

# 現地試驗分析雙天然堰塞湖潰決特性

曾馥敏<sup>[1\*]</sup> 陳樹群<sup>[2]</sup> 安軒霈<sup>[3]</sup>

**摘要** 為探討不同距離對堰塞湖潰決形態及水力特性之影響，本研究於惠蓀林場蘭島溪可調流量試驗站堆置兩座堰塞壩，以固定上游堰塞壩壩體並移動下游壩體的方式改變間距，觀測下游壩體潰決形態及分析其水力特性。本研究主要分為二部份，第一部份利用粒徑分析和 3D 雷射掃描地形測量現地土石流經過前後，探討其河床之變化，第二部份為影像觀測、水位變化等方式探討其潰口發展歷程。其結果顯示，縮短壩體間距時，上游潰決的流量會縮短下游堰塞湖的蓄水歷程，易產生溢頂潰決。

**關鍵詞**：現地試驗、堰塞湖、水文分析、河床演變。

## Prototype Field Experimental Analysis of Dual-Dam Failure Behavior

Fu-min Tseng<sup>[1\*]</sup> Su-Chin Chen<sup>[2]</sup> Shuan-Pei AN<sup>[3]</sup>

**ABSTRACT** To investigate the dam break morphology and physical properties between two landslide dams with different interval, we constructed two series of landslide dams in Adjusted Discharge Experimental Station, Landao Creek, Huisun forest, Taiwan. We adjusted the dam interval by fixed the upstream dam and changed downstream dam site to observe and analyzed dam failure processes and hydraulic properties of the downstream dam. This research was based on two topics. First, grain size distribution Investigation and 3D Lidar model of the stream bed were executed before and after dams break to discuss the river morphology evolution. Second, dams break process were analyzed by cameras images and water level gauges data. The experiment results showed that the decrement of the dam interval can reduce the flood storage between two dams, and it is easier to induce the overtopping failure at downstream landslide dam.

**Key words:** field experiment, landslide-dammed lake, hydrological analysis, river morphology

---

[1] 國立中興大學水土保持學系研究生 (\* 通訊作者 E-mail: [ellen2470@msn.com](mailto:ellen2470@msn.com))  
Graduate Student, Dept. of Soil and Water Conservation, National Chung Hsing University, Taichung 402, Taiwan

[2] 國立中興大學水土保持學系教授  
Professor, Dept. of Soil and Water Conservation, National Chung Hsing University, Taichung 402, Taiwan

[3] 國立中興大學水土保持學系博士後研究員  
Post-Doctoral Researcher, Dept. of Soil and Water Conservation, National Chung Hsing University, Taichung 402, Taiwan

# 一、前言

在極端的氣候事件或較大規模之地震情況下，可能誘發多起崩塌事件而形成連續的堰塞壩。在堰塞壩潰決生成的猛爆性洪水下甚至可以淹過河道中的另一座堰塞湖或其壩體而導致更為強烈的洪水或土石流災害(Brambilla et al., 1999)。Niu et al. (2012) 於室內進行雙壩縮比實驗，發現若入流流量小，上游壩體為滲流破壞，則下游壩體因上游壩體潰決產生的大流量導致溢流侵蝕破壞的現象；若入流流量大，則雙壩皆為溢流侵蝕破壞，潰決過程相似。

台灣地區堰塞湖發生主因為山崩、地滑、土石流因素，使大量土砂運移至河道形成堰塞壩體，堵塞河流後造成壩體上游水位淤高形成堰塞湖，並視其壩體構成材料、地質環境等情況，形成不同壩體潰決歷程，一旦堰塞壩體潰決，大量蓄積水體傾瀉而下，壩體土石與洪水形成強烈土石流，將會對下游地區產生巨大的生命財產安全 (Swanson et al., 1986; Costa and Schuster, 1988; Casagli and Ermini, 1999; Ermini and Casagli, 2003; Korup, 2004)。Schuster et al. (1986) 統計分析過去大量堰塞湖災害案例中發現，堰塞壩潰決形式主要分為三種：溢流侵蝕 (overtopping)、壩體滑動潰決 (slope failure) 以及管湧 (piping)；其中以壩頂溢流破壞為最主要之潰決形式。田畑茂清 (2002) 也針對此三種潰壩類型歷程做更進一步分析解釋。

## 1. 壩頂溢流型 (Erosion by Overtopping) (圖 1(a))

若堰塞壩體坡面條件符合土石流形成條件，即會導致強烈的土石流；若於壩體坡面上無法形成土石流，則可能在壩體土沙下移至河道後再形成土石流。溢流開始後，水流向下游流動過程中逐漸侵蝕壩體，水流含砂量隨時間逐漸增加，泥砂流動形態以單顆粒起動轉化為推移質集合流動或稱之為非飽和式層移質流動並逐漸轉化為土石流。

