

國立交通大學

土木工程學系

博士論文

軟岩河床沖刷動床數值模式之研發與應用

Development and application of soft bedrock mobile-bed model

研究生：廖仲達

指導教授：葉克家

中華民國 102 年 7 月

軟岩河床沖刷動床數值模式之研發與應用

學生：廖仲達

指導教授：葉克家 博士

國立交通大學土木工程研究所

摘要

台灣河川具有坡陡流急、沖淤劇烈之特性，當河床表層具有卵礫石或砂質粒徑之沖積層受到破壞時，若河川又位於軟弱岩盤帶，常造成底部之軟岩裸露，進而出現嚴重之河床沖刷與下切現象，加速河床沖刷、影響河防安全。國內外目前對於河道沖淤之數模研究，多著重在沖積層與傳統輸砂行為之模擬，而軟岩沖刷問題有別於傳統輸砂，須有額外機制之建置以描述其沖刷行為。

本研究開發具有模擬軟岩河床沖刷功能之水平二維動床數值模式，引用水力沖蝕機制之流功門檻沖蝕率公式，將該機制整合於顯式有限解析法動床模式上，考慮河床分層、分區設定，整合懸浮載源交換機制，讓模式可自動考慮岩床之沖、淤行為。以濁水溪集集堰下游與大安溪峽谷河段為例，進行軟岩河道沖刷過程之檢定、驗證與比較分析。

在現場具有明顯深槽、高灘地地形案例之模擬中，流況劇烈複雜，模擬過程可維持數值穩定，說明本模式之相關理論架構及乾溼點處理技巧等可適用於現場案例之模擬；此外，模擬底床縱剖面、橫斷面之沖刷量與實測趨勢相同，檢定驗證成果良好。水流對河床之沖蝕能力，與流速、剪應力及流功呈某種正比關係，配合遷急點沖刷機制，驗證流功門檻沖蝕率公式可適用於模擬軟岩河川之沖刷過程。

關鍵字：軟岩沖刷、數值模式、流功門檻、沖蝕率公式

Development and application of soft bedrock mobile-bed model

Student: Chung-Ta Liao

Advisor: Keh-Chia Yeh

Department of Civil Engineering
National Chiao-Tung University

Abstract

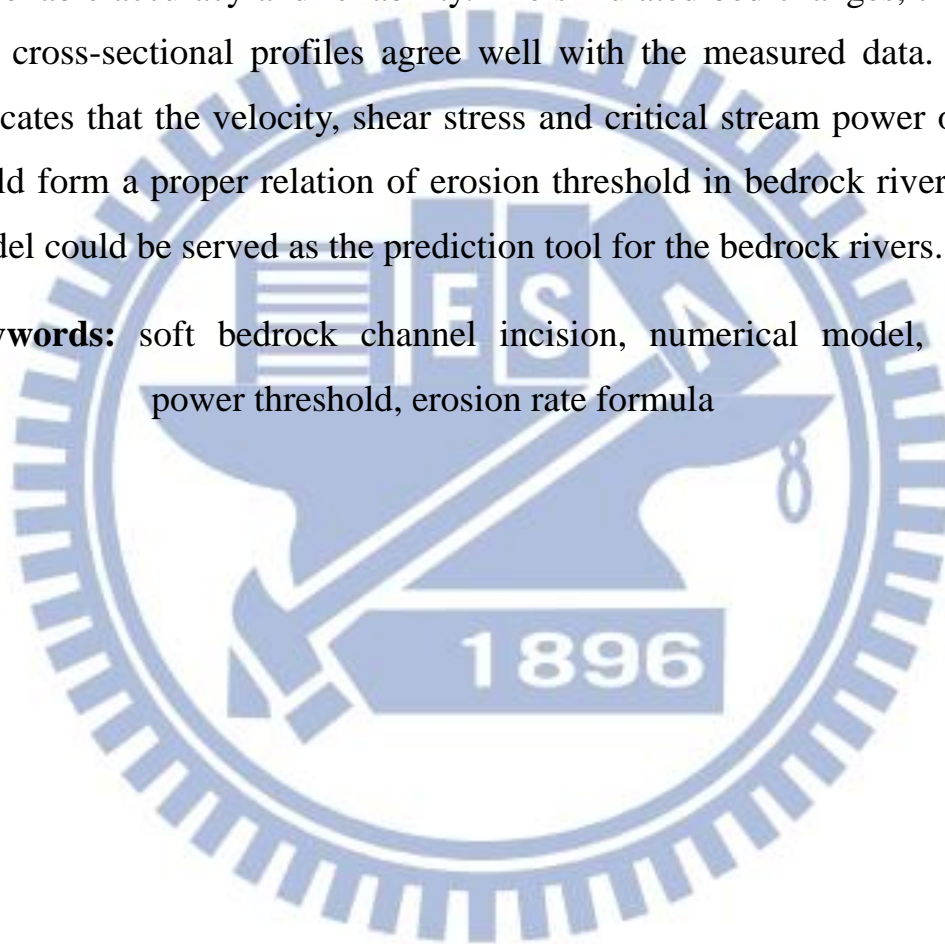
Steep slope and severe bed change are the general characteristics of Taiwan's rivers. These characteristics often cause the bed armour layer flushed away, make the bedrock exposed, and then increase the channel incision rate. Due to the bedrock exposed and the channel characteristics, it makes the incision problem more seriously. Most mobile-bed models of past few decades aimed at the sediment transport of alluvial channel. However, the soft bedrock channel incision processes are different with the alluvial channel. Some empirical formula and mechanisms are needed to build in the model to simulate the erosion processes.

In this study, a bedrock river evolution mechanism is included in a 2-D mobile-bed model, called the explicit finite analytic model. The model can consider both incision and deposition over the bedrock, by combining a stream power type of bedrock erosion rate formula with the flow and sediment transport modules. The multiple bed layers distributed in bedrock river are also considered. In the theorem of non-equilibrium suspended sediment concentration, the velocity scale is set to adjust the overloaded or under-loaded situation over the bedrock riverbed. The downstream reach of Chi-Chi Weir of Choshui River and the Taan River are chosen as the study sites for the model calibration, validation and

comparison.

In the field cases, the proposed model is stable in the simulation of complex river morphology with the main channel and floodplains. For the stream power threshold bedrock erosion rate formula and knickpoint evolution mechanism, the comparison of the calculated bed changes with field data show the model is capable of predicting bedrock incision, with reasonable accuracy and reliability. The simulated bed changes, thalwegs and cross-sectional profiles agree well with the measured data. It also indicates that the velocity, shear stress and critical stream power of flow could form a proper relation of erosion threshold in bedrock rivers. This model could be served as the prediction tool for the bedrock rivers.

Keywords: soft bedrock channel incision, numerical model, stream power threshold, erosion rate formula



誌謝

承蒙指導老師 葉教授克家碩士班、博士班期間之指導與教誨，讓學生於理論及實務皆可並重學習，以順利完成學業。感謝博士論文口試委員 蔡教授長泰、蔡博士惠峰、盧教授昭堯、賴博士進松、廖教授志中，承蒙各位委員對學生論文之指教與建議，讓學生受益良多。感謝廖教授志中、潘教授以文與黃博士明萬之研究團隊，讓本研究得以順利進行。感謝美國 NCCHE 之王教授、賈博士、張博士與丁博士等人，讓學生對研究領域有不同視野。

感謝葉門與楊門團隊歷屆學長姐與學弟妹所有成員，感謝璵哥與添哥研發之 EFA 模式雛形，讓本研究可基於此架構延伸；感謝棒哥時常適時提點研究方向或生活瑣事；感謝貓博的美食日記；感謝冠曄經濟拮据時之援助；感謝凱哥，有了你 418 總是有很多趣事；感謝老唐，有了你協助讓我可更專心於論文；感謝邱邱、洲哥，祝你們博班生涯順利；感謝 T 哥、阿富、岱玲、豪哥、健賓、邱哥，祝你們都可以一帆風順；感謝奇綺，讓我知道甚麼是感恩師父；感謝 Marco、高思、冠翰、大原、鈞凱，有了你們 418 充滿了血汗及活力；感謝念樺，感謝這麼多年來在工作、生活等各方面的協助與關照；感謝葉師母，研究室所有成員生活的大家長。

最後感謝我的家人、父母與兄長，感謝所有親朋好友於過去經濟困難時的支持；感謝父母與兄長對我求學生涯期間各方面的關愛與照顧，也感謝你們能容忍我求學與工作之課業繁忙、聚少離多，希望大家都能永遠身體健康、平安幸福。

仲達 敬上

2013/7

目錄

摘要.....	I
Abstract.....	II
目錄.....	V
表目錄.....	VIII
圖目錄.....	IX
符號說明.....	XIII
第一章 緒論.....	1
1.1 研究動機與目的.....	1
1.2 文獻回顧.....	2
1.2.1 泥砂磨蝕機制.....	2
1.2.2 水力沖蝕機制.....	4
1.2.3 穴蝕機制.....	5
1.2.4 遷急點沖刷機制.....	5
1.2.5 岩床沖刷數模回顧.....	6
1.3 研究方法.....	8
1.4 章節大綱.....	9
第二章 水理與輸砂模組理論.....	13
2.1 水理模組.....	13
2.2 輸砂模組.....	16
2.3 有限解析法簡介與特點.....	21
2.4 水理方程式數值方法.....	22
2.5 輸砂方程式數值方法.....	23
2.5.1 懸浮載質量守恆方程式之離散化.....	24
2.5.2 河床載質量守恆方程式之離散化.....	25
2.6 乾濕點處理技巧.....	26

第三章 岩床模組理論	30
3.1 岩床模組概念與限制.....	30
3.1.1 岩床模組概念.....	30
3.1.2 岩床模組限制.....	31
3.2 沖蝕指數決定法.....	31
3.2.1 材料強度參數 (M_s)	32
3.2.2 尺寸參數 (K_b)	32
3.2.3 抗剪強度參數 (K_d)	33
3.2.4 地盤構造條件參數 (J_s)	33
3.2.5 顆粒材料之沖蝕指數.....	34
3.3 岩床沖蝕率模式.....	34
3.3.1 流功門檻機制.....	34
3.3.2 遷急點沖刷機制.....	35
3.4 岩床模組架構與模式整合	37
第四章 沖刷機制探討與敏感度分析	46
4.1 沖刷機制探討.....	46
4.1.1 模擬條件.....	46
4.1.2 模擬成果.....	47
4.1.3 輸砂模組敏感度分析.....	48
4.1.4 岩床模組敏感度分析.....	49
4.1.5 格網密度敏感度分析.....	50
4.2 遷急點沖刷機制探討.....	52
4.2.1 模擬條件.....	52
4.2.2 模擬成果.....	52
第五章 現場案例模擬與分析	70
5.1 濁水溪案例.....	70

5.1.1 濁水溪背景概述.....	70
5.1.2 濁水溪模擬條件.....	71
5.1.3 濁水溪模擬成果.....	73
5.2 大安溪案例.....	75
5.2.1 大安溪背景概述.....	75
5.2.2 大安溪模擬條件.....	76
5.2.3 大安溪模擬成果.....	78
第六章 結論與建議	112
6.1 結論.....	112
6.2 建議.....	114
參考文獻.....	116



表目錄

表 3-1	岩石材料強度表	39
表 3-2	節理組數參數表	39
表 3-3	節理面粗糙參數表	40
表 3-4	節理風化參數表	41
表 3-5	地盤構造條件參數表	42
表 3-6	本研究軟岩河床沖刷模式相關機制彙整表	43
表 4-1	run24 案例格網密度敏感度分析格網尺寸表	54
表 5-1	濁水溪案例模式選用參數表	81
表 5-2	大安溪案例模式選用參數表	81

圖目錄

圖 1-1	台灣各軟岩河床沖蝕河段現場照片	10
圖 1-2	河床載顆粒沖擊岩盤表面示意圖（修改自 Foley, 1980） ...	10
圖 1-3	流功與沖蝕指數門檻關係圖	11
圖 1-4	遷急點地形對應之剪應力 τ 與底床啟動剪應力 τ_c	12
圖 1-5	不同遷急點地形變遷形式示意圖	12
圖 2-1	顯式有限解析法特性線示意圖	28
圖 2-2	一維空間之沈滓移流軌跡示意圖	29
圖 3-1	水流沖蝕能力與剪力、流速或流功之關係曲線圖	43
圖 3-2	遷急點後退機制河床坡度判斷示意圖	44
圖 3-3	本研究軟岩河道沖刷模式演算流程圖	44
圖 3-4	本研究軟岩河道沖刷模式各模組整合關係流程圖	45
圖 3-5	本研究軟岩河道沖刷模式河床分層概念圖	45
圖 4-1	輸砂模組模擬底床高程縱剖面比較圖(t=1hr)	55
圖 4-2	輸砂模組模擬底床高程縱剖面比較圖(t=4.5hr)	55
圖 4-3	輸砂模組模擬底床高程縱剖面比較圖(t=10hr)	55
圖 4-4	輸砂模組模擬底床沖淤變化縱剖面比較圖(t=1hr)	56
圖 4-5	輸砂模組模擬底床沖淤變化縱剖面比較圖(t=4.5hr)	56
圖 4-6	輸砂模組模擬底床沖淤變化縱剖面比較圖(t=10hr)	56
圖 4-7	輸砂模組模擬與實測底床變化誤差分析比較圖	57
圖 4-8	輸砂模組不同時刻流速與底床高程縱剖面圖	58
圖 4-9	岩床模組模擬底床高程縱剖面比較圖	59
圖 4-10	底床累積沖刷深度與流速逐時變化圖(CS11 位置)	60
圖 4-11	底床累積沖刷深度與流速逐時變化圖(CS21 位置)	60
圖 4-12	底床累積沖刷深度與流速逐時變化圖(CS41 位置)	60

圖 4-13	輸砂模組作用層厚度敏感度分析比較圖(t=1hr)	61
圖 4-14	輸砂模組作用層厚度敏感度分析比較圖(t=4.5hr)	61
圖 4-15	輸砂模組作用層厚度敏感度分析比較圖(t=10hr)	61
圖 4-16	輸砂模組作用層厚度敏感度分析比較圖(t=1hr)	62
圖 4-17	輸砂模組作用層厚度敏感度分析比較圖(t=4.5hr)	62
圖 4-18	輸砂模組作用層厚度敏感度分析比較圖(t=10hr)	62
圖 4-19	岩床模組無因次沖蝕係數(K_p)敏感度分析比較圖	63
圖 4-20	岩床模組沖蝕指數(K_h)敏感度分析比較圖	64
圖 4-21	無因次沖蝕係數 K_p 敏感度分析底床高程逐時變化圖	65
圖 4-22	沖蝕指數 K_h 敏感度分析底床高程逐時變化圖	65
圖 4-23	不同格網密度模擬底床沖淤變化縱剖面比較圖(t=1hr)	66
圖 4-24	不同格網密度模擬底床沖淤變化縱剖面比較圖(t=4.5hr)	66
圖 4-25	不同格網密度模擬底床沖淤變化縱剖面比較圖(t=10hr)	66
圖 4-26	疏格網模擬與實測底床變化誤差分析比較圖	67
圖 4-27	一般格網模擬與實測底床變化誤差分析比較圖	67
圖 4-28	密格網模擬與實測底床變化誤差分析比較圖	67
圖 4-29	岩床模組以不同格網密度模擬底床高程縱剖面比較圖 1	68
圖 4-30	岩床模組以不同格網密度模擬底床高程縱剖面比較圖 2	68
圖 4-31	遷急點沖刷案例模擬底床縱剖面圖	69
圖 5-1	濁水溪流域圖	82
圖 5-2	濁水溪集集攔河堰河段航照圖與現場照片	83
圖 5-3	濁水溪案例模擬格網圖	84
圖 5-4	濁水溪集集攔河堰河段 87 ~ 96 年實測河床縱剖面變化圖	85
圖 5-5	濁水溪案例集集堰流量、泥砂量邊界條件歷線圖	86
圖 5-6	濁水溪案例集集堰流量、泥砂量邊界條件歷線圖	86
圖 5-7	濁水溪案例名竹大橋水位邊界條件歷線圖	87

圖 5-8	濁水溪案例名竹大橋水位邊界條件歷線圖.....	87
圖 5-9	濁水溪案例河床沖蝕指數 K_h 分布圖.....	88
圖 5-10	濁水溪案例模擬洪峰流速分布圖.....	89
圖 5-11	濁水溪案例模擬洪峰流場分布圖.....	89
圖 5-12	濁水溪案例模擬與實測底床縱剖面圖(檢定).....	90
圖 5-13	濁水溪案例模擬與實測底床縱剖面圖(驗證).....	91
圖 5-14	濁水溪案例模擬與實測斷面圖(檢定).....	92
圖 5-15	濁水溪案例模擬與實測斷面圖(檢定).....	92
圖 5-16	濁水溪案例模擬與實測斷面圖(檢定).....	93
圖 5-17	濁水溪案例模擬與實測斷面圖(檢定).....	93
圖 5-18	濁水溪案例模擬與實測斷面圖(驗證).....	94
圖 5-19	濁水溪案例模擬與實測斷面圖(驗證).....	94
圖 5-20	濁水溪案例模擬與實測斷面圖(驗證).....	95
圖 5-21	濁水溪案例模擬與實測斷面圖(驗證).....	95
圖 5-22	大安溪流域圖.....	96
圖 5-23	大安溪研究範圍航照圖與峽谷段現場照片.....	97
圖 5-24	大安溪 87~98 年實測河床縱剖面變化圖.....	98
圖 5-25	大安溪案例模擬格網圖.....	99
圖 5-26	大安溪案例上游流量、泥砂量邊界條件歷線圖(89~93 年)	100
圖 5-27	大安溪案例上游流量、泥砂量邊界條件歷線圖(93~98 年)	100
圖 5-28	大安溪案例下游水位邊界條件歷線圖(89~93 年).....	101
圖 5-29	大安溪案例下游水位邊界條件歷線圖(93~98 年).....	101
圖 5-30	大安溪案例河床沖蝕指數 K_h 分布圖.....	102
圖 5-31	大安溪案例模擬洪峰流速分布圖.....	103

圖 5-32	大安溪案例模擬剪應力 τ 分布圖	103
圖 5-33	大安溪案例模擬福祿數分布圖	103
圖 5-34	大安溪案例模擬洪峰流速與實測底床縱剖面圖	104
圖 5-35	大安溪案例模擬底床沖淤與流速縱剖面圖(檢定)	105
圖 5-36	大安溪案例模擬底床沖淤與流速縱剖面圖(驗證)	106
圖 5-37	大安溪案例模擬與實測底床縱剖面圖	107
圖 5-38	大安溪案例模擬與實測底床縱剖面誤差分析圖	108
圖 5-39	大安溪案例模擬與實測斷面圖(檢定)	108
圖 5-40	大安溪案例模擬與實測斷面圖(檢定)	109
圖 5-41	大安溪案例模擬與實測斷面圖(檢定)	109
圖 5-42	大安溪案例模擬與實測斷面圖(檢定)	109
圖 5-43	大安溪案例模擬與實測斷面圖(驗證)	110
圖 5-44	大安溪案例模擬與實測斷面圖(驗證)	110
圖 5-45	大安溪案例模擬與實測斷面圖(驗證)	110
圖 5-46	大安溪案例模擬與實測斷面圖(驗證)	111

符號說明

A_d : 集水區面積

b_s : 二次流比例係數

C : 懸浮質濃度

C_{coeff} : 泥砂磨蝕機制檢定參數

C_f : 乾溼點函數係數

C_q : 泥砂磨蝕機制覆蓋項修正係數

C_s : 泥砂磨蝕機制懸浮項修正係數

c_a : 參考高程沈澱濃度

\bar{c}_e : 水深平均濃度

d^n : 前一時刻計算之水深

E : 岩床沖蝕速率

E_k : 遷急點後退沖刷率

E_m : 作用層厚度

E_p : 流功門檻沖蝕率

E_s : 泥砂磨蝕機制岩床沖蝕率

E_t : 剪力門檻機制岩床沖蝕率

F : 體力 (body force)

F_e : 岩床面泥砂覆蓋層厚度之相關比例係數；

f : Darcy Weisbach 係數

g : 重力加速度

g^{mn} : 逆變之公制係數

g_{mn} : 協變之公制係數

h : 水深

h_w : 乾溼點參考水深

J_s : 地盤構造條件參數

K_b : 尺寸參數

K_d : 抗剪強度參數

K_h : 沖蝕指數

K_p : 流功門檻無因次沖蝕係數

K_r : 沖蝕阻力係數

K_t : 剪力門檻無因次沖蝕係數

k : von Karman 係數

k_v : 軟岩強度參數

L_s : 泥砂顆粒躍動長度

M_s : 材料強度參數

n : 曼寧糙度係數

P : 流功

p : 孔隙率

P_{cr} : 臨界流功

P_p : 壓力

q : 單位寬度流量

q_b : 河床載通量

q_s : 單位河寬之供砂量

q_t : 單位河寬之輸砂能力

R : 水力半徑

r_a : 曲率半徑

S : 河床坡度

S_{cr} ：遷急點後退臨界坡度
 S_f ：作用層源
 S_r ：懸浮載源
 s ：砂比重
 t ：時間
 U ：水深平均流速
 u ： x 座標方向流速
 u_* ：剪力速度
 \bar{u} ：水深平均 x 座標方向流速
 \bar{u}_{ns} ：自由水面之二次流流速
 V_{md} ：乾溼點最小乾床速度
 v ： y 座標方向流速
 \bar{v} ：水深平均 y 座標方向流速
 w_s ：泥砂顆粒之沖擊速度
 w_f ：泥砂顆粒沈降速度
 Y ：軟岩彈性模數
 Z_b ：底床高程
 Z_s ：水面高程
 σ_T ：軟岩張力強度
 α ：流功門檻機制權重指數
 β ：粒徑百分比
 δ ：二次流函數中距底床之深度
 ρ ：流體密度
 ρ_s ：泥砂密度
 τ ：底床剪應力

τ_c : 底床臨界剪應力

μ : 動力黏滯係數

ξ : 水流方向

η : 水流側方向

λ : 遷急點後退指數

Δx : 空間間距

Δt : 時間間距



第一章 緒論

1.1 研究動機與目的

台灣河川由於具有坡陡流急、沖淤劇烈之特性，當河床表層具有卵礫石或砂質粒徑之沖積層受到破壞時，若河川又位於軟弱岩盤帶，常造成底部之軟岩裸露，進而出現嚴重之河床沖刷與下切現象，對跨河構造物與堤防等之安全造成威脅。台灣眾多河川中，如大漢溪後村堰下游、頭前溪隆恩堰與中正大橋下游、大甲溪石岡壩下游、大安溪峽谷河段、濁水溪集集攔河堰下游、八掌溪仁義潭攔河堰下游等，河床底層之軟弱岩盤皆已裸露，且受到水流持續沖刷，形成上下游河床嚴重高程落差或下切現象，如圖 1-1 所示。

由於岩床沖刷問題有別於傳統沖積層河川之輸砂，根據不同地質材料與水砂條件常造成不同沖刷行為，僅考慮一般輸砂過程之動床模式在應用上恐嫌不足，須有額外岩床沖刷機制之探討與建置，以適當反映其劇烈沖刷過程。然而，國內外在河道沖淤之數模研究，多針對沖積層與一般輸砂行為進行探討，即僅考慮泥砂顆粒運移與底床之交換，鮮少針對軟岩沖刷機制與水理輸砂模式同時進行探討。

本研究在學理創新與貢獻方面，為結合水理輸砂模式與岩床沖刷機制，模式可考慮岩床表面之沖刷，並整合輸砂過程中懸浮載濃度剖面超載時之淤積效應，目的為研發具有實用價值之軟岩沖刷水理輸砂模式，探討流功門檻軟岩沖刷機制之特性，利用現場案例之實測資料，進行模式之檢定、驗證、比較，並評估岩床沖刷機制之合理性與適用性，以作為岩床沖刷過程與工程應用之參考。

1.2 文獻回顧

根據早期文獻對岩床河道 (bedrock channel) 之定義 (Gilbert, 1877; Howard, 1994; Montgomery et al., 1996; Whipple, 2004), 普遍認為岩質河床為缺乏連續覆蓋之沖積層泥砂, 且長期輸砂條件為輸砂通量 (sediment flux) 小於輸砂能力 (sediment capacity) 之河道。由於以缺乏覆蓋層泥砂之定義方式較為主觀, 常受到輸砂條件之不確定性影響, 且套用在不同國家之河川與實際情形有很大差異, 因此, Turowski et al. (2008) 回顧定義岩床河道之相關文獻, 以台灣 81 條河川為例, 重新對岩床河道進行定義, 認為若一條河川之拓寬、底床降低與側向變遷本質上與岩床沖刷有關, 即可定義為岩床河川。

一般學理上認為水流作用為岩床沖刷之主要原因, 主要作用為水流在河道流動過程中對岩床所造成之切割與沖擊。就岩床沖刷之物理過程機制來說, 目前較有系統之沖刷、沖蝕成因大致可分為三種型態, 分別為泥砂磨蝕 (sediment abrasion)、水力沖蝕 (hydraulic erosion) 及穴蝕 (cavitation) 機制, 茲說明如下。

1.2.1 泥砂磨蝕機制

關於泥砂磨蝕概念, 基本假設為岩床表面之磨蝕為水流帶動之泥砂滾動、跳動所造成。Bitter (1963a、1963b) 曾分析泥砂沖擊河床表面所造成之磨蝕 (wear) 效應, 區分為低角度切削 (cutting) 磨蝕及高角度變形 (deformation) 磨蝕; Foley (1980) 則將此概念應用於小區域河床面之河床載磨蝕模型 (bed-load abrasion model), 並提出磨蝕率公式, 概念如圖 1-2 所示。

Sklar and Dietrich (2004) 修正 Foley (1980) 之河床載磨蝕公式, 將磨蝕率以顆粒沖擊影響之平均岩石體積、沖擊率及裸露區塊三種因

子表示之，針對其磨蝕經驗公式進行敏感度分析，分析供砂量（sediment supply）、無因次相對剪力、粒徑大小等與磨蝕率之變化趨勢，其泥砂磨蝕率公式如下：

$$E_s = \frac{q_s w_s^2 Y}{k_v \sigma_T^2 L_s} \left(1 - \frac{q_s}{q_t} \right) \quad (1-1)$$

式中， E_s 為磨蝕率(m/s)； q_s 為單位寬之輸砂率(kg/m/s)； q_t 為單位寬之輸砂能力(kg/m/s)； w_s 為泥砂顆粒之沖擊速度(m/s)； Y 為岩體彈性模數(Pa)； k_v 為岩體強度參數，須進行檢定（根據以往試驗，其值介於 $10^{12} \sim 10^{13}$ ）； σ_T 為岩體張力強度(Pa)； L_s 為泥砂顆粒躍動長度(m)。

上式中 $(1-q_s/q_t)$ 項反映岩體表面之覆蓋效應， q_s 、 q_t 為泥砂非平衡與平衡狀態下之輸砂量，前者為輸砂率（sediment transport rate），後者為輸砂能力（sediment transport capacity）。以一河道之上游邊界來說，其輸砂率可視為上游之供砂量（sediment supply），輸砂能力則為該水流條件下之理論輸砂量，可由一般平衡輸砂公式計算，當輸砂率大於輸砂能力時，水流為超載，河床將產生淤積，岩體表面覆蓋泥砂顆粒；反之，河床則磨蝕沖刷；若輸砂率等於輸砂能力，則為不沖不淤狀態。

Sklar and Dietrich (2004) 之泥砂磨蝕理論原先僅就河床材質本身與河床載過程進行探討，並無考慮河床之覆蓋效應，而後因相關磨蝕試驗結果呈現供砂量到一定程度後，磨蝕率有下降之趨勢，因此才導入覆蓋效應項修正其磨蝕率。惟岩床淤積與磨蝕具有不同之物理機制，建議磨蝕率與覆蓋效應兩者應各別分析判斷後再整合，在參數檢定可更單純，降低其不確定性。

1.2.2 水力沖蝕機制

水力沖蝕機制之基本概念認為軟岩沖蝕率與水流作用力、底床剪應力、能量消散等因子相關，總體來看，可包括泥砂磨蝕或穴蝕產生之沖蝕量。Howard and Kerby (1983) 認為軟岩河道之下切速率隨剪應力增加而增加，並提出河床沖蝕速率為河道坡降與集水面積之關係式，如式(1-2)所示：

$$\frac{dz}{dt} = K_r A_d^{m_1} S^{m_2} \quad (1-2)$$

式中， z 為底床高程； t 為時間； K_r 為沖蝕阻力係數； A_d 為集水區面積； S 為河道坡降； m_1 與 m_2 為常數。

Annandale (1995) 曾分析可定性描述岩塊抽離與河床材質沖蝕成因之沖蝕關係，而後以明渠水力學常見之四種流況，包含溯源沖刷 (headcuts)、水躍 (hydraulic jumps)、底床坡度變化 (changes in bed slope)、明渠流 (open channel flow)，計算不同流況下之能量消散率 (流功) 以特徵化水流之沖蝕能量，再利用 150 組河床材質範圍自凝聚性粒狀材料到巨大之岩塊不等之現地觀測資料，計算河床材質之沖蝕指數 K_h (erodibility index)，提出水流流功與沖蝕指數具有某種沖蝕門檻函數關係。

Annandale (2006) 更有系統地將水流流功與沖蝕指數迴歸，進而獲得河床材料發生沖蝕時所需之水流臨界能量門檻值，如圖 1-3、圖 1-4 所示。圖中之 K_h 值可分為粒狀材質與岩盤材質，其臨界流功 P_{crit} 與沖蝕指數 K_h 之門檻關係如下：

$$P_{crit} = \begin{cases} 0.48K_h^{0.44} & , K_h \leq 0.1 \\ K_h^{0.75} & , K_h > 0.1 \end{cases} \quad (1-3)$$

岩質河床之岩塊因水流作用而產生較大尺度之崩落或抽離河床現象，稱為岩塊抽離 (rock-block plucking)，其為相當複雜之物理與化學風化崩解過程。Whipple et al. (2000) 藉由現地調查，認為岩性、弱面間距、節理、層面等為決定岩質河床沖刷機制之因素，岩塊抽離過程中小裂縫經水力作用擴大為破裂面、隨著泥砂顆粒逐漸地透過磨蝕作用磨蝕弱面、及物理或化學風化崩解作用，讓弱面完全擴展連通，最後導致獨立岩塊之脫離。此外，Whipple et al. (2000) 發現局部區域大尺度之沖刷量來自抽離機制之貢獻較多，大流域（大於 20 km²）之軟岩沖刷機制以懸浮載磨蝕為主，而較小流域之沖刷機制則為岩塊抽離或河床載磨蝕。

1.2.3 穴蝕機制

穴蝕機制係指岩床表面受到渦流與紊流作用產生之氣泡衝擊效應，使岩床產生大規模之溝槽或孔洞 (Whipple et al., 2000)。從物理過程觀察，穴蝕機制可視為小型或大型渦流對岩床產生之磨蝕效應。

1.2.4 遷急點沖刷機制

劇烈沖刷河道常伴隨發生遷急點 (knickpoint) 沖刷，並加速河道變遷過程，導致河床沖蝕範圍加長與加劇。遷急點根據地質學之定義，係指河床面地貌突然落差之陡降點。Gardner (1983) 曾採用均質材料（砂、粉砂或黏土、高嶺土拌合固結）進行水槽試驗，探討遷急點變遷形式，認為底床剪應力 τ 與底床臨界剪應力 τ_c 為遷急點變遷之重要因子，圖 1-5 為遷急點地形對應之底床及沖蝕啟動剪應力變化圖，其剪應力在遷急點區域相對上下游河段較高。Gardner (1983) 綜合其試驗結果及前人研究成果，提出三種遷急點變遷形式，包括傾角型 (inclination)、替換型 (replacement) 及平行後退型 (parallel

retreat)，其變遷形式則由 τ 與 τ_c 之大小、河床載不連續性、河床材質抵抗水流沖刷之空間變異性所決定，變遷形式示意圖如圖 1-6 所示。

1.2.5 岩床沖刷數模回顧

(一)CCHE2D 模式

岩床河道沖淤數模之研究方面，美國國家計算水科學與工程中心 (National Center for Computational Hydroscience and Engineering, NCCHE) 之 CCHE2D 模式，為一套具有變量流、輸砂、沖淤變化、污染傳輸、岸壁沖刷模擬功能之水平二維動床模式 (Jia and Wang, 1997; Wu and Wang, 2004a)，近年更考慮了軟岩沖刷機制 (水規所, 2008)。該模式參考 Sklar and Dietrich (2004) 之泥砂磨蝕機制，針對沖蝕率公式進行泥砂懸浮與覆蓋效應項之修正，以指數曲線化方式使沖蝕率與輸砂量之變化關係更加平滑化，反映其非線性過程，修正後之沖蝕率公式表示如下：

$$E_s = 0.08 C_{coeff} \frac{q_s Y}{k_v \sigma_T^2} \left[\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) g \right] \left(\frac{\tau}{\tau_c} - 1 \right)^{0.36} e^{(C_{cov} + C_{sus})} \quad (1-4)$$

$$C_{cov} = -C_q \left(\frac{q_s}{q_t} \right) \quad (1-5)$$

$$C_{sus} = -1.5 C_s \left(\frac{u_*}{w_f} \right)^2 \quad (1-6)$$

式中， E_s 為指數曲線化之泥砂磨蝕率(m/s)； ρ 為流體密度(kg/m³)； ρ_s 為砂密度(kg/m³)； g 為重力加速度(m/s²)； τ 為水流作用於底床之剪應力(N/m²)； τ_c 為底床臨界剪應力(N/m²)； u_* 為剪力速度(m/s)， $u_* = \sqrt{\tau/\rho}$ ； w_f 為泥砂顆粒沈降速度(m/s)； C_{coeff} 為檢定係數； C_{cov} 為磨蝕機制覆蓋項； C_q 為修正係數($C_q = 0.1$ ，需進行檢定)； C_{sus} 為磨蝕

機制懸浮項； C_s 為修正係數($C_s = 0.01$ ，需進行檢定)。

式(1-5)中，岩床表面之覆蓋效應以 (q_s/q_t) 之變化來反映，若岩床表面覆蓋泥砂顆粒，則由顆粒跳動所引起之沖刷將減少；若輸砂量大於或等於輸砂能力，則沖刷停止。岩床表面之懸浮效應以 (u_*'/w_f) 項來反映，當水流強度夠大，所有顆粒皆為懸浮，泥砂跳動將被懸浮行為取代，則沖刷停止。

但泥砂磨蝕機制之啟動條件僅適用於有輸砂量之條件，無法反映清水沖刷問題（由式(1-4)知輸砂率或供砂量為零，沖刷量即為零），此外，泥砂磨蝕機制之檢定參數頗多，常因輸砂條件與軟岩參數之不確定性，造成整體沖刷量高估或低估之缺點。CCHE2D 模式亦無法反映不同岩性強度之岩盤分佈於河道高灘地、深槽等位置抵抗沖蝕能力之差異。

(二)SRH-2D 模式

美國內政部墾務局（Bureau of Reclamation, US Department of Interior）所發展之 SRH-2D 模式，過去在與水利署水利規劃試驗所合作下，曾針對台灣軟岩河川之劇烈沖刷問題進行動床模式開發（Lai et al., 2011）。該模式採用之軟岩沖刷機制包括泥砂磨蝕（Sklar and Dietrich, 2004）與水力沖蝕（Annandale, 1995）兩種，並嘗試合併此二機制進行計算，表示如下：

$$E = F_e \cdot E_t + F_s \cdot E_s \quad (1-7)$$

$$E_t = K_t U \left(\frac{\tau}{\tau_c} - 1 \right) \quad (1-8)$$

$$E_s = 0.08 g q_s \frac{1}{k_v} \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) \left(\frac{\tau}{\tau_c} - 1 \right)^{-0.5} \left(1 - \left(\frac{u_*}{w_f} \right)^2 \right)^{1.5} \quad (1-9)$$

$$\tau_c = \left[\frac{P_{crit} \sqrt{\rho} \left(\frac{k_s}{R} \right)^{\frac{1}{6}}}{7.66} \right]^{\frac{2}{3}} \quad (1-10)$$

$$P_{crit} = \begin{cases} 0.48 K_h^{0.44} & , K_h \leq 0.1 \\ K_h^{0.75} & , K_h > 0.1 \end{cases} \quad (1-11)$$

式中， E 為岩床沖蝕率(m/s)； F_e 為岩床面泥砂覆蓋層厚度之相關比例係數； E_t 為剪力門檻機制岩床沖蝕率(m/s)； E_s 為泥砂磨蝕率(m/s)； K_t 為無因次沖蝕係數，需要配合試驗及現場資料進行檢定； U 為水深平均之水流流速(m/s)； R 為水力半徑(m)； k_s 為粗糙高度 (roughness height)；臨界流功 P_{crit} 引用 Annandale(2006)之門檻關係，如式(1-3)。

SRH-2D 模式應用於台灣濁水溪之軟岩河道案例中，由於缺乏現地調查資料，相關參數如底床臨界剪力 τ_c 、岩床沖蝕指數 K_h 等之給定多採用假設值，對於不同機制與物理參數關係之探討較為缺乏。目前國內外對於二維水理輸砂模式之演算技術已相當成熟，岩床沖刷數模研發之關鍵在於岩床機制本身，包括機制之選用、模式整合、特性探討、調查資料與現地驗證等，此為本研究探討之重點。

1.3 研究方法

本研究開發具有模擬軟岩河床沖刷功能之水平二維動床數值模式，引用流功門檻 (廖志中等，2012) 沖蝕機制公式，將該機制整合於顯式有限解析法 (explicit finite analytic, EFA) 動床模式上，以濁水溪集集堰下游與大安溪峽谷河段為例，進行軟岩河道沖刷過程之檢定、驗證與比較分析，探討軟岩質河床之劇烈沖刷特性，該模式可作

為軟岩河川治理規劃應用之參考。

1.4 章節大綱

本研究第一章為「緒論」，對於研究之緣起、目的、方法及文獻回顧進行說明。第二章為「水理與輸砂模組理論基礎」，針對本研究模式之水理與輸砂模組進行說明，包含基本假設、控制方程式、數值方法、輔助關係式等。第三章為「岩床模組理論基礎」，對本研究模式岩床模組採用之軟岩沖刷機制、理論與模式建置方式進行說明。第四章為「沖刷機制探討與敏感度分析」，藉由數模針對輸砂模組與岩床模組之沖刷機制進行探討與參數敏感度分析。第五章為「現場案例模擬與分析」，採用濁水溪集集堰下游與大安溪峽谷段為案例，進行模式之檢定、驗證與比較分析。第六章為「結論與建議」，針對研究成果進行結論說明，並提出後續建議。



(a)頭前溪中正橋河段



(b)大甲溪石岡壩下游



(c)濁水溪集集堰下游



(d)八掌溪仁義潭攔河堰下游

圖 1-1 台灣各軟岩河床沖蝕河段現場照片

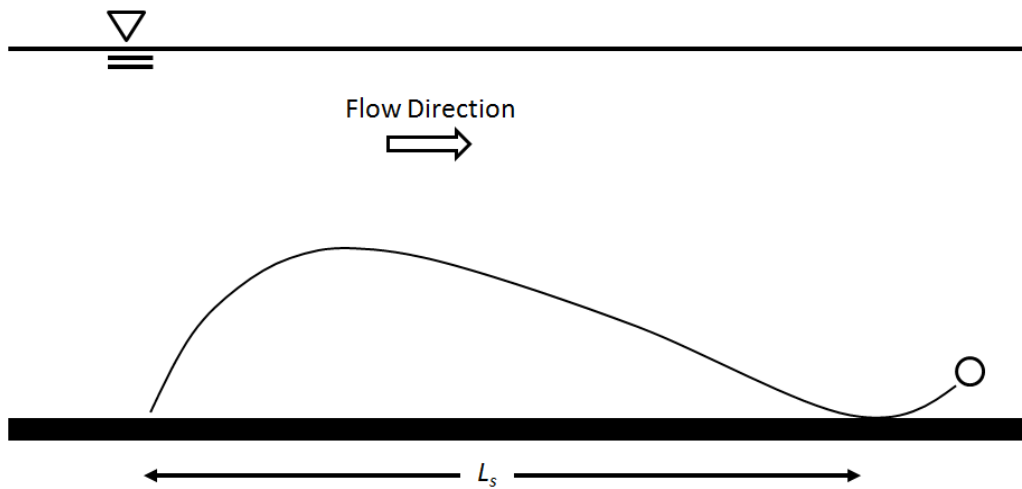


圖 1-2 泥砂顆粒沖擊岩盤表面示意圖 (修改自 Foley, 1980)

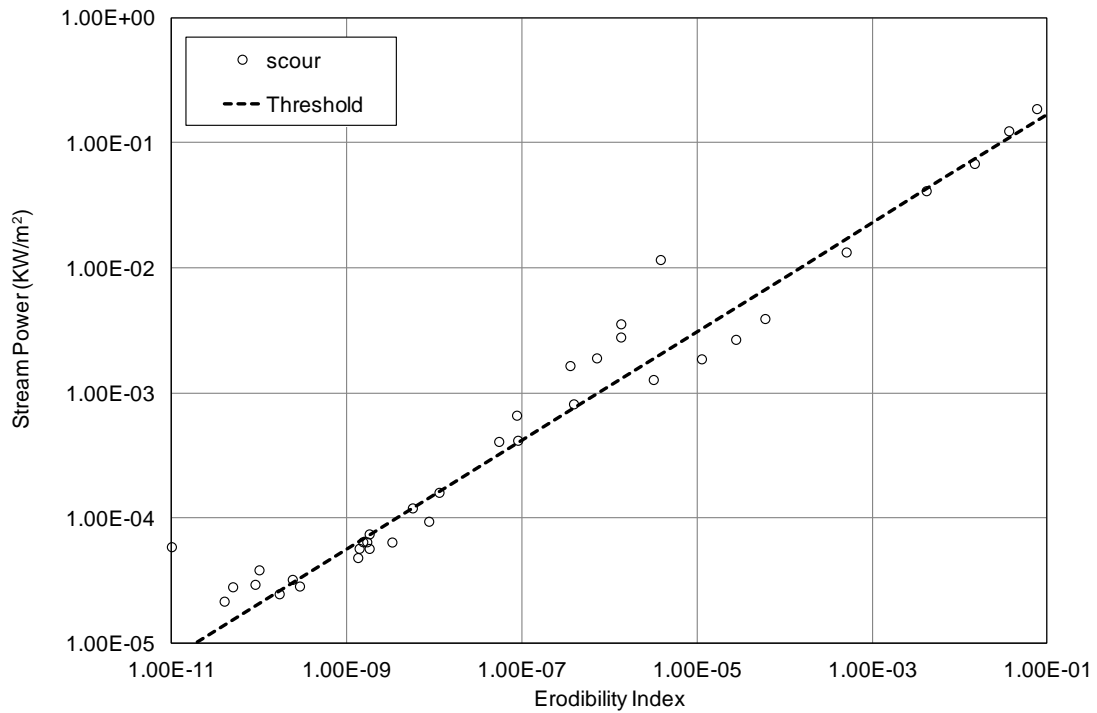


圖 1-3 流功與沖蝕指數門檻關係圖 1 (redrawn from Annandale, 2006)

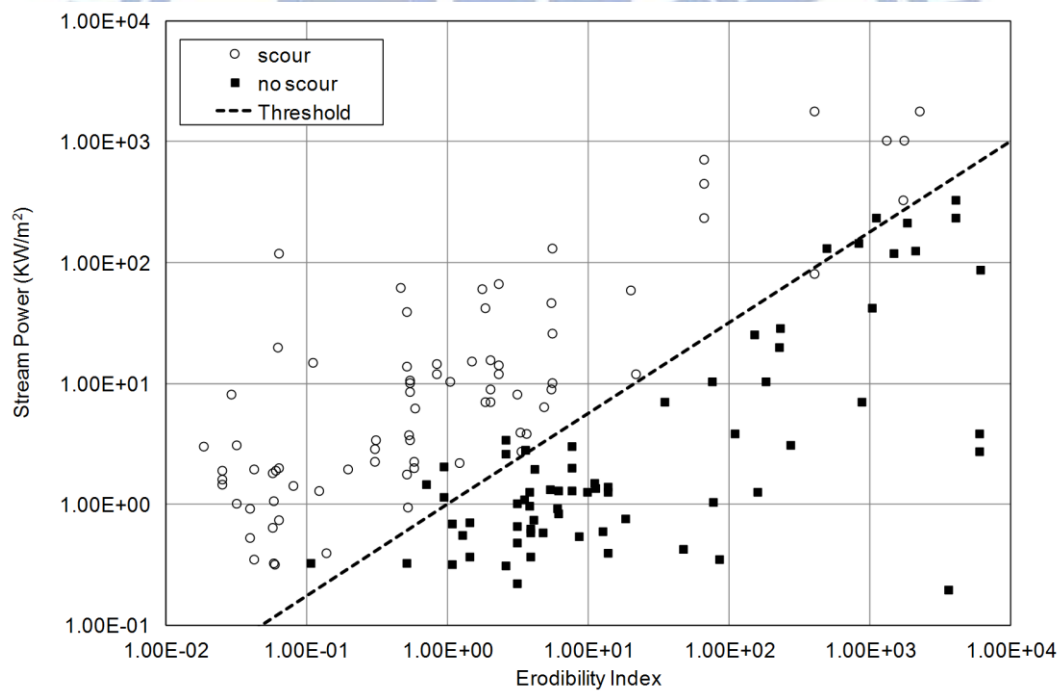


圖 1-4 流功與沖蝕指數門檻關係圖 2 (redrawn from Annandale, 2006)

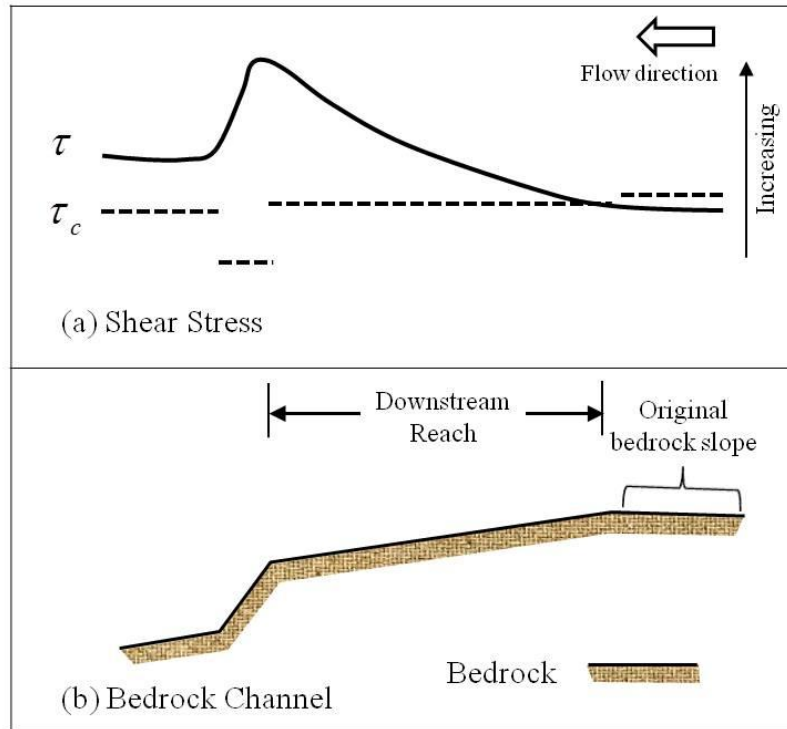


圖 1-5 遷急點地形對應之剪應力 τ 與底床啟動剪應力 τ_c
 (redrawn from Gardner, 1983)

