

國立交通大學

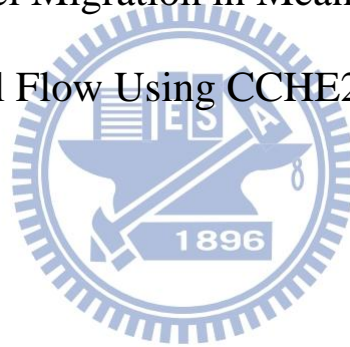
土木工程學系

碩士論文

CCHE2D 模式應用於蜿蜒複式河槽變遷之研究

Study on Channel Migration in Meandering Compound

Channel Flow Using CCHE2D Model



研究生：李岱玲

指導教授：葉克家 博士

中華民國 一〇一年 十月

CCHE2D模式應用於蜿蜒複式河槽變遷之研究

學生：李岱玲

指導教授：葉克家

國立交通大學土木工程學系

摘要

台灣的蜿蜒河川於汛期間，洪水漫過高灘地時，在兩岸堤防之間形成蜿蜒複式河槽，有關蜿蜒複式河槽主深槽變遷及河床沖淤方面需要更深入的分析。

本研究探討蜿蜒複式河槽溢岸流及未溢岸流對河道穩定及深槽變遷之影響。藉由二維動床模式 CCHE2D 模擬實驗室彎道試驗，了解二次流機制在彎道段之特性，並考慮岸壁沖刷機制，模擬正弦連續彎道河道側向變形過程；溢岸流的研究中，針對三組不同流量及不同上游來砂條件進行模擬，並應用於曾文溪下游之複式斷面河道，探討不同流況下整體河床沖淤趨勢，提供未來河川治理之參考。

實驗室及現地案例模擬結果皆與實測資料趨勢吻合。由溢岸流及未溢岸流之模擬結果可知，在未溢岸流情況下，深槽流量對主深槽之側向變形影響最大。當流量增加為滿灘流後，洪水平原流量愈大，深槽蜿蜒產生的離心力相對減弱，水流受蜿蜒深槽影響愈低。

關鍵詞：CCHE2D 模式、蜿蜒複式河槽、岸壁沖刷、河道變遷

Study on Channel Migration in Meandering Compound Channel Flow Using CCHE2D Model

Student: Tai-Ling Lee

Advisor: Keh-Chia Yeh

Department of Civil Engineering

National Chiao Tung University

Abstract

Most of the main channels of alluvial rivers are meanders. The main channel becomes the compound channel confined by the embankments during rise of flood. Assessment of channel migration and bed erosion in meandering compound channel is necessary.

The aim of this research is to investigate channel migration in meandering compound channel with inbank and overbank flows using CCHE2D model. Numerical simulations of two experimental bends show the characteristics of the secondary flow. Validations of the model, using sine-generated experimental data with bank erosion, have been performed. The model was also applied to study the morphological changes of experimental meandering compound channels and field case in Tseng-Wen Creek under changing conditions of flow and sediment.

Good agreements between the simulated and available laboratory measurements were obtained. According to simulation results, the discharge in the main channel affects the stability of the main channel. The discharge in the floodplain of compound channel increases as the water depth increases, and the effect of the centrifugal force decreases. The results also point out the importance of the flow interaction between main channel and floodplain under overbank flow condition.

**Keywords : CCHE2D Model, meandering compound channel,
bank erosion, channel migration**

誌謝

研究所期間承蒙恩師 葉教授克家學業上的諄諄教誨以及生活上的關心，使得兩年的研究生涯過得充實且有意義。感謝成功大學的蔡教授、國網中心蔡惠峰博士，願意將各位寶貴的時間及心力用在我的論文審查上，使得拙作更臻完善。

感謝昇學學長、仲達學長、仁凱學長、柏傑學長、彥瑜學姐、唯泰學長、東洲學長平常不吝於回答我的問題，以及生活上的照顧；感謝相處兩年的研究夥伴家榮、韋豪、信富、昀直、舒勤、芳綺、建翔，有了你們，我的研究生生活才會如此的精采豐富；感謝還有于軒、健賓的幫忙，令人非常感動，辛苦你們了。

感謝每一位曾經幫助過我的人，我都銘記在心。

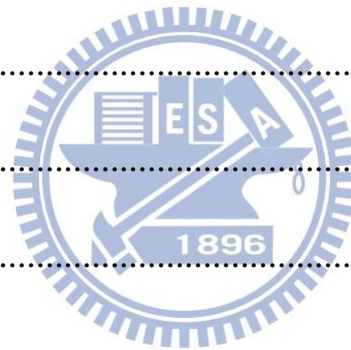
最後要感謝我最愛的父母及家人，給我溫暖與支持。

李岱玲 2012.10

目錄

摘要.....	I
ABSTRACT.....	II
誌謝.....	III
目錄.....	IV
表目錄.....	VII
圖目錄.....	VIII
符號說明.....	III
第一章 緒論.....	1
1.1 前言.....	1
1.2 研究動機與目的.....	1
1.3 文獻回顧.....	4
1.3.1 彎道動床數模.....	4
1.3.2 岸壁沖刷理論.....	5
1.3.3 複式河槽.....	7
第二章 CCHE2D 模式理論及數值方法.....	13
2.1 水理模式.....	13
2.2 輸砂模式.....	17
2.2.1 二次流機制.....	19
2.2.2 輸砂公式.....	20

