

國立交通大學

土木工程學系

碩士論文

軟岩河床遷急點倒退率模式發展與參數率定

Development and Parameter Calibration of a Knickpoint Retreat
Rate Model for Soft Rock Riverbed

研究生：徐婉容

指導教授：潘以文 博士

中華民國一〇二年七月

軟岩河床遷急點倒退率模式發展與參數率定

Development and Parameter Calibration of a Knickpoint Retreat Rate
Model for Soft Rock Riverbed

研究生：徐婉容

Student : Wan-Rong Syu

指導教授：潘以文 博士

Advisor : Dr. Yii-Wen Pan

國立交通大學
土木工程學系
碩士論文

A Thesis

Submitted to Department of Civil Engineering

College of Engineering

National Chiao Tung University

In Partial Fulfillment of the Requirements

for the Degree of

Master

in

Civil Engineering

July 2013

Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國一〇二年七月

軟岩河床遷急點倒退率模式發展與參數率定

學生：徐婉容

指導教授：潘以文 博士

國立交通大學土木工程學系碩士班

中文摘要

1999 年時由於車籠埔斷層活動引發集集大地震。在斷層上盤隆起造成台灣中西部之部分河道抬升，抬升之河道在地震後開始發生遷急點倒退情形。遷急點倒退往往加速河道的下切作用，造成跨河構造物毀損，然而目前仍缺乏有合適的模式詮釋國內軟岩河床上遷急點倒退之速率與歷程。本研究先使用歷年航照資料進行多時期之地形重建，基於歷史地形及影像資料分析、詮釋河道之變遷。大安溪自集集地震以來出現遷急點倒退，河道急速下切，直到 2010 年地形方才重新達到平衡狀態；大甲溪埤豐橋上游受到人為影響在 2008 年遷急點消失，但因為暴雨及設置中央排水道在河道順層處又出現新的遷急點；大里溪則是在震後便進行整治，因此未受到地震造成河道抬升影響；頭汴坑溪在近年影像可觀測到一江橋下游流況較不穩定，但是在震後無法確認河道抬升情況，無法肯定與九二一地震之相關性；乾溪則可觀測到遷急點倒退，但是並未確認倒退終止的時間。此外，本研究針對和弦搜尋演算法進行適度改良，在演算過程中強制新的和弦必須與和弦記憶不完全相同，並加入參數自由設定及粒子群法的概念，將改良後

之和弦搜尋演算法在連續問題進行驗證分析後用於後續之模式參數率定。本研究接著基於觀測結果，擷取影響遷急點倒退相關之主要因子，包含河道坡度、抗沖蝕指數、河道落差、河道寬度及流量等，先透過定性分析發現，上述因子與遷急點倒退速率有強烈之相關性，再採用上述因子建立遷急點倒退模式，並藉由前述改良後之和弦搜尋演算法標定模式參數。經比較模式計算值與實際發生之遷急點倒退情況，本研究所提出之模式可大致描述國內軟岩河床上遷急點倒退之速率與歷程，應可作為後續進行遷急點相關研究之參考。

關鍵字：遷急點倒退、河道變遷、岩質河床沖蝕、和弦搜尋演算法、地形重建



Development and Parameter Calibration of a Knickpoint Retreat Rate Model for Soft Rock Riverbed

Student : Wan-Rong Syu

Advisor : Dr. Yii-Wen Pan

Department of Civil Engineering
National Chaio Tung University

ABSTRACT

The rupture of the Chelungpu Fault in September 1999 resulted in some local riverbed uplift across a few rivers in the central western region of Taiwan; the local riverbed uplift created knickpoints on the river channels. The sudden presence of a knickpoints tends to retreat quickly so that accelerates the riverbed incision and endangers the structures crossing the river. Yet, there is no suitable model for describing the rapid knickpoint retreat rate (KPR rate) in soft rock riverbed in Taiwan. The first step of this thesis was terrain reconstruction and analysis: the tasks were to reconstruct digital surface model (DSM) from chronological aerial photographs and to analyze the geomorphology changes of river-channel from multi-year DSMs and images. The evolutions of river channels of several target rivers (namely, the Daan River, the Dajia River, the Toubiankeng river, the Dali River and the Gan River) were carefully examined; the relevant geomorphology data were then retrieved. Next, this study proposed a KPR-rate model by taking the major factors affecting KPR rate into account; these factors include slope, erodibility index, fall height, channel width and discharge. The study made use of an improved

harmony search algorithm (HS) to calibrate the model parameters. The improvement of the original HS method was attempted with various schemes: including parameter-setting-free harmony search (PSF-HS), particle-swarm harmony search” (PS-HS) and limiting duplicate harmony memory. The improved HS method was tested and examined, then was used for the calibration of model parameters. Compared with the actual KPR data, it appears the proposed model is able to quantitatively describe the progressive knickpoints recession for soft rock riverbed in central western region of Taiwan.

Key words: Knickpoint retreat; Channel evolution; Rock riverbed erosion; Harmony search; Terrain reconstruction



誌謝

終於走到這一步，回首過去兩年來的點滴，歡笑與淚水交織的樂章不絕於耳。

感謝指導教授潘以文老師的悉心教導與鞭策，以及在 meeting 時給予需多建議與方向的廖志中老師，兩年來受到兩位老師諸多指導與督促，得以如期畢業，在此向兩位老師致上十萬分的謝意。

在此也必須感謝四位口試委員李德河老師、陳春宏老師、田永銘老師與黃燦輝老師，老師們給予許多寶貴的意見並仔細的檢查論文內容與細節，使我的論文可以順利完成，在此向四位委員致上十萬分的謝意。

在交大求學的日子裡，感謝方永壽老師、林志平老師、單信瑜老師以及黃安斌老師傾囊相授的教學，在課堂上習得許多的知識。

接下來感謝潘廖大家庭的明萬學長、慧蓉學姐與貓脖學長，尤其在研究初期，時常找明萬學長討論，謝謝學長不厭其煩的給予我許多意見。還有給予我許多鼓勵的阿康學姐，以及教導我野外調查知識的楚鈞學長，與我一起做了室內大安溪調查，檢核了數十筆大安溪現地調查資料及照片。

感謝名單絕對少不了麵包學長，一開始光想到演算法是什麼就感到恐懼，但是由於學長留下來的資料及註解，使得在演算法的編寫上得以順利進行，在此致上謝意。

當然還有同實驗室的暉凱、王靖、阿村、包包還有歐阿，以及交大大地組的同學們，謝謝你們讓我這兩年過得多采多姿。

還有雖然住在一起，但是不常見面的海倫，以及遠在美國，但是網路無國界的拉拉，謝謝你們聽我吐苦水，當彼此的垃圾桶。

還要感謝親愛的學弟們，小短、俊廷、咪咪、阿宅、孝存、宥達、耕白、阿啾和 Marco，口試的時候幫忙接待委員，並給予了許多的協助，真的十分感謝。

此外還要感謝防災的助理們，特別是佳廷小姐，沒有你們的幫忙與照顧，大概連生活都成問題，非常感謝你們。

以及雖然身在軍營還要被聽我碎碎念的妮翁，雖然不在身邊還是給我許多的支持，謝謝你。

最後要感謝我的家人，體諒我為了進行研究沒有時常陪在他們的身邊，並在背後默默給予我支持，讓我無後顧之憂的全力衝刺，對家人的感激之情溢於言表。

謝謝所有在我求學的路途中給予協助的大家，將這本論文獻給愛我的人以及我愛的人。

目錄

中文摘要.....	I
英文摘要.....	III
誌謝.....	V
目錄.....	VII
圖目錄.....	XI
表目錄.....	XVI
第一章 緒論.....	1
1.1 研究動機與目的.....	1
1.2 研究流程.....	2
1.3 論文內容.....	6
第二章 文獻回顧.....	7
2.1 遷急點倒退模型建構.....	7
2.1.1 遷急點概述.....	7
2.1.2 遷急點倒退相關因子.....	8
2.1.3 遷急點倒退模型.....	14
2.2 工程最佳化演算法.....	19
2.2.1 工程最佳化演算法.....	19

2.2.2	啟發式最佳化演算法.....	25
2.2.3	和弦搜尋演算法之改良.....	38
2.3	航空攝影測量.....	42
2.3.1	航空攝影測量基本作業方式.....	42
2.3.2	物空間坐標系統與像坐標系統之關係.....	44
2.3.3	空中三角測量.....	48
2.3.4	數值地形模型.....	48
2.3.5	正射影像.....	50
2.4	小結.....	51
第三章	研究方法與規劃.....	52
3.1	遷急點倒退模型建構及規劃.....	52
3.1.1	遷急點倒退相關因子.....	52
3.1.2	遷急點倒退模型建構及參數率定規劃.....	53
3.2	研究案例背景.....	55
3.2.1	九二一地震引致之河道隆起.....	56
3.2.2	研究案例背景.....	58
3.3	模型因子選定.....	63
3.3.1	地文因子.....	63
3.3.2	流量因子.....	68

3.3.3 河床抗沖蝕因子.....	80
3.4 電腦輔助程式及最佳化方法之選擇.....	82
3.4.1 MATLAB 計算軟體.....	82
3.4.2 最佳化演算法之選擇.....	82
3.5 最佳化演算法擬定流程.....	83
3.5.1 最佳化演算法修改.....	83
3.5.2 連續問題驗證規劃.....	86
第四章 研究河段地形演變分析.....	87
4.1 大安溪.....	87
4.1.1 影像判釋.....	88
4.1.2 地形演變分析.....	91
4.2 大甲溪.....	95
4.2.1 影像判釋.....	96
4.2.2 地形演變分析.....	102
4.3 大里溪.....	104
4.3.1 大里溪.....	104
4.3.2 頭汴坑溪.....	112
4.3.3 乾溪.....	116
4.4 因子整理.....	118

第五章 最佳化方法之驗證.....	121
5.1 連續問題驗證.....	121
5.1.1 OHS 與 HS-dup 之比較.....	121
5.1.2 改良版和弦搜尋法加入和弦重複限制與否之比較.....	127
5.2 可靠度分析.....	129
5.3 小結.....	131
第六章 遷急點倒退模型率定.....	133
6.1 因子定性分析.....	133
6.2 HS 演算法之參數設定.....	136
6.3 率定結果與討論.....	137
6.4 小結.....	148
第七章 結論與建議.....	149
7.1 結論.....	149
7.2 建議.....	153
參考文獻.....	154
附錄一.....	160



圖目錄

圖 1.1 大甲溪埤豐橋正射影像 (1999/9/22 航照)	1
圖 1.2 大安溪 2003 年至 2005 年河道縱剖面.....	2
圖 1.3 研究流程圖.....	5
圖 2.1 遷急點倒退示意圖 (Hayakawa, 2003)	8
圖 2.2 遷急點倒退相關因子.....	9
圖 2.3 水流越頂示意圖 (Annandale, 2006)	11
圖 2.4 遷急點坡度變化處沖蝕示意圖 (Annandale, 2006)	12
圖 2.5 能量消耗 v.s.沖蝕指數雙對數關係圖 (Annandale, 1995)	13
圖 2.6 遷急點倒退速率 v.s. FR 指數關係圖(Hayakawa 和 Matsukura, 2003)	16
圖 2.7 遷急點倒退速率 v.s. FR 指數關係圖 (Hayakawa 等人, 2009)	18
圖 2.8 工程最佳化演算法(改繪自 Reklaitis 等人, 1983).....	20
圖 2.9 最佳化問題分類表 (改繪自 Yang, 2010)	21
圖 2.10 螞蟻族群演算法示意圖.....	29
圖 2.11 HS 模擬與設計變數對照圖(Lee & Geem, 2005).....	32
圖 2.12 隨機產生初始和弦記憶.....	34
圖 2.13 和弦搜尋最佳化演算法流程圖(Lee & Geem, 2005).....	35
圖 2.14 新和弦產生之概念(Lee & Geem, 2005).....	35

圖 2.15 Rehearsal 產生之記錄矩陣(Geem 等人，2009).....	40
圖 2.16 航空攝影測量作業流程圖.....	42
圖 2.17 垂直攝影照片示意圖（修改自楊龍士等，2003）.....	43
圖 2.18 垂直攝影示意圖(Arias，2005).....	45
圖 2.19 正射投影及透視投影示意圖.....	50
圖 3.1 卓蘭埔斷層地質圖—豐原以北（經濟部中央地質調查所，1999）	58
圖 3.2 大安溪 1999 年 9 月 21 日正射影像（Huang et al，2012）.....	59
圖 3.3 大安溪 1999~2010 年河道剖面（Huang et al，2012）.....	60
圖 3.4 大安溪歷年遷急點位置（Huang et al，2012）.....	60
圖 3.5 正射及地形資料的製作流程.....	64
圖 3.6 2003 年 8 月 26 日大安溪遷急點剖面.....	67
圖 3.7 卓蘭大橋洪颱水位觀測與水尺裝設.....	71
圖 3.8 大安溪流域雨量站位置分佈.....	74
圖 3.9 海棠颱風模擬流量歷線與實測流量、水位_卓蘭站.....	74
圖 3.10 海棠颱風模擬流量歷線與觀測水位_卓蘭站.....	75
圖 3.11 莫拉克颱風模擬流量歷線與降雨量_卓蘭站.....	75
圖 3.12 莫拉克颱風模擬流量歷線與觀測水位_卓蘭站.....	76
圖 3.13 各溪流與溪南橋水文站之關係圖.....	78
圖 3.14 大安溪 2010 年 9 月 12 日之正射影像（Huang et al.，2012）.....	80

圖 3.15 XX'的地質剖面 (Huang et al. , 2012)	81
圖 3.16 本研究使用之和弦搜尋演算法計算流程.....	85
圖 4.1 大安溪 1999 年 9 月 22 日正射影像.....	89
圖 4.2 大安溪 2001 年 11 月 12 日正射影像.....	89
圖 4.3 大安溪 2004 年 7 月 10 日正射影像.....	90
圖 4.4 大安溪 2004 年 10 月 3 日正射影像.....	90
圖 4.5 大安溪 2005 年 10 月 27 日正射影像.....	90
圖 4.6 大安溪 2007 年 1 月 31 日正射影像.....	91
圖 4.7 大安溪 2008 年 6 月 10 日正射影像.....	91
圖 4.8 大安溪 1999 年 9 月 22 日地形.....	92
圖 4.9 大安溪 2001 年 11 月 12 日地形.....	92
圖 4.10 大安溪 2004 年 10 月 3 日地形.....	93
圖 4.11 大安溪 2005 年 10 月 27 日地形.....	93
圖 4.12 大安溪 2008 年 6 月 10 日地形.....	93
圖 4.13 大安溪歷年河道剖面 (Huang et al , 2012)	95
圖 4.14 大甲溪 1999 年 9 月 22 日正射影像.....	97
圖 4.15 大甲溪 2003 年 10 月 4 日航空照片.....	98
圖 4.16 大甲溪 2004 年 7 月 10 日正射影像.....	98
圖 4.17 大甲溪 2004 年 10 月 3 日航空照片.....	99

圖 4.18 大甲溪 2005 年 11 月 20 日正射影像.....	99
圖 4.19 大甲溪 2006 年 10 月 25 日正射影像.....	100
圖 4.20 大甲溪 2008 年 11 月 28 日航空照片.....	100
圖 4.21 大甲溪 2009 年 10 月 21 日正射影像.....	101
圖 4.22 大甲溪遷急點倒退歷程 (Hayakawa et al. , 2012)	102
圖 4.23 大甲溪歷年河道剖面.....	103
圖 4.24 大里溪 1999 年 9 月 22 日航空照片.....	105
圖 4.25 大里溪 2000 年 10 月 7 日航空照片.....	106
圖 4.26 大里溪 2003 年 7 月 10 日航空照片.....	106
圖 4.27 大里溪 2004 年 7 月 13 日正射影像.....	107
圖 4.28 大里溪遷急點倒退歷程 (Hayakawa et al. , 2012)	108
圖 4.29 大里溪 2005 年遷急點位置 (Google Earth)	109
圖 4.30 大里溪 2003 年 7 月 10 日航照局部放大.....	110
圖 4.31 大里溪 2004 年 7 月 13 日航照局部放大.....	110
圖 4.32 大里溪 1999 年 9 月 22 日河道剖面.....	111
圖 4.33 大里溪 2004 年 7 月 13 日河道剖面.....	112
圖 4.34 頭汴坑溪 1999 年 9 月 22 日航空照片.....	113
圖 4.35 頭汴坑溪 2001 年 5 月 23 日航空照片.....	114
圖 4.36 頭汴坑溪 2003 年 7 月 10 日航空照片.....	114

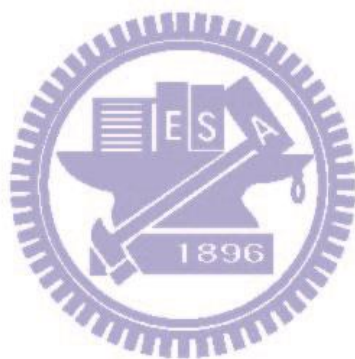
圖 4.37 頭汴坑溪 2004 年 7 月 13 日正射影像.....	115
圖 4.38 頭汴坑溪 1999 年 9 月 22 日河道剖面.....	115
圖 4.39 頭汴坑溪 2004 年 7 月 13 日河道剖面.....	116
圖 4.40 乾溪 1999 年 9 月 22 日正射影像.....	117
圖 4.41 乾溪 2004 年 7 月 13 日正射影像.....	117
圖 4.42 乾溪歷年河道剖面.....	118
圖 6.1 正規化因子迴歸結果（雙算數座標）.....	135
圖 6.2 正規化因子迴歸結果（雙對數座標）.....	135
圖 6.3 大安溪率定模型預測值與實際值比較圖.....	139
圖 6.4 綜合資料模型預測值與實際值比較圖.....	139
圖 6.5 大安溪率定模型預測值與實際值比較圖（三變數模型）.....	141
圖 6.6 大安溪率定結果三變數模型及四變數模型比較圖.....	142
圖 6.7 採用大安溪資料率定之四變數模型參數預測大甲溪資料.....	143
圖 6.8 採用大安溪資料率定之三變數模型參數預測大甲溪資料.....	143
圖 6.9 本研究模型於 Hayakawa 模型之比較.....	145
圖 6.10 有無坡度因子之模型採用大安溪資料迴歸結果.....	147

表目錄

表 2.1 房總半島遷急點參數資料 (修改自 Hayakawa 和 Matsukura, 2003)	15
表 2.2 台灣地區參數目錄及估計結果 (修改自 Hayakawa 等人, 2009)	17
表 2.3 傳統與啟發式最佳化演算法之優、缺點比較	24
表 2.4 Intensification 與 Diversification 之比較	25
表 2.5 Intensification 與 Diversification 之主控參數 (Yang, 2009)	37
表 2.6 常見最佳化方法適用性比較 (Cheng 等人, 2007)	37
表 3.1 斷層沿線流域及抬升高度 (修改自盧泓佑, 2012)	57
表 3.2 製作正射及 DSM 所需基本資料	65
表 3.3 各控制站流量與水位站觀測年份表	69
表 3.4 卓蘭大橋莫拉克颱風期間水位觀測資料 (經濟部水利署水利規劃試驗所, 2010)	72
表 3.5 本研究推估主要水文事件於卓蘭大橋洪峰流量表 (經濟部水利署水利規劃試驗所, 2010)	77
表 3.6 流域面積資料	79
表 3.7 大安溪河床各層之 K_h 平均值	81
表 4.1 大安溪資料時間及來源	87
表 4.2 大甲溪資料時間及來源	95

表 4.3 大里溪資料時間及來源.....	104
表 4.4 頭汴坑溪資料時間及來源.....	112
表 4.5 乾溪資料時間及來源.....	116
表 4.6 本研究採用各個因子整理.....	120
表 5.1 演算法參數及收斂條件設定.....	122
表 5.2 測試 1-1，OHS 測試結果	123
表 5.3 測試 1-1，HS-dup 測試結果.....	123
表 5.4 測試 1-2，OHS 測試結果	124
表 5.5 測試 1-2，HS-dup 測試結果.....	124
表 5.6 測試 1-3，OHS 測試結果	125
表 5.7 測試 1-3，HS-dup 測試結果.....	125
表 5.8 測試 1-4，OHS 測試結果	126
表 5.9 測試 1-4，HS-dup 測試結果.....	126
表 5.10 演算法參數及收斂條件設定.....	128
表 5.11 PSF-HS 修改一版測試結果（江長潤，2012）	128
表 5.12 PSF-HS 修改 1 版加和弦重複限制測試結果	128
表 5.13 測試 1-2 及測試 1-4 可靠度分析結果.....	129
表 5.14 加入和弦重複限制與否的可靠度分析結果.....	130
表 5.15 測試 1-2 與 5.1.2 節測試之可靠度分析	130

表 5.16 測試 1-2 與 5.1.2 節測試收斂失敗案例整理	131
表 6.1 遷急點倒退模型各因子正規化結果.....	134
表 6.2 演算法參數設定.....	136
表 6.3 遷急點倒退模型率定結果.....	138
表 6.4 三變數模型率定結果.....	141



第一章 緒論

1.1 研究動機與目的

台灣中部地區在 1999 年 9 月 21 日凌晨發生芮氏規模 7.3 強烈地震，震央位於日月潭西方 12.5 公里，即南投縣集集鎮附近，震源深度 8 公里，此地震是由於車籠埔斷層活動所引起。車籠埔斷層為一南北走向、向西逆衝之斷層，斷層長度約一百公里，本次斷層活動造成上盤（東側）隆起一公尺以下至八、九公尺不等，斷層活動範圍南至桶頭，北至豐原之後轉向東，經過大甲溪流流域的石岡東勢，並延伸至大安溪卓蘭內灣一帶。斷層沿線經過之中央管河川有大安溪、大甲溪、烏溪及濁水溪等，上盤隆起造成部份河道抬升，圖 1.1 為大甲溪埤豐橋，此處河道抬升約五公尺，河道坡度及落差急遽變化，形成遷急點。

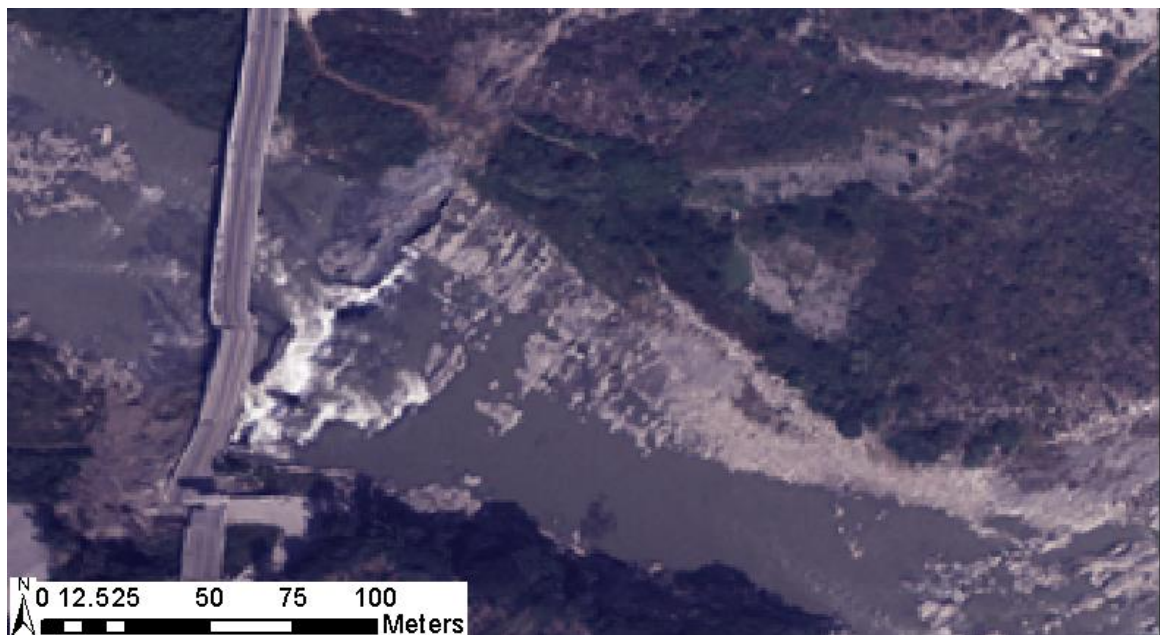


圖 1.1 大甲溪埤豐橋正射影像（1999/9/22 航照）

根據地震過後歷年的影像資料顯示，部份河道上的遷急點有倒退情形發生。圖 1.2 為大安溪 2003 年至 2005 的河道剖面，在上游側河道坡度及落差變化不明顯，下游側坡度及落差急遽變化，河道下游即遷急點所在位置，河道下切速率遠大於上游地區，顯示遷急點倒退會加速河道的下切作用，此快速的下切作用有可能會造成跨河構造物毀損，例如水壩潰決或是橋墩破壞等，進而對民眾的生命財產造成威脅，然而目前尚未有合適的模型詮釋國內遷急點倒退歷程。

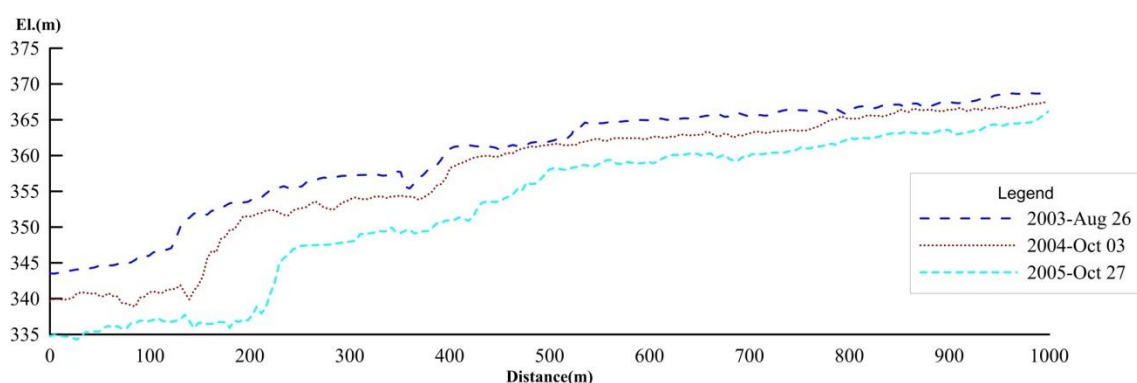


圖 1.2 大安溪 2003 年至 2005 年河道縱剖面

由於以上理由，本研究目的為使用歷年航照資料進行地形重建，基於歷史地形及影像資料觀察河道之變遷，進而建立遷急點倒退率模型，最後藉由啟發式最佳化演算法標定模型參數，用以解釋自然及人文因素交互影響下河道變化歷程。

1.2 研究流程

本研究主要目的有三部份，首先為蒐集研究地區歷年資料的以及重建地形；其次是針對啟發式最佳化演算法的擬定及修改，以利於後續模型參

數迴歸；接著則是建構遷急點倒退率模型，最後並使用啟發式最佳化演算法進行模型參數率定。

研究流程第一步為文獻回顧，包含三個部份，首先為遷急點倒退相關文獻的整理及探討，介紹並討論遷急點形成的因素及現有的倒退率模型，由於現有模型無法合理解釋台灣地區遷急點倒退行為，因此需考慮不同型態之模型；接著是整理與介紹工程最佳化方法以供研選模型參數率定之較佳方法，依發展先後介紹傳統與啟發式演算法。由於傳統最佳化方法在應用上存在許多限制且有求解上的缺陷，難以直接應用於實際問題，因此進一步探討應用限制較少的啟發式演算法，由於本研究需考慮多時期之資料，使用的數據量龐大，需要選用演算上較簡單且適用性高之演算法，採用和弦搜尋演算法經修改後作為本研究所採用之最佳化演算法；又由於研究上需要多時期的影像及地形資料，取得歷史航照雖然不難，但需要先進行校正才能使用，故亦需參考航空測量相關之文獻，主要包涵影像校正，以及利用航照進行地形數化兩部份。

本研究最終目的為建構遷急點倒退率模型並率定模型參數，然而前置作業包含歷史資料蒐集與重建，以及最佳化演算法擬定與修改，此兩項工作為同時進行，因此本研究分析與應用之流程可分為以下三個部份進行：

第一部份：歷史資料蒐集與重建

蒐集在九二一地震發生後有產生遷急點，且隨時間有倒退情形發生之

河川，重建該河道歷年之地形以獲取地文因子，藉由文獻或現地調查等方式獲得水文及地質因子。

第二部份：最佳化演算法擬定與修改

基於和弦搜尋演算法，透過修改參數變動法則並結合其他演算法之優點加以改進，最後對演算法之流程加入限制條件，將此修改後之演算法作為後續標定模型之方法。由於本研究設定之遷急點倒退率模型率定屬於連續問題，修改後之演算法則還需進行連續問題之驗證。

第三部份：建構遷急點倒退率模型並率定

基於影響遷急點倒退各因子與速率之正反比關係，建構遷急點倒退率模型，代入研究地區實際量測資料，利用最佳化演算法進行模型參數率定。

最後探討藉由本研究模型迴歸之倒退率與實際倒退率之差異，瞭解此模型之適用性以及遷急點因子之影響性，圖 1.3 為本研究之研究流程。

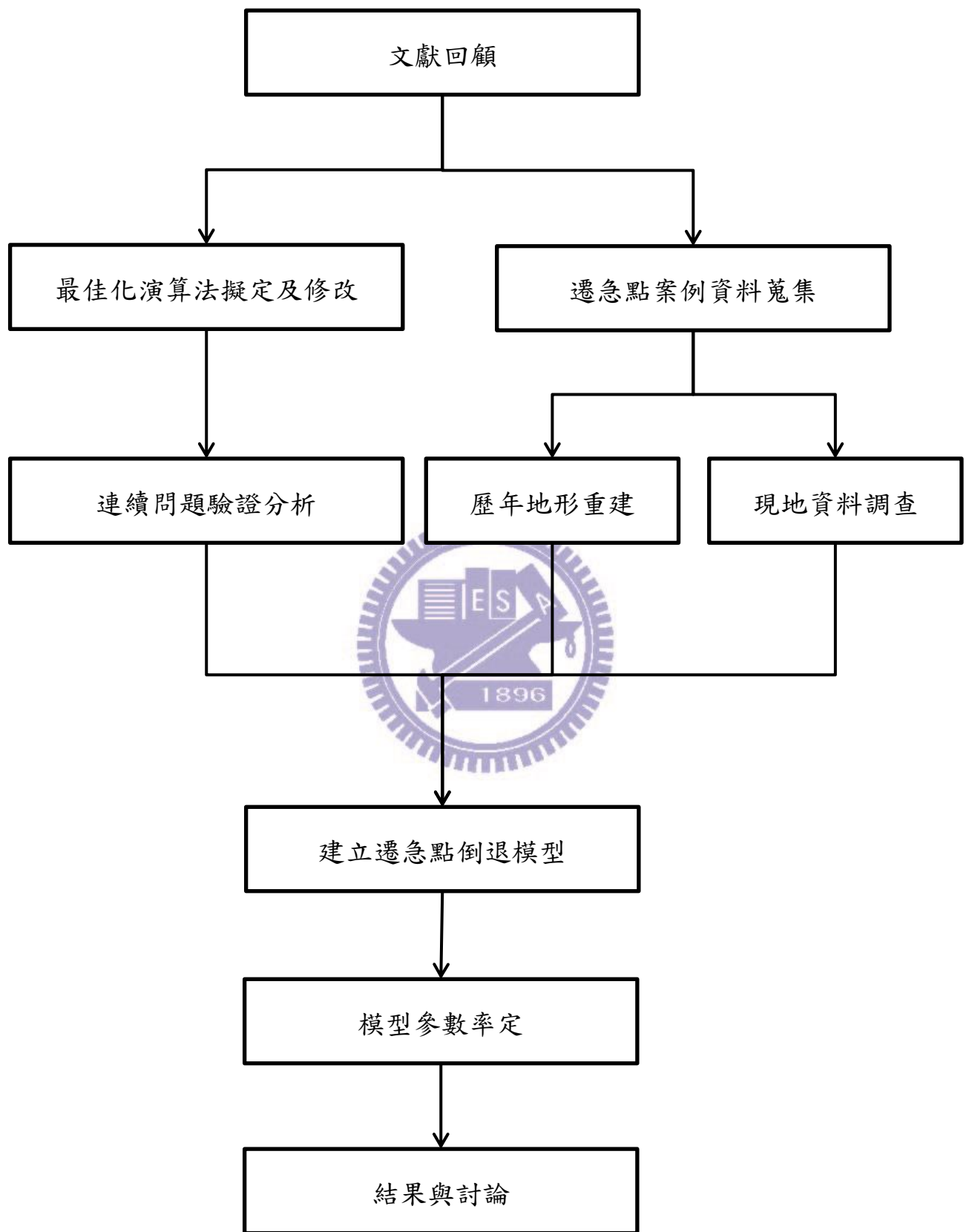


圖 1.3 研究流程圖

1.3 論文內容

本論文共分為七個章節，內容分別介紹如下：

第一章 緒論：說明本研究之動機與目的、研究流程和論文內容簡介。

第二章 文獻回顧：包含三種主題的文獻，首先介紹並討論遷急點形成的因素及現有的倒退率模型；其次是最佳化演算法的沿革及相關研究，並說明選定和弦搜尋法的理由；最後則對於航空攝影測量相關文獻的整理。

第三章 研究方法與規劃：首先本研究之模型建構及率定方法；接著基於模型因子，對本研究之案例背景及因子來源和使用方式做介紹；最後則是最佳化方法的擬定和驗證規劃。

第四章 研究河段地形演變分析：本章節介紹各研究案例歷年的變化歷程，以及因子的選取結果。

第五章 最佳化方法之驗證：探討修改後之和弦搜尋演算法應用於解析問題之結果。

第六章 遷急點倒退模型率定：本章為模型參數率定的結果與討論，並探討各因子的影響性。

第七章 結論與建議

第二章 文獻回顧

本研究之目的可分為模型建構及參數率定，因此在本章則分為參數率定方法及模型建構兩部份文獻做討論。本章分為 4 節：2.1 節是遷急點的概述，相關因子及過去的模式介紹；2.2 節介紹工程最佳化方法，包含概念及最佳化方法的發展過程，最後介紹選定之方法及相關改良；2.3 節介紹航空攝影測量相關之概念；2.4 節則為小結。

2.1 遷急點倒退模型建構

2.1.1 遷急點概述

遷急點 (knickpoint) 為河道縱剖面上一局部不連續的區域，因而造成河道坡降不穩定。河道上遷急點的形成通常為侵蝕基準面突然改變或岩床阻抗改變。侵蝕基準面改變的原因可能為氣候變化、海平面降低、地震造成地表破裂等。

河道上遷急點受水流作用，遷急點附近陡峭處水流剪應力必然特別高，則遷急點處會先發生沖蝕，因此常會有遷急點逐漸倒退 (knickpoint migration) 的現象，如圖 2.1。

常見的遷急點倒退量每年約數公釐至數公分，Hayakawa 和 Matsukura (2003) 研究日本房總半島九個遷急點，每年的平均倒退量介於 0.0013~0.27 公尺之間，而美加交界之尼加拉瓜瀑布平均年倒退量為 1 公尺。然而 Huang 等人 (2012) 在台灣大安溪河道的資料顯示，年平均倒退量最大可達

數百公尺，遠大於常見的倒退尺度，為探求差異來源，後續探討遷急點倒退的相關因子。

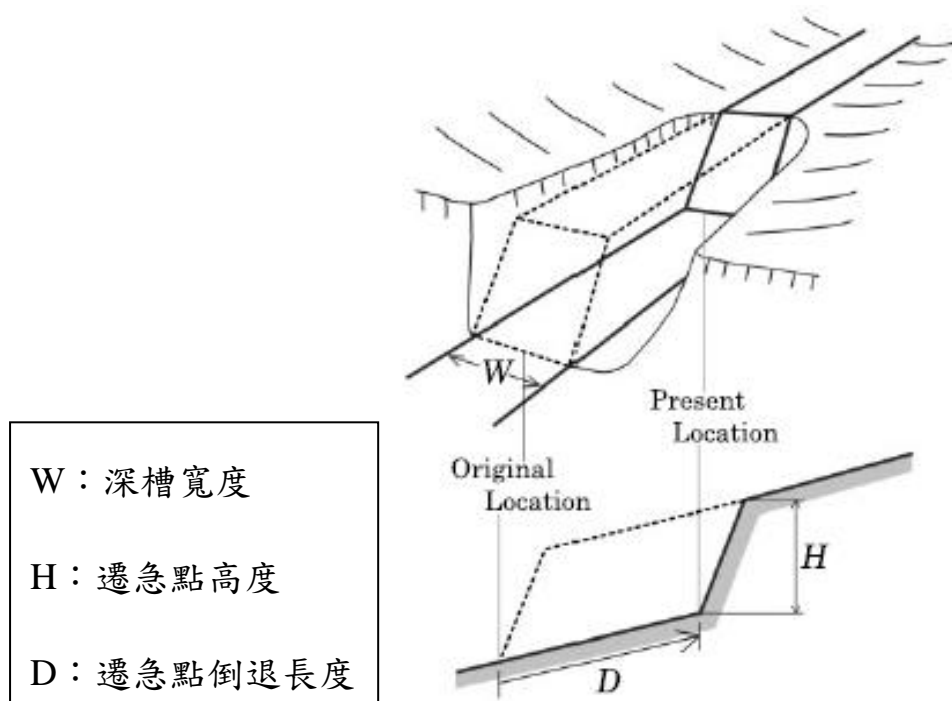


圖 2.1 遷急點倒退示意圖 (Hayakawa, 2003)

2.1.2 遷急點倒退相關因子

遷急點倒退的發生原因，由河流沖蝕能力及河床抗沖蝕能力兩方面考慮，則相關因子可簡單歸納如下圖 2.2 所示：

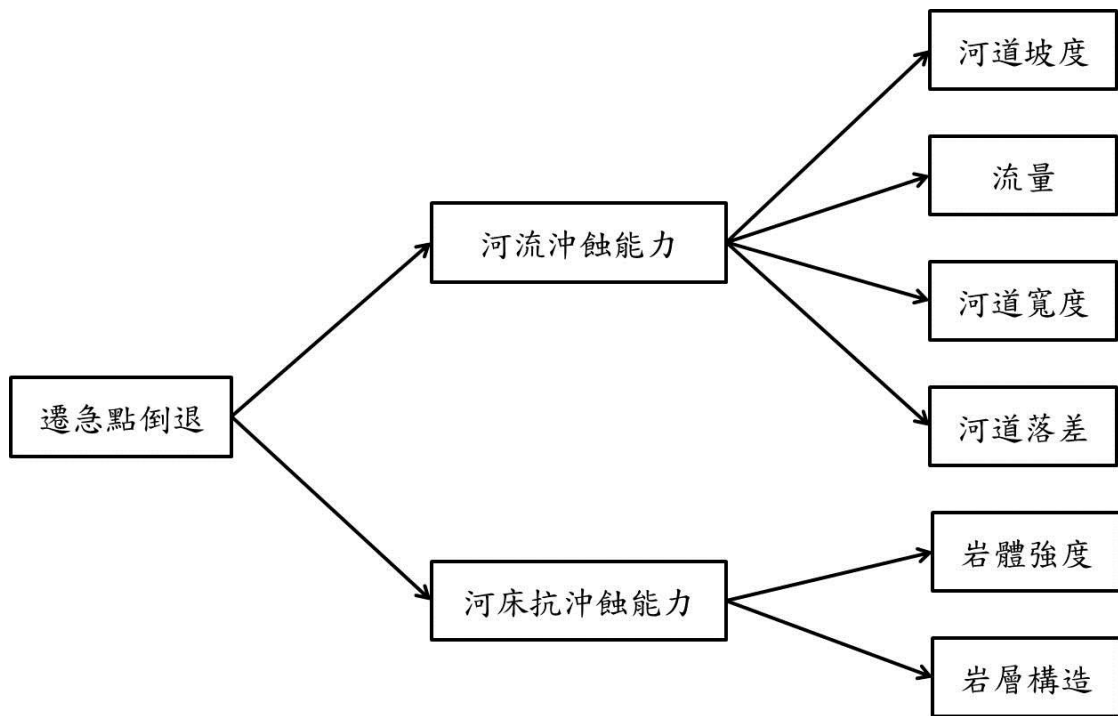


圖 2.2 遷急點倒退相關因子

則河流沖蝕能力與河道流量、坡度、寬度及落差成正比關係。河床的抗沖蝕能力則可由岩體強度及岩層構造做考慮。

Annandale (2006) 認為能將真正造成侵蝕，卻難以估算的變動壓力的量化方法，依照此想法利用學理能計算得不同情況水力條件下的流功 (stream power) 計算公式，如自然明渠(Open channel)、水流越頂(Hydraulic headcuts)、水流流過遷急點(Flow over a knickpoint)等，Annandale(2006)提出不同情況下可以直接使用的計算公式：

1. 直線段明渠(Open channel flow—Straight reaches.)

