

國立臺灣大學工學院土木工程學系

碩士論文

Department of Civil Engineering

College of Engineering

National Taiwan University

Master Thesis

高速公路速率漸變控制策略之研究

A Study on the variable freeway speed-limit control



指導教授：許添本 教授

Advisor: Hsu, Tien-Pen Ph.D

中華民國 99 年 6 月

June, 2010

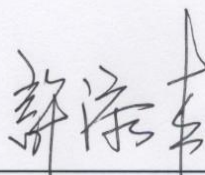
國立臺灣大學碩士學位論文
口試委員會審定書

高速公路速限漸變控制策略之研究

Research of the Changing Speed Limit Control
Strategy on Freeway

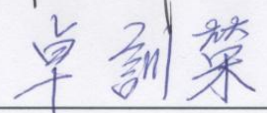
本論文係盧彥聰君 (R97521527) 在國立臺灣大學土木工程學系之碩士學位論文，於民國 99 年 06 月 24 日承下列考試委員審查通過及口試及格，特此證明

口試委員：許添本

 (簽名)

(指導教授)

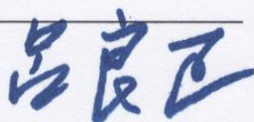
卓訓榮



邱裕鈞



系主任、所長



(簽名)

摘要

高速公路主線上，不均質的車流往往造成車流造成壅塞或是壅塞擴大的主要原因。當流量接近公路容量時，車隊中的一些小擾動，就會影響到車流的平順運行，而造成衝擊波的效應，如此便使得後方車流的運行受到干擾，而造成車流壅塞之形成與擴大。因此如果採用適當的速率控制策略來建議駕駛者，使駕駛者趨向以適當的速度行駛，如此即可減少不穩定的情形發生和舒緩衝擊波效應，以達到順暢的交通流。因此，必須去發展一個動態最佳化速限控制模式，能夠使行車效率最大化。

本研究提出一個以巨觀車流模式和連續車流理論為基礎之模式，能在瓶頸路段所造成之壅塞狀況下找出最佳化之動態速限漸變控制模式。主要目標為控制範圍總通過量最大化。此數學模式有五個參數需要以實際資料校估：(1)自由流速，(2)壅塞密度，(3)速度和密度關係之時間推移參數，(4)衝擊波關係之時間推移參數，(5)瓶頸路段下游之邊界流量。

本研究將以國道五號為研究對象，先利用現實資料建立一個國道五號北上路段之模擬路段，為了可重現壅塞情況，本研究先了解並分析其瓶頸路段之道路特性，發現壅塞細部原因為雪山隧道內之禁止變換車道，速限改變及安全間距參數增加，修改上述道路特性後模擬路網即可呈現其壅塞情況，本研究再根據此模擬路段找出模式之校估參數，並確認其控制所需元件，其包括了偵測器和速限可變標誌擺設位置、速限數值的設定模式，控制範圍的選取。

將本研究之模擬路段放入速限漸變控制後，其總通過量增加了 19.5%，平均旅行時間減少了 8.44% 等，顯示此模式的確可以增進在國道五號路網時的績效，隨著流量之增加，雖然績效改善空間減少，但仍有效果存在，顯示本研究之模式對於實際路網應用有其成效。

關鍵字：可變速限、交通控制、車流模擬、高速公路

Abstract

In the main stream of freeway, the non-homogenous traffic flow is the main reason of congestion or congestion expansion. When the flow is closed to the road capacity, the small disturbance in the platoon will affect the traffic flow smooth run, and cause the shock wave, and then it influences the downstream traffic. Finally it results in the expansion of the congestion. Therefore, if there is the properly speed limit control tragedy to recommend the drivers to drive in the appropriate speed, in order to let the traffic flow reduce the occurrence of instability situation and ease the shock effect in order to achieve smooth traffic flow. Thus, it is essential to develop a dynamic optimal speed-limit control model which can maximize the traffic efficiency.

Based on this, this study proposes a macroscopic traffic models and continuity model-based model for dynamic variable speed-limit control under the congestion conditions caused by the bottleneck. The objective is maximizing the total throughput in the control boundary, and there are five parameters in the mathematical model which need to be calibrated by using field data: (1) the free velocity, (2) the jam density, (3) the parameter of the relationship between density and speed over time, (4) the parameter of the shock wave over time, (5) the downstream boundary flow of bottleneck.

The freeway No.5 is the research object of this study. Firstly, the study uses the field data to establish the simulation of the northern section of Freeway No.5, in order to reproduce the congestion, for this, this study analyzes the characteristics of bottleneck section of the road, and finds the detail reason of the Hsuehshan Tunnel congestion is the exhibition of land changing, speed limit changes and increase of the safety headway parameters. And this study find out the model calibrated parameters , the car-following factor which is needed by the simulation and the component of the

control, which includes the speed limit sign and detector location, and the speed limit value, control boundary selection.

This study put the variable speed limit control into the simulation network, and the total throughput increased by 19.5%, average travel time decreased by 8.44%, etc. It shows that this model can indeed improve the performance of the network in the Freeway No.5. With the increasing of the flow, although the performance improvement is reduced, but it still has the effect on the main stream. The result indicates that the model of this paper is effective on the simulation network.

Key words: Variable Speed Limit, Traffic Control, Freeway, Traffic Simulation



誌謝

在台大的求學生涯兩年的光陰，似乎一眨眼就過去了，而這也是我最後一個求學時光，格外珍貴。我就如同一個釀酒師，在這段時光中，醞釀出來最精醇的美酒莫過於這篇論文了。但這桶美酒的出窖，在此需要感謝非常非常多的人事物，沒有他們的存在和出力，也應該不會存在於這世上吧！

首先最該感謝的是我的指導教授 許添本老師，帶我們進入交通控制領域的啟蒙者，而在此領域裡，我正在呀呀學語時，讓我們有機會接受到最嚴厲的教導和指教張金琳老師的教導，讓我可以成長的更快，也間接的幫助這篇論文的成熟。當然，老師給我不管在人生的意見和在課業上的建議也讓我這人和這篇論文能有更多層面和更多角度的思考。最後，老師您的首肯和認同，簽下那神聖的三個字，才是最令人痛哭流涕的感動！

將領學長也是這篇論文的助手之一，學長給我的意見雖然紛雜，但其實細細看，似乎都是讓原本雜亂的論文更加去蕪存菁，更能凸顯其美妙的風貌。且學長也是百忙之人，還要在閒餘中抽空來照顧我們這些碩士學生。這點真的是辛苦您了，學長。

同儕之間，這應該不叫作感謝吧，應為感動吧！當了六年同學的府城幫眾們、帶我一窺棒壘球奧妙的中庭和 96 學長們、陪著我們一起「汪汪汪」的狗兒們，胸大有腦的 303 正妹們（自己對號入座吧）和腦袋有洞的帥哥們，遠在他鄉卻還是會互相照料的痞正妹，沒有你們的互相扶持，這段時光不可能撐得過來，有了你們，這段光陰，即使再辛苦也是個完美的回憶。

我的家人們，謝謝你們容忍和包容與支持，今天，不！這輩子我能造就的成就和榮耀都應該屬於你們的，沒有你們，就不會有如今的我！

彥璵 謹誌

2010/07/27

目 錄

摘要.....	i
誌謝.....	iv
目錄.....	v
圖目錄.....	vii
表目錄.....	ix
第一章 緒論.....	1
1.1 研究動機.....	1
1.2 研究目的.....	2
1.3 研究內容與流程.....	3
第二章 文獻回顧.....	7
2.1 高速公路常用之控制策略回顧.....	7
2.2 高速公路車流模式相關文獻回顧.....	10
2.3 高速公路可變速限漸變控制系統相關文獻回顧.....	22
2.3.1 主線速率控制概論.....	22
2.3.2 可變速限控制之相關文獻回顧.....	24
2.4 小節.....	31
第三章 研究方法與模式架構.....	33
3.1 研究對象現況.....	33
3.2 模式架構與邏輯.....	47
3.3 可變速限漸變控制模式.....	51

第四章 模式建立與模擬系統構建	57
4.1 模擬路網介紹.....	57
4.2 模式建立與求解過程.....	64
4.3 虛擬路網的模式套用之求解過程及數值分析.....	70
4.4 小節.....	74
第五章 模式驗證與模擬分析	75
5.1 模式驗證.....	75
5.2 績效評估.....	80
5.3 敏感度分析.....	84
5.3.1 流量之敏感度分析.....	84
5.3.2 速限控制區之敏感度分析.....	88
第六章 結論與建議	91
6.1 結論.....	91
6.2 建議.....	92
參考文獻.....	95



圖 目 錄

圖 1.1 研究流程圖.....	5
圖 2.1 可變資訊標誌圖.....	9
圖 2.2 可變速限標誌圖.....	10
圖 2.3 行為門檻關係圖.....	17
圖 2.4 基礎構圖臨界值.....	23
圖 3.1 國道五號的地理關係圖.....	34
圖 3.2 國道五號北上路段平均速度之時空特性圖.....	39
圖 3.3 平均速度之時空遞移圖.....	41
圖 3.4 國道五號北上路段總流量之時空特性圖.....	42
圖 3.5 國道五號北上路段平均密度之時空特性圖.....	43
圖 3.6 國道五號南下路段平均速度之時空特性圖.....	44
圖 3.7 國道五號南下路段總流量之時空特性圖.....	45
圖 3.8 國道五號南下路段總流量之時空特性圖.....	46
圖 3.9 控制邏輯流程圖.....	49
圖 3.10 高速公路路段示意圖.....	52
圖 4.1 國道五號部分精簡路網示意圖.....	58
圖 4.2 VISSIM 駕駛行為參數設定圖.....	59
圖 4.3 雪山隧道前偵測器之 OV 圖.....	64
圖 4.4 頭城上匝道前偵測器之 OV 圖.....	65
圖 4.5 頭城下匝道前偵測器之 OV 圖.....	65
圖 4.6 頭城宜蘭間偵測器之 OV 圖.....	66
圖 4.7 速限控制之模擬流程圖.....	72

圖 4.8 速限標誌擺設示意圖.....	73
圖 4.9 顯示速限時間分佈圖.....	73
圖 5.1 速限標誌擺設示意圖.....	75
圖 5.2 沒有速限控制時的實際速度分佈圖.....	76
圖 5.3 有速限控制時的實際速度分佈圖.....	76
圖 5.4 速限地點 1 有無控制之速度分佈圖.....	77
圖 5.5 速限地點 2 有無控制之速度分佈圖.....	78
圖 5.6 速限地點 3 有無控制之速度分佈圖.....	78
圖 5.7 速限地點 4 有無控制之速度分佈圖.....	78
圖 5.8 速限地點 5 有無控制之速度分佈圖.....	79
圖 5.9 速限地點 6 有無控制之速度分佈圖.....	79
圖 5.10 績效改善比較圖.....	83
圖 5.11 總通過量之敏感度分析圖.....	86
圖 5.12 總旅行時間之敏感度分析圖.....	86
圖 5.13 平均延遲時間之敏感度分析圖.....	87
圖 5.14 平均旅行速度之敏感度分析圖.....	87

表 目 錄

表 2.1 國外總體車流模式.....	13
表 2.2 矩陣組合表.....	16
表 2.3 中山高速公路之車流特性曲線配式之相關研究.....	21
表 2.4 德國 Aicheleberg 速率控制系統的控制準據.....	24
表 2.5 德國 Aicheleberg 速率控制系統的控制準據.....	24
表 2.6 速限控制相關文獻之彙整.....	30
表 3.1 不同運輸需求及壅塞路段的路段清單.....	36
表 3.2 VD 資料內容及週期.....	38
表 4.1 行駛車輛間距調查樣本.....	61
表 4.2 虛擬路網高速公路路段各項設定值.....	62
表 4.3 路網初始進入流量表.....	63
表 4.4 下匝道與主線之流量比.....	63
表 4.5 虛擬路網參數校估表 1.....	67
表 4.6 虛擬路網參數校估表 2.....	68
表 5.1 速限控制之績效評估.....	82
表 5.2 不同流量下之流量分佈圖.....	84
表 5.3 流量變動之評估指標比較表.....	85
表 5.4 速限控制區間長度之敏感度分析表.....	88

第一章 緒論


1.1 研究動機

過去數十年來，隨著經濟迅速發展，國民所得持續增加，私人車輛的持有率和使用率相對提高，因此造成交通量也逐年遞增，高速公路上的車流量亦日益增加，使得原本設計為無阻礙、快速、流暢的高速公路，亦出現了嚴重的壅塞；在高速公路上，在平日尖峰或者是例行假日時，壅塞情形已是屢見不鮮，不僅僅是上下匝道常會有等候車隊出現，在高速公路主線上也常常出現長距離的壅塞，導致高速公路整體運作效率癱瘓。



在解決高速公路壅塞情形的方法主要可分成兩類：從現有的交通硬體設施進行改善擴建，如開闢新道路或增加車道數；另一為透過運輸管理策略面著手，增設先進交通偵測儀器加以控制以及搭配不同的交通管理策略等，提升高速公路整體的使用效率。前者傳統方法雖然能輕易增加原不及需求量的交通容量，但因台灣土地有限，並不能無限度的增加其車道數或開闢新道路，且擴建方法其實有變相鼓勵私有車輛的成長及其使用率之疑慮，其思維較不符合現今透過管理面提升整體效率之方法。而智慧型運輸系統（Intelligent Transportation Systems, ITS）即是在這樣的環境下產生，它是一種以通信、電子、導航以及控制等先進技術加以整合而成，在現有道路幾何設計下，運用先進科技來改善運輸環境，其目的是將車輛和道路的即時資訊，透過適當的方式傳遞給用路人，以提昇整體運輸系統的效率。本研究對ITS九大系統之一的先進交通管理系統(Advanced Traffic Management Systems ,ATMS)進行探討，針對高速公路的ATMS管理策略種類繁多，如匝道儀控、路徑導引、速限控制等，而如何決定這些控制策略時，就必須先了解壅塞原因，針對原因對症下藥。

目前高速公路主線車流在運行時，不均質的車流密度分布，往往是造成車流造成壅塞或是壅塞擴大的主要原因，此不均質的車流的成因來自同一車道中不同速度的車輛、不同車道車輛速度的差異以及車道間不同流量的大小。在不均質的車流中，當流量接近公路容量時，車輛變彼此緊密的跟車，彼此角逐可以利用的車間距，此時車隊中的一些小擾動(如車輛的煞車，車道的變換等)，就會影響到車流的平順運行，而造成衝擊波的效應，如此便使得後方車流的運行受到干擾，而造成車流壅塞之形成與擴大。因此如果採用適當的速率控制策略來建議駕駛者，使駕駛者趨向以適當的速度行駛，以達到均質且穩定的車流密度，如此即可減少不穩定的情形發生和舒緩衝擊波效應，以達到順暢的交通流。



目前高速公路系統在主線車流控制上所採用的方法通常為資訊可變系統，主要希望能即時提供用路人前方道路的狀況以給予用路人反應或者是選擇其他路徑之機會。然在國外研究中，可變速限標誌系統的運用中，主要目的為增進行車安全及提高行車效率，多著重於改善交通安全方面，鮮少用來提高行車效率，例如設置於天候、地形變異較大的路段，以提穩定車流密度且提高車間距來增進交通安全，且以往採用方法多為事前控制和以歷史資料推估，無法達到隨著時間或交通量做出適當的調變功能，因此本研究即著重於發展出適合的動態控制演算法，應用於可變速限標誌上，此演算法可以即時根據車流狀況作出控制策略的調整，以達到穩定車流、減緩壅塞所造成衝擊波效應的目標。

1.2 研究目的

高速公路適當訂定最高行車速限，原本是增進行車安全，本研究目的為透過建構一套高速公路速限漸變控制系統，而更有效的運用行車速限來管理車流，

加強對高速公路主線車流的控制，在壅塞地點上游可利用調降行車速限來達到提升用路人行車效率之目的。「調降行車速限」是指降低整體車流平均速度，縮小車流在時空上速度的差異，使車流以較為穩定且均質的方式接近壅塞地點，藉此來減緩壅塞發生及減緩壅塞擴散。因此本研究之目的歸納為以下幾點：

1. 尋找適合之高速公路嚴重壅塞地點，了解其道路幾何及車流特性，並探討其壅塞時空變化及壅塞現象，進而了解壅塞原因。
2. 找尋適用於此壅塞原因之速限漸變控制策略，並根據台灣行車特性及研究對象之道路和幾何特性作修正，使模式適合研究對象套用。
3. 在研究對象上建立一完整之速限漸變控制策略，其包括速限顯示值之決定、速限標誌擺設位置、偵測器擺設位置和整個控制策略之控制範圍。
4. 利用眾多常用評估指標來評估此速限漸變控制策略之績效，並設計不同情境來測試其敏感度，保證此控制系統在眾多情境均有效率。

1.3 研究內容與流程

本研究目的與流程為以下五大部分，圖1.1為本研究的流程圖：

1. 針對研究目的加以了解進而界定問題並選定對象

針對本研究目的進行了解其明確之研究方向，並找出適當的研究對象，進而訂定問題的假設及限制，作為本研究的基礎。

2. 文獻蒐集與回顧

本研究在文獻回顧包含了高速公路車流模式和高速公路控制策略之相關研究，其包括了巨觀和微觀之車流模式，巨觀車流模式之回顧主要為跟控制策略作結合，而微觀車流模式則為了模擬時的參數修正。在控制策略上主要回顧方向為可變速限控制的演算法及其應用。

3. 可變速限漸變模型之建構

本研究從文獻回顧內選取適當的可變速限控制方法並建構其數學模式，並針對研究對象進行適當的修改。

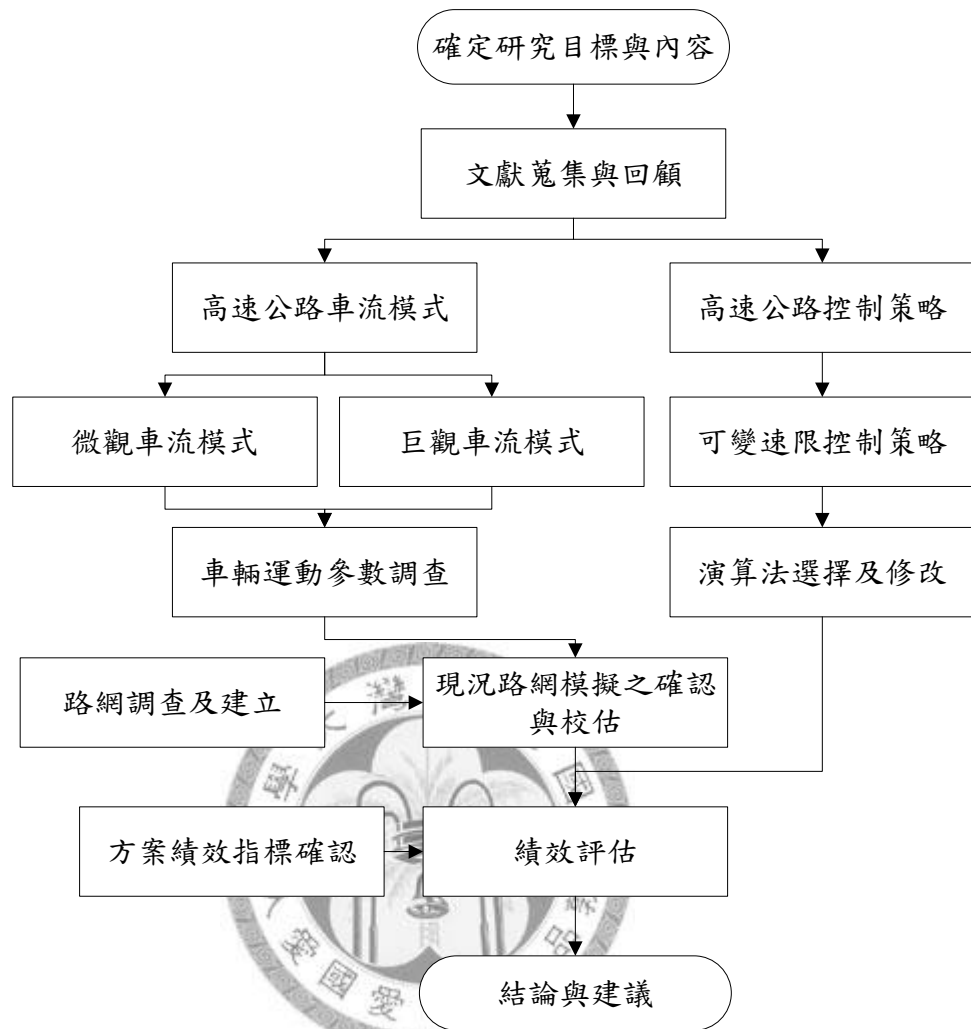
4. 實驗模擬及數值分析

本研究為使用VISSIM對研究對象作現況的模擬及修正，並作現況模擬之驗證，以確定符合其壅塞特性，之後將可變速限漸變模型套入其中以進行模擬測試，透過不同情境下利用數值實驗進行實證和分析，並從適當的績效評估指標來評估此控制策略之績效。

5. 結論與建議

根據數學模式以及VISSIM所得之實驗結果，分析並提出本研究之結論，並給後續研究建議做為參考。





資料來源：本研究整理

圖 1.1 研究流程圖



第二章 文獻回顧

本章節主要針對國內外高速公路交通管理與控制發展進行文獻回顧，分成以下部分進行討論。第 2.1 節為回顧高速公路主線目前常用的控制策略，因本研究的控制策略為以高速公路主線為控制目標，故需先了解目前高速公路主線有哪些常用的控制策略，以了解目前主線控制的概況；若欲對某一系統進行控制時，都必須先將欲控制的對象以適當的數學模式描述之，故第 2.2 節為探討高速公路車流模式，以方便本研究發展其控制系統；而第 2.3 節則為探討高速公路可變速限漸變系統之概論及方法論，了解目前國內外有哪些可變速限漸變系統可供研究參考。

2.1 高速公路常用之控制策略回顧[5, 6,10]

主線控制的主要目的在促進高速公路主線行車的安全與效率，其運作是根據高速公路本身的交通狀況、天候、意外事故等，採用適當的控制策略。目前主線控制之重點列示於下：

1. 事件偵測：主要是偵測交通事故、天然災害、車輛故障等的突發事件，方法有：
 - (1). 口頭通報：利用各種通報方式將事件回報給相關單位，通報方式可分用路人通報、巡邏車通報、巡邏直升機通報。
 - (2). 自動偵知：利用自動偵測系統來監測主線的交通狀況，包括車輛偵測器、閉路電視偵測、天候偵測器等。
2. 速率管制：控制最高速限來避免因不良天候、交通壅塞時而造成的交通事

故。

3. 駕駛資訊系統：駕駛資訊系統的主要功能在提供駕駛人有關於道路狀況的訊息，以便駕駛人能及早做判斷、反應，必要時可指示駕駛者改道行駛，其所提供的資訊必須具有時效性。
4. 車道使用管制：此是指暫時封閉一條或多條主線車道，禁止車輛通過，通常用於下列狀況：
 - (1). 車道阻塞之預警：可將發生壅塞的車道的上游路段封閉道路，減少車流量通過。
 - (2). 改進上匝道之匯流：如果上匝道匯入車流量過大、可在上匝道之上游管制外側車道的車流進入，以便於上匝道車流匯入，不過此法將影響主線之車流流暢。
 - (3). 強制交通轉向：在嚴重壅塞之路段，可封閉上游部分路段，強迫車輛改駛替代道路，而封閉區段必須能讓車輛駛離高速公路，通常為下匝道附近。
 - (4). 隧道控制：當隧道內或其下游發生事故時，可將隧道入口封閉，以避免車輛在隧道內因視線不良等因素而再次產生事故。
5. 主線儀控：目前高速公路多採匝道儀控來管制進入車流，但在匝道儀控亦無法解決壅塞或某一匝道特別重要時，可同時採用主線儀控，利用主線流量和匝道流量彼此競爭關係來調節各主線匯入之流量。
6. 可變資訊標誌 (Variable Message Sign, VMS)：如圖 2.1，主要是用來告知車輛駕駛人高速公路前方之現況，其所提供的資訊必須具有意義且具有時效性，其所顯示的資訊如下：

- (1). 交通狀況：如擁擠的程度、位置及期間等。
- (2). 路線指示：如進口匝道封閉、改行其他道路等。
- (3). 天候及環境狀況：如濃霧、意外事故、施工等。



圖 2.1 可變資訊標誌圖

7. 高乘載管制：目前高速公路在長期假期多採用高乘載管制來限制高速公路進入車流，在上匝道處管制乘載三人以上的車輛方可進入高速公路，藉此減少高速公路進入車流，防範車流量大於其容量而導致壅塞。
8. 可變速限標誌系統 (Variable Speed Limit System, VSLS)：本研究的主線控制策略，其所施用的對象是高速公路上之可變速限標誌系統，所以必須先了解可變速限標誌系統的運作狀況。

駕駛人行駛時，是依據其周遭的道路幾何、前方車流狀況、路面狀況、天候、車子性能等來決定行駛的速率，這些判斷依據的來源往往只能在目視的範圍內來察覺，因此駕駛人無法預知相當距離之外的狀況，所以無法經查保持最佳的速率行駛，如果前方有任何狀況發生時，此時若有可變速限系統如圖 2.2，便可以隨時告知駕駛人以何種速率行駛較為妥當，如此可以得到均質、高流量的平穩車流，以下即是設置可變速限系統的主要目的：

- (1). 使高流量的車流狀況保持穩定，使之不致有過飽和的情況發生。
- (2). 使過飽和的不穩定車流狀況趨向穩定，以保持車流順暢。
- (3). 在低密度狀態下，使行駛的車輛在某特定速限下行駛，避免危險發生。
- (4). 使得接近瓶頸路段的車速能適時減速，避免危險發生。
- (5). 在不良天候下，提醒駕駛人減速慢行，以維安全。
- (6). 使車輛穩定行駛，減少耗油量與廢氣的排放。



圖 2.2 可變速限標誌圖

2.2 高速公路車流模式相關文獻回顧

若欲對某一系統進行控制時，都必須先將欲控制的對象以適當的數學模式描述之，該模式必須對系統的狀態從事適切的表達，並且可以透過控制變數(Control variable)的刺激來對系統做適當之調整，因此要針對高速公路車流發展有效的控制策略時，第一步就必須先擁有足夠反應現實車流行為的車流數學模式，再以此

模式為基礎來描述車流系統，並據以發展相關控制演算法，以下分別對巨觀車流模式、微觀車流模式、連續車流模式作說明：

1. 國外部分之總體車流模式：[5,10,13,17,28]

早期的總體車流模式，大都以一個單階段的模式來含括自由流和壅塞車流之情況，較著名的計有下列數個，茲簡述如下：

- (1). 1934 年 Greenshields 應用最小平方法從事曲線配適而求導出速率與密度之線性關係式，此模式後來由 Huber 於 1957 年在評估臨時搭建之橋樑對於幹道車流運作績效之影響研究加以驗證。公式如表 2.1 之公式 1
- (2). 1959 年 Greenberg 利用連續方程式與運動方程式導出速率與密度的對數關係式，公式如表 2.1 之公式 2。經由實地觀測資料的驗證發現配適程度在壅塞車流的狀況下相當良好，而在低密度的車流之下則較差。
- (3). 1961 年由 Underwood 特別針對自由流的情況蒐集資料分析之後所導出之指數關係式，公式如表 2.1 之公式 3，相較於 Greenberg 模式，其與觀測資料之配適在低密度之車流狀況較為良好，而在高密度時則不佳。
- (4). 1965 年由 Northwestern 大學的一群學者 Drake, May & Schfer 等人從事速率與密度假設關係之統計分析時所提出的模式，公式如表 2.1 之公式 4。此模式在高密度車流狀況具有凹型的 U-K 關係，而在低密度時，具有凸型之 U-K 關係，此模式與上述的 Underwood 模式一樣不適合描述壅塞車流之情況。
- (5). 1965 年 Drew 從事高速公路車流運行與管制的分析時段所設定的模式，公式如表 2.1 之公式 5，當模式中的參數 n 等於 1 時，即是 Greenshields 模式
- (6). 1967 年 Pipes-Munjal 推導出單一階段車流曲線模式更一般化的通式，

