

計畫編號：SWCB-107-228

**以支流土砂供給序率模式
結合堰塞湖潰壩模式推估山區村落安全
Using a stochastic tributary sediment
supply model and a simple debris dam
breach model to estimate safety of
mountain village
(成果報告書)**

執行單位：國立中興大學水土保持學系

執行期間：107 年 02 月 09 日至 107 年 12 月 31 日

計畫主持人：洪啟耀 助理教授

行政院農業委員會水土保持局 編印

中華民國 107 年 12 月

(本報告書內容及建議純屬執行單位意見，僅供本局施政參考)

以支流土砂供給序率模式 結合堰塞湖潰壩模式推估山區村落安全

摘要

在莫拉克風災後，台灣山區支流因崩塌堆積上累積了大量的土砂材料，隨著降雨事件輸送進入主流當中，造成河床的抬升，並且當一次輸入的土砂量體較大時，將在主流上形成堰塞湖，堰塞湖潰決之洪水波對於下游村落造成相當大的威脅。因此本研究針對堰塞湖的形成及潰決過程進行研究。首先針對支流輸送至主流的土砂量體進行討論，考慮到支流輸送材料的不確定性之特性並且考量到使用複雜數值模式之參數較難率定，本研究採用一簡單序率模式對土砂材料的輸送進行評估，由於使用之模式較為單純，因此並不需要過於複雜之參數率定過程，同時也能將輸送材料之不確定性考量進模式當中。在堰塞湖潰決模型的部分，本研究針對臺灣山區由土石流引致堰塞湖之潰壩事件，提出以擴散方程式為基礎的河道土砂運移模式，模擬堰塞湖之形成與潰堤之完整歷程，並進行演算往下游的洪水波對下游斷面之影響。最後，透過潰壩模式計算出來的結果，透過簡單的運動波模式將其洪水傳遞至下游，評估潰決事件對於下游村落之安全性。為了確定本研究所開發之模式之適用性，本研究將使用團隊已累積多年的荖濃溪-布唐布納斯溪區域之堰塞湖事件進行分析，希望透過本研究成果能進一步估算未來堰塞湖對下游所造成之影響。

關鍵詞：堰塞湖潰決、序率模式、擴散方程式、運動波模式

Using a stochastic tributary sediment supply model and a simple debris dam breach model to estimate safety of mountain village

Abstract

Due to the numerous landslide happened during typhoon Morak, a large number of loose sediment deposit in the upstream of the tributary. The loose material transported into the mainstream during the heavy rainfall and caused debris-dam in these years. The massive flow caused by the dam breaching poses a considerable threat to the downstream villages. In this study, we focus on the evolution of the debris dam breach and the safety assessment of the village along the river. Given the uncertainty of the sediment transport in the tributary, we developed a simplified stochastic model to describe the sediment transport rate. For the debris dam breach simulation, we conducted a diffusion model with an arbitrary upstream inlet which is crucial considering torrential precipitation and steep rivers are common in Taiwan. In the end, to estimate the safety of the village, a kinematic wave numerical model is built to estimate the water level along the channel. Combining three different models and the field data, we can verify our model with historical events and provide a new insight of risk map in the future.

Keywords : debris dam breach, Stochastic model, diffusion model, kinematic wave model

目次

摘要.....	I
Abstract.....	II
目次.....	III
表次.....	V
圖次.....	VI
第一章 緒論	1-1
第一節 計畫目的	1-1
第二節 工作項目	1-3
第三節 本研究之重要性與創新性	1-5
第四節 工作流程	1-6
第二章 工作進度	2-1
第三章 研究方法	3-1
第一節 支流土砂供給序率模式	3-2
第二節 堰塞湖潰決模式	3-7
第三節 洪水傳遞	3-26
第四節 泥砂傳遞	3-56
第四章 現地案例	4-1
第一節 布唐布納斯溪沖積扇介紹	4-1
第二節 布唐布納斯溪下游保全對象介紹	4-11
第三節 計算模擬結果	4-21
第五章 結論	5-1
參考文獻.....	參-1
附錄.....	附錄-1
附錄一、潰壩模式推導	附錄-1

附錄二、期初審查會議紀錄暨回覆辦理情形	附錄-5
附錄三、期中報告書審查意見	附錄-10
附錄四、期末報告書審查意見	附錄-16

表次

表 2-1 查核表	2-1
表 2-2 計畫甘特圖	2-2
表 3-1 2007 年到 2012 年間五次事件造成土石流堆積於布唐布納斯溪 和荖濃溪交會處	3-5
表 3-2 唐家山堰塞湖與荖濃溪堰塞湖比較	3-13
表 3-3 在主流高流量情況下潰壩分析參數一覽表	3-24
表 3-4 半解析解和 HUNT 提供之數值解之比較	3-35
表 3-5 一維運動波模式輸入之斷面及其參數	3-43
表 4-1 統計降雨事件機率與事件平均降雨量	4-22
表 4-2 序率模式所需要輸入參數	4-22
表 4-3 潰壩模式所需要輸入參數	4-25
表 4-4 興輝橋水文重現期距	4-26
表 4-5 運動波模式所需要輸入參數	4-27
表 4-6 斷面水位高程計算結果	4-29

圖次

圖 1-1 工作流程圖	1-7
圖 3-1 研究模式結合流程圖	3-1
圖 3-2 連結布唐布納斯集水區崩塌區和下游堆積扇間的岩盤峽谷。上 圖：2010/2/4；下圖：2011/3。	3-3
圖 3-3 於布唐布納斯溪和荖濃溪交會處之預測的土石流體積量(藍色 實線)和實際的土石流體積量(藍色點資料)比較圖	3-5
圖 3-4 壩高與洪峰流量的關係	3-11
圖 3-5 估計壩高與出流洪水歷線之關係	3-11
圖 3-6 中國四川唐家山堰塞湖基本資料	3-12
圖 3-7 唐家山堰塞湖潰決演算	3-13
圖 3-8 中國唐家山堰塞湖衛星影像(左圖)，荖濃溪堰塞湖(右圖)	3-13
圖 3-9 使用流域模組元件之示意圖	3-17
圖 3-10 荖濃溪與布唐布納斯溪交會口之興輝橋流量站資料(自 2003/1/1~2009/06/23)	3-18
圖 3-11 徐昇式多邊形雨量站分布狀況	3-19
圖 3-12 實測雨量資料	3-19
圖 3-13 歷史流量實測值(紅線)、以單位歷線計算流量歷線(黃線)與使 用 HEC-HMS 模擬(綠線)之流量圖	3-20
圖 3-14 模式模擬示意圖	3-21
圖 3-15 (上圖)模式所計算之壩體高度與壩體下切高程之變化過程(下 圖)上游流量與堰塞湖潰堤流量之變化過程	3-24
圖 3-16 堰塞湖生成過程(上圖)與潰決歷程(下圖)	3-26

- 圖 3-17 半解析解和 HUNT 提供之數值解的不同斷面波前抵達時間和水位歷線比較。其中黑線為 HUNT 提供的解，灰色虛線是半解析解。..... 3-35
- 圖 3-18 渠道 A 和 B 所分別採用的兩種河道寬度近似方法之結果。A. 渠道 A 所採用的區段均勻法，B. 渠道 B 所採用的區段線性法。圖上灰線代表三個已知斷面之位置和其寬度。..... 3-37
- 圖 3-19 逐漸潰壩洪水在渠道 A 和 B 之一維運動波半解析解。(A),(B) 為半解析解在渠道 A 之座標轉換前後在 $\xi-t$ 平面以及 $x-t$ 平面上的結果。(C),(D) 為半解析解在渠道 A 之座標轉換前後在 $\xi-t$ 平面以及 $x-t$ 平面上的結果。圖上細線為不同流量的特性線，粗線則為洪水波前和波峰的路徑。灰色虛線則為渠道 A 和 B 的不同河段之間的分界點位置。..... 3-40
- 圖 3-20 逐漸潰壩洪水在渠道 A 和 B 之一維運動波半解析解。(A),(B) 為半解析解在渠道 A 之座標轉換前後在 $\xi-t$ 平面以及 $x-t$ 平面上的結果。(C),(D) 為半解析解在渠道 A 之座標轉換前後在 $\xi-t$ 平面以及 $x-t$ 平面上的結果。圖上細線為不同流量的特性線，粗線則為洪水波前和波峰的路徑。灰色虛線則為渠道 A 和 B 的不同河段之間的分界點位置。..... 3-41
- 圖 3-21 四個案例的數值解和半解析解的結果比較。(A)和(B)為渠道 A 和 B 的河道寬度假設，(C)和(D)為兩種潰壩洪水之洪水波前在渠道 A 和 B 傳遞的時間，(E)和(F)為兩種潰壩洪水的洪峰在渠道 A 和 B 隨空間距離衰減的情況。圖上灰色代表瞬間潰壩洪水的情境，黑色代表逐漸潰壩洪水的情境。線條代表半解析解的結果，點代表數值解的結果。..... 3-42
- 圖 3-22 布唐布那斯溪堰塞湖第一種潰壩流量歷線及其處理方法 3-44

圖 3-23 布唐布那斯溪堰塞湖第二種潰壩流量歷線	3-44
圖 3-24 HEC-RAS 2D 模擬布唐布那斯溪至寶來區段之荖濃溪河道及 模擬範圍	3-46
圖 3-25 局部河道地形(精度 5M*5M)和運算網格(大小 20M*20M). 3-47	
圖 3-26 HEC-RAS 2D 模擬布唐布那斯堰塞湖潰壩洪水(第一種流量歷 線)對下游河段造成的最大水深結果。	3-47
圖 3-27 洪水波傳遞路徑。彩線：一維運動波數值解流量在 X-T 平面 上的等高線，黑線：一維運動波震波抵達各斷面的時間之半 解析解，黑點：HEC-RAS 2D 震波抵達各斷面之時間。 3-48	
圖 3-28 第一種流量歷線洪水造成布唐布那斯溪沖積扇至寶來之間河 道的底床高程及最大水位高程。	3-50
圖 3-29 第一種流量歷線洪水造成下游各斷面兩種模型之流量歷線比 較。	3-51
圖 3-30 第二種流量歷線洪水造成布唐布那斯溪沖積扇至寶來之間河 道的底床高程及最大水位高程。	3-52
圖 3-31 第二種流量歷線洪水造成下游各斷面兩種模型之流量歷線比 較。	3-53
圖 3-32 寶來斷面及寶來上游大彎道斷面位置和彎曲情況示意圖。 3- 54	
圖 3-33 寶來斷面斷面形狀及最大水深隨橫斷面距離變化	3-55
圖 3-34 寶來上游大彎道斷面斷面形狀及最大水深隨橫斷面距離變化	3-56
圖 3-35 由各斷面洪水流量歷線轉換計算為輸砂量歷線的過程	3-60
圖 3-36 使用表 3-5 斷面資料線性內插得到的荖濃溪布唐布納斯溪至 寶來之間的河道。	3-62

圖 3-37 HEC-RAS 程式輸砂分析模式使用的準變量流 (QUASI-UNSTEADY)入流歷線。	3-62
圖 3-38 HEC-RAS 程式的輸砂分析和水砂分離計算方法(只使用表 3-5 之斷面)得到的荖濃溪河床高程經過潰壩洪水事件後的總變化。	3-64
圖 3-39 HEC-RAS 程式的輸砂分析和水砂分離計算方法(使用連續等間距之斷面)得到的荖濃溪河床高程經過潰壩洪水事件後的總變化。	3-64
圖 4-1 布唐布納斯溪地理位置及環境衛星影像。	4-1
圖 4-2 在 2007 年時布唐布納斯溪和荖濃溪交會處堰塞湖形成環境特徵示意圖。	4-3
圖 4-3 2008 年莫拉克風災前(左圖)和後(右圖).....	4-4
圖 4-4 布唐布納斯沖積扇扇頂，布唐布納斯溪與荖濃溪交會口現地照片.....	4-4
圖 4-5 以 LIDAR 掃描布唐布納斯支流所得之土砂材料變化估計....	4-5
圖 4-6 歷年布唐布納斯沖積扇形貌.....	4-7
圖 4-7 荖濃溪左岸新建的台 20 線和荖濃溪主流(從布唐布納斯溪往荖濃溪下游拍攝之視角).....	4-9
圖 4-8 荖濃溪左岸新建的台 20 線高架橋.....	4-9
圖 4-9 荖濃溪主河道水線高程歷年變化.....	4-11
圖 4-10 荖濃溪主河道各斷面位置示意圖.....	4-11
圖 4-11 布唐布納斯溪與下游聚落地理位置及環境衛星影像。	4-12
圖 4-12 莫拉克風災抬升荖濃溪河床，重創台 20 線勤和路段之情況。	4-17

圖 4-13 台 20 線(96.5K~101.5K)勤和至復興路段中期道路修復工程範圍。	4-19
圖 4-14 台 20 線(96.5K~101.5K)勤和至復興路段周邊支流及堆積在支流上游的崩塌量(黃字)。	4-20
圖 4-15 荖濃溪主河道水線高程歷年變化與台 20 線勤和至復興路段之高程。	4-21
圖 4-16 模擬情境流量資料(上圖)未考慮氣候變遷的影響；(下圖)考慮氣候變遷的影響	4-23
圖 4-17 連續事件合併	4-24
圖 4-18 單一事件模擬結果	4-25
圖 4-19 統計事件最大洪峰流量(上圖)情境：未考慮氣候變遷；(下圖)情境：逐年提高事件平均降雨量	4-26
圖 4-20 少年溪吊橋河床抬升變化	4-28
圖 4-21 未考慮氣候變遷情境下敏感斷面水位高度機率分布圖，(上圖)桃源國中；(中圖)勤和；(下圖)桃源	4-30
圖 4-22 考慮氣候變遷情境下敏感斷面水位高度機率分布圖，(上圖)桃源國中；(中圖)勤和；(下圖)桃源	4-31
圖 4-23 考慮氣候變遷情境下最大洪峰流量 $Q_P = 5387 \text{ CMS}$ 之災害影響範圍	4-33
圖 4-24 未考慮氣候變遷情境下最大洪峰流量 $Q_P = 3713 \text{ CMS}$ 之災害影響範圍	4-34
圖 4-25 事件最小洪峰流量 $Q_P = 248 \text{ CMS}$ 之災害影響範圍	4-35

第一章 緒論

第一節 計畫目的

台灣位於歐亞大陸板塊與菲律賓海板塊的交界處，活躍的板塊運動使得台灣每年以 5-7mm 的速度向上抬升，同時台灣平均每年有 4 個颱風侵襲台灣，豐沛的雨量帶來相對高侵蝕率。在如此劇烈的變化下，創造出台灣如此豐富多元的地形。不過，快速多元的地形變化也使得台灣苦受天災地變之苦，颱風豪雨所引發的山崩、土石流及堰塞湖造成人員及財物的傷亡。近年來受極端氣候的影響，乾澇季的劇烈變化，類似的天災會不斷發生，並且有日趨嚴重的趨勢。以 2009 年莫拉克颱風之荖濃溪流域為例，莫拉克颱風帶來超過 3000mm 的總降雨量，並已高達 1500 mm/day 的高降雨強度使支流上產生大量的崩塌，在風災期間以土石流的形式將大量的崩塌材料傳遞進入主流，使得主流河床有大幅度的變動，也形成堰塞湖造成下游的災害。

然而，在經過莫拉克風災後，大量的土砂材料並沒有完全傳輸進入主流中，而是在支流上游堆積，其後每當有颱風侵襲台灣或是大豪雨發生時，土砂材料就被傳輸進入主流，進而產生堰塞湖或是提高主流的堆積厚度，使得溪流附近之村落受到洪水之威脅。以布唐布納斯溪作為案例，本團隊過去的研究中發現在布唐布納斯溪的上游，發生莫拉克風災後有大量土方的堆積，隨著時間的推移，有部分的土砂材料已被輸送進入主流當中，然而，在後續的風災中，仍然有新的崩塌發生進而造成土方材料持續的增加。

在過去的研究中，對於土砂由支流進入主流所造成的問題，是時常討論的重要課題。土砂的量體常以數值模式進行模擬，例如以往常見的 FLO-2D 用以模擬土石流堆積的過程，或是近年來以離散元素法進行演算的 PFC3D 用以模擬自崩塌到最後堆積的過程(Lo et al., 2011 ; Lin and Lin, 2015)。但是以這類相對複雜的數值模擬軟進行模擬往往會遭遇到程式過於複雜、參數太多無法進行預測的工作的問題，或是因所需的計算時間過長，無法立即的反應提供各單位進行規劃，並且模擬程式往往僅針對單一事件進行模擬評估，無法針對未來的趨勢進行估計。除了以上的問題外，使用這類複雜的模擬程式會需要知道總量體後方能進行演算推估影響的程度，目前有許多學者透過地震波訊號可以推估崩塌的量體(Esktröm and Stark, 2013)，進而提供給後續演算的程式使用，然而，目前台灣遭遇到的問題不僅僅是崩塌事件所引起的，大量已堆積於支流上游的土砂材料也是造成堰塞湖的原因之一。因此，考量到包含崩塌事件及輸送材料的問題所存在的不確定性及在時間上的變動性，本研究提出使用具有不確定性的序率模式描述土砂由支流進入主流的量體推估，並且將其土砂量體納入主流之模式，評估堰塞湖生成之可能性與若產生堰塞湖之後，潰堤所造成的影響。

針對堰塞湖的潰壩，常見的模式都相對複雜，例如 BREACH 模式可以常微分方程式計算出潰壩的過程(Fread,1988,1989)，或是有學者提出以偏微分方程式計算潰壩的模式(Liu et al, 2012, Wu et al.,2012)，這些模式可以進行相當精細的模擬，不論壩體的形狀或是泥砂傳遞的狀況都可以進行計算，但相對其計算的過程並不透明，並沒有辦法在初始條件訂好的情況下即完成模擬，而是需要相對多次的測試，使參數符合實際的情況時方能進行模擬。在本研究將針對堰塞湖之潰壩反

應進行分析，以擴散方程式為基礎，進行完整的壩體形成到潰堤的過程計算，而在模式中所需要的參數，可透過簡易的歷史資料進行估計，進而估算出未來在堰塞湖潰堤時所發生的反應。

除了計算壩體之流量變化外，針對下游村落的影響也在本研究中進行估算。本研究預計透過運動波傳遞的計算，估算下游遭受該洪水波的影響，雖然運動波無法反應出回水效應等較複雜的動力反應，但對於估算洪峰向下游的傳遞相當有效。本研究將運用此技術進行潰壩洪峰對下游的影響，市面上有許多軟體可以計算運動波演算，如 HEC-RAS 等套裝軟體，但其中操作需要輸入的參數相當多，因此本研究預計自行研發較為簡化的版本進行計算。

第二節 工作項目

本研究配合農委會水土保持局 107 年創新計劃徵求領域”基礎調查與研究”中”堰塞湖潰壩模擬相關研究”研究項目進行，希望透過本研究可建立出一簡易序率模式配合潰壩模式推估出未來台灣河川形成堰塞湖及其潰壩對下游村落之影響，進而提供各單位進行防災規劃之參考依據，總結本研究預期達成之目標：

一、現地調查與資料收集

本計畫預計以台灣河川做為案例，將模式與現地進行結合，為了將模式中之參數進行仔細的率定，本計畫將收集過去事件之流量、地形資料。除了歷史資料的收集外，也將進行現況地形之量測，以全測站進行河川縱斷面與橫斷面之量測。

二、支流土砂供給序率模式

考量到土砂材料輸送之不確定性，本計畫將採用序率模式進行土砂材料之估算，透過前述所收集之歷史資料，估算出模式中所需之係數後，使用該模式進行長時間的模擬，進行未來河床變動之情況推估，並且將其輸出之支流土砂產量之結果納入主流堰塞湖潰決模式中。

三、堰塞湖潰決模式

在堰塞湖之模擬中，前人所使用之潰決模型往往僅考慮到堰塞湖本體之水量進行估算，然而在台灣因支流土石堆積所產生之堰塞湖，其儲水體積甚小，倘若僅考慮湖體進行潰決演算，所產生之洪峰流量並不會造成太大的災害。因此本計畫考量現實情況，預計將暴雨期間之上游流量納入模式中同時結合支流所提供之土砂產量，計算出潰決之洪峰流量與上游洪峰流量相互疊加後之流量歷線。透過該流量歷線進行變坡度複式斷面之運動波模式演算推估下游村落之安全性。

四、運動波模式

考量到台灣山區河川在坡度與斷面寬度皆有極大的變動性，若要進行洪水波之演算往往需要較為複雜的模式方能進行，本研究預計使用以運動波(Kinematic wave)為基礎所建構之變坡度變寬度之傳遞模型。由於模式之基礎為運動波模型，雖然無法模擬出複雜的回水效應的近海現象，但仍能完整地重現洪水波於山區河川傳遞之現象，由於其控制方程式較為簡單，因此在運算上相較於其他複雜的模式，其效率高上許多，非常適合與前述之潰壩

模式進行結合，快速的評估村落之安全性。

第三節 本研究之重要性與創新性

在支流崩塌後的土砂材料對於主流的影響十分巨大，若是一次性大量土砂進入主流河道將產生堰塞湖，或是一次性量體不大，但以長時間持續的輸送也將使主河道的地形大幅度的抬升。在莫拉克風災後，台灣許多支流上都留存著大量的土砂材料，因此了解這些土砂材料對主流之影響將是對於防災規畫上或是重建工程上都是相當重要的議題，在防災規畫的方面，由於主流河床的大幅度抬升，許多在早期規劃上屬於安全的村落其安全性隨著河床的抬升而下降，不論是堰塞湖的潰決造成的洪水波抑或是單純豪雨所造成的高流量，都將對村落產生威脅，因此在規畫疏散避難上也應將其河床大幅度變動之因素納入考量。而在重建工程上更是重要，目前重建工程僅以目前河床高程加上洪水重現期距的考量進行工程的設計，但若考慮支流的大量土砂材料造成的高變動性河床，在工程應多加考量期河床之變化，方能減少再度需要重建之可能性。本研究將採用序率模型進行支流土砂材料之推估，不同於傳統使用套裝軟體的估算，本研究參考在經濟學上常使用的序率模式進行改寫，將水文事件考量現實情況之不確定性，透過歷史資料進行模式之參數率定進行土砂的估算。同時也考量出現較大土砂材料輸送量時造成堰塞湖之情境，在情境中以台灣河川的特色，將上游的流量納入考慮進行完整堰塞湖形成至潰決的模擬，考量後續之泛用性，本研究也預計將其模型進程式撰寫，希望能將其計算內容推廣使用。最後，使用運動波理論將泥沙及洪水波傳遞至下游，推估對下游村落之影響評估。

第四節 工作流程

本研究預計以一年期計畫進行。本計畫預計使用數值模型推估山區堰塞湖之變化，結合現地量測資料率定參數模型，探討在大規模崩塌之後所產生之大量土砂材料如何影響山區村落之安全，並應用其結果推估下游保全對象之安危，協助防災避難之規劃。

- 一、收集國內文獻，整理相關數值模型分析，與目前所使用之模型進行比較。
- 二、進行現地調查，整合收集目前相關資料，包含衛星影像、Lidar數值地形資料、流量站之流量與水位等相關資料。
- 三、進行數值模式開發：(1)支流土砂供給序率模式(2)堰塞湖潰決模式(3)變坡度運動波傳遞模型。
- 四、與歷史事件資料進行比對，綜合討論模式之優缺點。
- 五、整理本研究計畫成果，並將其結果彙整為成果報告書。

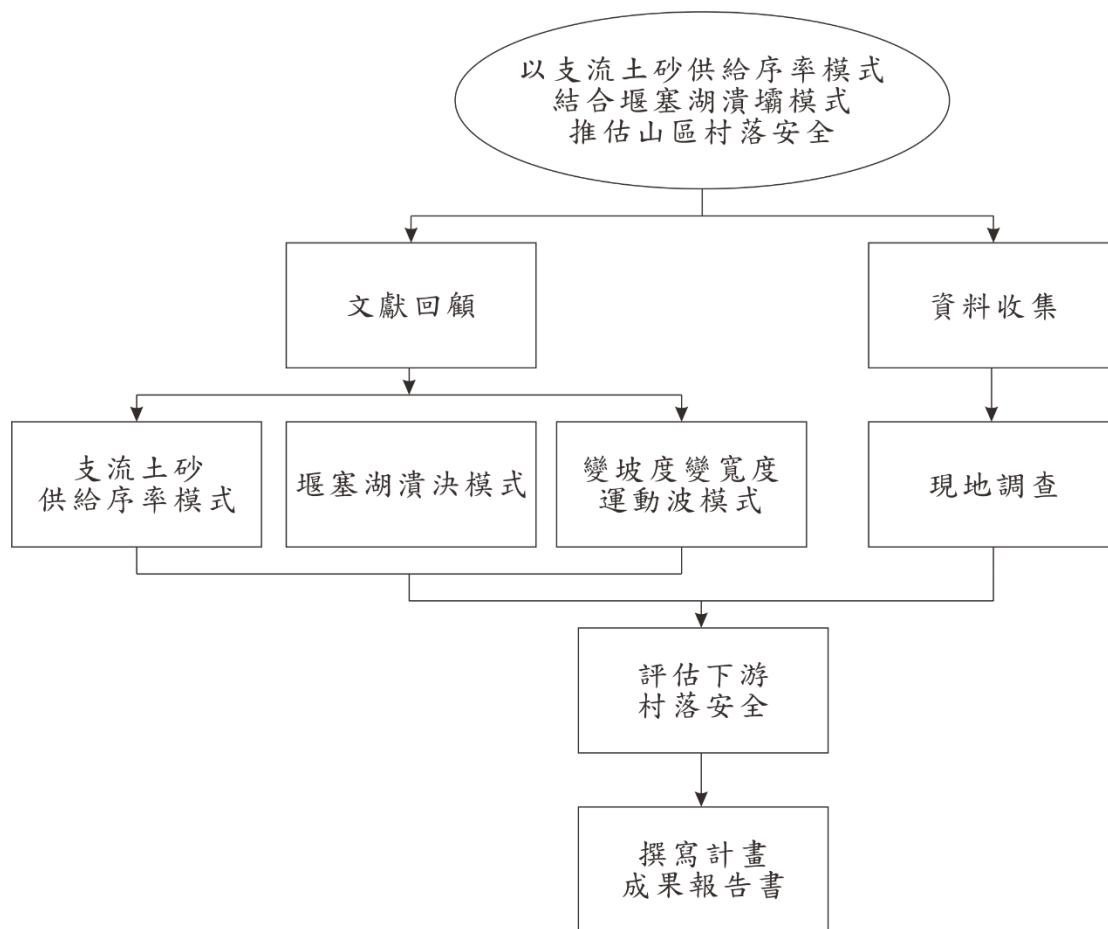


圖 1-1 工作流程圖

第二章 工作進度

本計畫已完成之工作項目如表 2-1 所列：

表 2-1 查核表

工作項目	對應章節	達成率
1.建立支流土砂供給序率模式。	第三章 第一節	100%
2.建立包含上游流量與支流土砂供應之堰塞湖潰決模式。	第三章 第二節	100%
3.利用建構完成之堰塞湖潰壩模型估算潰壩時之流量歷線，將其洪水歷線透過運動波理論往下游傳遞計算對下游村落之影響。	第三章 第三節	100%
4.結合三種數值模式進行分析	第四章	100%

下表 2-2 為本次計劃之甘特圖，詳述從本委託核准起至 107 年 12 月計畫完成之進度，期初審查已於 5 月 11 日完成，期中審查於 7 月完成。

表 2-2 計畫甘特圖

工作項目		107年度月份											
		1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月
1. 收集國內外相關模式文獻		■	■	■									
2. 收集國內各河川相關案例	利用乾季期間前往現地進行現場調查	■	■	■	■	■	■						
		■	■	■	■	■	■						
3. 建置支流序土砂供給率模式	初步進行序率模式之建置	■	■	■	■	■	■						
	完成模式之程式架構				■	■	■						
	以歷史資料進行模式之驗證							■	■	■			
	將模式納入堰塞湖潰決模式中，估算支流進入主流之量體，計畫成果報告撰寫										■	■	■
4. 建置堰塞湖潰決模式	修改既有堰塞湖模式	■	■	■	■	■	■						
	完成堰塞湖潰決模式建置				■	■	■						
	結合支流序率模式計算堰塞湖潰決							■	■	■			
	結合運動波模式評估下游村落安全，整理其結果撰寫計畫書										■	■	■
5. 建置變坡傳遞模型	進行模型建構				■	■	■						
	完成程式之建構，以歷史案例驗證模式正確性							■	■	■			
	結合堰塞湖潰決模式評估山區村落之安全性										■	■	■
6. 結合三種數值模式進行河川模擬及利用歷史文獻資料比較分析	結合三種數值模式進行模擬										■	■	■
											■	■	■
7. 計畫成果彙整，計畫期報告書與期刊論文撰寫與發表	將結果初步整理完成，參與研討會												■
	完成成果報告書，並提供程式使用										■	■	■
8. 報告審查	期中審查							■	■				
	期末審查											■	■
查核點	預計完成時間	查核點內容說明											
期初審查	107/05	提出工作構想與方法，並訂定其預計完成時間。											
期中審查	107/07	收集資料與進行各模式之建構。											
期末審查	107/12	完成所有工作內容。											

第三章 研究方法

在本章中將介紹本研究中各階段之研究方法，整體來說本研究結合三種不同的模式進行未來堰塞湖潰決對下游村落可能造成的影響，而這三種模式之結合方式請詳見圖 3-1。以下將分節介紹各模式的理論與假設方式：

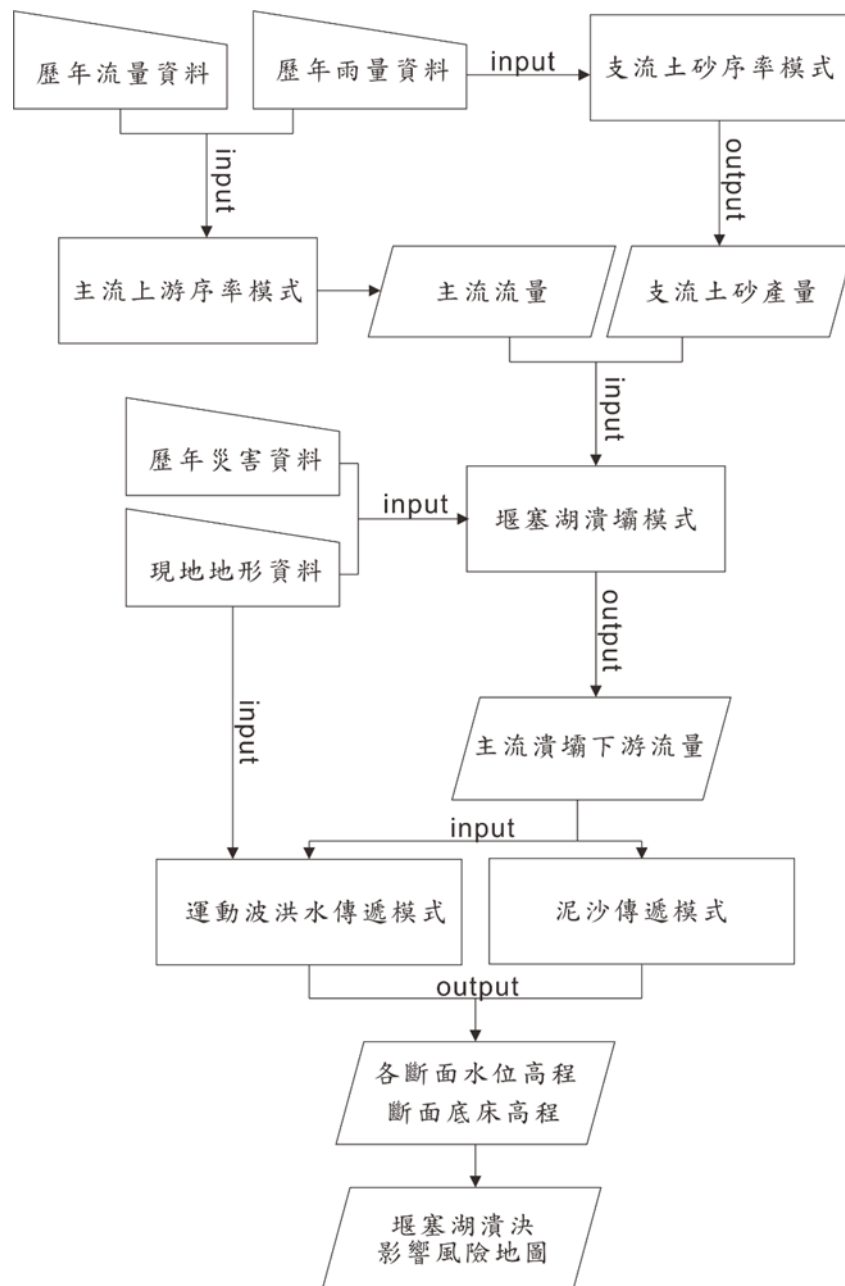


圖 3-1 研究模式結合流程圖

第一節 支流土砂供給序率模式

土砂材料進入主流來源，可能為新發生的崩塌或是支流上原有材料輸送進入主流，若是能事先知道有多少量體會發生崩塌，抑或是多少量體將會進入主流，以目前現有之數值模式皆能進行相當完善之模擬，但是土砂量體存在其不確定性，對於崩塌何時發生，發生的量體有多大，都是難以偵測的問題。雖然目前已有以地震波方式進行崩塌體之量測，但對於主流來說，之前在支流累積的量體之運移也相當難以偵測，因此本研究針對支流提供之土砂材料所具有之不確定性提出一創新之序率模式進行計算。序率模式時常被運用在經濟學理論中，對於未來的不確定性以隨機變數的角度進行模擬，然而隨機變數將受到存在之歷史影響，舉例來說，在股票市場中股票的漲跌可視為一隨機事件，並且該隨機事件所造成的變化會受到初始狀態也就是隨機事件前之狀態影響。

首先，我們先將堆積在支流河道中的土砂材料增減隨時間的變化寫成

$$\frac{dV_D}{dt} = \sum_k W_k \delta(t - t_k) - I_D \quad (1)$$

其中 V_D 代表在河道中的堆積材料， W_k 代表在 t_k 時間所發生的崩塌事件所產生的崩塌量體， δ 為震波函數(impulse function)代表在 t_k 時間瞬間發生的事件，而 I_D 則代表支流輸送進入主流的土砂量體，假設進入主流的土砂材料和主流流量與在當下存在於支流的土砂材料成正相關性，將其寫為

$$I_D = \lambda_D Q_u(t) V_D(t) \quad (2)$$

其中， λ_D 為一比例係數， $Q_u(t)$ 為主流上游所提供之流量。在土石流進

入主流的過程中，其物理機制相當複雜，除了如我們在模式中假設的：其量體正比於流量，以逕流輸送的方式說明了部分的土石流機制外，同時土石流也因在山區河川中，其重力的影響也具有一定的影響力，但在將每次事件以序率模式進行考慮時，已將整體物理機制進行簡化，所以在本研究中僅考慮其土砂量與流量正相關，同時本研究也已荖濃溪案例進行驗證假設是否合理。



圖 3-2 連結布唐布納斯集水區崩塌區和下游堆積扇間的岩盤峽谷。

上圖：2010/2/4；下圖：2011/3。

(圖片來源：國立台灣大學地貌水利學研究團隊)