在直線段明渠的情況下，可以由下式計算得水流侵蝕能量：

$$P_{\text{channel}} = 7.853\rho\left(\frac{\tau_w}{\rho}\right)^{3/2} \quad (\text{式 2.1})$$

其中

$$\tau_w = \rho g y s \quad (\text{式 2.2})$$

τ_w 為牆面剪應力， ρ 為水的密度， g 為重力加速度， y 為水深， s 為河道橫剖面的邊長

2. 水流越頂(Headcut)

在水壩或是攔河堰的下游，水流的情形為 headcut 的狀態，如圖 2.3 所示，此時的水流侵蝕能量主要是由 q_3 的渦流控制，有關這種狀況侵蝕能量的計算可以利用下式求得：

$$SP_{impact} = r q y_c \left[\frac{\Delta z}{y_c} + \frac{3}{2} + \frac{y_1}{y_c} - \frac{1}{4} \left(\frac{3}{2} + \frac{\Delta z}{y_c} \right) \left(1 + \frac{1.06}{\sqrt{\frac{\Delta z}{y_c} + \frac{3}{2}}} \right)^2 \right] \quad (\text{式 2.3})$$

其中

$$y_c \left[\frac{\Delta z}{y_c} + \frac{3}{2} + \frac{y_1}{y_c} - \frac{1}{4} \left(\frac{3}{2} + \frac{\Delta z}{y_c} \right) \left(1 + \frac{1.06}{\sqrt{\frac{\Delta z}{y_c} + \frac{3}{2}}} \right)^2 \right] = \text{能量消散} \Delta E \quad (\text{式 2.4})$$

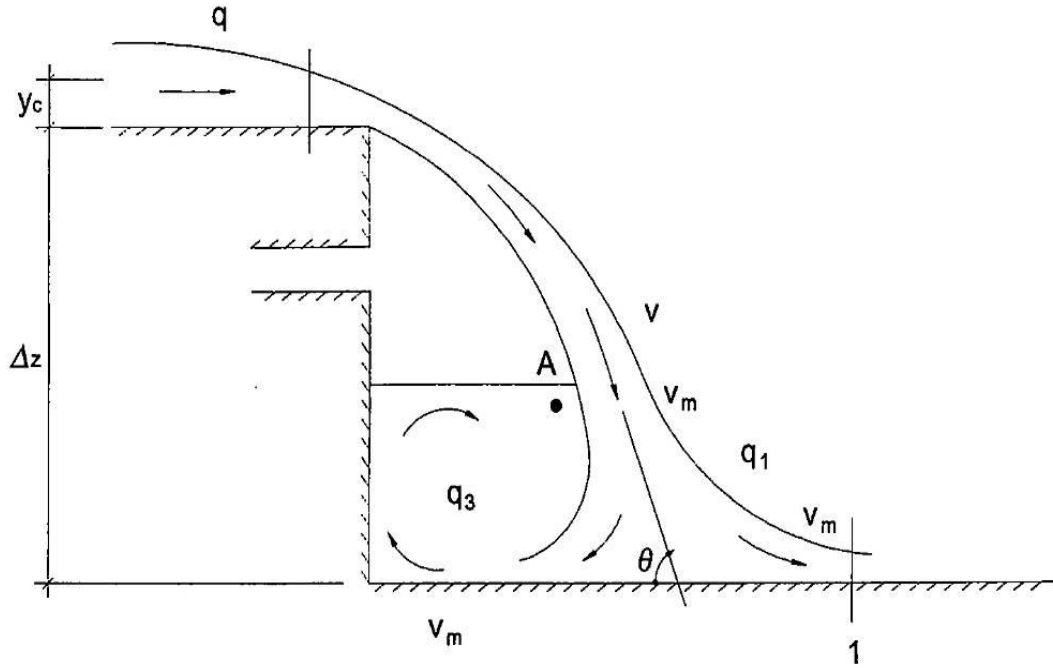


圖 2.3 水流越頂示意圖 (Annandale, 2006)

3. 遷急點坡度變化 (Flow over a knickpoint)

正常河床常會有遷急點的產生，如圖 2.4 所示，當能夠明確的知道遷急點上下兩側的坡度時，可以用下式來計算水流流過此遷急點對下方造成的侵蝕威力，產生侵蝕威力的主要力量為 q_3 造成的渦流

$$SP_{kp} = \gamma \frac{q}{L} \left[\frac{1 - \cos(\theta - \alpha)}{1 + \cos(\theta - \alpha)} K_1 \frac{V_g^2}{2g} + LS_f \right] \quad (\text{式 2.5})$$

其中

$$\frac{1}{L} \left[\frac{1 - \cos(\theta - \alpha)}{1 + \cos(\theta - \alpha)} K_1 \frac{V_g^2}{2g} + LS_f \right] = \text{能量消散 } \Delta E \quad (\text{式 2.6})$$

L：轉換區長度

S_f ：水流流過遷急點的平均能量坡降

K_1 ：考慮非流體力學的能量計算，在下游區(zone3)的係數

其中 L 與 S_f 的估算在 Annandale(2006)並沒有明確的公式與理論值，

僅建議可以依工程上的角度利用上下游能量坡降自行判斷，讓這個式子的使用上有不確定因素。

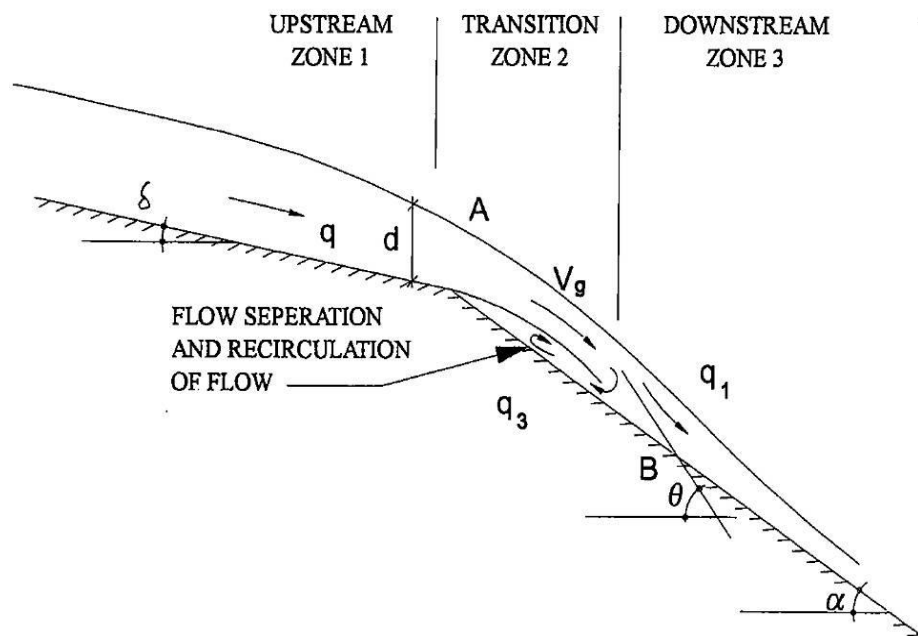


圖 2.4 遷急點坡度變化處沖蝕示意圖 (Annandale, 2006)

影響河床抗沖蝕能力可能的原因有岩體強度及岩層構造，抗沖蝕能力評估方法相關文獻中，Annandale (1995) 提出一套評估方法，分為水的侵蝕能量 (erosive power of water, P) 和岩石的沖蝕指數 (erodibility, K_h) 兩部份，其關係式為：

$$P = f(K_h) \quad (\text{式 2.7})$$

其中，

$$P = \gamma q \Delta E \quad (\text{式 2.8})$$

γ 是水的單位重， q 為單位流量， ΔE 為能量損失；

$$K_h = M_s K_b K_d J_s \quad (\text{式 2.9})$$

Annandale 試圖建立一套仿造岩體品質評分系統之抗沖蝕指數指標

(erodibility index)，此一指數為四項參數的乘積，這四項參數分別為 M_s 材料參數、 K_b 顆粒/塊體尺寸參數、 K_d 弱面或顆粒間之抗剪強度參數與 J_s 地盤構造條件。各參數依不同條件給予不同之指定值，由四項參數之乘積得到抗沖蝕指數。

Annandale 計算了一、兩百處不同河道之抗沖蝕指數。他又依不同河道流況（如陡降、水躍、河床坡度突然改變、均勻明渠）依明渠流體力學理論計算各處河道之能量消耗，並紀錄現場是否發生沖蝕，將能量消耗對抗沖蝕指數繪出雙對數圖關係（如圖 2.5），進而推估對應特定抗沖蝕指數條件恰發生沖蝕時所需之能量消耗門檻值。

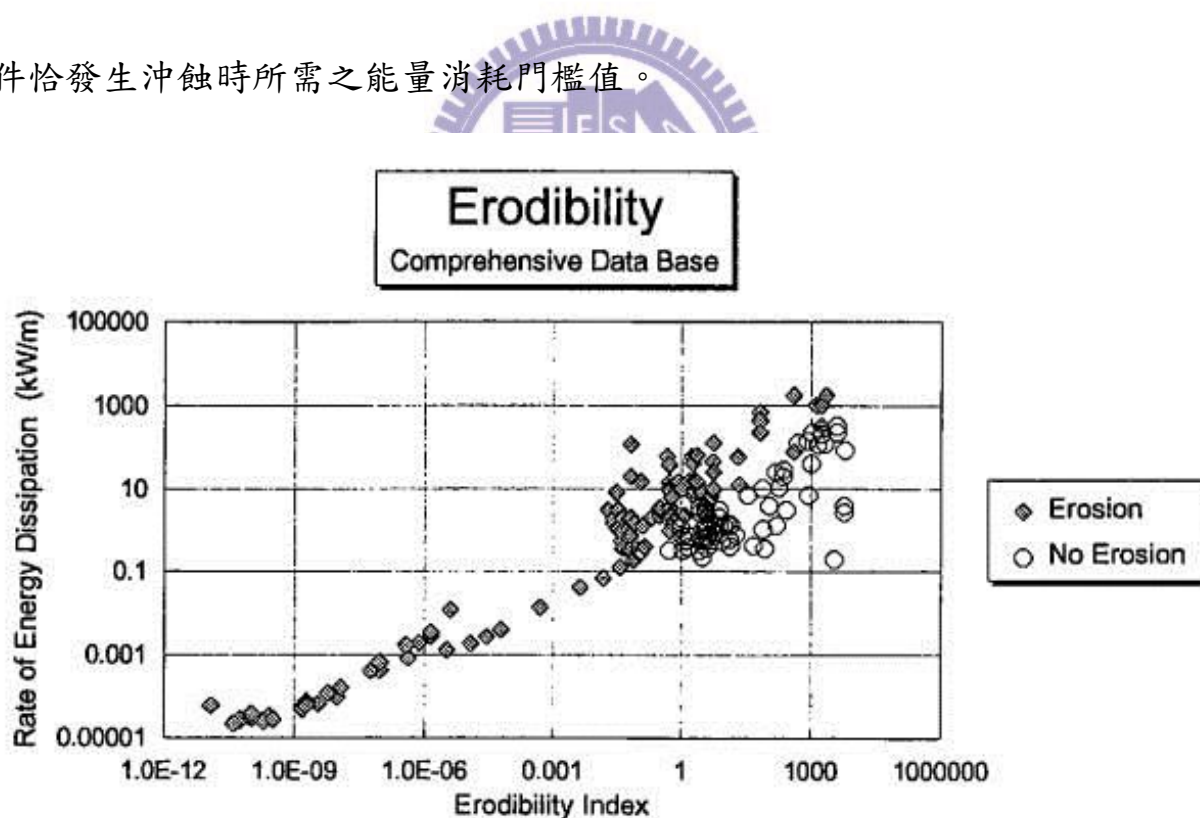


圖 2.5 能量消耗 v.s.沖蝕指數雙對數關係圖 (Annandale, 1995)

Annandale(1995, 2006)之流功與沖蝕指數關係研究，依照沖蝕指數將資料區分為兩種類型：粒狀材質與岩盤材質，分別將臨界流功 $P_{crit}(kW/m^2)$

與沖蝕指數 K_h 之關係式如下：

$$P_{crit} = \begin{cases} 0.48K_h^{0.44} & , K_h \leq 0.1 \\ K_h^{0.75} & , K_h > 0.1 \end{cases} \quad (\text{式 2.10})$$

但是在經濟部水利署水利規劃試驗所 (2010) 中也提到，此指數是否適用於台灣之軟弱岩層抗沖蝕評估，仍有待驗證與改良。

2.1.3 遷急點倒退模型

Hayakawa 和 Matsukura (2003) 對日本房總半島地區的遷急點倒退進行迴歸分析，其模型概念為利用單位面積沖蝕力 F 與岩床單位面積的抵抗力 R ，將 F 與 R 的比值視為遷急點倒退的指標，後續以 FR 表示，

決定單位面積沖蝕力 F 的主要參數為流量 Q ，然而多數狀況下不易取得，則利用上游集水區面積 A 與年降雨量 P 的乘積取代；另外計算河流沖蝕作用面積，對照 2.1.1 節的圖 2.1 中遷急點位置河寬 W 及落差 H ；最後考慮水的單位重 ρ ，則可得到下列關係：

$$F \propto (\rho, A, P, W, H) \quad (\text{式 2.11})$$

此處忽略不連續面、強度異向性等，利用無圍壓縮強度 S_c 作為抵抗力 R 的參數，即：

$$R \propto (S_c) \quad (\text{式 2.12})$$

將以上參數分為 ρ 、 AP 、 WH 和 S_c 四組進行無因次分析，可得到無因次指標 FR 表示如下式 2.13：

$$\frac{F}{R} = \frac{AP}{WH} \sqrt{\frac{\rho}{S_c}} \quad (\text{式 2.13})$$

將房總半島 9 筆遷急點資料進行迴歸，使用的參數資料如表 2.1 所示，迴歸結果為式 2.14，其中 D 為倒退距離，T 為倒退時間，99.7 的單位為距離除上時間 (m/yr)，遷急點倒退率與無因次指標 FR 的關係圖為圖 2.6。

$$\frac{D}{T} = 99.7 \left[\frac{AP}{WH} \sqrt{\frac{\rho}{S_c}} \right]^{0.73} \quad (\text{式 2.14})$$

表 2.1 房總半島遷急點參數資料 (修改自 Hayakawa 和 Matsukura, 2003)

編號	名稱	A 10 ⁶ (m ²)	P (mm/yr)	W (m)	H (m)	S _c 10 ⁶ (Nm ⁻²)	實際倒退率 (m/yr)
1	Soho Falls	0.29	1600	0.17	1.8	18.1	0.13
2	Oikawa-fudo Falls	2.0	2000	6	6.1	20.1	0.067
3	Fukasawa-no Falls	0.60	2000	6	11	37.2	0.018
4	Takisawa-no Falls	1.1	2000	8	12	37.2	0.016
5	Afuri Falls	14	2000	8.6	3.6	18.9	0.18
6	Zenzen Falls	11	2000	32	5	17.8	0.1
7	Ito-fudo Falls	0.18	1800	9	32	23.2	0.0013
8	Sanogawa-no Falls	3.6	1800	2	4.4	15.4	0.27
9	Ryogenji Falls	0.34	1800	4	30	23.7	0.0018

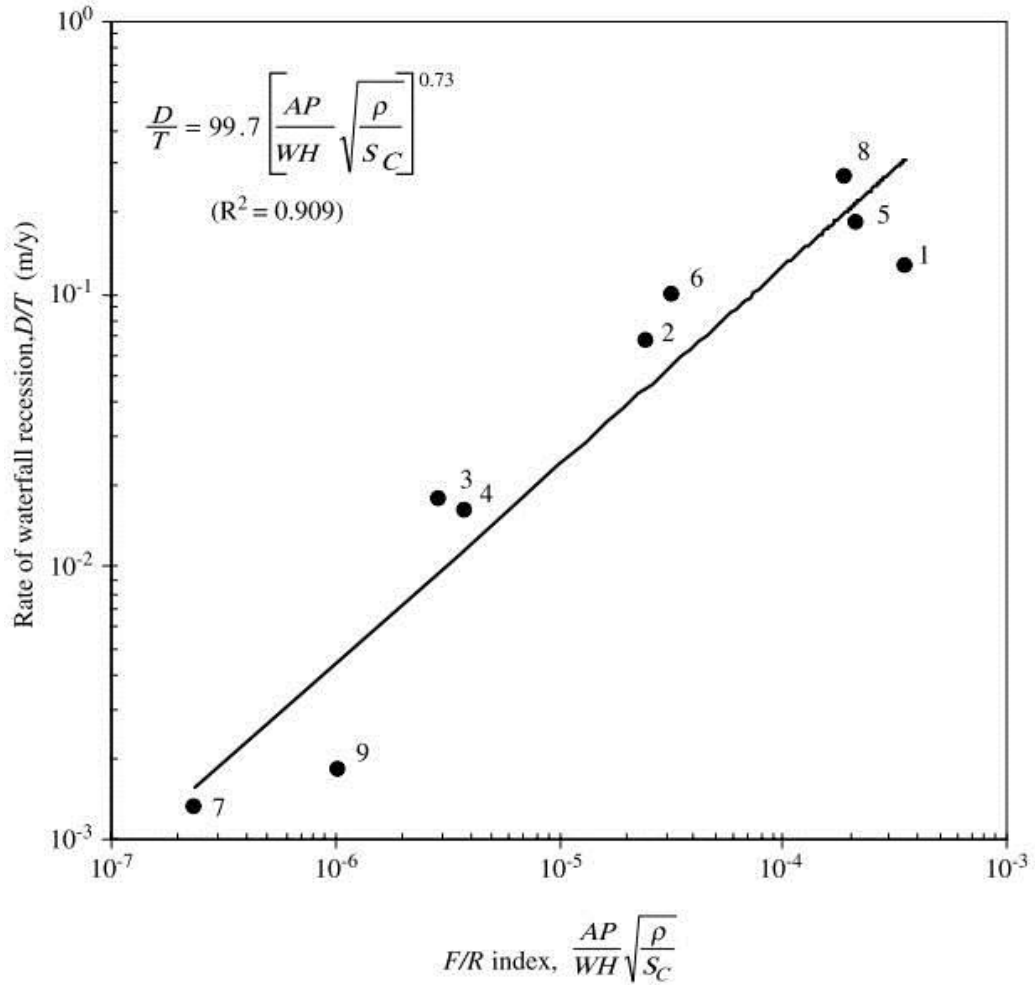


圖 2.6 遷急點倒退速率 v.s. FR 指數關係圖(Hayakawa 和 Matsukura, 2003)

由迴歸結果可看出，資料 1 和 9 的部份，模型計算結果有高估的狀況，但整體結果很一致，後續也將此模型應用於其他地區的資料做驗證

Hayakawa 等人 (2009) 進一步將此模型應用於台灣地區，試圖探討九二一集集地震所引致的遷急點倒退，研究的河道為：大甲溪、大里溪、頭汴坑溪及乾溪，倒退期間為 1999~2005 年共 6 年的時間。

參數取得的部份，集水區面積是使用 90 公尺精度的 SRTM-3 DEM 在 GIS 上進行計算求得；年平均降雨量 P 則是引用 Daly (2002) 針對台灣地區 1961~1990 年的降雨資料，在 GIS 上進行空間分析；遷急點的幾何因子

遷急點寬度 W 及落差 H 則是 2005 年進行現地調查，利用雷射測距儀量測而得；無圍壓縮強度 S_c 的部份，大甲溪及大里溪是在現地使用史密特錘測得之反彈值 (R_N) 換算而得，頭汴坑溪及乾溪的岩石較為脆弱，無法使用史密特錘量測，則在頭汴坑溪遷急點下游側取樣，進行室內實驗以獲得無圍壓縮強度。

台灣地區資料及代入式 2.13 的結果如表 2.2 所示，與其他地區資料套疊之關係圖如圖 2.7 所示。

表 2.2 台灣地區參數目錄及估計結果 (修改自 Hayakawa 等人, 2009)

編號	名稱	A $10^6(m^2)$	P (mm/yr)	W (m)	H (m)	S_c (MPa)	實際倒退率 (m/yr)	估計倒退率 (m/yr)
1	大甲溪	1095.1	4000	160	6.6	17.81	3.3	0.64
2	大里溪	25.5	2200	8	2.4	14.28	58.2	0.53
3	頭汴坑溪	74.6	2200	25	3.2	0.29	22.8	1.71
4	乾溪	16.2	2000	5	3.6	0.29	35.2	1.56

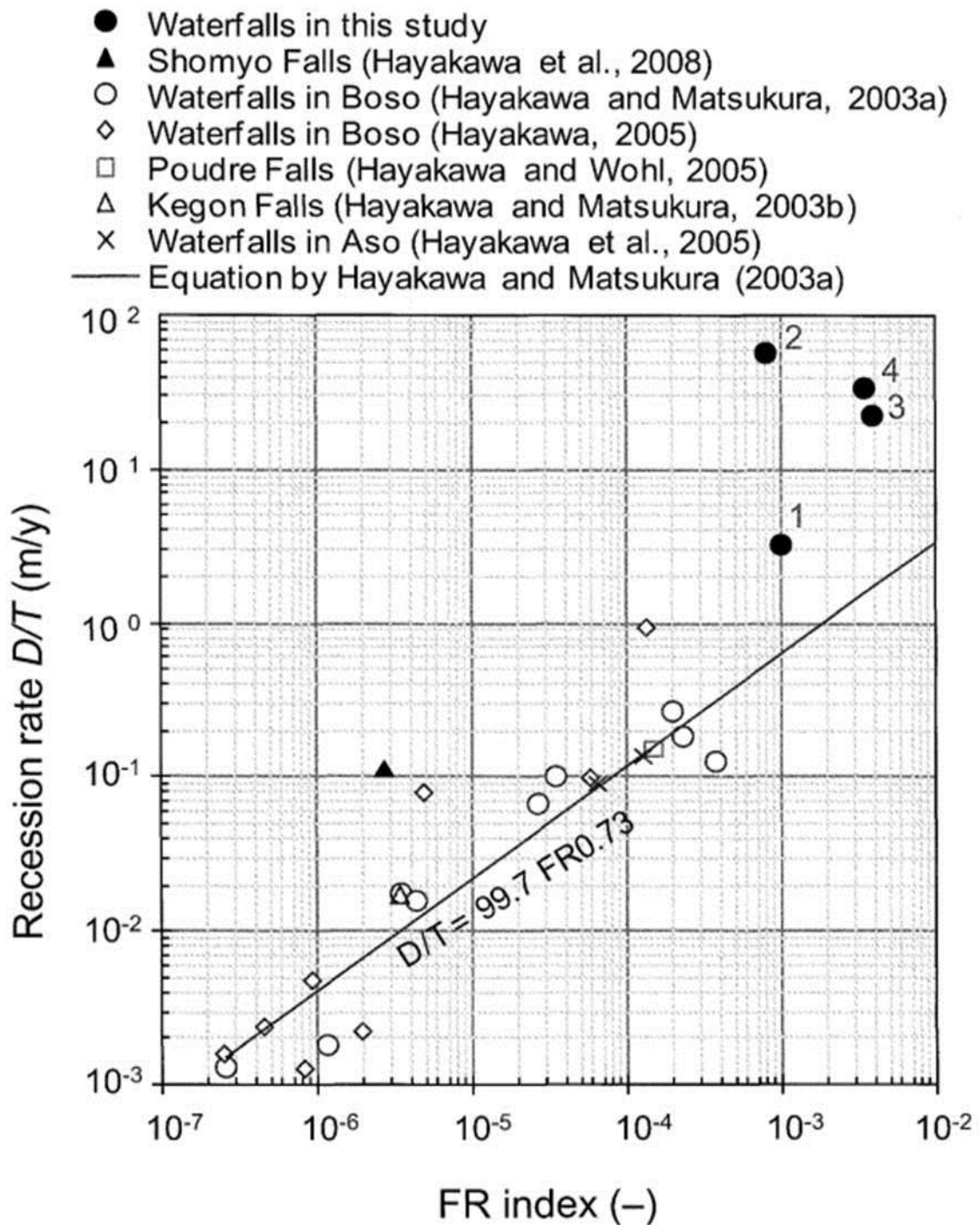


圖 2.7 遷急點倒退速率 v.s. FR 指數關係圖 (Hayakawa 等人, 2009)


由圖 2.7 可看出，此模型所估計的倒退速率遠小於實際倒退速率，尤其在資料 2 (大里溪) 的部份相差約 100 倍，顯然將此模型不適用於台灣的遷急點倒退資料，推測造成誤差的原因如下：

1. 未考慮岩層構造、河道坡度等因素。由於台灣地區岩層構造較複雜，若忽略構造因素的影響，可能會高估岩床的抵抗力，進而低估倒退速率；另外，在模式有使用落差，但並不討論坡度的因子，也能會造成影響。
2. 遷急點倒退模式唯一。在此模式下，考慮的狀況為在遷急點平行倒退的狀況，但在台灣的資料顯然並不適用這樣的倒退模式。

基於以上理由，Hayakawa 和 Matsukura (2003) 的模型無法解釋台灣的遷急點倒退，因此，需要重新擬定遷急點倒退模型。

2.2 工程最佳化演算法

2.2.1 工程最佳化演算法



工程最佳化演算法是用來求解工程上最佳化問題，如工程的設計、規劃與決策等分析問題，無非是想節省成本與時間，因此藉由此方法來求得最大效益的結果以解決工程最佳化問題。

概略流程為將工程最佳化問題表示數學模式，透過最佳化理論求解，最後由求得的解來解闡釋整個最佳化系統，此種不用真實操作求最佳解的方式稱為「工程最佳化演算法」，如圖 2.8。

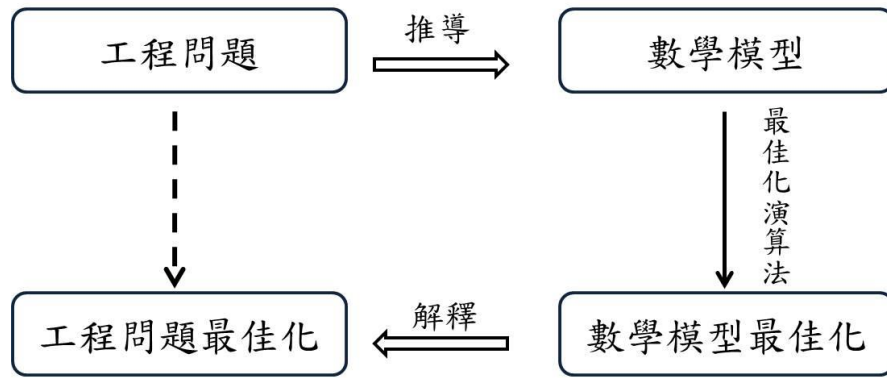


圖 2.8 工程最佳化演算法(改繪自 Reklaitis 等人，1983)

在將真實系統推導成數學模式時，Reklaitis 等人(1983)將構成工程最佳化演算法的基本數學架構，分成四個要件：

1. 定義最佳化問題系統邊界
2. 效能規範
3. 變數
4. 系統模式化



最佳化演算法基本數學架構組成順序說明如下：

1. 以適當的數學式來定義真實系統。這會影響整個最佳化問題是否有效求解，所求得之解是否有意義。應避免將問題過於簡化，或是給太多不必要的考慮條件，甚至是關鍵因子完全被忽略了，因此要清楚瞭解問題的需求，才能有效的定義最佳化問題系統邊界。
2. 決定問題之最佳化的目的是要滿足哪些要求。當考慮的目標多於一個時，一般會選用一個為主要目標，其他則為限制條件，此類之要求規定稱效能規範。
3. 選擇能夠充分反映問題特性的因子，即設計變數。變數的選擇取決於問題考慮的仔細程度，若考慮太多不相關的變數或關鍵因子沒表

達出來，可能會得到非最佳解。

4. 系統模式化。也就是綜合上述三個步驟，使整個問題系統表示為數學的模式。

最佳化演算法依問題複雜度、考慮條件或變數間的關聯性等條件，可分為不同的問題型態，而設計者可以不同的問題型態選擇求解方式。Yang (2010) 對最佳化問題型態做了簡單的分類如下圖 2.9 所示：

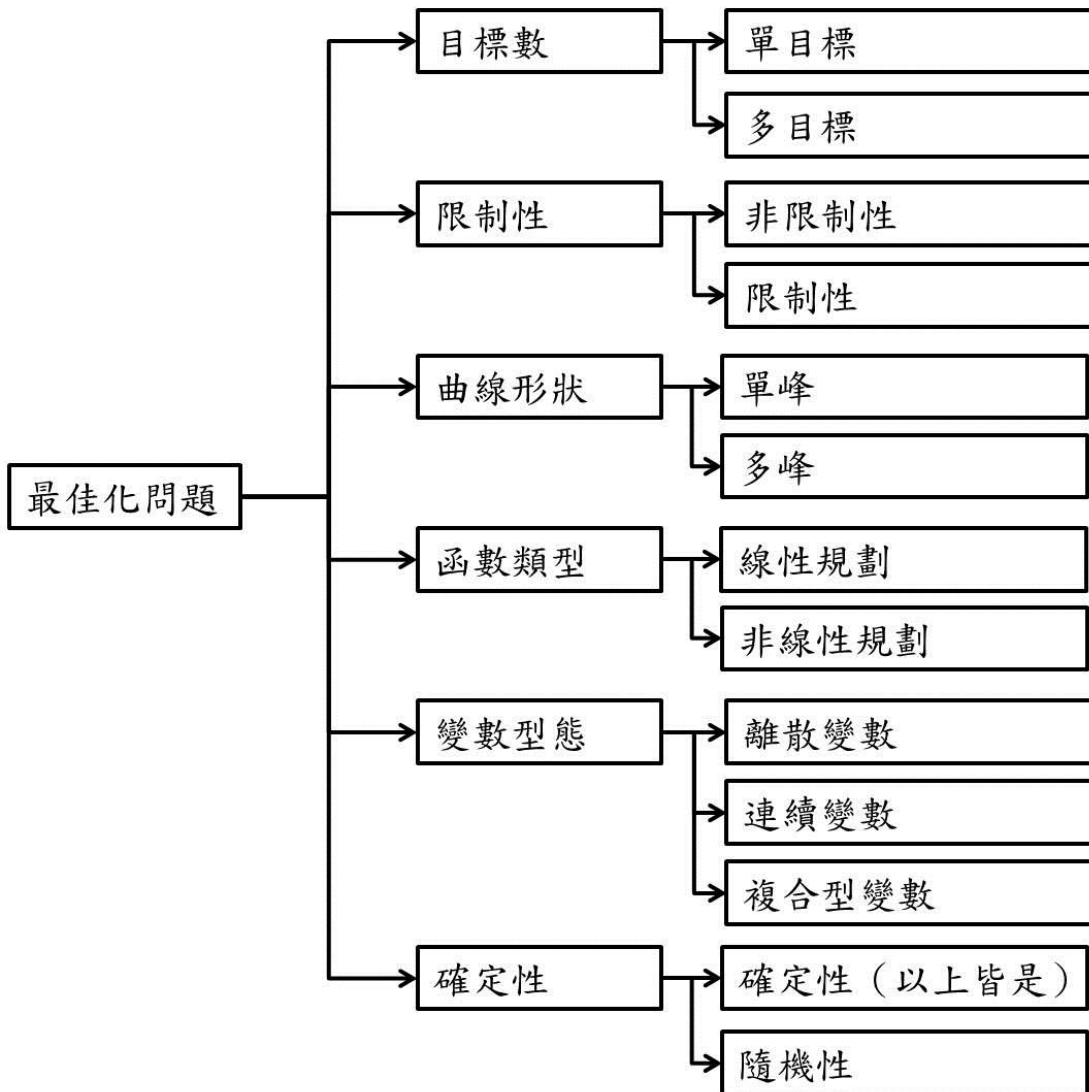


圖 2.9 最佳化問題分類表 (改繪自 Yang, 2010)

1. 單目標與多目標：單目標最佳化模式，目標函數只考慮一時，稱之；相對的，當目標函數代表不只一個最佳化目標時，稱多目標最佳

化模式。

2. 限制性與非限制性：除了目標函數與目標變數外，不考慮任何條件時，稱非限制性最佳化模式；反之，當變數值有上、下限或目標函數需要滿足次要目標時，稱限制性最佳化模式。

3. 單峰與多峰圖形：當一個全域最佳化問題只存在一個最高點或最低點，稱為單峰 (unimodal)；相反則稱為多峰 (multimodal)。

4. 線性與非線性規劃：當目標函數與限制條件兩者為線性模式且 x 為連續變數，稱之為線性規劃 (Linear Programming, LP) 問題；若目標函數為非線性則稱非線性規劃 (Nonlinear Programming, NLP)。

5. 連續、離散與複合型變數：若以數量、規格、尺寸或二選一等方式為設計因子，稱離散變數；當變數在某設計值範圍內稱為連續變數；當離散變數與連續變數同時存在，則稱為複合型變數。

6. 確定性與隨機性：當問題的設計變數、限制條件及目標函數沒有不確定性和干擾，則為確定性問題；反之，當問題的設計變數、限制條件及目標函數存在不確定性和干擾，則稱為隨機性最佳化問題 (stochastic optimization problem)。

除了上述的分類方式外，依據不同的要件可以再將問題型態細分。另外一種特殊分類為靜、動態問題，其主要不同在於：當要求變數 x^* 是否為最佳解時，稱靜態最佳化問題；而動態問題則是要如何找出最佳解。

最佳化演算法的應用相當廣泛，涵蓋了各種學科及專業領域，甚至是日常生活問題，如財務分配的規劃、送貨員問題等都是其應用。在大地工程領域中，各種正向與反向的問題只要能適當的定義成數學模式後，也都

能應用最佳化演算法求取最佳解。

最佳化演算法的源起可追溯至 Newton、Lagrange 與 Cauchy 的年代，而後由 Bernoulli、Euler、Lagrange 與 Weirstrass 奠定利用變分學(Calculus of Variations)方法處理最佳化問題的基礎。由於最佳化計算過程耗時，在二十世紀中期前發展緩慢，直到電腦問世之後，計算耗時的問題才得以解決。之後發展出一系列與線性規劃(Linear Programming)相關之方法。在 20 世紀末，最佳化演算法結合了人工智慧的啟發式演算法問世，如基因演算法(Genetic Algorithms)、類神經網路法(Neural Network Method)等。最後近年來發展出一系列擬生的「啟發式最佳化演算法」(Heuristic optimization algorithms)，如螞蟻族群演算法(Ant Colony Optimization, ACO)、粒子群法(Particle Swarm Optimization, PSO)等。

傳統最佳化演算法求解過程一般順序是：先給定起始值和初始條件，以數值方法或技巧決定下一個搜尋點的移動方向和步長大小，漸漸地縮小搜尋範圍並趨近鄰近的最佳解的求解法；相對的啟發式最佳化演算法的求解方式，則是在整個問題系統中做有系統性的隨機搜尋，直到滿足設計者期盼的目標值或目標條件為止。

啟發式演算法結合了隨機搜尋演算法的優點(如：能跳脫出，陷入局部性搜尋的困境、比較不會有數值計算上的問題產生、搜尋原理簡單和能有效搜尋到最佳解附近區域)與直接搜尋方法的優點(如：能使用當前或之前的

計算值資料，類似使用者能夠考慮以往的經驗來決定下一次迭代的設計值一樣、加快收斂速度...等)。以下對傳統最佳化演算法與啟發式最佳化演算法，在設計或求解上之優、缺點比較如表 2.3。

表 2.3 傳統與啟發式最佳化演算法之優、缺點比較

	優點	缺點
傳統最佳化演算法	演算法之參數設定簡單	主觀性給定起始值
	適用簡化或假設性問題	需計算導數資料
	以導函數搜尋之迭代次數少	需記憶體儲存導數資料
	不需嘗試各種情況	屬區域性搜尋之局部最佳解 實際應用的限制相當多 適用範圍小
啟發式最佳化演算法	簡單搜尋概念求解	主觀性設定終止搜尋條件
	不用給定起始值	演算法參數的設定需經過測試
	不需繁雜的數學式	才能得到適用的參數值
	全域性搜尋	隨機搜尋之迭代方式，其迭代
	能跳脫局部解情形	次數比能使用函數之導數搜尋
適用範圍廣	方法多。	

2.2.2 啟發式最佳化演算法

啟發式最佳化演算法，以理論概念將最佳化問題表示成一系列的設計變數，配合模擬自然界現象等最佳化策略，啟發我們設計演算法架構，並考慮先前搜尋結果來引導下一次迭代，以隨機方式而非以導函數資料來改善最佳解的演算法。

Yang (2009) 指出最佳化演算法之搜尋精神為 Intensification 與 Diversification，概念類似工程上探測 (Exploration) 與鑽探 (Exploitation)，能克服傳統最佳化演算法計算上的缺陷。而此兩元素權重對於求解的優劣效率有相當重要性，比較如表 2.4(改自康詩凰(2011))。

表 2.4 Intensification 與 Diversification 之比較

比較	翻譯	比喻	值域	解	效率
Intensification	加強版	開發	局部	收斂	快
Diversification	多樣化	探測	整體	發散	慢

這類方法最大優點是：求解效果佳，且相對於傳統求解最佳化法上，較不受限於如何適當選取初始值的問題，並以隨機方式搜索得到的解較靈活、較能跳脫局部解情形，因此也不用記錄求解過程大量函數導數資料，應用範圍也較廣。

以下介紹常見的啟發式最佳化演算法：遺傳演算法、模擬退火法、禁忌搜尋法、螞蟻族群演算法、粒子群法、和弦搜尋演算法及螢火蟲演算法。

1. 遺傳演算法(Genetic Algorithms , GA)

又稱基因演算法，由 John Holland 在 1975 年以達爾文進化論的「物競天擇，適者生存」所發展的一種搜尋演算法，這是最早出現的啟發式演算法，當時克服了許多傳統最佳化演算法的缺陷。此法是模擬生物過程對環境的適應能力，適應力高者，表示生存能力強，因此遺傳給下一代的機率相對較大。

搜尋步驟：

1. 先將變數進行編碼(Encoding)，以二位元或實數方式表示成染色體和基因的形式。
2. 定義目標函數與基因選擇的準則。
3. 隨機產生一組初始族群(Population)，並評估初始族群中，由不同染色體組成所代表的個體，即求函數值，並有各別被選取的機率大小。
4. 接著運用遺傳演算法三個運算元，進行基因的選擇(Selection)與複製(Reproduction)、交配(Crossover)和突變(Mutation)，產生下一代新的一組族群以改善當前的族群。
5. 重復更新直到到達目標為止。

方法特性：

適用於各種型態之問題，如：連續或不連續、線性或非線性、靜態或動態等問題，應用上比較不受限。此方法最大的缺點在於需將變數進行編碼與定義基因的遺傳準則，儘管如此，基因演算法仍是一套被廣泛使用的啟發式演算法。

2. 模擬退火法(Simulated Annealing, SA)

主要是 Kirkpatrick 等人在 1983 年提出，以 Metropolis 等人在 1953 年以蒙地卡羅的統計機率觀念，模擬分子在高溫狀態下，分子隨機散佈在範圍空間中移動，逐漸冷卻的行為。

搜尋步驟：

1. 定義初始溫度以及變數之初始值。
2. 設定最後的收斂溫度與迭代次數。
3. 定義冷卻準則(即接受機率，會隨溫度降低而變小)。
4. 接著在初始值附近找出一個新設計點目標值，判斷新設計值是否小於當前值，若是的話就取代當前值，否則就以隨機亂數判斷是否接受此設計值。
5. 重複更新直到到達目標為止。

方法特性：

模擬退火法相較於傳統最佳化法能跳出局部解，是因為允許搜尋過程也可接受目標值較高的設計點。缺點為當設計問題的溫度區間太大時，所需計算的時間久。應用上，適用不連續的問題。

3. 禁忌搜尋法(Tabu Search, TS)

Glover, 1986 年以模仿記憶方式所發展的一種最佳化演算法。記憶之前搜尋結果以避免陷入局部解，也稱輔助式啟發性演算法。

搜尋步驟：

求解步驟與 SA 類似，搜尋概念一樣為選定一起始點，接著在起始點附近，隨機搜尋不在短期記憶之禁忌列表(Tabu List)中的下一個移動點，如果目標值比原本的點還差，則將此點加入禁忌列表並繼續搜尋，如目標值比原本的點好，則將原本的點加入禁忌列表並且往新的點移動若有則取代之，重複此步驟直到滿足終止條件止。

方法特性：

與 SA 相同要決定一起始點；短期記憶量越大，越不會陷入局部解，相對地，要儲存整個記憶列表的容量也會隨之變大；雖可利用長期記憶提升搜尋的多樣化，但全域性搜尋能力尚不足；應用上，特別適用工程管理方面問題。

4. 螞蟻族群演算法(Ant Colony Optimization , ACO)

Dorigo 等人於 1991 年由觀察螞蟻群覓食所發展的演算法，螞蟻搬運食物回程時，會分泌一種荷爾蒙的費洛蒙(Pheromone)，且荷爾蒙濃度會隨時間消散蒸發，其他螞蟻可依不同濃度大小之路徑機率選擇覓食路徑，依此方式重覆至最後，可發現幾乎所有螞蟻都走同一條接近最短路徑，如圖 2.10。

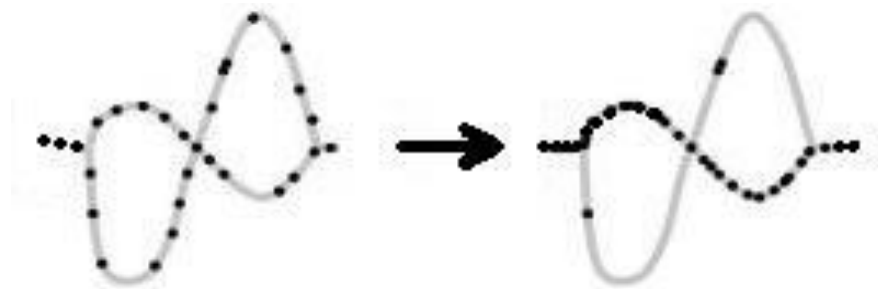


圖 2.10 螞蟻族群演算法示意圖

搜尋步驟：

1. 定義目標函數。
2. 定義費洛蒙濃度消散率。
3. 透過位置移動公式決定螞蟻下一次移動點的位置重複更新直到到達目標為止。

方法特性：

適用問題規模，廣特別適用路線規劃方面問題，於簡單問題可在短時間得相近之最佳解，而複雜問題則比其他演算法更能得較好的解；缺點為實際應用時需將問題轉換成路徑方式表示。而影響最大的是路徑選擇的機率與費洛蒙更新的參數設定，決定是否能搜尋成功的關鍵。

5. 粒子群法(Particle Swarm Optimization, PSO)

由 Kennedy 和 Eberhart 在 1995 年提出，與 GA 與 ACO 一樣是以群體為基礎所發展的一種最佳化演算法，模擬鳥群或魚群在空間中覓食的社會行為，但是粒子群法相較之下概念簡單許多，不需要用到突變與交配運算元，也不需要用到費洛蒙濃度，取而代之的是用空間中的距離與空間中粒子群互相的溝通。

搜尋概念為將個體視為粒子，一開始隨機產生各粒子的初始位置和初始速度；計算出表示各粒子適應力的函數值；接著每顆粒子會依本身經驗與直覺，在範圍空間內移動至覺得較佳的位置，即產生修正的速度與對應位置，比較函數值是否比當前好；當群體中有更佳的函數值時，粒子之間會相互溝通，並引導各粒子漸漸地往當前所謂的全體最佳解移動；依此方式不斷產生新的位置和速度直到滿足終止條件為止。

搜尋步驟：

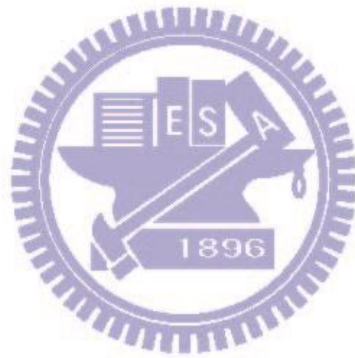
1. 定義目標函數。
2. 隨機產生 n 個粒子與其初始位置和初始速度，計算每個粒子的目標函數值。
 1. 每顆粒子產生新的速度並移動到新的位置，並比較函數值是否比當前好，如比較好則取代粒子當前的目標值以及其位置。當每

顆粒子更新完當前的目標值之後，再判斷每個粒子更新後的目標值是否比原本群體的最佳目標值好，如比其好則取代之。

3. 重複更新直到到達目標為止。

方法特性：

考慮當前解群體的資訊；適用領域相當廣，大多情況下比 GA 收斂快，特別是對於動態系統提供了一個高適應性的最佳化方法；各粒子擁有各自的記憶與判斷力；屬於區域與全域共同評估的搜尋法。



6. 和弦搜尋演算法(Harmony Search, HS)

2001年由 Geem 等人所提出發表，為一種進化版的啟發式演算法，發展至今已有 10 年之久。此方法模擬音樂家們使用不同樂器一起即興演奏下，每位音樂家各自記憶所彈奏的曲調，並藉由每次合奏後來調音，因此，經過數次的即興演奏後所演奏的音樂會越來越和諧、越美妙，依此種方式產生的最佳演奏概念來求解，稱和弦搜尋演算法，如圖 2.11 所示。

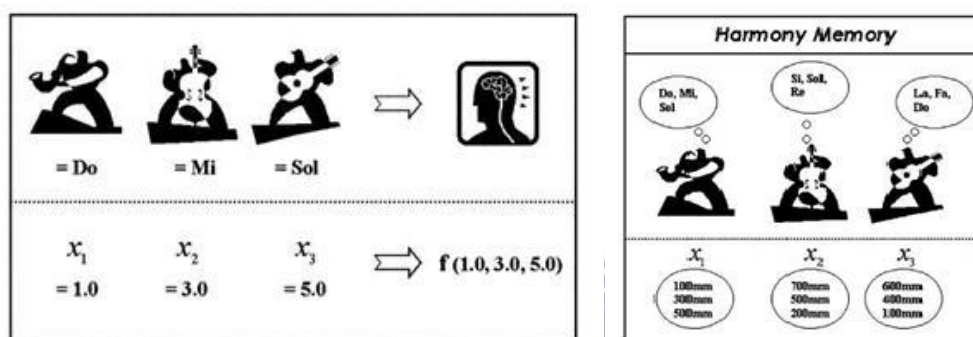


圖 2.11 HS 模擬與設計變數對照圖 (Lee & Geem, 2005)

