
防砂壩溢流水深之評估與檢討

**Evaluation and Review of Overflow Depth
of Sabo Dams**

執行單位：逢甲大學

執行期間：108 年 02 月 20 日至 108 年 12 月 31 日

計畫主持人：吳銘順 助理教授

行政院農業委員會水土保持局 編印

中華民國 109 年 12 月

（本報告書內容及建議純屬執行單位意見，僅供本局施政參考）

防砂壩溢流水深之評估與檢討

摘要

通過理論的建構並藉由渠槽試驗的分析及三維數值模式模擬結果，本研究分別獲得以下兩個重要結論，包括：

當防砂壩溢流水深大於 3.0 m 時，其下游溪床局部沖刷深度會有大於基礎最大深度 3.0 m 之虞，可能影響壩體之安全。

當防砂壩採用 4.0 m 溢流水深設計靜水池長度及尾檻高度時，卻只能在溢流水深小於 3.0 m 時發揮一定的消能效果，對於超過 3.0 m 以上的溢流水流，除非調整靜水池長度或尾檻高度，否則靜水池的功能似乎無法完全發揮，甚至必須加以防護(增加靜水池厚度)或提高設計標準。

顯然，不論是從渠槽動床沖刷試驗，或是三維數值模式模擬結果，均獲得一致的結果，即當防砂壩上游溢流水深大於 3.0 m 時，其基礎深度及基礎保護工(靜水池)尺度均必須做出相應地調整，否則可能因此影響壩體及其下游之安全；換言之，水土保持手冊(2017)：「溢流水深一般情形宜小於 3.0m，良好岩盤基礎時 4.0m。」，建議應更改為「溢流水深一般情形宜小於 2.0m，良好岩盤基礎時 3.0m。」

關鍵詞： 防砂壩、溢流水深、渠槽試驗、水土保持手冊

Evaluation and Review of Overflow Depth of Sabo Dams

Abstract

Through the flume test and the three-dimensional numerical model simulation results, the following two important conclusions are obtained, including:

1. When the overflow depth of the Sabo dam is greater than 3.0 m, the local scouring depth of the downstream creek will be greater than 3.0 m of the maximum depth of the foundation, which may affect the safety of the dam.
2. When the Sabo dam uses the 4.0 m overflow depth to design the length of the static pool and the height of the tail stern, it can only exert a certain energy dissipation effect when the overflow depth is less than 3.0 m, for overflow water flow exceeding 3.0 m or more, unless Adjust the length of the still pool or the height of the tail stern. Otherwise, the function of the static pool does not seem to be fully functional. It must even be protected (increasing the thickness of the still pool) or improve the design standards.

Obviously, whether it is from the channel bed moving test, or the three-dimensional numerical model simulation results, consistent results are obtained, that is, when the overflow depth of the sand control dam is greater than 3.0 m, the foundation depth and the foundation protection (static pool) The scale must be adjusted accordingly, otherwise it may affect the safety of the dam and its downstream; in other words, the Soil and Water Conservation Handbook (2017): “The overflow depth should be

less than 3.0m in general and 4.0m in good rock foundation.” The recommendation should be changed to "the overflow depth should be less than 2.0m in general and 3.0m in good rock foundation."

Keywords: Sabo dam, overflow depth, flume test, Soil and Water Conservation Handbook

目次

摘要.....	I
Abstract.....	II
目次.....	IV
表次.....	VI
圖次.....	VII
照片次.....	VIII
第一章 緒論	1-1
第一節 計畫緣起	1-1
第二節 計畫目標	1-2
第三節 計畫實施步驟	1-2
第四節 計畫甘特圖	1-3
第五節 計畫交付項目	1-4
第六節 計畫重要檢核點	1-4
第二章 文獻蒐集與彙整	2-1
第一節 溢流水深	2-2
第二節 局部沖刷	2-3
第三節 防砂壩下游溪床局沖刷機制	2-4
第四節 消能設施(基礎保護工).....	2-8
第五節 水躍能量損失機制與計算	2-12
第三章 防砂壩溢流水深評估	3-1
第一節 溢流水深與壩體下游溪床局部沖刷關聯性分析	3-1
第二節 溢流水深與壩下游基礎保護工設計	3-2
第三節 防砂壩最大溢流水深檢討方法	3-2
第四章 溢流水深與防砂壩下游溪床局部沖刷之關聯性分析	4-1

第一節	模型試驗力學相似	4-1
第二節	試驗規劃與布置	4-4
第三節	渠槽試驗結果分析與討論	4-14
第五章	三維水理數值模式分析	5-1
第一節	ANSY 軟體簡介	5-1
第二節	防砂壩三維水理數值模擬分析	5-1
第三節	分析與討論	5-8
第六章	結論與建議	6-1
參考文獻.....		1
附錄一	渠槽試驗數據	
附錄二	ANSYS三維數值模式簡介與應用說明	
附錄三	各期審查意見	

表次

表 1-1 工作甘特圖-----	1-3
表 2-1 經驗公式(1)中之相關係數-----	2-6
表 2-2 防砂壩下游局部冲刷公式一覽表-----	2-6
表 2-3 出水高與排洪量參考表-----	2-11
表 2-4 靜水池設計重要尺寸對照表-----	2-15
表 4-1 各試驗因子模型與原型關係-----	4-6
表 4-2 模型流量一覽表-----	4-7
表 4-3 泥砂顆粒組成一覽表-----	4-7
表 5-1 入流洪峰流量與其相應溢流水深-----	5-3

圖次

圖 1-1 計畫實施步驟-----	1-3
圖 2-1 防砂壩下游河床局部沖刷-----	2-1
圖 2-2 溢洪口示意圖-----	2-3
圖 2-3 防砂壩下游河床沖刷各參數示意圖-----	2-5
圖 2-4 水躍消能與下游水位關係圖-----	2-9
圖 2-5 靜水池池底水平狀況示意圖-----	2-10
圖 2-6 靜水池池底具斜坡狀況示意圖-----	2-11
圖 2-7 水躍能量損失示意圖-----	2-12
圖 2-8 水平矩形渠流水躍段能量損失與總能量損失之關係圖-----	2-15
圖 2-9 水平矩形渠流水躍消能係與福祿數關係圖-----	2-16
圖 4-1 傾動式室內渠槽-----	4-5
圖 4-2 渠槽試驗布置示意圖-----	4-5
圖 4-3 渠槽試驗流程圖-----	4-8
圖 4-4 粒徑 A 局部沖刷坑最大深度與溢流水深關係圖-----	4-15
圖 4-5 粒徑 B 局部沖刷坑最大深度與溢流水深關係-----	4-15
圖 4-6 粒徑 A 局部沖刷坑最大深度與壩體上下游水位差關係圖--	4-16
圖 4-7 粒徑 B 局部沖刷坑最大深度與壩體上下游水位差關係圖-	4-17
圖 4-8 局部沖刷坑最大深度與單寬流量關係圖-----	4-17
圖 4-9 粒徑 A 局部沖刷坑最大深度與溪床坡度關係圖-----	4-18
圖 4-10 粒徑 B 局部沖刷坑最大深度與溪床坡度關係圖-----	4-18
圖 4-11 基礎深度示意圖-----	4-19
圖 4-12 橋墩清水流與含滓流局部沖刷變化趨勢示意圖-----	4-20
圖 5-1 一般防砂壩與水墊設置情形-----	5-3
圖 5-2 溢流水深 1.0 m 靜水池水深及流速分布-----	5-4

圖 5-3 溢流水深 2.0 m 靜水池水深及流速分布-----5-6

圖 5-4 溢流水深 3m 靜水池水深及流速分布-----5-7

圖 5-5 溢流水深 4m 靜水池水深及流速分布-----5-8

照片次

照片 1-1 防砂壩下游河床沖刷現象(下切約 5.0 公尺) -----1-2

第一章 緒論

第一節 計畫緣起

防砂壩(sabo dam; check dam)係指為攔蓄及調節溪流土砂、減緩溪床坡度、穩定流心、防止侵蝕、崩塌或抑止土石流所構築5.0m以上之橫向阻水構造物，為野溪控制土砂流失與生產最主要之防砂工程之一。作為野溪主要防砂工程，防砂壩作用或功能原理係將壩體高出河床，使壩體與上游溪床和兩岸邊坡之間構成一個可以貯蓄土砂的空間；當此貯砂空間蓄積土砂之後，會在原溪床上形成新的溪床面，且因新的溪床面坡度小於原河床坡度，從而發揮了：(1)減緩水流輸砂能力、(2)抑制壩體上游縱、橫向沖刷、(3)穩定坡腳，穩定兩岸邊坡、(4)控制水流流心，防止橫向淘刷、及(5)沿程消能等功能。

但是，防砂壩將上游影響河段內的高程落差集中，使得過壩水流以自由射流方式自壩頂直接衝擊其下游河床，在已知的壩體高度及溪床質組成條件下，造成河床局部沖刷並形成沖刷坑(scour hole)，對壩體安定產生一定的威脅，是影響防砂壩安定的重要議題之一，如照片1-1防砂壩下游河床沖刷情形。一般，為避免防砂壩下游局部沖刷問題危及壩體安全，在已知溪床質組成條件下進行壩體設計時，均朝向限制防砂壩壩高、溢流水深(over-flow depth)、基礎保護工或基礎深度等因子，控制壩體下游溪床局部沖刷之發生及發展。其中，防砂壩壩高、基礎保護工或基礎深度等均已有相關規定或技術提供遵循，惟獨溢流水深因欠缺深入探討，僅能採以通案性之規定，即一般情形宜小於3.0 m，良好岩盤基礎時4.0 m(水土保持手冊，2017)。

因此，本研究擬在已知的有效壩高、溪床質組成及溪床坡度等條件下，通過渠槽試驗及數值模式評析溢流水深對防砂壩安定性之影響，並以下游局部沖刷坑深度與基礎保護工(以靜水池為主)之影

響程度作為評估指標，進而提出合適溢流水深之具體數值，提供工程人員設計之參考。



照片 1-1 防砂壩下游河床沖刷現象(下切約 5.0 公尺)

第二節 計畫目標

本研究係探討溢流水深在已知壩體高度、溪床質組成、基礎保護工(靜水池)等條件組合下之溢流水深合適範圍。此處所謂「溢流水深合適範圍」係指「不會造成壩體下游溪床局部沖刷坑最大深度大於壩體基礎深度」或「在既有靜水池設計標準下可以發揮消能減勢作用」之溢流水深。

第三節 計畫實施步驟

為達成本研究之目標，本研究除了蒐集彙整相關文獻外，亦將通過理論推導、渠槽試驗及數值模擬等方式，提出溢流水深合適範圍之具體建議，其實施步驟如圖 1-1 所示。

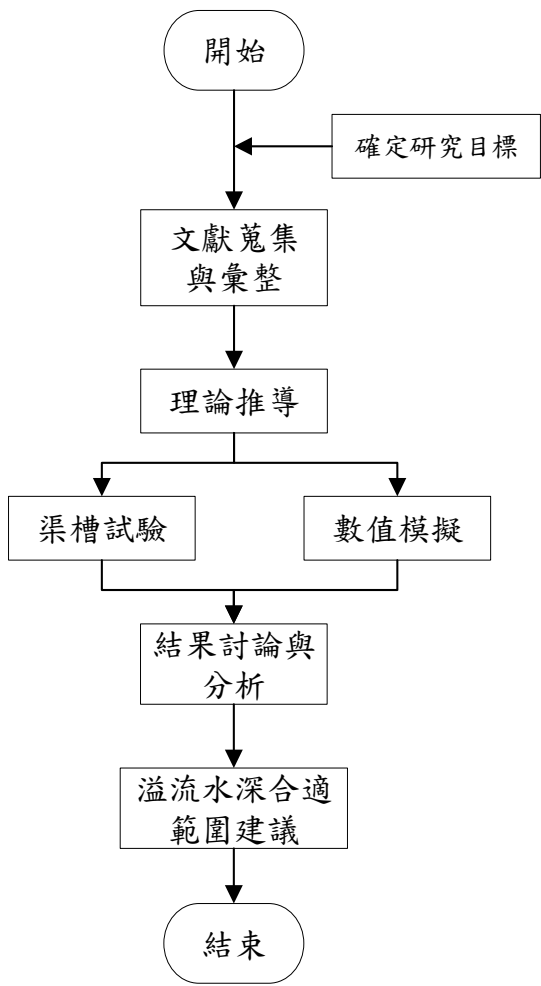


圖 1-1 計畫實施步驟

第四節 計畫甘特圖

依據上述工作步驟，製作各項工作時程之甘特圖，如表 1-1 所示。

表 1-1 工作甘特圖

工作項目	2 月	3 月	4 月	5 月	6 月	7 月	8 月	9 月	10 月	11 月
文獻回顧	■■■■	■■■■	■■■■	■■■■						
理論推導				■■■■	■■■■					
渠槽試驗				■■■■	■■■■	■■■■	■■■■	■■■■		
三維數值模擬						■■■■	■■■■	■■■■		
分析與討論							■■■■	■■■■	■■■■	
各期報告				期初			期中			期末

第五節 計畫交付項目

依據試驗研究與分析成果，本研究將交付以下幾項成果

- 一、試驗過程照片
- 二、試驗原始數據
- 三、試驗分析數據
- 四、各期報告(工作執行報告、期中及期末報告)各十份

第六節 計畫重要檢核點

- 一、期初採會議方式審查、期中採書面審查、期末以聯合成果發表方式辦理聯合審查。於核定文到20日內、108年7月19日及108年11月15日前分別函送工作執行計畫書、期中(末)報告書10份，俾利辦理審查作業。
- 二、各計畫請於108年12月24日(星期二)前繳交成果報告及會計報告，俾辦理結案作業。
- 三、為提升計畫執行成效，計畫執行期間另將擇期辦理現地查核作業，計畫結束後擇優辦理研討會發表，屆時請配合辦理。

第二章 文獻蒐集與彙整

通過防砂壩壩頂溢流水深之高低，關係著兩個重要面向，包括：

一、防砂壩安定問題

由於防砂壩將溪床沿程落差集中，使過壩水流因高水頭落差轉換為高速水流之衝擊動能，復因高速射流產生之非對稱性漩渦、底部射流和可動邊界間的交互作用，使水流冲刷力大大提高，冲刷河床形成局部冲刷坑，對壩體安定產生一定的威脅，是影響防砂壩安定的重要議題之一，如圖 2-1 所示。其中，局部冲刷坑之大小，除了與壩體有效高度、溪床質、下游尾水位等因子有關外，過壩水流之溢流水深，因與高速射流直接相關，故具有較為顯著之影響；換言之，當防砂壩有效壩高、溪床質、溪床坡度等為已知時，溢流水深就成為影響壩體下游局部冲刷坑發展之首要因子。

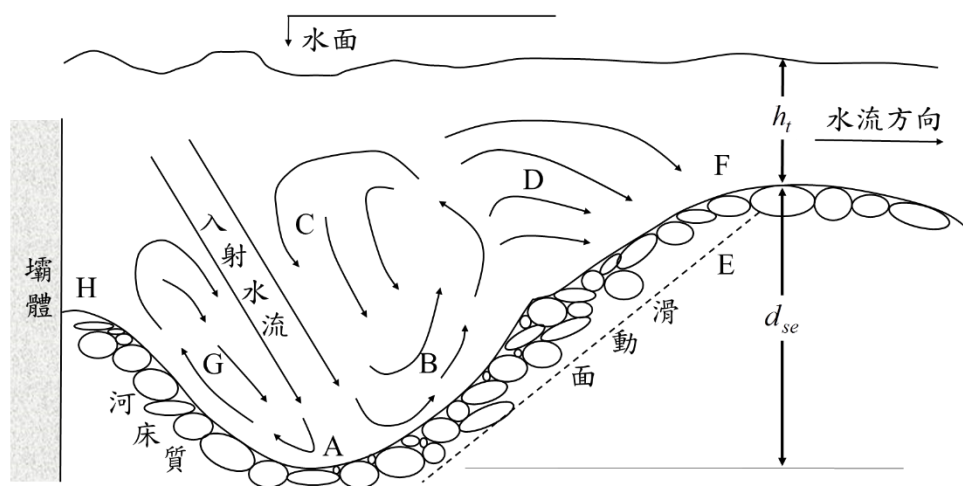


圖 2-1 防砂壩下游河床局部冲刷坑發展

二、防砂壩下游基礎保護工設計問題

防砂壩下游基礎保護工(如靜水池、副壩、護坦等)係降低來自壩體上游高速射流衝擊能量之一種消能設施。以靜水池為例，它是於壩

體下游形成一蓄水池，一方面可將上游高速射流所激起的水流予以消能，另一方面利用其蓄水形成水躍，達成減勢消能之一種工程設施。因屬壩體高速射流之消能設施，其長度和厚度設計除了與壩體有效高度有關外，亦須考量溢流水深。一般，當壩體有效高度為固定時，溢流水深與基礎保護工長度及厚度呈正比例相關，即溢流水深越高，基礎保護工長度及厚度就越大，工程規模也就越大。但是，較大的長度、厚度及工程規模設計，是否與消能減勢功能成正比，卻未有深入探討。因此，本研究擬從靜水池消能減勢效果出發，探討溢流水深與靜水池消能設計之關聯性，進而提出合適溢流水深之範圍。

第一節 溢流水深

溢流水深係指通過壩頂溢洪口斷面之水流深度，與溢洪口斷面及入流流量有關，可以採用堰流公式推估即

$$h_w = \left[\frac{Q_d}{0.354 b_u (2 + 3\chi)} \right]^{2/3} \quad (2-1)$$

式中， b_u =溢洪口斷面頂寬(m)； h_w =溢流水深(m)； χ =無因次寬度因子，可表為

$$\chi = b_o / b_u \quad (2-2)$$

式中， b_o =溢洪口斷面底寬(m)。當溢洪口斷面為矩形時， $\chi=1.0$ ；當溢洪口斷面為三角形時， $\chi=0$ ，且 $b_u = 2 h \tan(\alpha / 2)$ (α =三角形夾角)。例如，已知梯形溢洪口斷面之兩側邊坡斜率為 1:Z，由圖 2-2 得知，

$$b_u = b_o + 2 Z h_w$$

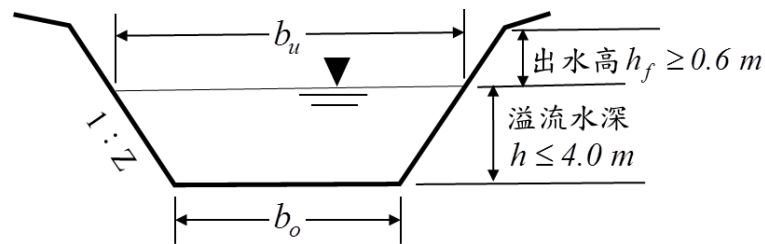


圖 2-2 溢洪口斷面示意圖

當 $Z=1.0$ 時，則設計洪水量可表為

$$Q_d = (1.77 b_o + 1.42 h_w) h_w^{1.5} \quad (2-3)$$

另，當防砂壩上游遭土砂淤滿後，因屬明渠流(open channel flow)，故過壩水流溢流水深應以曼寧公式計算之。

第二節 局部冲刷

當溪流水流挾帶泥砂量小於水流挾砂能力，或水流動能因外部環境改變而突然上升時，水流就會帶走從河床沖起的泥砂，此現象謂之溪流冲刷(stream scouring)。野溪水流實際挾帶的泥砂量往往小於挾砂能力，在欠缺卵石巨礫保護的溪床，水流就會沖起溪床上的泥砂，使溪流發生長距離連續的冲刷，它的冲刷範圍可以達到溪幅寬度的數十倍甚至百倍以上，謂之一般冲刷(general scour)。溪流一般冲刷(含溪岸淘刷)是野溪溪床演變的基本趨勢，在自然狀態下多數野溪都屬於冲刷型溪流(incised stream)。

在相同的水流條件下，當遇有橫向阻水構造物(如防砂壩、固床工、..)時，因通水斷面突然改變，局部水流紊動增強，水流冲刷河床的能力獲得提升，則會在構造物下游溪床造成有限範圍的冲刷現象，謂之局部冲刷(local scour)。橫向阻水構造物下游溪床的局部冲刷現象，主要是造成構造物基礎裸露，更大程度阻礙水域生物縱向廊道的暢通，但相對於溪流長距離冲刷，局部冲刷問題是可預知的，且其影響範圍是有限的。