2.2.3	輸砂參數特性說明.....	25
2.3	岸壁沖刷理論.....	26
2.3.1	岸壁破壞模組.....	27
2.3.2	岸壁面沖刷模組.....	29
2.3.3	格網延展模組.....	30
2.3.4	岸壁沖刷模組功能限制.....	32
2.4	模式功能與限制.....	32
2.5	代表性檢定驗證案例.....	32
第三章	模擬案例.....	50
3.1	實驗室設計案例.....	50
3.1.1	單一彎道動床.....	50
3.1.2	正弦連續彎道.....	52
3.1.3	蜿蜒複式河槽溢岸流.....	53
3.2	現場案例.....	55
第四章	結果分析與討論.....	71
4.1	實驗室案例模擬結果分析.....	71
4.1.1	單一彎道動床模擬.....	71
4.1.2	正弦連續彎道側向變形模擬.....	73
4.1.3	蜿蜒複式河槽溢岸流動床模擬.....	74



4.2	現場案例模擬結果分析.....	80
4.3	小結.....	82
第五章	結論與建議.....	118
5.1	結論.....	118
5.2	建議.....	119
參考文獻	121



表目錄

表 2.1	Ackers & White's formula 公式係數(1973, 1990).....	37
表 2.2	岸壁相關參數建議範圍(Simon et al., 2003).....	37
表 2.3	CCHE2D 模式功能彙整	38
表 2.4	CCHE2D 模式功能與限制	38
表 2.5	CCHE2D 模式代表性檢定驗證案例彙整表	38
表 2.6	180 °U 型彎道水理模擬參數表	39
表 2.7	正弦彎道水理模擬參數表($\theta_0=30^\circ$).....	39
表 2.8	正弦彎道水理模擬參數表($\theta_0=110^\circ$).....	39
表 2.9	180 °U 型彎道動床模擬參數表	39
表 3.1	DHL 及 DLFM 彎道動床模擬各項參數表	57
表 3.2	蜿蜒渠流岸壁侵蝕模擬參數表.....	57
表 3.3	蜿蜒複式斷面渠道模型幾何條件表.....	58
表 3.4	複式斷面蜿蜒渠流溢岸流動床模擬參數表.....	59
表 3.5	代表粒徑與河床質代號.....	59
表 3.6	模擬現場案例曾文溪中下游主要颱風事件.....	60
表 3.7	模式使用泥砂參數設定表.....	60
表 4.1	CCHE2D 模式單一彎道動床案例模擬與實驗之均方根誤差	84



圖目錄

圖 1.1	三種類型蜿蜒複式河槽示意圖(Wormleaton, 2004)	11
圖 1.2	蜿蜒複式渠流水流結構圖(Sellin et al., 1993)	12
圖 2.1	泥砂在底床的運移(Engelund, 1974)	40
圖 2.2	CCHE2D 模式岸壁沖刷計算流程	40
圖 2.3	岸壁土堤破壞示意圖(Osman and Thorne, 1988)	41
圖 2.4	岸壁臨界剪應力	41
圖 2.5	CCHE2D 模式未延展前之格網	42
圖 2.6	CCHE2D 模式延展後之格網	42
圖 2.7	懸臂土體破壞形式(模式之限制)	43
圖 2.8	180 °U 型彎道水理模擬格網圖	43
圖 2.9	180 °U 型彎道水理模擬與實測流速比較圖(De Vriend, 1979)	44
圖 2.10	180 °U 型彎道水理模擬與實測水位比較圖	44
圖 2.11	正弦彎道水理模擬格網圖($\theta_0=30^\circ$)	45
圖 2.12	正弦彎道模擬與實測流速比較圖($\theta_0=30^\circ$)	45
圖 2.13	正弦彎道水理模擬格網圖($\theta_0=110^\circ$)	45
圖 2.14	正弦彎道模擬與實測流速比較圖($\theta_0=110^\circ$)	46
圖 2.15	180 °彎道變量流動床模擬(a)實測,(b)計算床形等高線圖($\Delta z_b/h_0$)	46
圖 2.16	180 °彎道變量流動床模擬底床變化斷面剖面圖(Yen and Lee, 1995)	47
圖 2.17	CCHE2D 模擬蜿蜒渠道底床變化過程圖	48
圖 2.18	內卡河之變量流模擬	48
圖 3.1	Struiksma (1983)DHL 140°彎道實驗幾何形狀圖	61
圖 3.2	DHL 實驗模擬案例使用格網示意圖	61
圖 3.3	Sutmuller and Glerum (1980)DLFM180°彎道實驗幾何形狀圖	62
圖 3.4	DLFM 實驗模擬案例使用格網示意圖	62
圖 3.5	蜿蜒渠流岸壁侵蝕模擬初始地形圖	63
圖 3.6	蜿蜒渠流岸壁侵蝕模擬初始格網圖	63
圖 3.7	蜿蜒深槽全波長幾何地形圖(cm)	64
圖 3.8	複式斷面蜿蜒渠流案例使用格網圖	64
圖 3.9	蜿蜒複式河槽溢岸流模擬結果展示位置圖	65
圖 3.10	複式斷面蜿蜒渠流案例結果斷面位置圖	65
圖 3.11	蜿蜒複式河槽溢岸流案例橫斷面圖	66
圖 3.12	現場案例曾文溪模擬範圍 94 年航拍圖	66
圖 3.13	曾文溪模擬範圍 94 初始 DEM 數值地形分布圖	67
圖 3.14	曾文溪斷面 26 大斷面實測圖	67
圖 3.15	現場案例模擬河床質及曼寧 n 值設定分布圖	68
圖 3.16	麻善大橋含砂量與流量率定曲線	68