公式如表 2.1 之公式 6。

流量、速率、密度是總體車流模式的三個基本變數，三者間的關係可說明高速公路的車流特性。對於上述國外總體車流模式的發展，整理如表 2.1



表 2.1 國外總體車流模式[5,6,10]

發展者	模式	說明
Greenshields	$U = U_f - \left(\frac{U_f}{k_j}\right)K$ 公式 1	以最小平方方法導出速率與密度的線性關係式,後由 Huber 驗證之。
Greenberg	$U = U_m \times \ln\left(\frac{k_j}{k}\right)$ 公式 2	利用連續方程式與運動方程式導出速率與密度的對數關係式,適用於壅塞車流。
Underwood	$U = U_m \times e^{-k/k_m}$ 公式 3	針對自由流的情況所導出的指數關係式,適用於低密度車流。
Northwestern	$U = U_m \times e^{-1/2(k/k_m)^2}$ 公式 4	由 Drake, May and Schfer 發展,適用於低密度車流。
Drew	$U = U_m \times \left[1 - \left(\frac{k}{k_j}\right)^{(n+1)/2}\right]$ 公式 5	由 Drew 從事高速公路運行的安全分析時所設定之模式。
Pipes-Munjal	$U = U_f \times \left[1 - \left(\frac{k}{k_f}\right)^n\right]$ 公式 6	推導出單一階段車流曲線模式更一般化的通式。

U ,速率, k ,車流密度, U_m ,車流量最大時的速率

U_f ,自由車速, k_j ,壅塞時之車流密度

k_m ,車流量最大時的車流密度

資料來源:[5,7]

以上為單階段模式，只適用於高密度或低密度的車流狀況，故 Edie 結合 Greenberg 與 Underwood 的模式，成為雙階段模式，適用於擁擠與非擁擠之車流狀況，自由流情況下使用 Underwood 模式，在壅擠車流的情況下則使用 Greenberg 模式。

2. 微觀車流模式[5,13,17,28]

微觀車流模式分成駕駛動態模型(Driving Dynamic Model)和跟車理論(Car-following Model)，本研究因模擬軟體 VISSIM 內部運作原則為跟車理論內的行為門檻模式，且須了解微觀車流與巨觀車流模式之相關性，故回顧此相關文獻。

傳統跟車過程之定義，乃指本車在行駛過程中，常調整其行車速率(即加減速度)，與前車保持安全避撞距離謂之，此定義著重在車輛可推進距離之計算，如四大限制方程式；若以「跟車行為」來看，則強調本車駕駛者儘可能嘗試與前車駕駛行為一致之過程，此過程乃建立在刺激與反應之回饋控制基礎上，如刺激反應方程式。兩者定義之差異在於前者僅自本車觀點考慮跟車狀態，後者則自前後車之相對反應來考量。

跟車理論之基本假設為單一車道、無超車，亦即基於一維座標系統上。模式發展則自基本運動學或視覺反應關係出發，因應不同需要或假設條件，至今國內外皆發展出許多不同之跟車模式，各模式雖看似有其邏輯，但對於實際交通的複雜環境與人為的心理差異等等，影響跟車行為之變數繁多，期望以單一模式即能模擬各種車流狀況非容易之事，各模式仍有其適用之交通情況和道路型態。一般常見之跟車模式有四大限制方程式、刺激反應方程式和行為門檻模式。本研究僅對刺激反應方程式和行為門檻模式作介紹：

(1). 刺激反應方程式：此為 1950 年代末期至 1960 年代初期，由美國通用汽車公

司多位學者(Gazis、Herman、Potts 等)，接續進行多項現場實驗工作研究發展而來，因此也可稱為 GM 模式。其中第三代以後之車流微觀模式，更可以利用適當的數學關係轉換出巨觀的車流速率－密度關係式。通過汽車第五代車流跟車模式即如下式所示：

$$acc_{n+1}(T+t) = \alpha \frac{(v_{n+1})^m}{(x_n - x_{n+1})^l} [v_n(T) - v_{n+1}(T)] \quad (\text{式 2.1})$$

acc: 車輛加速度

T, t: 時間

x: 車輛位置

m, l, α : 車流參數

而經由 May、Keller、Gaxis 等人將 M-L 矩陣建立起來之後，證明所有的巨觀車流模式都可以 M-L 矩陣表示之，而此 M-L 矩陣即是由第五代跟車模式推導來的，如表 2.2



表 2.2 矩陣組合表[5]

	$M < 1$	$M = 1$	$M > 1$
$L < 1$	$\left(\frac{u}{u_m}\right)^{1-M} = \left(\frac{L-M}{L-1}\right)\left[1 - \left(\frac{k}{k_j}\right)^L\right]$	無法滿足車流邊界條件	
$L = 1$	$\left(\frac{u}{u_m}\right)^{1-M} = (1-M)\ln\left(\frac{k}{k_j}\right)$		
$L > 1$	$\left(\frac{u}{u_f}\right)^{1-M} = \left[1 - \left(\frac{k}{k_j}\right)^{L-1}\right]$	$\ln\left(\frac{u}{u_m}\right) = \left(\frac{1}{1-L}\right)\left(\frac{k}{k_m}\right)^L$	$\left(\frac{u}{u_f}\right)^{1-M} = 1 - \left(\frac{L-M}{L-1}\right)\left(\frac{k}{k_m}\right)^L$

資料來源：[5]

- (2). 行為門檻模式：Hoefs 認為，當本車覺得前車與其間距或速率差異過大時，會加速縮短間距或減速加大間距，即當駕駛與前車距離很遠時，駕駛人的行為與前車無關，但當駕駛加速接近前車縮短彼此間距後，在某個門檻之下，駕駛者之加減速便會受前車影響，若駕駛覺得與前車距離過近，而有反應不及追撞前車之可能，便會拉大間距，接著間距逐漸加大至不符期望又加速，如此整個跟車過程處於微幅震盪調整間距與速率差之系統。因此所謂「行為門檻」，乃指駕駛在某一交互影響範圍內，有相同之決策行為，在越過門檻之後，其行為即有所差異，此門檻即為區分這些不同行為的判斷條件。

Wiedemann 將此心理物理間距模式觀念引進微觀車流模擬中，建構數學化之行為門檻模式，將車流狀況劃分為三個反應區：

- 感知反應區：車輛受前方車速過慢而有意識的影響。
- 無意識反應區：車輛在跟車過程中無意識的影響。
- 無反應區：車輛不受任何前車影響。

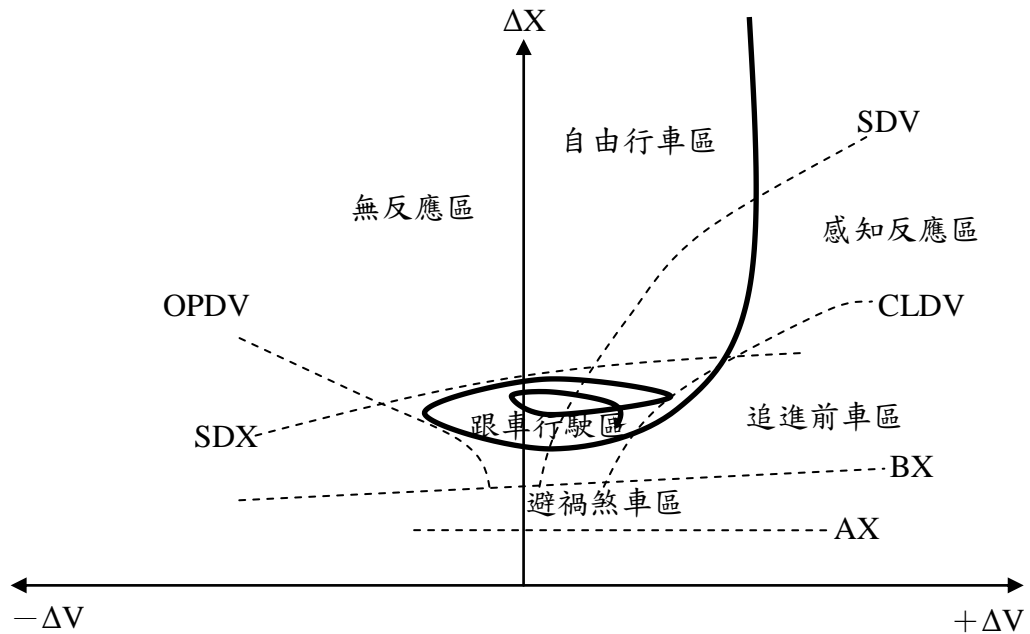


圖 2.3 行為門檻關係圖[13,17]

門檻如下：

- 靜態間距(A_X)
- 最小跟車間距(B_X)
- 感知速差門檻(S_{DV})
- 跟車間距上限(S_{DX})
- 間距漸減速差門檻(C_{LDV})
- 間距漸增速差門檻(O_{PDV})

經過各感知門檻界限的區隔後，可再細分成四個型態之決策行為區：自由行車區、追近前車區、跟車行駛區與避禍煞車區。在各決策行為區間中，皆定義一組相對應的動作模組，以描述該決策區的車輛運作行為，如圖 2.3。

然 Hoefs 於 1972 觀測到相對間距與相對速度不斷震盪調整之跟車行為，亦屬於單一維度之心理物理反應，即不考慮側向車輛之影響，乃因所處理車種皆被規範至固定車道中，其隱含假設為相鄰車道車輛間並不存在側向反應。

3. 連續車流理論：[17,19,28]

連續車流理論是將流體行為引用至車群移動行為上，使原本不連續之質點(車輛)

運動，在巨觀下可視為一具連續性的車流行為。連續車流理論最早由Lighthill 與 Whitham提出，之後Richards也提出相似的理論，故又稱為LWR 模式，其以流量守恆原理為基礎所導出，為一階連續車流方程式，而後一些學者針對LWR 模式無法解釋的車流現象，又發展出高階連續車流理論。

一階連續車流方程式：

一階連續車流方程式是由流管之流量守恆的觀念推導出的，故又可稱為流量守恆模式或LWR模式，應用在高速公路流量上，概念為描述高速公路車流現象時，通常將主線劃分為數個小型路段，則任一路段形成一流管，可應用流體的概念推導車流流量守恆律。當假設一路段於某時間內，車輛行經此路段沒有發生路邊停車或車禍的情形，此時此路段內的車輛數會等於前一時刻的路段車輛數加上期間駛入的淨車輛數。

LWR模式依據流體特性，針對道路特性提供了三個假設：

1. 流量與密度是隨路徑(x)、時間(t)而變的一階連續、可微分方程。
2. 其問題假設在一單車道且車流密度均質之公路。
3. 速率為密度的函數，即流量僅為密度的函數。

速率對密度之函數如下：

$$V(x,t) = V_e[K(x,t)]$$

其中 V_e 為均衡速率，意味著當某一車群的車流密度為 k 時，車群中任一車輛均假設速率會逐漸接近至 V_e ，並保持穩態（Steady State），故流量-速率-密度關係式可表示成

$$Q(x,t) = V(x,t)K = V_e[K(x,t)]K = Q[K(x,t)]$$

而在一單車道、無出、入匝道路段的LWR 模式為

$$\begin{aligned} \frac{\partial K}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} &= 0 \\ \Rightarrow \frac{\partial K}{\partial t} + \frac{dQ}{dK} \frac{\partial K}{\partial x} &= 0 \end{aligned}$$

即我們所謂的車流流量守恆律。

若此路段為單一車道有出入口匝道，令出、入口匝道淨流率為 $\beta(x, t)$ ，則

車流流量守恆律為

$$\frac{\partial K}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = \beta(x, t)$$

由於實際車流是由車輛等離散質點構成，其流量、密度並非真正對 x, t 連續且可微，故Yuan 與Kreer將連續車流模式中的 x, t 網格式化，表示為

$$K_j(k+1) = K_j(k) + \frac{T}{\Delta a_j} \times [Q_j(i, i+1) - Q_{j+1}(i, i+1) + R_j(i+1) - E_j(i+1)]$$

其中， i ：第 i 個時段

j ：第 j 個路段

T ：每一時段的時間增量

Δa_j ：第 j 個路段的路段面積

若令 $Q_j(i, i+1) = K_j(i)V_j(i) = K_j(i)V_c[K_j(i)]$ ，則此連續車流模式可表達為密度的函數。而時段與路段的劃分長度，將影響此車流模式對車流現象的描述能力。

流量守恆律以可大致的描述出巨觀車流現象，但Leutzbach與Michalopoulos等人曾針對LWR模式提出批評，認為此理論僅適用於車流量大、密度高的情況下，此時個別車輛行為對整體車流影響較小，較能符合流體特性；此外，根據LWR模式假設三中，當車流密度突然改變時，車速會做瞬間變化，但事實上應需考慮駕駛人的反應時間及車輛加減速所需時間，另又假設駕駛人對於車流密度改變的反應發生在進入改變區後，但事實上駕駛人在進入該區前便會發生反應。

針對LWR的缺點，一些學者開始發展了高階連續車流方程式，其中最著名的，即是Payne 的原始高階模式（Original High-Order Model）。

高階連續車流方程式

傳統的一階LWR模式假設車流速度會隨著車流密度的改變而做瞬間的變化，

也就是假設車流速度為車流密度的函數，即 $V(x,t) = V_e[K(x,t)]$ ，修正後的

LWR模式則假設駕駛人會預先就下游密度改變情形調整其速度，數學式為

$$V(x,t) = V_e[K(x + \Delta x, t + \Delta t)]$$

其中， Δt ：駕駛人的反應時間

$$\Delta x = \Delta V \cdot \tau$$

此外，Payne的原始高階模式考慮車子在加速及慣性作用時的動態效果，發

展出一個車流的動量方程式（Momentum Equation）

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} = \frac{1}{\Delta t} \left[V(K) - V \right] - \frac{\partial k}{\partial x}$$

其中的第二項 $V \frac{\partial V}{\partial x}$ 表示一個傳播項，即車輛的速度會傳遞給鄰近的車輛，

$\frac{\partial K}{\partial x}$ 表示當駕駛人看到前方的密度變化時會預先採取的反應。

一般認為，Payne 在修正LWR 模式與加入動量方程式後，可以描述車
流波動的加速度現象，對於擁擠路段的車流現象可以做更合理的描述。

國內高速公路相關總體車流模式：[6, 7]

在國內已有多人針對中山高速公路之車流進行車流特性曲線配適的相關研究，早期通常採用直線模式的配適方法，如 Greenshields 的直線模式，而後多採 M-L 矩陣配適法，如表 2.3 說明之

表 2.3 中山高速公路之車流特性曲線配式之相關研究[6,7]

研究者	研究名稱	採用模式	適用範圍
台灣大學	高速公路混合車流特性	M-L 矩陣法	非擁擠車流
交大陳晃清	中山高速公路平直路段的車道容量之實證研究	Greenshields 直線模式	非擁擠車流
交大謝順結	台灣區高速公路行車速限及車流模式之研究	Greenshields 直線模式	非擁擠車流
交大林貴璽	高速公路基本路段容量研究	M-L 矩陣法	擁擠車流、非擁擠車流
交大蔡義清	高速公路上坡路段容量研究	M-L 矩陣法	上坡路段
成大陳昭宏	高速公路意外事故管制路段飽和車流特性及容量分析與應用	M-L 矩陣法	意外事故管制路段之擁擠車流
成大陳明德	高速公路施工路段車流特性及容量分析與應用	M-L 矩陣法	依施工封閉車道分類之

資料來源：[5]

本研究在進行可變速限漸變控制系統之文獻回顧之前，必須對其有關於此系統之基礎做了解，其包括需了解有關於此系統之控制目標：高速公路主線之其他相關控制手段有哪些，其控制目的為何；控制高速公路車流，則必須先了解如何描述其車流模式，故回顧了高速公路車流模式之相關文獻，其中也包括了跟本研究之模擬軟體 VISSIM 有關的行為門檻模式；之後再了解目前文獻是用何種模式去配適台灣高速公路。了解上述基礎之後，方能做下一步之可變速限漸變控制系統之相關文獻回顧。

2.3 高速公路可變速限漸變控制系統相關文獻回顧

2.3.1 可變速率控制概論

高速公路主線速率控制主要基於下列兩個目的[10,27]：

1. 增進行車安全

道路服務品質的優劣常可以以車輛平均行駛速率加以評估。流量較低時，駕駛者可自由選擇較無干擾的車道，駕駛人多能以期望速率(desired speed)行駛，因此整體車流平均速率亦較高。隨著道路流量逐漸增加，車輛變彼此較緊密的跟車，車道間的流量相近，使得車輛彼此角逐可以利用的車間距，此時車隊中的一些小擾動(如車輛的煞車，車道的變換等)，就會影響到車流的平順運行，使得車隊內的車輛加減速的次數頻繁，瞬間速差將拉大，使得潛在危險度提高；換言之，當流量增加時，瞬間速差將會變大，肇事可能性亦相對地提高。

2. 因應道路壅塞狀況

早期高速公路之速率控制偏重在不良天候異常路況之下實行，如濃霧、強風、豪雨、淹水等的速率管制。近年則著重於高流量下的速率調控，其效果已在歐陸國家進行過之相關措施中表現出，並且曾進行過整體性的評估加以證實。在實行速率限制的控制措施時，此速限的訊息常透過資訊可變系統、可變速限標誌系統、路況廣播的方法傳達給駕駛者。

主線速率控制依其控制目的分為以下兩種觀念：[19]

1. 同質法：為利用速限減少車間車速變異提高同質性以期增加車流量，同質法通常使用比臨界速率低一點點的速限做為控制(見圖 2.4)。此法主要注重於增近車流穩定及行車安全。

2.避免陷入壅塞法：使方法主要著重在避免過高的密度，而所採用的速限也為臨界速率之下，相對於同質法，此方法可以解決存在的壅塞。

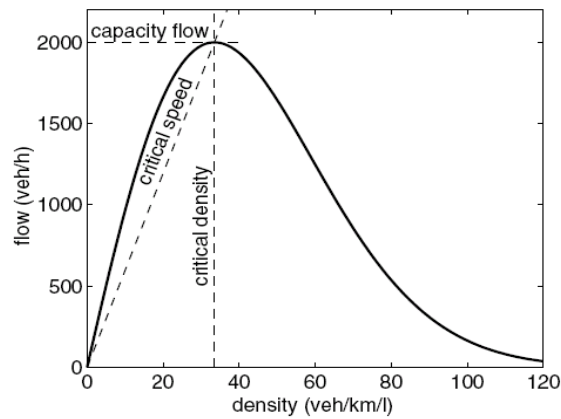


圖 2.4 基礎構圖臨界值

主線速率控制系統在執行與設定控制邏輯時必須考慮以下三個控制策略因素：

- (1) 啟動及解除門檻：何時必須啟動速限控制，必須首先設定啟動門檻，可能在流量或是密度達到一定程度時，會逐漸陷入壅塞情形或是導致車流不穩定而降低行車安全性。而解除門檻則是在速率控制系統施行之後，在車流狀況回復到預期效果之後，解除速率控制或回復路段原先設定之速限。如下列表 2.4 與表 2.5 所示。

表 2.4 德國 Aicheleberg 速率控制系統的控制準據

啟動原則	無管制	速限 100kph	速限 80kph	速限 60kph	壅塞警告
流量 (veh/hr)	$q < 1800$	$1800 \leq q < 2100$	$2100 \leq q < 2400$	$2400 \leq q$	
速率 (km/hr)	$70 < v$		$50 < v \leq 70$	$25 < v \leq 50$	$v \leq 25$

資料來源：[10]

表 2.5 德國 Aicheleberg 速率控制系統的控制準據

解除原則	無管制	速限 100kph	速限 80kph	速限 60kph	壅塞警告
流量 (veh/hr)		$q < 1500$	$q < 1900$	$q < 2400$	
速率(km/hr)			$75 < v$	$55 < v$	$35 < v$

資料來源：[10]

- (2) 控制之持續時間：速率控制系統必須考慮啟動之頻率，以及啟動多久可以達到預期效果。如果啟動達到一定時間後，車流狀況仍然沒有達到預期效果，則必須考慮再調整速率控制值或是考慮其他控制方式。
- (3) 速限改變程度：如果速率控制必須啟動，則必須增加或是減少速限多少？此部分除了考慮車流狀況之外，也必須考慮駕駛者行為，速限改變的程度必須為駕駛者在反應時間內可以達到之速率，因此太劇烈之速限改變必須盡量避免，以免導致駕駛者無所適從之情況產生

2.3.2 可變速限控制之相關文獻回顧[6,18,20,21,22,23,24]

由於近幾十年來，高速公路車流量的快速增加，使得車流壅塞問題日益嚴重，便有國外學者嘗試以自動控制的方法來對車流作適當的控制，以便達到防止壅塞或減少壅塞的擴大的功用。而應用在目前的高速公路主線車道上，控制策略運作

的可行方式是透過信息界面傳遞給各個有思考的駕駛人，這與自動控制理論在電機領域的施用對象有很大的不同。由於此點差異，使得自動控制策略應用在高速公路的可變速限漸變系統時(透過此信息介面是目前較可行之方法)產生若干的爭議，其爭議點即是有關駕駛人的反應上。

Zacker(1972),Cremer(1976)曾以模擬的方式進行高速公路主線可變速限系統的控制研究，騎得到的結果顯示有不錯的績效，在 Cremer 的研究顯示容量提高 21%。

另外在荷蘭曾於 1982 年對可變速限系統對車流的影響做過實際高速公路的實驗，稱為荷蘭高速公路控制與號誌系統(Dutch Motorway Control and Signaling System)，實驗長度約 20 公里，包括三個上下匝道，原本速限為 120kph，尖峰時段的流量約 1600 veh/h，此控制只有在流量接近容量時候執行，且只有 90kph 和 70kph 兩種速限，調整頻率為一分鐘。實驗發現其成效是平均速率降低、平均佔有率增加，車道內或者是車道間的速率差、流量差、占有率差都下降且衝擊波的數目和嚴重度都降低，表示此控制產生了較為同質的車流情形，但是平均容量只增加了約 2%~4%。顯示可變速率控制應用本質上並不會增進高速公路的績效，但會讓交通狀況較為同質，較同質化的交通狀況較同質的交通狀況會增加安全和減少傷害和損失時間。此實驗認為結果表示這方法並不是一個適合的方法來解決瓶頸路段的壅塞，不過是個用於雜亂的車流和不安全的駕駛行為的有用配套措施。但也有研究者以為這結果的原因與此實驗施行時，可變速限控制系統的信息只是對駕駛人的建議，而沒有法規上的強制作用。

另外，近幾年逐漸開始有國外學者嘗試用動態的交通控制系統跟可變速率控制系統做結合，預期可以達到比上述更好的績效。

Hegyí *et al* (2003) 發展一套以 MPC(Model Predictive Control)為基礎的整合式最佳化可變速限控制系統，此控制系統的控制目的有兩種：希望能讓車流達到同質化的效果和避免車流從自由流陷入壅塞。其同質化的基本方法是藉著可變速限控制可以減少車輛間的速度差異，不管是車道內亦或是車道間；而在避免車流陷入壅塞的基本方法是避免車流有太高的密度出現。在此系統內，還設定了一個安全限制式：避免駕駛人在看到速限可變速限標誌時，速度突然下降幅度超過 10kph 以下，以保證此控制系統並不會讓駕駛人陷入危險內。Hegyí *et al* 認為，可變速限控制系統亟需一個準確的預測模式，其原因有二，一為如果衝擊波的形成和達到是可以被預測到的，此時若可以馬上啟動控制系統，便可以提高其系統效率；二為速限可變系統的正面效應往往不能即時的反應在車流上。因為此兩原因，此模式才決定要結合預測系統來做可變速限控制系統。此控制方法經過模擬之後，結果為若有控制之後，衝擊波會在 90 分鐘之後消失且均不會超過控制區，但如果沒有控制，衝擊波會蔓延整區，證明此速限可變控制方法具有可行性。

Lee *et al.* (2004)發展一個即時碰撞預測模式，以此模式來評估變動速率限制下的不同控制策略所潛藏的碰撞性，使用一個微觀的交通模擬軟體(PARAMICS)來模擬駕駛者對於速限變化的反應。

作者在碰撞預測模式中主要是使用三種碰撞徵兆變數：特定地點上游的速率變動係數、特定地點上游的平均密度、特定地點上游和下游的平均速率差，模式中的其他細節就由實際交通資料來進行校估，模式的標準化是蒐集加拿大多倫多的 Gardiner 快速公路 13 個月的碰撞資料與偵測器資料。為了在 PARAMICS 中執行變動速率限制，作者另外在 C++中發展一個軟體模式，並提出變動速率限制的控制邏輯流程圖，經由此流程圖可得知所採用之策略所產生之碰撞危險度，並加以修正。

從模擬結果中可發現變動的速率限制策略相較於固定的速率限制策略能有最少的旅行時間增加，且在整個高速公路區段中可顯著的減少總碰撞危險度，也

代表著能有較佳的安全性利益。為了警告駕駛者，速限降低的訊息最好是設置在匯入地點的上游，使駕駛者能在到達匯入地點前進行減速動作，並使從匝道進入車輛有足夠的間隔進行匯入，也能減少與主線車輛的碰撞危險度。

Jun-Seok and Cheol(2005)本研究的模式是以高速公路直線路段為研究範圍，不考慮彎道的部份，藉由 LWR 模式來管理高速公路的交通流率，跟之前研究不一樣的地方在於，此研究強調的為可強制性的控制上游車輛速限，藉此使得堵塞路段維持在最大道路使用效率，並且管理更上游的區段維持可管理的密度水準和最大化區段中的車輛數及最小化上游區段的阻塞程度。在實驗中，修正過的 Greenshields 模式定義了速率和密度間的關係，模式中也包括最低的速率，經過模擬之後，並利用控制前後的流量和容量關係、一般的速率變動 (TSV)、總花費時間 (TTS)、總旅行距離 (TTD) 和系統平均速率 (SAS) 間的差異來評估其控制系統的績效，最後結論為若能強制性的控制車輛的速限，速限可變漸變系統是可用來減少壅塞程度的一個控制系統。

李訓明(1995)此研究採用巨觀車流模式，該模式以分區的方式來描述車流的狀況。此研究修正了 Chien *et al.*提出之控制演算法，用來計算出各路段分區的適當車速調變值，以使得車流密度保持在適當的水準，避免壅塞的形成、擴大。本研究提出彈性設定車流密度目標的方法，以利控制的實行，在模擬分析時，引用國內針對中山高速公路不同路況所獲得的車流特性關係式，將其納入分區車流模式中，來進行施工之部分封閉路段、意外之部分封閉路段、完全封閉路段、上坡路段的模擬分析，在各路況的模擬分析中，經由車流系統績效指標如平均旅行時間、平均旅行速度、通過車輛總旅行時間等的比較，在施行本研究所說的密度均質控制法的車流系統中，由模擬之結果可看出壅塞的程度均獲得明顯的改善。

吳健生(1996)針對速率控制此種設置容易且可獨立運作的控制措施進行探討，首先就速率控制策略做一理論與實證的闡釋，其次針對國內高速公路車流特性擬定適當的速率控制準據，最後再依據車輛動力學、人因工程及控制理論建立速控設施之設置標準，包括速限可變標誌設置之原則及其與車輛偵測器間之設置間距，以及速限顯示計畫與方式等，其結果足供規劃、設計類似系統之參考。

作者參考國外經驗設計出適合國內車流特性之控制策略，當流量小於 2300PCU/小時/車道或平均速率大於 70 公里/小時，最高速限維持在法定 100 公里/小時之標準。若流量介於 2300 與 2500PCU/小時/車道之間或平均速率介於 50 與 70 公里/小時之間，則施以 80 公里/小時之速限。當流量高達 2500PCU/小時/車道以上或平均速率低於 50 公里/小時時，則調降最高速限至 60 公里/小時。在速限解除之依據則為採取較啟動準據稍高之標準，若流量低於 2200PCU/小時/車道且車流平均速率大於 75 公里/小時，即可解除速限 80 公里/小時之管制。若流量低於 2400PCU/小時/車道且車流平均速率大於 55 公里/小時，則可解除速限 60 公里/小時之管制。

