

河川堤防沖蝕機制及堤內洪氾之耦合模擬分析

Coupled Simulation Analysis of River Levee Erosion Mechanisms and Internal Levee Flooding

國立中興大學
土木工程學系
助理教授

李 豐 佐
Fong-Zuo Lee

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
生物環境系統工程學系
教授

張 倉 榮
Tsang-Jung Chang

國立臺灣大學
生物環境系統工程學系
博士生

劉 政 其
Cheng-Chi Liu

國立中興大學
土木工程學系
碩士生

黃 翊 嘉
Yi-Jia Huang

摘 要

為維護河川沿岸的生命財產，河川堤防為重要的保護設施。河川堤防之結構包含不同形式，如土堤、混凝土堤或是外表以混凝土保護之土堤等。近年來，因河川堤防破壞而造成的嚴重淹水事件頻頻發生，如 2009 年臺灣的莫拉克颱風事件、2019 年東日本的哈吉貝風災等事件，皆因豪雨而使強烈高漲的河川挾帶龐大的沖擊力對堤防造成重大的損壞，而漫溢的水體造成鄰近城鎮大規模的淹水。臺灣的河川因山陡坡急而使得洪水的集流時間相當短，且臺灣位處於環太平洋颱風帶中，在颱風或強烈對流所造成的暴雨期間，河川堤防所受到的考驗相當大，因此有必要深入研究河堤的破壞機制，以便於未來有助於河岸防護的永續利用。本研究應用河川水理動床數值模式來模擬河川、堤防與高灘地等之互動，結合河堤破壞機制，探討河堤破壞相關參數之敏感度，並進行不同類型的河堤與致災情境的模擬，以此探討河堤之破壞機理，藉此瞭解河堤的防護能力與其可能失效的情景，可做為評估河堤破壞後導致堤內淹水風險的參考。

關鍵詞：河川堤防、破壞機制、淹水風險。

* 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 · jslai525@ntu.edu.tw

Coupled Simulation Analysis of River Levee Erosion Mechanisms and Internal Levee Flooding

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

Tsang-Jung Chang

Department of
Bioenvironmental
Systems Engineering,
National Taiwan University

Cheng-Chi Liu

Department of
Bioenvironmental
Systems Engineering,
National Taiwan University

Yi-Jia Huang

Department of Civil Engineering,
National Chung Hsing University

ABSTRACT

To protect lives and property along riverbanks, levees serve as critical protective structures. River levees come in various forms, such as earthen levees, concrete levees, or earthen levees reinforced with concrete. In recent years, severe flooding events caused by levee failures have occurred frequently. Notable incidents include Taiwan's Typhoon Morakot in 2009 and Typhoon Hagibis in East Japan in 2019. Both events resulted from heavy rainfall, causing rivers to swell dramatically, exerting immense force on the levees and leading to significant damage. The overflowed waters caused large-scale flooding in nearby towns. In Taiwan, the short concentration time of floodwaters due to steep river gradients, combined with its location in the Pacific typhoon belt, means that levees face immense challenges during typhoons or intense convective rainstorms. Therefore, it is essential to study the mechanisms of levee failure to ensure the sustainable use of riverbank protection. This study applies a river hydrodynamic and mobile-bed numerical model to simulate interactions between rivers, levees, and floodplains. By integrating levee failure mechanisms, it explores the sensitivity of factors related to levee failure. Simulations of different levee types and disaster scenarios are conducted to investigate levee failure mechanisms. This will help understand levee protection capacity and potential failure scenarios, providing a basis for assessing the flood risk caused by levee breaches.

Keywords: Levees, Mechanisms of levee failure, Flood risk.

Lee, F.Z., Lai, J.S.*, Chang T.J., Liu C.C., & Huang, Y.J. (2024). "Coupled Simulation Analysis of River Levee Erosion Mechanisms and Internal Levee Flooding." *Journal of Taiwan Agricultural Engineering*, 70(4), 1-16. [https://doi.org/10.29974/JTAE.202412_70\(4\).0001](https://doi.org/10.29974/JTAE.202412_70(4).0001)

一、前言

堤防作為河川治理的常見工程手段，若規劃得當，能有效保護堤內居民的安全並改變河道流向。然而，近年來，颱風和洪水帶來的雨水量增多，傳統堤防設計可能面臨潰堤或溢堤的風險。尤其在人口密集地區，颱風期間堤防的損壞將對民眾造成重大影響。因此，相關研究持續進行，以分析堤防破壞的影響和機制。

Fujita 和 Tamura (1987) 在實驗室中進行了河堤破壞的實驗，研究洪水期間氾濫區的泥沙沖淤。Baskaran 和 Stathopoulos (1989) 等人則指出，城市中的建築物在洪水期間能充當障礙物，影響水流，其流動方式類似於實驗室中的流場結果。Liang 等人 (2007) 則使用二維模型，研究建築物和洪水之間的互動，將建築物視為多孔介質。陳大煒 (2007) 結合 SWAN 模式與地文性淹水模式，以及考慮越波量和溢流量之影響，用來計算潰堤流量。隨後，Faeh (2007) 開發了一個二維數值模型，用於模擬沖蝕造成的堤防破壞。其他研究者如 Briaud *et al.* (2008) 和 Ubilla *et al.* (2008) 也對堤防破壞的原因提出了技術論文。Soares-Frazao 和 Zech (2008) 模擬了水壩潰堤，並分析了水位與流速。Bernitt 和 Madsen (2009) 針對丹麥海堤的破壞進行了數值模擬與敏感度分析，並於 2010 年進行卡特里娜颶風後的海堤破壞模擬。Stanczak 和 Oumeraci (2012) 研究海堤受海水沖蝕的過程，並建立了新的數值模式。2011 年東日本大地震引發的海嘯導致仙台灣沿岸 80% 的海堤損壞，Mano 等人 (2013) 整合了航拍照片、海嘯紀錄等，並通過 GIS 分析海堤破壞過程。Lindsey 等人 (2013) 使用模型測試堤壩破壞對城市的影響，記錄了洪水擴散與建築物的影響。Kakinuma 和 Shimizu (2014) 進行了不同入流量與堤防材料的實驗，並提出了不同階段的堤防破壞模型。Iida 等人 (2014) 針對仙台灣海堤的破壞，使用二維數值模式模擬了破壞後的沖蝕情況。隨著研究的深入，學者們逐步改善了堤防破壞的模擬方法，例如 Takaharu 等人 (2014) 和 Islam 與 Tsujimoto (2015) 進行了不同條件下的實驗，分析了堤防破壞的影響因素。Ezzat 等人 (2018) 則進行了非黏性土堤翻覆破壞的實驗，驗證了修正後的沉積物質量守恆方程式的數值成果。總體而言，這些研究強調了堤防設計和破壞機制的多樣性，並提出了新的模型與公式，用以改善現有的數值模擬方法，最終目的是減少颱風期間堤防破壞對人民的威脅，並有效預測堤防的失效風險。

然而河岸堤防沖蝕有其正反兩面，隨著河岸形態的變化，可以創造出多樣的棲息地，從而促進生態多樣性 (Environment Agency, 1999; Florsheim *et al.*, 2008)。因此，有些河川堤防修復項目選擇取消堤防保護 (Van der Mark *et al.*, 2012)，並增加兩岸高灘地及可沖蝕區域，以提升河岸形態的多樣性 (Juez *et al.*, 2017)。然而，河岸沖蝕也存在不利影響，特別是在溪流中，它會導致道路崩塌、土地流失，成為一項重要的資源維護問題。加速的河岸沖蝕也可能成為河流和水庫的主要污染源 (Environment Agency, 1999)，對管理者來說是一項挑戰，因此亟需開發可靠的數值模型，來理解和預測河岸沖蝕的實際情況。一維河道水理模型因其運算效率高且能快速反應水位變化，已被廣泛使用。許多蜿蜒河道模型 (Nelson and Smith, 1989; Odgaard, 1989; Bridge, 1992; Alabyan, 1996; Sun *et al.*, 1996, 2001) 在預測有河岸沖蝕的河流泥沙輸送和河床變化時，因忽略河道寬度調整，導致預測偏差 (Thorne and Osman, 1988; Darby *et al.*, 1996)。美國陸軍工兵團發展的 HEC-RAS 模型 (2010) 可用於模擬一維河道的水位及底床變化，並能計算超臨界流、亞臨界流及混合流狀況，廣泛應用於水理演算案例。密西西比大學的國家水科學與工程中心 (NCCHE) 開發的 CCHE1D 模式 (Wu *et al.*, 2002, 2004) 進一步考慮了軟岩沖蝕機制，能更精確反映裸露岩床的物理沖蝕。美國墾務局開發的 SRH-1D 模型 (Bureau of Reclamation, 2012) 具備 HEC-RAS 及 CCHE1D 的功能，內建多種輸砂公式，如 Engelund and Hansen (1972)、Han (1980)、Parker (1990)、Wilcock and Crowe (2003) 等，適用於模擬大範圍流域中的泥砂輸送。儘管一維模式發展已相當成熟，能快速得到結果，但在探討平面局部流場方面，仍具有限制。相較之下，二維模式雖計算效率不及一維模式，但在分析河道平面沖淤行為上更具優勢。SRH-2D 模型可模擬河床變遷和岸壁沖蝕，並在前處理階段使用更靈活的網格生成工具 SMS。此模型內建多種輸砂公式，功能完整，且曾應用於濁水溪流域模擬，取得合理結果。Lai *et al.* (2010 及 2020) 進一步改善了河岸沖蝕模型，除了複雜的河岸沖蝕模型外，還開發了一種簡易模型，並提出固定網格法，解決移動網格法的限制。總之，雖然數值模擬技術在過去十年間有顯著進展，但完全適用於實際河流的垂直與橫向河岸沖蝕模型仍難以實現。許多現有模型未能充分考慮自然河道曲折所產生的二次流、沉積物運移及底床變形，且簡化了堤岸後退和河岸沖蝕等關鍵物理過程。此外，這些模型在處理動