首先，假設在集水區有足夠的量可以被帶往匯流處，土石流體積的估算可以由 Takahashi(1991)所推得的公式

$$V_D = \frac{S_T}{(1 - n_D)(s - 1)(\tan \phi - S_T)} V_R \quad (3)$$

其中， S_T 為支流布唐布納斯溪峽谷的坡度(約為 10%)， n_D 為土石流之孔隙率(以 0.35 計算)， s 為土石流材料之比重(以 2.5 計算)， $\tan \phi$ 為土石流材料的內摩擦係數(本研究採用 0.6)， V_R 為降雨量累積體積，利用五次在布唐布納斯溪交會處的測量坡度(圖 3-3)結果進行推估，其量測結果與相關的資料將列於表 3-1 中。所對應的累積雨量 R_T ，根據水保局所公告的警戒值，在超過 200 mm 的累積降雨量後會有土石流發生的潛勢提高，故計算在布唐布納斯溪集水區多場降雨的累積雨量 R_T (mm) 時也僅考慮累積降雨超過 200 mm 的降雨事件將其餘較小事件忽略。將其所估算之土砂材料與實測資料得比較如圖 3-3 所示。在 2007 年的事件，實測的土砂推積量比起預測得要少上許多，意即在莫拉克颱風之前支流並沒有辦法提供足夠的材料送往下游，而在莫拉克颱風之後的事件相較之下和預測結果就較為接近，意即在莫拉克颱風之後，崩塌量變得十分充足，足以提供送往下游的土石流材料。

表 3-1 2007 年到 2012 年間五次事件造成土石流堆積於布唐布納斯溪
和荖濃溪交會處

時間	累積雨量 (> 200 mm 事件) [mm]	降雨時間 [day]	土石流堆積體積 [10^4 m^3]
2007.08.07-2008.02	2987	32	98
2010.07.17-2010.08.01	531	10	80
2010.02.02-2010.08.01	1084	20	180
2010.08.01-2011.03	253	2	11
2012.03-2012.06	961	19	75

(資料來源：中央氣象局-雨量資料；國立台灣大學形貌水利學研究團隊-土石流體積)

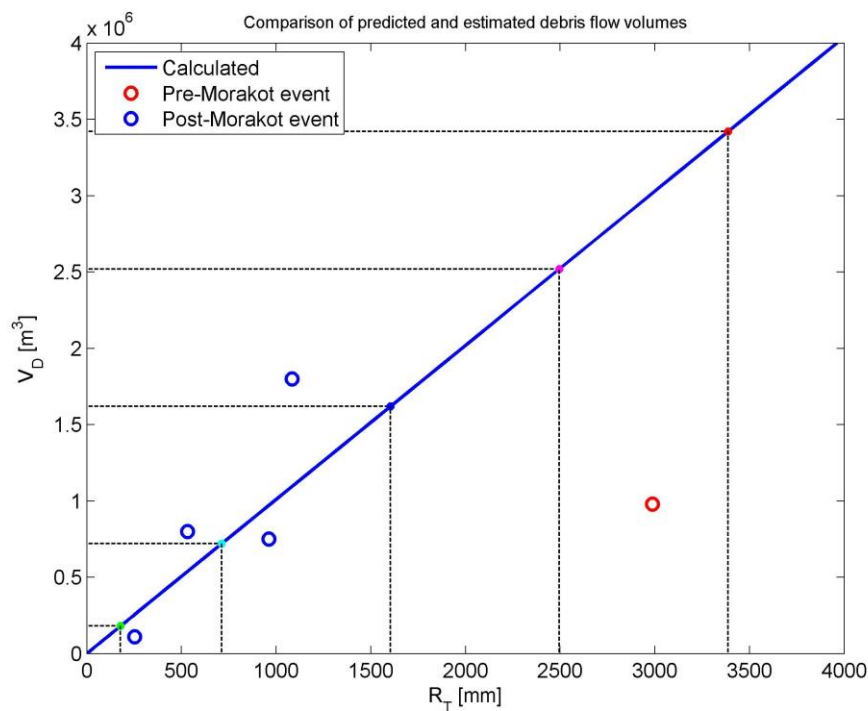


圖 3-3 於布唐布納斯溪和荖濃溪交會處之預測的土石流體積量(藍色實線)和實際的土石流體積量(藍色點資料)比較圖

透過以上的假設驗證，由於隨著累積雨量增加，其主流流量也將增加，同時透過 2007 的資料顯示，土石流流量也將與在支流內堆積

的土砂材料量體相等，因此根據以上假設驗證，本研究將採用土石流的運移之假設。

同時，我們引進新的時間軸，將時間軸由原先一般時間轉換以累積流量作為時間軸進行模擬。以土砂材料的運移來說，土砂運移量並不與時間有直接關係，而是與降雨事件的累積有主要關係，當降雨量較多時其崩塌量體與頻率也將增加，而不會直接隨累積時間增加而增加，基於以上考量，我們認為將時間以累積流量取代，更能將土砂材料的運移表達清楚。因此透過累積流量的轉換，可將原土砂方程式寫為

$$\frac{dV_D(\tau)}{d\tau} = -\lambda_D V_D(\tau) + \sum_k W_k \delta(\tau - \tau_k) \quad (4)$$

將其線性化之常微分方程式進行求解，可得

$$V_D(\tau) = V_0 \exp(-\lambda_D \tau) + \sum_k W_k \exp(-\lambda_D (\tau - \tau_k)) u(\tau - \tau_k) \quad (5)$$

其中， V_0 代表初始條件之土砂材料量體。在其解當中未知者僅為發生崩塌事件之量體 W_k 與發生事件的間隔 $\Delta\tau = \tau_k - \tau_{k-1}$ 也代表發生崩塌事件的頻率，因此在此將引進序率的概念進行描述，在本研究中假設頻率與量體為獨立的兩個事件，並且分別以指數機率分布存在

$$f_x(x) = \lambda \exp(-\lambda x) \quad (6)$$

其中， λ 可定義為其分布期望值之倒數 $1/\mu$ 。由於我們假設兩者為獨立事件，因此需率定的參數為 $\mu_{\Delta\tau}$ 與 μ_{W_k} 。而在整體模式中，還有一項 λ_D 需要經由歷史事件進行率定。但在本研究中經過歷史資料的確認後，發現目前就本研究團隊所收集到的歷史資料不足以進行最完整的序率模式之計算，因此本研究將其模式改寫，假設土石流流量與主流上游流量呈正相關，其結果與前述之驗證結果相同。同樣以指數機率描

述(1)降雨事件發生的時間；(2)降雨量體的大小，透過蒙地卡羅法可隨機產生此兩參數，與前述發生之頻率雨量體的概念相同，但在土石流流量與上游流量成正比的假設下，可使用歷年來的降雨資料進行統計分析，進而產生序率模式版本的流量。然而在模式中的 λ_D 項，在本研究中便無法進行完整的運算，但透過本研究團隊長時間在荖濃溪的觀測結果下，我們可將土石流流量簡化為

$$I_D(t) = \begin{cases} \kappa Q_u(t), & 0 \leq t < T_1, \\ 0, & T_1 \leq t \end{cases} \quad (7)$$

其中， κ 為無因次的土石流強度參數， T_1 為支流土石流進入主流的時間，也就是產生堰塞湖壩體所需要的時間， T_2 為堰塞湖潰堤所需的時間。我們假設土石流的強度為

$$\kappa = \omega K \frac{S_u + S_d}{2}, \quad (8)$$

其中， S_u 為交會處上游的河床坡度， S_d 為交會處下游的河床坡度， ω 為一無因次支流相對主流強度參數，根據歷史觀察資料，在本研究中假設為4，而 K 為河川擴散係數，在本研究中可採用0.2作為使用。

第二節 堰塞湖潰決模式

本研究針對土石流所形成的堰塞湖進行討論，與崩塌所形成的堰塞湖主要可分為兩點不同(1)壩體形狀(2)壩體潰決的歷程。首先在壩體形狀的部分，土石流所形成的堰塞壩的形狀，由於土石材料透過土石流進入河道時受到主流流量的影響往下游傳遞，形成整體壩體沿河道的長度較長，而崩塌所形成的堰塞壩則相反，其土砂材料因崩塌而瞬間進入河道，土石材料不會因為主流的影響將其壩體拉長，而形成短而高的壩體。由於壩體形狀的不同，其潰決的歷程也受到極大的

影響，在土石流形成的壩體上，堰塞湖體的水位將隨著壩體升高而升高，因此潰決的時間將與支流土石流停止供應材料的時間相同，同時由於壩體的長度較長，產生滲流破壞的可能性較低，多半以溢頂破壞的行為為主；而在崩塌形成的壩體上，由於壩體形成的速度較快，導致水位會需要慢慢蓄滿壩後空間在潰決，同時因崩塌所產生的壩體因為長度較短，湖水滲流出的時間較短，因此在蓄滿的過程中極有可能由於滲流的關係導致壩體產生滲流破壞，不過考量到台灣山區河川狹小、坡度陡峭的特性，在滲流破壞時之堰塞湖湖體積較小，所能產生的潰決洪峰也較小。因此本研究將以土石流所產生的堰塞湖在溢頂破壞的情況進行討論。

在考慮溢頂破壞的情況下，本研究以兩種類型進行探討：(1)假設主流流量甚小，因此主流流量不影響堰塞湖潰決歷程的情況；(2)假設主流流量甚大，因此主流流量將大幅影響潰決歷程的情況進行討論。

在考慮流量的影響之前，需先決定潰口大小的變化，透過前人研究的結果潰口大小將大幅影響流量的變化，在本研究中針對土石流所形成的堰塞湖進行討論，相對於崩塌造成的堰塞湖，土石流的堰塞湖壩體其土石材料堆積的方式較為鬆散，因此在潰決的過程中大多以垂直下切的方式進行，雖然在垂直下切的過程中也會有部分土砂崩落，但影響之大小變化較輕微，因此在本研究中以固定寬度的潰口大小作為假設進行模擬。

一、僅考慮堰塞湖體之潰壩模式

本節中，本研究假設上游的入流流量相對於堰塞湖潰決所產生的流量甚小，並不影響潰決時的洪峰大小，使用 Capart (2013) 所提出的潰壩模式進行模擬，在模式中假設：(1)壩體縱向為三角

形的形狀；(2)堰塞湖的潰口寬度固定，但其流動深度將隨時間變化；(3)湖面的面積在潰決的過程中不會改變。在模式中的流量為潰口的斷面變化與湖面下降的速度所控制，其控制方程式可寫為

$$A_L \frac{dz_L}{dt} = -Q_B = -\sqrt{\frac{8}{27}} b_B g^{1/2} (z_L(t) - z_C(t))^{3/2} \quad (9)$$

其中， A_L 為湖面面積， z_L 為湖面高程， Q_B 為溢流之流量， b_B 為潰口之寬度，在湖面面積的部分，在複雜的複合型渠道情況下，湖面的面積與壩體高度的關係相當複雜，不過以台灣的案例來看，台灣山區河谷多半屬於 U 型的河谷，因此如同假設的情況，湖面面積不隨著壩體潰決而有所改變。同時由於本研究僅針對土石流所形成之堰塞湖作為考量，因此假設在初始情況下初始底床高度與初始壩體高度相等 $z_C(0) = z_D$ ，除了湖水面之控制方程式外，將土砂質量守恆方程式進行考慮(Exner equation)

$$B_v \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial J}{\partial x} = 0 \quad (10)$$

其中， z 為底床高程， B_v 為有效渠道寬度，而 J 為體積土砂輸送率，或稱為泥沙傳遞速率，在過去關於泥沙傳遞速率的研究上，不同的學者提出各式不同的關係，而在模式中選擇最簡化的版本，將泥沙傳輸速率使用無因次傳輸常數 K 、流量 Q 、坡度 S 進行描述

$$J = KQS = -KQ \frac{\partial z}{\partial x} \quad (11)$$

但其中，流量 Q 為一時間函數，倘若以原始系統 (x, t) 進行計算將使其方程式求解過程較為複雜，因此在本研究中使用變數轉換之技巧定義一新變數 τ ，其變數之基礎物理意義為累積流量，但因考量計算的便利性上，將其變數與擴散係數、河寬進行合併，可

得定義如下：

$$\tau = \int_0^t \frac{KQ_B(t')}{b_B} dt' \quad (12)$$

透過這樣的時間定義，可將方程式簡化為一擴散方程式的形式，同時可將序率模式中所計算出來的土砂產量以同樣的時間軸進行描述，經過擴散方程式求解，可得到

$$Q_p = \sqrt{\frac{8}{27\pi^3}} \frac{g^{1/2} K^{3/2} A_L^{3/2} S_D^3}{b_B^{1/2}} \quad (13)$$

其中， S_D 為堰塞湖潰口下游的坡度，可將其寫為原始坡度 S_2 與壩高 H_D 、壩長 L_D 的關係

$$S_D = S_2 + H_D / L_D \quad (14)$$

出流的洪峰延時估計則可寫成下式

$$t_p = \frac{1}{3600} \sqrt{\frac{27\pi}{2}} \frac{A_L^{1/2}}{g^{1/2} K^{1/2} b_C^{1/2} S_D} \quad (15)$$

綜合以上兩式，可將完整的洪水歷線寫成如下式

$$Q(t) = \frac{8(t/t_p)^3}{(1 + (t/t_p)^2)^3} Q_p \quad (16)$$

在本節的理論中，需要先推估初始的壩體高度，方能進行計算。將方程式進行解析，可推估出在不同的壩高下其洪峰流量的變化(圖 3-4)以及在對應的壩體高度下所產生的洪峰流量歷線變化(圖 3-5)。

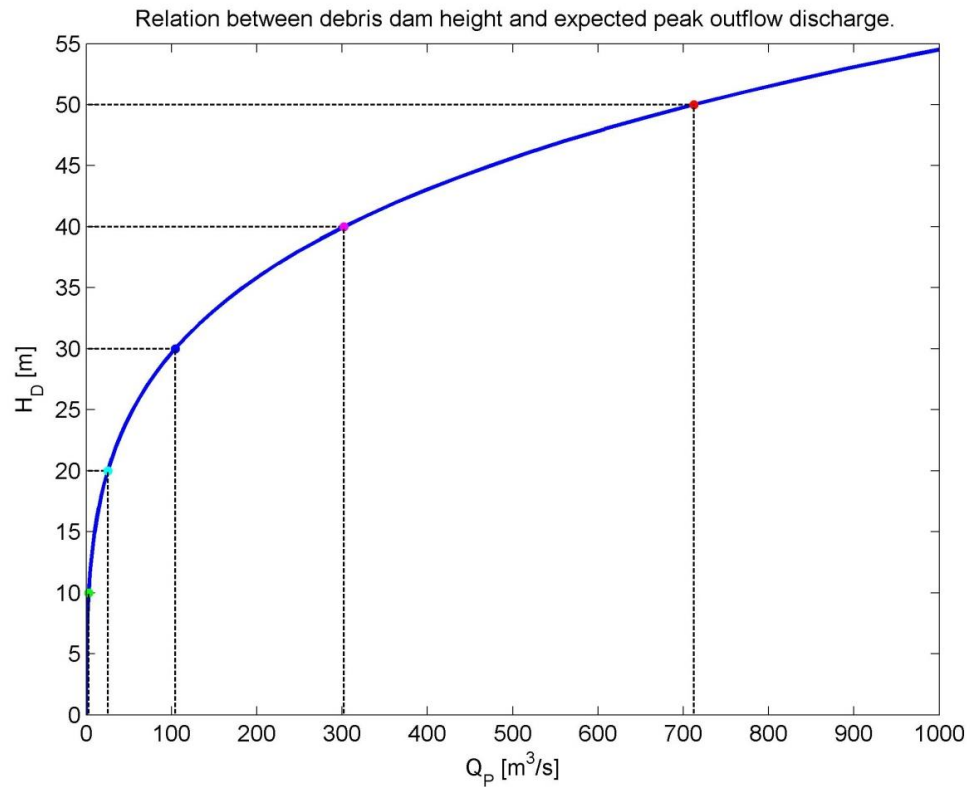


圖 3-4 壩高與洪峰流量的關係

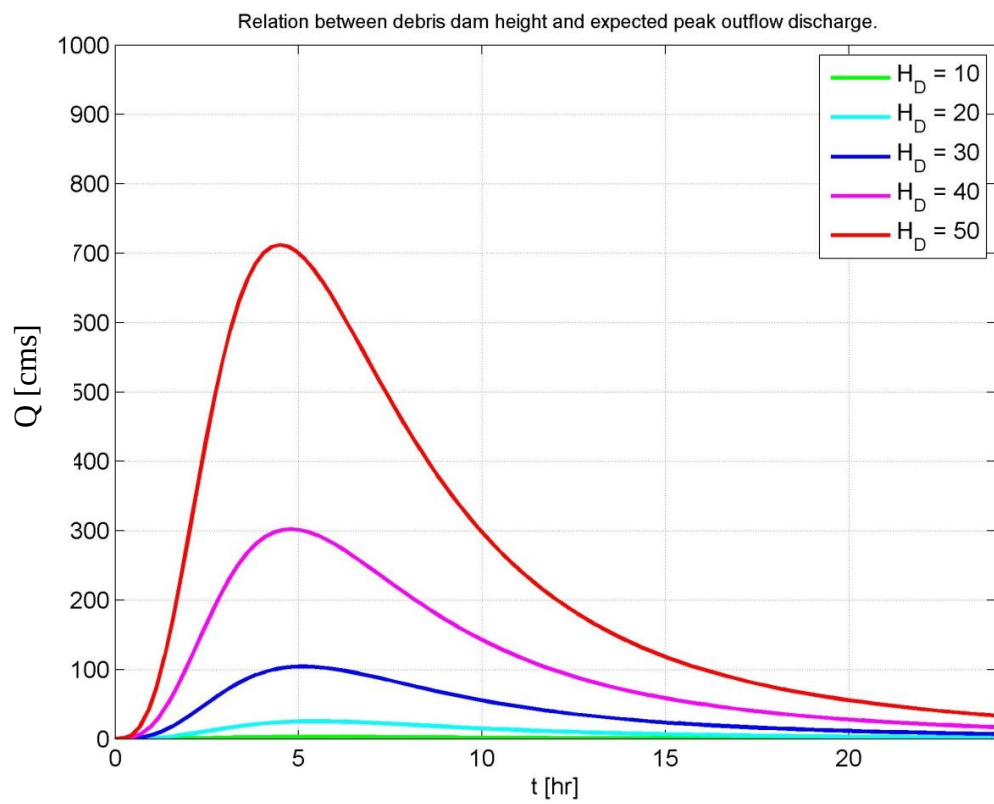


圖 3-5 估計壩高與出流洪水歷線之關係

二、模式驗證

透過序率土砂模式的推估，可以推得進入主流的土砂材料量體，在壩體形狀及壩長的假設下，可以順利推得壩體高度後計算出堰塞湖潰決時的流量歷線。但是從上圖中的結果，可以發現即使壩高高達 50 公尺的情況下，所產生的洪峰流量歷線也僅為約 700cms，在台灣河川河寬大小的估算下，其流量能造成水位提升的量體甚小。但此模式仍有成功的案例，在 Capart(2013)的文章中，採用的唐家山案例其計算結果相當成功(圖 3-6)，以下將以唐家山堰塞湖與荖濃溪的堰塞湖之情況進行列表比較：

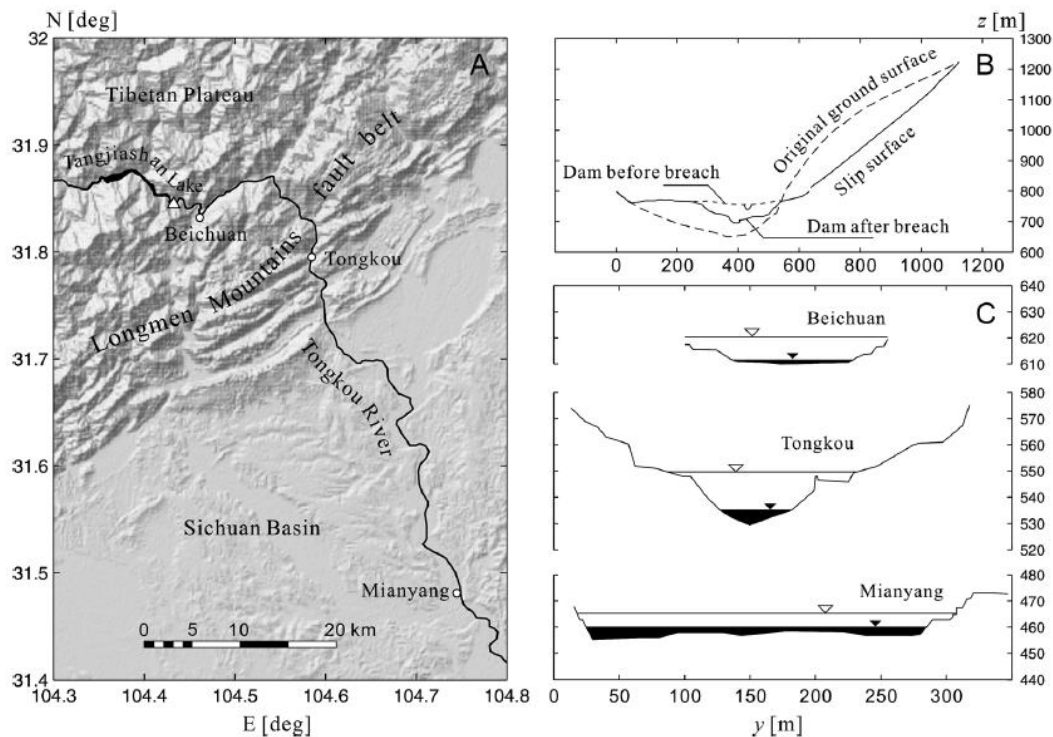


圖 3-6 中國四川唐家山堰塞湖基本資料

(圖片來源：Capart, 2013)

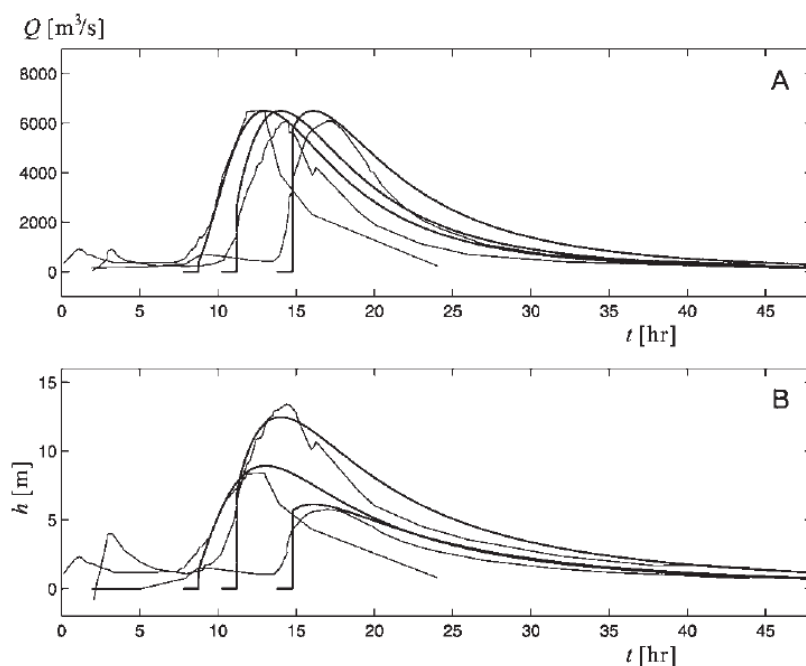


圖 3-7 唐家山堰塞湖潰決演算

(圖片來源：Capart, 2013)

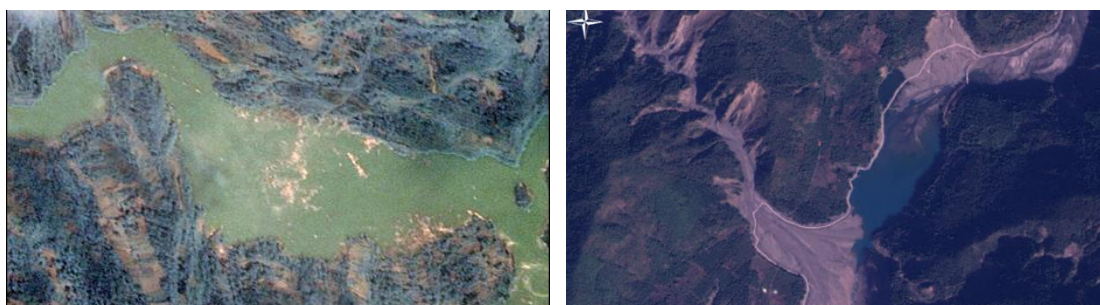


圖 3-8 中國唐家山堰塞湖衛星影像(左圖)，荖濃溪堰塞湖(右圖)

表 3-2 唐家山堰塞湖與荖濃溪堰塞湖比較

	唐家山堰塞湖	荖濃溪堰塞湖
形成原因	汶川大地震造成大規模崩塌阻塞河道	颱風強降雨造成土石流阻塞河道
湖面面積	約 $6.4 \times 10^6 \text{ m}^2$	約 $1.2 \times 10^6 \text{ m}^2$
年降雨量	約 1000 mm	約 2500 mm

從表 3-2 中的比較中，唐家山堰塞湖是因為大規模崩塌所形成的堰塞湖，因此在下流的坡度上較陡且湖面較大，所以造成的流量影響可以高達 6000cms，對下游的水位的抬升也較明顯，反觀台灣因為土石流而造成的堰塞湖事件不僅壩體坡面下游的坡度較緩且湖面也較小，因此在理論的計算上所能造成的影響較小，但在事件紀錄上，台灣的堰塞湖潰決仍然造成下游的水位有顯著得抬升，我們認為這主要是因為主流流量造成的，在唐家山堰塞湖的案例中，中國四川年降雨量僅約 1000 mm，而台灣年平均降雨量高達 2500mm，在颱風期間即會達到近四川一年的總降雨量，相較之下在唐家山堰塞湖潰決時的確可以將主流的流量忽略，僅考慮堰塞湖湖體的潰決，但在台灣主流流量的影響應不能將其忽略，而在模式中須將其考慮進去。

三、將上游流量納入之堰塞湖潰決模式

若要將上游流量一併考慮進入模式當中，上游流量的估算方式甚為重要，因此本研究採用兩種不同的方式進行計算：1.使用 Criss and Wiston (2003)針對山區河川所提出的單位歷線模型；2.使用 HEC-HMS 進行降雨逕流模式的計算。

1.Criss and Wiston (2003)單位歷線

由於本研究希望能將不同的模式相互結合，使其推估在不同情境下潰壩造成的洪峰對下游的影響，因此選用一較為簡化的模式，希望能透過簡化的版本，減少不同模式互相的衝突結果，在 Criss and Wiston (2003)的模式中可將單位歷線寫成

$$\frac{Q}{Q_{\max}} = \left(\frac{2eb}{3t}\right)^{3/2} e^{-b/t} \quad (17)$$

其中 b 為一待率定的時間常數， t 為時間變數，而 e 為自然指

數。根據此單位歷線搭配雨量資料即可計算出對應的流量歷線。在文獻中作者使用尖峰流量進行無因次化進而得到單位歷線，但是在實際運用上對於尖峰流量的估計較為困難，因此在此使用總流量的方式進行率定，在本研究中，總流量的計算根據合理化公式

$$Q = CIA \quad (18)$$

其中 I 為累積雨量 A 為上游集水區資料， C 為逕流係數，逕流係數根據不同的集水區情況會有所改變。將無因次的單位歷線函數進行積分後，所得到的總流量和根據合理化公式計算出的總流量應該要相同，將歷史流量資料和經由歷史降雨資料透過模式所計算出來的估計流量進行雙參數率定，以求得符合該集水區的降雨逕流關係函數。

2. HEC-HMS 降雨逕流模式

HEC-HMS 是由美國工兵團水文工程中心 (Hydrologic Engineering Center, HEC) 所研發之水文模式系統 (Hydrologic Modeling System, HMS)，包含許多傳統水文分析程序，例如：入滲事件、單位歷線以及水文演算，以及連續模擬所需的程序例如：蒸散，融雪和土壤濕度計算，可應用於模擬集水區水系之降雨-逕流完整水文過程，且該軟體利用圖形使用介面與物件導向化系統，因此得以簡化建立模型與資料輸入之繁雜程序，讓使用者能方便進行操作，故此次研究使用 HEC-HMS 4.2.1 之最新版本來模擬布唐布納斯溪上游流量，並與現有之歷史流量實測資料，以及利用單位歷線搭配雨量資料所計算出之流量歷線進行比較，以下為本研究 HEC-HMS 操作流程之概略說明：

(1) 首先在使用 HEC-HMS 模擬集水區流量之前，需準

備研究樣區之水系網與集水區邊界資料，因此本研究將荖濃溪 DEM 資料匯入 ArcGIS 中進行萃取，選擇該集水區之出流口即可獲得邊界範圍與水系網。

(2)為了計算其集水區之上游流量，故需要有該地區雨量站之降雨量資料，若有多個雨量站時，將其加總得出日雨量，同時考慮各站之面積權重，可利用徐昇式多邊形計算出面積權重，最後以此權重值計算出本研究所需之日降雨量。

(3)接著我們將集水區範圍及水系網匯入至 HEC-HMS 中，並標示出集水區位置與匯流點位置，為達成上述動作此時需使用該軟體之模組元件，在 HEC-HMS 中有四種模組元件分別為流域模組元件(Basin Model Component)、氣象模組元件(Meteorologic Model Component)、控制設定元件(Control Specifications Component)以及輸入資料元件(Input Data Components)。其中流域模組元件又包含七種水文元件分別為子集水區(Subbasin)、支流(Reach)、匯流點(Junction)、源流(Source)、沉流(Sink)、水庫(Reservoir)與分流點(Diversion)，如圖 3-9 所示，本次研究僅使用最簡化的版本將子集水區與匯流點納入考慮。

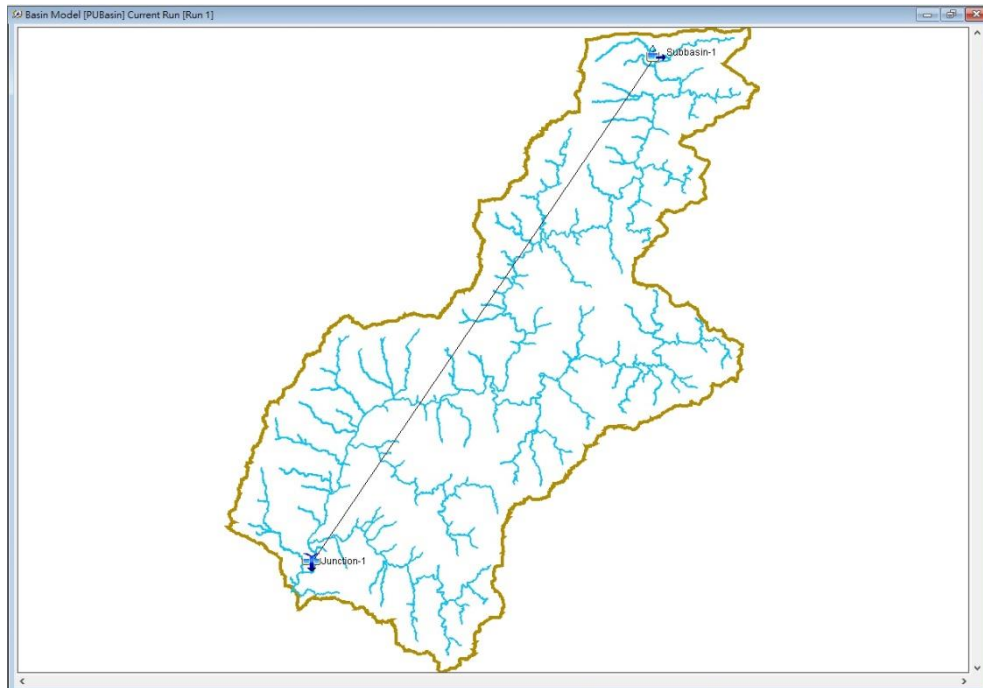


圖 3-9 使用流域模組元件之示意圖

(4)將子集水區及匯流口之相關參數設定完畢後，接著使用氣象模組元件，其模組元件包含許多降水方法如：頻率暴雨法(Frequency Storm)、雨量站權重法(Gage Weights)、網格降雨法(Gridded Precipitation)、距離反比法(Inverse Distance)、SCS 暴雨法(SCS Storm)、指定雨量組體圖法(Specified Hyetograph)、標準計畫性暴雨法(Standard Project Storm)與 HMR 52，而本研究將計算出來的雨量資料輸入，可得到流量模擬結果。

四、比較單位歷線與HEC-HMS方法

為了比較兩種方法的結果，我們使用荖濃溪的資料作為驗證，利用歷年來的降雨及流量資料率定出在布唐布納斯溪與荖濃溪交界處的流量歷線。流量和雨量的歷史資料皆來自於水利署所發

布的水文年報資料，預計使用的流量站為位於布唐布納斯溪上游的興輝橋站，但興輝橋站為人工手動測量並且興輝橋於 2007 年中因颱風事件而摧毀，故本次驗證將假設在荖濃溪中上游與下游的流量僅與集水區面積相關，透過下游的荖濃站與上游的阿其巴橋站進行內插平均處理，將 2007 後的資料補齊，最後可得到完整的興輝橋站之流量歷史資料如圖 3-10 所示。在流量資料的區間選擇上，本研究為避免極端事件影響模式的參數率定，因此僅採用資料至 2009/6/23。

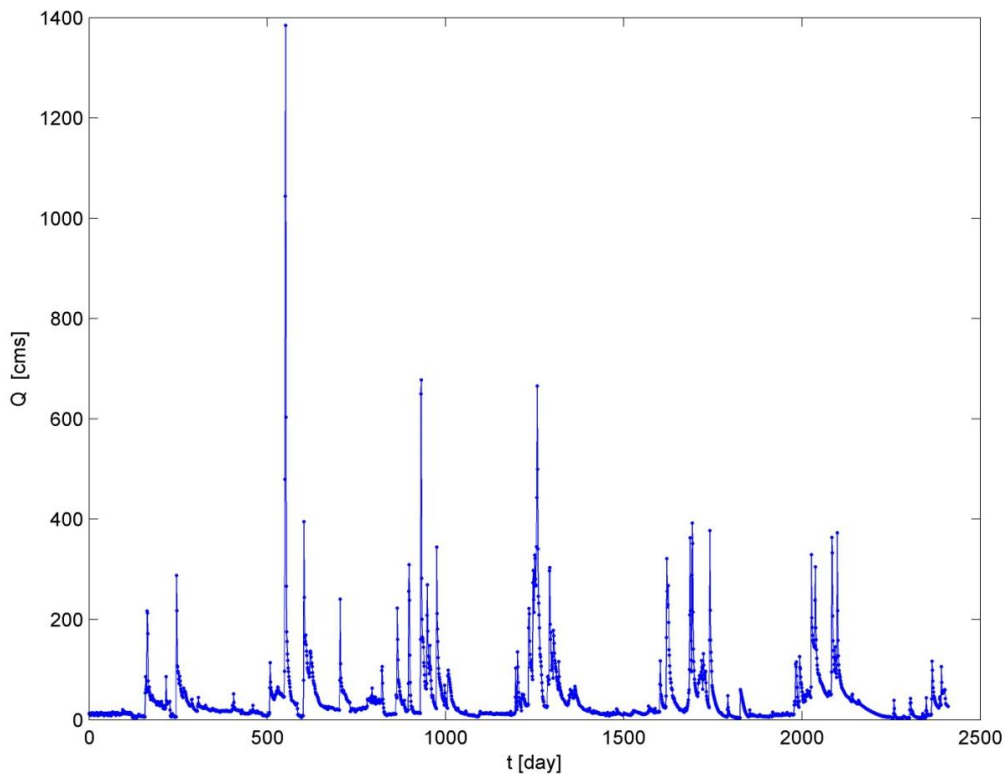


圖 3-10 荖濃溪與布唐布納斯溪交會口之興輝橋流量站資料(自 2003/1/1~2009/06/23)