侵蝕機制於壩體不同位置有所差異，在壩頂溢流點周圍為水流之侵蝕作用，往下游至壩體坡面之區間，為推移質集合流動所產生的侵蝕，坡面下部為土石流的侵蝕。侵蝕速度亦隨時間變化。初期壩體坡面表層附近土壤含水量未達到飽和，屬半乾燥狀態下的侵蝕，侵蝕速度較為緩慢；隨著時間推移，壩體內浸透水水位上升和表面水流的滲透作用，使堰塞壩體整體飽和，侵蝕速度增大。

## 2. 滑動崩決型 (Instantaneous Slip Failure) (圖 1(b))

壩體形成之滑動面會在坡腳附近產生堆積，但隨即被潰決產生之大量水流及其後的溢流作用帶往下游，發生集中侵蝕而形成強烈土石流。此外，若堰塞壩體坡面條件足夠，潰決土體在壩體坡面上滑動過程中即有可能產生土石流；其土石流前端含砂濃度極高，大部分皆因坡腳坡度漸緩而堆積於其周圍，進而被後繼水流侵蝕輸送至下游。

## 3. 管湧溯源潰決型 (Progressive Failure) (圖 1(c))

由於坡腳因管湧逐漸被掏刷，形成之小型崩塌從坡腳至上游方向逐漸形成溝槽，以致最後堰塞壩體整體崩決。最初坡腳部分發生的小型潰決，因浸透水流不足，潰決泥砂無法流動而堆積於潰決位置下游；溯源侵蝕現象持續進行至壩頂時，壩體突然發生整體潰決而形成強烈土石流。其後壩體變形過程與溢流侵蝕過程相同；土壤力學中管湧 (piping) 之定義為當水在滲流之出口處，因水力坡降大到足以克服土壤顆粒帶出。

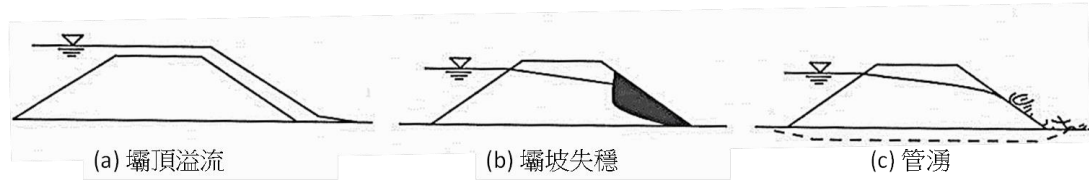


圖 1 堰塞壩破壞方式示意圖(Chai, et al, 2001)

壩體潰決模擬相關研究於 1950 年左右開始受到國際學界重視，堰塞湖潰決歷程及洪水演算模擬，分為經驗模式與半經驗模式，兩者僅需提供簡單參數即可使用，但由於其演算忽略潰決機制變化，因此計算結果精度不足(Singh and Snorrason 1984, Fread 1988, Wahl 1998)。Wahl (2004) 及 Froehlich (2008)認為潰壩數值模擬中，時間參數是十分重要的，其影響壩體潰決的型態，而壩體潰決模式之後為結合潰口發展模擬、壩體侵蝕模擬並進一步應用至洪水模式以及洪水對下游環境之衝擊。

## 二、 堰塞湖雙壩潰決試驗歷程

本研究於 2014 年 8 月 10 日及 2014 年 9 月 26 日在蘭島溪二號橋下游堆置兩座人工堰塞壩，其材料來源為蘭島溪河床淤積時之土砂，利用上游能高大圳排沙道放水進行潰決試驗，兩次試驗僅差在下游壩體堆置的位置不同，其餘試驗條件皆相同。為觀測並探討堰塞湖潰決時之現象，我們分別於兩座堰塞壩潰口之上游蓄水區及壩體內設置壓力式水位計，借以得到蓄水及潰決時之水文歷線。並於兩壩體之上、下游面設置多台攝影機，以便從不同角度觀測驗塞壩的潰決形態。兩次試驗的試驗配置圖如圖 2 所示。