態仿真方面亦存在不足。

根據上述文獻回顧，本研究將利用 SRH-2D 水理輸砂模式，並結合河川堤防沖蝕模擬機制，探討堤防破壞的敏感參數，模擬不同破壞情境，評估河堤防護能力及潰堤後的淹水風險，以提供河川治理與防災參考。

二、模式理論建立

2.1 SRH-2D 水理輸砂模式

二維水理輸砂模式 (Sedimentation and River Hydraulics–Two-Dimensional, SRH-2D) 為水利署水利規劃試驗所委託美國墾務局針對臺灣河川所研發之數值模式，SRH-2D 具穩定之二維演算功能，已成功應用於臺灣淡水河、新店溪、大甲溪及濁水溪流流域等流域。

SRH-2D 係由流域水理輸砂模式 (Sedimentation and River Hydraulics – Watershed, SRH-W) 演進而來，SRH-2D 可計算二維動態的波動方程式，即水深方向平均的 Venant 方程式，除由 SRH-W 改進部份演算特性及功能，亦著重於河川的二維建模。就建模能力而言 SRH-2D 可以與現有的模型結合，例如 RMA-2 及 MIKE 21 等，SRH-2D 在網格建置的要求上相當有彈性，結構網格、非結構網格及混合網格皆可使用。

其水流控制方程式如下所示：

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial hU}{\partial x} + \frac{\partial hV}{\partial y} = 0 \quad \text{.....(1)}$$

$$\begin{aligned} & \frac{\partial hU}{\partial t} + \frac{\partial hUU}{\partial x} + \frac{\partial hVU}{\partial y} \\ & = \frac{\partial hT_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial hT_{xy}}{\partial y} - gh \frac{\partial z}{\partial x} - \frac{\tau_{bx}}{\rho} + D_{xx} + D_{xy} \end{aligned} \quad \text{.....(2)}$$

$$\begin{aligned} & \frac{\partial hV}{\partial t} + \frac{\partial hUV}{\partial x} + \frac{\partial hVV}{\partial y} \\ & = \frac{\partial hT_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial hT_{yy}}{\partial y} - gh \frac{\partial z}{\partial y} - \frac{\tau_{by}}{\rho} + D_{yx} + D_{yy} \end{aligned} \quad \text{.....(3)}$$

式中 t 為時間； h 為水深； U 為 x 方向之水深平均流速分量； V 為 y 方向之水深平均流速分量； g 為重力加速度； T_{xy} ， T_{yy} 為水深平均紊流應力； D_{xx} ， D_{xy} ， D_{yx} ， D_{yy} 為水深平均延散項； z_b 為底床高程； ρ 為密度； τ_{bx} ， τ_{by} 為底床剪應力。

其中，紊流模式主要依據 Boussinesq 方程式：

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

$$T_{xy} = (\nu + \nu_t) \left(\frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial x} \right) \quad \text{.....(5)}$$

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

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

而計算河道或是堤防推移質泥砂傳輸時，則分別計算泥砂在水層中和底床高程變化方程之非平衡泥砂傳輸方程式，基於質量守恆律如下表示：

$$\frac{\partial hC_k}{\partial t} + \frac{\partial hUC_k}{\partial x} + \frac{\partial hVC_k}{\partial y} = \nu_k (p_k E_k - C_{bk}) \quad \text{.....(7)}$$

$$(1-\gamma) \frac{\partial Z_b}{\partial t} = - \sum_k \nu_k (p_k E_k - C_{bk}) \quad \text{.....(8)}$$

式 (7) 和式 (8) 等號右邊包括沖蝕項和沉積項，其中 ν_k 為 k 級泥砂粒徑沉降速度； p_k 為 k 級泥砂粒徑體積分率； E_k 為潛在侵蝕率； C_{bk} 為 k 級近底床泥砂濃度； γ 為底床泥砂孔隙率； Z_b 為底床高程。

而懸浮質泥砂在河道流動的過程中，達泥砂濃度平衡時會產生沉積或沖蝕現象，SRH-2D 泥砂懸浮載及其沈降機制採用兩個調適係數 (adaptation coefficient)，分別為沉積係數和沖蝕係數，以模擬懸浮泥砂的傳輸與達到泥砂濃度平衡的計算，SRH-2D 動床模擬中對於懸浮泥砂之沉積或沖蝕之泥砂濃度平衡控制方程式計算如下：

$$S_e = \frac{q_s^* - q_s}{L} \quad \text{.....(9)}$$

$$L = \lambda Uh / \omega_s \quad \text{.....(10)}$$

式中， S_e 為單位懸浮質泥砂平衡傳輸量； q_s^* 為懸浮質泥砂傳輸量； q_s 為懸浮質泥砂傳輸通量； L 為泥砂運移的距離，即為調適長度； λ 為調適係數，在有淨沉積情形發生時 λ 為沉積係數 A_{dep} ，在有淨

表 1 SRH-2D 模式內建泥砂傳輸方程式

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

沖蝕情形發生時 λ 為沖蝕係數 A_{ero} ； U 為平均水流速； h 為水流水深； ω_s 為懸浮質沉降速率。

其中潛在沖蝕率項可由任一計算泥砂平衡或體積泥砂濃度的傳統泥砂傳輸方程求得，SRH-2D 內建泥砂傳輸方程式如表 1 所列 (Lai, 2020)，其中 Parker (1990) 公式為本研究擬採用之泥砂傳輸方程式。

河道動床沖淤之一般沖蝕主要源自於懸移質與推移質之河床粒料傳輸，而 Parker 公式較適合使用於由粗粒料與細粒料所共同組成之河川，因此本研究一般沖蝕計算則擬採用 SRH-2D 二維數值模式中 Parker 之推移質公式 (1990)，進行 SRH-2D 動床模擬以及一般沖蝕深度之計算，SRH-2D 動床模擬中對於泥砂粒徑為 i 類之傳輸方程式表示如下：

$$\frac{Y_g (4\pi(d_i/2)^3/3) / \rho_o g(s-1)}{(\tau_b / \rho)^{1.5}} \dots\dots\dots(11)$$

$$= P_{ai} G(\varphi_i), \quad \varphi_i = \frac{\theta_i}{\theta_r} \left(\frac{d_i}{d_{50}}\right)^\alpha$$

$$G = \left\{ \begin{array}{l} 11.933(1 - 0.853/\varphi_i)^{4.5} \\ 0.00218 \exp[14.2(\varphi_i - 1) - 9.28(\varphi_i - 1)^2] \\ 0.00218\varphi_i^{14.2} \end{array} \right\},$$

$$\begin{array}{l} \varphi_i > 1.59 \\ 1.0 \leq \varphi_i \leq 1.59 \dots\dots\dots(12) \\ \varphi_i \leq 1.0 \end{array}$$

Y_g 為一般單位寬度沖蝕量； ρ_o 為泥砂孔細率； P_{ai} 為 i 類泥砂粒徑在床面之容積率； $S = \rho_s / \rho - 1$ ， ρ 與 ρ_s 為水與泥砂之密度； g 為重力加速度； τ_b 為河床剪應力； $\theta_i = \tau_b / [\rho g(s-1)d_i]$ 代表 i 類泥砂之 Shield 參數； θ_r 為 Shield 參數； d_k 為 i 類泥砂直徑； d_{50} 為底床混合粒料之中值粒徑。

2.2 河堤水力沖蝕機制理論建立

一般來說，水流作用力可對河堤表層混凝土鋪面產生瞬間或逐漸的破壞。在均勻流條件下，可從水流作用於河床之剪應力 τ 、平均流速 U 等，獲得平

均流功之概念 ($P = \tau U$)。此外，在紊流流況中，瞬間剪應力與流速將隨著平均流功改變，相較於穩定作用力，此瞬間作用於河堤表層混凝土鋪面之壓力差或剪應力為造成河堤表層混凝土鋪面破壞之主因 (Annandale, 2005)。Annandale (2005) 曾以流功為概念，探討流功與沖蝕指數之關係，沖蝕指數最早由 Kirsten (1982) 所提出，Annandale 表示如以下形式：

$$K_h = M_s K_b K_d J_s \dots\dots\dots(13)$$

式中， M_s 為材料強度； K_b 為顆粒/塊體尺寸； K_d 為弱面/或顆粒間之抗剪強度； J_s 為地盤構造條件。各指數可由試驗資料或現地觀測獲得。

(1) M_s ：材料強度參數評分：

$$\begin{array}{l} K_s = 0.78C_r \times (USC)^{1.05}, USC \leq 10Mpa \\ = C_r \times (USC) \quad , USC \geq 10Mpa \end{array} \dots\dots\dots(14)$$

上式中 UCS 表岩石之單壓強度； C_r 為與岩石密度有關之係數， $C_r = g \times \rho_r / 2700$ ， g 重力加速度 (9.82 m/sec²)， ρ_r 為表岩石之密度 (kg/m³)，2700 表岩石之參考單位重 (N/m³)。

