

伍、資料分析與結果比對

5-1 颱風事件雨量分析

5-1-1 颱風事件雨量記錄

本年度於計畫執行期間多次至現場進行現地勘查，針對颱風豪雨事件前後，進行事件前後之變化比較。民國 96 年共有五次颱風事件，各事件整理記錄如下。

1. 梧提颱風

梧提颱風於 2007/08/08~2007/08/09 期間影響台灣。颱風事件期間本計畫所設置之龍泉雨量觀測站觀測雨量組體圖如圖 5-1-1，觀測之最大時雨量為 15mm/hr，累積總雨量為 72mm。中央氣象局池上雨量站之降雨組體圖及累積雨量圖如圖 5-1-2。池上雨量站觀測之最大時雨量為 28mm/hr，累積總雨量為 166mm，此事件期間池上雨量站之最大時雨量與累積雨量均大於龍泉雨量站。

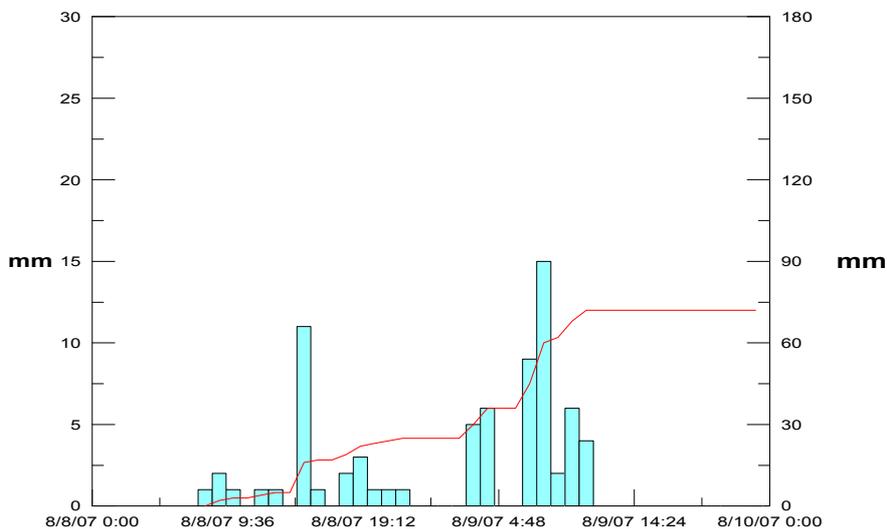


圖 5-1-1 龍泉站降雨組體及累積雨量圖（梧提颱風）

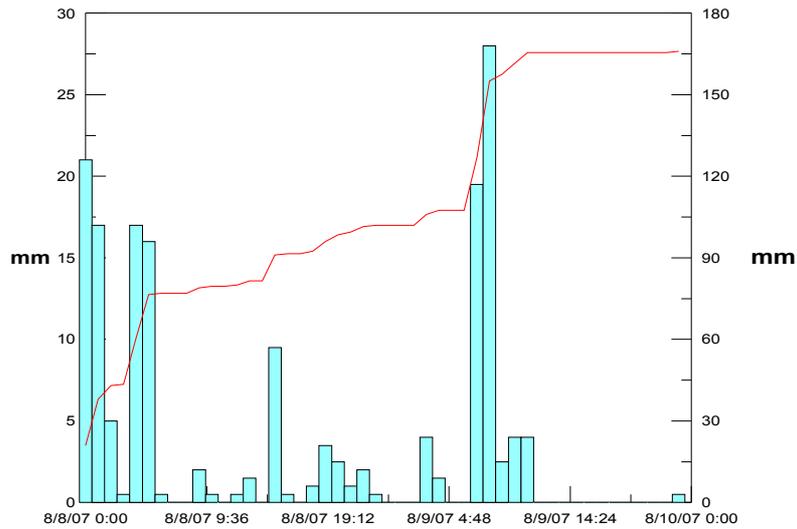


圖 5-1-2 中央氣象局池上雨量站降雨組體及累積雨量圖 (梧提颱風)

2. 聖帕颱風

聖帕颱風於 2007/08/16~2007/08/19 期間影響台灣，颱風事件期間本計畫所設置龍泉雨量觀測站觀測雨量組體圖如圖 5-1-3，觀測之最大時雨量為 30mm/hr，累積總雨量為 227mm。中央氣象局池上雨量站之降雨組體圖及累積雨量圖如圖 5-1-4。池上雨量站觀測之最大時雨量為 19mm/hr，累積總雨量為 237.5mm，此事件期間龍泉站最大時雨量較池上站為大，累積雨量均較池上站為小。

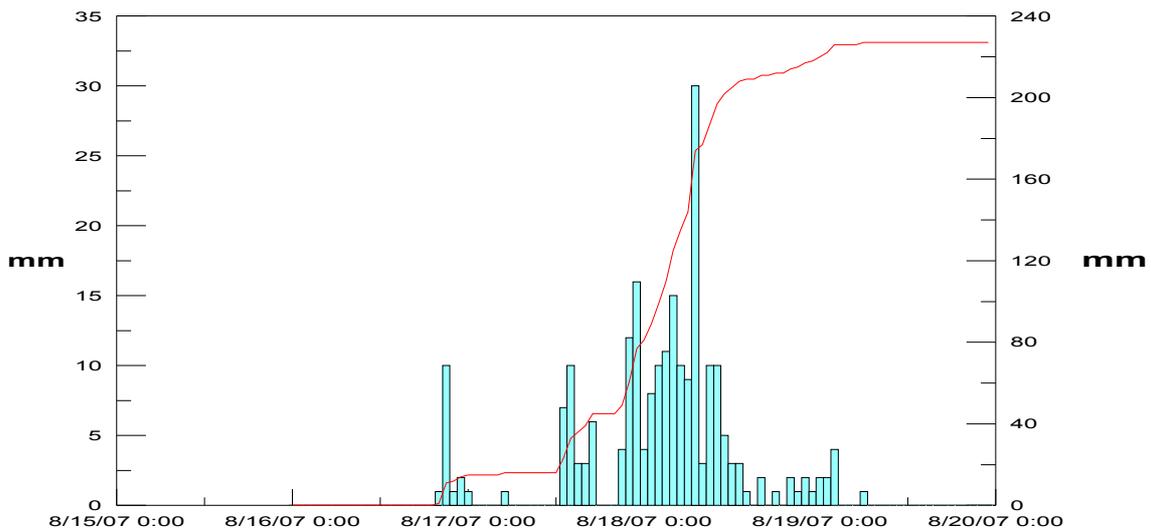


圖 5-1-3 龍泉站降雨組體及累積雨量圖 (聖帕颱風)

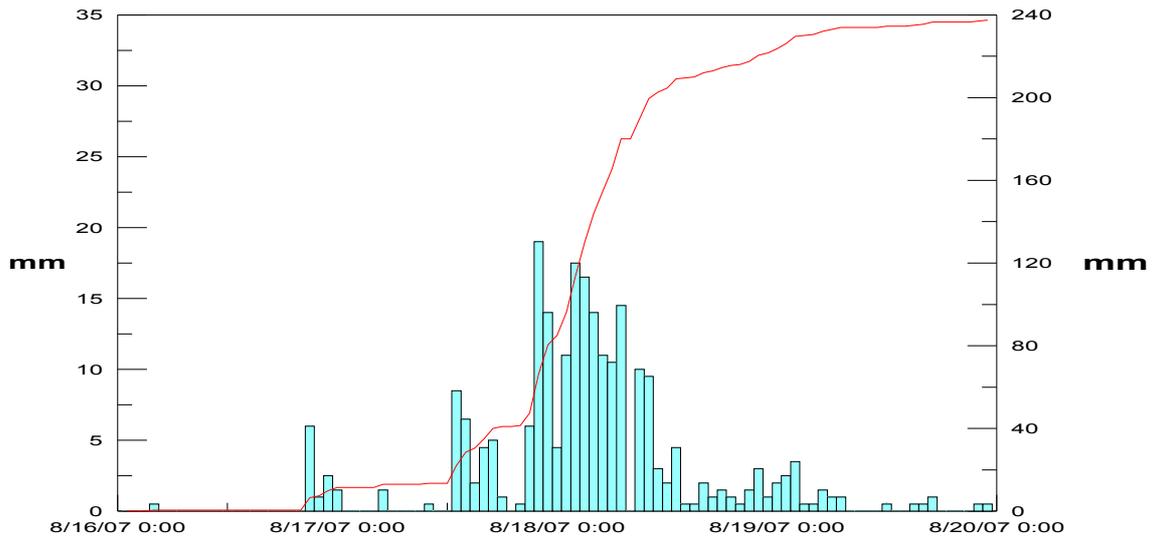


圖 5-1-4 中央氣象局池上雨量站降雨組體及累積雨量圖（聖帕颱風）

3. 韋帕颱風

韋帕颱風於 2007/09/17~2007/09/19 期間影響台灣，颱風事件期間本計畫所設置之龍泉雨量觀測站觀測雨量組體圖如圖 5-1-5，觀測之最大時雨量為 3mm/hr，累積總雨量為 24.5mm。中央氣象局池上雨量站之降雨組體圖及累積雨量圖如圖 5-1-6。池上雨量站觀測之最大時雨量為 2mm/hr，累積總雨量為 18.5mm，此事件期間龍泉雨量站之最大時雨量與累積雨量均大於池上雨量站。

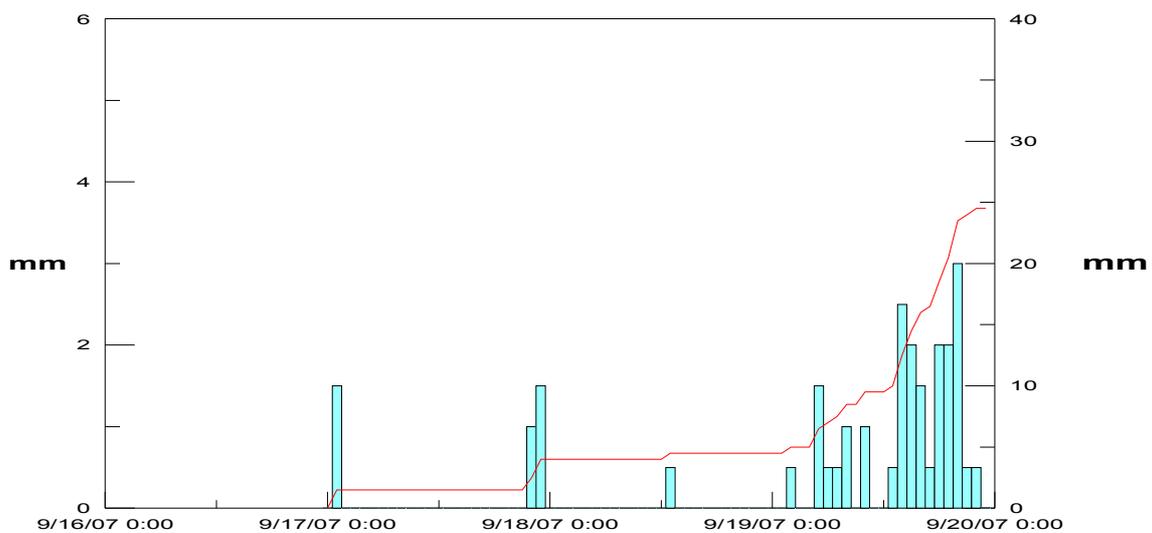


圖 5-1-5 龍泉站降雨組體及累積雨量圖（韋帕颱風）

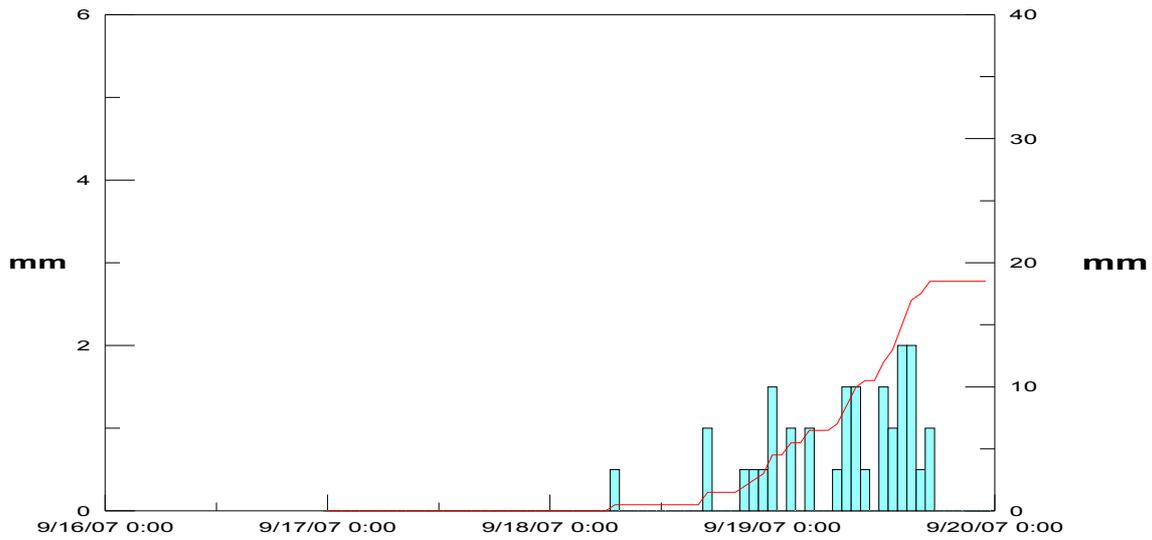


圖 5-1-6 中央氣象局池上雨量站降雨組體及累積雨量圖 (韋帕颱風)