搜尋步驟：Geem (2010)說明最先進的 HS 演算法架主要分成 7 大步驟

1. 問題公式化(problem formulation)
2. 參數設定(algorithm parameter setting)
3. 隨機產生初始記憶(random tuning for memory initialization)
4. 改善和弦：隨機選取、考慮記憶與調音 (harmony improvisation : random selection, memory consideration, and pitch adjustment)
5. 記憶更新(memory update)
6. 滿足終止目標(performing termination)

7. 終曲(cadenza)

一開始將問題以數學模式表示，即公式化；接著給定參數值或相關參數設定後；以完全隨機模式產生一組解(和弦)作為初始和弦記憶向量(HM)，以上(步驟 1~3)歸類為問題的初始化，如圖 2.12；接下來(步驟 4~6)為問題的搜尋方式，設定演算法參數之機率(HMCR、PAR、bw)後隨機產生一個解(和弦)；此新產生的和弦若是比 HM 中任一個好，則剔除最差者並取代之；接著一直重複步驟 4、5 直至達終止目標為止。步驟 7 類似樂曲接近結尾的一段裝飾奏，將最佳解(和弦)再做一次演奏或修飾後來收尾。演算法完整流程表示如圖 2.13。

假設搜尋解區間為一群離散的值(即 bw 為定值)，形式如 $\{D_i(1), D_i(2), \dots, D_i(k), \dots, D_i(K_i)\}$ ，在改善和弦階段中分三種方式產生新和弦，分別是隨機選取(式 2.15)、考慮記憶(式 2.16)與調音(式 2.17)，而決定以哪種方式產生新和弦是以和弦記憶比率(Harmony Memory Considering Rate, HMCR)與調整比率(Pitch Adjusting Rate, PAR)控制，並以兩者參數關係來改善最佳化搜尋，其中第三種產生和弦的調音方法，其調整量的大小為 bw(Bandwidth)，三種產生新和弦之概念如圖 2.14。

方法特性：

離散、連續或不連續變數均能使用；不用給定初始值；較不受區域性限制；原理簡單，使用容易；搜尋解的量不會因變數量增加而大幅度上升。

$$D_i^{New} \leftarrow D_i(k), D_i(k) \in \{D_i(1), D_i(2), \dots, D_i(K_i)\} \quad (\text{式 2.15})$$

$$D_i^{New} \leftarrow D_i(l), D_i(l) \in \{D_i^1, D_i^2, \dots, D_i^{HMS}\} \quad (\text{式 2.16})$$

$$D_i^{New} \leftarrow D_i(l \pm 1), D_i(l) \in \{D_i^1, D_i^2, \dots, D_i^{HMS}\} \quad (\text{式 2.17})$$

$$\mathbf{HM} = \left[\begin{array}{cccc|c} D_1^1 & D_2^1 & \dots & D_n^1 & f(\mathbf{D}^1) \\ D_1^2 & D_2^2 & \dots & D_n^2 & f(\mathbf{D}^2) \\ \vdots & \vdots & \dots & \vdots & \vdots \\ D_1^{HMS} & D_2^{HMS} & \dots & D_n^{HMS} & f(\mathbf{D}^{HMS}) \end{array} \right]$$

圖 2.12 隨機產生初始和弦記憶



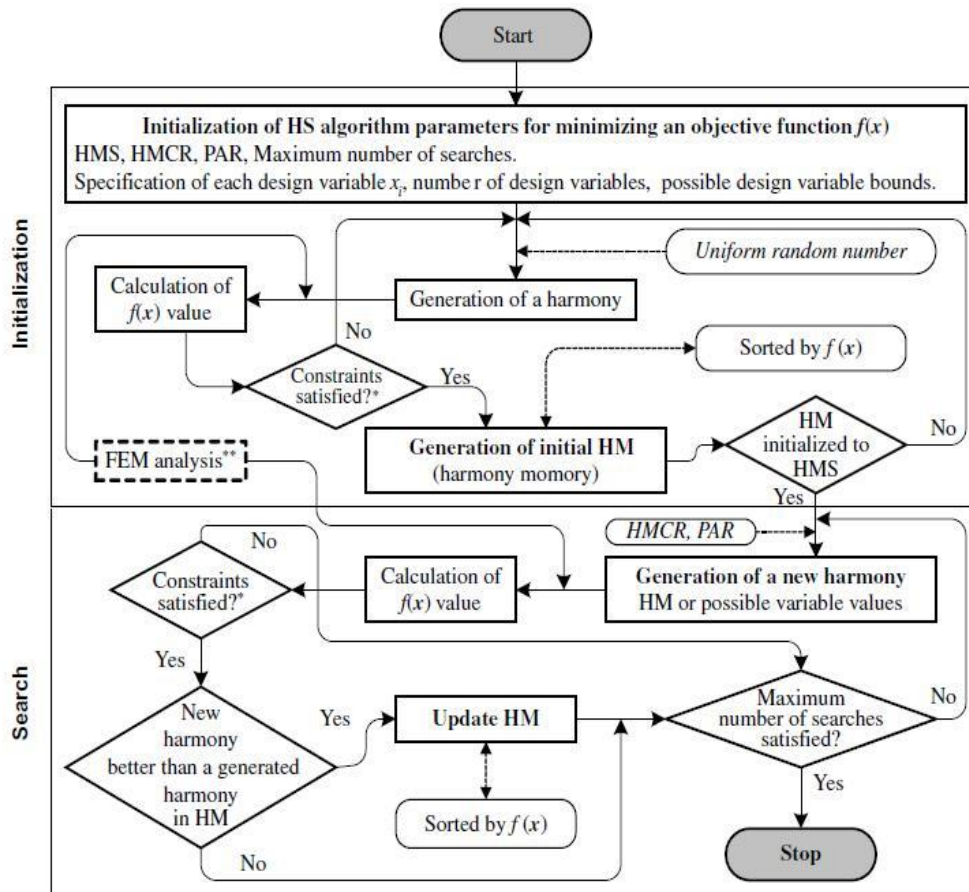


圖 2.13 和弦搜尋最佳化演算法流程圖(Lee & Geem, 2005)

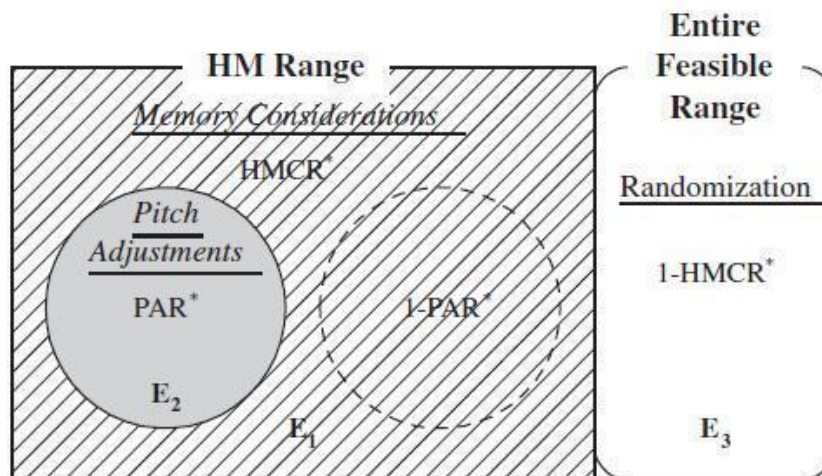


圖 2.14 新和弦產生之概念(Lee & Geem, 2005)

7. 螢火蟲演算法(Firefly Algorithms, FA)

此演算法為 Yang 在 2007 年所提出，透過模擬螢火蟲利用閃爍的螢光吸引異性的行為所發展的演算法。

搜尋策略：螢火蟲在吸引異性時，會閃爍螢光，而螢光的強度除了與自身的發光強弱有關外，與其他螢火蟲間的距離也有關係，因此當一隻螢火蟲要尋找，另外一隻異性螢火蟲時，起初可能相距太遠因此採隨機飛行的方式尋找，當兩隻螢火蟲靠近時可以透過閃爍的螢光吸引而尋找到目標。

方法特性：由於此方法是在解集合空間中平均散佈 N 隻螢火蟲，再開始做搜尋，不會有陷入局部解之問題，收斂速度快。適用問題範圍廣，離散與連續的函數皆可使用。其主要控制因子為螢光的強度(式 2.18)：

$$I = I_0 e^{-\gamma r} \quad (\text{式 2.18})$$

I_0 為螢光源之強度， I 為螢光傳遞距離 r 後的強度， γ 為光吸收率。

當離目標值越近時， I 的值就會越大，收斂速度快。如果散佈於解集合空間的螢火蟲數量太少時，容易錯過全域最佳解，因此如何在此兩參數間做平衡是搜尋是否成功的關鍵。

在介紹完上述幾種常見的最佳化演算法後，從先前介紹的啟發式演算法可知 Intensification 與 Diversification 對於求解的優劣效率有相當重要性，Yang (2009)整理幾個常見的最佳化演算法(SA、ACO、PSO、FA、HS) 比較 Intensification 與 Diversification 之主控參數與說明如表 2.5。

表 2.5 Intensification 與 Diversification 之主控參數 (Yang, 2009)

	控制參數	Intensification	Diversification
SA	溫度	趨近設定低溫	高溫高能狀態
ACO	費洛蒙濃度 蒸發率	螞蟻分泌費洛蒙，依濃度選擇路徑機率	隨機行走
PSO	位置、速度	粒子本身經驗與群體判斷	隨機排列
FA	距離	螢火蟲發光相互吸引	隨機飛行
HS	記憶率、調音率	音樂家記憶(寫譜)	隨機的機率取樣

Cheng 等人(2007)針對不同最佳化演算法應用於邊坡穩定分析問題深淺適用性做比較，分別為 SA、GA、PSO、HM(SHM、MHM)、TS 與 ACO，如表 2.6 所示。

表 2.6 常見最佳化方法適用性比較 (Cheng 等人, 2007)

問題複雜性	適用方法
一般~簡單(變數<20)	每種方法都適用，以 HS 和 GA 最有效。TS 和 ACO 視問題而定。
一般~簡單(變數>20)	MHM 和 PSO，求解時間不因問題複雜程度不同而太大變化。
更複雜或大量變數	PSO。
有軟弱薄層	PSO。
特殊作用情況	收斂較易失敗，SA 和 PSO。

本研究使用最佳化方法進行參數率定，變數量可能不至於大於 20 個，但是由於需要使用長時間的資料，計算數據量較多，因此先排除 GA、ACO 兩種方法，GA 需先將問題變數編碼，而 ACO 需將問題轉換成路徑方式表示，這兩種方法本身較複雜，在數據量多的狀況下計算時間可能會被拉長；接著 SA 與 TS 則容易受限於問題的搜尋區間大小，因此也排除在外；最後考慮 PSO、FA 與 HS 三種方法，PSO 是利用當前最佳解來引導其他解移動的方向，相較於 HS 隨機搜尋性較差，FA 則是先將所有可能解均勻散布於解的空間中，再快速收斂至最佳解的區域，然而相較於 HS 收斂的參數設定較複雜。

因此，本研究使用的方法為和弦搜尋演算法，後續針對此演算法介紹近期相關的改良方法。



2.2.3 和弦搜尋演算法之改良

近年發展許多改良的和弦搜尋演算法，Alia 和 Mandava (2011) 將改良的方式分為兩類：第一類為針對和弦搜尋演算法的參數做改良，第二類為混合和弦搜尋演算法與其他啟發式演算法的元素做改良。以下沿用前二種分類，另外加上針對和弦搜尋演算法本身流程做改良，共三種分類方式，以下為近年之改良方法：

2.2.3.1 針對和弦搜尋演算法的參數做改良

Mahdavi 等人 (2007) 針對搜尋過程中 PAR、bw 兩參數做動態修正，

使參數隨迭代增加而遞減，並以例子比較和驗證其有效性。

Mukhopadhyay 等人 (2008) 以統計分析方式推導並證明母體變異數 (Population-variance) 與 HS 搜尋解之性能，並做一些參數探討。

Geem 等人(2010)針對和弦搜尋演算法提出了一套參數自由設定的方法 (Parameter-setting-free technique)，主要的目的是將原本為定值的 HMCR 與 PAR 調整為可隨迭代次數改變，此方法包含三個步驟：

(1) Random tuning：與原版和弦搜尋演算法相同，隨機產生與和弦記憶大小(HMS)一樣多的初始和弦記憶。

(2) Rehearsal：利用初始的 HMCR 與 PAR 產生 m 倍 HMS 的新和弦(一般設定初始 HMCR 與 PAR 為 0.5，HMS 為 30，m 為 3)，並額外設置一個與 HMS 大小相同的記錄矩陣，記錄每次產生新和弦時的操作為隨機產生、選取和弦記憶或是調音產生，如圖 2.15。

(3) Performance：在每次迭代前利用式 2.19 與式 2.20 計算出 HMCR 與 PAR 以產生新和弦，如果新和弦有更新 HMS，則同步更新記錄矩陣。

$$HMCR_i = \frac{\text{Numbers}(y_i=\text{Memory})}{HMS} \quad (\text{式 2.19})$$

$$PAR_i = \frac{\text{Numbers}(y_i=\text{Pitch})}{HMS} \quad (\text{式 2.20})$$

$$\begin{bmatrix} y_1^1 = \text{Random} & y_2^1 = \text{Pitch} & \cdots & y_n^1 = \text{Memory} \\ y_1^2 = \text{Memory} & y_2^2 = \text{Memory} & \cdots & y_n^2 = \text{Pitch} \\ \vdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ y_1^{\text{HMS}} = \text{Memory} & y_2^{\text{HMS}} = \text{Random} & \cdots & y_n^{\text{HMS}} = \text{Memory} \end{bmatrix}$$

圖 2.15 Rehearsal 產生之記錄矩陣(Geem 等人，2009)

Pan 等人 (2010) 將 bw、HMCR 和 PAR 三參數均做修正，將 bw 視為迭代次數的函數，隨次數增加而下降。HMCR 和 PAR 則假設為常態分佈曲線，初始隨機選取 HMCR 及 PAR，之後隨迭代次數更新常態分佈曲線的平均值與標準差，作為新的常態分佈曲線。

2.2.3.2 混合和弦演算法與其他啟發式演算法的元素做改良

Omran 和 Mahdavi (2008) 將 HS 加入粒子群法的概念，在調音階段，新的和弦其中一參數由當前最佳組合的參數更新，利用此概念取代 HS 對 bw 的需求性。

Geem 等人(2009)將和弦搜尋演算法加入了粒子群法的概念(藉由群體中當前的最佳粒子來引導群體的往最佳解移動)，與原版本之差別為選取 HM 產生新的和弦時加入一 PSR(Particle Swarm Rate)機率參數判斷考慮是否要選取當前 HM 中目標值最佳的和弦。

Zou 等人 (2010) 加入粒子群法和基因演算法概念，HMCR 和 PAR 參數均不使用，加入基因突變機率，利用更新位置和基因突變產生新的和弦，並與其他改良的和弦演算法做比較，在非限制性問題上有較好的表現。

江長潤 (2012) 基於 Geem 等人(2009)和 Geem (2010) 的概念，將原始和弦搜尋演算法加入粒子群法和參數自由設定的方法，並利用數值微分加強收斂速度及精確度，相較於原始和弦搜尋演算法在反算分析上有較佳的成果，但數值微分的適用性則有待商榷。

2.2.3.3 針對和弦搜尋演算法本身流程做改良

Ye 等人 (2012) 針對限制性問題做改良，將符合限制與否作為目標函數的一種，利用中國大陸對建築物設計振動規範進行模擬。

Ashrafi 和 Dariane (2012) 基於和弦搜尋演算法的概念，提出旋律搜尋演算法 (Melody Search, MS)，將搜尋過程分為兩階段，先第一次搜尋使範圍縮小再進行第二次搜尋，在多變數問題有較好的成果。

Geem (2012) 提出在搜尋過程中，限制在 HM 中重複和弦的數量，以避免過早收斂，並提高找到最佳解的頻率，實際應用於不連續問題上有不錯的成效。

基於以上文獻，本研究使用之和弦搜尋演算法，由於參數變化和迭代次數之間關係可能非線性，因此採用參數自由設定的方法。除此之外加入粒子群法做改良，另外由於數值微分的適用性有待商榷，因此在搜尋過程中加入限制在 HM 中重複和弦的數量的概念，但是此方法應用於連續變數的效率有待驗證。

2.3 航空攝影測量

航空攝影測量是在飛行載具上設置航空照相機，對地面進行拍攝，再利用攝影測量之原理，組成立體模型並進行影像校正，以從事各式地圖測繪及地物判讀等工作。

2.3.1 航空攝影測量基本作業方式

航空攝影測量作業項目包含飛航規劃、航空攝影、像片掃描、空中三角測量、製作數值地形模型及影像正射糾正，流程如圖 2.16。

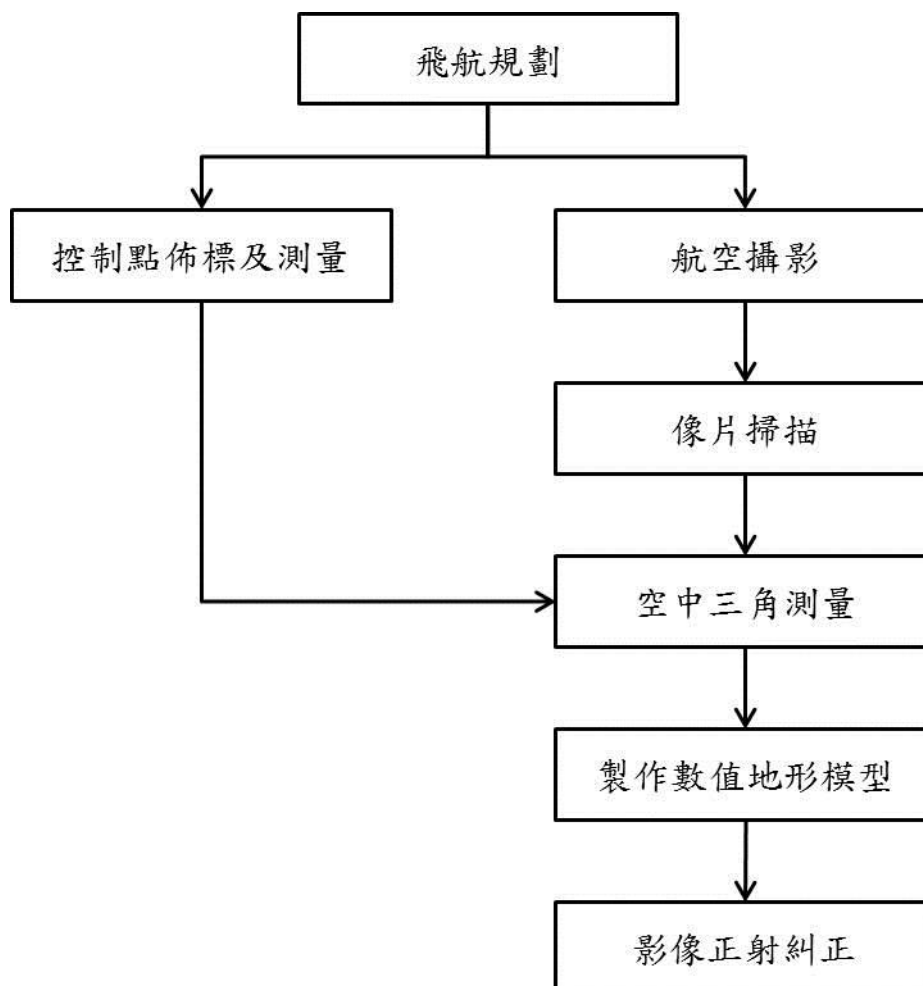


圖 2.16 航空攝影測量作業流程圖

飛航規劃要項如下列所示：

1. 照片種類：依據不同的目的使用不同的比例尺、相片種類、感測系統、時間等。
2. 照片重疊度

為使各像片能銜接成連續圖幅及供立體相對觀察之用，要求相片前後重疊率約 60%~90%，左右重疊率約 30%，如圖 2.17 所示。

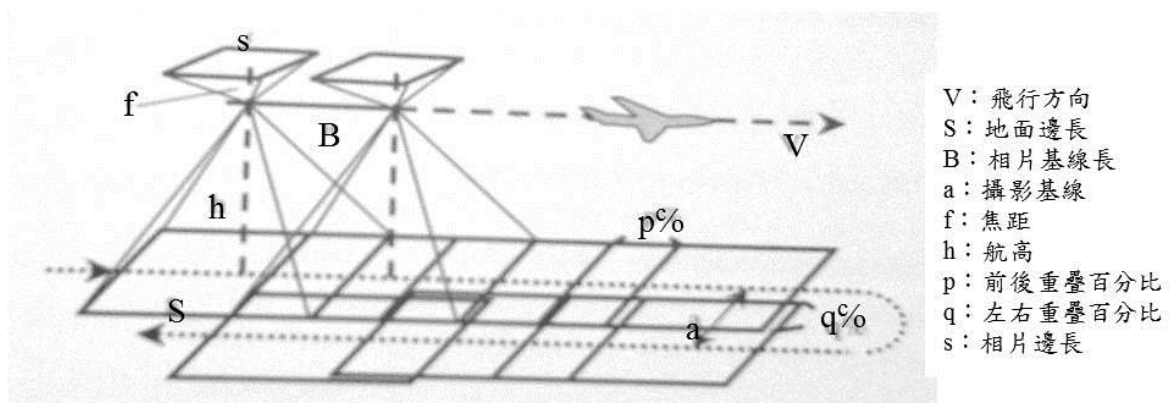


圖 2.17 垂直攝影照片示意圖（修改自楊龍士等，2003）

3. 照片比例尺

台灣在航帶規劃上多以南北向為主，除非特殊用途用東西向。

照片比例尺 = 照相機焦距 (f) / 航高 (h)

4. 空中照相機焦距

依相機不同有不同的焦距，影響景深及視角等。

5. 航高

可由照片比例尺推求航高，一般測量公司實際作業之飛行高度，平地為 1500~3000 公尺；山地為 3500~6000 公尺，並依攝影區

內之海拔高度採行分段攝影。

6. 偏流與偏向

飛行中遇有側風時，使機首方向與實際進行方向發生偏離，產生 x 、 y 、 z 三軸偏向角 ω 、 ϕ 、 κ ，將會影響立體覆蓋及有效寬度，因此必須修正偏流角，使框標 X 軸與進行方向一致，否則立體照片不能用於立體測圖，一般立體測圖儀之偏向旋轉角大都在 5 度左右。

7. 考慮因子

- a. 天候條件--晴朗無雲(<10%)、無煙霧濛氣、風不強及無大氣亂流。
一般在上午十時至下午二時為佳。
- b. 攝影季節--台灣多在夏季及秋季。
- c. 太陽高度--一般平地攝影應選太陽高度 30 度以上為佳，高山急峻地區應有 35 度以上較為理想。根據研究，最佳太陽高度為地平面上 45 度。

2.3.2 物空間坐標系統與像坐標系統之關係

航空攝影測量中有一重要的部份，也就是將像片的坐標（像空間坐標系統）轉換為真實世界的坐標（物空間坐標系統），物空間坐標系統和像空間坐標系統可以藉由中心透視投影（Central Perspective Projection）進行描述，此關係是基於光線的直進性，物體所發出或反射的光線，經由透視中

心投影在像平面。如圖 2.18 所示，三維物空間之點 $A (X_A, Y_A, Z_A)$ 穿過透視投影中心 $O (X_O, Y_O, Z_O)$ ，投影在像平面的 $a (x_a, y_a)$ ，其三點共線。P 點為像主點 (Principal Point, PP)，P 點與透視中心之距離為像主距，當物距遠大於像主距時可視為焦距。

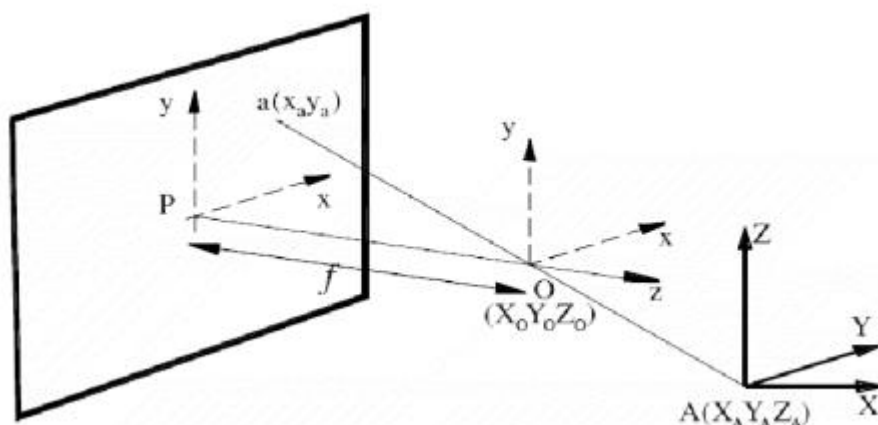


圖 2.18 垂直攝影示意圖(Arias, 2005)

此三點共線關係可以用共線條件式描述，在兩張重疊相片區內，找出共軛點代入共線方程式，即可求出點位之三維物空間坐標。在此之前必須先恢復攝影時之相機姿態，即內、外方位參數，才能獲得正確的三維物空間坐標。

2.3.2.1 內方位參數

相片之內方位 (Interior Orientation) 作為恢復拍攝時，相機的透視投影中心與像片間的相對關係，包含率定後的焦距、像主點在像空間坐標系統的改正值以及透鏡畸變差，以上的參數可由相機率定報告中獲得。

1. 率定後焦距

相機製造時，會盡量將率定後焦距接近光學透鏡焦距，但仍有差異，因此以率定後焦距稱之。一般以 f 標記之。

2. 像主點

相機攝影光軸垂直於像平面之交點，此為像空間坐標的原點。傳統光學量測相機會在影像邊框四角或中點設置框標，對邊框標連線之交點為影像中心，稱框標中心 (Fiducial Center, FC)。理論上，框標中心和像主點應為同一點，實際上仍有偏差量應進行改正。

3. 透鏡畸變差

這是由於相機鏡頭為球面透鏡，投射光線通過鏡頭發生折射現象，造成影像變形而無法投射在像點正確的位置。主要分為輻射透鏡畸變差 (Radial Lens Distorsion) 和離心透鏡畸變差 (Decentric Lens Distorsion)。

2.3.2.2 外方位參數

相片之外方位 (Exterior Orientation) 用以重建攝影時，透視投影中心在物空間坐標系統之位置及姿態，包含物空間的位置參數 (X_0, Y_0, Z_0)，以及姿態為三軸旋轉角 (ω, φ, κ)，藉由六個參數進行描述。

2.3.2.3 共線條件式

數學上物點、像點及透視投影中心之關係，可用共線條件式(Collinearity

Condition Equations) 來表示，其方程式如下：

$$x_a - x_o = -f \frac{m_{11}(X_A - X_O) + m_{12}(Y_A - Y_O) + m_{13}(Z_A - Z_O)}{m_{31}(X_A - X_O) + m_{32}(Y_A - Y_O) + m_{33}(Z_A - Z_O)} \quad (\text{式 2.21})$$

$$y_a - y_o = -f \frac{m_{21}(X_A - X_O) + m_{22}(Y_A - Y_O) + m_{23}(Z_A - Z_O)}{m_{31}(X_A - X_O) + m_{32}(Y_A - Y_O) + m_{33}(Z_A - Z_O)} \quad (\text{式 2.22})$$

其中， x_a, y_a ：a 點之影像坐標

x_p, y_p ：像主點偏移量

f：相機焦距長

X_A, Y_A, Z_A ：A 點物空間坐標

X_O, Y_O, Z_O ：投影中心之物空間坐標

$m_{11} \sim m_{33}$ ：旋轉矩陣 R 之元素

旋轉矩陣 R 為三軸旋轉角 ω, φ, κ 之函數，如 $R = \begin{bmatrix} m_{11} & m_{12} & m_{13} \\ m_{21} & m_{22} & m_{23} \\ m_{31} & m_{23} & m_{33} \end{bmatrix}$

(式 2.23)：

$$R = \begin{bmatrix} m_{11} & m_{12} & m_{13} \\ m_{21} & m_{22} & m_{23} \\ m_{31} & m_{23} & m_{33} \end{bmatrix} \quad (\text{式 2.23})$$

其中， $m_{11} = \cos\varphi\cos\kappa$

$$m_{12} = \sin\omega\sin\varphi\cos\kappa + \cos\omega\sin\kappa$$

$$m_{13} = -\cos\omega\sin\varphi\cos\kappa + \sin\omega\sin\kappa$$

$$m_{21} = -\cos\varphi\sin\kappa$$

$$m_{22} = -\sin\omega\sin\varphi\sin\kappa + \cos\omega\cos\kappa$$

$$m_{23} = \cos\omega\sin\varphi\sin\kappa + \sin\omega\cos\kappa$$

$$\begin{aligned}m_{31} &= \sin\varphi \\m_{32} &= -\sin\omega\cos\varphi \\m_{33} &= \cos\omega\cos\varphi\end{aligned}$$

2.3.3 空中三角測量

空中三角測量 (Aerial Triangulation) 是依據像點坐標來決定該點之物空間坐標的作業程序，利用影像匹配的方式，接著空三平差解算。

影像匹配 (Image Matching) 是利用兩張影像的訊號相關函數或是人工的方式，判定影像點的相似性，並判斷為共軛點 (conjugate point)。可依採用人工量測或是自動化匹配。

2.3.4 數值地形模型

數值地形模型 (Digital Terrain Model, DTM) 一詞的出現是在 1950 年代末期，電子計算機萌芽的時代，由美國麻省理工學院土木系所提出。後來在測繪領域內則出現的不同的名詞：

1. 數值地形模型 (Digital Terrain Model, DTM)

任何以數值或數位的方式，用以表現地表特性的資料，包含下列的 DEM 及 DSM。

2. 數值高程模型 (Digital Elevation Model, DEM)

利用數值或數位的方式，表現出不含地表植被或人工構造物之地球表面自然起伏的模型。

3. 數值地表模型 (Digital Surface Model, DSM)

包含地表上所有的地物 (植被及人工構造物等) 的模型。

用以表現地形的資料格式可分為三種：

1. 規則網格 (Regular Grid Network)

即對地面的取樣方式為一垂直正交的網格，在每個網格中紀錄其 XY 坐標和地形高程屬性(X,Y,H)。

2. 不規則三角網 (Triangulate Irregular Network, TIN)

依地形的複雜程度擷取具有代表性的特徵點，依特徵點圍成連續的三角面來表現地形起伏。

3. 數值等高線(Digital Contour-Base Network)

即傳統地圖的等高線，由一連串的離散點以 (X,Y,Z) 來表現地形。

DEM 應用的領域除了在土木工程土方計算、斷面圖繪製、地表坡度及坡向計算等，還有淹水區分析、地形導航、三維飛行模擬等各式用途。



2.3.5 正射影像

正射投影 (Orthographic Projection) 為地表上任一點均垂直投影於參考面的投影方法，如圖 2.19 所示，左為正射投影，右為透視投影，正射投影影像中不存在高差位移及傾斜位移，但是一般像片採用透視投影則反之。

正射影像則是以連續色調的像片取代地圖的表現方式。幾何校正的步驟包含選取控制點、轉換函數求解及重新取樣。影像正射化採用前述共線條件式作為轉換函數，利用最小二乘法平差後，用雙線性內插作為產製正射影像。

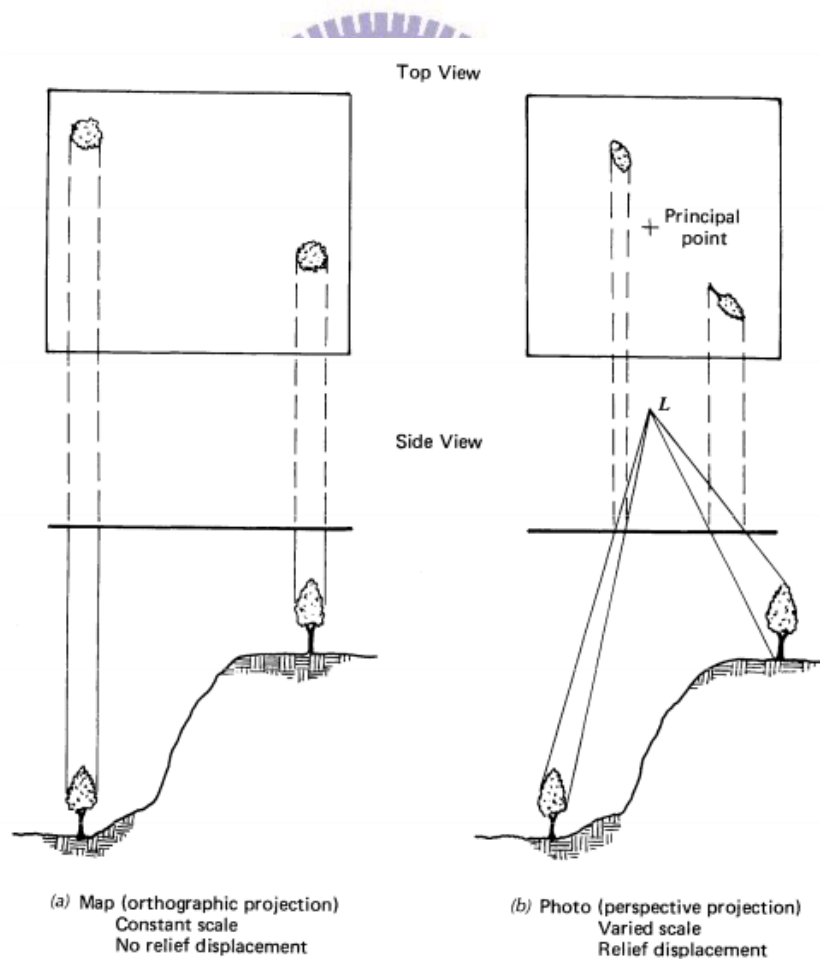


圖 2.19 正射投影及透視投影示意圖

2.4 小結

本章對於後續研究所需之文獻及概念進行簡介，分為三部份做總結。

首先關於遷急點的部份，遷急點相關的因子包含河道坡度、河道落差、河道寬度、流量、岩體強度及岩層構造等。Hayakawa 和 Matsukura (2003) 所提出的模型基本上除了坡度及岩層構造未提及之外，其餘因素均進行考慮，但是模型在台灣地區顯然不適用，因此需要重新考慮適用於台灣的遷急點倒退模型。

在演算法的部份，由於傳統演算法容易落入局部解、主動給定起始值等因素，改用啟發式演算法。由於本研究問題變數少，但是使用資料量大，使用太過複雜的演算法，會導致計算時間上升，因此選擇和弦搜尋演算法作為工具。近年和弦搜尋演算法有需多的改良方式，本研究則對演算法進行三方面的改良，參數採用採用 Geem et al (2010) 提出的參數自由設定方式，加入粒子群法的概念，並限制重複和弦作為本研究改良後的演算法。

最後是對於航空攝影測量的作業方式及原理做介紹，後續研究基於此作業方式及原理，利用電腦軟體進行數值地形模型及正射影像製作。

第三章 研究方法與規劃

本章中介紹研究方法及規劃，本研究之主要目的為建構遷急點模型並進行參數率定，為此目的，必須先進行演算法的修改及測試，以及研究案例資料蒐集和重建。以下依序說明之。

3.1 遷急點倒退模型建構及規劃

本節先介紹遷急點倒退相關因子，基於相關因子推導出遷急點倒退模型，並介紹模型參數率定規劃。

3.1.1 遷急點倒退相關因子

在第二章文獻回顧部份提到，遷急點倒退（KnickPoint Recession，後續以 KPR 代表）可由河流沖蝕能力（後續以 F 表示）及河床抗沖蝕能力（後續以 R 表示）兩方面進行考慮。

倒退速率與河流沖蝕能力為正相關，則加速倒退的相關因子包含地文及水文兩部份，地文因子有河道坡度（ S ）、河道落差（ H ）、河道寬度（ W ），水文因子則考量流量（ Q ）。

倒退速率與河床抗沖蝕能力為負相關，則河床的抗沖蝕能力需考量岩體強度以及岩層構造等因素，Annandale（1995）提出抗沖蝕指數 K_h ，將上述的岩體強度以及岩層構造均考慮，則此部份使用 K_h 作為代表。

3.1.2 遷急點倒退模型建構及參數率定規劃

3.1.2.1 遷急點倒退模型建構

根據上一節可將河流沖蝕能力表示如式 3.1：

$$F = f(S, H, W, Q) \quad (\text{式 3.1})$$

其中，將河道落差 (H)、河道寬度 (W) 及流量 (Q) 視為遷急點處的

流功 (Stream power, P)，如式 3.2：

$$P = \gamma qH \quad (\text{式 3.2})$$

γ 為流體單位重， q 為單寬流量。

對第 i 次水文事件，將流功對時間積分，則得到第 i 次沖蝕能量 (E_i)，

如式 3.3：

$$E_i = \int P dt \quad (\text{式 3.3})$$

取出遷急點倒退期間內最大沖蝕能量 (E_{Max})，對沖蝕能量進行正規化，

得到沖蝕能量比 (E_R)，如式 3.4：

$$E_R = \frac{E_i}{E_{max}} \quad (\text{式 3.4})$$

基於上述推導，將各因子與河流沖蝕能力視為指數關係，則將河流沖

蝕能力改寫如式 3.5：

$$F = E_R^{a_1} S^{a_2} \quad (\text{式 3.5})$$

根據上一節可將河床抗沖蝕能力表示如式 3.6：

$$R = f(K_h) \quad (\text{式 3.6})$$

依據經濟部水利署水利規劃試驗所 (2010) 報告資料顯示，在大安溪

塊狀砂岩，平均 K_h 為 812，因此此處採用 1000 進行正規化，經過正規化之因子記作 K_h' ，如式 3.7：

$$K_h' = \frac{K_h}{1000} \quad (\text{式 3.7})$$

同樣也將河床抗沖蝕能力與抗沖蝕指數視為指數關係，則將河床抗沖蝕能力表示如式 3.8：

$$R = (K_h')^{a_3} \quad (\text{式 3.8})$$

將遷急點倒退與河流沖蝕能力和河床抗沖蝕能力的比值為倍數關係，則第 i 次水文事件的遷急點倒退模式預測量可表示如式 3.9：

$$KPR_i = a_4 \frac{F}{R} = a_4 \frac{E_R^{a_1} S^{a_2}}{(K_h')^{a_3}} \quad (\text{式 3.9})$$

若考慮期間共有 n 次水文事件，則倒退期間內累積的遷急點倒退模式預測量如式 3.10：

$$KPR^{model} = \sum_i^n KPR_i = \sum_i^n a_4 \frac{E_R^{a_1} S^{a_2}}{(K_h')^{a_3}} \quad (\text{式 3.10})$$

3.1.2.2 模型參數率定規劃

本研究選定之研究案例背景在 3.2 節進行介紹，率定參數所需的因子包含河道坡度 (S)、河道落差 (H)、河道寬度 (W)、流量 (Q) 以及抗沖蝕指數 K_h ，以上 5 個因子的資料來源及使用方式則於 3.3 節進行介紹。

本研究模型共有 4 個待定參數，因此本研究的最佳化問題為一多目標連續變數問題，採用和弦搜尋演算法進行參數率定，詳細的演算法選定及

計算流程在 3.4 節及 3.5 及做介紹。

在上述資料蒐集齊全且演算法也測試完成狀況下，則進行遷急點倒退模型之參數率定，則最佳化問題如下：

1. 待定參數： a_1 、 a_2 、 a_3 、 a_4 。
2. 限制條件：參數大於 0
3. 目標函數

$$\sum_{i=1}^n \left(\frac{KPR_i^{model} - KPR_i^{measured}}{KPR_i^{measured}} \right)^2 \quad (\text{式 3.11})$$

KPR_i^{model} ：第 i 筆資料模擬之倒退量

$KPR_i^{measured}$ ：第 i 筆資料實際量測之倒退量

4. 參數設定

- (1) HMS=30
- (2) 初始 HMCR 與 PAR 均為 0.5
- (3) bw=0.01

5. 終止條件

- (1) 最大迭代次數 N_maxsearch=4000
- (2) 目標函數小於 1

3.2 研究案例背景

本研究所討論的遷急點成因為地震隆起，使河道上產生高度落差及坡度變化，因此先介紹九二一地震造成之河道隆起段，在詳細介紹本研究採用之案例背景。

3.2.1 九二一地震引致之河道隆起

九二一地震為車籠埔斷層活動所引起，而斷層沿線經過之中央管河川有大安溪、大甲溪、烏溪及濁水溪等，上盤隆起造成部份河道抬升，表 3.1 為修改自盧泓佑（2012）斷層沿線流域及抬升高度。

本研究先採用研究資料較齊全且容易取得的大安溪及大甲溪埤豐橋上游段，然為了與 Hayakawa 和 Matsukura（2003）所提出之模型進行比較，再加入大里溪、頭汴坑溪及乾溪，合計五條溪流作為本研究之案例。

由於大里溪、頭汴坑溪及乾溪三條溪均屬於烏溪的主要支流--大里溪流域，因此後續研究背景介紹的部份分為大安溪、大甲溪及大里溪三個部份。



表 3.1 斷層沿線流域及抬升高度 (修改自盧泓佑, 2012)

流域	河流	隆起地點	抬升高度	是否倒退
大安溪	大安溪	大峽谷地區	6 公尺	有倒退
大甲溪	沙連溪	興隆橋	最高 5 公尺	有倒退
	大甲溪	埤豐橋上游	6~7 公尺	有倒退
		梅子鐵橋上下游	大約 4 公尺	有倒退
烏溪	旱溪	公園一號橋南端	4 公尺	無倒退
	烏牛欄溪	復興橋下游	0.9 公尺	無倒退
	大里溪	軍功國小附近	1.5~2 公尺	有倒退
	廊仔坑溪	廊仔坑橋下游	1 公尺	無倒退
	頭汴坑溪	一江橋上下游	2~3 公尺	有倒退
	草湖溪	健民橋上游	2 公尺	無倒退
	北溝溪	吉峰國小後方	1 公尺	有倒退
	乾溪	光復國中附近	1.5 公尺	有倒退
	烏溪	烏溪橋上游	1 公尺	無倒退
	隘寮溪	欣林天然氣公司	3 公尺	無倒退
	樟平溪	大埤附近	0.5 公尺	無倒退
	貓羅溪	千秋斗北方	0.2~0.3 公尺	無倒退
濁水溪	濁水溪	名竹大橋	4 公尺	有倒退
	東埔蚋溪	延平橋	1.5 公尺	無倒退

3.2.2 研究案例背景

3.2.2.1 大安溪

大安溪發源於雪山山脈之大壩尖山，平均坡度為 1：75，流域面積為 758.47 平方公里，主流長度 95.76 公里，流經的行政區域包含苗栗縣的泰安鄉、卓蘭鎮、三義鄉、苑裡鎮，台中市的和平區、東勢區、后里區、外埔區、大甲區、大安區。

九二一地震造成抬升的河段位於苗栗縣卓蘭鎮，根據經濟部中央地質調查所（1999）資料顯示，卓蘭鎮內有三條斷層活動，其中有兩條斷層通過大安溪，分別為上新斷層及內灣斷層，如圖 3.1 所示。