而在雨量站的部分，本研究採用水利署所提供的小時降雨資料，使用的雨量站為梅山站與天池站的資料，根據徐昇式多邊形法則計算出兩雨量站在興輝橋以上集水區之權重，進而計算出符

合此集水區內的降雨資料，徐昇式多邊形切割結果如圖 3-11 所示，計算出來的歷史雨量資料如圖 3-12 所示。透過歷史的雨量資料和流量資料，可將兩種模式進行參數率定，分別建立模式，其結果可繪製如圖 3-13。



圖 3-11 徐昇式多邊形雨量站分布狀況

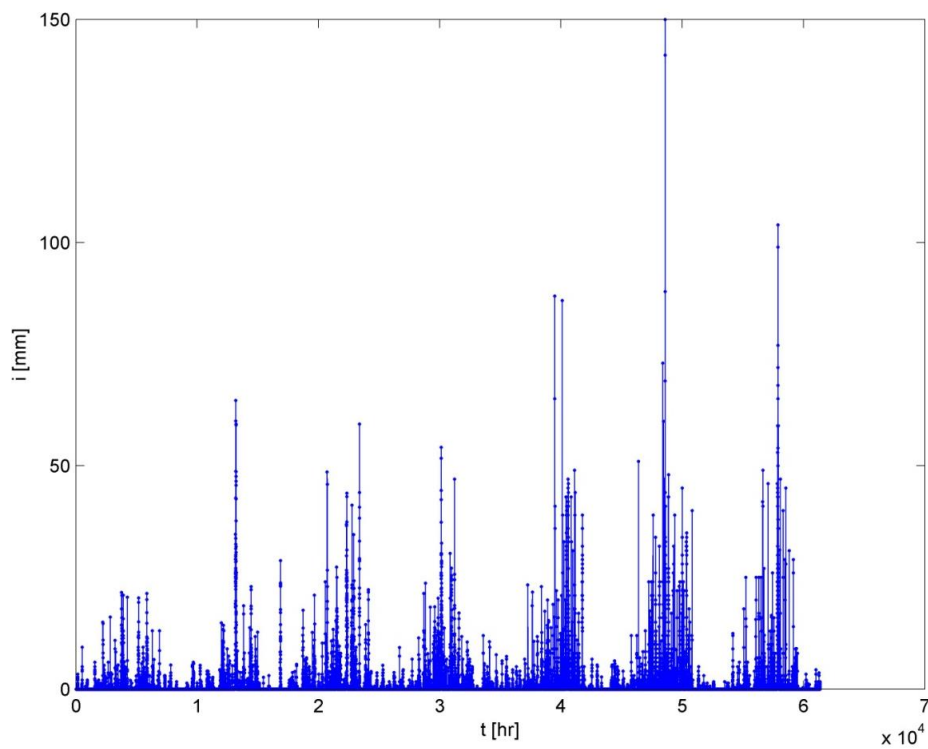


圖 3-12 實測雨量資料

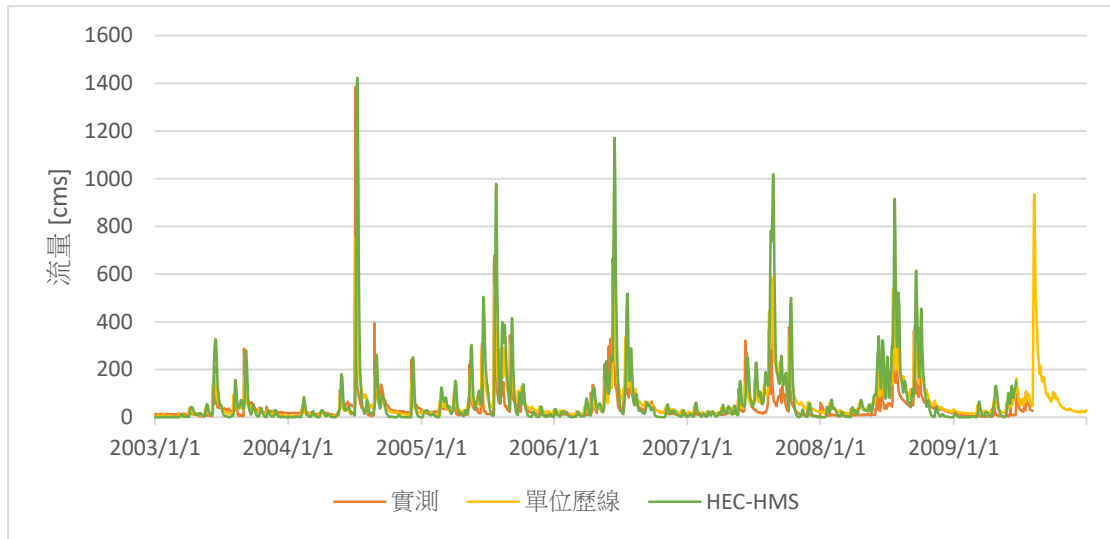


圖 3-13 歷史流量實測值(紅線)、以單位歷線計算流量歷線(黃線)與使用 HEC-HMS 模擬(綠線)之流量圖

由圖 3-13 中可以發現在單位歷線、HEC-HMS 所模擬出來的結果皆與實測資料相當一致，均能成功地預測出洪峰發生的時間，雖然單位歷線在低流量時較為低估，但若以預測颱風豪雨事件時之洪峰時間、強度，單位歷線法可提供相當成功的預測結果。而 HEC-HMS 也能成功的模擬出洪峰發生的時間及強度，並且在模式中提供了許多不同的損失模式供工程師選擇，但過多的選擇往往也帶來參數的不確定性，為了能成功地進行降雨逕流的模擬，需要的資料包含土地利用、土壤類型等資料方能進行模擬，而在單位歷線的選擇上，則是將參數減少到兩個不確定參數，相對起來使用的便利性是大於 HEC-HMS 的。不過整體來說，透過兩種方法的計算，皆能提供給模式相當完整且正確的上游逕流資料。

五、潰壩模式

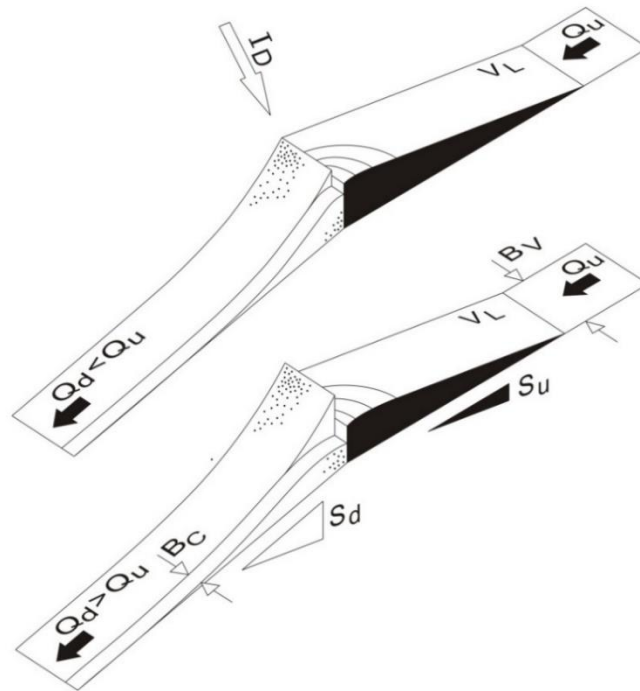


圖 3-14 模式模擬示意圖

在將上游流量納入的潰壩模式中，我們同時將支流土砂輸入主流的過程一併考慮進去，因此將完整的堰塞湖生成到潰決的歷程完整進行模擬(圖 3-14)。在模式中分為兩個階段：(1)壩體形成：在堰塞湖壩體形成的時候，上游流量 $Q_u(t)$ 大於下游出流流量 $Q_d(t)$ ；(2)壩體潰決：潰決時下游之出流流量即大於上游入流流量。主要的控制方程式仍然是土砂的質量守恆方程式

$$B(t) \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial J}{\partial x} = 0 \quad (19)$$

其中， z 為底床高程， B 為有效渠道寬度，而 J 為體積土砂輸送率，和未考慮主流流量的模式相同，將其體積土砂輸砂率以簡化的版本表示：

$$J = KQ_d S = -KQ_d \frac{\partial z}{\partial x} \quad (20)$$

並且，將方程式進行合併，可得到會被變動河床擴散方程式 (Capart et al., 2010)。

$$B(t) \frac{\partial z}{\partial t} - KQ_d \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} = 0 \quad (21)$$

$$\text{初始條件為} \quad z(x, 0) = z_0 - S_d x, \quad (22)$$

而上游的邊界條件為

$$-KQ_d \frac{\partial z}{\partial x}(x, 0) = I_D. \quad (23)$$

在此 x 為河床位置至交會處的距離(交會處 $x=0$)， t 為假設逕流和土石流開始所經過的時間， $B(t)$ 為有效渠道寬度， K 為底床材料的傳遞係數， z_0 為在交會處的初始高程， S_d 為堰塞湖下游的初始河川坡度， I_D 為支流土石流進入交會處的流率。其中，下游流量 Q_d ，支流土石流的流率 I_D 皆為時間的函數。在本研究的分析中，相較於支流土石流的入流量，上游材料的傳輸量相當小，因此我們省略了由上游提供的底床材料傳輸量。在模式中，底床材料傳遞係數 K 將由歷史資料決定，有效之河道將取決於壩體之狀態，本模式假設在堰塞湖壩體升高的過程中，河川的堆積將會影響完整的溪谷寬度 B_v ，而在潰壩的過程中，下切的河寬 B_c 並不是完整的溪谷寬度。因此對於有效寬度 $B(t)$ ，可寫成：

$$B(t) = \begin{cases} B_v, & 0 \leq t < T_1, \\ B_c, & T_1 \leq t. \end{cases} \quad (24)$$

其中 T_1 為支流土石流供給材料的時間，在本研究中假設當支流土石流停止供應材料時，即為潰壩發生時。因此在本研究中為考

慮最危險之情況，將土石流停止於上游洪峰最大時。

本研究將大壩下切的高程 $z_D(x,t)$ 和出流渠道下切之高程 $z_C(x,t)$ 區分。為了模擬水流的衰減和抬升接取決於湖水面的變化，因此使用湖水演算方程式進行演算

$$\frac{dV_L}{dt} = Q_u - Q_d \quad (25)$$

其中

$$V_L = \frac{B_v}{2S_u}(h_c + \eta)^2 \quad (26)$$

代表在堰塞湖中的受影響的水體體積， $h_c(t) = z_C(0,t) - z_0$ 為壩頂出流渠道高程， $\eta(t)$ 為堰塞湖湖面相對於出流口頂之高程。而在壩體生成的過程中，假設 $z_D(0,t) = z_C(0,t) + \eta(t)$ ，即湖面高與壩體高度相同，在潰堤時流量的計算在本研究中是根據寬頂堰的計算公式，並將將模式所需之參數整理如表 3-3。

$$Q_d = \sqrt{\frac{8}{27}} B_c \eta \sqrt{g\eta} \quad (27)$$

關於方程式的詳細推導請參閱附件。

表 3-3 在主流高流量情況下潰壩分析參數一覽表

Parameter	Meaning	Units	Origin
g	重力加速度	m/s^2	一般標準值
布唐布納斯溪與荖濃溪交會處上游條件			
$t_{p,1}$	到上游流量歷線尖峰流量所需時間	hr	根據過去的流量資料
$Q_{p,u}$	上游尖峰流量	cms	10 年重現期距流量
支流布唐布納斯溪土石流入流參數			
I_D	土石流進入主流強度	cms	由序率模式推測而得
荖濃溪主流參數			
S_u	初始上游坡度	m/m	根據現地觀測資料而得
S_d	初始下游坡度	m/m	
B_v	溪谷寬度	m	
B_c	出流河道寬度	m	

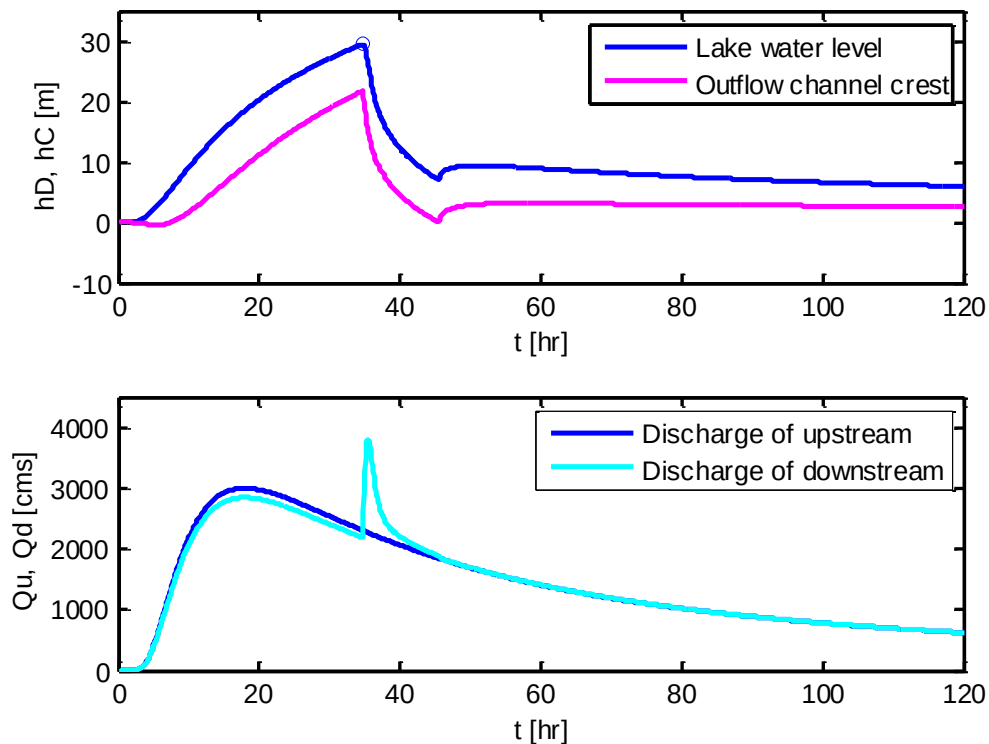


圖 3-15 (上圖)模式所計算之壩體高度與壩體下切高程之變化過程(下圖)上游流量與堰塞湖潰堤流量之變化過程

在計算的過程中，模式同樣採用累積流量作為時間軸進行估算，使用累積流量作為時間軸不僅僅是為了與序率模式之時間軸相符合，同時也將大量節省計算的時間，在壩體抬升的過程中，因為需要累積的量體較大，若是在以單純時間軸作為模擬時間，則每一步數值計算可變化的量體甚小，倘若使用較大的時間步伐作為運算的時間，則在潰決歷程上則會出現過大步伐的現象，因此在運算時間步伐的選擇上，本研究仍延續先前計算之模式，以累積流量進行計算。

同時在模式中計算的過程中，不僅僅能計算出流量變化的歷線，同時也模擬土砂材料所生成的壩體形狀及潰壩的渠道高程變化狀況(圖 3-15)。在潰壩的過程中，土砂材料與洪水之運移具有高度相關性，在計算無法將其分開進行計算，因此透過本模式之計算分析，可將堰塞湖壩體所堆積的土砂材料一併傳遞，可推估上距離壩體較近處之土砂運移動床計算，然而在更下游端時，大多土砂材料已無法進行輸送，僅有洪水波向下運移，因此在本研究中將以運動波進洪水之運算。

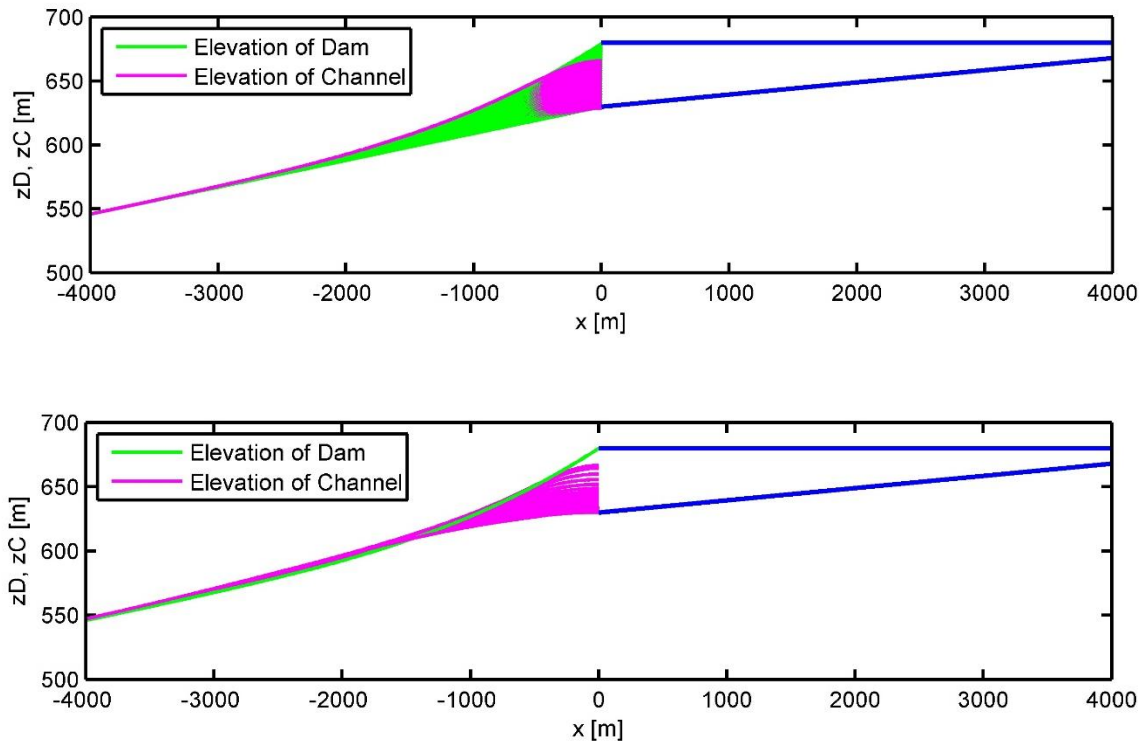


圖 3-16 堰塞湖生成過程(上圖)與潰決歷程(下圖)

第三節 洪水傳遞

為了評估堰塞湖潰壩洪水對下游村落的影響，本計畫採用一維變寬度坡度運動波模式(1D non-uniform kinematic wave model)計算洪水之傳遞情況。由於一維變寬度坡度運動波模式有以下優點，我們認為其非常適合用於潰壩洪水之模擬(Hunt, 1984, 1995; Singh, 1996; Capart, 2013)：

- 1.需求之地形資料量少，不需要完整 DEM，僅需幾個斷面之寬度、坡度和糙度資料，測量成本大幅降低。
- 2.具有半解析解，公式清晰簡潔，計算速度快適合用於緊急情況，例如堰塞湖潰壩。亦可使用 Excel 等介面操作，使用門檻大幅

降低。

3.適合用於大尺度的模擬(Bohorquez, 2010; Capart 2013; Stilmant et al., 2018; Angelidis et al., 2018)，而山區潰壩洪水傳遞即為此類。

4.公式透明化，能清楚呈現潰壩洪水的特性。

5.適用於寬度坡度變化幅度大的河道，能在僅增加微量計算的情況下卓越地呈現寬度和坡度變化對洪水傳遞之影響。

以下小節內我們首先介紹我們一維變寬度坡度運動波模型之解析解和數值解，接著我們以荖濃溪布唐布那斯溪堰塞湖潰壩洪水為例，比較一維變寬度坡度運動波模型之模擬結果和 HEC-RAS 2D(二維動力波模型，2D dynamic wave model)之模擬結果，驗證一維變寬度坡度運動波模型的效率和準確度。

一、運動波理論

在淺水波理論主要可發展為動力波模型和運動波模型，動力波模型裡水流的傳遞由質量守恆和動量守恆兩條方程式所控制。而在運動波模型裡，一樣要遵守質量守恆

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0, \quad (28)$$

其中， A 為河川斷面面積， Q 為該斷面之流量，但動量方程式會被簡化。運動波模型假設摩擦坡度(S_f)和重力坡度(S_0)會互相平衡， A 和 Q 的關係可以簡化為一對一的關係，而這個關係可以由現地率定取得或由均勻流公式(例如曼寧公式)來計算。(Lighthill and Whitham, 1955; Whitham, 1974; Weir, 1983; Hunt, 1984a; Miller, 1984; Kazezyilmaz-Alhan and Medina, 2007; Capart, 2013; Yu and

Duan, 2014; Vergara et al., 2016; Angelidis et al., 2018)

在這裡我們採用曼寧公式，在寬矩形渠道內，流量 Q 可以表示為

$$Q = \frac{1}{n} b S_0^{\frac{1}{2}} h^{\frac{5}{3}}, \quad (29)$$

其中， n 為曼寧係數， b 為河道寬度， S_0 為底床坡度， $h = A/b$ 為水深。由於 n 和 b 以及 S_0 可以隨斷面位置 x 不同而改變，故河川斷面面積可以表示為

$$A(Q, x) = (n(x) b(x)^{\frac{2}{3}} S_0(x)^{-\frac{1}{2}} Q)^{\frac{3}{5}}, \quad (30)$$

這個關係式可以簡化表示為

$$A(Q, x) = \left(\frac{Q}{m(x)} \right)^{3/5}, \quad (31)$$

其中

$$m(x) = \frac{S_0(x)^{\frac{3}{10}}}{n(x)^{\frac{3}{5}} b(x)^{\frac{2}{5}}} \quad (32)$$

只和河道斷面特性(寬度、坡度、糙度)有關。而根據前人的研究(Lighthill and Whitham, 1955; Whitham, 1974; Weir, 1983; Miller, 1984; Hunt, 1984a, 1984b, 1995; Capart, 2013; Yu and Duan, 2014; Serrano, 2016; Stilmant et al., 2018; Angelidis et al., 2018)，運動波的波速為

$$\lambda = \frac{5}{3} m(x)^{\frac{3}{5}} Q^{\frac{2}{5}}. \quad (33)$$

只由河道斷面特性和流量決定。當河道是均勻渠道(固定寬度、坡度、糙度)， $m(x)$ 變成定值，運動波的波速就只由流量控制，固定的流量會沿著等速向下游傳遞，在 $x-t$ 平面上會呈直線

前進，這些直線被稱之為特性線(characteristics)。

在這樣的假設下，運動波無法反應出回水效應等較複雜的動力反應，但對於計算在大尺度的情況下洪水向下游的傳遞相當有效(Hunt, 1995; Singh, 2001)。

應用到潰壩洪水傳遞的問題時，運動波模型需要一個初始條件和一個邊界條件(上游邊界)。由於一般潰壩洪水流量都遠大於河川之常流量，使得常流量可以被忽略，故而我們可以簡化初始條件為乾河道(Capart, 2013; Stilmant et al., 2018)，即流量在 $t = 0$ 時在任何位置皆為0

$$Q(x, 0) = 0. \quad (34)$$

而潰壩洪水傳遞問題的上游邊界條件即為潰壩流量歷線

$$Q(0, t) = Q_B(t). \quad (35)$$

有了以上條件和假設後，潰壩洪水的傳遞問題即可用運動波模型去解。運動波模型的解分為兩種，一為半解析解，另一為數值解。以下兩小節我們將分別介紹這兩種解，而在第三小節我們會以三個在均勻渠道具有前人研究出確定解之潰壩案例來驗證半解析解在均勻渠道的正確性，並於第四小節由幾個模擬案例驗證半解析解和數值解的一致性。

(一)一維變寬度坡度運動波半解析解

一維變寬度坡度運動波半解析解可以分為兩大部分，第一部分為先將河道簡化為均勻寬度坡度之渠道(例如用平均寬度和平均坡度來代表整體河道特性進行計算處理)，計算洪水在均勻河道內的傳遞情況；第二部分則是透過座標轉換將

洪水在均勻河道內傳遞的情況投影到非均勻河道上，而得到洪水在非均勻河道內傳遞的結果。

這個座標轉換的方法是參考 Crank (1975)提出的方法。Crank 為了處理會隨時間變化擴散係數的擴散方程式，對時間進行了座標轉換處理，將複雜的方程式轉換成固定擴散係數的擴散方程式，進行求解後再轉換回實際的時間座標尺度。我們可以同理使用這個方法，但將之應用在空間座標尺度的轉換上。

簡化的均勻河道的 $m(x) = m_0 = \text{定值}$ 。由於均勻河道是簡化後的結果，故其上各斷面的位置並非這些斷面在實際非均勻河道上的位置。我們定義均勻河道上的距離以 ξ 表示，其和非均勻河道的實際 x 座標遵守以下關係

$$\xi(x) = \int_0^x \frac{m_0^{3/5} dx'}{m(x')^{3/5}} \quad (36)$$

由於在均勻渠道內一固定流量的波會以固定波速向下游傳遞，這個波在河道內傳遞的時間 t 和所在的位置 ξ 會遵守以下關係：

$$\xi(t; t_0) = \lambda(t_0)(t - t_0), \quad 0 \leq \xi(t; t_0) \leq \xi_F(t_0), \quad (35)$$

其中， t_0 為這個波進入河道的時間，由潰壩流量歷線我們可以知道這個波的流量固定為 $Q_B(t_0)$ ，而它傳遞的波速 $\lambda(t_0)$ 可以用 Eq.32, 33 計算。而 $\xi_F(t_0)$ 是這個波最遠可以傳到的位置，我們稱之為波前的位置，根據 Lighthill and Whitham (1955)和 Singh (2001, 2002)的研究，在波前上此波會跟其他波交匯合併成為震波(shock)，在這個時間點超過波前的位置的流量皆

會保持在初始流量。

因此我們可以用 Eq.37 求得某一流量的何時會傳遞到一個目標斷面/位置(已知 ξ)或在一目標時間(已知 t)時會傳遞到哪個位置，這個方法被稱為特徵法(method of characteristic)。(Lighthill and Whitham, 1955; Whitham, 1974; Weir, 1983; Hunt, 1984a, 1984b, 1995; Capart, 2013; Serrano, 2006, 2016; Stilmant et al., 2018)

而為了完善整個解， $Q_B(t_0)$ 對應到的波前的位置和時間也必須被計算，我們採用 Capart (2013)和 Stilmant et al. (2018)使用的方法得到以下公式，即為波前的位置和時間之半解析解

$$\begin{aligned} t_F &= t_0 + \frac{3}{2} \frac{V_B(t_0)}{Q_B(t_0)} \\ \xi_F &= \frac{5m^{3/5}}{2} \frac{V_B(t_0)}{Q_B(t_0)^{3/5}} = \frac{5}{2} \frac{V_B(t_0)}{A_B(t_0)} \end{aligned} \quad (38)$$

其中， $A_B(t_0)$ 是 $Q_B(t_0)$ 對應的河道斷面面積，可以由 Eq.31 計算。 $V_B(t_0)$ 是從 $t = 0$ 到 t_0 的累積潰壩出流體積，由於潰壩流量歷線可能並沒有解析解，使得 $V_B(t_0)$ 可能需要用數值積分計算，所以這個解只能稱之為半解析解。但因為 $V_B(t_0)$ 的數值積分非常簡單，故這個解的計算速度仍然非常快速。此外這個解也可以直接應用在潰壩發生的現場，只要在現場估計當下的潰壩流量、累積出流體積，即可估算該洪水波會在何時傳遞到下游哪個位置，非常實用。

需要注意的是這個解只能用在初始條件是乾河道($Q(\xi, 0) = 0$)的情況，如果初始條件並非乾河道，就不能用這

個解。在初始條件並非乾河道的情況下，如果初始條件是固定流量($Q(\xi, 0) = Q_- = \text{constant}$)，洪水波前的位置的解則可以被改寫為

$$\begin{aligned} t_F &= t_0 + \frac{\int_{\tau}^{t_0} Q_B(t_0) dt - Q_-(t_0 - \tau)}{(\alpha - 1)(Q_B(t_0) - Q_-) - \alpha Q_-^{\frac{3}{5}}(Q_B(t_0)^{\frac{2}{5}} - Q_-^{\frac{2}{5}})} \\ \xi_F &= \frac{\alpha Q_B(t_0)}{A_B(t_0)} \frac{\int_{\tau}^{t_0} Q_B(t_0) dt - Q_-(t_0 - \tau)}{(\alpha - 1)(Q_B(t_0) - Q_-) - \alpha Q_-^{\frac{3}{5}}(Q_B(t_0)^{\frac{2}{5}} - Q_-^{\frac{2}{5}})} \end{aligned} \quad (39)$$

這邊要注意的是，這個解只能被用在 $Q_B(t)$ 的二次微分小於等於0的情況，若 $Q_B(t)$ 的二次微分大於0，則波前的位置沒有解析解。

有了潰壩洪水在均勻河道內傳遞的解後，我們可以利用Crank (1975)提出的座標轉換方法，用 Eq.36 計算 ξ 和 x 的對應關係，接著透過內插的方法把潰壩洪水在均勻河道內傳遞的解轉換到非均勻河道上，從而得到潰壩洪水在非均勻河道內傳遞的解。

(二)一維變寬度坡度運動波數值解

數值解的部份我們採用一階有限體積法(first-order finite volume scheme)來進行計算。根據有限體積法，質量守恆公式(Eq.26)可以被改寫成差分的形式(Van Emelen, 2014; Lai and Khan, 2018)

$$A_i^{k+1} = A_i^k + \frac{\Delta t}{\Delta x} (Q_{i-1/2}^{*k} - Q_{i+1/2}^{*k}), \quad (40)$$

其中， Δx 和 Δt 是演算的空間和時間間格。 A_i^k 和 $Q_{i+1/2}^{*k}$ 是第

k 時間在第 i 個網格的通水斷面面積和第 i 和第 $i + 1$ 個網格之間的通量。 $Q_{i+1/2}^{*k}$ 可以用 HLL solver 計算。(Harten, Lax and van Leer, 1983; Caleffi et al., 2003; Yuan et al., 2013; Zhang et al., 2016; and Lai and Khan, 2018) 在運動波的模式下，波只能向下游傳遞，故可以將 $Q_{i+1/2}^{*k}$ 簡化為：

$$Q_{i+1/2}^{*k} = Q_i^k = m_i A_i^{k1.5}, \quad (41)$$

m_i 是第 i 個網格的斷面參數，由於河道是非均勻河道，我們要根據第 i 個網格的位置，以由 Eq.32 計算 m_i 。而第一個網格的上游通量即為該時間之潰壩流量

$$Q_{-1/2}^{*k} = Q_B(t^k). \quad (42)$$

此外，為了得到穩定的數值解 Δt 必須遵守 CFL (Courant-Friedrichs-Lewy) condition (Harten et al., 1983)

$$Cr = \frac{\Delta t}{\Delta x} \lambda_{max} \leq 1. \quad (43)$$

其中， λ_{max} 是整個河道內最大的波速

$$\lambda_{max} = \max(\lambda_{i=0 \sim n}) = \max \left(\left. \frac{\partial Q_i}{\partial A_i} \right|_{Q_i^k} \right). \quad (44)$$

在決定了 Δx 大小後，透過 Eq.43 我們可以決定 Δt 的大小，接著即可進行潰壩洪水在非均勻河道內的數值解的演算。

(三) 半解析解在均勻渠道的正確性

為了驗證半解析解在均勻渠道的正確性，這裡提供了前人研究的三個案例進行比較。這三種案例都是以固定寬度坡度的寬矩形渠道為分析對象，前兩個案例的初始條件是乾河

床，可以應用 Eq.38 的半解析解，而第三個案例的初始條件是固定的均勻初始流量，則可以應用 Eq.39 的半解析解。

第一個案例的邊界條件是逐漸潰壩產生的洪水，其潰壩流量歷線為

$$Q_B(t_0) = Q_p \frac{3(t_0/T_p)^3}{(1 + (t_0/T_p)^2)^3} \quad (45)$$

其中， Q_p 是洪峰流量， T_p 是在壩址洪峰發生的時間。

在 Capart (2013) 的研究中提供了這個洪水波之波前的解析解，如下所示

$$t_F = \frac{t_0}{2} \left(3 + \left(\frac{t_0}{T_p} \right)^2 \right), \quad (46)$$

$$x_F = \frac{3Q_p T_p}{2A_p} \left(\frac{t_0}{T_p} \right)^2.$$

而這個解和我們用半解析解得出的結果是完全相同的。

第二個案例是由 Hunt (1984) 分析過的瞬間潰壩洪水傳遞的案例，其潰壩流量歷線如下所示

$$Q_B(t_0) = \begin{cases} Q_p \left(1 - \frac{t_0}{T} \right)^3, & 0 \leq t_0 \leq T \\ 0, & t_0 > T \end{cases} \quad (47)$$

由半解析解(Eq.38)可以推算出其洪水波波前的路徑為

$$t_F = \frac{T}{2} \left(\frac{1}{(1 - t_0/T)^3} - 3 \left(1 - \frac{t_0}{T} \right) + 2 \right), \quad (48)$$

$$x_F = \frac{Q_p T}{4A_p} \left(\frac{1}{(1 - t_0/T)^2} - (1 - t_0/T)^2 \right),$$

這個解和 Hunt 提供的解雖然採用不同的變數來表示，其實際值卻是完全相同的。

第三個案例是 Hunt 在 1995 年提供的一個情境，在這個情境中有不為 0 的初始流量，而潰壩流量歷線沒有解析的形式，只有表格提供其數據。而這個潰壩流量歷線的上升段的二次微分是小於 0 的值，符合使用 Eq.39 求解的條件。故我們可以用 Eq.39 求出其半解析解，其結果和 Hunt 採用數值計算得出的結果我們並列於圖 3-17 和表 3-4。

表 3-4 半解析解和 Hunt 提供之數值解之比較

x_F [km]	2.49	13.3	233	1290
t_F (Hunt) [hour]	4.29	5.30	23.8	124
t_F (semi-analytical) [hour]	4.285	5.302	23.74	123.65
Error [-]	-0.0011	0.0005	-0.0024	-0.0028