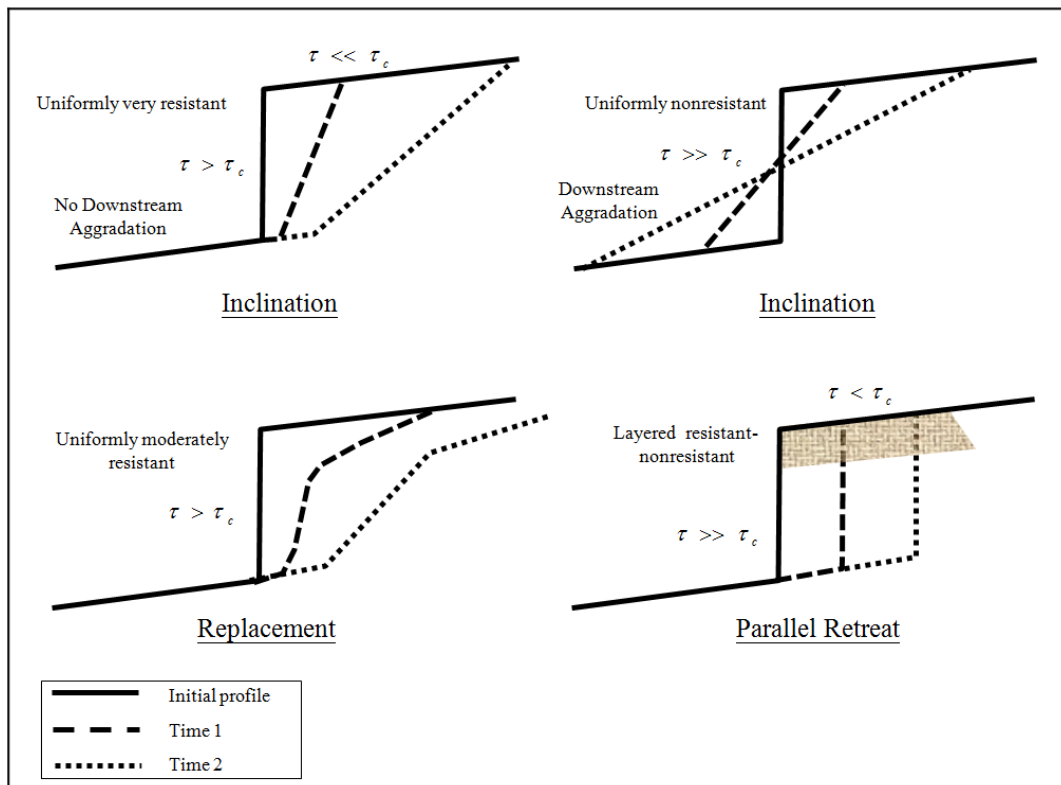


圖 1-6 不同遷急點地形變遷形式示意圖
 (redrawn from Gardner, 1983)

第二章 水理與輸砂模組理論

本研究研發具有模擬軟岩河道沖刷功能之水平二維動床模式，相關軟岩模組之理論基礎係建構在顯式有限解析法動床模式上，該模式由交通大學葉克家教授研究團隊研發多年而成，詳細內容可參考 Hsu et al. (2000)、Lin et al. (2006)、許至璵 (2002)、林恩添 (2005)、廖仲達 (2006) 等文獻，有關模式水理與輸砂模組之理論說明如下。

2.1 水理模組

對於不可壓縮流之控制方程式，其張量表示式如下：

連續方程式

$$V_{,i}^i = 0 \quad (2-1)$$

動量方程式

$$\frac{\partial V^i}{\partial t} + V^m V_{,m}^i = -g_{im} \frac{P_{,m}}{\rho} + \frac{\mu}{\rho} g^{mn} V_{,mn}^i + F^i \quad (2-2)$$

上式中， V^i 為速度向量 \bar{V} 在 ξ^i 座標方向之分量； t 為時間； g^{mn} 、 g_{mn} 為逆變 (contravariant) 和協變 (covariant) 之公制係數 (metric coefficient)； ρ 為流體密度； P_p 為壓力； μ 為動力黏滯係數； F 為體力 (body force)，變數上下標之值為 1~3，代表不同的座標方向。

對一般水深平均河道模式而言，假設其水深方向變化遠小於水平方向，並忽略風力、科氏力之影響，同時假設靜水壓分佈，將壓力轉換成水深形式等，可簡化原三維控制方程式之複雜性。對於任意水深函數 f 而言，水深平均可定義為：

$$\bar{f}(\xi, \eta, t) = \frac{1}{h} \int_{Z_b}^{Z_s} f(\xi, \eta, z, t) dz \quad (2-3)$$

式中， Z_b 為底床高程； Z_s 為水面高程； h 為水深。在推導水深平均式前，式(2-2)中左邊流速與流速梯度之乘積項可利用連續方程式轉換為保守形式，以 ξ 方向為例：

$$\begin{aligned} g_{11}^{-0.5} u \frac{\partial u}{\partial \xi} + g_{22}^{-0.5} v \frac{\partial u}{\partial \eta} + w \frac{\partial u}{\partial z} &= \frac{\partial [g_{11}^{-0.5} u^2]}{\partial \xi} + \frac{\partial [g_{22}^{-0.5} uv]}{\partial \eta} + \frac{\partial [uw]}{\partial z} \\ &+ \frac{1}{2} g_{11}^{-0.5} \left[g_{11} \frac{\partial g_{11}}{\partial \xi} + 2g^{12} \frac{\partial g_{12}}{\partial \xi} + g^{22} \frac{\partial g_{22}}{\partial \xi} \right] \cdot u^2 \\ &+ \frac{1}{2} g_{22}^{-0.5} \left[g_{11} \frac{\partial g_{11}}{\partial \eta} + 2g^{12} \frac{\partial g_{12}}{\partial \eta} + g^{22} \frac{\partial g_{22}}{\partial \eta} \right] \cdot uv \end{aligned} \quad (2-4)$$

轉換後不再有流速與流速梯度之乘積項，而流場變數偏微分項可由 Leibnits 法則推導，式(2-2)之水深平均表示式如下：

$$\frac{\partial \bar{V}^i}{\partial t} + \bar{V}^m V_{,m}^i = -g^{im} \frac{\bar{P}_{,m}}{\rho} + \frac{\mu}{\rho} g^{mn} \bar{V}_{,mn}^i - \overline{(u^i v^m)_{,m}} + \bar{F}^i \quad (2-5)$$

在水深平均控制方程式推導過程中還需要 Leibnits 法則、自由水面邊界條件、底床邊界條件、流速剖面等條件，說明如下：

A. Leibniz 法則

$$\begin{aligned} &\frac{\partial}{\partial \xi} \int_{Z_b}^{Z_s} f(\xi, \eta, z, t) dz \\ &= \int_{Z_b}^{Z_s} \frac{\partial f}{\partial \xi} dz + f(\xi, \eta, z_s, t) \frac{\partial z_s}{\partial \xi} - f(\xi, \eta, z_b, t) \frac{\partial z_b}{\partial \xi} \\ &\Rightarrow \int_{Z_b}^{Z_s} \frac{\partial f}{\partial \xi} dz = \frac{\partial (\bar{f}h)}{\partial \xi} - [f(\xi, \eta, z, t) \frac{\partial z}{\partial \xi}]_{z_b}^{z_s} \end{aligned} \quad (2-6)$$

式中 ξ 為函數 f 之任意自變數。

B. 自由水面邊界條件

假設流體無法穿過自由水面，可得到自由水面邊界條件：

$$w_s - \frac{\partial z_s}{\partial t} - g_{11}^{-0.5} u_s \frac{\partial z_s}{\partial \xi} - g_{22}^{-0.5} v_s \frac{\partial z_s}{\partial \eta} = 0 \quad (2-7)$$

式中 Z_s 代表水面位置。

C. 底床邊界條件

和自由水面邊界條件類似，底床邊界條件為：

$$w_b - \frac{\partial z_b}{\partial t} - g_{11}^{-0.5} u_b \frac{\partial z_b}{\partial \xi} - g_{22}^{-0.5} v_b \frac{\partial z_b}{\partial \eta} = 0 \quad (2-8)$$

式中 Z_b 代表底床位置。

D. 流速剖面

水深平均模式中不考慮主流及橫向流速在水深方向之分佈情形，在水深平均條件下其主流及橫向流速如下（Zimmermann & Kennedy, 1978）：

$$u = \frac{N+1}{N} \bar{u} \left(\frac{\delta}{h} \right)^{1/N} \quad (2-9)$$

$$v = \bar{v} + \bar{u}_{ns} \left(2 \frac{\delta}{h} - 1 \right) \quad (2-10)$$

式中， u 為主流流速，即水流方向之流速； \bar{u} 為水深平均主流流速； v 為橫向流速，為水深平均流速與彎道二次流流速之和，若在直線道，二次流流速為零（本研究所指之二次流，為明渠流因彎道離心力所產生者，一般二次流水深上半部指向凹岸、下半部指向凸岸，並會造成泥砂由凹岸向凸岸之側向運移）； \bar{v} 為水深平均側向流速； δ 為距底床之深度； h 為水深； \bar{u}_{ns} 為自由水面之二次流流速， $\bar{u}_{ns} = b_s \bar{h} \bar{u} / r_a$ ， b_s 為比例係數，決定方式可參考 Odgaard (1986) 之文獻， r_a 為曲率半徑，

可由格網點間距與其相對座標所決定； N 為常數， $N = k\sqrt{8/f}$ ， k 為 von Karman 係數， f 為 Darcy Weisbach 係數。

2.2 輸砂模組

對於某一粒徑懸浮載質量守恆方程式

$$\frac{\partial \bar{C}}{\partial t} + \nabla \cdot (C\bar{v}) = -\frac{1}{\rho} \nabla \cdot \bar{q} \quad (2-11)$$

對於某一粒徑作用層質量守恆方程式

$$\rho_s(1-p) \frac{\partial(\beta E_m)}{\partial t} + \nabla \cdot \bar{q}_b + S_r + S_f = 0 \quad (2-12)$$

對於整體河床輸砂質量守恆方程式

$$\rho_s(1-p) \frac{\partial z_b}{\partial t} + \sum (\nabla \cdot \bar{q}_b + S_r) = 0 \quad (2-13)$$

式中， C 為懸浮載濃度； $\nabla \cdot \bar{q}$ 為擴散通量及由重力作用下之通量； ρ_s 為泥砂密度； p 為孔隙率； β 為粒徑百分比； E_m 為作用層厚度； $\nabla \cdot \bar{q}_b$ 為某種粒徑之河床載通量； S_r 為懸浮載源； S_f 為作用層源； z_b 為底床高程。

輸砂模組之控制方程式中，懸浮載質量守恆方程式求解水體不同粒徑大小之懸浮載移流、擴散過程，同時考慮河床載與懸浮載間之交換機制；作用層質量守恆方程式則求解作用層中，不同粒徑組成與懸浮載源、作用層源間之交換機制；整體河床輸砂質量守恆方程式則將上述兩者整合，並反映為底床高程之沖淤變化。

求解式(2-11)至(2-13)時，尚需一些輔助關係式來決定 q_b 、 E_m 、 S_r 、 S_f 等變數，以下針對非黏性沈澱輔助關係式予以說明。

A. 河床載通量 (q_b)

van Rijn (1984a) 係以泥砂之中值粒徑為代表粒徑來計算非均勻質砂之河床載體積通量。其後，Spasojevic (1990) 針對每一粒徑 (D_k)，將 van Rijn 之公式稍加修正之。假設河床載運移僅發生在作用層內，其內某粒徑之百分組成表示為 β 。在一般非均勻之河床質中，較細顆粒可能被隱藏在較粗顆粒之間，而不易被水流帶動，故 Karim, Holly and Yang (1987) 提出一個簡單之經驗因子，稱之為隱藏因子 (hiding factor, ζ)，對河床載通量予以修正。綜合上述之影響因子而得其河床載通量如下：

$$\begin{aligned} q_b &= B_z \zeta_k \beta q'_b(D)_k \\ &= B_z (1-\gamma) \zeta_k \beta 0.053 \rho_s \sqrt{(s-1)g} D_k D_k \frac{T_k^{2.1}}{D_{*k}^{0.3}} \end{aligned} \quad (2-14)$$

式中， $D_{*k} = D_k \left[\frac{(s-1)g}{\nu^2} \right]^{1/3}$ 為無因次顆粒粒徑； $T_k = \frac{u_*^2 - (u_{*c})_k^2}{(u_{*c})_k^2}$ 為輸送參數；

$u_* = \frac{u\sqrt{g}}{c}$ 為有效河床剪力速度； $c = 18 \cdot \log\left(\frac{12d}{3D_{90}}\right)$ 為顆粒蔡司係數；

$s = \frac{\rho_s}{\rho}$ 為砂比重； ν 為運動滯度； u_{*c} 為臨界剪應力； $\zeta_k = \left(\frac{D_k}{D_{50}}\right)^{0.85}$ ；

$$\gamma = \begin{cases} 1 & \frac{u_*}{w_k} \geq 0 \\ 0.25 + 0.325 \ln\left(\frac{u_*}{w_k}\right) & 0.4 < \frac{u_*}{w_k} < 10 \\ 0 & \frac{u_*}{w_k} \leq 0.4 \end{cases}$$

w_k 為粒徑 k 之沉降速度。

B. 懸浮載源 (S_r)

對於水深平均模式而言，由於水深方向之維度忽略不考慮，因此懸浮載源 (S_r) 可視為聯繫懸浮載與河床載之源項。許多模式採用式 (2-15) 計算懸浮載源 S_r ，如 Lin & Shen (1984) 定義：

$$S_r = \omega_s (c_a - \alpha \bar{c}) \quad (2-15)$$

式中， α 為水體所承載之參考高程沈澱濃度 (c_a) 與水深平均濃度 (\bar{c}) 之比值，定義為：

$$\alpha = \frac{c_a}{\bar{c}} \quad (2-16)$$

在缺乏濃度剖面之情況下， α 之大小並不容易決定，此外，由 Rouse 平衡濃度剖面公式可知，沈澱特性與水理流況對於 α 之比值會有直接影響。且水深平均模式利用式 (2-15) 計算懸浮載源 S_r 會有高估之結果，導致水體承載之濃度瞬間達到平衡濃度之狀態，為改善此問題，本模式採用平衡濃度剖面積分法。

一般來說，水流在超載情況下，超過平衡濃度的部分會逐漸沈降至底床；反之，在減載情況下，水流會沖刷河床以補充不足平衡濃度之部分，超載與減載濃度剖面與底床交換機制之示意圖如圖 2-1 所示。所謂平衡濃度剖面積分法，係指利用水體承載濃度剖面會趨於平衡濃度之概念，積分計算兩者剖面之差異，以求得懸浮載與河床載之交換速率，即為懸浮載源 (S_r)，反映非平衡之輸砂過程。

關於平衡濃度剖面 $c_e(z)$ ，本模式採用 van Rijn (1984b) 之平衡濃度剖面公式，表示如下：

$$c_e(z) = c_a \left[\frac{\delta_a}{(h - \delta_a)} \right]^\varphi e^{-4\varphi(z/h - 0.5)} \quad \text{for} \quad \frac{z}{h} \geq 0.5 \quad (2-17)$$

$$c_e(z) = c_a \left[\frac{\delta_a(h-z)}{z(h-\delta_a)} \right]^\varphi \quad \text{for} \quad \frac{z}{h} < 0.5 \quad (2-18)$$

式中， $c_e(z)$ 為平衡濃度剖面， δ_a 為參考高程， φ 為懸浮沈澱參數（ $\varphi = w_s / \beta_c \kappa u_*$ ），其中 w_s 為泥砂沈澱速度， β_c 為泥砂擴散與水流擴散係數之比值， κ 為 von Karman 係數， u_* 為剪力速度。

所謂水體承載濃度剖面，係指參考高程面以上之懸浮沈澱實際分布情形，本模式假設水體承載濃度剖面與平衡濃度剖面具有相同之無因次濃度剖面，水體承載濃度剖面可表示如下：

$$c(z) = c_b \left[\frac{\delta_a}{(h-\delta_a)} \right]^\varphi e^{-4\varphi(z/h-0.5)} \quad \text{for} \quad \frac{z}{h} \geq 0.5 \quad (2-19)$$

$$c(z) = c_b \left[\frac{\delta_a(h-z)}{z(h-\delta_a)} \right]^\varphi \quad \text{for} \quad \frac{z}{h} < 0.5 \quad (2-20)$$

式中， $c(z)$ 為水體承載濃度剖面， c_b 為參考高程之水體承載濃度 $c(\delta_a)$ 。當 c_b 大於 c_a 時，水流為超載；反之，則為減載狀態。

在得到平衡濃度剖面 $c_e(z)$ 與水體承載濃度剖面 $c(z)$ 後，定義一作用高度如下：

$$A_w = w_* \Delta t \quad (2-21)$$

式中， A_w 為作用高度； w_* 為速度尺度，超載時定義為沈澱沈澱速度 w_s ，減載時定義為河床質躍起速度 w_l （若為岩床，躍起速度 w_l 為零，作用高度 A_w 為零，懸浮載源 S_r 積分後為零，即表示岩床表面無河床減載時產生之懸浮泥砂顆粒）； Δt 為輸砂計算時間間距。河床質躍起速度 w_l 定義為發生跳躍時離開底床之瞬間垂直速度（Hu & Hui, 1996）：

$$\frac{w_l}{u_*} = \begin{cases} 3.2 - 4.5 \log \Theta & \Theta < 1.2 \\ 3.1 & \Theta > 1.2 \end{cases} \quad (2-22)$$

式中， Θ 為水流強度 $= \tau_b / (\rho_s - \rho)gD$ ， D 為河床質粒徑。作用高度定義了參考高程向上之作用區間，在此作用區間內經由時間 Δt 後，水體承載濃度調整為平衡濃度。根據此假設，懸浮載源可表示為：

$$S_r = \frac{\int_{z=\delta_a}^{z=\delta_a+A_h} [c_e(z) - c(z)] dz}{\Delta t} \quad (2-23)$$

C. 作用層厚度 (E_m)

作用層厚度代表河床表層與底層泥砂交換之作用範圍，通常與水深或河床粒徑大小有關，其將影響每單位時間內河床表層與底層之泥砂交換量。過去文獻中已有不少決定作用層厚度之方法，沖刷現象發生時，根據 Bennet and Nordin (1977) 之研究， E_m 可以下式表示：

$$E_m = -L(z_b^{t+1} - z_b^t) \quad (2-24)$$

式中， L 為數值參數。當河床表面接近護甲條件時 (armored condition)，作用層厚度接近零，在這種情況下，可用 Borah et al. (1982) 所提出護甲層之厚度 (armored-layer thickness)，予以修正：

$$E_m = -C(z_b^{t+1} - z_b^t) + \frac{1}{\sum_{k=m}^{k_{\max}} \beta_k} \frac{D_m}{1-p} \quad (2-25)$$

式中， D_m 為不產生移動的最小顆粒粒徑。另外，作用層在淤積期間可定義為：

$$E_m^{t+1} = E_m^t + (z_b^{t+1} - z_b^t) \quad (2-26)$$

若不採用上述理論方式計算作用層厚度，一般其範圍約介於 1/10 ~ 1/100 倍水深之間，可針對不同流況與床質條件做調整，或利用實測資料做率定與校正以決定其值。

D. 作用層源 (S_f)

作用層源為底部母層 (active stratum) 與頂面之升降而產生，當其下降時，

$$S_f = -\rho_s(1-p) \frac{\partial}{\partial t} [\beta_s(z_b - E_m)] \quad (2-27)$$

其中， β_s 為母層內某一粒徑之百分組成比例。當作用層底部上升時，式中之 β_s 則改為作用層粒徑之百分組成 β 。

2.3 有限解析法簡介與特點

在計算流力領域中常見的數值方法有許多種，諸如有限差分法、特性法、有限元素法、有限體積法、有限解析法等，各有其優缺點與適用性。有限差分法在推導及離散化之過程較為容易，但通常需建構在正交結構型格網 (orthogonal structured grid) 上模擬，當遭遇不規則邊界問題時需另加處理，且處理時計算區域 (computational domain) 與物理區域 (physical domain) 座標轉換過程過於繁雜，通常適用於較簡易規則問題；有限元素法與有限體積法之特點在於可使用非正交非結構型格網 (non-orthogonal unstructured grid) 模擬，其格網多為三角型使模擬邊界形狀容易建構，對於需要更細部之流場描述區塊，可只加密該區塊之格網數而不必增加總格網維度，儘管離散化與推導過程相較其他方法複雜，且計算時間亦較多，仍為目前廣泛使用於計算流力之數值方法之一。

有限解析法可分為顯式法 (explicit) 與隱式法 (implicit) 兩種，該法最早為陳景仁 (C. J. Chen) 教授所創，創立時為隱式法，其特色有：(a)可以結構性格網在卡式座標系統處理不規則之邊界；(b)對於個別計算元素數值離散採局部解析解 (local analytic solution) 來近似，可把數值演算之捨入誤差降低；(c)數值穩定性 (stability) 佳，為無條件穩定。但隱式有限解析法通常適用於橢圓 (elliptic) 與拋物線型 (parabolic) 偏微分方程式，對於河川水流之雙曲線型 (hyperbolic) 偏微分方程式不太適用，因此才有顯式有限解析法之發展 (Dai, 1994)，初期僅應用在求解無自由表面之 Navier-Stokes 方程式。

顯式有限解析法在求解對流傳輸方程式中，對流項以特性法概念求得式中變量之局部解析解，並依時變量再透過適當給定之初始條件求得，為顯式法之特色。此外，該法和一般常見顯式數值方法一樣，受到可蘭數 (Courant number) 小於或等於 1 之穩定性限制，模擬時間間距 Δt 無法自行給定，但解法較為簡單，故應用上仍有其優點在。

2.4 水理方程式數值方法

EFA 水理模式採顯式有限解析法來求解雙曲線型淺水波水流動量方程式，可求得移流項部分之局部解析解，以下用卡式座標中二維一階線性齊次雙曲線型微分方程式做說明：

$$\phi_t + u\phi_x + v\phi_y = 0 \quad (2-28)$$

式中， u, v 分別為 x, y 方向上之速度，當起始條件 $\phi(x, y, 0) = \varphi(x, y)$ 被適當給定時，可求得上式(2-28)之解析解如下：

$$\phi(x_0, y_0, \Delta t) = \varphi(x_0 - u\Delta t, y_0 - v\Delta t) \quad (2-29)$$

式中 (x_0, y_0) 為待求點之座標， $x = x_0 - u\Delta t$ 與 $y = y_0 - v\Delta t$ 定義一條特性線

運動軌跡。該特性線由起始平面 D 點出發，如圖 2-2，經過 Δt 時刻後，交於 (x_0, y_0) 位置，該特性線上具有相同之物理量，而 D 點之座標可根據移流速度 u, v 由特性軌跡 $x_D = x_0 - u\Delta t$ 與 $y_D = y_0 - v\Delta t$ 加以推求。但對於非線性之移流方程式，可透過局部線性化的方法，將移流速度 u, v 以特徵速度代替，儘管移流速度是非線性且隨著時間與空間做改變，在某一計算時間內仍可假設其為常數，代表某一計算時間內之平均移流速度。

對於明渠流之動量方程式，其為非齊次混合型形式：

$$\phi_t + u\phi_x + v\phi_y = \nu(\phi_{xx} + \phi_{yy}) + F_g \quad (2-30)$$

等式右邊利用已知物理量以顯式法直接計算，所得結果視為源項，直接加入式(2-30)中，可得：

$$\phi(x_0, y_0, \Delta t) = \phi(x_0 - u\Delta t, y_0 - v\Delta t) + [\nu(\phi_{xx} + \phi_{yy}) + F_g] \cdot \Delta t \quad (2-31)$$

以上計算方法即為 Dai (1994) 所提出之顯式有限解析法，本模式將此方法應用於求解具自由液面之流場，並在模式中引入疊代計算流程以修正特徵速度與源項。

2.5 輸砂方程式數值方法

求解之輸砂方程式包含了：懸浮載質量守恆方程式(2-11)、作用層質量守恆方程式(2-12)、整體河床輸砂質量守恆方程式(2-13)三種類型，懸浮載質量守恆方程式為雙曲線-橢圓型方程式，具有移流 (advection) 與擴散 (diffusion) 之特性，可表現出懸浮載在水體中移流與擴散之行為，模式中採用特性法求解；作用層質量守恆方程式可表現作用層與河床載通量質量守恆之特性，同理整體河床輸砂質量守恆方程式可表現底床與河床載通量質量守恆之特性，模式中此兩者

採用有限差分法離散之。此三種類型之輸砂方程式彼此之物理量有高度相關，藉由懸浮載源 S_r 做連結，故以結合演算法同時求解此三種類型之方程式為佳，再利用 Newton-Raphson 疊代聯立求解懸浮載濃度 C 、粒徑百分組成 β 、底床高程 z_b 之變動量。

2.5.1 懸浮載質量守恆方程式之離散化

懸浮載質量守恆方程式以特性法解析求解，移流項部分可以全微分形式表示如下：

$$\frac{\partial \bar{c}}{\partial t} + \bar{V}^i c_{,i} = \frac{D\bar{c}}{Dt} \quad i=1,2 \quad (2-32)$$

其移流軌跡為：

$$\frac{\partial \xi^i}{\partial t} = \bar{V}^i \quad i=1,2 \quad (2-33)$$

式中， \bar{V}^i 為懸浮沈滓之移流速度，假設與水流速度相同，而上標 i 則代表不同座標方向。圖 2-3 為一維空間之沈滓移流軌跡示意圖，假設移流軌跡介於計算時刻 t^{n+1} 與 t^n 之間，同時定義 t^{n+1} 時刻之端點為到達點 A (arrival point)， t^n 時刻之端點為離開點 D (departure point)，離開點 D 之懸浮質濃度可由起始條件求得，但由於模式採固定格點，離開點 D 不一定落在格點上，因此需由該點鄰近之點做內插求得濃度。

一般來說，由於懸浮質變化尺度遠大於河床質，因此兩者在時間尺度上有所差異，而在要聯立求解之前提下，懸浮載方程式可蘭數將相對較大，使得移流軌跡穿越若干個計算格點空間，因而需要採取分段處理之方式以求得較佳之移流軌跡。若移流軌跡由離開點 D 到達點 A 共跨越 LNS 個格點空間，將軌跡進入及離開各計算格點空間依

序編號為 $(LNS+1)$ 個節點，各節點相對位置可表示為：

$$x_l = x_{l+1} - \frac{(\bar{u}_{l+1} + \bar{u}_l)}{2} * (t_{l+1} - t_l) \quad l=1, 2, \dots, LNS \quad (2-34)$$

$$y_l = y_{l+1} - \frac{(\bar{v}_{l+1} + \bar{v}_l)}{2} * (t_{l+1} - t_l) \quad l=1, 2, \dots, LNS \quad (2-35)$$

式中，下標 l 為節點編號， $l=1$ 代表離開點 D， $l=LNS+1$ 代表到達點 A。利用上式推求節點位置時必須知道各節點上之移流速度，而移流速度又與節點位置有關，因此可用疊代收斂方式推求正確移流軌跡。

推得正確移流軌跡後，可沿移流軌跡積分式得其離散化式子如下：

$$\bar{c}_A = \bar{c}_D + \sum_{l=1}^{LNS} \left[\frac{S_{l+1}}{(h - \delta_a)_{l+1}} + \frac{S_l}{(h - \delta_a)_l} * \frac{t_{l+1} - t_l}{2} \right] \quad (2-36)$$

2.5.2 河床載質量守恆方程式之離散化

作用層質量守恆、整體河床輸砂質量守恆方程式以控制體積概念進行離散化，時間與空間項採後項差分與中央差分進行離散化，並引入權重係數加權兩時段之變數，其離散化式子如下：

作用層質量守恆離散式：

$$\begin{aligned} & \frac{\rho_s(1-p)}{\Delta t} [(\beta E_m)_p^{n+1} - (\beta E_m)_p^n] + \frac{\theta}{h_{1p}h_{2p}} [h_{2e}(q_{b1})_e^{n+1} - h_{2w}(q_{b1})_w^{n+1}] \\ & + \frac{(1-\theta)}{h_{1p}h_{2p}} [h_{2e}(q_{b1})_e^n - h_{2w}(q_{b1})_w^n] + \frac{\theta}{h_{1p}h_{2p}} [h_{1n}(q_{b2})_n^{n+1} - h_{1s}(q_{b2})_s^{n+1}] \\ & + \frac{(1-\theta)}{h_{1p}h_{2p}} [h_{1n}(q_{b2})_n^n - h_{1s}(q_{b2})_s^n] + \theta S_p^{n+1} + (1-\theta)S_p^n - (S_f)_p = 0 \end{aligned} \quad (2-37)$$

整體河床輸砂質量守恆離散式：

$$\begin{aligned}
& \frac{\rho_s(1-p)}{\Delta t} [(z_b)_p^{n+1} - (z_b)_p^n] + \frac{\theta}{h_{1p}h_{2p}} \sum [\theta [h_{2e}(q_{b1})_e^{n+1} - h_{2w}(q_{b1})_w^{n+1}] \\
& + (1-\theta)[h_{2e}(q_{b1})_e^n - h_{2w}(q_{b1})_w^n] + \theta [h_{1n}(q_{b2})_n^{n+1} - h_{1s}(q_{b2})_s^{n+1}] \\
& + (1-\theta)[h_{1n}(q_{b2})_n^n - h_{1s}(q_{b2})_s^n]] + \sum [\theta S_{rp}^{n+1} + (1-\theta)S_{rp}^n] = 0
\end{aligned} \tag{2-38}$$

式中， θ 為權重係數，模式中採用 0.7。

2.6 乾濕點處理技巧

模式乾濕點處理技巧之詳細理論可參考廖仲達（2006）之研究，其乾濕點處理係參考蔡智恆（2000）之處理方式進行修正。模式設定完初始條件後，進入動量方程式演算速度分量前，先判斷模擬範圍格網點之乾濕狀態，並給予初步修正；動量方程計算完速度分量後，進入連續方程式計算水深 h ，在計算水深同時，再判斷乾濕點狀態，若為乾點，進入乾濕點修正程式，修正其水深與乾濕點速度分量；動量及連續方程式內部反覆疊代收斂穩定後進入下一時刻計算。在判斷乾濕點狀態時，將蔡智恆（2000）之處理方式精簡為八種類型，由於本研究模式採用顯式法，無解矩陣時之限制，修正方式較隱式法方便。

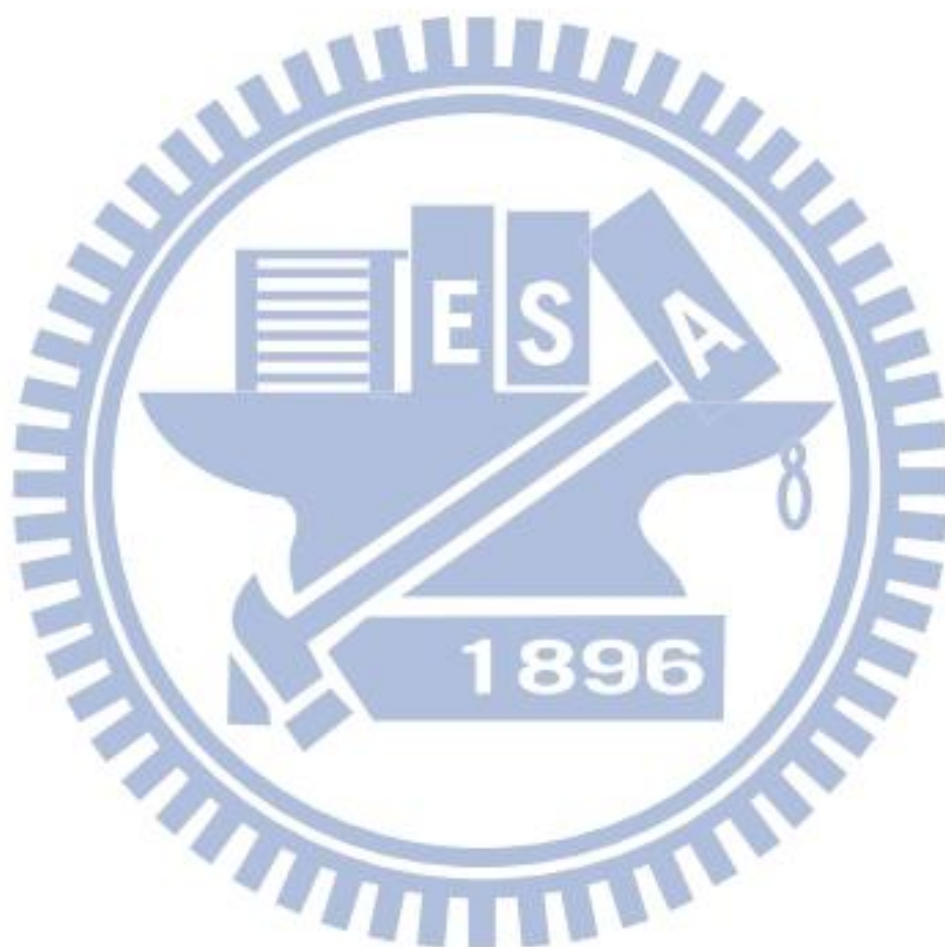
進行乾濕點修正前，首先要決定參考水深 h_w 、乾床速度 V_d （dry-bed transmitted speed）與最小乾床速度 V_{md} （minimum dry-bed transmitted speed）等三個變數。參考水深 h_w 為模式所允許之最小水深，其決定依模擬案例尺度不同而異，根據數值經驗採案例水深維度之 0.01 倍；乾床速度 V_d 則為遭遇乾床狀態時所給定之傳遞速度，其給定時機與該計算點周圍之乾濕狀況有關，其值為：

$$V_d = C_f \sqrt{(2 * g * h_w)} \tag{2-39}$$

式中， C_f 為係數，其值介於 0 ~ 1 之間， g 為重力加速度， h_w 為參考水深；最小乾床速度 V_{md} 為一個非常小但不為 0 之值，當該計算點判

斷為乾點且不需做速度修正時需給定，根據數值經驗約為模式收斂精度之 0.1 倍即可。

此修正技巧之理論基礎在於當格網點遭遇乾點時，藉由格網點四周格點之乾濕狀態，判斷是否給定乾床傳遞速度及參考水深，此速度及水深為一種假設值，實際物理上並不存在，但在數值計算上藉由此虛擬值可讓模式不發生奇異點問題，且其值不影響實際計算結果。



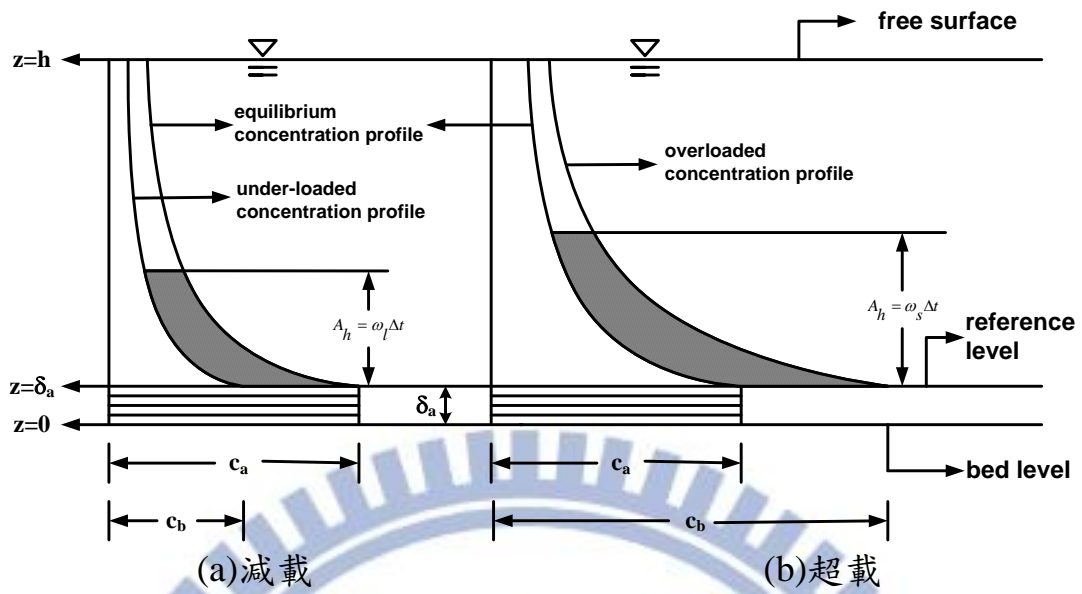


圖 2-1 懸浮載濃度剖面減載與超載示意圖

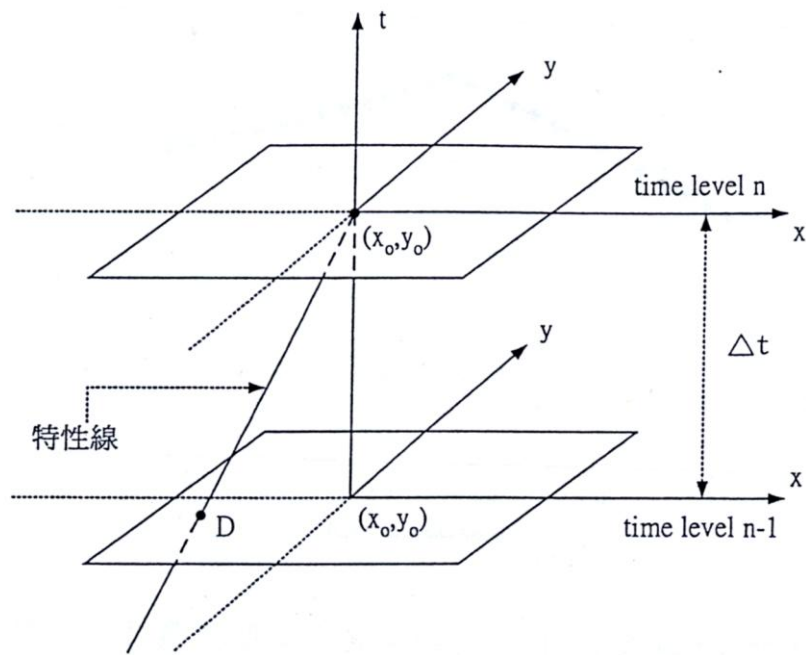


圖 2-2 顯式有限解析法特性線示意圖

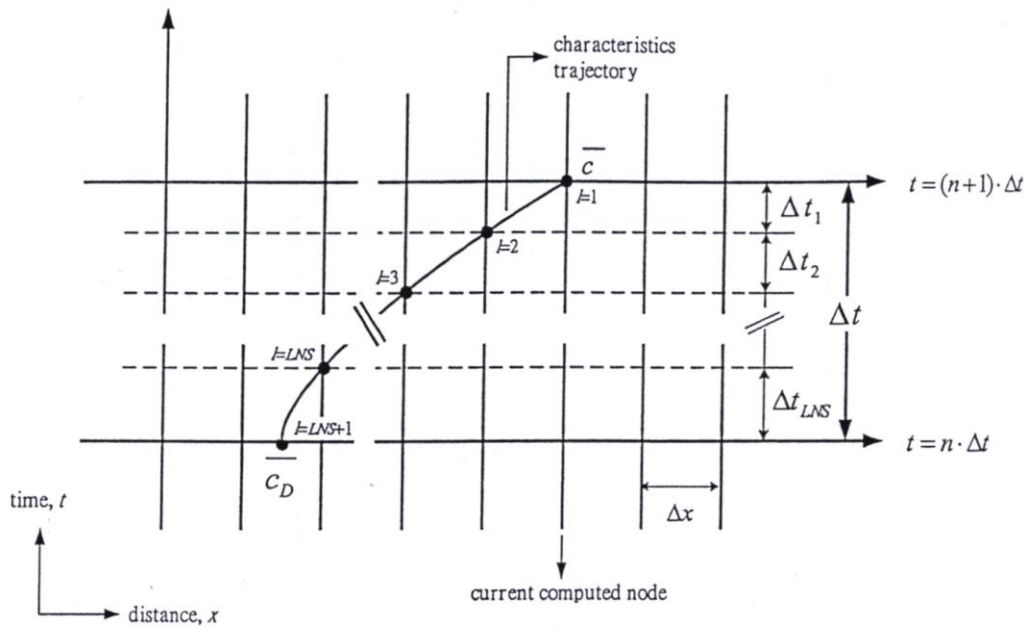


圖 2-3 一維空間之沈澱移流軌跡示意圖



第三章 岩床模組理論

3.1 岩床模組概念與限制

3.1.1 岩床模組概念

本研究根據水深平均條件下所計算之水理因子，包括水深、流速、剪應力與流功等，導入岩床模組計算，以反映岩床與沖積層之沖淤分布。在一般明渠流河道中，常認為水力沖蝕為岩床之主要沖刷原因，泥砂磨蝕所造成之岩床沖刷量則受到現地泥砂條件影響，相對較複雜且無法掌握。目前文獻中較有系統之泥砂磨蝕機制 (Sklar and Dietrich, 2004)，其沖刷率公式係根據實驗室磨蝕試驗所獲得，與天然岩床節理、構造等不可轉移之特性相違，因此泥砂磨蝕機制無法量化岩床節理與界面風化所造成之影響，現階段應用於明渠流河道尚待進一步研究及修正。

水力計算中，常用流速大小描述水流流況為湍急或緩慢，剪應力反映水流作用於單位面積河床之強度特性，而流功可反映水流之能量特性。過去研究學者多認為，水流對河床之沖蝕能力，應與流速、剪應力及流功呈現某種正比關係，如圖 3-1 所示，其水流沖蝕能力隨著相關指標變數增加而增加。本研究之岩床模組，採用流功門檻機制，由水流條件反映岩床之沖刷量。

根據 Annandale (2006) 所提之水力沖蝕概念，提出可定性描述岩塊抽離與河床材質沖蝕成因之沖蝕門檻模式，岩床適用範圍自粒徑為無凝聚性之粒狀材料 (cohesionless granular) 至大塊石 (massive hard rock) 等皆適用，沖蝕指數 K_h 變化範圍自 10^{-2} 至 10^4 。其中，沖蝕指數由 Kirsten (1982) 所提出，其可定量描述岩體之可沖蝕能力。本

研究關於軟岩之定義，係根據國際岩石力學協會(International Society for Rock Mechanics, ISRM)之分類，其單壓強度介於 0.5MPa ~ 25MPa 間。

3.1.2 岩床模組限制

本研究之軟岩河床沖刷模式適用於一般具有沖積層或軟岩層之河道，可藉由給定河床質粒徑與軟岩岩性進行沖淤模擬，以反映河床中不同區塊之沖淤特性。對於跨河構造物如橋墩、攔河堰、丁壩壩頭與固床工交界處等局部流場與沖刷問題並不適用。雖相關跨河構造物可藉由格網產生進行幾何形狀與高程之設定，但其局部區域之流場與沖刷受到水深方向流場與局部紊流影響，屬三維水理現象，使用水平二維模式計算時有其先天上之限制。

3.2 沖蝕指數決定法

剪力門檻與流功門檻機制具有臨界啟動門檻之概念，其所造成之岩床沖刷與岩性具有高度相關，其中岩體之岩性可藉由沖蝕指數表示。沖蝕指數最早由 Kirsten (1982) 提出，為四項岩體材料參數之乘積，各參數於現地調查後依不同條件配合相關經驗式給予不同值，由四項值之乘積得到沖蝕指數，以作為量化岩床可沖蝕能力之標準，表示如下：

$$K_h = M_s \cdot K_b \cdot K_d \cdot J_s \quad (3-1)$$

式中， K_h 為沖蝕指數； M_s 為材料強度參數； K_b 為尺寸參數； K_d 為抗剪強度參數； J_s 為地盤構造條件參數。各參數可由試驗資料或現地觀測獲得，以下說明四項岩體材料參數之給定方式。

3.2.1 材料強度參數 (M_s)

岩體材料強度參數 M_s 值可根據現地調查資料，配合迴歸分析獲得之經驗公式推求，表示如下：

$$M_s = 0.78 \cdot (MCR) \cdot (UCS)^{1.05}, \quad UCS \leq 10MPa \quad (3-1)$$

$$M_s = (MCR) \cdot (UCS) \quad UCS > 10MPa \quad (3-2)$$

式中， UCS 為岩體之無圍壓縮強度 (unconfined compressive strength)； MCR 為相對密度係數， $MCR = \frac{g\rho_r}{27 \times 10^3}$ ， ρ_r 為岩體密度， g 為重力加速度。彙整不同硬度之岩石材料強度如表 3-1 所示，可看出岩體材料強度與 UCS 、 M_s 值存在正相關，強度越高則材料抗沖蝕能力越強。

3.2.2 尺寸參數 (K_b)

尺寸參數 K_b 值可量化顆粒或塊體間之尺寸影響，以瞭解不同顆粒或塊體大小之抗沖蝕能力，由岩石品質指標 RQD (rock quality designation) 與節理組數參數 J_n 來定義，表示如下：

$$K_b = RQD / J_n \quad (3-3)$$

其中，岩石品質指標之範圍為 $5 \leq RQD \leq 100$ ，節理組數參數範圍為 $1 \leq J_n \leq 5$ ，因此顆粒/塊體尺寸參數範圍為 $1 \leq K_b \leq 100$ 。當無現地鑽孔取樣資料時， RQD 值可用以下經驗公式獲得：

$$RQD = \left[105 - \frac{10}{(J_x \cdot J_y \cdot J_z)^{0.33}} \right] \quad (3-4)$$

式中， J_x 、 J_y 、 J_z 分別為 x、y、z 三個方向上每公尺出現之節理組數。

另外節理組數參數 J_n 非直接使用節理組數值，必須參考表 3-2 給定。因此， RQD 越大、節理組數越少、 K_b 越大，即岩體越完整（塊體尺寸越大）抗沖蝕能力越高。

3.2.3 抗剪強度參數 (K_d)

抗剪強度參數 K_d 值可量化岩體弱面或顆粒間之抗剪強度，由岩體之節理面粗糙參數 (joint roughness number, J_r) 與節理改變參數 (joint alteration number, J_a) 來定義，表示如下：

$$K_d = J_r / J_a \quad (3-5)$$

節理面粗糙參數 J_r 表示不連續面間之粗糙度，受到不連續面形狀影響，判斷岩石挖掘時節理兩面是否保持緊密狀態或分離，再依不同接觸面形狀、糙度等獲得此參數。表 3-3 為 Kirsten (1982) 根據岩石節理分離程度、節理面狀態等所分類獲得之節理粗糙數值表。