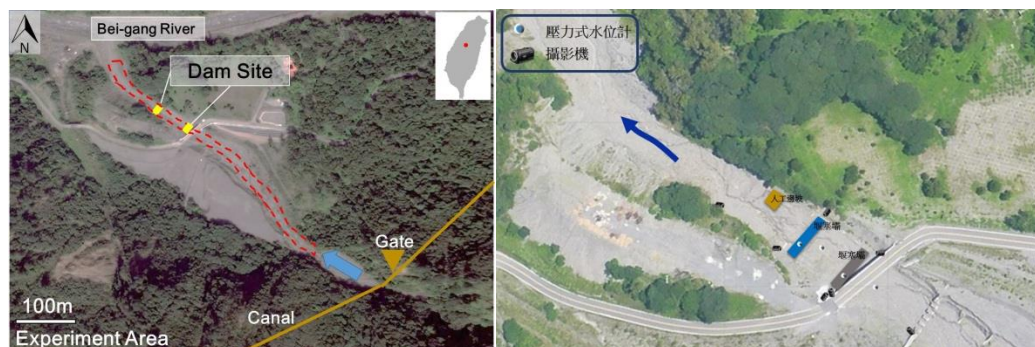


圖 2 試驗配置圖

本研究將針對兩次不同距離的試驗分別探討其潰決歷程以及距離對下游壩潰決之間的關係。上游壩皆位於二號橋下游固床工上方以方便觀測，移動下游壩體改變間距，即圖 2 中藍色部分所示，兩次壩體間距分別為  $L = 32.4\text{m}$  及  $1/2L = 16.2\text{m}$ 。兩組實驗中，上、下游兩座壩體之蓄水容量皆相同，下游壩 Dam2 之蓄水空間正好觸及上游壩 Dam1 之下游面坡趾。其目的在於兩座壩蓄水量相同，可引發相同規模的洪水量；下游壩蓄水範圍不受上游壩體影響，而上游壩潰決後水流可剛好完全轉移至下游壩蓄水區中，並恰好引發下游壩之溢流潰決；同時，下游壩在承受上游壩潰決的洪水時，其攔蓄的洪水亦不會阻礙上游壩潰口中洪水的流出。

### 1. 壩體間距 $L=32.4\text{m}$ 潰決歷程

本次實驗之雙壩間距為  $L = 32.4\text{m}$ 。本試驗於 2014/8/10 下午 2:35:00 能高大圳開始放水，水流前緣於 14:51:30 到達上游堰塞壩(以下簡稱 Dam1, 下游壩簡稱 Dam2)壩趾；經過三分鐘後，14:54:30 左右兩側壩體開始出現管湧現象；再經過六分鐘後 15:00:10 水流發生溢頂，總庫容量為  $668\text{m}^3$ ；15:01:30 Dam1 溢頂潰決；15:01:10 水流到達 Dam2, 15:02:30 Dam2 發生溢頂，15:03:20 Dam2 溢頂潰決；15:05:30 Dam2 潰決達到穩定，試驗結束，總歷程約 30 分鐘。因試驗期間為颱風季節，河床濕潤，在實驗開始前，兩座壩體上游面之壩址處，即已存在少量蓄水量，水位約 0.5-1m。實驗歷程如表 1 左欄所示。



表 1 潰決歷程

Time	Image(8/10)	Time	Image(9/26)
14:51:30 上游蓄水		11:13:30 上游蓄水	
14:54:30 上游管湧		11:20:30 上游管湧	
15:00:10 上游溢流 0min		11:25:30 上游溢流 0 min	
15:01:30 上游潰決 1.33 min		11:27:00 上游潰決 1.5 min	
15:02:30 下游溢流 2.33 min		11:28:00 下游溢流 2.5 min	
15:03:20 下游潰決 3.17 min		11:28:30 下游潰決 3 min	
15:05:30 潰決結束		11:32:00 潰決結束	

由於本實驗於潰決實驗前量測河床地形，故本研究在假設潰決實驗時，壩體上游蓄水水面近似水平，故可利用水位配合床形，以計算各水位時之庫容，進而分析其庫容之變化率，圖 3.a 與圖 3.b 分別為 Dam1 與 Dam2 中之水位與蓄水量變化率之延時關係圖，考量潰決前，能高大圳放水量之入流量遠大於壩體滲流量；與潰決時，潰決之洪水流量遠大於入流量；故本研究將蓄水變化率，劃分為潰決前後兩個階段分別表示。圖 3 中實心圓點為潰決前蓄水量之「淨增加」率，用以表示蓄水區水量正在增加，而正值則顯示蓄水量增加的速率；空心圓點則用以表示潰決後蓄水量的「淨減少」率，用以表示蓄水區水量正在流出，正值則顯示蓄水量減少的速率。

由圖 3.a 可看出，潰決前，上游壩 Dam1 之蓄水量變化率，約在 200sec(14:51:20)後開始穩定，蓄水量每秒約增加  $1.2\text{m}^3$ 。考量表 1 中顯示，Dam1 在 14:54:30(圖 3.a 中約第 400sec 時)才發生顯著的管湧現象，故可推測在圖 3.a 中第 200sec 至 400sec 間之 Dam1 之蓄水區並未受到管湧的影響，故蓄水量增加率即可視為上游能高大圳之放水流量，即約  $1.2\text{m}^3/\text{s}$ 。在第 400sec(14:54:30)時，Dam1 之蓄水量增加率突減少成約  $0.9\text{m}^3/\text{s}$ ，由於此刻 Dam1 開始發生明顯的管湧現象，而上游之入流量應無改變，故可推測此刻蓄水區水量經由管湧之出流量應約為  $0.3\text{m}^3/\text{s}$ 。由於上游水位仍持續蓄高，並不斷增加壩體內部之孔隙水壓，同時，其他管道之滲流水流亦陸續發展到下游壩址，使管湧之水流流出速率不斷增加，除降低蓄水水位上升之速率之外，亦使管湧在水位上升到溢頂之前，獲得更多的發展時間。此現象導致在圖 3.a 中約第 600sec 後，蓄水量增加率再次減少，由  $0.9\text{m}^3/\text{s}$  逐漸下降至第 730sec(15:00:10)時約  $0.5\text{m}^3/\text{s}$  左右，顯示在溢流發生時(即 15:00:10)，經由管湧而流出之水量應已達到  $0.4\text{m}^3/\text{s}$ 。