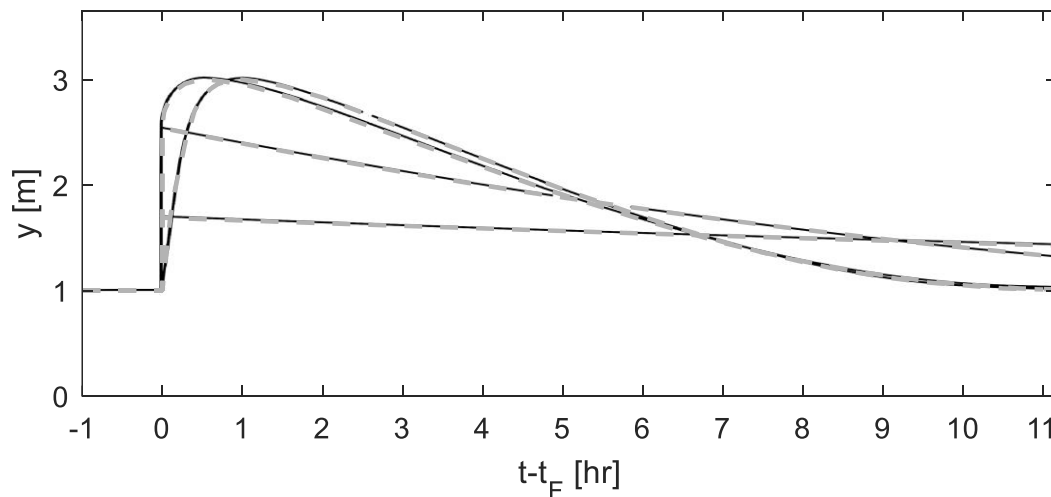


圖 3-17 半解析解和 Hunt 提供之數值解的不同斷面波前抵達時間和水位歷線比較。其中黑線為 Hunt 提供的解，灰色虛線是半解析解。

從圖 3-17 和表 3-4 可見，半解析解求出的結果和 Hunt 提供的解非常之接近。其誤差來源可能有 Hunt 提供的數據位數不多，以及 Hunt 提供的數值解本身的誤差。

從以上三個案例的比較可以確定我們使用的半解析解是正確且可靠的。

(四)半解析解與數值解之一致性

為了驗證一維運動波半解析解和數值解的一致性，我們提供了兩個變化寬度渠道和兩種不同的潰壩流量歷線組合而成的四個案例來做驗證比較。

兩種潰壩流量歷線分別來自於瞬間潰壩和逐漸潰壩的情境，在簡化的水庫和壩體假設下，兩種潰壩情境皆有解析解版本之潰壩流量歷線，分別為

$$\begin{aligned} Q_s(t_0) &= Q_{p,s} \left(1 + \frac{t_0}{T_s}\right)^{-3} \\ Q_g(t_0) &= Q_{p,g} \frac{3(t_0/T_{p,g})^3}{\left(1 + (t_0/T_{p,g})^2\right)^3} \end{aligned} \quad (49)$$

其中，下標為 s 者是瞬間潰壩情境(sudden dam break scenario)，下標為 g 者為逐漸潰壩(gradual dam breach scenario)。

而我們設計的兩個非均勻渠道 A 和 B 來自於兩種不同的河道近似方法。假設我們已知一個河道的三個斷面之寬度，這三個斷面的位置分別在全長 $3L$ 的河道的 $0.5L$, $1.5L$ 和 $2.5L$ 三個位置，其寬度分別為 $4/5$, $1/5$ 和 2 倍的平均河寬 b_0 。為了定義河道其它位置的寬度，我們提供了兩種近似的方法。一種為假設河道可以分為三個河段，每個河段都是均勻寬度

的，其寬度分別為三個斷面的寬度，而每個斷面所控制的河段和下個斷面所控制的河段的分界則為這兩個斷面位置之平均為置，這種近似方法被稱之為區段均勻假設。渠道 A 即採用此種方法。

而渠道 B 採用第二種近似方法求得河道其它位置之寬度，第二種方法被稱之為區段線性法，在這種方法河道其它位置的寬度皆由線性內插或外插求得。

採用了這兩種近似方法後，渠道 A 和 B 的河道寬度隨距離的變化可以表示為

$$\frac{b_A(x)}{b_0} = \begin{cases} 4/5, & 0 \leq x < L \\ 1/5, & L \leq x < 2L \\ 2, & 2L \leq x \leq 3L \end{cases} \quad (50)$$

$$\frac{b_B(x)}{b_0} = \begin{cases} \frac{3}{5} \left(1.5 - \frac{x}{L} \right) + \frac{1}{5}, & 0 \leq x < 1.5L \\ \frac{9}{5} \left(\frac{x}{L} - 1.5 \right) + \frac{1}{5}, & 1.5L \leq x \leq 3L \end{cases}$$

其結果被繪於圖 3-18。

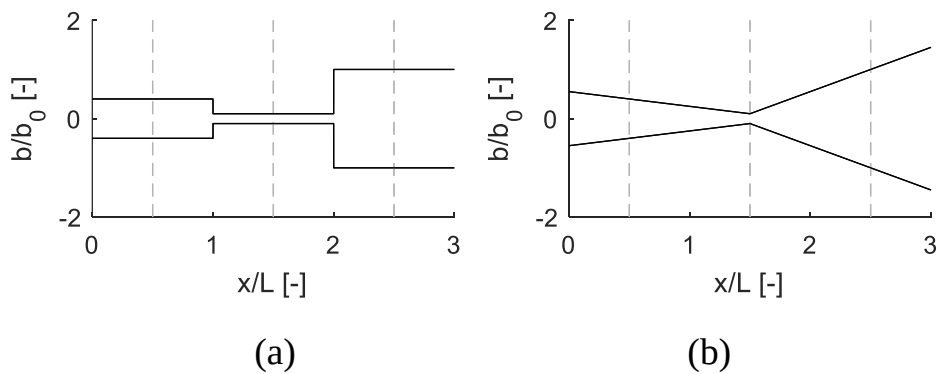


圖 3-18 渠道 A 和 B 所分別採用的兩種河道寬度近似方法之結果。

a. 渠道 A 所採用的區段均勻法，b. 渠道 B 所採用的區段線性法。圖

上灰線代表三個已知斷面之位置和其寬度。

應該注意的是，渠道 A 的平均寬度仍為 b_0 ，和原來的平均寬度相同，但是渠道 B 的平均寬度為 $11/10b_0$ ，比原來的平均寬度略大，這樣的差異對洪水傳遞的結果會有些微的影響，在後面的結果可見。

對於渠道 A 和 B，我們可以先使用 Eq.37 和 38 求得逐漸潰壩洪水和瞬間潰壩洪水的向下游傳遞在寬度為 b_0 的完全均勻渠道(ξ - t 平面)的解，如圖 3-19a，圖 3-19c 和圖 3-20a，圖 3-20c 所示。在這部分兩種渠道的差異還沒體現出來。

而我們可以透過 Eq.36 去找到兩個非均勻渠道和均勻渠道在空間座標上的轉換關係。透過這兩個轉換關係我們可以把兩種潰壩洪水在均勻渠道傳遞的結果進行座標轉換到兩個非均勻的渠道(x - t 平面)上。座標轉換的結果如圖 3-19b，圖 3-19d 和圖 3-20b，圖 3-20d 所示。

由圖 3-19a，圖 3-19c 和圖 3-20a，圖 3-20c 可見，在均勻渠道裡，所有特性線在 ξ - t 平面上都是直線。而由圖 3-19b，圖 3-19d 和圖 3-20b，圖 3-20d 可見，轉換到非均勻渠道後，所有特性線變成了曲線。由圖 3-19b 和圖 3-20b 可見，在渠道 A 的三個河段裡面，特性線都是直線，但三個河道裡面特性線的斜率各不相同，連接起來就變成了曲線。而由圖 3-19d 和圖 3-20d 可見，在渠道 B 的部份，從圖上可以看到所有特性都一直在轉彎，是斜率一直持續在變化的曲線。只是在這邊寬度變化的幅度較小，所以轉彎的幅度也不明顯，特性線看起來仍有點接近直線，但仔細看都可以看出和直線的差異。

此外，從圖上可以看到在寬度比較狹窄的河道區域，特

性線的斜率比在河道寬度較寬的區域的特性線斜率來得小。這代表的是洪水波在狹窄的河道傳遞的速度會較快，在較寬的河道則會傳遞得較慢。

由於洪峰流量的衰減是從洪峰傳遞路徑和洪水波前傳遞路徑的相交的位置開始發生，這個位置被稱之為轉折點位置 x_T 。從圖 3-19 和圖 3-20 可見，逐漸潰壩洪水的洪峰衰減是在距離壩址一定距離後才開始發生，但瞬間潰壩洪水的洪峰衰減則從最上游壩址的地方就開始發生。從圖 3-19 可以看出，洪峰傳遞路徑和洪水波前傳遞路徑的相交的時間是固定的，因為只有空間距離會在 ξ 和 x 之間變換。因此，轉折點位置 x_T 的大小取決於波速。在渠道 A 和 B 中，上游河段的寬度比平均寬度 b_0 窄，因此洪水波傳遞的波速較大。因此，逐漸潰壩洪水的洪峰衰減將開始發生在比使用完全均勻的渠道假設下計算出 Q_c 的位置更下游的位置(轉折點位置 x_T 將更大)。

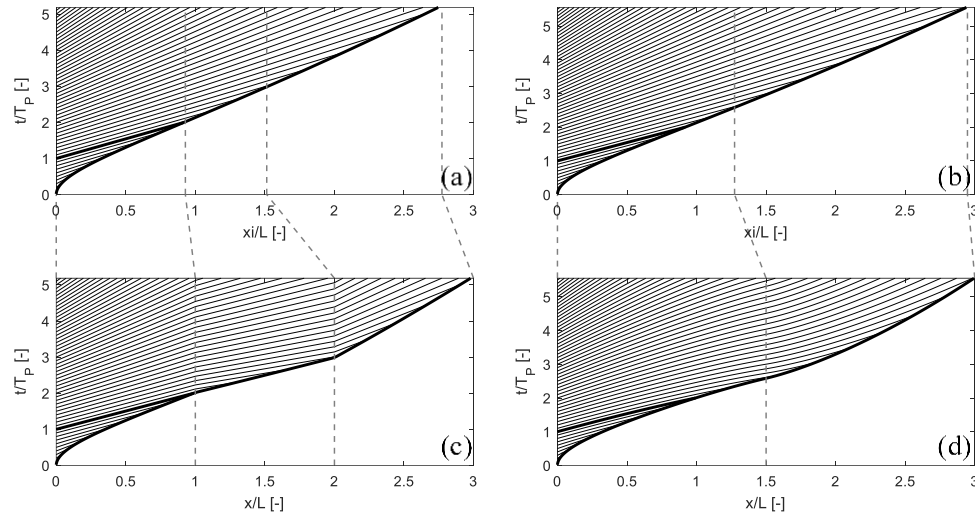


圖 3-19 逐漸潰壩洪水在渠道 A 和 B 之一維運動波半解析解。(a), (b) 為半解析解在渠道 A 之座標轉換前後在 $\xi-t$ 平面以及 $x-t$ 平面上的結果。(c), (d) 為半解析解在渠道 A 之座標轉換前後在 $\xi-t$ 平面以及 $x-t$ 平面上的結果。圖上細線為不同流量的特性線，粗線則為洪水波前和波峰的路徑。灰色虛線則為渠道 A 和 B 的不同河段之間的分界點位置。

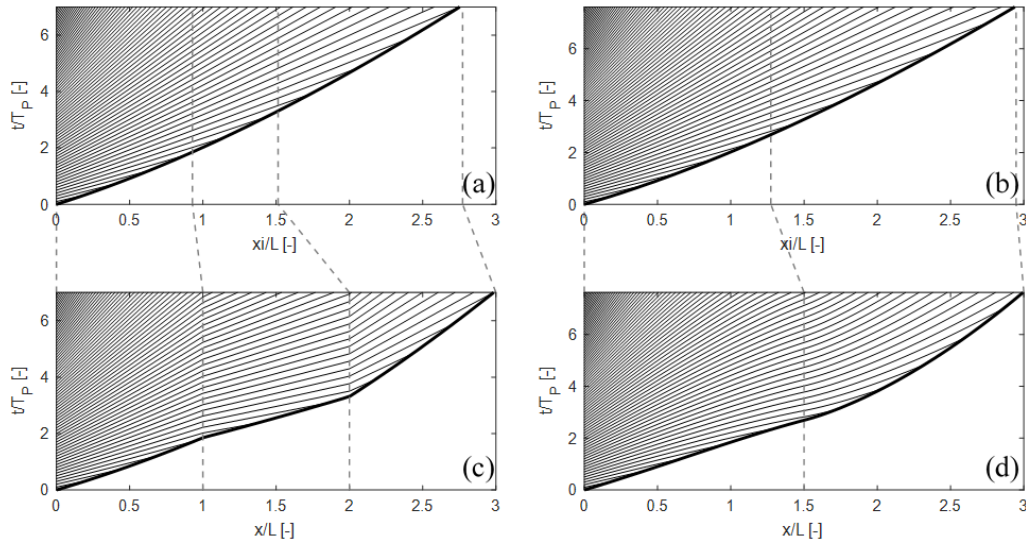


圖 3-20 逐漸潰壩洪水在渠道 A 和 B 之一維運動波半解析解。(a), (b) 為半解析解在渠道 A 之座標轉換前後在 $\xi-t$ 平面以及 $x-t$ 平面上的結果。(c), (d) 為半解析解在渠道 A 之座標轉換前後在 $\xi-t$ 平面以及 $x-t$ 平面上的結果。圖上細線為不同流量的特性線，粗線則為洪水波前和波峰的路徑。灰色虛線則為渠道 A 和 B 的不同河段之間的分界點位置。

而同樣的四個案例我們也可以使用一維運動波之數值解求其洪水傳遞和洪峰衰減的情況。我們依照上述文章的流程進行四個案例的數值解的模擬，其模擬結果我們跟半解析解的結果畫在一起。如圖 3-21 所示。

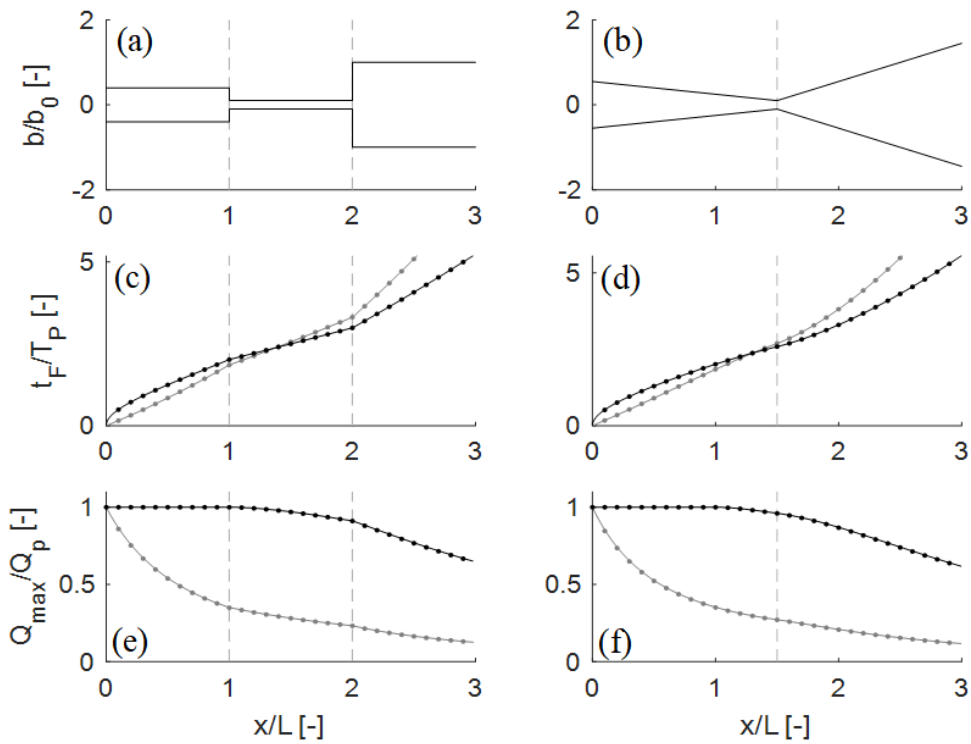


圖 3-21 四個案例的數值解和半解析解的結果比較。(a)和(b)為渠道 A 和 B 的河道寬度假設，(c)和(d)為兩種潰壩洪水之洪水波前在渠道 A 和 B 傳遞的時間，(e)和(f)為兩種潰壩洪水的洪峰在渠道 A 和 B 隨空間距離衰減的情況。圖上灰色代表瞬間潰壩洪水的情境，黑色代表逐漸潰壩洪水的情境。線條代表半解析解的結果，點代表數值解的結果。

從圖 3-21 中可以看出，四個案例的洪水波前傳遞到各個位置的時間以及洪峰流量隨著空間距離衰減的情況由半解析解以及由數值解算出來的結果都是非常貼合的。兩種解之間的誤差取決於數值模型的解析度，如果採用較小的空間網格大小，數值解的結果就會更趨近於半解析解的結果。由上面的結果可見，在非均勻河道上，使用一維運動波數值解和

一維運動波半解析解求出的結果有非常高度的一致性。

二、模式驗證——以荖濃溪布唐布那斯溪堰塞湖潰壩洪水為例

在這一節我們以荖濃溪布唐布那斯溪堰塞湖潰壩洪水為例，比較一維變寬度坡度運動波模型之模擬結果和 HEC-RAS 2D 之模擬結果，來驗證一維變寬度坡度運動波模型的效率和準確度。我們這次模擬的範圍為布唐布那斯溪口至寶來，總長約 21.3km。在一維運動波和 HEC-RAS 2D 的模擬我們採用相同的曼寧 n 值： $n=0.08$ 。但兩種模式採用不同的地形資料，在一維運動波模式我們僅輸入 11 個已知斷面，其輸入的參數如表 3-5 所示。而在 HEC-RAS 2D 的模擬我們則輸入完整的荖濃溪河道 DEM(水利署提供的 2006 年荖濃溪河道精度 5m 的 DEM 資料)。

表 3-5 一維運動波模式輸入之斷面及其參數

斷面名稱	距離布唐布那斯溪距離 [m]	河道寬度 [m]	坡度 [-]
桃源國中01	2077	577.72	0.03184
桃源國中02	2227	530.411	0.03184
桃源國中03	2527	392.241	0.03184
勤和04	3294	205.764	0.01611
勤和05	3479	343.686	0.01611
勤和06	3767	248.597	0.01611
桃源07	5581	191.029	0.0232
桃源08	5684	262.607	0.0232
寶來09	16791	185.172	0.01047
寶來10	17383	367.88	0.01047
寶來11	17914	190.244	0.01047

布唐布那斯溪堰塞湖潰壩洪水之流量歷線可以由上一節的堰塞湖潰決模式求得，根據不同的潰壩時間會有不同的流量歷線，

在這邊我們用兩種不同的流量歷線作為代表案例來進行模擬。兩種案例的流量歷線分別如圖 3-22 和圖 3-23 所示。在第一個案例裡，堰塞湖在上游洪水開始入流後的第 40 小時開始潰決；在第二個案例裡，堰塞湖在上游洪水達到尖峰時(也就是開始入流後的第 30 小時)開始潰決，這個情況也是洪峰流量最大，最危急的情況。

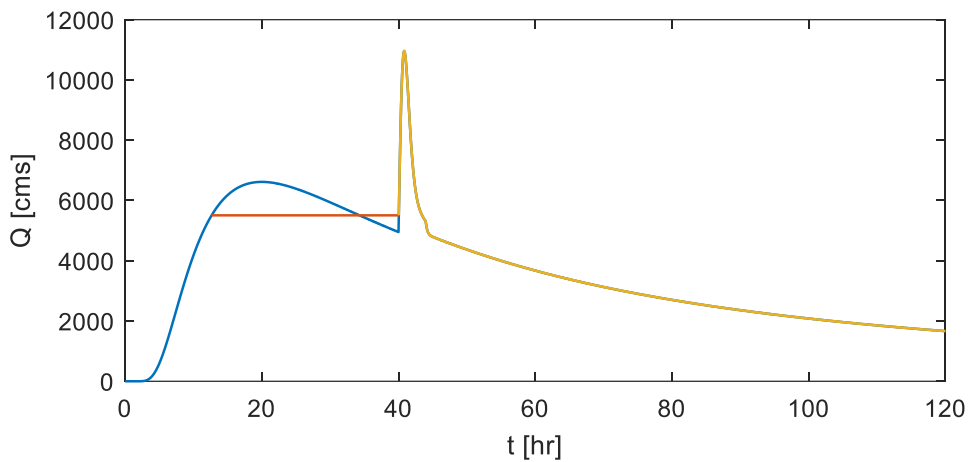


圖 3-22 布唐布那斯溪堰塞湖第一種潰壩流量歷線及其處理方法

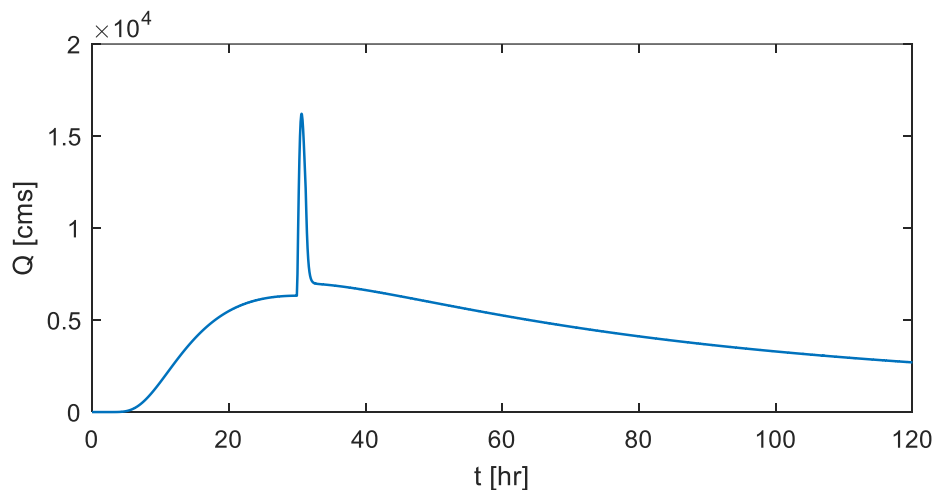


圖 3-23 布唐布那斯溪堰塞湖第二種潰壩流量歷線

第一種流量歷線比較特殊，洪水流量在抵達第一個尖峰後先下降才又上升而發生第二個尖峰，這樣的流量歷線在一維運動波

之數值解和 HEC-RAS 2D 模擬的部份我們都可以直接輸入流量歷線進行演算。然而一維變寬度坡度運動波之半解析解只能直接用在單尖峰的潰壩流量歷線上，像第一種流量歷線這樣有雙尖峰的流量歷線我們必須把它分段並做一些簡化處理才可以計算其在荖濃溪河道傳遞的半解析解。

如圖 3-22，我們將流量歷線分為兩段(藍色曲線和黃色曲線)，藍色曲線的部份我們可以直接以 Eq.38 計算波前在簡化的均勻河道上的位置，而黃色部份我們可以把它視為第二個洪水波，為了要簡化計算，我們假設在這個洪水波進入河道前下游各位置的流量可以簡化視為定值 Q_- ，其值為紅色線所在的流量，因此這個洪水波在簡化均勻河道內形成的震波傳遞時間和位置可以用 Eq.39 計算。有了兩個震波的位置後我們可以用 Eq.37 計算震波後方其他位置的流量變化。接著我們可以用 Eq.36 將在簡化的均勻河道內的計算結果座標轉換以求得在非均勻河道內布唐布那斯溪堰塞湖潰壩洪水傳遞的半解析解。

相反，一維變寬度坡度運動波之半解析解可以直接處理第二種流量歷線，而不需要進行加工。

而一維運動波數值解的部份我們可以直接輸入完整流量歷線並依照上述小節的介紹運算。而二維動力波模擬的部份，我們採用 HEC-RAS 2D 模型，在 HEC-RAS 2D 內以水利署提供之荖濃溪河道 DEM 地形建立運算之網格，如圖 3-24 所示。我們沿著水利署提供的荖濃溪河道 DEM 地形建立模擬區域範圍(如圖 3-24)，在模擬區域內建立大小 20m*20m 之運算網格(如圖 3-25)。我們在模擬區域上游端(布唐布那斯溪沖積扇位置)輸入潰壩流

量歷線作為上游邊界條件。初始條件為乾網格。模擬的結果，以第一種流量歷線造成的水深為例，如圖 3-26 所示。

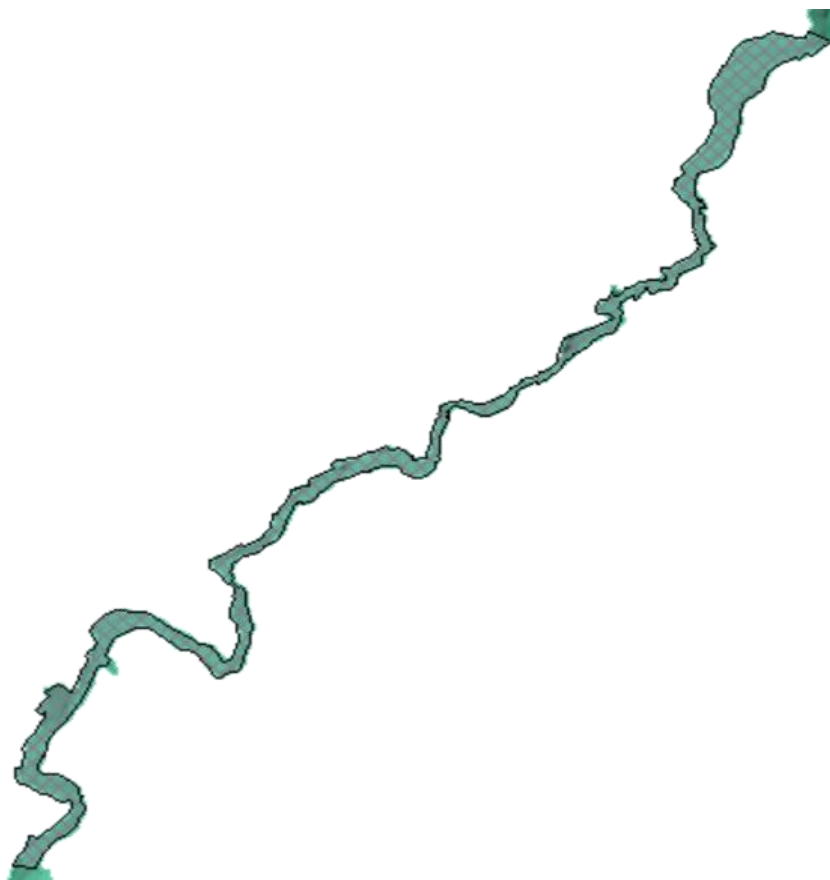


圖 3-24 HEC-RAS 2D 模擬布唐布那斯溪至寶來區段之荖濃溪河道及
模擬範圍

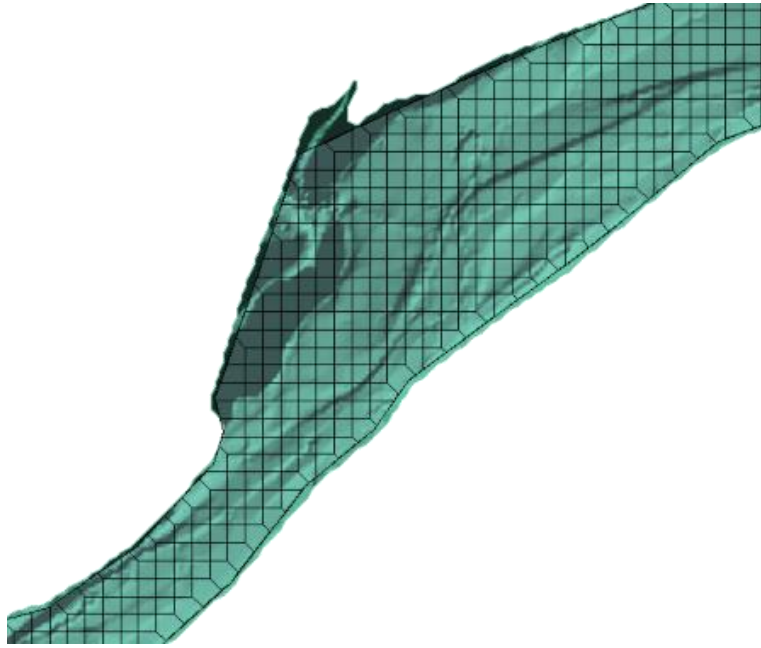


圖 3-25 局部河道地形(精度 5m*5m)和運算網格(大小 20m*20m)

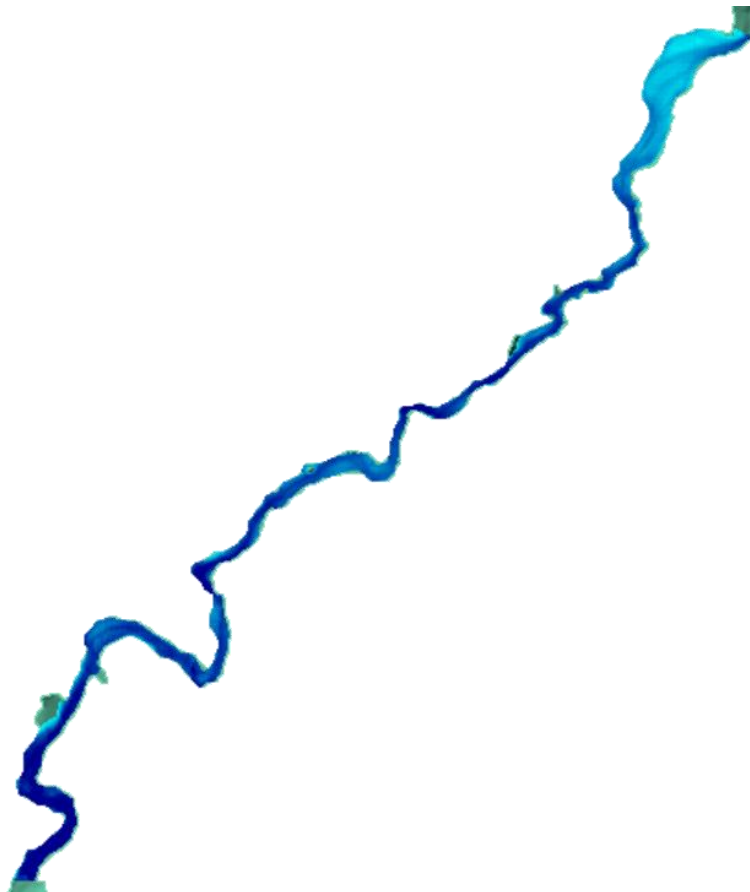


圖 3-26 HEC-RAS 2D 模擬布唐布那斯堰塞湖潰壩洪水(第一種流量歷線)對下游河段造成的最大水深結果。

我們將一維運動波半解析解和數值解的計算結果與 HEC-RAS 2D 模擬的結果放在一起比較，如圖 3-27、圖 3-28、圖 3-29、圖 3-30 與圖 3-31。前三張圖為第一種流量歷線模擬的結果，我們抓取三種模式第二個震波抵達各個斷面的時間，繪於圖 3-27。選擇第二個震波抵達的時間來做比較是由於這個時間在三種模型模擬結果裡面都可以很好的被判斷出來。由圖 3-27 可以見到，一維運動波半解析解和數值解以及 HEC-RAS 2D 模擬的結果都非常一致。由此可見，簡化的一維運動波模型可以很好的預測洪水波傳遞的速度。

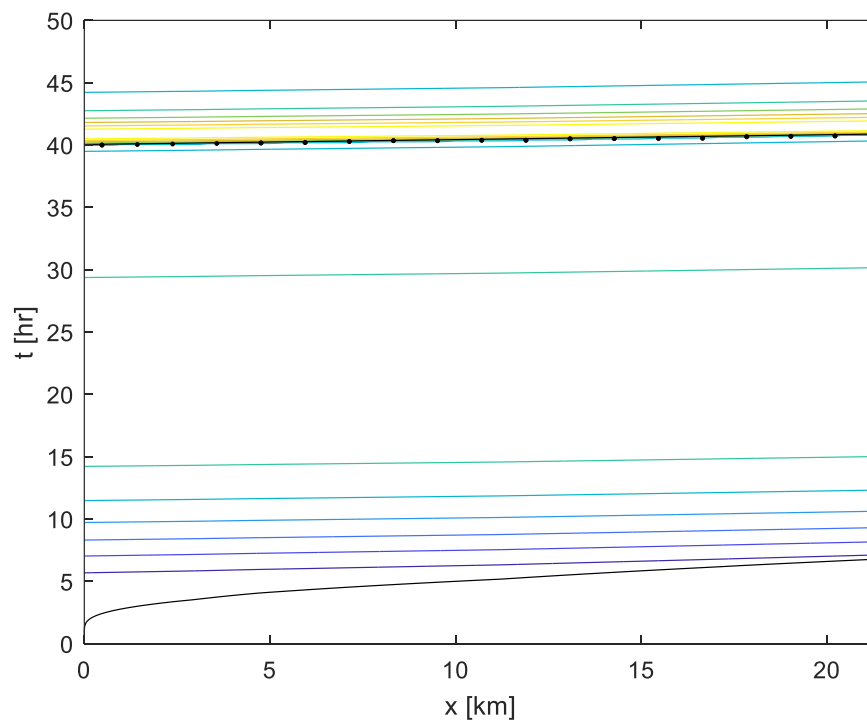


圖 3-27 洪水波傳遞路徑。彩線：一維運動波數值解流量在 x - t 平面上的等高線，黑線：一維運動波震波抵達各斷面的時間之半解析解，黑點：HEC-RAS 2D 震波抵達各斷面之時間。

由於由前面章節可見一維運動波半解析解和數值解的計算結果非常符合，我們在圖 3-28 及圖 3-29 只放其一作為代表。圖 3-28 呈現一維運動波模型和 HEC-RAS 2D 模擬出的第一種流量歷線之洪水傳遞到各斷面之最大水位。一維運動波的最大水位是從計算出的最大水深加上實際地形高程得到的。從圖上面可以見到，兩種模型計算的結果是很接近的。由於我們一維運動波模型沒有落於 6-16km 之間的參考斷面，故而這區間一維運動波模型的模擬結果誤差會比較大一些，而這些誤差可以藉由增加該區間的參考斷面資料來降低。由此可見，簡單的一維運動波模型已經可以提供令人滿意的各位置洪峰流量和最大水深的預測結果。在這邊可以注意的是，在一維運動波模型中，洪峰並沒有出現消減的情況，故各斷面的最大流量都是一樣的，故各斷面的最大水深可以直接用洪峰在各斷面的均勻流深度來直接計算，這樣在實務中可以節省下極多的計算時間，而能提供災害分析和疏散下游村落等等更多的時間。