節理改變參數 J_a 與不連續面之空隙填充材料有關，如植生、凝聚性或非凝聚性材料填充，會影響不連續面之摩擦力，如表 3-4 所示，其判斷岩石節理分離程度後，再檢視空隙之填充材料性質可獲得此參數。

3.2.4 地盤構造條件參數 (J_s)

地盤構造參數 J_s 和水流流向、岩床較密節理傾向、節理傾角、以及岩塊形狀有關。岩塊形狀因素採用節理間距比 (ratio of joint spacing, RJS) 來代表岩塊形狀比與抗沖蝕程度之影響，從水流流過岩床之縱剖面觀察岩塊長度比值以計算節理間距比 RJS 。

節理間距比 RJS 能反映岩床材料受到沖蝕時，瘦長塊體相較等邊塊體抗沖蝕能力為高。判定河流流向與岩層位態關係 (岩層位態順著

河向或逆著河向) 將影響地盤構造條件參數，依照上述資料可以由表 3-5 獲得 J_s 值。

3.2.5 顆粒材料之沖蝕指數

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材料參數值，在實務應用上，若缺乏現場調查資料時，Wittler et al. (1998) 曾提出在顆粒材質 (granular material) 河川中，沖蝕指數 K_h 可簡化成以下形式：

$$\left. \begin{array}{l} M_s = 0.07 \\ K_b = 1000d_{50}^3 \\ K_d = 0.84 \\ J_s = 1.0 \end{array} \right\} K_h = 59d_{50}^3 \quad (3-6)$$

式中， d_{50} 為河床質之中值粒徑，單位為公尺。

沖蝕指數 K_h 值為四項岩體參數指標之乘積，係根據現場地表地質調查後決定，不同區域由於岩性分布不一定均勻，因此實務上 K_h 值通常具有範圍，應用時可取其平均值給定，並根據調查之平面範圍建立圖層資訊，以供後續應用。

3.3 岩床沖蝕率模式

3.3.1 流功門檻機制

在明渠流條件下，可從水流作用於河床之剪應力 τ 、水深平均流速 U ，獲得平均流功 P ($P = \tau U$)。此外，在紊流流況中，瞬間剪應力與流速變化將隨著平均流功改變，此瞬間作用於岩床之壓力差或剪應力為造成岩床破壞之主因。

水流流功與其河床材質抵抗能力所換算之臨界流功，為合乎岩床

沖刷物理特徵之沖蝕機制模式。由於 Annandale (2006) 之臨界流功門檻關係為根據國外案例分析所獲得，應用於台灣本土軟岩河川之適用性尚待檢討，本研究與廖志中等 (2012) 根據大安溪峽谷段之軟岩沖刷現場調查資料，包括歷年地形變化、岩性調查、水理與輸砂因子等，以水流流功門檻與流速之函數關係，做為岩床沖蝕率一般化公式之概念基礎，迴歸相關係數，獲得台灣本土軟岩河川之流功門檻沖蝕率經驗公式，表示如下：

$$E_p = K_p U \left(\frac{P}{P_{cr}} - 1 \right)^\alpha \quad (3-10)$$

式中， E_p 為流功門檻機制岩床沖蝕率(m/s)； K_p 為無因次沖蝕係數，需要配合模擬案例資料進行檢定； U 為水深平均之水流流速(m/s)； P 為水流流功； P_{cr} 為岩床之臨界流功， $P_{cr} = K_h^{0.1}$ ； K_h 為沖蝕指數； α 為流功門檻機制之權重指數，為 0.2。

3.3.2 遷急點沖刷機制

軟岩河道由於沖刷劇烈，常伴隨發生遷急點沖刷行為，而遷急點沖刷將加速河道變遷過程，導致河床沖蝕範圍加長與加劇，進而影響堤防與水工建造物安全。根據地質學之定義，遷急點 (knickpoint) 係指河床面地貌突然落差之陡降點。當河床沖蝕之門檻條件較高時，遷急點傾向於先發生沖刷，因此可能逐漸後退 (knickpoint migration)，其遷急過程與速率取決於岩床之岩性與相關力學特性 (Whipple et al., 2000)。

針對一般岩質河床之遷急點後退沖刷過程，廖志中等 (2012) 利用河床縱坡度判斷遷急點後退是否發生，再修正底床因遷急點後退增加之沖蝕率，並以大安溪峽谷段之軟岩沖刷現場調查資料，分析不同

年度之遷急點沖刷深度、後退距離等，配合相關水理因子與地形因子，迴歸相關係數，提出台灣本土軟岩河川之遷急點沖刷率經驗公式。

遷急點是否變動係根據各計算點之縱坡度 S 與臨界坡度 S_{cr} 關係，如圖 3-2 所示。其中臨界坡度 S_{cr} 代表河床發生遷急點後退之啟動門檻坡度，須由實測資料配合現場調查決定。舉例來說，在獲得洪水前後之現場地形資料後，可將其深槽縱剖面繪出，觀察是否有遷急點後退之情形，若發生遷急點後退，則再根據現場調查之河床坡度、坡高、後退距離等，記錄其遷急段之坡度變化過程，累積不同年份、不同位置之調查結果，最後獲得該遷急段臨界坡度 S_{cr} 之變動範圍。

模式計算時，當 $S < S_{cr}$ ，假設計算點不發生遷急點沖刷行為，其底床變化沿用一般軟岩沖蝕率經驗式；當 $S > S_{cr}$ ，假設計算點會發生遷急點沖刷行為，其底床變化為原沖蝕率再加上遷急點後退之影響。遷急點沖刷機制相關方程式如下：

$$\begin{cases} E = E_p & S < S_{cr} \\ E = E_p + E_k & S > S_{cr} \end{cases} \quad (3-11)$$

$$E_p = K_p U \left(\frac{P}{P_{cr}} - 1 \right)^{0.2} \quad (3-12)$$

$$E_k = \frac{1}{1 + e^{\lambda(S_{cr}-S)}} \times E_p \quad (3-14)$$

上式中， E 為岩床沖蝕率(m/s)； E_p 為流功門檻沖蝕率(m/s)； E_k 為遷急點後退沖刷率(m/s)； S 為計算點之河床縱坡度； S_{cr} 為計算點之遷急點後退臨界坡度，因模式暫無考慮動態格網，因此遷急段之格網密度若不足將影響沖刷率或啟動門檻之判斷，模式在此可根據調查結果，採用較保守之 S_{cr} 進行計算，以確保模擬案例不會受到案例尺度影

響，而忽略可能發生遷急點沖刷之位置； K_p 為無因次沖蝕係數； λ 為遷急點後退指數，迴歸之預設值為 1.0。本研究軟岩模組相關公式彙整如表 3-6 所示。

3.4 岩床模組架構與模式整合

雖然目前國內外對於岩床之沖刷機制研究已累積不少成果，但實際與河道動床數模整合者鮮少。本研究數模建置之架構包括水理模組（flow module）、輸砂模組（sediment transport module）及岩床模組（bedrock module）三部分，此三模組在計算上為非耦合關係，可分別設定不同模組之計算時間間距（ Δt ）。其中，水理模組之 Δt 受到可蘭數小於 1 之穩定性影響，當格網密度固定後 Δt 即固定，本研究輸砂與岩床模組兩者 Δt 採用值為相同，約為水理模組 Δt 之 20 倍，根據不同案例模擬測試結果，在數值穩定之前提下，不同 Δt 對模擬結果之影響較小，但影響計算時間較大。

水理與輸砂模組具有變量流、非平衡濃度、非均勻沈滓、河床質分層等功能，岩床模組採用流功門檻沖刷機制，利用水理與輸砂模組演算獲得之相關物理量作為岩床模組所需之演算條件，模式演算流程如圖 3-3 所示，各模組整合關係如圖 3-4 所示，說明如下：

1. 首先給定河床相關初始水深、流速、糙度等條件，再根據初始條件與上游流量計算其定量流之穩態流況，完成模式之冷啟動（cold start）。
2. 依冷啟動所計算之水理流況，讀入模擬變量流所需之邊界條件，包括上游入流量及下游水位，逐時推進計算變量流流況。
3. 動床模擬部分，設定水理模擬一定時間間距後再進入輸砂模

組計算沖積層之沖淤與河道之濃度分布，接著再進入岩床模組計算岩床之沖刷及懸浮載是否因超載而淤積。

4. 判斷是否達模擬終了時間。

本研究利用河床分層概念計算輸砂模組與岩床模組，河床分層中各計算點皆可各別設定其分層深度，示意圖如圖 3-5 所示，說明如下：

- 當河床設定為沖積層 (alluvial bed) 時，則考慮輸砂模組所造成之沖、淤行為。
- 當初始河床設定為岩床區時，視為裸露岩床 (exposed bedrock)，由流功門檻機制計算岩床沖刷量，此外，利用懸浮載濃度剖面判斷是否為超載，以考慮輸砂過程岩床可能之淤積行為。
- 若設定之沖積層厚度因水流沖刷已達岩床 (bedrock)，則底層改以岩床模組計算岩床沖刷量。
- 沖積層與岩床區域分布之設定方面，除了初始條件直接於格網點給定範圍外，模式計算時內部以懸浮載源理論中之速度尺度作為沖淤計算之判斷依據。速度尺度與時間之乘積為懸浮載源中之作用高度，超載時速度尺度定義為沈澱沈降速度，減載時定義為河床質躍起速度。
- 若底床為裸露岩床，超載時，速度尺度為沈降速度，裸露岩床將淤積；減載時，岩床之河床質躍起速度設定為零，懸浮載作用高度及懸浮載源為零，由輸砂模組造成之沖刷量即為零，改以岩床模組計算沖刷量，藉由此方法模式可自動考慮岩床之沖、淤行為。

表 3-1 岩石材料強度表

材料強度數值(M_s)		
岩石硬度	無圍壓縮強度-UCS(MPa)	材料強度數值, M_s
極軟岩	< 1.7	0.87
	1.7~3.3	1.86
軟岩	3.3~6.6	3.95
	6.6~13.2	8.39
硬岩	13.2~26.4	17.70
極硬岩	26.4~53.0	35.0
	53.0~106.0	70.0
極堅硬硬岩	> 212.0	280.0

資料來源：Kirsten (1982)

表 3-2 節理組數參數表

節理組數值(J_n)	
節理組數	J_n
完整岩石或有少數節理與裂隙	1.00
一組節理/裂隙	1.22
一組節理/裂隙，附加不規則節理	1.50
兩組節理/裂隙	1.83
兩組節理/裂隙，附加不規則節理	2.24
三組節理/裂隙	2.73
三組節理/裂隙，附加不規則節理	3.34
四組節理/裂隙	4.09
多組複合節理/裂隙	5.00

資料來源：Kirsten (1982)

表 3-3 節理面粗糙參數表

節理粗糙數值(J_r)		
節理分離程度	節理面狀態	J_r
挖掘過程中，節理/裂隙保持緊密狀態	階梯狀節理/裂隙	4.00
	粗糙或不規則，成波浪狀	3.00
	平滑波浪狀	2.00
	摩擦過之平面，成波浪狀	1.50
	粗糙或不規則，成平面狀	1.50
	平滑平面狀	1.00
	摩擦過之平面，成平面狀	0.50
挖掘過程中，節理/裂隙張開並保持其張開程度狀態	在挖掘後，節理/裂隙呈現張開狀或呈現相當程度之有效溝槽厚度使得節理/裂隙無法閉合	1.00
	有粉碎或細微粉碎黏土	1.00

資料來源：Kirsten (1982)

表 3-4 節理風化參數表

節理風化數值(J_a)			
節理面間描述	不同節理開口程度之風化數值(J_a)		
	1.0 (mm)	1.0~5.0 (mm)	5.0 (mm)
緊密接合，堅硬，無軟弱填充物可侵入填充	0.75	--	--
節理面無風化，僅表面有污跡	1.0	--	--
節理面輕微風化，無軟弱填充物、無凝聚性岩石礦物或是破碎岩石填充	2.0	2.0	4.0
無軟弱之輕微黏土質的無凝聚性材料填充	3.0	6.0	10.0
無軟弱過壓密黏土礦物填充；破碎岩石可能填充其中	3.0	3.0	10.0
軟弱或低摩差性黏土礦物附著且有少量膨脹性黏土填充	4.0	8.0	13.0
有適量之軟弱過壓密黏土礦物填充；破碎岩石可能填充其中	4.0	8.0	13.0
有粉碎或細微粉碎(膨脹性)黏土填充；破碎岩石可能填充其中	5.0	10.0	18.0

資料來源：Kirsten (1982)

表 3-5 地盤構造條件參數表

地盤構造條件參數(J_s)					
節理之傾向 (單位：度)	節理之傾角 (單位：度)	節理間距比(RJS)			
		1:1	1:2	1:4	1:8
180/0	垂直 90	1.14	1.20	1.24	1.26
順向 	89	0.78	0.71	0.65	0.61
	85	0.73	0.66	0.61	0.57
	80	0.67	0.60	0.55	0.52
	70	0.56	0.50	0.46	0.43
	60	0.50	0.46	0.42	0.40
	50	0.49	0.46	0.43	0.41
	40	0.53	0.49	0.46	0.45
	30	0.63	0.59	0.55	0.53
	20	0.84	0.77	0.71	0.67
	10	1.25	1.10	0.98	0.90
	5	1.39	1.23	1.09	1.01
	1	1.50	1.33	1.19	1.10
	0/180	水平 0	1.14	1.09	1.05
逆向 	-1	0.78	0.85	0.90	0.94
	-5	0.73	0.79	0.84	0.88
	-10	0.67	0.72	0.78	0.81
	-20	0.56	0.62	0.66	0.69
	-30	0.50	0.55	0.58	0.60
	-40	0.49	0.52	0.55	0.57
	-50	0.53	0.56	0.59	0.61
	-60	0.63	0.68	0.71	0.73
	-70	0.84	0.91	0.97	1.01
	-80	1.26	1.41	1.53	1.61
	-85	1.39	1.55	1.69	1.77
-89	1.50	1.68	1.82	1.91	
180/0	垂直-90	1.14	1.20	1.24	1.26

資料來源：Kirsten (1982)

表 3-6 本研究軟岩河床沖刷模式相關機制彙整表

相關機制	沖蝕率公式	備註
流功門檻	$E_p = K_p U \left(\frac{P}{P_{cr}} - 1 \right)^\alpha$ $P_{cr} = K_h^{0.1}$	E_p : 沖蝕率(m/s) K_p : 無因次沖蝕係數(-) U : 流速(m/s) P : 單位面積流功(W/m ²) P_{cr} : 臨界流功(W/m ²) K_h : 沖蝕指數(-) α : 冪次方係數(-)
遷急點後退	$\begin{cases} E = E_p & S < S_{cr} \\ E = E_p + E_k & S > S_{cr} \end{cases}$ $E_k = \frac{1}{1 + e^{\lambda(S_{cr} - S)}} \times E_p$	E : 沖蝕率(m/s) E_p : 流功門檻沖蝕率(m/s) E_k : 遷急點沖刷沖蝕率(m/s) S : 計算點河床縱坡度(-) S_{cr} : 遷急點臨界坡度(-) λ : 遷急點後退指數(-)

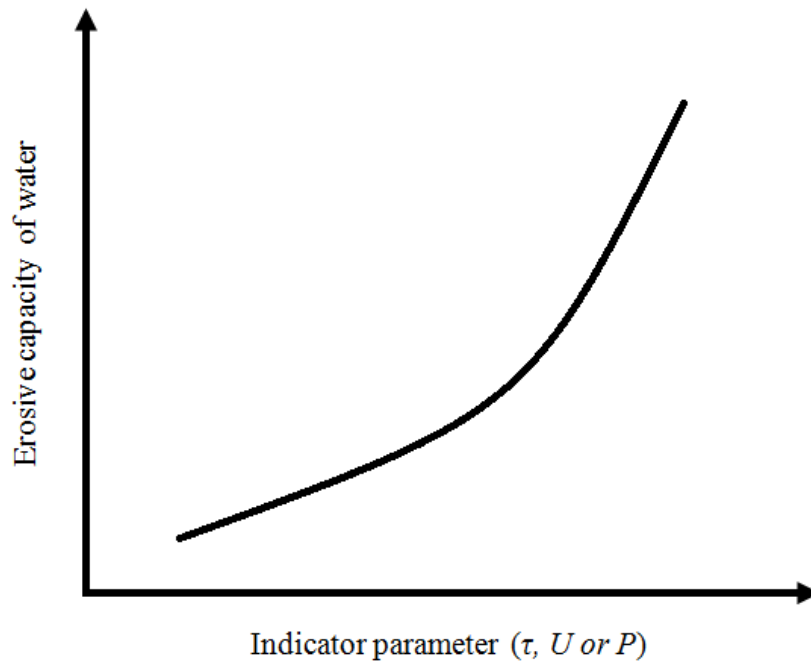


圖 3-1 水流沖蝕能力與剪力、流速或流功之關係曲線圖

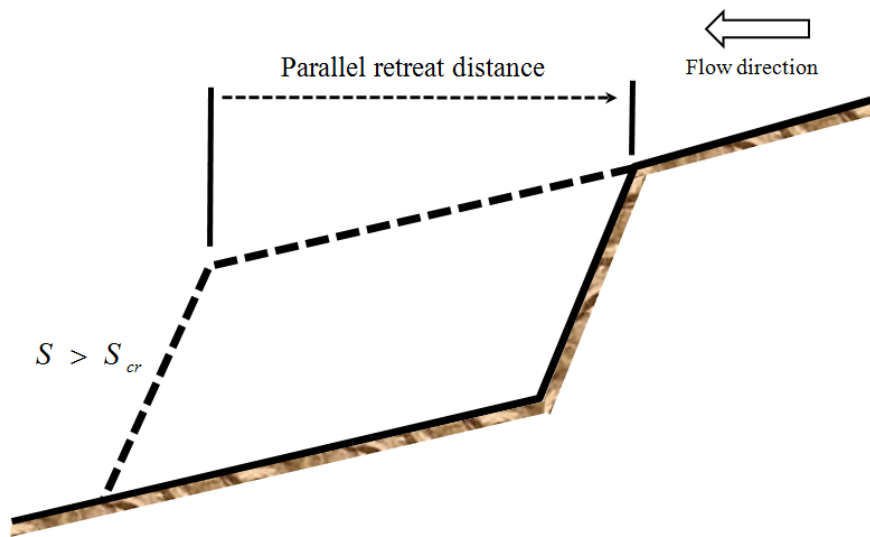


圖 3-2 遷急點後退機制河床坡度判斷示意圖

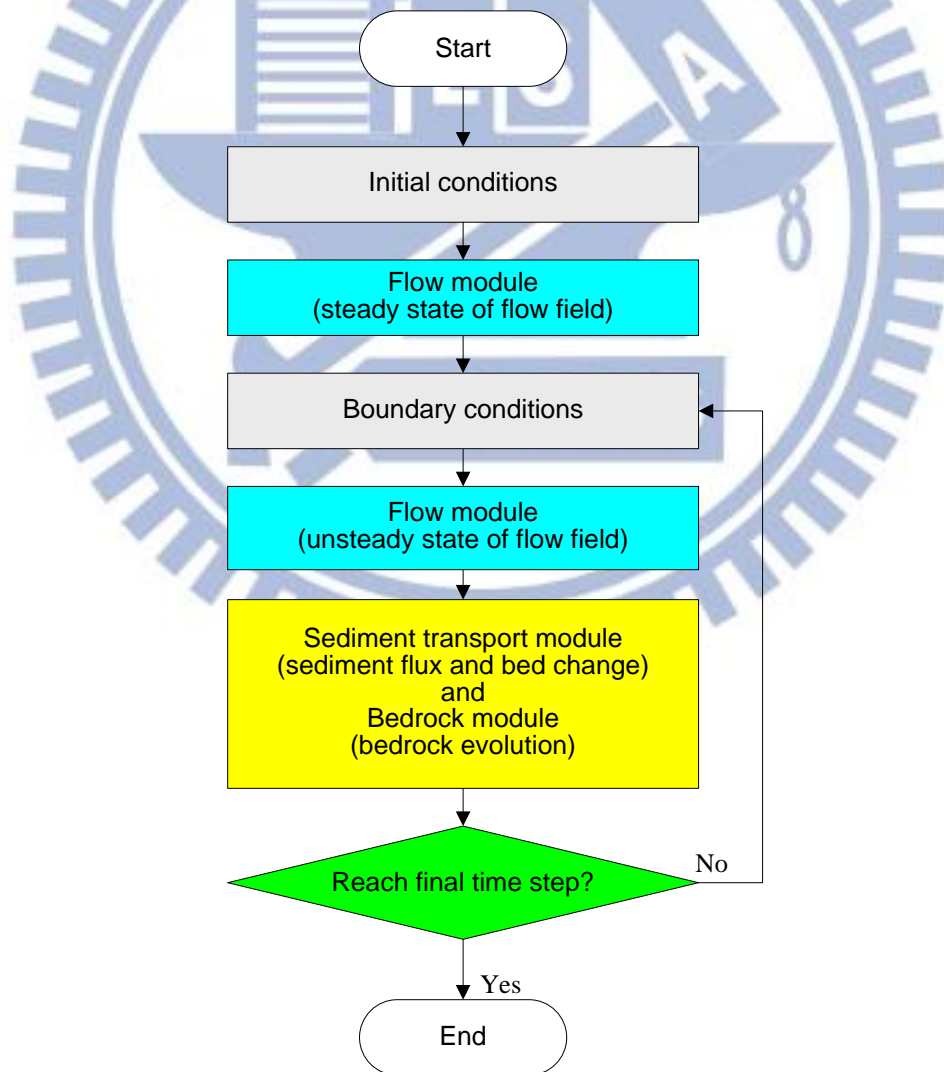


圖 3-3 軟岩河床沖刷模式演算流程圖

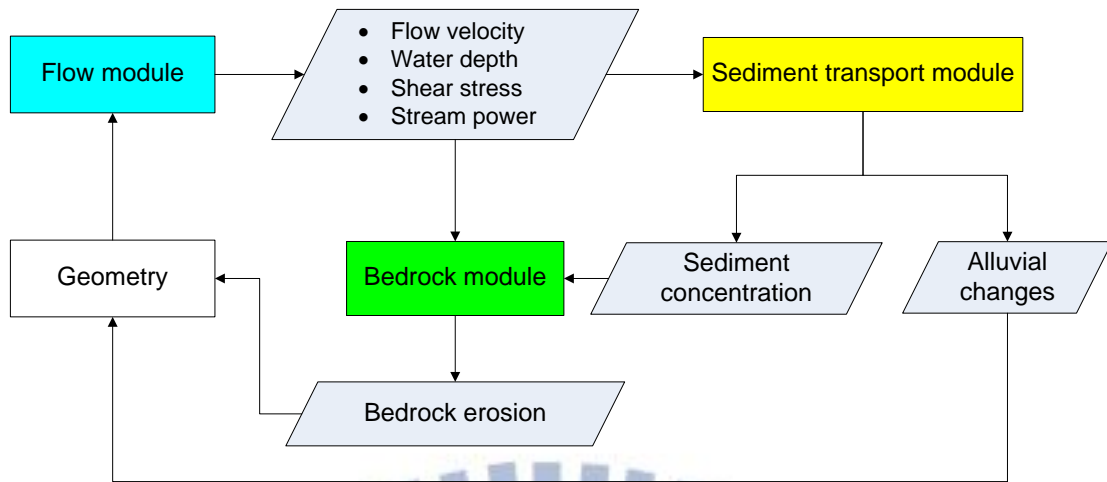


圖 3-4 軟岩河床沖刷模式各模組整合關係流程圖

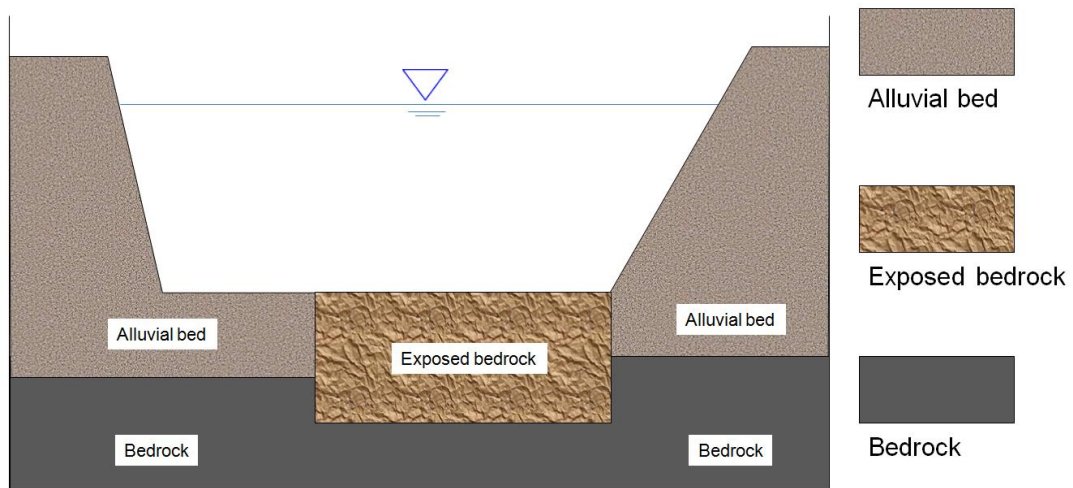


圖 3-5 軟岩河床沖刷模式河床分層概念圖

第四章 沖刷機制探討與敏感度分析

4.1 沖刷機制探討

4.1.1 模擬條件

沖積層或軟岩河道因入砂量小於水流挾砂能力造成之底床下降過程稱為沖刷，反之則稱為淤積。針對模式之輸砂模組與岩床模組進行探討，本研究挑選 Suryanarayana (1969) 之直線渠道實驗案例作為模式模擬測試之用，分別設定底床為泥砂及軟岩材質，比較不同模組下之沖刷行為。

實驗渠道為一規則矩形河道，長 18.3 m、寬 0.6 m、高 0.7625 m，由渠道上游至下游每間隔 0.305 m 記錄一點底床高程資料，由於渠道上下游之緩衝段不進行數據監測，數模模擬範圍扣除緩衝段後長約 15 m。Suryanarayana (1969) 之實驗案例中，渠道沖刷案例包括代號 run22、run24 與 run26 案例，皆為實驗條件相近之清水沖刷案例，其中又以 run24 案例具有最大之沖刷速率，可突顯本研究沖積層與岩床模組沖刷過程之差異性，因此本研究挑選 run24 案例之試驗條件進行數模模擬與相關參數敏感度分析。

run24 案例上游入流為單寬流量 $0.0194 \text{ m}^2/\text{s}$ 且入砂量為零之清水、下游水位固定為 0.249 m；輸砂模組案例之泥砂粒徑設定為 0.45 mm，孔隙率為 0.4，渠道曼寧 n 值設定為 0.017，作用層厚度設定為 0.00125 m；軟岩模組案例方面，根據 Wittler et al. (1998) 建議之經驗式(式 3-6)，換算顆粒材料 d_{50} 為 0.45 mm 對應之沖蝕指數 K_h 值為 $5.3764\text{e-}9$ ，無因次沖蝕係數 K_p 值設定為 $0.5\text{e-}6$ 。

4.1.2 模擬成果

圖 4-1 ~ 圖 4-6 為考慮輸砂模組之模擬底床結果，包括底床高程縱剖面與沖淤量。由於上游邊界為清水入流，入砂量小於水流挾砂能力，模擬結果顯示底床沖刷始於上游，隨著模擬時間增加，沖刷逐漸往下游傳遞，河床坡降減緩達沖刷平衡。不同時刻模擬之底床與實測趨勢相近，由誤差分析圖可知（如圖 4-7），模擬與實測沖淤變化之數據點多落於對角線上，平均絕對誤差（ $\sum | \text{模擬值} - \text{實測值} | / \text{樣本數}$ ）約為 0.0018 m，模擬結果良好。由不同時刻模擬流速沿河床縱剖面圖可知（如圖 4-8），模擬過程中流速變動範圍約介於 0.4 ~ 0.6 m/s，隨著河床逐漸沖刷至平衡狀態，沿程流速有整體下降趨勢，模擬終了上游至下游流速接近 0.4 m/s。

以同樣實驗條件，假設底床為沖蝕指數約 $5.3764e-9$ 之軟岩材質，開啟軟岩模組進行模擬，模擬底床高程縱剖面如圖 4-9 所示，由於渠道沿程之初始流況皆滿足臨界流功沖刷門檻，除了靠近下游邊界位置之沖刷量較小外，模擬底床隨時間增加呈現整體均勻沖刷現象，說明在同樣水流模擬條件下，底床為軟岩材質之整體沖刷量將大於沖積層材質。

擷取河床不同斷面位置（CS11、CS21、CS41）之累積沖刷深度與流速逐時變化，如圖 4-10 ~ 圖 4-12 所示。各斷面在 $t=0 \sim 4$ hr 流速較高， $t=4 \sim 10$ hr 由於底床已逐漸趨於沖刷平衡，流速趨於平緩。隨著模擬時間增加，各斷面之累積沖刷深度增加，沖積層河床其上游斷面之沖刷深度大於中游與下游，軟岩河床在上游、中游與下游斷面之沖刷深度近乎相同，且整體沖刷量較大。

一般沖積層底床之沖刷過程中，當上游入砂量小於水流挾砂能力

時，上游底床將下降並產生較大沖刷深度，隨著時間增加，沖刷範圍逐漸向下游傳遞，整體河床坡降逐漸減緩，水流沖蝕能量亦逐漸減小，最後因水流動能不足而達沖刷平衡。當底床沖刷捲起之泥砂移流至下游後，可能因流況改變回淤至河床上，在上游段之沖刷延伸至下游以前，下游底床可能產生淤高現象。

若軟岩底床材質為均勻分布，穩態流況下底床將產生整體均勻沖刷，由於軟岩河床材質並無沖積層泥砂連續運移、沖刷與堆積之特性，沖刷帶起之物質將隨水流帶往下游，因此在滿足沖刷啟動門檻條件下，沖刷多為持續且不可逆情況。上游入砂量是否大於水流挾砂能力之條件可做為軟岩底床回淤或停止沖刷之判斷基準，且當河床坡度改變或水流條件低於臨界流功之沖刷門檻，軟岩沖刷則趨於停止。

4.1.3 輸砂模組敏感度分析

影響沖積河川底床沖淤變化之主要因子包括上游入砂量、河床質粒徑、泥砂孔隙率、作用層厚度 E_m 等，其中上游入砂量與水流挾砂能力之關係反映超載或減載狀態，超載時河床為淤積、減載時為沖刷；河床質粒徑大小影響懸浮質級配與推移質滾動、跳動之啟動門檻；泥砂孔隙率影響河床淤積與沖刷之體積；作用層厚度代表河床表層與底層泥砂交換之作用範圍，通常與水深或河床粒徑大小有關，其將影響每單位時間內河床表層與底層之泥砂交換量。當模擬案例條件為固定時，作用層厚度常需要進行檢定以獲得最佳模擬結果，因此輸砂模組之敏感度分析挑選作用層厚度進行測試，以瞭解其對河床沖淤程度之影響。

圖 4-13 ~ 圖 4-18 為作用層厚度之敏感度分析結果比較圖，包括不同模擬時刻之底床縱剖面與沖淤沿程變化。由模擬結果可知，當

E_m 設定較大時，河床沖刷較明顯，沖刷自上游傳遞至下游達平衡之過程中，改變 E_m 對結果有明顯差異之區域集中於上游段（河心距 10 ~ 16 m 範圍）。本案例模擬過程中最小與最大水深分別為 0.031 m 與 0.075 m，當 E_m 設定為 0.00125 m 時，具有較佳模擬結果，其值落於過去文獻建議之水深比例範圍（水深之 1/10 ~ 1/100）。另外，van Rijn (1984a) 指出 E_m 可設定為沙丘高度之一半，或用糙度高度(roughness height) 來決定。

4.1.4 岩床模組敏感度分析

岩床模組中，影響底床變化之主要參數包括無因次沖蝕係數 K_p 、沖蝕指數 K_h 等。無因次沖蝕係數 K_p 影響軟岩單位時間之沖蝕量，根據實測資料迴歸，其建議範圍介於 $1.0e-8 \sim 1.0e-6$ ；沖蝕指數 K_h 代表岩床可沖蝕能力之標準，其與岩體材料之岩性、強度、結構等有關，根據 Annandale (2006) 分析結果，如圖 1-3、圖 1-4 所示，不同地質材料之 K_h 值介於 $1.0e-11 \sim 1.0e+4$ ，其中 K_h 值小於 0.1 屬顆粒材料、大於 0.1 屬岩盤材質，配合與臨界流功之關係，可判斷岩床沖刷之啟動與不啟動。

圖 4-19 為不同 K_p 值之模擬底床縱剖面變化圖， K_p 值為沖刷率、流速與流功門檻之比例係數，影響岩床單位時間之沖蝕量，模擬結果呈現 K_p 值越大、沖刷量越大之趨勢，且水流條件固定時， K_p 值變化與沖刷量呈現線性關係， K_p 值為 $5.0e-6$ 模擬 1 hr 後之底床沖刷量，相當於採用 $0.5e-6$ 模擬 10 hr 之沖刷量。

圖 4-20 為不同 K_h 值之模擬底床縱剖面變化圖， K_h 值反映岩床之抗沖蝕能力，為判斷岩床沖刷啟動與不啟動之關鍵參數； K_h 值越大，沖蝕門檻越高。模擬結果顯示若 K_h 值換算之臨界流功 P_{crit} 大於水流

流功，河床將無沖刷；反之當水流流功大於臨界流功 P_{crit} ，則河床發生軟岩沖刷。比較 K_p 與 K_h 值對於底床沖刷之逐時變化關係，如圖 4-21、圖 4-22 所示。不同 K_p 值對模擬底床沖刷結果具有極高敏感度，而 K_h 值在岩床沖刷啟動後，其值大小對底床沖刷之影響較小。

4.1.5 格網密度敏感度分析

數值模式基於其採用之數值方法，須離散控制方程式進行計算，無論是有限差分法、有限元素法、有限體積法或有限解析法等，控制方程式離散後各計算點彼此物理量之傳輸關係，與採用格網大小息息相關。舉例來說，對於局部具有複雜紊流特性之流場，在渦流轉換、彼此作用至消散之過程中，模式格網大小必須小於其渦流尺度始能模擬出該紊流流況；底床之沖淤變化中，採用接近泥砂傳輸尺度（調適長度）之格網大小，可避免移流擴散項內插時，相關物理量未落於格點範圍內之情形，較能反映輸砂之非平衡過程。Wu et al. (2000) 曾建議在砂質之實驗渠道中，調適長度可為泥砂平均跳動步距 (saltation step length)。由於二維動床模擬相對一維來得耗時，因此在維持數值穩定與收斂之前提下，模式採用之格網密度常對模擬結果有一定程度之影響。

在格網密度敏感度分析中，以 Suryanarayana (1969) 之 run24 案例渠道條件，在固定模擬邊界範圍下，採用長 x 寬格網數分別為 29 x 17 (Case1)、57 x 17 (Case2)、113 x 17 (Case3) 之格網進行敏感度分析模擬，比較不同格網密度對模擬底床沖淤之影響。由於 Suryanarayana (1969) 之實驗案例為規則矩形渠道，相關可供比較之數據為底床縱剖面高程，因此暫不針對橫向格網密度進行敏感度分析比較，僅分析縱向格網密度對輸砂結果之影響，各案例格網尺寸列表

如表 4-1 所示。

圖 4-23 ~ 圖 4-25 為不同格網密度之模擬底床沖淤變化比較圖，在 $t = 1\text{hr}$ 時，因整體底床沖淤量尚不大，不同格網密度之模擬結果相近，上游皆有些許沖刷情形，但 Case1 因格網密度較稀疏，原本初始底床之交互變動情形受到簡化，導致各斷面間較細微之沖淤特徵無法顯現；在 $t = 4.5\text{hr}$ 時，沖刷量逐漸增加，其中又以 Case2 之模擬結果較接近實測值；在 $t = 10\text{hr}$ 時，三組案例之模擬沖刷趨勢皆與實測相近，但 Case2 之模擬結果優於 Case1 與 Case3 案例。比較不同格網密度模擬結果與實測值之誤差，如圖 4-26 ~ 圖 4-28 所示，可看出疏格網案例之模擬點位偏離對角線較多，Case2 與 Case3 模擬結果相近。Case1 之平均絕對誤差為 0.0074 m ；Case2 為 0.0018 m ；Case3 為 0.0059 m 。

圖 4-29、圖 4-30 為以岩床模組模擬不同格網密度案例之底床高程縱剖面圖，在河道沿程沖刷量不大之情況下，不同格網密度之模擬差異較小，隨著模擬時間增加、軟岩沖刷量逐漸增大，其差異越明顯。由於軟岩沖刷受到岩床材質、流功門檻、流速等影響，相對於輸砂模組受到水流流況之影響較大，密格網案例可因應地形變化提供較細部之流場，以反映較細緻之沖刷特徵，且初始底床之交互變動情形於模擬終了有平緩化之趨勢。

由上述模擬結果可知，輸砂模組受到非平衡輸砂過程之影響，採用較密格網不一定具有提升精度之優勢；岩床模組受到沖刷機制與水流流況之影響較大，採用密格網可因應地形變化提供較細部之流場，以反映較細緻之沖刷特徵。礙於二維模式之計算效率，應用現場案例時，格網密度之選擇應視問題需求進行評估。

4.2 遷急點沖刷機制探討

4.2.1 模擬條件

本研究之遷急點沖刷機制（式 3-14），係根據各計算點之縱坡度（ S ）與臨界坡度（ S_{cr} ）關係，修正因遷急點後退所造成之額外沖刷量，以反映遷急點後退過程。式中 S_{cr} 為決定遷急點沖刷是否啟動之門檻坡度，因此該臨界坡度之大小將影響模擬結果。本研究以一具有突降高程落差之規則矩形渠道進行模擬測試，藉由改變 S_{cr} 瞭解遷急點沖刷發生時，遷急段底床之變化關係，以供後續模式應用參考。

假設一規則矩形渠道，長 50 m、寬 4 m，初始底床遷急段之上下游高程差為 0.21 m、遷急段之初始坡度（ S ）為 0.03，入流量固定為 $1 \text{ m}^3/\text{s}$ ，為清水沖刷，下游水位為均勻流流況，底床假設全為可沖刷之軟岩河床，遷急點後退臨界坡度（ S_{cr} ）設定範圍自 0.1 ~ 0.001，開啟遷急點沖刷模組進行模擬，模擬時間為 1,500 秒。

4.2.2 模擬成果

圖 4-31(a)為不同時間之模擬底床縱剖面比較圖（ $S_{cr} = 0.1$ ），由於模擬過程遷急段底床之坡度 $S < S_{cr}$ ，不滿足遷急點沖刷啟動條件，隨著模擬時間增加，軟岩底床有均勻沖刷情形，無遷急點後退加速沖刷，沖刷量較不明顯。圖 4-31(b)為設定 $S_{cr} = 0.01$ 之底床縱剖面模擬結果，模擬過程遷急段之底床坡度達啟動條件，隨著時間增加有遷急點沖刷情形產生，由於本案例假設底床全為均質可沖刷，模擬底床符合 Gardner (1983) 所提出之替換型 (replacement) 遷急點變化形式，如圖 1-6 所示。以同樣模擬時間 $T = 500\text{s}$ 觀察，考慮一般沖刷機制時，於遷急點與初始底床縱方向之後退距離 L_k 約為 2 m，有遷急點機制者 L_k 將增加為 7 m。

當底床為極易發生遷急點沖刷材質，假設 $S_{cr} = 0.001$ ，模擬底床縱剖面變化如圖 4-31(c)所示。由於遷急點沖刷發生之門檻較低，因此當遷急段坡度略大於 S_{cr} 時，底床即發生遷急點沖刷，產生傾角型 (inclination) 遷急點變化形式，導致模擬終了之整體沖刷量大增。該結果說明本研究所採用之臨界坡度判斷理論，可反映不同坡度特徵之遷急點沖刷過程。

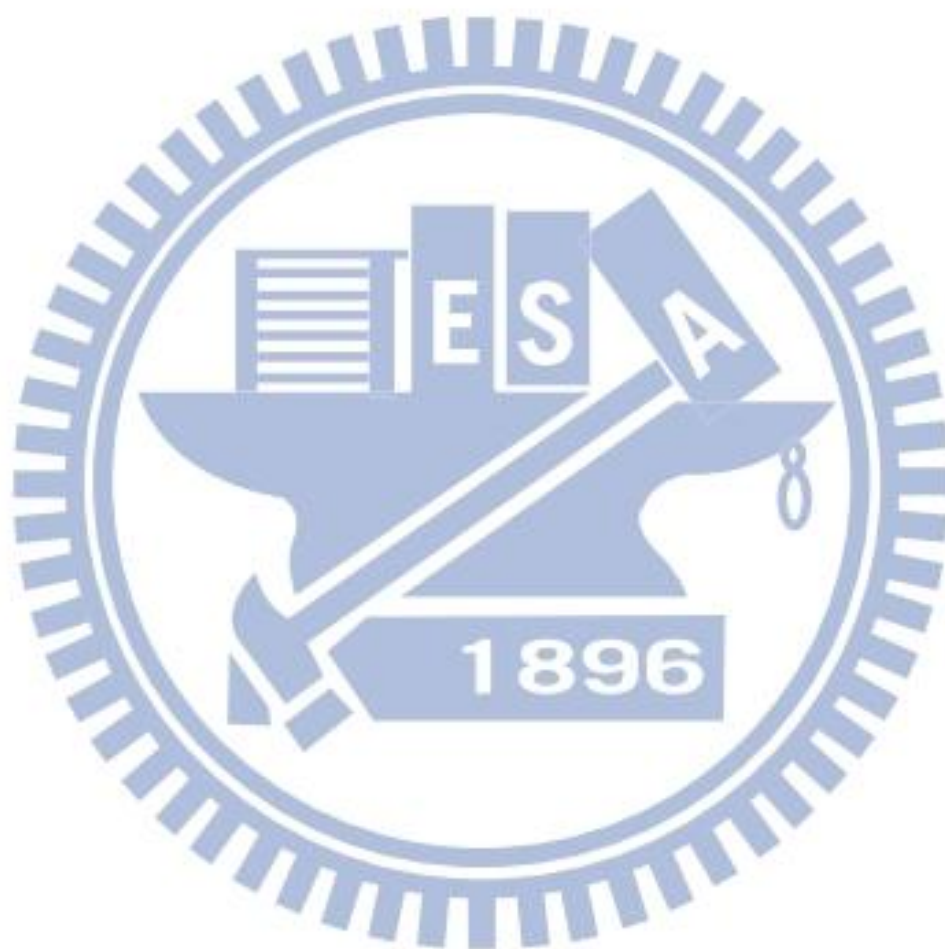
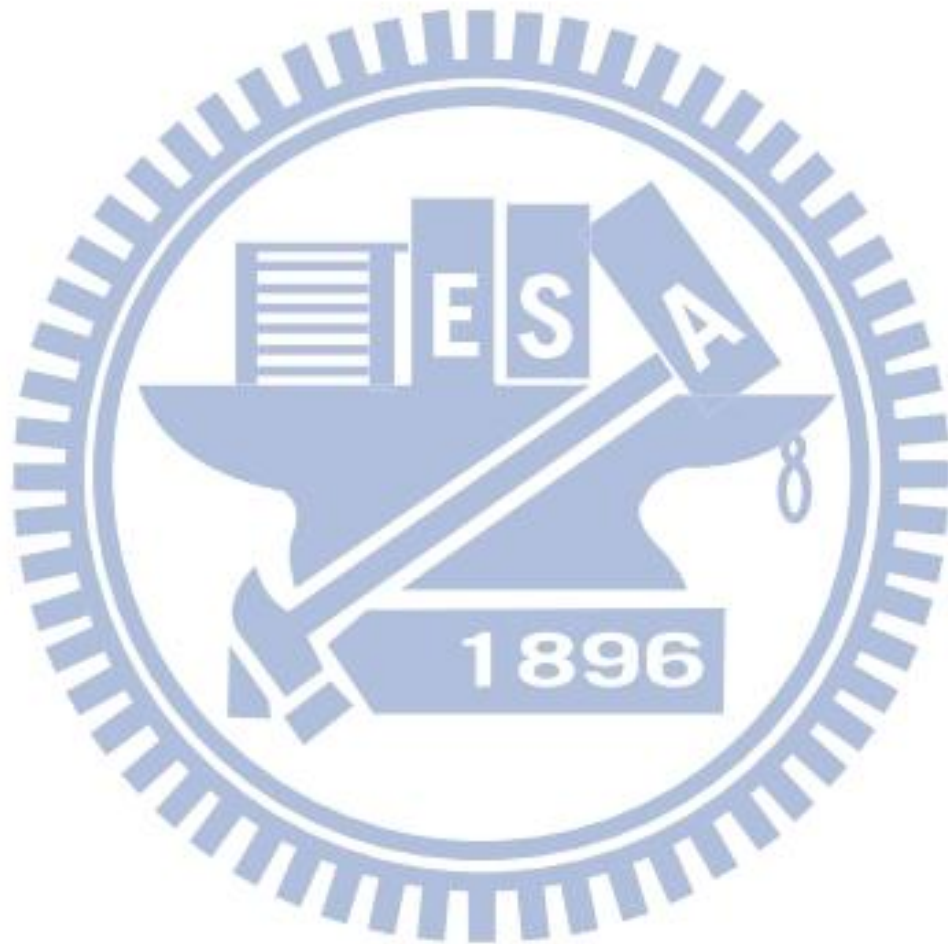


表 4-1 run24 案例格網密度敏感度分析格網尺寸表

Cases	Mesh number		Mesh size (m)	
	Length	Width	Length	Wide
Case1 (loose mesh)	29	17	0.61	0.0375
Case2 (normal mesh)	57	17	0.305	0.0375
Case3 (fine mesh)	113	17	0.152	0.0375