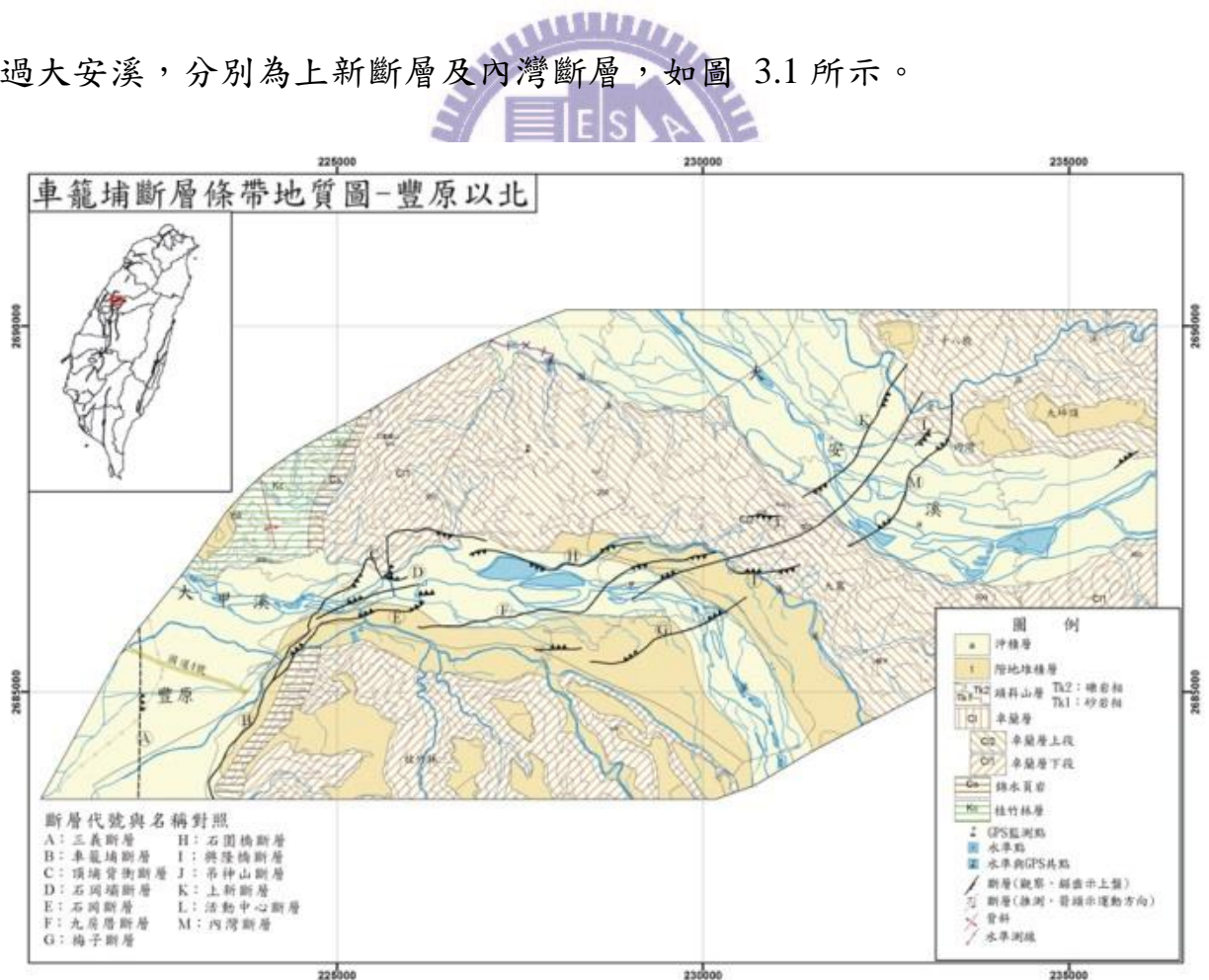


圖 3.1 車籠埔斷層地質圖—豐原以北（經濟部中央地質調查所，1999）

根據經濟部中央地質調查所（1999）所進行的九二一地震調查，位於下游的上新斷層，破裂方向為北偏 30~40 度，東側為升側，沿斷層線由北而南垂直抬升量漸增，在大安溪畔之堤外道路，垂直抬升量達到 5 公尺。上游側的內灣斷層沿線的調查，沿線的垂直落差約 4~6 公尺，西側為升側，在大安溪河岸的堤外道路地表隆起形成撓曲崖，並將整個河床抬升約 6 公尺，造成大安溪水堵塞成為堰塞湖，如圖 3.2 所示。

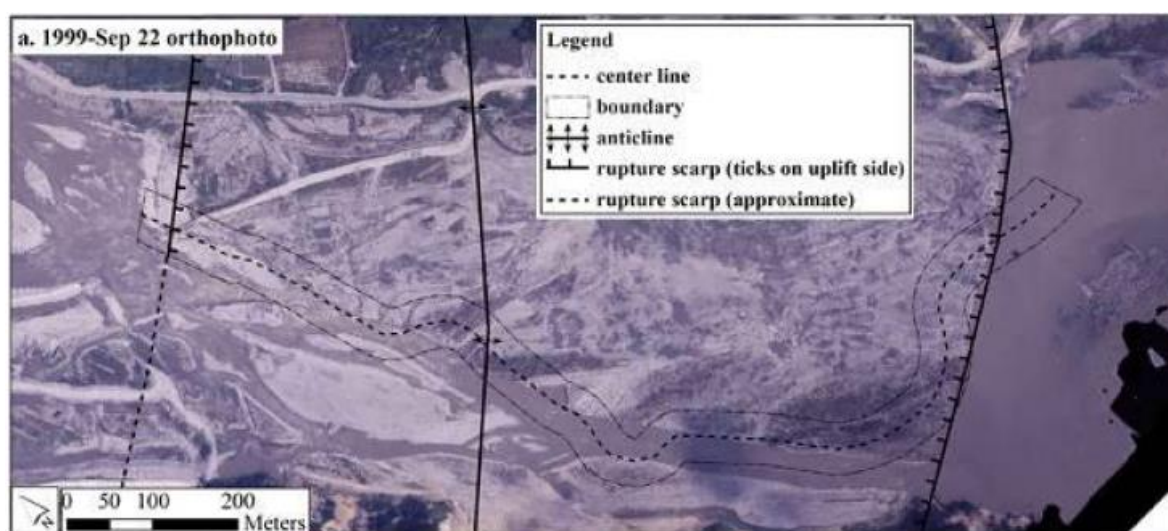


圖 3.2 大安溪 1999 年 9 月 21 日正射影像（Huang et al, 2012）

在兩道破裂面之間約 1 公里長的河道向上抬升，隆起河段岩體突出於河道，造成砂石在上游淤積，而拱起的河段由於坡度變陡，卵礫石層逐漸向下游流失，造成岩床裸露直接受到水流侵蝕。

Huang, et al. (2012) 指出自地震發生後（1999 年 9 月 22 日）到 2010 年 9 月 12 日為止，大安溪河道上有遷急點倒退的情形發生，在 1999 年當時只有在下游側出現遷急點，但是到 2001 年起在背斜軸部也出現遷急點，圖 3.3 中之紅框位置為背斜軸，依照 Huang, et al. (2012) 的分類方式下游

遷急點為 KP1，背斜軸部的遷急點為 KP2，大安溪歷年河道剖面如圖 3.3 所示，套疊遷急點位置的正射影像如圖 3.4 所示，在圖 3.4 中紅點為 KP1，藍點為 KP2。

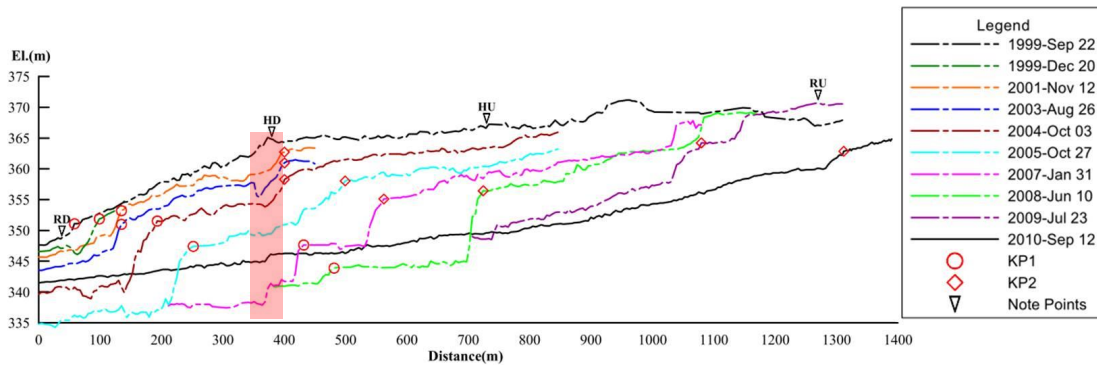


圖 3.3 大安溪 1999~2010 年河道剖面 (Huang et al, 2012)

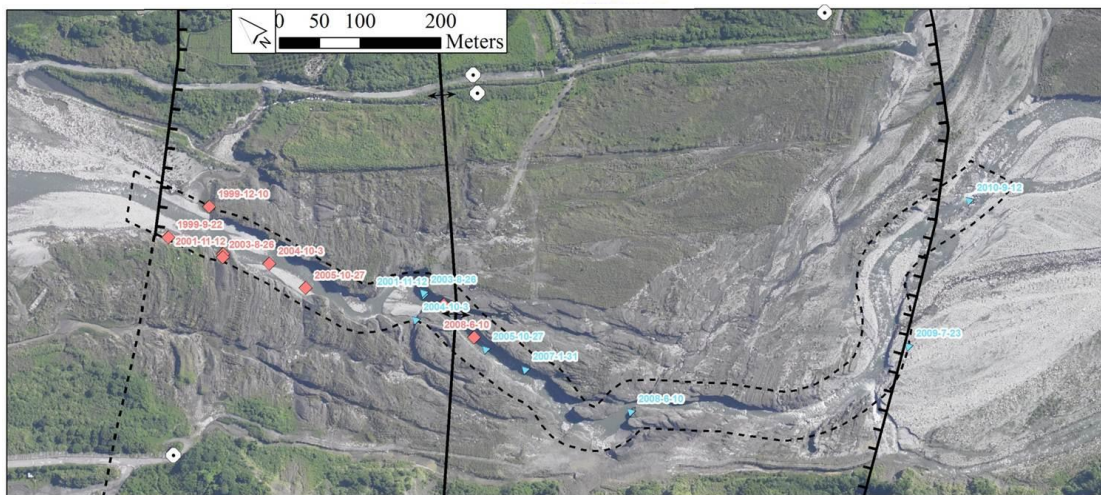


圖 3.4 大安溪歷年遷急點位置 (Huang et al, 2012)

由歷年河道剖面顯示 KP1 的倒退期間為 1999 年~2008 年，KP2 的倒退期間為 2001 年~2010 年，KP1 在 1999 年開始出現遷急點，但在 2001 年才下切到岩盤，因此將 2001 年視為本研究的倒退時間起點；考慮在 2007 年時 KP1 已經倒退至 KP2 的起點，此處之岩層為第二次由於遷急點造成下切速率增加，可能會比第一次容易沖蝕，而與其他資料狀況不同，因此 KP1

的 2007 年～2008 年的倒退資料不列入計算。KP2 的 2008 年～2009 年以及 2009 年～2010 年兩時期倒退路徑均有大幅度轉彎的狀況，會使河流流向與岩層位態關係在同一倒退時間內不一致，增加問題複雜性，在此先不列入考慮。在大安溪研究的遷急點倒退時間，KP1 為 2001～2007 年，KP2 為 2001～2008 年。

3.2.2.2 大甲溪

大甲溪發源於雪山山脈之雪山主峰及中央山脈之南湖大山，平均坡度為 1：60，流域面積為 1235.73 平方公里，主流長度 124.2 公里，流域面積為 1235.73 平方公里，流經的行政區域包含宜蘭縣的太平鄉，南投縣仁愛鄉，台中市的和平區、東勢區、新社區、石岡區、豐原區、后里區、神岡區、外埔區、大甲區、清水區、大安區。

九二一地震造成大甲溪河道上較明顯變化有四個地方，位置參照圖 3.1 所示：

1. 梅子鐵橋上游側的梅子斷層，將梅子鐵橋西南端 200 公尺處抬起撓曲，垂直落差約 1 公尺，破裂向東北延伸逐漸消失；
2. 梅子鐵橋下游側的九房厝斷層將大甲溪河床抬升約 4 公尺，隆起方向北偏東 30 度；
3. 在石岡壩附近右岸隆起 2.2 公尺，左岸 9.8 公尺，壩體及消能池龜裂，16、17、18 號溢洪道閘門毀損，進水口移位及輸水隧道崩坍，使石

岡壩無法正常引水供應水源予淨水廠處理，影響用戶正常用水。

4. 埤豐橋南端東側，在地震後大甲溪河床出露錦水頁岩，出現落差達

5 公尺的瀑布，崖線的走向為北偏東 48 度。

本研究選定大甲溪河道上最大抬升處，即埤豐橋上游的遷急點倒退。

3.2.2.3 大里溪

大里溪為烏溪水系主要支流之一，在幹流平均坡度為 1：550，流域面積為 400.72 平方公里，主流長度 34.28 公里，流經台中市的太平區、霧峰區、大里區、新社區、烏日區、潭子區及北屯區等，其中包含大坑溪、廊子溪、旱溪、頭汴坑溪、草湖溪及乾溪等六大支流，均發源自大橫屏山淺山區。本研究指的大里溪為上游的大坑溪，但在經濟部中央地質調查所（1999）報告書以及 Hayakawa 和 Matsukura（2003）均以大里溪稱之，為避免混淆後續延用大里溪稱之。

大里溪段在九二一地震造成之變化，以下節錄自經濟部中央地質調查所（1999）報告書，大里溪床出露以頁岩為主的錦水頁岩，河床上因斷層錯移形成兩道崖線，東側的一道為南北走向，崖高差 1.4 公尺；西側的一道為北偏西 50 度走向，高差 2.1 公尺，這兩道崖線往南延後則會合成一道。

頭汴坑溪在一江橋地區出現主斷層和兩條分支斷層，在一江橋東北側造成山崩，阻塞河道，主斷層與分支斷層所圍出的區域則由於地面起伏，使建築物遭受嚴重損害。

乾溪北方光復國中操場因逆斷層抬升 2.5 公尺，斷層越過乾溪並切過南岸堤防後，斷層走向轉為東北-西南，東側抬升約 1.5 公尺。

3.3 模型因子選定

本節介紹研究所需的因子資料來源及使用方式，在 3.1 節提到本研究因子包含河道坡度 (S)、河道落差 (H)、河道寬度 (W)、流量 (Q) 以及抗沖蝕指數 K_h ，將河道坡度 (S)、河道落差 (H)、河道寬度 (W) 歸類為地形因子，則本節分為三個小節做介紹。

3.3.1 地文因子

3.3.1.1 正射及數值地形模型產生

本研究需考慮多時期之河道變遷，然而並非所有研究地區歷年都有詳細的正射影像及地形資料，因此本研究所需之正射及地形資料絕大多數為自行產生，此處產生的地形資料為數值地表模型 (Digital Surface Model, DSM)，由於分析範圍為河道地區，不受地表物 (數目、房屋等) 影響，故不採用數值高程模型 (Digital Elevation Model, DEM)。

製作正射及地形資料是利用 BAE System 的 SOCET GXP3.2 及 4.0 版本，兩個版本之主要差異在於，4.0 版本可以處理 ADS40 所拍攝的影像，然而本研究沒有使用 ADS40 之影像，因此不同版本並不會造成影響。製作正射及地形資料的製作流程如圖 3.5 所示。

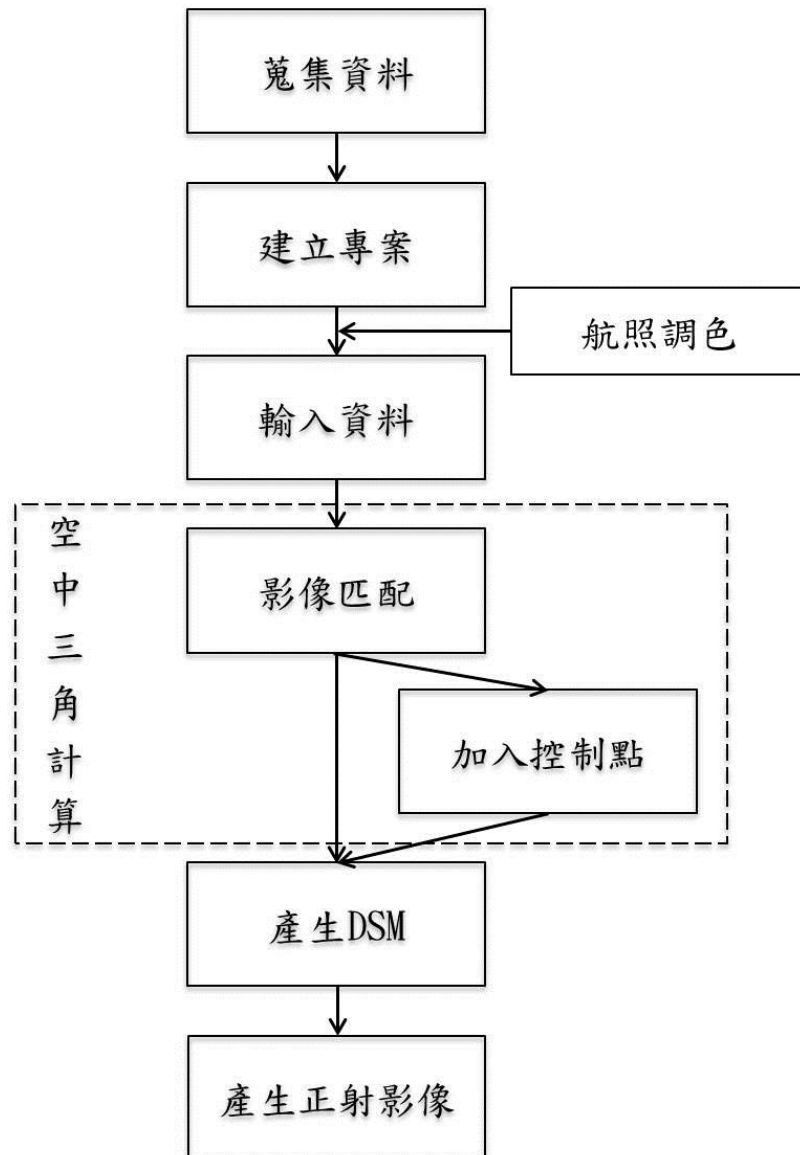


圖 3.5 正射及地形資料的製作流程

製作需要之基本資料有：航照、外方位參數、相機的率定參數以及地面控制點等，如表 3.2 所示。

表 3.2 製作正射及 DSM 所需基本資料

資料項目	取得方式	備註
航照	農林航空測量所、測量公司等	航照間前後重疊大於 60%，側向重疊大於 30%。
外方位參數 (EO)	航照供應者	相機的 x、y、z 座標及 x、y、z 三軸之旋轉角 ω 、 ϕ 、 κ
內方位參數 (IO)	航照供應者	一般是給相機率定報告，包含像主點位置、透鏡畸變差、焦距等。
控制點座標	過往資料或現地測量	如果有現地測量資料較精確，也可由農林航空測量所的相片基本圖或是利用空載光達 (Light Detection and Ranging, LIDAR) 搭配正射影像選取。

將上述資料輸入 SOCET GXP 之前，如果有使用不同航線的資料，為避免色差造成誤判，必須先將照片進行調色，以利於後續處理。

在空中三角計算的部份，首先利用軟體自動偵測兩張影像上相同的點位，進行影像匹配。本研究所使用的資料多為傳統底片相機，且在 2003 年之前無法取得精確的 x、y、z 座標，因此會再加入控制點，用以修正 x、y、z 座標，並計算出 x、y、z 三軸之旋轉角 ω 、 ϕ 、 κ 。在計算空中三角過程中，會計算出均方根值(Root Mean Square, RMS)，當均方根值小於 1 個像

元，則結束計算。

接著利用航空照片製作立體像對，以 1m×1m 的網格作為採樣點，計算樣本點位坐標及高程等數值，產生含地面物之數值地表模型，後續製作正射影像會利用此地形資料，進行影像校正。

製作完成的正射影像及地形資料需要進行檢核才能使用，檢核方式分為兩部份，在正射影像的部份，對照現有的影像資料，檢核地上物是否有歪斜的狀況；地形資料檢核則分為兩步驟，第一步為確認生產的地形資料，在控制點位上高程的差異小於 5 公尺，如果大多數控制點差異大於 5 公尺，或是單一點出現大於 10 公尺誤差，此時地形資料需修正，第二步則是比對相近年份的斷面測量資料，是否有明顯差異，或是河道上下游誤差趨勢是否相近，若上游與斷面測量相比較高，但是下游低於斷面測量結果，此狀況下需重新修正地形。

3.3.1.2 地文因子決定方式

利用上一節所提及的正射影像及地形資料，可以取得遷急點的落差(H)、河道坡度(S)以及河寬(W)因子。

河寬因子的決定位置為進入遷急點上游處剖面，在河道未形成深槽前，取最大河寬，當河道形成深槽後，則使用深槽寬度。

落差及坡度的決定方式，首先藉由正射影像判釋河道範圍，沿河道方向每 4.5 公尺取出一塊 DSM 計算最低點，將各塊 DSM 中的高程最低點資

料連線，作為後續分析使用的河道剖面。

遷急點落差 (H) 及河道坡度 (S) 定義方式，以 2003 年 8 月 26 日大安溪剖面資料為例，操作步驟如下：

1. 取出遷急點所在位置 150~300 公尺範圍之資料，圖上 x 軸與 y 軸比例為 10:1。
2. 刪除剖面線上逆坡點位資料。
3. 將剖面線分段，如下圖 3.6 所示，分為遷急點上游段 (綠線)、遷急點至沖刷坑段 (藍線) 及下游段 (紅線)，將三段資料分別做線性迴歸。

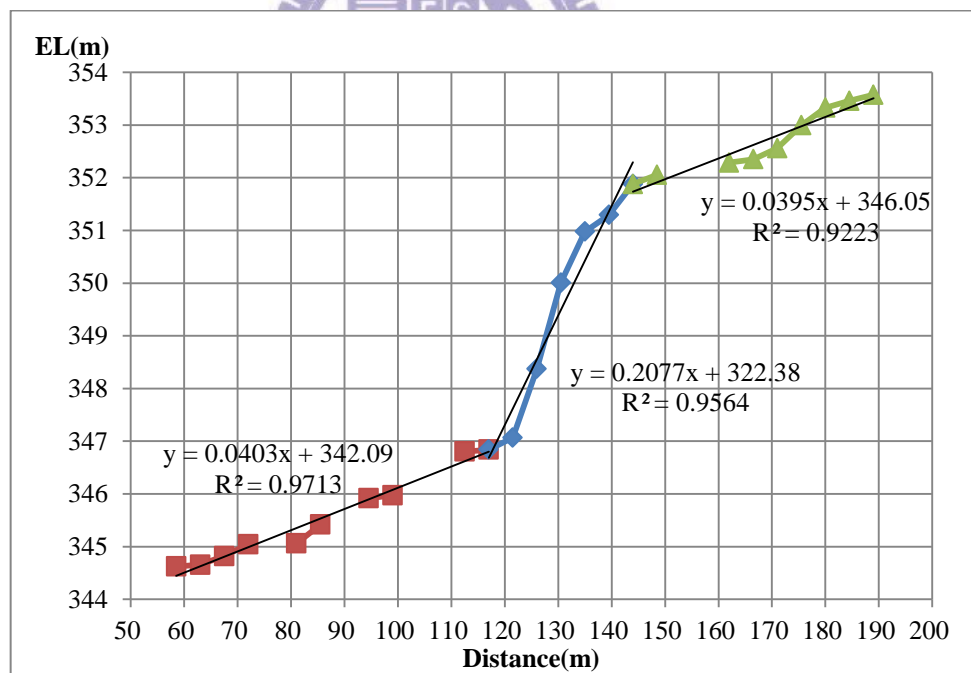


圖 3.6 2003 年 8 月 26 日大安溪遷急點剖面

4. 根據遷急點上游段、遷急點至沖刷坑段及下游段之線性迴歸方程式，求解交點計算出落差及坡度，以圖 3.6 為例，採用藍線之斜率 0.21

為坡度，落差為 9 公尺。

由上述方法也可決定出遷急點在河道縱剖面上之位置，將不同時間遷急點的 X 坐標相減，則為該時期的遷急點倒退量。

3.3.2 流量因子

本節介紹流量因子的來源，考慮需分析多時期的狀況下，直接使用整年度之資料會拉長計算時間，且在低流量時對遷急點倒退的影響較小，為提高計算的經濟性必須對流量資料有所篩選。首先在 3.4.2.1 節詳細介紹各流域資料來源及修正方式，而在下一節則介紹資料篩選的準則。

3.3.2.1 流量資料來源及修正

本研究使用的流量資料在大安溪部份採用經濟部水利署水利規劃試驗所（2010）報告資料，大甲溪則是採用石岡壩管理中心的放流資料，大里溪、頭汴坑溪及乾溪則是使用溪南橋水文站資料進行修正。後續則介紹大安溪的流量取得方式，以及大里溪、頭汴坑溪及乾溪流域的流量修正方式。

關於大安溪流量的取得方式，以下節錄自經濟部水利署水利規劃試驗所（2010）報告資料。

（一）大安溪流域水文資料概況

本研究範圍為大安溪大峽谷河段，主要分析用測站將挑選距本河段約 2 公里之卓蘭站作為代表測站，針對測站之水位、流量、雨量、含砂量資料等進行蒐集與彙整分析，相關資料主要來自水利署水文資訊申請網站，

大安河流域各站觀測年份彙整如表 3.3 所示。

表 3.3 各控制站流量與水位站觀測年份表

控制站	觀測年份		
	流量	水位	含砂量
雙崎	1959~1979	1959~2008	-
義里	1966~2008	1966~2008	1965~2005
卓蘭	1973~2006	1972~2006	1972~2005
雪山坑	1976~2007	1976~2007	1976~2005
象鼻(3)	1991~2008	1991~2008	1991~2005
大安溪橋	-	2005~2008	-

備註：流量與水位於 2004 年五月起始有全年連續逐時實測資料

卓蘭站 1997~2003 年缺乏水位、流量實測資料，2004~2006 年除了部分時段有缺測，亦有資料不合理現象，如 2004 至 2005 年之枯水季，流量由 22cms 突增至 1505cms；2005 年汛期，流量每天每時則維持在 1150cms 上下；而 2005 至 2006 年之交界，流量則由 1138cms 頓減至 115cms，可能為測站儀器損壞所致。卓蘭站 2006 年以後即已廢站。

由於卓蘭站之資料未盡合理，無法符合本研究水文資料需求，所以本研究亦針對卓蘭站上游之雙崎站、下游之義里站歷年實測資料進行蒐集分析，發現部分時段資料欠缺或資料不合理狀況，應用本研究工作上確有困難。

有鑑於上述水文資料並無法充分符合本研究分析之需求，本研究遂採用運動波-地貌瞬時單位歷線模式 (KW-GIUH) 進行卓蘭站之流量推估，以

2004 年敏督利颱風與 2005 年海棠颱風進行模式檢定驗證，並於莫拉克颱風進行卓蘭大橋水位觀測，比較模擬逕流量與卓蘭大橋水位變化的變化趨勢，如以下說明。

(二)卓蘭大橋水位觀測

為進行水文資料推估工作，本研究於莫拉克颱風期間(98 年 8 月 7 日~11 日)派員前往卓蘭大橋進行實際水位觀測，觀測資料如表 3.4 所示。由於莫拉克颱風時卓蘭大橋水位尺尚未裝設，所以觀測方式為觀察水位尺預定裝設位置(右岸第二座橋墩下游面)的水位高度並拍攝照片，比對後續裝設的水尺標高，如圖 3.7 所示。

卓蘭大橋水位尺於 98 年 9 月 17 日裝設完成(圖 3.7)，裝設後至 98 年 11 月初期間水位都在橋墩最低點以下之深槽處，亦即標高約 315.5 公尺。



(a)莫拉克颱風水位觀測(231607, 2689301, S45W, 980809)



(b)水尺裝設情形(231607, 2689301, S45W, 980923)

圖 3.7 卓蘭大橋洪颱水位觀測與水尺裝設

(經濟部水利署水利規劃試驗所，2010)

表 3.4 卓蘭大橋莫拉克颱風期間水位觀測資料（經濟部水利署水利規劃試驗所，2010）

日期	時間	水位(m)	浪高(m)	日期	時間	水位(m)	浪高(m)
98/8/7	17:27	318.0	319.8	98/8/9	11:16	320.6	323.2
98/8/7	18:27	318.0	319.8	98/8/9	12:16	319.8	321.9
98/8/8	6:19	317.2	318.5	98/8/9	13:45	319.5	321.9
98/8/8	7:19	317.2	318.5	98/8/9	14:20	320.1	322.6
98/8/8	8:19	317.2	318.5	98/8/9	15:15	321.1	323.4
98/8/8	9:19	317.0	318.3	98/8/9	16:14	321.4	324.5
98/8/8	10:19	317.0	318.0	98/8/9	17:15	321.4	324.5
98/8/8	11:23	317.2	318.3	98/8/10	8:30	318.8	320.6
98/8/8	12:21	317.2	318.0	98/8/10	9:30	319.0	321.1
98/8/8	13:21	317.0	317.7	98/8/10	10:22	319.0	321.1
98/8/8	14:20	317.0	317.7	98/8/10	11:29	319.0	321.1
98/8/8	15:19	317.2	318.3	98/8/10	12:28	319.0	321.1
98/8/8	16:20	317.7	318.3	98/8/10	13:29	319.0	320.3
98/8/8	17:21	318.0	318.5	98/8/10	14:30	319.0	320.3
98/8/8	18:17	318.3	318.5	98/8/10	15:32	318.5	320.6
98/8/9	6:19	319.3	321.4	98/8/10	16:30	318.8	320.8
98/8/9	7:16	319.5	321.6	98/8/10	17:00	319.0	320.8
98/8/9	8:16	319.5	322.4	98/8/11	9:30	317.7	319.0
98/8/9	9:16	319.5	322.4	98/8/31	15:58	316.0	316.1
98/8/9	10:16	319.8	322.6				

(三) 水文資料推估

有鑑於大安溪卓蘭站流量資料之欠缺與不足，本研究採用運動波-地貌瞬時單位歷線模式（KW-GIUH）進行卓蘭站之流量推估，卓蘭以馬達拉、象鼻、雙崎、卓蘭、松安、雪嶺等六站為集水區雨量控制站，其分佈位置如

圖 3.8 所示，各雨量站控制面積百分比以徐昇氏多邊形法求得，依序分別為 36.5%、12%、13.7%、2.5%、13.7%、21.6%。而在 2005 年後半年後，馬達拉站雨量資料多有缺測，之後馬達拉站缺測之事件，控制面積百分比

以其他五站徐昇式法重新劃分，自象鼻起依序為 9.4%、11.4%、1.8%、42.9%、34.5%。

在參數設定上，參考民國 82 年「大安溪治理規劃報告」與民國 90 年「大安溪上游治理基本研究」，卓蘭站河道糙度係數採用 0.040，漫地流糙度係數採檢定結果，以 6.0 為模擬數值，入滲係數每小時 3.0mm，其他模式地文參數則沿用民國 92 年水規所之「流域整體規劃河川集水區數值地形資訊系統建立(四)」大安溪流域部分。

卓蘭站由於儀器損壞，可用來模擬比對之颱風事件相對較少，在此選用 2004 年敏督利與 2005 年海棠颱風進行模式檢定驗證。圖 3.9、圖 3.10 為海棠事件之模擬結果，模擬流量與實測流量大小及變化趨勢均相吻合，水位變化也大致符合；圖 3.11、圖 3.12 為莫拉克事件之模擬，比對卓蘭站大橋之實測水位，變化趨勢結果亦大致相同。故使用 KW-GIUH 模式推估卓蘭站颱風事件之逕流量，經以上之比對與驗證推估結果良好，說明模式已完成檢定驗證工作。本研究利用 KW-GIUH 模式推估近 10 年內卓蘭站主要颱風事件之流量資料，提供軟岩機制研發與數模模擬邊界條件之應用，各水文事件之發生時間及洪峰流量彙整如表 3.5 所示。



圖 3.8 大安溪流域雨量站位置分佈

(經濟部水利署水利規劃試驗所，2010)

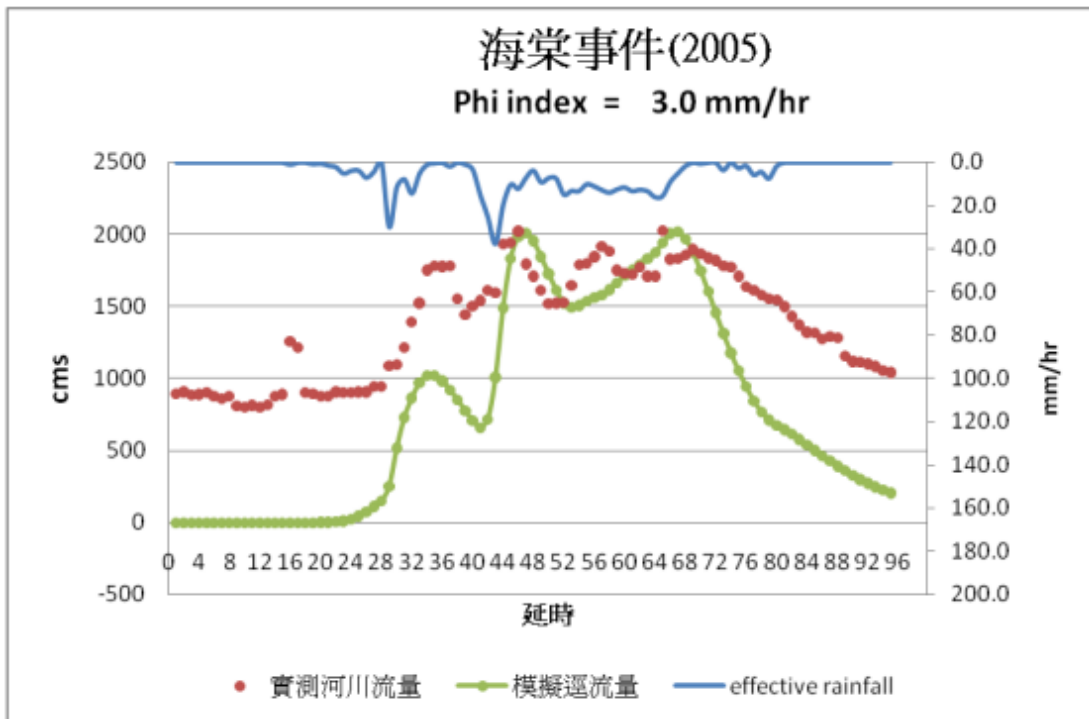


圖 3.9 海棠颱風模擬流量歷線與實測流量、水位_卓蘭站

(經濟部水利署水利規劃試驗所，2010)

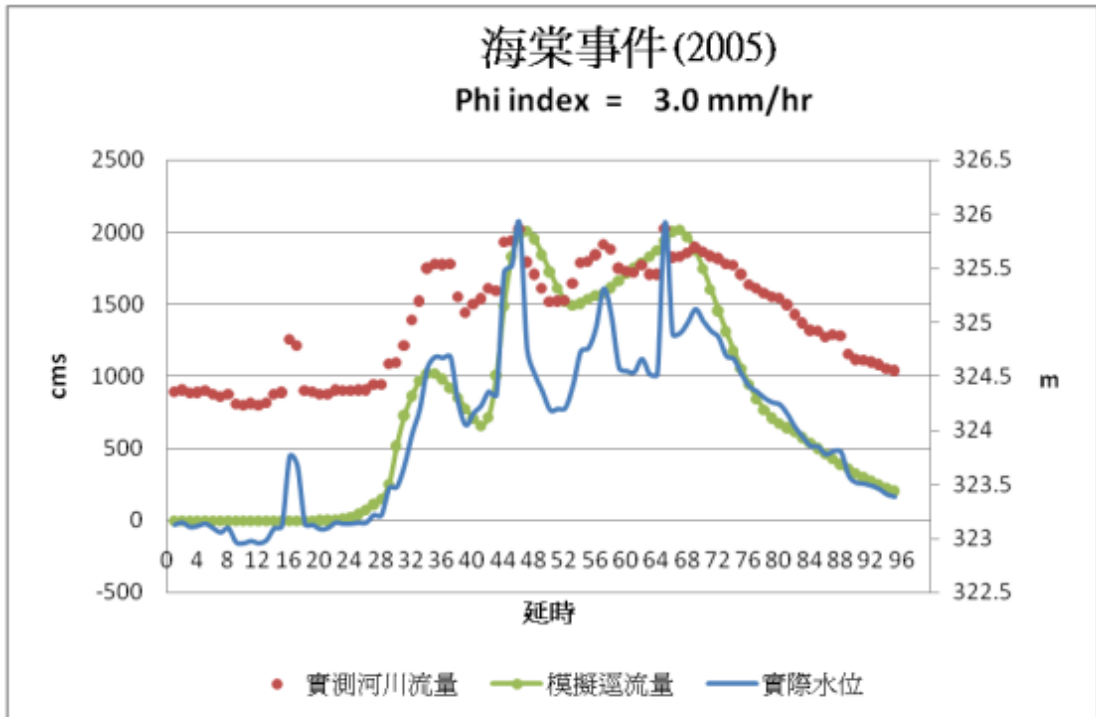


圖 3.10 海棠颱風模擬流量歷線與觀測水位_卓蘭站
(經濟部水利署水利規劃試驗所，2010)

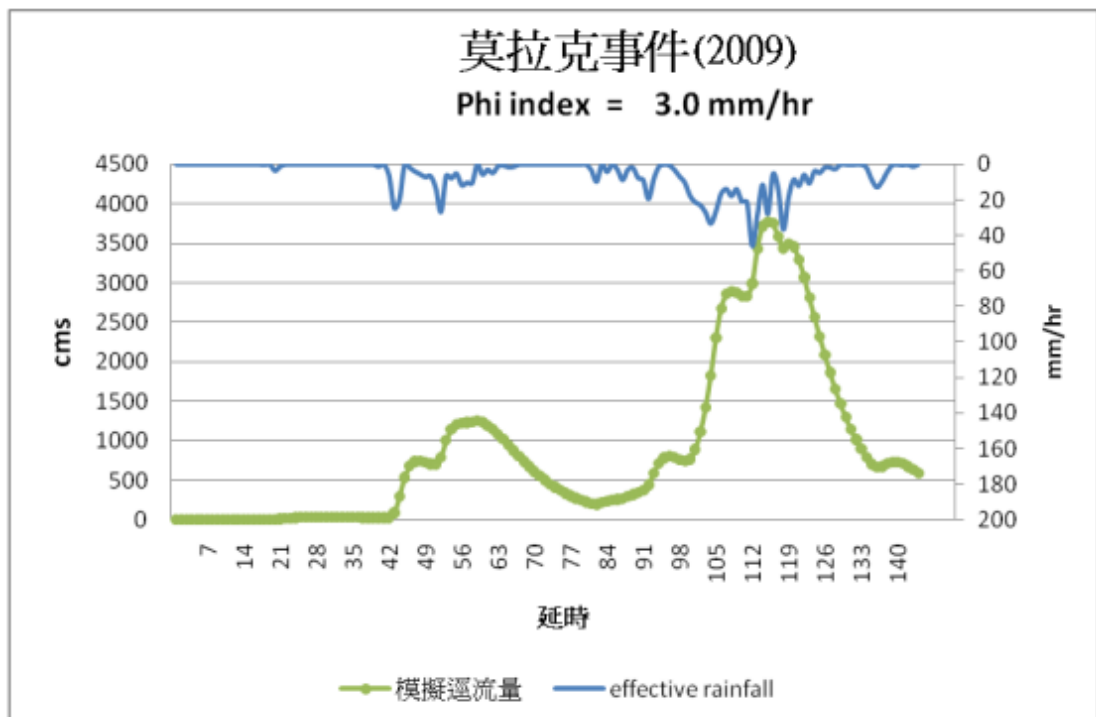


圖 3.11 莫拉克颱風模擬流量歷線與降雨量_卓蘭站
(經濟部水利署水利規劃試驗所，2010)

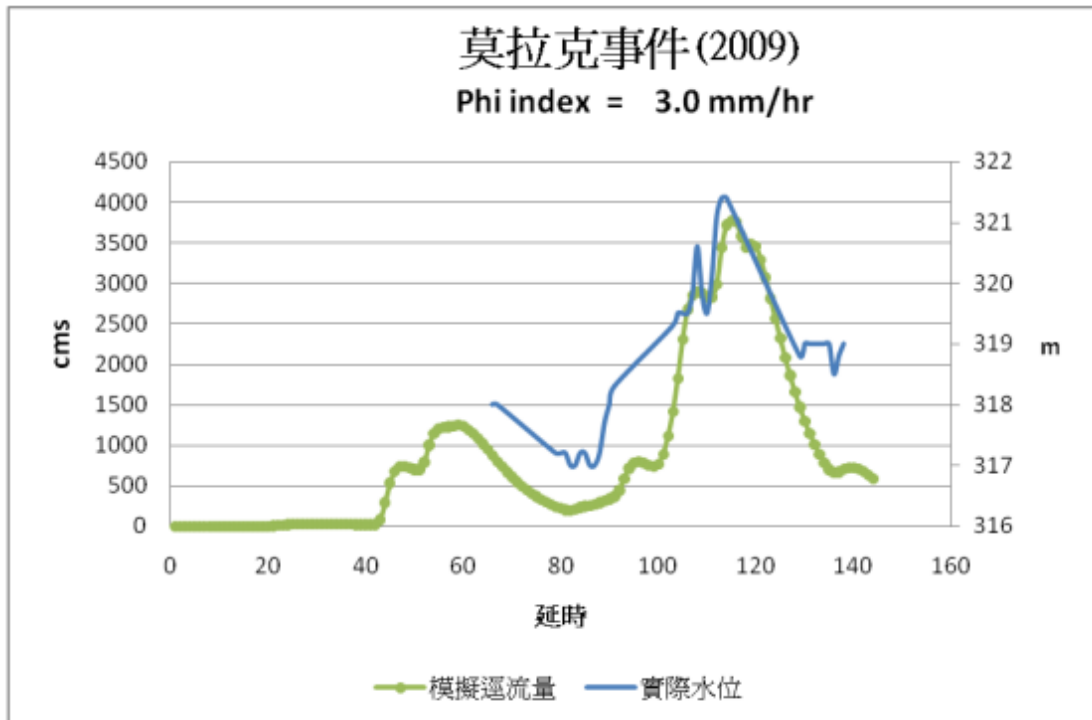


圖 3.12 莫拉克颱風模擬流量歷線與觀測水位_卓蘭站
(經濟部水利署水利規劃試驗所，2010)

表 3.5 本研究推估主要水文事件於卓蘭大橋洪峰流量表（經濟部水利署水利規劃試驗所，2010）

時間	Q_{peak} , cms	颱風/豪雨名稱
2000/7/10	207	啟德
2000/8/23	334	碧利斯
2000/8/30	454	巴比倫
2000/11/1	281	象神
2001/6/25	246	奇比
2001/7/25	322	尤特
2001/7/30	3470	桃芝
2001/9/13	2116	納莉
2002/7/4	2466	雷馬遜
2002/7/10	513	娜克莉
2003/8/24	409	柯羅旺
2004/7/3	4456	敏督利
2004/8/12	1058	蘭寧
2004/8/25	7376	艾利
2004/9/12	294	海馬
2004/10/25	300	納坦
2004/12/4	286	南瑪都
2005/7/19	2016	海棠
2005/8/5	5317	馬莎
2005/9/1	465	泰利
2005/10/2	380	龍王
2006/6/9	3120	豪雨
2006/7/14	1744	碧利斯
2007/6/8	1527	豪雨
2007/8/19	599	聖帕
2007/9/18	3702	韋帕
2007/10/6	3943	柯羅莎
2008/6/12	742	豪雨
2008/7/18	3276	卡玫基
2008/7/28	1428	鳳凰
2008/9/14	6253	辛樂克
2008/9/29	2634	薔蜜
2009/8/9	3769	莫拉克