4. 柯羅莎颱風

柯羅莎颱風於 2007/10/03~2007/10/08 期間影響台灣，颱風事件期間本計畫於龍泉雨量觀測站觀測雨量組體圖如圖 5-1-7，觀測之最大時雨量為 3mm/hr，累積總雨量為 7.5 mm。中央氣象局池上雨量站之降雨組體圖及累積雨量圖如圖 5-1-8，池上雨量站觀測之最大時雨量為 5.5mm/hr，累積總雨量為 19.5mm，此事件期間池上雨量站之最大時雨量與累積雨量均大於龍泉雨量站。

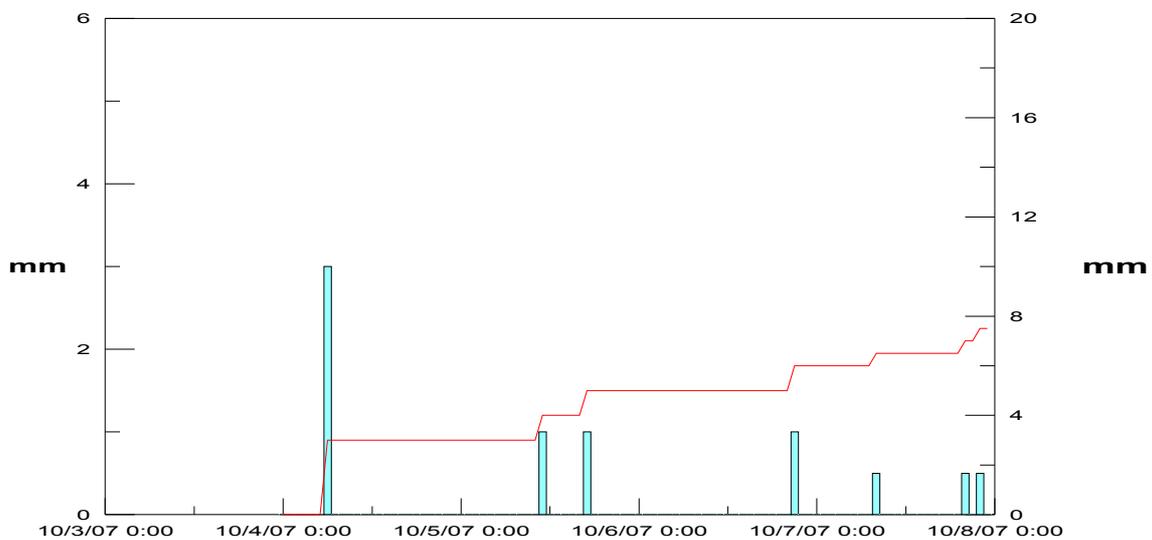


圖 5-1-7 龍泉站降雨組體及累積雨量圖 (柯羅莎颱風)

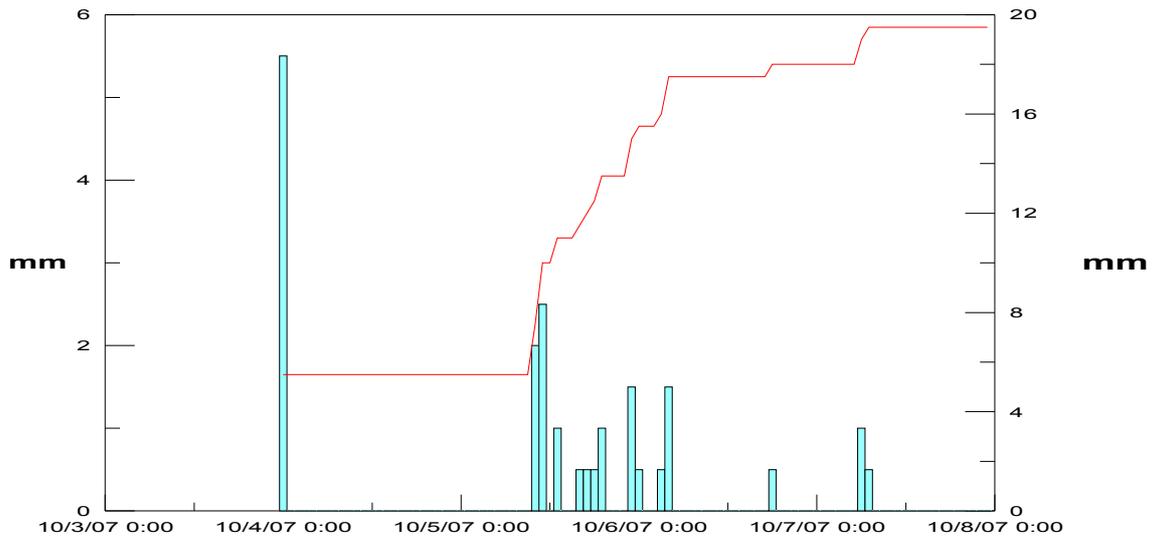


圖 5-1-8 中央氣象局池上雨量站降雨組體及累積雨量圖 (柯羅莎颱風)

5-1-2 雨量觀測資料比對分析結果

經比對本計畫所設置之雨量觀測系統(龍泉站)與中央氣象局池上雨量站之雨量資料，發現在各颱風事件期間所觀測之降雨量在時間與總量之分佈均有差異，池上雨量站之時雨量與累積雨量資料在梧提颱風、科羅莎颱風期間均高於本系統之觀測值，在聖帕颱風與韋帕颱風期間則低於本系統之觀測值，分析上述 2 站雨量觀測資料不一致之原因乃由於區域降雨量易受地形特性（龍泉站站址位於山區，池上站位於平地）與颱風路徑（是否通過本區）等條件影響所致，若以中央氣象局之池上雨量站觀測值作為防災應變之參考資料，資料之代表性可能不足，因此建議仍以本區於龍泉苗圃上方所建立之雨量觀測站作為資料參考標準。

5-2 地形測量結果分析

5-2-1 地形變動分析方法

為能分析地形變動，首先利用不同時期地形測量點位資料分別建立數值地形模型，並轉繪成等高線地形資料，再利用等高線地形資料取得所需斷面地形，方法流程如圖 5-2-1 所示，利用此方法可以避免測量過程中一些因堆積土石造成之奇異點，且較符合真實地形結果。

本計畫針對壩體部份進行地形變動檢核，共選取縱斷面一組與橫斷面三組以描述壩體之變動情形，將斷面位置套疊於衛星影像上如圖 5-2-2，圖中可知道斷面位置與相互關係，斷面名稱從上游往下游分別為斷面 1、斷面 2、斷面 3。

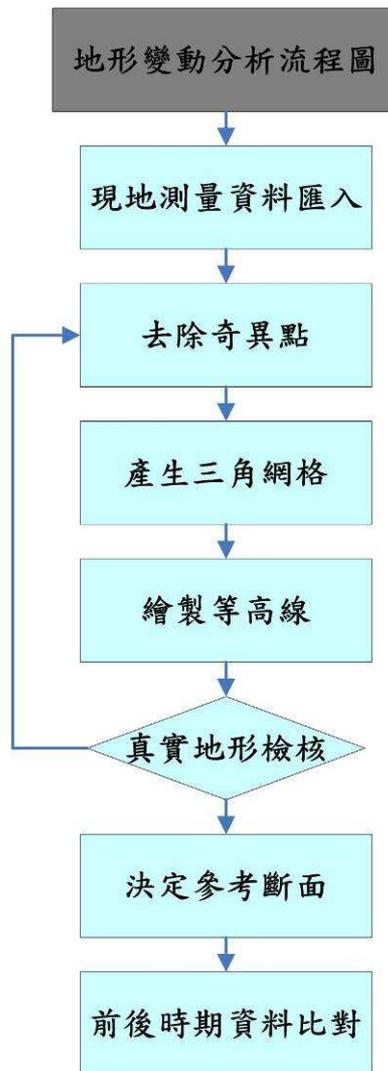


圖 5-2-1 測量地形比對流程圖



圖 5-2-2 地形比對斷面位置圖

5-2-2 地形變動分析成果

本計畫分別就各斷面地形變動分析成果說明龍泉堰塞湖之堆積壩體地形變動狀況，分別說明如下：

(1)縱剖面:

圖 5-2-3 為縱剖面分析結果，圖中紅線為 96 年 9 月之測量結果，可視為目前地形成果，由縱剖面比對圖中，可以看出上游處有部份的沖刷，而壩底地表高程自 EL422m~416m 降至 EL425m~422m，堆高了約 3-6 米，由於經過汛期的沖刷，有不少的土方因水流的帶動而往下游運移，因此造成壩底土方的堆積，而在最下游處（壩體末端河道處）之地形大致維持相同。

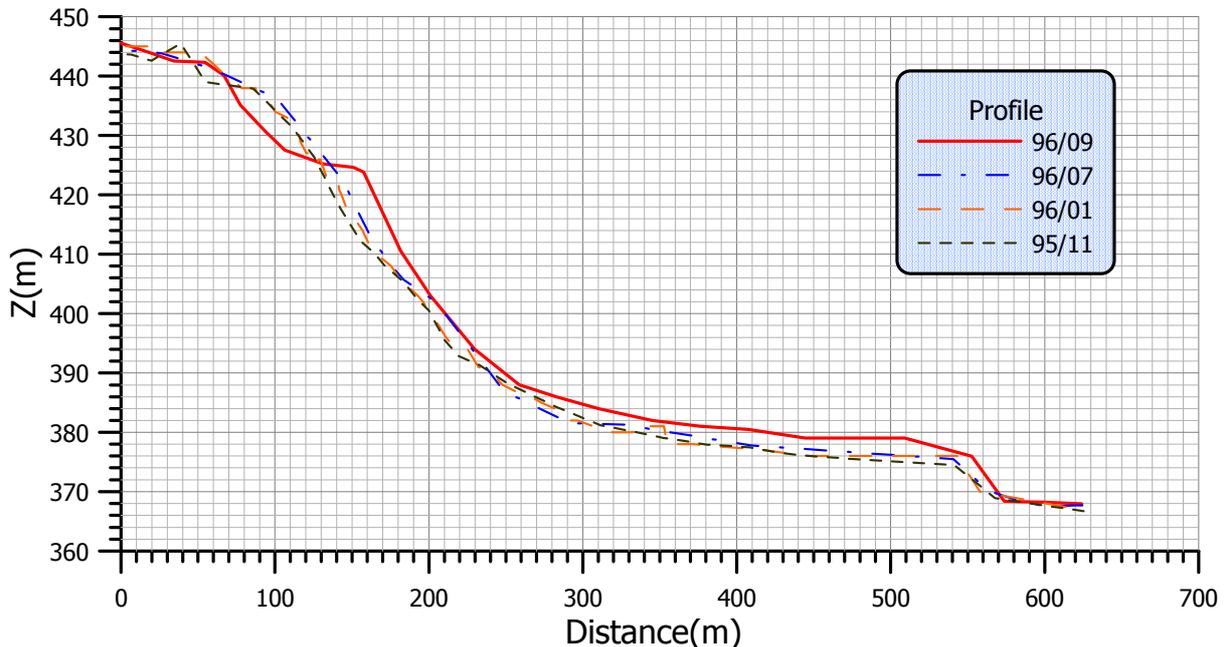


圖 5-2-3 縱剖面前後地形比對圖

(2) 橫斷面 1

圖 5-2-4 為橫斷面 1 之分析結果，圖中紅線為 96 年 9 月之測量結果，可視為目前地形成果，在比對圖中，可以很明顯的看出在壩體的頂部地形變動不多，僅右岸處有來自崖錐土砂的補充，地表高程自 EL442m~441m 降至 EL444m~446m，上昇約 2 ~5 米。