速率控制系統速控設施設置之準則如下：於交通壅塞路段，通常每隔 1000 至 2000 公尺設置速限可變標誌一座，並可視需要將此間距酌予縮減，但最小不應低於 200 公尺。

在考量駕駛人反應時間、明視角度、行車速率、煞車減速度以及標誌大小與設置位置等因素下，車輛偵測器應於速限可變標誌下游至少 15 公尺處搭配設置。標誌之速限顯示計畫應配合標誌設置間距及速限等級事先妥善加以規劃。如考慮系統傳輸、運算等便利而預先固定顯示之時距，則應重新規劃標誌設置之間距始能與之相互配合。

林柏辰(2009)此研究提出一個基因模糊邏輯控制(genetic-fuzzy logic controller, GFLC)為基礎的模式，能在異常交通狀況下找出最佳化的可變速線控

制模式。而主要目標分別為流量及安全性最大化。第一個目標，流量最大化，意指，在控制期間，通過之總車輛數為最大，第二個目標，安全性最大化，則意指著碰撞危險度最小化，利用包含著流量標準差、事故前後的占有率、流量的數學模式來求得最佳化，而控制模式邏輯及評估績效則採用格位傳送模式(Cell Transmission Model, CTM)，一個運用於交通流體力學的中觀車流模式。

此研究先確認修正過的 CTM 模式可以完整的模擬實際交通行為，拿國道一號的自由流、壅塞車流和車道封閉三種不同交通情形加以模擬及驗證，結果顯示修正後的 CTM 模式能夠精準的預測下游的交通流量。之後將 GFLC 得出的控制方法放入模擬內，利用不同的評估指標來評估其可行性，結果顯示此研究提出的控制模式可降低碰撞危險度及減少總旅行時間。

回顧上述文獻，可以了解可變速限控制的最通用的功用為減少車輛的速度差異，不管是車輛間的差異或者是單一車輛時間下的差異，而此功用具有安全性和效率性兩種功用。速度差異性變小，車輛間的潛在碰撞性就降低，安全性提高，且加減速的行為頻率降低，會使得車流的劇變現象較不容易發生，如此也更不容易造成突然的壅塞或壅塞擴散。而有關於速限控制之文獻極少有動態的速限漸變控制，通常為離線作業的速限漸變控制，亦或此速限漸變控制是以啟動關閉門檻來控制的。此外，速限漸變控制因為駕駛者的用路特性不一性導致幾乎都用假設值來模擬，很少用實際資料來模擬求出績效。

表 2.6 速限控制相關文獻之彙整

作者	研究方法	研究內容
Zacker <i>et al.</i> (1972)	<ul style="list-style-type: none"> • 模擬的方法 	<ul style="list-style-type: none"> • 曾經在荷蘭實地測試其績效 • 可使車流狀況較為同質化
Lee <i>et al.</i> (2004)	<ul style="list-style-type: none"> • 發展一個即時的碰撞預測模式。 • PARAMICS 	<ul style="list-style-type: none"> • 變動的速率限制策略相較於固定的速率限制策略能有最少的旅行時間增加 • 顯著減少總碰撞危險度
Hegy <i>et al.</i> (2005)	<ul style="list-style-type: none"> • 可變速率限制與匝道匯入策略之最佳化整合。 • METANET 	<ul style="list-style-type: none"> • 速限的使用能明顯降低壅塞和較低的總時間花費 • 速限能預防衝擊波的產生
Jun-Seok and Cheol(2005)	<ul style="list-style-type: none"> • 利用修正過的 Greenshields 模式定義速率和密度的關係 • LWR 模式。 	<ul style="list-style-type: none"> • 以高速公路直線路段為研究範圍 • 歸納出控制前後流量與容量的關係
李訓明 (1995)	<ul style="list-style-type: none"> • 提出彈性設定車流密度目標的方法。 • 提出密度均質控制法。 	<ul style="list-style-type: none"> • 引用國內針對中山高速公路不同路況所獲得的車流特性關係式 • 模擬結果顯示壅塞程度有明顯改善。
吳健生 (1996)	<ul style="list-style-type: none"> • 對速率控制策略作一理論與實證的闡釋。 • 車輛動力學、人因工程及控制理論 	<ul style="list-style-type: none"> • 建立速限設施的設置標準 • 設計出適合國內車流特性的控制策略
林柏辰 (2009)	<ul style="list-style-type: none"> • 基因模糊邏輯控制基礎模式 • 格位傳送模式 	<ul style="list-style-type: none"> • 以修正的格位傳送模式可精確模擬國道一號的實際交通行為 • 速限控制可降低碰撞危險度和增加總流量

資料來源：[6]、本研究整理

2.4 小節

若欲對某一系統進行控制時，都必須先將欲控制的對象以適當的數學模式描述之，該模式必須對系統的狀態從事適切的表達，並且可以透過控制變數的刺激來對系統做適當之調整，因此要針對高速公路車流發展有效的控制策略時，第一步就必須先擁有足夠反應現實車流行為的車流數學模式，再以此模式為基礎來描述車流系統，並據以發展相關控制演算法。以交通控制系統而言，最好應用之車流數學模式為巨觀車流模式，利用流量、速度和密度當作控制變數。

可變速限漸變控制系統在國內外有相當多的討論及研究，其用途為增加行車安全和因應壅塞情況，而有實際應用之可變速限漸變控制系統是以流量當作啟動關閉門檻，而非一演算法在背後運作求出數值；有演算法在背後運作之演算法也因演算法之複雜導致無法即時運算成為一動態可變速限控制系統。

故本研究之可變速限漸變控制系統為一演算法為背後運作之系統，且利用較為簡單的線性關係建立模式，如此就可避免運算速度不夠快而無法做即時運算之缺點。



第三章 研究方法與模式架構

本研究主要根據巨觀車流模式概念加上連續車流理論利用最佳化控制理論來建立速限漸變控制策略，以在控制區域內的總通過量(throughput)作為目標式，最佳化控制區域。3.1 節將描述本研究的研究對象之現況；3.2 節為本研究速限漸變控制模式的數學式介紹；3.3 節將介紹本研究速限漸變控制模式的模式架構與邏輯。

3.1 研究對象現況[3,4,12,14,16]

本研究選定國道五號為研究對象，其原因主要為資料取得難易度及可靠度：本研究在嘗試索取國道一號和三號資料時，當時只能索取到五分鐘的偵測器資料，無法取得一分鐘的偵測器資料，而在做交通控制上，五分鐘的資料在精確度上無法拿來做為控制的依據，且本研究檢視過國道一號的五分鐘偵測器資料，發現資料缺失和不正常的數量相當龐大，缺失資料包括整個偵測器並無回傳資料，和一大段時間遺漏資料兩種情形，此兩種情形對於資料分析都極為困難，故為了資料分析的可靠度和難易度的考量，恰好國道五號可提供一分鐘偵測器資料且資料缺失情形不嚴重，故本研究選擇了國道五號作為研究對象。國道五號又稱「蔣渭水高速公路」，如圖 3.1，是台灣首條橫跨東西部的高速公路，因目前通車路段自台北市南港區至宜蘭縣蘇澳鎮，故一般民眾稱之為「北宜高速公路」。未來計劃從蘇澳往花蓮及台東延伸，末端的蘇澳交流道已預留延伸的空間。北宜高速公路北起自台北市南港區、迄於宜蘭縣蘇澳鎮，以雙向四線道鋪設，是台灣東部最早通車的高速公路。交流道設有南港系統、石碇等七座交流道，收費站則有頭城收費站（頭城以南各匝道皆有收費站，但目前未使用）。北宜高速公路的隧道有南港隧道、石碇隧道、烏塗隧道、彭山隧道、雪山隧道，以雪山隧道為最長隧道，長度為 12.9 公里。



圖 3.1 國道五號的地理關係圖

北區國道五號壅塞路段分析範圍，北自南港系統交流道，南至蘇澳交流道止，全長約為 54.3 公里，包括南港系統交流道、頭城收費站、石碇服務區、坪林行控中心專用道與五個交流道（石碇、頭城、宜蘭、羅東、蘇澳），跨越台北與宜蘭兩縣市。此高速公路大幅降低台北往來宜蘭間之旅行時間，使得在週休與連續假期時湧入大量的車流，使得雪山隧道段主線與其上下游上下匝道皆出現嚴重之交通壅塞現象。

運輸研究所(2009)在確認交通問題之運輸需求類型時，將問題歸屬分成五大運輸需求，包括：

1. 城際間中長程運輸需求，例：物流配送、中長程客運。
2. 各型都會區通勤需求，例：每日重現性瓶頸路段。
3. 周休假期休閒運輸需求，例：活動、遊憩區。
4. 連續假期及特殊活動之運輸需求，例：農曆年假。
5. 交通事故運輸需求，例：事故、掉落物、車道封閉。

經由北宜高速公路偵測器資料和專家訪談結果，可得到壅塞路段和運輸需求的路段清單，如表 3-1



表 3.1 不同運輸需求及壅塞路段的路段清單

國道	路段	方向	中長程運輸需求	通勤運輸需求	週休假期運輸需求	連續假期運輸需求	交通事故運輸需求	重要程度(註)
國五	南港系統-石碇交流道	北上				V		1
國五	石碇交流道-南港系統	南下			V	V		1
國五	石碇交流道-林行控中心	北上						2
國五	坪林行控中心-石碇交流道	南下				V		2
國五	坪林行控中心專用道-頭城收費站	北上			V	V		1
國五	頭城收費站-坪林行控中心專用道	南下			V	V		1
國五	頭城收費站-頭城交流道	北上			V	V		1
國五	頭城交流道-頭城收費站	南下						3
國五	頭城交流道-宜蘭交流道	北上			V	V		1
國五	宜蘭交流道-頭城交流道	南下						3

註：1.打 V 之處表示具有壅塞現象產生。

2.根據國道警察與交通科長之訪談將嚴重程度分為 1-3，1 為影響程度最大，2 為次要，3 為影響較小

資料來源：[3]

根據上述資料分析，可以得知國道五號的壅塞產生時間以周末假期及連續假期為主，北上的壅塞路段以頭城交流道至坪林行控中心為主，南下的壅塞路段則以石碇交流道至南港系統交流道和坪林行控中心至頭城交流道為主。為了更加了解其壅塞的時空特性，本研究在參與運輸研究所(2009)之研究時，此研究案有跟坪林交控中心索取國道五號 2009 年端午連假之偵測器資料。本研究利用此一分鐘車輛偵測器的資料來分析其車流參數。分析時間為 2009 年的 4 月 29 到 30 日，為端午連假(4/28~4/31)的中間兩天，在時間上屬於連續假日的運輸需求。在車輛偵測器方面，偵測器提供的資料分別有不同車道的不同車種的車流參數，如表 3-2 所示，而本研究參考台北市交通管制工程處(1992)將不同車道和不同車種的車流參數併成一統一的車流參數，

其公式如下：

$$\text{總流量} = \sum_{\text{車道}} (Q_{\text{小客車}} \times 1 + Q_{\text{大客車}} \times 2) \text{，以 pcu 的概念形成。}$$

$$\text{時間平均速率} = \frac{[\sum (\text{各車道流量}) \times (\text{各車道速度})]}{\sum (\text{各車道流量})}$$



表 3.2 VD 資料內容及週期

資料回傳/ 儲存週期	資料儲存內容/XML 發佈
1 分鐘	a.車流量：分車道、分車種、及分車道合計流量。 b.平均速度：分車道、分車種及分車道平均速度，公里／小時為單位。 c.平均車長：分車道，公尺為單位。 d.平均佔有率：分車道，百分比(%)。 e.平均行車間距：分車道，1/10 秒為單位。
5 分鐘	a.車流量：分車道、分車種及分車道合計流量及總流量。 b.平均速度：分車種、分車道及分車道平均速度及總平均速度，公里/ 小時為單位。 c.平均車長：分車道，公尺為單位。 d.平均佔有率：分車道，百分比(%)為單位。 e.平均行車間距：分車道，秒為單位。 f.車道使用率：分車道，以總流量除分車道流量，百分比(%)為單位。
1 小時	a.車流量：分車道、分車種及分車道合計流量及總流量。 b.平均速度：分車道及總平均速度，公里／小時為單位。 c.平均佔有率：分車道，百分比(%)為單位。 d.車道使用率：百分比(%)為單位。
1 日	a.車流量：分車道、分車種流量及分車道合計流量及總流量。

資料來源：[4]

然而在資料缺漏上，國道五號的車輛偵測器資料缺漏情形（某時間點尚無資料）和不合理的情形(例如同一偵測器同一時間點有速度值，卻無流量值)約在 2%左右，兩天之內僅約有 50 筆資料屬於此情形。而本研究在補齊資料上，程序是先刪去其不合理的數據，再與缺漏的資料均以上一時間點和下一時間點的平均值補上。

以下為車流參數在時空特性下的分析圖形。

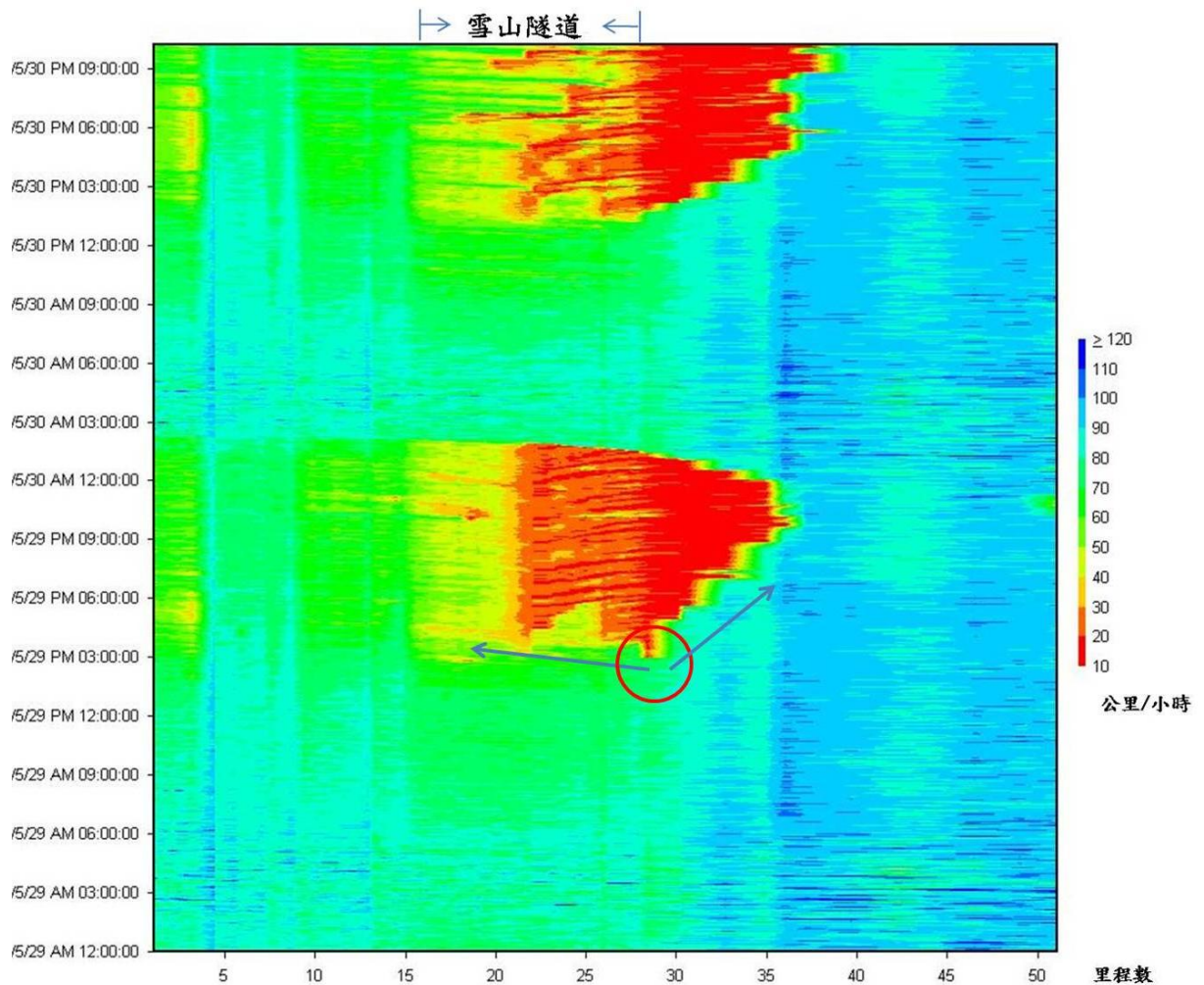


圖 3.2 國道五號北上路段平均速度之時空特性圖

圖 3.2 為國道五號北上路段的平均速度時空特性圖，Y 軸為時間，從 5 月 29 日凌晨到 5 月 30 日的下午 10 點，下午 10 點以後因為全線偵測器故障，故無資料。X 軸是里程數，從南港系統交流道至蘇澳交流道。而資料內容為總車道的平均速度，是以不同顏色代表不同速度。

從圖 3.2 可以發現在 5 月 29 日約在下午三點時壅塞開始產生，壅塞起始發生點為 28 公里處左右，也就是約在雪山隧道南端口附近先發生，此點發生壅塞後，隨著時間逐漸往前後蔓延，往雪山隧道內的蔓延速度相當的快，約在一小時

之後就造成雪山隧道內全線壅塞，但整個壅塞時段時壅塞範圍不會超過雪山隧道北端口，且約在雪山隧道一半 22 公里處的地方，發現速率逐漸提升至時速 40 公里左右，這與高瑛穗君(2009)和林豐博君等人(2009)的車流特性相符合；往宜蘭端的壅塞則速度較慢，約在晚上 10 點時，壅塞長度達到最大，南端約在 36 公里處左右，北端則在 16 公里處，壅塞長度約 20 公里長，但在 29 號這天壅塞並不會超過宜蘭交流道。至於壅塞消散是先從壅塞最南端點開始消散，約在晚上 12 點開始壅塞消散，約到兩點多就讓全線回復至平均速度約 80 公里/小時。至於在 30 號，壅塞發生時空點跟 29 號差不多，都在約下午兩點多雪山隧道南端口發生壅塞，壅塞往前後蔓延，與 29 號不一樣的是，在 30 號壅塞南端口約在 39 公里處，已經超過宜蘭交流道了；而在雪山隧道內的壅塞情形比 29 號好，在約晚上七點時候，雪山隧道曾解除壅塞到兩小時之久，之後又回到時速 40 公里以下的壅塞內。



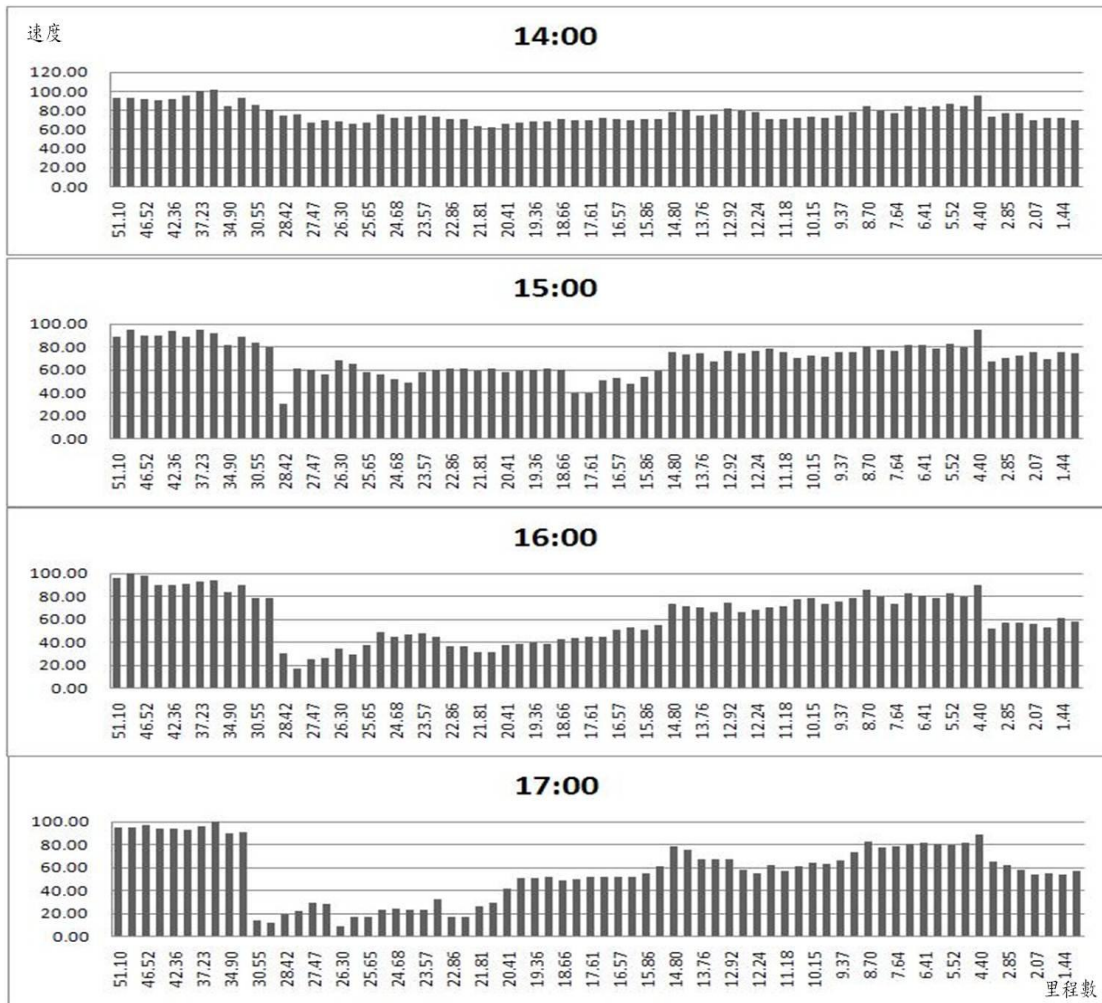


圖 3.3 平均速度之時空遞移圖

圖 3.3 則為在 29 號 14:00 到 16:00 的平均速度之時空遞移圖，從中更可看出壅塞時間起始點為下午三點，空間起始地點為約 28K 左右，此時此點的速度約為時速 35 公里，逐漸向北向南擴散，到了下午七點時，往北擴散約兩公里，而往南擴散了九公里之遠，更可確定隧道內壅塞速度擴散比隧道外快這情形。

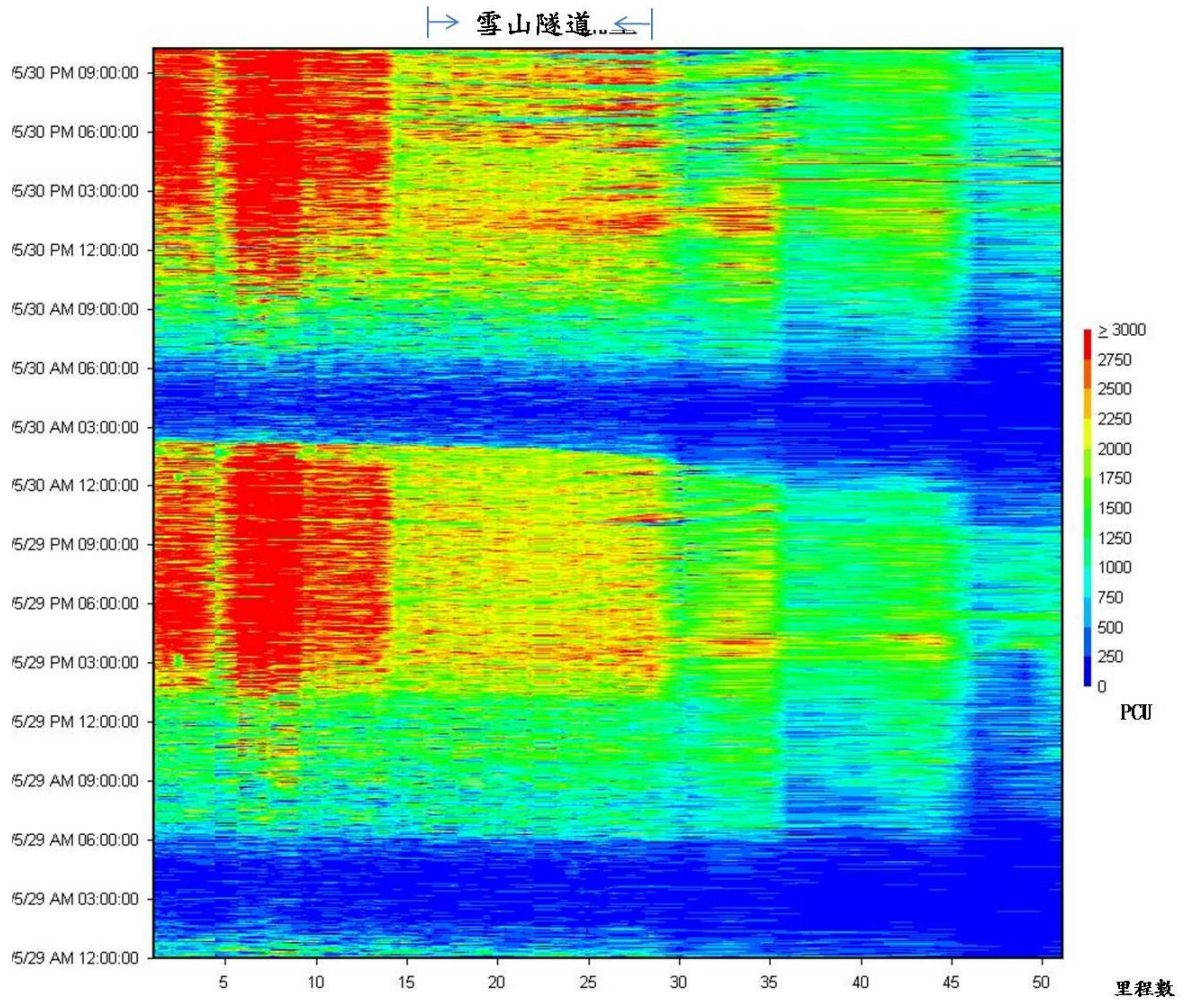


圖 3.4 國道五號北上路段總流量之時空特性圖

圖 3.4 為國道五號北上路段總流量的時空特性圖，XY 軸的內容和區間與圖 3.4 一樣，而資料內容為每車道之 pcu，以不同顏色代表不同流量。

從圖 3.4 可以發現 29 日在七點以前的流量約都在 250pcph 以下，然過了七點之後流量開始增加到約 1500pcph 以下，從這可知，29 日這天的旅次主要是從上午七點開始上國道五號。在壅塞時，雪山隧道內的車流量平均 2000pcph 以上，而根據高瑛穗君的雪山隧道行車特性分析，雪山隧道內的容量約 2000pcph，故可以知道雪山隧道內壅塞時候流量是遠大於容量的，而在約 13 公里處以北，流量約在 3000pcph，但從圖 3-1 顯示速度並未下降。而在 30 號則在 10 點左右時候，雪山隧道內的車流量就大於 2000pcph 了，但從圖 3-1 顯示嚴重壅塞卻到了兩點

