
**以岸壁沖刷理論及輸砂機率分布建立崩塌
地產砂與河道輸砂之關聯性**

**Establishing the relationship between
landslide-generated sediment production
and riverbed sediment transport through
bank erosion theory and sediment
transport probability distribution
(成果報告書)**

執行單位：國立中興大學

執行期間：113 年 02 月 07 日至 113 年 12 月 31 日

計畫主持人：李豐佐 助理教授

農業部農村發展及水土保持署 編印

中華民國 113 年 12 月

(本報告書內容及建議純屬執行單位意見，僅供本署施政參考)

以岸壁沖刷理論及輸砂機率分布建立崩塌地產砂與河道輸砂之關聯性

摘要

崩塌地產砂的輸砂模擬，均只局限於崩塌地本身的土壤孔隙水壓、地下水分布或是坡度等因子的探討，因此對於臨河崩塌地受到河道水砂條件影響之連結，則較少討論，但現況部分大規模崩塌地的發生位置，均與河道的距離甚短或是相連，因此探討較為適合之數值模式與方法，推估可能的崩塌範圍與量體，即為本研究擬突破及研究的內容，根據檢定驗證完成之模式，本研究採用岸壁沖刷理論，探討兩種重現期流量對於臨河崩坍地的輸砂特性是否適用，初步結果顯示有岸壁沖刷模組後可適度反映臨河崩坍地產砂，對於河道輸砂量改變之影響。此外，不論及崩塌地的產砂或是河道的輸砂量，傳統均與水量建立流量與輸砂量關係式，亦即輸砂量與水量的重現期量體一致，然而受到水文條件的改變，以及颱風、豪雨、乾旱及地震頻繁的影響，集水區的產砂量重現期，並不一定與水量的重現期一致，本研究初步根據霧社水庫在集集地震前頻率分析的結果，通過比較三種方法和現場的歷史數據，目前初步得知 Gumbel 分佈為相對較好的頻率分析成果，因此本研究已初步探討水、砂的重現期變化性，對於未來因應氣候變遷條件下的水文情改變，提供集水區產砂量與水量的變化趨勢。在現今講究多模式評估，以及氣候不斷變化的影響下更形重要，且對於未來用以評估可能受集水區不安定土砂影響之高風險橋梁，亦提供了連結河道演算基本技術與工具的評估方法。

關鍵詞：臨河崩塌地、河道的輸砂量、頻率分析

Establishing the relationship between landslide-generated sediment production and riverbed sediment transport through bank erosion theory and sediment transport probability distribution

Abstract

Sediment transport simulations for landslide areas have typically focused on factors such as pore water pressure, groundwater distribution, or slope within the landslide area itself. However, there is limited discussion on the connection between landslide areas near rivers and the influence of river channel water and sediment conditions. Many large-scale landslide areas are located in close proximity to or directly adjacent to river channels. This study aims to develop suitable numerical models and methods to estimate potential landslide extents and volumes in these areas. Using a validated model based on bank erosion theory, we examine whether the sediment transport characteristics of landslide-prone areas near rivers are influenced by two different recurrence interval flows. Preliminary results show that incorporating a bank erosion module effectively reflects sediment production from riverside landslide areas and its impact on river sediment transport.

Traditionally, sediment production from landslides and sediment transport in rivers have been analyzed through relationships established between water flow and sediment load, assuming a consistency in recurrence intervals for both variables. However, with changing hydrological conditions and the increased frequency of typhoons, heavy rains, droughts, and earthquakes, sediment production recurrence intervals within a watershed do not necessarily match those for water discharge. Based on pre-earthquake frequency analysis data from the Wushe Reservoir and comparisons across three analytical methods with historical

field data, we found that the Gumbel distribution currently provides the best frequency analysis results. This study thus preliminarily explores variability in recurrence intervals for both water and sediment, offering insights into the trends in watershed sediment production and discharge under changing climate conditions. This approach is increasingly crucial in today's multi-model assessment frameworks and variable climate, providing an evaluation method to assess high-risk bridges potentially affected by unstable watershed sediment and offering essential river computation tools and techniques.

Keywords: landslide areas, sediment transport, frequency analysis

目次

摘要.....	I
Abstract.....	II
目次.....	IV
表次.....	VI
圖次.....	VII
第一章 緒論.....	1-1
第二章 工作執行方法	2-1
第一節 基本資料收集	2-1
第二節 基本資料收集	2-2
第二節 數值模式理論	2-32
第三節 頻率分析	2-42
第三章 工作執行成果分析	3-1
第一節 數值模式建置	3-1
第二節 數值參數敏感度分析與模式驗證	3-10
第三節 應用岸壁沖刷模組模擬崩塌地產砂與河道輸砂	3-15
第四節 頻率分析	3-28
第四章 工作進度與交付項目	4-1
第一節 計畫甘特圖	4-1
第二節 計畫交付項目	4-1
第三節 計畫成果	4-1
第五章 結論及建議	5-1
第一節 結論	5-1
第二節 建議及後續研究	5-1

參考文獻.....	參-1
附錄.....	五-1
附錄一 審查會議記錄暨回覆辦理情形	五-1
附錄二 期中報告審查會議記錄暨回覆辦理情形	五-1
附錄三 期末報告審查會議記錄暨回覆辦理情形	五-1

表次

表 2.1-1 軟硬體設備	2-4
表 2.1-2 M3E 航拍參數規劃表	2-6
表 2.1-3 M300 RTK 航拍參數規劃表	2-6
表 2.1-4 控制點成果表	2-8
表 2.1-5 空三與控制點精度報表	2-8
表 2.1-6 M3E 航拍參數規劃表	2-12
表 2.1-7 M300 RTK 航拍參數規劃表	2-12
表 2.1-8 控制點成果表	2-14
表 2.1-9 空三與控制點精度報表	2-15
表 2.1-10 河道河床質採樣位置座標	2-19
表 2.1-11 霧社水庫歷年淤積測量資料	2-30
表 3.2-1 萬大溪橋流量輸砂	3-10
表 3.2-2 實際值與模擬值誤差表	3-15
表 3.3-1 模擬案例規劃與參數設定	3-18

圖次

圖 2.1-1 空拍作業流程圖	2-2
圖 2.1-2 旋翼型空拍機	2-3
圖 2.1-3 空載光達.....	2-3
圖 2.1-4 VBS-RTK 航測控制點佈設.....	2-4
圖 2.1-5 航拍現場工作照	2-7
圖 2.1-6 控制點分佈圖	2-7
圖 2.1-7 現場佈標工作照(測量時間 1130518).....	2-8
圖 2.1-8 航拍部分原始影像.....	2-9
圖 2.1-9 彩色正射影像.....	2-9
圖 2.1-10 DSM.....	2-10
圖 2.1-11 DEM.....	2-10
圖 2.1-12 彩色點雲模型(a)上游(b)中游(c)下游.....	2-11
圖 2.1-13 3D 模型動態影片	2-12
圖 2.1-14 航拍現場工作照.....	2-13
圖 2.1-15 控制點分佈圖	2-13
圖 2.1-16 現場佈標工作照(測量時間 1130828).....	2-14
圖 2.1-17 航拍部分原始影像	2-15
圖 2.1-18 彩色正射影像	2-16
圖 2.1-19 DSM.....	2-16
圖 2.1-21 彩色點雲模型(a)上游(b)中游.....	2-17
圖 2.1-22 3D 模型動態影片	2-18
圖 2.1-23 萬大溪橋河道河床質調查現場採樣照片	2-19
圖 2.1-24 河道河床質調查粒徑分佈圖.....	2-19

圖 2.1- 25 溪流含砂濃度調查及懸浮質粒徑採樣位置	2-20
圖 2.1- 26 萬大溪橋採樣情況(a)萬大溪橋上游側(b)萬大溪橋人員採 樣.....	2-21
圖 2.1- 27 2019 年 3 月 28 日及 4 月 23 日採樣時水情況分別為(a)及 (b)	2-21
圖 2.1- 28 2019 年 5 月 9 日及 5 月 21 日採樣時水情況分別為(a)及 (b)	2-21
圖 2.1- 29 2019 年 6 月 13 日及 6 月 25 日採樣時水情況分別為(a)及 (b).....	2-21
圖 2.1- 30 2019 年 7 月 15 日及 7 月 31 日採樣時水情況分別為(a)及(b)	2-22
圖 2.1- 31 2019 年 8 月 20 日及 8 月 31 日採樣時水情況分別為(a)及 (b).....	2-22
圖 2.1- 32 2019 年 9 月 10 日及 9 月 25 日採樣時水情況分別為(a)及 (b).....	2-22
圖 2.1- 33 2019 年 10 月 11 日及 10 月 29 日採樣時水情況分別為(a)及 (b).....	2-22
圖 2.1- 34 2019 年 11 月 14 日及 12 月 16 日採樣時水情況分別為(a)及 (b).....	2-23
圖 2.1- 35 2020 年 1 月 21 日及 2 月 18 日採樣時水情況分別為(a)及 (b).....	2-23
圖 2.1- 36 2020 年 3 月 31 日採樣時水流情況	2-23
圖 2.1- 37 2019 年 3 月 28 日及 4 月 23 日懸浮質粒徑分析分別為(a)及 (b).....	2-23

圖 2.1- 38 2019 年 5 月 09 日及 5 月 21 日懸浮質粒徑分析分別為(a)及(b).....	2-24
圖 2.1- 39 2019 年 06 月 13 日及 06 月 51 日懸浮質粒徑分析分別為(a)及(b).....	2-24
圖 2.1- 40 2019 年 07 月 15 日及 07 月 31 日懸浮質粒徑分析分別為(a)及(b).....	2-24
圖 2.1- 41 2019 年 08 月 20 日及 08 月 31 日懸浮質粒徑分析分別為(a)及(b).....	2-24
圖 2.1- 42 2019 年 09 月 10 日及 09 月 25 日懸浮質粒徑分析分別為(a)及(b).....	2-25
圖 2.1- 43 2019 年 10 月 11 日及 10 月 29 日懸浮質粒徑分析分別為(a)及(b).....	2-25
圖 2.1- 44 2019 年 11 月 14 日及 12 月 16 日懸浮質粒徑分析分別為(a)及(b).....	2-25
圖 2.1- 45 2020 年 01 月 21 日及 02 月 18 日懸浮質粒徑分析分別為(a)及(b)	2-25
圖 2.1- 46 2020 年 03 月 31 日及 04 月 29 日懸浮質粒徑分析分別為(a)及(b)	2-26
圖 2.1- 47 2020 年 05 月 13 日及 05 月 28 日懸浮質粒徑分析分別為(a)及(b)	2-26
圖 2.1- 48 萬大溪橋泥砂濃度變化.....	2-27
圖 2.1- 49 斷面流量量測示意圖	2-28
圖 2.1- 50 萬大溪橋流量與輸砂量關係	2-28
圖 2.1- 51 霧社水庫歷年淤積及累積淤積量變化圖	2-32

圖 2.2- 1 臨河崩塌地計算圖	2-41
圖 3.1- 1 二維數值模式水位流速檢定成果(a)瑪莉亞颱風(b) 823 豪雨	3-2
圖 3.1- 2 二維數值模式底床沖淤檢定成果(a)模擬初始時之實測底床 高程 (b) 模 擬 結 束 時 之 實 測 底 床 高 程 (c) 模 擬 底 床 高 程.....	3-3
圖 3.1- 3 實 測 底 床 高 程 與 模 擬 高 程 比 較 圖 (a)(b)(c)(d)	3-4
圖 3.1- 4 底床高程比較圖 (a) 第 10 號斷面 (b) 第 12 號斷 面.....	3-4
圖 3.1- 5 SMS 加入底圖建模的河川位置	3-5
圖 3.1- 6 加入底圖解析度為 20M*20M 位置.....	3-5
圖 3.1- 7 加入 DTM 地形高程	3-6
圖 3.1- 8 建立曼寧係數	3-6
圖 3.1- 9 設定邊界條件	3-7
圖 3.1- 10 設定流量	3-7
圖 3.1- 11 設定監視位置	3-8
圖 3.1- 12 設定沉澱條件	3-8
圖 3.1- 13 模擬設定與測試	3-9
圖 3.1- 14 SRH-2D 數值模式之建置流程圖	3-9
圖 3.2- 1 入流邊界條件設置	3-10
圖 3.2- 2 出流邊界條件設置	3-11
圖 3.2- 3 區域劃分	3-11
圖 3.2- 4 曼寧 N 值設置	3-11

圖 3.2- 5 河床質粒徑百分比.....	3-12
圖 3.2- 6 時間間距 $\Delta T=2$ 秒.....	3-12
圖 3.2- 7 時間間距 $\Delta T=4$ 秒.....	3-12
圖 3.2- 8 時間間距 $\Delta T=6$ 秒.....	3-13
圖 3.2- 9 時間間距 $\Delta T=8$ 秒.....	3-13
圖 3.2- 10 時間間距 $\Delta T=10$ 秒.....	3-13
圖 3.2- 11 時間間距 $\Delta T=12$ 秒.....	3-13
圖 3.2- 12 第 12 小時濃度時間圖	3-13
圖 3.2- 13 沖刷係數與濃度圖	3-14
圖 3.2- 14 沉降係數與濃度圖.....	3-14
圖 3.2- 15 萬大溪關係曲線圖.....	3-15
圖 3.3- 1 入流量邊界條件設置(Q2 年與 Q100 年)	3-16
圖 3.3- 2 出流邊界水位條件設置(Q2 年與 Q100 年).....	3-17
圖 3.3- 3 河床質粒徑分布設置(Q2 年與 Q100 年).....	3-17
圖 3.3- 4 設定觀測點、觀測線及臨河崩坍地岸壁位置	3-17
圖 3.3- 5 底床沖淤分佈(Q2_0).....	3-19
圖 3.3- 6 底床沖淤分佈(Q100_0).....	3-19
圖 3.3- 7 速度分佈(Q2_0).....	3-19
圖 3.3- 8 速度分佈(Q100_0).....	3-19
圖 3.3- 9 水深分佈(Q2_0)	3-19
圖 3.3- 10 水深分佈(Q100_0).....	3-19
圖 3.3- 11 底床沖淤分佈(Q2_1)	3-20
圖 3.3- 12 底床沖淤分佈(Q100_1).....	3-20
圖 3.3- 13 速度分佈(Q2_1).....	3-20

圖 3.3- 14 速度分佈(Q100_1).....	3-20
圖 3.3- 15 水深分佈(Q2_1).....	3-20
圖 3.3- 16 水深分佈(Q100_1).....	3-20
圖 3.3- 17 底床沖淤分佈(Q2_2).....	3-21
圖 3.3- 18 底床沖淤分佈(Q100_2).....	3-21
圖 3.3- 19 速度分佈(Q2_2).....	3-21
圖 3.3- 20 速度分佈(Q100_2).....	3-21
圖 3.3- 21 水深分佈(Q2_2).....	3-21
圖 3.3- 22 水深分佈(Q100_2).....	3-21
圖 3.3- 23 底床沖淤分佈 (Q2_3).....	3-22
圖 3.3- 24 底床沖淤分佈(Q100_3).....	3-22
圖 3.3- 25 速度分佈 (Q2_3).....	3-22
圖 3.3- 26 速度分佈 (Q100_3).....	3-22
圖 3.3- 27 水深分佈 (Q2_3).....	3-22
圖 3.3- 28 水深分佈 (Q100_3).....	3-22
圖 3.3- 29 底床沖淤分佈(Q2_4).....	3-23
圖 3.3- 30 底床沖淤分(Q100_4).....	3-23
圖 3.3- 31 速度分佈(Q2_4).....	3-23
圖 3.3- 32 速度分佈(Q100_4).....	3-23
圖 3.3- 33 速度分佈(Q2_4).....	3-23
圖 3.3- 34 速度分佈(Q100_4).....	3-23
圖 3.3- 35 底床沖淤分佈(Q2_5).....	3-24
圖 3.3- 36 底床沖淤分(Q100_5).....	3-24
圖 3.3- 37 速度分佈(Q2_5).....	3-24

圖 3.3- 38 速度分佈(Q100_5).....	3-24
圖 3.3- 39 水深分佈(Q2_5).....	3-24
圖 3.3- 40 水深分佈(Q100_5).....	3-24
圖 3.3- 41 底床沖淤	3-25
圖 3.3- 42 底床沖淤	3-25
圖 3.3- 43 LN1 濃度	3-25
圖 3.3- 44 LN1 濃度	3-25
圖 3.3- 45 PT1 濃度	3-25
圖 3.3- 46 PT1 底床沖淤	3-25
圖 3.3- 47 PT2 濃度	3-26
圖 3.3- 48 PT2 底床沖淤	3-26
圖 3.3- 49 PT1 濃度	3-26
圖 3.3- 50 PT1 底床沖淤	3-26
圖 3.3- 51 PT2 濃度	3-26
圖 3.3- 52 PT2 底床沖淤	3-26
圖 3.3- 53 觀察線底床沖淤 Q2_0-Q2_5	3-27
圖 3.3- 54 觀察線底床沖淤 Q100_0-Q100_5	3-27
圖 3.4- 1 重現期水、砂量頻率分析(a)集集地震前(b)集集地震後...	3-29
圖 4.2- 1 2024 年環太平洋大學聯盟的國際研討會第一篇	4-3
圖 4.2- 2 2024 年環太平洋大學聯盟的國際研討會第二篇	4-3
圖 4.2- 3 2024 年農業工程研討會 1 篇	4-4

第一章 緒論

集水區保育為流域產水產砂延時變化及多寡的重要因素，好的水土保持，可讓集水區產砂量較少且有利於水資源的儲存與運用，然而在颱風、豪雨、乾旱及地震頻繁發生的台灣，以及人為因素的開發與擾動影響下，集水區的水土保持十分不易且脆弱，根據 EM-DAT (2022)資料顯示，水砂災害年發生頻率不僅逐年攀升，2021 年水砂相關災害與 2000-2020 年平均相比更提升 1.2 倍以上。台灣長期以來都被視為水砂災害風險極高的國家，尤其台灣具地形陡峭與地質破碎的特性，集水區洪水災害多會衍生大量泥砂輸送現象 (Hung et al., 2022)。

而流域集水區的產砂主要可分為崩塌地產砂及表土沖刷的產砂量，其中表土沖刷的產砂量常使用土壤沖蝕公式(Universal Soil Loss Equation，簡稱 USLE)進行推估，而針對崩塌地土石崩塌量之推估，依照水土保持技術規範第六十七條規定：「崩塌量調查方法，應由實測或部分配合推估實施之。而新崩塌地，得利用實際勘查或利用航照圖判斷，亦可利用衛星影像等最新科技，以進行崩塌量之調查。」崩塌發生之原因常為土壤孔隙水壓增加，致使風化層的抵抗力小於重力作用，而導致地滑或崩塌現象之發生。一般常用的方法為(Dymond et al., 1999)假設坡面之剪應力等於抗剪力時為啟動崩塌之機制瞬間，此時剪應力為 $F_g = \rho * g * \sin\theta$ 而抗剪力為 $F_s = \text{剪應力} / \text{崩塌深度}$ ，因此可得崩塌深度與坡度之關係，進而推估崩塌地產砂量，或是利用類似 FLO-2D 或 RAMMS 洪水土石流災害模擬軟體，進行崩塌地的泥砂運移演算。

然而上述崩塌地產砂的輸砂模擬，均只局限於崩塌地本身的土壤孔隙水壓、地下水分布或是坡度等因子的探討，因此對於臨河崩塌地受到河道水砂條件影響之連結，則較少討論，但現況部分大規模崩塌地的發生位置，均與河道的距離甚短或是相連，因此探討較為適合之數值模式與方法，推估可能的崩塌範圍與量體，即為本研究擬突破及研究的內容。

此外，不論及崩塌地的產砂或是河道的輸砂量，傳統均與水量建立流量與

輸砂量關係式，亦即輸砂量與水量的重現期量體一致，然而受到水文條件的改變，以及颱風、豪雨、乾旱及地震頻繁的影響，集水區的產砂量重現期，並不一定與水量的重現期一致，舉例來說，有可能 2 年重現期的水量夾帶的是 5 年重現期的砂量，因此本研究擬初步探討水、砂的重現期變化性，對於未來因應氣候變遷條件下的水文情改變，提供集水區產砂量與水量的變化趨勢。

上述兩項為本研究擬解決或是探討之議題，均與集水區產水及產砂量的變化有關，在現今講究多模式評估，以及氣候不斷變化的影響下更形重要，且對於未來用以評估可能受集水區不安定土砂影響之高風險橋梁，亦提供了連結河道演算基本技術與工具的評估方法。

第二章 工作執行方法

第一節 基本資料收集

本研究區域萬大子集水區，屬於中央山脈西翼脊樑山脈地質亞區，西側以梨山斷層為界與中央山脈西翼雪山山脈地質亞區區隔(馮及陳, 2011)。參考中央地質調查所「集水區地形及地質資料庫成果查詢系統」原梨山斷層所在位置改稱為為眉溪斷層。研究區域以廬山層、大禹嶺及西側雪山山脈地質亞區之眉溪砂岩、佳陽層為主要地質材料，萬大子集水區主要岩層為廬山層。廬山層是由深灰色硬頁岩、千枚岩及深色硬砂岩互層和版岩所組成。此外，受到板塊運動擠壓抬昇作用形成許多複雜地型構造，如霧社複向斜、萬大複向斜及獅子頭複背斜等地質構造，其中萬大複向斜恰好通過本研究區之崩塌坡頂。而複向斜(Synclitorium)是由若干摺皺組合所形成的一向斜構造曲面之地質構造，其走向呈東北-西南延伸至武界水庫東側被眉溪斷層截斷。因此，本研究選取於奧萬大森林遊樂區聯外道路 1.7Km 處之河岸崩塌處，分別於辛樂克(2008)、薔蜜(2008)颱風過境後的 2009 年 2 月 16 日及莫拉克(2009)颱風過後造成臨河崩塌地，傳統上，山區主要河岸崩塌的產砂主要受攻擊坡(直接產砂因素)之作用而生(譬如降雨或是地下水位)，與水流方向呈現垂直，但本研究主要是探討若是河流造成崩坍地岸壁沖刷(或是基腳沖刷)時，則可能導致臨河崩塌地的基腳失去承载力或是平衡狀態(平衡破壞機制)，進而加速或是導致崩塌地崩落增加河道輸砂量的現象產生，因此，本研究主要探討此一物理機制下的模式適用性，未來即可耦合傳統崩塌產砂之模擬，以及作為此等崩塌產砂對於下游河道輸砂及橋墩之影響研究。

第二節 基本資料收集

一、河道數值地形資料收集

本研究河道地形資料收集，首先到內政地理資訊圖資雲整合服務平台(TGOS)查詢 DTM，找到 2022 年版全台灣及部分離島 20 公尺網格數值地形模型 DTM 資料，並且下載本研究區域南投縣 20MDEM 檔，再到國土測繪圖資服務雲當中，點選圖層設定，選擇 1/5000 基本地形圖裡的 1/5000 圖幅框，在圖幅框中找到本研究之位置編號，再到先前下載的 DTM 資料中找到相同編號的檔案，將.grd 檔改成.txt 檔即可匯入 SRH-2D 當中。

此外，為了收集最新研究區域地形資料本案採用具備衛星定位儀及陀螺儀之無人飛行載具(UAV)進行航拍測量作業，作業方法說明如下。

本次空拍採用新型無人飛行載具，載具搭載多星系衛星定位儀，經過 RTK 差分可得到精準的相片坐標，有效的提升產製成果精度，此次空拍之前首先針對工作區域進行規劃再進行拍攝作業，以取得高解析度影像資訊以擬傳統航空攝影測量之流程以內外方位參數進行方位解算，並進行空中三角測量萃取地形資訊，將取得之地形資訊用以建構正射影像、DSM 及立體模型。

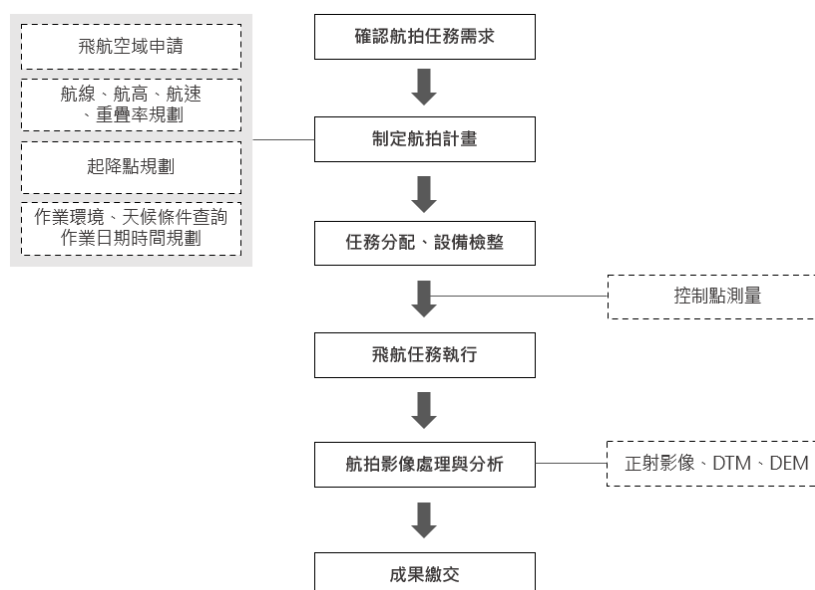


圖 2.1- 1 空拍作業流程圖

分析方法規範則分別描述如下：

1. 垂直攝影：利用旋翼無人載具的可見光鏡頭進行垂直攝影，使用 2000 萬相機畫素拍攝，相片前後重疊率為 80%以上，左右重疊率 70%以上，使影像能銜接成連續圖幅，且供立體相對觀察之用。
2. 機載光達：利用旋翼無人載具掛載光達進行掃描，對於複雜地形、樹冠植被覆蓋濃密區域能夠採集真實表面資訊，以利點雲模型及 DEM 資料建置。



圖 2.1-2 旋翼型空拍機



圖 2.1-3 空載光達

3. 控制測量(佈標):控制測量採用國土測繪中心 eGNSS VBS-RTK 系統測量，坐標系統採用 TWD97 坐標系統。本次共佈設 4 點控制點及在點位塗上黑白油漆，提升對比以利後製處理。



圖 2.1- 4 VBS-RTK 航測控制點佈設

4. 空中三角測量：空中三角相片連接點應分佈每一相片 9 個標準點位上，每一標準點位至少 2 點以上，空中三角平差偵錯後，每一標準點位至少留存一點，以判斷影像點分布分析是否符合規範，本案使用 pix4d 自動匹配連接點。航拍作業內容說明如下表：

表 2.1- 1 軟硬體設備

儀器品牌型號	性能及功能
DJI M3 Enterprise 	1. 內建多星系 RTK 等級衛星定位儀 2. 公厘等級定位精度 3. 廣角和遠攝攝像頭 4. 4/3 英吋 2000 萬 CMOS 像素鏡頭 5. 最遠 15 公里圖傳 6. 45 分鐘最長飛行時間 7. 全向避障設計
DJI Matrice 300 RTK	1. 15 公里圖傳距離 2. 55 分鐘最長飛行時間 3. IP45 等級防護 4. 內建多星系 RTK 等級衛星定位儀

	5. 熱電池替換 6. 六向定位避障
ZENMUSE L1 	1. 1 英吋 2000 萬 CMOS 像素鏡頭 2. 有效點率每秒 240,000 點 3. 支援 3 回波 4. 高程精度：5 公分/ 50 公尺；平面精度：10 公分/ 50 公尺 5. 非重複花瓣式掃描模式；重複線性掃描模式
GMS X9 衛星定位接收儀 	1. 支援 RTK 系統 2. 具有繁體、簡體及英文介面 3. 簡單易學，一鍵即時解算 4. 相片號碼自動匹配 5. 高精度可靠的衛星姿態解算模組
	1. 量測等級精度 2. 操作直觀、使用易上手 3. 繁體中文版 4. 支援大部分相機 5. 可自動產生正射、DTM、3D 模型
	1. 點雲管理、分類、過濾 2. 可以類別、回波、高程、航帶、反射強度之方式顯示點雲 3. 以三維方式檢視雷射點雲 4. 不同顏色顯示點雲資料 5. 支援多種雷射點雲格式,如 ASCII、TeraScan、LAS、Leica、Optech、Earthdata

本案第一次現地測量航線規劃以南北航線為主，航線規劃如下表 2.1-2 及 2.1-3 所示。航線規劃截圖及工作照則如圖 2.1-5 及圖 2.1-6 所示。

表 2.1- 2 M3E 航拍參數規劃表

空拍 機型	航高	航速	前後 重疊率	左右 重疊率	相片 解析度	航拍 時間
DJI M3E	150m	15 m/s	80%	70%	5cm/px	1130518

表 2.1- 3 M300 RTK 航拍參數規劃表

空拍 機型	航高	航速	激光 重疊率	可見光 重疊率	相片 解析度	點雲密 度	航拍 時間
DJI M300 RTK	80m	7m/s	60%	70%	2.18cm/px	338/m ²	1130518

圖 2.1- 5 航拍現場工作照

此外，本案因使用具備高精度 RTK 定位功能之無人飛行載具，故此航空標採用航帶周邊控制，航測控制點佈設位置與分布，應符合空中三角區域平差之要求，參考測區範圍內既有道路，盡可能於人車可到達區且透空度良好區位佈設控制點。本次於測區範圍共佈設 4 處控制點(如表 2.1-4 所列)，檢測結果均符合平面控制 2.5 公分、高程控制 5 公分精度，優於國土測繪中心所提供 EGNSS 相關規範平面 5 公分、高程 10 公分精度(如圖 2.1-7 所示)。



圖 2.1-6 控制點分佈圖



WD01



WD02



WD03



WD04

圖 2.1- 7 現場佈標工作照(測量時間 1130518)

表 2.1- 4 控制點成果表

點名	N	E	Z	備註
WD01	2650794.261	262559.79	909.802	控制點
WD02	2650622.995	262430.171	926.132	控制點
WD03	2650661.715	262496.565	949.295	控制點
WD04	2650705.354	262457.205	939.462	控制點

量測結果整體控制點平面精度都在 1 公分以下，高程精度在 3 公分以下，RMS 誤差均在 2 公分以下(如表 2.1-5 所列)。

表 2.1- 5 空三與控制點精度報表

GCP Name	Accuracy XY/Z[m]	Error X[m]	Error Y[m]	Error Z[m]	Projection Error[pixel]	Verified/ Marked
WD01 (3D)	0.020/0.020	-0.009	0.006	-0.000	0.351	33/33
WD02 (3D)	0.020/0.020	-0.018	-0.004	0.029	0.398	36/36
WD03 (3D)	0.020/0.020	0.012	0.006	-0.011	0.339	31/31
WD04 (3D)	0.020/0.020	0.015	-0.008	-0.017	0.470	30/30
Mean[m]		-0.000159	0.000027	0.000303		
Sigma[m]		0.013709	0.006223	0.017885		
RMS Error[m]		0.013710	0.006223	0.017887		

航拍成果部分原始影像及彩色無鑲嵌正射影像則如圖 2.1-8 及圖 2.1-9 所示。



圖 2.1-8 航拍部分原始影像

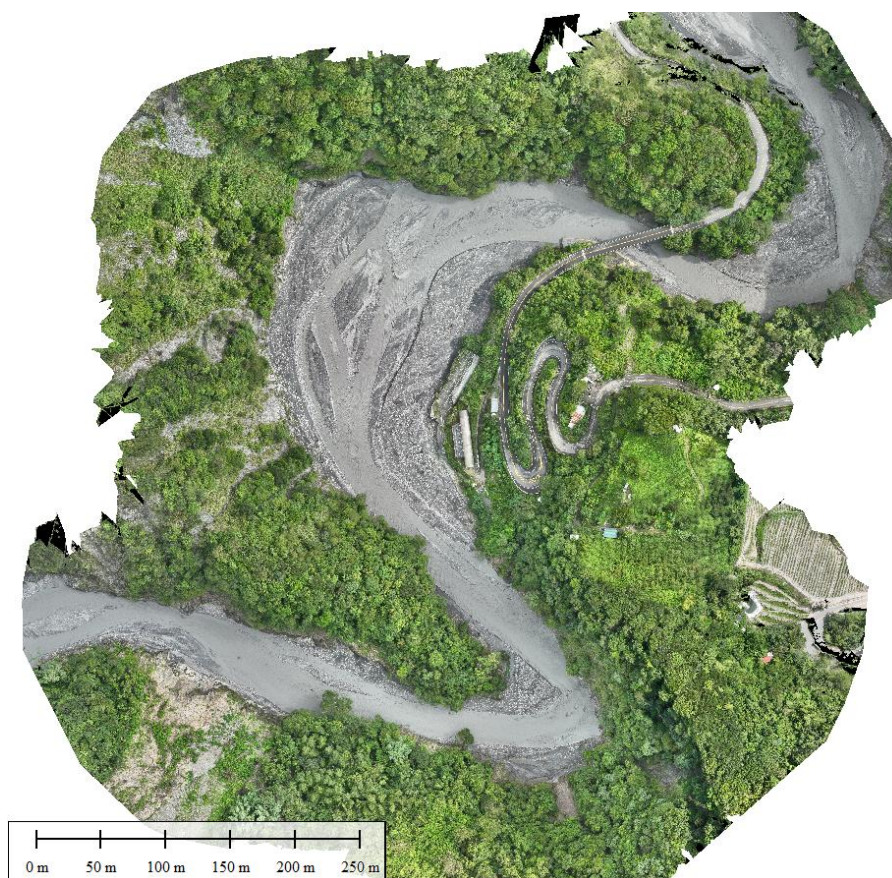


圖 2.1-9 彩色正射影像

經過後處理後則可得圖 2.1-10 及圖 2.1-11 之 DSM 及 DEM 圖，其中 DEM 成果則提供給本案二維模擬所需之地形資料使用，而圖 2.1-12 及圖 2.1-13 則分別為彩色點雲模型及 3D 模型動態影片圖。