圖 3.17	上游邊界條件麻善大橋流量歷線.....	69
圖 3.18	上游邊界條件麻善大橋入砂量歷線.....	69
圖 3.19	下游邊界條件國聖大橋水位歷線.....	70
圖 4.1	DHL 彎道定床模擬結果流速分佈圖.....	85
圖 4.2	DLFM 彎道定床模擬結果流速分佈圖.....	85
圖 4.3	DHL 彎道動床模擬結果流速分佈圖.....	86
圖 4.4	DLFM 彎道動床模擬結果流速分佈圖.....	86
圖 4.5	DHL 彎道動床模擬結果底床變動($\Delta Z/h_0$)地形圖.....	87
圖 4.6	DHL 彎道動床模擬結果底床變動地形圖(張, 2005).....	87
圖 4.7	DLFM 彎道動床模擬結果底床變動($\Delta Z/h_0$)地形圖.....	88
圖 4.8	DLFM 彎道動床實測底床變動($\Delta Z/h_0$)地形圖.....	88
圖 4.9	DHL 底床變動($\Delta Z/h_0$)縱向剖面圖.....	89
圖 4.10	DLFM 底床變動($\Delta Z/h_0$)縱向剖面圖.....	89
圖 4.11	Run 1 模擬結果格網延展趨勢圖.....	90
圖 4.12	Run 1 案例格網延展結果圖.....	90
圖 4.13	Run 1 模擬結果流速分佈圖.....	90
圖 4.14	Run 2 模擬結果格網延展趨勢圖.....	91
圖 4.15	Run 2 案例格網延展結果圖.....	91
圖 4.16	Run 2 模擬結果流速分佈圖.....	91
圖 4.17	Run 1 岸壁變形比較圖 上: Rahman (1997) 實驗結果.....	92
	中: Nagata (2000) 模擬結果 下: CCHE2D 模擬結果.....	92
圖 4.18	Run 2 岸壁變形比較圖 上: Rahman (1997) 實驗結果.....	93
	中: Nagata (2000) 模擬結果 下: CCHE2D 模擬結果.....	93
圖 4.19	CASE III 定床水理模擬結果各斷面水面線圖.....	94
圖 4.20	CASE I 模擬結果平面流場分佈圖.....	95
圖 4.21	CASE II 模擬結果平面流場分佈圖.....	96
圖 4.22	CASE III 模擬結果平面流場分佈圖.....	97
圖 4.23	CASE I 各斷面不同入砂條件動床模擬結果底床地形圖.....	98
圖 4.24	CASE II 各斷面不同入砂條件動床模擬結果底床地形圖.....	99
圖 4.25	CASE III 各斷面不同入砂條件動床模擬結果底床地形圖.....	100
圖 4.26	CASE III-1 各斷面不同時段動床模擬結果底床地形圖.....	101
圖 4.27	不同流量上游無來砂各斷面動床模擬結果底床地形圖.....	102
圖 4.28	CCHE2D 模擬 95 年案例終了模擬結果地形圖.....	103
圖 4.29	CCHE2D 模擬 95 年案例終了模擬地形變化圖.....	103
圖 4.30	曾文溪下游 95 年案例深槽最低點與實測資料比較圖.....	104
圖 4.31	曾文溪下游 95 年案例結果與斷面實測資料代表斷面比較圖.....	105
圖 4.32	曾文溪下游 95 年案例結果與大斷面實測資料比較圖(1/4).....	106
圖 4.33	曾文溪下游 95 年案例結果與大斷面實測資料比較圖(2/4).....	107

圖 4.34	曾文溪下游 95 年案例結果與大斷面實測資料比較圖(3/4).....	108
圖 4.35	曾文溪下游 95 年案例結果與大斷面實測資料比較圖(4/4).....	109
圖 4.36	CCHE2D 模擬 98 年案例終了模擬結果地形圖	110
圖 4.37	CCHE2D 模擬 98 年案例終了模擬地形變化圖	110
圖 4.38	CCHE2D 模擬 98 年案例洪峰時段流速分佈圖	111
圖 4.39	曾文溪下游 98 年案例結果與大斷面實測資料代表斷面比較圖.....	112
圖 4.40	曾文溪下游 98 年案例結果與大斷面實測資料比較圖(1/4).....	113
圖 4.41	曾文溪下游 98 年案例結果與大斷面實測資料比較圖(2/4).....	114
圖 4.42	曾文溪下游 98 年案例結果與大斷面實測資料比較圖(3/4).....	115
圖 4.43	曾文溪下游 98 年案例結果與大斷面實測資料比較圖(4/4).....	116
圖 4.44	曾文溪下游 98 年案例模擬深槽最低點與實測資料比較圖.....	117



