

防淤隧道進水口高程影響排砂效率之研究

STUDY ON THE EFFECT OF DESILTING ELEVATION FOR SEDIMENT DESILTING EFFICIENCY

國立中興大學土木工程學系
助理教授

李 豐 佐
Fong-Zuo Lee

中興工程顧問股份有限公司
經理

廖 哲 民
Che-Min Liao

國立臺灣大學
水工試驗所研究員暨
生物環境系統工程學系
兼任教授

賴 進 松*
Jihn-Sung Lai

國立臺灣大學水工試驗所
研究助理

楊 淑 媛
Shu-Yuan Yang

台灣電力公司
營建處
副處長

涂 秀 錦
Hsiu-Chin, Tu

國立臺灣大學水工試驗所
研究助理

艾 菲 拉
Nafeela Imtiyaz

摘 要

1

霧社水庫截至 2021 年統計庫容淤積率約為 75.22%，壩前淤積高程已達 977.52 m，因此興建防淤隧道作為水庫防淤策略之一實屬重要，然而防淤隧道進水口底檻高程的設計，除了需要考量排砂效益是否可達到預期規劃目標外，亦應符合施工可行性與考量長期營運操作。本研究根據模型相似定律，以不等比模型探討 Q_2 水文情境與防淤操作下，霧社水庫防淤隧道進水口底檻高程與排砂效率之影響關係。研究成果顯示入庫渾水抵達壩前時，渾水頭部依序抵達排洪隧道、發電進水口、防淤隧道及溢洪道平面位置，且根據 Q_2 (2 年重現期距洪水) 滯洪排砂 (起始水位高程約為 1,002 m) 及洩降排砂 (起始水位高程約為 990 m) 情境試驗結果顯示，入庫渾水從試驗上游邊界 (約距離壩址 5.4 km) 運移至防淤隧道平均速度分別約為 0.18 m/s 及 1.60 m/s，試驗結果亦顯示，防淤隧道排砂比在進水口底檻高程為 960 m 及 975 m 時，在 Q_2 滯洪排砂及 Q_2 洩降排砂情境下，差異分別為 1.79 % 及 3.95 %；此外，防淤隧道進水口底檻高程越低受到阻塞風險越高，由試驗結果顯示，在設定水文條件 Q_{10} (10 年重現期距洪水) 試驗情境下，防淤隧道進水口底檻高程 969.6 m 已完全被掩蓋，淤積面高程 977.52 m 約與現況相當，且約自距離壩址 700 m 至壩前有產生明顯冲刷渠道產生，寬約 32 m 左右，故建議興建防淤隧道進水口底檻高程以 975 m 較為適當。

關鍵詞：防淤高程、防淤隧道、排砂效率。

* 國立臺灣大學水工試驗所研究員暨生物環境系統工程學系兼任教授
10617 台北市羅斯福路四段 1 號 · jsilai525@ntu.edu.tw

STUDY ON THE EFFECT OF DESILTING ELEVATION FOR SEDIMENT DESILTING EFFICIENCY

Fong-Zuo Lee
Department of Civil
Engineering, National Chung
Hsing University

Jihn-Sung Lai*
Hydrotech Research Institute
and Department of
Bioenvironmental Systems
Engineering, National Taiwan
University

Hsiu-Chin, Tu
Taiwan Power Company

Che-Min Liao
SINOTECH Engineering
Consultants, Ltd.

Shu-Yuan Yang
Hydrotech Research Institute,
National Taiwan University

Nafeela Imtiyaz
Hydrotech Research Institute,
National Taiwan University

ABSTRACT

The sedimentation rate of the Wushe Reservoir in 2020 is approximately 74.98%, and the sedimentation elevation in front of the dam has reached EL. 977 m. Therefore, constructing a desilting tunnel as one of the reservoir's desilting strategies is crucial. However, the desilting elevation of the desilting tunnel needs to consider the feasibility of construction and operation and whether the desilting sediment efficiency can meet the planned conditions and goals. Based on the model similarity law, this study uses a distorted model to explore the effectiveness of the elevation of the desilting tunnel on sediment desilting efficiency under different hydrological conditions and operations. The research results show that when the turbid water enters the reservoir, the head of the turbid water sequentially reaches the tunnel spillway, the power generation inlet, the desilting tunnel, and the spillway. According to the test results under the Q_2 (two-year return period) scenario of detention sluicing and drawdown flushing, the average transport speed of the turbid water is about 0.18 m/s and 1.60 m/s, respectively. The test results also show that under the Q_2 flood detention (initial water elevation is around EL. 1002m) and Q_2 drawdown flushing (initial water elevation is around EL. 990m) scenarios, the desilting efficiency difference of the desilting tunnel is 1.79% and 3.95% when the inlet bottom elevation is at EL. 960 m and EL. 975 m, respectively. However, the lower the elevation of the inlet bottom of the desilting tunnel, the higher the risk of blockage. Under the hydrological condition of the Q_{10} (ten-year return period) scenario, the top elevation of the desilting tunnel at EL. 969.6 m has been completely covered by sediment, and the deposition surface is about equivalent to the current elevation of EL. 977 m. Moreover, an eroded channel has been generated from about 700 m away from the dam site to the front of the dam, with a length of about 700 m and a width of about 32 m. Therefore, it is recommended to construct the desilting tunnel at an elevation of EL. 975m, which is more appropriate.

Keywords: Desilting elevation, Desilting tunnel, Desilting efficiency.

Lee, F.Z., Lai, J.S.*, Tu, H.C., Liao, C.M., Yang, S.Y., & Nafeela Imtiyaz (2023). "Study on the Effect of Desilting Elevation for Sediment Desilting Efficiency." *Journal of Taiwan Agricultural Engineering*, 69(3), 1-15.
[https://doi.org/10.29974/JTAE.202309_69\(3\).0001](https://doi.org/10.29974/JTAE.202309_69(3).0001)

一、前言

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（水利規劃試驗所, 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 1,105 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（水利規劃試驗所, 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 1 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 2021 年統計總容量淤積率約為 75.22%（台灣電力公司, 2020），因此霧社水庫泥砂淤積情形相當嚴重，總容量淤積率約有 3/4 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，目前石門、曾文、南化水庫均已完成防淤隧道之興建且運轉中；另行政院於 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。