在大里溪、頭汴坑溪及乾溪流域，根據水文年報的紀錄，目前尚在使用的水文站只有溪南橋水文站，如圖 3.13 所示，溪南橋水文站為大里溪、頭汴坑溪及乾溪等多條溪流的匯流處，因此無法直接使用溪南橋水文站的資料，必須進行修正。

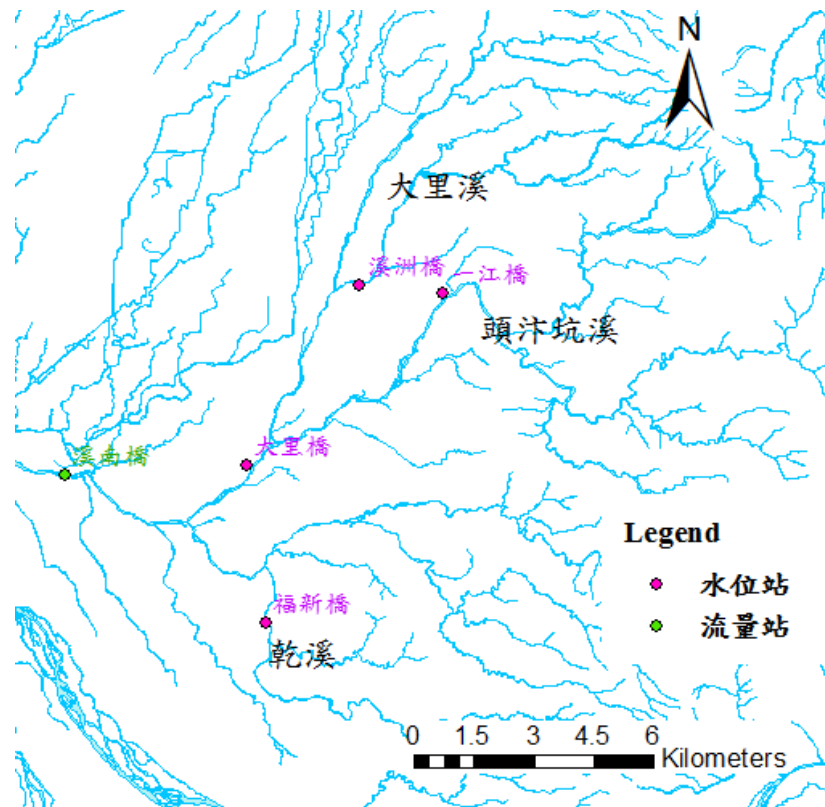


圖 3.13 各溪流與溪南橋水文站之關係圖

此處修正方式採用比面積法，利用流域面積進行修正，大里溪、頭汴坑溪、乾溪及溪南橋水文站支流域面積如表 3.6 所示，大里溪、頭汴坑溪及乾溪的流域面積摘自盧泓佑（2012），溪南橋水文站之流域面積及則摘自水文年報資料。假設當溪南橋水文站的流量為 Q_1 ，流域面積為 A_1 ，乾溪待求之流量為 Q_2 ，流域面積為 A_2 ，則關係如（式 3.12）：

$$Q_2 = \frac{A_2}{A_1} Q_1 \quad (\text{式 3.12})$$

表 3.6 流域面積資料

站名	流域面積(km ²)
頭汴坑溪	72.96
大里溪	25.19
乾溪	16.4
溪南橋	269.40

3.3.2.2 流量資料選取

由於本研究需分析多時期的狀況下，直接使用整年度之資料會使計算時間增加，且低流量時對遷急點倒退的影響較小，為提高計算的經濟性必須對流量資料進行篩選。

選取標準是利用中央氣象局歷年的颱風警報資料，並參照歷年雨量站颱風當時的降雨量，根據中央氣象局定義大雨為 24 小時累積雨量達 50 毫米以上，且其中至少有 1 小時雨量達 15 毫米以上之降雨現象，有颱風警報但是未達大雨等級的流量資訊不會列入計算，藉由此方式也可以將非颱風所造成之大雨資料列入計算，例如梅雨季資料。

在水文年報可以查到 2001 年之後的每日雨量，中央氣象局則是 2004 年之後均可查詢每日降雨量，由於無法確認是否其中至少有 1 小時雨量達 15 毫米以上，除了日雨量達 50 毫米以上之外，此時會同時參考該測站的平均流量及雨季流量資訊。由於缺乏 2001 年之前的每日雨量，會缺乏在 2000

年梅雨季的暴雨流量。

3.3.3 河床抗沖蝕因子

本研究在河床阻抗的部份採用 Annandale (1995) 所提出的抗沖蝕指數 K_h ，此參數需要藉由現地調查取得，現地調查方法參考經濟部水利署水利規劃試驗所 (2010)，該報告對於此參數的評估方式有詳細的介紹，在本論文附錄中節錄該報告書對抗沖蝕指數的評估方式。

將現地調查結果根據地質圖及岩性進行分類，計算出各岩層在正負一倍標準差下的 K_h 平均值，並考量各時期遷急點倒退所經過的岩層進行加權平均，計算所得之結果即為該時期的河床阻抗因子。

以大安溪為例，圖 3.14 修改自 Huang et al.(2012)為大安溪 2010 年 9 月 12 日之正射影像，圖 3.15 則為 XX' 的地質剖面，由地質剖面可知此區共分為 8 層，表 3.7 則依據地質圖及岩性將調查結果進行分類，計算各層之 K_h 平均值，在第八層由於不易進行調查，只有取一筆較具代表性之資料。



圖 3.14 大安溪 2010 年 9 月 12 日之正射影像 (Huang et al. , 2012)

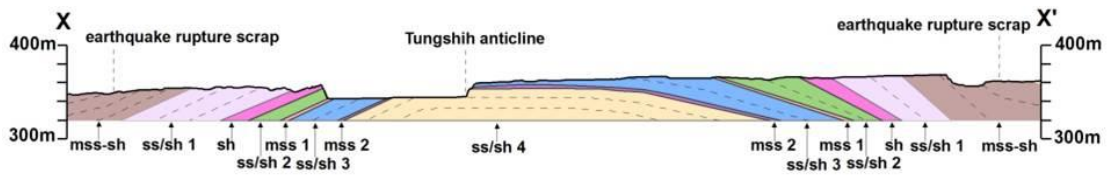


圖 3.15 XX'的地質剖面 (Huang et al. , 2012)

表 3.7 大安溪河床各層之 K_h 平均值

岩層	岩性	比例	K_h		正負一倍標準差平均	
			最大值	最小值		
II ss/sh 1 砂頁岩互層	砂岩	0.4	60	2	22	18
	頁岩	0.6	40	6	16	
III sh 頁岩	頁岩	1	56	8	18	
IV ss/sh 2 砂頁岩互層	砂岩	0.5	388	133	262	138
	頁岩	0.5	29	3	13	
V mss 1 泥質砂岩	砂岩	1	587	165	314	
VI ss/sh 3 砂頁岩薄互層	互層	1	75	8	21	
VII mss2 泥質砂岩	砂岩	1	1499	198	508	
VIII ss/sh 4 砂頁岩互層	砂岩					79
	頁岩					

3.4 電腦輔助程式及最佳化方法之選擇

本節介紹最佳化問題的求解方法選擇，以及進行最佳化問題求解所使用之程式平台，本研究所需求解之問題為模型參數率定，基本數學軟體便可進行演算，在此使用 MATLAB 作為演算的工具。

3.4.1 MATLAB 計算軟體

MATLAB 是由 Math Works 公司在 1984 年推出的數學軟體，全名為 MATrix LABoratory，也就是矩陣實驗室。一開始是用以進行矩陣運算，隨使用者需求的變化，軟體本身也加入更多功能及運算法則，成為一套高效率進行工程設計與數學運算的電腦計算軟體。

本軟體的基本優勢，除了經歷數十年考驗的數值計算能力外，最主要本研究選定 MATLAB 作為執行程式的原因，包含操作介面容易上手、具有獨立介面的 MATLAB 編譯器，利用此編譯方式可以將原始 MATLAB 程式轉換為獨立執行檔。

3.4.2 最佳化演算法之選擇

本研究最佳化問題特徵如下：

1. 待定變數少，不大於 20 個；
2. 問題型態為多目標連續問題；
3. 研究所需的分析時間較長，使用的資料量龐大。

基於上述問題特徵，選定和弦搜尋演算法做修改的原因如下：

1. 在變數小於 20 個時，可有效求解問題；
2. 對於連續、不連續或離散型變數均適用；
3. 原理簡單、容易上手；
4. 搜尋次數不會隨變數數量增加而呈高度非線性上升。

3.5 最佳化演算法擬定流程

最佳化演算法擬定流程分為兩部份：3.5.1 節說明和弦搜尋演算法的修改過程；3.5.2 節則介紹在連續問題驗證分析的問題選擇以及收斂和終止條件設定。

3.5.1 最佳化演算法修改

Geem 等人自 2001 年發表和弦搜尋演算法迄今已成功應用於不同領域的最佳化問題，在文獻指出近年有各式針對和弦搜尋演算法之改良方法，主要有三種類型，針對參數改良，與不同演算法結合，以及對演算法流程進行修改，本研究對這三方面進行修改。

在對於參數修改部份，大多數學者是利用的迭代次數對參數作線性關係修正，在演算過程中，隨迭代次數增加，搜尋範圍會漸漸收斂至目標函數所在位置，則隨機性可下降，而 HMCR 及 PAR 應增加，但是迭代次數與參數不一定為線性關係，因此在此處採用 Geem et al (2010) 提出的參數自由設定方式 (Parameter-setting-free harmony search algorithm, PSF-HS) 作為改良方法。

與不同演算法結合的部份，多數文獻採用與粒子群法結合，其中可以分成兩種結合方式：利用粒子群法取代和弦搜尋演算法參數；在和弦搜尋演算法加入粒子群法的概念。這兩種方法而言，前者是基於和弦搜尋演算法參數不易指定，則利用粒子群法修正，但是本研究採參數自由設定，則沒有此問題；因此本研究採用後者，即針對 Geem (2009) 提出的 Particle-swarm harmony search (PS-HS) 進行修改。

對演算流程進行三種方式修改分別為：將限制條件視為目標函數；進行雙層迴歸的旋律搜尋演算法；限制重複和弦數量。本研究的問題沒有太複雜的限制條件，因此不對此進行修改；旋律搜尋演算法有利於處理多變數問題，但是本研究變數量只有 4 個，因此也不採用此方法；最後限制重複和弦，可以提高找到最佳解的頻率，但是此方法並無使用在連續問題的驗證，因此在實際應用前需先進行連續問題的驗證。本研究所採用之改良和弦搜尋演算法計算流程如圖 3.16 所示。

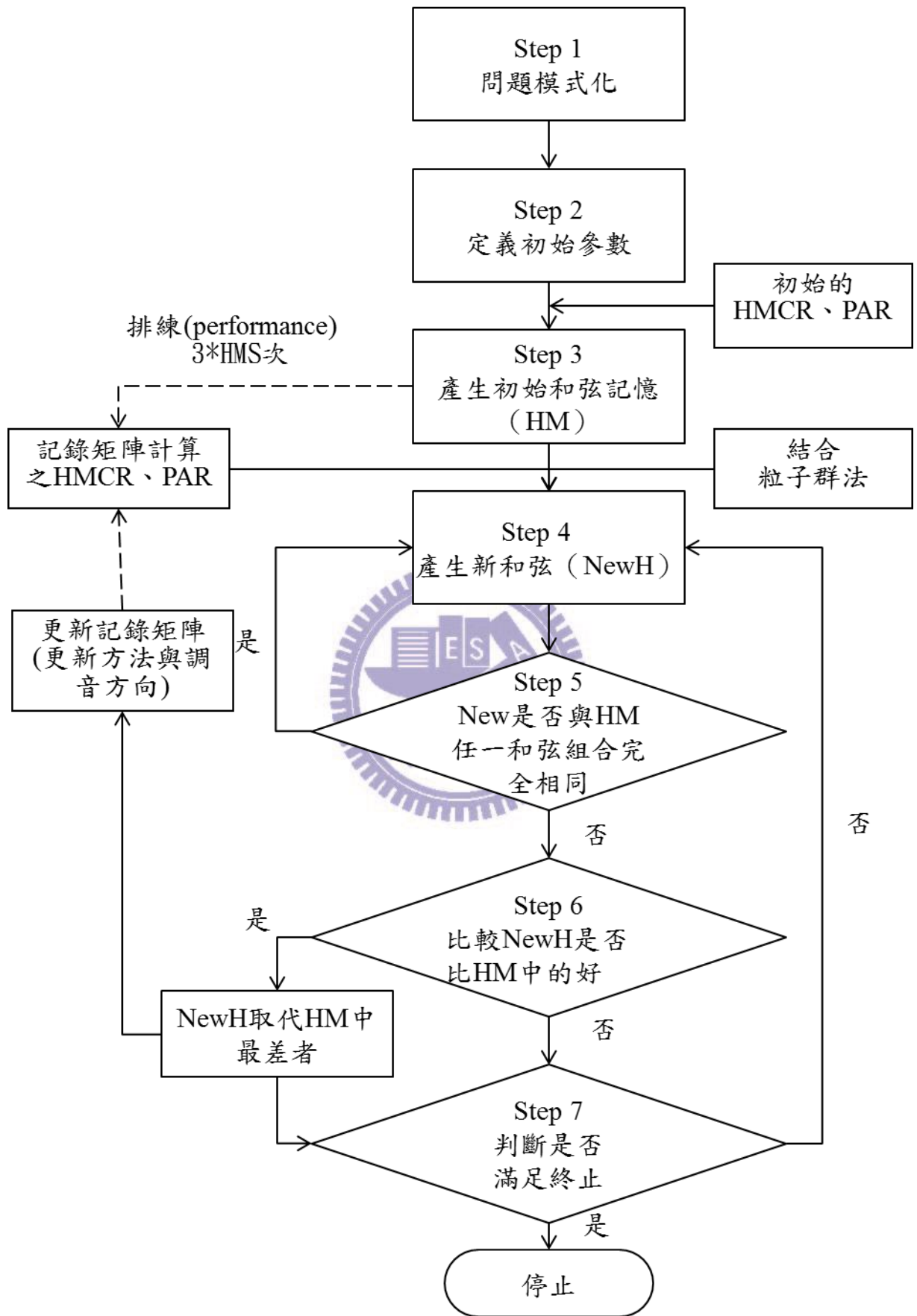
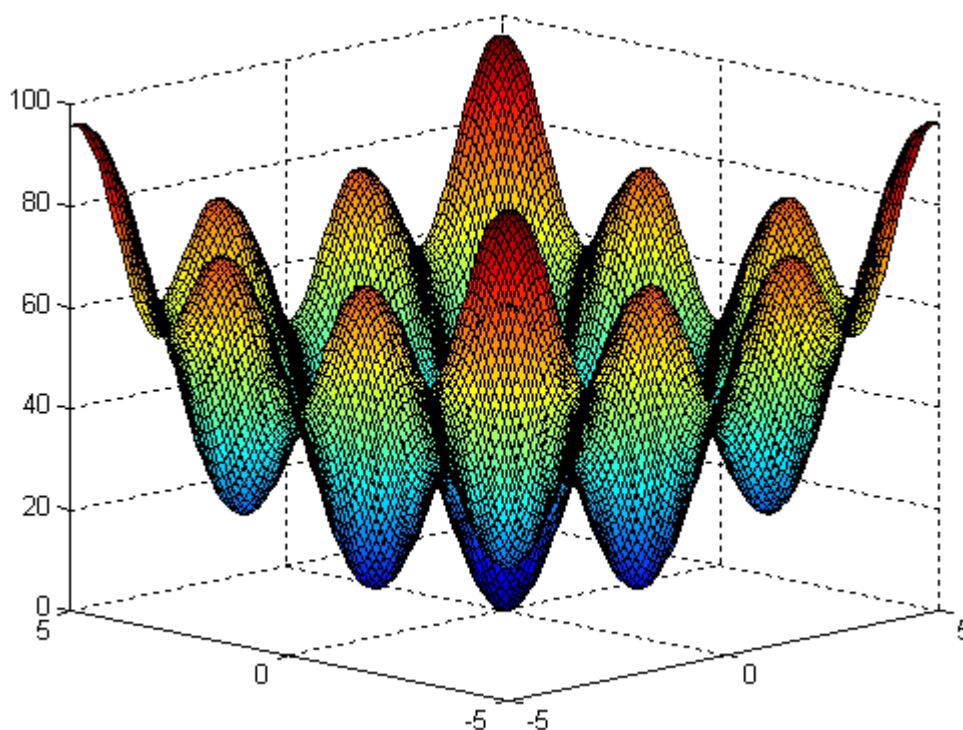


圖 3.16 本研究使用之和弦搜尋演算法計算流程

3.5.2 連續問題驗證規劃

本研究對加入重複和弦判斷應用於連續問題，是否優於原始和弦搜尋演算法進行驗證。此處所使用的方程式為蛋盒函數(The egg crate function)，如(式 3.13 所示，方程式全域性最佳解為(0,0)。方程式的形狀如圖所示為多極值之方程式。此函數在(0,0)具有全域最小值 0。

$$f(x, y) = x^2 + y^2 + 25[\sin^2(x) + \sin^2(y)] \quad (\text{式 3.13})$$



由於本研究為多目標連續問題，待定變數為 4 個，此處驗證分析使用 4 個變數進行測試。

終止準則為：

(1) 最大迭代次數 $N_{\text{maxsearch}} = 1000$ 。

(2). $\varepsilon = |f_{\text{obj_new}} - f_{\text{Global min}}| \leq 10^{-1}$

第四章 研究河段地形演變分析

本章對各研究河段進行長時間觀察及分析，分為大安溪、大甲溪及大里溪。除了大安溪 2008 年資料、大甲溪和大里溪流域 2004 年的資料以外，其餘均為本研究利用 SOCET GXP 所製作的正射影像及 DSM，分別討論河道及地形變遷，最後基於觀測結果，整理分析區段的各個因子。

4.1 大安溪

大安溪採用的資料如表 4.1 所示。

表 4.1 大安溪資料時間及來源

時間	資料類型	網格大小	來源
1999/9/22	正射影像	1 公尺	SOCET GXP 製作
	DSM	1 公尺	SOCET GXP 製作
2001/11/12	正射影像	1 公尺	SOCET GXP 製作
	DSM	1 公尺	SOCET GXP 製作
2002/9/16	正射影像	1 公尺	SOCET GXP 製作
	DSM	1 公尺	SOCET GXP 製作
2003/8/26	正射影像	1 公尺	SOCET GXP 製作
	DSM	1 公尺	SOCET GXP 製作
2004/7/10	正射影像	1 公尺	SOCET GXP 製作
	DSM	1 公尺	SOCET GXP 製作
2004/10/3	正射影像	1 公尺	SOCET GXP 製作
	DSM	1 公尺	SOCET GXP 製作
2005/10/27	正射影像	1 公尺	SOCET GXP 製作
	DSM	1 公尺	SOCET GXP 製作
2007/1/31	正射影像	1 公尺	SOCET GXP 製作
	DSM	1 公尺	SOCET GXP 製作
2008/6/10	正射影像	2 公尺	水規所計畫成果
	DSM	0.5 公尺	水規所計畫成果

4.1.1 影像判釋

大安溪在九二一地震中河道抬升形成堰塞湖，在左岸溢流，如圖 4.1 所示。

在 2001 年 11 月 12 日至 2003 年 8 月 26 日這段期間，九二一地震造成的堰塞湖雖然溢流，但殘留下的天然壩仍有影響力。河道自斷層線上游在左岸受到殘壩影響被分為兩道水流，往下游分為三道水流，再慢慢向右岸匯集，在下游斷層處形成一條主流，以及左岸的一道小支流，圖 4.2 為 2001 年 11 月 12 日的正射影像。

以 2004 年 7 月 10 日的正射影像如圖 4.3，水流依然分為三道，此時為敏督利颱風後尚未完全退水的狀態，在斷層線上游水流仍受到殘壩影響，使水流有轉彎的狀況。

經歷敏督利及艾莉兩場颱風肆虐，2004 年 10 月 3 日大安溪退水後如圖 4.4 所示，河道沒有明顯的主流，但可以看出水流在上游處大部分偏向左岸，與 2001 年的影像比較，在河道上岩盤明顯裸露，河道範圍也略為拓寬，且水流不再受到殘壩影響而轉彎。

2005 年 10 月 27 日的流況如圖 4.5 所示，此時水流分為三道，大致以中間的河道為主。

2007 年影像則顯示，在東勢背斜下游的河道與 2005 年大致相同，但在上游水流開始偏向左岸集中，如圖 4.6 所示。

在 2008 年水流則明顯集中在單一河道，如圖 4.7 所示，河道上開始有植被覆蓋。

大安溪 1999 年至 2008 年的河道變遷，由於九二一地震河道隆起造成堰塞湖，接著河道受到堰塞湖殘壩影響分為三條，2004 年的雨季過後不再受到殘壩影響，2005 年起河道開始集中為一道，在 2008 年時的河道則明顯為單一道的主流。

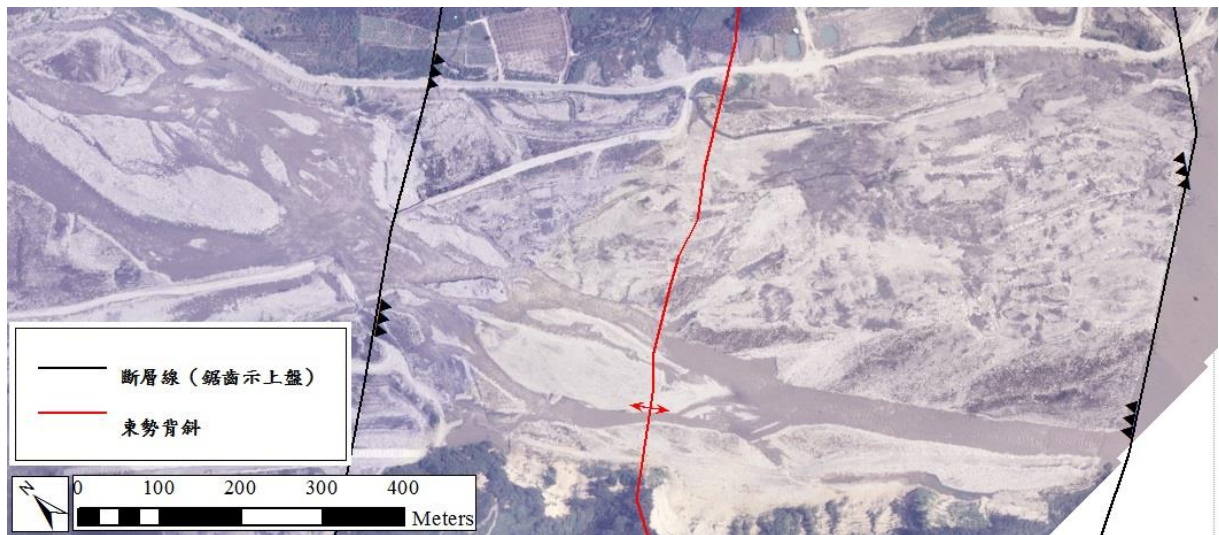


圖 4.1 大安溪 1999 年 9 月 22 日正射影像

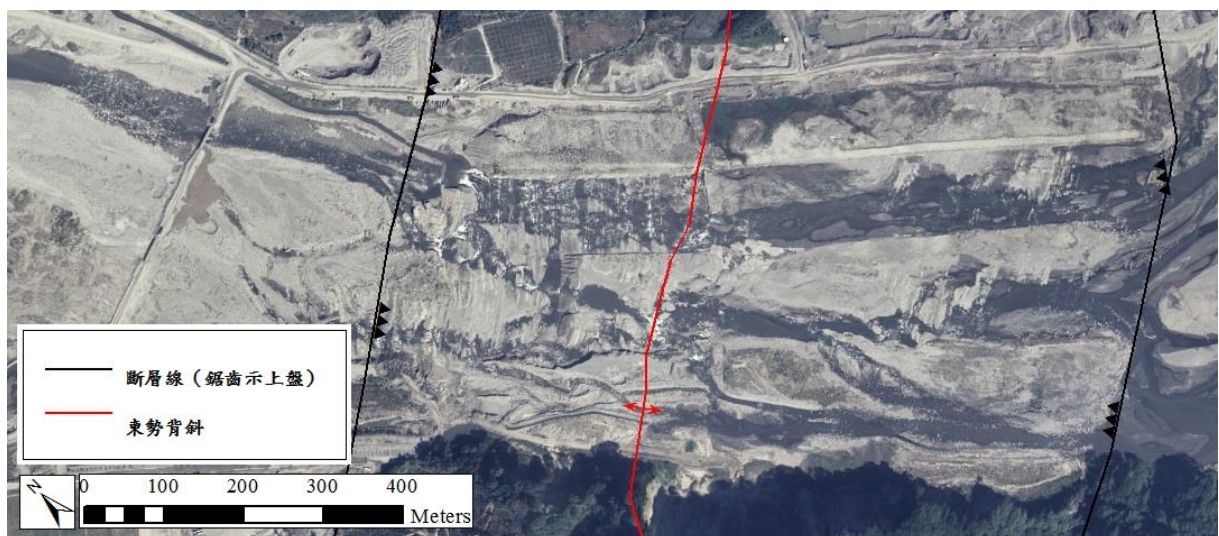


圖 4.2 大安溪 2001 年 11 月 12 日正射影像



圖 4.3 大安溪 2004 年 7 月 10 日正射影像

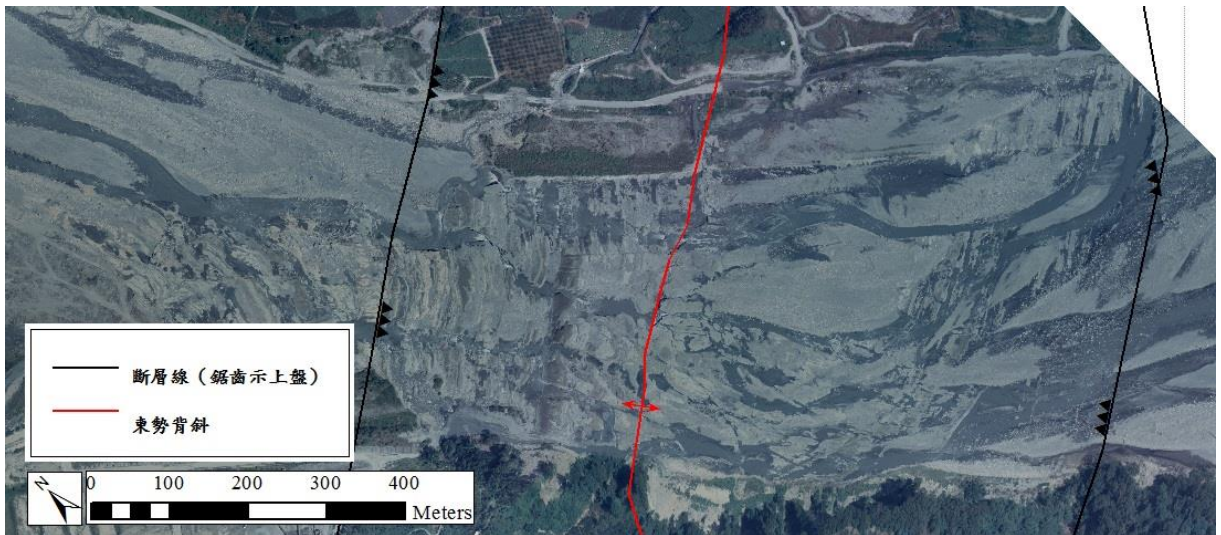


圖 4.4 大安溪 2004 年 10 月 3 日正射影像

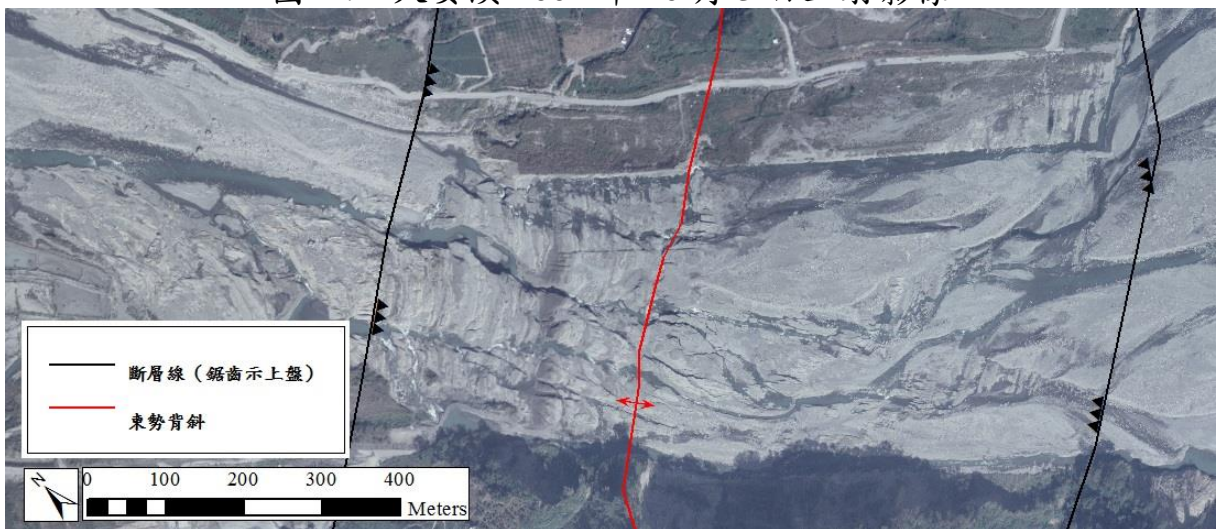


圖 4.5 大安溪 2005 年 10 月 27 日正射影像

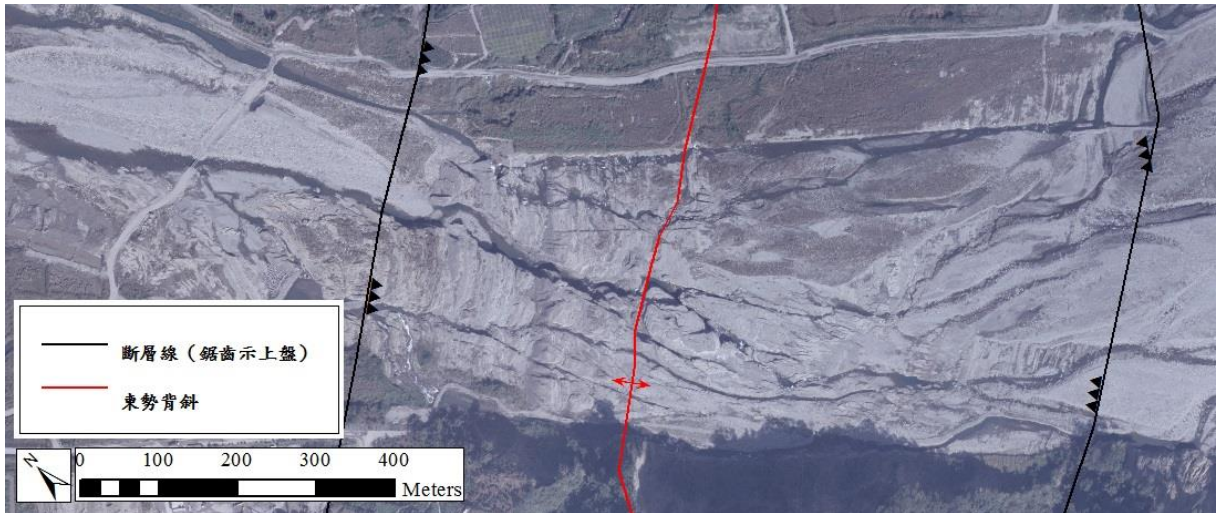


圖 4.6 大安溪 2007 年 1 月 31 日正射影像

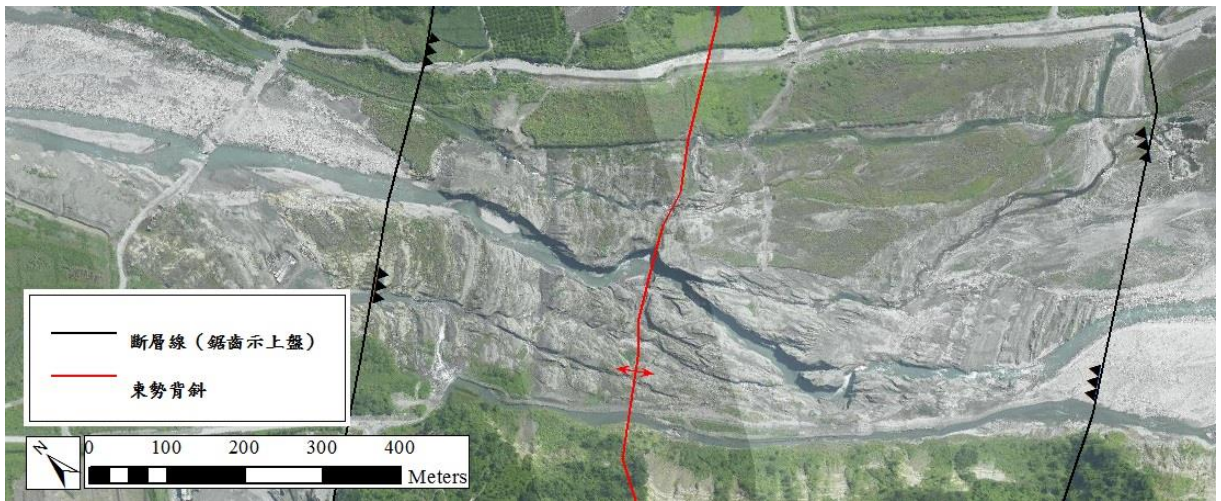


圖 4.7 大安溪 2008 年 6 月 10 日正射影像

4.1.2 地形演變分析

在 1999 年 9 月 22 日的大安溪河道上游處地勢由右岸往左岸降低，如圖 4.8 所示，但在下游左右岸差異則較不明顯。

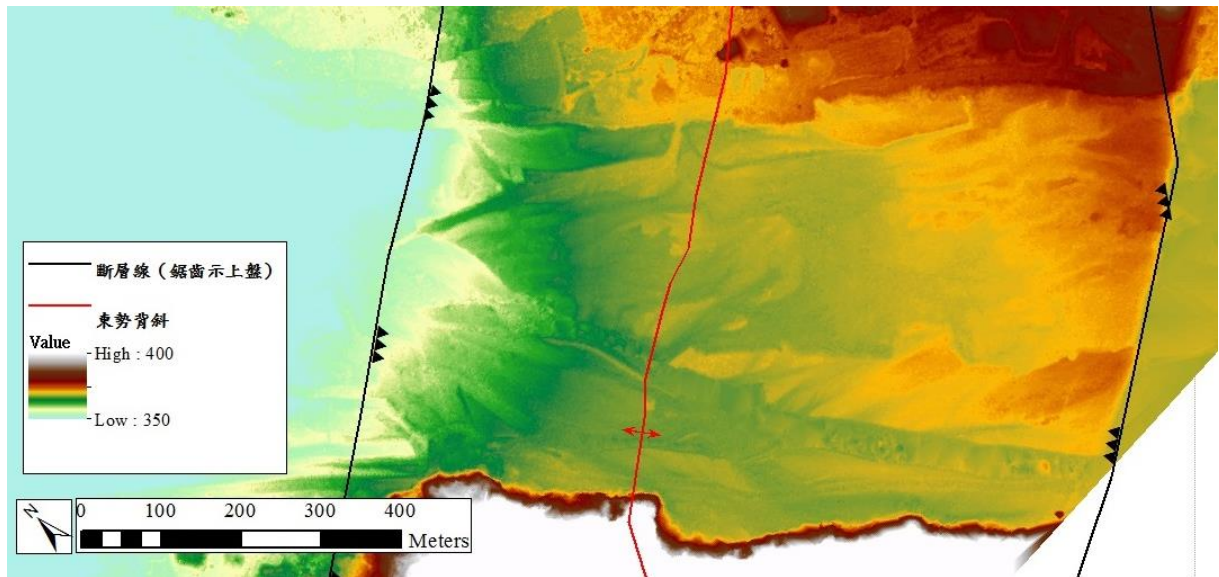


圖 4.8 大安溪 1999 年 9 月 22 日地形

由影像判釋可以看到幾個比較重要的時期：2001 年水流受殘壩影響分為三道，地形如圖 4.9；2004 年颱風過後殘壩消失，如圖 4.10；2005 年水流開始集中，由地形可看出河道中央有一道地是較低處，如圖 4.11；2008 年則有唯一的主流河道，如圖 4.12 所示。

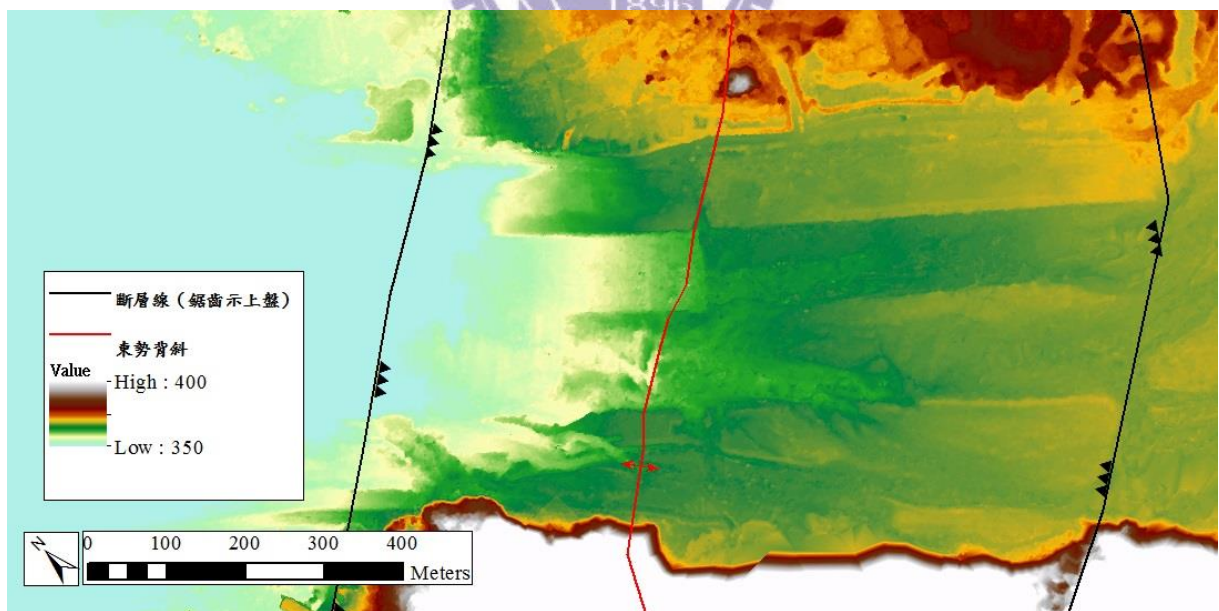


圖 4.9 大安溪 2001 年 11 月 12 日地形

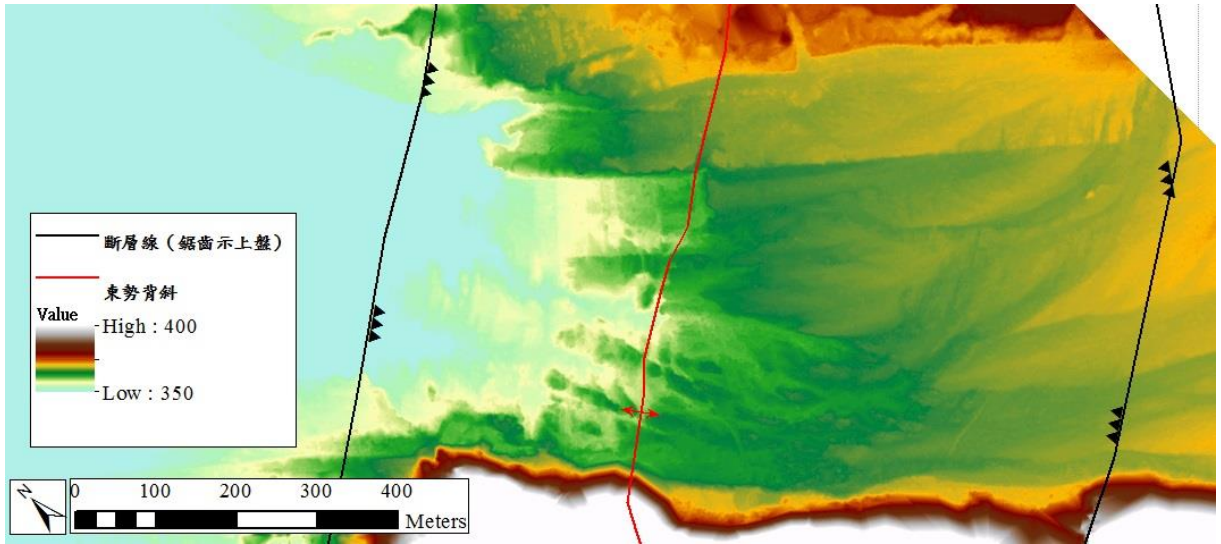


圖 4.10 大安溪 2004 年 10 月 3 日地形

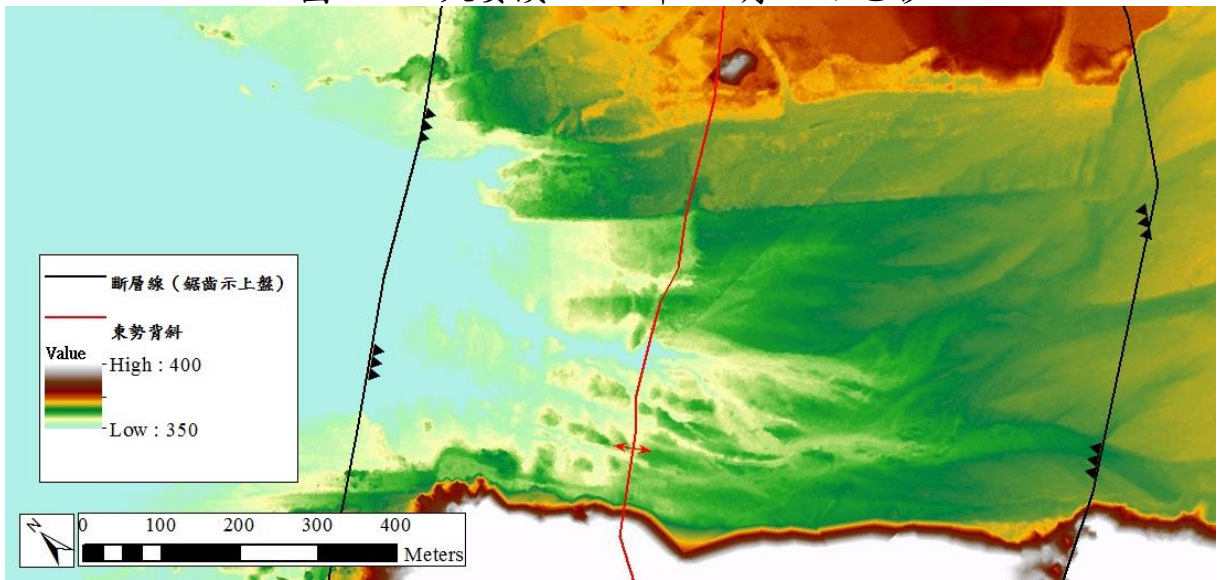


圖 4.11 大安溪 2005 年 10 月 27 日地形

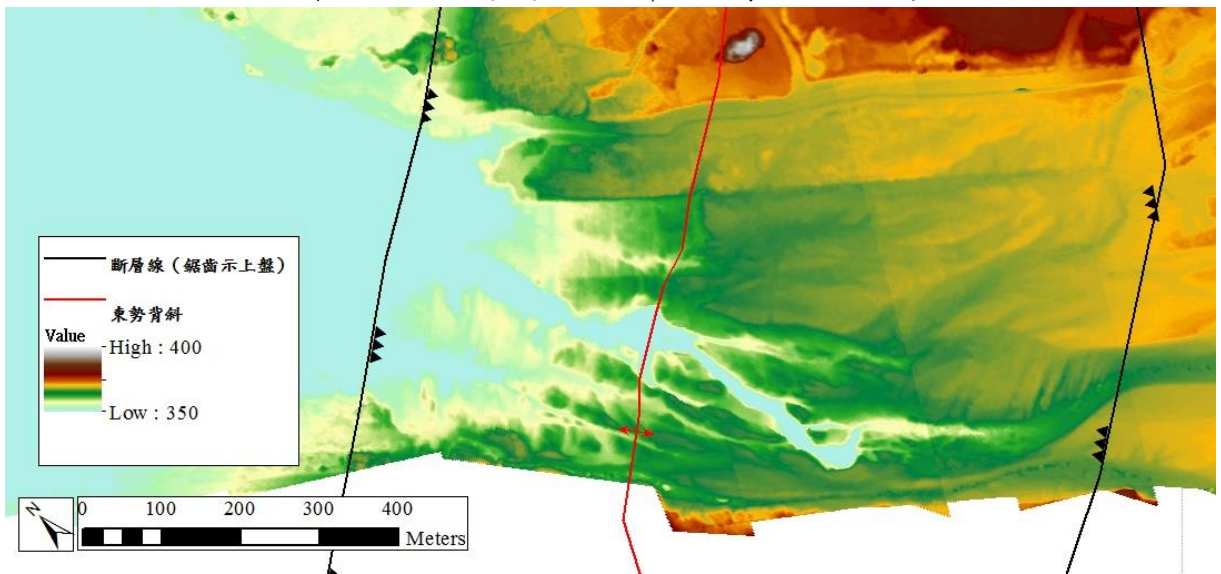


圖 4.12 大安溪 2008 年 6 月 10 日地形

由河道剖面來看，如圖 4.13 所示，KP1 的部份自 1999 年至 2001 大約倒退 50 公尺，在 2001 年開始下切岩盤，直到 2003 年都沒有倒退的狀況，由於剖面計算精度為 5 公尺，則有可能此時期倒退小於 5 公尺而無法觀測。2003 年至 2004 年以及 2004 年至 2005 年，這兩個時期的倒退速率則大致相同，大約都是倒退 50 公尺。然而在 2005 年至 2007 年則快速倒退，由地文因子的部份討論，2005 年的河道上落差大且坡度陡，且此時水流與前幾年相比開始集中為一條水路，可能為快速倒退的原因，此時 KP1 倒退至東勢背斜的軸部，後續倒退則為二次下切的狀況因此不討論。