第三節 防砂壩下游溪床局沖刷機制

一般而言，防砂壩將河床沿程落差集中，使過壩水流因高水頭落差轉換為高速水流之衝擊動能，復因高速射流產生之非對稱性漩渦、底部射流和可動邊界間的交互作用，使水流沖刷力大大提高，沖刷河床形成局部沖刷坑，如圖 2-1 所示。圖中，在初期沖刷階段，下游水墊(water cushion)較淺，入射水流對河床面的衝擊破壞力極強，沖刷發展相當快速，據研究表明沖刷坑深度與沖刷時間的 $1/3$ 次方成正比(劉沛清，1994)；隨著沖刷坑的發展和水墊深度的不斷增大，入射水流的衝擊能量被沖刷坑內水體所消耗，其沖刷能力也逐漸減弱，沖刷坑的發展漸趨平穩，此為沖刷後期。Rajaratnam and Beltaos(1977)認為沖刷後期沖刷深度與沖刷時間的對數或 $1/6$ 次方成正比。最後，當入射水流的沖刷能力與河床泥砂的抗沖能力相近時，沖刷坑不再發展而處於一種動態平衡狀態，同時沖刷坑內的水流也趨於穩定，並呈現出較為穩定的三種形態，包括自由射流區、衝擊區和底床高速區等。其中，衝擊區是造成最大沖刷深度的主要因素，而沖刷坑底部 A 點向著下游 B 點方向沿著底床的高速水流區，係將溪床泥砂攜離沖刷坑的主要作用力，其他包括向上游的底床高速區及自由射流區所引起的兩股渦流，則是主要的耗能區。因此，橫向阻水構造物(或防砂壩)下游溪床局部沖刷係由射流、溪床及水墊等特性所左右，是一個相當複雜的物理過程。

根據以往研究，推定防砂壩下游溪床最大局部沖刷坑深度可概分為經驗(empirical)及半經驗(semi-empirical)估算公式。

一、純經驗公式

本類型係通過整理室內和原型觀測資料來建立估算沖刷坑最大沖刷深度之經驗公式。Mason and Arumugam(1985)認為這類公式多數

具有以下形式

$$t_s = k_r \frac{q^x h_d^y}{d_m^z} \quad (2-4)$$

如圖 2-3 所示， t_s =最大沖刷水深(= $d_{se} + h_t$ ； d_{se} =沖刷坑深度； h_t =尾水深)； h_d =上下游水位差； d_m =河床泥砂平均粒徑； q =入射水流單寬流量； k_r =與河床特徵有關的經驗係數； x 、 y 、 z =指數。

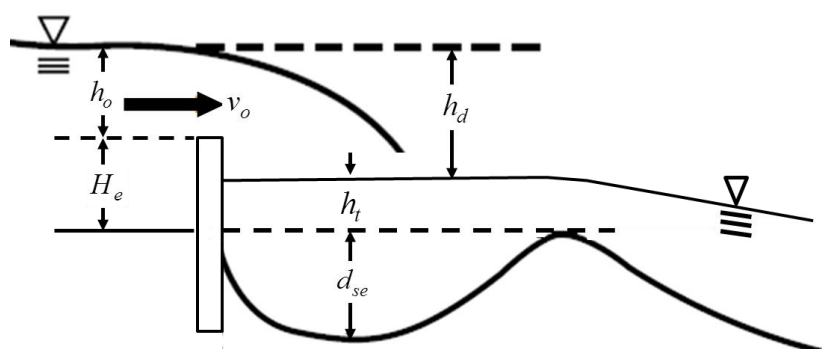


圖 2-3 防砂壩下游河床沖刷各參數示意圖

如表 2-1 給出部分公式的各個指數和係數。Mason and Arumugam(1985)通過分析三十餘家的經驗公式，發現大多數公式中的指數 x 、 y 、 z 取值範圍為： $x=0.5\sim0.7$ ； $y=0.1\sim0.5$ ； $z=0\sim0.5$ 。並通過分析給出的推薦值為：

- (一) x 值在模型中取0.6；在原型中取0.5。
- (二) y 值在模型中取0.1~0.2；在原型中取0.5。
- (三) z 值在模型及原型中取0.1~0.3。

其他相關經驗沖刷公式，如表 2-2 所示。

表 2-1 經驗公式(1)中之相關係數

作者	k_r	x	y	z	d_m
Schokltsch	0.521	0.57	0.20	0.32	d_{90}
Eggenburger	1.44	0.60	0.50	0.40	d_m
Taraimovich	0.633	0.67	0.25	0	~
Machado	1.35	0.5	0.3145	0.0645	d_{90}
Franke	1.13	0.67	0.5	0.5	d_{90}
Chee and Padiyar	2.126	0.67	0.18	0.063	d_m
Lapotuliv(朱榮林、蔡逢春， 1963)	0.93	0.627	0.25	0.19	d_m

表 2-2 防砂壩下游局部沖刷公式一覽表

作者	公式	備註
Veronese(1937)	$t_s \leq 1.9 q^{0.54} h_d^{0.225}$	h_t = 尾水深
Martins(1975)	$t_s = 1.5 q^{0.6} h_d^{0.1}$	α = 射流入射 點與水平夾角
Jaeger(Masons, 1985)	$t_s = 0.6 q^{0.5} h_d^{0.25} (h_t / d_{90})^{0.333}$	S_o = 溪床坡度
Masons(1984)	$t_s = 3.27 \frac{q^{0.6} h_d^{0.05} h_t^{0.15}}{g^{0.3} d^{0.1}}$	H_e = 有效壩高
Bormann and Julien (1991)	$t_s = k_r \frac{q^{0.6} h_d^{0.5}}{g^{0.3} d^{0.4}} \sin \alpha$	h_d = 上下游水 位差
陳正炎等(1993)	$t_s = 4.10 \frac{q^{0.64} H_e^{0.315} S_o^{0.216}}{g^{0.32} d^{0.257}}$	d = 河床粒徑
Rajaratnam(1995)	$t_s = 0.47 \frac{q^{0.5} h_d^{0.25} h_t^{0.5}}{g^{0.25} d_{50}^{0.5}} + 0.7 h_t$	q = 入射水流 單寬流量

二、半經驗公式

採用自由射流理論配合渠槽試驗所建立之半經驗估算公式，包括 Tsuchiya & Iwagaki(1967)、林 拙郎(1974)、Spurr(1985)、吳金洲(1990)、楊書昌(1991)、Bormann and Julien(1991)、陳正炎等(1993)、蘇重光及連惠邦(1993)等。其中，林 拙郎(1974)採用邊界層理論分析沖刷坑之剪力分布，再配合勢能理論，建立自由射流在水墊中的最大沖刷深度公式：

$$\frac{t_s}{d_m \sin \alpha} = 1.63 \left[\frac{q v_o}{g d_m^2} \left(\frac{D}{d_m} \right)^{0.13} \right]^{2/3} \quad (2-5)$$

式中， d_m =河床泥砂平均粒徑(m)； α =過壩水舌入射點與水平之夾角； q =過壩水流單寬流量； $v_o = \sqrt{2gH_e}$ ； D =水舌厚度($=q/v_o$)。Spurr(1985)應用能量概念來解釋沖現象，它通過工程類比和沖刷能量指標 ESI(energy scour index)來綜合估算河床的平衡沖刷深度。蘇重光、連惠邦(1993)以自由射流理論建立防砂壩下游河床局部沖刷之最大沖刷坑深度為

$$\frac{h_t + d_{se}}{h_o} = 0.91 \left(\frac{v_o}{v_c} \right) \sqrt{1 + \frac{2}{F_r^2}} \quad (2-6)$$

式中， h_t =沖刷坑下游水深(m)； h_o =壩上游水深(m)； v_o =壩上游平均流速(m/s)； $\overline{v_c}$ =底床顆粒起動流速(m/s)； F_r =沖刷坑福祿數($=u_1/\sqrt{g h_d}$)； h_d =壩上下游水位差(m)。

事實上，通過壩頂流出之自由射流與其下游底床條件，以及水流之含砂量，皆密切影響自由射流對下游底床局部沖刷的發生及發展結果，此為相當複雜的物理過程。因此，不論是經驗公式或半經驗公式在應用時都有一定的限制。此外，由於野溪坡度較為陡峭，水流動能原本就相當強烈，加上橫向阻水構造物提升其局部沖刷動能，在一些

條件配合之下也可能變成河道一般沖刷問題。當河道建置防砂壩之後，因過度集中河床落差，使得過壩跌水水流流速提高而對下游河床產生強烈的沖刷現象。在沖刷的初期，於壩體下游面形成局部沖刷坑，來消耗過壩跌水的沖刷動能，直到沖刷坑下游面的堆積丘不再有變化時，沖刷坑形狀及體積就會趨於穩定，沖刷即停止。但是，在河床較為陡峻的野溪中，隨著過壩水流的持續沖刷，局部沖刷坑下游面的堆積丘相當不穩定，同時會逐漸向下游推移發展，這使得沖刷影響範圍也隨之擴大，直到河床坡度變緩，床質粗化，水流沖刷動能減弱，河道才能漸趨穩定。不過，此時防砂壩下游河床高程已經形成較長距離的沖刷下切，不僅造成防砂壩基礎裸露而危及其安定，下游兩岸邊坡的淘刷問題，也提高了兩岸邊坡的不穩定。

第四節 消能設施(基礎保護工)

在跌(洩)水構造物下游為消減下射水流動能和保護溪床或構造物免於淘刷破壞而設置之工程設施，稱之。消能設施種類很多，通常應用於防砂壩下游者，包括靜水池(水墊)、護坦、副壩等設施。受限於本計畫採用三維水理數值模式，屬於定床模式，故選取靜水池座為模式模擬之對象。

靜水池(stilling basins)係指於壩體下游使水深增加，以形成水躍(hydraulic jump)達成減勢消能之一種工程設施。靜水池底部稱為護坦(apron)，護坦末端構築一隆起之構造，一般稱之為尾檻(end sill)，此等構造一方面可將上游沖下所激起的水流予以消能，另一方面可以將護坦圍成一與尾檻同高之蓄水池，而利用其蓄水作為水流沖擊之緩衝水體，一般稱為水墊(water cushion)，而此蓄水空間即為靜水池，如圖 2-4 所示。除了以尾檻形成靜水池外，亦可將溪床挖至一定深度，或兩者兼用，以形成靜水池。

由於消能效果佳，一般可適用於溢流水頭較高，或壩高在 7.0m 以上，下游溪床組織易被沖刷之溪段。不過，倘若溪流水流挾砂量高，且含大量巨礫塊石時，因易於遭土石填塞而失去效用，不建議採用水墊作為消能設施。

靜水池係通過水躍方式將過壩高速水流(急流)轉換為緩流，達到減勢消能之目的。設收縮斷面①處水深 y_1 所要求的共軛水深為 y_2 ，如圖 2-4 所示。按照 y_2 和下游尾水深 y_t 之間的差異，有下列三種可能的形式：

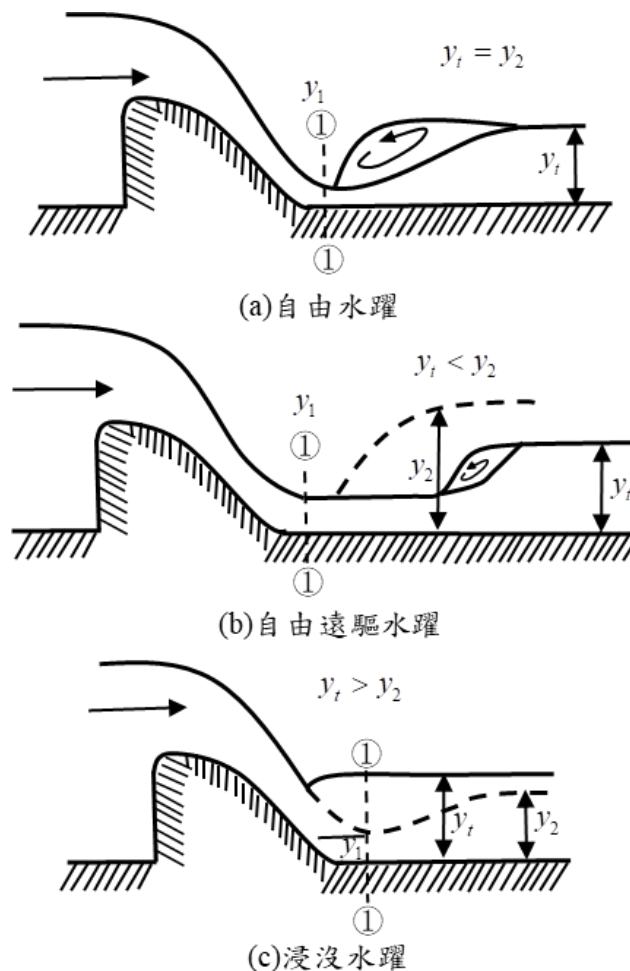


圖 2-4 水躍消能與下游水位關係圖

一、當 $y_t = y_2$ 時，水躍恰好在收縮斷面發生，成為臨界水躍式銜接；

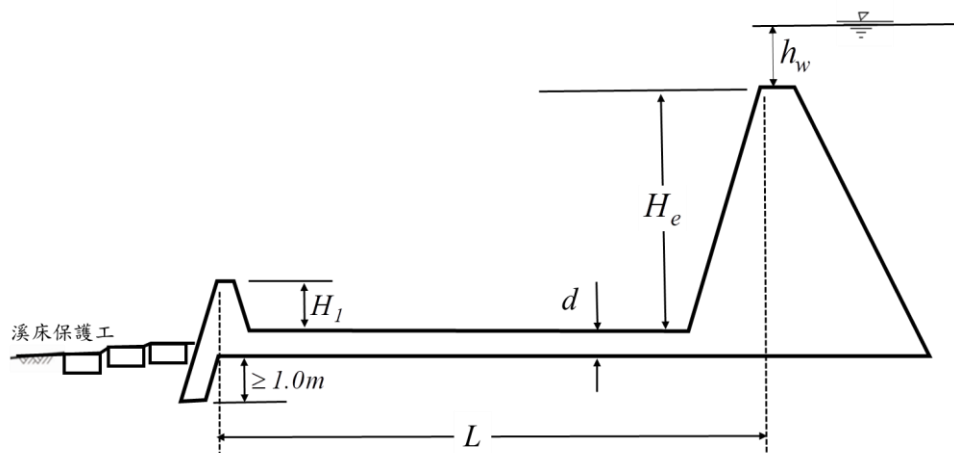
對以消能為目的，這種水躍位置相當理想，如圖 2-4(a)所示。

二、當 $y_t < y_2$ 時，水流從收縮断面起經過一段距離後，水深由 y_1 增至 y_t'' (下游水深 y_t 的共軛水深)才發生水躍，成為自由遠驅水躍式的銜接；在消能設計時，必須有較長的消能設施，故應盡量避免之，如圖 2-4(b) 所示。

三、當 $y_t > y_2$ 時，尾水浸沒了收縮断面，形成浸沒水躍(submerged jump)式的銜接；這種銜接消能是最安全的設計，惟除了降低出流流量外，其消能效率較低，如圖 2-4(c) 所示。

以上三種形式都能通過水躍消能，但以自由遠驅水躍式銜接時，靜水池至水躍前有相當長的一段水流為超臨界流，流速高，對河床冲刷能力強，故要求保護的範圍很長而不經濟；浸沒水躍式銜接在浸沒度較大時，消能效率較低，水躍段長度也增大些；自由水躍式銜接時消能效率較高，且緊靠壩趾，要求保護的範圍亦最短。因此，在靜水池設計時，必須根據上游水流條件妥適設計其相關幾何因子，以利自由水躍之形成。

靜水池幾何因子設計主要包含護坦長度、厚度、坡度、尾檻、截水牆、側牆等項目，如圖 2-5 所示。茲分述如下：



資料來源：水土保持手冊，2017

圖 2-5 靜水池池底水平狀況示意圖

一、長度：一般經驗公式

$$L = c(H_e + h_w) \quad (2-7)$$

式中， H_e =靜水池至溢洪口底之高度(m)； h_w =溢流水深(m)； c =係數，介於 1.5-2.0 之間，當壩高在 15.0m 以上者，採用 1.5，當壩高在 15.0m 以下者，採用 2.0； L =靜水池長度(m)。當靜水池底非水平狀況時，其長度可依下式計算，即

$$L = c(H_e + h_w + \Delta h) \quad (2-8)$$

式中， Δh =靜水池前端與後端之高程差，如圖 2-6 所示。

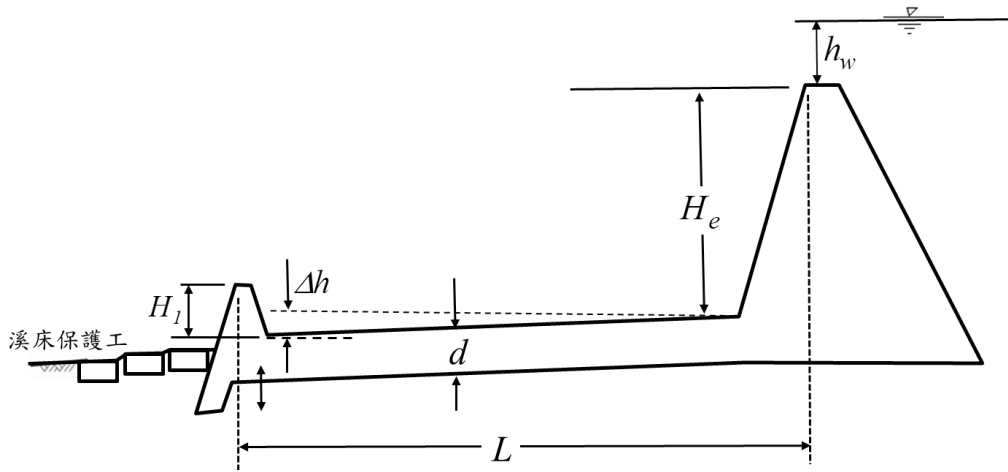


圖 2-6 靜水池池底具斜坡狀況示意圖

二、厚度：護坦厚度之決定，一般均採用下列標準：

$$d = \begin{cases} 0.5 \sim 1.0 \text{ m} & H + h_w < 10 \text{ m} \\ 1.0 \sim 1.2 \text{ m} & H + h_w = 10 \sim 15 \text{ m} \\ \alpha(0.6 H + 3 h_w - 1.0) & H + h_w > 15 \text{ m} \end{cases} \quad (2-9)$$

式中， d =護坦厚度(m)； α =係數，介於 0.1~0.2 之間，有靜水池時， $\alpha=0.1$ ，無靜水池時採 $\alpha=0.2$ ； H =靜水池至溢洪口底之高度(m)； h_w =溢流水深(m)。

三、坡度：靜水池以水平為原則。

四、尾檻：尾檻高度目前尚無理論公式可供參考，一般採用經驗或

尾檻高度為主壩高之 20%，即 $H_1 = 0.2 H$ 。

第五節 水躍能量損失機制與計算

一、水躍能量損失機制

水躍的能量損失涉及到水躍內部複雜的紊動機理。目前對這一問題的觀測表明，水躍區之水流紊動非常強烈，流速分布極不均勻，如圖 2-7 繪出了水躍段和躍後一些斷面上的流速分布圖。圖中顯示，躍前斷面①上的流速最大且分布較均勻。水躍區內的主流流速雖沿著流動方向略有減小，但仍然很大；表面渦捲上半部的流向倒轉指向上游，使流速分布圖的始端呈 S 形。躍尾斷面②的下部流速進一步減小，但仍然大於上部的流速。經過斷面②以後，流速分布規律沿程不斷地變化，下部流速漸小而上部流速漸大，直到斷面③才接近正常紊流的流速分布形式，躍後段即到此結束。斷面②與斷面③之間的流段稱為躍後段，其長度 L_{jj} 約為 $(2.5 \sim 3.0)L_j$ 。

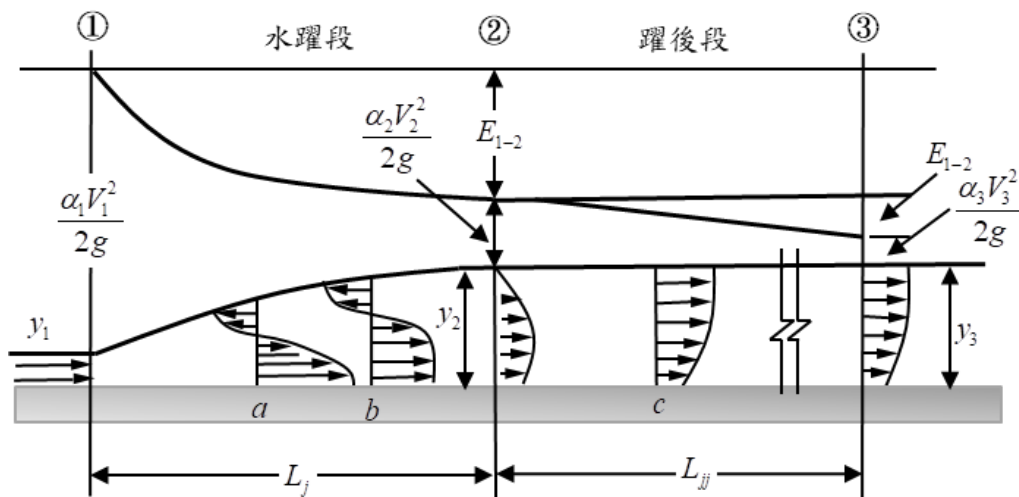


圖 2-7 水躍能量損失示意圖

由各斷面的平均流速 V 及相應的動能修正係數，可繪出水躍過程的總水頭線。由圖可見， $(y_1 + \alpha_1 V_1^2 / 2g)$ 即躍前斷面的總水頭。在水

