

國立交通大學

土木工程學系

碩士論文



1999 集集地震引致的
河道遷急點倒退速率與倒退機制

Retreat rate and evolution of knickpoints caused
by the 1999 Chi-Chi earthquake

研究生：盧泓佑

指導教授：廖志中 博士

中華民國一〇一年七月

1999 集集地震引致的
河道遷急點倒退速率與倒退機制

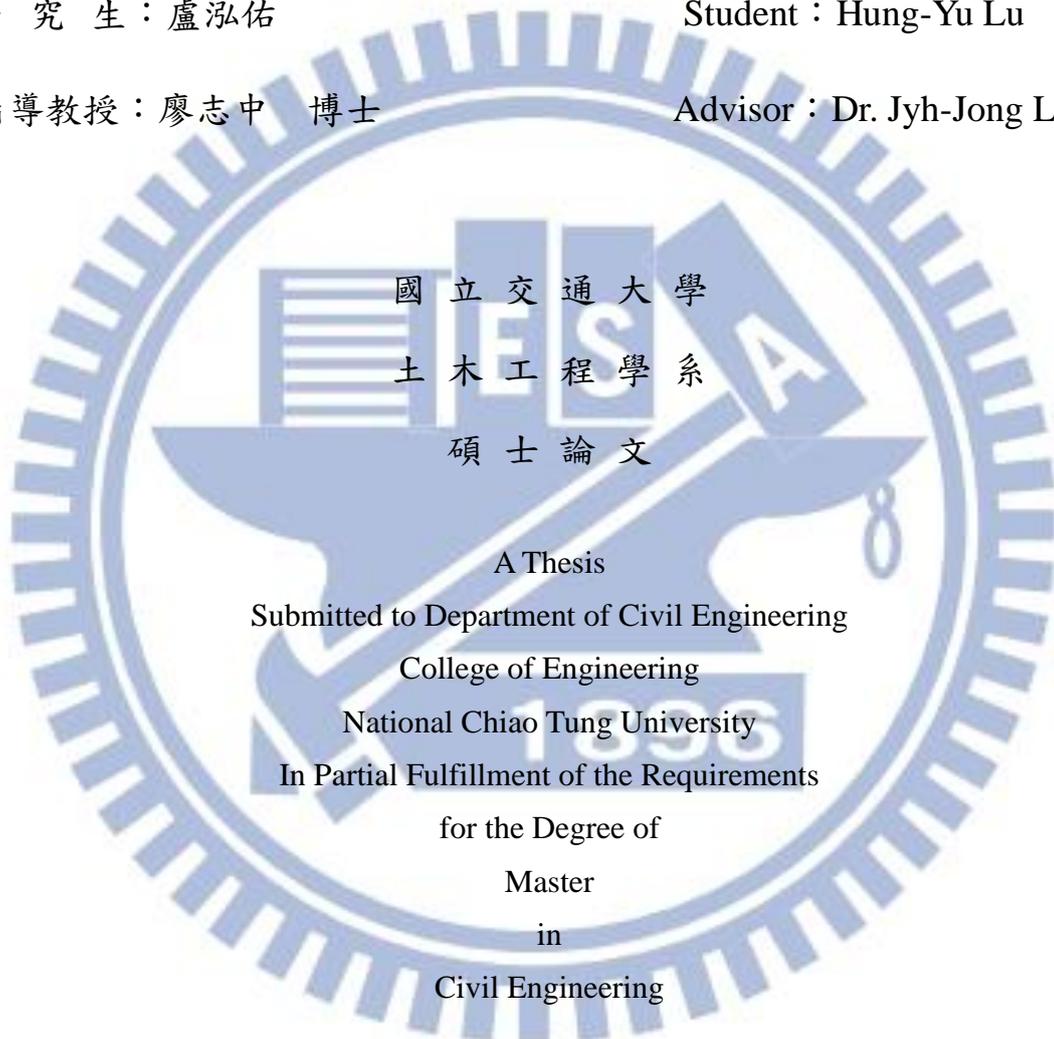
Retreat rate and evolution of knickpoints caused
by the 1999 Chi-Chi earthquake

研 究 生：盧泓佑

Student : Hung-Yu Lu

指 導 教 授：廖志中 博士

Advisor : Dr. Jyh-Jong Liao



July 2012

Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國一〇一年七月

1999 集集地震引致的河道遷急點倒退速率與倒退機制

學生：盧泓佑

指導教授：廖志中 博士

國立交通大學土木工程學系碩士班

中文摘要

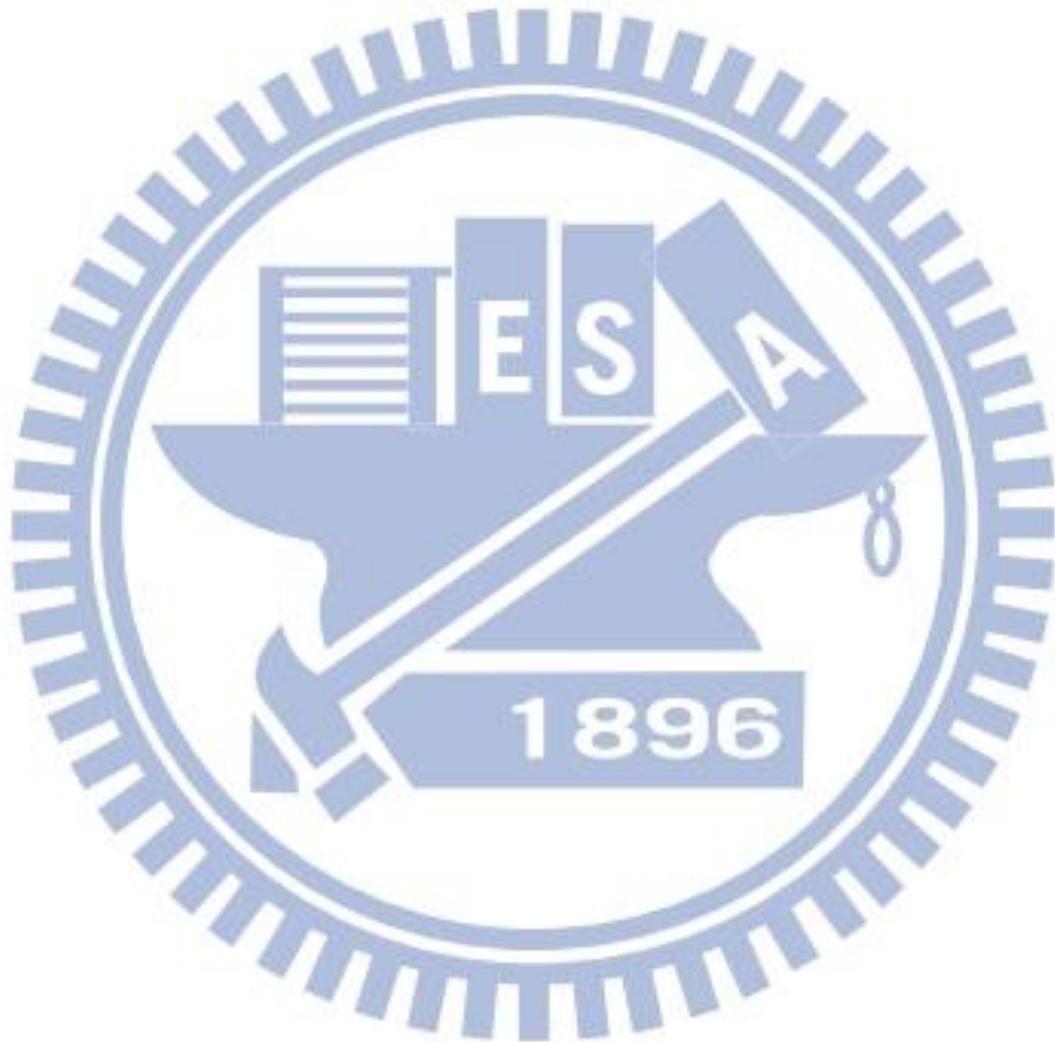
1999 集集地震係由車籠埔斷層活動所引起，該斷層為一南北走向、向西逆衝之斷層。車籠埔斷層地表破裂線貫穿中部地區大部分的河道，由於斷層破裂帶抬升，而於各河道形成遷急點，因為西部麓山帶之地質年代極為年輕，出露之岩層膠結不良、強度低，在水流的作用下會產生嚴重的沖蝕，目前部分河道遷急點已有明顯且大量的上溯情形。交通大學(2012)的研究結果顯示，大安溪隆起段之遷急點在 93 年之後倒退速率約為每年數十公尺至數百公尺，此倒退速率相當驚人。

本研究以正射影像或航空照片觀察河道遷急點倒退的情形，並估算倒退速率，再配合現場調查資料，建立河道遷急點倒退機制等。研究結果顯示倒退機制可區分為四類，即平面滑動破壞、倒懸破壞、磨蝕下切以及塊體抽離機制。倒退率受水流流量、遷急點的落差與坡降、岩體強度的影響，大安溪平均每年倒退 73.1 公尺，與國外每年數公釐至數公分相比，倒退量甚鉅。

本研究建立集集地震造成遷急點之歷年倒退資料目錄，利用交通大學(2012)、Hayakawa and Matsukura (2003)等遷急點倒退率經驗迴歸式進

行迴歸測試，公式中考慮因子包含水流流量、遷急點的落差與坡降以及沖蝕指數 K_h 等因子，結果顯示有幾個遷急點實際倒退速率大於回歸出來的倒退速率，推測為倒退機制的差異造成。

關鍵詞：遷急點、軟岩、倒退機制、倒退速率



Retreat rate and evolution of knickpoints caused by the 1999 Chi-Chi earthquake

Student : Hung-Yu Lu

Advisor : Dr. Jyh-Jong Liao

Department of Civil Engineering

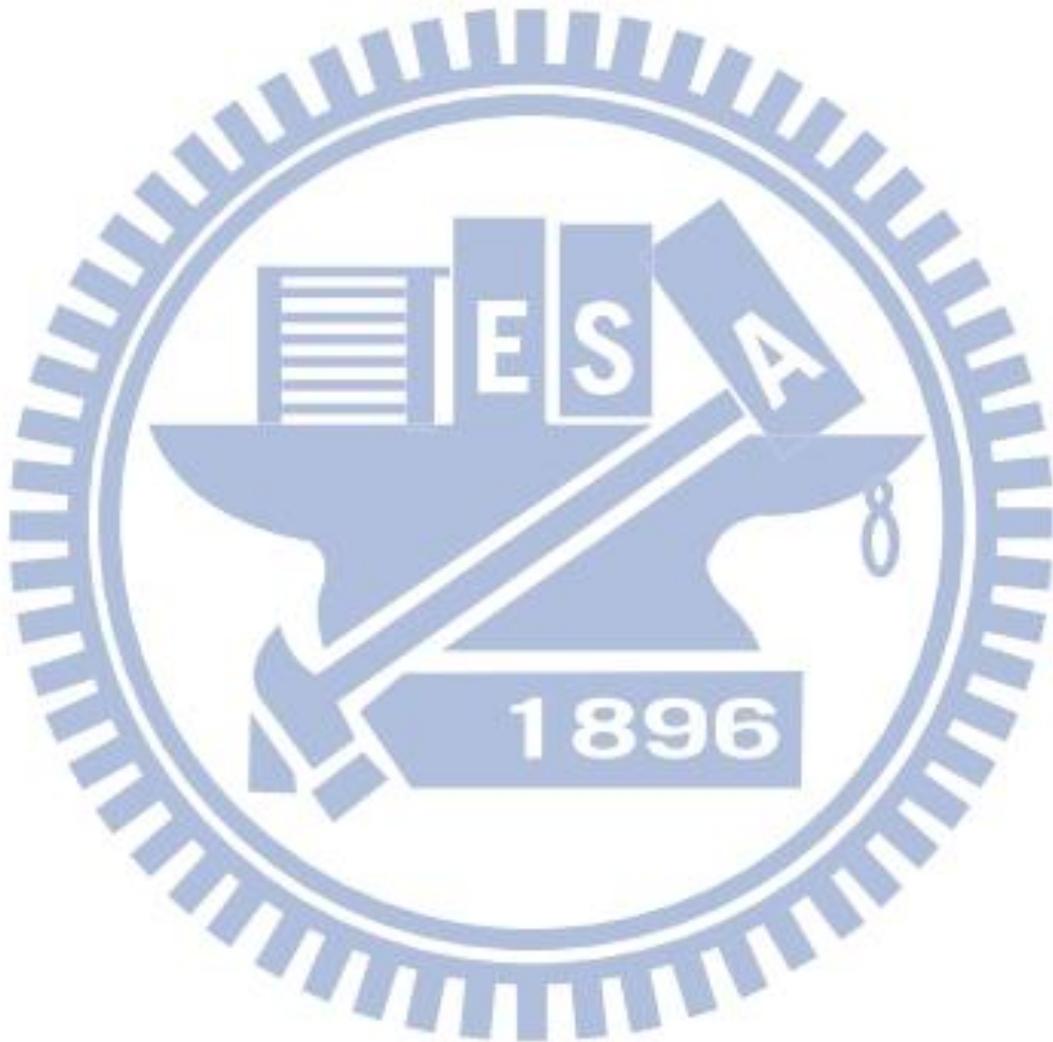
National Chiao Tung University

Abstract

The Chi-Chi earthquake occurred on 21 September 1999. This earthquake produced surface ruptures of 100 km in length along the Chelongpu fault, which strikes in north-south direction. The knickpoints formed at the river channel owing to the uplift of the Chelongpu fault. The bedrock of the knickpoints belongs to the geological provinces of the Western Foothills. The Western Foothills are composed of the Late Cenozoic sedimentary rock which is usually weak and poorly cemented. Severe incision in the weak bedrock was activated after its armor layer was removed. The maximum annual rate of knickpoint retreat reached hundreds of meters.

Based on aerial photographs/orthophotographs, derived Digital Elevation Data, cross-section surveyed data, and field investigation, morphological changes and retreating processes of the knickpoints were evaluated. The mechanisms of the knickpoint retreat were concluded into four types: 1) plane sliding; 2) overhang falling; 3) abrasive erosion; 4) block plucking. The conceptual models of the knickpoint retreat were also proposed in this study. Two empirical formulas of the knickpoint retreat

rate were verified with the knickpoints data. The results suggest that the empirical formulas might be not suitable for cases of knickpoints caused by earthquake uplift, which could be improved by considering the mechanisms of knickpoint retreat.



誌謝

經過交通大學六年的洗禮，終於寫出一本書了。研究所這兩年似乎過得比大學四年還長久，是因為多了更多的回憶吧。這屆六的同學除了阿蒲之外都是大學部上來的，大家原本就很熟，尤其是小昱，沒想到除了高中兩年、大學四年、到了研究所又是同學。志強也是大學就很要好的麻吉，打球打電動樣樣都精通。麵包看到你這樣輕輕鬆鬆就做出這麼厲害的碩論真的很厲害，長得像國倫老師的齊學長，總是在 MEETING 的時候搞笑，讓我們減輕壓力。阿蒲新一代瑞斯車神，永遠感謝你陪我出這麼多次野外，有你開車我就可以很安心的在車上睡覺。看著你們一個個寫完碩論，現在終於輪到我了，實在很開心。

感謝恩師廖志中老師與潘以文老師無私地給予栽培指教，可惜無法完全達到老師的期待。讓我學到的不只是研究上的，在待人處事也學到不少。

感謝明萬學長在最後關頭的時候拉我一把，電話中一直被學長念，但是最後的簡訊關心不要太勞累要注意安全真是溫暖我心。感謝國維學長，帶紅酒來陪我討論增加我的靈感。

感謝胡庭禎，在我沒日沒夜地寫論文期間，當跑腿幫我買吃的。晚上通宵的時候在旁邊睡給我看。

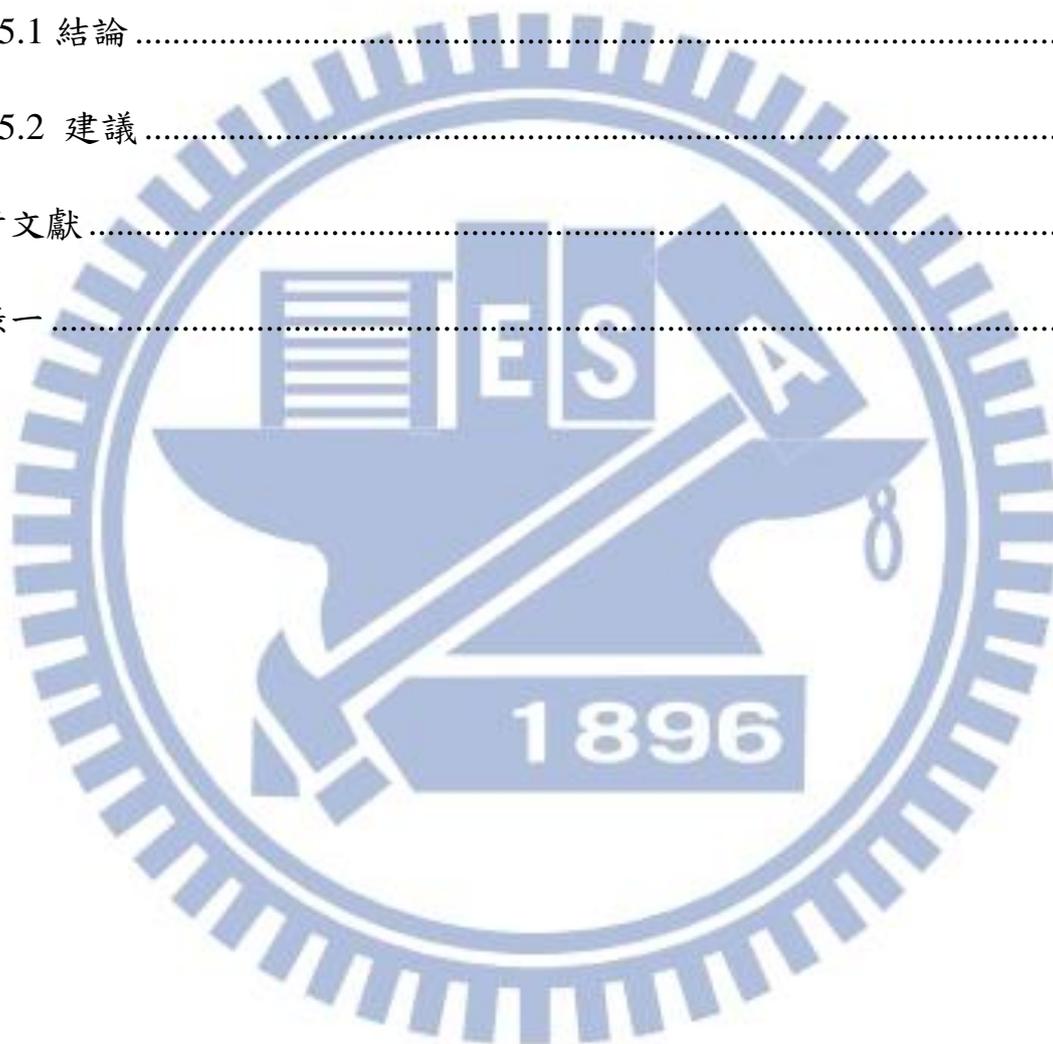
最後感謝家人支持我，讓我衣食無憂地順利的完成學業。

目 錄

第一章 緒論.....	1
1.1 研究動機.....	1
1.2 研究目的.....	2
1.3 研究流程.....	2
第二章 文獻回顧.....	4
2.1 1999 集集地震及其引致的地表破裂.....	4
2.2 遷急點(knickpoint)概述.....	7
2.3 遷急點倒退速率.....	8
2.4 遷急點倒退的破壞機制與倒退形式.....	16
2.4.1 傾斜變化倒退 (inclination retreat).....	16
2.4.2 平行倒退(parallel retreat).....	17
2.4.3 Replacement.....	19
2.4.4 河岸側壁破壞機制.....	25
2.5 河道岩床的水流沖蝕力及抗沖蝕阻抗.....	30
2.5.1 沖蝕指數 Kh(erodibility index).....	30
2.5.2 水流侵蝕能量(erosive power water).....	31
2.5.3 Kh 與流功評估方法.....	34
2.5.4 臨界流功值修正.....	36
2.6 考慮遷急點倒退的岩床沖蝕率模式.....	37

第三章 研究方法.....	39
3.1 921 地震引致的河道隆起.....	39
3.2 河道遷急點之決定.....	44
3.3 遷急點倒退距離及速率的決定.....	49
3.4 航照數位高程資料 (DEM) 製作.....	51
3.5 遷急點上溯原因探討及機制建立.....	53
3.6 目錄及倒退率模式測試.....	54
第四章 研究結果與討論.....	55
4.1 決定河道遷急點位置的方法比較.....	55
4.2 遷急點倒退情形及原因探討.....	61
4.2.1 遷急點倒退情形說明.....	61
4.2.2 遷急點無倒退原因探討.....	64
4.2.3 921 遷急點的倒退位置及倒退量.....	69
4.2.4 遷急點的倒退速率.....	83
4.3 遷急點倒退機制建立.....	92
4.3.1 遷急點倒退的機制.....	92
4.3.2 實例討論.....	98
4.4 參數目錄整理.....	103
4.4.1 參數目錄.....	103

4.5 經驗回歸式測試.....	105
4.5.1 Hayakawa & Matsukura (2003) 回歸經驗式測試.....	105
4.5.2 交通大學 (2012) 回歸經驗式測試.....	107
第五章 結論與建議.....	109
5.1 結論.....	109
5.2 建議.....	110
參考文獻.....	111
附錄一.....	114



圖目錄

圖 1-1 研究流程圖	3
圖 2-11999 集集地震震央圖	5
圖 2-2 車籠埔斷層地表破裂帶	6
圖 2-3 大安溪河床抬升造成積水成湖（民國 88 年 9 月 22 日正射影 像）	7
圖 2-4 遷急點倒退示意圖（Hayakawa & Matsukura, 2003）	8
圖 2-5 F/R 指數與倒退速率關係圖（Hayakawa and Matsukura, 2003）	11
圖 2-6 F/R 指數與倒退速率關係圖（Hayakawa et al., 2009）	13
圖 2-7 利用坡降挑選遷急點位置 Bishop（2005）	14
圖 2-8 遷急點倒退距離與集水面積關係 Bishop（2005）	15
圖 2-9E Scotland 地區與日本 H & M（2003）比較 Bishop（2005）	16
圖 2-10 試驗高程與時間剖面圖（Holland & Pickup, 1976）	18
圖 2-11 沖刷坑與 undercut（Holland & Pickup, 1976）	19
圖 2-12 遷急點倒退型態（Gardner, 1983）	20
圖 2-13 流槽初始狀態（Gardner, 1983）	21
圖 2-14 流槽穩定後狀態（Gardner, 1983）	21
圖 2-15 TYPE I 與 TYPE II 示意圖（Gardner, 1983）	22
圖 2-16 RUN I a、RUN I b 時間與縱向剖面圖（Gardner, 1983） ...	23

圖 2-17 距離與流速、流槽深度、流槽寬度關係圖 (Gardner, 1983)	23
圖 2-18 抗沖蝕臨界剪應力與水流剪應力變化圖 (Gardner, 1983)	24
圖 2-19 大安溪下游順向地層倒懸破壞 (經濟部水利署水利規劃試驗所, 2010)	26
圖 2-20 大安溪下游平面滑動後殘餘地河道邊坡 (經濟部水利署水利規劃試驗所, 2010)	26
圖 2-21 倒懸破壞機制示意圖箭頭代表水流方向 (無張力節理) (經濟部水利署水利規劃試驗所, 2010)	27
圖 2-22 倒懸破壞機制示意圖 (邊坡受張力節理影響) (經濟部水利署水利規劃試驗所, 2010)	28
圖 2-23 趾部破壞機制示意圖 (經濟部水利署水利規劃試驗所, 2010)	29
圖 2-24 Headcut 下游水流的侵蝕 (Annandale, 2006)	33
圖 2-25 突降點下游水流的侵蝕 (Annadale, 2006)	34
圖 2-26 Erodibility Index 評估岩床侵蝕的方法 (Annandale, 1995)	36
圖 2-27 K_b 與沖蝕流功門檻值比較 (經濟部水利署水利規劃試驗所, 2012)	37
圖 3-1 車籠埔斷層條帶地質圖-豐原以北 (中央地質調查所)	40
圖 3-2 車籠埔斷層條帶地質圖-豐原至烏溪 (中央地質調查所)	41

圖 3-3 車籠埔斷層條帶地質圖-烏溪以南 (中央地質調查所)	42
圖 3-4 民國 88 年 9 月 22 日大甲溪石岡壩下游之埤豐橋	45
圖 3-5 民國 91 年 9 月 16 日大甲溪石岡壩下游之埤豐橋	46
圖 3-6 民國 89 年 10 月 8 日石岡壩上游至梅子鐵橋下游間，隆起跡 象不明顯	46
圖 3-7 民國 99 年 5 月 19 日石岡壩上游至梅子鐵橋下游間，斷層線 附近岩盤出露	47
圖 3-8 民國 92 年 10 月 7 日石岡壩上游至梅子鐵橋下游間，已可觀 察到隆起跡象	47
圖 3-9 遷急點造成水花的判釋.....	48
圖 3-10 大安溪河道深槽化.....	49
圖 3-11 民國 99 年 9 月 12 日航拍.....	50
圖 3-12 民國 88 年 9 月 22 日航拍.....	51
圖 3-13 航空照片對重疊區域及地面控制點分布圖.....	52
圖 4-1 大安溪抬升段正射影像.....	58
圖 4-2 1999 年至 2010 年大安溪河道縱向變化 (Huang et al.,2012)	58
圖 4-3 本研究選取的遷急點倒退路徑.....	59
圖 4-4 民國 95 年大安溪深槽化且河道窄小.....	60
圖 4-5 烏溪橋側區位置，圓圈為測區範圍 (康耿豪, 2004)	65

圖 4-6 測點位置分布圖，以符號表示測點屬性（康耿豪, 2004） ..	66
圖 4-7 烏溪橋側區剖面圖（垂直放大 5 倍）（康耿豪, 2004）	67
圖 4-8 砂頁岩差異侵蝕（石岡壩下游段）	68
圖 4-9 大安溪遷急點倒退河段.....	70
圖 4-10 大安溪遷急點倒退路徑，藍色箭頭為水流方向	71
圖 4-11 91 年埤豐橋隆起段上游類似積水成湖.....	73
圖 4-12 大甲溪埤豐橋上游河床沖刷示意圖，藍色箭頭為水流方向	73
圖 4-13 大甲溪遷急點倒退區域.....	74
圖 4-14 大甲溪埤豐橋上游抬升段.....	75
圖 4-15 大甲溪埤豐橋上游遷急點倒退路徑，藍色箭頭水流方向 ..	76
圖 4-16 大甲溪石岡壩下游抬升段.....	77
圖 4-17 大甲溪石岡壩下游遷急點倒退路徑，藍色箭頭水流方向 ..	78
圖 4-18 梅子鐵橋下游遷急點倒退河段.....	79
圖 4-19 梅子鐵橋下游遷急點倒退路徑，藍色箭頭水流方向	80
圖 4-20 沙連溪遷急點倒退河段.....	81
圖 4-21 沙連溪興龍橋下游遷急點倒退路徑，藍色箭頭水流方向 ..	82
圖 4-22 日本 Boso 半島瀑布倒退速率（H& M, 2003）	84
圖 4-23 地中海地區遷急點倒退速率（Loget, 2009）	84
圖 4-24 倒退速率與最大流量、 K_h 、落差與坡降比較.....	85

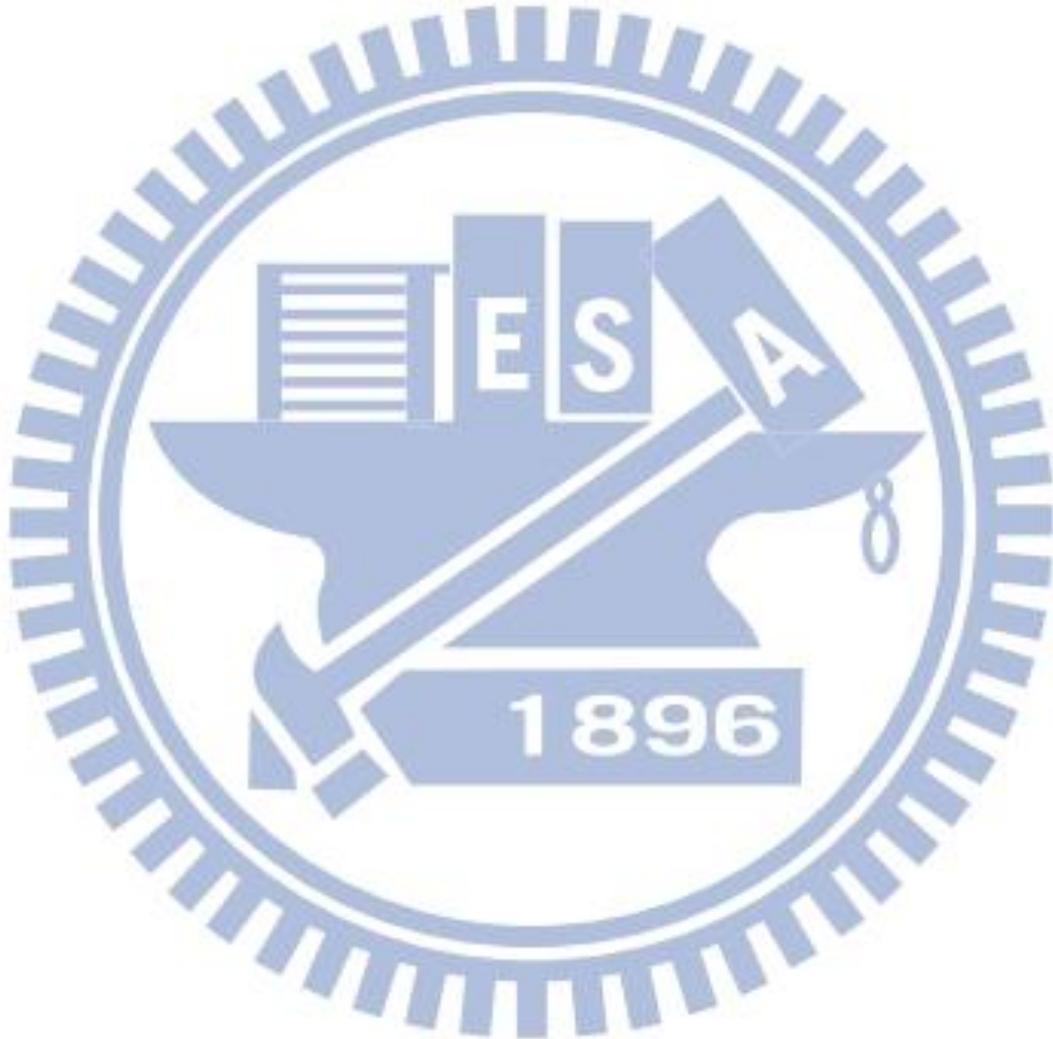
圖 4-25 均質材料，左為硬的均質材料，又為軟的均質材料	92
圖 4-26 硬的材料岩層排列為逆向高傾角的情況.....	93
圖 4-27 硬的材料岩層排列逆向低傾角的情況.....	93
圖 4-28 硬的材料岩層排列為順向高傾角的情況.....	94
圖 4-29 硬的材料岩層排列為順向低傾角的狀況.....	94
圖 4-30 硬的材料岩層排列為水平的狀況.....	94
圖 4-31 軟的材料岩層排列為逆向高低傾角及順向高低傾角的狀況	95
圖 4-32 軟硬材料互層岩層排列為逆向高傾角的狀況	96
圖 4-33 軟硬材料互層岩層排列為逆向低傾角的狀況	96
圖 4-34 軟硬材料互層岩層排列為順向高傾角的狀況	96
圖 4-35 軟硬材料互層岩層排列為順向低傾角的狀況	96
圖 4-36 順層深槽化與縱斷面岩層排列.....	97
圖 4-37 石岡壩下游岩層與河道斜交處.....	98
圖 4-38 大安溪遷急點.....	99
圖 4-39 大甲溪埤豐橋上游遷急點.....	101
圖 4-40 石岡壩下游遷急點倒退機制示意圖.....	101
圖 4-41 石岡壩下游遷急點區拉長現象.....	102
圖 4-42 沙連溪興隆橋下游遷急點.....	102
圖 4-43 濁水溪遷急點.....	103