國內外以水工模型試驗探討水庫淤積改善策略、流體動力或是泥砂運移行為之方式，包含阿公店水庫模型，其利用不等比模型，採用模型水平比尺

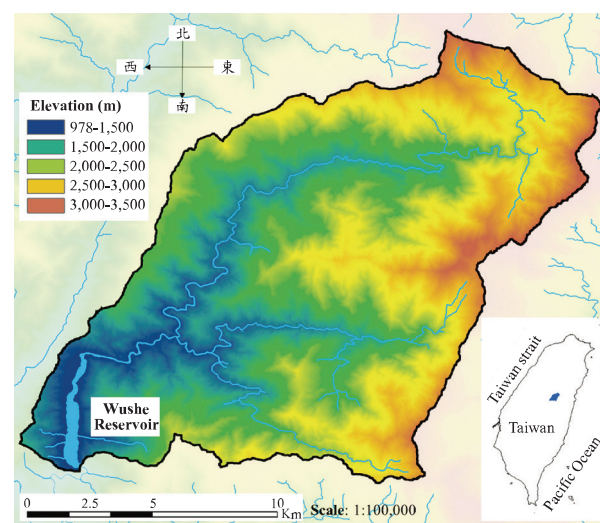


圖 1 霧社水庫集水區範圍及地理位置

1/60 及垂直比尺 1/15，探討阿公店水庫在嚴重淤積狀態時之水庫泥砂運移情形，並研擬較佳之防淤操作策略（水利規劃試驗所，1997；賴，1998）。而黃河小浪底之泥砂濃度極高，因此曾以 1/80 等比水工模型試驗探討不同高低含砂量下，泥砂淤積及放水構造物之防淤問題（竇等，1995a; 1995b）。為了增加日月潭水庫引水來源及引水通道之維護考量，台灣電力公司遂進行 1/40 新武界隧道及栗棲溪引水工程水工模型試驗（林等，2000）。大埔水庫利用 1/100 之等比模型，探討水庫進行空庫排砂後，整體庫容及沿程地形之變化，可作為水庫操作空庫排砂之依據（張及賴，1999；Lai, 1994；Lai and Chang, 2001）。日月潭水庫之 1/50 等比模型利用豐水期間多餘流量進行排砂，使庫內淤泥回歸濁水溪主流河道，能有效減緩日月潭淤積問題（台灣電力公司，2013）。而霧社水庫，則分別於 2010 年執行「霧社水庫淤積改善可行性研究」（台灣電力股份有限公司，2010）及 2017 年執行「萬大發電廠#1、#2 機組進水口前淤積改善-導水隧道改造為排砂可行性研究」（台灣電力公司，2017）模型試驗，以等比 1:50 模型探討繞庫通砂、滯洪排砂及導水隧道改建為防淤隧道等情境進行試驗。水利規劃試驗所曾於 2012 年利用等比 1/100 模型，針對石門水庫中游導淤及庫區排淤，進行不同方案之初步工程規劃排砂效率探討，並藉由現場調查、規劃及試驗研究提出不同方案之可行性與效益（水利規劃試驗所，2012），2018 年亦執行「曾文水庫防淤隧道全域工模型試驗」，內容主要為利用曾文水庫模型進行試驗，其模型同樣為 1/100 等比模型，並採用壩前抽泥之泥砂進行試驗，旨在比較不同颱風洪情況之排砂比及觀察異重流現象提供排砂操作參考（水利規劃試驗所，2018）。台灣自來水公司第六區管理處，亦以 1/100 等比模型在具備防淤隧道的條件下，探討南化水庫防洪防淤潛壩及空庫排砂效益（台灣自來水公司第六區管理處，2017）。Huang *et al.* (2018) 利用水平比尺 1/1000 及垂直比尺 1/100 的不等比模型，重現霧社水庫的水理條件，研究其長期的泥砂淤積趨勢與庫容變化，估計水庫的剩餘壽命。Tang *et al.* (2020) 為了闡明多層邊坡的水滲透特徵並評估其對邊坡破壞模式的影響，利用八組邊坡模型進行了研究，評估強降雨期間邊坡中間粗層的含水量及導水率對邊坡土層穩定性的影響。Laksitaningtyas *et al.* (2022) 利用物理模型建置一個水庫水力沖砂的條件，透過底孔建置及管路系統，模擬沖刷水流在水庫水位穩定條件下的底孔、閘門前的水庫泥砂運行情況及存在情況，以及底孔、閘門前

沖刷錐的形成過程。Taskaya *et al.* (2022) 認為當土壩潰決時，壩體泥砂和水流同時向下游地區移動，造成破壞，因此在土耳其伊茲密爾 Katip Celebi 大學水力學實驗室的長 18.4 m、寬 2.0 m、高 0.88 m 的實驗室水槽中，對均質土壩越頂潰決導致的泥砂傳播進行了實驗研究。Zhang *et al.* (2023) 以浙江省彭山滑坡為原型，進行邊坡模型試驗，試驗過程中，逐時監測孔隙壓力、土壓力和邊坡變形，且根據試驗數據，得出降雨強度和軟弱夾層厚度對邊坡穩定性的影響，研究成果顯示降雨和軟弱夾層是導致玄武岩台地邊坡失穩的最重要因素。Desa *et al.* (2023) 提出水庫庫容變化的相對影響很大程度上受其水動力的影響，因此製作了哈布河（冷力水庫的主要部分）的物理模型，並測量了流速，且採用二維 HEC-RAS 預測水流速度，並評估設置丁壩工作為控制緩解結構對冷力水庫水深和速度分佈變化的有效性。Xiao *et al.* (2023) 提出高傾角油藏受重力影響，導致注水開發中高部位波及性能差，因此採用模型相似率，建立變傾角高溫高壓物理模擬裝置，分析不同注水條件下注氣對高傾角油藏開發的影響。

因此，本研究主要依據 Huang *et al.* (2018) 所提出之不等比模型相似率方法，同樣以霧社水庫為研究標的，利用模型相似率理論，以水工模型試驗探討 Q₂ 水文情境與防淤操作下，霧社水庫防淤隧道進水口底檻高程影響排砂效率之成效。

二、模型相似率及模型設置

2.1 霧社水庫基本資料

霧社水庫位於南投縣仁愛鄉濁水溪上游支流霧社溪河谷中，於 48 年興建完成，壩體屬一混凝土拱型重力壩，壩高 114 公尺，壩頂總長 205 公尺，其滿水位高程 1,005 公尺。本水庫主要設施包括大壩、壩頂溢洪道（溢頂標高 998.87 m，Q = 850 m³/s）、永久河道放水口（中心標高 927.65 m，Q = 87 m³/s）、發電進水口（#1、#2 發電機組入口底標高 938.48 m，設計流量 24 m³/s；#4 發電機組入口底標高 966 m，設計流量 22 m³/s）、排洪隧道（入口底標高 989.73 m，Q = 1670 m³/s）等，集水區面積為 219 平方公里，109 年實測水庫有效蓄水量為 3,753 萬立方公尺，壩前淤積高程約為 977.52 m。而台灣電力公司綜合考量庫區淤積趨勢、地質條件、水門操作及下游河道影響等面向，於霧社水庫大壩上游右岸約 60 公尺增設一條

防淤隧道，其隧道與既有發電水路鋼管為立體交錯，隧道出口正對霧社溪河道，設計流量為 530 cms，隧道進水口段為寬 5.8 公尺 × 高 8 公尺雙孔箱涵，閘門室段為長 29.35 公尺、寬 10 公尺、高 36.5 公尺之長方形地下結構，防淤隧道段全長 282 公尺，坡度 1.5 %，分為漸變段與標準段，出水口段全長 90 公尺，矩形明渠斷面（斷面寬 7 公尺，側牆高度由 6 公尺 ~ 11.95 公尺），終點設置一跳岸，出口高程 EL. 893.9 m，落水池則為現地下挖成池，表面設有混凝土保護，池底 EL. 870 m，底寬 15 公尺 ~ 25 公尺，全長 115 公尺。

2.2 模型相似率

本研究水工模型使用模型比尺為水平比 1/729、垂直比 1/81，亦即垂直與水平比值為 1/9 之不等比模型。模型比尺參考相似理論 Huang *et al.* (2018) 之水平比 1/1000 及垂直比 1/100，而模型相似率則需同時滿足水流動力相似及泥砂動力相似性，以下進行試驗泥砂之水流動力相似及泥砂動力相似之等比模型比尺說明。

2.2.1 水流動力相似

幾何比尺包含 λ_L 及 λ_H ，其中 λ 為原型對模型之比值、 L 為幾何水平長度、 H 為垂直方向水深。利用原型與模型水流福祿數相同，可得流速比尺 $\lambda_u = \lambda_L^{1/3}$ 、水流時間比尺 $\lambda_T = \lambda_L^{2/3}$ 及流量比尺 $\lambda_Q = \lambda_L^2$ 。

2.2.2 泥砂動力相似

(1) 懸浮質輸砂及沉降相似

根據質量守恆定律，模型水砂總量之比例（含砂濃度比尺 = 1）應與原型一致：

$$\frac{QT}{LBH} = \frac{Q'T'}{L'B'H'} \quad (1)$$

其中 B 為寬度、 Q 為流量、 T 為時間，無上標者為原型 (prototype)，有上標者為模型 (model)。為重現顆粒泥砂通過水庫時之沉降路徑，將水深替換成懸浮質沉降速率 ω ：

$$\frac{Q}{LB\omega} = \frac{Q'}{L'B'\omega'} \quad (2)$$

假設模型渾水流動型態與現場一致（懸浮相似 $\frac{\lambda_u}{\lambda_L} = \frac{\lambda_\omega}{\lambda_H}$ ， U 代表水平速度），且符合福祿數相似定

律 ($\frac{\lambda_u}{(\lambda_g \lambda_H)^{1/2}} = 1$)，則：

$$\frac{Q}{BH\sqrt{gH}} = \frac{Q'}{B'H'\sqrt{gH'}} \quad (3)$$

若模型寬長比與現場一致：

$$\frac{B}{L} = \frac{B'}{L'} \quad (4)$$

則可得：

$$\lambda_Q = \frac{Q'}{Q} = \left(\frac{L'}{L}\right)^2 \frac{\omega'}{\omega} = \frac{L'H'\sqrt{gH'}}{LH\sqrt{gH}} \quad (5)$$

$$\text{或 } \frac{\omega'}{\omega} = \frac{LH'\sqrt{gH'}}{L'H\sqrt{gH}}$$

若使用原體砂作為試驗懸浮質入流用砂 ($\omega' = \omega$ ，懸浮質泥砂比尺為 1)，則：

$$\lambda_s = \frac{S'}{S} = \sqrt{\frac{H}{H'}} \quad (6)$$

其中 $\lambda_s (= \lambda_H / \lambda_L)$ 表示底床坡度比尺，故採用垂直比尺為 $\lambda_H = 81$ 時，模型底床坡度比尺 $\lambda_s = 9$ ，同時模型水平比尺則為 $\lambda_L = \lambda_s \times \lambda_H = 9 \times 81 = 729$ 。