躍區內，前半段的水力坡度很大；後半段的雖然較小，但仍然十分明顯，說明巨大的能量 ΔH_j 被水躍所消耗。躍後段的水力坡度很小，說明其消耗的能量很少。

水躍區能夠消耗巨大能量之基本原理，應可從水躍內部的水流結構去探索。在圖 2-7 中，最令人注目的是水躍區中前段為 S 形的流速分布。按連續原理不難勾繪出表面渦捲與底部主流的交界面附近，其時均流速梯度非常大，顯然這裡是強烈渦捲的發源地。流速梯度越大，則渦捲的強度也越大，因而水流的紊動也越強烈。通過摻混作用，一方面加劇了水流內部動量、能量及渦體本身沿著縱橫兩個方向的擴散，使水流運動特徵沿水深和流向不斷地調整；另一方面，伴隨強烈的紊動摻混產生了很大的附加應力，使大部分機械能在短距離內迅速轉化為熱能而消散。所以，水躍區中渦捲與主流交界面的附近區域，是集中消耗水流機械能的場所。這種強烈紊動的擴散過程，直到斷面③才接近正常紊流的狀態。

在定型水平的明渠中，斷面③處的水深 y_3 與躍後水深 y_2 基本相等。故一般可近似地令 $y_3 = y_2$ 及 $V_3 = V_2$ 。雖然 $V_3 = V_2$ ，但躍後斷面②處的動能仍較斷面③處的為大。這是因為斷面②處的流速分布很不均勻且紊流強度大，致使 α_2 較 $\alpha_3(\approx 1)$ 大得多。這些多餘的動能在躍後段中也將轉化為熱能而損失。

二、水躍段水頭損失計算

對圖 2-7 中，①斷面和②斷面間依能量方程導出的定型水平渠流之 E_j 計算公式，可表為

$$E_L = \left(y_1 + \frac{\alpha_1 q^2}{2g y_1^2} \right) - \left(y_2 + \frac{\alpha_2 q^2}{2g y_2^2} \right) = (y_1 - y_2) + \frac{1}{2} \frac{q^2}{g} \left(\frac{\alpha_1 y_2^2 - \alpha_2 y_1^2}{y_1^2 y_2^2} \right) \quad (2-10)$$

式中， α_1 及 α_2 = 水躍前、後斷面處之水流能量修正係數。由於水躍前斷面處的水流可視為緩變速流，故可令 $\alpha_1 = 1$ 。 α_2 一般大於 1.0。結合水躍共軛水深公式，可得定型矩形水平渠流的 E_j 計算公式，即

$$E_j = \frac{y_1^2}{4y_2} \left[\left(\frac{y_2}{y_1} - 1 \right)^3 - (\alpha_2 - 1) \left(\frac{y_2}{y_1} + 1 \right) \right] \quad (2-11)$$

式中，②斷面能量修正係數 α_2 可按式計算，即

$$\alpha_2 = 0.85F_1^{2/3} + 0.25 \quad (2-12)$$

從上式可以看出， α_2 是隨著福祿數 F_1 的增加而增大的。

三、躍後段水頭損失的計算

對躍後斷面②和斷面③應用能量方程式，可得定型水平渠流的水躍後段之水頭損失公式為

$$E_{jj} = \left(y_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} \right) - \left(y_3 + \frac{\alpha_3 V_3^2}{2g} \right)$$

為簡化起見，可以近似地令 $y_3 = y_2$ 、 $V_3 = V_2$ 及 $\alpha_3 = 1$ ，且因單寬流量 q 可表為

$$q = y_3 V_3 = y_2 V_2$$

於是水頭損失 E_{jj} 可表為

$$E_{jj} = (\alpha_2 - 1) \frac{q^2}{2g y_2^2} \quad (2-13)$$

將上式結合水躍共軛水深公式，經整理可得定型水平矩形渠道之 E_{jj} 計算公式

$$E_{jj} = \frac{y_1^2}{4y_2} (\alpha_2 - 1) \left(1 + \frac{y_2}{y_1} \right) \quad (2-14)$$

四、水躍總水頭損失

水躍總水頭損失 E 是指水躍段與躍後段水頭損失之和，故將式 (2-11) 與 (2-14) 相加，可得定型矩形水平渠流之 E_L 計算公式，即

$$E_L = \frac{(y_2 - y_1)^3}{4y_1 y_2} \quad (2-15)$$

為了瞭解水躍段水頭損失在總水頭損失中所佔的百分比，用式 (2-11) 除以式 (2-15) 可得

$$\frac{E_j}{E_L} = 1 - (\alpha_2 - 1) \frac{\eta + 1}{(\eta - 1)^3} \quad (2-16)$$

式中， $\eta = y_2 / y_1$ 。由於 α_2 和 η 都是 F_1 的函數，故 E_j / E_L 也是 F_1 的函數。根據上式點繪的 $E_j / E_L \sim F_1$ 關係曲線，如圖 2-8 所示。圖中，比值 E_j / E_L 隨著 F_1 的增加而增大。當 F_1 較小，如 $F_1 \leq 2.3$ 時， $E_j / E_L < 50\%$ ，這表明水躍段的水頭損失 E_j 較躍後段的水頭損失 E_{jj} 為小，水躍的消能效果不佳。惟隨著 F_1 的增加， E_j / E_L 迅速增大，當 $F_1 = 4.5$ 時，水躍段水頭損失 E_j 已達到總水頭損失的 90%。

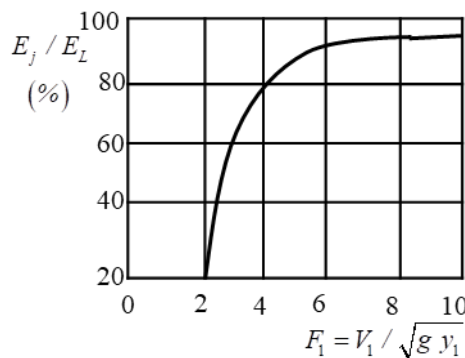


圖 2-8 水平矩形渠流水躍段能量損失與總能量損失之關係圖

五、水躍的消能效率

水頭損失 E_j 或 E 與躍前比能 E_1 之比稱為水躍消能係數，如以符

號 K_j 表示，則 $K_j = E_L / E_1$ 。顯然，消能係數 K_j 越大，則水躍的消能效率越高。將式(2-15) 改寫為

$$\frac{E_L}{y_1} = \frac{(y_2 / y_1 - 1)^3}{4y_2 / y_1} \quad (2-17)$$

令相對能量損失 $E_L / E_1 = (E_L / y_1) / (E_1 / y_1)$ ，且因 $E_1 / y_1 = 1 + F_1^2 / 2$ ，故有

$$\frac{E_L}{E_1} = \frac{(y_2 / y_1 - 1)^3}{4(y_2 / y_1)(1 + F_1^2 / 2)}$$

將水躍共軛水深公式之 y_2 / y_1 代入上式，可得

$$\frac{E_L}{E_1} = \frac{(-3 + \sqrt{1 + 8F_1^2})^3}{8(2 + F_1^2)(-1 + 8F_1^2)} \quad (2-18)$$

據此， E_L / E_1 與 F_1 之關係，如圖 2-9 所示。圖中，隨著水躍前福祿數之增加，水躍所造成消能效率急遽的上升，當福祿數 $F_1 = 5$ 時，即產生 50% 的能量損失；當 $F_1 = 9$ 時， $K_j \approx 70\%$ ； $F_1 = 20$ 時， $K_j \approx 86\%$ 。

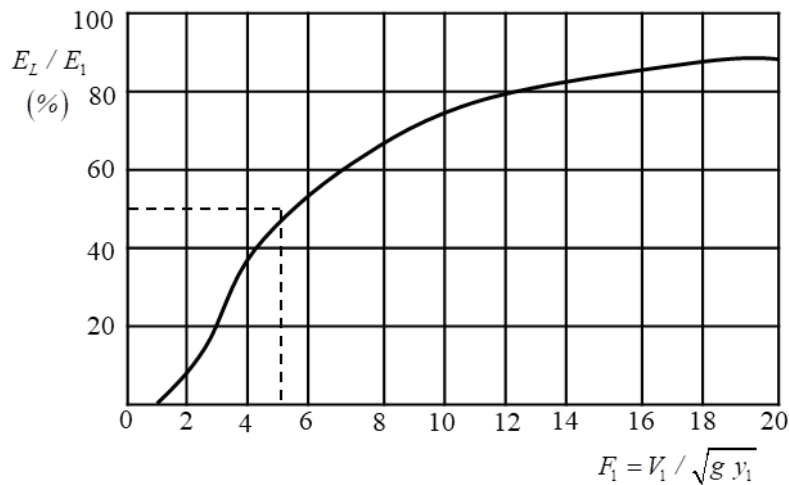


圖 2-9 水平矩形渠流水躍消能係與福祿數關係圖

第三章 防砂壩溢流水深評估

防砂壩最大溢流水深適合性之評估存在兩個關鍵問題，包括：(1) 溢流水深與壩體下游溪床局部沖刷問題；(2) 溢流水深與壩下游基礎保護工設計問題。茲分述如下。

第一節 溢流水深與壩體下游溪床局部沖刷關聯性分析

根據已有的研究成果得知，造成防砂壩下游溪床局部沖刷之幾種原因，除了溪床坡度及泥砂粒徑組成之外，就以壩體上、下游間之水位差(h_d)為主要。根據 Mason and Arumugam(1985)提出壩體下游溪床局部沖刷之通用公式，可表為

$$t_s = k_r \frac{q^x h_d^y}{d_m^z} \quad (3-1)$$

當其他條件為已知時，壩體上、下游間水位差與局部沖刷深度及範圍成正比例相關，即壩體上、下游間水位差越大，局部沖刷深度及範圍亦隨之增加。令防砂壩有效壩高為 H_e ，壩體下游尾水深 h_t ，則壩體上下游水位差可寫為

$$h_d = H_e + h_w - h_t \quad (3-2)$$

由於有效壩高及溪床粒徑組成為已知，而壩下游尾水深與單寬流量均與壩體上游入流流量有關，故式(2-4)及式(3-1)中，防砂壩溢流水深就成為主要的關鍵因素；換言之，在已知防砂壩高度、溪床坡度及粒徑之條件下，溢流水深實為影響壩體下游溪床局部沖刷坑深度之唯一參數。因此，從壩體下游溪床局部沖刷問題檢討最大溢流水深之適合性，必須在各項條件為已知時，掌握溢流水流與最大局部沖刷坑深度(t_s)和壩體基礎深度(h_b)之消長關係，即

- 一、當 $t_s \geq h_b$ 時，表徵溢流水深太大，造成較大的局部沖刷坑深度而有危及壩體安定之虞，除非是增加壩體基礎深度，否則應限制溢流水深之深度。但是，從實務經驗來看，壩體下游基礎最大深度為 3.0 m 或更小的深度，一旦溢流水深所造成的局部沖刷深度大於 3.0 m 時，該溢流水深即應被歸類為不合適。
- 二、當 $t_s < h_b$ 時，表徵由溢流水深所形成之局部沖刷深度，小於壩體下游基礎深度，故壩體可免於被水流沖刷淘空，此時溢流水深之設計值尚屬合適。

第二節 溢流水深與壩下游基礎保護工設計

防砂壩下游基礎保護工係為消減從壩體下射水流動能和保護溪床或構造物免於淘刷破壞而設置之工程設施。可以發揮消能之工程設施種類很多，通常應用於防砂壩下游者，以靜水池(水墊)、護坦、副壩等設施為主，其中各項設施幾何因子設計除了與壩高有關外，就以溢流水深為關鍵(參見 2.4 節)。

因此，從壩體下游基礎保護工檢討防砂壩最大溢流水深之適合性時，應以基礎保護工之消能效果作為檢討依據，即在已知的壩體高度下，由式(2-7)設計基礎保護工長度時，水流在基礎保護工範圍內能否產生自由水躍作為評估指標。

第三節 防砂壩最大溢流水深檢討方法

根據前述分析得知，決定防砂壩最大溢流水深之適當性關鍵有二：一是溢流水深對壩體下游溪床局部沖刷之影響問題；二是壩體下游基礎保護工對設計溢流水深(約等於 4.0 m)之消能效率問題。由於這兩個問題均與適當的溢流水深相關，但卻涉及不同的溪床條件，其中溪床局部沖刷屬於小尺度動床問題，以採用渠槽試驗方式處理為佳，而

壩體下游基礎保護工之水躍消能，則屬水流三維(3D)問題，必須採用 3D 水理數值模式處理。

為此，本研究擬通過室內渠槽定性試驗及 3D 水理數值模式 (ANSYS)方式，除了建立防砂壩下游溪床局部沖刷深度之半經驗公式及其相關參數值外，亦應探討溢流水深對局部沖刷深度及靜水池消能效率之敏感度，進一步提出防砂壩設計與溢流水深之關聯性。

第四章 溢流水深與防砂壩下游溪床局部沖刷之關聯性分析

水流運動是一種非常複雜的自然現象，許多理論和計算仍停留在經驗和半經驗階段，應用時有一定的限制，加上防砂壩的工作條件比較複雜，影響因素很多，這就給分析計算帶來一定的困難，有時甚至無適當的計算理論可供直接應用，此時採用模型試驗與理論分析相結合的方式，是解決問題的有效途徑之一。

模型試驗(model test)是研究明渠流問題之基本手段之一，可以為理論分析的結果提供必要的定量實驗資料，同時也為工程上提供可資應用的經驗或半經驗公式。模型試驗研究通常是在與原型相似而縮小了幾何尺寸的模型上進行，在模型中觀測流態和運動要素，然後將模型中的這些實測資料引伸到原型上。因此，模型試驗中存在著一個主要的問題，即如何設計模型才能實現模型與原型的流動相似。

第一節 模型試驗力學相似

力學相似係指在幾何相似的條件下，模型與原型水流中同類的運動要素(速度、加速度、壓力、阻力等)間存在著一定的比例關係，而且具有同一物理性質之變化過程，那麼這兩種液流就具有力學相似特性。具體地說，力學相似的內容包括幾何相似(geometric similarity)、運動相似(kinematic similarity)和動力相似(dynamic similarity)等條件相似。

為了便於討論，在原型和模型的各個物理量符號的右下角分別注以“ p ”和“ m ”。原型與模型各相應物理量之間的比值稱為比尺，用“ r ”表示。例如，以 V 表示點速度，則 V_p 及 V_m 分別表示原型及模型中相應點的速度，而 $V_r = V_p / V_m$ 表示原型與模型相應流速的比尺。

一、幾何相似

如果兩個水流的相應線段(例如水深及各部分尺寸等)之間存在著一定的比例關係，那麼這兩個水流就是幾何相似的。設以 L_p 和 L_m 分別表示原型和模型相應線段之長度，兩者的比值為 L_r 表示，稱為幾何相似的線性長度比尺，即

$$L_r = \frac{L_p}{L_m} \quad (4-1)$$

故面積比尺 $A_r = A_p / A_m = L_r^2$ ；體積比尺 $V_r = V_p / V_m = L_r^3$ 。式中，比例係數 L_r 、 A_r 、 V_r 稱為相似常數。模型比尺 L_r 之倒數 $1/L_r$ ，習慣上稱為模型縮尺。

二、運動相似

當模型與原型兩個水流中任何對應點的速度和加速度大小成比例，且方向相同時，這兩種水流就具有運動相似性。

$$\text{設時間比尺為 } t_r = \frac{t_p}{t_m}$$

$$\text{則速度比尺} \quad V_r = \frac{V_p}{V_m} = \frac{L_p / t_p}{L_m / t_m} = \frac{L_r}{t_r} \quad (4-2)$$

$$\text{加速度比尺} \quad a_r = \frac{a_p}{a_m} = \frac{V_p / t_p}{V_m / t_m} = \frac{L_r}{t_r^2} \quad (4-3)$$

$$\text{流量比尺} \quad \frac{Q_p}{Q_m} = \frac{L_p^3 / t_p}{L_m^3 / t_m} = \frac{L_r^3}{t_r} \quad (4-4)$$

一般而言，模型和原型間相似時，其任意兩個物理量均可擁有各自之固定比例常數，而這些比例常數可不必要相等。例如，長度比尺為 100，速度比尺可能為 10。惟這些比例常數是不能任意指定的。例如

$$V_p = L_p / t_p \quad V_m = L_m / t_m$$

令 $L_p / L_m = L_r$; $t_p / t_m = t_r$; $V_p / V_m = V_r$

$$\text{則} \quad V_r V_m = \frac{L_r}{t_r} \frac{L_m}{t_m} \Rightarrow \frac{V_r t_r}{L_r} V_m = \frac{L_m}{t_m}$$

$$\text{且} \quad V_r V_m = \frac{L_r}{t_r} \frac{L_m}{t_m} \Rightarrow \frac{V_r t_r}{L_r} V_m = \frac{L_m}{t_m}$$

$$\text{故} \quad \frac{V_r t_r}{L_r} = 1 \quad (4-5)$$

若模型與原型間保持相似，則各比例常數必須滿足上式。因此，上式通常稱為模型與原型運動相似指標。相似指標等於 1，正是模型與原型間相似之必要條件。

三、動力相似

動力相似就是模型與原型的兩個水流中，作用於對應點相同性質的力之間都存在一定的比例關係，稱之。一般，具有自由液面的流動現象係以重力作用為主，故模型試驗中，要使在重力作用下原型與模型水流相似，即滿足福祿數相似，可表為

$$F = \frac{V}{\sqrt{gL}} \quad (4-6)$$

上式亦可以寫成

$$(F)_p = (F)_m \quad (4-7)$$

上式表明，當作用力只有重力時，兩個相似系統的福祿數應相等，此即謂之為福祿數相似律，或重力相似律。

在地面上，無論原型或模型水體的重力加速度可認為是一樣的（由緯度不同引起的誤差可以忽略不計），故 $g_p = g_m$ ，即 $g_r = 1$ ，則由式(4-6)可得

(一)流速比尺

$$V_r = L_r^{0.5} \quad (4-8)$$

(二)流量比尺：

$$Q_r = \frac{Q_p}{Q_m} = \frac{V_p A_p}{V_m A_m} = V_r L_r^2 = L_r^{2.5} \quad (4-9)$$

(三)時間比尺：

$$t_r = \frac{L_r}{V_r} = \frac{L_r}{L_r^{0.5}} = L_r^{0.5} \quad (4-10)$$

第二節 試驗規劃與布置

一、試驗目的

本研究係採用室內傾動式渠槽進行試驗工作，而試驗主要目的在於通過試驗方式取得之相關數據，藉以分析溢流水深與防砂壩下游溪床局部沖刷之變化規律。

二、渠槽試驗布置

本計畫渠槽試驗係於逢甲大學水利工程與資源保育學係水環境實驗室之小型渠槽進行，如圖 4-1 為渠槽之外觀。本渠槽尺寸：長度 500 cm、寬度 30cm、高度 30cm，具有可調整坡度及循環水流之功能，試驗布置如圖 4-2 所示。圖中，試驗段(test zone)位於渠槽之中段，為設置各種構造物之區段，長度約 100cm；位於試驗段上游為調流段(regulating zone)，其目的在於調整自水箱進入渠槽內之水流，以力求維持均勻流況；位於試驗段下游為尾水段及取樣段，主要功能在控制試驗段水深和採取水量及泥砂量，作為檢測渠槽流量及計算泥砂沖刷量之用途。



圖 4-1 傾動式室內渠槽

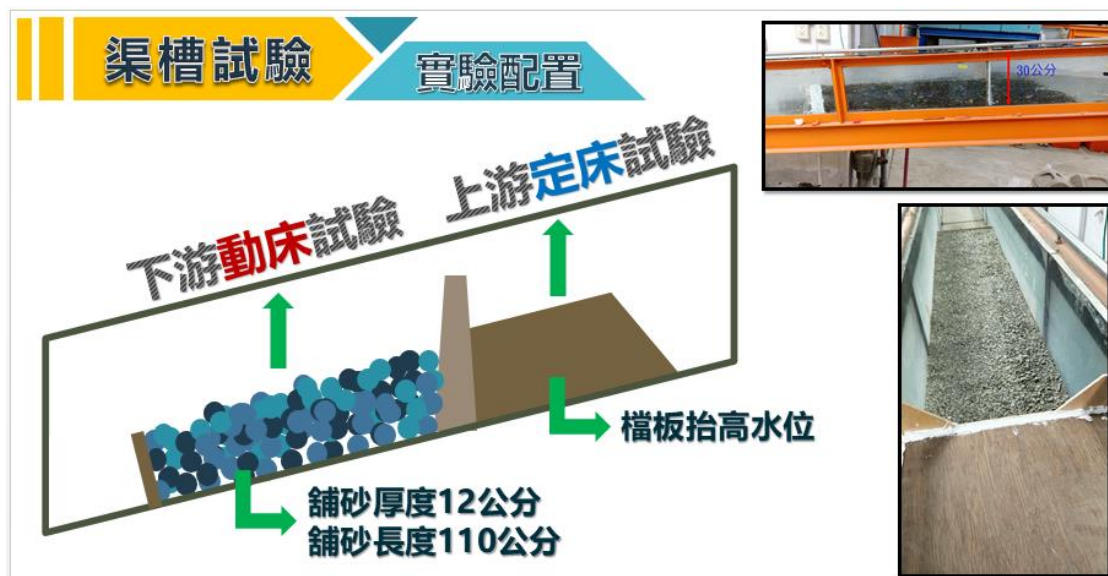


圖 4-2 渠槽試驗布置示意圖

三、渠槽試驗條件

依據 4.1 節相似律分析，本試驗相關試驗因子包括防砂壩壩高、渠槽坡度、流量、泥砂顆粒粒徑組成等之模型與原型關係，如表 4-1 所示。

表 4-1 各試驗因子模型與原型關係

試驗因子	模型相似律	模型	原型
幾何長度	$L_r = 100$	1	100
防砂壩壩高	$L_r = 100$	4.0 cm	4.0 m
坡度(度)	~	3、4、5、6	3、4、5、6
溢流水深	$L_r = 100$	1、2、3、4 (cm)	1、2、3、4 (m)
泥砂粒徑	$L_r = 100$	~	~