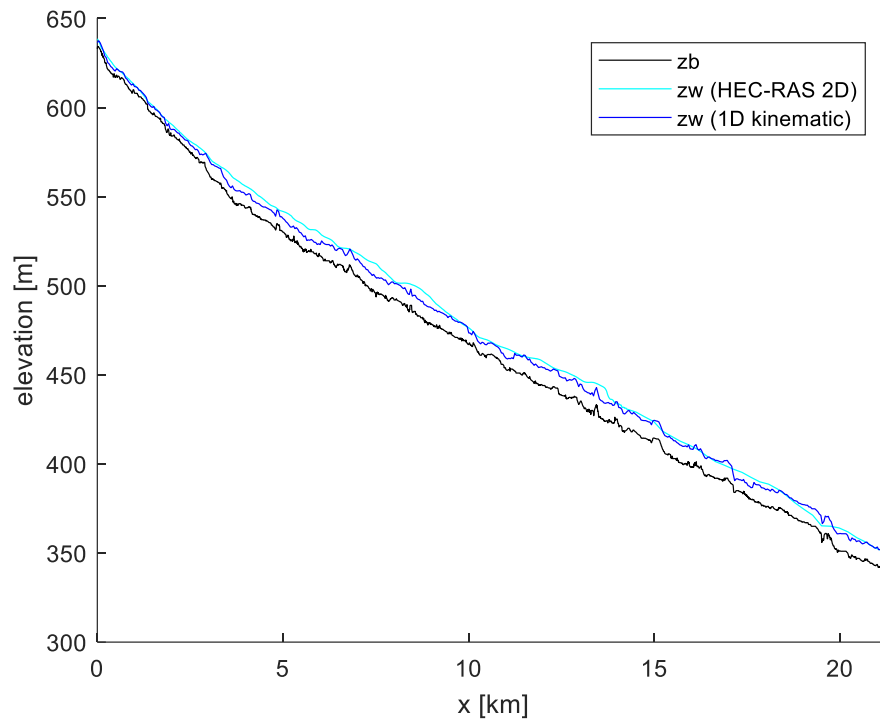


圖 3-28 第一種流量歷線洪水造成布唐布那斯溪沖積扇至寶來之間河道的底床高程及最大水位高程。

最後從圖 3-29 可見，從上游到下游四個斷面，兩種模型預測出來第一種流量歷線洪水傳遞到各斷面的流量歷線都很貼合。由此可見，在這樣長時間大尺度的堰塞湖潰壩洪水的傳遞的問題上，簡單的一維運動波模型已經可以提供非常完整且準確的預測結果了。

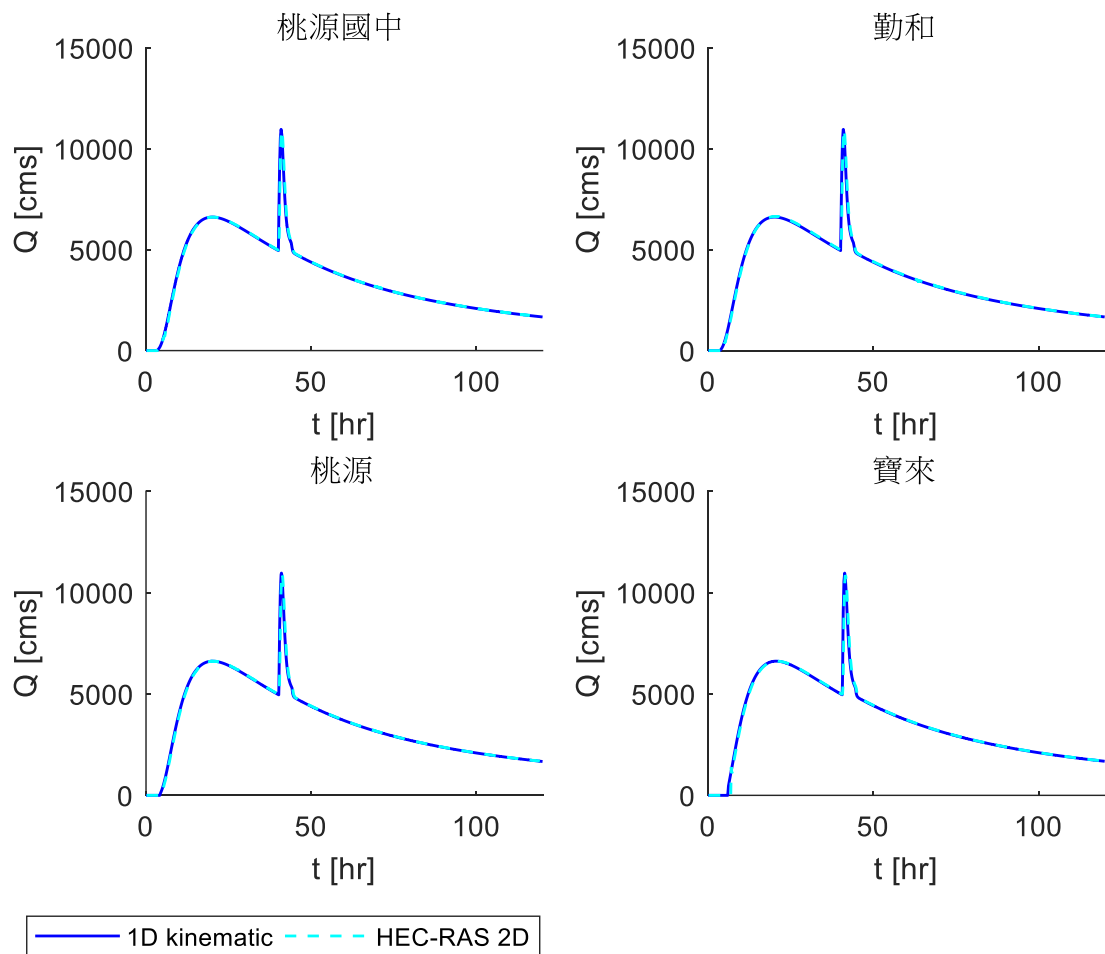


圖 3-29 第一種流量歷線洪水造成下游各斷面兩種模型之流量歷線比較。

而圖 3-30 和圖 3-31 是兩種模式模擬第二種流量歷線洪水得到的比較結果。圖 3-30 呈現一維運動波模型和 HEC-RAS 2D 模擬出的第二種流量歷線之洪水傳遞到各斷面之最大水位。同第一種流量歷線洪水的情況，這裡一維運動波的最大水位是從計算出的最大水深加上實際地形高程得到的。從圖上面可以見到，兩種模型計算的結果是很接近的。由此可見，簡單的一維運動波模型已經可以提供令人滿意的各位置洪峰流量和最大水深的預測結果。此外，在一維運動波模型中，第二種流量歷線洪水的洪峰也沒有出現消減的情況，故各斷面的最大流量都是一樣的，故各斷

面的最大水深也可以直接用洪峰在各斷面的均勻流深度來直接計算，進而為實務情況節省下極多的計算時間，而能提供災害分析和疏散下游村落等等更多的時間。

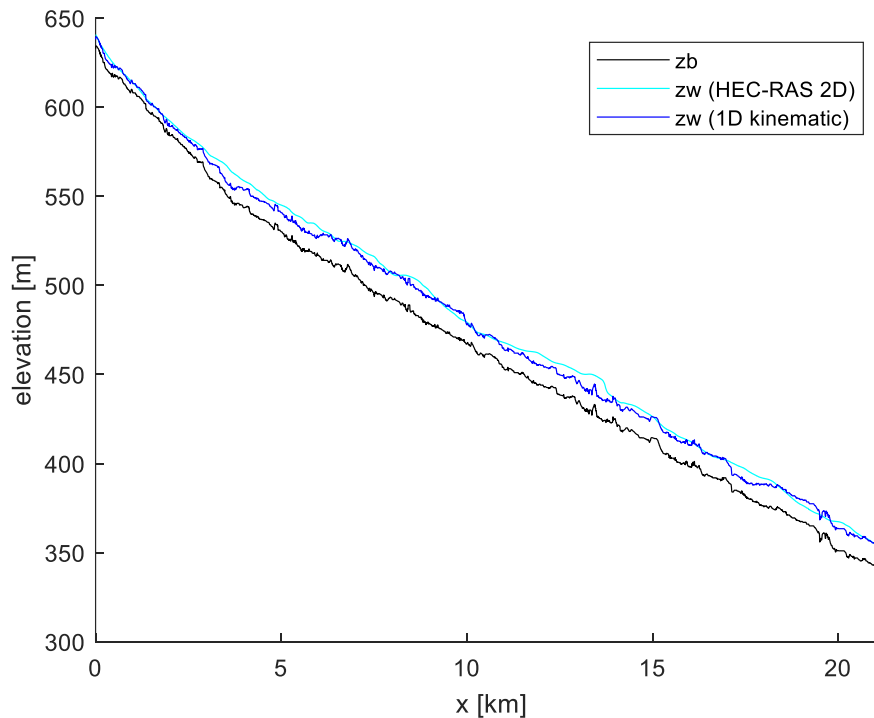


圖 3-30 第二種流量歷線洪水造成布唐布那斯溪沖積扇至寶來之間河道的底床高程及最大水位高程。

從圖 3-31 可見，從上游到下游四個斷面，兩種模型預測出來第二種流量歷線洪水傳遞到各斷面的流量歷線都非常貼合。由此可見，在這樣長時間大尺度的堰塞湖潰壩洪水的傳遞的問題上，簡單的一維運動波模型已經可以提供非常完整且準確的預測結果了。

由以上兩個案例可見，在兩種不同的流量歷線下，簡單的一維運動波模型都可以提供非常完整且準確的預測結果。而簡單的一維運動波模型需要的地形參數非常簡單，如上所述，只需要幾

個斷面的寬度、波度和糙度資料即可，在寬度的測量上僅需要攜帶雷射測距儀沿河谷旁公路移動到幾個斷面就可以量測到需要的資料，測量成本，在包含價格和時間等方面，皆遠低於要測量二維動力波模型所需的完整 DEM 需要的測量成本。

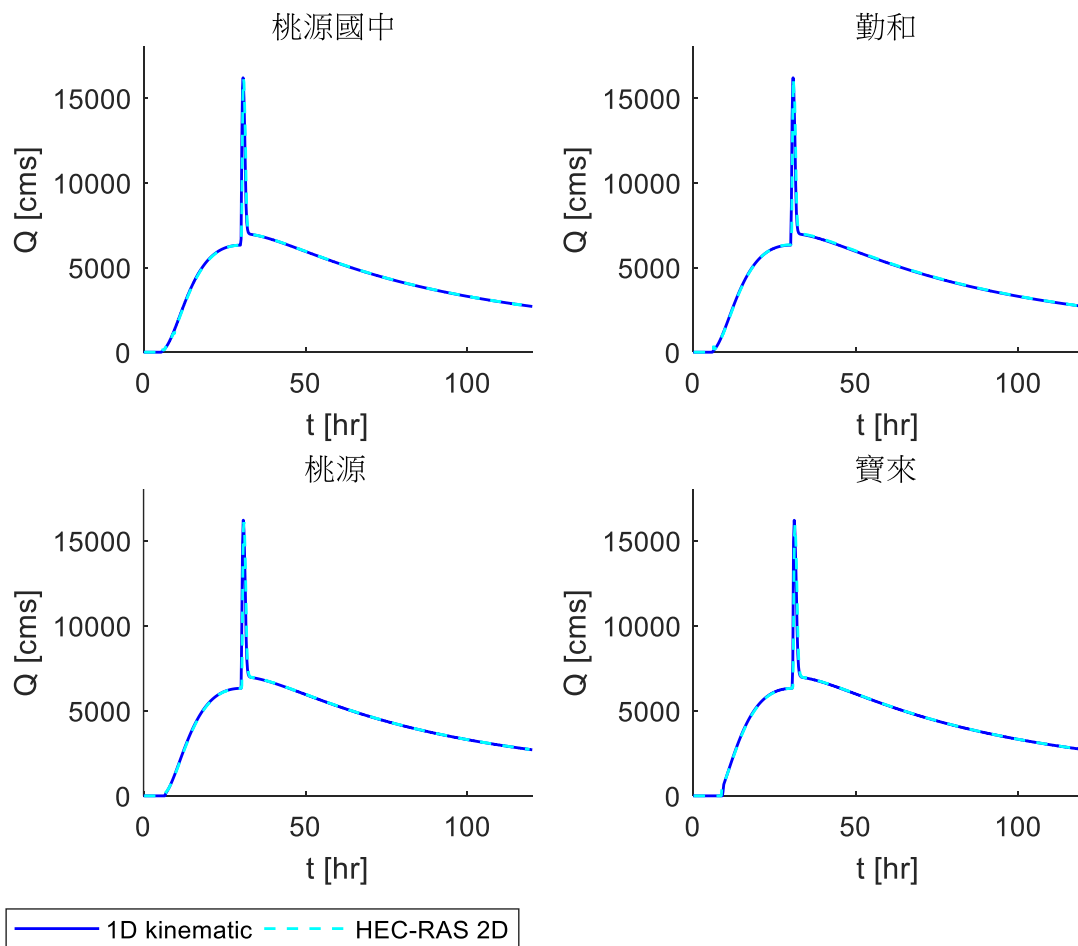


圖 3-31 第二種流量歷線洪水造成下游各斷面兩種模型之流量歷線比較。

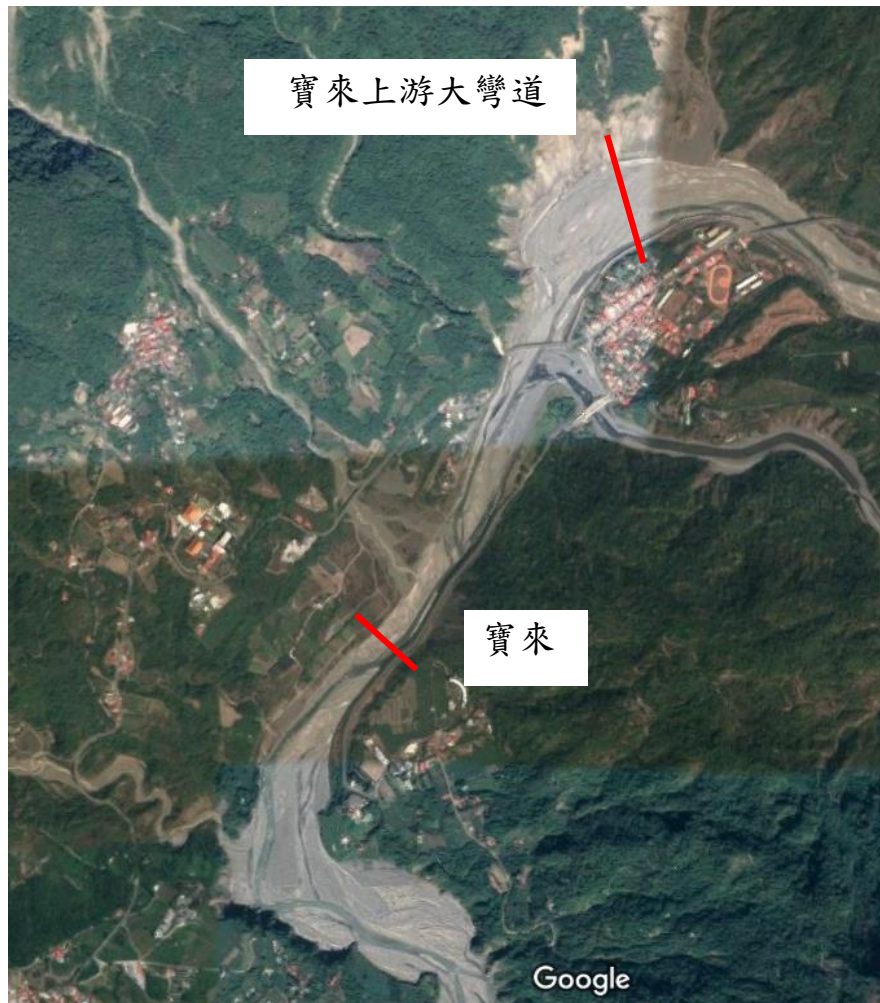


圖 3-32 寶來斷面及寶來上游大彎道斷面位置和彎曲情況示意圖。

而關於一維運動波模型無法提供側向變異的流速和水深之模擬結果的問題，我們認為在山區河道這樣長寬比極大(河道長度遠大於寬度)的地方，二維的洪水運動行為本來就很不明顯，不進行二維模擬的影響很小，因此進行一維的模擬則已經足夠。潰壩洪水在長河道的二維運動不明顯的這個情況可以從 HEC-RAS 2D 的模擬結果看出來。我們以第二種流量歷線洪水在寶來和寶來上游大彎道兩個斷面的最大水深模擬結果為例。寶來和寶來上游大彎道這兩個斷面的位置和彎曲情況可以從圖 3-32 的衛星影像看到，寶來斷面位於較平直的河道，而寶來上游大彎道斷面則

位於一個 90 度大轉彎的彎道上。而從圖 3-33 可以看見，在 HEC-RAS 2D 的模擬下在寶來斷面河道左右岸的最大洪水水深非常接近，兩側差異不到 0.1 公尺，可以視為均勻的水深。而從圖 3-34 可以看見，在 HEC-RAS 2D 的模擬下在寶來上游大彎道斷面河道左右岸的最大洪水水深有較明顯的差異，但左右岸最大水深的差距也僅將近 2.5 公尺。這樣的側向變異幅度不足以會對聚落的安全性評估造成明顯錯誤估計。由此可見，對於對長寬比大的山區河道，要預估洪水河道兩岸聚落的威脅性，以河道的平均最大水深進行預估即可以得到足夠滿意的結果，故而使用簡單的一維模擬即可，並不需要花大量的時間和用複雜的地形資料進行詳細的二維模擬。

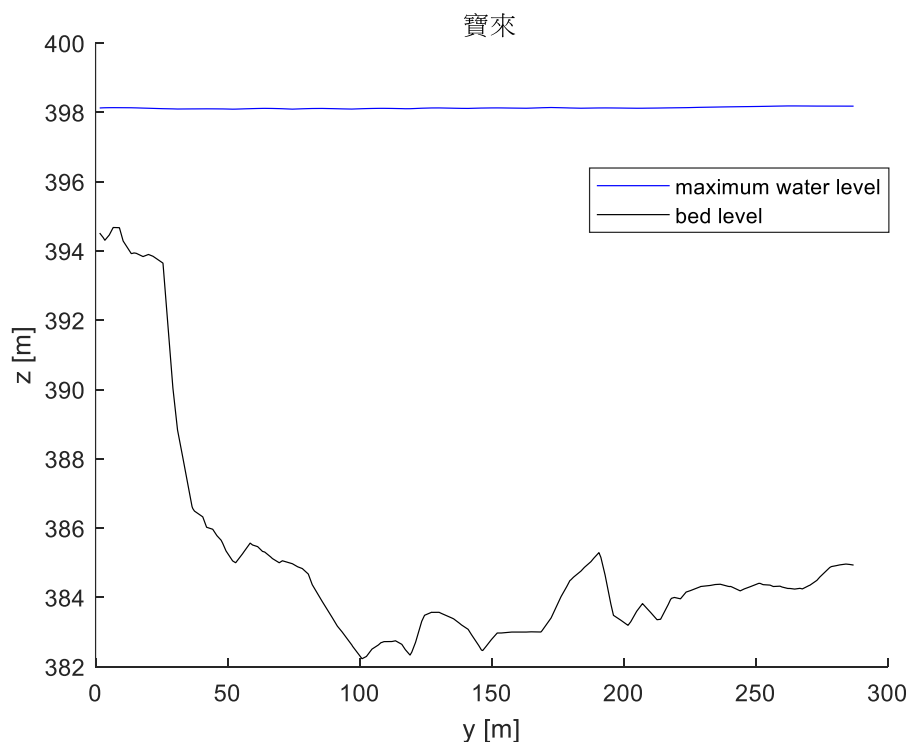


圖 3-33 寶來斷面斷面形狀及最大水深隨橫斷面距離變化

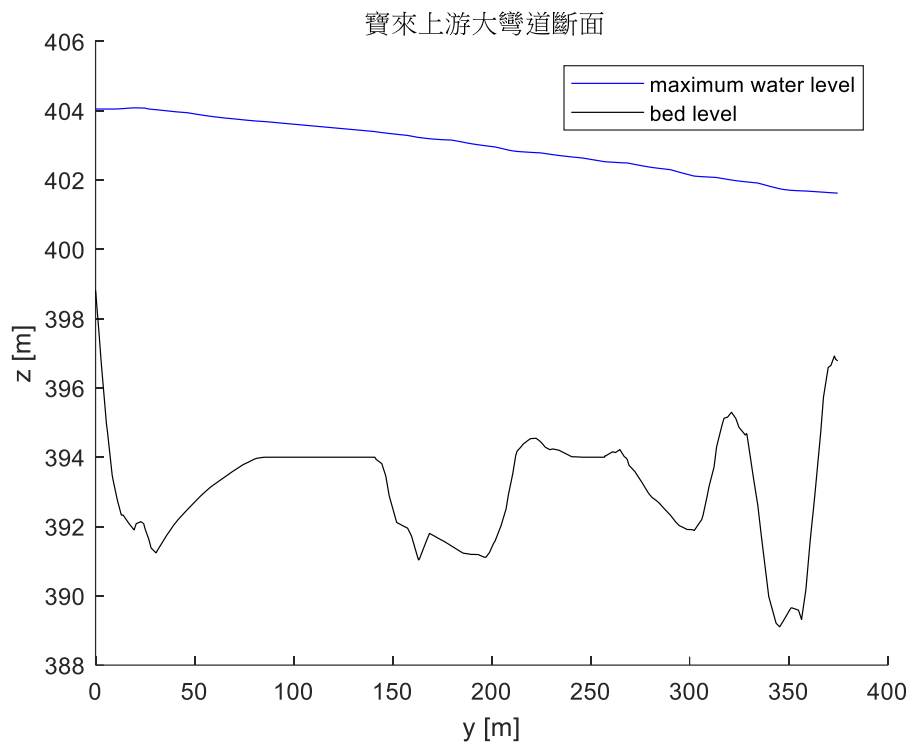


圖 3-34 寶來上游大彎道斷面斷面形狀及最大水深隨橫斷面距離變化

第四節 泥砂傳遞

為了評估堰塞湖潰壩洪水所攜帶之泥砂對下游山區河道地形的影響，本計畫採用由 Capart 在 1994 年提出的水砂分離計算方法計算下游山區河道的底床高程變化。我們認為河道底床高程僅會在土石流沖積扇下游一定距離內會有明顯的變化，這一段河道的底床高程變化和洪水傳遞屬於互制關係，需要同時考慮而不能分離計算。這部份我們採用本章第二節的堰塞湖潰決模式來計算從土石流沖積扇到其下游一定距離之河道的底床高程隨堰塞湖潰決過程的變化。詳細的計算方法和結果請參考本章第二節。然而我們認為，在離開堰塞湖一定距離的下游河道裡，洪水傳遞的過程中，洪水水位的變化幅度會遠大於河道底床高程的變化幅度。在這個情況下，洪水的傳遞和河道泥砂的

傳遞可以分開計算，先以定床的形式計算河道底床高程不變的情況下洪水的傳遞情形，再以計算出來的各斷面洪水流量歷線去計算各斷面之輸砂流量歷線，接著再以各斷面的輸砂流量歷線差值去計算各斷面之間河道的底床高程經過整個洪水事件後的整體變化量。詳細的計算過程下面第一小節我們會仔細介紹。為了驗證這樣分離計算洪水與泥沙的傳遞的方法的可靠性，我們在下面第二小節採用 HEC-RAS 程式的輸砂分析模式去模擬相同的案例，進行分析結果的比較。而在第三小節我們會討論並總結水砂分離計算方法的優缺點和在此的適用性。

一、水砂分離計算方法

水砂分離計算洪水對下游河床高程的影響的步驟主要可以分為三步。第一步為透過定床之洪水演算方法得到各斷面的洪水流量歷線。這邊可以使用任何洪水演算方法都可以，包含一維運動波模型或二維動力波模型皆可。這邊要使用的是整個斷面的整體流量歷線，所以不會考慮側向流速水深的差異，所以並不需要使用二維模擬的結果。此外由本章第三節的結果可見，在長寬比高的河道使用一維運動波模型或二維動力波模型模擬大尺度事件得到的各斷面流量歷線是非常一致的，因此這裡我們採用一維運動波模型的模擬結果即可，不需使用二為動力波模型。而使用一維運動波模型計算各斷面流量歷線的方法如本章第三節所述。

第二步為用得到各斷面的洪水流量歷線後我們可以透過輸砂公式將之轉換為輸砂量歷線並計算整場事件造成泥沙通過此斷面的總體積。詳細的轉換計算過程如圖 3-35 所示：

- 1.以剪應力公式計算各時刻的底床剪應力 τ_b 。根據 Van Emelem (2014)，在穩態均勻流中，河道平均的剪應力可以由以下公式

計算

$$\tau_b = \rho_w h S_f \quad (51)$$

其中， ρ_w 是水的密度， h 是水深， $S_f = S_0$ ，故我們可以用已知的各斷面水深歷線和底床坡度計算底床剪應力歷線。

2.將剪應力無因次化。無因次的剪應力 τ^* 又稱為 Shields parameter，根據 Shields(1936)，無因次剪應力 τ^* 和底床剪應力 τ_b 遵守以下關係：

$$\tau^* = \frac{\tau_b}{\rho_w (s - 1) g d} \quad (52)$$

其中， s 是泥砂顆粒和水的密度之比值， d 是泥砂平均粒徑。故我們可以用這個公式得到各斷面之無因次剪應力歷線。

3 計算無因次輸砂率

根據前人的研究(Meyer-Peter and Muller, 1948; Smart and Jaggi, 1983; Wilson, 1987; Wu et al., 2000; Abrahams, 2003; Camenen and Larson, 2005; Wong and Parker, 2006)河床載的無因次輸砂率由無因次剪應力控制。以上各學者各提出了不同的無因次單位寬度輸砂率計算公式，而我們採用 Meyer-Peter and Muller 提出的無因次單寬輸砂率公式

$$q_s^* = \begin{cases} 0 & \tau^* < \tau_c^* \\ 8(\tau^* - \tau_c^*)^{1.5} & \tau^* \geq \tau_c^* \end{cases} \quad (53)$$

其中， τ_c^* 是臨界無因次剪應力，又稱為無因次啟動剪應力。當無因次剪應力小於無因次啟動剪應力時，水流對底床顆粒造成的剪應力不夠大，底床顆粒不會被水帶動，因而輸砂率為零。而配合 Meyer-Peter and Muller 公式的無因次啟動剪應力 $\tau_c^* = 0.047$ 。因此我們可以計算得到各斷面的無因次單位寬度輸砂率。

- 4.計算單寬輸砂流量歷線。根據 Van Emelem (2014)，單寬輸砂流量和無因次單寬輸砂率遵守以下關係：

$$q_s^* = \frac{q_s}{\sqrt{g(s-1)d}} \quad (54)$$

我們由此可以計算得到各斷面的單寬輸砂流量歷線。

- 5.計算斷面全寬輸砂流量歷線。接著將各斷面的單寬輸砂流量歷線乘以斷面平均寬度即可得到各斷面的輸砂流量歷線。

- 6.計算整場洪水事件通過此斷面的輸砂總量(體積)。將各斷面的輸砂流量歷線對時間進行積分即可得到整場洪水事件造成泥沙通過此斷面的總體積。

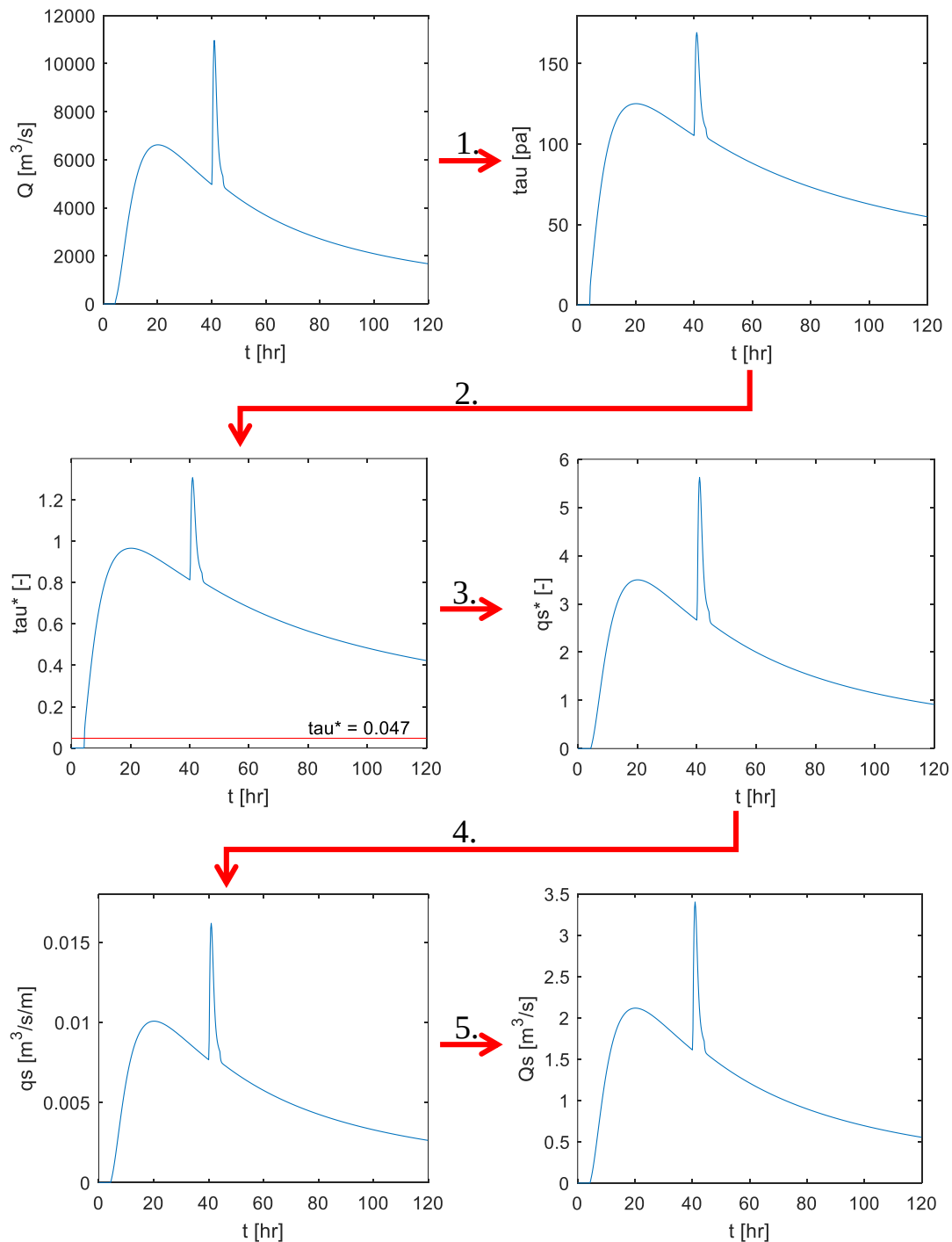


圖 3-35 由各斷面洪水流量歷線轉換計算為輸砂量歷線的過程

水砂分離計算洪水對下游河床高程的影響的第三步是以相鄰的兩個斷面的總輸砂體積的差值計算兩斷面中間河道的河床高程變化量。透過質量守恆公式可知，一段河道的入砂量和出砂量(上游斷面之總輸砂量和下游斷面之總輸砂量)的差值即為此

兩斷面之間的河道的總河床體積變化量。假設這段河道的高程變化是均勻的，我們可以將總河床體積變化量除以這段河道的長度(兩斷面的位置差值)和平均河道寬度，得到這段河道的平均高程變化量。

二、以HEC-RAS輸砂分析模式驗證水砂分離計算方法的準確度

為了驗證水砂分離計算方法的準確性、可靠度和適用性，我們採用 HEC-RAS 程式的輸砂分析模式去模擬分析一個相同的案例，和用水砂分離計算方法的結果進行比較。在這裡我們採用的案例同本章第三節一樣，選用布唐布納斯溪堰塞湖潰壩洪水事件(第一種流量歷線)和荖濃溪的河道(從布唐布納斯溪至寶來之間的河段)。

HEC-RAS 程式的輸砂分析模式一樣是一維的分析模式，而沒有二維的分析模式。故而我們建立一個和用一維運動波洪水傳遞模式分析時相同的地形和特性的河道(採用曼寧 $n=0.08$ ，河道斷面特性採用表 3-5 之資料)，而再已知的斷面之間，我們以線性內插得到中間的各斷面形狀和特性，如圖 3-36 所示。

而 HEC-RAS 程式的輸砂分析模式只能使用準變量流(quasi-unsteady)的流量歷線進行分析，其最多輸入 100 個流量資料點，故而我們將圖 3-22 的第一種流量歷線內插切分出 100 個流量資料點做為 HEC-RAS 程式輸砂分析模式的上游準變量流入流歷線，如圖 3-37 所示。

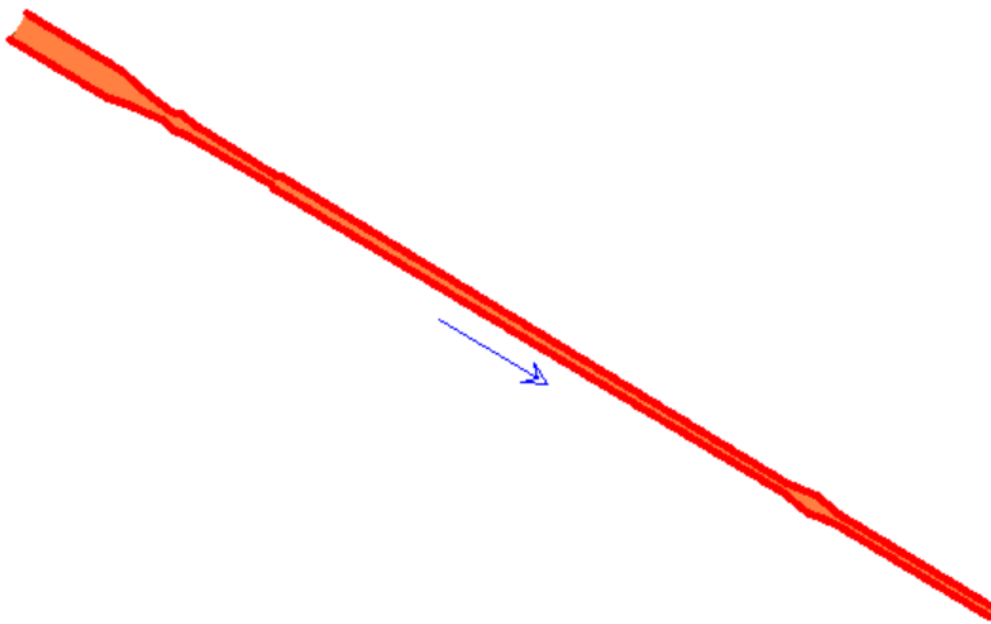


圖 3-36 使用表 3-5 斷面資料線性內插得到的荖濃溪布唐布納斯溪至寶來之間的河道。

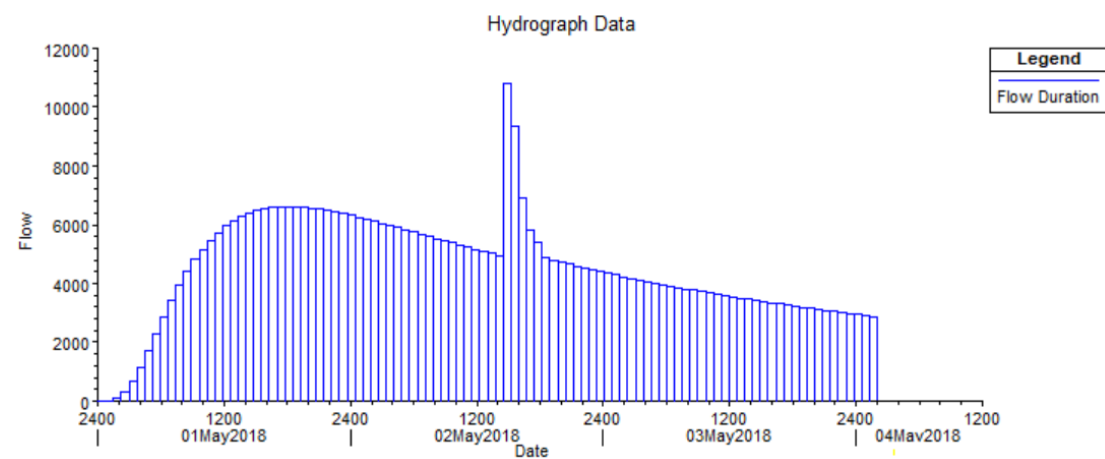


圖 3-37 HEC-RAS 程式輸砂分析模式使用的準變量流(quasi-unsteady)入流歷線。

此外我們將整個河道設定為動床河道，可以下刷無限深的深度，在這邊我們設定所有斷面的最大下刷深度為 100 公尺，以確保整個河道在整個模擬過程都是動床的型態。

而 HEC-RAS 程式的輸砂分析也可以選擇不同的輸砂率計算公式，在這邊我們選擇和水砂分離方法相同的 Meyer-Peter and Muller 公式。而兩種模擬我們均假設河道的泥砂是均勻粒徑，其粒徑大小為 8mm。