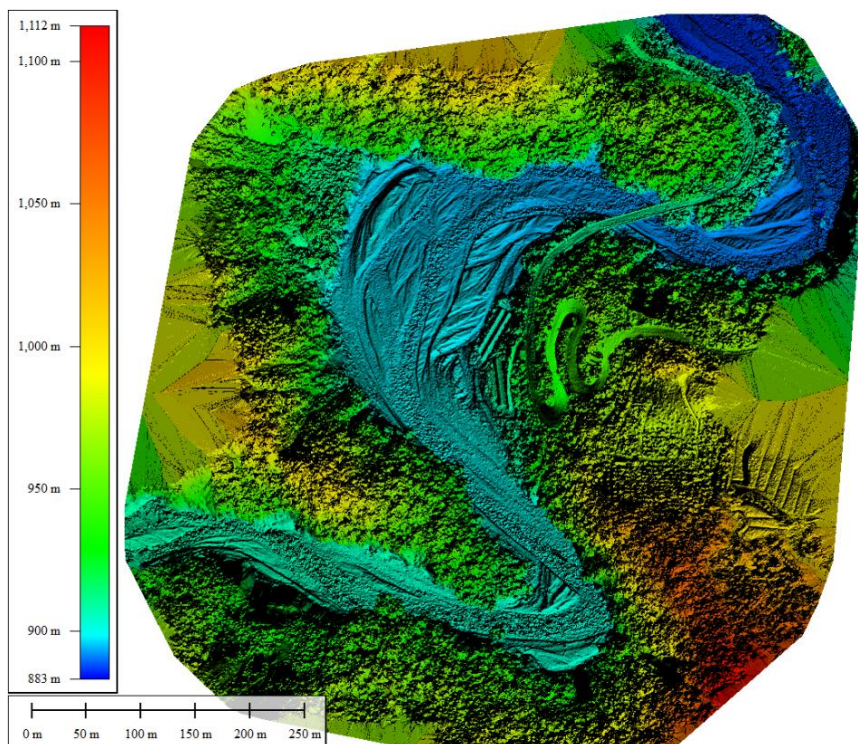


圖 2.1- 10 DSM

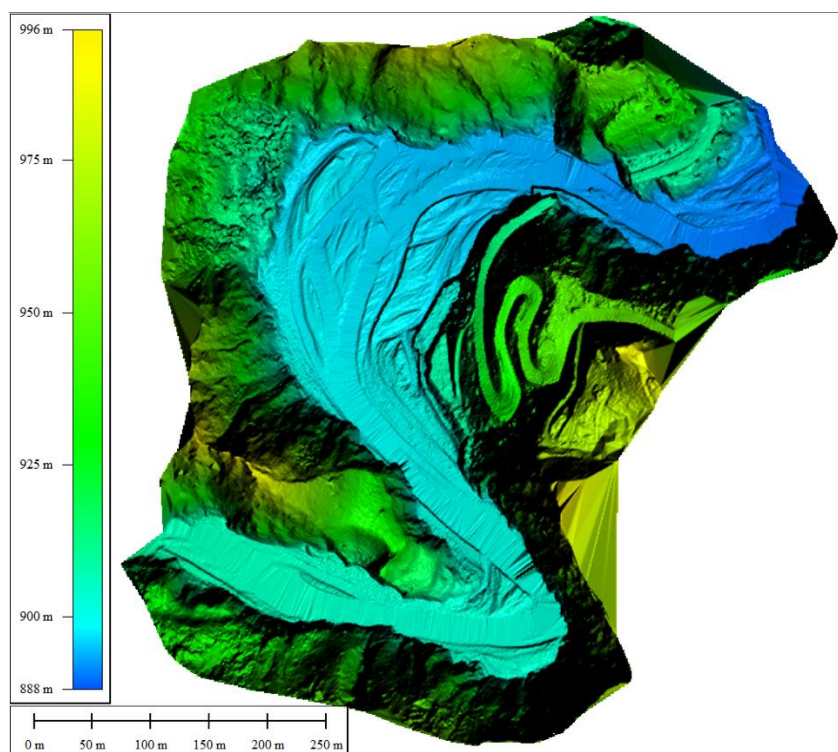


圖 2.1- 11 DEM

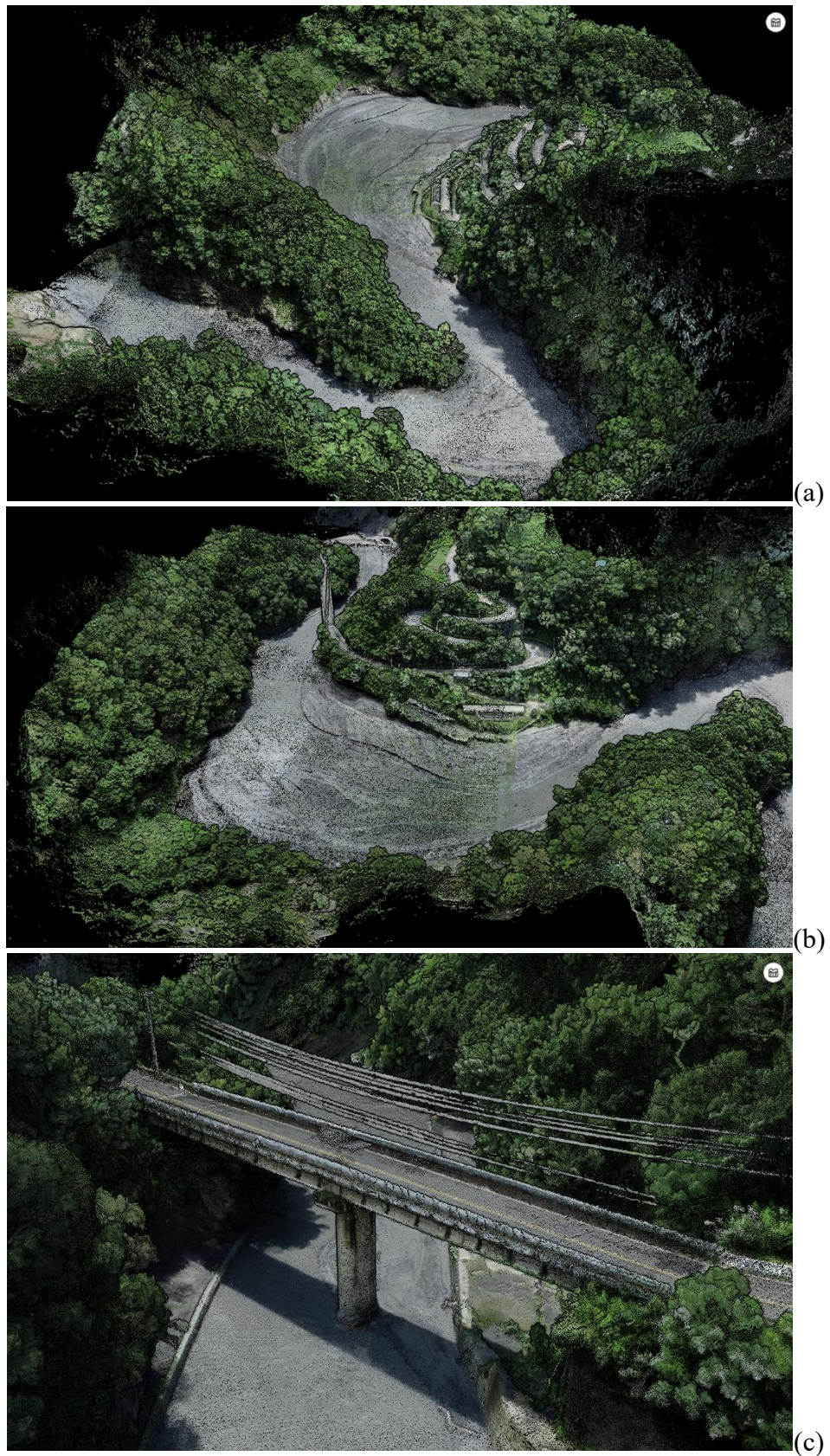


圖 2.1- 12 彩色點雲模型(a)上游(b)中游(c)下游

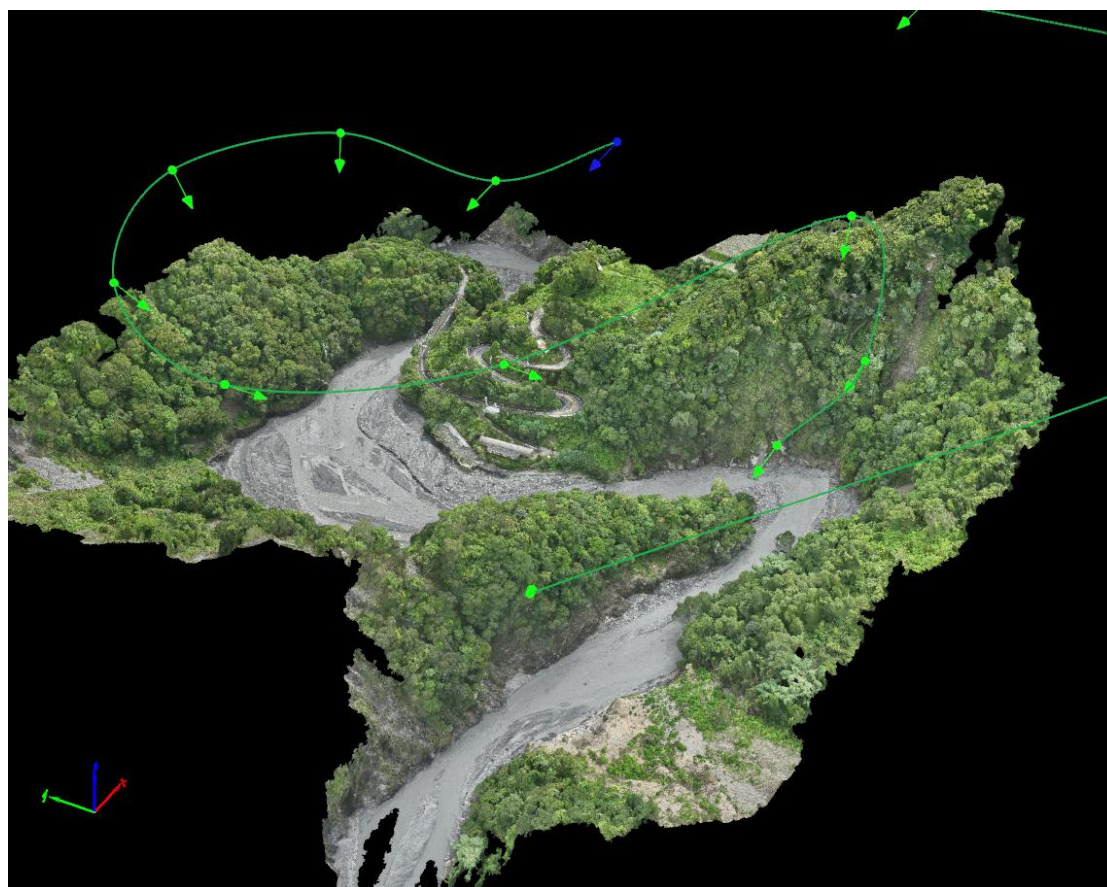


圖 2.1- 13 3D 模型動態影片

本案第二次現地測量航線規劃以南北航線為主，航線規劃如下表 2.1-6 及 2.1-7 所示。航線規劃截圖及工作照則如圖 2.1-14 及圖 2.1-15 所示。

表 2.1- 6 M3E 航拍參數規劃表

空拍 機型	航高	航速	前後 重疊率	左右 重疊率	相片 解析度	航拍 時間
DJI M3E	150m	15 m/s	80%	70%	5cm/px	1130828

表 2.1- 7 M300 RTK 航拍參數規劃表

空拍 機型	航高	航速	激光 重疊率	可見光 重疊率	相片 解析度	點雲密 度	航拍 時間
DJI M300 RTK	80m	7m/s	60%	70%	2.18cm/px	338/m ²	1130828



圖 2.1- 14 航拍現場工作照

本次於測區範圍共佈設 6 處控制點(如表 2.1-8 所列)，檢測結果均符合平面控制 2.5 公分、高程控制 5 公分精度，優於國土測繪中心所提供 EGNSS 相關規範平面 5 公分、高程 10 公分精度(如圖 2.1-16 所示)。

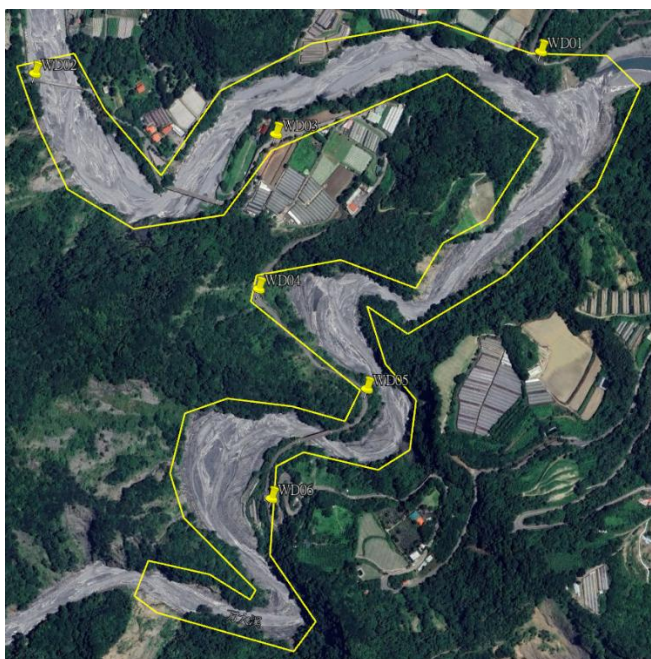


圖 2.1- 15 控制點分佈圖



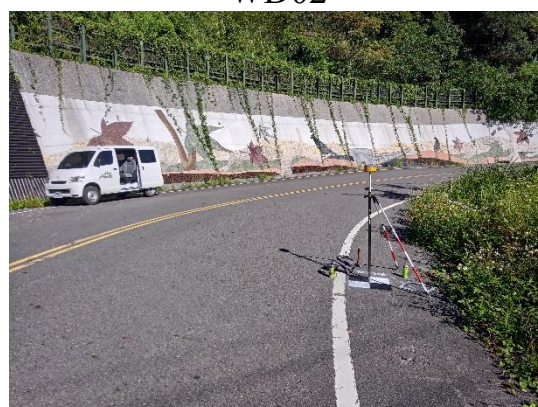
WD01



WD02



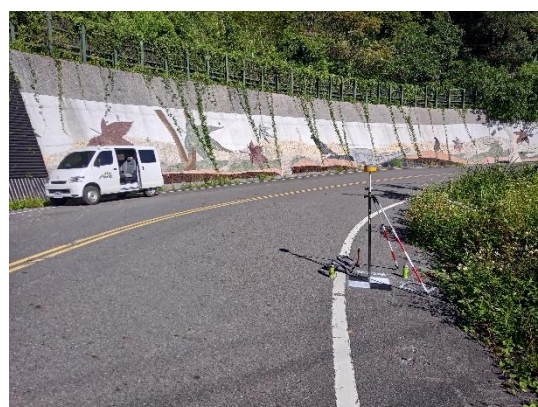
WD03



WD04



WD05



WD06

圖 2.1- 16 現場佈標工作照(測量時間 1130828)

表 2.1- 8 控制點成果表

點名	N	E	Z	備註
WD01	2651557.873	262991.285	926.142	控制點
WD02	2651524.269	261937.756	867.9	控制點
WD03	2651396.076	262456.141	889.843	控制點
WD04	2651064.413	262414.056	930.138	控制點
WD05	2650846.847	262632.566	910.993	控制點
WD06	2650623.008	262430.294	926.117	控制點

量測結果整體控制點平面精度都在 1 公分以下，高程精度在 3 公分以下，RMS 誤差均在 2 公分以下(如表 2.1-9 所列)。

表 2.1- 9 空三與控制點精度報表

GCP Name	Accuracy XYZ [m]	Error X[m]	Error Y[m]	Error Z[m]	Projection Error [pixel]	Verified/Marked
WD01 (3D)	0.020/ 0.020	-0.002	-0.008	-0.030	0.242	23 / 23
WD02 (3D)	0.020/ 0.020	0.001	-0.000	0.012	0.255	19 / 19
WD03 (3D)	0.020/ 0.020	-0.002	0.002	0.024	0.450	18 / 18
WD04 (3D)	0.020/ 0.020	-0.009	0.004	-0.027	0.343	20 / 20
WD05 (3D)	0.020/ 0.020	0.006	-0.004	0.020	0.366	56 / 56
WD06 (3D)	0.020/ 0.020	0.004	0.008	0.002	0.334	24 / 24
Mean [m]		-0.000296	0.000442	0.000321		
Sigma [m]		0.004721	0.005179	0.021458		
RMS Error [m]		0.004731	0.005197	0.021460		

航拍成果部分原始影像及彩色無鑲嵌正射影像則如圖 2.1-17 及圖 2.1-18 所示。



圖 2.1- 17 航拍部分原始影像



圖 2.1- 18 彩色正射影像

經過後處理後則可得圖 2.1-19 及圖 2.1-20 之 DSM 及 DEM 圖，其中 DEM 成果則提供給本案二維模擬所需之地形資料使用，而圖 2.1-21 及圖 2.1-22 則分別為彩色點雲模型及 3D 模型動態影片圖。

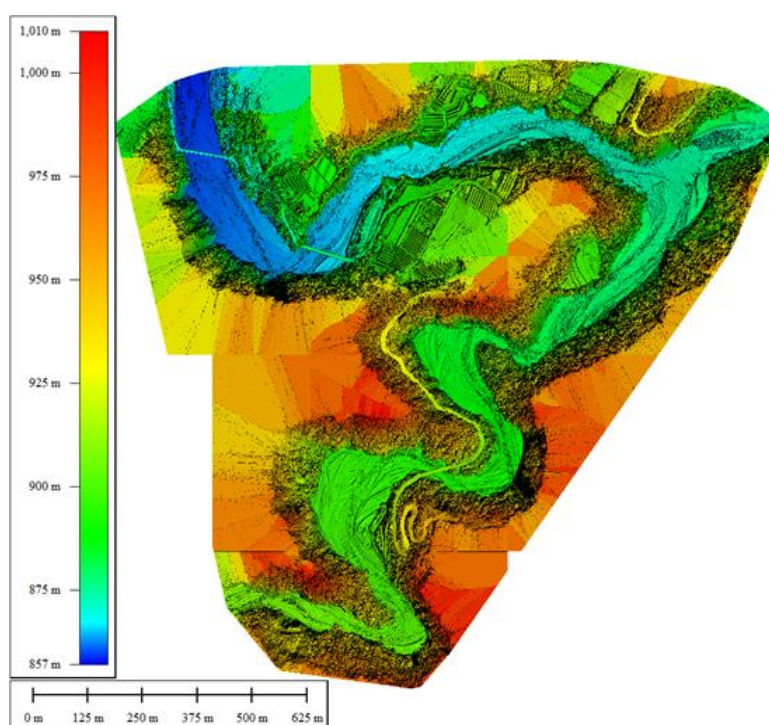


圖 2.1- 19 DSM

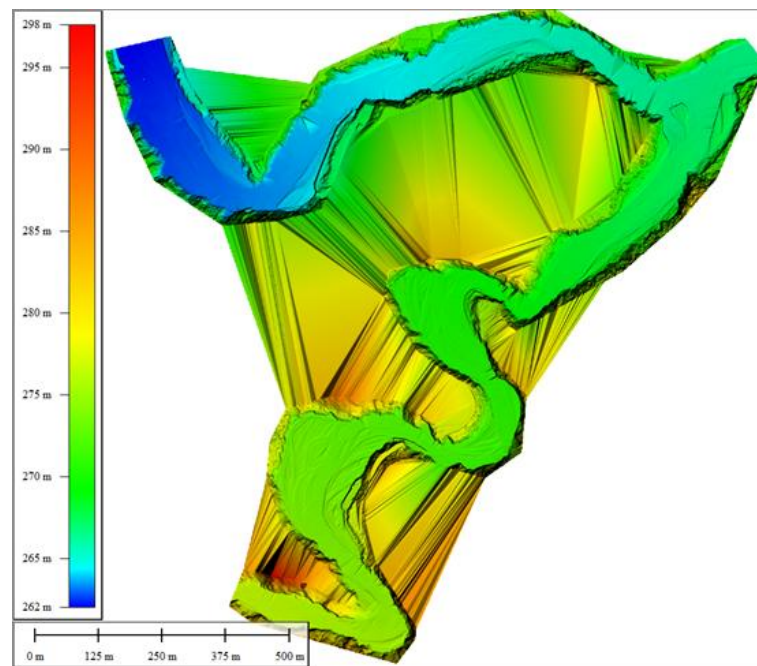


圖 2.1- 20 DEM



圖 2.1- 21 彩色點雲模型(a)上游(b)中游

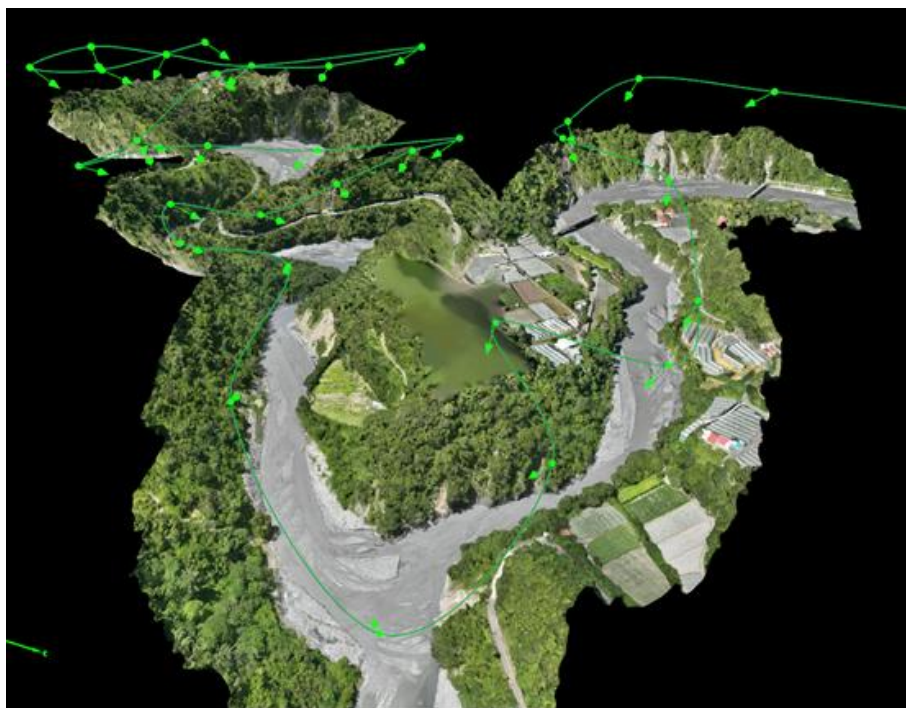


圖 2.1- 22 3D 模型動態影片

本研究第一次現地測量為取得計畫中之 DEM 資料以利二維數值模擬之檢定驗證，以及探討岸壁沖刷理論對於臨河崩塌地的適用性與模擬成果，第二次現地測量為了從檢定驗證的模式，崩塌地產砂的砂量對於下游河道以及橋墩沖淤的影響所做的分析使用，因此第二次現地測量相較於第一次現地測量所分析之區域較遠。

二、河道底床質及懸浮質資料收集

(一) 河道底床質

本研究收集台灣電力股份有限公司萬大發電廠(2019)「萬大發電廠松林分廠發電水路改善可行性評估」報告河道底床質內容摘錄整理如下。河道河床質調查在河道顆粒粒徑大部分大於 8 毫米以上時擬採用網格法，若河道顆粒粒徑大部分小於 8 毫米時擬採用表面體積法，進行本研究萬大橋區域河道河床質調查。該計畫已於 2019 年 7 月 16 日至萬大溪橋進行河道河床質調查(如表 2.1-1 所列)，由河道河床質調查可知萬大溪橋之 D_{50} 約為 8mm， D_{90} 約為 177mm，因此， D_{50} 以上粒徑均屬於粗砂以上等級之粒徑，粉土(0.075mm)以

下粒徑約僅佔 4%。現場河道河床質採樣照片如圖 2.1-1 所示，河道河床質調查粒徑分佈則如圖 2.1-2 所示。

表 2.1- 10 河道河床質採樣位置座標

河床質粒徑調查分析記錄表		
採樣日期： 2019.7.16		
站名	緯度	經度
萬大溪橋	23.960885	121.121023

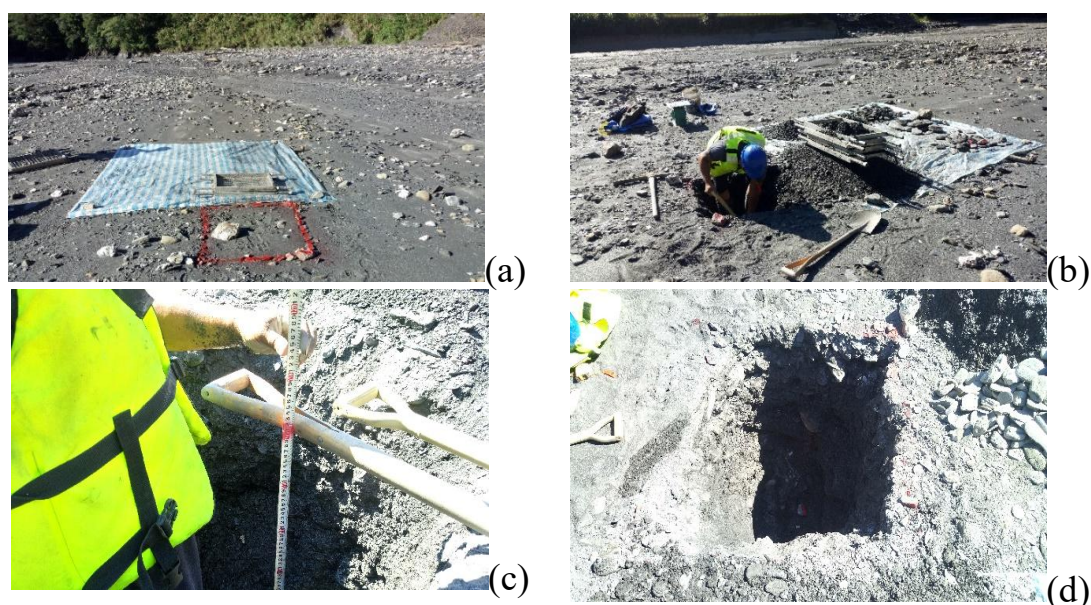


圖 2.1- 23 萬大溪橋河道河床質調查現場採樣照片

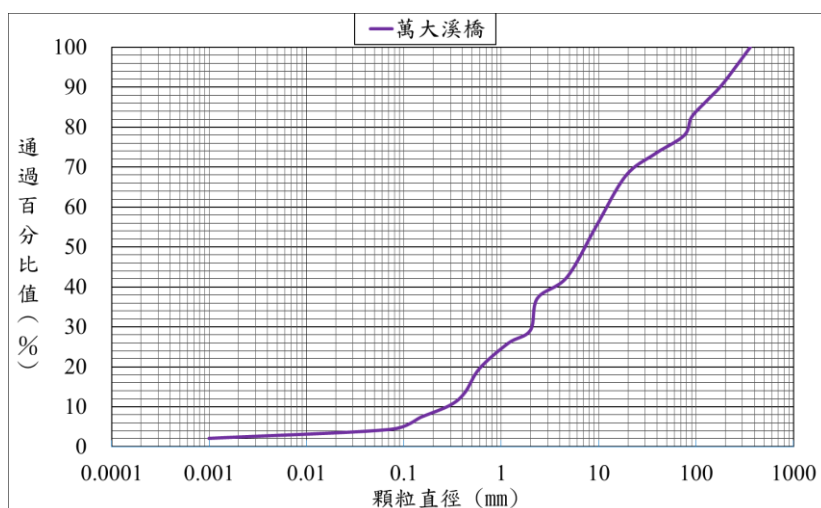


圖 2.1- 24 河道河床質調查粒徑分佈圖

(二) 懸浮質

本工作項目含砂濃度調查以懸浮質採樣為主，其中懸浮質將其定義為水體中包含之總懸浮泥砂固體，取樣次數為枯水期(每年 11 月至隔年 4 月)每月 1 次、豐水期(每年 5 月至 10 月)每月 2 次，並視實際狀況調整調查頻率，進行萬大溪橋含砂濃度調查及懸浮質粒徑採樣，採樣地點如圖 2.1-3 所示。

本研究參考台灣電力股份有限公司萬大發電廠(2021)「萬大發電廠松林分廠發電水路改善可行性評估」報告，該計畫 108 年自 3 月至 12 月進行採樣。採樣日期分別為 108 年 3 月 28 日(枯水期)、4 月 23 日(枯水期)、5 月 9 日(豐水期)、5 月 21 日(豐水期)、6 月 13 日(豐水期)及 6 月 25 日(豐水期)、7 月 16 日(豐水期)、7 月 31 日(豐水期)、8 月 20 日(豐水期)及 8 月 31 日(豐水期)、9 月 9 日(豐水期)及 9 月 25 日(豐水期)、10 月 11 日(豐水期)、10 月 29 日(豐水期)、11 月 14 日(枯水期)及 12 月 16 日(枯水期)、109 年 1 月 21 日(枯水期)、2 月 18 日(枯水期)及 3 月 31 日(枯水期)，採樣情況如圖 2.1-4 至圖 2.1-14 所示。

而由圖 2.1-15 至圖 2.1-25 可知枯水期時萬大溪橋 D_{50} 介於 0.00008~0.011mm 之間。而豐水期時萬大溪橋 D_{50} 介於 0.007~0.012mm 之間， D_{90} 介於 0.024~0.055mm 之間由整合成果可知愈下游顆粒粒徑愈小，且多次採樣成果相近。



圖 2.1-25 溪流含砂濃度調查及懸浮質粒徑採樣位置

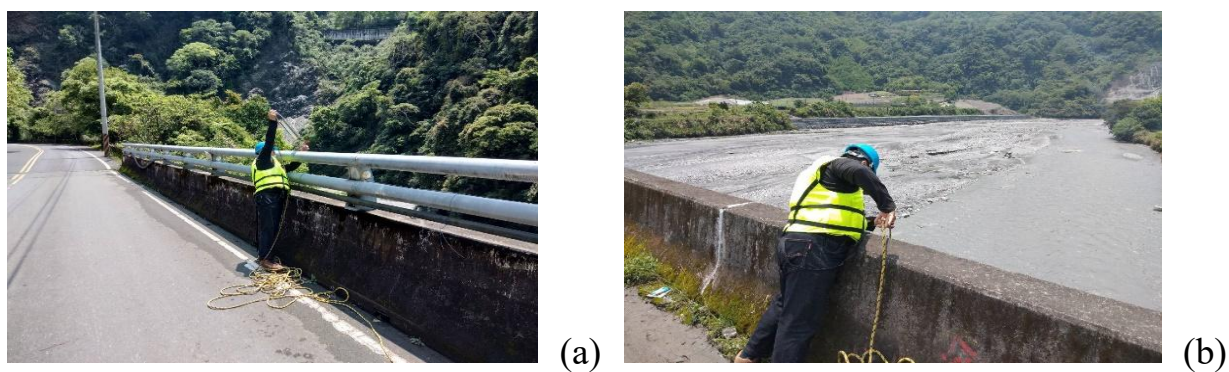


圖 2.1- 26 萬大溪橋採樣情況(a)萬大溪橋上游側(b)萬大溪橋人員採樣

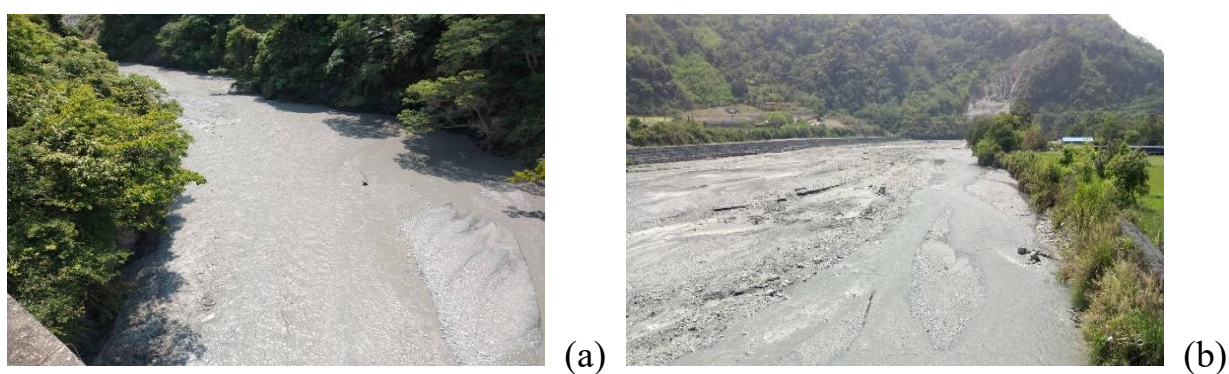


圖 2.1- 27 2019 年 3 月 28 日及 4 月 23 日採樣時水情況分別為(a)及(b)

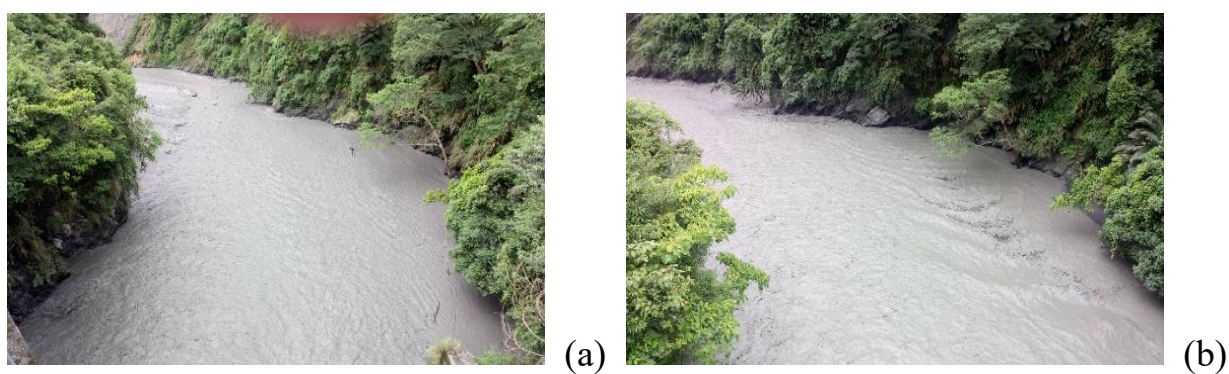
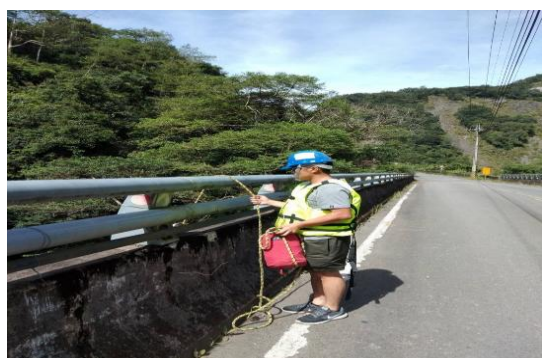


圖 2.1- 28 2019 年 5 月 9 日及 5 月 21 日採樣時水情況分別為(a)及(b)



圖 2.1- 29 2019 年 6 月 13 日及 6 月 25 日採樣時水情況分別為(a)及(b)



(a)

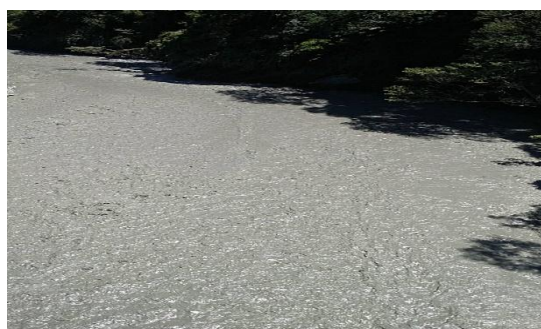


(b)

圖 2.1- 30 2019 年 7 月 15 日及 7 月 31 日採樣時水情況分別為(a)及(b)



(a)

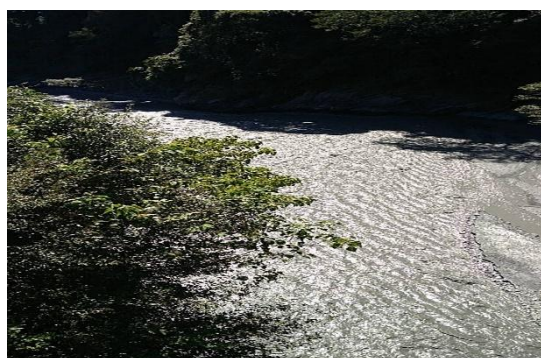


(b)

圖 2.1- 31 2019 年 8 月 20 日及 8 月 31 日採樣時水情況分別為(a)及(b)



(a)



(b)

圖 2.1- 32 2019 年 9 月 10 日及 9 月 25 日採樣時水情況分別為(a)及(b)



(a)



(b)

圖 2.1- 33 2019 年 10 月 11 日及 10 月 29 日採樣時水情況分別為(a)及(b)



(a)

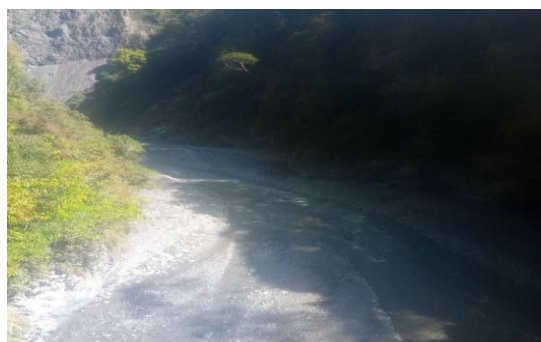


(b)

圖 2.1- 34 2019 年 11 月 14 日及 12 月 16 日採樣時水情況分別為(a)及(b)



(a)