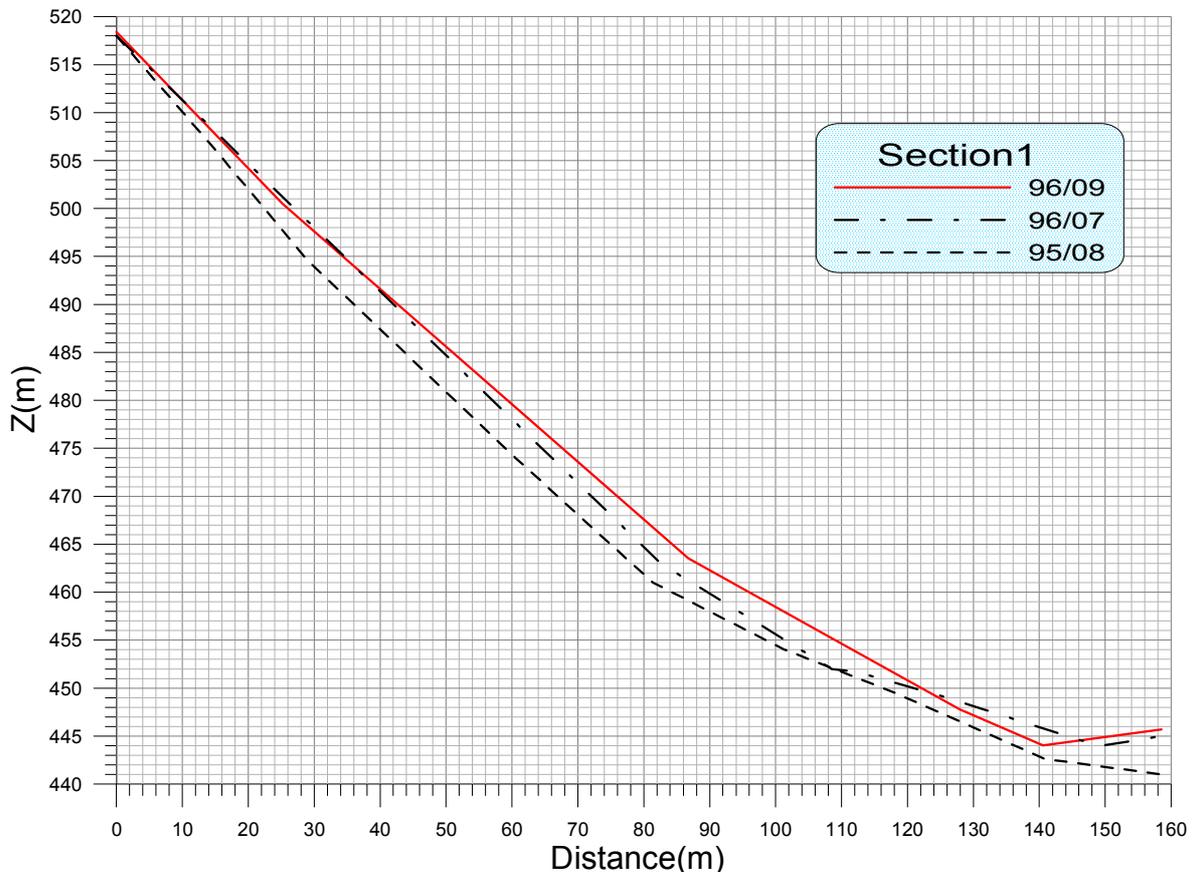


圖 5-2-4 橫斷面 1 前後地形比對圖

(3)橫斷面 2

圖 5-2-5 為橫斷面 2 分析結果，圖中紅線為 96 年 9 月之測量結果，可視為目前地形成果，在橫斷面 2 可以很清楚的看到崖錐土體的移動，由坡面往河道輸送的現象，且在主深槽位置有明顯的刷深，地表高程自 EL448m~445m 降至 EL447m~442m，沖刷深度約為 1~3 米。

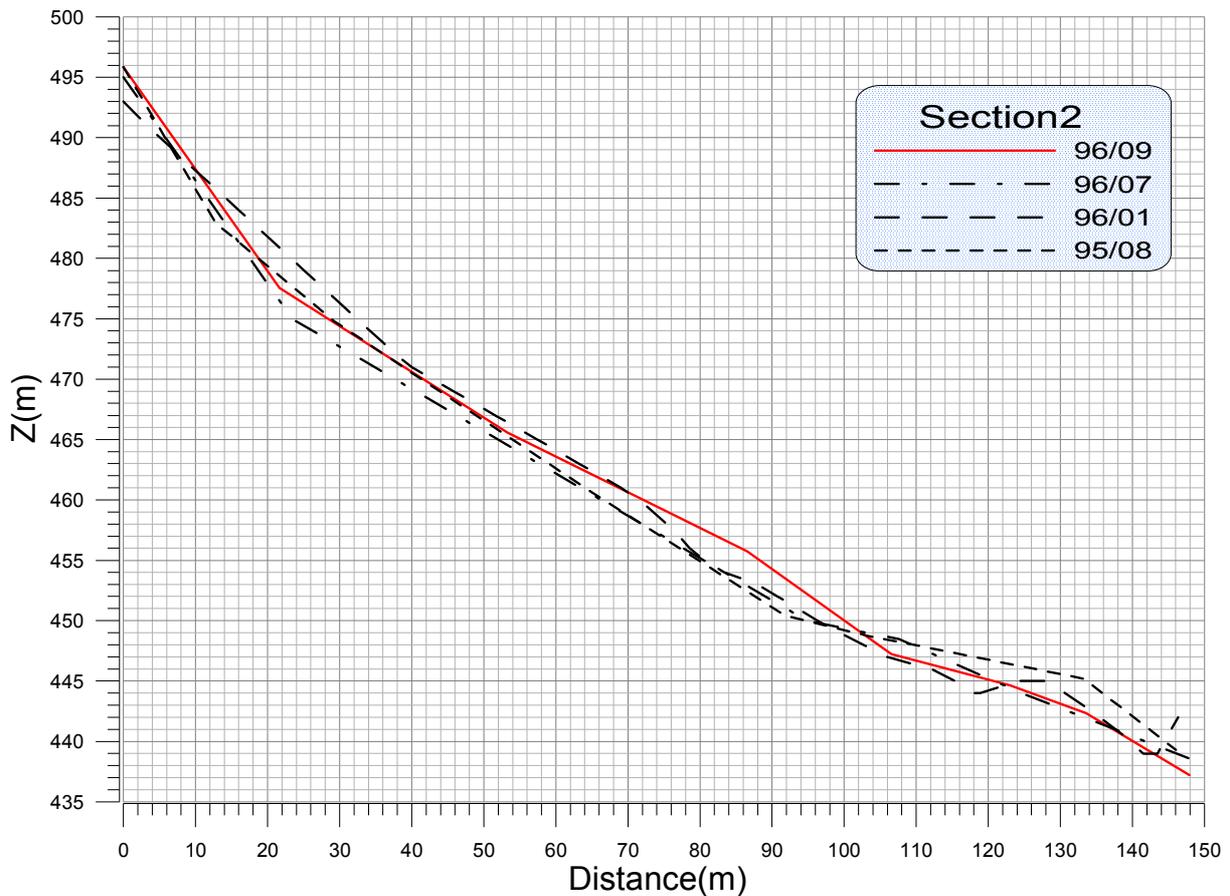


圖 5-2-5 橫斷面 2 前後地形比對圖

(4)橫斷面 3

圖 5-2-6 為橫斷面 3 之分析結果，圖中紅線為 96 年 9 月之測量結果，可視為目前地形成果，在圖中可以很明顯的看到在靠近主深槽位置有被刷深的現象，由於此斷面接近河道轉彎處，因此發現很明顯的主深槽被刷開，地表高程自 EL420m 降至 EL415m，沖刷深度約為 5 米，深槽寬約 40 米。

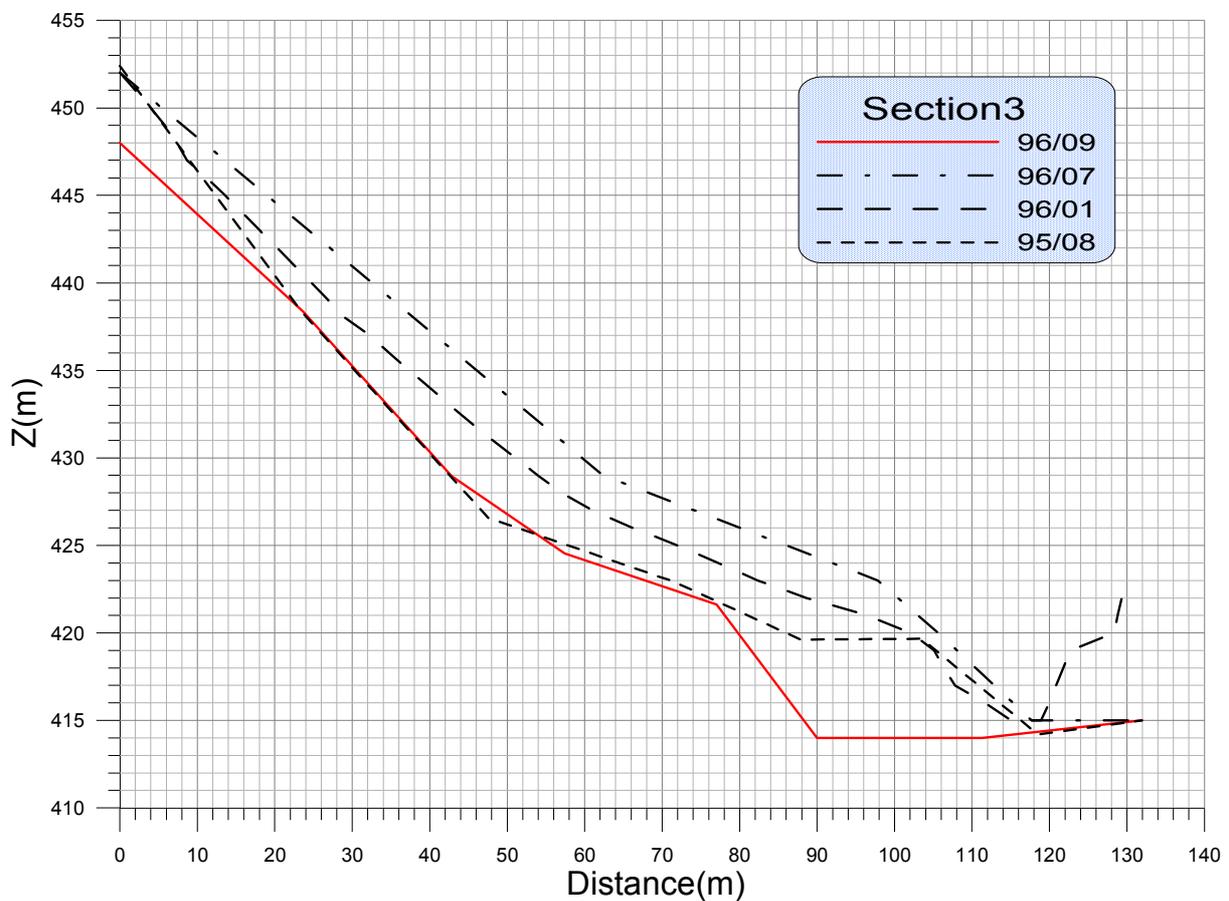


圖 5-2-6 橫斷面 3 前後地形比對圖

5-3 減災工程效益評估

為能增加堰塞湖壩體安定性、降低堰塞湖發生潰壩風險與減輕潰壩可能之致災規模，林務局台東林區管理處與水利署第九河川局於本年度均投入相關減災工程，其中林務局台東林區管理處依據「95 年度關山事業區第三林龍泉溪上游堰塞湖緊急評估與緊急處理對策」成果報告書內容之處理建議，施作溢流口降低工程與龍泉溪下游防砂工程，將溢流口高程降低 5 公尺，並新建梳子壩、護岸與固床工等工程，水利署第九河川局則針對部分堤防進行加高、加固與河道疏浚工程，為能評估相關減災工程之治理效益，本節針對相關減災工程實施後，對於壩體安定性、堰塞湖蓄水量之變化與潰壩後洪水與土砂影響範圍之效益進行評估，並針對分析成果提出後續處理與治理對策建議。

5-3-1 溢流口降低工程效益評估

依據評估結果顯示，壩體高程降低確可有效減少堰塞湖蓄水量，降低堰塞湖發生潰壩之風險，並減輕潰壩後對於下游之衝擊，為避免土石移除過程發生衍生災害，故壩體高度降低工程必須慎選施工時機，需於枯水期間當堰塞湖水位低於預計降低高程時始可進行，基於安全性考量，台東林區管理處於本年度(96 年)先行針對溢流口與溢流道施作降低工程，將溢流口高程降低 5 公尺，寬度增加至 10 公尺，並針對其下之溢流水道斷面尺寸進行修整(深度 5 公尺，寬度 10 公尺，詳圖 5-3-1、圖 5-3-2)，期能有效降低堰塞湖蓄水量。本節針對其溢流口降低工程之效益進行評估，包括對堰塞湖蓄水量之變化、天然壩體安定性與潰壩洪水對於下游社區安全性進行評估，說明如下：