(2) 推移質輸砂及起動相似

水工模型使用砂質以上泥砂粒徑進行推移質動床試驗時，泥砂啟動相似可參考 Shields (1936) 建議之底床顆粒起動參數關係建立。利用相似律原理，Shields 參數無因次臨界剪應力 τ_c^* ，於原型與模型中應相同，故可得：

$$\lambda_{\tau_c} = \frac{\lambda_{\tau_c}}{\lambda_g \lambda_{(\rho_s - \rho)} \lambda_d} = 1 \quad (7)$$

其中， τ_c 為泥砂起動之臨界剪力、 d 為底床推移質粒徑、 ρ 為水密度、 ρ_s 為泥砂顆粒密度。

令 $\Delta = \frac{\rho_s - \rho}{\rho}$ ，並將 $\tau_c = \rho g R S_f$ 代入，可得泥砂顆粒比尺：

$$\lambda_d = \frac{\lambda_{(\rho g R S_f)}}{\lambda_g \lambda_{(\rho_s - \rho)}} = \lambda_\Delta^{-1} \lambda_R \lambda_{S_f} \quad (8)$$

因 $\lambda_R = \lambda_H$ ， $\lambda_\Delta = 1$ ， $\lambda_{S_f} = \lambda_H / \lambda_L = 81 / 729 = 1/9$ ，故推移質泥砂粒徑比尺為：

$$\lambda_d = 81/9 = 9 \quad (9)$$

(3) 細顆粒 (黏性顆粒) 冲刷相似

水庫庫區淤積物中包含部分有黏性之細顆粒泥沙，其中黏結力於黏性淤泥冲刷過程中會產生極為重要的作用，且黏結力會隨淤積物乾密度增大而增大，由王及張 (1989) 等研究中可得黏性淤泥乾密度 ρ_d 與臨界冲刷流速 u_c 之經驗關係如下：

$$u_c = a\rho_d^b \dots\dots\dots(10)$$

其中， u_c 單位為 m/s、 ρ_d 單位為 t/m³、係數 a 及 b 可由水槽試驗求得。

由 (10) 式可得臨界冲刷流速比尺 λ_{u_c} 如下：

$$\lambda_{\rho_d} = \lambda_{u_c^{1/b}} \dots\dots\dots(11)$$

根據張及賴 (1999) 在大埔水庫 (D_{50} 介於 0.008 至 0.03 mm) 的研究，係數 a 及 b 分別為 0.74 與 1.52，而賴 (1998) 針對阿公店水庫 (D_{50} 約為 0.006 mm) 所做試驗，可得係數 a 及 b 分別為 1.65 與 1.96，台灣自來水公司第六區管理處 (2017) 進行南化水庫 (D_{50} 約為 0.005 mm) 試驗時，則獲得係數 a 及 b 分別為 1.54 與 2.18。而霧社水庫庫區泥沙粒徑 D_{50} 介於 0.015 至 0.04 mm，較為接近大埔水庫之泥沙粒徑，因此本研究係數 a 及 b 採用大埔水庫之 0.74 與 1.52 較為合適。

此外，在進行阻塞試驗時，本研究則參考南化水庫模型動床淤泥布置 (台灣自來水公司第六區管理處, 2017)，由過去調查與鑽探資料可知，南化水庫表面新沉積之淤泥約為 1.0 t/m³，較深之壓密淤泥約為 1.2 t/m³，平均之乾密度為 1.1 t/m³，經縮比後模型淤泥之乾密度 ρ_d 約為 0.4 t/m³。然而於南化水庫隧道口前之洩降錐在設計規劃之坡度為 1/3 時，乾密度 0.4 t/m³ 之淤泥無法維持設定坡度，因此試驗時將淤泥乾密度調整為 0.9 t/m³，其調整原則以能塑形、不滑動的狀態為主。因此本研究同樣為維持設計規劃之坡度為 1/3 條件下，擬以乾密度約為 1.0 t/m³ 之淤泥進行模型試驗，作為探討防淤隧道是否可能被淤泥阻塞之動床設定。

(4) 時間比尺相似

以底床冲刷連續方程式展現庫區底床變化，並依相似律及本研究採用不等比模型關係，可得庫區底床變形時間比尺為：

$$\frac{\omega'}{\omega} = \frac{\frac{Q'}{B'L'}}{\frac{Q}{BL}} = \frac{Q'}{Q} \times \frac{BL}{B'L'} = \frac{\frac{H'}{t'}}{\frac{H}{t}} = \frac{H'}{H} \times \frac{t}{t'} \dots\dots\dots(12)$$

已知 $\frac{\omega'}{\omega} = 1$ ，則

$$\frac{t'}{t} = \left(\frac{H'}{H} \right) = 81 \dots\dots\dots(13)$$

2.3 模型佈置及試驗泥砂條件

2.3.1 模型佈置

本研究之水工模型經由驗證霧社水庫上游邊界流量與含砂濃度關係，進行防淤隧道不同入口高程之排砂效率試驗，並探討防淤隧道進水口阻塞風險。模型範圍以霧社水庫蓄水範圍及各出水工為主，範圍示意圖如圖 2 (a) 所示，整體所需場地範圍則依據模型率換算後寬度約 2 公尺、長度約 7 公尺，共計約 14 平方公尺。出水口設置則包含排洪隧道、發電取水口、防淤隧道及溢洪道，詳細試驗布置及主要斷面位置則如圖 2 (a) 及圖 2 (b) 所示，其中主要斷面共有 55 個斷面，包含從斷面 S1 至斷面 S55，各斷面距離壩址之距離為斷面編號減 1 後乘上 100，譬如斷面編號 S11，其距離壩址距離為 (11-1) × 100 = 1000 m。

2.3.2 試驗泥砂

模型使用粒徑分為推移質泥沙粒徑及懸浮質泥沙粒徑。底床泥沙粒徑參考台灣電力公司 (2010) 於 2010 年「霧社水庫淤積改善計畫可行性研究」粒徑調查內容 (如圖 3 所示)，由圖可知若以 2010 年淤積三角洲距離霧社水庫壩前約 3 公里為邊界，採樣點 r1 至 r4 及 u1 至 u12 皆為粗顆粒砂土，且 D_{50} 粒徑大小接近，而採樣點 r5 至 r12 皆為細顆粒粉土及黏土。而於 2020 年霧社水庫淤積測量成果報告 (台灣電力公司, 2020) 顯示，淤積三角洲已抵達壩前 500 公尺，且經推估於 116 年時壩前淤積面高程為 986.8 公尺，淤積三角洲已抵達壩址，但因近年底床泥沙採樣及粒徑分析無更新資料，故以 2010 年報告中之泥沙粒徑進行推估，因此在進行阻塞試驗時所鋪設之底床泥沙，取 r5 (距壩 2 公里) 及 r3 (距壩 4 公里) 之 D_{50} 平均值 0.5 mm 做為試驗底床鋪設粒徑，然而將粒徑泥沙縮比後，已小於 #200 號篩 (0.074 mm)，無法再將其細化，故仍採用庫區 0.015 mm 之粒徑進行底床之鋪設，因此採用之泥沙粒徑大於理論縮比之粒徑，其沉降速度將大於理論值，且試驗之防淤隧道排砂率可能偏低，但即便與理論值有些許差異，仍屬於保守估計範圍。