KP2 在 2001 年開始可以觀察到，出現在東勢背斜的軸部，則在倒退初期岩層與水流為水平的關係。2001 年到 2003 年以及 2003 年至 2004 年兩個時期，由剖面圖上都沒有倒退的情形，有可能倒退小於 5 公尺而無法觀測。但是 2004 年至 2005 年則倒退 100 公尺，但是坡度明顯變緩，因此在 2005 年至 2007 年倒退速率下降，倒退約 50 公尺。2007 年至 2008 年此時期倒退速率又再度上升，與前一年度相比，2007 與 2005 年落差並沒有太大的差異，但是 2007 年的坡度遠大於 2005 年，因此推測坡度的影響性可能大於落差。後續由於河道轉彎，則岩層與水流在同一時期不一致，則不進行討論。

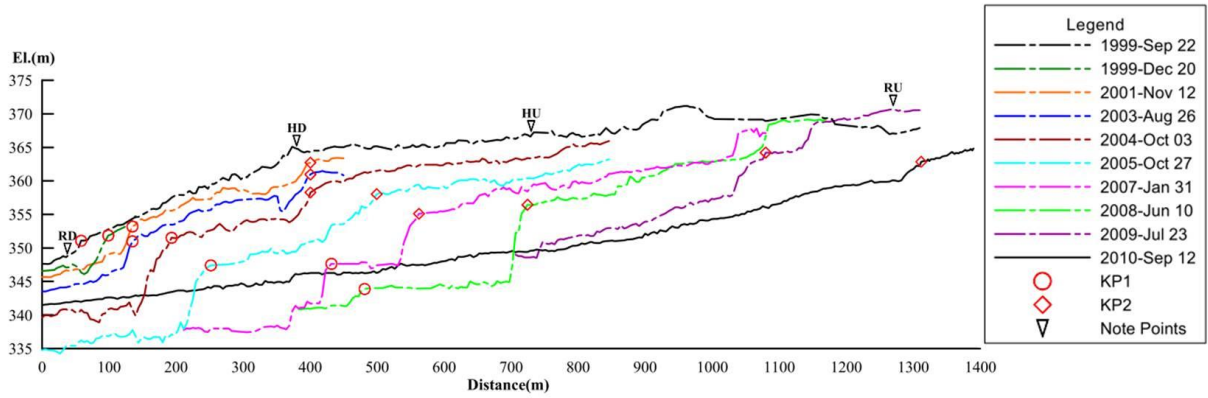


圖 4.13 大安溪歷年河道剖面 (Huang et al, 2012)

4.2 大甲溪

大甲溪分析的主要河段為石岡壩至埤豐橋段，本部份採用的資料如表

4.2 所示。

表 4.2 大甲溪資料時間及來源

時間	資料類型	網格大小	來源
1999/9/22	正射影像	1 公尺	SOCET GXP 製作
	DSM	1 公尺	SOCET GXP 製作
2003/10/4	航空照片		農航所
2004/7/10	正射影像	5 公尺	農航所製作
	DSM	5 公尺	農航所製作
2004/10/3	航空照片		農航所
2005/11/20	正射影像	1 公尺	SOCET GXP 製作
	DSM	1 公尺	SOCET GXP 製作
2006/10/25	正射影像	1 公尺	SOCET GXP 製作
	DSM	1 公尺	SOCET GXP 製作
2008/11/28	航空照片		農航所
2009/10/21	正射影像	1 公尺	SOCET GXP 製作
	DSM	1 公尺	SOCET GXP 製作

4.2.1 影像判釋

大甲溪地震前在石岡壩到埤豐橋段的河道，主要河道由右岸漸漸偏向左岸（後稱河道 1），岩層與水流的關係由順層轉為逆向，除河道 1 之外，在左岸的排砂道前也有部份的水流通過。九二一地震後造成石岡壩 16、17、18 號閘門損壞，埤豐橋斷裂且在橋前側出現階梯狀瀑布，圖 4.14 所示。

在 2003 年的狀況如圖 4.15 所示，河道流況大致變化不大，水流集中在河道 1 的位置。在 2004 年 7 月敏督利之後，圖 4.16 為尚未退水時的狀況，此時河道全面拓寬，在下游側河寬變為之前的 2 倍。經歷 7 月的敏督利及 8 月的艾莉之後，2004 年 10 月的狀況如圖 4.17 所示，河道發生顯著變化，除了原本的河道 1 外，左岸又多了一條水路（後稱河道 2），在滿水較不明顯，但在退水之後可以發現位於第二消能池下游的副壩被沖毀。

2005 年河道的景象與 2004 年差異不大，如圖 4.18 所示，依然為兩條主要水路，在排砂道前的副壩有部份損毀。在 2006 年時，如圖 4.19 所示，在副壩毀壞處興建排水道，排砂道前的部份則有進行修復，但在河道上除了原本埤豐橋上游處的遷急點外，在河道 2 的順層處，出現明顯的水花，顯示此處有急劇的坡度變化。

2008 年如圖 4.20 所示，河道 1 幾乎沒有水流過，水流主要集中至河道 2，在順層處的遷急點持續上溯，但在埤豐橋上游之遷急點被人為填補，變成道路，且河道由於人為因素在埤豐橋前改道。

在 2009 年的流況與 2008 年大致相同，如圖 4.21 所示，主要水流均集中在河道 2，順層處的遷急點持續上溯，但埤豐橋上游處的遷急點則不復存在。

由 1999 年 9 月 21 日至 2009 年 10 月 21 日，在大甲溪的石岡壩至埤豐橋段，河道主要變化時間點首先是九二一地震造成石岡壩的壩體破壞，以及在埤豐橋上游出現瀑布；其次在 2004 年暴雨使河道拓寬，河道開始變化；以及 2006 年設置排水道後，水流被集中在河道 2，造成之後在順層處有遷急點倒退的情形發生。

本研究主要為地震造成的遷急點倒退，因此僅對埤豐橋上游的遷急點進行討論。在埤豐橋上游的遷急點，1999 年至 2006 年這段期間，以緩慢的速率倒退，但在 2008 年則被人為填補，後續與 Hayakawa et al. (2012) 觀察大甲溪的現象進行比較。



圖 4.14 大甲溪 1999 年 9 月 22 日正射影像



圖 4.15 大甲溪 2003 年 10 月 4 日航空照片



圖 4.16 大甲溪 2004 年 7 月 10 日正射影像



圖 4.17 大甲溪 2004 年 10 月 3 日航空照片



圖 4.18 大甲溪 2005 年 11 月 20 日正射影像



圖 4.19 大甲溪 2006 年 10 月 25 日正射影像



圖 4.20 大甲溪 2008 年 11 月 28 日航空照片



圖 4.21 大甲溪 2009 年 10 月 21 日正射影像

圖 4.22 為 Hayakawa et al. (2012) 由 2006 年至 2010 年所圈繪的遷急點倒退路徑，在 2007 年的倒退位置在圖上有兩個，實線在埤豐橋上游，虛線在順層處，後續 2008 至 2010 年以順層處的遷急點為主，持續倒退至石岡壩副壩的排水道。

根據本研究的觀察，大甲溪順層出現明顯的遷急點倒退是在 2006 年之後，同時埤豐橋上游的遷急點也存在。在 Hayakawa et al. (2012) 則將這兩個遷急點視為同一個，兩者形成的成因並不相同，且沒有證據顯示兩個遷急點在 2008 年變為一個，因此這段時期的倒退資料顯得不合理。

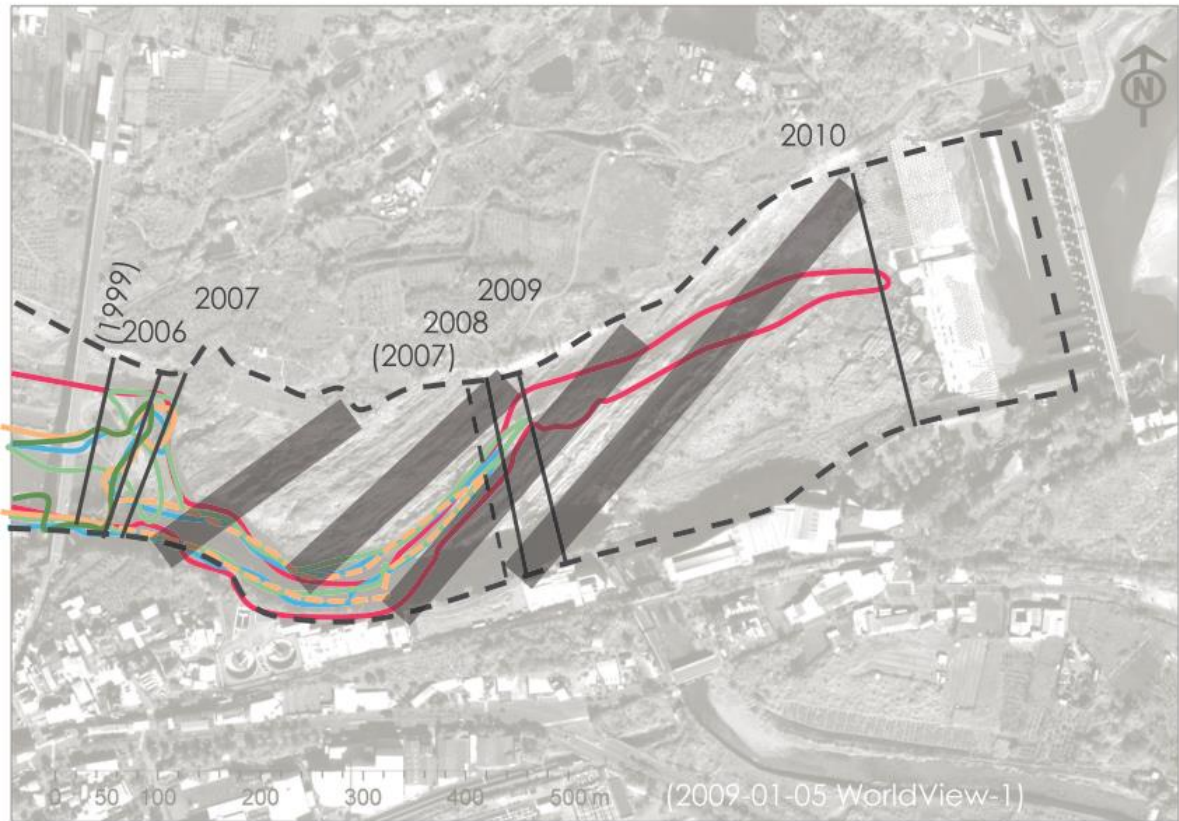


圖 4.22 大甲溪遷急點倒退歷程 (Hayakawa et al., 2012)

4.2.2 地形演變分析

本部份則觀察大甲溪河道的地形變化，取 1999 年 9 月 22 日、2005 年 11 月 20 日、2006 年 10 月 25 日及 2009 年 10 月 21 日四個時期的 DSM 資料，不採用 2004 年 7 月 10 日的 DSM 原因為此時期尚未退水，則 DSM 的資料為水位高程，與實際河道地形差異甚大。

圖 4.23 為大甲溪歷年河道剖面，由於資料是利用 DSM 計算最低點，將點位套疊在正射影像後，有些點位出現在非水域處，則進行刪除，因此剖面線有部份不連續。

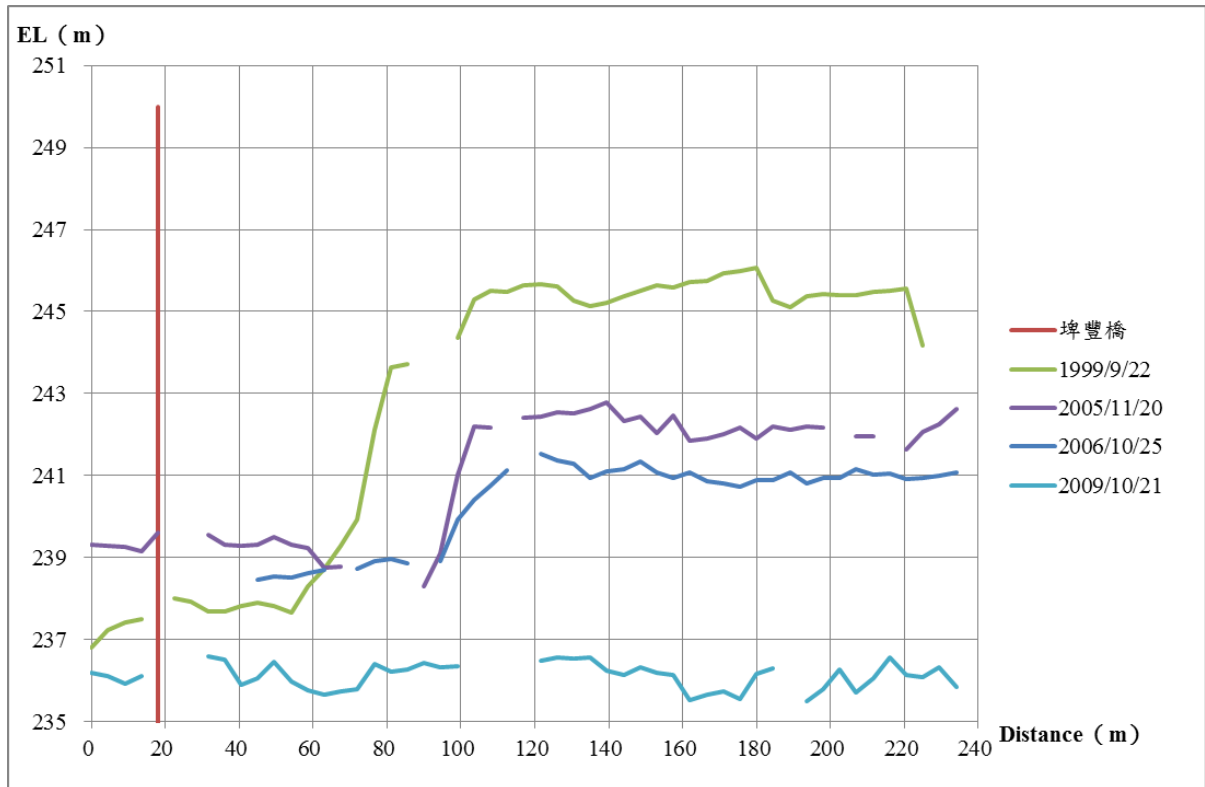


圖 4.23 大甲溪歷年河道剖面

1999 年 9 月 22 日的剖面可以看到此時略呈階梯狀，而由正射影像也可發現此處出現兩道水花，由經濟部地質調查所（1999）調查指出此處落差 5 公尺，顯示上半部並未列入計算，但考慮遷急點倒退過程不能排除上半部的影響，則本研究將上下兩階均列入計算，在坡度則採用兩階的平均坡度。

自 1999 年 9 月 22 日至 2005 年 11 月 20 日，此時除了遷急點明顯倒退外，原先階梯狀的瀑布也已消失。此時河道落差下降，但是坡度與 1999 年下半年度的坡度相比差異不大。

2005 年 11 月 20 日至 2006 年 10 月 25 日，此時期落差持續下降，坡度相較於 2005 年也明顯減緩，推測倒退速率開始下降，倒退歷程即將結束。

4.3 大里溪

本部份分為大里溪、頭汴坑溪及乾溪三個區段進行分析。此段河道用以與 Hayakawa 和 Matsukura (2003) 以及 Hayakawa et al. (2012) 的資料對照，此部份主要確認在地震後的情況，後續觀察較少。

4.3.1 大里溪

大里溪所採用的分析資料如表 4.3 所示。

表 4.3 大里溪資料時間及來源

時間	資料類型	網格大小	來源
1999/9/22	正射影像	1 公尺	SOCET GXP 製作
	DSM	1 公尺	SOCET GXP 製作
2000/10/7	航空照片		農航所
2003/7/10	航空照片		農航所
2004/7/13	正射影像	5 公尺	農航所製作
	DSM	5 公尺	農航所製作

4.3.1.1 影像判釋

大里溪由於九二一地震使河道抬升，如圖 4.24 所示，此處分為上、下兩段抬升。斷層上游右岸有土石崩落的痕跡，雖然並未堵塞河道，但造成下游河流略為紊亂。

2000 年 10 月可以看到河道右岸有開挖跡象，如圖 4.25 所示，為大里溪治理第二期計畫的一環，即將在河段設置堤防。

2003 年 7 月 10 日的影像可以看到整治完成的全貌，如圖 4.26 所示，大里溪經過整治後，兩側興建堤防導致人為因素使河流改道，與 1999 年當

時的河道相比彎曲幅度也增加。除了興建堤防外，河道上也新增許多固床工進行保護。由於受到人為整治，在九二一地震後造成的遷急點，不存在於整治完成的河道上，因此判斷在大里溪河道的沖刷應與九二一地震後造成的遷急點無關。

由 2004 年 7 月 13 日的影像顯示，如圖 4.27 所示，受到敏督利颱風的影響，河道上有部份固床工損壞。對照基於 2003 年航照繪製的固床工位置，由上游算起第 2、3、4 座固床工均毀損，可能造成固床工 1 至 5 之間的河道有淘刷情形的發生。



圖 4.24 大里溪 1999 年 9 月 22 日航空照片



圖 4.25 大里溪 2000 年 10 月 7 日航空照片



圖 4.26 大里溪 2003 年 7 月 10 日航空照片



圖 4.27 大里溪 2004 年 7 月 13 日正射影像

Hayakawa et al. (2012) 中提到大里溪的遷急點倒退歷程，如圖 4.28 所示，但在前述的觀察可知由於大里溪治理計畫，人為因素導致河川改道，所以判斷大里溪河床沖蝕的主要因素，不是由於九二一地震後形成遷急點倒退。此部份則與 Hayakawa 所提出大里溪受到九二一地震抬升出現遷急點倒退的理論並不相符，因此後續對於 Hayakawa 所提出的大里溪遷急點倒退歷程不合理處進行討論。



圖 4.28 大里溪遷急點倒退歷程 (Hayakawa et al., 2012)

首先是資料的時間解析度部份，Hayakawa et al (2009) 提到於 2005 年的 7 月進行現地調查，由本研究的航照資料可得知，在 2000 年 10 月開始著手進行整治，在 2003 年 7 月之前即完成整治工程，則 2005 年當時大里溪已經由於人為整治而改道，因此無法得知河川曾經改道的訊息。

2005 年 7 月所觀察到的遷急點如果與九二一地震無關，接著探究可能之原因。首先由於 Hayakawa et al. (2012) 的圖採用 Google 的影像，因此在 Google Earth 上進行局部放大，如圖 4.29 所示。在相同位置也局部放大 2003 年與 2004 年的影像進行比對，如圖 4.30 及圖 4.31 所示。

Hayakawa 所決定的遷急點位置對照 2003 年 7 月航照，介於固床工 2

和 3 之間。在 2004 年敏督利颱風之後，固床工 2 和 3 均毀壞，可能造成侵蝕基準面下降，使固床工 2 至 3 之間的岩床受到淘刷，進而出現遷急點。推測 Hayakawa 於 2005 年所調查到的遷急點應為固床工下游側河床淘刷所造成，而非九二一地震造成的遷急點倒退。



圖 4.29 大里溪 2005 年遷急點位置 (Google Earth)



圖 4.30 大里溪 2003 年 7 月 10 日航照局部放大



圖 4.31 大里溪 2004 年 7 月 13 日航照局部放大

4.3.1.2 地形演變分析

由正射影像可發現，大里溪由於人為因素造成河流改道，1999 年及 2004 年均有製作河道剖面，但由於河道位置差異太大，因此並未將兩年份的資

料套疊。

圖 4.32 為九二一地震後之河道剖面，由於斷層通過帶接近航照邊緣，因此缺乏遷急點下游資料，無法辨識斷層抬升高度。上游側則受到土石崩落，河流坡度略有變化。

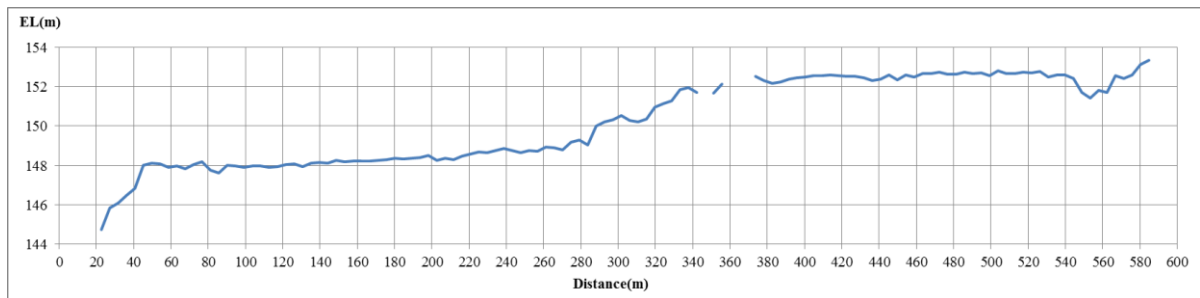


圖 4.32 大里溪 1999 年 9 月 22 日河道剖面

2004 年河道剖面如圖 4.33 所示，由於河道上多處有固床工，則對照 2003 年影像將固床工表示於圖上，為紅線位置。除了上游的一座固床工還存在之外，下游側的三座固床工都在敏督利颱風之後被沖毀，有可能由於下游固床工毀壞，使河道侵蝕基準面下降，導致下游側淘刷，在圖上 100 公尺及 290 公尺處都有出現局部的坡度不連續，Hayakawa 在 2005 年所觀察到的遷急點位置是在 290 公尺處，有可能是遷急點未移動停留在 290 公尺處，也可能是下游 100 公尺處的遷急點上溯造成。

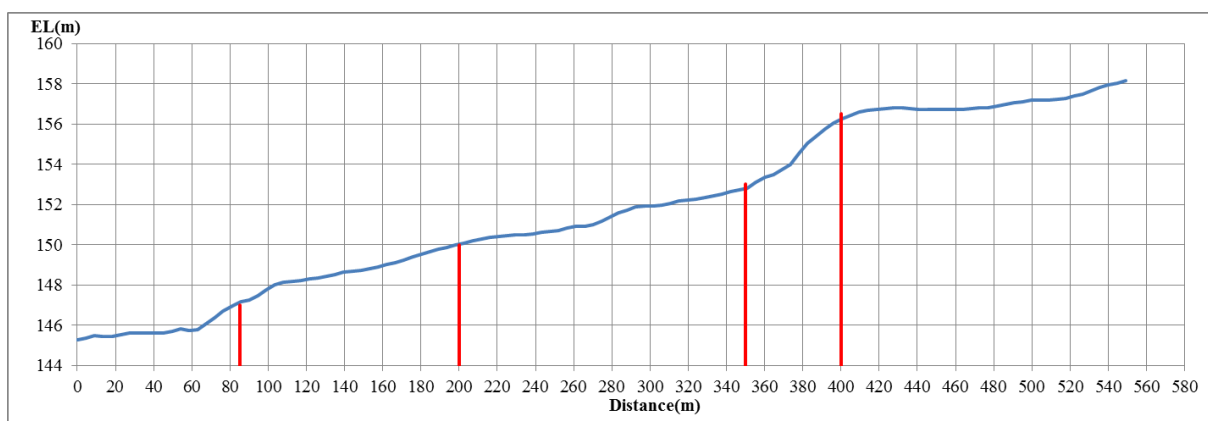


圖 4.33 大里溪 2004 年 7 月 13 日河道剖面

4.3.2 頭汴坑溪

頭汴坑溪所採用的分析資料如表 4.4 所示。

表 4.4 頭汴坑溪資料時間及來源

時間	資料類型	網格大小	來源
1999/9/22	正射影像	1 公尺	SOCET GXP 製作
	DSM	1 公尺	SOCET GXP 製作
2001/5/23	航空照片		農航所
2003/7/10	航空照片		農航所
2004/7/13	正射影像	5 公尺	農航所製作
	DSM	5 公尺	農航所製作

4.3.2.1 影像判釋

車籠埔斷層通過頭汴坑溪河道上四個位置，如圖 4.34 所示，在上游河道轉彎處被地震引起的山崩堵塞，形成堰塞湖。一江橋上游側流況略為紊亂，除了地震因素外也可能受到山崩土石崩落影響。被分支斷層及主斷層包圍的一江橋，造成橋樑斷裂。在一江橋下游的分支斷層處，由正射影像上看並無水花出現，影響並不明顯。在更下游處的斷層位置，被航照框標遮蓋而無法判釋。

2001 年 5 月 23 日的航照顯示，如圖 4.35 所示，在一江橋下游出現局部流況不穩定處，可能為遷急點。另外在九二一地震造成堵塞的河道上游，也出現疑似遷急點的地帶。

2003 年 7 月 10 日的航照如圖 4.36 所示，河道寬度與 2001 年相比略為增加，一江橋下游有觀察到遷急點的跡象，在上游的河道也有不穩定的地帶。

2004 年 7 月 13 日的狀況可以發現經歷敏督利之後，河道又再次拓寬，如圖 4.37 所示，河道左岸緊鄰民房，顯示在洪水時堤防無法阻擋水流而潰堤。在一江橋下游河道顯得相當破碎，但在上游河道雖然也有拓寬的狀況，但河道沒有像下游一般破碎。



圖 4.34 頭汴坑溪 1999 年 9 月 22 日航空照片

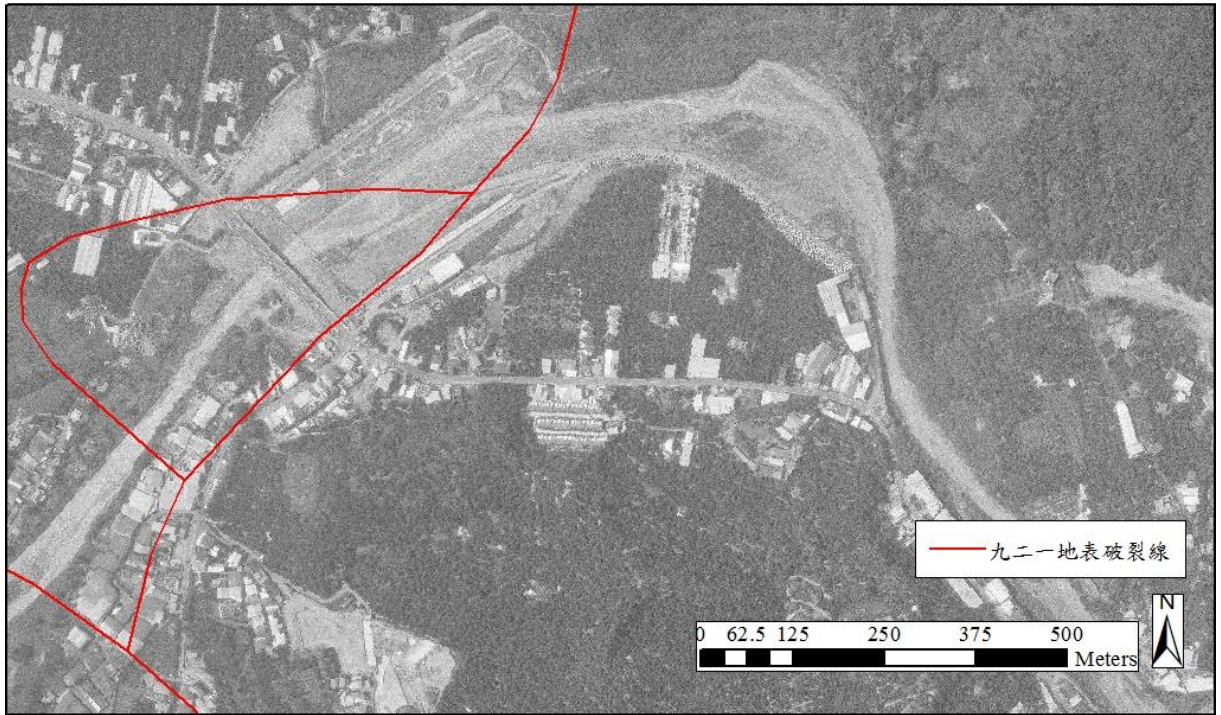


圖 4.35 頭汴坑溪 2001 年 5 月 23 日航空照片

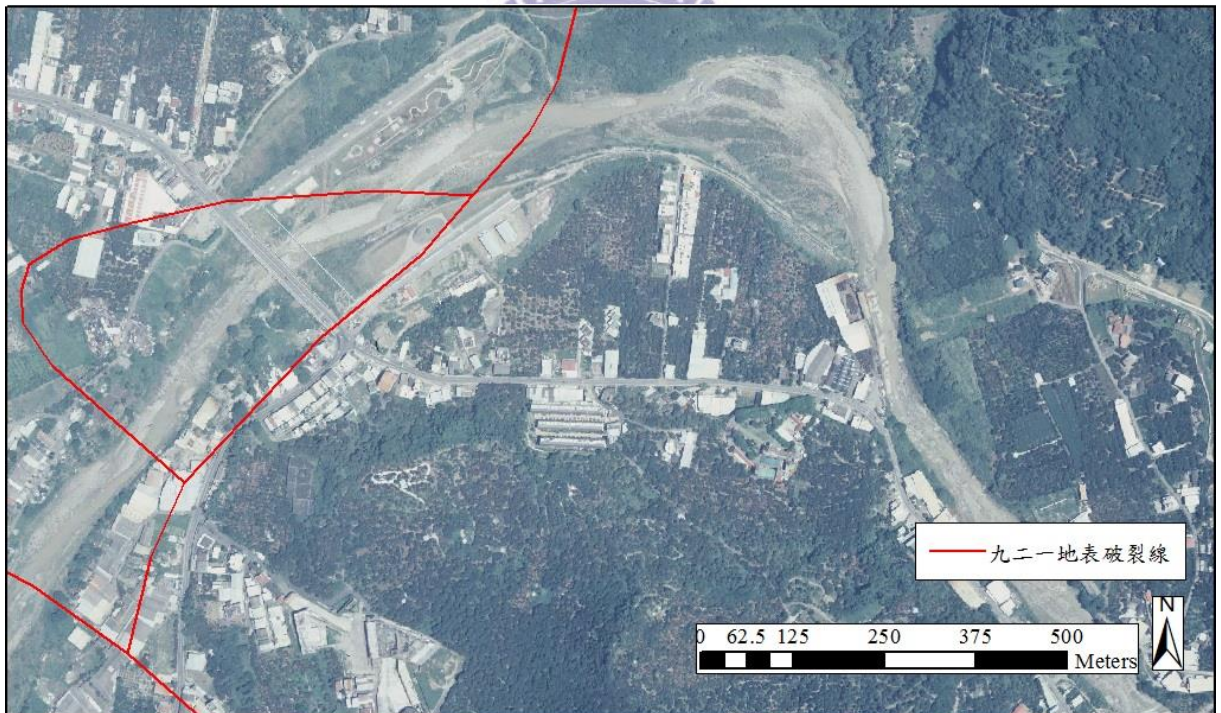


圖 4.36 頭汴坑溪 2003 年 7 月 10 日航空照片



圖 4.37 頭汴坑溪 2004 年 7 月 13 日正射影像

4.3.2.2 地形演變分析

此部份無論在 1999 年或 2004 年的剖面，雖然河道上有坡度變化，但都不是很明顯。1999 年的剖面如圖 4.38 所示，但是並未包含所有斷層經過的河段，因此無法判斷在九二一地震後是否有遷急點，以坡度來看，在一江橋下游側有坡度變化，但是並不算陡峭。另外，由於此 DSM 為相對高程，所以並未與 2004 年剖面套疊。

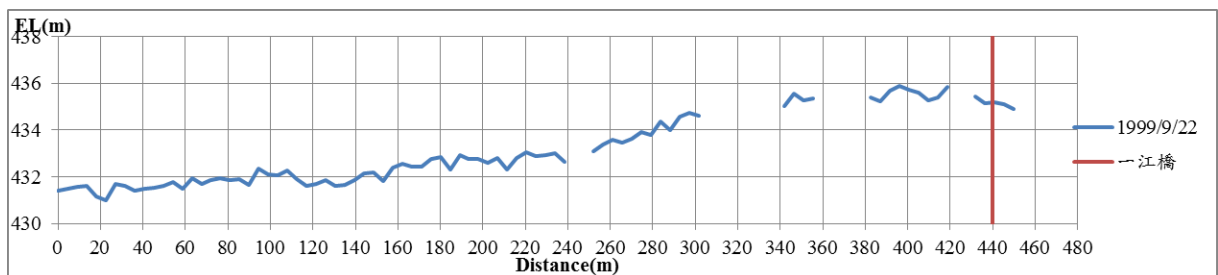


圖 4.38 頭汴坑溪 1999 年 9 月 22 日河道剖面

2004 年的剖面如圖 4.39 所示，在一江橋下游地區坡度較為陡峭，但是與前述各個河道相比都顯得過於平緩。

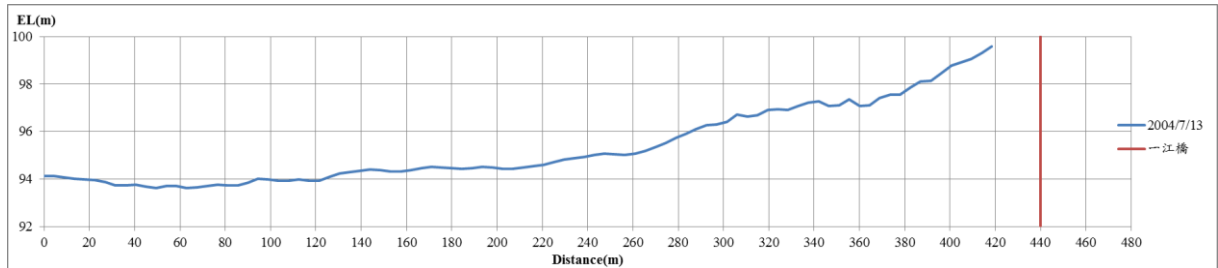


圖 4.39 頭汴坑溪 2004 年 7 月 13 日河道剖面

4.3.3 乾溪

乾溪所採用的分析資料如表 4.5 所示。

表 4.5 乾溪資料時間及來源

時間	資料類型	網格大小	來源
1999/9/22	正射影像	1 公尺	SOCET GXP 製作
	DSM	1 公尺	SOCET GXP 製作
2004/7/13	正射影像	5 公尺	農航所製作
	DSM	5 公尺	農航所製作

4.3.3.1 影像判釋

乾溪在九二一地震後影像如圖 4.40 所示，北岸的光復國中操場隆起約一層樓高，理論上河道的流況也會有變化，但在影像上不易觀測。

在 2004 年敏督利之後的影像，如圖 4.41 所示，與地震後的河道相比略有變化，但大致還在同一範圍內，由影像上並沒有明顯的水花出現。



圖 4.40 乾溪 1999 年 9 月 22 日正射影像

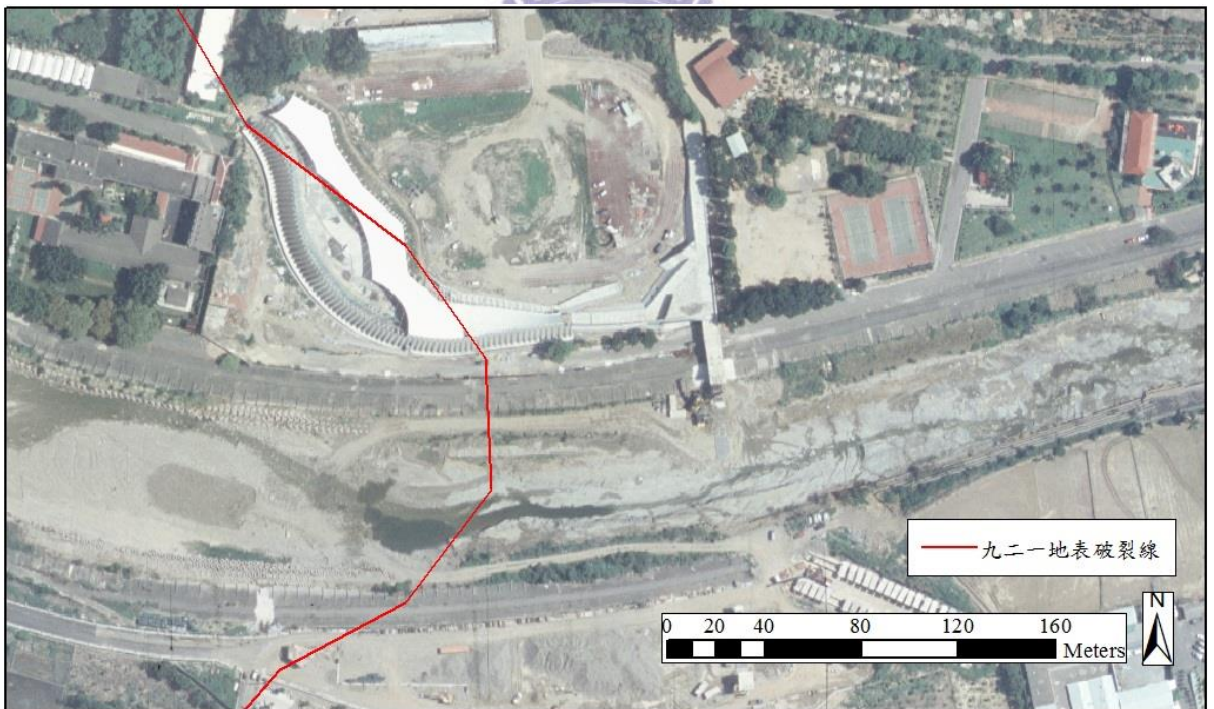


圖 4.41 乾溪 2004 年 7 月 13 日正射影像

4.3.3.2 地形演變分析

圖 4.42 為乾溪的河道剖面，在九二一之後河道有被抬升，雖然坡度不大，但由圖上可發現與乾溪平均坡度相比變化仍算劇烈。

由 1999 年至 2004 年這段期間，乾溪的遷急點至少倒退 160 公尺，但是坡度及落差都明顯下降，顯示倒退速度減緩漸漸趨於平衡。

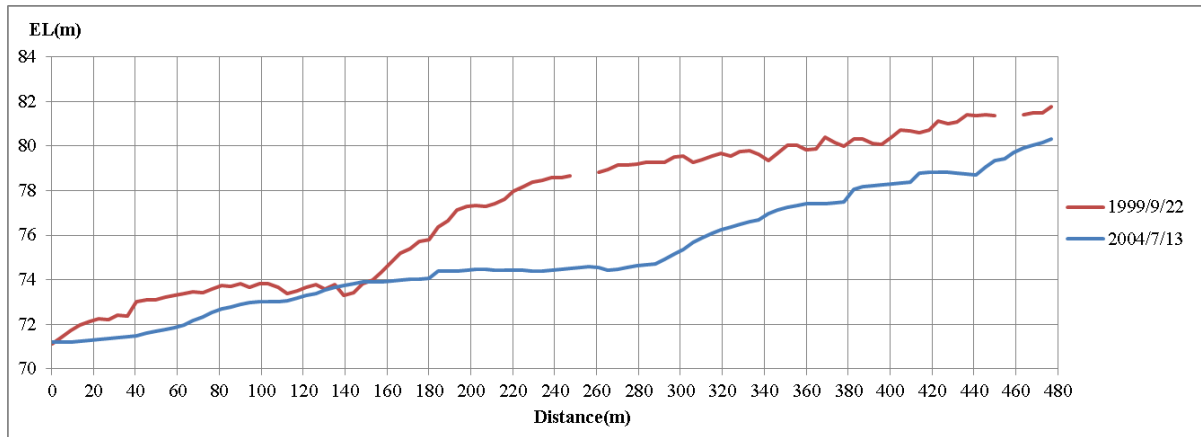


圖 4.42 乾溪歷年河道剖面

4.4 因子整理

基於前述的觀察結果，在大安溪可以觀測到的倒退年代，KP1 由 2001 年至 2007 年，KP2 由 2001 年至 2008 年，由於正射影像及 DSM 均豐富，可以分出 5 個時期，2001 年至 2003 年、2003 年至 2004 年、2004 年至 2005 年、2005 年至 2007 年以及 2007 年至 2008 年，其中 KP1 為前 4 個時期，KP2 則為 5 個時期。

大甲溪的部份則採用與 Hayakawa et al. (2012) 年相同的時期，1999 年至 2005 年以及 2005 年至 2009 年，前述有提及在 2005 年至 2009 年這個區間 Hayakawa et al. (2012) 的資料並不合理，因此只採用 1999 年至 2005 年此時期的資料。

大里溪流域的部份，主要採用 Hayakawa et al. (2012) 並進行補充。首

先九二一地震的確造成大里溪河道有遷急點出現，但是由於隔年便進行河道整治而不對沖蝕造成影響，Hayakawa 所觀測到的遷急點則可能是固床工下游淘刷所造成，則與九二一地震無關因此不採用。頭汴坑溪的部份無法確認九二一地震後所造成的遷急點確切位置，因此暫且不考慮。乾溪的部份在 1999 年可以觀測到確切的遷急點存在，由於沒有 2005 年的 DSM 資料，因此 1999 年至 2005 年和 2005 年至 2009 年兩個倒退期間均採用相同的坡度。