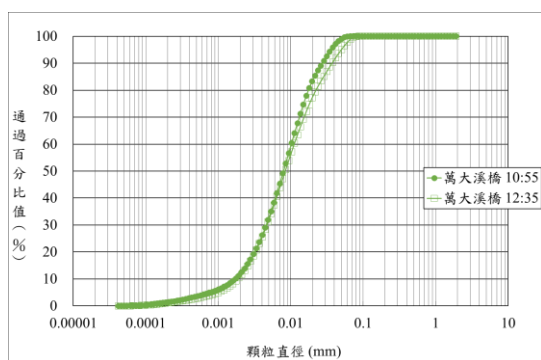


(b)

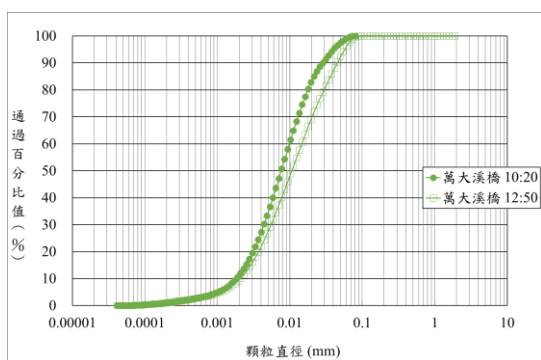
圖 2.1- 35 2020 年 1 月 21 日及 2 月 18 日採樣時水情況分別為(a)及(b)



圖 2.1- 36 2020 年 3 月 31 日採樣時水流·情況

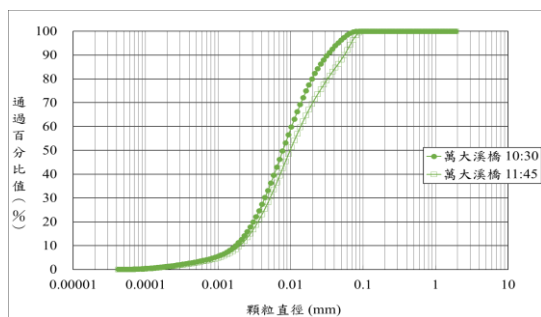


(a)

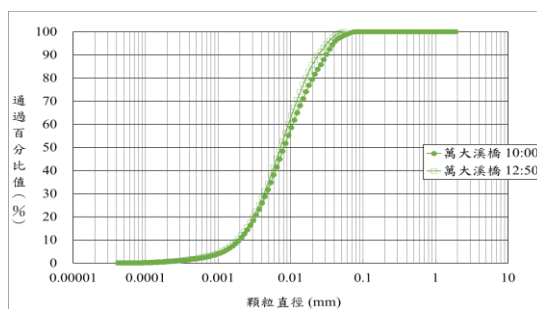


(b)

圖 2.1- 37 2019 年 3 月 28 日及 4 月 23 日懸浮質粒徑分析分別為(a)及(b)

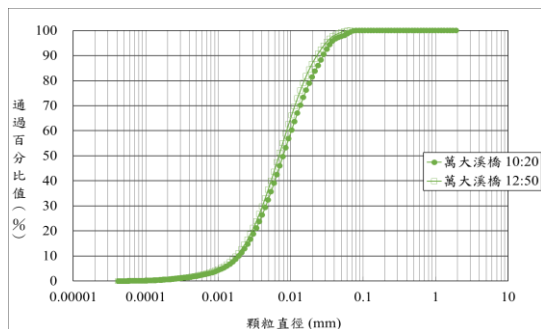


(a)

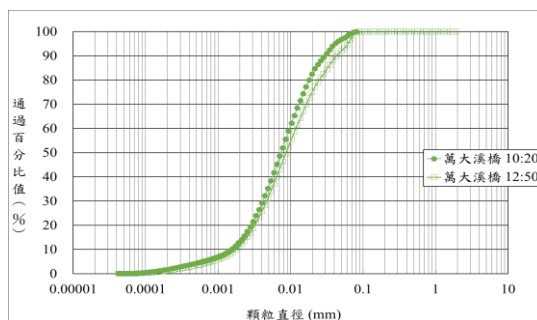


(b)

圖 2.1- 38 2019 年 5 月 09 日及 5 月 21 日懸浮質粒徑分析分別為(a)及(b)

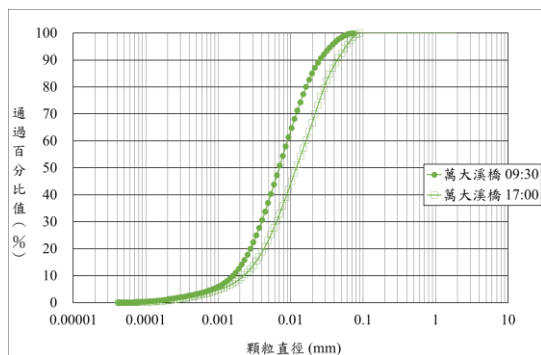


(a)

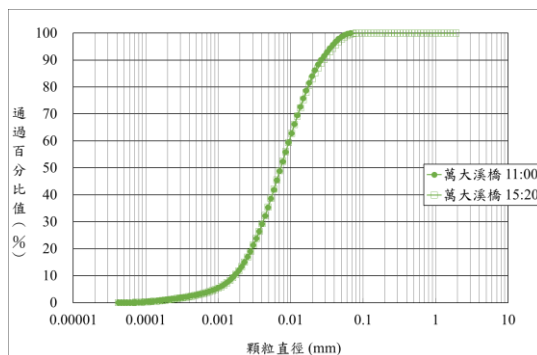


(b)

圖 2.1- 39 2019 年 06 月 13 日及 06 月 51 日懸浮質粒徑分析分別為(a)及(b)

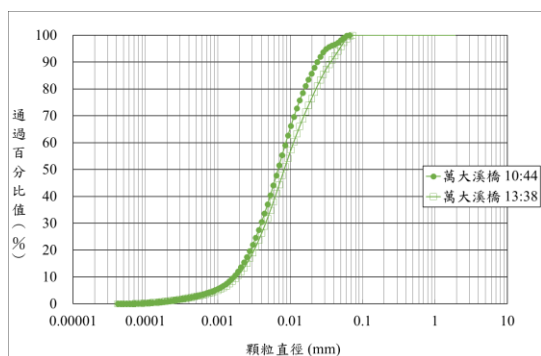


(a)

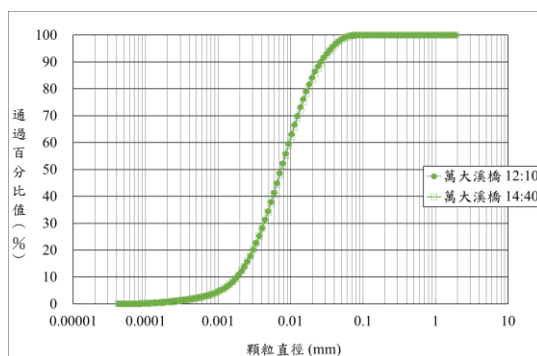


(b)

圖 2.1- 40 2019 年 07 月 15 日及 07 月 31 日懸浮質粒徑分析分別為(a)及(b)

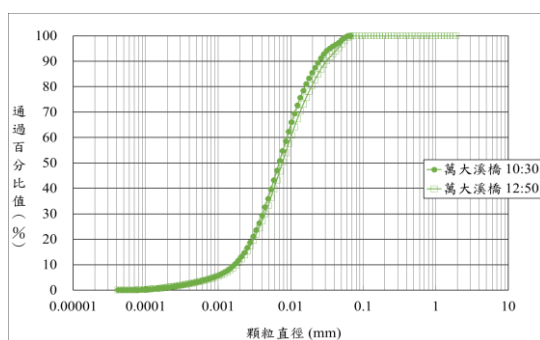


(a)

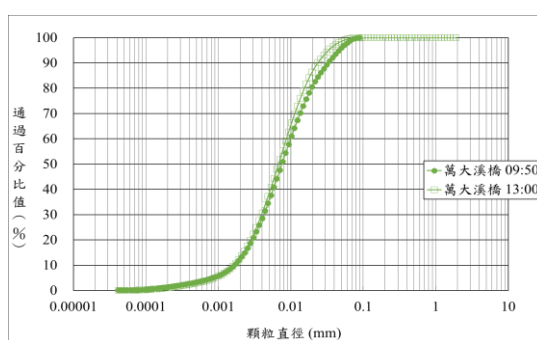


(b)

圖 2.1- 41 2019 年 08 月 20 日及 08 月 31 日懸浮質粒徑分析分別為(a)及(b)

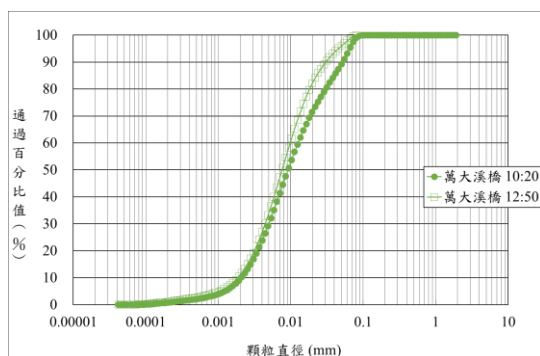


(a)

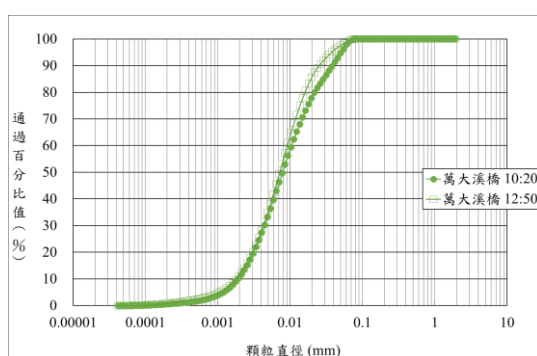


(b)

圖 2.1- 42 2019 年 09 月 10 日及 09 月 25 日懸浮質粒徑分析分別為(a)及(b)

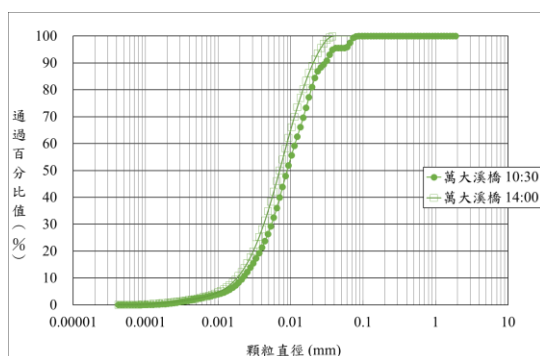


(a)

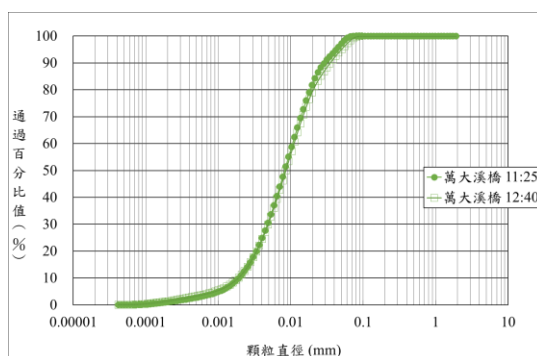


(b)

圖 2.1- 43 2019 年 10 月 11 日及 10 月 29 日懸浮質粒徑分析分別為(a)及(b)

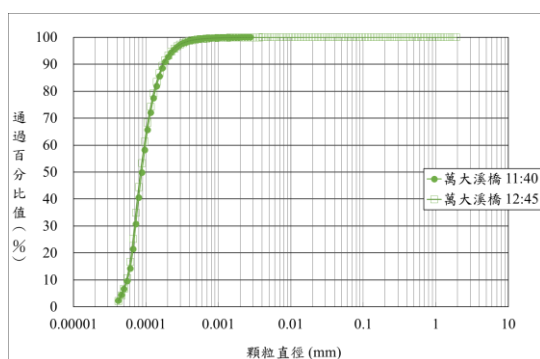


(a)

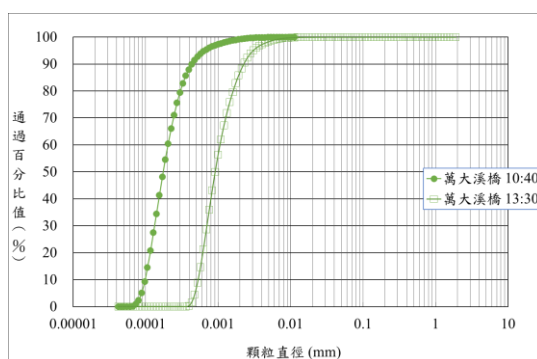


(b)

圖 2.1- 44 2019 年 11 月 14 日及 12 月 16 日懸浮質粒徑分析分別為(a)及(b)



(a)



(b)

圖 2.1- 45 2020 年 01 月 21 日及 02 月 18 日懸浮質粒徑分析分別為(a)及(b)

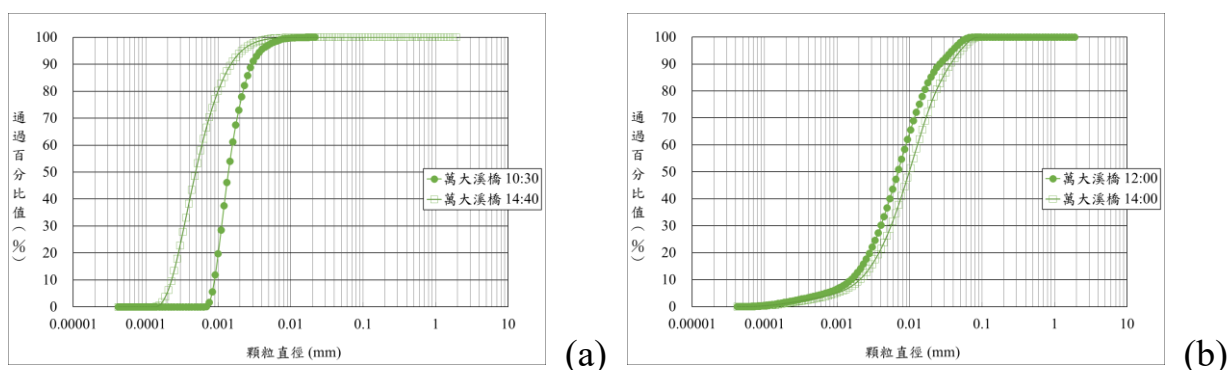


圖 2.1- 46 2020 年 03 月 31 日及 04 月 29 日懸浮質粒徑分析分別為(a)及(b)

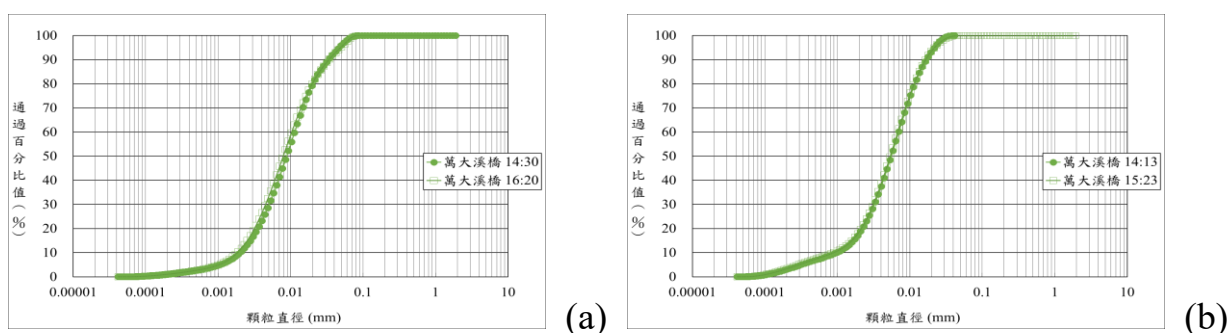


圖 2.1- 47 2020 年 05 月 13 日及 05 月 28 日懸浮質粒徑分析分別為(a)及(b)

三、 河道懸浮質濃度資料收集

圖 2.1-26 為本計畫參考台灣電力公司(2021)「萬大發電廠松林分廠發電水路改善可行性評估」中，於本研究區域萬大溪橋所量測之河道懸浮質濃度資料，由該圖溪流含砂濃度分析成果可知，萬大溪橋於枯水期期間之泥砂濃度皆較豐水期時低，但隨著豐水期到來(5~9 月間)，受到梅雨鋒面、豪雨及颱風所帶來的大流量，河道含砂濃度亦逐漸增高，但 9 月之後由於降雨強度無明顯提升且降雨總量亦不大，以及表土泥砂大部分已被前期降雨所冲刷，因此河道水體泥砂濃度有變小趨勢。整體而言，萬大溪橋枯水期之泥砂濃度介於 435~6573mg\L 之間，而豐水期之泥砂濃度介於 828~19769mg\L 之間。

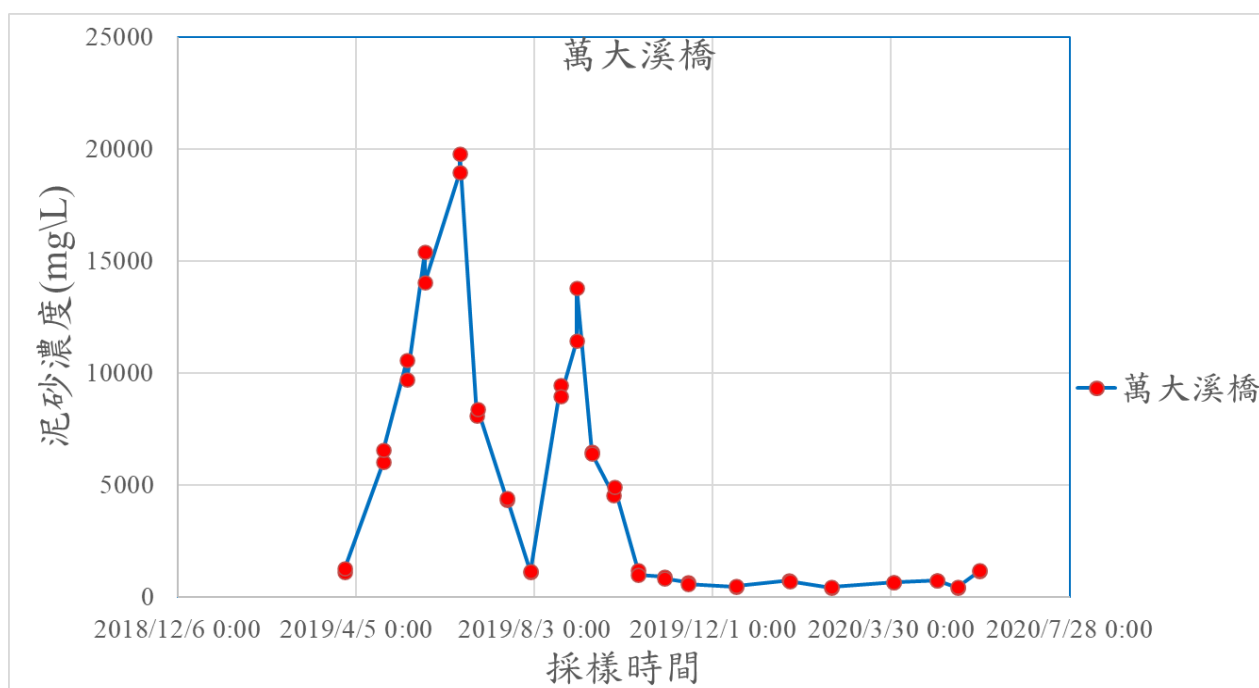


圖 2.1- 48 萬大溪橋泥砂濃度變化

此外，本計畫亦參考台灣電力公司(2021)「萬大發電廠松林分廠發電水路改善可行性評估」中，於本研究區域萬大溪橋所量測之流量與輸砂量資料，該計畫於豐水期時(5月~11月)配合含砂濃度調查，進行數次斷面流量量測，所量得之流量配和萬大溪橋之含砂濃度調查結果，推求萬大溪之輸砂量。斷面流量量測地點為萬大溪橋，量測時將橋斷面分成數段，並使用有標示刻度之重錘量測水深，及使用雷達槍流速儀量測表面流速，並將量測之表面流速平均後乘以係數 0.85 用以修正得到平均流速，係數 0.85 為參考水利署現行流量觀測作業建議值、美國地質調查局建議值以及 Plant et.al. (2005) 收集位於 Castle Rock, Wash 的 Cowlitz 河的表面流速及水深資料，推求出之表面流速比值。斷面流量量測示意圖如圖 2.1-27 所示。流量推估公式如式 2.2-1。量測數據為 2019 年 5 月 21 日、6 月 13 日、10 月 11 日及 10 月 29 日進行四次萬大溪橋斷面流量量測，所量得萬大溪橋流量與當天萬大溪橋之含砂濃度所推求之輸砂量如圖 2.1-28 所示，此數據可作為本研究數值模擬檢定驗證及邊界條件使用。由圖可知目前流量越大輸砂量越大。

$$Q = \sum A_i V_i \quad \text{式 2.2-1}$$

其中

$$\begin{aligned} \sum A_i V_i = & \left\{ \left[\left(d_1 + \frac{d_2}{2} \right) \times \left(\frac{h_1 + h_2}{2} \right) \right] \times \frac{1}{2} \times 0.85 V_1 \right\} + \left[\left(\frac{h_1 + h_2}{2} + \frac{h_2 + h_3}{2} \right) \times \frac{d_2 + d_3}{2} \times \frac{1}{2} \times 0.85 V_2 \right] \\ & + \left[\left(\frac{h_2 + h_3}{2} + \frac{h_3 + h_4}{2} \right) \times \frac{d_3 + d_4}{2} \times \frac{1}{2} \times 0.85 V_3 \right] + \left[\left(\frac{h_3 + h_4}{2} + \frac{h_4 + h_5}{2} \right) \times \frac{d_4 + d_5}{2} \times \frac{1}{2} \times 0.85 V_4 \right] \\ & + \left\{ \left[\left(d_6 + \frac{d_5}{2} \right) \times \left(\frac{h_4 + h_5}{2} \right) \right] \times \frac{1}{2} \times 0.85 V_5 \right\} \end{aligned}$$

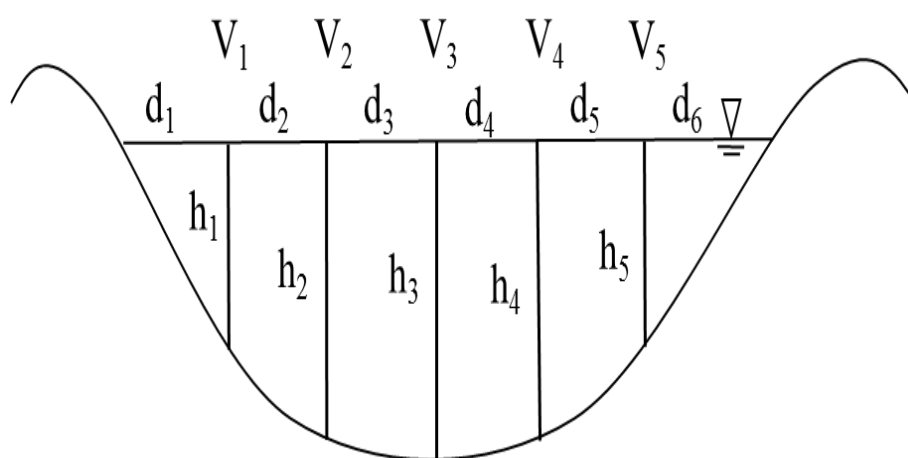


圖 2.1- 49 斷面流量量測示意圖

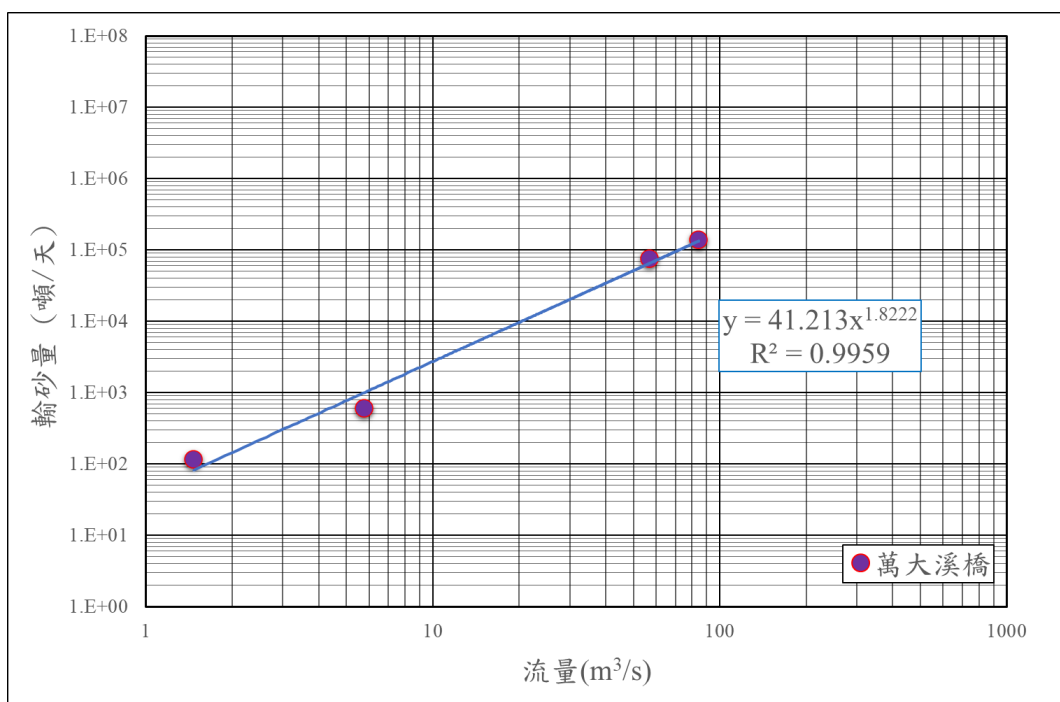


圖 2.1- 50 萬大溪橋流量與輸砂量關係

四、 水庫淤積資料收集

臺灣地質脆弱、地形陡峻及颱風豪雨事件頻傳，經常造成水庫集水區大量崩塌與沖蝕，導致水庫集水區降雨逕流渾水挾帶大量泥砂、流木與雜物進入水庫，凸顯水庫泥砂淤積問題，以及造成水庫高濁度對穩定供水之影響。因此如何減少集水區泥砂進入水庫，以及利用汛期水力防淤、減緩水庫落淤量，同時操作水庫蓄清排渾兼具穩定供水之功能，加上搭配枯水期清淤浚渫與多元化土砂經營管理，冀期水庫達到永續利用之目標已成為全球性的重要水資源議題。雖然目前尚未有關於全球水庫淤積速率的準確數據，但根據現有數據(水利規劃分署, 2020)，Mahmood (1987)估計全球水庫年淤積量造成庫容的損失（年均庫容淤積率）約 1%，相當於約 $5 \times 10^9 \text{ m}^3$ 。截至 1986 年，世界水庫的平均年齡，若單以庫容淤積估計，平均僅剩 22 年，相當於總庫容累積淤積達約 $110 \times 10^9 \text{ m}^3$ 。在美國的案例中，Dendy 等人 (1973) 研究了美國 1105 座水庫的淤積速率，發現庫容大小與淤積速率之間存在負相關。Crowder (1987) 估計，美國 48 個州的年均庫容淤積率為 0.22%，相當於 $20.2 \times 10^6 \text{ m}^3$ ，其中大多來自於農地的侵蝕。因此對美國的水庫來說，在小型水庫中淤積所產生的問題較大型水庫更為嚴重。相較於美國，大多數世界其他地區的水庫淤積率皆明顯高於美國，譬如 Van den Wall Bake (1986) 對非洲的辛巴威(Zimbabwe)數據進行的分析指出，該國大約一半的水庫，庫容淤積率達到年均庫容淤積率超過 0.5%。Gogus 和 Yalcinkaya (1992) 研究了中東的土耳其(Turkey)的 16 個水庫淤積資料，根據其調查的水文資料顯示，年均庫容淤積率介於 0.20%至 2.40%之間，平均達 1.2%，Abdelhadi (1995)分析北非的摩洛哥(Morocco)水庫年均庫容淤積率為 0.7%，突尼西亞(Tunisia)為 2.3%，中國年均庫容淤積率則約為 2.3%，Varma 等人(1992)研究印度的水庫操作策略，指出印度的設計是以 100 年壽命的水庫為目標，而淤積研究的結果指明水庫的實際使用壽命幾乎與設計壽命一致，印度水庫的年均庫容淤積率為 0.5%，而根據水利署資料(水利規劃分署, 2020)顯示，台灣主要水庫的年均庫容淤積率約為 0.56%。

然而值得注意的是，國家或地區的年均庫容淤積率容易使人忽視了各水庫之間的庫容淤積差異。事實上，在每一個不同的地理區，由於水庫容量與逕流量的比例(Capacity inflow ratio, CIR)不同，或是不同集水區的產砂條件不同，皆會使得庫容淤積率有很大的差異。在台灣，一般定義水庫壩高大於 15 公尺且容量大於 100 萬立方公尺之水庫屬大型水庫，多數具有重要的供水與發電功能，其中如石門、曾文、南化、烏山頭、霧社、阿公店水庫等主要供水水庫，總庫容淤積率均已超過 30%，除石門水庫外，其餘水庫之呆容量已淤滿，嚴重影響水庫有效容量。其中石門、曾文、南化水庫分別為北部和南部的重要供水水庫，但依其現況容量測量，平均每年淤積量約 200 萬立方公尺，曾文水庫甚至將近每年淤積 631 萬立方公尺(計算包含莫拉克颱風事件)，因此解決水庫淤積問題之策略勢在必行。而中部之霧社水庫(如圖 2.1-29 所示)作為濁水溪日月潭發電系統之調節庫容，影響集集攔河堰枯水期水源，至 2024 年 1 月統計總容量淤積率約為 80.70%(台灣電力公司，2024)，因此霧社水庫泥砂淤積情形相當嚴重，總容量淤積率約有 4/5 的容量已被泥砂覆蓋，故屬於高淤積水庫，幾乎快呈現淤滿狀態，而水庫的淤積問題將造成其標的運用的影響，然而現況石門、曾文、南化水庫現況均已完成防淤隧道之興建且運轉中，而霧社水庫防淤隧道已進入招標階段，預計 116 年完工，此外，行政院於 109 年 11 月 30 日亦核定「霧社水庫防淤工程計畫」，規劃辦理霧社水庫防淤隧道工程、河道放淤工程及松林堰專管工程等，計畫完成後可增加水庫排淤能力每年 75 萬立方公尺及河道放淤減淤量每年 60 萬立方公尺，並增加水庫排洪能力每秒 530 立方公尺，且已於 112 年進入招標階段。

表 2.1- 11 霧社水庫歷年淤積測量資料

年 月	面積 (平方公尺)	容積 (立方公尺)	淤積量 (立方公尺)	淤積總量 (立方公尺)	年淤積量 (立方公尺/ 年) (修正算法)	壩口附近 高程(公尺)	備 註
44 年 12 月		148,600,000					
48 年 07 月		145,000,000	3,600,000	3,600,000	1,004,651		
50 年 10 月	3,340,700	140,448,000	4,552,000	8,152,000	2,023,111		
53 年 12 月	3,362,200	139,879,000	569,000	8,721,000	179,684		
55 年 04 月	3,363,400	138,216,750	1,662,250	10,383,250	1,246,688		
58 年 12 月	3,374,020	132,752,000	5,464,750	15,848,000	1,490,386		
65 年 07 月	3,359,600	127,856,800	4,895,200	20,743,200	743,575	932.85	
74 年 07 月	3,319,850	115,465,600	12,391,200	33,134,400	1,376,800	940.65	
77 年 02 月	3,304,750	109,878,030	5,587,570	38,721,970	2,162,930	944.95	
80 年 04 月	3,279,433	105,824,285	4,053,745	42,775,715	1,280,130	946.06	
83 年 03 月	3,327,449	103,941,651	1,882,634	44,658,349	645,475	947.27	
83 年 12 月	3,236,843	97,547,250	6,394,401	51,052,750	8,525,868	950.67	83 年 8 月道格颱風
87 年 03 月	3,192,308	91,417,658	6,129,592	57,182,342	1,886,028	951.76	85 年 8 月賀伯颱風
90 年 04 月	3,171,458	87,115,060	4,302,598	61,484,940	1,395,437	954	88 年 921 大地震 89 年 8 月碧利斯颱風
92 年 11 月	3,146,472	86,109,550	1,005,510	62,490,450	389,230	954.8	90 年 8 月桃芝颱風 92 年 4 月杜鵑颱風
93 年 09 月	3,098,312	81,094,236	5,015,314	67,505,764	6,018,377	959.8	93 年 7 月七二水災 93 年 8 月艾利颱風
94 年 12 月	3,034,250	74,286,119	6,808,117	74,313,881	5,446,494	961.2	94 年 8 月泰利颱風 94 年 8 月馬莎颱風
95 年 11 月	3,018,250	70,712,459	3,573,660	77,887,541	3,898,538	962.4	95 年 7 月凱米颱風 95 年 8 月寶發颱風
96 年 11 月	2,982,100	66,225,200	4,487,259	82,374,800	4,487,259	964.96	96 年 8 月聖帕颱風 96 年 10 月柯羅莎颱風
98 年 08 月	2,799,109	54,399,519	11,825,681	94,200,481	6,757,532	970.71	97 年 8 月卡玫積颱風 97 年 9 月辛樂克颱風 97 年 9 月薔蜜颱風 98 年 8 月莫拉克颱風
99 年 10 月	2,842,050	53,790,018	609,501	94,809,982	522,429	969.7	99 年 9 月凡那比颱風 99 年 10 月梅姬颱風
100 年 12 月	2,932,595	52,722,107	1,067,911	95,877,893	915,352	969.53	100 年 8 月南瑪都颱風
101 年 12 月	2,763,973	49,348,815	3,373,292	99,251,185	3,373,292	968.6	101 年 6 月泰莉颱風 101 年 7 月蘇拉颱風 101 年 8 月天秤颱風
102 年 10 月	2,517,403	47,268,097	2,080,718	101,331,903	2,496,862	971.2	102 年 7 月蘇力颱風 102 年 8 月潭美颱風 102 年 8 月康芮颱風 102 年 9 月天兔颱風 102 年 10 月菲特颱風
103 年 11 月	2,650,393	45,055,696	2,212,402	103,544,304	2,042,217	972.6	103 年 09 月鳳凰颱風 103 年 07 月麥德姆 103 年 06 月哈吉貝颱風
105 年 03 月	2,661,243	44,860,208	195,488	103,739,792	146,616	973.52	104 年 5 月紅霞 104 年 7 月昌鴻、蓮花 104 年 8 月蘇迪勒 104 年 8 月天鵝 104 年 9 月杜鵑
105 年 11 月	2,573,923	43,660,268	1,199,940	104,939,732	1,799,909	973.52	105 年 7 月尼伯特 105 年 9 月莫蘭蒂 105 年 9 月馬勒卡 105 年 9 月梅姬 105 年 10 月艾利

106 年 12 月	2,535,508	40,198,237	3,462,031	108,401,763	3,195,721	976.7	106 年 7 月 泥莎 106 年 7 月 海棠 106 年 8 月 天鵝 106 年 9 月 樂谷超 106 年 9 月 泰利
108 年 01 月	2,626,000	38,981,472	1,216,765	109,618,528	1,123,168	976.2	107 年 6 月 大豪雨 107 年 7 月 瑪莉亞颱風 107 年 9 月 山竹颱風
108 年 10 月	2,575,528	37,458,300	1,523,172	111,141,700	2,030,896	977.5	108 年 7 月 丹娜絲颱風 108 年 8 月 利奇馬颱風 108 年 8 月 白鹿颱風 108 年 9 月 米塔颱風
109 年 10 月	2,526,302	37,528,812	-70,512	111,071,188	-70,512	977.7	109 年 無豪雨且無颱風
110 年 10 月	2,514,790	36,824,998	703,813	111,775,002	703,813	977.4	110 年 6 月 大豪雨 110 年 8 月 盧碧颱風 110 年 9 月 燦樹颱風
112 年 01 月	2,557,062	37,151,392	-326,394	111,448,608	-261,115	977.7	111 年 無豪雨且無颱風
113 年 01 月	2,493,919	28,685,634	8,139,365	119,914,366	8,465,758	983.3	112 年 8 月 卡努颱風 112 年 8 月 蘇拉颱風 112 年 9 月 海葵颱風 112 年 10 月 小犬颱風