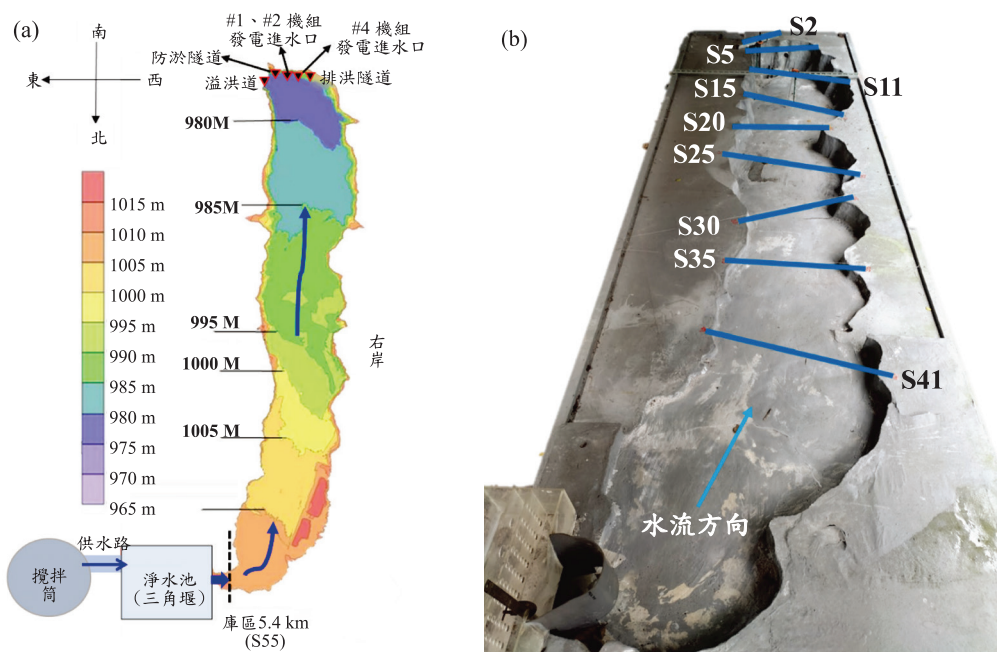


圖 2 水工模型試驗：(a) 平面佈置圖；(b) 製作完成圖

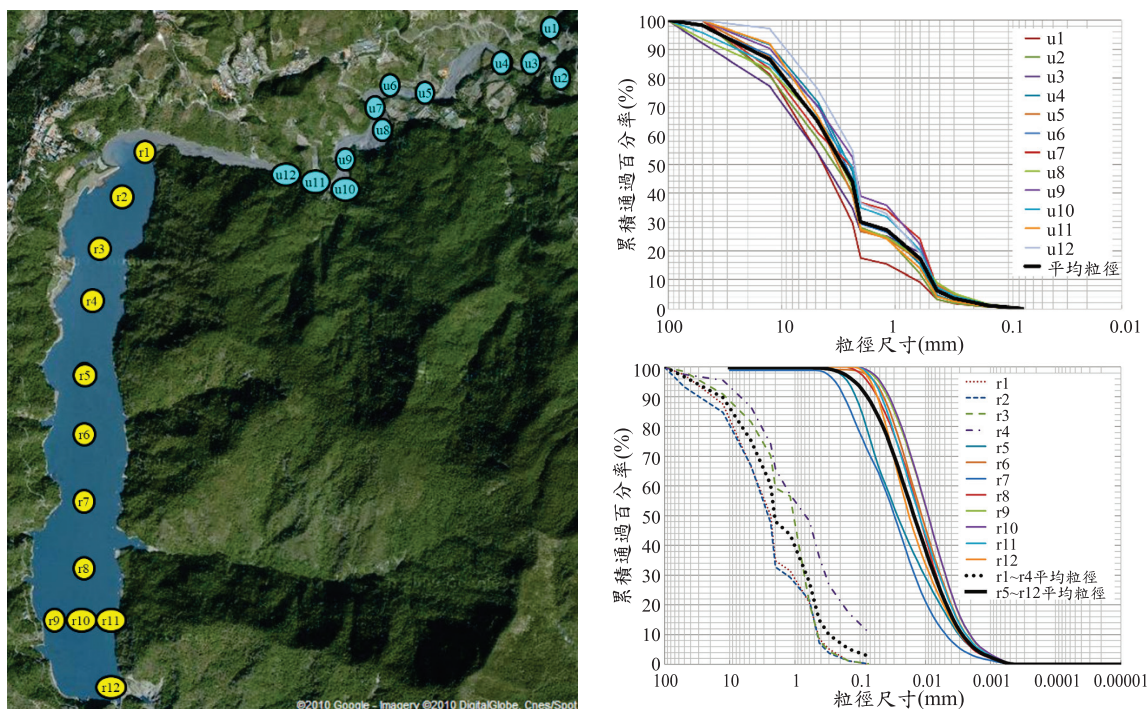


圖 3 2010 年霧社水庫底床及上游河道粒徑採樣位置

而本研究入流加砂泥砂粒徑於定床加砂（半動床）試驗時採用懸浮質及推移質，其中懸浮質之入流含砂粒徑參考台灣電力公司（2017）「萬大發電廠 #1、#2 機組進水口前淤積改善-導水隧道改造為排砂可行性研究」，於上游河道德魯灣橋實測懸浮質粒徑分析結果，如圖 4 及圖 5 所示。由圖可知非汛期時

D_{50} 約為 0.01 mm， D_{90} 約為 0.02 mm；汛期低濃度（< 500 ppm）時 D_{50} 約為 0.04 mm， D_{90} 約為 0.17 mm；汛期高濃度（> 500 ppm）時 D_{50} 約為 0.08 mm， D_{90} 約為 0.17 mm。在汛期時，若以操作防淤隧道的條件為高含砂水流的條件居多，故懸浮質粒徑採用 D_{50} 約為 0.08 mm， D_{90} 約為 0.17 mm。經模型縮比後理論



圖 4 2017 年霧社水庫上游河道懸浮質泥砂採樣位置

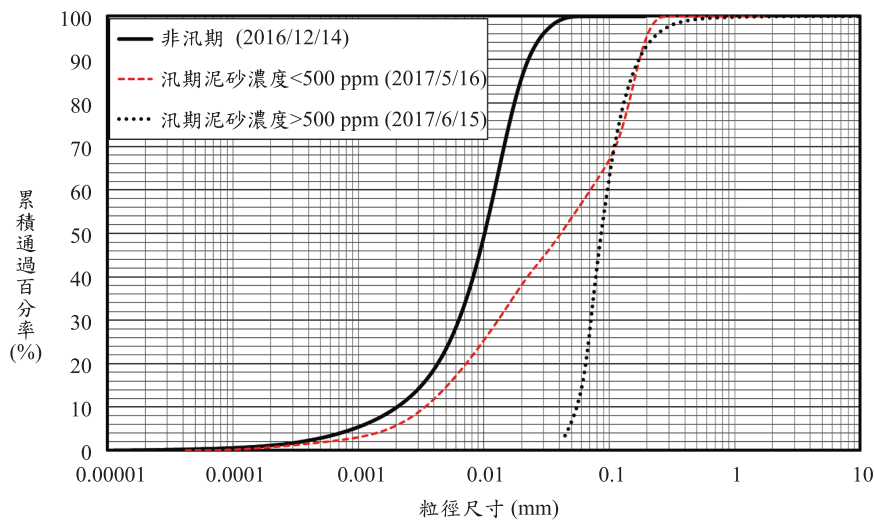


圖 5 2017 年霧社水庫上游河道德魯灣橋懸浮質泥砂粒徑資料

之懸浮質粒徑 D_{50} 為 0.002 mm、 D_{90} 為 0.004 mm，此數值皆已小於前述壩前淤積泥砂 0.015 mm，因細化難度較大且過度細化可能產生泥砂物理現象變化，進而影響試驗結果，故同樣採用庫區 0.015 mm 作為上游入流泥砂試驗之粒徑。推移質部分根據台灣電力公司 (2010)「霧社水庫淤積改善計畫可行性研究」粒徑調查可知，近年霧社水庫底床及上游河道河床泥砂粒徑皆有粗化現象，但因近年河床泥砂粒徑資料無更新資料，故以 2010 年報告中最上游點位 D_{50} 粒徑 4 mm 做為推移質保守推估值，依模型比 1:9 縮比後採用推移質試驗粒徑為 0.44 mm。

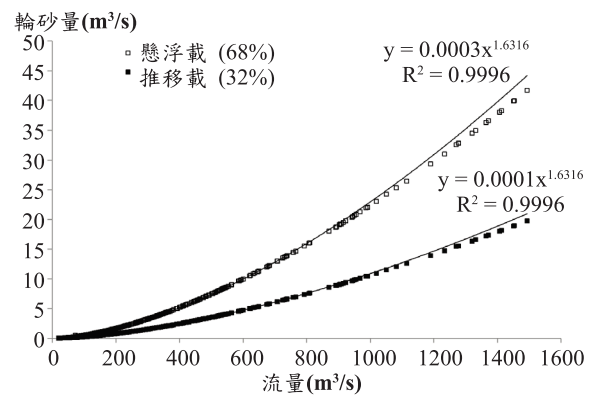


圖 6 霧社水庫入流量與泥砂量關係圖

2.3.3 入流泥砂濃度

模型入流泥砂濃度條件則參考台電公司 (2010, 2017)「霧社水庫淤積改善計畫可行性研究」及「萬大發電廠#1、#2 機組進水口前淤積改善-導水隧道改造為排砂可行性研究」中，所採用之入流量其泥砂量相關性 (如圖 6 所示)，本研究以此為根據進行入庫泥砂量之推估，並作為模型上游邊界條件。

三、模型檢定驗證

3.1 模型流量率定 (防淤隧道出口)

霧社水庫水工模型之防淤隧道流量率定，在 Q_2

(2 年重現期距洪水, $Q_{peak} = 530 \text{ m}^3/\text{s}$)及 Q_{10} (10 年重現期距洪水, $Q_{peak} = 1063 \text{ m}^3/\text{s}$) 水文條件下, 率定結果如表 1 及表 2 所列。由表可知在不同固定水位條件下, 防淤隧道之流量與設計流量誤差百分比最大為 8.33 %, 平均誤差百分比最大為 6.06 %, 小於經驗值標準 10 %, 故本研究將以此流量率定成果, 進行後續水工模型試驗之流量控制。誤差百分比計算方式為: $[(\text{試驗值}-\text{理論值})/\text{理論值}] \times 100 \%$ 。