多才開始產生。

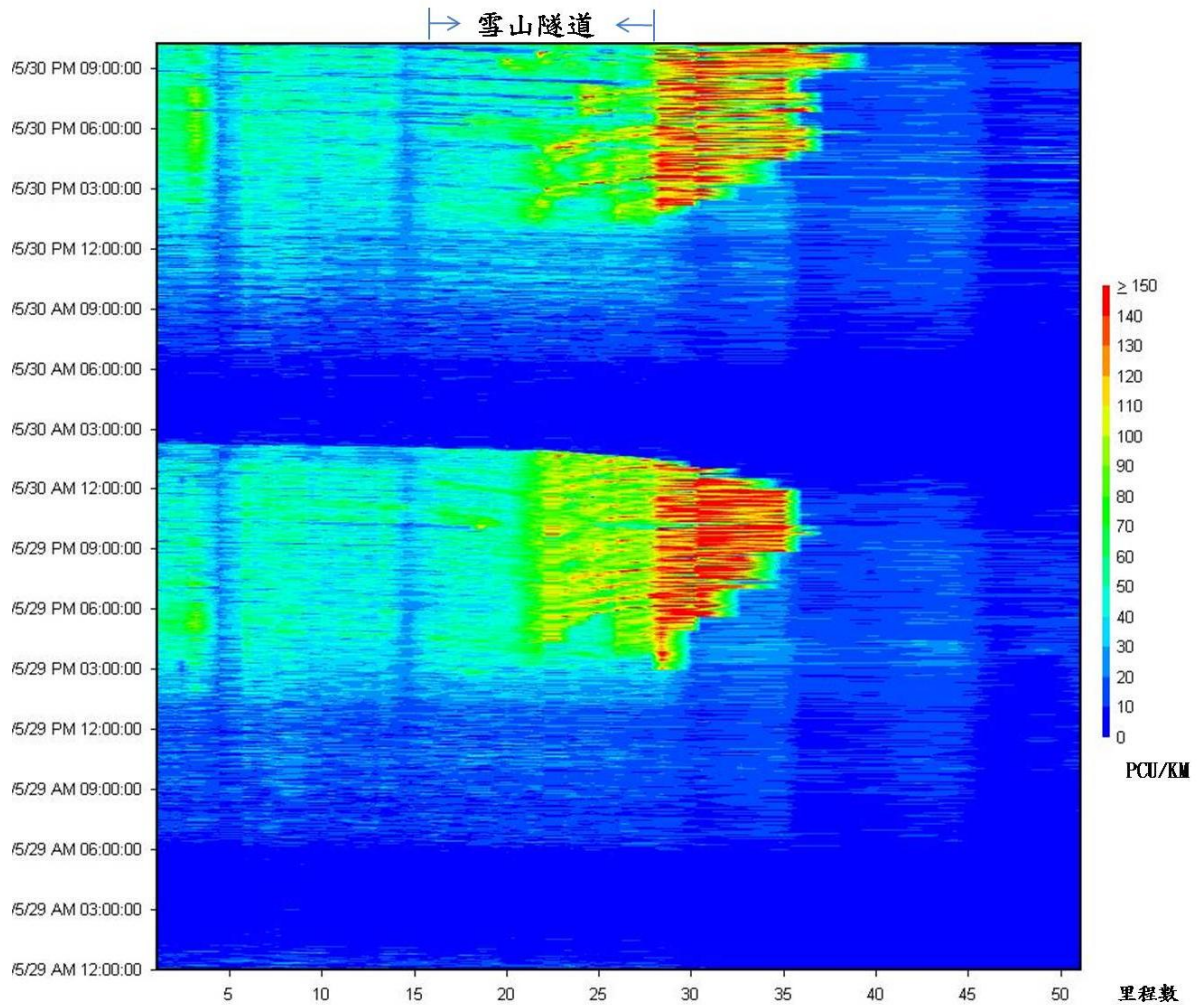


圖 3.5 國道五號北上路段平均密度之時空特性圖

圖 3.5 為國道五號北上路段平均密度的時空特性圖，XY 軸的內容和區間與圖 3.2 和圖 3.4 一樣，而資料內容為平均密度，以不同顏色代表不同密度。

圖 3.5 的圖形趨勢與圖 3.2 類似，都是在壅塞範圍外的數值均在密度約為每公里 20pcu 以下，一旦發生壅塞，密度就會劇變至每公里 100pcu 以上，也就是平均兩車道 10 公尺就有一台小客車，嚴重壅塞時可能到六公尺一台車左右的高密度車流。壅塞消散從密度看來也非常的明顯，跟速度一樣，在兩點以後可能就從原本的密度 100 下降到密度 10 左右。有很明顯的劇變現象產生，不管在壅塞前後均能發現此現象。

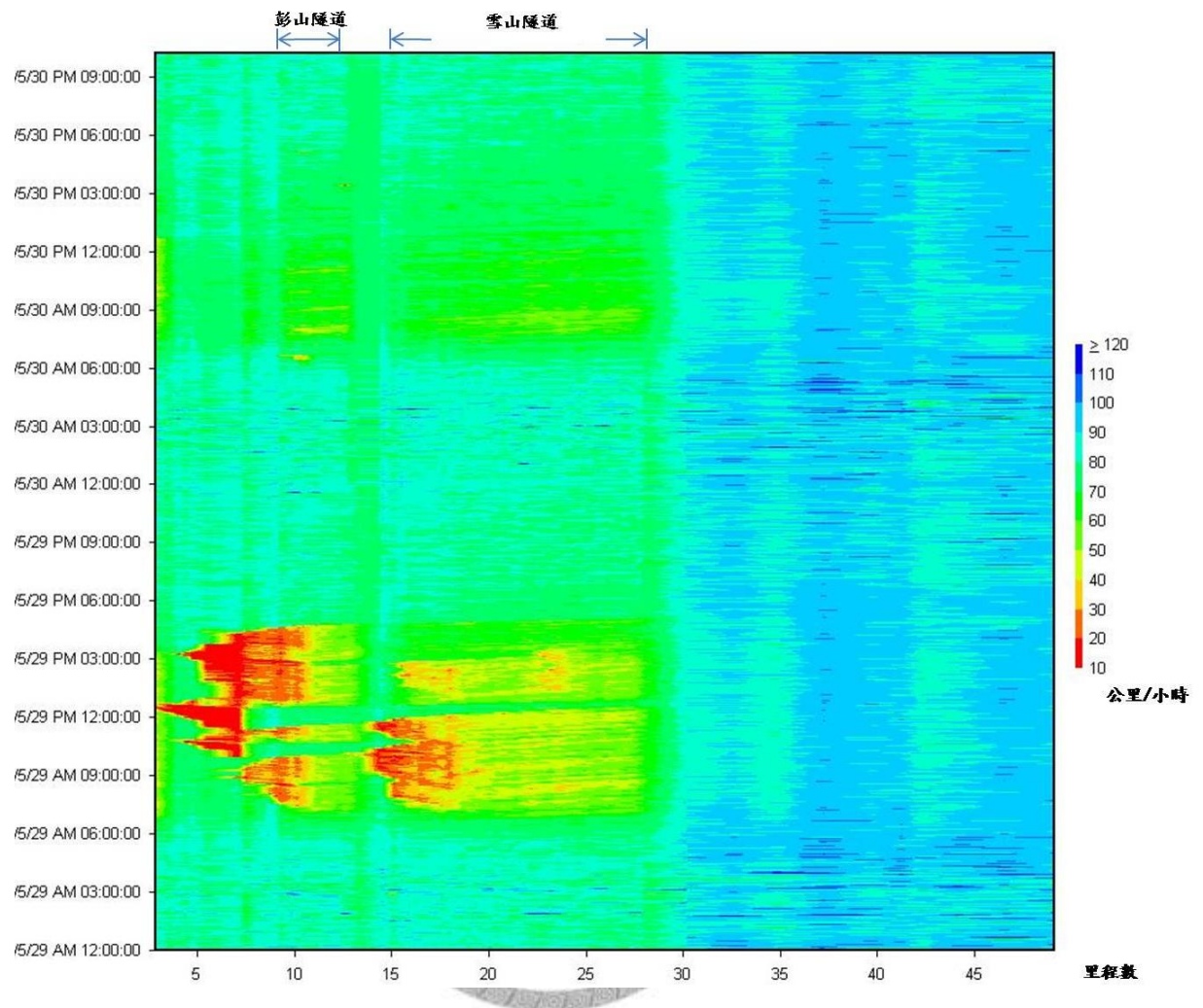


圖 3.6 國道五號南下路段平均速度之時空特性圖

圖 3.6 為國道五號南下路段平均密度的時空特性圖，XY 軸和內容與上述的圖形一樣。

由圖 3.6 可知在 5 月 29 日約在早上八點時就有壅塞產生，產生地點為彭山隧道前及雪山隧道前，壅塞擴散跟北上類似，均往前後擴散，且隧道內擴散速度比隧道外快，大約在一小時之內整條隧道均為壅塞狀況，而隧道外要到三小時之後壅塞才會蔓延到另一個隧道。在 29 日早上時，壅塞擴散於空間上都是離散的，並會不同壅塞彼此串連在一起，不過到了下午以後，彭山隧道前的壅塞開始與石碇隧道和南港隧道的壅塞串連在一起，產生了一段壅塞長度約 6 公里的壅塞範圍，

而壅塞從中午 12 點持續到約下午 5 點才解除。而在雪山隧道的壅塞只有早上時段有發生，下午之後壅塞嚴重則有減輕的現象產生。在 30 號在南下方面則無任何壅塞產生。

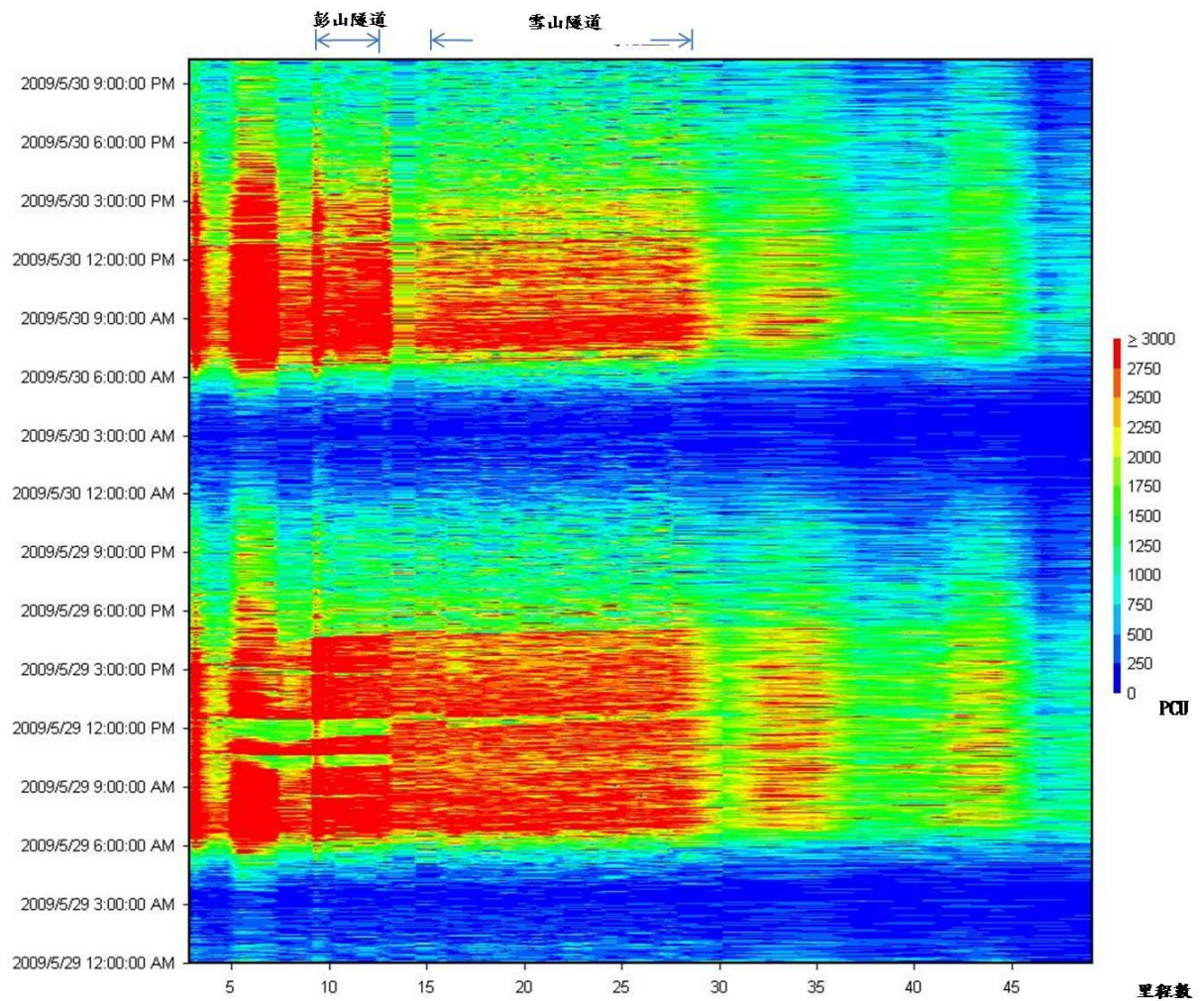


圖 3.7 國道五號南下路段總流量之時空特性圖

圖 3.7 為國道五號南下路段總流量的時空特性圖，XY 軸和內容與上述的圖形一樣。

由圖 3.7 可知道，29 號大概約在六點時候流量就從 1000pcph 增至 2500pcph 以上，而高流量範圍從雪山隧道南端口至南港系統交流道，時間從早上六點開始

至約下午五點結束，而在30號一樣約在早上六點時候就開始產生高流量的車流，範圍和持續時間與29號類似，不過些微差異性為在30號中午之後，雪山隧道的流量降為2000pcph以下。

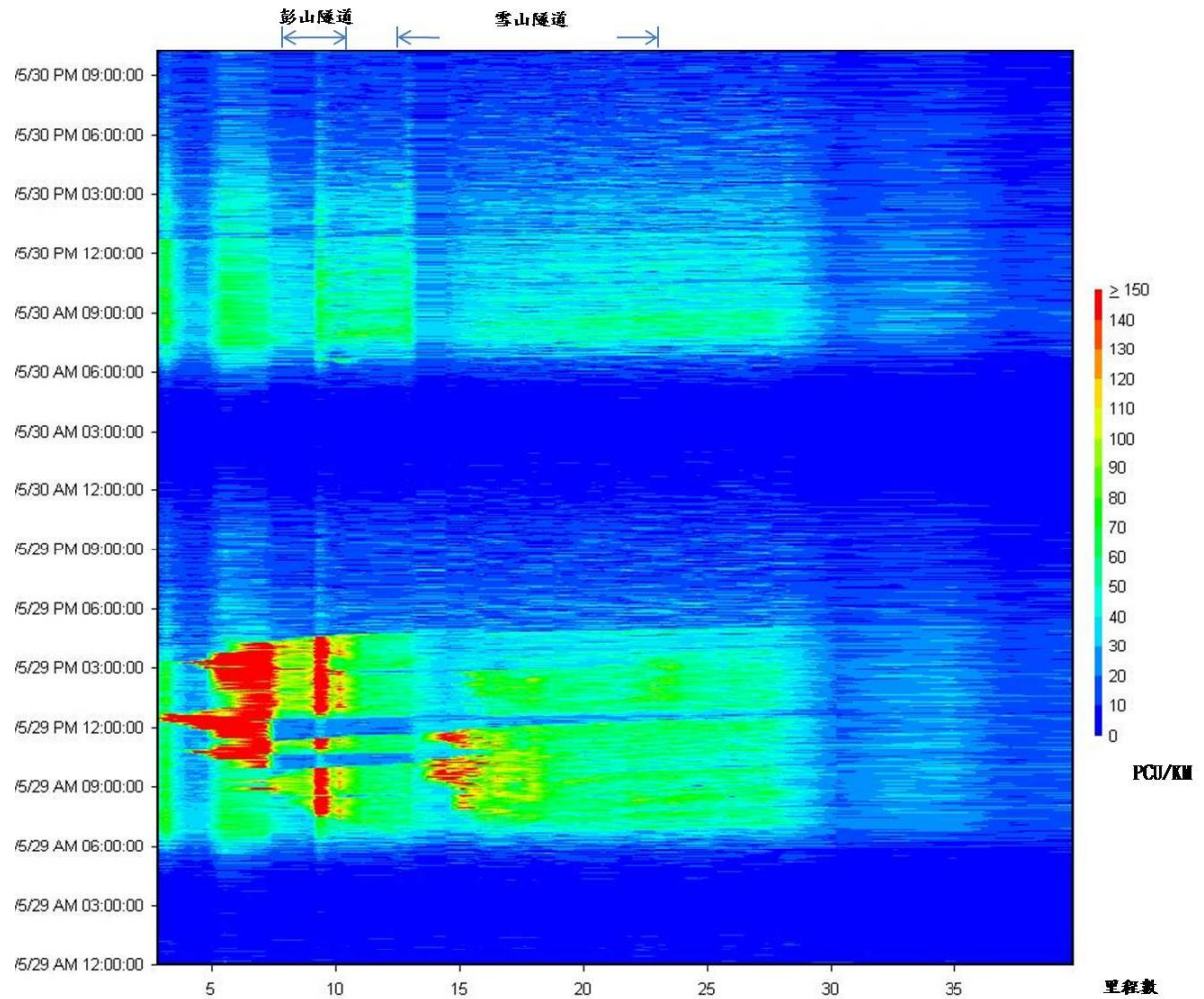


圖 3.8 國道五號南下路段總流量之時空特性圖

圖 3.8 為國道五號南下路段平均密度的時空特性圖，XY 軸和內容與上述的圖形一樣。

圖 3.8 的趨勢跟圖 3.6 類似，不論在壅塞時間和壅塞範圍的分佈跟與圖 3.6 類似。

從上述的分析可以知道，在國道五號不管是南下還是北上，壅塞起始點往往發生於隧道入口前，逐漸往前後擴散，壅塞在隧道內的擴散速度較快，但並不會超過隧道範圍。此原因推測應該為隧道內禁止變換車道，速限也較為隧道外低(國道五號在雪山隧道以南速限為 90 公里/小時，而以北為 80 公里/小時)，且因為隧道內光線較不佳，用路人的駕駛行為偏於保守，導致車間距較長，上述眾多原因致使隧道內的容量較外面低。故國道五號的壅塞原因可以歸類於遇到瓶頸路段所導致的。

然而因為國道五號隧道眾多，若以南下作為研究對象，會因為瓶頸路段過多導致可變速限漸變控制效率不彰，而北上壅塞發生起點為隧道南端口，南端口以南並無明顯的幾何所導致的瓶頸路段，適合作為可變速限漸變控制的控制路段。故本研究採用國道五號北上雪山隧道以南的路段為此研究對象。在此本研究認為若高速公路壅塞路段之壅塞原因為單一瓶頸路段所造成，且在整個壅塞範圍內並無其他干擾車流之道路幾何或設施，應都可以作為本研究之研究對象。

3.2 模式架構與邏輯[23,25,28]

在此主要介紹使用之可變速限漸變控制系統之邏輯架構，此系統主要是根據連續車流理論和 Chang *et al.*(2004)所整理的控制系統，為一最佳化控制模型。此模型適用於壅塞原因為瓶頸路段所造成之壅塞。與本研究研究國道五號分析之壅塞原因一致。此控制系統之元件主要可以分成四個部分，其內容如下所示：

1. 偵測設備：由影像偵測器、紅外線偵測器或者是微波偵測器偵測周遭車輛之相關位置參數，作為系統判斷之資料。
2. 可變訊息標誌：提供用路人前面的交通狀況及道路狀況等資訊，並提醒前面路段將有可變速限控制，請按照其速限行駛。

3. 可變速限標誌:利用一般駕駛人接受的減速度亦或安全減速度來設置每個區段的可變速限標誌該擺設在哪,與前後標誌的相對距離約多少才不會使駕駛者不願意接受或者是不能適應其減速度。
4. 可變速限漸變控制模式:將偵測設備所輸入之資料進行放入可變控制系統判斷,提供此時間點每區段最佳化的速限為何。且此模式為一個動態系統,故必須要有個回饋的機制讓可變速限系統可以依照每個時間段的車流參數做修正。

而模式架構為找出上述四個主要元件的詳細內容,包括資料、模式、地點等。

圖 3.9 為此控制模式的控制邏輯的主要步驟,包括其偵測器、可變速限漸變控制的交互關係和其本身的回饋功能,整個過程將設定成可變速限控制可忠實呈現其最適速限控制且將安全限制式考慮其中,下述為每一步驟之簡單敘述。



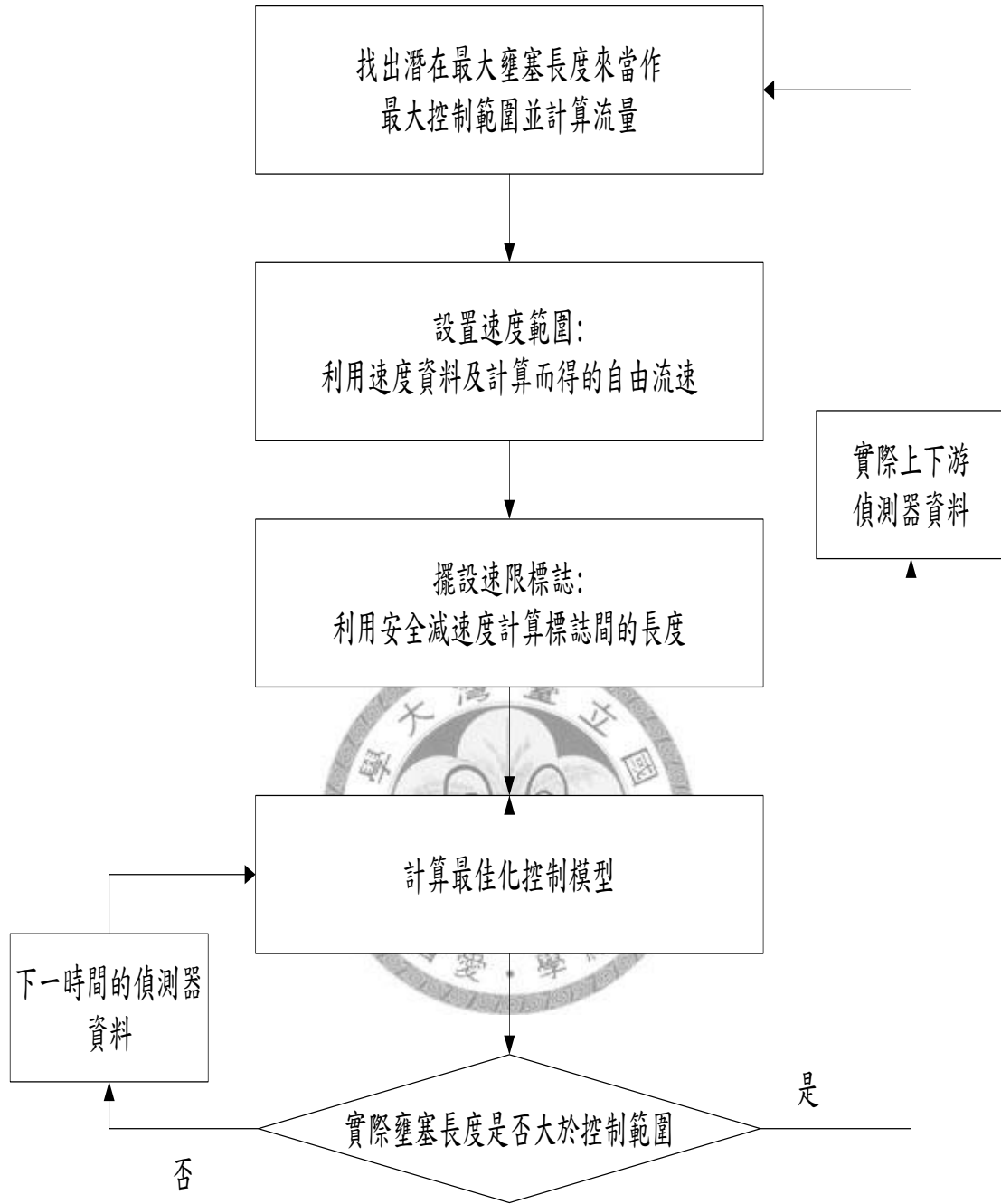


圖 3.9 控制邏輯流程圖

步驟1：找出潛在最大壅塞長度來當作最大控制範圍並計算流量

此系統首先就得先確定初步的最大控制範圍，但因控制模式建立之前，無法得知控制模式建立之後的實際情形，故先從歷史資料中找尋壅塞類型、壅塞原因和壅塞時間都很類似的資料，從中找出最大的潛在壅塞長度，本研究對象為國道五號，在國道五號的壅塞原因為長期假日和特殊活動型的壅塞類型、壅塞原因往往是因為需求遠大於容量所導致的、而壅塞時間即為長期假日和特殊活動，從則從歷史資料內找尋出屬於假日數一樣或者是同一種特殊活動所造成的壅塞之偵測器資料，從中找出最大壅塞長度，例如此模式需應用於春節假期，則會找近幾年假期數一樣長的連續假日和近幾年的春節連續假日的壅塞情形，找出這些歷史資料的最大壅塞長度，此壅塞長度即為潛在最大壅塞長度，此壅塞長度則為最大控制範圍，例如，由歷史資料可知國道五號清明連假北上路段的可能最大控制範圍為雪山隧道南端口至宜蘭交流道上匝道尖端。決定好控制範圍之後就得蒐集控制範圍的流入量及流出量。



步驟2：設置速度範圍

此步驟為先計算原始偵測器的自由流速，利用較為適當的巨觀車流模式來推估其自由流速，則利用自由流速來界定速限的上下限範圍，例如：下游速限不能大於上游速限，速限不能大於自由流速等，而此上下限也會因為實際資料而隨時變動。此上下限是讓駕駛者能較為平滑且舒適的減速到最適當的速度。

步驟3：擺設可變速限標誌

可變速限標誌的擺設位置是想利用駕駛者平均減速度或者是安全減速

度來決定，駕駛人碰到了速限可變標誌裡的速限與目前速度有差異時候，會開始減速，而為了安全及舒適性，本研究將利用駕駛人平均減速度和安全減速度的較小值來達到減速的效果。例如：安全減速度為每秒 5 公里/小時。確定減速度後，可利用牛頓運動定律來找出可變速限標誌彼此間的距離，公式如下：

$$x_i = \frac{(u_{i+1}^f)^2 - (u_{i+1}^f - \Delta)^2}{2a}$$

x_i 為第 i 區和第 $i-1$ 區的標誌距離差

u_{i+1}^f 為第 i 區上游的自由流率

Δ 為速限可變控制系統預設的速限間隔

a ：本研究設定的減速度



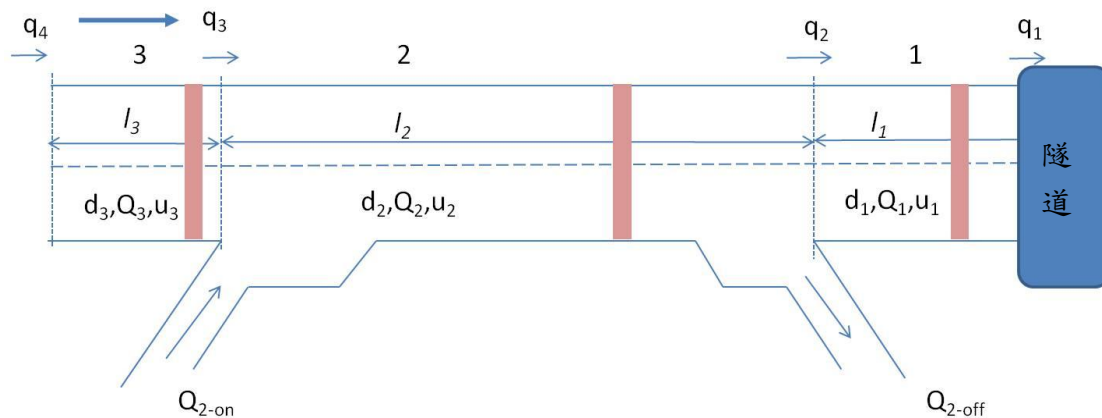
步驟 4：計算最佳化模型

利用本研究的速限漸變控制模式，找出當總通過量最大時，下一時段內的最適速限值和標誌擺設位置，當設定好其最適值之後，需利用偵測器來檢視其壅塞範圍是否超過其控制範圍，若超過其控制範圍，表示控制範圍產生變動，則必須要回到步驟 1，重新啟動控制模式步驟；若壅塞範圍依舊在其控制範圍內，則只需要再從偵測器讀新時段的交通參數，再利用新的交通參數計算新的最適速限值，直到整個控制範圍內均不在壅塞時，就結束其控制模型。