Dam1 在 15:00:10(圖 3.a 中第 730sec 處)發生溢流，在圖 3.a 中之蓄水量變化率開始轉為出流(空心圓點，正值表示淨流出率)。潰決初期蓄水減少率約為  $0.3\text{m}^3/\text{s}$ ，考量上游放水量  $1.2\text{m}^3/\text{s}$  則潰口之出流流量約為  $1.5\text{m}^3/\text{s}$ 。溢流後 80 秒(圖 3.a 中第 810 秒，即 15:01:20 時)，蓄水量減少率達到最大的  $6.3\text{m}^3/\text{s}$ ，即潰口處流量高達  $7.5\text{m}^3/\text{s}$ 。第 850sec 到第 870sec 間，Dam1 潰決過程大致結束，潰決期間，蓄水區水量迅速流出，並由潰口處之跌水直接沖擊壩體下游基腳，使潰口處的高程較潰決前更低(圖 5)；且在 Dam1 潰決結束後，上游放流之流量仍持續通過潰口並使其逐漸下切，並使潰口處的河床下切向上的壩址發展，造成圖 5 中，上游壩址在潰口處的高程較潰決前刷深，及圖 3.a 中第 870sec 潰決結束後，Dam1 蓄水水位仍持續減少之情形。

Dam2 在圖 3.b 中第 400sec(14:54:30)前，水位並未出現顯著地上升，顯示 Dam1 在第 400sec 管湧發生前，確實未有明顯的水流出流至 Dam2 中。而第 600sec 至第 730sec(15:00:10)時，蓄水增加率開始放大到  $0.6\text{m}^3/\text{s}$  左右。考量水位變化經由地形換算成蓄水量之誤差後，其與圖 3.a 中  $0.5\text{m}^3/\text{s}$  的管湧出流量相近。由於兩座壩體相近，水流由 Dam1 潰決後，其洪流便隨即沖擊至 Dam2 上游面，但由表 1 中可看出，在 Dam1 的潰決程中(第 730sec, 15:00:10 至第 870sec, 15:02:30)，Dam2 並未遭洪流沖毀，但洪流在潰決時的水躍、輸砂等耗能後，仍有足夠的動能將部份水流躍過 Dam2 壩頂。但整體而言，圖 3.b 中 Dam2 之蓄水量由第 730sec 至第 870sec 間快速增加，該時段與 Dam1 之潰決時段相符；考量兩作壩體在堆置時，其蓄水區容量設計成相同，故知 Dam1 潰決之洪流確實在相同的時段內進入 Dam2 之蓄水區，並在潰決水量完全進入後，隨即引發 Dam2 的潰決。

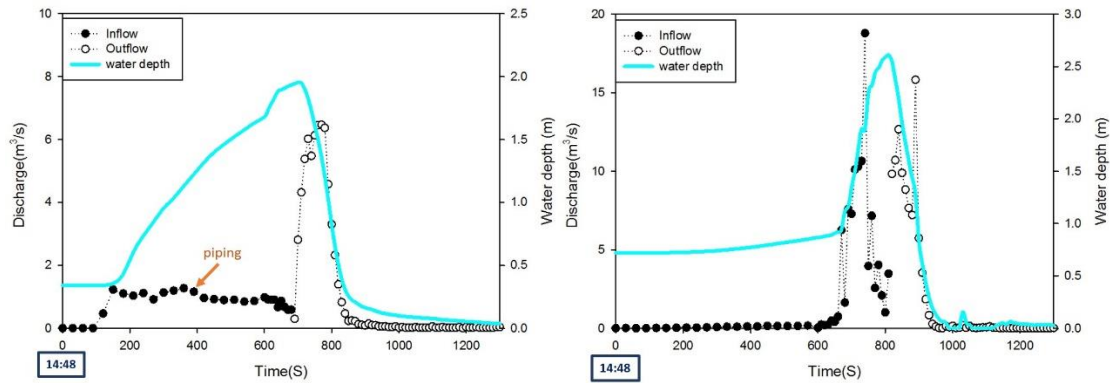


圖 3 Dam1 和 Dam2 的水位流量變化圖

## 2. 壩體間距 $1/2L=16.2\text{m}$ 潰決歷程

本次實驗之雙壩間距為  $1/2L = 16.2\text{m}$ ，兩座壩體之蓄水容量仍相同，下游壩 Dam2 之蓄水空間正好觸及上游壩 Dam1 之下游面坡趾。本次試驗於 2014/9/26 上午 10:45:00 能高大圳開始放水，水流前緣於 11:13:30 到達 Dam1 壩趾；經過五分鐘後，11:18:30 左側壩體開始出現管湧現象；11:20:30 壩體下游多處發生管湧現象；再經過五分鐘後 11:25:30 水流發生溢頂，總庫容量為  $780\text{m}^3$ ；11:27:00 Dam1 溢頂潰決；11:27:10 水流到達 Dam2；11:28:00 Dam2 發生溢頂；11:28:30 Dam2 溢頂潰決；11:32:00 Dam2 潰決達到穩定，試驗結束，總歷程約 45 分鐘。實驗歷程如表 1 左欄所示。