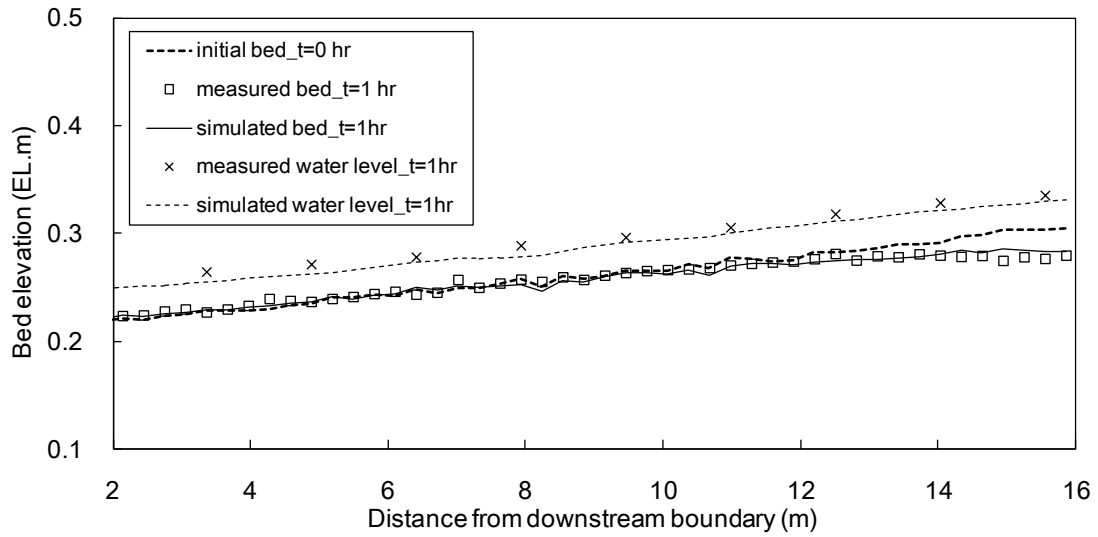


圖 4-1 輸砂模組模擬底床高程縱剖面比較圖(t=1hr)

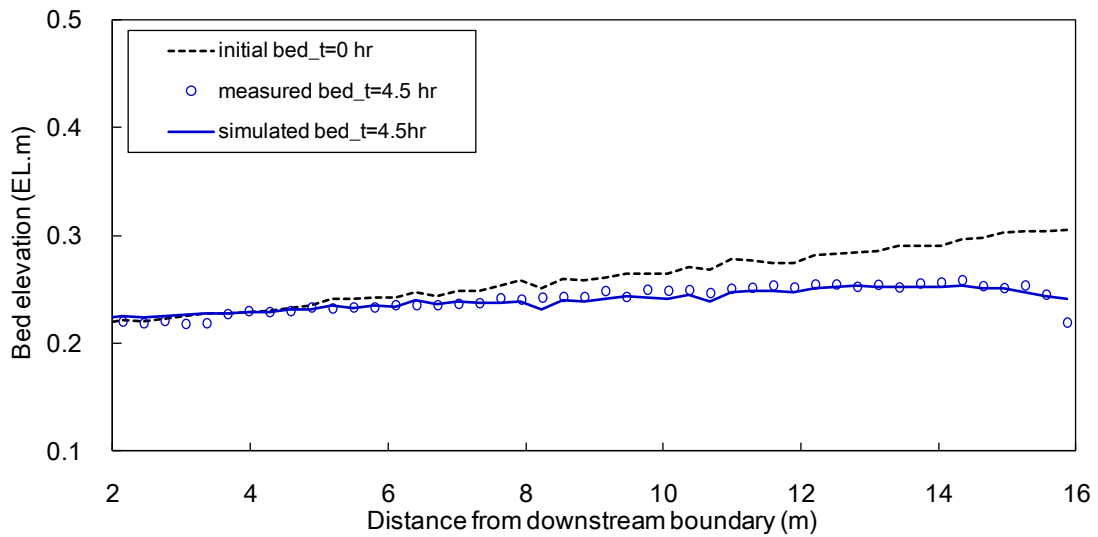


圖 4-2 輸砂模組模擬底床高程縱剖面比較圖(t=4.5hr)

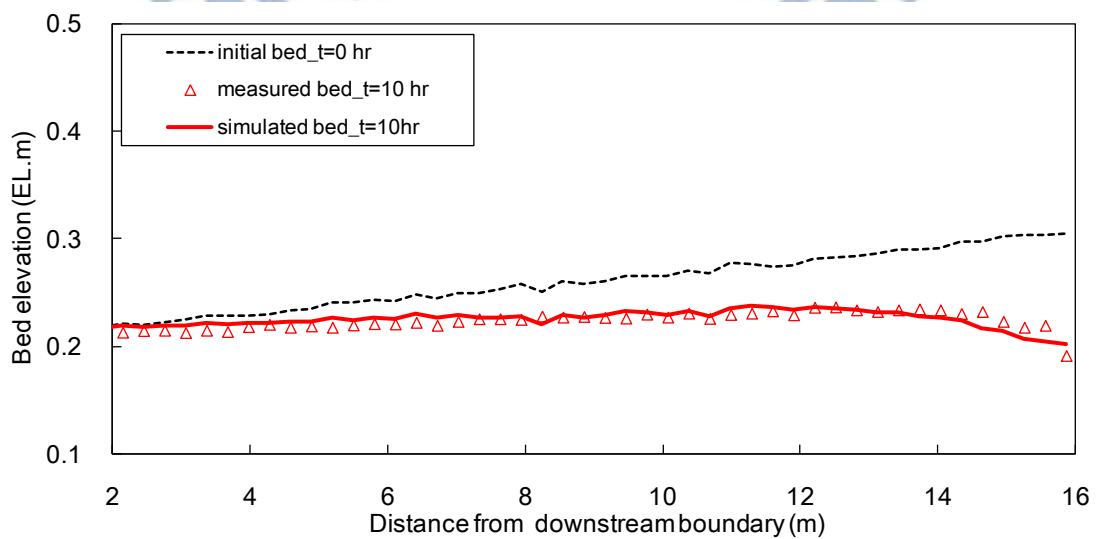


圖 4-3 輸砂模組模擬底床高程縱剖面比較圖(t=10hr)

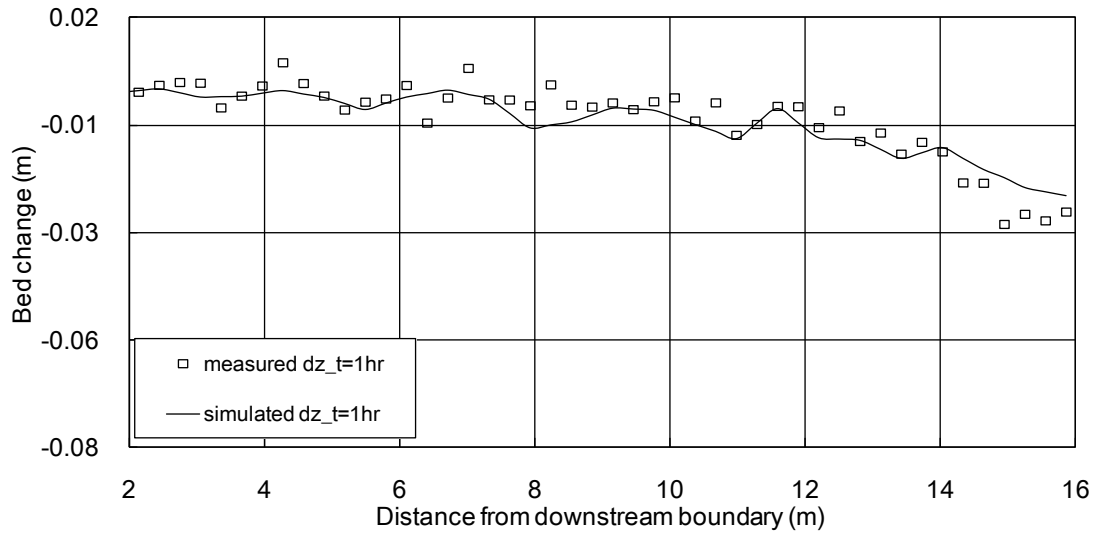


圖 4-4 輸砂模組模擬底床沖淤變化縱剖面比較圖(t=1hr)

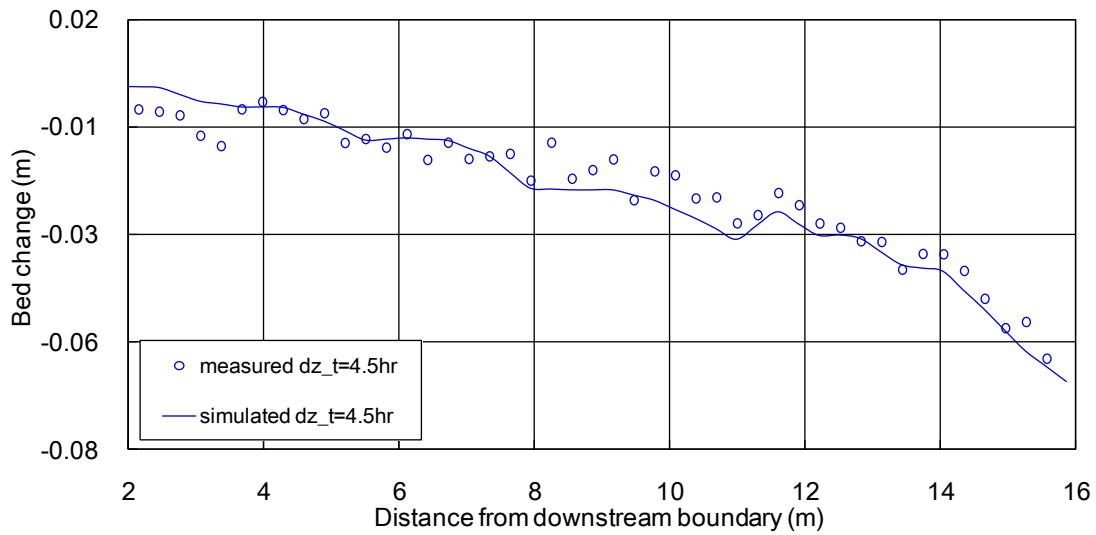


圖 4-5 輸砂模組模擬底床沖淤變化縱剖面比較圖(t=4.5hr)

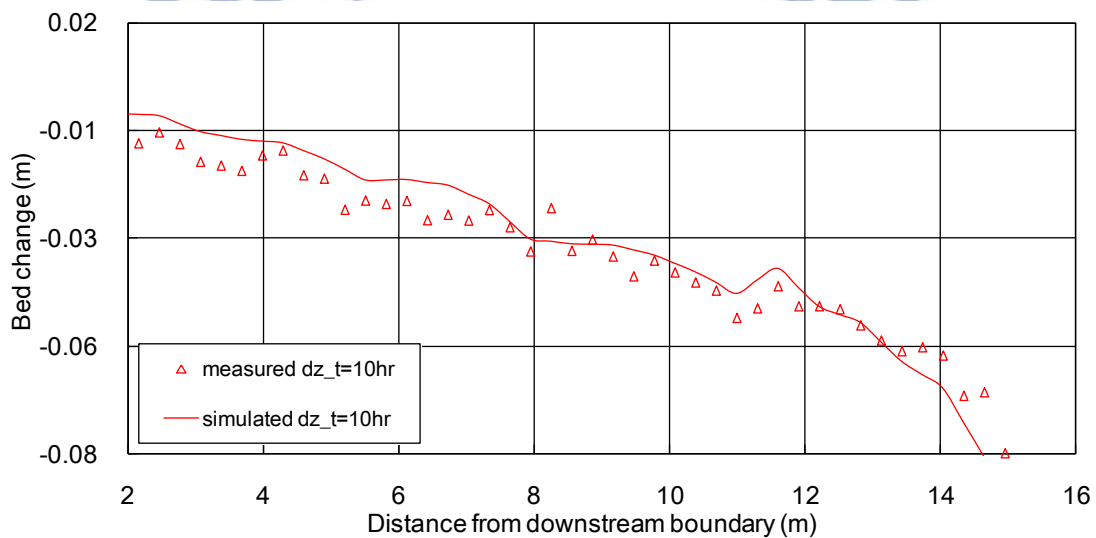


圖 4-6 輸砂模組模擬底床沖淤變化縱剖面比較圖(t=10hr)

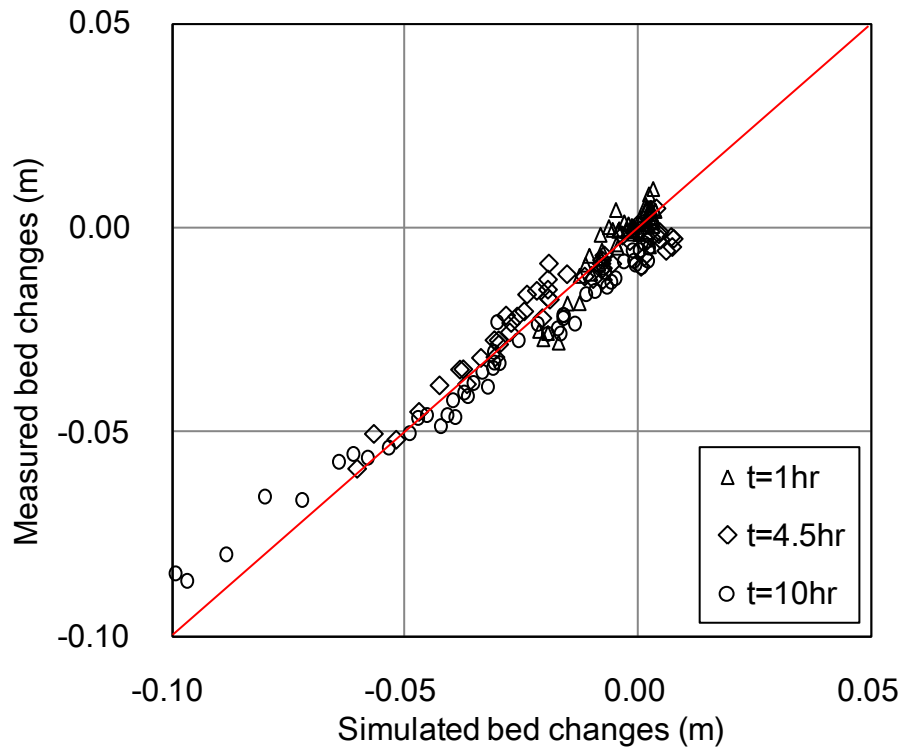


圖 4-7 輸砂模組模擬與實測底床變化誤差分析比較圖



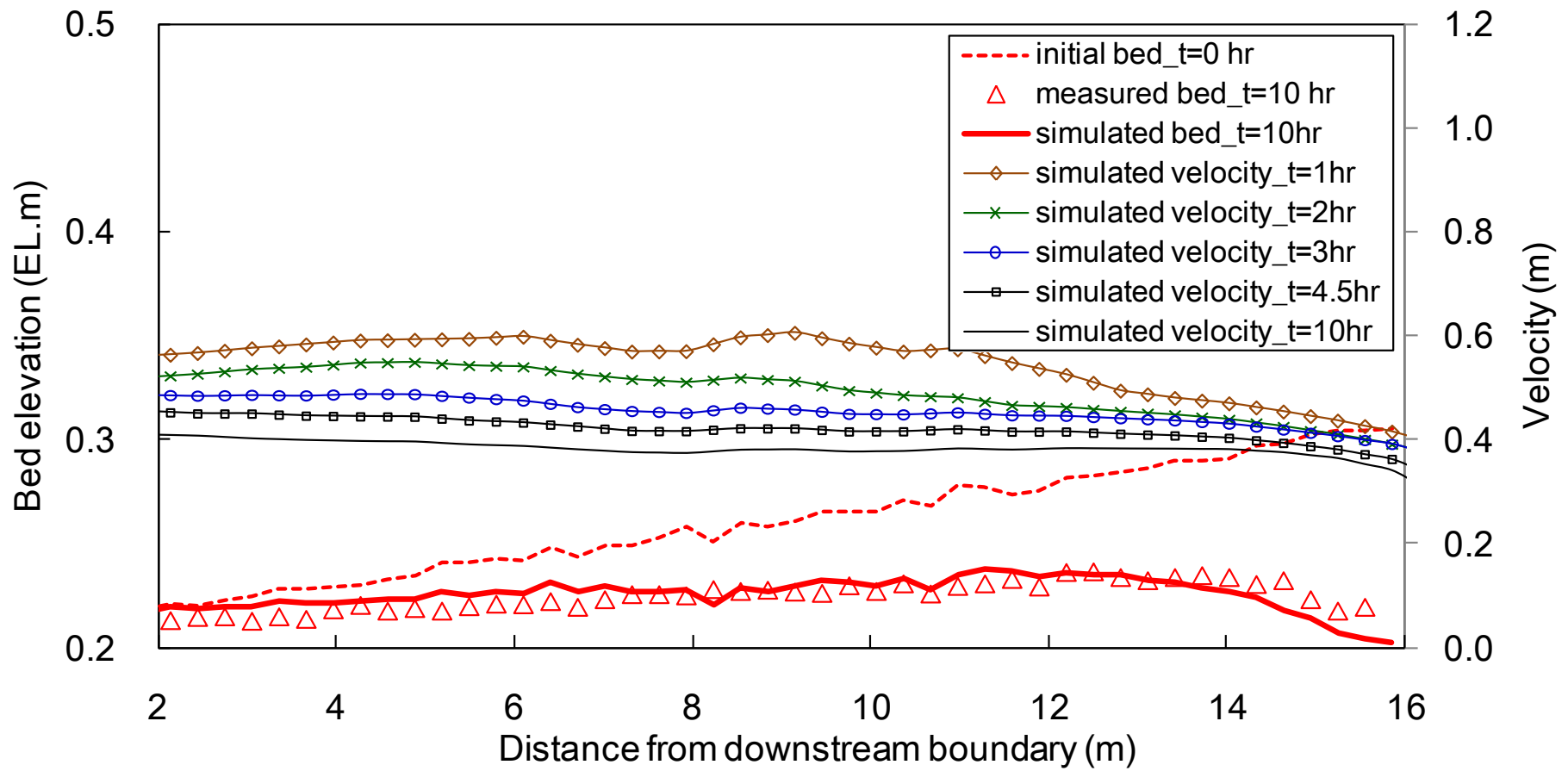


圖 4-8 輸砂模組不同時刻流速與底床高程縱剖面圖

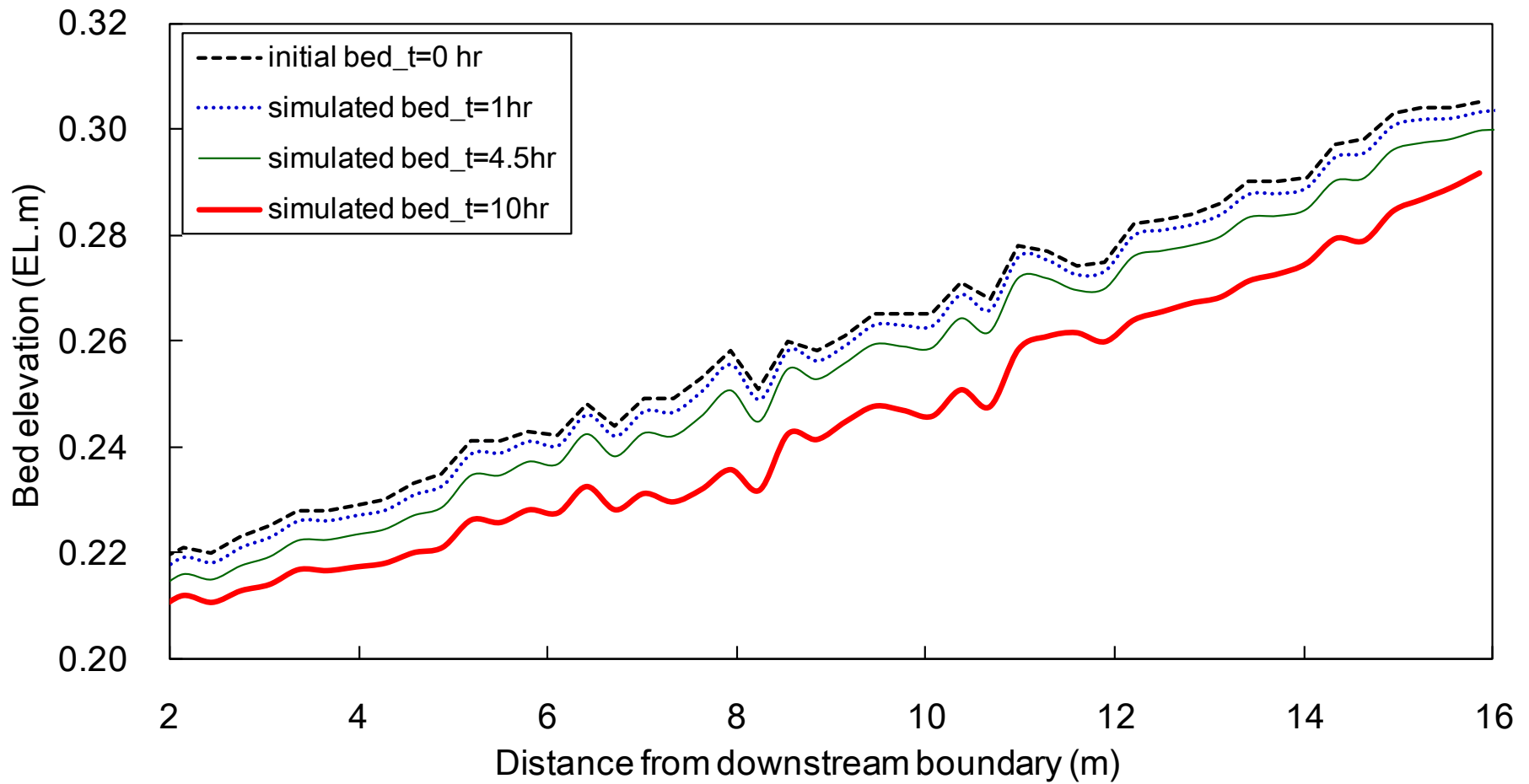


圖 4-9 岩床模組模擬底床高程縱剖面比較圖

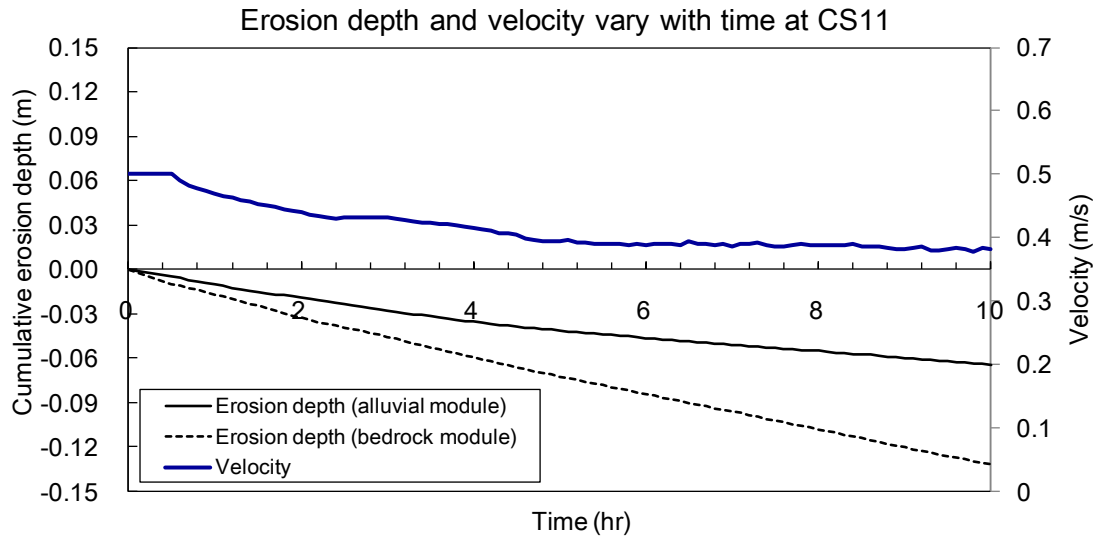


圖 4-10 底床累積沖刷深度與流速逐時變化圖(CS11 位置)

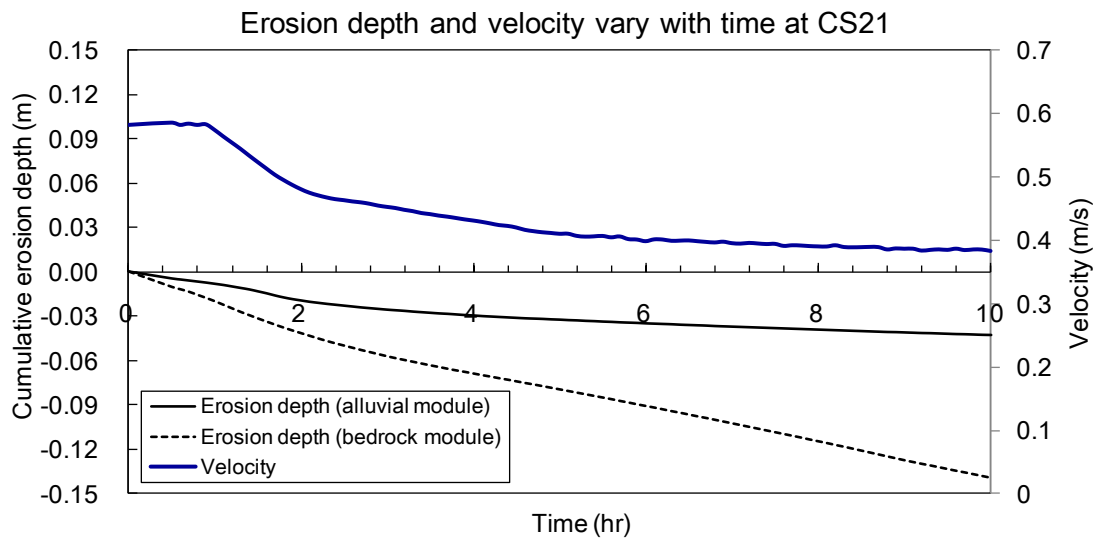


圖 4-11 底床累積沖刷深度與流速逐時變化圖(CS21 位置)

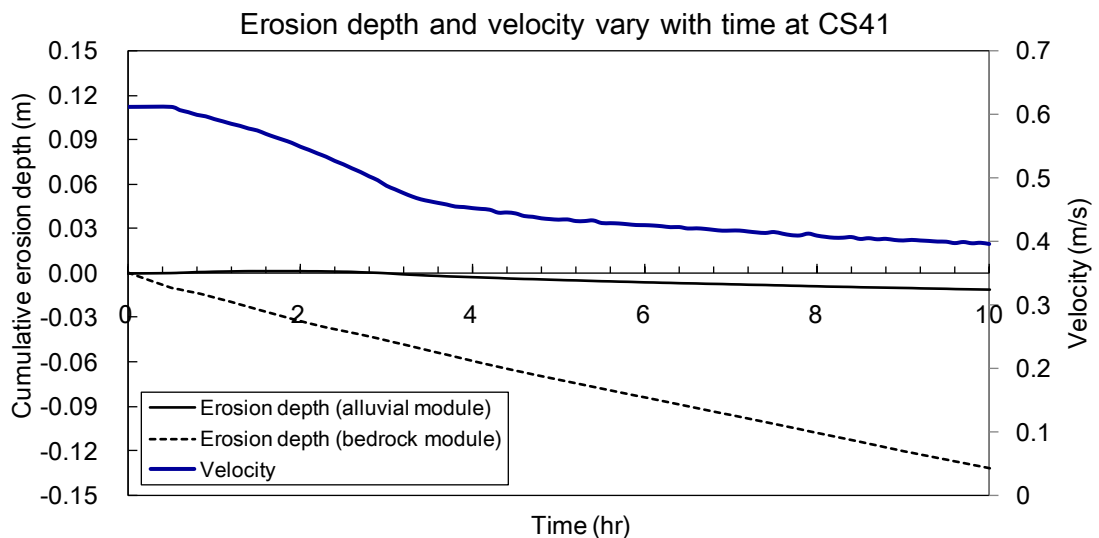


圖 4-12 底床累積沖刷深度與流速逐時變化圖(CS41 位置)

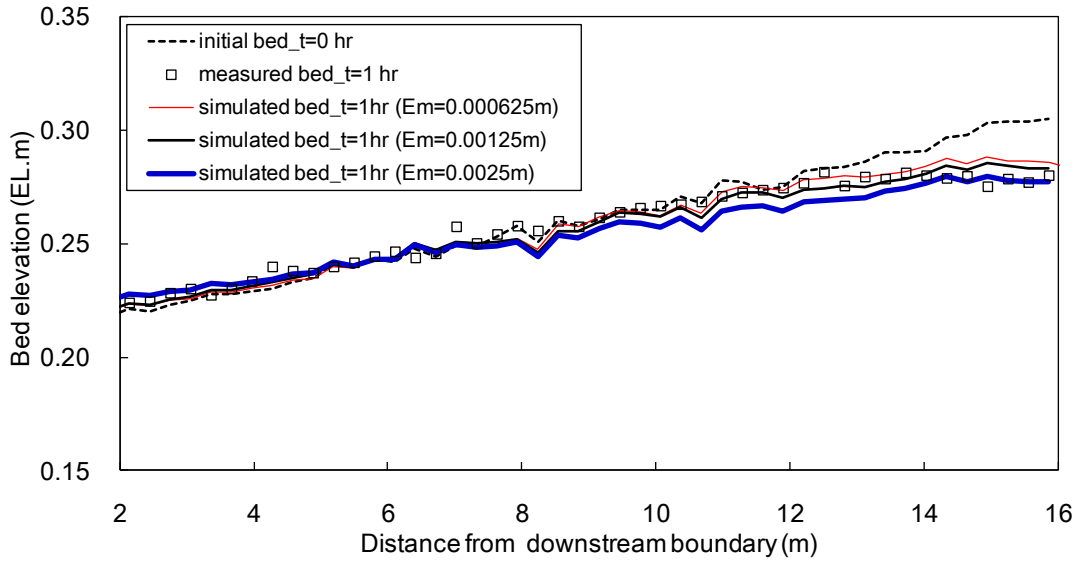


圖 4-13 輸砂模組作用層厚度敏感度分析比較圖(t=1hr)

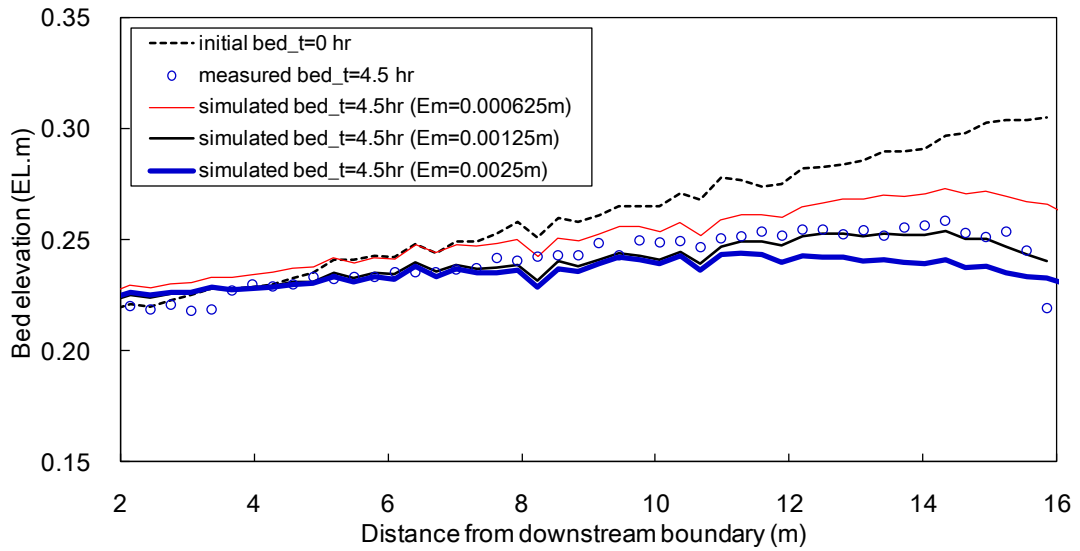


圖 4-14 輸砂模組作用層厚度敏感度分析比較圖(t=4.5hr)

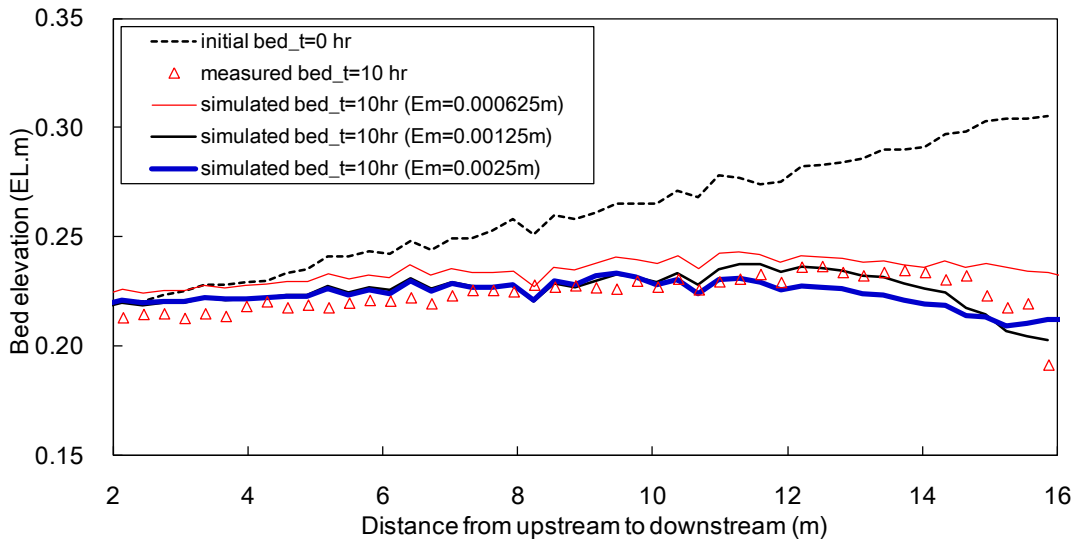


圖 4-15 輸砂模組作用層厚度敏感度分析比較圖(t=10hr)

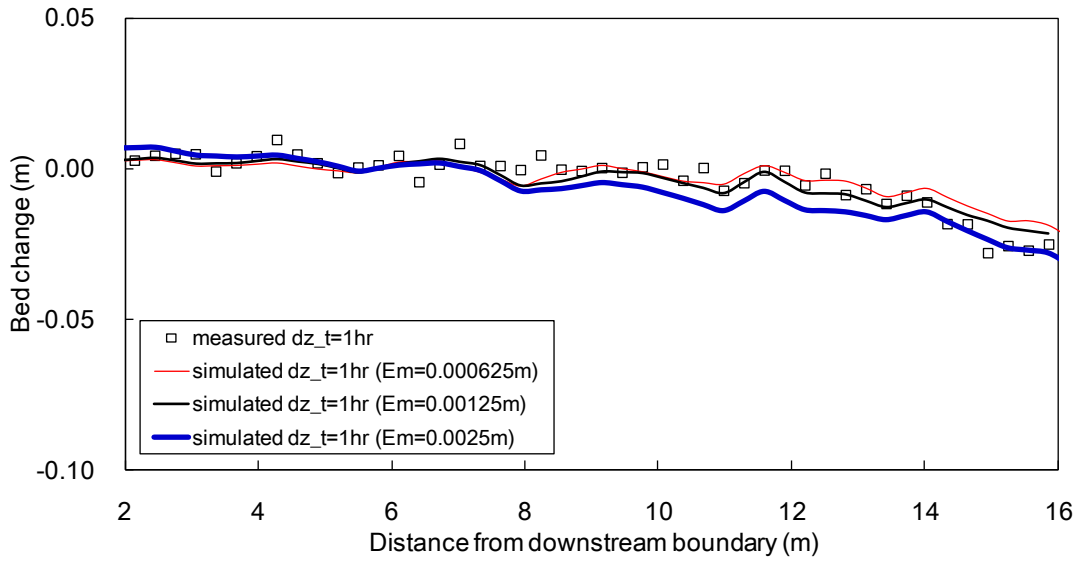


圖 4-16 輸砂模組作用層厚度敏感度分析比較圖(t=1hr)

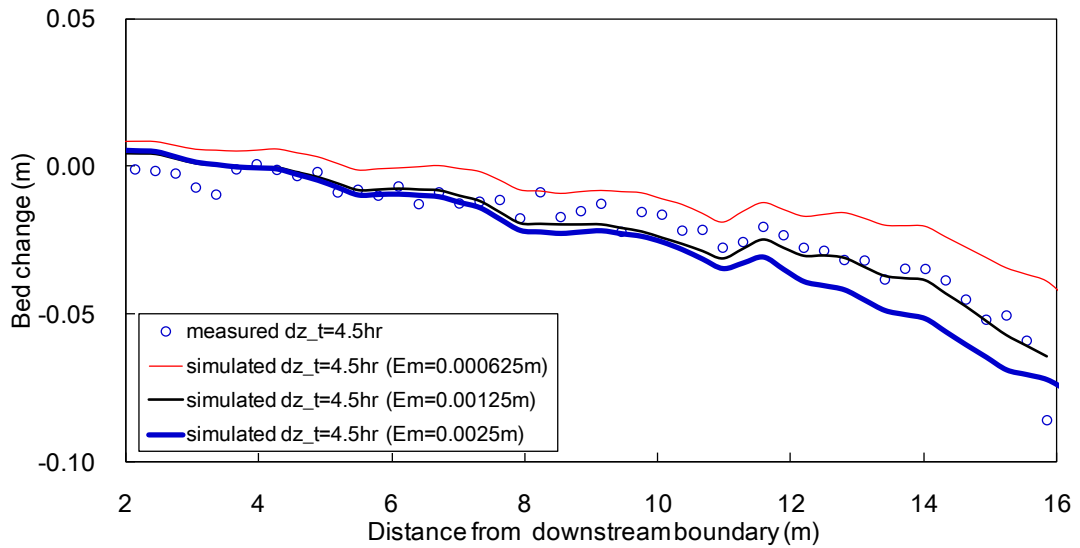


圖 4-17 輸砂模組作用層厚度敏感度分析比較圖(t=4.5hr)

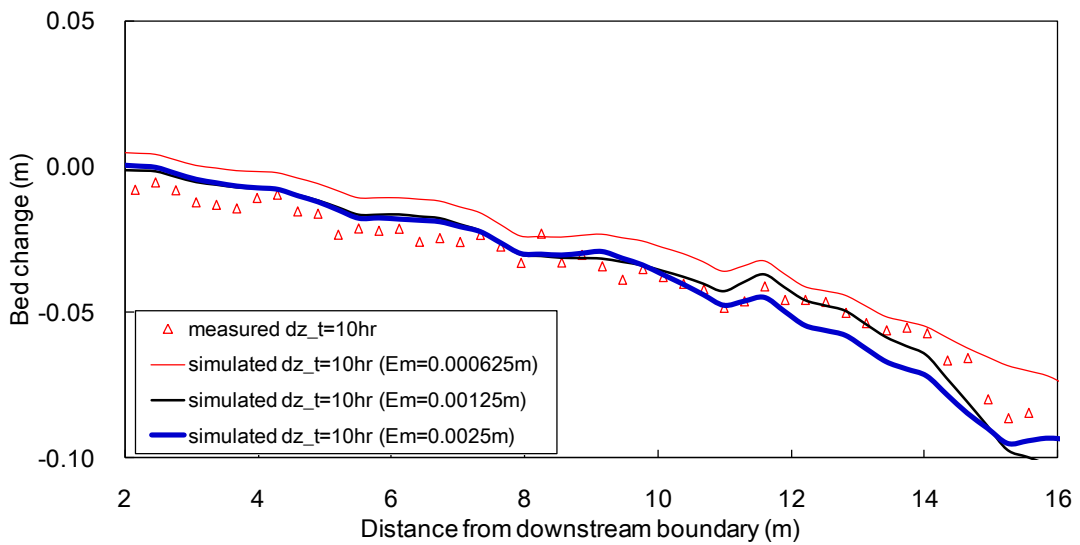


圖 4-18 輸砂模組作用層厚度敏感度分析比較圖(t=10hr)

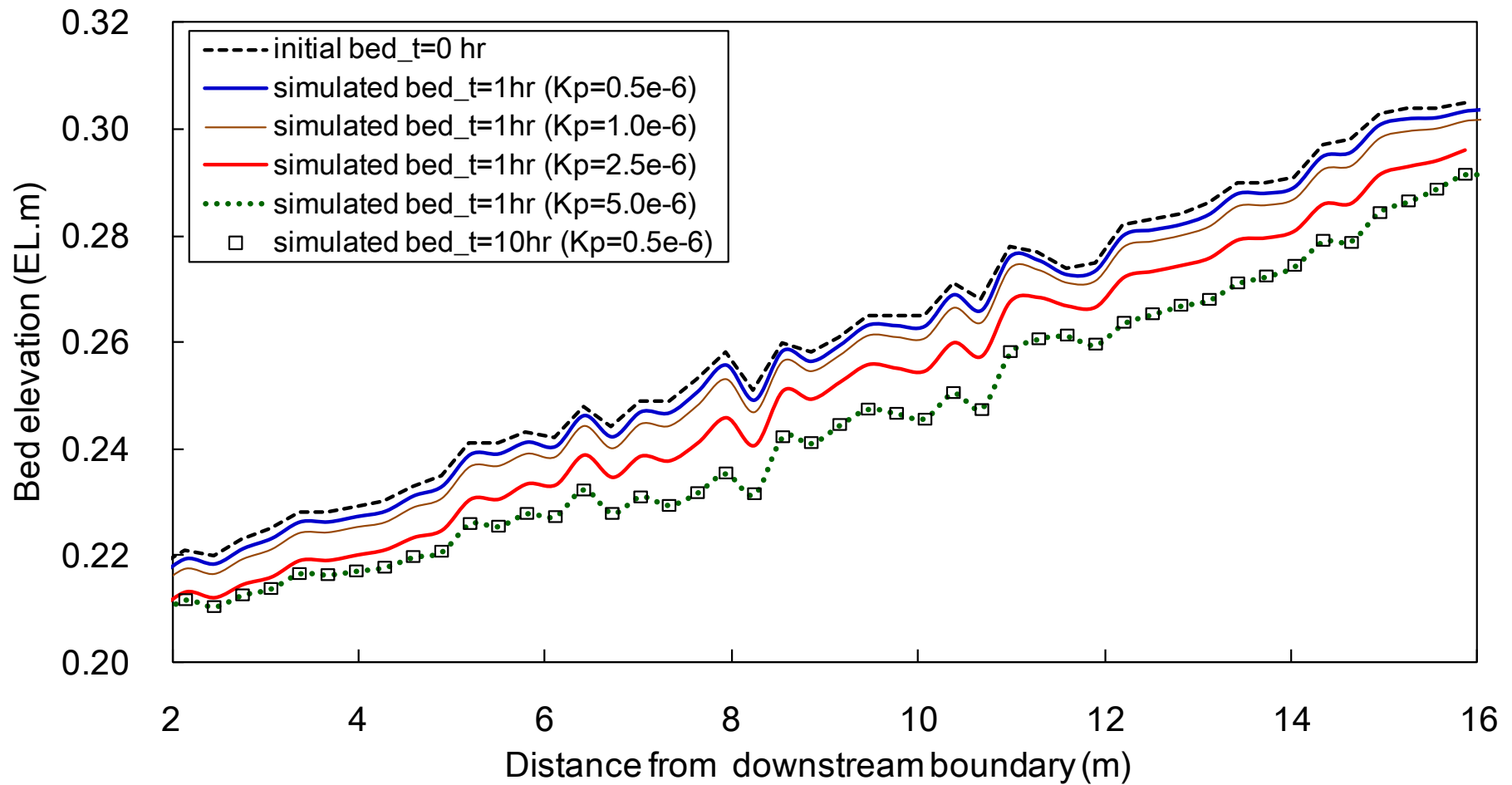


圖 4-19 岩床模組無因次沖蝕係數(K_p)敏感度分析比較圖

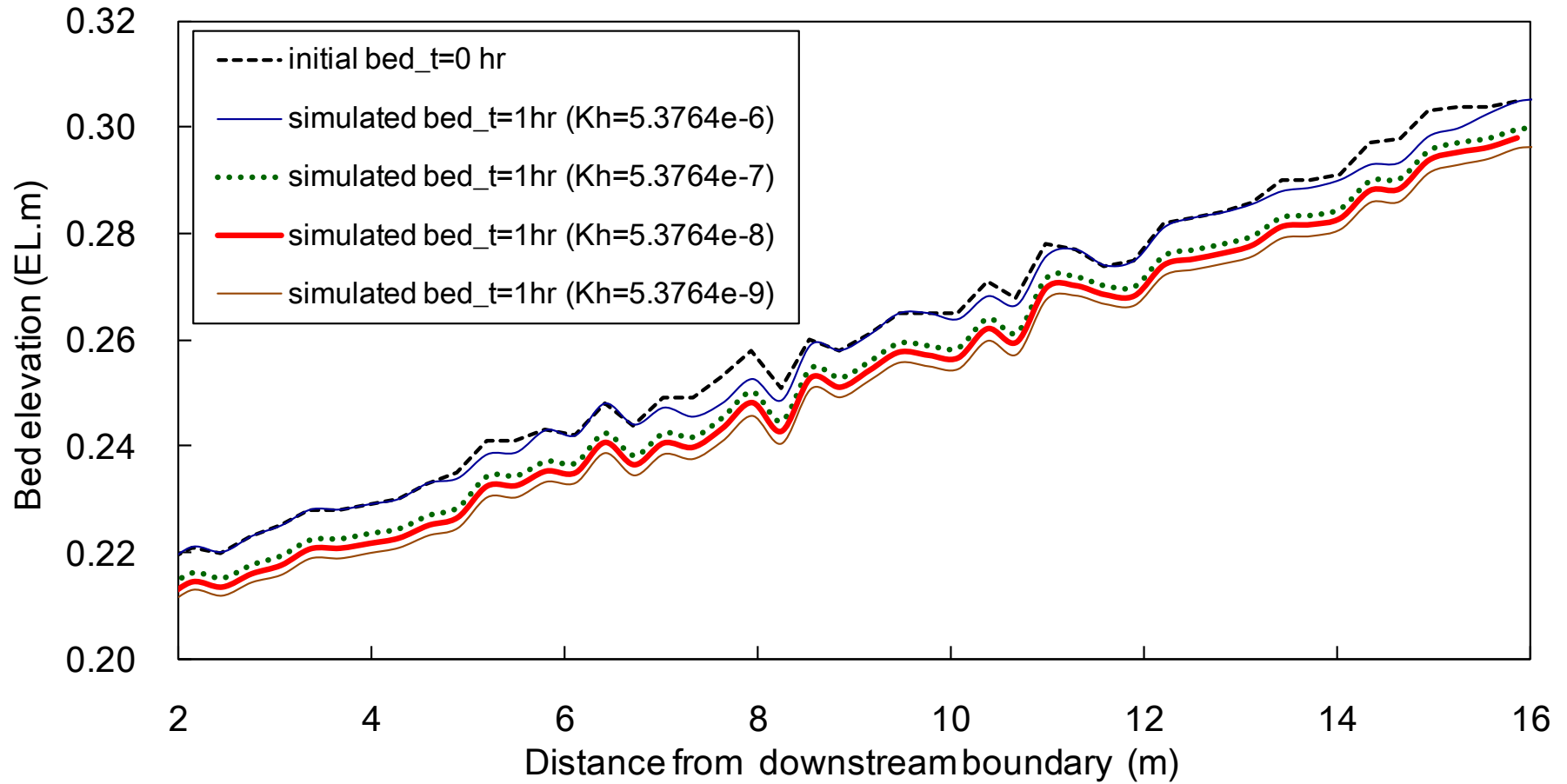


圖 4-20 岩床模組沖蝕指數(K_h)敏感度分析比較圖

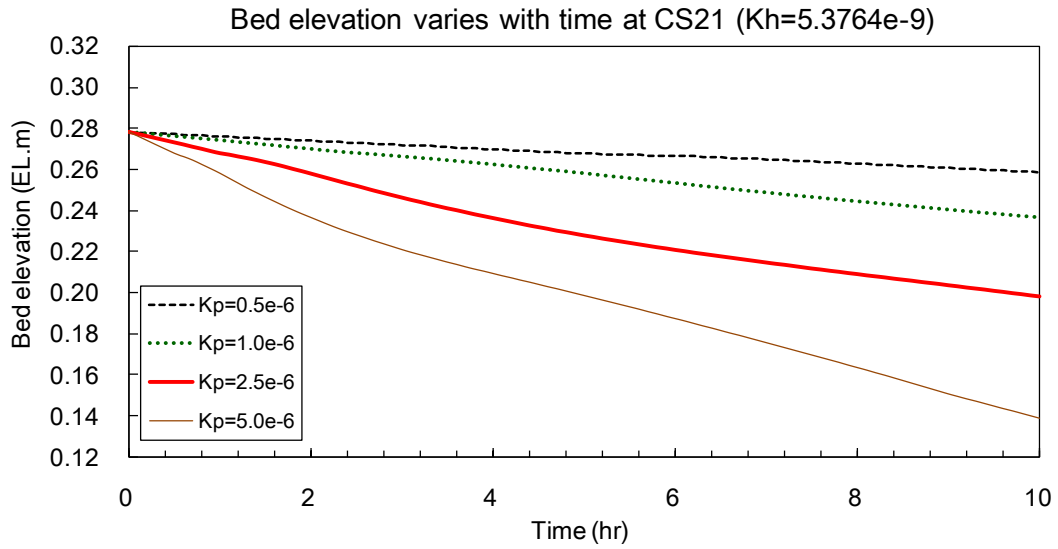


圖 4-21 無因次沖蝕係數 K_p 敏感度分析底床高程逐時變化圖

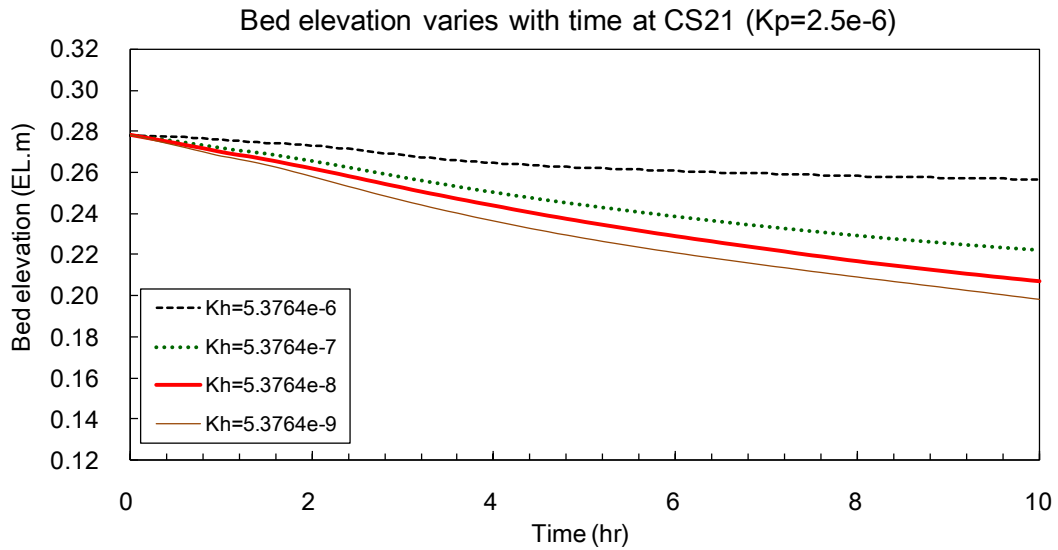


圖 4-22 沖蝕指數 K_h 敏感度分析底床高程逐時變化圖

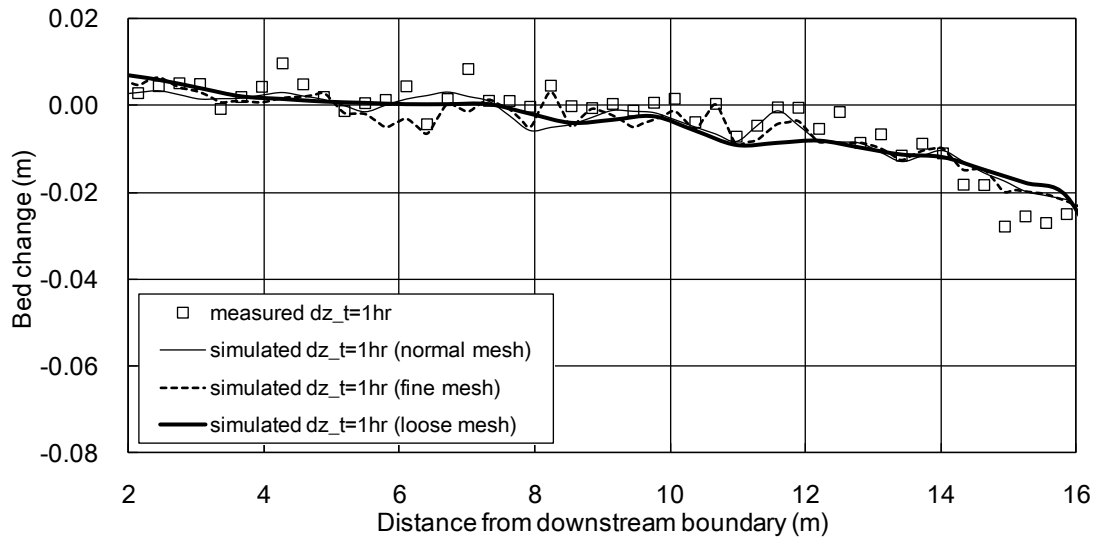


圖 4-23 不同格網密度模擬底床沖淤變化縱剖面比較圖(t=1hr)