符號說明

b ：渠寬

C_{coh} ：土壤黏性係數；

D_{50} ：中值粒徑

F ：福祿數

f_s ：安全係數；

f_{Cor} ：科氏力參數；

h_0 ：初始水位

H ：岸壁高度；

L ：泥砂非平衡調適長度；

L_c ：彎道段長度

R ：水力半徑

R_c ：渠道中心線平均曲率半徑

Re_* ：雷諾數

q_{f*k} ：單位寬度河床質載輸砂量；

s_0 ：初始渠道坡度

S_b ：渠道坡度

ω_{sk} ：泥砂粒徑 k 之沈降速度；

κ ：馮卡門係數；

τ_b ：底床剪應力；

τ_c ：岸壁臨界剪應力；



第一章 緒論

1.1 前言

台灣河川豐、枯水期流量差異甚大，枯水期時河川裸露之高灘地，常有民眾植栽，於颱風時期，洪水歷程急促，致河道侵蝕嚴重，河道深槽變遷，垂直向侵蝕導致河槽刷深，側向岸壁沖蝕改變河道邊界，危及河防建造物之安全及兩岸土地之安定。河道之變遷常造成可用土地之流失，並可能間接污染水質。因此，不論就河川治理規劃方面，如水道治理計畫線之劃設；或河川管理方面，如高灘地管理，均需對河川變遷之可能型態、形成機制等進一步研究。



1.2 研究動機與目的

坡陡流急、富含大量砂石為台灣河川之特色，且蜿蜒曲折，造成河川之流場更為複雜。由於彎道所造成之離心力與底床剪力無法平衡，而在徑向(radial direction)形成二次流(secondary flow)。於凹岸處，接近水面之二次流沖向凹岸，受阻後轉而向下沖擊底床，而後沿底床向凸岸流動。因此，凹岸處之河床受到淘刷而崩塌退縮；而這些被淘刷之河床質則被二次流帶向凸岸，導致凸岸之淤積成長。隨著凹凸岸沖淤之變化，除了垂向侵蝕導致河床嚴重刷深外，亦有側向侵蝕造成岸壁崩坍。河岸退縮使河川蜿蜒幅度可能逐漸加大並有往下游擺盪之趨勢，岸壁沖刷為探討河道變遷的重要

因素之一。

蜿蜒型的沖積河道，大多由較深的主槽以及兩側的洪水平原構成。洪水平原多有植被覆蓋，以及各種土地利用、經濟活動等人類社會行為。為保障洪水期間，洪水平原上居民的生命財產安全，在洪水平原建造堤防以限制洪水寬度，因而形成複式斷面河槽。然而台灣本島地形狹長，河川均發源於高山，多源短坡陡，於枯水期時複式斷面的流量較小，水流多集中於主深槽(main channel)，此時河川所呈現出的流況幾乎皆為簡單之蜿蜒單槽緩變速流；然而每當夏秋之際颱風豪雨來臨，河川流量隨降雨暴增，當洪水漫淹至洪水平原時，此時河川之流況則轉變為蜿蜒複式斷面(meandering compound channel)之水流。複式斷面之水理原乃屬三維之複雜流場，當洪水漫過高灘地時，此種流況之水流結構與單槽渠流相當不同，不僅主深槽與洪水平原之流速及水深明顯不同，且深槽和洪水平原之間有複雜的三維性混合過程。

一般河川之水深大多小於水面寬度，實際應用上仍是以二維模式演算橫斷面的水理及沖淤變化為較經濟常用的方式。以往蜿蜒複式河槽的研究主要針對固定的洪水平原探討水流結構，有關蜿蜒複式河槽主深槽變遷及河床沖淤方面需要更詳細的分析。因此本研究將探討水位較低、流量僅在深槽的單槽蜿蜒渠流，及洪水漫淹至洪水平原時之蜿蜒複式河槽溢岸流分別進行動床模擬。

蜿蜒河川可視為由數個不同曲率半徑及彎曲角度之彎道(bend)夾接只有數倍河寬長之近似直線段所構成。本研究先收集 CCHE2D 模式模擬彎道及蜿蜒河道相關之模擬案例，並選擇實驗室之 140° 及 180° 單一彎道試驗進行動床模擬，以了解 CCHE2D 模式在彎道二次流機制的功能及特色。而在單槽蜿蜒渠流方面，除了使用原有的二次流機制及動床輸砂模組，本研究亦使用能考慮岸壁因水流沖刷造成岸壁基腳破壞、河岸退縮的岸壁沖刷模組(bank erosion)，選擇正弦連續彎道岸壁破壞過程之實驗室案例，模擬連續彎道渠流岸壁後退河道側向變形的過程。