本次實驗與  $L=32.4\text{m}$  實驗設計相似，但本次實驗時之河床與壩體內部較為乾燥，水流需充滿泥砂間之孔隙而滲入底床或壩體內部。在圖 3.a 上一張圖中，因壩體與河床泥砂含水量大，水流進入 Dam1 壩體中即不再大量入滲，故其蓄水量增加率很快便到達定值。相對於本次實驗，在圖 4.a 中 Dam1 之水流蓄水過程中，因部份水流入滲而使蓄水增加率在開始蓄水時較小(約第 900sec 至第 1000sec)，並隨孔隙逐漸蓄滿才使壩區蓄水量增加率上升，至約 1230sec (11:20:30) Dam1 發生管湧時，蓄水增加率達到最大值約  $1.7\text{ m}^3/\text{s}$ ，考量實驗  $L=32.4\text{m}$  中，管湧初步形成時(圖 3.a 上一張圖中第 400sec 時)管湧流量(即 Dam1 的出流量)約  $0.3\text{m}^3/\text{s}$ ，則本次實驗 Dam1 之入流量推算應最小為  $2.0\text{ m}^3/\text{s}$ (即能高大圳放水到達 Dam1 時之流量)。另 Dam1 發生管湧後，蓄水量增加率不斷減少，顯示管湧規模逐漸加大，至發生溢流前(第 1530sec, 11:25:30)，Dam1 之蓄水量增加率由  $1.7\text{ m}^3/\text{s}$  下降至  $1.2\text{ m}^3/\text{s}$ ，管湧量增加了約  $0.5\text{ m}^3/\text{s}$  左右。

由於 Dam1 在管湧後，即有水流越過壩體，但受水流入滲之影響，下游壩 Dam2 在第 1500sec 左右時(11:25:00)床砂孔隙才淹滿水流，並有水體蓄積。由於 Dam1 在第 1530sec(30sec 後，即 11:25:30 時)發生溢流，且至第 1620sec(1.5min 後 即即 11:27:00 時，表 1)溢流才越過壩頂形成潰決，故知這段時間內，Dam2 上游之蓄水增加率應是來自於 Dam1 之管湧。由於 Dam1 估算的上游入流量為  $2.0\text{ m}^3/\text{s}$ ，發生溢流前(第 1530sec)之蓄水量增加率為  $1.2\text{ m}^3/\text{s}$ ，故知在 Dam1 溢流前透過管湧進入 Dam2 蓄水區之入流量約為  $0.8\text{ m}^3/\text{s}$ 。但圖 4.b 中顯示，第 1530sec 時之蓄水量增加率僅約  $0.3\text{ m}^3/\text{s}$ ，故知約有  $0.5\text{ m}^3/\text{s}$  滲入 Dam2 之壩體中，並逐漸在壩體內形成管湧，唯



因 Dam2 在相對較短的時間內便發生溢流潰決，故 Dam2 之管湧在現實中並無法發生。考量本研究參考  $L=32.4\text{m}$  之實驗假設 Dam1 初始管湧之流量為  $0.3\text{ m}^3/\text{s}$ ，而 Dam2 壩體中之滲流量為  $0.5\text{ m}^3/\text{s}$ ，則一旦在 Dam2 中亦可發生管湧，其初始管湧之流量應會小於壩體內的滲流量，且因 Dam1 與 Dam2 兩座壩體之幾何外觀與組成皆相似，故 Dam2 中  $0.5\text{ m}^3/\text{s}$  之滲流量應與 Dam1 之滲流性質相近，而此則證明了本研究對設 Dam1 初始管湧流量為  $0.3\text{ m}^3/\text{s}$  之假設非常合理。

比對 Dam1 與 Dam2 之潰決歷程，亦顯示出 Dam2 直接承受來自 Dam1 之潰決洪水，並因蓄洪量相當而使 Dam2 在蓄水後便立即潰決，縮短的壩體滲流發展的時間，使管湧破壞更不易出現在雙壩系統的下游壩中。