圖 4-44 倒退速率與 F/R 指數比較..... 106

圖 4-45 本研究資料點與 Hayakawa&Matsukura (2003) 資料點比較
..... 107

圖 4-46 交通大學 (2012) 回歸結果..... 108

圖 4-47 本研究參數目錄回歸結果..... 108

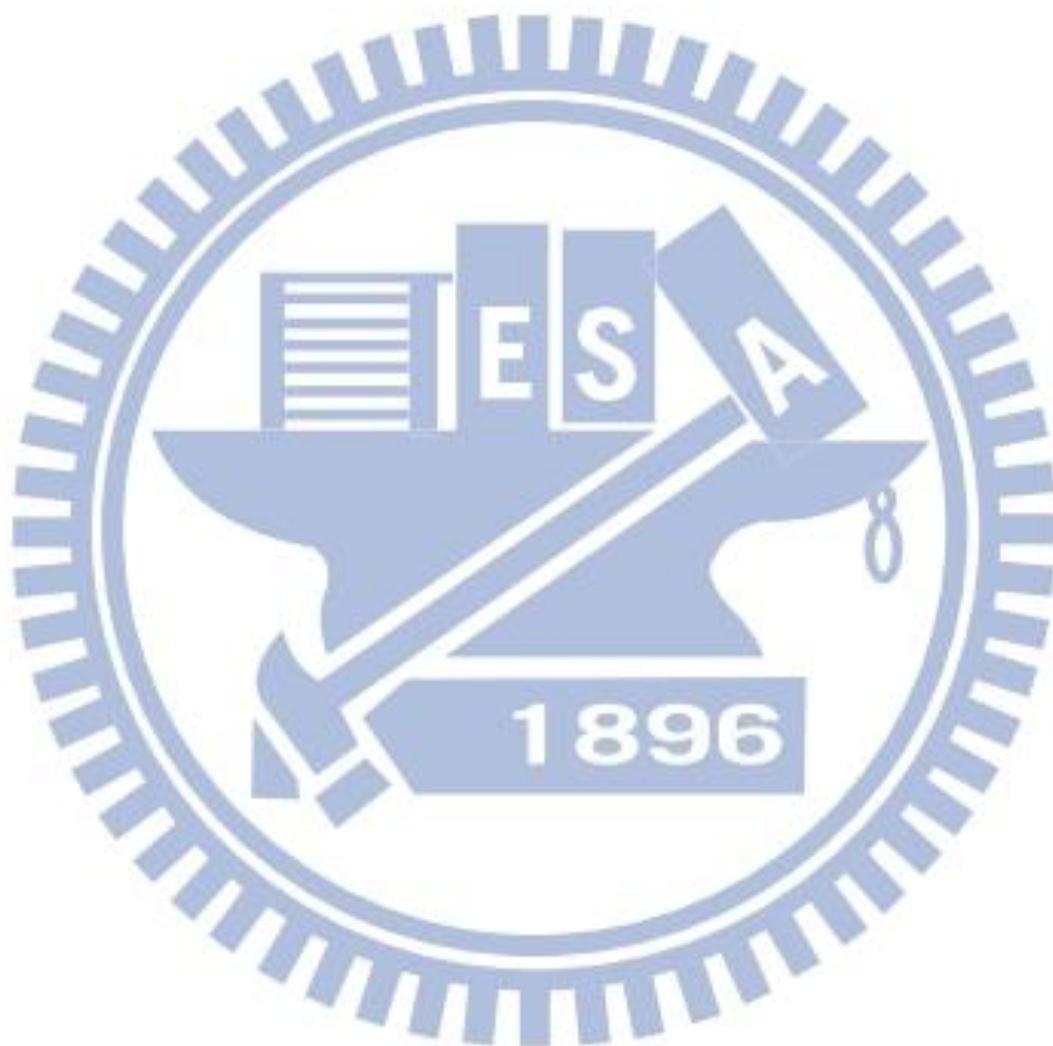


表目錄

表 2-1 倒退速率與基本地質條件 (Hayakawa and Matsukura, 2003)	9
表 2-2 F/R 指數的參數目錄 (Hayakawa and Matsukura, 2003)	10
表 2-3 四條溪的倒退距離與速率 (Hayakawa et al., 2009)	12
表 2-4 F/R 指數的參數目錄 (Hayakawa et al., 2009)	13
表 2-5E Scotland 集水面積與遷急點倒退量紀錄表 Bishop (2005)	15
表 3-1 車籠埔斷層沿線流域及隆起高度表	43
表 4-1 兩種方法遷急點倒退距離比較 (修改自 Huang et al., 2012)	57
表 4-2 遷急點倒退資料目錄	63
表 4-3 大安溪遷急點倒退距離表	71
表 4-4 大甲溪埤豐橋上游遷急點倒退距離表	76
表 4-5 大甲溪石岡壩下游遷急點倒退距離表	78
表 4-6 梅子鐵橋下游遷急點倒退距離表	80
表 4-7 沙連溪興隆橋下游遷急點倒退距離表	82
表 4-8 大安溪遷急點各時間點倒退速率	86
表 4-9 大甲溪埤豐橋上游段遷急點各時間點倒退速率	88
表 4-10 大甲溪石岡壩下游遷急點各時間點倒退速率	89

表 4-11 大甲溪梅子鐵橋段遷急點各時間點倒退速率..... 90

表 4-12 沙連溪興隆橋下游遷急點個時間倒退速率..... 91



第一章 緒論

1.1 研究動機

1999 集集地震係由車籠埔斷層活動所引起，該斷層為一南北走向、向西逆衝之斷層，地表破裂長約一百公里。車籠埔斷層地表破裂線貫穿中部地區大部分的河道，由於破裂帶抬升，而於各河道形成遷急點，目前部分河道遷急點已有明顯且大量的上溯情形。

由國外文獻顯示，遷急點倒退速率相當緩慢，大約每年數公釐至數公分，美加交界大規模之尼加拉瀑布平均年倒退速率約 1 公尺，但這些案例均屬堅硬岩層。而台灣地質條件不同於國外，西部麓山帶之地質年代極為年輕，出露之岩層包括上新世及更新世的地層，此類岩石在強度性質上為介於岩石與過壓密土壤之間的「軟岩」材料，在水流的作用下會產生嚴重的沖刷侵蝕，交通大學(2012)的研究結果顯示，大安溪隆起段之遷急點倒退速率在 93 年之後率約為每年數十公尺至數百公尺，此倒退速率相當驚人。

此遷急點倒退行為造成河道嚴重侵蝕，已使部分河道深槽化及危及其上游的跨河構造物，因此遷急點倒退行為有必要加以詳細探討。本研究旨在探討集集地震引致的河道遷急點的倒退行為（倒退率、倒退機制等）。

1.2 研究目的

車籠埔斷層地表破裂線貫穿中部地區大部分的河道，由於地層抬升，而於各河道形成遷急點。由於各河道的破裂帶寬度及抬升量不一，因此遷急點的型態(上下游落差、坡度等)亦有所不同，目前部分河道遷急點已有明顯且大量的上溯情形，此上溯已使部分河道深槽化及危及其上游的跨河構造物。本研究旨在探討集集地震引致的河道遷急點的上溯行為(上溯率、上溯機制等)。

1.3 研究流程

本研究流程如圖 1-1 所示，將由文獻回顧與蒐集導致九二一地震的車籠埔斷層之沿線流域開始，選定河道遷急點的位置之後，對被選定的地點進行調查，調查的方法有圖面分析(判釋基本圖或航空照片)、現地勘查、數值高程模型(DEM)製作等。進而判斷有無遷急點倒退情形，並對其倒退與否的原因加以探討。若有遷急點倒退，則進一步進行現地調查(地質調查、沖蝕現象等)，由現地觀察遷急點倒退的機制，並調查現場資料，歸納遷急點倒退因素，最後建立遷急點目錄。目錄的內容將做為之後倒退率經驗式建立的基礎。



圖 1-1 研究流程圖

2 第二章 文獻回顧

2.1 1999 集集地震及其引致的地表破裂

根據中央氣象局之測報，民國八十八年九月二十一日凌晨一時四十七分十六秒台灣中部發生芮氏規模 7.3 強烈地震，震央在日月潭西方 12.5 公里，亦即南投縣集集鎮附近（圖 2-1）。此次地震為車籠埔斷層活動所引起，該斷層為一南北走向、向西逆衝之斷層，地表破裂長約一百公里（圖 2-2）。

斷層活動結果造成上盤(東側)隆起自一公尺以下至八公、九公尺不等，大致上隆起高度由南向北遞增，活動範圍南至瑞竹以南的桶頭，北至豐原之後即轉向東，在大甲溪流域的石岡東勢一帶產生一些新破裂面，在大甲溪河床上形成六公尺高的瀑布，並繼續延伸至大安溪卓蘭內灣一帶，大安溪河床局部抬升結果則積水成湖。(圖 2-3) (地調所九二一地震地質調查報告,1999)

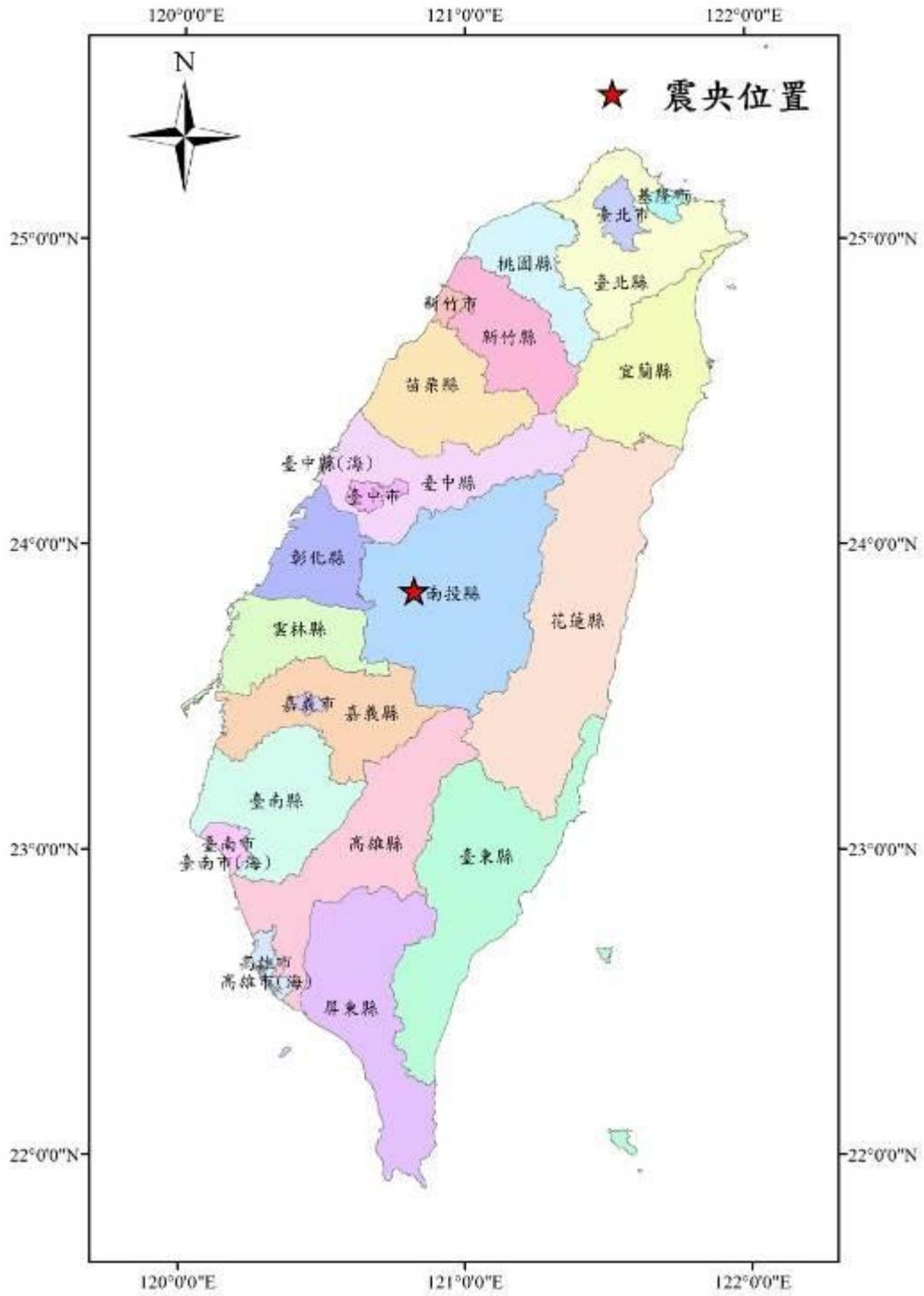


圖 2-11999 集集地震震央圖

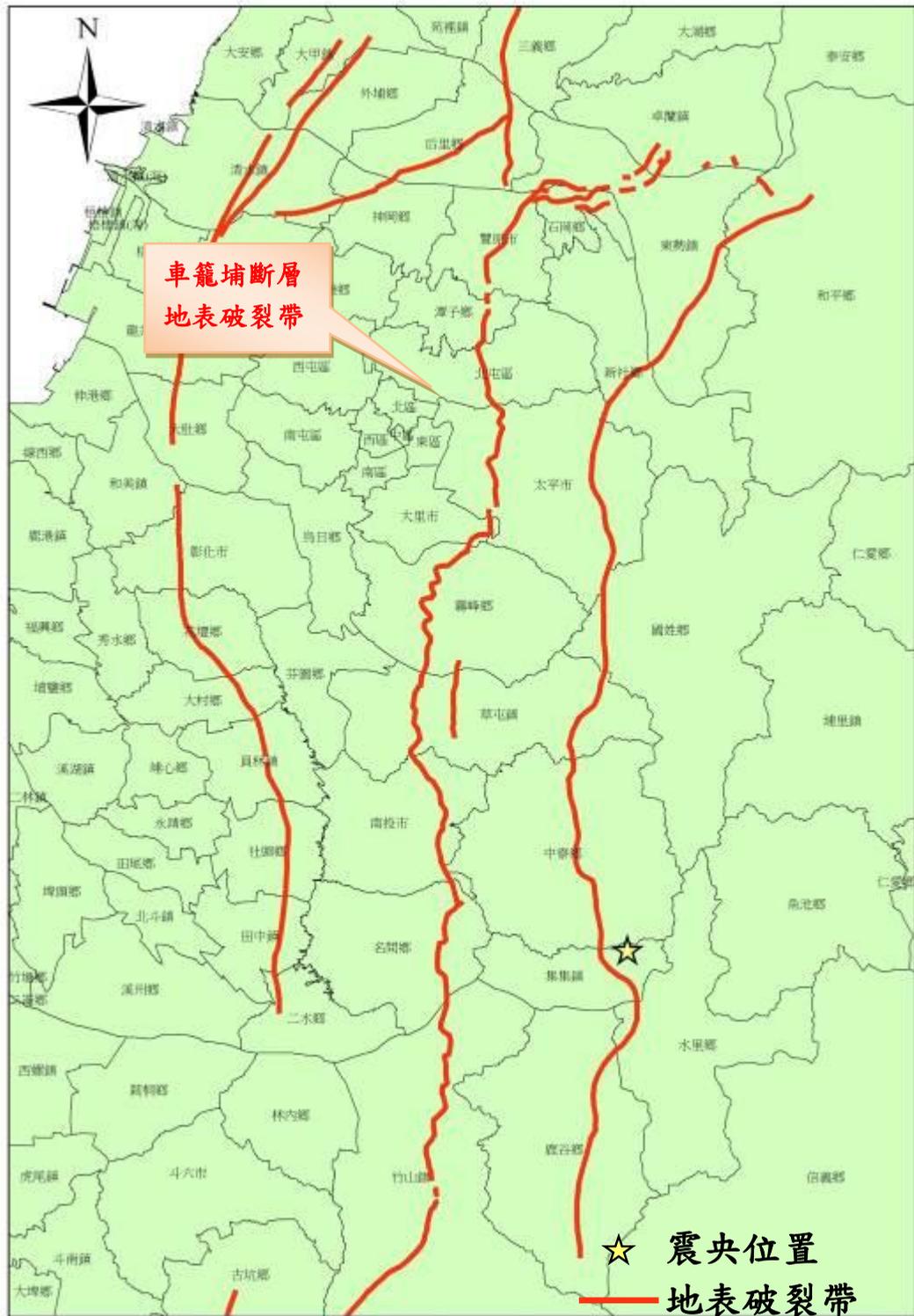


圖 2-2 車籠埔斷層地表破裂帶



圖 2-3 大安溪河床抬升造成積水成湖（民國 88 年 9 月 22 日正射影像）

2.2 遷急點(knickpoint)概述

遷急點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(Crosby and Whipple,2006；Frankel et al.,2007；Whipple,2004)。本研究之研究對象，則為 1999 集集地震地表破裂帶抬升而於河道形成的遷急點。

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(圖 2-4)。其過程與速率則取決於岩床之岩性與力

學性質 (Wipple et al., 2004)。

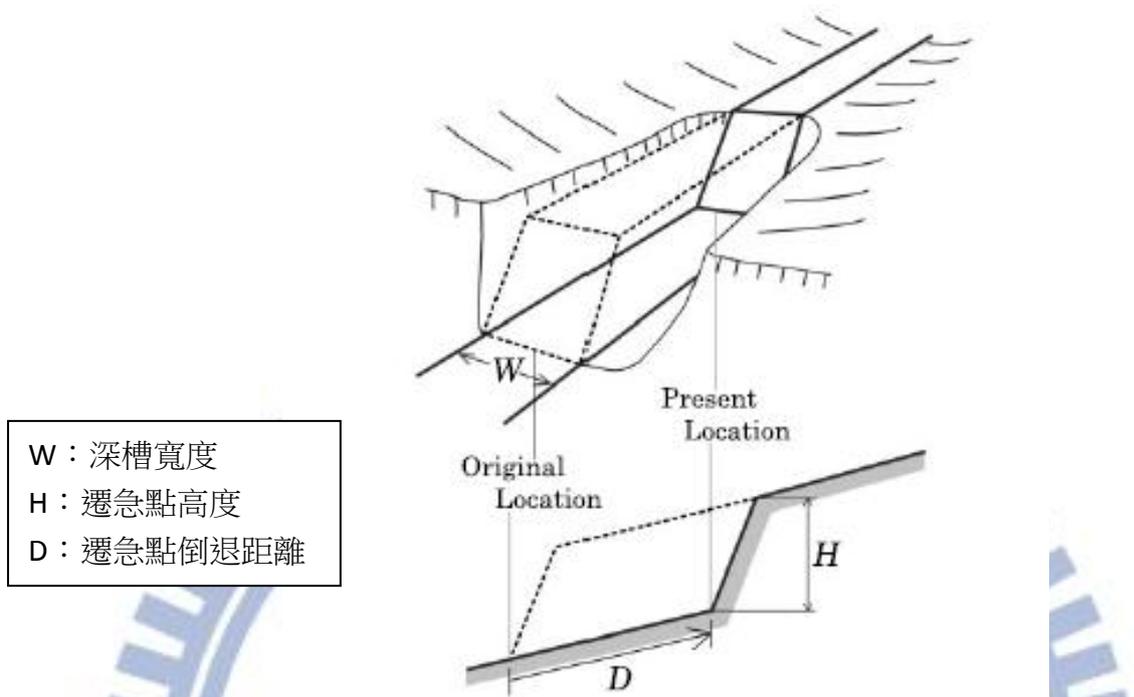


圖 2-4 遷急點倒退示意圖 (Hayakawa & Matsukura, 2003)

2.3 遷急點倒退速率

一般而言，遷急點倒退速率相當緩慢，大約每年數公釐至數公分等級，美加交界大規模之尼加拉瀑布平均年倒退速率約 1 公尺，但這些案例均屬堅硬岩層。依據大安溪的研究結果顯示，大安溪隆起段之下游遷急點在 93~97 年遷急點之倒退速率約為每年數十公尺至數百公尺(經濟部水利署水利規劃試驗所，民國 100 年)中，此後退之速率相當驚人，造成之沖刷量也世所罕見，原因除水流沖刷力大外，及河床為軟弱岩石所組成成為大量沖蝕及倒退的主要原因。

Hayakawa and Matsukura (2003) 研究日本的Boso半島，當地平均

氣溫15°C及平均降雨量1300-2000mm。Boso半島地質條件主要是中新-上新世或第四紀沉積岩，岩石強度較低，大約為15~40MPa，因此地形變化迅速。作者對於當地九個瀑布進行倒退速率的分析（表 2-1），倒退速率很緩慢，約為0.0013m/y至0.27m/y。

Location (see Figure 1)	Name of waterfall	Type of origin	Dominant lithology	Geological era	Distance of recession <i>D</i> (m)	Duration of recession <i>T</i> (years)	Rate of recession <i>D/T</i> (m a ⁻¹)
1	Soho Falls	C	Mudstone	Pleistocene	6-4	50	0-13
2	Oikawa-fudo Falls	A	Mudstone	Pliocene	100	1500	0-067
3	Fukasawa-no Falls	A	Mudstone	Pliocene	26-5	1500	0-018
4	Takisawa-no Falls	A	Mudstone	Pliocene	24-0	1500	0-016
5	Afuri Falls	D	Mudstone	Pliocene	55	300	0-18
6	Zenzen Falls	E	Mudstone	Miocene	200	2000	0-10
7	Ito-fudo Falls	B	Mudstone	Miocene	8	6150	0-0013
8	Sanogawa-no Fall	B	Mudstone	Pliocene	80	299	0-27
9	Ryogenji Falls	B	Mudstone	Miocene	11	6150	0-0018

表 2-1 倒退速率與基本地質條件（Hayakawa and Matsukura, 2003）

Hayakawa and Matsukura 建立一個倒退指數為 *F* 與 *R* 的比值，*F* 為每單位面積磨蝕的作用力，*R* 為河床沖蝕阻抗。流量為一個能直接反映磨蝕作用力的因子，但因缺乏長時間的流量來做為因子，改為利用遷急點上游集水區面積 *A* 與年降雨量 *P* 兩者的乘積代表水流能量，*W* 與 *H* 為 2.2 節中遷急點倒退示意圖裡的深槽寬度及遷急點高度，水流重量取決於水的密度 ρ 。因此

$$F \propto (\rho, A, P, W, H)$$

R 為河床沖蝕阻抗，在只考慮水流磨蝕的假設下，無圍壓縮強度(S_c) 被認為最能影響河床沖蝕阻抗，然後忽略節理等因素下

$$R \propto (S_c)$$

對 ρ 、 AP 、 WH 和 S_c 解無因次分析，得下式

$$\frac{F}{R} = \frac{AP}{WH} \sqrt{\frac{\rho}{S_c}}$$

計算參數及結果如表 2-2。

得倒退速率

$$\frac{D}{T} = 99.7 \left[\frac{AP}{WH} \sqrt{\frac{\rho}{S_c}} \right]^{0.73}$$

結果顯示在倒退速率最低的 Ryodenji Falls (0.0018ma^{-1}) 其 F/R 指數也最小 (2.34×10^{-7})，雖然倒退速率最高的 Sanogawa-no fall (0.27ma^{-1}) 其 F/R 值非最大，但也屬於較大者。

另外，H & M 將 Tochigi 縣的 Ryumon 瀑布的參數利用此模式計算，算出倒退速率 D/T 為 $0.058\text{-}0.075\text{ma}^{-1}$ 與 Yoshida and Ikeda (1999) 測量的結果 $0.1\text{-}0.2\text{ma}^{-1}$ 為同一個等級，認為此模式能被廣泛運用。

表 2-2 F/R 指數的參數目錄 (Hayakawa and Matsukura, 2003)

Location and name of waterfall	Drainage area A ($\times 10^6 \text{ m}^2$)	Mean annual precipitation P		Counterpart of discharge AP ($\times 10^{-2} \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$)	Width W (m)	Height H (m)	Schmidt rock hammer rebound value R_S (%)	Unconfined compressive strength S_c ($\times 10^6 \text{ N m}^{-2}$)	Calculated F/R index (see Eqn 3)
		(mm a^{-1})	($\times 10^{-8} \text{ m s}^{-1}$)						
1 Soho Falls	0.29	1600	(5.1)	1.5	0.17	1.8	14.5	18.1	3.51×10^{-4}
2 Oikawa-fudo Falls	2.0	2000	(6.3)	13	6	6.1	17	20.1	2.45×10^{-5}
3 Fukasawa-no Falls	0.60	2000	(6.3)	3.8	6	11	32	37.2	2.97×10^{-6}
4 Takisawa-no Falls	1.1	2000	(6.3)	7.0	8	12	32	37.2	3.77×10^{-6}
5 Afuri Falls	14	2000	(6.3)	91	8.6	3.6	15.5	18.9	2.14×10^{-4}
6 Zenzen Falls	11	2000	(6.3)	69	32	5	14	17.8	3.24×10^{-5}
7 Ito-fudo Falls	0.18	1800	(5.7)	1.0	9	32	20.5	23.2	2.34×10^{-7}
8 Sanogawa-no Falls	3.6	1800	(5.7)	21	2	4.4	10.5	15.4	1.88×10^{-4}
9 Ryogenji Falls	0.34	1800	(5.7)	1.9	4	30	21	23.7	1.05×10^{-6}

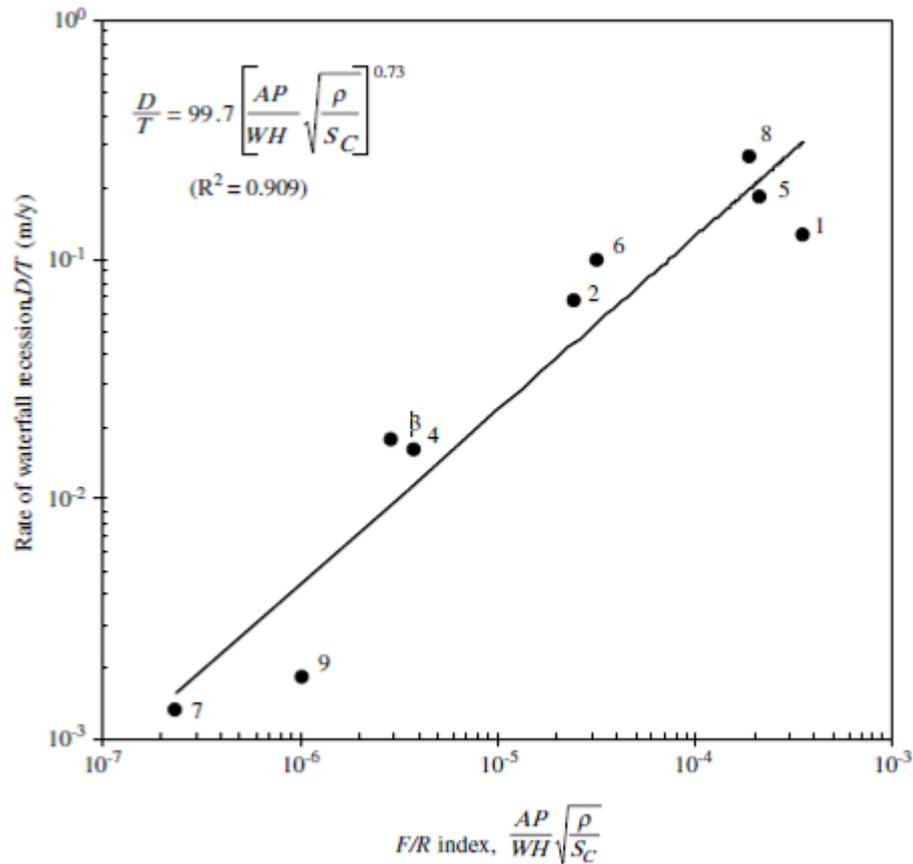


圖 2-5 F/R 指數與倒退速率關係圖 (Hayakawa and Matsukura, 2003)

Hayakawa et al. (2009)研究台灣因九二一集集地震所引致的河道遷急點，研究的河道有四條：大甲溪、大里溪、頭汴坑溪、乾溪。作者利用雷射測距，量得六年後(即 1999 年至 2005 年)倒退的距離 (表 2-3)；

參數取得的部分，流域面積 (A) 利用精度 90m 的 DEM 取得，年降雨量 (P) 從 1961-1990 年 40 年間降雨量再利用空間分布而得(Daly, 2002)。河道寬度 (W) 和遷急點高度 (H) 由現地利用雷射測距所測得。岩體強度大甲溪與大里溪由 N-type 的史密特錘所得之反彈值 R_N (rebound value) 轉換成無圍壓縮強度 S_c ，而頭汴坑溪及乾溪因岩塊破

碎，史密特錘無法使用，便取頭汴坑溪遷急點附近的岩塊帶回做室內試驗，得 S_c 為 0.29MPa。 E 為先前所回歸出的遷急點倒退速率經驗式 (Hayakawa and Matsukura, 2003)，所得參數目錄於表 2-4。

$$E = \frac{D}{T} = 99.7 \left[\frac{AP}{WH} \sqrt{\frac{\rho}{S_c}} \right]^{0.73}$$

與之前研究日本 Bosso 半島九個瀑布的資料 (Hayakawa and Matsukura, 2003) 比較 (圖 2-6)，顯示台灣四條溪的遷急點倒退速率遠大於 Bosso 半島瀑布倒退的速率。作者認為造成如此大的差異，應該是台灣的河道大量砂石成為加速磨蝕的材料，而加速遷急點的倒退。其中將 Shomyo Falls (圖 2-6 中黑色三角形) 討論，因此地區也有大量的砂石，藉而佐證其倒退速率高於其他瀑布的原因為河道中含有大量的砂石會加速遷急點倒退的速率。

表 2-3 四條溪的倒退距離與速率 (Hayakawa et al., 2009)

Waterfall number	Name of river	Recession distance D (m)	Recession duration T (yr)	Recession rate D/T (m yr ⁻¹)
1	Tachia River	20	6	3.3
2	Tali River	349	6	58.2
3	Toubiankeng River	137	6	22.8
4	Gan River	211	6	35.2

表 2-4 F/R 指數的參數目錄 (Hayakawa et al., 2009)

Waterfall number	A $10^6(\text{m}^2)$	P (mm yr^{-1})	W (m)	H (m)	R_N $(\%)$	S_c (MPa)	FR $(-)$	E (m yr^{-1})
1	1095.1	4000	160	6.6	17.0	17.81	0.0010	0.64
2	25.5	2200	8	2.4	10.0	14.28	0.0008	0.53
3	74.6	2200	25	3.2	-	0.29	0.0038	1.71
4	16.2	2000	5	3.6	-	0.29	0.0034	1.56

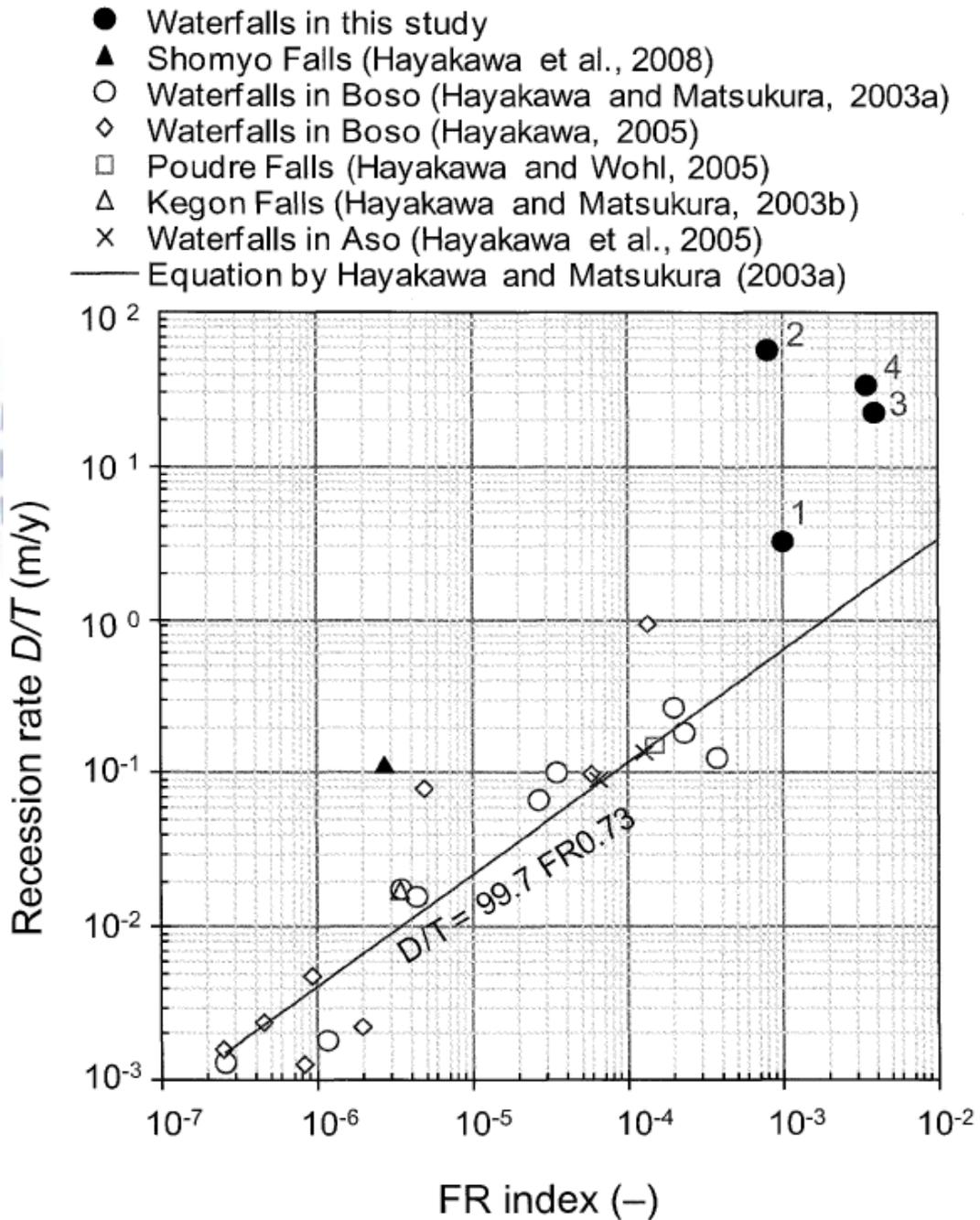


圖 2-6 F/R 指數與倒退速率關係圖 (Hayakawa et al., 2009)

Bishop (2005) 以 Eastern Scotland 地層隆起的溪流為例來討論遷急點倒退率與集水面積的關係。遷急點倒退速率利用沖蝕率模式 $E = KA^m S^n$ ($m=n=1$ 時，河床磨蝕與流功成比例且遷急點上溯； $m=0.3, n=0.7$ ，河床磨蝕與剪應力成比例而遷急點無上溯但因 rotation 或 replacement 下切)，遷急點倒退距離為離海岸的距離。遷急點選點的方法為利用坡度與河流對下游的距離圖表來選定(坡度為取 log)(圖 2-7)，其相關資料如表 2-5，圖 2-8 顯示倒退距離與集水面積成正線性相關。最後與 Haykawa and Matsukura (2003) 的數據以倒退速率 R 和流量或集水面積做比較(圖 2-9)。並建議發生遷急點倒退時應存在一個最小流功模式(如集水區面積或流量與坡降的相乘 QS 或 AS。)

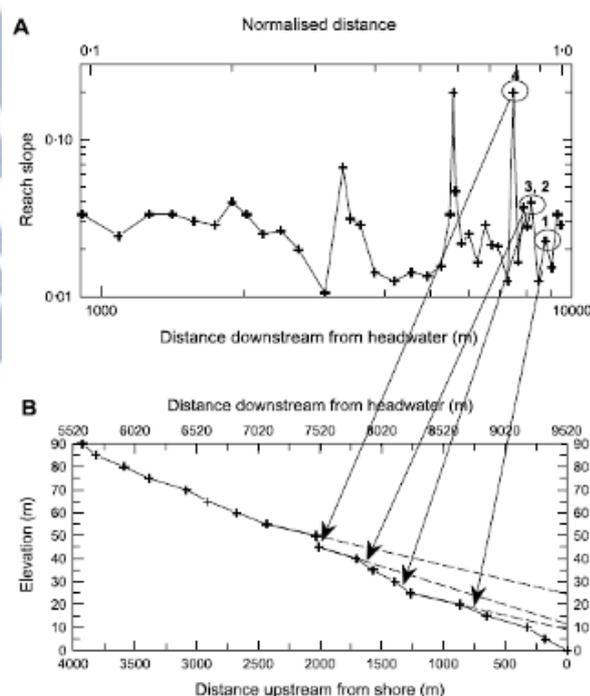


圖 2-7 利用坡降挑選遷急點位置 Bishop (2005)

表 2-5E Scotland 集水面積與遷急點倒退量紀錄表 Bishop (2005)

Knickpoint recession rates

775

Table 1. E Scotland streams used in this study. Where the name of a stream is unknown, a topographic name associated with the stream's mouth is given in inverted commas. The Den of Peattie (italics>) plots as a marked outlier in the Bervie Water tributary data (Figure 5)