(一)流量

一般，流量(flowrate)常為渠槽試驗中之重要變數，為因本試驗主要參數為溢流水深，故必須建立流量與溢流水深之關係。根據堰流公式得知，於梯形斷面流量與溢流水深之關係可表為

$$Q_d = 0.354(5b_o + 4Z h_w) h_w^{1.5} \quad (4-11)$$

式中， b_o =溢洪口斷面底寬(m)； Z =邊坡係數。配合本研究之需求，必須控制渠槽流量溢流水深分別為 1 cm、2 cm、3 cm、4 cm 等，故通過試驗方式進行實測可得各溢流水深及其相應流量，如表 4-2 所示。

表 4-2 模型流量一覽表

坡度		溢流水深(cm)			
		1	2	3	4
3	單寬 流量 (cms/m)	0.0000115	0.0000250	0.0000665	0.0000963
4		0.0000137	0.0000164	0.0000808	0.0000956
5		0.0000148	0.0000350	0.0000665	0.0000970
6		0.0000143	0.0000259	0.0000691	0.0000892

(二)渠槽坡度

配合野溪溪床坡度及試驗渠槽可調整坡度範圍，故本計畫選 3、4、5 及 6 度等四種坡度作為試驗坡度。

(三)泥砂顆粒組成

依據渠槽寬度，最大泥砂顆粒粒徑不宜大於 $0.1 \times B$ ，故在粒徑組成配製之最大泥砂顆粒粒徑應小於 3 cm；另，考量粒徑小於 0.01 mm 時，會因顆粒間的而產生團粒現象。因此，介於粒徑 3 cm 至 0.01 mm 間選取二種粒徑組成，如表 4-3 所示。

表 4-3 泥砂顆粒組成一覽表

組次	粒徑分布(%)			d_m (mm) 平均粒徑	d_{50} (mm)	d_{65} (mm)
	#1/2	#4	#8			
粒徑 A	20	30	50	6.83	4.76	7.14
粒徑 B	20	50	30	7.54	6.66	8.09

註： d_m = 平均粒徑

(四)防砂壩模型

根據式(2-4)及式(3-1)得知，壩體上、下游間之水位差(h_d)與溢流水深、壩高及壩下游尾水深等有關，其中壩下游尾水深與溢流水深有關，故由式(3-1)可得壩體高度及溢流水深為主要變數。因此，本研究採取固定壩體高度(=4.0 cm)，而以改變溢流水深為主。

四、試驗流程

總結上述，針對 4 種流量、3 種渠槽坡度及 2 種泥沙顆粒組成等組成情境，合計高達 24 組試驗，相關試驗流程如圖 4-3 所示。

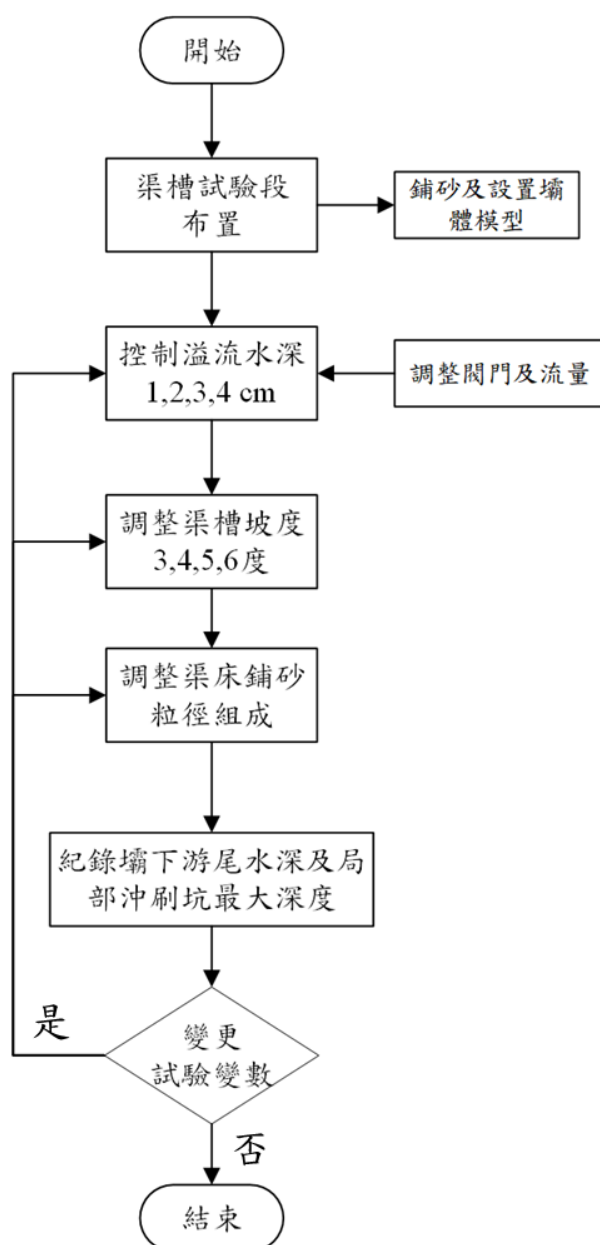


圖 4-3 渠槽試驗流程圖

五、試驗過程照片及數據

依據圖 4-3 試驗流程，將各階段試驗照片簡述如下：



木板切割



防砂壩製作



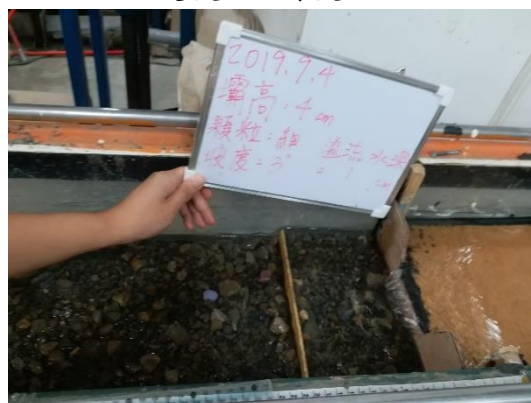
坡度 4 開度 30



坡度 4 開度 30



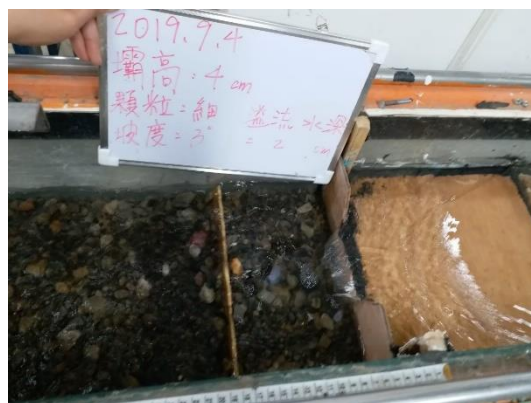
坡度 3 水深 1cm



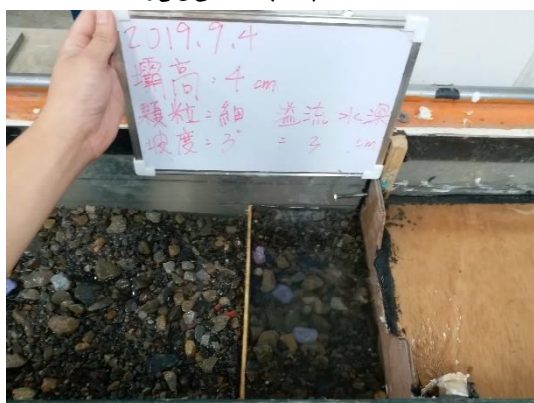
坡度 3 水深 1cm



坡度 3 水深 2cm



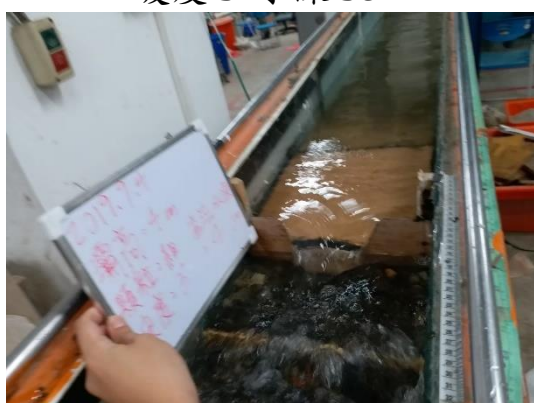
坡度 3 水深 2cm



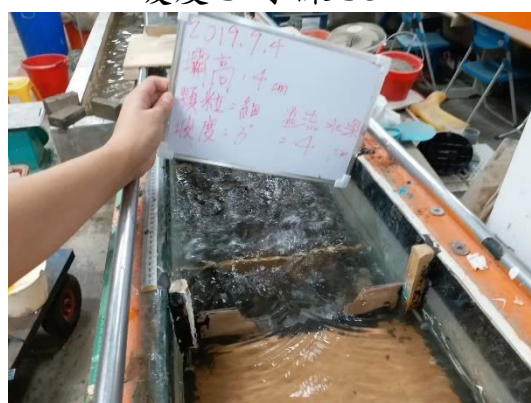
坡度 3 水深 3cm



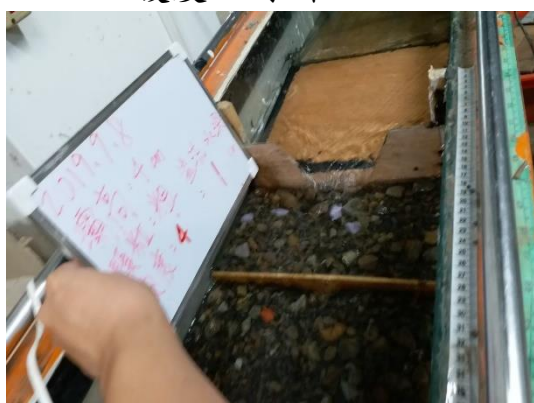
坡度 3 水深 3cm



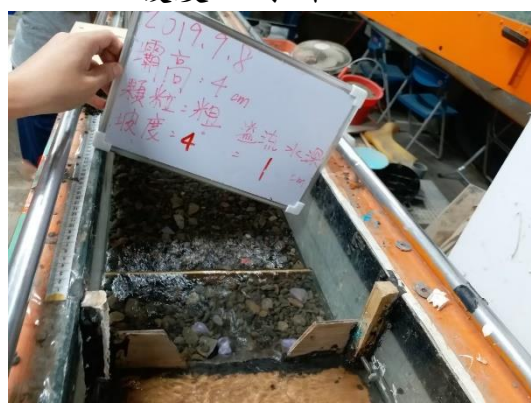
坡度 3 水深 4cm



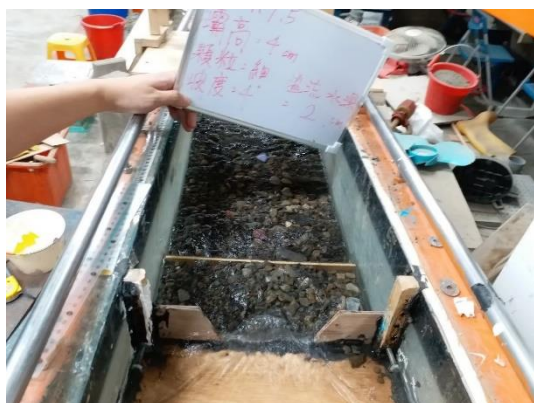
坡度 3 水深 4cm



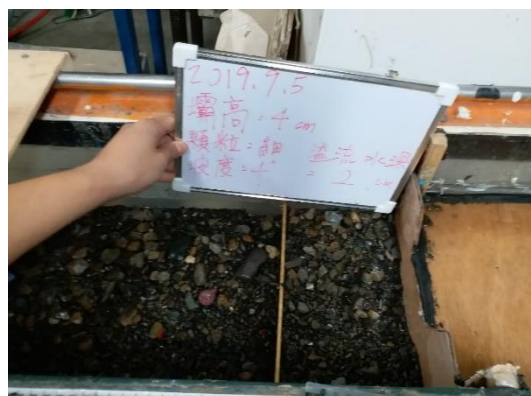
坡度 4 水深 1cm



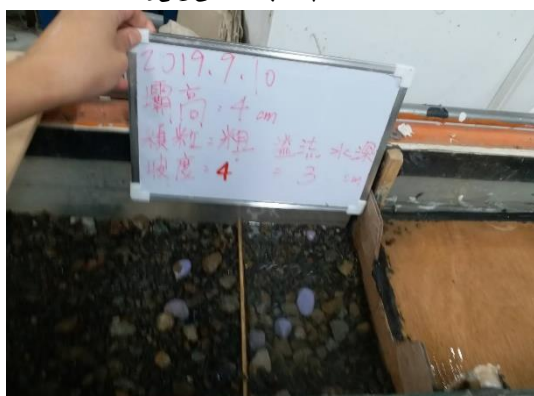
坡度 4 水深 1cm



坡度 4 水深 2cm



坡度 4 水深 2cm



坡度 4 水深 3cm



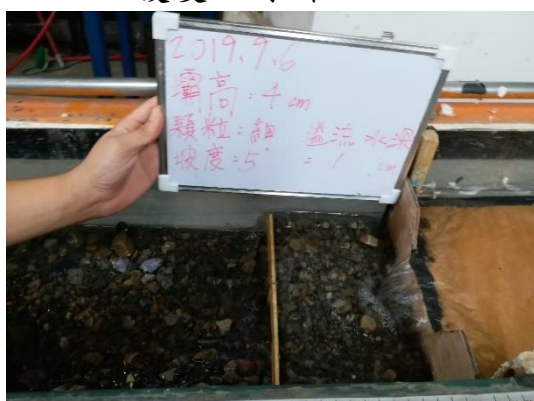
坡度 4 水深 3cm



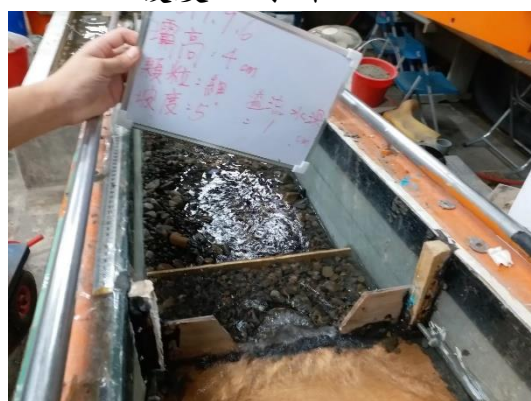
坡度 4 水深 4cm



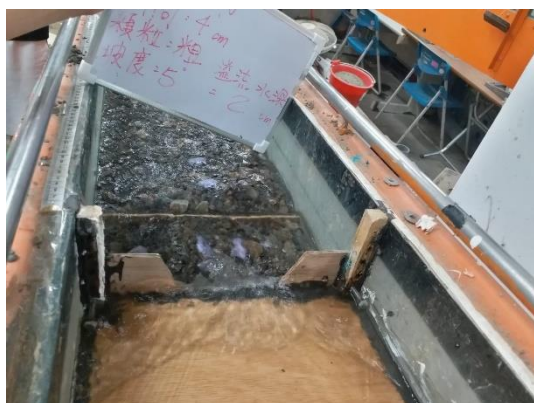
坡度 4 水深 4cm



坡度 5 水深 1cm



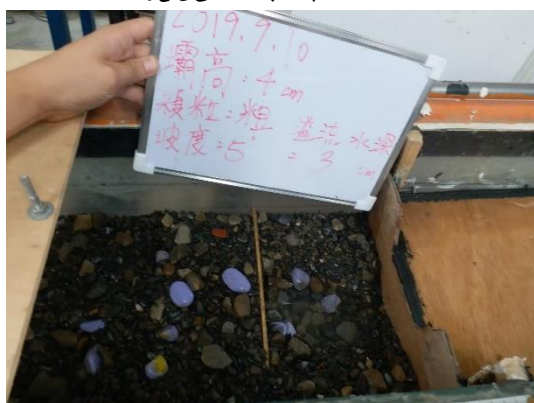
坡度 5 水深 1cm



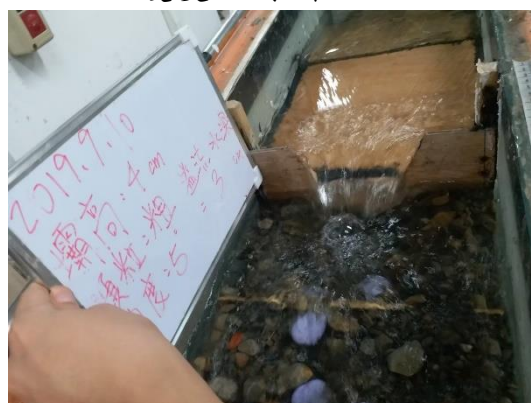
坡度 5 水深 2cm



坡度 5 水深 2cm



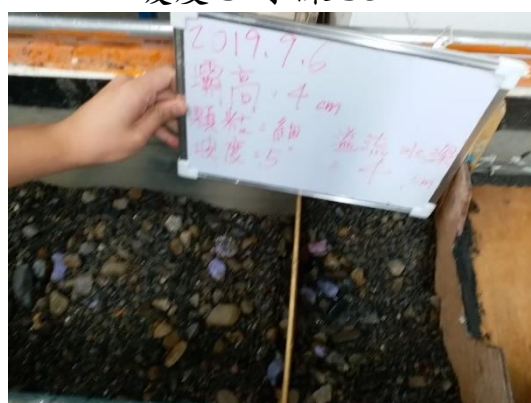
坡度 5 水深 3cm



坡度 5 水深 3cm



坡度 5 水深 4cm



坡度 5 水深 4cm



坡度 6 水深 1cm



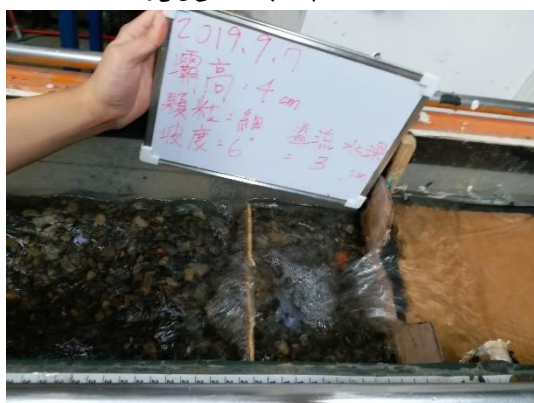
坡度 6 水深 1cm



坡度 6 水深 2cm



坡度 6 水深 2cm



坡度 6 水深 3cm



坡度 6 水深 3cm



坡度 6 水深 4cm



坡度 6 水深 4cm

依據試驗，將成果整理如下：

實驗數值					
上下游水位差(hd)	單寬流量(q)	最大沖刷水深	D50	D65	Dm
0.0443	0.0000115	0.0317	0.00476	0.00714	0.00904
0.0546	0.0000250	0.031	0.00476	0.00714	0.00904
0.04125	0.0000665	0.04125	0.00476	0.00714	0.00904
0.05075	0.0000963	0.0401	0.00476	0.00714	0.00904
0.045	0.0000137	0.0474	0.00476	0.00714	0.00904

實驗數值					
上下游水位差(hd)	單寬流量(q)	最大冲刷水深	D50	D65	Dm
0.05395	0.0000164	0.03605	0.00476	0.00714	0.00904
0.0624	0.0000808	0.0586	0.00476	0.00714	0.00904
0.063	0.0000956	0.056	0.00476	0.00714	0.00904
0.04275	0.0000148	0.08075	0.00476	0.00714	0.00904
0.0514	0.0000350	0.0806	0.00476	0.00714	0.00904
0.05605	0.0000665	0.08995	0.00476	0.00714	0.00904
0.05455	0.0000970	0.0852	0.00476	0.00714	0.00904
0.0409	0.0000164	0.10225	0.00476	0.00714	0.00904
0.043	0.0000267	0.087	0.00476	0.00714	0.00904
0.0618	0.0000533	0.10245	0.00476	0.00714	0.00904
0.0633	0.0000866	0.0977	0.00476	0.00714	0.00904
0.0437	0.0000134	0.0223	0.006664	0.008092	0.00904
0.05832	0.0000353	0.04168	0.006664	0.008092	0.00904
0.0582	0.0000663	0.0678	0.006664	0.008092	0.00904
0.0567	0.0000840	0.0813	0.006664	0.008092	0.00904
0.0409	0.0000182	0.0401	0.006664	0.008092	0.00904
0.05832	0.0000403	0.04768	0.006664	0.008092	0.00904
0.0618	0.0000669	0.0762	0.006664	0.008092	0.00904
0.0633	0.0000902	0.0977	0.006664	0.008092	0.00904
0.0441	0.0000182	0.0219	0.006664	0.008092	0.00904
0.0509	0.0000273	0.0311	0.006664	0.008092	0.00904
0.0571	0.0000687	0.0679	0.006664	0.008092	0.00904
0.06175	0.0001004	0.10025	0.006664	0.008092	0.00904
0.0441	0.0000143	0.0199	0.006664	0.008092	0.00904
0.0531	0.0000259	0.0469	0.006664	0.008092	0.00904
0.0503	0.0000691	0.0677	0.006664	0.008092	0.00904
0.06175	0.0000892	0.08925	0.006664	0.008092	0.00904