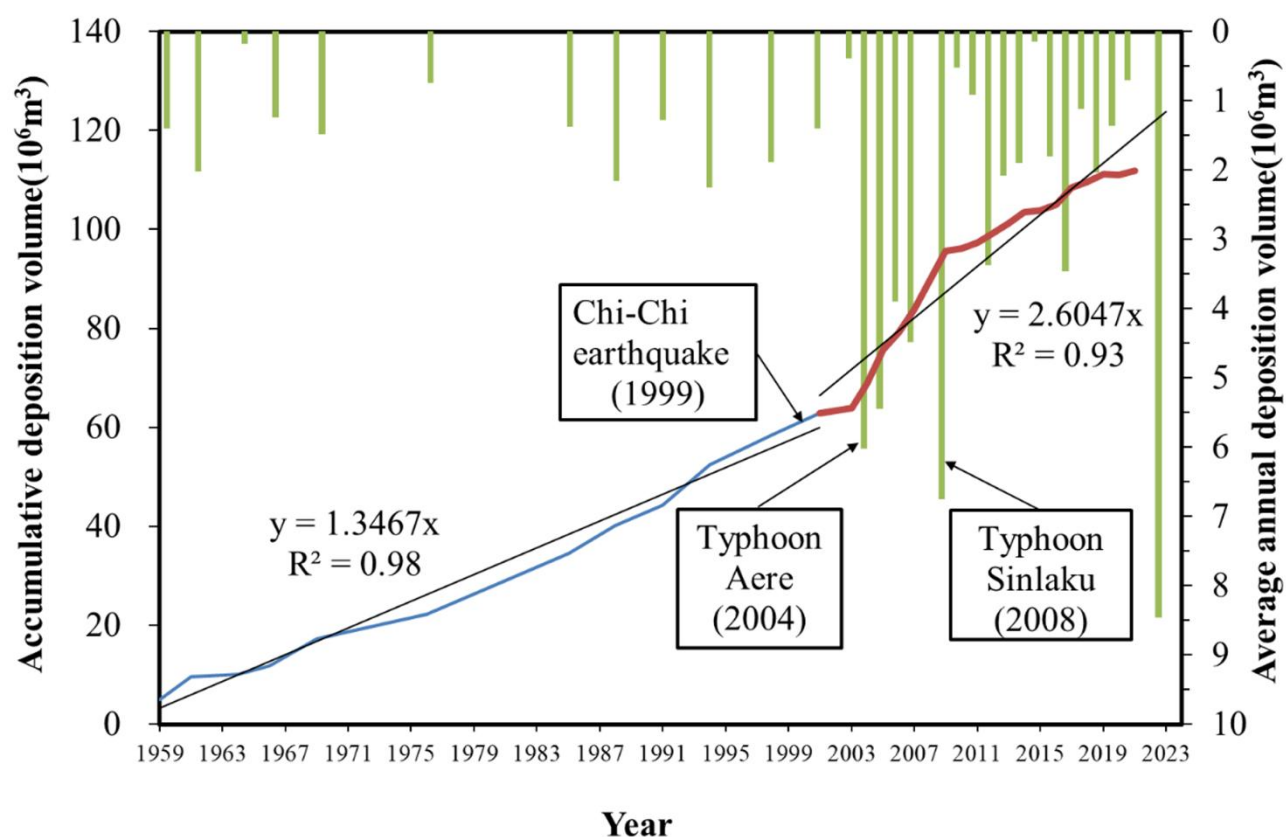


圖 2.1- 51 霧社水庫歷年淤積及累積淤積量變化圖

第二節 數值模式理論

一、河道水理輸砂模組

根據本執行團隊之使用經驗，SRH-2D 模式有較佳之模式計算穩定性，且 SRH-2D 模式為水利署水利規劃試驗所委託美國墾務局針對臺灣河川所研發之數值模式，並以成功應用於臺灣淡水河流域(包含新店溪)、大甲溪流域、濁水流域、北港溪流域及八掌溪流域，因此本執行團隊擬優先選用 SRH-2D 模式執行本計畫之工作內容，模擬結果可探討不同降雨情境下，示範區域之數值模擬土砂流出量，以及對於臨河崩塌地下遊河道、橋梁或是水庫淤積之影響，以作為未來多模式評估或是不同水文情境下土砂流出量推估之參考。

SRH-2D 模式係由流域模型 SRH-W 演進而來。SRH-2D 專注於河系統的 2D 建模並由 SRH-W 改進許多特性。SRH-2D 能處理二維動態的波動方程式，即水深方向平均的 Venant 方程式。就建模能力而言 SRH-2D 可以與很多現有的模型結合，例如 RMA-2(U. S. Army Corps of Engineers, 1996)，以及 MIKE21(Danish Hydraulic Institute, 1996)，SRH-2D 在格網的要求上相當有彈性，結構網格、非結構網格及混合網格皆可使用。

SRH-2D 模式常見的適用範圍：

1. 河川之主河道流體計算，包含單一或多數流入主支流。
2. 水庫流況計算。
3. 洪水溢淹圖繪製。
4. 水工結構物附近之水理計算。

其水流控制方程式如下所示：

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} = e \quad \text{式 2.2-1}$$

$$\frac{\partial(hu)}{\partial t} + \frac{\partial(hu^2)}{\partial x} + \frac{\partial(huv)}{\partial y} = \frac{\partial(hT_{xx})}{\partial x} + \frac{\partial(hT_{xy})}{\partial y} - gh \frac{\partial(z_b + h)}{\partial x} - \frac{\partial(\tau_{bx})}{\partial \rho} + \bar{D}_{xx} + \bar{D}_{xy} \quad \text{式 2.2-2}$$

$$\frac{\partial(hv)}{\partial t} + \frac{\partial(huv)}{\partial x} + \frac{\partial(hv^2)}{\partial y} = \frac{\partial(hT_{xy})}{\partial x} + \frac{\partial(hT_{yy})}{\partial y} - gh \frac{\partial(z_b + h)}{\partial y} - \frac{\partial(\tau_{by})}{\partial \rho} + \bar{D}_{yx} + \bar{D}_{yy} \quad \text{式 2.2-3}$$

式中 t 為時間； h 為水深； u 為 x 方向之水深平均流速分量； v 為 y 方

向之水深平均流速分量； e 為過量降雨率； g 為重力加速度； T_{xy} ， T_{yy} 為水深平均紊流應力； $\overline{D_{xx}}$ ， $\overline{D_{xy}}$ ， $\overline{D_{yx}}$ ， $\overline{D_{yy}}$ 為水深平均延散項； z_b 為底床高程； ρ 為密度； τ_{bx} ， τ_{by} 為底床剪應力。

其中，紊流模式主要依據柏努力方程式(Boussinesq equations)：

$$T_{xx} = 2(\nu + \nu_t) \frac{\partial u}{\partial x} - \frac{2}{3} k \quad \text{式 2.2-4}$$

$$T_{xy} = (\nu + \nu_t) \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \quad \text{式 2.2-5}$$

$$T_{yy} = 2(\nu + \nu_t) \frac{\partial v}{\partial y} - \frac{2}{3} k \quad \text{式 2.2-6}$$

ν 為水的運動黏滯度； ν_t 為渦流黏滯度； k 為紊流動能。紊流模式用來計算紊流動能，Rodi (1993) 使用了兩種紊流模式，分別為深度平均拋物線模式(Depth-averaged parabolic model)與 $K-\varepsilon$ (K-epsilon) 紊流模式。在拋物線模式中， $\nu_t = C_t u_* h$ ， u_* 為底床摩擦速度，常數 C_t 範圍介於 0.3 至 1，在 SRH-2D 中常數 C_t 默認值為 0.7，此常數值可自行修改。假如使用 $K-\varepsilon$ 模式，紊流黏滯度以 $\nu_t = C_\mu K^2 / \varepsilon$ 計算。兩個方程式解算式如下：

$$\frac{\partial hk}{\partial t} + \frac{\partial huk}{\partial x} + \frac{\partial hvk}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{h\nu_t}{\sigma_k} + \frac{\partial k}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{h\nu_t}{\sigma_k} + \frac{\partial k}{\partial y} \right) + P_h + P_{kb} - h\varepsilon \quad \text{式 2.2-7}$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial h\varepsilon}{\partial t} + \frac{\partial hu\varepsilon}{\partial x} + \frac{\partial hv\varepsilon}{\partial y} &= \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{h\nu_t}{\sigma_\varepsilon} + \frac{\partial \varepsilon}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{h\nu_t}{\sigma_\varepsilon} + \frac{\partial \varepsilon}{\partial y} \right) + \\ &C_{s1} \frac{\varepsilon}{k} P_h + P_{sb} - C_{s2} h \frac{\varepsilon^2}{k} \end{aligned} \quad \text{式 2.2-8}$$

Rodi 在 1993 年使用下列定義與係數：

$$P_h = h\nu_t \left[2 \left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)^2 + 2 \left(\frac{\partial v}{\partial y} \right)^2 + \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right)^2 \right] \quad \text{式 2.2-9}$$

$$P_{kb} = C_f^{-1/2} u_*^3; P_{sb} = C_{sr} C_{s2} C_\mu^{1/2} C_f^{-3/4} u_*^4 / h \quad \text{式 2.2-10}$$

$$C_\mu = 0.09, C_{s1} = 1.44, C_{s2} = 1.92, \sigma_k = 1.3, C_{sr} = 1.8 \sim 3.6 \quad \text{式 2.2-11}$$

P_{kb} 與 P_{sb} 是用來計算基於在均勻流之底床摩擦所產生紊流動能與損失。

而河道動床沖淤之一般沖刷主要源自於懸移質與推移質之河床粒料傳

輸，式 2.2-12 和式 2.2-13 分別為在水層中和底床高程變化方程之非平衡泥砂傳輸方程式，基於質量守恆律如下表示：

$$\frac{\partial hC_k}{\partial t} + \frac{\partial hUC_k}{\partial x} + \frac{\partial hVC_k}{\partial y} = v_k (p_k E_k - C_{bk}) \quad \text{式 2.2-12}$$

$$(1-\gamma) \frac{\partial Z_b}{\partial t} = - \sum_k v_k (p_k E_k - C_{bk}) \quad \text{式 2.2-13}$$

式(3-8)和式(3-9)等號右邊包括沖蝕項和沉積項，其中 v_k 為 k 級泥砂粒徑沉降速度； p_k 為 k 級泥砂粒徑體積分率； E_k 為潛在侵蝕率； C_{bk} 為 k 級近底床泥砂濃度； γ 為底床泥砂孔隙率； Z_b 為底床高程。

SRH-2D 內建泥砂傳輸方程式如如表 2.2-1 所列(水利規劃分署，2020)，其中 Parker(1990)公式為本研究檢定驗證成果採用之泥砂傳輸方程式。

表 2.2- 1 SRH-2D 模式內建泥砂傳輸方程式

代號	泥砂傳輸方程式	代號	泥砂傳輸方程式
EH	Engelund-Hansen (1972)	YANG79	Yang (1979)
MPM	Meyer-Peter and Muller (1948)	AW	Ackers and White (1973)
PARKER	Parker (1990)	RIJN	van Rijn (1984)
WILCOCK	Wilcock and Crowe (2003)	BAGNLOD	Bagnold (1980)
WU	Wu <i>et al.</i> (2000)	TRINITY	Gaeuman <i>et al.</i> (2009)
YANG73	Yang (1973)		

主要由於 Parker 公式較適合使用於由粗粒料與細粒料所共同組成之河川，因此本研究河道沖淤計算則擬採用 SRH-2D 二維數值模式中 Parker 之推移質公式(1990)，進行 SRH-2D 動床模擬之計算，SRH-2D 動床模擬中對於泥砂粒徑為 i 類之傳輸方程式表示如下：

$$\frac{Y_g (4\pi (d_i/2)^3 / 3) / p_o g (s-1)}{(\tau_b / \rho)^{1.5}} = P_{at} G(\phi_i) \quad \phi_i = \frac{\theta_i}{\theta_r} \left(\frac{d_i}{d_{50}} \right)^\alpha \quad \text{式 2.2-14}$$

$$G = \begin{cases} 11.933(1 - 0.853/\phi_i)^{4.5} & \phi_i > 1.59 \\ 0.00218 \exp[14.2(\phi_i - 1) - 9.28(\phi_i - 1)^2] & 1.0 \leq \phi_i \leq 1.59 \\ 0.00218 \phi_i^{14.2} & \phi_i \leq 1.0 \end{cases}, \quad \text{式 2.2-15}$$

Y_g 為河道冲刷單位寬； ρ_o 為泥砂孔細率； P_{ai} 為 i 類泥砂粒徑在床面之容積率； $S = \rho_s / \rho - 1$ ， ρ 與 ρ_s 為水與泥砂之密度； g 為重力加速度； τ_b 為河床剪應力； $\theta_i = \tau_b / [\rho g(s-1)d_i]$ 代表 i 類泥砂之 Shield 參數； θ_r 為 Shield 參數； d_i 為 i 類泥砂直徑； d_{50} 為底床混合粒料之中值粒徑。

二、岸壁冲刷模組

目前河川堤防破壞的相關研究普遍適用於大壩的破壞，僅少數模型試圖解決河流堤防的問題(ASCE/EWRI, 2011)。以破壞形態來說，大壩破壞為垂直水流發展，而河流破壞為水平水流發展，二者受到不同方向的液壓力影響；此外，隨著大壩破壞後破口加大，水庫變空，流入將迅速減少，而河堤破壞後，除非上游洪水退去，否則入流保持恆定。考慮大壩與河堤具有不同的破壞方式與特徵，一般潰壩實驗的結果只能應用於河堤破壞的最初階段(Kakinuma, 2014)。因此，建立適用於河流堤防的數值模型，以模擬其完整的破壞歷程，有利於蒐集正確的資料、發展可靠的風險評估及建造設計。當洪水侵襲時，河堤主要會因受到強烈冲刷、搬運、溢流、滲流等作用下發生破壞，過去學者的研究方式有，Hudson 和 Sweby (2005)求解二維泥沙運移公式；Jang 和 Shimizu (2005)考慮具有突起河床的淺水河道，以有限差分法求解堤防受侵蝕的變化；Faeh (2007)基於淺水波方程式開發的數值模型，並指出臨界角是堤岸破壞機制的關鍵參數；Ferdos 等人 (2015)強調內部侵蝕是堤壩潰壩的主要原因，研究水力梯度與液體於粗礫石間的流速的關係；Luo 等人(2016)以實驗量測堤防之孔隙水壓，研究滲流對堤防破壞的影響；Arai 等人(2018)對三維無內聚力之砂土堤防進行實驗，並指出抗拉強度對堤腳冲刷有顯著的影響。綜觀過去研究的理論基礎與結果，各類破壞模式皆符合土壤材料受到局部作用力的力學行為，因此本文應用離散元素法的鍵結模型，建立土質堤防的數值模型，求解顆粒動力反應及模擬破壞歷程。

離散元素法是一種用來分析顆粒材料的力學行為的數值方法，它利用基本的牛頓物理方程式，考慮每一時間步(time step)下顆粒的狀態(state)，以顯示法(explicit method)求解下一時間步的狀態，十分簡易直觀，此方法亦對顆粒的尺度並無限制，且可以完整描述顆粒移動、旋轉、分離的運動過程，特別適合研究顆粒流的相關問題。

因此，建立臨河崩塌地的沖刷推估模式前，須了解臨河崩塌地的基腳沖刷，是指水流在溪流中直接移除臨河崩塌地基腳泥砂的現象，計算臨河崩塌地的基腳沖刷可以使用多種方法，其中有一種方法，可採用二維垂直模型，透過在有水範圍內(濕週範圍內)河岸上預測的垂直沖刷量，來估算臨河崩塌地網格節點的橫向沖刷，這種方法最初由 Hasegawa 提出，後來被 Nagata 等人所採用，然而，該方法僅在特定情況下有效，主要原因在於可能用於表示河岸的網格節點數量有限，對於陡峭的臨河崩塌地來說，可能會引入較大的不確定性，因此，本研究擬採用不同的方法，允許選擇任意數量的臨河崩塌地節點，以同時模擬垂直沖刷過程和橫向臨河崩塌地退縮的情況，而沿河岸坡地的崩塌地在垂直沖刷過程中，主要受到河道水體懸浮粒子的移動路徑、不平衡的泥砂輸送模式、河床的沖淤、黏性和非黏性泥砂傳輸的特性影響，以及岩石或土壤的易沖刷性或非易沖刷性等因素的影響，這些因素一起導致了河床與臨河崩塌地的坡面變化。其中，重力和二次流對於臨河崩塌地產砂運移方向的影響，可以透過比較泥砂運移方向和局部平均流量方向來進行評估和處理。

在這研究中，我們擬使用線性分佈的假設，這意味著我們假設臨河崩塌地坡面的剪應力，從臨河崩塌地基腳與水流相交點之間是線性遞減的。臨河崩塌地的基腳剪切應力是由 2D 垂直模型計算的，而相交點處的剪切應力為零，這種線性的假設適用於我們的臨河崩塌地模型，因為我們已將河道及臨河崩塌地統一為一個單一的單元，並且我們只關注沖刷臨河崩塌地的總體效應，而這種線性假設引入的不確定性可以透過可沖刷性係數進行調

整，因此，我們擬採用 Lai (2017)的臨河崩塌地退縮假設(如圖 1 所示)，該模型假設整個臨河崩塌地以一致的方式退縮或是崩塌，而不需要考慮臨河崩塌地的崩塌曲線情況，通過假設保持恒定的坡度（例如靜止坡角或是泥砂安息角），來計算臨河崩塌地崩塌範圍，而計算臨河崩塌地崩塌範圍則需要透過計算垂直和側向崩塌地的沖刷。

本研究採用的垂直和側向堤岸沖刷耦合模式，係基於美國墾務局所開發的 SRH-2D 模式(Lai, 2014; Lai et al., 2015)，以下說明本研究所彙整模式原理及堤岸退縮後網格處理之方法。

（一）垂直沖刷

使用 SRH-2D 二維平均水力深度和泥砂傳輸模組以模擬河道中河流作用。水流模組理論由 Lai (2008; 2010)提出，而模式採用 Lai et al.(2003)以有限體積離散化和隱式積分計算的任意形狀單元法，數值計算過程容許同步模擬所有流況(包含亞臨界流、超臨界流和跨臨界流)，特殊的乾濕演算法可以處理乾網格上的流動以使模式穩定。垂直沖刷模組採用 Greimann 等人(2008)提出之方法，其理論源自 Lai 和 Greimann (2010)與 Lai 等人(2011)，垂直沖刷模組透過追蹤多粒徑大小、非平衡泥砂傳輸之懸浮質、混合河床載及黏性(非黏性)沉積物、粒狀結構和可沖刷或不可沖刷岩床來預測縱向的河床動態變化。重力流和二次流對泥砂傳輸的影響可透過泥砂運移方向與局部深度平均流向來演算(Lai and Greimann, 2010; 2011)。此項計算也同時作為本研究河道輸砂部分之主要理論基礎。

（二）臨河崩塌地基腳沖刷

臨河崩塌地基腳沖刷為臨河崩塌地結構或材料被河道中流動中水流直接移除之現象，模式中可使用以下幾種方法來計算臨河崩塌地基腳沖刷。其中一種方法其方法為使用二維垂直模組在潤濕臨河崩塌地

上預測之垂直沖蝕刷來計算臨河崩塌地網格節點的側向沖刷，此一方法由 Hasegawa (1981) 提出，隨後被 Nagata 等人 (2000)、Duan 等人 (2001) 與 Chen 和 Duan (2006) 所採用，然而該方法僅適用於某些特殊情況，由於模式中臨河崩塌地網格節點的數量有限，因此地勢較陡峭之臨河崩塌地沖刷演算具不確定性。本研究採用了不同的方法，在模式中可選擇任意數量網格的臨河崩塌地堤岸，用於同步模擬縱向渠道流況和側向臨河崩塌地堤岸侵蝕之過程。不論每個臨河崩塌地堤岸的幾何形狀為何，皆由臨河崩塌地堤趾和臨河崩塌地岸頂網格節點構成，若已知臨河崩塌地堤岸網格節點上的河流剪應力，則可用下式計算側向沖刷速率：

$$\varepsilon_L = k \left(\frac{\tau}{\tau_c} - 1 \right) \quad \text{式 2.2-16}$$

式中， ε_L 為側向沖刷速率(m/s)， k 為侵蝕係數(m/s)， τ 為臨河崩塌地堤岸網格節點上的剪應力(Pa)， τ_c 為臨界剪應力(Pa)，其中臨界剪切應力和易蝕性係數為模式輸入項。

其中沿潤濕臨河崩塌地堤岸的剪應力分布，在本研究中採用線性分布假設，即假設剪應力從臨河崩塌地堤趾到臨河崩塌地岸頂與水面交會處呈線性遞減，臨河崩塌地堤趾的剪應力由二維垂直沖刷模組計算，而相交點處的剪切應力為零。線性假設適用於本研究模式，因為在模式中將臨河崩塌地堤岸網格視為僅考量臨河崩塌地堤岸結構材料沖蝕總量的單元。而線性分布假設的不確定性可由易蝕性係數來補償。

（三）側向臨河崩塌地退縮速率

均勻退縮模組(Lai, 2014)假設整體臨河崩塌地均勻退縮，而不考量臨河崩塌地外形的細節。透過假設維持恆定的傾斜角(如安息角)、相當於臨河崩塌地基腳沖刷的材料損失來計算質量破壞。在本研究所採用

的理論上，整體臨河崩塌地均勻退縮僅適用於考量平面破壞的非凝聚性均勻土壤。若主要關注於臨河崩塌地量體破壞順序或臨河崩塌地順序形狀的時序問題，則需更複雜基於流程的模式(Langendoen and Simon, 2008; Lai et al., 2015)，然而這種複雜的模式建構仍處於研究階段，尚待由實際的案例或是資料進行證明(Lai et al., 2015)。

均勻退縮模組的獨特之處在於可依據質量守恆定律推導出臨河崩塌地速率以給出解析表達式，以下為主要推導過程。如圖 2.2-1 所示，臨河崩塌地與相鄰河道橫斷面初始狀態為 G'ABC，其中 G'AB 在水面下而 BC(臨河崩塌地)在水面上且乾燥。ABC 代表位於安息角的筆直臨河崩塌地面，A 為趾節點，C 為臨河崩塌地岸頂，B 為臨河崩塌地與水面的交點，G'為在河流中距離 A 最近的網格節點。假設沖刷過程正在發生：A 垂直沖刷至 A'，G'垂直沖刷到 G，這些垂直沖刷可由二維垂直沖刷模組預測，若考量增加趾節點的側向沖刷，則 A'將移動到 F。基於沿著 AB 剪應力之線性分布假設，臨河崩塌地基角沖刷後新堤岸面為 GFBC，此時 FB 新的傾斜角大於安息角；因此 B 上方的堤岸材料將“無法”填滿基腳區域和有安息角的最終的堤岸面 GDIE，新堤岸與 AA'垂直線間的高度差 D 可在 D'-之上或之下。由圖 1 和上述推導，假設 D 位於 D'-之上，在這種情況下 D 為最終基腳位置。質量(或面積)守恆需滿足下列條件(IBCE 為多邊形內包含的區域)：

每個時間步幅的臨河崩塌地退縮距離 r_B (即 C 和 E 間距離)可由以下公式計算：

$$r_B = 0.5 \frac{(h_0 + \omega_V)(\omega_L + \omega_V / \tan \alpha) + |GD| \omega_V}{(H_0 + \omega_V) + 0.5 |GD| \tan \alpha} \quad \text{式 2.2-17}$$

式中， r_B 為臨河崩塌地退縮距離(m)； h_0 為基腳處的初始水深(m)； H_0 為初始臨河崩塌地高度(m)； α 為傾斜角或安息角(負)； ω_V 為二維模式所預測之臨河崩塌地垂直沖刷距離(m)； ω_L 為由等式計算之臨河崩塌

第三節 頻率分析

關於頻率分析，一般又稱為重現期分析且常用於水文分析，或大於某 X 值可能發生之平均年數或稱超越頻率。本研究參考林維明(2006)對於相關水文頻率分析之描述，摘錄整理如下，命水文資料 X 之機率密度函數為 $p(x)$ ，則其超越頻率為

$$P(x \geq X) = \int_x^{\infty} p(x)dx \text{ 是為 } T \text{ 年發生一次時; } P(x \geq X) = 1/T$$
$$T = \frac{1}{P(x \geq X)} = \frac{1}{1 - P(x < X)}$$
式 2.3-1

所謂重現期，並非等時段內一定會發生，例如 20 年發生一次的洪水（其機率為 5%），可能第一年發生二次後，39 年內不會發生，或數十年未發生後，連續再發生幾次，祇是在某長時期內，其發生次數為總年數之 $1/20$ （例如 100 年內發生 5 次）。此洪水量每年都有發生之可能，祇是發生機率僅有 5% 而已。

水文資料之頻率（發生次數）曲線通常以非對稱（非常態）分佈者較多，因此如何找出恰好能代表此水文資料之非對稱分佈之數學公式，以推定超越頻率下之變數發生值，為水文統計之一大研究項目。分佈型之研究大別為二類：①設法使其常態化（正規化），以利用常態分佈之特性者。②直接利用非對稱（或偏差）分佈函數者。前者有對數常態，幾次根常態，經驗分佈函數之直接常態化等方法，後者有利用指數型分佈， γ (gamma)函數，極端值分佈等，也有把前、後者混合利用者。而分析的準確性，包含精確的水量及砂量數值來源為一重要考量因素，而此一精確數值的推估，則以水庫的入流條件最為關鍵，而近 10 年來最具代表性之大規模臨河崩塌地主要集中在濁水溪上游的萬大溪，以下分別簡述 Gumbel distribution、Normal distribution 及 Lognormal distribution 之理論基礎。

一、 Gumbel distribution(Gumbel 分佈)

Gumbel distribution (Gumbel 分佈)又名為極端值（極大）分佈(Extremal (Maxima) Distribution)，其有三種型式，本文僅列出其中第一型分佈(Type I Distribution) 如下所述：

$$P(y) = \exp(-e^{-y}) \quad -\infty < y < \infty \quad \text{式 2.3-2}$$

式中： $y = a(x - x_0)$ 、 $a = \sigma_y/\sigma_x$ 、 $x_0 = m_x - m_y/a$ 。

σ_y ， σ_x ：全體標準差

m_y ， m_x ：全體平均值

由於水文統計所使用的資料頗為有限，大都在 100 年以下，因此 $m_y \leq \gamma = 0.5772$ ， $\sigma_y \leq \pi/\sqrt{6}$ ，所以只要採用標本統計量 $\bar{x}$ ， S_x 必須考慮對應樣本數 N 之 y 、 S_y 值，用該值後，其未知數 a 、 x_0 可由下式推定。

$$\frac{1}{a} = \frac{S_x}{S_y} \quad \text{式 2.3-3}$$

$$x_0 = \bar{x} - \left(\frac{1}{y}\right)\bar{y} \quad \text{式 2.3-4}$$

Gumble 氏經過若干研討演算後，利用 Thomas plot 得出下式

$$P(y_i) = \exp(-e^{-y_i}) = i/(N+1) \quad \text{式 2.3-5}$$

其中 y_i 就可用 N 與 i 之函數來代表之性質，求出不同 N 時之 $\bar{y}$ ， S_r 值如表 2.3-1 所示，而重現期 T 與 $p(x)$ 及變數 y 之關係如表 2.3-2 所示。日本人角屋氏認為欲使常數之推定誤差值為最小，應考慮用最小二乘方(Least square method)為極小值，由此提出不同 N 時之 $\bar{y}$ ， S_r 如表 2.3-3 所示。

表 2.3- 1 Gumbel 分佈常數表(Gumbel 法)

N	y	S_y	N	y	S_y	N	y	S_y
15	0.5128	1.0206	37	0.5417	1.1339	59	0.5518	1.1734
16	57	316	38	24	363	60	21	747
17	81	411	39	30	388	62	27	770
18	0.5202	493	40	0.5436	1.1413	64	33	793
19	20	565	41	42	436	66	38	814
20	0.5236	1.0633	42	48	458	68	43	834
21	52	696	43	53	480	70	0.5548	1.1854
22	68	754	44	58	499	72	53	873
23	83	811	45	0.5463	1.1519	74	57	890
24	96	864	46	68	538	76	61	906
25	0.5308	915	47	73	557	78	65	923

26	20	961	48	77	574	80	0.5569	1.1938
27	32	1.1004	49	81	590	82	72	953
28	43	047	50	0.5485	1.1607	84	76	967
29	53	086	51	89	623	86	80	980
30	0.5362	1.1124	52	93	638	88	83	994
31	71	159	53	97	653	90	0.5586	1.2007
32	80	193	54	0.5501	667	92	89	020
33	88	226	55	04	881	94	92	032
34	96	255	56	08	696	96	95	044
35	0.5403	285	57	11	708	98	98	055
36	10	313	58	15	721	100	0.5600	065

表 2.3- 2 Gumbel 極端值變數y，P (x) T (x) 關係表

T(x)	P(x)%	y	T(x)	P(x)%	y
500	0.200	6.21361	25	4.000	3.19583
400	0.250	5.99021	20	5.000	2.97020
300	0.333	5.70212	15	6.667	2.67375
250	0.400	5.51946	10	10.000	2.25037
200	0.500	5.29581	8	12.500	2.01342
150	0.667	5.00730	7	14.286	1.86982
100	1.000	4.60015	6	16.667	1.70199
80	1.250	4.37574	5	20.000	1.49994
60	1.667	4.08596	4	25.000	1.24590
50	2.000	3.90194	3	33.000	0.90273
40	2.500	3.67625	2	50.000	0.36651
30	3.333	3.38429	1	63.212	0

表 2.3- 3 Gumbel 分佈常數表（角屋氏法）

N	y	S _y	N	y	S _y	N	y	S _y
20	0.5692	1.1825	40	0.5717	1.2244	60	0.5729	1.2402
22	96	895	42	18	266	62	30	413
24	99	956	44	20	287	64	31	423
26	0.5702	1.2009	46	21	306	66	32	433
28	05	055	48	23	323	68	33	442
30	0.5707	1.2095	50	0.5724	1.2338	70	0.5734	1.2451
32	09	130	52	25	352	75	36	472
34	11	162	54	26	366	80	37	490
36	13	192	56	27	379	85	39	506
38	15	219	58	28	391	90	40	520
						95	41	532
						100	42	542

二、 Normal distribution (常態分布)

常態分佈為對稱、鐘型之連續分佈，為一種理論分佈，係根據若干假設而用數字演繹推出者。其機率密度可用下式表示。

$$p(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-(x-\mu)^2/2\sigma^2} \quad \text{式 2.3-6}$$

式中 x：變數 μ：變數之平均值 σ：標準差等於或小於 X 之累積機率值為：

$$P(x \leq X) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x e^{-(x-\mu)^2/2\sigma^2} dx \quad \text{式 2.3-7}$$

如某一群數值之分佈合於（或假定為）常態分佈，如知其平均數及標準差之值，則可依照上述常態機率曲線之方程式確定某一數據值佔總數之百分比，或介於某二數間之數值佔總數之百分比。但直接解方程式非常麻煩，通常都藉用已算好標準常態曲線之數值計算。茲列出標準（正規）常態曲線之作法（原理）如下：

$$\text{令 } Z = \frac{x_1 - \mu}{\sigma} \quad \phi(Z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{Z^2}{2}} \quad \text{式 2.3-8}$$

式中 Z 為連數之標準變數 (Standard variable) 範圍可自 $-\infty$ 變至 $+\infty$ 。

$\psi(Z)$ 為標準常態曲線 $\psi(Z)$ 在變數 Z 上之高度，亦即標準常態曲線上之縱座標。表 1 為平均值 0，標準偏差 1 時，變數 Z 之常態分佈表，也就是自 $Z=0$ 至 Z 之常態分佈曲線下之面積，即發生機率表。而表 1 標準型常態分佈面積表中的面積 A 計算式如下表示：

$$A = \int_0^Z \phi(Z) dZ = \int_0^Z \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{Z^2}{2}} dz$$

表中之數字為 $Z=0$ 至 Z 為某一正值為止之曲線下之部分面積。

Z 為某一負值時，可以利用其對稱性求解。

表 2.3- 4 標準型常態分佈表

Z	.00	.01	.02	.03	.04	.05	.06	.07	.08	.09
0.0	0.0000	0.0040	0.0080	0.0120	0.0160	0.0199	0.0239	0.0279	0.0319	0.0359
0.1	0.0398	0.0438	0.0478	0.0517	0.0557	0.0596	0.0636	0.0675	0.0714	0.0753
0.2	0.0793	0.0832	0.0871	0.0910	0.0948	0.0987	0.1026	0.1064	0.1103	0.1141
0.3	0.1179	0.1217	0.1255	0.1293	0.1331	0.1368	0.1406	0.1443	0.1480	0.1517
0.4	0.1554	0.1591	0.1628	0.1664	0.1700	0.1736	0.1772	0.1808	0.1844	0.1879
0.5	0.1915	0.1950	0.1985	0.2019	0.2054	0.2088	0.2123	0.2157	0.2190	0.2224
0.6	0.2257	0.2291	0.2324	0.2357	0.2389	0.2422	0.2454	0.2486	0.2517	0.2549
0.7	0.2580	0.2611	0.2642	0.2673	0.2703	0.2734	0.2764	0.2794	0.2823	0.2852
0.8	0.2881	0.2910	0.2939	0.2967	0.2995	0.3023	0.3051	0.3078	0.3106	0.3133
0.9	0.3159	0.3186	0.3212	0.3238	0.3264	0.3289	0.3315	0.3340	0.3365	0.3389
1.0	0.3413	0.3438	0.3461	0.3485	0.3508	0.3531	0.3554	0.3577	0.3599	0.3621
1.1	0.3643	0.3665	0.3686	0.3708	0.3729	0.3749	0.3770	0.3790	0.3810	0.3830
1.2	0.3849	0.3869	0.3888	0.3907	0.3925	0.3944	0.3962	0.3980	0.3997	0.4015
1.3	0.4032	0.4049	0.4066	0.4082	0.4099	0.4115	0.4131	0.4147	0.4162	0.4177
1.4	0.4192	0.4207	0.4222	0.4236	0.4251	0.4265	0.4279	0.4292	0.4306	0.4319
1.5	0.4332	0.4345	0.4357	0.4370	0.4382	0.4394	0.4406	0.4418	0.4429	0.4441
1.6	0.4452	0.4463	0.4474	0.4484	0.4495	0.4505	0.4515	0.4525	0.4535	0.4545
1.7	0.4554	0.4564	0.4573	0.4582	0.4591	0.4599	0.4608	0.4616	0.4625	0.4633
1.8	0.4641	0.4649	0.4656	0.4664	0.4671	0.4678	0.4686	0.4693	0.4699	0.4706
1.9	0.4713	0.4719	0.4726	0.4732	0.4738	0.4744	0.4750	0.4756	0.4761	0.4767
2.0	0.4772	0.4778	0.4783	0.4788	0.4793	0.4798	0.4803	0.4808	0.4812	0.4817
2.1	0.4821	0.4826	0.4830	0.4834	0.4838	0.4842	0.4846	0.4850	0.4854	0.4857

2.2	0.4861	0.4864	0.4868	0.4871	0.4875	0.4878	0.4881	0.4884	0.4887	0.4890
2.3	0.4893	0.4896	0.4898	0.4901	0.4904	0.4906	0.4909	0.4911	0.4913	0.4916
2.4	0.4918	0.4920	0.4922	0.4925	0.4927	0.4929	0.4931	0.4932	0.4934	0.4936
2.5	0.4938	0.4940	0.4941	0.4943	0.4945	0.4946	0.4948	0.4949	0.4952	0.4952
2.6	0.4953	0.4955	0.4956	0.4957	0.4959	0.4960	0.4961	0.4962	0.4963	0.4964
2.7	0.4965	0.4966	0.4967	0.4968	0.4969	0.4970	0.4971	0.4972	0.4973	0.4974
2.8	0.4974	0.4975	0.4976	0.4977	0.4977	0.4978	0.4979	0.4979	0.4980	0.4981
2.9	0.4981	0.4982	0.4982	0.4983	0.4984	0.4984	0.4985	0.4985	0.4986	0.4986
3.0	0.4987	0.4987	0.4987	0.4988	0.4988	0.4989	0.4989	0.4989	0.4990	0.4990