(2) K_b 為顆粒或塊體尺寸參數評分，其範圍在 1~100 之間

$$K_b = RQD/J_n \dots\dots\dots(15)$$

式中 RQD 為岩石品質指標， J_n 為弱面組數評分，其中 $5 \leq RQD \leq 100$ ， $1 \leq J_n \leq 5$ 。

(3) K_d 表弱面或顆粒間抗剪強度參數

$$K_d = J_r/J_a \dots\dots\dots(16)$$

其中 J_r 表弱面粗糙度之評分； J_a 為弱面間距之評分。

(4) J_s 表地盤構造條件參數，反應岩塊弱面上之入滲水壓所移動之容易度，與弱面位態與水流方向有關。

由於沖蝕指數之決定甚為複雜，且需要大量現地資料與試驗進行分析以決定各指數參數值，Wittler *et al.* (1998) 提出在粒狀材質 (granular material) 下，沖蝕指數 K_h 可簡化成以下形式：

$$\left. \begin{array}{l} M_s = 0.07 \\ K_b = 1000d_{50}^3 \\ K_d = 0.84 \\ J_s = 1.0 \end{array} \right\} K_h = 59d_{50}^3 \dots\dots\dots(17)$$

當 $d_{50} < 0.12$ m 時， $K_h < 0.1$ 。藉由 Annandale (2005) 之流功與沖蝕指數關係研究，將流功之決定利用沖蝕指數區分為兩種類型，分別為粒狀材質與岩盤材質，其臨界流功 P_{crit} (kw/m^2) 與沖蝕指數 K_h 之關係式如下：

$$P_{crit} = \begin{cases} 0.48K_h^{0.44} & , K_h \leq 0.1 \\ K_h^{0.75} & , K_h > 0.1 \end{cases} \dots\dots\dots(18)$$

綜合上述，河堤表層混凝土鋪面沖蝕速率可結合水流臨界流功、平均流速、河床剪應力等物理參數，Greimann and Vandenberg (2008) 進一步組合相關參數，提出水力沖蝕經驗式如式 (19) 所示：

$$E_{rh} = K_p U \left(\frac{\tau_b}{\tau_{rhc}} - 1 \right) \dots\dots\dots(19)$$

式中 E 為河堤表層混凝土鋪面沖蝕率 (m/s)； K_p 為無因次沖蝕係數，需要試驗及現場資料進行檢定； U 為水深平均之水流流速 (m/s)； τ 為作用於河床之剪應力 (N/m^2)； τ_c 為臨界剪應力 (N/m^2)，為臨界流功之函數，又可表示為：

$$\tau_{rhc} = \left[\frac{P_{crit} \sqrt{\rho} \left(\frac{K_s}{R} \right)^{\frac{1}{6}}}{7.66} \right]^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots(20)$$

其中， ρ 為流體密度 (kg/m^3)； R 為水力半徑 (m)； k_s 為粗糙高度 (roughness height)。

2.3 河堤泥砂沖蝕機制理論建立

在河道表面以推移載形式運移之泥砂，對在水下之河堤表層混凝土鋪面具有沖蝕效應，而最大河堤表層混凝土鋪面沖蝕量受到推移載之臨界供砂量 (critical sediment supply) 限制，若供砂量過大，則泥砂可能落淤於河堤表層混凝土鋪面表面，保護其不受到沖蝕。Foley (1980) 曾發展泥砂顆粒於河床躍動 (saltating) 之沖蝕公式，本研究採用同公式並將其應用於推估河堤表層混凝土鋪面之沖蝕模擬，而該推移載沖蝕經驗公式經 Sklar and Dietrich (2004) 修正如下形式：

$$E = \frac{q_s w_s^2 Y}{k_v \sigma_T^2 L_s} \dots\dots\dots(21)$$

式中， E 為河堤表層混凝土鋪面沖蝕率 (m/s)； q_s 為單位河寬之供砂量 (kg/m/s)； w_s 為泥砂顆粒之衝擊速度 (m/s)； Y 為河堤表層混凝土鋪面彈性模數 (Pa)； k_v 為河堤表層混凝土鋪面強度參數，須資料進行檢定 (值介於 1012 ~ 1013)； σ_T 為河堤表層混凝土鋪面張力強度 (Pa)； L_s 為泥砂顆粒躍動長度 (m)。

經驗公式中參數 Y 、 σ_T 之值可由試驗獲得，而 Sklar and Dietrich (2004) 藉由理論與試驗分析，提出了泥砂顆粒之衝擊速度 w_s 、泥砂顆粒躍動長度 L_s 之如下：

$$w_s = 0.8u^* \left(\frac{\tau}{\tau_c} - 1 \right)^{0.18} \left[1 - \left(\frac{u^*}{w_f} \right)^2 \right]^{0.5} \dots\dots\dots(22)$$

$$L_s = 8D_s \left(\frac{\tau}{\tau_c} - 1 \right)^{0.88} \left[1 - \left(\frac{u^*}{w_f} \right)^2 \right]^{-0.5} \dots\dots\dots(23)$$

式中 u^* 為剪力速度 (m/s)， $u^* = (\tau / \rho)^{1/2}$ ； τ 為作用於河床之剪應力 (N/m^2)； τ_c 為泥砂顆粒起動臨界剪應力 (N/m^2)； w_f 為顆粒沈降速度 (m/s)； D_s 為泥砂粒徑大小 (m)。

Sklar and Dietrich (2004) 針對其沖蝕經驗公式進行敏感度分析，採用其設計之案例分析供砂量 (sediment supply)、無因次相對剪力 (transport stage)、粒徑大小 (grain diameter) 等與沖蝕率 (erosion rate) 之變化趨勢。就模擬區域泥砂入流量來看，在低泥砂入流量時，沖蝕率隨著泥砂入流量增加而增加，反映原經驗公式之泥砂顆粒衝擊效應；若泥砂入流量與模擬區域水流輸砂能力 (transport capacity) 相等，即達到平衡，則沖蝕率為零；坡度越陡之情況所造成之沖蝕率亦較大；而當無因次相對剪力為 10 時，最大沖蝕率不再隨之增加。

三、河川堤防沖蝕機制模擬分析

基於上述對水力沖蝕及泥砂沖蝕機制的原理，本研究針對常見的河堤表層混凝土鋪面，探討其在水流與泥砂沖蝕下的影響。將河堤鋪面設定為混凝土材質，並利用二維水理輸砂模式 SRH-2D 中建立的河堤表層混凝土鋪面沖蝕模式，進行二維動床模擬。本研究依據 Tobita et al. (2014) 的試驗設計進行河川堤防沖蝕機制模擬分析，建置了堤防的二維模擬網格與設定。模擬範圍為長 6 米、寬 1 米的區域，網格密度為水流方向每 10 公分一格，垂直水流方向每 1 公分一格。根據模式中曼寧 N 值設定，將網格材料分為河道區域和堤防區域，二維模式網格示意圖如圖 1 所示。其中，河道區域設定為細砂，曼寧

N 值為 0.020，寬度 0.25 米，坡度為 1/500；堤防區域設定為礫石，曼寧 N 值為 0.040，寬度 0.75 米，中央堤頂寬 0.1 米，堤頂高程為 0.2 米。其中模擬之河道區域曼寧值採 0.02、堤防區域曼寧值採 0.04 係由模擬與試驗流場比較後之率定值，模擬之上游邊界之入流量為 0.00895 立方米/秒，來砂量設定為 0，亦即為清水沖刷，下游邊界的出流水位為 0.163 米。在河堤表層混凝土鋪面沖蝕模式中，將堤防區域設定為河堤混凝土鋪面，並於河堤岸壁沖蝕區域設置兩條堤頂縱線與兩條堤趾縱線，用以表示河堤的邊界範圍。

在二維河堤鋪面混凝土沖刷模式中的參數設置中，於堤防區域的二維網格中設定不可沖刷厚度 dc 。

水力沖蝕機制的參數設置包括水力沖蝕係數 K_h 和水力沖刷臨界剪應力 τ_c ；泥砂沖蝕機制的參數設置則包括泥砂沖蝕係數 K_v 、混凝土楊氏彈性模數 Y 、以及混凝土抗拉強度 T 。在河堤土堤沖刷模式中的參數設置包括乾岸壁安息角 θ_a 和濕岸壁安息角 θ_w 。本研究針對河堤鋪面混凝土沖刷模式進行二維模擬案例分析，固定參數為 $dc = 0.1$ 、 $Y = 5.00E+04$ 、 $T = 7$ 。變動參數範圍包括 K_h 在 $2.00E-01$ 至 $2.00E-07$ 之間、 τ_c 在 50 至 400 之間、以及 K_v 在 50 至 400 之間。對於河堤土堤沖刷模式的模擬案例，變動參數 θ_a 的範圍在 40° 至 25° 之間，而 θ_w 的範圍在 35° 至 5° 之間。本研究的河堤鋪面混凝土沖刷模式與土堤沖刷模式的二維模擬案例，詳見表 2 和表 3。河堤鋪面混凝土