第三節 渠槽試驗結果分析與討論

根據理論推導得知，本研究試驗之主要參數包括溢流水深(h_w)、壩頂水流單寬流量(q)、壩下游溪床尾水深(h_t)、壩體上下游水位差

(h_d)、溪床特徵粒徑(d_m)及溪床局部最大沖刷深度(t_s)等。因此，通過各種條件組合之渠槽試驗及其相關試驗數據，如附件一所示。

一、局部最大沖刷深度之變化規律分析

根據式(2-4)得知，壩體下游溪床局部沖刷坑最大深度(t_s)為由過壩水流單寬流量(q)(或溢流水深， h_w)、壩體上下游水位差(h_d)及溪床粒徑組成(d_m)等因子所影響，其變化規律茲綜述如下：

(一)局部沖刷坑最大深度與溢流水深之關係

當渠槽坡度為已知時，不同泥砂顆粒粒徑別之局部沖刷坑最大深度與溢流水深關係，如圖 4-4 及圖 4-5 所示。圖中顯示，局部沖刷坑最大深度與溢流水深呈正比例相關，惟從渠槽坡度別來看，局部沖刷坑最大深度與渠槽坡度間之變化規律，似乎不甚顯著。

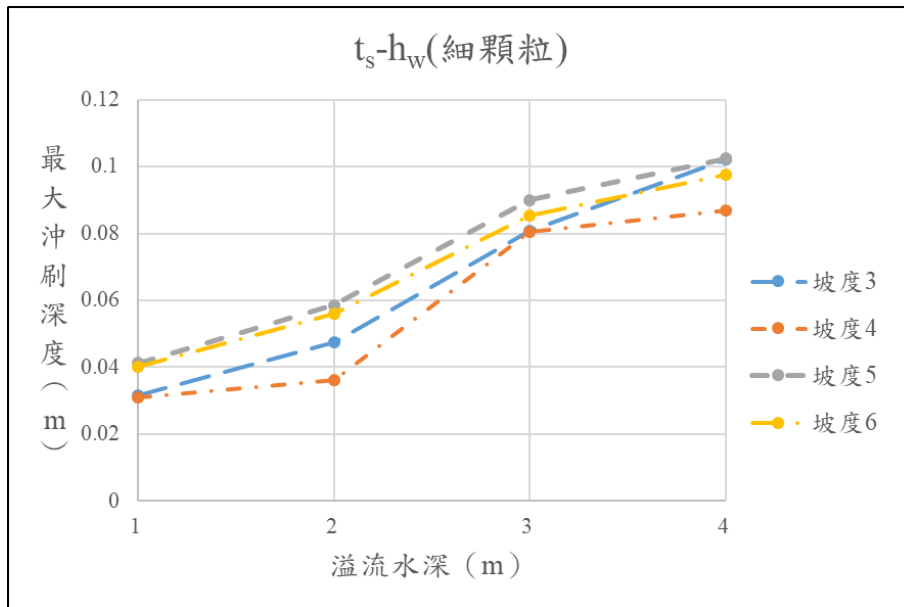


圖 4-4 粒徑 A 局部沖刷坑最大深度與溢流水深關係圖

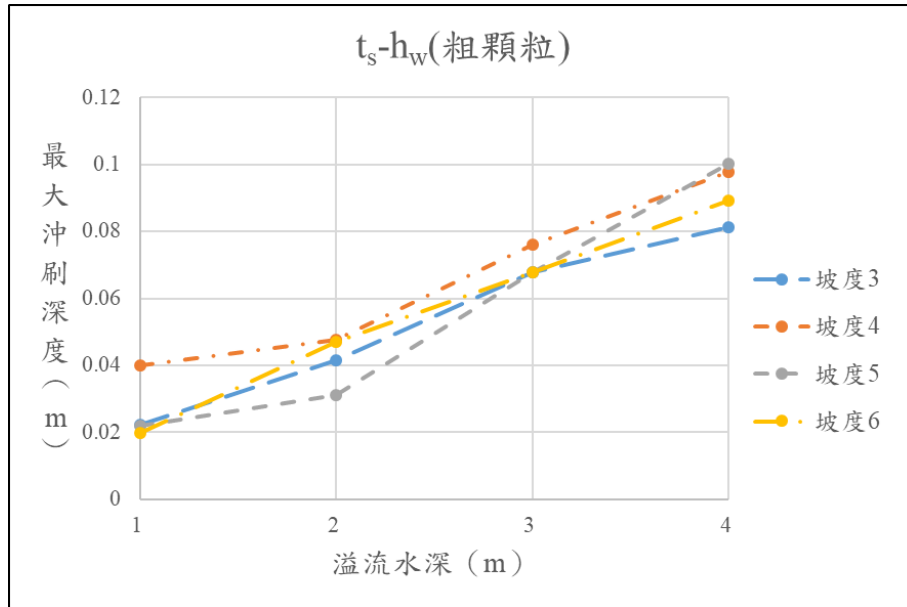


圖 4-5 粒徑 B 局部冲刷坑最大深度與溢流水深關係

(二)局部冲刷坑最大深度與壩體上下水位差之關係

當各項條件為已知時，局部冲刷坑最大深度與壩體上下水位差之關係，如圖 4-6 及圖 4-7 所示。圖中顯示，壩體上下游水位差與局部冲刷坑最大深度之變化規律，雖然在總的趨勢是呈現正比例相關，但其相關性不甚明顯，尤其在細顆粒泥砂組成更呈現上下跳動。從實驗過程研判，主要是因尾水位受到流出局部冲刷坑上射水流之影響，而有較大幅度的變動區間，從而影響壩體上下游水位差與局部冲刷坑最大深度之關係。

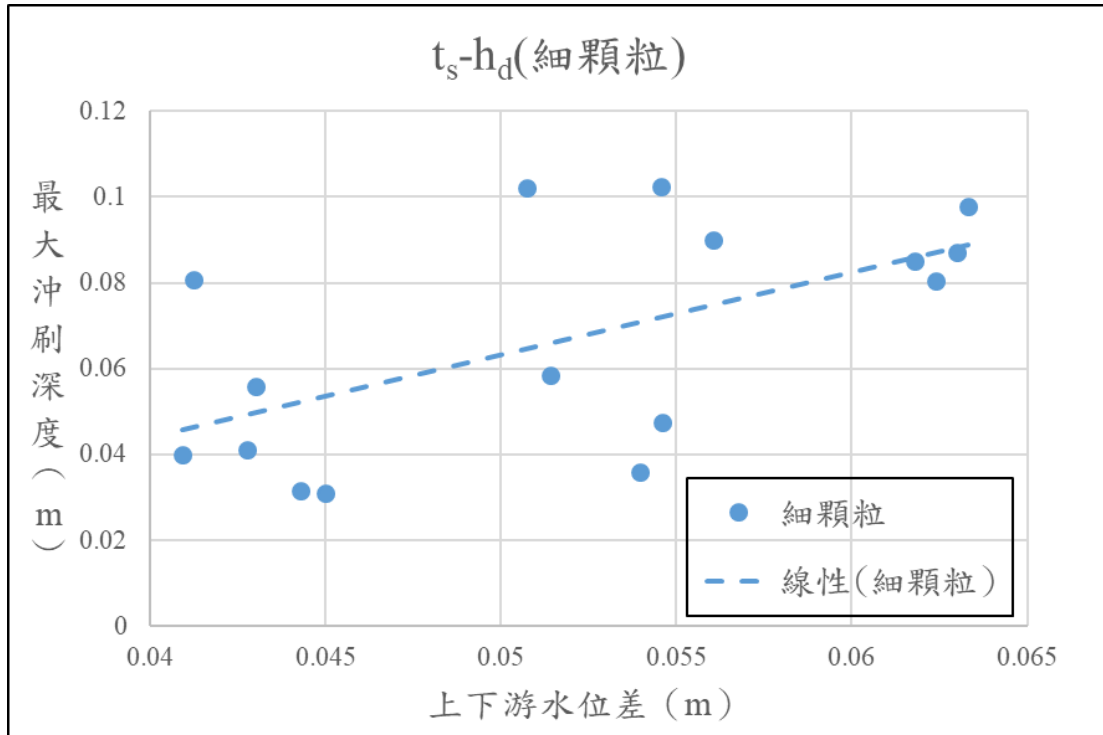


圖 4-6 粒徑 A 局部冲刷坑最大深度與壩體上下游水位差關係圖

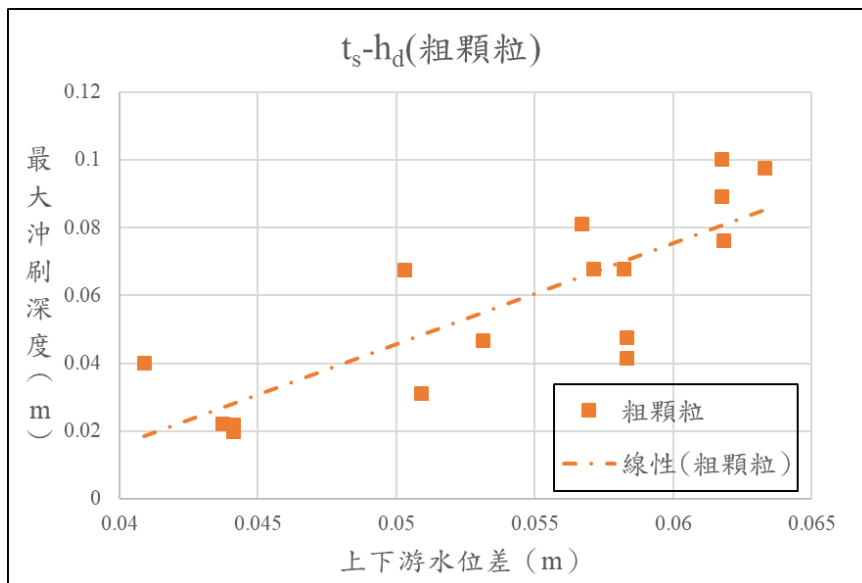


圖 4-7 粒徑 B 局部冲刷坑最大深度與壩體上下游水位差關係圖

(三)局部冲刷坑最大深度與溪床粒徑組成之關係

根據前述分析得知，局部冲刷坑最大深度隨著溢流水深增加而增加，因溢流水深與流量呈正比利相關，故局部冲刷坑最大深度與流量間應具有正相關之關係，如圖 4-8 所示。圖中，局部冲刷坑最大深度與流量之關係相當顯著，且比較

兩組泥砂顆粒粒徑別之變化，在細顆粒泥砂渠床上之局部冲刷坑最大深度大於粗顆粒泥砂渠床條件。

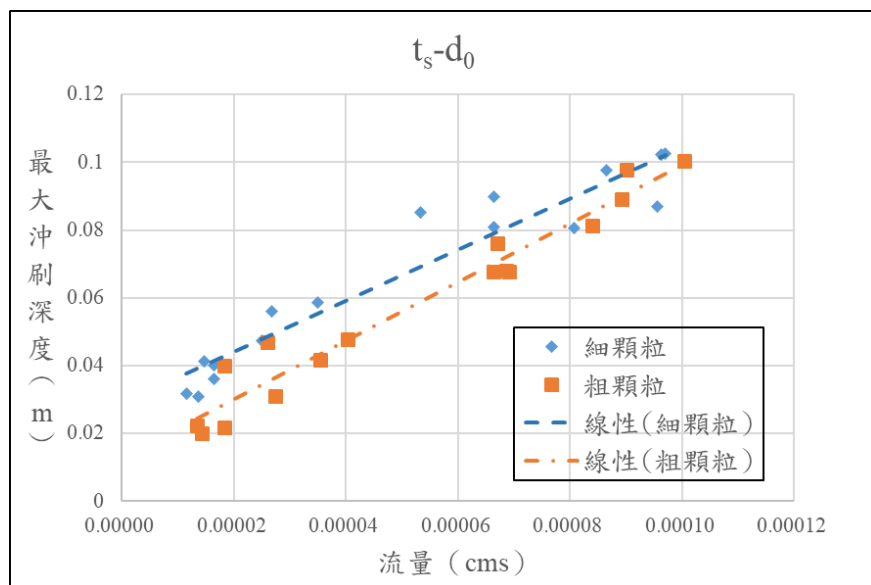


圖 4-8 局部冲刷坑最大深度與單寬流量關係圖

(四)局部冲刷坑最大深度與溪床坡度之關係

根據圖 4-9 及圖 4-10 得知，不論泥砂顆粒粒徑組成，局部冲刷坑最大深度與溪床坡度之關係似乎不甚顯著，且其變化亦無規律可循，表明於渠槽試驗之坡度範圍內，局部冲刷坑最大深度與溪床坡度關係可以忽略之。

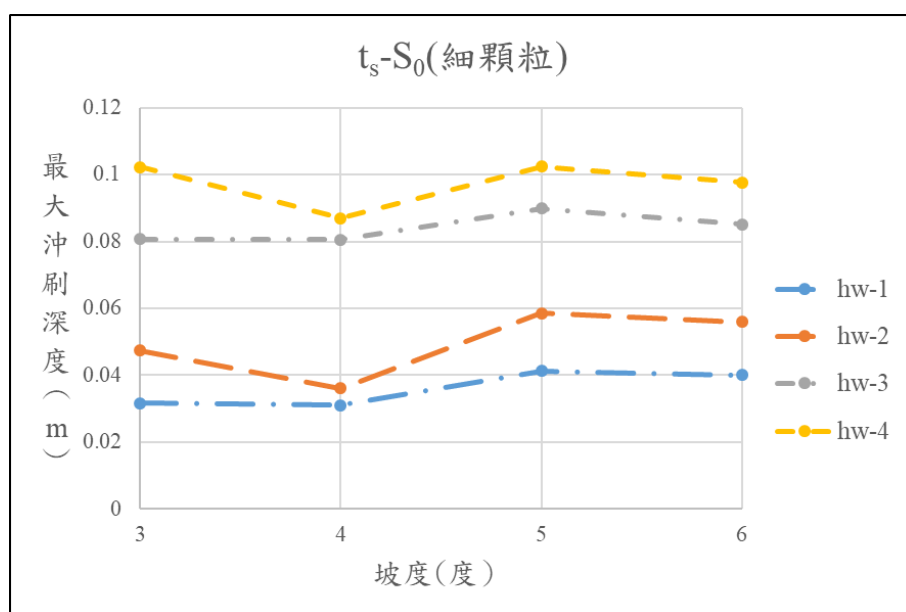


圖 4-9 粒徑 A 局部沖刷坑最大深度與溪床坡度關係圖

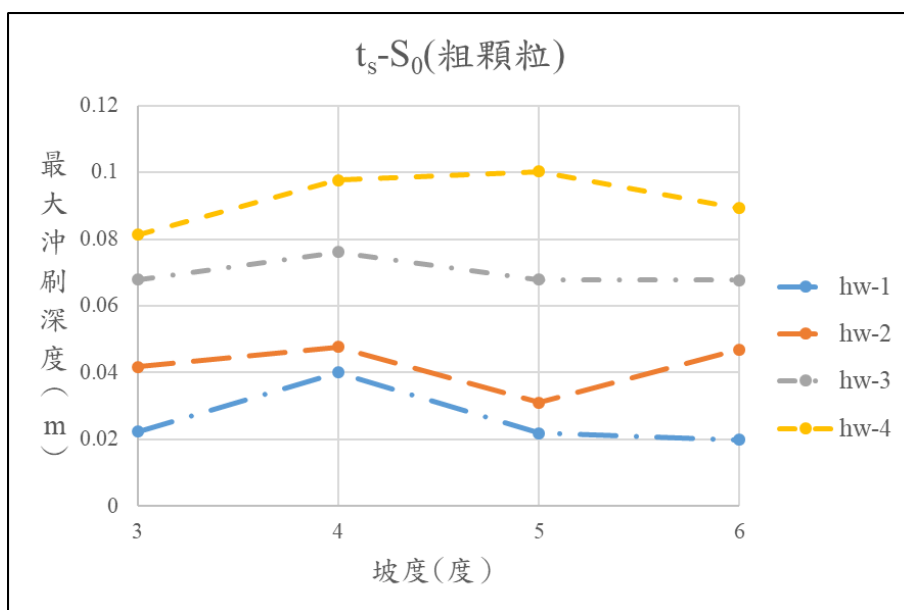


圖 4-10 粒徑 B 局部沖刷坑最大深度與溪床坡度關係圖

二、局部最大沖刷深度經驗公式

總結上述分析，排除渠槽坡度因子，將所有實驗數據進行多變量迴歸分析，可得

$$t_s = 0.132 \frac{h_d^{0.330} q^{0.349}}{d_{50}^{0.705}} \quad (4-12)$$

式中， h_d =壩體上下游水位差(m)； q =單位寬度流量(cms/m)； d_{50} =泥砂中值粒徑。上式，相關係數 $r = 0.64$ 。

三、比較分析

基於本研究之目的，必須從各項試驗結果研判溢流水深之合適性問題，而此研判基礎建立在壩體下游溪床局部沖坑最大深度與壩體基礎深度之比較。根據水土保持手冊(2017)，防砂壩基礎深度係按其下游溪床坡度、副壩間距、基腳等因素而定，如圖 4-11 所示。一般，以不小於 1.0m 為原則。

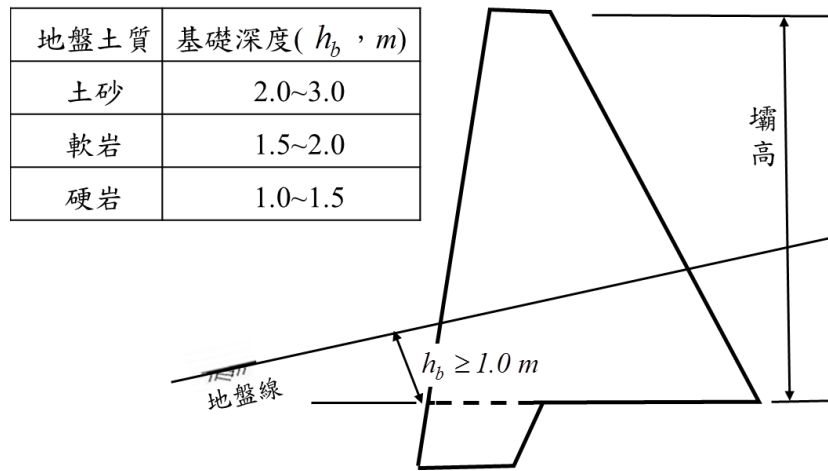


圖 4-11 基礎深度示意圖

從壩體安全角度，倘若將圖 4-11 基礎深度 3.0 m 視為最大容許基礎深度時，則在各種溢流水深條件下，其對下游溪床所形成之局部沖刷坑最大深度應不得大於 3.0 m；換言之，合適溢流水深應滿足下式，即

$$t_s \leq h_{bmax} \quad (4-13)$$

式中， h_{bmax} =最大基礎深度(=3.0 m)。這樣，根據渠槽試驗幾何相似比尺 $L_r=100$ ，可將上式寫為

$$t_s \leq 3.0 \text{ cm} \quad (4-14)$$

這表明，當各種條件為已知時，壩體下游溪床局部沖刷坑最大深度小於 3.0 cm(容許限界值)者，其相應之溢流水深即屬合適。

不過，將渠槽試驗結果應用於實際狀況時，必須要考量以下兩種因素之影響，包括：

- (一)本研究渠槽試驗為清水流沖刷(clear-water scour)，其沖刷深度必然高於實際狀況之含滓流沖刷(live-bed scour)，如圖 4-12 所示。據研究(Shatirah Akib and Sadia Rahman, 2013)，清水流沖刷深度大於含滓流沖刷約介於 10%~50%之間。

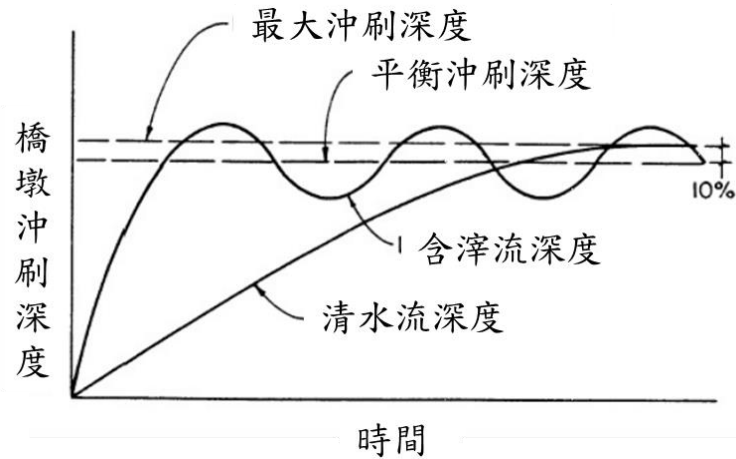


圖 4-12 橋墩清水流與含滓流局部沖刷變化趨勢示意圖

(二)渠槽試驗所採用之泥砂顆粒均屬鬆散狀態，且無粘粒或粉粒，這與實際壩體下游溪床常年積壓而形成具有一定團粒效果之堆積層，幾乎不同。因此，渠槽試驗所取得之局部沖刷深度應大於實際狀況，故必須加以調整。