Area	Stream	Grid reference of mouth	Distance of KP recession from shore (m)	Catchment area (km ²)
Kincardineshire	Strathlathan Bay	8 830, 8 460	76	1.0
	Catherine Burn	8 695, 7 760	1 930	20.6
	Glassin Burn	8 685, 7 740	290	4.2
	Braidon Burn	8 680, 7 720	220	2.2
	Darn Bay	8 490, 7 380	30	2.0
	Bervie Water	8 355, 7 240	21 500	178.3
	Burn of Benholm	8 135, 6 850	1 550	12.7
	Denfialla	7 770, 6 550	1 170	19.9
	Berwickshire	Dry Burn	7 350, 7 600	1 700
Thornton Burn		7 530, 7 420	2 035	17.3
Bliclean Burn		7 660, 7 280	725	6.5
Mildown Burn		9 200, 6 630	660	8.3
Abbey Burn		9 250, 6 550	1 255	6.5
Eyn Water		9 450, 6 450	18 000	127.0
Bervie Water tributaries		Picarry Burn	8 300, 7 305	2 625
	Den of Peattie	8 180, 7 380	300	4 625
	Burn of Pitarles	8 120, 7 425	970	2 385
	Haredon Burn	8 050, 7 430	225	1 465
	Woodburn	7 795, 7 470	155	3 855
	Mill of Garveck	7 730, 7 485	100	2 715

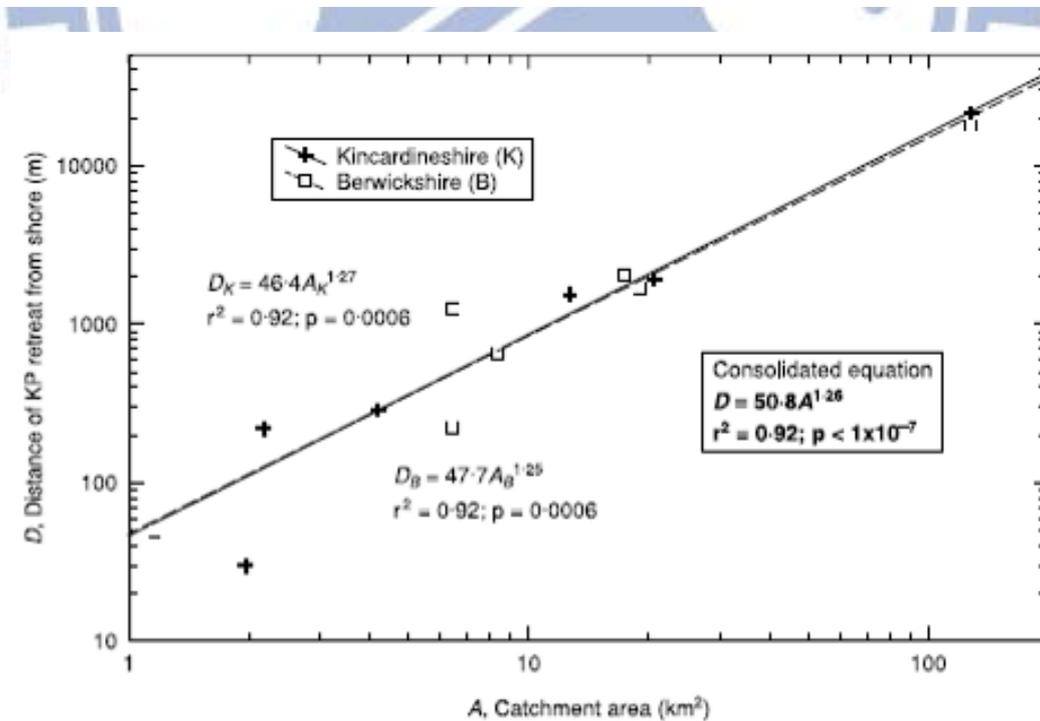


圖 2-8 遷急點倒退距離與集水面積關係 Bishop (2005)

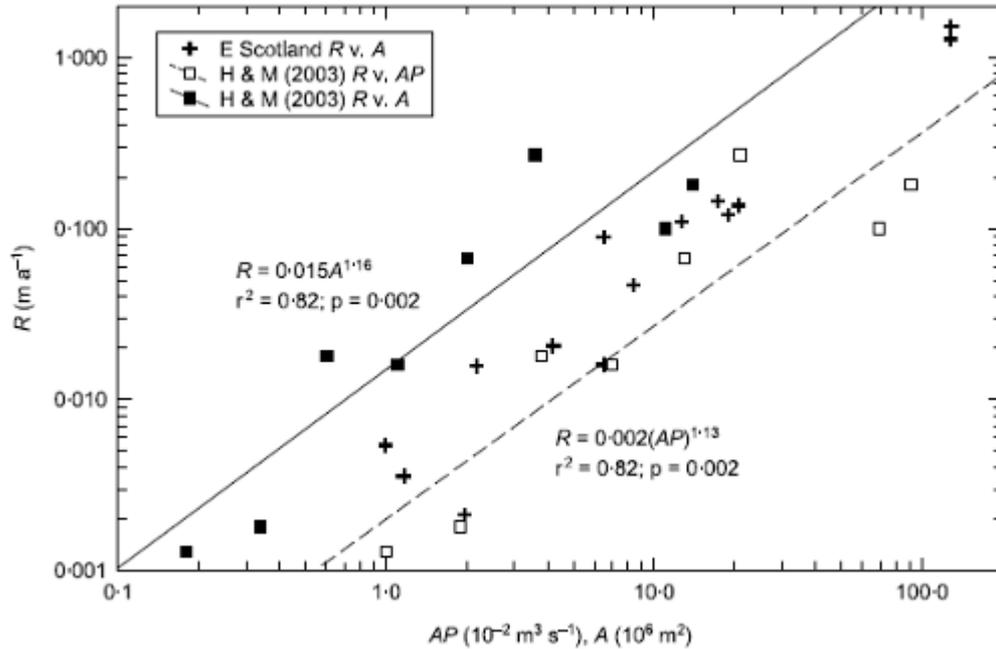


圖 2-9E Scotland 地區與日本 H & M (2003) 比較 Bishop (2005)

2.4 遷急點倒退的破壞機制與倒退形式

2.4.1 傾斜變化倒退 (inclination retreat)

Gessler (1971) 從 Brush & Wolman (1960) 用無凝聚力的砂以及 Lewis (1944) 用 4:1 砂跟泥的混合物來做實驗模擬的結果，建立起遷急點傾斜變化倒退機制的模型。實驗結果顯示，在河床為均質材料，當材料臨界阻抗 τ_c 遠小於水流剪應力 τ_o ，knickpoint face 向上游侵蝕的速率相對快於遷急點下游，而遷急點邊緣 (knickpoint lip) 因沖蝕產生很大的碎屑 (sediment load)，碎屑向下游沉積。形成遷急點上游沖刷下游堆積的現象 (圖 2-12 左上)。

另一種傾斜倒退機制出現在河床為均質具高剪力阻抗材料，在遷急點的上游 τ_c 大於 τ_0 ，因此並無沖刷的現象；然而遷急點下游驟降面坡降增加， τ_0 在遷急點處達到最大值，在遷急點驟降面 τ_c 將小於 τ_0 ，形成在遷急點上游無沖刷，下游沖刷的情況。由於上游無沖刷的情況，此倒退機制的碎屑相對較小，且當岩床被快速沖蝕時，遷急點下游並無出現堆積的現象（圖 2-12 右上）。

2.4.2 平行倒退(parallel retreat)

此種機制已於許多研究被提出，例如河道上的材料為不同抗沖蝕能力的沉積岩層 (Gilbert, 1896)、不同水平分層土層 (Ireland et al., 1939)、或分層沖積土 (Patton & Schumm, 1981) 則遷急點可能以平行方式倒退（圖 2-12 左下）。

Holland & Pickup (1976) 歸納影響遷急點平行倒退的三個主要特徵：

- (1) 上層材料為抗沖蝕材料，即 $\tau_c > \tau_0$ 。
- (2) 抗沖蝕材料下層材料為軟弱材料，即 $\tau_c \ll \tau_0$ 。
- (3) 下層軟弱材料被沖刷且在下方形成沖刷坑，造成上層材料崩落 (collapse)

Holland & Pickup (1976) 以 12:1 的砂和灰泥混合物，中間夾 1.2cm

厚的鬆砂，岩層排列為水平。進行水工模型的遷急點倒退實驗(圖 2-10)。

結果顯示遷急點倒退於鬆砂時速率減慢，且於下方形成 plunge pool (圖

2-11)，並且 undercut 的行為在底部掏刷，導致上層材料崩落。

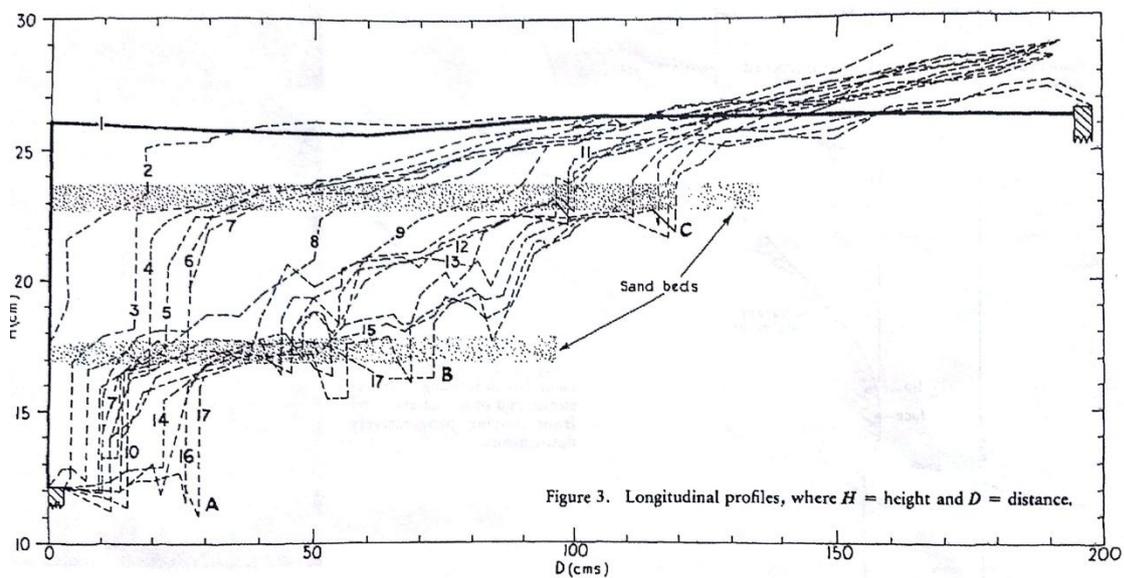


圖 2-10 試驗高程與時間剖面圖 (Holland & Pickup, 1976)

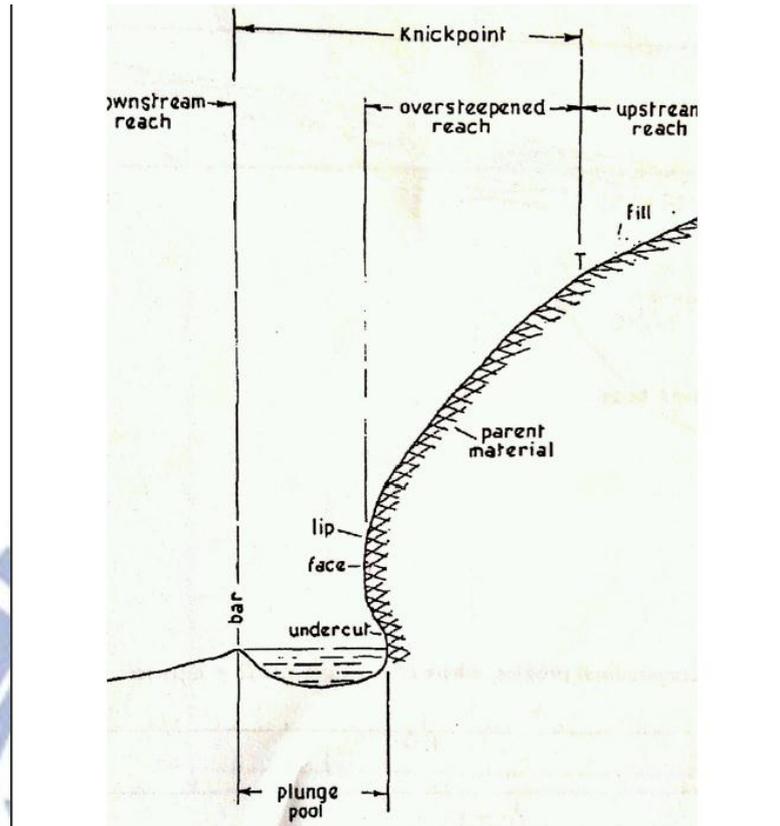


圖 2-11 冲刷坑與 undercut (Holland & Pickup, 1976)

小結：在大安溪出現的平行倒退型態也有 plunge pool 與 undercut 的行為出現，但倒退速率反而是加速不是減慢，可能因為實驗材料為完整岩石，而大安溪地區的材料節理發達，崩落的現象提前發生。

2.4.3 Replacement

河床材料具中等剪力阻抗，從遷急點處開始沖蝕，遷急點區之臨界剪應力阻抗 τ_c 小於水流剪應力 τ_0 ，遷急點出首先被沖蝕，因此遷急點的上游坡降漸漸增加，下游坡降漸漸減少，遷急點逐漸往上且往下發展

(原遷急點被取代)，最後達到平衡的坡降 (圖 2-12 右下)。此種機制可能出現在中等剪力阻抗的河床，例如有凝聚力的泥砂(Daniels,1960)、均質黏土 (Zeuner,1959)、Pickup and Holland 以 12:1 的砂和灰泥做實驗材料及 Begin et al. (1980) 以沖積土做實驗材料。

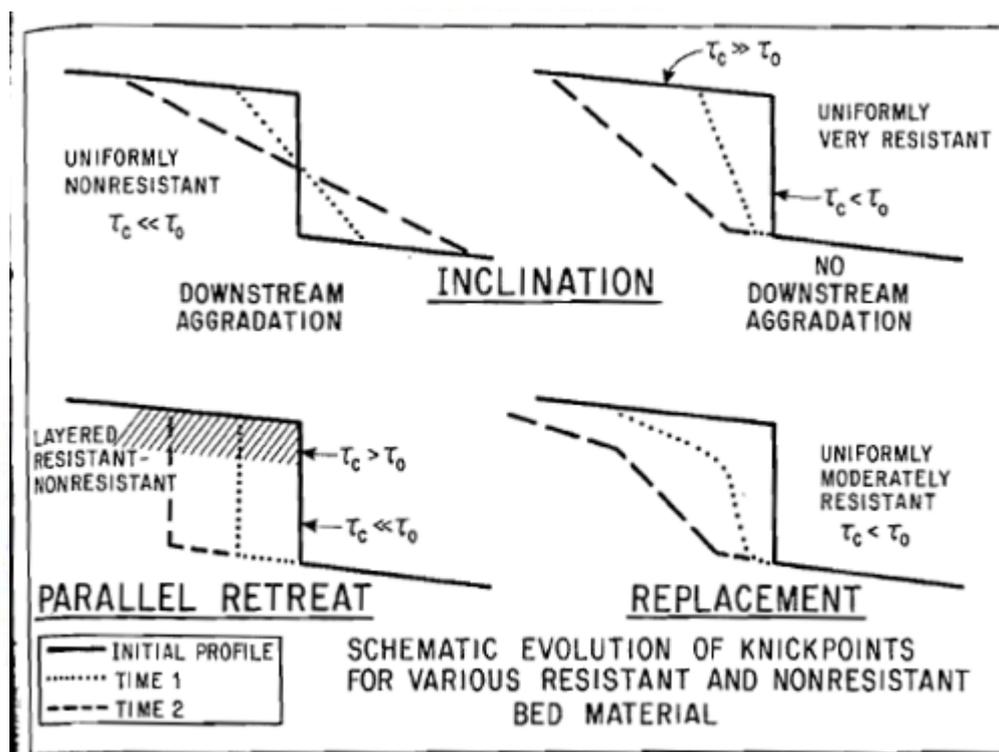


圖 2-12 遷急點倒退型態 (Gardner, 1983)

Gardner(1983)的試驗結果顯示出其試驗的倒退形式為 replacement。此為一個模擬河床沖刷試驗，試驗場所為一個長 18.3 公尺，寬 1.2 公尺，深 0.76 公尺的長方形平台，沖刷的對象為一種許多河床沖刷試驗中使用的人造岩石 (70%的砂，19%石灰黏土，11%高嶺土所混合，試體的單壓強度為 112.5g/cm²)，而在人造岩石上覆蓋含有 20%的石灰黏土、11%小卵礫石的砂作為沖積土。試驗開始之前，為了更真實模擬現場沖

刷的情形，先進行河道穩定的前置工作，一開始流槽寬為 9.1cm、深為 5.3cm(沖積土厚度 7.6cm)，水的流量保持在 $7.4 \times 10^{-3} \text{m/sec}$ 。(圖 2-13)，經過 150hr 後達到一個穩定的河道曲流狀態後(圖 2-14)，才正式進行遷急點倒退的模擬試驗。

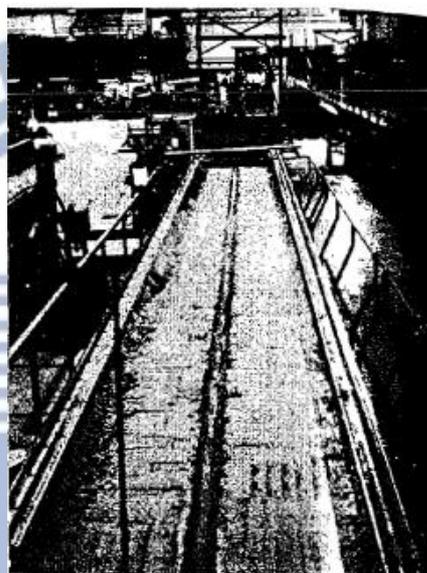


圖 2-13 流槽初始狀態 (Gardner, 1983)



圖 2-14 流槽穩定後狀態 (Gardner, 1983)

試驗分為三組，TYPE I 兩組 (RUN I a、RUN I b)，TYPE II 一組 (RUN II)，TYPE I 中沖積土與岩床的坡度皆為 0.005，TYPE II 沖

積土坡度為 0.005，而岩床的坡度起初為-0.005，到轉折處變為 0.045 (圖 2-15)。其中 TYPE I 的 RUN I a 與 RUN I b，以遷急點落差作為對照，分別為 9cm 與 6cm。圖 2-16 實驗結果顯示，在基準面降低後，RUN I a 在遷急點的上方快速的增加坡降，且於 30 小時達到坡降的平衡，而 RUN I b 在 190 小時才達到平衡。

RUN I a 於 4.5 小時時，對流槽沿線的流速、寬度以及深度做紀錄 (圖 2-17)，紀錄顯示在遷急點上方 drawdown 處流速快速與深度快速增加，寬度減少，且到遷急點處流速達到最高，符合遷急點陡峭處傾向先沖蝕的現象 (圖 2-18)。

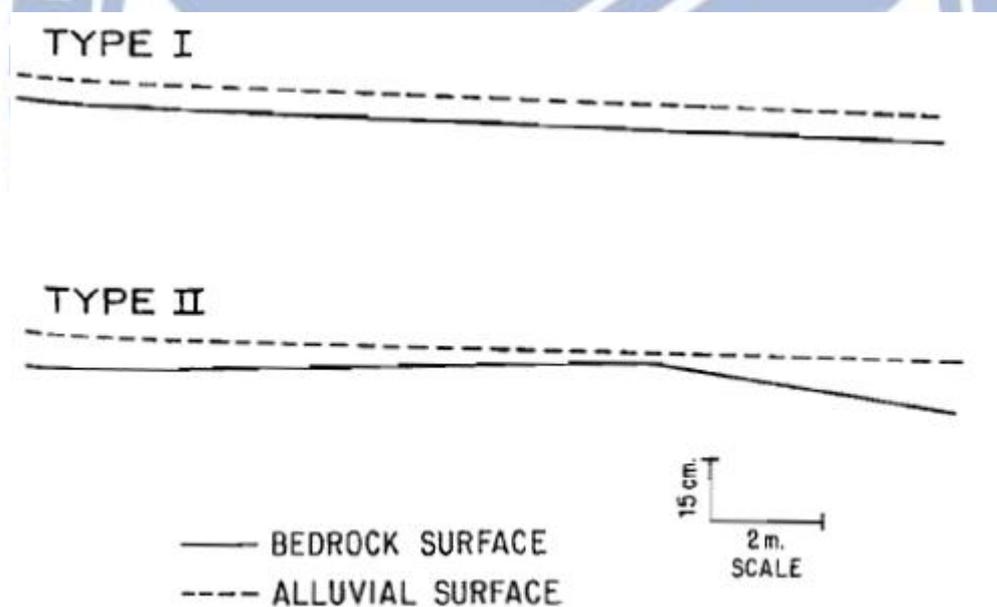


圖 2-15 TYPE I 與 TYPE II 示意圖 (Gardner, 1983)

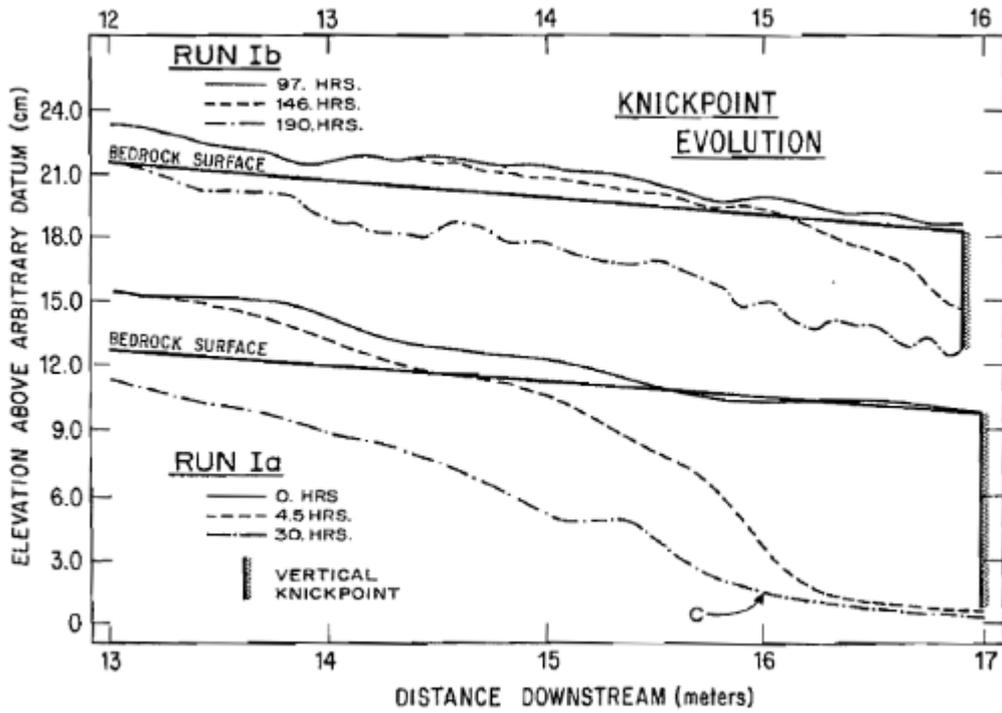


圖 2-16 RUN I a、RUN I b 時間與縱向剖面圖 (Gardner, 1983)

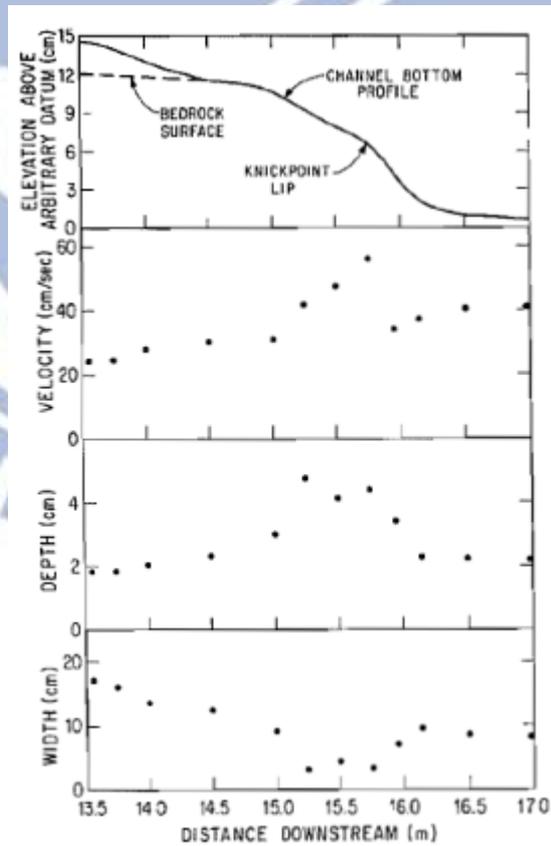


圖 2-17 距離與流速、流槽深度、流槽寬度關係圖 (Gardner, 1983)

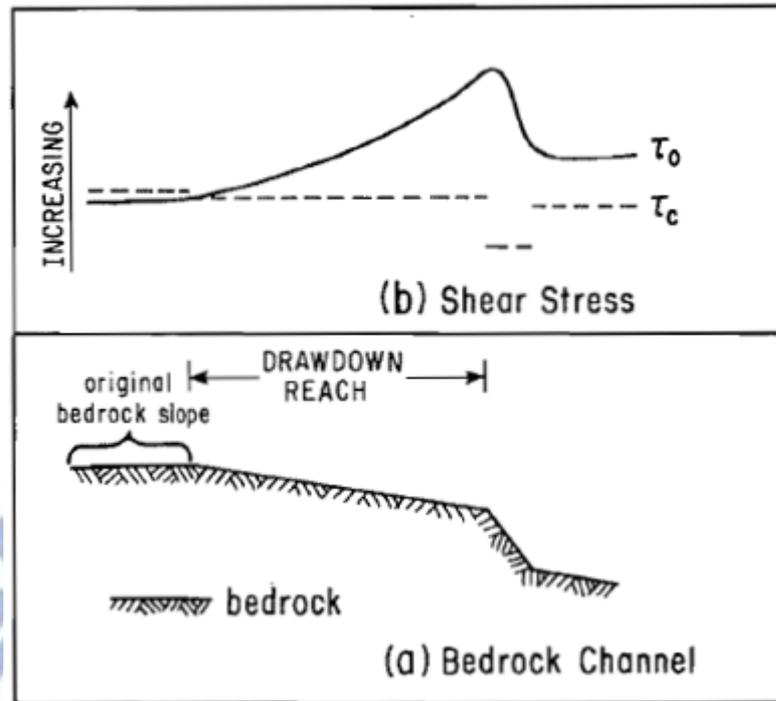


圖 2-18 抗沖蝕臨界剪應力與水流剪應力變化圖 (Gardner, 1983)

2.4.4 河岸側壁破壞機制

遷急點倒退過程中，遷急點縱向的破壞機制可以從倒退過的岸壁觀察，似乎可以河岸側壁破壞機制來討論遷急點倒退的機制。河岸側壁破壞分為土質側壁破壞及岩盤側壁破壞。水壓力在岸壁坡趾上以剪應力的方式作用，不斷地進行掏刷，使其向內退縮，而水位面以上的部分仍維持原狀，因此當底部無法再承受上半部重量時，便會形成滑動，使河道拓寬。

(1) 河道土質側壁破壞機制

就材料性質而言，可以分為凝聚性材料及非凝聚性材料，若為非凝聚性材料的河岸，其剪力增加比剪應力增加的量還要大，因此臨界破壞面大都發生在淺層中，而凝聚性材料的河岸，剪力的增加較剪應力慢，所以臨界破壞面經常都未於深層處。另外，影響破壞面形式的主控因素為表面坡度的陡峭，當坡腳小於 60 度時為圓弧形滑動，反之則為平面滑動，而其穩定性則可以此破壞形式為基礎，由邊坡的抗滑力、抵抗力、及側向水壓來計算抗滑力與下滑力，當下滑力增加到大於抗滑力時，河岸邊坡產生下滑（張恩源, 2003）。

(2) 河道岩盤側壁破壞機制

以國內軟岩劇烈沖蝕河流大安溪為例，其中下游河岸邊坡破壞機制有兩種，倒懸(overhang)(圖 2-19)與趾部破壞(undercutting)(圖 2-20)

導致平面滑動。



圖 2-19 大安溪下游順向地層倒懸破壞（經濟部水利署水利規劃試驗所, 2010）



圖 2-20 大安溪下游平面滑動後殘餘地河道邊坡（經濟部水利署水利規劃試驗所, 2010）

倒懸依岸壁受張力節理存在與否影響，使河岸側壁產生兩種不同之倒懸破壞行為。當坡面無張力裂縫時（圖 2-21），邊坡受到側刷而倒懸的岩塊，視為一懸臂樑構造，因此邊坡會因倒懸岩塊自重所產生的彎矩、剪力、以及內部應力而有不利的影響，此表現在無張力節理岩坡內中性軸位置及內應力分部（經濟部水利署水利規劃試驗所, 2010）

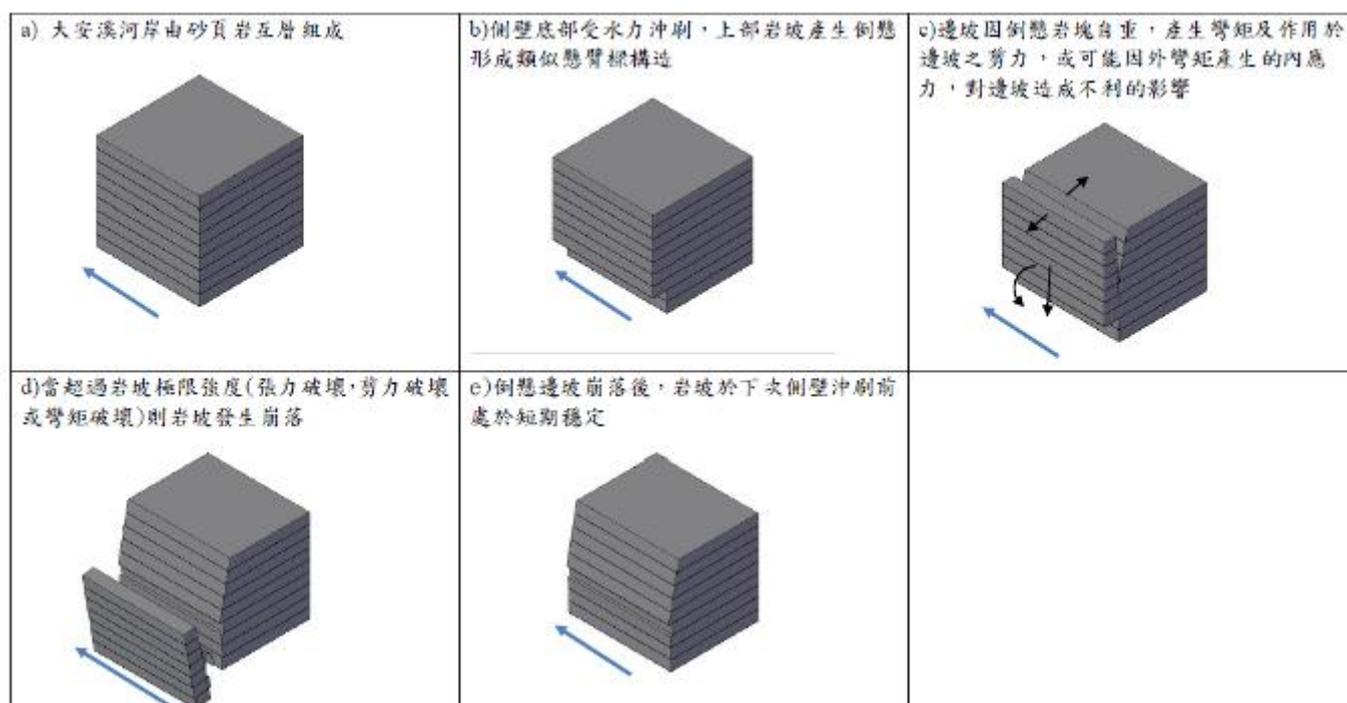


圖 2-21 倒懸破壞機制示意圖箭頭代表水流方向（無張力節理）（經濟部水利署水利規劃試驗所, 2010）

河道深槽邊坡因解壓或受構造應力影響，常見平行河道的張力節理，當張力節理受側刷完全發展後（圖 2-22），僅由倒懸岩坡底部承受倒懸岩塊自重所產生的彎矩及內部應力，當達到最不利條件下的容許側刷量時，則可能發生崩落（經濟部水利署水利規劃試驗所, 2010）。

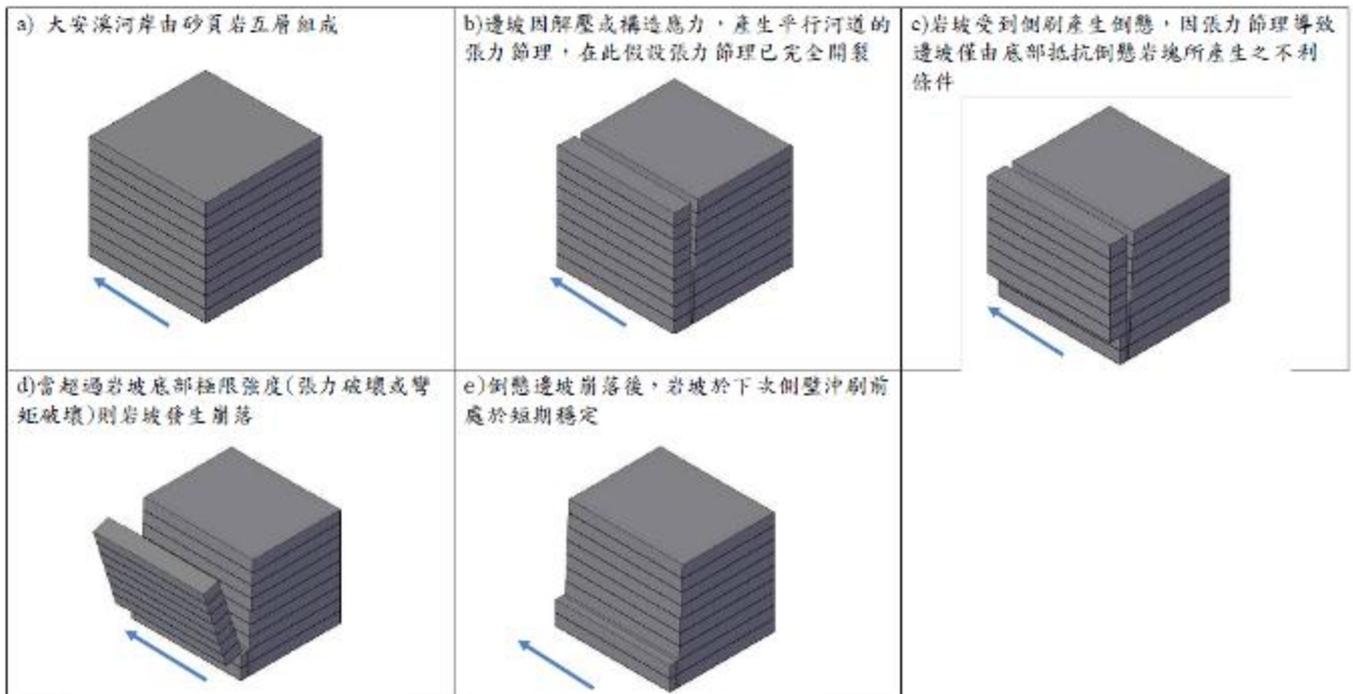


圖 2-22 倒懸破壞機制示意圖（邊坡受張力節理影響）（經部水利署水利規劃試驗所, 2010）

岸壁在底部受到側向侵蝕作用後將導致上部岩層發生倒懸破壞，而當側向侵蝕規模持續增加，造成趾部切除，順向地層坡面發生出露（daylight）後，當邊坡上部載重下滑驅動力大於潛在滑動面抗剪強度時將可能發生平面滑動，則平面破壞產生，此為趾部破壞（圖 2-23）導致平面滑動（經濟部水利署水利規劃試驗所, 2010）