圖 5-3-1 溢流口高程降低前後堰塞湖水位比對照片

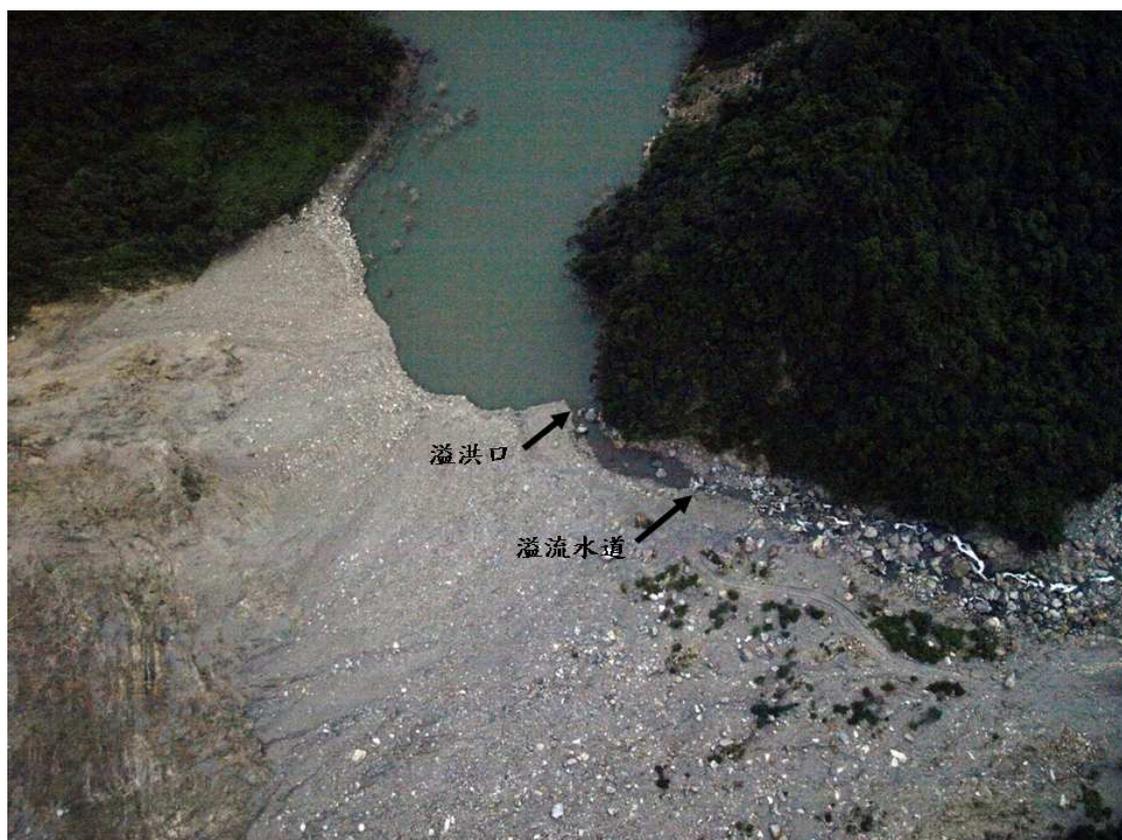


圖 5-3-2 堰塞湖區空拍照片(溢洪口降低後)



圖 5-3-3 溢流道修整後現況照片(張蘇能攝)

一、蓄水量之變化分析

堰塞湖溢流口降低工程施作前後之斷面形狀如圖 5-3-4、5-3-5 所示，由於本年度並未將壩頂整體高度降低，僅針對壩頂左岸之溢流口進行降低工程，有關溢流口高程降低後蓄水量之變化，在壩頂處無溢流之狀況(滲流流出量等於上游入流量)，堰塞湖水位高程與溢流口高程相等；在溢流流量低時(枯水時期，當滲流出流量小於上游入流量時)，湖水雖會自壩頂處開始溢流，但由於低流量時溢流口處之溢流水深小，此時堰塞湖水位高程與溢流口高程差異不大，堰塞湖蓄水量並未有明顯增加；而於颱風期間則會受降雨影響，上游集水區流入堰塞湖區之水量將會逐漸增加，若滲流出流量遠小於上游入流量時，溢流口處之溢流水深將逐漸上升(溢流處之通水面積隨著溢流水深上升而增加，溢流出流量亦隨之增加)，溢流水位將持續上升至溢流出流量與上游入流地量相等後停止，由於堰塞湖水位高程亦隨溢流水深增加而上升，此時，堰塞湖水位高程將高於溢流口高程(詳圖 5-3-6)，受水位上升影響，此時堰塞湖蓄水體積將大於靜水時之蓄水體積，故在探討溢流口高程降低對於堰塞湖蓄水量降低之效益時，必需考量蓄水量受降雨之影響。

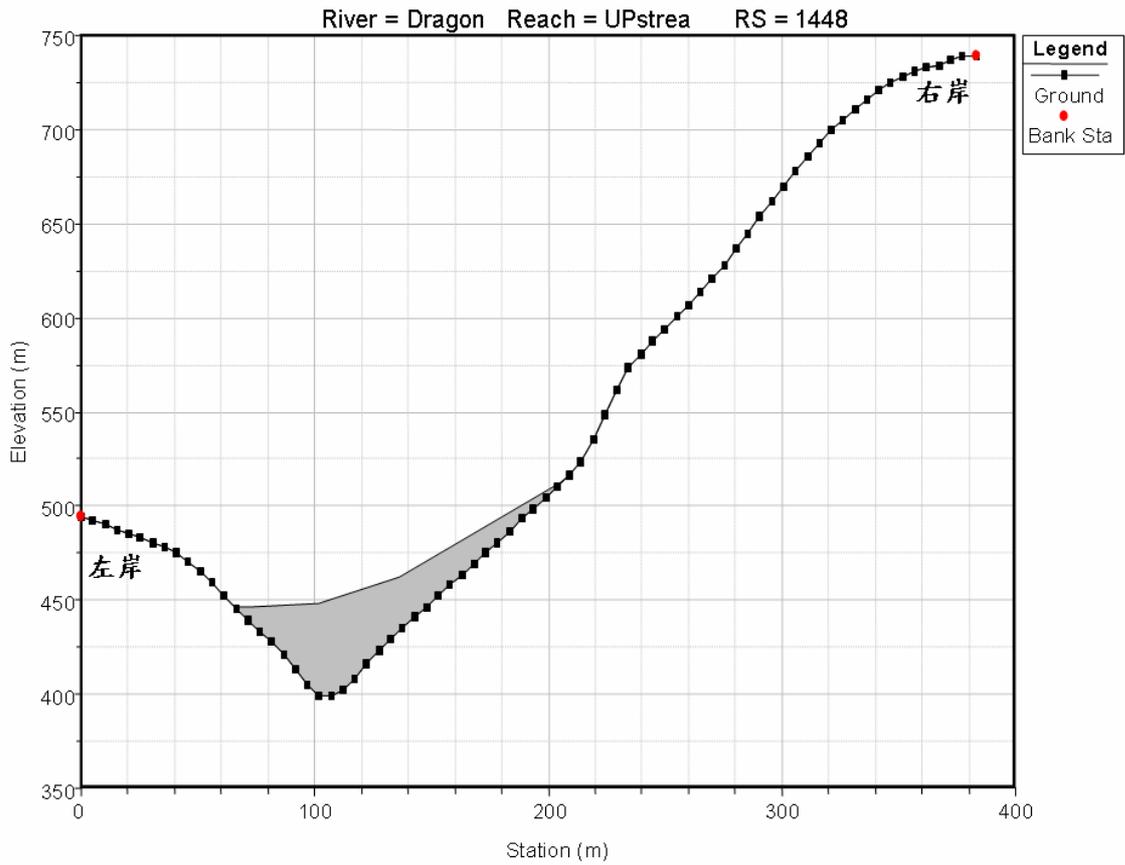


圖 5-3-4 溢流口處之原始斷面形狀

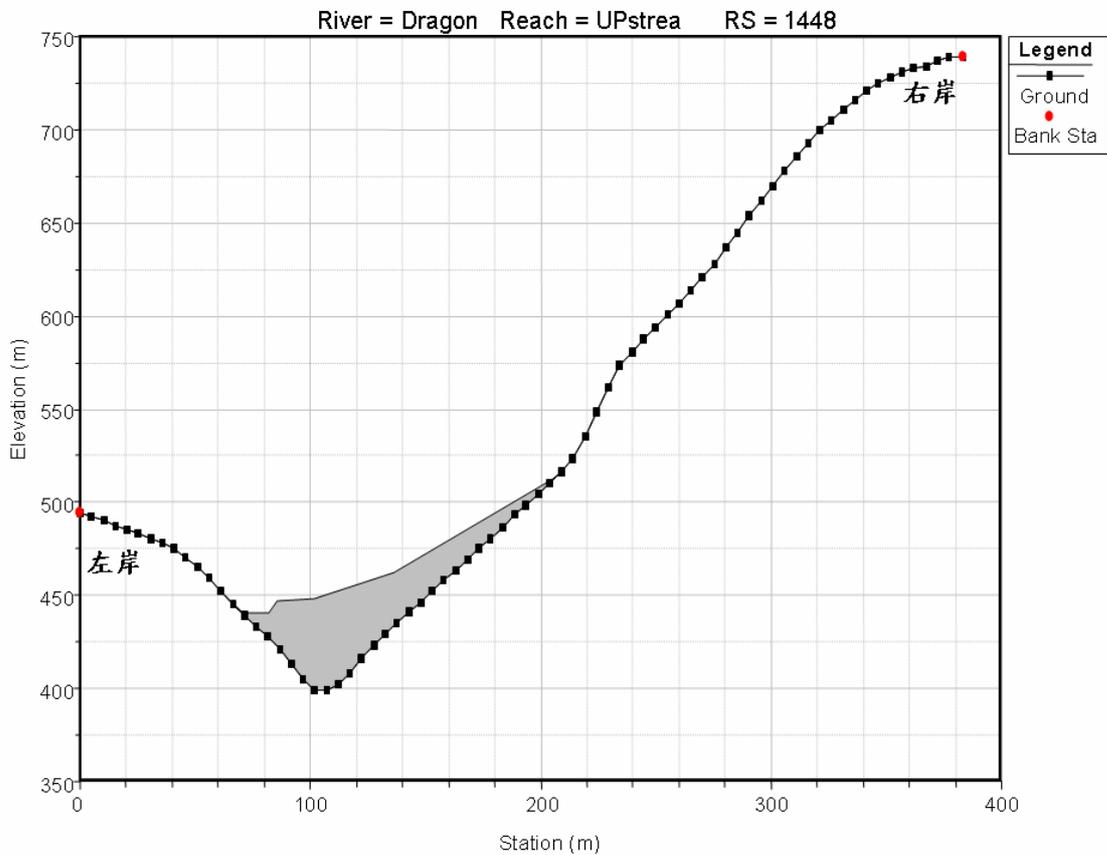


圖 5-3-5 溢流口處於降低溢流口高度後之斷面形狀

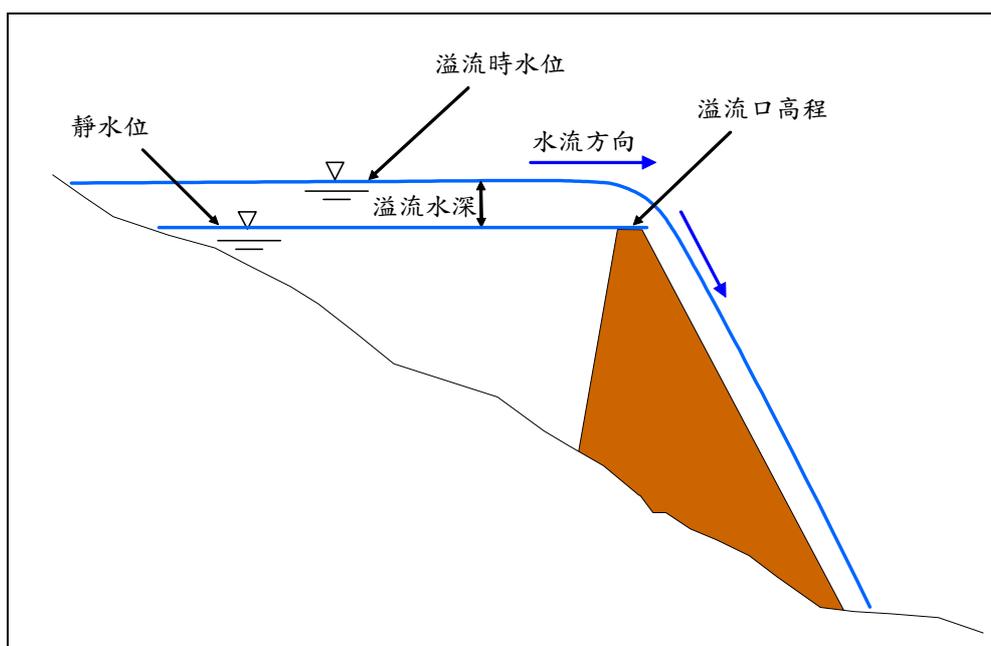


圖 5-3-6 堰塞湖蓄水水位變化示意圖

本計畫利用 HecRas 水理演算模式，推估不同上游入流量(不同時雨量)於溢流口處斷面之溢流水深，並利用本計畫最新收集之數值地形資料(5m×5m DEM)，透過地理資訊系統之空間分析模組進行堰塞湖蓄水體積計算，分別針對溢流口降低前後，在不同上游入流量時堰塞湖蓄水量之變化，相關計算結果列於如表 5-3-1~5-3-3，分析結果說明如下：

1. 上游入流量低時，溢流口高程降低對堰塞湖蓄水量之影響

在上游入流量低時，集水區上游流入堰塞湖之水體，大部分均可透過滲流方式排至壩體下游，僅有少量水體自壩頂處溢流而下，若溢流流量低時，溢流水深相對亦小，此時堰塞湖水位高程與壩頂高程差異不大，在此條件下，僅降低溢流口高程與降低壩頂整體高程對於堰塞湖蓄水量之減低之效益相同，計算結果列如表 5-3-1。

