2-5 所示。但在 2011 年時，雪山隧道南、北向隧道之平均每車道容量也只有 1,310 小車/小時。

2015 年 3 月 29 日媒體傳出自動科技執法要在雪山隧道執行，結果隨後 4 月及 5 月間之雪山隧道南、北向容量各減少 140 及 200 小車/小時/車道（10%及 17%）。彭山及石碇隧道的容量也連帶下降，雪山隧道之科技執法正式在 2017 年 6 月 15 日進行。2018 年的資料顯示雪山隧道的容量回升，但還是比 2015 年 3 月 29 日前的容量低。

此外，如圖 3-28 所示，在穩定狀況而且流率相同時，雪山隧道在 2018 年的平均速率比 2011 年低。速率在 60 及 70 公里/小時之間之情況下，在 2018 年能維持的容量比 2011 年約低 200 小車/小時/車道，相關的里程生產率降低了 14%。

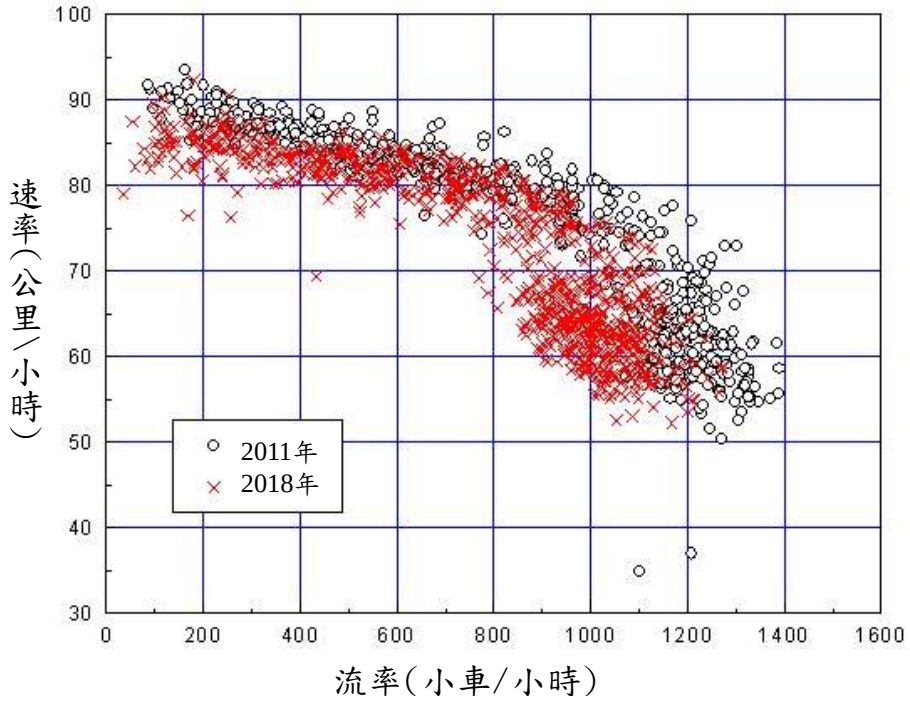


圖 3-28 2011 年及 2018 年雪山隧道北上 15.488K 流率與速率關係之比較

3.7 單向綜合流率與速率關係

雖然不同車道有不同之流率與速率關係，單向所有車道的綜合流率與速率關係類似個別車道上的關係。表 3.3 及 3.7 所示隧道內偵測器的每 15 分鐘綜合流率與速率關係列於附錄 B 及 C，這些關係有幾個特色。

圖 3-29 及 3-30 顯示，媒體在 2015 年 3 月 29 日傳出科技執法的風聲之後 4 月及 5 月之流率與速率關係異常。在穩定狀況下，流率一增加，平均速率下降的程度比其他日期大得多，雖然科技執行的對象只包括雪山隧道，其他隧道在 2015 年 4 月及 5 月間的流率與速率關係也有反常的趨勢，如圖 3-31~3-34 所示。

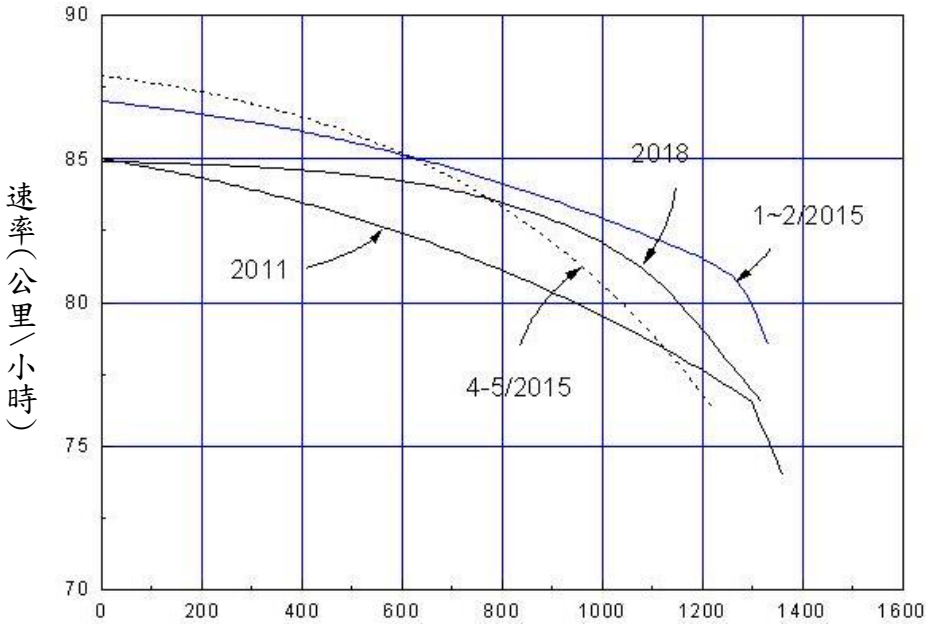


圖 3-29 雪山隧道南下綜合流率與速率關係(2 車道)

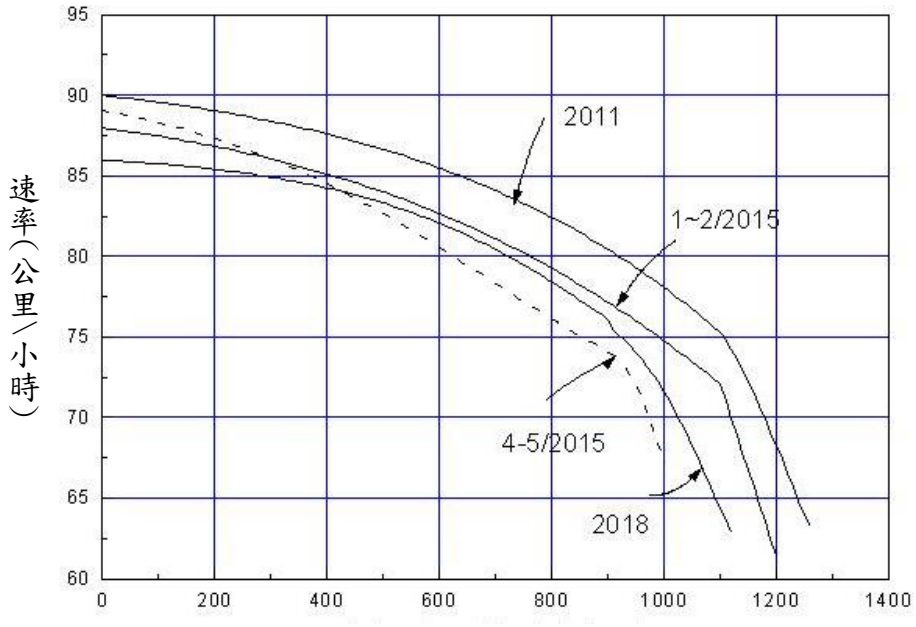


圖 3-30 雪山隧道北上綜合流率與速率關係(2 車道)

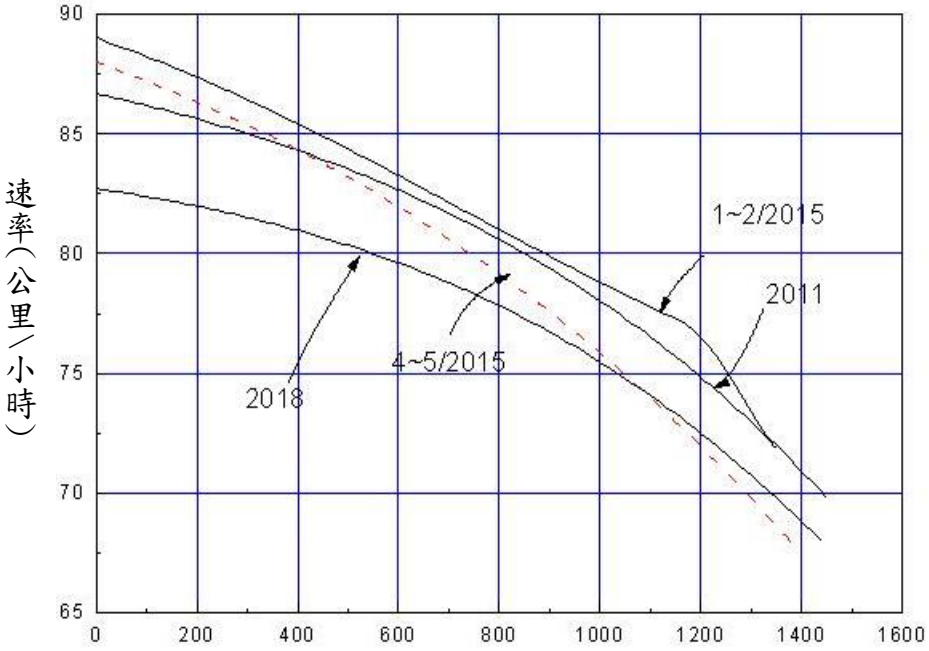


圖 3-31 彭山隧道南下綜合流率與速率關係(2 車道)

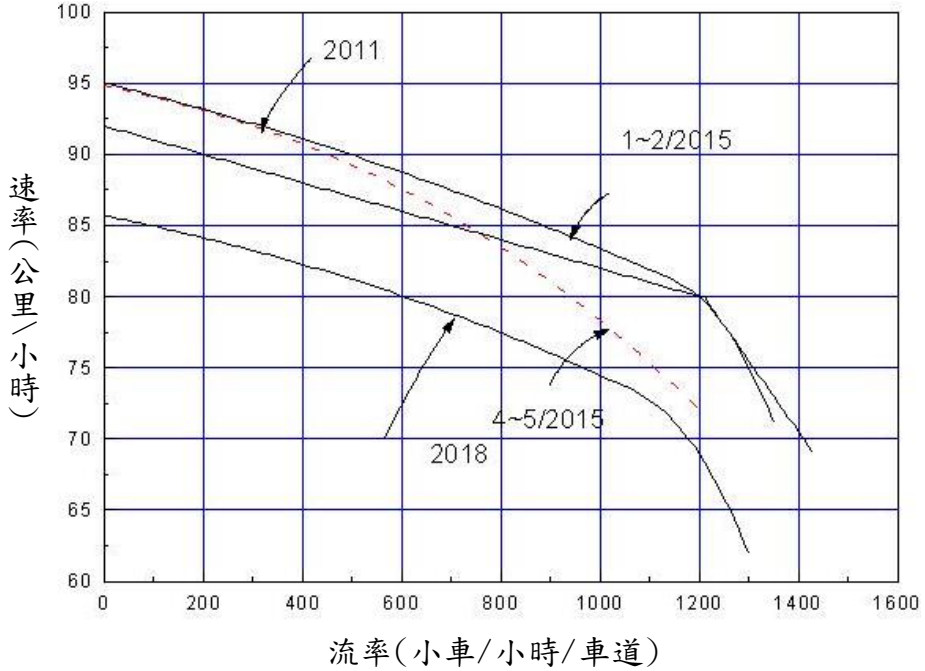


圖 3-32 彭山隧道北上綜合流率與速率關係(2 車道)

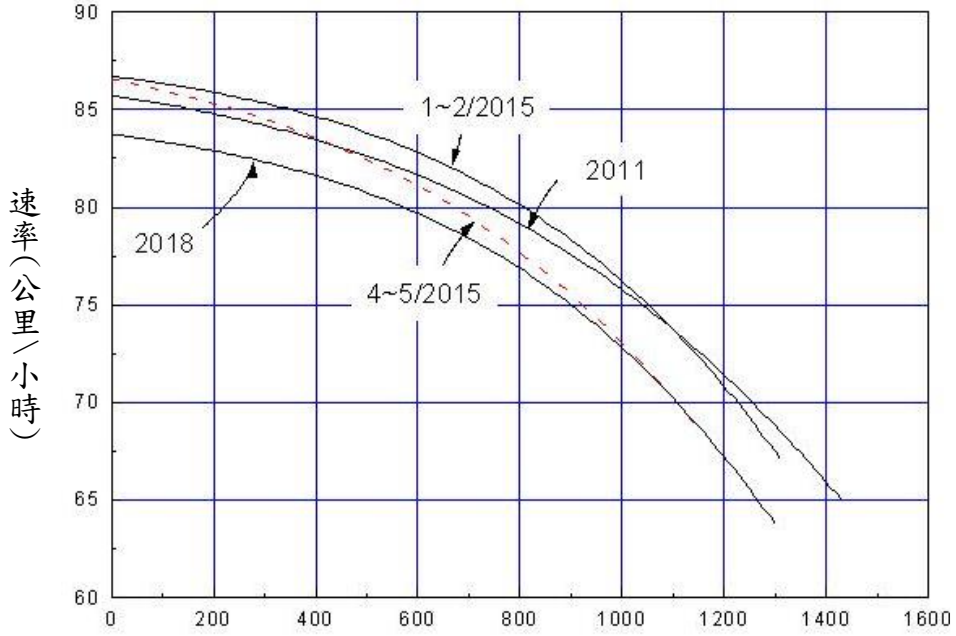


圖 3-33 石碇隧道南下綜合流率與速率關係(2 車道)

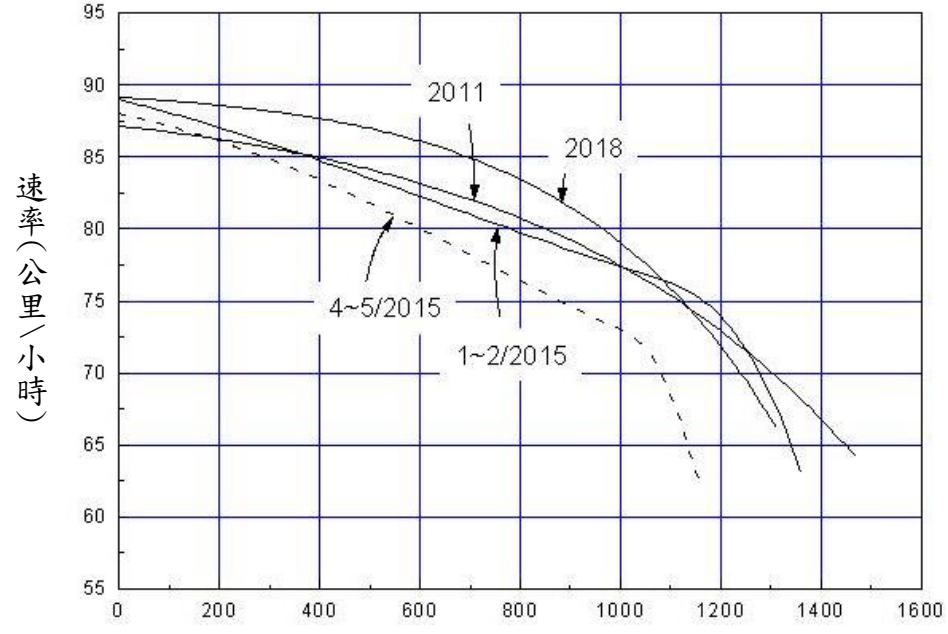


圖 3-34 石碇隧道北上綜合流率與速率關係

國 5 隧道中，除了石碇北上隧道之外，2018 年之流率與速率關係不理想。在穩定狀況而且流率相同時，2018 年之平均速率比 2011 年及 2015 年 3 月 29 日之前的速率低，因此里程生產率降低。顯然科技執法有壓抑速率之效果。

從上述各圖亦可知，自由速率較高的隧道不一定有較高的容量，此現象的原因之一是隧道出口附近的流率與速率關係受下游的車流狀況所影響。駕駛行為及需求流率是否長時間超過容量也可能影響估計的容量，因行車環境隨時間而變，所以同一地點並沒有固定的流率與速率關係。

至於國 3 之隧道，圖 3-35 及圖 3-36 速限 110 公里/小時之 4 車道埔頂 I 隧道雖有最高的速限或自由速率，其每車道之平均容量低於多數自由速率較低之 3 車道隧道。其主要原因之一是外側車道的功能不如內側車道。一般公路皆有這現象，因此規劃公路設施必須考慮車道數的影響。

3 車道之國道 3 號公路隧道中，福德北上、新店北上、碧潭南下及新店南下的隧道功能較差，流率與速率關係之差異與隧道長度及距離上下游隧道或交流道的遠近關係很微弱。

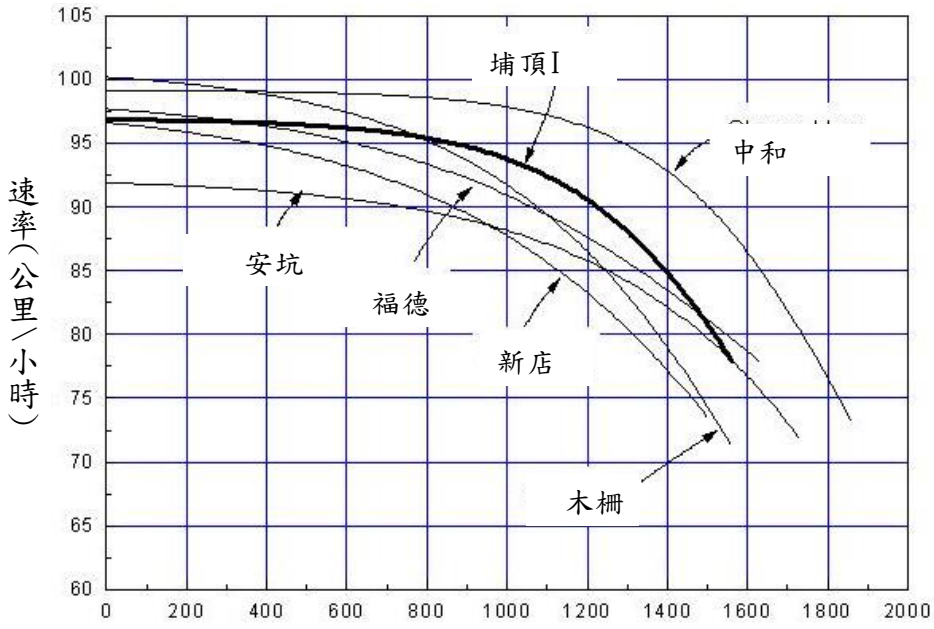


圖 3-35 國 3 北上隧道綜合流率與速率關係
(埔頂 I：4 車道；其他：3 車道)

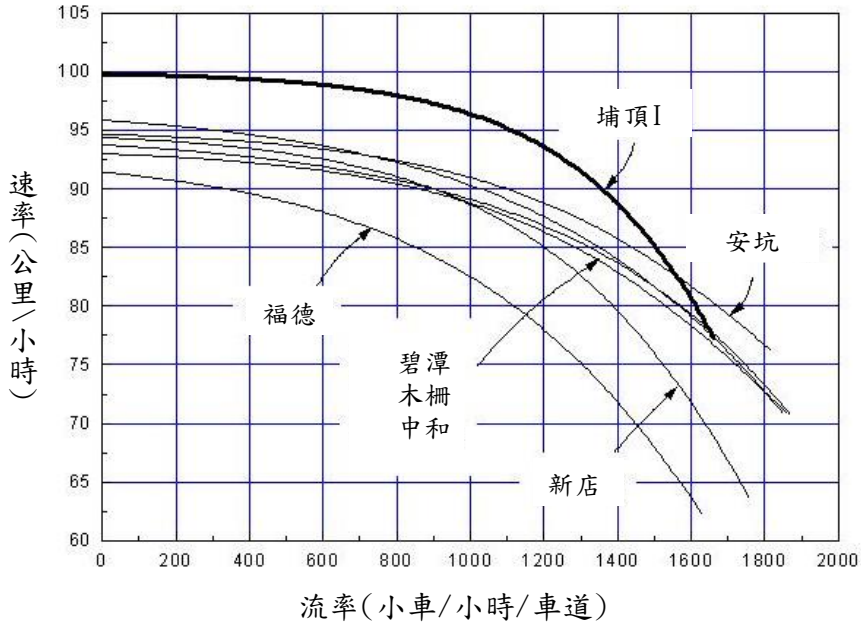


圖 3-36 國 3 南下隧道流率與速率關係
(埔頂 I：4 車道；其他：3 車道)

3.8「公路隧道」新章

針對 2012 年版「公路隧道」之缺陷，本計畫執行下列工作以編訂「公路隧道」新章：

1. 加強討論交通法規及執法對車流特性的影響。
2. 更新 2012 年版有關車流特性的資料。
3. 建立以綜合流率與速率關係為基礎之容量分析方法。
4. 根據更新的分析方法，提供應用例題。

新章列於附錄 D，其內容包括下列數項：

1. 緒論；
2. 隧道交通管理、控制及車流特性；
3. 績效指標及服務水準分析方法；
4. 分析方法；
5. 應用例題；
6. 參考文獻。

編訂新章之一大難題在於訂定應用方便但又合理之代表性流率與速率的關係。從本報告 3.7 節之圖 3-29~3-36 可知，不同隧道有不同的車流特

性。因為影響隧道交通運作的因素很多，所以評估現存隧道宜根據現場調查資料所顯示之績效，新章所提供的代表性流率與速率關係主要是供規劃分析之用。

新章之分析方法先假設隧道之運作不受下游車流狀況之影響，再分析下游車流的狀況對上游隧道之可能衝擊。因此代表性流率與速率關係乃根據圖 3-29~3-36 所示，在平均自由速率大約相同時的最理想流率與速率關係。2015 年 4 月及 5 月的流率與速率關係屬過渡性，本計畫不採用這些關係。

以圖 3-36 國 3 隧道之流率與速率關係為例，平均速率大約為 95 公里/小時之安坑、碧潭、新店等 5 隧道之流率與速率關係在流率超過 1,200 小車/小時/車道之後有顯著差異。這些差異主因之一可能是下游狀況不同所造成。如果下游狀況理想，則流率與速率關係可能接近安坑、碧潭、木柵及中和隧道之流率與速率關係，在這情況下，本計畫根據這些流率關係的趨勢訂定代表性關係。

此外，如圖 3-37 所示，石碇南下隧道之流率與速率關系所屬之平均自由速率皆在 84~86 公里/小時之小範圍內。為了增進應用範圍，本計畫除了根據實際關係訂定平均速率 85 公里/小時之代表性關係之外（如圖中央之粗曲線），也根據實際關係之趨勢訂定平均速率 80 及 90 公里/小時所屬之可能關係，如圖中最上方及最下方粗曲線所代表。

國 3 及國 5 隧道有顯著不同的車流特性，國 3 隧道接近臺北都會區，其車流偏屬工作性；國 5 車流則偏屬休閒性。所以本計畫將分析隧道劃分為工作性隧道及休閒性隧道，工作性隧道又分成單向 3 車道及 4 車道隧道。

國 5 隧道的車流特性也有差異，因為這些車流特性與可能的影響因素沒有顯著的關聯性，所以本計畫只能根據雪山、彭山及石碇南、北向隧道的車流特性訂定 6 套代表性流率與速率關係。「公路隧道」新章的使用者必須考慮分析對象的幾合設計及其他狀況，選擇最適用的流率與速率關係。

「公路隧道」新章所提供的代表性流率與速率關係如圖 3-38~圖 3-45 所示。

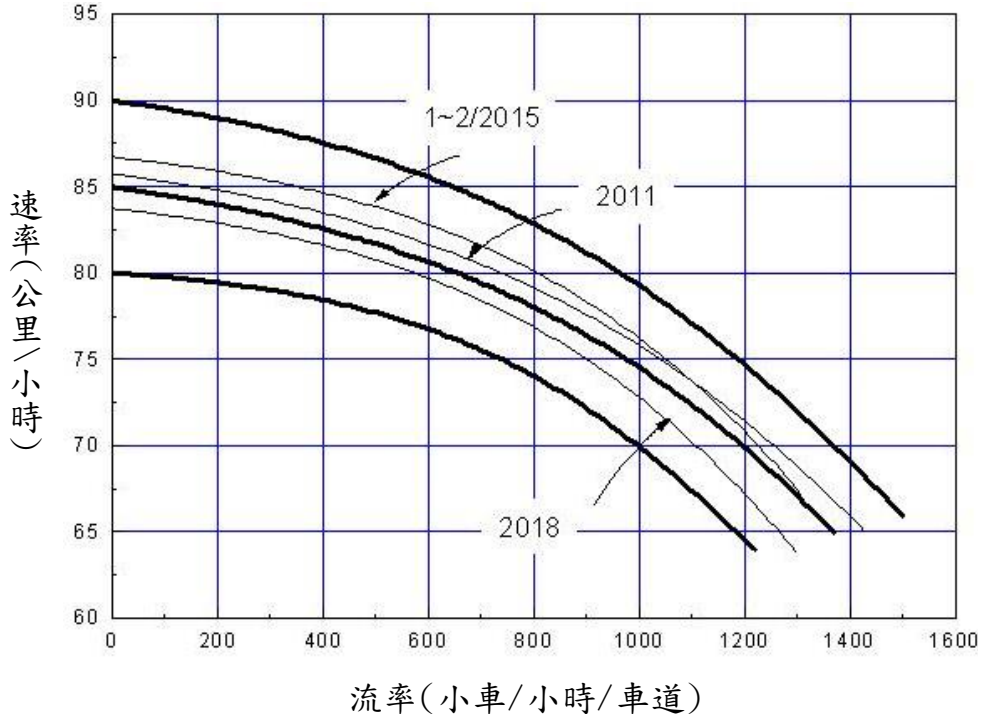


圖 3-37 石碇南下隧道實際及代表性流率與速率關係

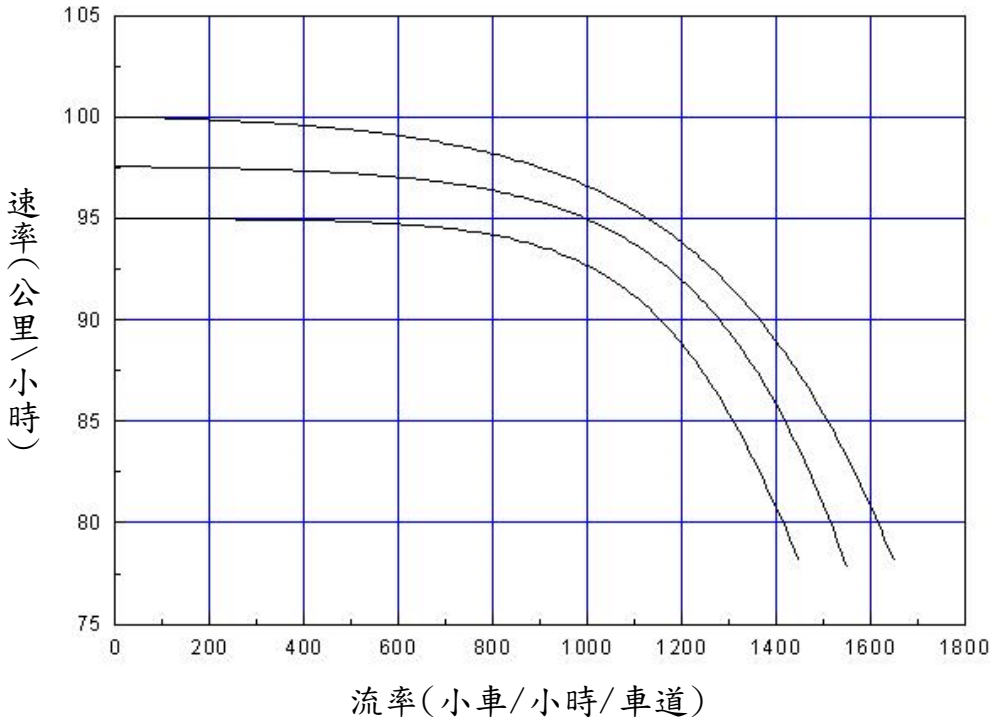


圖 3-38 單向 4 車道工作性車流隧道之流率與速率關係

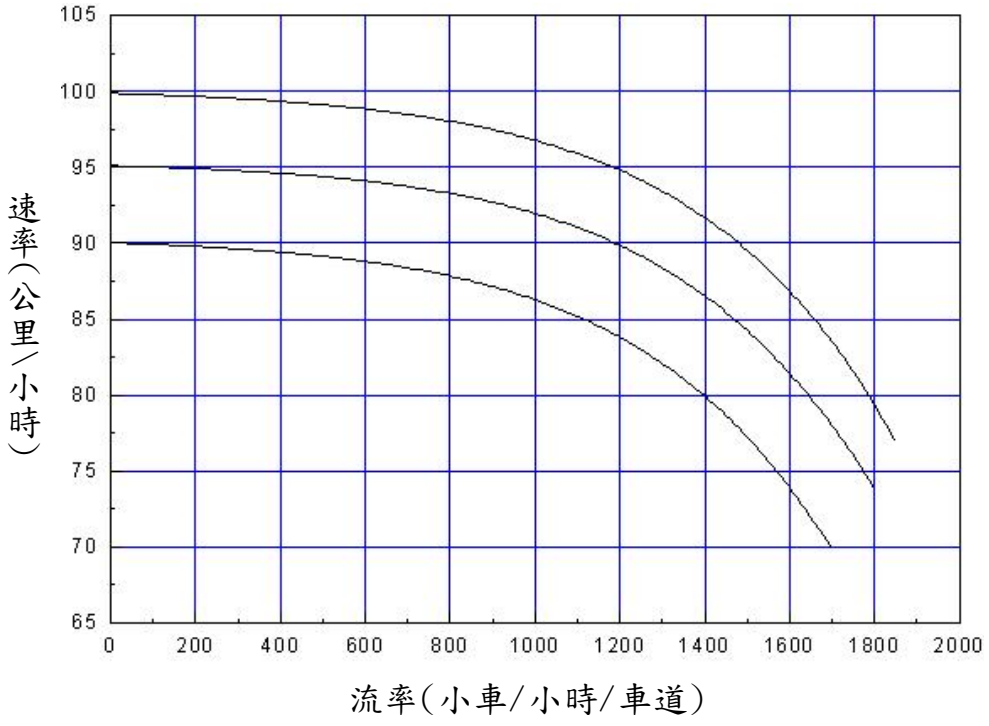


圖 3-39 單向 3 車道工作性車流隧道之流率與速率關係

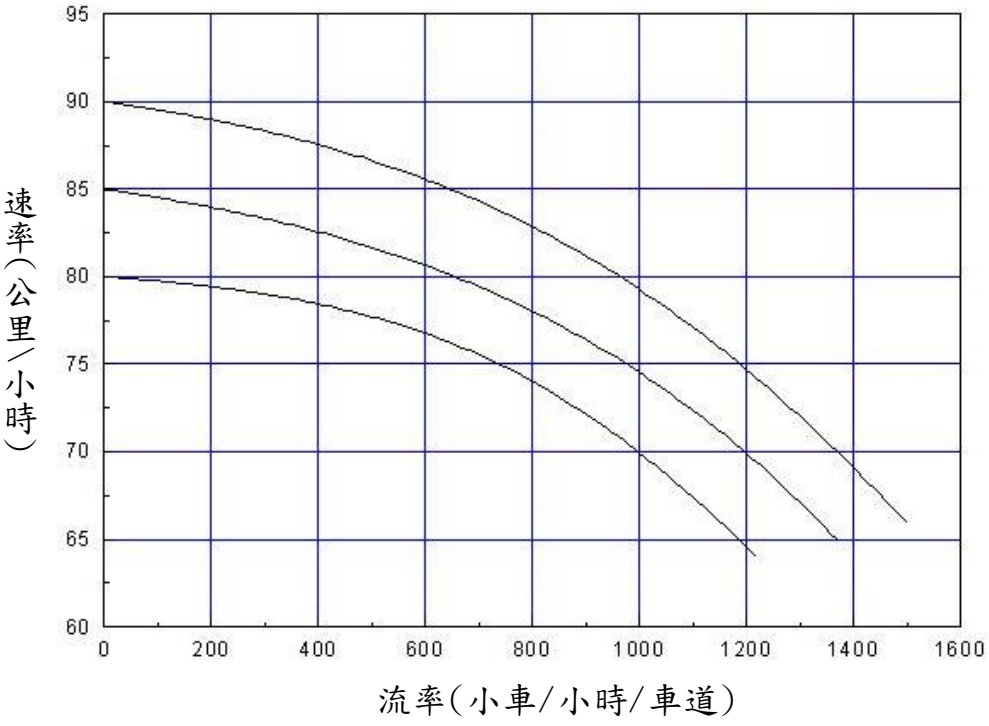


圖 3-40 類型 1 休閒性車流隧道之流率與速率關係
(單向 2 車道；長約 3 公里；距離下游匝道約 0.6 公里)

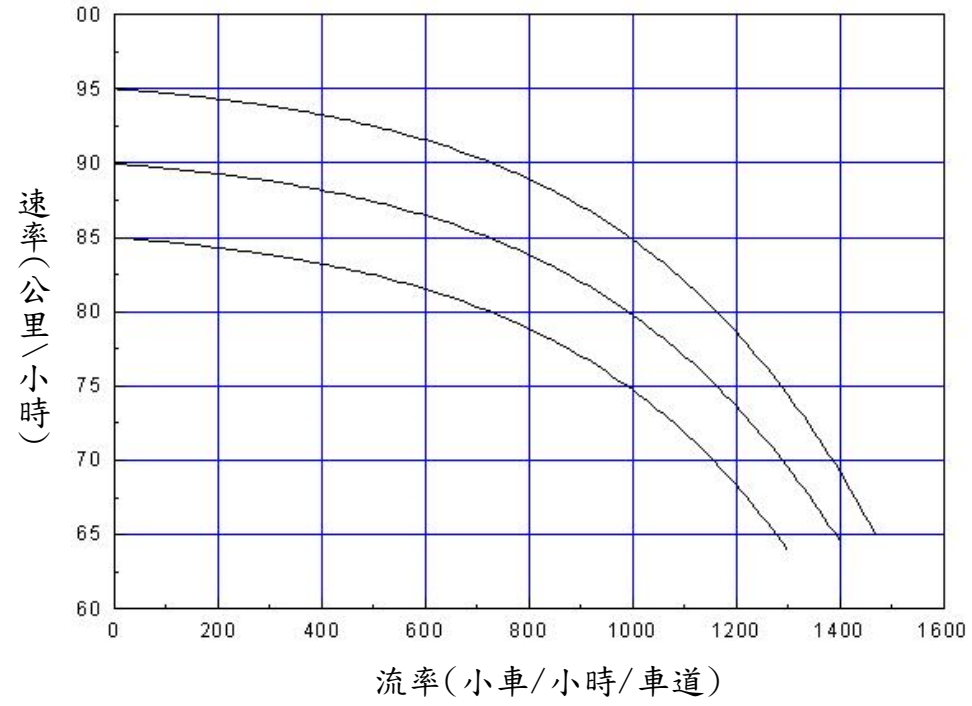


圖 3-41 類型 2 休閒性車流隧道之流率與速率關係
(單向 2 車道；長約 3 公里；距離下游匝道約 1 公里)

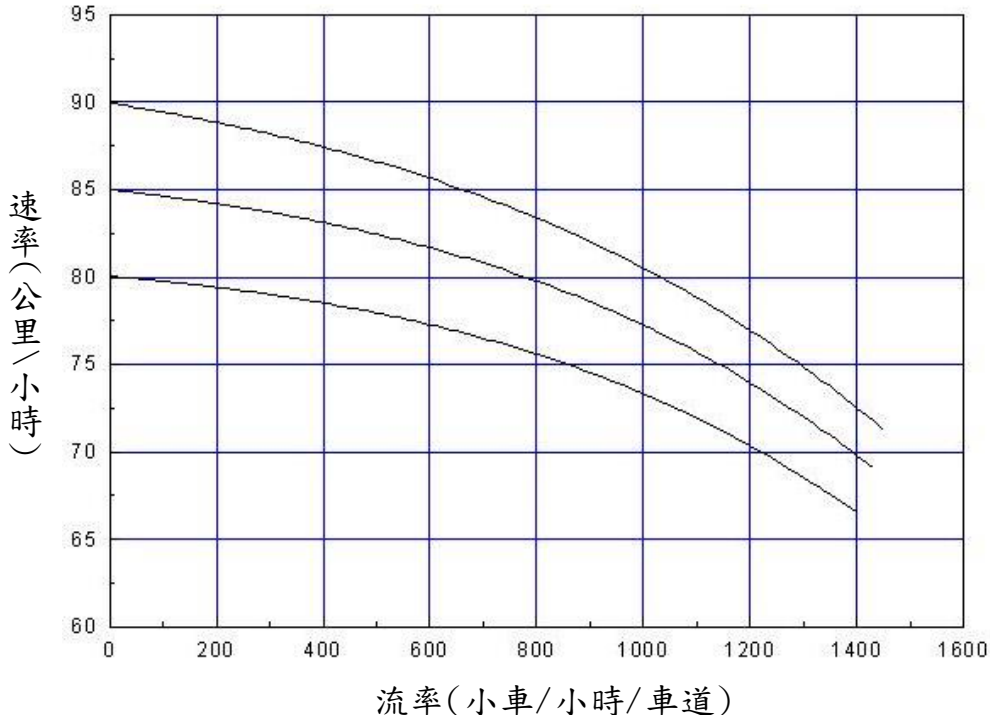


圖 3-42 類型 3 休閒性車流隧道之流率與速率關係
(單向 2 車道；長約 4 公里；距離下游匝道約 1.5 公里)

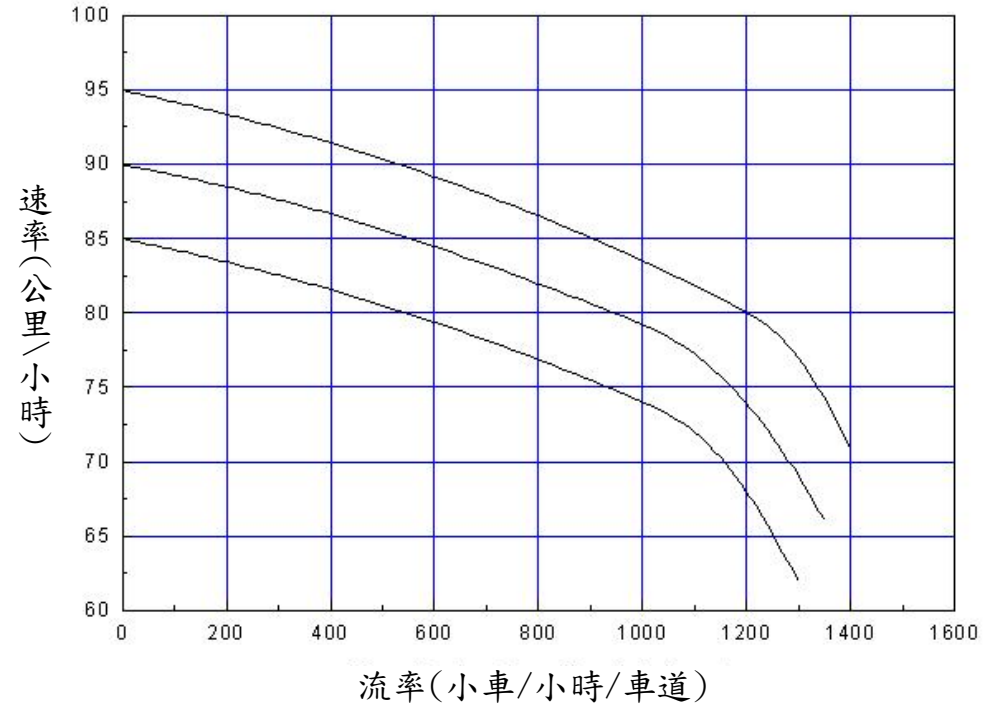


圖 3-43 類型 4 休閒性車流隧道之流率與速率關係
(單向 2 車道；長約 4 公里；距離下游匝道約 5 公里)

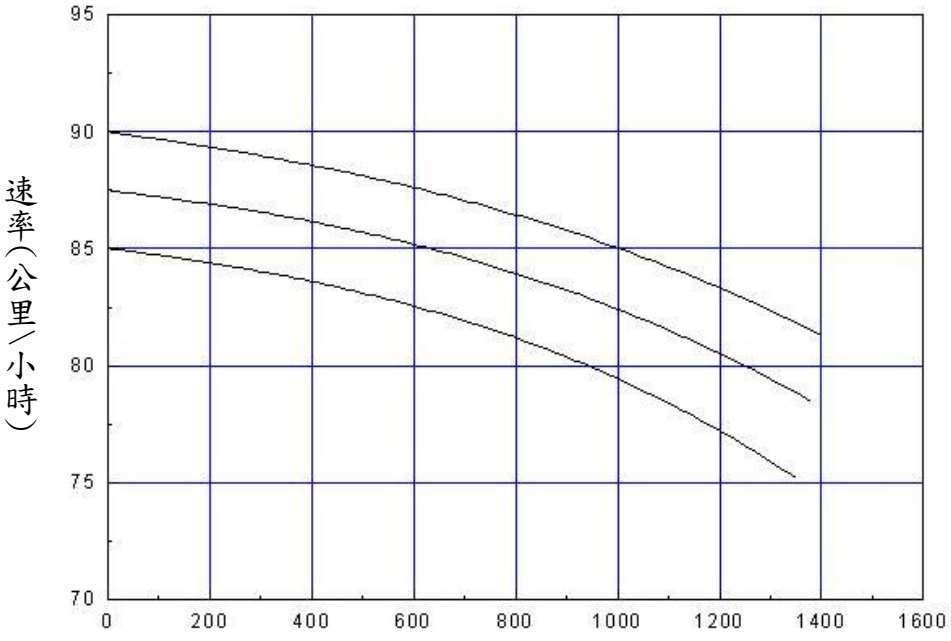


圖 3-44 類型 5 休閒性車流隧道之流率與速率關係
(單向 2 車道；長約 13 公里；距離下游匝道約 1.5 公里)

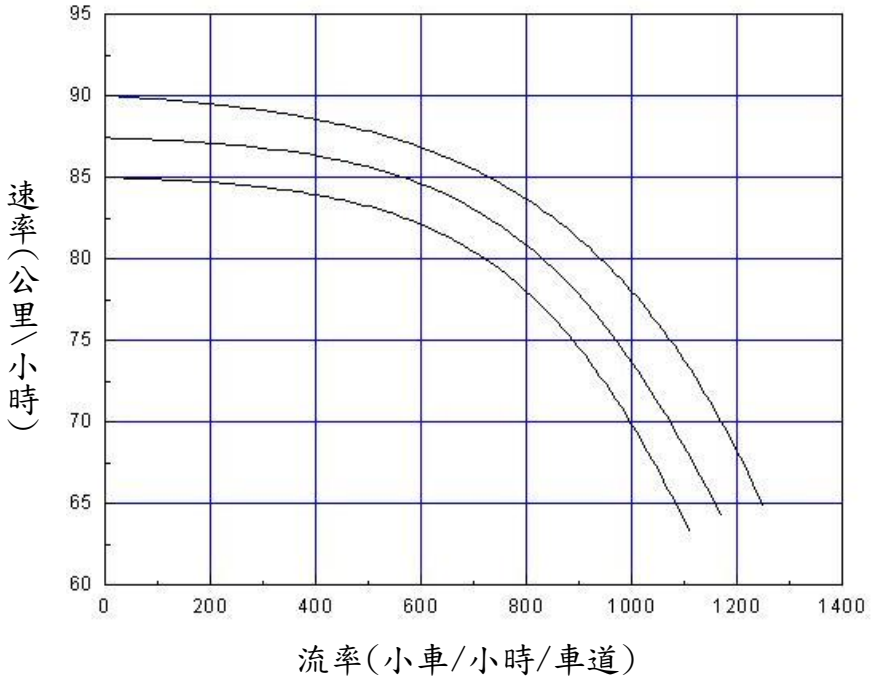


圖 3-45 類型 6 休閒性車流隧道之流率與速率關係
(單向 2 車道；長約 13 公里；距離下游匝道約 1.5 公里)

第四章 高速公路基本路段之車流特性

4.1 背景

基本路段指在未進入壅塞狀況之前，車流運作受上、下游匝道、交織路段或隧道影響不顯著的路段。臺灣之高速公路適合在廣泛狀況下用來探討車流特性的基本路段很有限。主要的原因是經常有從穩定狀況進入壅塞狀況的路段常在距離不遠之匝道或隧道之間，匝道或隧道距離較長的路段則需求率偏低，因而少有壅塞狀況。

為了探討高速公路基本路段的車流特性以微調 HTSS 模式並修訂「2011 年臺灣公路容量手冊」第四章「高速公路基本路段」，本研究挑選 2016~2018 年適合探討路段之偵測器資料。因 2018 年 1 月到 4 月共 16 天的資料為研究期間可篩選且能顯示最近期的車流特性，所以本計畫優先採用這些資料，必要時才用 2016 及 2017 年的資料補充 2018 年資料之不足。

本研究篩選的偵測器位於國 1、國 3 及國 5 高速公路上平坦及坡度路段。初步分析結果顯示國道 5 號公路頭城交流道以南路段的流率不高，只有 1,000~1,400 輛/小時/車道，因而少有進入壅塞狀況之情形。頭城交流道以北路段的車流則深受雪山、彭山及石碇隧道的限制。因此國道 5 號公路沒有適合探討的基本路段。國道 3 號公路在 12K 及 26K 之間有速限 90 公里/小時的路段，但這些路段的車流受鄰近隧道的影響，或流率太低（在 1,600 輛/小時/車道以下），因此也不能滿足本計畫的需要。國道 1 號及 3 號公路可能適合做研究對象的路段在表 4.1 所列之起、迄點之間。本計畫先檢核這些路段中偵測器資料之適用性，然後選擇一套地點進一步分析。

4.2 偵測器資料之檢核

如第三章 3.2 節所述，偵測器資料之檢核項目包括全日流量之一致性、平均車長及速率估計值之合理性及密度估計值之合理性。

4.2.1 全日流量之一致性

在沒有匝道影響之下，通過兩鄰近偵測站之全日流量應大致相同，以國 3 北上關西-龍潭路段為例，圖 4-1 顯示在 69.510K 及 71.630K 的全日流量估計值很相近，表示此兩地點偵測器流量估計值之可靠性相當高。圖 4-2 則顯示在上述 2 點之間 70.470K 處偵測器之全日流量估計值遠低於在 69.510K（及 71.630K）的流量估計值。這現象表示 70.470K 處的偵測器不

可靠。

表 4.1 國 1 及國 3 適用基本路段之可能所在地

地形	公路	起點	迄點	方向
平坦	國 1	汐止(10.500K)	五堵(6.800K)	北上
		五堵(6.800K)	汐止(10.500K)	南下
		湖口(83.700K)	楊梅(69.100K)	北上
		楊梅(71.400K)	湖口(83.700K)	南下
		新竹(94.900K)	竹北(91.000K)	北上
		圓山(23.100K)	內湖(17.100K)	北上
		內湖(17.100K)	圓山(23.100K)	南下
	國 3	龍潭(68.300K)	大溪(62.700K)	北上
		大溪(62.700K)	龍潭(68.300K)	南下
		關西(79.200K)	龍潭(68.300K)	北上
		鶯歌(54.300K)	大溪(62.700K)	南下
上坡	國 1	泰山(35.00K)	林口(41.00K)	南下 (坡度≒5.2%)
		泰安(155.00K)	三義(147.000K)	北上 (坡度≒4.8%)
	國 3	寶山(99.00K)	竹林(96.000K)	北上 (坡度≒3%)

檢核結果，國 1 北上竹北-新竹間 92.000K、93.590K，及南下五堵-汐止間 6.815K 之偵測器不可靠。此外，國 1 北上楊梅-湖口間 73.000K 之偵測器資料顯示外車道的流量遠高於內車道，但鄰近偵測器的資料則相反，國 3 南下鶯歌-大溪間的 5 個偵測器皆未能提供一致的全日流量估計值。表 4.1 所列，泰山-林口及寶山-竹林之間坡度路段的偵測器亦未能提供一致的全日流量估計值。

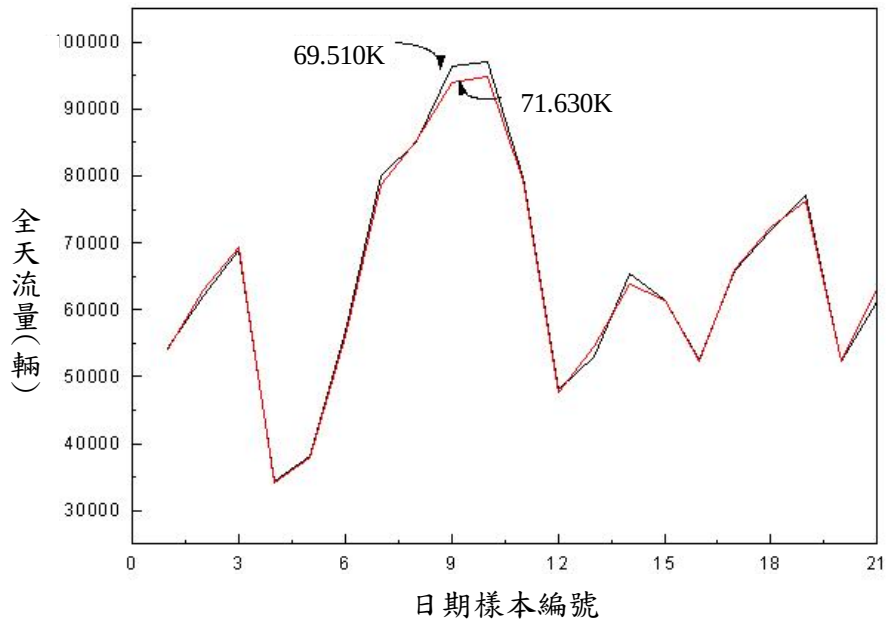


圖 4-1 國 3 北上 69.510K 及 71.630K 偵測器全日流量估計值

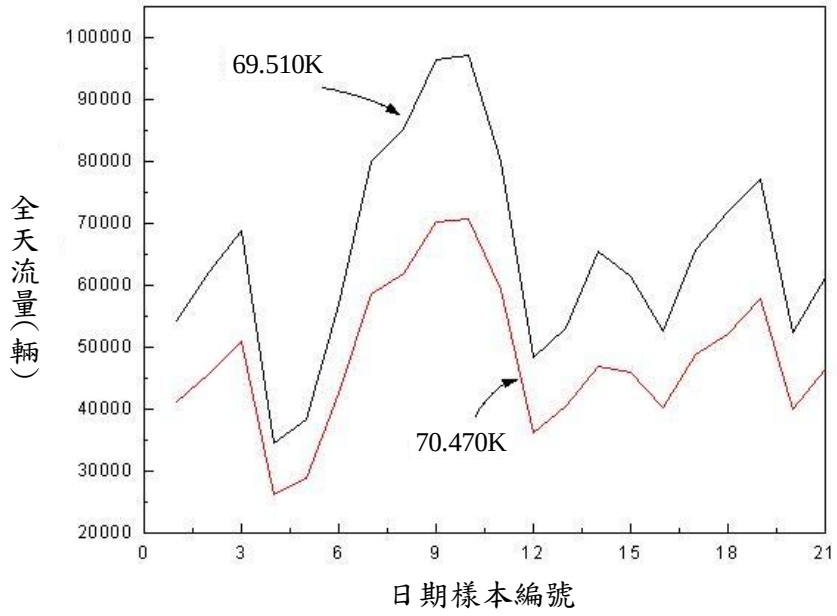


圖 4-2 國 3 北上 69.510K 及 70.470K 偵測器全日流量估計值

4.2.2 平均車長估計值之合理性

高速公路之偵測器將車長不超過 5.5 公尺及超過 5.5 公尺但不超過 12.2 公尺之車輛，各列為小車及大車，超過 12.2 公尺之車輛車輛為聯結車。偵測器所估計的小車平均車長多數在預期範圍內（4.3~4.9 公尺），但也有

低到 3.1 公尺或超過 8.5 公尺之情形（如國 3 於 55.340K 之資料）。大車可能包括小型貨車、大型單體貨車及大客車，其平均長度隨車種組成而異。偵測器所估計的平均大車長度常小於 6 公尺，但有的估計值超過 12.2 公尺（如國 3 於 62.008K 之資料）。聯結車平均長度估計值通常在 12.2 及 17 公尺之間，但不少估計值超過 20 公尺。

偵測器資料之另一弱點是故障時，所有小車、大車及聯結車之平均長度有時各被設定為固定的 5.5、12 及 25 公尺，但有時被設定為 255 公尺。這種不一致的檔案建立方法增加資料被誤用的可能性。

本計畫只用車長資料檢核從偵測器資料所估計之密度，而不用車長探討其他車流特性。此外，大車及聯結車之比例通常很低，對平均車長估計值的影響不大，所以上述不合理之車長估計值不影響本計畫之工作。

4.2.3 平均速率估計值之合理性

國 1 及國 3 偵測器之平均速率估計值常有偏高的現象，平均速率估計值比速限高 30 公里/小時的情形不少，特別高的速率估計值通常為大車及聯結車，本計畫將平均速率估計值限定在速限加 25 公里以下。

4.2.4 密度估計值的合理性

如第三章 3.2.5 節所述，偵測器所提供之流率與平均速率估計值可用於式 3.1 估計密度 D_1。佔有率的估計值及平均車長也可用於式 3.2 估計同一 5 分鐘內之密度 D_2。從理論的角度而言，D_1 應等於 D_2，附錄 E 之圖顯示在不同地點之 D_1 與 D_2 之關係。

多數地點之 D_1 與 D_2 接近預期的 $D_1=D_2$ 關係，例外的地點包括國 1 內湖-圓山北上路段之 18.007K、國 1 泰山-林口南下之 37.760K、國 3 鶯歌-大溪北上之 55.340K 及國 1 泰安-三義北上之 153.480K。

4.2.5 適用之偵測器資料

上述檢核工作的結果顯示有些平坦地點的偵測器資料適合進一步分析來探討車種組成、車種及車流之車道分佈及流率與速率關係，這些地點列於表 4.2。此表所列之地點也包括兩坡度路段，但這兩路段之相關偵測器資料用途很有限。

表 4.2 適用偵測器之地點

地形	公路	路段代號	偵測器地點		速限(公里)	路段屬性	
			里程	方向		車道數	路肩開放
平坦	國 1	1N1	8.243K(五堵-汐止)	北上	100	2	✓
		1N2	74.510K(楊梅-湖口)	北上	100	3	×
		1N3	92.900K(竹北-新竹)	北上	100	3	✓
		1S1	8.947K(五堵-汐止)	南下	100	3	×
		1S2	76.300K(楊梅-湖口)	南下	100	3	×
		1S5	21.390K(內湖-圓山)	南下	100	2	✓
	國 3	3N2	65.996K(大溪-龍潭)	北上	110	3	✓
		3N3	71.630K(龍潭-關西)	北上	110	3	×
		3S1	59.685(鶯歌-大溪)	南下	110	3+1	×
		3S2	66.015(大溪-龍潭)	南下	110	3	×
上坡	國 1	1SG1	37.760K 及 39.256K (泰山-林口；坡度≅5.2%)	南下	100	5/5	×
	國 3	3SG3	96.353K 及 98.590K (竹林-寶山；坡度≅3%)	北上	100	4/3	×
註：1.路肩僅於特定時段開放 2.國 3 之 3S1 路段之一車道為輔助車道							

如圖 4-3 所示，國 1 南下泰山-林口路段，在 38.025K 及 39.073K 之間有一 5.2%之上坡，但此上坡無偵測器資料可用，最接近的偵測器設置在離上坡起點及終點各約 265 公尺及 182 公尺之處。此外，這兩偵測器所提供的資料顯示通過兩偵測站之全日流量有過度的差異，其差值在 1,703 輛（3.7%）及 4,585 輛（4.5%）之範圍。因為偵測器不在上坡而且其全日流量估計值不一致，所以本計畫只能從偵測器資料估計平均自由速率在 37.760K 及 39.256K 之間之變化，以協助微調 HTSS 模式。

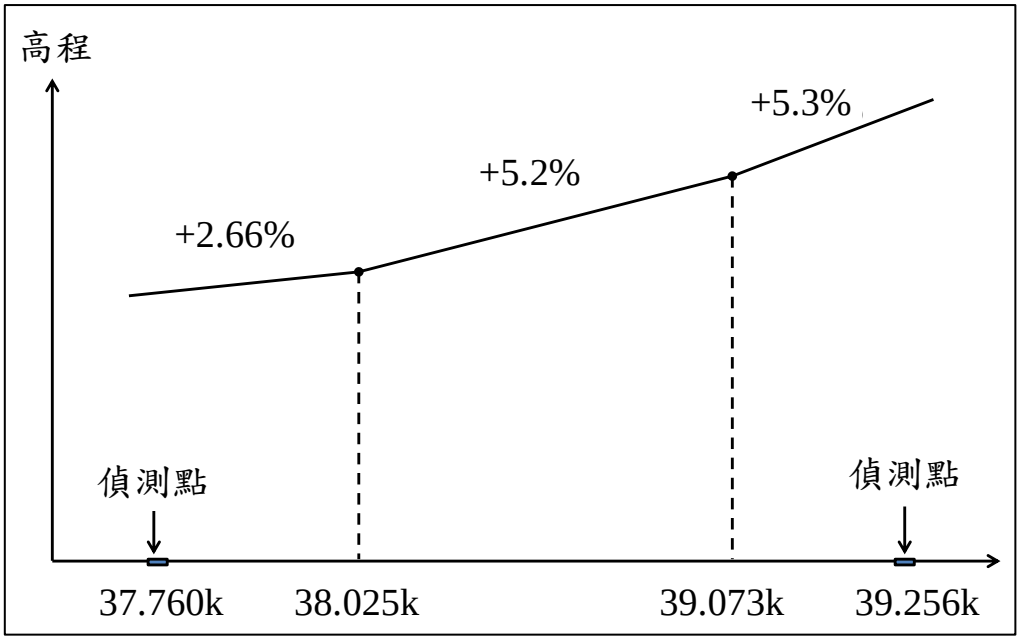


圖 4-3 國 1 南下泰山-桃園坡度路段縱切面示意圖

另一方面，圖 4-4 顯示國 3 北上寶山-竹林有一長約 1.5 公里之 3%上坡，此上坡有兩偵測器，但這兩偵測器資料所顯示的全日流量亦有很大的差異，其差值在 2,967 輛（5.2%）及 4,563 輛（4.2%）之範圍。因此惟一有助於微調 HTSS 模式之偵測器資料為兩偵測點（96.350K 及 98.590K）的平均自由速率。

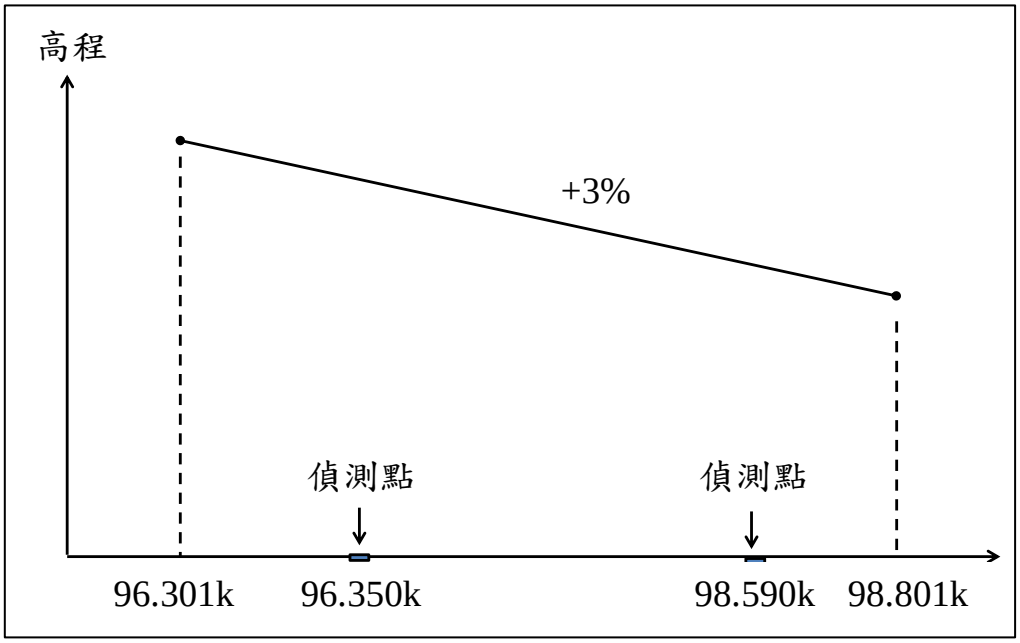


圖 4-4 國 3 北上寶山-竹林坡度路段縱切面示意圖

4.3 車種組成

根據 2018 年 16 天之偵測器資料，在早上 5 點到晚上 7 點之間通過表 4.2 所列平坦路段的大車及聯結車比例如表 4.3 所示。大車中可能有車長接近 5.5 公尺之輕型貨車。

表 4.3 國 1 及國 3 偵測器資料之每日大車及聯結車比例

國道	路段	大車百分比(%)		聯結車百分比(%)	
		平均	範圍	平均	範圍
1	1N1(五堵-汐止)	3.6	2.8-4.9	2.3	1.5-3.5
	1N2(楊梅-湖口)	3.5	2.2-5.5	4.3	2.8-5.7
	1N3(竹北-新竹)	4.0	2.2-6.2	3.8	2.5-5.4
	1S(五堵-汐止)	2.8	3.2-5.6	2.9	2.3-3.9
	1S2(楊梅-湖口)	3.1	1.6-4.9	3.8	2.3-5.0
	1S5(內湖-圓山)	8.6	8.2-8.8	2.5	2.2-3.0
3	3N2(大溪-龍潭)	2.5	1.6-4.3	1.6	0.7-3.1
	3N3(龍潭-關西)	2.9	1.1-5.0	1.1	0.4-1.9
	3S1(鶯歌-大溪)	1.9	0.8-4.0	1.7	0.5-3.9
	3S2(大溪-龍潭)	2.0	0.9-3.9	1.7	0.7-3.7

4.4 車種之車道分佈

如表 4.4 及 4.5 所示，不同車種使用各車道之比例隨地點、車道數及路肩是否開放而異。偵測器偵測之車種車道分佈有下列之一般性質：

1. 小車幾乎均勻的集中在最內側之兩車道。
2. 大車使用外車道之比例最高，使用內側道的比例常不到 10%。
3. 聯結車很少使用內車道，使用外車道之比例可達 87%。

4. 路肩開放時，少有大車及聯結車會進入路肩，如為 2 車道路段(如 1N1 及 1S5)，則 15%~27%之小車使用路肩；如為 3 車道路段(如 1N3 及 3N2)，則 9%~13%之小車使用路肩。

表 4.4 路肩未開放路段車種之車道分佈

路段	小車				大車				聯結車			
	車道				車道				車道			
	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
1N2	38.5	38.8	22.7	-	17.0	30.5	52.5	-	1.3	19.0	79.7	-
1S1	37.6	36.3	26.1	-	19.5	35.0	45.5	-	1.7	57.4	40.9	-
1S2	39.6	39.0	21.4	-	9.5	21.4	69.1	-	0.6	23.3	76.1	-
3N3	36.1	39.3	24.6	-	6.3	31.6	62.1	-	3.1	16.6	80.3	-
3S2	37.7	36.7	25.6	-	2.3	27.3	70.4	-	0.8	11.9	87.3	-
3S1	29.5	28.8	24.1	17.6	8.0	10.8	35.2	46.0	0.0	5.9	46.9	47.2

表 4.5 路肩開放路段車種之車道分佈

路段	小車				大車				聯結車				路肩
	車道				車道				車道				
	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	
1N1	44.7	39.9	(15.4)	0.0	35.2	57.4	(7.4)	0.0	30.1	69.5	(0.4)	0.0	開
1N1	50.0	48.8	(1.2)	0.0	32.9	66.6	(0.5)	0.0	28.5	71.3	(0.2)	0.0	關
1N3	33.0	31.1	26.6	(9.3)	16.2	43.6	35.4	(4.8)	0.4	51.1	48.1	(0.4)	開
1N3	35.8	38.1	24.8	(1.3)	12.3	38.7	48.3	(0.7)	0.2	41.0	58.7	(0.1)	關
3N2	33.1	31.3	22.6	(13.0)	11.8	34.7	49.1	(4.4)	3.1	20.7	74.2	(2.0)	開
3N2	38.5	40.4	19.9	(1.2)	8.3	32.3	58.8	(0.6)	0.5	19.9	79.5	(0.1)	關
1S5	39.5	30.5	(30.0)	0.0	43.4	56.5	(0.1)	0.0	41.8	57.8	(0.4)	0.0	開
1S5	55.1	41.6	(3.3)	0.0	43.4	56.6	(0.0)	0.0	37.4	62.6	(0.0)	0.0	關
註：( )內之值為路肩使用百分比													

4.5 車流之車道分佈

單向各車道的分布隨需求流率、車道數、路肩有無開放、車流屬穩定或壅塞狀況及路段所在地而異。根據 2018 年偵測器資料，附錄 F 各圖顯示不同平坦路段上車流之車道分佈特性，這些路段，如表 4.2 所示，可分成 4 型態：(1) 2 車道且路肩開放；(2) 3 車道；(3) 3 車道且路肩開放；(4) 4 車道。而路肩只在特定時段內開放。

雖然車道分布隨路段所在地而異，偵測器資料顯示同一類型之路段有類似的車道使用特性，例如 3 車道路段各車道使用率皆類似圖 4-5 所示。在車流穩定而且低流率的狀況下，中間車道(第 2 車道)之使用率最高。流率增加時，內車道(第 1 車道)及中間車道的使用率逐漸接近。外車道(第 3 車道)的使用率低於其他兩車道。在高流率，壅塞狀況時，外車道的使用率接近 30%，其他車道的使用率則各為 35%。

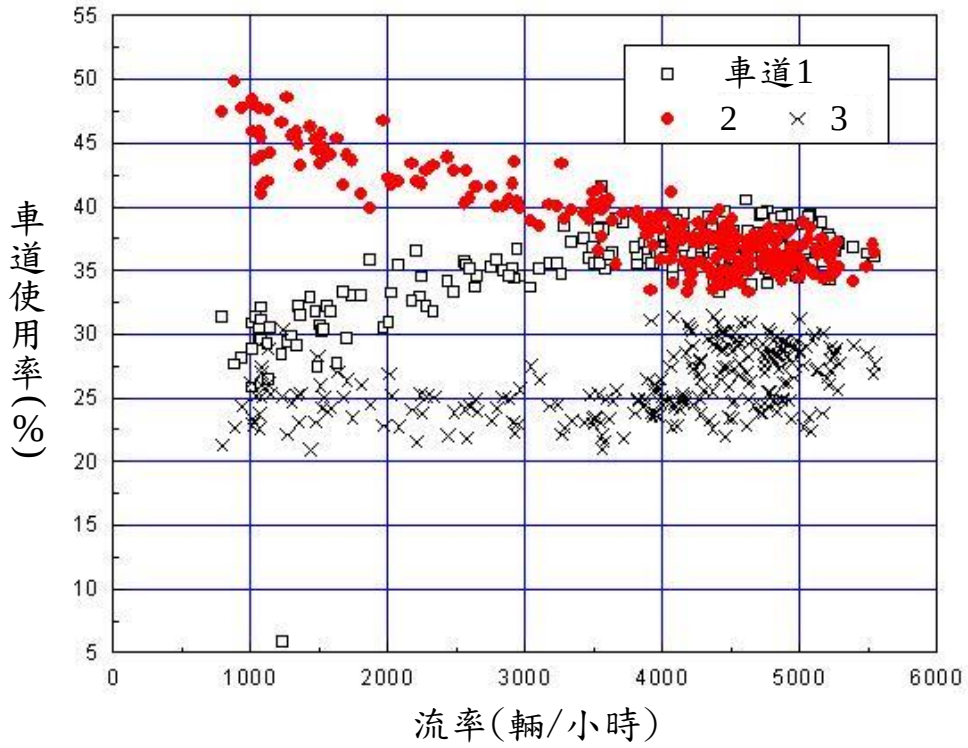


圖 4-5 國 1 北上楊梅-湖口路段 74.510K 車流之車道分佈

圖 4-6 顯示在低流率，穩定狀況 4 車道路段上，第 2 車道的使用率也比內車道(第 1 車道)及其他車道高，但流率相當高時(＞3,000 輛/小時)，第

1 車道的使用率稍為高於第 2 車道。在穩定狀況下，外車道的使用率大約不超過 20%，但從圖 4-7 可知，車流進入壅塞狀況之後，內、外車道的使用率皆在 25%左右，第 2 及第 3 車道的使用率也各為 25%左右。

在路肩開放的路段上，車道使用之行為比較複雜，一般路肩開放且路肩開始有顯著車流時，一般車道之平均流率大約在 1,200~1,600 輛/小時左右。如圖 4-8 所示，在低流率，路肩未開放之前，第 2 車道的使用率高於第 1 車道。路肩開放之後第 1 及第 2 車道的使用率隨流率的增高而逐漸降低，但第 3 車道之使用率仍繼續隨流率增高。在未進入壅塞狀況之前，路肩的使用率約為 15%，大約只有第 2 車道使用率之一半，進入壅塞狀況之後，每車道的使用率皆在 25%左右。

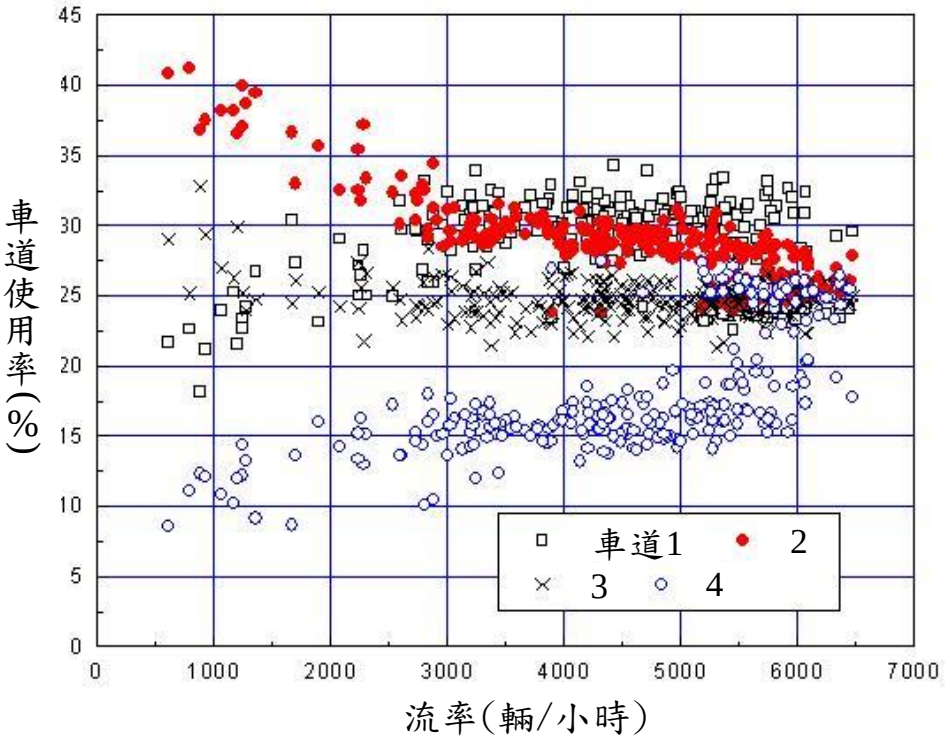


圖 4-6 國 3 南下鶯歌-大溪路段 59.685K 車流之車道分佈

根據附錄 F 各圖所示車流之車道分佈及上述車流分布的性質，本計畫將各類型路段在車流穩定狀況及壅塞狀況時的車道使用率整合成代表性使用率，穩定狀況時的使用率如圖 4-9~4-12 所示，這些圖中之使用率可用表 4.6 所列之模式來估計，壅塞狀況下之車道使用率列於表 4.7 中。

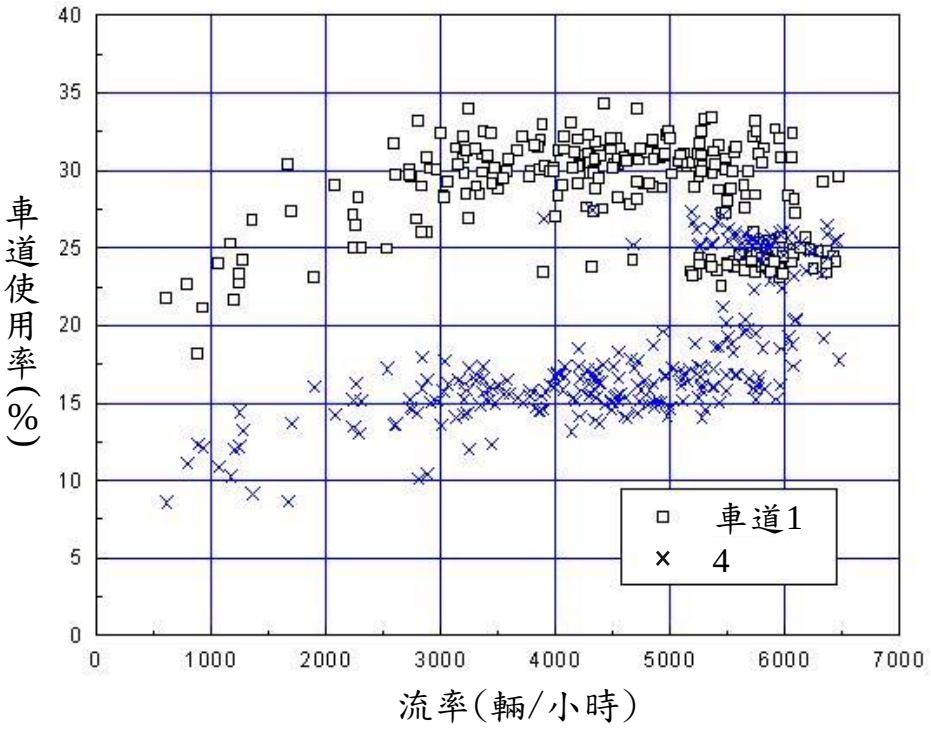


圖 4-7 國 3 南下鶯歌-大溪路段 59.685K 第 1 車道(內車道)及第 4 車道(外車道)之使用率

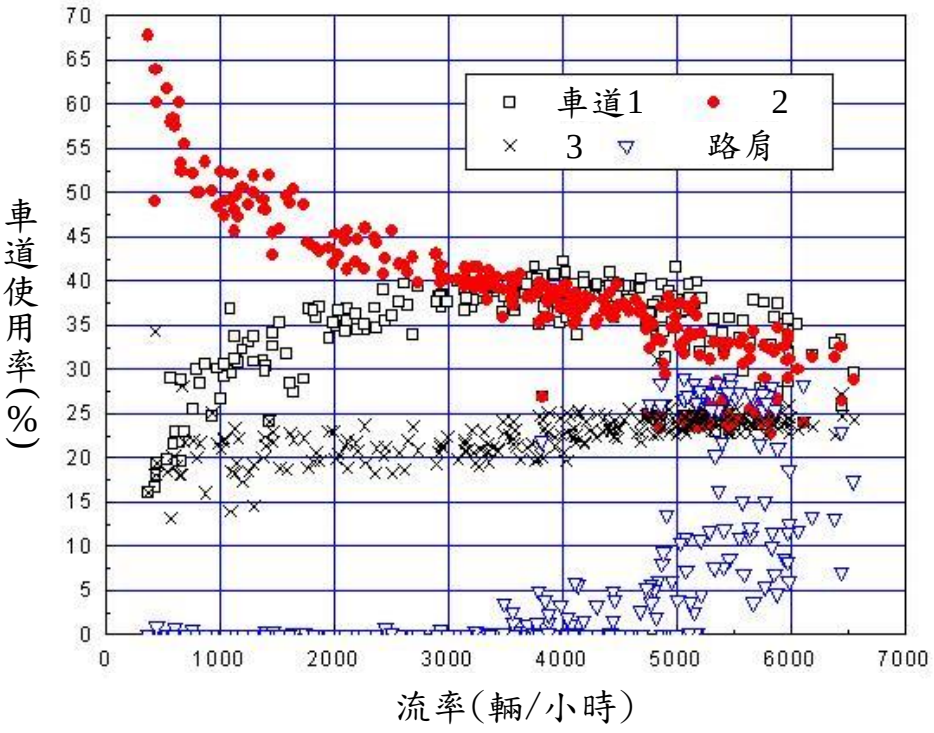


圖 4-8 國 3 北上大溪-龍潭路段 65.996K 車流之車道分佈

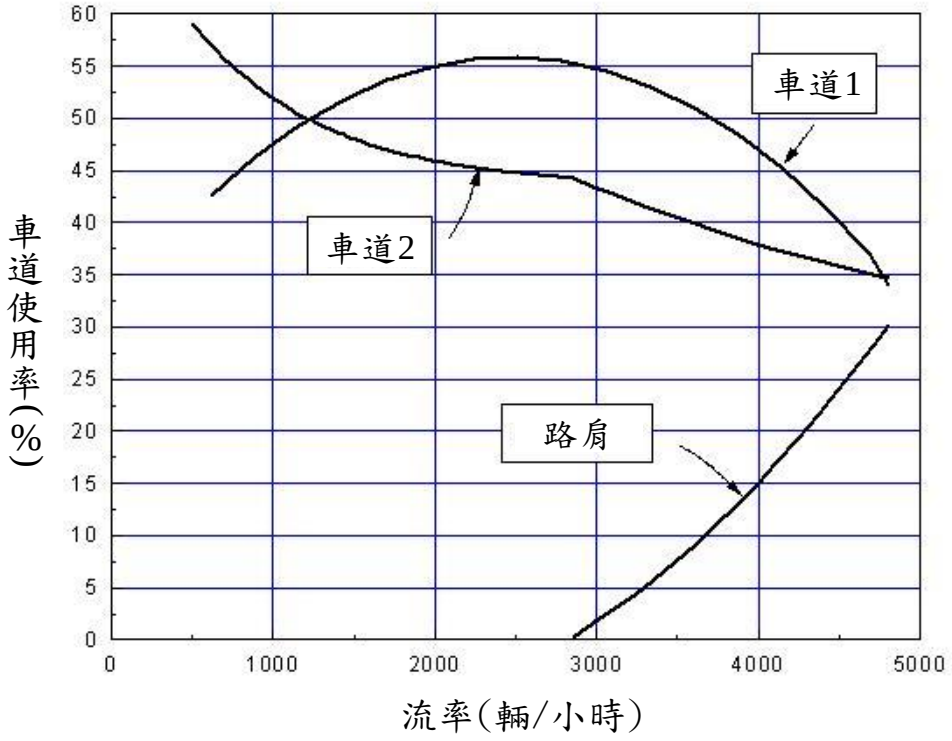


圖 4-9 2 車道且路肩開放路段車流之車道分佈

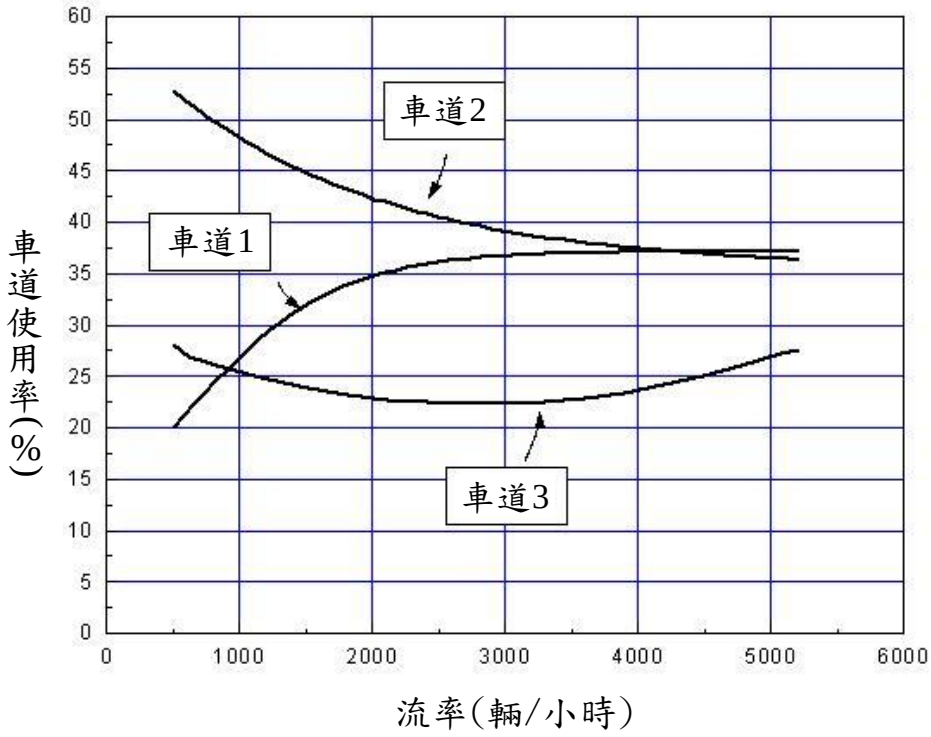


圖 4-10　3 車道路段車流之車道分佈

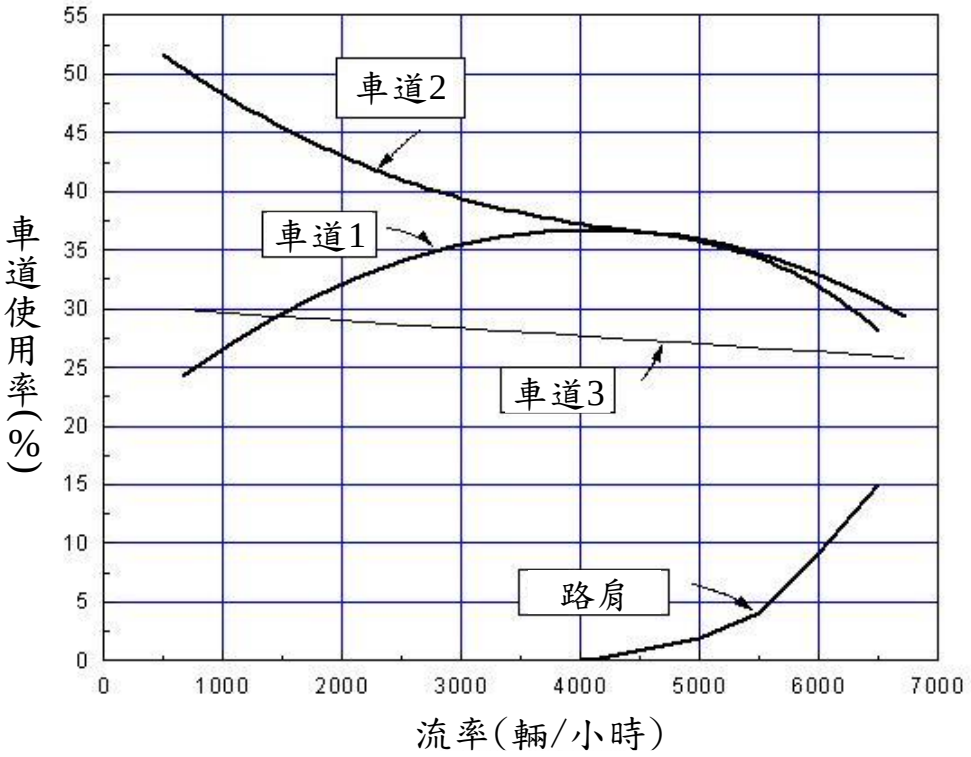


圖 4-11　3 車道且路肩開放路段車流之車道分佈

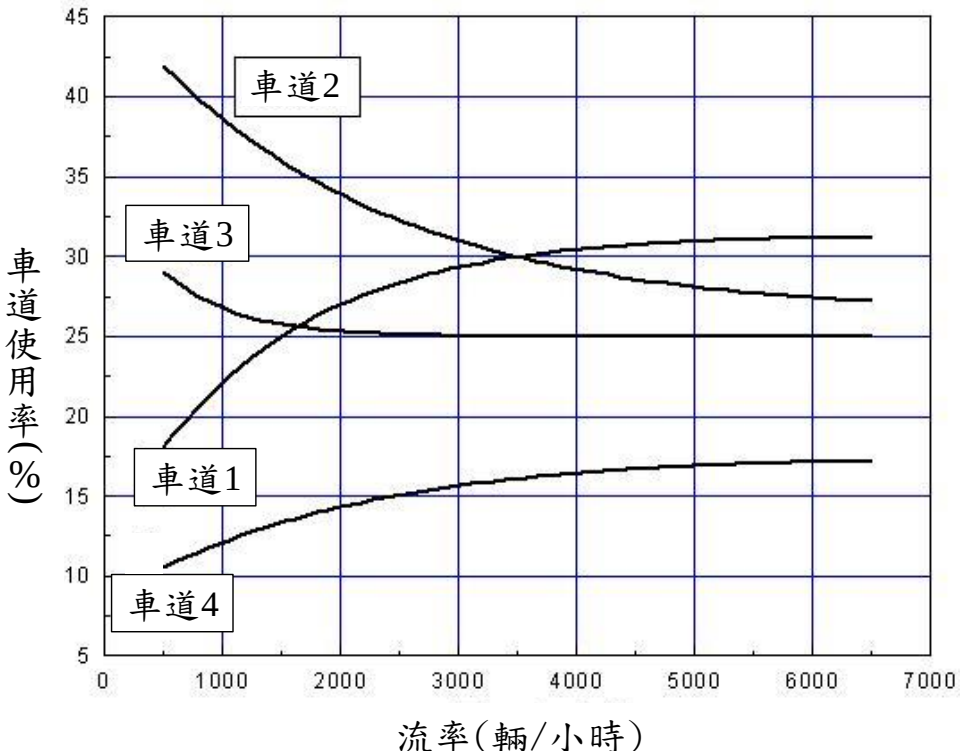


圖 4-12　4 車道路段車流之車道分佈

表 4.6 穩定車流狀況之車道使用率估計模式

路段屬性		估計模式		
車道數	路肩開放	車道	使用率 Pi (%)	適用流率範圍 Q (輛/小時)
2	✓	1	$P_1 = 32.5+0.0189Q-3.828\times10^{-6}Q^2$	≦4,800
		2	$P_2 = 100-P_1$	≦2,800
			$P_2 = 67.8-0.01031Q+7.1313\times10^{-6}Q^2$	2,800~4,800
		路肩	$P_S = 0$	≦2,800
			$P_S = 100-P_1-P_2$	2,800~4,800
3	×	1	$P_1 = 4.3+\frac{32.852}{1+e^{-\frac{Q-551.23}{571.82}}}$	≦5,500
		2	$P_2 = 35.4+17.4e^{-\frac{Q-500}{1622.4}}$	≦5,500
		3	$P_3 = 100-P_1-P_2$	≦5,500
3	✓	1	$P_1 = 19+0.00871Q-1.0666\times10^{-6}Q^2$	≦6,500
		2	$P_2 = 85.7-\frac{51.364}{1+e^{-\frac{Q+601.74}{1,632}}}$	≦4,080
			$P_2 = 37.6-\frac{47.359}{1+e^{-\frac{Q-7646.6}{828.04}}}$	4,080~6,500
		3	$P_3 = 100-P_1-P_2$	≦4,080
			$P_3 = 29.0-6.67\times10^{-4}Q$	4,080~6,500
		路肩	$P_4 = 0$	≦4,080
			$P_4 = 100-P_1-P_2-P_3$	4,080~6,500
4	×	1	$P_1 = -131.1+\frac{162.442}{1+e^{-\frac{Q+2580.9}{1,276}}}$	≦6,500
		2	$P_2 = 26.3+15.63e^{-\frac{Q-500}{2,064.33}}$	≦6,500
		3	$P_3 = 25.0+4.09e^{-\frac{Q-500}{612.4}}$	≦6,500
		4	$P_4 = 100-P_1-P_2-P_3$	≦6,500

表 4.7 壅塞狀況下車流之車道分佈

路段屬性		車道使用百分比			
車道數	路肩開放	車道			
		1	2	3	4
2	✓	37	32	(31)	
3	×	33	34	33	
3	✓	25	25	26	(24)
4	×	25	25	25	25
註：( )內之值為路肩使用百分比					

4.6 大型車之小車當量

平坦路段上大車及聯結車的小車當量可根據前章 3.3 及 3.4 節所述的方法來估計，這工作包括：

(1) 利用現場內車道資料訂定只有小車時，小車跟隨小車之平均車距，如圖 4-13 所示。偵測器資料顯示每 5 分鐘內經常有 1 輛或 2 輛以上的大型車經過一定點。所以本計畫將每 5 分鐘內大型車比例不超過 2%之車流當做只有小車的車流。這種小量的大型車輛對小車平均車距的估計值沒有實質的影響。

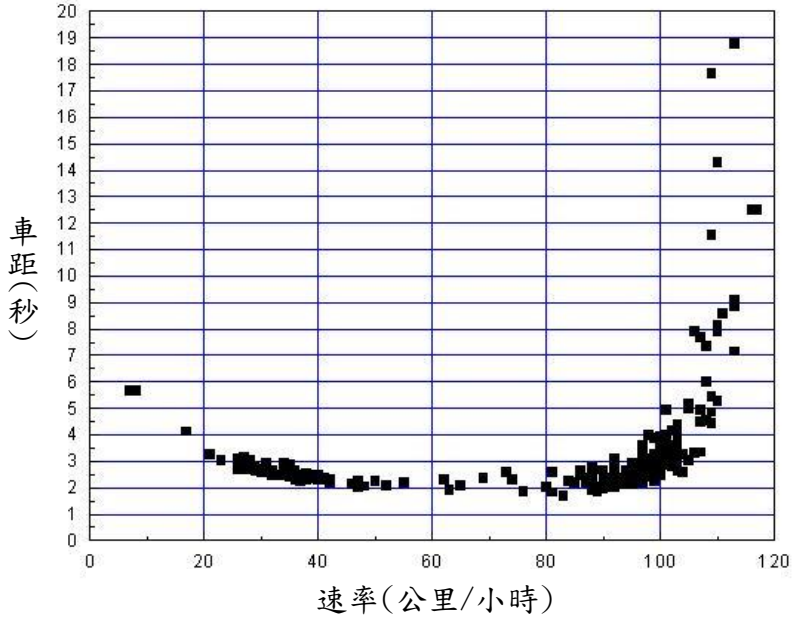


圖 4-13 國 3 南下鶯歌-大溪路段小車跟隨小車之平均車距

(2) 根據前章表 3.8 估計大車跟隨小車及小車跟隨大車之額外車距，然後估計相關車距。

(3) 假設大型車輛跟隨同樣大型車輛之車距等於小車跟隨大型車輛之車距。

(4) 假設車流中只有小車及大車或只有小車及聯結車(4 軸或 5 軸)。

(5) 根據式 3.4 估計大車及聯結車之個別小車當量。

上述工作的結果顯示於圖 4-14、4-15 及 4-16，這些圖中每一細曲線代表從一定點的資料所估計之小車當量。不同地點的小車當量受平均速率的影響很大，但小車當量隨地點的變化很少，表 4.8 所列的模式可用來估計這些當量。

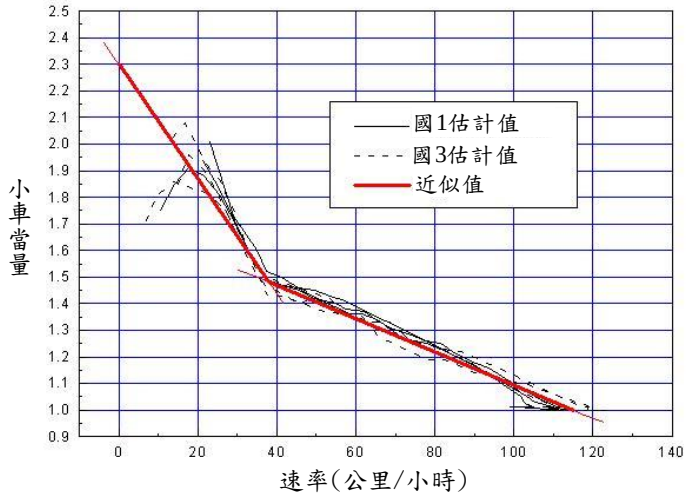


圖 4-14　國 1 及國 3 大車之小車當量

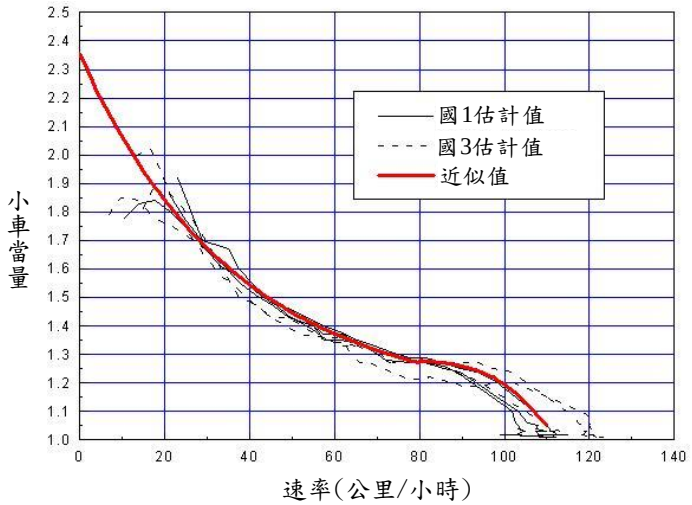


圖 4-15　國 1 及國 3 之 4 軸聯結車小車當量

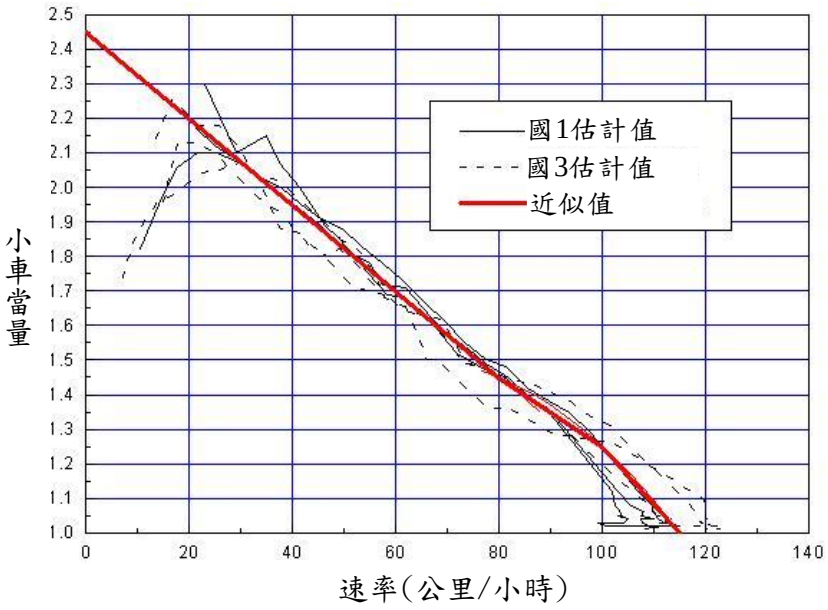


圖 4-16　國 1 及國 3 之 5 軸聯結車小車當量

表 4.8 國 1 及國 3 大型車輛在平坦路段之小車當量估計模式

車種	估計模式	適用速率 V (公里/小時)
大車	$E_{SU} = 2.3 - 0.0216V$	≦38
	$E_{SU} = 1.72 - 0.00623V$	38~115
	$E_{SU} = 1.0$	＞115
4 軸聯結車	$E_{T4} = 1.13 + 1.226\,e^{-\frac{V}{36.883}}$	≦80
	$E_{T4} = 1.29 - \frac{0.6453}{1+e^{-\frac{V-114.24}{7.9753}}}$	80~112
	$E_{T4} = 1.0$	＞112
5 軸聯結車	$E_{T5} = 2.45 - 0.0125V$	≦80
	$E_{T5} = 0.73 + 0.0243V - 1.905\times10^{-4}V^2$	80~115
	$E_{T5} = 1.0$	＞115

4.7 平坦路段流率與速率關係

根據上述大車及聯結車之小車當量，並假設高速公路上之聯結車皆為 4 軸聯結車，偵測器資料所顯示的 5 分鐘流量可用來估計每連續 15 分鐘之

對等小車流率與平均速率的關係。因流率與速率關係隨幾何設計及路肩之運用而異，本計畫將表 4.2 所列之平坦路段分成下列四種來探討：(1) 2 車道且路肩開放；(2) 3 車道；(3) 3 車道且路肩開放；(4) 4 車道。

4.7.1 2 車道且路肩開放路段

國 1 北上汐止-五堵路段 8.243K 通常在早上 9 點到下午 4 點有不少的車輛在路肩，路肩開放時一般車道之平均流率大約為 1,300 輛/小時/車道。路肩開放之後通常在一小時之後車流進入壅塞狀況。國 1 南下內湖-圓山路段 21.390K 也在特定時段內開放路肩，此路段在上午路肩開放期間很少有壅塞情形，因此本計畫只考慮下午路肩開放時之車流狀況。

雖然上述兩路段的交通運作特性有差異，但也有類似的性質，如圖 4-17 及 4-18 所示，一般車道(車道 1 為內車道)進入壅塞狀況時，路肩也進入壅塞狀況。路肩的車流比一般車道低得多，所以路肩車流的平均速率經常比一般車道高 10~15 公里/小時。

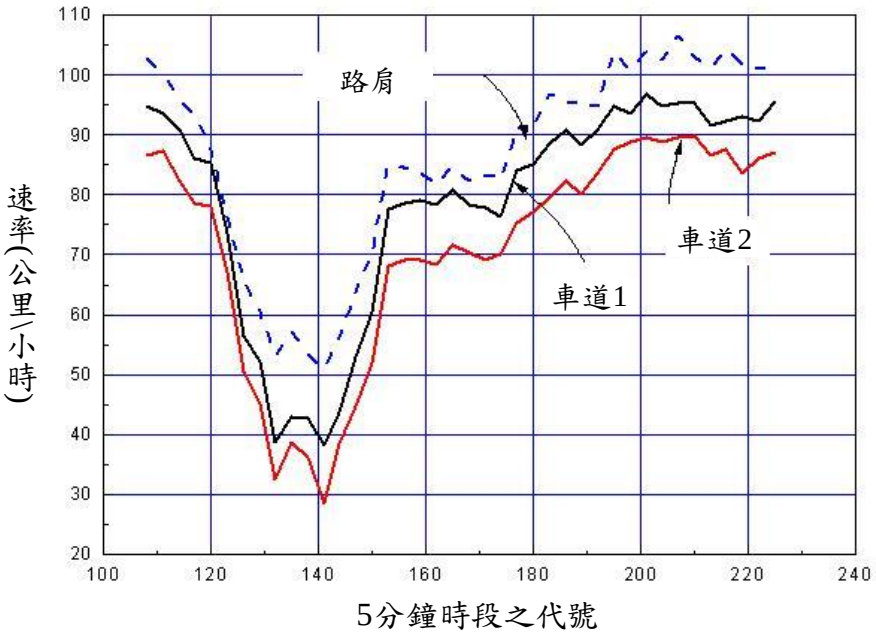


圖 4-17　國 1 北上 8.243K 平均速率隨車道及時間之變化
(5 分鐘時段代號 120：上午 10 點。)

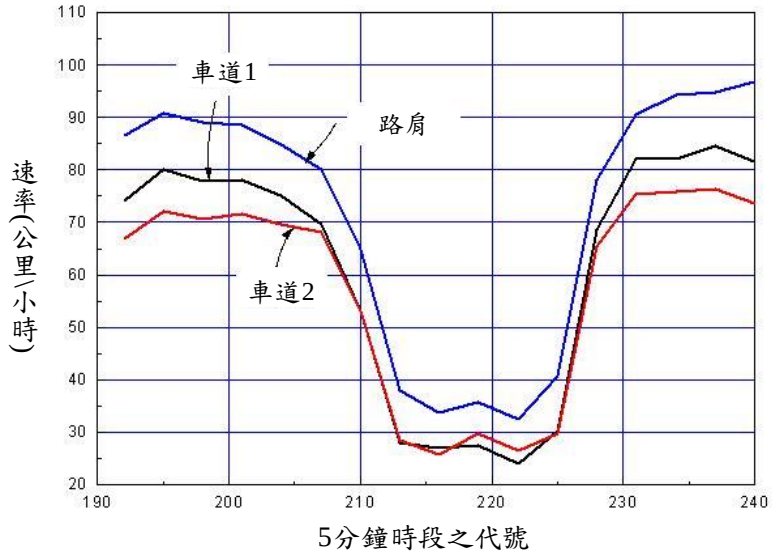


圖 4-18　國 1 南下 21.390K 平均速率隨車道及時間之變化

圖 4-19 及 4-20 顯示一般車道的流率與速率關係相近，路肩的流率-速率關係則大不相同。路肩流率增高時，其平均速率迅速下降，下降率比一般車道高得多。在進入壅塞狀況時(平均速率約 70~80 公里/小時)，路肩流率只有一般車道平均流率之 40%(8.243K 處)~80%(21.390K 處)。進入壅塞狀況之後，路肩流率才趨近一般車道之流率。圖 4-21 及 4-22 顯示車流從穩定進入壅塞狀況時(不包括從壅塞回復到穩定狀況) 路肩及 2 一般車道綜合之流率與速率關係。一般車道的最高流率大約在 1,750~1,800 小車/小時/車道之範圍，路肩的最高流率只在 1,450~1,500 小車/小時之範圍，但此流率存在於平均速率只有 40~45 公里/小時之嚴重壅塞狀況。