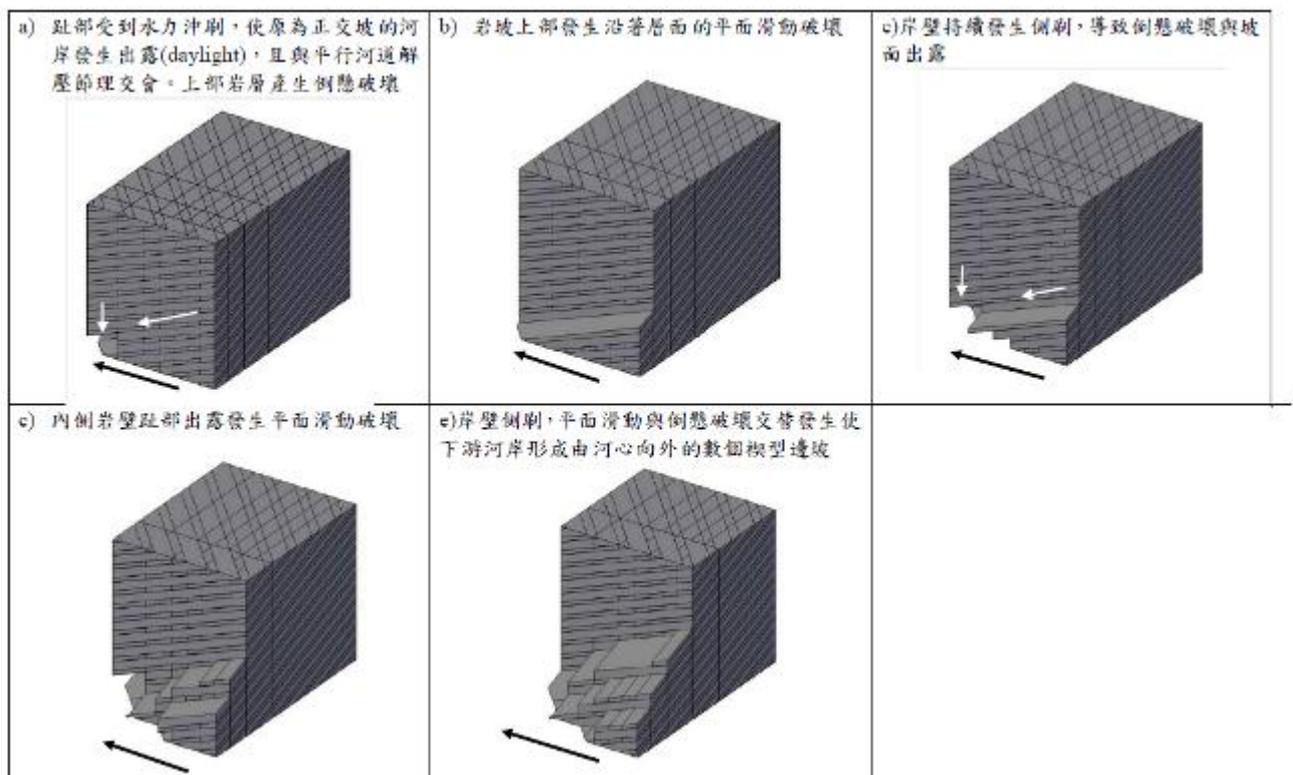


圖 2-23 趾部破壞機制示意圖（經濟部水利署水利規劃試驗所, 2010）

2.5 河道岩床的水流沖蝕力及抗沖蝕阻抗

對於岩石河床是否會被沖蝕，過去的研究大多偏向以大尺度地貌變遷研究需要所建立，因此都基於參數相關性的探討後，建立合理化公式，合理化岩石河床下切考慮的因子以水流剪應力、流功(stream power)、流域面積、及河床坡度為主。如 Howard&Kerby (1983) 提出的下切速率合理化公式假設岩床下切速率 E 與床面剪應力有如下式之冪函數相關性 $E = KA^m S^n$ 中。

Annandale (1995) 考慮水流侵蝕力 (Erosive Power of Water) 與岩石河床抗侵蝕指標 (Erodibility index K_h value) 提出沖蝕指標方法，沖蝕指標方法旨在給定一抗沖蝕指標 (Erodibility Index K_h value)，與作用於河床的水流侵蝕力 (Erosive Power of Water) 作比較評估是否發生侵蝕。(林文凱碩士論文, 2008)

2.5.1 沖蝕指數 K_h (erodibility index)

Annandale (1995) 修改 Kirsten (1982) 岩體品質評分系統建立抗沖蝕指數(Erodibility Index)，此一指數為四項參數的乘積。

$$K_h = M_s \times K_b \times K_d \times J_s$$

這四項參數分別為代表材料強度的 M_s 、代表顆粒或塊體尺寸的 K_b 、代表弱面或顆粒間抗剪強度 K_d 、代表地盤構造條件的 J_s 。各參數依不同條件給予不同之指定值，由四項之乘積得到抗沖蝕指數，所得到的 K_h

值越高則代表岩體抗侵蝕能力越高。Annandale(1995)引用了Kirsten(1982)在抗侵蝕指標評估方法裡作為岩石河床的抗侵蝕指標使用。

在Kirsten(1982)的評分系統裡，只針對「岩體」，即塊體、弱面間隙等考量進行評分，而Annandale(1995)提出的評分方法裡，認為將材料可以依照表面的特性分為岩體(Rock)、凝聚性土壤(Cohesive soil)與非凝聚性土壤(Non-Cohesive soil)等，加入了顆粒性材料的評分建議標準。有關岩體材料抗沖蝕參數的給定方法將放在附錄。(林文凱碩士論文, 2008)

2.5.2 水流侵蝕能量(erosive power water)

水流的侵蝕能量(Erosive Power of Water)就是水流能量發生侵蝕消耗的能量，這是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(tream power)計算公式，如自然明渠(Open channel)、水流越頂(Hydraulic headcuts)、水流流過突降點(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：

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

$$\tau_w = \rho g y s$$

τ_w : 牆面剪應力, ρ : 水的密度, g : 重力加速度, y : 水深,

s : 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(圖 2-24), 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:

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

式中 $y_c \left[\frac{\Delta z}{y_c} + \frac{3}{2} + \frac{y_1}{y_c} - \frac{1}{4} \left(\frac{3}{2} + \frac{\Delta z}{y_c} \right) \left(1 + \frac{1.06}{\sqrt{\frac{\Delta z}{y_c} + \frac{3}{2}}} \right)^2 \right]$ 的部分即為能量消散的 ΔE

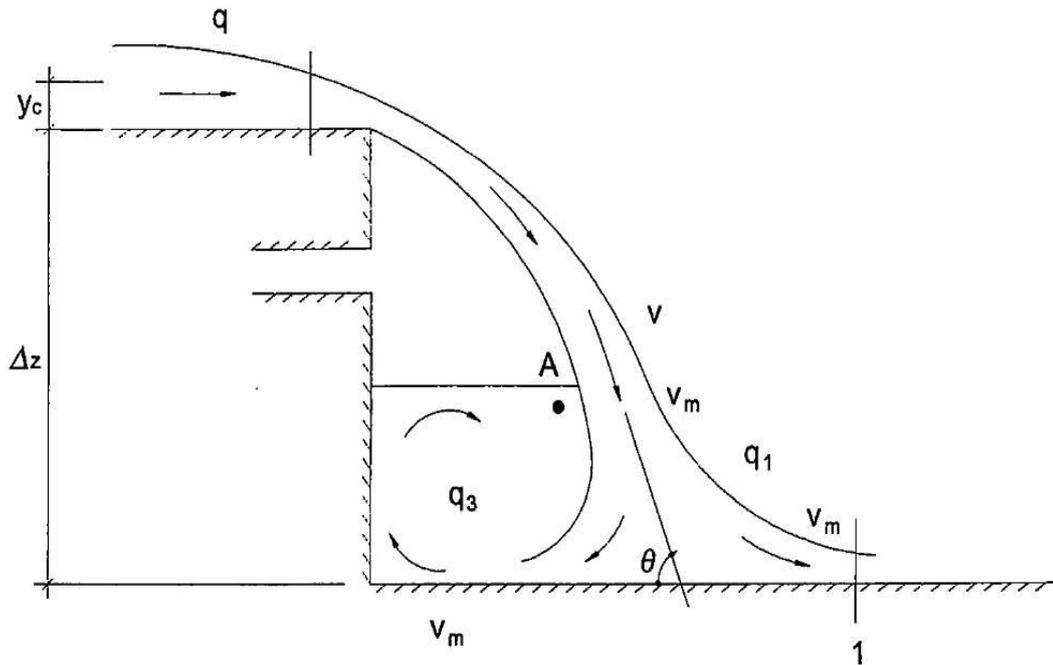


圖 2-24 Headcut 下游水流的侵蝕 (Annandale, 2006)

3. 突降點坡度變化 (Flow over a knickpoint)

正常河床常會有突降點的產生 (圖 2-25)，當能夠明確的知道突降點上下兩側的坡度時，可以用下式來計算水流流過此突降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，其中

$\frac{1}{L} \left[\frac{1 - \cos(\theta - \alpha)}{1 + \cos(\theta - \alpha)} K_1 \frac{V_g^2}{2g} + LS_f \right]$ 的部分即為能量消散 ΔE

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

L: 轉換區長度

S_f : 水流流過突降點的平均能量坡降

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) 提出的建議並沒有明確的公

式與理論值，他只有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。

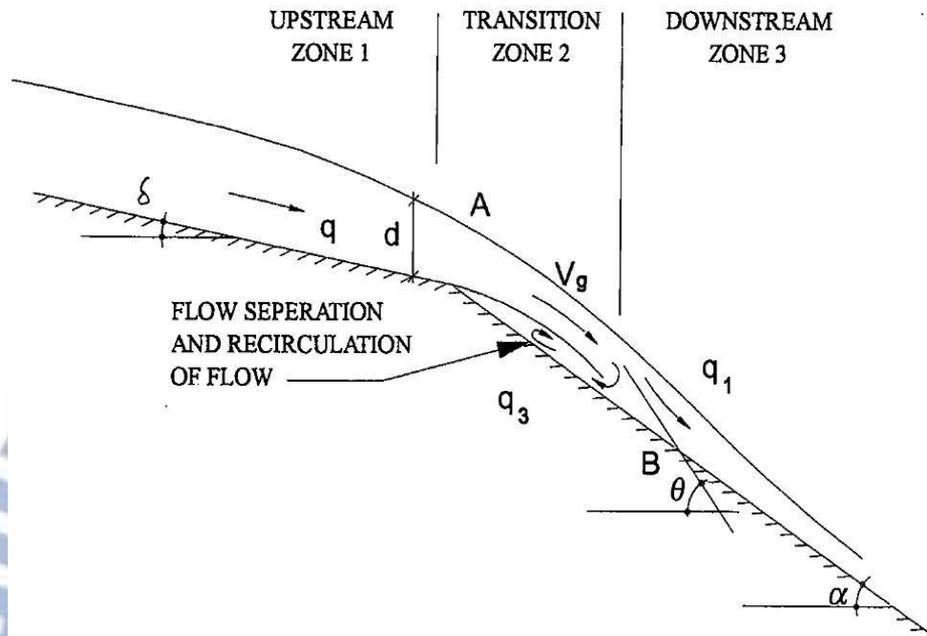


圖 2-25 突降點下游水流的侵蝕 (Annadale,2006)

2.5.3 K_h 與流功評估方法

Annandale(1995)的想法是，由水的侵蝕能量(Erosive Power of Water)以及岩石的可能侵蝕度(Erodibility)，可以建立河床的能量消散率(P)與抗侵蝕指標的關係：

$$P = f(K_h)$$

Annandale(2006)收集了南美(Sourth Africa) 與美國農務部(USDA)等單位研究報告中溢洪道下游沖蝕資料約兩百例，做了各個案例的侵蝕能量計算與Erodibility Index K_h 值的評分，將它們點在x 軸(K_h 值)及y 軸(侵蝕消散率)的圖 (圖 2-26)，依現場觀察侵蝕情況，有發生侵蝕的

場址點為實心黑點、沒有發生的則點為空心的白點；如此可以劃分出黑點與白點的界線即發生侵蝕與不侵蝕的界線，可得下面兩個關係式

$$P_c = 0.48(K)^{0.44}, K \leq 0.1$$

$$P_c = K^{0.75}, K > 0.1$$

其中上式為圖上右半部代表河床為岩體材料的部份，而下式能代表左半部河床為顆粒性沉降材料的部份，以K值為0.1作為分界分段的原因與K值估算由顆粒性材料與岩體兩種方法求得有關。

如此一來要使用此評分方法只需要將現地河床條件進行 Kh 值評分，再將 Kh 值與需要了解的河段水流侵蝕能量計算值點在圖上，若落在圖的上半部則為可能發生侵蝕的情況，反之，落在下半部則為不發生侵蝕的情況；或是直接利用推估的公式，依 Kh 值算出能抵抗侵蝕能量的臨界流功值，若現地的水流侵蝕能量大於臨界值則會發生侵蝕。(林文凱碩士論文, 2008)

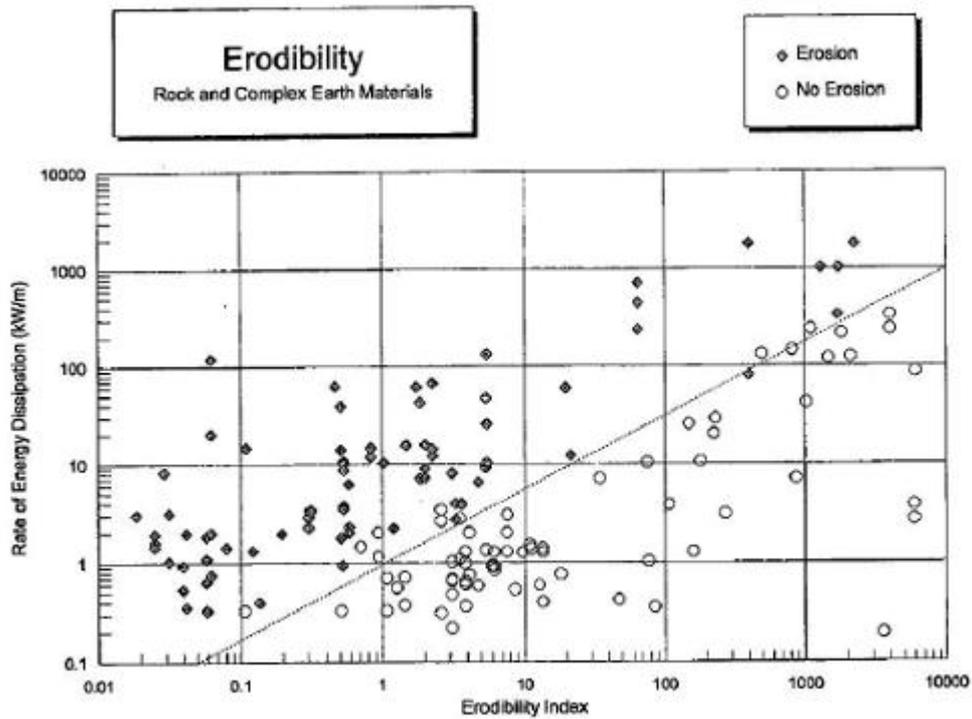


圖 2-26 Erodibility Index 評估岩床侵蝕的方法 (Annandale, 1995)

2.5.4 臨界流功值修正

「軟弱岩床劇烈沖蝕河段沖蝕行為之探討—以大安溪為例」中建議，Annandale (1995) 提出之沖蝕流功臨界值 (K_w/m^2) 在岩床範圍下為 K_h 之 0.75 次方，此關係主要是由大壩溢洪道之觀測資料而來，且材料主要為硬岩。(圖 2-27) 為 K_h 與沖蝕流功門檻值之對應關係，當 K_h 為 10 時，臨界流功阻抗值即已達到 $5.62 (K_w/m^2)$ ，然一般河道中相當不易達到此流功沖蝕門檻。

因此，利用大安溪之沖蝕資料對模式相關係數進行最佳化迴歸，率定臨界流功值 K_h 之 0.1 次方，由 (圖 2-27) 可看出此關係在軟岩常見

K_h 範圍中 (1~200) 具有一定程度之鑑別能力，但此關係隨 K_h 增加而逐漸降低。

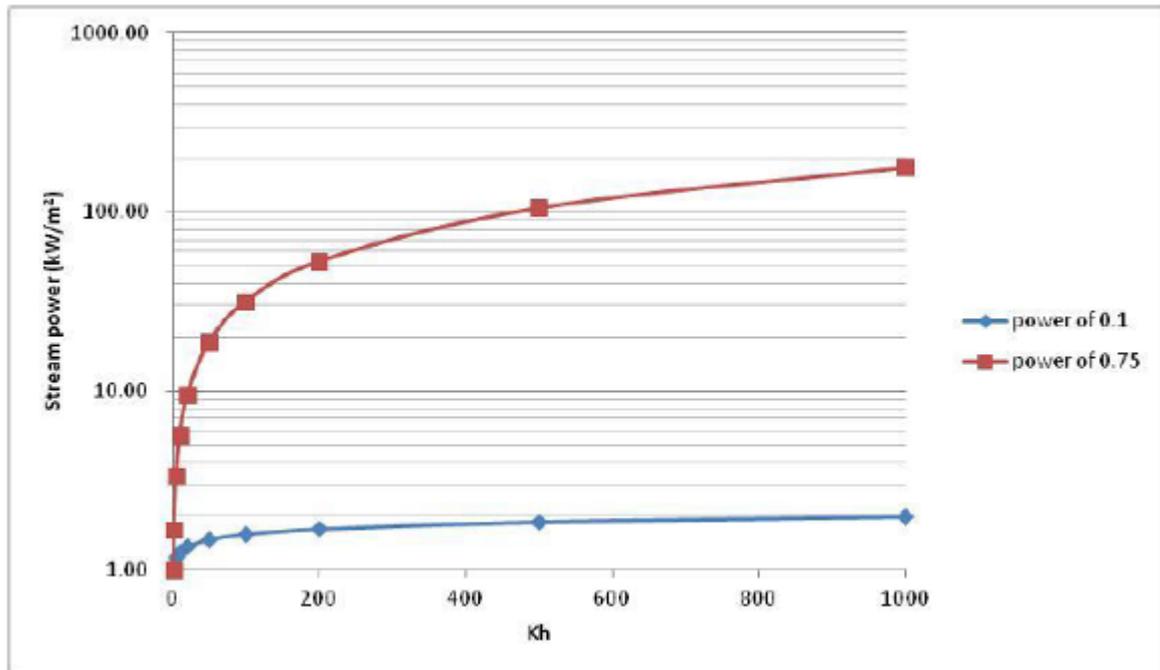


圖 2-27 K_h 與沖蝕流功門檻值比較 (經濟部水利署水利規劃試驗所, 2012)

2.6 考慮遷急點倒退的岩床沖蝕率模式

廖志中等(2011)國科會計畫研究成果，提出遷急點倒退模式之建置構想如下：

- 1、 遷急點之倒退於河道縱剖面坡降(S)大於臨界坡降(S_{cr})時發生。
- 2、 遷急點倒退之作用為河道向上游均勻侵蝕作用。
- 3、 利用大安溪計畫中建置之臨界流功沖蝕模式，沖蝕量為流功(P)、 K_h 、及流速(U)之函數：

$$E_u = f(P, K_h, U)$$

建議遷急點倒退模式之型式如下：

$$E_k = T(S)E_u = \frac{1}{1 + e^{\alpha(S_{cr}-S)}} \cdot K_k U \left(\frac{P}{P_{cr}} - 1 \right)^{\alpha}$$

其中 $P_{cr} = K_h^{\beta}$ ，

S 為河道坡降， $T(S)$ 為遷急點倒退機制處發函數，當坡降 $S > S_{cr}$ 時觸發。

E_u 為遷急點沖蝕率，採用與均勻沖蝕相同型式，但參數由遷急點變遷資料率定

遷急點需滿足兩項條件下發生倒退

1. $S > S_{cr}$
2. $P > P_{cr}$

4、對於河道上總沖蝕量 (E) 之模擬計算，將依據主控之沖蝕機制來採用對應之沖蝕機制進行模擬。對於均勻沖蝕河段而言 $E = E_u$ ；但在遷急點倒退之河段，均勻沖蝕機制與遷急點倒退機制可能並存，即 $E = E_u + E_k$ 。

(經濟部水利署水利規劃試驗所, 2012)

3 第三章 研究方法

3.1 921 地震引致的河道隆起

由經濟部中央地質調查所發行的 2 萬 5000 分之一的車籠埔斷層圖 (圖 3-1、圖 3-2、圖 3-3)，可搜尋到破裂帶沿線所經過的溪流，再參考八十八年經濟部中央地質調查所的「九二一地震地質調查報告」中對隆起狀況及隆起量的說明，本研究將各溪流隆起地點及隆起量整理於 (表 3-1)。隆起量從最小 2、30 公分 (貓羅溪) 至最大 6 公尺 (大安溪)，平均隆起量為 2.4 公尺，大致上隆起高度由南向北遞增。

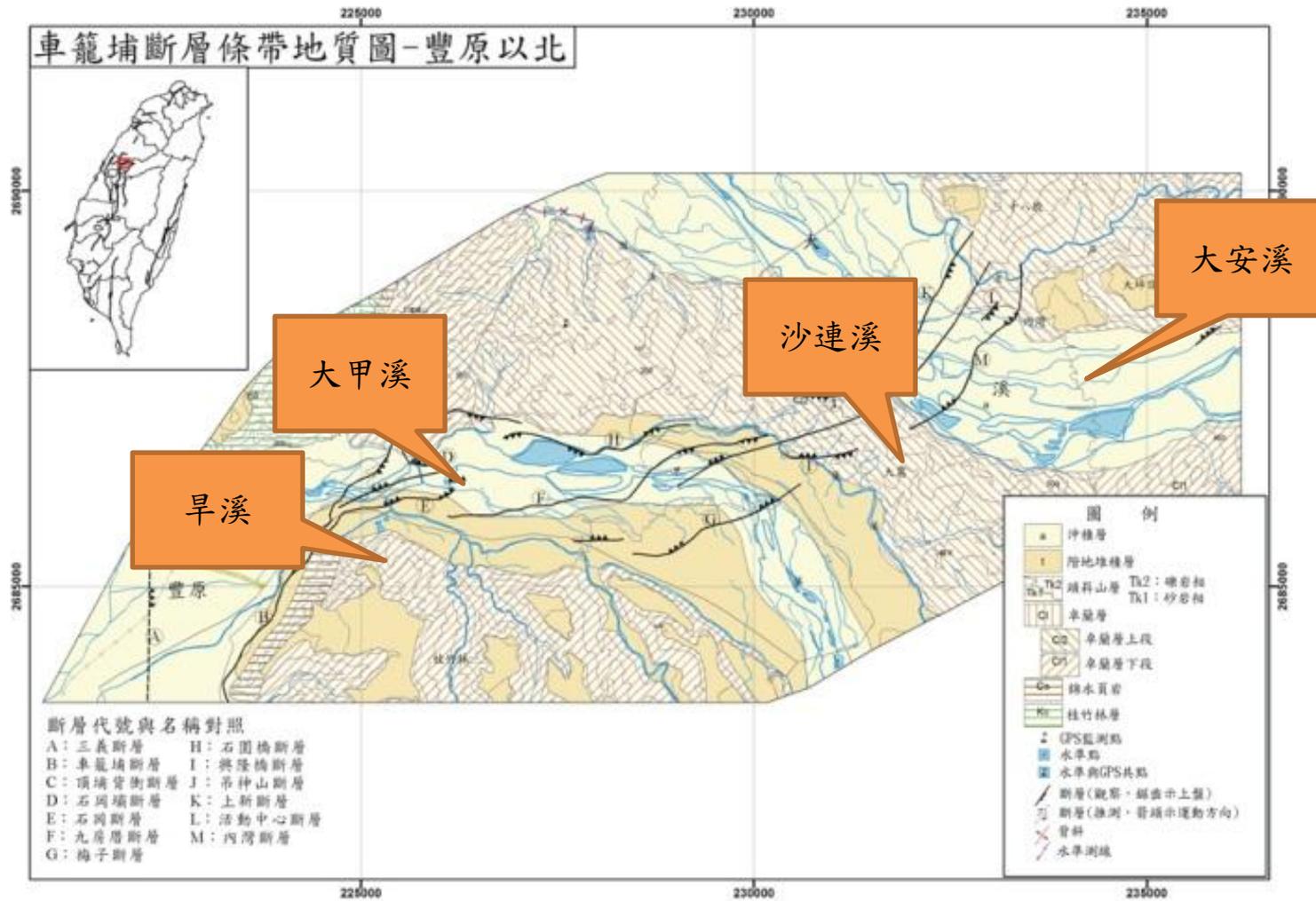


圖 3-1 車籠埔斷層條帶地質圖-豐原以北 (中央地質調查所)

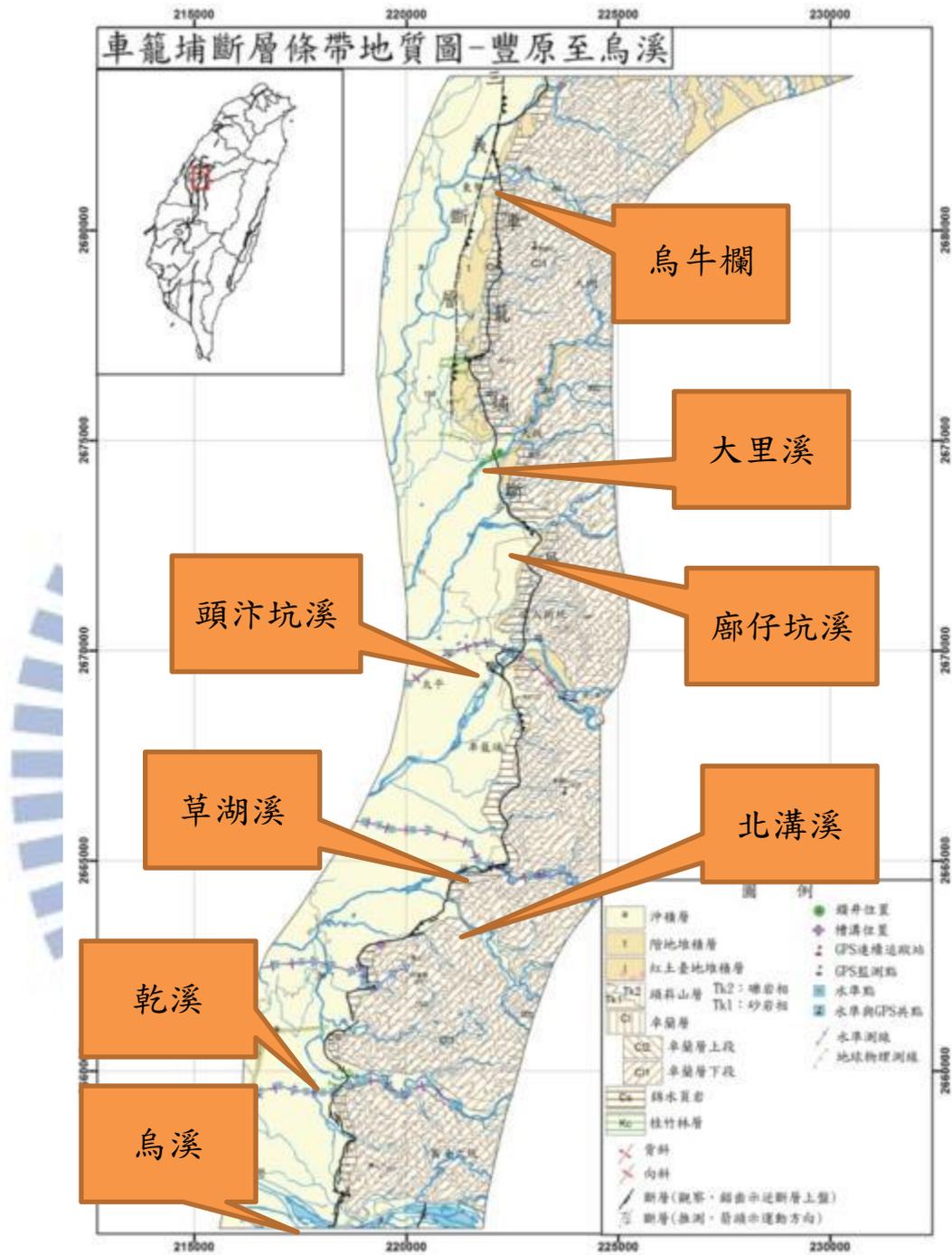


圖 3-2 車籠埔斷層條帶地質圖-豐原至烏溪 (中央地質調查所)

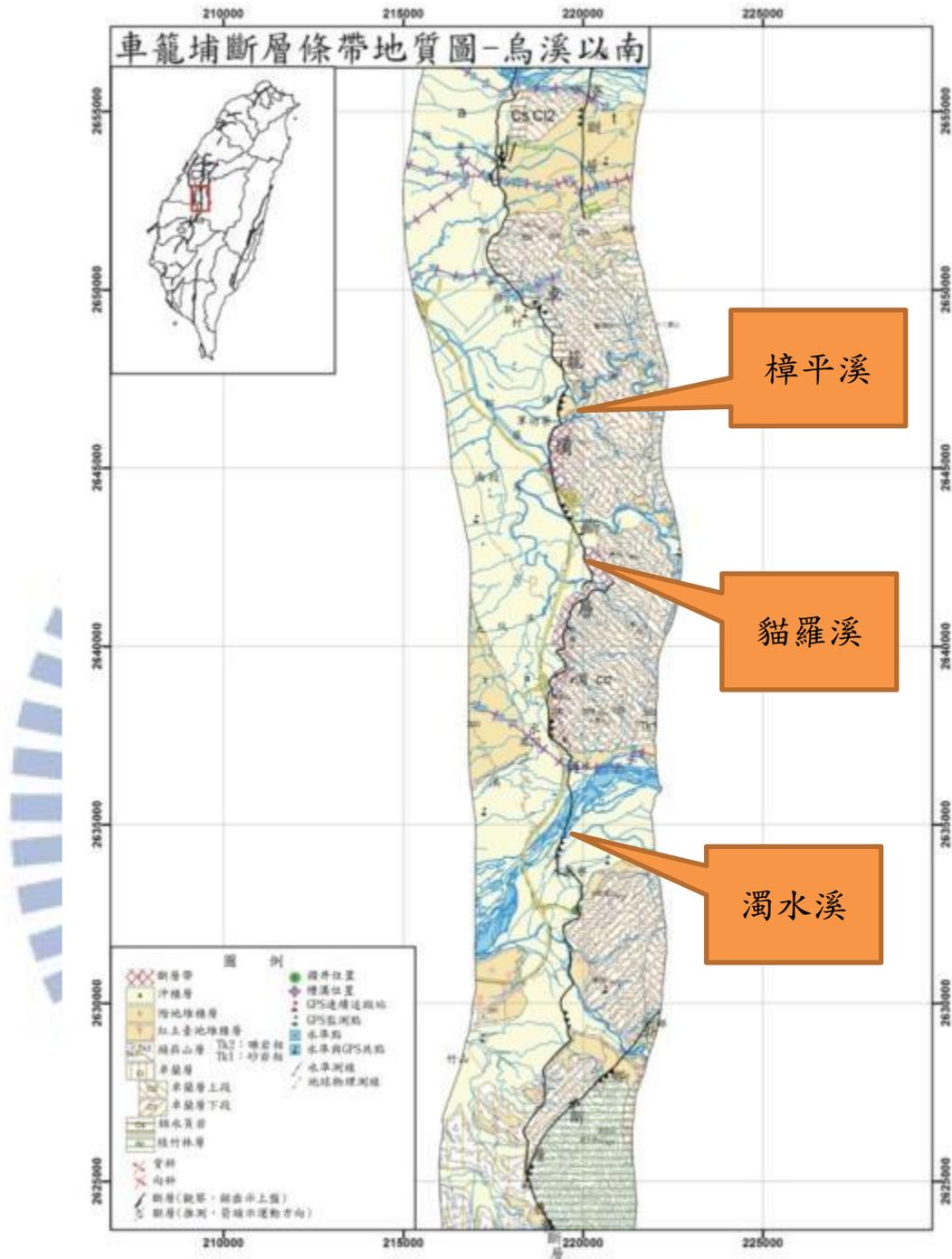


圖 3-3 車籠埔斷層條帶地質圖-烏溪以南(中央地質調查所)

表 3-1 車籠埔斷層沿線流域及隆起高度表

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

3.2 河道遷急點之決定

921 形成之河道遷急點並未有長期追蹤測量之地形變化資料，本研究為探討 921 地震隆起形成的河道遷急點之上溯行為及上溯率，由每年的正射影像或航空照片進行比對，或製作隆起點附近的數值地形（DEM）加以分析，因此首先須於正射影像或航空照片上決定不同年度各遷急點的位置。

本研究決定河道中遷急點位置的方法為檢視各處 921 地震後（民國 88 年 9 月 21 日之後或民國 89 年）的正射影像或航空照片，若有遷急點的出現，再從下一年度的正射影像航空照片尋找有無倒退的跡象，直至倒退為止。例如，圖 3-4 為民國 88 年 9 月 22 日大甲溪石岡壩下游的埤豐橋（集集地震後）的航空照片，由水花判釋，可發現破裂帶抬升（）位置的河道上形成明顯的遷急點（紅線處）。圖 3-5 為民國 91 年 9 月 16 日同地區的航空照片，從照片上能明顯的觀察到遷急點位置及倒退的情形。

其中有些河道隆起處存在較厚的護甲層，且隆起落差及遷急點坡度較小，921 後初期上盤的沖積層因水流作用被攜帶至下游而暫時填平遷急點下方，使隆起處落差及坡度變得更小，即使利用立體鏡去觀察，仍看不出隆起的位置。後來可能因長時沖刷使岩盤裸露，隆起處變明顯。因此利用最近的正射影像航空照片觀