表 1 Q_2 流量率定成果

| 水位 (m) | 流量設計值 (m^3/s) | 流量試驗值 (m^3/s) | 誤差百分比 (%) | 平均誤差百分比 (%) |
|---------|---------------------------------|---------------------------------|-----------|-------------|
| 1002.18 | 127.55 | 122.23 | -4.17 % | 5.08 % |
| 1002.34 | 255.09 | 244.46 | -4.17 % | |
| 1002.53 | 398.58 | 372.01 | -6.67 % | |
| 1002.74 | 531.44 | 494.24 | -7.00 % | |
| 1002.62 | 398.58 | 382.64 | -4.00 % | |
| 1002.41 | 255.09 | 271.03 | 6.25 % | |
| 1002.26 | 127.55 | 138.17 | 8.33 % | |

表 2 Q_{10} 流量率定成果

| 水位 (m) | 流量設計值 (m^3/s) | 流量試驗值 (m^3/s) | 誤差百分比 (%) | 平均誤差百分比 (%) |
|---------|---------------------------------|---------------------------------|-----------|-------------|
| 1002.17 | 127.55 | 122.23 | -4.17 % | 6.06 % |
| 1002.34 | 255.09 | 244.46 | -4.17 % | |
| 1002.54 | 398.58 | 372.01 | -6.67 % | |
| 1002.79 | 568.64 | 584.59 | 2.80 % | |
| 1003.12 | 568.64 | 595.21 | 4.67 % | |
| 1004.24 | 568.64 | 605.84 | 6.54 % | |
| 1005.18 | 568.64 | 611.16 | 7.48 % | |
| 1005.01 | 568.64 | 611.16 | 7.48 % | |
| 1004.66 | 255.09 | 276.35 | 8.33 % | |
| 1004.42 | 127.55 | 138.17 | 8.33 % | |

3.2 模型檢定驗證

本研究以萬大發電廠#1、#2 機組尾水, 於 108 年 6 月 14 日洪水事件時之取樣濃度, 做為模型檢定驗證之案例。圖 7 為原型與模型檢定驗證之入流流量歷線、入流濃度歷線及水位歷線, 由圖可知流量增減將影響泥砂濃度之變化。表 3 則為檢定驗證成果, 由表可知模型出流濃度檢定驗證誤差皆小於 2 % (-1.54 % ~ 1.34 %), 佐證霧社水庫上游邊界流量與含砂濃度關係, 可重現壩址所觀測到之泥砂濃度值, 因

此本研究後續已此設定進行防淤隧道不同入口高程之排砂效率試驗, 並探討防淤隧道進水口阻塞風險。

表 3 檢定驗證成果

| 時間 | 原型#1、2 機組出流濃度 (mg/L) | 試驗#1、2 機組出流濃度 (mg/L) | 誤差 (%) |
|-----------------|---------------------------------|---------------------------------|--------|
| 2019/6/14 09:00 | 5,590 | 5,664 | 1.34% |
| 2019/6/14 11:00 | 7,189 | 7,078 | -1.54% |
| 2019/6/14 16:00 | 5,348 | 5,401 | 0.98% |

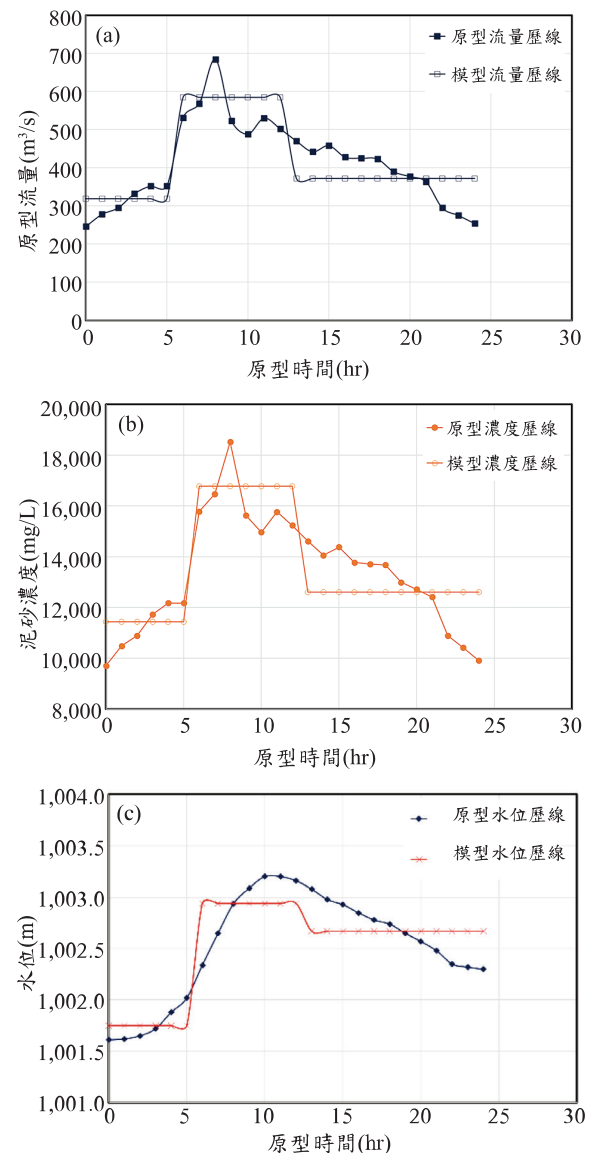


圖 7 原型與模型檢定驗證案例之: (a) 入流流量歷線; (b) 入流濃度歷線; (c) 水位歷線

四、模型試驗成果

本研究之試驗情境考量防淤隧道應以每年均可操作之原則，才能評估其年平均排砂效益，因此選擇 Q_2 水文情境做為代表事件，而防淤隧道高程的選定，除了排砂效益外亦須探討其可能受阻塞之風險，由其當防淤隧道入口高程低於現況淤砂面時更顯重要，然而為了突顯其風險，考量較大水文情境所帶來的水及砂量應較為保守，因此初步選擇 Q_{10} 水文情境做為代表事件，以下即為各試驗情境值之試驗成果說明。

4.1 Q_2 滯洪排砂

4.1.1 試驗條件

Q_2 滯洪排砂模型試驗原型總水量為 3,436 公升、模型總水量為 3,427 公升，原型與模型入流量、入流濃度、水位歷線如圖 8 所示，水庫水位介於 1,002 m 至 1,003 m 之間，模型總試驗延時為 1,511 秒。

4.1.2 渾水運移過程

圖 9 為 Q_2 滯洪排砂試驗入庫渾水運移過程，當防淤隧道進水口底檻高程分別為 960 m 及 975 m 時，兩者入庫渾水皆依序運移至排洪隧道、發電進水口、防淤隧道及溢洪道平面位置，且由圖 9(d) 可看出渾水進入水庫後約 6.92 小時，皆於壩前開始形成渾水潭（模型時間為 308 秒），且入庫渾水運移速度變化，越上游處流速較大，但隨著入庫渾水往壩址運移過程，流速則略為趨緩，入庫渾水從試驗上游邊界（約距離壩址 5.4 km）運移至防淤隧道速度平均約為 0.18 m/s。

4.2.3 出流濃度與排砂效率

圖 10 為防淤隧道隨時間變化之累積砂量及出流濃度，由圖中可看出防淤隧道進水口底檻高程 960 m 及 975 m 出流泥砂濃度趨勢相近，但防淤隧道進水口底檻高程 960 m 尖峰泥砂濃度略高於防淤隧道進水口底檻高程 975 m。此外，由圖亦可看出防淤隧道進水口底檻高程 960 m 及 975 m 之累積出流砂量，分別約為 19.67% 及 17.88%，累積出流砂量差異約為 1.79%。