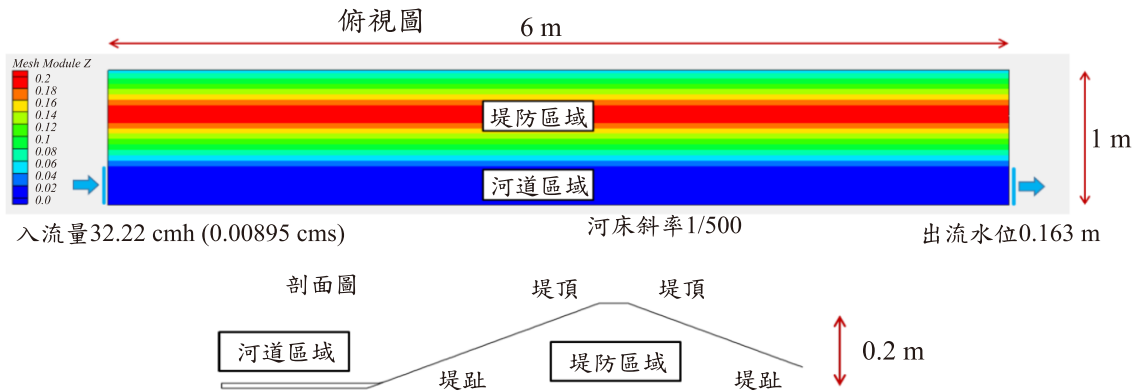


圖 1 河堤表層混凝土鋪面及岸壁沖蝕二維模式建置

表 2 河堤鋪面混凝土沖蝕模擬案例

案例編號	參數					
	d_c	水力沖蝕機制		泥砂沖蝕機制		
		K_h	τ_c	K_v	Y	T
A-1-1	0.1	2.00E-01	50	150	5.00E+04	7
A-1-2			100			
A-1-3			200			
A-1-4			400			
A-1-5	0.1	2.00E-03	50	150	5.00E+04	7
A-1-6			100			
A-1-7			200			
A-1-8			400			
A-1-9	0.1	2.00E-05	50	150	5.00E+04	7
A-1-10			100			
A-1-11			200			
A-1-12			400			
A-1-13	0.1	2.00E-07	50	150	5.00E+04	7
A-1-14			100			
A-1-15			200			
A-1-16			400			
A-2-1	0.1	2.00E-01	50	50	5.00E+04	7
A-2-2				100		
A-2-3				200		
A-2-4				250		
A-2-5				300		
A-2-6				350		
A-2-7				400		
A-2-8				500		

冲刷模拟结果如图 2 与图 3 所示。模拟结果显示，当 K_h 和 τ_c 作为控制参数时（案例 A-1-1 至 A-1-16），随着 K_h 值愈小，河道及堤防的冲刷影响范围愈小；而当 τ_c 值愈大时，入流处的冲刷影响范围也愈小，整体水流主要集中在河道左岸堤趾进行冲刷，冲刷深度随流距减少，最明显的冲刷范围在入流处的 0.3 至 0.6 米之间。当 K_v 作为控制参数时（案例 A-2-

1 至 A-1-8）， K_v 值愈大，入流处的冲刷深度及影响范围愈小。

河堤土堤冲刷模拟结果如图 4 所示。结果表明，当 θ_d 和 θ_w 作为控制参数时（案例 B-1 至 B-8）， θ_d 与 θ_w 之间的角度差愈大（5°至 20°），堤防区域的冲刷影响范围愈大；而当 θ_d 与 θ_w 的角度愈小时，堤防区域的冲刷影响范围也愈大。

表 3 河堤为土堤冲刷模拟案例

案例编号	参数		案例编号	参数	
	θ_d	θ_w		θ_d	θ_w
B-1	40°	35°	B-9	30°	25°
B-2		30°	B-10		20°
B-3		25°	B-11		15°
B-4		20°	B-12		10°
B-5	35°	30°	B-13	25°	20°
B-6		25°	B-14		15°
B-7		20°	B-15		10°
B-8		15°	B-16		5°

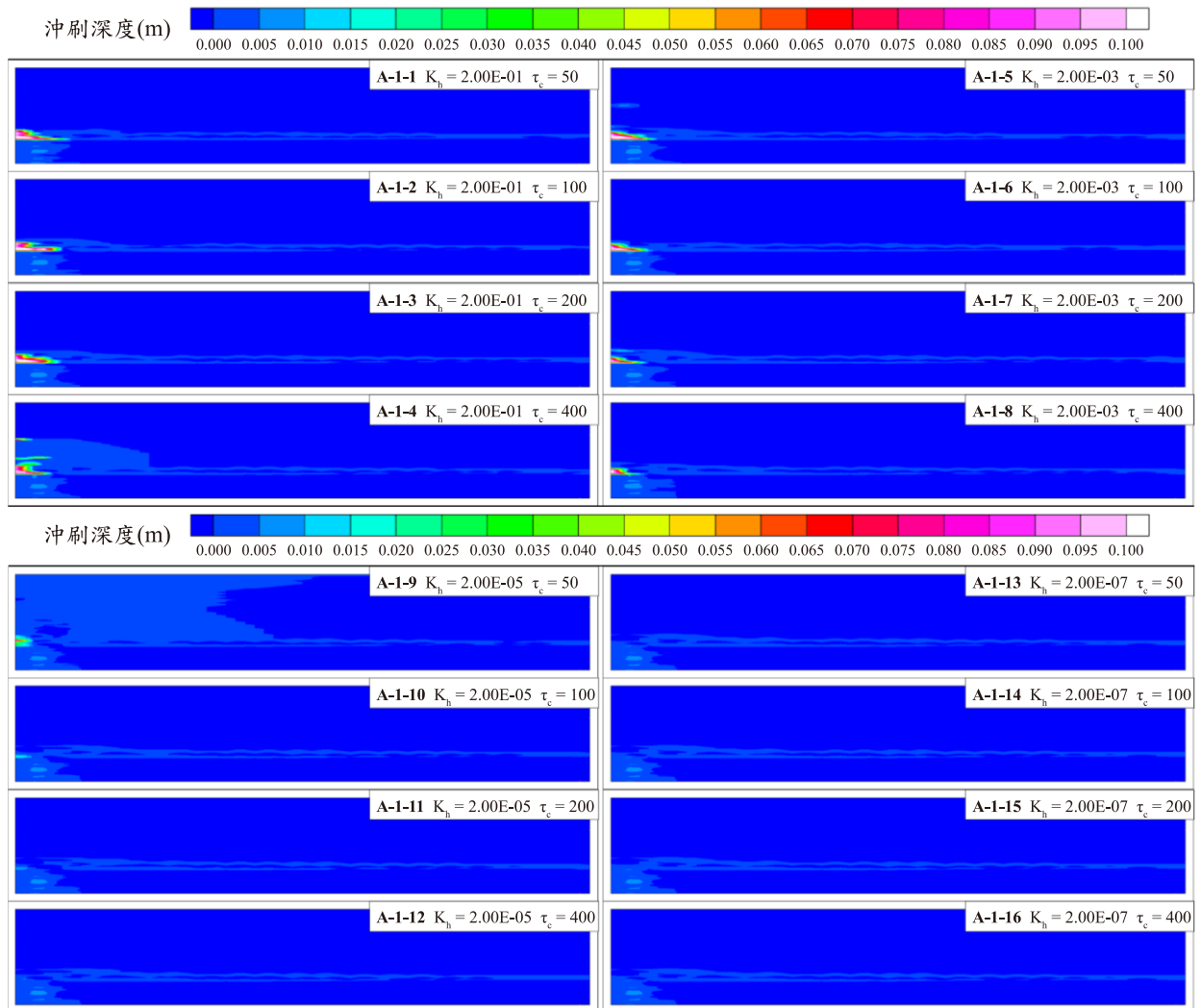


图 2 河堤铺面混凝土二维模拟参数敏感度分析 (案例 A-1-1~A-1-16)

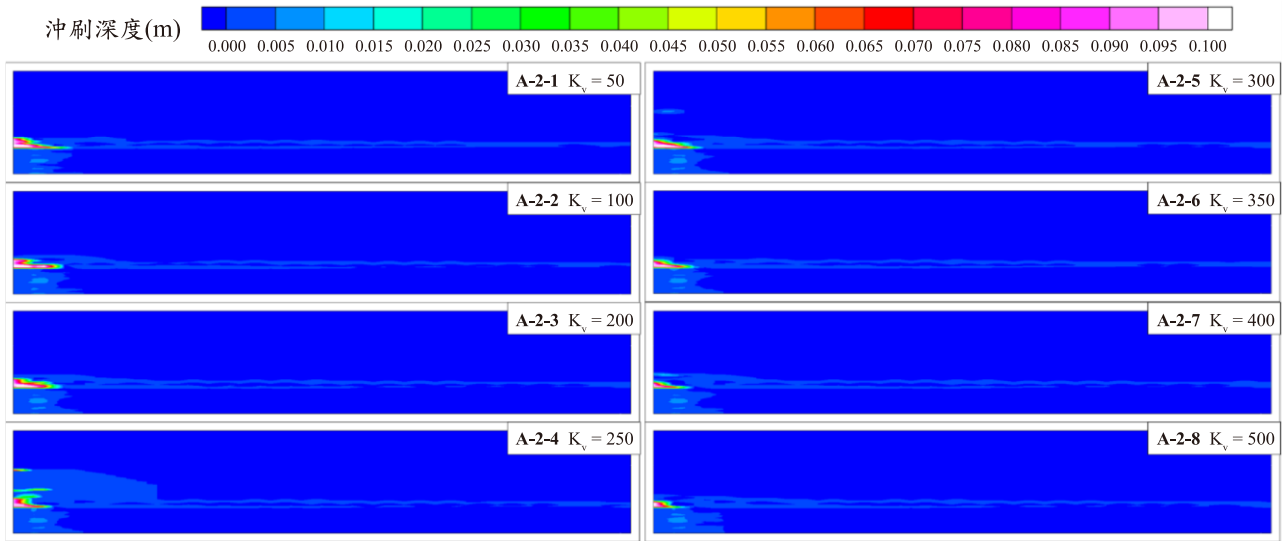


圖 3 河堤鋪面混凝土二維模擬參數敏感度分析 (案例 A-2-1~A-2-8)