看是否有河床嚴重露出的情形，然後再逐步往前一年度的照片進行比對，最後得到此遷急點初始的位置。例如，圖 3-6 為民國 89 年 10 月 8 日石岡壩上游至東勢鐵橋下游，集集地震後河道上斷層線附近護甲層很明顯，並無明顯的隆起狀況。圖 3-7 為民國 99 年 5 月 19 日同地區，觀察到岩盤嚴重露出，判斷可能為遷急點倒退的蹤跡，因此逐年地向前一年尋找遷急點的出現，於民國 92 年 10 月 7 日找到遷急點的初始點與時間(圖 3-8)。



圖 3-4 民國 88 年 9 月 22 日大甲溪石岡壩下游之埤豐橋



圖 3-5 民國 91 年 9 月 16 日大甲溪石岡壩下游之埤豐橋



圖 3-6 民國 89 年 10 月 8 日石岡壩上游至梅子鐵橋下游間，隆起
跡象不明顯



圖 3-7 民國 99 年 5 月 19 日石岡壩上游至梅子鐵橋下游間，斷層線附近岩盤出露



圖 3-8 民國 92 年 10 月 7 日石岡壩上游至梅子鐵橋下游間，已可觀察到隆起跡象

本研究決定遷急點的方法係用正射影像或航空照片判釋水

花的出現，但有時候水花的出現不一定是高低落差造成，也有可能是河道束縮、或抗沖蝕能力較強的岩塊留於河道造成的水花（圖 3-9）。因此判釋的時候要注意附近的河床沖蝕情況。另外，震後的初始遷急點狀況，如大甲溪梅子鐵橋地區，或如大安溪地區河道深槽化（圖 3-10），只用正射影像或航空照片判釋較不週全，應利用立體鏡觀察地形的起伏，。



圖 3-9 遷急點造成水花的判釋



圖 3-10 大安溪河道深槽化

3.3 遷急點倒退距離及速率的決定

由於隆起量、隆起坡度、岩性、或水流量的不同，並非如 3.1 節所述的，每個遷急點皆產生明顯的倒退。為進行上溯行為探討，無明顯遷急點上溯的隆起點本研究將加以刪除。本研究評估遷急點倒退的方法係從歷年的正射影像或是航空照片取得，將照片匯入 ArcGIS 軟體，若為航空照片，與同地區的正射影像進行定位，各影像及照片的比例尺一致之後，利用最近年份的照片先繪出河道發展的路徑(圖 3-11)，再回到遷急點開始倒退年份的照片(圖

3-12)，利用軟體中的功能於河道發展的路徑中尋找遷急點並量得倒退的距離，最後再了解正射影像或航空照片拍攝的日期，便可以計算出遷急點倒退速率。

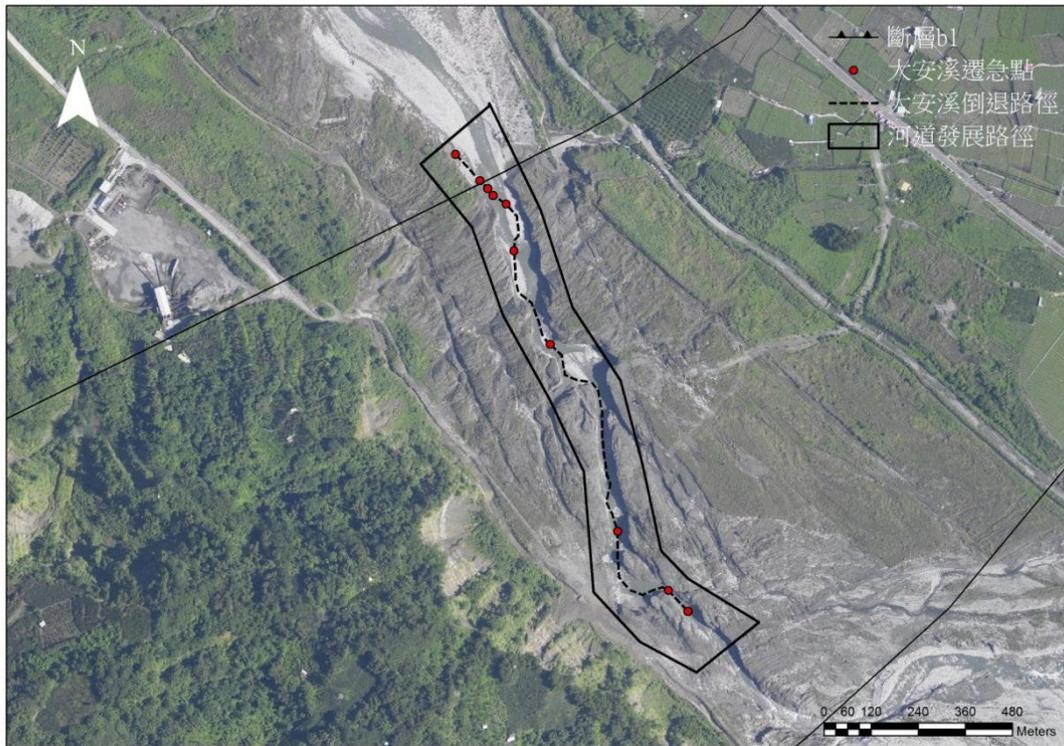


圖 3-11 民國 99 年 9 月 12 日航拍

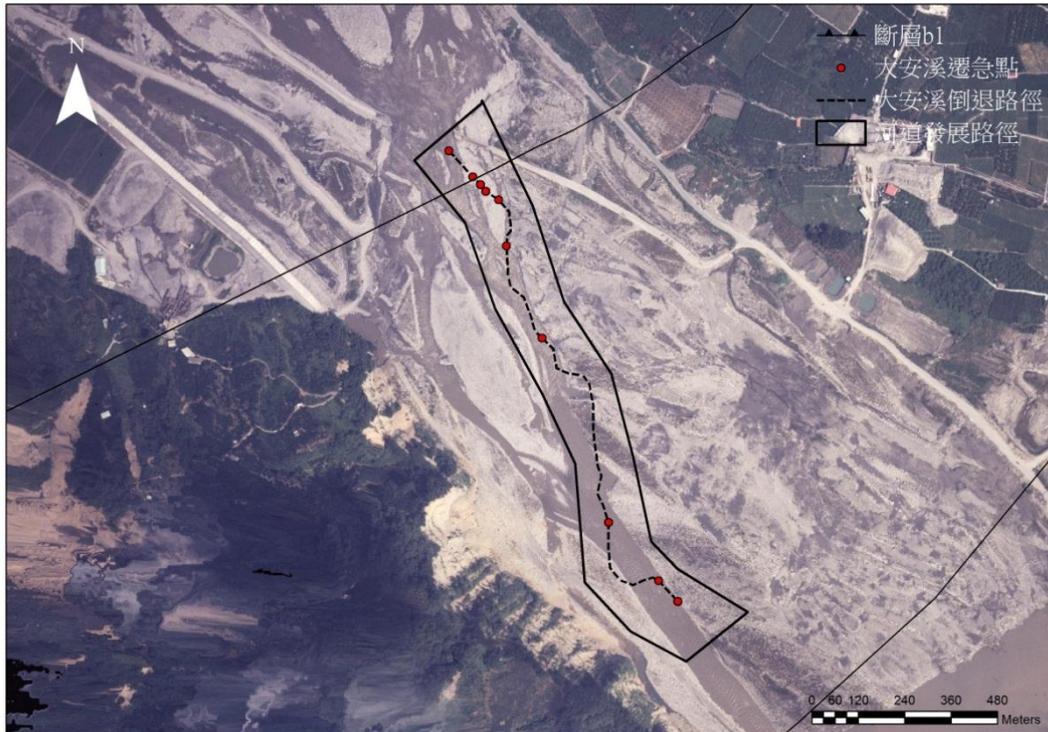


圖 3-12 民國 88 年 9 月 22 日航拍

3.4 航照數位高程資料 (DEM) 製作

航空照片之優點是記錄地面完整資訊，而且可加以製作立體影像，提供空間上的高程變化資訊，且其在時間上有最多次之紀錄。使用上之限制在於拍攝時之像比例尺(農林航測所攝製空照約在 1/17,000-1/20,000)。立體影像製作過程可產出數位高程資料，在地面控制點精度良好的狀況下，高程精度約可達到 1 公尺，所以可選擇合適控制點至現地進行檢測，以獲得最佳之高程精度。利用航空攝影測量技術製作數位高程資料及正射影像之步驟如下：

1. 查詢航現資料，選取並購買航空照片對數位檔案。

2. 套繪航空照片對重疊區域。(圖 3-13)
3. 選擇歷年皆能辨識的地面控制點(GCP)。
4. 大型 GPS 現地施測。
5. GPS 測量成果計算。
6. 收集整理相機參數、外方位參數、GCP、嵌合點等，
利用航照處理軟體製作數位高程資料及正射影像。
7. 檢核數位高程資料之精度，精度不佳時應進行重作。
8. 利用 GIS 軟體套繪必要圖資進行相關成果製作。
9. 地形分析、剖面製作。

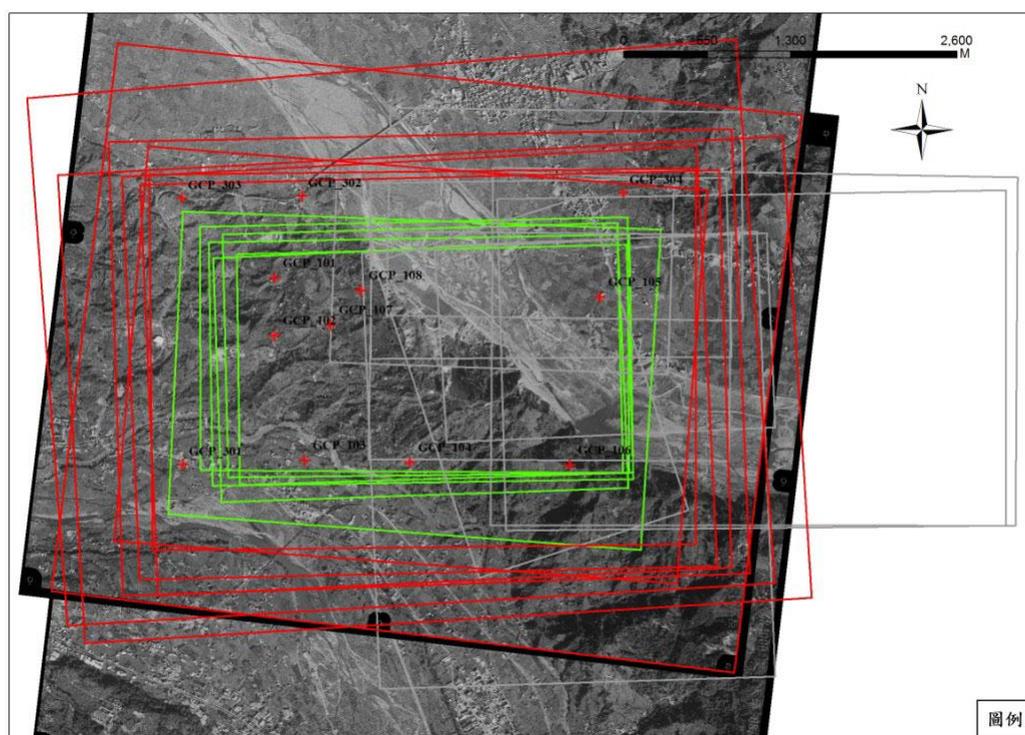


圖 3-13 航空照片對重疊區域及地面控制點分布圖

3.5 遷急點上溯原因探討及機制建立

為了達成本研究目的，探討集集地震引致的河道遷急點的上溯行為(上溯率及上溯率模式、上溯機制等)，完整的現場調查是非常重要的，透過現場調查不僅能觀察到現地實際發生的上溯行為與國外現有文獻的上溯行為之異同，並提出符合研究區域的現地遷急點上溯機制。另一個重點是遷急點上溯率不外乎受岩層強度、位態、弱面等因素影響，因此安排相關現地調查取得參數，如岩體強度、岩層走向、不連續面的組數、形狀、狀態等，歸納影響遷急點倒退的因素。

針對遷急點上溯的參數所需要的項目加以詳細調查記錄，調查紀錄項目包含下列幾點：

1. 岩體本身的強度，作為材料強度參數 M_s 值的參考。
2. 紀錄岩石河床的岩層類型(極厚層、厚層、互層、薄互層、偶夾等)，以便了解遷急點倒退的過程中所沖蝕的岩性。
3. 紀錄沖蝕指數 K_h 相關的岩體材料抗沖蝕參數。岩體的節理組數與出現間距，做為 RQD 與節理組數參數 J_n 值的參考，以得到顆粒或塊體尺寸參數 K_b ；觀察不連續面內填充的材料，若不連續面有分離的狀況則需要紀錄分離的

間距 d 作為節理改變參數 J_a 的參考，以得到弱面或顆粒間抗剪強度參數 K_d ；紀錄岩石河床地位態（走向、傾角），配合節理間距能得到岩塊長度比值 r ，能得到地盤構造條件參數 J_s 。

機制建立（倒退演繹）則先透過歷年航空照片做立體對的觀察，可大致的畫出遷急點倒退的模式。而現場調查可獲得更詳細的資訊，岩層的分布情況（層厚、與河道的順逆向）、節理的間距或排列情況，來推測遷急點倒退的破壞機制（倒懸機制、平面滑動機制、岩塊崩落機制等）。

3.6 目錄及倒退率模式測試

瞭解沖蝕機制後歸納調查結果，將影響較大因子的內容列表，並配合現地調查與 DEM 資料完成目錄。最後將所得的資料點各參數運用在交通大學(2012)、Hayakawa and Matsukura (2003)兩者的倒退率回歸經驗式做比較，並探討其差異性。

4 第四章 研究結果與討論

4.1 決定河道遷急點位置的方法比較

Huang et al. (2012) 曾以大安溪為例進行遷急點倒退速率研究。他們收集 921 震後的斷面資料、重大洪水事件的流量以及當地的地質資料，然後進行分析。研究的河段長約 1 公里，河段中有三個由經濟部水利署所調查的斷面樁，但是單以斷面樁資料來選定遷急點倒退的位置仍不夠完備，因此利用數值模擬高程 (DEM)，分析主河道區域 (圖 4-1 中以細線封閉的多邊形) 以每 5 米為間隔截取河道橫剖面，進而尋找各剖面的最低點連線，繪製出民國 88 年至民國 99 的河道縱剖面 (圖 4-1)。

由河道縱剖面圖 (圖 4-2) 顯示出有兩個主要的遷急點倒退，第一個遷急點於民國 98 年 (2009 年) 已消失，而第二個遷急點則到民國 99 年 (2010 年) 還有倒退跡象。

以大安溪為例，本研究決定河道遷急點的方法為從震後正射影像或航空照片的水花以及以立體對檢視地形落差加以判釋 (圖 4-3)。為本研究與 Huang et al. (2012) 對遷急點時間及倒退量的比較。本研究方法雖能檢視到多個位置，但本方法旨在觀察遷急點在河道上的變化，因此在決定遷急點的時候會選擇最前方且明顯的遷急點，然後測量其倒退的路徑，又因大安溪

深槽化劇烈，正射影像於深槽內陰影遮蔽嚴重，因此並無法像 Huang et al.(2012)的方法能決定出多個位置遷急點倒退的情形，未來將利用立體鏡檢視航空照片後加以修正。

為了說明本研究方法的可行性，由表 4-1 比較，在民國 88 年（1999 年）至民國 93 年（2004 年）本研究方法与 Huang et al. (2012) 得到的倒退量相近，且在 2002 年與 2003 年年間倒退量皆為 0，此時本研究的方法所選定的遷急點應為 Huang et al.(2012) 的方法中的 knickpoint 1。在 2004 年至 2007 年期間因為第一個遷急點消失導致兩者變化較大，而 2007 年至 2008 年的倒退距離相近，由圖 4-2（箭頭所指處為本研究方法三個時間的遷急點位置）查得第二個遷急點在 2007 年的位置離初始位置約為 562 公尺，而本方法的遷急點至 2007 年的倒退量為 559 公尺，因此判斷倒退至 2007 年時兩方法的位置一致，此時本研究方法所選定的遷急點則移到 knickpoint 2。至於 2009 年遷急點的位置不相同，本方法的位置選在 2008 年後 20~30 公尺有一小落差處(圖 4-2)，這應該是人為選點的因素。

2004 年至 2007 年之間，可能因為河道開始深槽化，陰影造成本方法遷急點誤判率提高，雖然立體對能較清楚看到地形起伏，但較深且狹窄的河道仍不易判釋（圖 4-4）。本方法雖然在深槽

處選點較不準確，但是其他有遷急點倒退地區並無像大安溪出現如此狹窄的深槽，就無判釋上的問題，因此方法的使用上是可行的。

表 4-1 兩種方法遷急點倒退距離比較

(修改自 Huang et al., 2012)

time interval	knickpoint 1 retreat distance(m)	knickpoint 2 retreat distance(m)	遷急點 (本研究) 倒退距離 (m)
1999/09/ 22 to 1999/12/ 20	40.5	-	47
1999/12/ 20 to 2001/11/ 12	36.0	-	14
2001/11/ 12 to 2002/09/ 16	0.0	0.0	11
2002/09/ 16 to 2003/08/ 26	0.0	0.0	0
2003/08/ 26 to 2004/10/ 03	58.5	0.0	60
2004/10/ 03 to 2005/10/ 27	58.5	99.0	166
2005/10/ 27 to 2007/01/ 31	180.0	63.0	261
2007/01/ 31 to 2008/06/ 10	49.5	162.0	173
2008/06/ 10 to 2009/07/ 23	vanished	355.5	28
2009/07/ 23 to 2010/09/ 12	-	232.0	203
總倒退距離(m)	423	749.5	959

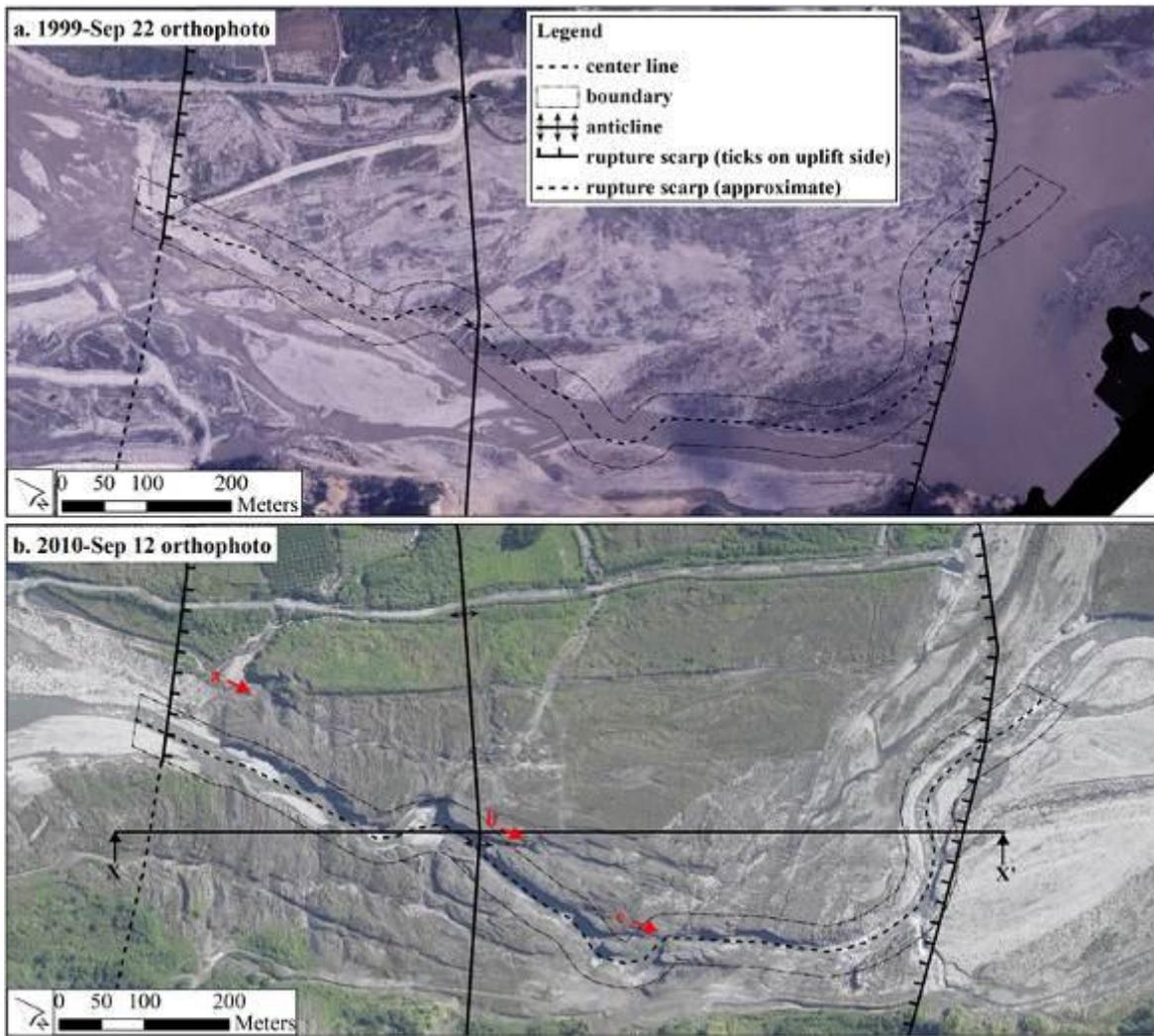


圖 4-1 大安溪抬升段正射影像

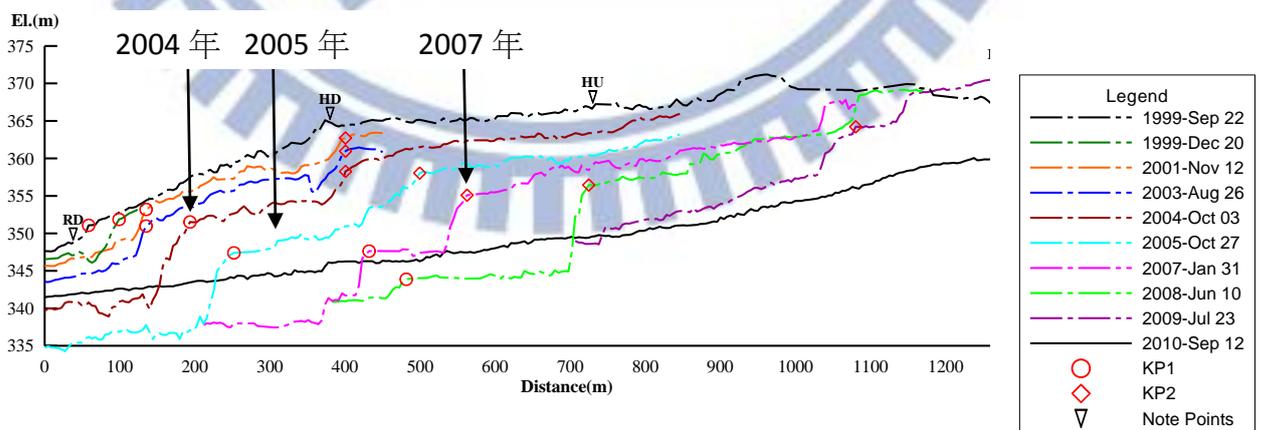


圖 4-2 1999 年至 2010 年大安溪河道縱向變化(Huang et al.,2012)

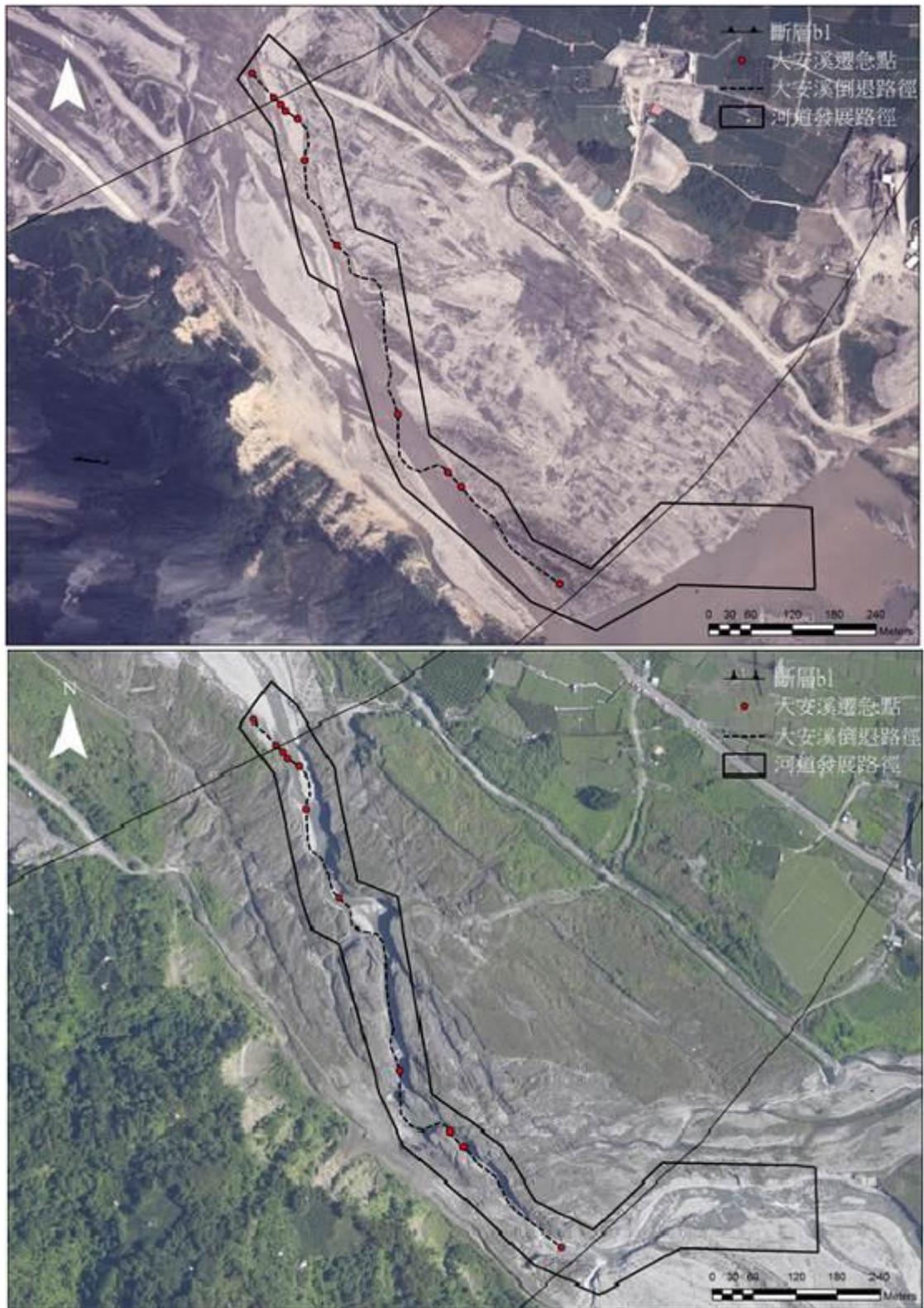


圖 4-3 本研究選取的遷急點倒退路徑



圖 4-4 民國 95 年大安溪深槽化且河道窄小



4.2 遷急點倒退情形及原因探討

4.2.1 遷急點倒退情形說明

藉由正射影像和航空照片判釋或到現場調查結果，車籠埔斷層沿線流域的遷急點有無倒退的情形如表 4-2 所示。有十個地點有倒退情形，大安溪、沙連溪、大甲溪(3)、大里溪、頭汴坑溪、北溝溪、乾溪、濁水溪；九個地點沒有倒退，旱溪、烏牛欄溪、廊仔坑溪、草湖溪、烏溪、隘寮溪、樟平溪、貓羅溪、東埔蚋溪。大安溪、大甲溪埤豐橋上游段於震後即有遷急點倒退；濁水溪於民國 91 年開始倒退；沙連溪於民國 92 年開始倒退；大甲溪石岡壩下游於民國 94 年出現遷急點，並開始倒退。而大安溪、大甲溪石岡壩下游、濁水溪到目前仍有遷急點倒退的情形，然而許多地區因河道整治，目前已不復見，如、大里溪、北溝溪、乾溪、大甲溪埤豐橋上游（有河道整治但可能不是主因）。

表 4-2 的資料來源如下：

抬升高度

由地調所九二一地震地質調查報告中而得。

流域面積

資料來源為經濟部水利署水利規劃試驗所之流域地質資料庫中的 40x40DEM，由 GIS 可簡單計算得到遷急點上游所涵蓋的流域

面積。

平均坡降

平均坡降為遷急點區頂部至底部的坡降。大安溪及大甲溪利用正射影像測得遷急點的長度然後除以抬升高度。旱溪、乾溪及烏溪為利用康耿豪（2004）全測站儀測得斷面資料而得。

岩層排列與河道關係

此資料為到現地量測所得，依岩層的傾向（順向、逆向、水平）、走向（正交、斜交、順層）分類。

斷層破裂線與河道關係

依斷層破裂線經過河道的情形分類，有正交、斜交、水平。

倒退期間

有的抬升地區遷集點震後即開始倒退，有的地區是表面護甲層被水流帶走之後才開始倒退。

保護工建置、固床工設置時間及效果

河道中若有保護工的建置，會降低或停止遷急點倒退的速率。並了解設置固床工的時間點與興建後對抑制河道沖刷的效果。

表 4-2 遷急點倒退資料目錄

河流	隆起地點	抬升高度	流域面積	平均坡降	岩層排列與河道關係	斷層與河道關係	倒退期間	保護工建置	固床工設置時間及效果
大安溪	大峽谷地區	6 公尺	580.32	40/100	上游逆向、中間水平 下游順向	正交	88 年~100 年	無	
沙連溪	興隆橋	最高達 5 公尺	28.08		逆向	正交	92 年~	無	
大甲溪	埤豐橋上游	6~7 公尺	1061	35/100	逆向	正交	88 年~96 年	無	
	石岡壩下游	為前者的延伸	1061		順層	斜交	94 年~	無	
	梅子鐵橋上游	大約 4 公尺	1051.96		順層	正交	92 年~100 年	無	
旱溪	公園一號橋南端	4 公尺	16.4	19/100	逆向	正交	無	有	依據 101 年現場推測，震後即灌漿保護，上下游皆放置消波塊。 過度保護
烏牛欄溪	復興橋下游	0.9 公尺	7.79		逆向	正交	無	有	河道上擺設保護河床的水泥塊，河道呈堆積狀態，已不見出露 的岩盤
廊仔坑溪	廊仔坑橋下游	1 公尺	10.46		逆向	正交	無	有	92 年航照顯示上下游皆由固床工，上游堆積狀態，但下游持續 下刷
大里溪	軍功國小附近	1.5~2 公尺	25.19		逆向	正交	88 年至 93 年	有	逢甲橋下游震前即有固床工，震後再更下游的河道陸續興建固 床工，目前仍有岩盤沖刷的狀況
頭汴坑溪	一江橋上下游	2~3 公尺	72.96		順向	正交	88 年至 92 年	有	於一江橋上游興建固床工，下游岩盤沖刷至固床工為止
草湖溪	健民橋上游	2 公尺	19.32		逆向	斜交近平行	無	有	因破裂線與河道成斜交近水平，河道偏向相對降低岸。
北溝溪	吉峰國小後方	1 公尺	19.89		逆向	正交	88 年至 93 年	有	於 93 年後陸續興建固床工，岩盤出露嚴重
乾溪	光復國中附近	1.5 公尺	16.4	32/100	逆向	正交	有	有	
烏溪	烏溪橋上游	1 公尺	1049.07	16/100	逆向	正交	無	有	
隘寮溪	欣林天然氣公司	3 公尺	-		逆向	正交	無	有	河堤修復後即無沖蝕狀況
樟平溪	大埤附近	0.5 公尺	52.41		逆向	正交	無	無	
貓羅溪	千秋斗北方	0.2~0.3 公尺	94.96		逆向	斜交	無	無	
濁水溪	名竹大橋	1.2 公尺	2299.952		逆向	正交	92 年~	有	主河道仍有遷急點
東埔蚋溪	延平橋	1.5 公尺	-		順層	無貫穿近平行	無	有	原本沖擊岸就有消波塊設置，之後陸續蓋蛇籠維護

4.2.2 遷急點無倒退原因探討

921 地震隆起造成形成的河道遷急點，並非每個遷急點皆產生明顯的倒退，由於隆起量、隆起坡度、岩性、或水流量的不同，不但會影響遷急點倒退的速率，可能還會有遷急點倒退的門檻值存在。由前述遷急點倒退的存在性及相關影響因素的探討，本研究歸納遷急點未倒退的主要原因如下：

(1) 抬升量

無倒退的河道包括旱溪、烏牛欄溪、廊仔坑溪、草湖溪、烏溪、隘寮溪、樟平溪、貓羅溪、東埔蚋溪。遷急點沒有倒退的主要原因，由圖資及現場調查結果還有排除河道整治過的河道，主要原因可能為抬升量較小，除了草湖溪建民橋上游(斷層與河道流向為斜交近平行)抬升高度較大(2m)，其他地區的抬升高度皆小於一公尺，且河道原本存在較厚的護甲層，又隆起落差及遷急點坡度較小，921 後初期上盤的沖積層因水流作用被攜帶至下游而暫時填平遷急點下方，而隆起處落差及坡度變得更小，因此並無遷急點倒退的情形。

(2) 遷急點陡降處的坡降

康耿豪(2004)於2000年3月10日起至2000年4月10日期間在烏溪烏溪橋段北岸斷層橫跨烏溪橋處施作全測站儀測量

(圖 4-5)，以 11 個測點位置 (圖 4-6) 的測量結果，製作剖面圖 (圖 4-7)。於斷面 J、K、L 處，斷層方向橫跨烏溪，最低抬升量為 2.2 公尺，最高為 3.2 公尺，而此處抬升情況因逆衝及背衝撓曲變形，僅形成撓曲崖，並無明顯垂直的斷層崖，在 J 斷面最高抬升量有 3.2 公尺，但是抬升段水平的距離將近 20 公尺，遷急點處的平均坡降約為 16/100，已經相當平緩，因此認為遷急點陡降處的坡度也是影響倒退的原因。88 年震後大安溪初始的平均坡降達 40/100、大甲溪埤豐橋 35/100、乾溪 32/100 (康耿豪, 2004)。



圖 4-5 烏溪橋側區位置，圓圈為測區範圍 (康耿豪, 2004)