由表 5-3-1 顯示，若降低溢流口高程 5m，在低流量時，堰塞湖溢流水深小，堰塞湖水位高程與溢流口高程相近似，因溢流口高程已降低 5m，故堰塞湖水位將自 EL446m 降至 EL441m，堰塞湖蓄水量自原估計之靜水蓄水量(1,000,000m³)下降至 776,507 m³，減少體積約 223,493 m³。

表 5-3-1 壩體高度降低後堰塞湖蓄水量變化表(低流量)

	原壩高	溢流口 高程 (m)	溢流 水深 (m)	堰塞湖 水位高程 (m)	靜水時 蓄水量 (估算)	蓄水量 (m ³)	蓄水 變動量 (m ³)
	(1)	(2)	(3)	(4)=(2)+(3)	(5)	(6)	(7)=(6)-(5)
溢流口降低 5m	446	441	視為 0	441	10,00,000	776,507	-223,493
整體壩體降低 5m	446	441	視為 0	441	10,00,000	776,507	-223,493

2. 上游入流量高時，溢流口高程降低對堰塞湖蓄水量之影響

在上游入流量高時，集水區上游流入堰塞湖之水體，僅有少部分可透過滲流方式排至壩體下游，大部分水體需由壩頂處溢流排出，壩頂溢流流量越高時，溢流水深相對亦越高，由於堰塞湖水位高程亦隨溢流水深增加而上升，此時堰塞湖水位高程將大於壩頂高程，在此條件下，堰塞湖蓄水體積會高於靜水狀況之蓄水體積。

(1) 溢流口高程不變時，不同入流量時堰塞湖蓄水體積之變化

由表 5-3-2~5-3-3 顯示，在未降低溢流口高度時，堰塞湖蓄水量即因上游入流量之變化而改變(不同降雨條件)，在高流量時，堰塞湖蓄水量會隨溢流水深之升高而增加(圖 5-3-7)。

■ 高流量狀況(150cms)

在上游入流量為 150cms(時雨量 50mm/hr)之情況時，此時壩頂高程為 EL446m，由於溢流水深為 2.79m，此時堰塞湖水位高程因溢流水深升高而上升至 EL448.79(圖 5-3-7)，堰塞湖蓄水量自原估計之靜水蓄水量(1,000,000m³)上升至 1,145,629 m³，增加體積約 145,629m³(EL446m~EL448.79m)。

■ 高流量狀況(300cms)

而在上游入流量為 300cms(時雨量 100mm/hr)之情況時，此時壩頂高程為 EL446m，由於溢流水深為 3.91m，此時堰塞湖水位高

程因溢流水深升高而上升至 EL449.91(圖 5-3-7)，堰塞湖蓄水量自原估計之靜水蓄水量($1,000,000\text{m}^3$)上升至 $1,208,635\text{m}^3$ ，增加體積約 $208,685\text{m}^3$ 。

(2)溢流口高程降低 5m 時，不同入流量時堰塞湖蓄水體積之變化

■ 高流量狀況(150cms)

在上游入流量為 150cms(時雨量 50mm/hr)之情況時，雖溢流口高程已由 EL446m 降至 EL441m(降低 5m)，由於溢流水深為 4.03m，此時堰塞湖之水位高程為 EL445.03(圖 5-3-8)，堰塞湖蓄水量自原估計之靜水蓄水量($1,000,000\text{m}^3$)下降至 $953,041\text{m}^3$ ，與靜水狀況時原堰塞湖蓄水量相比較，蓄水量降低 46959m^3 。(自 EL446m 降至 EL445.03m)。

■ 高流量狀況(300cms)

而在上游入流量為 300cms(時雨量 100mm/hr)之情況時，雖溢流口高程已由 EL446m 降至 EL441m(降低 5m)，由於溢流水深為 6.08m，此時堰塞湖之水位高程為 EL447.08(圖 5-3-8)，堰塞湖蓄水量自原估計之靜水蓄水量($1,000,000\text{m}^3$)上升至 $1,054,319\text{m}^3$ ，與靜水狀況時原堰塞湖蓄水量相比較，蓄水量則增加約 54319m^3 。(自 EL446m 上升至 EL447.08m)。

(3)整體壩高程降低 5m 時，不同入流量時堰塞湖蓄水體積之變化

由於若僅降低溢流口高程，在高流量時，堰塞湖蓄水量減低效益受溢流口斷面尺寸影響極大，因此本計畫另針對降低整體壩體高度時，堰塞湖蓄水量之變化進行評估，評估結果說明如下：

■ 高流量狀況(150cms)

在上游入流量為 150cms(時雨量 50mm/hr)之情況時，因壩體整體高程已由 EL446m 降至 EL441m(降低 5m)，由於溢流斷面寬度增加，溢流水深降低至 0.99m，此時堰塞湖之水位高程為

EL441.99，堰塞湖蓄水量自原估計之靜水蓄水量(1,000,000m³)下降至至 817,159 m³，與靜水狀況時原堰塞湖蓄水量相比較，蓄水量降低 182,841m³。(自 EL446m 降至 EL441.99m)，整體壩體高程降低後，在入流量 150cms 之情況下，對於堰塞湖蓄水量降低效益較佳。

■ 高流量狀況(300cms)

而在上游入流量為 300cms(時雨量 100mm/hr)之情況時，因壩體整體高程已由 EL446m 降至 EL441m(降低 5m)，由於溢流斷面寬度增加，溢流水深降低至 1.57m，此時堰塞湖之水位高程為 EL442.57，堰塞湖蓄水量自原估計之靜水蓄水量(1,000,000m³)下降至至 841,601 m³，與靜水狀況時原堰塞湖蓄水量相比較，蓄水量降低 158,399 m³。(自 EL446m 降至 EL442.57m)，整體壩體高程降低後，在入流量 300cms 之情況下，對於堰塞湖蓄水量降低之效益亦較高。

由上述分析結果可知，若僅針對溢流口高程降低 5m，在枯水時期(低入流量)可以有效降低堰塞湖蓄水體積達 223,493m³，降低效益達 27.77%，但於颱風豪雨期間(高入流量)，局部降低溢流口高程 5m 對於堰塞湖蓄水體積減少量則少於整體壩體高度降低 5m 之蓄水體積減少量(兩者之差值約達 15 萬立方公尺)，因此建議若在施工可行與安全之前提下，於枯水期間堰塞湖水位低於地表高程 441m 時，能夠實施整體壩體降低工程。

表 5-3-2 壩體高度降低後堰塞湖蓄水量變化表(流量 150cms)

	原壩高	溢流口高程(m)	溢流水深(m)	堰塞湖水位高程(m)	靜水時蓄水量(估算)	蓄水量(m ³)	蓄水變動量(m ³)
	(1)	(2)	(3)	(4)=(2)+(3)	(5)	(6)	(7)=(6)-(5)
壩高不變	446	446	2.79	448.79	10,00,000	1,145,629	145,629
溢流口降低 5m	446	441	4.03	445.03	10,00,000	953,041	-46,959
整體壩體降低 5m	446	441	0.99	441.99	10,00,000	817,159	-182,841

表 5-3-3 壩體高度降低後堰塞湖蓄水量變化表(流量 300cms)

	原壩高	溢流口高程(m)	溢流水深(m)	堰塞湖水位高程(m)	靜水時蓄水量(估算)	蓄水量(m ³)	蓄水變動量(m ³)
	(1)	(2)	(3)	(4)=(2)+(3)	(5)	(6)	(7)=(6)-(5)
壩高不變	446	446	3.91	449.91	10,00,000	1,208,635	208,635
溢流口降低 5m	446	441	6.08	447.08	10,00,000	1,054,319	54,319
整體壩體降低 5m	446	441	1.57	442.57	10,00,000	841,601	-158,399

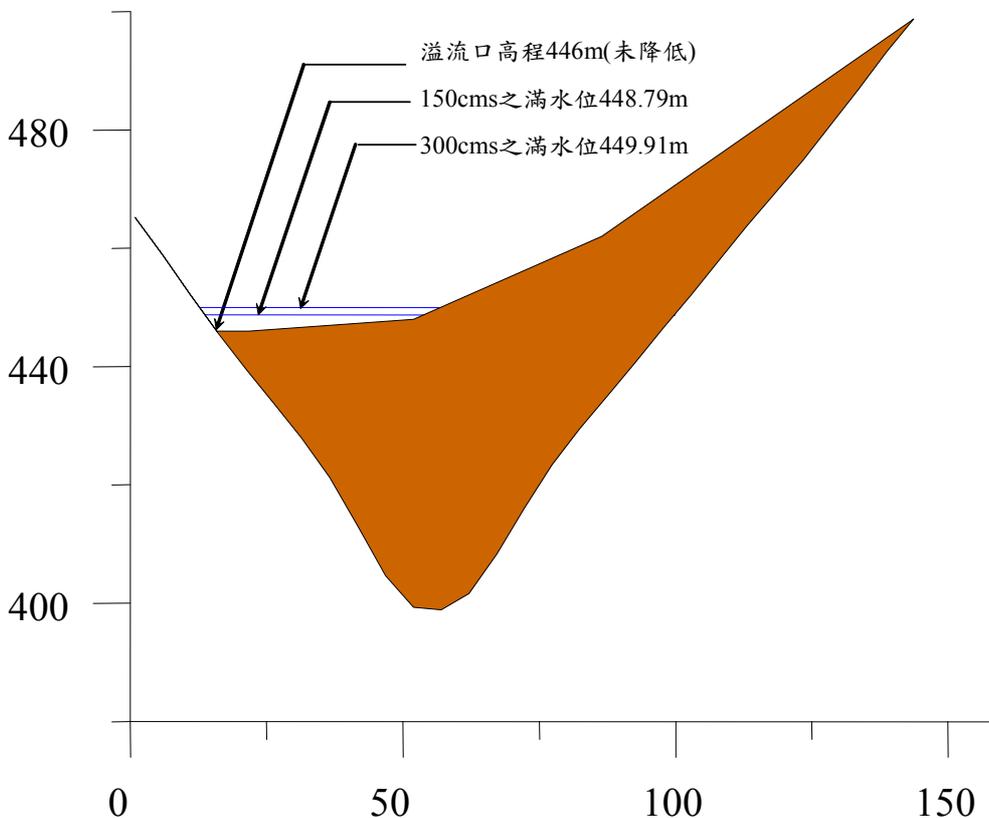


圖 5-3-7 堰塞湖蓄水水位變化示意圖(原壩高，不同上游入流量)

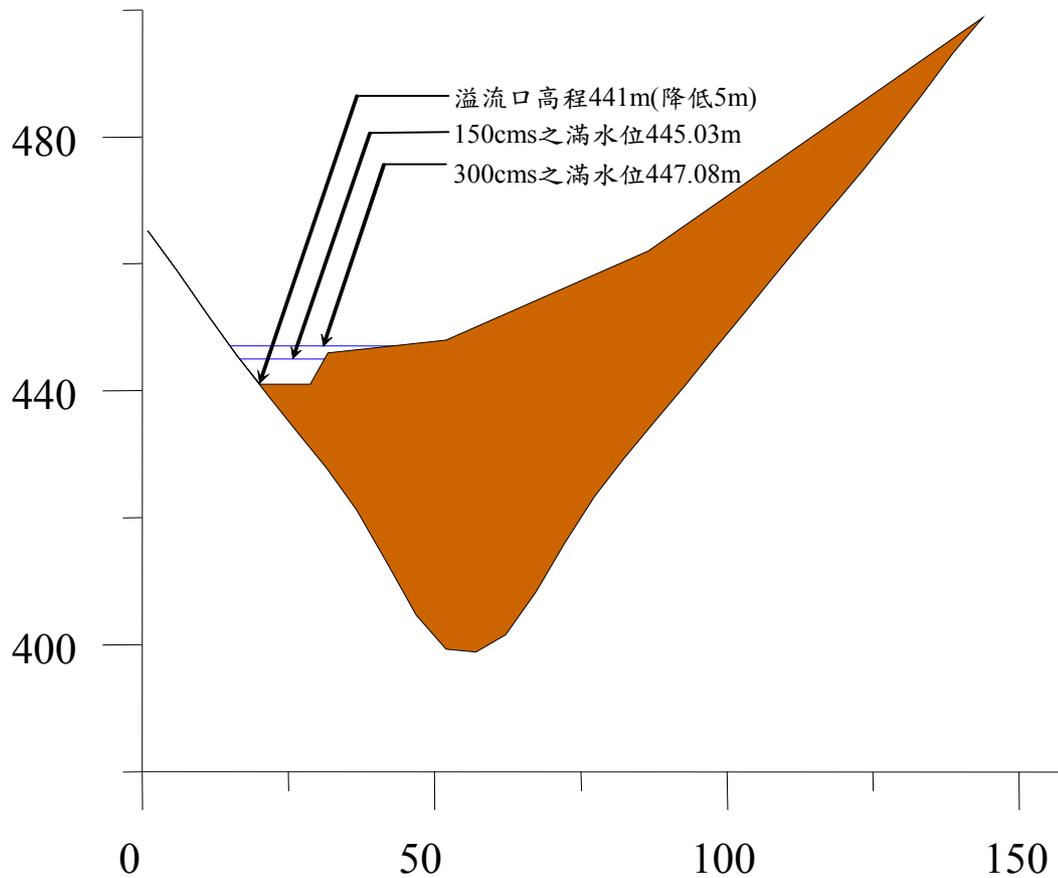


圖 5-3-8 堰塞湖蓄水水位變化示意圖(溢流口降低 5m，不同上游入流量)