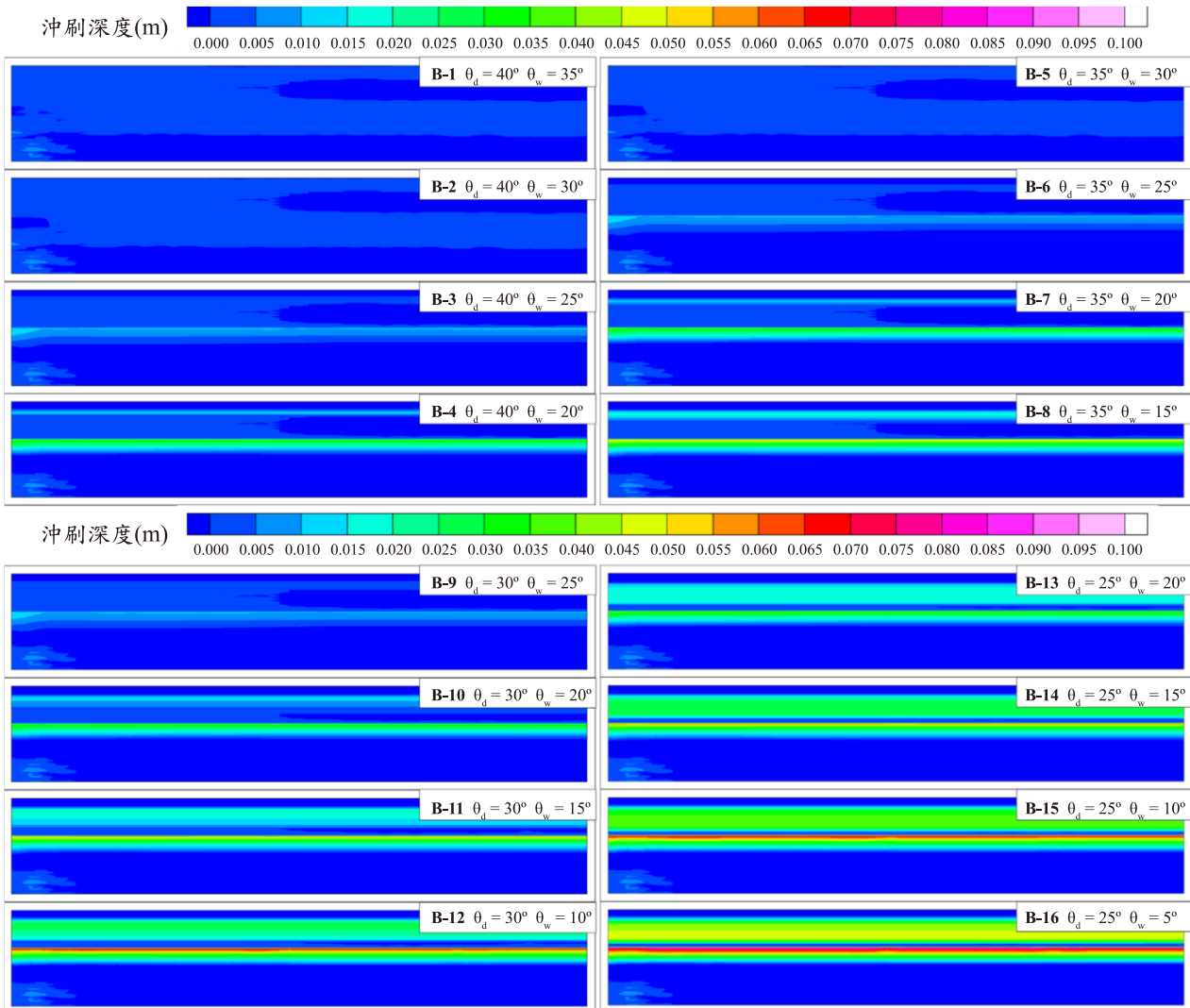


圖 4 土堤二維模擬參數沖刷敏感度分析 (案例 B-1~B-16)

四、耦合河堤破壞後之堤內洪氾模擬分析

本研究進一步模擬當河堤發生破損時，水流進入堤防內部所引發的洪氾現象，該模擬可作為後續耦合河堤破壞後的堤內洪氾模擬的基礎。本研究基於第三節提到的河堤破壞情境，運用水工模型定床試驗結果，建立二維數值模式進行模擬。模擬範圍為一長 5.62 米、寬 3.18 米的區域 (圖 5 紅框所示)，在建置網格時，平行與垂直水流方向的網格密度均設為 0.02 米。經與試驗結果進行水理比對後，採用河道、堤防和洪氾區的曼寧值均為 0.020 之設定。

本研究的堤防破壞模型二維數值模式的地形及斷面水位量測示意如圖 6 所示，該圖展示了河川水工模型中，堤防破壞後的地形高程狀況 (堤防破口寬度 0.08 米) 及模式監測的斷面位置#1 至#10。圖 6 中，斷面#4 至#6 分別代表破口縱向的上游、中央和下游位置。在每個斷面監測位置，包含河道的左岸、中央和右岸 (圖 6 中的紅點標示)，以精確記錄水位變化。

河道區域上游入流邊界參考模型試驗案例之入流量，包含上游入流量 $Q=0.0102$ 、 0.0094 和 0.0072 cms

之案例，考量模型河道水流越過破口位置後下游流況趨於穩定之現象，本研究選擇蒐集距離下游溢流出口最近河道斷面 10 位置實際量測資料，依據其位置實際水深作為檢定驗之依據。各入流量案例於斷面 10 位置之水深檢定成果及誤差如表 4 所列，由表可知在 $Q=0.0102$ cms 案例中，斷面 10 左岸、中央和右岸實測和模擬水深誤差範圍介於 -1.09 ~ 0.05%；在 $Q=0.0094$ cms 案例中，斷面 10 左岸、中央和右岸實測和模擬水深誤差範圍介於 -1.00 ~ 1.75%；在 $Q=0.0072$ cms 案例中，斷面 10 左岸、中央和右岸實測和模擬水深誤差範圍介於 -0.08 ~ 3.08%，各案例水深誤差屬於可接受範圍內，由水深檢定驗證成果可知本研究在堤防破壞後之堤內洪氾二維模擬分析，可適切反映模型試驗範圍內實際流況。

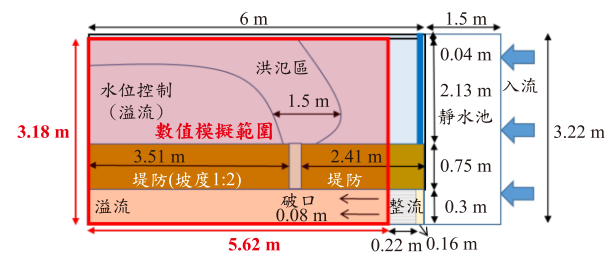


圖 5 河川堤防水工模型布置及二維數值模擬範圍示意圖

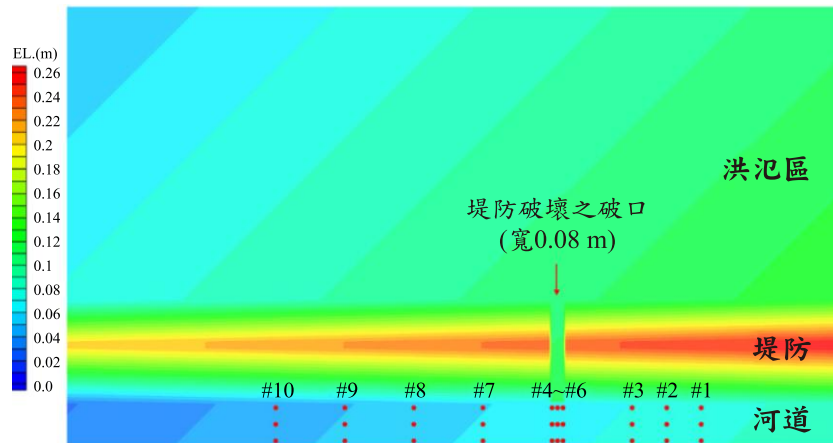


圖 6 河川堤防水工模型二維數值地形及模式監測位置示意圖

表 4 河川水工模型二維數值模式各案例水深檢定驗證成果

案例	實測水深/ 模擬水深	左岸 (m)	中央 (m)	右岸 (m)	左岸誤差 (%)	中央誤差 (%)	右岸誤差 (%)
$Q = 0.0102$ cms	實測	0.140	0.143	0.144	-	-	-
	模擬	0.142	0.143	0.144	-1.09	0.19	0.05
$Q = 0.0094$ cms	實測	0.135	0.140	0.140	-	-	-
	模擬	0.136	0.138	0.139	-1.00	1.75	0.89
$Q = 0.0072$ cms	實測	0.108	0.110	0.114	-	-	-
	模擬	0.108	0.109	0.110	-0.08	0.65	3.08