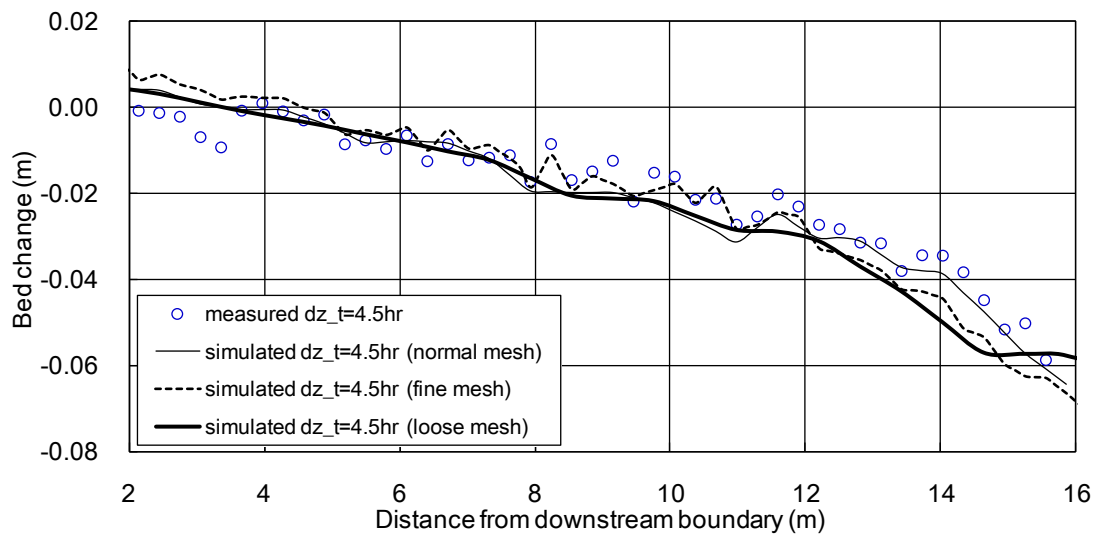


圖 4-24 不同格網密度模擬底床沖淤變化縱剖面比較圖(t=4.5hr)

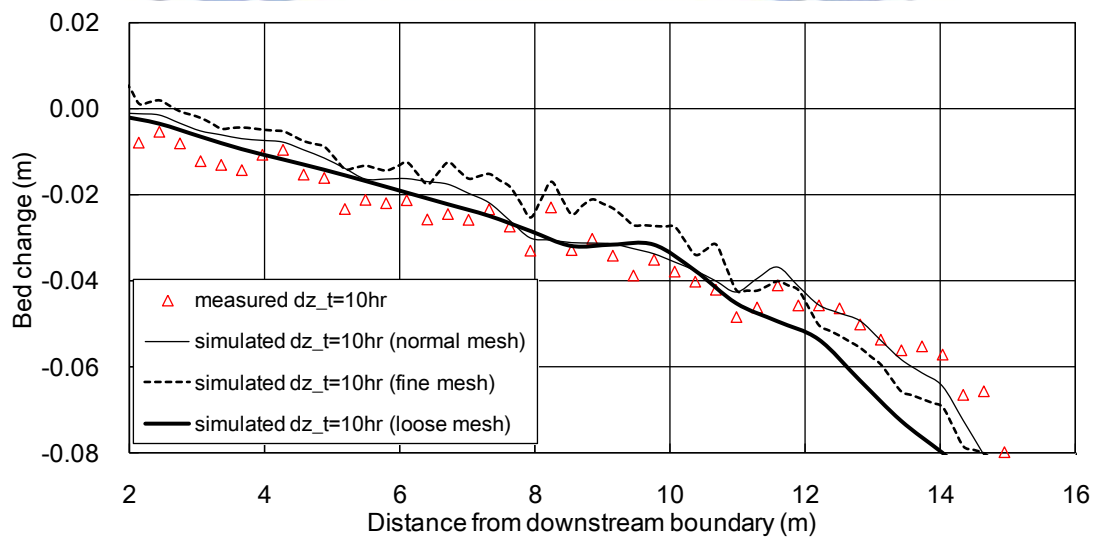


圖 4-25 不同格網密度模擬底床沖淤變化縱剖面比較圖(t=10hr)

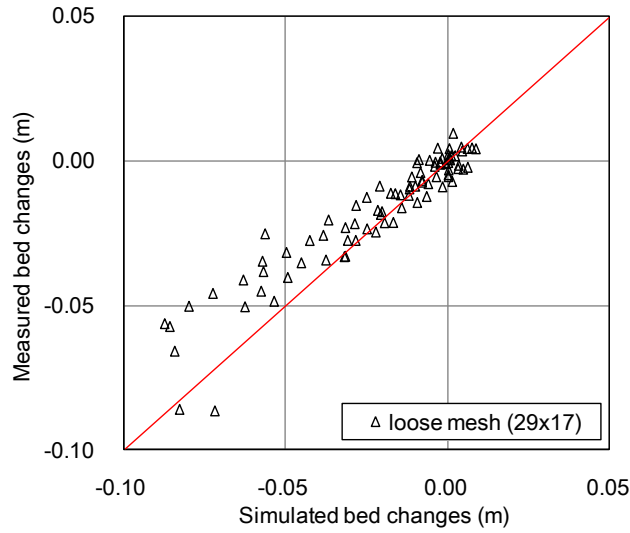


圖 4-26 疏格網模擬與實測底床變化誤差分析比較圖

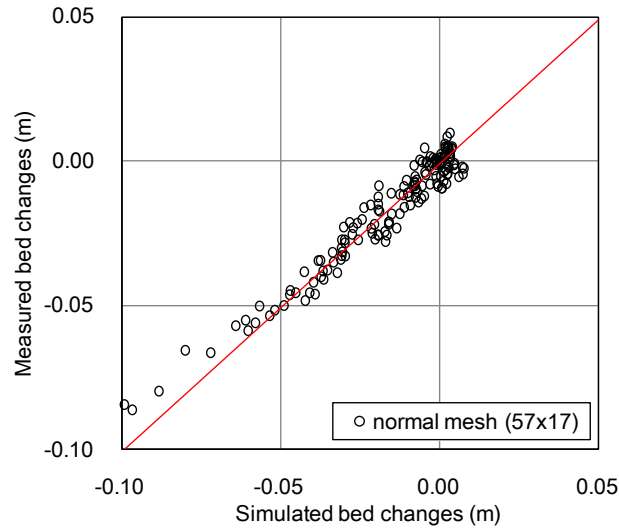


圖 4-27 一般格網模擬與實測底床變化誤差分析比較圖

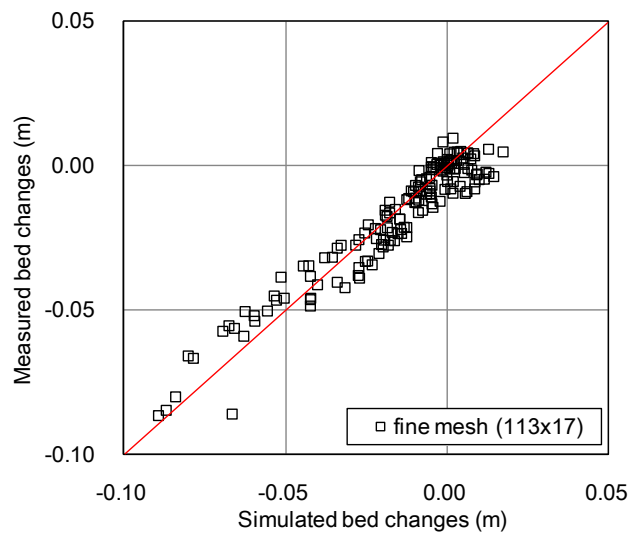


圖 4-28 密格網模擬與實測底床變化誤差分析比較圖

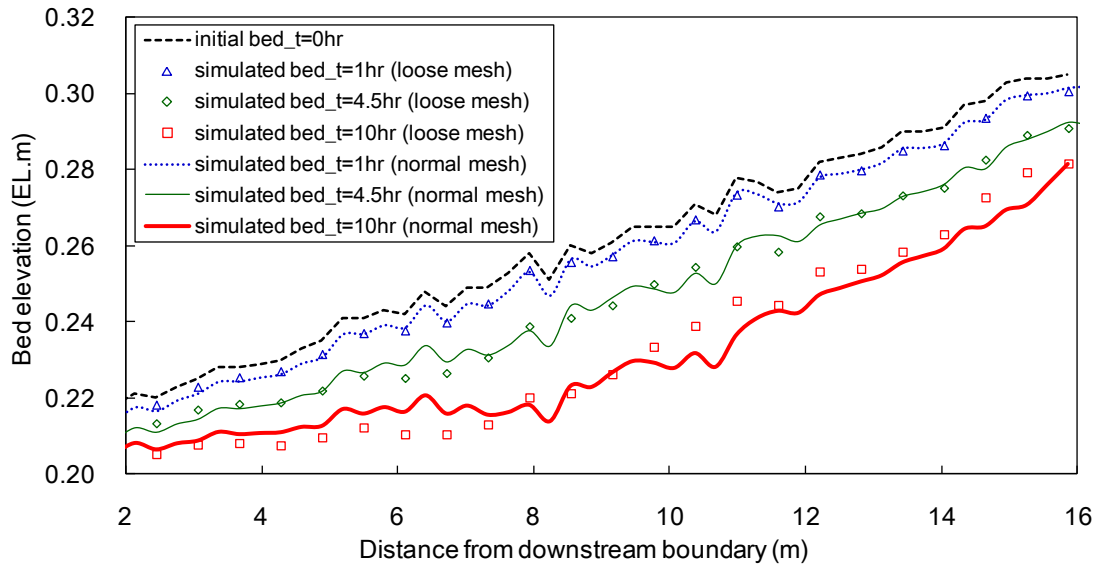


圖 4-29 岩床模組以不同格網密度模擬底床高程縱剖面比較圖 1

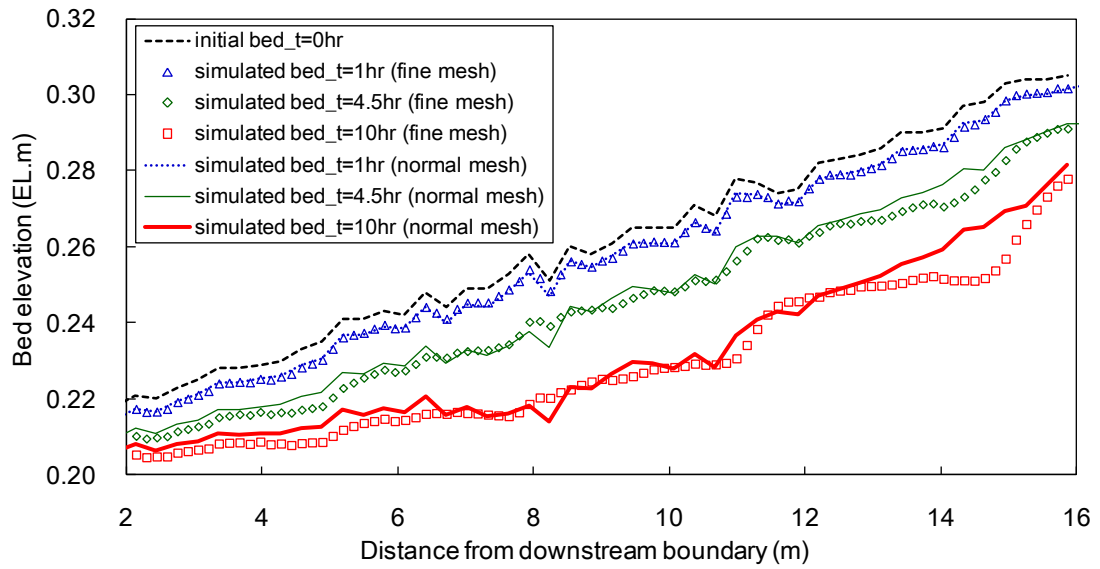


圖 4-30 岩床模組以不同格網密度模擬底床高程縱剖面比較圖 2

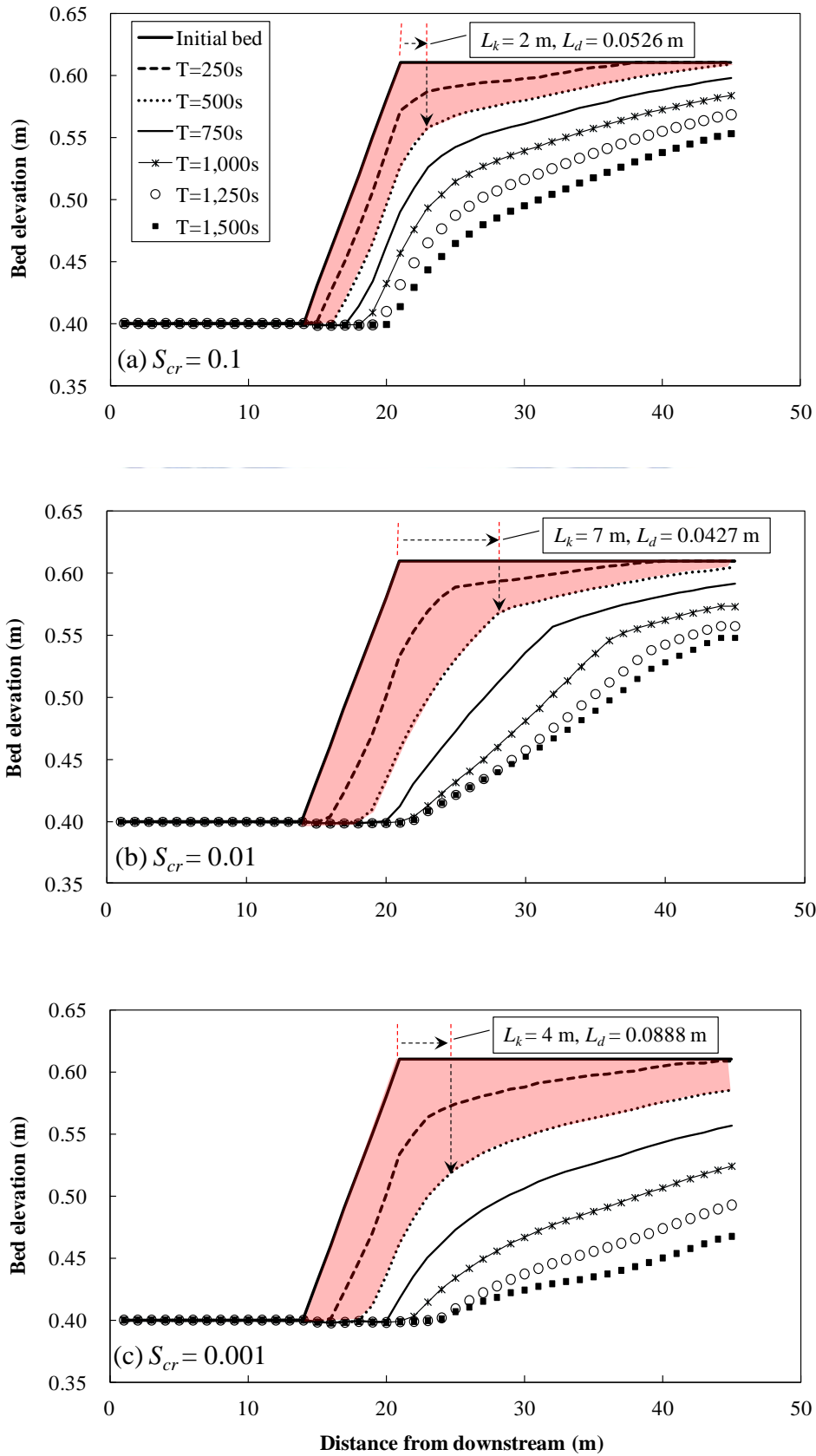


圖 4-31 遷急點沖刷案例模擬底床縱剖面圖(L_k 為遷急點後退距離、 L_d 為遷急點下刷深度)

第五章 現場案例模擬與分析

5.1 濁水溪案例

5.1.1 濁水溪背景概述

濁水溪主流發源於合歡山主峰與東峰之佐久間鞍部，源頭高約海拔 3,220 m，流域面積 3,157 km²，僅次於高屏溪，幹流長度 186.6 km，為臺灣最長之河川，流域圖 5-1 如所示。集集攔河堰位於濁水溪中游段，受兩岸峽谷地形之束縮影響，河床變窄，唯峽谷不長，河水迅速通過後，河幅再度開闊，河流再呈網狀流路漫流於廣大河床間。根據水利署水利規劃試驗所 96 年「濁水溪治理規劃檢討」報告，集集站 100 年與 5 年重現期距流量分別為 20,500 cms 與 9,300 cms。

集集堰主體工程於民國 90 年 12 月完工，堰長 353 m、共 18 座排洪閘門、4 道排砂閘門和 1 座魚道。集集堰於興建至營運期間歷經 921 大地震及多次颱風事件，造成下游河道護甲層嚴重流失、岩盤裸露。根據現地調查，台灣流經西部地區山麓帶河川之河床淺層岩盤多由成岩時間短且強度較低之泥岩層、砂岩層或兩者互層所構成，其單壓強度約介於 0.5 ~ 25 MPa 間，即俗稱之「台灣軟岩」。

由於集集堰附近地質條件脆弱，加上極端水文事件頻繁，堰址下游河段近年已觀察到嚴重軟岩沖刷及溯源侵蝕現象，航照圖與現場照片如圖 5-2 所示，建堰後主深槽高程最大沖刷深度達 10 m 以上、平均河床下降約 5 m，為典型之軟岩沖刷河床，因此本研究選擇集集堰下游河段進行模擬研究。

5.1.2 濁水溪模擬條件

(一)地形條件

以集集堰下游軟岩裸露河段為應用對象，模擬範圍自集集堰至名竹大橋，長約 6.5 km，包括左右覆蓋有沖積層之高灘地，模擬格網與範圍如圖 5-3 所示。初始地形採用民國 93 年 7 月地形資料，以 96 年 2 月地形進行檢定，97 年 11 月地形進行驗證。

本河段自民國 87 ~ 96 年間，深槽有明顯劇烈沖刷情形，歷年底床縱剖面如圖 5-4 所示，自民國 90 年底集集堰完工以來，下游 2 km 範圍內沖刷尤其明顯，民國 96 年之沖刷深度最大約達 11.84 m。本河段 93 ~ 97 年無疏濬等人為干擾，相關之基本調查資料頗為齊全，故數模檢定驗證之可靠度高。

(二)邊界條件

上游邊界流量係挑選集集堰放流量大於 650 cms 者進行模擬，進行閘門全開之設定；下游邊界係利用 HEC-RAS 一維水理模式於名竹大橋處之計算水位（為全河段模擬）；上游邊界入砂條件係參考集集堰模擬時段內之流量-懸浮載含砂量實測資料，製作懸浮載濃度率定曲線進行換算，並假設沖洗載佔懸浮載之 80%，一般河川之沖洗載比例與當時水流強度、懸浮臨界啟動剪力等相關，流況劇烈時可佔 95% 以上，由於沖洗載所占比例之動態過程較難掌握，因此本案例採用一較保守比例作為平均值代表；推移載入砂量模式以 van Rijn (1984a) 輸砂公式自動計算平衡狀態之入砂量，上下游邊界條件如圖 5-5 ~ 圖 5-8 所示。

關於輸砂模組中之 van Rijn (1984a) 輸砂公式，為近年非平衡輸

砂理論中較具代表性公式之一，其理論基礎乃根據泥砂跳躍與移動高度、速度，並配合相關水理與輸砂條件計算而獲得，經過多筆實驗與現場資料進行驗證。一般來說，van Rijn (1984a) 輸砂公式可適用於流場福祿數小於 0.9、水深大於 0.1 m、河床質粒徑介於 0.2 ~ 2.0 mm 之案例，但相關流況或泥砂條件並非使用時之絕對限制條件，而是說明該輸砂公式為根據此數據範圍而獲得。換言之，當相關模擬條件不在輸砂公式建立時所根據之數據範圍內，並不代表該公式不適用，而是需要進一步驗證使用。在過去本模式相關數模使用經驗，即使泥砂粒徑在 10 mm 以上之礫石條件下，van Rijn 輸砂公式也可有良好模擬結果，所得結果頗具參考價值。

(三)河床質粒徑與沖蝕指數

根據 93 年實測河床質資料，就模式計算時間考量與粒徑粗細之差異程度，挑選 10^{-3} mm ~ 10^2 mm 為範圍，選擇 6 組代表粒徑，分別為 0.027 mm、0.297 mm、2.38 mm、9.52 mm、152 mm、457 mm，其中前兩組代表粒徑作為懸浮載入砂級配使用。

軟岩參數部分，基本岩性係參考水利署水規所 101 年「軟岩質河床沖蝕模式之建立(2/3)」之研究成果，其平面分布再根據航拍圖設定，深度方向假設所有底層與表層之設定分布資料相同，底層總深度約 10 m。集集堰下游地質屬頭嵙山層及卓蘭層，以頁岩、砂岩、與砂頁岩互層為主，沖蝕指數 K_b 平均值介於 43 ~ 330，集集堰下游河道之岩性分布設定如圖 5-9 所示，包括深槽之裸露岩床區與高灘地之沖積層區。

(四)其他相關參數

根據治理規劃報告之河道曼寧 n 值建議值，全模擬河段高灘地給

定為 0.04、深槽為 0.03；作用層厚度 E_m 代表沖積層河床表層與底層輸砂交換之厚度，設定為 0.3 m；軟岩沖蝕率模式中，流功門檻機制之無因次沖蝕係數 K_p 檢定為 0.7×10^{-6} ， K_p 值一般建議範圍約在 $10^{-6} \sim 10^{-8}$ ，主要目的為校正沖刷深度與流速及無因次流功之函數關係，需藉由現場實測地形資料，計算一場或數場連續洪水事件檢定而得，相關選用參數彙整如表 5-1 所示。

5.1.3 濁水溪模擬成果

(一) 流速分布

圖 5-10 為 93 年 7 月 ~ 96 年 2 月檢定案例期間，集集堰下游模擬之洪峰流速分布結果，洪峰流量為 8,343 cms，略低於本河段 Q_5 (9,300 cms)。集集堰下游河道之右岸高灘地覆蓋沖積層土砂，深槽為較脆弱之軟岩河床，屬於深槽與高灘地明顯之河道。受到集集峽谷束縮影響，主流集中在河道左岸深槽，洪峰流速自出堰址後從 4 m/s 逐漸升高，至堰址下游約 1.5 km 位置達最高流速 8 m/s，接著逐漸遞減為 1 m/s 至下游邊界名竹大橋，流速高於 4 m/s 區域集中於堰址下游 2.5 km 範圍內之左岸深槽；受到局部較低地形影響，右岸高灘地自出堰址後有些許漫灘流路產生，最高流速約 2 m/s，漫灘流路至下游彎道頂點處河道逐漸拓寬，匯流後流往下游名竹大橋，模擬洪峰之流場如圖 5-11 所示。

本河段高灘地與深槽之流速差異頗大，於 Q_5 流量以下深槽即有大於 8 m/s 之流速產生，且深槽化明顯，無法利用高灘地之漫灘過程以削減水流沖蝕能量，對於日後軟岩河床之劇烈沖刷有極大影響。本案例具有深槽、高灘地地形，且流況劇烈複雜，但模擬過程仍可維持數值穩定，說明本模式之相關理論架構及乾溼點處理技巧等可適用於

現場案例之模擬。

(二)底床縱剖面與流速變化

圖 5-12 為檢定案例模擬終了之底床高程縱剖面變化，係擷取深槽最低點高程連線繪製而成。相對於 93 年之初始底床，模擬終了整體河道皆為沖刷趨勢，集集堰下游 2.5 km 範圍內（斷面 112 ~ 117）沖刷較為明顯，沖刷深度達 5 m 以上，至下游名竹大橋沖刷逐漸減緩，除了斷面 109、斷面 115 有沖刷量低估情形，模擬底床縱剖面之變化、沖刷量等與實測趨勢相同。

觀察洪峰流速縱剖面與底床高程變化關係，因受到集集峽谷段之束縮影響，流速自出堰址後有明顯升高情形，與底床劇烈沖刷範圍相對應，由於斷面 115 ~ 113 之底床有陡坡銜接緩坡之趨勢，因此該河段之沖刷更為明顯，至下游斷面 111 位置因河道逐漸拓寬，流速減緩至 2 ~ 3 m/s，底床沖刷量亦隨之減緩。

圖 5-13 為驗證案例模擬終了之底床高程縱剖面變化，其採用與檢定案例相同之模式參數進行模擬。驗證案例模擬時段自 96 年 2 月 ~ 97 年 11 月，由於僅五場流量大於 1,000 cms 之颱風事件，因此河道整體沖刷量相對檢定案例為減少。模擬終了底床同樣為整體沖刷趨勢，堰址至斷面 115 之沖刷已達平衡，沖刷較不明顯，深槽沖刷區域有向下游延伸之趨勢，主要集中於斷面 113 下游，模擬與實測結果趨勢相近。由流速縱剖面觀察，受到不同局部河段坡降改變影響，水流自出堰址後流速增加，直至下游邊界名竹大橋皆維持高流速狀態，深槽流速介於 4 ~ 6 m/s 之間，形成深槽化河道。

上述檢定驗證成果良好，流速與底床沖淤變化有合理趨勢，說明本研究之軟岩河道沖刷模式具有模擬現場軟岩河道案例之實用性。

(三)底床橫剖面變化

挑選模擬河段數個沖淤較明顯之斷面進行比較分析，如圖 5-12 ~ 圖 5-21 所示。檢定案例中，模擬與實測斷面變化相當接近，集集堰下游河道深槽化已相當明顯（斷面 112 ~ 117），斷面 115 因水流集中於深槽，洪峰時最高流速可達 8 m/s，為本河段最高流速發生位置。驗證案例中，模擬與實測比較結果良好，惟部分深槽最低點位置模擬底床有低估趨勢，此誤差多發生在水深較深之斷面，如斷面 110、115 等，其原因為初始底床缺乏水面下高程資料，內插地形後底床高程較高，造成模擬之沖刷深度雖與實測變化相近，但底床高程仍有低估。

而檢定驗證中多槽水流與左右邊界位置之模擬誤差，係與邊界格網密度、人為擾動、航照圖轉地形資料後，未忽略高灘地地表植生等因素相關。因實測水流並未漫灘至模擬範圍之左右邊界區域，但地形仍有沖淤變化，表示左右邊界區域應有其他造成地形變化之影響因素。地形資料品質、床質與岩盤資料於水面下缺乏調查、邊界模擬格網密度不足與地形內插之誤差等，此為後續研究可改善之項目。

5.2 大安溪案例

5.2.1 大安溪背景概述

大安溪位於台灣中部，集水面積約 758 km²，年平均降雨量約 1,200 ~ 1,800 mm，主流長 96 km，為台灣中部主要河川之一，流域如圖 5-22 所示。根據水利署第三河川局 98 年之大安溪治理規劃檢討報告，卓蘭站 100 年與 10 年重現期距流量分別為 14,300 cms 與 6,910 cms。河床坡度方面，白布帆上游段河床坡度約為 1/50、下游段至河口約為

1/76 ~ 1/90。根據水利署水利規劃總隊民國 62 與 81 年之河床質調查資料，大安溪斷面 40 ~ 51 之河床質多為卵、礫石，中值粒徑約介於 80~190 mm，96 ~ 100 年之調查顯示中值粒徑約介於 72 ~ 90 mm 之間。

民國 88 年 921 大地震發生後，大安溪河床有明顯隆起，相對於未隆起前，河床最大抬升量約超過 10 m。隆起段河床於 89 ~ 98 年有劇烈沖刷、遷急點後退情形發生，並形成軟岩裸露之峽谷地形，如圖 5-23 所示，圖中大安溪軟岩裸露之劇烈沖刷河段主要位於斷面 44 ~ 45，亦為 921 大地震發生後河床之主要隆起段。

圖 5-24 為大安溪 87 ~ 98 年之河床縱剖面變化圖，挑選各斷面底床最低點連線繪製而成。自 921 大地震發生河床隆起後，至 93 年斷面 44 下游以整體均勻沖刷為主，上游有些許遷急點沖刷產生；93 ~ 98 年河床持續為沖刷趨勢，斷面 44 上游之遷急點沖刷更為明顯，最大沖刷量已超過尚未隆起前之底床，即有超刷情形產生，此為河床沖積層無法回復，加上軟岩裸露形成峽谷地形所造成。短時間內軟岩河床隆起又劇烈下刷過程為國內外少見之案例，因此本研究選擇大安溪進行軟岩沖刷與遷急點沖刷之應用研究。

5.2.2 大安溪模擬條件

(一)地形條件

檢定模擬採用大安溪 89 年實測地形作為初始底床、93 年地形進行模擬檢定；驗證模擬採用 93 年地形作為初始底床、98 年地形進行模擬驗證，模擬範圍自上游斷面 51 至下游斷面 40，長約 7.0 m，左右邊界接近堤防位置，模擬範圍與格網如圖 5-25 所示。

(二)邊界條件

由於本研究河段僅蘭勢橋（卓蘭站）有水文測站，因此上游邊界採用大安溪實測雨量資料配合 KW-GIUH 模式（Lee and Yen, 1997）進行斷面 51 位置之入流量推估，模擬 90 ~ 98 年主要洪水事件進行檢定與驗證；下游邊界採用卓蘭站實測水位資料。

在大安溪現場案例中，由於缺乏實測之推移載濃度與粒徑級配資料，因此入砂量邊界條件，懸浮載採用卓蘭站之實測流量、懸浮載泥砂量率定曲線，假設泥砂進入模擬河段後維持質量守恆，再推估至斷面 51 位置，並假設沖洗載佔懸浮載之 80%；推移載入砂量模式中以 van Rijn（1984a）輸砂公式自動計算平衡狀態之入砂量，上游邊界之流量、濃度與下游水位邊界條件，如圖 5-26 ~ 圖 5-29 所示。

(三)河床質粒徑與沖蝕指數

本河段之沖積層多為卵、礫石，根據水利規劃試驗所 96 ~ 100 年之粒徑調查資料，河床質 d_{50} 約介於 72 ~ 90mm 之間，少部分河段之 d_{10} 粒徑平均約為 0.5 mm，因此採用四組代表粒徑，分別為 0.5 mm、67.8 mm、87.0 mm、117.3 mm，其中懸浮載入砂級配給定為第一組代表粒徑。沖蝕指數 K_h 值則根據現場調查資料進行給定，分布如圖 5-30 所示。

(四)其他相關參數

河道曼寧 n 值根據治理規劃報告建議，給定為 0.04；作用層厚度 E_m 代表沖積層河床表層與底層輸砂交換之厚度，設定為 0.1 m；軟岩沖蝕率模式中，流功門檻機制之無因次沖蝕係數 K_p 檢定為 $1.0 \cdot e^{-6}$ ；遷急點後退指數 λ 沿用公式迴歸之預設數值，本案例採用 1.0；遷急點臨界坡度 S_{cr} ，根據現場調查河床坡度介於 0.07 ~ 0.42 有發生遷急點沖刷之可能，本案例選擇較保守者，設定為 0.07；相關選用參數彙

整如表 5-2 所示。

5.2.3 大安溪模擬成果

(一) 相關水理因子分布

圖 5-31 為大安溪檢定案例期間之洪峰流速模擬分布圖($Q_p = 7,367$ cms)，洪峰流量約略大於本河段之 Q_{10} 流量 (6,910 cms)，兩岸高灘地有些許漫淹情形，由於初始河床之高灘地為乾床狀態，流速為零，此漫淹情形之模擬驗證模式具有處理現場乾濕點問題之能力。洪峰時主流集中於深槽，上游至下游平均流速約介於 5 ~ 7 m/s，水流通過彎道後進入峽谷段，由於斷面束縮與河床逐漸深槽化，斷面 44 為模擬範圍內之最高流速發生位置，流速約為 10.3 m/s。

圖 5-32 為模擬之底床剪應力分布情形，由於剪力與摩擦坡度 (friction slope) 成正比關係，即高剪力與高流速發生位置相對應，洪峰時最大剪力可超過 750 N/m^2 ，同樣發生於斷面 44 位置。圖 5-33 為模擬之福祿數分布情形，一般現場案例流況較為複雜，屬於超亞混合流流況，超臨界流多發生於高流速區域或陡坡與緩坡交界處，部分河段為亞臨界流，大安溪案例可驗證本研究模式對於劇烈坡降變化與混合型流場之適用性。

(二) 流速與底床縱剖面變化

圖 5-34 為模擬洪峰流速與實測底床縱剖面分布圖，可瞭解流速縱剖面與河床高程變化之關係。由於 921 大地震造成大安溪河床隆起，模擬結果顯示隆起段自斷面 44-1 向下游，流速有明顯增加趨勢，底床亦有明顯沖刷情形，隆起段頂點 (斷面 44-1) 上游底床亦有沖刷情形，全河段之流速與剪力分布以隆起段為最大，此分布符合 Gardner

(1983) 所提出之遷急點變化形式。

圖 5-35、圖 5-36 為檢定與驗證案例之模擬底床沖淤變化縱剖面圖，其底床沖淤量相對於初始底床，正值代表淤積、負值為沖刷。檢定與驗證案例中，模擬底床變化與實測趨勢相近，全河段以沖刷為主，檢定案例中模擬之最大沖刷深度約為 6 m，發生於斷面 44 位置，驗證案例模擬之最大沖刷深度約 10 m，發生於斷面 44-1 ~ 45 位置，顯示隨著模擬年份時間增加，最大沖刷與最高流速位置有向上游移動之趨勢，此即遷急點沖刷過程之重現，若不考慮遷急點沖刷機制，於斷面 44 ~ 45 位置沖刷量之誤差相對增加許多。

觀察流速縱剖面與底床沖淤變化之關係，在一般均勻沖刷情況下，河床大致呈現流速越高、沖刷量越大之趨勢，顯示在軟岩沖刷過程中，流速、剪力及流功為底床沖淤程度之正相關因子，當河床有遷急點沖刷發生時，再根據河床臨界啟動坡度修正因遷急點產生之沖刷量，上述結果驗證本研究採用之流功門檻機制模式適用於軟岩沖刷河道問題。

比較模擬與實測之底床縱剖面結果，如圖 5-37 所示，無論 89 ~ 93 年之檢定案例、93 ~ 98 年之驗證案例，模擬與實測底床變化趨勢相近，於大安溪峽谷段之斷面 44 ~ 46 有明顯沖刷與遷急點後退情形，若不考慮遷急點後退機制，峽谷段之模擬結果與實測相比則有明顯沖刷低估，峽谷段無法顯現逐年後退情形。觀察 98 年之底床縱剖面，峽谷段因 921 大地震產生之隆起河床有逐漸沖刷平緩情形，驗證案例上游段河床因接近沖刷平衡，開始有回淤情形，模式亦可反映岩床之回淤狀態，整體河床上下游有沖刷至平衡坡度之趨勢。圖 5-38 為模擬與實測底床縱剖面之誤差分析圖，數據點多落於對角線上，顯示檢

定與驗證結果良好。

(三)底床橫剖面變化

挑選數個沖淤較明顯之代表斷面進行模擬與實測橫剖面比較，如圖 5-39 ~ 圖 5-46 所示。由模擬結果可知，檢定與驗證之模擬底床與實測變化相近，部分靠近左右岸邊界位置之底床有較明顯誤差，如斷面 44 左岸、斷面 45 右岸，評估應為內插地形時，邊界外之地形點位密度不足所造成，因實測洪水位顯示模擬期間僅些許漫灘發生，高灘地上應無太劇烈之沖淤變化。89 ~ 93 年之深槽底床多為整體均勻下刷，根據過去學者研究，在深槽下刷達一定程度後，將有河岸拓寬情形產生，如斷面 46-1 與斷面 42 右岸等，惟軟岩河岸之拓寬機制與一般沖積層之岸壁沖刷過程不同，尚待進一步研究探討。



表 5-1 濁水溪案例模式選用參數表

參數名稱	數值	參數來源
高灘地曼寧n值	0.04	治理規劃報告建議值
深槽曼寧n值	0.03	治理規劃報告建議值
河床代表粒徑1 (mm)	0.027	實測資料
河床代表粒徑2 (mm)	0.297	實測資料
河床代表粒徑3 (mm)	2.38	實測資料
河床代表粒徑4 (mm)	9.52	實測資料
河床代表粒徑5 (mm)	152	實測資料
河床代表粒徑6 (mm)	457	實測資料
作用層厚度 E_m (m)	0.3	檢定
無因次沖蝕係數 K_p	0.7×10^{-6}	檢定
岩床沖蝕指數 K_h	43~330	現場調查

表 5-2 大安溪案例模式選用參數表

參數名稱	數值	參數來源
曼寧n值	0.04	治理規劃報告建議值
懸浮載代表粒徑 (mm)	0.5	檢定
河床代表粒徑1 (mm)	67.8	實測資料
河床代表粒徑2 (mm)	87.0	實測資料
河床代表粒徑3 (mm)	117.3	實測資料
作用層厚度 E_m (m)	0.1	檢定
無因次沖蝕係數 K_p	1.0×10^{-6}	檢定
岩床沖蝕指數 K_h	25~812	現場調查
遷急點後退指數 λ	1.0	預設數值
遷急點臨界坡度 S_{cr}	0.07	現場調查