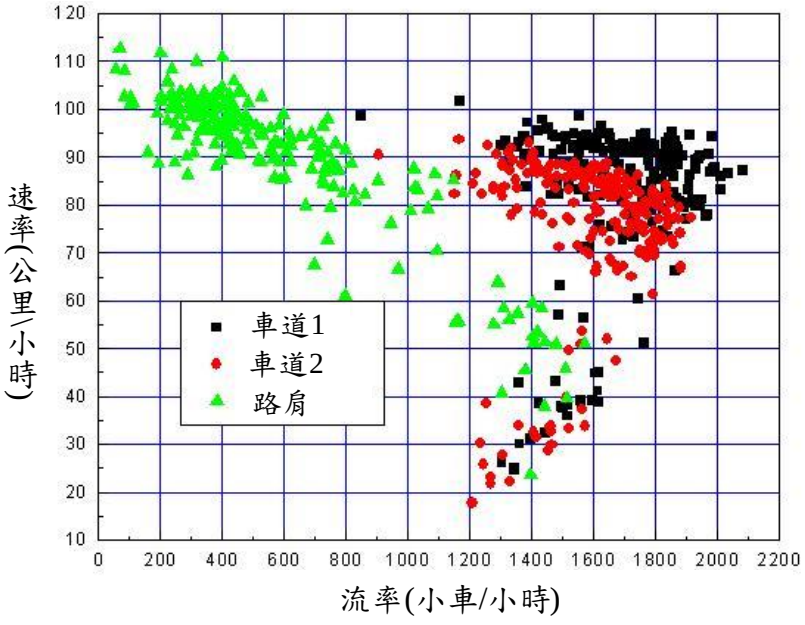


圖 4-19 國 1 北上 8.245K 各車道之流率與速率關係

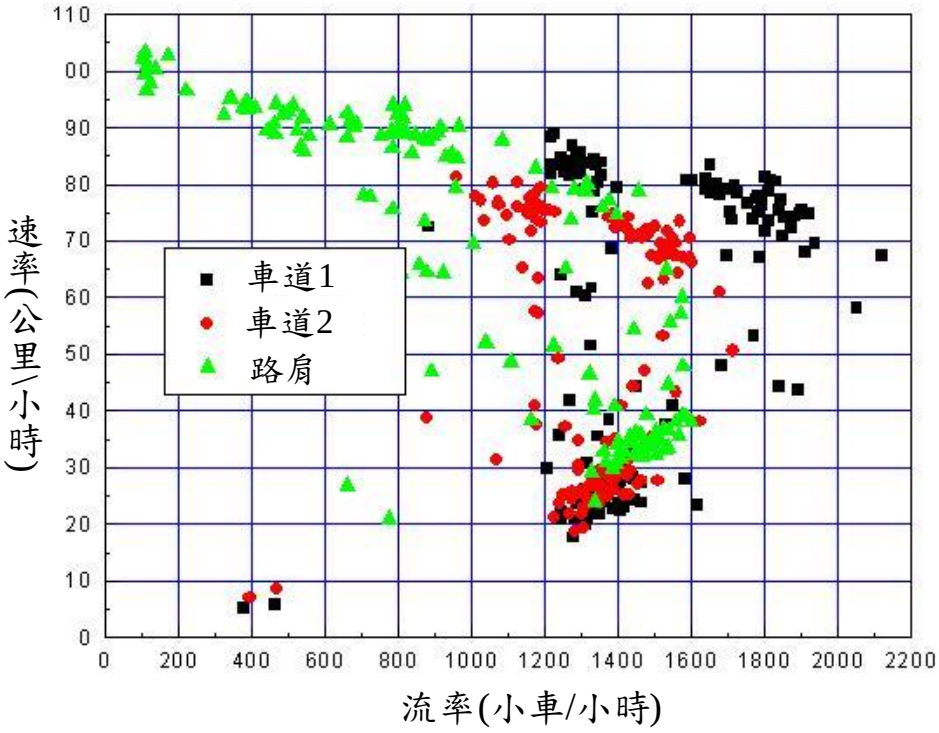


圖 4-20 國 1 南下 21.390K 各車道之流率與速率關係

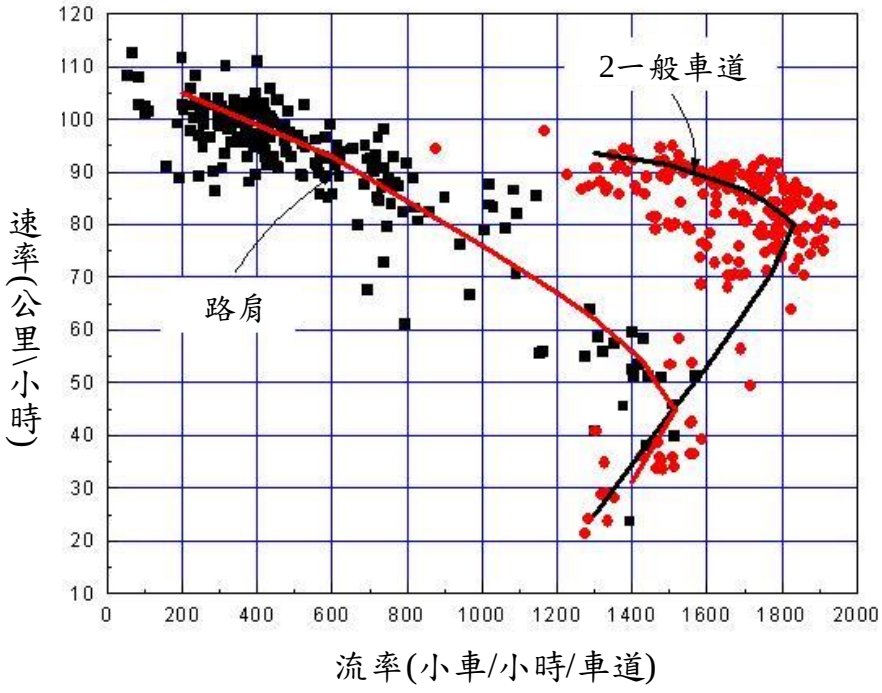


圖 4-21 國 1 北上 8.243 路肩及 2 車道之綜合流率與速率關係

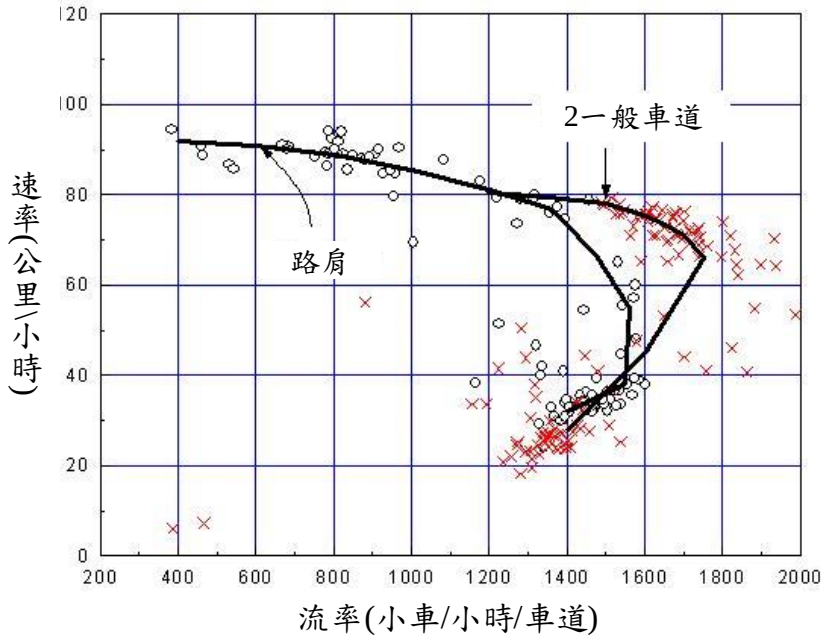


圖 4-22 國 1 南下 21.390K 路肩及 2 車道之綜合流率與速率關係

圖 4-23 顯示 2 車道且路肩開放路段之綜合流率與速率關係。一般而言，這種路段進入壅塞狀況時的平均速率在 75 公里/小時以上，最高流率在 1,450~1,550 小車/小時/車道之範圍。平均自由速率較高的路段不一定有較高的最高流率。

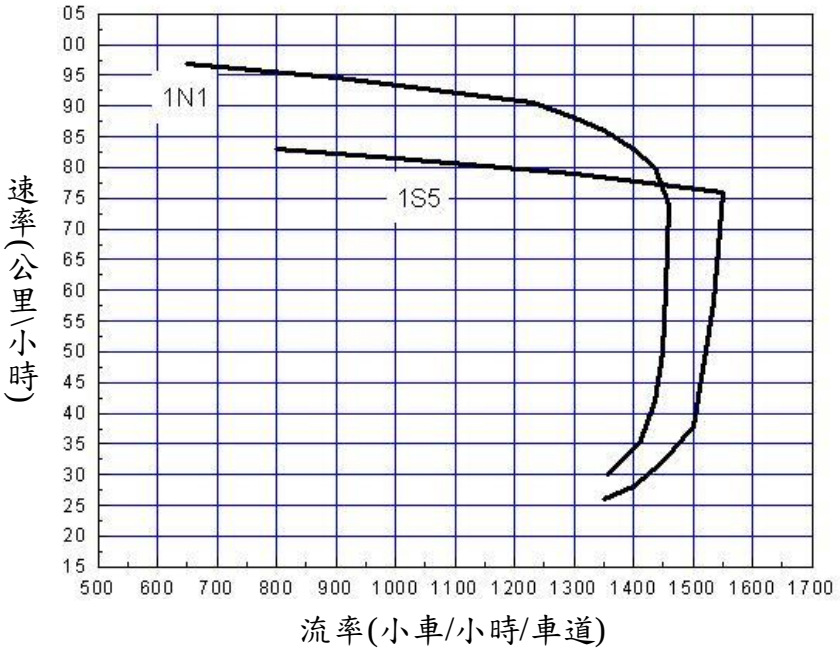


圖 4-23　2 車道且路肩開放路段之綜合每車道流率與速率關係

4.7.2 3 車道路段

表 4.2 列有 5 個 3 車道之平坦路段，這些路段上之流率與速率關係顯示於附錄 G 中。

以國 3 南下大溪-龍潭路段為例，圖 4-24 顯示車道 1(內車道)及車道 2(中間車道)之流率與速率關係相近，但車道 3(外車道)之流率與速率關係則差異相當大。在車流穩定而且流率相同時，車道 3 的平均速率比車道 1 低 10~15 公里/小時。車流進入壅塞狀況時的平均速率相當高，約在 85~90 公里/小時之範圍。此時車道 3 之流率平均只有 1,500 小車/小時左右，車道 1 之流率平均可約達 2,000 小車/小時。

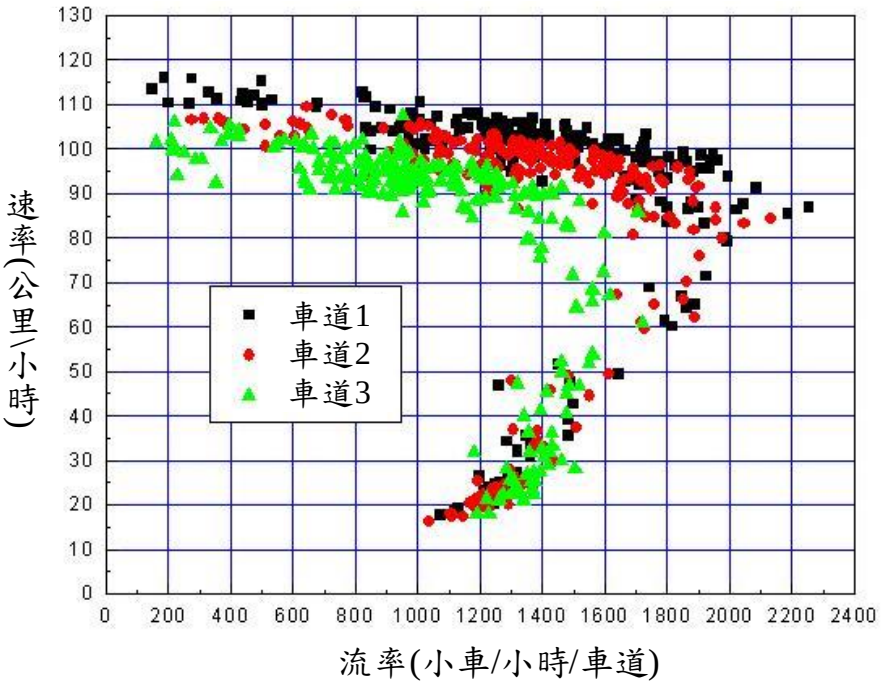


圖 4-24 國 3 南下大溪-龍潭路段 66.015K 各車道流率與速率關係

如將 3 車道之車流整合，則上述路段的綜合流率與速率關係如圖 4-25 所示，從此圖可知車流進入壅塞狀況的平均速率大約在 85 公里/小時之範圍。進入壅塞狀況之後流率隨平均速率下降，造成穩定及壅塞狀況有一明顯的界線。由此可知，里程生產率最高時之平均速率(見圖 4-26)接近，但稍高於流率最高時之平均速率，其他 3 車道路段有類似的車流特性。圖 4-27 比較 5 路段在穩定狀況下之綜合流率與速率關係，自由旅行速率較高的路段有稍微較大之最高流率的趨勢。

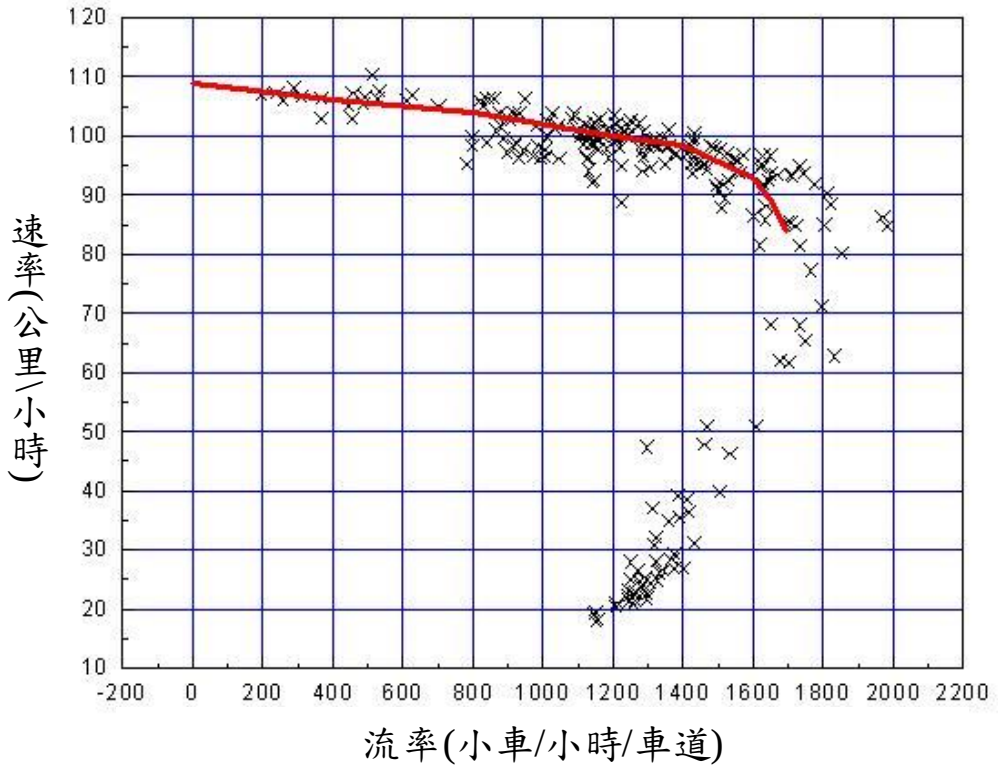


圖 4-25 國 3 南下大溪-龍潭路段 3 車道之綜合流率與速率關係

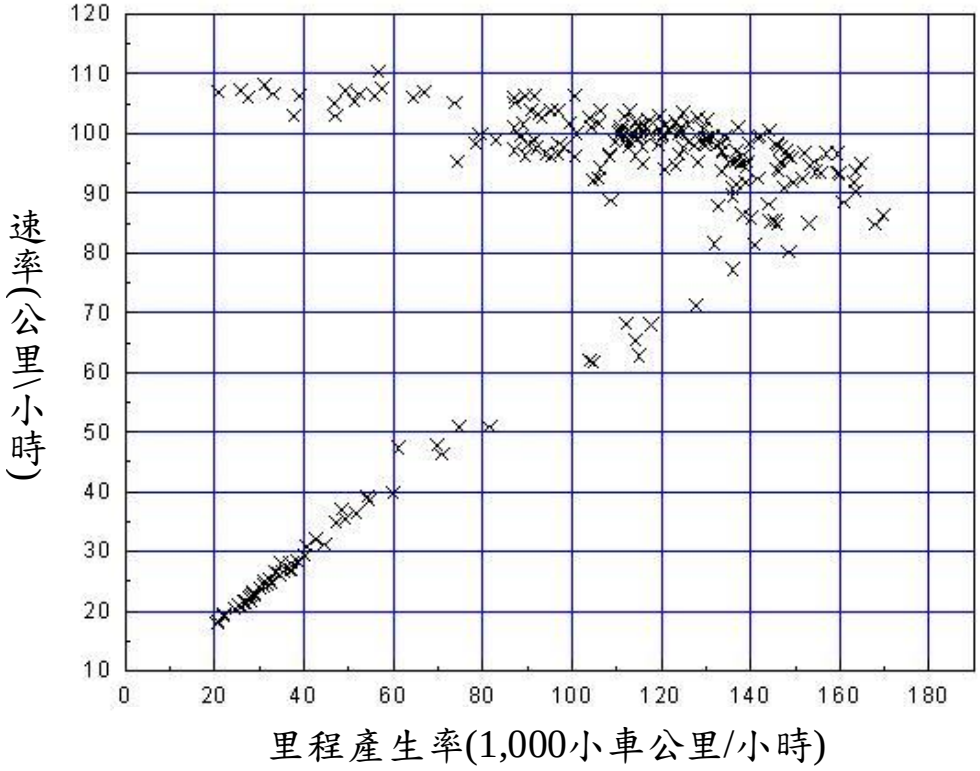


圖 4-26 國 3 南下大溪-龍潭路段 3 車道之綜合里程生產率與速率關係

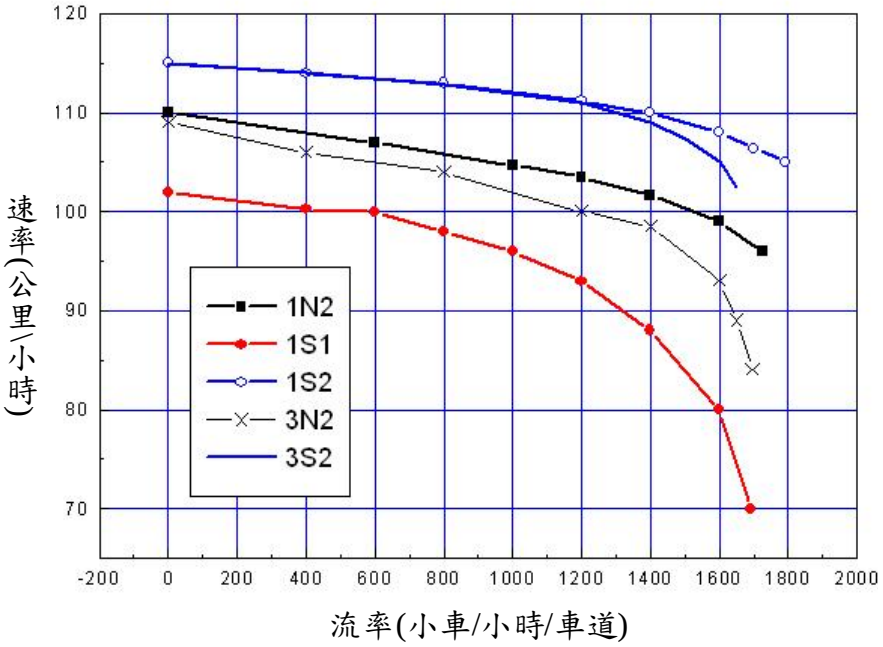


圖 4-27　3 車道路段綜合流率與速率關係之比較

4.7.3 3 車道且路肩開放路段

如圖 4-28 及 4-29 所示，3 車道且路肩開放路段，車道 1 及 2 有類似的流率與速率關係，這現象與 2 車道且路肩開放路段及 3 車道路段的情形相同。車道 3 之流率與速率關係不理想，路肩之流率與速率關係亦顯示路肩的交通功能遠低於一般車道。

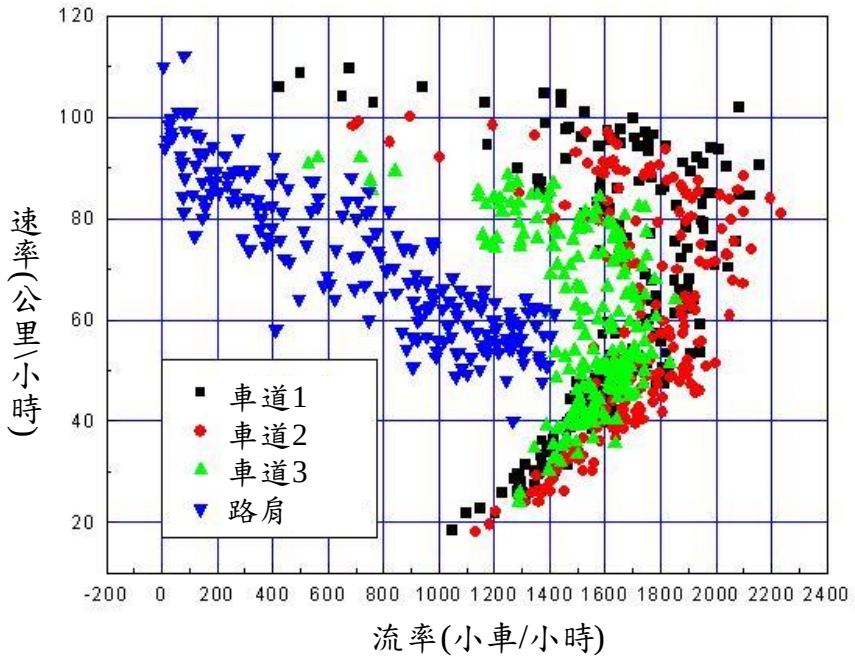


圖 4-28 國 1 北上新竹-竹北路段各車道之流率與速率關係

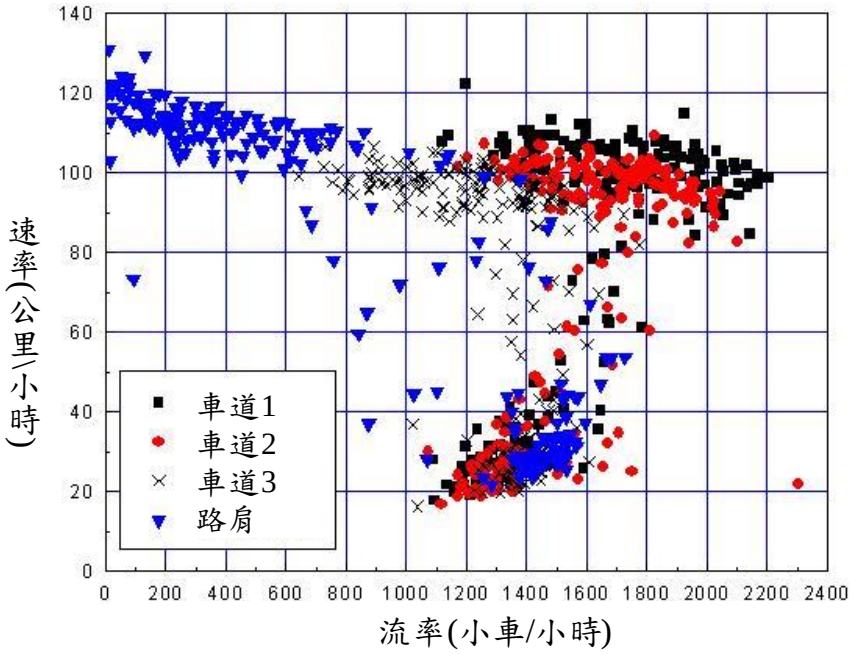


圖 4-29 國 3 北上龍潭-大溪路段各車道之流率與速率關係

一般車道進入壅塞狀況時，路肩也進入壅塞狀況，而且路肩上之平均速率比一般車道高 10~20 公里/小時如圖 4-30 及 4-31 所示。這現象類似 2 車道且路肩開放路段之運作特性。

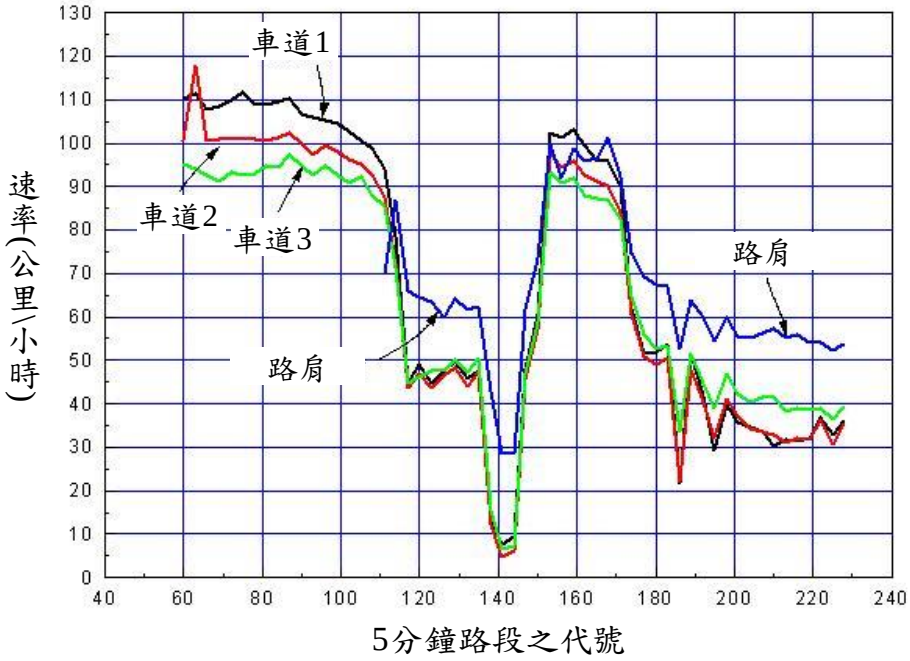


圖 4-30 國 1 北上新竹-竹北路段速率隨車道及時間之變化

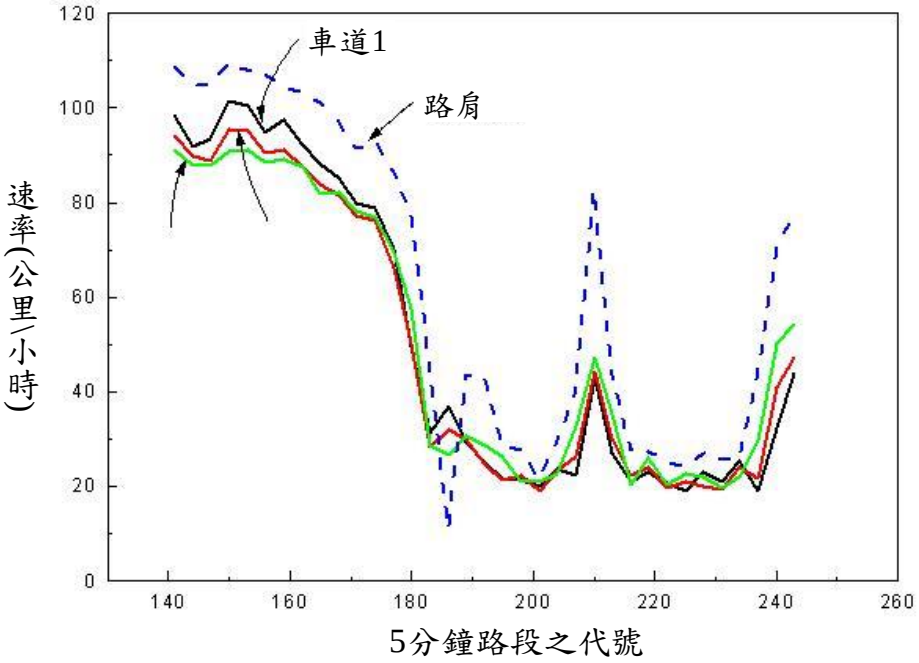


圖 4-31 國 3 北上龍潭-大溪路段速率隨車道及時間之變化

路肩開放時，路肩之流率與速率關係異於一般車道之綜合流率與速率關係，如圖 4-32 及 4-33 所示。此兩圖顯示路肩的流率與速率關係隨路段而異。這可能是路段幾何設計及車流性質的不同所造成。

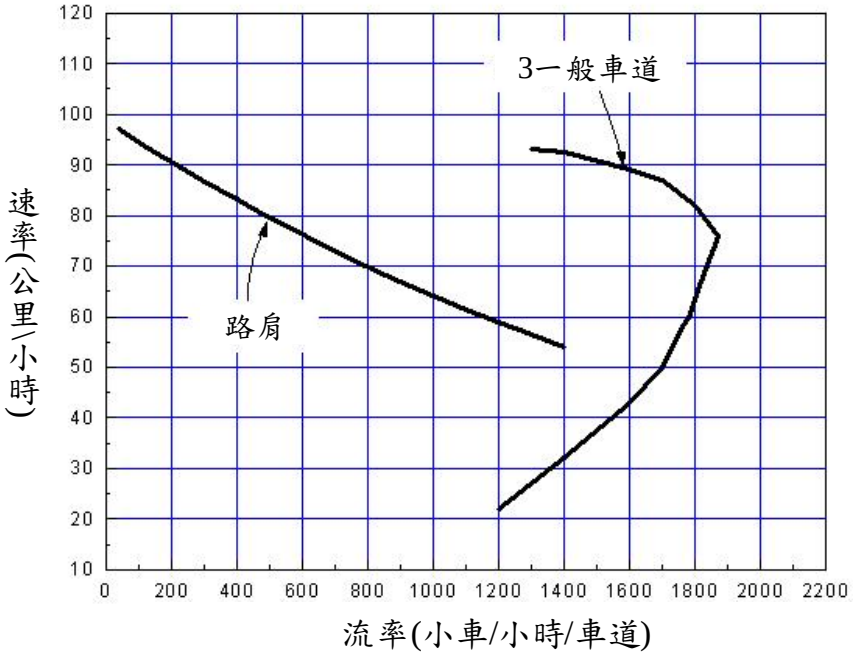


圖 4-32 國 1 北上竹北-新竹路段路肩及 3 車道綜合之流率與速率關係

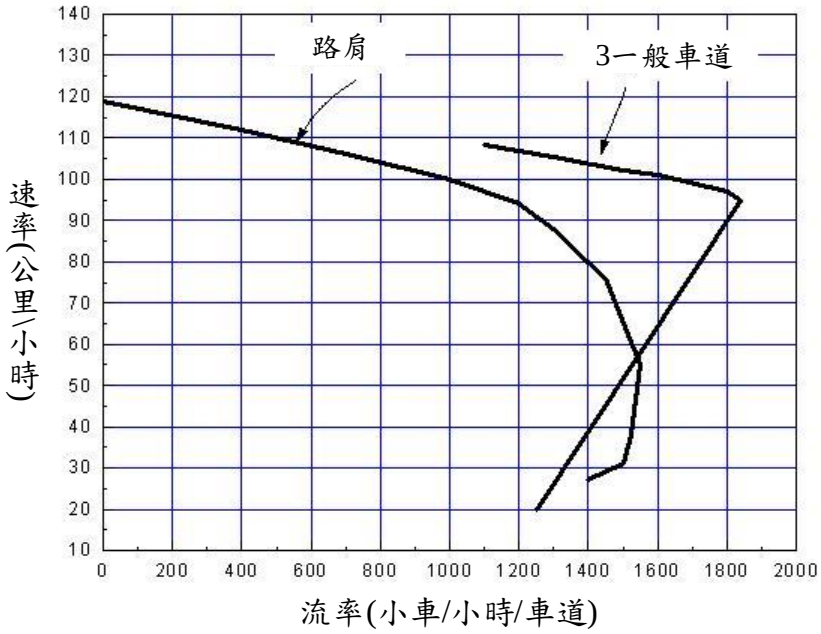


圖 4-33 國 3 北上大溪-龍潭路段路肩及 3 車道綜合之流率與速率關係

圖 4-34 比較 4 處路肩之流率速率關係，顯示路肩最大流率在 1,450~1,550 小車/小時之範圍，其相關速率大約在 45~55 公里/小時之間。此時路段已進入不穩定的車流狀況。

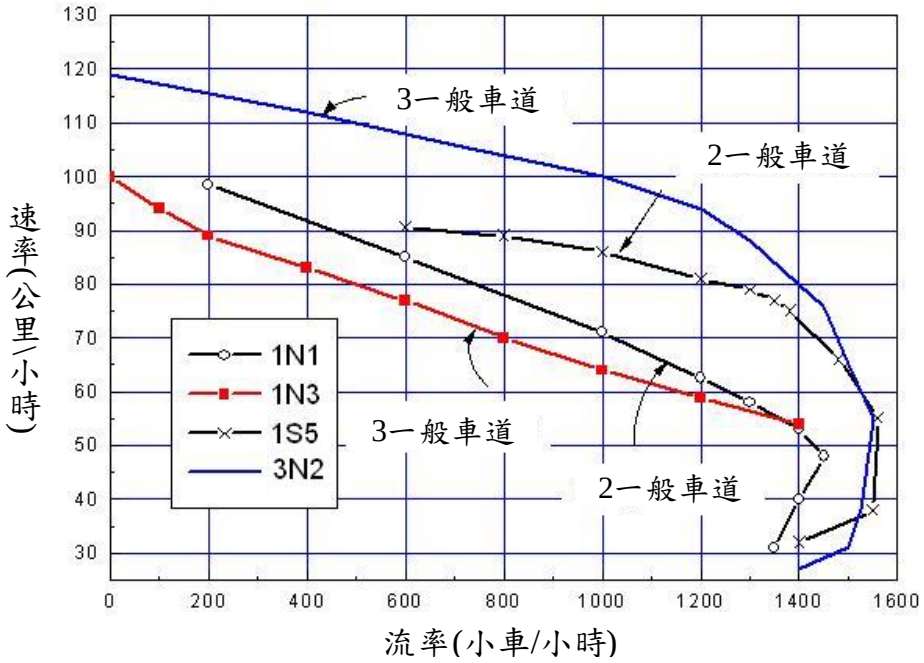


圖 4-34　路肩流率與速率關係之比較

圖 4-35 顯示 3 車道且路肩開放路段之綜合流率與速率關係，進入壅塞狀況之前，平均速率在 85~90 公里/小時之範圍，最高流率接近 1,600 小

車/小時/車道。

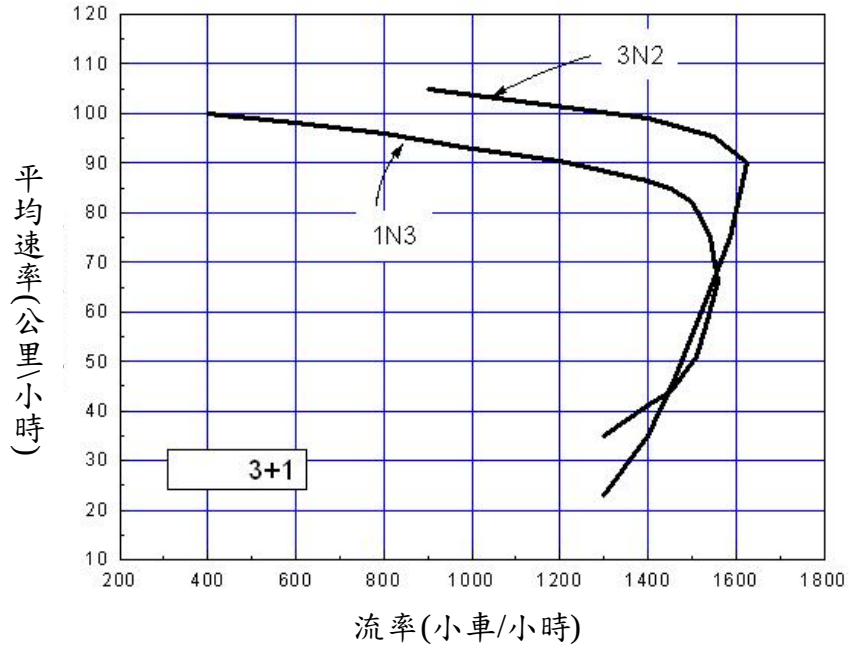


圖 4-35　3 車道且路肩開放路段之綜合流率與速率關係

4.7.4 4 車道路段

如圖 4-36 所示，4 車道路段，車道 1 及車道 2 之流率與速率關係相近，車道 4 之流率與速率關係則顯示該車道的交通功能遠低於其他車道。此外，車道 1 及車道 2 之流率與速率關係顯示平均速率降低到大約 90 公里以下時，此兩車道會進入壅塞狀況，進入壅塞狀況之後速率急速下降，流率也隨著減低，因此穩定狀況及壅塞狀況有相當明顯的界限。圖 4-37 顯示所有的車道大約在同一時間進入壅塞狀況，但進入壅塞狀況之後，車道 3 及車道 4 之平均速率降低時，流率仍可繼續增加，直到平均速率降低到 40~50 公里/小時以下之後，流率才開始減低。因為車道 3 及車道 4 車流的影響，4 車道之綜合流率與速率關係也顯示車流進入壅塞狀況之後，平均每車道之流率仍可稍微增加。但因穩定狀況與壅塞狀況仍有明顯的界限，所以里程生產率最高時之平均速率大約與流率最高時之平均速率相同，如圖 4-38 所示。

一般而言，車道數增加，每車道平均能承擔的最大流率會減少。從圖 4-27 及 4-38 可知 3 車道及 4 車道之路段各可承擔約 1,700 及 1,500 小車/小時/車道之穩定車流。

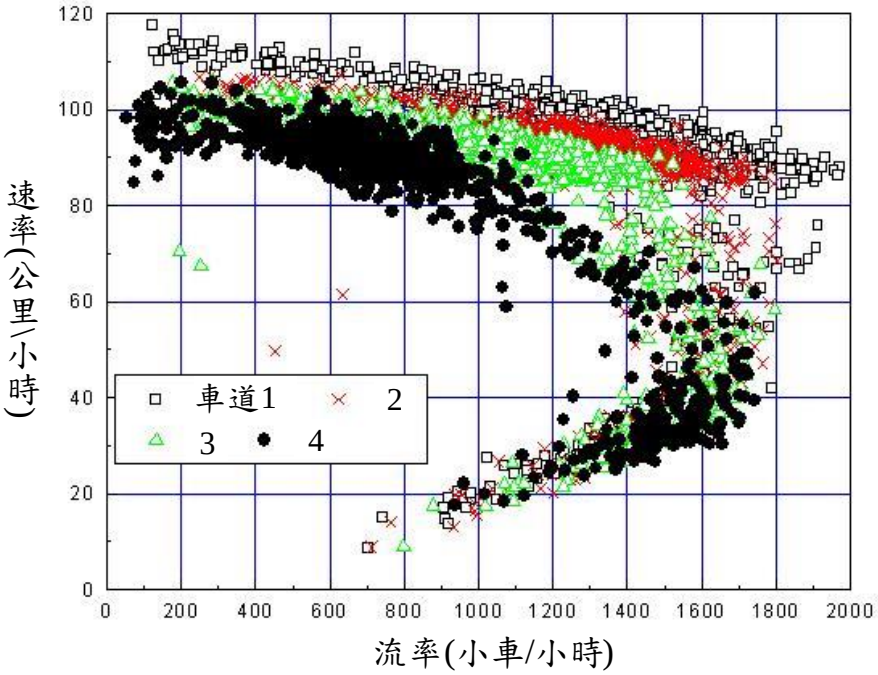


圖 4-36 國 3 南下鶯歌-大溪路段各車道之流率與速率關係

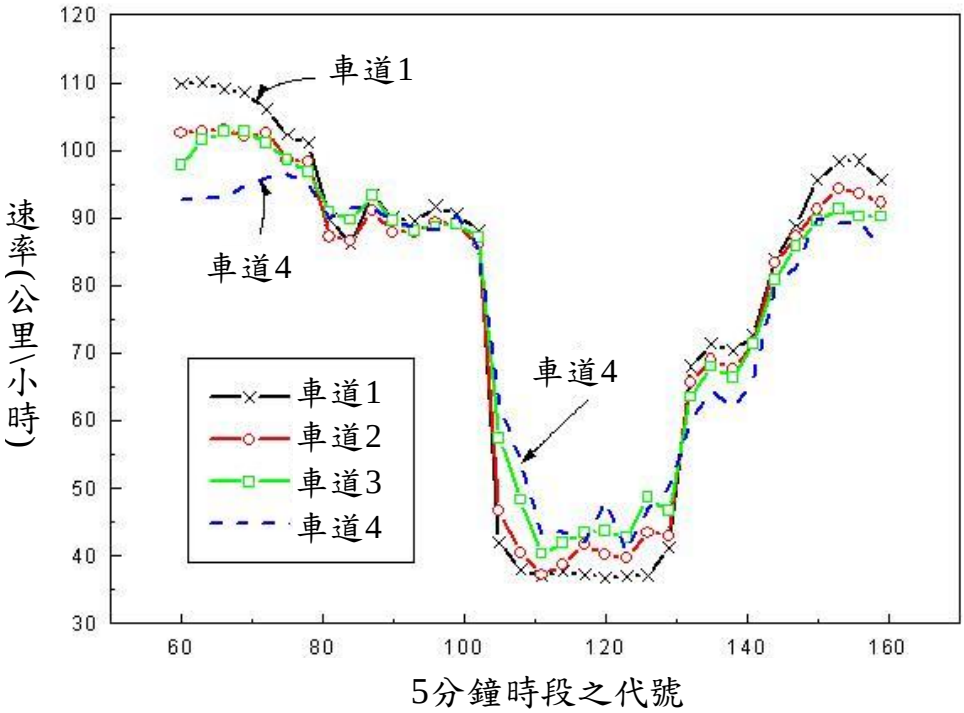


圖 4-37 國 3 南下鶯歌-大溪路段速率隨車道及時間之變化

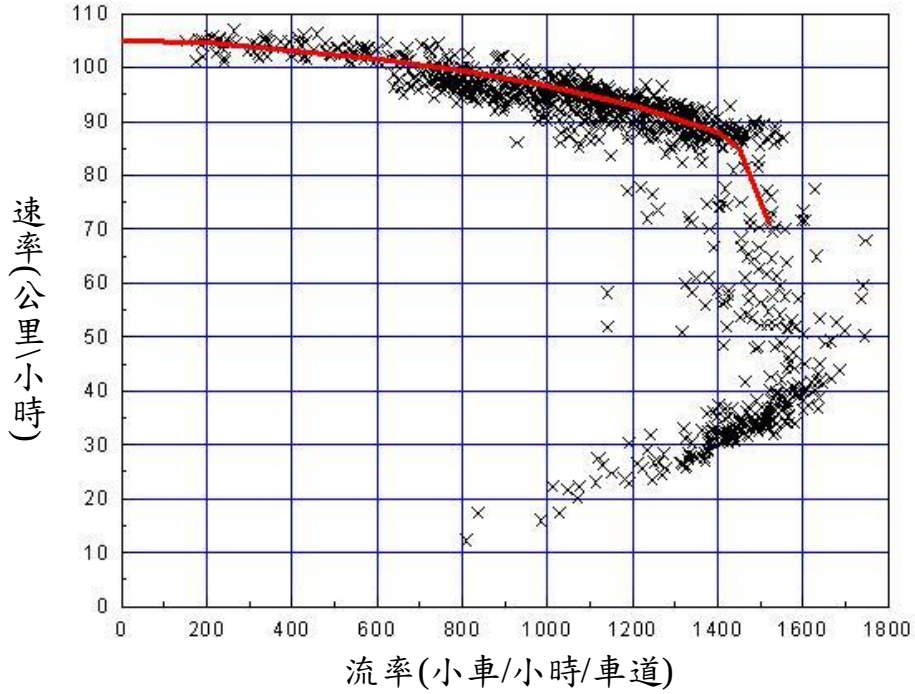


圖 4-38 國 3 南下鶯歌-大溪路段之綜合流率與速率關係

4.8 單向路段容量

高速公路基本路段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，從穩定進入壅塞狀況時之平均速率通常在 75 公里/小時以上。本計畫將高速公路基本路段的容量定義為車流從穩定狀況進入不穩定狀況，但平均速率未降到 60 公里/小時以下之前，能持續 1 小時之最高流率的平均值。

用 60 公里/小時為界限所估計之容量通常相當於車流從穩定進入壅塞狀況時之流率，亦即現場能觀察到之最高流率平均值。一例外是當流率與速率關係如圖 4-38 所示，進入壅塞狀況之後流率仍可隨速率的下降而增高。在此情況之下，用 60 公里/小時為界限所估計之容量會稍低於實際的最大流率。

根據 16 天偵測器資料，表 4.2 所列平坦路段能維持 15 分鐘及 60 分鐘之最高流率平均值(Q_{15} 及 Q_{60})如表 4.9 所示。路段 1S5(內湖-圓山)之路肩開放後不到一小時，車流常已進入壅塞狀況但平均速率還未降到 60 公里/小時，因此該路段 Q_{60} 之估計值很可能顯著低於實際能持續 60 分鐘之最高流率。

表 4.9 偵測器資料所顯示之平坦路段最高流率平均值

國道	路段	路段屬性		最高流率(小車/小時/車道)		Q_{60}/Q_{15} 比
		車道數	路肩開放	Q_{15}	Q_{60}	
1	1N1	2	✓	1,500(1,870)	1,460(1,830)	0.97
	1N2	3	×	1,800	1,730	0.96
	1N3	3	✓	1,585(1,900)	1,555(1,865)	0.98
	1S1	3	×	1,740	1,690	0.97
	1S2	3	×	1,850	1,790	0.97
	1S5	2	✓	1,540(1,850)	1,450(1,726)	0.94
3	3N2	3	✓	1,635(1,880)	1,575(1,820)	0.96
	3N3	3	×	1,740	1,650	0.95
	3S1	4	×	1,560	1,520	0.97
	3S2	3	×	1,750	1,695	0.96
註：( )中之值為一般車道在路肩開放前之平均最高流率						

從表 4.9 可知，除了路段 1S5 之外，Q_{60} 與 Q_{15} 之比值在 0.95 與 0.98 之間，9 路段之平均值為 0.965。因此如果不容易取得在進入壅塞之前持續 60 分鐘之最大流率樣本，則可用持續 15 分鐘之最高流率樣本估計能持續 60 分鐘之最高流率平均值(亦即容量)。

4.9 平均自由速率

本計畫所探討之平坦路段有兩種速限：100 及 110 公里/小時。路段的綜合平均自由速率不一定比速限高速限為 100 公里/小時之情況下，路段平均自由速率比速限高 0~15 公里/小時，平均差距為 5 公里/小時；速限為 110 公里/小時之路段的平均自由速率比速限高 -2~5 公里/小時，平均差距為 3 公里/小時，但多數路段的平均自由速率比速限高 5 公里/小時。

坡度路段的平均自由速率隨地點的變化可能相當大，如果將每車道流率不高過 300 輛/小時之穩定車流狀況當作自由旅行狀況，則偵測器資料顯示小車、大車及聯結車在兩上坡路段的平均自由速率有如圖 4-39 及 4-40 所示的變化。

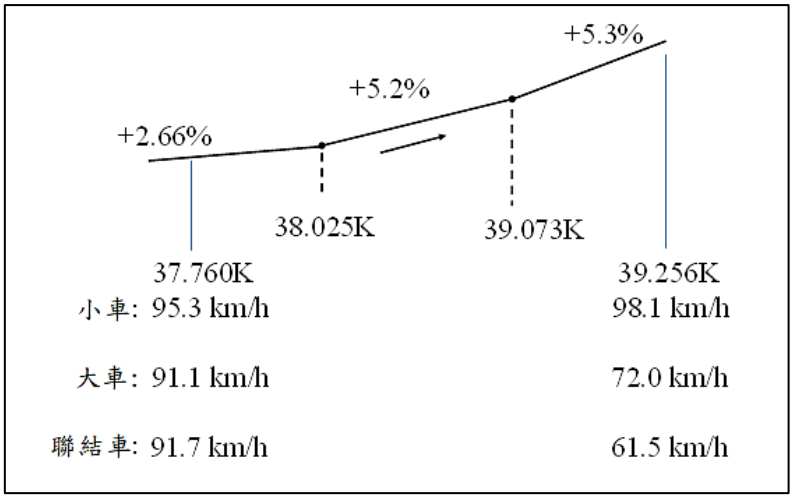


圖 4-39 國 1 南下泰山-林口間上坡路段平均自由速率隨地點之變化

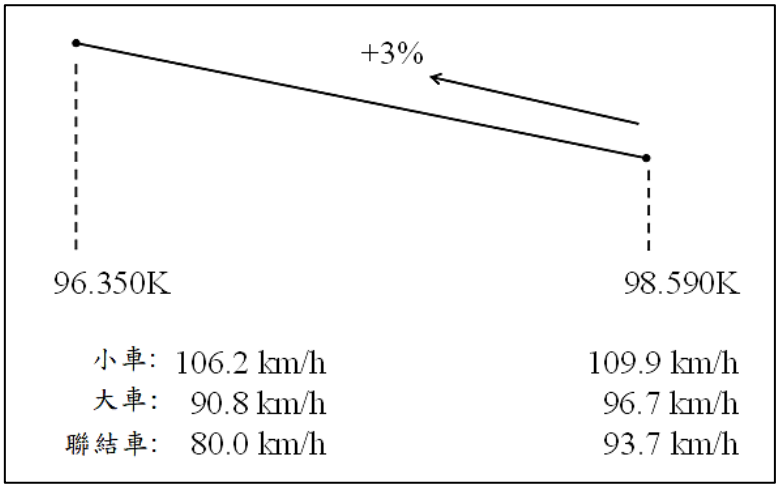


圖 4-40 國 3 北上竹林-寶山間上坡路段平均自由速率隨地點之變化

上述兩圖顯示大車及聯結車在上坡路段的平均自由速率皆顯著的下降。另一方面，圖 4-39 顯示小車先進入 2.66%之上坡然後進入 5.2%~+5.3%上坡並行進約 1 公里之後，平均自由速率不降反升。小車若以不高的速率進入一上坡，則因牽引力(tractive effort)超過阻力的可能性高，所以在某些情形下會加速。但圖 4-39 之小車進入上坡時的速率屬高速率，而且坡度相當大，因此小車進入 5.2%上坡還加速是否反映實際的自由速率特性不能確定。

圖 4-40 顯示小車上坡時平均自由速率在行車距離 2.24 公里之內降低 3.7 公里/小時，這現象可供微調 HTSS 模式參考之用，但速率下降的程度是否可靠的反映實情不能確定。此路段上自由速率的變化有助於微調 HTSS 模式並探討各種車輛之總重與馬力比，所以將來宜使用精確度高的測速儀器在此路段蒐集現場資料。

第五章 2018HTSS 模式之微調

5.1 背景

2017 年 HTSS 模式之架構提供一平台以發展模擬郊區雙車道公路、郊區多車道公路、高速公路、快速道路及市區道路之工具。此模式已用郊區公路車流特性加以測試及微調[13,14]。本計畫利用前述高速公路基本路段及隧道的車流特性進一步微調以利分析高速公路交通運作。此工作的重點包括：(1)微調 HTSS 模式之坡度路段瞬間加速率邏輯並訂定適用於模擬高速公路坡度路段車流之車輛總重及馬力；(2)微調 HTSS 模式之跟車邏輯以模擬流率與速率之關係。微調後之 HTSS 模式可用以模擬郊區雙車道公路、郊區多車道公路、公路隧道及高速公路基本路段之車流，此擴展後之模式稱為 2018HTSS 模式。本計畫亦修定 2017HTSS 模式使用者手冊以說明模擬高速公路主線、隧道及路肩車道之細節，更新之使用者手冊稱為 2018HTSS 模式使用者手冊，詳附錄 H。

5.2 坡度路段瞬間加速率邏輯之微調

HTSS 模式在每一單位模擬時間(如 0.5 秒)更新每一模擬車輛之加速率、速率及位置。在平坦路段(上、下坡坡度大約不超過 0.5%) 的加速率受欲維持之自由速率、欲採用之加速率、變換車道之行為及跟車行為所限制。在坡度路段上之加速率又受到車輛爬坡性能及人為因素的影響。HTSS 模式先用下式估計在坡度上之可能瞬間加速率：

$$a = \frac{F - R_a - R_G - R_r - R_c}{W/g} \tag{5.1}$$

此式中，

a ＝瞬間加速率(負值代表減速率)；

F ＝輸送到傳動軸之牽引力(tractive effort)；

R_a ＝氣流阻力(aerodynamic resistance)；

R_G ＝坡度阻力(grade resistance)；

R_r ＝滾動摩擦阻力(rolling resistance)；

R_c ＝平曲線阻力(curve resistance)；

W ＝車輛總重(gross weight)；

g ＝重心加速率。

式 5.1 中之各項阻力受許多因素的影響，包括車輛正向面積(frontal area)、引擎之性能、牽引力傳輸效率、靜態及滾動摩擦係數、坡度、車輛總重、平曲線之曲率半徑等，本所近年之研究報告[13,14,35]對這些阻力的性質有詳細的說明。

車輛總重(gross weight)對車輛之爬坡性能有深切的影響，HTSS 模式根據設定的代表性車重隨機指派個別車輛之總重，例如小車之總重在小車代表性總重之 72%及 148%之間，大型貨車之總重則在代表值之 78%及 157%之間。

式 5.1 中之牽引力不僅受車輛設計所影響，也隨駕駛行為不斷的變化，因此有相當複雜的性質。簡化的分析可根據下式：

$$F = \frac{3600\,P\beta}{V} \tag{5.2}$$

此式中，

F ＝傳動軸可用之牽引力(N)；

P ＝從引擎輸出之馬力(kW)；

β ＝牽引力之傳輸效率(小車及機車：約 0.92；大型車：約 0.85)；

V ＝車速(公里/小時)。

式 5.2 之牽引力不能超過輪胎與路面之摩擦力。

影響爬坡性能的主要因素為車輛總重/馬力比，因此西方國家通常訂定代表性總重/馬力比以導引公路設計。美國 AASHTO 公路設計規範[76]採用總重/馬力比等於 120kg/kW 之重車，德國郊區雙車道公路的設計則根據 143kg/kW 之代表性重車[77]，表 5.1 及表 5.2 顯示這些重車上坡時速率與行車距離的關係樣本。為測試 2018HTSS 模式，本計畫模擬 120kg/kW 及 143kg/kW 重車之爬坡特性，模擬結果亦列於上述兩表中。從此兩表可知，在總重及馬力已知的狀況下，HTSS 模式的模擬爬坡特性可合理的反映 AASHTO 及德國代表性重車的爬坡特性。

表 5.1 德國雙車道郊區公路代表性重車爬坡特性與 HTSS 模式模擬特性之比較(總重：34,500 公斤；馬力：241kW；總重/馬力比：143kg/kW)

行車距離(公尺)	速率(公里/小時)					
	坡度 2%		坡度 4%		坡度 6%	
	德國	HTSS	德國	HTSS	德國	HTSS
0	80	80	80	80	80	80
200	79	78	72	71	65	64
400	77	75	65	63	50	50
600	76	74	57	57	37	38
800	74	72	51	52	30	33
1,000	73	71	47	48	29	32

表 5.2 AASHTO 公路設計代表性重車爬坡特性與 HTSS 模式模擬特性之比較(總重：31,320 公斤；馬力：261kW；總重/馬力比：120kg/kW)

行車距離(公尺)	速率(公里/小時)					
	坡度 2%		坡度 4%		坡度 6%	
	AASHTO	HTSS	AASHTO	HTSS	AASHTO	HTSS
0	110	110	110	110	110	110
200	106	106	101	101	96	96
400	102	101	92	92	81	82
600	99	98	84	84	68	68
800	96	94	77	76	55	55
1,000	93	91	71	69	44	46
1,200	90	88	65	64	40	40
1,400	88	86	60	59	38	38
1,600	86	84	56	56	38	37

但是駕駛人在車流中所採用之馬力及其所產生之牽引力隨時間及地點而變，例如駕駛人剛上坡時可能不知覺車速已在下降中，速率顯著下降之後，駕駛人一般會增加馬力以避免速率繼續下降或開始加速以達欲維持的較高速率。大型車輛駕駛人有類似行為，但調整大型車輛上坡速率的彈性比較小。另一方面，下坡時駕駛人可能須減少馬力，甚至煞車以維持一安

全速率。為了反映這些人為因素，2018HTSS 模式假設駕駛人有下列行為：

1. 上、下坡為 G%(正值)時，在上、下坡路段之最高速率等於在平坦路段欲維持之自由速率 V_f減 G 公里/小時。換言之，瞬間速率超過 V_f-G 時，必須減速。
2. 下坡坡度超過 0.5%時，駕駛人會根據在平坦路段欲維持之自由速率 V_f及瞬間車速 V之差距調整從式 5.2 所訂定的加速率。V_f-V之值越小，駕駛員欲採用之加速率越低。此外，大型車輛駕駛員下坡時比較保守，因而其容許之下坡加速率比小車駕駛員低。這行為可用下式來代表：

$$a=\frac{3600\,P\beta}{(V+0.1)}\left(\frac{V_f-V-D}{F}\right)f \tag{5.3}$$

此式中，

a = 下坡瞬間加速率(公尺/秒)；

P = 從引擎輸出之馬力(kW)；

β = 牽引力之傳輸效率；

V = 瞬間車速；

V_f = 在平坦路段欲採用之自由速率(公里/小時)；

D = 1 公里/小時乘以坡度(正值)G%；

F = 12 公里/小時(小車)；15 公里/小時(大客車及大貨車)；
20 公里/小時(聯結車)；

f = 馬力調整因素。

表 5.3 中之$(V_f-V-D)/F$ 的最大值限定為 1.0。至於馬力調整因素，2018HTSS 模式將速率分成低速(＜17 公里/小時)及較高速兩情況。車輛在低速時之馬力比較高速率時的馬力小，為了反映此現象，2018HTSS 模式將式 5.3 之平坦路段馬力調整因素設定為：

$$f=-0.144+\frac{1.1618}{1+e^{-\frac{V-0.4899}{3.9934}}} \tag{5.4}$$

此式中，

V = 瞬間速率(公里/小時)。

速率等於零時，式 5.4 之 f 值等於 0.4，此值隨速率的增高而加大，速率達到 17 公里/小時的 f 值等於 1.0。

車輛以不到 17 公里/小時之速率上坡時($G \geqq 0.5\%$)，馬力調整因素等於式 5.4 之 f 加 $0.02G$。換言之，坡度每增加 1%，馬力增加 2%。低速下坡時的 f 值為 1.0+0.1G(G 為負值)，表示坡度每增加 1%，馬力減少 10%。

速率超過 17 公里/小時之情況下，2018HTSS 模式將平坦路段的 f 值設定為 1.0，上坡坡度 $G \geqq 0.5\%$之 f 值為 0.8+0.025G，下坡坡度 $G \leqq -0.5\%$之 f 值根據下式設定：

$$f = 0.298 + \frac{0.7073}{1 + e^{-\frac{V-10.084}{5.5503}}} \tag{5.5}$$

此式中，

V = 瞬間速率(公里/小時)。

速率 17 公里/小時之式 5.5 f 值等於 0.85，此值隨速率之增加而加大，速率等於 30 公里/小時之 f 值為 1.0。

表 5.3 比較 AASHTO 代表性重車(120kg/kW)從低速上坡或下坡時之行車特性及 HTSS 模式之模擬特性，坡度在−5%及+6%之間的模擬速率與代表性重車的速率很接近。

表 5.3 AASHTO 120kg/kW 代表性重車低速進入上坡及下坡路段之行車性與 HTSS 模式模擬特性之比較

行車距離(公尺)	速率(公里/小時)													
	坡度 -5%		坡度 -2%		坡度 -1%		坡度 0%		坡度 +2%		坡度 +4%		坡度 +6%	
	A	H	A	H	A	H	A	H	A	H	A	H	A	H
0	68	68	59	59	54	54	52	52	42	42	35	36	29	30
150	80	79	67	69	66	66	63	62	50	50	41	42	33	34
400	92	92	81	81	76	78	71	71	55	57	45	46	35	36
650			90	90	83	85	76	77	60	61	48	46	36	36
900					89	91	80	81	63	64	48	48	36	37
1,400							86	87	66	66	49	49	36	37
註：A 表示 AASHTO；H 表示 HTSS														

因為偵測器資料可靠性有疑問，本計畫第四章第 4.7 節所描述之自由速率在上坡路段之變化不適合用來訂定代表性總重/馬力比。2012 年本所曾用 TGS(Traffic-on-Grade Simulation)模式及在國道 1 號三義及林口路段之平均自由速率的變化探討總重及馬力之組合[10]。三義路段之資料係用雷射測速槍在不同地點之各車道所蒐集；林口路段之資料則從車輛經過 10 公尺長路段之影像所估計，其精確度可能較低。此外，三義路段北上的大車比較重。因為公路設計須能讓較重的車輛有合理的運作環境，所以本計畫採用三義路段北上資料探討適用之總重/馬力比。

三義北上路段之縱切面如圖 5-1 所示，現場資料在 148.173K 及 155.200K 之間共 7 地點取得。此路段之主線有 3 車道，上坡路段另加一爬坡道，小車之資料分佈於主線 3 車道，大客車及大貨車(包括單體大貨車及聯結車)之資料分佈於最外側 2 車道(包括爬坡道)。本計畫將不同車道之小車及大型車自由速率各取平均值，現場資料顯示最外側主線車道及爬坡道上大貨車之自由速率遠低於其左側車道上大貨車之自由速率。此現象很可能是因為使用最外側主線車道及爬坡道之大貨車屬總重較高之聯結車，因此本計畫將最外側主線車道及爬坡道之大貨車當成聯結車，這些車道左側車道上的大貨車則視為單體大貨車。

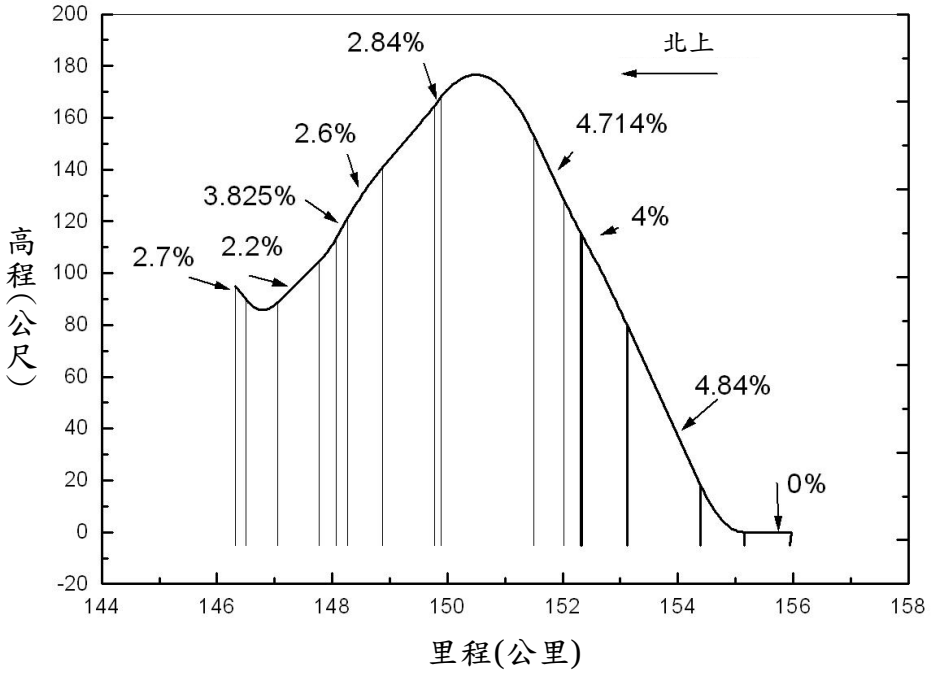


圖 5-1 國 1 北上三義坡度路段縱切面

尋找適用之總重/馬力比的程序如下：

1. 根據各車種可能的總重設定一模擬代表性總重。
2. 選擇一可能適用之馬力並利用 HTSS 模式執行模擬。
3. 比較在上、下坡不同地點之現場自由速率及模擬值。如有難以接受之差異，則選擇另一馬力重新模擬並比較，直到模擬值可合理的反映自由速率的變化為止。必要時，修改模擬邏輯。

此工作的結果如表 5.4 所示，採用此表所列之總重/馬力比可讓 HTSS 模式之模擬爬坡特性接近現場爬坡特性，比較大的差異屬 151.496K 之大貨車速率。

表 5.4 國 1 北上三義路段平均自由速率現場值與 HTSS 模擬值之比較

地點	平均自由速率(公里/小時)							
	小車		大客車		聯結車		大貨車	
	現場值	HTSS	現場值	HTSS	現場值	HTSS	現場值	HTSS
155.200K	105.3	105.0	99.2	99.2	92.2	92.0	98.5	98.5
153.123K	89.4	90.8	71.5	71.7	43.1	44.3	59.1	58.8
152.318K	92.4	92.4	72.2	72.1	46.5	46.2	59.4	60.0
151.496K	92.5	91.0	71.9	71.1	43.2	44.7	50.2	58.9
149.773K	100.3	100.5	95.9	94.4	83.0	81.2	91.4	90.3
148.873K	97.1	100.7	95.1	97.0	86.7	88.0	92.0	94.4
148.173K	100.5	99.5	97.5	97.8	91.7	91.8	98.4	96.8

註：小　車：總重=2,000kg；馬力=36kW；總重/馬力比=56kg/kW
大客車：總重=15,000kg；馬力=215kW；總重/馬力比=70kg/kW
大貨車：總重=10,500kg；馬力=124kW；總重/馬力比=85kg/kW
聯結車：總重=32,000kg；馬力=260kW；總重/馬力比=123kg/kW

5.3 跟車邏輯之微調

5.3.1 自由旅行狀況

一車流中的車輛可分成自由旅行車輛及有互動關係的車輛。自由旅行行為及有互動關係時之跟車行為造成容量分析工作常須參考之流率與速率關係。這種關係之一例子如圖 5-2 所示。

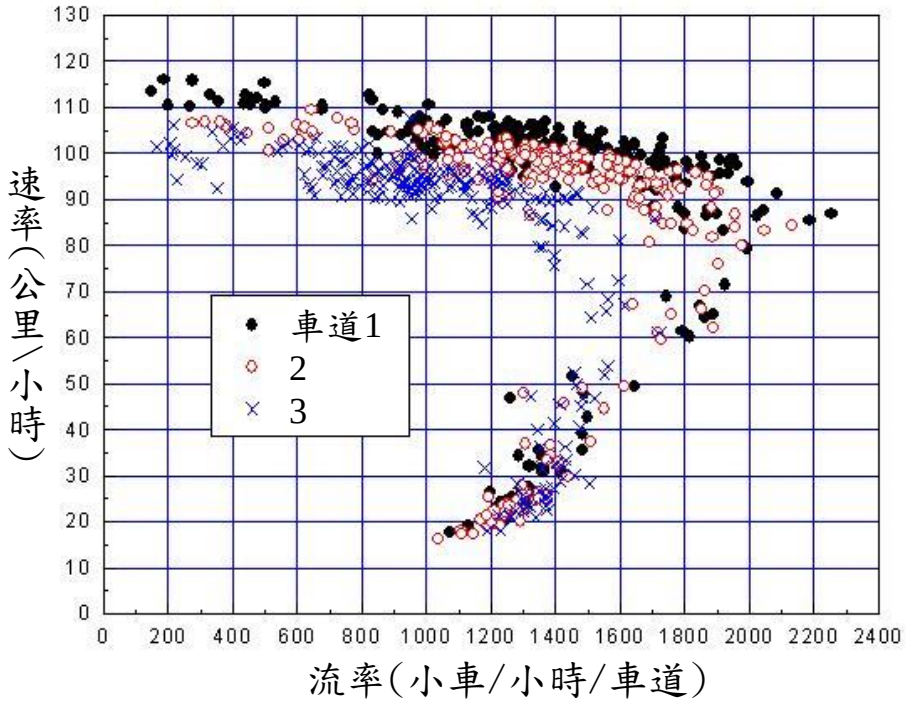


圖 5-2 國 3 南下大溪-龍潭路段之流率與速率關係

自由旅行車輛指駕駛人不必隨時根據前、後車之行動調整速率或位置之車輛，這種車輛通常存在於高速、低流率之車流中。為了減少模擬所需之時間，HTSS 模式將自由旅行車輛及有互動關係的車輛分類，如一車輛以 4.5 公尺/秒 ^{2} 之減速率緊急煞車並停住，其後車駕駛人可不必減速繼續行走 7 秒，然後以一舒適之減速率(2 公尺/秒 ^{2})減速並停在離前車車尾 2.5 公尺之處，則 HTSS 模式將後車視為自由旅行車輛。此分類的原則可用下式來代表：

$$X_2 + 7V_2 + \frac{V_2^2}{4} < X_1 - L_1 - 2.5 + \frac{V_1^2}{9} \qquad (5.6)$$

此式中，

X_1,X_2 = 前、後車車頭與起點(參考點)之距離(公尺)；

V_1,V_2 = 前、後車之速率(公尺/秒)；

L_1 = 前車之車長。

自由旅行狀況下所欲維持之速率隨地點及駕駛人特性而變。HTSS 模式根據速限設定平坦路段的平均自由速率，速限 90、100 及 110 公里/小時之路段上的代表性平均自由速率各為速限加 10、5 及 5 公里/小時。

個別駕駛人所欲維持之自由速率不同，根據現場資料，HTSS 模式用圖 5-3 所示之分佈訂定平坦路段每一模擬車輛之相對自由速率，在坡度路段上，自由速率受車種、坡度、行車距離等因素的影響。

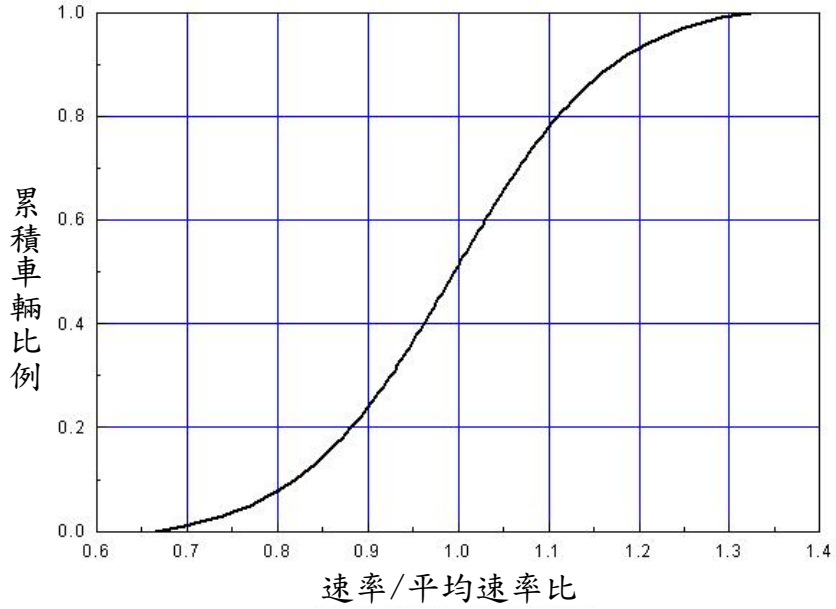


圖 5-3 平坦路段正常化自由速率之累積分佈

在自由旅行狀況下，HTSS 模式假設駕駛人欲維持其自由速率，因此車速低於自由速率則加速，駕駛人有一欲採用之加速率，HTSS 模式根據圖 5-4 之平均加速率訂定個別駕駛員在平坦路段上欲採用之加速率。上坡時之加速率不能超過平坦路段上之加速率。

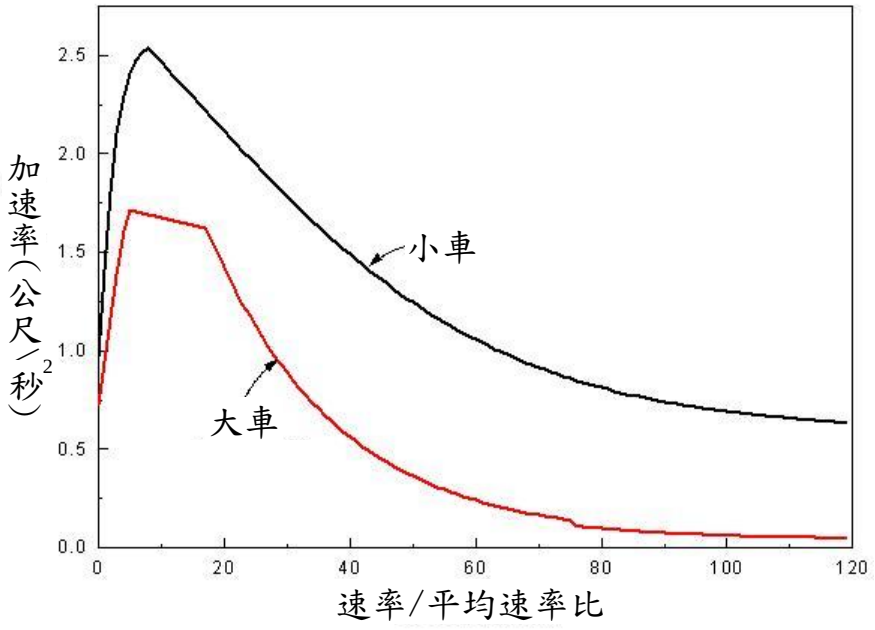


圖 5-4 平坦路段大車及小車欲採用之平均加速率

5.3.2 跟車邏輯

車流密度增加時，車輛有互動關係之機會增加，一車輛可能被前車阻擋或阻擋後車，跟車的行為影響流率與速率關係，因此 2018HTSS 模式必須用高速公路車流所顯示之流率與速率關係加以微調。

2017HTSS 模式之跟車邏輯是根據緩衝距離的觀念。車輛停在一車道時，前車車尾與後車車頭需有一適當距離 D_{min}，此距離代表兩車間之最小間距。車輛開始行進之後，間距會隨車速的增加而加大，超出 D_{min} 之間距稱為緩衝距離。前、後車速率相同時，後車駕駛人欲維持之緩衝距離稱為平衡緩衝距離，緩衝距離過度長，則駕駛人會加速，反之則減速。2018HTSS 模式沿用 2017HTSS 模式之緩衝距離觀念。但針對模擬高速公路車流的需要，將跟車邏輯的細節更新。

5.3.2.1 後車車速 V_2 高於或等於前車車速 V_1 之速率變化

假設在一瞬間時，前、後車有下列狀況：

X_1, X_2 = 前、後車頭與上游一參考點之個別距離(X_1>X_2)；

V_1,V_2 = 前、後車之個別速率(公尺/秒)；

V = Min(V_1,V_2) = V_1 及 V_2 之較小值；

S_V = 速率為 V 時所需之平衡緩衝距離(公尺)；

S_a = 實際緩衝距離(公尺)；

L_1 = 前車車長(公尺)；

D_{min} = 後車停在前車後面時欲保持之最短距離(公尺)；

A_c = 正常行駛狀況下，後車欲採用之舒適減速率(−2.1~−3.7 公尺/秒 ^{2})。

在上述狀況下，後車之實際緩衝距離 S_a 可估計如下：

$$S_a = X_1 - L_1 - D_{min} - X_2 \tag{5.7}$$

在任何一瞬間的加、減速行為隨所需之緩衝距離 S_V 及實際緩衝距離 S_a 而變。後車比前車快時所需的緩衝距離可估計如下：

$$S_r = S_v - \frac{(V_2 - V_1)^2}{2A_c} \tag{5.8}$$

此式中，

S_r = 後車比前車快時所需之緩衝距離(公尺)；

S_V = 平衡緩衝距離(公尺)；

V_1,V_2 = 前、後車個別速率(公尺/秒)；

A_c =後車欲採用之舒適減速率(代表值−3 公尺/秒 ^{2})。

1. 實際距離小於或等於所需距離($S_a \leqq S_r$)

如果實際緩衝距離不夠長，2018HTSS 模式假設後車需在 T_1 秒內將緩衝距離拉長到所需之 S_r。在這情況下所需採用的減速率 A_2 (公尺/秒 ^{2})可估計如下：

$$A_2 = -\frac{2\left[S_r - S_a - \left(V_1 - V_2\right)T_1\right]}{T_1^{\,2}} \tag{5.9}$$

2. 實際距離大於所需距離($S_a > S_V$)

如果實際距離大於所需距離，2018HTSS 模式假設後車期望在 $S_a - S_v$之距離內將速率從 V_2減到 V_1。假設在這過程中，前車保持同樣的速率 V_1，則後車所需的減速率為：

$$A_2 = -\frac{\left(V_2 - V_1\right)^2}{2\left(S_a - S_v\right)} \tag{5.10}$$

如果從式 5.10 所得之 A_2 小於後車駕駛員在正常狀況下所欲採用的舒適減速率 A_c，則後車需採用 A_2 以避免在下一瞬間需採用更不舒適的減速率。另一方面，如果從式 5.10 所得的 A_2 大於舒適減速率 A_c，則表示後車有足夠的空間可加速或維持目前的速率 V_2。在這情況下，2018HTSS 估計目前所能維持之最高速率，使後車能以舒適的減速率 A_c 將速率從 V_2 降到 V_1，並在兩車速率相同時能維持所需之平衡緩衝距離 S_v。此條件可用下式來代表：

$$X_2 + \left(V_2\right)_{\max} t + \frac{1}{2}A_c t^2 + S_v = X_1 - L_1 - D_{min} + V_1 t \tag{5.11}$$

此式中，

$(V_2)_{\max}$ =瞬間最高可採用之速率(公尺/秒)；

$t = [V_1 - (V_2)_{max}]/A_c$ = 減速所需時間(秒)。

從式 5.11 所得之$(V_2)_{max}$為：

$$(V_2)_{\max} = V_1 + \sqrt{2A_c(S_v - S_a)} \tag{5.12}$$

式 5.12 之$(V_2)_{max}$可能高於、等於或低於目前瞬間的速率 V_2。2018HTSS 模式假設後車欲在 T_2 秒鐘內將速率從 V_2 調整到$(V_2)_{max}$，其相關之加減速率為：

$$A_2 = \frac{(V_2)_{\max} - V_2}{T_2} \tag{5.13}$$

5.3.2.2 後車速率 V_2 低於前車速率 V_1 之速率變化

當後車速率低於前車速率時，後車所需的緩衝距離受制於後車之速率 V_2。2018HTSS 模式假設後車欲在 T_3 秒鐘內加速或減速以消除實際緩衝距離 S_a 與所需緩衝距離 S_v 之差距，其相關之加、減速率可估計如下：

$$A_2 = \frac{2(S_a - S_v + V_1T_3 - V_2T_3)}{T_3^2} \tag{5.14}$$

如 A_2 大於零，後車可採用 A_2 來加速。如 A_2 小於零，則後車須減速以拉長緩衝距離。但因前車車速 V_1 較快，後車可能維持速率 V_2，或只稍微降低速率，讓前車繼續以較高的速率拉長距離。在此情況下，2018HTSS 模式將採用的減速率設定為 $V_1 - V_2 + A_2$。

5.3.2.3 緊急情況之加減速率

上述不同情況下之 A_2 不能讓下一瞬間的車速變成負值。2018HTSS 模式亦將減速率之最小值設定為−4.5 公尺/秒 ^{2}。此外，前車突然剎車停下時，後車在一反應時間內的加、減速率也有限制。例如反應時間內為避免撞車所須採用之減速率為−3 公尺/秒 ^{2}，而 A_2 為−2 公尺/秒 ^{2}，則需採用之減速率為−3 公尺/秒 ^{2}。緊急情況下，在反應時間內能容許之最高加速率可根據下式來估計：

$$X_1 - \frac{V_1^2}{2d_1} - L_1 - D_{\min} = X_2 + V_2t + \frac{a_{\max}t^2}{2} - \frac{(V_2 + a_{\max}t)^2}{2d_2} \tag{5.15}$$

此式中，

d_1 = 前車之緊急減速率(代表值：4.5 公尺/秒 ^{2})；

d_2 = 後車欲採用之減速率(代表值：4.5 公尺/秒 ^{2})；

t = 後車反應時間(0.55 秒~1.05 秒)；

a_{max} = 在反應時間內為避免撞車所允許之最高加速率(負值表示需減速)。

式 5.15 假設前車以 d_1 減速停車時，後車在反應時間內可繼續以 a_{max} 加速(或減速)，然後以 d_2 減速停在前車之後。停車時兩車的距離等於 D_{min}。如果沒有 a_{max} 可滿足式 5.15 所代表之條件，則後車須以一最大減速率(−4.5 公尺/秒 ^{2})減速。否則應採用之加、減速率設定為 A_2 及從式 5.15 所得之 a_{max} 的最小值。

5.3.2.4 平衡緩衝距離 S_v

平衡緩衝距離隨車種、速率、流率及車道地點等因素而變化，2018HTSS 模式用內車道小車之平衡緩衝距離做基準，模擬其他車種及其他車道上車輛之緩衝距離。一般而言，越往外側的駕駛人越保守，其所需之緩衝距離越長。大型車輛跟隨其他車輛，或小車跟隨大型車輛的緩衝距離也比小車跟隨小車之緩衝距離長。此外，緩衝距離也隨駕駛人而變。因此 2018HTSS 模式根據預期的平均平衡緩衝距離隨機訂定模擬車輛欲維持之緩衝距離。

小車之平均平衡緩衝距離可根據如圖 5-5 所示之代表性流率與速率關係估計如下：

$$S_v = \frac{1{,}000V}{Q} - L_1 - D_{min} \tag{5.16}$$

此式中，

S_v = 平均平衡緩衝距離(公尺)；

V = 速率(公里/小時)；

Q = 流率(小車/小時/車道)；

L_1 = 前車之車長(公尺)；

D_{min} = 前、後車停等時，前車車尾到後車車頭之距離(公尺)。

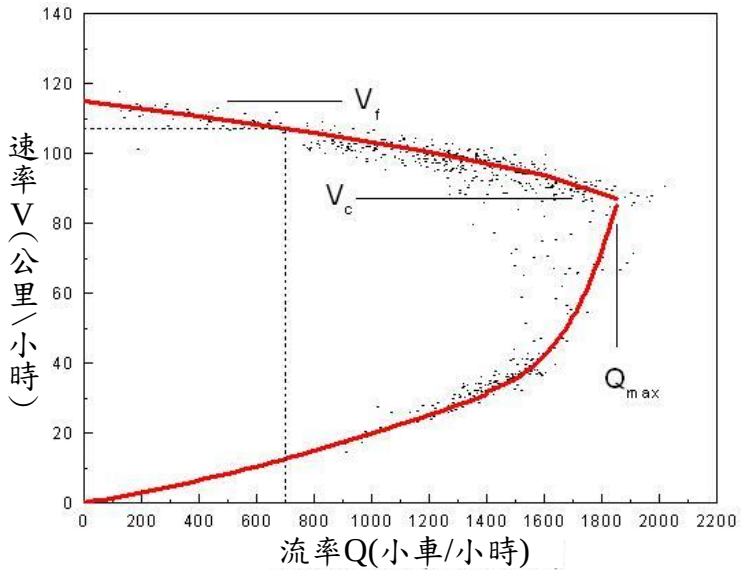


圖 5-5 國 3 南下鶯歌-大溪路段內車道代表性流率與速率之關係

從第三章、第四章及附錄 D 所示之流率與速率關係可知，在穩定狀況時，平均速率隨流率的增高而減低。在壅塞狀況下的流率與速率關係比較複雜，因為在一定點之流率與速率關係受下游狀況的牽制。進入壅塞狀況之後，有些車流的速率急速下降但仍能以高流率行進，有時候速率下降之後，流率也隨著減低。雖然壅塞狀況下的流率與速率關係很複雜，但基本的跟車行為仍有相近的型態，如圖 5-6 所示，在穩定狀況時，平均車距隨速率之減低而減短，進入壅塞狀況之後，平均車距隨速率之減低而增長。這種現象可做為模擬之依據。

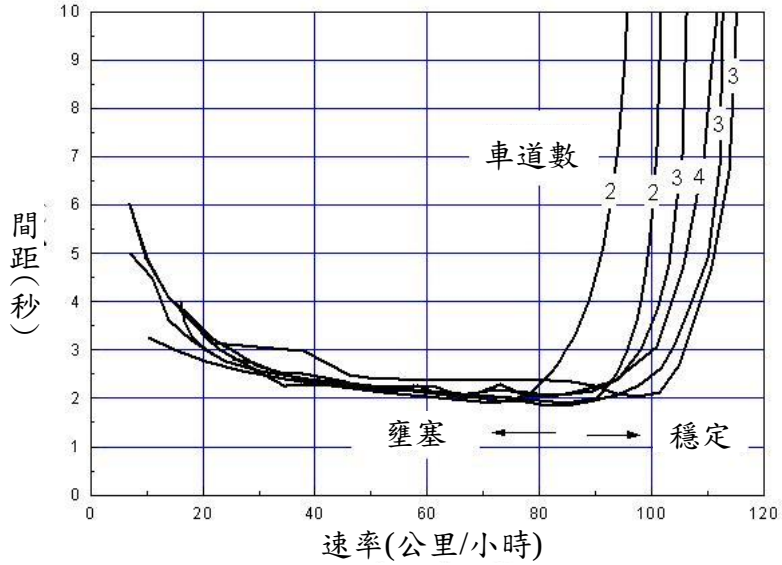


圖 5-6 高速公路基本路段內車道小車車距與速率之關係

建立跟車邏輯之一主要困擾是各路段的車流行為有差異，解決這問題的一方法是讓模式使用者用輸入檔設定欲模擬之流率與速率關係，但這方法對使用者是一相當嚴重的負擔。因此本計畫根據第三章及第四章所述之內車道流率與速率關係導出小車平衡緩衝距離與速率的關係函數，模式使用者只須用輸入檔設定平均自由速率、容量及臨界速率(流率等於容量時之速率)，並選擇一流率與速率關係之型態。

建立平衡緩衝距離函數的工作可用前述圖 5-5 之代表性流率與速率關係來說明。此圖中 V_f、V_c及 Q_{max}有下列之定義：

V_f ＝平均自由速率(公里/小時)；

V_c ＝臨界速率(公里/小時)；

Q_{max} ＝容量(小車/小時)。

假設一車流的速率為 V 公里/小時，其流率為 Q 小車/小時，穩定狀況下之速率可轉換成如下之正常化值：

$$V_n = \frac{V_f - V}{V_f - V_c} \tag{5.17}$$

壅塞狀況下之速率可轉換成：

$$V_n = \frac{V}{V_c} \tag{5.18}$$

不論是否有穩定狀況，流率可轉換成下列之正常化流率：

$$Q_n = \frac{Q}{Q_{\max}} \tag{5.19}$$

根據代表性流率與速率關係所顯示之大量流率與速率組合及其正常化值之組合，本計畫建立圖 5-7~圖 5-11 所示之 Q_n與 V_n之關係，這些圖中每一曲線代表從一路段資料所導出之 Q_n與 V_n的關係，這些關係有下列性質：

1. 圖 5-7 顯示在穩定狀況下，高速公路基本路段之 Q_n與 V_n關係隨路段的變異性不大。
2. 圖 5-8 及圖 5-9 顯示在穩定狀況下，隧道及路肩車流之 Q_n及 V_n隨路段而顯著的變化。但變化之範圍限於圖中上限及下限曲線之間，而且 Q_n及 V_n之關係有一致趨勢。圖 5-8 中之下限 A 曲線代表流率增加，速率呈直線型下降之狀況。但多數路段上，速率下降率隨流

率之增高而加大。因此 2018HTSS 模式用圖中上限及下限 B 曲線之間的中間值推導代表性平衡緩衝距離。

3. 在壅塞狀況下，高速公路基本路段及隧道之 Q_n 及 V_n 關係有同樣範圍之變異性，其變異範圍在圖 5-10 中上限及下限曲線之間。圖 5-11 路肩車流運作的樣本少，其 Q_n 及 V_n 之關係接近基本路段及隧道 Q_n 及 V_n 關係之上限。

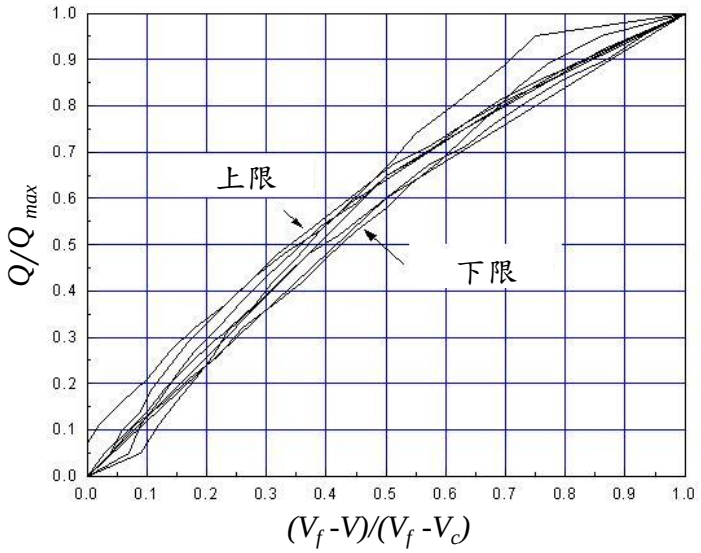


圖 5-7 國 1 及國 3 高速公路基本路段穩定車流正常化流率與正常化速率之關係(內車道)

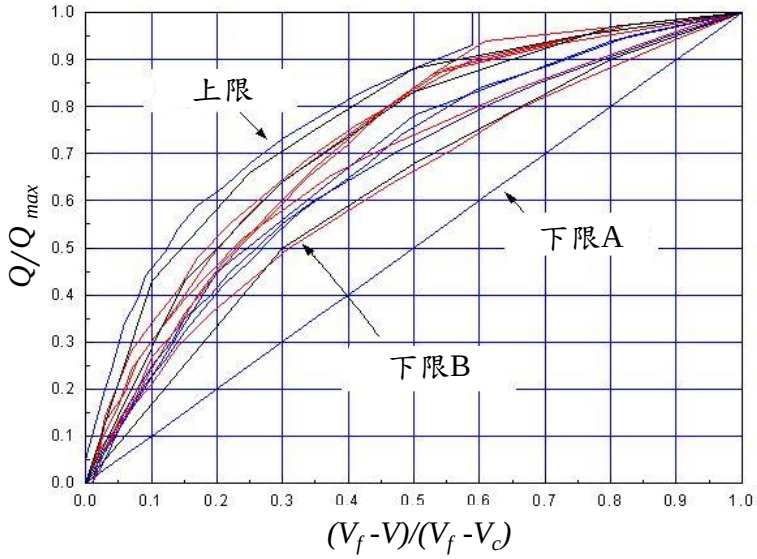


圖 5-8 國 3 及國 5 公路隧道穩定車流正常化流率與正常化速率之關係(內車道)

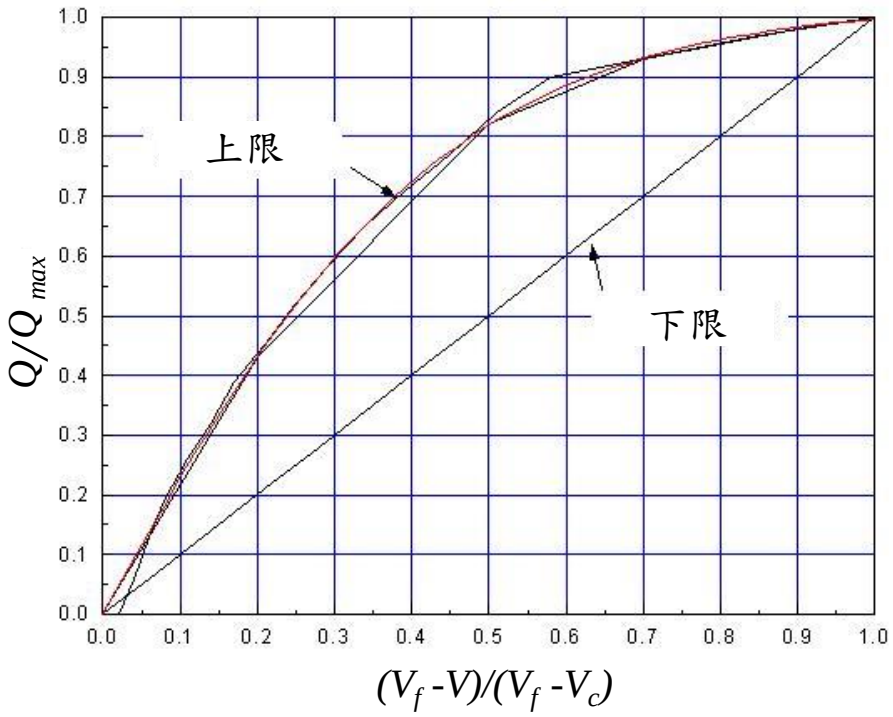


圖 5-9 國 1 及國 3 路肩穩定車流正常化流率與正常化速率之關係

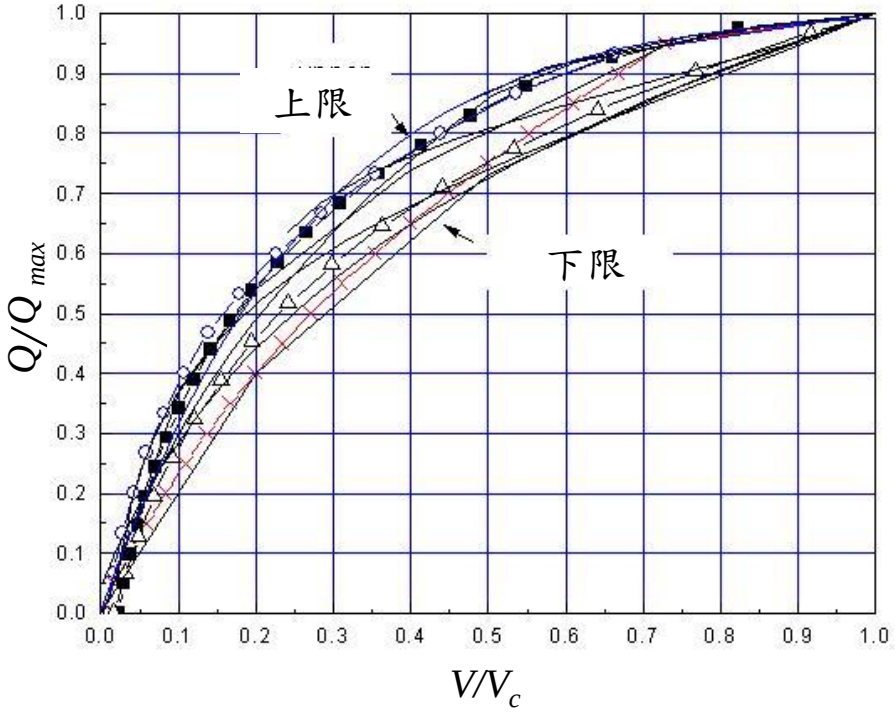


圖 5-10 高速公路基本路段及隧道壅塞狀況正常化流率與正常化速率之關係(內車道)

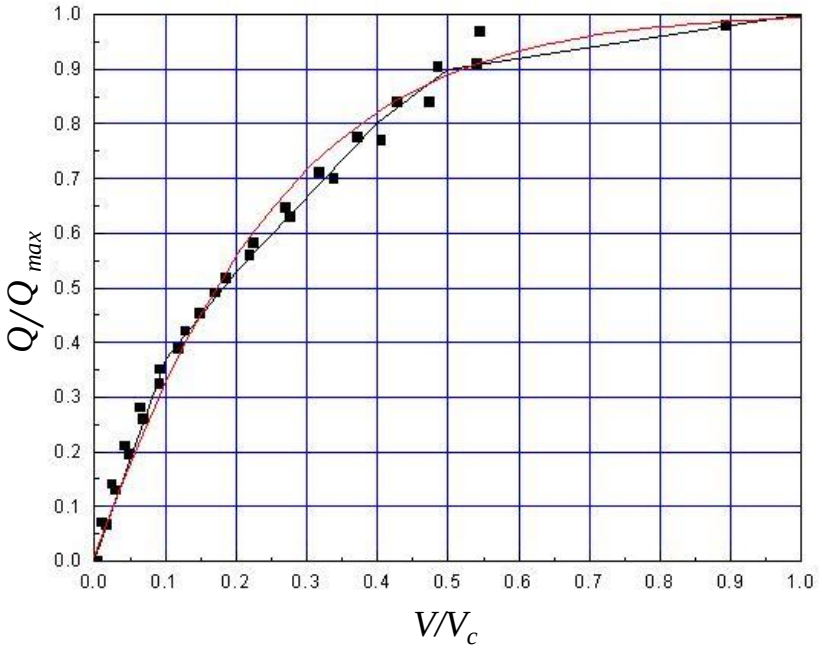


圖 5-11 高速公路路肩壅塞狀況正常化流率與正常化速率之關係

本計畫用表 5.5 所列之模式代表圖 5-7~圖 5-10 之上限及下限曲線，及圖 5-11 曲線。

根據表 5.5 上、下限 Q_n 與 V_n 之關係，在兩極限之間任何流率與速率關係可根據下式來產生：

$$Q = [P(Q_n)_1 + (1-P)(Q_n)_2]Q_{max} \qquad (5.20)$$

此式中，

Q = 流率(小車/小時)；

P = 上限正常化流率$(Q_n)_1$之權重(0.0~1.0)(見 2018HTSS 模式使用手冊之詳細說明)；

$(Q_n)_1$ = 表 5.5 中上限正常化流率；

$(Q_n)_2$ = 表 5.5 中下限正常化流率；

Q_{max} = 容量(小車/小時)。

以隧道車流為例，如果設定的容量、自由速率及臨界速率各為 1,800 小車/小時、100 公里/小時及 80 公里/小時，則式 5.20 所產生，在穩定及壅塞狀況下的流率與速率關係各如圖 5-12 及圖 5-13 所示。如果設定不同的容量、自由速率及臨界速率之組合，則式 5.20 可產生顯著不同之流率與速率關係，如圖 5-14 所示。

表 5.5 圖 5-7~圖 5-10 上下限曲線及圖 5-11 曲線之關係模式

車流狀況	高速公路設施	關係範圍	正常化流率 Q_n 之估計模式
穩定	基本路段	上限	$(Q_n)_1 = -3.3389 + \frac{4.6322}{1+e^{-\frac{V_n+0.54332}{0.57273}}}$
		下限	$(Q_n)_2 = -6.1065 + \frac{7.7863}{1+e^{-\frac{V_n+1.2227}{0.94699}}}$
	隧道	上限	$(Q_n)_1 = -6.0484 + \frac{7.0607}{1+e^{-\frac{V_n+0.38912}{0.21766}}}$
		下限 B	$(Q_n)_m = -8.5404 + \frac{9.7679}{1+e^{-\frac{V_n+1.0793}{0.55652}}}$
		下限 A	$(Q_n)_2 = (V_f - V) / (V_f - V_c)$
	路肩	上限	$(Q_n)_1 = -1.2928 + \frac{2.3215}{1+e^{-\frac{V_n+0.05506}{0.24112}}}$
		下限	$(Q_n)_2 = (V_f - V) / (V_f - V_c)$
壅塞	基本路段及隧道	上限	$(Q_n)_1 = -0.86122 + \frac{1.86472}{1+e^{-\frac{V_n+0.02349}{0.15488}}}$
		下限	$(Q_n)_2 = -2.048 + \frac{3.1362}{1+e^{-\frac{V_n+0.21714}{0.34325}}}$
	路肩	-	$Q_n = -4.5589 + \frac{5.5718}{1+e^{-\frac{V_n+0.32986}{0.21928}}}$
註：穩定狀況 $V_n = (V_f - V) / (V_f - V_c)$；壅塞狀況 $V_n = V / V_c$			

2018HTSS 模式是一微觀模式，每一模擬車輛有不同之車長、加減速行為、跟車行為、總重/馬力比等屬性，因此，此模式不能直接用式 5.20，而是將式 5.20 之流率 Q 帶入式 5.16 以訂定平均平衡緩衝距離的函數，此函數隨速率而變化，個別車輛所欲維持的平衡緩衝距離在各車種平均值之 80%及 120%之間。

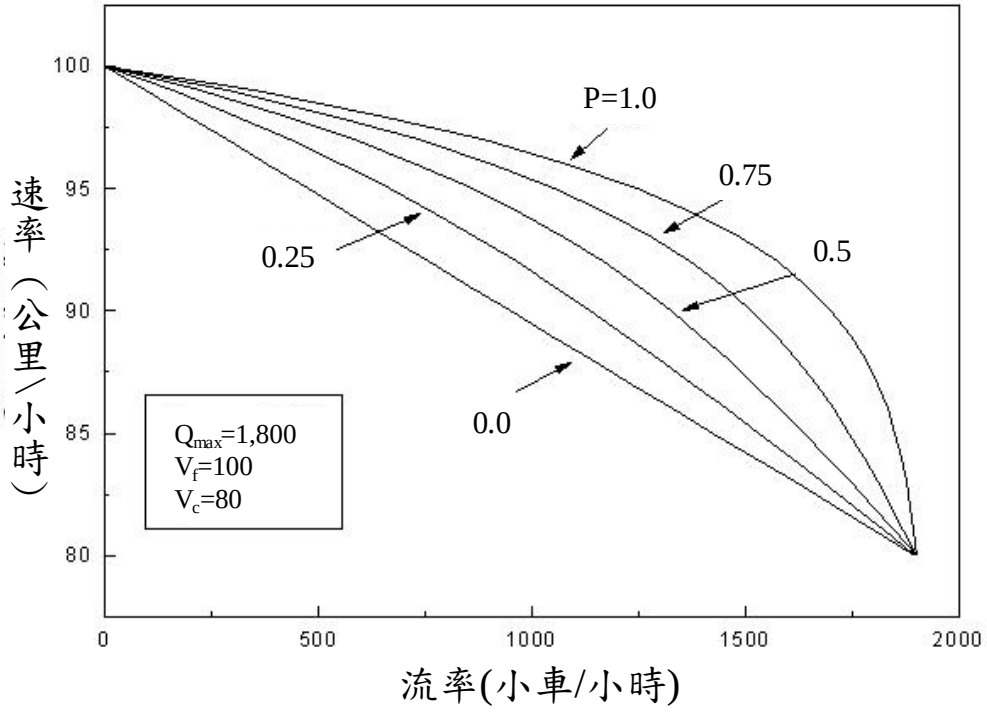


圖 5-12 不同正常化流率上限權重所產生之穩定狀況流率與速率關係

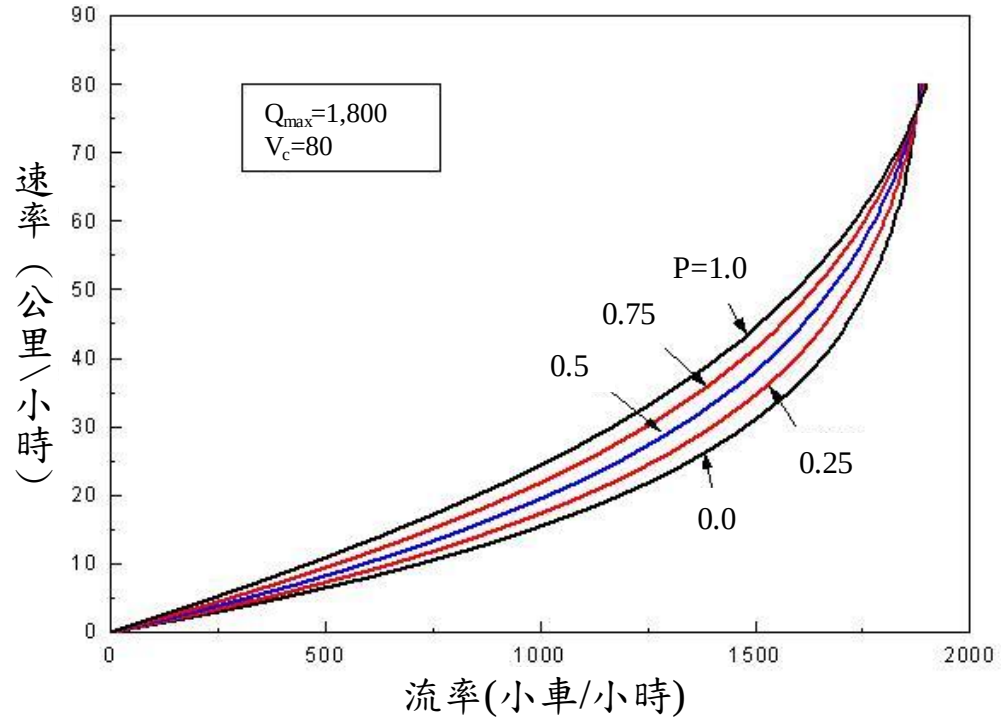


圖 5-13 不同正常化流率上限權重所產生之壅塞狀況流率與速率關係

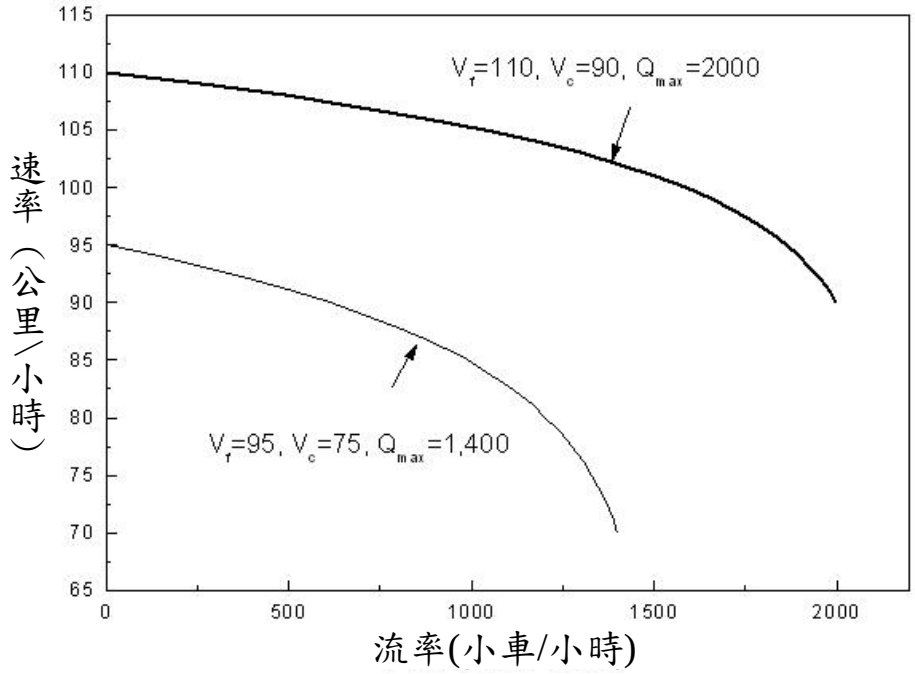


圖 5-14 不同容量、自由速率及臨界速率組合所產生之流率與速率關係

5.3.2.5 跟車邏輯參數 T_1、T_2 及 T_3

式 5.9 之 T_1、式 5.13 之 T_2 及式 5.14 之 T_3 決定在跟車狀況時，後車駕駛人對前車行為之反應程度，這三參數影響模擬所得之流率與速率關係。重複模擬的結果顯示 T_1、T_2 及 T_3 值各設定為 3 秒、6 秒及 2.5 秒可讓 HTSS 模式產生合理的流率與速率關係。