設定好所有條件後，經由一小時的模擬運算，我們可以得到 HEC-RAS 程式的輸砂分析結果。我們將 HEC-RAS 程式的輸砂分析得到的河道底床高程變化結果和用水砂分離計算方法得到的河道底床高程變化結果畫在一起進行比較，如圖 3-38 和圖 3-39。

圖 3-38 裡面水砂分離法得到的結果是只考慮表 3-5 提供的斷面來進行計算的。在這邊每兩相鄰的斷面之間距離不同，有些河段因此會很長，在均勻底床高程變化的假設下，有些行為可能會因此被平均化而看不出來。但整體而言，只有數個斷面進行河道底床高程變化的分析估計結果和用複雜的 HEC-RAS 泥砂分析方法計算出來的結果還是蠻接近的。從圖上可見，大部分沖刷淤積的特徵都有被預測出來，且沖刷淤積的高程變化尺度也十分符合複雜的 HEC-RAS 泥砂分析方法計算出來的結果。

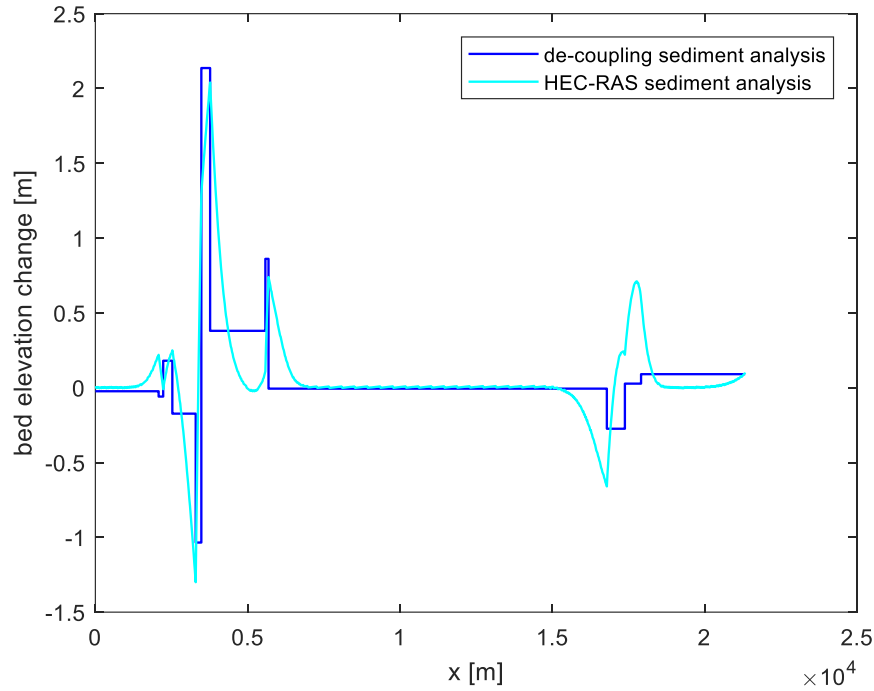


圖 3-38 HEC-RAS 程式的輸砂分析和水砂分離計算方法(只使用表 3-5 之斷面)得到的荖濃溪河床高程經過潰壩洪水事件後的總變化。

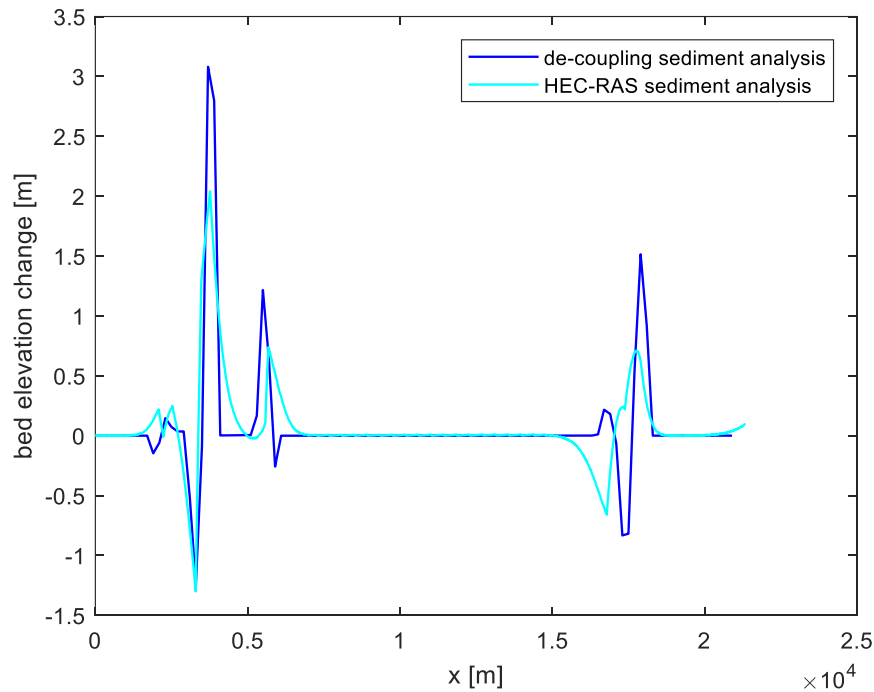


圖 3-39 HEC-RAS 程式的輸砂分析和水砂分離計算方法(使用連續等間距之斷面)得到的荖濃溪河床高程經過潰壩洪水事件後的總變化。

而圖 3-39 裡面水砂分離法得到的結果是考慮等間距的斷面來進行計算的。在這邊我們每隔 200 公尺即計算一個斷面的流量歷線和輸砂歷線，得到整個河道上眾多斷面的整體輸砂量後，兩兩相減得到兩相鄰的斷面之間河段的河床體積變化量，再除以河段長度(200 公尺)和平均寬度(用內插方式求得)，得到每個小河段的河床高程變化量。在這樣的計算下，比較細節的河床高程的變化可以被呈現出來，由圖可見水砂分離計算方法能清楚的呈現和用複雜的 HEC-RAS 泥砂分析方法計算出來的結果相近的沖刷淤積的特徵，且沖刷淤積的高程變化尺度很符合複雜的 HEC-RAS 泥砂分析方法計算出來的結果。

三、水砂分離計算方法的優缺點和適用性。

從上一小節的分析比較結果可見，HEC-RAS 的輸砂分析結果和我們採用簡化很多的水砂分離模式的結果十分符合。此外，HEC-RAS 的輸砂分析模式也有很多限制，例如一樣只能進行一維的分析而非二維的分析，並要使用準變量流(quasi-unsteady)的流量歷線而非完全變量流(unsteady)的流量歷線。然而 HEC-RAS 的輸砂分析模式即使已經經過很多的簡化，仍要花費很長的計算時間，而我們使用水砂分離計算方法可以只花費萬分之一的計算時間即可得到沖淤傾向和尺度都差不多的預測結果。

不過需要注意的是，這樣的水砂分離方法只適合用在過程中河床高程變化尺度遠小於水位變化尺度的情況下，而鄰近沖積扇的地方就不能將水和泥砂分開計算，而必須使用本章第二節的堰塞湖潰壩模式進行河床高程變化的計算。

第四章 現地案例

第一節 布唐布納斯溪沖積扇介紹

布唐布納斯溪是荖濃溪上游的支流，其地理位置和環境如圖 4-1 所示。在荖濃溪與布唐布納斯溪的交界處於 2007 年曾經發生過由土石流阻塞主流而形成堰塞湖的案例，而在莫拉克颱風時也有發生堰塞湖的可能性(圖 4-1)。在莫拉克颱風之後，布唐布納斯溪仍然有持續的出現土石流的事件，而且由布唐布納斯溪上游集水區中顯著的土砂崩塌量來看，由土石流阻塞主流而產生堰塞湖的事件極有可能再度發生。



圖 4-1 布唐布納斯溪地理位置及環境衛星影像。

(圖片來源：Google 地圖)

如圖 4-2 所示，在 2007 年，支流布唐布納斯溪的土砂材料被帶往下游進入和荖濃溪交會處並形成沖積扇，當沖積扇尺度增大，阻塞了荖濃溪主流的水流，堰塞湖將會在沖積扇的上游側形成。而當洪水再逐漸增大，洪水未超過堰塞湖的壩頂，這樣的堰塞湖將會潰決，並造成更大尺度的洪水，可能對主流下游聚落產生嚴重的威脅。

而如圖 4-3 可見，經過莫拉克風災後，大量的山崩或地表土砂崩落情況發生在荖濃溪支流，量體極大的土砂堆積在各支流峽谷中。從圖中可以清楚看見，這些支流中布唐布納斯溪的地表土砂崩落的情況是最嚴重的。而大量的土砂材料並沒有完全被傳輸進入主流中，而是在支流布唐布納斯溪上游堆積，其後每當有颱風侵襲台灣或是大豪雨發生時，土砂材料就被以土石流的形式傳輸進入荖濃溪主流堆積。如圖 4-4 (布唐布納斯沖積扇扇頂現地照片)可見，布唐布納斯溪支流地形是狹窄的山谷，而進入荖濃溪主河道時，地形會極大地變得開闊，在這樣突然開闊的地形下，土砂運移速度會明顯降低並開始堆積在布唐布納斯溪和荖濃溪交會口。隨著每次暴雨逕流而被攜帶進入荖濃溪主流的土砂會逐漸堆積並進而擴大沖積扇之規模。此外，在後續的風災中，仍然有新的崩塌發生進而造成土方材料持續的增加。隨著布唐布納斯沖積扇規模擴大，主流的河床高程會被提高，而當其阻塞了荖濃溪主流，將會有堰塞湖產生，使得溪流附近之村落受到更大的洪水

之威脅。

從圖 4-5 可見看見以光達測量布唐布納斯溪集水區地形而預測其上的土砂材料移動的情況。圖上紅色部分代表原本在支流峽谷堆積而後被逐漸帶往主流的土砂材料，而藍色區域則為堰塞湖會形成的區域。而從圖 4-6 和圖 4-7 可以看到布唐布納斯溪沖積扇的形貌隨著時間變化的情形。

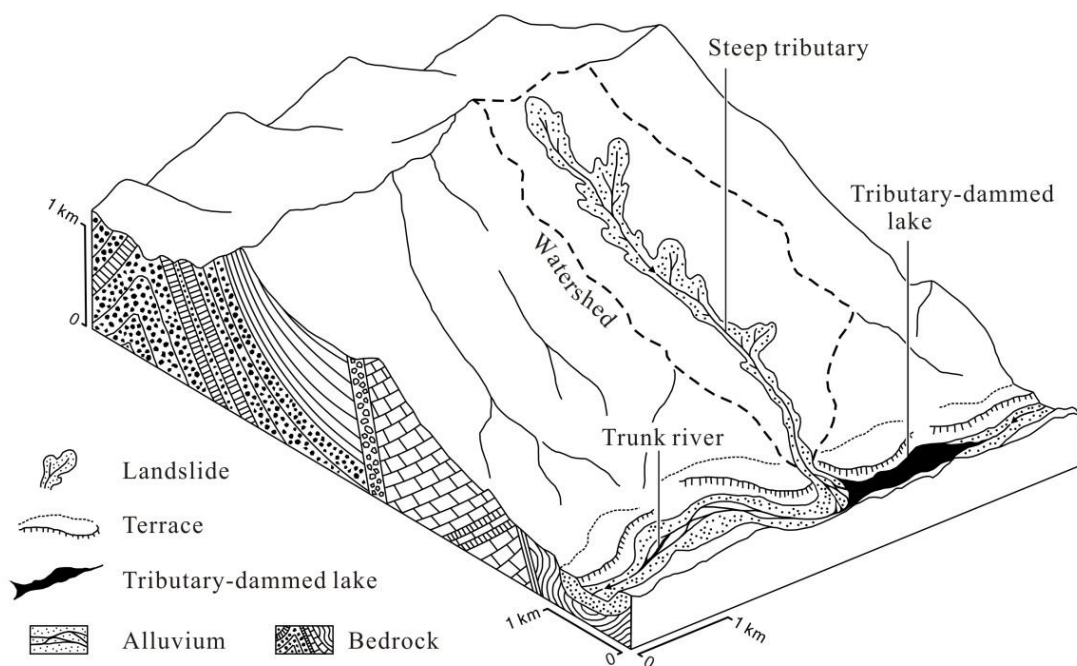


圖 4-2 在 2007 年時布唐布納斯溪和荖濃溪交會處堰塞湖形成環境特徵示意圖。

(圖片來源：Capart et al., 2010)

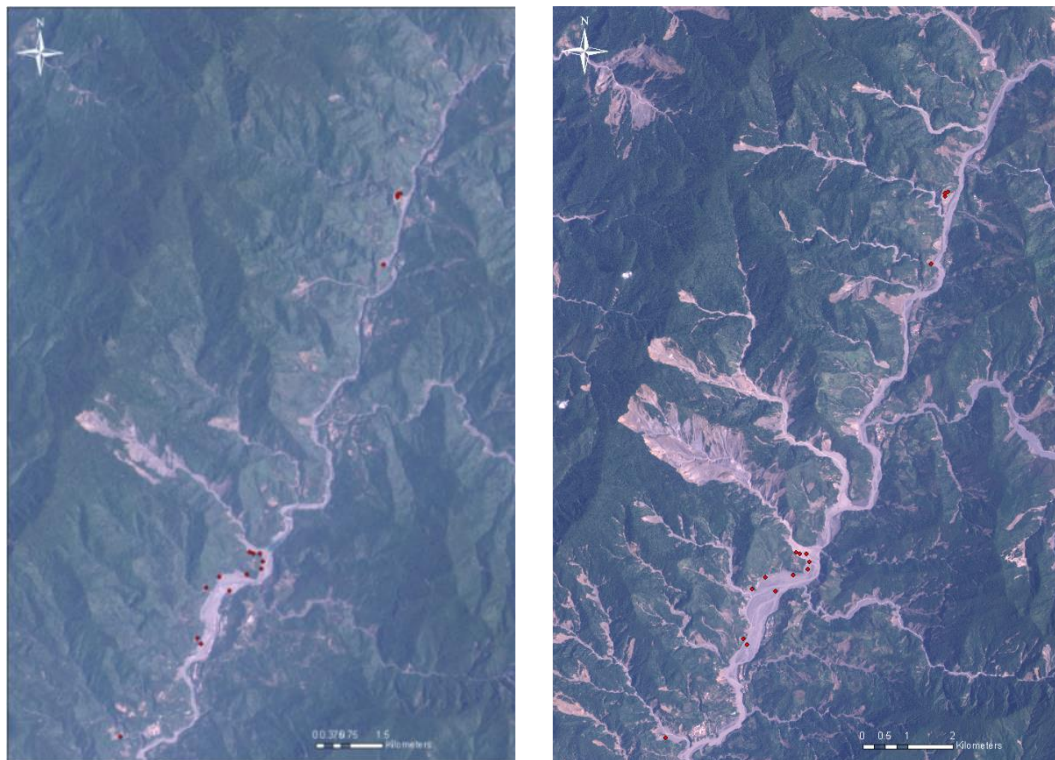


圖 4-3 2008 年莫拉克風災前(左圖)和後(右圖)



圖 4-4 布唐布納斯沖積扇扇頂，布唐布納斯溪與荖濃溪交會口現地
照片

(圖片來源：台大土木地貌水力學研究室)

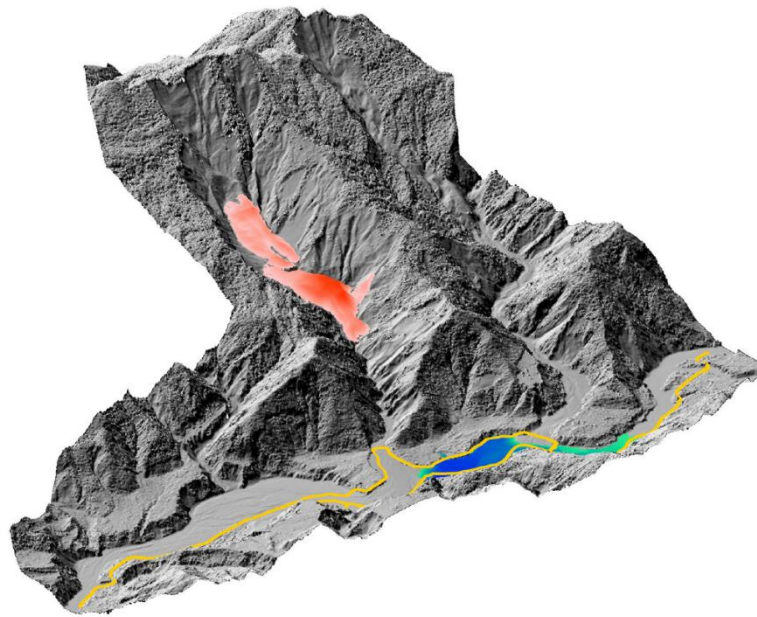


圖 4-5 以 Lidar 掃描布唐布納斯支流所得之土砂材料變化估計



2004



2008



2011/08



2011/11



2012/12/09



2014/03/02



2016/02/13



2018/02/25

圖 4-6 歷年布唐布納斯沖積扇形貌

(圖片來源：台大土木地貌水力學研究室)

從圖 4-6 可見，在 2004 年到 2018 年之間，一直有土砂材料從布唐布納斯溪上游被帶入荖濃溪主流，布唐布納斯溪的沖積扇扇面上持續有新的土砂堆積情況。此外我們也可以清楚看到布唐布納斯溪沖積扇扇面上以及荖濃溪主流的侵蝕情況。由此可見，侵蝕和堆積的行為一直在這個區域持續交替發生。比較 2004 年和 2008 年的現地照片可以清楚看到荖濃溪主河道的河床被明顯的大幅抬升，右岸沖積扇兩側原本於 2004 年存在的樹林在 2008 年完全被土砂掩埋覆蓋。而比較 2008 年不同時期的兩張照片，又可以清楚看到沖積扇被支流和主流明顯侵蝕下刷，進而形成多層的河階地形。而從 2012 年的照片可以看到，從 2008 至 2012 年之間，布唐布納斯沖積扇至少在經過了一次以上大幅的擴張和堆積，原本在沖積扇上的河階和深槽完全被覆蓋。而從照片上主流下刷出的河階可見，在這大幅的沖積扇堆積擴張後，荖濃溪主流又在 2012 年年底前明顯侵蝕下刷了沖積扇的扇緣。接著在 2014 和 2016 年的照片也都可以明顯看到沖積扇的再次堆積行為，而在 2018 年的照片則可看到沖積扇的扇緣被主流下刷以及清淤疏濬的情況。



圖 4-7 荖濃溪左岸新建的台 20 線和荖濃溪主流(從布唐布納斯溪往
荖濃溪下游拍攝之視角)

(圖片來源：台大土木地貌水力學研究室)



圖 4-8 荖濃溪左岸新建的台 20 線高架橋

(圖片來源：台大土木地貌水力學研究室)

此外，由於 2008 年沖積扇擴張到荖濃溪主流對岸(由右岸擴張堆積到左岸)，位於荖濃溪左岸的公路(台 20 線)被土砂覆蓋，使得其需要被重新建造。重新建造的台 20 線如圖 4-7 和圖 4-8 的現地照片可見。為了避免未來再次被沖積扇的大量土砂淹沒，新的台 20 線路面在這區域進行了高架化，大幅的提升了這區域路面的高程的設計。

而圖 4-9 為本團隊多年於布唐布納斯溪口進行的荖濃溪主河道水線高程現地測量的資料和其他單位(水利署、世曦工程顧問公司)提供的資料比對的結果。圖 4-9 上的橫軸為各水線資料點到布唐布納斯溪口的曲線距離，我們透過座標轉換將蜿蜒的河道上的資料點投影到相同的座標系以供比較河道底床高程的歷年變化。

圖 4-9 上的垂直彩色需線可以對應到圖 4-10 相同顏色的各斷面位置。而從圖 4-9 上可以看到，荖濃溪的主河道在 2008 年初之後有了大幅的上升，上升幅度大約有 30 公尺，尺度非常的大。而在 2010 年後，荖濃溪主河道在布唐布納斯溪周圍區段偶爾有部分區域有下刷的情況，但整體而言還是上升為主。在鄰近布唐布納斯溪口的區段河道水線高程的變化較為多樣且複雜。而在較下游的區段，荖濃溪的主流水線高程則幾乎皆是堆積上升的情況。由此可見，在布唐布納斯溪口，由於大量的土砂陸續被暴雨逕流從支流攜入堆積在此區域，這邊的主流高程時常會有較大的上升幅度，然而擴大的沖積扇也十分容易

被主流下刷，故這一區段的河道高程亦會時有下降的情況，整體變化頻率較高。而從布唐布納斯溪口被侵蝕下刷的土砂會被帶到下游河道進行堆積，故而荖濃溪下游河道高程的變化則以堆積為主。

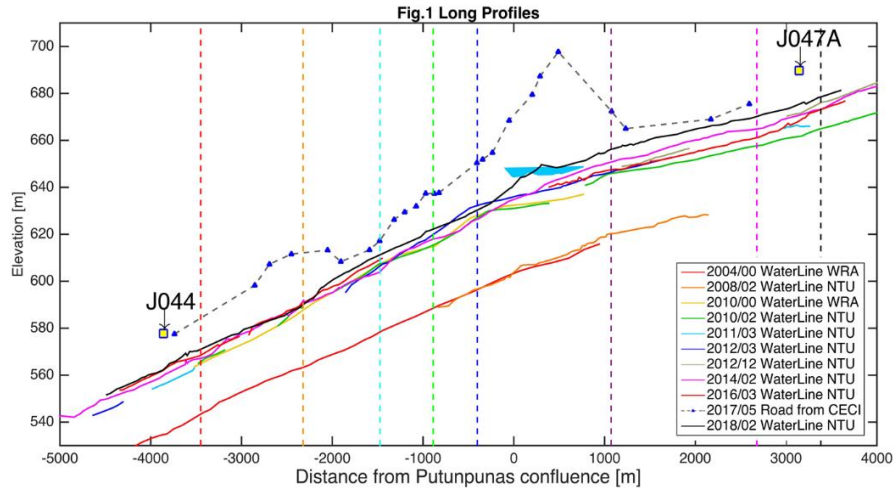


圖 4-9 荖濃溪主河道水線高程歷年變化

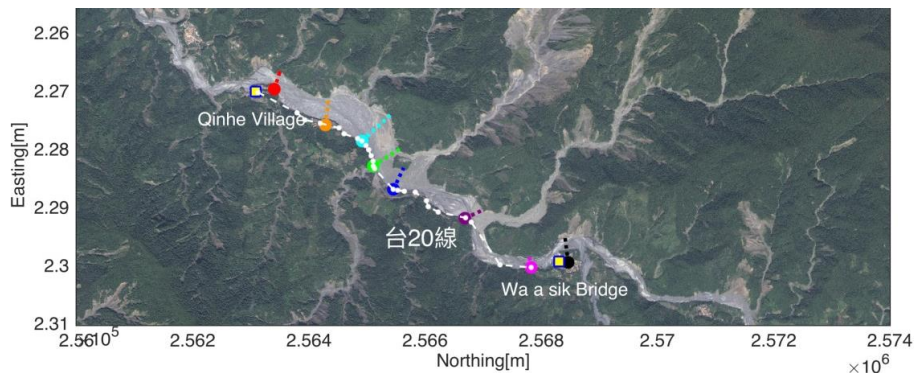


圖 4-10 荖濃溪主河道各斷面位置示意圖

第二節 布唐布納斯溪下游保全對象介紹

布唐布納斯溪是荖濃溪上游的支流，其下游之保全對象在 10 公里內有兩個主要聚落，分別為勤和與桃源，以及一條省道-台 20 線。各聚落、台 20 線和布唐布納斯溪的地理位置如圖 4-11 所示。本節會針對兩個聚落的自然與人文環境與台 20 線省道做詳細的介紹。



圖 4-11 布唐布納斯溪與下游聚落地理位置及環境衛星影像。

(圖片來源：Google 地圖)

一、勤和聚落

(一)自然地理環境

勤和聚落隸屬高雄市桃源區，位於桃源區中南部，北鄰復興里，西南接桃源里。有省道台 20 線（南橫公路）通過，是為該聚落的主要交通要道。勤和聚落東邊為斯拉巴庫山高山山林，西邊為荖濃溪，地勢呈現東高西低的地形。勤和聚落南北兩側共有三條支流流向荖濃溪，包含靠南方之東庄溪和鄰近桃源里的撒拉烏溪及北方玉穗溪。

部落確切位置座落於布唐布納斯溪與荖濃溪匯流口下游 3.5 公里處的左岸河階地上，根據 2018 年測量之結果，勤和主要聚落與河床的高差約為 8-12 公尺。勤和里全里包含林地、集水區及農地總面積大約 2,300 公頃，主要聚落居住區面積則為 9 公頃，是桃源區內最小的一個里。主要聚落包括勤和本部落與東莊部落，均位在荖濃溪東側河階地，沿著勤和產業道路則可至勤和平台及勤和舊部落。

氣候方面，勤和聚落年平均溫度 21.35 度，平均最高為 7 月 25.2 度，最低溫為 1 月 15.8 度，一年四季氣候涼爽舒服，夏至時期為良好避暑勝地。降雨量一年平均 3,468.8 毫米，其降雨量大多於集中在 5-8 月，因雨量集中容易造成土石崩落。

(二)人文環境

勤和聚落本來是南鄒族沙魯阿人的「排剪社」舊地，現在居民則幾乎都屬於布農族郡社群。勤和地區因民國六十年初南橫公路開通，從原有舊部落下遷至現在的勤和本部落，舊部落目前已無住戶。

勤和社區 30-40 年前之住宅建物多偏向木造及草屋，民國 80 年後，陸續改為永久性鋼筋混凝土式的樓房建築，

但目前舊部落尚有日本時代家屋基石遺址。

勤和聚落因八八風災受創嚴重，八八風災後，聚落部分族人因考慮聚落安全問題遷至高雄杉林「大愛村」以及高雄桃源「樂樂段」社區，而其他族人基於對土地及家鄉的眷戀，願意留在聚落就地重建。因顧及族人生命財產安全，紅十字會於勤和本部落上方平台地區蓋大型避難屋，提供桃源區受災時使用。例如遭遇汛期及颱風季節，周圍居民皆會疏散至勤和平台。因勤和平台地勢寬廣優美適合居住及休息，陸陸續續有族人在其上蓋鐵皮工寮，儼然形成勤和第二小社區。

勤和聚落的產業以農業為主。居民早期以種植玉米、地瓜及小米等低經濟作物為主，民國八十年期間引進梅子及金煌芒果種植，也成為社區最重要經濟作物，部分族人種植水蜜桃。近十年來因食安問題嚴重，國民對於有機作物及無毒食物需求提升，而種植較不施打農藥之農作物如：苦茶油、愛玉、紅肉李等作物。短期作物以高山高麗菜、芋頭及南瓜等為主要產業。

近年勤和聚落透過農村再生培根計畫及相關產業輔導，辦理社區活化活動文化體驗營及採果樂等，逐漸吸引外地觀光客，也為未來發展深度旅遊及原住民生活體驗立下良好基

礎。

(資料來源：高雄市桃源區戶政事務所、google map、中央氣象局、高雄市桃源區勤和社區農村再生計畫、茂林國家風景管理處、維基百科)

二、桃源聚落

(一)自然地理環境

桃源聚落位於布唐布納斯溪與荖濃溪匯流口下游 5.5 公里處的右岸河階地上，根據 2018 年測量之結果，勤和主要聚落與河床的高差約為 71-76 公尺，落差較大，較無洪水災害疑慮。

桃源聚落隸屬高雄市桃源區，位於桃源區東南方，北鄰復興里，東接勤和里，西南接高中里，東南接寶山里。有省道台 20 線（南橫公路）通過，是為該聚落的主要交通要道。

桃源里全里包含林地、集水區、農地總面積大約 6,700 公頃，主要聚落居住區面積則約為 13 公頃，是桃源區內面積第四大的里，亦是桃源區的區行政中心。主要聚落為桃源本部落，沿著上寶來產業道路則可至上寶來雁爾社部落。

桃源聚落西邊為高山山林，東邊為荖濃溪，地勢呈現西高東低的地形。桃源聚落西南側有一條支流流向荖濃溪，是為桃源溪。桃源聚落位置和勤和聚落相近，氣候條件相同。

(二)人文環境

桃源聚落是桃源區的行政中心，地勢較為寬廣，設有桃源區公所、桃源國小和桃源區原住民文化館，以及高雄市政府消防局第六大隊第三中隊桃源分隊等公家機關。

根據高雄市桃源區戶政事務所 107 年 10 月資料，桃源聚落人口約有 300 戶 992 人，其中男性人口 528 人，女性人口 464 人，是桃源區內人口數量最多的一個里。

桃源聚落的產業方面，根據高雄市政府原住民事務委員會，桃源聚落的農業以水果蔬菜和菇類種植為主。主要農特產品有水蜜桃、梅子、金煌芒果、甜柿、菠蘿蜜、紅肉李、龍鬚菜、杏鮑菇、猴頭菇、桂竹筍與愛玉等。

(資料來源：桃源區公所、桃源區戶政事務所、高雄市政府原住民事務委員會、google map、原住民委員會、茂林國家風景管理處、維基百科、低碳永續家園資訊網、Hla'alua - 拉阿魯哇族 Facebook)

三、台20線

台 20 線，是一條橫貫台灣南部地區的省道。西起於臺南市湯德章紀念公園中山路段；東迄於臺東縣關山鎮德高，與省道台 9 線於德高陸橋附近相接。主線全長 209.446 公里，並另有甲、乙兩條支線(支線總長 13.795 公里)。

自市道 178 號終點，山上區、左鎮區界向東開始進入山區後，台 20 線即成所謂「南橫公路」。沿線越過新化丘陵、玉山山脈、中央山脈，橫跨臺南、高雄、臺東等三縣市，為臺灣最長的一條

橫貫省道公路。目前高雄市桃源區梅山口至臺東縣海端鄉向陽不通。管制路口的北側聚落梅山里可經梅山農路上至中之關。

莫拉克颱風台 20 線(96.5K~101.5K)桃源勤和至復興路段，荖濃溪淤高超過 35 公尺，如圖 4-12 所示。公路總局於民國 98 年 12 月即完成溪底臨時便道搶通，臨時便道採即壞即修方式維護。荖濃溪河床因莫拉克風災已提高約 30m，且該路段之荖濃溪支流上仍約有 10 億立方崩塌土砂，自民國 98 年底至 99 年汛期結束前，每逢下雨即因土石流沖毀便道，臨時便道歷經數次毀損、改線，導致台 20 線交通中斷達 134 天。



圖 4-12 莫拉克風災抬升荖濃溪河床，重創台 20 線勤和路段之情況。

(圖片來源：台灣世曦工程顧問股份有限公司)

為提昇抗災能力，台 20 線部分路段重新選線或改道，並提高道路路基高度及加固，勤和段(95.5K~96.4K)則開鑿右側山壁

施作便道；而跨越河川部分，原採混凝土管涵鋪築便道，後改建為鋼便橋。台 20 線 92K~100K 路段於民國 100 年 5 月 8 日完工通車後，歷經民國 100 年颱風豪雨，仍有局部便道路基流失及鋼便橋遭沖毀導致交通中斷的情形，惟台 20 線路段中斷時間已大幅縮減至 22 天。民國 101 年 5 月初豪雨、6 月 10 日豪雨及民國 102 年 7 月 13 日蘇力颱風，荖濃溪河床又抬昇約 20m，使桃源區有多處道路橋梁被沖毀及掩埋，其中布唐布那斯溪暴漲，便道亦遭沖毀。

本路段原採河床便道通行，為避免一再陷入搶修、施工、損毀之短期輪迴，加上原鄉部落通行安全強烈需求，公路總局在 103 年爭取近 10 億元災害復建經費，完成「台 20 線勤和復興中期道路提升工程」設計。自 104 年 2 月起，台灣世曦工程顧問股份有限公司開始進行此中期道路修復工程。施工期間經歷 104 年蘇迪勒、杜鵑颱風，105 年 0611 豪雨、尼伯特、莫蘭蒂、馬勒卡、梅姬等颱風，豪雨往往造成荖濃溪水暴漲、玉穗溪水土石流暴發，勤和至復興路段河床沖淤互現，並造成便道中斷數日至數週。因應工區條件變化，並辦理相關變更設計，包括：月彎平台低水護岸、玉穗溪梳子壩、C 標擋土牆異型塊沖刷保護、C 標終點延伸至復興並加高等，全部工程於 106 年 9 月竣工。此中期道路修復工程分為路堤段(長約 4.2 公里)和高架段(長約 0.8 公里)，如圖 4-13 所示，高架段的部分興建明霸克露橋直接越過溪床。值得注意的是，此修復之道路預定使用年期為 15 年，可預期該路段道路在未來會持續面臨荖濃溪河床抬升的挑戰。