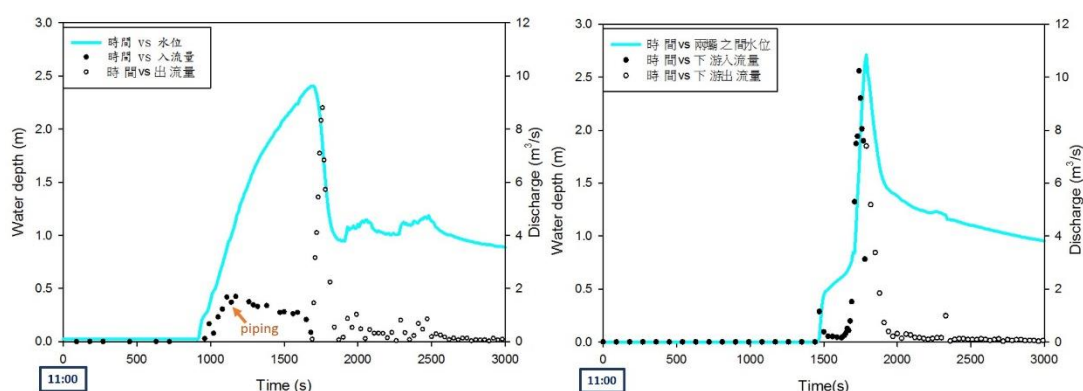


圖 4 Dam1 和 Dam2 的水位流量變化圖

### 三、 試驗歷程討論

#### 1. 管湧發展歷程

根據圖 3.a 與圖 3.a 顯示之實驗，壩體間距  $L=32.4\text{m}$  之上游壩 Dam1 在第 210sec 時始蓄水，蓄水後 190sec 發生管湧，再 330sec 後溢頂。壩體間距  $L=16.2\text{m}$  之上游壩 Dam1 在第 810sec 時始蓄水，420sec 發生管湧，再 300sec 後溢頂。

另外根據圖 3.a Dam1 管湧發生後(第 1230sec)到 Dam1 溢流前(第 1530sec, 11:25:30)時, Dam1 之蓄水量增加率由  $1.7\text{ m}^3/\text{s}$  下降至  $1.2\text{ m}^3/\text{s}$ ，故這段約 300 秒的期間管湧量增加了約  $0.5\text{ m}^3/\text{s}$  左右；相對於  $1/2L = 16.2\text{m}$  之實驗(圖 4.a)，Dam1 管湧發生(第 400sec)至溢流(第 730sec)間共 330sec，Dam1 之蓄水量增加率  $0.9\text{ m}^3/\text{s}$  下降至  $0.5\text{ m}^3/\text{s}$ ，管湧量增加  $0.4\text{ m}^3/\text{s}$  左右。

由上述可知， $L=32.4\text{m}$  之實驗花了較少的時間來發展管湧，但該次實驗受天氣影響，河道土砂與壩體含砂量較多，入滲的水流不必再淹滿孔隙，故可在較短的時間內便形成初始的管湧。然而當壩體之含水量飽和後並形成管湧後，管湧流量擴大的速率卻相當接近， $L=32.4\text{m}$  與  $L=16.2\text{m}$  都約在 300sec 左右使管湧流量增加了約  $0.4\text{--}0.5\text{ m}^3/\text{s}$ 。顯示當壩體飽和後，管湧的發展僅與壩體幾何與組成有關，而本研究中兩次實驗皆擁有相同條件的壩體，故其管湧形成後，管湧擴大的速率皆一致。而管湧是否可繼續擴大而導致壩體潰決，則需視管湧之流速是否可超過上游之入流



量而定。在本研究中，受壩體組成與幾何條件之限制下，管湧流量無法擴大到超過上游入流流量，故兩次實驗之上游壩體皆為溢流型潰決。

另外，在本研究中，下游壩體之條件亦與上游相似，且壩體間距又極為接近，故當上游壩體發生溢流潰決時，下游壩體則更不可能發生管湧破壞。

## 2. 壩體間距對潰決之影響

由前述可知，本研究之實驗設計導致壩體以溢流之潰決型式為主，管湧對壩體潰決所佔之影響比例較不顯著。而由於溢流之潰決快慢取決於壩體等諸多因子，但在本研究中，僅壩體間距為改變之變項，故下游壩體之潰決歷呈僅受壩體間距影響。在表 1 中左欄顯示， $L=32.4\text{m}$  之實驗中，下游壩 Dam2 發生溢頂與形成潰決之時間為 50sec，相對於  $L=16.2\text{m}$  之實驗中，該過程僅有 30sec。考量壩體間距相當近時，上游壩體潰決之洪水可直接衝擊下游壩體，部份洪流甚至可衝上下游壩體之壩頂。潰決洪流對下游壩體之衝擊，直接降低了壩體之強度，並在壩頂預先沖蝕部份土砂，進而減短下游壩的蓄水時間，並加潰決之發生。