在蜿蜒複式河槽中流量漸漸增加，水流漫淹至洪水平原時即成為溢岸流(overbank flow)。圖 1.1 為 Wormleaton et al. (2004)實驗三種類型蜿蜒複式河槽示意圖，圖中箭頭指示的粗線為決定洪水平原型態的河岸邊界，細線為蜿蜒之主深槽。此三種類型可由粗線條的河岸邊界區分，(A)為邊界順直型，(B)為邊界蜿蜒型，(C)為邊界平行於主深槽的狹窄型；本研究選擇常見之邊界順直、洪水平原寬廣的類型(A)為研究對象。因 CCHE2D 模式為水深平均之二維模式，並未考慮垂直方向的變化。在蜿蜒複式河槽溢岸流的研究中，先分析定床水理模擬的結果，了解二維模式模擬的複式河槽的水理特性，後針對三組不同流量及不同上游來砂條件進行動床模擬，探討不同流況下底床的變動情形，並應用於曾文溪下游之複式斷面河道，進行現場案例的模擬。

1.3 文獻回顧

1.3.1 彎道動床數模

在沖積河川中彎曲河段之床形變化，是一項困難且極為重要之課題，Engelund (1974)為探討渦流理論對彎道底床變動情形之影響，發展了一適用於穩態流場之彎道動床模式，並於模式中加入擬似二次流概念之徑向流速演算；Kikkawa et al. (1976)發展一適用於穩態流場之二維彎道動床模式，展示了以非耦合理論(分開求解水理及底床高程)模擬完全發展流況下之彎道底床變動情形；Struiksmā et al. (1985)發展一適用穩態流之二維數值模式，並於底床載源運移演算時，加入曲率半徑、縱向及徑向之流速和底床坡降的影響；Shimizu and Itakura (1989)所發展適用於穩態流之二維數值模式，在沉滓運移演算中，此模式並無考量縱向底床坡降和懸浮載源之影響；Yeh and Kennedy (1993)發展一個適用於穩態流之二維數值模式，該模式乃著重於應用 MOM (moment of momentum)方程式，將曲率半徑、橫向底床坡降及縱向和橫向的流速等影響因子，導入沉滓運移之演算中。連(1999)則是考慮水理二次流效應對彎道流場之影響，並探討延散剪應力在彎道段之分布情形；Kassem and Chaudhry (2002)所發展一適用於非穩態流之二維數值模式，將曲率半徑、縱方向及橫方向之流速和底床坡降引入沉滓運移演算中，將有效應力與水理方程式結合；許(2002)發展一個適用於非穩態流之二維數值模式，於水理演算中導入曲率半徑之效應，於沉滓演算中；Duc et al. (2004)

發展一適用於非穩態流之二維數值模式，並將二次流傳輸效應反應於水深平均之 ε - k 模式中的擴散係數，在底床載源的演算，包含曲率半徑、縱方向及橫方向之流速和底床坡降之影響。

隨著電子計算機的功能快速成長，許多學者開始發展三維模式。Shimizu et al. (1990)發表考慮底床載及懸浮載的三維模式，模擬蜿蜒河道底床演變情形。Gessler et al. (1999)將 CH3D-SED 動床模式應用於密西西比河蜿蜒區段。Wu et al. (2000)使用 FAST3D 之非平衡輸砂公式模擬 180° 彎道渠槽試驗。Ruther and Olsen (2005)將側向底床坡度修正項加入 SSIIM 模式，模擬 90° 彎道的底床變化及流速分佈。Zeng et al. (2008)發表非靜力三維模式模擬非均值粒徑之實驗室彎道及直線道。然而，三維模式能直接提供水深方向的資訊但數值演算方法較為複雜，對於長時間的底床演變模擬，亦須耗費相當大量的計算時間，演算時所需要的邊界條件亦不易取得，因此目前尚較不具實用性。

1.3.2 岸壁沖刷理論

關於岸壁之沖刷機制，歷來研究亦將非凝聚性沈澱與凝聚性沈澱分開考量。對於非凝聚性沈澱而言，一般有兩種主要方法用以計算沖刷岸壁所致淤積物之分布情形。Pizzuto (1990)、Li and Wang (1993, 1994)假設當岸壁坡度大於其安息角時，則破壞面上之土體，將下滑至岸壁基腳處堆積。Wiele

(1992)、Kovacs and Parker (1994)則是以泥砂連續方程式，將岸壁沖刷所致之堆積以側向沈澱通量處理。其中後者較符合沈澱顆粒間作用之機制；而前者則較符合邊坡穩定之理論(Wiele, 1992)。

對於凝聚性沈澱岸壁沖刷機制而言，Simon et al. (1991)、Darby and Thorne (1996)假設由岸壁所沖刷下來之物質將迅速堆積至岸壁基腳，並均勻地分布於近岸壁區域。而 Mosselman (1992)則假設這些沖刷物質均勻分布於近岸之計算格點。Osman (1985)、Alonso and Combs (1986)並未提及這些堆積物確切分布之方法，僅提及這些物質於很靠近岸壁基腳處堆積。Borah and Bordoloi (1989)則是根據局部之泥砂輸送能力，使用一線性分布假設。

近年關於岸壁沖刷機制之研究有 Sun et al. (2001a, b)將岸壁沖刷機制納入蜿蜒河道變遷之考量，Wu et al. (2004)引用 Osman and Thorne (1988)平面崩坍機制於其一維不平衡輸砂模式中模擬網狀河系，Jang and Shimizu (2005)應用移動邊界調適坐標系統模擬寬淺渠道，Lauer and Parker (2005)以洪水平原至深水河槽沈澱之淨轉移量估算岸壁變化情形。