三、 Lognormal distribution (對數常態分佈)

水文資料之頻率曲線，通常以非對稱分佈者較多，但變數 x 改用對數座標後，即可近似地變成常態分佈，故稱為對數常態分佈一般所用

(例如岩井法)之型式為式($p(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-(x-\mu)^2/2\sigma^2}$)以 $\sigma_y = \frac{1}{\sqrt{2}}$, $\mu_y = 0$ 加以變數變換($x \rightarrow y$)，故可得：

$$P(y) = \frac{1}{\sqrt{\pi}} \int_{-\infty}^y e^{-y^2} dy \quad \text{式 2.3-9}$$

$$y = k \log_e \frac{x+b}{x_0+b} = a \log_{10} \frac{x+b}{x_0+b}, \quad -b < x < \infty \quad \text{式 2.3-10}$$

式中 $a = k \log_e$ 、 k 、 b 、 x_0 均為常數

第三章 工作執行成果分析

第一節 數值模式建置

臺灣河川多屬坡流急,溪床沖淤激烈,流路演變快速,致使橋基附近河床受到劇烈的沖刷。甚而造成交通中斷一般河基礎之保護沖刷防護工大類而沖刷防護工又可分為局部保護及整體河床保護。本研究使用美國墾務局針對臺灣河川所研發之數值模式 SRH-2D 模式做水理模擬分析,SRH-2D 模式係由流域模型 SRH-W 演進而來。SRH-2D 專注於河系統的 2D 建模並由 SRH-W. 改進許多特性。SRH-2D 能處理二維動態的波動方程式,即水深方向平均的 Venant 方程式。就建模能力而言 SRH-2D 可以與很多現有的模型結合,例如 RMA-2(美軍工兵團, 1996)以及 MIKE21(DHI 軟體, 1996), SRH-2D 在格網的要求上相當有彈性,結構網格、非結構網格及混合網格皆可使用。SRH-2D 模式常見的適用範圍為(1)河川之主河道流體計算,包含單一或多數流入主支流;(2)水庫流況計算;(3)洪水溢淹圖繪製;(4)水工結構物附近之水理計算。其水流控制方程式如下所示:

本計畫應用 SRH-2D 於萬大溪橋區域之河川水理水文資料分析中執行動床水理運算,同時搭配岸壁沖刷模組,對照一般河川動床演算與具備岸壁沖刷模組之演算,對於臨河崩塌地產砂運移之模擬成效,對於未來用以評估可能受集水區不安定土砂影響之高風險橋梁,提供了連結河道演算基本技術與工具的評估方法。

針對所研究目標區域進行模擬前,執行團隊先針對同為濁水溪流域的自強大橋至西濱大橋段,進行岸壁沖刷模組初步測試,本研究應用 SRH-2D 於西濱大橋區域之河川水理水文資料分析中執行動床水理運算,同時搭配 SRH-1D 一維水理輸砂模式進行濁水溪下游河道變遷行為之模擬,將 SRH-1D 之特定河道段之逐時流量、輸砂量及水位

等水理資料演算成果，應用於 SRH-2D 網格上下游之水理邊界條件，模擬 107 年瑪莉亞颱風、823 豪雨事件，並蒐集該颱風事件流量、水位之實測值，西濱大橋 P16 和 P21 橋墩位置之水理模擬成果與國震中心實測資料之比較如圖 3.1-1 所示，水位誤差約為 0.1 ~ 0.5 m，而流速誤差約為 0.1~0.8 m/s，由二維模擬成果可知本研究 SRH-2D 水理數值模擬具一定程度的準確性。

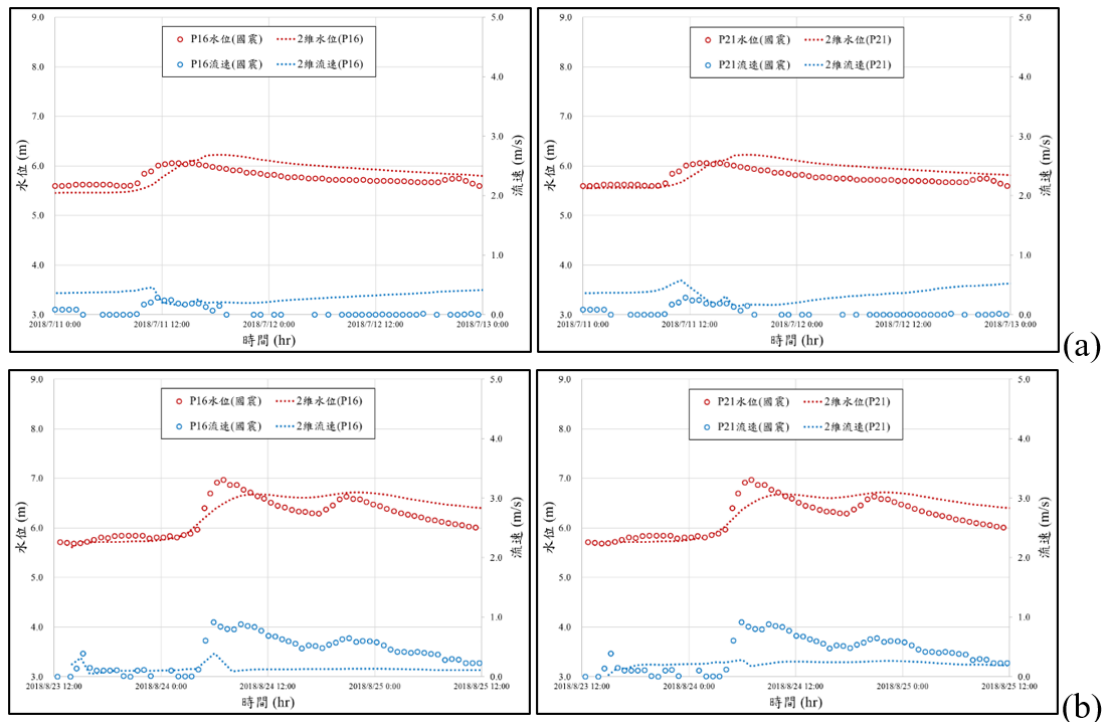


圖 3.1- 1 二維數值模式水位流速檢定成果(a)瑪莉亞颱風(b) 823 豪雨

圖 3.1-2(a)為本模擬案例初始之實測底床高程，圖 3.1-2(b)為實測底床高程，由圖 3.1-2(c)圈選處可看出主深槽變淺，且主河道變寬，推測其為河岸岸壁沖刷現象。圖 3.1-2(c)為模式初步模擬結果，由圖可看出 SRH-2D 在尚未開啟河岸岸壁沖刷模式前，並無法有效模擬側向之變化，因此檢定工作之依據將以主深槽之沖刷深度變化為主。

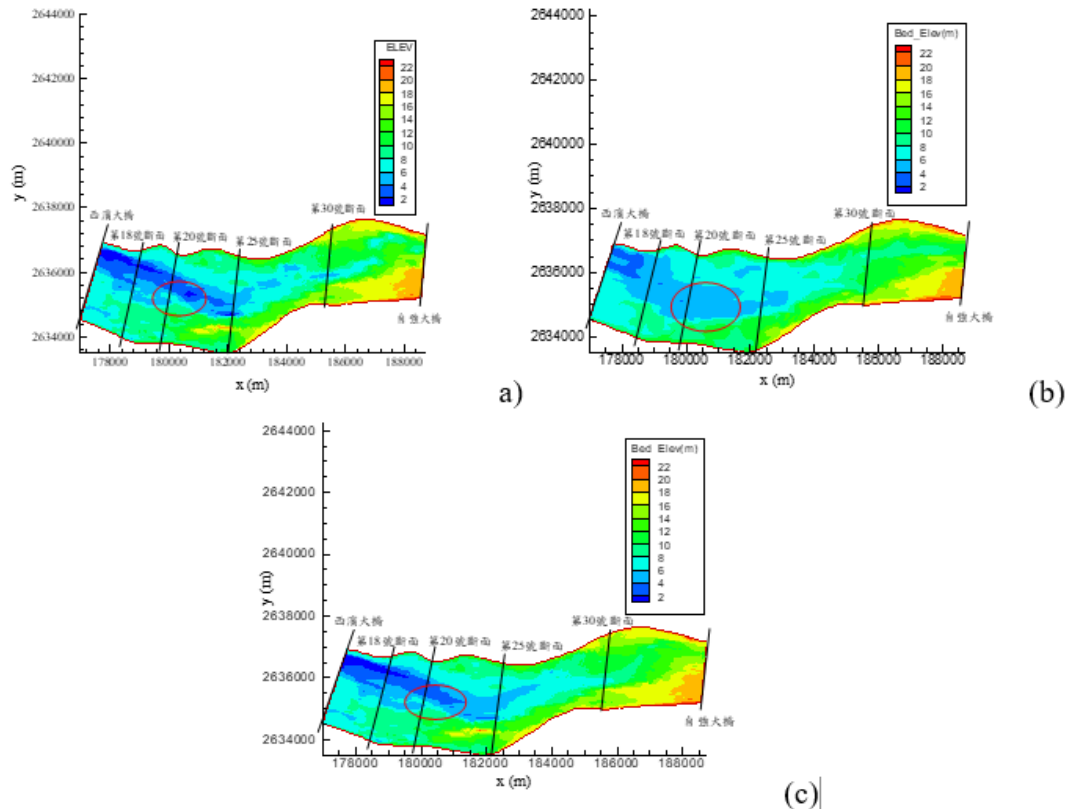


圖 3.1-2 二維數值模式底床沖淤檢定成果(a)模擬初始時之實測底床
高程(b)模擬結束時之實測底床高程(c)模擬底床高程

經模式參數檢定後，可以實際颱風豪雨事件為驗證案例，其餘模式所需之參數設定與檢定案例相同。圖 3.1-3 為實測底床高程與模擬高程比較圖。由圖可了解，在模式尚未開啟岸壁沖刷模組之前，並不具備模擬該現象之能力，也因為如此，可能造成沖刷量低估，而對整體河床床型推估造成更大誤差。因此本子計畫採用 SRH-2D 初步擬加入岸壁沖刷模式，並在濁水溪自強西濱段進行測試，模式內建之岸壁沖刷參數為岸壁沖刷角，在此以現勘實驗所得資料進行設定，範圍為 $32^{\circ}\sim 48^{\circ}$ ，在此以西濱大橋下游段(第 1 號斷面)及西濱大橋(第 12 號斷面)進行比較，由圖 3.1-4 可看出實際地形向左岸退縮，證明岸壁沖刷現象非常嚴重，但模式計算值雖然也有產生主深槽岸壁沖刷現象，但岸壁退縮率不大，圖 3.1-4(b)模擬值則看不出明顯沖刷現象，因此模式應有模擬岸壁沖刷能力，岸壁沖刷現象不明顯之可能原因甚多，基

本參數的設定及網格大小的給定都會對模式穩定度造成影響，且岸壁沖刷模式目前僅具岸壁安息角之參數設定，對於岸壁沖刷機制之理論基礎尚不構完備，因此在具岸壁沖刷河段之模擬值與現況會有較大誤差，因此擬於後續模擬案例進行模式參數敏感度分析，並測試不同岸壁沖刷模式之模擬功能，以應用於本研究之臨河崩塌地模擬分析。

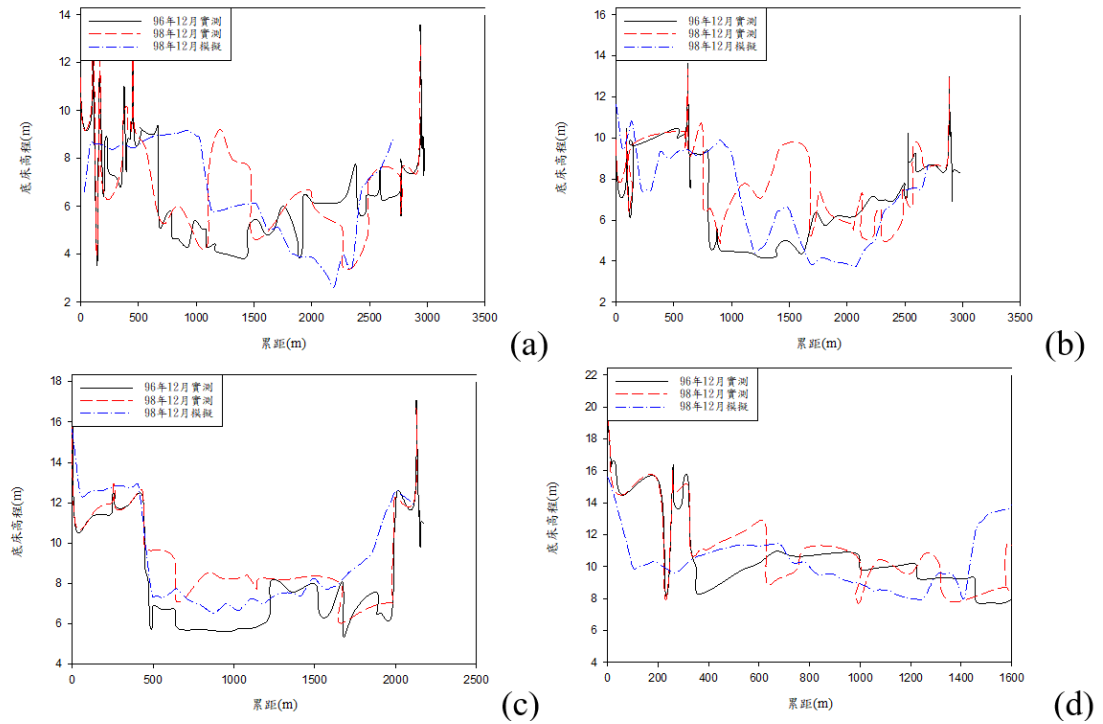


圖 3.1- 3 實測底床高程與模擬高程比較圖(a)(b)(c)(d)

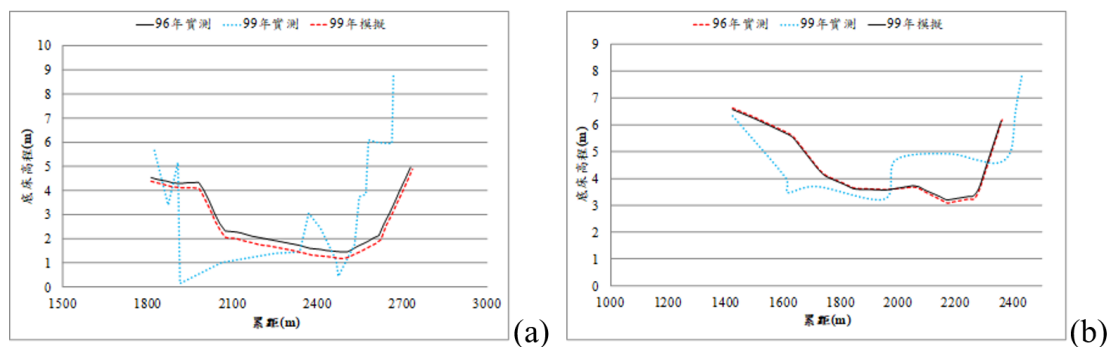


圖 3.1- 4 底床高程比較圖(a)第 10 號斷面(b)第 12 號斷面

而本研究目前所提出之分析程序如下：目前本研究使用 13.3 版本 SMS 是 SRH-2D 的工具建模與模擬。首先來到水利署的水利地理資訊服務平台在河川水文方面，先下載項目 1-5 和 12，在防洪排水方

面，先下載項目 4，接下來，下載 5000 分之一的圖幅框，接下來去 TGOS 下載 DTM(數值地形高程)，目前公佈的解析度為 20m。因 DTM 的作用是內插網格用。本研究以南投縣為例，下載的河川區域線為全台灣的。接下來 SMS 的畫面加入底圖，再來匯入斷面線 SHP，建模，修區域線，打網格，匯入 DTM，內插產生 2D 格網，設定邊界條件，曼寧係數，模擬設定與測試等。相關操作畫面與流程圖如圖 3.1-5 到圖 3.1-14 所示。

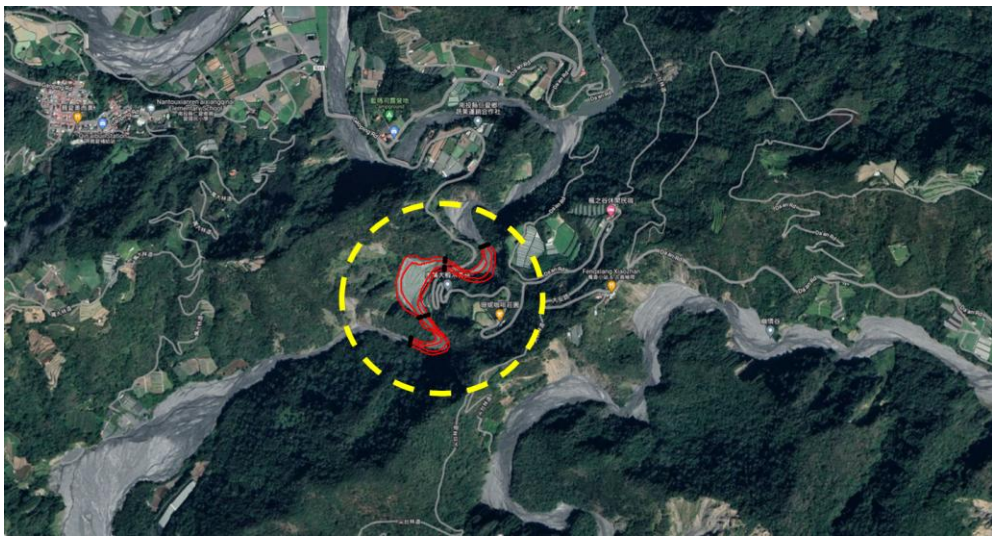


圖 3.1- 5 SMS 加入底圖建模的河川位置

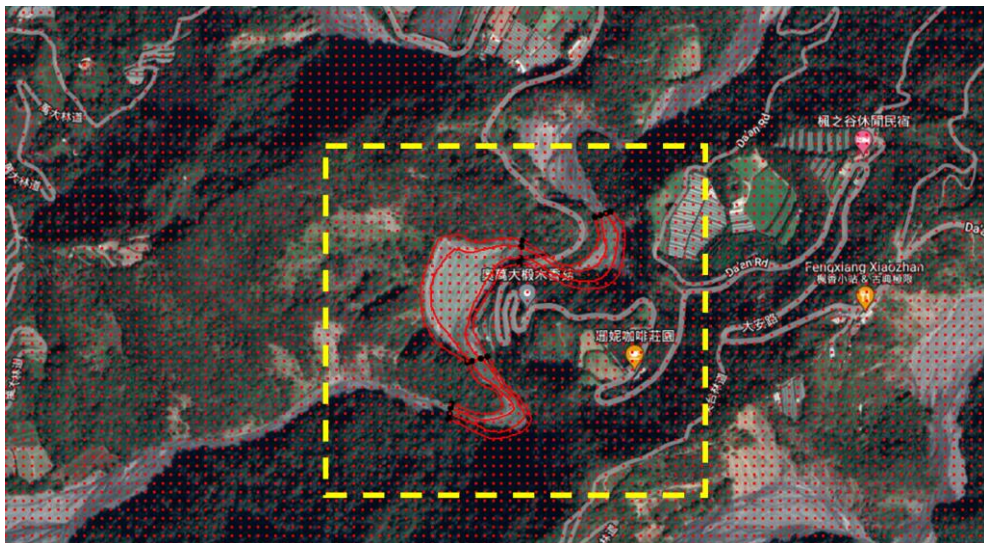


圖 3.1- 6 加入底圖解析度為 20m*20m 位置

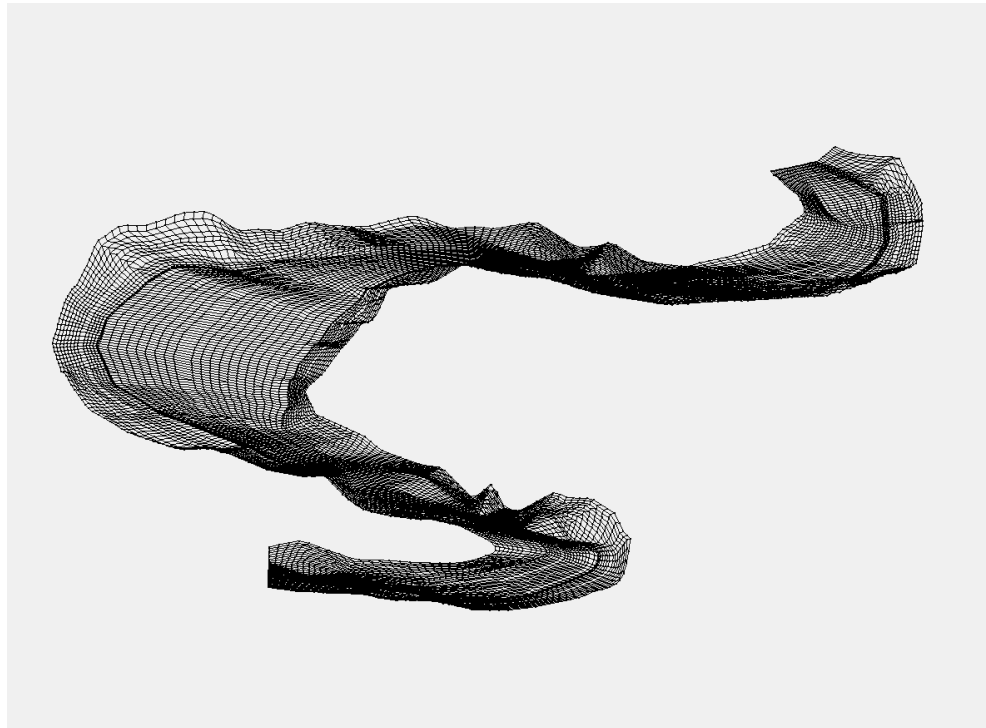


圖 3.1- 7 加入 DTM 地形高程

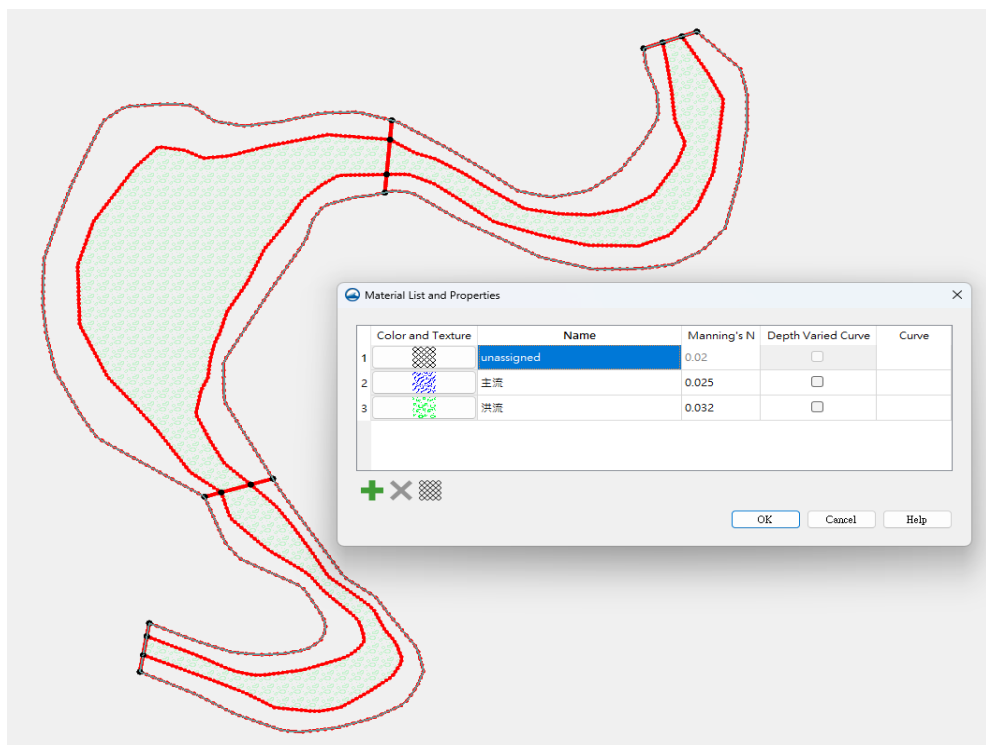


圖 3.1- 8 建立曼寧係數

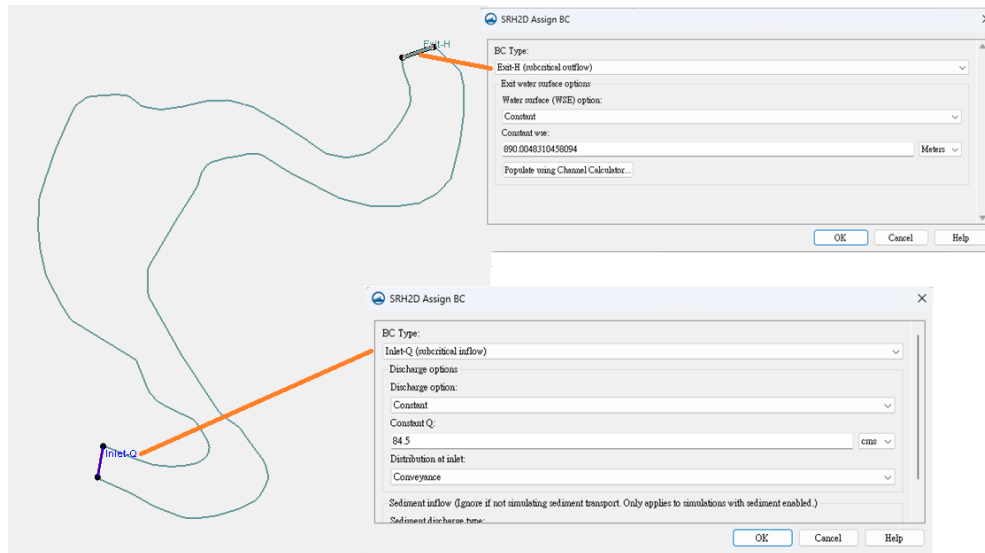


圖 3.1- 9 設定邊界條件

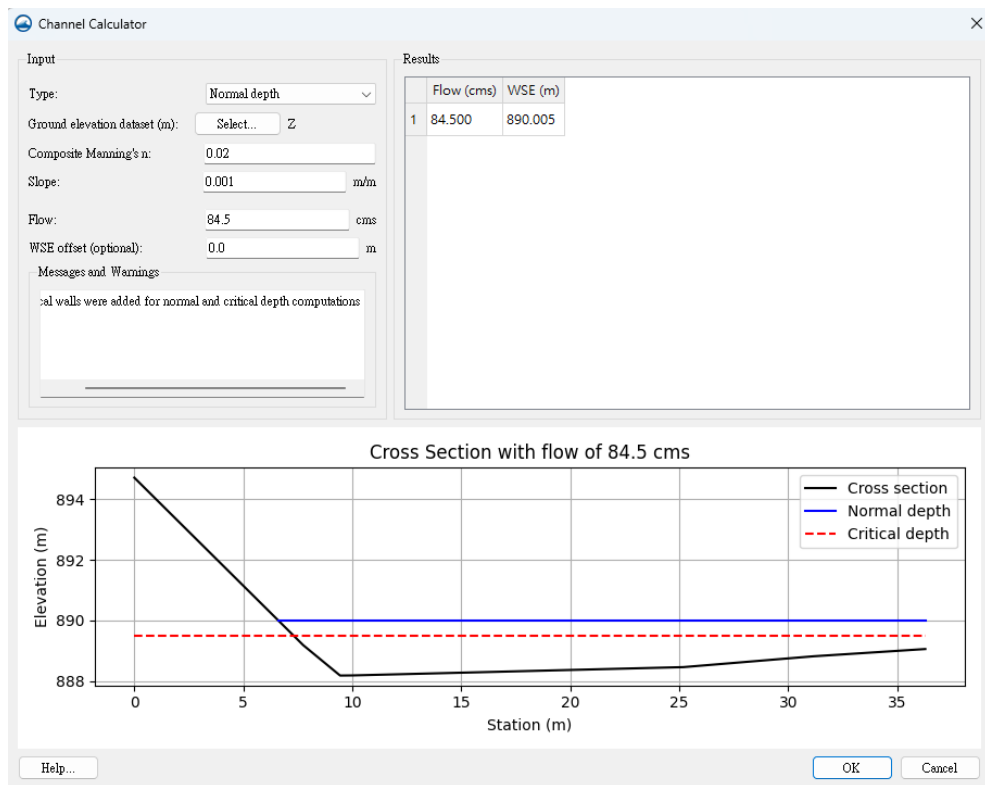


圖 3.1- 10 設定流量

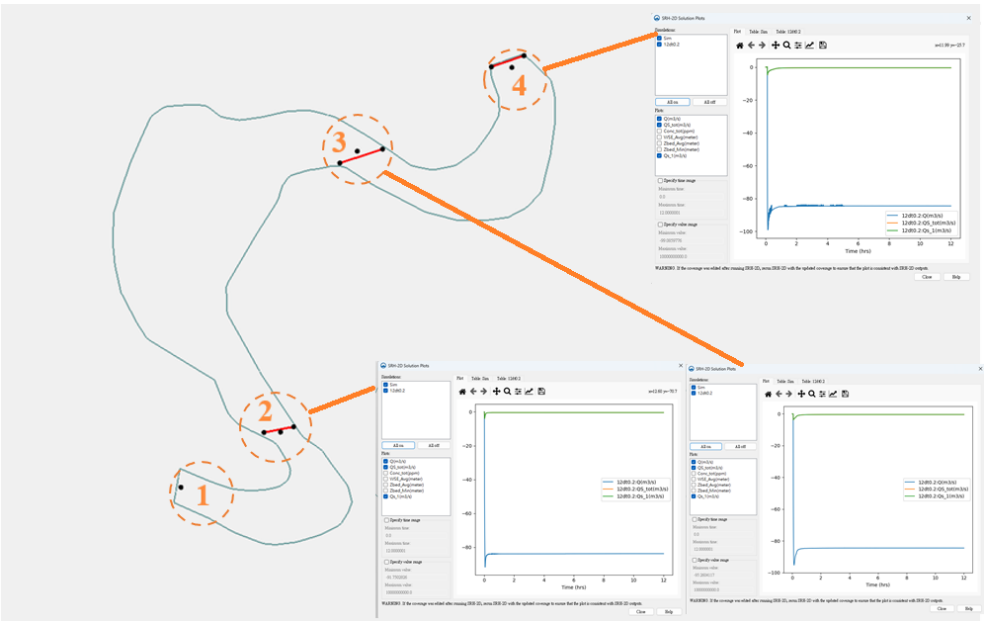


圖 3.1- 11 設定監視位置

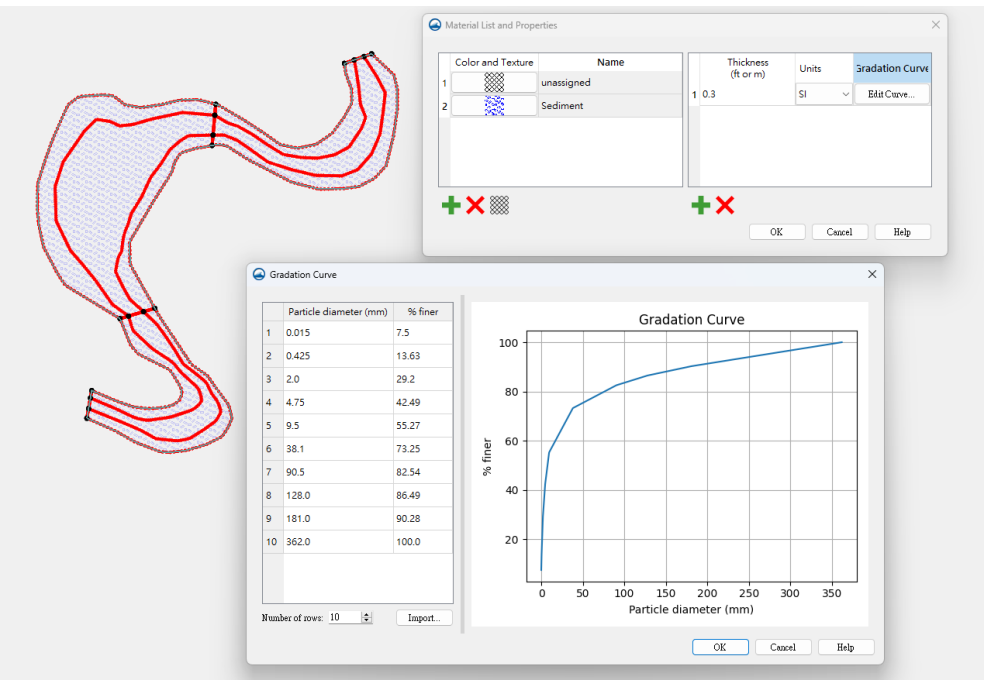


圖 3.1- 12 設定沉澱條件

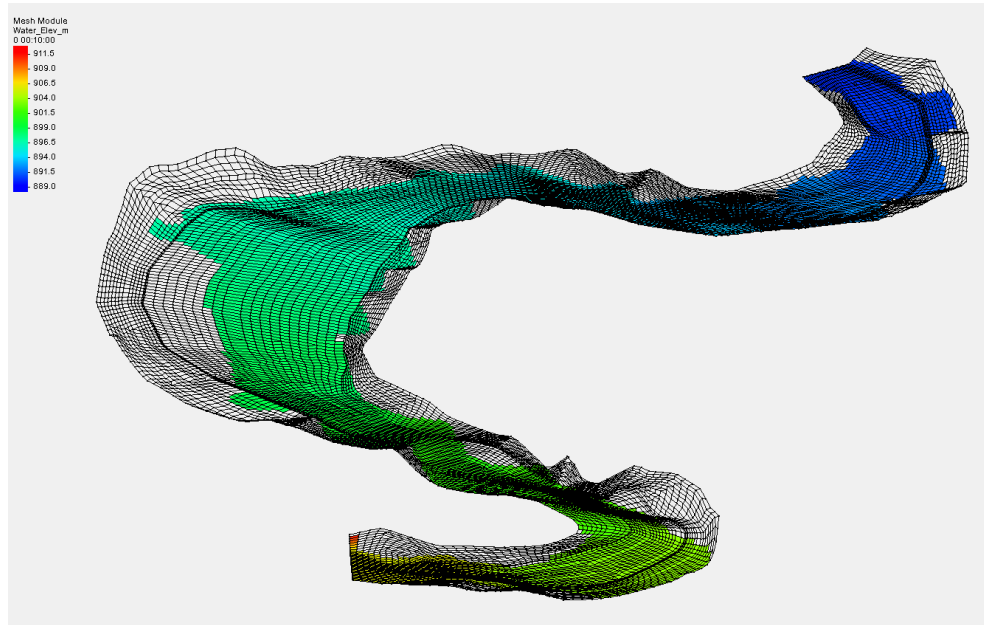


圖 3.1- 13 模擬設定與測試

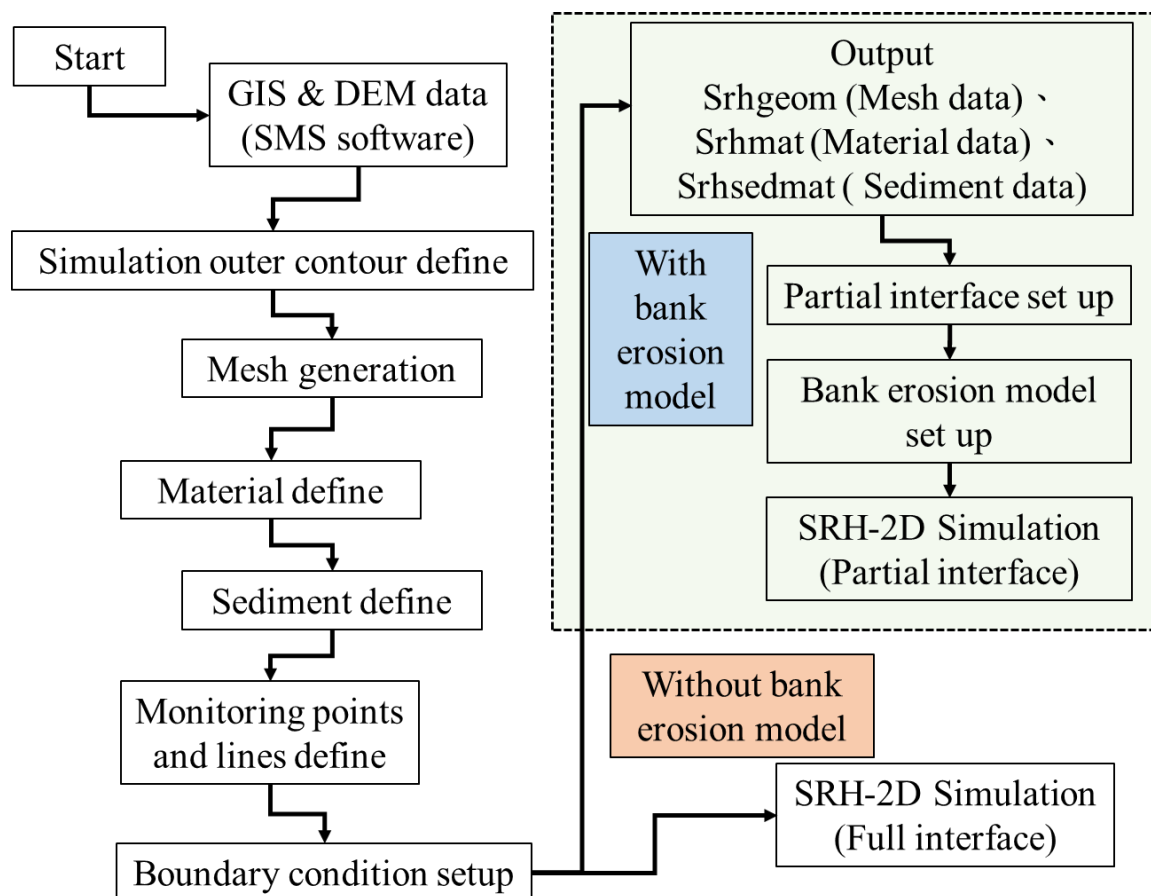


圖 3.1- 14 SRH-2D 數值模式之建置流程圖

第二節 數值參數敏感度分析與模式驗證

本研究應用二維數值模式 (SRH-2D)推估萬大溪流域情形，並探討沿程運移與泥砂濃度分布，模擬該流域的環境地形。本研究選定現場實際觀測到的流量及輸砂量，如表 3.2-1 所示，作為模式的檢定驗證。