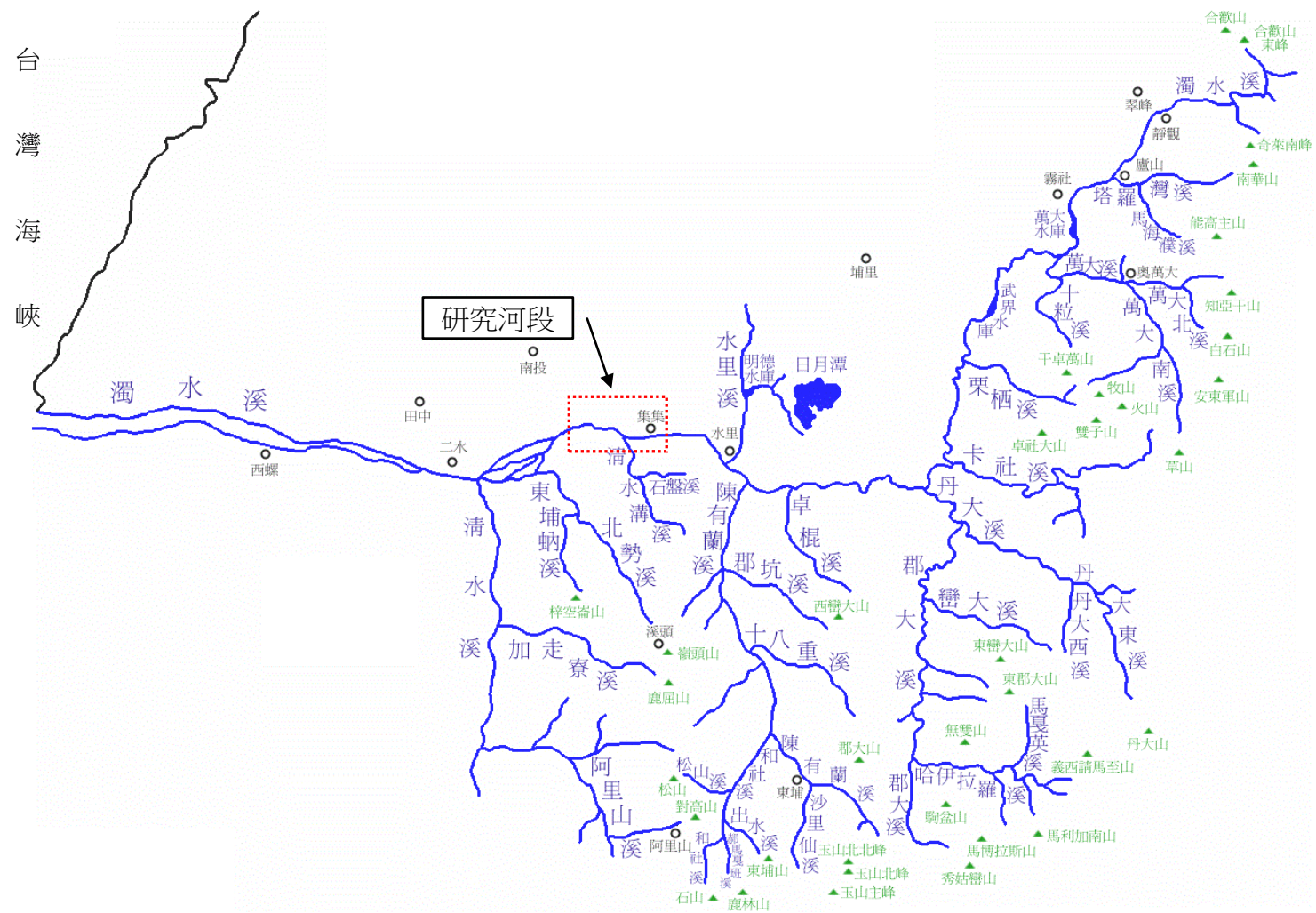


圖 5-1 濁水溪流域圖

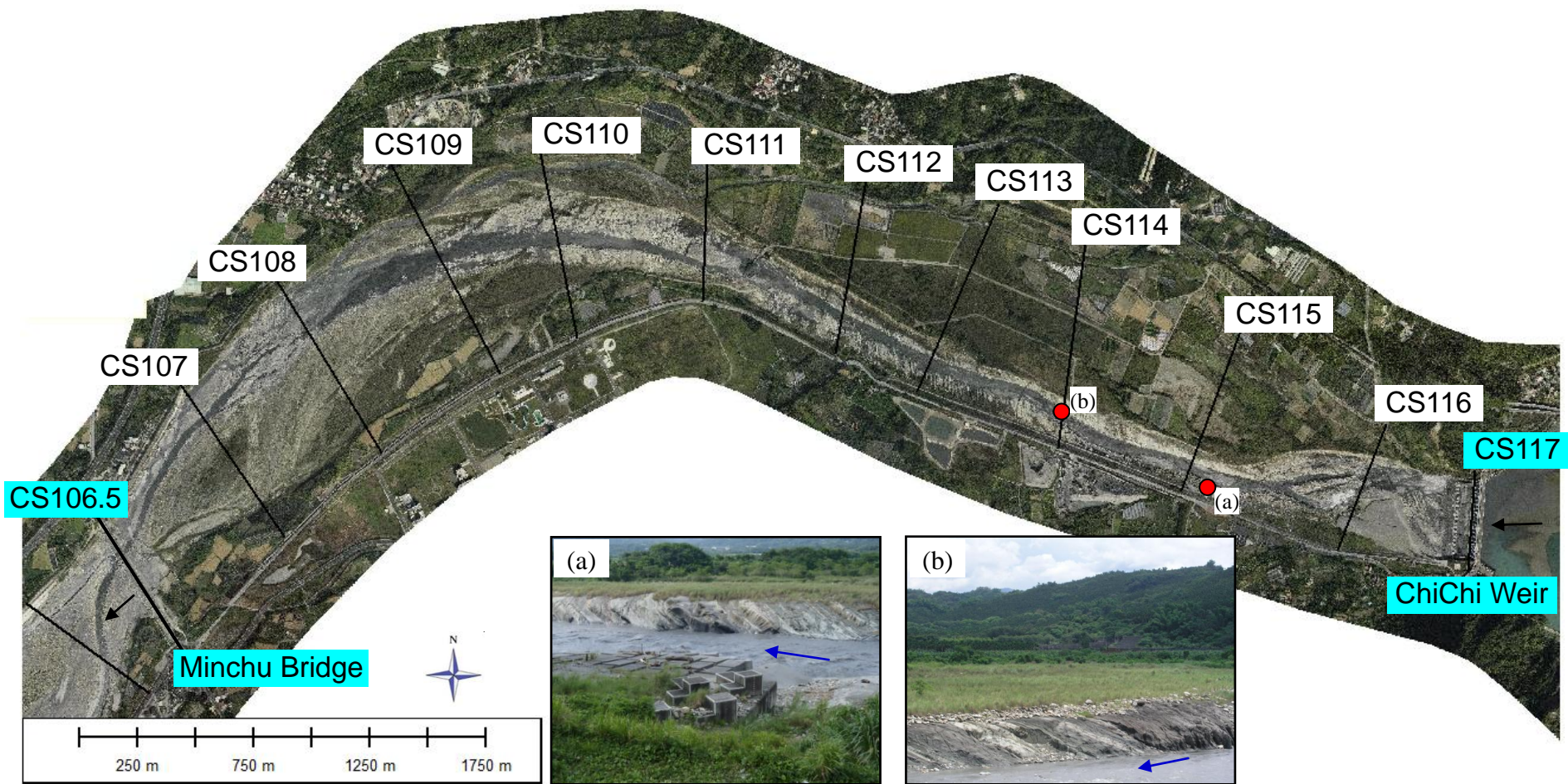


圖 5-2 濁水溪集集攔河堰河段航照圖與現場照片

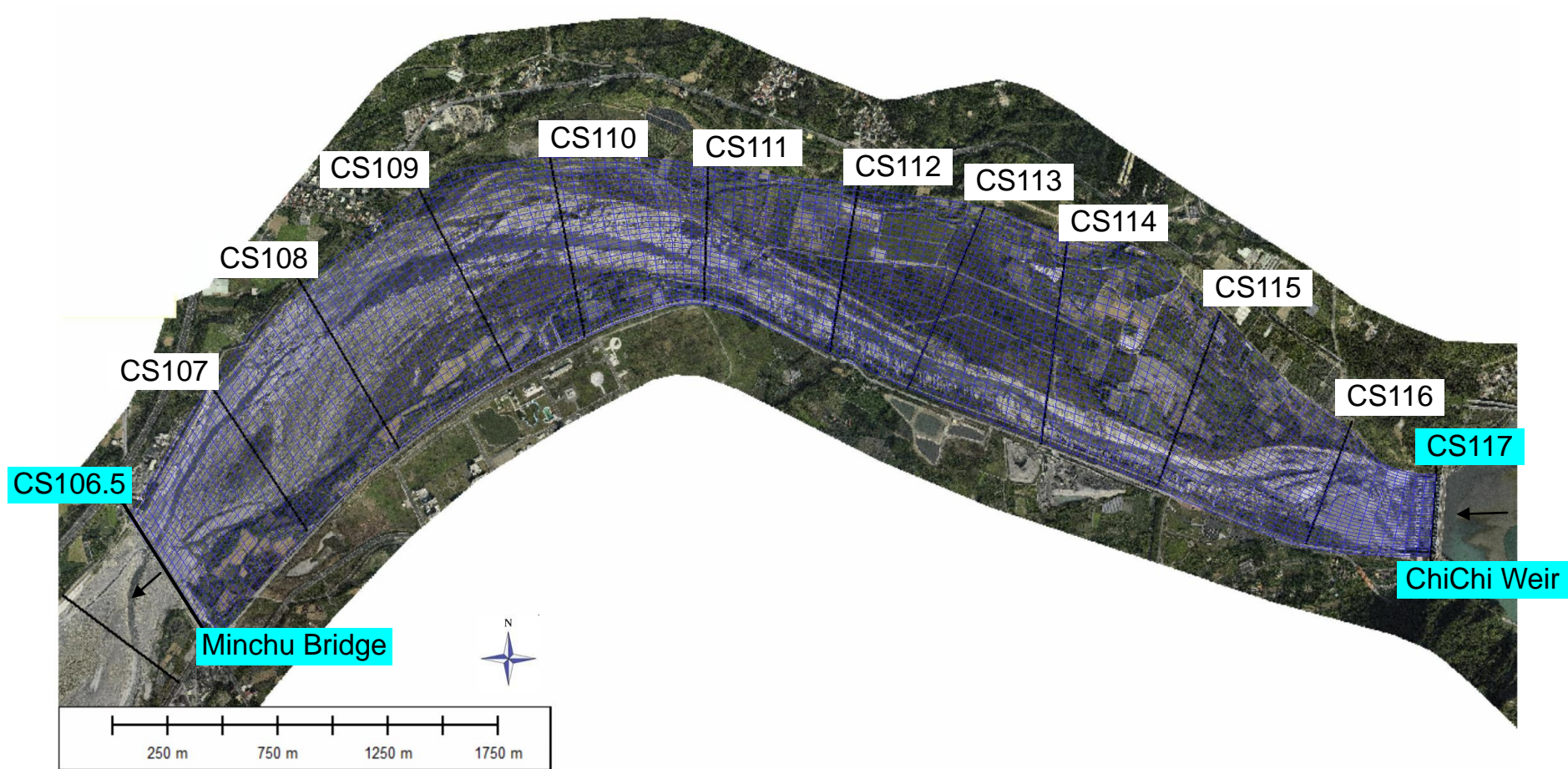


圖 5-3 濁水溪案例模擬格網圖

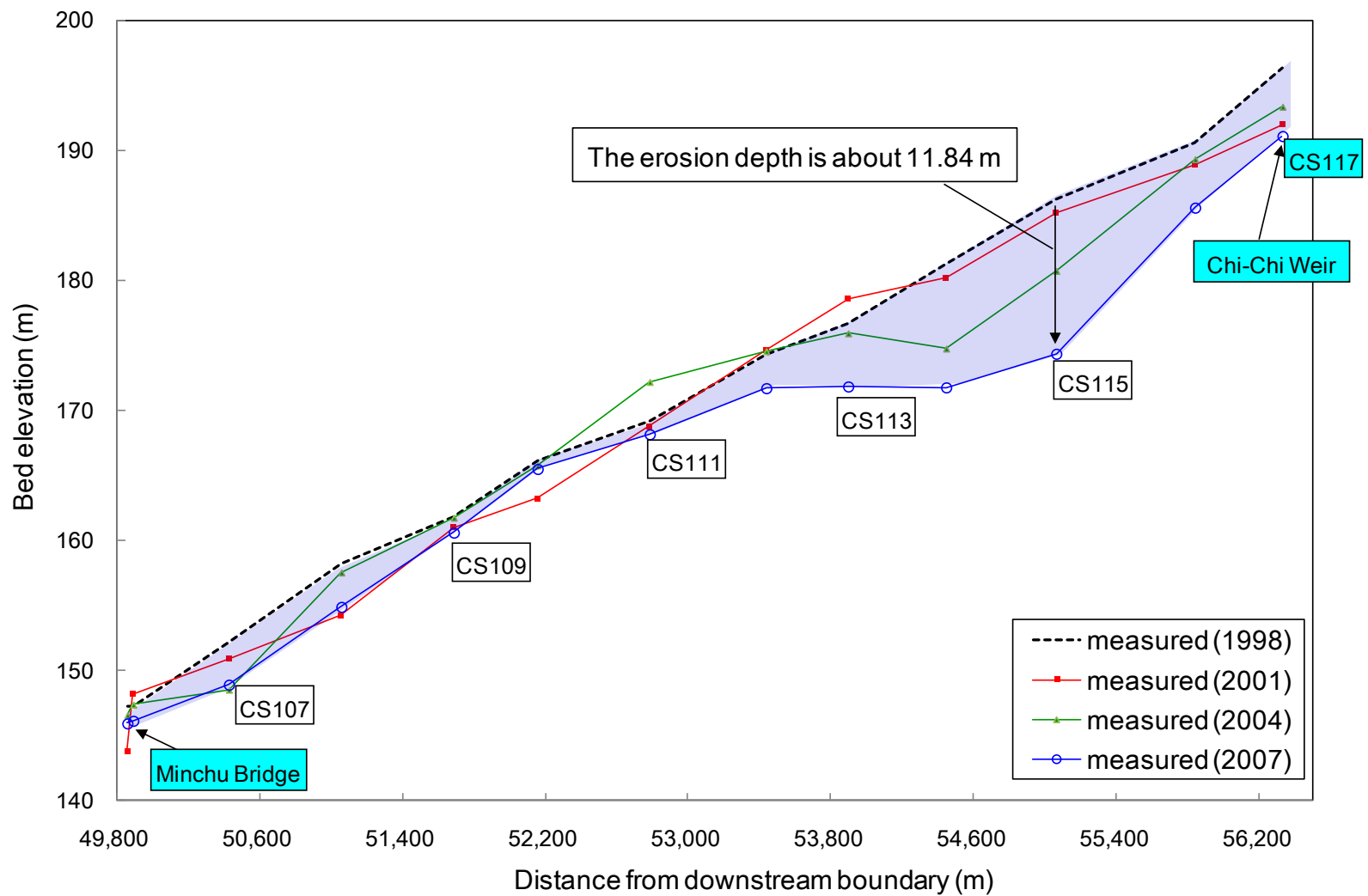


圖 5-4 濁水溪集集攔河堰河段 87 ~ 96 年實測河床縱剖面變化圖

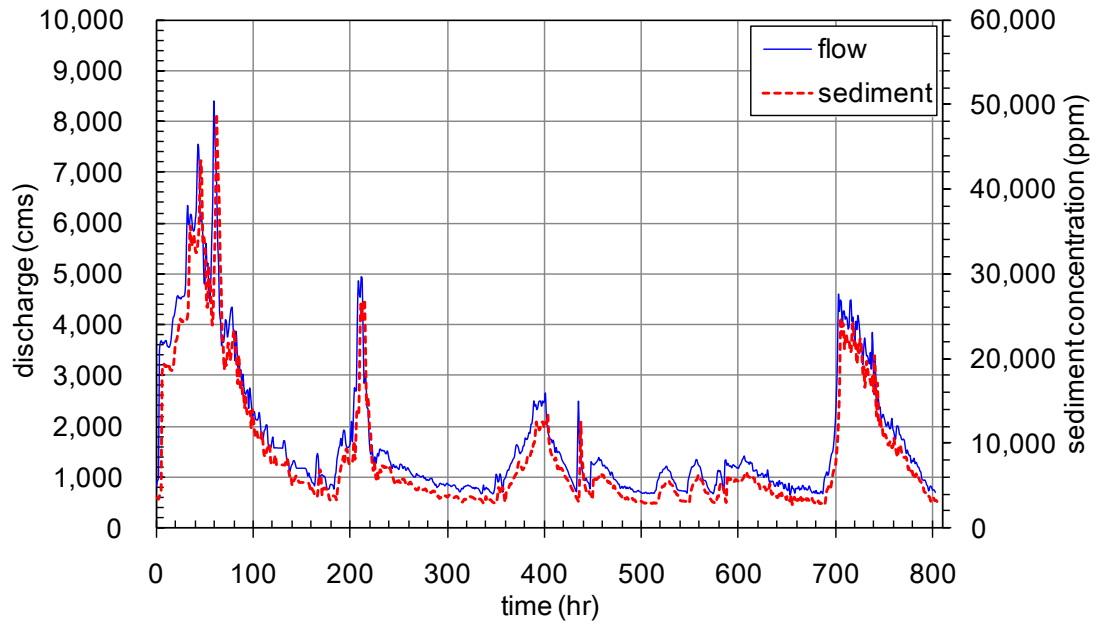


圖 5-5 濁水溪案例集集堰流量、泥砂量邊界條件歷線圖
(93年7月~96年2月)

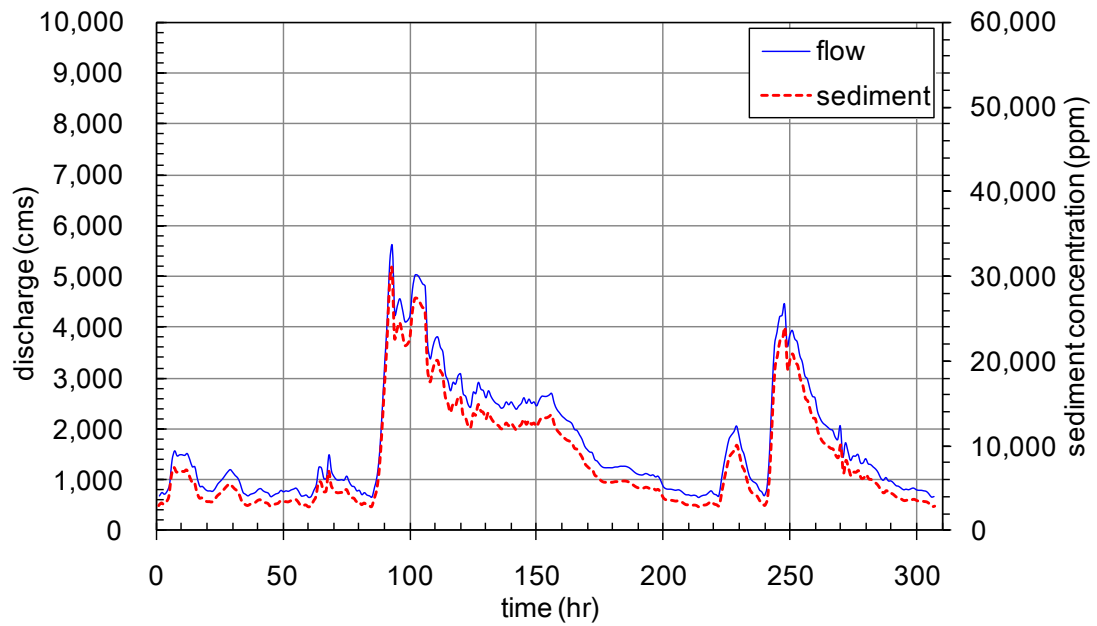


圖 5-6 濁水溪案例集集堰流量、泥砂量邊界條件歷線圖
(96年2月~97年11月)

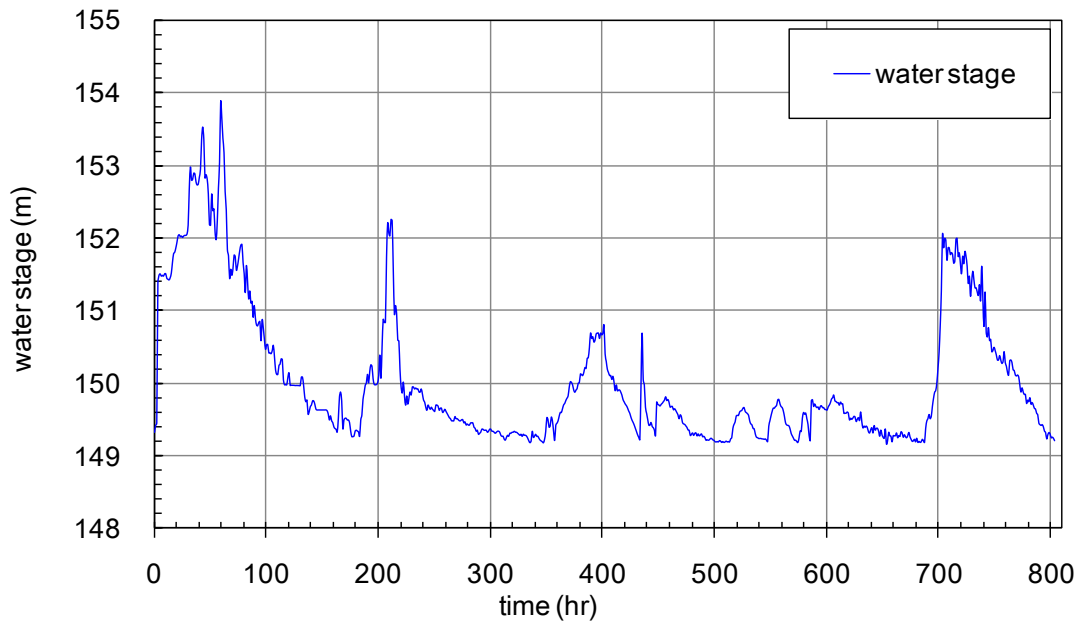


圖 5-7 濁水溪案例名竹大橋水位邊界條件歷線圖
(93年7月~96年2月)

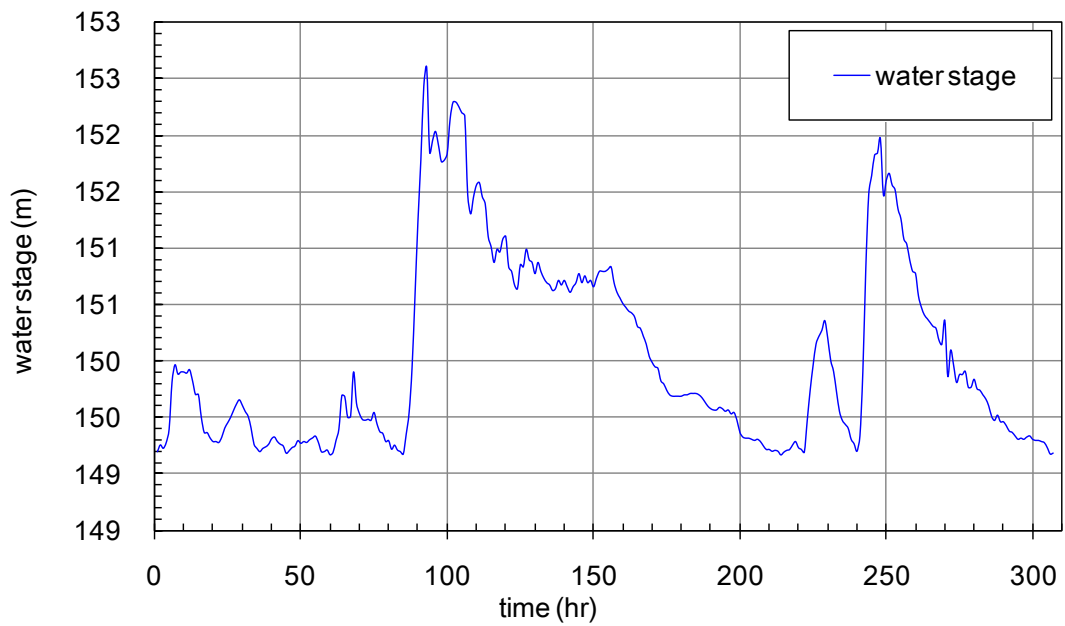


圖 5-8 濁水溪案例名竹大橋水位邊界條件歷線圖
(96年2月~97年11月)

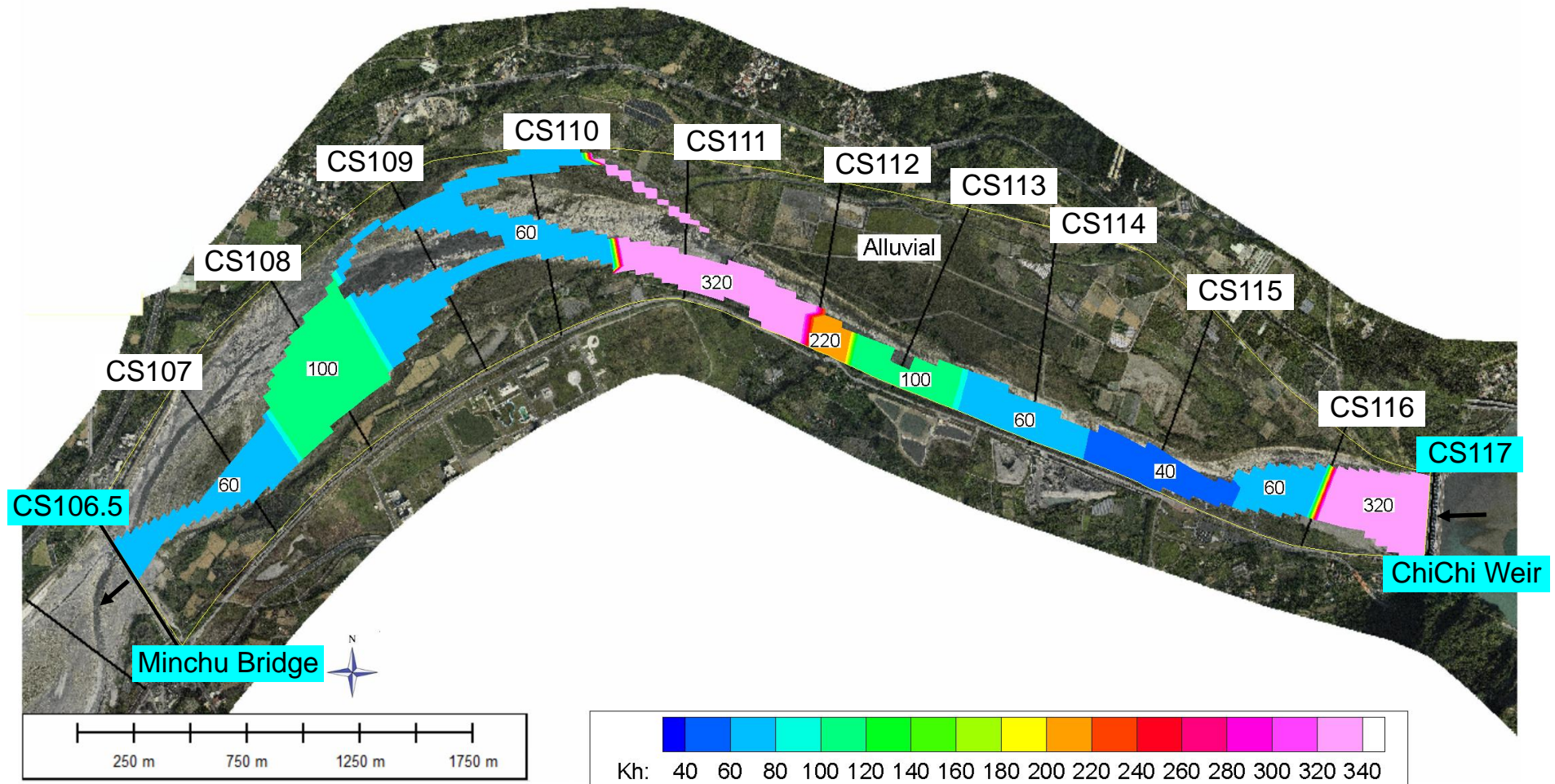


圖 5-9 濁水溪案例河床沖蝕指數 K_h 分布圖

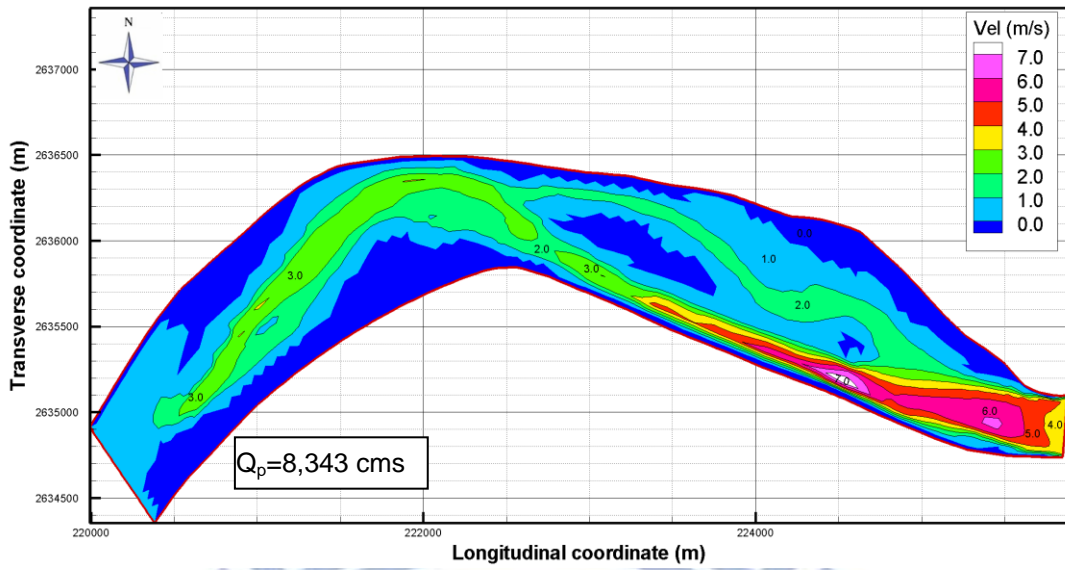


圖 5-10 濁水溪案例模擬洪峰流速分布圖

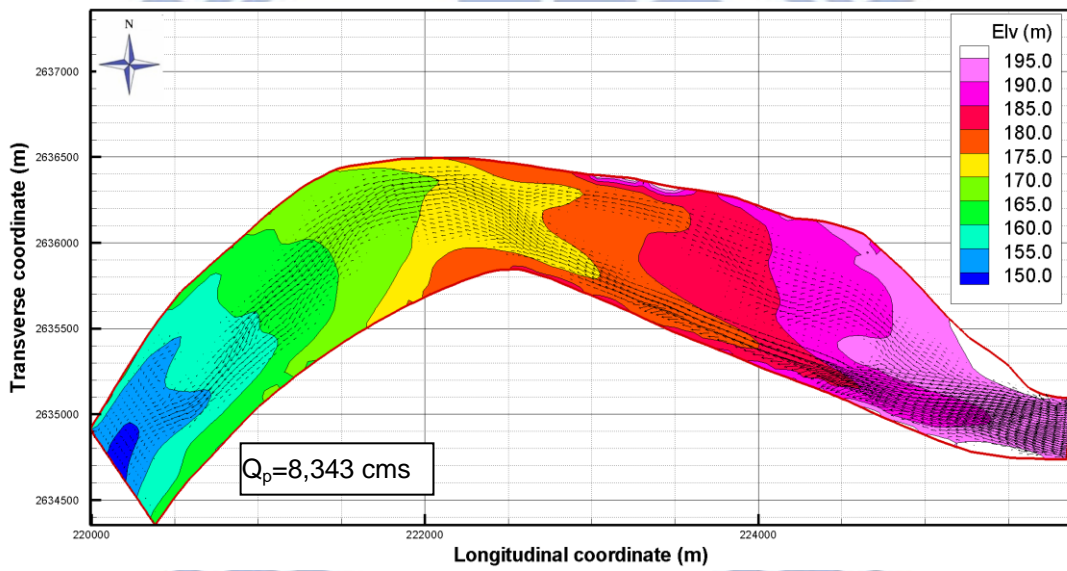


圖 5-11 濁水溪案例模擬洪峰流場分布圖

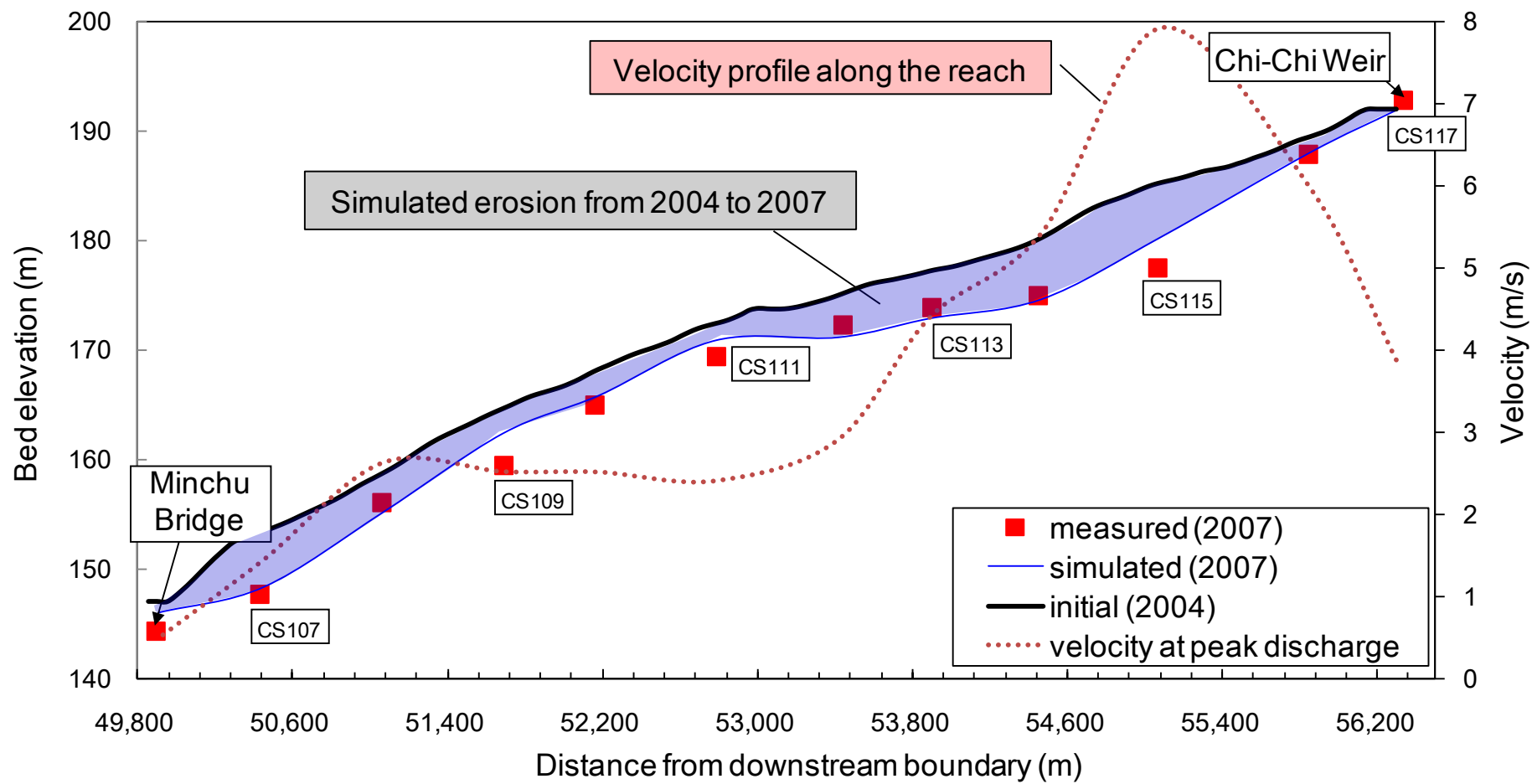


圖 5-12 濁水溪案例模擬與實測底床縱剖面圖(檢定)

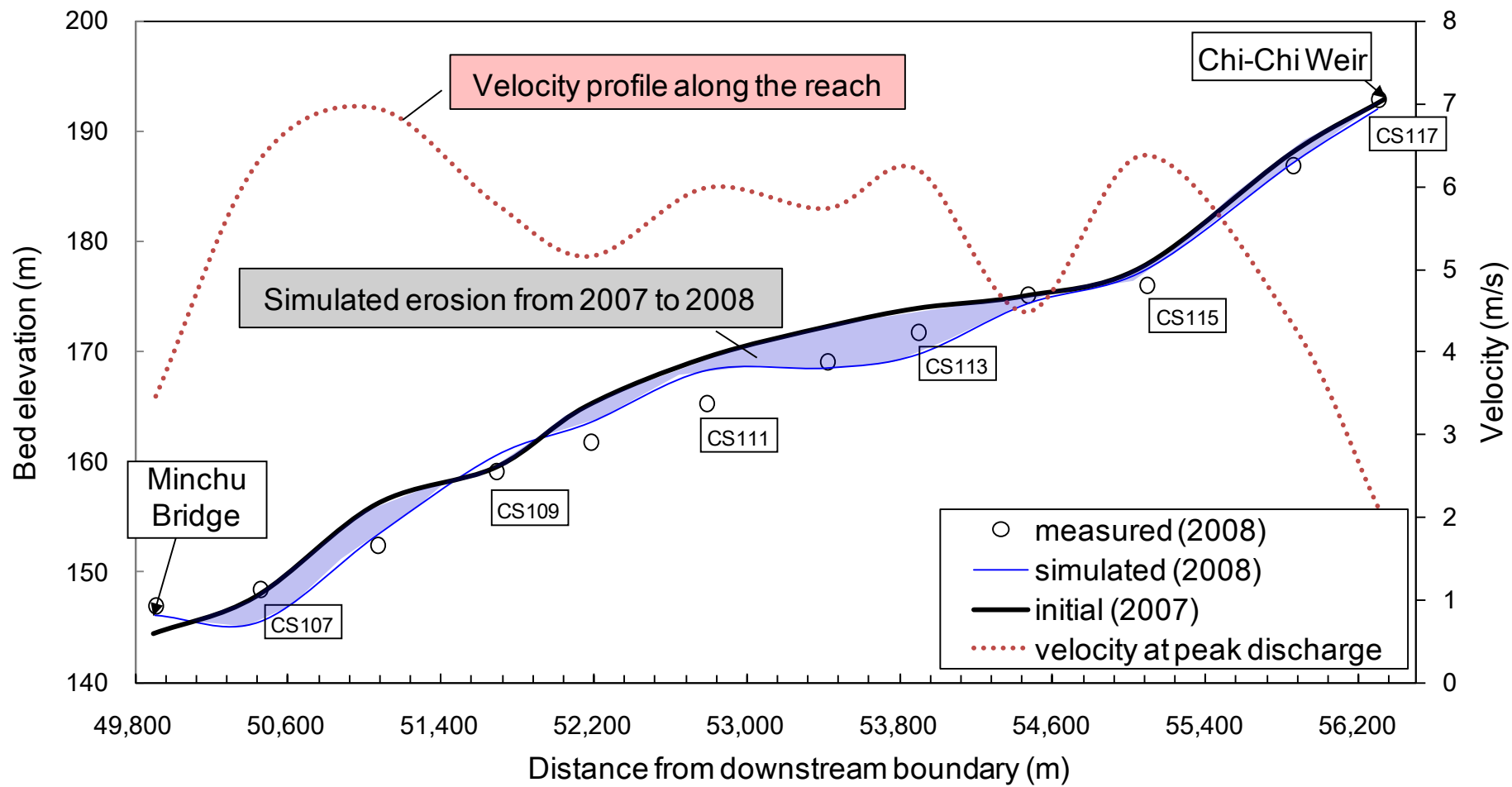


圖 5-13 濁水溪案例模擬與實測底床縱剖面圖(驗證)

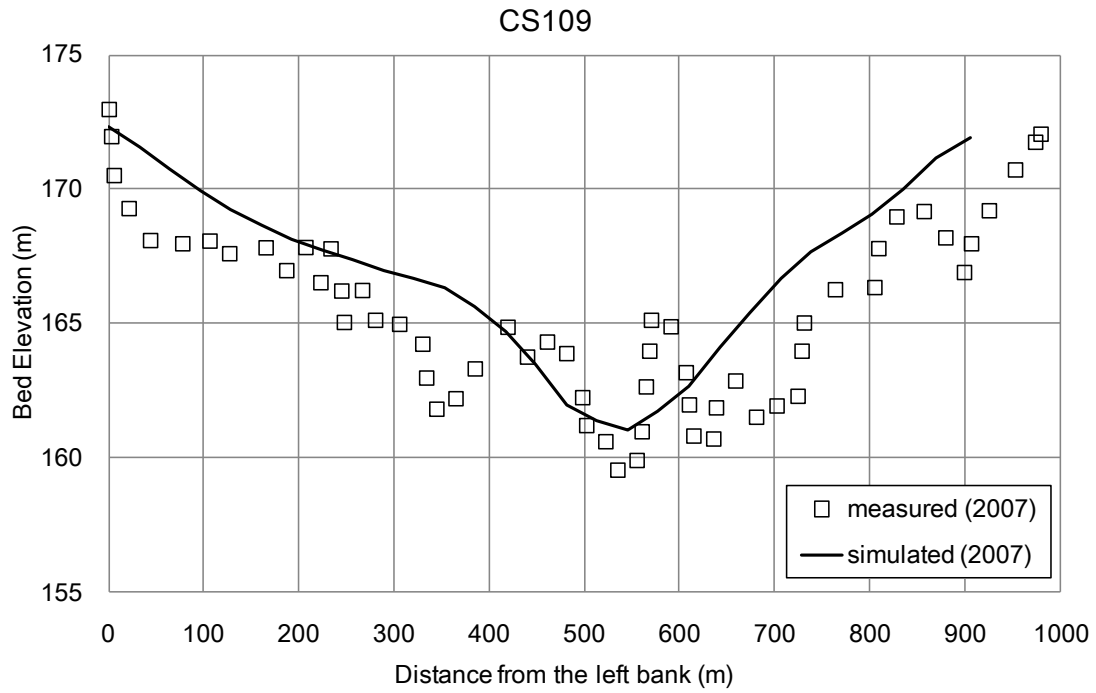


圖 5-14 濁水溪案例模擬與實測斷面圖(檢定)

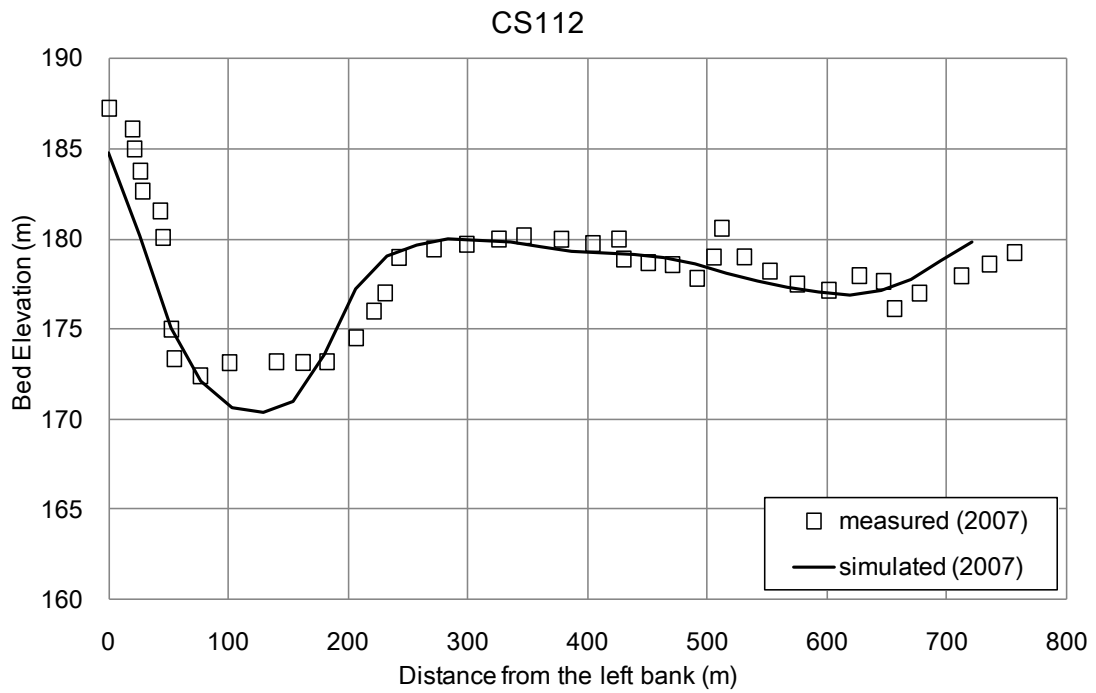


圖 5-15 濁水溪案例模擬與實測斷面圖(檢定)

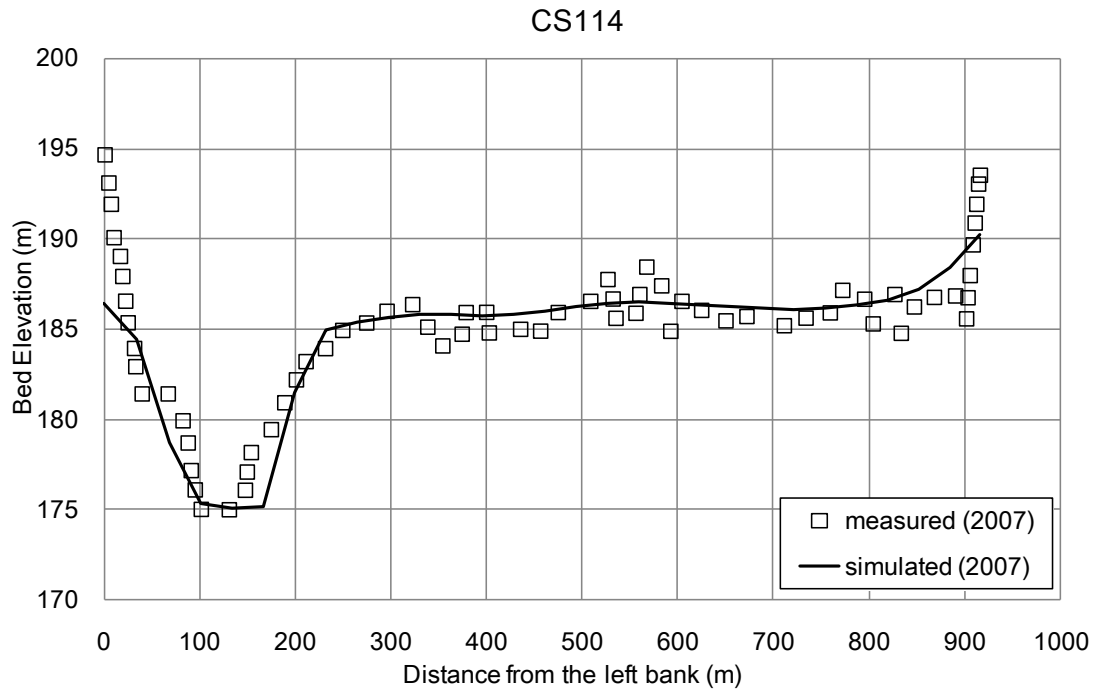


圖 5-16 濁水溪案例模擬與實測斷面圖(檢定)

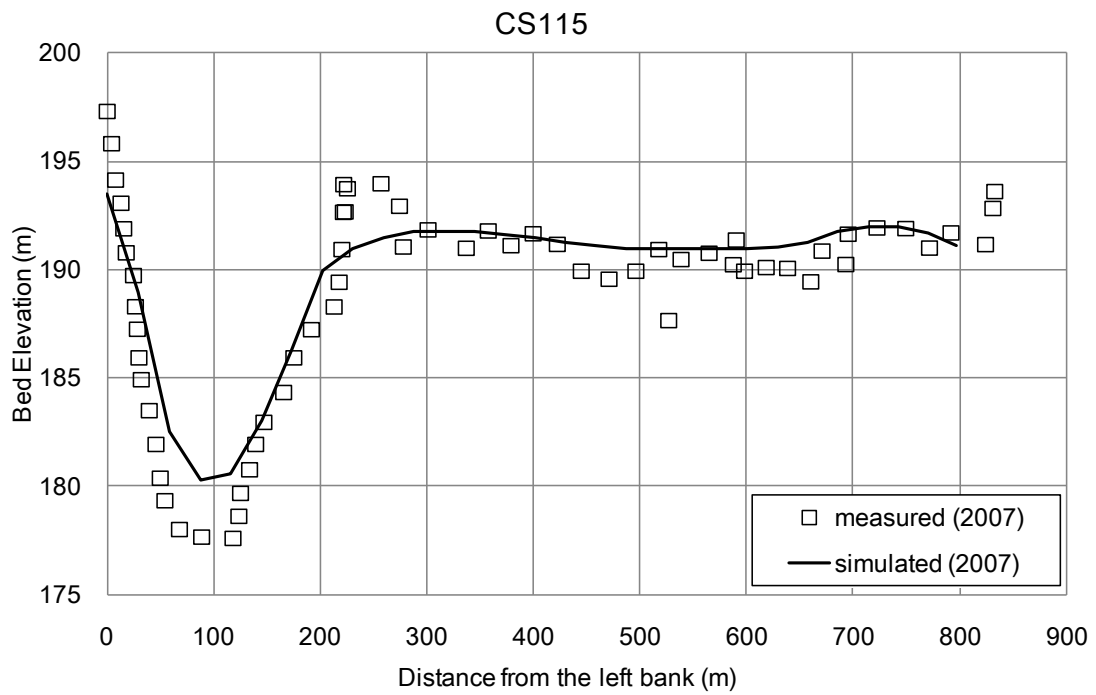


圖 5-17 濁水溪案例模擬與實測斷面圖(檢定)