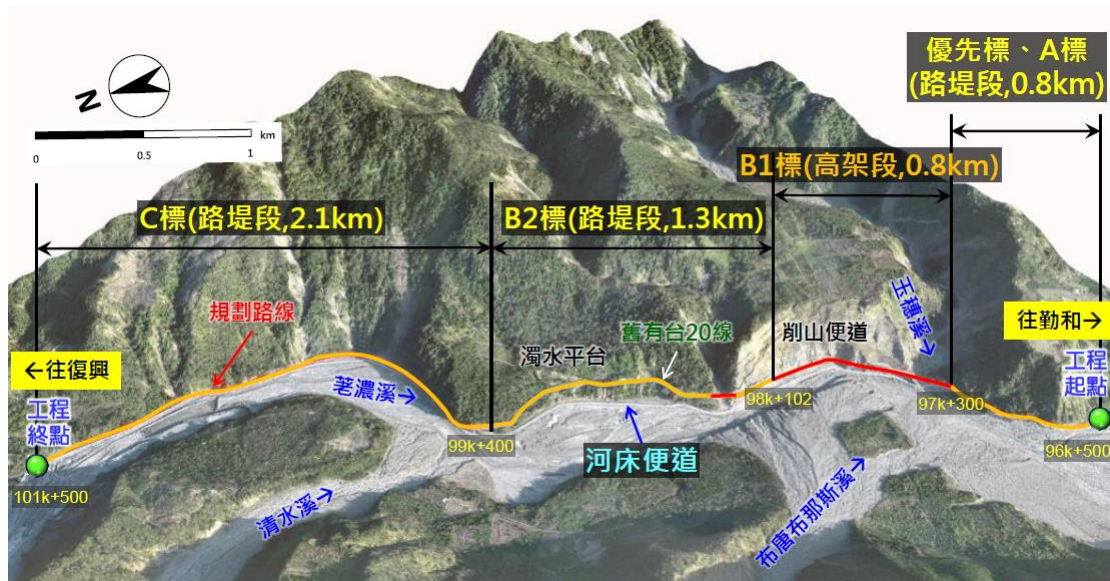


圖 4-13 台 20 線(96.5K~101.5K)勤和至復興路段中期道路修復工程範圍。

(圖片來源：台灣世曦工程顧問股份有限公司)

在台 20 線(96.5K~101.5K)桃源勤和至復興路段周圍一共有 8 條支流匯入荖濃溪，分別為左岸的拉克斯溪、布唐布瓦那斯東溪、玉穗溪、東莊溪，以及右岸的清水溪、布唐布那斯溪、美秀溪、少年溪，如圖 4-14 所示。8 條支流上游有極大量的土砂崩塌量體，遠高於小林村崩塌的 2,000 萬立方公尺之崩塌量。因此此區域土石運動發達，主流左右擺盪的情況劇烈，沖淤的變化幅度非常大。



圖 4-14 台 20 線(96.5K~101.5K)勤和至復興路段周邊支流及堆積在支流上游的崩塌量(黃字)。

(圖片來源：台灣世曦工程顧問股份有限公司)

此外該路段屬於屏東山地中山帶，鄰路的荖濃溪屬於寬谷地形，河階地發達，而在荖濃溪段岸又有平行於溪河谷的土壟灣斷層。而通過的地層主要有潮州層(板岩、硬頁岩夾變質砂岩)和長枝坑層(砂頁岩互層)。除了荖濃溪河床的抬升，該路段地層破碎，邊坡崩塌量大亦是嚴峻的考驗。

從圖 4-15 上可見，中期修復工程完工後的台 20 線在桃源國中上游路段(距離布唐布那斯溪口 1.5-2 公里處)，道路高程與 2018 年荖濃溪河床水線高程差距僅約 4 公尺，隨著荖濃溪河床繼續抬升，該路段受洪水影響之風險極高。

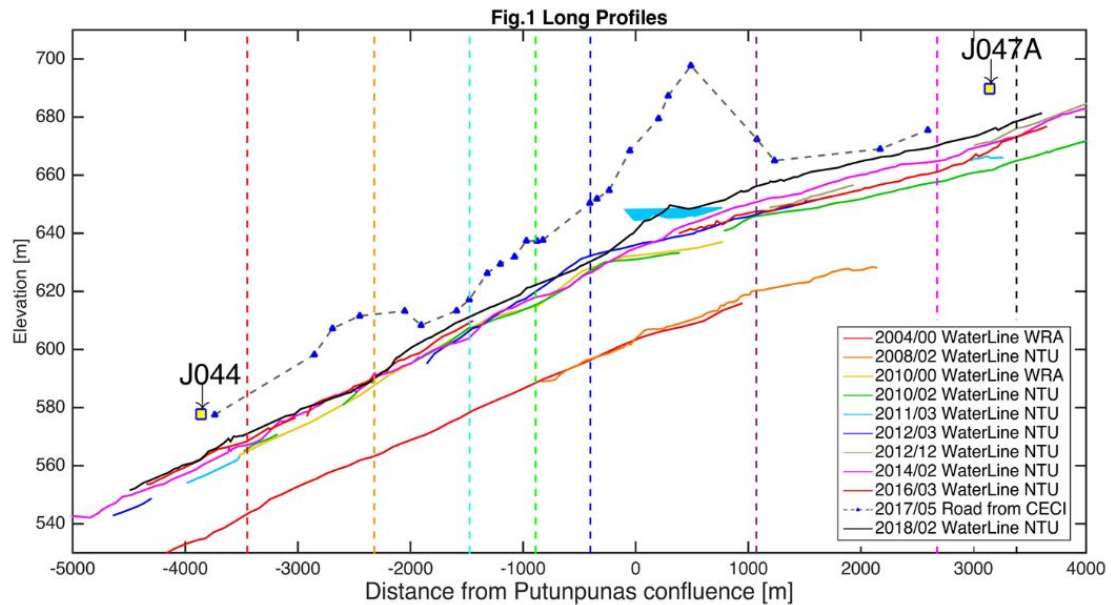


圖 4-15 荖濃溪主河道水線高程歷年變化與台 20 線勤和至復興路段之高程。

(資料來源：台 20 線桃源勤和至復興路段及台 29 線那瑪夏至五里埔路段水文地質穩定性評估委託服務工作「長期穩定性評估補充滾動調查」第一期成果報告、台灣世曦工程顧問股份有限公司、維基百科)

第三節 計算模擬結果

首先，本研究使用自 1970 年至 2017 之雨量資料，如前章所述，本研究將兩雨量站資料以徐昇式多邊形法進行統計，得到總計之雨量資料。雖然在序率模型的假設上，在不同月份時均來自於同一機率分布，但考量台灣氣候的特性，本研究將雨量進行統計，計算出平均一個月會發生的事件數量與平均一場事件所提供的降雨量(如表 4-1)

表 4-1 統計降雨事件機率與事件平均降雨量

月份	一	二	三	四	五	六
事件數 [#/month]	0.59	0.57	2.8	1.21	1.61	1.82
降雨量 [mm]	37	48	45	90	228	350
月份	七	八	九	十	十一	十二
事件數 [#/month]	0.98	1.27	0.66	0.31	0.41	0.04
降雨量 [mm]	735	520	447	276	73	32

透過表 4-1 之統計資料，可以蒙地卡羅法計算出未來不同事件的雨量的資料，並且透過前章所說明之單位歷線法計算出對應之事件所產生的流量資料。在序率模式中除了上述所提及的降雨事件與降雨量資料外，需要輸入的參數列於表 4-2。

表 4-2 序率模式所需要輸入參數

參數	物理意義	值	單位	參考來源
布唐布納斯溪至荖濃溪交會處上游條件				
A	堰塞湖上游集水面積	542	km ²	根據現地量測資料求得
C	逕流係數	0.75	-	模式假設
b	降雨至洪峰時間	27	hr	模式假設

本節中以兩種不同的情境進行模擬，(1)不考慮氣候變遷的影響，單純以目前的資料進行統計後估算；(2)考慮氣候變遷的影響，考慮事件的平均降雨量將依年遞增。兩種情境本研究都進行 200 年的模擬情況，其模擬結果如圖 4-16 所示。

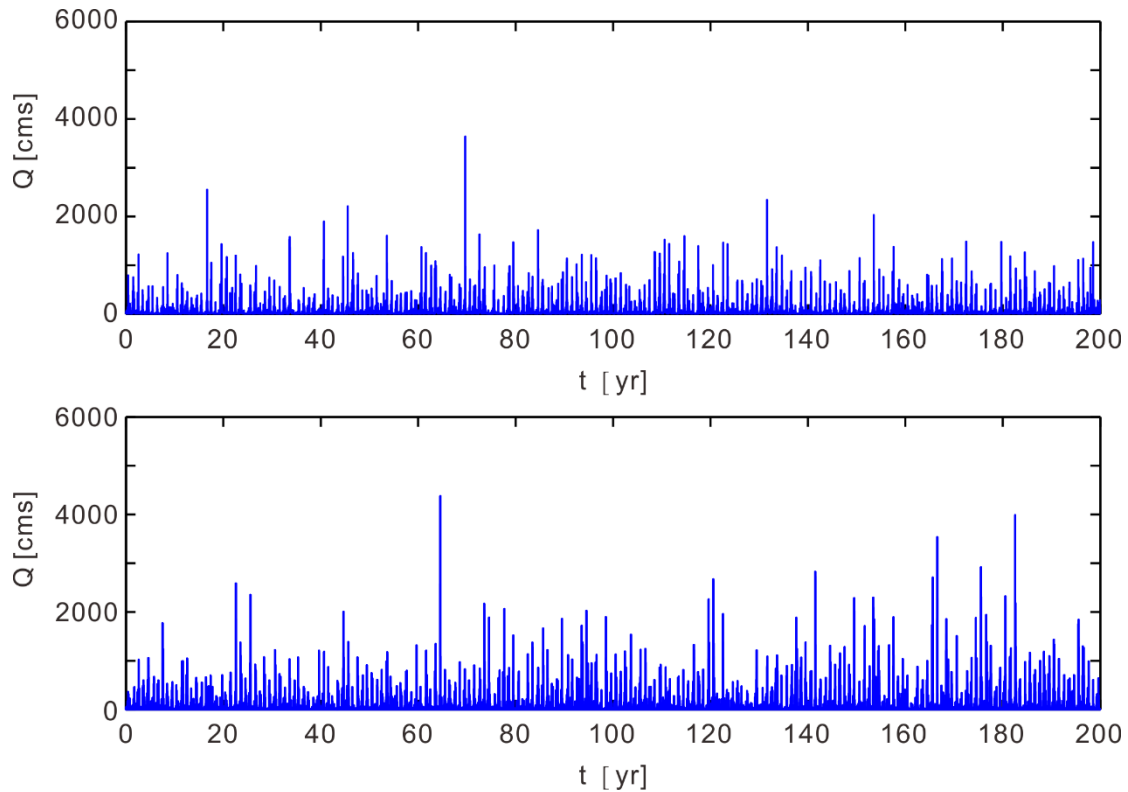


圖 4-16 模擬情境流量資料(上圖)未考慮氣候變遷的影響；(下圖)考慮氣候變遷的影響

將產生出來的上游流量進行分類，將連續之降雨事件視為一次大事件，並且考慮土石流潰決的洪峰為整體事件的最大洪峰，因此在連續的事件中，堰塞湖壩體將持續累積高度直至達最大洪峰發生潰堤事件為止。圖 4-17 中以其中一場事件為例進行說明：

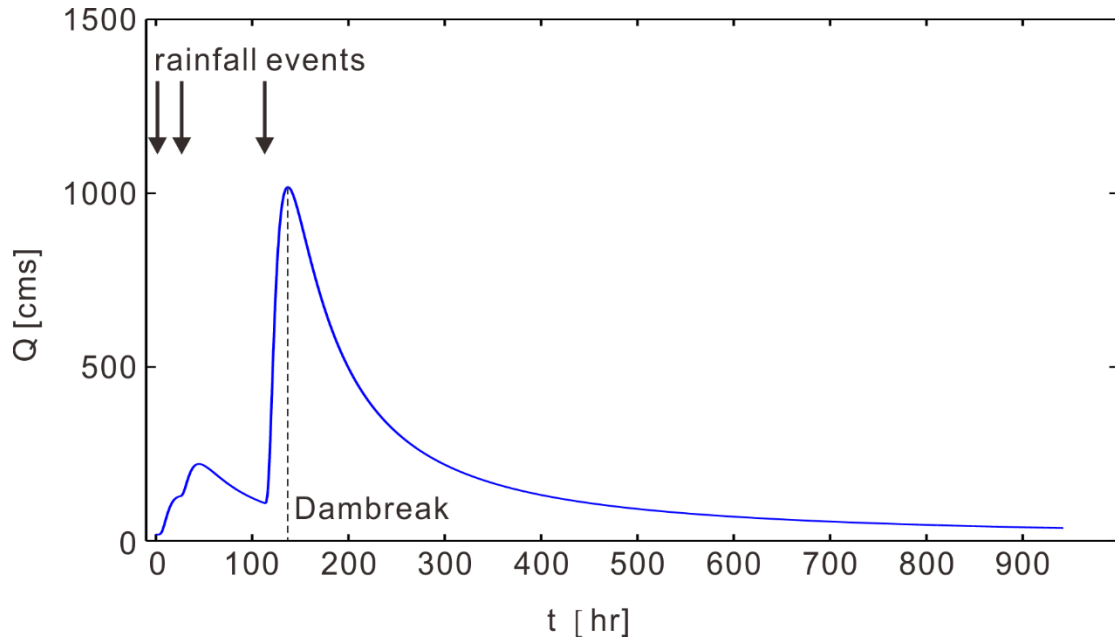


圖 4-17 連續事件合併

待各事件完成分類後，將其事件逐一輸入進入潰壩模式中進行洪峰流量之推估，其計算結果如圖 4-18 所示。而在模式中所需要輸入的參數列表於表 4-3。

表 4-3 潰壩模式所需要輸入參數

參數	物理意義	值	單位	參考來源
g	重力加速度	9.8	m/s ²	一般標準值
布唐布納斯溪與荖濃溪交會處上游條件				
$t_{P,1}$	到上游流量歷線尖峰流量所需時間	-	hr	根據序率模式計算所產生的流量歷線所得。
$Q_{P,u}$	上游尖峰流量	-	cms	
支流布唐布納斯溪土石流入流參數				
ω	河川負載參數	4	—	於交會處之歷史觀測資料
T_1	土石流進入主流時間	40	hr	根據序率模式計算所產生的流量歷線所得。
荖濃溪主流參數				
S_u	初始上游坡度	0.0095	m/m	根據現地觀測資料所得。
S_d	初始下游坡度	0.021	m/m	
B_v	溪谷寬度	300	m	
B_c	出流河道寬度	60	m	
K	河川擴散係數	0.1997	-	

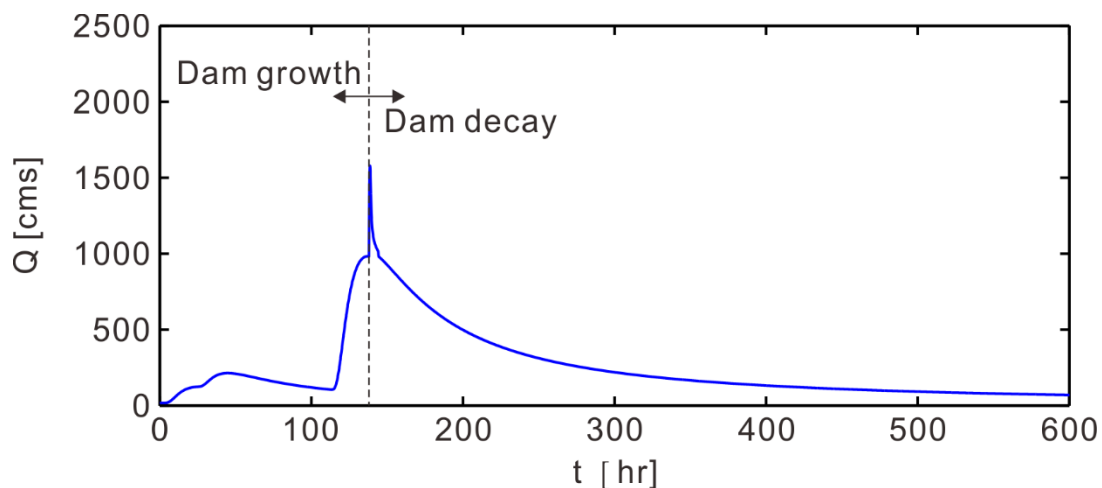


圖 4-18 單一事件模擬結果

圖 4-18 為單一事件的模擬結果，將各事件的最大洪峰流量進行統計，可求得最大洪峰流量如圖 4-19 所示。

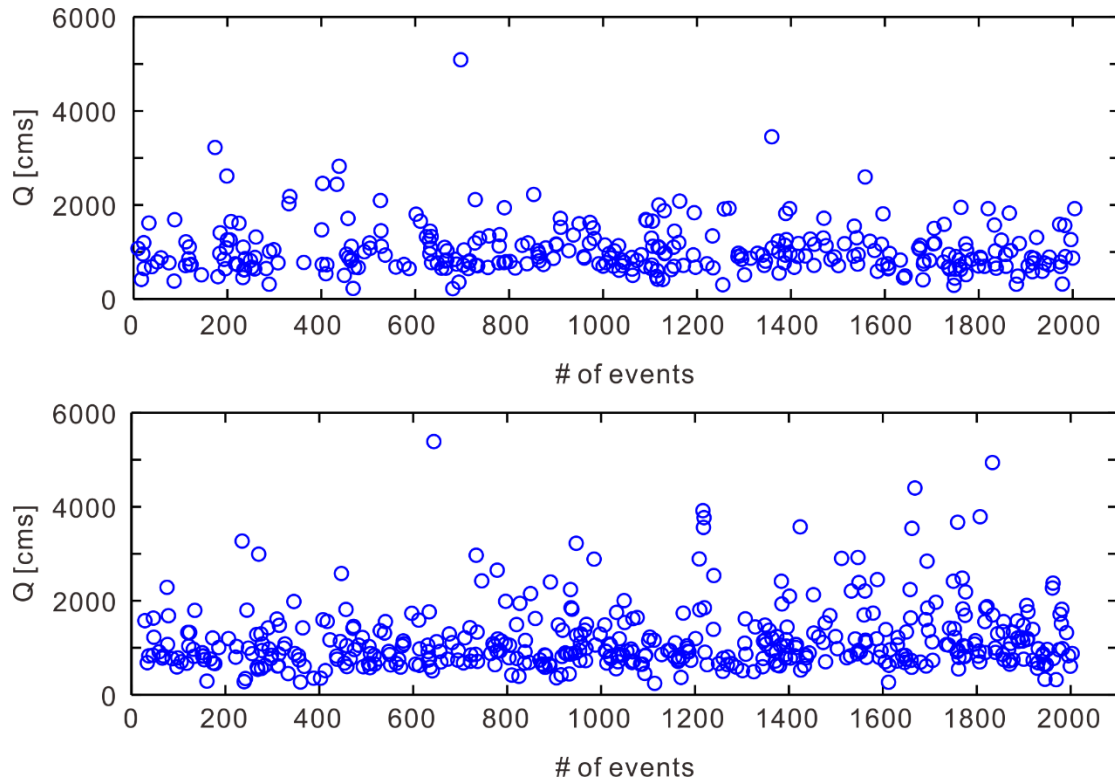


圖 4-19 統計事件最大洪峰流量(上圖)情境：未考慮氣候變遷；(下圖)情境：逐年提高事件平均降雨量

從圖 4-19 中可以發現，若未考慮氣候變遷的情況，在 200 年的模擬中最大的洪峰流量約為 3000 cms，若是將事件平均降雨量逐年提高，在 200 年的模擬中其最大的洪峰流量約為 5500 cms。以兩個情境來看，大多數的事件都未能達到 1000cms 的洪峰流量，若以過去前人所統計(黃傭評、王裕民(2004))的洪峰重現期距(表 4-4)進行比較，可發現與目前所推估的洪峰流量一致。

表 4-4 興輝橋水文重現期距

重現期距水文量 [cms]						
Q_2	Q_5	Q_{10}	Q_{20}	Q_{50}	Q_{100}	Q_{200}
1408.347	2227.324	2769.972	3280.581	3923.348	4391.907	4847.784

在序率模式中，兩個情境分別產生了約 2000 個不同的事件，但考慮到小流量事件對於保全對象的危險性之影響較低，同時為了節省計算成本，本研究將計算累積壩高小於 7.5 公尺的事件先不進行考慮，僅考慮較高壩高所造成的事件影響。

使用潰壩模式所計算出來的洪峰流量歷線，將流量向下游進行傳遞，針對下游村落位置繪製出河川斷面，進而討論潰決之洪峰對下游的影響，在傳遞模式的部分所需要的參數列於表 4-5。下游斷面位置列於第三章中。

表 4-5 運動波模式所需要輸入參數

參數	物理意義	值	單位	參考來源
堰塞湖下游傳遞條件				
n	曼寧摩擦係數	0.08	[-]	根據現地觀測資料

在斷面的資料上，本研究使用 2014 年現地測量的資料，但根據本研究團隊多年來在荖濃溪的觀測，我們發現在莫拉克風災後河床抬升地的速率相當驚人(圖 4-20)，因此本研究除了使用 2014 年較為完整的測量資料外，也使用 2018 年測量的河床點位資料進行河床自 2014 年至 2018 年整體的河床抬升量體。在抬升量的估算上本研究參考 Capart (2010)所提出的以誤差函數為基礎函數的模型進行推估，可將在 2014~2018 年間的河床抬升量進行修正。



圖 4-20 少年溪吊橋河床抬升變化

將河床抬升量納入考慮後，本研究針對勤和、桃源國中、桃源三個區段進行水位分別進行情境的探討，計算結果列於表 4-6。

表 4-6 中，本研究將兩個情境的最大洪峰流量進行比較，在考慮氣候變遷的情境下最大的洪峰流量為 5387 cms，在未考慮氣候變遷的情境下最大的洪峰流量為 3713 cms，除了比較最大與最小的洪峰流量外，也將在情境模擬中最小的洪峰流量一併比較。透過表格內容的比較，可以輕易地發現目前聚落的安全性，其中勤和聚落最為危險。若將所有事件一併進行考慮，本研究將在兩個情境下分別計算產生的水位高低之機率狀況(圖 4-21 及圖 4-22)。

表 4-6 斷面水位高程計算結果

							QP = 5387 cms		QP = 3713 cms		QP = 248 cms	
斷面名稱	2018 底 床高程 [m]	聚落 高程 [m]	高差 [m]	河道寬度 [m]	坡度[-]	n[-]	平均 水深 [m]	水位 與聚落 高差 [m]	平均 水深 [m]	水位 與聚落 高差 [m]	平均 水深 [m]	水位 與聚落 高差 [m]
桃源國中 14	598.24	616.65	18.41	577.72	0.03	0.08	2.25	16.16	1.80	16.61	0.35	18.06
桃源國中 13	592.44	614.35	21.91	530.41	0.03	0.08	2.43	19.47	1.95	19.96	0.38	21.52
桃源國中 12	585.34	611.44	26.10	392.24	0.02	0.08	3.58	22.52	2.86	23.24	0.56	25.54
勤和 11	573.76	581.62	7.86	205.76	0.02	0.08	5.27	2.58	4.22	3.64	0.83	7.03
勤和 10	570.49	580.40	9.91	343.69	0.02	0.08	3.84	6.06	3.07	6.83	0.60	9.30
勤和 09	565.34	577.17	11.83	248.60	0.02	0.08	4.19	7.65	3.35	8.49	0.66	11.18
桃源 08	529.45	605.53	76.08	191.03	0.02	0.08	5.28	70.80	4.23	71.85	0.83	75.25
桃源 07	526.95	597.80	70.85	262.61	0.02	0.08	4.56	66.29	3.64	67.20	0.72	70.13

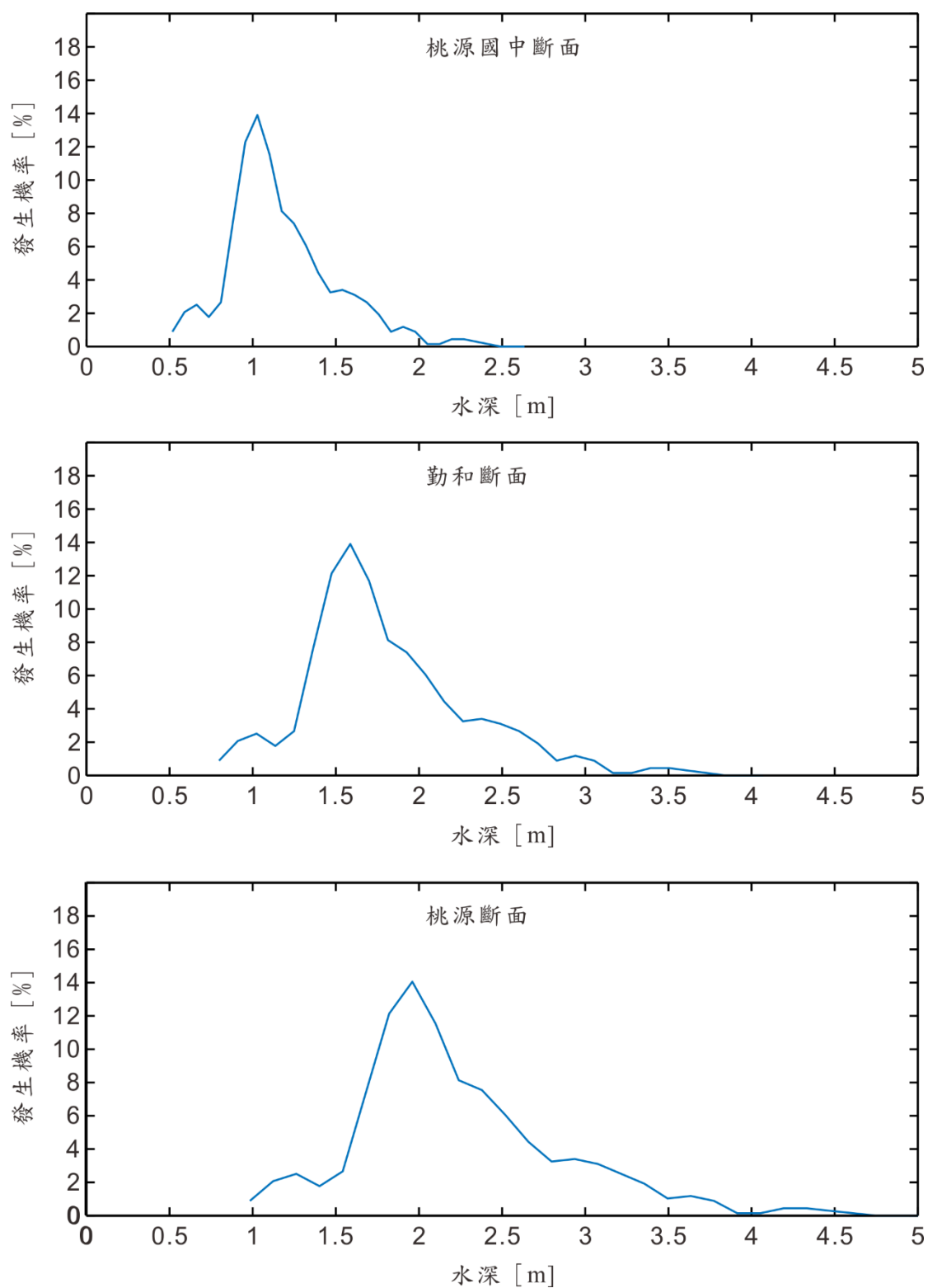


圖 4-21 未考慮氣候變遷情境下敏感斷面水位高度機率分布圖，(上圖)桃源國中；(中圖)勤和；(下圖)桃源

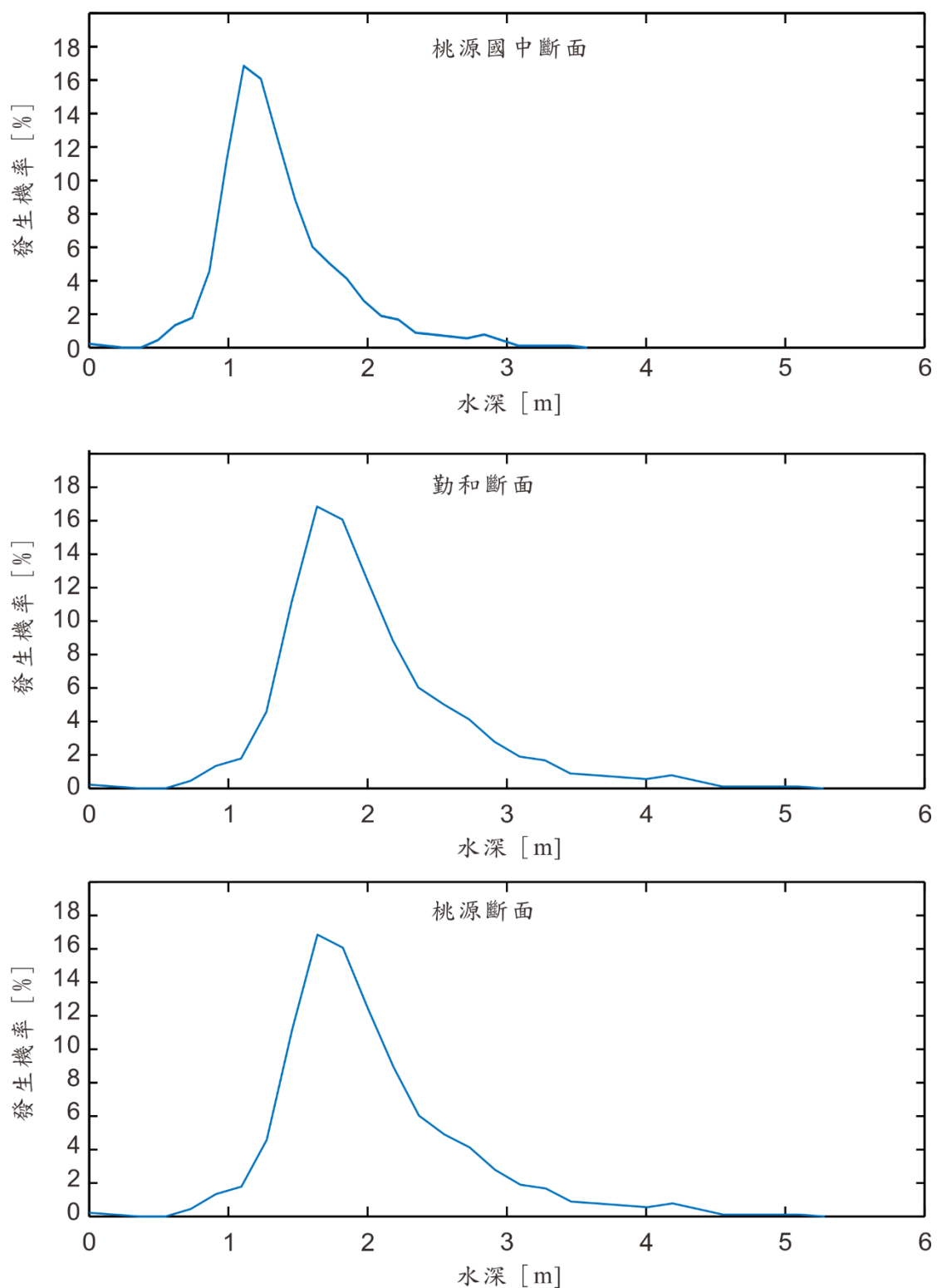


圖 4-22 考慮氣候變遷情境下敏感斷面水位高度機率分布圖，(上圖)

桃源國中；(中圖)勤和；(下圖)桃源

圖 4-21 及圖 4-22 中，本研究將 2000 餘個事件進行統計，但由於在計算上扣除了較小流量之事件，因此在機率的統計上發現低水位的機率偏低，然而若是將所有事件同時進行考量，應可發現越低水位之機率越高，反觀高水位的機率較低。在各斷面的影響上，在最靠近堰塞湖潰口處桃源國中之斷面，可以發現在考慮氣候變遷的情境下，不僅高水位的機率提升，同時在最大水位上也提升相當多，但是桃源國中距離河床的距離仍大於此最大水位，因此在桃源國中的安全性在目前看來也屬安全的情況。此結果也與目前政府所規劃桃源國中作為避難場地的規劃一致。

同樣的，在桃源斷面的水深雖然深於桃源國中斷面，但是桃源聚落的高程仍高於河床許多，不論在何種情境下 200 年的模擬情況下並不會造成太大的災害，同時也與目前政府規劃相同，在桃源聚落也設一避難中心。

而在勤和斷面上，在考慮氣候變遷的情境下水位的抬升就相對於其他斷面來的危險許多，雖然水位不到聚落的高程，但由於勤和坐落的位置剛好於一攻擊面，因此在對於河岸的攻擊上將會有比較大危害，即有可能攻擊河岸後造成村落的危險。

將數個斷面資料進行模擬後，利用表 4-6 所計算的三種情境，分別繪製災害影響地圖(圖 4-23、圖 4-24、圖 4-25)。



圖 4-23 考慮氣候變遷情境下最大洪峰流量 $Q_p = 5387 \text{ cms}$ 之災害影響範圍



圖 4-24 未考慮氣候變遷情境下最大洪峰流量 $Q_p = 3713 \text{ cms}$ 之災害影響範圍



圖 4-25 事件最小洪峰流量 $Q_p = 248 \text{ cms}$ 之災害影響範圍

透過三種不同計算結果的比較來看，圖中藍色的區位都是在潰壩事件下的影響範圍，在圖中可以清楚的看到目前河道的主流槽的位置。同時也可以清楚的了解下游的保全對象台 20 線號公路的影響狀況，相較於各聚落的影響可以一單一斷面進行水位的估算進而評估該村落的安全性，公路由於總長較長，因此透過整體的影響範圍與水深可進行其安全的評估。在圖中可以發現台 20 線公路在勤和的上游段是整體來說較為危險的區位，可以分為幾個原因進行探討：(1) 該公路段位於深槽線的攻擊段，因此在該區位之邊坡將相當容易受到高漲的溪水沖刷導致崩塌；(2) 該路段水位高度離路面相當近，因此當洪峰發生時對於該區位的衝擊也相當大，並且相對於布唐布納斯溪交會口對岸的公路設計(高架路面)，在勤和上游段採用的是傳統的道路設計，因此在高水位的情況下路基遭掏刷可能性會大幅的提升，因此整體來說，透過影響區域圖的繪製，可進行台 20 線號公路的整體安全評估，並可找到危險的路段進行評估。

再者，在計算成果上也可以看到泥沙傳遞的狀況，但在高流量的情況下泥沙大多會隨著洪水往下游傳播，因此在本研究中所設定的敏感斷面上其影響都較小，故在案例探討的部分先不針對泥沙傳遞對其保全對象造成的影響進行討論。雖然在單一的事件中泥沙的傳遞並不會對保全對象有非常顯著的影響，但依據本研究團隊自莫拉克風災後持續的觀測結果發現，荖濃溪主流河段的高程是持續地在提升中，而抬升的來源是由於各支流持續地將材料輸送進入主流，不僅僅是布唐布納斯溪單一溪流所提供的材料能反映出來的結果，本研究的模式中無法進行仔細的估計，但若透過這幾年的變化推估，以目前的模擬的水深加上河床的抬升量

體，勤和聚落與台 20 線號公路將在未來十年內遭到洪水襲擊。因此，本研究團隊認為未來在本地區施作工程或是進行防災避難規劃時，除了考慮堰塞湖對下游聚落、公路的影響外，也需將長期支流供砂導致主流河床上升的情境一併進行考慮，方能達到較好的成效。

第五章 結論

整體來說本研究成功將土砂序率模式、堰塞湖潰決模式及運動波模式的程式完成架構，並且將其應用於荖濃溪與布唐布納斯溪的案例進行分析討論。並且為了與常見的模式進行比對，本研究也成功將 HEC-RAS、HEC-HMS 之結果進行比較，並且將其使用方法於報告內進行簡單的說明。以下將針對各工作項目進行結論說明與建議：