本研究彙整基於水工模型試驗成果及二維數值模式各模擬案例 (0.0102、0.0094、0.0072 cms) 斷面位置監測點 (左岸、中央及右岸) 之流速成果如表 5 和圖 7 所示, 由流速模擬成果可知在堤防破口潰堤處上游 (斷面#1 ~ #3) 流速較為平穩; 堤防破口潰堤處 (斷面#4 ~ #6) 流速較為紊亂, 在大流量 (Q = 0.0102 cms) 情境下堤防破口潰堤處左岸、中央、和右岸流速差異較大, 而中小流量 (Q = 0.0094、0.0072

cms) 情境下堤防破口潰堤處左岸流速則趨近於中央流速; 堤防破口潰堤處下游 (斷面#7 ~ #10) 流速則沿程趨於穩定, 在大流量 (Q = 0.0102 cms) 情境下因右岸水位較高, 右岸和中央流速較中小流量 (Q = 0.0094、0.0072 cms) 情境略小。由模擬結果可知水流越過堤防破口潰堤處後在下游流速分布趨於平緩, 整體而言河道上游流量越大於洪氾區域影響範圍越廣, 此現象與本研究模型試驗結果大致符合。

表 5 各案例斷面位置監測點流速模擬成果

案例 斷面/位置	Q = 0.0102 cms 流速 (cm/s)			Q = 0.094 cms 流速 (cm/s)			Q = 0.072 cms 流速 (cm/s)		
	左岸	中央	右岸	左岸	中央	右岸	左岸	中央	右岸
#1	24.56	24.51	22.01	23.94	23.91	21.46	26.56	26.64	23.65
#2	23.52	23.52	21.35	22.98	22.95	20.81	25.36	25.43	22.77
#3	22.69	22.69	20.79	22.16	22.13	20.25	24.35	24.42	22.02
#4	20.65	19.23	17.70	20.13	20.19	18.78	22.42	22.57	21.72
#5	20.34	19.50	17.49	19.82	19.91	19.09	22.17	22.38	21.43
#6	20.22	19.30	17.33	19.72	19.80	18.90	22.08	22.29	21.24
#7	18.04	16.75	16.50	17.68	17.70	16.39	19.97	20.04	18.04
#8	17.03	16.06	15.81	16.62	16.69	15.69	18.55	18.60	17.01
#9	16.15	15.37	15.12	15.69	15.80	14.99	17.28	17.35	16.05
#10	15.35	14.70	14.47	14.85	14.99	14.32	16.15	16.24	15.18

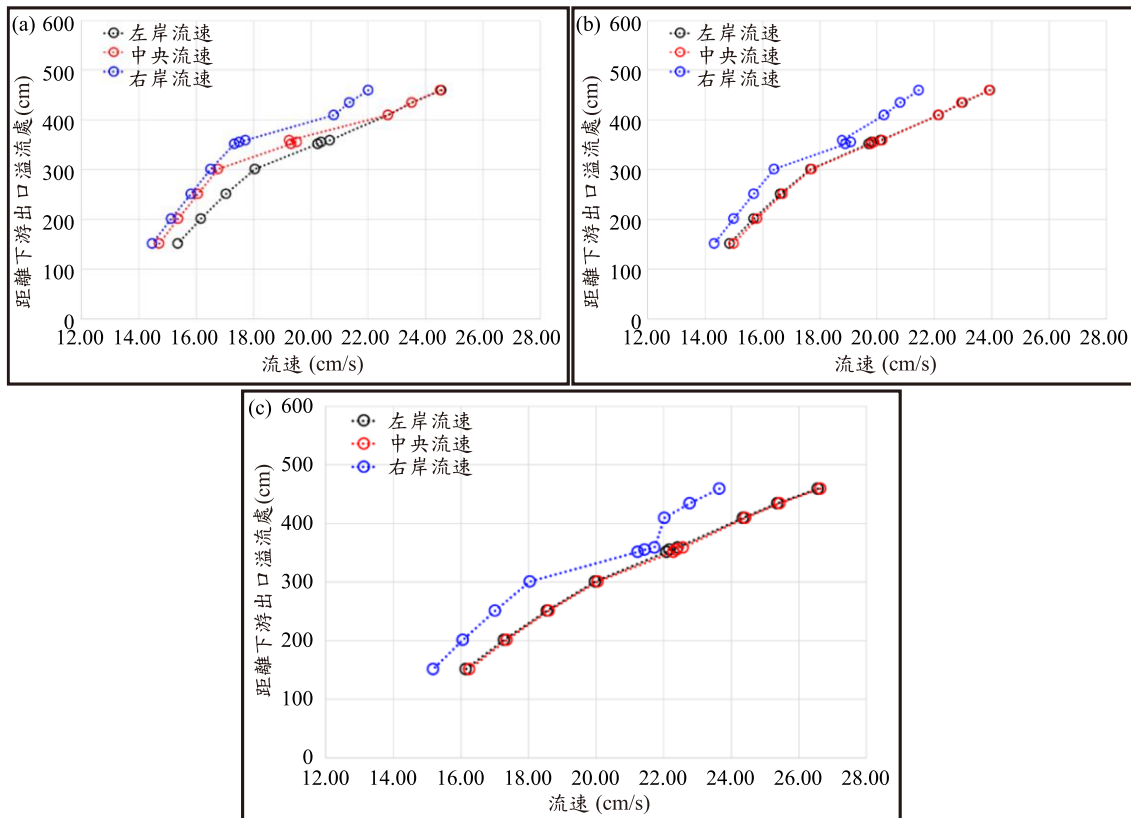


圖 7 各案例斷面左岸、中央和右岸流速分布成果 (a) 大流量 (b) 中流量 (c) 小流量

為探討在動床模擬情境下堤防發生破壞後，河道區域上游來流水砂對於洪氾區域水深、流速剪應力、沖蝕淤積等變化之影響，故本研究依水工物理模型試驗案例設計進行堤防破壞岸壁沖蝕模擬。依流量大小排序岸壁沖蝕模擬案例，而上游邊界來砂量設定為 0、底床及堤防泥砂粒徑設定均採用 Tobita *et al.* (2014) 的試驗設計進行模擬分析，案例 C-1 上游入流量 $Q = 0.0072 \text{ cms}$ 、下游出流水位 = 0.152 m；案例 C-2 上游入流量 $Q = 0.0094 \text{ cms}$ 、下游出流水位 = 0.180 m；案例 C-3 上游入流量 $Q = 0.0102 \text{ cms}$ 、下游出流水位 = 0.185 m，岸壁沖蝕設定中乾岸壁安息角 θ_d 和濕岸壁安息角 θ_w 值分別為 30 度和 15 度，各案

例皆為定量流動床模擬時數 12 小時，各案例邊界及參數設定如表 6 所列。

案例 C-1 ~ C-3 二維平面水深、流速、剪應力及沖蝕淤積部分模擬成果分別如圖 8 所示。由各案例模擬成果可知，案例 C-1 洪氾區最大水深約 0.124 m，

表 6 堤防破壞模型岸壁沖蝕模擬案例邊界及參數設定

案例編號	上游入流量 (cms)	下游出流水位 (m)	參數	
			θ_d	θ_w
C-1	0.0072	0.152	30°	15°
C-2	0.0094	0.180	30°	15°
C-3	0.0102	0.185	30°	15°