數模研發與應用方面，Nagata et al. (2000)假設岸壁遵守一簡易質量守恆之破壞行為，將該機制建置於一水平二維非平衡輸砂模式，模擬連續彎道之岸壁沖刷過程，及直線渠道底床交替砂洲(alternative bar)現象。Darby et al. (2002)以凝聚性沈澱之岸壁沖刷機制為研究對象，模擬崩坍後土堆坍落於

岸壁基腳(bank toe)情形，以兩組實驗案例及一組現場案例進行模式驗證。Jang and Shimizu (2005)模擬直線渠道之交替砂洲過程，並比較不同岸壁土壤強度之模擬成果差異。Wang et al. (2008)模擬黃河下游縱向及側向河道變遷過程，同時比較岸壁可沖蝕係數、岸壁土壤臨界剪應力參數之敏感度，得知增加土壤臨界剪應力將明顯減緩岸壁沖刷情形。Jia et al. (2010)提出河岸坍塌的三維水沙數值模型，模擬實驗室河岸侵蝕的過程及長江中游河岸石首河彎雙層沉積結構的變遷趨勢。姜(2011)發展並應用河岸退縮預測數值計算模式，模式中採用未飽和地下水流理論，利用數值計算獲致河岸土體內部孔隙水壓隨時間變化之分布，藉以建構河岸邊坡塊體破壞機制，但未考慮河川底床沖淤過程及河寬變化對河岸退縮的影響。

1.3.3 複式河槽

蜿蜒複式斷面水流研究大多於試驗室水槽進行，至今除英國 SERC (Science and Engineering Research Council)之水槽模型為中尺度外，其他模型皆為小尺度，SERC 試驗分為三階段：A 階段試驗著重於直線及斜向 (Skewed)定床複式斷面；B 階段試驗為平面蜿蜒的定床形態；C 階段則為直線和平面蜿蜒的動床試驗。

Smith (1978)發現於高流量時較直線複式渠流有較高之水位，據此推論蜿蜒複式渠道產生額外阻力。Mckeogh & Kiely (1989)研究直線及蜿蜒複式

斷面水流特性，發現蜿蜒複式斷面水流紊流強度(turbulence intensity)較直線複式斷面水流大；最大紊流強度發生於連接槽(crossing reach)起訖點斷面之主深槽內側；蜿蜒複式斷面之洪水平原可傳輸較多的水流。

Lorena (1992)比較蜿蜒渠道及直線複式渠道溢岸流(overbank flow)之橫向流速和縱向流速之比值，認為渠道之幾何型態會影響二次流的強度。Toebe & Sooky (1967)、Shiono & Muto (1993)、Willettts & Hardwick (1993)等發現蜿蜒複式斷面渠流於溢岸和未溢岸(inbank)時，彎道頂(apex)點處之二次流發生機制不同，前者由剪力造成，後者則由離心力所導致而成。

Sellin et al. (1993)發現水流從洪水平原流入主深槽時，其水流將一分為二，如圖 1-1 所示；其中溢漫於主深槽上方之水流稱為溢漫流(overtopping flow)，捲入主深槽下方之水流稱為捲入流(plunging flow)，且從主深槽處亦有強大脫離流(vigorous expulsion flow)脫離至洪水平原上。Ervin et al. (1993)認為影響蜿蜒複式斷面渠流能量損失因素有：(1)底床阻力；(2)底床形狀；(3)河道平面形狀；(4)螺旋流(水流之螺旋運動)(spiral motion flow)；(5)橫向剪應力；(6)蜿蜒度；(7)洪水平原植被等。

Willettts & Hardwick (1993)發現水流阻力，隨主深槽蜿蜒度增加而增大；主深槽與洪水平原交界面處之相互作用所產生阻力，與主深槽之幾何條件有關。Shiono et al. (1994)研究蜿蜒洪水平原邊壁型態對於水流結構的影響，

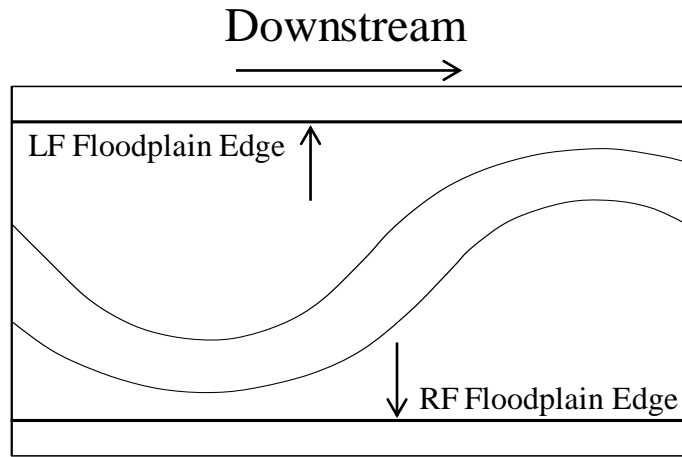
指出二次流發展於溢岸時，其旋轉方向與蜿蜒單槽之方向相同，由以上結果可知洪水平原邊壁之相位，對二次流之水流結構有所影響。Shiono & Muto (1998)等量測蜿蜒複式渠流流速，發現在主深槽滿岸水深下方之主流，沿著主深槽而流動；在主深槽滿岸水深上方之主流，則平行於洪水平原邊壁之方向而流動。並由可視化之觀測，發現主深槽於低流量時，表面水流之路徑隨著主深槽而流動；而主深槽於高流量時，其表面水流之流動路徑則平行於洪水平原之邊壁。Wormleaton et al. (2004)探討定岸洪水平原不同流量下水流結構及主深槽的底床變化情形，實驗使用的三種類型蜿蜒複式河槽如圖 1.1 所示。發現在溢岸流的情況下決定流速分佈及底床型態的兩個主要因素為(1)主深槽與洪水平原在直線段區因水流方向不同產生的橫向剪應力；(2)深槽蜿蜒產生的離心力。此兩個力為相反方向，會互相抵消。而圖 1.1 中(C)種類的蜿蜒複式河槽因主深槽與洪水平原水流方向相同，直線段區的橫向剪應力減弱，深槽蜿蜒的離心力的作用相對增加。