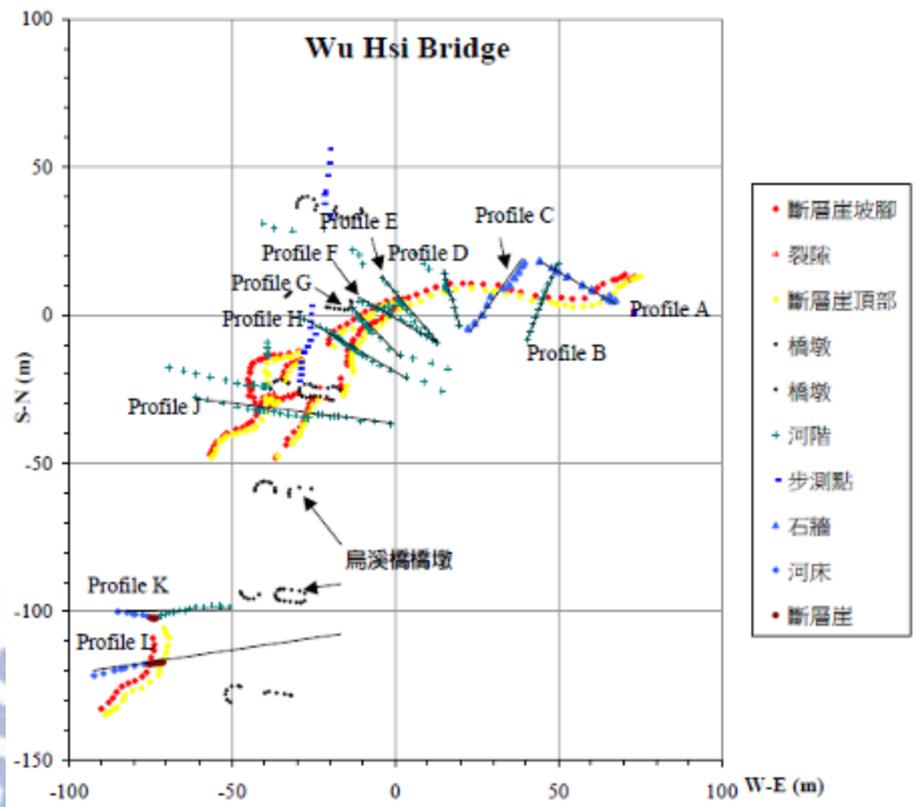


圖 4-6 測點位置分布圖，以符號表示測點屬性（康耿豪, 2004）

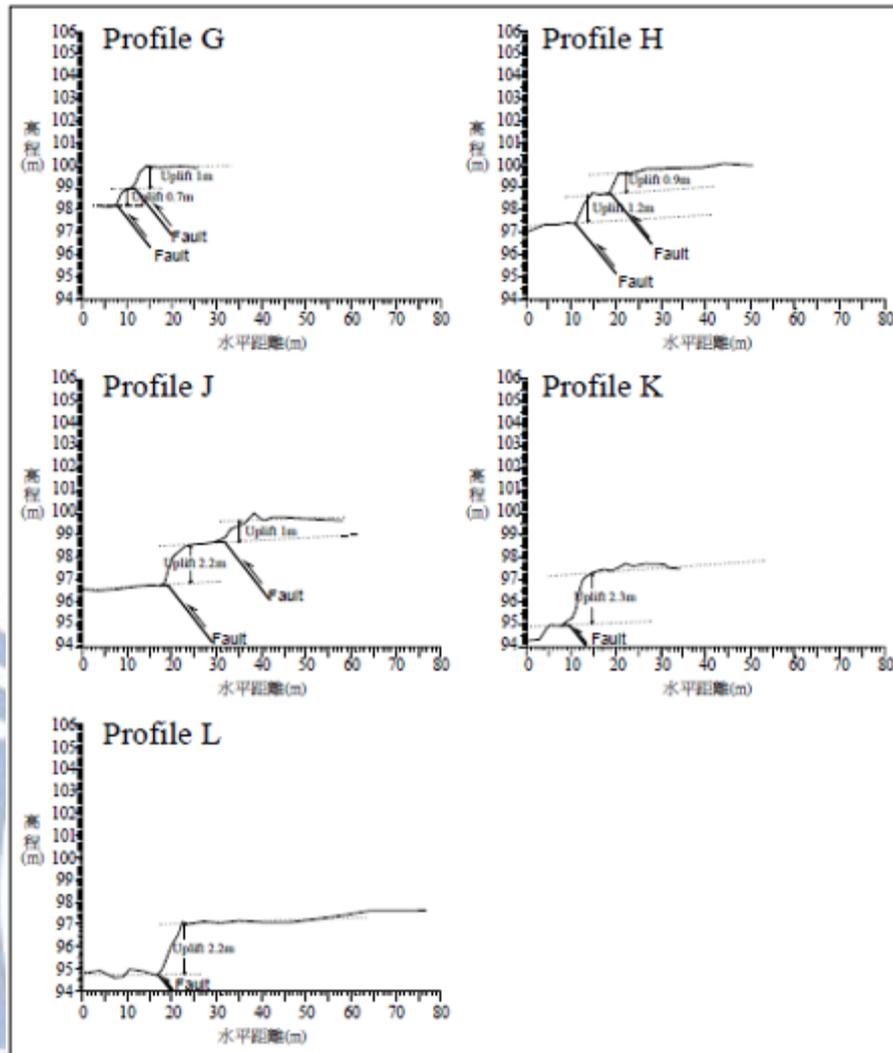


圖 4-7 烏溪橋側區剖面圖（垂直放大 5 倍）（康耿豪, 2004）

(3) 水流流量

水流流量與流域面積相關，本節以流域面積探討其對遷急點倒退的影響。遷急點無倒退的溪流大部分都為烏溪水系的支流，流域面積（表 4-2）如烏牛欄溪、廊仔坑溪、草湖溪、樟平溪、貓羅溪，流域面積比較小，除了貓羅溪較大（ 94.96km^2 ）外，其餘溪流的流域面積都不超過 50km^2 ，至於大安溪以及大甲溪遷急點倒退率較大的地區，流域面積至少有 $500\sim 1000\text{km}^2$ 。

(4) 岩性

由現地調查資料觀察，岩性的不同對遷急點的對倒退速率有一定的影響性，如石岡壩下游段為砂頁岩互層，此處河道發展由岩石強度主導水流侵蝕方向，頁岩強度較低，被水流快速侵蝕形成砂頁岩高低落差明顯的差異侵蝕(圖 4-8)。如岩盤強度遠小於水流剪應力，遷急點處岩盤將會快速被侵蝕，則遷急點倒退的機制不明顯，主要為向下沖刷的機制。另外岩盤的位態也會影響遷急點倒退的破壞機制，如順向滑動破壞與倒懸破壞。



圖 4-8 砂頁岩差異侵蝕(石岡壩下游段)

4.2.3 921 遷急點的倒退位置及倒退量

本節整理出有遷急點倒退的溪流，由正射影像觀察歷年遷急點的位置。目前分析結果具明顯倒退的溪流有大安溪、大甲溪、沙連溪、濁水溪、大里溪、頭汴坑溪、北溝溪、乾溪。有較完整歷年參數資料的河道有大安溪、大甲溪、沙連溪，本節主要對這三個河道出現的遷急點做討論。

大安溪

隆起河段岩層位態依東勢背斜構造大致區分為三區，下游背斜西翼岩層與河流順向，中央軸部岩層大致水平，上游背斜東翼岩層與河流逆向（圖 4-9）。節理較常見的包含垂直河道的褶皺作用張力裂縫，及平行河道的解壓節理。

大安溪於 921 地震後，地表隆起 6 公尺，表 4-3 顯示，大安溪遷急點總倒退距離為 930 公尺，倒退量與主要颱風事件有關聯性。但在民國 88 年至民國 93 年之間，有桃芝颱風（90 年，3470 CMS）、雷馬遜颱風（91 年，2466 CMS）、敏督利颱風（93 年，4456 CMS）、艾利颱風（93 年，7376 CMS），倒退速率仍然相對緩慢，觀察發現在民國 93 年以前河道尚未深槽化，直至 93 年才出現深槽，由此判斷其可能原因為當遷急點剛開始被刷到岩層時，阻止遷急點繼續到退，水流侵蝕能量便傾向於對遷急點下方的岩

盤產生 undercut 與掏刷，直至水流剪應力高於堅硬岩盤的阻抗，遷急點又開始倒退。

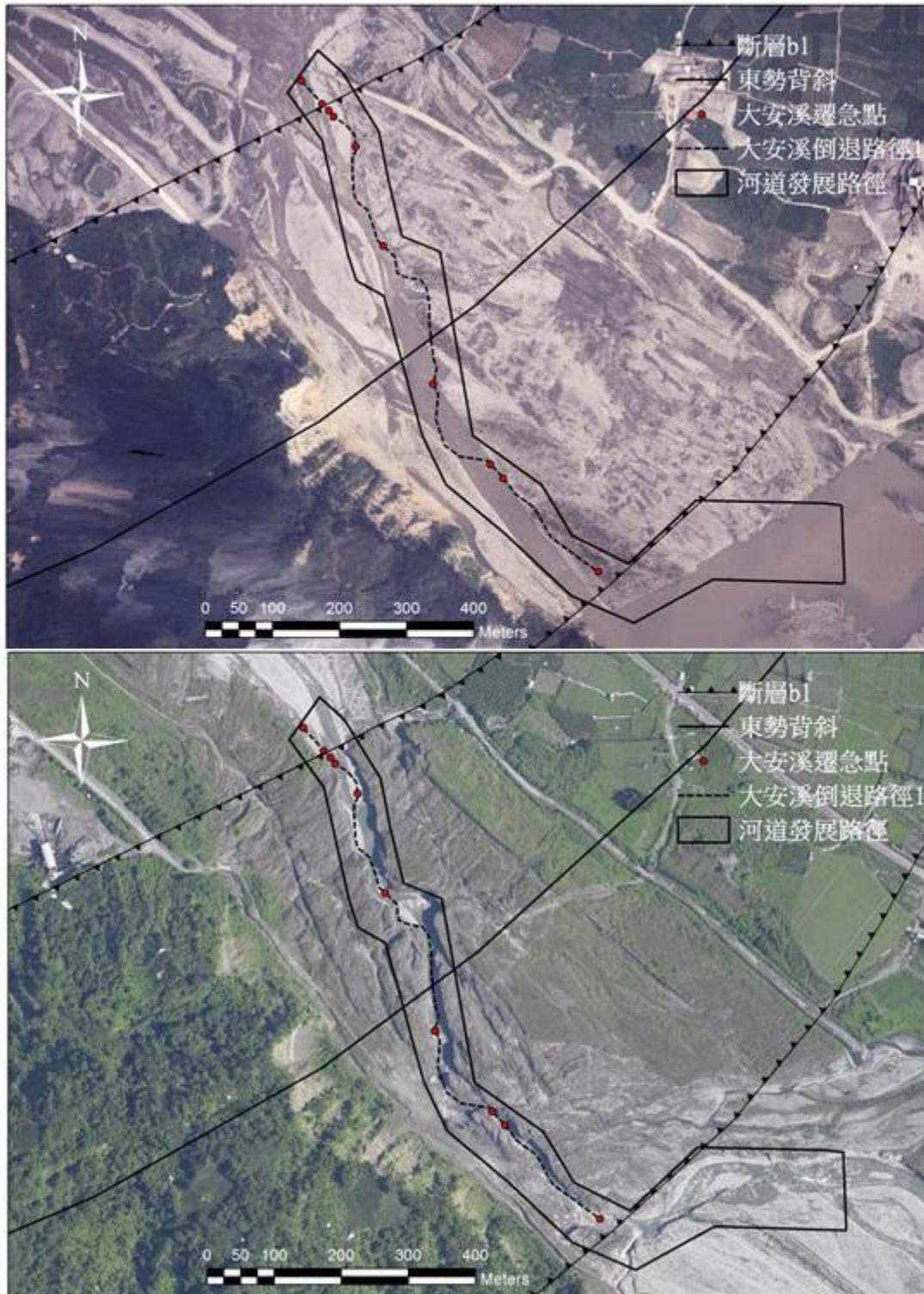


圖 4-9 大安溪遷急點倒退河段

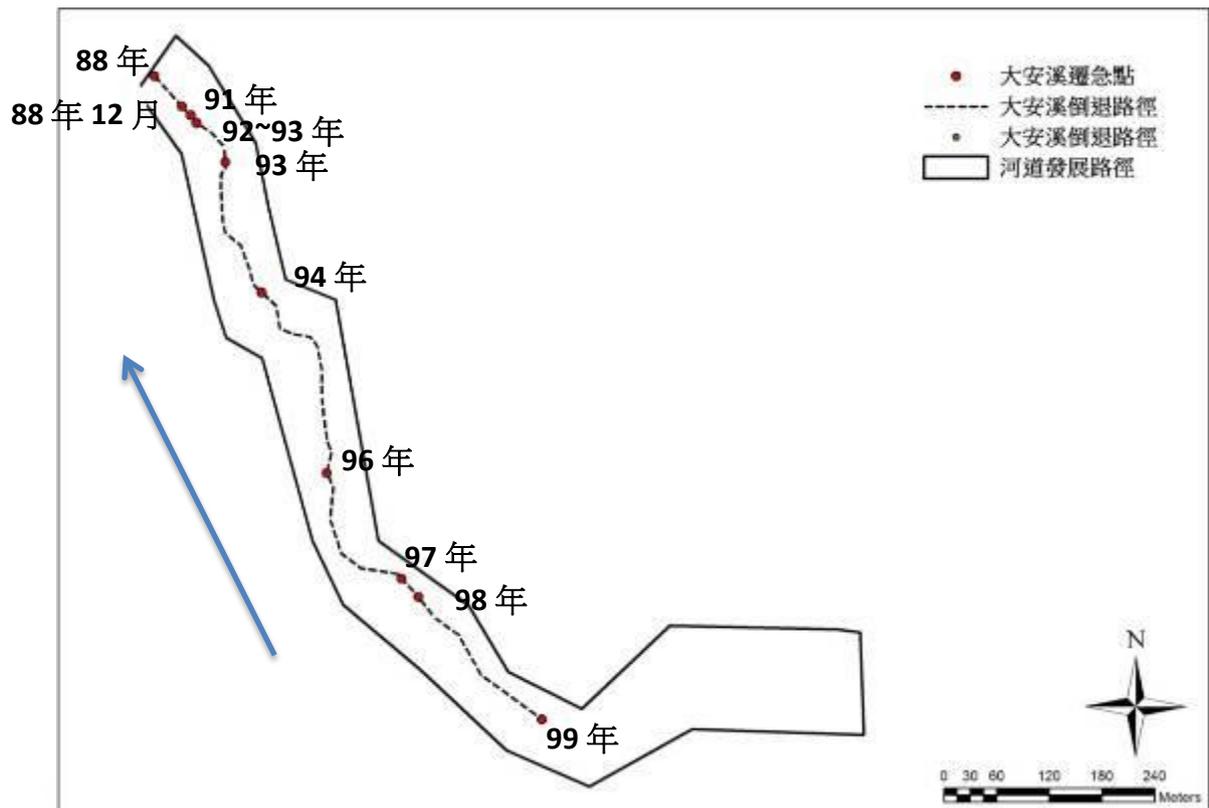


圖 4-10 大安溪遷急點倒退路徑，藍色箭頭為水流方向

表 4-3 大安溪遷急點倒退距離表

時間	遷急點倒退距離	時間	遷急點倒退距離
880922 至 881220	47 公尺	931003 至 941027	137 公尺
881220 至 901112	14 公尺	941027 至 960131	285 公尺
901112 至 910916	11 公尺	960131 至 970610	136 公尺
910916 至 920826	0 公尺	970610 至 980723	37 公尺
920826 至 931003	60 公尺	980723 至 990912	203 公尺

大甲溪

大甲溪流域於三個位置，即埤豐橋上游、石岡壩下游以及梅子鐵橋下游，有遷急點倒退的情形（圖 4-13 紅框處）。埤豐橋上游的遷急點於民國 88 年即開始倒退，民國 94 年至民國 96 停止在同一位置，而到民國 97 年時因河道整治，之後則已經看不到遷急點。石岡壩下游的遷急點應該為埤豐橋上游段的延伸，於民國 94 年發現遷急點並開始倒退，直至現在仍有存在。梅子鐵橋下游的遷急點於民國 92 年開始倒退，其中倒退過程分三段遷急點倒退進行（圖 4-19），至民國 99 年仍存在。接下來以埤豐橋上游段、石岡壩下游段以及梅子鐵橋段稱之。

埤豐橋上游段遷急點總倒退量 51 公尺，倒退速率相當緩慢，民國 88 年至 89 年沒有明顯倒退的跡象，而民國 93 年至民國 94 年敏督利颱風（5707CMS）也並未造成明顯遷急點倒退的現象。由航空照片觀察，埤豐橋上游的至石岡壩河段，因岩層走向的關係，河道偏向左岸，且埤豐橋隆起段的上游類似積水成湖，研判在埤豐橋上游隆起特別高，圖 4-11 兩條紅線之間並無抬升到一樣的高度，導致只有倒退至埤豐橋上游抬升岩盤的厚度（圖 4-12）。

石岡壩下游遷急點總倒退量 131 公尺，岩層為與水流順層的

極厚層頁岩，節理發達，遷急點倒退速度穩定，年倒退量 20~35 之間。梅子鐵橋倒退範圍較長，分為三段遷急點倒退(圖 4-19)，總倒退量為 831 公尺。



圖 4-11 91 年埤豐橋隆起段上游類似積水成湖

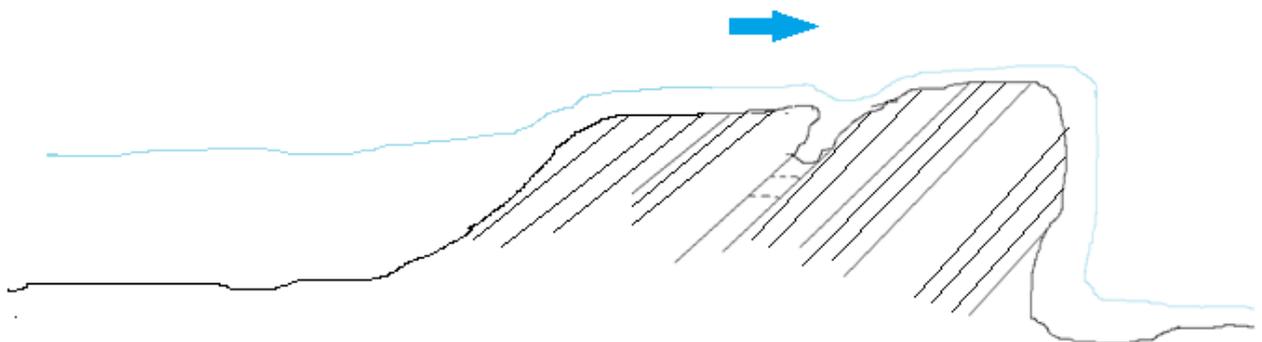


圖 4-12 大甲溪埤豐橋上游河床沖刷示意圖，藍色箭頭為水流方向



圖 4-13 大甲溪遷急點倒退區域

埤豐橋上游段

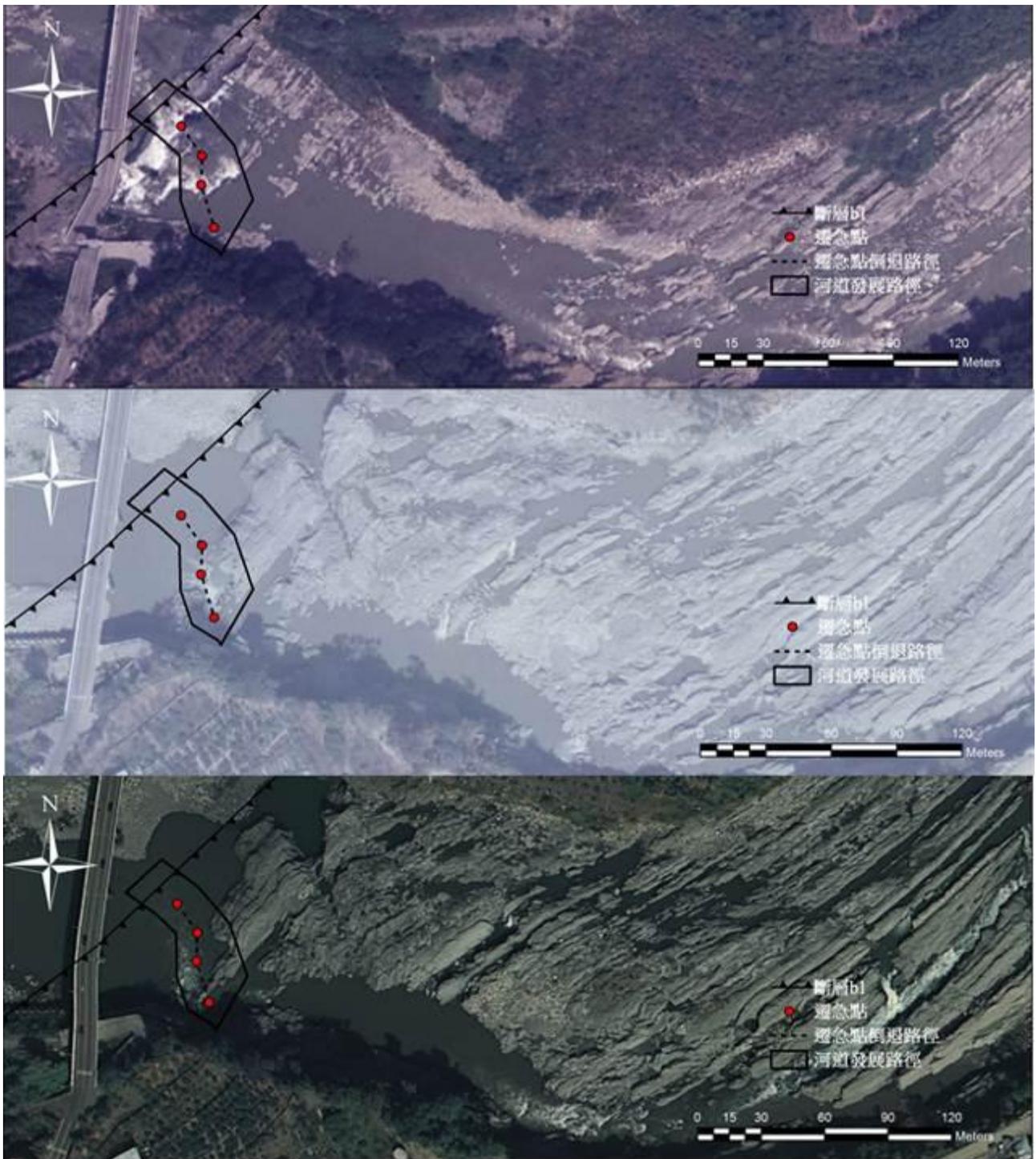


圖 4-14 大甲溪埤豐橋上游抬升段

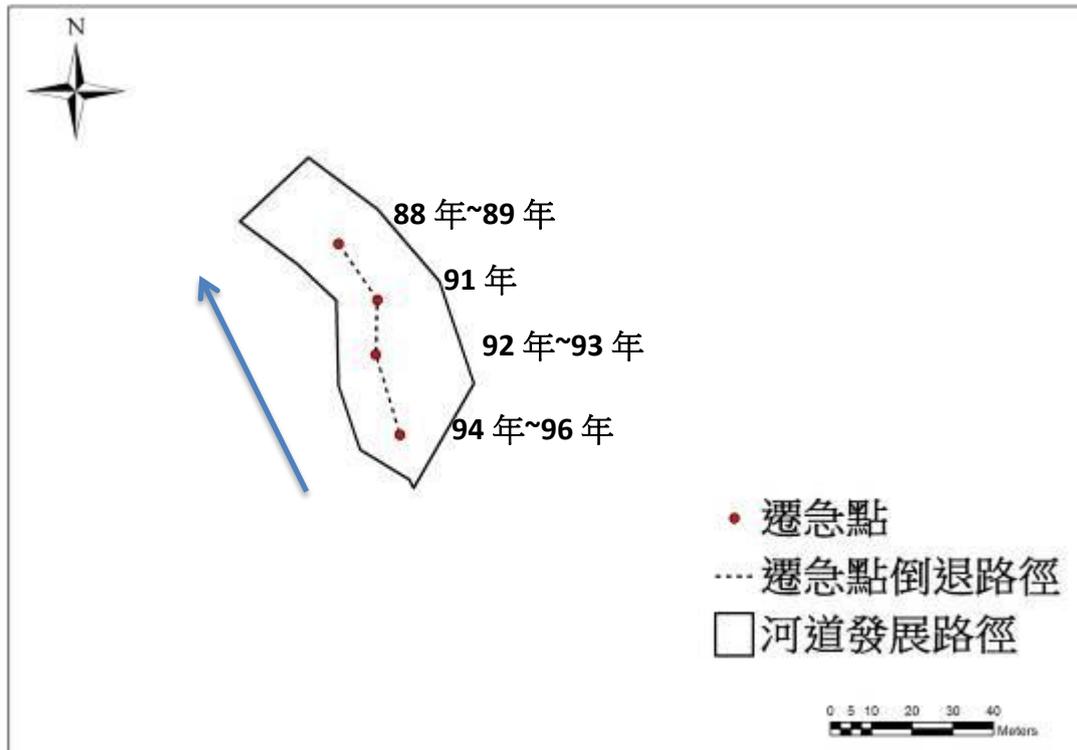


圖 4-15 大甲溪埤豐橋上游遷急點倒退路徑，藍色箭頭水流方向

表 4-4 大甲溪埤豐橋上游遷急點倒退距離表

時間	遷急點倒退距離	時間	遷急點倒退距離
880922 至 891007	0 公尺	921004 至 931003	0 公尺
891007 至 910916	17 公尺	931003 至 941120	20 公尺
910916 至 921004	14 公尺	941120 至 9640131	0 公尺

石岡壩下游段

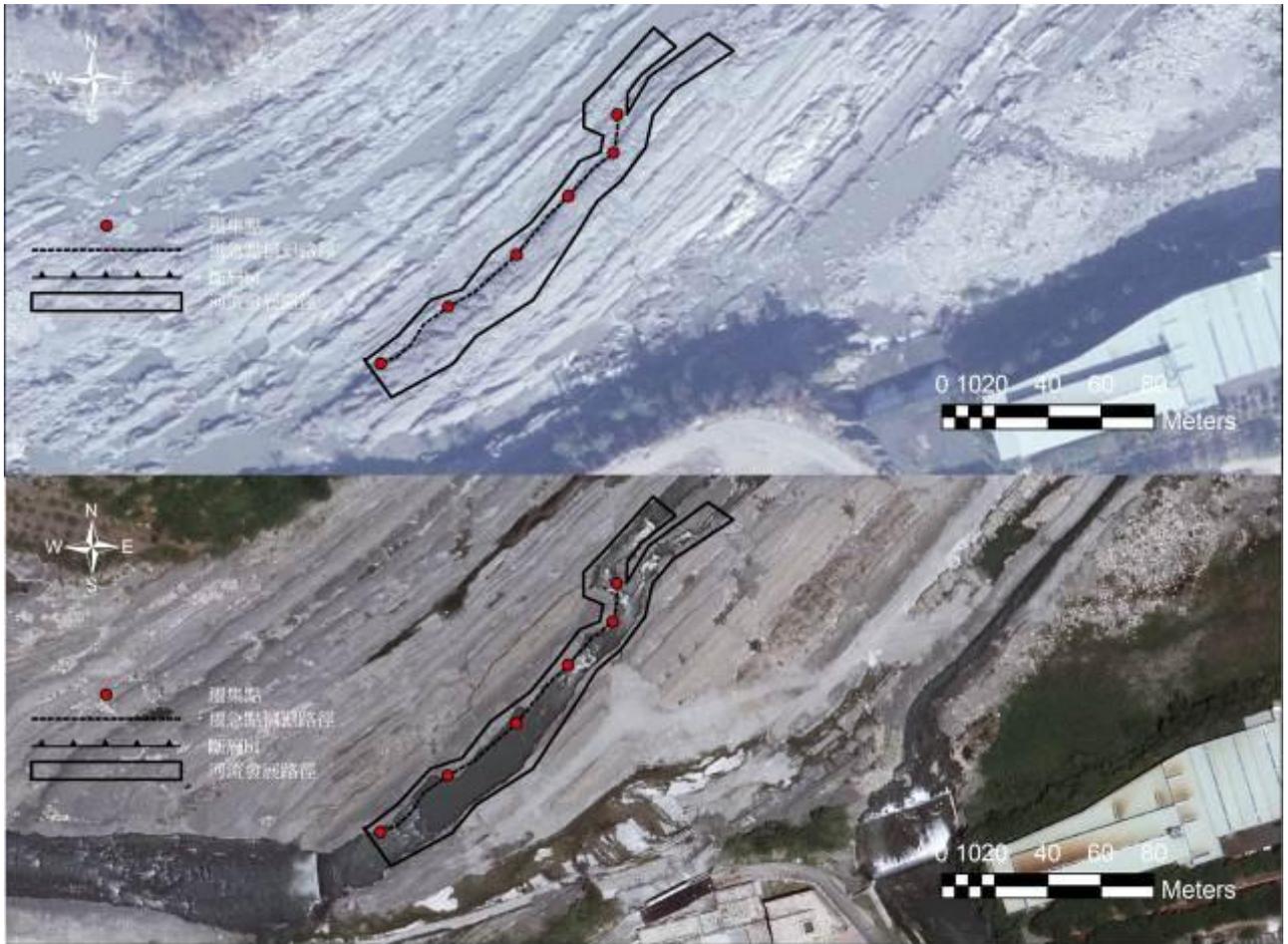


圖 4-16 大甲溪石岡壩下游抬升段

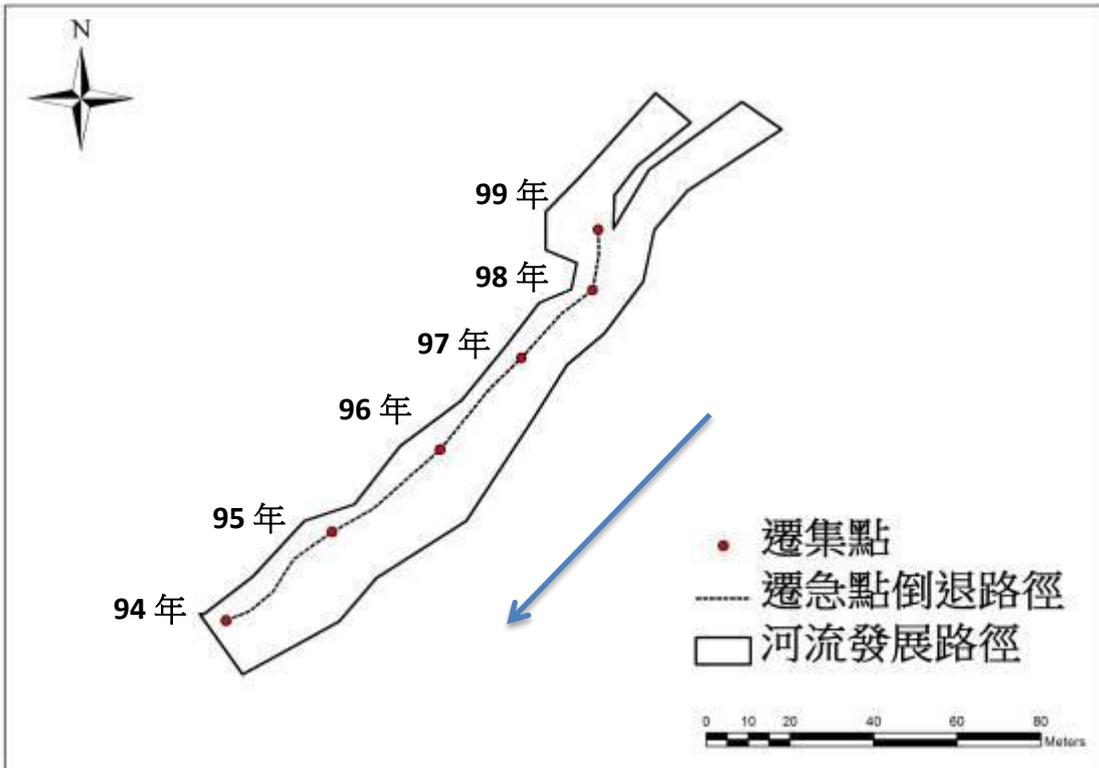


圖 4-17 大甲溪石岡壩下游遷急點倒退路徑，藍色箭頭水流方向

表 4-5 大甲溪石岡壩下游遷急點倒退距離表

時間	遷急點倒退距離
941120 至 951025	33 公尺
951025 至 961029	32 公尺
961029 至 971128	29 公尺
971128 至 981021	23 公尺
981021 至 990519	14 公尺

梅子鐵橋段



圖 4-18 梅子鐵橋下游遷急點倒退河段

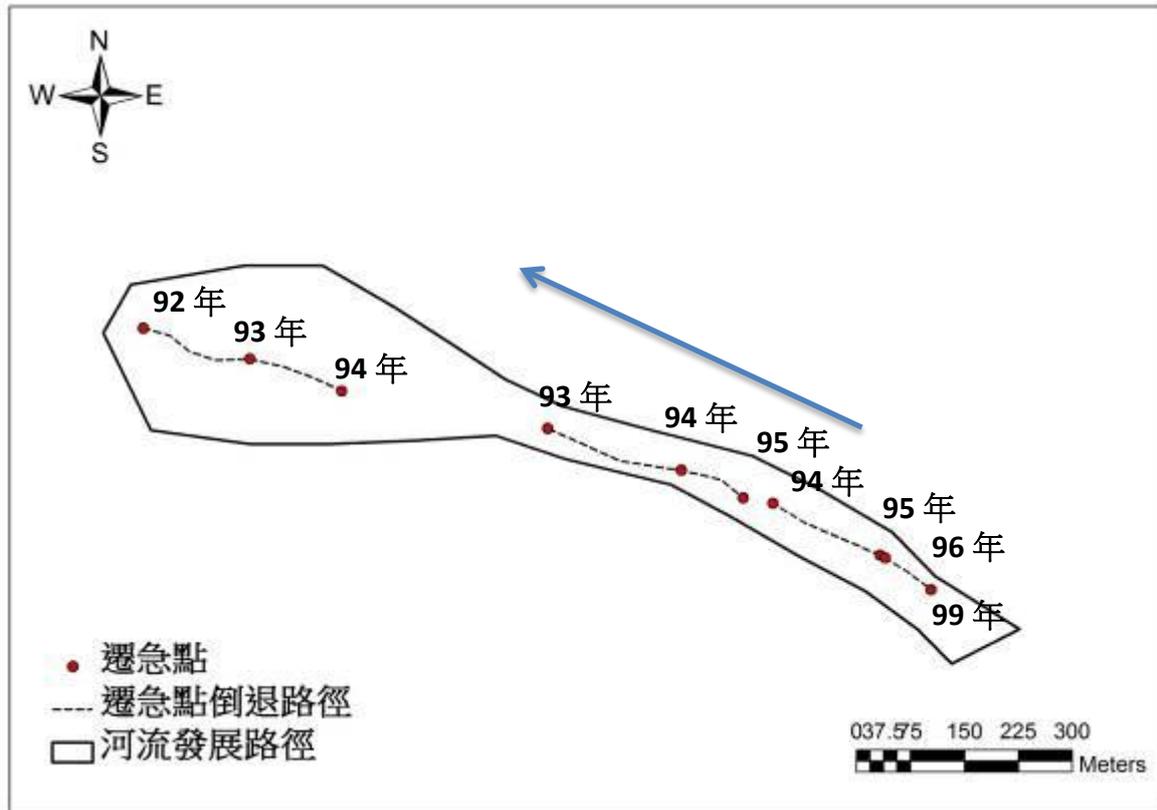


圖 4-19 梅子鐵橋下游遷急點倒退路徑，藍色箭頭水流方向

表 4-6 梅子鐵橋下游遷急點倒退距離表

	時間	遷急點倒退距離
第一段遷急點 倒退	921007 至 931003	155 公尺
	931003 至 941120	135 公尺
第二段遷急點 倒退	931003 至 941120	195 公尺
	941120 至 951025	94 公尺
第三段遷急點 倒退	941120 至 951025	51 公尺
	951025 至 960131	114 公尺
	960131 至 990516	87 公尺