一、支流土砂序率模式

在支流土砂序率模式的部分，本研究成功使用 1970~2017 年的降雨資料進行分析，得到在各個月的降雨事件發生機率與平均事件降雨量，透過假設的指數機率分布模型，透過蒙地卡羅方法產生 200 年的模擬流量情境，並且在情境的考量上分為非氣候變遷情境與氣候變遷情境。將這兩種情境分別進行計算，進而推得在不同情境下的影響情況結合過去數年的觀測，計算出支流所提供給主流的土砂輸入率。但本研究目前所使用的模式仍存在數個假設，其中最大的假設是在支流上游的材料一直維持相同的量體，且其量體並不影響輸入主流的量值，此種假設在目前支流上方仍有大量堆積材料的情況尚稱合理，但是考慮到更長遠的模擬上可能就有所出入，因此在未來的估算上，應使用較為完整的序率模式進行估算，但未使用較為完整的序率模式，對於現地資料的要求就會變多，以目前所收集的資料還無法進行分析，在未來若是有收集到足夠的資料，可有機會將其模擬情境進行更進一步完整的分析。

二、潰壩模式

在潰壩模式的部分，本研究成功將支流序率模式所產生的土砂輸入量納入模式中，同時也將計算模式進行優化使其能處理來自於上游的流量，並不僅限於單一流量事件。同時，也成功的將在序率模式中產生的兩種各 200 年的情境進行潰壩模式的分析模擬，在計算中所需花費的時間相較於套裝軟體節省非常多的時間，並且在模式中所需要調整的參數數量僅有一個河川擴散係數需要進行調整，考量到在現實情況中並沒有辦法對現地的資料有完全的了解，例如堰塞湖發生時的壓密程度、壩體材料的粒徑分布、材料分布的均勻度等參數都是無法在現地即時取得的，所以與其將不確定性分配到所有參數上，本研究團隊認為不如將參數集中以單一的不確定性進行討論，會有機會得到更為正確的結果。因此整體來說在相對於一般傳統套裝軟體，本研究所提出的模式有相當大的機會可以較短的時間達到相當好的模擬結果。再者，在應用在現地上的結果，以目前本研究團隊在現地觀測的結果其理論上的假設與現地的狀況大致相符，以現地支流土石流行成的堰塞湖的潰決模式也與本研究所假設的溢頂破壞相符合，最後在潰壩模式也成功地估算出送往下游的流量。

三、運動波模式

在運動波模式的部分，本研究成功的建立起變寬度坡度的運動波洪水傳遞模式，其模式具有(1) 需求之地形資料量少，不需要完整 DEM，僅需幾個斷面之寬度、坡度和糙度資料(2) 具有半解析解，公式清晰簡潔，計算速度快適合用於緊急情況(3)適合用於大尺度的模擬等數個優點，並且針對不同的寬度變化、坡度變

化的情況，並不會增加太多計算量，在本研究中也針對此種模式進行數種不同的驗證，同時也與常使用的 HEC-RAS 進行比較，得到相當一致的結果，並且在計算時間上大幅的減少。同時在泥沙傳遞的結果上也與 HEC-RAS 泥沙傳遞模式的結果相當一致。最後，也成功的將潰壩所產生的流量傳遞至下游，透過斷面水位的計算成功的估算出下游保全對象的安全性，也針對下游進行影響範圍的評估。

四、現地案例分析

針對現地案例的部分，本研究以荖濃溪與布唐布納斯溪的匯流口處作為現地案例的比較，在該河段上自莫拉克風災後各聚落與公路的安全性備受關注，同時也因為布唐布納斯溪的活躍，導致目前每逢颱風豪雨都會產生小型的堰塞湖對附近聚落及公路造成影響。在本研究中我們收集了現地數年來的高精度地形資料、歷年來的流量、雨量資料，透過這些資料我們成功的建置了前述的三種模式，同時也成功的模擬出了在氣候變遷的情境下下游保全對象可能造成的災害情況，但是以目前的模式還需要進一步討論方能對保全對象的安全評估有更精確的估算。主要的原因是在目前的模式中沒有辦法進行完整的河床抬升變化，近年來荖濃溪的河床不斷的抬升，而此種抬升的情況並不是因為堰塞湖所產生的潰壩事件所造成的，而是更多事件中各支流將土砂材料傳遞至主流堆積造成，因此本研究雖然結合了支流供給的序率模式、堰塞湖的潰壩模式及傳遞流量的運動波模式進行模擬，但仍沒辦法估算出未來河床的變動狀況，因此若以近年來河床抬升的速率進行估算在加上目前透過這三種模式所估算出來的水深，對聚落的危險性將大幅的提升，並且台 20 線公路的危險性也是大幅

的提高。因此針對現地案例的分析上，在未來若是要進行工程的施作或是的規劃，根據本研究的結果以及現地觀測的結果，建議必須將河床抬升的狀況進行詳盡的考量。

參考文獻

1. 劉邦崇, 游繁結, 蔡志隆 (2000) 崩塌土方量推估之研究, 水土保持學報 32(2) : 107-114.
2. 陳樹群 (2000) 集水區土砂流失量與整治率之推估研究, 中國文化大學環境設計學院景觀學系集水區保育 p.255-276.
3. 邱昱嘉 (2003) 應用 HSPF 模式與銨-137 技術於集水區產砂量推估之研究, 台灣大學土木工程學研究所碩士論文.
4. 黃振全 (2011) 布唐布那斯溪清疏, 水土保持局台南分局.
5. Angelidis, P., Kotsikas, M., Kopasakis, K., Maris, F., Kotsovinos, N. (2018), Flood routing simulation and management in hydrologic basins with artificial reservoirs—The case of Arda river, Comput. Water Energy Environ. Eng., 7, 51–68.
6. Bohorquez, P. (2010), Competition between kinematic and dynamic waves in floods on steep slopes, J. Fluid Mech., 645, 375-409.
7. Caleffi V., Valiani A. and Zanni A. (2003), Finite volume method for simulating extreme flood events in natural channels. J. Hydraulic Res, 41, 167–177.
8. Camenen, B., Larson, M. (2007). A total load formula for the nearshore. Proc. Int. Conf. Coastal sediments '07. ASCE, New Orleans, LA, 1–12
9. Capart, H., B. Spinewine, D.L. Young, Y. Zech, G.R. Brooks, M. Leclerc, and Y. Secretan (2007), The 1996 Lake Ha! Ha! breakout flood, Quebec : test data for geomorphic flood routing methods. Journal of Hydraulic Research 45 (Special Issue), 97-109.
10. Capart, H., J.P.C. Hsu, S.Y.J. Lai and M.L. Hsieh (2010) Formation and decay of a tributary-dammed lake, Laonong River, Taiwan. Water Resources Research, vol. 46.
11. Capart, H. (2013) Analytical solutions for gradual dam breaching and downstream river flooding, Water Resources Research, 49(4), 1968-1987.
12. Chiang, Y.-C. (2012) Ground extraction from a geomorphically active river : field calibration of deterministic and stochastic models, National Taiwan University Master thesis.

13. Crank, J. (1975). The Mathematics of Diffusion, Clarendon, Oxford, pp 4.
14. Cox, D.R., and Isham, V. (1980) Point processes, Chapman and Hall, London.
15. Cox, J., Ingersoll, J. and Ross, S. (1985) A theory of the term structure of interest rates. *Econometrica*, 53(2), 385-408.
16. Criss, R E, and Winston, W E (2003) Hydrograph for small basins following intense storms, *Geophysical Research Letters*, 30(6), 1314-1318.
17. Ekström, G. and C. P. Stark (2013) Simple scaling of catastrophic landslide dynamics, *Science*, 339, 1416-1419
18. Fread, D L (1988), BREACH : A Breach Erosion Model for Earthen Dams, Report, Natl. Weather Serv., NOAA, Silver Spring, Md.
19. Fread, D L (1998), Dam-Breach Modeling and Flood Routing : A Perspective on Present Capabilities and Future Directions, US Dept. of Agric., Stillwater, Okla.
20. Harten, A., Lax, P., Van Leer, B. (1983). On upstream differencing and godunov-type schemes for hyperbolic conservation laws. *J. Computational Physics*, 50, 235-269
21. Hsieh, M.-L. and Chyi, S.-J., (2010) Late Quaternary mass-wasting records and formation of fan terraces in the Chen-yeo-lan and Lao-nung catchments, central-southern Taiwan. *Quaternary Science Reviews*, 29(11-12), 1399-1418.
22. Hunt, B. (1984a), Dam-break solution, *J. Hydraul. Eng.*, 110(6), 675-686.
23. Hunt, B. (1984b), Perturbation solution for dam-break floods, *J. Hydraul. Eng.*, 110(8), 1058-1071.
24. Hunt, B. (1995). *Fluid Mechanics for Civil Engineers*. Christchurch, New Zealand.
25. Kazezyilmaz-Alhan, C., and Medina, M.A., Jr. (2007), Kinematic and diffusion waves : Analytical and numerical solutions to overland and channel flow, *J. Hydraul. Eng.*, 10.1061/(ASCE)0733-9429(2007) 133 : 2(217), 217-228.
26. Kladvko, K., (2007) Maximum Likelihood Estimation of the Cox-Ingersoll-Ross process : The Matlab Implementa-. s.l., Technical Compting Prague.

27. Lai, W.C., Khan, A.A. (2018), Numerical solution of the Saint-Venant equations by an efficient hybrid finite-volume/finite-difference method, *Journal of Hydrodynamics*, 30(2) : 189-202.
28. Lighthill, M. J., and G. B. Whitham (1955), On kinematic waves I. Flood movement in long rivers, *Proc. R. Soc. Lond. A*, 229, 281–316.
29. Lin, C. H., & Lin, M. L. (2015). Evolution of the large landslide induced by Typhoon Morakot : a case study in the Butangbunasi River, southern Taiwan using the discrete element method. *Engineering Geology*, 197, 172-187.
30. Liu, Fan; Fu, Xudong; Wang, Guangqian; Duan, Jennifer (2012), Physically based simulation of dam breach development for Tangjiashan Quake Dam, China, *Environ. Earth Sci.*, 65, 1081–1094.
31. Lo, C. M., Lin, M. L., Tang, C. L., & Hu, J. C. (2011). A kinematic model of the Hsiaolin landslide calibrated to the morphology of the landslide deposit. *Engineering Geology*, 123(1), 22-39.
32. Meyer-Peter, E., and R. Müller (1948), Formulas for bed load transport, paper presented at 2nd Meeting, Int. Assoc. for Hydroaul. Environ. Eng. and Res., Madrid.
33. Miller, J.E. (1984). Basic concepts of kinematic-wave models. *United States Geological Survey Professional Paper 1302* : 29pp.
34. Serrano, S. E. (2006), Development and verification of an analytical solution for forecasting nonlinear kinematic flood waves, *J. Hydrol. Eng.*, (ASCE)1084-0699(2006)11 : 4(347), 347–353.
35. Serrano, S. E. (2016), Propagation of nonlinear flood waves in rivers. *J. Hydrol. Eng.*, 21(1) : 04015053.
36. Shields, A. (1936), Anwendung der Aehnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung. *Preussischen Versuchsanstalt für Wasserbau*.
37. Singh VP. (1996). *Dam Breach Modeling Technology*. Kluwer Academic Publishers : Dordrecht.
38. Singh VP. (2001), Kinematic wave modelling in water resources : a historical perspective, *Hydrol. Process.*, 15, 671–706.
39. Singh, V. P. (2002), Is hydrology kinematic? *Hydrol. Process.*, 16, 667–716.

40. Smart, G.M., and Jaeggi, M. (1983), Sediment Transport on Steep Slopes, Mitt. Nr. 64 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zurich.
41. Stilmant, F., Pirotton, M., Archambeau, P., Erpicum, S., and Dewals, B. (2018), Hydraulic determination of dam releases to generate warning waves in a mountain stream : performance of an analytical kinematic wave model. J. Hydraul. Eng., 144(3) : 05017006.
42. Van Emelen, S. (2014). Breaching processes of river dikes : effects on sediment transport and bed morphology (Doctoral dissertation). Université catholique de Louvain.
43. Vergara, H., Kirstetter, P.E., Gourley, J.J., Flamig, Z.L., Hong, Y., Arthur, A. and Kolar, R. (2016), Estimating a-priori kinematic wave model parameters based on regionalization for flash flood forecasting in the conterminous United States, Journal of Hydrology, 541 (Part A) : 421–433.
44. Weir, G. J. (1983), The asymptotic behaviour of simple kinematic waves of finite volume, Proc. R. Soc. Lond. A, 387, 459–467.
45. Weiss, G. (1977) Shot noise models for the generation of synthetic stream flow data, Water Resource Research, 13(1), 101-108.
46. Whitham, G. B. (1974). Linear and Nonlinear Waves, Wiley-Interscience, New York.
47. Williams, R. P. (1979). Sediment discharge and channel change in the North Fork Teton River, 1977-78, Fremont and Madison Counties, Idaho : U.S. Geological Survey Open-File Report 82-755.
48. Wu, Weiming, Reza Marsooli, and Zhiguo He (2012), Depth-averaged two-dimensional model of unsteady flow and sediment transport due to noncohesive embankment break/breaching, J. Hydraul. Eng., 138, 503–516.
49. Yu, C.S., Duan, J.G. (2014), High resolution numerical schemes for solving kinematic wave equation, Journal of Hydrology, 519 : 823–832.
50. Yuan B., Sun J. and Yuan D.K., Tao, J.H. (2013), Numerical simulation of shallow-water flooding using a two-dimensional finite volume model. Journal of Hydrodynamics, 25(4) : 520-527.

51. Zhang M. L., Xu Y. Y., Qiao Y. et al. (2016), Numerical simulation of flow and bed morphology in the case of dam break floods with vegetation effect. Journal of Hydrodynamics, 28(1) : 23-32.

附錄

附錄一、潰壩模式推導

首先，將河道中泥沙運動的過程造成的地形地貌變化以單純一維的質量守恆(Exner Equation)的角度進行考量，在本研究中將堰塞湖壩體生成與潰決的過程也使用同樣的過程進行描述

$$B(t) \frac{\partial z_c}{\partial t} + \frac{\partial J}{\partial x} = 0 \quad (\text{附-1})$$

其中， x 是指沿河道方向， t 是指時間， $B(t)$ 代表河道有效寬度，其值將隨時間變化，在本研究中假設在壩體生成的過程中有效寬度為河道的完整寬度 B_v 而在壩體下切潰決時有效寬度僅為下切寬度 B_c ， z_c 代表堰塞湖流動渠道底部之高程， J 代表主流之輸沙率。整體方程式之物理意義指在流動方向上底床(流動渠道)隨時間的變化乘上寬度與輸沙率在空間上的變化相同。而在輸沙率的部分，在本研究中採用最簡化版的輸沙公式

$$J = KQ_d S = -KQ_d(t) \frac{\partial z_c}{\partial x} \quad (\text{附-2})$$

其中， K 為河川的擴散係數，其值將隨不同河川而改變， Q_d 為往下游的流量，而 S 為坡度，又坡度可將其寫為高程對空間方向的微分 $(-\partial z_c / \partial x)$ ，在本推導中假設坡度為均勻 $S = S_u = S_d$ ，但在實際應用時可考慮初始地形的不同而將上下游初始坡度設為不同。將輸沙公式帶入 Exner Equation 中，可轉換為擴散方程式的形式

$$B(t) \frac{\partial z_c}{\partial t} - KQ_d(t) \frac{\partial^2 z_c}{\partial x^2} = 0 \quad (\text{附-3})$$

同時，考慮一維情況下，可將方程式改寫為單寬的情況較為容易理解，

因此將上式改寫為

$$\frac{\partial z_c}{\partial t} - \frac{KQ_d(t)}{B(t)} \frac{\partial^2 z_c}{\partial x^2} = 0 \quad (\text{附-4})$$

將方程式進行簡化，令 $D(t) = KQ_d(t) / B(t)$

$$\frac{\partial z_c}{\partial t} - D(t) \frac{\partial^2 z_c}{\partial x^2} = 0 \quad (\text{附-5})$$

同時，可以發現此類擴散方程式的形式較為複雜，由於係數 $D(t)$ 也會隨時間而改變，其解的過程將會變得相當複雜，因此為了讓方程式簡化，可使用變數轉換得到較為簡化的方程式。將累積流量的概念導入方程式中，可令

$$\frac{d\tau}{dt} = \frac{KQ_d(t)}{B(t)}, \tau = \int_0^t \frac{KQ_d(t)}{B(t)} dt \quad (\text{附-6})$$

其中， τ 代表的物理意義近似於單寬的累積流量，但與擴散係數進行乘積的結果。透過這樣的轉化，原先變係數的的擴散方程式可簡化為

$$\frac{\partial z_c}{\partial \tau} \frac{\partial \tau}{\partial t} - D(t) \frac{\partial^2 z_c}{\partial x^2} = \frac{\partial z_c}{\partial \tau} - \frac{\partial^2 z_c}{\partial x^2} = 0 \quad (\text{附-7})$$

倘若重新思考該方程式所代表的物理意義，可以發現除了透過變數轉換得到比較簡化版本的方程式外，此方程式在時間軸上的定義也更具有物理意義，相較於先前的方程式，可想像目前的方程式是一個隨流量變化而有不同變化程度的方程式，不再是僅考量時間。而這樣的方程式也更為合理，由於潰壩的過程本應隨流量變化而變化，不應是僅隨時間變化而變化。

若需求解此方程式，邊界條件與初始條件是必須的。在本研究中，可依據累積流量的變化將邊界條件寫為

$$-KQ_d(t) \frac{dz_c}{dx}(0,t) = I_D \quad (\text{附-8})$$

其中，整體邊界條件所代表的物理意義為在主支流匯流口處($x=0$)之輸沙率完全來自於支流所提供的輸沙率 I_D 。在本研究中假設主流的輸沙量在堰塞湖開始形成時會淤積在堰塞湖的上游端，而到匯流口時主要的沙量均完全來自於支流。而在初始條件的部分，可寫為

$$z_c(x,0) = z_0 - Sx \quad (\text{附-9})$$

其中， z_0 為匯流口的初始高程，而整體河床的高程應與坡度相關。因此透過初始條件與邊界條件的設立，此方程式將會可解，套用擴散方程式之基礎解與邊界條件，可解出

$$z_c = z_0 - Sx - 2S\sqrt{\tau} \text{ierfc}\left(\frac{x}{2\sqrt{\tau}}\right) \quad (\text{附-10})$$

在本研究中，為了解對下游的影響，因此最需要了解變化的應為在潰口的高程變化，因此將壩體高度 h_c 寫為

$$h_c(t) = z_c(0,t) - z_0 = \frac{2S\sqrt{\tau}}{\sqrt{\pi}} \quad (\text{附-11})$$

在考慮壩體高度隨時間的變化，可將方程式寫為

$$\frac{dh_c}{dt} = \frac{2}{\sqrt{\pi}} S \frac{d}{dt}(\sqrt{\tau}) = \frac{2}{\pi} \frac{KS^2}{B} \frac{Q_d(t)}{h_c} \quad (\text{附-12})$$

同時，本研究也將考慮壩體水體的質量守恆，將湖水體積以質量守恆的方式進行描述，可寫為

$$\frac{dV_L}{dt} = Q_u - Q_d \quad (\text{附-13})$$

其中， V_L 為堰塞湖中水體的體積， Q_u 為來自上游的流量。又湖水的

體積可以簡單的三角形進行近似，因此可將湖水體積寫為

$$V_L = \frac{B_v}{2S} (h_c + \eta)^2 \quad (\text{附-14})$$

其中，本研究將 η 定義為水深即為水面高程與渠底之差值($z_w - z_c$)，將湖水體積帶入湖水質量守恆方程式後，可寫成

$$\frac{d\eta}{dt} = \frac{S_u}{B_v} \frac{(Q_u - Q_d)}{(h_c + \eta)} - \frac{2}{\pi} \frac{KS^2}{B(t)} \frac{Q_d(t)}{h_c} \quad (\text{附-15})$$

其中，本研究中假設下游的流量 Q_d 之計算可簡化為寬頂堰流量計算公式

$$Q_d = \sqrt{\frac{8}{27}} B_c \eta \sqrt{g\eta} \quad (\text{附-16})$$

最後，將湖水質量守恆的方程式(附-15)與壩體高程方程式(附-12)同時進行聯立數值解，及可得到壩體高程、流量隨時間的變化。

附錄二、期初審查會議紀錄暨回覆辦理情形

項次	審查意見	回覆辦理情形
報告內容審查意見：		
一	潰決機制及其影響之參數極其複雜，而且如何得到足夠且可靠適用之數據是一大挑戰。	感謝委員意見，正如委員所言，收集現地的資料是一大挑戰，在本研究中採用現地驗證的案例地點為荖濃溪流域之堰塞湖案例，在該地點本團隊已累積長時間的觀測，希望透過資料進行初步的驗證。
二	可供驗證之事件及事件中，其參數之取得，非常關鍵，建議確實掌握及取得。	感謝委員意見，本團隊將努力收集資料，希望能將結果進行較完整的驗證。
三	建議把國內外之相關文獻盡量收集並參考使用。	感謝委員意見，已增加文獻數量及比較。
四	P2-2土砂運移係以降雨逕流作用為主，但在山坡地支流因坡度陡峭，其重力作用應相當顯著，故該方程式是否能反映實際的狀況。	如委員所言，在山區支流坡度陡峭其土沙運移應含有重力作用，但本研究希望能提出一簡化的模式，透過模式中簡化的假設，將逕流作用與重力作用一同包裹為一項隨機因子後估算，詳細的說明請詳見序率模式章節。

項次	審查意見	回覆辦理情形
五	P2-3，fig2-3的文獻出處？	感謝委員意見，該圖片為本研究自行計算之結果，為避免混淆，已將圖片刪除並已說明取代之。
六	採用合理化公式推估流量，其與無因次單位歷線進行比對，是否恰當？	感謝委員意見，本研究已較簡化的方式估算上游流量，希望能提供一個參考值，但為求更多應用之可能性，本研究也將HEC-HMS所計算之降雨逕流模式納入報告中進行說明。
七	自行建立運動波模式雖是很好，但目前HEC-RAS 2D已很容易模擬潰壩後洪峰的流動狀況，而本研究運動波模式的模擬成果是否可與HEC-RAS 2D進行比對分析。	感謝委員意見，為了確認本研究所研發之運動波模式是否正確，本研究已將HEC-RAS所產出之結果進行比較，請詳見運動波模式章節。
八	山區多欠缺流量站，流量歷線宜採用降雨-逕流模式計算之。	感謝委員意見，為求流量歷線之正確性，本研究採用之樣區上游處有一流量站可進行率定，同時本研究也將HEC-HMS降雨逕流模式納入報告書中，提供後續使用。
九	支流匯入形成堰塞湖，再因上游入流水流作用而潰壩，潰壩洪峰水流造成洪水溢淹，這一過程均與時間有關，這是否有考量時間因素。	感謝委員，本研究中之潰壩模式完整模擬了主支流交會之情況，包含壩體生成到潰決的完整歷程，其中已將時間因子納入潰壩模擬中，詳細的說明請詳見潰壩模式章節。

項次	審查意見	回覆辦理情形
十	計畫書中2-4頁，河床高程之序率方程式如何得到，而且各項意義說明不足。 V_d 與 VD 是否相同，應補充各參數的定義。	感謝委員指正，目前已重新編寫序率方程式之章節，符號也已重新定義清楚，請詳見序率模式章節。
十一	利用累積流量作為時間單位，語意不清，也不容易理解，宜再深入說明。	感謝委員意見，目前已新增文章內容說明累積流量作為時間單位之意義，請詳見序率模式章節及潰壩模式章節
十二	工作計畫書中P2-3， Ω 為因事件所增加之量體，計畫書中缺乏如何決定 Ω 值。	感謝委員意見，目前已重新編寫關於序率模式之章節，並且將符號定義清楚，請詳見序率模式章節。
十三	潰壩後之洪水波以運動波模式分析，但缺乏說明堰塞湖潰壩後之泥砂輸送情形，即缺乏河道中淤積及沖刷之變化。	感謝委員意見，關於泥沙傳遞的部分目前已新增一章節說明，並且加入HEC-RAS的計算比較說明，請詳見運動波模式章節。
十四	支流土石流的運動型態及匯流點會形成堰塞湖的條件，請說明。以主流流量做為支流土砂模式，是否造成誤差	感謝委員意見，本研究考量在相近的集水區其流量具有一定比例關係，並且透過過去的研究發現，在主流堆積之土砂量體與累積雨量(流量)有一定正比關係，詳細說明請見序率模式章節。

項次	審查意見	回覆辦理情形
十五	崩塌與土石流發生之堰塞壩，其潰決過程及門檻值有何差異？對山區村落安全之危險性有何不同？	感謝委員意見，已於文章內補充說明關於土石流與崩塌所產生之堰塞壩之不同請詳見潰壩模式章節。
十六	潰決後泥砂對下游底床沖淤的效應如何評估？	感謝委員意見，已補充關於泥沙傳遞之章節，並且參考委員意見加入HEC-RAS的計算結果比較，請詳見運動波模式章節。
十七	荖濃溪局部河段會有清疏或河川疏濬等人為措施介入，可能造成模式干擾，建議應考量納入。	感謝委員意見，已目前本團隊觀測的結果，人為的疏濬效果與每次豪雨事件所造成的土砂量體相比，其影響甚小，並且本研究提出之計算方法主要希望能進行堰塞湖重現期距的概念。
十八	P1-5自行研究較為簡化版本，此模式需要率定之參數為何？如何驗證模式適用性？	感謝委員意見，關於序率模式的部分已重新進行編撰，請詳見序率模式章節。
十九	潰壩流量隨Bc之變化而變動，請問(初始設定)潰口大小如何決定？Bc在此模式中是否隨時間變動？	感謝委員意見，本研究中所採用的潰口大小根據現地所觀測之狀況進行判釋，在模式中假設潰口寬度不改變，詳細的說明請詳見運動波模式章節。

項次	審查意見	回覆辦理情形
二十	潰壩模式之設定為 Overtopping 或是 Piping 潰壞模式，還是以何種潰壞模式進行設定？此模式是否能得知潰壩歷程？	感謝委員意見，本潰壩模式僅針對 overtopping 情況進行探討，由於本研究針對土石流所形成的堰塞湖進行討論，而因土石流所產生的堰塞湖具有壩體較長的特性，因此產生 piping 潰決的可能性較低。同時，本研究所提出的潰壩模式也能模擬出潰決之歷程，詳細說明請詳見潰壩模式章節。
二十一	此模式於下游洪水演算使用動力波模式，請問下游除水位之變化外，是否可進行動床演算？	感謝委員意見，已新增泥沙傳遞章節說明如何進行動床演算，同時也將 HES-RAS 中進行動床演算結果進行比較說明，詳細內容請詳見運動波模式章節。

附錄三、期中報告書審查意見

項次	審查意見	回覆辦理情形
計畫工作項目及進度說明：		
一	本研究旨在建立一個簡易序率支流模式配合潰壩模式的新模式，作為考量支流泥砂貢獻下潰壩對下游河道之影響，計畫預定工作項目包括基本資料收集、支流土砂序率模式、堰塞湖潰決模式與運動波模式。	感謝委員意見，計畫已按規劃進度執行。
二	本研究目前工作進度大致和預期進度相符合。	
研究內容補充說明：		
一	第二章方程式推導過程中之說明，宜仔細一些，有些符號說明有遺漏情形。	感謝委員意見，目前已將方程式增加說明，同時針對潰壩模式的部分進行完整的推導，並將推導過程列於附件中供參考。

項次	審查意見	回覆辦理情形
二	方程式(2)和(4)不一致，其中 $Q_u(t)$ 沒有說明為何不見了。	感謝委員指導，方程式(2)中之上游流量 $Q_u(t)$ 已透過變數轉換的過程消去，在方程式(4)中其變數已轉換為累積流量進行計算。
三	方程式(3)中的 V_R 缺乏說明其代表意義。	感謝委員意見，目前已補充說明累積雨量體積之意義。
四	圖2-2之說明和圖的內容不一致。	感謝委員意見，目前已將圖說內容進行修正。
五	方程式(6)之說明不足，而且圖2-3缺乏座標之說明。	感謝委員意見，目前已補充說明方程式代表機率分布之意義，並且考慮到圖2-3容易造成讀者之混淆，因此將圖移除。
六	圖2-4缺乏座標之說明。	感謝委員意見，目前已補充說明圖片內容。

項次	審查意見	回覆辦理情形
七	方程式(10)有些突兀，說明不足。	感謝委員指導，關於方程式(10)之說明已有增加說明，並且說明主要是以變數轉換的技巧使方程式簡化，並且為使讀者更瞭解本研究所進行之方程式計算，已將潰壩模式之推導過程列於附件中供參考。
八	圖2-6的縱座標符號有誤。	感謝委員意見，目前已修正縱座標之符號。
九	表2-1為利用現地量測和方程式(3)推估結果，在表中未見 S_T 、 n_D 、 s 、 $\tan \varphi$ 、 V_R 等值。	感謝委員指導，由於方程式(3)主要目的在說明土石流體積與雨量呈正相關，並沒有直接將方程式用於模式計算中。已將驗證所使用的參數值以文字方式呈現於報告中。
十	方程式(15)為團隊使用之單位歷線公式，建議團隊補充說明各項參數於案例演算之設定值。	感謝委員意見，目前已將針對荖濃溪與布唐布納斯溪所使用的參數列於案例計算結果中。
十一	方程式16及15互為搭配使用，補充說明設定之參數值。	

項次	審查意見	回覆辦理情形
十二	圖2-14縱座標軸符號缺漏。	感謝委員意見，已將缺漏之符號補上說明。
十三	方程式(22)， T_1 之說明缺漏。	感謝委員意見，已將 T_1 之說明補充於文中。
十四	表2-3中僅見符號說明及意義，建議補充案例參數設定值。	感謝委員意見，目前已將針對荖濃溪與布唐布納斯溪所使用的參數列於案例計算結果中。
十五	頁2-37，此外，…這代表的是洪水波在狹窄的河道傳遞的速度會較快，在較寬的河道則會傳遞的較快，請修正。	感謝委員意見，已修正文字。
十六	圖2-20及圖2-21，建議於圖上標註(a)，(b)，(c)，(d)，另圖2-21說明中，(a)，(b)為半解析在渠道A……；(c)，(d)為半解析在渠道A……請修改說明。	

項次	審查意見	回覆辦理情形
十七	圖2-22，建議於圖上標註(a)，(b)，(c)，(d)，(e)，(f)。	感謝委員意見，已將圖片進行修正。
十八	頁2-37，倒數第4行，平均寬度，符號繕打錯誤，請修正。	感謝委員意見，已將錯別字進行修正。
十九	頁2-48，第2行，流量歷現，繕打錯誤，請修正。	感謝委員意見，已將錯別字進行修正。
二十	頁2-60。第1行，下刷無現身，繕打錯誤，請修正。	感謝委員意見，已將錯別字進行修正。
二十一	頁3-6，第5行，比較2004年和2008年的現地照片，但於3-5頁並未見2008年現地照片，請補缺漏照片。	感謝委員意見，已將缺漏照片補上。

項次	審查意見	回覆辦理情形
二十二	文章各項方程式之轉換及代入推導過程過於簡略，建議團隊補充於附錄詳細說明各項方程式之間轉換推導過程。	感謝委員意見，目前已將方程式增加說明，同時針對潰壩模式的部分進行完整的推導，並將推導過程列於附件中供參考。
二十三	文中方程式之符號說明仍有缺漏，建議補充於符號表，說明各項符號之定義。	感謝委員意見，目前已將方程式增加說明，同時針對潰壩模式的部分進行完整的推導，並將推導過程列於附件中供參考。
報告撰寫建議說明：		
一	結論過於簡略，建議略為詳細一些，例如分項說明已完成之重要成果。	感謝委員意見，已修正結論的寫法。同時也修正報告中的語氣。
二	本報告為計畫已經執行之期中報告，建議報告內容應以期中的角度來呈現，而不是投選計畫書的角度來撰寫。例如摘要中已經完成的項目，不要用未來式來表達。	感謝委員意見，已修正結論的寫法。同時也修正報告中的語氣。

附錄四、期末報告書審查意見

項次	審查意見	回覆辦理情形
一	本計畫用堰流公式處理潰壩，建議是否考慮滲流破堤導致潰壩的機制？	感謝委員意見，由於本研究僅針對支流土石流所形成的堰塞湖進行討論，因此在考量土石流沖積扇所形成的壩體形狀下，該壩體的壩長甚長，因此若要透過滲流破堤導致潰壩，其發生機率較低，所以在本研究計畫中僅針對越堤導致潰壩的事件進行討論。
二	運動波公式係簡化溪床為寬深比大之矩形河床，在山區有堰塞湖潛在危險之河床是否具有此種地形，建議評估。	感謝委員意見，本研究所採用的運動波公式是以荖濃溪的案例進行測試故使用矩形河床進行簡化，就本研究團隊搜尋的幾個案例，包含唐家山堰塞湖、荖濃溪河段均適宜以矩形河道進行簡化。但本研究所提出的模式也不僅適用於矩形河床，也可修改參數後應用於V型的河川使用。
三	2017 年0601 豪雨與2018 年0823 豪雨於計畫區降下豪大雨，建議應用此事件進行驗證。	感謝委員提供建議，本研究所採用的地形資料的確剛好落於委員所提出的區間，但由於在委員提及的事件中，我們並沒有在荖濃溪河段觀察到有較大的堰塞湖事件發生，因此在本期研究中，我們以莫拉克風災事件進行驗證，並且透過該事件所率定之參數預測未來事件的變化。

項次	審查意見	回覆辦理情形
四	三種模式結合使用，其待率定參數為何？不同集水區是否都適用？本計畫模式適用條件或限制為何？	感謝委員意見，關於模式所需要使用的參數以列於成果報告書中第三章中各理論的介紹中，同時在第四章荖濃溪的案例中也將在案例所使用的參數以及其來源列於表格中，請委員參閱。與大部分的模式相同，在考慮不同集水區時，由於河川的特性不盡相同，因此在參數的選擇上也會有些許差距，不過在本研究所提出來的模式中，已將參數所需的數量降到最小，以潰壩模式為例，在潰壩模式中僅需考慮一無因次的擴散係數即可進行演算。在適用的條件上，本研究是針對土石流支流所形成的堰塞湖，因此若是考慮因崩塌所產生的堰塞湖，其潰決的歷程與本研究所模擬的情況即大不相同，因此將無法使用本研究所提出的潰壩模式。在序率模式的部分，本研究假設在支流上游的土砂材料相當充足(因莫拉克風災後支流中堆積的大量土砂材料)，進而考慮其入流量體正比於主流流量，因此若是在支流中本身無大量土砂材料堆積，本研究簡化的模式即無法使用，但若透過後續研究，應可再將模式有進一步的發展與應用。

項次	審查意見	回覆辦理情形
五	河床變動的狀況(堆積和河床抬升)是否考慮應用河道輸砂模式進行評估？	感謝委員意見，目前河床變動的狀況主要由於支流所提供的沙量是一個無法評估的狀況，因此在未知沙量的情況下，較難以市面上的河道輸沙模式進行評估。為了要能推估單一支流的入沙量，本研究所提出的簡化的序率模式能夠初步的推估，但是多條支流同時發生的支流入沙量較難估計。因此在這樣的情況下，應無法單純應用河道輸沙模式進行評估。