表 3.2- 1 萬大溪橋流量輸砂

本研究以 2019 年 6 月 13 日，初始入流量為 85.0cms，下游則是以正常水深 887.8m 來做邊界條件參數設定，如圖 3.2-1 及圖 3.2-2 所示，本研究將研究崩塌河段區分為 6 個區域以便設定其參數，設置不同的曼寧 N 值，如圖 3.2-3 及圖 3.2-4 所示，本研究透過砂礫河床質粒徑調查分析記錄表來設置本研究的粒徑大小及百分比(圖 3.2-5)。

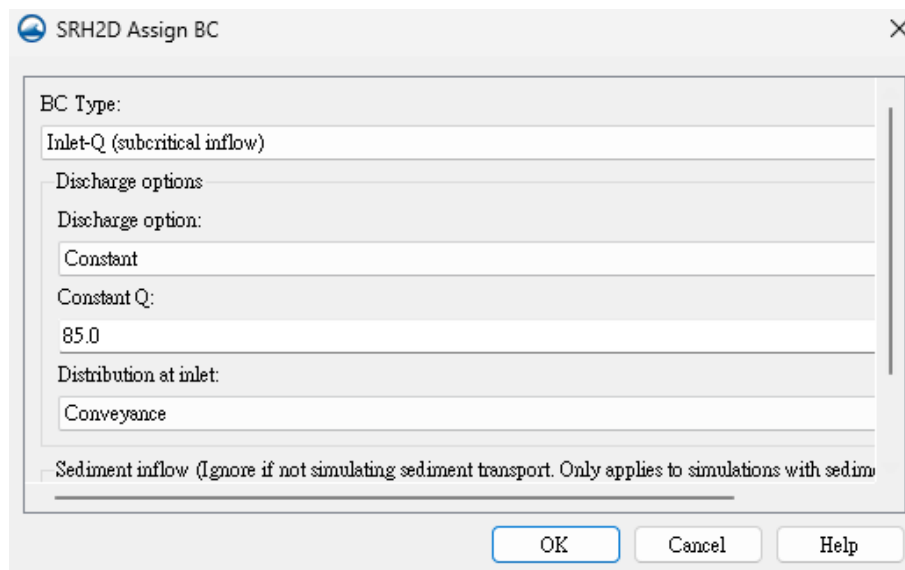


圖 3.2- 1 入流邊界條件設置

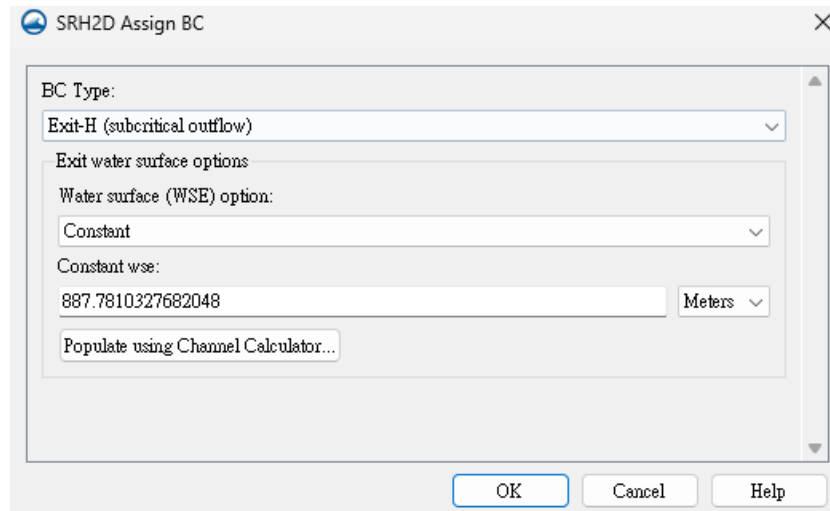


圖 3.2- 2 出流邊界條件設置

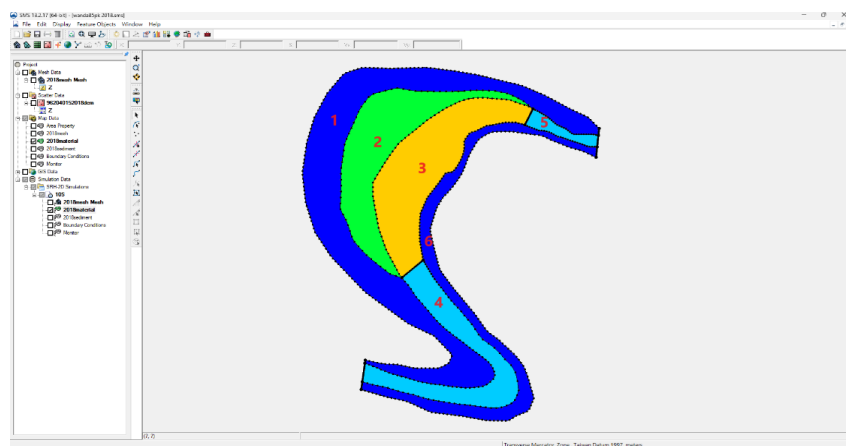


圖 3.2- 3 區域劃分

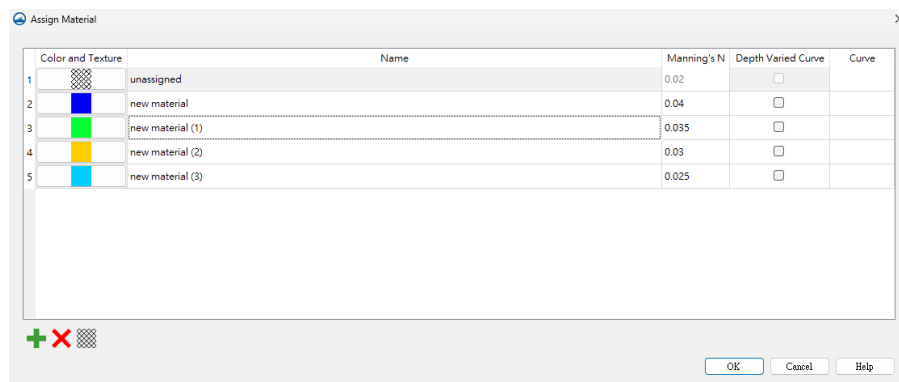


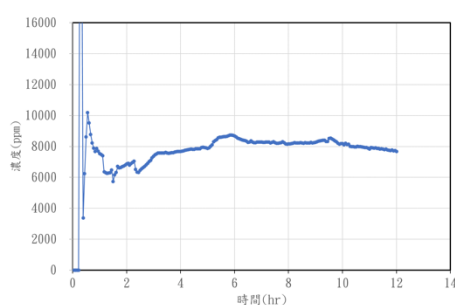
圖 3.2- 4 曼寧 N 值設置

	Particle diameter (mm)	% finer
1	0.3	10.47
2	0.6	19.64
3	2.0	29.2
4	4.75	42.49
5	9.5	55.27
6	19.05	67.84
7	38.1	73.35
8	90.5	82.54
9	181.0	90.28
10	362.0	100.0

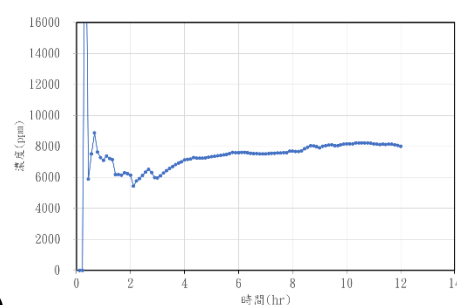
Number of rows: 10

圖 3.2- 5 河床質粒徑百分比

本研究模擬時間間距經過多次的調整比對後，從間距為 1 秒到間距 16 秒在 12 小時內的濃度變化圖，如圖 3.2-6 至 3.2-11 所示，最終在時間為 10 秒時相對穩定，故將 ΔT 為 10 秒設定為本研究時間間距，如圖 3.2-12 所示。



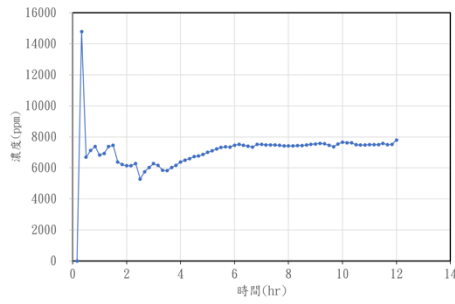
(a)



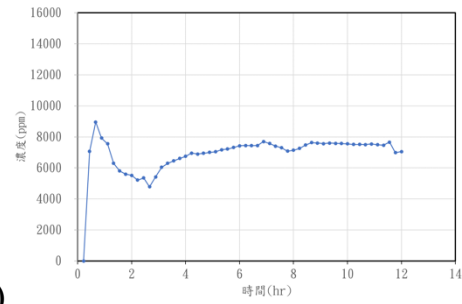
(b)

圖 3.2- 6 時間間距 $\Delta T=2$ 秒

圖 3.2- 7 時間間距 $\Delta T=4$ 秒



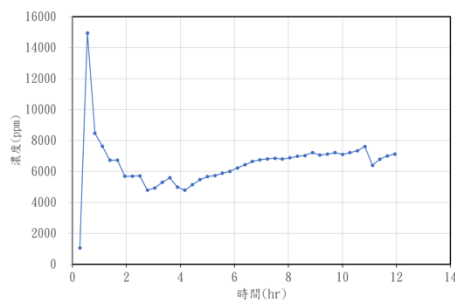
(c)



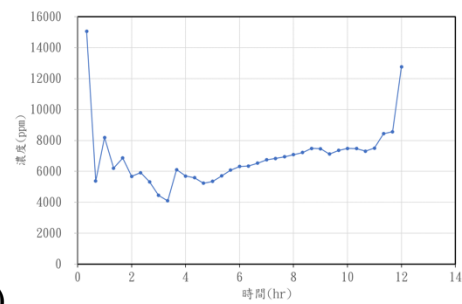
(d)

圖 3.2- 8 時間間距 $\Delta T=6$ 秒

圖 3.2- 9 時間間距 $\Delta T=8$ 秒



(e)



(f)

圖 3.2- 10 時間間距 $\Delta T=10$ 秒

圖 3.2- 11 時間間距 $\Delta T=12$ 秒

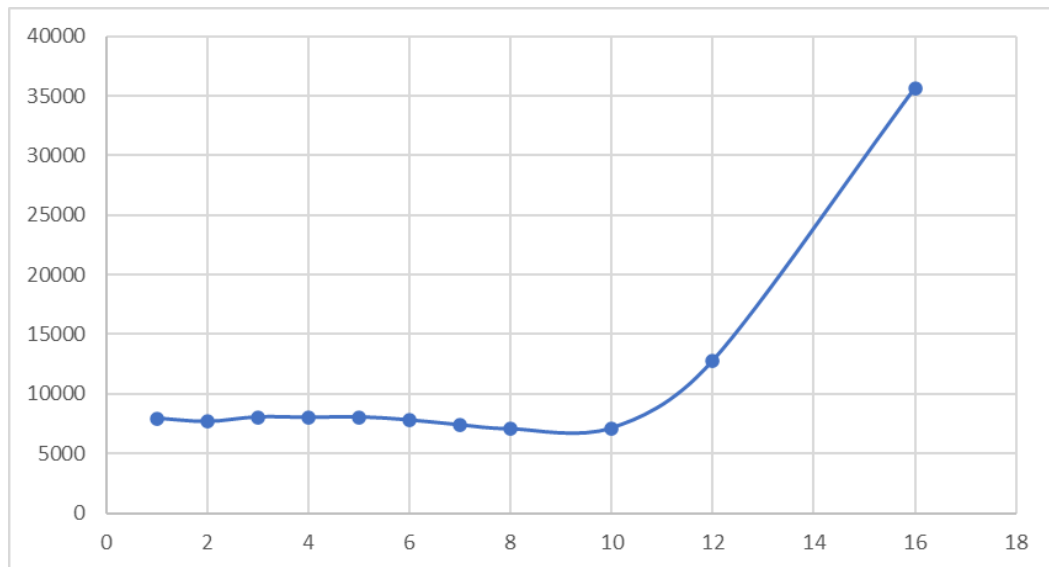


圖 3.2- 12 第 12 小時濃度時間圖

本研究在 $\Delta T=10$ 秒下所模擬出的濃度與實測值 18944.85mg/L 有些微差距，因此本研究將調整沖刷係數及沉積係數，將沖刷係數從 1.0

起，逐漸提高沖刷係數，沉積係數從 0.25 起，逐漸減少沉積係數。

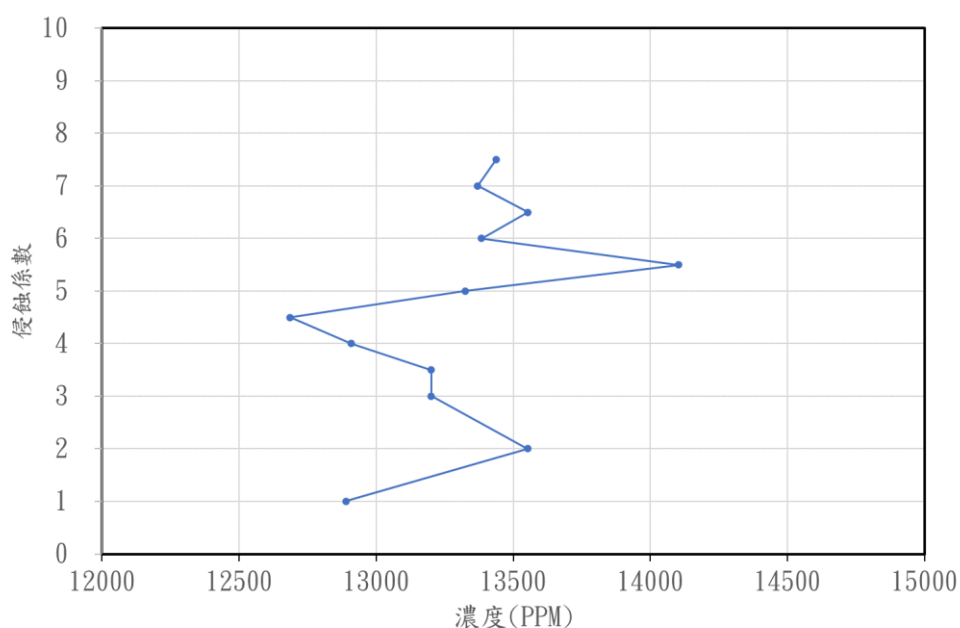


圖 3.2- 13 沖刷係數與濃度圖

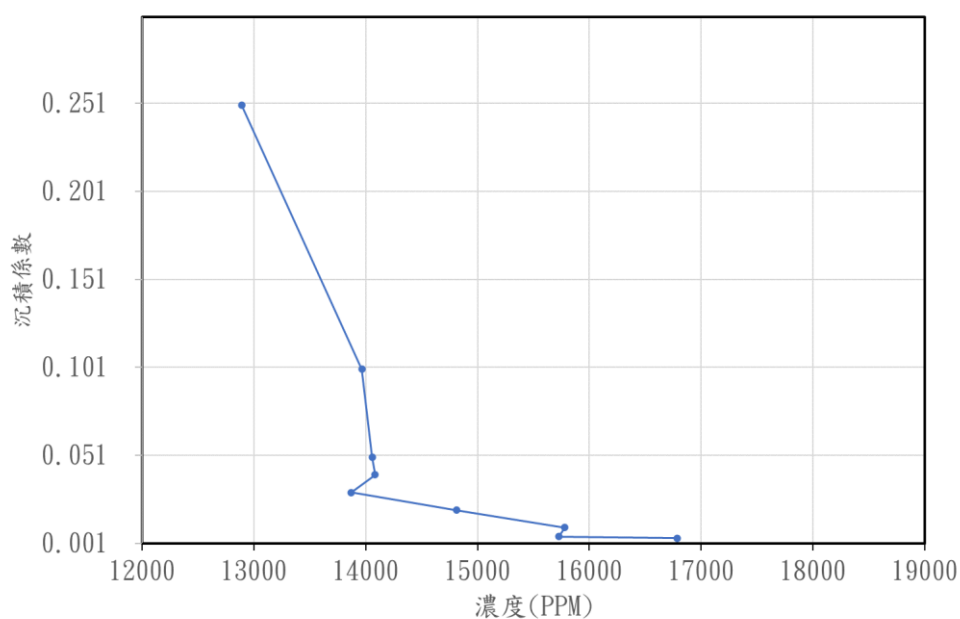


圖 3.2- 14 沉降係數與濃度圖

本研究之實際值及模擬值經過多次調整比對後，得出與實測資料誤差值在正負 2% 之間，與實際值非常接近，因此，本研究所使用的模擬時間間距 ΔT 為 10 秒、模擬網格數為 6434、輸砂公式所採用的輸砂公式為 Paker (1990)。如表 3.2-2 所示，最終得到一個新的關係曲

線，將作為本研究利用岸壁沖刷模組對於臨河崩塌地造成河道輸砂量的關係曲線，如圖 3.2-15 所示，可用於後續探討有無岸壁沖刷模組對於河道輸砂量的影響，以及崩塌地產砂的砂量對於下游河道以及橋墩沖淤的影響所做的分析。

表 3.2- 2 實際值與模擬值誤差表

實際值			模擬值			誤差
入流量(cms)	mg\L	ton/day	入流量(cms)	mg\L	ton/day	百分比
56.86	15406.45	75684	56.86	15336.82	75341.96	-0.45%
84.52	18944.85	138343	84.52	18938.83	138298.8	-0.03%
5.76	1212.322	604	5.76	1184.35	589.6785	-2.31%

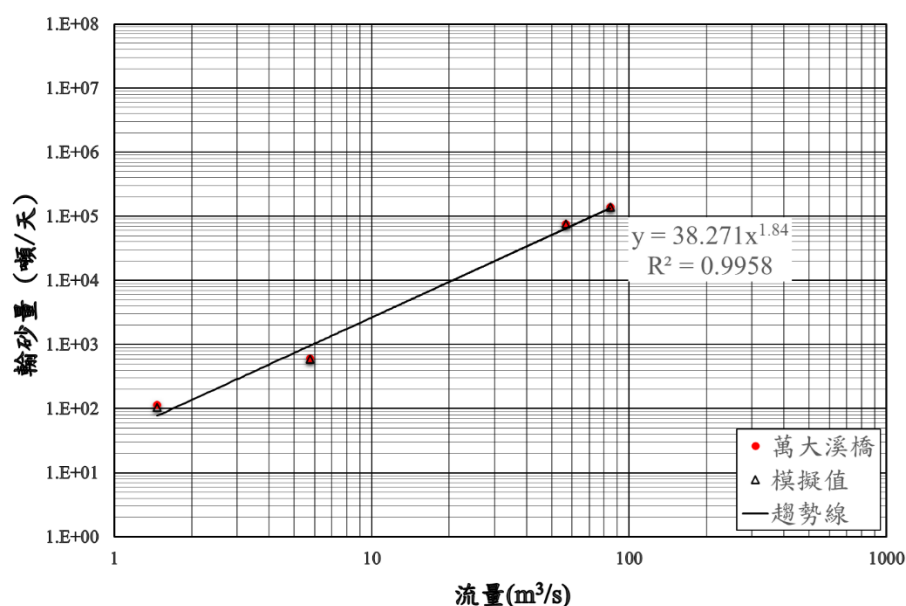


圖 3.2- 15 萬大溪關係曲線圖

第三節 應用岸壁沖刷模組模擬崩塌地產砂與河道輸砂

因台灣中部河川具有坡陡流急、枯水季與豐水季流量差異大、高含砂量與河床沖刷嚴重之議題，且短延時強降雨易引發山區邊坡崩塌，加劇河道水理與輸砂特性，因此本研究針對萬大溪臨河崩塌地，建置

SRH-2D 岸壁沖刷模組模擬臨河崩坍地對於河道輸砂之影響與參數之敏感性，由於臨河崩坍地區河道，其具有上游坡陡流急、中下游沖淤劇烈、河道變遷明顯等之特性，因此模式建置內容包含水理模組採用交錯格網求解連續方程式之水位及速度，乾濕點問題之處理則採用閥值法(Lai, 2020)處理同時考量水理紊動強度(加入紊流模式)，在輸砂方面，懸浮載傳輸為求解對流傳輸方程式，河床載傳輸採用非平衡輸砂方程式(Parker, 1990)。

因此，本研究根據第二章模式理論；第三章第一節的模式建置、第三章第二節的模式參數敏感性分析與驗證後，於本節探討有無考慮岸壁沖刷模組，對於河道水理與輸砂特性之變化，以及了解現階段所採用之岸壁沖刷模組之適用性，水文條件則採用重現期 Q2 及 Q100 年最為分析之案例，相關之水理設定與觀測位置布置如圖 3.3-1~圖 3.3-6 所示，共計兩條岸壁沖刷坡腳與坡頂線(LN1 及 LN2)、1 條觀察線及 2 個觀測點(PT1 及 PT2)。

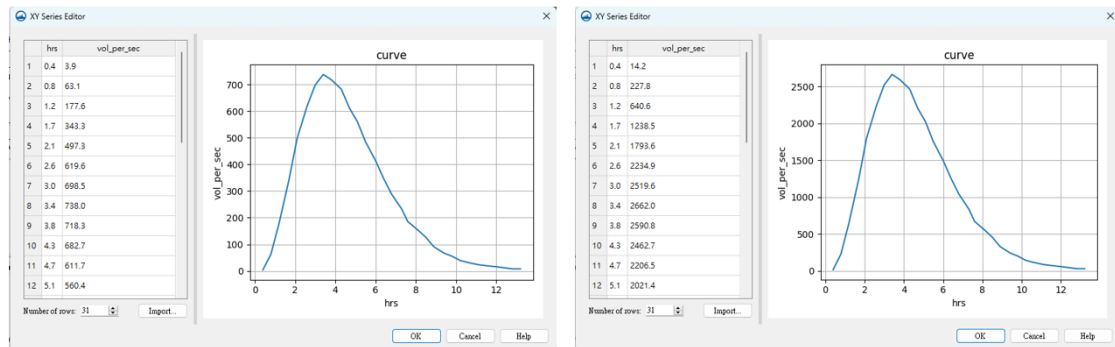


圖 3.3- 1 入流量邊界條件設置(Q2 年與 Q100 年)

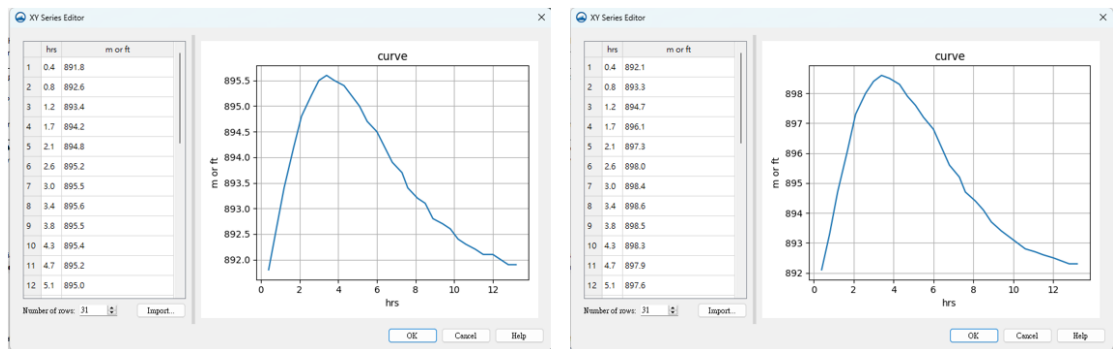


圖 3.3- 2 出流邊界水位條件設置(Q2 年與 Q100 年)

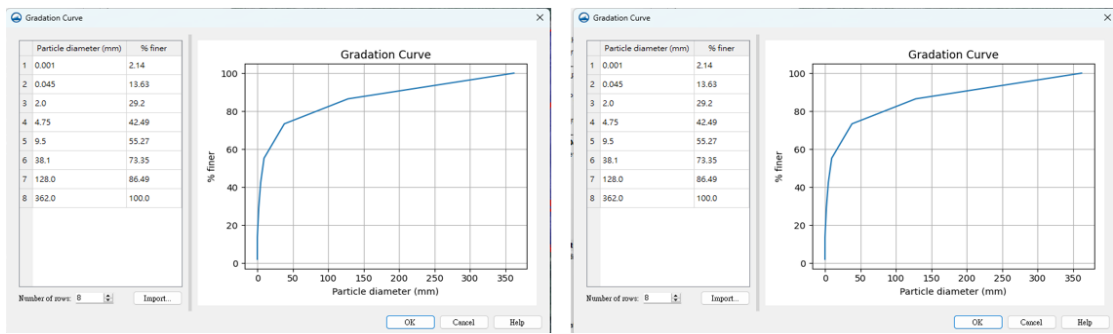


圖 3.3- 3 河床質粒徑分布設置(Q2 年與 Q100 年)

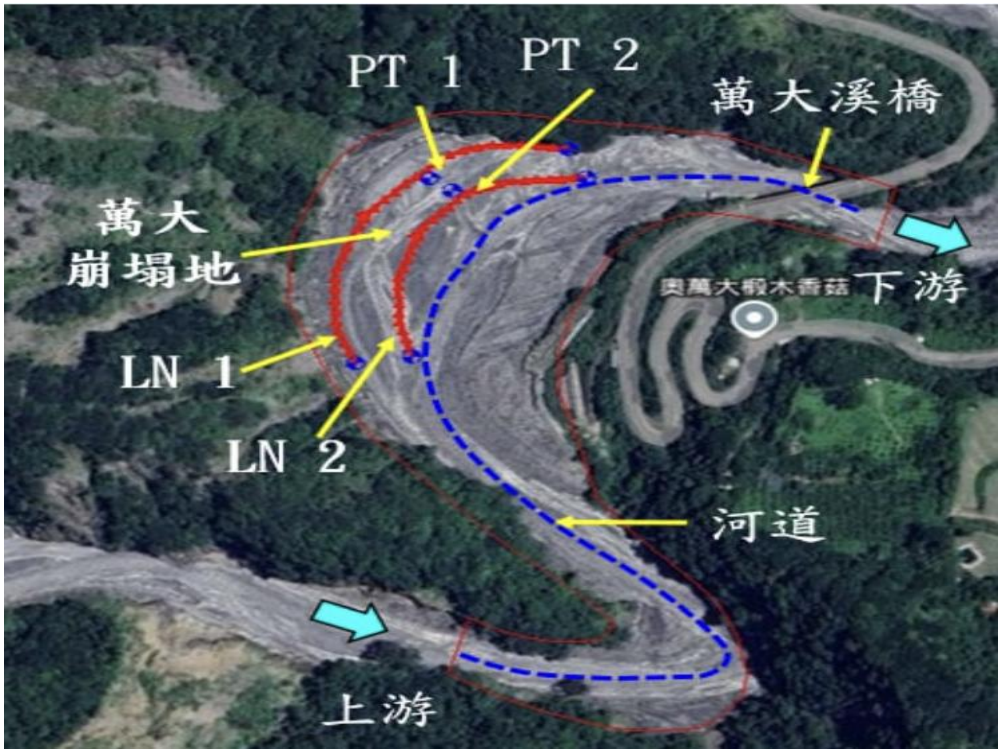


圖 3.3- 4 設定觀測點、觀測線及臨河崩塌地岸壁位置

本研究應用岸壁沖刷模組模擬崩塌地產砂與河道輸砂如表 3.3-1 和圖 3.3-7 到 3.3-56 所示。

表 3.3- 1 模擬案例規劃與參數設定

Case	Bank erosion model condition	Erodibility 侵蝕係數 (m/s)	Tau_Cri 臨界剪應 力 (Pa)	Toe_ID (臨河崩塌 地基腳編 號)	Top_ID (臨河崩塌 地坡頂編 號)	AoR 安息角 (degree)
Q2_0	Without	-	-	-	-	-
Q2_1	with	1×10^{-5}	0.5	2	5	40
Q2_2	with	2×10^{-1}	0.5	2	5	40
Q2_3	with	2×10^{-3}	0.5	2	5	40
Q2_4	with	2×10^{-5}	0.5	2	5	40
Q2_5	with	4×10^{-5}	0.5	2	5	40
Q100_0	Without	-	-	-	-	-
Q100_1	with	1×10^{-5}	0.5	2	5	40
Q100_2	with	2×10^{-1}	0.5	2	5	40
Q100_3	with	2×10^{-3}	0.5	2	5	40
Q100_4	with	2×10^{-5}	0.5	2	5	40
Q100_5	with	4×10^{-5}	0.5	2	5	40

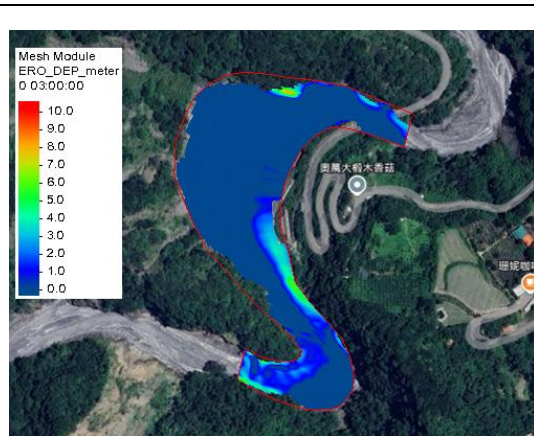


圖 3.3- 5 底床沖淤分佈(Q2_0)

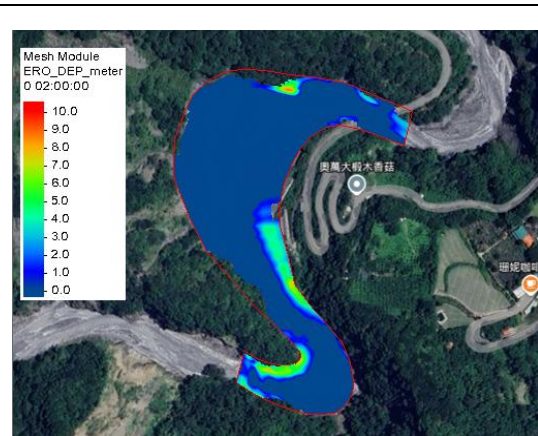


圖 3.3- 6 底床沖淤分佈(Q100_0)

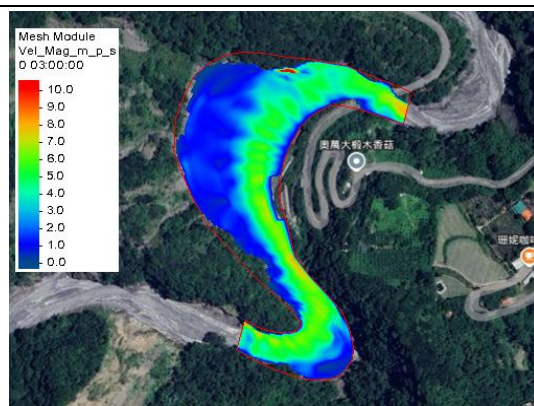


圖 3.3- 7 速度分佈(Q2_0)

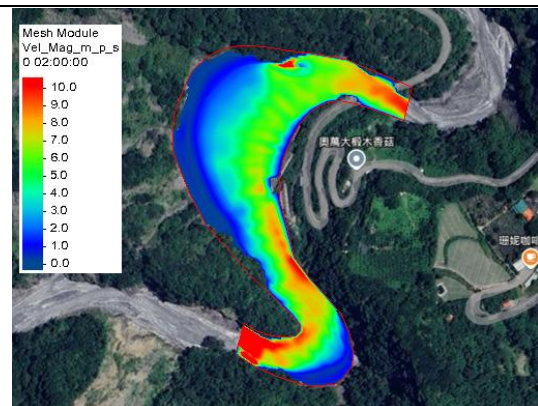


圖 3.3- 8 速度分佈(Q100_0)

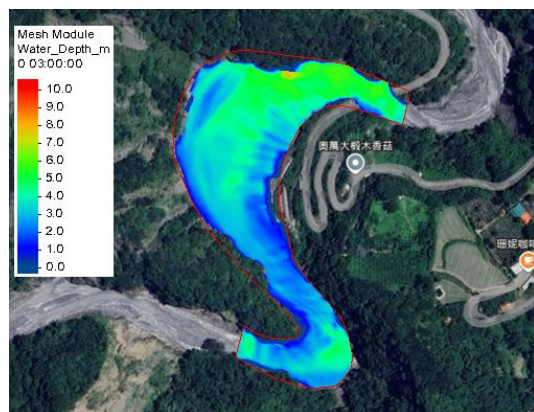


圖 3.3- 9 水深分佈(Q2_0)

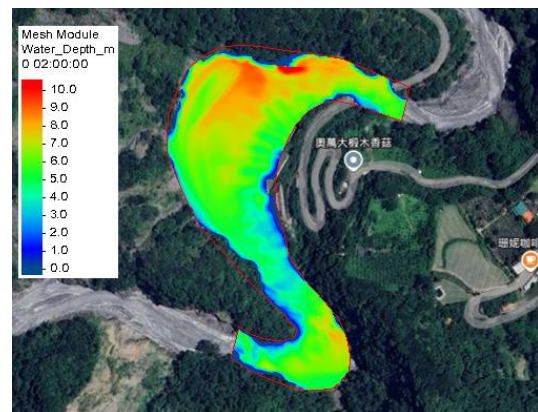


圖 3.3- 10 水深分佈(Q100_0)