沙連溪

沙連溪興隆橋下游有遷急點倒退的情形，從航空照片判釋，民國 90 年起有明顯的遷急點倒退，民國 90 年至民國 96 年期間，總倒退量 93 公尺。(圖 4-20)



圖 4-20 沙連溪遷急點倒退河段

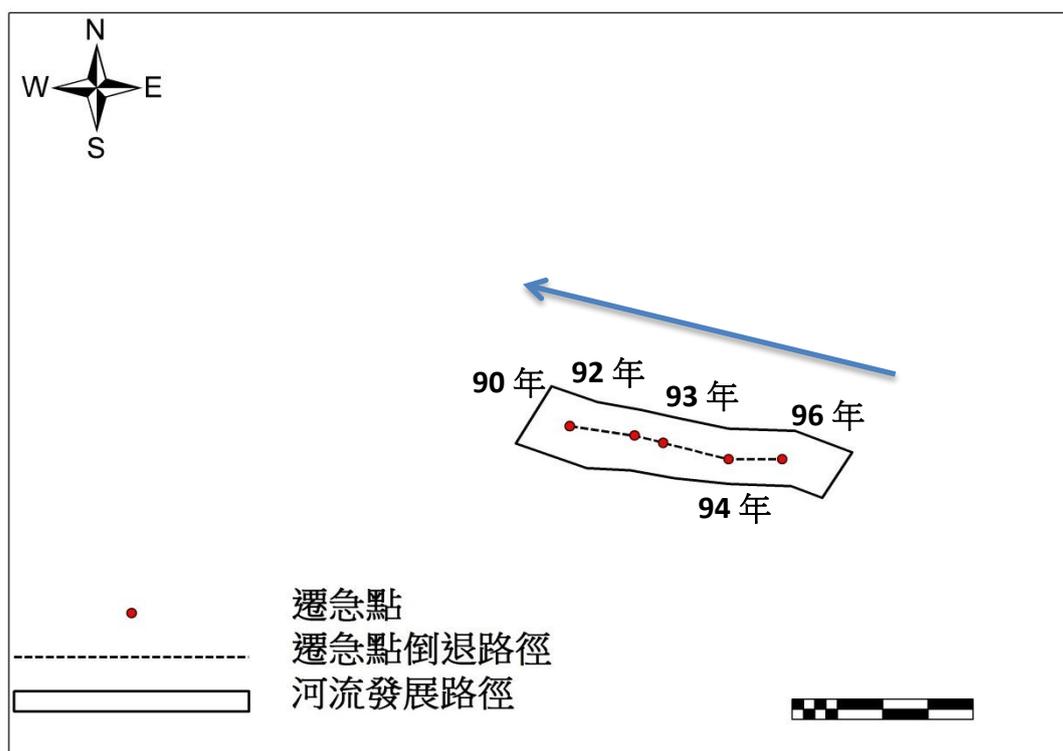


圖 4-21 沙連溪興龍橋下游遷急點倒退路徑，藍色箭頭水流方向

表 4-7 沙連溪興隆橋下游遷急點倒退距離表

時間	遷急點倒退距離
901112 至 921004	43 公尺
921004 至 931003	14 公尺
931003 至 941120	45 公尺
941120 至 961128	34 公尺

4.2.4 遷急點的倒退速率

本研究有較完整記錄遷急點倒退的溪流有大安溪、大甲溪、沙連溪，且有做 DEM 來取得當年的落差與坡降。

大安溪總倒退量 921 公尺，倒退速率從最低 7.1m/y 至最高 228m/y；大甲溪埤豐橋上游段總倒退量 51 公尺，倒退速率從最低 8.7m/y 至最高 17.7m/y；石岡壩下游段總倒退量 131 公尺，倒退速率從最低 14m/y 至 33m/y；梅子鐵橋段總倒退量 832 公尺(三段遷急點倒退總和)，倒退速率最低 24m/y 至最高 181.1m/y。H&M (2003) 對於日本 Boso 半島當地九個瀑布調查，倒退速率 0.0013m/y 至 0.27m/y (圖 4-22)；Loget (2009) 整理地中海附近因 Messinian Salinity Crisis 引致的遷急點資料，倒退速率最低 0.033-0.1m/y 至最高 6.6-20m/y (圖 4-23)，台灣大安溪及大甲溪之倒退速率相當驚人，可能主要原因為台灣的岩盤屬軟岩，抗沖蝕強度較低，另外，台灣豐水期雨量龐大，龐大的雨量造成流量增加，也加速遷急點倒退的速率。

利用 Huang et al. (2012) 製作的數值高程 DEM 的資料，與本研究製作的大甲溪及沙連溪 DEM 資料，探討倒退速率與最大流量、坡降、落差、Kh 的相關性分析，分析結果如下：

圖 4-24 顯示，倒退速率與落差、坡降、最大流量成正相關，與 Kh 成反比，顯示出落差對速率的影響略大於坡降，Kh 的大小也有影響倒退速率，Kh 越大抗沖蝕能力越強，所以速率降低。流量的部分，建議以整個年度的洪水事件納入比較。

Location (see Figure 1)	Name of waterfall	Type of origin	Dominant lithology	Geological era	Distance of recession <i>D</i> (m)	Duration of recession <i>T</i> (years)	Rate of recession $\frac{D}{T}$ (m a^{-1})
1	Soho Falls	C	Mudstone	Pleistocene	6-4	50	0-13
2	Oikawa-fudo Falls	A	Mudstone	Pliocene	100	1500	0-067
3	Fukasawa-no Falls	A	Mudstone	Pliocene	26-5	1500	0-018
4	Takisawa-no Falls	A	Mudstone	Pliocene	24-0	1500	0-016
5	Afuri Falls	D	Mudstone	Pliocene	55	300	0-18
6	Zenzen Falls	E	Mudstone	Miocene	200	2000	0-10
7	Ito-fudo Falls	B	Mudstone	Miocene	8	6150	0-0013
8	Sanogawa-no Fall	B	Mudstone	Pliocene	80	299	0-27
9	Ryogenji Falls	B	Mudstone	Miocene	11	6150	0-0018

圖 4-22 日本 Boso 半島瀑布倒退速率 (H& M, 2003)

River	Current drainage area [km^2]	Current length [km]	Lengths of Messinian incisions from the current shoreline [km]	Migration rate [m y^{-1}]	Lithology	References
Nile	2,960,000	6671	1000	3.3-10	Sedimentary rocks, Granitic rocks	Chumakov, 1973 Barber, 1981
			2000	6.6-20		
Rhone	99,000	812	300	1-3	Sedimentary rocks (sandstone, limestone), Granitic rocks	Clauzon, 1982 Mandier, 1988 Baumard, 2001
			500	1.6-5		
			10	0.033-0.1		
Ebro	85,820	930	10	0.033-0.1	Granitic rocks, Metamorphic rocks	Maestro et al., 2002
Durance	12,000	280	100	0.33-1	Sedimentary rocks (sandstone, limestone)	Clauzon, 1979
Var	2758	120	40	0.13-0.4	Sedimentary rocks (sandstone, limestone)	Clauzon, 1978
Herault	2500	160	45	0.15-0.45	Sedimentary rocks (sandstone, limestone)	Irr, 1984
Orb	1758	145	35	0.12-0.35	Sedimentary rocks (sandstone, limestone)	Clauzon et al., 1995 Ambert et al., 1998
Tet	1400	120	40	0.13-0.4	Sedimentary rocks (sandstone, limestone), Granitic rocks, Metamorphic rocks	Clauzon et al., 1995
Tech	800	85	25	0.08-0.25	Sedimentary rocks (sandstone, limestone), Granitic rocks, Metamorphic rocks	Clauzon et al., 1995

圖 4-23 地中海地區遷急點倒退速率 (Loget, 2009)

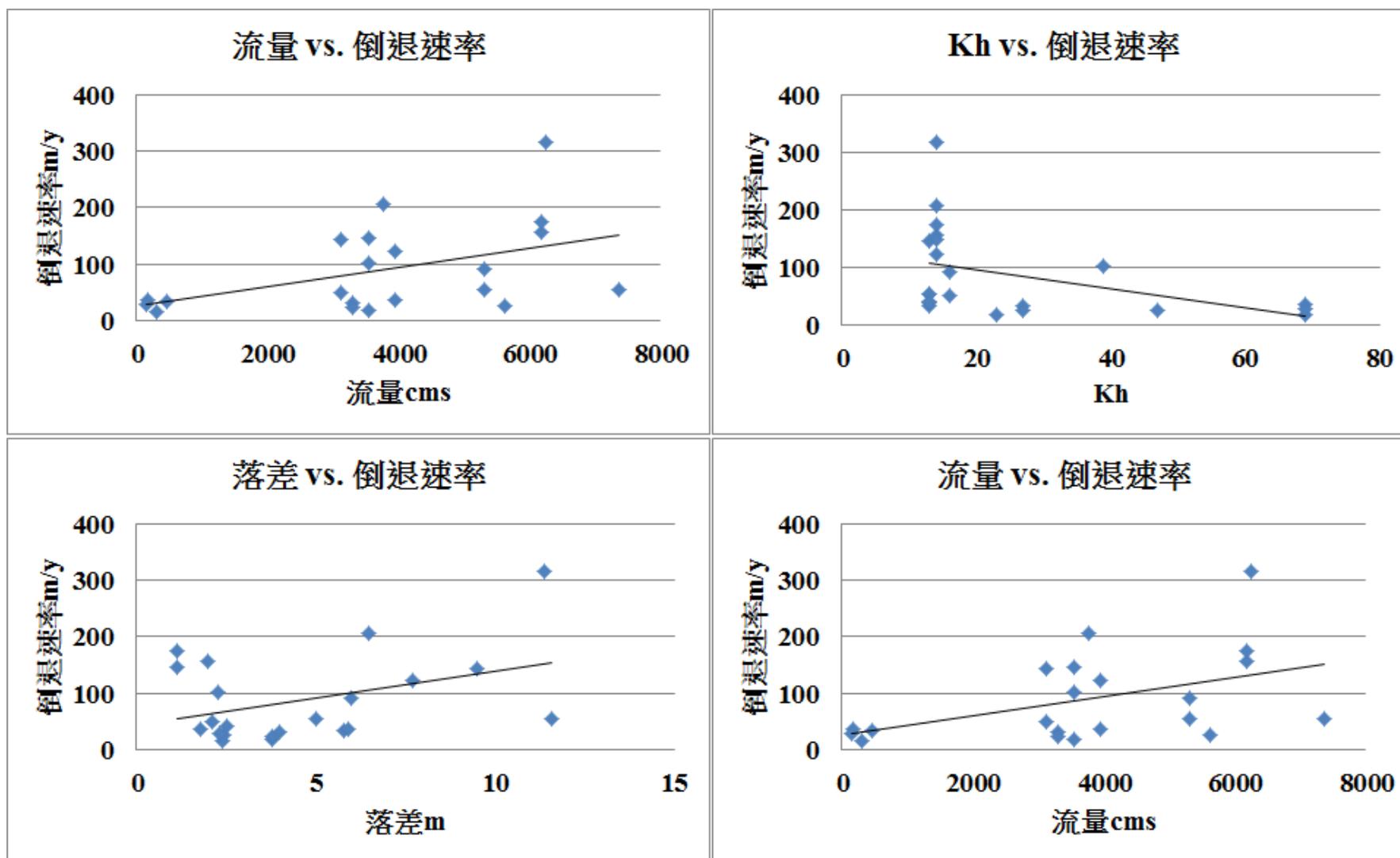


圖 4-24 倒退速率與最大流量、Kh、落差與坡降比較

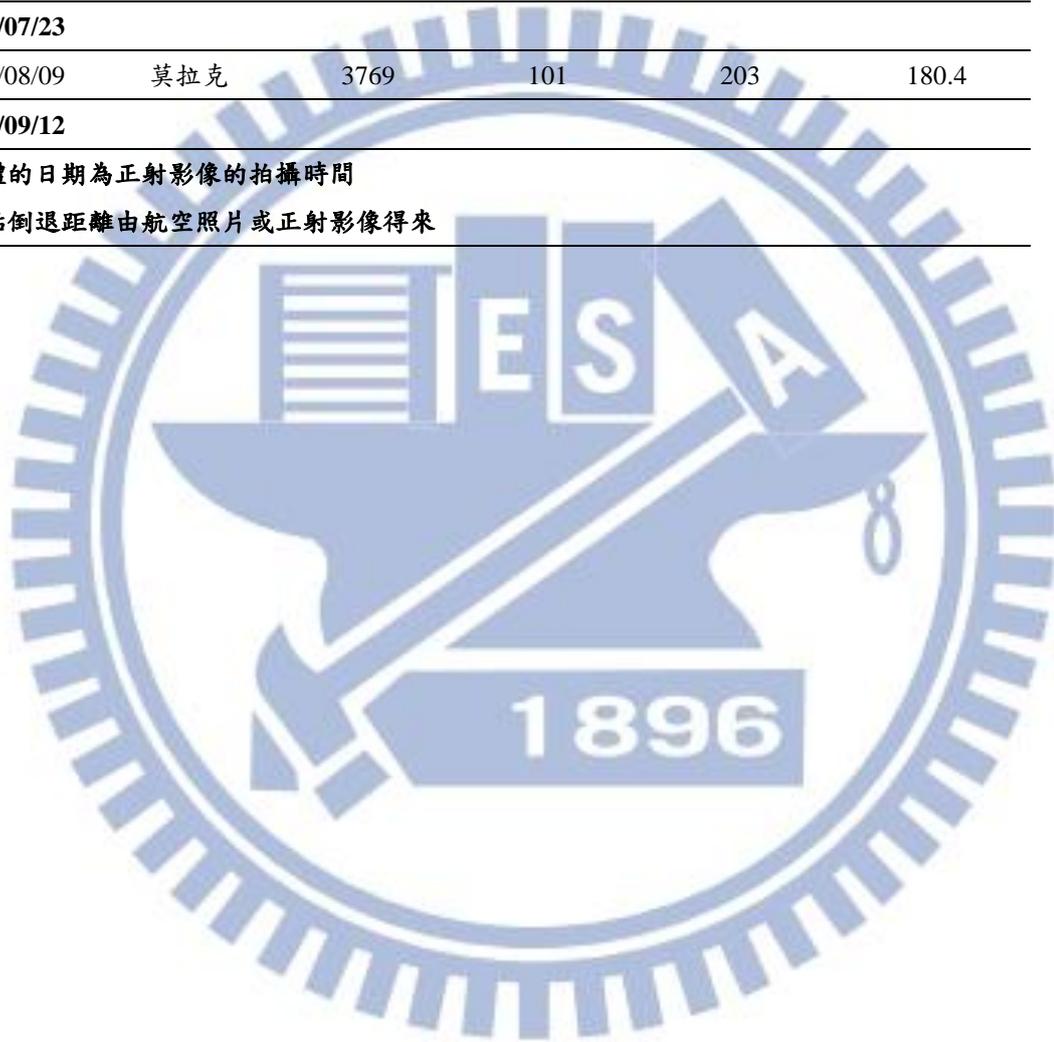
表 4-8 大安溪遷急點各時間點倒退速率

時間	洪水事件 颱風/豪雨	最大流量 cms	洪水時間 hr	遷急點 倒退距離 (m) *	遷急點 倒退速率 (m/y)
1999/09/22	-	-	-	47	37.6
1999/12/20	-	-	-		
2000/07/10	啟德	207	20		
2000/08/23	碧利斯	334	35		
2000/08/30	巴比倫	454	64		
2000/11/01	象神	281	31	14	7.1
2001/06/25	奇比	246	16		
2001/07/25	尤特	322	13		
2001/07/30	桃芝	3470	31		
2001/09/13	納莉	2116	65		
2001/11/12	-	-	-	-	-
2002/07/04	雷馬遜	2466	50	11	13.2
2002/07/10	娜克莉	513	26		
2002/09/16					
2003/08/24	柯羅旺	409	27	0	0
2003/08/26					
2004/07/03	敏督利	4456	92		
2004/08/12	蘭寧	1058	35		
2004/08/25	艾利	7376	64	60	55.3
2004/09/12	海馬	294	24		
2004/10/03					
2004/10/25	納坦	300	20		
2004/12/04	南瑪都	286	25		
2005/07/19	海棠	2016	78		
2005/08/05	馬莎	5317	61	137	126.5
2005/09/01	泰利	465	34		
2005/10/02	龍王	380	25		
2005/10/27					
2006/06/09	豪雨	3120	91		
2006/07/14	碧利斯	1744	51	285	228
2007/01/31					
2007/06/08	豪雨	1527	142		
2007/08/19	聖帕	599	69	136	98.9

2007/09/18	韋帕	3702	48		
2007/10/06	柯羅莎	3943	65		
2008/06/10					
2008/06/12	豪雨	742	58		
2008/07/18	卡玫基	3276	45		
2008/07/28	鳳凰	1428	32	28	24.8
2008/09/14	辛樂克	6253	79		
2008/09/29	薈密	2634	51		
2009/07/23					
2009/08/09	莫拉克	3769	101	203	180.4
2010/09/12					

*粗黑體的日期為正射影像的拍攝時間

*遷急點倒退距離由航空照片或正射影像得來



大甲溪

埤豐橋上游段

表 4-9 大甲溪埤豐橋上游段遷急點各時間點倒退速率

時間	洪水事件 颱風/豪雨	最大流量 cms	洪水時間 hr	遷急點 倒退距離 (m) *	遷急點 倒退速率 (m/y)
1999/09/22	-	-	-		
2000		790		0	0
2000/10/07			-		
2001		3954	-	17	8.7
2002		709	-		
2002/09/16			-		
2003		594	-	14	12.9
2003/10/04			-		
2004/07/03	敏督利	5707	100		
2004/08/11	蘭寧	237	10	0	0
2004/08/25	艾利	4759	60		
2004/10/03			-		
2004/10/25	納坦	198	14		
2004/12/04	南瑪都	650	12		
2005/05/12	豪雨	1571	18		
2005/07/19	海棠	2759	84	20	17.7
2005/08/05	馬莎	3406	70		
2005/09/01	泰利	678	4		
2005/10/02	龍王	1957	22-		
2005/11/20			-		
2006/05/26	豪雨	3143	115	0	0
2006/07/14	碧利斯	1227	68		
2007/01/31			-		

*粗黑體的日期為正射影像的拍攝時間

*遷急點倒退距離由航空照片或正射影像得來

石岡壩下游段

表 4-10 大甲溪石岡壩下游遷急點各時間點倒退速率

時間	洪水事件 颱風/豪雨	最大流量 cms	洪水時間 hr	遷急點 倒退距離 (m) *	遷急點 倒退速率 (m/y)
2005/11/20					
2006/04/26	豪雨	217	68		
2006/05/16	珍珠	230	50	33	36
2006/06/06	豪雨	3201	240		
2006/07/12	碧利斯	1227	68		
2006/10/25					
2007/06/04	豪雨	2462	32		
2007/08/13	豪雨	2139	45		
2007/08/18	聖帕	2036	53	32	32
2007/09/18	韋帕	2078	39		
2007/10/04	柯羅莎	3303	52		
2007/10/29					
2008/07/18	卡玫基	3083	21		
2008/07/28	鳳凰	1868	32	29	26.8
2008/09/13	辛樂克	4224	60		
2008/09/28	薔蜜	2295	42		
2008/11/28					
2009/08/08	莫拉克	5410	45	23	25.1
2009/10/21					
2010/05/19					
				14	24

*粗黑體的日期為正射影像的拍攝時間
*遷急點倒退距離由航空照片或正射影像得來

梅子鐵橋段

表 4-11 大甲溪梅子鐵橋段遷急點各時間點倒退速率

時間	洪水事件 颱風/豪雨	最大流量 cms	洪水時間 hr	遷急點 倒退距離 (m) *			遷急點 倒退速率 (m/y)		
遷集點編號				1	2	3	1	2	3
2003/10/07									
2004/07/03	敏督利	5707	100						
2004/08/11	蘭寧	237	10	155			155		
2004/08/25	艾利	4759	60						
2004/10/03									
2004/10/25	納坦	198	14						
2004/12/04	南瑪都	650	12						
2005/05/12	豪雨	1571	18						
2005/07/19	海棠	2759	84	135	195		124.6	180	
2005/08/05	馬莎	3406	70						
2005/09/01	泰利	678	4						
2005/10/02	龍王	1957	22-						
2005/11/20									
2006/04/26	豪雨	217	68						
2006/05/16	珍珠	230	50		94	166		102.5	181.1
2006/06/06	豪雨	3201	240						
2006/07/12	碧利斯	1227	68						
2006/10/25									
2007/01/31									
2007/06/04	豪雨	2462	32						
2007/08/13	豪雨	2139	45						
2007/08/18	聖帕	2036	53						
2007/09/18	韋帕	2078	39						
2007/10/04	柯羅莎	3303	52						
2008/07/18	卡玫基	3083	21			79			24
2008/07/28	鳳凰	1868	32						
2008/09/13	辛樂克	4224	60						
2008/09/28	薔蜜	2295	42						
2009/08/08	莫拉克	5410	45						
2010/05/19									

*粗黑體的日期為正射影像的拍攝時間

*遷急點倒退距離由航空照片或正射影像得來

沙連溪興隆橋下游

表 4-12 沙連溪興隆橋下游遷急點個時間倒退速率

時間	洪水事件 颱風/豪雨	最大流量 cms	洪水時間 hr	遷急點 倒退距離 (m) *	遷急點 倒退速率 (m/y)
2003		594	-	14	22.36
2003/10/04			-		
2004/07/03	敏督利	5707	100		
2004/08/11	蘭寧	237	10	0	16.46
2004/08/25	艾利	4759	60		
2004/10/03			-		
2004/10/25	納坦	198	14		
2004/12/04	南瑪都	650	12		
2005/05/12	豪雨	1571	18		
2005/07/19	海棠	2759	84	20	34.8
2005/08/05	馬莎	3406	70		
2005/09/01	泰利	678	4		
2005/10/02	龍王	1957	22-		
2005/11/20			-		
2006/05/26	豪雨	3143	115	0	27.1
2006/07/14	碧利斯	1227	68		
2007/01/31			-		

*粗黑體的日期為正射影像的拍攝時間
 *遷急點倒退距離由航空照片或正射影像得來
 *因沙連溪無流量測站，所以用附近的大甲溪的流量測站資料

4.3 遷急點倒退機制建立

4.3.1 遷急點倒退的機制

遷急點常常因為岩層的強度、位態、排列分布，會有不同的倒退形式，本節將討論不同岩層條件下的倒退機制。

均質岩石

遷急點倒退的機制在硬的均質材料中，緩慢的削頭及遷急點底部形成沖刷坑，並有 undercutting 的情形。在弱的均質材料中，材料阻抗低，削頭的速度很快，因此落差很快降低，遷急點底部無明顯的沖刷坑。(圖 4-25)

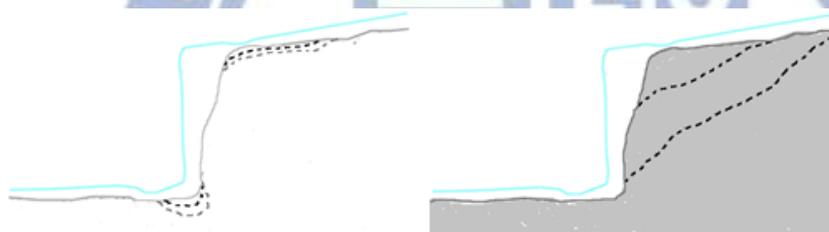


圖 4-25 均質材料，左為硬的均質材料，又為軟的均質材料

層狀硬岩

依岩層傾向與水流流向關係可分為逆向、順向及水平；層面傾角大於 45 度為高傾角，反之為低傾角。

在逆向傾角大的情況中，一開始有緩慢的削頭及 undercutting 形成沖刷坑，後來又因水流滲入，漸漸貫穿層面，岩塊開始向傾向方向傾覆，最後造成倒懸破壞 (圖 4-26)。

在逆向低傾角的情況中，一開始緩慢的削頭及形成沖刷坑，因層面排列的關係，undercutting 的情形更明顯，最後支撐不了重力，造成小岩塊

崩落（圖 4-27）。

在順向高傾角的情況中，一開始緩慢削頭及形成沖刷坑，當沖刷坑刷過層面時，上方的岩層見光即造成平面滑動（圖 4-28）。

在順向低傾角的狀況中，一開始緩慢削頭及形成沖刷坑，上方的岩層因水流滲入，造成岩塊抽離（圖 4-29）。

在水平的情況下，有緩慢削頭及沖刷坑形成，隨著沖刷坑的擴大，上方材料懸空導致崩落，此種與逆向低傾角的情況類似（圖 4-30）。

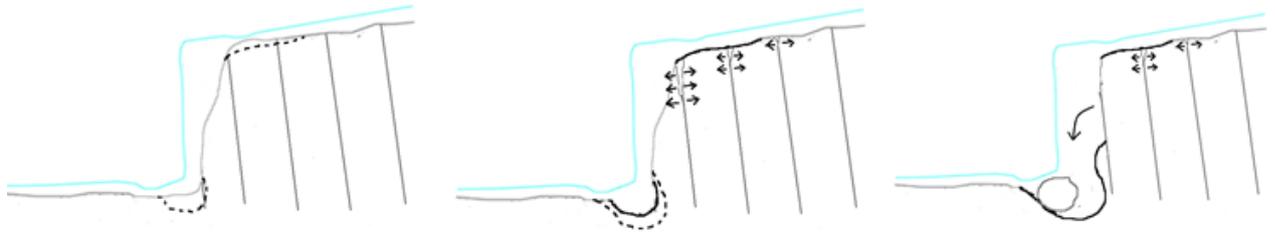


圖 4-26 硬的材料岩層排列為逆向高傾角的情況

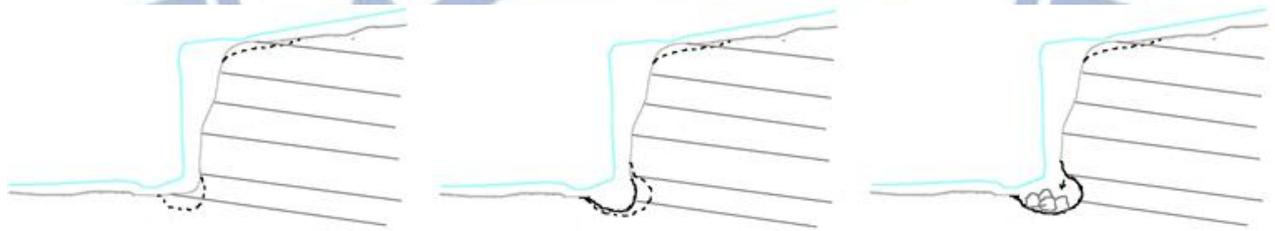


圖 4-27 硬的材料岩層排列逆向低傾角的情況

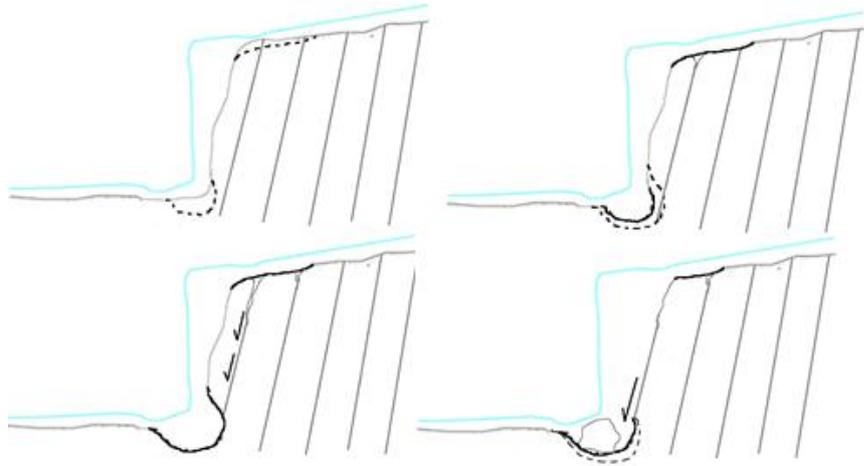


圖 4-28 硬的材料岩層排列為順向高傾角的情況

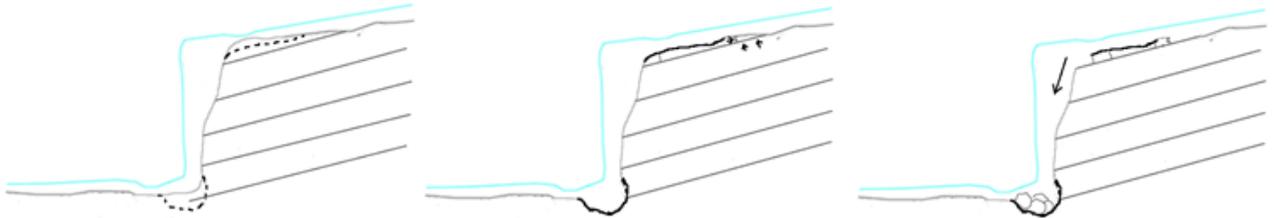


圖 4-29 硬的材料岩層排列為順向低傾角的狀況

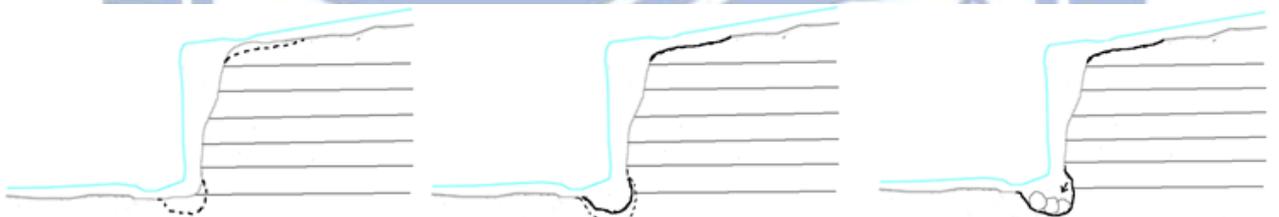


圖 4-30 硬的材料岩層排列為水平的狀況

層狀軟岩

軟的材料被沖蝕的速度很快，主要是削頭的機制，軟岩可能也有順向滑動的情形，但削頭速度快，滑動的塊體也較為不明顯，因此岩層位態對遷急點倒退機制影響不大（圖 4-31）。

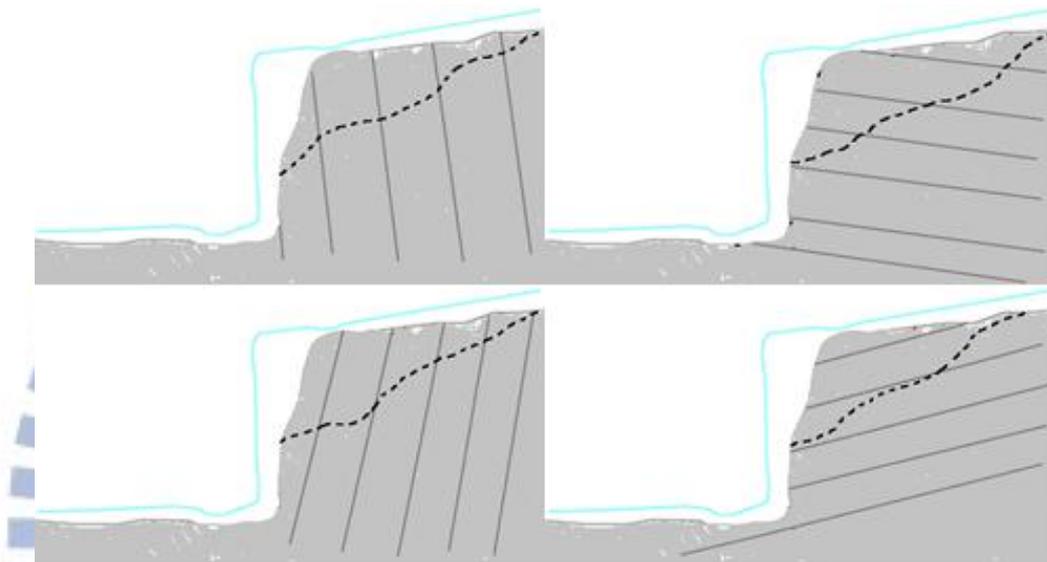


圖 4-31 軟的材料岩層排列為逆向高低傾角及順向高低傾角的狀況

軟岩與硬岩互層

軟硬材料互層影響遷急點倒退的情形主要是材料阻抗的差異，軟弱材料被沖蝕的速度快，進而影響堅硬材料的破壞。圖 4-32 顯示，弱層會先被沖刷，當弱層材料被下刷很深，堅硬層則開始支撐不住而被沖斷。圖 4-33 弱層的先被侵蝕，導致硬層懸空開始崩落。圖 4-34 此種機制與硬岩順向高傾角的機制類似，差別在於弱層的快速被沖刷，會造成硬層更容易岩層面順向滑動。圖 4-35 與互層逆向低傾角情況類似，弱層先被侵蝕，