綜合以上兩項因素，必須調整式(4-14)之容許限界值，即

$$t_s \leq 5.0 \text{ cm} \quad (4-15)$$

上式表明，當各種條件為已知時，壩體下游溪床局部沖刷坑最大深度小於 5.0 cm(容許限界值)者，其相應之溢流水深即屬合適。因此，本研究比對圖 4-4 及圖 4-5 得知，當溢流水深 $< 3.0 \text{ cm}$ 時，其相應局部沖刷坑最大深度多小於 5.0 cm，這表徵溢流水深應不宜大於 3.0 cm，換算為實際防砂壩溢流水深時，則溢流水深應小於 3.0 m 為適當。

第五章 三維水理數值模式分析

溢流水深不僅與壩體下游局部沖刷深度密切相關，同時也影響著壩體下游基礎保護工-靜水池之消能效率，前者已從室內渠槽試驗方式建立其基本公式，而後者因與三維水理問題相關，很難從渠槽試驗中取得可資應用之數據，故本研究採用 ANSYS 三維水理數值模式模擬分析溢流水深與靜水池消能效率之關聯性。

第一節 ANSY 軟體簡介

ANSYS 軟體是美國 ANSYS 公司研製的大型通用有限元分析 (FEA, Finite Element Analysis) 模式，是世界發展最全面的電腦輔助工程 (CAE, Computer Aided Engineering) 軟體之一。ANSYS 軟體包含結構、流體、電場、磁場、聲場分析等於一體的大型通用有限元分析模式，廣泛應用於鐵道工程、石油化工、航空工程、機械製造、能源、汽車交通、電子、土木工程、造船、輕工業、地礦、水利、日用家電等領域。由於 ANSYS 功能強大，現在已成為國際間最流行的有限元分析軟體，其相關簡介說明如附件二。

第二節 防砂壩三維水理數值模擬分析

本研究採用 ANSYS 三維水理數值模式模擬分析溢流水深與靜水池消能效率之關聯性。

一、防砂壩及其下游標準靜水池模型

本研究模擬於寬度 27.0 m 之溪流上，構築防砂壩壩高 6.0 m、基礎深度 3.0 m 及溢洪口斷面：底寬 8.0 m、邊坡係數 $Z=0.75$ 。靜水池尺寸則依照水土保持手冊(2017)之相關內容進行設計，令靜水池厚度 1.0 m，靜水池長度可以計算如下：

$$L = c(H_e + h_w) = 2 \times (6 + h_w) \quad (5-1)$$

式中， H_e = 靜水池至溢口之高度(m)； h_w = 設計溢流水深(m)； c = 係數，介於 1.5-2.0 之間； L = 靜水池長度(m)。一般，當壩高 $\geq 15\text{ m}$ (屬高壩) 時， $c = 1.5$ ；當壩高 $< 15\text{ m}$ 時(屬低壩)， $c = 2.0$ 。靜水池坡度以水平為原則，尾檻高度目前尚無理論公式可供參考，一般採用經驗或尾檻高度為主壩高 H 之 20%，尾檻高度 H_1 可表為

$$H_1 = 0.2H_e = 0.2 \times 6 = 1.2\text{ m} \quad (5-2)$$

為配合水土保持手冊(2017)關於溢流水深之內容：一般情形宜小於 3.0 m，良好岩盤基礎時 4.0 m，故令設計溢流水深 $h_w = 4.0\text{ m}$ ，則由式(2-1)

$$Q_p = 0.354 b_u (2 + 3\chi) h_w^{1.5} \quad (5-3)$$

式中，無因次寬度因子 χ 可表為

$$\chi = \frac{b_o}{b_u} = \frac{8}{8 + 2 \times 4 \times 0.75} = \frac{8}{14} = 0.57$$

代入式(5-3)，即

$$Q_p = 0.354 \times 14 (2 + 3 \times 0.57) 4^{1.5}$$

可得設計流量 $Q_p = 147\text{ cms}$ ，而靜水池長度 $L = 20\text{ m}$ ，如圖 5-1 為依照前述防砂壩各幾何尺寸所繪製之模型(含靜水池)。

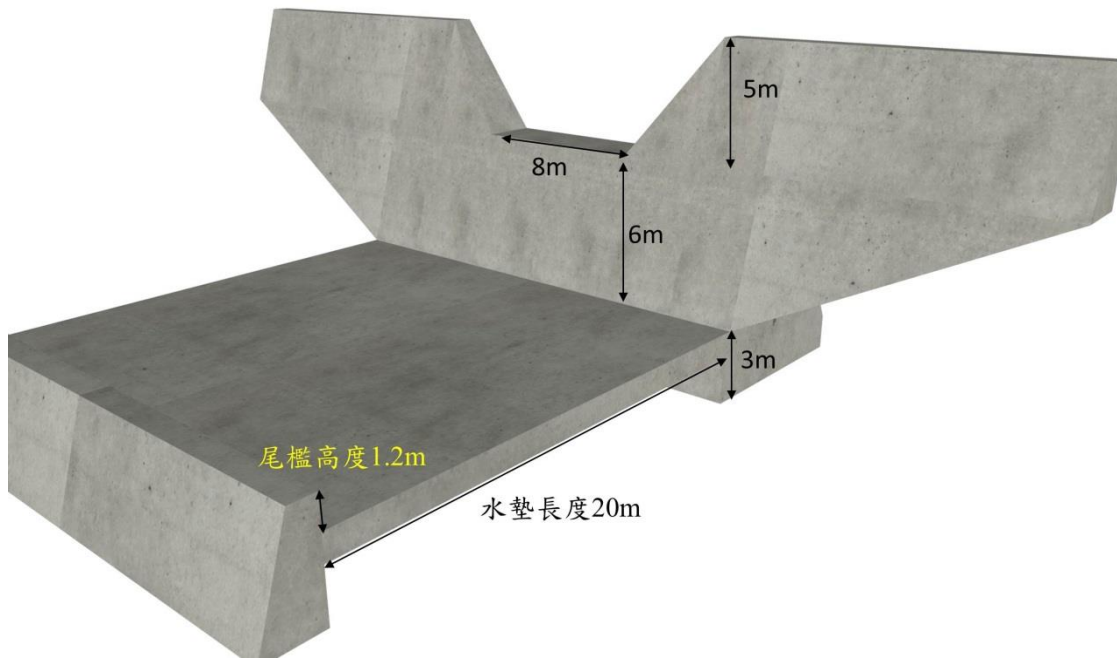


圖 5-1 一般防砂壩與水墊設置情形

二、防砂壩三維水理數值模擬與分析

在已知防砂壩各幾何尺寸及其下游靜水池之條件下，並輸入入流洪峰流量(含設計洪峰流量)與其相應之溢流水深，如表 5-1 所示。通過 ANSYS 三維水理數值模式模擬結果，茲分述如下：

表 5-1 入流洪峰流量與其相應溢流水深

入流洪峰流量(cms)	溢流水深(m)
147.0	4.0
95.5	3.0
52.0	2.0
18.4	1.0

(一) 溢流水深 $h_w = 1.0\text{ m}$

1. 從圖 5-2 得知，當溢流水深 1.0 m 時，過壩水流呈現沿壁射流(clinging plunging jet)方式進入靜水池；於靜水池內，緊臨溢洪口下游處水流具有較大流速，而接近尾檻前則為低流速區。

2.從水深沿程分布來看，過壩水流在進入靜水池後隨即產生自由水躍現象。圖中，水躍前、後水深分別為 0.8 m 及 2.1 m，代入式(2-15)可得

$$E_L = \frac{(y_2 - y_1)^3}{4y_1 y_2} = \frac{(2.1 - 0.8)^3}{4 \times 0.8 \times 2.1} = 32.7\%$$

上式表明，靜水池通過水躍之消能效率達 32.7%。不過，因靜水池太長，導致水躍後的水深又跌至 1.9 m，約與尾檻高度齊平。

3.從水流流速沿程分布，水躍前流速達 8.8 m/s，通過水躍後流速降至 4.6 m/s，但隨即又提高至 6.2 m/s，這種變化與水躍沿程變化具有相同趨勢，顯示水躍的產生與消能效應，攸關靜水池設計，並與溢流水深相關。

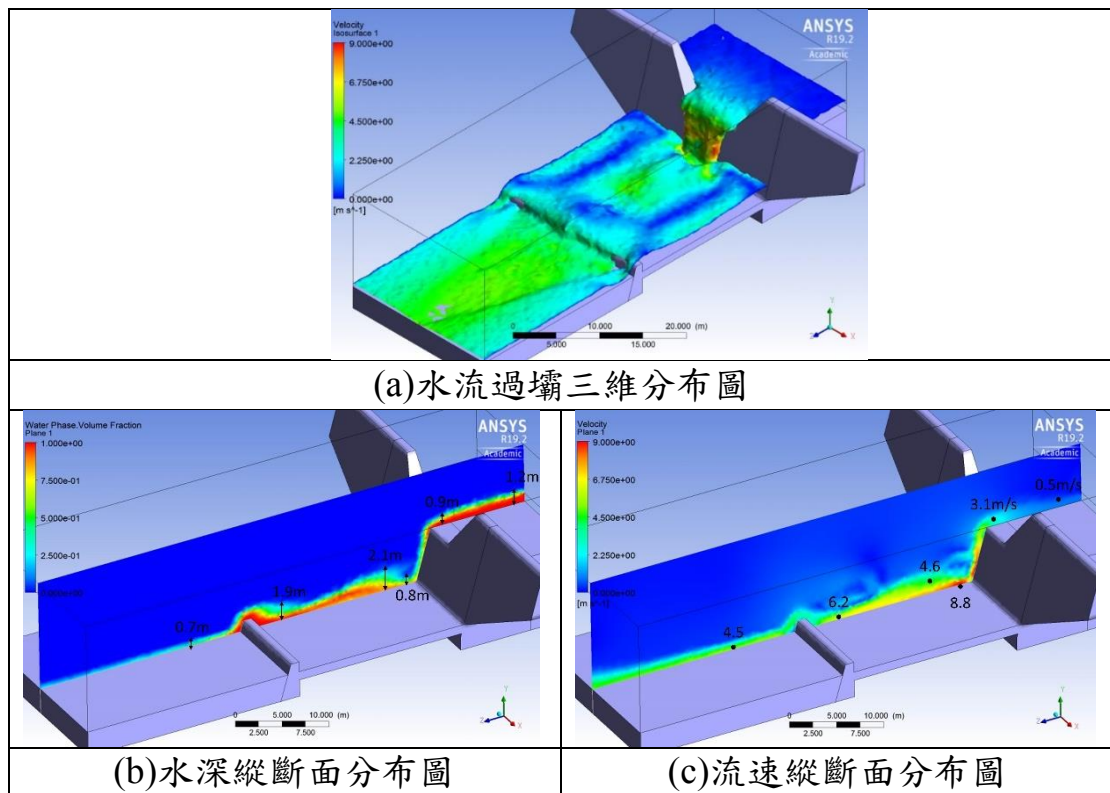


圖 5-2 溢流水深 1.0 m 靜水池水深及流速分布

(二) 溢流水深 $h_w = 2.0 \text{ m}$

- 1.從圖 5-3 得知，當溢流水深 2.0 m 時，過壩水流呈現自由射流(free jet flow)方式進入靜水池；同時，於跌水處具有最大的入射流速。
- 2.從水深沿程分布來看，過壩水流在進入靜水池後隨即產生自由水躍現象。圖中，水躍前、後水深分別為 1.6 m 及 2.8 m，代入式(2-15)可得

$$E_L = \frac{(y_2 - y_1)^3}{4y_1 y_2} = \frac{(2.8 - 1.6)^3}{4 \times 1.6 \times 2.8} = 15.4\%$$

上式表明，靜水池通過水躍之消能效率達 15.4%，雖然小於溢流水深 1.0 m 之流況，惟因水躍現象貫穿整個靜水池，應可抑制靜水池內的水流流速。

- 3.從水流流速沿程分布，水躍前流速達 10.6 m/s，通過水躍後於尾檻處之流速降至 5.7 m/s。相較於溢流水深 1.0 m 的流況，當溢流水深達 2.0 m 時，靜水池可以發揮更佳的消能效果。

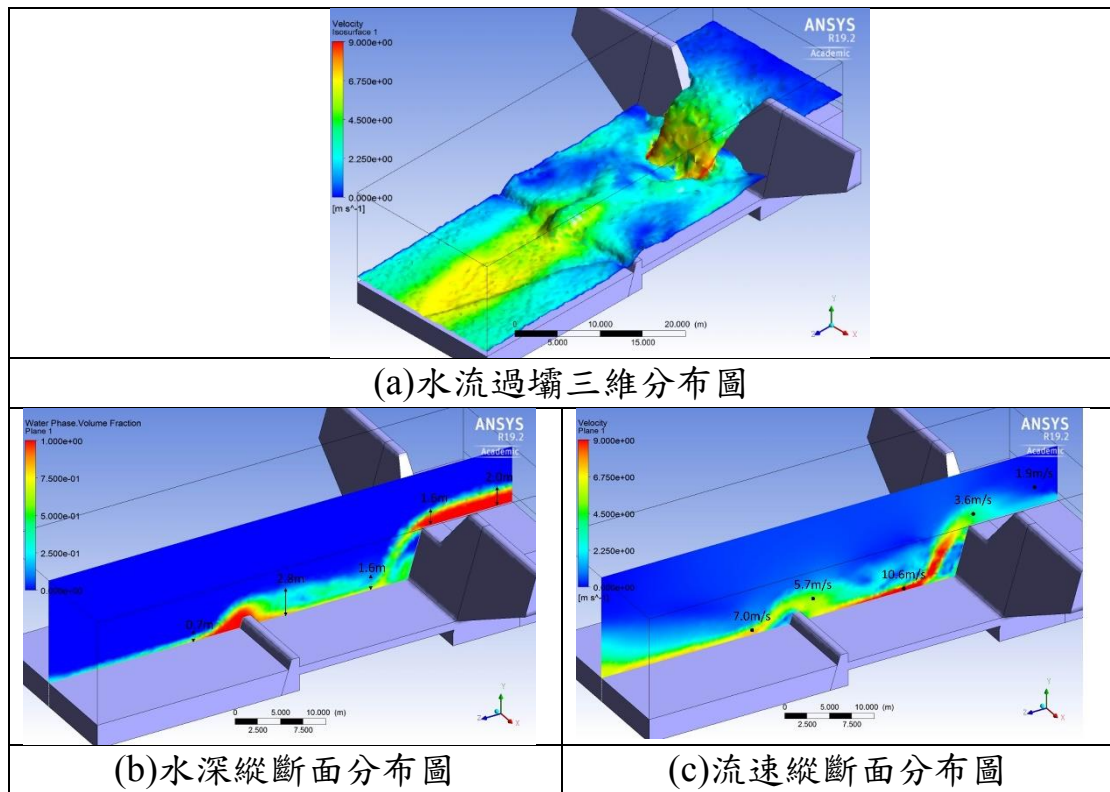


圖 5-3 溢流水深 2.0 m 靜水池水深及流速分布

(三)溢流水深 $h_w = 3.0 \text{ m}$

- 1.從圖 5-4 得知，當溢流水深 3.0 m 時，過壩水流呈現自由射流方式進入靜水池；同時，於跌水處具有最大的入射流速。
- 2.從水深沿程分布來看，過壩水流在進入靜水池後隨即產生浸沒水躍((submerged jump)現象。圖中，水躍前、後水深均為 3.0 m，雖然這種銜接消能是最安全的設計，惟消能效率較低，水躍段長度也需要大一些。
- 3.從水流流速沿程分布，水躍前流速達 11.1 m/s，通過水躍後於尾檻處之流速降至 9.7 m/s，整個靜水池均處於超高流速，對靜水池底部混凝土材料之撞擊及磨蝕影響甚鉅，必須加以防護或提高設計標準。

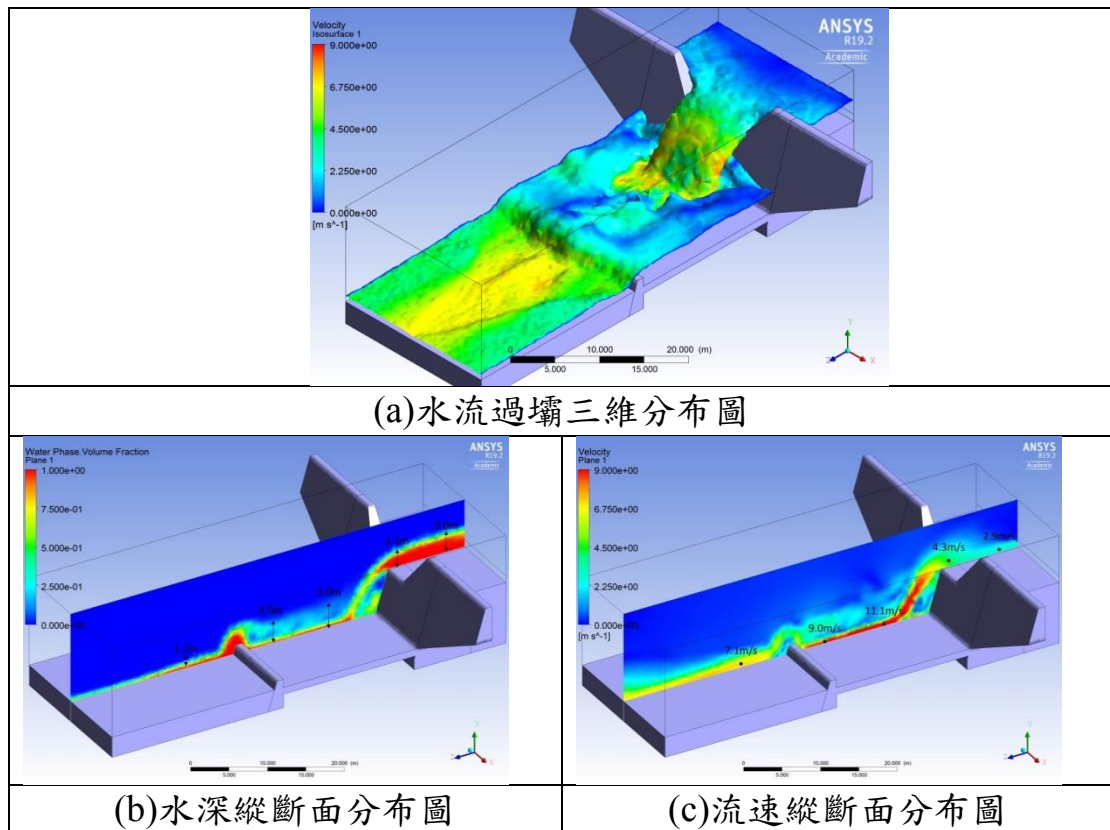


圖 5-4 溢流水深 3m 靜水池水深及流速分布

(四) 溢流水深 $h_w = 4.0 \text{ m}$

1. 從圖 5-5 得知，當溢流水深 4.0 m 時，過壩水流呈現自由射流方式進入靜水池；同時，於跌水處具有最大的入射流速。
2. 從水深沿程分布來看，過壩水流在進入靜水池後，因壩水深高達 4.0 m，導致入射水流於靜水池中產生浸沒水躍 ((submerged jump)) 現象，這與溢流水深 3.0 m 的情況完全相同，只是水躍前、後水深均為 4.0 m，略高於溢流水深 3.0 m 之流況。
3. 從水流流速沿程分布，水躍前流速達 11.7 m/s，通過水躍後於尾檻處之流速降至 10.5 m/s，整個靜水池均處於超高