由圖 6 可看出，下游壩之潰口，上游面之寬度大於下游面，潰口之俯視圖呈現上游為長底的梯形形狀，與圖 5 相較，該次實驗之上下游潰口寬度一致，且上游面之潰口長度亦較小。其顯示在較短的壩體間距中，下游壩的上游面確實受到潰決水流的衝擊，而被沖開較大的缺口，進而降低了壩體抵抗溢頂水流侵蝕之能力。

另外，圖 5 中顯示，上游壩潰決後，潰口之土砂停淤在兩座壩體間時形成狹長的推積體；相對於圖 6 中較短的壩體間距，潰決的土砂受下游壩體攔阻而向兩側橫向堆積，其寬度明顯大於圖 5 之堆積體。由於較遠的壩體間距使水流有時間沈積土砂並進行消能，故水流衝擊下游壩體之水流強度亦隨之減少，進而降低了水流破壞下游壩體強度之能力。

綜合上述，在較短的壩體間距中，上游壩體潰決後對下游壩體之影響，主要為潰口洪流衝擊下游壩體，進而降低其壩體強度，使下游之堰塞壩更易潰決。

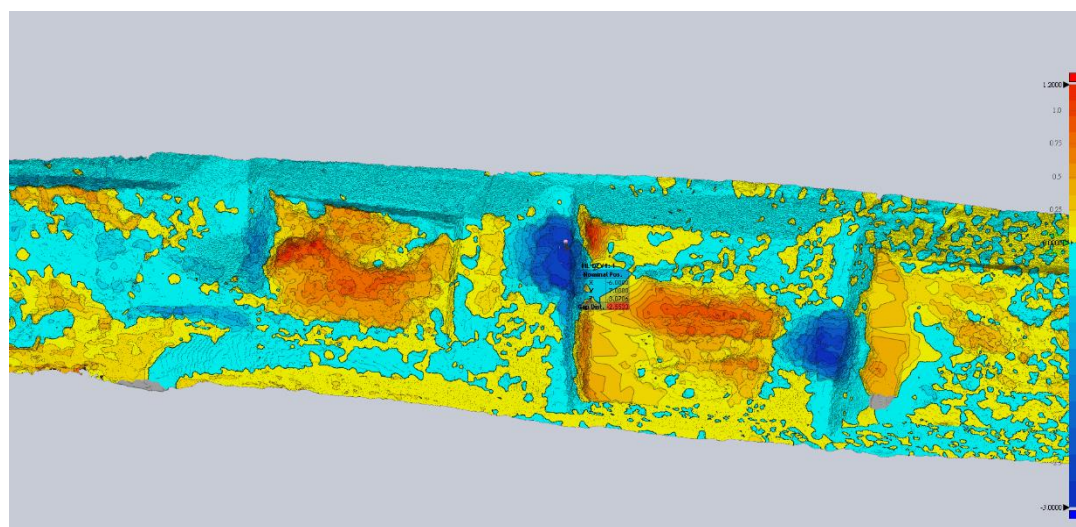


圖 5 8/10 試驗前後地形比較

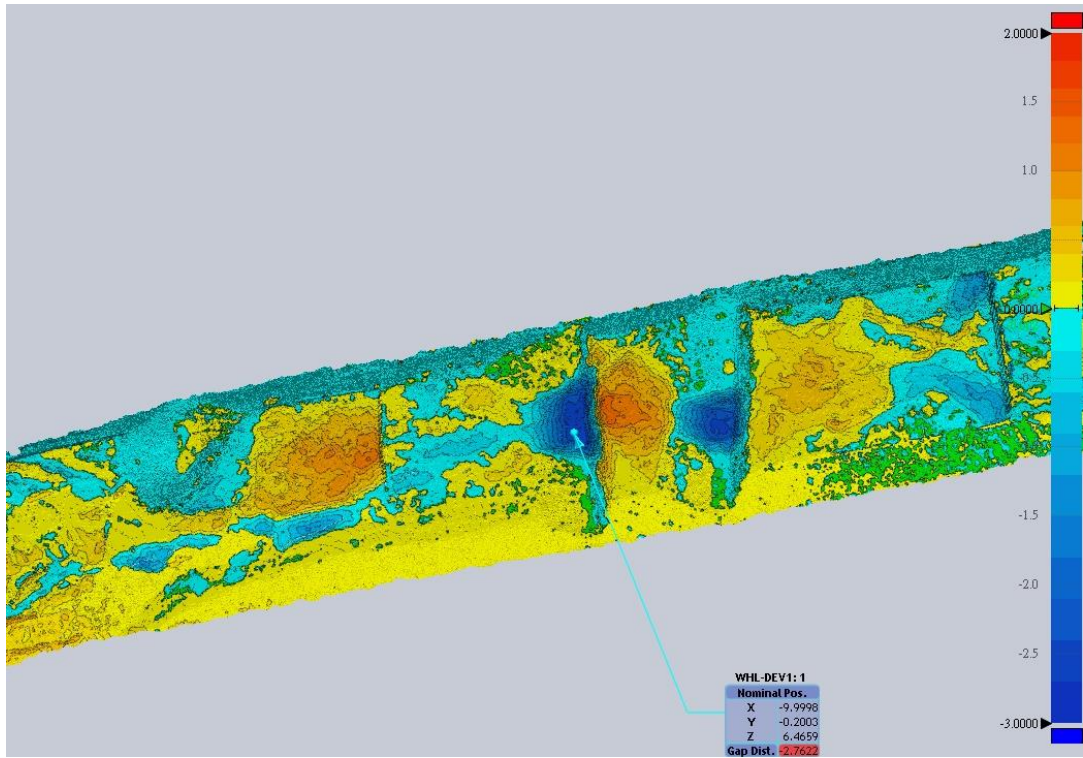


圖 6 9/26 試驗前後地形比較

## 四、 結 論

本研究於惠蓀林場蘭島溪可調流量試驗站堆置兩座堰塞壩進行雙壩潰決試驗，結果顯示，當水位逐漸升高，受管湧現象及堰塞湖蓄水體積影響，水位上升速率會稍微減緩。下游壩體破壞程度會隨兩壩之間距離縮短而增加，下游壩體破壞時間則會隨兩壩之間距離縮短而減少。

於潰決歷程中壩體潰口處之泥沙為主要土方來源，其提供之土砂量差異，影響潰決後於潰口下游處形成之沙洲規模。堰塞壩蓄水區於蓄水過程中，因水體淤高而在接近壩體處形成迴水區，造成上游夾砂水流於進入湖體過程中逐漸落淤，其泥砂顆粒因接近壩體逐漸細化，並在交界處產生與沖積扇相似之堆積型態。

## 五、 誌 謝

本文感謝國科會補助研究計畫：「氣候與地震劇變對堰塞湖演變機制及災害防治之研究－堰塞湖對河川型態演變之影響」（NSC96-2625-Z005-001）、惠蓀林場及南投農田水利會配合流量調節，以利本研究順利進行，特予致謝。

## 六、 參考文獻

- 【1】 田畑茂清、水山高九、井上公夫(2002)，「天然ダムと災害」，古今書院，東京。
- 【2】 Brambilla S., Ferrari F. and Gatti D. (1999). "Cascade dam failure analysis using a lagrangian specification of the flow field." IAHR Confess. Graz, Austria, p.22-27.
- 【3】 Casagli, N., Ermini, L., (1999). Geomorphic analysis of landslide dams in the Northern Apennine. Transactions of the Japanese Geomorphological Union 20 (3), 219 - 249.
- 【4】 Casagli, N., Ermini, L., Rosati, G., (2003). Determining grain size distribution of material composing landslide dams in the Northern Apennine: sampling and processing methods. Engineering Geology 69, 83 - 97.
- 【5】 Chai., Liu., and Zhang. (2001). "Preliminarily stability analysis of natural rock field dam resulting from damming landslide," Geological Science and Technology Information, 20 (1): 77~81.