硬層懸空開始崩落。

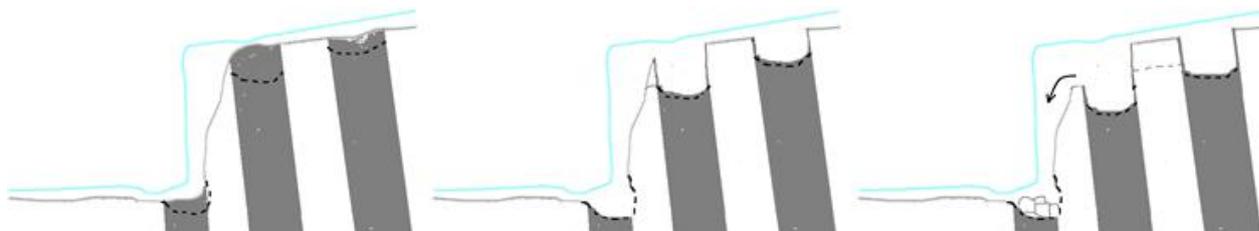


圖 4-32 軟硬材料互層岩層排列為逆向高傾角的狀況

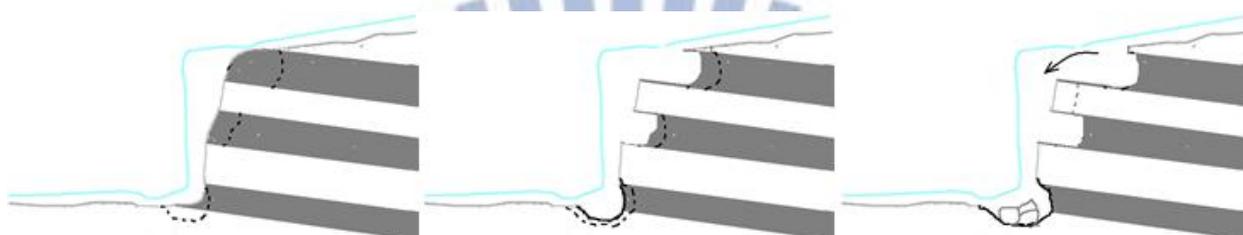


圖 4-33 軟硬材料互層岩層排列為逆向低傾角的狀況

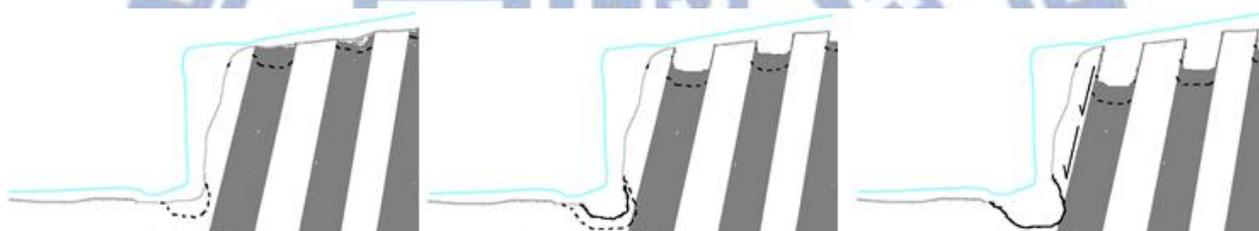


圖 4-34 軟硬材料互層岩層排列為順向高傾角的狀況



圖 4-35 軟硬材料互層岩層排列為順向低傾角的狀況

順層

當岩性均質，沖蝕狀況差異小，但在互層的情形，順層就會形成差異，易於較軟弱的材料形成槽化。岩層互層若有傾斜的情況，就會向弱層侵蝕，弱岩層互層為水平的情況，在硬層會漸漸槽化，刷到弱層之後則會加速下刷的現象。

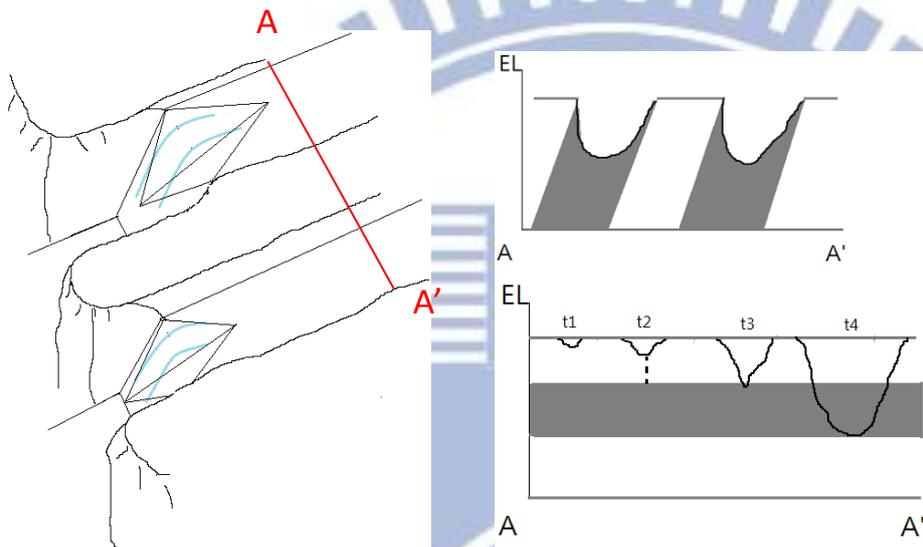


圖 4-36 順層深槽化與縱斷面岩層排列

斜交

岩層與河道斜交的角度影響河道變化，當角度小，河道會順弱層深槽化，則河道漸漸轉向並接近順層狀況。當角度大，不太會順弱層深槽化，如石岡壩下游（圖 4-37），流量大時，河道會溢淹，順整個河道沖刷，流量小時，才會順弱層沖刷。



圖 4-37 石岡壩下游岩層與河道斜交處

4.3.2 實例討論

車籠埔斷層為一南北向逆斷層，東側上盤主要由上新世至更新世之錦水頁岩、卓蘭層及頭嵙山層所構成，西側下盤則由第四紀頭嵙山層、紅土台地堆積層或沖積層所構成。因東側上盤逆衝出的岩性主要為錦水頁岩或卓蘭層的砂頁岩。

大安溪

大安溪大峽谷地區因東勢背斜，河道遷急點倒退的河段下游背斜西翼岩層與河流順向，中央軸部岩層水平，上游背斜東翼岩層與河流逆向。依岩層位態不同，有不同的機制在主導。

(1) 下游岩層與河道順向處

在下游岩層與河流順向的區域(圖 4-38 錯誤! 找不到參照來源。上), 水流向層面滲入降低剪力阻抗, 此種機制與 4.3.1 節的層狀硬岩順向高傾角的情況類似。在現地又有觀察到岩層中有節理的出現, 有不同規模大小的平面滑動破壞與塊體抽離。

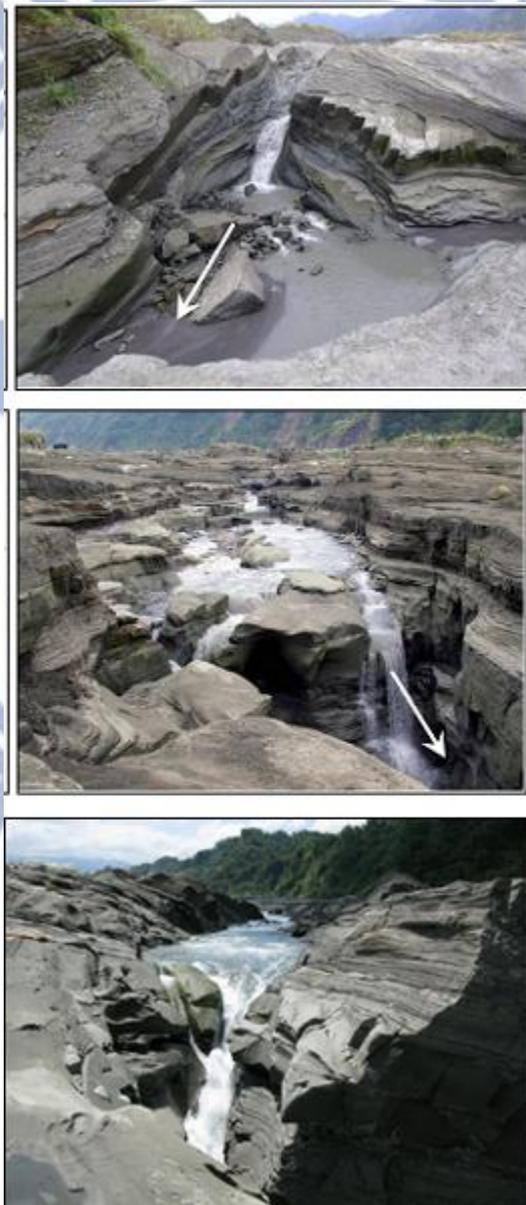


圖 4-38 大安溪遷急點

(2) 中游岩層與河道水平處

在中游岩層水平的區域(圖 4-38 錯誤! 找不到參照來源。中), 在遷急點邊緣處常因水流滲入導致張力節理趨於發達, 最後造成倒懸崩落。此種機制因為張力節理發達, 導致弱面為垂直河道, 漸漸類似 4.3.1 節的層狀硬岩逆向高傾角的情況。

(3) 上游岩層與河道逆向處

上游岩層與河流逆向的區域(圖 4-38 錯誤! 找不到參照來源。下), 遷急點下方常會出現沖刷坑, 並有 undercut 的現象, 導致上方懸於上方的岩石崩落。此種機制與 4.3.1 節的硬岩逆向低傾角情況類似。

大甲溪

(1) 埤豐橋上游處

埤豐橋上游段岩層與水流逆向, 主要為頁岩薄層偶夾砂岩, 削頭的情形明顯(圖 4-39)。此種機制為 4.3.1 節的軟岩逆向高傾角的機制。

(2) 石岡壩下游處

石岡壩下游段岩層與水流順層, 河道主要侵蝕較軟弱的頁岩, 與 4.3.1 節的順層有傾向的機制。另外現場觀察有兩組節理, 一組垂直水流方向, 一組垂直層面, 有塊體抽離的情形(圖 4-40), 且遷急點區(knickpoint zone)會拉長, 因此在正射影像上水花判釋會發現水花延綿的情形(圖 4-41)。



圖 4-39 大甲溪埤豐橋上游遷急點

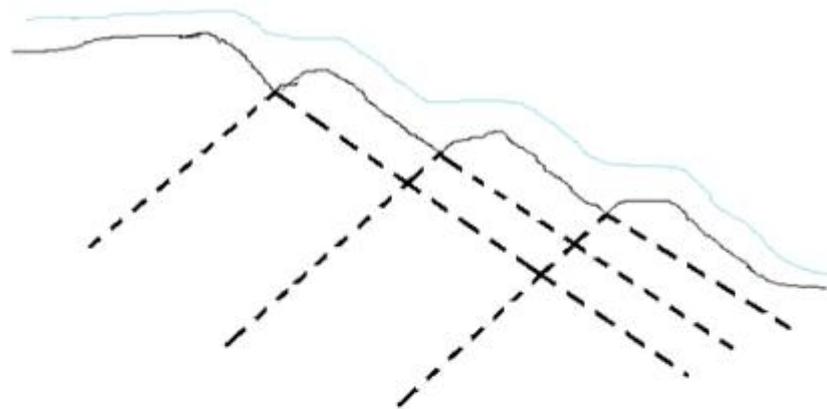


圖 4-40 石岡壩下游遷急點倒退機制示意圖



圖 4-41 石岡壩下游遷急點區拉長現象

沙連溪

沙連溪興隆橋下游岩層與水流逆向，主要為砂頁岩互層（圖 4-42），遷急點倒退的機制與 4.3.1 節中的軟岩與硬岩互層的低傾角機制。



圖 4-42 沙連溪興隆橋下游遷急點

濁水溪

濁水溪岩層與水流逆向，大部分為頁岩，因岩層強度軟弱，無法持續支撐遷急點的高度，削頭的情形使的的坡降較為平緩（圖 4-43），與 4.3.1 節中的軟岩逆向高傾角類似。



圖 4-43 濁水溪遷急點

4.4 參數目錄整理

4.4.1 參數目錄

將年份、岩層狀態、無圍壓縮強度 ucs 、岩層方位、 Kh 值、坡降、落差、洪峰流量的參數納入目錄中。現地調查可獲得岩層狀態、 ucs 、走向傾角與 Kh 值，歷年遷急點的坡降、寬度及落差由歷年 DEM 取得，洪峰流量為每年出現最大的洪峰流量。

大安溪

年份	岩層	Ucs	順逆層	Kh 值	坡降	落差	洪峰流量	倒退速率
19990922	砂頁岩互層	10	順	14	0.09259	2.5		
19991220	砂頁岩互層	10	順	14	0.16111	6		37.6
20011112	砂頁岩互層	10	順	14	0.16508	5	3470	7.1
20030826	砂頁岩互層	10	順	13	0.18518	5	2466	0
20041003	砂頁岩互層	10	順	13	0.21485	12	4456	55.3
20051027	砂頁岩互層	10	順	13	0.3037	10	5317	126.5
20070131	砂頁岩互層、極厚層塊狀砂岩	14.75	水平	14	0.2444	8	3120	228
20080610	砂頁岩互層、極厚層塊狀砂岩	9.5	水平	16	0.36191	11.5	3943	98.9
20090723	砂頁岩互層	9.5	逆	16	0.12037	6.5	6253	24.8
20100912	砂頁岩互層	9.5	逆	16	0.09492	3	3769	180.4

大甲溪 埤豐橋上游段

年份	岩層	ucs	順逆層	Kh 值	坡降	落差	洪峰流量	倒退速率
19990922	厚層頁岩偶夾砂岩	6	逆	23	-	-		
20001007	厚層頁岩偶夾砂岩	6	逆	23	-	-	790	0
20020916	厚層頁岩偶夾砂岩	6	逆	23	-	-	3954	8.7
20031004	厚層頁岩偶夾砂岩	6	逆	23	-	-	594	12.9
20041003	厚層頁岩偶夾砂岩	6	逆	23	-	-	5707	0
20051120	厚層頁岩偶夾砂岩	6	逆	23	0.2078	4	3201	17.7
20070131	厚層頁岩偶夾砂岩	6	逆	23	-	-	3143	0

大甲溪 石岡壩下游段

年份	岩層	ucs	順逆層	Kh 值	坡降	落差	洪峰流量	倒退速率
20051120	極厚層頁岩	6	逆	27	-	-	-	-
20061025	極厚層頁岩	6	逆	27	0.1981	2	3201	36
20071029	極厚層頁岩	6	逆	27	-	-	3303	32
20081128	極厚層頁岩	6	逆	27	0.1291	4	4224	26.8
20091021	極厚層頁岩	6	逆	27	0.2851	3	5410	25.1
20100519	極厚層頁岩	6	逆	27	-	-		24

大甲溪 梅子鐵橋

遷急點 1

年份	岩層	ucs	順逆層	Kh 值	坡降	落差	洪峰流量	倒退速率
20031007	極厚層頁岩	2	順層	14	-	-		
20041003	極厚層頁岩	2	順層	14	0.1043	3.5	5707	155
20051120	極厚層頁岩	2	順層	14	0.0856	1	3406	120

遷急點 2

年份	岩層	ucs	順逆層	Kh 值	坡降	落差	洪峰流量	倒退速率
20041025	極厚層頁岩	2	順層	14				
20051120	極厚層頁岩	2	順層	14	0.1297	1	3406	173.3
20061025	極厚層頁岩	2	順層	39	0.1198	3.5	3201	102.5

遷急點 3

年份	岩層	ucs	順逆層	Kh 值	坡降	落差	洪峰流量	倒退速率
20051120	極厚層頁岩	2	順層	-	-	-		
20061025	極厚層頁岩	2	順層	39	0.1207	2.5	3201	147
20070131	極厚層頁岩	2	順層	-	-	-	無事件	31.44
20091021	極厚層頁岩	2	順層	47	0.1254	4	5410	23.87

沙連溪

年份	岩層	ucs	順逆層	Kh 值	坡降	落差	洪峰流量	倒退速率
20011112	砂頁岩互層	2.25	順層	69	0.1578	3.5		-
20030826	砂頁岩互層	2.25	順層	69	0.0525	2.5	3201	22.32
20041003	砂頁岩互層	2.25	順層	69	0.3072	2	5707	16.46
20051027	砂頁岩互層	2.25	順層	69	0.2365	2.5	5410	34.8
20070131	砂頁岩互層	2.25	順層	69	0.12	1.5	3143	27.056

4.5 經驗回歸式測試

4.5.1 Hayakawa & Matsukura (2003) 回歸經驗式測試

將本研究的參數代入 Hayakawa & Matsukura (2003) 中的回歸經驗式

$$\frac{D}{T} = 99.7 \left[\frac{AP}{WH} \sqrt{\frac{\rho}{S_c}} \right]^{0.73}$$

P 降雨量利用徐昇式法取得各流域中雨量站的集水面積，再加權平均後得到年平均降雨量，W 為河道常時流過的河寬。結果如圖 4-44 顯示，實際的倒退速率多大於 F/R 指數所算出來的倒退速率，在實際倒退速率 228m/y 這點在現場觀察為大安溪層狀逆向高傾角情形，遷急點下方 undercut 讓上方岩層懸空，導致上方岩塊崩落。此推論若單以水流能量與抗沖蝕強度來考慮，較適合均質材料，而有岩層位態的問題，會產生不同的倒退機制。

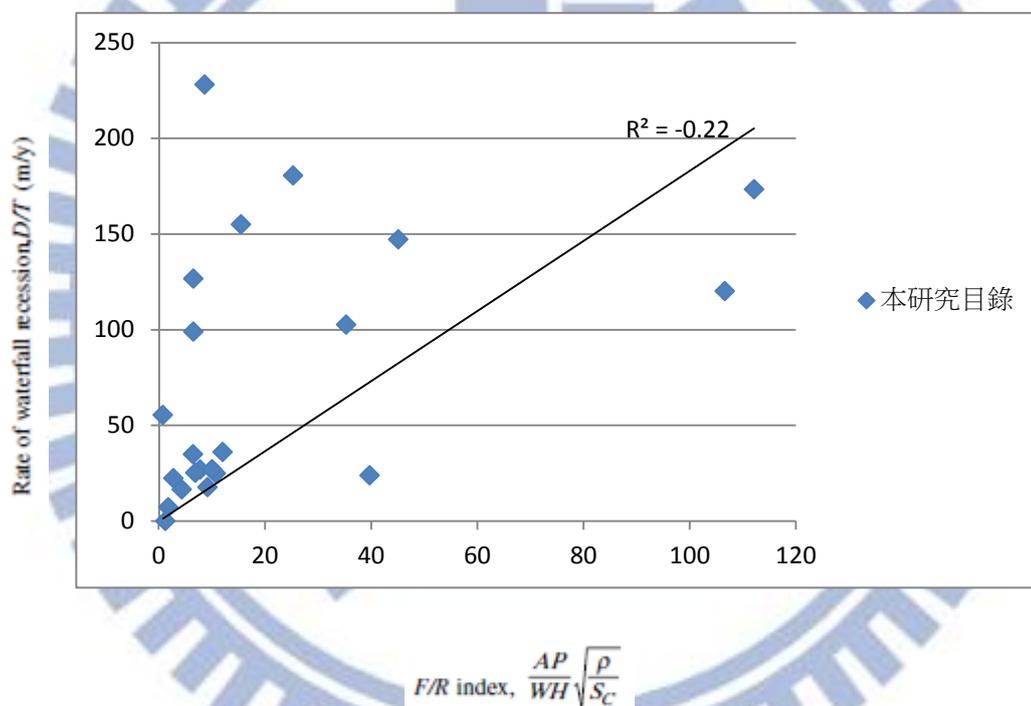


圖 4-44 倒退速率與 F/R 指數比較

圖 4-45 為綜合本研究遷急點資料與日本 9 個瀑布遷急點資料(Hayakawa & Matsukura, 2003)利用 Hayakawa & Matsukura (2003) 中的回歸經驗式進行評估比較的結果，圖中可見本研究資料之倒退速率遠大於日本 9 個瀑布遷急點，顯示地震隆起所造成遷急點之倒退作用與長期穩定之瀑布地形不

同；再者，本研究資料點於此經驗迴歸式之下分佈略顯散亂，可能是此經驗式尚缺乏部分重要參數因子或不適用於不同遷急點倒退機制所致。

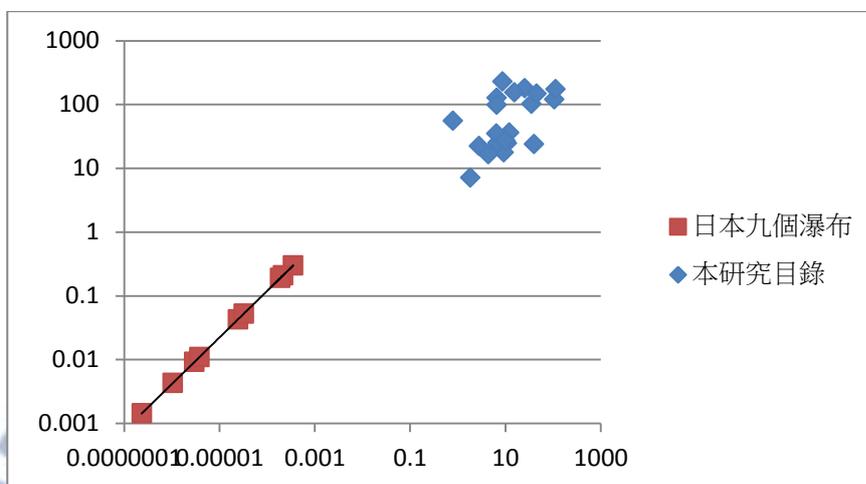


圖 4-45 本研究資料點與 Hayakawa&Matsukura (2003) 資料點比較

4.5.2 交通大學 (2012) 回歸經驗式測試

將考慮影響遷集點倒退的因素建立合理化公式

$$KPR=f(S, Q, w, P, H, \gamma)$$

S 為坡度，Q 為流量，w 為河道寬度，P 為 stream power (Watt=kg·m²/s³)

暫不考慮單位面積，H 為遷急點的落差，γ 為水單位重 (kg/m²s²)。採用 Buckingham PI Theorem 進行分析，將參數分成三組無因次項

用 Buckingham PI Theorem 進行分析，將參數分成三組無因次項

$$cS^\alpha \left(\frac{\gamma QH}{k_h^\beta} - 1 \right)$$

KPR/w：河寬越大，後退距離變短。

$\gamma QH/P - 1$ ：γQH 為水流高度 H 落下增加的能量；P 為由 $Kh^{0.1}$ 而來的岩床抵抗侵蝕能量；在 -1 則為門檻以上能量。

S 與 KPR 呈正相關應該可以直接乘上作為加權。

圖 4-46 為交通大學 (2012) 利用最佳化回歸出來的結果，其中 $c=4e-9$, $\alpha=0.5$, $\beta=0.1$ ，本研究結果如圖 4-47 顯示，其中 $c=4e-4$, $\alpha=0.5$, $\beta=0.1$ ，當中有幾個遷急點明顯大於回歸結果，研判也是機制影響造成。

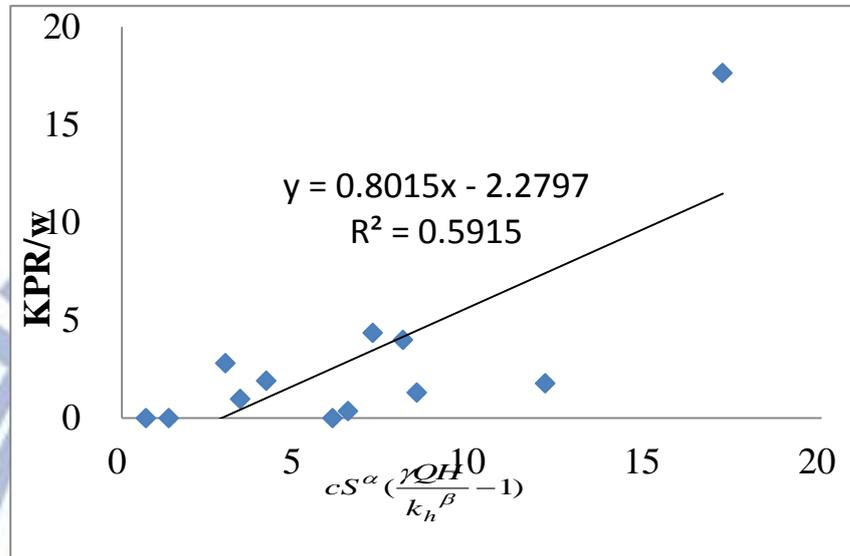


圖 4-46 交通大學 (2012) 回歸結果

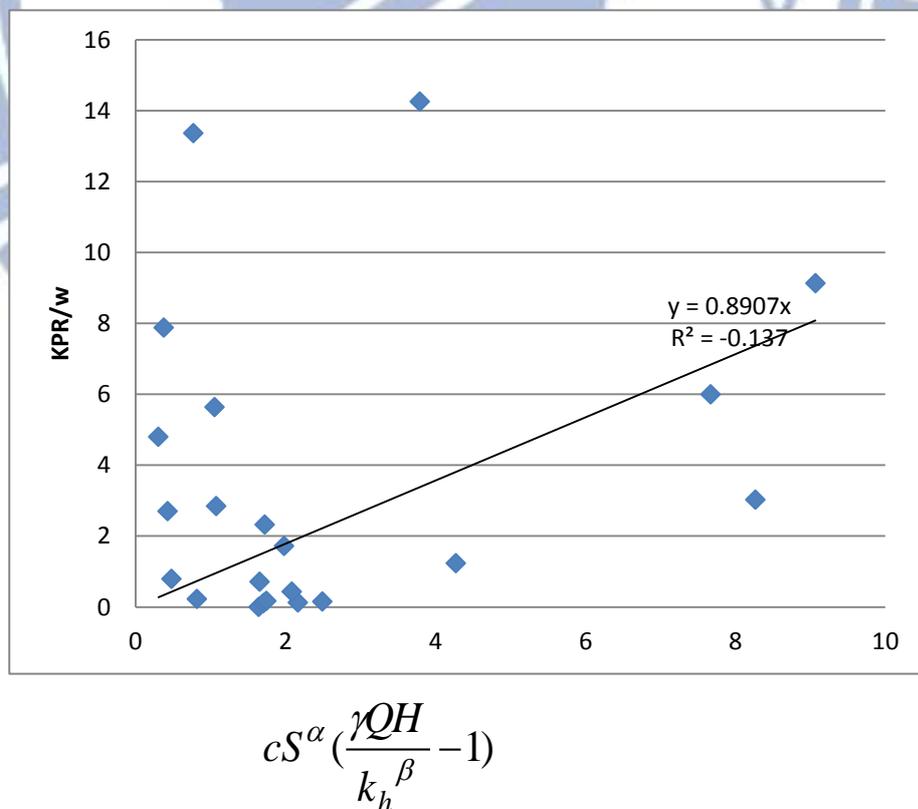


圖 4-47 本研究參數目錄回歸結果

5 第五章 結論與建議

5.1 結論

1. 本研究以震後正射影像或航空照片的水花特徵以及立體對檢視地形落差加以判釋遷急點位置與 Huang et al. (2012) 研究方法以數值高程 (DEM) 尋找歷年河道最低點的連線來比較，除了因為大安溪深槽化導致遷集點判釋不易，但其餘點位皆相同。因此本方法對於河道上遷急點位置的判斷可行，可運用在其他有遷急點倒退的河流上。
2. 研究結果顯示遷急點落差大於三公尺，如大安溪、大甲溪、沙連溪都有倒退的情形，三公尺以下則並非全部都有倒退，推測三公尺以下造成遷急點倒退的因素可能還有遷急點所在位置的流量、遷急點陡峭處的坡降以及岩層的強度等。
3. 遷急點倒退機制依據岩層位態與流向關係 (順向、逆向、水平、順層、斜交)、岩層傾角、及軟硬材料組成 (均質、層狀、互層) 等因素，硬岩可分為 4 類：倒懸、崩落、順向滑動、塊體抽離。軟岩 1 類：削頭，軟硬岩互層 3 類：差異侵蝕導致塊體抽離、崩落、順向滑動，順層 2 類：有傾角的軟硬互層、水平的互層，斜交 2 類：跟河道斜交角度大與角度小。

4. 從大安溪、大甲溪、沙連溪數據整理中，倒退速率與落差、坡降及最大流量成正比，與 K_h 成反比，顯示出落差對速率的影響略大於坡降， K_h 的大小也有影響倒退速率， K_h 越大抗沖蝕能力越強，所以速率降低。
5. 從 4.5 節回歸經驗式測試結果顯示，從眾個差異較大的資料點，其中一個大安溪資料點實際倒退速率為 228m/y 與回歸結果 8.7m/y 差異甚大，可見地震隆起所造成遷急點之倒退作用與長期穩定之瀑布地形不同，地震隆起所造成的遷急點易因地層因素產生不同的倒退速率。

5.2 建議

1. 由遷急點倒退資料與現地觀察，遷急點倒退深受倒退機制影響，建議建立模式可將倒退機制加入評分，效果會更好。
2. 本研究方法判釋河道深槽化的地區可能會造成誤判，建議進入立體對觀察地形的起伏，以增加選點的正確性。
3. 由落差、坡降與倒退速率做相關性探討（圖 4-24）顯示，遷急點落差與坡降影響倒退速率的權重大，未來建議利用數值高程（DEM）取得完整的資訊。

6 参考文献

1. Annandale, G.W., (1995). “ERODIBILITY.” *Journal of Hydraulic Research*, 33(4): pp. 471-494.
2. Annandale, G. W., (2006). “Scour technology.” McGraw Hill, New York.
3. Bishop, P., Hoey T. B., Jansen J. D., and Artza I. L. (2005). – Knickpoint recession rate and catchment area: the case of uplifted rivers in Eastern Scotland. *Earth Surface Processes and Landforms*, **30**: 767-778.
4. Brush, L. M., and Wolman, M. G., (1960),Knickpoint behavior in noncohesive material: A laboratory study: *Geological Society of American Journal of Science*, v.258, p161-176.
5. Crosby, B. T., and Whipple K. X. (2006). – Knickpoint initiation and distribution within fluvial networks: 236 waterfalls in the Waipaoa River, North Island, New Zealand, *Geomorphology*, **82**: 16-38.
6. Daniels, R. B. ,(1960), Entrenchment of the Willow drainage ditch, Harrison Country, Iowa: *American Journal of Science*, v. 258, p. 161-176
7. Frankel, K. L., Pazzaglia F. J., and Vaughn J. D. (2007). – Knickpoint evolution in a vertically bedded substrate, upstream-dipping terraces, and Atlantic slope bedrock channels. *Geological Society of America Bulletin*, **119**: 476-486.
8. Gardner, T. W. (1983) – Experimental study of knickpoint and longitudinal profile evolution in cohesive, homogeneous material. *Geological Society of America Bulletin*, **94**: 664-672.
9. Gessler, J., (1971), Aggradation and degradation, in Shen, H. W., ed., Colorado State University, Ch. 8.
10. Gilbert, G. K., (1896), Niagara Falls and their history:National Geographic Monograph, v. 1, p. 203-236.
11. Hayakawa, Y., and Matsukura Y. (2003) – Recession rates of waterfalls in Boso

- Peninsula, Japan, and a predictive equation. *Earth Surface Processes and Landforms*, **28**: 675-684.
12. Hayakawa(2009)–Rapid Recession of Fault-scarp Waterfalls Six-year Changes Following the 921 Chi-Chi Earthquake in Taiwan. *Japanese Geomorphological Union*,**30-1**,p.1-13.
 13. Holland, W. N., and Pickup G. (1976). – Flume study of knickpoint development in stratified sediment. *Geological Society of America Bulletin*, **87**: 76-82.
 14. Howard, A. D., and Kerby G. (1983). – Channel Changes in Badlands. *Geological Society of America Bulletin*, *94*(6), 739-752.
 15. Huang, M.-W., Pan, Y.-W., Liao, J.-J., Cheng, M.-H. (2012) –Knickpoint evolution across anticline structure: A case of uplifted reach in the Taan River, Taiwan. Sixth International Conference on Scour and Erosion, Paris, France.
 16. Ireland, H. A., Sharpe, C.F.S, and Eargle, D. H., (1939), principles of gully erosion in the piedmont of South Carolina: United States Department of Agriculture Technical Bulletin, no. 633, 142p.
 17. Kirsten, H. A. D., (1982). “Classification system for excavation in natural materials.” *Civil Engineer in South Africa*, *24*(7): pp. 293-308.
 18. Lewis, W. V., (1944),Stream trough experiments and terrace formation: *Geological Magazine*, v. 81, p. 241-253
 19. Patton,P. C., and Schumm, S. A., (1981), Ephemeral stream processes: Implications for studies of Quaternary valley fills: *Quaternary Research*, v. 15, p. 24-43.
 20. Whipple, K. X. (2004). – Bedrock rivers and the geomorphology of active orogens. *Annu. Rev. Earth Planet. Sci.*, **32**: 151-185.
 21. Zeuner, C. F.,(1959), The Pleistocene period, its climate, chronology, and faunal succession: London, England: Hutchinson Scientific and Technical Publication,

447 p.

22. 林文凱，2008，「軟弱岩床河道的沖蝕機制與抗沖蝕力評估—以八掌溪為例」，國立交通大學土木工程系，碩士論文

21. 經濟部水利署水利規劃試驗所，2010，「軟弱岩床劇烈沖蝕河段沖蝕行為之探討—以大安溪為例（3/3）」



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)

$$C_r = \frac{g\rho_r}{27 \times 10^3}$$

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)

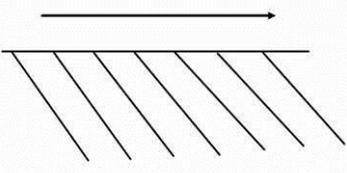
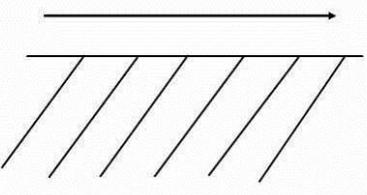
節理面間描述	不同節理開口程度之風化數值(J_a)		
	1.0 (mm)	1.0~5.0 (mm)	5.0 (mm)
緊密接合，堅硬，無軟弱填充物可侵入填充	0.75	--	--
節理面無風化，僅表面有污跡	1.0	--	--
節理面輕微風化，無軟弱填充物、無凝聚性岩石礦物或是破碎岩石填充	2.0	2.0	4.0
無軟弱之輕微黏土質的無凝聚性材料填充	3.0	6.0	10.0
無軟弱過壓密黏土礦物填充；破碎岩石可能填充其中	3.0	3.0	10.0
軟弱或低摩差性黏土礦物附著且有少量膨脹性黏土填充	4.0	8.0	13.0
有適量之軟弱過壓密黏土礦物填充；破碎岩石可能填充其中	4.0	8.0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

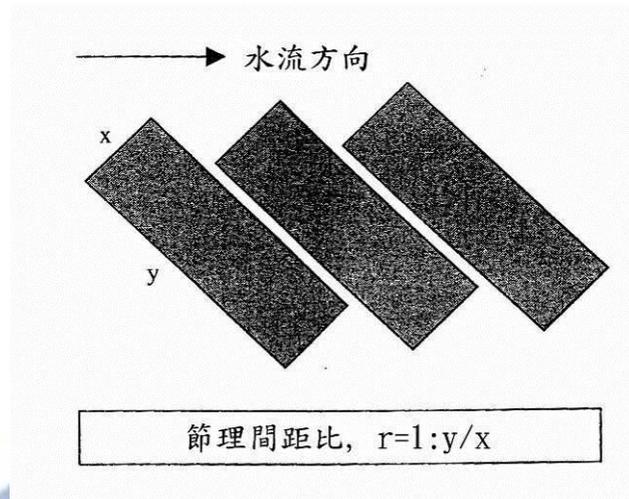
4、地盤構造條件參數(J_s)

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
	1	1.50	1.33	1.19	1.10
	0/180	水平 0	1.14	1.09	1.05
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。