3.3 可變速限漸變控制模式

在此要介紹步驟 4 之速限漸變控制管理模式，為一最佳化控制模型。此模式

之優點為所有數學式皆為線性，適合用於線上計算，可避免掉非線型之大量耗用時間以至於無法線上計算之缺點，且本模式之每一時區速限數值為依據上一時區之偵測器資料而得的。屬於一動態系統。圖 3.10 為本研究控制模式的高速公路路段示意圖，下述為本模式限制式及參數之介紹。



$n_i = \text{車道數} = 2$

$T = \text{控制時間間隔}$

圖 3.10 高速公路路段示意圖

圖 3.10 中區段 1、區段 2、區段 3 為本研究將高速公路控制範圍分成區段 1、區段 2、區段 3，而區段 1 之後的路段為瓶頸路段，壅塞原因為此路段的幾何條件所引起的，而區段長度分別為 l_1 、 l_2 、 l_3 ，區段內各有兩車道，而如何決定區段的長度則在後面將會補充。在各區段各有偵測器測得流量、密度及速度，在匝道上也有其偵測器測得其流量。

式(3.2-1~3)定義為此時間的密度為上一時間的密度加上淨流量所造成的影響，而式 3.2-2 則加入上下匝道所引起的流量變化，式 3.2-4 則為一邊界條件，各區段的密度不能大於其壅塞密度。

$$d_1(1+T) = d_1(1) + \frac{T}{l_1 \cdot n_1} [q_2(1) - q_1(1)]$$

(3.2-1)

$$d_2(1+T) = d_2(1) + \frac{T}{l_2 \cdot n_2} [q_3(1) - q_2(1) + Q_{2-on} - Q_{2-off}]$$

(3.2-2)

$$d_3(1+T) = d_3(1) + \frac{T}{l_3 \cdot n_3} [q_4(1) - q_3(1)] \quad (3.2-3)$$

$$0 \leq d_i(k) \leq d_i^J \quad (3.2-4)$$

其中，

$d_i(k)$ ：為第 k 時段下，高速公路區段 i 之密度。

T ：為控制區段的控制時間單位。

l_i ：為區段 i 的路段長度

$q_i(k)$ ：為在 k 時段內，從第 i 區段進入第 $i-1$ 區段的進入流量。

Q_{i-on} ：為第 i 區段內上匝道的進入流量。

Q_{i-off} ：為第 i 區段內下匝道的離開流量。

d_i^J ：為第 i 區段內，當壅塞到達平均速度為 0 時的壅塞密度。

n_i ：為第 i 區段內之車道數。

因偵測器的點測量特性，故進入區段流量應為相鄰兩區段偵測器所測出的流量之權重 α 的總合，如式(3.2-5~6)，而式(3.2-7)則為權重參數的邊界條件：0 到 1 之間。

$$q_3(1) = \alpha_3 \cdot Q_3(1) + (1 - \alpha_3) \cdot Q_2(1) \quad (3.2-5)$$

$$q_2(1) = \alpha_2 \cdot Q_2(1) + (1 - \alpha_2) \cdot Q_1(1) \quad (3.2-6)$$

$$0 \leq \alpha \leq 1 \quad (3.2-7)$$

在平均速度上，本研究利用適合的密度與速度之間的關係和衝擊波效應來建立其平均速度的時間關係：這時間的速度為上一時間速度加上某比例的密度速度關係減去某比例的衝擊波效應，如式(3.2-8~10)

$$u_1(2) = u_1(1) + \rho_1 \cdot \{S[d_1(1), u_1(1)] - u_1(1)\} + \beta_1 \cdot u_1(1)[u_2(1) - u_1(1)] + \gamma_1 \cdot w_1(1) \quad (3.2-8)$$

$$u_2(2) = u_2(1) + \rho_2 \cdot \{S[d_2(1), u_2(1)] - u_2(1)\} + \beta_2 \cdot u_2(1)[u_3(1) - u_2(1)] + \gamma_2 \cdot w_2(1) \quad (3.2-9)$$

$$u_3(2) = u_3(1) + \rho_3 \cdot \{S[d_3(1), u_3(1)] - u_3(1)\} + \beta_3 \cdot u_3(1)[u_4(1) - u_3(1)] + \gamma_3 \cdot w_3(1) \quad (3.2-10)$$

其中，

$u_i(k)$ ：為第 k 時段內，第 i 區段所測得的平均速度。

$S[d_1(1), u_1(1)]$ ：為速度和密度間的關係式。

$w_i(k)$ ：為第 k 時段內，衝擊波衝擊第 i 區段的影響。

$S[d_1(1), u_1(1)]$ 描述其密度速度的關係，其意義為駕駛者傾向於達到該密度下的預期速度，當實際速度較預期速度小時，駕駛者則會因此而加速，而當實際速度較預期速度大時，駕駛者則會因此而減速，當實際速度和預期速度差異愈大時，駕駛反應則會愈大，反之亦然，如式(3.2-11)。而 $u_1(1)[u_2(1) - u_1(1)]$ 則為上游車輛剛進入此區段時候會根據此區段時候的車速作調整，而調整後的速度受到上游區段速度及此區段速度之影響；上述兩者為 Payne 高階連續車流模式之調整參數式子。 ρ 和 β 則是利用實際資料來校估此效應會對下一時間的速度造成多大的影響。而式(3.2-12)為將速限控制設一邊界條件，因當速限控制的控制值超過其自由流率時，此速限控制將無意義；而式(3.2-13)則為速限控制的值也不會超過其上下游的自由流速。

$$S[d_i(k), u_i(k)] = [u_{i+1}^f(k) \cdot v_i(k)] \cdot \left[1 - \frac{d_i(k)}{d_i^f(k)}\right]^\theta \quad (3.2-11)$$

$$0 \leq v_i(k) \leq 1 \quad (3.2-12)$$

$$u_{i-1}^f \leq u_{i+1}^f(k) \cdot v_i(k) \leq u_{i+1}^f \quad (3.2-13)$$

其中，

$u_i^f(k)$ ：為第 i 區段，第 k 時間內的自由流速。

$v_i(k)$ ：為速度限制，意為利用自由流率乘以一個值來限制其行車速度。

θ : 為此控制區域的巨觀車流模式，如基本型的 Greenshields model($\theta=1$)，可利用實際資料去找尋其最適當的巨觀車流模式。

$w_i(k)$ 為區段 i 到區段 i-1 的衝擊波效應，如式(3.2-13)

$$w_i(k) = \frac{[Q_{i-1}(k) - Q_i(k)]}{[d_{i-1}(k) - d_i(k)]} \quad (3.2-14)$$

最後利用 $Q=kv$ 的關係將上述的 k 和 v 的關係與流量結合在一起，而目標式即為在控制範圍，控制時間內的所有通過量能夠最大，即式(3.2-15)

$$\text{Max. } \sum_k \left(\sum_i^N [q_{wz}(k) + Q_i(k)] \cdot T \right) \quad (3.2-15)$$

其中，

$q_{wz}(k)$ ：為進入其瓶頸路段的進入流量。



第四章 模式建立與模擬系統構建

本章說明本研究最佳化控制模型建構過程和虛擬路網實驗的設計，4.1 節為本研究中模擬路網的介紹，包括參數設計與路網線形介紹；4.2 節建立本研究之完整模型及求解過程；4.3 節則為虛擬路網的模式套用之求解過程及數值分析；4.4 節則為小節。

4.1 模擬路網介紹[1,2,12,13,14,26]

因最佳化模型內有些參數是需依照實際資料校估而得之參數數值，故本研究在建構最佳化模型前，需建立一虛擬路網進行初步實驗，該虛擬路網之功能主要為能反應出國道五號連續假日北上路段的壅塞特性，在道路幾何線形上，以國道五號的實際路網為主，利用 CAD 圖為底圖建立出 VISSIM 模擬路網圖。從本研究第三章之分析可以判斷出國道五號北上壅塞路段的壅塞發生起始點為雪山隧道南端口，最遠壅塞至宜蘭上匝道，故模擬路網在長度上簡化至從雪山隧道北端口至羅東交流道，除此之外，在線形的簡化為考量整個國道五號雪山隧道北上路段前後還有若干個會影響到行車特性的幾何線形設施，例如收費站和上下匝道，上下匝道之影響是因會有流量的進出，會影響到區段的密度和流量和在加減速車道附近會有頻繁的交織行為產生，會影響其中的車流行為；而收費站之影響則因為車道數的增加會使得容量的上升，但又因為車輛經過收費站時的速度較低，會使得容量下降，且收費站前後的交織行為會使得車流行為較難準確描述。本研究為了使模式較能精確應用，故簡化國道五號的路網，在線形設施上將收費站移除，但仍然保留上下匝道。

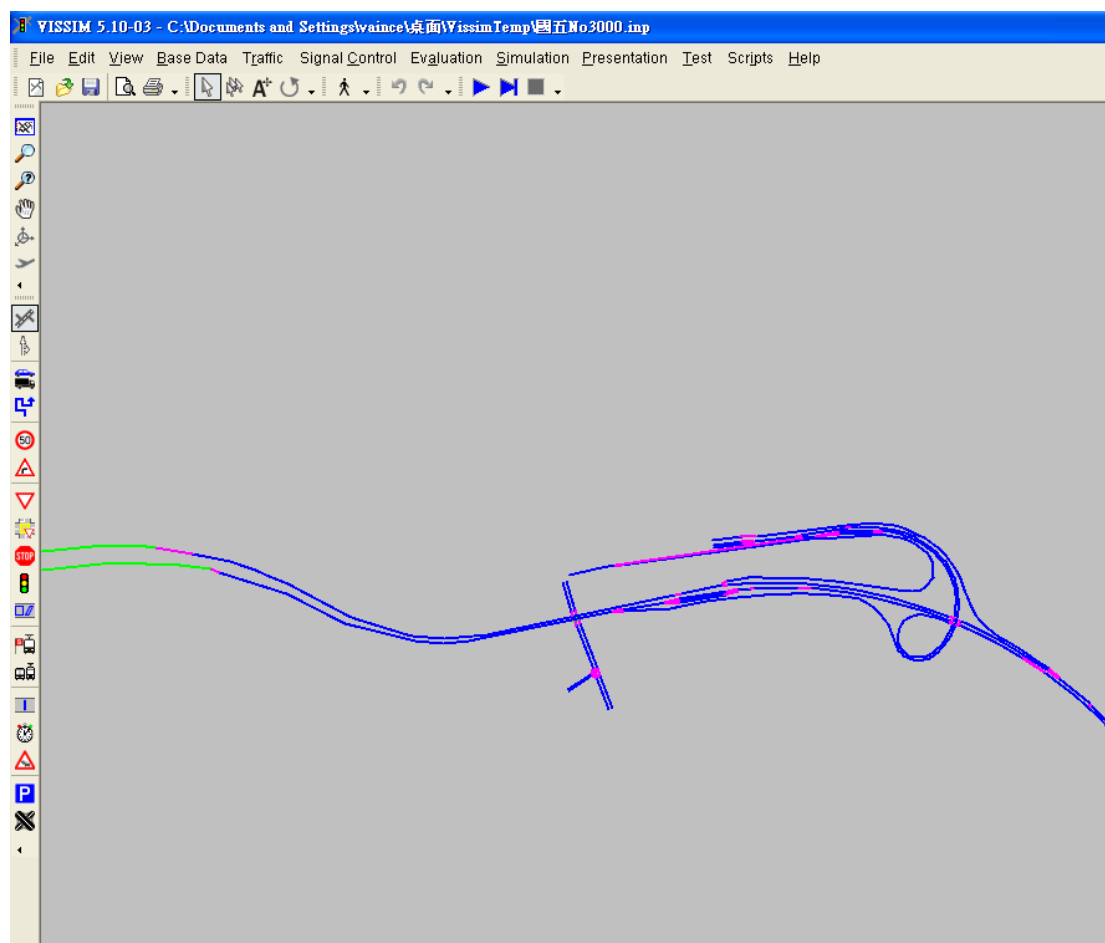


圖 4.1 國道五號部分精簡路網示意圖

圖 4.1 是本研究模擬國道五號北上部分路段的精簡路網，圖內包含雪山隧道、頭城交流道、一般高速公路路段三種道路類型，每種道路類型均有其不同參數設計，以下就針對該路網不同道路類型的參數設定進行說明，首先是基本線形設計部分，除上匝道下游及下匝道上游 100 公尺為三車道和匝道本身是單車道外，所有路段皆為二車道，而整個路網的車道寬均為 3.5 公尺，而在速限方面，則頭城上匝道端點為界線，以南為 80 公里/小時，以北則為 90 公里/小時，與現實國道五號的限制一致。

因為 VISSIM 模擬程式為依據微觀車流模式內的行為門檻模式而設計出來的車流模擬程式，為了能較為準確模擬實際情形，本研究須得要用實際資料來設定其 VISSIM 內的車流參數，首先選取 VISSIM 內的高速公路之參數，再根據台灣特有的駕駛行為來調整參數，如圖 4.2 所示：

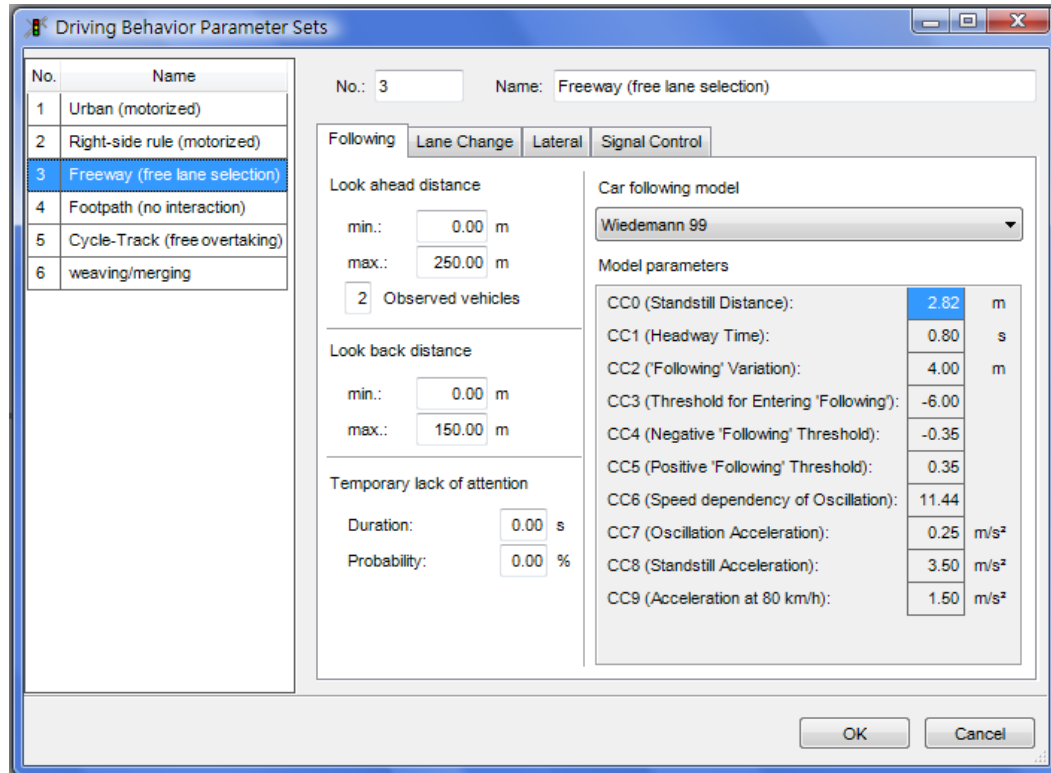


圖 4.2 VISSIM 駕駛行為參數設定圖

1. 車道變換行為參數：根據運輸研究所(2008)將變換車道最小車間距修正為小型車 0.5m，變換車道最小間距意指在停等狀況下，車輛欲必換車道所需的最小前後淨距。
2. 跟車行為參數：跟車行為乃最直接影響車輛駕駛行為行為之要因，本研究主要調整為 VISSIM 內建的 Wiedemann 99 此類型，因為 Winedemann 99 適用於高快速公路模擬。調整的參數部分有
 - (1). 鄰近車輛數調整駕駛行為：本研究根據運輸研究所(2008)調整為車輛會根據鄰近 10 輛車來修正其駕駛行為。
 - (2). 車輛最小停等間距：此參數主要影響車道可停放車輛數，間接影響停等車隊長度及紓解效率，本研究根據運輸研究所(2008)調整為 2.82 公尺
 - (3). 安全間距參數：最小安全間距為車輛行進間駕駛人欲與前車保持之最短安全間距；Wiedemann 99 模式之最小安全間距主要由車輛最小停等間距及受速度影響之變動間距所組成，最小安全間距公式表示如下：

$$dx_safe = CC0 + CC1 \times v$$

dx_safe ：最小安全間距

$CC0$ ：車輛最小停等間距

$CC1$ ：安全間距參數

v ：本車之車速

$CC0$ 即為車輛最小停等間距，整個路網均為 2.82 公尺。

$CC1$ 則利用前項調查所得之最小停等間距參數，配合車速 v 量測以求取安全間距參數；因運輸研究所(2008)內的參數調整僅有高速公路的安全間距參數為 0.82 秒，本研究將隧道外的高速公路路段的此參數調整成 0.82 秒，本研究再根據蘇士績(2009)，得知隧道內外的跟車行為有迥然差異，即使在隧道內也有不同區段的差異，於是將隧道分成初入隧道和隧道內部兩種，利用偵測器實際資料內的速度和車間距的資料，調查樣本為隧道內偵測器資料，初入隧道的資料從 27.779K 偵測器取得，隧道內部的資料則從 21.444K 偵測器取得，此偵測器位於隧道中段。調查時間為 5 月 29 日從下午 12 點至隔日 12 點，雪山隧道在此時間內處於壅塞狀況下，選取這範圍是因假設尖峰時刻壅塞車流下，各車輛間均保持最小安全間距 dx_safe 。但因偵測器之車間距資料為厘秒而非公尺，而公式內的車間距為公尺，故本研究將最小安全間距調整為

$$dx_safe / v = 2.82 / v + CC1$$

車速 v 與安全間距參數之部份數值如表 4.1 所示

表 4.1 行駛車輛間距調查樣本

時間	車間距(厘秒)	速度(m/s)	2.82/速度	CC1
15:00	37	16.25	0.173	3.526
15:01	37	15.19	0.185	3.514
15:02	30.5	13.83	0.203	2.846
15:03	30	14.17	0.198	2.801
15:04	42	12.61	0.223	3.976
15:05	32.5	11.21	0.251	2.998
15:06	37.5	11.54	0.244	3.505

資料來源：本研究整理

由於 VISSIM 內 CC1 值採常數概念設定，故本研究以平均值估計，初入隧道的 CC1 設定為 4.06 秒，而隧道內部設定為 3.07 秒。

(4). 進入跟車門檻 CC3；跟車行為門檻參數依據候車剎車時間，同時判斷與前車之間距，參數值影響跟車行為之反應時間。本研究根據鼎漢顧問公司(2008)調整為 6 秒。

關於虛擬路網的詳細相關設定如表 4.2

表 4.2 虛擬路網高速公路路段各項設定值

	高速公路	初入隧道	隧道中段
車道寬	3.5 公尺	3.5 公尺	3.5 公尺
車道數	2 車道	2 車道	2 車道
最高速限	90 公里/小時	80 公里/小時	80 公里/小時
根據車輛調整行為	10 輛	10 輛	10 輛
變換車道最小車頭距	1 公尺	1 公尺	1 公尺
最小停等間距	2.82 公尺	2.82 公尺	2.82 公尺
安全間距參數	0.23 秒	4.06 秒	3.07 秒
進入跟車門檻	6 公尺	6 公尺	6 公尺

資料來源：本研究整理

在流量設定上，可將整條虛擬路網分成進入流量區和離開流量區：

進入流量區：在進入流量區有頭城上匝道、宜蘭上匝道、羅東上匝道和上游區段，而上游區段為高速公路路網上游進入的流量。在頭城上匝道因為車輛匯入點離瓶頸路段過近，約僅有 1 公里之距離，流量太大會引起在匯入口有太過頻繁的交織行為，使得壅塞原因可能不再單純是因為瓶頸路段而造成的，與模式的背景相悖，使得模式的績效下降，故本研究將頭城交流道的流量固定住，固定為每小時 600 輛小客車，選此數據之原因為在壅塞時段時，頭城交流道的定時儀控率即為每小時 600 輛小客車。其餘流入流量區的初始流量設定值則根據國道五號在 2009 年端午連假的實際流量來設定，前半小時為暖機部分。各匝道的初始進入流量值如表 4.3 所示

表 4.3 路網初始進入流量表

時間(秒)	上游	羅東交流道	宜蘭交流道	頭城交流道
0~1800(暖機)	500	400	300	250
1800~3600	500	400	300	250
3600~7200	1100	1150	750	500
7200~10800	1000	1200	600	500
10800~14400	1000	800	750	500
14400~18000	600	400	450	350

資料來源：本研究整理

離開流量區：在離開流量區內，虛擬路網有宜蘭下匝道、頭城下匝道及隧道出口。隧道出口為主要離開流量處，不需要考慮比例。在下匝道方面，本研究利用實際偵測器資料去評估下匝道和下匝道後主線的流量比，以壅塞時段內的一小時平均值作為其比例，如 5 月 29 日的下午三點到四點。主線與下匝道的流量比如表 4.4 所示。

表 4.4 下匝道與主線之流量比

交流道	分區	比例
宜蘭下匝道	主線	5
	下匝道	1
頭城下匝道	主線	4.5
	下匝道	1

資料來源：本研究整理

由表 4.4 可知，羅東交流道下匝道流量與主線流量的比例為 1：5，宜蘭交流道下匝道流量與主線流量比例為 1：4.5，例如每小時 1200pcu 的流量通過羅東交

流道，下匝道流量為每小時 200pcu，主線則為每小時 1000pcu。在車輛組成方面，本研究為了簡化路網，將流量內的車輛組成為均一小客車，不考慮其他車種的影響。

4.2 模式建立與求解過程

本研究利用前面第三章的模式拿來建立最佳化模型，而在使用此模式之前，本研究必須先校估 d_j 、 u_f 、 α 、 β 、 γ 這些參數，本研究是使用上述虛擬路網的收集到的資料來校估參數。首先先校估 d_j 和 u_f ，此兩種參數可利用 OV 圖來校估，此時候的 O 為佔有率，V 為平均速度，由 VISSIM 模擬軟體內的偵測器資料所得，如圖 4.3 至圖 4.6 所示