流速，對靜水池底部混凝土材料之撞擊及磨蝕影響甚鉅，必須加以防護或提高設計標準。

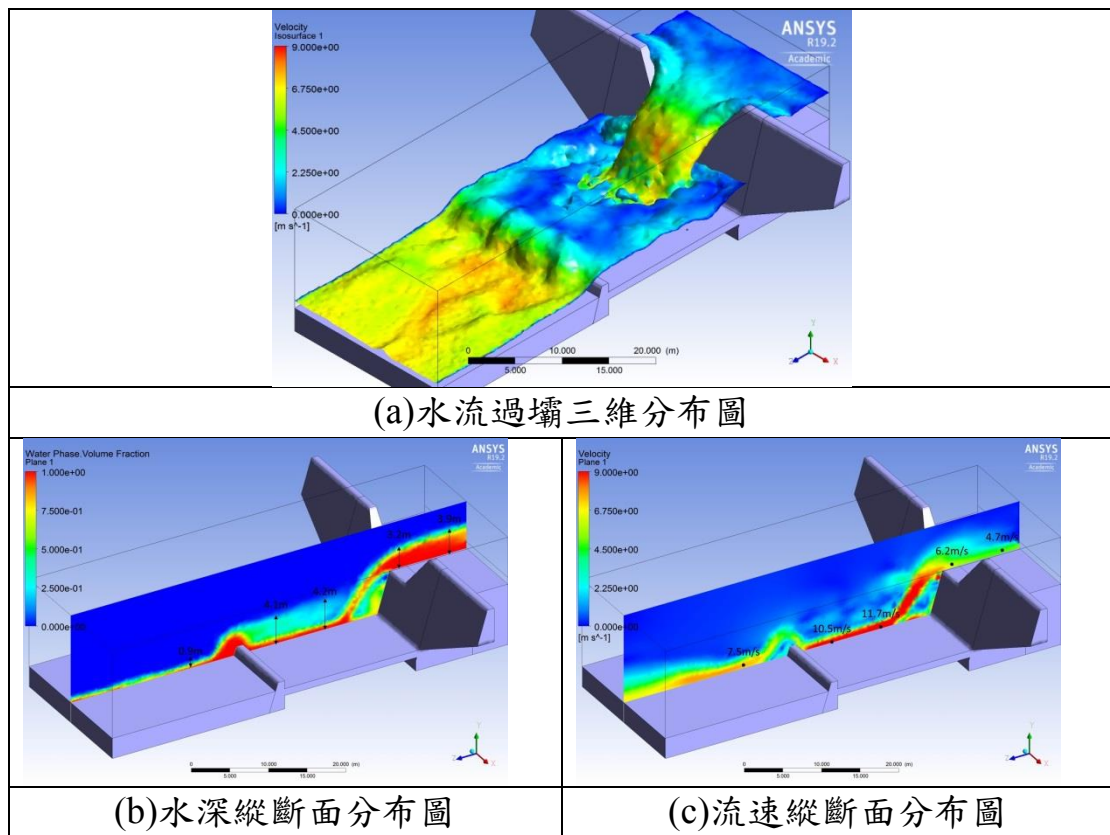


圖 5-5 溢流水深 4m 靜水池水深及流速分布

第三節 分析與討論

總結以上之模擬結果，當防砂壩採用 6.0 m 溢流水深設計靜水池長度及尾檻高度時，卻只在溢流水深小於 3.0 m 時才能發揮一定的消能效果，對於超過 3.0 m 以上的溢流水流，除非調整靜水池長度或尾檻高度，否則靜水池的功能似乎無法完全發揮，甚至必須加以防護(增加靜水池厚度)或提高設計標準。

第六章 結論與建議

通過渠槽試驗及三維數值模式模擬結果，分別獲得以下兩個重要結論，包括：

- 一、當防砂壩溢流水深大於 3.0 m 時，其下游溪床局部沖刷深度會有大於基礎最大深度 3.0 m 之虞，可能影響壩體之安全。
- 二、當防砂壩採用 4.0 m 溢流水深設計靜水池長度及尾檻高度時，卻只能在溢流水深小於 3.0 m 時發揮一定的消能效果，對於超過 3.0 m 以上的溢流水流，除非調整靜水池長度或尾檻高度，否則靜水池的功能似乎無法完全發揮，甚至必須加以防護(增加靜水池厚度)或提高設計標準。

顯然，不論是從渠槽動床沖刷試驗，或是三維數值模式模擬結果，均獲得一致的結果，即當防砂壩上游溢流水深大於 3.0 m 時，其基礎深度及基礎保護工(靜水池)尺度均必須做出相應地調整，否則可能因此影響壩體及其下游之安全；換言之，水土保持手冊(2017)：「溢流水深一般情形宜小於 3.0m，良好岩盤基礎時 4.0m。」，建議應更改為「溢流水深一般情形宜小於 2.0m，良好岩盤基礎時 3.0m。」。

參考文獻

1. 行政院農業委員會水土保持局(2017)，「水土保持手冊」。
2. 行政院農業委員會水土保持局(2014)，「水土保持技術規範」。
3. 社團法人日本河川協會編(1997)，「建設省河川砂防技術基準(案)同解說設計 編Ⅱ」，山海堂。
4. 社團法人日本道路協會編(2002)，「道路橋示方書 Ⅲコンクリート橋編」。
5. 日本愛知縣政府 (2008)，「砂防設計の手引書卷末資料 02」。
6. 連惠邦等(2002)，「土石流防治工法之研究評估(二)」，行政院農業委員會水土保持局。
7. 連惠邦、蔡易達(2013)，「水土保持防砂工程防砂量計量模式之建立與應用」，中華水土保持學報，44(4)：pp.351-362。
8. 連惠邦(2017)，「土砂災害與防治」。
9. 曹明正、段錦浩(1992)，「不同壩高下逆坡消能塊之試驗研究」，中華水土保持學報，23(1)：pp.63-72。
10. Chen, S.C., Wang, S.C., and Tfwala, S.S. (2017) “Hydraulics driven upstream migration of Taiwanese indigenous fishes in a fish-bone-type fishway” Ecological 參考-2 Engineering, 108,pp 179-193.
11. Shatirah Akib and Sadia Rahman(2013), Time Development of Local

- Scour around Semi Integral Bridge Piers and Piles in Malaysia, World Academy of Science, Engineering and Technology International Journal of Civil and Environmental Engineering Vol:7, No:7, pp.574-579.
12. Takahashi, T.(1978) Mechanical characteristics of debris flow, J. of Hydr., ASCE, 104(HY8), pp.1153-1169.
 13. Viessman, Warren, Jr., Gary L. Lewis, and John W. Knapp(2003) Introduction to Hydrology, 5rd ed., Harper and Row, N. Y

附錄一

渠槽試驗數據

附錄二

ANSYS三維數值模式簡介與應用說明

附件一 ANSYS三維數值模式簡介與應用說明

ANSYS 軟體是美國 ANSYS 公司研製的大型通用有限元分析 (FEA, Finite Element Analysis) 模式，是世界發展最全面的電腦輔助工程 (CAE, Computer Aided Engineering) 軟體。ANSYS 軟體包含結構、流體、電場、磁場、聲場分析等於一體的大型通用有限元分析模式，廣泛應用於鐵道工程、石油化工、航空工程、機械製造、能源、汽車交通、電子、土木工程、造船、輕工業、地礦、水利、日用家電等領域。由於 ANSYS 功能強大，現在已成為國際間最流行的有限元分析軟體，例如在中國 100 多所理工院校採用 ANSYS 軟件進行有限元分析或者作為標準教學軟件。

1-1 ANSYS軟體內容

ANSYS 軟體包括前處理模組，分析計算模組和後處理模組等三個部分，說明如下：

一、前處理模組

前處理模組提供了一個強大的實體建模及網格劃分工具，使用者可以依據實體尺寸建構有限元模型。

二、分析計算模組

分析計算模組包括結構分析(可進行線性分析、非線性分析和高度非線性分析)、流體動力學分析、電磁場分析、聲場分析、壓電分析以及多物理場的耦合分析，可模擬多種物理介質的相互作用。

三、後處理模組

後處理模組可將計算結果以彩色等值線顯示、梯度顯示、向

量顯示、粒子流跡顯示、透明及半透明顯示等附圖形方式顯示，也可將計算結果以附圖附表輸出。

1-2 ANSYS軟體可分析類型

ANSYS 軟體可分析類型包含結構靜力分析、結構動力學分析、結構非線性分析、流體動力學分析、動力學分析、熱分析、電磁場分析、聲場分析、壓電分析等。以下說明與土木、水利工程較相關的分析類型：

一、結構靜力分析

用來求解外載荷引起的位移、應力和力。靜力分析很適合求解慣性和阻尼對結構的影響。ANSYS 中的靜力分析不僅可以進行線性分析，而且也可以進行非線性分析，如塑性、蠕變、膨脹、大變形、大應變及接觸分析。

二、結構動力學分析

結構動力學分析用來求解隨時間變化的載荷對結構或部件的影響。與靜力分析不同，動力分析要考慮隨時間變化的力載荷以及它對阻尼和慣性的影響。ANSYS 可進行的結構動力學分析類型包括：瞬態動力學分析、模態分析、諧波響應分析及隨機振動響應分析。

三、結構非線性分析

結構非線性導致結構或部件的響應隨外載荷不成比例變化。ANSYS 可求解靜態和瞬態非線性問題，包括材料非線性、幾何非線性和單元非線性三種。

四、流體動力學分析

ANSYS 流體單元能進行流體動力學分析，分析類型可以為瞬態或穩態。分析結果可以是每個節點的壓力和通過每個單元的流率。並且可以利用後處理功能產生壓力、流率和溫度分佈的附圖形顯示。另外，還可以使用三維附表面效應單元和熱一流管單元模擬結構的流體繞流並包括對流換熱效應。

1-3 ANSY 應用例

ANSYS 數值模式已被大量應用於各種設施之結構分析，茲舉出以下幾個案例說明其應用情形。

一、高架橋梁懸臂工法施工安全研究

懸臂工法為使用懸臂工作車進行橋梁橋面施築，將主桁架裝設於一端，在施工區塊之橋身施工時保留必要作業空間，並需有支撐前端施工區橋身自重與施工架或支撐構造物等施工設備之載重，由墩柱依序以懸臂工作車推進方式完成施工之工法。

如附圖 2-1 所示，該計畫採用 ANSYS 進行分析，對於後錨錠系統推進油壓力量，分析鋼棒的受力大小，如附圖 2-2 所示。後錨錠系統的材料設定包含 A36 結構鋼棒、高拉力鋼棒(ASTM A722 TypeII)、4000psi 混凝土等，材料參數如附表 1-1 所示。

後錨錠系統的邊界條件設定如附圖 1-2 所示，錨錠鋼棒底端螺帽墊片接觸混凝土面設為固接，而後錨錠與高空工作車相接軸承處，兩個軸承各以 60 噸應力向上施壓，使之與真實高空工作車後錨錠固定後之受力情況相同。

附圖 1-3 為模擬結果之應力分布附圖(側視附圖)，顯示 4 根高拉力鋼棒，所受應力約為 $26.105\text{N/mm}^2 \sim 39.158\text{N/mm}^2$ ，不超過其降伏強度 835N/mm^2 。

附圖 1-4 為模擬結果之應力分布附圖(下視附圖)，顯示後錨錠系統之應力最大位置在高拉力鋼棒與螺帽相接處，其應力約為 $52.21\text{N/mm}^2 \sim 58.736\text{N/mm}^2$ ，亦不超過 835N/mm^2 ，且鋼棒模擬受力後，造成後錨錠系統之位移量為向上 0.389mm 。

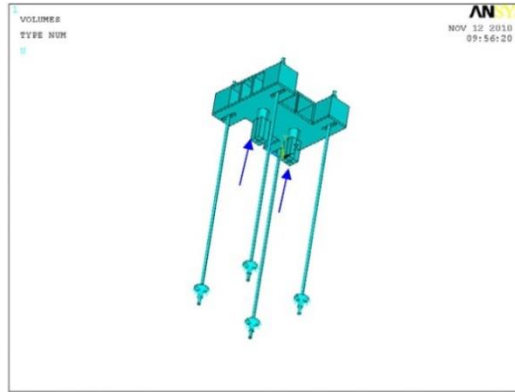


資料來源：高架橋梁懸臂工法施工安全研究，勞工安全衛生研究所

附圖 1-1 後錨錠系統 ansys 建模

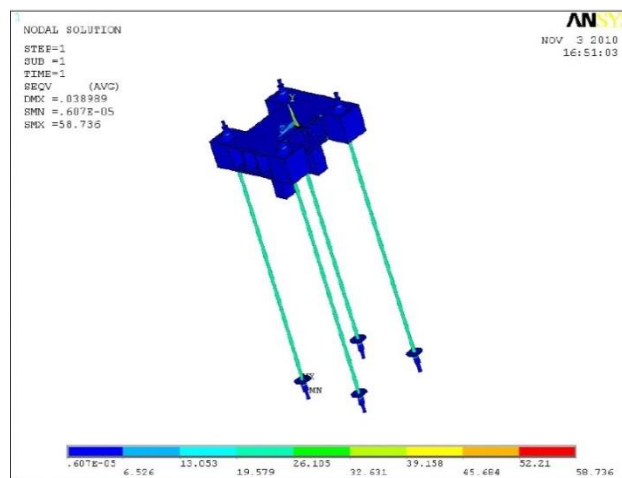
附表 1-1 材料參數

材料名稱	柏松比	楊氏系數 E (N/mm^2)	降伏強 度 (Mpa)	備註
A36 結構鋼棒	0.3	210000	220	—
高拉力鋼棒 (ASTM A722 TypeII)	0.3	210000	835	—
4000psi 混凝土	0.2	2758	27.579	$4000\text{psi}=280\text{kgf/cm}^2$ $=27.579\text{ Mpa}$



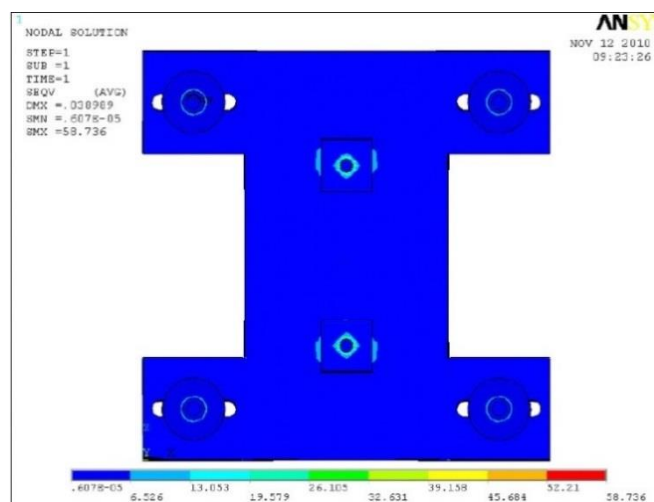
資料來源：高架橋梁懸臂工法施工安全研究，勞工安全衛生研究所

附圖 2-2 後錨錠系統邊界條件設定



資料來源：高架橋梁懸臂工法施工安全研究，勞工安全衛生研究所

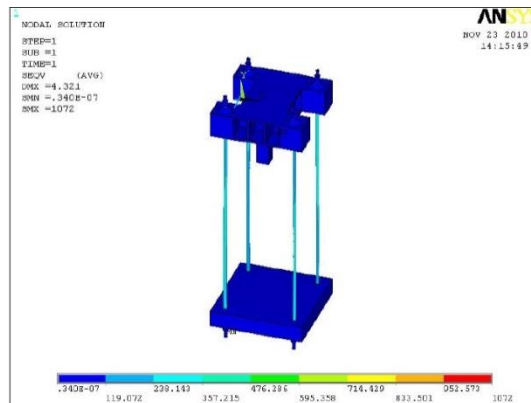
附圖 1-3 模擬結果-應力分布附圖(側視附圖)



資料來源：高架橋梁懸臂工法施工安全研究，勞工安全衛生研究所

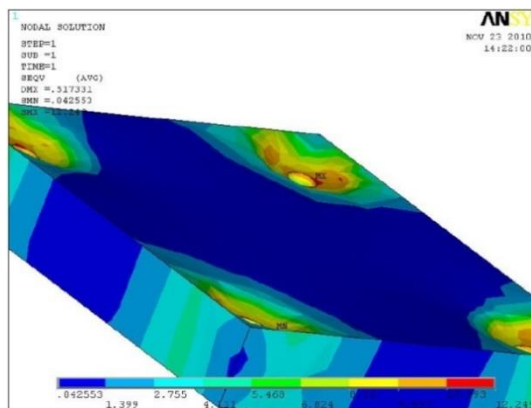
附圖 1-4 模擬結果-應力分布附圖(下視附圖)

此外，該計畫並模擬後錨錠系統混凝土受力情形，如附圖 1-5 所示，將懸臂工作車後錨錠於箱型橋梁混凝土板上，邊界條件是將固接設定於鋼棒與混凝土之四周，同樣以各 60 噸之應力向上施壓。附圖 1-6 顯示錨錠鋼棒之錨錠孔週遭受力最為明顯。附圖 1-7 顯示以高拉力鋼棒與螺帽相接處其應力最大。



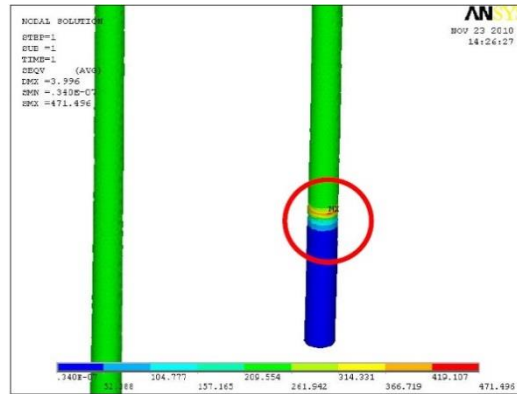
資料來源：高架橋梁懸臂工法施工安全研究，勞工安全衛生研究所

附圖 1-5 模擬後錨錠系統混凝土受力情形



資料來源：高架橋梁懸臂工法施工安全研究，勞工安全衛生研究所

附圖 1-6 錨錠孔因受力產生變形



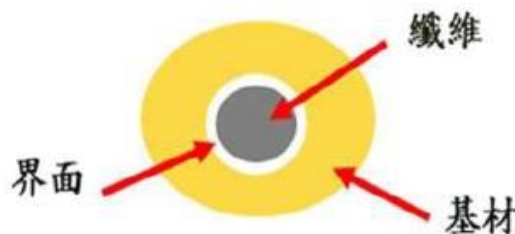
資料來源：高架橋梁懸臂工法施工安全研究，勞工安全衛生研究所

附圖 1-7 錨錠鋼棒與混凝土交接處產生最大應力值

二、新式材料工法在水庫蓄水範圍及其上游主流河道治理工程之運用研究

現行邊坡護岸整治使用材料多因現地環境的限制，如金屬材料銹蝕導致護岸整治失效，或因材料強度低，且現地施作需要大量材料以及大型施工機具問題等。該計畫透過歐美及日本，發現纖維強化高分子複合材料(Fiber Reinforced Plastic, FRP)，具有質量輕、強度強、現地施工成本低以及耐候性佳的特性。

如附圖 2-8 所式，FRP 可分為纖維(Fiber)、基材(Matrix)及纖維與基材之界面(Interface)等。纖維提供機械性能，最常見纖維有玻璃纖維、碳纖維及玄武岩纖維等。而基材的功能是傳送及分散應力到每根纖維中，並使纖維固定於所需之排列方向。



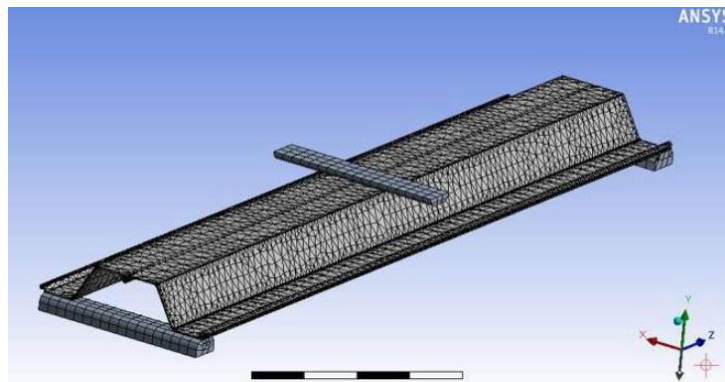
資料來源：新式材料工法在水庫蓄水範圍及其上游主流河道治理工程之運用研究，水利署

附圖 1-8 FRP 構成示意附圖

如附圖 1-9 所示，該計畫採用 ANSYS 分析 FRP 板樁。根

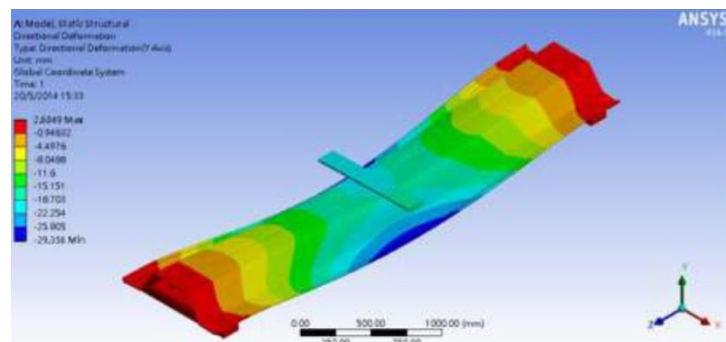
據 FRP 板樁試體的斷面尺寸、邊界條件及加載條件進行模型建立。模擬 FRP 板樁採簡支梁形式進行三點抗彎實驗，故於有限元素分析過程中，亦將 FRP 板樁擺放於所設定之鋼支承上，鎖定鋼支承之 X、Y、Z 方向之位移自由度，並於 FRP 板樁上面版之中央施加载重，以進行靜態載重之三點抗彎實驗模擬。

附圖 1-10 為 FRP 板樁之受力變形分布附圖，模擬結果顯示在 20.19kN 受力下所得 FRP 板樁位移為 19.42mm，而三點抗彎實驗結果為 18.12mm，兩者頗為接近，相對誤差 7.2%。