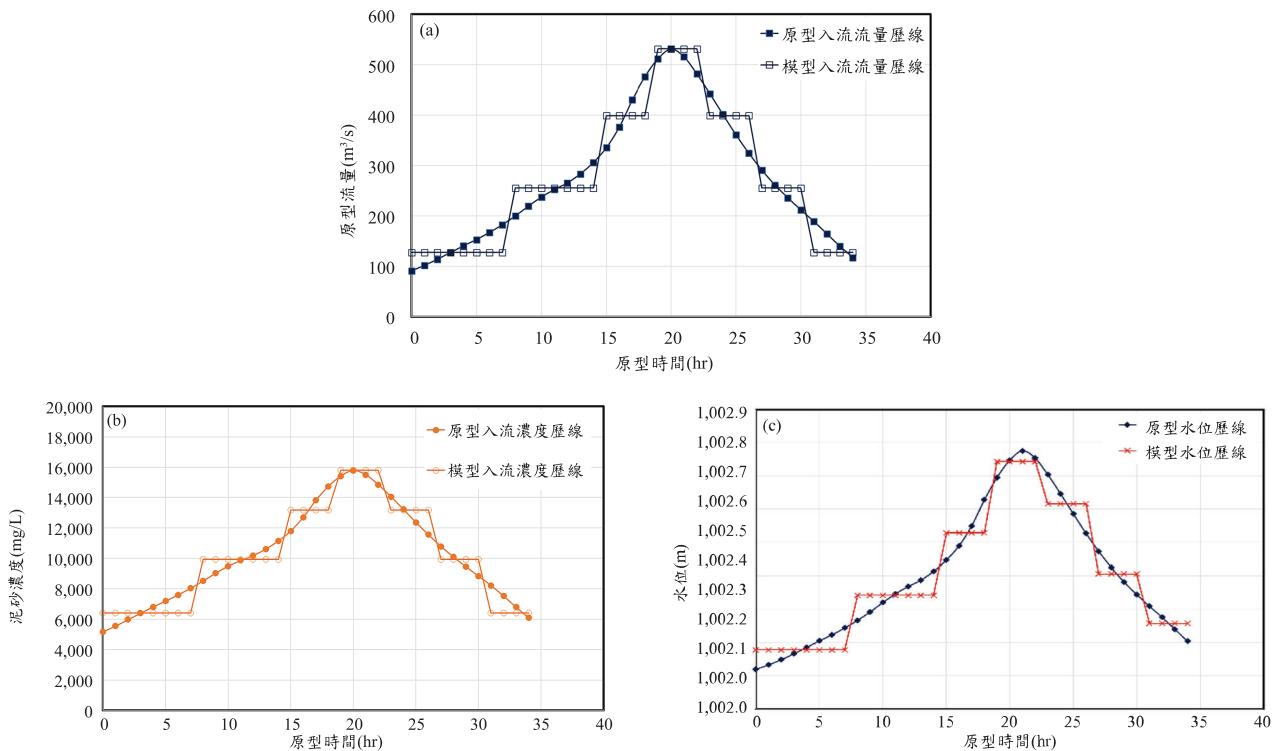


圖 8 Q_2 滯洪排砂：(a) 入流流量歷線；(b) 入流濃度歷線；(c) 水位歷線

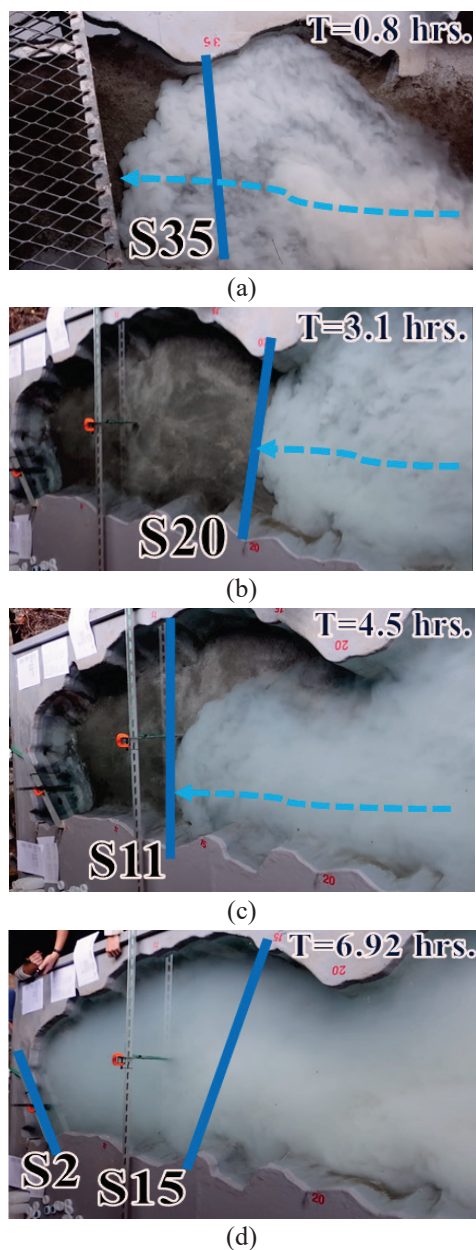


圖 9 Q_2 滯洪排砂入庫渾水運移過程：(a) 斷面 35；(b) 斷面 20；(c) 斷面 11；(d) 形成渾水潭

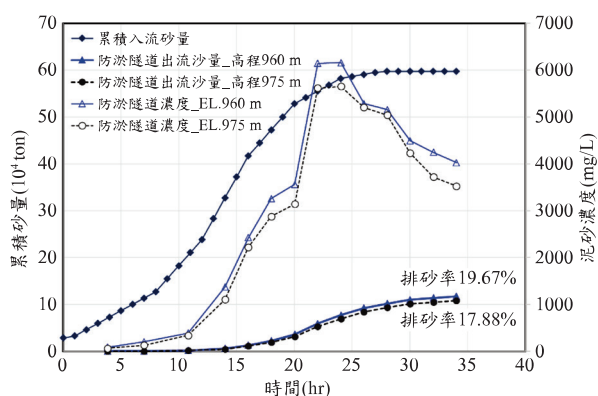


圖 10 防淤隧道出流濃度及排砂效率

4.2 Q_2 洩降排砂

4.2.1 試驗條件

本節試驗為於低水位（起始水位高程 990 m）時之 Q_2 洩降排砂模型試驗，其原型總水量為 3,436 公升、模型總水量為 3,427 公升，原型與模型入流量及入流濃度如圖 8 (a) 及 8 (b) 所示，模型總試驗延時同樣為 1,511 秒。

4.2.2 渾水運移過程

圖 11 為 Q_2 洩降排砂試驗入庫渾水運移過程，由圖 11 (d) 可看出渾水進入水庫 4.78 小時後開始形成渾水潭（模型時間為 213 秒），而隨著渾水持續流入水庫，渾水潭厚度亦持續增加。 Q_2 洩降排砂渾水運移之流速，則在渾水進入庫區後，由於水庫起始水位較低，流速較 Q_2 滯洪排砂情境要大，但當渾水運移到壩址附近時，流速同樣均開始趨緩，入庫渾水從試驗上游邊界（約距離壩址 5.4 km）運移至防淤隧道之速度平均約為 1.60 m/s。

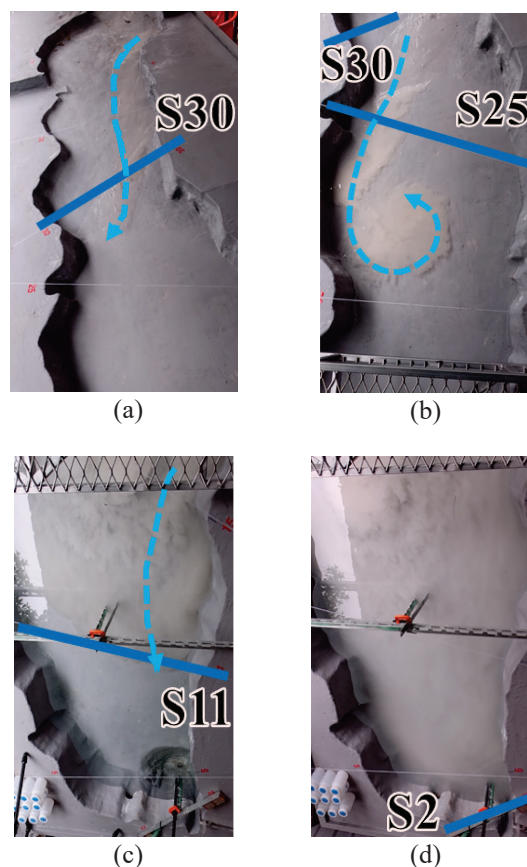


圖 11 Q_2 洩降排砂入庫渾水運移過程：(a) 庫區上游至斷面 30；(b) 斷面 30 至斷面 25；(c) 斷面 20 至斷面 11；(d) 形成渾水潭

4.2.3 出流濃度與排砂效率

圖 12 為防淤隧道進水口出流濃度隨時間變化情形，由圖可看出防淤隧道進水口底檻出流泥砂濃度隨著入流渾水運移到壩前，而使得出流泥砂濃度亦隨之增加，且於 15 小時後防淤隧道進水口底檻高程 960 m 之泥砂濃度會較高程 975 m 時高。此外，防淤隧道進水口底檻高程 960 m 及 975 m 之累積出流砂量，由圖可看出防淤隧道進水口底檻高程 960 m 累積出流砂量較多，累積出流砂量差異約為 3.95%，與 Q_2 滯洪排砂相比，洩降排砂出流泥砂濃度較高，排砂量也較多，且因流速較快，渾水亦較快抵達壩址。