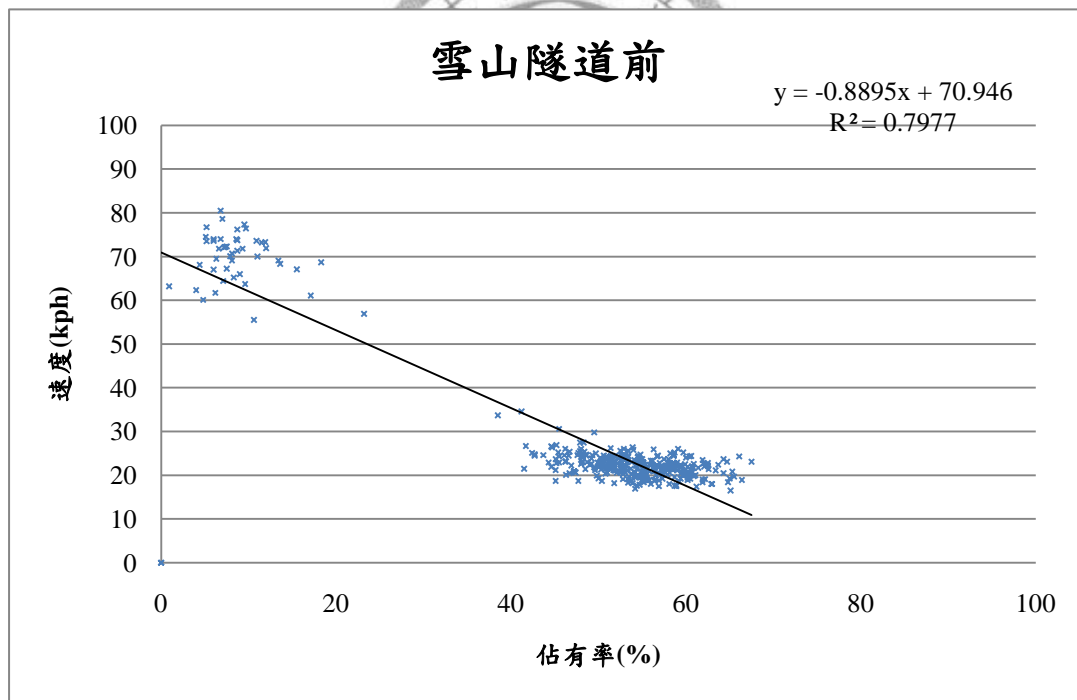


圖 4.3 雪山隧道前偵測器之 OV 圖

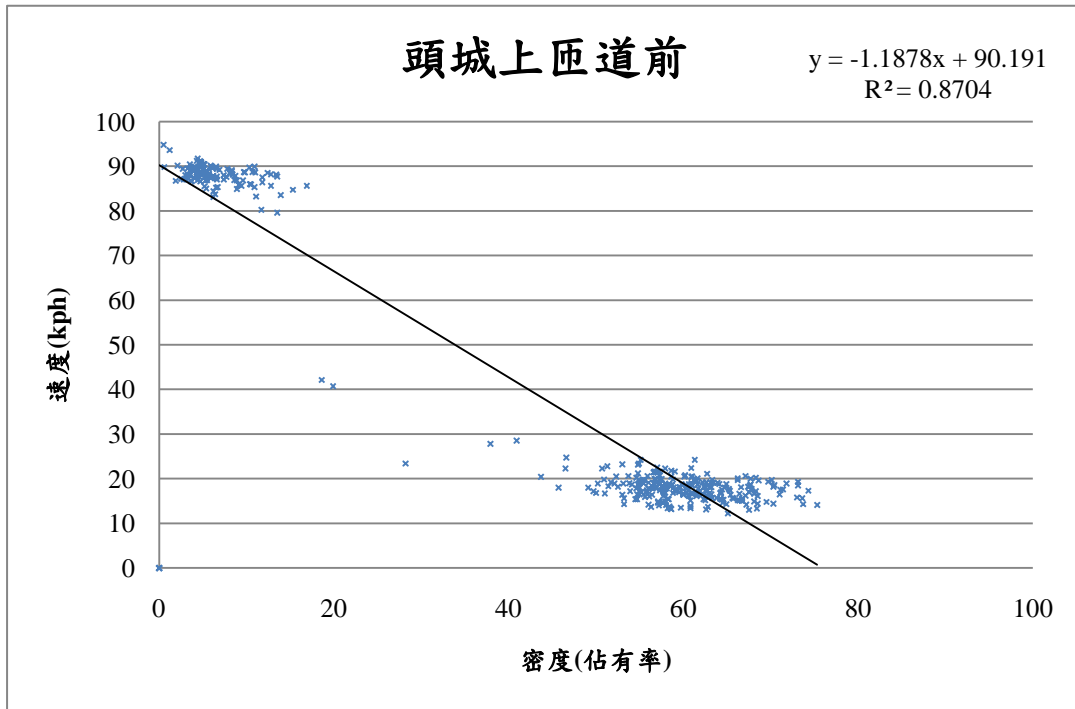


圖 4.4 頭城上匝道前偵測器之 OV 圖

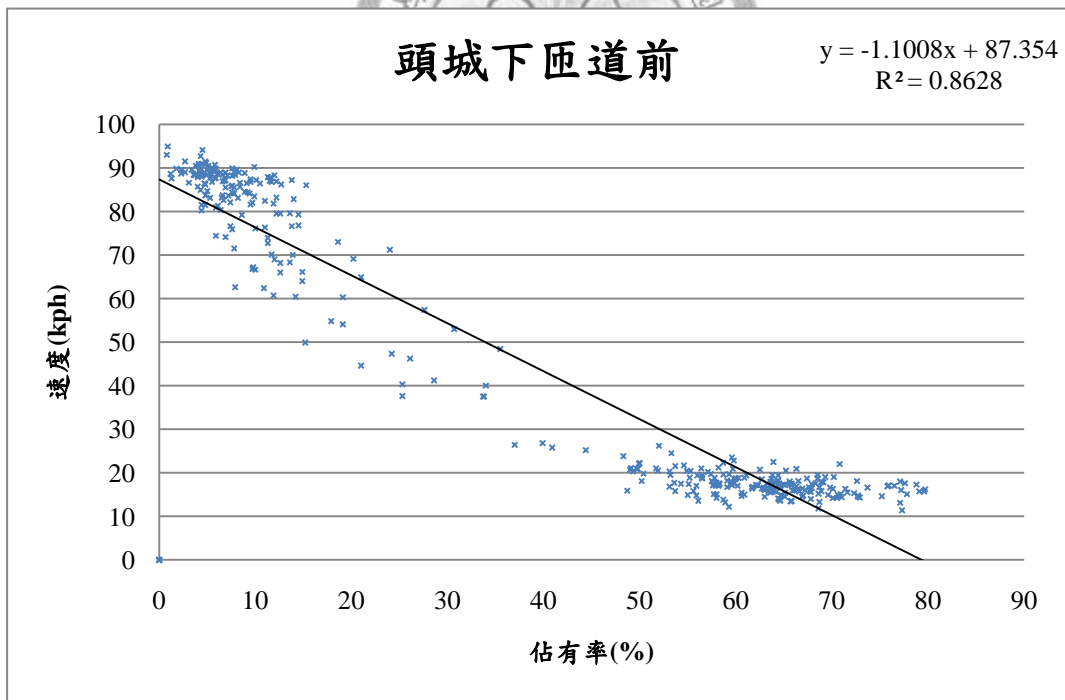


圖 4.5 頭城下匝道前偵測器之 OV 圖

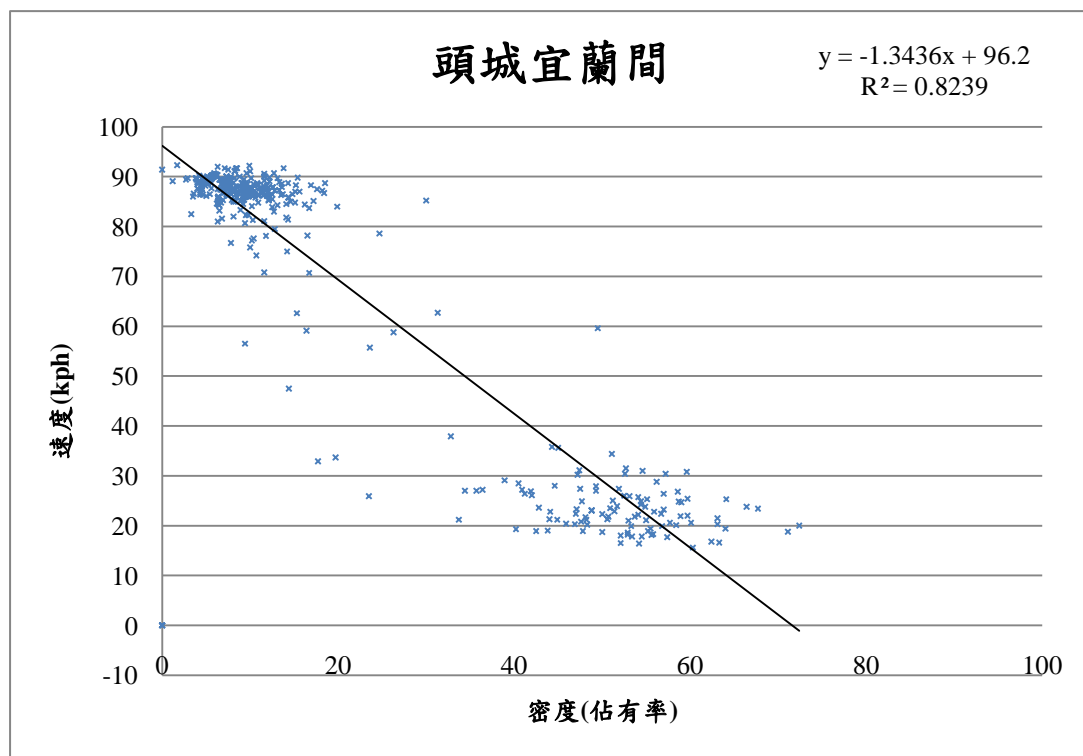


圖 4.6 頭城宜蘭間偵測器之 OV 圖

以圖 4.3 為例，本研究採用虛擬路網內雪山隧道外 200 公尺的的偵測器資料內的佔有率和速度值，將這兩者的數值拿來配適最佳直線，直線模式為符合 Greenshields 巨觀車流模式，而再根據 R^2 可知道 Greenshields 巨觀車流模式的確可以拿來形容此偵測器的車流現象。本研究得先將佔有率轉換為密度，本研究將佔有率定義為一公里內車輛占有的空間比例，再根據運輸研究所(2008)將小客車的長度定為 4.5 公尺，其轉換公式如下

$$k = \frac{1000 \times o}{L_v + L_D}$$

k ：密度。

o ：佔有率。

L_v ：車長，本研究定為 4.5 公尺

L_D ：迴圈偵測器長度，本研究定為 1.5 公尺

轉換後即可計算 d_j 和 u_f ， d_j 的定義為壅塞密度：當速度為 0 時候的密度值， u_f 則為自由流速，當密度為 0 時候的速度值，此兩者值可利用上面配適

出來的直線公式求得圖 4.3 的 u_f 為每小時 70.946 公里，而 d_j 為每公里 177.24pcu。根據上述的方法，本研究將以壅塞範圍內的偵測器資料求出各自的壅塞密度和自由流速。如表 4.5 所示。

表 4.5 虛擬路網參數校估表 1

區段	雪隧前	上匝道前	下匝道前	宜蘭頭城間
$o_j(\%)$	79.75	75.98	79.41	71.63
$d_j(\text{pcu/km})$	177.24	168.8	176.47	159.17
$u_f(\text{km/hr})$	70.946	90.191	87.354	96.2
R^2	0.7977	0.8704	0.8628	0.8239

資料來源：本研究整理

根據此表的數值可以發現，在壅塞範圍內的偵測器資料所校估出來的壅塞密度和自由流速的相關係數最低也有 0.7072，顯示此配適直線公式是可以被接受的，即此路段資料是符合 Greenshields 的巨觀車流模式，此參數校估是合理的。

接著則需要校估 α 、 β 、 ρ 和 γ 這三個參數，在 α 值上，根據吳健生(1996)，在考量駕駛人反應時間、明視角度、行車速率、剎車減速度以及標誌大小與設置位置等因素下，車輛偵測器應於速限可變標誌至少 15 公尺處搭配設置，本研究在此設定為車輛偵測器離速限可變標誌為 20 公尺。再根據 Cremer 和 Schoof(1989) 利用實際資料校估後， α 值為 0.95，本研究參考此兩篇文獻，將 α 值也設定為 0.95。在 β 、 ρ 和 γ 值上，則為式(3-2-8~10)的參數，本研究需先將要校估係數的後面那群公式用實際資料計算出來，則式子變為簡單的 $y = \rho x_1 + \beta x_2 + \gamma x_3$ 的形式，再利用 SPSS 軟體的線性迴歸求得此係數值，但不同區段有不同的參數值，本研究先將不同偵測器視為不同區段，參數整理如表 4.6 所示。

表 4.6 虛擬路網參數校估表 2

	雪隧前	上匝道前	下匝道前	宜蘭頭城間
ρ	0.045	0.035	0.022	0.106
P_ρ	0.000	0.000	0.048	0.000
β	0.003	0.003	0.007	0.001
P_β	0.000	0.000	0.653	0.000
γ	$-2 \cdot 10^{-5}$	0.000	$-2 \cdot 10^{-5}$	0.001
P_γ	0.449	0.037	0.000	0.631

資料來源：本研究整理

表 4.6 所示為原式(3-2-8~10)內參數校估情形，而 γ 值為衝擊波速度會影響下一時段的速度的程度，但衝擊波速率對於實際速度的影響在高速公路上應該為負值，如在宜蘭頭城間的偵測器校估出來的數值卻為正值，再回頭檢驗其顯著性，在 β 值的顯著性大部分均大於 0.05，不能拒絕 H_0 ，故本研究將 γ 值刪除，判斷 γ 值異常原因為在此國道五號之偵測器擺設位置而言，彼此之間之距離過長，以至於無法顯示其衝擊波之效應。故將式(3-2-8~10)修正為

$$u_1(2) = u_1(1) + \rho_1 \cdot \{S[d_1(1), v_1(1)] - u_1(1)\} + \beta_1 \cdot u_1(k)[u_2(k) - u_1(k)]$$

$$u_2(2) = u_2(1) + \rho_2 \cdot \{S[d_2(1), v_2(1)] - u_2(1)\} + \beta_2 \cdot u_2(k)[u_3(k) - u_2(k)]$$

$$u_3(2) = u_3(1) + \rho_3 \cdot \{S[d_3(1), v_3(1)] - u_3(1)\} + \beta_3 \cdot u_i(k)[u_4(k) - u_3(k)]$$

除此之外，本研究還需要去限制一個參數的邊界條件，就是 $q_{wz}(k)$ ，因為 $q_{wz}(k)$ 為瓶頸路段下游邊界流量，故需要將其邊界流量定其上限值，本研究用雪山隧道內部偵測器找出壅塞時段最大流出量當作其上限值，計算出在端午連假之內雪山

隧道最大流量為每小時 2640pcu，此流量發生於隧道中段，換算成每分鐘 44pcu。也就是 $q_{wz}(k) \geq 44$ 。

根據上述內容，本研究將模式內的參數均校估出來，之後可利用線性規劃軟體 LINGO 來求解建構之最佳化模型，首先根據該高速公路各區段之關係，建立起各區段間的流入量、流出量、偵測流量的上下游關係，再根據時段前後關係和現實資料校估出來的參數來建立推估下一時段密度與速度的關係式。而下一時段密度與速度間的關係則用 Greenshield 巨觀車流模式限制住，加上流量等於密度乘以速度的關係。以上是限制式的建立。

接著必須針對各個變數定義範圍，在本研究內各個變數皆大於 0，在速限的限制則為 0 到 1 之間，因本研究在控制速限的定義為自由流速乘以一個係數來設定為速限，而此速限值不能大於自由流速及不能小於 0，且本研究為了讓此模型具有漸變的效果，額外限制了此區段速限值不能大於上游速限值。在密度的限制則為密度不能超過其壅塞密度。對於在瓶頸路段的流出量則有不能大於實際路網的最大流出量為限制。在關於目標式的部分，則是由各時段下各區段的偵測流量加上瓶頸路段的流出量為一個時段的總流出量，再乘以控制時段即為目標式的建立。

整個模式限制式與目標式的連結為先由式(3-2-8~10)和此時的速度值 u_t 推估出下一時段的速度值 u_{t+1} ，再利用式(3-2-11)的公式從下一時段的速度值建立下一時段速度和密度值 k_{t+1} 、速限 v_{t+1} 的關係，此時，利用式(3-2-1~3)和上下時段的密度值 k_{t+1} 、 k_t 可知下一時段的流出量 q_{t+1} ，而流出量 q_{t+1} 又可藉由式(3-2-5)連結出偵測流量 Q_{t+1} ，而這 Q_{t+1} 又為 u_{t+1} 和 k_{t+1} 的乘積，最終利用所有區段之 Q_{t+1} 最大化即可求得此下一時段的速限值 v_{t+1} 。

4.3 虛擬路網的模式套用之求解過程及數值分析

本研究為了模擬實際路網情形，選擇了 VISSIM 模擬程式，而在最佳化模式求解上，選擇了 LINGO 最佳化求解軟體，而本研究必須要在這兩種不同套裝軟體下作結合。先讓 VISSIM 暖機，暖機意為一開始時，路網內並無任何流量，故先放入流量若干時間而符合現況路網內均有流量的情形，之後先放入速限控制的基本裝置，再從模擬路網讀出第一個時段內的偵測密度和速度後，組織其速限控制模型，再利用 LINGO 線性規劃求解，求得第二個時段的控制速限值，將其控制速限值修改成五的倍數（例如：85 公里/小時、90 公里/小時），其原因為若速限為一個非五的倍數值(例如 81、78 公里/小時)，用路人很難去依據此速限去行駛，故需要將其最佳化出來的速限值修正為五的倍數值套入其模擬路網內。再記錄第二個時段的偵測密度和速度來求得第三時段的速限，就如此反覆執行，直到模擬時間結束為止。模擬流程圖如圖 4.7 所示。



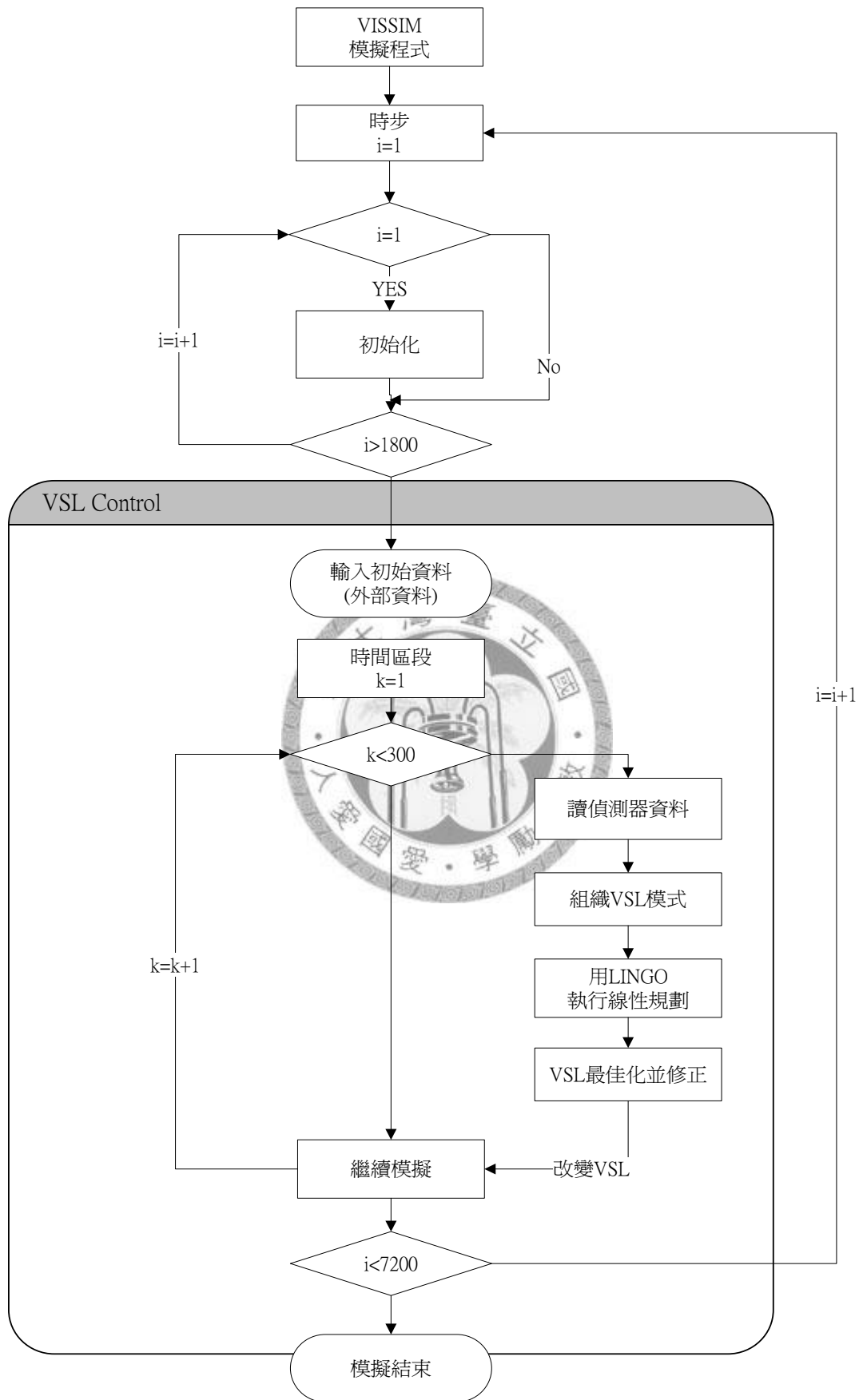


圖 4.7 速限控制之模擬流程圖

由圖 4.7 可知本研究控制時間間隔為 5 分鐘，會選取五分鐘的因素主要是若速限每一分鐘都可能變動，此變動頻率太過頻繁，尤其在嚴重壅塞時，同一用路人可能會看到若干次速限變動，如此可能對用路人會造成困擾，二來，在國內偵測器收集資料頻率為一分鐘、五分鐘、一小時、一日。五分鐘資料也為收集資料頻率之一，而一小時的控制變動對於控制績效可能影響不大。故本研究選取五分鐘為控制時間間隔。

在速限變動範圍上，因考慮到以國道高速公路局的壅塞定義為每小時 40 公里，表示在國人普遍在高速公路對於速度過慢的定義為每小時 40 公里以下，為了避免速限控制讓駕駛者有遵守其速限會有過慢的感覺，將速限可變的下限定為每小時 40 公里。

在速限標誌擺設地點和距離上的選擇，因至少需考慮反應時間距離和減速距離，在減速距離方面，本研究的最高速限為 90 公里/小時，最低速限為 40 公里/小時，假設五分鐘速限變動最高值為 50 公里/小時和安全減速度為 1.5m/s，則

$$d_1 = \frac{v^2 - v_0^2}{2a} \quad d_1 = \frac{(90/3.6)^2 - (70/3.6)^2}{2 \times 1.5} = 167.1(m)$$

而在反應時間內，參考吳健生(1996)設定反應時間為 2.5 秒，則反應時間距離為

$$d_0 = (90/3.6) \times 2.5 = 62.5(m)$$

$$d = d_0 + d_1 = 167.1 + 62.5 = 229.6(m) \text{ 或取整數 } 250(m)$$

即在速限標誌彼此位置間不能小於 250 公尺，本研究因 VISSIM 模擬程式無法模擬出用路人看到速限標誌即有反應行為產生，只能模擬出當用路人通過速限標誌時方有反應行為，且模擬路網又有上下匝道的影響，不欲因為速限漸變控制策略而影響到上下匝道的駕駛行為，故在下匝道減速車道(100 公尺)前 250 公尺內不放標誌，上匝道加速車道(100 公尺)後 250 公尺內不放標誌。再根據模擬路

網特性，本研究決定把速限可變標誌的距離設定為 500 公尺。如此一來可避免速限標誌影響上下匝道的駕駛行為。

速限標誌擺設位置如圖 4.8 所示

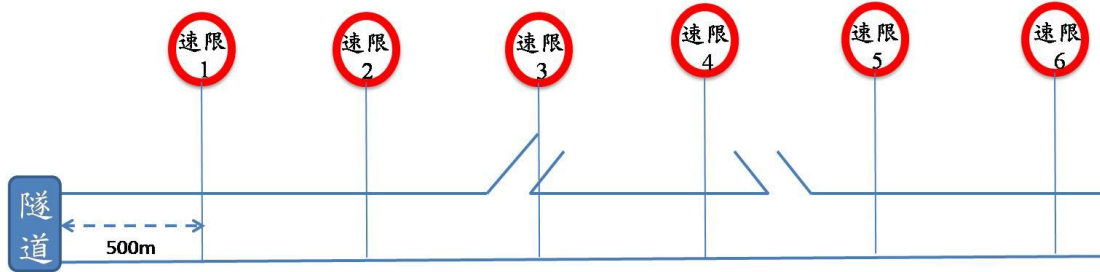


圖 4.8 速限標誌擺設示意圖

圖 4.8 表示速限從隧道口往北 5 每 500 公尺擺設一個速限可變標誌，在此編號從隧道口由近到遠分別為 1 到 5，此擺設方式可避免在上匝道後和下匝道前有擺設速限標誌來干擾上下匝道車流行為。經過 VISSIM 模擬後，模擬時間為 7200 秒，不包括暖機時間則為 5400 秒。速限標誌顯示速度分布圖如圖 4-8

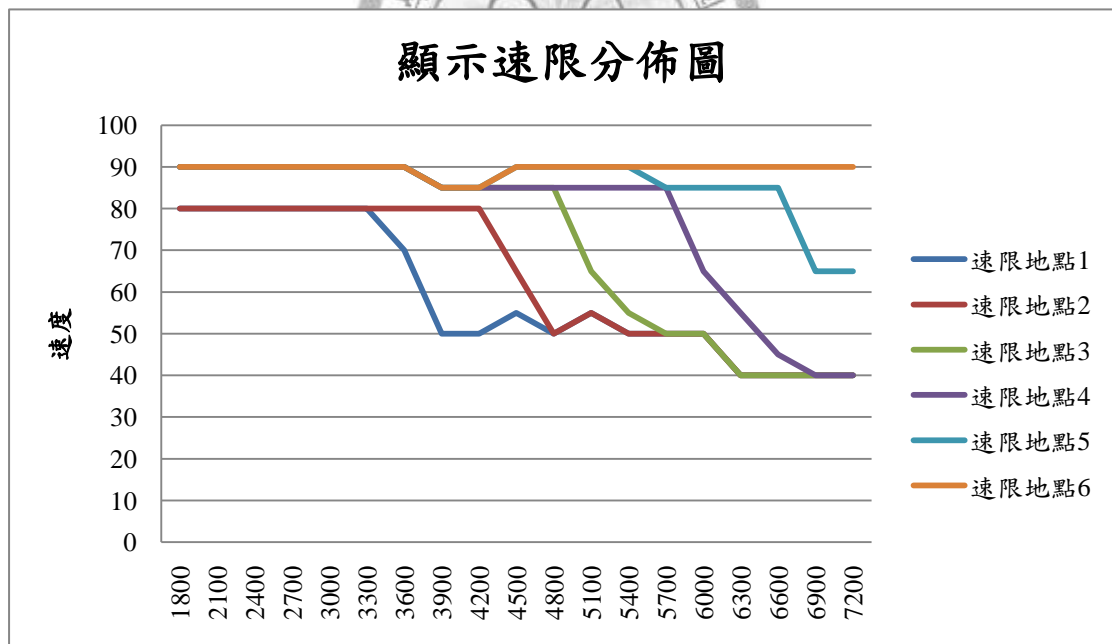


圖 4.9 顯示速限時間分佈圖

圖 4.9 的橫軸為速限啟動之時間，縱軸為速限標示之數值，速限地點 1 至速限地點 6 為圖 4.8 之速限 1 至速限 6 之地點，由圖 4.9 可知速限控制約在 3300 後開始反應，先從離隧道口最近的速限 1 開始啟動，先降至每小時 70 公里，後降至每

小時 50 公里至每小時 40 公里，速限變動由離隧道口近至遠逐漸變動，速限 6 尚未變動的原因為壅塞距離離速限 6 的位置尚遠，約有 700 公尺左右，偵測器偵測資料還屬於非壅塞的密度，故無法反應壅塞。

4.4 小節

本研究在使用此速限控制模型前，必須先對研究對象做深入的了解，了解其壅塞原因是否屬於此模式適用之原因：瓶頸路段而導致的壅塞，若是方可使用此模式，而在模擬路網上為了使模擬更能貼近現實狀況，需細部深入了解壅塞原因是瓶頸路段的何種因素而導致的，如在本研究的研究對象之原因則為隧道之禁止變換車道、速限減少及最小安全間距增加等所引起的，將其影響因子在模擬程式內表達出來，方可忠實模擬出真實壅塞情形。接著代入實際流量，包括上匝道進入量，和下匝道與主線之比例，再根據模擬路網的數據資料找出此速限控制模型事前應該校估之參數，例如時間上推估之參數、壅塞密度和自由流速。最後利用最佳化軟體結合模擬軟體解出最佳化時的速限值並代入模擬軟體即可求出不同時段的速限值。

第五章 模式驗證與模擬分析

本研究在第四章在虛擬路網內建立好可變速限漸變控制系統，而進一步需要了解此控制模式是否真的對於此路網有實質上的貢獻。本章節分三小節來說明，5.1 為模式驗證，利用速度時空分佈圖來驗證此可變速限漸變控制系統是否有效用。5.2 為績效評估，利用若干個在評估行車效率的指標拿來評估當虛擬路網有無速限控制時，這些指標數值上的變化。5.3 為敏感度分析，當此虛擬路網進入的流量增加時，此速限控制模式的改變程度和績效值的改變。

5.1 模式驗證

在虛擬路網置入速限漸變控制模型後，本研究須了解此模型對於虛擬路網的影響，首先，先了解有無速限對於實際速度的影響，速限擺設位置如圖 5-1 所示，而圖 5.2 為虛擬路網沒有速限控制時的速度分佈圖，圖 5.3 則為虛擬路網有速限控制時的速度分佈圖。