二、堆積壩體穩定性分析

堰塞湖堆積壩體穩定性分析評估可採數值程式分析或經驗公式研判，由於數值程式分析需較完整且詳細的參數，受限於現地參數取得不易，有關堰塞湖堆積壩體安定性評估，參照「95 年度關山事業區第三林龍泉溪上游堰塞湖緊急評估與緊急處理對策」計畫之評估方法，採用 Ermini & Casagli 的經驗公式進行崩塌土體安定性的初步研判。Ermini & Casagli 歸納出堰塞湖天然壩體穩定性研判指標(DBI)，利用簡易判別公式進行崩塌土體安定性之初步研判，無因次阻塞指標(DBI)定義如下：

$$DBI = \log\left(\frac{A_b \times H_d}{V_d}\right)$$

其中 A_b 為堰塞湖集流面積， H_d 為天然壩壩高， V_d 為天然壩壩體體積

Ermini & Casagli 根據 84 個堰塞湖案例統計結果發現(如圖 3-2)， $DBI < 2.75$ 則壩為穩定(壽命較長)，而 $DBI > 3.08$ 則為不穩定(壽命較短)，介於 2.75 與 3.08 之間則為過渡區。

龍泉堰塞湖溢流口高程降低前後之各項參數值列如表 5-3-4，將表 5-3-4 之參數代入經驗公式計算，結果為 DBI 值為 2.95，仍介於過渡區與不穩定交界處，若無外在因素之情況下，推估龍泉堰塞湖仍會穩定存在一段時間。

表 5-3-4 龍泉堰塞湖相關資料

參數	95 年	96 年
堰塞湖集水面積 (公頃)	1,200	1200
天然壩壩高 (公尺)	50	45
天然壩壩體體積 (緊密壓實體積) (萬立方公尺)	48	48
天然壩壩體體積 (鬆散體積) (萬立方公尺)	60	60

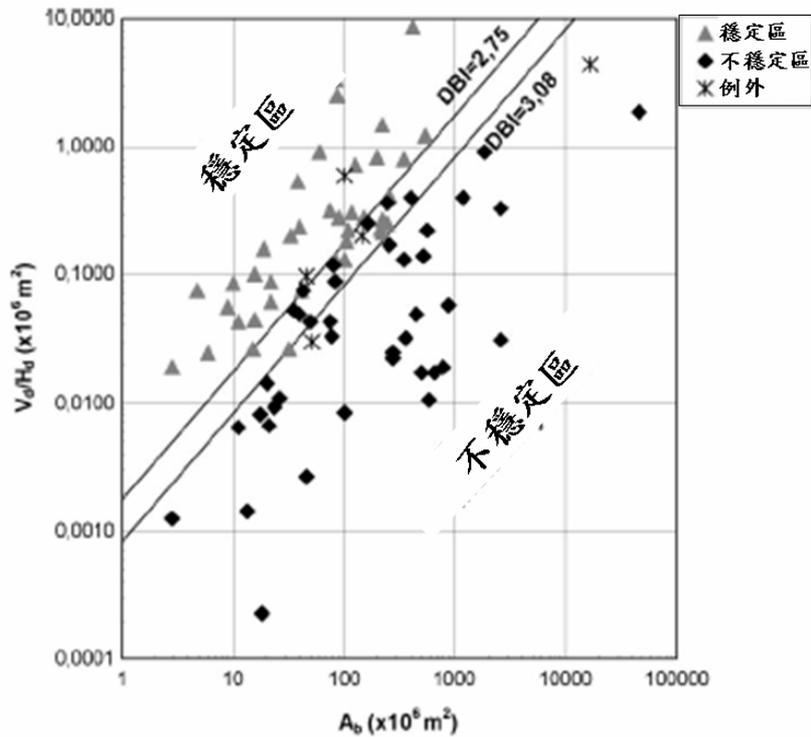


圖 5-3-9 無因次阻塞指標(DBI)定義圖(Erimini & Casagli, 2003)

三、 溢流口高程降低後之社區安全性評估

堰塞湖之危險程度決定在其壩體高度與壩後之蓄積水量，因此降低天然壩之壩體高度，可立即減輕堰塞湖驟然潰決後之危害程度。考量台東林區管理處於本年度已將溢洪口高程降低 5m，堰塞湖蓄水量已隨之降低，因此，針對溢流口高程降低後，潰壩洪水對於下游 3 社區(龍泉社區、大埔社區與萬朝社區)之影響亦有必要再次評估，以探討堰塞湖蓄水體積降低對於社區安全性之變化，因此本計畫利用 HEC-RAS 變量流模式進行潰壩洪水演算，採用潰壩延時 1 小時之極端事件進行潰壩演算，潰決方式設為溢頂破壞並假設於模擬時間開始後的第 1 個鐘頭潰決以進行潰壩水理模擬。而潰壩時的流量則採用 300cms(時雨量 100mm/hr)作為潰壩情況下之上游入流流量。

■ 模擬範圍

本計畫潰壩水理演算採用 HEC-RAS 變量流模式進行計算，水理演算之邊界於以萬朝橋為下游端邊界，上游端為涵蓋堰塞湖湖區，特延伸至崩塌處上游 850 公尺處，模擬之河道總長度約 6 公里，如圖 5-3-10 中藍色線所示，圖中橘紅色區域為崩塌地發生位置。

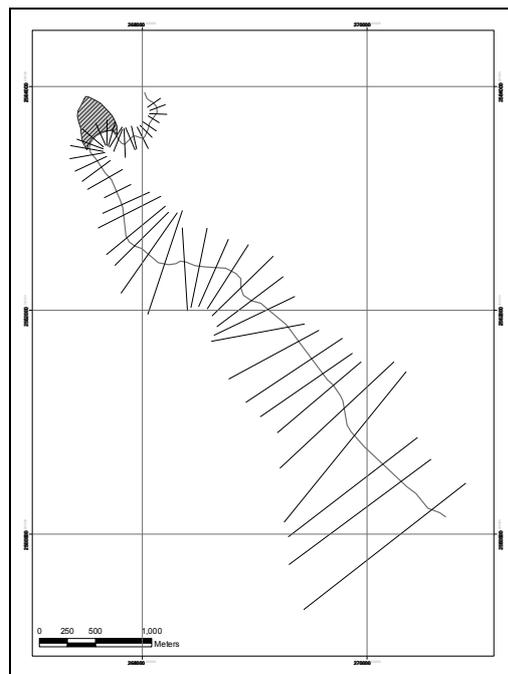


圖 5-3-10 潰壩模擬範圍及斷面配置圖

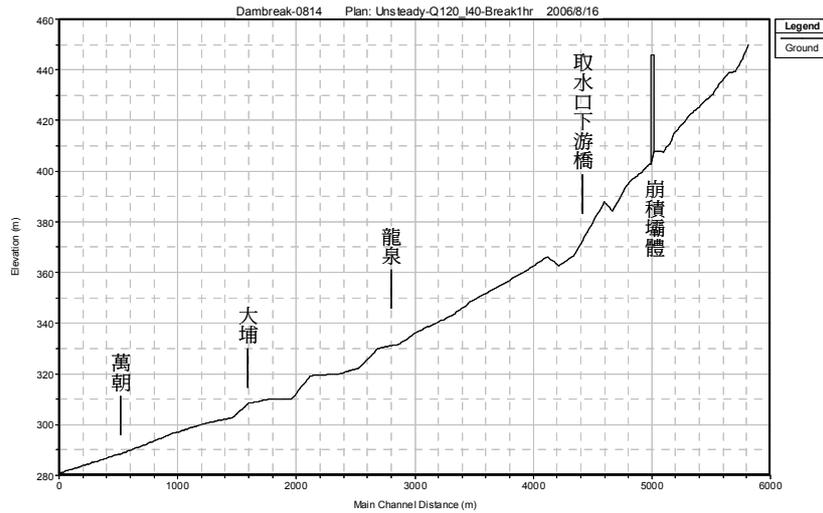


圖 5-3-11 模擬案例之河床縱斷面圖

■ 模擬參數與邊界條件

本計畫採定床變量流進行潰壩水理演算，曼寧 n 值採 0.045。邊界條件於下游邊界採正常水深，上游邊界則採定流量入流歷線。另外考慮上游兩支流之集水區流量，其集水區範圍及匯流口位置如圖 5-3-12 所示，分別於匯流口之斷面-4805 及斷面-4053 處採側流定流量入流歷線方式進入主河道。其餘支流由於集水區面積相對較小，因此於本計畫模擬之案例中予以忽略不考慮。此外，變量流演算之時間間距則採 20 秒進行演算。



圖 5-3-12 上游集水區及匯流口位置示意圖

■ 模擬結果討論

各社區之斷面位置如圖 5-3-13 所示。由模擬結果顯示，當溢流口高程降低 5m 且寬度為 10m 時，於 300cms 之入流流量下，水位高程從 EL449.91m 降至 EL447.08，有效降低水位達 2.83m，圖 5-3-14~5-3-16 分別為龍泉社區斷面、大埔社區斷面與萬朝社區斷面之水位歷線比較圖，表 5-3-5 為實測之社區地面高程與堤防高程對應 300cms 入流量下，各社區所在斷面之最高水位資料。以下假設地形圖地形資料與現況河床高程相等的情況下，針對各社區高程、堤防高程與模擬水位進行討論。

1. 龍泉社區

龍泉社區位於斷面-2824 位置(詳圖 5-3-13)，潰壩模擬之最高洪水水位高程為 EL331.22，與未降低溢洪口高程前之潰壩模擬結果比較，最高洪水水位高程自 EL331.30m 下降至 EL331.22，洪水水位減少 8 公分，而堤防高程為 EL332.7m，亦高於潰壩洪水水位，雖在此斷面之堤防之出水高僅有 1.48 公尺，已低於原治理規劃之設計標準(以出水高 1.5m 計)。但由於龍泉社區的地面高程介於 EL336.9m~EL348.15m，最低點處之高程尚且高於堤防高程 4 公尺，故將龍泉社區排除於潰壩洪水氾濫區域之外。

2. 大埔社區

大埔社區位於斷面-1598 位置(詳圖 5-3-13)，潰壩模擬洪水水位高程為 EL304.51，與未降低溢洪口高程前之潰壩模擬結果比較，最高洪水水位高程自 EL304.61m 下降至 EL304.51，洪水水位減少 10 公分，斷面-1598 位置之堤防高程約 306.33，洪水水位尚未超過堤防，但值得注意的是，大埔社區所在位置之地面高程介於 EL303.58m~EL320.77m，大部分區域之地表高程位置均高於堤防與洪水水位高程，僅部分區域之地表高程低於最高洪水水位(社區聯外道

路至河道間區域)，且大埔社區現況河段有部份區段並未施作堤防，而未受堤防保護之區段，仍列為可能遭受洪水氾濫之區域。

3. 萬朝社區

萬朝社區位於斷面-518 位置(詳圖 5-3-13)，潰壩模擬洪水位高程為 EL288.30，與未降低溢洪口高程前之潰壩模擬結果比較，最高洪水位高程自 EL288.44m 下降至 EL288.30，洪水位減少 14 公分，斷面-518 處之堤防高程為 EL288.33，降低溢流口高程後，最高洪水位已低於堤防高程(低 3 公分)，若河道地形無明顯改變(與地形圖地形資料比較)，萬朝社區應不致發生溢堤，並且由於萬朝社區地表高程介於 EL289.21~290.55 間，亦高於堤防與最高洪水位高程，應此將萬朝社區排除於淹水氾濫範圍之外。



圖 5-3-13 斷面位置示意圖

表 5-3-5 社區高程安全評估表

地點	地面高程 (m)	堤防高程 (m)	堤防高程 (扣除出水高 1.5m)	河床高程 (m)	時雨量 100mm(流量 300cms)	
					原始狀況	溢流口降低 5m
龍泉	336.90~348.15	332.70	331.20	329.97	331.30	331.22
大埔	303.58~320.77	306.33	304.83	302.61	304.61	304.51
萬朝	289.21~290.55	288.33	286.83	286.24	288.44	288.30