第六章「高速公路基本路段」之修訂

2011 年版公路容量手冊第四章（以下簡稱舊版）沿用 1990 年「臺灣地區公路容量手冊」[1]之分析方法。此兩手冊之主要差異在於績效指標之選擇。1990 年版手冊根據密度訂定服務水準等級；舊版手冊改用流量/容量比（Volume-to-Capacity ratio，亦稱為 V/C 比）及速限與平均速率的差距。

舊版高速公路基本路段之車流特性乃根據 1993-1997 年間蒐集的現場資料及相關研究之結果。本計畫根據前述 2018 年高速公路車流特性修定舊版。修訂版列於附錄 I。本章只歸納主要之修訂內容。

6.1 分析方法

舊版採用一簡化的方法分析基本路段，該方法利用大車在上、下坡路段加速及減速之預期特性評估坡度路段之運作，但這些特性是否適用於分析臺灣高速公路車流是一大問題。修訂版所提供之分析方法將路段分成平坦路段（坡度不超過 1%）及坡度路段，平坦路段可用圖表及分析性模式來分析，坡度路段的交通運作很複雜，目前沒有可靠的分析性模式可用，因此修訂版提供 2018HTSS 模式作為分析坡度路段之工具，並說明應用方式，後續研究可嘗試利用大量的模擬結果建立分析坡度路段之分析性模式。模式之執行檔、輸入檔範例及使用者手冊放置於「臺灣公路容量分析專區網站」(網址：https://thcs.iot.gov.tw/THCS/)。

舊版只分析內車道之運作，修訂版則分析單向所有車道之綜合運作。在同一路段上，各車道之交通功能有顯著差別，因此修訂版用現場資料呈現之流率與速率關係描述不同車道間之差別。

6.2 績效指標及服務水準等級

修訂版所用之績效指標與舊版相同，包括 V/C 比及速限與平均速率的差距。但修訂版之服務水準等級劃分標準與舊版不同，如表 6.1 及表 6.2 所示。

臺灣高速公路現場資料常顯示，流率從自由旅行狀況稍微增加時，平均速率就明顯的下降。因此修訂版將 A 級服務水準之 V/C 比範圍從舊版的 0.00~0.35 減小到 0.00~0.25。此外，高速公路車流常在不高的流率時就進入壅塞狀況，所以修訂版將 E 級服務水準的範圍從舊版的 0.95~1.00 擴

大為 0.91~1.00。

速限 100~110 公里/小時之高速公路基本路段常在平均速率相當高時（85~105 公里/小時）就進入壅塞狀況，與速限差距不大。修訂版根據速限與平均速率的差距，將服務水準分成 5 級。

表 6.1 舊版與修訂版以 V/C 比為指標之服務水準劃分標準

服務水準等級	V/C 比	
	舊版	修訂版
A	0.00~0.35	0.00~0.25
B	0.36~0.60	0.26~0.50
C	0.61~0.85	0.51~0.80
D	0.85~0.95	0.81~0.90
E	0.95~1.00	0.91~1.00
F	＞1.00	＞1.00

表 6.2 舊版與修訂版以速限及平均速率差距為指標之服務水準

舊版		修訂版	
服務水準等級	速限-平均速率 (公里/小時)	服務水準等級	速限-平均速率 (公里/小時)
1	≦5	1（良好）	≦10
2	6~10	2（可接受）	11~20
3	11~15	3（不理想）	21~40
4	16~25	4（很不理想）	41~60
5	26~35	5（非常不理想）	≧61
6	＞35		

6.3 平坦路段流率與速率之代表性關係

舊版所提供之代表性流率與速率關係只限於速限 90 及 100 公里/小時之內車道及外車道。修訂版提供 6 套代表性關係，如圖 6-1~6-6 所示。這些關係分別屬於下列設施：

1. 2 車道路段；
2. 2 車道且路肩開放路段；
3. 3 車道路段；
4. 3 車道且路肩開放路段；
5. 4 車道路段；
6. 路肩。

本計畫並沒有直接分析 2 車道路段，為了增進修訂版之適用範圍，這種路段的代表性流率與速率關係乃根據 2 車道且路肩開放路段，在路肩開放前、後車流特性推導而得，如圖 6-1 所示。此外，因為容量分析方法尚未能處理車流進入壅塞之後的情況，所以圖 6-1~圖 6-6 之代表性關係只適用於穩定狀況。

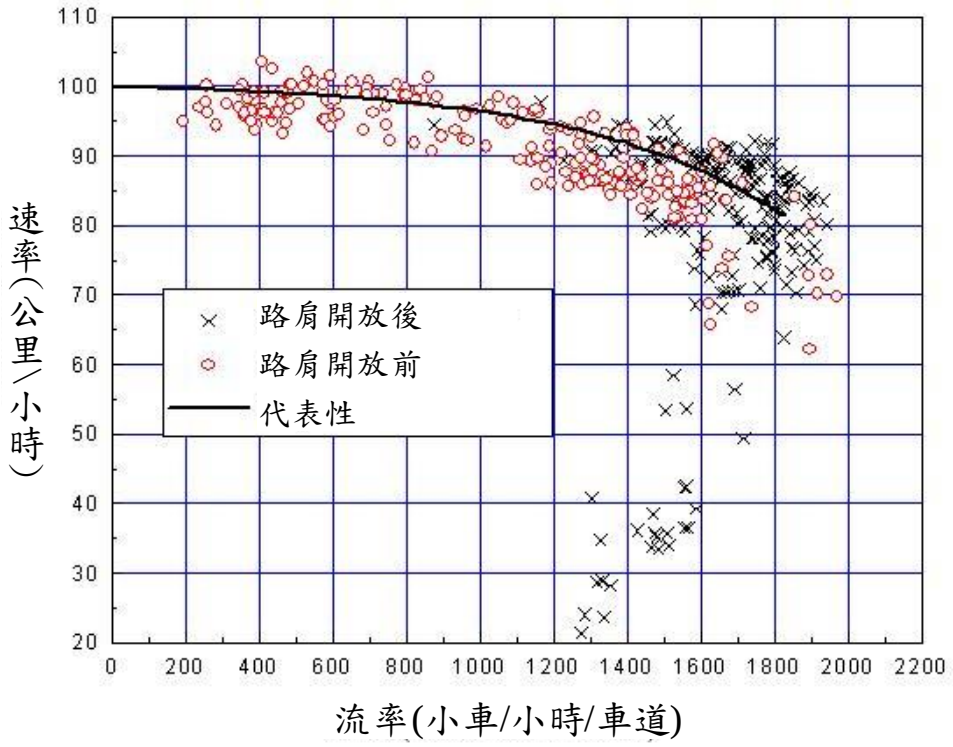


圖 6-1 2 車道路段之代表性流率與速率關係

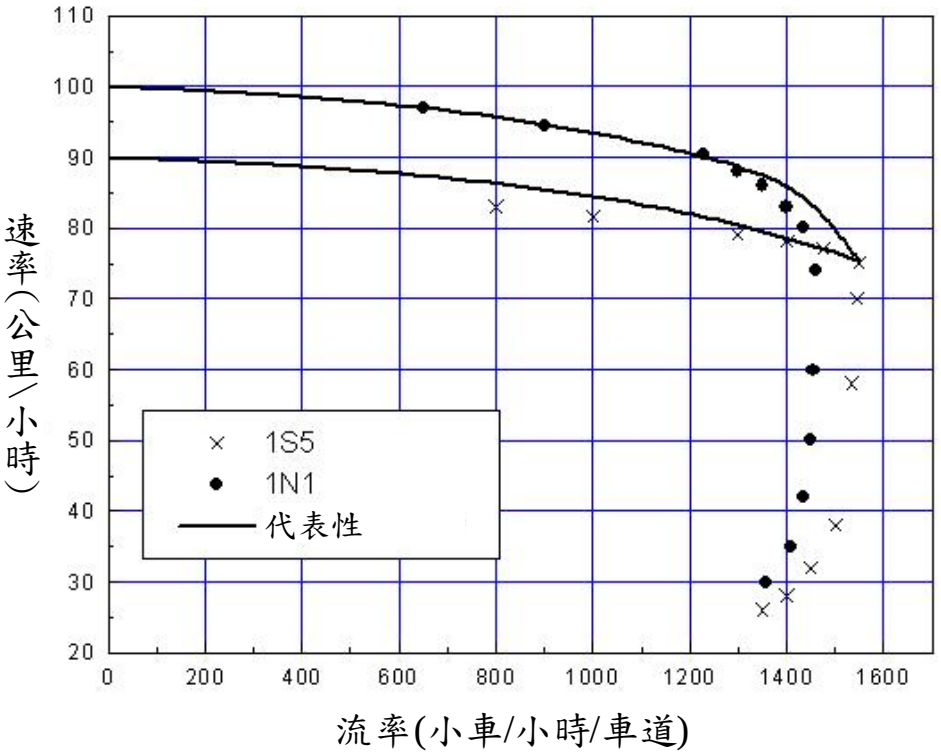


圖 6-2 2 車道且路肩開放路段之代表性流率與速率關係

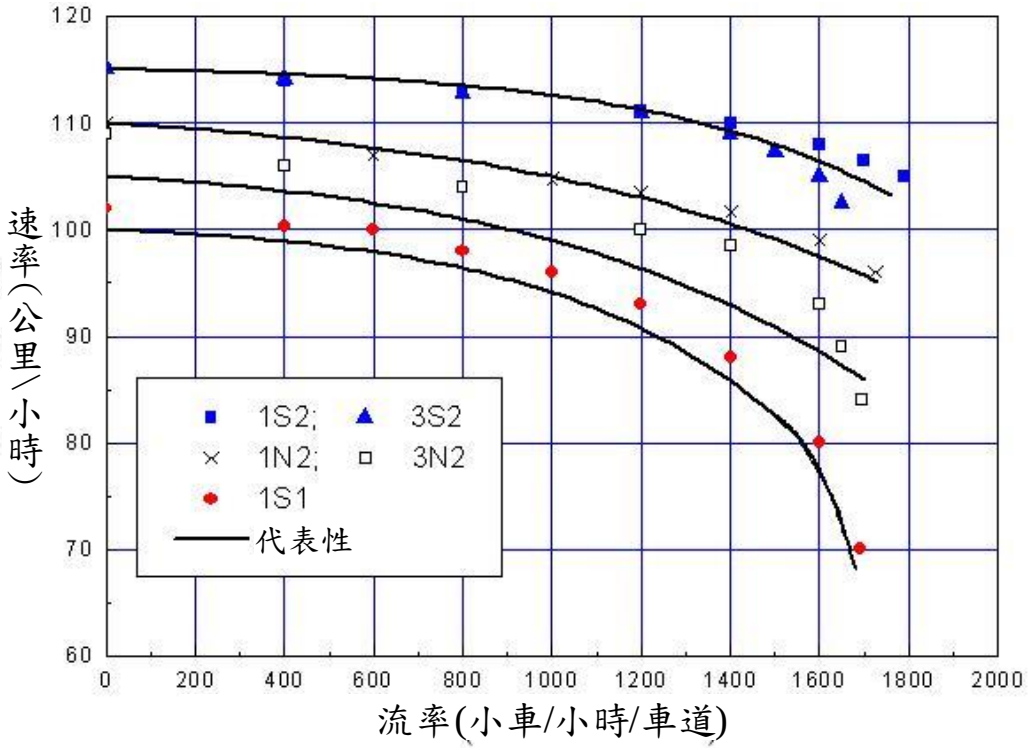


圖 6-3 3 車道路段之代表性流率與速率關係

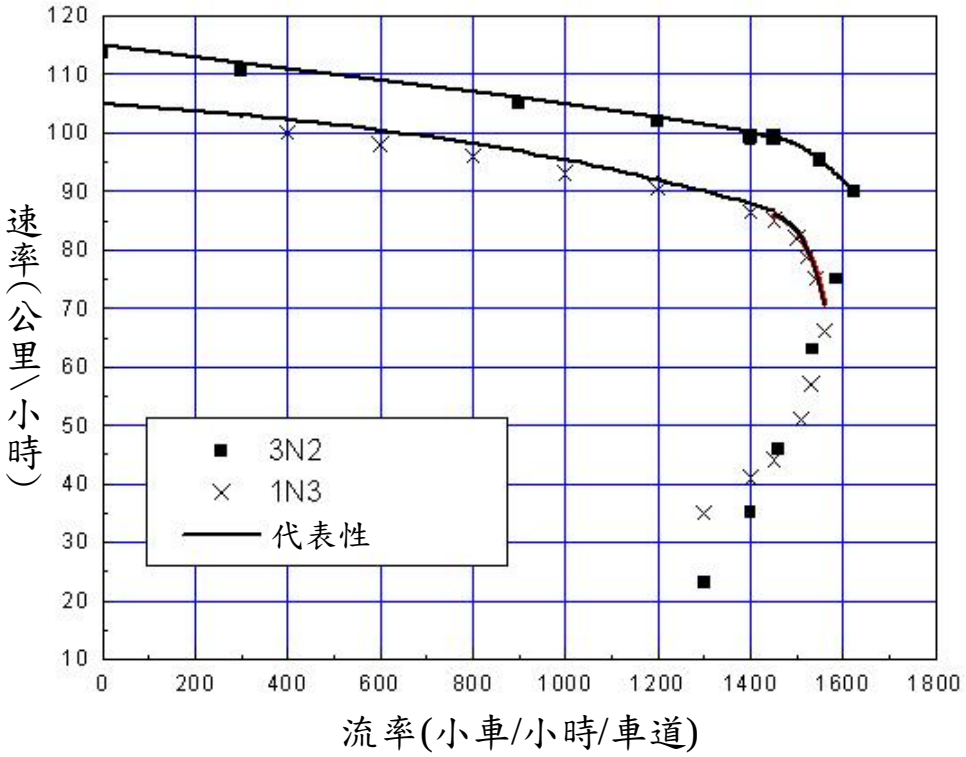


圖 6-4 3 車道且路肩開放路段之代表性流率與速率關係

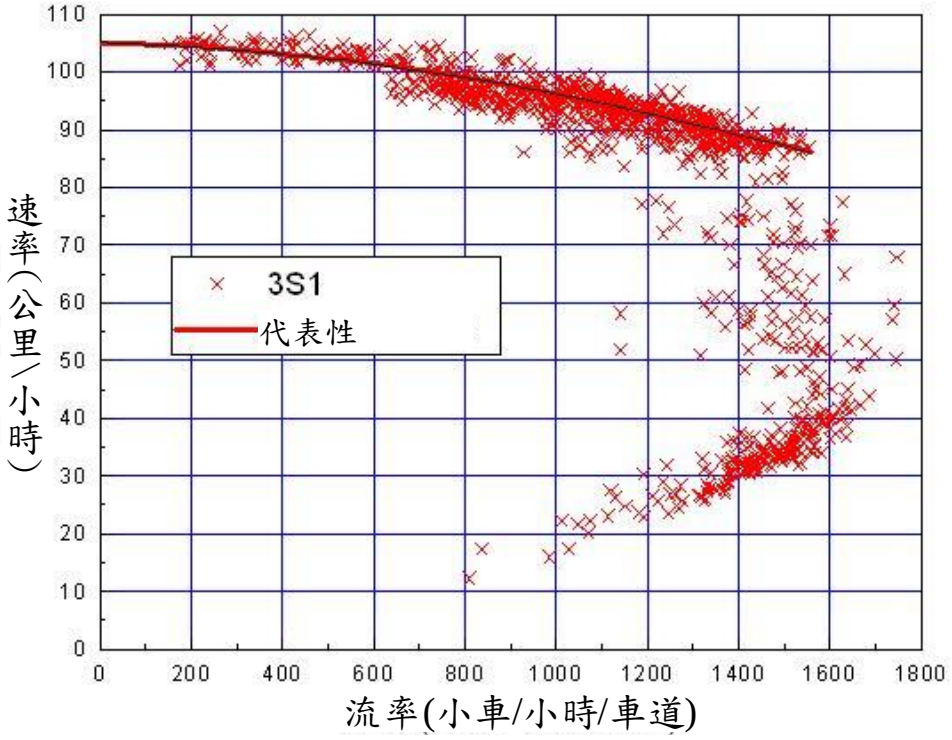


圖 6-5 4 車道路段之代表性流率與速率關係

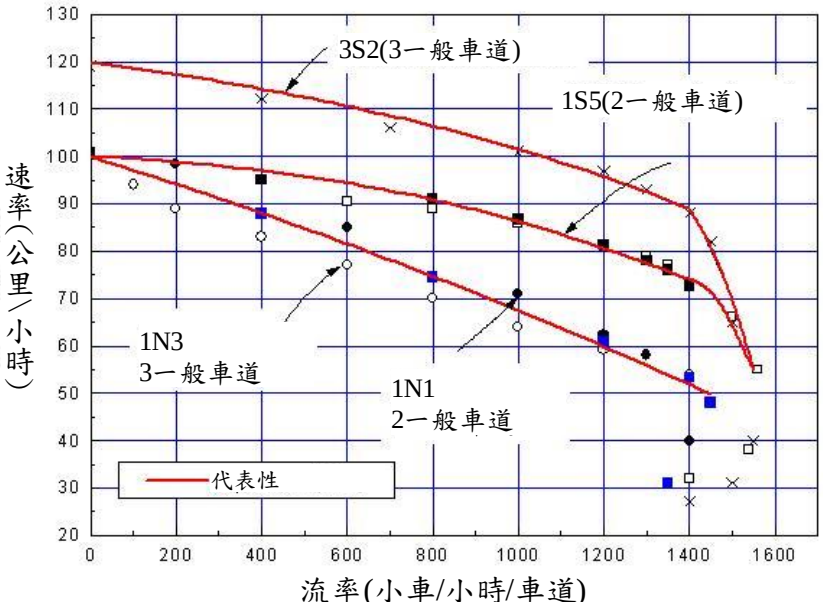


圖 6-6 路肩之代表性流率與速率關係

6.4 代表性重車加減速特性

公路幾何設計通常需能滿足代表性重車之需要，舊版雖然提供一重車上、下坡時速率與行車距離之關係，但該重車之總重/馬力比為未知數。本計畫微調及測試 2018HTSS 模式之結果顯示 123kg/kW 之聯結車可視為代表性重車。圖 6-7、6-8 及 6-9 顯示這種重車從高速進入上坡及從停車加速進入上坡或下坡之後速率隨行車距離的變化，修訂版用這三圖取代舊版之相關加、減速圖。

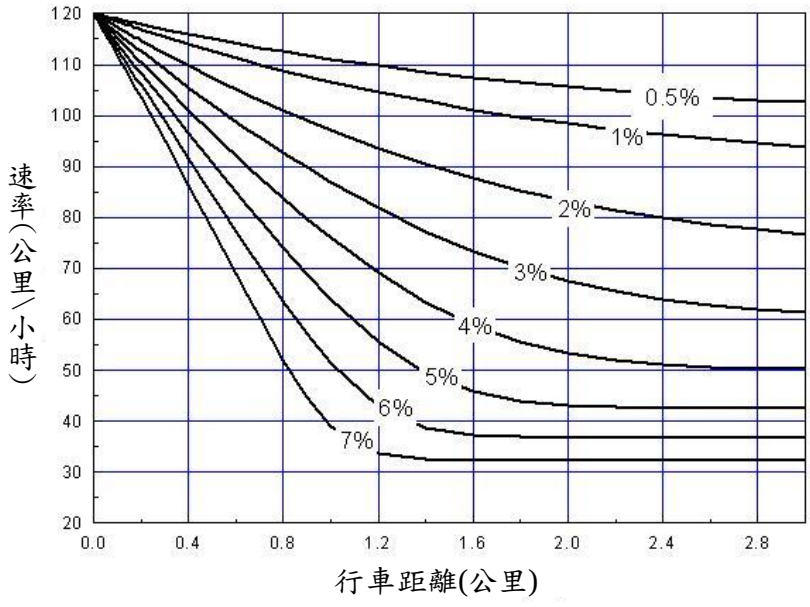


圖 6-7 123kg/kW 聯結車從高速進入上坡後速率與行車距離的關係

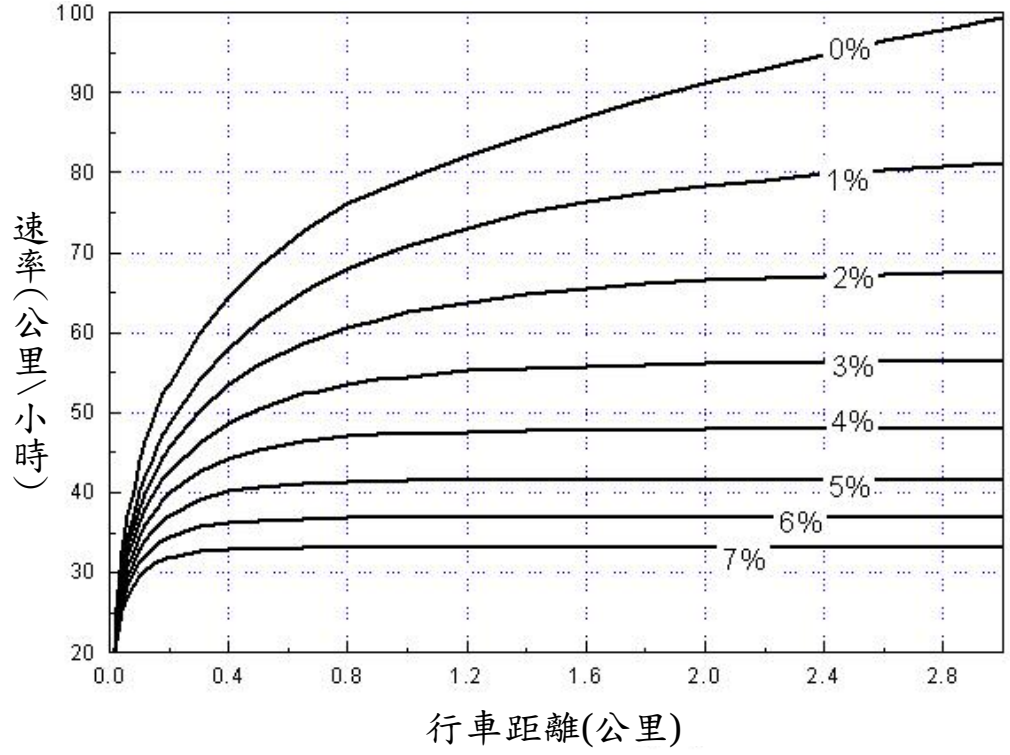


圖 6-8 123kg/kW 聯結車從停車加速進入上坡後速率與行車距離的關係

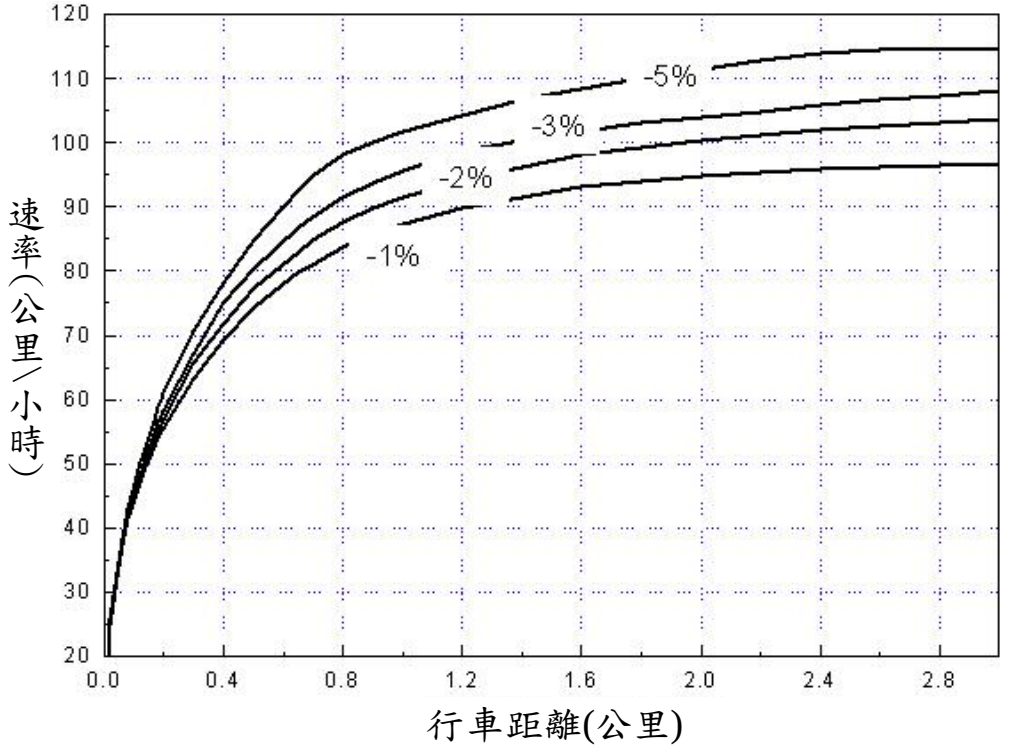


圖 6-9 123kg/kW 聯結車從停車加速進入下坡後速率與行車距離的關係

6.5 路肩之功能

舊版沒有關於路肩開放之後車流特性的資料。修訂版根據 2018 年偵測器資料討論路肩車道之功能。

6.6 其他車流特性

分析基本路段時也需了解車種之車道分佈及大型車輛之小客車當量。修訂版根據 2018 年資料更新舊版之資料。

第七章 結論及建議

本所於民國 79 年出版之「臺灣地區公路容量手冊」分析方法係引用美國 Transportation Research Board（TRB）1985 年之公路容量手冊，由於缺乏本土交通特性資料，因此展開一系列研究，以發展本土化之公路容量分析方式，隨後並出版「2001 年臺灣公路容量手冊」及「2011 年臺灣公路容量手冊」。惟 2011 年手冊中仍有部分章節尚未修訂或須配合車流特性變化再作調整，因此近年來本所持續就公路隧道、坡度路段、郊區雙車道及多車道等公路設施進行容量分析研究，並發展與調校 HTSS 模式。

本計畫利用高速公路布設之車輛偵測器以及近期研究蒐集而得之車流特性資料，調校完成 2018HTSS 模式，並據以修訂容量手冊第四章「高速公路基本路段」，及新章「公路隧道」，以為出版新版公路容量手冊預作準備。

本計畫之結論與建議說明如下：

7.1 結論

1. 國 3 及國 5 隧道之通行功能有顯著的差異。國 5 雪山、彭山及石碇隧道的容量只有 1,120~1,440 小車/小時/車道，國 3 隧道容量在 1,630~1,870 小車/小時/車道之間，多數隧道之容量在 1,760 及 1,870 小車/小時/車道之間。國 5 隧道之容量深受行車規定及執法嚴謹程度的影響，國外公路隧道內很少用最小跟車距離限制小車之行動。
2. 依據偵測器資料顯示，國 1 及國 3 基本路段的容量很少超過 1,900 小車/小時/車道。內車道通常有最高的容量，但多數路段內車道的容量不超過 2,000 小車/小時/車道。越靠近外側，車道的交通功能越低。因此車道數越多，平均每車道之容量越低。
3. 路肩開放路段在未進入壅塞狀況之前，路肩的最高流率大致只有一般車道流率之 32%~82%。進入壅塞狀況而且平均速率降到 40 公里/小時之情況下，路肩及一般車道之流率與速率關係沒有顯著的區別。規劃工作若涉及路肩開放之影響，宜假設路肩車道的交通功能只有一般車道之 50%~60%。
4. 大型車輛在平坦路段之小車當量深受車速的影響。臺灣沒有充分的現場資料可估計小車當量，根據本土及國外之合成資料，大型車在速率為 110 公里/小時左右的小車當量接近 1.0，速率降到 70 公里/小時左右的當量大約為 1.4，進入壅塞狀況之後的小車當量會隨車速的降低而升

高。目前容量分析方法不詳細分析壅塞狀況，而規劃公路設施時，大車之小車當量可採用 1.4，以降低低估需求流率之可能性。

5. 將混合車流中之大型車輛用小車當量轉變成對等小車車流之一基本原則是原來的混合車流及對等小車車流應維持大致相同之平均速率。因此坡度路段上之大型車輛不宜用小車當量轉換成小車。
6. 目前分析高速公路坡度路段仍須借重 2018HTSS 模式。車輛之爬坡特性深受車輛總重/馬力比之影響，適用於分析臺灣高速公路坡度路段之總重/馬力比如下：

   小車：56kg/kW (如總重：2,000kg，馬力：36kW)

   大客車：70kg/kW (如總重：15,000kg，馬力：215kW)

   大貨車：85kg/kW (如總重：10,500kg，馬力：124kW)

   聯結車：123kg/kW (如總重：32,000kg，馬力：260kW)

   為了協助評估高速公路坡度路段之幾何設計，本計畫訂定 123kg/kW 聯結車在上、下坡加速或減速時，速率與行車距離之關係。這些關係用 3 套曲線圖來代表。

7.2 建議

1. 執行本計畫之一大困難涉及高速公路車輛偵測器資料之應用。其中一原因是不同單位之資料有不同之格式(format)，這種作法嚴重地影響資料應用之效率。另一原因是偵測器將車種分成小車(車長不超過 5.5 公尺)、大車(車長超過 5.5 公尺但不超過 12.2 公尺)及聯結車(車長超過 12.2 公尺)，使得許多性能與小客車相差不大之輕型小貨車列為大車。最嚴重的問題是偵測器所提供之速率、流量、車長及佔有率常有異常資料。因此，整理可用資料所需的時間相當可觀，且偵測器資料準確性必須提高。
2. 使用模擬模式分析交通運作之一大障礙是不容易建立輸入檔。本計畫雖然提供使用者手冊，並於「臺灣公路容量分析專區網站」提供輸入檔範例，仍難減輕建立輸入檔的困難度，後續研究宜考慮用大量的模擬資料建立簡化的方法以分析坡度路段。
3. 高速公路或郊區多車道、雙車道等不受上下游公路設施影響車流特性之長路段，大部分只在連續假期間才有車流從穩定進入不穩定的狀況，可蒐集適用之相關車流特性資料以建立容量分析方法。由於每年只有

很有限的機會可蒐集到適用之現場資料，建議進行長期之車流資料蒐集工作，以建立容量分析或其他應用所需的資料庫。

參考文獻

1.交通部運輸研究所，「臺灣地區公路容量手冊」，79-27-160，民國 79 年 10 月。

2. *Highway Capacity Manual*, Special Report 209, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1985

3. 交通部運輸研究所，「2001 年台灣地區公路容量手冊」，90-16-1183，民國 90 年 3 月。

4. 交通部運輸研究所，「2011 年臺灣公路容量手冊」，100-132-1299，民國 100 年 10 月。

5. *TSIS 6.2 –CORSIM*, Office of Operations Research, Development and Technology, FHWA, February 2010.

6. St. John, A.D., and Harwood, D.W., *A User's Guide to TWOPAS – A Microscopic Computer Simulation Model of Traffic on Two-Lane, Two-Way Highways* (Performing Organization Report No. 7533-S (6)), Washington, DC：Federal Highway Administration, 1986.

7. Brannolte, U., Simulation program *LASI, Bauhaus-University of Weimar*,1996.

8. Hoban, C., Shepherd, R., Fawcett, G., and Robinson, G., *A model for Simulating Traffic on Two-Lane Roads: User Guide and Manual for TRARR*, Version 3.2, Australian Road Research Board, Technical Manual ATM10 B, 1991.

9. Tapani, A., “Versatile Model for Simulation of Rural Road Traffic,” *Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board*, No. 1934, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D. C., 2005, pp. 169-178.

10. 交通部運輸研究所，「公路坡度路段模擬模式之發展及應用(1/3)」，103-76-1343，民國 103 年 5 月。

11. 交通部運輸研究所，「公路坡度路段模擬模式之發展及應用(2/3)」，104-86-1353，民國 104 年 7 月。

12. 交通部運輸研究所，「公路坡度路段模擬模式之發展及應用(3/3)」，105-

085-2289，民國 105 年 9 月。

13.「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。

14.「公路交通系統模擬模式調校與新版容量手冊研訂(2/3)」，107-047-1402，交通部運輸研究所，民國 107 年 5 月。

15. Transportation Research Board, *Highway Capacity Manual 6th Edition – A Guide for Multimodal Mobility Analysis*, Transportation Research Board, Washington D.C., 2016

16. Transportation Research Board. *Highway Capacity Manual,* Fourth Edition-HCM 2000. Special Report, No. 209, Washington D.C., 2000.

17. Transportation Research Board, *Highway Capacity Manual 2010*, Washington D.C., 2010.

18. Laufer, J., *Freeway capacity, saturation flow and the car following behavioural algorithm of the VISSIM microsimulation software*, Maunsell Australia, Sydney, NSW, Australia, 2007.

19. Zurlinden, H., Gaffney,J., Hall,M., *Motorway Design Volume Guide*, VicRoads, Investment and Design Services, 60 Denmark Street Kew VIC 3101, Australia, December 2017.

20. Gartner, N., Messer, C. J., Rathi, A. K. (Editors), *Traffic Flow Theory-A State-of-the-Art Report*, Committee on Traffic Flow Theory and Characteristics, Transportation Research Board, Revised 2001.

21. UK Highways Agency ea, *UK Design Manual for Roads and Bridges (DMRB)*, TA 79/99 Amendment No 1, The Stationery Office Ltd., London, 1999.

22. FGSV (Ed.) (2015b). Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen (HBS), Edition 2015, (*German Highway Capacity Manual*), *Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV)* (Road and Transport Association), Cologne, 2015.

23. Hall, F.L. and Agyemang-Duah, K., “Freeway Capacity Drop and the Definition of Capacity,” *Transportation Research Record 1320*, Transportation Research Board, National Research Council, Washington

D.C.,1991

24. Elefteriadou, L., R.P. Roess, R.P., and W.R. McShane, W. R., Probabilistic Nature of Breakdown at Freeway Merge Junctions. *Transportation Research Record 1484*, Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C.,1995.

25. Brilon, W., Geistefeldt, J., & Regler, M. , "Reliability of Freeway Traffic Flow: A stochastic Concept of Capacity," *Proceedings of the 16th International Symposium on Transportation and Traffic Theory*, 2005, pp. 125-144.

26. Raymond, G. M. M., Vermijs, and Schuurman, H., "Evaluating Capacity of Freeway Weaving Sections and On-Ramp Using Microscopic Simulation Model FOSIM," *Proceedings of the Second International Symposium on Highway Capacity*, 1994, Akcelik, R. (ed.), Volume 2, pp.651-670.

27. Heikoop, H., and Henkens,N., "Recent developments and history of the Dutch HCM," *Transportation Research Procedia*, Volume 15, 2016, Pages 51–62

28. Henkens, N., Heikoop, H., *CIA (Capaciteitswaarden Infrastructuur Autosnelwegen) Handboek CIA versie 4*, Rijkswaterstaat WVL, Rijswijk (ZH), 2015.

29. Wu, N., "New Features in the 2015 German Highway Capacity Manual (HBS2015)," *Transportation Research Procedia* 00 (2017) 000–000, World Conference on Transport Research - WCTR 2016, Shanghai, July 10-15, 2016.

30. 交通部運輸研究所，「高快速公路收費站、隧道及坡度路段容量及車流特性研究(3/3)」，102-94-1330，民國 102 年 4 月。

31. Sumner, R., D. Hill, and S. Shapiro. Segment Passenger Car Equivalent Values for Cost Allocation on Urban Arterial Roads. *Transportation Research Part A*, Vol. 18A, No. 5/6, 1984, pp. 399-406.

32. Elefteriadou, L., and N. Webster,N., " Development of a Model for Estimating the Impacts of Truck Size and Weight Policy Changes on Traffic Operational Quality," *Heavy Vehicle Systems*, Vol. 7, No. 4, 2000, pp. 249-263.

33. *Highway Capacity Manual; Practical Applications of Research, by the*

Committee on Highway Capacity, Dept. of Traffic and Operations, U.S. Dept. of Commerce, Bureau of Public Roads, Washington, D.C., 1950.

34. *Highway Capacity Manual*, Special Report, No. 87, Highway Research Board, Washington, D.C., 1965.
35. Drakopoulos, A., Liu, Y., and Horowitz, A., *Heavy Vehicle Performance During Recovery from Forced-Flow Urban Freeway conditions Due to Incidents, Work Zones and Recurring Congestion*, Final Report submitted to Research and Innovative Technology Administration United States Department of Transportation, Washington, D.C., December 2013.
36. Huber, M. J., " Estimation of Passenger-Car Equivalents of Trucks in Traffic Stream (Discussion and Closure) ,"*Transportation Research Record*, No. 869, TRB, National Research Council, Washington D.C., 1982, pp. 60-70.
37. Roess, R. P., and Messer, C. J., " Passenger Car Equivalents for Uninterrupted Flow: Revision of the Circular 212 Values," *Transportation Research Record*, No. 971, TRB, National Research Council, Washington D.C., 1984, pp. 7-13.
38. Krammes, R. A., and Crowley, K, W., "Passenger Car Equivalents for Trucks on Level Freeway Segments," *Transportation Research Record*, No. 1091 TRB, National Research Council, Washington D.C., 1986, pp. 10-17.
39. Linzer, E. M., Roess,R. P., and McShane,W. R., "Effect of Trucks, Buses, and Recreational Vehicles on Freeway Capacity and Service Volume," *Transportation Research Record*, No. 699, TRB,National Research Council, Washington D.C., No. 699, 1979, pp. 17-26.
40. Webster, N., and Elefteriadou, L., "A Simulation Study of Truck Passenger Car Equivalents(PCE) on Basic Freeway Sections," *Transportation Research Part B*, Vol. 33B, No. 5, 1999, pp. 323-336.
41. Sumner, R., Hill, D., and Shapiro, S., "Segment Passenger Car Equivalent Values for Cost Allocation on Urban Arterial Roads," *Transportation Research Part A*, Vol. 18A, No. 5/6, 1984, pp. 399-406.
42. Seguin, E. L., Crowley, K. W., and W. D. Zweig,W. D., *Passenger Car Equivalents on Urban Freeways: Interim Report*. FHWA /RD-81/15, Federal Highway Administration, Springfield, VA., National Technical Information Service, Washington, D.C., 1983.

43. Tanaboriboon, Y., and Aryal, R., “Effect of Vehicle Size on Highway Capacity in Thailand,” *Journal of Transportation Engineering*, Vol. 116, No. 5, 1990, pp. 658-666.

44. Al-Kaisy, A. F., Hall, F. L., and E. S. Reisman, E. S., “Developing Passenger Car Equivalents for Heavy Vehicles on Freeways during Queue Discharge Flow,” *Transportation Research Part A*, Vol. 36, No. 8, 2002, pp. 725-742.

45. *Verification, Refinement, and Applicability of Long-Term Pavement Performance Vehicle Classification Rules*, FHWA-HRT-13-091, U.S. DOT, Federal Highway Administration Research and Technology, November 2014

46. Ahmed, U., *Passenger Car Equivalent Factors for Level Freeway Segments Operating under Moderate and Congested Conditions*, A Thesis submitted to the Faculty of the Graduate School, Marquette University, August 2010.

47. Cunagin, W. D., and Messer, C. J., “Passenger-Car Equivalents for Rural Highways,” *Transportation Research Record, TRB, National Research Council, Washington D.C.*, No. 905, 1983, pp. 61-68.

48. Seguin, E. L., Crowley, K. W., Zweig, W. D., and Gabel, R. J., Urban Freeway Truck Characteristics, FHWA-RD-83- 33 Final Report FCP 32B2-012. *Institute for Research*, Vol. 1, 1982.

49. *Underground Transportation Systems in Europe: Safety Operations and Emergency Response*, FHWA-PL-06-016, Federal Highway Administration, USDOT, Washington, D.C., June 2006.

50. *National Tunnel Inspection Standards*, Federal Highway Administration, USDOT, Washington, D.C., http://www.federalregister.gov, accessed 7/22/2010.

51. 交通部運輸研究所，「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 (2/3)」，101-113-0000, 民國 101 年 6 月。

52. “Mont Blanc Tunnel,”en.wikipedia.org, accessed December 26, 2010.

53. “Tauern Road Tunnel,”en.wikipedia.org, accessed December 26, 2010.

54. “Gotthard Road Tunnel,”en.wikipedia.org, accessed December 26, 2010.

55. *Recommendations of the Groups of Experts on Safety in Road Tunnels*, Final Report, United Nations Economic and Social Council, Trans/AC.7/9,

December 10, 2001.

56. *Safety Requirements for Tunnels in the Trans-European Road Network Regulations*, S.L. 499.60, July 2006.

57. Khoury, G. A., "EU Tunnel Fire Safety Action,"*Tunnels and Tunnelling International*, April 2003, pp.20-23.

58. Directive 2004/54/EC of the European Parliament and of the Council of 29 April 2004 on Minimum Safety Requirements for Tunnels in the Trans-European Road Network, *Official Journal of the European Union L.* 201/56 of 7 June, 2004.

59. *FHWA Road Tunnel Design Guidelines*, FHWA-IF-05-023, U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, D.C., July 2004.

60. *European Road Lighting Technologies*, FHWA-PL-01-034, USDOT, Federal Highway Administration (International Technology Exchange Program), Sep. 2001.

61. *Best Practices for Roadway Tunnel Design*, *Construction, Maintenance, Inspection and Operations*, NCHRP20-68A, Scan 09-05, U.S. Domestic Scan Program (Completion date: 12/26/2011).

62. *Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels –Civil Elements*, American Association of State Highway and Transportation Officials, June 2010.

63. "Regulations, Standards and Guidelines,"*Workshop on Safety and Security in Roadway Tunnels*, NCHRP 20-7 Task 230, Irvine, California, Nov. 28-29, 2008.

64. Liu, Z. G., Kashef, A., Lougheed, G., Su, J. Z., Benichou, N., and Almand, R. H., "An Overview of the International Road Tunnel Fire Detection Research Project," *http://www.nfpa.org/assets/files/PDF/Porceedings, accessed 12/26/2010.*

65. 交通部運輸研究所，「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, 民國 100 年 5 月。

66. Levinson, H. S., Golenberg, M. and Howard, J., "Callahan Tunnel Capacity

Management," *Transportation Research Record: Journalof the Transportation Research Board*, No. 1956,TRB, National Research Council,Washington, D.C., 1985, pp.1-10.

67. Chin, H. C., and May, A. D., "Examination of the Speed-Flow Relationship at the Caldecott Tunnel," *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, No. 1320,TRB, National Research Council,Washington, D.C., 1991, pp.75-82.
68. Koshi, M., Kuwarara, M. and Acahane, M., "Capacity of Sags and Tunnels on Japanese Motorways,"*ITE Journal*, Vol. 62, No.5, 1992, pp.17-22.
70. "N332-Driving in Spain," n332-es/2016/01/06/tunnel-and-underpasses, accessed February 23, 2018.
71. "Safety in Mont Blanc Tunnel," *https://www.atmb.com/en/prepare-your-journey/safety/mont-blanc-safety-advice*, accessed February 19, 2018.
72. Luckhurst, J., "Switzerland's Gotthard Road Tunnel Disaster," *https://www.motoringassist.com/motoring-advice/news/switzerlands-gotthard-road-tunnel-disaster*, accessed February 23, 2018
73. Lin, F. B., Chang, C.W., Tseng, P-E., and Su, C-W., "Capacity and Other Traffic Characteristics in Taiwan's 12.9-km- Long Shea-San Tunnel," *In Journal of Transportation Research Board*, No. 2130, 2009, pp.101-108.
74. Safe Distance between Vehicles, Conference of European Directors of Roads (CEDA), April 2010.
75. "Tunnel Safety," Department of Transport and Main Roads, Queensland Government, *https://www.tmr.gld.gov.au/safety/driver-guide/tunnel-safety.aspx*, accessed February 19, 2018.
76. *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D, C., 2011.
77. Brilon, W., and F. Weiser, "Two-Lane Rural Highways: The German Experience," *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board,* No. 1988, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D.C., 2006, pp. 38–47.

附錄A

國5車輛偵測器
密度估計值之檢核

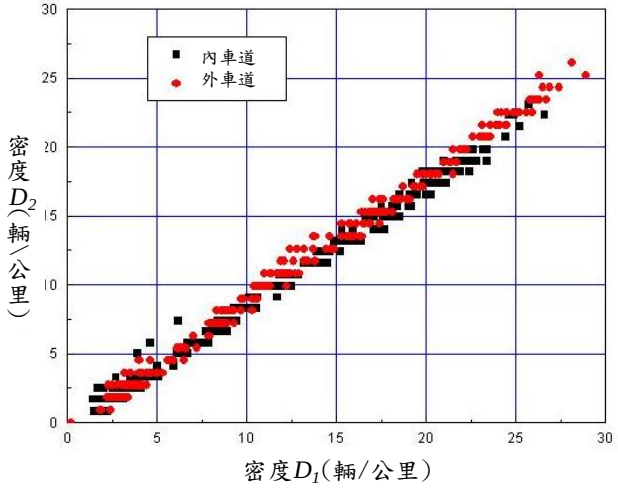


圖 A-1 2015 年北上 0.706K 密度 D_1 及 D_2 估計值的關係

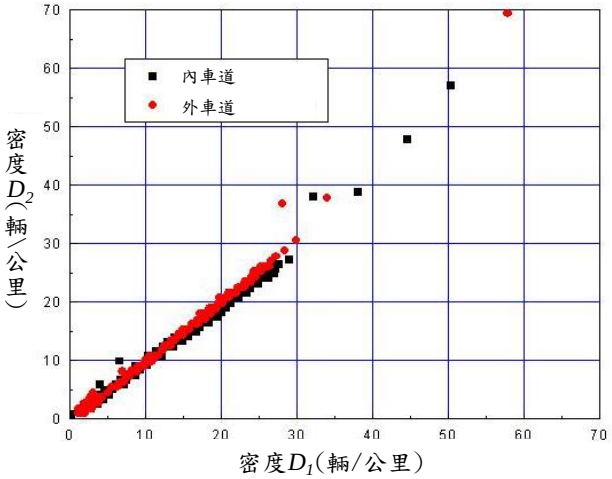


圖 A-2 2015 年北上 1.068K 密度 D_1 及 D_2 估計值的關係

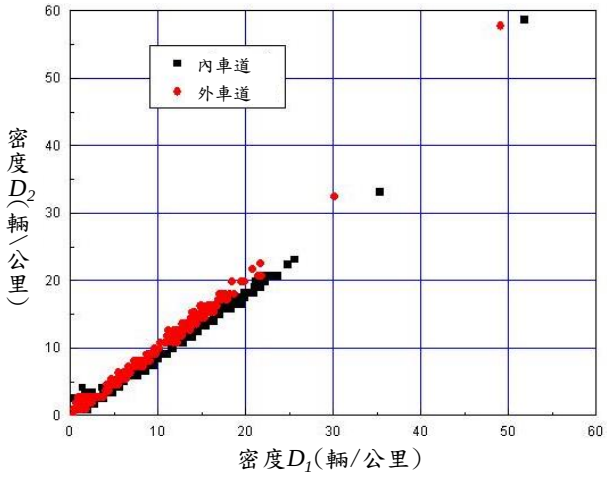


圖 A-3 2015 年北上 9.840K 密度 D_1 及 D_2 估計值的關係

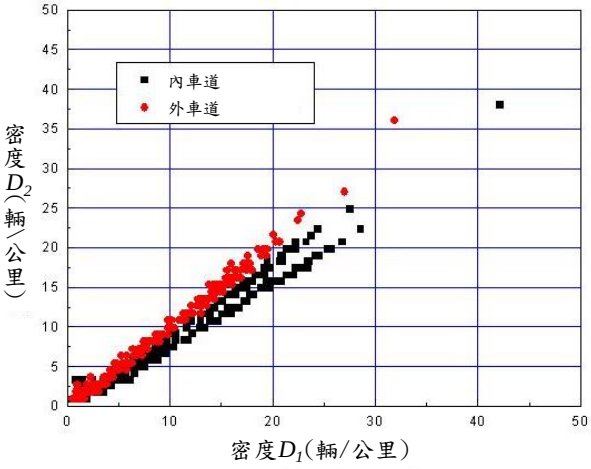


圖 A-4 2015 年北上 10.141K 密度 D_1 及 D_2 估計值的關係

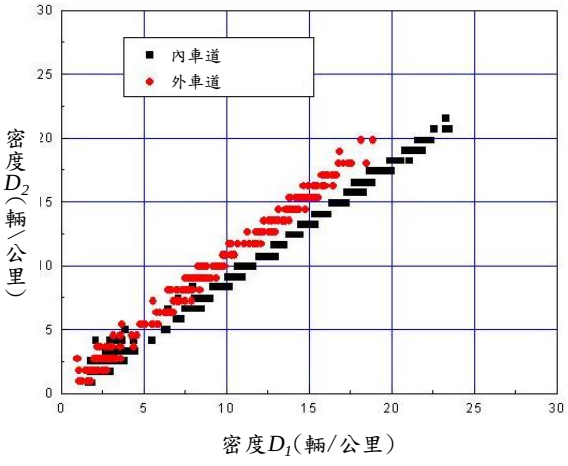


圖 A-5 2015 年北上 10.866K 密度 D_1 及 D_2 估計值的關係

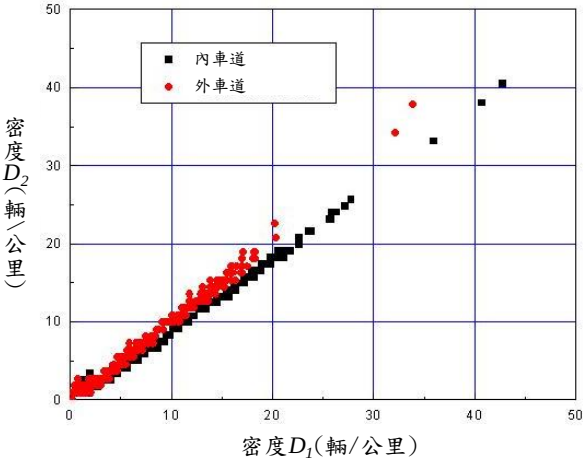


圖 A-6 2015 年北上 11.896K 密度 D_1 及 D_2 估計值的關係

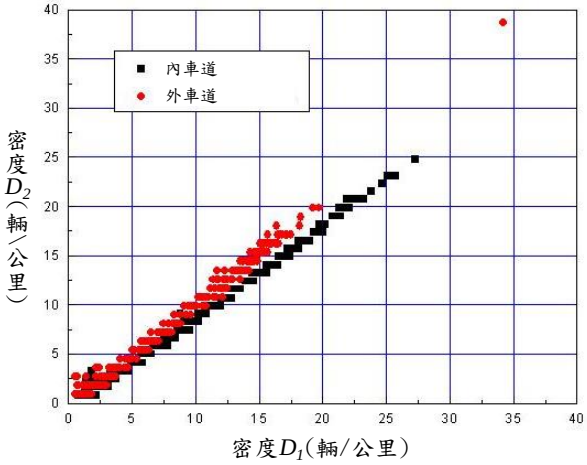


圖 A-7 2015 年北上 12.922K 密度 D_1 及 D_2 估計值的關係

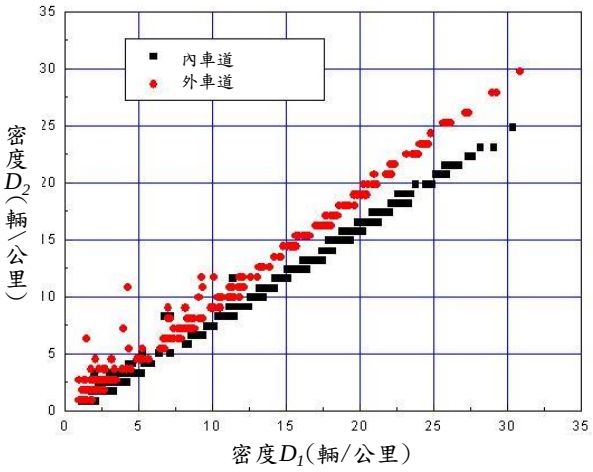


圖 A-8 2015 年北上 15.488K 處密度 D_1 及 D_2 估計值的關係

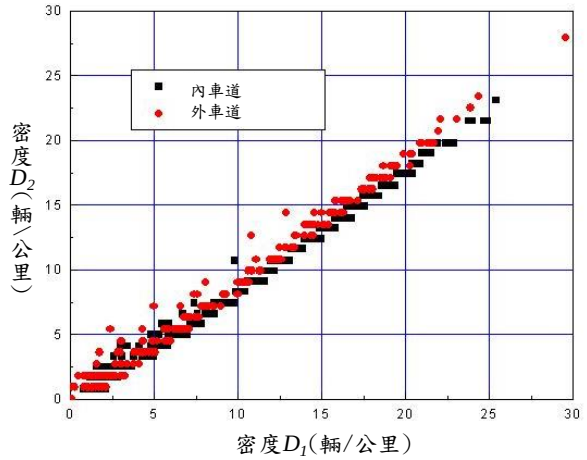


圖 A-9 2015 年北上 15.855K 密度 D_1 及 D_2 估計值的關係

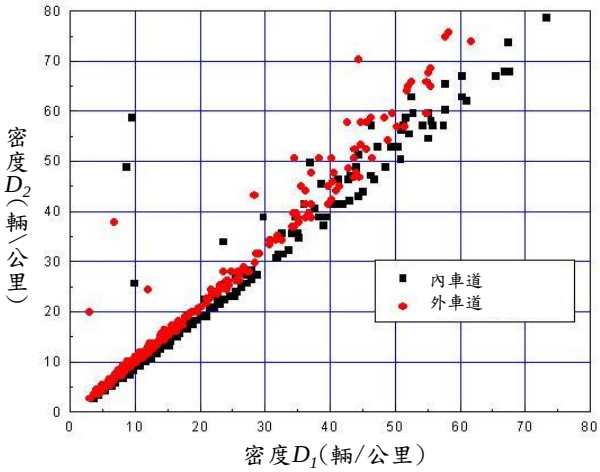


圖 A-10 2015 年南下 3.178K 密度 D_1 及 D_2 估計值的關係

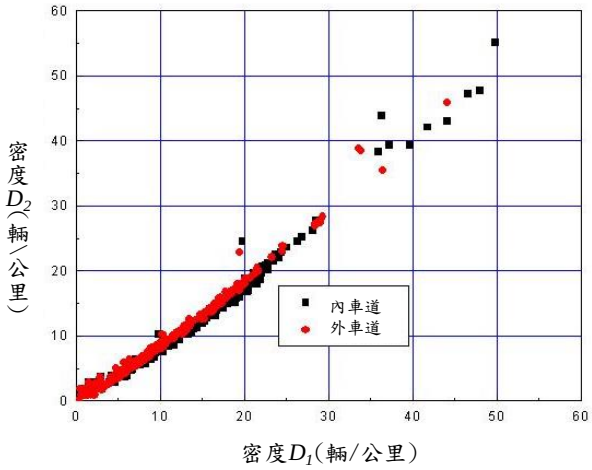


圖 A-11 2015 年南下 12.945K 密度 D_1 及 D_2 估計值的關係

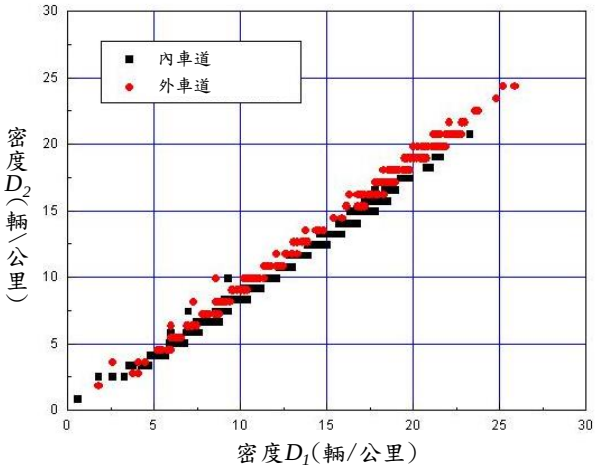


圖 A-12 2015 年南下 28.236K 密度 D_1 及 D_2 估計值的關係

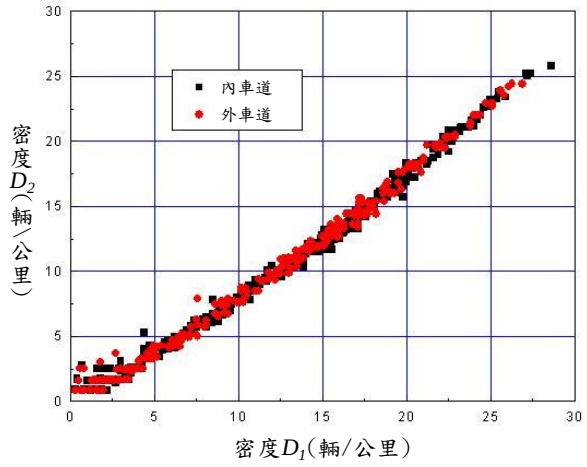


圖 A-13 2018 年北上 1.068K 處密度 D_1 及 D_2 估計值的關係

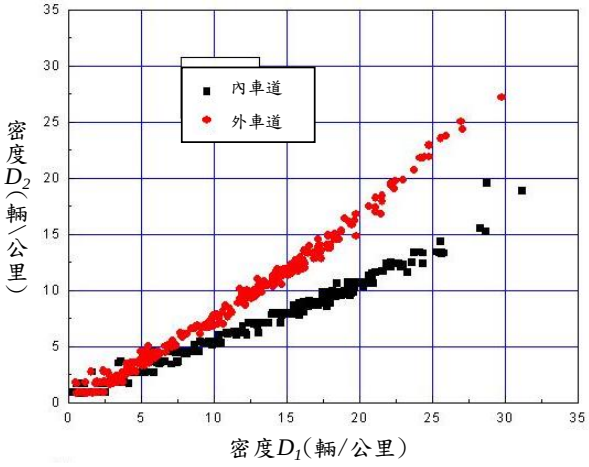


圖 A-14 2018 年北上 9.840K 處密度 D_1 及 D_2 估計值的關係

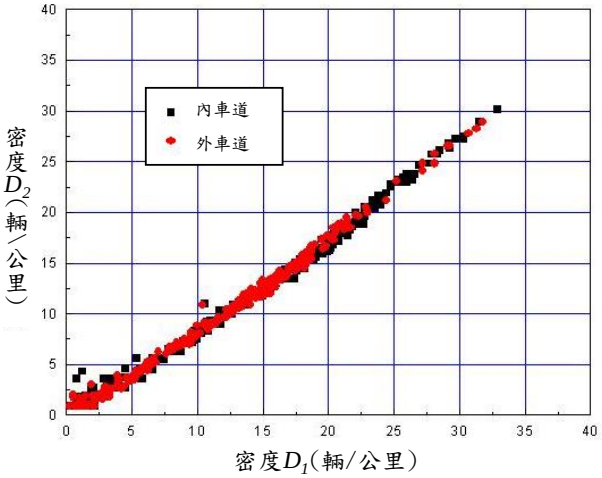


圖 A-15 2018 年北上 10.866K 密度 D_1 及 D_2 估計值的關係

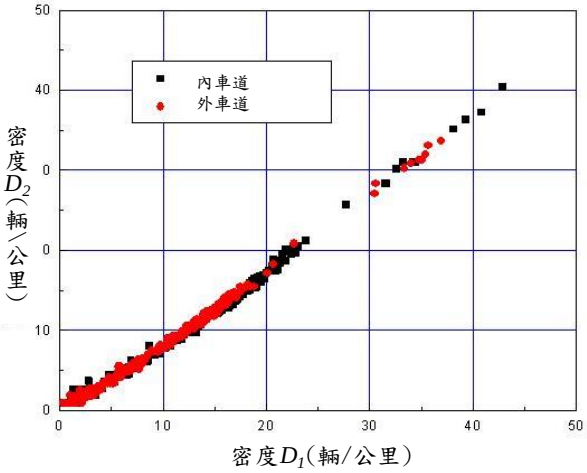


圖 A-16 2018 年北上 11.903K 密度 D_1 及 D_2 估計值的關係

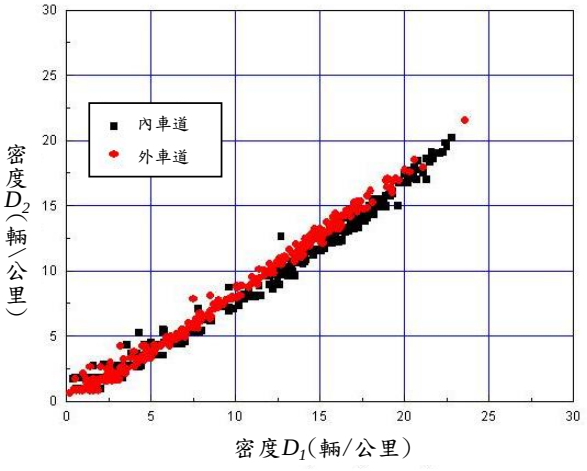


圖 A-17 2018 年北上 15.488K 密度 D_1 及 D_2 估計值的關係

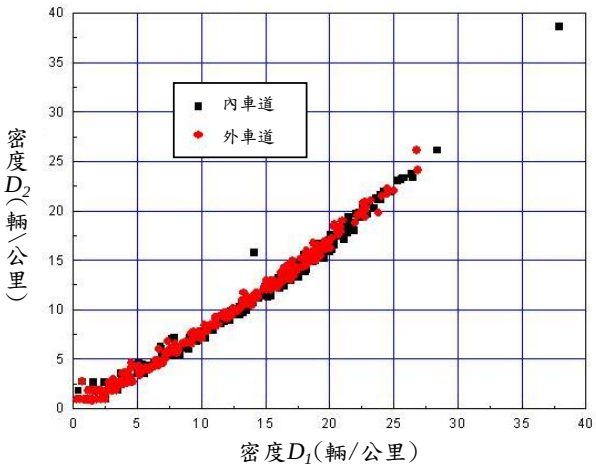


圖 A-18 2018 年北上 16.196K 密度 D_1 及 D_2 估計值的關係

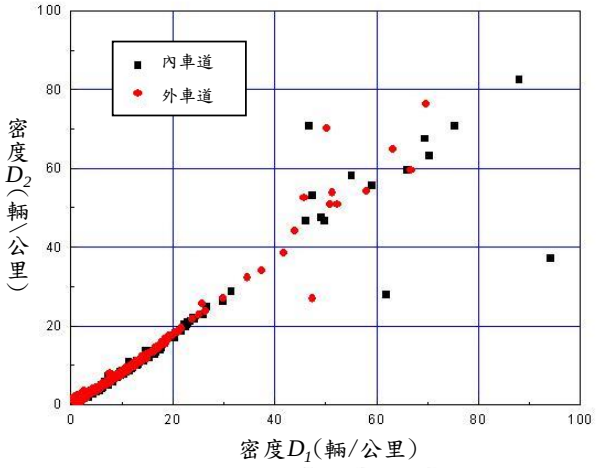


圖 A-19 2018 年南下 3.178K 密度 D_1 及 D_2 估計值的關係

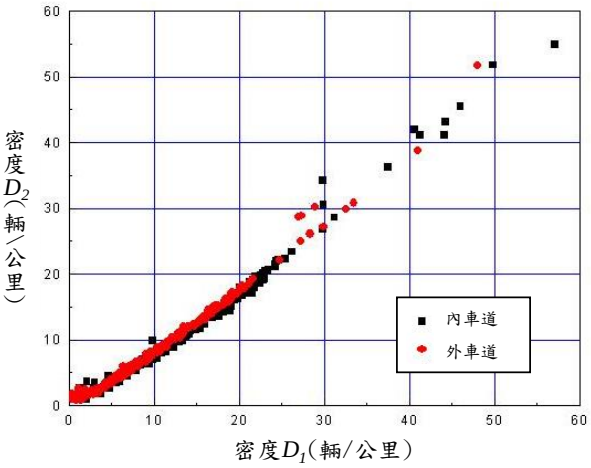


圖 A-20 2018 年南下 12.945K 密度 D_1 及 D_2 估計值的關係

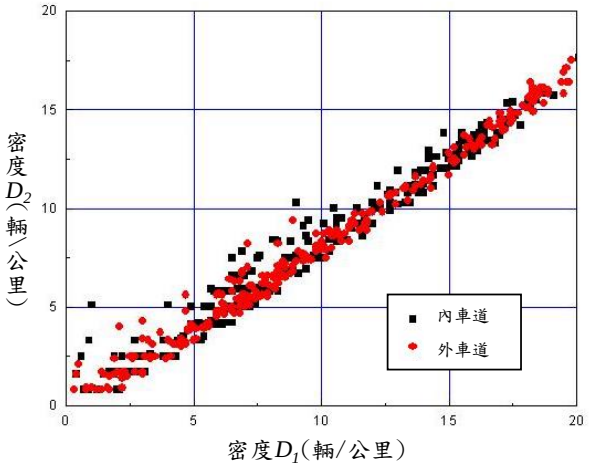


圖 A-21 2018 年南下 28.236K 密度 D_1 及 D_2 估計值的關係

附錄B

國道3號隧道之單向綜合流率與速率關係

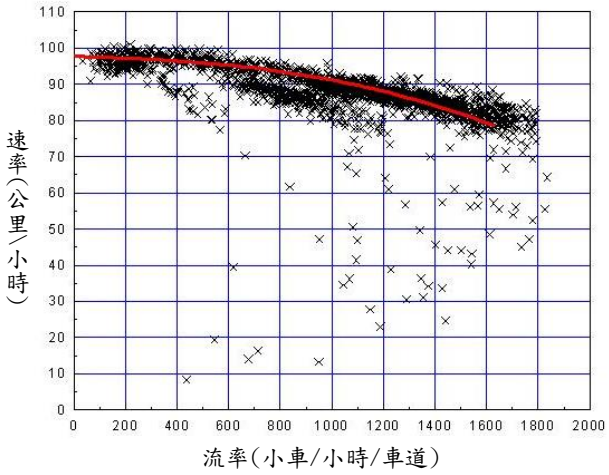


圖 B-1 福德隧道南下流率與速率之關係(3 車道；18.932K)

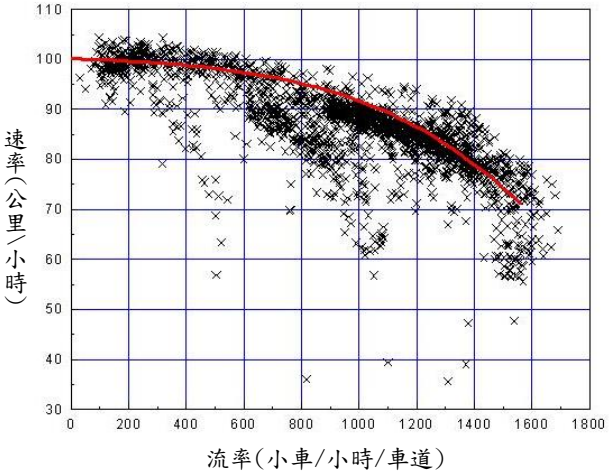


圖 B-2 木柵隧道南下流率與速率之關係(3 車道；22.588K)

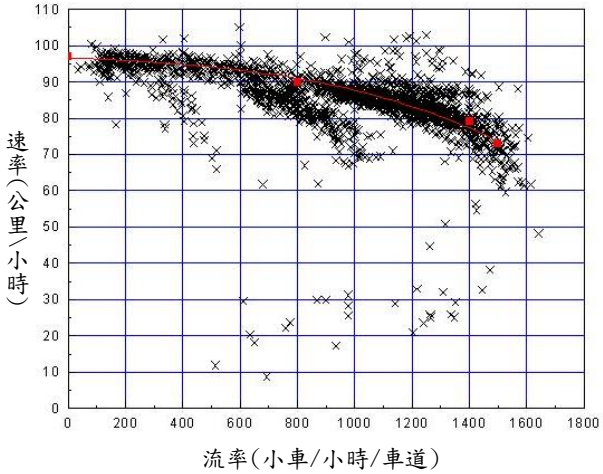


圖 B-3 新店隧道南下流率與速率之關係(3 車道；28.172K)

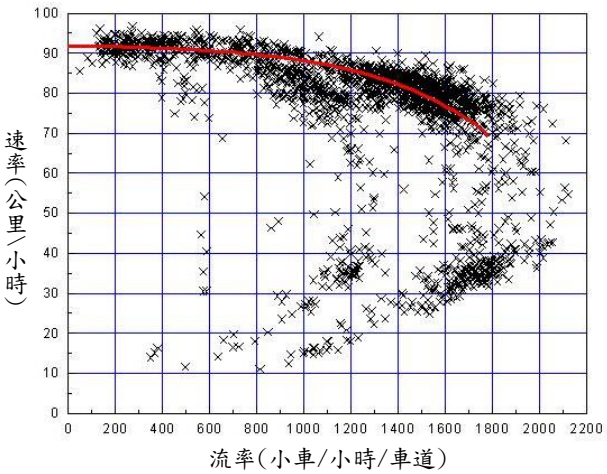


圖 B-4 安坑隧道南下流率與速率之關係(3 車道；32.735K)

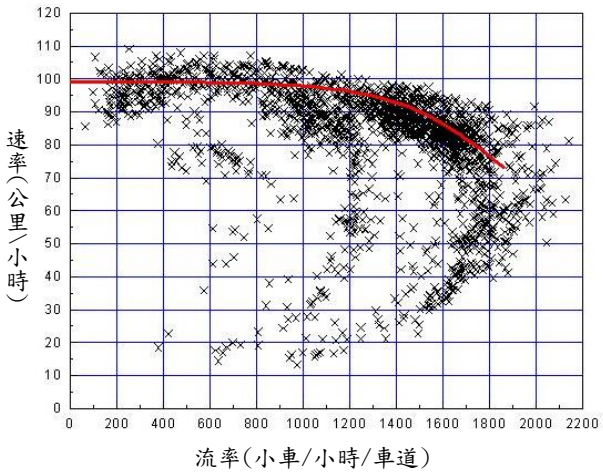


圖 B-5 中和隧道南下流率與速率之關係(3 車道；34.835K)

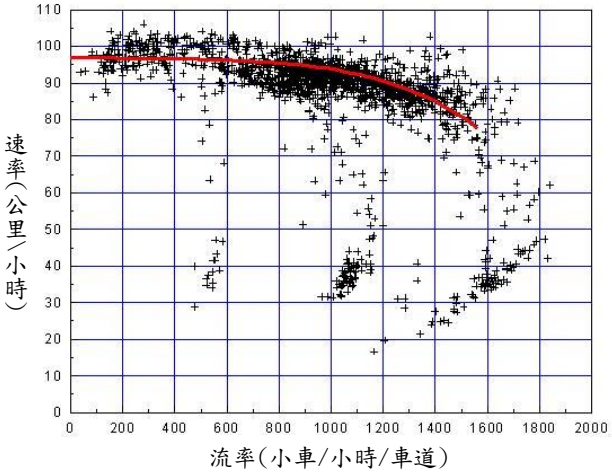


圖 B-6 埔頂 I 隧道南下流率與速率之關係(4 車道；59.655K)

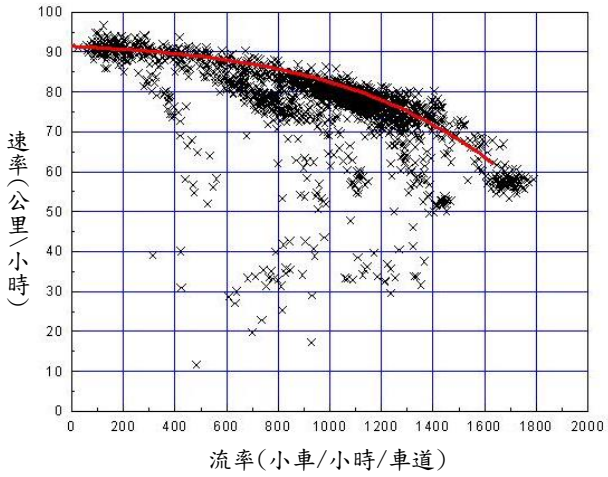


圖 B-7 福德隧道北上流率與速率之關係(3 車道；19.211K)

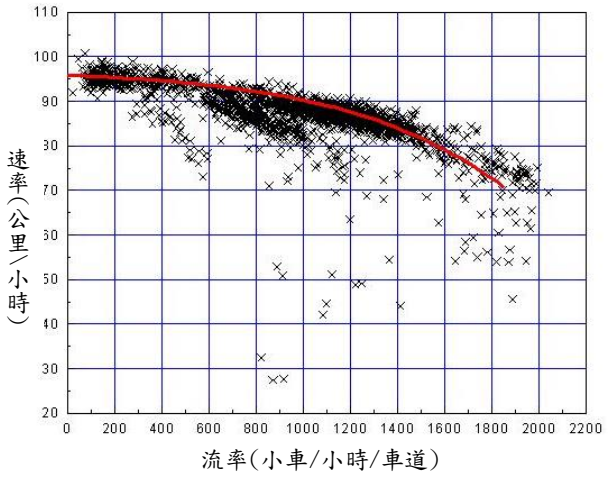


圖 B-8 木柵隧道北上流率與速率之關係(3 車道；22.224K)

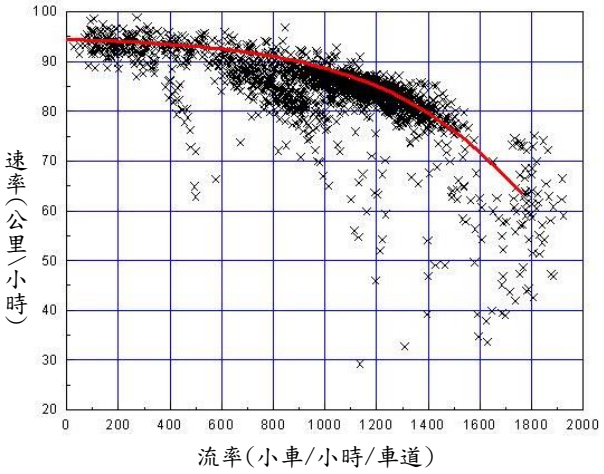


圖 B-9 新店隧道北上流率與速率之關係(3 車道；27.494K)

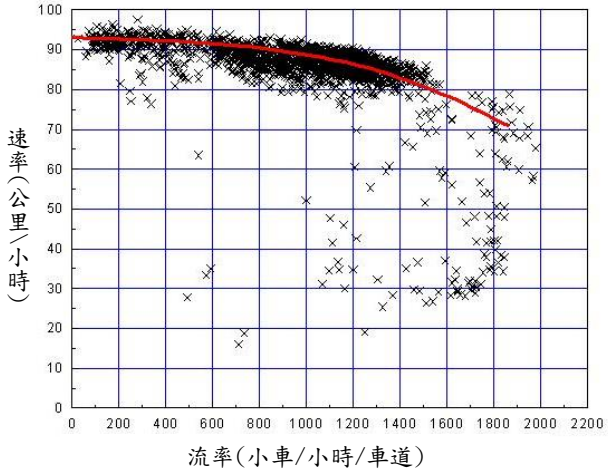


圖 B-10 碧潭隧道北上流率與速率之關係(3 車道；28.694K)

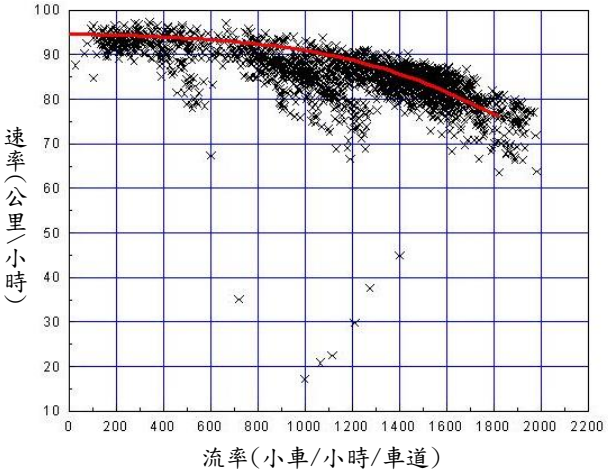


圖 B-11 安坑隧道北上流率與速率之關係(3 車道；32.823K)

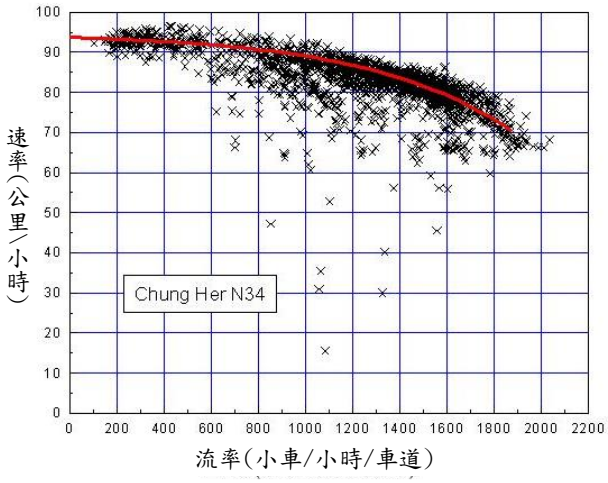


圖 B-12 中和隧道北上流率與速率之關係(3 車道；34.723K)

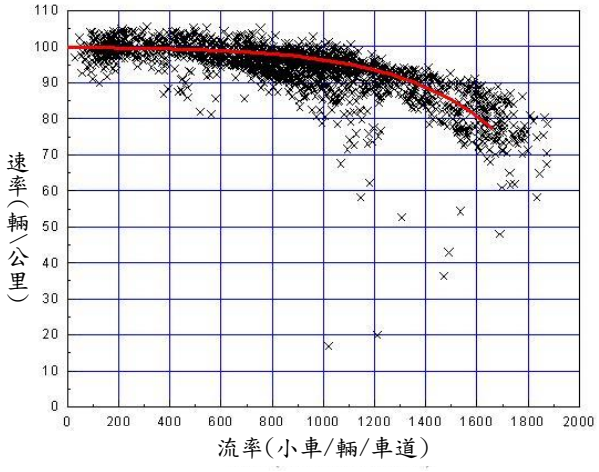


圖 B-13 埔頂 I 隧道北上流率與速率之關係(4 車道；59.880K)

附錄C

國道5號隧道之單向綜合流率與速率關係

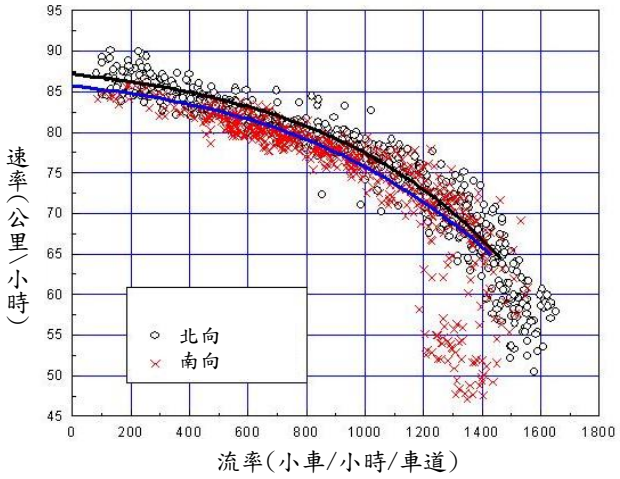


圖 C-1 2011 年石碇隧道流率與速率關係

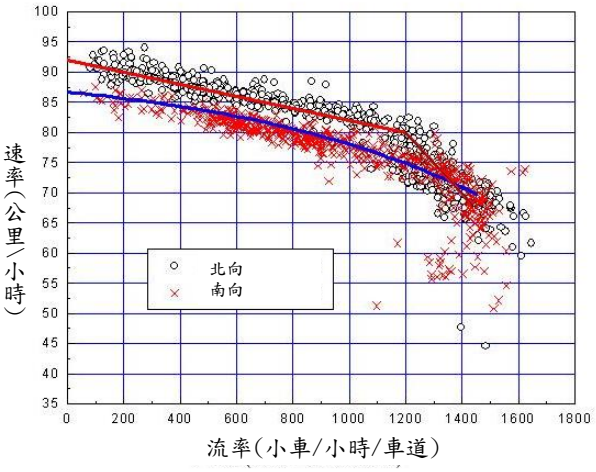


圖 C-2 2011 年彭山隧道流率與速率關係

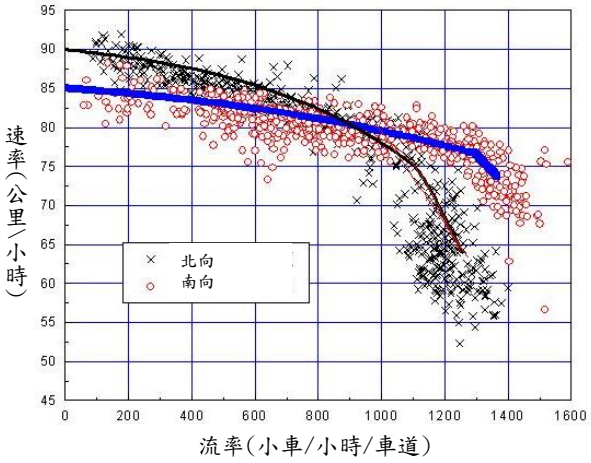


圖 C-3 2011 年雪山隧道流率與速率關係

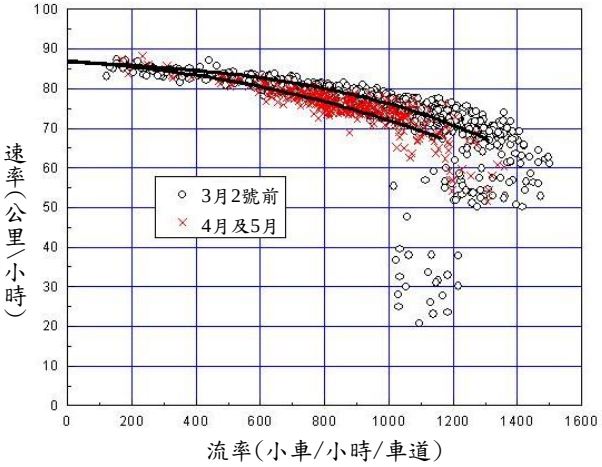


圖 C-4 2015 年石碇隧道南下流率與速率關係 (3.178K)

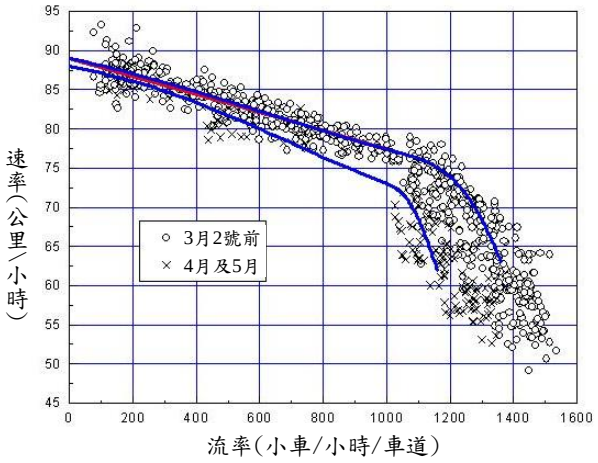


圖 C-5 2015 年石碇隧道北上流率與速率關係 (1.068K)

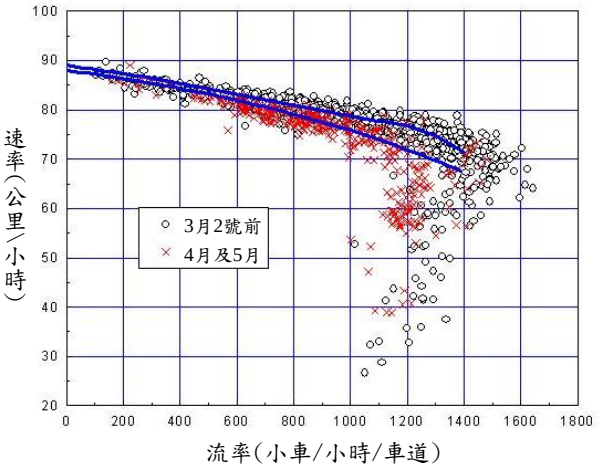


圖 C-6 2015 年彭山隧道南下流率與速率關係 (12.945K)

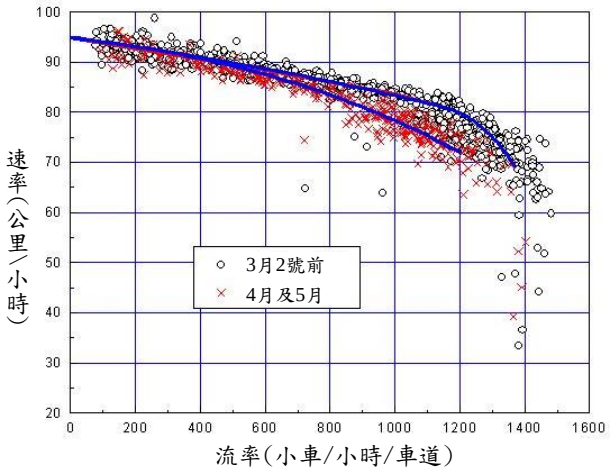


圖 C-7 2015 年彭山隧道北上流率與速率關係 (11.896K)

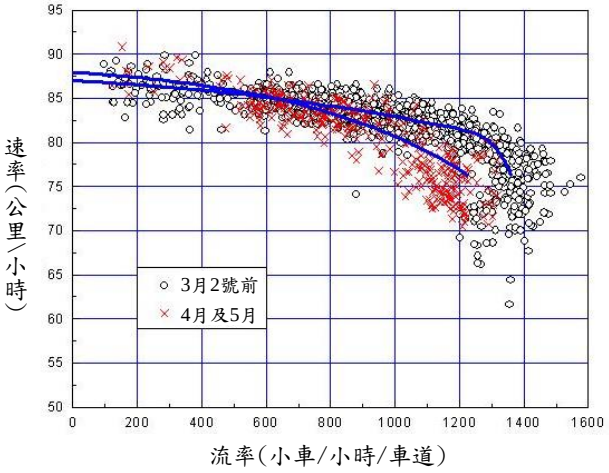


圖 C-8 2015 年雪山隧道南下流率與速率關係 (28.236K)

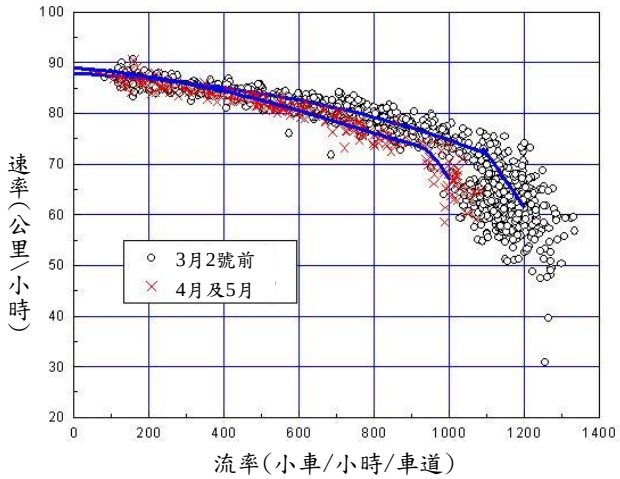


圖 C-9 2015 年雪山隧道北上流率與速率關係 (15.855K)

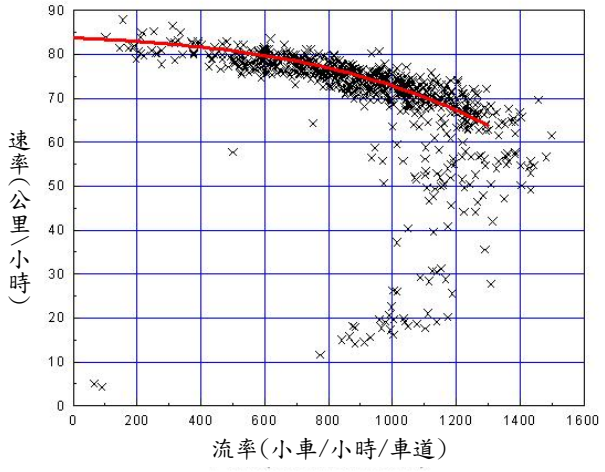


圖 C-10 2018 年石碇隧道南下流率與速率關係 (3.178K)

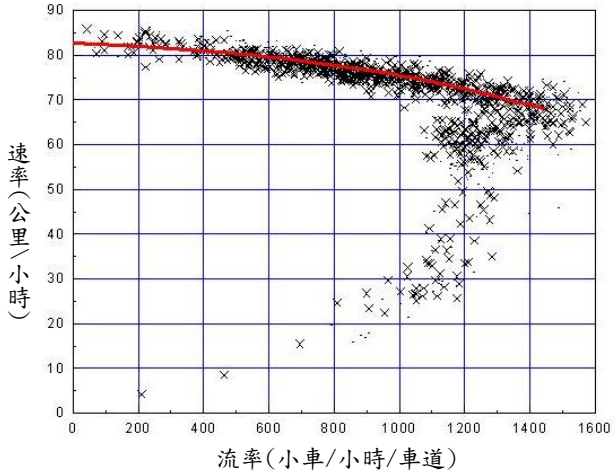


圖 C-11 2018 年彭山隧道南下流率與速率關係 (12.945K)

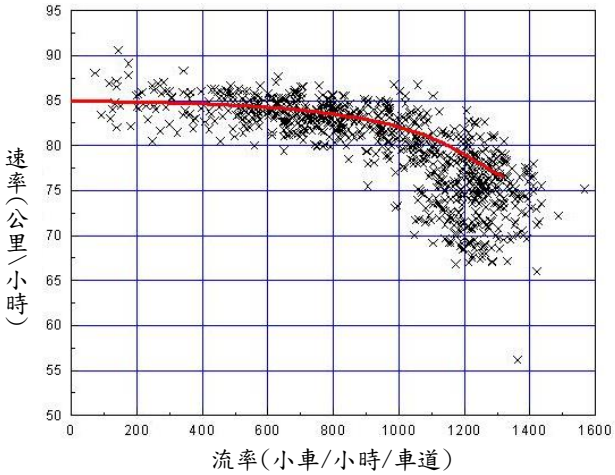


圖 C-12 2018 年雪山隧道南下流率與速率關係 (28.236K)

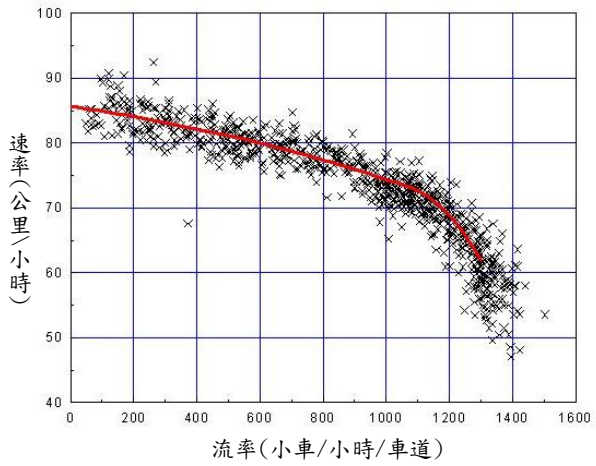


圖 C-13 2018 年石碇隧道北上流率與速率關係 (1.068K)

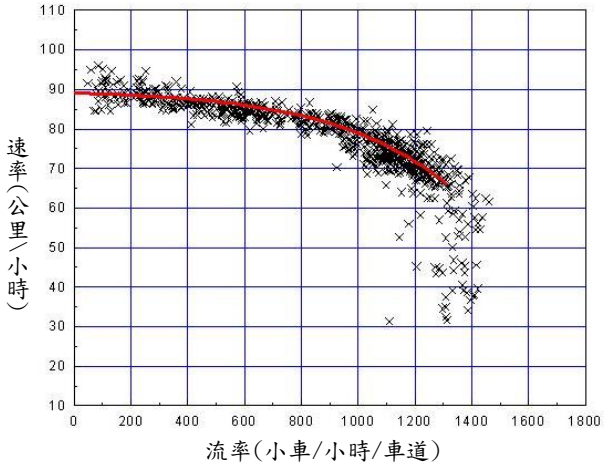


圖 C-14 2018 年彭山隧道北上流率與速率關係 (11.903K)

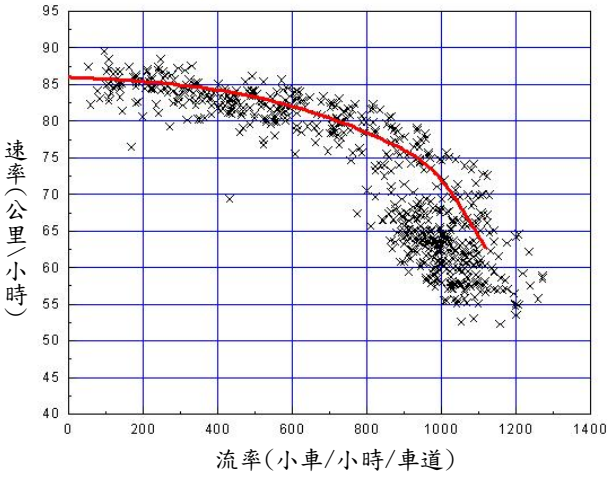


圖 C-15 2018 年石碇隧道北上流率與速率關係 (15.488K)

附錄D

公路容量手冊
第八章「公路隧道」修訂稿

第八章 公路隧道

8.1 緒論

公路隧道指讓公路車流從兩端進出的封閉式結構體。歐洲國家將這類長度超過 100 公尺之結構體定義為隧道[1]。美國的 Federal Highway Administration(FHWA)則不用長度對隧道下定義[2]。多數的公路隧道穿過山嶺區。有些公路隧道則穿過海洋或河流兩岸陸地或大都會區建築物底下。臺灣國道公路上共有 26 個長度最少 150 公尺之隧道，其中長度超過 0.5 公里的隧道如表 8.1 所示。這些隧道中最長的包括國 5 的雪山隧道（12.9 公里）、彭山隧道（3.8 公里）及石碇隧道（2.7 公里）。省道上也有許多隧道，其中台 76 線之八卦山隧道長 4.9 公里。

公路隧道之行車安全一向是交通界最注重的問題。公路隧道的肇事率常低於隧道外之路段[1,3,4]。例如 Norway 隧道每百萬車公里的肇事率有 0.13 件，隧道外的肇事率達 0.3 件[1]。然而隧道內一旦有車禍，其後果相當嚴重。1999 年 3 月到 2001 年 10 月之間，在義大利及法國之間的 Mont Blanc（長 11.6 公里），奧地利的 Tauern（長 6.4 公里）及瑞士的 Saint Gotthand（長 16.4 公里）隧道所發生的一連串車禍造成 62 人死亡及隧道的長期封閉[5,6,7]。這些車禍加強世界各國對隧道行車安全的重視。

為了改善隧道之行車安全，歐盟(EU)在 2001 年起展開一連串的大型計畫[8]。歐盟之 European Commission 並在 2004 年發佈一指令(directive)，規定歐洲跨國公路長度 500 公尺以上的隧道必須符合最低安全標準[9]。美國之 FHWA 在 2004 年時編訂了公路隧道設計規範[10]。美國的 American Association of state Highway and Transportation Officials (AASHTO)在 2010 年時將此規範更新[11]。美國民間團體 National Fire Protection Association (NFPA)也陸續更新其有關隧道及其他車輛進出受限制之公路設施的設計標準[12]。除此之外，聯合國及許多國家皆曾陸續提供規範，或制定標準及法令，以保障隧道行車安全[13]。

另一方面，交通界對隧道交通運作的特性及如何改善隧道之運輸功能缺乏了解。其中一原因是交通界最關切的隧道運作是行車安全，因而忽視行車效率。另一原因是很少隧道有自動化蒐集車流行為的系統。臺灣之高快速公路則布設多處磁場偵測器(inductive loop detector)用以蒐

集流量、速率、車種及偵測範圍內之佔有率資料。因此本所在 2011、2012 及 2018 年進行研究工作探討國 3 及國 5 隧道之交通運作特性[14,15,16]，並將研究結果用來編訂本章以供交通界參考。

表 8.1 長度超過 1.5 公里之國道隧道

道路別	南向（東向）				北向（西向）			
	名稱	起點里程	終點里程	長度(Km)	名稱	起點里程	終點里程	長度(Km)
國道 1 號	中興	0.004	0.400	0.396	大業	0.566	0.004	0.562
國道 3 號	基隆	0.805	2.060	1.255	基隆	2.118	0.840	1.278
	七堵	5.795	6.325	0.530	七堵	6.300	5.745	0.555
	汐止	8.160	8.826	0.666	汐止	8.818	8.175	0.643
	福德	18.232	19.994	1.762	福德	19.911	18.185	1.726
	木柵	21.888	23.736	1.848	木柵	23.735	21.860	1.875
	景美	23.939	24.503	0.564	景美	24.492	23.919	0.573
	新店	27.219	28.404	1.185	新店	28.392	27.170	1.222
	碧潭	28.559	29.080	0.521	碧潭	29.044	28.541	0.503
	中和	34.223	35.095	0.872	中和	35.093	34.262	0.831
	埔頂 I	59.510	60.040	0.530	埔頂 I	60.065	59.510	0.555
	蘭潭	292.870	294.120	1.250	蘭潭	294.100	292.890	1.210
	中寮	378.795	380.655	1.860	中寮	380.655	378.825	1.830
國道 3 甲	台北 I	2.026	2.826	0.800	台北 I	2.798	2.008	0.790
國道 5 號	石碇	0.783	3.481	2.698	石碇	3.515	0.795	2.720
	彭山	9.442	13.303	3.861	彭山	13.263	9.457	3.806
	雪山	15.203	28.127	12.924	雪山	28.134	15.180	12.954
國道 6 號	國姓 1 號	17.678	20.142	2.464	國姓 1 號	20.138	17.690	2.448
	埔里	27.469	28.768	1.299	埔里	28.728	27.462	1.266

本所已探討的公路隧道位於國 3 之 0.8K～61K(基隆~埔頂 I)及國 5 之 1K～31K(石碇~雪山)。國 3 路段緊靠臺北都會區之東南區，其主要功能是服務工作性旅次。國 5 隧道的車流有大量的休閒車輛。上述兩路段隧道之幾何設計及交通控制狀況，如表 8.2 所示。

表 8.2 國 3 於 61K 以北及國 5 於 31K 以北隧道之幾何設計及交通控制

項目	國道 3 號	國道 5 號
1.隧道孔數	每方向各一孔	每方向各一孔
2.車道數	3 或 4	2
3.車道寬(公尺)	3.65～3.75	3.5
4.路肩寬(公尺)	埔頂內側：1 埔頂外側：3 其他隧道：0	1
5.人行走道寬(公尺)	埔頂：2 其他：0.62~0.77(內側) 1.00~1.20(外側)	1
6.行車淨高(公尺)	安坑：6.2 埔頂：5.1~6.15 其他：5.0~5.3	4.6
7.坡度	埔頂 I：+3%(長 830m) 其他：≦ 1.9%	≦ 2%
8.最小曲率半徑(公尺)	1,000	400
9.速限(公里/小時)	埔頂：110 其他：90	雪山：90(最低 70) 其他：80
10.可進入車種	小車、大客車、大貨車、聯結車	小車、大客車
11.最小行車間距(公尺)	無限制	正常狀況：小車 50、大客車 100 壅塞或事件：20

省道及縣道上之公路隧道,即使在國定假日期間的流率也很少超過 1,000 輛/小時/車道，能夠探討之車流特性不多。若未來可供調查分析之公路隧道增加，本所將於適當時機，研究這些隧道的車流特性，並根據研究結果修訂本章，以擴大適用範圍。

8.2 隧道交通管理控制及車流特性

8.2.1 管理及控制概況

在隧道管理方面，管理機構常對進入隧道之車輛及物品加以管制。歐洲的跨國隧道常是經濟大動脈，因此很難完全禁止大型車輛或危險物品通過隧道。因此歐洲國家常用風險管理的觀念及方法，來決定是否讓某種車輛或物品通過某隧道[1]。例如採用法國 OECD (Organization for Economic Cooperation Risk Development)及 Word Road Association (PIARC)所發展之數量化風險評估(Quantitative Risk Assessment)模式。

為了行車安全，公路隧道須有速率的限制。隧道速限一般在 55 及 120 公里/小時之間。速限可分為上限、下限及可變速限。最高速限隨隧道之設計及隧道所在地點土地使用及交通狀況而變。設置下限的一目的是減少慢車阻擋車流，造成壅塞之可能。另一目的是減少因速率相差太大而產生事故的可能性。一般最高及最低速限之差距在 20～30 公里/小時之範圍。可變速限也是為了減少塞車嚴重性及事故而設定。

國 5 南港系統-頭城路段之最高速限在 2007 年 10 月之前為 70 公里/小時。2007 年 10 月起，雪山隧道除外，頭城交流道以北路段之速限提高為 80 公里/小時。2008 年 3 月及 99 年 11 月，雪山隧道的速限兩度從 70 公里/小時提高到 80 公里/小時及 90 公里/小時。最低速限也在 2017 年從原來的 60 公里/小時提高到 70 公里/小時。

國 3 隧道的小車速限也隨路段而變。中和交流道(35K)以北的小車速限為 90 公里/小時。中和-土城路段小車速限為 100 公里/小時。土城交流道以南的小車速限為 110 公里/小時。大車的速限則不分路段，皆訂為 90 公里/小時。

除了速限之外，多數的隧道禁止變換車道及超車，同時亦對車輛尺寸加以限制，以避免車輛撞上隧道之結構或設施。有些隧道限制大貨車之流量，例如在瑞士的 Saint Gotthand 隧道發生嚴重車禍後，瑞士聯邦公路局(Swiss Federal Bureau of Roads)規定在幾個隧道內大貨車必須保持 150 公尺之距離，並且在雙向行車之隧道採取大貨車輪流單向行車。每小時之大貨車流量限於 240 輛。這些措施預期可加強行車安全，但每天能通過 Saint Gotthand 隧道之大貨車從 5,000 輛減少到 3,500 輛[17]，造成嚴重延滯。

國 5 雪山隧道從 2006 年通車之後，一直不允許大型貨車通行，大

客車則於 2007 年 11 月起開放。而根據「高速公路及快速公路交通管制規則」之規定，長度超過 4 公里之隧道，小型車及大型車需各保持最少 50 公尺及 100 公尺之行車距離。如因隧道內道路壅塞、事故或其他特殊狀況導致車速低於每小時 20 公里或停止時，所有車輛應保持 20 公尺以上行車安全距離。一有關雪山隧道之研究[18]發現雪山隧道內之跟車距離比鄰近之彭山隧道內之跟車距離長很多，但差距逐年縮小，而且在 2008 年時已呈穩定狀況之趨勢。