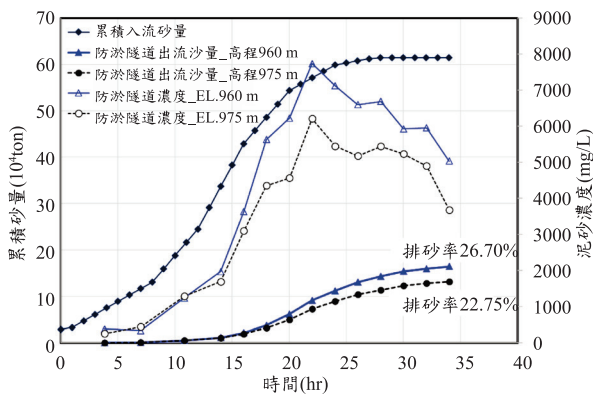


圖 12 Q_2 洩降排砂防淤隧道出流濃度及排砂效率

4.3 Q_{10} 阻塞試驗

4.3.1 試驗條件

本節為探討防淤隧道進水口底檻高程 960 m 及 975 m 時可能受阻塞情況，因此本試驗以推估之 116 年底床高程及具備進水口前導流坑 (1 V:3 H) 之條件進行阻塞試驗，動床鋪設厚度為高程 986.8 m 至高程 977.7 m，鋪設範圍為壩前至斷面 11 (約距離壩址 1 km)。動床淤泥乾密度採用 1.0 t/m^3 之淤泥進行模型試驗，動床淤泥粒徑依據壩前泥砂粒徑採用 0.015 mm，試驗前以檔板塑造防淤隧道進水口底檻前導流坑地形，檔板於試驗開始後移除。試驗入庫流量為 Q_{10} 尖峰流量之渾水，起始水位則為空庫狀態，試驗開始後則防淤隧道閘門全開，並持續觀測底床變動至穩定狀態時結束，原型總時長約為 6.75 小時 (模型時間約為 5 分鐘)，試驗布置如圖 13 所示。

4.3.2 阻塞及底床變動情形

圖 14 為防淤隧道進水口底檻高程 960 m 時之試驗情形，由圖 14(a) 可看出當渾水抵達防淤隧道入口



圖 13 Q_{10} 阻塞試驗布置示意圖



(a)



(b)

圖 14 防淤隧道進水口底檻高程 960 m 試驗：(a) 渾水抵達防淤隧道進水口底檻；(b) 因防淤隧道進水口阻塞而蓄起之渾水

時，進水口之前導流坑將被渾水填滿，此時防淤隧道內水流將以壓力流的方式排出；圖 14(b) 為因防淤隧道進水口阻塞而引起水位上升的情況。圖 15 為試驗過後防淤隧道進水口底檻高程 960 m 附近底床沖淤

情形，由圖可看出防淤隧道入口底檻頂部高程 969.6 m 已完全被淤泥掩埋，其底床淤積面約於高程 977 m 處，圖上黑圈為露出之防淤隧道進水口底檻高程 975 m 布置，且距離壩址 700 m 範圍內有產生明顯冲刷渠道，原型冲刷渠道長度約 700 m，寬約 32 m。

圖 16 則為防淤隧道進水口底檻高程 975 m 在 Q_{10} 阻塞試驗後之底床冲刷情形，由圖中可看出進水口之前導流坑亦被渾水填滿，防淤隧道內水流亦以壓力流的方式排出，但因無阻塞情況，故水位無明顯上升，且防淤隧道亦可正常洩水，試驗結束後則可看出防淤隧道進水口底檻高程 975 m 附近仍有部分淤泥堆積在入口處，此外，防淤隧道進水口底檻高程

975 m 與防淤隧道進水口底檻高程 960 m 試驗後之庫區冲刷渠道相似。

五、結論

本研究探討 Q_2 滯洪排砂（起始水位高程約 1,002 m）、 Q_2 洩降排砂（起始水位高程約 990 m）試驗時，防淤隧道進水口底檻高程 960 m 與 975 m 排砂效率及渾水運移情形（試驗成果綜整如表 7 所列），及 Q_{10} 阻塞試驗時防淤隧道進水口底檻高程 960 m 與 975 m 阻塞情況。

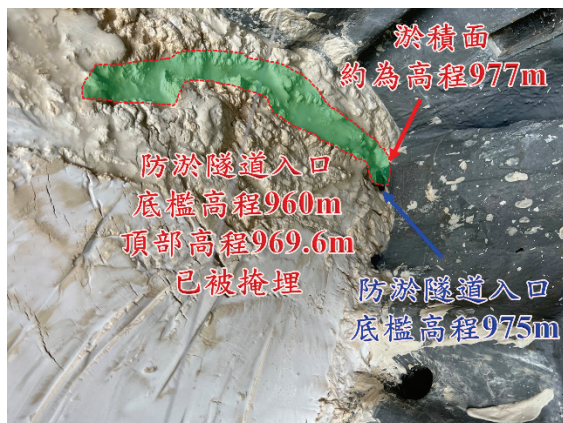


圖 15 防淤隧道進水口底檻高程 960 m 在 Q_{10} 阻塞試驗後之底床變動情形

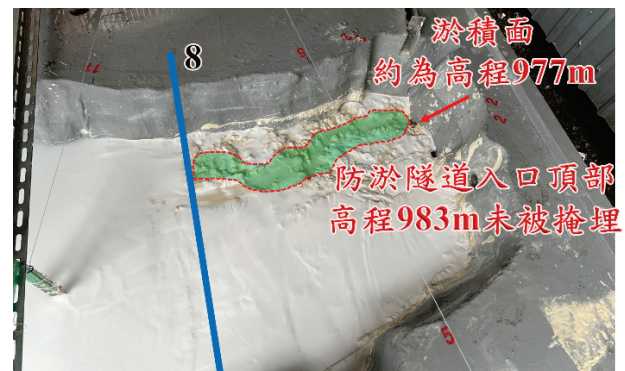


圖 16 防淤隧道進水口底檻高程 975 m 在 Q_{10} 阻塞試驗後之底床變動情形

表 7 防淤高程影響排砂效率之研究成果總整

| 項目 | | 組別 | | Q_2 滯洪排砂 | | Q_2 洩降排砂 | |
|----------------------------------|------------|----|--|------------|--------|------------|--------|
| 入流尖峰 Q (cms) | | | | 531 | | 531 | |
| 入流尖峰濃度 (mg/L) | | | | 15,793 | | 15,793 | |
| 總延時 (hr) | | | | 34 | | 34 | |
| 防淤隧道進水口底檻高程 (m) | | | | 960 | 975 | 960 | 975 |
| 起始水位 (m) | | | | 1,002 m | | 990 m | |
| 出水工尖峰濃度 (mg/L) | 壩頂溢洪道 | | | 413 | 718 | - | - |
| | 防淤隧道 | | | 6,161 | 5,653 | 7,736 | 6,212 |
| | 排洪隧道 | | | 3,040* | 2,880* | - | - |
| | 萬大#4 機組 | | | 3,378* | 3,075* | 4,972* | 4,115* |
| | 萬大#1、#2 機組 | | | 4,616* | 3,392* | 5,028* | 4,315* |
| 出水工總出流砂量 (tons) | 壩頂溢洪道 | | | - | - | - | - |
| | 防淤隧道進水口 | | | 11.75 | 10.78 | 16.41 | 13.13 |
| 水工模型防淤隧道排砂效率 (%) =出流總砂量/入流總砂量 | | | | 19.67 | 17.88 | 26.70 | 22.75 |
| 渾水平均運移速度 (m/s) | | | | 0.18 | | 1.60 | |

註：*為利用斷面 S2（約距離壩址 100 m）位置之垂向分層採樣濃度值進行推估

由表 7 可知 Q_2 滯洪排砂試驗於防淤隧道進水口底檻高程 960 m 時，防淤隧道進水口底檻總出流砂量為 11.75 萬噸，排砂效率為 19.67 %；而於防淤隧道進水口底檻高程 975 m 時，防淤隧道進水口底檻總出流砂量為 10.78 萬噸，排砂效率為 17.88 %。 Q_2 洩降排砂試驗於防淤隧道進水口底檻高程 960 m 時，防淤隧道進水口底檻總出流砂量為 16.41 萬噸，排砂效率為 26.70 %；而於防淤隧道進水口底檻高程 975 m 時，防淤隧道進水口底檻總出流砂量為 13.13 萬噸，排砂效率為 22.75 %。由以上結果可知，防淤隧道進水口底檻高程 960 m 與 975 m 排砂效率， Q_2 洩降排砂因為起始水位高程約 990 m 較低，因此防淤隧道進水口底檻高程 960 m 與 975 m 之排砂效率較 Q_2 滯洪排砂（起始水位高程約 1,002 m）大，在 Q_2 滯洪排砂試驗及 Q_2 洩降排砂試驗，防淤隧道進水口底檻高程 960 m 與 975 m 之排砂效率差異，分別約為 1.79 % 及 3.95 %，且起始水位越低，防淤隧道出流泥砂濃度越濃，入庫渾水運移速度越快，然而，雖然起始水位越低排砂效率較高，仍需考量水資源運用及水庫管理。