李(2006)與姜(2008)分別施行光滑及粗糙洪水平原之水工模型試驗，並藉此探討蜿蜒複式渠流之主流流速剖面、主流等流速線及二次流之變化；並藉由可視化之觀測以瞭解表面水流之變化。賀(2009)研究粗糙洪水平原蜿蜒複式渠流流速分佈並與光滑洪水平原條件之試驗結果比較，其結果表示出洪水平原糙率提升僅影響低相對水深(洪水平原水深/主深槽水深)洪水平原流速分佈。對於主深槽以及高相對水深洪水平原之流速分佈，洪水平原

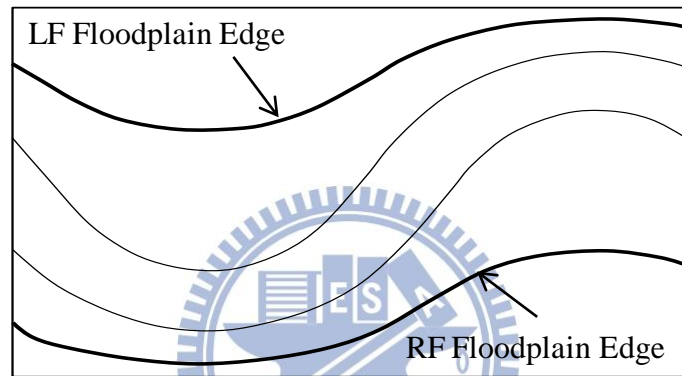
糙率提升不具影響力。

近年來也有許多學者利用實驗成果發展數值模擬。李(2007)以水工模型試驗及二維水深平均模式分析深槽蜿蜒之複式斷面直渠的水理特性，由量測結果之分析可看出橫向底床水平的蜿蜒深槽，最大流速係在彎道處接近凸岸，在直線段則約在中間。Zhao (2007)將非靜力三維模式應用於實驗室蜿蜒複式河槽，模擬結果之流場圖與實驗結果相符，並展示二次流及底部剪應力的分佈。Ghani (2010)使用三維模式 FLUENT 模擬蜿蜒複式河槽，比較標準 $k-\varepsilon$ 、RNG $k-\varepsilon$ 和 RNG $k-\omega$ 紊流模式，模擬結果顯示標準 $k-\varepsilon$ 模式能模擬完整溢岸流的流場結構。

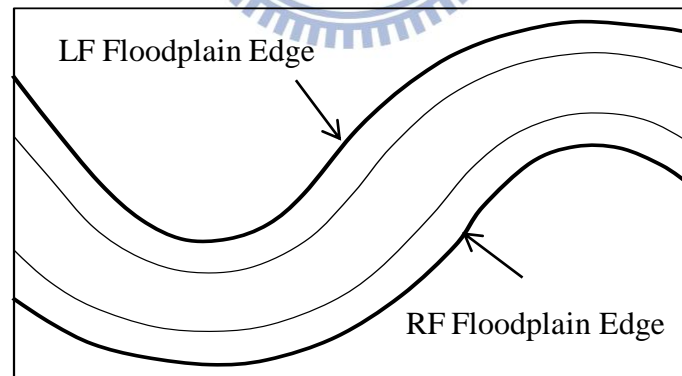




(A)



(B)



(C)

圖 1.1 三種類型蜿蜒複式河槽示意圖(Wormleaton, 2004)