資料來源：新式材料工法在水庫蓄水範圍及其上游主流河道治理工程之運用研究，水利署

附圖 1-9 FRP 板樁模型建立



資料來源：新式材料工法在水庫蓄水範圍及其上游主流河道治理工程之運用研究，水利署

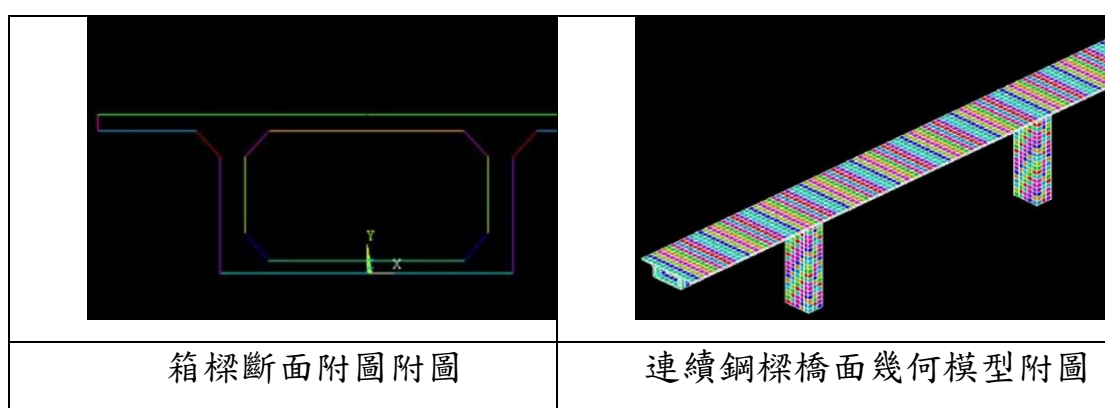
附圖 1-10 FRP 板樁之受力變形分布附圖

三、橋樑受力變形模擬之研究

該研究透過 ANSYS 模擬連續剛性構造公路橋面板鋼變形，研究橋樑受力變形模擬的應力分佈，並評估橋樑受到自載重以

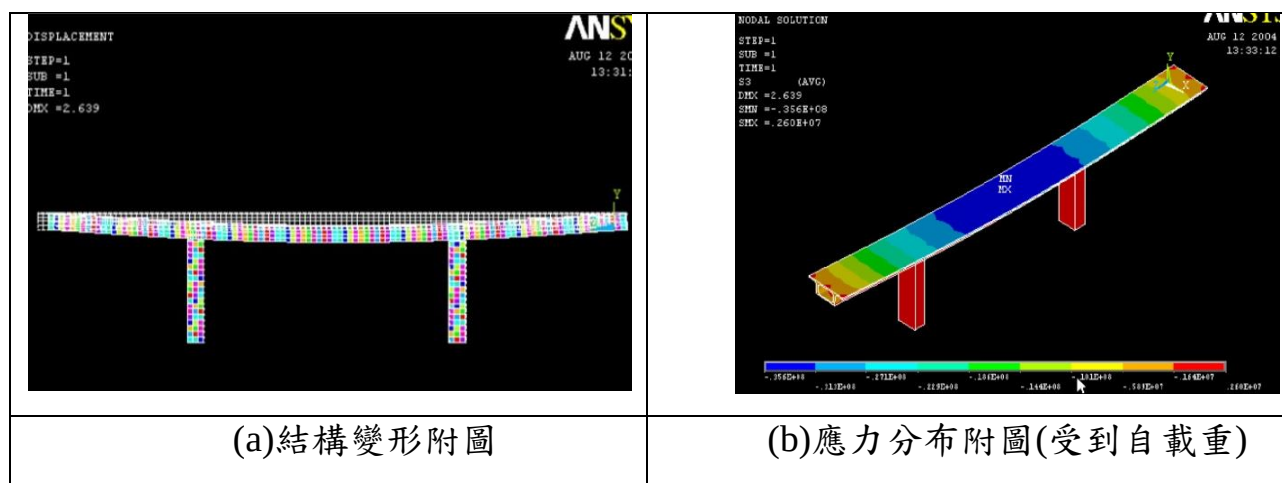
及載重 30 噸時，其受力位移和應力變化。以臺南市左鎮區平和橋為模擬對象，平和橋位於縣道 55 號線，跨越菜寮溪上游。

平和橋設計單元包含預力混凝土連續鋼構箱型橋面，其他包括矩型斷面剛性混凝土橋墩，ANSYS 建模情形如附圖 1-11 所示。附圖 1-12(a)為模擬結果之結構變形附圖、附圖 1-12(b)為應力分布附圖(受到自載重)。



資料來源：橋樑受力變形模擬之研究，水利會訊

附圖 1-11 平和橋建模情形



資料來源：橋樑受力變形模擬之研究，水利會訊

附圖 1-12 結構變形附圖與應力分布附圖

四、施工架水平踏板現況調查與性能測試

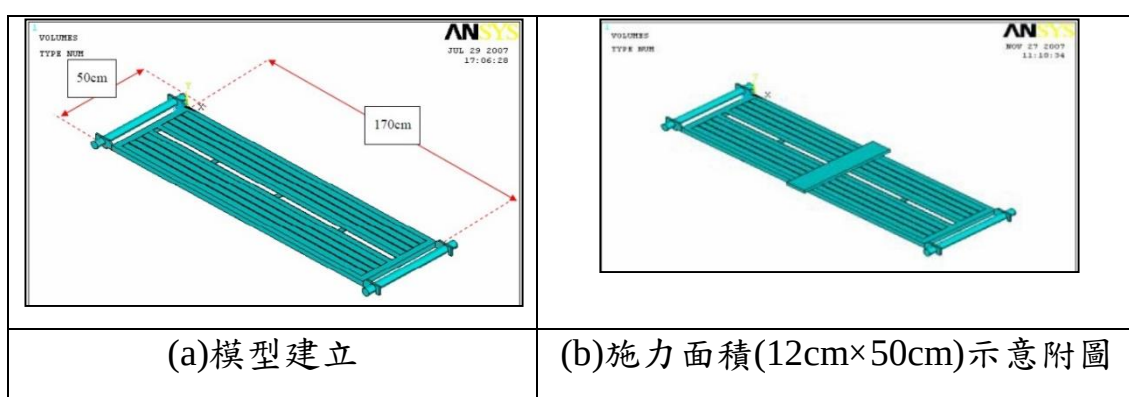
該計畫利用 ANSYS 對施工架之全鍍鋅安全水平踏板進行有限元素分析，材料之楊氏係數 $2.01 \times 10^{11} \text{N/m}^2$ ，柏松比 0.3。如附圖 2-13(a)所示，水平踏板長度 170 公分、寬度 50 公分，踏

板厚度 0.2 公分，掛鉤長度 11 公分，內徑 4.5 公分。此外，於水平踏板中間放置 12cm×50cm、2cm×50cm 之施力媒介，並在施力媒介上施與載重 200kgf，如附圖 1-13(b)所示。模擬結果判定方式：

(一)踏板之垂直撓度：當載重達 200kgf 時，垂直撓度需小於 CNS 規定 10mm 方為合格。

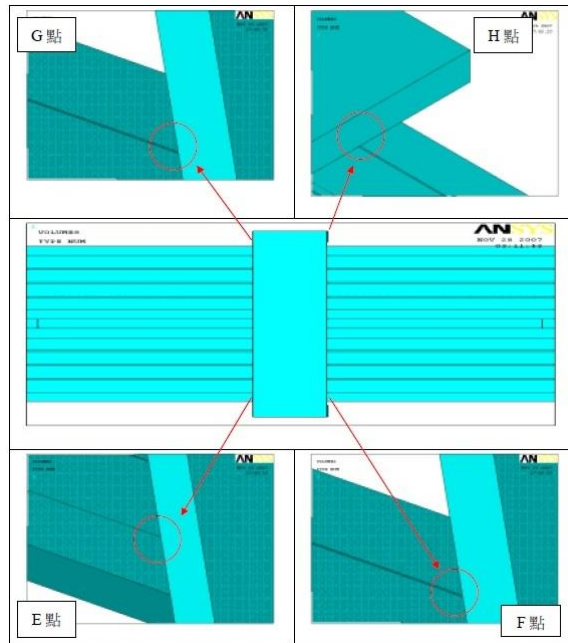
(二)踏板之抗彎強度測試：分析施力媒介與踏板交接處之應力，當其應力超過鋼之降伏強度則視為水平踏板已破壞(鋼降伏應力為 $2.45 \times 10^8 \text{N/m}^2$)。應力分析點位如附圖 1-14 的 E、F、G、H 所示。

附圖 1-15(a)為水平踏板施力面積(12cm×50cm)載重 200kgf 之變位附圖，顯示垂直撓度變化量為 1.877mm。附圖 1-15(b)為水平踏板施力面積(12cm×50cm)之應力附圖，模擬結果顯示各應力分析點位達到鋼降伏應力 $2.45 \times 10^8 \text{N/m}^2$ 時，推測破壞時的載重介於 400kgf~500kgf 之間。



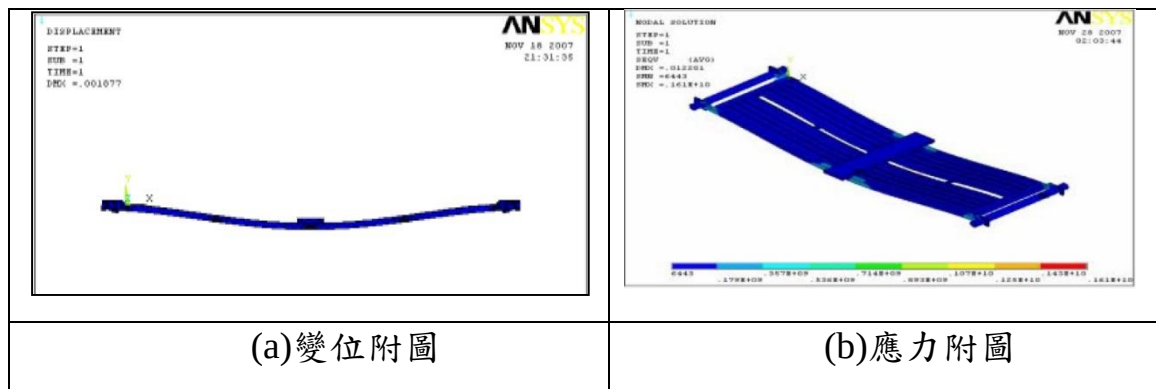
資料來源：施工架水平踏板現況調查與性能測試，勞工安全衛生研究所

附圖 1-13 水平踏板模型建立



資料來源：施工架水平踏板現況調查與性能測試，勞工安全衛生研究所

附圖 1-14 應力分析點位



資料來源：施工架水平踏板現況調查與性能測試，勞工安全衛生研究所

附圖 1-15 水平踏板施力面積(12cm×50cm)之變位附圖與應力附圖

附錄三

各期審查意見及其處理情形

「108 年度創新研究計畫」(工程技術發展類)

審查意見「防砂壩溢流水深之評估與檢討」案

審查意見	處理情形
1. 防砂壩溢流水深之流速，依上游淤積條件，溢流水舌之流速變化很大，請深入瞭解。	這部分的確是會影響，但是考量床面坡降的時候已經均值化，採用平均坡度，
2. 防砂壩現地調查，對豪雨後構造物上流況尺寸，是否有量測工具。	已刪除。
3. P.1-1，缺少照片1之內容，請補充。	遵照辦理，已補充說明
4. P.1-2，部分現地調查工作建議可安排於渠槽試驗前，可作為試驗規劃之參考。	已刪除現場調查工作。
5. P.2-3，研究方法中採用水力學原理建立半經驗公式，再通過渠槽試驗及現地勘測分析獲得相關參數，然渠槽試驗在本計畫中係為機制試驗，請說明如何作為相關參數訂定之依據。	本研究之研究方法係採用渠槽試驗及三維數值模式，分別探討不同溢流水深對下游溪床局部沖刷及靜水池消能效率問題，藉以探討溢流水深之合適性問題。
6. P.2-3，請補充說明鋪砂之粒徑組合，及鋪砂厚度為何。	鋪砂厚度主要以最大試驗坡度的最大試驗流量下沖刷不見底為基準做設置。
7. 簡報P.11中，粗細顆粒、中值	此部分已修正於報告中，感謝告

粒徑與篩號等表現方式有誤，請修正。	知
8. P.2-5，請說明用來建立溢流水深推估公式的資料為何？基礎保護工如何納入公式中？	資料為實驗量測數據以及現場調查結果做比對，保護工的公式不變僅有針對水深的資料作代替。
9. P.2-9，公式(3)下 V_0 ＝壩上游平均坡度有誤，請修正。	此為平均流速，已修正在公式2-4說明
10. P.3-1，甘特圖、P.4-1建議一節中錯別字、未完成的句子等，請修正。	感謝指正已全數修正分別在第一章及第六章。
11. 室內試驗與現場調查如何配合？如果未配合，兩者的各項因子不一樣，其現場調查或室內試驗的意義為何？	已目前實驗室的成果以1:80比例做研究，透過不同沖刷成果與溢流水深之關係做說明。
12. 建議可多做現地調查後，再依各種情況予以分類，可作為渠槽試驗參考，最後依各類型情況率定驗證各經驗公式之參數，或予以表格化。	感謝指教，期中階段先將初步試驗結果及現場調查作合理的測試在行補充不同試驗條件做表格化設計參採。
13. 本計畫主要探討防砂壩溢水深於水保手冊之建議修正，期透過調查及試驗得到初步修正建議，本計畫產出請以此為主要方向。	感謝提醒，此部分為主要試驗及研究依據。

期中報告審查意見及處理情形

審查意見	處理情形
1.計畫緣起： (1)抑制壩體上游縱、橫向沖刷。抑制上游縱向沖刷是必然的，但抑制橫向沖刷，有必要斟酌；防砂壩淤積後，河堰，反而難予掌握流心或許反而造成橫向沖刷。 (2)控制水流流心，防止橫向淘刷即請。再斟酌詞句，似不完整。 (3)沿程銷能等功能。語意不明 (4)水土保持手冊建議防砂壩溢流水深小於3m，良好研盤基礎時不得大於4.0m，個人不反對。但防砂壩溢流水深採用堰流計算，所算出之溢流水深實際上會高出現場溢流水深。主要原因為防砂壩壩體排水管之流量均未計入。一般狀況不計排水管流量更加安全。但是當壩址無法上、下移，溢流口無法加長，計算出溢流水深超過3或4m時，也許將排水管計入，即可在安全範圍內。或許會質疑防砂壩排水管會堵塞，但堵塞後，應可提高溢流流速。因此宜先研	(1)此係依據水土保持手冊內容陳述(2017)。 (2)因受限篇幅無法完整陳述，惟可參考水土保持手冊(2017)。 (3)因受限篇幅無法完整陳述，惟可參考水土保持手冊(2017)。 (4)依據水土保持手冊(2017)防砂壩設計時採用堰流公式，且不考慮排水孔之排水量(對較大的過壩水流而言，排水孔之排水量可以忽略不計)。惟目前比較爭議的問題，並非考量排水孔流量，而是當防砂壩上游淤滿土砂後，因屬渠流，其流量不可依據堰流公式計算。 (5)溢流水深、壩上游溪床坡度與溢流流速之相關性等非屬本研究之項目。

發溢流水深、壩上游溪床坡度與溢流流速之相關性，建議將其納入本計畫目標。	
2.圖 2-5、圖 2-6、圖 2-7，L 間距修改為主副頂前緣至副壩(尾檻)頂後緣，檢討可行性。	非屬本研究之項目。
3.P.2-11， $L = (1.5 - 2.0)(H_e + h)e$ ，e 未說明。	已刪除。此文獻不適合於此說明引用
4.第二章頁碼錯太多。P2-8， $L = c(H + h)$ ，c 介於 1.5~2.0，當壩高 15m 以上者採用 1.5，當壩高 15m 以下採用 2.0，不甚合理。	(1)已更正。 (2)係數c之取值係參考水土保持手冊(2017)。
5.P.2-9，護坦厚度， $H + h > 15m$ ，計算方式 $\alpha(0.6H + 3h - 1.0)$ ，可檢討修正使其更合理。 $H_{大} + h_{小} = H_{小} + h_{大}$ ， $H + h$ 相同，但對護坦之撞擊力應不同。因此渠槽試驗應可得答案。	已刪除現場調查工作。
6.P.4-1，「沖刷深度量測預計於水流消退後以箱尺進行...」，水流消退流量、流速變小都可能造成回淤，因之量測結果令人存疑。	已刪除。用詞不妥，不適合本文引用。
7.P.1，審查意見回覆之辦理情形第 2 點不完整，第 4 及第 5 點錯字，請再檢視修正。	已補充說明。
8.圖 3-1 渠槽試驗壩高採用 10、15、	本研究渠槽試驗之模型壩高

20 公分之壩高，圖 3-3 則為 15、17.5、20 公分，請確認。	僅採用 4.0 cm。
9.P3-2，槽渠試驗包含不同尺寸之防砂壩、護坦、水墊及副壩，惟僅有設計不同尺寸之防砂壩，其餘未見？	已更正渠槽試驗之各項變數。
10.P4-1 現地勘測擬於降雨”前中後”進行溢流水深及泥砂沖刷之調查，如何取得降雨中之沖刷坑資料，又降雨事件為針對同一場降雨嗎？又第六章第 2 點指出已完成降雨事件前、中、後調查資料，降雨事件前、中之資料如何取得？	已刪除現場調查工作，因觀測期間並無明顯大雨產生，效益不大。
11.為何調查表格式非統一格式，如表 4-7 無溢洪口寬度，表 4-8 多了上游水深。	已刪除現場調查工作，因觀測期間並無明顯大雨產生，效益不大。
12.渠槽試驗以閘門開度控制流量，惟在同一開度下流量仍有些微差距，是否影響後續分析成果？	本試驗係以控制溢流水深為主。
13.P1-3，計畫步驟四對於有無保護工法進行分析，而試驗規劃未見相關說明。	已更正。

期末報告審查意見及處理情形

審查意見	處理情形
1.最後建議修正現行水保手冊為：「溢流水深一般情形宜小於2.0m…」，請問2.0m是如何評估的？	此部分主要針對試驗成果，以1:100比例換算，在一般工程施作方便的整數去討論。
2.溢流水深之研究，宜加入壩高之條件，以利修正手冊之建議。	感謝指教，日後有機會納入試驗與分析
3.依研究指出溢流水深一般宜小於2m，良好岩盤基礎時為3m，惟實務設計上許多大崩塌地下游面之可能已建設高壩以穩定崩塌之河道坡腳，往往溢水深可能超過4m，為此對應機制除拉長靜水池長度及尾檻高度外，應考量防砂壩體基礎之加深，才更安全穩定。	感謝指教建議，對於不同環境的環境詩作考量的確不同，但整體仍以經濟與安全作考量。
4.歷年各分局有不少高壩建議後續可以現場實驗驗證並讓成果更顯者。	感謝指教，日後時間更長，可以針對不同壩高做長時間監測，並針對壩體底部沖刷情形做稅抵紀錄。
5.溢流水深如何控制，以何時的流量為基準。	溢流水深在實驗上透過上游流量閘門及缺口大小去控制，並透過出流水流過蜂巢整流器以穩定水流，維持在固定水深。
6. 溢流水深與壩高對下游河床有顯著之影響，其保護措施如水墊、靜水池對減緩下射流之沖蝕沖刷能力有所抑止，另下射水流其浮力對水墊構造物之影響是否會一併考量，要如何強化解決，避免水墊之破壞。	下射水向上流其浮力對水墊構造物的確會有推移之能力，因此多數底部以夠種且串聯一起之鼎塊進行保護，如果蝶水高度過大，即產生向上之推移能力，因此建議尾坎高度與距離要搭配蝶水高度一起設計。
7.溢流水深之定義，請再明確說明。	溢流水深係指通過壩頂溢洪口斷面之水流深度，與溢洪口斷面及入流流量有關，可以採用堰流公式 2-1 推估

8.P.2-3，溪流沖刷與一般沖刷如何區分，請再詳細說明。	挾帶泥砂量小於水流挾砂能力者，水流就會帶走從河床沖起的泥砂稱之溪流沖刷，而與一般沖刷差異主要在欠缺卵石巨礫保護的溪床，水流就會沖起溪床上的泥砂，使溪流發生長距離連續的沖刷
9. P.4-21，報告內指出因渠槽試驗之泥砂與現場不同，因而將沖刷深度 t_s 由原本 $t_s \leq 3\text{cm}$ 調整為 $t_s \leq 5\text{cm}$ ，5cm 如何選取？依據是？另由圖 4-4 及圖 4-5，當溢流水深 $< 3.0\text{cm}$ 時， t_s 均大於 5cm，與建議的 $t_s \leq 5\text{cm}$ 不符。	據研究(Shatirah Akib and Sadia Rahman, 2013)，清水流沖刷深度大於含滓流沖刷約介於 10%~50%之間，因此將 3cm 放大 50%約為 4.5cm，取整數為 5cm。
10. P.4-14，未見附件一實驗數據，請補充。	已修正補充在附件。
11.期中審查意見中有關現地勘查部分，皆以“刪除”作為答覆，應說明刪除理由。	刪除原因主要針對進行之成效不佳更換展示的方式
12.請修正第六章小節編號。	已修正。