- 【6】 Costa, J.E., Schuster, R.L., (1988). The formation and failure of natural dam. Geological Society of America Bulletin 100, 1054 - 1068.
- 【7】 Fread, D. L. (1988). "The NWS DAMBRK model: Theoretical background/user documentation." HRL-258, Hydrologic Research Laboratory Report, National Weather Service, Silver Spring, Md.
- 【8】 Froehlich, D.C., (2008). "Embankment dam breach parameters and their uncertainties," Journal of Hydraulic Engineering, 130(12):1708-1721.

- 【9】 Korup, O., (2004). Geomorphometric characteristics of New Zealand landslide dams. *Engineering Geology* 73, 13 - 35.
- 【10】 Niu Z., P., Xu W., L., Li N., W., and Xue Y., (2012) “Experimental investigation of the failure of cascade landslide dams.” *Journal of Hydrodynamics*, 24 (3):430-441
- 【11】 Schuster, L. and Costa, E. (1986) “A perspective on landslide dams, *Landslide Dams*,” Geotechnical Special Publication No.3, ASCE, New York, 1-20
- 【12】 Singh, K. P., and Snorrason, A. (1984). “Sensitivity of outflow peaks and flood stages to the selection of dam breach parameters and simulation models.” *J. Hydrol.*, 68, 295 - 310.
- 【13】 Swanson, F.J., Oyagi, N., Tominaga, M., 1986. Landslide dam in Japan. In: Schuster, R.L. (Ed.), *Landslide Dam: Processes Risk and Mitigation*. Geotechnical Special Publication, 3. American Society of Civil Engineers, pp. 131 - 145.
- 【14】 Wahl, T. L. (1998). “Prediction of embankment dam breach parameters: A literature review and needs assessment.” *Dam Safety Rep. No. DSO-98-004*, Bureau of Reclamation, U.S. Dept. of the Interior, Denver.
- 【15】 Wahl, T.L. (2004), “Uncertainty of predictions of embankment dam breach parameters,” *Journal of Hydraulic Engineering*, 130(5):389-397.