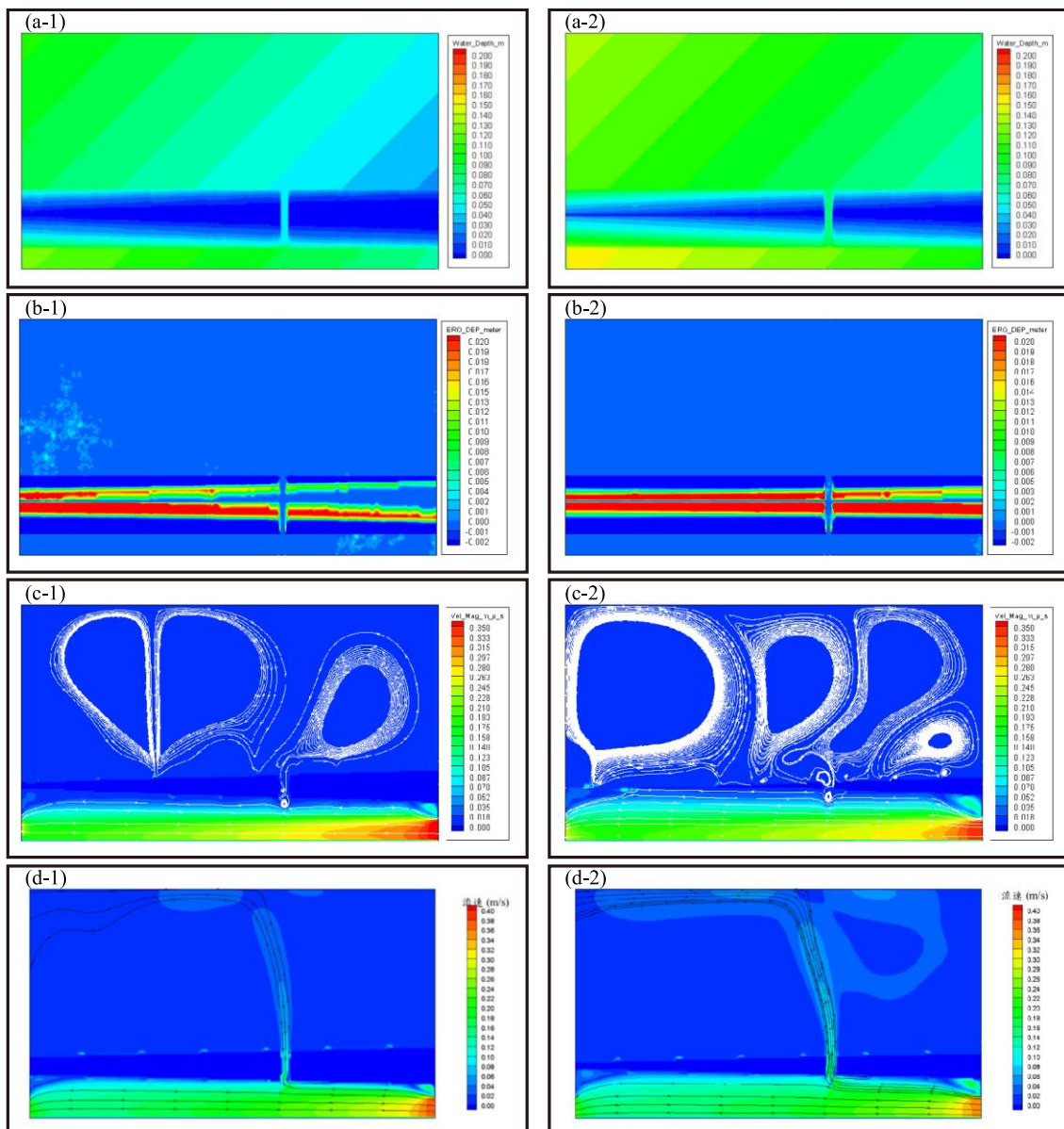


圖 8 耦合河堤破壞後之堤內洪氾模擬成果 (a) 案例 C-1 及 C-3 水深 (b) 案例 C-1 及 C-3 沖蝕淤積 (c) 案例 C-1 及 C-3 動床流速 (d) 案例 C-1 及 C-3 定床流速

河道最大流速約 0.366 m/s，最大剪應力發生在堤防破口上游處約 1.98 Pa/m²，最大沖蝕主要發生於堤防破口下游堤防區域，沖蝕深度約 0.04 m，在洪氾區域下游處約有 0.01 ~ 0.03 m 之淤積高度；案例 C-2 洪氾區最大水深約 0.151 m，河道最大流速約 0.342 m/s，最大剪應力發生在堤防破口上游處約 1.77 Pa/m²，最大沖蝕主要發生於堤防破口下游堤防區域，沖蝕深度約 0.047 m，淤積主要集中河道區域上游處，淤積高度約為 0.01 ~ 0.037 m，洪氾區域則無明顯淤積；案例 C-3 洪氾區最大水深約 0.156 m，河道最大流速約 0.352 m/s，最大剪應力發生在堤防破口上游處約 1.85 Pa/m²，最大沖蝕主要發生於堤防破口下游堤防區域，沖蝕深度約 0.048 m，淤積主要集中河道區域上游處，淤積高度約為 0.01 ~ 0.0372 m，洪氾區域則無明顯淤積，且由圖 8 (c) 及 (d) 可知，河堤破口後洪氾區域的流場因為有無考量河堤動床模擬之結果不盡相同，可見河堤破壞後之泥砂運移及沖淤對流場有一定程度之影響，圖 8 (c) 為水流經過饋口後漫淹至堤內時之動床流場，由於尚未達到穩定狀態，因此流況較易受到動床沖淤及幾何邊界影響，且與定床 (圖 8 (d)) 之流場差異較大，因此呈現此一時刻的差異圖進行比較，可更顯示出定床與動床在水流流經堤防饋口時的不穩定性。綜合各案例模擬結果可知，在堤防發生破壞後，堤防破口處仍會持續發生沖蝕，且上游堤防近河道側受沖蝕影響大，於洪氾區之水深、影響範圍與流量大小成正比，可能於洪氾區或河道上游入流處發生部分淤積現象，在水流通過堤防破口後，除部分水體溢淹至洪氾區，堤防破口下游近河道堤防側仍持續發生沖蝕現象。整體而言，堤防破口處在受水流持續沖蝕的情況下，上游靠近河道的一側堤防會因強烈的水流而受到沖蝕，可能會進一步削弱堤防的結構完整性，破口下游近河道側堤防會持續受到沖蝕影響，這可能會導致堤防進一步損壞並擴大破壞範圍。

五、結論

本研究探討了二維河堤鋪面混凝土和土堤沖刷模式的模擬分析，重點在於沖刷參數的設定以及不同水流情境下的河堤破壞特性。研究結果顯示，水力沖蝕係數 (K_h)、水力沖刷臨界剪應力 (τ_c) 以及泥砂沖蝕係數 (K_v) 等參數在不同的模擬案例中，對河堤的沖刷影響具有顯著差異。混凝土鋪面河堤的沖刷

結果表明，隨著 K_h 減小和 τ_c 增大，入流處的沖刷影響範圍縮小，沖刷深度主要集中於入流處的河道左岸，且沖刷深度隨流距減少。此外，土堤沖刷模式的模擬結果顯示，乾岸壁安息角 (θ_d) 與濕岸壁安息角 (θ_w) 之間的角度差異對土堤沖刷影響範圍具有顯著作用。當 θ_d 與 θ_w 之間的角度差越大，沖刷影響範圍隨之擴大。研究發現，在水流量較大的情況下，堤防破口處的沖蝕最為嚴重，且堤防上游靠近河道的區域受到的沖刷最大，破壞範圍隨著流量的增加而擴大。

然而本研究探討之各項參數值，於本研究中雖然已經建立模式模擬功能與反應土堤及混凝土鋪面河堤的沖淤與水理特性，並且進行敏感性分析及模擬差異分析，但應用至現場實例時，則應將現場土層各項物理特性與泥砂特性進行參數值修正，並透過實際水文情境進行參數驗證，方能適用於現場特定場址之模擬分析。

在洪氾模擬案例中，水深和流速的模擬結果與實測結果相符，誤差範圍在可接受的範圍內，顯示出模擬模型具有良好的預測精度。對於不同入流量 ($Q = 0.0102$ 、 0.0094 、 0.0072 cms) 的模擬結果顯示，當水流越過堤防破口後，下游的流速逐漸趨於穩定，尤其是在高流量情境下，河道右岸的水位較高，流速相對較低。模擬結果進一步證實，河道上游流量越大，對洪氾區域的影響範圍越廣，且破口處的流速和水深變化趨勢與物理試驗的結果相符。研究還針對岸壁的沖蝕進行了深入探討，特別是在堤防發生破壞後，河道上游來流水砂對洪氾區域的水深、流速、剪應力及沖蝕淤積的影響。根據模擬結果，最大沖蝕通常發生在破口下游的堤防區域，沖蝕深度隨流量的增加而增大，而洪氾區域的淤積情況則與流量和剪應力有密切關係。在較大流量的情況下 (案例 C-3)，河道的最大流速為 0.352 m/s，最大剪應力發生在堤防破口上游，顯示破口處的沖蝕現象亦十分明顯。

綜合各案例的模擬結果可以得出結論，堤防破壞後，無論是混凝土鋪面的堤防還是土堤，其沖蝕特性均受到水流的顯著影響。特別是在破口處，上游靠近河道一側的堤防更容易受到沖蝕影響，這可能導致堤防結構的進一步損壞和破口的擴大，此外，本研究亦說明及發現了在堤防內洪氾模擬中的參數設定的重要性，並指出了在未來的研究上，可針對堤防破壞防護措施的改進方向，例如加強破口處的結構設計，以減少河道水流沖蝕的影響。

致謝

本研究承蒙國科會計畫編號 NSTC 112-2625-M-002-023、NSTC 112-2625-M-002-002 及 NSTC 113-2625-M-002-018 之經費補助，以及國立臺灣大學水工試驗所、國立中興大學土木工程學系提供人力支援，使本研究得以完成，謹致謝忱。