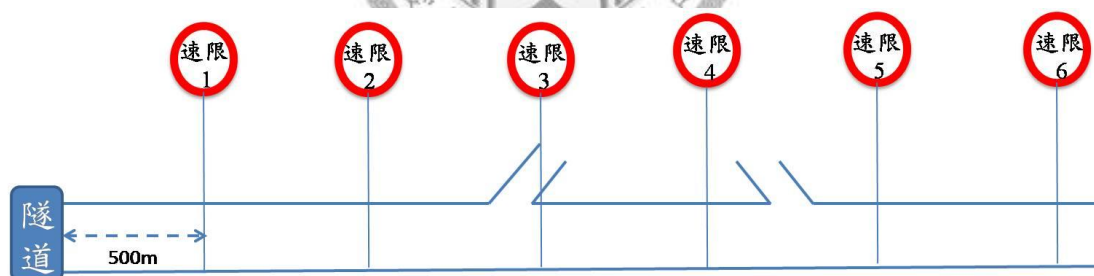


圖 5.1 速限標誌擺設示意圖

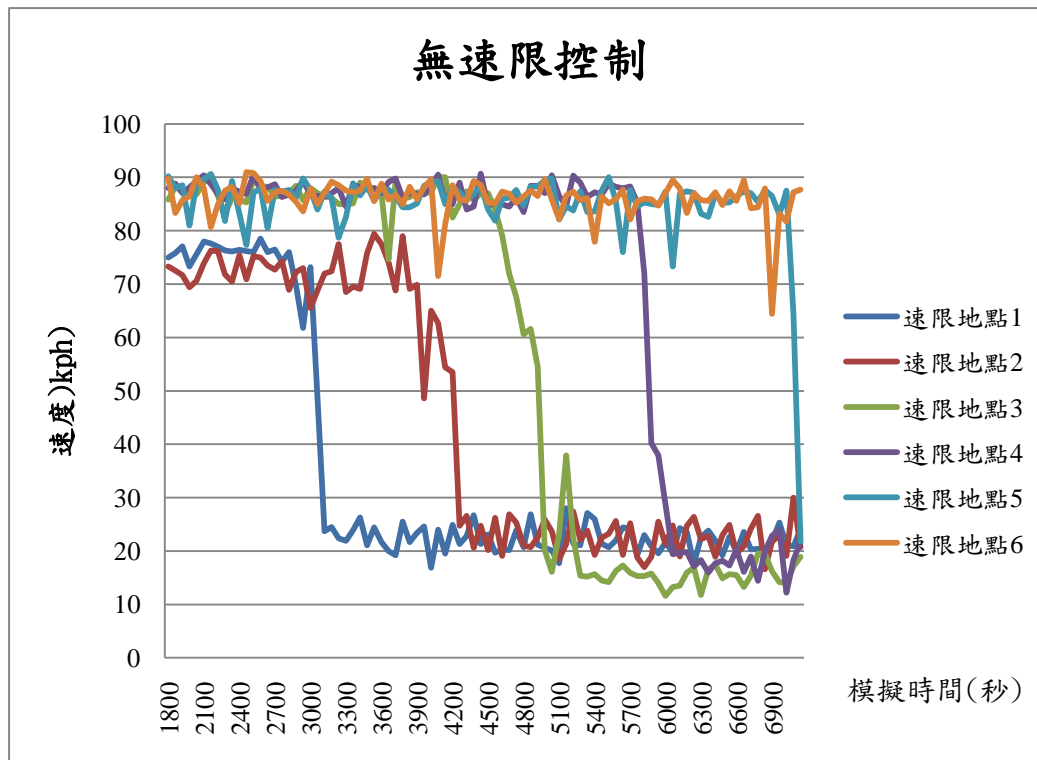


圖 5.2 沒有速限控制時的實際速度分佈圖

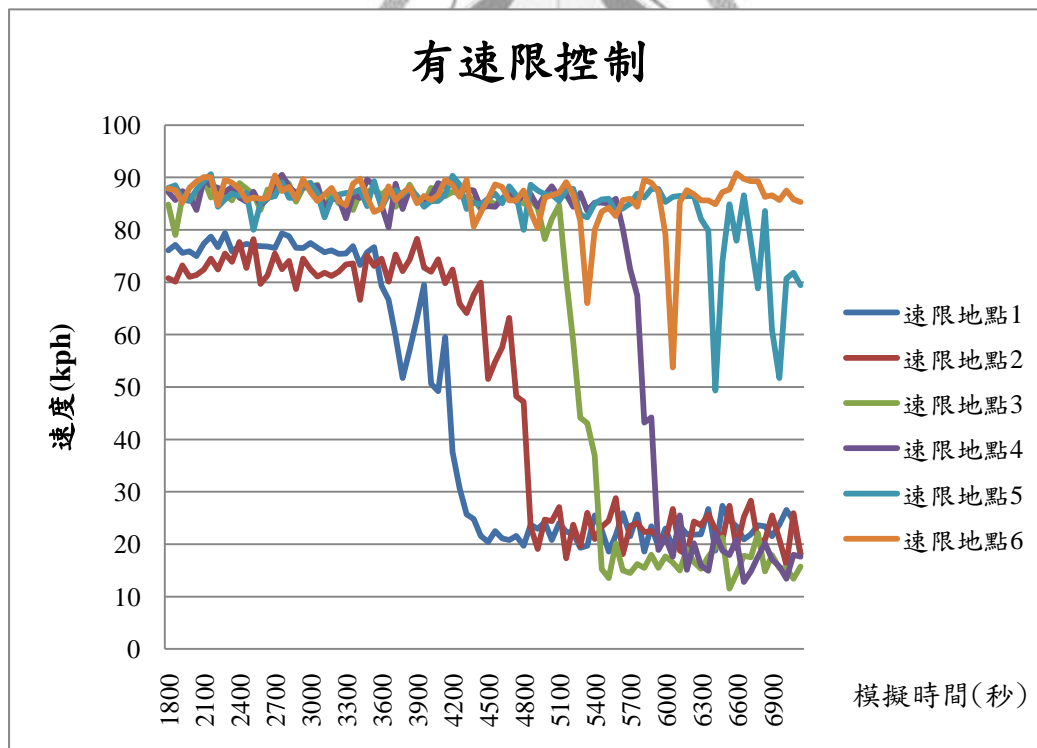


圖 5.3 有速限控制時的實際速度分佈圖

由圖 5.2 和圖 5.3 並無法真正看出來速度值的變化趨勢，故本研究將不同速限地點在有無控制下的變化拆出來表達，不同速限在有無控制的速度分佈圖如圖

5.4 至圖 5.9。

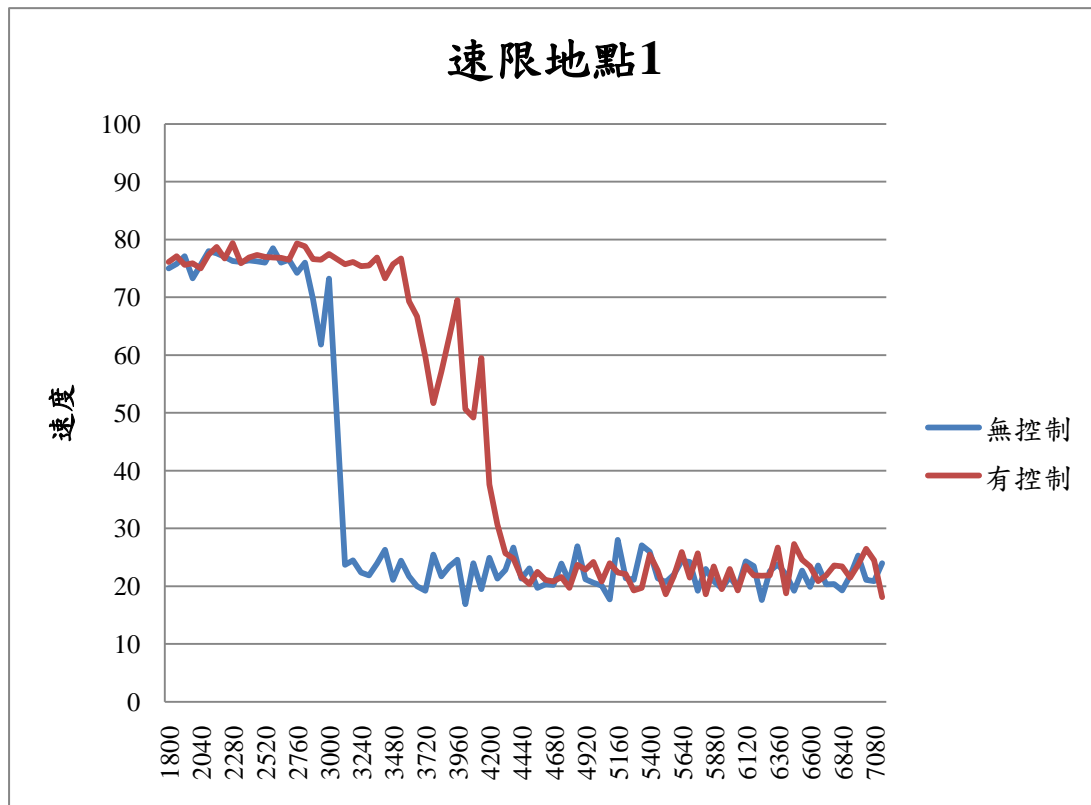


圖 5.4 速限地點1 有無控制之速度分佈圖

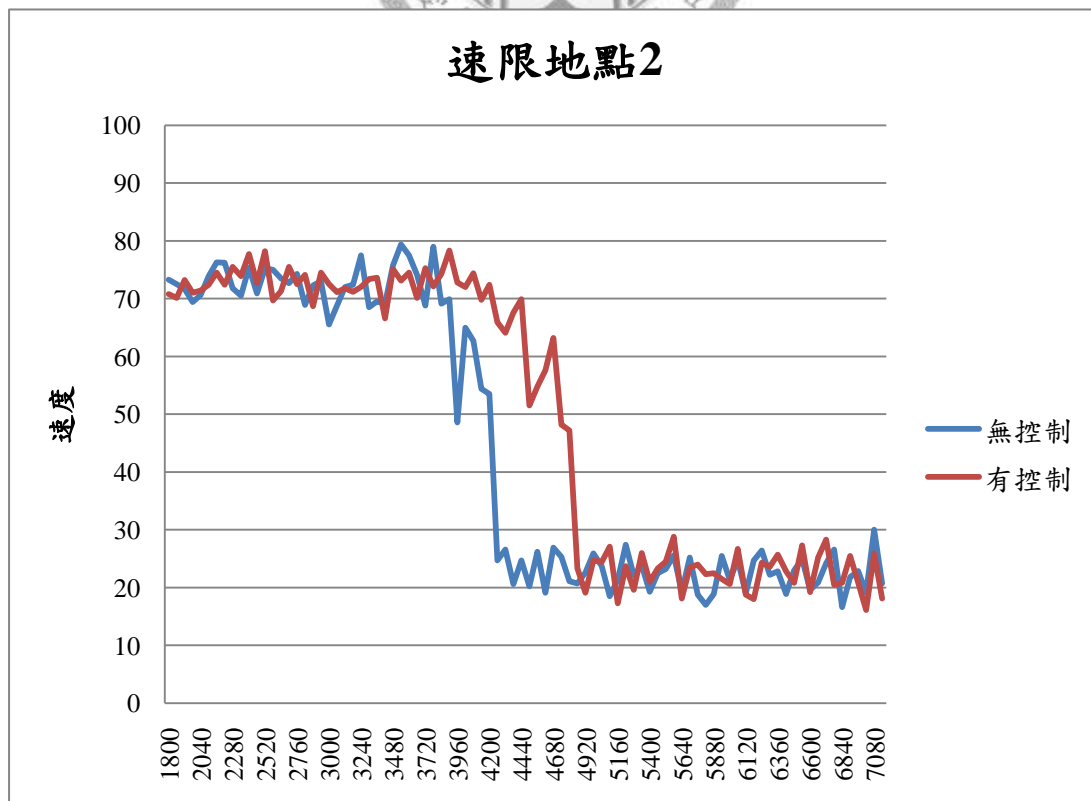


圖 5.5 速限地點 2 有無控制之速度分佈圖

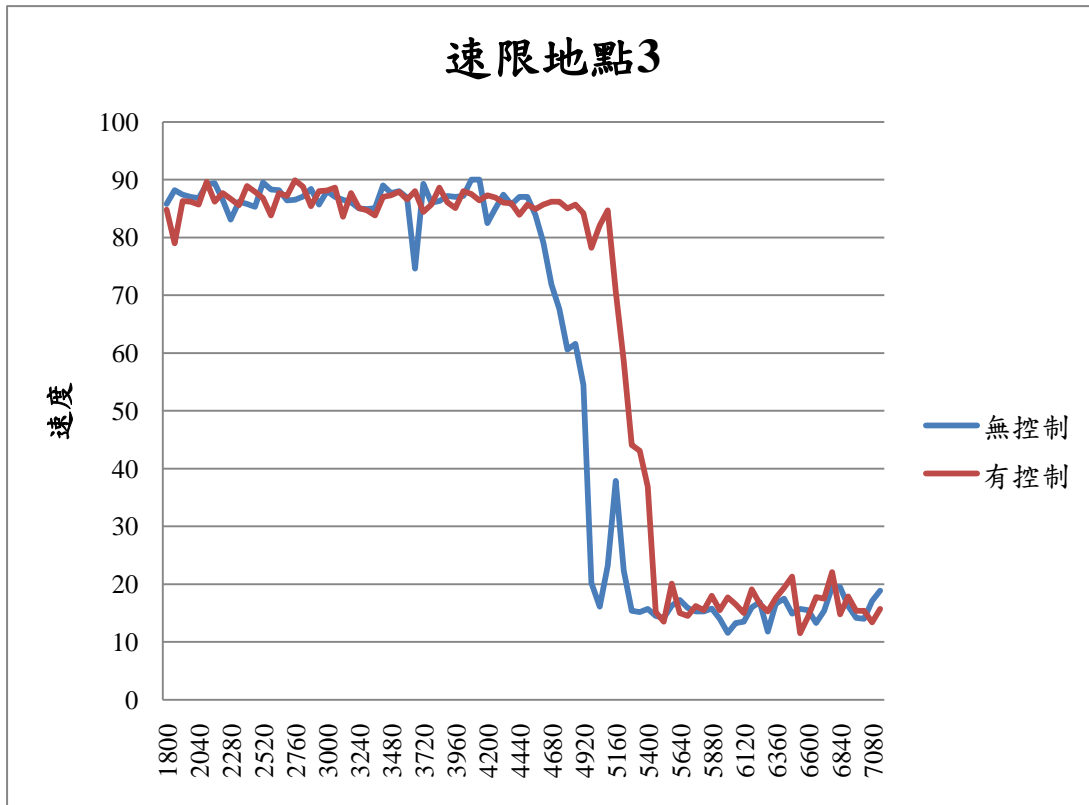


圖 5.6 速限地點 3 有無控制之速度分佈圖

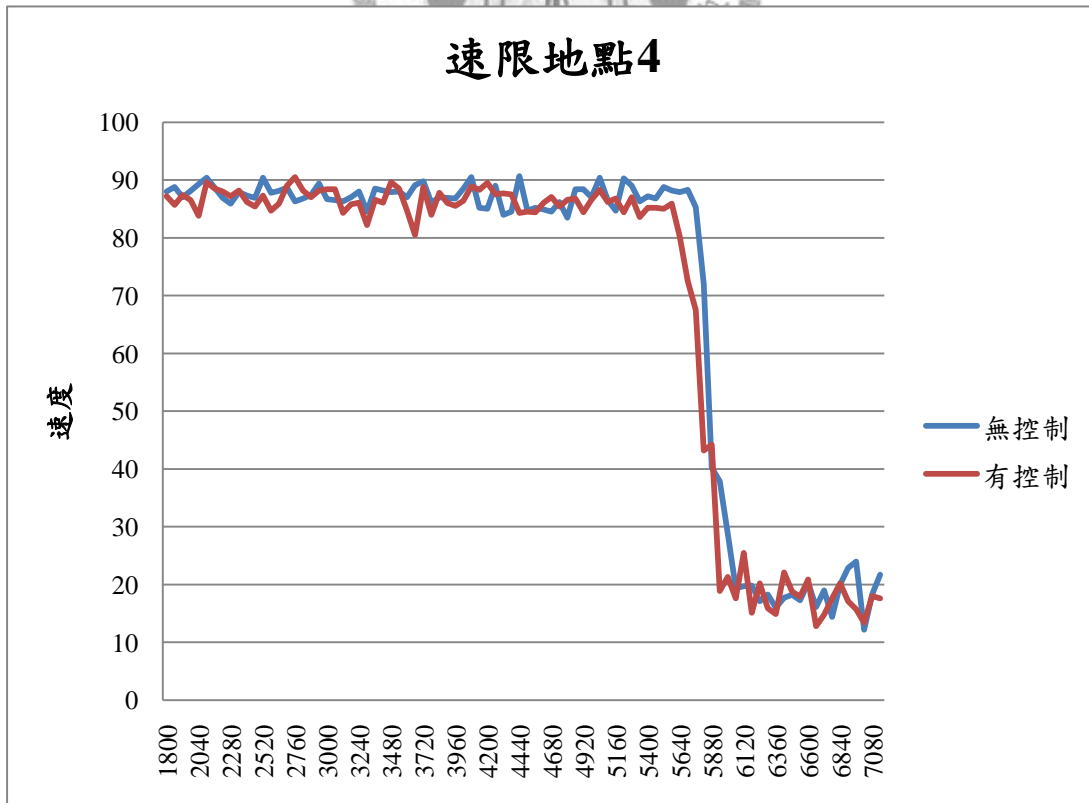


圖 5.7 速限地點 4 有無控制之速度分佈圖

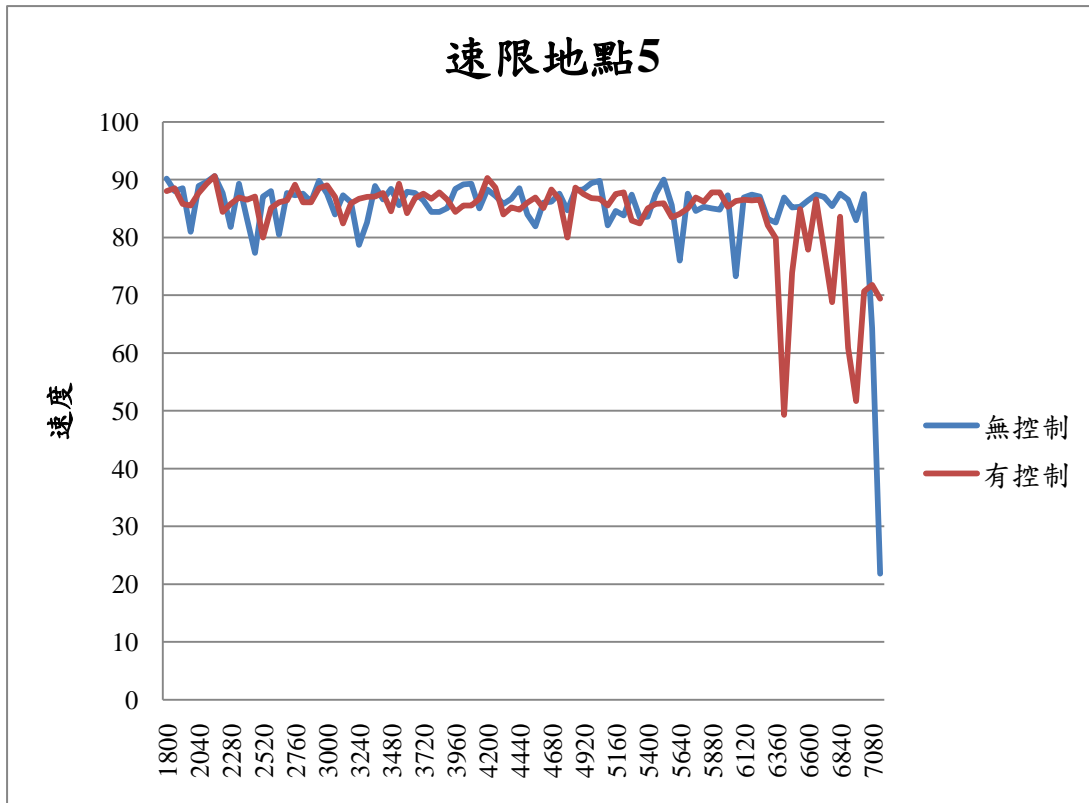


圖 5.8 速限地點 5 有無控制之速度分佈圖

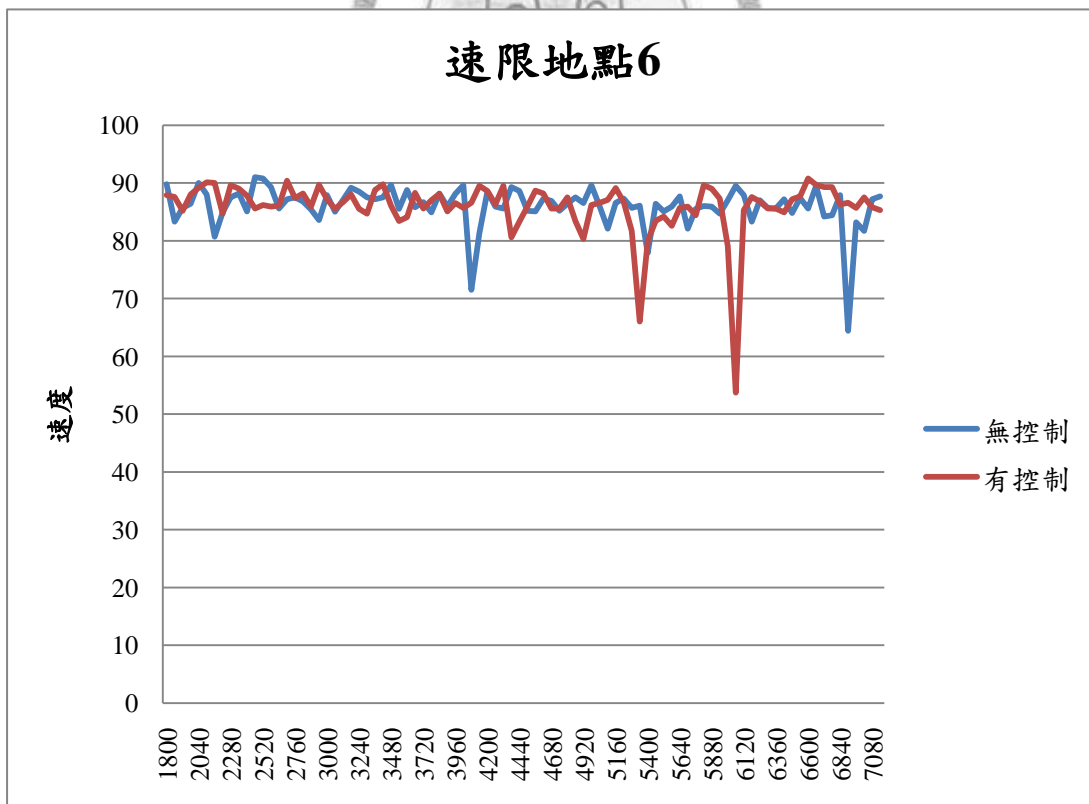


圖 5.9 速限地點 6 有無控制之速度分佈圖

由圖 5.4 至圖 5.9 可知在速限控制下，在速限地點 1 至速限地點 3 的速度下降的時間點會比沒有速限控制時晚五至十五分鐘左右，以速限地點 1 為延遲時間最多。而此速限位置則為最為靠近瓶頸路段和擾亂車流之地點，此現象可以證明速限漸變控制在瓶頸路段和擾亂車流之地點時的確可以些許的減緩壅塞情形；而在速限地點 4 至速限地點 5 的實際速度則為有控制時下降的時間點略早於無控制時，速限地點 4 早約一分鐘左右，而地點 5 則早約十分鐘，如此可使得用路人可以用較低的速度來面對壅塞區段，可使車流行為的變化較為和緩，可減緩車流的劇變現象。速限地點 6 因離最大壅塞地點還有一段距離，故在速度值並不受影響。

5.2 績效評估

一般交通參數均係描述交通現況之指標，但均有個別之適用性限制，而無法完整地描述各種交通運作狀況，亦即僅根據單項或部分績效指標所研判之交通現況資訊並不夠完整。故本研究以多項績效評估指標來綜合評估各策略下之交通現況，以評估最適策略之選擇。以下及針對本研究選定之評估績效進行說明。

1. 平均旅行速度(Average Speed)：

即從圖 5.4 至圖 5.9 的速度分佈圖來看此速限漸變控制模式，也無法判斷有無控制對於整個控制範圍速度變化的影響，因速限地點 1 至地點 3 之速度下降較慢，但速限 4 和 5 的速度下降卻較快。本研究須了解此可變速限控制對於速度直接的衝擊，故本研究利用控制範圍之平均旅行速度當作指標來評估此控制模型對於速度之影響。

2. 總通過量(Total throughput)：

本研究之總通過量算法是在計算控制時間內（本研究的控制時間設定為 1.5 小時）宜蘭上匝道至雪山隧道南端口內的通過量，單位為車輛。通過車輛數越大，表示其道路使用率越佳，此指標對於用路人而言，並無直觀的感受，

但以交通管理者角度而言，此績效為一控制策略的主要重大指標之一，代表著道路設施之服務水準之變動。

3. 平均旅行時間(Total Travel Time)：

平均旅行時間為計算控制時間內宜蘭上匝道至雪山隧道南端口內的平均一台車之旅行時間，其單位為秒，此指標為用路人對於道路設施最為直觀之感受，用路人在道路花的時間越少，就表示其道路服務水準越佳。故也成為本研究之評估指標之一。

4. 平均延遲時間(Total Delay Time)：

平均延遲時間的時空範圍跟上述兩者一樣，定義為在此範圍內，平均一台車輛的實際旅行時間減掉此車輛行走在此路網的理想旅行時間(Ideal Time)，單位為秒，此理想旅行時間的計算為根據其期望速度(Desired Speed)而得的旅行時間。因各區段對用路人而言可能有不同的期望速度，故此指標更能代表控制策略對於不同區段之綜合影響。

5. 速度變異數(Speed variation)：

本研究利用整個控制範圍的速度變異數拿來評估此控制模式是否也會提升駕駛安全，定義為在整個控制範圍內所有偵測器五分鐘速度值之變異數，公式如下

$$\frac{[(n_A \times \sigma_A^2 + \mu_A^2) + (n_B \times \sigma_B^2 + \mu_B^2)] - \mu_{A+B}^2}{n_A + n_B} = \sigma_{A+B}^2$$

σ_A^2 為偵測器 A 測得知速度變異數。

μ_A^2 為偵測器 A 測得之平均速度。

n_A 為偵測器 A 測得之流量。

因偵測器資料內並無速度變異數之值，此值之定義為每輛車輛通過此偵測器之速度變異數，故本研究假設在此五分鐘內通過此偵測器之車輛速度服從均一分

配，其平均數為 μ_A^2 ，故變異數之式可簡化為：

$$\frac{\mu_A^2 + \mu_B^2 - \mu_{A+B}^2}{n_A + n_B} = \sigma_{A+B}^2$$

平均延遲時間的時空範圍跟上述兩者一樣，定義為在此範圍內，平均一台車輛的實際旅行時間減掉此車輛行走在此路網的理想旅行時間(Ideal Time)，此理想旅行時間的計算為根據其期望速度(Desired Speed)而得的旅行時間，此速限控制模式的績效評估如表 5.1 所示。

表 5.1 速限控制之績效評估

	無速限控制	有速限控制	百分比
總通過量(輛)	2402	2872	+19.5%
平均旅行時間(秒)	589.4	548.6	-8.44%
平均延遲時間(秒)	288.3	227.8	-26.6%
平均旅行速度(公里/小時)	12.36	13.28	7.44%
速度變異數(公里 ² /小時 ²)	27.844	27.798	-0.16%

資料來源：本研究整理

從表 5.1 可知，有速限控制時的總通過量為 1.5 小時 2872 輛，比無速限控制時的 2402 輛增加了 19.5%；在有速限控制時的平均旅行時間為 548.6 秒，比無速限控制時的 589.6 秒減少了 8.44%；在有速限控制時的平均延遲時間為 227.6 秒，比無速限控制時的 288.3 秒減少了 26.6%；在平均旅行速度上，有速限控制時的為時速 13.28 公里，比無速限控制的時速 12.36 公里，成長了 7.44%；而在速度變異數上，則從 27.844 減少至 27.798，減少了 0.16%，上述指標表示此控制模型讓控制範圍內的總通過量增加，意指可讓更多車輛通過瓶頸路段區域；總旅行時間和總延遲時間下降，意為藉由此速限控制可以使得車輛卡在瓶頸路段的時間縮小；速度變異數下降意指車輛間的速度差異縮小，表示此控制模型可提升行車安全性。