為增進公路行車安全，許多國家對最小行車間距有立法規定或教育駕駛人最小行車間距之觀念。以歐洲國家為例，絕大多數的國家都採用 2 秒之行車距離作為最小行車間距[19]。有些國家對載貨的大車有比較嚴格的規定。奧地利的安全行車間距為 0.4 秒之行車距離，但載貨之大車的間距必須加倍。法國也採用 2 秒之最小行車距離，但在郊區公路上，法國規定超過 3.5 噸或超過 7 公尺長之大車，以同樣速率行進時，必須保持 50 公尺之距離。德國也以 2 秒之最小行車距離為原則，但在高速公路上，大車速率超過 50 公里/小時的最小間距必須有 50 公尺。歐盟的 European Directive 2004/54/CE[20]規定公路隧道內必須保持 2 秒之最小行車距離，但是載貨的大車之最小行車距離必須加倍（亦即 4 秒）。

在車流量不大的路段上，最小行車間距的規定可改善行車安全。但是在流量大的公路上這種規定很容易顯著地降低公路容量，因而造成嚴重壅塞。例如美國華盛頓州交通部(State Department of Transportation)及華盛頓州警(State Patrol)在 2006 年合辦一計畫以期改善該州第 5 號公路上一長 3.2 公里路段之行車安全。該計畫之策略是在所選擇的公路上每隔 49 公尺畫一白點，並以標誌要求駕駛員保持最少 2 個白點的距離。但這種間距規定違反正常行車行為，因而導致嚴重塞車。結果本來預定一年的計畫，實施一天之後就被迫終止[21]。

從交通管理之觀點，美國阿拉斯加州之 Anton Anderson Memorial Tunnel 很特殊[22]，此隧道只有一車道，而且火車及汽車共用，因此火車及汽車輪流通過該隧道。此外，進入隧道之前車輛必須先在一地區分類，然後依車種分別輪流進入隧道。小車進入隧道之車距控制在大約 2.5 秒，大貨車之行車距離則大約 4.5 秒。

8.2.2 隧道容量

以目前有限的資料顯示，公路隧道的容量有相當大的差異性。例如

一早期的研究[23]估計在波士頓海港底下之 Callahan 隧道的容量可達 1,650 輛/小時/車道。此隧道與市區道路連接，而且原來在隧道的一端有收費站。在收費站未廢除之前，隧道的容量只有 1,500 輛/小時/車道左右。相對而言，美國加州之 Caldecott 隧道（900 公尺）容量達 2,200 小車/小時/車道[24]。根據統計資料[25]，進入美國紐約市之 Queen Midtown 隧道（1,955 公尺長），其尖峰小時流率達 2,058 輛/小時/車道。換言之，其容量超過 2,000 輛/小時/車道。日本公路隧道容量常在 1,100～1,350 輛/小時/車道[26]之範圍，但其幾何設計及隧道附近土地使用及道路設置之狀況不詳。韓國公路容量手冊[27]將高速公路在狀況良好情況之容量訂為 2,200 小車/小時/車道。根據此一基本容量及隧道的橫向淨距，韓國 Shingal-Ansan 高速公路上之隧道容量估計值為 2,200x0.98＝2,156 小車/小時/車道，實際的容量則不詳。德國雙車道公路隧道的容量隨旅次的性質而變，休閒性車流的隧道容量大約為 1,200 輛/小時/車道，工作性車流的隧道容量可達 1,500 輛/小時/車道[28]。臺灣隧道的容量變化很大，在 1,100~1,900 小車/小時/車道之範圍。

8.2.3 隧道車流特性概況

本所 2011、2012 及 2018 年的研究報告[14,15,16]對國 3 及國 5 隧道的車流特性，有詳細的討論。本節歸納其中一些特性。

8.2.3.1 流率型態

隧道的流率隨時間變化的型態，隨公路性質及隧道地點而變。以國 3 及國 5 為例，前者為工作旅次較多的公路（簡稱工作性公路），後者為休閒旅次較多的公路（簡稱休閒性公路），兩者有顯著不同的車流型態。

國 3 在福德、新店、中和及埔頂 I 隧道的尖峰流率比國 5 之隧道高。在 2012 年平常日，這些隧道的單向尖峰流率在 5,500 及 6,000 輛/小時之間。因為這些隧道在工作性公路上，所以其平常日車流有明顯的早上及下午尖峰時段。國 5 隧道之平常日單向尖峰流率則很少超過 2,000 輛/小時，而且車流之雙向尖峰流率現象也較不顯著。圖 8.1 比較上述兩國道隧道之平常日流率型態。

假日期間之流率型態與平常日很不同。國 5 隧道在假日期間的單向尖峰流率常在好幾個小時內維持在 2,500～3,000 輛/小時。國 3 新店及福德隧道之國定假日尖峰流率反而比平常日低。一般而言，在假日期

間，車流率沒有雙峰的現象，如圖 8.2 所示。

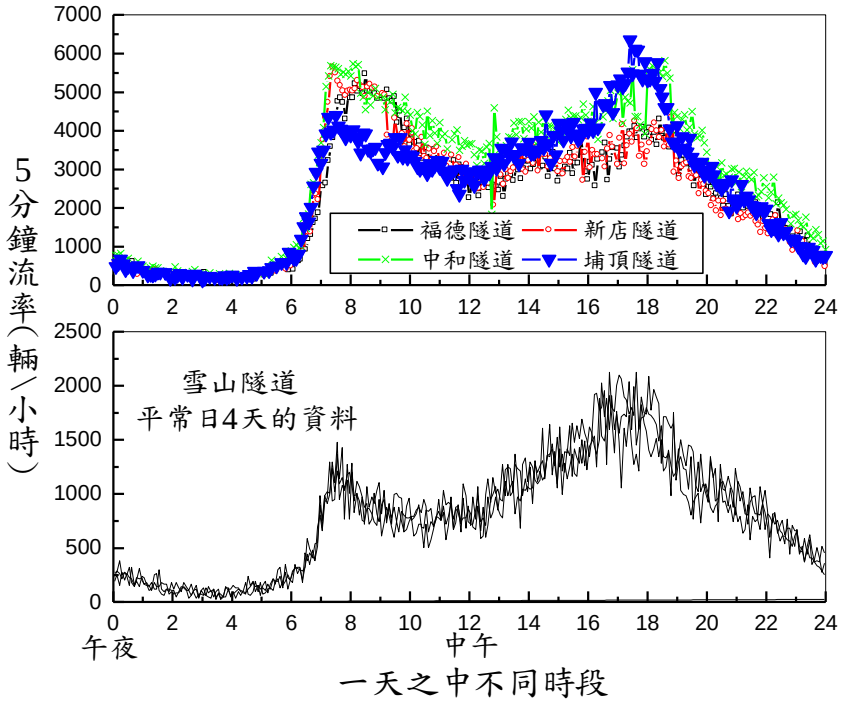


圖 8.1 國 3 及國 5 隧道北上流率於平常日隨時間之變化情形

資料來源：[14,15]。

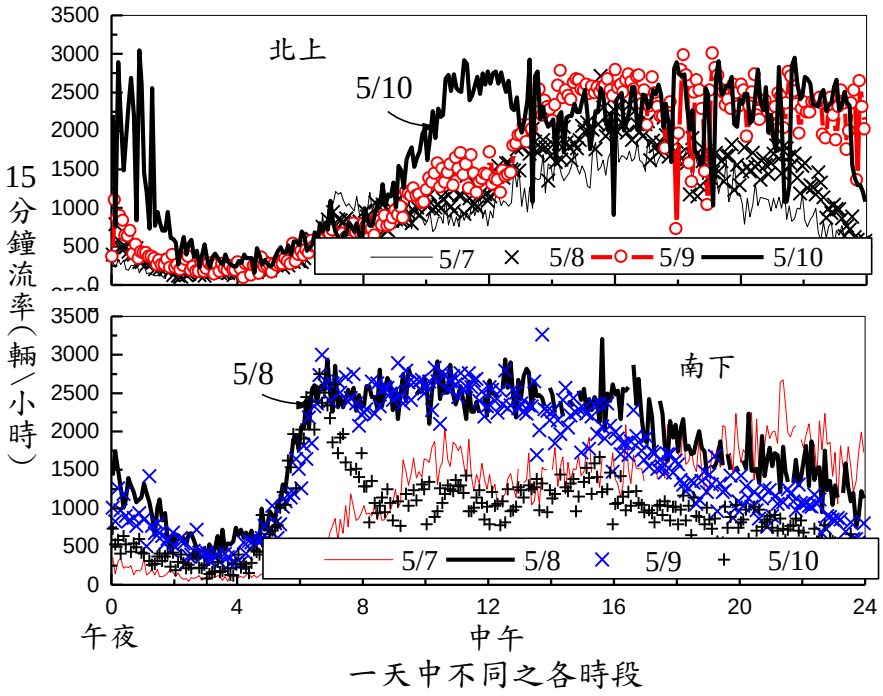


圖 8.2 國 5 雪山隧道在 2010 年母親節假期之流率情形

資料來源：[14]。

8.2.3.2 壅塞狀況之車流

一隧道之容量較欲通過該隧道的流率低時，車流會進入壅塞狀況。這現象常見於國 5 雪山隧道及石碇隧道。在 2011 年國定假日中，國 3 安坑、中和及埔頂 I 隧道，也有嚴重的壅塞狀況。如圖 8.3 所示，雪山隧道壅塞狀況可持續約 12 小時，埔頂 I 隧道的壅塞狀況也可長達 10 小時。壅塞時，埔頂 I 隧道的平均速率大約為 20～30 公里/小時，雪山隧道的平均速率則在 20 到 40 公里/小時之範圍內。

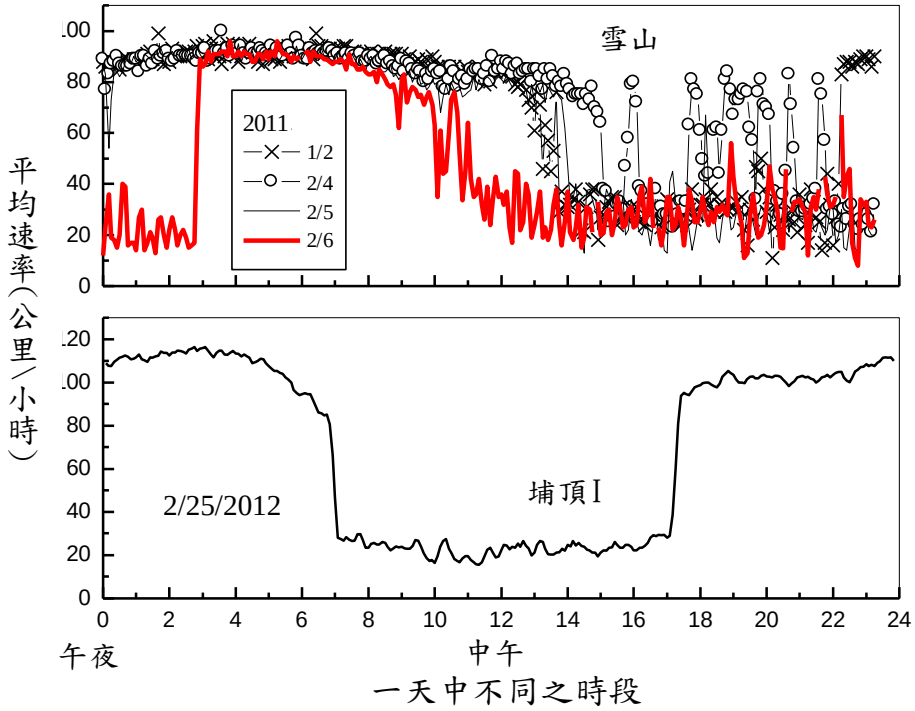


圖 8.3 國 5 雪山及國 3 埔頂 I 隧道在國定假日平均速率隨時間變化情形

資料來源：[14,15]。

8.2.3.3 自由速率

自由速率指一車輛之行進不受到其他車輛影響時的速率。在正常行車狀況下，車距超過 7 秒的車輛可視為在自由旅行之狀況。自由速率受幾何設計、行車環境及速限等因素的影響。目前沒有足夠的資料能判斷幾何設計及行車環境（如隧道牆壁之彩色或圖樣）的影響。速限的影響則比較容易觀察。

隧道之速限提高之後，平均自由速率也隨著增高。但速限越高，平

均自由速率增加的額度越小。這現象是因為即使沒有速限，多數駕駛員仍會根據幾何設計及行車環境選擇安全的速率。通常在速限不超過 90 公里/小時之情況下，內側車道平均自由速率大約比速限高 5～10 公里/小時。但是在特別長的隧道（如雪山隧道）內，平均自由速率可能只比速限高 2～3 公里/小時。速限為 110 公里/小時之平均自由速率不一定會高於速限。以國 3 埔頂 I 隧道為例，其內車道平均自由速率為 108 公里/小時。

自由速率與公路設施的交通功能有密切關係。如不受下游狀況之干擾，自由速率越高，交通功能越好。如圖 8.4 之上圖所示，自由速率越高，在同一流率時之平均速率越高，因此公路之里程生產量（流率乘以速率）也越高。另一方面，自由速率較高並不一定表示會有顯著較高的容量。此外，自由速率相同時，不同路段可能有不同的交通功能。其原因可能是下游的車流狀況不同。

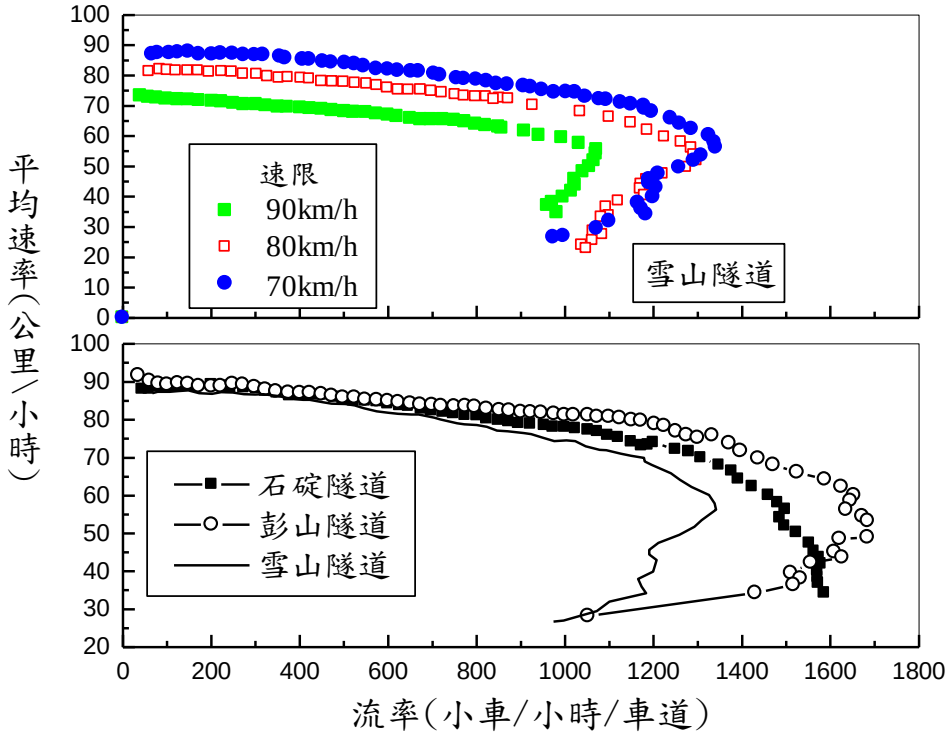


圖 8.4 國 5 北上隧道內車道之流率與速率關係例

資料來源：[14]。

8.2.3.4 隧道長度之影響

隧道之功能受到許多因素的影響，其中之一因素為隧道長度。從理論的角度而言，駕駛員在長隧道內會比較保守，因此長隧道的交通功能會比短隧道差。例如雪山隧道及彭山隧道比國 3 的隧道長得多，其容量則低得多。國 3 長 1.1～1.9 公里的隧道，其平均交通功能也有比長 0.3～0.9 公里的隧道稍微差的現象。但如圖 8.5 所示，即使同一方向的車道數相同，較長的隧道不一定比較短的隧道有較差的交通功能(圖中兩粗線各屬長 1.875 公里及 1.726 公里之隧道)。目前無法將國 3 及國 5 隧道之長度及其他因素的影響分開衡量，所以隧道長度對交通功能的影響程度還不能斷論。

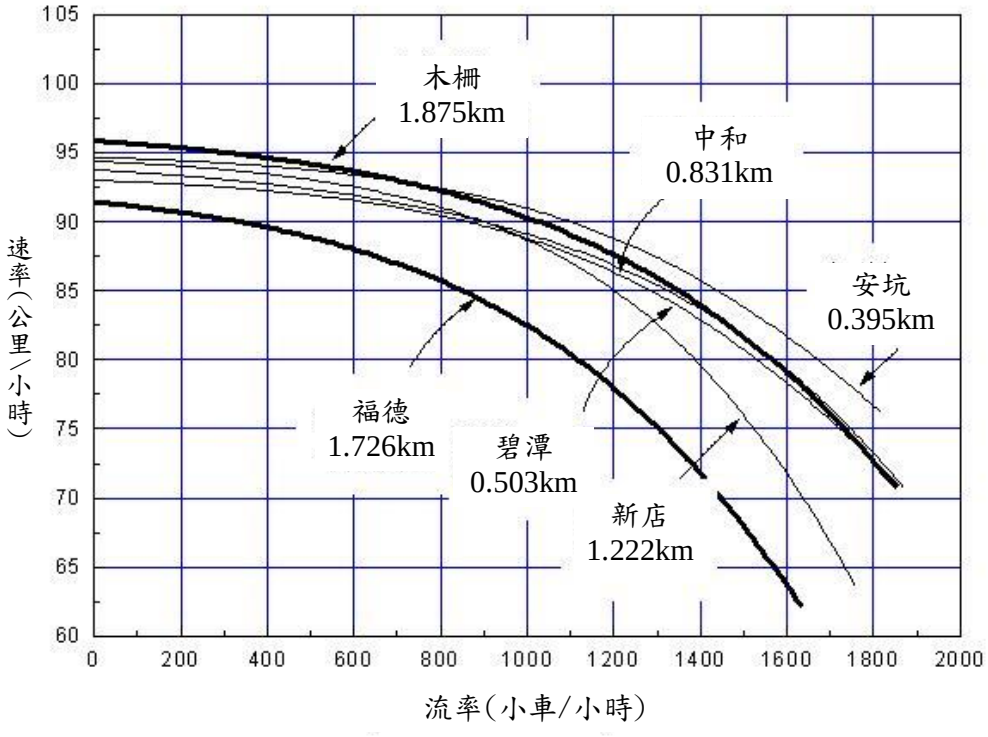


圖 8.5 隧道長度對於內車道速率與流率關係之影響(3 車道平均)

資料來源：[16]。

8.2.3.5 車道位置之影響

同一時段內，流率有從內車道往外車道逐漸降低的現象。單向有 2 車道時（如國 5），內車道與外車道之流率有線性關係；內車道流率大

約占單向總流率之 52.5%。超過 2 車道的情形則比較複雜，各車道占單向總流率的比例與總流率有非線性關係，如圖 8.6 所示。總車流相當高時，各車道流率之間的差異變小。

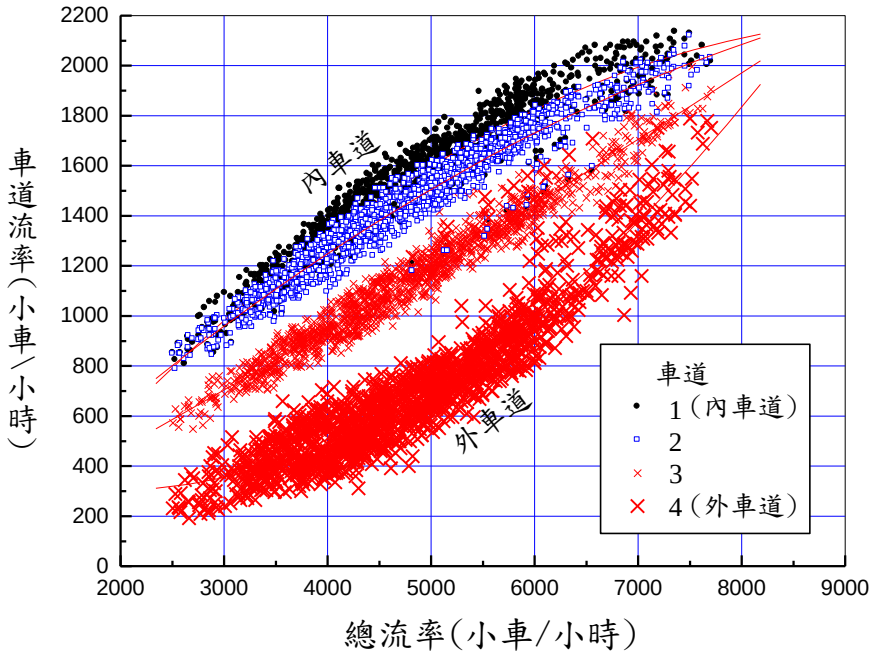


圖 8.6 國道 3 號 4 車道路段各車道流率之分布情形

資料來源：[15]。

單向有 2 或 3 車道時，平均速率亦有從內車道往外車道逐漸減低的現象。但是 4 車道時，因外車道的流率常遠低於其他車道，因此在同一時段中，其平均速率反而常高於其他車道。外側車道的容量通常低於內側車道。

8.2.3.6 佔有率與車流狀況

佔有率指在一時段內（如 5 分鐘）一車輛偵測器之偵測區最少被一輛車占據之時間的百分比。此參數代表車流的密度；佔有率越高，密度也越高。佔有率受密度、平均車長及偵測區長度的影響。國 3 及國 5 之線圈式磁場偵測器，其設置如圖 8.7 所示。偵測器所占的車道長度為 6.8 公尺。因此偵測區長度可能有 7.5 公尺。根據這種偵測器的設置，佔有率超過 25%～30%時，車流很可能從穩定狀況進入壅塞狀況。

從圖 8.8 所示之車流狀況為例。佔有率從低逐漸增加時，平均速率

降低，流率則升高。當佔有率提高到大約 30%時，為流率達到穩定狀況時能維持的最高值，同時平均速率開始有顯著下降的傾向。佔有率在30%及 50%之間流率與速率組合的觀察值較為欠缺，表示此範圍之佔有率，車流在穩定及不穩定狀況之間的過渡時期。在此期間內，車流狀況變化很迅速，因此能觀察或偵測到的流率與速率組合比穩定或壅塞狀況下的組合少。

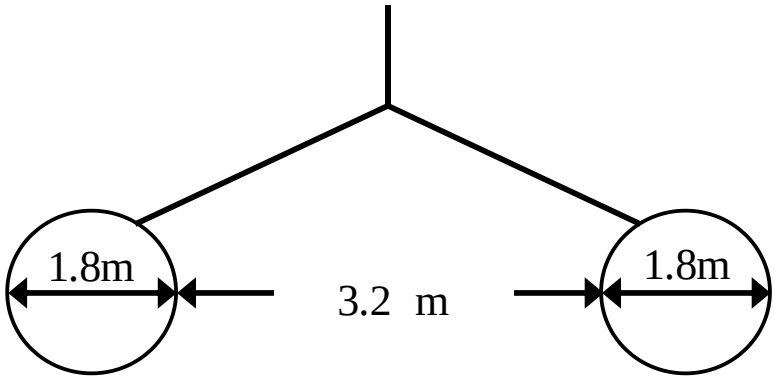


圖 8.7 高速公路線圈式磁場偵測器配置示意圖

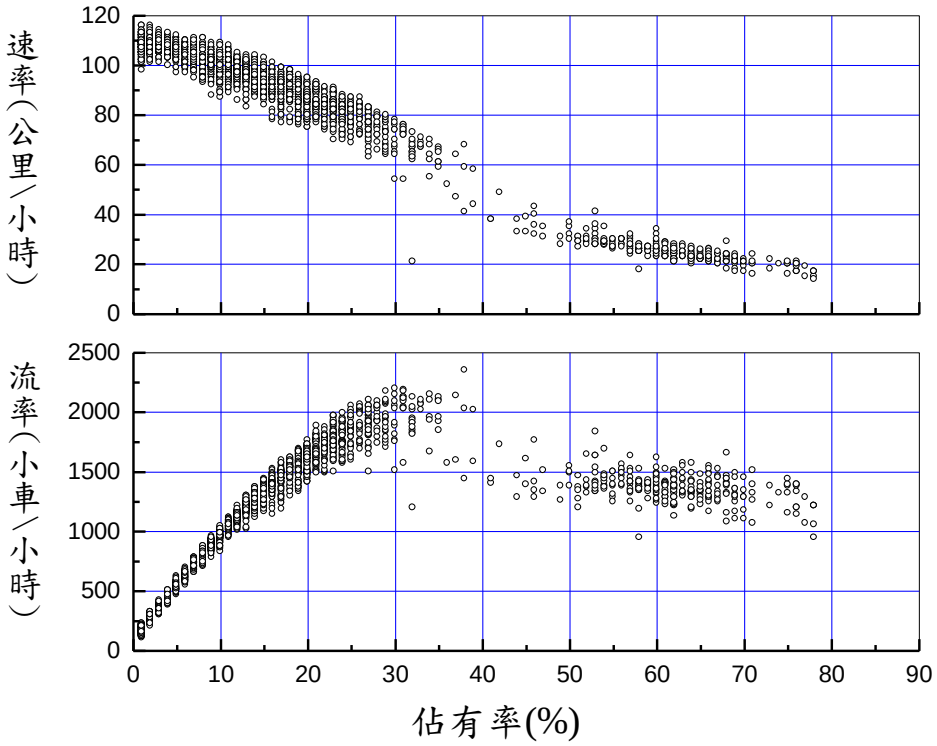


圖 8.8 速率與流率隨佔有率之變化情形（埔頂 I 隧道北向內車道）

資料來源：[15]。

8.2.3.7 下游狀況之影響

隧道下游可能有另一隧道或有進出口匝道。下游的隧道如在近距離內且其容量較小，則可能造成壅塞狀況並回堵至上游隧道。出口匝道也會妨礙車流之行進，因為進入匝道之車輛須減速，有時須變換車道，因此帶動一連串主線車輛之減速及變換車道。進口匝道的影響更嚴重。主線車流與進口車流匯流區在高流率狀況下容易造成壅塞。如果這高密度、低速率之區域擴大到上游隧道，則隧道的容量會減低。

以圖 8.9 所示安坑南下隧道內車道之流率與速率關係為例，流率在 400 輛/小時左右時，車流狀況就可能從穩定狀況進入壅塞狀況。流率也可能在超過 1,800 輛/小時之後才會造成壅塞狀況。車流會在低流率時就進入壅塞狀況的原因是下游壅塞車流回堵到偵測區時，剛好只有低流率的車流通過偵測區。

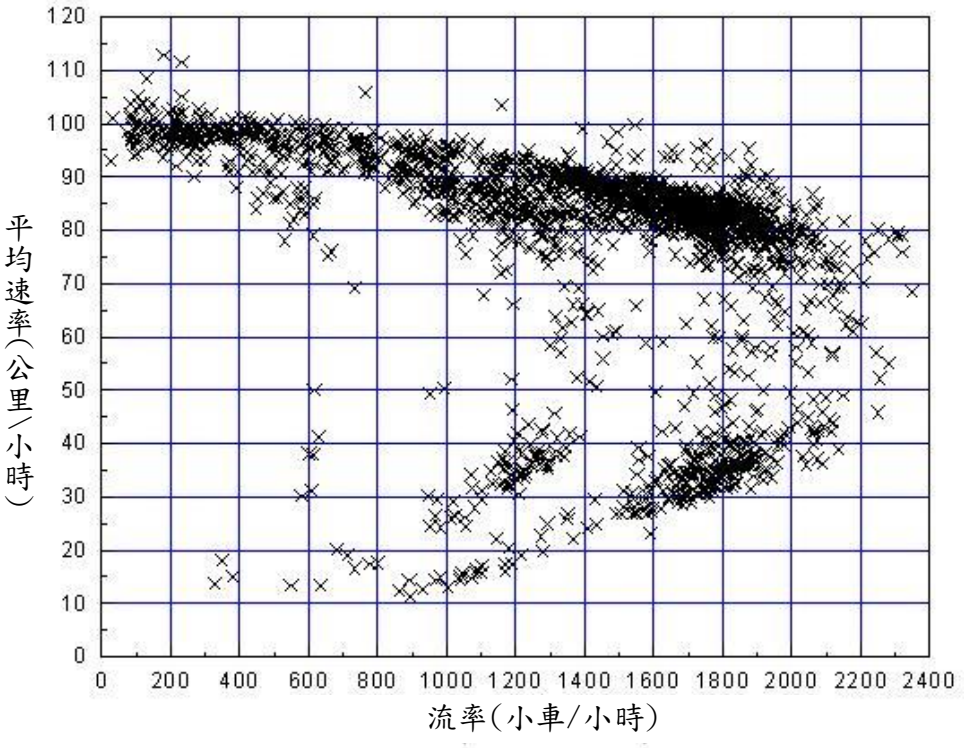


圖 8.9 國 3 安坑隧道南下內車道之流率與速率關係

資料來源：[16]。

8.2.3.8 車流特性之演變

路段的車流特性隨行車環境的變化而變。其中之一影響因素為交通法規及法規執行之鬆緊程度。以國 5 雪山隧道為例。此隧道的交通法規有數次變更，駕駛行為及其相關車流特性也隨著轉變。

雪山隧道在 2006 年 6 月 16 日通車時之速限為 70 公里/小時。此速限分別在 2008 年 3 月 6 日及 2010 年 11 月 1 日提高到 80 及 90 公里/小時。車輛在雪山隧道正常狀況下須維持最少 50 公尺的規定則沒更改。剛通車後駕駛人可能不熟悉雪山隧道之幾何設計，並以保守態度調整平常在隧道外之駕駛行為，以避免違反 50 公尺最短間距的規定，結果行車間距遠長於非隧道高速公路之間距，造成很不良的交通運作。隨後可能是因為執法不嚴，而且駕駛人比較熟悉雪山隧道內之行車環境，在 2006 年 10 月及 2008 年 6 月間的行車間距大幅減短，如圖 8.10 所示。

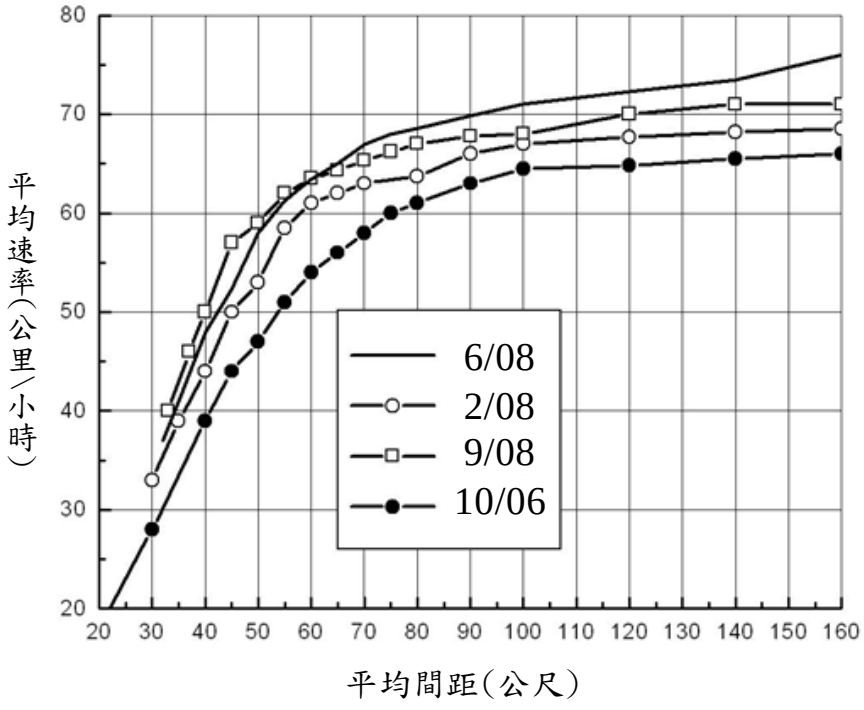


圖 8.10 雪山隧道南下行車間距（車頭到車頭）之演變

資料來源：[18]

2015 年 3 月 29 日媒體傳出自動科技執法系統要開始在雪山隧道啟用，結果雪山隧道在隨後之 4 月及 5 月間之交通功能顯著惡化，如圖

8.11 所示。不僅流率超過 300 小車/小時/車道之平均速率比 3 月 29 日前低，容量也從 2011 年及 2015 年 1 月及 2 月間之 1,200~1,260 小車/小時/車道降到 1,000 小車/小時/車道。自動科技執法正式在 2017 年 6 月 15 日開始實施。2018 年 2 月到 4 月間雪山隧道北上容量只有 1,120 小車/小時/車道[16]。速率在 60~70 公里/小時之範圍內，該隧道之北上里程生產率比 2011 年約低 14%[16]。

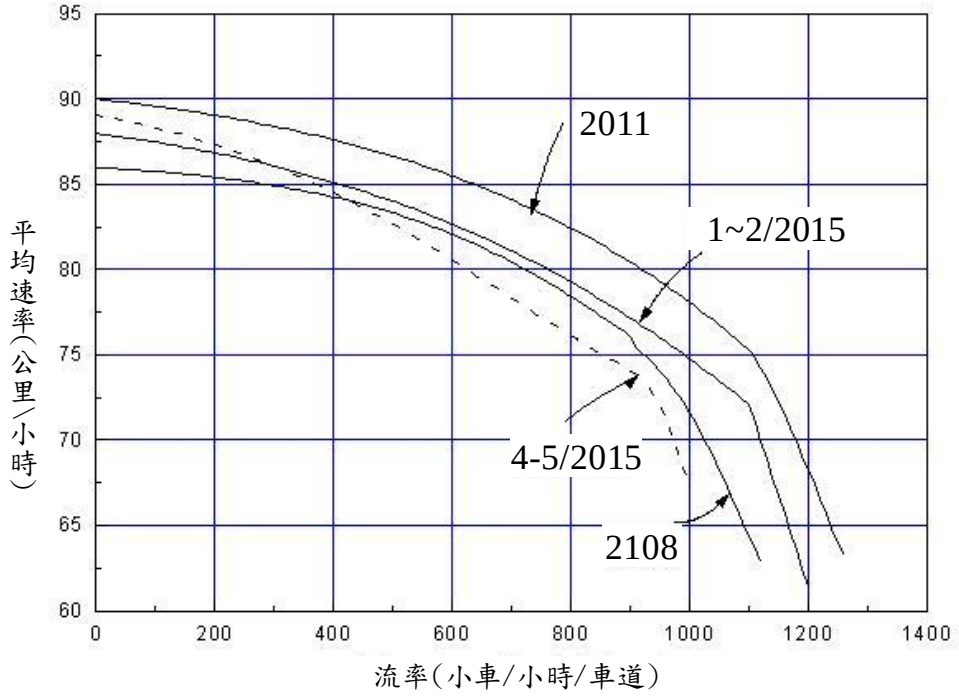


圖 8.11 雪山隧道北上流率與速率關係之演變

資料來源：[16]

8.3 代表性單向流率與速率關係

目前沒有可靠的方法可預測隧道的車流特性。根據國 3 及國 5 兩公路上隧道的車流特性，本章將公路隧道分成工作性車流隧道（如國 3 之隧道）及休閒性車流隧道（如國 5 之隧道）。工作性車流隧道又分成單向 3 車道及單向 4 車道兩種。休閒性車流隧道則根據類似雪山、彭山及石碇南、北向隧道之設置分成 6 類型。在下游車流狀況對上游隧道之交通運作的影響不大時，這些類型隧道的代表性單向所有車道之綜合流率與速率關係如圖 8.12~8.19 所示。相關的模式及容量列於表 8.3~8.10。

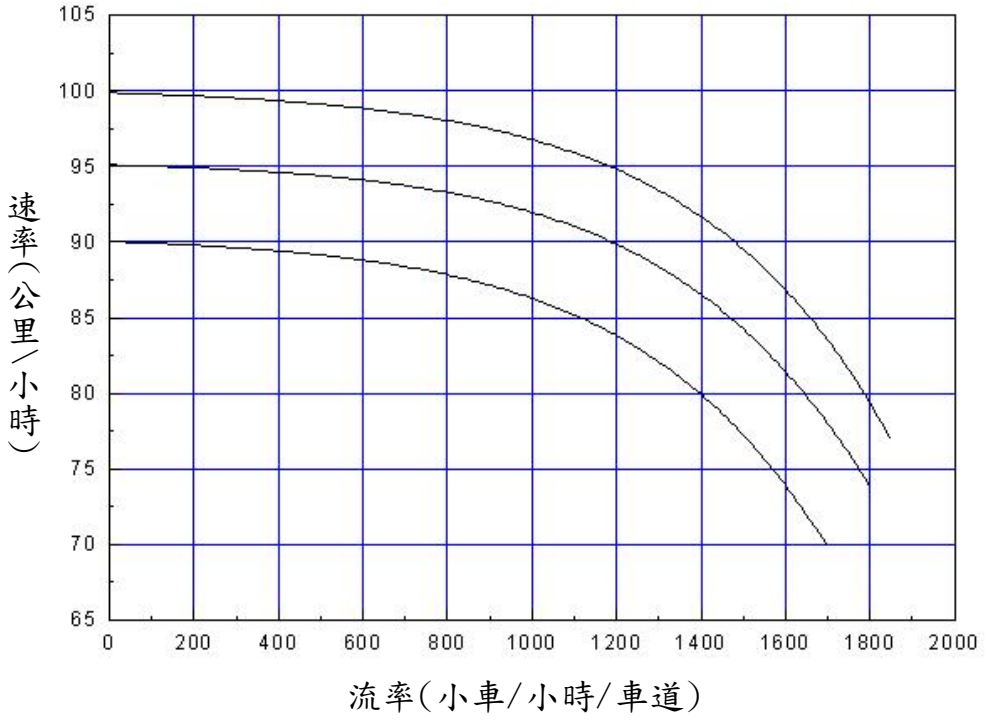


圖 8.12 工作性車流隧道，單向 3 車道之流率與速率關係

資料來源：[16]

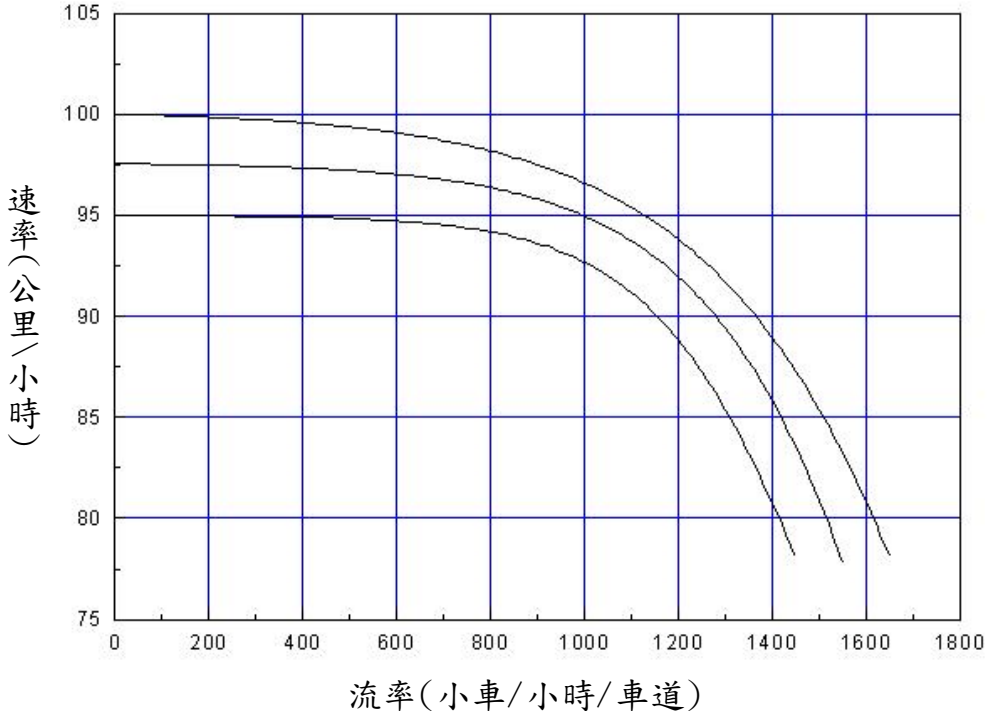


圖 8.13 工作性車流隧道，單向 4 車道之流率與速率關係

資料來源：[16]

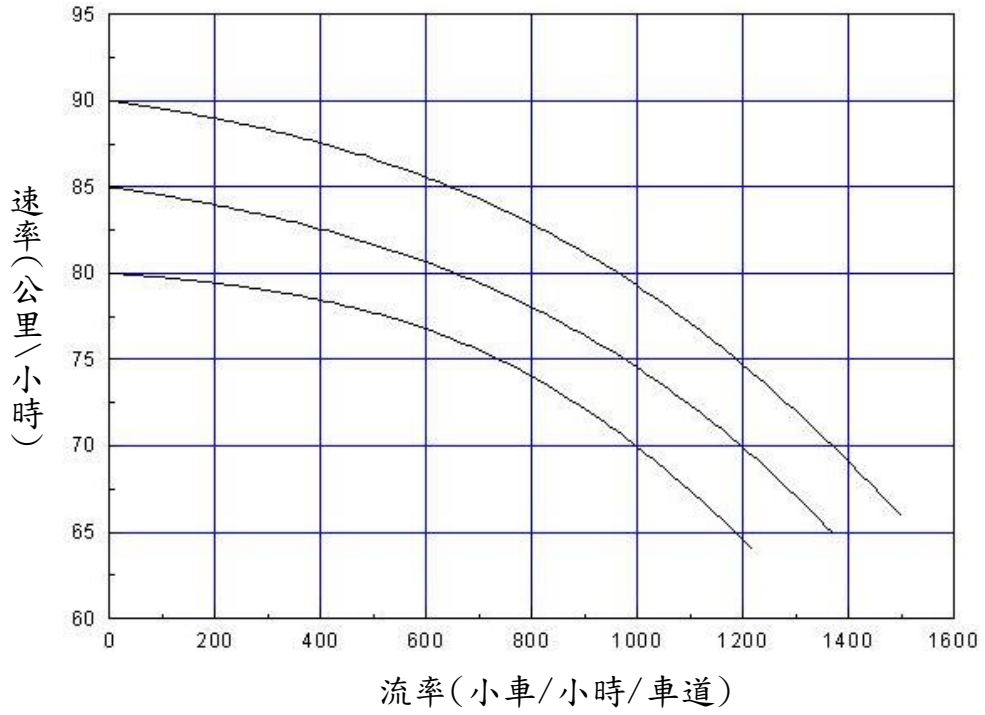


圖 8.14 類型 1 休閒性車流隧道，單向 2 車道之流率與速率關係（隧道長約 3 公里；距下游匝道約 0.6 公里）

資料來源：[16]

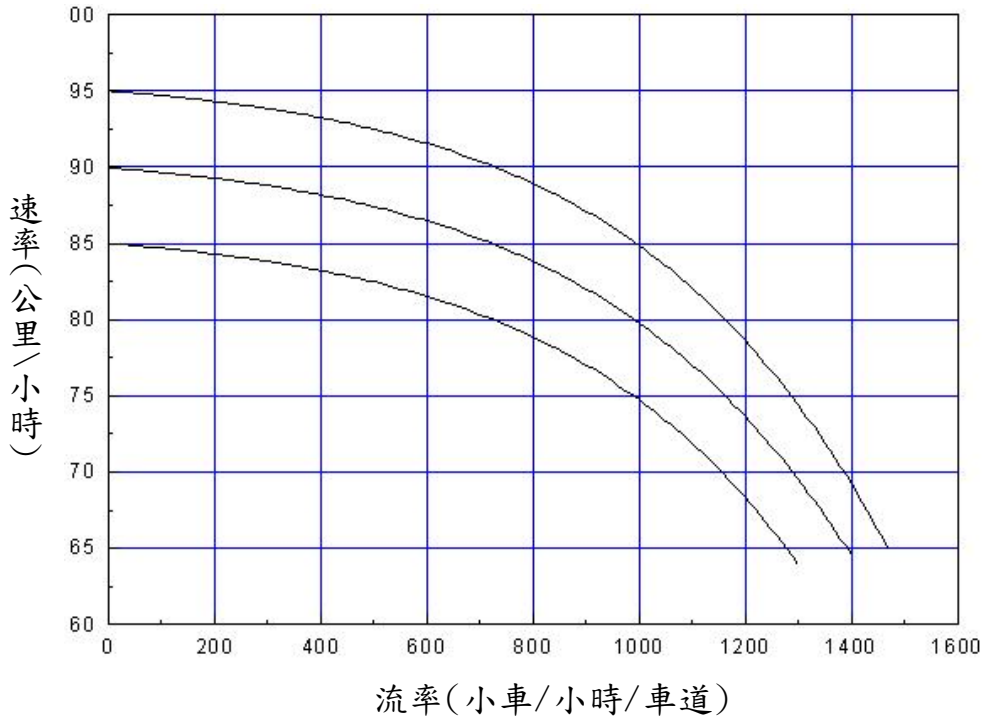


圖 8.15 類型 2 休閒性車流隧道，單向 2 車道之流率與速率關係（隧道長約 3 公里；距下游匝道約 1 公里）

資料來源：[16]

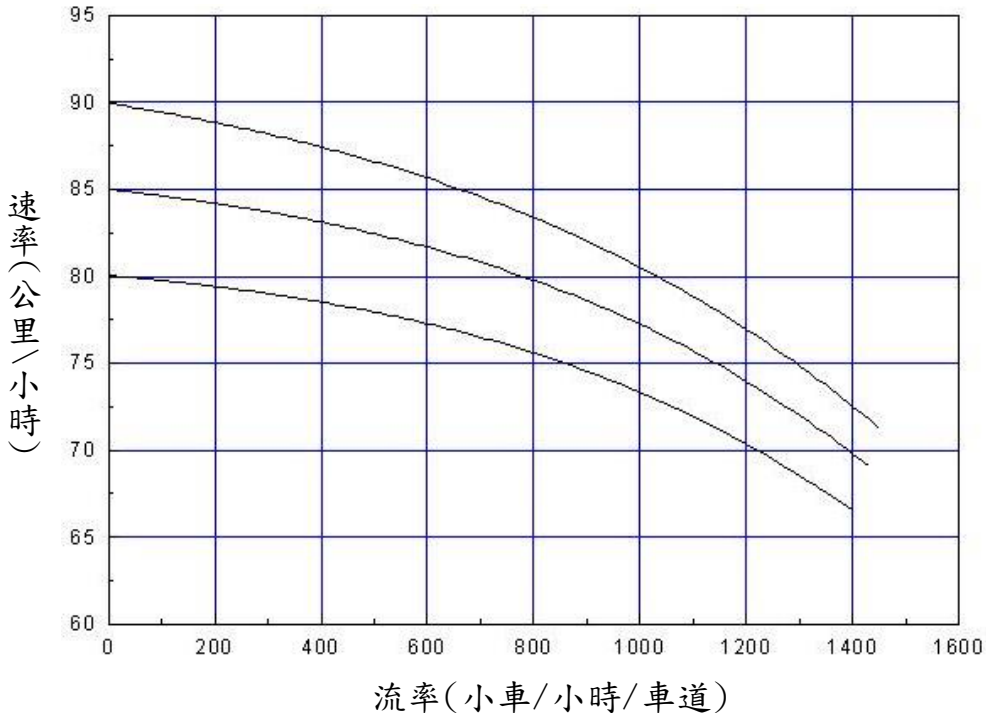


圖 8.16 類型 3 休閒性車流隧道，單向 2 車道之流率與速率關係
（隧道長約 4 公里；距下游匝道約 1.5 公里）

資料來源：[16]

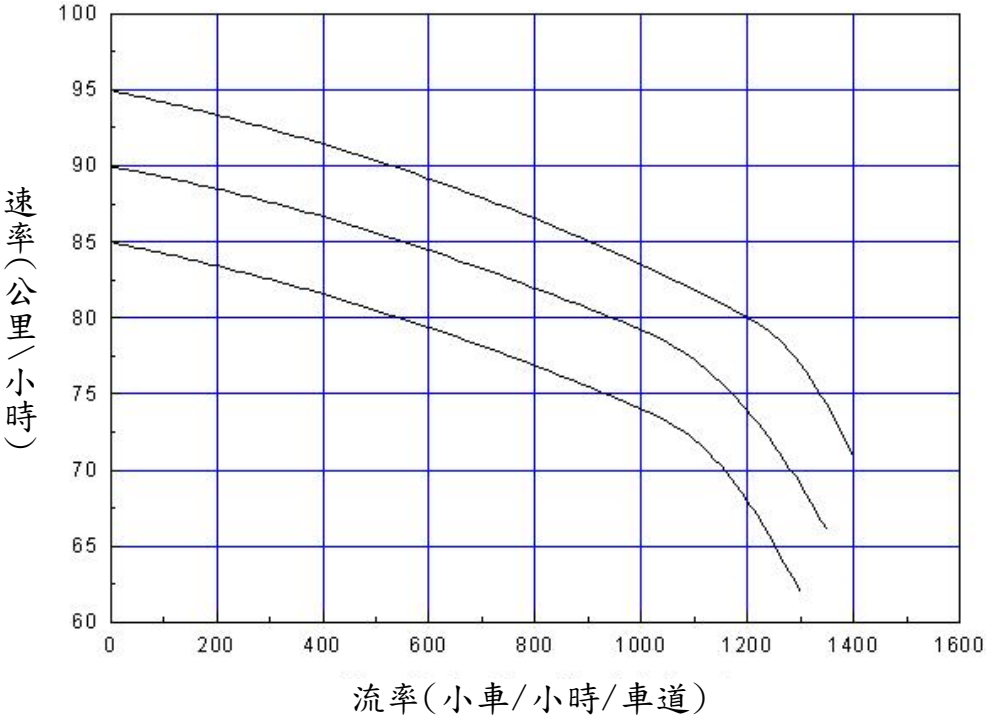


圖 8.17 類型 4 休閒性車流隧道，單向 2 車道之流率與速率關係
（隧道長約 4 公里；距下游匝道約 5 公里）

資料來源：[16]

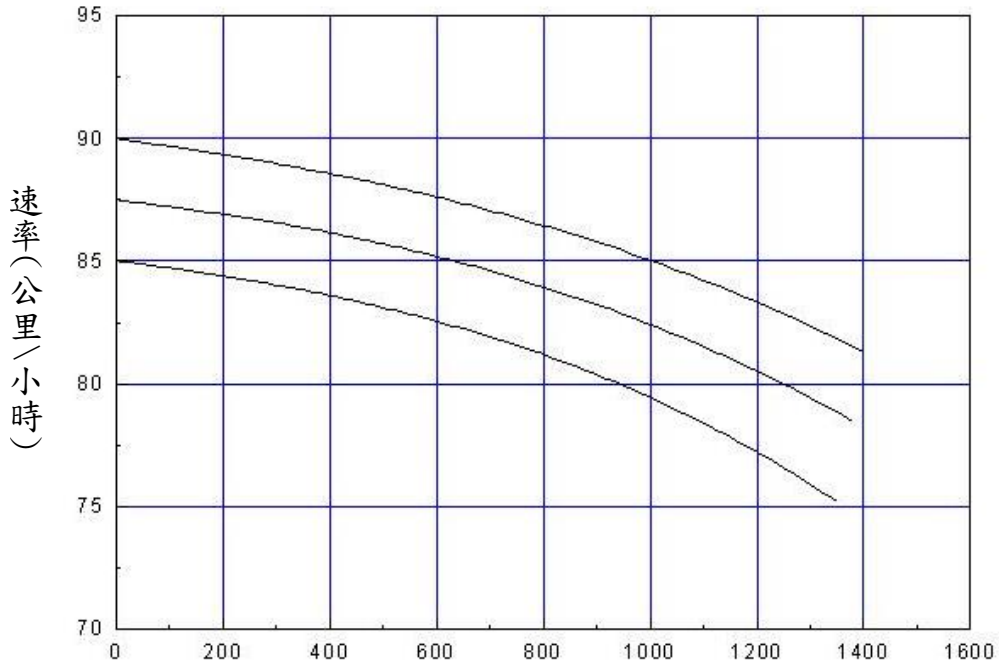


圖 8.18 類型 5 休閒性車流隧道，單向 2 車道之流率與速率關係（隧道長約 13 公里；距下游匝道約 1.5 公里）

資料來源：[16]

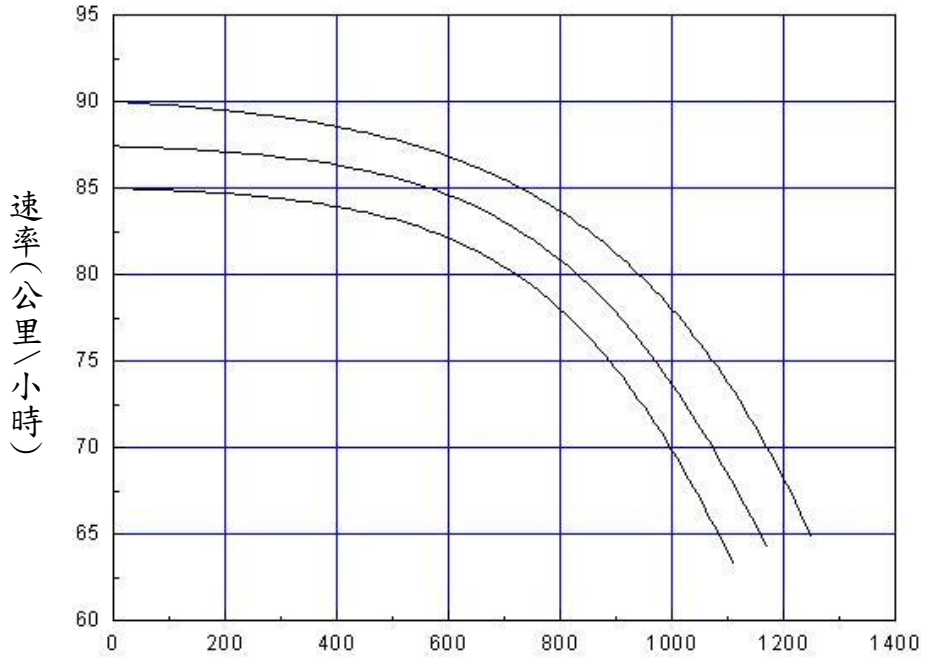


圖 8.19 類型 6 休閒性車流隧道，單向 2 車道之流率與速率關係（隧道長約 13 公里；距下游匝道約 1 公里）

資料來源：[16]

表 8.3 工作性車流隧道，單向 3 車道流率與速率關係模式及容量

平均自由速率 (公里/小時)	模式	容量 (小車/小時/車道)
100	$V = 100.2 - \frac{479.745}{1 + e^{-\frac{Q-3144.7}{434.85}}}$	1,850
95	$V = 95.4 - \frac{147.514}{1 + e^{-\frac{Q-2519.9}{407.38}}}$	1,800
90	$V = 90.4 - \frac{250.229}{1 + e^{-\frac{Q-2708.2}{417.9}}}$	1,700
註：V= 平均速率(公里/小時) Q= 流率(小車/小時/車道) 最適用狀況：隧道長≦2 公里		

資料來源：[16]

表 8.4 工作性車流隧道，單向 4 車道流率與速率關係模式及容量

平均自由速率 (公里/小時)	模式	容量 (小車/小時/車道)
100	$V = 100.2 - \frac{194.460}{1 + e^{-\frac{Q-2347.7}{339.64}}}$	1,650
97.5	$V = 97.6 - \frac{150.596}{1 + e^{-\frac{Q-2036.7}{257.86}}}$	1,550
95	$V = 95.0 - \frac{43.0}{1 + e^{-\frac{Q-1530.7}{185.52}}}$	1,450
註：V= 平均速率(公里/小時) Q= 流率(小車/小時/車道) 最適用狀況：隧道長≦2 公里		

資料來源：[16]

表 8.5 類型 1 休閒性車流隧道，單向 2 車道流率與速率關係模式及容量

平均自由速率 (公里/小時)	模式	容量 (小車/小時/車道)
90	$V = 92.3 - \frac{75.423}{1 + e^{-\frac{Q-1829.8}{529.75}}}$	1,500
85	$V = 87.5 - \frac{128.086}{1 + e^{-\frac{Q-2266.5}{580.30}}}$	1,370
80	$V = 80.7 - \frac{40.612}{1 + e^{-\frac{Q-1338.5}{331.15}}}$	1,220
註：V = 平均速率(公里/小時) Q = 流率(小車/小時/車道) 最適用狀況：隧道長約 3 公里，距離下游匝道約 0.6 公里；無最小行車間距之限制。		

資料來源：[16]

表 8.6 類型 2 休閒性車流隧道，單向 2 車道流率與速率關係模式及容量

平均自由速率 (公里/小時)	模式	容量 (小車/小時/車道)
95	$V = 96.2 - \frac{385.864}{1 + e^{-\frac{Q-2538.1}{439.84}}}$	1,470
90	$V = 91.2 - \frac{269.411}{1 + e^{-\frac{Q-2373.5}{440.73}}}$	1,400
85	$V = 86.2 - \frac{643.86}{1 + e^{-\frac{Q-2769.3}{441.33}}}$	1,300
註：V = 平均速率(公里/小時) Q = 流率(小車/小時/車道) 最適用狀況：隧道長約 3 公里，距離下游匝道約 1 公里；無最小行車間距之限制。		

資料來源：[16]

表 8.7 類型 3 休閒性車流隧道，單向 2 車道流率與速率關係模式及容量

平均自由速率 (公里/小時)	模式	容量 (小車/小時/車道)
90	$V = 93.8 - \frac{201.202}{1+e^{-\frac{Q-3059.8}{777.5}}}$	1,450
85	$V = 87.2 - \frac{117.172}{1+e^{-\frac{Q-2507.6}{634.38}}}$	1,430
80	$V = 81.6 - \frac{72.173}{1+e^{-\frac{Q-2151.4}{563.36}}}$	1,400
註：V= 平均速率(公里/小時) Q= 流率(小車/小時/車道) 最適用狀況：隧道長約 4 公里，距離下游匝道約 1.5 公里；無最小行車間距之限制。		

資料來源：[16]

表 8.8 類型 4 休閒性車流隧道，單向 2 車道流率與速率關係模式及容量

平均自由速率 (公里/小時)	模式	容量 (小車/小時/車道)
95	$Q \leqq 1{,}200 \quad V = 102.2 - \frac{83.982}{1+e^{-\frac{Q-2124.9}{900.2}}}$ $Q > 1{,}200 \quad V = 81.3 - \frac{19.811}{1+e^{-\frac{Q-1393.2}{73.014}}}$	1,400
90	$Q \leqq 1{,}000 \quad V = 94.3 - \frac{31.813}{1+e^{-\frac{Q-1062.4}{576.22}}}$ $Q > 1{,}000 \quad V = 81.7 - \frac{39.704}{1+e^{-\frac{Q-1416.0}{153.48}}}$	1,350
85	$Q \leqq 1{,}000 \quad V = 90.9 - \frac{49.652}{1+e^{-\frac{Q-1497.0}{749.47}}}$ $Q > 1{,}000 \quad V = 75.4 - \frac{26.832}{1+e^{-\frac{Q-1300.0}{103.9}}}$	1,300
註：V= 平均速率(公里/小時) Q= 流率(小車/小時/車道) 最適用狀況：隧道長約 4 公里，距離下游匝道約 5 公里；無最小行車間距之限制。		

資料來源：[16]

表 8.9 類型 5 休閒性車流隧道，單向 2 車道流率與速率關係模式及容量

平均自由速率 (公里/小時)	模式	容量 (小車/小時/車道)
90	$V = 92.6 - \frac{91.228}{1+e^{-\frac{Q-3149.4}{894.64}}}$	1,400
87.5	$V = 89.3 - \frac{48.386}{1+e^{-\frac{Q-2238.3}{689.62}}}$	1,380
85	$V = 86.9 - \frac{94.684}{1+e^{-\frac{Q-2713.4}{696.95}}}$	1,350
註：V = 平均速率(公里/小時) Q = 流率(小車/小時/車道) 最適用狀況：隧道長約 13 公里，距離下游匝道約 1.5 公里；有最小間距之限制。		

資料來源：[16]

表 8.10 類型 6 休閒性車流隧道，單向 2 車道流率與速率關係模式及容量

平均自由速率 (公里/小時)	模式	容量 (小車/小時/車道)
90	$V = 90.6 - \frac{238.144}{1+e^{-\frac{Q-1931.1}{322.91}}}$	1,250
87.5	$V = 87.7 - \frac{62.198}{1+e^{-\frac{Q-1287.1}{232.62}}}$	1,170
85	$V = 85.2 - \frac{62.932}{1+e^{-\frac{Q-1247.0}{218.75}}}$	1,100
註：V = 平均速率(公里/小時) Q = 流率(小車/小時/車道) 最適用狀況：隧道長約 13 公里，距離下游匝道約 1 公里；有最小間距之限制。		

資料來源：[16]

應用上述代表性流率與速率關係之前必須估計平均自由速率。在沒有實際資料之情況下，可參考表 8.11 所列之速限與平均自由速率關係。

表 8.11 平均自由速率與速限之可能關係

隧道型態	速限(公里/小時)	平均自由速率(公里/小時
工作性車流	90	95
	110	100
休閒性車流	80	90(無行車間距限制)
		80(有行車間距限制)
	90	95(無行車間距限制)
		90(有行車間距限制)
		85(有自動科技執法)

本章所指的容量代表車流進入壅塞之前能持續 1 小時之最高流率的平均值。此容量大約等於車流進入壅塞之前能維持 15 分鐘之最高流率平均值的 96%[16]。

8.4 績效指標及服務水準劃分標準

公路隧道交通運作之服務品質可用需求流率與容量之比值，亦即 V/C 比，及平均速率兩績效指標來衡量。V/C 比反映公路之擁擠程度。速率則是一般用路人最關心的指標。V/C 比與平均速率雖有關聯，但兩者所代表的服務品質有差異。例如一上坡路段的車流有相當低的 V/C 比時，其相關平均速率可能也很低。在這情況下，雖然該坡度路段車流密度低，用路人仍可能認為其服務品質難以接受。此外同一 V/C 比之情況下，速率有很大的變異範圍。以國 5 在不同地點及不同速限的代表性流率與速率關係為例。同一 V/C 比之速率的差距可經常超過 20 公里/小時。另一方面，同一速率時之 V/C 比也有很大的變異性。因此速率不能正確的反映一公路之壅塞程度。因為上述單獨使用 V/C 比或平均速率評估服務水準的缺陷。本章採用 V/C 比及平均速率與速限的差距同時做為劃分服務水準等級之標準。

根據 V/C 比之服務水準等級劃分標準，如表 8.12 所示。A 級的服務水準代表車流穩定，駕駛員有充分自由，因此平均速率等於或接近自由旅行速率。B 級的車流狀況仍提供駕駛員相當高程度的自由，但平均速率與自由速率的差距可達 10 公里/小時左右。在 C 級的車流狀況下，駕駛員的自由程度已顯著的受限制，平均速率與自由速率的差距可能增加到 20 公里/小時左右。D 級的服務水準代表相當壅塞的車流狀況，但車流通常仍能以一穩定的平均速率行進。E 級的服務水準表示車流已接近，或即將進入不穩定狀況。F 級代表壅塞狀況。

表 8.12 根據 V/C 比之服務水準等級劃分標準

服務水準等級	V/C 比
A	0.00～0.25
B	0.26～0.50
C	0.51～0.80
D	0.81～0.90
E	0.91～1.00
F	＞1.00

從平均速率的角度劃分服務水準等級之標準比較難以訂定。因為資源的限制，公路上不同路段可能有不同的設計標準及速限。因此平均速率是否代表可接受的服務品質，宜根據該速率與速限或自由速率的差距來衡量。

從理論的角度而言，自由速率為車輛受幾何設計及其他行車環境之限制下所能維持的最高安全速率。因此平均速率是否理想應與自由速率相比較。但是以速率與自由速率的差距做為績效指標的分析工作會比較困難，因為自由速率必須從現場調查或以模式估計。

如果速限的訂定合理而且執法確實，通常速限與平均自由速率的差距會在 10 公里/小時之內。為了應用方便，本章之分析方法採用平均速率與速限的差距來劃分服務水準等級。隧道為公路之潛在瓶頸，其運作品質的好壞與駕駛人在隧道外之行車環境有關，因此本章用隧道所在地上下游各 3 公里範圍內之最高速限與平均速率的差距評估水準。劃分標準如表 8.13 所示。

表 8.13 根據速限與平均速率差距之服務水準等級劃分標準

服務水準等級	速限減速率（公里/小時）
1（良好）	≦10
2（可接受）	11~20
3（不理想）	21~40
4（很不理想）	41~60
5（非常不理想）	≧61

表 8.13 第 1 級服務水準代表平均速率只是稍低於速限或高於速限之行車狀況。規劃公路設施時應避免車流進入第 3 級。其原因是平均速率比速限低 25 公里/小時以上時，車流可能已呈不穩定狀況，或車流雖然穩定，但幾何設計條件不理想（如有長且陡的坡度）。

應用表 8.12 及表 8.13 之劃分標準評估隧道運作時，必須用 2 個代號代表該設施的服務水準。第一代號是 A 到 F，第二代號是 1 到 5。例如一隧道的 V/C 比值為 0.4，其相關的平均速率為 70 公里/小時，速限為 80 公里/小時，則該設施的服務水準為 C1。

規劃新的公路設施時可先從 V/C 比之角度選擇一適用的服務水準。一般而言，此服務水準最好是在 D 級以上。如果因資源的限制，則可接近 D 級，但絕對不能用 D 級以下的等級做為設計的準則。設計之後再從速率的角度估計服務水準。根據速限及速率差距的服務水準不宜低於第 2 級。

8.5 分析方法

8.5.1 分析對象及架構

進入隧道之流率受到上游路段的幾何設計、交通控制及車流狀況的影響。例如隧道上游有主線與進口匝道匯流之情形時，能通過匯流區而進入隧道的流率受匯流區容量的限制。隧道下游如果有主線與進口匝道匯流區，則該區的壅塞可能影響能從隧道離開之流率。

本章的分析方法假設欲進入隧道的流率(需求流率)已知或可合理的估計。在這情況下，隧道的分析只須考慮隧道本身及下游路段的設施。下游路段的設施可能是進出口匝道，也可能沒有匝道但有隧道。下游有

進口匝道之情形比較複雜，所以本章的重點在於分析隧道本身及下游主線與進口匝道之匯流區。但是本章的分析方法也可應用在下游沒有匝道但有隧道之情形。本章 8.6 節對這問題有簡單的說明。

分析對象的重點如圖 8.20 所示。此圖中，Q_{m1}，Q_{m2} 等各代表下述之流率：

Q_{m1} = 尖峰 15 分鐘欲進入隧道之需求流率（輛/小時），

Q_{m2} = 能從隧道離開之流率（輛/小時），

Q_{m3} = 進口匝道上游主線之流率（輛/小時），

Q_{r1} = 出口匝道之流率（輛/小時），

Q_{r2} = 進口匝道之流率（輛/小時）。

根據 Q_{m1}，Q_{r1} 及 Q_{r2} 分析隧道交通運作的程序如圖 8.21 所示。

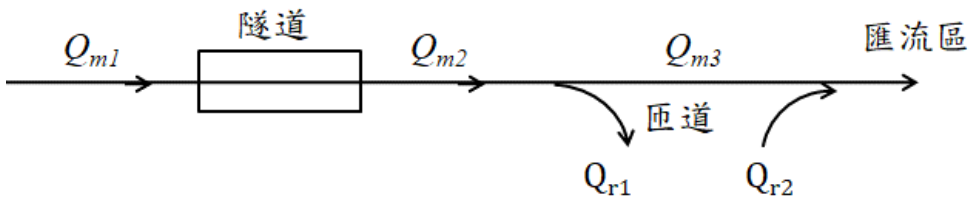


圖 8.20 公路隧道分析對象示意圖

8.5.2 輸入資料

公路隧道之交通運作受幾何設計，交通控制及車流狀況的影響。幾何設計包括車道數、車道寬、坡度等項目。交通控制包括速限、車種之限制、車道使用之限制，及其他特殊規定（如最小間距）。車流狀況包括需求流率、車種組成、車種之車道分布、隧道下游主線與匝道車流之衝突點，及駕駛行為等。目前沒有足夠的資料衡量個別狀況對容量及服務水準的衝擊。本章所描述的方法只考慮下列影響因素：

1.隧道類型，

2.隧道速限及隧道所在地上、下游各 3 公里內最高速限，

3.欲進入隧道之需求流率及下游進出口匝道流率，

4.車種組成，

5.車流隨時間及行車方向變化之相關交通參數（方向係數、尖峰小時流量係數及尖峰小時係數）。

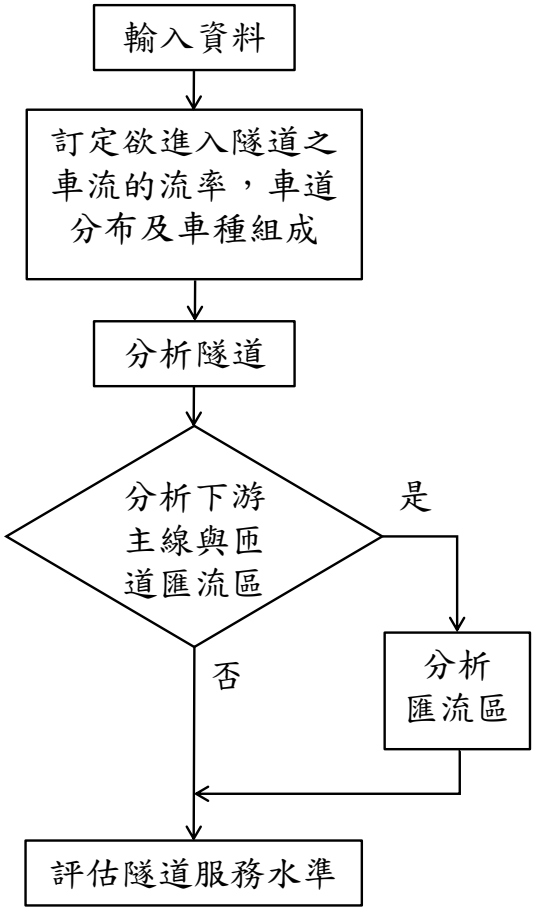


圖 8.21 公路隧道分析架構

8.5.3 訂定欲進入隧道的車流之流率及車種組成

欲進入隧道的需求流率宜根據尖峰 15 分鐘之流率。此流率可從現場調查或下式來估計：

$$Q_{m1} = \frac{Q_{60}}{PHF} \tag{8.1}$$

此式中，

Q_{m1} = 欲進入隧道之單向尖峰 15 分鐘流率（輛/小時），

Q_{60} = 欲進入隧道之單向尖峰小時流率（輛/小時），

PHF = 尖峰小時係數。

規劃及設計一隧道時，式 8.1 中之尖峰小時流率可估計如下：

$$Q_{60} = ADT \times K \times D \tag{8.2}$$

此式中，

ADT = 設計年(design year)之平均每日流量(average daily traffic)（輛/小時），

K = 尖峰小時流量係數，

D = 流量之方向係數。

尖峰小時係數*PHF*一般定義為尖峰小時流量（或流率）與尖峰 15 分鐘流率的比值。此係數的變異範圍大約在 0.8 與 0.98 之間。其值有隨尖峰小時流量之增加而加大的現象，但兩者的關係微弱。

尖峰小時流量係數*K*代表尖峰小時流量與平均每日流量的比值。每日流量在 20,000 輛左右時，此係數之值大約在 0.07 與 0.12 之間。每日流量增加到 100,000 輛左右時，此係數值降低到 0.06 與 0.08 之間。

車流之方向係數*D*代表流量較高方向之流量佔雙向總流量的比例。此係數之值隨路段所在地及旅次的性質而異。在臺北都會區外環之國 3 路段，其車流方向係數在 0.5 及 0.7 之間幾乎隨機變化，平均值為 0.58，第 85 百分位之值為 0.65。休閒旅次多的國 5，其車流方向係數有隨全天流量之增大而升高之現象。全天流量在 40,000 輛左右時之方向係數在 0.5 與 0.55 之間。全天流量增加到 60,000 輛以上時，方向係數常在 0.52 與 0.6 之間。

規劃公路時，最好用同一地區內類似公路之車流狀況以選擇適用的方向係數、尖峰小時流量係數，及尖峰小時係數。如無現場資料，表 8.14 的數據及模式可用來訂定參數值。

車種組成會受交通管制政策及隧道所在地公路性質影響。所以最好用隧道現場資料，或隧道預定地點附近公路的車種組成來分析。車種可分為小車及大車，大車又可分為大客車、單體大貨車及聯結車等。以國 5 為例，小車大約占所有車輛的 97%，其他車輛為大客車。國 3 大車百分比平均大約 4%。

在下列狀況下，四種大型車輛之小車當量如圖 8.22 所示：

1.隧道坡度≦1%，長度不超過 13 公里，

2.隧道坡度≦2%，長度不超過 4 公里，

3.隧道坡度≦3%，長度不超過 1 公里。

圖 8.22 之當量可用表 8.15 之模式來估計。

表 8.14 車流方向係數 D、尖峰小時流量係數 K 及尖峰小時係數 PHF 參考值

係數	公路性質	參數值
D	工作性或 休閒性	0.55~0.65 0.55~0.65
K	工作性	$K = 0.104 - 0.049\dfrac{D \times (ADT) - 10{,}000}{11{,}000}$
	休閒性	$K = 0.095 - 0.037\dfrac{D \times (ADT) - 15{,}000}{40{,}000}$
PHF	工作性	$PHF = 0.92 + 0.05\dfrac{D \times (ADT) \times K - 1{,}000}{7{,}000}$
	休閒性	$PHF = 0.91 + 0.06\dfrac{D \times (ADT) \times K - 1{,}000}{2{,}500}$

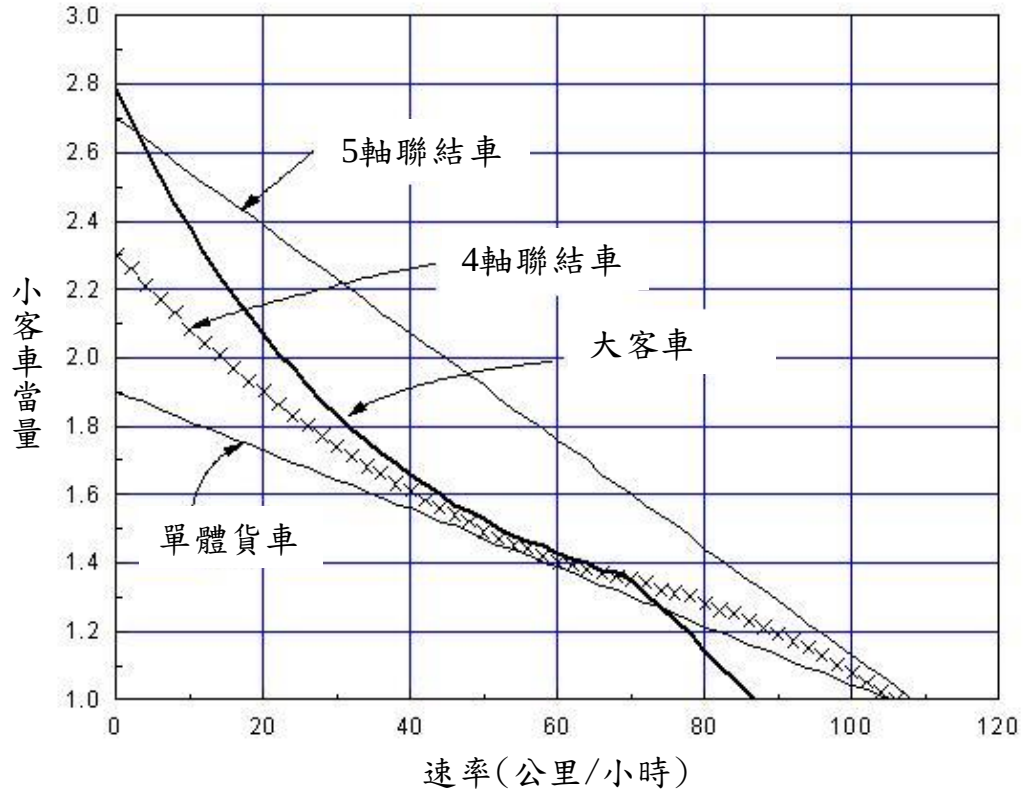


圖 8.22 大型車之小車當量

表 8.15 大型車之小車當量估計模式

車種	速率 V(公里)	估計模式
單體貨車	≦105	$E_{SU} = 1.9-0.00857V$
	＞105	$E_{SU} = 1.0$
4 軸聯結車	≦60	$E_{T4} = 0.88+1.425e^{-\frac{V}{59.398}}$
	60~105	$E_{T4} = 1.56-\frac{4.79}{1+e^{-\frac{V-173.9}{33.739}}}$
	＞105	$E_{T4} = 1.0$
5 軸聯結車	≦108	$E_{T5} = 2.7-0.0157V$
	＞108	$E_{T5} = 1.0$
大客車	＜70	$E_B = 1.13+1.66e^{-\frac{V}{34.93}}$
	70~87	$E_B = 2.79-0.0206V$
	≧87	$E_B = 1$

資料來源：[16]

根據大型車是否分類，式 8.1 所估計之需求流率可用式 8.3a 或 8.3b 轉換成平均每車道之對等小車流率。

$$Q_e = \frac{Q_{m1}}{N}\left[1+P_{SU}\left(E_{SU}-1\right)+P_{T4}\left(E_{T4}-1\right)+P_{T5}\left(E_{T5}-1\right)+P_B\left(E_B-1\right)\right] \quad (8.3a)$$

$$Q_e = \frac{Q_{m1}}{N}\left[1+P\left(E-1\right)\right] = \frac{Q_{60}}{N\left(PHF\right)}\left[1+P\left(E-1\right)\right] \quad (8.3b)$$

此兩式中，

Q_e =平均每車道之對等小車需求流率(小車/小時/車道)；

Q_{m1} =從式 8.1 所估計或現場調查所得之單向需求流率(輛/小時)；

N =單向車道數；

P_{su} =單體貨車之比例；

P_{T4} = 4 軸聯結車之比例；

P_{T5} = 5 軸聯結車之比例；

P_B =大客車之比例；

P =大車(不分車種)之比例。

E_{su} =單體貨車之小車當量(圖 8.22 或表 8.13)；

E_{T4} = 4 軸聯結車之小車當量(圖 8.22 或表 8.13)；

E_{T5} = 5 軸聯結車之小車當量(圖 8.22 或表 8.13)；

E_B =大客車之小車當量(圖 8.22 或表 8.13)；

E =大車(不分車種)之小車當量；

如果分析之車流狀況未將大車區分車種，可將所有大車當成單體貨車來分析。此外，從圖 8.22 可知小車當量隨平均速率而變。評估現存隧道若須將大車轉換成小車，宜先蒐集現場資料來估計平均速率。規劃隧道時，平均速率及小車當量之估計值互相影響。為了簡化分析，可採用 1.4 之當量值轉換成所有大車。此當量很可能稍微高估設計年內大車之對等小車數。

坡度或坡長如預期會造成大車與小車的速率有顯著的差別，則大車不宜用小車當量來轉換。本章的分析方法不能處理這問題。

8.5.4 分析隧道

圖 8.21 所示之分析架構中，分析隧道的工作重點在於根據各車道的需求流率先評估隧道在未受到下游狀況影響時之服務水準。此工作不考慮下游主線與進口匝道匯流區運作的影響。如果後續匯流區之分析發現該區有壅塞的可能，則本工作估計的服務水準等級可能無法維持。

分析隧道的工作包括下列數項：

1. 訂定隧道類型

   採用本章分析方法必須將隧道設定為表 8.3~8.10 所述八類型之一。如分析隧道的狀況顯著偏離表中所述之最適用狀況，則須謹慎判斷分析之結果。這工作須考慮隧道之車道數、長度、與下游匝道的距離，及車流係屬工作性或休閒性。

2. 估計需求流率 Q_e

   進入隧道的需求流率可從現場調查資料或式 8.1、8.2、8.3a 及 8.3b 來估計。

3. 估計平均自由速率

   平均自由速率可從現場調查資料或表 8.11 所提供之資料來估計。

4. 訂定適用流率與速率關係並估計相關容量 Q_{max} 及平均速率 V

   根據隧道類型、平均自由速率及需求流率，以圖 8.12~8.19 或表 8.3~8.10 所提供之資料，估計容量及流率等於需求流率時

之平均速率。如果平均自由速率乃從現場資料所估計，而且其值與上述圖、表中之平均自由速率不吻合，則可將現場值調高或調低，或用內插、外插法訂定適用之流率與速率關係。

5. 訂定評估用之速限 V_L

適用於衡量平均速率高低的速限不一定是隧道本身之速限，原則上，適用速限為隧道及隧道上、下游各 3 公里範圍內之最高速限，一例外是隧道所在地為土地使用密集之區域（如市區），因而有為了減少人與車或車與車衝突所設定之低速限（如 40 公里/小時）。在這情況下，適用速限為該區域之速限。

6. 評估服務水準

根據需求流率 Q_e 及容量 Q_{max}，隧道之 V/C 比等於 Q_e/Q_{max}。此比值可用於表 8.12 來訂定一服務水準等級（A,B,…,或 F）。速限 V_L 與平均速率 V 之差距 V_L–V 可用於表 8.13 以訂定另一服務水準等級（1、2 或 3）。

8.5.5 分析下游主線與匝道之匯流區

上述分析隧道的工作不考慮隧道下游進出口匝道車流的影響。如果隧道下游附近有出口匝道，則減速進入出口匝道的車輛可能干擾隧道內車流的行進。一般而言，進口匝道的車流對上游隧道的影響比出口匝道嚴重，所以本章只考慮主線與進口匝道匯流區的影響。

進口匝道有車輛接近主線時，主線外車道的駕駛員可能考慮變換車道。在高車流密度，不容易變換車道的狀況下，主線外車道車流與進口匝道車流之衝突可能造成匯流區壅塞。如果從隧道行向匯流區的流率高於能通過匯流區的流率，則持久的壅塞會造成衝擊波向上游傳遞，因而導致上游路段嚴重塞車。

本章分析主線與進口匝道匯流區的目的在於探討匯流區壅塞的可能性，並進一步評估 8.5.4 節所描述之隧道分析工作是否高估隧道能維持的服務水準。目前的資料不足以建立估計匯流區壅塞程度及其影響的方法。所以本章分析匯流區之方法不嚴謹，分析結果只適合做規劃及設計的參考。

分析匯流區之前必須決定是否有必要分析匯流區。一般而言，下游匯流區離隧道越遠，影響隧道車流運作的可能性越低。但是如果匯流區有壅塞，而且壅塞狀況持久不散，則慢速行向匯流區之車隊也可能向上游回堵好幾公里。換言之，下游匯流區離隧道須多遠才不必分析沒有

規則可遵行。以國 5 主線與進口匝道匯流路段的狀況而言，全天流量大約在 40,000 輛以上時，匯流區就可能會有壅塞現象。此外，南下車流之壅塞狀況有時從彭山隧道延伸到石碇隧道（大約 5 公里）。本章建議在下列狀況下，應分析匯流區對上游匝道的影響：

1.隧道流率與容量比小於 1.0，而且進口匝道在隧道下游 2 公里之內。

2.隧道流率與容量比小於 1.0，進口匝道在隧道下游 2～5 公里之內，而且平均每日流量超過 20,000 輛/車道。

分析匯流區之程序如圖 8.23 所示。下列數節說明分析工作。

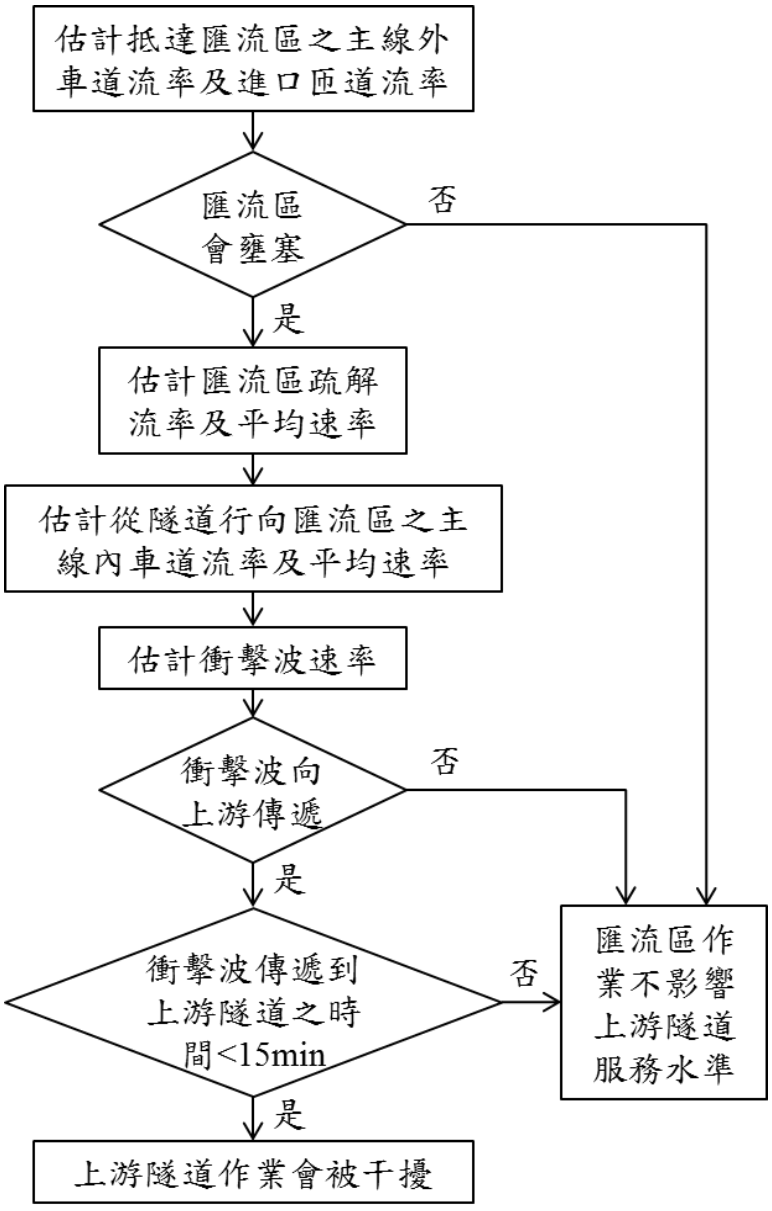


圖 8.23 分析匯流區之程序

8.5.5.1 主線外車道流率及進口匝道流率

規劃新隧道之設施時，抵達匯流區之外車道流率及進口匝道流率為預測值。車輛離開隧道之後可能變換車道。隧道與下游進口匝道之間也可能有出口匝道。因此抵達匯流區之外車道流率很可能與離開隧道的外車道流率有差異。而隧道、出口匝道、進口匝道的相對位置及車流量均會影響這差異的程度。因此準確的預估抵達匯流區之主線外車道流率不是一簡單的工作。

根據國 5 的現場資料，單向有 2 車道時，抵達匯流區之主線外車道流率可估計如下：

$$(Q_{m3})_n = [0.453(Q_{m1} - Q_{r1}) + 14][1 + P_n(E-1)] \quad (8.4)$$

此式中，

$(Q_{m3})_n$ ＝抵達匯流區之主線外車道(n = 2)流率（小車/小時），

Q_{m1} ＝欲進入隧道之需求流率（輛/小時），

Q_{r1} ＝進入出口匝道之流率（輛/小時），

P_n ＝從表 8.16 所列之模式或其他資料所估計之第 2 車道（外車道，n=2）大車比例，

E ＝大車之小車當量(代表值 1.4)。

目前沒有適合的現場資料探討單向 3 或 4 車道時，抵達匯流區之主線外車道流率與其影響因素的關係。在此情況下，本章採用下列單純的公式來估計外車道流率：

$$(Q_{m3})_n = Q_n - 0.4Q_{r1}\left[1 + \frac{1.4Q_{m1}PR_n}{Q_n}(E-1)\right] \quad (8.5)$$

此式中，

$(Q_{m3})_n$ ＝抵達匯流區之主線外車道(n = 2)流率（小車/小時），

Q_n ＝從表 8.17 模式所估計在隧道外車道之流率（小車/小時）；3 車道隧道：n = 3；4 車道隧道：n = 4，

Q_{r1} ＝進入出口匝道之流率（輛/小時），

Q_{m1} ＝欲進入隧道之需求流率（輛/小時），

P ＝大車佔總車輛之比例，

R_n ＝從表 8.18 或預期情況估計之外車道(車道 n)之大車比例，

E ＝大車之小車當量(代表值 1.4)。

表 8.16 單向 2 車道車流之車道分佈及各車道上大車比例

項目	車道 i	模式
大車比例 P_i	1（內）	$P_1 = \dfrac{Q_{m1}P(1-f)}{0.525Q_{m1}-13}$
	2（外）	$P_2 = \dfrac{Q_{m1}Pf}{0.475Q_{m1}+13}$
流率（小車/小時） Q_i	1（內）	$Q_1 = (0.525Q_{m1}-13)[1+P_1(E-1)]$
	2（外）	$Q_2 = (0.475Q_{m1}+13)[1+P_2(E-1)]$
註：Q_{m1}= 單向需求流率（輛/小時）。 P = 大車占主線總車輛之比例。 f = 大車中使用第 2 車道（外車道）之比例。 E = 大車之小車當量（平坦路段建議值：1.4）。		

表 8.17 單向 3 或 4 車道車流之車道分布模式

單向車道數	車道 i	模式
3	1（內）	$Q_1 = -257 + 0.581Q_p - 3.243\times10^{-5}Q_p^2$
	2	$Q_2 = -130 + 0.479Q_p - 2.209\times10^{-5}Q_p^2$
	3（外）	$Q_3 = Q_p - Q_1 - Q_2$
4	1（內）	$Q_1 = -354 + 0.528Q_p - 2.744\times10^{-5}Q_p^2$
	2	$Q_2 = -103 + 0.402Q_p - 1.608\times10^{-5}Q_p^2$
	3	$Q_3 = 16.9 + 0.220Q_p + 3.0\times10^{-6}Q_p^2$
	4（外）	$Q_4 = Q_p - Q_1 - Q_2 - Q_3$
註：$Q_p = Q_{m1}[1 + P(E-1)]$小車/小時。 Q_{m1}= 單向需求流率（輛/小時）。 P= 大車比例。 E= 大車之小車當量。 模式適用範圍： 3 車道 Q_p=2,500~5,500 4 車道 Q_p=2,500~8,000		

表 8.18 單向 3 或 4 車道大車之車道分布

單向車道數	車道 i	大車比例 R_i
3	1 2 3	0.13 0.35 0.52
4	1 2 3 4	0.04 0.06 0.38 0.52

8.5.5.2 匯流區壅塞之條件

從式 8.4 或式 8.5 估計之$(Q_{m3})_n$及進口匝道流率 Q_{r2}，可以圖 8.24 探討匯流區壅塞的可能性。此圖顯示國 5 之 4 個匯流區進入壅塞狀況之前，主線外車道流率及進口匝道流率的組合。目前的資料有限，所以尚未能估計不同組合下會有壅塞情況之機率。大致而言，如果$(Q_{m3})_n$及 Q_{r2} 的組合在圖 8.24 直線的右上方，則有壅塞的可能。換言之，此直線所代表的主線外車道流率及進口匝道流率之和大約在 1,200 及 1,400 小車/小時之間。但多數壅塞前之總流率超過 1,550 小車/小時。

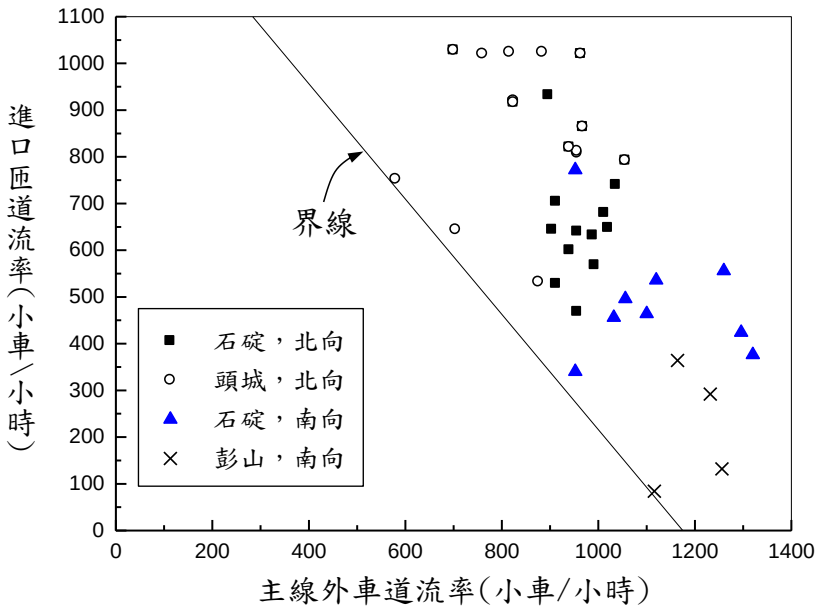


圖 8.24 壅塞前之主線外車道與進口匝道之流率關係

資料來源：[15]。

因偵測器設置位置的限制，國 3 之匯流區車流狀況與上游主線外車道及進口匝道流率的關係難以判斷。但偵測器資料顯示匯流區流率在 1,350~1,700 小車/小時之情況下，車流有進入壅塞狀況的現象。壅塞發生之前的常見流率在 1,500 小車/小時左右。

根據上述的車流特性，本章建議如果抵達匯流區之主線外車道流率與進口匝道流率的總和符合下列條件時，可假設匯流區會進入壅塞狀況：

$$(Q_{m3})_n + Q_{r2}[1+P_{r2}(E-1)] \geq 1{,}550 \qquad (8.6)$$

此式中，

$(Q_{m3})_n$ ＝抵達匯流區之主線外車道流率（小車/小時），

Q_{r2} ＝進口匝道之流率（輛/小時），

P_{r2} ＝進口匝道車流之大車比例。

E ＝大車之小車當量(建議值 1.4)。

如果主線外車道流率及進口匝道流率不符合式 8.6 之條件，則匯流區之交通運作不會影響到上游隧道之服務水準。在這情況下，不必繼續分析匯流區之車流狀況。

8.5.5.3 匯流區疏解流率及平均速率

匯流區壅塞之後是否對上游路段的交通運作會有影響視其疏解流率及平均速率而定。如圖 8.25 所示，疏解流率有隨速率及速限而增高的現象。下列二式可用來估計不同疏解速率時之疏解流率：

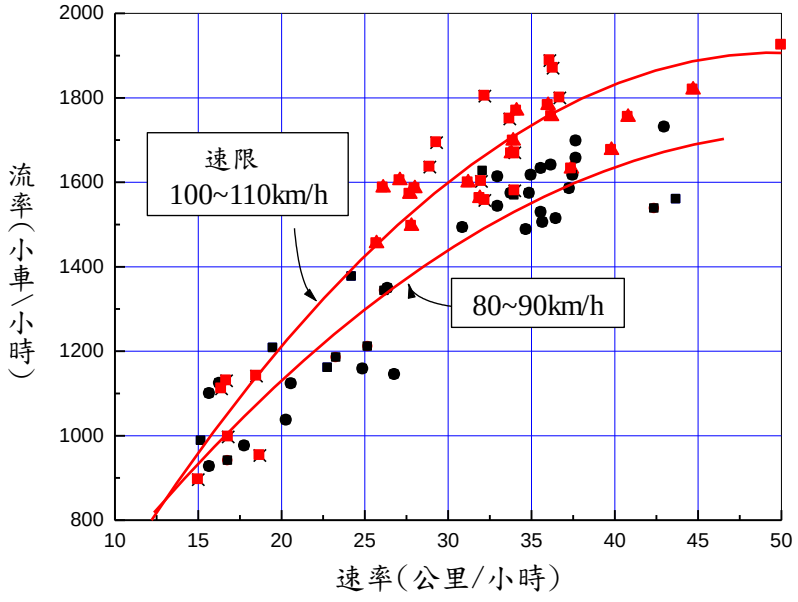


圖 8.25 壅塞狀況下匯流區之流率與速率關係

1.速限：100~110 公里/小時

$$Q_d = -33.2 + 77.9S_d - 0.78S_d^2 \quad (8.7)$$

2.速限：80~90 公里/小時

$$Q_d = 175 + 59.0S_d - 0.56S_d^2 \quad (8.8)$$

上兩式中，

Q_d = 壅塞後之疏解流率（小車/小時/車道）；

S_d = 壅塞後之疏解平均速率（公里/小時）。

匯流區壅塞之後，車流一般以 45 公里/小時以下的平均速率疏解，持續比較久的疏解速率常在 20 公里/小時與 30 公里/小時之間。目前沒有方法可準確的預測疏解速率。本章將疏解速率的代表值訂為 25 公里/小時。

8.5.5.4 匯流區上游主線內車道之流率及平均速率

一般匯流區上游主線內車道的流率及速率皆比外車道高。所以匯流區壅塞之後對內車道的影響比較迅速。本章用內車道流率與速率估計匯流區壅塞的影響。

主線單向有 2 車道時，匯流區上游內車道的流率可估計如下：

$$(Q_{m3})_1 = [0.547(Q_{m1} - Q_{r1}) - 14][1 + P_1(E - 1)] \quad (8.9)$$

此式中，

$(Q_{m3})_1$ ＝匯流區上游內車道的流率（小車/小時），

Q_{m1} ＝欲進入隧道之需求流率（輛/小時），

Q_{r1} ＝進入出口匝道之流率（輛/小時），

P_1 ＝根據表 8.16 所估計之內車道大車比例。

E ＝大車之小車當量(建議值 1.4)。

$(Q_{m3})_1$ 之相關平均速率可根據表 8.19 及圖 8.26 來估計。圖 8.26 每一代表性流率與速率關係可用下列來代表：

$$S_m = A + \frac{B - A}{1 + e^{-\frac{(Q_{m3})_1 - C}{D}}} \quad (8.10)$$

此式中，

S_m = 匯流區上游主線內車道之平均速率（公里/小時），

A, B, C, D = 表 8.20 所示的參數。

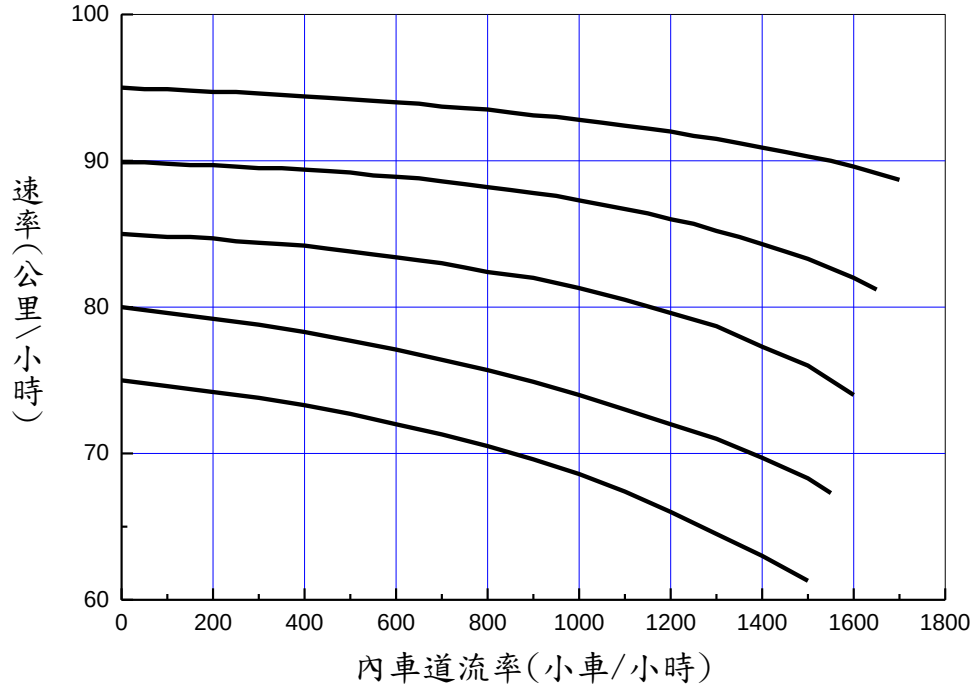


圖 8.26 匯流區上游主線內車道速率與流率關係（單向 2 車道）

表 8.19 匯流區上游主線內車道自由速率估計值

速限（公里/小時）	自由速率（公里/小時）
70	75～80
80	85
90	90～95

表 8.20 式 8.10 之參數(單向 2 車道)

自由速率	參數				容量
(公里/小時)	A	B	C	D	(小車/小時/車道)
95	95.8	-63.0	3,289.5	764.6	1,700
90	90.5	-68.3	2,686.3	556.8	1,650
85	85.9	-156.4	3,139.1	611.7	1,600
80	83.5	-177.6	3,793.0	969.4	1,550
75	77.2	-78.1	2,449.9	698.5	1,500

主線單向有 3 或 4 車道時，本章假設行向匯流區之主線內車道車流與隧道內車道車流有同樣的流率。此流率$(Q_{m3})_1$等於表 8.17 中之 Q_1 但不能超過平均每車道之容量，其相關速率 S_m 等於本章 8.5.4 節所述，隧道內之內車道平均速率 V。

8.5.5.5 衝擊波速率

圖 8.27 顯示匯流區壅塞之後，車輛在壅塞車隊及壅塞車隊上游的近似時空軌跡。在壅塞車隊內，車流的流率為 Q_d（見式 8.7 及式 8.8），其平均速率為 S_d（建議值：25 公里/小時）。壅塞車隊上游主線內車道之流率及平均速率各為$(Q_{m3})_1$及 S_m。

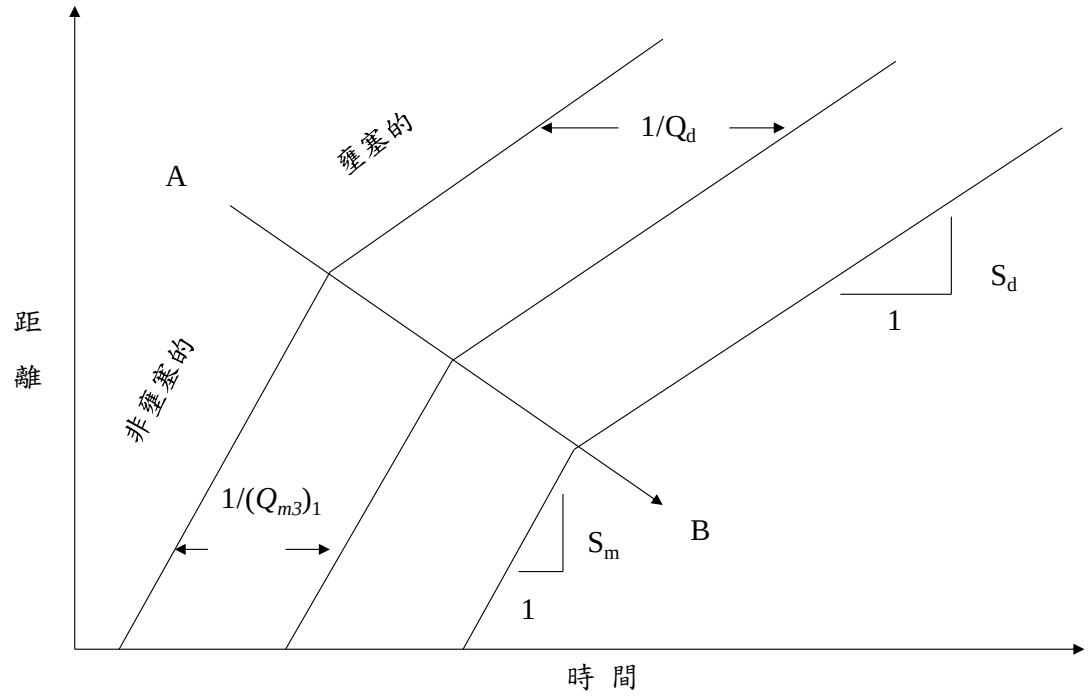


圖 8.27 衝擊波形成的示意圖

上游車輛以高速加入壅塞車隊時，壅塞車隊的尾端可能向下游移動，但也可能向上游移動。壅塞車隊尾端相對路面的移動可稱為衝擊波。圖 8.27 中箭頭 AB 表示壅塞車隊尾端向上游移動，換言之，壅塞車隊向上游擴展。在這種情況之下，鄰近的上游隧道交通運作可能受影響。