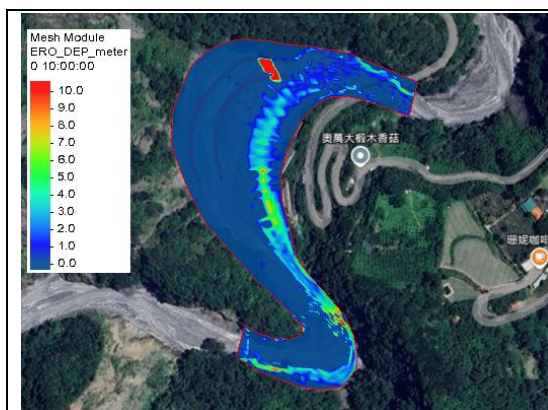


圖 3.3- 11 底床沖淤分佈(Q2_1)

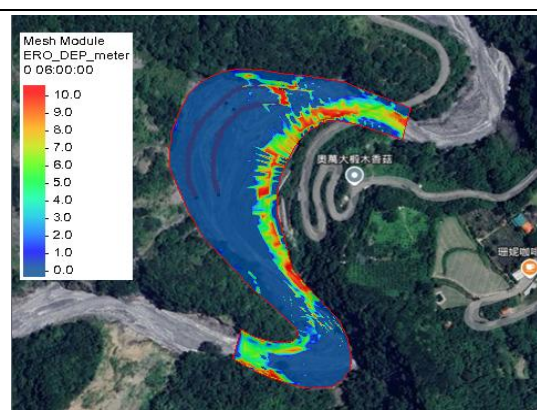


圖 3.3- 12 底床沖淤分佈(Q100_1)

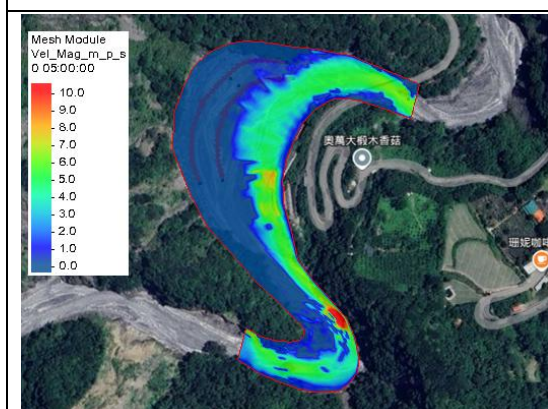


圖 3.3- 13 速度分佈(Q2_1)

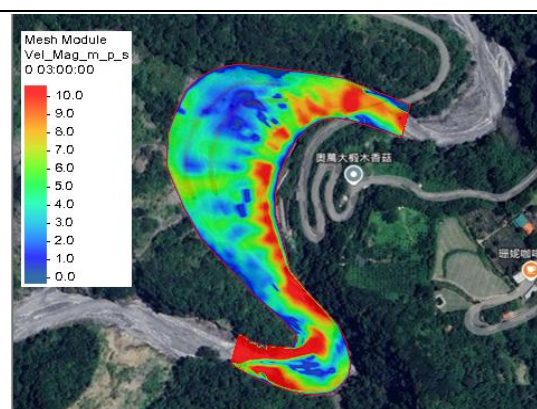


圖 3.3- 14 速度分佈(Q100_1)

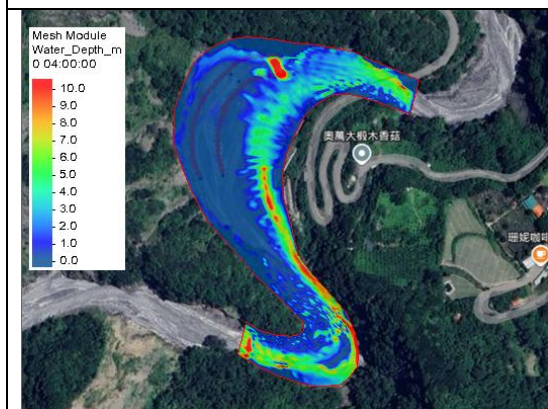


圖 3.3- 15 水深分佈(Q2_1)

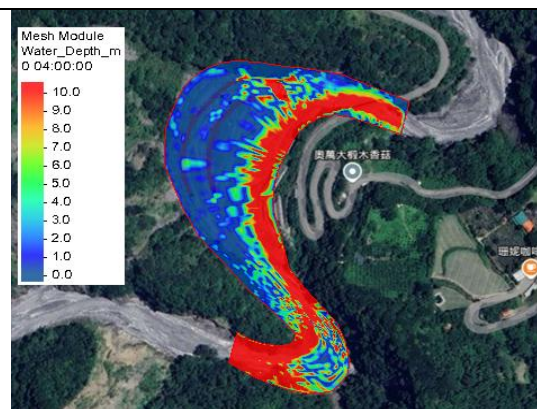


圖 3.3- 16 水深分佈(Q100_1)

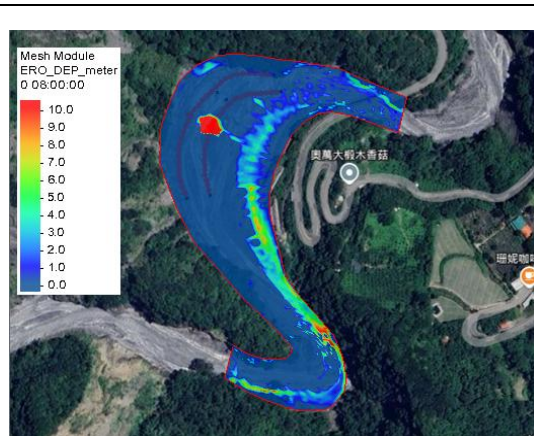


圖 3.3- 17 底床沖淤分佈(Q2_2)

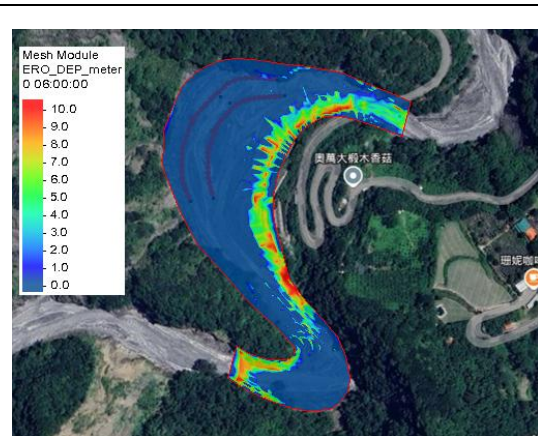


圖 3.3- 18 底床沖淤分佈(Q100_2)

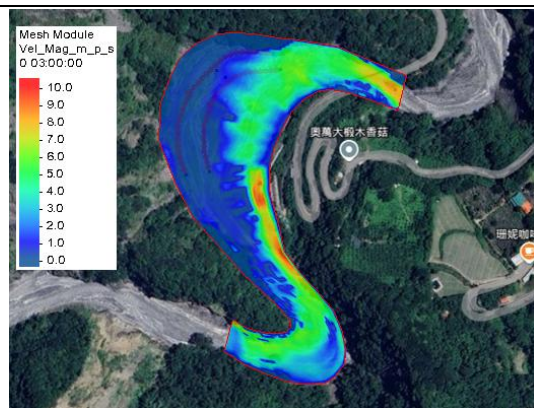


圖 3.3- 19 速度分佈(Q2_2)

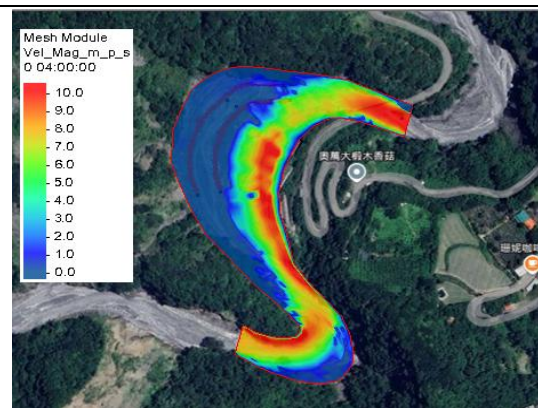


圖 3.3- 20 速度分佈(Q100_2)

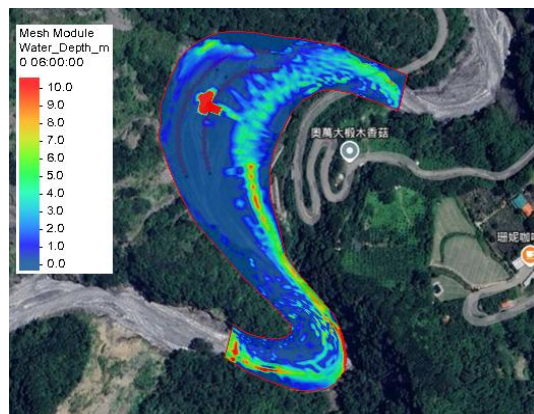


圖 3.3- 21 水深分佈(Q2_2)

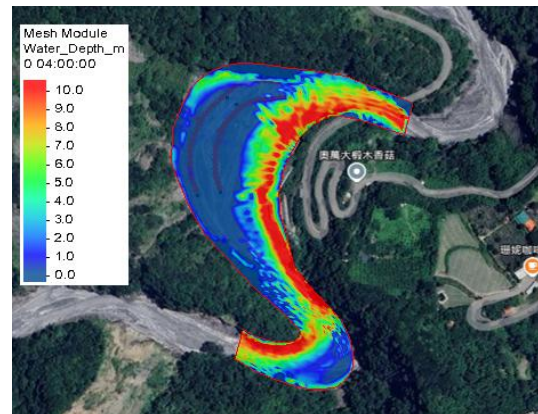


圖 3.3- 22 水深分佈(Q100_2)

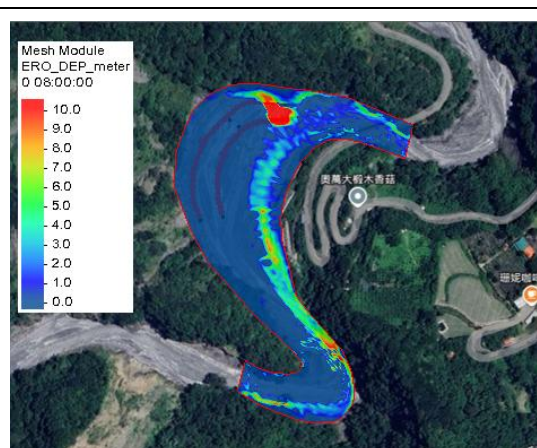


圖 3.3-23 底床沖淤分佈 (Q2_3)

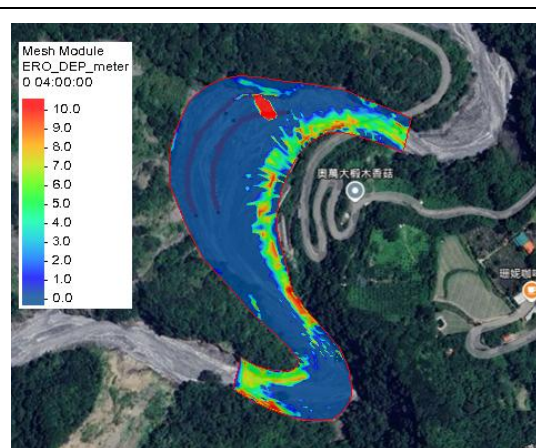


圖 3.3-24 底床沖淤分佈(Q100_3)

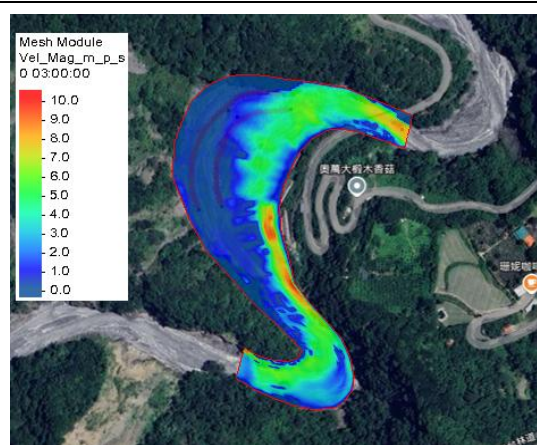


圖 3.3-25 速度分佈 (Q2_3)

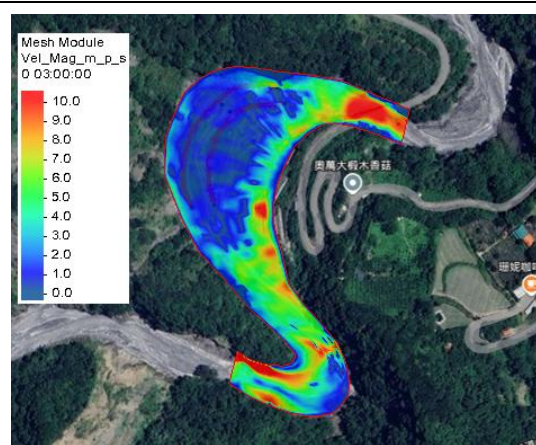


圖 3.3-26 速度分佈 (Q100_3)

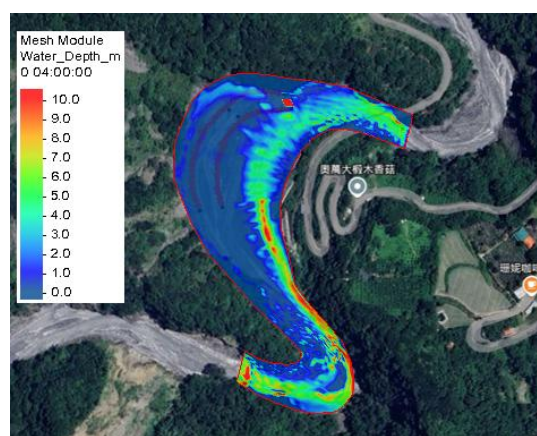


圖 3.3-27 水深分佈 (Q2_3)

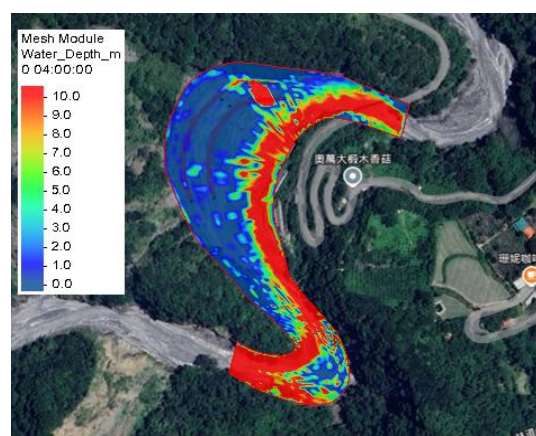


圖 3.3-28 水深分佈 (Q100_3)

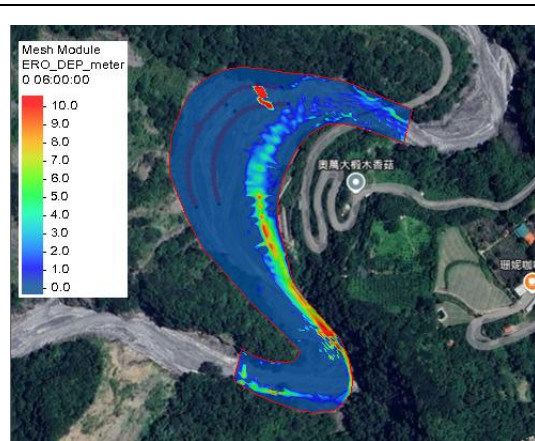


圖 3.3- 29 底床沖淤分佈(Q2_4)

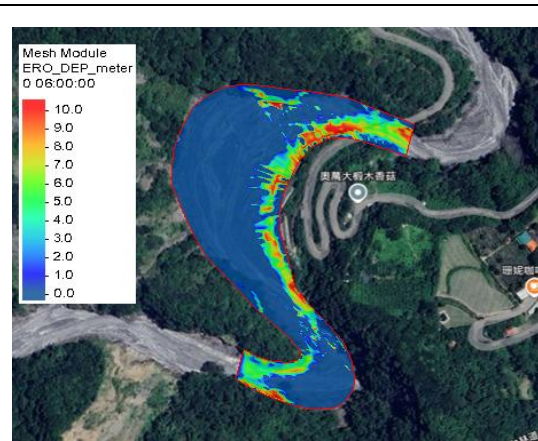


圖 3.3- 30 底床沖淤分佈(Q100_4)

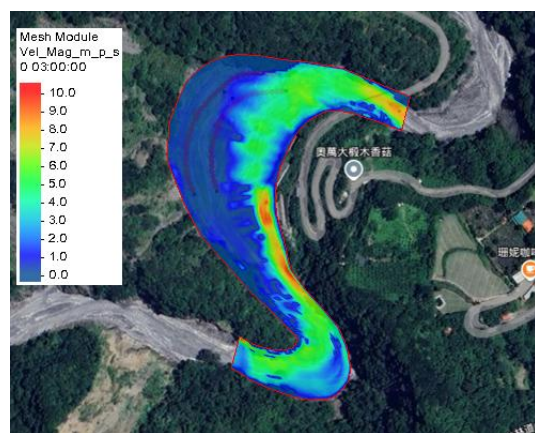


圖 3.3- 31 速度分佈(Q2_4)

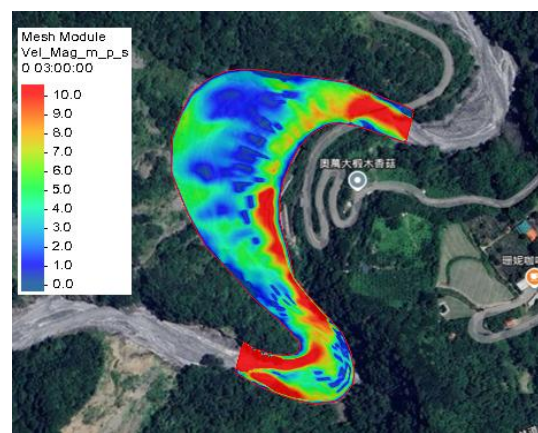


圖 3.3- 32 速度分佈(Q100_4)

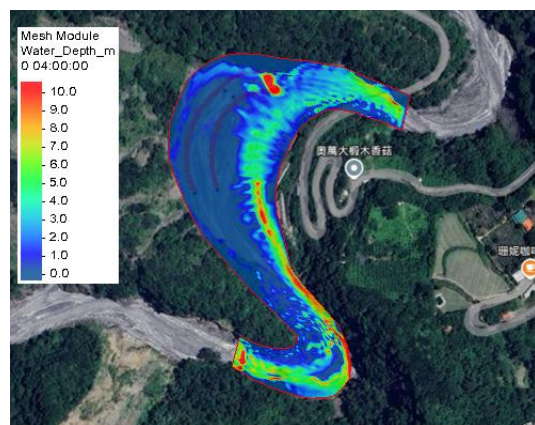


圖 3.3- 33 速度分佈(Q2_4)

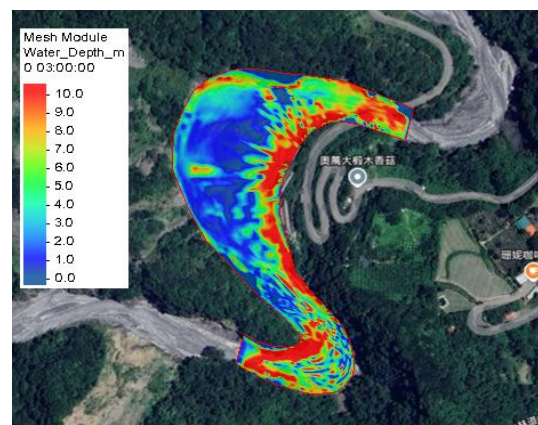


圖 3.3- 34 速度分佈(Q100_4)

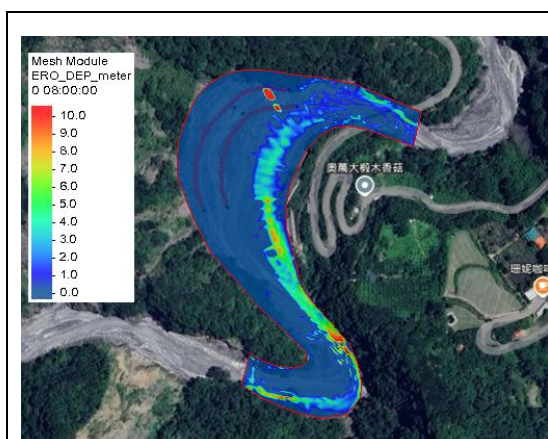


圖 3.3- 35 底床沖淤分佈(Q2_5)

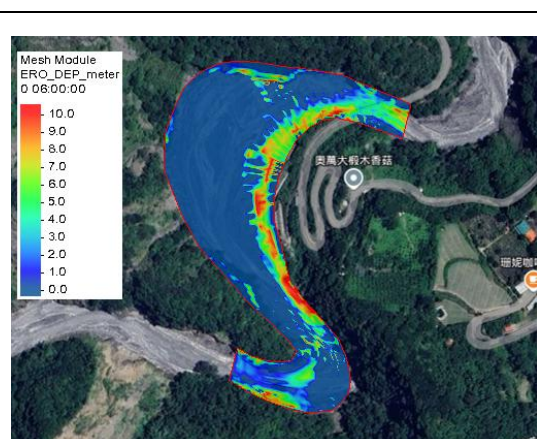


圖 3.3- 36 底床沖淤分佈(Q100_5)

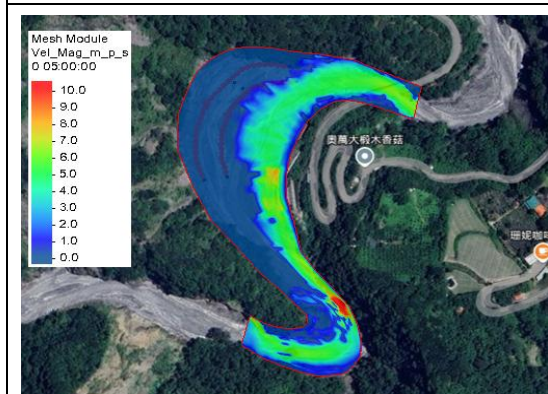


圖 3.3- 37 速度分佈(Q2_5)

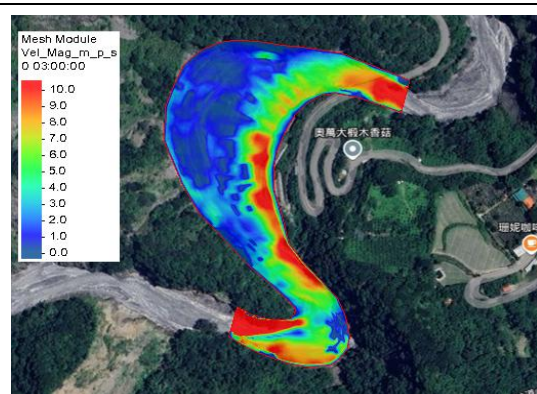


圖 3.3- 38 速度分佈(Q100_5)

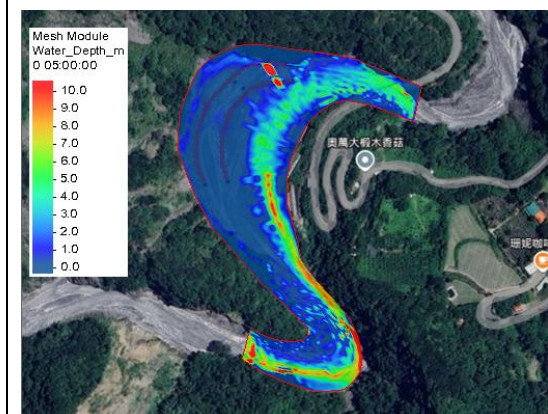


圖 3.3- 39 水深分佈(Q2_5)

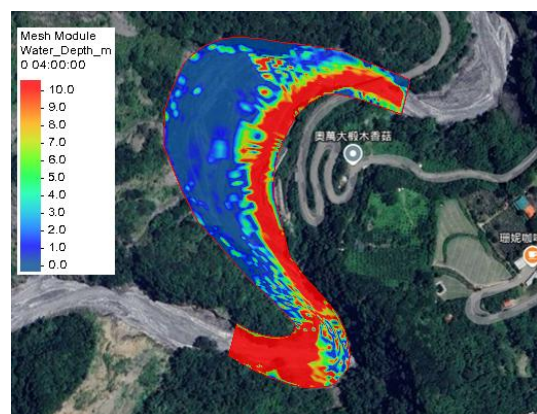


圖 3.3- 40 水深分佈(Q100_5)

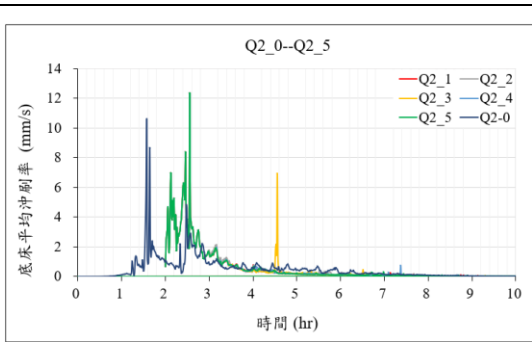


圖 3.3- 41 底床沖淤
Q2_0-Q2_5

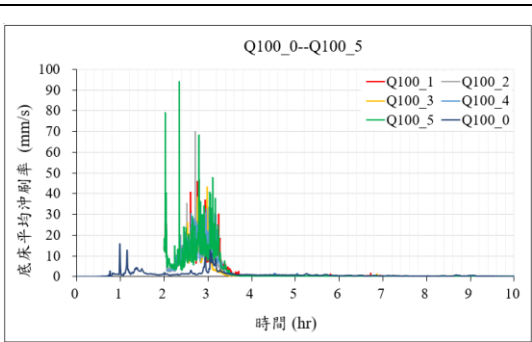


圖 3.3- 42 底床沖淤
Q100_0-Q100_5

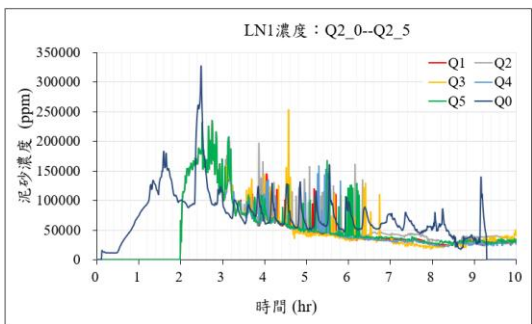


圖 3.3- 43 LN1 濃度
Q2_0-Q2_5

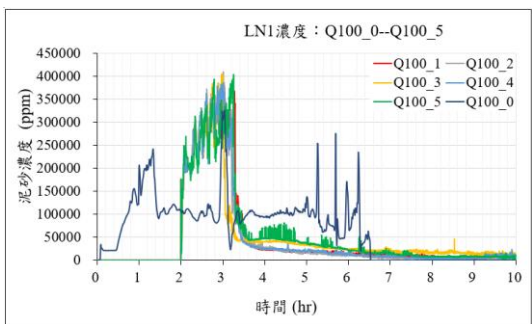


圖 3.3- 44 LN1 濃度
Q100_0-Q100_5

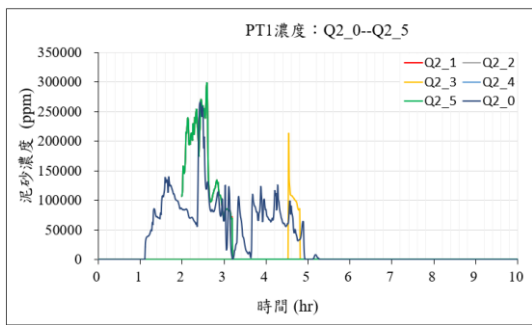


圖 3.3- 45 PT1 濃度
Q2_0-Q2_5

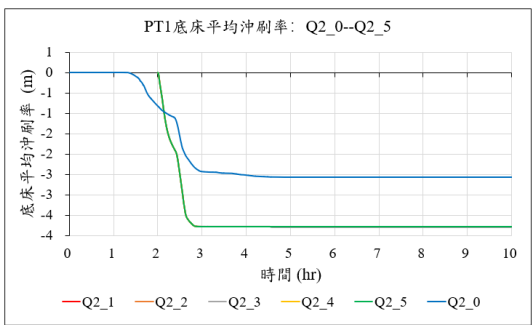
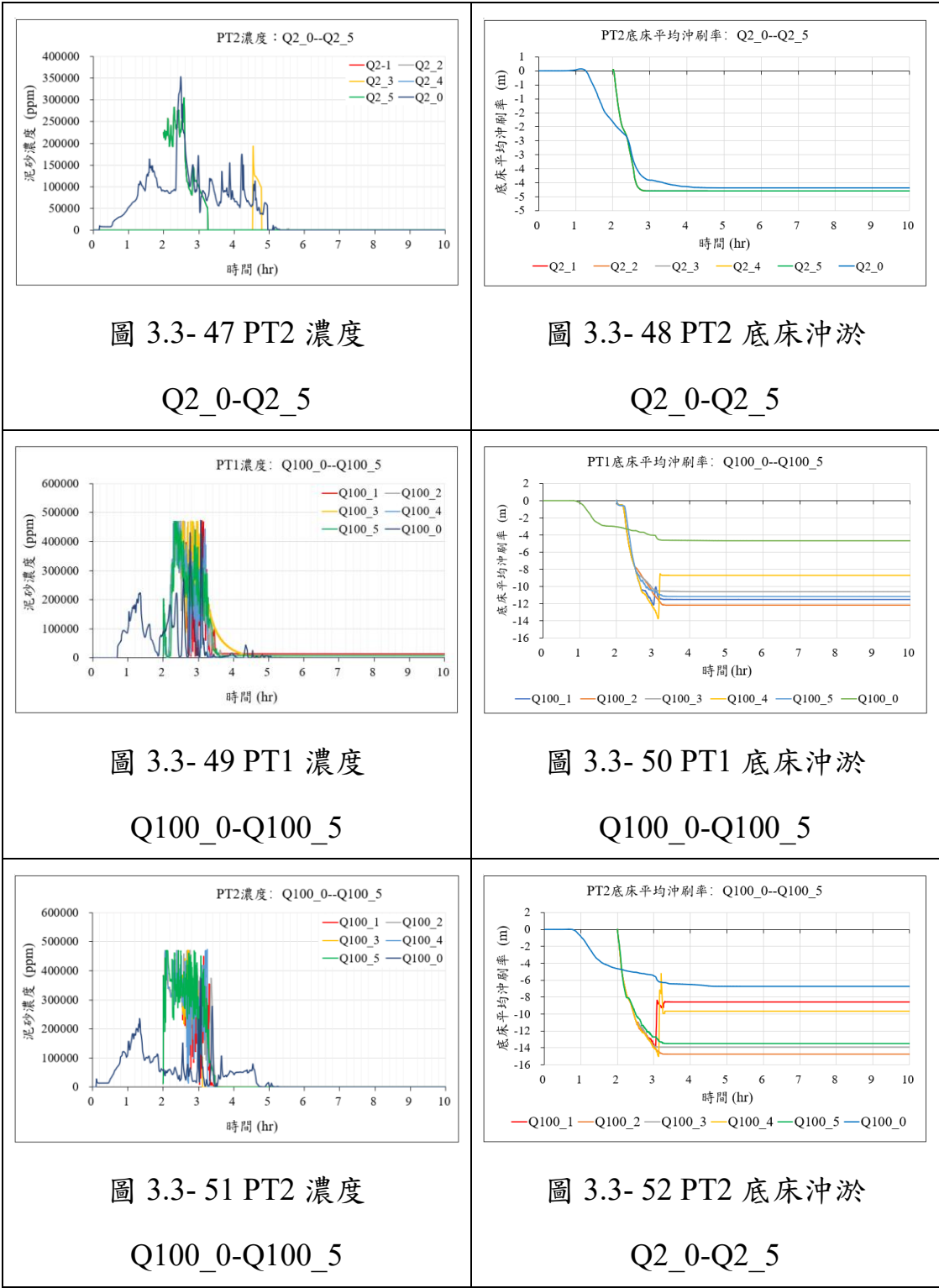
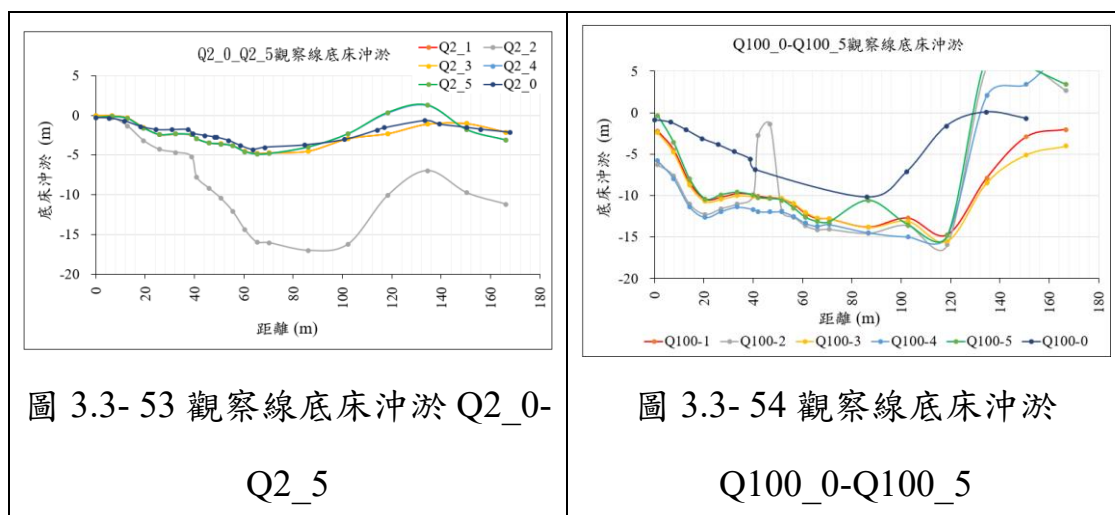


圖 3.3- 46 PT1 底床沖淤
Q2_0-Q2_5





該地區的降雨主要集中在 9 月至 12 月，佔全年降雨量的 75%-80%，這段期間颱風和洪水頻繁發生，經常導致河岸侵蝕和河床的砂礫沉積。根據該區域的地質特徵，萬大溪河不同區域的河岸侵蝕速度分佈不同。研究結果顯示，如果設定 Q2_0-Q2_5 和 Q100_0-Q100_5 模型中的底床沖淤分布、流速分布和水深分布(見圖 3.3-6 到圖 3.3-41)，並進行 13 小時的 Q2 及 Q100 重現期歷線模擬，由模擬結果可知，在無考量岸壁沖刷的原始河道水理輸砂模擬條件下，Q100 模型會對河床的侵蝕和沉積影響較 Q2 大，流速及水深影響範圍亦較 Q2 廣；在考量具備岸壁沖刷的臨河崩坍地對於河道水理輸砂模擬條件，以及在同一重現期的情境下，有岸壁沖刷的模組可產生額外的臨河崩坍地產砂，導致河道輸砂量增加，以及沖淤的變化較為明顯，河道水深跟流速的影響也有所差異，尤其 Q100 的情境較 Q2 的情境明顯，主要原因在於 Q100 除了水理影響範圍較廣外(水下輸砂行為明顯)，所間接導致的臨河崩坍地坡腳產砂及臨河崩坍地的坡面產砂亦較 Q2 大；此外，在考量具備岸壁沖刷的臨河崩坍地對於河道水理輸砂模擬條件，以及在同一重現期的情境下，不同侵蝕係數的設定，亦影響臨河崩坍地產砂及河道水理現象，侵蝕係數越大則臨河崩坍地坡腳產砂及臨河崩坍地的坡面產砂增加，導致河道的輸砂量增加及河道沖淤變化大的現象，因此河道局部地區水深變淺、流速加快，以及水體含砂量亦增加。由以上的模擬結果可知，適當的侵蝕係數設定以及考量岸壁沖刷的特性，可反映臨河崩坍地坡腳產砂及臨河崩坍地的坡面產砂，並讓豪雨期間河道的模擬水理與輸砂行為更符合實際的流況，然而模擬的準確度(河道沖淤)及臨河崩坍地的產砂影響河道輸砂的距離，以及對於下游橋梁橋墩的影響則需要再進一步的探討，此外，不同的岸壁沖