則本研究採用的溪流包含大安溪、大甲溪及乾溪，大安溪 9 筆資料，大甲溪 1 筆資料，乾溪 2 筆資料，合計 12 筆資料，其中大甲溪及乾溪只有坡度及 K_h 是本研究所計算，倒退長度、落差及河寬採用 Hayakawa et al.(2012) 的資料。本研究採用的因子及倒退距離整理如表 4.6 所示。

表 4.6 本研究採用各個因子整理

流域	倒退長度	坡度	K_h	落差	河寬	倒退期間
大安溪 KP1	0	0.18	18	4.5	170	2001/11/12~2003/8/26
	56.6	0.21	18	5	160	2003/8/26~2004/10/03
	53.2	0.21	18	9	30	2004/10/03~2005/10/27
	174.2	0.31	18	9	40	2005/10/27~2007/1/31
大安溪 KP2	0	0.1	508	3.5	100	2001/11/12~2003/8/26
	0	0.13	508	3.5	100	2003/8/26~2004/10/03
	95.5	0.14	79	4.5	50	2004/10/03~2005/10/27
	58.7	0.08	21	7	60	2005/10/27~2007/1/31
	160	0.23	21	7	40	2007/1/31~2008/6/10
大甲溪	20	0.16	40	6.6	160	1999/9/21~2005/7/31
乾溪	211	0.10	4	3.6	5	1999/9/21~2005/7/31
	189	0.10	4	3.6	5	2005/7/31~2009/12/31

第五章 最佳化方法之驗證

本章以具有解析解之連續問題做為例題，對修改後的和弦搜尋演算法進行驗證，目標值定義為該連續問題的解析解與計算值之差距絕對值。所驗證之方法中包括對和弦重複限制的不同修改方法，比較與驗證幾種修改後的和弦搜尋演算法與原版和弦搜尋演算法之優劣，以作為後續選定參數率定演算法的基礎。

5.1 連續問題驗證

本節所採用測試方程式如 3.5.2 節中的式 3.13，首先在 5.1.1 節以 Geem (2012) 所提出的修改法 (以下稱 HS-dup) 與原版和弦搜尋演算法 (OHS) 比較，並根據結果探討之。5.1.2 節則就江長潤 (2012) 所使用參數自由設定與粒子群的改良版和弦搜尋演算法 (以下稱 PSF-HS 修改 1 版)，探討加入和弦重複限制與否的效果差異。

5.1.1 OHS 與 HS-dup 之比較

表 5.1 為演算法的參數設定，測試 1-1 和 1-2 主要目的在於測試 HMCR 與 PAR 哪一種組合可以較有效收斂，測試 1-3 和 1-4 則是在改變收斂條件下，測試於固定的迭代次數下，可以達到的誤差精度，結果如表 5.2 至表 5.9。

表 5.1 演算法參數及收斂條件設定

測試	HMS	HMCR	PAR	bw	收斂條件	最大迭代次數
1-1	30	0.5	0.5	0.01	$\epsilon \leq 0.1$	1000
1-2	30	0.9	0.1	0.01	$\epsilon \leq 0.1$	1000
1-3	30	0.9	0.1	0.01	$\epsilon \leq 0.01$	1000
1-4	30	0.9	0.1	0.01	$\epsilon \leq 0.001$	1000

由表 5.2 及表 5.3 可知於測試 1-1，當 HMCR 與 PAR 均為 0.5，無論採 OHS 或是 HS-dup 均有很高的機率出現收斂失敗，但是在測試 1-2，當 HMCR 為 0.9 而 PAR 為 0.1 時，基本上兩者皆可成功收斂，而 HS-dup 所需的迭代次數略少於 OHS。

接著改變收斂條件進行測試，要求收斂精度提高，測試 1-3 中，雖然 OHS 或是 HS-dup 各有 1 次收斂失敗，但基本上都可以達到 0.01 的精度。在測試 1-4 中，無論 OHS 或是 HS-dup 均有很高的機率出現收斂失敗，但就平均而言，在同樣的迭代次數下，HS-dup 可以得到較小的目標函數。

後續在 5.2 節則針對測試 1-2 及測試 1-4 的情況進行可靠度分析，測試 1-2 狀態下基本上兩種演算法均可收斂，比較 HS-dup 所需迭代次數是否小於 OHS；測試 1-4 則是兩種演算法均不能收斂，但是在相同迭代次數限制下，HS-dup 是否可獲得較高精度。

表 5.2 測試 1-1，OHS 測試結果

Run#	x_1	x_2	x_3	x_4	Obj_f(x)	Iteration
1	0.0983	-0.09961	-0.081	-0.02377	0.692571	1000
2	0.031656	0.075188	-0.14217	0.110359	1.010299	1000
3	0.043799	-0.05368	0.031801	0.059941	0.244303	1000
4	0.049543	0.02428	-0.01888	-0.02036	0.099135	518
5	-0.15672	-0.00248	-0.10672	0.002034	0.928926	1000
6	0.187913	0.120968	-0.12199	-0.0383	1.709623	1000
7	0.037329	0.030382	0.034489	0.145461	0.637533	1000
8	0.010961	-0.06724	0.004742	0.085512	0.310774	1000
9	-0.00481	-0.01075	0.028332	-0.04858	0.085771	990
10	-0.17675	-0.00146	0.022889	0.039329	0.858031	1000

表 5.3 測試 1-1，HS-dup 測試結果

Run#	x_1	x_2	x_3	x_4	Obj_f(x)	Iteration
1	-0.05219	0.022276	0.011939	-0.01398	0.092456	928
2	-0.01012	0.123001	0.024058	0.049246	0.472172	1000
3	0.053899	0.070316	-0.10152	0.001972	0.470993	1000
4	-0.01865	-0.00392	-0.04799	-0.06476	0.178166	1000
5	-0.04354	0.002676	0.009176	-0.01011	0.054286	614
6	0.004311	-0.02206	0.057099	-0.03589	0.131297	1000
7	-0.12419	-0.01619	-0.09535	-0.12719	1.06001	1000
8	-0.04621	0.01647	-0.0511	-0.01471	0.135998	1000
9	0.067098	0.068701	-0.01463	0.022734	0.258418	1000
10	0.249598	0.269431	-0.05339	-0.04705	3.563201	1000

表 5.4 測試 1-2，OHS 測試結果

Run#	x_1	x_2	x_3	x_4	Obj_f(x)	Iteration
1	0.001095	0.008743	-0.00585	-0.05747	0.088683	989
2	0.029768	-0.04931	0.002415	0.019728	0.096463	761
3	0.02785	0.006218	-0.02702	-0.00194	0.040244	873
4	0.002169	-0.00132	-0.01371	0.056644	0.088389	901
5	-0.04833	-0.02077	0.002718	-0.00405	0.072512	517
6	-0.02921	0.025032	-0.03311	0.001091	0.066988	331
7	-0.05215	-0.00048	-0.00338	-0.01442	0.076359	565
8	0.002569	-0.01269	-0.00654	-0.03231	0.032603	465
9	0.007105	0.01109	-0.00349	0.055463	0.084727	665
10	-0.04211	-0.00068	0.001567	-0.03918	0.086046	991
收斂成功之平均迭代次數						705.8

表 5.5 測試 1-2，HS-dup 測試結果

Run#	x_1	x_2	x_3	x_4	Obj_f(x)	Iteration
1	0.052178	-0.0067	-0.00277	0.011721	0.075664	597
2	-0.0601	0.00386	-0.00342	-0.00472	0.095083	911
3	0.053094	0.002218	-0.00033	0.000444	0.073363	816
4	0.036736	0.008577	0.015277	0.04003	0.084693	580
5	-0.00376	0.00131	-0.00018	-0.05204	0.070771	553
6	-0.00168	0.00042	0.054456	-0.00926	0.079338	829
7	0.003181	-0.05457	0.02314	-0.01005	0.094165	656
8	-0.04267	-0.01713	0.035179	0.009663	0.089521	622
9	0.001524	0.01768	0.009485	0.037226	0.046539	589
10	0.051621	-0.00301	0.000869	0.02945	0.092022	738
收斂成功之平均迭代次數						689.1

表 5.6 測試 1-3，OHS 測試結果

Run#	x_1	x_2	x_3	x_4	Obj_f(x)	Iteration
1	-0.01118	-0.01236	-0.00043	0.009968	0.009808	861
2	-0.01337	0.008228	-0.00225	0.002249	0.006669	554
3	0.005518	0.008737	-0.00878	0.037534	0.041394	1000
4	0.002684	-0.00177	-0.01601	-0.00941	0.009233	836
5	0.002998	0.001018	-0.00982	-0.00449	0.00329	597
6	0.001949	-0.00257	0.002011	0.009669	0.002807	643
7	0.006016	-0.00549	0.002294	0.014955	0.007677	800
8	-0.00705	0.014117	-6.21E-05	-0.00214	0.006594	887
9	0.003949	-0.01411	-0.0109	-0.0051	0.009342	378
10	0.000288	0.009643	0.003607	0.00998	0.005347	955
收斂成功之平均迭代次數						723.4

表 5.7 測試 1-3，HS-dup 測試結果

Run#	x_1	x_2	x_3	x_4	Obj_f(x)	Iteration
1	-0.01118	-0.00236	0.006525	0.009968	0.007085	796
2	0.007869	0.008068	-0.00408	-0.00177	0.003816	719
3	0.006529	-0.01183	0.003116	-0.0044	0.005503	923
4	-0.00487	0.009999	-0.01355	0.002962	0.008218	591
5	0.001018	0.016743	0.003039	0.004387	0.008055	539
6	-0.00303	0.000142	-0.01875	-0.00221	0.009506	452
7	0.007985	-7.34E-05	0.01381	-0.00683	0.007831	497
8	-0.00692	-0.00549	0.008771	-0.03739	0.040356	1000
9	0.005391	-0.0173	-0.00364	0.001675	0.008953	852
10	0.016564	0.006197	0.006448	-0.00176	0.009293	888
收斂成功之平均迭代次數						695.2

表 5.8 測試 1-4，OHS 測試結果

Run#	x_1	x_2	x_3	x_4	Obj_f(x)	Iteration
1	-0.004	-0.00308	-0.01826	0.001433	0.009383	1000
2	-0.07731	0.001095	0.011676	-0.15435	0.773367	1000
3	0.002808	0.000993	0.004435	-0.00468	0.001311	1000
4	0.039324	-0.00215	-0.00378	-0.00169	0.040751	1000
5	0.056644	0.00379	0.000875	-0.00371	0.084087	1000
6	0.002582	0.000793	0.003023	-0.00338	0.000725	931
7	-0.00347	-0.00269	-0.16812	-0.00987	0.731264	1000
8	-0.00339	0.00109	-0.00324	0.120468	0.376177	1000
9	0.0033	0.001225	0.001721	0.013986	0.005485	1000
10	0.022371	-0.00472	-0.01206	0.002513	0.017537	1000
Mean					0.204009	993.1

表 5.9 測試 1-4，HS-dup 測試結果

Run#	x_1	x_2	x_3	x_4	Obj_f(x)	Iteration
1	6.31E-05	-0.00249	-0.02794	-0.06287	0.123096	1000
2	0.003544	-0.00204	-0.00177	0.005175	0.001213	1000
3	0.000737	0.004392	0.000107	0.004792	0.001113	1000
4	0.004814	0.00287	0.006467	-0.00034	0.001907	1000
5	-0.00058	-0.00277	0.016463	-0.00286	0.007468	1000
6	-0.00195	-6.28E-06	0.003712	-0.00104	0.000485	697
7	0.01472	0.00305	-0.03191	0.050419	0.098386	1000
8	0.001697	-0.00359	-0.00159	0.009605	0.002874	1000
9	-0.00014	0.009616	-0.0035	0.002374	0.002869	1000
10	-0.00215	-0.00279	-0.00109	-0.00391	0.000752	866
Mean					0.024016	956.3

5.1.2 改良版和弦搜尋法加入和弦重複限制與否之比較

由前一節可以發現 HS-dup 相對與 OHS 所需的迭代次數較少，且同樣的迭代次數下可以達到較高的精度。本研究所納入的修改除了和弦重複限制外，另外還有參數自由設定及粒子群法，以下續與江長潤（2012）的 PSF-HS 修改 1 版進行比較，探討加入和弦重複限制是否可以加強演算法收斂效率。

表 5.10 為本部份所進行的測試，由於本研究模型為 4 個變數，比較 4 個變數時，加入和弦重複限制與否，是否會造成收斂結果的差異。表 5.11 及表 5.12 為進行 10 次計算結果，加入和弦限制條件的迭代次數略為下降，迭代次數的分佈也較為集中，求得之目標函數會比未限制和弦重複較小。



表 5.10 演算法參數及收斂條件設定

HMS	HMCR	PAR	bw	變數量	收斂條件	最大迭代次數
30	0.5	0.5	0.01	4	$\varepsilon \leq 0.1$	1000

表 5.11 PSF-HS 修改一版測試結果 (江長潤, 2012)

Run#	x_1	x_2	x_3	x_4	Obj_f(x)	Iteration
1	0.048564	-0.00793	-0.00017	-0.03235	0.090108	469
2	0.004608	-0.00296	0.032163	0.048135	0.087861	502
3	-0.01089	-0.04703	-0.02023	0.023608	0.085682	485
4	0.025521	-0.03291	-0.0342	-0.00757	0.076965	388
5	0.002775	-0.0603	-0.00348	0.006444	0.096022	629
6	0.01259	-0.00499	-0.05959	-0.00188	0.097087	636
7	0.046085	0.017103	-0.03437	-0.00606	0.094443	372
8	-0.00456	0.00793	0.044287	-0.04076	0.096303	529
9	0.000649	0.002121	-0.06156	-0.00045	0.09856	465
10	-0.0025	-0.00331	0.001651	-0.05975	0.093228	846
收斂成功之平均迭代次數						532.1

表 5.12 PSF-HS 修改 1 版加和弦重複限制測試結果

Run#	x_1	x_2	x_3	x_4	Obj_f(x)	Iteration
1	-0.01271	0.002258	-0.01033	-0.05556	0.087284	674
2	-0.00663	0.000277	0.036074	0.041066	0.078788	441
3	0.051732	-0.00048	-0.00045	-0.00835	0.071345	794
4	0.039029	-0.02875	0.029086	0.01208	0.086846	325
5	0.031403	0.020763	0.008514	-0.04584	0.093325	534
6	-0.00781	0.046572	0.037072	0.006547	0.094772	456
7	0.002506	0.034951	-0.04916	-0.00747	0.09614	785
8	-0.02638	-0.00516	0.051257	-0.01397	0.092111	329
9	-0.02041	0.005123	-0.03038	0.037171	0.071417	317
10	0.039505	-0.0374	0.005852	0.017668	0.085915	475
收斂成功之平均迭代次數						513

5.2 可靠度分析

本節對 5.1.1 節的兩個測試進行可靠度分析，結果如表 5.13 所示。

表 5.13 測試 1-2 及測試 1-4 可靠度分析結果

	演算法	收斂成功次數	收斂成功 平均迭代次數	收斂成功 平均目標函數值	平均目標函數值
測試 1-2	OHS	768	691.8	0.0825	0.1611
	HS-dup	886	681.3	0.0824	0.1135
測試 1-4	OHS	289	815.1	0.00655	0.1366
	HS-dup	364	795.2	0.00645	0.0587

在測試 1-2 中，無論 OHS 或 HS-dup 大致都可以收斂，但使用 HS-dup 比 OHS 成功率高，收斂成功之平均計算次數會比 OHS 略低，收斂成功之平均目標函數值兩者差異不大，但若也採計收斂失敗之目標函數的狀況下，HS-dup 平均之目標函數會小於 OHS，這表示在收斂失敗狀態下，HS-dup 會比 OHS 趨近目標值。

由於對個別問題不必然可以保證成功收斂，或是成功收斂所需的迭代次數太多，因此需要比較收斂失敗的狀況。測試 1-4 則基本上是在收斂失敗的前提下進行，HS-dup 會比 OHS 容易收斂成功，收斂成功平均所需迭代次數會略少於 OHS，平均目標函數值兩者差異不大。收斂失敗狀況下，HS-dup 的目標函數明顯小於 OHS，顯示在收斂失敗時，HS-dup 可以有效趨近目標值。

5.1.2 節的可靠度分析結果如表 5.14 所示。加入和弦重複限制會收斂成功率略高，但是平均所需的迭代次數會增加約 10 次，而平均目標函數值差

異不大。然而在收斂失敗的狀況之下，加入和弦重複限制所求得之平均目標函數值會小於沒有和弦重複限制。

表 5.14 加入和弦重複限制與否的可靠度分析結果

演算法	收斂成功 次數	收斂成功 平均迭代次數	收斂成功 平均目標函數值	平均目標函 數值
PSF-HS 修改 1 版	935	517.7	0.0872	0.2334
PSF-HS 修改 1 版+dup	945	527.7	0.0871	0.1992

測試 1-2 與 5.1.2 節測試進行比較，則如表 5.15 所示。兩者的收斂條件相同，差異在於初始參數設定，以及使用的演算法是否有加入粒子群法與參數自由設定進行改良。加入粒子群法與參數自由設定可以有效提高收斂成功機率，並使迭代次數下降，但收斂失敗的狀況下，有粒子群法與參數自由設定的目標函數會大於沒有的狀況下。

表 5.15 測試 1-2 與 5.1.2 節測試之可靠度分析

演算法	收斂成功 次數	收斂成功 平均迭代次數	收斂成功 平均目標函數值	平均目標函 數值
OHS	768	691.8	0.0825	0.1611
HS-dup	882	680.2	0.0835	0.1135
PSF-HS 修改 1 版	935	517.7	0.0872	0.2334
PSF-HS 修改 1 版+dup	945	527.7	0.0871	0.1992

將此四種演算法收斂失敗案例整理如表 5.16。在收斂失敗的狀況下，PSF-HS 修改 1 版無論加入和弦重複限制與否，目標函數大於 1 的機率偏高，表示求得之目標函數與收斂條件相差 100 倍以上，導致收斂失敗狀況下的目標函數偏高。

表 5.16 測試 1-2 與 5.1.2 節測試收斂失敗案例整理

演算法	收斂失敗次數	目標函數值 ≥ 1	收斂失敗 平均目標函數值
OHS	232	15	0.4183
HS-dup	114	3	0.3551
PSF-HS 修改 1 版	65	25	2.3382
PSF-HS 修改 1 版+dup	55	15	2.1246

5.3 小結

由測試 1-2 及測試 1-4 的結果可以得出，HS-dup 比 OHS 容易收斂成功，在收斂成功的狀況下，需要的迭代次數會略少於 OHS；在收斂失敗的狀況下，會比 OHS 趨近目標值。究其原因可能是由於和弦記憶大小為定值，限制和弦重複可以有效產生新的和弦，則有機會找到更好的和弦組合，因此可以提高收斂成功機率及獲得較小的目標函數值。另外 HMCR 為 0.9 則表示新和弦大多數是由選取和弦記憶或是由和弦記憶調音產生，限制和弦重複可以抑止重複選取相同的和弦組合，則不會使和弦記憶中所有組合完全相同，導致演算法搜尋過程空轉。

將測試 1-2 與 5.1.2 節測試的結果進行比較，顯示 PSF-HS 修改 1 版快速且成功的收斂，然而一旦收斂失敗則有可能會有較大的誤差。測試 1-2 參數設定 HMCR 為 0.9，PAR 為 0.1，PSF-HS 修改 1 版隨著迭代次數上升 HMCR 會漸漸趨近 1，但 PAR 的移動方向則不一定，則兩者主要差異為 PAR 的大小。當新和弦自和弦記憶中產生，由 PAR 的大小決定是否調音，因此 PSF-HS 修改 1 版收斂失敗的原因則可能為調音方向錯誤，或是未進行調音，

導致目標函數出現嚴重偏差。若採用和弦重複限制可能使一次迭代過程中重複產生新和弦，則有機會修正調音問題，讓收斂失敗時的目標函數值下降。

綜合以上的結果，可以發現對於可以成功收斂的問題，採用 PSF-HS 修改 1 版可以有效降低迭代次數且提高成功收斂機率。在收斂失敗的狀況下，採用 HS-dup 可以獲得較好的目標函數。使用 PSF-HS 修改 1 版加上和弦重複限制則是折衷的辦法，可以降低迭代次數並提高收斂成功機率，但在收斂失敗的狀況下，目標函數小於 PSF-HS 修改 1 版，因此本研究採用此種方式(PSF-HS 修改 1 版加上和弦重複限制)進行後續之模型率定。



第六章 遷急點倒退模型率定

本章所使用遷急點倒退模型已在第三章說明，第四章地形與影像判釋分析之結果為模型率定之資料來源，模型率定所採用之演算法在第五章已經過仔細驗證、比較與研選和弦搜尋(HS)演算法之改良方法。以下 6.1 節先對因子進行定性分析，6.2 節說明 HS 演算法之參數設定，6.3 節則說明率定之結果與討論，6.4 節則為本章小結。

6.1 因子定性分析

為避免個別因子之數值範圍冪次(order)差異太大而不利於率定，首先將第四章的分析結果個別因子進行正規化，這些因子包含河道坡度 (S)、抗沖蝕指數 (K_h)、河道落差 (H)、河道寬度 (W) 及流量 (Q) 等，流量採分析時期之流量總和，各因子正規化之分母為其資料範圍的最大值，由於大安溪有部份時期倒退長度為 0，考慮剖面線之精度為 5 公尺，因此採用倒退距離為 5 公尺進行分析。

各因子經正規化之後，考慮各因子與遷急點倒退距離之相關性，制定分析指標 I，定義如式 6.1 所示：

$$I = \frac{S \times H \times Q}{W \times K_h} \quad (\text{式 6.1})$$

再將計算出之 I 同樣除以最大之 I 值進行正規化，得到 I_N 。

各因子正規化之結果，如表 6.1 所示：

表 6.1 遷急點倒退模型各因子正規化結果

流域	倒退期間	正規化之因子						I	I _N
		倒退長度	S	K _h	H	W	Q		
大安溪 KP1	2001/11/12~2003/8/26	0.02	0.58	0.04	0.50	1.00	0.09	0.71	0.02
	2003/8/26~2004/10/03	0.27	0.68	0.04	0.56	0.94	0.42	4.72	0.13
	2004/10/03~2005/10/27	0.25	0.68	0.04	1.00	0.18	0.32	35.02	1.00
	2005/10/27~2007/1/31	0.83	1.00	0.04	1.00	0.24	0.21	25.69	0.73
大安溪 KP2	2001/11/12~2003/8/26	0.02	0.32	1.00	0.39	0.59	0.09	0.02	0.00
	2003/8/26~2004/10/03	0.02	0.42	1.00	0.39	0.59	0.42	0.12	0.00
	2004/10/03~2005/10/27	0.45	0.45	0.16	0.50	0.29	0.32	1.60	0.05
	2005/10/27~2007/1/31	0.28	0.26	0.04	0.78	0.35	0.21	2.95	0.08
	2007/1/31~2008/6/10	0.76	0.74	0.04	0.78	0.24	0.32	18.78	0.54
大甲溪	1999/9/21~2005/7/31	0.09	0.52	0.08	0.73	0.94	1.00	5.11	0.15
乾溪	1999/9/21~2005/7/31	1.00	0.32	0.01	0.40	0.03	0.02	10.35	0.30
	2005/7/31~2009/12/31	0.90	0.32	0.01	0.40	0.03	0.02	13.04	0.37

將 I_N 與倒退長度進行迴歸，由於模型將各因子與倒退長度的關係視為指數，因此在迴歸方法使用冪次方，結果如圖 6.1 與圖 6.2 所示，分別為雙對數座標及雙算數座標，資料標籤為正規化後之倒退長度值。

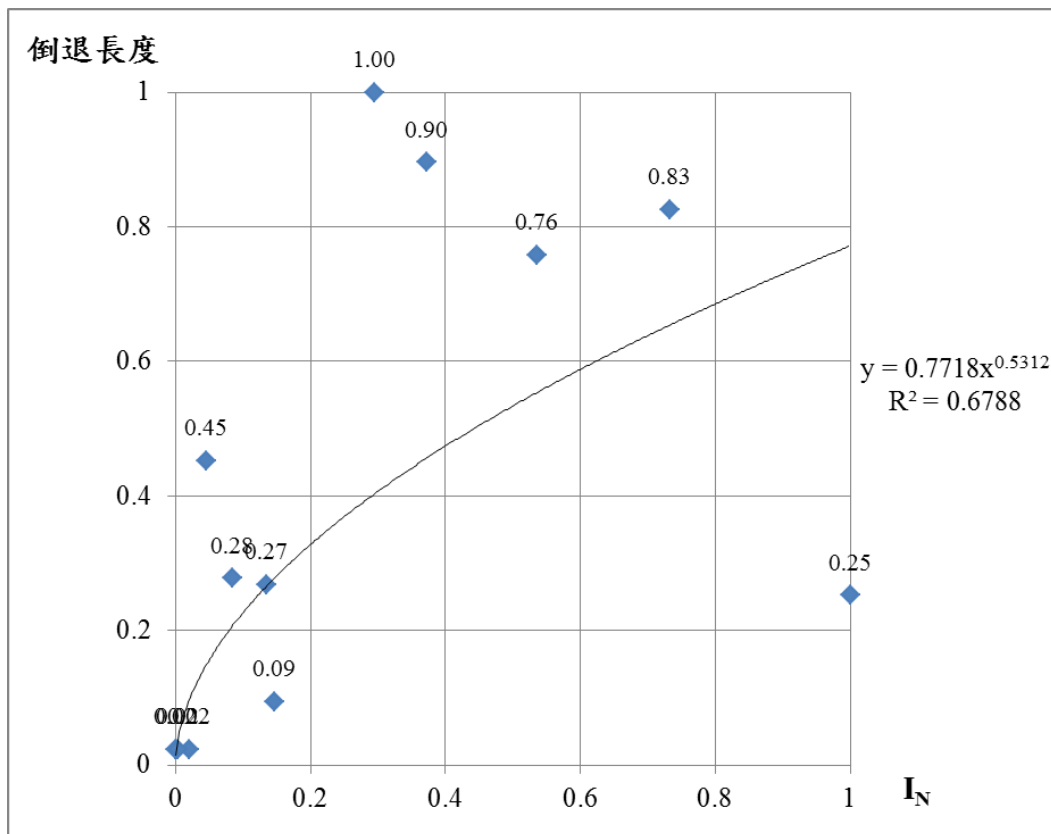


圖 6.1 正規化因子迴歸結果 (雙算數座標)

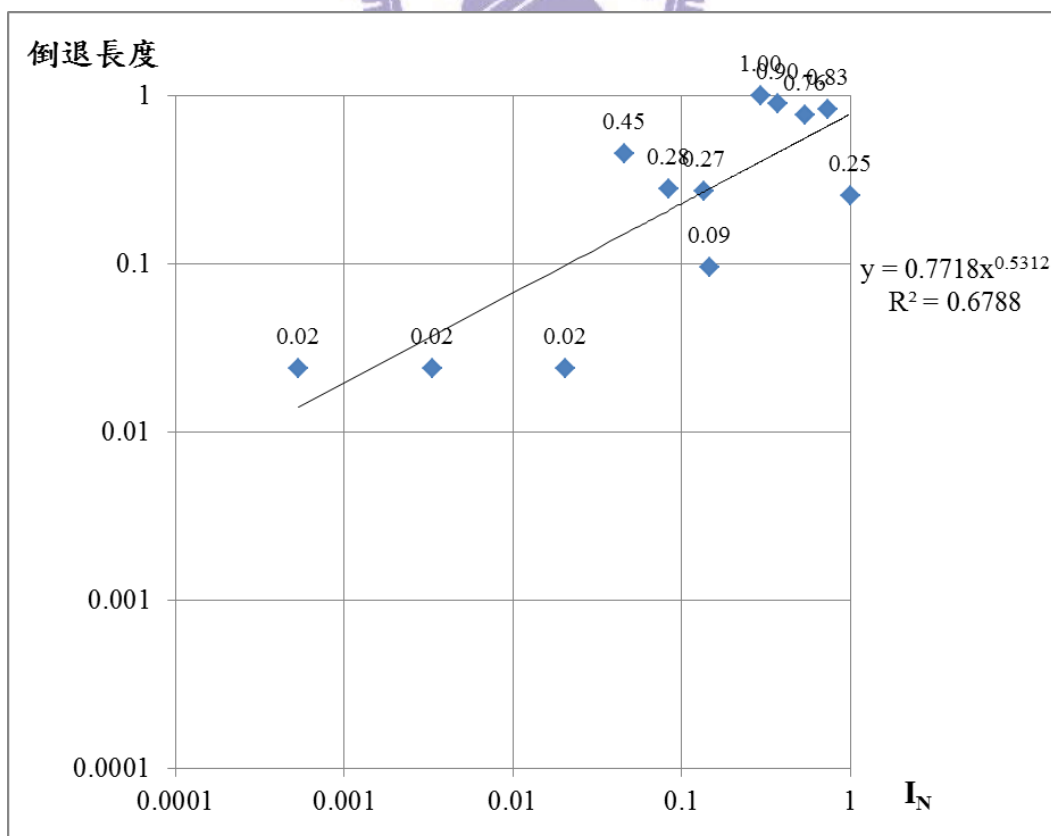


圖 6.2 正規化因子迴歸結果 (雙對數座標)

在圖上明顯低估倒退長度之點位，均為乾溪的資料，由於乾溪為大里溪支流，流量遠小於大安溪及大甲溪，另外由於乾溪是採用水文年報的日流量資料，無法反應瞬時最大流量，導致倒退長度嚴重低估；明顯高估之點位為大安溪 KP1 之資料，為 2004 年至 2005 年之資料，此時期為大安溪由於颱風影響，河道地形產生變化，河道整體沖蝕能力上升，並不只限於遷急點位置，因此雖然 I_N 值很大，但並未完全作用在遷急點位置，因此未造成快速倒退。

迴歸之相關係數為 0.6788，顯示遷急點倒退率與所考量之因子應具有顯著相關性。但整體而言，此遷急點倒退模型為合理之推估，後續則利用改良之和弦搜尋演算法進行模型參數率定。

6.2 HS 演算法之參數設定

率定方式採用第五章所說明之改良和弦搜尋演算法，採用粒子群及參數自由設定，並加入和弦重複限制，基本參數設定如下表 6.2 所示，基本參數設定與第五章相同，但考慮問題本身較複雜，1000 次有可能無法求解，因此增加最大迭代次數至 4000 次。

表 6.2 演算法參數設定

HMS	初始 HMCR	初始 PAR	bw	收斂條件	最大迭代次數
30	0.5	0.5	0.01	$\varepsilon \leq 0.1$	4000

由第四章的分析結果，大安溪有部份時期倒退長度為 0，考慮剖面線之精度僅能達 5 公尺，因此在計算設定上，此時期倒退長度之目標值視為 5

公尺，當模型結果小於 5 公尺則視為沒有誤差。

6.3 率定結果與討論

本研究採用之模型，考慮倒退期間共有 n 次水文事件，則倒退期間內累積的遷急點倒退模式預測量如式 6.2：

$$KPR^{model} = \sum_i^n KPR_i = \sum_i^n a_4 \frac{E_R^{a_1} S^{a_2}}{(K_h')^{a_3}} \quad (\text{式 6.2})$$

待定參數包含 a_1 、 a_2 、 a_3 、 a_4 ，共四個參數，目標函數定義如下：

$$\sum_{i=1}^n \left(\frac{KPR_i^{model} - KPR_i^{measured}}{KPR_i^{measured}} \right)^2 \quad (\text{式 6.3})$$

KPR_i^{model} ：第 i 筆資料模擬之倒退量

$KPR_i^{measured}$ ：第 i 筆資料實際量測之倒退量

本部份分為兩步驟進行率定，第一步驟針對由本研究產生之大安溪資料進行率定（後稱大安溪率定），第二步驟則是加入 Hayakawa et al. (2012) 的資料及大安溪資料進行率定（後稱綜合資料率定），將兩步驟之結果進行比較與討論，並將第二步驟之結果與 Hayakawa et al. (2012) 之結果進行比較與討論。

錯誤！書籤的自我參照不正確。為模式率定之結果與目標函數值，目標函數大於 0.1，顯示在最大迭代次數內無法達到收斂條件 $\varepsilon \leq 0.1$ 。

表 6.3 遷急點倒退模型率定結果

	a_1	a_2	a_3	a_4	目標函數值
大安溪率定	0.65	1.51	0.43	3.17	1.93
綜合資料率定	0.69	1.49	1.33	0.09	2.32

兩次率定參數結果而言， a_1 及 a_2 略有差異，最明顯的差異在於 a_3 及 a_4 。以 a_3 而言，在大安溪率定結果小於 1，則表示 K_h 的數值被放大，相對於其他因子 K_h 具有很大的影響性，但是綜合資料結果， K_h 則沒有明顯影響性。 a_4 的結果則顯示出，在大安溪率定只採用前三項參數的結果是嚴重低估，但如果在綜合資料率定的狀況，只採用前三項參數的結果則會過度高估。此外，經觀察可發現 a_3 與 a_4 間有競合關係，此關係會使得不同資料迴歸參數結果不同，因此，後續嘗試採用三變數之模型率定，前述之模型則以四變數模型稱之。

將四變數模型結果與實際量測值作圖，圖 6.3 為大安溪率定結果，圖 6.4 為綜合資料率定結果。

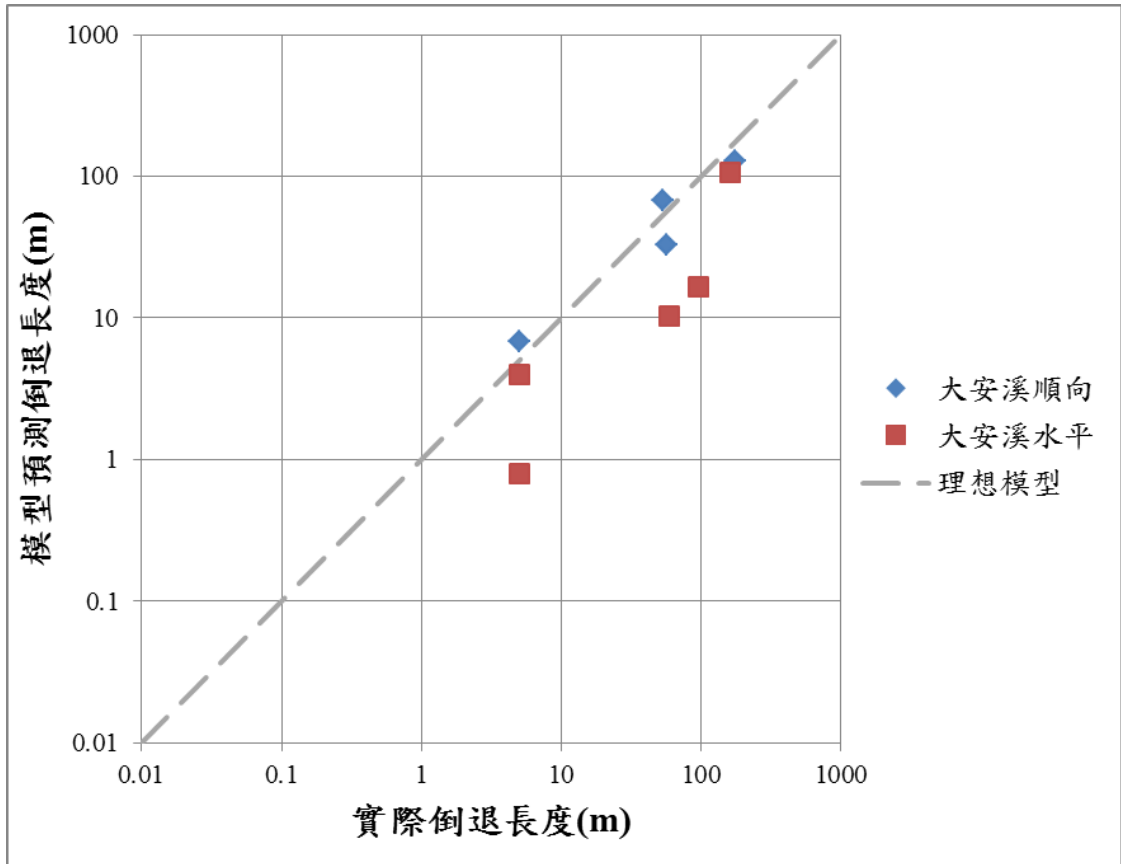


圖 6.3 大安溪率定模型預測值與實際值比較圖

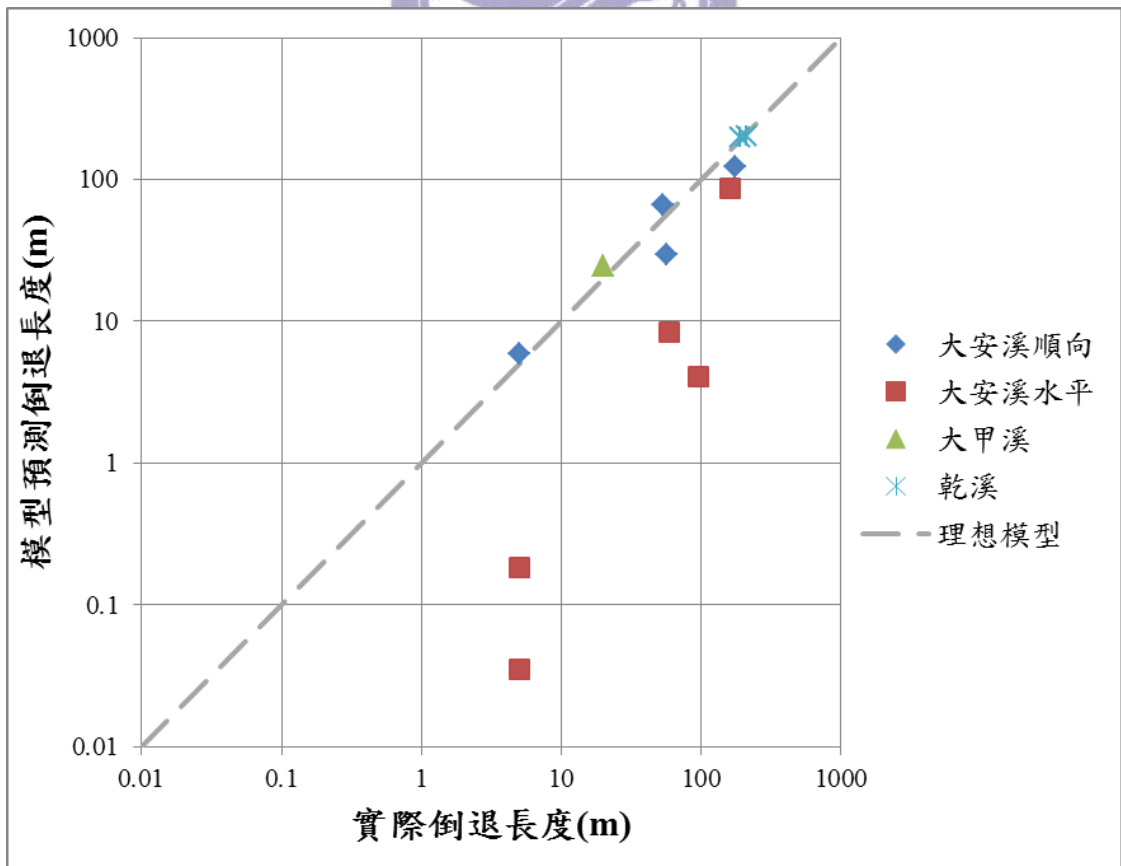


圖 6.4 綜合資料模型預測值與實際值比較圖

於綜合資料的雙對數圖上看起來低估最嚴重的 2 點為大安溪水平岩層河段的資料，雖然乍看其模型預測值與實際值之差距非常大，但該 2 點其實是前述提及實際倒退量設定小於 5 公尺，而模型預測小於 1 公尺，因此實際上是差距可忽略，可視為正確預測之點位。

只採用大安溪資料率定結果而言，大安溪順向岩層河段的資料，模型略為偏低但不至於偏差嚴重。以大安溪水平岩層河段而言，則是一致性的低估。以綜合資料結果而言，大安溪順向岩層河段的資料，模型略為偏低但不至於偏差嚴重。以大安溪水平岩層河段而言，比起純粹使用大安溪資料率定結果，更加嚴重低估。大甲溪預測之倒退長度則與實際量側值雷同。乾溪兩時期的預測結果接近，雖然看似預測正確，但是考慮乾溪流量資料為日平均流量，在大安溪及大甲溪均為時流量資料，則資料時間解析度差異大，因此後續將不再採用乾溪資料。整體而言，預測之結果與只用大安溪率定結果相比偏低，但相關性很明顯。

由於前述中提到在四變數模型中， a_3 與 a_4 間有競合關係，因此採用三變數模型進行測試，模型表示如式 6.4：

$$KPR = \sum_i^n KPR_i = \sum_i^n H \frac{E_R^{a_1} S^{a_2}}{(K_h')^{a_3}} \quad (\text{式 6.4})$$

採用與四變數模型相同之目標函數及演算法參數設定，迴歸之參數結果如表 6.4 所示。

表 6.4 三變數模型率定結果

	a_1	a_2	a_3	目標函數值
大安溪率定	0.46	1.65	0.18	1.92

將三變數模型結果與實際量測值作圖，圖 6.5 為採用大安溪資料進行率定的結果，與四變數模型之結果相似，大安溪順向岩層河段的資料，模型略為偏低但並非嚴重。以大安溪水平岩層河段而言，則是一致性的低估。將四變數模型與三變數模型之結果進行比較，如圖 6.6 所示。