假設壅塞車隊及其上游車流中每一車輛皆保持同樣的速率（S_d及 S_m）及車距[$1/Q_d$及 $1/(Q_{m3})_1$]，則衝擊波的速率可估計如下：

$$V = \frac{Q_d - (Q_{m3})_1}{K_d - K_m} = \frac{Q_d - (Q_{m3})_1}{Q_d / S_d - (Q_{m3})_1 / S_m} \quad (8.11)$$

此式中，

V = 衝擊波速率（公里/小時），

K_d = 壅塞車隊之密度（輛/公里），等於 Q_d / S_d，

K_m = 壅塞車隊上游車流密度（輛/公里），等於$(Q_{m3})_1/S_m$。

8.5.5.6 判斷衝擊波的影響

從式 8.11 估計的衝擊波速率若屬正值，則壅塞車隊尾端向下游移動，不會回堵上游隧道。在此情況下，本章 8.5.4 節所述之分析結果不會受到匯流區交通狀況之影響。

如果式 8.11 之衝擊波速率為負值，則壅塞車隊尾端向上游移動，其抵達上游隧道之旅行時間可估計如下：

$$T = -\frac{60D}{V} \quad (8.12)$$

此式中，

T = 壅塞車隊尾端從匯流區擴展到上游隧道所需之時間（分），

D = 匯流區與上游隧道之距離（公里），

V = 衝擊波速率（公里/小時）。

衝擊波抵達上游隧道所需之時間越短，衝擊波對隧道交通運作之負面影響越大。式 8.12 之 T 值若小於評估之時段(如 15 分鐘或 1 小時)，上游隧道不能維持本章 8.5.4 節所述工作所估計的服務水準。

8.6 下游隧道之影響

一隧道下游如果另有一隧道，則在下列情況時可考慮評估下游隧道交通運作對分析對象隧道的影響：

1.分析對象隧道之流率/容量比小於 1.0。

2.兩隧道之間沒有匝道，或有匯流區但該區不會進入壅塞狀況。

3.下游隧道之容量低於欲進入該隧道之流率。

假設車輛行向下游隧道時保持同樣的車距，則因下游隧道容量不足所造成的衝擊波速度可估計如下：

$$V_u = \frac{Q_t - Q_u}{Q_t/S_t - Q_u/S_u} \tag{8.13}$$

此式中，

V_u =下游隧道所造成的衝擊波速率（公里/小時），

Q_t =下游隧道之容量（小車/小時/車道），

Q_u =行向下游隧道之流率（小車/小時/車道），

S_t =下游隧道流率為 Q_t 時之平均速率（公里/小時），

$(S_u)_1$ = 行向下游隧道之流率為 Q_u 時之平均速率，假設等於上游隧道內平均速率（公里/小時）。

從式 8.13 估計之衝擊波速率若為負值，則 8.5.5.6 節之手續可用來判斷衝擊波對上游隧道之影響。

如果兩隧道之間沒有匝道，一粗略的分析是假設 Q_u 及 S_u 各等於上游隧道內車道之流率及平均速率。根據這假設，本章 8.5.4 節分析隧道所用之流率及平均速率可直接用來代表 Q_u 及 S_u。

8.7 應用例題

8.7.1 例題一

一快速公路上有一長 6 公里之隧道。此隧道單向有 2 車道。隧道上游 6 公里處有一進口匝道。下游 3 公里處有一進口匝道。試問本章分析法可否用來分析上述隧道。

討論：

如果上述隧道遠離都會區，因而有傾向休閒性的車流，則此隧道類似表 8.7 之類型 3 隧道。如果隧道位於都會區，其車流屬工作性，則此隧道最類似的隧道為表 8.3 之隧道。但是表 8.3 的流率與速率關係屬單向 3 車道隧道。用這些關係分析單向 2 車道隧道時可能低估平均速率及平均每車道之容量。另一方面，表 8.3 最適合用來分析長度不超過 2 公里之隧道。用來分析長 6 公里之隧道有可能高估容量。因此規劃工作須了解分析結果與實際情況的潛在差異。

8.7.2 例題二

一隧道在平坦路段上，其下游 2 公里處有一進口匝道。隧道與進口匝道之間沒有出口匝道。此匝道的尖峰 15 分鐘流率為 500 輛/小時，大車比例為 0.03。在尖峰 15 分鐘內從隧道行向匯流區的兩主線車道總流率為 2,400 輛/小時，大車比例為 0.05。隧道下游的速限為 80 公里/小時。試問隧道的交通運作是否會受到匯流區交通運作之影響。

解：

根據式 8.4，抵達匯流區之主線外車道流率為：

$$(Q_{m3})_2=(0.453\times 2{,}400+14)[1+0.05\times(1.4-1)]$$

$$= 1{,}123 \text{ 小車/小時}$$

進口匝道之流率等於 $500\times[1+0.03\times(1.4-1)]=506$ 小車/小時。

所以式 8.6 中主線外車道流率及進口匝道流率之和（1,123 + 506 小車/小時）超過 1,550 小車/小時。因此匯流區很可能進入壅塞狀況。

假設匯流區進入壅塞狀況之後的車流疏解速率為 $S_d = 25$ 公里/小時，則疏解流率可從式 8.8 估計如下：

$$Q_d = 175 + 59.0\times 25 - 0.56\times 25^2 = 1{,}300 \text{ 小車/小時}$$

匯流區上游主線內車道的流率可從式 8.9 來估計：

$$(Q_{m3})_1= (0.547\times 2{,}400-14)\times[1+0.05\times(1.4-1)]$$

$$= 1{,}325 \text{ 小車/小時}$$

匯流區上游主線內車道的自由速率大約為 85 公里/小時（表 8.19）。因此主線內車道有 1,325 小車/小時之流率時的平均速率可從圖 8.26 或式 8.9 來估計。如用式 8.10，則主線內車道的平均速率為

$$S_m = 85.9 - \frac{156.4+85.9}{1+e^{-\frac{1{,}325-3{,}139.1}{611.7}}} = 74 \text{ 公里/小時}$$

根據匯流區之疏解流率及疏解速率，及主線內車道之流率及速率，匯流區壅塞所造成的衝擊波速率可從式 8.11 估計如下：

$$V = \frac{1{,}300-1{,}325}{1{,}300/25-1{,}325/74} = -0.7 \text{ 公里/小時}$$

因為 V 為負值，所以衝擊波以 0.7 公里/小時向上游傳遞。上游隧道離匯流區有 2 公里，所以衝擊波在 2/0.7=2.9 小時後抵達上游隧道。因此匯流區之車流運作對上游隧道尖峰 15 分鐘的運作品質不會有顯著

影響。

8.7.3 例題三

一休閒性高速公路上單向有 2 車道。此公路的速限為 90 公里/小時，但是其一長 8 公里的隧道速限為 80 公里/小時。依照現行法規，車輛在長度超過 4 公里之隧道內會受最小行車間距之約束。但此隧道特殊，車輛不受最小間距的限制。其上游一公里處有一進口匝道，下游一公里處有一出口匝道，其流率為 600 輛/小時。出口匝道下游 500 公尺處有一進口匝道，此進口匝道之流率為 300 輛/小時。在尖峰小時內欲進入隧道的流率等於 2,000 輛/小時，其尖峰小時係數為 0.9。主線及匝道車流之 5%的車輛為大車，其餘為小車。大車須行駛外車道。試估計此隧道的容量及服務水準。

解：

1.隧道類型

受最小行車間距限制及不受限制之車流很可能有顯著不同的特性，因為本例的分析隧道不宜當作有行車間距限制的隧道來分析。此隧道最接近表 8.7 之類型 3 隧道。

2.需求流率

(1) 大車之小車當量：1.4（採用建議值）。

(2) 對等小車流率（式 8.3b）：

$$Q_e = \frac{2000}{2(0.9)}[1+0.05(1.4-1)]$$

= 1,133 小車/小時/車道

3.平均自由速率（表 8.11）

90 公里/小時（休閒性；速限 80 公里/小時；無行車間距限制）。

4.流率與速率關係，容量及平均速率

採用表 8.7 平均自由速率 90 公里/小時之流率與速率關係及容量。

(1) 容量 Q_{max}=1,450 小車/小時/車道。

(2) 需求流率 Q_e=1,133 小車/小時/車道之平均速率

$$V = 93.8 - \frac{201.202}{1+e^{-\frac{1,133-3,059.8}{777.5}}}$$

= 78 公里/小時

5.訂定評估用之速限 V_L

隧道本身速限為 80 公里/小時。公路的速限為 90 公里/小時。假設隧道上、下游 3 公里內之速限皆為 90 公里/小時，則適用於評估之速限為 90 公里/小時。

6.評估在不受下游狀況影響時之隧道服務水準

(1) *V/C* 比 $= Q_e/Q_{max} = 1{,}133/1{,}450 = 0.78$。

服務水準等級（表 8.12）：C

(2) 速限減平均速率 $V_L - V = 90-78 = 12$ 公里/小時。

服務水準等級（表 8.13）：2

(3) 綜合服務水準等級：C2

上述分析將 8 公里長的隧道當作大約 4 公里長的隧道來分析。分析結果是否高估服務水準不能確定。

7.匯流區上游（進口匝道上游）主線外車道流率（式 8.4）

(1) Q_{m1} =2,000/0.9=2,222 輛/小時(式 8.1)，

(2) P_2 =2,222×0.05×1.0/(0.475×2,222+13)=0.1(表 8.16)，

(3) $(Q_{m3})_2 = [0.453 \times (2{,}222 - 600) + 14][1 + 0.1 \times (1.4 - 1)]$

= 779 小車/小時

8.進口匝道流率

進口匝道流率為 300 輛/小時。此流率相當於 $300 \times [1 + 0.05 \times (1.4 - 1)] = 308$ 小車/小時

9.匯流區壅塞可能性

主線外車道及進口匝道流率之和等於 779+ 308 = 1,094 小車/小時。此匯合流率小於 1,550 小車/小時，不符合式 8.6 之壅塞條件。因此匯流區運作會影響上游隧道之可能性很低。

10.結論

其服務水準為 C1 級。本例題之隧道長度為 8 公里，但上述之分析將隧道長度當作大約 4 公里，所以可能高估容量及平均速率。因為分析結果顯示 *V/C* 比為 0.78，所以如果高估容量，則實際的服務水準可能屬 D 級。另一方面，估計的平均速率只比速限低 2 公里/小時，所以須高估 8 公里/小時以上才會將平均速率所屬的服務水準降到 2 級。

8.7.4 例題四

一工作性公路平坦路段上有一長 2.5 公里，單向有 3 車道的隧道。隧道下游 3 公里處有一出口匝道，下游 3.5 公里處有一進口匝道。隧道內外及其他路段的速限皆為 90 公里/小時。尖峰 15 分鐘欲進入隧道之流率為 4,200 輛/小時，從出口匝道離開之流率為 100 輛/小時。從進口匝道進入主線的流率為 600 輛/小時。主線及出口匝道車輛中有 4%之大車。進口匝道車輛中大車之比例為 0.07。試評估上述隧道之服務水準。

解：

1.隧道類型

上述隧道類型類似表 8.3 之工作性車流路段。因此本例用表 8.3 之車流特性分析此隧道。

2.需求流率

(1) 大車之小車當量：1.4（採用建議值）。

(2) 對等小車流率（式 8.3b）：

$$Q_e = \frac{4200}{3}\left[1+0.04\left(1.4-1\right)\right]$$

= 1,422 小車/小時/車道

3.平均自由速率（表 8.11）

95 公里/小時（工作性車流；速限 90 公里/小時）

4.流率與速率關係，容量及平均速率

採用表 8.3 平均自由速率 95 公里/小時之流率與速率關係

(1) 容量 Q_{max}=1,800 小車/小時/車道。

(2) 需求流率 Q_e=1,422 小車/小時/車道之平均速率：

$$V = 95.4 - \frac{147.514}{1+e^{-\frac{1{,}422-2{,}519.9}{407.38}}}$$

= 86 公里/小時

5.訂定評估用之速限 V_L

因為隧道內、外速限皆為 90 公里/小時，所以適用之速限為 90 公里/小時。

6.評估在不受下游狀況影響時之隧道服務水準

(1) V/C 比=Q_e/Q_{max}=1,422/1,800=0.79。

服務水準等級（表 8.12）：C

(2) 速限減平均速率：$V_L - V$=90−86=4 公里/小時。

服務水準等級（表 8.13）：1

(3) 綜合服務水準等級：C1

7.匯流區上游主線外車道流率（式 8.5）

(1)估計 Q_3（隧道內外車道流率）（表 8.17）。

$Q_P = 4200\times[1+0.04\times(1.4-1)] = 4{,}267$ 小車/小時

$Q_1 = -257+0.581\times4{,}267-3.243\times10^{-5}\times4{,}267^2 = 1{,}632$ 小車/小時

$Q_2 = -130+0.479\times4{,}267-2.209\times10^{-5}\times4{,}267^2 = 1{,}512$ 小車/小時

$Q_3 = 4{,}267-1{,}632-1{,}512 = 1{,}123$ 小車/小時

(2)估計抵達匯流區之主線外車道（n=3）流率（式 8.5）。

$Q_{r1} = 100$ 輛/小時(進入出口匝道之流率)

$Q_{m1} = 4{,}200$ 輛/小時(進入隧道之尖峰 15 分鐘流率)

$P = 0.04$(大車佔 Q_{m1} 之比例)

$R_3 = 0.52$(表 8.18)

$$(Q_{m3})_3 = 1{,}123-0.4\times100\left[1+\frac{1.4\times4{,}200\times0.04\times0.52}{1{,}123}(1.4-1)\right]$$

$= 1{,}081$ 小車/小時

8.進口匝道流率

$Q_{r3}[1+P_{r2}(E\text{-}1)]=600[1+0.07\times(1.4\text{-}1)]=617$ 小車/小時

9.匯流區壅塞的可能性（式 8.6）

匯流區上游主線外車道流率$(Q_{m3})_3$ 及進口匝道流率之和等於 1,081+617=1,698 小車/小時。此總流率超過 1,550 小車/小時，所以匯流區很可能進入壅塞狀況（式 8.6）。因此須評估匯流區對上游隧道服務品質的影響。

10.匯流區疏解速率及流率

假設匯流區進入壅塞狀況之後的疏解速率 S_d 為 25 公里/小時，則疏解率可從式 8.8 來估計：

$$Q_d = 175+59.0\times25-0.56\times25^2 = 1{,}300 \text{ 小車/小時}$$

11.匯流區上游主線內車道之流率及速率

因為主線單向超過 2 車道，根據 8.5.5.4 節，主線內車道流率 $(Q_{m3})_1$ 可假設等於本例題第 7 項所估計之隧道內車道流率 Q_1(但不能超過容量 1,800 小車/小時/車道)，亦即 1,632 小車/小時，其相關之平均速率 S_m 則等於第 4 項之 V=86 公里/小時。

12.匯流區所造成之衝擊波（式 8.11）

匯流區進入壅塞之後的疏解流率為 1,300 小車/小時，但行向匯流區之內車道流率為 1,632 小車/小時，因此可能有衝擊波會向上游傳遞。根據式 8.11，衝擊波之速率為：

$$V_a = \frac{1{,}300\text{-}1{,}632}{1{,}300/25\text{-}1{,}637/86} = -10 \text{ 公里/小時}$$

13.匯流區車流運作對上游隧道之影響

衝擊波之速率為負值，所以衝擊波會向上游傳遞並在 3.5/10×60=21 分鐘後抵達上游隧道，因此匯流區之壅塞對上游隧道尖峰 15 分鐘的影響很可能不會顯著。但如果接近尖峰 15 分鐘之流率繼續通過隧道，則在尖峰 15 分鐘之後數分鐘之內，隧道可能會因為下游壅塞回堵也進入壅塞狀況。

14.結論

本例題之隧道在尖峰 15 分鐘時能維持 C1 之服務水準。隧道車流之壅塞程度及平均速率尚可接受。但需求流率持續約 21 分鐘後，很容易進入不穩定之車流狀況。

參考文獻

1. *Underground Transportation Systems in Europe: Safety Operations and Emergency Response*, FHWA-PL-06-016, Federal Highway Administration, USDOT, Washington, D.C., June 2006.
2. *National Tunnel Inspection Standards*, Federal Highway Administration, USDOT, Washington, D.C., http://www.federal register.gov, accessed 7/22/2010.
3. Lemke, K., "Road Safety in Tunnels," *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No. 1740*, TRB, National Research Council, Washington, D.C., 2000, pp. 170-174.
4. Sala, G., Brignolo, R., Carrubba, E., Jallasse, U., and Shinar, D., "Improvement of Accident Prevention in Road Tunnel through Intelligent Infrastructures and Intelligent Vehicles Operation," *Proceedings of Intelligent Transportation Systems*, 2003.
5. "Mont Blanc Tunnel," en.wikipedia.org, accessed 12/26/2010.
6. "Tauern Road Tunnel," en.wikipedia.org, accessed 12/26/2010.
7. "Gotthard Road Tunnel," en.wikipedia.org, accessed 12/26/2010.
8. Khoury, G. A., "EU Tunnel Fire Safety Action," *Tunnels and Tunnelling International*, April 2003, pp.20-23.

9. Directive 2004/54/EC of the European Parliament and of the Council of 29 April 2004 on Minimum Safety Requirements for Tunnels in the Trans-European Road Network, *Official Journal of the European Union* L 201/56 of 7 June, 2004.
10. *FHWA Road Tunnel Design Guidelines*, FHWA-IF-05-023, U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, D.C., July 2004.
11. *Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels – Civil Elements*, American Association of State Highway and Transportation Officials, June 2010.
12. National Fire Protection Association, *NFPA 502 Standard for Road Tunnels, Bridges and Other Limited Access Highway,* Quincy, Massachusetts, 2011.
13. "*Regulations, Standards and Guidelines*," Workshop on Safety and Security in Roadway Tunnels, NCHRP 20-7 Task 230, Irvine, California, November 28-29, 2008.
14. 交通部運輸研究所，「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(2/3)」，民國 101 年 7 月。
15. 交通部運輸研究所，「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(3/3) 」，民國 102 年 4 月。
16. 交通部運輸研究所，「公路交通系統模擬模式調教與新版容量手冊研訂(3/3)」，民國 108 年 10 月。
17. "Gotthard Tunnel Reopens," Dec. 21, 2001, Articles.cnn.com, accessed 12/26/2010.
18. 張瓊文、林豐博、曾平毅，「雪山隧道內車流特性與容量之分析」，*中國土木水利工程學刊*，第二十二卷第三期，民國 99 年 9 月，頁 141-148。
19. TG Road Safety, *Safety Distance between Vehicles*, Conference of European Directors of Roads, April 2010.
20. "Directive 2004/54/EC of the European Parliament and of the Council of 29 April 2004 on Minimum Safety Requirements for Tunnels in the Trans-European Road Network", *Official Journal of the European Union* L 201/56 of 7 June, 2004.
21. Washington State Department of Transportation, News Archives, "State Re-evaluate Safety Campaign," Access May 2008, http://www.wsdot.wa.gov/news, 2006

22. “Anton Anderson Memorial Tunnel,” Alaska State Department of Transportation, www.dot.state.ak.us, accessed 12/26/2010.
23. Levinson, H. S., Golenberg, M. and Howard, J., ” Callahan Tunnel Capacity Management,” *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No. 1956,* TRB, National Research Council, Washington, D.C., 1985, pp.1-10.
24. Chin, H. C., and May, A. D., “Examination of the Speed-Flow Relationship at the Caldecott Tunnel,” *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No. 1320,* TRB, National Research Council, Washington, D.C., 1991, pp.75-82.
25. *Hub Bound Travel Report*, New York Metropolitan Transportation Council, 2008.
26. Koshi, M., Kuwarara, M. and Acahane, M., “Capacity of Sags and Tunnels on Japanese Motorways,” *ITE Journal*, Vol. 62, No.5, 1992, pp.17-22.
27. *Highway Capacity Manual*, Korea Ministry of Construction, 1992.
28. Brilon, W., and F. Weiser. Two-Lane Rural Highways: The German Experience. In Transportation Research Record: *Journal of the Transportation Research Board*, No. 1988, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D.C., 2006, pp. 38–47.

附錄E

國1及國3車輛偵測器資料估計值之檢核

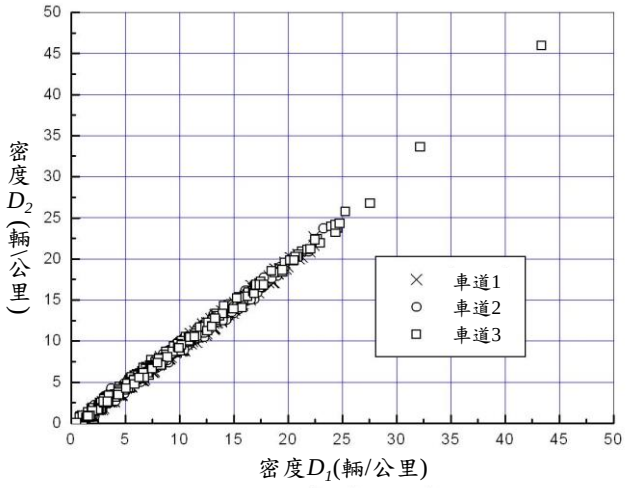


圖 E-1 國 1 北上 8.243K 密度 D_1 及 D_2 估計值的關係

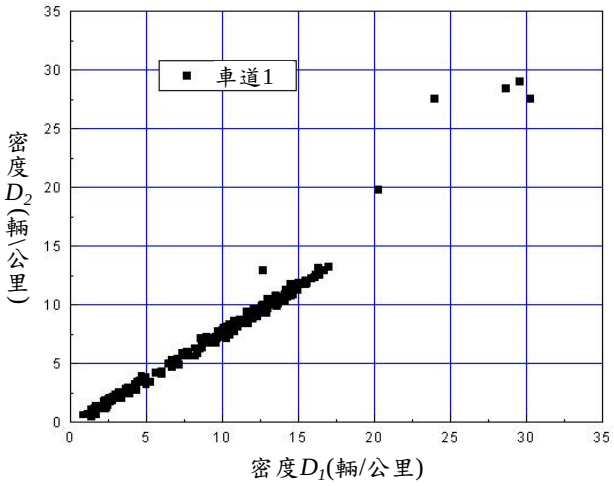


圖 E-2 國 1 北上 18.007K 密度 D_1 及 D_2 估計值的關係

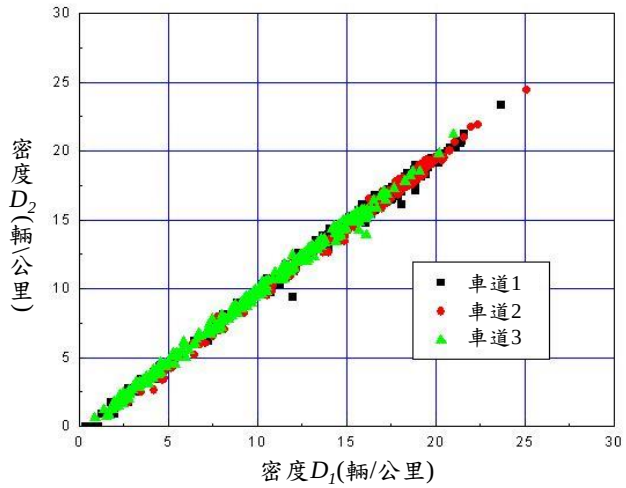


圖 E-3 國 1 北上 74.510K 密度 D_1 及 D_2 估計值的關係

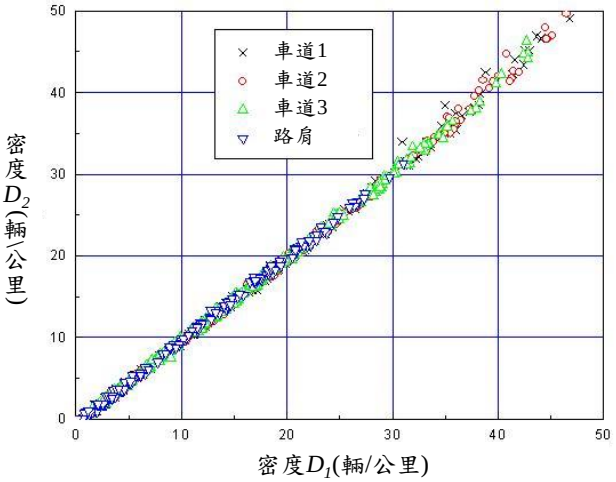


圖 E-4 國 1 北上 92.900K 密度 D_1 及 D_2 估計值的關係

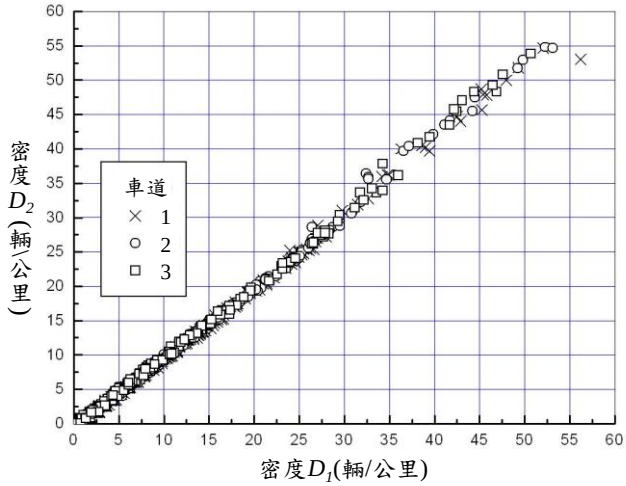


圖 E-5 國 1 南下 8.947K 密度 D_1 及 D_2 估計值的關係

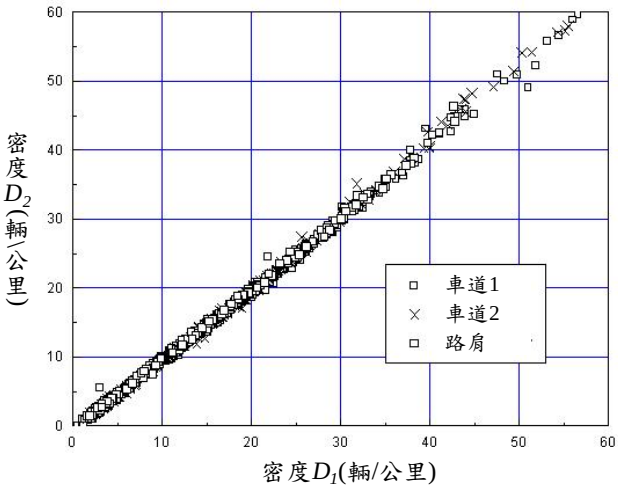


圖 E-6 國 1 南下 21.390K 密度 D_1 及 D_2 估計值的關係

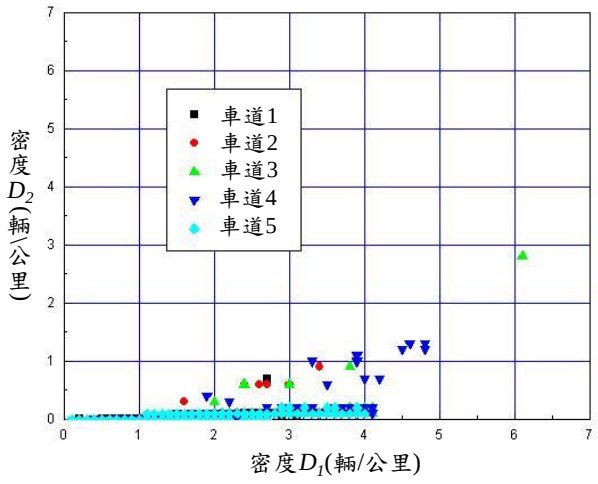


圖 E-14 國 1 南下 37.760K 密度 D_1 及 D_2 估計值的關係

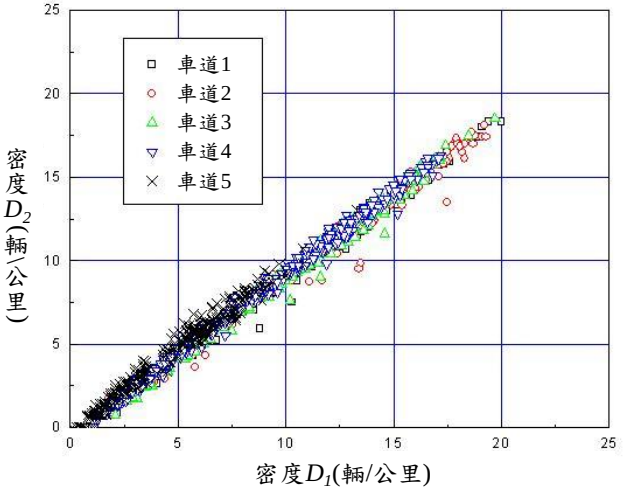


圖 E-15 國 1 南下 39.256K 密度 D_1 及 D_2 估計值的關係

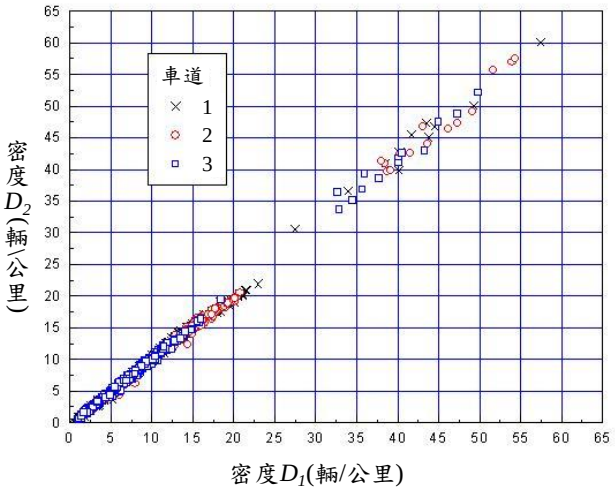


圖 E-9 國 1 南下 76.300K 密度 D_1 及 D_2 估計值的關係

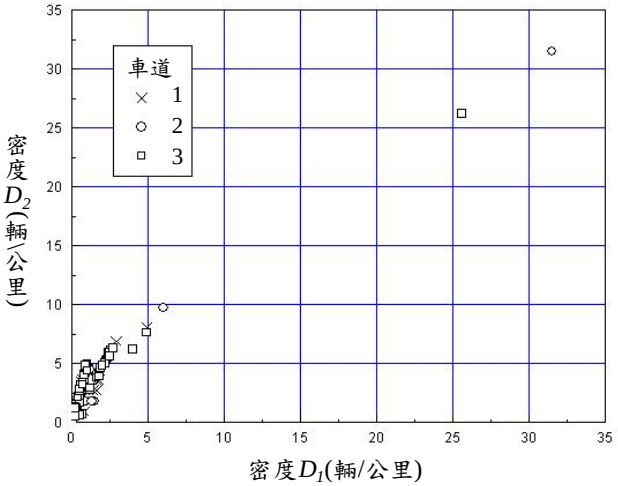


圖 E-10 國 3 北上 55.340K 密度 D_1 及 D_2 估計值的關係

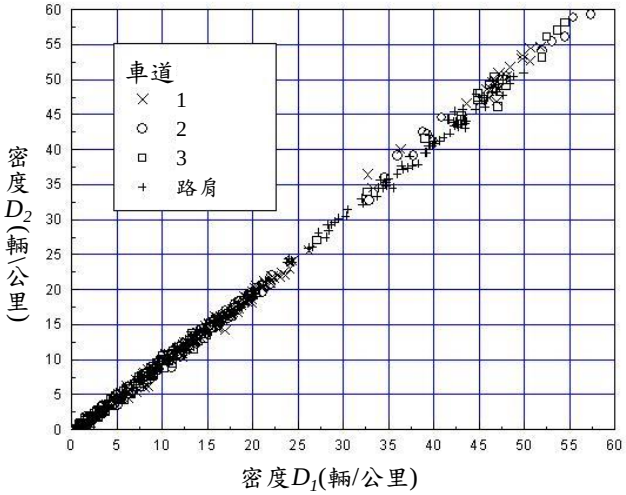


圖 E-11 國 3 北上 65.996K 密度 D_1 及 D_2 估計值的關係

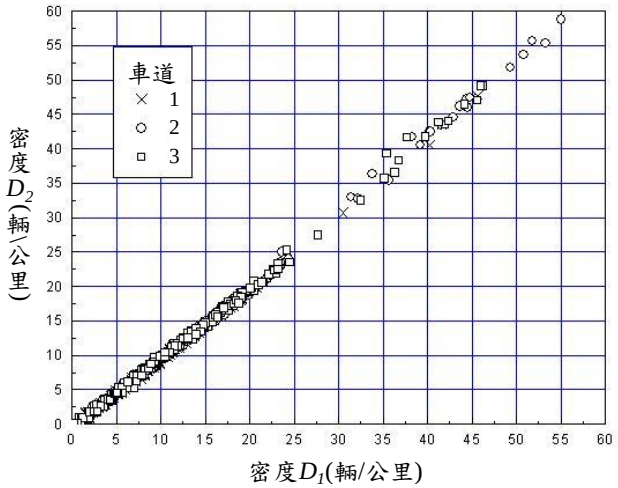


圖 E-12 國 3 北上 71.630K 密度 D_1 及 D_2 估計值的關係

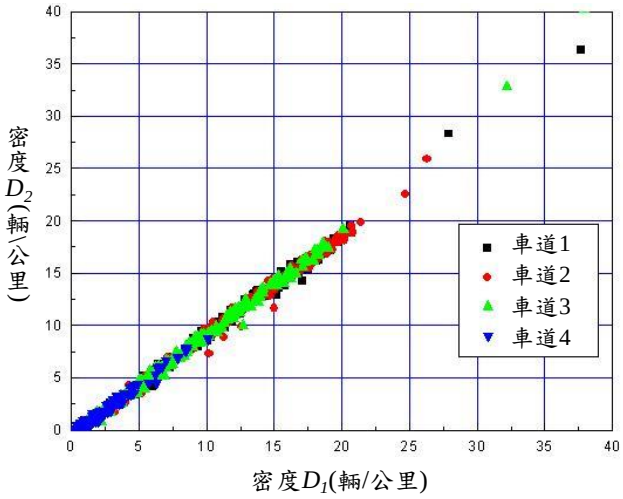


圖 E-13 國 3 北上 96.353K 密度 D_1 及 D_2 估計值的關係

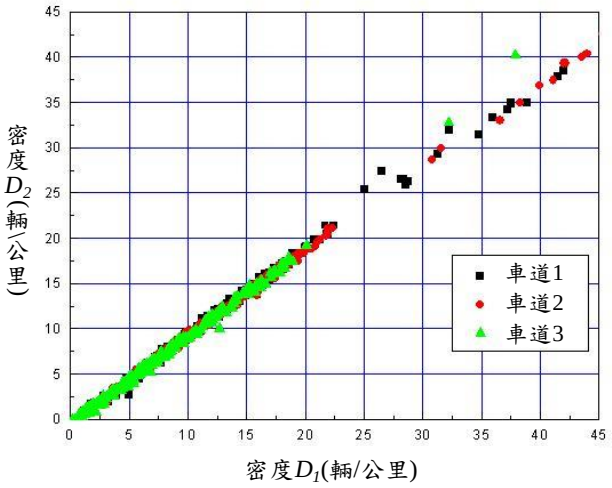


圖 E-14 國 3 北上 98.590K 密度 D_1 及 D_2 估計值的關係

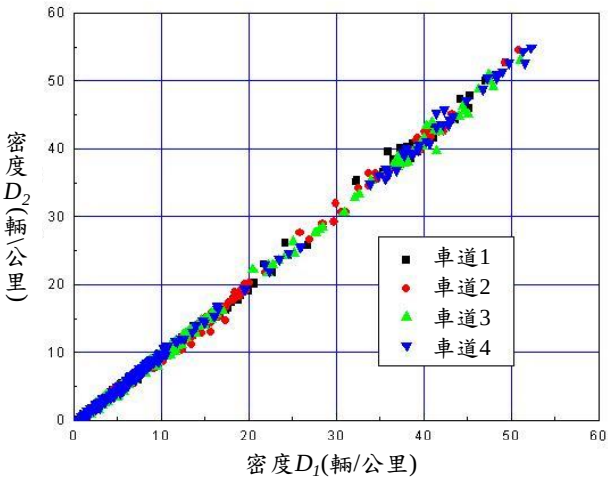


圖 E-15 國 3 南下 59.685K 密度 D_1 及 D_2 估計值的關係

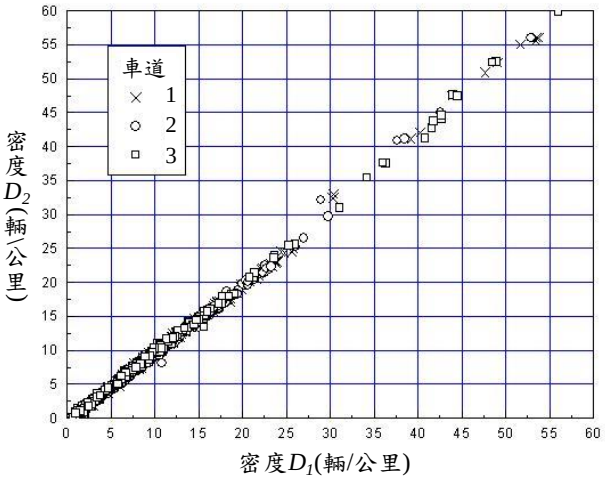


圖 E-16 國 3 南下 66.015K 密度 D_1 及 D_2 估計值的關係

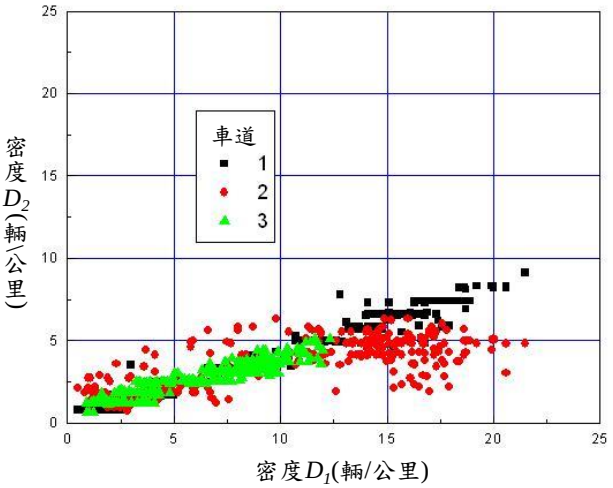


圖 E-17 國 1 北上 153.480K 密度 D_1 及 D_2 估計值的關係

附錄F

國1及國3
平坦路段車道使用率

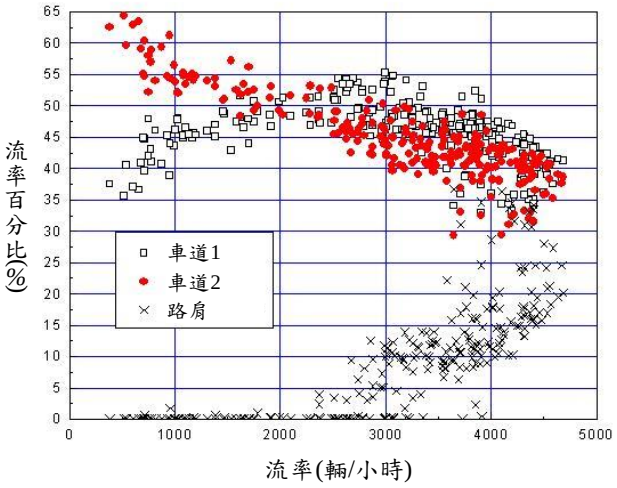


圖 F-1 國 1 北上 8.243K 車道使用率

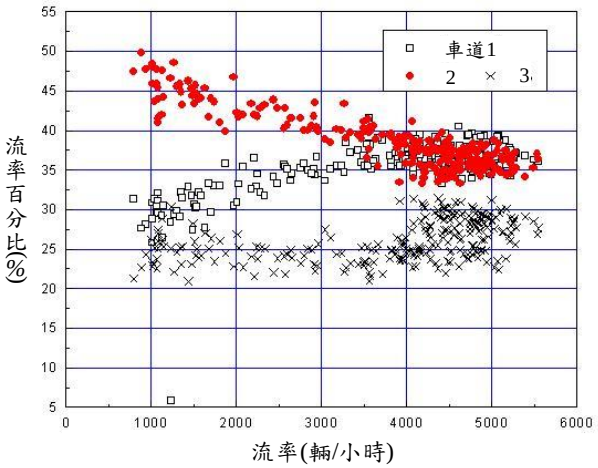


圖 F-2 國 1 北上 74.510K 車道使用率

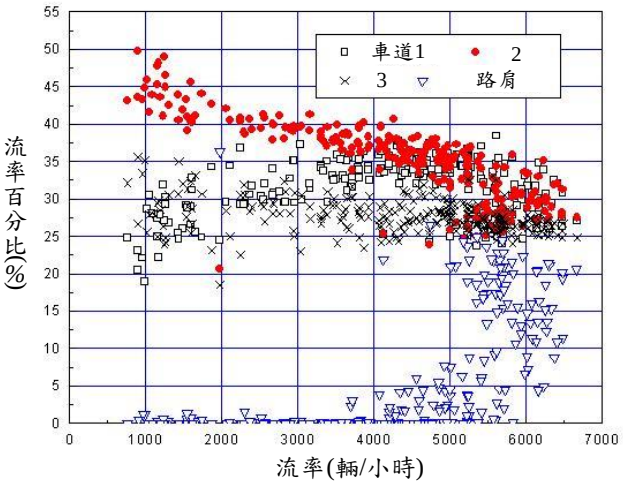


圖 F-3 國 1 北上 92.900K 車道使用率

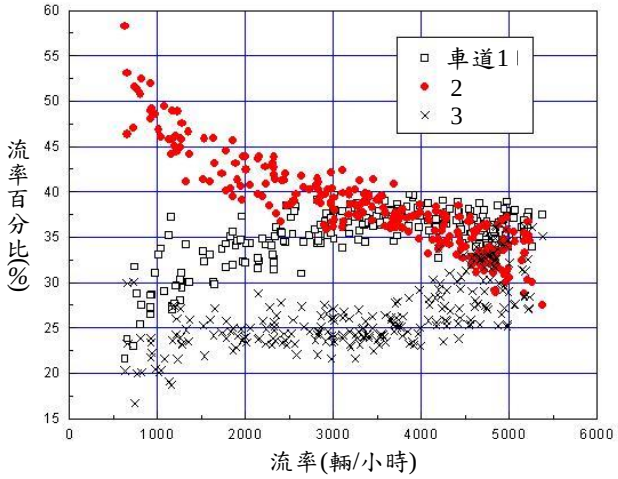


圖 F-4 國 1 南下 8.947K 車道使用率

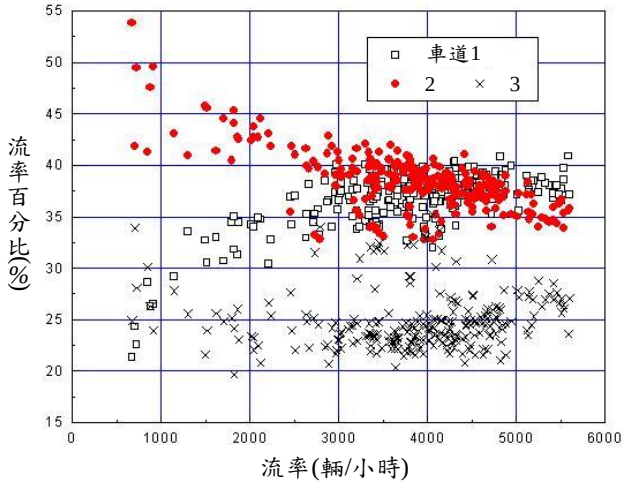


圖 F-5 國 1 南下 76.300K 車道使用率

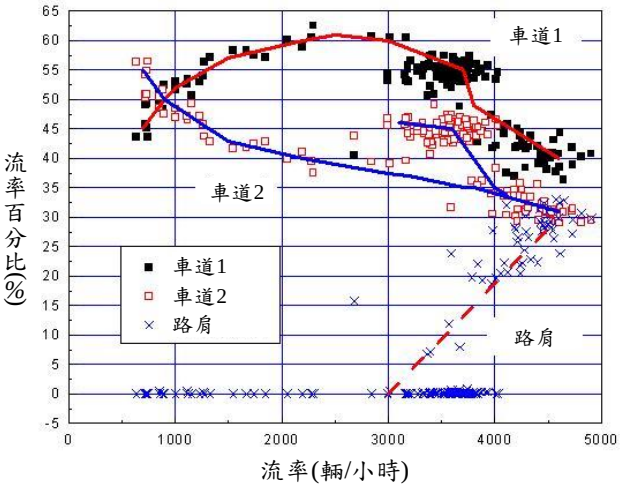


圖 F-6 國 1 南下 21.390K 車道使用率
(早上 5 點到下午 3 點)

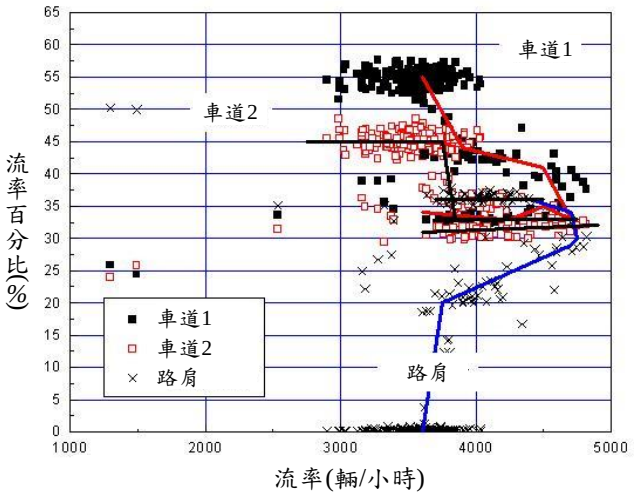


圖 F-7 國 1 南下 21.390K 車道使用率
(早上 10 點到下午 7 點)

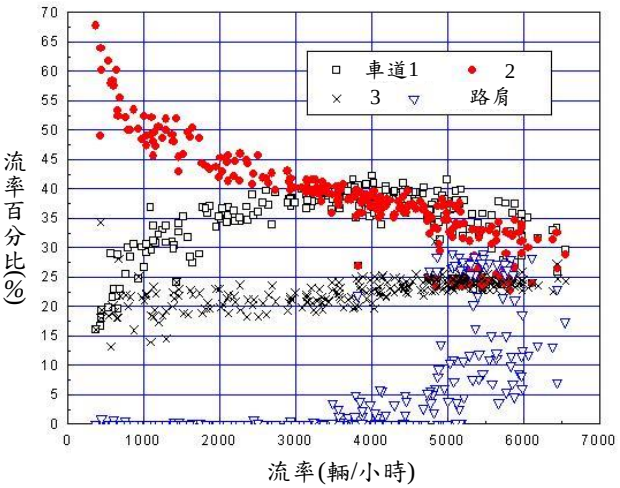


圖 F-8 國 3 北上 65.996K 車道使用率

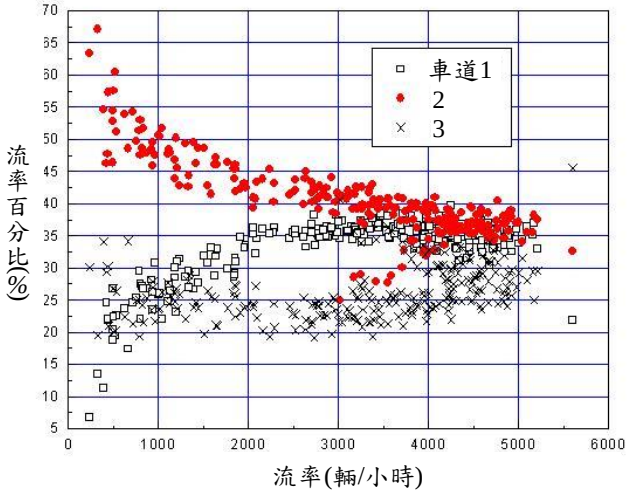


圖 F-9 國 3 北上 71.630K 車道使用率

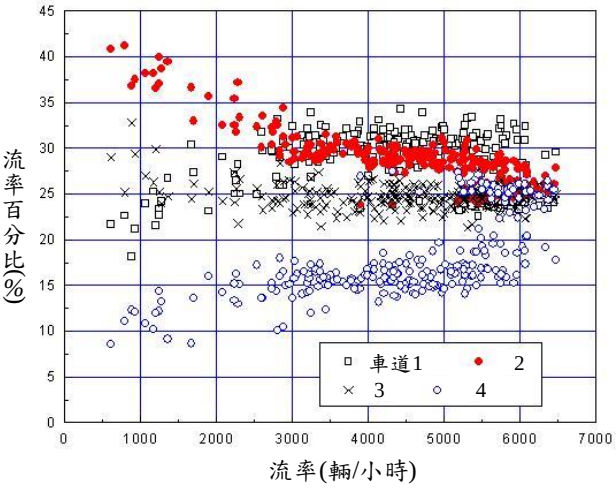


圖 F-10 國 3 南下 59.685K 車道使用率

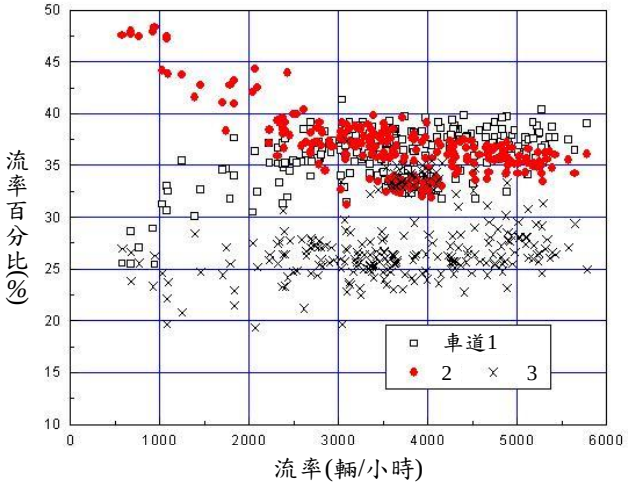


圖 F-11 國 3 南下 66.015K 車道使用率

附錄G

國1及國3之3車道平坦路段流率與速率關係

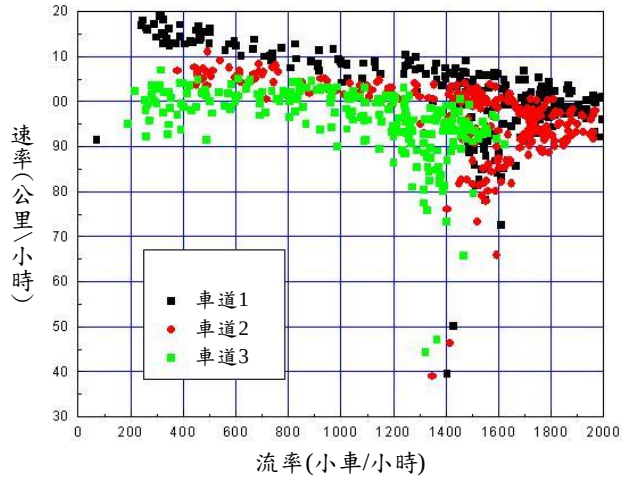


圖 G-1 國 1 北上 74.510K 各車道流率與速率關係

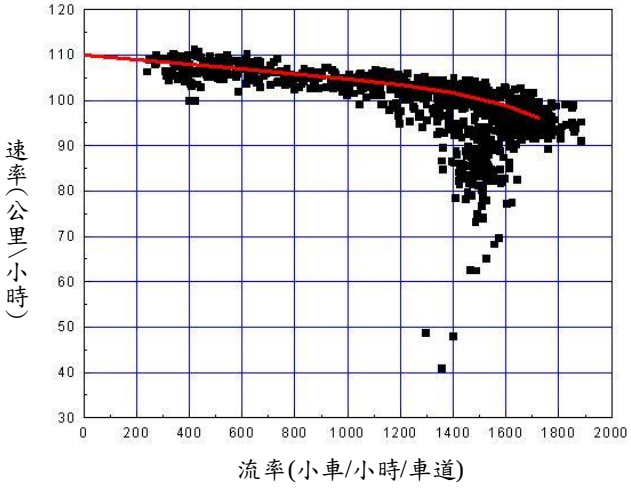


圖 G-2 國 1 北上 74.510K 路段綜合流率與速率關係

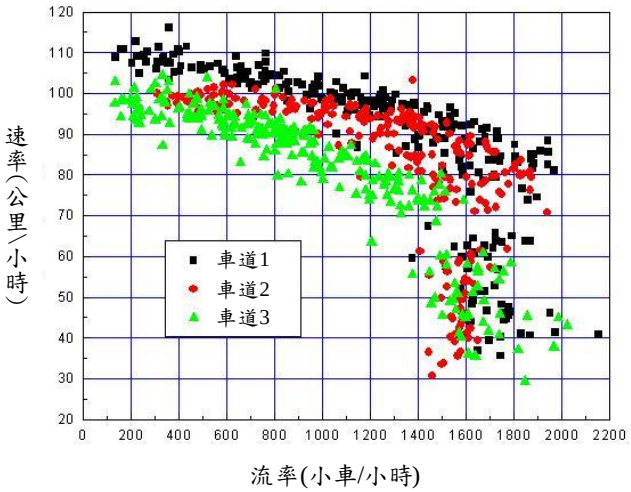


圖 G-3 國 1 南下 8.947K 各車道流率與速率關係

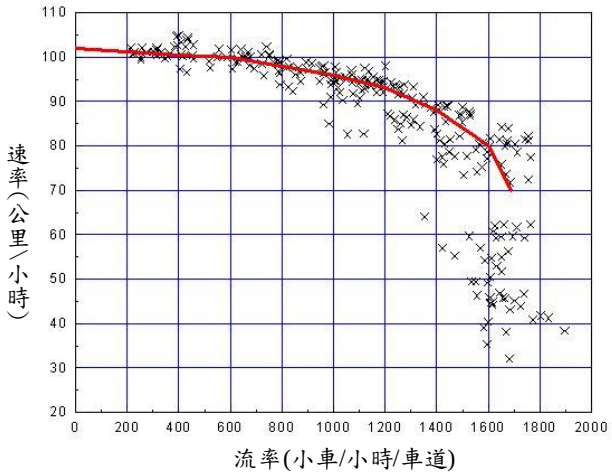


圖 G-4 國 1 南下 8.947K 路段綜合流率與速率關係

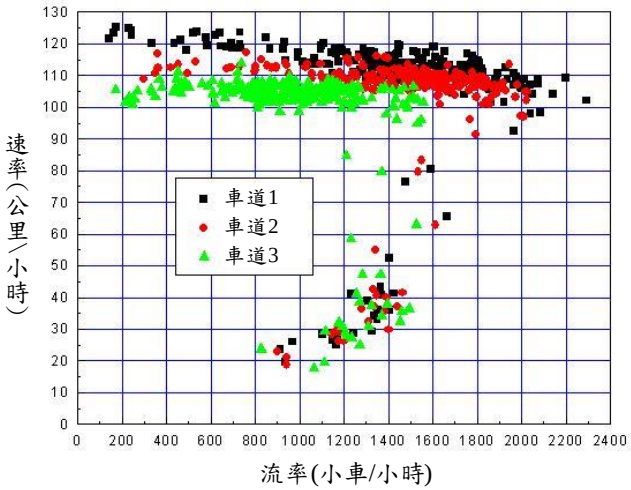


圖 G-5 國 1 南下 76.300K 各車道流率與速率關係

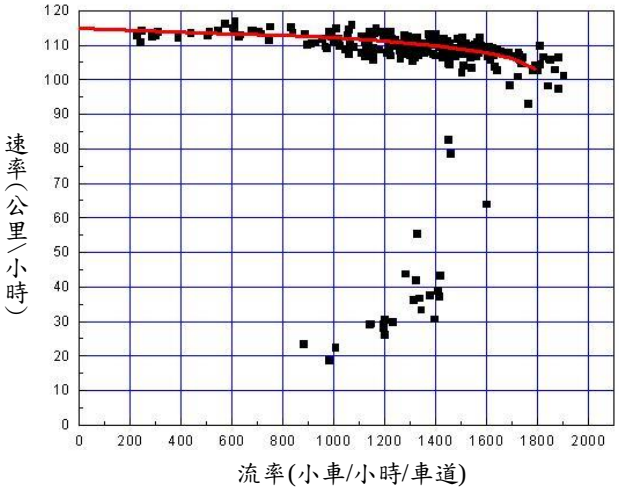


圖 G-6 國 1 南下 76.300K 路段綜合流率與速率關係

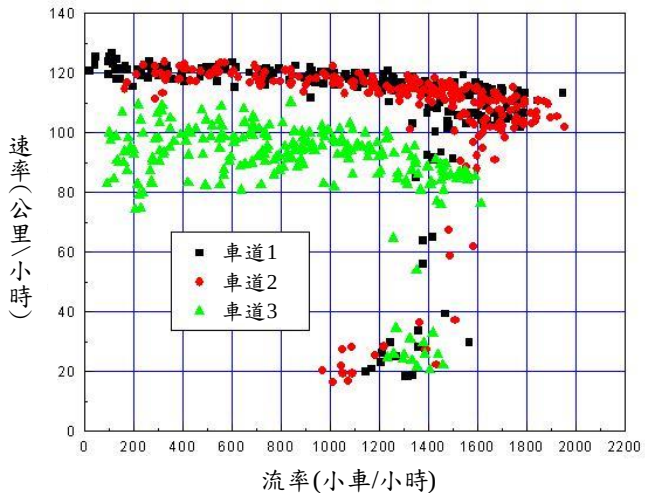


圖 G-7 國 3 北上 71.630K 各車道流率與速率關係

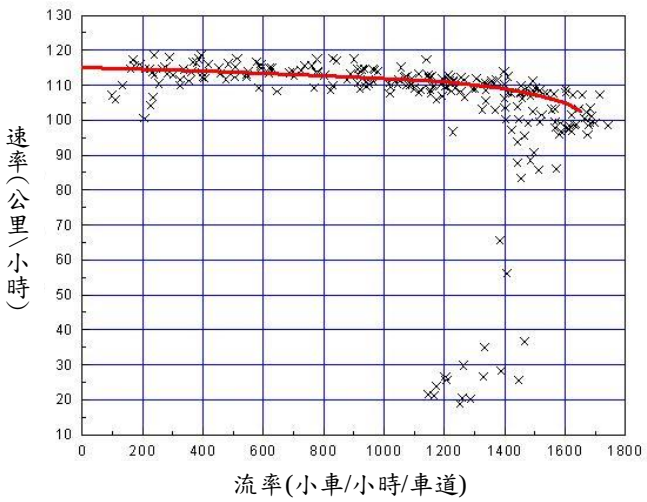


圖 G-8 國 3 北上 71.630K 路段綜合流率與速率關係

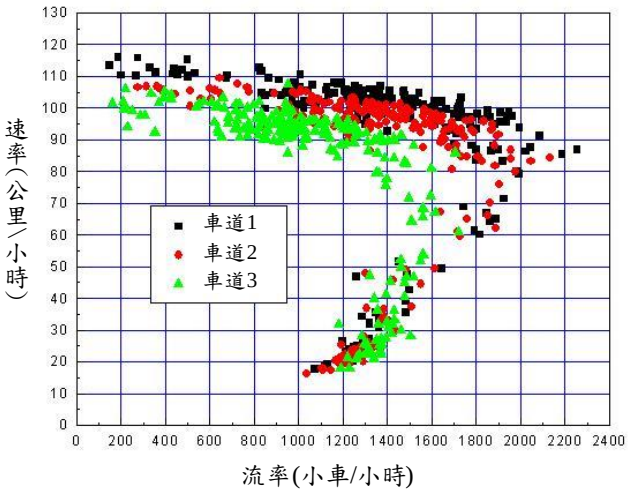


圖 G-9 國 3 南下 66.015K 各車道流率與速率關係

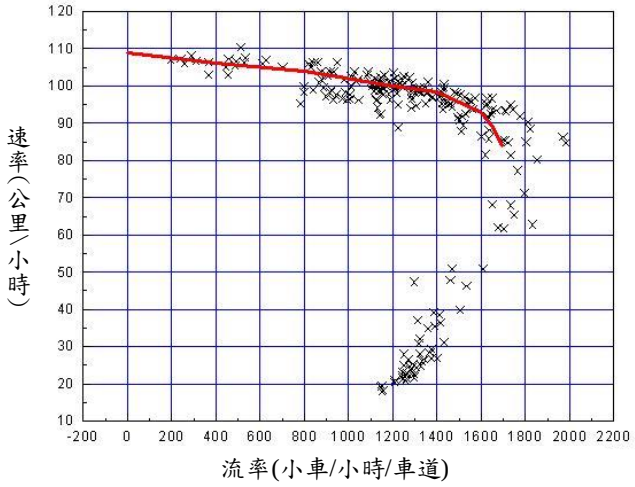


圖 G-10 國 3 南下 66.015K 路段綜合流率與速率關係

附錄H

2018HTSS模式使用者手冊

2018HTSS 模式使用者手冊

目　錄

頁次
一、緒論 ..... 附 H-1
二、模擬路網 ..... 附 H-2
三、輸入檔之建立 ..... 附 H-6
3.1 輸入檔資料之檔型及資料安排 ..... 附 H-6
3.2 各檔型資料內容 ..... 附 H-6
四、輸出檔 ..... 附 H-36
五、應用例題 ..... 附 H-39

圖 目 錄

頁次

圖 1　高速公路實際路段及模擬路網示意圖 ..... 附 H-3
圖 2　平面道路及模擬路網示意圖 ..... 附 H-4
圖 3　車道代號訂定之示意圖 ..... 附 H-5
圖 4　分析路段示意圖 ..... 附 H-5
圖 5　非阻斷性車流路段模擬路網示意圖 ..... 附 H-5
圖 6　進入下游唯一節線或 2 併行節線之外側節線的行車方向代號 ..... 附 H-10
圖 7　進入下游內側及外側節線之行車方向訂定原則示意圖 ..... 附 H-11
圖 8　基準串連車道示意圖 ..... 附 H-11
圖 9　進入一節點之節線相對位置示意圖 ..... 附 H-13
圖 10 附屬設施之代號 ..... 附 H-14
圖 11 路肩之代號 ..... 附 H-14
圖 12 節線終點附屬設施與非附屬設施之距離之定義 ..... 附 H-14
圖 13 穩定車流流率與速率關係變異性之示意圖 ..... 附 H-25
圖 14 節線起點及終點無縱切線（在曲線上）之示意圖 ..... 附 H-26
圖 15 節線起點及終點在縱切線上之示意圖 ..... 附 H-27
圖 16 車距與平均車距比之累積分布示意圖 ..... 附 H-35
圖 17 例題 1 模擬路段之車道配置及縱切面示意圖 ..... 附 H-40
圖 18 例題 1 模擬路網縱切線及平曲線位置 ..... 附 H-41
圖 19 模擬路段之分隔及相關模擬路網 ..... 附 H-43
圖 20 例題 2 縱切線位置及平曲線位置 ..... 附 H-44
圖 21 容量估計 ..... 附 H-49
圖 22 例題 11 路段之車道配置及坡度 ..... 附 H-51
圖 23 例題 12 路段車道配置及模擬路網 ..... 附 H-53
圖 24 例題 15 路段車道配置及模擬路網 ..... 附 H-57
圖 25 例題 17 路段車道配置及模擬路網 ..... 附 H-60

表 目 錄

頁次

表 1　輸入資料檔之安排 6
表 2　郊區多車道公路平坦非阻斷性車流路段之平均自由速率 20
表 3　隧道平均自由速率與速限之可能關係 21
表 4　郊區雙車道公路單純路段快車道(或混合車道)之容量及臨界速率 22
表 5　郊區多車道公路單純路段快車道(或混合車道)之容量及臨界速率 23
表 6　高速公路基本路段之容量及臨界速率 23
表 7　工作性車流隧道之容量及臨界速率 23
表 8　單向 2 車道，休閒性車流隧道之容量及臨界速率 24
表 9　郊區雙車道公路代表性總重、馬力及牽引力傳輸效率 31
表 10 郊區多車道公路代表性車輛總重與馬力比(kg/kW) 32
表 11 高速公路代表性車輛總重與馬力比 32
表 12 代表性後拉係數及正向面積 33
表 13　HTSS 模式輸出檔內容樣本 38
表 14 郊區公路非阻斷性車流路段服務水準劃分標準 39
表 15 高速公路服務水準等級劃分 39
表 16 例題 1 輸入資料檔 MULTI-1B.txt 42
表 17 例題 2 輸入資料檔 MULTI-2B.txt 44
表 18 例題 11 輸入資料檔 2Lane-1B.txt 52
表 19 例題 12 輸入資料檔 2Lane-2B.txt 54
表 20 例題 15 之輸入檔 Free1.txt 57
表 21 例題 17 輸入檔 Free2.txt 61

一、緒論

交通部運輸研究所(以下簡稱本所)正逐步發展一多功能之公路交通系統模擬模式(Highway Traffic Systems Simulation Model，簡稱 HTSS 模式)以分析各類型公路的交通運作。HTSS 模式是一微觀模擬模式。此模式每 0.5 秒到 1.0 秒將模擬車輛的位置、加速率及速率更新一次，並將模擬結果整合成一輸出檔以顯示公路設施之運作績效。

HTSS 模式的架構適用於模擬高速公路、快速道路、雙車道公路、多車道公路、號誌化路口、非號誌路口、市區幹道或路網等非阻斷性及阻斷性車流之公路設施。但在讓交通界使用此模式之前須進行適當的微調及測試。本所在 2016 年及 2017 年用現場資料微調及改良 HTSS 模式模擬雙車道郊區公路及多車道非阻斷性車流路段的交通運作之邏輯。雖然微調及改良的工作仍須加強，但 2017HTSS 模式已能解除目前缺乏適當工具以分析郊區公路的困境。

2018 年本所再根據臺灣高速公路平坦及坡度路段的交通特性進一步微調 HTSS 模式。目前 2018HTSS 模式已可用來模擬郊區雙車道與郊區多車道非阻斷性車流路段及高速公路基本路段的交通運作。2018HTSS 模式亦有模擬號誌化路口及其他路段之功能，但其相關邏輯還未仔細的微調。

有意使用 2018HTSS 模式者可從臺灣公路容量分析專區網站(https://thcs.iot.gov.tw/THCS/)下載模式之執行檔、輸入檔樣本及使用者手冊。本使用者手冊說明模擬路網及輸入檔之建立、輸入檔之性質及模式之應用。

應用 2018HTSS 模式之主要工作在於建立一輸入檔。此輸入檔之檔名必須設定為 htss.txt。2018HTSS 模式之執行檔檔名為 2018htss.exe，此檔可用於有 Windows 平台（如 XP、Windows 7、Windows 8）之電腦。執行模擬時只須將 htss.txt 及 2018htss.exe 兩個檔案放在同一子目錄(folder)中，然後快速按兩下(double click)執行檔之圖案(icon)就可進行模擬，模擬之輸出檔檔名為 htssout.txt。另外一輸出檔之檔名為 errors.txt，模擬終止之後使用

者須先查閱 erros.txt 輸出檔以確定輸入資料及模擬之執行過程有沒有錯誤，如沒錯誤，則 htssout.txt 為模擬結果。如果輸出檔中沒有錯誤信息，但模擬不成功，則請使用者與臺灣公路容量分析專區網站聯絡人員聯繫，並提供輸入檔，以找出問題之來源。

二、模擬路網

建立輸入檔之前必須將實際的公路設施簡化，用一模擬路網來代表。模擬路網包括節點及節線。節線代表兩節點之間單向行車的路段。每一節線須依序給 1 到 50 之代號，節線總數不能超過 50。節點分成兩類：第一類代表車輛進入或離開模擬路段之地點，此類節點依序用 600 到 620 之代號來註明。第二類節點代表讓車輛從一節線進入到另一節線的地點，其代號從 1 開始。節點之總數也不能超過 50。

2018HTSS 模式對一節線的狀況有下列的限制：

1.速限不同之區段不能超過 5。

2.平曲線的數目不能超過 50。

3.用縱切線設定路段之縱切面定線(vertical alignment)時，縱切線的數目不能超過 50。

4.用在不同地點的高程代表縱切面定線時，有高程輸入值的地點不能超過 500。

5.主線右側如有爬坡道或讓慢車避開快車用之短車道時，這種附屬設施的數量不能超過 3。

6.一路段有超車區及非超車區時，超車區之數量不能超過 5。

後續發展 HTSS 模式之過程中，上述限制可能隨需要加以放寬。

模擬之前必須將模擬路段分割成節線，節線與節線相交之地點用一節點來代表，以圖 1(a)為例，模擬高速公路時，將模擬路段劃分成節線的原則如下：

1.車輛進入模擬路段之地點須設為一節點，此節點為一節線之起點（如圖

1(a)之 A 點）。

2. 車輛離開模擬路段之地點也須設定為一節點，此節點為一節線之終點（如圖 1(a)之 E 點）

3. 有出口匝道時，出口匝道與主線分離完畢之地點（如圖 1(a)之 C 點），須設定為一節線之終點及下游節線之起點。

4. 有進口匝道時，匝道主線剛匯合之的地點（如圖 1(a)之 B 點），須設定為一節線之起點及上游節線之終點。

5. 一節線與下游節線之間沒有距離。

根據上述原則，圖 1(a)之實際路段可轉換成如圖 1(b)所示之模擬路網。

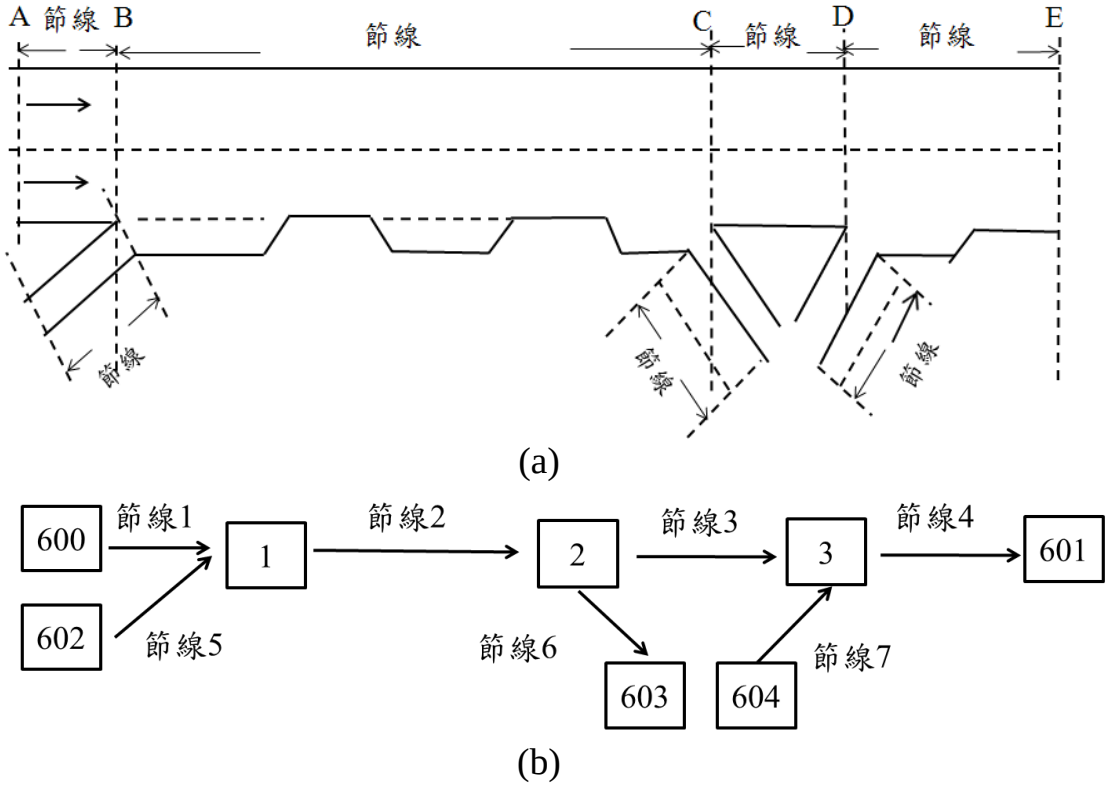


圖 1 高速公路實際路段及模擬路網示意圖

模擬平面道路時，設定節線及節點之原則可用圖 2(a)之路段來說明。

1. 每一路口一般須用一節點來代表。

2. 車輛進入模擬路段的地點須設定為一節點，此節點為一節線之起點（如圖

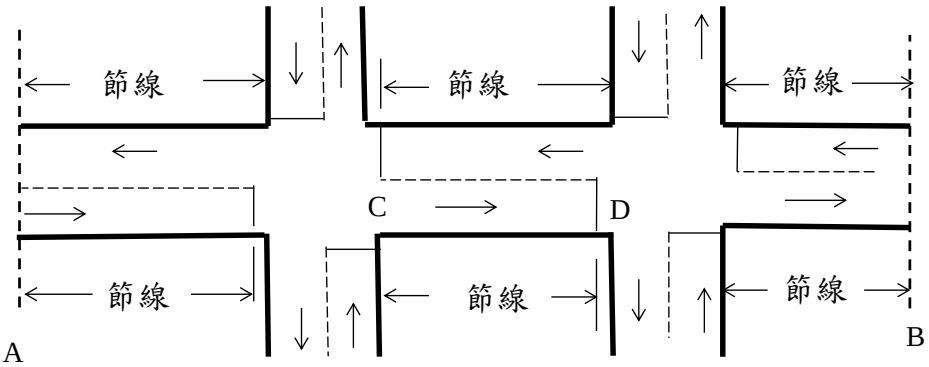
2(a)之 A 點）。

3. 車輛離開模擬路段的地點須設定為一節點，此節點為一節線之終點（如圖 2(a)之 B 點）。

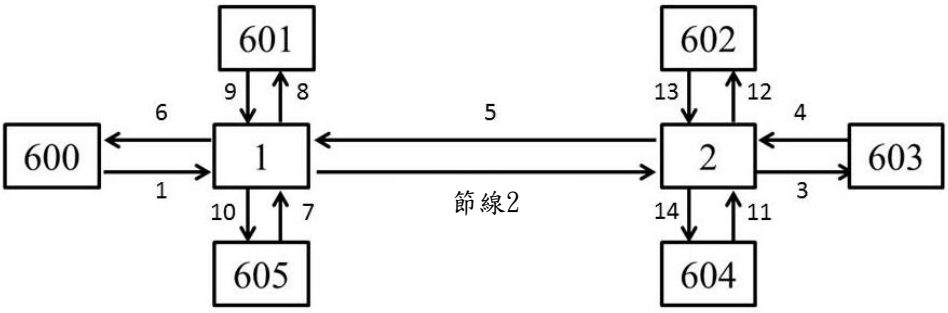
4. 兩路口間之節線從上游路口之下游端延伸（如圖 2(a)之 C 點）到下游路口之停止線（如圖 2(a)之 D 點）。

5. 單向在 2 路口間最多可有 2 節線（例如一節線代表一快車道，另一節線代表慢車道）。

根據上述原則所訂定之模擬路網如圖 2(b)所示。



(a)



(b)

圖 2 平面道路及模擬路網示意圖

節線及節點設定之後須將每一車道用一代號來代表。以圖 3 之節線為例，全長車道從右到左須訂為車道 1、2、……、N，附屬設施內的車道另從上游到下游，從右到左繼續設定為 N+1、N+2、……等。每一節線的車道數不能超過 10。如超過 10 車道，則該節線必須分成 2 節線來模擬。

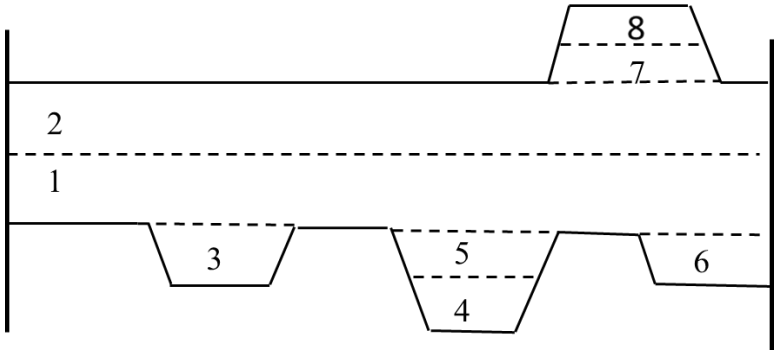


圖 3 車道代號訂定之示意圖

模擬非阻斷性車流路段所需之模擬路網很單純。例如一分析路段如圖 4 所示。一行車方向有一快車道及一機慢車道。另一方向有一混合車道及 2 爬坡道(車道 2 及車道 3)；則其模擬路網可如圖 5(a) 所示。如有必要將此路段分成 2 路段來模擬，則其相關之模擬路網如圖 5(b)所示。分隔點不能有附屬車道。

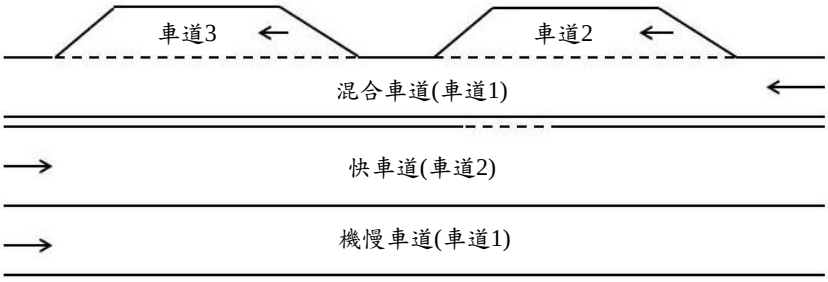
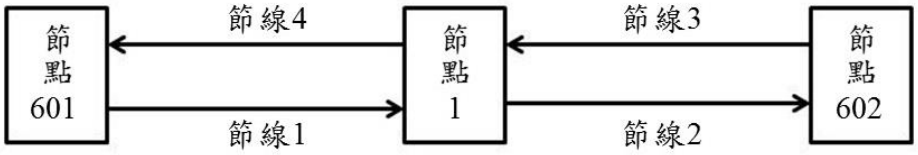


圖 4 分析路段示意圖



5(a)



5(b)

圖 5 非阻斷性車流路段模擬路網示意圖

三、輸入檔之建立

3.1 輸入檔資料之檔型及資料安排

HTSS 模式將輸入資料分成不同檔型。欲輸入某檔型資料之前必須在資料檔加入下列檔型之代號資料：

5555　N

此行中，5555 告訴 HTSS 模式有資料要輸入，N 則代表欲輸入之資料所屬的檔型。

輸入檔最後一行必須如下：

9999　9999

此行告訴 HTSS 模式已沒有其他輸入資料。

輸入檔各檔型資料的安排如表 1 所示。

表 1 輸入資料檔之安排

5555	0	檔型 0 資料
…		
5555	1	檔型 1 資料
…		
5555	2	檔型 2 資料
…		
5555	30	檔型 30 資料
…		
9999	9999	輸入檔最後一行

註：所有輸入數據須在第 1 到第 70 欄位之間。

3.2 各檔型資料內容

HTSS 模式的輸入檔資料有三種型式：整數 (integer number) 、浮點數 (floating number) 及文字 (character) 。整數用來設定如平曲線之代號、車道代號、或節線及節點之代號等狀況。浮點數用來設定如速限、距離、高

程、車道寬等狀況。如果浮點數其實也是整數，則該數據也可當作整數（不必有小數點）輸入。例如速限為 60 公里/小時之輸入值可設定為 60，不必用 60.00。

HTSS 模式之輸入資料是根據自由格式 (free format) 來設定。每一行有固定數目的輸入值。兩輸入值之間最少須有 1 空格。所有輸入值必須在第 1 及第 70 欄位之內。如一行輸入值須有 6 個數據，但模擬路段的狀況只須 3 個數據，則該行最後 3 個數據須用 0 來代表，不能空白。

輸入資料若有錯誤，錯誤信息會出現在 erros.txt 輸出檔中。使用者須根據信息中之建議修改輸入資料。如果 erros.txt 輸出檔中沒有錯誤信息，但模擬不成功，則請使用者與臺灣公路容量分析專區網站聯絡人員聯繫，並提供輸入檔，以找出問題之來源。

檔型 0 資料

Nrun Np Warm Dur T Tbeg Tend Iseed

Nrun = 欲重覆模擬的次數（每次用不同亂數），Nrun≦30；

Np = 模擬時段 (simulation interval) 數，Np≦30；

Warm = 熱機時間（秒）；

Dur = 熱機之後每一模擬時段 (simulation interval) 之長度（秒）；

T = 模擬單位時間（0.5 或 1.0 秒）；

Tbeg = 開始蒐集時間之瞬間（秒）；

Tend = 資料蒐集結束之瞬間（秒）；

Iseed = 產生亂數之種子（seed number，20991~999999）。

如果模擬過程中車流狀況（流率、車種組成等）不變，則模擬時段應包括熱機時段及一熱機時段後的時段。在此情況下，Np = 2。如果車流狀況隨時間而變，則每一模擬作業 (simulation run) 最多可設定 29 個熱機時段之後的時段。熱機時段之後每一時段的長度一樣（如 Dur = 300 秒）。模擬開始不久之期間內，車流尚未達正常狀況，在這熱機時段內，不宜蒐集資料。原則上，熱機時間最少須等於一車輛走完全程所需的時間。例如模擬路段的長度為 2 公里，預期之速率為 40 公里/小時，則熱機時間最少要有

2/40 小時，亦即大約 180 秒。如果熱機時間太短，輸出檔中會出現一相關之錯誤信息，模擬會中斷；熱機時間須加長。

HTSS 模式之使用者可選用 0.5 秒或 1 秒之單位時間進行模擬。模擬單位時間為 0.5 秒時，HTSS 模式每 0.5 秒訂定每一車輛的新加速率、速率及位置。所以其模擬所需電腦時間（CPU time）比用 1 秒之模擬單位時間長，但可減少估計誤差。

在每一不同之模擬作業時，HTSS 模式會用輸入之亂數種子來產生另一套種子。然後用每一套種子產生亂數來訂定一車輛之屬性（如車長等）。輸出資料是 Nrun 次模擬作業結果之平均值。資料蒐集結束瞬間 Tend 不能超過總模擬時間（Warm + Np*Dur）。例如熱機時間為 200 秒，模擬時段數為 2，熱機後每模擬時段之長度為 300 秒，則資料蒐集結束之瞬間必須小於或等於 200 + (2 − 1) × 300 = 500 秒。如熱機時間不夠長，erros.txt 檔會出現一建議值。

例:

```
5555   0
4    2    120   1040   0.5   150   1100   19138
```

模擬作業須重複模擬 4 次；有 2 個模擬時段(第 1 時段為熱機時段)；熱機時段為 120 秒；熱機時段後每模擬時段的長度為 1,040 秒；模擬單位時間為 0.5 秒；資料蒐集開始及結束時間各為第 150 秒及第 1,100 秒；用來產生亂數之種子為 19138。

檔型 1 資料

Link Nup Ndn In Cont N Wid W2 ID SHR SHL Alen GEO

Link = 一節線之代號（如 1 或 2）；

Nup = 節線 Link 上游節點的代號（如 610 或 2）；

Ndn = 節線 Link 下游節點的代號（如 611 或 3）；

In = 單向在 2 節點之間可能有 2 節線。如節線在內側，則 In 值為 2，其他情況之節線（惟一節線或在外側之節線）的 In 值為 1；

Cont = Link 下游端點之主要交通控制類型，NO=無控制(註：模擬無

阻斷性車流時，Cont 須設定為 NO)，YD=讓，ST=停，SIG=路口用之號誌控制，METER=匝道用之號誌控制。如端點車道的控制類型與其他車道不同，則用檔型 6 資料來修訂(註：本手冊不說明此檔型)；

N = 全長車道數(雙車道公路單向只有一快車道，則 N=1；若有一快車道，並且有一機慢車道，則 N=2。多車道公路單向若有二快車道，則 N=2；若有二快車道，並且有一機慢車道，則 N=3)；

Wid = 車道寬（公尺）；

W2 = 寬度與 Wid 不同之特定車道之寬度（公尺）；

ID = 車道寬為 W2 之特定車道代號；

SHR = 右側路肩寬(公尺)；

SHL = 左側路肩寬(公尺)；

Alen = 節線長度(公里)；

Geo = 節線性質之代號；TWO=郊區雙車道公路(須用對向車道超車)，MULTI=多車道郊區公路，FREE=高速公路，URBAN=市區道路，TUNNEL=公路隧道。

例:

```
5555  1
1    601   602   1     NO    2     3.5   3.0   1   1.0   0.0   3.20   FREE
2    602   601   1     NO    3     3.5   0.0   0   1.0   0.0   3.20   FREE
```

節線 1 上游及下游端點之節點代號各為 601 及 602；節線 2 上下游端點之節點則各為 602 及 601；節線 1 為節點 601 下游惟一的節線(In=1)；節線 2 為節點 602 下游惟一的節點(In=1)；節線 1 及 2 下游端點沒有交通控制(如號誌或停讓標誌)；節線 1 有 2 車道；節線 2 有 3 車道；節線 1 之車道 1 寬度為 3.0 公尺，另一車道寬度為 3.5 公尺；節線 2 之車道寬為 3.5 公尺；節線 1 及 2 的長度皆為 3.2 公里；節線 1 及節線 2 右側有 1 公尺寬的路肩；左側無路肩。節線 1 及節線 2 皆屬高速公路之路段。

檔型 2 資料

Link　Kturn　Next　L_1　L_2　Dis

Link = 一節線之代號；

Kturn = 從 Link 離開之後的行車方向代號(1,2, ...,8 及 9,10, ...,16)；

Next = 從 Link 以行車方向 Kturn 進入之節線的代號；

L_1 = 行車方向 Kturn 之路徑上，基準串連之上游車道(在 Link 上)代號；

L_2 = 行車方向 Kturn 之路徑上，基準串連之下游車道(在 Next 上)代號；

Dis = 從車道 L_1 停止線到車道 L_2 入口的行車距離(公尺)。

HTSS 模式將行進方向分成 16 種。如果離開一節線之後所進入之節線為唯一之節線，或為同方向兩併行節線之外側節線，則代號 1,2, ...,8 各代表迴轉、急左轉、左轉、斜左轉、直行、斜右轉、右轉及急右轉，如圖 6 所示。如所進入之下游節線為同方向兩併行節線之內側節線，則上述代號須增加 8，成為 9,10, ...,16，如圖 7 所示。

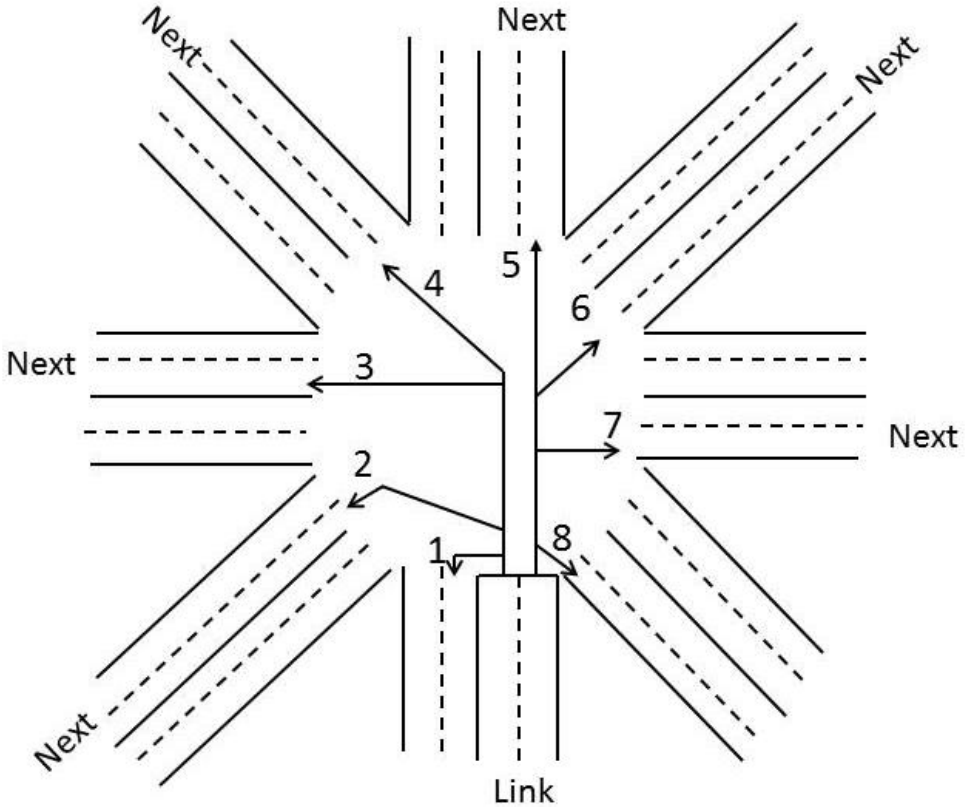


圖 6 進入下游唯一節線或 2 併行節線之外側節線的行車方向代號

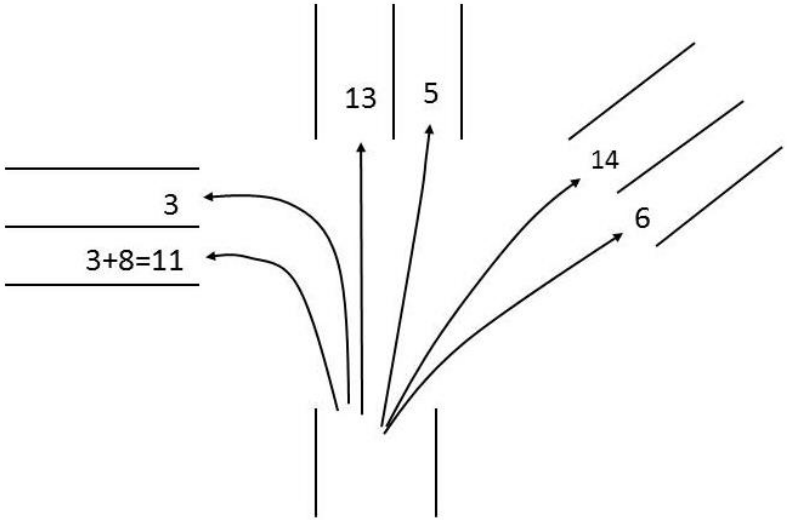


圖 7 進入下游內側及外側節線之行車方向訂定原則示意圖

行車方向 Kturn 之路徑上，基準串連車道如圖 8 所示。一般而言，直行(Kturn=5)路徑上之基準串連車道為在最右側，上下游對齊之兩車道(圖 8 中 Link 之車道 1 及下游節線之車道 2)。迴轉、急左轉、左轉及斜左轉之 L_1 為在 Link 最左側能讓 Kturn 方向車輛使用之車道。L_2 則為下游節線(亦即 Next)上最左側，可讓 Kturn 方向來車使用之車道。行車方向偏右之基準串連車道則為上下游節線上之最右側車道。

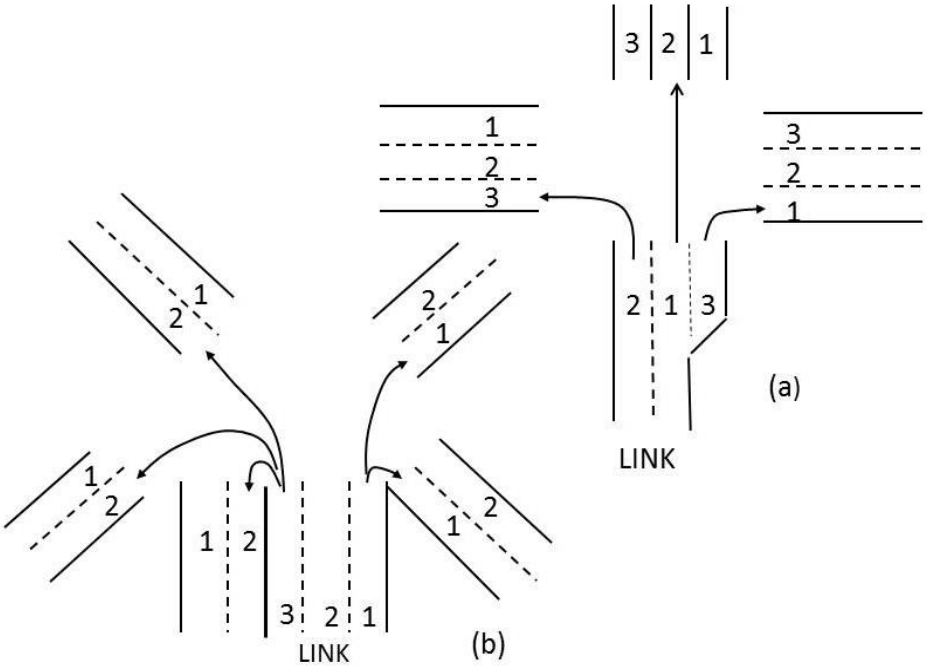


圖 8 基準串連車道示意圖

從 L_1 右轉或急右轉進入 L_2 所需之行車距離必須設定為 0 公尺。此外，如果 L_1 及 L_2 之間事實上沒有交叉口，則 L_1 及 L_2 之間的行車距離也須設定為 0 公尺。

例：

以圖 8(a)之節線為例，其檔型 2 資料可能如下所示(假設 Link=10)：

10	3	11	2	3	12.5	(註：左轉)
10	5	16	1	2	21.0	(註：直行)
10	7	17	3	1	0.0	(註：右轉)

從 Link 左轉(Kturn=3)、直行(Kturn=5)及右轉(Kturn=7)各進入節線 11、16 及 17。左轉之基準串連車道為 Link 之第 2 車道及節線 11 之車道 3。

檔型 3 資料

Node L_1 L_2 L_3 L_4 L_5 L_6 L_7 L_8

Node = 一節線之代號，代號 600 或超過 600 之節點不必有此檔型資料；

L_1 = 進入節點 Node 之所有節線中，任意選擇做為基準節線之節線代號；

L_2 = 基準節線急左方，進入節點 Node 之外側節線(或唯一節線)的節線代號；

L_3 = 基準節線左方，進入節點 Node 之外側節線(或唯一節線)的節線代號；

L_4 = 基準節線斜左方，進入節點 Node 之外側節線(或唯一節線)的節線代號；

L_5 = 基準節線正前方，進入節點 Node 之外側節線(或唯一節線)的節線代號；

L_6 = 基準節線斜右方，進入節點 Node 之外側節線(或唯一節線)的節線代號；

L_7 = 基準節線右方，進入節點 Node 之外側節線(或唯一節線)的節線代號；

L_8 = 基準節線急右方，進入節點 Node 之外側節線(或唯一節線)的節線代號；

圖 9 顯示節線 L_1,L_2, ...,L_8 之相對位置。如果 L_2, L_3 ,..., L_8 中有些節線不存在，則其節線代號須設定為 0。

例：

1　2　0　4　0　5　0　7　0

節點 1 之基準節線為節線 2，此節線左側有一節線(節線 4)進入節點，從正前方進入節點之節線為節線 5，從右側進入節點之節線為節線 7，沒有其他節線進入節點。

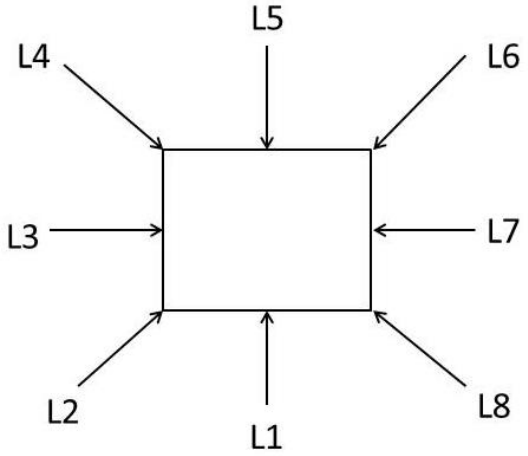


圖 9 進入一節點之節線相對位置示意圖

檔型 5 資料

Link　Iside　Aux　L_1　L_2　L_3　Start　Ex　XW　off

此檔型資料只用在左右側有附屬短車道（如爬坡道或慢車用之避車道）之情況。

Link = 一節線之代號；

Iside = 附屬車道在節線右側時 Iside = 1，否則 Iside = 2；

Aux = 附屬設施種類之代號，如圖 10 之 UP、MID 及 END 圖 11 代表開放之路間(亦稱路肩車道)之 SHOULDER 所示；

L_1, L_2, L_3= 附屬設施之車道之代號（見圖 3），如果只有一車道時，

則將 L_2 及 L_3 設定為 0；

Start = 附屬設施起點與節線起點之距離（公里）；

Ex = 附屬設施終點與節線起點之距離（公里）；

XW = 附屬設施車道之寬度（公尺）；

off = 附屬設施終點與非附屬設施車道之距離（見圖 12）。模擬非阻斷性車流時，off 須設定為 0.0 公尺。

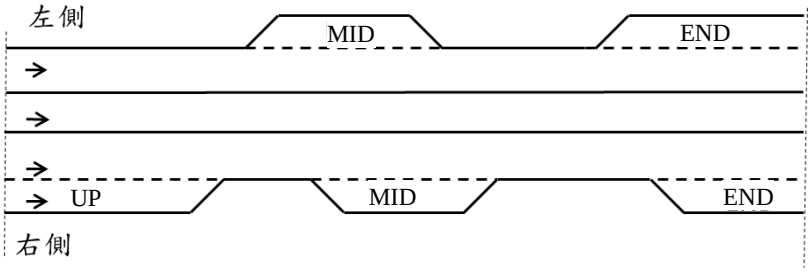


圖 10 附屬設施之代號

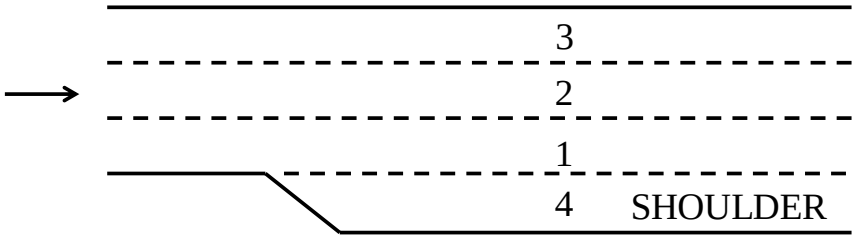


圖 11 路肩車道之代號

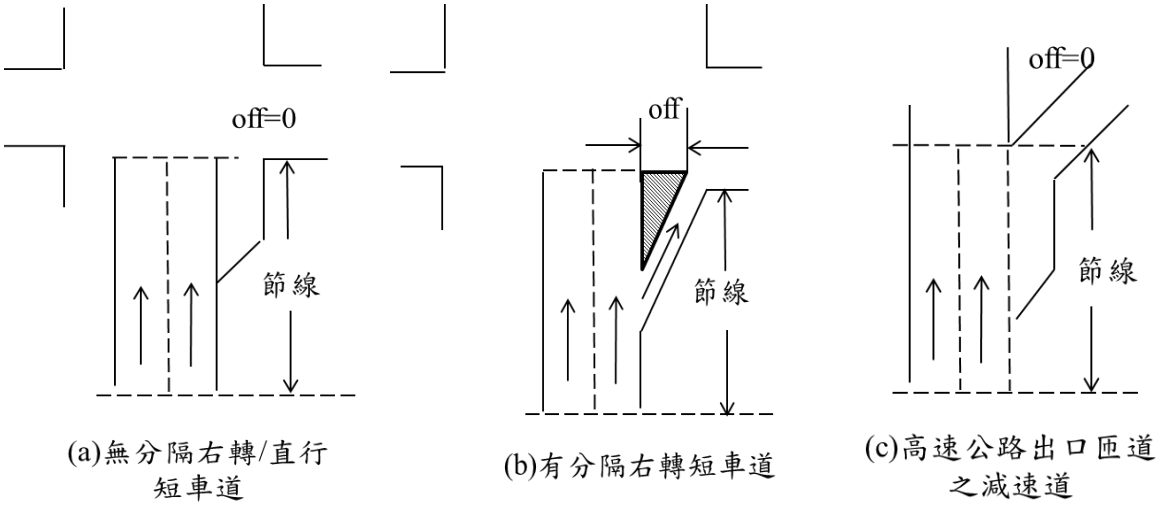


圖 12 節線終點附屬設施與非附屬設施之距離之定義

例:

```
5555   5
2      1      MID    2    0    0   0.5   1.2   3.5   0.0
2      1      MID    3    0    0   2.0   2.6   3.5   0.0
```

節線 2 右側有 2 設施種類屬 MID 之附屬車道。最上游的附屬車道為第 2 車道 (L_1= 2)另一附屬車道為第 3 車道(L_1 = 3)。第 2 車道從里程 0.5 公里到里程 1.2 公里(里程從節線起點開始)；第 3 車道從里程 2.0 公里到里程 2.6 公里。兩附屬車道的寬度皆為 3.5 公尺。

如一附屬車道註明為 SHOULDER，則表示該車道為開放之路肩。此路肩車道可連接下游出口匝道。

檔型 10 資料

Hwy Link XP(1) YP(1) XP(2) YP(2) … XP(5) YP(5)

此檔型資料只用於雙車道郊區公路有超車區之狀況。車輛超車時須占用對向車道。

Hwy = 雙車道公路之代號(1, 2, ...)；

Link = 一節線之代號；

XP(i), YP(i) = 從上游到下游第 i 超車區（i = 1, 2, ..., 5）起點及終點之里程，亦即與節線起點之距離（公里）。

如一模擬路段的超車區數目超過 5，則須要有 2 節線或更多節線代表該路段。

例:

```
5555   10
1      1      0.0   0.8   1.7   2.2    0.   0.    0.     0.    0.     0.
1      2      0.0   3.2   0.0   0.0    0.   0.    0.     0.    0.     0.
```

第 1 條雙車道公路(Hwy=1)所屬之節線 1 有從里程 0.0 公里到 0.8 公里及里程從 1.7 公里到 2.2 公里之超車區。節線 2 則只有從里程 0.0 公里到 3.2 公里之超車區，因節線 2 的長度也是 3.2 公里(見檔型 1 資料)，所以節線 2 全長皆可超車。

檔型 11 資料

Link Lane Ku X_1 X_2 L(1) L(2) L(3)

此檔型只用於一車道之全部或一部分長度為專用/保留的情況。

Link = 一節線之代號；

Lane = 車道代號；

Ku = 1（特定車種必須使用之車道，其他車種不能進入）；

= 2（特定車種可用也可不用之車道，但一進入必須走完全程，其他車種不能使用）；

= 3（特定車種可隨意進出之車道，其他車種不能使用）。

X_1, X_2 = 專用/保留車道之起點及終點 (公里) ；

L(*i*) = 能使用專用/保留路段之 3 車種的代號 (*i* = 1, 2, 3) ，只有一車種能用時，L(2) = L(3) = 0。

HTSS 模式之車種代號如下：

1 = 小車；

2 = 機車；

3 = 非排班之大客車；

10 = 排班公車；

4 = 大貨車；

5 = 半聯結車；

6 = 全聯結車。

例:

```
5555   11
1      1      3      0.0   3.2   2     0     0
```

節線 1 之車道 1 為專用/保留車道，此車道只讓機車使用(L(1)=2)，而且機車可隨意進出此車道(Ku=3)。此專用/保留車道的長度(3.2 公里)等於節線 1 之長度。

檔型 20 資料

Link Itu L(1) L(2) ... L(6)