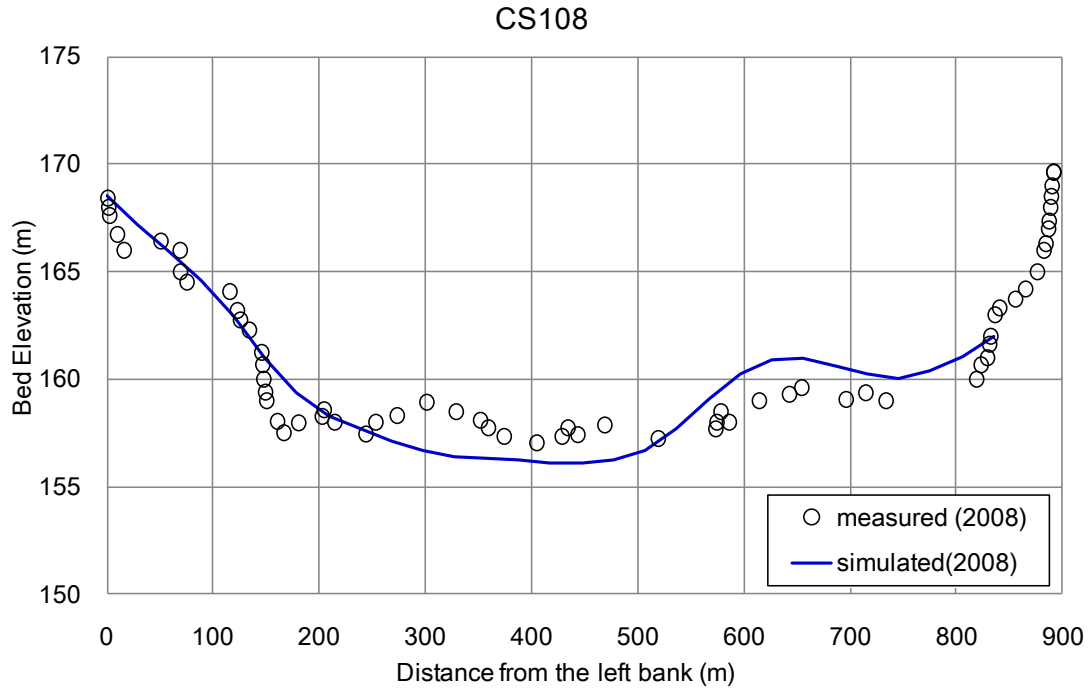


圖 5-18 濁水溪案例模擬與實測斷面圖(驗證)

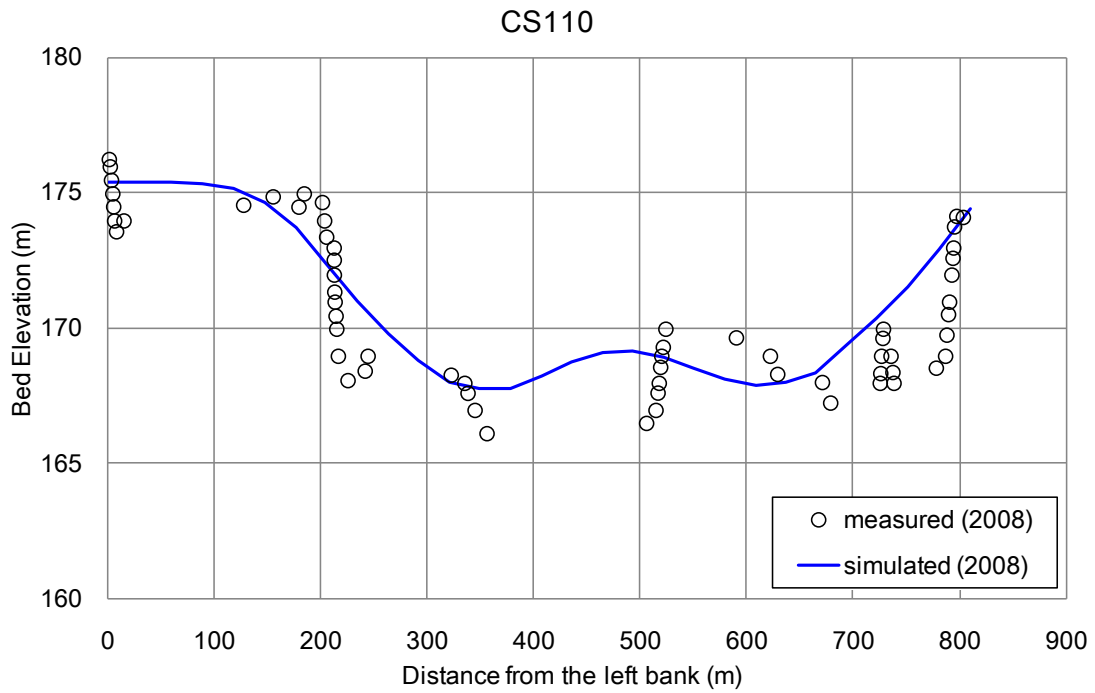


圖 5-19 濁水溪案例模擬與實測斷面圖(驗證)

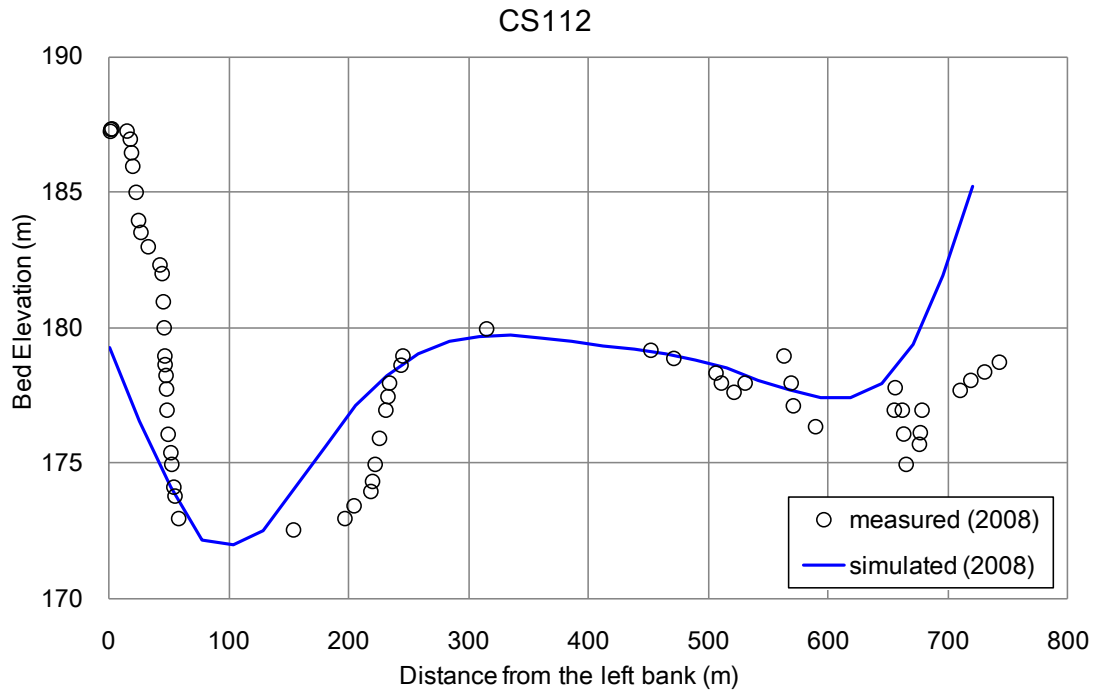


圖 5-20 濁水溪案例模擬與實測斷面圖(驗證)

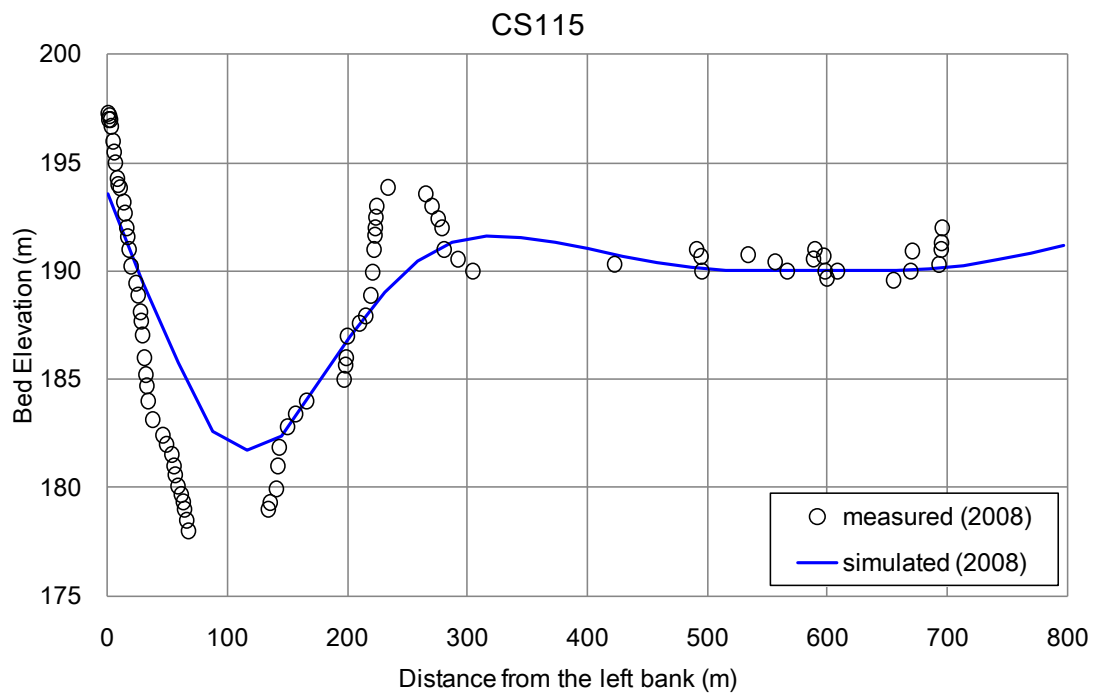


圖 5-21 濁水溪案例模擬與實測斷面圖(驗證)

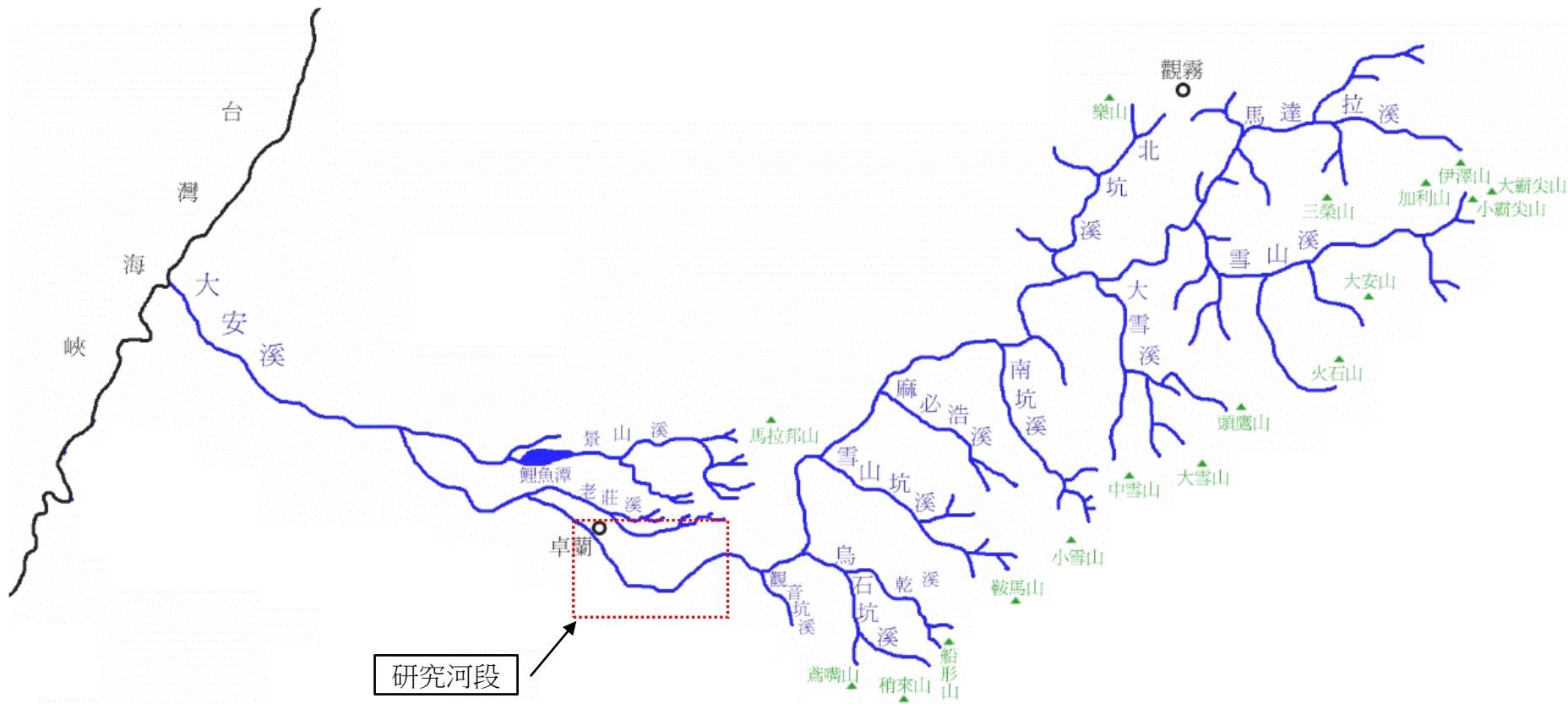


圖 5-22 大安溪流域圖

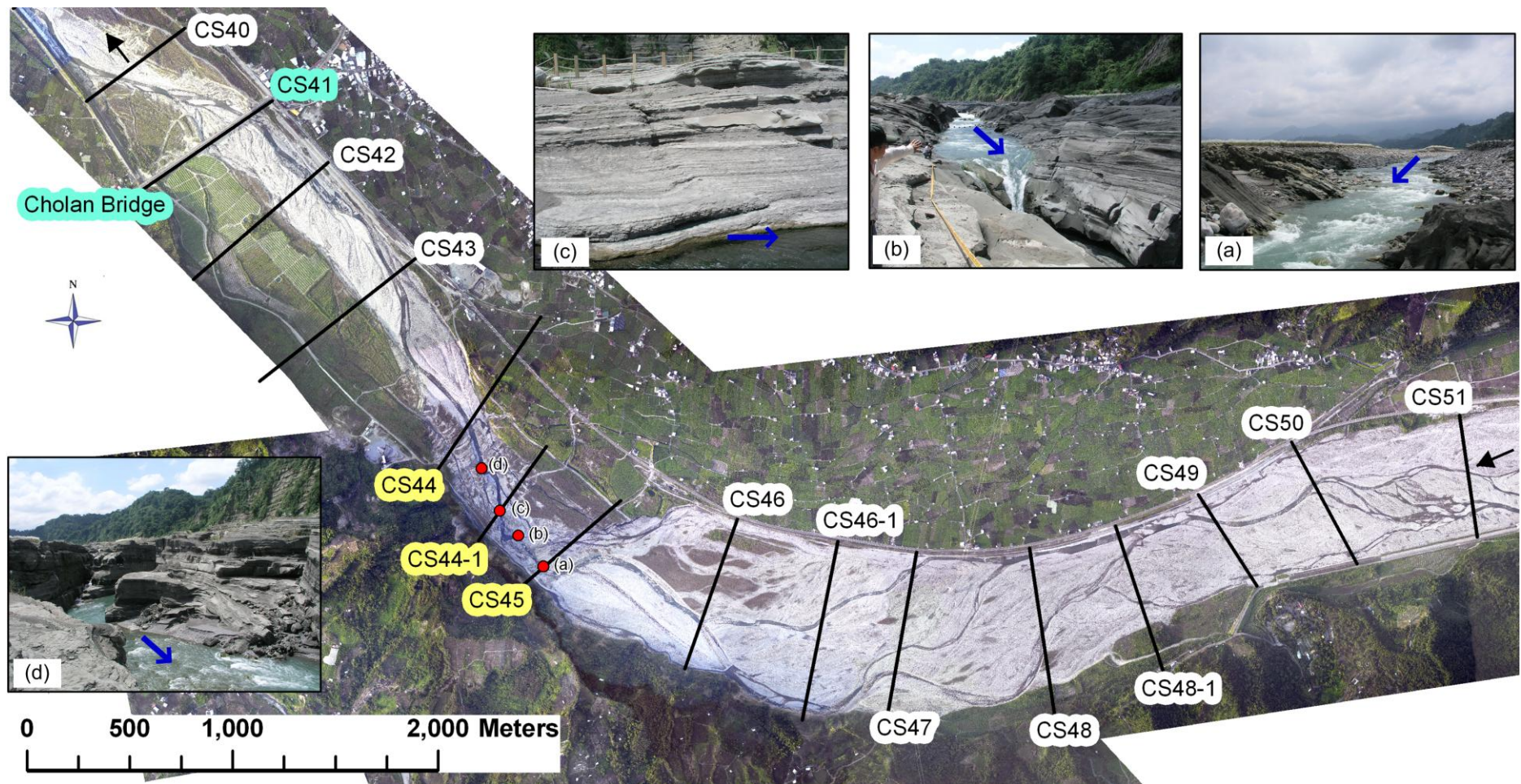


圖 5-23 大安溪研究範圍航照圖與峽谷段現場照片

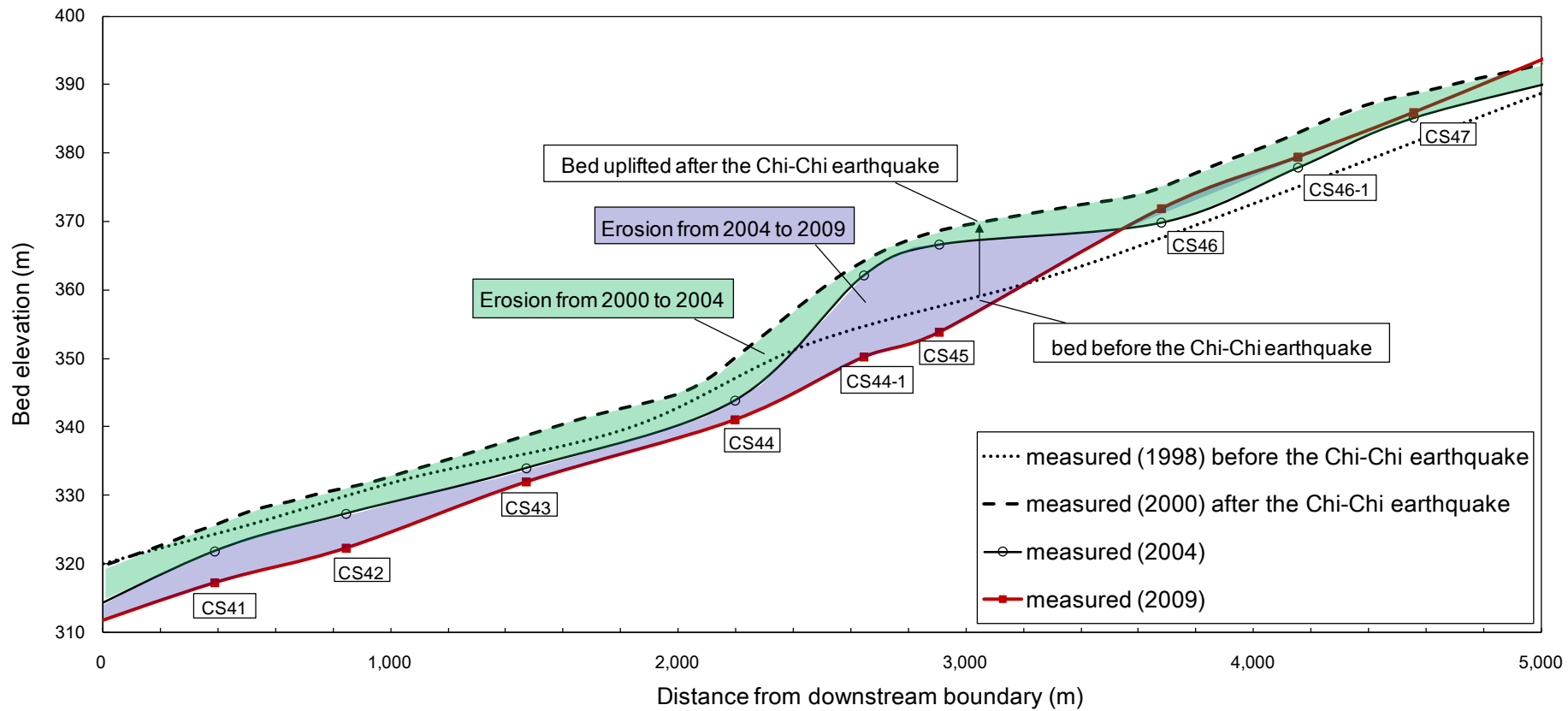


圖 5-24 大安溪 87 ~ 98 年實測河床縱剖面變化圖

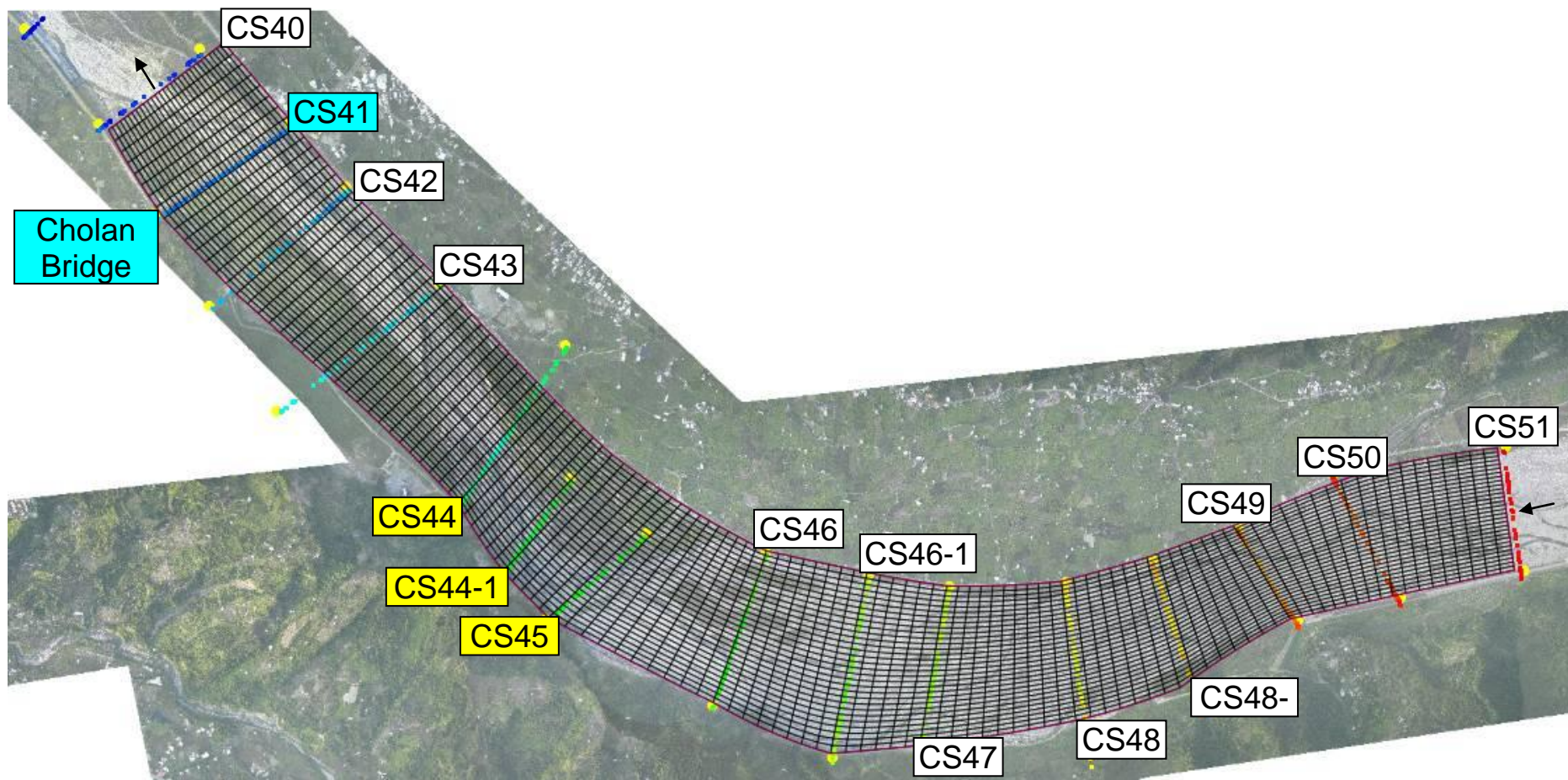


圖 5-25 大安溪案例模擬格網圖

Flow and sediment hydrograph at inlet (calibration)

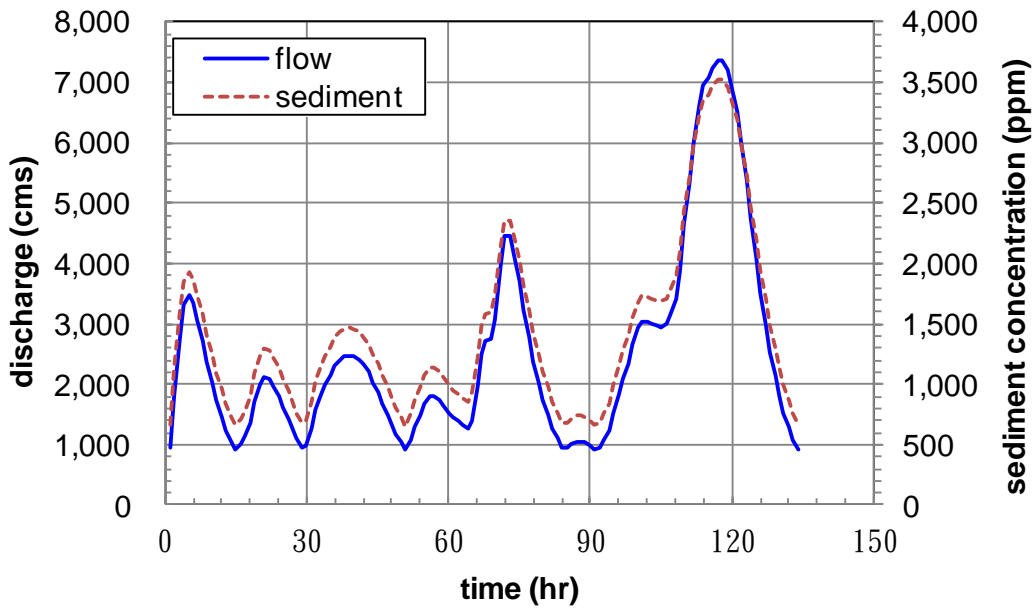


圖 5-26 大安溪案例上游流量、泥砂量邊界條件歷線圖(89~93 年)

Flow and sediment hydrograph at inlet (validation)

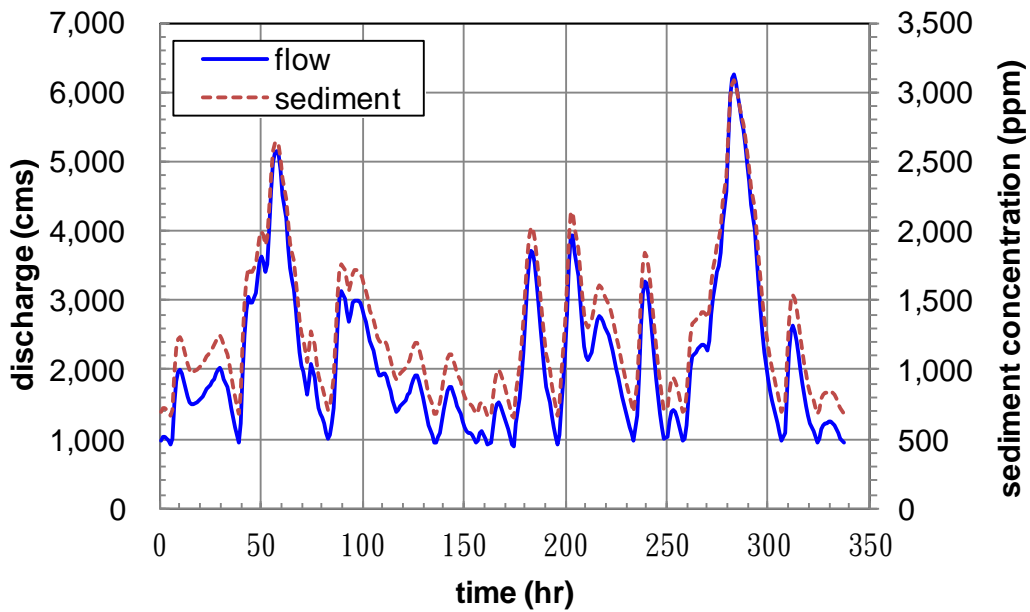


圖 5-27 大安溪案例上游流量、泥砂量邊界條件歷線圖(93~98 年)

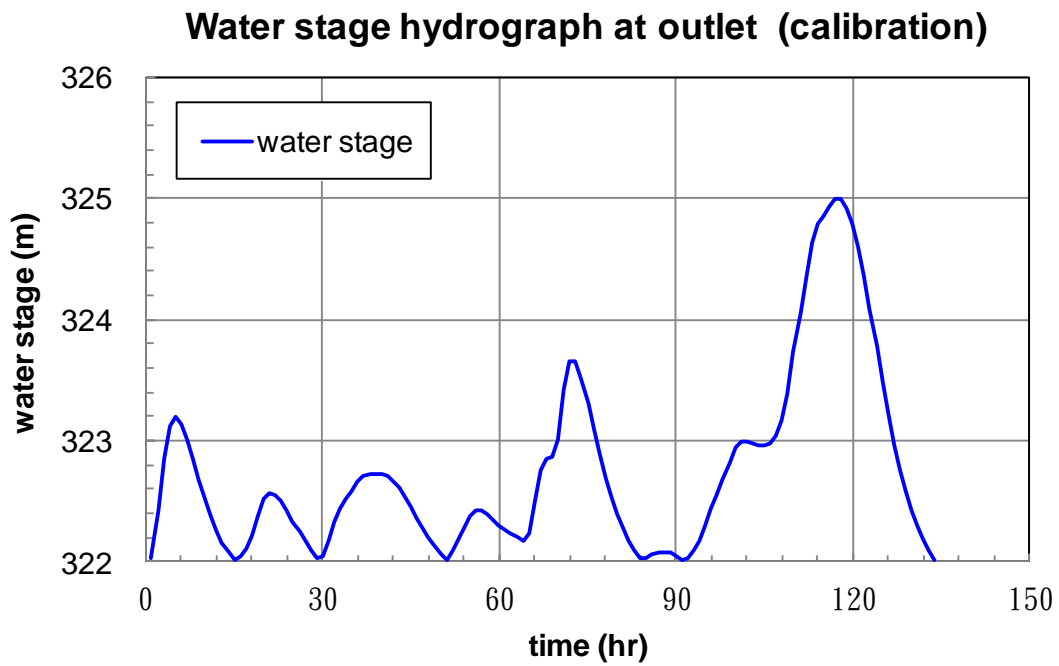


圖 5-28 大安溪案例下游水位邊界條件歷線圖(89~93 年)

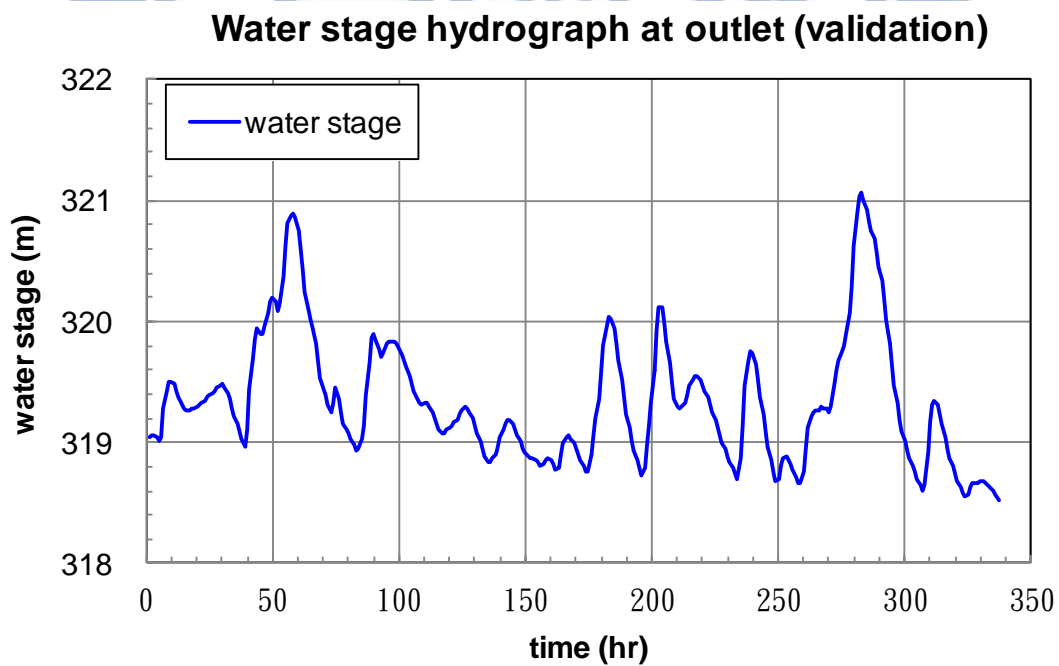


圖 5-29 大安溪案例下游水位邊界條件歷線圖(93~98 年)

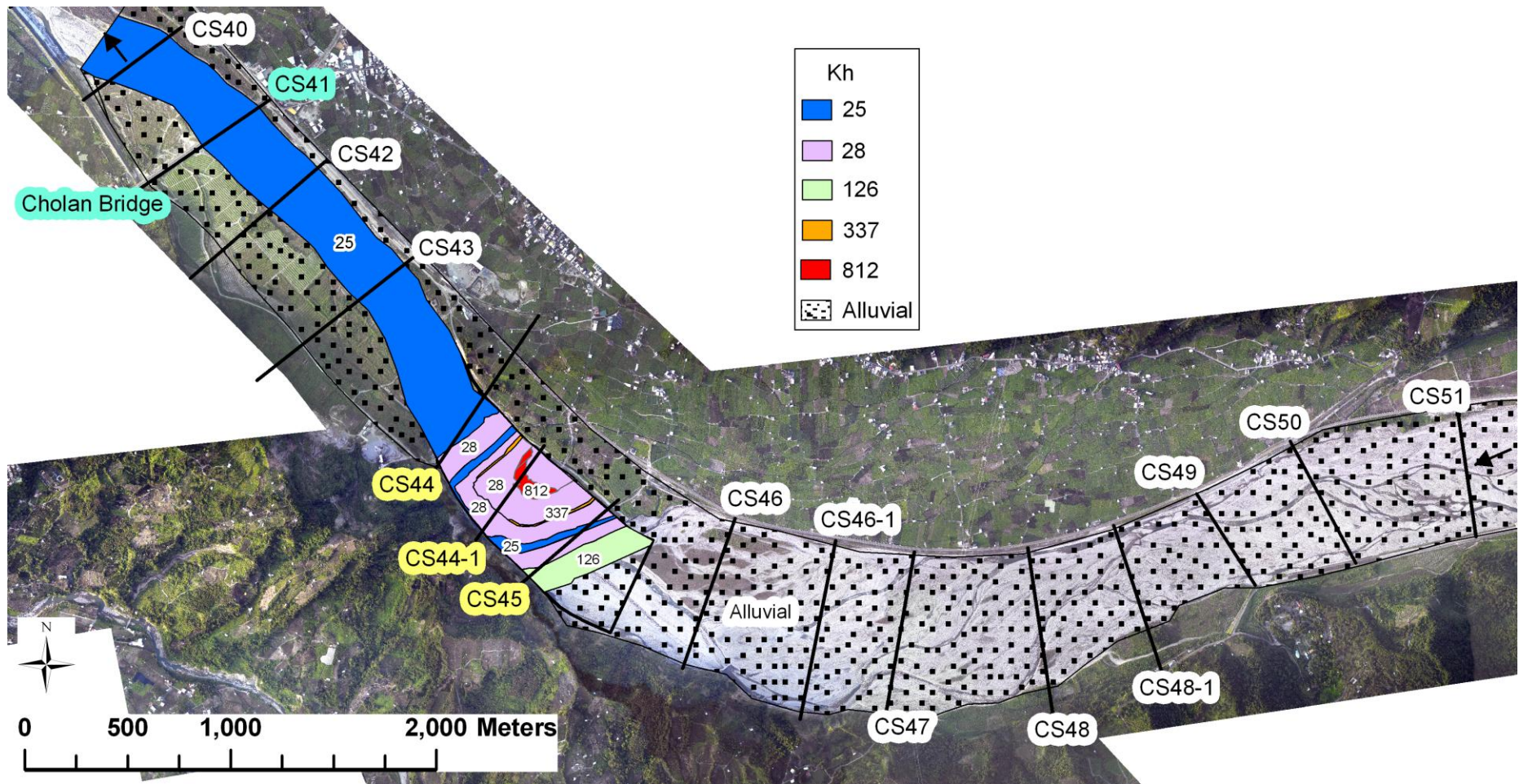


圖 5-30 大安溪案例河床沖蝕指數 K_h 分布圖

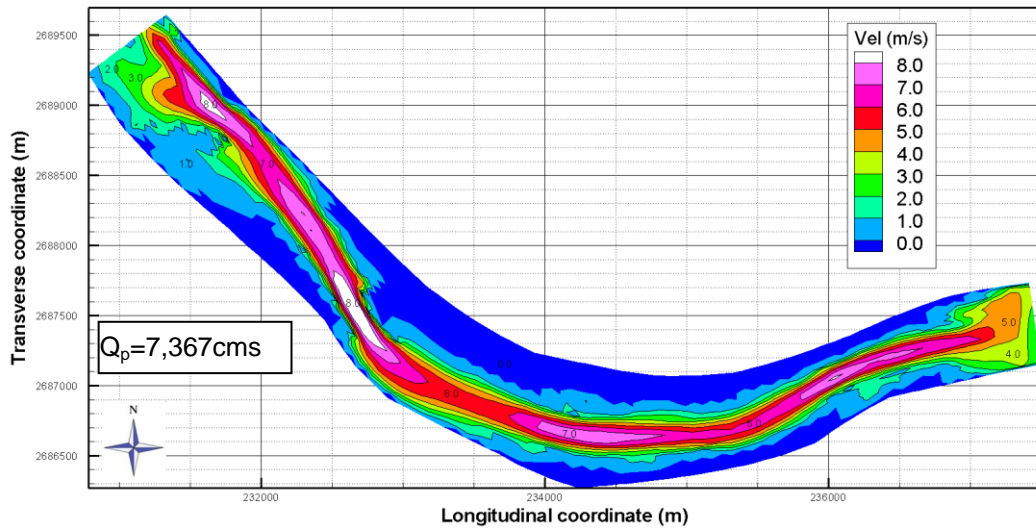


圖 5-31 大安溪案例模擬洪峰流速分布圖

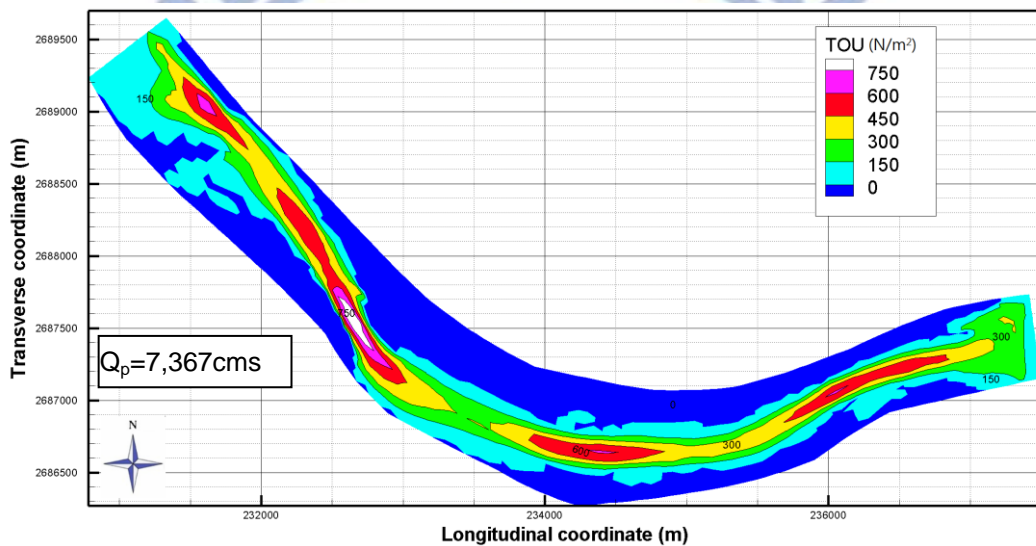


圖 5-32 大安溪案例模擬剪應力 τ 分布圖

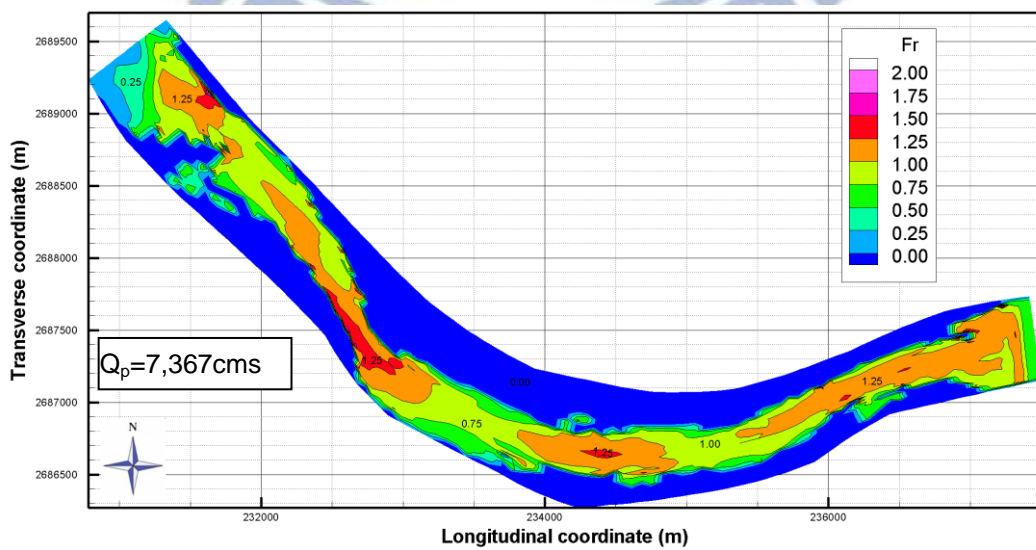


圖 5-33 大安溪案例模擬福祿數分布圖

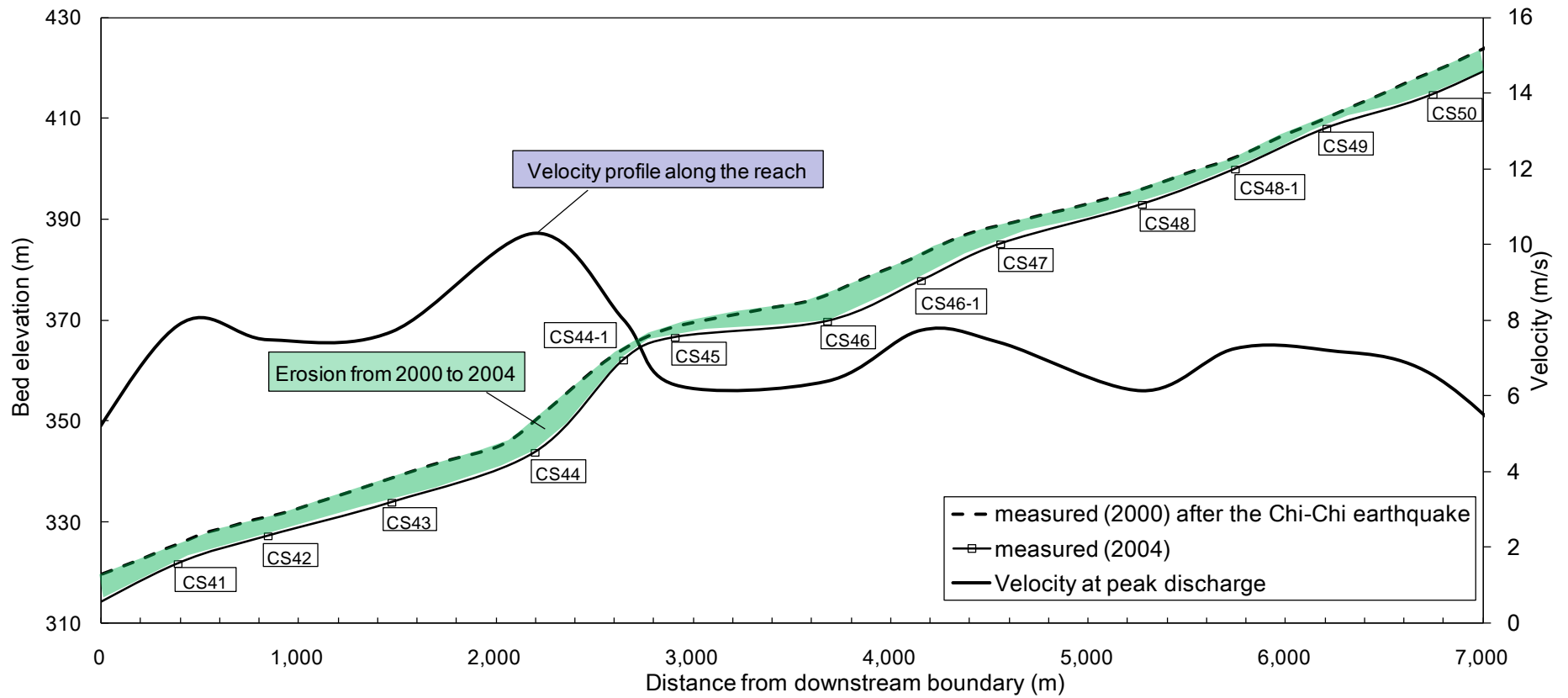


圖 5-34 大安溪案例模擬洪峰流速與實測底床縱剖面圖

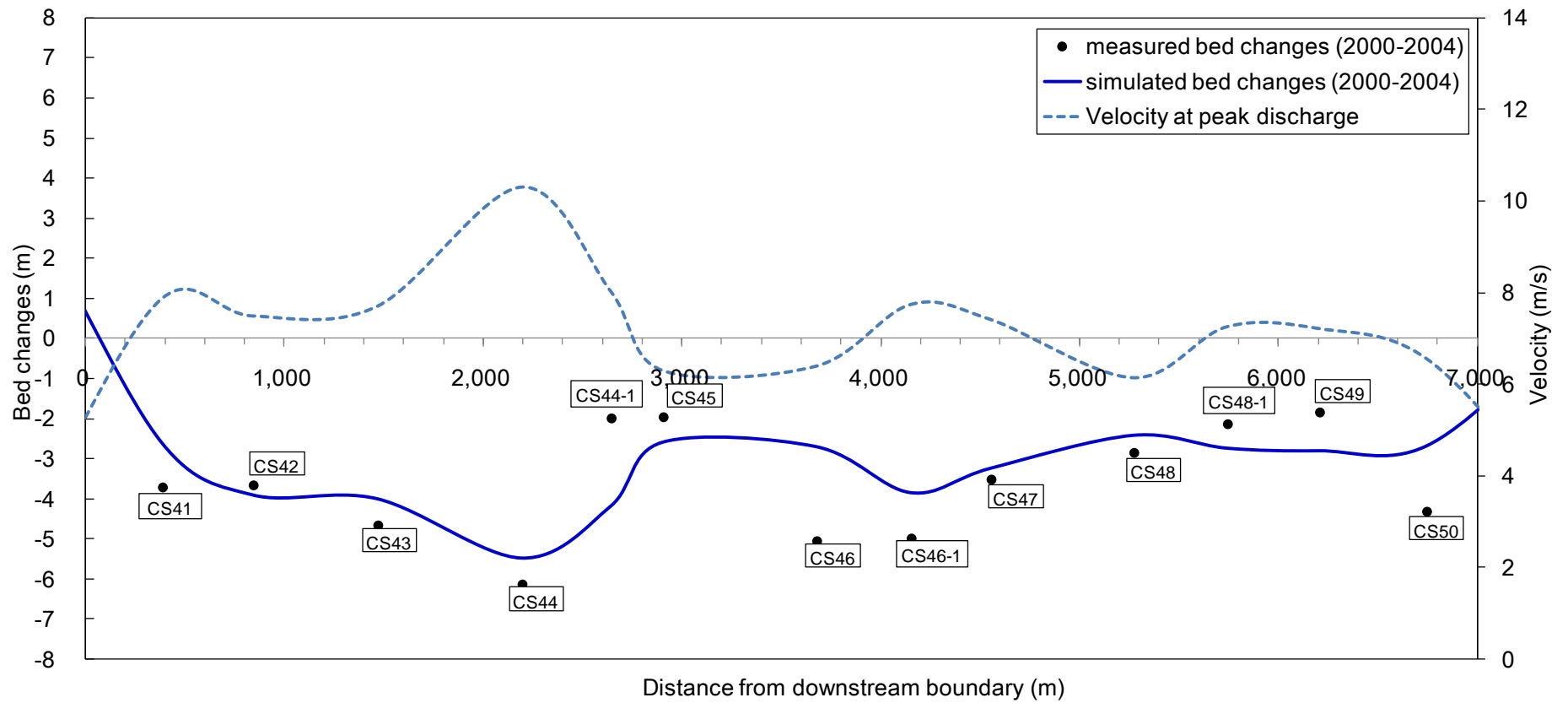


圖 5-35 大安溪案例模擬底床沖淤與流速縱剖面圖(檢定)