Q_{10} 阻塞試驗於防淤隧道進水口底檻高程 960 m 時，進水口將被淤泥掩埋造成阻塞，且距離壩址 700 m 範圍內有產生明顯冲刷渠道，原型冲刷渠道長度約 700 m，寬約 32 m；而防淤隧道進水口底檻高程為 975 m 時，進水口附近除了會形成渾水潭外，防淤隧道入口通水面積則僅有部分受到阻塞，故可維持通水，試驗結束後則僅有部分淤泥堆積在入口處，然而試驗結束後庫區之冲刷渠道位置與範圍，則與防淤隧道進水口底檻高程 960 m 相似。因此，防淤隧道進水口底檻高程 960 m 於阻塞試驗時進水口被掩埋之機率甚高，若造成阻塞將使防淤隧道失去排砂功能，故建議興建防淤隧道進水口底檻高程以 975 m 較為適當。

致謝

本研究承蒙科技部計畫編號 MOST 111-2221-E-002-062 之經費補助，中興工程顧問股份有限公司及台灣電力公司所提供之模型經費補助、防淤隧道設計、水庫水文、防汛與泥砂濃度觀測資料，以及國立臺灣大學水工試驗所提供人力支援，使本研究得以完成，謹致謝忱。

參考文獻

1. Abdeihadi, M. L. (1995). "Environment and Socio-economic Impacts of Erosion and Sedimentation in North African Countries." 6th Intl. Symp. River Sedimentation. Central Board of Irrigation and Power, New Delhi., 1141-1152.
2. Crowder, B. M. (1987). "Economic Costs of Reservoir Sedimentation: A Regional Approach to Estimating Cropland Erosion Damages." *Journal Soil and Water Conservation*, 42 (3), 194-197.
3. Dendy, F. M., Champion, W. A., and Wilson, R. B. (1973). "Reservoir Sedimentation Surveys in the United States." In W. C. Ackermann, G. F. White, and E. B. Worthington (editors), *Man-made Lakes: Their Problems and Environmental Effects*, Geophysical Monograph No. 17. *American Geophysical Union*, Washington, D.C.
4. Desa, S. M., Jamal, M. H., Mohd, M. S. F., Samion, M. K. H., Rahim, N. S., Muda, R. S., Sa'ari, R., Kasiman, E. H., Mustaffar, M., Ishak, D. S. M., and Mokhtar, M. Z. (2023). "Numerical Modelling on Physical Model of Ringlet Reservoir, Cameron Highland, Malaysia: How Flow Conditions Affect the Hydrodynamics" *Water* 2023, 15(10), 1883.
5. Gogus, M., and Yalcinkaya, F. (1992). "Reservoir Sedimentation in Turkey." 5th Intl. Symp. River Sedimentation, Karlsruhe, 909-918.
6. Huang, C. C., Lai, J. S., Lee, F. Z., and Tan, Y. C. (2018). "Physical model-based investigation of reservoir sedimentation processes." *Water*, 10, 352.
7. Lai, J. S. (1994). "Hydraulic Flushing for Reservoir Desiltation" Ph. D. Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley.
8. Lai, J. S., and Chang F. J. (2001). "Physical Modeling of Hydraulic Desiltation in TAPU Reservoir" *International Journal of Sediment Research*, 16(3), 363-379.
9. Laksitaningtyas, A. P., Istiarto, D. L. and Jayadi, R. (2022). "Preliminary Experiment on Reservoir Sediment Flushing" *IOP Conf. Series: Earth and Environmental Science* 1105 (2022) 012031.
10. Mahmood, K. (1987). "Reservoir Sedimentation:

- Impact, Extent, Mitigation.” *World Bank Technical Report* 71, Washington, D.C.
11. Shields, A. (1936). Caltech Library. Mitteilungen der Preußischen Versuchsanstalt für Wasserbau. Berlin: Preußische Versuchsanstalt für Wasserbau. 26.
 12. Tang, J., Taro, U., Huang, D., Xie, J. and Tao, S. (2020). “Physical Model Experiments on Water Infiltration and Failure Modes in Multi-Layered Slopes under Heavy Rainfall” *Appl. Sci.* 2020, 10(10), 3458; <https://doi.org/10.3390/app10103458>.
 13. Taskaya, E., Bombar, G. and Tayfur, G. (2022). “Experimental Investigation of Sediment Movement as a Result of Homogeneous Earth-fill Dam Overtopping Break Over a simplified Urban Area” *Journal of Hydrology*, Volume 617, Part B, February 2023, 128924.
 14. Van Den Wall Bake, G. W. (1986). “The Siltation and Erosion Survey in Zimbabwe: Drainage Basin Sediment Delivery.” *Drainage Basin Sediment Delivery*. IAHS Publ. 159, 69-80. Wallingford, U.K.
 15. Varma, C. V. J., Rao, A. R. G., and Natarajan, S. (1992). “Sedimentation of Indian Reservoirs—An Assessment.” *Proc. 5th Intl. Symp. River Sedimentation*. Karlsruhe, 919-923.
 16. Xiao, K., Li, X. and Li, X. (2023). “Physical Simulation of Gas Injection Mechanism for High Dip Reservoir” *Processes* 2023, 11(7), 2111.
 17. Zhang, Q., Luo, Z., Chen, Y. and Wang, Z. (2023). “Physical Model Experiments on Failure Mechanism on Slopes of Weathered Basalt Soils during Heavy Rainfall Events” *Materials (Basel)*. 2023 Jan; 16(2): 832.
 18. 水利規劃試驗所 (1997)「阿公店水庫防淤操作模型試驗及檢討計畫報告 (總報告)」。經濟部水利署。
 19. 水利規劃試驗所 (2012)「石門水庫上游主河道分洪防淤工程初步規劃及水工模型試驗研究」。經濟部水利署。
 20. 水利規劃試驗所 (2018)「曾文水庫防淤隧道全域水工模型試驗第二階段成果報告」。經濟部水利署。
 21. 水利規劃試驗所 (2020)「水庫防淤管理與技術應用」。經濟部水利署。
 22. 王兆印、張新玉 (1989)「水庫黏性淤積物洩空冲刷的模型試驗研究」。泥沙研究, 第 2 期。
 23. 台灣自來水公司第六區管理處 (2017)「南化水庫防洪防淤潛壩及空庫排砂水工模型試驗」。國立成功大學。
 24. 台灣電力公司 (2010)「霧社水庫淤積改善可行性研究」。中興工程顧問股份有限公司。
 25. 台灣電力公司 (2013)「日月潭淤積改善計畫可行性研究數值模擬分析及水工模型試驗」。中興工程顧問股份有限公司。
 26. 台灣電力公司 (2017)「萬大發電廠#1、#2 機組進水口前淤積改善-導水隧道改造為排砂可行性研究」。中興工程顧問股份有限公司。
 27. 台灣電力公司 (2020)「109 年度日月潭水庫、明湖下池水庫、霧社水庫淤積測量工作」。詠翔測量工程有限公司。
 28. 林國峰、賴進松、何興亞 (2000)「新武界隧道及 栗棲溪引水工程水工模型試驗報告」。國立臺灣大學水工試驗所。
 29. 張斐章、賴進松 (1999)「大埔水庫防淤操作技術與水工模型之建置(三)」。國立臺灣大學水工試驗所, 研究報告第 322 號。
 30. 賴進松 (1998)「阿公店水庫淤泥冲刷啟動之研究」。台灣水利, 46(3), 76-83。
 31. 寶國仁、王國兵、王向明、於為信、高亞軍、韓 信 (1995a)「黃河小浪底工程泥沙問題的研究」。水利水運科學研究, 第 3 期, 197-209。
 32. 寶國仁、萬聲淦、陸長石 (1995b)「三峽工程變動 回水區泥沙淤積的試驗研究」。水利水運科學研究, 第 4 期, 327-335。

收稿日期：民國 112 年 07 月 05 日
修改日期：民國 112 年 07 月 27 日
接受日期：民國 112 年 08 月 21 日