Link = 一節線之代號；

Itu = 從節線端點離開時之一行車方向之代號(見圖 6 及圖 7)；

L(*i*) = 以行車方向 Itu 離開節線時能使用之一車道的代號 (*i* = 1, 2,…, 6)；

如節線 Link 端點有 3 個行車方向，則需有 3 行此檔型資料。

模擬非阻斷性車流時，所有車輛皆視為直行車輛，因此行車方向代號訂為 5。

例:

```
5555   20
1      5      1      2      0      0      0      0
2      5      1      0      0      0      0      0
```

從節線 1 直行 (Itu = 5) 離開的車輛可用車道 1 及車道 2，從節線 2 直行離開的車輛可用車道 1。

檔型 21 資料

Link ITY L(1) X(1) L(2) X(2) … L(6) X(6)

Link = 一節線之代號；

ITY = 車種代號（1 =小車、2 =機車、3 =非排班之大客車、4 = 大貨車、5 =半聯結車、6 =全聯結車，9 = 所有車種）。

L(*i*) = 在節線下游端點的 6 種行車方向之一 (*i* = 1, 2, …, 6) 的代號，分析非阻斷性車流時，所有車輛是為直行車，所以 L(1) 須設定為 5，L(2), L(3), …, L(6)則為 0；

X(*i*) = 行車方向 L(*i*)之百分比 (%)。

每一車種需有一檔型 21 的資料。

例:

```
5555
1      1      5      100.0  0      0.0    0      0.0      0      0.0    0 0.0    0 0.0
1      2      5      100.0  0      0.0    0      0.0      0      0.0    0 0.0    0 0.0
1      3      5      100.0  0      0.0    0      0.0      0      0.0    0 0.0    0 0.0
1      4      5      100.0  0      0.0    0      0.0      0      0.0    0 0.0    0 0.0
1      5      5      100.0  0      0.0    0      0.0      0      0.0    0 0.0    0 0.0
2      1      5      100.0  0      0.0    0      0.0      0      0.0    0 0.0    0 0.0
```

2	2	5	100.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0 0.0
2	3	5	100.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0 0.0
2	4	5	100.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0 0.0
2	5	5	100.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0 0.0

從節線 1 及節線 2 之車道離開的 5 種車輛皆為直行車輛 (行車方向 5 之百分比 = 100 %)。

檔型 30 資料

Node Iget IP IQ X(1) X(2) … X(6)

Node = 讓車輛進入模擬路段之一節點的代號（如圖 1(b)之 602）；

Iget = 進入之節線為內側節線時，Iget=2，否則 1；

IP = 模擬時段之代號，熱機時段為第 1 時段（IP=1），隨後時段之代號為 2, 3, …, 30）；

IQ = 時段 IP 之流率（輛/小時）；

X(1) = 小車之百分比（如 80.6）；

X(2) = 機車之百分比；

X(3) = 大客車之百分比；

X(4) = 單體大貨車之百分比；

X(5) = 半聯結車之百分比；

X(6) = 全聯結車之百分比；

各車種百分比之總和必須等於 100。

例:

5555	30								
601	1	1	1400.	90.0	5.0	000.0	00.0	5.0	0.0
601	1	2	1400.	90.0	5.0	000.0	00.0	5.0	0.0
602	1	1	1500.	90.0	5.0	000.0	00.0	5.0	0.0
602	1	2	1500.	90.0	5.0	000.0	00.0	5.0	0.0

在第 1 模擬時段(IP=1，亦即熱機時段)從節線 601 進入下游惟一的節線(非內側節線)的流率為 1,400 輛/小時，其中 90%為小車、5%為機車、5%為

半聯結車。第 2 模擬時段的車流狀況相同，從節點 602 進入下游節線的流率為 1,500 輛/小時。

檔型 45 資料

Link Post L(1) L(2) L(3)

Link = 一節線之代號；

Post = 一速限區起點離節線起點之距離（公里），每一節線之第 1 速限區從節線的起點 (0 公里) 開始；

L(1) = 速限區內小車之速限（公里/小時）；

L(2) = 速限區內機車之速限（公里/小時）；

L(3) = 速限區內大車之速限（公里/小時）；

從上游到下游，每一速限區須有一行檔型 45 之資料。

例：

```
5555 45
1    0.0    50.   50.   40.
1    1.3    60    60    50
2    0.0    45.   45.   45.
```

節線 1 有 2 速限區(有 2 行輸入資料)。第一速限區從節線起點開始(POST = 0.0)，第二速限區從節線里程 1.3 公里處開始。第一速限區之大車速限為 40 公里/小時，其餘車輛的速限為 50 公里/小時。第二節線只有一速限區；所有車輛的速限皆為 45 公里/小時。

檔型 46 資料

Link Zone V_1 V_2 V_3

Link = 一節線之代號；

Zone = 速限區之代號（從上游到下游依序訂為 1, 2, 3, 4, 5）；

V_1 = 速限區 Zone 內小車之平均自由速率（公里/小時）；

V_2 = 速限區 Zone 內機車之平均自由速率（公里/小時）；

V_3 = 速限區 Zone 內大車之平均自由速率（公里/小時）；

HTSS 模式根據檔型 45 資料之速限估計郊區雙車道公路平直路段上之

平均自由速率如下：

$$V_f = V_L + \beta\Delta \quad (1)$$

此式中，

V_f = 平均自由旅行速率(公里/小時)，

V_L = 速限(公里/小時)，

β = 車種調整係數(小車及機車：β=1；大客車：β=0.85；大型貨車：β=0.8)，

Δ = 20 公里/小時，如 $V_{L1} \leqq 40$ 公里/小時，

= $24 - 0.1V_{L1}$，如 $V_{L1} > 40$ 公里/小時。

V_{L1} = 小車速限(公里/小時)

HTSS 模式根據表 2 之數據設定郊區多車道公路平坦非阻斷性車流路段之平均自由速率。

表 2 郊區多車道公路平坦非阻斷性車流路段之平均自由速率

車 種	速限 (公里/小時)	平均值自由速率 (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	快車道：與小車相同 慢車道：51

2018HTSS 模式假設速限 90 公里/小時之高速公路基本路段有 100 公里/小時之平均自由速率。速限若為 100 或 110 公里/小時，則相關平均自由速率比速限高 5 公里/小時。

至於公路隧道，本手冊建議用表 3 之數據設定代表性平均自由速率。

表 3 隧道平均自由速率與速限之可能關係

隧道型態	速限(公里/小時)	平均自由速率(公里/小時
工作性車流	90	95
	110	100
休閒性車流	80	90(無行車間距限制)
		80(有行車間距限制)
	90	95(無行車間距限制)
		90(有行車間距限制)
		85(有自動科技執法)

如果前面提到的自由速率不適用，則可用檔型 46 資料加以調整。

例:

```
5555   46
611  1   90. 90.   90.
2    1   90. 90.   90.
```

節線 1 第一速限區所有車輛之平均自由速率皆設定為 90 公里/小時。節線 2 所有車輛之平均自由速率也設定為 90 公里/小時。

檔型 47 資料

Node V_1 V_2 V_3

Node = 讓車輛進入模擬路網之一節點的代號 (如圖 2 之 600、601)；

V_1 = 從 Node 進入路網時小車之平均自由速率（公里/小時）；

V_2 = 從 Node 進入路網時機車之平均自由速率（公里/小時）；

V_3 = 從 Node 進入路網時大車之平均自由速率（公里/小時）；

如進入路網之平均自由速率與檔型 45 或 46 設定的自由速率相同，則不必有檔型 47 的資料。

例:

```
5555 47
610   50    50    50
```

611 50 50 50

610 及 611 進入模擬路網時，所有車種之各別平均自由速率皆為 50 公里/小時。

檔型 50 資料

Link Zone Cap VC Adj

Link = 一節線之代號；

Zone = 一速限區代號；

Cap = 假設速限區 Zone 為平直路段之小車容量（小車/小時/車道）；

VC = 臨界速率（公里/小時）；

Adj = 流率與速率關係之調整係數(0~1)。

除非有現場資料，設定檔型 50 資料時宜參考表 4~表 8 所列之代表性容量及臨界速率。

表 4 郊區雙車道公路單純路段快車道(或混合車道)之容量及臨界速率

平均自由速率 (公里/小時)	容量 Q_{max} (小車/小時)	臨界速率 (公里/小時)
90	1,594	71.6
80	1,587	63.9
70	1,574	56.1
60	1,550	48.3
50	1,510	40.6
40	1,439	32.8
30	1,319	25.1
20	1,120	17.3
$Q_{\max} = -2775 + 4379 /(1 + e^{-\frac{V_f + 16.222}{17.356}})$ $V_c = 1.792 + 0.776 V_f$		

表 5 郊區多車道公路單純路段快車道(或混合車道)之容量及臨界速率

平均自由速率 (公里/小時)	容量 Q_{max} (小車/小時)	臨界速率 V_c (公里/小時)
90	2,050	70
80	1,975	60
70	1,900	52
60	1,825	46
$Q_{max} = 1{,}375 + 7.5V_f$ $V_c = 52\text{-}0.7V_f + 0.01V_f^2$		

表 6 高速公路基本路段之容量及臨界速率

單向車道數	平均自由速率 (公里/小時)	容量 (小車/小時/車道)	臨界速率 (公里/小時)
2	100	1,820	85
3	115	1,760	103
	110	1,730	95
	105	1,700	86
	100	1,675	70
4	105	1,560	87

表 7 工作性車流隧道之容量及臨界速率

單向車道數	平均自由速率 (公里/小時)	容量 (小車/小時/車道)	臨界速率 (公里/小時)
3	100	1,850	77
	95	1,800	74
	90	1,700	70
4	100	1,650	78
	95	1,450	78
註：隧道接近都會區；長度不超過 2.5 公里			

表 8 單向 2 車道，休閒性車流隧道之容量及臨界速率

隧道類型	長度(公里)	平均自由速率(公里/小時)	容量(小車/小時/車道)	臨界速率(公里/小時)	跟車距離之限制
1	≈3	90	1,500	66	無
		85	1,370	65	
		80	1,220	64	
2	≈3	95	1,470	65	無
		90	1,400	65	
		85	1,300	64	
3	≈4	90	1,450	71	無
		85	1,430	69	
		80	1,400	67	
4	≈4	95	1,400	71	無
		90	1,350	66	
		85	1,300	62	
5	≈13	90	1,400	81	有
		85	1,350	75	
6	≈13	90	1,250	65	有
		85	1,100	64	

註：隧道遠離都會區，如國道 5 號公路隧道。

隧道出口與下游匝道之大約距離：

類型 1：0.6 公里；類型 2：1.0 公里；類型 3：1.5 公里；

類型 4：5.0 公里；類型 5：1.5 公里；類型 6：1 公里。

即使自由速率、臨界速率及容量相同，流率與速率關係隨地點而變，如圖 13 所示。2018HTSS 模式使用者可用檔型 50 之 Adj 調整欲模擬之高速公路及隧道流率與速率關係。Adj 不影響郊區公路之模擬結果，Adj=0 表示

流率與速率關係比較接近線性關係。Adj=1 則表示流率從很低的程度增高時，速率只稍微下降，然後下降率隨流率的增高而加大，結果流率與速率的關係類似圖 13 所示之上限關係。

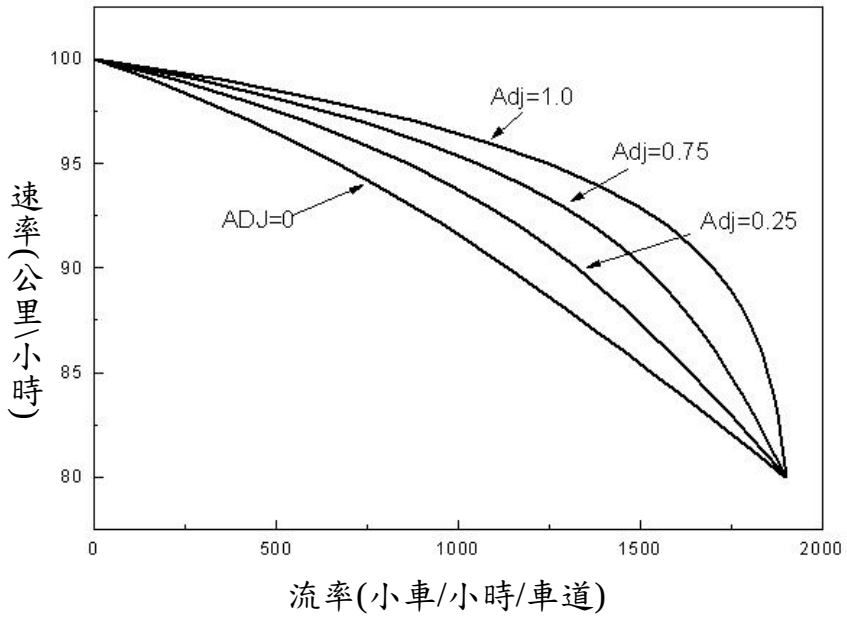


圖 13 穩定車流流率與速率關係變異性之示意圖

高速公路基本路段的流率與速率關係隨地點的變化型態不大，2018HTSS 模式將這種路段之 Adj 設定為 0.5。隧道之流率與速率關係的變異性較大，但多數隧道車流之相關 Adj 在 0.5 及 1.0 之間，2018HTSS 模式將隧道之 Adj 設定為 0.72。

如果 2018HTSS 模式使用者欲模擬已知之流率與速率關係，則須用不同之 Adj 模擬，並比較模擬及現場之流率與速率關係，直到兩者之差異可接受為止。

例:

```
5555 50    Type 50 data, Link, Speed Zone ID, Capacity,    critical speed
1    1     1500          40.0     0.5
1    2     1550          45.0     0.5
2    1     1500          40.0     0.5
```

節線 1 兩速限區之容量各設定為 1,500 及 1,550 小車/小時，其相關臨界速率各為 40.0 及 45.0 公里/小時。節線 2 只有一速限區，其設定的容量及臨界速率各為 1,500 小車/小時及 40 公里/小時。Adj 之值為 0.5。

檔型 60 資料

Link ID Begin Over Slope

Link = 一節線之代號；

ID = 在節線 Link 上，從上游到下游依序之縱切線 (vertical tangent) 代號（1, 2, 3, …, 50）；

Begin = 縱切線起點與節線起點的距離（公里）；

Over = 縱切線終點與節線起點的距離（公里）；

Slope = 縱切線之坡度（%），上坡為正值，下坡為負值。

HTSS 模式讓使用者選擇代表縱切面定線 (vertical alignment 或 profile) 之性質。如一路段是根據現代公路設計標準所建造，因此有一連串的縱切線及豎曲線，則用檔型 60 資料訂定縱切面之性質比較方便。否則使用者必須用檔型 61 資料。

另一方面，如果模擬路段沒有坡度，則不須用檔型 60 或 61 之輸入資料。設定檔型 60 之資料時，一節線的第一縱切線從節線的起點開始，最後一縱切線也須終止在節線的終點。但事實上節線的起點及終點可能沒有在一縱切線上，如圖 14 所示。在這情況下，在節線起點及終點處必須設定一沒有長度的虛擬 (virtual) 縱切線。模擬使用者必須估計此縱切線之坡度。

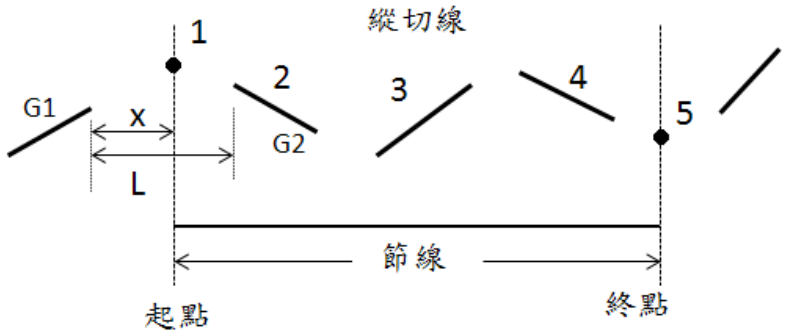


圖 14 節線起點及終點無縱切線（在曲線上）之示意圖

以圖 14 在節線起點兩旁之縱切線為例。如果起點左側之縱切線的坡度為 G_1，右側縱切線之坡度為 G_2，兩切線之間曲線之長度為 L，節線起點到上游切線之距離為 x，則路段在起點之坡度可估計如下：

$$G = G_1 + \frac{G_2 - G_1}{L} x \qquad (2)$$

此式中，

G = 路段一定點之坡度（%，正值為上坡）；

G_1 = 定點左側縱切線之坡度（%，正值為上坡）；

G_2 = 定點右側縱切線之坡度（%，正值為上坡）；

L = 兩縱切線之間縱曲線之長度；

x = 定點與左側縱切線之距離。

節線之起點或終點的坡度估計完成之後，第一縱切線之相關檔型 60 資料可能如下所示：

1　1　0.0　0.0　-3.8

此例表示節線 1 上第一縱切線的起點及終點不在節線的起點，因此其長度等於 0 公里。此外第一縱切線之坡度以公式 2 估計為 -3.8%。

另一方面，如果一節線的起點或終點在一縱切線上，如圖 15 所示，第一縱切線（ID = 1）從第一節線之起點開始（Begin = 0.0），其終點離節線起點 0.5 公里（Over = 0.5），則檔型 60 資料為：

1　1　0.0　0.5　3.2

最後一縱切線（第 4 縱切線，坡度 -4.0%）自節線 1 之 1.8 公里處開始，其相關資料則為：

1　4　1.8　2.0　-4.0

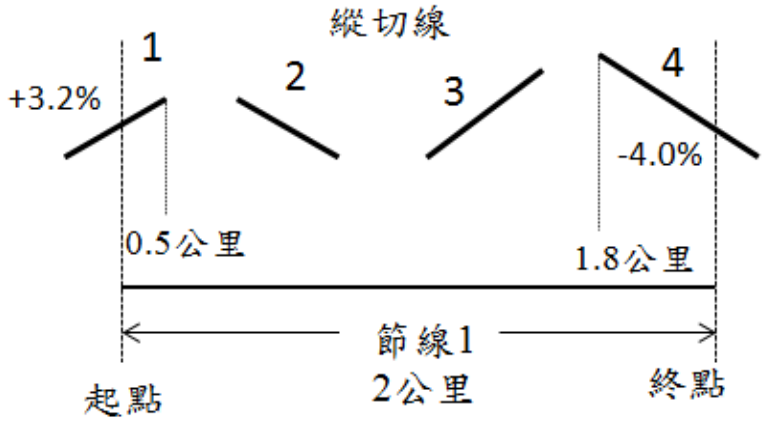


圖 15 節線起點及終點在縱切線上之示意圖

例:

```
5555    60
1       1       0.0     2.0     6.0
1       2       2.5     3.2     0.0
2       1       0.0     0.7     0.0
2       2       1.2     3.2     -6.0
```

節線 1 有 2 縱切線。第一縱切線從節線的起點開始(begin = 0.00)直到里程 2.0 公里之處(Over = 2.0)，其坡度為 6.0% (上坡)。第 2 縱切線從里程 2.5 公里開始(Begin = 2.5)直到節線 1 之下游端點 (Over = 3.2)，其坡度為 0%(平坦)。節線 2 之第一縱切線從里程 0.0 公里到 0.7 公里，其坡度為 0%(平坦)。第二縱切線從里程 1.2 公里到節線下游端點，其坡度為-6%(下坡)。

檔型 61 資料

Link ID X E

Link = 一節線之代號；

ID = 一定點的代號，從上游到下游，依序為 1, 2, 3, …, 500；

X = 定點 ID 與節線起點之水平距離（公里）；

E = 定點 ID 之高程（公尺）；

如果不用檔型 60 資料設定縱切面的狀況，而且節線有坡度，則須設定檔型 61 資料。此資料之第一定點及最後一定點必須各為節線之起點及終點。兩定點之間的距離越短越能較準確地代表實際的縱切面。

例:

```
5555 61
1       1       0.0     100.0
1       2       1.6     196.0
1       3       3.2     205.0
2       1       0.0     205.0
2       2       1.6     196.0
2       3       3.2     100.0
```

節線 1 在里程 0.0 公里(節線起點)、1.6 公里及 3.2 公里(節線終點)處的高程各為 100 公尺、196 公尺及 205 公尺。節線 2 在里程 0.0 公里、1.6 公

里及 3.2 公里處的高程各為 205 公尺、196 公尺及 100 公尺。分析實際路段時，如果坡度隨地點的變化很頻繁，最好沿公路中心線每 20 公尺左右有一高程的資料。

檔型 62 資料

Link ID Begin Over Radius

Link = 一節線之代號；

ID = 一平曲線之代號，從上游到下游，依序訂為 1、 2、 3、...、50；

Begin = 平曲線 ID 起點與節線起點之距離（公里）；

Over = 平曲線 ID 終點與節線起點之距離（公里）；

Radius = 平曲線 ID 之曲率半徑（公尺）。

例:

```
5555 62
1     1     1.8   2.4   120.0
2     1     0.8   1.4   120.0
```

節線 1 及節線 2 各有一曲率半徑為 120 公尺之平曲線。節線 1 之平曲線從里程 1.8 公里到里程 2.4 公里。節線 2 之平曲線從里程 0.8 公里到里程 1.4 公里。

檔型 63 資料

Link ID Sup

Link = 一節線之代號；

ID = 一平曲線之代號，從上游到下游，依序訂為 1、 2、 3、...、50；

Sup = 平曲線之超高率(%)。

HTSS 模式根據檔型 62 資料所訂的曲率半徑估計可能的超高率，如果有正確資料則宜用檔型 63 資料替代估計值。

檔型 81 資料

Link P Gap Diff ACC Dmin Beta Lmin

Link = 一節線之代號；

P = 不願意超車駕駛員的百分比（代表值：0.67）；

GAP = 被超越車輛與其前車最少應有之車距才能提供超車機會(代表值：5.5 秒)；

Diff = 超車車輛最高速率與被超越車輛車速之差距(代表值：25 公里/小時)；

ACC = 超車時之加速率(代表值：3 公里/小時/秒)；

Dmin = 超車車輛超過被超越車輛之後，兩車須有的最小距離才能讓超車車輛回到原來車道(代表值：45 公尺)；

Beta = 緩衝距離之調整係數(代表值：1.0)；

Lmin = 能被利用之超車區最小長度(代表值：160 公尺)。

緩衝距離代表超車車輛回到原來車道時與對向車輛應保持之最小安全距離。HTSS 模式係用美國 AASHTO 公路設計規範所用之緩衝距離作為代表性距離。此距離可估計為：

$$S = 5.67 + \frac{95.46}{1 + e^{-\frac{V_{max} - 70}{14.654}}} \qquad (3)$$

此式中，

S = AASHTO 之緩衝距離(公尺)，

V_{max} = 超車時之最高速率(公里/小時)。

如果實際的緩衝距離與 AASHTO 所定的距離不同，則可用上述 Beta 輸入值更改。Beta 等於 0.8 表示緩衝距離是式 3 值之 80%。

例：

```
5555   81
0.63   5.0   25   4.0   10.0   1.0   160.
```

此檔型 81 資料與上述代表值相同。

檔型 85 資料

Alt Const

Alt = 模擬路段之高程（公尺）；

Const = 99 或任何 0 到 999 之數據（不能空白）。

HTSS 模式將每一模擬路段的高程設定為 200 公尺。此高程對坡度路段上車輛加速率的估計值有輕微的影響。如果 200 公尺之高程可接受，則不須用此檔型資料加以修改。

例:

5555 85

300 99

檔型 86 資料

Kind Mass Power Eff

Kind = 車種之代號（1=小車、2=機車、3=大客車、4=單體大貨車、5=半聯結車、6=全聯結車）；

Mass = 車種 Kind 之總重（kg，公斤）；

Power = 車種 Kind 之馬力（kW）；

Eff = 車種 Kind 之牽引力傳輸效率。

HTSS 模式將郊區雙車道公路、郊區多車道公路公路及高速公路基本路段各車種的總重、馬力設定如表 9、表 10 及表 11 所示。如果設定值適用，則不必用檔型 86 資料更改設定值。

表 9 郊區雙車道公路代表性總重、馬力及牽引力傳輸效率

車種	總重(kg)	馬力(kW)	牽引力傳輸效率	kg/kW
小車	2,000	40	0.90	50.0
機車	180	3.8	0.90	47.4
大客車	15,000	180	0.85	83.3
大貨車	10,000	135	0.85	74.0
半聯結車	30,000	285	0.85	105.3
全聯結車	30,000	285	0.85	105.3

表 10 郊區多車道公路代表性車輛總重與馬力比(kg/kW)

車種	總重 (kg)	坡度					
		≦5%	6%	7%	8%	9%	10%
小車	2,000	81.6	74.0	67.8	62.5	58.0	54.0
機車	180	51.4	50.4	49.5	48.6	47.7	46.9
大客車	15,000	93.2	91.5	89.8	88.2	86.7	85.2
大貨車	10,700	107.0	100.3	94.4	89.1	84.5	80.2
半聯結車	30,000	124.0	117.8	112.2	107.1	102.5	98.2

表 11 高速公路代表性車輛總重與馬力比

車種	總重 (kg)	馬力 (kW)	總重/馬力比
小車	2,000	36	56
大客車	15,000	215	70
大貨車	10,500	124	85
聯結車	32,000	260	123

例:

```
5555   86
1     2000.      40     0.92
2     180        3.8    0.92
3     15000      180    0.85
4     10000      135    0.85
5     30000      285    0.85
```

檔型 87 資料

Kind Drag Area

Kind = 車種之代號（1=小車、2=機車、3=大客車、4=單體大貨車、5=半聯結車、6=全聯結車）；

Drag = 車種 Kind 氣流後拉係數 (drag coefficient)；

Area = 車種 Kind 之正向面積 (frontal area)（m^2）。

HTSS 模式將各車種的後拉係數及正向面積，設定如表 12 所示。

表 12 代表性後拉係數及正向面積

車種	後拉係數	正向面積 (m^2)
小車	0.3	2.0
機車	0.9	0.8
大客車	0.7	7.0
大貨車	0.7	10.7
半聯結車	0.7	10.7
全聯結車	0.7	10.7

如果表 12 所列之代表值不適用，則可用檔型 87 資料加以改正。

例:

```
5555   87
1    0.4    1.5
```

小車之後拉係數及正向面積各改為 0.4 及 1.5 平方公尺。

檔型 95 資料

Link D(1) D(2) …D(10)

Link = 一節線之代號；

D (i) = 從上游到下游，第 *i* 車輛偵測站與節線起點之距離（公里）；

HTSS 模式讓使用者在每節線上最多設置 10 個車輛偵測器，以利於進行交通分析，這些偵測器蒐集通過偵測站車輛的流率、空間平均速率、時間平均速率及各車種之百分比，如一節線無偵測站，則不須設定檔型 95 資料，如果一節線之偵測站數少於 10，則不存在之偵測站須用 0 代表 D*(i)*之值。

例:

```
5555 95
1  0.010  0.200  0.400  0.600  0.800  1.000  1.200  2.0  3.0  3.2
2  0.010  0.200  0.400  0.600  0.800  1.000  3.200  0.0  0.0  0.0
```

節線 1 有 10 個偵測站，節線 2 則只有 7 個偵測站。

檔型 97 資料

Fixed　Const

Fixed　= 0 或 1；

Const　= 99 或任何 0 到 999 之數據（不能空白）。

HTSS 之模擬車輛各有不同之行為（如加速率及欲維持之最高速率）。如模式之使用者欲使用代表性車輛（亦即有平均行車行為之車輛）估計自由速率隨坡度及坡長之變化，則須將 Fixed 設定為 1。否則不可用此檔型或必須將 Fixed 設定為 0。

應用 HTSS 模式時，一般不宜將檔型 97 資料放在輸入檔。因為如不小心將檔型 97 之 Fixed 設定為 1，則每一輛車完全有同樣的屬性(如車重)及行為。表 3 有檔型 97 之資料。因 Fixed 設定為 0，所以每一車輛的屬性及行為隨機變化。此檔型資料最好從輸入檔中刪掉以免發生錯誤。

例：

```
5555   97
1      99
```

檔型 98 資料

Node Iget　h_0　h_1　h_2　h_3　h_4　h_5　h_6　h_7　h_8　h_9　h_{10}　h_{11}

Node = 產生車輛之節線的代號(如 601)；

Iget　= 進入之節線為內側節線時，Iget=2，否則 1；

h_0　= 車輛抵達 Node 時車距 h 與平均車距 H 比之最小值(如 0.7)；

h_1　= 第 10 百分位 h/H；

h_2　= 第 20 百分位 h/H；

h_3　= 第 30 百分位 h/H；

h_4　= 第 40 百分位 h/H；

h_5　= 第 50 百分位 h/H；

h_6　= 第 60 百分位 h/H；

h_7　= 第 70 百分位 h/H；

h_8 = 第 80 百分位 h/H；

h_9 = 第 90 百分位 h/H；

h_{10} = 第 100 百分位 h/H；

h_{11} = h/H 之最高值(如 1.5)。

HTSS 模式假設車輛以隨機的型態進入模擬路網。如果車輛進入路網的型態非隨機，而且車距 h 與平均車距 H 比之分布已知，如圖 16 所示，則可用檔型 98 資料要求 HTSS 模式用近似的分布產生車輛。用這方法產生車輛所需的模擬時間會增長。

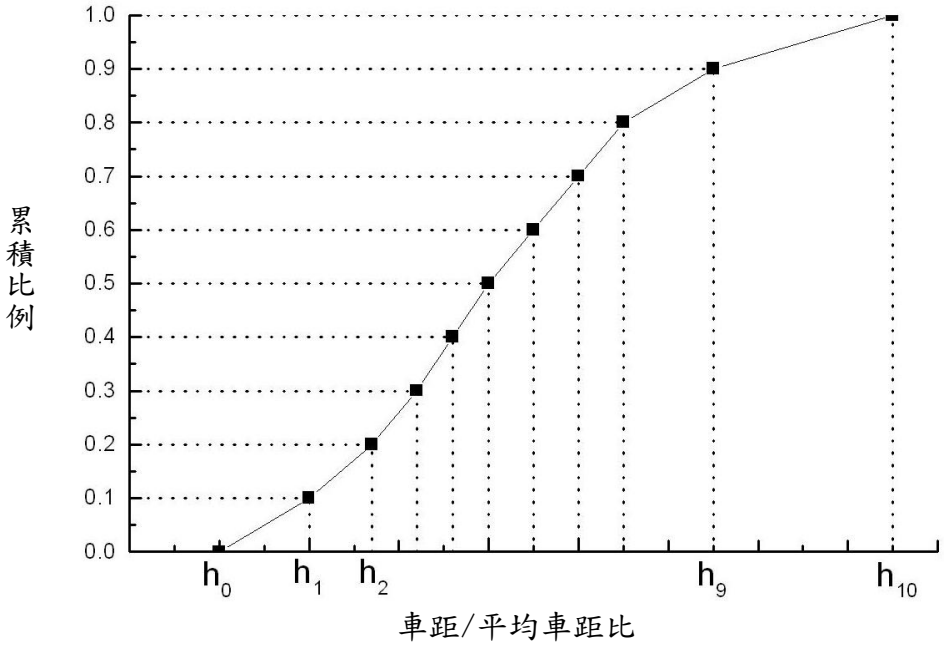


圖 16 車距與平均車距比之累積分布示意圖

例:

5555 98

601 1 0.5 0.56 0.65 0.85 1.02 1.11 1.19 1.23 1.28 1.29 1.30

檔型 99 資料

Node Iget N

Node = 產生車輛之節點的代號；

Iget = 進入之節線為內側節線時，Iget=2，否則 1；

N = Erlang distribution 之參數(2,3,4,….)。

車輛抵達一定點之車距分布有時可用下列 Erlang distribution 來代表：

$$f(h)=\frac{(qN)^N}{(N-1)!}h^{N-1}e^{-Nqh} \quad (4)$$

此式中，

$f(h)$ = 車距等於 h 秒之或然率；

q = 流率(輛/秒)；

N = 參數。

式 4 中之 N 為整數，其值從 1 到無限大。N=1 代表隨機分布的車距。N 值越大，車距越均勻。使用此檔型時，N 不可設定為 1。此外，使用 Erlang distribution 之前必須用現場資料確定此分布之適用性。如有現場資料，而且現場資料顯示車距分布非隨機，則最好用檔型 98 資料來訂定車距的分布。使用 Erlang distribution 會增加模擬時間。

例：

```
5555   99
601   1 2
```

四、輸出檔

HTSS 模式模擬郊區公路非阻斷性車流路段的輸出檔內容如表 13 所示。第一項輸出內容包括每一節線(Link)之流率(Flow)、平均速率(Average Speed)、耗油量(Fuel Consumption，包括總量及每車公里平均消耗之油量)及車種組成。節線之流率是離開節線下游端點的流率。估計流率所用之時間從在資料蒐集期間第一輛車輛離開的瞬間算起(不分車道)到最後一輛車離開的瞬間為止。平均速率等於節線的長度除以平均旅行時間。

第二項輸出資料是根據各節線之速限及平均速率所估計之服務水準，如果一節線有不同速限區，則根據各速限區之長度及速限加權估計平均速限以跟平均速率比較。

服務水準之劃分標準如表 14 及表 15 所示。HTSS 模式不能直接估計路段之容量。本手冊例題 8 說明容量之估計方法。

第三項輸出資料顯示各節線中第一類型(Type 1)車道及第 2 類型(Type 2)車道之車道代號、流率、平均速率、機車百分比及服務水準等級。第 2 類型車道為機車佔 60%以上的車道。其他車道屬類型 1 車道。此項資料只有在一節線最少有一車道屬類型 2 車道才會出現在輸出檔中。

第四項輸出資料包括每一節線、每一車道之平均停等延滯。除非有壅塞狀況，非阻斷性車流不會有停等延滯。

第五項輸出資料為偵測站(Detector Station)之統計資料(Statistics)。每一節線最多可有 10 個偵測站。每偵測站所蒐集的資料包括各車道(Lane)之流率(Flow)、時間平均速率(Time-Mean Speed)、空間平均速率(Space-Mean Speed)及車種組成。

如果 10 個偵測站的資料不夠用，可將原來偵測站移到新位置，然後重新模擬。

最後一項輸出資料是超車率(Passing Rate)。超車率等於一節線上所有超車次數佔使用該節線車輛數之百分比。如果一節線沒有超車行為，則不會有相關之輸出值。

表 13 HTSS 模式輸出檔內容樣本

*******NOTATIONS********
Vehicle Types:
1 = small vehicle
2 = motorcycle
3 = bus
4 = single-unit heavy truck
5 = semi-trailer truck
6 = full-trailer truck
gasoline density: 0.71~0.77 kg/l

***** LINK STATISTICS********

LINK	Flow vph	Average Speed(km/h)	Fuel liter	Consumption liters/veh-km	% of Vehicle type 1	2	3	4	5	6
1	1366.	55.8	65.	0.050	95.2	0.0	0.0	0.0	4.8	0.0
2	1208.	38.9	137.	0.122	95.6	0.0	0.0	0.0	4.4	0.0

**** SPEED LIMIT minus AVERAGE SPEED****

LINK	Speed Limit (km/h)	Average Speed (km/h)	Speed-Limit (km/h)	Level of Service
1	50	55.8	5.8	1
2	50	38.9	-11.1	5

******Type 1 lane and Type 2 Lane (motorcycles > 60%) Statistics*******
Only links with both types of lanes have output

LINK	IDs of Type 2 Lanes (>60% motorcycles)
1	1

LINK	Lane Type	Flow (veh/h)	Motorcycle (%)	Average Speed (km/h)	Speed-Limit (km/h)	LOS
1	1	2594.	0.0	60.3	-9.7	4
1	2	1078.	100.0	53.7	-9.7	4

**** AVERAGE STOPPED DELAY **

LINK	LANE	Average Stopped Delay(s/veh)
1	1	0.0
1	2	0.0

DETECTOR STATION STATISTICS*

Link	Station at(km)	Lane	Flow (vph)	Speed (km/h) Time-Mean	Space-Mean	% Vehicle Type 1	2	3	4	5	6
1	0.010	2	1404.	36.7	33.2	95.1	0.	0.	0.	4.9	0.
1	0.200	2	1402.	50.5	50.3	95.1	0.	0.	0.	4.9	0.
2	0.010	2	1259.	17.4	17.1	94.9	0.	0.	0.	5.1	0.
2	0.200	2	1259.	47.3	46.9	95.0	0.	0.	0.	5.0	0.

*******PASSING RATE
(number of passing maneuvers per DEPARTURE x 100%) *********

LINK	PASSING Zone	Departure Flow(vph)	Opposing Flow(vph)	Passing Rate(%)
1	1	1366.	1208.	0.3

表 14 郊區公路非阻斷性車流路段服務水準劃分標準

服務水準等級	績效指標 V/C 比	根據 $V_L - V$	
		服務水準等級	績效指標 U(公里/小時)
A	0.00~0.25	1(良好)	≦5
B	0.26~0.50	2(可接受)	6~10
C	0.51~0.80	3(不理想)	11~15
D	0.81~0.90	4(很不理想)	16~20
E	0.91~1.00	5(非常不理想)	≥21
F	1.0		
U(公里/小時)=速限 V_L−平均速率 V			

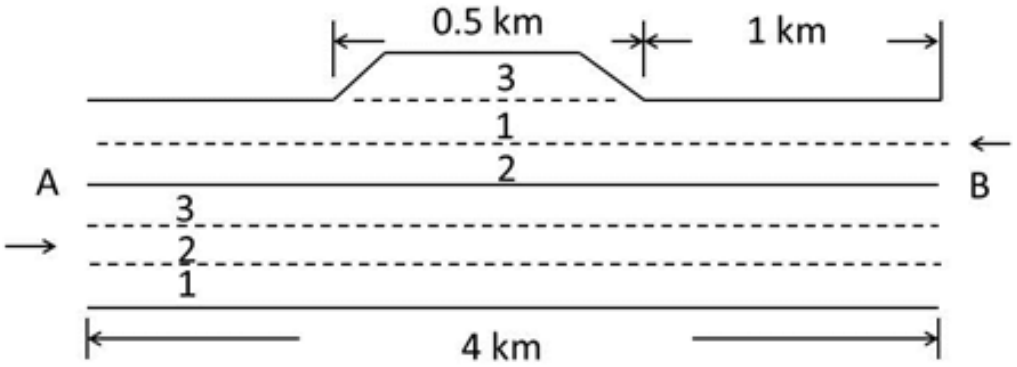
表 15 高速公路服務水準等級劃分

根據流量/容量 V/C 比		根據 $V_L - V$	
服務水準等級	流量/容量	服務水準等級	$V_L - V$ 公里/小時)
A	≤0.25	1(良好)	≦10
B	0.26~0.50	2(可接受)	11~20
C	0.51~0.80	3(不理想)	21~40
D	0.81~0.90	4(很不理想)	41~60
E	0.90~1.00	5(非常不理想)	≥61
F	≥1.00		
U(公里/小時)=速限 V_L−平均速率 V			

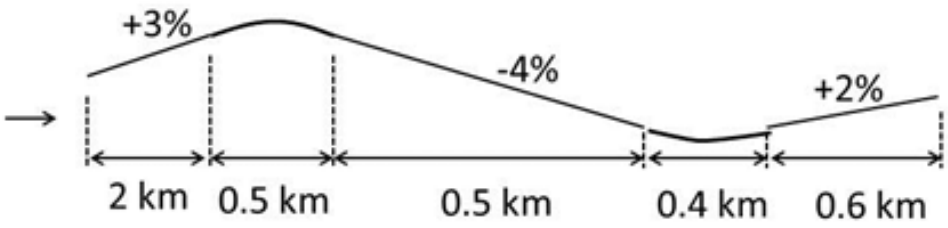
五、應用例題

例題 1：建立輸入檔 MULTI-1B.txt

一郊區多車道路段有如圖 17 所示之車道配置及坡度。此路段之縱切面有縱切線及拋物線型縱曲線。此外，在 A 端下游 2.5 公里及 3 公里之間有一曲率半徑 500 公尺，超高率 2.5%之平曲線。此路段從 A 端到 B 端之最外側車道為機車專用道，其車道寬為 2.5 公尺。其他車道的寬度皆為 3.5 公尺。速限為 70 公里/小時。試建立一輸入檔來模擬此路段之交通運作。



(a) 車道配置



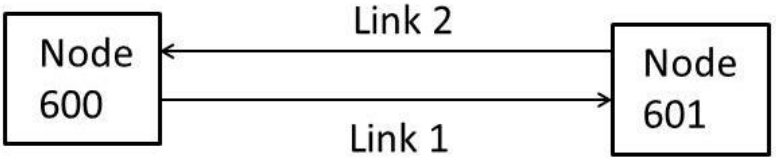
(b) 坡度

圖 17 例題 1 模擬路段之車道配置及縱切面示意圖

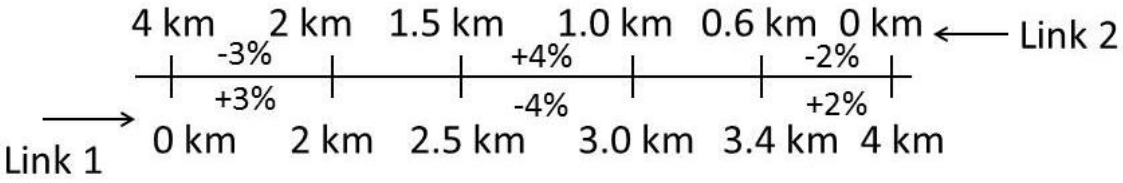
解：

上述的路段可用圖 18(a)所示之模擬路網來代表。因為有坡度及平曲線，設定檔型 60 及 62 資料檔之前須訂定各節線上縱切線及平曲線之位置。這些位置如圖 18(b)及 18(c)所示。

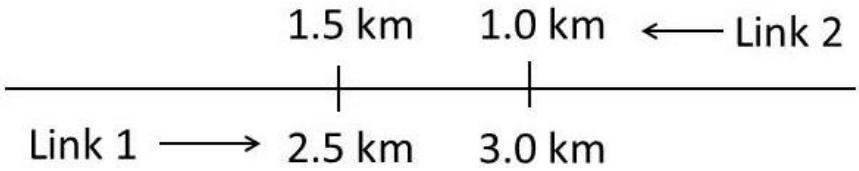
根據本手冊所描述的各檔型資料，表 16 所列之輸入檔可用來模擬圖 18 之多車道路段。此輸入檔檔名為 MULTI-1B.txt。此檔可從臺灣公路容量分析專區網站下載。



(a) 模擬路網



(b) 縱切線位置



(c) 平曲線位置

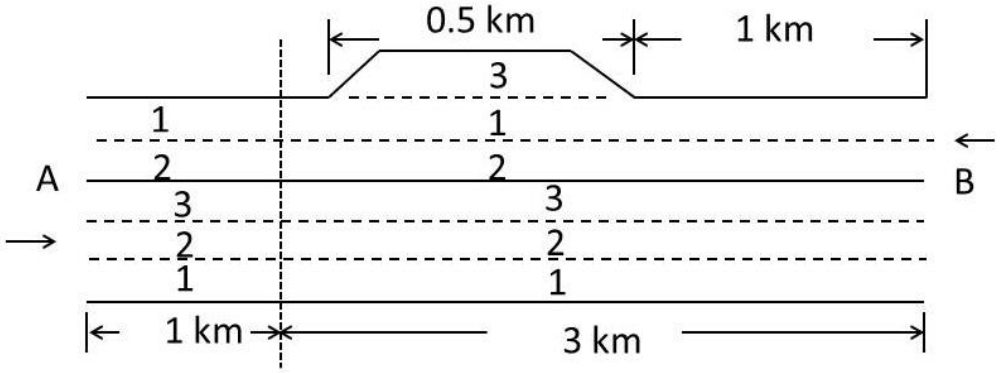
圖 18 例題 1 模擬路網縱切線及平曲線位置

表 16 例題 1 輸入資料檔 MULTI-1B.txt

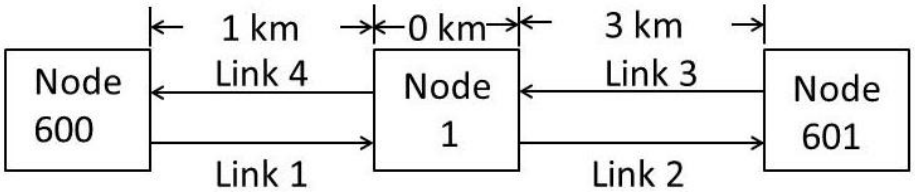
```
5555 0       simulation controls,number of runs, # periods, etc.
2     2     400    1200 0.5    600    1600 119138
5555 1       read type 1 data, upstream node, down stream node, etc.
1     600     601   1     NO     3       3.50   2.5    1 1.5    0.0    4.0       MULTI
2     601     600   1     NO     2       3.50   0.0    0 1.5    0.0    4.0       MULTI
5555 5     read type 5 data, auxiliary lanes
2       1       MID   3     0     0     1.0     1.5     3.5     0
5555 11    Exclusive/reserved lane
1       1       1       0.0    4.0 2     0     0
5555 20     Type 20 data, turn type allowed, ids of lanes
1       5       1       2       3       0     0     0
2       5       1       2       0       0     0     0
5555 21    Type 21 data, turning movements at end of link for veh type
1       9       3     000.0    5     100.0    7    000.0     0    0.0    0    0.0    0    0.0
2       9       3      00.0    5     100.0    7      0.0     0    0.0    0    0.0    0    0.0
5555 30    Type 30 data, flow rates at source nodes, to in/out,period
600    1       1       3750.    70.0    30.0    000.0    000.0    000.0    0.0
600    1       2       3750.    70.0    30.0    000.0    000.0    000.0    0.0
601    1       1       2000.    85.0    10.0    000.0    000.0    5.0      0.0
601    1       2       2000.    85.0    10.0    000.0    000.0    5.0      0.0
5555 45    Type 45 data, Speed Zones
1     0.0       70.    70.     70.
2     0.0       70.    70.     70.
5555 46    TYPE 46 data, change free-flow speed for each zone
1     1    70    60    68
2     1    70    60    68.
5555 47 beginning free-flow speed
600     69     62      65
601     75     65      68
5555 50    Type 50 data, Link, Speed Zone ID, Capacity, critical speed, adj
1    1       1900     52.0    0.00       0.5
2    1       1900     52.0    0.00       0.5
5555 60    Type 60 data, Link,Grade ID, Begin End %
1     1     0.0      2.0       3.0
1     2     2.5      3.0      -4.0
1     3     3.4      4.0       2.0
2     1     0.0      0.6      -2.0
2     2     1.0      1.5       4.0
2     3     2.0      4.0      -3.0
5555 62 TYPE 62    LINK,Horizontal Curve ID,Star, End, Radius
1    1     2.5    3.0     500.
2    1     1.0    1.5     500.
5555 86    vehicle weight, horsepower, and engine efficiency
1     2000.       24.5     0.92
2     180          3.5      0.92
3     15000     165      0.85
4     10700     129      0.85
5     30000     319      0.85
5555 95    Type 95 data, detector for flow data
1    0.02     0.2    0.4    0.6    0.8    1.5    2.0    2.0    3.0    4.0
2    0.02     0.2    0.6    0.9    1.25    1.5    2.0    2.5    3.0    3.9
5555 97     with or without variation in behavior
0       99
99999 99999
```

例題 2：建立輸入檔 MULTI-2B.txt

如果圖 17 所示之路段須在離 A 端 1 公里處分成兩路段來模擬，如圖 19(a)所示，試建立一輸入檔來模擬此路段之交通運作。



(a)模擬路段

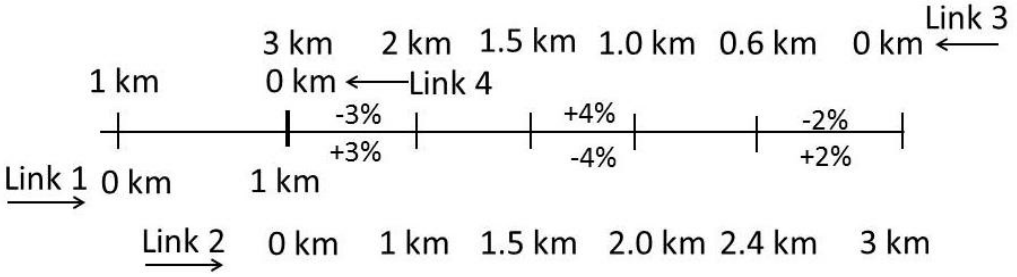


(b)模擬路網

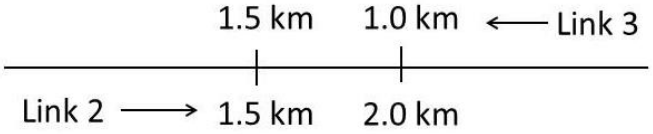
圖 19 模擬路段之分隔及相關模擬路網

解：

分隔後之路段可用圖 19(b)所示之路網來代表。此路段有 3 個節點及 4 條節線。原來縱切線及平曲線的位置(見圖 18)須根據各節線的起點重新訂定。結果如圖 20(a) 及 20(b) 所示。



(a)縱切線位置



(b)平曲線位置

圖 20 例題 2 縱切線位置及平曲線位置

因為圖 19(b)的路網比圖 18(a)的路網多出一節點及兩節線。所以表 16 之資料檔必須擴充，結果如表 17 所示。此輸入資料檔檔名為 MULTI-2B.txt。此檔也可從臺灣公路容量分析專區網站下載。

表 17 例題 2 輸入資料檔 MULTI-2B.txt

```
5555 0      simulation controls,number of runs, # periods,etc.
2    2    400   1200 0.5   600   1600 119138
5555 1      read type 1 data, upstream node, down stream node, etc.
1    600    1     1    NO    3     3.50  2.5   1 1.5   0.0   1.0    MULTI
2    1      601   1    NO    3     3.50  2.5   1 1.5   0.0   3.0    MULTI
3    601    1     1    NO    2     3.50  0.0   0 1.5   0.0   3.0    MULTI
4    1      600   1    NO    2     3.50  0.0   0 1.5   0.0   1.0    MULTI
5555 2      Type 2 data, link connection
1      5     2     1     1      0.0
3      5     4     1     1      0.0
5555 3    type 3 data, entry link orientation at each node
1      1     0     0     0     3     0     0     0
600    4     0     0     0     0     0     0     0
601    2     0     0     0     0     0     0     0
5555 5    read type 5 data, auxiliary lanes
2      1     MID 2    0     0     1.0     1.5     3.5     0
5555 11   Exclusive/reserved lane
1      1     1     0.0   1.0   2     0     0
2      1     1     0.0   3.0   2   0     0
5555 20    Type 20 data, turn type allowed, ids of lanes
1      5     1     2     3     0     0     0
2      5     1     2     3     0     0     0
3      5     1     2     0     0     0     0
4      5     1     2     0     0     0     0
```

表 17 例題 2 輸入資料檔 MULTI-2B.txt(續)

```
5555 21    Type 21 data, turning movements at end of link for veh type
1       9       3     000.0   5     100.0   7   000.0     0   0.0   0   0.0   0   0.0
2       9       3      00.0   5     100.0   7      0.0     0   0.0   0   0.0   0   0.0
3       9       3      00.0   5     100.0   7      0.0     0   0.0   0   0.0   0   0.0
4       9       3      00.0   5     100.0   7      0.0     0   0.0   0   0.0   0   0.0
5555 30    Type 30 data, flow rates at source nodes, to in/out,period
600   1       1       3750.   70.0   30.0   000.0   000.0   000.0   0.0
600   1       2       3750.   70.0   30.0   000.0   000.0   000.0   0.0
601   1       1       2000.   85.0   10.0   000.0   000.0   5.0   0.0
601   1       2       2000.   85.0   10.0   000.0   000.0   5.0   0.0
5555 45    Type 45 data, Speed Zones
1     0.0       70.   70.     70.
2     0.0       70.   70.     70.
5555 46    TYPE 46 data, change free-flow speed for each zone
1     1   70   60   68
2     1   70   60   68.
3     1   70   60   68
4     1   70   60   68.
5555 47 beginning free-flow speed
600     69     62       65
601     75     65       68
5555 50    Type 50 data, Link, Speed Zone ID, Capacity, critical speed, adj
1   1       1900     52.0   0.00       0.5
2   1       1900     52.0   0.00       0.5
3   1       1900     52.0   0.00       0.5
4   1       1900     52.0   0.00       0.5
5555 60    Type 60 data, Link,Grade ID, Begin End %
1     1     0.0       1.0       3.0
2     1     0.0       1.0       3.0
2     2     1.5       2.0     -4.0
2     3     2.4       3.0       2.0
3     1     0.0       0.6     -2.0
3     2     1.0       1.5       4.0
3     3     2.0       3.0     -3.0
4     4     0.0       1.0     -3.0
5555 62 TYPE 62    LINK,Horizontal Curve ID,Star, End, Radius
2   1     1.5   2.0     500.
3   1     1.0   1.5     500.
5555 86    vehicle weight, horsepower, and engine efficiency
1     2000.     24.5   0.92
2     180         3.5     0.92
3     15000     165   0.85
4     10700     129   0.85
5     30000 319 0.85
5555 95    Type 95 data, detector for flow data
1   0.02     0.2   0.4   0.6   0.8     0.95 0.0   0.0   0.0   0.0
2   0.02     0.2   0.6   0.9   1.25   1.5   2.0   2.5   3.0   0.0
3   0.02     1.5   2.9   0.0   0.0     0.0   0.0   0.0   0.0   0.0
4   0.02     0.5   0.05 0.0   0.0     0.0   0.0   0.0   0.0   0.0
5555 97     with or without variation in behavior
0       99
99999 99999
```

例題 3：用高程訂定縱切面(vertical profile) - 1

如果圖 17 路段之縱切面不能用縱切線及拋物線型的縱曲線來代表，如何建立模擬縱切面的資料檔。

解：

因為不能用縱切線及拋物線型的縱曲線來代表縱切面，所以表 10 MULTI-1B.txt 輸入檔中之檔型 60 資料不適用。適用的資料檔為檔型 61。此檔型資料包括在每一節線起點(里程=0 公里)與終點中間，一系列定點的高程。如果圖 17(a) 所示路段之縱切面可用在 5 個地點測量到的高程來代表(註：有高程的地點必須包括各節線之起點及終點)，則檔型 61 資料可能如下所示：

```
1  1  0.000  151.3
1  2  0.505  172.6
1  3  1.520  143.2
1  4  3.000  156.9
1  5  4.000  162.8
2  1  0.000  162.8
2  2  1.000  156.9
2  3  2.480  143.2
2  4  3.495  172.6
2  5  4.000  151.3
```

用高程設定縱切面時，大約每 25 公尺平面距離就須有一高程資料，否則難以準確估計車輛在不同地點之速率。

例題 4 無專用道之路段(節線)

如果圖 17 所示路段，從 A 端到 B 端方向最外側車道不是機車專用道，而是寬 3.5 公尺之共用車道，試修改表 10 之輸入檔。

解：

因所有車道有同樣寬度，檔型 1 屬節線 1 之資料必須從原來的

```
1  600  601  1  NO  3  3.5  2.5  1  1.5  0.0  4.0  MULTI
```

改為

```
1  600  601  1  NO  3  3.5  0.0  0  1.5  0.0  4.0  MULTI
```

此外，因無專用道，所以檔型 11 資料必須從表 10 之輸入檔除掉。

例題 5 改變坡度

如果圖 17 所示路段從 A 端到 B 端的坡度為+4%(B 端到 A 端的坡度為 -4%)，試修改表 10 之輸入檔。

解：

檔型 60 之資料必須改為

1 1 0.0 4.0 4.0

2 1 0.0 4.0 -4.0

例題 6 代表性大車自由速率之變化

試說明如何用 HTSS 模式評估代表性大車(如多車道公路上之半聯結車)在坡度路段之自由速率變化。

解：

評估的工作包括下列數項：

1. 將檔型 30 中每時段的需求流率設定為 20~50 輛/小時以代表自由旅行狀況。
2. 用檔型 47 設定在起點的自由速率。
3. 例用檔型 95 設定欲蒐集速率之偵測站位置。
4. 將檔型 97 設定為

   1 99

   以表示每一模擬車有同樣之特性(亦即同為代表性車輛)。
5. 進行模擬並根據輸出檔中 Detector Station Statistics 所示之資料判斷速率變化是否不理想。一般而言，上下坡時速率變化最好不超過 15 公里/小時。

例題 7 流率隨時間而變

如果在模擬總時間內，流率隨時間而變化，因此模擬時間須分成 3 個時段(包括熱機時段 400 秒，其後 2 時段各 800 秒)。試修定表 10 之輸入檔。

解：

檔型 1 及檔型 30 資料必須更改。檔型 1 資料可改成：

2 3 400 800 0.5 600 1600 19138

檔型 30 資料必須包括每一時段之需求流率及車種百分比，如：

600	1	1	2000	70.0	30.0	0.0	0.0	0.0	0.0
600	1	2	3050	70.0	30.0	0.0	0.0	0.0	0.0
600	1	3	4075	80.0	20.0	0.0	0.0	0.0	0.0
601	1	1	2000	85.0	10.0	0.0	0.0	5.0	0.0
601	1	2	2950	85.0	10.0	0.0	0.0	5.0	0.0
601	1	3	3200	80.0	10.0	0.0	0.0	10.0	0.0

例題 8 估計容量

試說明如何應用 HTSS 模式來估計一路段(節線)的容量。

解：

將檔型 30 中之需求流率從低逐漸增高(每次約 50 輛/小時)，並重覆模擬。需求流率尚未等於或超過容量時，增加輸入需求流率會增加輸出流率(見輸出檔中 Link Statistics 所列之流率)。如果需求流率增高時，輸出流率沒有顯著變化，或開始下降，這表示需求流率等於或超過容量，如圖 21 所示。在這情況下，宜小量調整輸入之需求流率，重新模擬，以訂定能從一節線離開之最高流率(見輸出檔 Link Statistics 所列之流率)。此最高流率為容量估計值。

容量不是一可很準確估計之路段特性。用不同亂數所估計得之容量很可能有顯著差異。因此，重覆模擬的次數(見檔型 0 資料)宜最少 6 次。

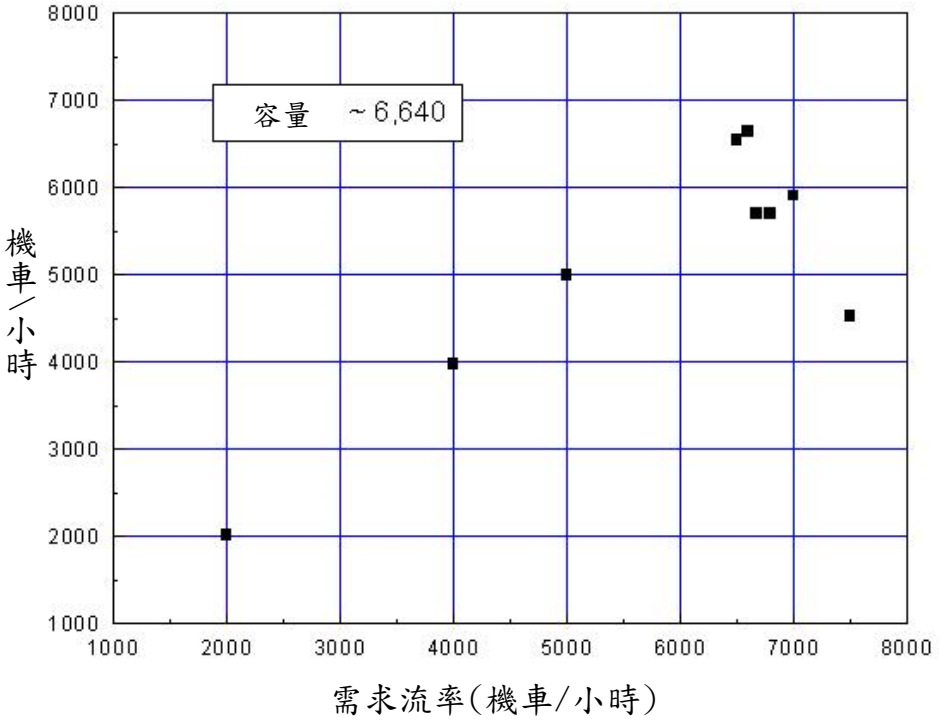


圖 21 容量估計

例題 9 評估服務水準

試說明如何使用 HTSS 模式評估一路段之服務水準。

解：

一路段的服務水準須根據 V/C 比及平均速率與速限的差距(速率減速限)來評估。HTSS 模式各節線的輸出資料(在 Link Statistics 中)有根據平均速率與速限之差距所訂定的服務水準等級。

欲根據 V/C 比評估服務水準則須根據例題 8 所描述的步驟先估計容量，然後估計需求流率與容量之比值(亦即 V/C 比)。服務水準等級及根據表 11 所示的標準來訂定。如果 V/C 比所屬之服務水準等級為 B，速率減速限所屬之服務水準等級為 4，則分析路段之綜合服務水準等級為 B4。

規劃郊區公路時，根據 V/C 比之服務水準等級不宜再 C 及以下市區道路的服務水準則不應低於 D 級。不論市區或郊區道路，平均速率所屬之服務水準不宜進入第 3 級。

例題 10 評估附屬車道

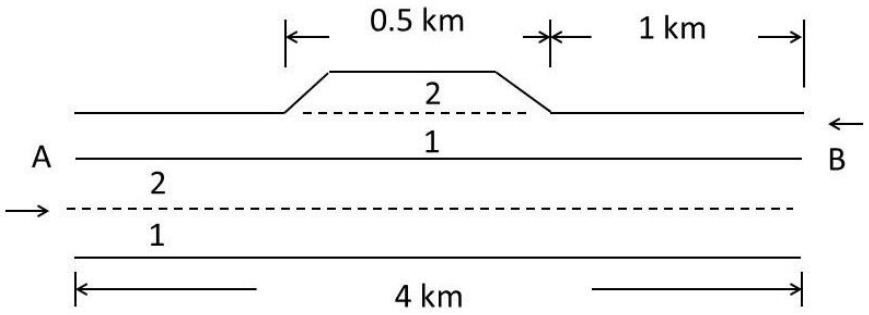
因為車輛進出附屬車道的位置不固定，而且附屬車道使用率隨主線車流狀況而變，所以 HTSS 模式沒有附屬車道之平均速率及容量估計值。試說明如何利用 HTSS 模式評估附屬車道之交通運作。

解：

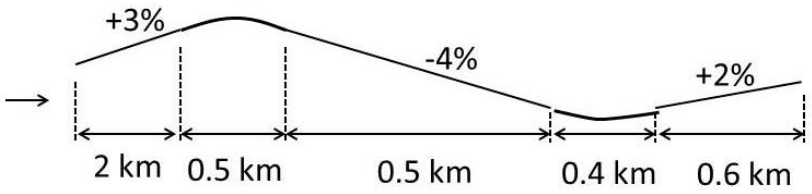
附屬車道之運作可從兩方面來評估。第一，模式使用者可用檔型 95 資料在附屬車道之起點及終點之間設定偵測站，然後根據輸出檔中 Detector Station Statistics 所示之速率，流率及車種組成判斷附屬車道之功能。第二，模式使用者可比較有附屬車道及無附屬車道之模擬結果來評估附屬車道對路段容量及服務水準的影響。目前缺乏有關在一節線兩端之間附屬車道使用特性之現場資料，所以 HTSS 模式根據假設的行為決定一車輛是否會進入附屬車道。

例題 11 雙車道郊區公路輸入檔 2Lane-1B.txt

一郊區雙車道公路有如圖 22 所示的車道配置及坡度。此路段從 A 端到 B 端有一寬 1.6 公尺之機慢車道及一快車道，從 B 端到 A 端則有一快車道及一在兩端點之間的附屬車道(註：HTSS 模式不能模擬同時有機慢車道及附屬車道之雙車道公路)。此路段的縱切面有 3 個縱切線及切線之間拋物線型縱曲線，如圖 17(b)所示。此外，在離 A 端 2.5 公里及 3.0 公里之間有一曲率半徑 200 公尺，超高率 4%之平曲線。從 B 端到 A 端無超車區。A 端到 B 端方向，離 A 端 1.2 公里到 1.7 公里，及 2.5 公里到 3.5 公里之間各有一超車區。路段之速限為 60 公里/小時。試建立一輸入檔來模擬此路段之交通運作。



(a) 車道配置



(b) 坡度

圖 22 例題 11 路段之車道配置及坡度

解：

上述路段可用圖 18(a)所示之模擬路網來代表。因為有坡度及平曲線，設定檔型 60 及 62 資料之前須訂定各節線上縱切線及平曲線的位置。這些位置如圖 18(b)及 18(c)所示。

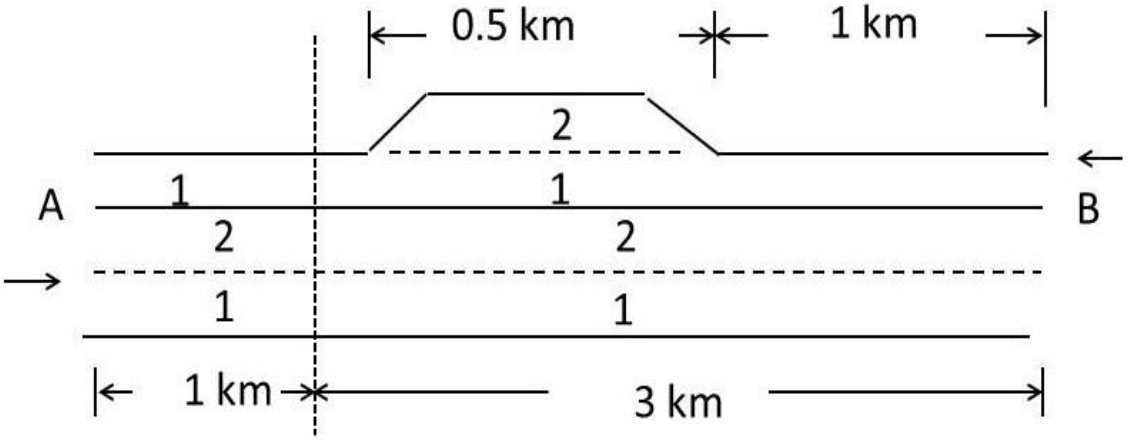
根據本手冊所描述的各檔型資料，表 18 所列的輸入檔可用來模擬上述雙車道公路之交通運作。此輸入檔檔名為 2Lane-1B.txt，此檔可從臺灣公路容量分析專區網站下載。

表 18 例題 11 輸入資料檔 2Lane-1B.txt

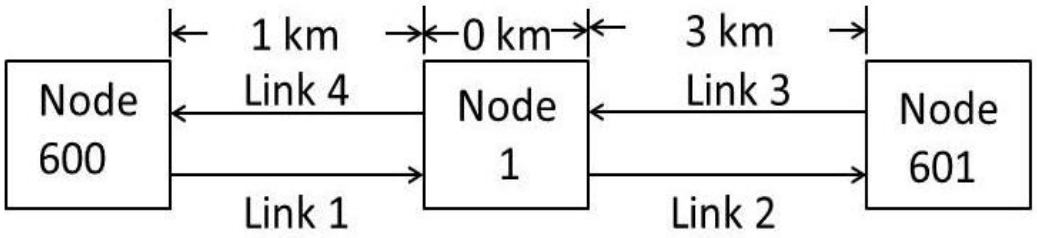
```
5555 0       simulation controls,number of runs, # periods, etc.
2     2     400    1200 0.5    600    1600 119138
5555 1       read type 1 data, upstream node, down stream node, etc.
1     600     601   1     NO     2       3.50   1.6    1 1.5    0.0    4.0       TWO
2     601     600   1     NO     1       3.50   0.0    0 1.5    0.0    4.0       TWO
5555 5     read type 5 data, auxiliary lanes
2       1       MID   3     0     0     1.0     1.5     3.5     0
5555 10    2-Lane highway passing zone
1       1       1.2   1.7     2.5   3.5   0.0    0.0    0.0    0.0    0.0    0.0
5555 20     Type 20 data, turn type allowed, ids of lanes
1       5       1       2       3       0     0     0
2       5       1       2       0       0     0     0
5555 21    Type 21 data, turning movements at end of link for veh type
1       9       3     000.0    5     100.0    7    000.0     0    0.0    0    0.0    0    0.0
2       9       3      00.0    5     100.0    7      0.0     0    0.0    0    0.0    0    0.0
5555 30    Type 30 data, flow rates at source nodes, to in/out,period
600    1       1       3750.   70.0    30.0    000.0    000.0    000.0    0.0
600    1       2       3750.   70.0    30.0    000.0    000.0    000.0    0.0
601    1       1       2000.   85.0    10.0    000.0    000.0    5.0      0.0
601    1       2       2000.   85.0    10.0    000.0    000.0    5.0      0.0
5555 45    Type 45 data, Speed Zones
1     0.0       70.   70.     70.
2     0.0       70.   70.     70.
5555 46    TYPE 46 data, change free-flow speed for each zone
1     1    70    60    68
2     1    70    60    68.
5555 47 beginning free-flow speed
600     69     62      65
601     75     65      68
5555 50    Type 50 data, Link, Speed Zone ID, Capacity, critical speed, adj
1    1       1575     56.0    0.00     0.5
2    1       1575     56.0    0.00     0.5
5555 60    Type 60 data, Link,Grade ID, Begin End %
1     1     0.0      2.0      3.0
1     2     2.5      3.0     -4.0
1     3     3.4      4.0      2.0
2     1     0.0      0.6     -2.0
2     2     1.0      1.5      4.0
2     3     2.0      4.0     -3.0
5555 62 TYPE 62    LINK,Horizontal Curve ID,Star, End, Radius
1    1     2.5    3.0     200.
2    1     1.0    1.5     200.
5555 63 Type 63       Superelevation rate
1    1     4.0
2    1     4.0
5555 81 passing behavior
0.63     5.0     25     4.0     30.0     1.0     160.
5555 86    vehicle weight, horsepower, and engine efficiency
1     2000.       24.5     0.92
2     180          3.5      0.92
3     15000     165      0.85
4     10700     129      0.85
5     30000     319      0.85
5555 95    Type 95 data, detector for flow data
1    0.02     0.2    0.4    0.6    0.8    1.5    2.0    2.0    3.0    4.0
2    0.02     0.2    0.6    0.9    1.25    1.5    2.0    2.5    3.0    3.9
5555 97     with or without variation in behavior
0       99
99999 99999
```

例題 12：郊區雙車道公路輸入檔 2Lane-2B.txt

如果圖 22 所示之路段須在離 A 端 1 公里處分成兩路段來模擬，如圖 23(a)所示，試建立一輸入檔來模擬此路段之交通運作。



(a) 車道配置



(b) 模擬路網

圖 23 例題 12 路段車道配置及模擬路網

解：

分隔後之路段可用圖 23(b)之模擬路網來代表。此路網有 3 個節點及 4 條節線。原來縱切線及平曲線的位置(見圖 18)須根據節點的起點(里程=0 公里)來訂定。超車區之位置也須重新訂定。結果如圖 20 所示。可用來模擬上述公路的輸入資料檔如表 19 所示。此檔之檔名為 2Lane-2B.txt。臺灣公路容量分析專區網站也有此檔讓有意使用者下載。

表 19 例題 12 輸入資料檔 2Lane-2B.txt

```
5555 0       simulation controls,number of runs, # periods,etc.
2     2     400    1200 0.5    600    1600 119138
5555 1       read type 1 data, upstream node, down stream node, etc.
1     600     1       1      NO      2       3.50    1.6    1 1.5    0.0    1.0       TWO
2     1       601     1      NO      2       3.50    1.6    1 1.5    0.0    3.0       TWO
3     601     1       1      NO      1       3.50    0.0    0 1.5    0.0    3.0       TWO
4     1       600     1      NO      1       3.50    0.0    0 1.5    0.0    1.0       TWO
5555 2       Type 2 data, link connection
1       5       2       1       1         0.0
3       5       4       1       1         0.0
5555 3     type 3 data, entry link orientation at each node
1       1       0       0       0       3       0       0         0
600    4       0       0       0       0       0       0         0
601    2       0       0       0       0       0       0         0
5555 5     read type 5 data, auxiliary lanes
3       1       MID    2      0      0      1.0      1.5      3.5      0
5555 10    2-Lane highway passing zone
1       1       0.2    0.7     1.5    2.5    0.0    0.0    0.0    0.0    0.0    0.0
5555 20     Type 20 data, turn type allowed, ids of lanes
1       5       1       2       3       0       0       0
2       5       1       2       3       0       0       0
3       5       1       2       0       0       0       0
4       5       1       2       0       0       0       0
5555 21    Type 21 data, turning movements at end of link for veh type
1       9       3      000.0    5      100.0    7    000.0      0    0.0    0    0.0    0    0.0
2       9       3       00.0    5      100.0    7      0.0      0    0.0    0    0.0    0    0.0
3       9       3       00.0    5      100.0    7      0.0      0    0.0    0    0.0    0    0.0
4       9       3       00.0    5      100.0    7      0.0      0    0.0    0    0.0    0    0.0
5555 30    Type 30 data, flow rates at source nodes, to in/out,period
600    1       1       3750.    70.0    30.0    000.0    000.0    000.0    0.0
600    1       2       3750.    70.0    30.0    000.0    000.0    000.0    0.0
601    1       1       2000.    85.0    10.0    000.0    000.0    5.0    0.0
601    1       2       2000.    85.0    10.0    000.0    000.0    5.0    0.0
5555 45    Type 45 data, Speed Zones
1     0.0       60.    60.      60.
2     0.0       60.    60.      60.
5555 46    TYPE 46 data, change free-flow speed for each zone
1     1    70    60    68
2     1    70    60    68.
3     1    70    60    68
4     1    70    60    68.
5555 47 beginning free-flow speed
600      69      62       65
601      75      65       68
5555 50    Type 50 data, Link, Speed Zone ID, Capacity, critical speed, adj
1    1       1575      56.0    0.00      0.5
2    1       1575      56.0    0.00      0.5
3    1       1575      56.0    0.00      0.5
4    1       1575      56.0    0.00      0.5
```

表 19 例題 12 輸入資料檔 2Lane-2B.txt(續)

```
5555 60    Type 60 data, Link,Grade ID, Begin End %
1      1      0.0        1.0        3.0
2      1      0.0        1.0        3.0
2      2      1.5        2.0       -4.0
2      3      2.4        3.0        2.0
3      1      0.0        0.6       -2.0
3      2      1.0        1.5        4.0
3      3      2.0        3.0       -3.0
4      4      0.0        1.0       -3.0
5555 62 TYPE 62    LINK,Horizontal Curve ID,Star, End, Radius
2    1      1.5    2.0      200.
3    1      1.0    1.5      200.
5555 63 Type 63        Superelevation rate
2    1      4.0
3    1      4.0
5555 81 passing behavior
0.63      5.0      25      4.0      30.0      1.0      160.
5555 86    vehicle weight, horsepower, and engine efficiency
1      2000.      24.5    0.92
2      180          3.5     0.92
3      15000      165    0.85
4      10700      129    0.85
5      30000      319    0.85
5555 95    Type 95 data, detector for flow data
1    0.02      0.2    0.4    0.6      0.8      0.95    0.0    0.0    0.0    0.0
2    0.02      0.2    0.6    0.9      1.25    1.5      2.0    2.5    3.0    0.0
3    0.02      1.5    2.9    0.0      0.0      0.0      0.0    0.0    0.0    0.0
4    0.02      0.5    0.05    0.0    0.0      0.0      0.0    0.0    0.0    0.0
5555 97      with or without variation in behavior
0        99
99999 99999
```

例題 13：評估超車區之運作

試說明如何利用 HTSS 模式評估雙車道郊區公路之超車區。

解：

第一項工作是建立一輸入檔，輸入檔除了設定超車區之位置之外，也須設定欲模擬之超車行為。如果 HTSS 模式所設定的代表性超車行為可接受，則不必用檔型 81 資料更改超車行為。

輸入檔建立之後可模擬有超車區及無超車區狀況下的運作以比較節線之平均速率、容量及服務水準(見輸出檔之 Link Statistics 及例題 8)。超車區

之使用程度可從輸出檔所示之超車率(Passing rate)來判斷。

例題 14：評估平曲線之交通運作

如果例題 11 路段平曲線之曲率半徑為 400 公尺，超高率為 3.2%，試修改表 18 輸入資料檔來評估平曲線之交通運作。

解：

檔型 62 資料須改為：

```
1   1   2.5   3.0   400
2   1   1.0   1.5   400
```

檔型 63 資料須改為：

```
1   1   3.2
2   1   3.2
```

HTSS 模式沒有特別為平曲線建立輸出資料。但平曲線之運作特性可用偵測站的資料來探討。如果在平曲線之起點，中點及終點各設一偵測站，則檔型 95 資料可設定如下：

```
1   0.5   1.5   2.5   2.75   3.0   3.5   4.0   0.0   0.0   0.0
2   0.5   1.0   1.25   1.5   2.0   3.0   4.0   0.0   0.0   0.0
```

這些資料中，節線 1 在平曲線上的偵測站位置各在里程 2.5、2.75 及 3.0 公里之處。節線 2 在同一平曲線上的偵測站位置則各在里程 1.25、1.5 及 2.0 公里之處。

輸出檔中 Detector Station Statistics 顯示各偵測站地點每車道之流率，平均速率及車種組成。

例題 15：建立高速公路輸入檔 Free1.txt

圖 24(a)顯示一長 4 公里之 4 車道高速公路路段(單向各 2 車道)。離 A 點 3 公里處有一長 1 公里之隧道，隧道內之平均自由速率，臨界速率及容量各為 90 公里/小時，70 公里/小時及 1,700 小車/小時/車道，隧道外之平均自由速率，臨界速率及容量各為 95 公里/小時，75 公里/小時及 1,800 小車/小時/車道。從 A 往 B 方向為一 3%之上坡。整個路段的速限為 90 公里/小時，試建立一輸入檔以模擬此路段之交通運作。

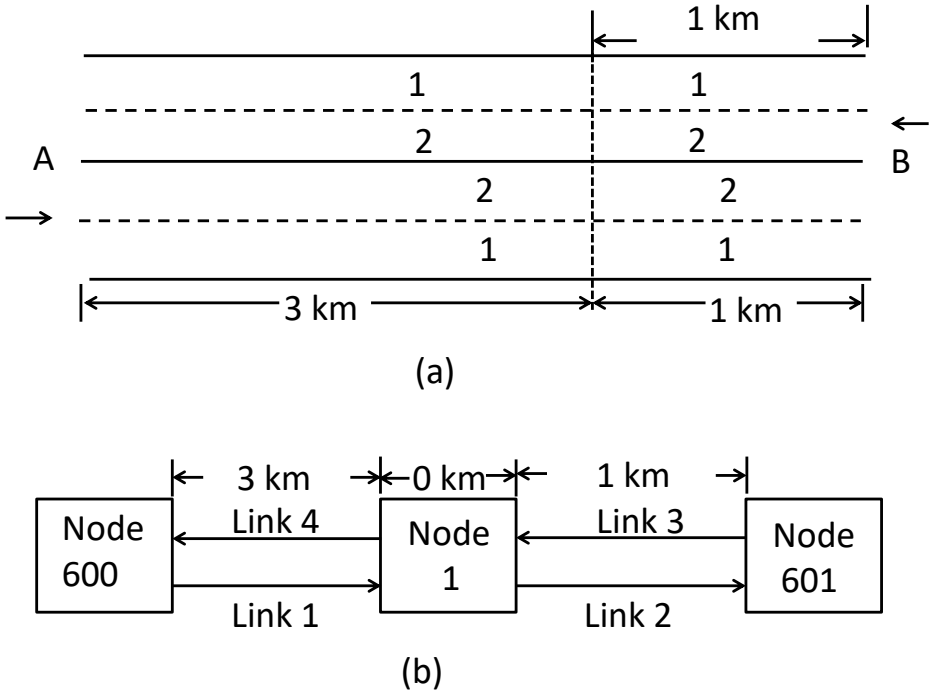


圖 24 例題 15 路段車道配置及模擬路網

解：

上述路段可用途 24(b)之路網來模擬，假設此路段有常見之車道寬度及路肩寬，而且小車、大客車、大貨車及半聯結車各佔總車輛之 90.5%、1.5%、5%及 3%，則表 20 所示之輸入檔可用來模擬此路段。

表 20 例題 15 之輸入檔 Free1.txt

```
5555 0      simulation controls,number of runs, # periods, data collection period, seed,
2    2    500   2550 0.5   600   2500 19138
5555 1      read type 1 data, upstream node, down stream node, ids of 6 continuous lanes
1    600  1     1     NO    2     3.6   0.0   0 3.0   0.0   3.00    FREE
2    1    601   1     NO    2     3.6   0.0   0 3.0   0.0   1.00    TUNNEL
3    601  1     1     NO    2     3.6   0.0   0 3.0   0.0   1.00    TUNNEL
4    1    600   1     NO    2     3.6   0.0   0 3.0   0.0   3.00    FREE
5555 2     read type 2 data,link, turn, receiving link, lane alignment, distance
1    5    2     1     1     0.0
3    5    4     1     1     0.0
5555 3     read type 3 data,    node base link, sharp let, left, diagonal left, etc.
600 4 0 0 0 0 0 0 0
1    1 0 0 0 3 0 0 0
601 2 0 0 0 0 0 0 0
```

表 20 例題 15 之輸入檔 Free1.txt(續)

```
5555 20     Type 20 data, link,turn type allowed, ids of lanes
1       5       1       2       0       0       0       0
2       5       1       2       0       0       0       0
3       5       1       2       0       0       0       0
4       5       1       2       0       0       0       0
5555 21    Type 21 data, turning movements at end of link for veh type
1       9       5       100.0   0       00.0    0       0.0     0       0.0     0       0.0     0       0.0
2       9       5       100.0   0       00.0    0       0.0     0       0.0     0       0.0     0       0.0
3       9       5       100.0   0       00.0    0       0.0     0       0.0     0       0.0     0       0.0
4       9       5       100.0   0       00.0    0       0.0     0       0.0     0       0.0     0       0.0
5555 30    Type 30 data, flow rates at source nodes, to in/out,period
600    1       1       1700.       90.5    00.0    1.5     5.0     3.0     0.0
600    1       2       1700.       90.5    00.0    1.5     5.0     3.0     0.0
601    1       1       2000.       90.5    00.0    1.5     5.0     3.0     0.0
601    1       2       2000.       90.5    00.0    1.5     5.0     3.0     0.0
5555 45    Type 45 data, Speed Zones
1      0.0       90.    90.     90.
2      0.0       90.    90.     90.
3      0.0       90.    90.     90.
4      0.0       90.    90.     90.
5555 46    TYPE 46 data, change free-flow speed for each zone
1      1    95. 95.    95.
2      1    90. 90.    90.
5555 47    TYPE 47 data, free-flow speed at entry point(Small veh, motorcycle, heavy)
600    95      95      95
601    90       90      90
5555 50    Type 50 data, Link, Speed Zone ID, Capacity,    critical speed, adj
1    1       1800      75.0        0.5
2    1       1700      70.0        0.00
3    1       1700      70.0        1.0
4    1       1800      75.0        0.5
5555 60 Type 60 data, Link, ID, Start,End, % slope    San-Yi northbound
1      1       0         3.000         3
2      1       0         1.000         3
3      1       0         1.000        -3
4      1       0         3.000        -3
5555 86    vehicle weight, horsepower, and engine efficiency
1      2000.      36    0.92
2      180         5.5    0.92
3      15000      215 0.85
4      10500      124 0.85
5      32000      260 0.85 taiwan
5555 95    Type 95 data, detector for flow data
1      0.001    0.2    0.5    1.0    1.5    2.0    2.5    3.0    3.5    4.0
2      1.2       1.4    1.6    1.8    2.0    2.2    2.4    2.6    2.8    3.0
99999 99999
```

檔型 0 資料顯示模擬作業將用 2 套不同亂數重複模擬，熱機時段為 500 秒，隨後只有一長 2,550 秒之時段。模擬單位時間為 0.5 秒，資料蒐集從 600 秒開始到 2,500 截止。

因為上述路段有隧道，所以模擬路網最少須有 4 節線，節線 2 及節線 3 代表長 1 公里之隧道，所以在檔型 1 資料中這兩節線須設定為 TUNNEL；節線 1 及節線 4 為 FREE 型態，檔型 2 資料指出從節線 1 直行(代號 5)離開之後會進入節線 2，檔型 21 資料顯示所有車種(代號 9)皆直行離開各節線。

檔型 47 資料顯示從節點 600 及節點 601 進入路網時之自由速率與檔型 47 資料所列，在第一速限區的自由速率相同。檔型 60 資料顯示節線 1 及節線 2 為 3%上坡，節線 3 及節線 4 則為 3%下坡。檔型 86 資料為適用於模擬臺灣高速公路之車輛總重、馬力及牽引力(tractive effort)之傳輸效率。

表 20 可隨意更改以模擬不同狀況。例如檔型 1 之第 2 及第 3 節線可改為 FREE 以模擬沒有隧道之情況，此表可從臺灣公路容量分析專區網站下載。

例題 16：用高程建立縱切面(vertical profile) - 2

如果例題 15 路段的坡度未知，但離 A 點 0.0,0.5,2.5,3.0,3.4 及 4.0 公里處之高程為 112,105,136,122,116 及 110 公尺，試修改表 20 之輸入檔。

解：

表 20 中之檔型 60 資料須用檔型 61 資料來代替，假設雙向在同一里程處之高程相同，則檔型 61 資料如下：

```
5555   61
1   1   0.0   112
1   2   0.5   105
1   3   2.5   136
1   4   3.0   122
2   1   0.0   122
2   2   0.4   116
2   3   1.0   110
3   1   0.0   110
3   2   0.6   116
3   3   1.0   122
4   1   0.0   122
4   2   0.5   136
4   3   2.5   105
4   4   3.0   112
```

用高程設定縱切面時，大約每 25 公尺平面距離就須有一高程資料，否則難以準確估計車輛在不同地點之速率。

例題 17：設定路肩開放後之車道

如果例題 15 之路段沒有隧道，但從 A 點往 B 點方向的路肩開放，試修改表 20 之輸入檔。

解：

因為開放路肩，所以從 A 到 B 方向有 2 主線車道及一路肩車道，其在本例之代號為 3，如圖 25(a)所示。此外，此路段沒有隧道，所以其模擬路網只需要 2 節點及 2 節線，如圖 25(b)所示。

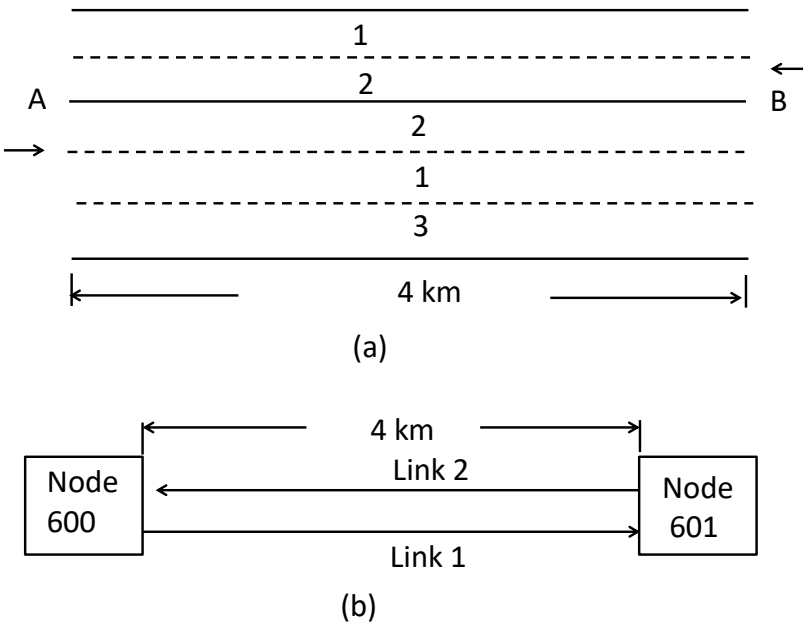


圖 25 例題 17 路段車道配置及模擬路網

因為只有節線 1 及節線 2，所以表 20 內有關節線 3 及節線 4 之資料必須除掉，比較表 20 及表 21 就可知須修正之資料，其中需注意的是節線 1 及節線 2 之長度為 4 公里(見表 21 之檔型 1 及檔型 60 資料)，此外，因從節線 1 或節線 2 離開之後不必進入另一節線，所以沒有必要用檔型 2 資料。檔型 20 資料中節線 1 之直行(代號 5)車道須加車道 3(路肩)。

表 21 例題 17 輸入檔 Free2.txt

```
5555 0       simulation controls,number of runs, # periods, data collection period, seed,
2     2     500    2550 0.5    600    2500 19138
5555 1       read type 1 data, upstream node, down stream node, ids of 6 continuous lanes
1     600    601     1       NO     2       3.6    0.0    0 3.0    0.0    4.00      FREE
2     601    600     1       NO     2       3.6    0.0    0 3.0    0.0    4.00      FREE
5555 3     read type 3 data,    node base link, sharp let, left, diagonal left, etc.
600 2 0 0 0 0 0 0 0
601 1 0 0 0 0 0 0 0
5555 5    read type 5 data link, side, Aux, L1,L2,L3, Start ,End,Width, offset
1       1       SHOULDER       3     0     0       0.0          4.0      3.2    0.0
5555 20     Type 20 data, link,turn type allowed, ids of lanes
1       5       1       2       3       0     0     0
2       5       1       2       0       0     0     0
5555 21    Type 21 data, turning movements at end of link for veh type
1       9       5     100.0    0     00.0    0    0.0      0    0.0    0    0.0    0    0.0
2       9       5     100.0    0     00.0    0    0.0      0    0.0    0    0.0    0    0.0
5555 30    Type 30 data, flow rates at source nodes, to in/out,period
600    1       1       1700.        90.5    00.0    1.5    5.0    3.0    0.0
600    1       2       1700.        90.5    00.0    1.5    5.0    3.0    0.0
601    1       1       2000.        90.5    00.0    1.5    5.0    3.0    0.0
601    1       2       2000.        90.5    00.0    1.5    5.0    3.0    0.0
5555 45    Type 45 data, Speed Zones
1     0.0       90.    90.     90.
2     0.0       90.    90.     90.
5555 46    TYPE 46 data, change free-flow speed for each zone
1     1    95. 95.    95.
2     1    95. 95.    95.
5555 47    TYPE 47 data, free-flow speed at entry point(Small veh, motorcycle, heavy)
600    95     95     95
601    95     95     95
5555 50    Type 50 data, Link, Speed Zone ID, Capacity,    critical speed, adj
1    1       1800     75.0       0.5
2    1       1800     75.0       0.5
5555 60 Type 60 data, Link, ID, Start,End, % slope    San-Yi northbound
1     1       0        4.000         3
2     1       0        4.000         -3
5555 86    vehicle weight, horsepower, and engine efficiency
1     2000.      36    0.92
2     180         5.5    0.92
3     15000      215 0.85
4     10500      124 0.85
5     32000      260 0.85 taiwan
5555 95    Type 95 data, detector for flow data
1     0.001    0.2    0.5    1.0    1.5    2.0    3.0    4.0    5.0    6.0
2     1.2       1.4    1.6    1.8    2.0    2.2    2.4    2.6    2.8    3.0
99999 99999
```

表 21 資料檔 Free2.txt 也可從臺灣公路容量分析專區網站下載。

附錄I

公路容量手冊
第四章「高速公路基本路段」
修訂稿

4.1 緒論

高速公路基本路段指在車流穩定狀況下，交通運作不受匝道、隧道、收費系統或主線號誌控制影響的路段。一般而言，這種路段存在於遠離匝道、隧道及其他影響車流運作之設施的地點。但距離多遠才可以視為基本路段則難以確定。

基本路段可能在平坦的地形，也可能有上、下坡。這種路段的車流運作可能受車道數、車道寬、車種組成、坡度、坡長及駕駛行為等因素之影響。臺灣高速公路的車道寬多數在 3.5 公尺及 3.75 公尺之間，路肩寬通常在 1.8 公尺及 3.3 公尺之間。其他狀況相同時，在這些範圍內的路段預期有相近的交通運作特性。

「2011 年臺灣公路容量手冊」[1]第四章分析高速公路基本路段的方法依賴很有限而且陳舊的流率與速率關係。此舊版分析方法亦缺乏適用於分析坡度路段之工具。為了建立改良的分析方法，本所發展 2018 公路系統模擬模式(2018 Highway Traffic System Simulation Model，或簡稱 2018HTSS 模式)並探討 2018 年偵測器資料所顯示之車流特性[2]。這些偵測器地點遠離隧道，距離下游匝道 1.4~4.9 公里，距離上游匝道 1.6~10.7 公里。分析地點位於國 1 及國 3，國 5 則缺乏適合探討之基本路段。

本章之分析方法將路段劃分成平坦路段、評估重車速率變化之坡度路段及評估服務水準之坡度路段。平坦路段及評估重車速率變化之坡度路段可用圖、表及分析性模式來分析。坡度路段的運作很複雜，本章建議採用 2018HTSS 模式來分析。將來可考慮利用大量的模擬資料建立可用來分析坡度路段之圖、表及分析性模式。

4.2 車流特性

4.2.1 車種組成

高速公路偵測器根據車長將車輛分成三類。長度不超過 5.5 公尺者視為小車；長度超過 5.5 公尺但不超過 12.2 公尺者屬大車；長度超過 12.2 公尺者為聯結車。根據這些劃分標準，大車中可能有不少車長接近 5.5 公尺之輕型貨車。聯結車則包括半聯結車及全聯結車。大客車的長度不超過 12.2 公尺，因此屬大車。

根據 2018 年 16 天之偵測器資料，在早上 5 點到晚上 7 點之間通過 10 處路段的大車及聯結車比例如表 4.1 所示。

表 4.1 國 1 及國 3 每日大車及聯結車之比例

國道	路段	大車百分比(%)		聯結車百分比(%)	
		平均	範圍	平均	範圍
1	1N1 五堵-汐止北上	3.6	2.8-4.9	2.3	1.5-3.5
	1N2 楊梅-湖口北上	3.5	2.2-5.5	4.3	2.8-5.7
	1N3 竹北-新竹北上	4.0	2.2-6.2	3.8	2.5-5.4
	1S1 五堵-汐止 南下	2.8	3.2-5.6	2.9	2.3-3.9
	1S2 楊梅-湖口 南下	3.1	1.6-4.9	3.8	2.3-5.0
	1S3 內湖-圓山 南下	8.6	8.2-8.8	2.5	2.2-3.0
3	3N1 大溪-龍潭北上	2.5	1.6-4.3	1.6	0.7-3.1
	3N2 龍潭-關西北上	2.9	1.1-5.0	1.1	0.4-1.9
	3S1 鶯歌-大溪 南下	1.9	0.8-4.0	1.7	0.5-3.9
	3S2 大溪-龍潭 南下	2.0	0.9-3.9	1.7	0.7-3.7

資料來源：[2]。

4.2.2 車種之車道分佈

如表 4.2 及 4.3 所示，不同車種使用各車道之比例隨地點、車道數及路肩是否開放而異。車種之車道分佈有下列之一般性質：

1. 小車幾乎均勻的集中在最內側之兩車道。
2. 大車使用外車道之比例最高，使用內側道的比例常不到 10%。
3. 聯結車很少使用內車道，使用外車道之比例可達 87%。
4. 路肩開放時，少有大車及聯結車會進入路肩。於 2 車道路段(如 1N1 及 1S3)，15%~27%之小車使用路肩；於 3 車道路段(如 1N3 及 3N1)，則 9%~13%之小車使用路肩。

表 4.2 路肩未開放路段，車種之車道分佈

路段	小車				大貨車				聯結車			
	車道				車道				車道			
	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
1N2	38.5	38.8	22.7	-	17.0	30.5	52.5	-	1.3	19.0	79.7	-
1N3	37.6	36.3	26.1	-	19.5	35.0	45.5	-	1.7	57.4	40.9	-
1S2	39.6	39.0	21.4	-	9.5	21.4	69.1	-	0.6	23.3	76.2	-
3N2	36.1	39.3	24.6	-	6.3	31.6	62.1	-	3.1	16.6	80.4	-
3S1	29.5	28.8	24.1	17.6	8.0	10.8	35.2	46.0	0.0	5.9	46.9	47.2
3S2	37.7	36.7	25.6	-	2.3	27.3	70.3	-	0.8	11.9	87.3	-

資料來源：[2]。

表 4.3 路肩開放路段，車種之車道分佈

路段	小車				大貨車				聯結車				
	車道				車道				車道				
	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	路肩
1N1	44.7	39.8	(15.4)	-	35.2	57.4	(7.4)	-	30.1	69.5	(0.4)	-	開
1N1	50.0	48.9	(1.2)	-	32.9	66.6	(0.5)	-	28.5	71.3	(0.2)	-	關
1N3	33.0	31.1	26.5	(9.3)	16.2	43.7	35.4	(4.8)	0.4	51.1	48.1	(0.4)	開
1N3	35.8	38.1	24.8	(1.3)	12.3	38.7	48.3	(0.7)	0.2	41.0	58.7	(0.1)	關
3N1	33.1	31.3	22.6	(13.0)	11.8	34.7	49.2	(4.4)	3.1	20.7	74.2	(2.0)	開
3N1	38.5	40.4	19.9	(1.2)	8.3	32.3	58.8	(0.6)	0.5	19.9	79.5	(0.1)	關
1S3	35.1	27.2	(26.6)	-	38.6	50.2	(0.1)	-	37.2	51.4	(0.3)	-	開
1S3	49.0	37.0	(2.9)	-	38.6	50.3	(0.0)	-	33.3	55.5	(0.0)	-	關
註：( )內之值為路肩使用百分比													

資料來源：[2]。

坡度路段上車流之車道分佈預期會隨需求流率、坡度、坡長、車種組成及是否有爬坡道而異。目前相關的現場資料很有限。本所於 2014 年的研究[3]曾探討小車及大型貨車在國 1 三義坡度路段(147K-155K 之間)的車

道分佈。此路段北上的上坡及下坡坡度各約在 4.5%及 2.8%左右。圖 4.1 及 4.2 分別顯示北上小車及大車的車道使用率。在進入上坡之前，絕大多數的大車使用外車道。在有爬坡車道的地點，使用外車道及爬坡車道之大車占所有大車之比例更高。多數小車均勻的使用最內側兩車道。在有爬坡車道的地點，也有小部分小車進入爬坡道。南下之小車及大型貨車有相似之車道分佈。

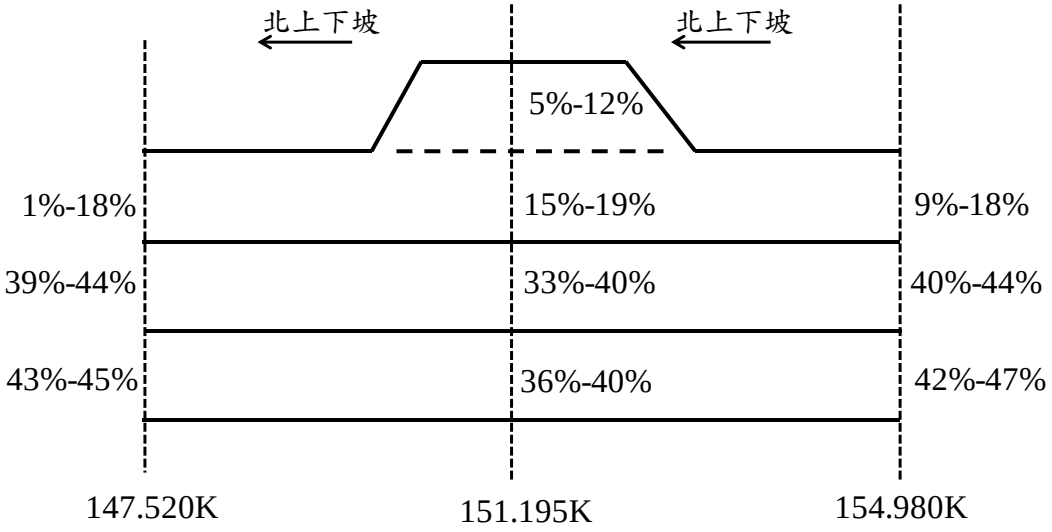


圖 4.1 國 1 北上三義路段小車之車道分佈

資料來源：[3]。

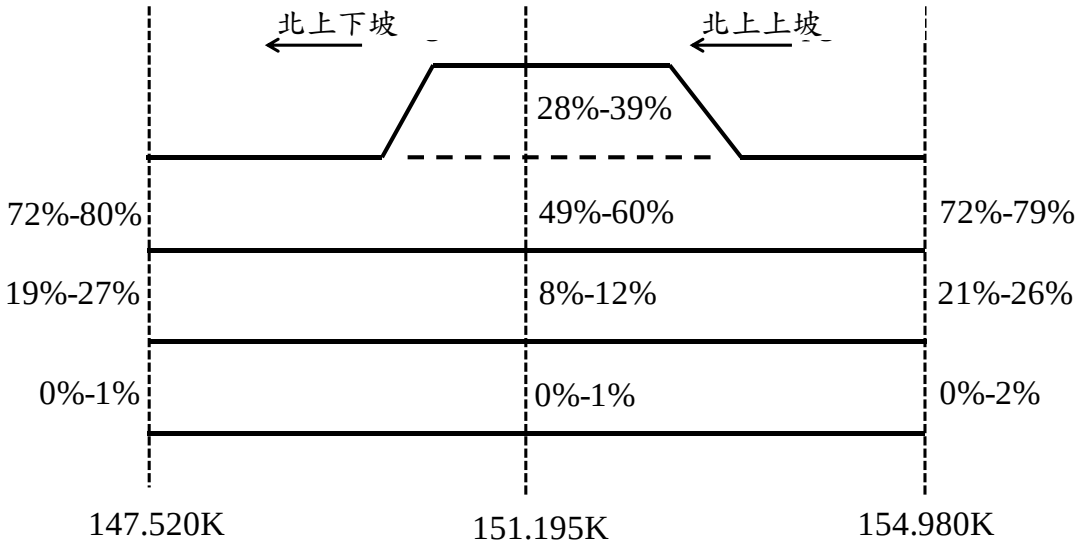


圖 4.2 國 1 北上三義路段大車之車道分佈

資料來源：[3]

4.2.3 車流之車道分佈

單向各車道的使用率隨需求流率、車道數、路肩有無開放、車流屬穩定或壅塞狀況及路段所在地而異。圖 4.3、4.4、4.5 及 4.6 顯示 4 類型路段在車流穩定狀況的代表性使用率。這些使用率可用表 4.4 所列之模式來估計。壅塞狀況時之使用率列於表 4.5。