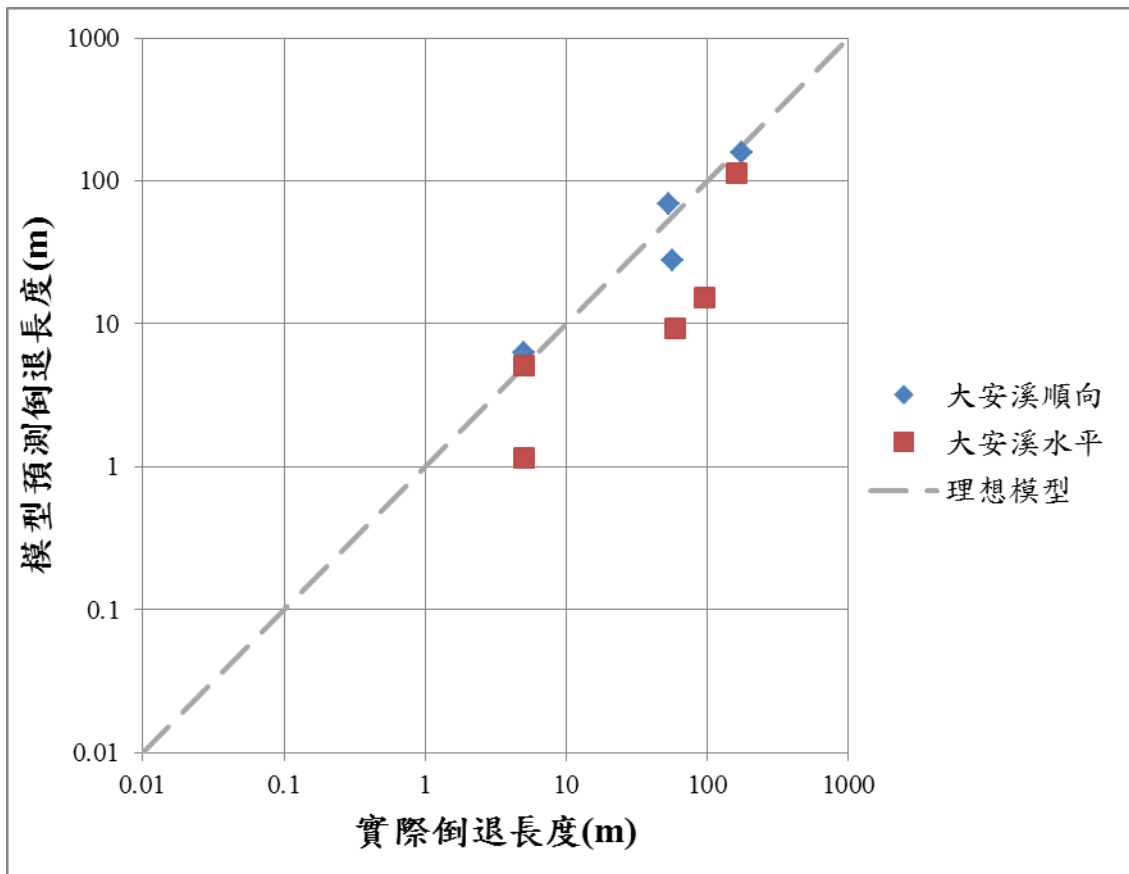


圖 6.5 大安溪率定模型預測值與實際值比較圖（三變數模型）

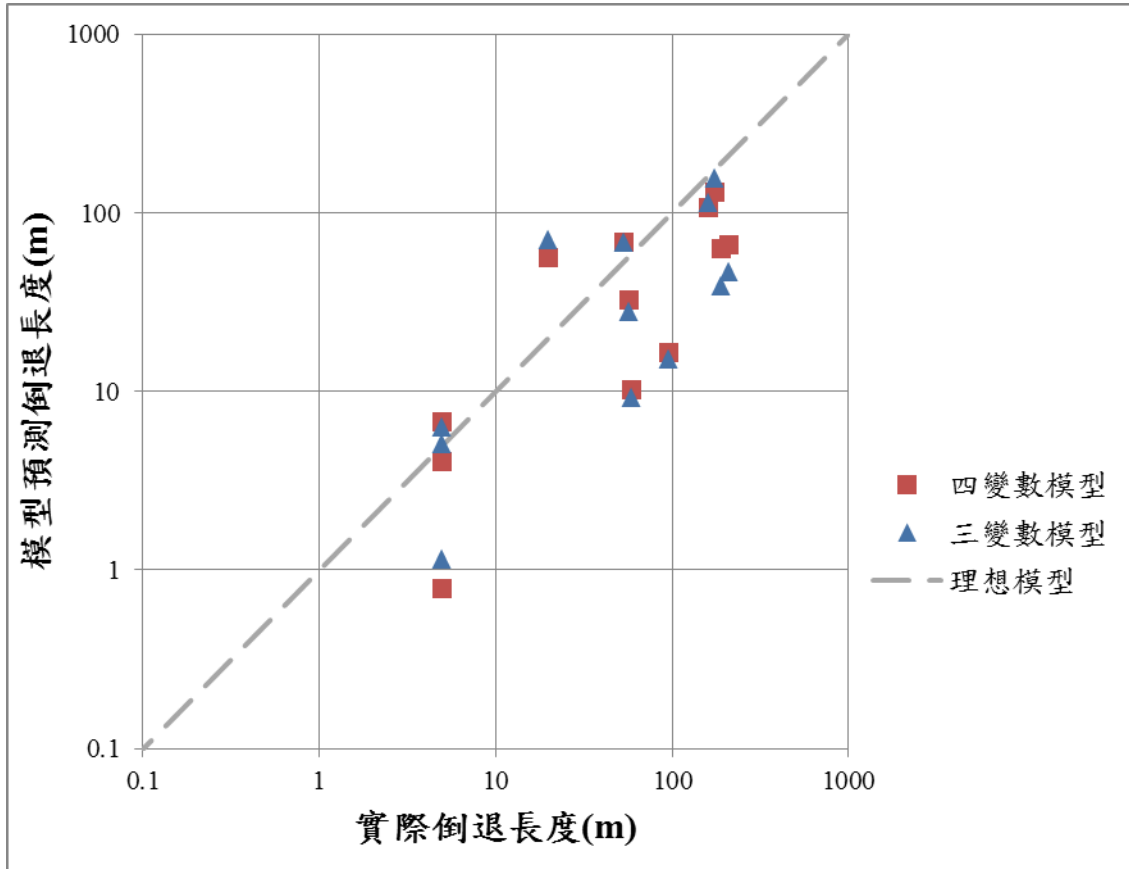


圖 6.6 大安溪率定結果三變數模型及四變數模型比較圖

由圖 6.6 可發現，無論是採用三變數模型或是四變數模型，使用大安溪資料迴歸之結果大致相同。接著復利用由大安溪資料迴歸之四變數模型及三變數模型的參數組合，用以預測大甲溪之遷急點倒退量，其結果如圖 6.7 及圖 6.8 所示。

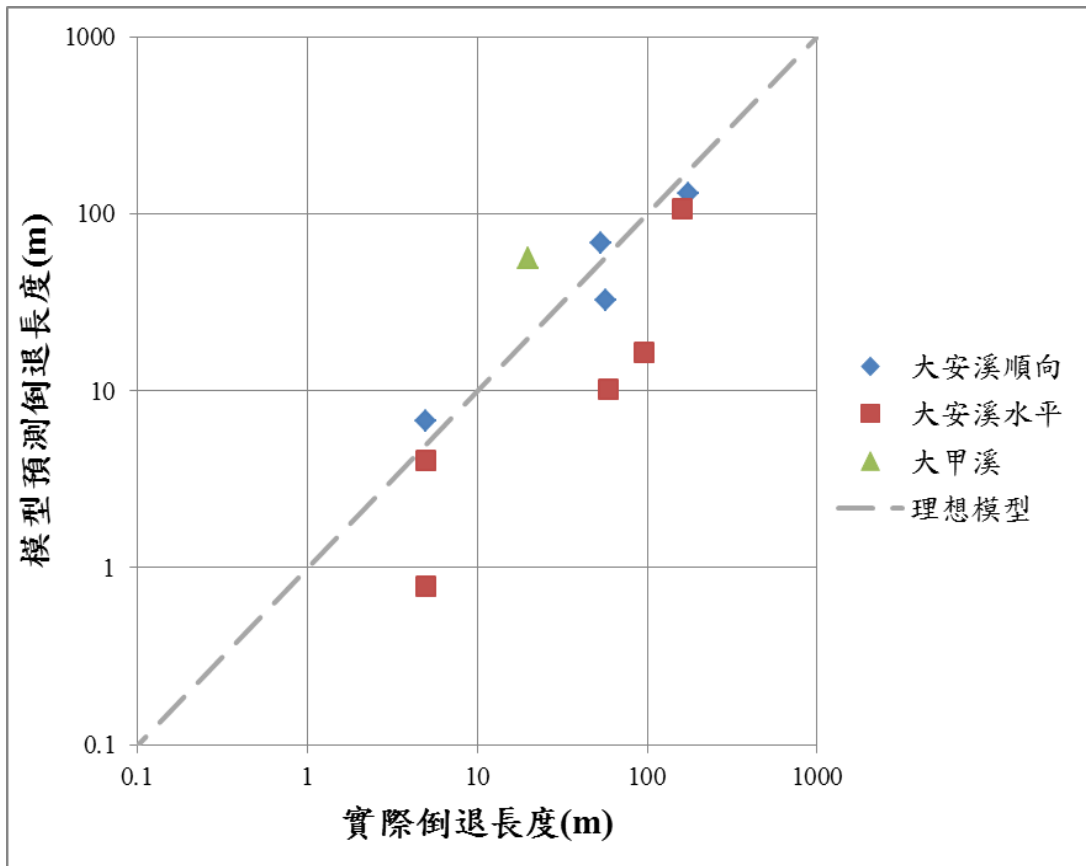


圖 6.7 採用大安溪資料率定之四變數模型參數預測大甲溪資料

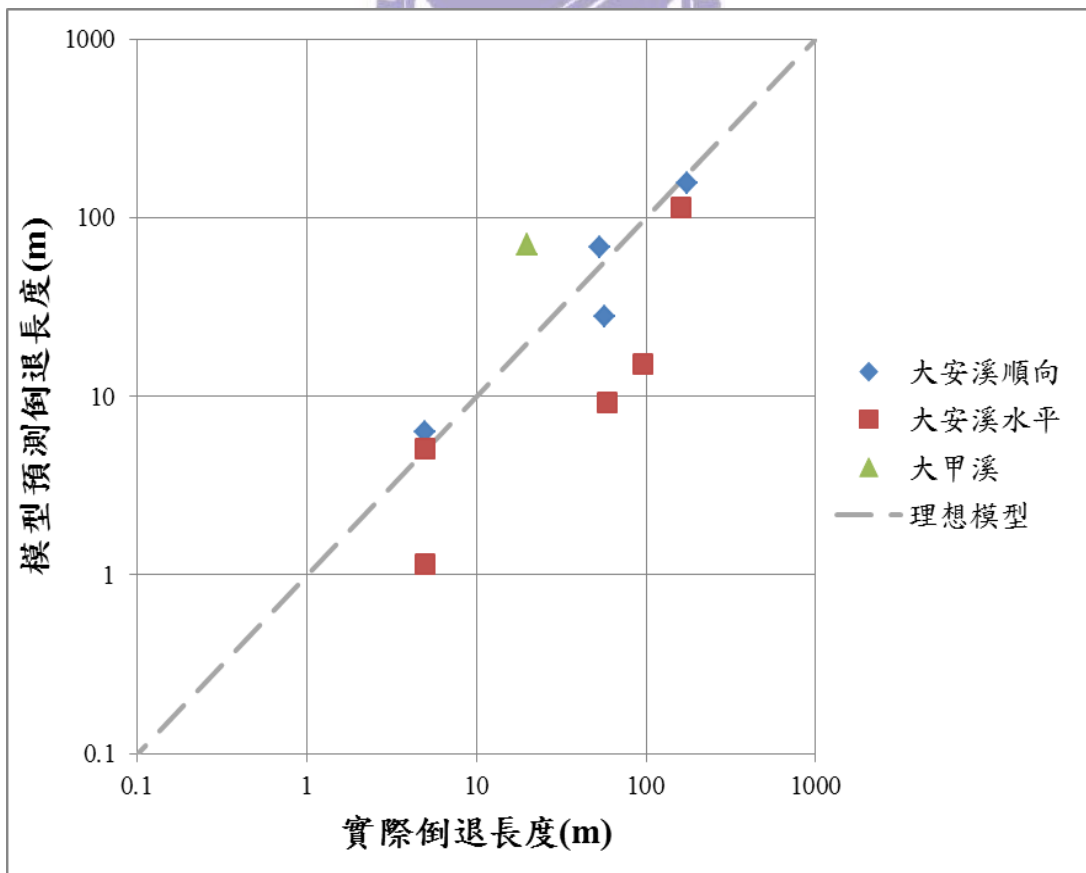


圖 6.8 採用大安溪資料率定之三變數模型參數預測大甲溪資料

由該二圖可發現，無論四變數模型或三變數模型，在大甲溪資料之預測結果均為高估，顯示模型預測值較保守。由以上的結果可發現，三變數模型可以得到與四變數模型相似之結果，並得以避免參數間的競合關係，以三變數模型。模型預測之最大誤差發生在大安溪水平段，與實際量測值相比有低估之狀況，推測可能之原因如下：

以大安溪水平岩層河段而言，將同一年度之 KP1 與 KP2 進行比較，在流量相同之狀況下，在 2004 年至 2005 年時期的資料，KP1 無論坡度、落差、河寬及 K_h 若與 KP2 相比，均應更有利於遷急點倒退，但是 KP2 的倒退長度反而幾乎是 KP1 的兩倍。其可能的原因為岩層與流向之關係，KP1 為順向岩層河段，KP2 則為水平岩層河段。

遷急點為河道上有顯著落差及坡度出現急劇變化之處，遷急點岩石表面與陡坡之破壞機制直接影響倒退之速度。於遷急點上游，岩石表層緩慢下切，於遷急點下游坡趾處則可發生淘刷，導致上部岩層懸空崩落或滑動。對順向岩層河段之河道而言，此破壞型態如同坡腳開挖造成順向坡滑動，岩層會沿層面崩落，因此最終會維持固定的坡度。對水平岩層河段之河道而言，尤以大安溪水平岩層河段河道最具代表，河道除了可能由於坡趾上部岩層懸空導致崩落，還可能因為該水平岩層河段恰位在背斜軸上，張力裂面發達，當下游淘空時，上方岩層一方面受到重力作用，又受到張力裂面內水壓力的作用，更加容易崩落，因此顯著加速遷急點倒退，使得該類

型之水平岩層河段岩層顯著比起順向岩層更易於倒退。

後續將三變數模型之結果與 Hayakawa 模型預測結果進行比較，如圖 6.9 所示。由於 Hayakawa 之模型為平均年倒退率，因此在此處乘上時間作為累計的倒退長度，且 Hayakawa 之資料有採用大里溪、乾溪及頭汴坑溪，以及大甲溪 2005 年至 2009 年之資料。

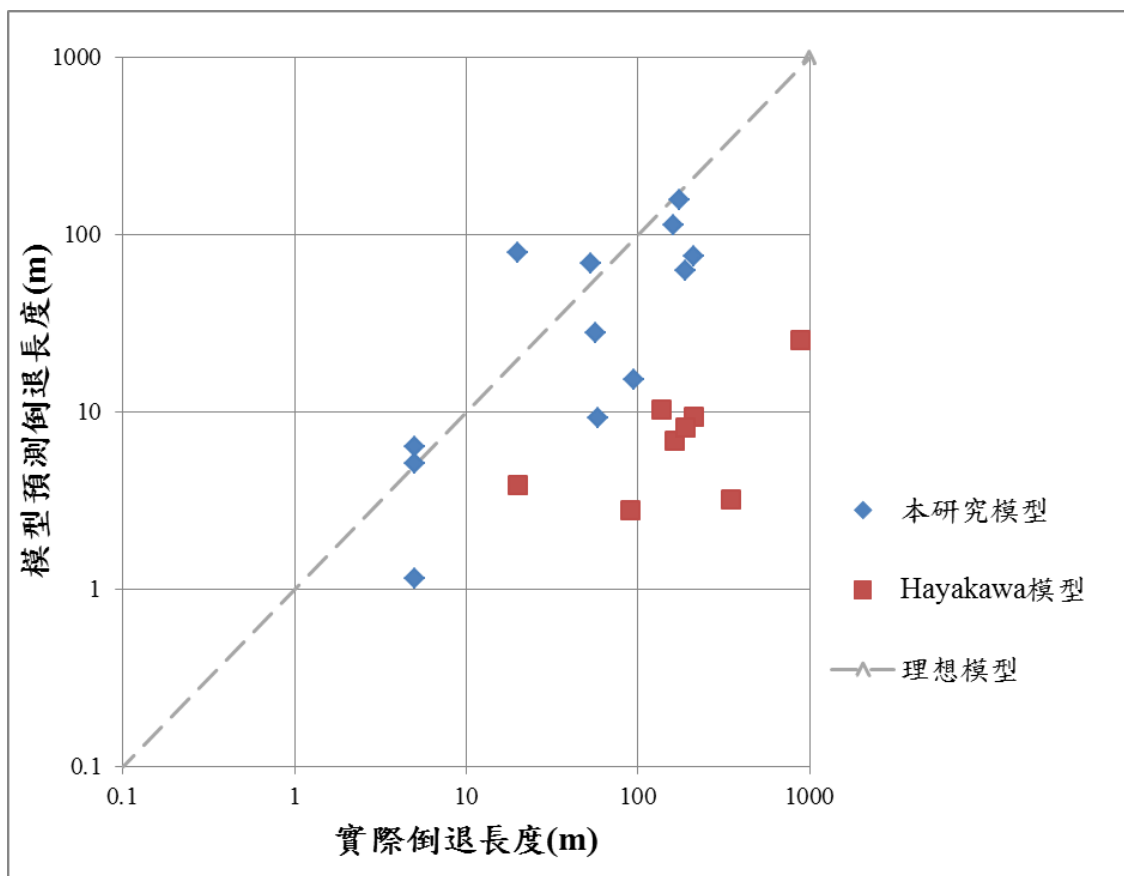


圖 6.9 本研究模型於 Hayakawa 模型之比較

由圖可發現，Hayakawa 模型預測結果卻嚴重偏低 1 到 2 個冪次(order)以上，實際值高達 Hayakawa 模型預測值的 50 倍，本研究之模型預測之結果數值顯著較 Hayakawa 模型預測結果接近實際值，本研究模型預測結果趨近 1 比 1，顯示本研究模型較適用於國內之遷急點倒退狀況。明顯誤差點位

大安溪水平段之資料，詳細原因則如前述，大安溪水平段的部份，則由於同時受到重力，及張力裂面水壓力作用，造成水平段的遷急點倒退速率較快，雖然在 K_h 計算中納入了岩層位態及流向關係，但顯然其重要性遠大於原始的考量，使得預測結果低估。

考慮本研究模型與 Hayakawa 模型最大不同之因子為納入了坡度、流量及岩盤抗沖蝕指標 K_h 等三項。Hayakawa 模型中採用雨量與集水區面積的乘積取代流量，以及大略反映岩盤抗沖蝕能力的單壓強度，本研究納入考慮的因素還包含坡度及岩體構造（間接考慮在 K_h 中），顯示此二因子其實對遷急點倒退頗具影響。

進一步驗證坡度之重要性，則在三變數模型中剔除坡度因子進行迴歸，即只有二參數下進行迴歸。有無坡度因子之模型採用大安溪資料迴歸結果如圖 6.10 所示，可以發現不採用坡度之結果分佈範圍較寬，結果較分散，且有預測值異常偏高之狀況發生，顯示坡度因子對模型具有重要影響性。

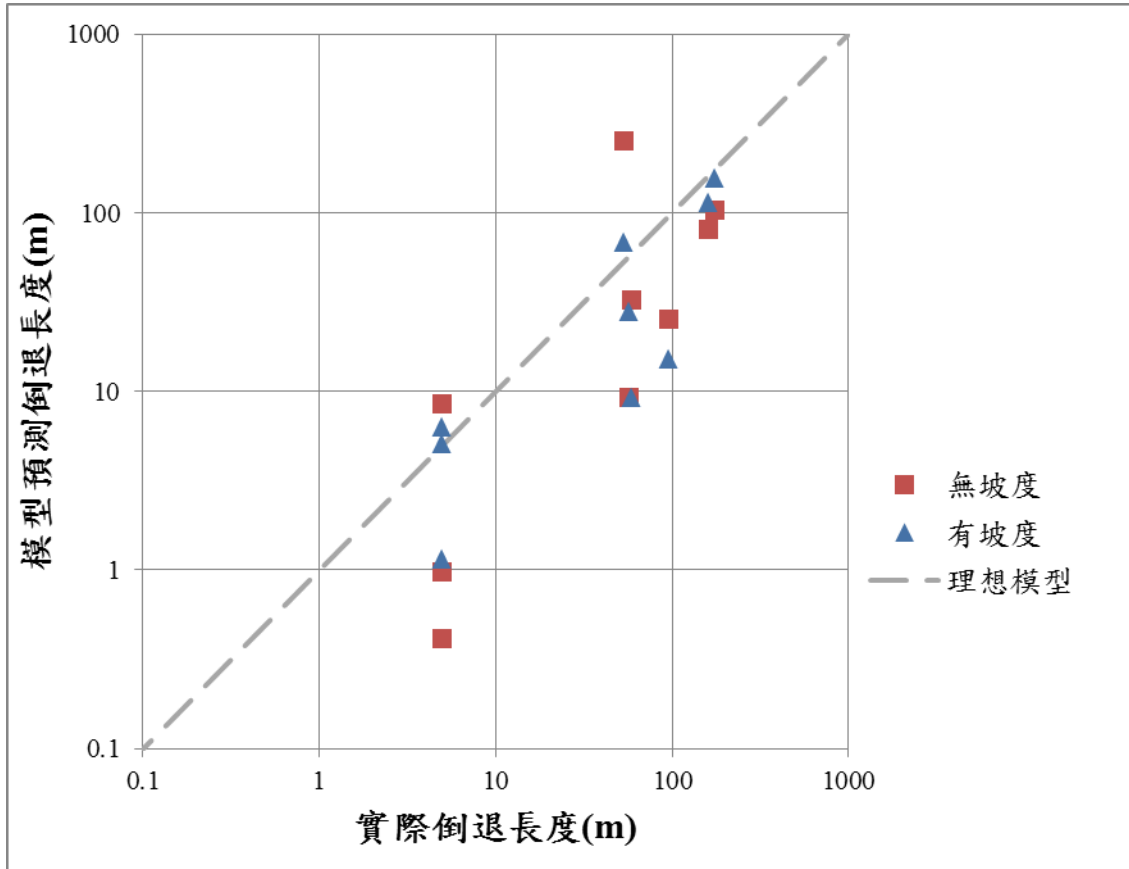


圖 6.10 有無坡度因子之模型採用大安溪資料迴歸結果

6.4 小結

根據模型率定之結果可獲以下之結論：

1. 經因子定性之分析結果顯示，本研究採用之因子與遷急點倒退率應具有顯著相關性。
2. 四變數模型雖然可以有效預測遷急點倒退率，但是會有參數競合之狀況發生；採用三變數模型具有與四變數模型相似之結果，但是可以避免參數競合。因此採用三變數模型較為適用。
3. 對於大安溪水平段之資料，由於同時受到重力，及張力裂面水壓力作用，造成水平段的遷急點倒退速率較快，雖然在 K_h 計算中有納入岩層位態及流向關係，但顯然其重要性遠大於原始 K_h 的評分考量，使得預測結果低估。
4. 將本研究之結果與 Hayakawa 模型比較可發現，本研究模型之預測結果與實際量測值較接近，可能之原因為納入了坡度、流量及岩盤抗沖蝕指標 K_h 等三項。Hayakawa 模型中採用雨量與集水區面積的乘積取代流量，以及僅能大略反映岩盤抗沖蝕能力的單壓強度，本研究納入考慮的因素還包含坡度及岩體構造（間接考慮在 K_h 中），顯示此二因子對遷急點倒退頗具影響。
5. 對坡度因子進行驗證可發現，未採用坡度之模型預測值分佈較為散亂，且會有異常偏高之情形發生，顯示坡度對模型具有影響。

第七章 結論與建議

本論文探討軟弱岩質河道遷急點倒退之影響因子與預測模式。研究中蒐集研究地區歷年資料以重建地形演變，建立遷急點倒退模式以預測遷急點倒退速率，發展和弦記憶(HM)最佳化演算之改良法以率定遷急點倒退模式之參數。以下除提出本研究之結論，並對後續進行遷急點模式研究或是HM演算法改良提出建議。

7.1 結論

本研究目的可分為河道歷年觀測、HM演算法改良及遷急點倒退模型之建立，研究結論如下。

1. 河道歷年觀測部份：

- (1) 對於長時間之變遷研究，利用多時期航照重建地形，可以有效獲取各種地文因子，以供河道變遷研究使用。
- (2) 大安溪河道在九二一地震後變化較明顯時期，2001年受到九二一之殘壩影響將水流分為三道；2004年敏督利及艾莉颱風後，殘壩消失；2005年水流開始集中於一道；2007年則形成主要河道。
- (3) 大甲溪埤豐橋上游河道在九二一地震中抬升形成瀑布，直到2006年為止都可以觀察到遷急點倒退歷程，但在2008年則被人為填補。2004年敏督利颱風使河道拓寬，在2006年設置排

水道後，主要水流改道造成河道順層處出現遷急點倒退。

- (4) 大里溪在九二一地震出現遷急點，但是由於隔年便進行河道治理工程，使得河川改道，因此大里溪河道沖刷應與九二一造成之遷急點無關。
- (5) 頭汴坑溪在九二一地震後，除了上游崩塌形成堰塞湖外，並無觀測道遷急點產生，但有可能是因為資料不完整造成。
- (6) 乾溪的部份九二一地震造成之遷急點，直到 2004 年為止仍有倒退的情形，後續則仍有觀察之必要。
- (7) 本研究之觀察結果與 Hayakawa et al. (2012) 在大甲溪以及大里溪之倒退歷程不相符。
- (8) 大甲溪部份，本研究觀測到 2 個遷急點，但在 Hayakawa et al. (2012) 則視為同一個，然而並無證據顯示兩者相同，因此 2005 年至 2009 年此時期資料顯得不合理。
- (9) 大里溪部份，由於 Hayakawa 並未觀測到河川改道，在 2004 年由於固床工毀壞造成下游淘刷，而 Hayakawa 將此沖刷坑誤認為九二一地震造成之遷急點倒退。

2. 啟發式演算法改良部份：

- (1) 對於多變數之問題，使用啟發式演算法可以有效的對各變數進行率定。

- (2) 加入和弦重複限制之和弦搜尋演算法，在連續問題求解時，相較於原版和弦搜尋演算法可以提高收斂成功機率，收斂失敗狀況下，可以獲得較好之目標函數。
- (3) 加入粒子群法及參數自由設定之改良(PSF-HS 修改一版)，可以使收斂成功率上升，且降低收斂成功所需之迭代次數，但是收斂失敗時目標函數會有較大之誤差。
- (4) 將 PSF-HS 修改一版加入和弦重複限制可以獲得較折衷之結果，可以使收斂成功率上升，迭代次數下降，即便收斂失敗相對於 PSF-HS 修改一版也不至於過於偏離收斂條件，因此本研究採用此演算法進行後續之模型率定。

3. 遷急點倒退模式之建立部份：

- (1) 由於本研究因子間因次差異甚大，對各個因子進行正規化，可以消弭由於因次差異較大而影響迴歸之結果。
- (2) 經因子定性之分析結果顯示，本研究採用之因子與遷急點倒退率應具有顯著相關性。
- (3) 四變數模型雖然可以有效預測遷急點倒退率，但是會有參數競合之狀況發生；採用三變數模型具有與四變數模型相似之結果，但是可以避免參數競合。因此採用三變數模型較為適用。
- (4) 對於大安溪水平段之資料，由於同時受到重力，及張力裂面

水壓力作用，造成水平段的遷急點倒退速率較快，雖然在 K_h 計算中有納入岩層位態及流向關係，但顯然其重要性遠大於原始 K_h 的評分考量，使得預測結果低估。

(5) Hayakawa & Matsukura (2003) 所提出的模式對堅硬岩質河床較為適用，Hayakawa et al. (2009) 將此模式應用於台灣軟弱岩質河床的遷急點倒退顯不合適。

(6) 合併納入 Hayakawa et al. (2012) 河寬、落差及倒退長度資料與本研究資料，本研究模式可得較佳迴歸結果。

(7) 本研究與 Hayakawa 模式不同參數分別為坡度、流量及 k_h ，由於 Hayakawa 模型採用雨量、集水面積與無圍壓縮強度。其最大差異處為考慮坡度及岩體構造與否，顯示此兩因子對遷急點倒退速率有重大影響。

(8) 本研究迴歸結果顯示在大安溪水平岩層河段之倒退均為低估，顯示在同樣條件下，水平岩層河段有較快之遷急點倒退速率。

7.2 建議

1. 由大安溪迴歸結果，水平岩層河段的倒退量一致性的低估，當地層為水平時的倒退速度相對於順向岩層河段較快，未來可考慮將遷急點陡坡潛在破壞機制視為獨立因子納入考慮。
2. 本研究所採用之資料，主要為九二一地震後河道隆起，造成遷急點倒退之案例，未來可考慮增加其他成因產生遷急點之案例。
3. 本研究模型將流量列為因子之一，然而部份地區流量資料取得不易，未來可考慮建立僅採用雨量之簡化型倒退模式。
4. 由於在本研究中採用之河川流量差異甚大，對流量之正規化應依照河川分級進行分類，以避免對於小流量之河川過度低估其沖蝕能量。
5. 對於和弦搜尋演算法部份，由於 PSF-HS 修改一版在收斂失敗容易造成嚴重誤差，推測為調音比率之問題，則可考慮用參考目前最佳解的方式修正調音方向，或是決定是否調音。

參考文獻

1. Alia, O. M. d. and R. Mandava (2011). "The variants of the harmony search algorithm: an overview." *Artificial Intelligence Review* 36(1): 49-68.
2. Annandale, G. W. (1995). "Erodibility." *Journal of Hydraulic Research* 33: 471-494.
3. Annandale, G. W. (2006). *Scour technology: mechanics and engineering practice*, McGraw-Hill.
4. Ashrafi, S. M. and A. B. Dariane (2012). "Performance evaluation of an improved harmony search algorithm for numerical optimization: Melody Search (MS)." *Engineering Applications of Artificial Intelligence* 26(4): 1301-1321.
5. Cheng, Y. M. (2009). *Modified Harmony Methods for Slope Stability Problems. Music-Inspired Harmony Search Algorithm*. Z. W. Geem: 141-162.
6. Cheng, Y. M., et al. (2007). "Particle swarm optimization algorithm for the location of the critical non-circular failure surface in two-dimensional slope stability analysis." *Computers and Geotechnics* 34(2): 92-103.

7. Cheng, Y. M., et al. (2007). "Performance studies on six heuristic global optimization methods in the location of critical slip surface." *Computers and Geotechnics* 34(6): 462-484.
8. Geem, Z. W. (2009). *Music-Inspired Harmony Search Algorithm: Theory and Applications*, Springer Publishing Company, Incorporated.
9. Geem, Z. W. (2009). "Particle-swarm harmony search for water network design." *Engineering Optimization* 41(4): 297-311.
10. Geem, Z. W. (2012). "Effects of initial memory and identical harmony in global optimization using harmony search algorithm." *Applied Mathematics and Computation* 218(22): 11337-11343.
11. Geem, Z. W. and K.-B. Sim (2010). "Parameter-setting-free harmony search algorithm." *Applied Mathematics and Computation* 217(8): 3881-3889.
12. Geem, Z. W., et al. (2009). *Harmony Search Algorithms for Water and Environmental Systems. Music-Inspired Harmony Search Algorithm*, . Z. W. Geem: 113-127.
13. Hayakawa, Y. and Y. Matsukura (2003). "Recession rates of waterfalls in Boso Peninsula, Japan, and a predictive equation."

Earth Surface Processes and Landforms 28(6): 675-684.

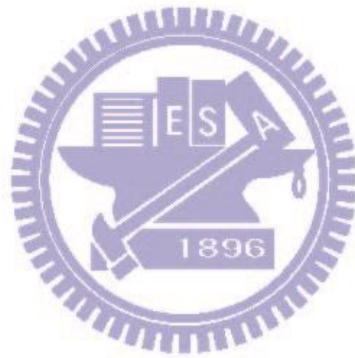
14. Hayakawa, Y., et al. (2012). Fault-scarp knickpoint recession in 10 years after Chi-Chi Earthquake in central Taiwan. AGU. San Francisco.
15. Hayakawa, Y., et al. (2013). "Knickpoint Recession for 10 Years after the Chi-Chi Earthquake, Central Taiwan." Transactions, Japanese Geomorphological Union 34-1: 21-36.
16. Hayakawa, Y., et al. (2009). "Rapid Recession of Fault-scarp Waterfalls Six-year Changes Following the 921 Chi-Chi Earthquake in Taiwan." Transactions, Japanese Geomorphological Union 30-1: 1-13.
17. Huang, M. W., et al. (2012). Knickpoint evolution across anticline structure: A case of uplifted reach in the Taan River, Taiwan ICSE6 Paris: 503-510.
18. Lee, K. S. and Z. W. Geem (2005). "A new meta-heuristic algorithm for continuous engineering optimization: harmony search theory and practice." Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering 194(36-38): 3902-3933.
19. Mahdavi, M., et al. (2007). "An improved harmony search algorithm

- for solving optimization problems." *Applied Mathematics and Computation* 188(2): 1567–1579.
20. Mukhopadhyay, A., et al. (2008). Population-variance and explorative power of Harmony Search: An analysis. *Digital Information Management, 2008. ICDIM 2008. Third International Conference on*.
21. Omran, M. G. H. and M. Mahdavi (2008). "Global-best harmony search." *Applied Mathematics and Computation* 198(2): 643–656.
22. Pan, Q.-K., et al. (2010). "A self-adaptive global best harmony search algorithm for continuous optimization problems." *Applied Mathematics and Computation* 216(3): 830–848.
23. Yang, X. S. (2009). *Harmony Search as a Metaheuristic Algorithm. Music-Inspired Harmony Search Algorithm. GeomZ.W. : 1 - 14.*
24. Yang, X. S. (2010). *Engineering Optimization: An Introduction with Metaheuristic Applications, Wiley.*
25. Ye, K., et al. (2012). "A Proposed Strategy for the Application of the Modified Harmony Search Algorithm to Code-Based Selection and Scaling of Ground Motions." *Journal of Computing in Civil Engineering: 120927183143000.*

26. Zou, D., et al. (2010). "Novel global harmony search algorithm for unconstrained problems." *Neurocomputing* 73(16-18): 3308-3318.
27. 莊勝雄譯，「工程最佳化—方法與應用」，國立編譯館，台北，民國八十四年。
28. 何維信，「航空攝影測量學」，大中國圖書公司，民國八十四年。
29. 徐業良，「工程最佳化設計」，國立編譯館，台北，民國八十六年。
30. 經濟部中央地質調查所，「九二一地震地質調查報告」，民國八十八年。
31. 內政部，「高精度及高解析度數值地形模型測製規範工作報告」，民國九十二年。
32. 楊龍士、雷祖強、周天穎編著，「遙感探測理論與分析實務」，文魁資訊股份有限公司，民國九十二年。
33. 經濟部水利署水利規劃試驗所，「軟弱岩床劇烈沖蝕河段沖蝕行為之探討—以大安溪為例」總報告，民國九十九年。
34. 鄒芳瑜，「以非量測性相機進行近景攝影測量探討」，國立交通大學，碩士論文，民國九十九年。
35. 康詩凰，「土石壩滲漏之啟發式反算分析」，國立交通大學，碩士論文，民國一百年。
36. 江長潤，「啟發式和弦搜尋演算法之改良及應用」，國立交通大學，碩士

論文，民國一零一年。

37. 盧泓佑，「1999 集集地震引致的河道遷急點倒退速率與倒退機制」，國立交通大學，碩士論文，民國一零一年。



附錄一

抗沖蝕能力指數(K_h)估算依據

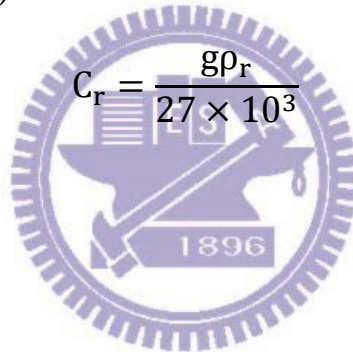
1、材料強度參數(mass strength number, M_s)

岩體材料評估強度的代表參數是無圍壓縮強度(UCS)， M_s 值計算方式如下，也可採用附表 1-1：

$$M_s = C_r \times 0.78 \times UCS^{1.05} \quad \text{for } UCS \leq 10\text{MPa} \quad (1)$$

$$M_s = C_r \times UCS \quad \text{for } UCS > 10\text{MPa} \quad (2)$$

UCS：無圍壓縮強度(MPa)



g ：重力加速度(9.81 m/s^2)

ρ_r ：岩塊密度(kg/m^3)

附表 1-1 岩石材料強度評分表(Annandale, 1995,2006)

材料強度數值(M_s)		
岩石硬度	無圍壓縮強度-UCS(MPa)	材料強度數值, M_s
極軟岩	< 1.7	0.87
	1.7~3.3	1.86
軟岩	3.3~6.6	3.95
	6.6~13.2	8.39
硬岩	13.2~26.4	17.70
極硬岩	26.4~53.0	35.0
	53.0~106.0	70.0
極堅硬硬岩	> 212.0	280.0

2、顆粒或塊體尺寸參數(K_b)

K_b 由鑽探取得之岩心岩石品質指標(RQD)與節理組數參數 J_n 來定義：

$$K_b = \frac{RQD}{J_n} \quad (3)$$

當沒有鑽孔取樣時，RQD 值可以用經驗公式推得：

$$RQD = 105 - \frac{10}{(J_x \cdot J_y \cdot J_z)^{0.33}} \quad (4)$$

J_x 、 J_y 、 J_z 分別為 x, y, z 三個方向上每公尺出現的節理組數。節理組數參數 J_n 非直接使用節理組數的值，必須查附表 1-2，當 RQD 越大、節理組數越少則 K_b 越大，即岩體越完整抗侵蝕能力越高。

附表 1-2 節理組數參數評分表(Annandale, 1995,2006)

節理組數值(J_n)	
節理組數	J_n
完整岩石或有少數節理與裂隙	1.00
一組節理/裂隙	1.22
一組節理/裂隙，附加不規則節理	1.50
兩組節理/裂隙	1.83
兩組節理/裂隙，附加不規則節理	2.24
三組節理/裂隙	2.73
三組節理/裂隙，附加不規則節理	3.34
四組節理/裂隙	4.09
多組複合節理/裂隙	5.00

3、弱面抗剪強度參數(K_d)

K_d 值由岩體的節理面粗糙參數(joint roughness number, J_r)與節理改變參數(joint alteration number, J_a)來定義：

$$K_d = \frac{J_r}{J_a} \quad (5)$$

節理面粗糙參數 J_r (附表 1-3)表示不連續面分離的兩個面間間的粗糙度，受到不連續面的形狀影響。判斷上依據節理的兩面是否分離，之後再考慮不同的接觸面形狀。

節理面狀態參數 J_a (附表 1-4)與不連續面的空隙內填充材料有關，如植生、鏽染、凝聚性或非凝聚性材料填充，會影響到不連續面的磨擦力。評分上先依據節理分離的程度，後再檢視空隙的填充材料性質。

附表 1-3 節理面粗糙參數評分表(Annandale, 1995,2006)

節理分離程度	節理面狀態	J_r
挖掘過程中，節理/裂隙保持緊密狀態	階梯狀節理/裂隙	4.0
	粗糙或不規則，成波浪狀	3.0
	平滑波浪狀	2.0
	摩擦過之平面，成波浪狀	1.5
	粗糙或不規則，成平面狀	1.5
	平滑平面狀	1.0
	摩擦過之平面，成平面狀	0.5
挖掘過程中，節理/裂隙保持張開狀態	挖掘後，節理呈現張開狀或呈現相當程度之有效溝槽厚度使得節理/裂隙無法閉合	1.0
	有粉碎或細微粉碎黏土	1.0

附表 1-4 節理面狀態參數評分表(Annandale, 1995,2006)

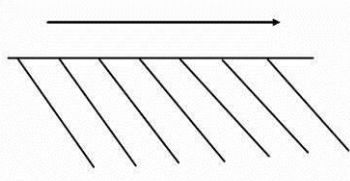
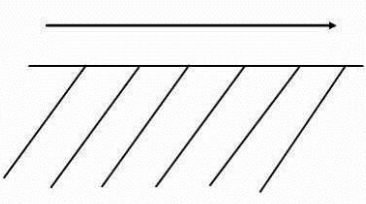
節理面間描述	不同節理開口程度之風化數值(J_a)		
	1.0 (mm)	1.0~5.0 (mm)	5.0 (mm)
緊密接合，堅硬，無軟弱填充物可侵入填充	0.75	--	--
節理面無風化，僅表面有污跡	1.0	--	--
節理面輕微風化，無軟弱填充物、無凝聚性岩石礦物或是破碎岩石填充	2.0	2.0	4.0
無軟弱之輕微黏土質的無凝聚性材料填充	3.0	6.0	10.0
無軟弱過壓密黏土礦物填充；破碎岩石可能填充其中	3.0	3.0	10.0
軟弱或低摩差性黏土礦物附著且有少量膨脹性黏土填充	4.0	8.0	13.0
有適量之軟弱過壓密黏土礦物填充；破碎岩石可能填充其中	4.0	8.0	13.0
有粉碎或細微粉碎(膨脹性)黏土填充；破碎岩石可能填充其中	5.0	10.0	18.0

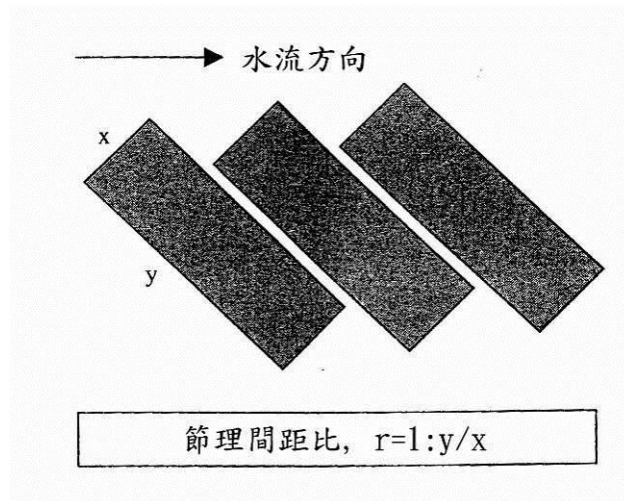
4、地盤構造條件參數(J_s)

相對地盤構造參數 J_s (附表 1-5)的影響因素包括：水流流向與岩床層面傾向、傾角的相對關係、以及岩塊形狀。

岩塊的形狀因素採用節理間距比(ratio of joint spacing, r)來代表，可由水流與岩層之縱剖面，如附圖 1-1，看兩個方向的岩塊長度比值 y/x 來作 r 的計算，其中 y/x 值最大取到 8。 r 參數能反應出岩石河床材料受到侵蝕時，瘦長的塊體較等邊的塊體抗侵蝕能力高的行為。

附表 1- 5 地盤構造條件參數評分表(Annandale, 1995,2006)

地盤構造條件參數						
節理之傾向(單位：度)	層面之傾角(單位：度)	節理間距比，r				
		1:1	1:2	1:4	1:8	
180/0	垂直 90	1.14	1.20	1.24	1.26	
順向 	89	0.78	0.71	0.65	0.61	
	85	0.73	0.66	0.61	0.57	
	80	0.67	0.60	0.55	0.52	
	70	0.56	0.50	0.46	0.43	
	60	0.50	0.46	0.42	0.40	
	50	0.49	0.46	0.43	0.41	
	40	0.53	0.49	0.46	0.45	
	30	0.63	0.59	0.55	0.53	
	20	0.84	0.77	0.71	0.67	
	10	1.25	1.10	0.98	0.90	
	5	1.39	1.23	1.09	1.01	
	0/180	水平 0	1.14	1.09	1.05	1.02
	逆向 	-1	0.78	0.85	0.90	0.94
-5		0.73	0.79	0.84	0.88	
-10		0.67	0.72	0.78	0.81	
-20		0.56	0.62	0.66	0.69	
-30		0.50	0.55	0.58	0.60	
-40		0.49	0.52	0.55	0.57	
-50		0.53	0.56	0.59	0.61	
-60		0.63	0.68	0.71	0.73	
-70		0.84	0.91	0.97	1.01	
-80		1.26	1.41	1.53	1.61	
-85	1.39	1.55	1.69	1.77		
-89	1.50	1.68	1.82	1.91		
180/0	垂直-90	1.14	1.20	1.24	1.26	



附圖 1-1 岩塊長度比值 y/x 示意圖(Annandale, 1995,2006)

上述的流功以及 K_h 計算出來後，當水流流功的能量大於由 K_h 轉換得來的流功時即表示會沖刷，相反的，當水流流功的能量小於或等於 K_h 所轉換得到的流功時則不會沖刷。

由此以上觀念可計算出沖刷深度；由於尾水的關係，當下游沖刷坑深度越來越深時，尾水深度也會越來越深，當尾水深度增加的同時，尾水可消耗的能量也同時增加，因此當水流經過尾水的消能後所剩餘的流功小於或等於 K_h 即表示水流的能量不足以產生沖刷行為。