參考文獻

1. Alabyan, A. M., 1996., A Computer Model of Bank Erosion Based on Secondary Flow Simulation, in Coherent Flow Structures in Open Channels, edited by P. Ashworth *et al.*, pp. 568-580, John Wiley, New York.
2. Annandale G.W., 2005., Scour Technology, Mechanics and Engineering Practice, McGraw Hill, New York.
3. Baskaran, A., and Stathopoulos, T., 1989., Computational Evaluation of Wind Effects on Buildings, *Build. Environ.*, 24(4), pp. 325-333.
4. Bernitt, L., Madsen, H. T., 2009. Temporal Development of a Sea Dike Breach, *Proceedings of 31th International Conference on Coastal Engineering*, pp. 3237-3249.
5. Briaud, J., Chen, H., Govindasamy, A. V., and Storesund, R., 2008. Levee Erosion by Overtopping in New Orleans During the Hurricane, *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 134(5), pp. 618-632.
6. Bridge, J. S., 1992., A Revised Model for Water Flow, Sediment Transport, Bed Topography and Grain Size Sorting in Natural River Bends, *Water Resour. Res.*, 28, pp. 999-1013.
7. Bureau of Reclamation, 2012., *SRH-1D 3.0 User' Manual*, Technical Report SRH-1D. US Department of Interior, Technical Service Center Sedimentation and River Hydraulics Group.
8. Darby, S. E., C. R. Thorne, and A. Simon., 1996., Numerical Simulation of Bed Deformation and Channel Widening in Straight Sand-bed Rivers, II, Model evaluation, *J. Hydraul. Eng.*, 122, pp. 194-202.
9. Engelund, F., and Hansen, E., 1972., A Monograph on Sediment Transport in Alluvial Streams., TekniskForlag, Technical Press, Copenhagen, Denmark.
10. Environment Agency., 1999., Waterway bank Protection: A Guide to Erosion Assessment and Management; R and D Publication 11; Environment Agency: Bristol, UK, P.235.
11. Ezzat Elalfy¹, Ali Asghari Tabrizi, and M. Hanif Chaudhry., 2018. Numerical and Experimental Modeling of Levee Breach Including Slumping Failure of Breach Sides, *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 144(2): 04017066.
12. Faeh, R., 2007., Numerical Modeling of Breach Erosion of River Embankments, *J. Hydraul. Eng.*, 10.1061/(ASCE)0733-9429(2007)133:9(1000), pp. 1000-1009.
13. Florsheim, J.L.; Mount, J.F.; Chin, A., 2008., Bank Erosion as a Desirable Attribute of Rivers. *Bioscience*, 58, pp. 519-529.
14. Foley, M.G., 1980. Bedrock Incision by Streams, *eol. Soc. Am. Bull.*, Part II, 91, pp. 2189-2213.
15. Fujita, Y., & Tamura, T., 1987., Enlargement of Breaches in Flood Levees on Alluvial Plains, *Journal of Natural Disaster Science*, 9(1), pp. 37-60.
16. Greimann, B.P., and Vandenberg, M., 2008., Predicting Rock Scour, Technical Report SRH-2008-01, Technical Service Center, Bureau of Reclamation, Denver, CO.
17. Han, Q., 1980., A Study on the Non-equilibrium Transportation of Suspended Load. *Proc. of the Int. Symp. on River Sedimentation, Beijing, China*, pp. 793-802. (In Chinese.)
18. Iida, T., Kure, S., Udo, K., Mano, A., Tanaka, H., 2014. Breach process simulation of coastal levees broken by the 2011 Tsunami, *Journal of Coastal Research*, 70, pp.302-307.
19. Islam, M. S., & Tsujimoto, T., 2015, Experimental and Numerical Approaches to Overtopping Levee Breach Effects in A River And Floodplain, Amer, *Journal of Civil Engineering*, 3(2), pp. 31-42. <https://doi.org/10.11648/j.ajce.20150302.12>
20. Juez, C., Bühlmann, I., Maechler, G., Schleiss, A.J., Franca, M.J., 2017. Transport of Suspended Sediments Under the Influence of Bank Macro-roughness. *Earth Surf. Process. Landf.*
21. Kakinuma, T., and Shimizu, Y., 2014., Large-scale Experiment and Numerical Modeling of a Riverine

- Levee Breach, *Journal of Hydraulic Engineering*, 2014, Vol. 140, No. 9, 04014039.
22. Kirsten, H. A. D., 1982., A Classification System for Excavation in Natural Materials, the Civil Engineer in South Africa, pp. 292-308, July (Discussion in Vol. 25, No. 5, May 1983).
 23. Lai Y.G., 2010., Two-dimensional Depth-averaged Flow Modeling with an Unstructured Hybrid Mesh. *J. Hydraul. Eng.*, 136(1), 12-23.
 24. Lai, Y. G., 2020., A Two-Dimensional Depth-Averaged Sediment Transport Mobile-Bed Model with Polygonal Meshes. *Water* 2020, 12(4), P.1032.
 25. Lai, Y.G. , 2020., A Two-dimensional Depth-averaged Sediment Transport Mobile-bed Model with Polygonal Meshes. *Water*, 12(4), P.1032.
 26. Lai, Y.G., , B.P., 2010., Predicting Contraction Scour with a Two-dimensional Depth-averaged Model. *J. Hydraul. Res.* 48, pp.383-387.
 27. Liang, D., Falconer, R. A., and Lin, B., 2007., Coupling Surface and Subsurface Flows in a Depth Averaged Flood Wave Model, *J. Hydrol.*, 337(1-2), pp. 147-158.
 28. Lindsey Ann LaRocque, Mohamed Elkholy, M. Hanif Chaudhry, and Jasim Imran., 2013. Experiments on Urban Flooding Caused by a Levee Breach, *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 139(9), pp.960-973.
 29. Mano, A., Iida, T., Udo, K., Tanaka, H., 2013. Breaking Process and Mechanism of Coastal Levees on Sendai Bay Coast Hit by the 2011 Mega Tsunami, *Journal of Coastal Research*, 65, pp. 772-777.
 30. Meyer-Peter, E., and Müller, R., 1948., Formula for Bed-load Transport, Proc. of the *Int. Assoc. for Hydraulic Research*, 2nd Meeting, Stockholm.
 31. Nelson, J. M., and Smith, J. D., 1989., Evolution and Stability of Erodible Channel Beds, in *River Meandering*, Water Resour. Monogr. Ser., vol. 12, edited by S. Ikeda and G. Parker, pp. 321-377, AGU, Washington, D. C.
 32. Odgaard, A. J., 1989., River Meander Model, I, Development, *J. Hydraul. Eng.*, 115, pp.1433-1450.
 33. Parker, G., 1990., Surface Based Bedload Transport Relationship for Gravel Rivers, *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 28(4), pp. 417-436.
 34. Rodi, W., 1993., *Turbulence Models and Their Application in Hydraulics*. CRC Press, Germany.
 35. Sklar, L. S. and Dietrich, W. E., 2004., A Mechanistic Model for River Incision into Bedrock by Saltating Bed Load, *Water Resources Research*, Vol. 40, No. 6, pp. 063011-0630121.
 36. Soares-Fraza, S., and Zech, Y., 2008., Dam-break flow Through an Idealized City, *J. Hydraul. Res.*, 46(5), pp. 648-658.
 37. Stanczak, G., Oumeraci, H., 2012. Model for Prediction of Sea Dike Breaching Initiated by Breaking Wave Impact, *Natural Hazards*, 61, pp. 673-687.
 38. Sun, T., Meakin, P., and Jossang, T., 2001a., A Computer Model for Meandering Rivers with Multiple Bed Load Sediment Sizes, 1, Theory, *Water Resour. Res.*, 37, pp. 2227-2241.
 39. Sun, T., Meakin, P., and Jossang, T., 2001b., A Computer Model for Meandering Rivers with Multiple Bed Load Sediment Sizes, 2, Computer Simulations, *Water Resour. Res.*, 37, pp. 2243-2258.
 40. Sun, T., Meakin, P., and Jossang, T., 2001c., Meander Migration and the Lateral Tilting of Floodplains, *Water Resour. Res.*, 37, pp. 1485-1502.
 41. Sun, T., Meakin, P., Jossang, T., and Schwarz, K., 1996., A Simulation Model for Meandering Rivers, *Water Resour. Res.*, 32, pp. 2937-2954.
 42. Takaharu K. and Yasuyuki, S., 2014. Large-scale Experiment and Numerical Modeling of a Riverine Levee Breach, *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 140(9): pp. 04014039.
 43. Thorne, C. R., and Osman, A. M., 1988., Riverbank Stability Analysis, II, Applications, *J. Hydraul. Eng.*, 114, pp. 151-172.
 44. Tobita D., Kakinuma, T., Yokoyama, H., Takeda, A., 2014., Quantification of Levee Breach Volume Based on Levee Breach at the Chiyoda Experimental Flume. *Journal of JSCE*, Vol. 2, pp. 136-143.
 45. Ubilla, J., *et al.* 2008., New Orleans Levee System Performance During Hurricane Katrina: London Avenue and Orleans Canal South, *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 134, pp. 668-680.
 46. Van der Mark, C.F., van der Sligte, R.A.M., Becker, A., 2012., Mosselman, E., Verheij, H.J. A Method for Systematic Assessment of the Morphodynamic Response to Removal of Bank Protection. River Flow 2012. *In Proceedings of the International Conference on Fluvial Hydraulics, San Jose, Costa Rica*, pp. 5-7 September.

47. Wilcock, P.R., and Crowe J.C., 2003., Surface-based Transport Model for Mixed-size Sediment. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 129(2): pp.120-128.
48. Wittler, R.J., Annandale, G.W., Ruff, J.F., Abt, S.R., 1998., Prototype Validation of Erodibility Index for Scour in Granular Media, American Society of Civil Engineers, Proceeding of the 1998 International Water Resources Engineering Conference, Memphis, Tennessee, August.
49. Wu, W, D.A. Vieira, and S.S.Y. Wang., 2004., A 1-D Numerical Model for Nonuniform Sediment Transport Under Unsteady Flows in Channel Networks. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, Vol.130, No. 9, September.
50. Wu, W. and D.A. Vieira., 2002., One-dimensional Channel Network Model CCHE1D Version 3.0 – Technical Manual. Technical Report No. NCCHE-TR-2002-1, National Center for Computational Hydroscience and Engineering.
51. Wu, W., Wang, S.S.Y., and Jia, Y., 2000., Nonuniform Sediment Transport in Alluvial Rivers. *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 38(6): pp.427-434.
52. 陳大煒，「斜面式海堤颱風破壞引致越波溢淹之研究」，國立臺灣海洋大學河海工程學系碩士論文，2007。