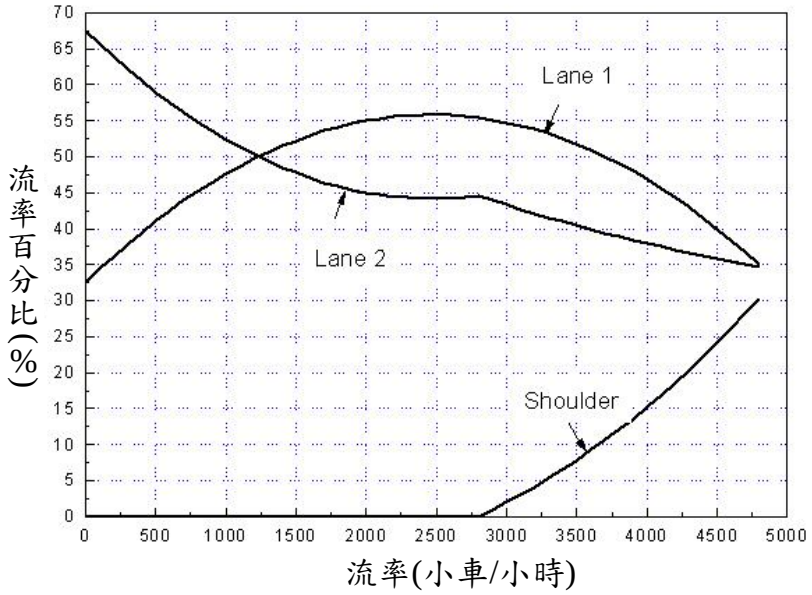


圖 4.3　2 車道且路肩開放路段車流之車道分佈

資料來源：[2]。

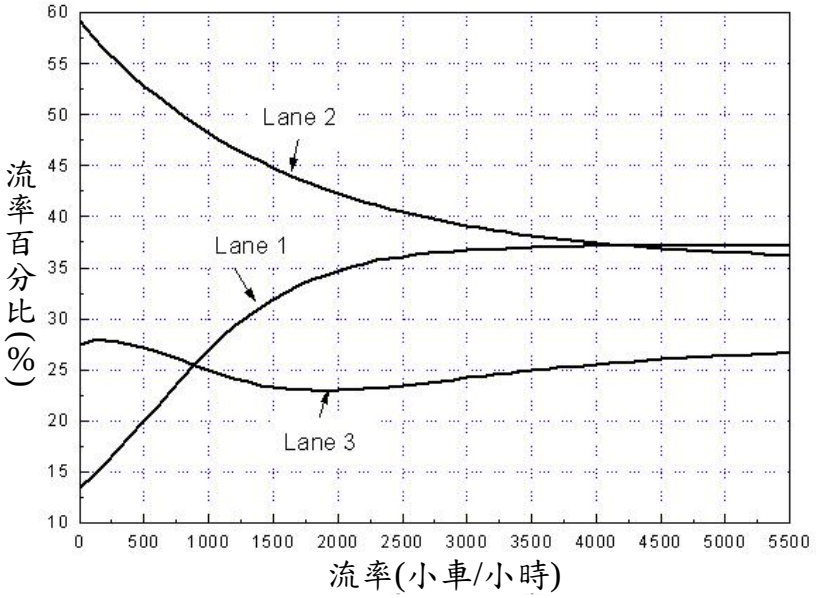


圖 4.4　3 車道路段車流之車道分佈

資料來源：[2]。

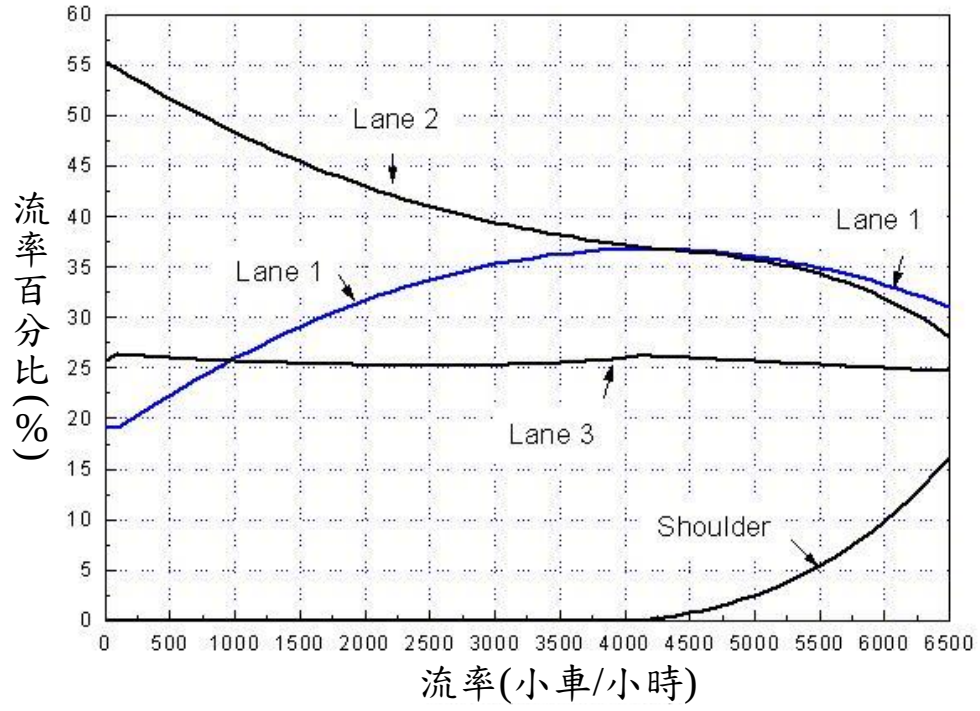


圖 4.5　3 車道且路肩開放路段車流之車道分佈

資料來源：[2]。

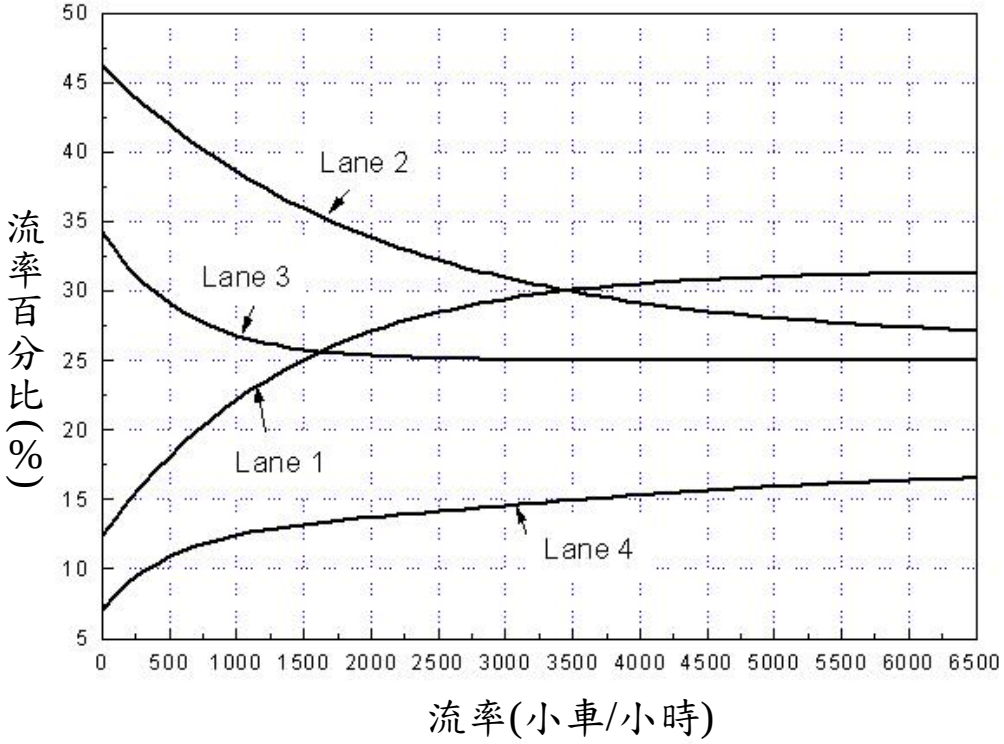


圖 4.6　4 車道路段車流之車道分佈

資料來源：[2]。

表 4.4 穩定車流狀況之平坦路段車道使用率估計模式

路段屬性		估計模式		
車道數	路肩開放	車道	使用率 P_i(%)	適用流率範圍 Q (輛/小時)
2	✓	1	$P_1 = 32.5+0.0189Q-3.828\times10^{-6}Q^2$	≦4,800
		2	$P_2 = 100-P_1$	≦2,800
			$P_2 = 67.8-0.0103Q+7.1313\times10^{-6}Q^2$	2,800~4,800
		路肩	$P_S = 0$	≦2,800
			$P_S = 100-P_1-P_2$	2,800~4,800
3	×	1	$P_1 = 4.3+\frac{32.852}{1+e^{-\frac{Q-551.23}{571.82}}}$	≦5,500
		2	$P_2 = 35.4+17.4e^{-\frac{Q-500}{1622.4}}$	≦5,500
		3	$P_3 = 100-P_1-P_2$	≦5,500
3	✓	1	$P_1 = 19+0.00871Q-1.0666\times10^{-6}Q^2$	≦6,500
		2	$P_2 = 85.7-\frac{51.364}{1+e^{-\frac{Q+601.74}{1,632}}}$	≦4,080
			$P_2 = 37.6-\frac{47.359}{1+e^{-\frac{Q-7646.6}{828.04}}}$	4,080~6,500
		3	$P_3 = 100-P_1-P_2$	≦4,080
			$P_3 = 29.0-6.67\times10^{-4}Q$	4,080~6,500
		路肩	$P_4 = 0$	≦4,080
			$P_4 = 100-P_1-P_2-P_3$	4,080~6,500
4	×	1	$P_1 = -131.1+\frac{162.442}{1+e^{-\frac{Q+2580.9}{1,276}}}$	≦6,500
		2	$P_2 = 26.3+15.63e^{-\frac{Q-500}{2,064.33}}$	≦6,500
		3	$P_3 = 25.0+4.09e^{-\frac{Q-500}{612.4}}$	≦6,500
		4	$P_4 = 1-P_1-P_2-P_3$	≦6,500

資料來源：[2]。

表 4.5 壅塞狀況下平坦路段車流之車道分佈

路段屬性		車道使用百分比			
車道數	路肩開放	車道			
		1	2	3	4
2	✓	37	32	(31)	
3	×	33	34	33	
3	✓	25	25	26	(24)
4	×	25	25	25	25
註：( )內之值為路肩使用百分比					

資料來源：[2]。

雖然車道使用率隨路段所在地而異，同一類型之路段有類似的車道使用特性，例如 3 車道路段在車流穩定而且中、低流率的狀況下，中間車道(第 2 車道)之使用率最高。流率增加時，內車道(第 1 車道)及中間車道的使用率逐漸接近。外車道(第 3 車道)的使用率低於其他兩車道。在高流率，或壅塞狀況時，各車道的使用率接近 33%。

在路肩開放的路段上，車道使用之行為比較複雜。通常路肩開放且路肩開始有顯著車流時，一般車道之平均流率大約在 1,200~1,600 輛/小時左右。在中、低流率，且路肩未開放之前，第 2 車道的使用率高於第 1 車道。路肩開放之後，第 1 及第 2 車道的使用率隨流率的增高而逐漸降低。在快進入壅塞狀況之前，路肩的使用率只有一般車道使用率之 37%–85%。進入壅塞狀況之後，每車道的使用率皆相近。

4.2.4 平坦路段大型車輛之小車當量

本手冊第二章對估計平坦路段上大型車輛之小車當量有詳細的說明。目前臺灣缺乏可用以估計小車當量之現場資料，所以本所一研究工作[2]先根據偵測器資料訂定如圖 4.7 所示，小車跟隨小車之基準平均車距，然後利用美國一大型研究計畫之結果[4]估計小車跟隨大型車輛及大型車輛跟隨小車之額外車距。根據此手續所估計的大型車輛之小車當量如圖 4.8~圖 4.10 所示。這些圖所示之近似值可用表 4.6 所示的公式來估計。小車當量之主要影響因素為車種及車速。大型車輛之比例對小車當量的影響很微弱。

臺灣聯結車多數類似 4 軸聯結車，所以所有聯結車可當作 4 軸聯結車來估計當量。當量深受速率之影響。分析現存路段時，平均速率可從現場

資料來估計。規劃一新路段時，平均速率在當量未估計之前難以預測，因為一般路段之大型車輛比例不高，而且容量分析之主要對象為高速穩定狀況，所以採用一固定的 1.4 當量值是一保守而且可接受的作法。

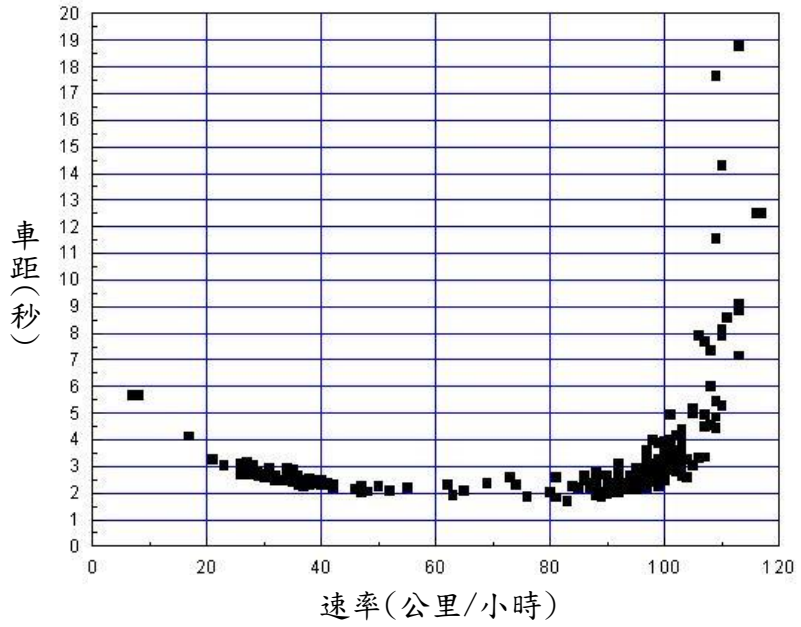


圖 4.7 國 3 南下鶯歌-大溪路段小車跟隨小車之平均車距

資料來源：[2]。

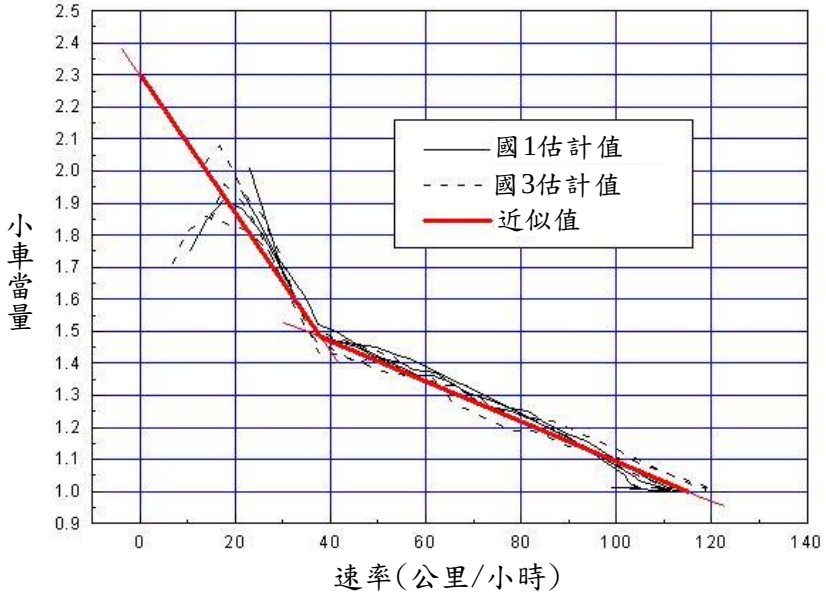


圖 4.8 國 1 及國 3 大車之小車當量

資料來源：[2]。

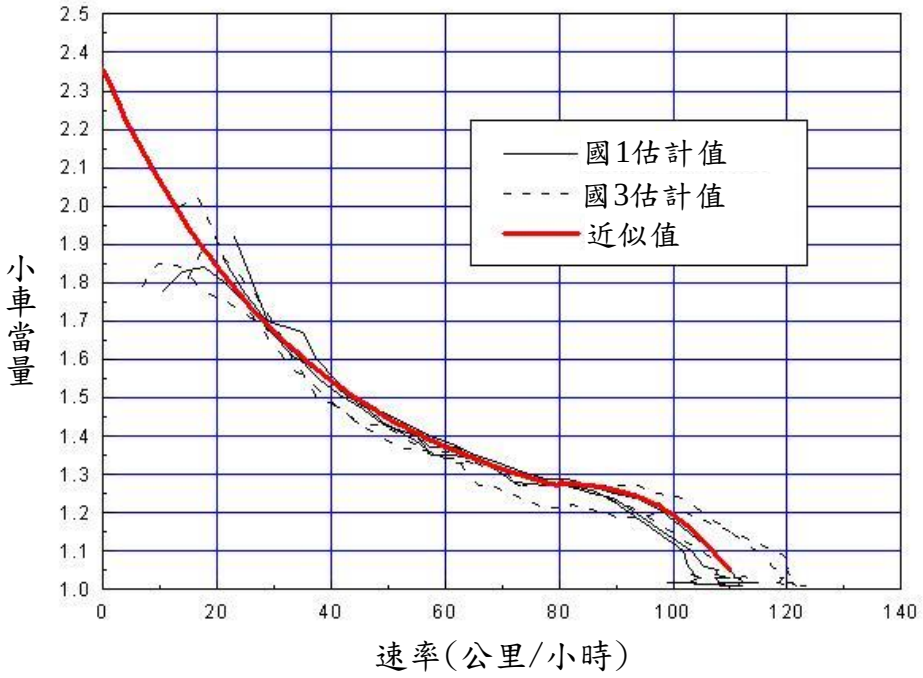


圖 4.9 國 1 及國 3 之 4 軸聯結車小車當量

資料來源：[2]。

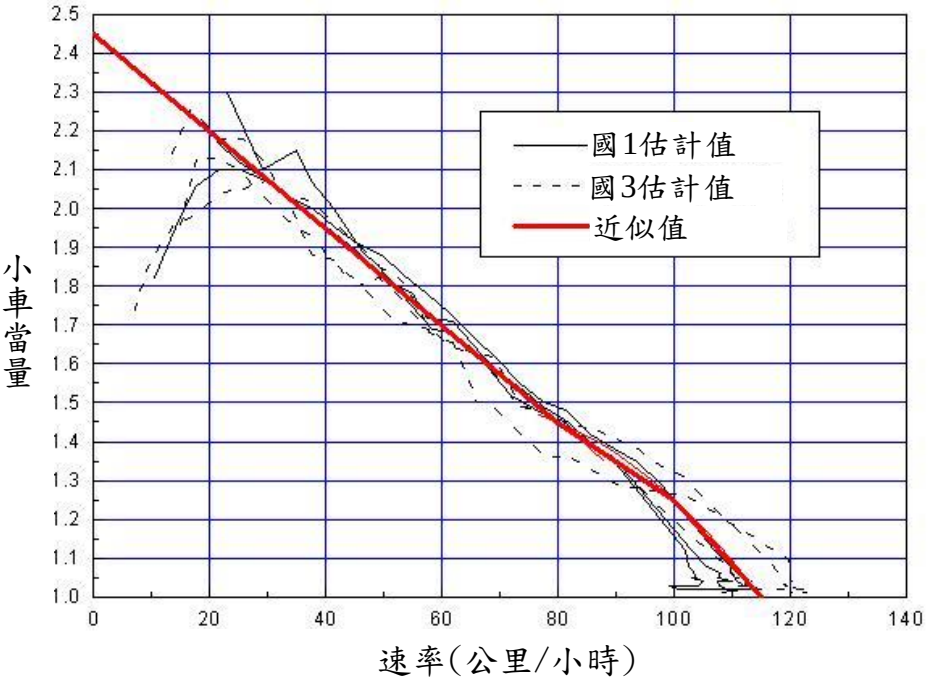


圖 4.10 國 1 及國 3 之 5 軸聯結車小車當量

資料來源：[2]。

表 4.6 國 1 及國 3 大型車輛在平坦路段之小車當量估計模式

車種	估計模式	適用速率 V (公里/小時)
大車	$E_{SU} = 2.3 - 0.0216V$	≦38
	$E_{SU} = 1.72 - 0.00623V$	38~115
	$E_{SU} = 1.0$	＞115
4 軸聯結車	$E_{T4} = 1.13 + 1.226\, e^{-\frac{V}{36.883}}$	≦80
	$E_{T4} = 1.29 - \frac{0.6453}{1 + e^{-\frac{V-114.24}{7.9753}}}$	80~112
	$E_{T4} = 1.0$	＞112
5 軸聯結車	$E_{T5} = 2.45 - 0.0125V$	≦80
	$E_{T5} = 0.73 + 0.0243V - 1.905 \times 10^{-4} V^2$	80~115
	$E_{T5} = 1.0$	＞115

資料來源：[2]。

4.2.5 代表性車輛之總重/馬力比

車輛總重/馬力比是影響坡度路段上車速特性之主要因素。瞬間馬力受到駕駛行為及車輛設計的影響。根據用國 1 現場資料探討之結果[2]，代表性總重/馬力比如表 4.7 所示。一般的容量分析方法假設坡度路段不影響小車之速率。本所研究[2,3,5,6]則發現坡度也可能顯著影響小車速率。

表 4.7 分析高速公路車流之代表性車輛總重/馬力比

車種	總重 (kg)	馬力 (kW)	總重/馬力比
小車	2,000	36	56
大客車	15,000	215	70
大貨車	10,500	124	85
聯結車	32,000	260	123

資料來源：[2]。

4.2.6 代表性聯結車之加、減速特性

規劃一公路常須評估坡度及坡長對重車自由速率之影響。例如美國 American Association of State Highway and Transportation Officials 之公路設計規範[7]建議上坡時，重車速率之下降程度不宜超過 15 公里/小時。為了協助規劃工作，本章提供圖 4.11~圖 4.13 以估計 123kg/kW 代表性聯結車在上、下坡之加、減速特性。

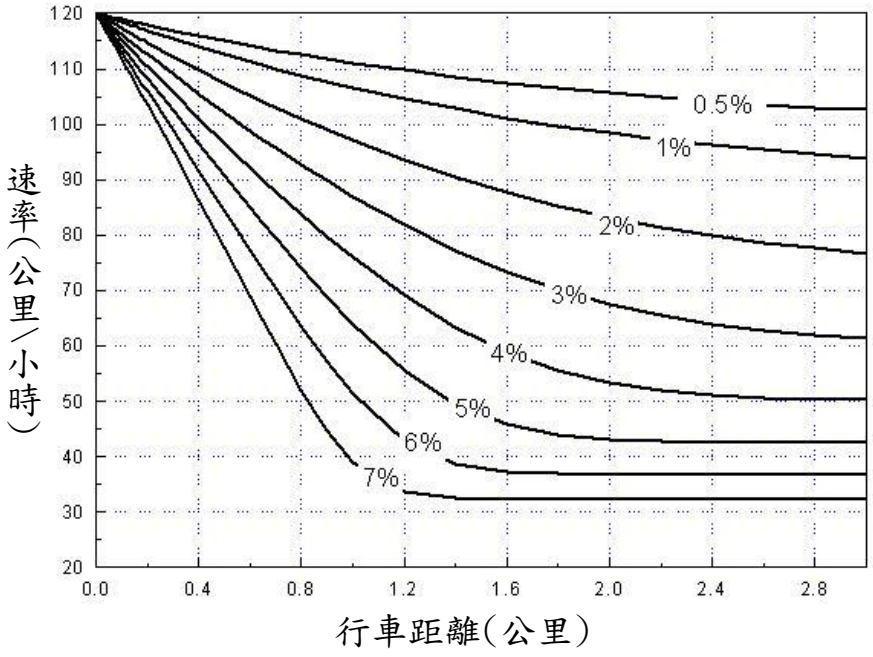


圖 4.11 123kg/kW 聯結車高速進入上坡之後速率與行車距離之關係

資料來源：[2]

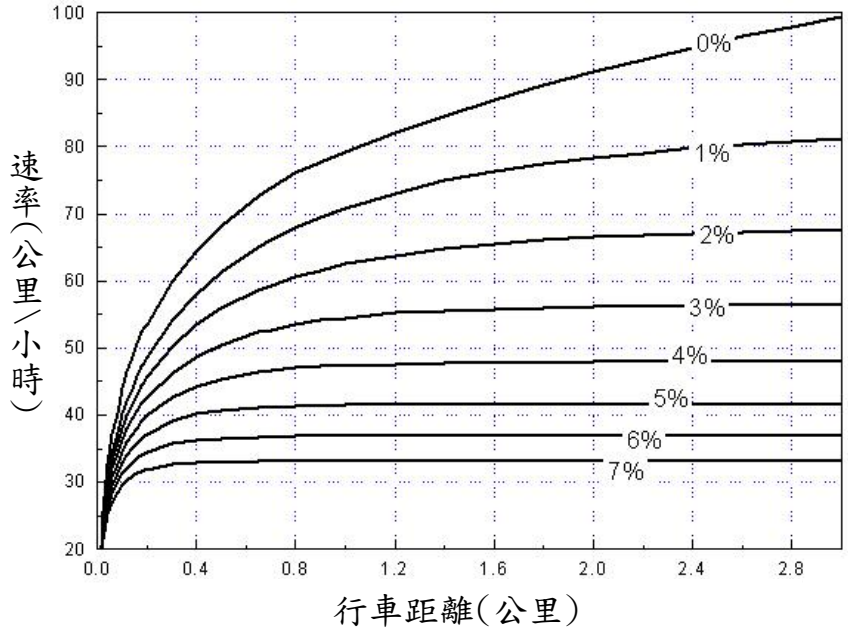


圖 4.12 123kg/kW 聯結車從低速進入上坡之後速率與行車距離之關係

資料來源：[2]

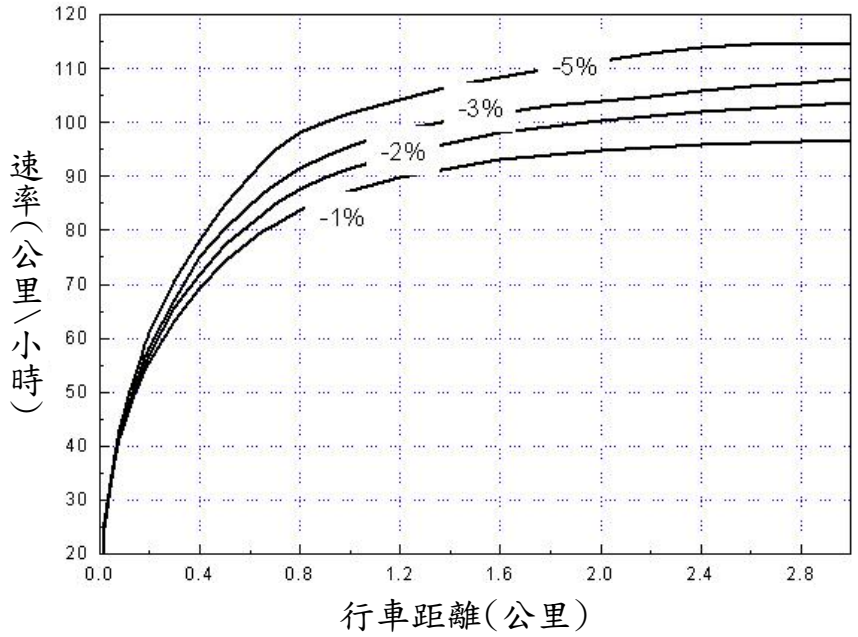


圖 4.13 123kg/kW 聯結車從低速進入下坡之後速率與行車距離之關係

資料來源：[2]

應用圖 4.11、4.12 及 4.13 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：

$$G = \frac{100(Z_b - Z_a)}{X_b - X_a} \tag{4.1}$$

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)。

根據從式 4.2 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 4.14 所示。

第二情況為具備現代公路設計標準之分析路段。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 4.15 所示。在這情況下，縱曲線須用數個近似縱切線來代表。

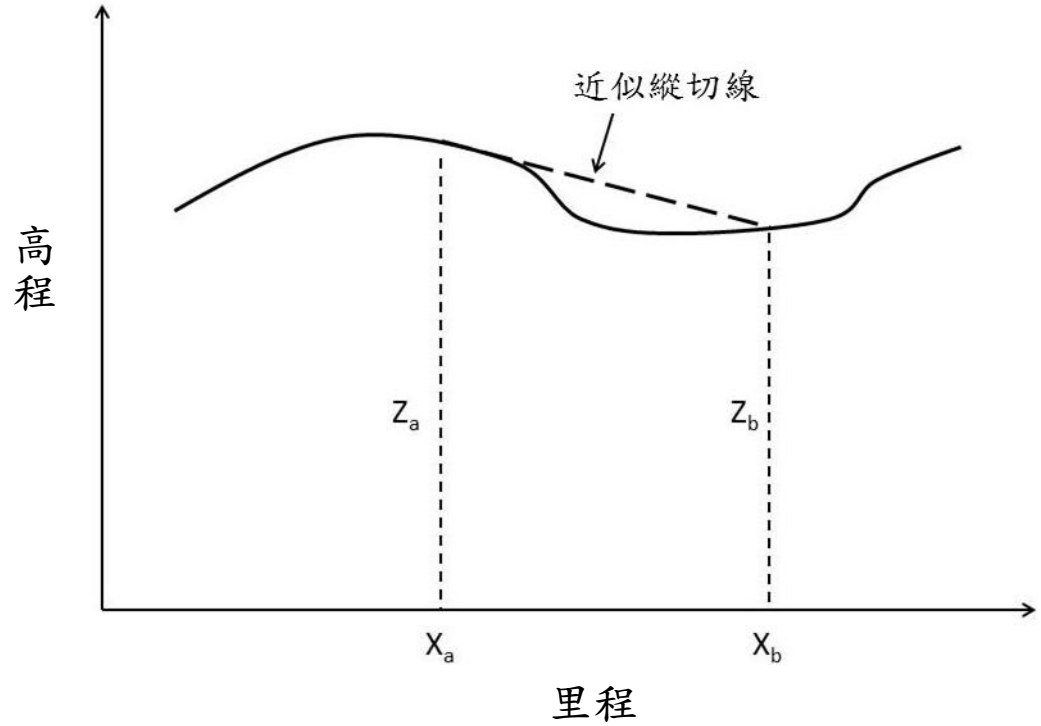
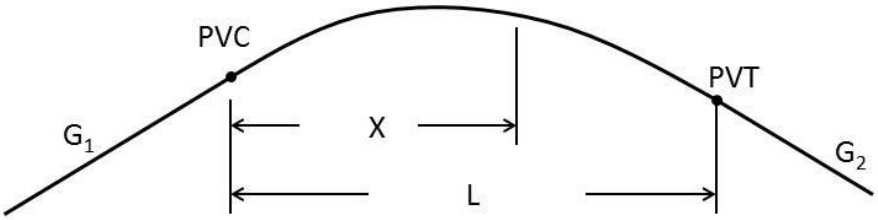
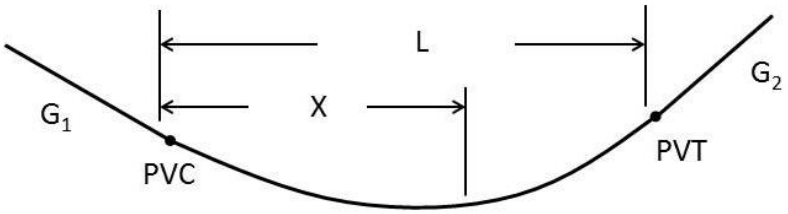


圖 4.14 縱切面用近似縱切線來代表之情況一

資料來源：[1]。



(a) 凸型縱曲線



(b) 凹型縱曲線

圖 4.15 縱切線及拋物線形縱曲線所構成之縱切面示意圖

資料來源：[1]。

此轉換工作須根據下式估計在數個縱曲線上定點的坡度：

$$G_x = G_1 + \frac{G_2 - G_1}{L} X \tag{4.2}$$

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 vertical 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)。

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 4.16 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%，因此 PVC 下游 300 公尺內的縱切面可用一坡度等於+3.5%之縱切線來代表。

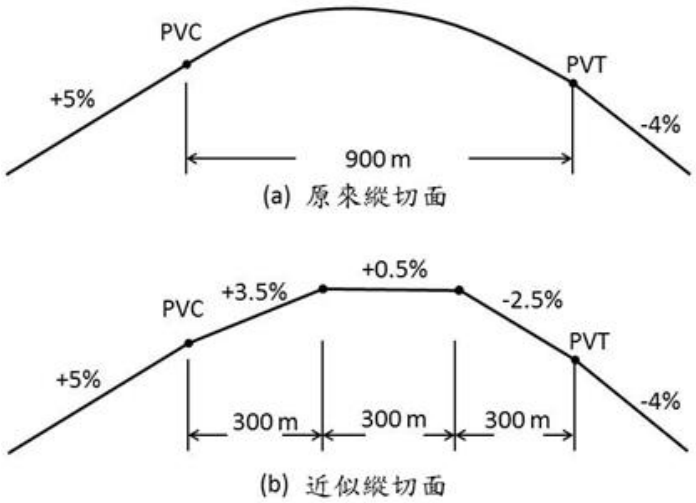


圖 4.16 縱切面用近似縱切線來代表之情況二

資料來源：[1]。

4.2.7 平坦路段流率與速率關係

一路段上不同車道有不同之流率與速率關係。如圖 4.17 及圖 4.18 所示，最內側兩車道上之流率與速率關係通常差距不大，但其他車道上之流率與速率關係則與內車道有顯著的差異。一般而言，越往外側，車道的交通功能越弱。因此車道數越多，平均每車道能承載的最高流率越低。

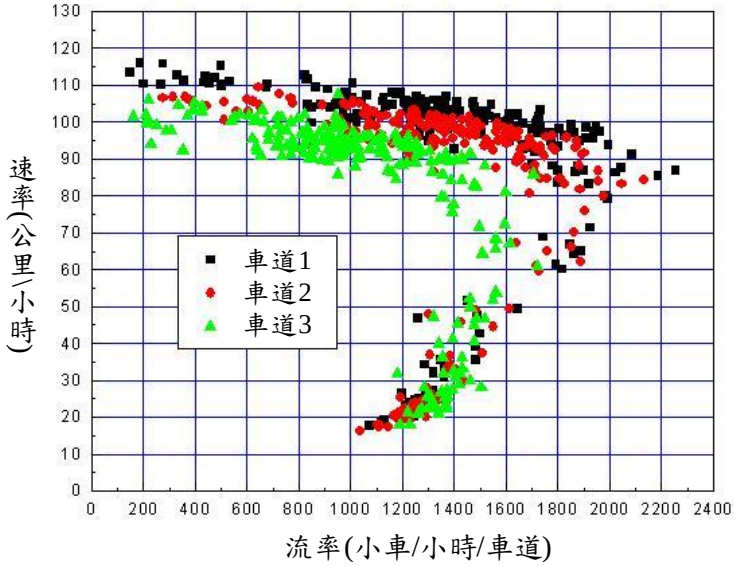


圖 4.17 國 3 南下大溪-龍潭 66.015K 各車道流率與速率關係

資料來源：[2]。

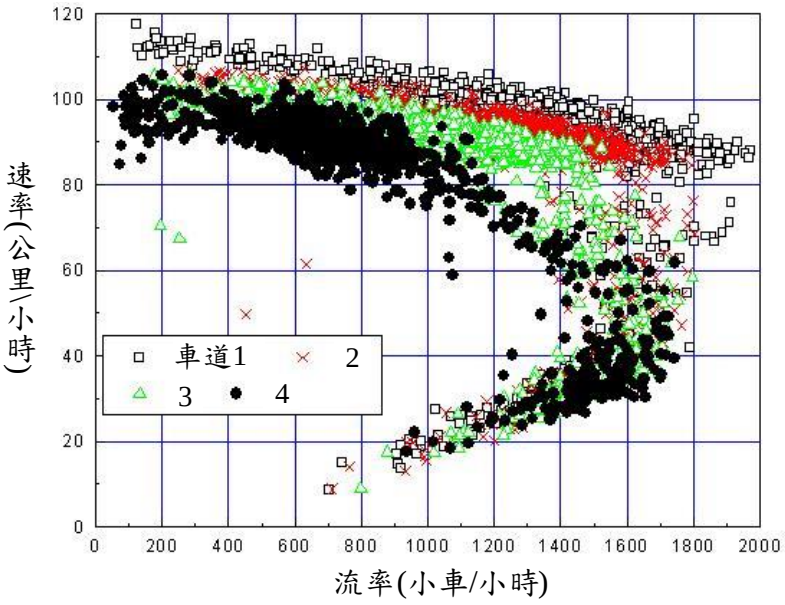


圖 4.18 國 3 南下鶯歌-大溪路段各車道之流率與速率關係

資料來源：[2]。

根據本所 2018 年之研究[2]，圖 4.19~圖 4.23 顯示五種平坦路段之代表性流率與速率關係。這些關係之性質如表 4.8 及 4.9 所示。路肩開放之後，路肩車道之代表性流率與速率關係如圖 4.24 及表 4.10 所示。自由速率等於 100 公里/小時之情況下有 2 種差異顯著的關係，規劃分析時宜用比較保守的類型 A 關係。

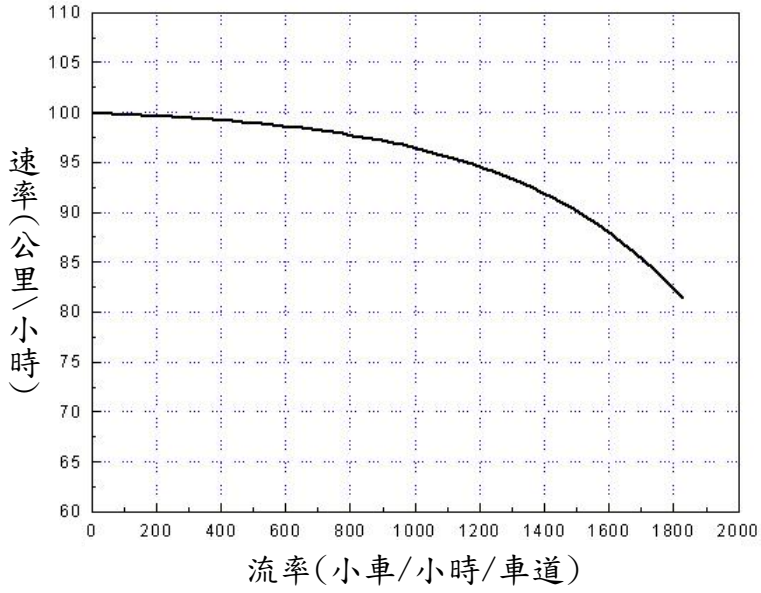


圖 4.19 2 車道平坦路段之代表性流率與速率關係

資料來源：[2]。

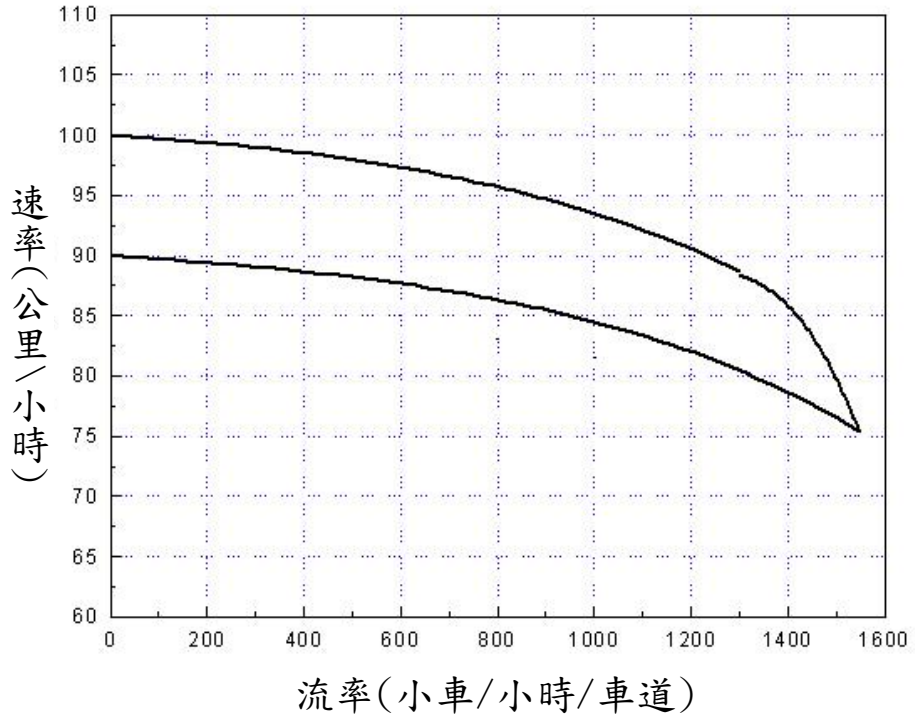


圖 4.20　2 車道且路肩開放平坦路段之代表性流率與速率關係

資料來源：[2]。

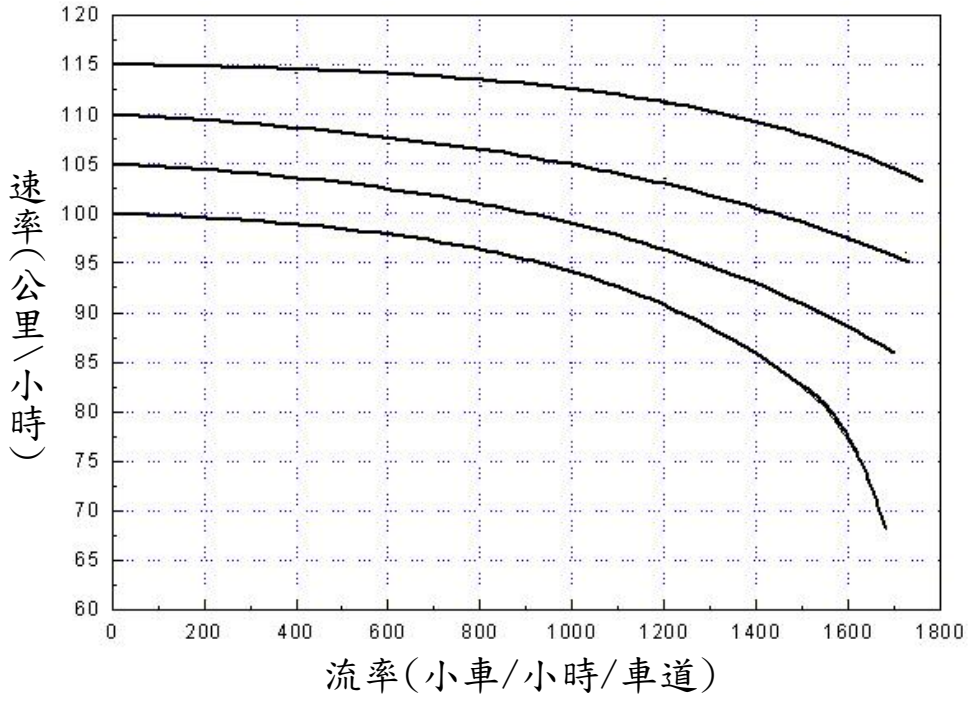


圖 4.21　3 車道平坦路段之代表性流率與速率關係

資料來源：[2]。

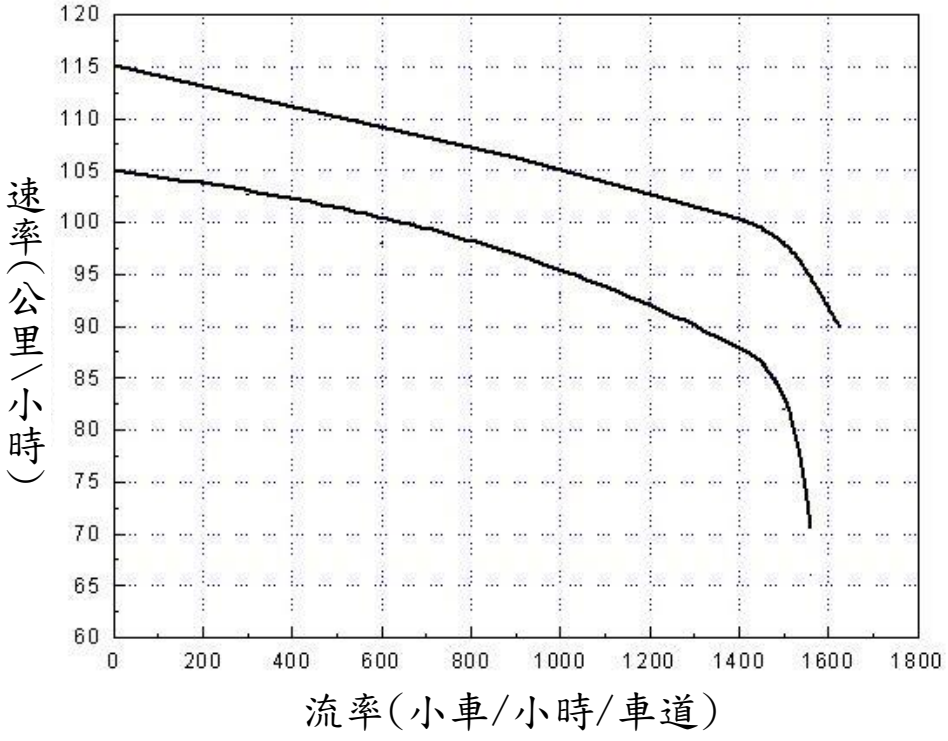


圖 4.22　3 車道且路肩開放平坦路段之代表性流率與速率關係

資料來源：[2]。

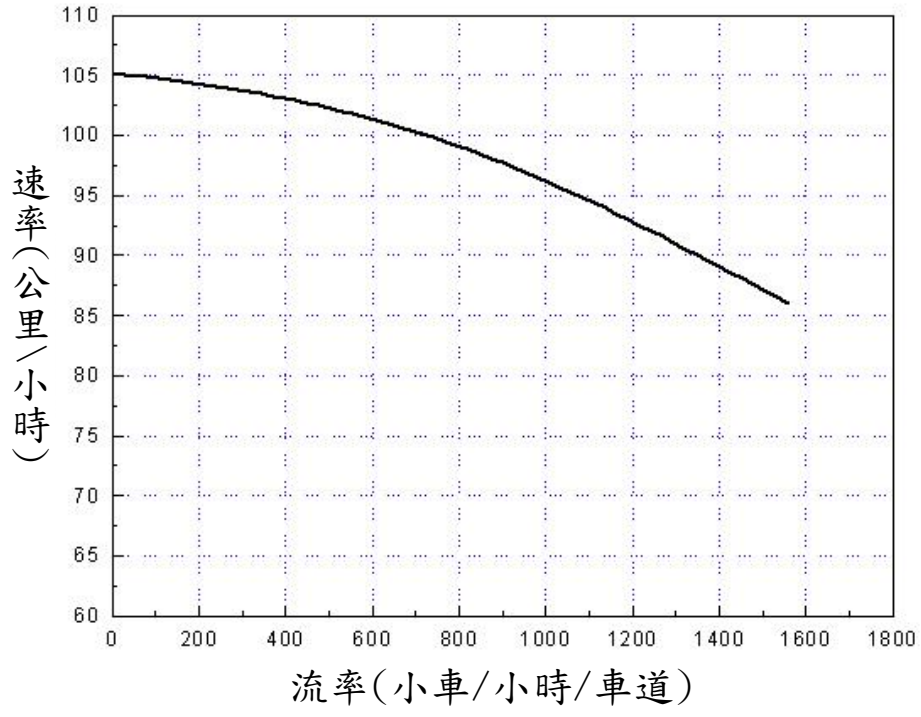


圖 4.23　4 車道平坦路段之代表性流率與速率關係

資料來源：[2]。

表 4.8 路肩未開放平坦路段之流率與速率代表性關係

車道數	自由速率 V_f (公里/小時)	流率 Q (小車/小時/車道)與速率 V (公里/小時)之關係	臨界速率 (公里/小時)	容量(小車/小時/車道)
2	100	$V = 100.5 - \frac{308.510}{1+e^{-\frac{Q-3,233.3}{516.90}}}$	81	1,830
3	115	$V = 115.4 - \frac{394.860}{1+e^{-\frac{Q-3,527}{513.14}}}$	103	1,760
	110	$V = 112.1 - \frac{205.279}{1+e^{-\frac{Q-3,655.3}{799.48}}}$	95	1,730
	105	$V = 106.6 - \frac{105.250}{1+e^{-\frac{Q-2,567.5}{615.4}}}$	86	1,700
	100	如 $Q \leqq 1,500$， $V = 100.7 - \frac{139.691}{1+e^{-\frac{Q-2,368.7}{456.20}}}$ 如 $Q = 1,500 \sim 1,680$， $V = 85.4 - \frac{87.340}{1+e^{-\frac{Q-1,806.4}{89.458}}}$	68	1,680
4	105	$V = 106.8 - \frac{36.312}{1+e^{-\frac{Q-1,414.9}{477.97}}}$	86	1,560

資料來源：[2]。

表 4.9 路肩開放平坦路段之穩定狀況流率與速率代表性關係

一般車道數	自由速率(公里/小時)	流率 Q (小車/小時/車道)與速率 V (公里/小時)之關係	臨界速率(公里/小時)	容量(小車/小時/車道)
2	100	如 $Q \leqq 1{,}300$， $V = 101.5 - \frac{100.996}{1+e^{-\frac{Q-2{,}416.3}{577.02}}}$ 如 $Q = 1{,}300 \sim 1{,}550$， $V = 89.5 - \frac{31.504}{1+e^{-\frac{Q-1{,}566.2}{82.037}}}$	75	1,550
	90	$V = 91.4 - \frac{861.954}{1+e^{-\frac{Q-4{,}107.9}{645.01}}}$	75	1,550
3	115	如 $Q \leqq 1{,}450$， $V = 135.0 - \frac{214.422}{1+e^{-\frac{Q-4{,}992}{2{,}198}}}$ 如 $Q = 1{,}450 \sim 1{,}625$， $V = 100.3 - \frac{15.663}{1+e^{-\frac{Q-1{,}591.4}{52.1}}}$	90	1,625
	105	如 $Q \leqq 1{,}450$， $V = 109.4 - \frac{163.642}{1+e^{-\frac{Q-2{,}968.7}{830.60}}}$ 如 $Q = 1{,}450 \sim 1{,}560$， $V = 87.1 - \frac{148.763}{1+e^{-\frac{Q-1{,}640.2}{38.478}}}$	68	1,560
註：容量、流率及速率為一般車道及路肩車道之平均值				

資料來源：[2]。

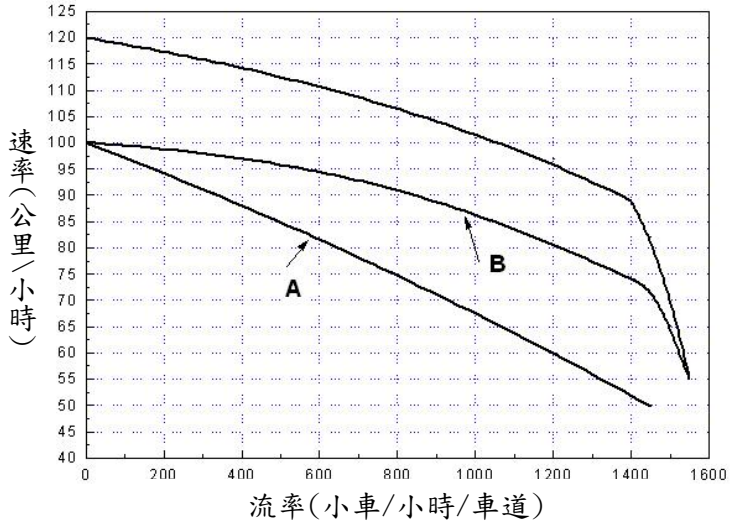


圖 4.24 平坦路段路肩之代表性流率與速率關係

資料來源：[2]。

表 4.10 平坦路段路肩車道之穩定狀況流率與速率代表性關係

自由速率(公里/小時)	流率 Q (小車/小時/車道)與速率 V (公里/小時)之關係	臨界速率(公里/小時)	最高流率(小車/小時/車道)
120	如 $Q \leqq 1{,}400$， $V = 135.1 - \frac{1{,}797.99}{1+e^{-\frac{Q-5{,}903.7}{1{,}237.9}}}$ 如 $Q = 1{,}400 \sim 1{,}550$， $V = -104.0 - \frac{185.788}{1+e^{-\frac{Q-1{,}660.9}{107{,}79}}}$	55	1,550
100	類型 A $V = 195.3 - \frac{1{,}510}{1+e^{-\frac{Q-8{,}523.7}{3{,}158.2}}}$	50	1,450
	類型 B 如 $Q \leqq 1{,}400$， $V = 103.0 - \frac{78.455}{1+e^{-\frac{Q-1{,}671.1}{512.47}}}$ 如 $Q = 1{,}400 \sim 1{,}550$， $V = 75.2 - \frac{29.914}{1+e^{-\frac{Q-1{,}522.4}{38.041}}}$	55	1,550

資料來源：[2]。

通常單向所有車道大約同時從穩定狀況進入壅塞狀況。如表 4.8 及 4.9 之臨界速率所示，進入壅塞狀況時之平均速率皆在 68 公里/小時以上，但多數在 74 公里/小時以上。因此表 4.10 路肩之最高流率存在於路段已進入壅塞狀況之情形。路肩在穩定狀況下能承載的流率遠低於在臨界速率時之最高流率。圖 4.25 顯示這現象之一例。

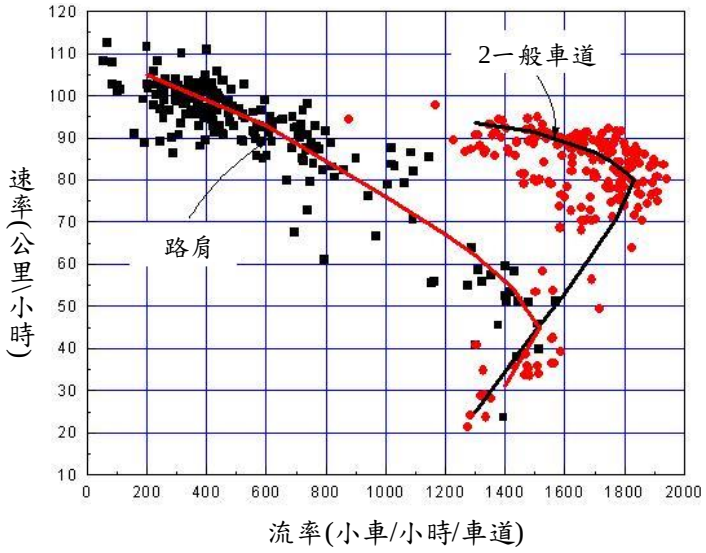


圖 4.25 國 1 北上 8.243K 路肩及一般車道綜合流率與速率關係之對比

資料來源：[2]。

4.2.8 坡度路段平均速率與流率之關係

有關臺灣高速公路坡度路段之車流資料很有限。本所只在三義附近國道 1 號公路北上坡度路段蒐集過現場資料[3]。這些資料可能已不能反映最近的車流特性。一般而言，大車比例或坡度及坡長增加時，平均自由速率下降，容量也有隨著減少的現象。

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。

4.2.9 單向平坦路段之容量

高速公路基本路段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。高速公路基本路段從穩定進

入壅塞狀況時之平均速率通常在 75 公里/小時以上。本章將高速公路基本路段的容量定義為車流從穩定狀況進入不穩定狀況，但平均速率未降到 60 公里/小時以下之前，能持續 1 小時之最高流率的平均值。

用 60 公里/小時為界限所估計之容量通常等於車流從穩定進入壅塞狀況時之流率，亦即現場能觀察到之最高流率平均值。一例外是進入壅塞狀況之後流率仍可隨速率的下降而增高。在此情況之下，用 60 公里/小時為界限所估計之容量會稍低於實際的最大流率。

根據 16 天偵測器資料[2]，表 4.1 所列平坦路段能維持 15 分鐘及 60 分鐘之最高流率平均值(Q_{15} 及 Q_{60}) 如表 4.11 所示。路段 1S3(內湖-圓山)之路肩開放後不到一小時，車流常已進入壅塞狀況但平均速率還未降到 60 公里/小時，因此該路段 Q_{60} 之估計值很可能顯著低於實際能持續 60 分鐘之最高流率。

從表 4.11 可知，除了路段 1S3 之外，Q_{60} 與 Q_{15} 之比值在 0.95 與 0.98 之間，9 處路段之平均為 0.965。因此如果不容易取得在進入壅塞之前持續 60 分鐘之最大流率樣本，則可用持續 15 分鐘之最高流率樣本估計能持續 60 分鐘之最高流率平均值(亦即容量)。

表 4.11　2018 年偵測器資料所顯示之平坦路段最高流率平均值

國道	路段	車道屬性		最高流率(小車/小時/車道)		Q_{60}/Q_{15} 比
		車道數	路肩開放	Q_{15}	Q_{60}	
1	1N1	2	✓	1,500(1,870)	1,460(1,830)	0.97
	1N2	3	×	1,800	1,730	0.96
	1N3	3	✓	1,585(1,900)	1,555(1,865)	0.98
	1S1	3	×	1,740	1,690	0.97
	1S2	3	×	1,850	1,790	0.97
	1S3	2	✓	1,540(1,850)	1,450(1,726)	0.94
3	3N1	3	✓	1,635(1,880)	1,575(1,820)	0.96
	3N2	3	×	1,740	1,650	0.95
	3S1	4	×	1,560	1,520	0.97
	3S2	3	×	1,750	1,695	0.96
註：( )中之值為一般車道在路肩開放前之平均最高流率						

資料來源：[2]。

4.2.10 平坦路段平均自由速率

路段的綜合平均自由速率不一定比速限高。速限為 100 公里/小時之情況下，路段平均自由速率比速限高 0~15 公里/小時，平均差距為 5 公里/小時。速限為 110 公里/小時之路段的平均自由速率比速限高 -2~5 公里/小時，平均差距為 3 公里/小時[2]，但多數路段的平均自由速率比速限高 5 公里/小時。速限 90 公里/小時基本路段的自由速率不詳，預期接近 100 公里/小時。

在無現場資料情況下，可採用表 4.12 所列之平均自由速率。

表 4.12 平均自由速率建議值

速限 (公里/小時)	平均自由速率 (公里/小時)
90	100
100	105
110	115

4.2.11 佔有率與車流密度之關係

佔有率(Occupancy)係指某一小路段被至少一部車輛所佔據的時間的百分比。臺灣高速公路線圈偵測器(Inductive Loop Detector)所佔用之路段長度為 6.8 公尺。但其實際之感應區長度不詳。一般磁場線圈之感應區可能比線圈佔用之路段長 1 公尺左右。如在 5 分鐘的偵測時間內，偵測器感應區被車輛佔據之總時間為 2 分鐘(含車頭進入到車尾離開感應區之時間)，則佔有率為 40%。

臺灣高速公路偵測器所估計之平均速率為時間平均速率(time-mean speed)。在車流穩定的狀況下，此速率比空間平均速率(space-mean speed)約高 0~3 公里/小時。根據流率及空間平均速率，密度可估計如下：

$$D_1 = \frac{Q}{V_s} = \frac{Q}{V_t - \beta} \tag{4.3}$$

此式中，

D_1 = 從流率及空間平均速率推估之密度(輛/公里/車道)；

Q = 流率(輛/小時)；

V_s = 空間平均速率(公里/小時)；

V_t = 偵測器之時間平均速率估計值(公里/小時)；

β = V_t與 V_s之差距(公里/小時)。

從理論的眼光而言，車流密度與佔有率有以下之關係：

$$D_2 = \frac{10 \times K}{L_d + L_a} \tag{4.4}$$

其中，

D_2 = 從佔有率推估之車流密度（輛/公里）；

K = 佔有率（%）；

L_d = 偵測區感應區長度（公尺）；

L_a = 車輛平均長度（公尺）。

如果無實際資料，建議在應用式 4.4 時，假設小客車或所有小車之平均長度皆為 4.6 公尺，大型車輛之平均長度為 9 公尺。根據這些假設值，如大型車輛之比例為 20%時，則車輛平均長度為$L_a = 0.2 \times 9 + 0.8 \times 4.6 = 5.5$公尺。

如果 D_1及 D_2屬同一時段的車流，其值應相等，如圖 4.26 所示。

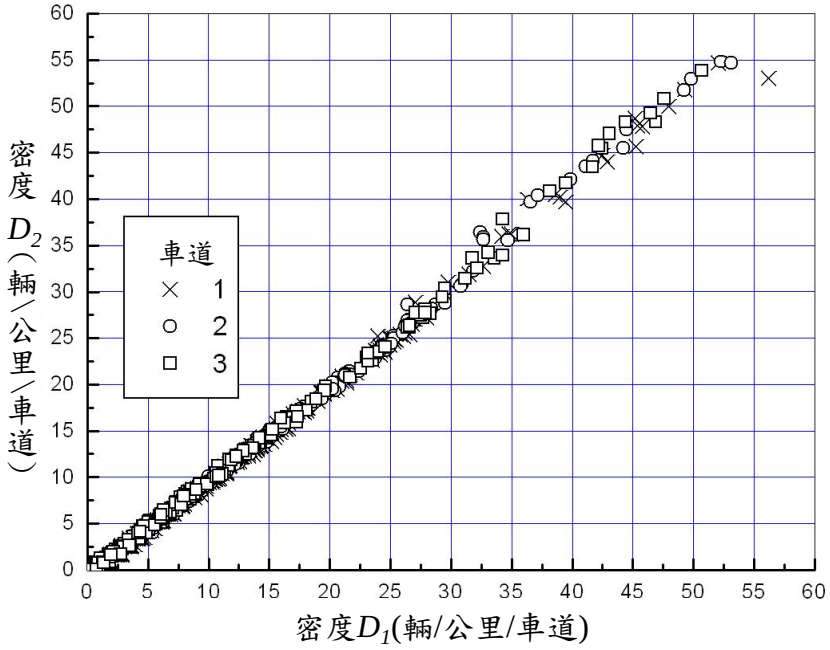


圖 4.26 國 1 南下 8.947K 密度 D_1及 D_2估計值的關係

資料來源：[2]。

4.3 服務水準

本章使用兩個績效指標評估服務水準。其中一指標為流量/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)。但在坡度路段上，*V/C* 比不能反映以速率衡量之行車效率。因此本章另外用速限與平均速率之差距評估服務水準。

服務水準之劃分標準如表 4.13 及表 4.14 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 級仍屬穩定狀態，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。D 級之服務水準也不理想，所以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。

高速公路須能在長距離內維持一高水準的車流運作。高速公路車流在相當高的平均速率(通常最少 75 公里/小時)時就會進入壅塞狀況，因此不宜讓交通運作品質降到第 3 級。

表 4.13 根據 V/C 值之服務水準等級劃分標準

服務水準	*V/C* 值
A	≤ 0.25
B	0.26 ~ 0.50
C	0.51 ~ 0.80
D	0.81 ~ 0.90
E	0.90 ~ 1.00
F	＞ 1

表 4.14 根據速限與平均速率差距之服務水準等級劃分標準

服務水準	速限－平均速率 (公里/小時)
1(良好)	≦10
2(可接受)	11~20
3(不理想)	21~40
4(很不理想)	41~60
5(非常不理想)	≥ 61

應用表 4.5 及表 4.6 之劃分標準評估公路之運作時必須用 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)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。

4.4 分析方法

高速公路之規劃、設計及現有設施運作之評估都可借重容量及服務水準之分析。用於規劃及設計之運用時，分析之目的在於決定何種幾何設計才能在將來維持可接受的服務水準。運作分析之目的則在於探討在特定的幾何設計及交通狀況下，一路段的服務水準。

除了目的不同之外，規劃分析及運作分析也有其它不同處。第一，規劃分析須依賴不少預測之交通狀況，這些資料的正確性可能並不高。運作分析則經常可利用近期的調查資料，其準確性較高。第二，規劃分析過程中，幾何設計必須能提供相當高的服務水準，可假設車流是屬於穩定狀況。運作分析通常車流率為已知。從圖 4.17 可知，同一流率可能屬於兩種不同運作狀況，一為穩定狀況，另一為不穩定、壅塞狀況。所以除非所用之流率為需求流率，運作分析並不一定能訂定真正的服務水準。

本章將分析的目的分成下列三項：

1. 評估平坦路段(坡度< 1%)之服務水準，
2. 評估在自由旅行狀況下123kg/kW 代表性重車上、下坡時速率之變化，
3. 評估在現況或預期尖峰車流狀況下，坡度路段之服務水準。

分析方法隨分析目的而異。

4.4.1 評估平坦路段之服務水準

4.4.1.1 訂定需求流率

需求流率可代表尖峰小時流率或尖峰 15 分鐘流率。一般的規劃及設計最好根據尖峰 15 分鐘之需求流率，以減少因容量不足而造成嚴重的塞車。本章之需求流率指尖峰 15 分鐘之需求流率，其值可估計如下：

$$q = \frac{ADT \times K \times D}{PHF} \tag{4.5}$$

或

$$q = \frac{Q}{PHF} \tag{4.6}$$

此兩式中，

q = 尖峰 15 分鐘單方向之需求流率(輛/小時)；

ADT = 設計年(design year)平均每日流量(輛)；

K = 設計小時流量係數(都會區：0.08~0.12；其他區域 0.12~0.16)；

D = 流量之方向分佈係數(0.5~0.65)；

Q = 實際或預測之尖峰小時流率(輛/小時)；

PHF = 尖峰小時係數(0.85~0.95)。

4.4.1.2 訂定幾何設計狀況

本章假設分析路段的車道寬及路肩寬在常見的範圍之內(車道寬：3.5~3.8 公尺；路肩寬：1.8~3 公尺)。高速公路基本路段之平曲線(horizontal curve)通常有長的曲率半徑，因此平曲線對車流運作的影響不顯著。在這些情況之下，幾何設計狀況主要包括車道數及路肩是否開放。

4.4.1.3 估計每車道平均對等小車流率

分析平坦路段時，混合車流之需求流率須轉換成每車道之平均對等小車流率。根據各種車輛之比例及小車當量，對等小車流率可估計如下：

$$Q_e = q\left[1 + \sum_{i=1}^{n} P_i\left(E_i - 1\right)\right] / N \tag{4.7}$$

此式中，

Q_e =單向每車道之平均對等小車需求流率(小車/小時/車道)；

q =尖峰 15 分鐘單向混合車流之需求流率(輛/小時)；

n =小車除外之車種數；

P_i =小車除外，車種 i 之比例；

E_i =車種 i 之小車當量；

N =車道數。

評估現存路段而且平均速率已知時，小車當量可用表 4.6 之模式來估計。規劃一公路時，可將所有非小車之車輛的小車當量訂為 1.4。

4.4.1.4 訂定須維持之服務水準

規劃及設計必須根據最低應維持之服務水準以選擇幾何設計。在都會區附近的基本路段最少應維持 D2 級之服務水準，都會區外之路段則最低應維持 C2 級之服務水準。

運作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。

4.4.1.5 估計平均自由速率 V_f

平均自由速率可從現場資料估計，或參考表 4.12 之建議值來設定。

4.4.1.6 設定基準速限 V_L

基準速限為分析路段之最高速限。

4.4.1.7 估計容量 Q_{max}、V/C 比及相關服務水準

根據車道數及平均自由速率，平均每車道之容量可從表 4.8 及表 4.9 所列的關係來估計。必要時可用內插或外插法估計。V/C 比可估計為 Q_e/Q_{max}，其相關服務水準可從表 4.13 訂定。如果此服務水準不符合要求，則不必進一步評估平均速率。

4.4.1.8 估計並評估平均速率 V

根據車道數及平均自由速率，圖 4.19~圖 4.23 所示之代表性流率與速率關係或表 4.8 及 4.9 所列之模式可用來估計平均速率 V。必要時可用內插或外插法估計。V_L–V 值之相關服務水準可從表 4.14 來訂定。

4.4.2 評估度路段代表性重車之速率變化

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之自由速率受坡長及坡度的影響。本章圖 4.11~圖 4.13 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。

利用圖 4.11~圖 4.13 評估速率變化之第一項工作是根據本章 4.2.6 節之手續將分析路段之實際縱切面用一連串的近似縱切線來代表。圖 4.27 為實際縱切面及轉換後近似縱切面之一例。

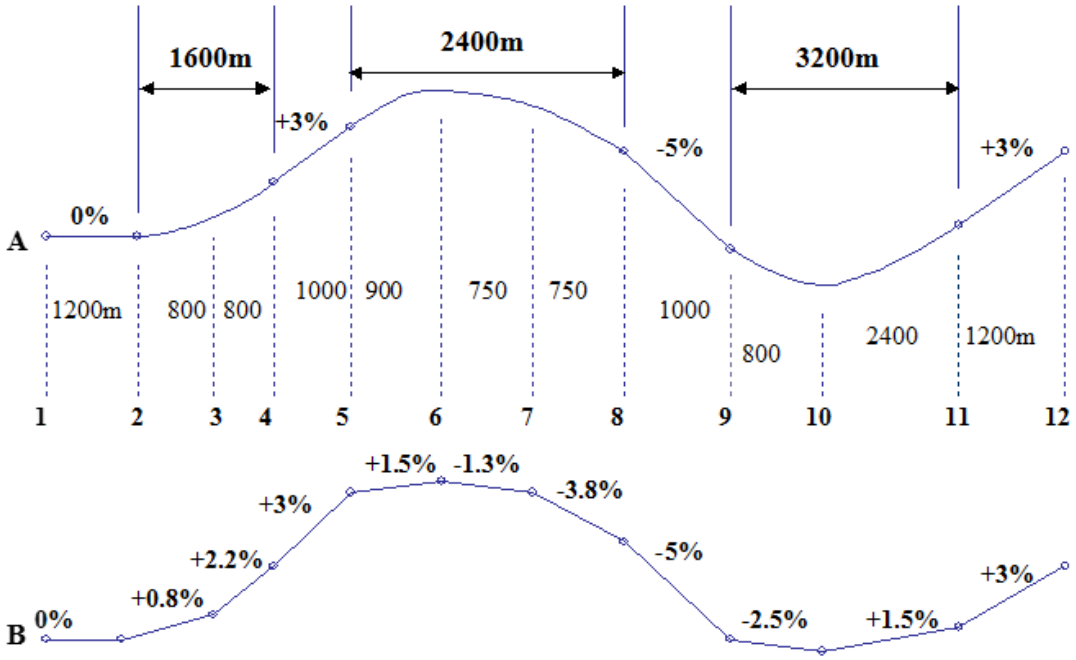


圖 4.27 縱切面幾何設計近似路段之範例

第二項工作是用圖 4.11~圖 4.13 估計在各近似縱切線起點及終點之自由速率。本章 4.5 節例題一說明相關之估計方法。

4.4.3 評估坡度路段之服務水準

目前分析坡度路段必須依賴 2018HTSS 模式。2018HTSS 模式是一微觀模擬模式。應用此模式需有一模式之執行檔(檔名為 2018htss.exe)及一輸入檔(檔名必須訂為 htss.txt)。此兩檔需放在一用 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，只要在執

行檔的圖案(icon)快速按兩次(double click)。輸出檔(檔名為 htssout.txt)會出現在同一子目錄。輸入檔必須根據 2018HTSS 模式使用者手冊建立。輸入檔樣本，執行檔及使用者手冊可從臺灣公路容量分析專區網站 https://thcs.iot.gov.tw/THCS/ 下載。因為使用者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。模擬資料的主要項目如下：

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及馬力比。
8. 偵測站之設置。

模擬高速公路車流時，2018HTSS 模式之使用者可設定一般車道及路肩車道。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、車重及馬力比、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。

模擬分析之一大困難在於輸入檔之建立。上述容量分析專區網站提供輸入檔樣本。模擬常見之情況時，只須更改這些樣本中之一些資料就可進行模擬。

4.5 應用例題

4.5.1 例題 1

一高速公路坡度路段之縱切面可用圖 4.28 之 4 縱切線來代表。如果 123kg/kW 代表性聯結車以 95 公里/小時之速率從 A 點進入 4%之上坡。試估計該車在 B、C 及 D 點之速率。

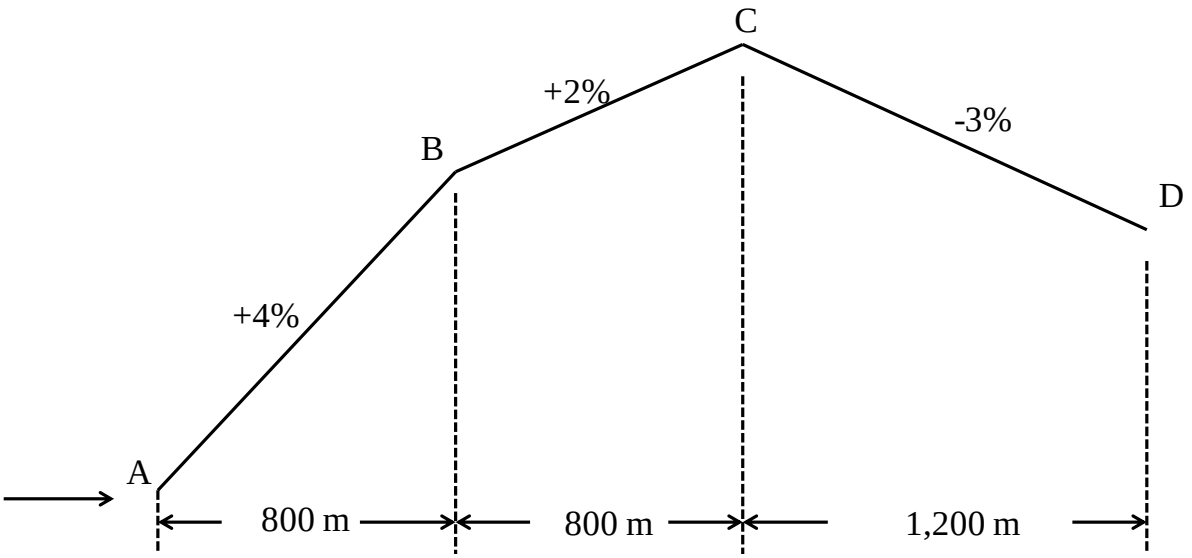


圖 4.28 例題 1 之近似縱切面示意圖

解：

為說明方便起見，本章將圖 4.11~圖 4.13 複製為圖 4.29~圖 4.31。

圖 4.28 A 點之情況(速率 95 公里/小時，坡度+4%)相當於圖 4.29 4%上坡曲線上之 A 點。從 A 點行進 800 公尺(見圖 4.28)之後的情況相當於圖 4.29 4%上坡曲線之 B 點。代表性聯結車在此點的速率大約為 65 公里/小時。

聯結車以 65 公里/小時從 B 點進入 2%之上坡的情況不存在於圖 4.29 之任何減速曲線上。這表示聯結車進入 2%上坡之後會加速。在圖 4.28 B 點的情況相當於圖 4.30 2%上坡曲線之 B 點。從 B 點行進 800 公尺之後的情況相當於圖 4.30 2%上坡曲線之 C 點，聯結車在這一點的速率大約為 67 公里/小時。

聯結車以 67 公里/小時的速率從 C 點進入 3%下坡之情況相當於圖 4.30 3%下坡曲線之 C 點。從此地點行進 1,200 公尺之後的情況相當於圖 4.31 3%下坡曲線之 D 點，其相關速率大約 101 公里/小時。

從上述的分析可知聯結車上坡時之速率降低了 95−65=30 公里/小時，會嚴重干擾車流並增加發生事故之機率。

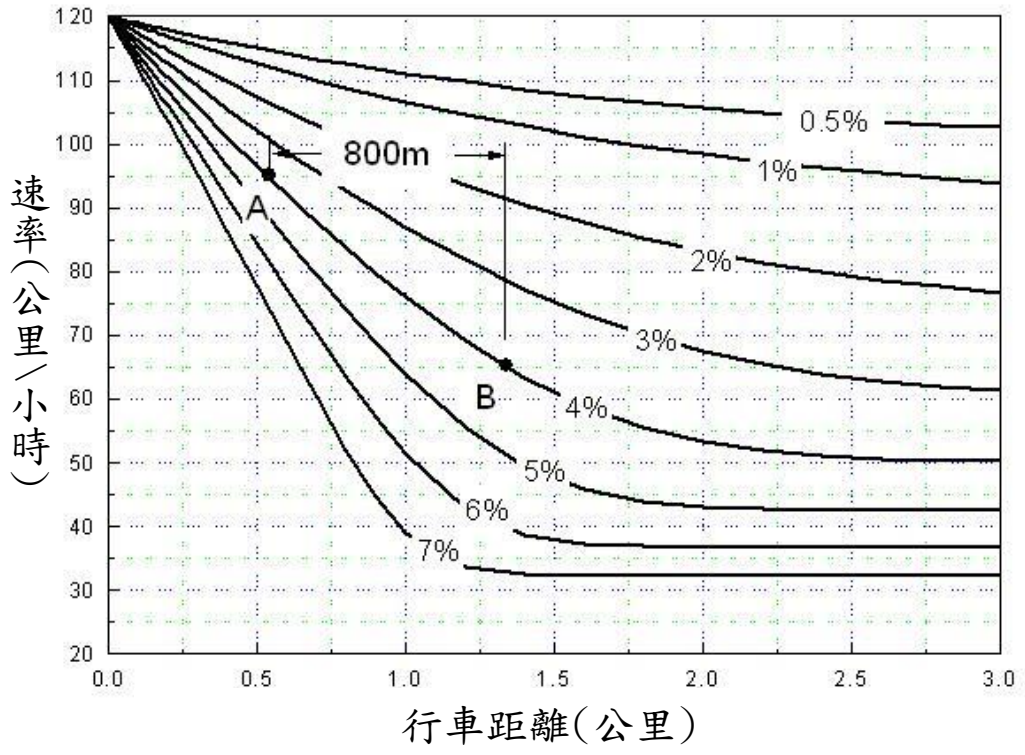


圖 4.29 例題 1 123kg/kW 聯結車高速進入上坡之後速率與行車距離之關係

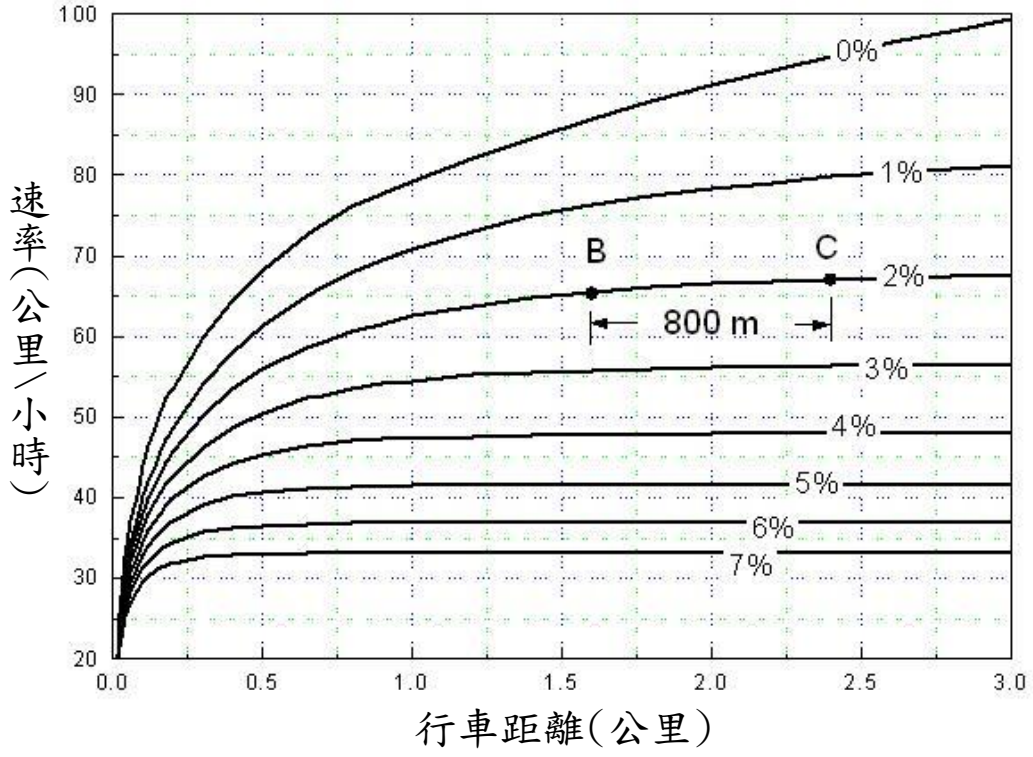


圖 4.30 例題 1 123kg/kW 聯結車從低速進入上坡之後速率與行車距離之關係

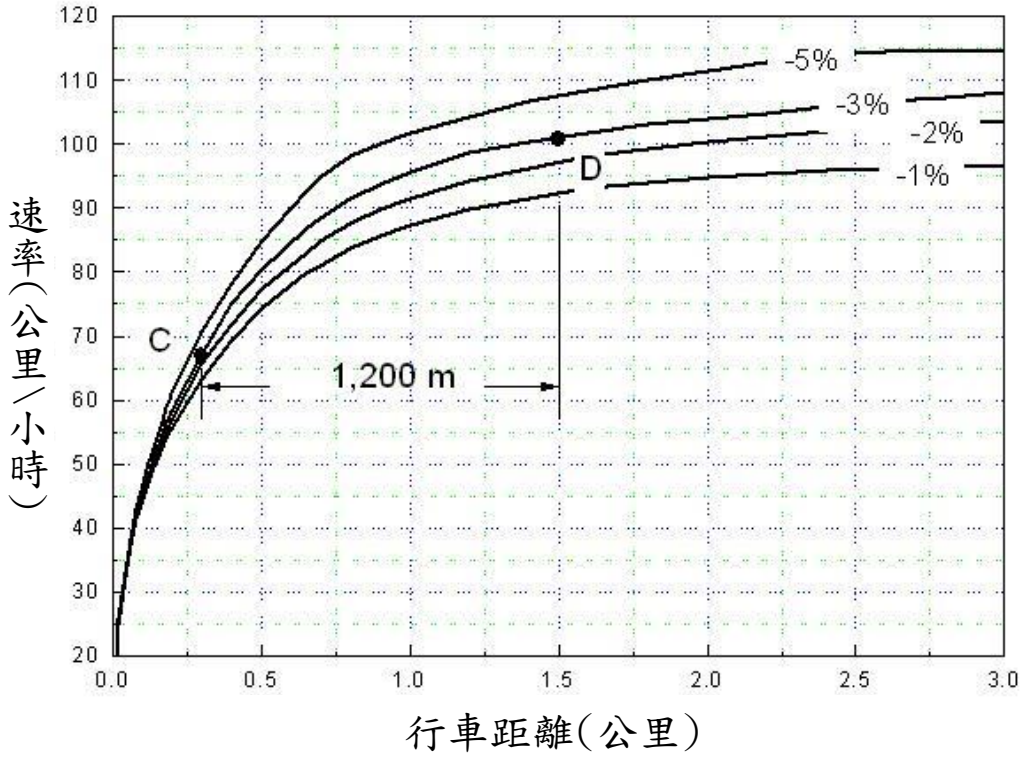


圖 4.31 例題 1 123kg/kW 聯結車從低速進入下坡之後速率與行車距離之關係

4.5.2 例題 2

代表性聯結車以 90 公里/小時之速率進入一 5%之上坡。如果車速在此上坡之降低程度不宜超過 15 公里/小時，試估計坡長之上限。

解：

車速 90 公里/小時而且上坡坡度為 5%之情況相當於圖 4-28 5%曲線上行車距離為 0.5 公里之點。從該點沿著 5%曲線行進到里程約 0.75 公里之點時速率約下降 15 公里/小時。因此上坡坡長不宜超過 250 公尺。

4.5.3 例題 3

一平坦路段設計年之預期單向尖峰小時流量為 3,500 輛/小時，其中 10%為大型車輛(包括大客車、大型單體貨車及聯結車)。尖峰小時係數為 0.9。路段之速限為 90 公里/小時；路段上、下游各 10 公里之內的最高速限為 100 公里/小時。路段平均自由速率的估計值為 100 公里/小時。設計年尖峰 15 分鐘的服務水準不能低於 C2。試估計所需一般車道之車道數。

解：

1. 估計混合車流尖峰 15 分鐘需求流率

   q = 3,500/0.9 = 3,889 輛/小時(式 4.6)

2. 訂定幾何設計狀況

   表 4.8 顯示平均自由速率 100 公里/小時之車道容量為 3,660(如有 2 車道)或 5,040(如有 3 車道)。所以單向最少需 3 車道。

3. 估計每車道平均對等小車需求流率(式 4.7，E_1=1.4，P_1=0.1，N=3)

   Q_e = 3,889[1+0.1(1.4-1)]/3 = 1,348 小車/小時/車道

4. 訂定須維持之服務水準

   已決定最低服務水準為 C2。

5. 估計平均自由速率

   平均自由速率已估計為 100 公里/小時。

6. 設定基準速限

   在分析路段上下游 10 公里之內的最高速限為 100 公里/小時，此速限為基準速限。

7. 估計容量、*V/C* 比及相關服務水準

   從表 4.8 可知，3 車道、自由速率 100 公里/小時之路段容量為 1,680 小車/小時/車道。V/C 比等於 Q_e/Q_{max}=1,348/1,680=0.8。從表 4.13 可知，相關服務水準為 C 級。此服務水準可接受，因此須進一步評估平均速率。如果 *V/C* 比大於 0.8，則沒有必要評估此路段之平均速率。

8. 估計平均速率及相關服務水準

   根據表 4.8，在 3 車道、100 公里/小時自由速率、而且流率等於 1,348 小車/小時/車道之情況下，平均速率為：

$$V = 100.7 - \frac{139.691}{1 + \exp\left(-\frac{1{,}348 - 2{,}368.7}{456.20}\right)} = 87.2 \text{ 公里/小時}$$

   基準速限(V_L=100 公里/小時)與平均速率(V=87.2 公里/小時)的差距 $V_L - V$=12.8 公里/小時。

   表 4.14 顯示此差距屬 2 級之服務水準。因此單向 3 車道路段的服務水準為 C2，符合要求。

9. 討論

如果上述分析結果顯示 3 車道不能提供最少 C2 之服務水準，則必須試用 4 車道。但表 4.8 之 4 車道路段只有自由速率 105 公里/小時之資料。在此情況下，可假設自由速率每降低 5 公里/小時，容量會降低 30 小車/小時/車道。平均速率則可粗糙的估計為：

$$V = 106.8 - \frac{36.312}{1 + e^{-\frac{Q - 1,414.9}{477.97}}} - (105 - V_f)$$

4.5.4 例題 4

例題 3 之路段如單向有 3 車道，其容量為 1,680 小車/小時/車道，平均速率為 87.2 公里/小時。如果在尖峰時將此路段之路肩開放，試評估對容量及平均速率之影響。

解：

假設平均自由速率不變(100 公里/小時)，單向流率也不變(1,348×3 小車/小時)，則表 4.9 沒有直接可用之資料。但有 3 一般車道並開放路肩時，自由速率從 115 公里/小時降到 105 公里/小時導致容量從 1,625 小車/小時/車道減到 1,560 小車/小時/車道。所以自由速率降到 100 公里/小時之後，容量可能減少到 1,560−(1,625−1,560)/10×5=1,528 小車/小時/車道。不開放路肩時之單向總容量為 1,680×3=5,040 小車/小時。開放路肩後之總容量為 1,528×4=6,112 小車/小時。所以路肩開放之後，單向路段容量增加 1,072 小車/小時。

開放路肩之後平均每車道之流率為 3×1,348/4=1,011 小車/小時/車道。從表 4.9 可知自由速率 115 公里/小時，流率 1,011 小車/小時/車道之平均速率為：

$$V = 135 - \frac{214.422}{1 + e^{-\frac{1,011 - 4,992}{2,198}}} = 104.9 \text{ 公里/小時}$$

自由速率降到 105 公里/小時的平均速率為

$$V = 109.4 - \frac{163.642}{1 + e^{-\frac{1,011 - 2,968.7}{830.60}}} = 95.2 \text{ 公里/小時}$$

自由速率每降低 1 公里/小時，平均速率降低 0.97 公里/小時。因此自由速率 100 公里/小時、流率 1,011 小車/小時/車道之平均速率可能在 95.2−5×0.97=90.4 公里/小時左右。此速率比為開放路肩之前的平均速率約高 3 公里/小時。

參考文獻

1. 交通部運輸研究所，「2011 年臺灣公路容量手冊」，100-132-1299，民國 100 年 10 月。

2. 交通部運輸研究所「公路交通系統模擬模式調校與新版容量手冊研訂(3/3)」，民國 108 年 10 月。

3. 交通部運輸研究所，「公路坡度路段模擬模式之發展及應用(1/3)」，103-76-1343，民國 103 年 5 月。

4. Drakopoulos, A., Liu, Y., and Horowitz, A., *Heavy Vehicle Performance During Recovery from Forced-Flow Urban Freeway conditions Due to Incidents, Work Zones and Recurring Congestion*, Final Report submitted to Research and Innovative Technology Administration United States Department of Transportation, Washington, D.C., December 2013.。

5. 交通部運輸研究所，「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，民國 106 年 7 月。

6. 交通部運輸研究所，「公路交通系統模擬模式調校與新版容量手冊研訂(2/3)」，107-047-1402，民國 107 年 5 月。

7. *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D, C., 2011.

附錄J

期中座談會議紀錄

期中座談會議紀錄

一、時間：民國 107 年 4 月 26 日下午 2 時 30 分

二、地點：交通部運輸研究所 5 樓會議室

三、美國克拉森大學林豐博教授簡報

(一)容量手冊應用誤解說明摘要

1.容量手冊主要功能為規劃設計公路設施，因此績效指標需要與容量相關，不能僅以速率檢視。手冊內相關之分析公式或分析方法，主要是依據代表性車流建立。惟車流特性不一定都符合代表性狀況，甚至常常有例外，因此容量手冊於評估現有設施有其限制，仍需視分析標的之狀況調整。也因此，容量手冊不是萬能，它能提供資訊，但不能直接做為道路是否需工程改善或判斷改善方式之決策工具。

2.分析時，若沒辦法確定屬於非阻斷性或阻斷性(如號誌路口)車流，可分別依非阻斷性及阻斷性車流分析方法評估其服務水準，找出服務水準下降的關鍵。

3.容量的訂定不宜採用最大通過流量。原因之一為最大流量係一隨機出現之數值(如圖 1)，而容量之訂定主要作為規劃設計之用，因此不宜採取觀察到之最大流量。另一原因為，最大流量可能出現於車流疏解時，且高於穩定車流時最大之流率(如圖 2)，因此也不應以此數值作為道路容量。

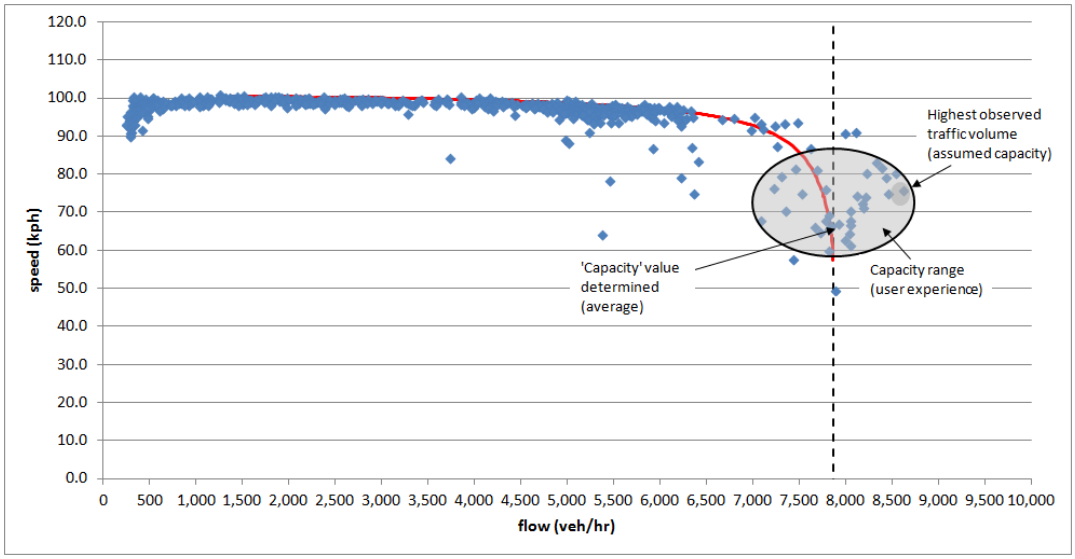


圖 1 最大流量係一隨機出現之數值

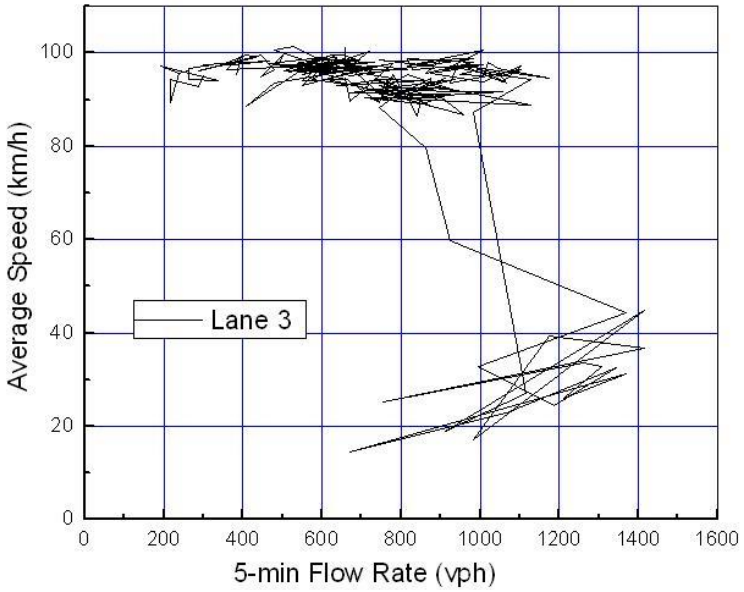


圖 2 最大流量出現於車流疏解時，且高於穩定車流最大之流率

4. V/C 比的「V」是需求流率，且需求流率≧觀察到的流率。於壅塞狀況下調查而得之通過交通量，並非需求流率，而需求流率又難以觀測，因此若路口之停等車隊疏解不了，或於非阻斷性車流路段，車流壅塞停等時，即顯示需求流率已高於容量、V/C＞1。

5.現有設施之服務水準，應依據現況使用情形評估(如道路受違停占用，實際使用車道減少，則 C 值應折減)，惟如前面所述，評估結果僅提供資訊，不能做為決策工具。

6.運研所於 3 月徵詢非阻斷性車流路段服務水準等級劃分時，各界亦提出容量手冊須修正或增訂之處，顯示容量研究持續進行之必要。惟目前國內僅有運研所推動，且於經費不高之情形下，一個課題可能就須持續好幾年才有成果產出，因此除希望運研所能持續推動，亦希望學界投入容量研究的領域，以加速容量研究應用設施。

(二)績效指標及服務水準劃分標準說明摘要

1.臺灣公路容量手冊一直參照美國 Transportation Research Board 之做法，將分析路段的服務水準根據特定的績效指標分成不同等級。美國採 A~F 級的劃分方式其實根源於美國人從小在學校打分數之級距，因此一般美國大眾對 A~F 級的好壞能有普遍性的感受。而此級距在荷蘭則不適合，荷蘭也未再訂劃分標準。

2.事實上，服務水準之劃分是一主觀的判斷，且每個人感受並不相同，從公路幾何設計及評估服務水準的應用而言，並沒有必要劃分服務水準等級。且劃分標準常因績效指標的適用性及劃分標準客觀性有爭議而造成許多困擾，因此也並非每個國家都會劃分標準。然而，因服務水準等級劃分已在國內實施多年，不容易廢除，因此本研究仍提出一劃分標準供各界討論。

3.雙指標之應用方式，首先以 V/C 評估。若 V/C＞1（需求流率高於容量）或 V/C 比不能接受，則不必再評估速率指標。而以坡度路段評估為例（如圖 3），若 V/C 比可以接受，再評估速率指標是否可接受或須改善。

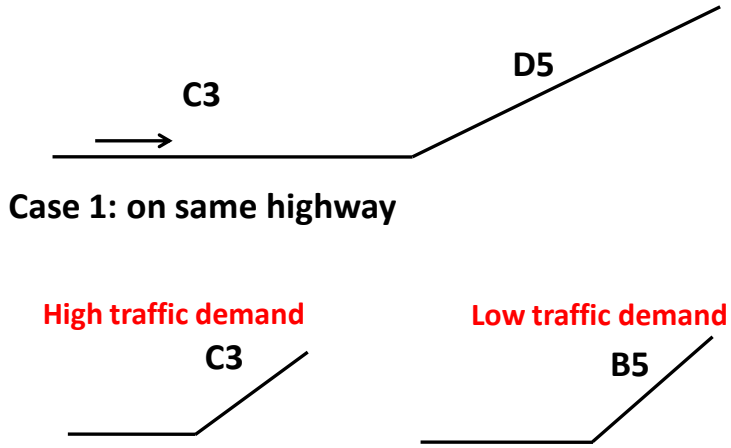


圖 3 雙指標於平直及坡度路段之應用

四、座談會討論

林大煜教授：

1. 公路容量手冊在應用方面可分為兩部分，其一為規劃階段道路設計(如車道數)的訂定，另外是已完工通車的道路服務水準的分析，建議在手冊中說明兩者在使用上的差異及注意事項。
2. 壅塞情況時流量會降低，此時應用 V/C 做為服務水準評估時，服務水準會較實際情況良好，但實際並非如此，因此建議於 V/C 評估指標中加註說明適用時機為穩定車流情況，而非壅塞情況。
3. 基準速率之訂定受到很多因素的影響，例如坡度、施工或是進入

市區等,建議於報告書中加入說明甚麼樣的情況應使用何種基準速率，使評估單位有一參考的標準。

4. 會議資料 1-6 頁的圖 10 建議再做修正，因為圖中看起來多數的車輛行駛速率都超過速限,這種情況會讓人誤解為在沒有執法的情況下，多數車輛就會超速行駛,這與實際狀況好像有些出入。
5. 會議資料 1-7 頁的表 3 將服務水準等級分為三個,建議以實際值帶入檢視敏感性，再決定適不適用。
6. 非常同意會議資料 2-1 頁的第 1 點,透過路側設備長期蒐集路段流量資料、建立資料庫。
7. Google map 目前透過顏色顯示該路段大致上的車流情況，這部分等級的劃分可以與他們討論看其標準為何,若恰當也可以做為參考。
8. 以雙指標(V/C 及速率)做為服務水準判斷時，一般人可能不太容易理解其真正代表的意義,建議在報告書中說明其概念及意義。又例如在 V/C 為 A 的情況不會出現速率等級 5 的情形？V/C 為 E 的情況不會有速率等級 1 的情形？建議說明,以免造成與常理認知有出入的情況。

林豐博教授：

1. 對於第 4 點的意見做說明,依據 VD 資料分析結果，多數情況都可以超過速限 10 公里/小時的速率行駛，因此圖示部分沒有錯誤。
2. 對於第 6 點的意見做說明,同意蒐集完整之偵測資料建立資料庫，但會議資料 2-1 頁的第 1 點建議以最大流率做為容量參考值較不妥當。
3. 以雙指標(V/C 及速率)來判斷同一路段的服務水準時是適當可用的,但在比較兩個不同路段時,可能沒辦法直接判斷兩個路段到底誰比較好。而在規劃階段時,雙指標能給規劃者多一種判斷資訊，有助於規劃者做決定。
4. 對於第 8 點意見做說明，例如坡度路段 V/C 可能較低、服務水準落在 A 級，但速率受坡度影響下降，因此可能落至 5 級。這些情況還是會發生，無法將其排除，同意將這些情況納入報告書

中說明。

曾平毅教授：

1. 公路容量研究之成果已搭配於運研所容量分析軟體案進行教育訓練，建議推廣方式可與學校或區域中心合作，以擴大成果發布對象。
2. 建議未來公路容量手冊若有新增或修訂章節內容時，可獨立說明該次修正版本與前版本的差異，以利使用者迅速了解各版本間的差異，以及使用上應注意之事項。
3. 非常同意將速率區隔為 3 個等級即可，在自由旅行速率及非自由旅行速率間的差距甚小，若將其分割成太多級距，其意義不大。
4. 另建議公路總局每年度之公路交通量調查資料，能提供各調查點之分車道流量資料，有助於各界分析利用。

林貴璽教授：

1. 目前研究使用之流率資料是幾分鐘資料?歐洲國家研究發現，資料以不同時間區隔儲存(如 5 分鐘、15 分鐘…等)所蒐集而得的樣本，其繪製之 QKV 圖並無太大差異。但臺灣目前尚未有類似的研究，因此不能確定目前使用的資料儲存時間間距是不是具有代表性，請再補充說明。
2. 手冊中提到的速率並沒有說明是空間平均速率還是時間平均速率，未來手冊應用上可能會產生一些問題，建議再補充說明。
3. 建議補充說明使用 VD 的速率資料為何種形式，例如單顆 VD 資料，或是多顆 VD 平均資料，以利使用者使用。
4. 服務水準等級劃分在使用上會有些差異，在評估階段會影響到應設置的車道數(例如 C 級服務水準門檻由 V/C≦0.85，調降為 V/C≦0.8，可能車道數就要增加)，而在分析階段則決定了是否需進行改善。
5. 非常同意服務水準只劃分 2~3 個等級，因 NCHRP 於 2001~2011 年調查的結果說明，多數民眾認為只需要劃分 2 個最多 3 個等級即可，太多的服務水準並沒有太大的意義。
6. 若採用速限當做基準速率來評估時，應注意是否有郊區雙車道或

多車道遇到長陡坡,使實際行駛速率沒辦法達到設計速率的情況，此時以速限當做基準速率就會失去其意義。另外在評估速率等級方面,先設定一個法定的速限後,加上Δ的值後得到自由流速率,而在扣除β後得到了臨界速率(會議資料 1-6 頁的圖 10)。但現有提供的資料中所給的Δ都是正值,請再確認是否會需要加入負值，以符合各種道路情境。

7. 另外前點所提到的Δ及β為一個變動值,以致於所得到的自由流速率與臨界速率也都是變動值,在該變動範圍要如何決定最後應採用的速率值。

林豐博教授：

1. 對於第 1 點說明，目前分析之資料為每 5 分鐘儲存。儲存的時間間距愈短,例如 1 分鐘或 30 分秒,對於即時控制能更方便應用。
2. 對於第 2 點說明，目前分析取得的 VD 速率都是現點速率，因為在穩定車流情況下，兩者間差異非常小，而歐洲的 VD 資料也是現點速率，也使用該速率資料建立流率及速率的關係，應用上並不會有太大問題。另外手冊中已說明報告書中所使用的速率為 VD 速率。
3. 對於第 6 點說明，因為目前採用的基準速率(也就是速限)是比較高的，速限較高時，幾何設計等級也較高，使得自由流速率大多會高於速限，除了雙車道公路可能出現Δ是負值的情況外，高速公路上不會有這種情形。目前這個方法只是一個分級的概念，實際是否採用這個方式,以及Δ與β值的訂定會再套用過去的資料以及今年分析的結果再做決定。然而，此方式是以民眾行駛上的感受而設計的，是否適用於規劃還要再觀察。
4. 對於第 7 點回答,在訂定服務水準時還是以速限來做為基準速率，自由速率及臨界速率只是用來判斷大致上自由流速率及臨界速率在哪裡，而自由流速率、臨界速率以及速限圖只是用來說明服務水準劃分的範圍，而劃分依據還是以速限決定。

公路總局

1. 採用雙指標評估服務水準對公路總局來說有非常大的幫助,因只

使用 V/C 來判斷服務水準時，常遇到失真的情形，因此多一個速率指標有助於了解真實的情形。

台灣世曦：

1. 建議手冊中不要明確訂定調查路段採用的速限標準，而是由工程師決定應採用調查路段中的哪個速限，因為有時候最高速限並非真正要分析的路段。

林豐博教授：

1. 採用所選路段往前後延伸 5 公里的方式進行分析主要目的是能確定所選路段服務水準確實低於其他路段，需要進行改善。
2. 可考慮將速率調查結果交給規劃師，再由規劃師決定調查資料應用的範圍。

美商美聯：

1. 實務操作時，郊區雙車道公路可能因為道路容量較小而產生服務水準較低的結果，但卻能維持一定的旅行速率。評估路段常因使用 V/C 指標而成為瓶頸路段，但實際上並不是要改善的路段，因此，多一個速率指標有助於了解真實的情形。

美商同棪：

1. 建議未來對於不同坡度給予不同的服務水準評估標準。

林豐博教授：

1. 可先參考德國的容量手冊，其中有不同坡度之設計容量。

鼎漢：

1. 假如使用 V/C 作為評估指標，目前最大的問題是臺灣的交通環境為包含機車的混合車流環境，V 的估算基本上沒有問題，但容量 C 的部分，受限於固定的計算方法，無法呈現類似飽和流率的狀態，因此，V/C 有時會有大於 1 的狀況，但旅行速率的調查卻又不是非常糟的狀況。
2. 實際操作時，會有 V/C 值甚小，但速率極低的狀況，經檢核，發現為過飽和的情況。使用雙指標的狀況下，建議不同的服務水