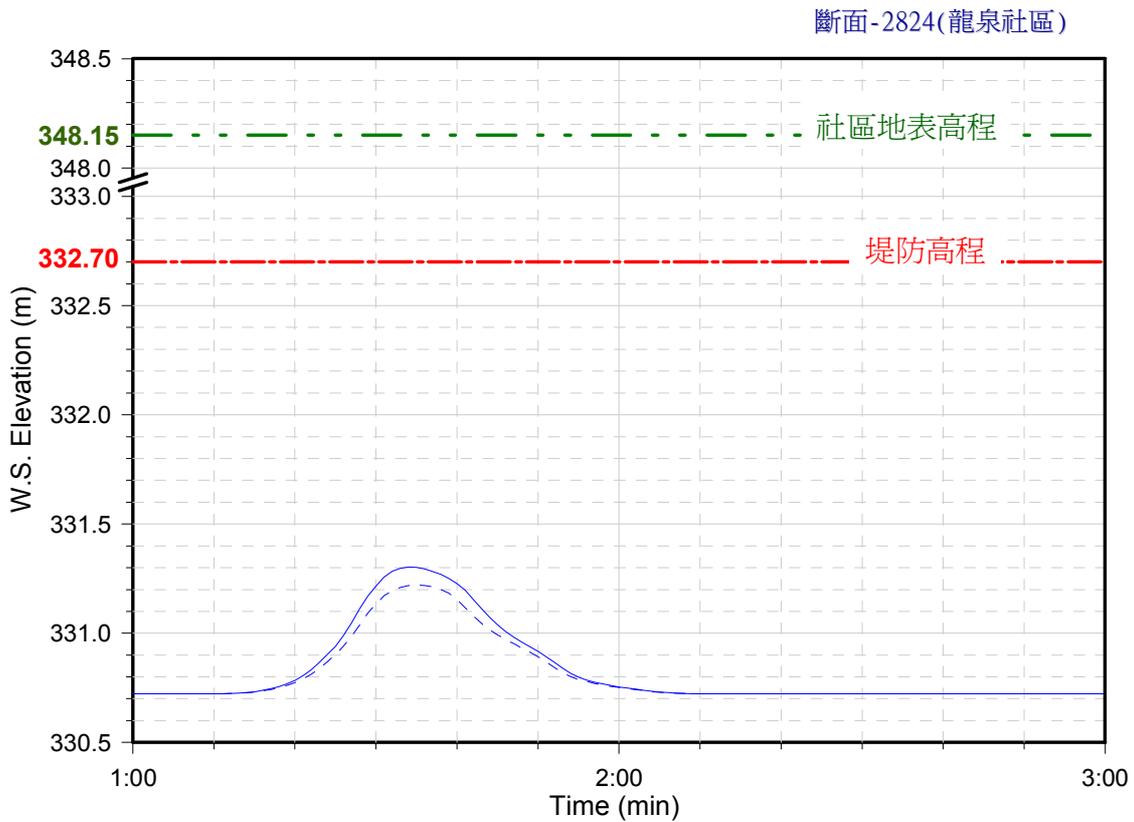


圖 5-3-14 溢流口降低後，龍泉社區斷面與潰壩水位歷線比較圖 (潰壩延時 1 小時，時雨量 100mm)

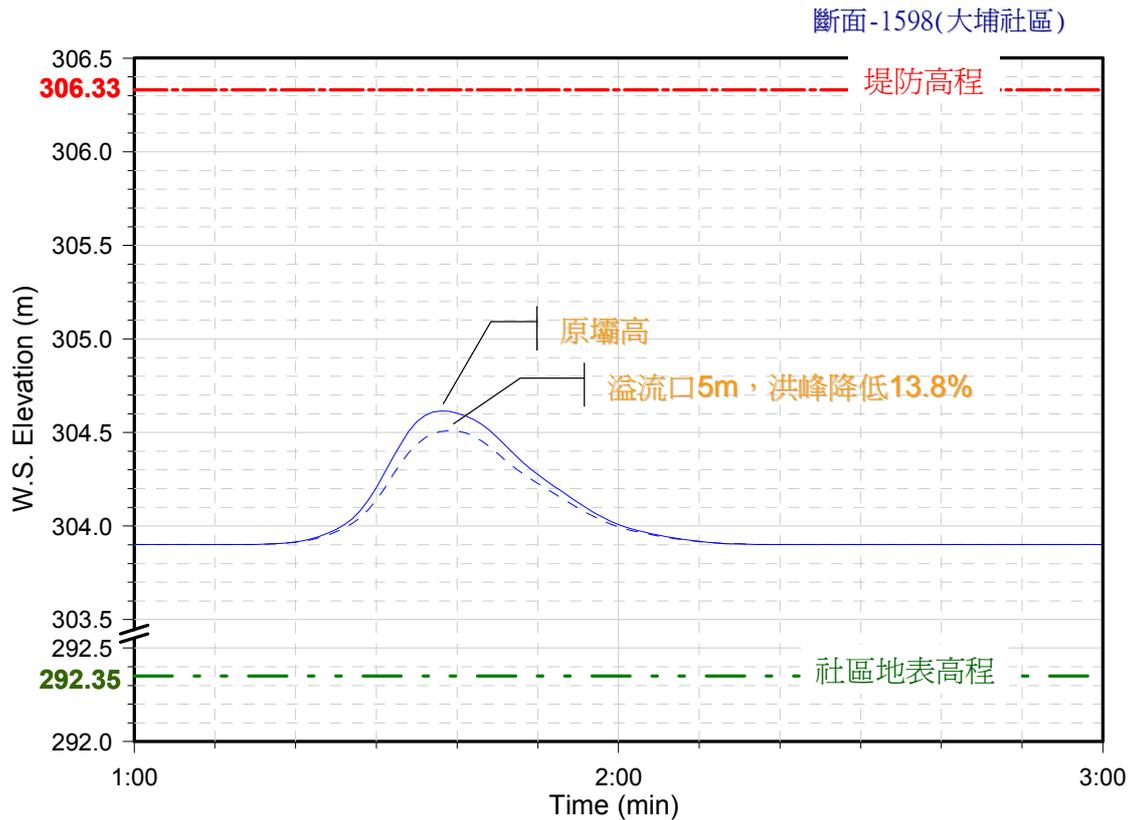


圖 5-3-15 溢流口降低後，大埔社區斷面與潰壩水位歷線比較圖
(潰壩延時 1 小時，時雨量 100mm)

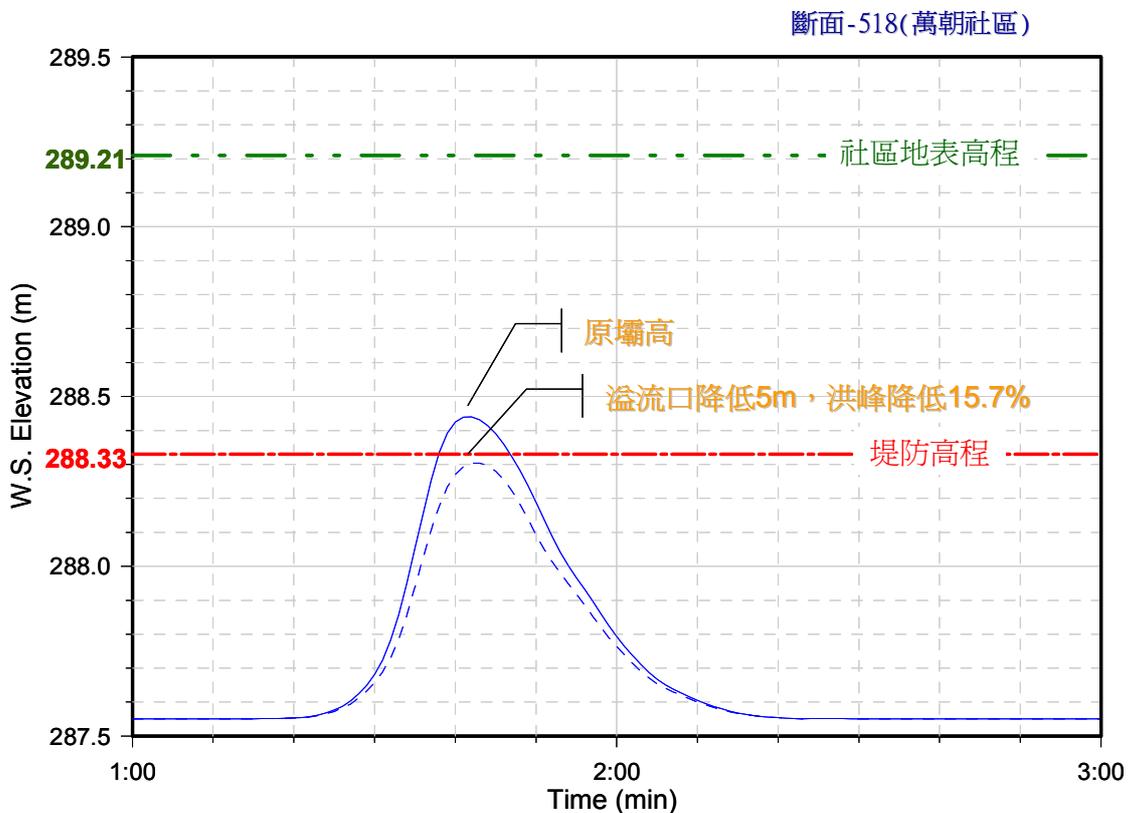


圖 5-3-16 溢流口降低後，萬朝社區斷面與潰壩水位歷線比較圖
(潰壩延時 1 小時，時雨量 100mm)

5-3-2 防砂工程效益評估

有關堰塞湖天然壩體潰決後之土砂淤積範圍評估作業，採用成功大學防災研究中心謝正倫教授自行研發之二維土石流沖淤模式進行土石流演算，該模式是由流體力學之觀點出發，針對土石流運動過程中，因沖淤作用所衍生之濃度變化與底床邊界變動等現象，推導土石流之二維運動方程式及土砂濃度之對流-擴散方程式，並以土石流之沖刷及淤積速度結合底床變動方程式和土砂的對流-擴散方程式以處理土砂連續問題，該模式能以變量流的方式模擬土石流流動、侵蝕、淤積及底床高程變動的整個歷程，模式之功能包括變量流模擬、超臨界流況模擬土石流流動模擬、土石流沖淤模擬、水土保持設施效果模擬，並已廣為應用於行政院農業委員會水土保持局土石流特定水土保持區劃定與土石流工程規劃設計相關計畫。

一、模擬範圍

本計畫演算模式採用成大防災研究中心自行研發之二維土石流沖淤模式進行計算，水理演算之下游邊界至大埔部落，上游邊界之計算起點為堰塞湖天然壩體下游面，模擬區域之總長度為 2,750 公尺、總寬度為 2,390 公尺，模擬地形採用 5mX5m 數值地形資料(DEM)，配合計畫中對於堰塞湖地形進行地形測量成果完成程式模擬地形資料建置。



圖 5-3-17 土砂沖淤模擬區域之衛星影像(福衛二號衛星影像)

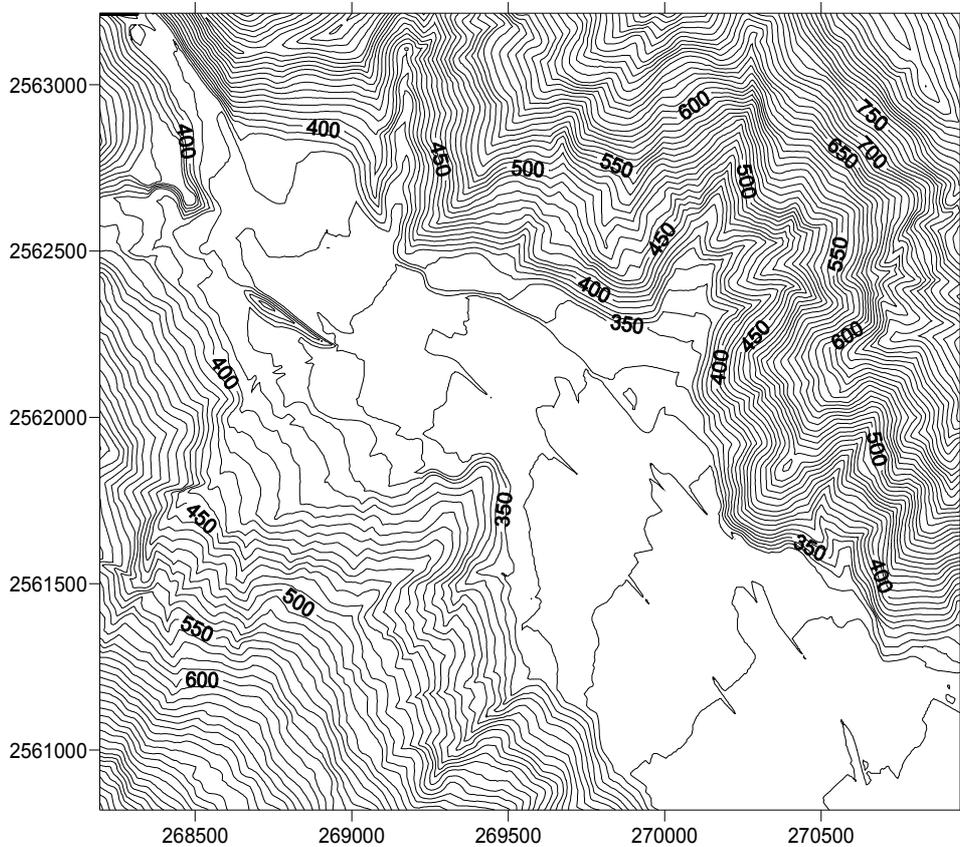


圖 5-3-18 土砂沖淤模擬區域之模擬地形圖(等高線地形圖)