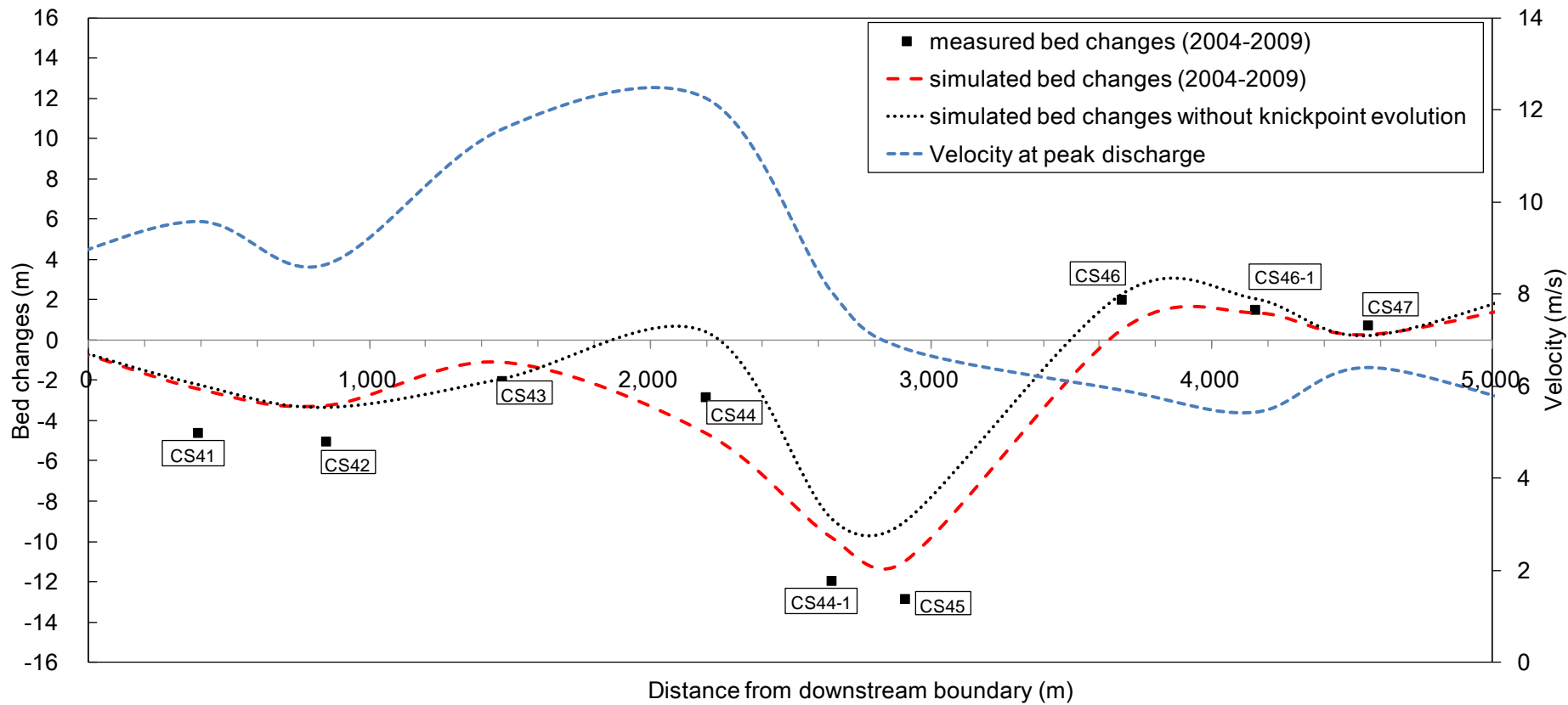


圖 5-36 大安溪案例模擬底床沖淤與流速縱剖面圖(驗證)

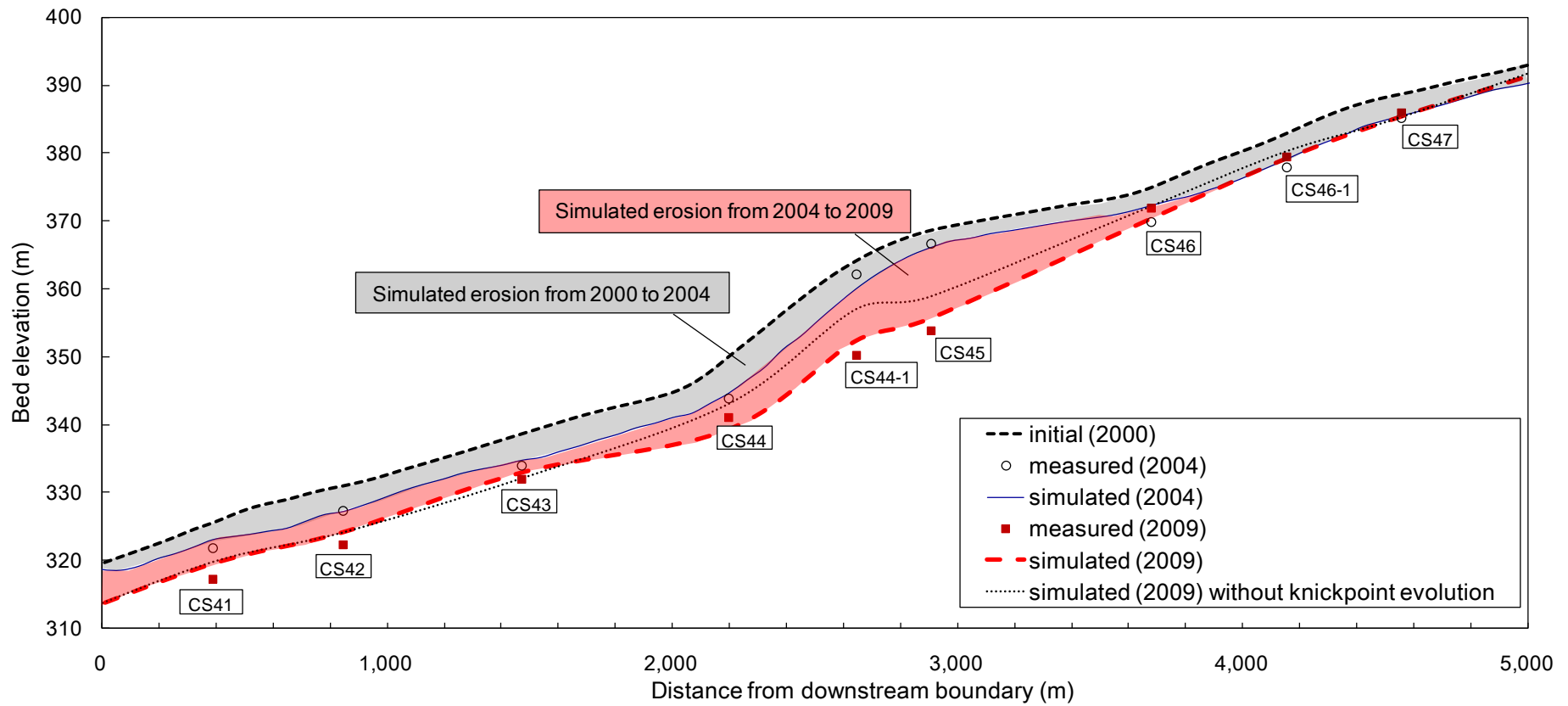


圖 5-37 大安溪案例模擬與實測底床縱剖面圖

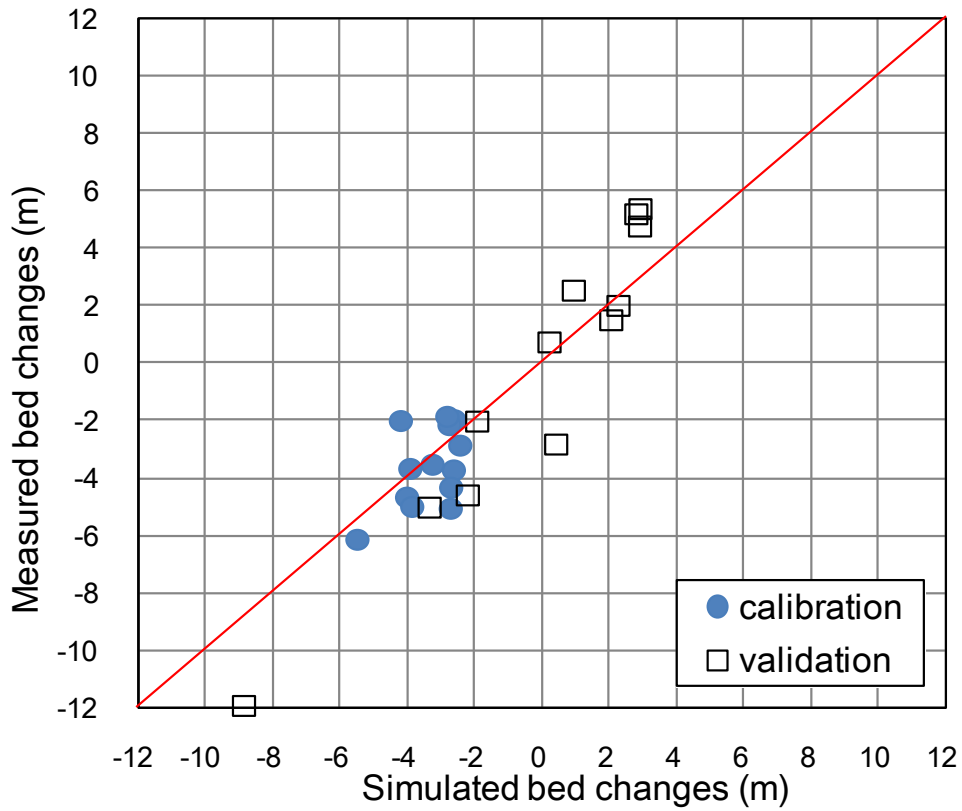


圖 5-38 大安溪案例模擬與實測底床縱剖面誤差分析圖

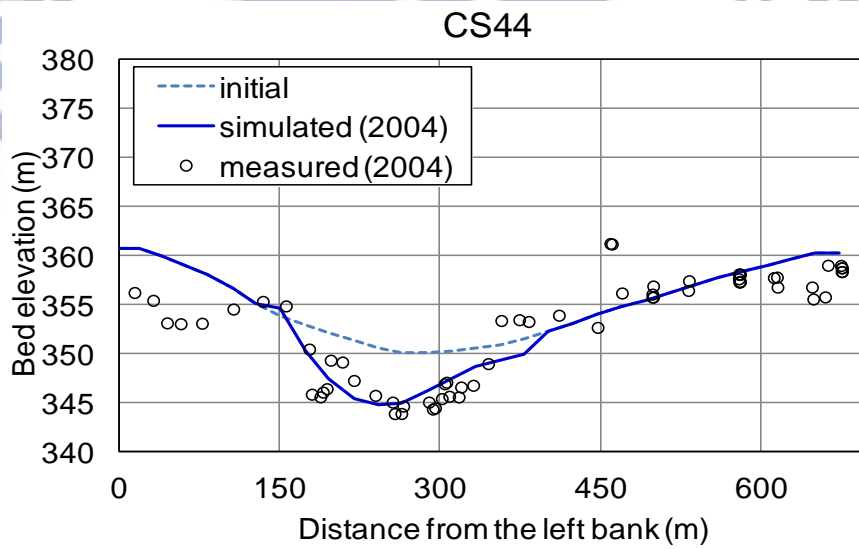


圖 5-39 大安溪案例模擬與實測斷面橫剖面圖(檢定)

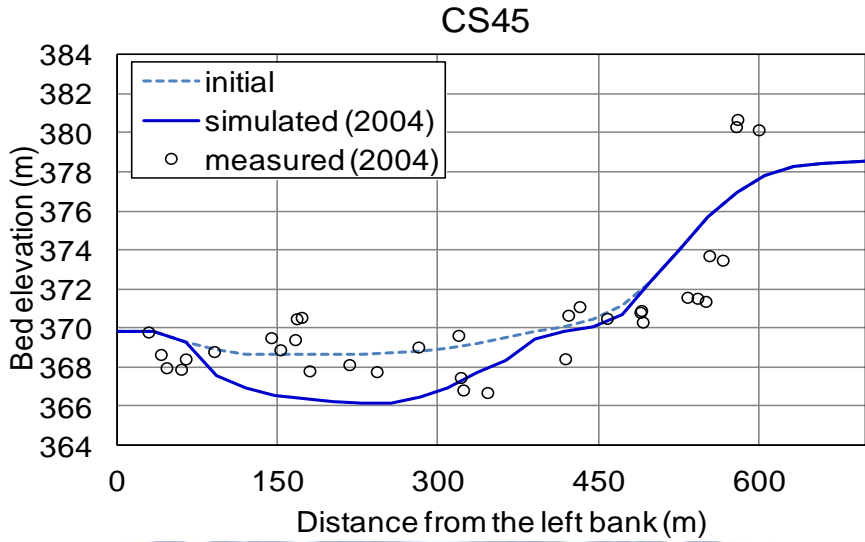


圖 5-40 大安溪案例模擬與實測斷面圖(檢定)

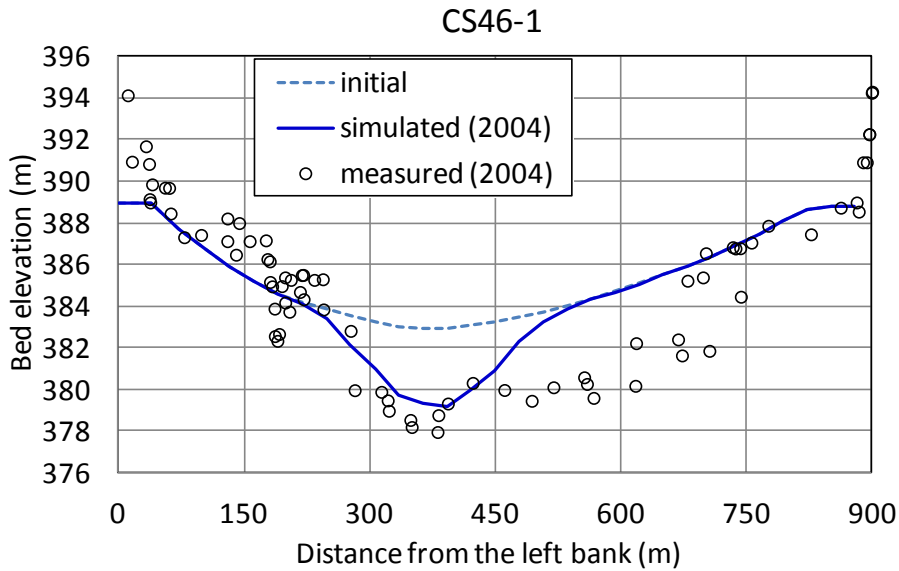


圖 5-41 大安溪案例模擬與實測斷面圖(檢定)

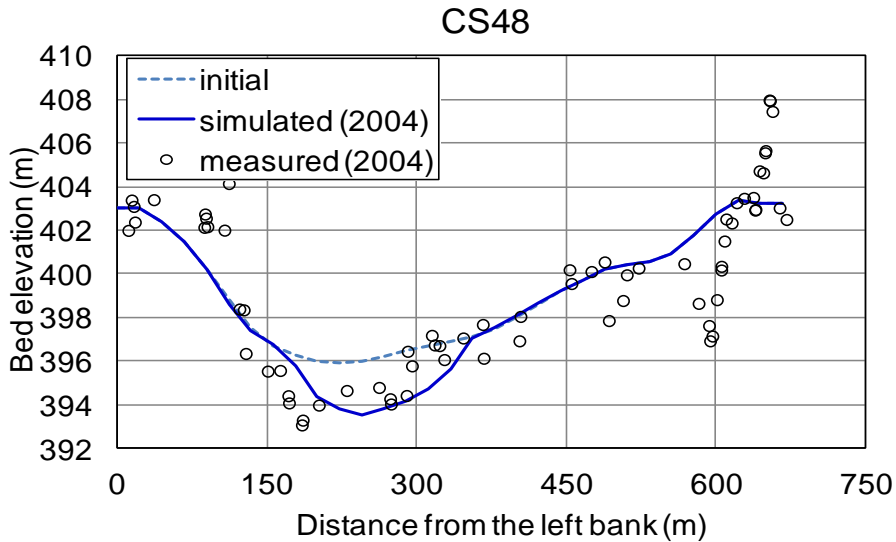


圖 5-42 大安溪案例模擬與實測斷面圖(檢定)

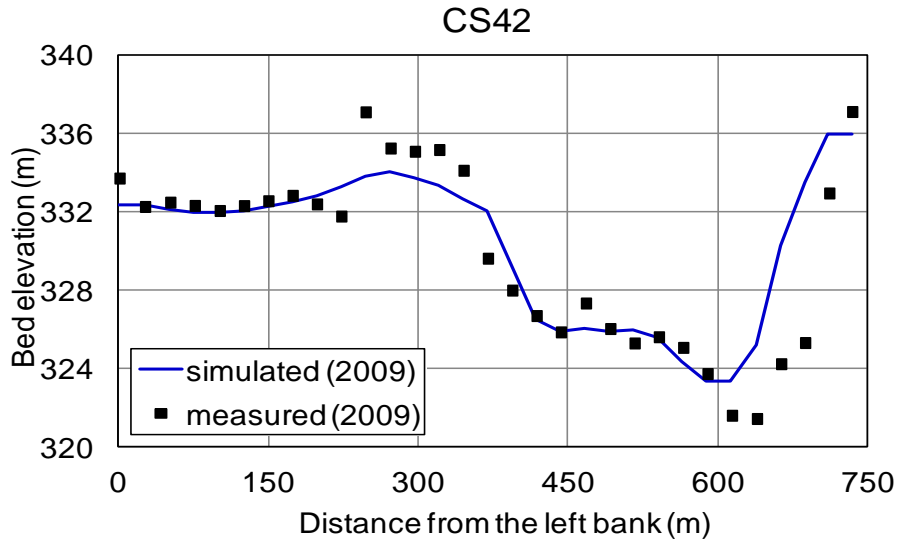


圖 5-43 大安溪案例模擬與實測斷面圖(驗證)

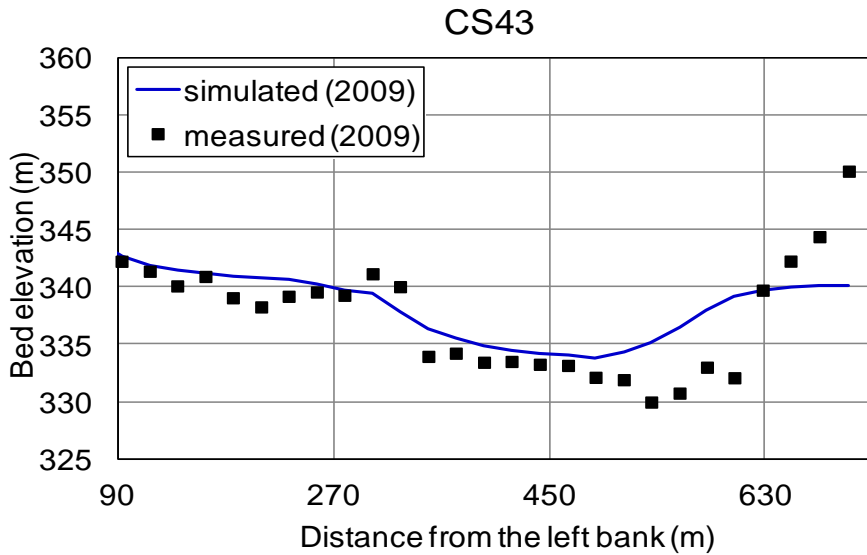


圖 5-44 大安溪案例模擬與實測斷面圖(驗證)

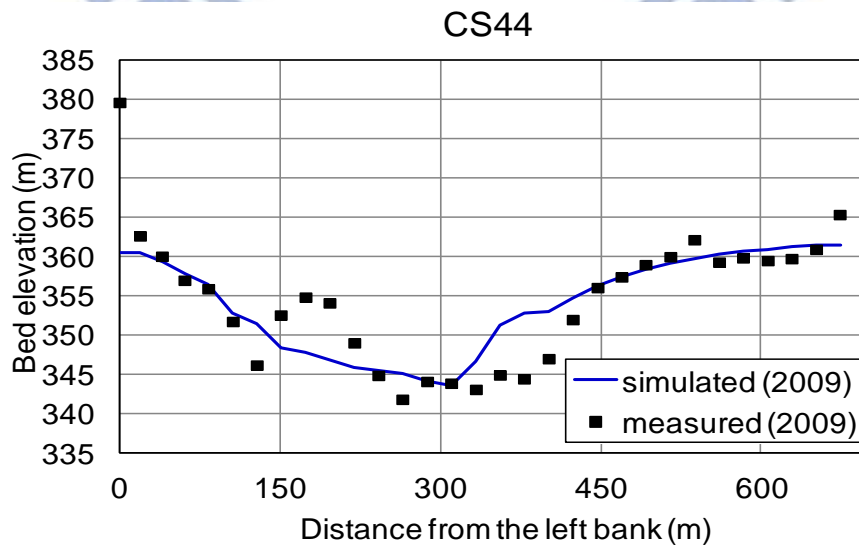


圖 5-45 大安溪案例模擬與實測斷面圖(驗證)

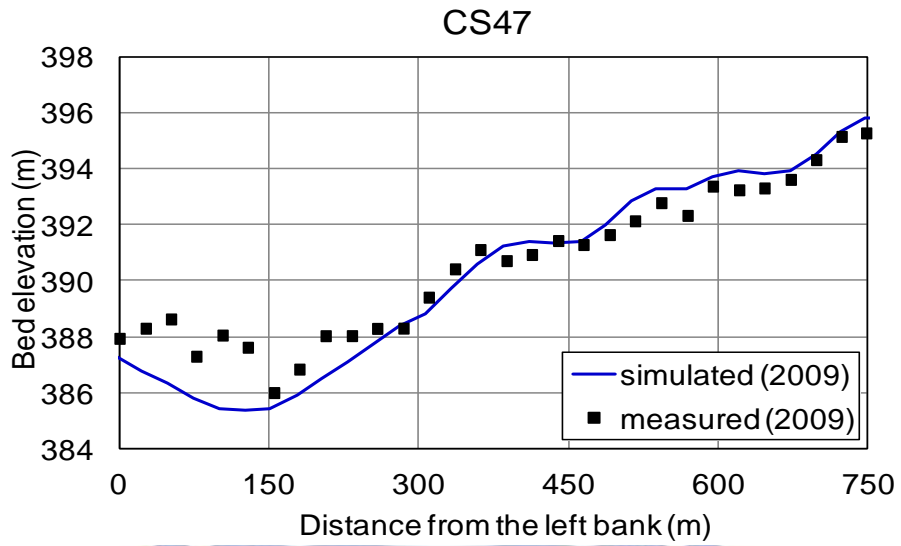


圖 5-46 大安溪案例模擬與實測斷面圖(驗證)



第六章 結論與建議

軟岩沖刷問題在台灣頗為常見，常造成劇烈縱向河道變遷並影響河防安全，但國內外鮮少針對軟岩沖刷進行河道模式之研發與應用，其關鍵在於軟岩模式需要大量地質調查與基本資料之建置與分析，當案例發生時，數年間河道即有劇烈變化，若未及時進行調查與分析，則失去案例資料。此外，軟岩沖刷模式之研發須整合複雜水理與輸砂計算，才可在合理假設下提供更擬真之流況以作為軟岩沖刷演算之基礎，此相對具有技術門檻。

本研究開發具有模擬軟岩河床沖刷功能之水平二維動床數值模式（EFA），除了可模擬河道縱方向之物理特性外，亦可瞭解側向如深槽與高灘地間之水理與沖淤變化資訊，雖仍有水深平均之假設，但相對斷面平均概念之一維模式可提供更完整之流場資訊，在計算效率亦優於三維模式，具有整合度高、實用性佳之優點。

在經過相關沖蝕物理機制之回顧、探討與評析後，引用水力沖蝕機制中之流功門檻沖蝕率模式，將該機制整合於 EFA 模式上，以濁水溪集集堰下游與大安溪峽谷河段為例，進行軟岩河道案例之檢定、驗證與比較分析，探討軟岩河床之劇烈沖刷特性。相關結論與建議說明如下。

6.1 結論

1. 現階段來說，EFA 模式已具有現場案例之實用性，本研究在學理創新與貢獻方面，結合水理輸砂模式與岩床沖刷機制，在河床分層、分區之設定下，計算時沖積層與岩床可考慮懸浮載源交換機制，該模式可作為軟岩河川治理規劃應用之參考。

2. 輸砂模組中，作用層厚度代表河床表層與底層泥砂交換之作用範圍，通常與水深或河床粒徑大小有關，其影響為每單位時間內河床表層與底層之泥砂交換量，該設定值越大，河床之沖刷量越大。輸砂模組受到非平衡輸砂過程之影響，採用較密格網不一定具有提升精度之優勢；岩床模組受到沖刷機制與水流流況之影響較大，採用密格網可因應地形變化提供較細部之流場，以反映較細緻之沖刷特徵。
3. 岩床模組中，無因次沖蝕係數 K_p 為沖刷率、流速與流功門檻之比例係數，影響岩床單位時間之沖蝕量，敏感度分析結果呈現 K_p 值越大、沖刷量越大，且水流條件固定時， K_p 值變化與沖刷量呈現線性關係。沖蝕指數 K_h 反映岩床之抗沖蝕能力，為判斷岩床沖刷啟動與不啟動之關鍵參數， K_h 值越大，沖蝕門檻越高。不同 K_p 值大小對模擬底床沖刷結果具有極高敏感度；而 K_h 值在岩床沖刷啟動後，其值大小對底床沖刷之影響較小。
4. 在濁水溪集集堰下游河道之案例模擬中，該河段具有明顯深槽、高灘地，且流況劇烈複雜，模擬過程仍可維持數值穩定，說明 EFA 模式之相關理論架構及乾溼點處理技巧等可適用於現場案例之模擬。此外，模擬底床縱剖面、橫斷面之沖刷量等與實測趨勢相同，檢定驗證成果良好。大安溪因 921 大地震產生之隆起河床，89 ~ 93 年為整體均勻沖刷，93 ~ 98 年有遷急點沖刷，模擬與實測比較結果良好，整體河床上下游有沖刷至平衡坡度之趨勢。
5. 水流對河床之沖蝕能力，與流速、剪應力及流功呈現正比關係，水流沖蝕能力隨著相關指標變數增加而增加。本研究岩床模組採用之流功門檻機制，具有計算簡單且直觀之特點，流功與河床材

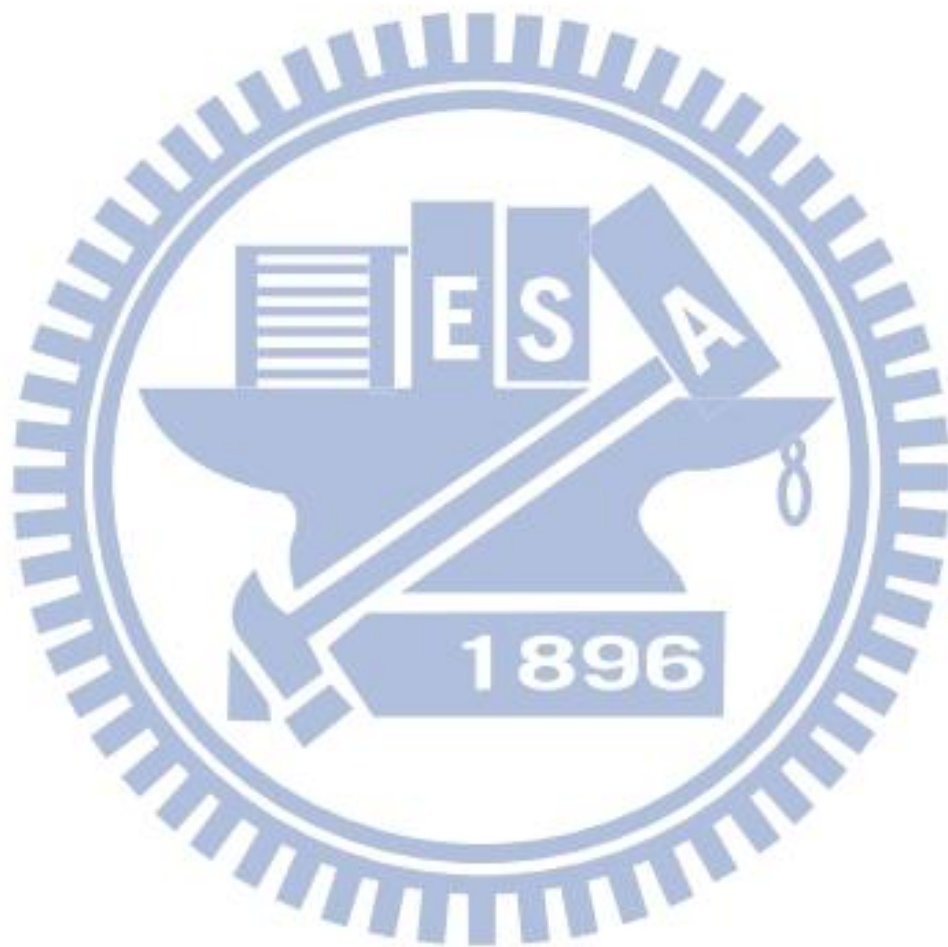
質抵抗能力所換算之臨界流功，為合乎岩床沖刷物理特徵之沖蝕機制模式。

6.2 建議

1. 現階段國內外對於一維與二維水理輸砂河道模式之發展已相當成熟，且朝向三維動床模式發展。然而，相關水理與輸砂之複雜交互機制、輔助關係式、物理機制之定量方法等，實為影響模式合理性與適用性之關鍵因素。對於河道變遷行為之新興議題，如軟岩沖刷等，在相關物理機制與沖刷行為尚未完全掌握前，應根據探討課題尺度，採用發展較成熟之水理輸砂模式循序漸進探討。
2. 本研究之軟岩河床沖刷模式對於水工構造物如橋墩、攔河堰、丁壩壩頭與固床工交界處等局部流場與沖刷問題並不適用，雖相關構造物可藉由格網產生進行幾何與高程之設定，但其局部區域之流場與沖刷受到水深方向流場與局部紊流影響，屬三維水理現象，使用水平二維模式有其先天上之限制，後續建議可根據本研究模式基礎，持續探討軟岩河床之三維水理與沖淤行為。
3. 現場案例之模擬中，部分深槽最低點、多槽水流與左右邊界位置之模擬誤差，係與邊界格網密度、人為擾動、航照圖轉地形資料忽略高灘地地表植生等因素相關，此可為後續研究改善之項目。
4. 現場河川大多缺乏水流沖洗載與懸浮載之粒徑級配資料，而沖洗載所占比例與洪水大小之動態過程關係，其對軟岩河床沖淤影響程度等，為後續研究值得探討之課題。
5. 根據相關文獻，遷急點變化過程與水流強度、河床材料及地形相關，因此未來除了現有之臨界坡度判斷機制外，應可再考慮如剪

力、流功等關係，或結合明渠水力學相關概念，使現有沖蝕率模式更具力學機制，此為後續值得探討之課題。

6. 後續建議再藉由其他河川之現地調查資料進行分析，持續驗證本研究開發之軟岩沖刷模式，使本模式更具一般化之實用價值。



參考文獻

1. Annandale, G.W. (1995), "Erodibility." *Journal of Hydraulic Research*, Vol.33, No.4, pp.471–494.
2. Annandale, G.W. (2006), "Scour technology, mechanics and engineering practice." *McGraw Hill*, New York.
3. Bitter, J.G.A. (1963a), "A study of erosion phenomena, part I." *Wear*, 6, pp.5–21.
4. Bitter, J.G.A. (1963b), "A study of erosion phenomena, part II." *Wear*, 6, pp.169–190.
5. Bennet, J.P. and Nordin, C.F. (1977), "Simulation of sediment transport and armoring." *Hydrological Sciences Bulletin*, XXII, Vol. 4, No. 12, pp.555-569.
6. Borah, D.K., Alonso, C.V., and Akponasa, G.A. (1982), "Routing graded sediments in streams: formulations." *Journal of Hydraulic Division, ASCE*, 108(HY12), pp.1486-1505.
7. Dai, W. (1994), "Numerical solutions of unsteady Navier-Stokes equations using explicit finite analytic Scheme." Ph.D. Thesis, the Univ. of Iowa, Iowa City, Iowa.
8. Foley, M.G. (1980), "Bedrock incision by streams." *Geol. Soc. Am. Bull., Part II*, 91, pp.2189– 2213.
9. Gardner, T.W. (1983), "Experimental study of knickpoint and longitudinal profile evolution in cohesive, homogeneous material." *Geological Society of America*, Vol. 94, No.5, pp.664-672.
10. Gilbert, G.K. (1877), "The geology of the Henry mountains." Chapter V Land Sculpture. US Government Printing Office, Washington, D.C., USA, pp.99-150.
11. Howard, A.D. and Kerby, G.R. (1983), "Channel changes in badlands." *Bulletin of the Geological Society of America*, 94, pp.739-752.
12. Howard, A.D. (1994), "A detachment-limited model of drainage basin evolution." *Water Resources Research*. 30, pp.2261-2285.
13. Hu, C. and Hui, Y. (1996), "Bed-load transport. I: Mechanical characteristics." *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 122(5), pp.245-254.
14. Hsu, C.T., Yeh, K.C., and Yang, J.C. (2000), "Depth-averaged two-dimensional curvilinear explicit finite analytic model for open-channel flows." *Int. J. of Num. Meths Fluids*, 33, pp.175-202.
15. Jia, Y. and Wang, S.S.Y. (1997), "CCHE2D model verification tests documentation." Technical Report CCHE TR-4, Center for Computational Hydroscience and Engineering, The University of Mississippi, Mississippi.
16. Karim, M.F., Holly, F.M. Jr., and Yang, J.C. (1987), "IALLUVIAL: numerical simulation of mobil-bed rivers: part I. Theoretical and numerical principles."

Iowa Institute of Hydraulic Research Report No. 309, April 1987, University of Iowa, Iowa City, Iowa.

17. 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).
18. Lai, T.G., Greimann, B.P., and Wu, K.W. (2011), "Soft bedrock erosion modeling with a two-dimensional depth-averaged model." *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, Vol. 137, No. 8, pp.804-814.
19. Lee, K.T. and Yen, B.C. (1997), "Geomorphology and kinematic-wave-based hydrograph derivation." *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, Vol. 123, No. 1, pp.73-80.
20. Lin, E.T., Hsu, C.T., and Yeh, K.C. (2006), "Depth-integrated modeling for aggradating/degrading mobile channel I. model development." *International Journal of Sediment Research*, Vol. 21, No.4, pp.281-293.
21. Lin, P.N. and Shen, H.W. (1984), "Two-D flow with sediment by characteristics method." *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 110(5), pp.615-625.
22. Montgomery, D.R., Abbe, T.B., Buffington, J.M., Peterson, N.P., Schmidt, K.M., and Stock, J.D. (1996), "Distribution of bedrock alluvial channels in forested mountain drainage basins." *Nature* 381, pp.587-589.
23. Odgaard, A.J. (1986), "Meander flow model. I: Development." *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 112, No.12, pp.1117-1136.
24. Suryanarayana, B. (1969), "Mechanics of degradation and aggradation in a laboratory flume." thesis presented to Colorado State University, at Fort Collins, Colorado.
25. Spasojevic, M. and Holly, F.M. Jr. (1990), "2-D bed evolution in natural watercourses – new simulation approach." *J. Waterway, Port, Coastal and Ocean Engng., ASCE*, Vol. 116, No. 4, pp.425-433.
26. Sklar, L.S., and Dietrich, W.R. (2004), "A mechanistic model for river incision into bedrock by saltating bed load." *Water Resources Research*, 40:W06301, doi:10.1029/2003WE002496.
27. Turowski, J.M., Hovius, N., Wilson, A., and Hornig, M.J. (2008), "Hydraulic geometry, river sediment and the definition of bedrock channels." *Geomorphology*, Vol.99, Issues 1-4, pp.26-38
28. Van Rijn, L.C. (1984a), "Sediment transport, Part I: bed Load transport." *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, Vol. 110, No. 10, pp.1431-1456.
29. Van Rijn, L.C. (1984b), "Sediment transport, Part II: suspended load transport." *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, Vol. 110, No. 11, pp.1613-164.
30. Van Rijn, L.C. (1993), "Principles of sediment transport in rivers estuaries and coastal Seas." Aqua Publications, The Netherlands.
31. Whipple, K.X., Hancock, G.S., and Anderson, R.S. (2000), "Mechanics and

- relative efficacy of plucking, abrasion, and cavitation.” *Geological Society of America Bulletin*, Vol. 112, No. 3, pp.490–503.
32. Whipple, K.X. (2004), “Bedrock rivers and the geomorphology of active orogens.” *Annu. Rev. Earth Planet.*
 33. Wittler, R.J., Annandale, G.W., Ruff, J.F., and 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, Augst.
 34. Wu, W. Rodi, W., and Wenka Th. (2000), “3D numerical modeling of flow and sediment transport in open channels.” *J. of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol.126, No.1, pp.4–15.
 35. Wu, W. and Wang, S.S.Y. (2004a), “Depth-averaged 2-D calculation of flow and sediment transport in curved channels.” *Int. J. Sediment Res.*, 19(4), pp.241–257.
 36. Wu, W. and Wang, S.S.Y. (2004b), “Depth-averaged 2-D calculation of tidal flow, salinity and cohesive sediment transport in estuaries.” *Int. J. Sediment Res.*, 19(3), pp.172–190.
 37. Zimmermann, C. and Kennedy, J.F. (1978), “Transverse bed slopes in curved alluvial streams.” *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 104, pp.33-48.
 38. 林恩添 (2005), 「二維水深平均模式應用於河川變遷過程之研究」, 國立交通大學土木工程學系博士論文。
 39. 許至聰 (2002), 「二維有限解析法明渠水理與輸砂模式之研發與應用」, 國立交通大學土木工程學系博士論文。
 40. 經濟部水利署水利規劃試驗所 (2007), 「濁水溪治理規劃檢討」。
 41. 經濟部水利署水利規劃試驗所 (2008), 「美國國家計算水科學及工程中心河道變遷模式之引進及應用研究(2/3)」。
 42. 經濟部水利署水利規劃試驗所 (2012), 「軟岩質河床沖蝕模式之建立(2/3)」。
 43. 廖仲達 (2006), 「水平二維動床模式於複式河槽洪水位壅高之研究」, 國立交通大學土木工程系碩士論文。
 44. 廖志中、葉克家、黃明萬、廖仲達 (2012), 「岩質河床沖蝕特性及其對邊坡及河道穩定的影響(3/3)」, 國科會專題研究計畫成果報告。
 45. 蔡智恆 (2000), 「定岸沖積河流水理及底床演變之模擬」, 國立成功大學水利及海洋工程學系博士論文。

個人資料

姓名：廖仲達

性別：男

籍貫：宜蘭縣羅東鎮

生日：1981/10/26

e-mail：zeromic@gmail.com

ctliao.cv95g@nctu.edu.tw

學歷

國立交通大學土木工程系 學士班畢業 (2000/9~2004/6)

國立交通大學土木工程系 碩士班畢業 (2004/9~2006/6)

國立交通大學土木工程系 博士班入學 (2006/9)

歷年著作

碩士論文

1. 廖仲達 (2006), 「水平二維動床模式於複式河槽洪水位壅高之研究」, 國立交通大學土木工程系碩士論文。

期刊論文

1. 廖仲達、葉克家、陳春宏(2010), 「二維軟弱岩盤河道沖刷模式之研發與應用」, 中國土木水利工程學刊, 第二十三卷, 第二期。
2. 葉克家、趙勝裕、廖仲達、林恩添(2011), 「水平二維動床模式之研發及應用(二)岸壁沖刷」, 中興工程, 第 111 期。
3. Liao, C.T., Yeh, K.C. and Huang, M.W. (2013). "Development and application of 2-D mobile-bed model with bedrock river evolution mechanism." Journal of Hydro-Environment Research.

研討會論文

1. Yeh, K.C. and Liao, C.T. (2006). "Study of effect of bed scouring and deposition on flood Stage variation in compound-channel rivers." The 6th Japan-Taiwan Joint Seminar on Natural Hazard Mitigation, Japan.

2. Yeh, K.C. and Liao, C.T. (2007). "Application of 2-D explicit finite analytic model to bed evolution around Kao-ping diversion weir." International Workshop on Computational Hydrometeorology, Taiwan.
3. Liao, C.T. and Yeh, K.C. (2008). "Development and application of 2-D depth-averaged mobile bed model with bank erosion mechanism." The 8th International Conference of Hydro-Science and Engineering, pp.1453-1463, Nagoya, Japan.
4. Zhang, Y., Jia, Y., Yeh, K.C., Liao, C.T. and Wang, S.S.Y. (2009). "Numerical Simulation of Sediment Transport and Morphological Change of JiJi Weir Reservoir." World Environmental and Water Resources Congress 2009, ASCE, doi:10.1061/41036(342)355.
5. Liao, C.T., Yeh, K.C., and Huang, M.W. (2011). "Modelling of Bedrock River Evolution." 34 IAHR World Congress, Brisbane Australia, 4459-4467.
6. Yeh, K.C., Liao, C.T., Lin, S.M., Jia, Y.F. and Wang, S.Y. (2012). "Study on river migration and stable water supply countermeasure in the reach of Kaoping Weir." 10th International Conference on Hydrosience and Engineering, Orlando, Florida, U.S..
7. Hsieh, T.C., Jhong, R.K., Liao, C.T. and Yeh, K.C. (2013). "Application of GPU to 2-D flood simulation." Sino-American Workshop in Computation, Uncertainty, and Risk Assessment in Hydrosience and Engineering, Oxford, Mississippi, U.S..
8. 廖仲達、葉克家 (2006),「石門水庫排淤方案對下游河道影響之評估研究」, 第十五屆水利工程研討會。
9. 廖仲達、楊豐榮、林世明、葉克家、周乃昉 (2007),「高屏堰穩定取水工程對上下游河段沖淤影響之研究」, 第十六屆水利工程研討會。
10. 廖仲達、吳偉明、陳弘由、葉克家、王書益 (2008),「CCHE1D 河道變遷模式之引進及應用研究」, 第十七屆水利工程研討會。
11. 劉柏傑、廖仲達、葉克家 (2009),「軟弱岩盤河道沖蝕數值模式之研發與應用」, 第十八屆水利工程研討會。
12. 葉克家、王書益、陳弘由、陳春宏、廖仲達 (2009),「美國國家計算水科學及工程中心河道變遷模式之引進及應用研究」, 第十三屆海峽兩岸水利科技交流研討會。

國科會研究報告

1. 葉克家、廖仲達 (2005),「水庫洩洪排淤對下游河道環境影響之評估」, 國科會專題研究計畫成果報告。
2. 葉克家、廖仲達、林恩添 (2005),「水庫洩洪劇烈沖刷河床對洪水位影響計算模式之研發 (2/3)」, 國科會專題研究計畫成果報告。

3. 葉克家、廖仲達 (2006),「水庫洩洪劇烈沖刷河床對洪水位影響計算模式之研發 (3/3)」,國科會專題研究計畫成果報告。
4. 葉克家、廖仲達、康偉國 (2007),「都市周圍河堤溢淹對淹水影響及改善措施評估研究(1/3)」,國科會專題研究計畫成果報告。
5. 葉克家、廖仲達、李冠暉 (2008),「都市周圍河堤溢淹對淹水影響及改善措施評估研究(2/3)」,國科會專題研究計畫成果報告。
6. 葉克家、李冠暉、廖仲達 (2009),「都市地區淹水模式之評估與應用研究 (1/3)」,國科會專題研究計畫成果報告。
7. 葉克家、李明儒、廖仲達 (2010),「都市地區淹水模式之評估與應用研究 (2/3)」,國科會專題研究計畫成果報告。
8. 廖志中、葉克家、黃明萬、廖仲達 (2010),「岩質河床沖蝕特性及其對邊坡及河道穩定的影響(1/3)」,國科會專題研究計畫成果報告。
9. 廖志中、葉克家、黃明萬、廖仲達 (2011),「岩質河床沖蝕特性及其對邊坡及河道穩定的影響(2/3)」,國科會專題研究計畫成果報告。
10. 廖志中、葉克家、黃明萬、廖仲達 (2012),「岩質河床沖蝕特性及其對邊坡及河道穩定的影響(3/3)」,國科會專題研究計畫成果報告。

經歷與受獎紀錄

1. 國立交通大學土木工程系書卷獎 (2002)
2. 中華鋪面工程學會優秀工程學生獎學金 (2007)
3. 台北市七星農田水利研究發展基金會獎學金 (2008)