此五項績效改善比較圖如圖 5.10

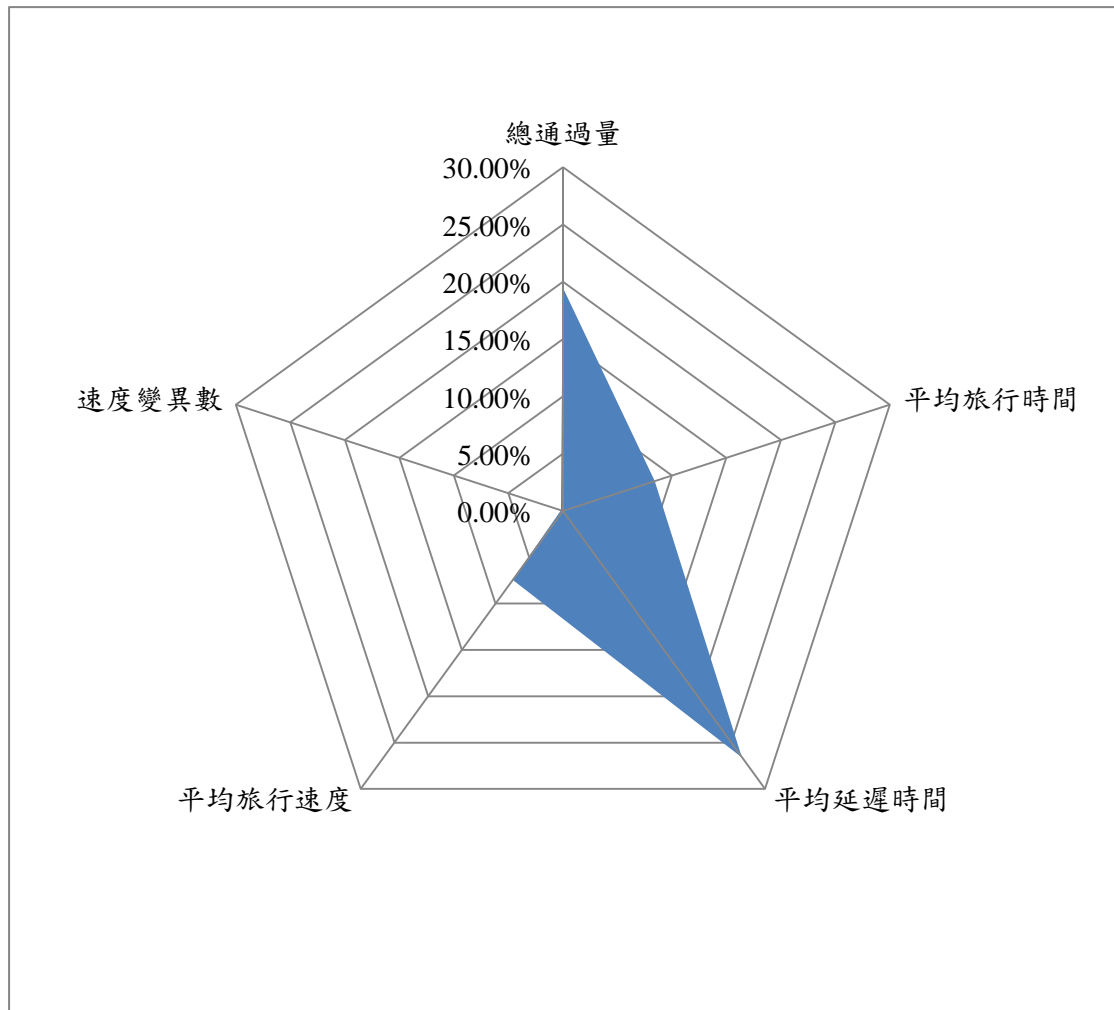


圖 5.10 績效改善比較圖

本研究在模擬國道五號北上路段之速限控制部分，行車效率性均有正面的績效改善，而以平均延遲時間和總通過量改善為最多；而在行車安全性上也有小幅度的改善。此代表速限控制對於瓶頸路段上游間進行速限漸變控制時，能以平穩且平滑的方法來控制道路上的容量，也就是使用路人依照速限以較為平滑的減速度接近瓶頸路段，避免遇到前方壅塞車流時由原本自由流速在短時空內大幅降低速度而產生車流劇變現象，而造成更嚴重的壅塞現象產生，同時也可以避免用路人因反應不及而增加之行車危險性，此外也能降低衝擊波速度所造成的危險。但在此模擬路網上，此速限漸變控制並無法降低壅塞現象的嚴重度，甚至避免壅塞發生，因為此流量已經超過其國道五號北上路段之容量，只能避免此壅塞不會因劇變行為而更加嚴重，也同時在此壅塞情形下找尋更好更安全之行車環境。

5.3 敏感度分析

5.3.1 流量之敏感度分析

本研究的虛擬路網初始流入量約為每小時 3000 輛小客車，而這流量為真實在國道五號壅塞前段的流入量，為了瞭解不同流量對於績效之影響，確定此模式在更高流量是否也有改善的能力，故進行流量之敏感度分析，流量範圍為每小時 3000、3500、4000、4500 輛小客車，而此流量的變動調整方法則是將變動量平均加到虛擬路網的上游、羅東和宜蘭上匝道，然頭城交流道還是維持每小時 600 輛小客車，流量分配如表 5.2，而評估指標僅由總通過量、平均旅行時間、平均延遲時間和平均旅行速率。

表 5.2 不同流量下之流量分佈圖

總流入量(輛)	上游	羅東上匝道	宜蘭上匝道	頭城上匝道
3000	1000	1150	750	600
4000	1200	1300	900	600
5000	1400	1450	1050	600

資料來源：本研究整理

表 5.3 流量變動之評估指標比較表

	總通過量	總旅行時間	平均延遲時間	平均旅行速度
3000 無控制	2402	589.4	288.3	44.65
3000 有控制	2872	548.6	227.8	48.50
3500 無控制	2363	678.9	376.9	38.63
3500 有控制	2373	673.5	338.3	41.21
4000 無控制	2364	703.8	363.2	37.26
4000 有控制	2346	699.3	357.9	37.51
4500 無控制	2331	711.4	409.3	36.86
4500 有控制	2309	704.3	359.9	37.23

資料來源：本研究整理

從表 5.3 可知在此四評估指標上，在流量增加下，有速限控制幾乎比無速限控制還要好，僅有在流量 4000 和 4500 時，有控制時的總通過量會小於無控制時的，本研究研判是最大壅塞長度非常貼近控制範圍，故並無介於壅塞和非壅塞之速限地點去讓車流速度和緩。大體來看，流量增加時，總通過量有減少的趨勢，而在控制前後，總通過量的增加量以每小時 3000 輛時最好；在總旅行時間上，流量愈大，總旅行時間則就會愈長，但速限控制改善總旅行時間之空間則隨著流量增加而減少，而在平均延遲時間也存在此情形。而平均旅行速度下，因受到速限漸變的影響，漸變速限使得用路人在非壅塞時無法以預期速度行駛，而在壅塞時卻能些許增加其行車速度，此兩者的增減效用互斥，使得旅行速度的增減數值很有限。各指標的敏感度分析圖如圖 5.11 至圖 5.14。

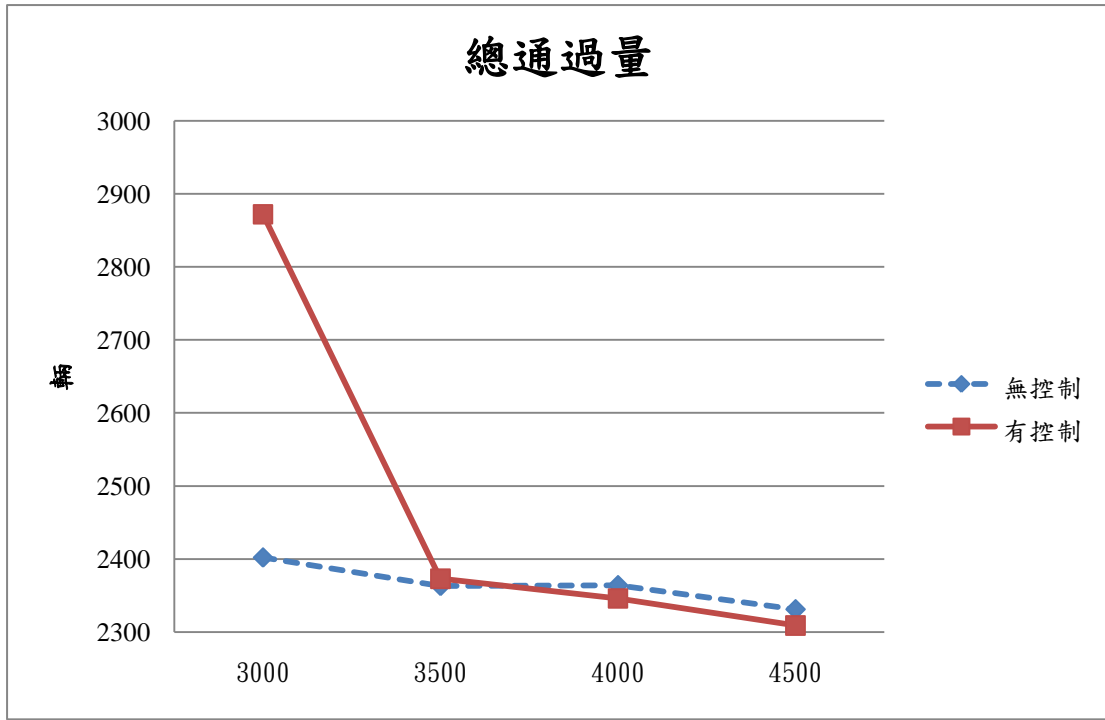


圖 5.11 總通過量之敏感度分析圖

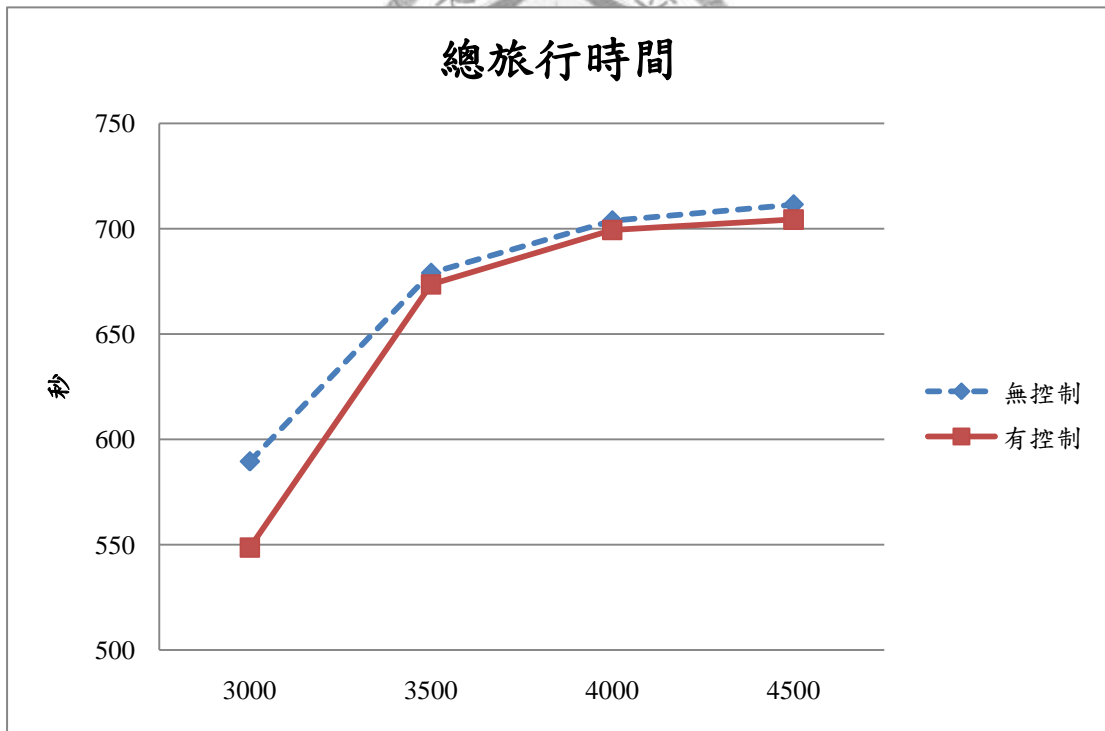


圖 5.12 總旅行時間之敏感度分析圖

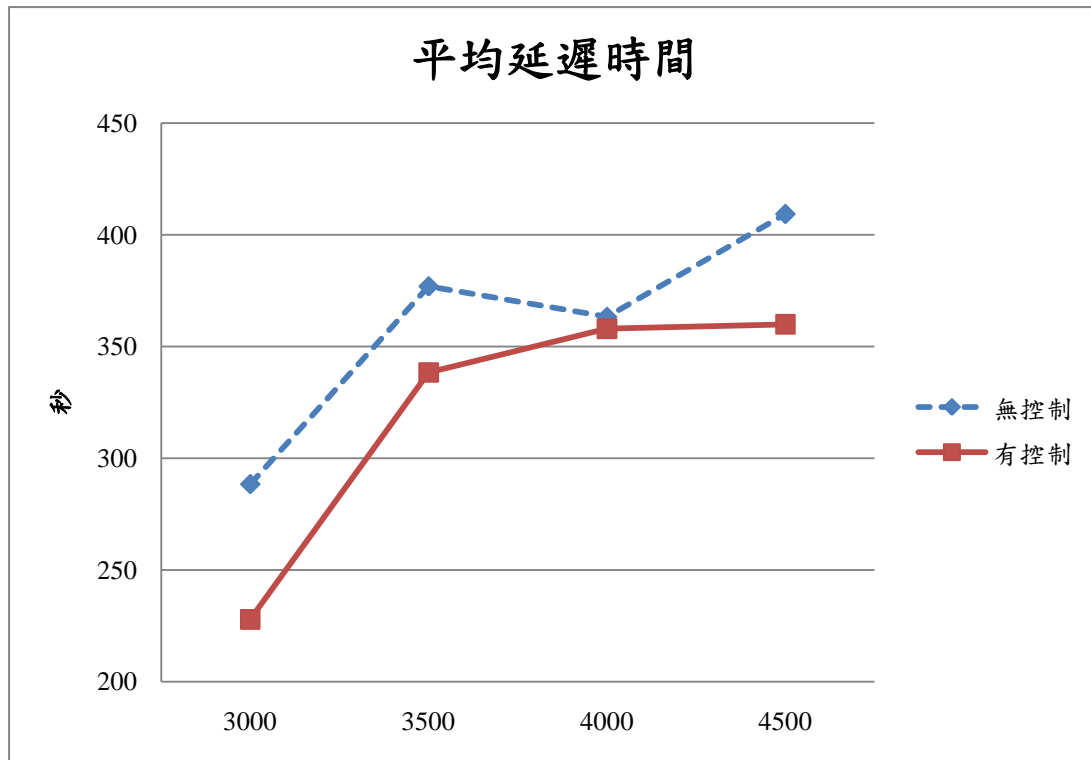


圖 5.13 平均延遲時間之敏感度分析圖

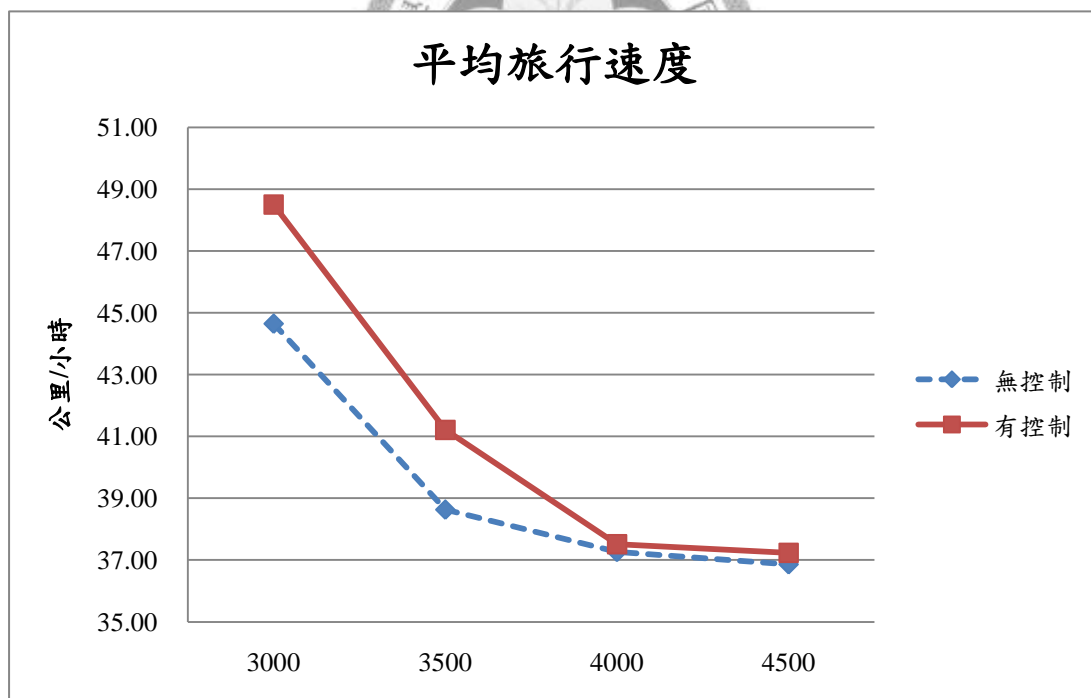


圖 5.14 平均旅行速度之敏感度分析圖

由圖 5.11 至圖 5.14 可知，隨著進入流量愈大，績效值會變得愈差且績效的進步空間愈小，本研究研判，因此模擬路網在原始流量下就已經屬於會產生壅塞

之流量，故流量增加愈多後，會使得壅塞愈嚴重、壅塞長度愈長和壅塞時的速度愈慢，而導致壅塞時通過量減少、延遲時間和旅行時間增加和平均速度增加，而在績效進步空間減少上，可知當壅塞愈加嚴重時，控制策略之改善空間則愈有限，甚至有單一控制策略並無法改善其績效值的情形發生。

5.3.2 速限控制區之敏感度分析

在本模式最初設定之速限控制區間皆為每 500 公尺佈設一座速限號誌，在流量 3000 時，擺設了六座速限控制，而這區間值僅有下限門檻，不能小於 250 公尺。為了進一步了解不同速限控制區間對於績效指標之影響，故本研究設計當在流量固定為每小時 3000，固定六座速限號誌，改變其之間隔長度，分別是 500、600、700 公尺，經由績效指標分析後，找出最佳控制區間長。控制區間與績效評估結果如表 5.4

表 5.4 速限控制區間長度之敏感度分析表

	總通過量	總旅行時間	平均延遲時間	平均旅行速度
沒控制	2402	589.4	288.3	12.36
500 公尺	2872	548.6	227.8	13.28
600 公尺	2851	556.1	236.7	13.10
700 公尺	2854	563.7	252.4	12.92

資料來源：本研究整理

由表 5.4 可知，由於速限控制區間長 600 公尺和 700 公尺的績效值，不管在總通過量、總旅行時間、平均延遲時間和平均旅行速度相較於控制區間長 500 公尺均為負績效，代表控制區間變長後對於車流造成負影響，研判過長之速限控制區間，反而徒增路段上用路人之行車效率，也會使得安全性下降及流量下降等問題，且過長之速限控制區間會導致相鄰區間的偵測出來的車流行為差異過大，

例如在前一個區段的車流行為顯示非常壅塞，但此區段的車流行為顯示卻是低密度高速度的順暢車流。如此一來，相鄰區間的速限值差異可能極大，不能讓車流行為以較和緩的下降速度至瓶頸路段。

至於在控制區間設計時不考慮更低或更長之區間長乃是因為，過短之速限控制區間，如 300 公尺，會造成用路人需在短時間內一直調降速限，勢必會造成另一危險性產生，因此將控制區間長度設計為 500 公尺能讓用路人有適度時間進行反應，而過長之控制區間就會使用路人產生多餘之延滯，減少通過量，使得模式較無效率，因此考慮以上因素後設計出這幾種情境。





第六章 結論與建議

本研究旨在利用巨觀車流模式和連續車流理論利用最佳化控制理論來建立速限漸變控制策略，此模式應用於當高速公路壅塞之原因為下游路段線形之改變導致形成瓶頸路段而形成之壅塞。而本模式之原理為利用每段控制時間間隔的偵測器資料和連續車流理論去建構下一控制時間間隔的車流參數，藉此車流參數之結合找出此時間之目標式最佳化的情況，即為總通過量最大化。其主要績效評估是利用安全性與效率性指標，來評估模式應用於高速公路瓶頸路段—國道五號北上壅塞路段。

6.1 結論

1. 本研究旨在以實際偵測器測得之動態資料為基礎，利用巨觀車流模式和連續車流理論來建立速限漸變控制模型，此模型為了能夠即時線上處理，將一些車流關係用線性關係去估計之，避免用非線性的關係來解釋之，並以實際偵測器資料校估其參數數值以得完整的控制模型。
2. 在台灣高速公路上，壅塞判斷標準往往為時速 40 公里以下，若以此標準來看，國道五號北上路段的壅塞類型屬於假日休閒型的壅塞，意指國道五號北上路段僅有在周末假期時、長期假日和特殊活動才會有壅塞產生。
3. 若以 2009 年端午連假為例，國道五號北上的壅塞發生時間點通常為中午過後，壅塞發生地點則為在雪山隧道南端口，逐漸往隧道內外蔓延，隧道內壅塞蔓延速度比隧道外快，壅塞嚴重時壅塞空間範圍可到近 20 公里，時間範圍可到近半天以上。
4. 國道五號北上壅塞之原因經本研究研判有幾項原因，一為雪山隧道為瓶頸路段，因法定速限降低、禁止變換車道和最小安全間距增加而導致道路容量下降。二為流量增加，國道五號北上路段約在流量 2000pcu 時就會有壅塞行為

產生。

5. 本研究模型需用歷史資料去判斷其最大潛在壅塞長度以拿來當作控制範圍，在以安全減速度和線形上的限制來決定速限控制區間長度。本研究研判在國道五號應為 500 公尺，且將速限下限定為時速 40 公里。
6. 本研究之速限漸變模型事先只需利用歷史偵測器資料校估出自由流速、擁擠密度及車流波動理論相關參數即能完整。與一般速限控制模型相異之處為本研究之模型不需要啟動和關閉門檻，為一線上動態控制系統。
7. 本研究將速限漸變控制套入國道五號簡化模擬路網內，依照實際流量而控制的效率績效評估分別為總通過量增加 19.5%，總旅行時間減少 8.44%，平均延遲時間減少 26.6%，平均速度增加 7.44%，而在安全績效評估上，速度變異數減少了 0.16%。
8. 經由流量之敏感度分析後得知，此速限控制對於流量 3000、3500、4000 三種事故情境之影響，結果均顯示對於改善用路人行車績效都有較佳之績效。
9. 經由速限控制區間之敏感度分析得知，最佳速限控制區間為每 500 公尺設置一座，依潛在壅塞長度判定其壅塞範圍，進而決定速限號誌數量，此為對於整體車流能有最佳行車效率之設置方法。

6.2 建議

1. 本研究之模擬路網對於隧道之參數調整僅有速限改變、禁止變換車道和修正最小安全間距，但僅有如此的改變並無法完全反應出國道五號北上之動態壅塞情形，例如無法壅塞往雪山隧道內擴散之反應。後續研究可針對隧道內外關於微觀車流行為中的跟車行為參數作更深入多項的分析，使模擬路況時能完全符合國道五號北上之壅塞情形。
2. 本研究之模式參數為按照原公式並未作修正而成的，但可能因為距離過長而導致其相關係數不夠高(例如 Payne 高階連續車流模式)或其參數數值不正確

(例如衝擊波速率參數)，而讓模式不盡完美，可對其公式進行修正，以使模式更好。

3. 實際國道五號北上路段影響車流行為的線形設施有三種：雪山隧道、頭城收費站及頭城上匝道，而本研究僅考慮雪山隧道和頭城上匝道，至於收費站對於車流行為影響太過複雜且參數難以擬定，故本研究刪除並簡化之，後續研究可加入收費站之影響來討論其速限漸變控制，使控制情形更加擬真。
4. 由於無論使用哪一種車流模式或車流模擬軟體，均需奠基於正確之交通資訊，方能成功。惟目前所使用的車輛偵測器，均有誤差和缺失的問題出現，未來或可考慮針對地點式的交通偵測資料之調校補遺模式，讓偵測資料更能準確形容現實車流狀況，以利交通控制系統之落實應用。
5. 本研究礙於模擬軟體 VISSIM 與線性規劃軟體 LINGO 屬兩種不同的套裝軟體，無法將其兩者合併為一，故需手動將偵測值代入 LINGO，跑出結果來再將結果丟入 VISSIM 裡面，後續研究可利用程式撰寫來將 VISSIM 和 LINGO 合而為一，可減少人力和時間成本。
6. 若要完全模擬國道五號壅塞時空範圍，本研究礙於模擬時間過長，無法完整呈現非壅塞情形到壅塞情形又回到非壅塞這種情況，故無法呈現壅塞至非壅塞時的速限漸變過程及其績效，後續研究可針對此完整情形作完整的了解與測試。
7. 本研究決議用一分鐘偵測器資料合併為五分鐘資料拿來決策五分鐘的速限可變標誌，但其五分鐘資料其實容易將壅塞和非壅塞數值平均後，產生一個無法完全符合真實車流流動情形的偵測資料，後續研究可對數值變動頻率對於駕駛者接受程度和系統效率之敏感度分析進行分析。
8. 本研究之模型僅考慮主線之行車效率，雖然匝道匯入車輛，但並不考慮匝道的壅塞長度和行車效率，未來可嘗試不同匝道控制模式與此速限控制作結合，找出整體路網績效最佳化之模型。



參考文獻

1. 交通部運輸研究所，先進微觀車流模擬器-PARAMICS 模擬軟體應用於高速公路與市區道路交控系統整合策略研究，民國 91 年。
2. 交通部運輸研究所，提升高速公路交通運轉效能-區域路網系統模擬模式之建置，民國 97 年。
3. 交通部運輸研究所，公路路網交控及資訊系統架構設置與建置準則，民國 98 年
4. 交通部運輸研究所，台灣區高速公路 ITS 系統評估與建議，民國 99 年
5. 張榮成，高速公路遞減速限控制之研究，成功大學交通管理研究所，民國 82 年
6. 林柏辰，異常交通狀況下之高速公路基因模糊邏輯速限控制模式，交通大學交通運輸研究所，民國 97 年
7. 何煖軒，高速公路隧道區段速率控制策略之研究，中華大學科技管理研究所博士論文，民國 91 年
8. 江立仁，整合型運輸走廊交通管理模式之研究，成功大學交通管理研究所，民國 97 年。
9. 黃盈琇，公路長隧道交通控制策略評估—以雪山隧道為例，中央大學土木工程研究所碩士論文，民國 96 年
10. 李彥明，高速公路速率控制系統之研究，中央大學土木工程研究所碩士論文，民國 83 年。
11. 李訓明，高速公路主線車流控制策略，成功大學交通管理研究所碩士論文，民國 84 年。
12. 高瑛穗，雪山隧道行車特性分析，中央大學土木工程研究所碩士論文，民國 97 年

13. 蘇士續，隧道路段車流模式與跟車模擬之研究，台灣大學土木工程研究所碩士論文，民國 97 年
14. 林豐博、蘇振維，國道 5 號雪山隧道車流特性之研究，運輸計劃季刊，第 38 卷，第 1 期，第 85~120 頁，民國 98 年。
15. 吳健生，高速公路主線主流車流控制策略之研究，運輸學刊第九卷第一期，第 1~22 頁，民國 85 年。
16. 台北市交通管制工程處，偵測器資料轉為交通分析資料之研究，民國 81 年
17. 許添本，車流理論與應用課程講義。
18. A. Hegyi, B. De Schutter, and J. Hellendoorn, "MPC-based optimal coordination of variable speed limits to suppress shock waves in freeway traffic," Proceedings of the 2003 American Control Conference, Denver, Colorado, pp. 4083–4088, June 2003.
19. A. Hegyi, B. De Schutter and H. Hellendoorn, "Model predictive control for optimal coordination of ramp metering and variable speed-limits," Transportation Research Part C 13(185-209), 2005.
20. E. Punta, A. Alessandri, A. Di Febbraro, A. Ferrara, "Optimal control of freeways via speed signalling and ramp metering" Control Engineering Practice 6, 771–780., 1998.
21. P. Breton, A. Hegyi, B. De Schutter and H. Hellendoorn, "Shock wave elimination/reduction by optimal coordination of variable speed-limits," The IEEE5th international conference on intelligent transportation systems, Singapore, pp. 225–230, Sept. 2002.
22. Jun-Seok and Cheol, "Dynamic speed control strategy for freeway traffic congestion management," Journal of the Eastern Asia Society Transportation. Studies Vol.6, pp.595-607, 2005.
23. K. Kang, G.-L. Chang, and N. Zou, "An Optimal Dynamic Speed Limit Control

for Highway Work-Zone Operations,” working paper, University of Maryland, 2003

24. M. Papageorgiou, E. Kosmatopoulos, L. Papamichail, ”Effects of variable speed limits on motorway traffic flow,” *Transp. Res. B*, No. 2047,pp. 37-48.
25. P.-W. Lin, K. Kang, G.-L. Chang, ”Exploring the Effectiveness of Variable Speed Limit Controls on Highway Work Zone Operations. *Journal of Intelligent Transportation Systems*, Vol. 8 (3), July 2004.
26. PTV System Software and Consulting, *VISSIM 5.10 User Manual*, 2008.
27. S. Smulders, “Control by variable speed signs: Results of the Dutch experiment,” 6th International Conference on Road Traffic Monitoring and Control, 1992.
28. T. Bellemans, B. De Schutter, and B. De Moor. “Models for traffic control.” *Journal A*, 43(3–4):13–22, 2002.