準應增加情境說明。

3. 臨界速率的計算,未來是否可能在公路容量手冊中增加一個參考表。

亞聯：

1. 雙車道公路與多車道公路性質不同,建議使用不同的服務水準判定標準。
2. 在壅塞時,V/C 值可能極小,但速率亦可能極低,雙指標判定服務水準,是否可以取兩指標中較低值做為服務水準判定的因子。
3. 目前高速公路主線於尖峰時段時會開放路肩,建議未來應將開放路肩對容量的影響納入公路容量手冊中。

林豐博教授：

1. V/C 比為一正常化（normalized）之參數。因此可考慮用同一劃分標準將不同類型設施（如隧道、郊區雙車道及多車道公路等）的服務水準分級。未來更新之容量手冊最多可能就雙車道公路、多車道公路、高速公路等三套標準，亦有可能只有一套標準。
2. V/C 值中之 V 為需求流率，於壅塞狀況下觀測所得之通過交通量，並非需求流率，而需求流率又難以觀測，因此若路口之停等車隊疏解不了，或於非阻斷性車流路段，車流壅塞停等時，即顯示需求流率已高於容量、V/C＞1。
3. 依據荷蘭的經驗，尖峰時段開放路肩，路肩容量大約為正常車道的 80%。

三、主席結論

1. 有關雙指標服務水準之應用方式及劃分標準,請於近期新版之容量手冊中說明。
2. 建請公路總局將年度之交通量調查成果提供分車道資料,以利各界分析利用。
3. 容量研究成果及容量分析軟體教育訓練的部分,請運計組另與容量分析軟體開發之合作單位商談。

4. 各界提出容量手冊須修正或增訂之處,運研所後續仍將持續進行容量研究、更新手冊內容。
5. 本案依合約完成期中座談會議，後續請依合約規定辦理相關事宜。

五、 散會：下午 6 時

附件 1：訂定非阻斷性車流路段服務水準等級劃分標準之問題

一、背景

交通部運輸研究所（以下簡稱本所）多年來持續進行公路容量之研究，以訂定更符合臺灣車流特性之新版公路容量手冊。為確保此手冊之適用性，爰徵求學術界、顧問公司、政府機關對如何劃分非阻斷性車流路段服務水準等級做建議。未來整合各界之建議後，將於 107 年 4 月召開「公路交通系統模擬模式調校與新版容量手冊研訂(3/3)」研究案之期中座談會議中進行討論，以訂定一套適合納入新版容量手冊之劃分標準。

本文簡述劃分服務水準所牽涉到的問題，並提列本所需要各界提供建議之事項。

二、服務水準等級劃分之問題

2.1 績效指標之選擇

新版容量手冊預定採用下列兩績效指標評估非阻斷性車流路段：

1. 需求流率/容量比（亦稱流量/容量比，volume/capacity ratio，或 V/C 比）。
2. 基準速率與分析路段在速率最低地點（臨界點）的平均速率之差距。

V/C 比可反映行車自由、舒適及壅塞程度，但不一定能反映用路人關心或較易感受之行車速率。這問題常存在於坡度路段之評估。從圖 1 所示國道 1 號高速公路三義坡度路段的車流特性可知，V/C 比相同時之平均速率可能有很大的差異，速率大致相同時的 V/C 比也可能在一很大的範圍變化。因此單一指標不足於評估服務水準。

分析路段上的平均速率是否理想，須設定基準速率來比較衡量。可考慮採用的基準速率種類包括速限、平均自由速率等。新版容量手冊傾向採用速限。

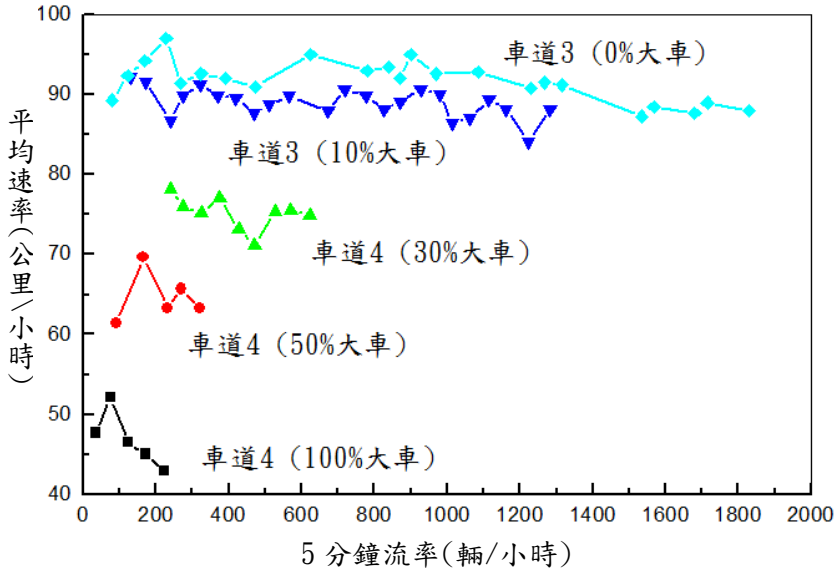


圖 1 三義上坡路段流率與速率關係

2.2 雙指標之應用原則

「V/C 比」與「平均速率差距」這 2 個績效指標中，V/C 比最為國內熟悉與慣用，通常劃分為 A、B、C、D、E、F 等 6 個等級。A 級代表行車環境屬於或很接近自由旅行之狀況。B 級及 C 級之行車自由程度比 A 級差，但車流仍呈穩定狀態，進入壅塞狀況之可能性幾乎不存在。D 級可代表行車自由程度大受限制，速率可能開始顯著下降，車流從穩定進入不穩定狀況的可能性已明顯的存在。E 級的流率已接近或等於容量，車流從穩定進入不穩定狀況的可能性高。F 級屬需求流率超過容量之情形。

而新版容量手冊應用雙指標之方式，係先根據「V/C 比」評估非阻斷性車流路段的服務水準，再判斷是否使用「平均速率差距」指標。規劃公路時，如 V/C 比之相關服務水準不能接受（規劃郊區公路最低可接受的服務水準可能是 C 級；規劃市區公路最低可接受的服務水準可能是 D 級），則沒有必要進一步用速率評估。評估現存公路時，如果 V/C 比超過 1.0（在壅塞狀況），也沒有必要進一步用速率將服務水準分等級。而目前也沒有可靠的方法可估計壅塞狀況下之平均速率。

2.3 V/C 比為指標之服務水準等級劃分

非阻斷性車流路段的車流特性可用如圖 2~圖 9 所示之流率與速率關係來代表。有些流率與速率的關係顯示流率超過某一範圍時，平均速率顯著下降，如圖 2 自由速率 90 公里/小時，而且流率超過 1,350 小車 /小時之曲線所示。這種狀況之服務水準可客觀的列為 D 級及 F 級。另一方面一些研

究指出車距超過 6~7 秒（流率 500~600 輛/小時以下）時，駕駛人有高度的行車自由。因此如果流率在 500~600 輛/小時以下，而且流率增加時，速率之降低程度微小，則這種行車狀況也可客觀的列為 A 級。但許多流率與速率關係並沒有明顯的上述現象可供參考（見圖 3~圖 9）。

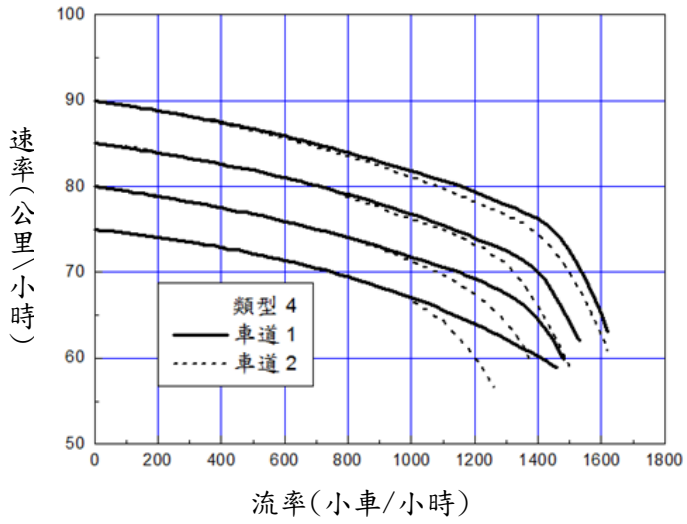


圖 2 長度 3~5 公里之 2 車道隧道的代表性流率與速率關係（速限：70~90 公里/小時）

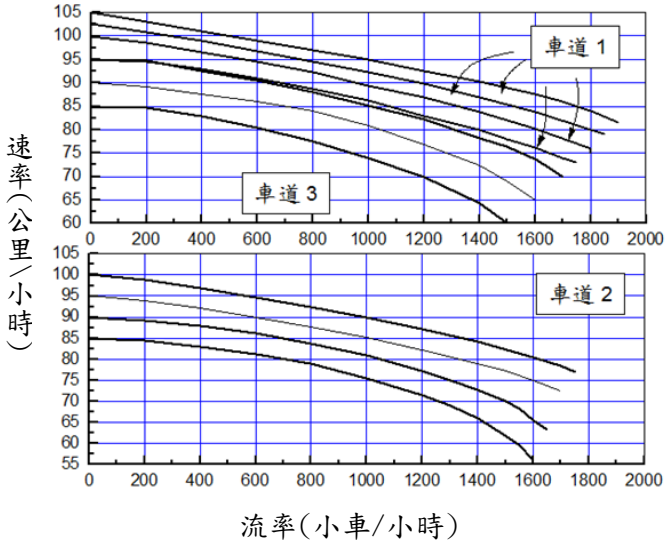


圖 3 長度 1.1~1.9 公里之 3 車道隧道的代表性流率與速率關係（速限：90 公里/小時）

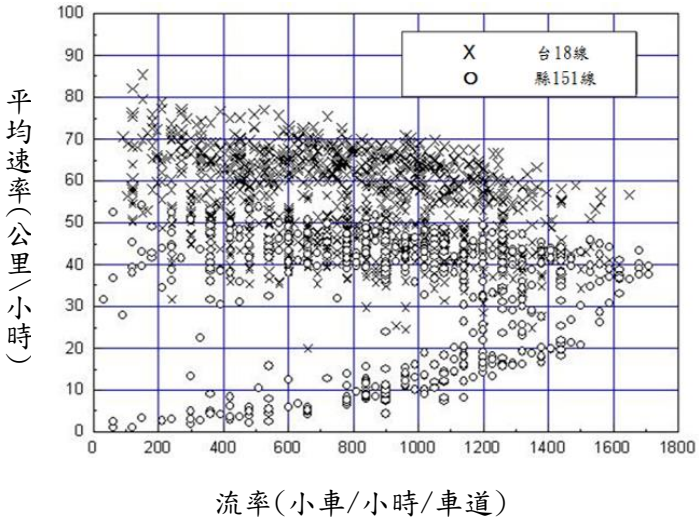


圖 4 縣 151 及台 18 雙車道公路車流之流率與速率關係(速限：50 公里/小時)

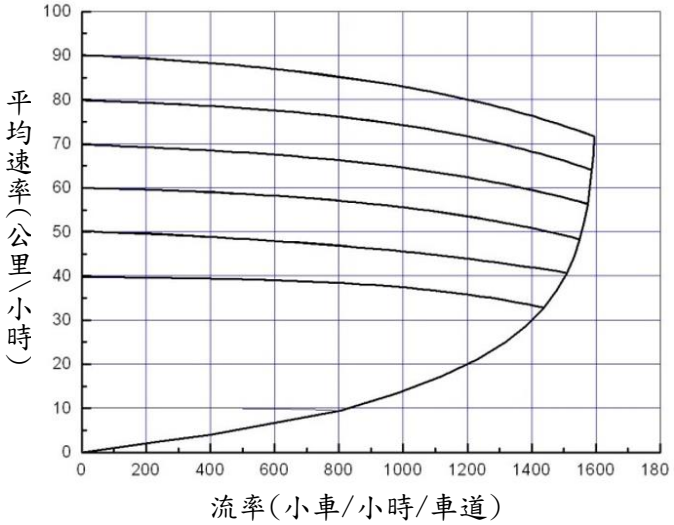


圖 5 雙車道公路車流之代表性流率與速率關係

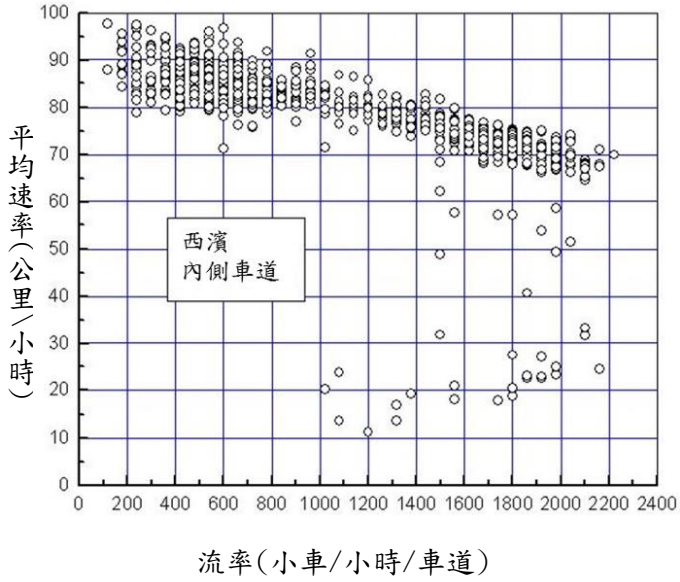


圖 6 西濱快速道路內車道 1 分鐘流率與速率關係

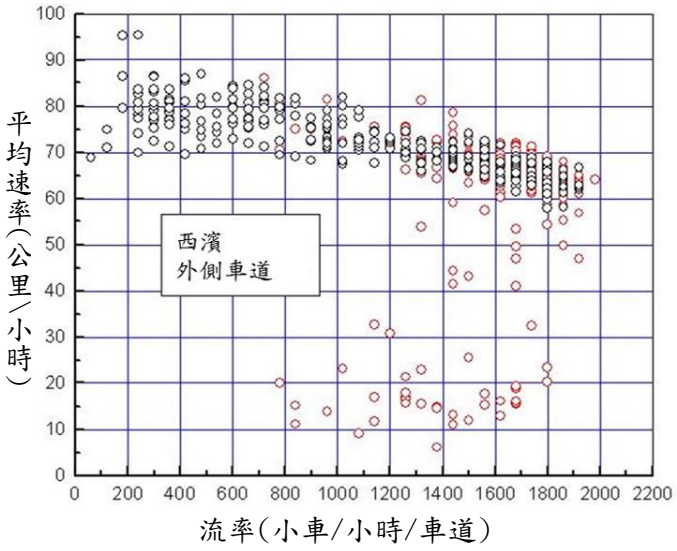


圖 7 西濱快速道路外車道 1 分鐘流率與速率關係

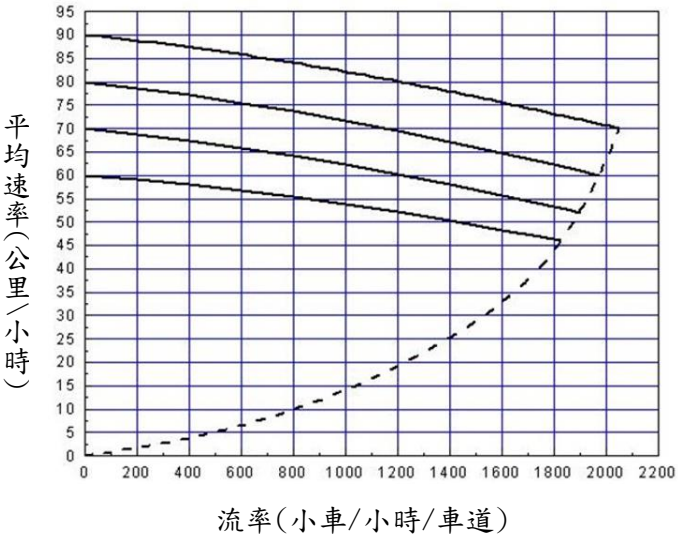


圖 8 郊區多車道公路代表性流率與速率關係 (快車道)

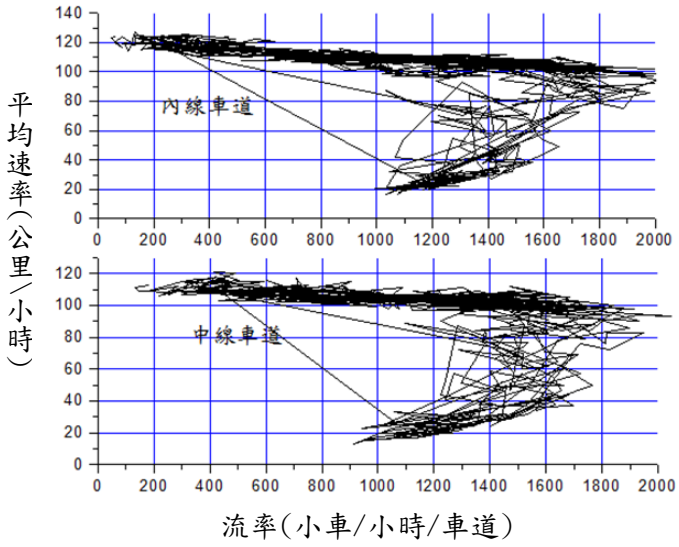


圖 9 高速公路竹山北上進口匝道上游主線內線車道及中線車道流率與速率之關係

V/C 比為一正常化（normalized）之參數。因此可考慮用同一劃分標準將不同類型設施（如隧道、郊區雙車道及多車道公路等）的服務水準分級。根據本所過往研究所得之流率與速率關係，並考慮行車自由程度所屬之流率及從穩定進入不穩定狀況時之可能流率，可考慮採用表 1 所列之劃分標準評估隧道、郊區雙車道公路、郊區多車道公路及高速公路之非阻斷性車流路段。

表 1 以 V/C 比為指標之劃分標準樣本

服務水準等級	V/C 比
A	≦0.25
B	0.26～0.50
C	0.51～0.80
D	0.81～0.90
E	0.91～1.00
F	＞1.00

2.4 速率差距為指標之服務水準等級劃分

用速率差距訂定服務水準等級牽涉到三個問題：

1. 選擇基準速率之種類（如速限或平均自由速率等）。
2. 訂定選擇基準速率值之原則。
3. 劃分基準速率與分析路段臨近地點平均速率差距之等級數。

速限或平均自由速率等皆可做為基準速率，惟任何一種速率在應用上皆有缺陷。例如速限雖然對駕駛行為有約束力，但速限與駕駛人欲維持的最高速率的關係可能隨路段不同而有很大的差異。平均自由速率代表駕駛人欲維持之最高速率，但此速率受許多因素影響，因此隨路段的變異性也相當顯著，而且規劃分析用之平均自由速率需以模式估計，估計的可靠性可能不佳，亦增加分析的複雜性。

速限的應用雖有缺陷，但速限代表法定之基準，而且資料容易收集、不必用模式估計，因此新版容量手冊傾向採用速限為基準速率，亦可降低分析之困難度，且不同單位評估同一路段之基準速率可一致。

基準速率值之訂定須考慮分析的目的。如果分析的目的在於比較同類型公路所有基本路段的相對服務水準，則合理的基準速率值為同類型公路之路段中，該種速率（如速限）之最高值。另一方面，如果分析目的在於探討一路段是否會成為一公路之瓶頸，則可用該公路之最高基準速率（如速限）來與分析路段之平均速率相比較。

如速限為交通界可接受之基準速率種類，則有許多訂定基準速限值的原則須加以考慮。

本文提供下列原則做參考：

1. 如果一區域因土地使用密集而須用特別低之速限以確保交通安全，而且分析路段之臨界點在該區域中，則基準速限應等於該區之速限。
2. 如行車環境不屬上述第一項，根據分析目的將基準速限訂為：
   (1) 同一類型公路所有路段之最高速限，或
   (2) 同一公路上，在分析路段臨界點上下游各 5 公里之範圍內的最高速限。

根據基準速率值及分析路段臨界點之平均速率，最後一問題是將此兩速率之差距劃分以代表不同服務水準之等級。此工作須考慮一般流率、速率及基準速率的關係。本文假設速限為基準速率以探討如何解決這問題。

如果分析路段在平坦路段而且其速限與基準速限相同，則分析路段之流率、速率及基準速限的關係可能如圖 10 所示。

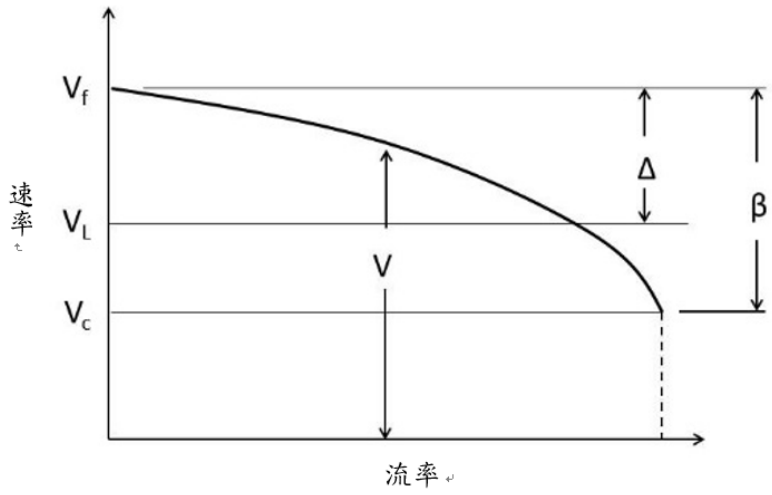


圖 10 流率、速率及基準速限關係示意圖 1

一般而言，小於臨界率速之速率（已在壅塞狀況中）難以接受。根據圖 10，此原則可用下式來代表：

$$V < V_L + \Delta - \beta \qquad (1)$$

此式中，

V = 分析路段臨界點之平均速率，

V_L = 基準速限，

Δ = 平均自由速率 - 基準速限（$\Delta = V_f - V_L$），

V_f = 平均自由速率，

β = 平均自由速率 - 臨界速率（$\beta = V_f - V_C$），

V_C = 臨界速率。

各別路段之Δ一般在 0~15 公里/小時之範圍，其平均值可能為 5~10 公里/小時。β之值亦隨公路類型而變（見圖 3、5、8 及 9）。速限越高，β 值有越大的傾向。表 2 之Δ及β值可做為研討之出發點。

表 2 式 1 之Δ及β之可能適用值

公路設施型態	Δ（公里/小時）	β（公里/小時）
郊區雙車道	5	15
郊區多車道	5	20
高速公路隧道	5	25
高速公路*	10	25
*尚待今年研究結果確認		

從表 2 可知，從自由速率掉到臨界速率的範圍(β值)很小，在 15~25 公里/小時的範圍。如將此範圍劃分成 3 級，則根據速率差異的劃分標準可如表 3 所示。

表 3 根據速率差異之服務水準等級劃分樣本

速率差異（公里/小時）	服務水準等級	註解
$V_L - V \le \frac{\beta}{2} - \Delta$	1	理想，可接受
$V_L - V > \frac{\beta}{2} - \Delta$ $V_L - V \le \beta - \Delta$	2	可接受
$V_L - V > \beta - \Delta$	3	不理想，難以接受

如果分析路段為上坡路段，則速率、流率及基準速限的關係可能如圖 11 所示。在此情況下，也可考慮採用表 3 的標準評估。

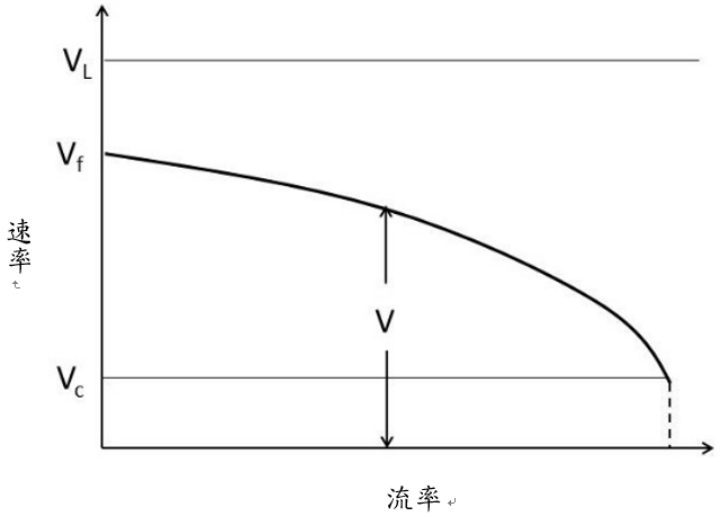


圖 11 流率、速率及基準速限關係示意圖 2

三、徵求建議事項及期限

上述的討論及表 1 與表 3 所列的服務水準劃分標準是為了導引各界對下列事項做具體的建議：

1. 表 1 所示劃分標準之適用性。如不適用，則劃分標準須如何修正。
2. 速限是否適合做為基準速率。如不適合，則應使用何種速率。
3. 擬定選擇基準速率值之原則。
4. 擬定基準速率與路段臨界點速率差距之劃分標準。
5. 其他相關事項。

請將建議以書面或 Email 於 107 年 3 月 28 日(星期三)以前回復本所。

附件 2：「非阻斷性車流路段服務水準等級劃分標準」
意見彙整

一、 表 1 所示劃分標準之適用性。如不適用，則劃分標準須如何修正。

表 1 以 V/C 比為指標之劃分標準樣本

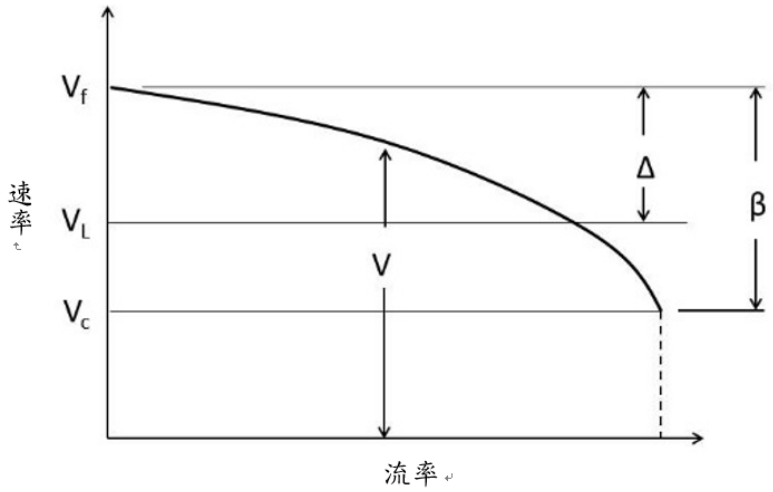
服務水準等級	V/C 比
A	≦0.25
B	0.26～0.50
C	0.51～0.80
D	0.81～0.90
E	0.91～1.00
F	＞1.00

1. 有關道路容量(C)，建議採「實際」最大通過流量，即蒐集所有車輛偵測器(或 ETC 收費門架)所在位置之車道配置(若有開放路肩，應註明時段)、寬度、平曲線、豎曲線等幾何條件資料，以該偵測器記錄的最大通過流量為該路段容量，並建立資料庫。評估新建或改善後路段服務水準時，篩選車道數及幾何條件近似的路段最大通過流量，做為參考容量值。
2. 依據基礎構圖分析，當路段過飽和時流量會大幅下降，此時的 V/C 應會下降，表 1 應避免此現象以誤導影響分析決策。
3. 美國自2000版起之服務水準指標中已不見流率，至於*v/c*值與平均速率都轉為附屬指標，因此我們應先思考採*v/c*值為主要指標的原因。
4. 故建議維持表1之B、D、E級最大v/c值，至於A級與相鄰B級之間，C級與相鄰B、D級之間之v/c值間隔究採均分或遞減可再討論（基於容量區之運行特性與規劃目的，傾向建議採遞減方式）。

二、 速限是否適合做為基準速率。如不適合，則應使用何種速率。

1. 請將速限差異納入服務水準之判定
2. 速限於一般道路下確實可影響自由流速，尤其於有測速照相路段可有效控制其自由流速於速限。
3. 文中提及以平均速率作為服務水準劃分依據受”自由速率”影響，其”自由速率”須由模式估計而得，增加分析困難度，然而以道路 V/C 評估服務水準仍須透過模式或相關分類取得道路容量值，且其值亦須透過許多調查才可確認容量值的正確性，相對於以速率評估服務水準，除山區道路外，一般道路之速限應可控制路段的自由速率，似乎以速率做為服務指標於實務面上相對較好操作，同時此服務水準對於駕駛人感受程度較為直接。
4. 服務水準分級主要傳達對非專業決策者或一般大眾解釋複雜狀況的簡訊，2011 版採合併雙指標（v/c 與速率差）顯示服務品質，在進行優劣評估決策時可能會遭遇困擾（如 B4 對 C2）。
5. 雙指標的操作方式並未有實際操作案例，依此分析方式應以 V/C 為主還是以速率等級為主，如兩條路段評估後服務水準為 B-3 與 D-1，其道路服務狀況何者為佳?
6. 目前因實地交通特性、取樣資料尚不足，但又需要適用本土的分析方法下，改以速限基準作為分級依據，採簡化但合理的評估流程仍是可行的作法，建議：
   (1) 採速限基準係因法定、易蒐集、易分析之考量，但用於估計特定路段之自由流速率卻相當粗糙（表2之Δ值欄），可再檢討細分Δ值。
   (2) 同一公路設施在不同路段，因線形、視距、安全等考量而有不同之速限，若一律以最高速限值為依據，可能會高估自由流速率，影響服務水準評估等級。
   (3) 界定公路設施服務水準時，公路之自由流速率是該設施分級的重要依據，故道路特殊問題路段（或臨界點）之自由流速率資料，建議同時檢視現調低流量下之車流運行速率與速限來決定。

7. 將速率差做為服務水準劃分的其中一準則，主要是考量用路人的行車感受，故建議級距劃分應貼近用路人的感受。由於每個駕駛人對速度的感受不同，因此，建議可參考較客觀或與管理單位認知相同的標準進行劃分，例如目前高公局、公路總局、部分地方政府或民間的 GOOGLE 都有公開的即時路況資訊系統，提供用路人資訊行駛速率的資訊,此類即時路況資訊系統,都有獨自一套的旅行速率分級方式,其分級方式很符合用路人的認知感受，建議可參考相關單位的分級方式調整速率差的服務水準劃分標準。而且採用管理單位既有的劃分標準的另一個優點是，可使準則具一致性。



流率、速率及基準速限關係示意圖

表 2 式 1 之Δ及β之可能適用值

公路設施型態	Δ（公里/小時）	β（公里/小時）
郊區雙車道	5	15
郊區多車道	5	20
高速公路隧道	5	25
高速公路*	10	25
*尚待用 2018 年資料確認		

三、 擬定選擇基準速率值之原則。

1. 於山區道路下，部分車流受車輛性能影響，使之自由流速可能與速限有所落差，故於山區道路下應可考慮加入坡度影響參數進行基準速率調整。
2. 部分山區道路雖坡道平緩，但因彎道較多，因安全考量將速限設定較低，然而實際自由車流速率較速限高，此類型道路應可透過探偵車調查給予速限設定調整係數以設定基準速率。
3. 應是參考美國 HCM 所定義介於問題地點上、下游各 3 英哩（約 5 公里）內為影響範圍之作法，可暫採用。

四、 擬定基準速率與路段臨界點速率差距之劃分標準。

1. 有關 V、V_L、V_f、△及 β 值，建議採各偵測器實際數據，並將結果建立資料庫，評估新建或改善後路段服務水準時，篩選車道數及幾何條件近似的路段，做為參考值。
2. 「速率差距為指標之服務水準等級劃分」以現行標準先行試辦，俟蒐集相關實際執行成果後再行檢討。
3. 將速率差做為服務水準劃分的其中一準則，主要是考量用路人的行車感受，故建議級距劃分應貼近用路人的感受。由於每個駕駛人對速度的感受不同，因此，建議可參考較客觀或與管理單位認知相同的標準進行劃分，例如目前高公局、公路總局、部分地方政府或民間的 GOOGLE 都有公開的即時路況資訊系統，提供用路人資訊行駛速率的資訊,此類即時路況資訊系統,都有獨自一套的旅行速率分級方式,其分級方式很符合用路人的認知感受，建議可參考相關單位的分級方式調整速率差的服務水準劃分標準。而且採用管理單位既有的劃分標準的另一個優點是，可使準則具一致性。
4. 表3服務水準1、2建議改採基本狀況下之實證速率-流量關係曲線為依據。
5. 若實證速率-流量曲線在穩定車流區呈近似直線關係，則表3服務水準1、2之劃分方式可接受（如來函附文之圖8）。

6. 若實證速率-流量曲線在穩定車流區呈折線關係（如來函附文之圖2），則：

(A)服務水準等級1：可定義在車流速率對流率的變動較不敏感的區域，以對照*v/c*指標所定之服務水準A、B、C。

(B)服務水準等級2：可定義在車流速率對流率的變動較敏感的區域，以對照*v/c*指標所定之服務水準D、E。

表 3 根據速率差異之服務水準等級劃分樣本

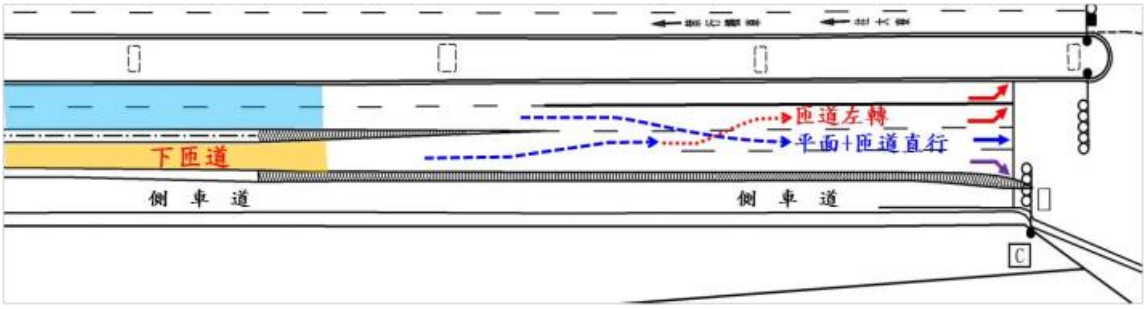
速率差異（公里/小時）	服務水準等級	註節
$V_L - V \le \frac{\beta}{2} - \Delta$	1	理想，可接受
$V_L - V > \frac{\beta}{2} - \Delta$ $V_L - V \le \beta - \Delta$	2	可接受
$V_L - V > \beta - \Delta$	3	不理想，難以接受

五、 其他相關事項。

1. 一般道路容量為斷面分析，均假設同一類型道路的容量為定值，但實際狀況是在同一類型道路下，受限於道路幾何設計在不同路段上其道路容量有所不同，然而以路段平均速率是直接反映路段的行駛狀況，具有空間的概念，若欲評估路段的服務水準，應仍以旅行速率作為指標為佳。
2. 目前部分章節(如市區幹道)僅採用速率做為服務水準劃分標準，雖然在分析實際運轉階段的道路路段服務水準可較貼近用路人感受，但當使用在設計階段(如市區道路拓寬或新闢道路的規劃研究)，手冊沒有提供車道容量之參考值，也沒有 V/C 的服務水準比較，使工程師及審查者很難有一致的標準判斷路段的需求車道數。建議未來手冊在分析路段的服務水準章節，應提供車道容量計算，也將 V/C 納為一評估指標，並依路段車流特性不同再檢視服務水準劃分級距。
3. 建議針對高速公路主線開放路肩路段、交織區域及匝道區域之服務水

準劃定，再行研議。

4. 2011、2001 年版的公路容量手冊，拿掉了高速公路匝道的章節，使匝道容量及相關分析缺少近期、本土化的數據，目前部分規劃或設計中的國道增設交流道計畫、交流道改善計畫，多數僅能使用 1990 年發布的容量手冊之高速公路匝道分析方法。
5. 交織路段分析目前手冊僅探討高速公路主線與進出口匝道的交織行為，是否應該全面性探討及訂定分析方法(包含快速公路、市區快速道路、一般道路等)。例如，省道高架道路匝道與平面市區道路再進入路口前因轉向需求產生的交織行為，如下圖所示，以此狀況，是否能發展一本土的標準化分析方法，協助客觀判斷交織路段長度是否足夠，亦或需採用限制轉向、增設號誌管制的方式處理。



省道快速公路與市區道路交織狀況

6. 建議針對高速公路、快速公路、市區高架快速道路三者之間的定義及分析方法能更明確。於道路工程設計上，針對上述三種道路有不同的規範，設計速率、車道寬、內外路肩寬等也有不同的設計考量。但在公路容量分析上，三者界線略為模糊。例如目前快速公路(如西濱或省道東西向快速道路)適用哪一套分析標準?又以臺北市環河快速道路、水源快速道路又應該適用哪一套分析標準?
7. 2011 年臺灣公路容量手冊中，針對市區道路並未提供明確定義(如頁 16-4，市區道路指市區內有一連串路口，並且有連貫交通功能之道路)，目前大部分採用美國 1985 年之公路容量手冊，惟在美國郊區與市區之分界較為明確，鄉村與城市的關係亦與臺灣不同，倘以臺灣法規定義之市區道路，是否適用？建議仍應探討，並明確定義市區與郊區道路應如何區分以及如何參照，以利規劃及設計人員正確引用。

8. 市區道路幹道之服務水準，如為「無阻斷車流」(平均路口間距超過 3 公里）或「受阻斷車流」有不同評估方式，常見誤用之情形，建議應分開不同章節加以區分，又依路段中號誌化路口距離的不同而有不同的指標與評估方式（如頁 16-4，平均路口間距超過 450 公尺，應當作郊區道路來分析)，建議應提供圖表強化說明如何參照(如服務水準評估流程圖)。
9. 承上，市區道路幹道因主要延滯發生於路口而非路段，故常以「路口車輛平均停等延滯」為服務水準主要判斷變數(詳頁 16-34 及表 16.11)，惟因路口調查較路段調查難度較高，故常見市區道路幹道服務水準分析僅提供路段之服務水準，並未提供路口之服務水準，如此是否有失準之可能性，建議說明。
10. 市區道路幹道之容量，往往受許多因素而干擾，故有不少調整因素，國內市區道路現有狀況常見之「路邊違規停車」往往係導致市區道路容量低落之主因，然卻無法反應在容量與服務水準上(現路旁停車調整因素僅有「緊靠停車位之車道或車道群」)，故常見評估某瓶頸路段需辦理拓寬工程，卻被質疑服務水準仍位於 C 級以上，需重新審慎評估。然實際調查該路段，因周邊兩旁商家較多，故違規停車係常態發生，且該區域警力不足，無法隨時隨地取締，故原有雙向兩車道之通過車流僅剩一車道，常需會車，故駕駛人感受無法表示於服務水準，建議應將國內常見之路邊干擾因素一併納入，除違規停車、路邊停車、公車停靠站外，另左轉專用道之設置、路口行人流量較多等亦為減少市區道路容量之因素，應一併納入探討。
11. 依據「市區道路車道配置及車道寬度對交通安全與車流效率之影響評估案-以臺北市為例」之研究發現，車道寬度對車流效率之影響不大，對交通安全之影響確十分顯著(越寬越不安全)，另依公路容量手冊頁 16-7 中，交通界一般認為車道寬越高，停等車紓解率及自由旅行速率會越高，但市區道路快車道車道寬在常見的 2.8~3.5 公尺之間，或混合車道車道寬在 3.0~4.5 公尺之範圍內，較窄的車道有時比較寬的車道有較高之停等車紓解率，圖 16-5 亦顯示臺中市較寬的車道反而有較低的平均自由旅行速率，又依頁 4-22，臺灣之車輛較小，駕駛員可能對車道寬及車道旁之障礙物較不在意，惟公路容量手冊內仍有部分

調校因素仍參照美國容量手冊（如頁 10-4，車道寬度越窄會對容量產生降低之影響），建議應全面檢視之。

12. 2001/2011版在基本狀況下，純小客車流在同一公路路段之內、外車道分別有不同之速率－流率關係曲線，以致現況調查資料必須區分內、外車道流量，最後可能產生不同之內、外車道服務水準，對分析路段之整體運行品質與服務水準評估造成困擾。最後可能產生不同之內、外車道服務水準，對分析路段之整體運行品質與服務水準評估造成困擾。
13. 2011版在基本狀況下，同一路段斷面各車道應該都是以同一條曲線來描述運行特性，每一車道之基本容量、各級服務流率、平均速率、車流密度理應大致相同；路段外車道、爬坡道等大都因不滿足基本狀況之運行條件所致，應從不理想因素之調整（如外車道）或單獨分析（如爬坡道）著眼，以反映達到理想狀況的程度，而非找不同曲線來分析，以致沒完沒了。

附錄K

期末審查會議意見與回覆表

期末審查會議意見與回覆表

項次	與會人員審查意見	合作單位 處理情形或說明	承辦單位 審查意見
林教授大煜			
1	第三章「公路隧道新章編訂」方面，該章節從內文中判斷應該不是新的章節，只是可能做了大幅度的修正，因此「新章」二字建議做修正。	2011 年版手冊無「公路隧道」章節，本章節於運研所 102 年出版之報告[參考文獻 13]提出初稿，因近年隧道車流特性改變而再做修正，指將納入新板容量手冊之一新章。	同意
2	不應以高速公路隧道取代收費站章節，因為兩者是完全不同類型的內容。	因目前高速公路已無「收費站」，故該章節內容於新版容量手冊將以「高速公路隧道」取代。	同意
3	報告書中之「『各』別」應該修正為「『個』別」。	已修正。	同意
4	第三章第三段「…這些代表 484 性關係尚未…」，當中「484」是否誤植。	係屬誤植，已刪除。	同意
5	本報告在使用偵測器資料進行分析前，都先執行了偵測器之流量、車長、速率與密度合理性之檢核後，再進行後面的分析，由內文也可發現偵測器之資料確實有所差異，此情況須花費相當多的時間確定偵測器資料的正確性，報告書中是否能探討偵測器是因為其位置、天候、地形、材質或是品質關係而產生此結果，以利往後使用偵測器資料時，能避開容易異常之偵測器。	本案僅使用偵測器之資料進行車流特性分析，有關探討影響偵測器資料準確性之問題，非本案研究範圍。	同意
6	報告書中論述在科技執法後對於高速公路隧道容量產生的影響，執法後容量會有所下降，或許可另案探討在安全與效率的權衡之下，容量降低後安全提升了多少，以顯現科技執法後的效益。	敬悉。	同意
7	由表 3.14 可發現科技執法後容量明顯降低，但在執行三年後容量反而又與執行前差異不大，此情況是因為執法的問題，或是有其他因素使得容量有所回升，若有時間可再討論這部分的變化。	建議納入其他研究處理。	同意
8	本報告將隧道分為工作性隧道與休閒性隧道，未來在做分析時是否要先區隔分析對象屬於何種隧道類型，或是混合型？另外報告書一開始有這樣的區分，但是到報告書後面好像又沒有特別區隔這兩類型的容量，請再補充說明。	原則上，工作性隧道為在都會區內或附近之隧道，休閒性隧道為其他隧道，其尖峰車流之通勤旅次不多之隧道。表 8.3~8.9 有不同類型隧道之容量值。	同意

項次	與會人員審查意見	合作單位 處理情形或說明	承辦單位 審查意見
9	由表6.1可看出V/C新版的標準較舊版嚴格,但表6.2速率部分看起來好像標準較舊版寬鬆，請說明如此調整的原因。另外，是否有例子可以說明在舊有標準時為A3，但新版跳至D2的情況。	V/C 標準已有解釋。速率標準尚待國內交通界討論後才定案。	同意
10	是否能附帶影片對應各種服務水準情況，以利一般使用者更能清楚了解各服務水準情況下的車流大概是甚麼狀況。	影像難以反映各種服務水準等級之特性。	同意
11	公路容量手冊已改版多次，是否能提供章節修正對照表，以利了解修正前後的差異。	新版手冊與修訂之章節緒論將說明修正緣由，並比照 2011 年版表 1.1 提供各章節修訂版本年期。	同意
12	目錄"第三章公路隧道」新章之編訂段"少了上引號，後面「段」字應為多餘。	已修正。	同意
13	P30「…這些大客車的小車當『輛』…」，應為「量」。	已修正。	同意
14	P80「…顯示的5分『中』流量…」，應為「鐘」。	已修正。	同意
15	報告書中之「計『劃』」應修正為「計『畫』」。	已修正。	同意
吳委員木富			
1	P11公式2.2變數說明之H_i應該為H_{ij}。	已修正。	同意
2	第三章3.2.3、3.2.4節車長估算、速率平均值若有誤差或無法精算，建議可以利用ETC資料做調校或檢核。	運研所準備用 ETC 資料比較 VD 流量，但 ETC 資料是否能用來比較 VD 之速率仍須加以探討。	同意
3	P38圖3.13中「T5跟小車」的曲線與其他的圖形有差，是樣本所致還是有其他原因，請說明。	此圖形為引用國外文獻，可能是樣本有 bias 之緣故。	同意
4	P43表3.10同一貨車於不同交通量占比（5%或10%）小車當量差異不大，可否採一固定參數以方便應用？	本報告已建議用比較保守之當量而不考慮大型車百分比之影響。	同意
5	P47圖3-25與圖3-26顯示了安坑隧道南下內外車道速率與流率關係，有高速率、低流率但突然進入壅塞之狀況，是否因為距離中和交流道很近，交流道回堵造成？由於安坑隧道與中和交流道中間尚有中和隧道，是否可以比對中和隧道加以驗證。	是下游交流道交流回堵所造成。	同意
6	P49表3.11、3.12交通量值應為單一車道，請加註。	表 3.11 及 3.12 標題「平均最高流率」已改為「平均每車道最高流率」	同意
7	P51表3.14說明國道5號隧道容量的差異，看似管理措施會影響到容量值，但	雪隧坡度只有 1%對車輛多數為小車之車流(如內車道)的影響可能不明顯，	同意

項次	與會人員審查意見	合作單位 處理情形或說明	承辦單位 審查意見
	因雪隧往宜蘭方向一路下坡，石碇、彭山隧道坡度與雪隧不同，坡度是否造成容量差異？	南北向之車流特性不同很可能是因隧道下游交流道之設置及車流狀況不同所造成。	
8	P57「公路隧道新章列於附錄『E』…」，應改為「D」。	已修正。	同意
9	附錄D表8.1高速公路隧道列表尚不完整，請參考高公局網站更新。	附錄 D 表 8.1 只列出長度超過 0.5 公里之隧道。	同意
10	P70倒數第二行提到大車行駛內側車道比例不到10%，但依規定高速公路3車道以上(含3車道)大車不得行駛內側車道，是否能補充說明是幾車道時的情況，另外請再確認表4.4與表4.5中大車行駛內車道比例超過10%的情況是否正確。	這些數據是根據 VD 之車種分類。VD 之車種分類是否正確難以確定。實際車流也難免有違法之情形。VD 之車種分類標準有必要修正。	同意
11	P71表4.4之1N4指那一路段？表4.3未列。	表 4.4 中之 1N4 已改為 1S1。	同意
12	P88說明路肩行車速率高於一般路段10~20km/hr，現行開放路肩速率並未另外限制，但考量車道寬較窄，目前有意限制路肩速限為60km/hr，此舉是否會影響容量或者是安全性，是否能有進一步分析？	路肩速限改為 60 公里/小時目前沒有現場資料可參考，目前整個單向路段未進入壅塞狀況之前，路肩速率在 70~110 公里/小時之範圍，路肩速率降到 60 公里/小時之後很可能影響最外側一般車道(甚至內車道)，路肩本身之功能會降低，但壅塞之後之紓解功能大概不會變。	同意
13	P118表6.2速率部分的服務指標贊成簡化等級，但3以下即表示不理想好像沒辦法真實反映使用者之感受，例如速限110km/hr，只要速率低於84km/hr即屬於不理想範圍，與實際觀感不同。目前高公局係以20km/hr為級距、不同顏色區分服務水準，通常速率60km/hr以上算正常（當然國5速限80km/hr呈現的路段顏色與其他路段實際感受不太一樣）。速率的服務指標是否能用如V/C方式採百分比，或是速限減去行駛速率以後再除以速限的方式呈現，會不會比較貼近不同速限路段之實際感受？	如何用速率劃分服務水準尚待交通界進一步探討。	同意
14	P125結論第4點基本路段容量不超過2,000PCU/小時/車道。依此結論，79年版手冊之匝道容量1,900PCU/hr似乎太高，因為主線都難以達到2,000PCU/hr，因此希望研究團隊能在明年新版手冊	運研所準備在 2019 年開始探討匝道之問題。	同意

項次	與會人員審查意見	合作單位 處理情形或說明	承辦單位 審查意見
	出版前儘速確定合理的匝道與環道容量。		
黃委員承傳			
1	請補充P5~P6表2.2~表2.3容量單位。	表 2.2 及 2.2 之容量為單向車道之總和。	同意
2	本次分析結果與前期分析之容量差異很大，是因為所使用的資料不同或是定義的不同，是否能說明其原因?	資料不同是一原因，本次分析用所有車道(單向 2~4 車道)之平均值是另一原因。	同意
3	P49“車流從穩定進入壅塞”之判斷條件如操作?	高速公路是以速率降到 60 公里/小時以下做為由從穩定進入壅塞之狀況。	同意
4	本報告是否是以回歸模式求出流率與速率關係曲線以訂定容量，能否補充模式配適度與解釋能力值。	非根據回歸模式，而是根據容量之定義及現場資料之平均值。	同意
5	附錄D-5澳洲安全行車間距0.4秒是否應為4.0秒。	0.4 秒是根據官方文件，此處之安全距離可能指會受罰款之界線。	同意
6	是否考慮將高速公路基本路段分析方式稍作修正後應用至封閉式的快速公路。	臺灣目前尚無相關研究探討快速公路，在缺乏資料之狀況下，分析快速道路可參考高速公路之資料，但如何調整則難以確定。	同意
7	目前修訂之高速公路基本路段章節，有說明HTSS模式分析坡度路段速率變化之方式，惟是否有分析坡度路段容量以評估服務水準之方法。	HTSS 模式使用者手冊有說明如何估計容量。	同意
8	報告書中將隧道分為工作性與休閒性隧道，但其實不易定義為哪種類型隧道，是否有必要分為該二種類型隧道建議再做討論。	2 類型隧道之車流特性大不相同，所以需分類。原則上，工作性車流隧道位於都會區或接近都會區。	同意
9	文獻回顧中有提到英國的容量訂定，但沒有列表，建議補充，以呈現不同國家差異。	英國的文獻為設計規範。而每一國家的代表性容量都可能不同，一國家內不同地點之容量也可能不同。	同意
10	容量手冊除了做規劃設計以外，應該也能應用於現有設施的評估，以及評估不同改善方案預期效果，並根據每方案花費成本計算益本比。但目前報告內容多著重於規劃設計的部分，建議能補充對於現有設施評估的相關內容。	規劃及評估現況之方法相同，主要不同在於分析狀況。規劃分析依靠許多預測的資料，容量分析結果只是協助規劃設計或訂定改善策略之工作的一部分，最後的決策當然須考慮成本效益甚至政治考量，這些分析不在容量分析之範圍。服務水準與公路設施性質(如幾何設計及運作等等)的關係是容量分析之主題。	同意
曾委員平毅			
1	高速公路基本路段之定義並未含括橋	目前已知隧道車流特性(如國 5)與一	同意

項次	與會人員審查意見	合作單位 處理情形或說明	承辦單位 審查意見
	梁及隧道路段，但目前高架橋梁型式之路段占比很高(如國5、國3)，建議微調基本路段之相關說明。	段高速公路可能有大差異，所以基本路段不宜包括隧道，至於高架路段與非高架路段之車流特性是否有顯著差別，尚待進一步探討，目前基本路段的定義包括高架路段，學術界可執行研究以探討這問題。	
2	此版本的基本路段容量明顯較過去低，建議有較合適之說明。	舊版資料老舊(單向 2 車道、影像處理、非所有車道之平均值)，駕駛特性可能在 20 年來有大變化，VD 資料(流量)也需進一步與 ETC 資料比較。	同意
3	改用「速限及平均速率差距」且區分3級作為第二績效指標，仍需多與國內交通界討論及交換意見。	以速率為指標之服務水準等級會再進一步討論。	同意
4	附錄A與附錄E「檢定」建議修正為「比較」，避免誤會為統計檢定。	已調整用詞。	同意
5	基本路段路型分類如2一般車道、3一般車道...等用語建議統一並再做較直覺化的文字調整。	已調整。	同意
6	本報告以可取得且適合之資料進行分析，爰分析歸納之結果不能完全涵蓋使用者欲分析之情境，建議於報告適當說明類比應用之方式。	應用例題中已說明使用者必須根據現有資料及分析對象選擇適當之分析資料。	同意
7	過去高架快速公路從以前之經驗及與高速公路資料類比出來的結果，建議容量為1,900PCU/hr，但本次報告高速公路基本路段之容量值下修幅度大，過去的建議值均需再多做討論。	以前的資料必須更新，學術界應可透過研究生協助容量分析方法改良。	同意
8	報告書中之「計『劃』」應修正為「計『畫』」。	已修正。	同意
9	圖3-45應為類型6。	已修正。	同意
10	表6.1「修『定』版」宜改為「修『訂』版」。	已修正。	同意
11	原第八章高速公路收費站因已全面採ETC，故將新章「公路隧道」換至第八章，此部分建議增加補充說明。	新版容量手冊第 1 章將補充說明。	同意
12	本報告小節之下還有分小段，如3.2.1~3.2.6，建議納入目錄。	小段已納入目錄。	同意
黃委員家耀			
1	新版的THCM 跟前一版本的計算結果有蠻大的差異，建議提供更多的計算範例，並針對不同版本 THCM 的計算結	舊版的資料老舊，沒有必要再比較，比較重要的是確定目前的 VD 資料是可靠的，運研所準備用 ETC 資料比較 VD	同意

項次	與會人員審查意見	合作單位 處理情形或說明	承辦單位 審查意見
	果做比較說明。	流量。	
2	HTSS 每年進行更新微調，計算結果可能略有不同，實務上是否直接採用最新版本？	直接採用最新版本。	同意
3	運用VD 資料去估算密度的方式，在學術界也常常造成困擾，本研究提出D_1及D_2的密度估算方式並進行比較，提供了一些不錯的經驗。根據本研究的分析結論，研究團隊是否能建議後續研究應採用哪一種方式會比較合理？	比較 D_1 及 D_2 的目的是探討 VD 資料是否有問題，應用 D_2 需估計平均車長(不容易)及偵測器感應範圍之長度(維護單位可能也不清楚)，所以 D_1=流率/速率比較簡單。	同意
4	D2的計算需要取得L_v及L_d的數值，本研究採用L_d為7.5公尺，請問是本研究的假設，還是由工務單位實際量測？實際上會否因為安裝的關係導致每個VD的L_d有些許差異？	L_d=7.5 公尺為假設值，VD 通常有調整 sensitivity setting 之功能，所以 L_d 隨 setting 而改變，國外(如美國)VD 之感應長度大約是線圈長度加 1~1.5m，臺灣 VD 之感應範圍為未知數。	同意
5	整體來說，密度超過30veh/km時，D_2比D_1低；內車道的D_2及D_1差異更明顯，原因為何？	D_1 與 D_2 之差異跟假設之 L_d 及平均車長有關，D_1 與 D_2 稍有不同無關緊要，但如 D_1 與 D_2 無大致為線性關係，則表示 VD 資料有問題。	同意
6	P31之H_{ss}車距的計算方式，目前是以車流中僅有小車的情形去推算，建議計算方式可再詳細說明。另外是否有考慮運用VD的high resolution data（車輛通過線圈所產生之訊號）或者ETC的資料去估算或比較？	H_{ss} 是每 5 分鐘資料之平均值，其他方法也可用，但不實際，ETC 資料大概不能用，除非 ETC 資料有車輛通過不同定點之車種、時間以及速率(瞬間)。	同意
7	P118表6.2速限及平均速率差距為指標之服務水準，由6等級修改為新版的3等級，未來在呈現結果時是否造成誤會（如舊版的 B5 等於新版的B3）？或許可以其他編號取代，避免誤會。	如何用速率劃分服務水準仍需進一步討論。	同意
8	會議中其他委員提到這個版本的容量與前一版本有蠻大的差異。通勤旅次的駕駛者對環境比較熟悉，車距會比較短，因此通勤時段的流率可能比休閒旅遊時段的流率為高，本研究分析VD資料時是否有考慮這個因素？	國 3 及國 5 隧道容量大不相同之一可能原因是旅次性質不同，高速公路基本路段之分析受適用路段的限制，無法比較通勤時段及休閒時段之不同。	同意
9	P2最後一段，「本報告書說明第『二』期…」應改為「三」，P80五分「中」應為「鐘」。	已修正。	同意
張簡任研究員瓊文(書面意見)			
1	在有限的現場調查資料，及處理偵測器	感謝委員肯定。	同意

項次	與會人員審查意見	合作單位 處理情形或說明	承辦單位 審查意見
	資料須耗費大量時間之情況下，研究團隊完成107年度之工作，成果相當具體，非常不易，肯定研究團隊的費心與努力。		
2	報告中有提及高速公路多數路段內車道容量不超過2,000小車/小時/車道，與舊版容量手冊內車道容量達2,300小車/小時/車道有相當之差距，建議後續可以探討瞭解原因。	運研所準備用 ETC 資料比較 VD 之流量。	同意
3	本案所建立之分析方法與數據，建議承辦單位後續藉由相關單位所提之案例，說明其應用、分析方式。相關意見可回饋新版容量手冊內容參考。	容量手冊之修訂需學術單位、顧問公司及政府其他單位之協助。	同意
交通部高速公路局			
1	P23 之 3.2 節偵測器資料之檢定，本局持續辦理交控系統更新工程，部分 VD 於更新過程可能有不穩定情形，建議研究團隊如發現 VD 資料異常，可聯絡本局釐清異常原因。	預備與高公局進一步討論VD之問題。	同意
2	P71表4.4、4.5，有關3車道以上路段，大貨車及聯結車使用內側車道比例偏高，建議可比對ETC資料，提高分析結果正確性。	ETC 資料可用來比對 VD 之總流量，然尚無公開資料可比對分車道之車種比例。	同意
3	P126有關7.2建議第1點“偵測器資料準確性必須提高”一節，本局「高快速公路交控中央電腦系統軟體雲端化建置」案，已具備「流量守恆檢核軟體」功能，將指定車輛偵測器與對應之ETC或電子標籤偵測器之每日交通流量資料進行比對，依據「流量誤差容許範圍」設定值，檢核對應車輛偵測器流量資料合理性，未來逐步上線應用。	高公局之檢核軟體可增進將來使用 VD 資料之效益。	同意
台灣世曦工程顧問股份有限公司			
1	公路隧道章節中是否能將表 8.3~8.10 再做詳細的定義，若分析的公路隧道不在所列範例中，究竟應以隧道長度還是距出口匝道距離當作標準來判斷類比。	「公路隧道」納入新版容量手冊之前會進一步解釋，影響隧道運作之因素很多，因各因素的影響隨地點而變，目前無法確定是否用長度或與匝道之距離當標準。	同意
中興工程顧問股份有限公司			
1	建議附錄 D 能更詳細的定義工作性車流與休閒性車流，以利未來使用時不易	工作性隧道一般指接近或在都會區內之車道，休閒性車道指遠離都會區，在	同意

項次	與會人員審查意見	合作單位 處理情形或說明	承辦單位 審查意見
	誤判。	尖峰時少有通勤旅次之隧道，附錄 D 納入新版容量手冊時會有另外說明。	
2	附錄 D 有關 2 車道隧道容量是以國道 5 號雪隧資料推估而得，因快速公路有許多 2 車道隧道，但雪隧相對於其他 2 車道隧道較為特殊，是否能以其他較一般的 2 車道隧道推估，以反映一般 2 車道隧道之容量。	運研所尚未探討快速公路之車流特性，這是大學研究生可考量之論文題目。	同意
3	附錄 D 內容有一些多餘空格，再請研究團隊檢視並刪除。	附錄 D 之多餘空格已調整。	同意
亞聯工程顧問股份有限公司			
1	高速公路有許多坡度路段，因坡度是影響大車速率的一個重要因素，這可能會影響到大車當量，建議納入該因子計算當量。另外建議報告書中能補充定義平坦路段之坡度，若超出該坡度，應以何值當作小車當量。	坡度路段之車輛不宜轉換為小車當量，平坦路段之定義不單純，新版容量手冊會有詳細的說明。	同意
2	本次報告大車當量計算與前一版本差異大，在應用上若與過去比較可能會產生問題。	有新版的計算方法，宜採用新方法。	同意
3	附錄 I 中的範例多屬於規劃分析上應用，是否能增加運作分析上的例題，以利應用。	規劃分析與運作分析的方法相同，其差別在於用以分析之資料的性質，規劃分析多用預測資料，運作分析常可依靠現場資料。	同意
鼎漢國際工程顧問股份有限公司			
1	P68，4.2.3 中的 3N3 可能是 3 車道加 1 爬坡或輔助車道，建議補充說明是在龍潭收費站前或後面的路段。	3N3 在原收費站下游，71.630k 處只有 3 車道。	同意
2	表 4.2 註 2「補」助車道應修正為「輔」助車道。	已修正。	同意
3	報告書中提及內側車道車長接近 5.5 公尺小貨車會被誤判為大車，此情況應該也會出現在其他車道上，應再檢視是否有類似情形。	報告書特別用內側車道討論是因內側車道之大車比例偏高，其他車道也有同樣問題，這是 VD 車輛分類之問題。	同意
本所運輸計畫組			
1	本組已於今(107)年 9~10 月間初步審視報告初稿，惟尚有部分修改疏漏，如附 D-3 表 8.2 雪山隧道最低速限應為 70 公里/小時(內文已有速限調整之說明)，請再檢視。	相關疏漏、誤植，已修正。	同意

項次	與會人員審查意見	合作單位 處理情形或說明	承辦單位 審查意見
2	建請補充說明，本次修訂之「公路隧道」規劃設計分析方法與 2012 年研究報告之差異(例如分析步驟或新增之車流特性關係)。	有新的資料就用新的資料，新版與舊版之差異無關緊要，容量手冊各章之緒論應簡單說明舊版的弱點，本報告也對舊版的「公路隧道」弱點有說明。	同意
3	有關容量手冊新舊版本的差異，建議在預計明年出版之新版容量手冊中第 1 章清楚說明。	新版手冊與修訂之章節緒論將說明舊版之弱點及新版之限制，並比照 2011 年版表 1.1 提供各章節修訂版本年期。	同意
4	目前提出之速差指標服務水準劃分，著重於規劃設計之應用，因此低於臨界速率之狀況(屬 3(不理想))，即不再劃分等級。惟實務上，現況車流之評估工作屬於大宗，因此經本所內部多次討論，針對 3(不理想)之情況下再多劃分幾等級，以利呈現速率差異。本所將於新版手冊出版前再與各應用單位討論確認。	服務水準等級之劃分標準宜再度討論。	同意
主席結論			
1	本期末報告審查通過，各委員及單位代表提供之意見，請研究團隊檢討修訂並製表回應，並請於 11 月 28 日前提送修正定稿。	遵照辦理。	同意

附錄L

期末簡報

公路交通系統模擬模式調校與新版容量手冊研訂(3/3)

期末簡報

簡報人：謝秉叡

易緯工程顧問股份有限公司

中華民國107年11月13日

主要工作項目

壹、修訂第四章「高速公路基本路段」

貳、編訂新章「公路隧道」

參、依據調校後之模式，編訂2018HTSS模式使用者手冊

肆、協助運研所出版2018年版「臺灣公路容量手冊」

1

車流特性資料

Data Base：Vehicle Detector Data

1. Highway Tunnels：2011 , 2015, and 2018 data
2. Freeway Basic Segments：2018 data

2

公路隧道

國道3號公路隧道:

福德、木柵、景美、新店、碧潭、安坑、中和及埔頂

長度在0.45公里及1.85公里之間。

國道5號公路隧道:

雪山（12.9公里），彭山（4公里）及石碇（2公里）。

國道1號及國道3號高速公路基本路段

1. 國道1號：
   - 8.243K(五堵-汐止)
   - 74.510K(楊梅-湖口)
   - 92.900K(竹北-新竹)
   - 8.947K(五堵-汐止)
   - 76.300K(楊梅-湖口
   - 21.390K(內湖-圓山)
2. 國道3號：
   - 65.996K(大溪-龍潭)
   - 71.630K(龍潭-關西)
   - 59.685(鶯歌-大溪)
   - 66.015(大溪-龍潭)
3. 國道5號：None

4

偵測器資料檢定

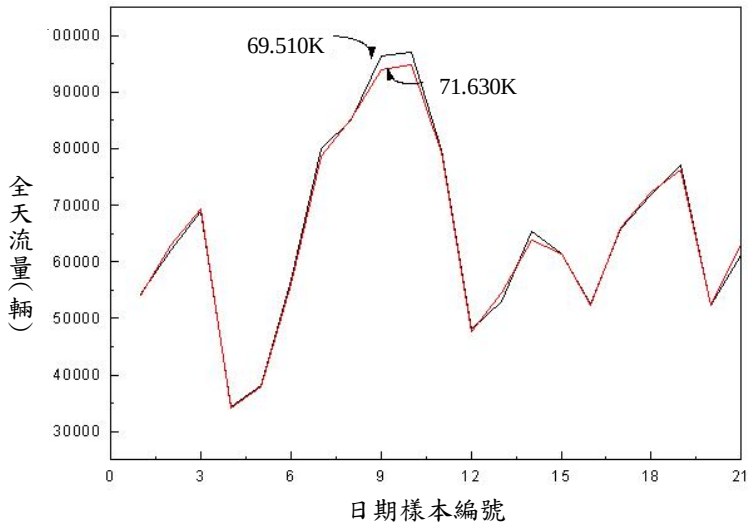
全天流量之一致性

平均車距估計值之合理性

平均速率估計值之合理性

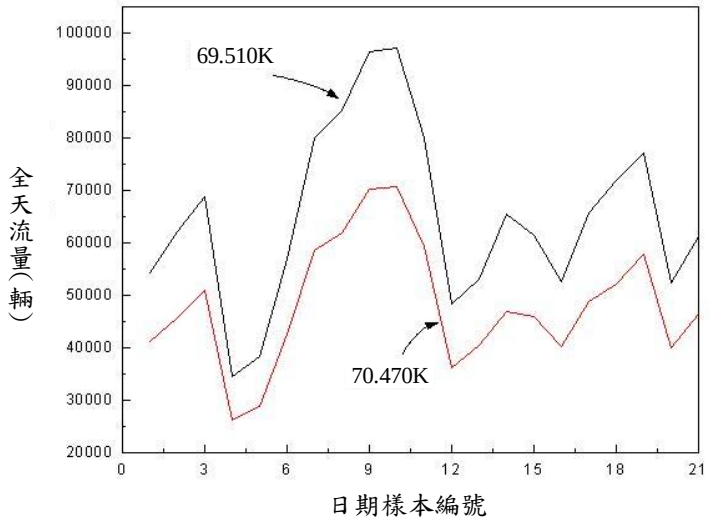
密度估計值之合理性

偵測器資料檢定：全天流量之一致性



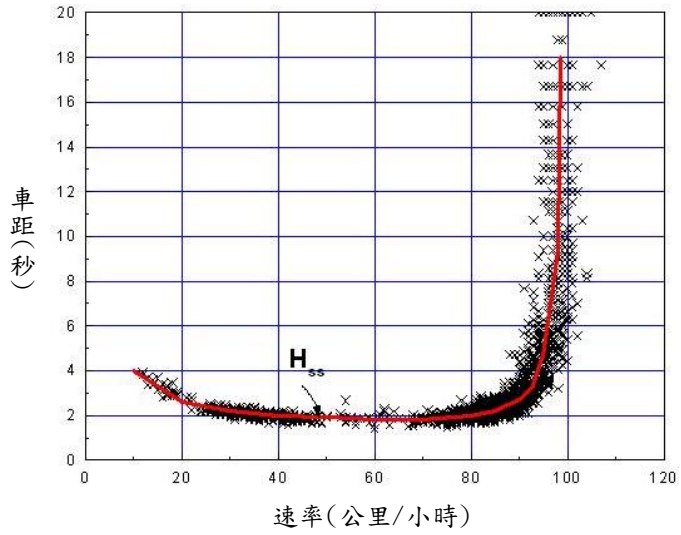
國道3號公路北上在69.510K及71.630K全天流量估計值之比較

偵測器資料檢定：全天流量之一致性



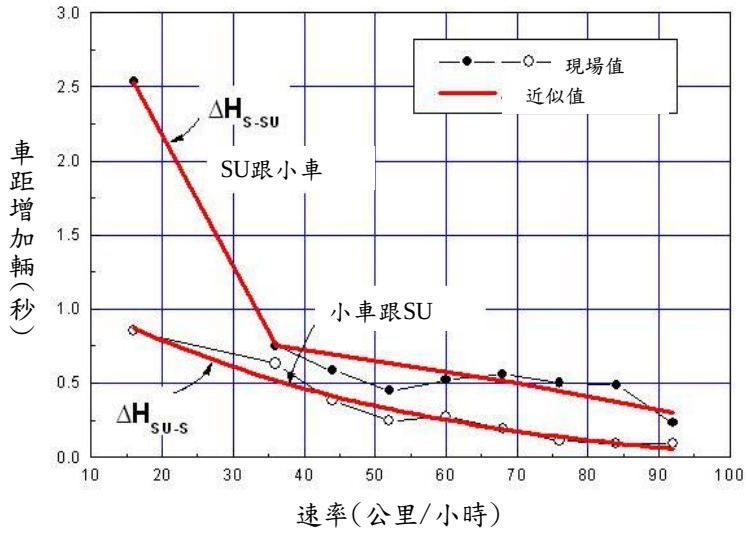
國道3號公路北上在69.510K及70.470K全天流量估計值之比較

偵測器資料檢定：平均車距估計值之合理性



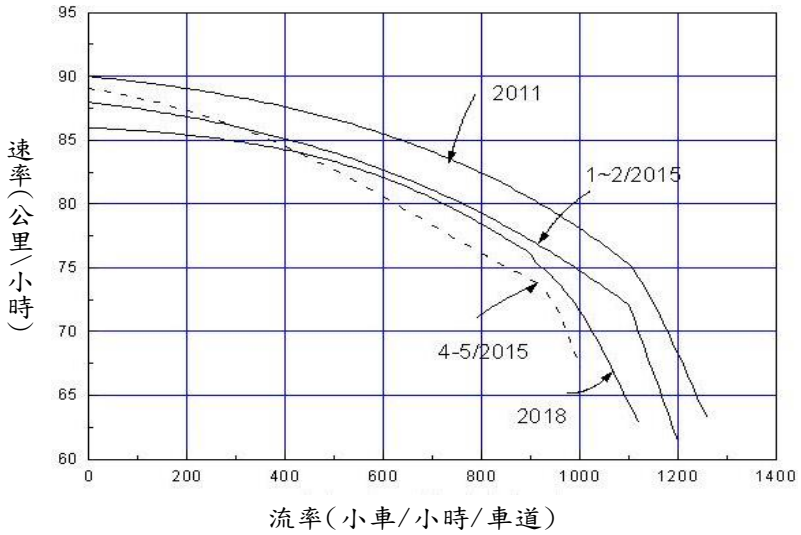
國道3號公路安坑隧道南下32.735K小車跟隨小車之平均車距特性

偵測器資料檢定：平均車距估計值之合理性



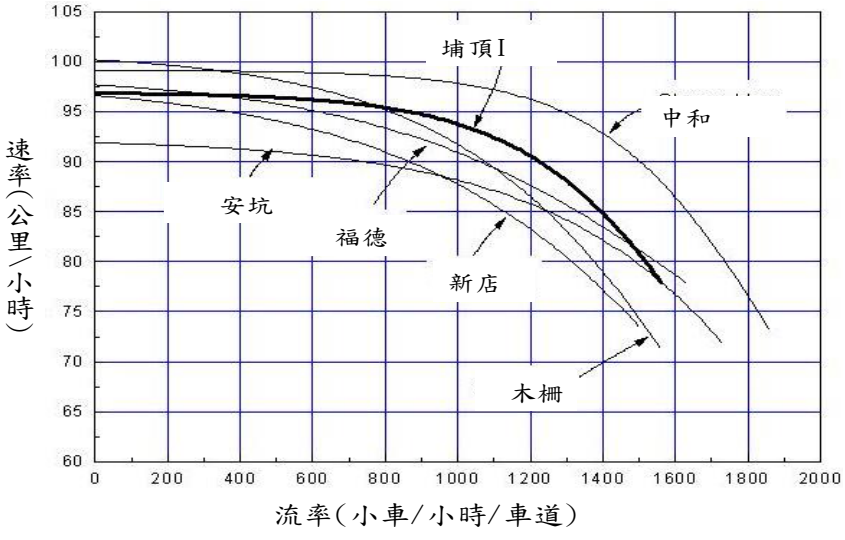
單體貨車(大車)存在所產生之額外車距

偵測器資料檢定：平均速率估計值之合理性



雪山隧道北上綜合流率與速率關係(2車道)

偵測器資料檢定：平均速率估計值之合理性



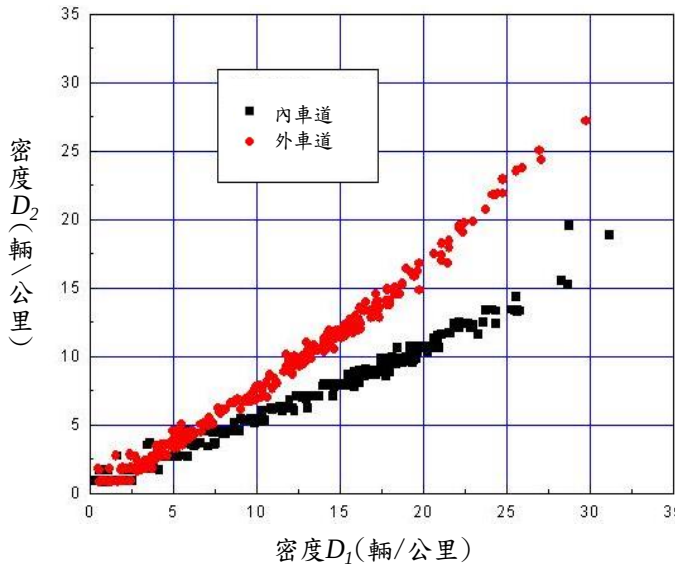
國道3號北上隧道綜合流率與速率關係
(埔頂I：4車道；其他：3車道)

偵測器資料檢定：密度估計值之合理性

Density D1=Flow/Speed
Density D2=100K/(Lv+Ld)

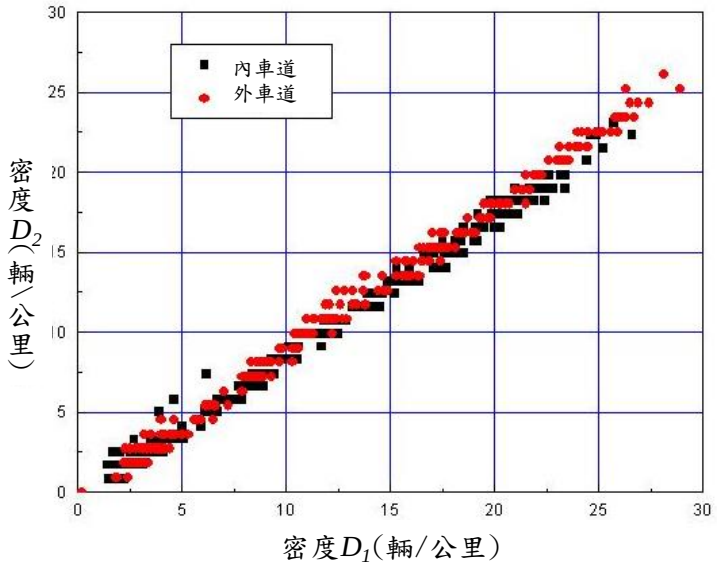
K=occupancy (%),
Lv= average vehicle length (m)
Ld = detection area length (m)

偵測器資料檢定：密度估計值之合理性



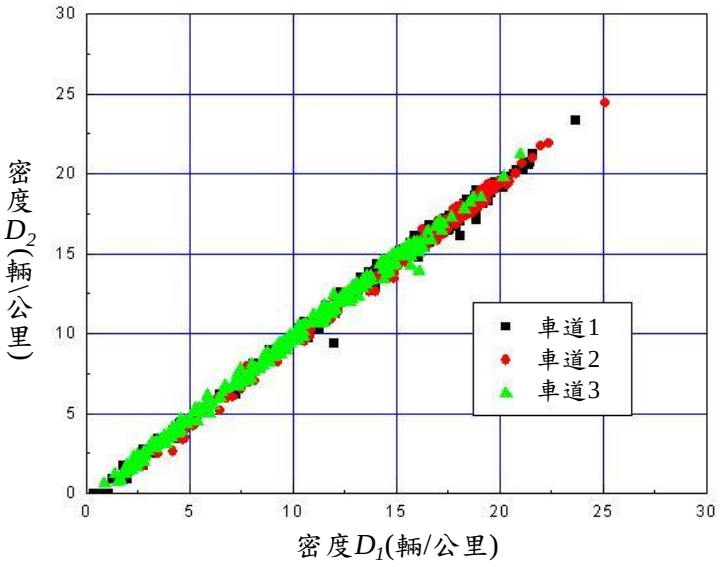
2018年國道5號公路北上在9.840K之D1及D2估計值關係

偵測器資料檢定：密度估計值之合理性



2015年北上0.706K處密度D1及D2估計值的關係

偵測器資料檢定：密度估計值之合理性

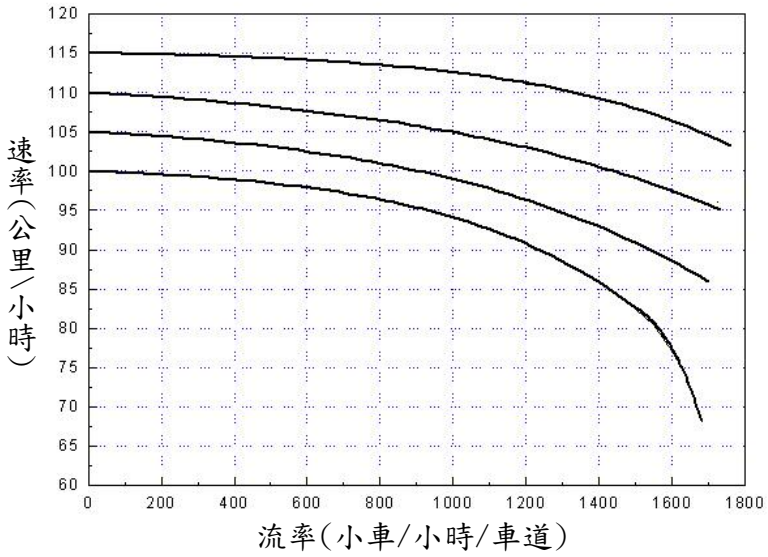


國道1號公路北上74.510K處密度D1及D2估計值的關係

壹、修訂第四章「高速公路基本路段」

2 一般車道，不開放路肩；
2 一般車道，開放路肩；
3 一般車道，不開放路肩；
3 一般車道，開放路肩；
4 一般車道，不開放路肩；
路肩車道。

代表性流率與速率關係



3 一般車道平坦路段之代表性流率與速率關係

服務水準劃分標準

服務水準等級	V/C比	
	2011THCM	修定版
A	0.00~0.35	0.00~0.25
B	0.36~0.60	0.26~0.50
C	0.61~0.85	0.51~0.80
D	0.85~0.95	0.81~0.90
E	0.95~1.00	0.91~1.00
F	＞1.00	＞1.00

2011THCM與修定版以V/C比為指標之服務水準劃分標準

服務水準劃分標準

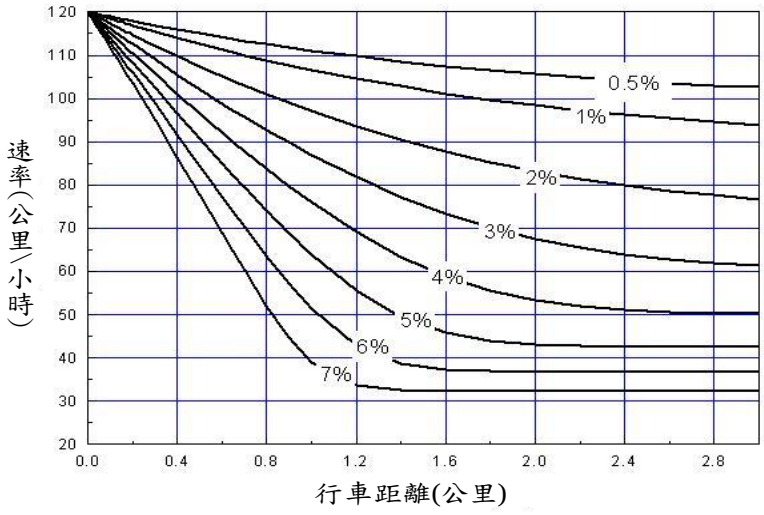
2011THCM		修訂版	
服務水準等級	速限-平均速率(公里/小時)	服務水準等級	速限-平均速率(公里/小時)
1	≦5	1（良好）	≦10
2	6~10	2（可接受）	11~25
3	11~15	3（不理想）	≧26
4	16~25		
5	26~35		
6	＞35		

2011THCM與修定版以速限及平均速率差距為指標之服務水準

分析方法

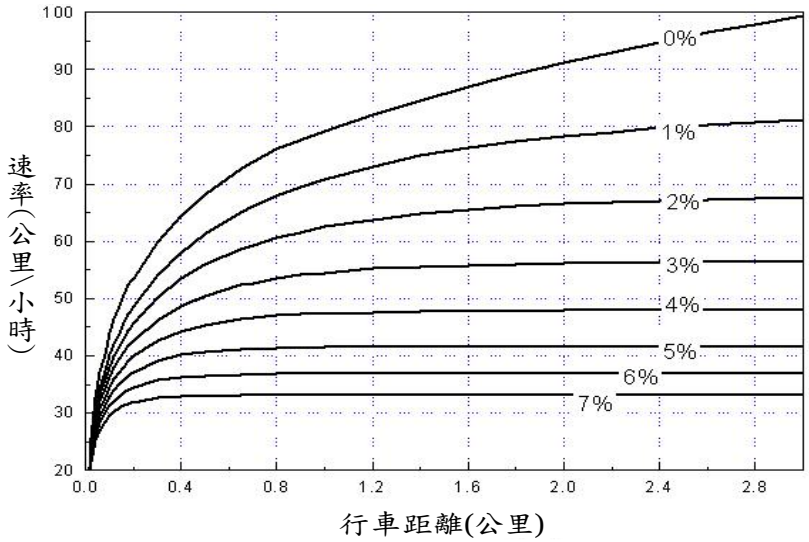
1. 平坦路段:圖表及分析性模式
2. 坡度路段: 2018HTSS模式

速率與行車距離的關係



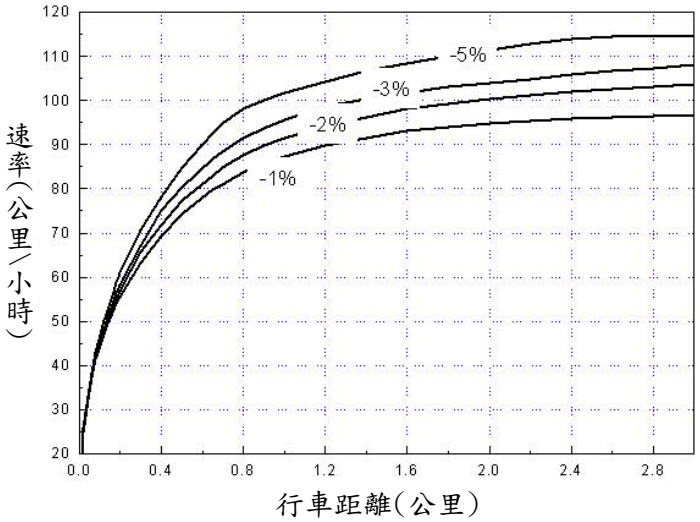
123kg/kW聯結車從高速進入上坡之後速率與行車距離的關係

速率與行車距離的關係



123kg/kW聯結車從停車加速進入上坡之後速率與行車距離的關係

速率與行車距離的關係



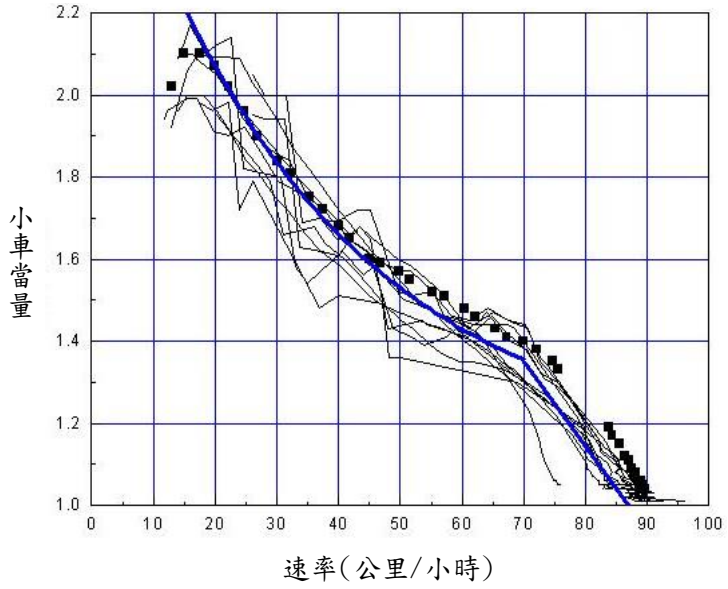
123kg/kW聯結車從低速進入下坡之後速率與行車距離之關係

貳、編訂新章「公路隧道」

新章內容包括下列數項：

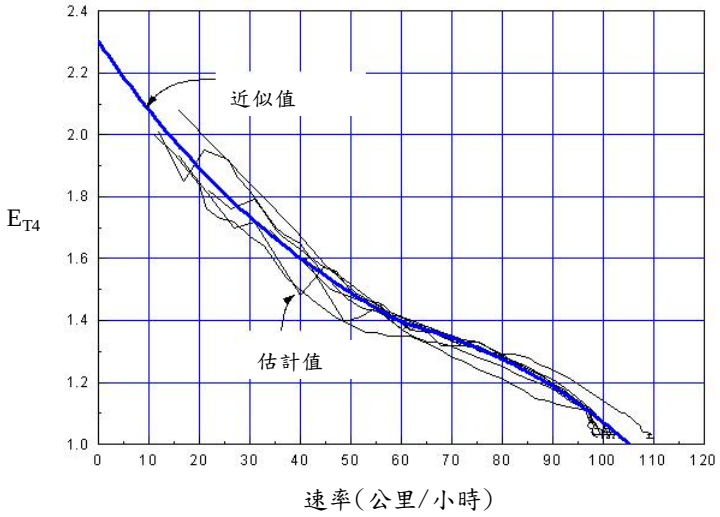
緒論；
隧道交通管理、控制及車流特性；
績效指標及服務水準分析方法；
分析方法；
應用例題；
參考文獻。

不同車種的小車當量



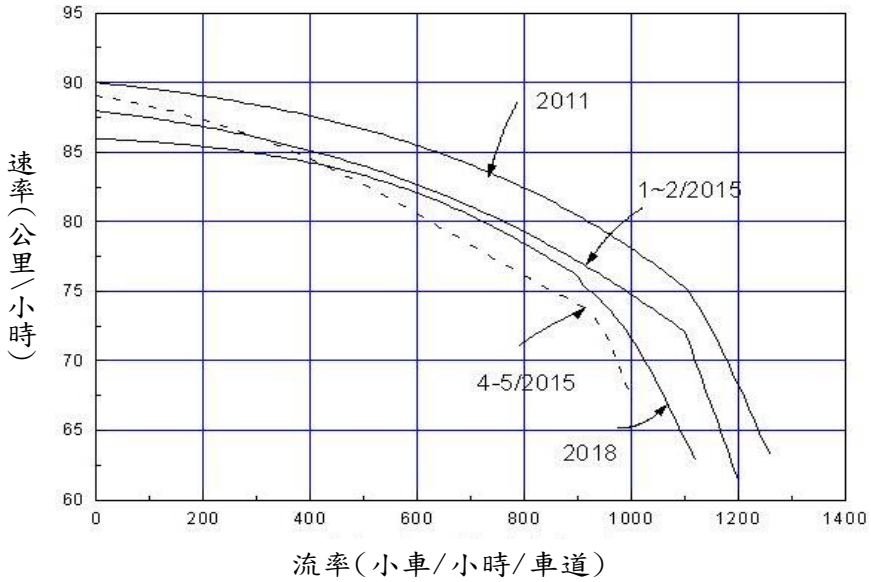
國道5號公路隧道大客車之小車當量(2015年及2018年資料)

不同車種的小車當量



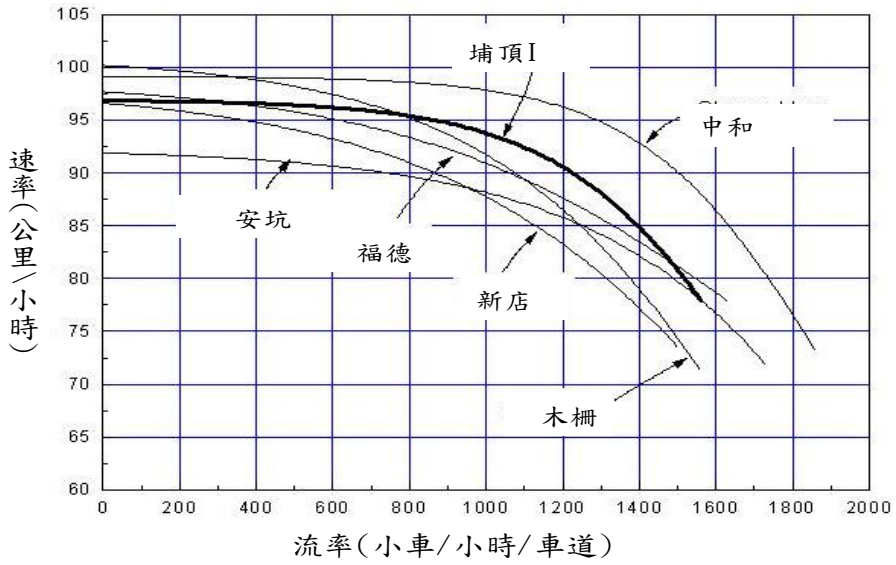
國道3號公路隧道北上4軸聯結車之小車當量

流率與速率關係



雪山隧道北上綜合流率與速率關係(2車道)

流率與速率關係



國道3號北上隧道綜合流率與速率關係
(埔頂I：4車道；其他：3車道)

隧道容量

隧道	容量(小車/小時/車道)	
	南下	北上
福德	1,630	1,630
木柵	1,560	1,850
新店	1,500	1,760
碧　潭	-	1,860
安坑	1,780	1,820
中和	1,860	1,870
埔頂I	1,560	1,660
註：埔頂I單向：4車道；其他：3車道		

國道3號公路隧道容量（2011年偵測器資料）

隧道容量

隧道	方向	年期			
		2011	2015 3月29日前	2015 3月29日後	2018
雪山	南下	1,360	1,360	1,220	1,320
	北上	1,260	1,200	1,000	1,120
彭山	南下	1,450	1,400	1,390	1,440
	北上	1,430	1,350	1,210	1,310
石碇	南下	1,430	1,310	1,160	1,310
	北上	1,470	1,360	1,160	1,300
註：單向各2車道					

國道5號隧道容量（偵測器資料）

參、2018HTSS模式之微調

1. 坡度路段瞬間加速率邏輯之微調
2. 跟車邏輯之微調

31

坡度路段瞬間加速率邏輯之微調

行車距離(公尺)	速率(公里/小時)					
	坡度2%		坡度4%		坡度6%	
	德國	HTSS	德國	HTSS	德國	HTSS
0	80	80	80	80	80	80
200	79	78	72	71	65	64
400	77	75	65	63	50	50
600	76	74	57	57	37	38
800	74	72	51	52	30	33
1,000	73	71	47	48	29	32

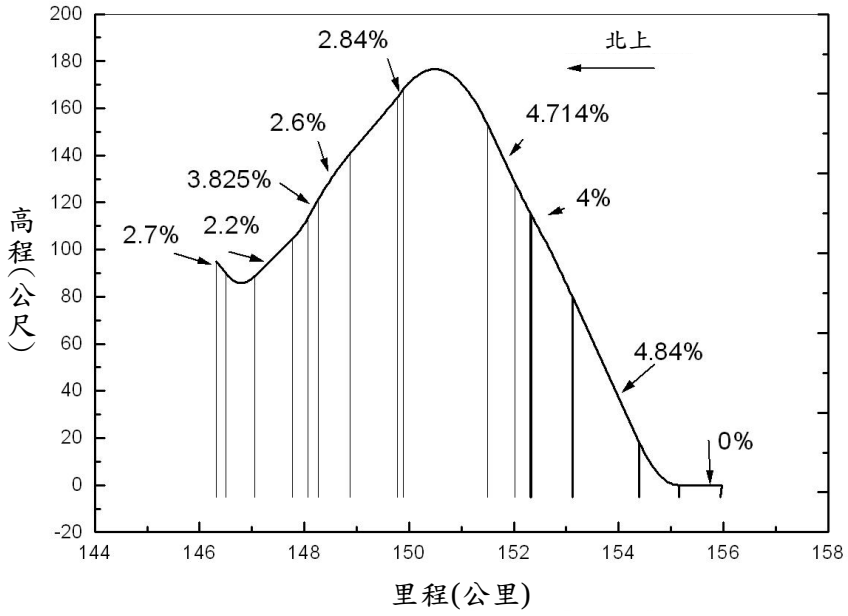
德國雙車道郊區公路代表性重車爬坡特性與HTSS模式模擬特性之比較
(總重：34,500公斤；馬力：241kW；總重/馬力比：143kg/kW)

坡度路段瞬間加速率邏輯之微調

行車距離(公尺)	速率(公里/小時)					
	坡度2%		坡度4%		坡度6%	
	AASHTO	HTSS	AASHTO	HTSS	AASHTO	HTSS
0	110	110	110	110	110	110
200	106	106	101	101	96	96
400	102	101	92	92	81	82
600	99	98	84	84	68	68
800	96	94	77	76	55	55
1,000	93	91	71	69	44	46
1,200	90	88	65	64	40	40
1,400	88	86	60	59	38	38
1,600	86	84	56	56	38	37

公路設計代表性重車爬坡特性與HTSS模式模擬特性之比較
(總重：31,320公斤；馬力：261kW；總重/馬力比：120kg/kW)

坡度路段瞬間加速率邏輯之微調



國道1號公路三義坡度路段北上縱切面

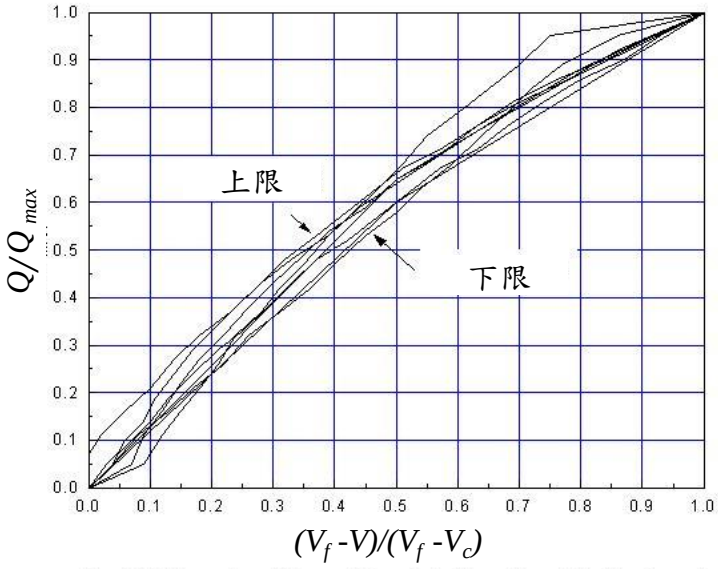
坡度路段瞬間加速率邏輯之微調

地點	平均自由速率(公里/小時)							
	小車		大客車		聯結車		大貨車	
	現場值	HTSS	現場值	HTSS	現場值	HTSS	現場值	HTSS
155.200K	105.3	105.0	99.2	99.2	92.2	92.0	98.5	98.5
153.123K	89.4	90.8	71.5	71.7	43.1	44.3	59.1	58.8
152.318K	92.4	92.4	72.2	72.1	46.5	46.2	59.4	60.0
151.496K	92.5	91.0	71.9	71.1	43.2	44.7	50.2	58.9
149.773K	100.3	100.5	95.9	94.4	83.0	81.2	91.4	90.3
148.873K	97.1	100.7	95.1	97.0	86.7	88.0	92.0	94.4
148.173K	100.5	99.5	97.5	97.8	91.7	91.8	98.4	96.8

註：小　車：總重=2,000kg；馬力=36kW；總重/馬力比=56kg/kW
大客車：總重=15,000kg；馬力=215kW；總重/馬力比=70kg/kW
大貨車：總重=10,500kg；馬力=124kW；總重/馬力比=85kg/kW
聯結車：總重=32,000kg；馬力=260kW；總重/馬力比=123kg/kW

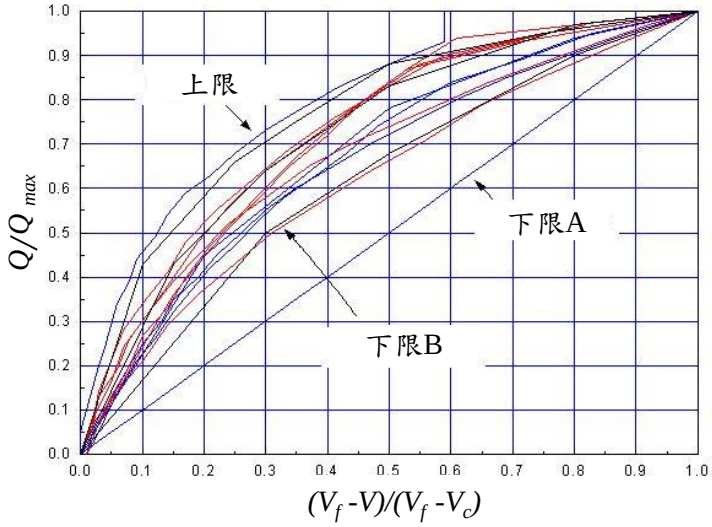
國道1號公路三義路段北上平均自由速率現場值與HTSS模擬值之比較

跟車邏輯之微調



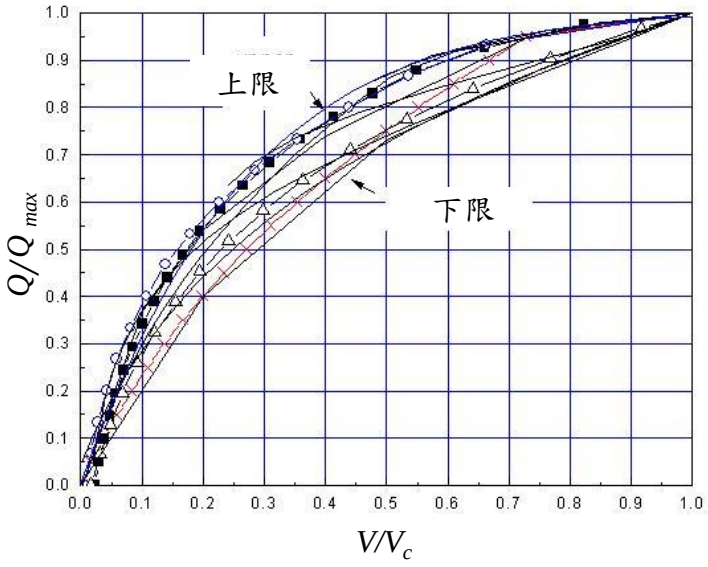
國道1號及3號高速公路基本路段穩定車流正常化流率與正常化速率之關係(內車道)

跟車邏輯之微調



國道3號及5號高速公路隧道穩定車流正常化流率與正常化速率之關係(內車道)

跟車邏輯之微調

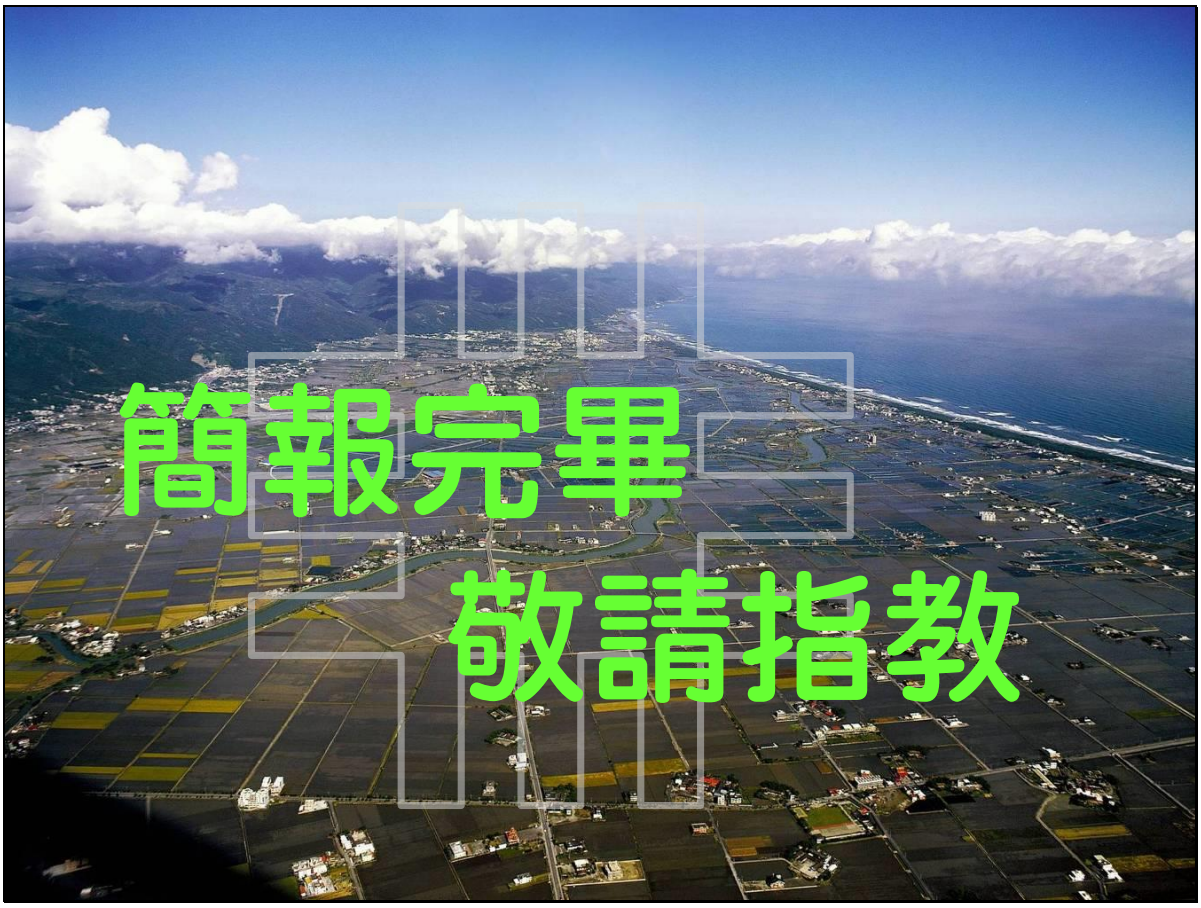


高速公路基本路段及隧道壅塞狀況正常化流率與正常化速率之關 係(內車道)

肆、新版「臺灣公路容量手冊」

1. Include new or revised chapters for analysis of
   freeway basic segments,
   2-lane and multilane rural highways, and
   highway tunnels.
2. Enhance Chapter 2 Basic Concepts.
3. Validate/revise speed-flow relationships on multilane
   rural highways
4. Develop analytical methods for analysis of grade segments.
5. Editing

Publication Date: Some time in 2019?


簡報完畢
敬請指教