刷模組特性(線性滑坡沖刷、曲面滑坡沖刷或是塊體沖刷)是否影響本研究區域的臨河崩坍地產砂亦須進一步探討。

根據目前本研究所進行的情境假設與模擬，從 Q2_0-Q2_5 的 6 個模擬結果中可觀察到的結果顯示，萬大溪河不同河段的河岸侵蝕和沉積深度變化在 3 到 5 米之間(見圖 3.3-54)。然而，如果依照 Q100_0-Q100_5 模型設置流量歷線和侵蝕係數，則河床的侵蝕分佈範圍在 1 到 10 米之間，尤其是河床中間偏右的部分，從上游到下游的範圍分佈在 10 到 15 米之間。另一方面，當流量和流速增加時，河岸的侵蝕作用會帶來更多砂礫沉積於河床，使得河床沉積層厚度增加，如圖 3.3-54 和 3.3-55 所示。總的來說，流域中的土砂產生主要源於兩種機制：坡腳侵蝕和表面崩塌(包括淺層滑坡和深層滑坡)，降雨和地表徑流導致坡面侵蝕生成的土砂流入河流，並隨水流向下游和水庫區域。因此，在分析臨河崩坍地中的泥砂生成過程時，需要同時考慮坡面上的土砂生成和土砂的運輸過程，這解釋了本研究區域河床的主要沖淤趨勢為淤積，而流量越大，河岸的侵蝕和沉積作用就會帶來更多砂礫，從而增厚河床沉積層，如圖 3.3-46 和 3.3-53 所示。此外，根據 Q2_0-Q2_5 模式模擬的結果(見圖 3.3-54 和 3.3-55)，河岸下部的侵蝕深度通常在 1 到 5 米之間，而萬大溪河從上游到下游的侵蝕深度範圍則在 1 到 15 米之間。

第四節 頻率分析

本研究擬以濁水溪上游霧社水庫的淤積測量記錄(如本研究所收集之表 2.1-6 及圖 2.1-41 所示)，作為本研究評估霧社水庫上游產砂輸砂量的重現期之頻率分析區域，在這項研究中，我們擬採用三種常用之頻率分析方法，來評估霧社水庫上游產砂輸砂量的重現期。本研究初步根據霧社水庫目前已收集到之集集地震前、後年的淤積量歷史記錄，採用了最常用的頻率分析方法，包括 Gumbel 分佈、正態分佈和對數正態分佈，來初步估計每個重現周期的淤積量，頻率分析估計的重現周期範圍從 2 年到 200 年(根據歷史記錄顯示，霧社水庫建庫以來，發生最大水文事件為 97 年的辛樂克颱風，最大入流流量達到 50

年重現期)，圖 3.4-1 顯示本研究初步根據霧社水庫在集集地震前頻率分析的結果，通過比較三種方法和現場的歷史數據，目前初步得知 Gumbel 分佈為相對較好的頻率分析成果(不管是集集地震前或是集集地震後)，因此後續，本研究擬持續更新歷史淤積測量資料及驗證 Gumbel 分佈是否仍適用於其他或整個歷史年度之數據，以作為本研究後續之水砂關係式建立。

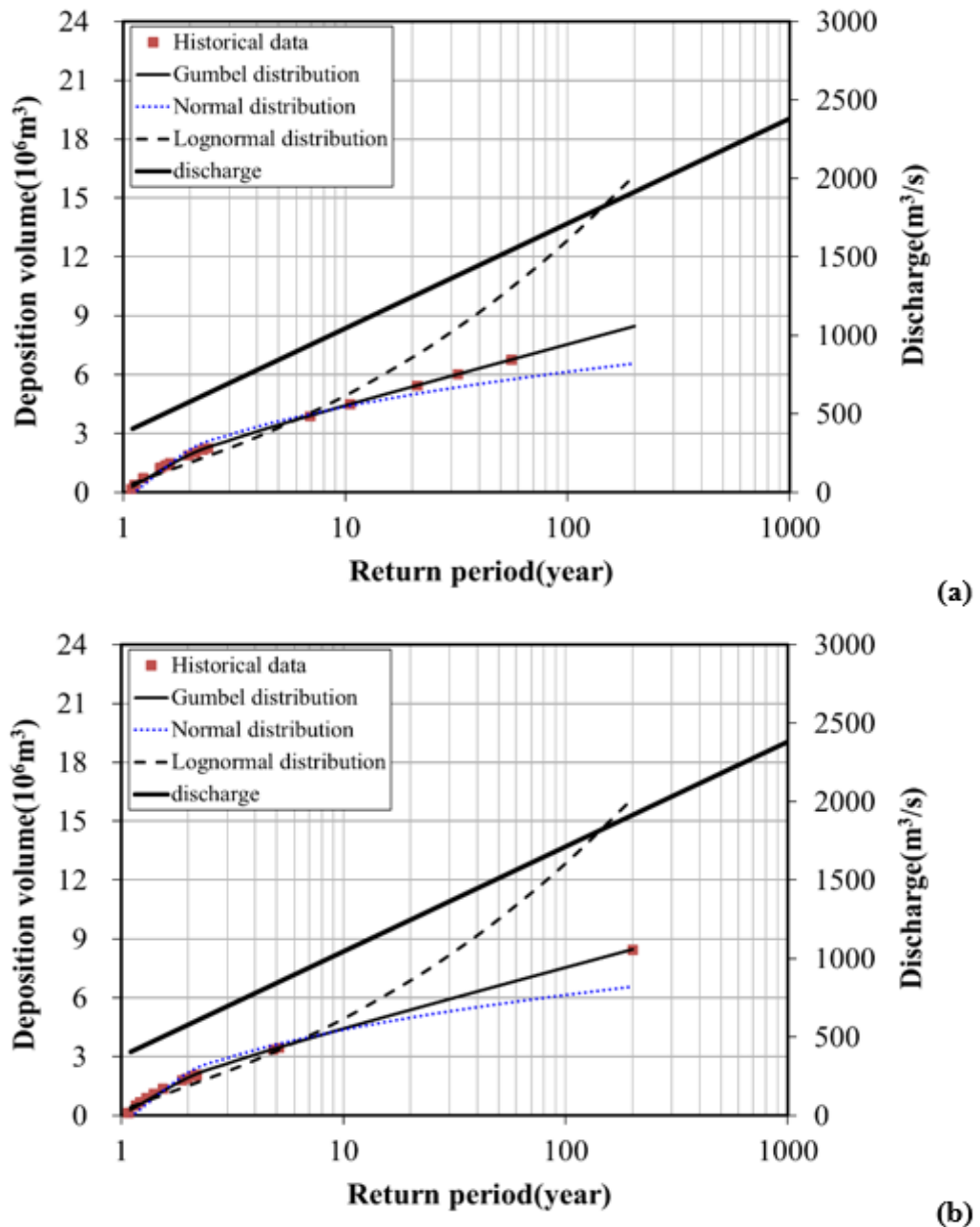


圖 3.4-1 重現期水、砂量頻率分析(a)集集地震前 (b)集集地震後

第四章 工作進度與交付項目

第一節 計畫甘特圖

重要工作項目	113 年			
	1-3 月	4-6 月	7-9 月	10-12 月
臨河崩塌地資料蒐集彙整				
臨河崩塌地的沖刷推估模式建立				
輸砂重現期之頻率分析				
示範區域的模式可行性評估				

第二節 計畫交付項目

一、計畫執行項目

執行項目	單位	數量
臨河崩塌地的沖刷推估模式	式	1
輸砂重現期之頻率分析	式	1
示範區域的模式可行性評估	式	1

二、期中報告、期末報告、成果報告書期程

- (一) 期中報告：113 年 7 月
- (二) 期末報告：113 年 11 月
- (三) 成果報告書：113 年 12 月

第三節 計畫成果

本研究於113年度利用Greimann et al.(2008)所提出之垂直沖刷模組進行河道水理輸砂模擬，其理論源自Lai and Greimann (2010)和Lai et al.(2011)，該直沖刷模組透過追蹤多粒徑大小、非平衡泥砂傳輸之懸浮質、混合河床載及黏性(非黏性)沉積物、粒狀結構和可沖刷或不可沖刷岩床來預測縱向的河床動態變化。接著透過使用二維垂直模組在臨河崩塌地上預測之垂直沖蝕刷來計算臨河崩塌地網格節點的側

向沖刷，此一方法由Hasegawa(1981)提出，隨後被Nagata et al.(2000)、Duan et al. (2001)和Chen and Duan (2006)所採用，然而該方法僅適用於某些特殊情況，由於模式中臨河崩塌地網格節的數量有限，因此地勢較陡峭之臨河崩塌地沖刷演算具不確定性。因此本研究採用了不同的方法，在模式中可選擇任意數量網格的臨河崩塌地堤岸，用於同步模擬縱向渠道流況和側向臨河崩塌地堤岸侵蝕之過程，不論每個臨河崩塌地堤岸的幾何形狀為何，皆由臨河崩塌地堤趾和臨河崩塌地岸頂網格節點構成，若已知臨河崩塌地堤岸網格節點上的河流剪應力，則可用於計算側向沖刷速率。接著在不考量臨河崩塌地外形的細節，透過假設維持恆定的傾斜角(如安息角)、相當於臨河崩塌地基腳沖刷的材料損失來計算質量破壞。在本研究所採用的理論上，整體臨河崩塌地均勻退縮僅適用於考量平面破壞的非凝聚性均勻土壤，理論上，臨河崩塌地退縮假設，目前僅適用於具有平面破壞的非黏性臨河崩塌地。然而，如果可在特定時期內，觀測臨河崩塌地退縮距離與範圍，那麼同一理論基礎亦可應用于其他臨河崩塌地類型。

接著，本研究期望透過上述河道水理結合崩塌地輸砂之模擬，建立集水區河道輸砂量之重現期分析的準確性，精確的水量及砂量數值來源為一重要考量因素，在這項研究中，我們擬採用了三種常用之頻率分析方法，來評估霧社水庫上游產砂輸砂量的重現期。本研究根據霧社水庫目前已收集到之歷年淤積量歷史記錄，採用了最常用的頻率分析方法，包括Gumbel分佈、正態分佈和對數正態分佈，來估計每個重現周期的淤積量，頻率分析估計的重現周期範圍從2年到200年(根據歷史記錄顯示，霧社水庫建庫以來，發生最大水文事件為97年的辛樂克颱風，最大入流流量達到50年重現期)，經由頻率分析的結果以及通過比較三種方法和現場的歷史數據，目前初步得知Gumbel分佈為

相對較好的頻率分析成果。

本研究結果亦已發表於2024年環大太平洋大學聯盟的國際研討會2篇，以及2024年農業工程研討會1篇，如以下圖4-1至圖4-3所示。

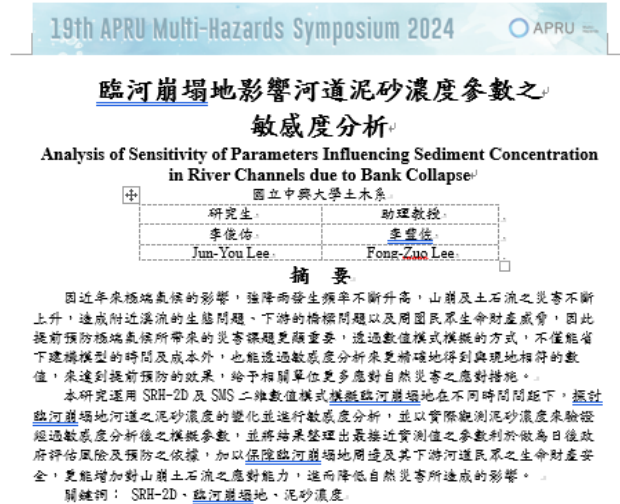


圖 4.2- 1 2024 年環大太平洋大學聯盟的國際研討會第一篇



圖 4.2- 2 2024 年環大太平洋大學聯盟的國際研討會第二篇



社團法人台灣農業工程學會
Taiwan Agricultural Engineers Society

113年度

農業工程研討會



Simulation Of River Sediment Transport In Riverbank Landslide Areas Using The SRH-2D Numerical Model

Huynh Nguyen Nhat Lam, Fong-Zuo Lee
Department of Civil Engineering, National Chung Hsing University



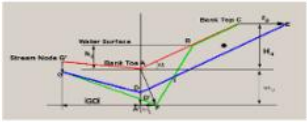
Introduction

Due to the unusual and extreme nature of natural disasters such as flash floods and landslides, in recent years, large-scale continuous heavy rains and consecutive typhoons have occurred in some areas of central Taiwan. When a landslide enters a stream where water flows, it causes a landslide. This paper uses the SRH-2D hydraulic model. Simulation of sediment transport and landslides is an effective approach to detect slope movements and landslides. From there, a simple and effective slope monitoring system for warning of impending landslides and landslides is proposed, which can be widely deployed in mountainous areas of central Taiwan.

Method

In this study, we have unified the riverbed and riverbank collapse into a single unit and we only focus on the overall effect of the erosion process due to riverbank collapse and this The uncertainty introduced by the linear assumption can be adjusted through the erosion coefficient. Therefore, by assuming that a constant slope (such as a static slope) is maintained. The angle or angle of repose of mud and sand), to calculate the collapse extent of the collapse site near the river and calculate the collapse extent of the collapse site near the river requires calculating the erosion of the collapse sites in the vertical and horizontal directions. (The red line G'ABC is the initial river channel and collapse site; the green line GFIBC is the section line of the river-side collapse site after the footings were washed; the blue line GDIE is the final river channel and the river-side collapse site section line after the bank recedes).

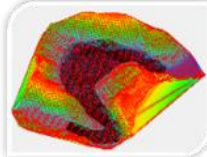
Result and Discussion



Figure



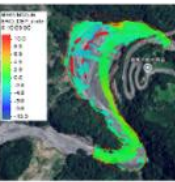
Setup Mesh



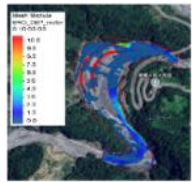
Interpolated terrain



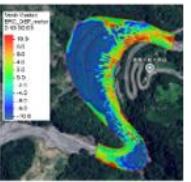
3 Monitoring Points and Two Bank Erosion



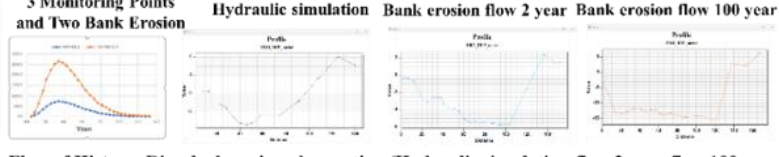
Hydraulic simulation



Bank erosion flow 2 year



Bank erosion flow 100 year



Flow of History Riverbed erosion observation (Hydraulic simulation-flow 2 year-flow 100 year)

Conclusions

- Based on the rate of bed erosion and the rate of bank erosion by currents, it is possible to predict and set up warning markers.
- Velocity distribution is more sensitive to the mesh. Particularly near a steep bank, more mesh cells may be needed near the bank.
- Change the model calculation time step Δt . Thus, the erosion rate after one calculation time step decreases.



社團法人台灣農業工程學會
Taiwan Agricultural Engineers Society

台灣

圖 4.2- 3 2024 年農業工程研討會 1 篇

第五章 結論及建議

第一節 結論

- 一、透過資料收集及現地空拍，已獲得研究區域各年度地形資料可提供給二維數值模式進行建模。
- 二、已透過資料收集獲得研究區域內之懸浮質與底床質粒徑資料、水體泥砂濃度資料、流量與輸砂量相關性，可提供給二維數值模式進行參數輸入及模式檢定驗證。
- 三、已建立本案研究區域之二維數值模式，並進行各參數敏感性分析，包含時間步幅、網格大小、輸砂公式及泥砂運移沉降特性參數等。
- 四、已透過文獻回顧與資料收集，確認本案二維數值模式擬採用之臨河崩塌地的沖刷推估模式理論與方程式建立，且初步利用同一河系進行岸壁沖刷模組參數之測試，以及兩種重現期之模擬分析。
- 五、已完成霧社水庫淤積測量資料收集及頻率分析方法論之彙整，並初步透過各頻率分析方法，分析各重現期輸砂量與頻率分析理論之相關性，得知 Gumbel 分佈為相對較好的頻率分析成果。

第二節 建議及後續研究

- 一、利用檢定驗證完成之二維水理輸砂模式進行臨河崩塌地的輸砂模擬，探討不同臨河崩塌地之岸壁沖刷推估模組之差異性。
- 二、利用檢定驗證完成之二維水理輸砂岸壁模組，進行臨河崩塌地下游河道輸砂與沖淤模擬、臨河崩塌地下游橋梁之沖淤模擬分析，以及完成下游水庫淤積量重現期之頻率分析。

參考文獻

1. A. M. Osman and C. R. Thorne, "Riverbank stability analysis. I: Theory," *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 114, No. 2, pp. 134-150, 1988.
2. ASCE/EWRI Task Committee on Dam/Levee Breaching., "Earthen embankment breaching," *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 137, No. 12, pp. 1549-1564, 2011.
3. B. Greimann, Y. Lai and J. Huang, "Two-dimensional total sediment load model equations," *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 134, No. 8, pp. 1142-1146, 2008.
4. B. M. Crowder, "Economic Costs of Reservoir Sedimentation: A Regional Approach to Estimating Cropland Erosion Damages," *Journal Soil and Water Conservation*, Vol. 42, No. 3, pp. 194-197, 1987.
5. C. C. Hung, J. S. Lai and C. C. Huang, "An efficient and economic desilting strategy for reservoir sustainable development under the threat of extreme flooding threaten," *Journal of Water and Climate Change*, Vol. 13, No. 3, pp. 1257-1274, 2022.
6. C. L. Jang and Y. Shimizu, "Numerical simulation of relatively wide, shallow channels with erodible banks," *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 131, No. 7, pp. 565-575, 2005.
7. C. V. J. Varma, A. R. G. Rao and S. Natarajan, "Sedimentation of Indian Reservoirs — An Assessment," *Proc. 5th Intl. Symp, River Sedimentation, Karlsruhe*, pp. 919-923, 1992.
8. D. Chen and J. G. Duan, "Modeling width adjustment in meandering channels," *Journal of hydrology*, Vol.321, pp. 59-76, 2006.
9. Danish Hydraulic Institute, "MIKE21 hydrodynamic module users guide and reference manual," *Trevose, Pa, USA*, 1996.
10. E. J. Langendoen and A. Simon, "Modeling the evolution of incised streams. II: Streambank erosion", *Journal of hydraulic engineering*, Vol. 134, No. 7, pp. 905-915, 2008.
11. EM-DAT, "The international disaster database", 2022. <https://www.emdat.be/>.
12. F. Ferdos, A. Wörman and I. Ekström, "Hydraulic conductivity of coarse rockfill used in hydraulic structures," *Transport in Porous Media*, Vol. 108, No. 2, pp. 367-391, 2015.
13. F. M. Dendy, W. A. Champion and R. B. Wilson: *Reservoir Sedimentation Surveys in the United States*, in the United States, *Geophysical Monograph Series*, No. 17, pp. 349-357, 1973.
14. F. Z. Lee, T. Sumi, J. S. Lai, Y. C. Tan and C. C. Huang, "Sustainable

- countermeasures using frequency analysis and desiltation strategy in a reservoir,” IAHR-APD, one of 35 outstanding full papers, Jeju Island, Korea, Outstanding full paper and qualified for the Best Paper Award as well, 2012.
15. Faeh, R., 2007., Numerical modeling of breach erosion of river embankments, J. Hydraul. Eng., 10.1061/(ASCE)0733-9429(2007)133:9(1000), 1000-1009.
 16. G. Parker, “Surface-based bedload transport relation for gravel rivers,” Journal of hydraulic research, Vol. 28, No. 4, pp. 417-436, 1990.
 17. G. W. Van den Wall Bake: Siltation and soil erosion survey in Zimbabwe, IAHS-AISH publication, Vol. 159, pp. 69-80, 1986.
 18. Hasegawa, K. Bank-erosion discharge based on a nonequilibrium theory. JSCE 1981, 316, 37-50. (In Japanese)
 19. Hudson, J., and Sweby, P.K., 2005., A high-resolution scheme for the equations governing 2D sediment transport, International Journal for Numerical Methods in Fluids, Vol. 47, pp. 1085-1091.
 20. J. G. Duan, S. S. Wang and Y. Jia, “The applications of the enhanced CCHE2D model to study the alluvial channel migration processes,” Journal of Hydraulic Research, Vol. 39. No. 5, pp. 469-480, 2001.
 21. J. Hudson and P. K. Sweby, “A high-resolution scheme for the equations governing 2D bed-load sediment transport,” International Journal for Numerical Methods in Fluids, Vol. 47, No. 10-11, pp. 1085-1091, 2005.
 22. J. R. Dymond, M. R. Jessen and L. R. Lovell, “Computer simulation of shallow landsliding in New Zealand hill country,” International Journal of Applied Earth Observation and Geoinformation, Vol. 1, No. 2, pp. 122-131, 1999.
 23. K. Hasegawa, “Bank-erosion discharge based on a non-equilibrium theory,” In Proceedings of the Japan Society of Civil Engineers, Vol. 1981, No. 316, pp. 37-50, 1981.
 24. K. Mahmood and R. Sedimentation: Impact, Extent and Mitigation, World Bank Technical Report, Washington, DC, 1987.
 25. Lai, Y. G. (2020). A two-dimensional depth-averaged sediment transport mobile-bed model with polygonal meshes. Water, 12(4), 1032.

26. Lai, Y.G.; Greimann, B.P.; Wu, K. Soft bedrock erosion modeling with a two-dimensional depth-averaged model. *J. Hydraul. Eng.* 2011, 137, 804-814.
27. Luo, Y.L., Zhang, C., Nie, M., Zhan, M.L., Sheng, J.C., 2016., An experimental study on embankment failure induced by prolonged immersion in floodwater,"*Water Science and Engineering*, Vol. 9, No. 1, pp. 81-86.
28. M. Gogus and F. Yalcinkaya, "Reservoir Sedimentation in Turkey," In 5th International Symposium on River Sedimentation. Karlsruhe: University of Karlsruhe, pp. 909-918, 1992.
29. M. L. Abdeihad, "Environment and Socio-economic Impacts of Erosion and Sedimentation in North African Countrie," 6th Intl. Symp. River Sedimentation. Central Board of Irrigation and Power, New Delhi., pp. 1141-1152, 1995.
30. N. Nagata, T. Hosoda and Y. Muramoto, "Numerical analysis of river channel processes with bank erosion," *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 126, No. 4, pp. 243-252, 2000.
31. Parker, G. "Surface-based bed load transport relation for gravel rivers," *J. Hydraulic Research*, 28(4), 417-436 (1990).
32. R. Arai, K. Ota, T. Sato and Y. Toyoda, "Experimental investigation on cohesionless sandy bank failure resulting from water level rising," *International Journal of Sediment Research*, Vol. 33, pp. 47-56, 2018.
33. R. Faeh, "Numerical modeling of breach erosion of river embankments," *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 133, No. 9, pp. 1000-1009, 2007.
34. S. E. Darby, A. M. Alabyan and M. J. Van de Wiel, "Numerical simulation of bank erosion and channel migration in meandering rivers," *Water Resources Research*, Vol. 38, No. 9, pp. 1163-1183, 2002.
35. T. Kakinuma and Y. Shimizu, "Large-scale experiment and numerical modeling of a riverine levee breach," *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 140, No. 9, Article 04014039, 2014.
36. U. S. WES-HL: Users Guide to RMA2 Version 4.3., US Army Corps of Engineers-Waterways Experiment Station Hydraulics Laboratory, Vicksburg, USA, 1996.
37. W. Rodi: *Turbulence models and their application in hydraulics*, CRC Press, 1993.
38. Y. G. Lai and B. P. Greimann, "Predicting contraction scour with a two-dimensional depth-averaged model," *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 48, No. 3, pp. 383-387, 2010.
39. Y. G. Lai, "Advances in geofluvial modeling: Methodologies and applications," In *Advances in Water Resources Engineering*, pp. 407-470, 2015.

40. Y. G. Lai, "Modeling stream bank erosion: Practical stream results and future needs," *Water*, Vol. 9, No. 12, pp. 950, 2017.
41. Y. G. Lai, "Two-dimensional depth-averaged flow modeling with an unstructured hybrid mesh," *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 136, No. 1, pp. 12-23, 2010.
42. Y. G. Lai, B. P. Greimann and A. Simon: A coupled stream bank erosion and two-dimensional mobile-bed model, Report, Technical Service Center, Bureau of Reclamation, Denver, CO, No. SRH-2013-04, 2013.
43. Y. G. Lai, B. P. Greimann and K. Wu, "Soft bedrock erosion modeling with a two-dimensional depth-averaged model," *Journal of hydraulic engineering*, Vol. 137, No. 8, pp. 804-814, 2011.
44. Y. G. Lai, J. Huang and K. Wu, "Reservoir turbidity current modeling with a two-dimensional layer-averaged model," *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 141, No. 12, Article 04015029, 2015.
45. Y. G. Lai, L. J. Weber and V. C. Patel, "Nonhydrostatic three-dimensional model for hydraulic flow simulation. I: Formulation and verification," *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 129, No. 3, pp. 196-205, 2003.
46. Y. G. Lai, R. E. Thomas, Y. Ozeren, A. Simon, B. P. Greimann and K. Wu, "Modeling of multilayer cohesive bank erosion with a coupled bank stability and mobile-bed model", *Geomorphology*, Vol. 243, pp. 116-129, 2015.
47. Y. L. Luo, C. Zhang, M. Nie, M. L. Zhan and J. C. Sheng, "An experimental study on embankment failure induced by prolonged immersion in floodwater," *Water Science and Engineering*, Vol. 9, No. 1, pp. 81-86, 2016.
48. Y.G Lai: SRH-2D Theory and User's Manual Version 2.0, Technical Service Center, Bureau of Reclamation: Denver, CO, USA, 2008.
49. 水利規劃分署，水庫防淤管理與技術應用，國立臺灣大學，2020。
50. 台灣電力公司，112 年度日月潭水庫及霧社水庫淤積測量，成果報告，2024。
51. 台灣電力股份有限公司萬大發電廠，萬大發電廠松林分廠發電水路改善可行性評估，2021。
52. 林維明，"暴雨量頻率分析之實務研討"，*學術天地*，42-66 頁，2006。
53. 馮正一、陳世旻，"萬大溪河岸邊坡崩塌與河道變遷之案例分析"，*水土保持學報* 43(1)：83-96 頁，2011。

附錄

附錄一 審查會議記錄暨回覆辦理情形

農業部農村發展及水土保持署

「113 年度創新研究計畫」

研提計畫書之計畫內容審查意見

計畫名稱：以岸壁沖刷理論及輸砂機率分布建立崩塌地產砂與河道輸砂之關聯性

委員意見	辦理情形
(一)本計畫對於所使用模型或方法缺乏詳細的描述，此外將假設臨河崩塌地以一致或的方式退縮或崩塌，同時假設坡度為恆定，這些簡化假設能否符合實際情況並正確計算臨河崩塌地崩塌範圍，有待驗證。	本計畫所使用模型或方法之理論補充說明，已新增至修正報告中，然而誠如委員所述，本研究擬採用之方法為首次應用於臨河崩塌地之研究，因此其適用性與計算臨河崩塌地崩塌範圍準確性可透過本計畫進行驗證。
(二)本計畫將委託勞務進行河道地形與水文量測，但未說明將進行那些觀測，以及這些觀測量與所用模式之間的關係為何？又該如何進行成果驗證。	由於模式模擬所需地形及水文資料的需求，本研究擬先收集研究區域內既有的河道地形與水文量測資料，作為模式輸入的邊界條件與驗證模擬，若有資料不足或疑慮時則輔以現地調查蒐集補充資料，而河道地形的補充調查工具則以 UAV 為主，水文量測則以水深、流速及泥沙濃度量測為主。而驗證主要以事件前後地形差異的模擬結果與實測進行比較。
(三)臨河岸場地退縮假設是否只能適用於非黏性項？	誠如委員所述，理論上，臨河崩塌地退縮假設，目前僅適用於具有平面破壞的非黏性臨河崩塌地情境。
(四)多數崩塌距離河道可能尚有一段距離，或臨河部份為堆積區，此種狀況如何解決？	本研究為首次利用岸壁沖刷理論，推估臨河崩塌地的沖刷型態及沖刷量，並嘗試建立氣候變遷情境下以水文分析的理論建立水與輸砂量的變異特性。因此僅適用在臨河崩塌地，對於不臨河之崩塌地，目前則無法考量在內。而臨河部份為堆積區的情境則

委員意見	辦理情形
	可透過本研究之同樣設定進行模擬，探討模式理論的適用性與準確性。
(五)河岸退縮採用線性、均質、單一退縮率方式計算，且模式使用限制在臨河崩塌地為平面破壞條件下，對於河道凸凹岸、彎道及不同水深所造成之渦流效應似無法模擬，再請補充說明。	本研究擬採用之模式為水平二維模式，作為鏈結臨河崩塌地及河道輸砂模擬之工具，因此目前尚無法考量彎道二次流等橫剖向或是垂向(水深方向)之水理與輸砂行為，但對於平面河道凸凹岸、彎道及不同水深之影響應可適當考量在模式模擬可應用範圍內。
(六)本研究以務社水庫為輸砂重現期頻率分析基礎資料，但套用在大甲溪、高屏溪等流域是否適用，再請補充說明。	本研究主要執行地區以台中市或是南投縣為主，因此修正申請書中文敘關於高屏溪之相關論述。

附錄二 期中報告審查會議記錄暨回覆辦理情形

農業部農村發展及水土保持署

「113 年度創新研究計畫」

期中報告之計畫內容審查意見

計畫名稱：以岸壁沖刷理論及輸砂機率分布建立崩塌地產砂與河道輸砂之關聯性

委員意見	辦理情形
(一)文中所謂之”5 年重現期的砂量”係如何定義?其機制如何?宜有說明何以與洪水不一致。	由於集水區產砂量除了受到坡度、降雨強度、崩塌、含水量等等因素影響，因此實測的輸砂量尖峰不一定會與流量尖峰一致，因此本研究系將原本水文分析所使用之重現期概念應用在輸砂量的研究上，主要在於探討水量與砂量的重現期是否會不同。
(二)P2-21，8 行，”圖 2.1-28.”之圖號是否應是圖 21-38 之誤?	感謝委員提醒，已將誤植圖號進行修正。
(三)報告之編輯，張、節、段落等之連結性有在改善之空間，內文之標點符號、文句之連結性或完整性不佳，文意難以理解，宜仔細檢視、檢討。並針對重點具體、調理之呈現之。	感謝委員建議，已依據委員建議將報告的張、節、段落等之連結性進行陳述方式的改善，並針對重點成果與方法，進行具體展示與呈現。
(四)P2-33，式 2.2-16 之 k 為易蝕性係數，如何定義?請補充。	P2-33，式 2.2-16 之 k 為一個臨河崩塌地基腳沖刷推估速率的係數，因此需要經過檢定與驗證。經過檢定後該值介於 2.0×10^{-5} 及 2.0×10^{-6} 之間，本研究亦探討不同係數對模擬結果之影響。
(五)P2-33.文謂本研究採均勻退縮模組係假設整體臨河崩塌地均勻退縮，此等河岸退縮受水流平行沖刷而產生，與山地主要河岸崩塌主受攻擊坡之作用而生，似不相同，故本研究之目的對山區河道之土砂輸送可提供何等應用，宜	承如委員所述，傳統上山地主要河岸崩塌主受攻擊坡之作用而生(譬如降雨或是地下水位)，與水流方向呈現垂直，但本研究主要是探討若是河流造成崩塌地岸壁沖刷(或是基腳沖刷)時，則可能導致臨河崩塌地的基腳失去承载力或是平衡狀態，進而加速或是導致崩塌地崩落增加河道輸砂量的現象產生，因此，本研究主要探討此一物理機制下的模式

委員意見	辦理情形
再斟酌。	適用性，未來即可耦合傳統崩塌產砂之模擬，以及作為此等崩塌產砂對於下游河道輸砂及橋墩之影響研究。
(六)本研究主題欠缺邏輯之合理鍊結，岸壁沖刷之土砂生產是否提高輸砂機率之主要因子，且以平行水流造成河岸崩塌亦與實際山區河川兩岸崩塌之主要作用，如何建立崩塌地產砂與河道輸砂之關係，其合理性有再深入探討之處。	承如委員第 5 點及第 6 點意見，本研究概念在於探討平行水流的臨河崩坍地坡腳或是岸壁沖刷機制，對於河道輸砂量之影響及其適用性，可做為未來探討臨河崩塌地的除了受到降雨或是地下水位等因素(直接產砂因素)影響其崩塌地產砂外，是否亦受到河道水流的坡腳沖刷機制(平衡破壞機制)影響，進而影響崩塌地的平衡機制。
(七)P.2-27 頁以後，報告書排版有誤，請調整後修正。	感謝委員提醒，已將排版錯誤地方進行修正。
(八)書面資料提供時，如有用顏色區分之模擬數值，請用彩圖表示，如圖 3.1-2、3.1-3 等。	感謝委員建議，書面資料提供時，如有用顏色區分之模擬數值成果，用彩圖表示。
(九)圖 3.3-4 請修正為曼寧 N 值。	已依據委員建議，將圖 3.3-4 修正為曼寧 N 值。
(十)第四章工作進度與交付項目，請依實際進度進行填寫，以利了解目前工作進度。	已依據委員建議，第四章工作進度與交付項目，依實際進度進行填寫，以利了解各項工作進度。
(十一) 請補充模擬區位之基本環境資料，以利了解當地現況。	已依據委員建議，補充模擬區位之基本環境資料於第一章第一節，以利了解當地現況。
(十二) 請補充 SRH-2D 數值模式之建置流程圖，並列表說明其相關參數之設定。	依據委員建議，補充 SRH-2D 數值模式之建置流程圖，並列出相關設定之參數。請參閱第三章第一節之說明。
(十三) 本研究採用之輸砂公式為 Parker，請補充說明採用此公式之原因並簡要介紹此公式。	本研究採用之輸砂公式為 Parker 公式緣由，在於經過現地的底床粒徑資料(第二章第一節)後，以 Parker 公式相對適合本研究之探討區域。
(十四) 本計畫是否有驗證比較之成果，如有進行驗證請進行補充。	本研究利用現場實測之泥砂濃度與模擬結果有進行模式驗證，請參閱第三章第三節之說明。

附錄三 期末報告審查會議記錄暨回覆辦理情形

農業部農村發展及水土保持署

「113 年度創新研究計畫」

期末報告之計畫內容審查意見

計畫名稱：以岸壁沖刷理論及輸砂機率分布建立崩塌地產砂與河道輸砂之關聯性

委員意見	辦理情形
(一)建議加以界定該計畫模式適用的範圍。	依據委員意見，已於 3-1 節內說明本計畫現階段模式適用的範圍，請委員參閱 P.2-42 之內容描述。
(二)建議加強說明模式準確性驗證的部分。	本計畫模式準確性驗證的部分，主要陳述於第 3 章第 2 節內，本研究根據實測的河道泥砂濃度與模擬值進行比較，誤差在 3% 以內，請委員參閱表 3.2-2 之比較結果。
(三)建議再做 Q25 與 Q50，或許能更符合實際情形。	由於本計畫年度工作主要在於建立以岸壁沖刷理論演算臨河崩塌地產砂模組，因此初步針對 Q2 及 Q100 水文情境進行參數驗證與敏感度分析，在完成模式建置及參數驗證後，未來即可針對 Q25 與 Q50 進行模擬分析，以更符合實際情形。
(四)岸壁材質不同、崩坍型態也各異，是否影響結果？	承如委員所述，岸壁材質不同、崩坍型態也各異，因此本研究擬建立不同岸壁沖刷模組，目前規劃包含使用者自行設定(User_Supplied)、線性退縮(Linear_Retreat)、移動邊界破壞網格(Failure Moving Mesh)、固定邊界破壞網格(Failure Fixed Mesh)、線性固定網格(Linear Fixed Mesh)以及安息腳破壞模式(AoR)等六種。
(五)沖刷模式是否包括土石流模式？	本研究所採用之模式目前不包含土石流模式，因為模式主要建立在受到河道水流的坡腳沖刷機制(平衡破壞機制)影響，進而影響崩塌地的平衡機制。