二、模擬參數與邊界條件

土砂沖淤模式演算時，相關參數之設定採用現地調查推估，堆積層濃度採 0.6，砂粒之內摩擦角採 0.35，邊界條件於下游邊界採開放邊界，土砂總流出量以崩塌土體體積(實方體積約 48 萬立方公尺)做為土砂量之推估基準，上游邊界則採定流量入流歷線，土砂沖淤模擬的入流最大流量約為 600cms，入流量之推估根據 HEC-RAS 模式所進行之潰壩水理演算結果，潰壩延時採 1 小時情況下之流量歷線。

模擬條件為假設堰塞湖天然壩發生溢頂沖刷破壞，為能瞭解新建防砂壩對於本區土砂之攔阻效應，模擬時先將下游所新建之防砂壩加入演算條件(壩高 10m)，以估算防砂壩可攔阻之土石量，為能評估土砂遭防砂壩攔阻後，防砂壩設置對於下游河道土石淤積範圍與淤積深度之變化，將模擬起算點調整至防砂壩下游處，自起算點分別供應不同土砂量以瞭解本區新設防砂壩對於下游河段土砂災害防治所發揮之效益，相關模擬結果與結果討論詳下節。

三、模擬結果討論

圖 5-3-19 為模擬防砂壩攔阻土石效應之成果圖，由模擬結果顯示，在模擬時間第 60 分鐘時，天然壩體遭水流沖刷朝下游輸送之土石約有 1/4 攔阻於防砂壩上游面，淤積土石量近 12 萬立方公尺，圖 5-3-20、5-3-21 為防砂壩設置前後之土砂沖淤範圍圖，經比較防砂壩設置前、後最終模擬結果之土砂沖淤範圍，防砂壩之設置對於土砂沖淤範圍並無明顯變化(未設置防砂壩之模擬結果在大龍橋處有向外溢流擴散)，但在沖淤深度之分佈上則有明顯改變，說明如下：

1. 過水路面以上河段：

就土砂淤積總量而言，過水路面以上河段在未設置防砂壩前，淤積土石總量達 27 萬立方公尺，設置防砂壩後，此河段之淤積土石總量降至 22 萬立方公尺，減少淤積土石量達 5 萬立方公尺；就土砂淤積深

度而言，未設防砂壩前之平均淤積深度約介於 1.5~2.8 公尺間，而設置防砂壩後之平均淤積深度約介於 1.1~2.4 公尺間。

2. 過水路面至大龍橋河段：

就土砂淤積總量而言，過水路面至大龍橋河段在未設置防砂壩前，淤積土石總量達 20 萬立方公尺，設置防砂壩後，此河段之淤積土石總量降至 15 萬立方公尺，減少淤積土石量達 5 萬立方公尺；就土砂淤積深度而言，未設防砂壩前之平均淤積深度約介於 0.8~1.2 公尺間，而設置防砂壩後之平均淤積深度約介於 0.6~1 公尺間。

依據前述分析成果可知，興建防砂壩可有效攔阻土石達 12 萬立方公尺，並可防止該區域堆積土石朝下游運移，減少下游河段之土石淤積總量與淤積深度，但由於堰塞湖堆積壩體土石總量約 48 萬立方公尺，本座防砂壩所能提供之儲砂空間僅佔總土石堆積量之 1/4，仍有近 36 萬立方公尺之土石會持續朝下游輸送，為免土砂沖淤過程中衍生土砂災害，在經費許可之前提下，建議依據前期計畫規劃(關山事業區第三林班龍泉溪上游堰塞湖緊急評估及緊急對策建議成果報告書)，興建第二座防砂壩，以增加下游儲砂空間。

另考量堰塞湖堆積壩體之溢流水道與壩址區域有沖刷之問題，為降低壩體因坡腳遭水流沖刷破壞而發生驟然潰決之風險，建議於坡腳處興建防砂壩以防止坡腳遭水流劇烈沖刷後影響壩體之穩定性。

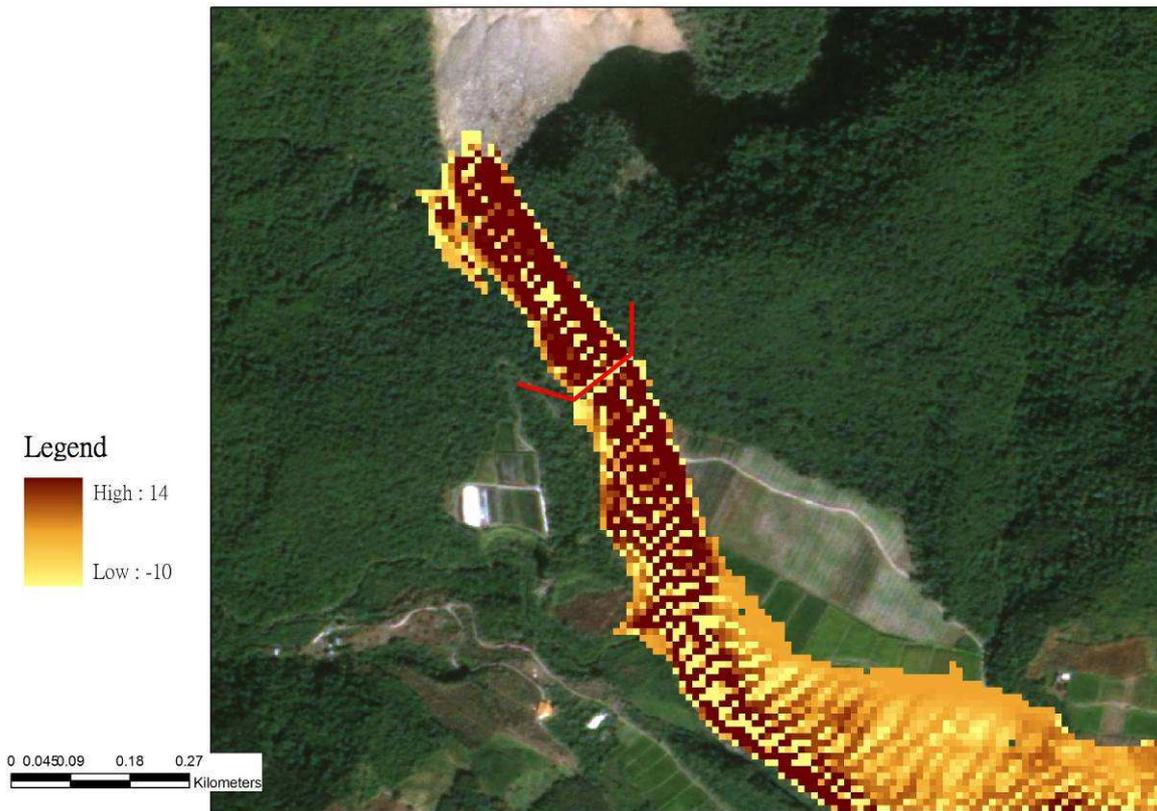


圖 5-3-19 防砂壩攔阻土砂模擬結果(延時 60 分鐘)

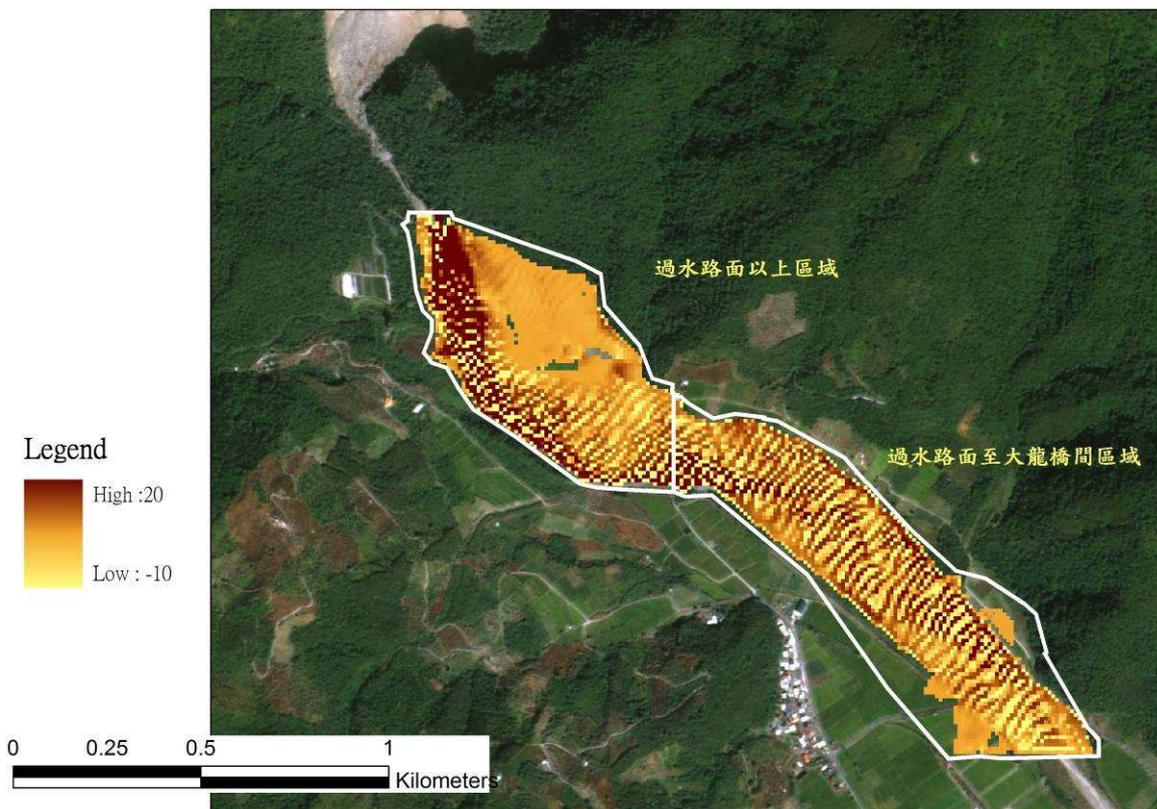


圖 5-3-20 土砂沖淤模擬結果(設置防砂壩)

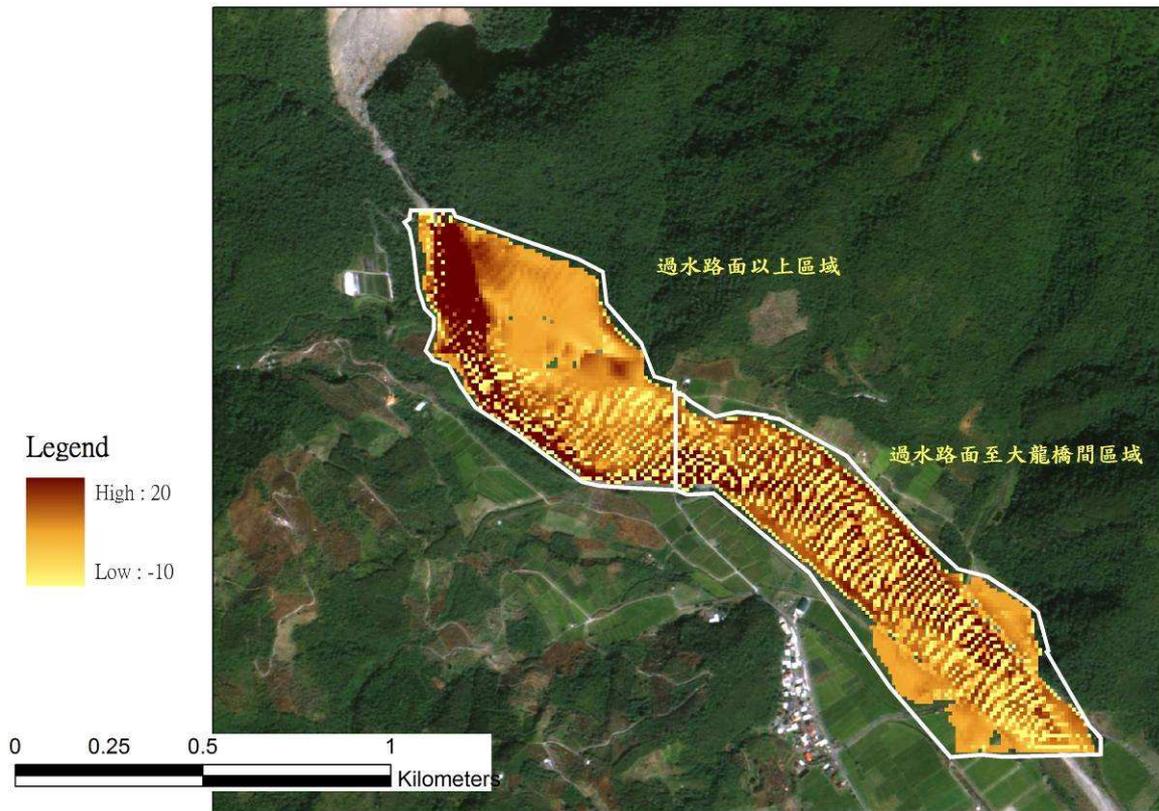


圖 5-3-21 土砂沖淤模擬結果(無防砂壩)