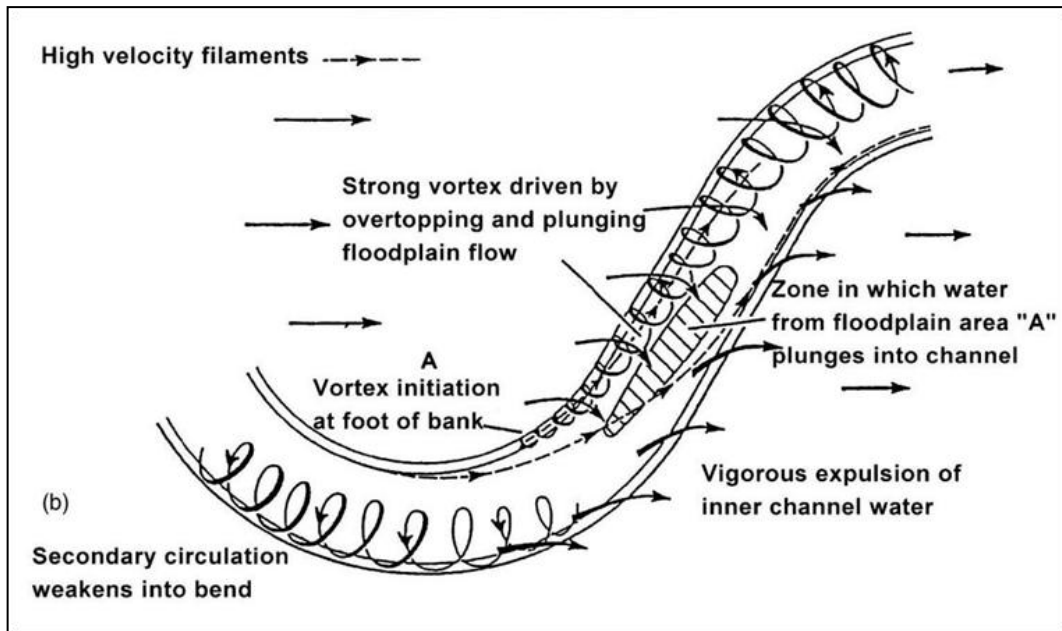
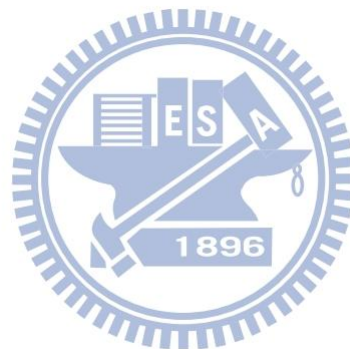


圖 1.2 蜿蜒複式渠流水流結構圖(Sellin et al., 1993)



第二章 CCHE2D 模式理論及數值方法

CCHE2D 模式是一套水平二維明渠流動床模式，由美國國家計算水科學及工程中心(NCCHE)所開發，適用於變量流(unsteady)與紊流(turbulent flow)流況，此模式亦具有處理均勻和非平衡輸砂條件之能力。此外，模式包含三種紊流封閉演算法(turbulent closure schemes)用以解決不同流況和不同精度，可以處理河道之乾溼點問題，並可供使用者在非流動邊界設定全滑移、無滑動和指數型滑移之條件。以下摘錄由 NCCHE 所發表之 Wu (2001)、Jia (2001a)、Jia (2008)等相關報告，說明模式水理、輸砂模式理論、岸壁沖刷理論、模式功能限制及代表性檢定驗證案例。

CCHE2D 模式水理模組採用交錯格網求解連續方程式之水位，特別之速度校正法來求解系統方程式；變量流模擬採用隱式時間推進法求解，乾濕點問題之處理採用移動邊界法；紊流模式部分，除了兩種零方程渦黏滯模式，還可考慮 k- ϵ 紊流模式；懸浮載傳輸為求解對流傳輸方程式，推移載傳輸採用非平衡輸砂方程式，且考慮底床坡度與彎道二次流效應。

2.1 水理模式

許多明渠流都為淺水波問題，垂直方向之運動通常可忽略，對於明渠水力問題而言，水深積分之二維控制方程式通常都允許合理及有效地被採用，在卡式座標下水深積分之動量方程式可表示如下：

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} = -g \frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{1}{\rho h} \left(\frac{\partial h \tau_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{xy}}{\partial y} \right) - \frac{\tau_{bx}}{\rho h} + f_{Cor} v \quad (2-1)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} = -g \frac{\partial \eta}{\partial y} + \frac{1}{\rho h} \left(\frac{\partial h \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{yy}}{\partial y} \right) - \frac{\tau_{by}}{\rho h} - f_{Cor} u \quad (2-2)$$

式中， u 與 v 為 x 與 y 方向水深積分後之速度分量， t 為時間， g 為重力加速度， η 為水面高程， ρ 為水之密度， h 為局部水深， f_{Cor} 為科氏力參數， τ_{xx} 、 τ_{yy} 、 τ_{yx} 、 τ_{xy} 為水深積分之雷諾剪應力， τ_{bx} 、 τ_{by} 為底床剪應力，由於此版本模式不考慮風力，因此忽略水表面之剪應力，自由水面之高程藉由求解水深積分之連續方程式，假設 η 為水面高程， ζ 為底床高程，連續方程式可表示如下：

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} - \frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial uh}{\partial x} + \frac{\partial vh}{\partial y} = 0 \quad (2-3)$$

由於底床改變量遠小於水理之變化，此方程式廣泛被應用在計算二維模式之自由表面高程，當底床高程受到沖淤影響急速改變時， $\partial \zeta / \partial t$ 項不為零且應考慮之。

式(2-1)、(2-2)中之雷諾剪應力取決於 Bousinesq 之假設，與水深積分流場之主要應力變化渦黏滯係數有關：

$$\tau_{ij} = -\overline{\rho u_i' u_j'} = \rho \nu_t \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) - \frac{2}{3} \rho k \delta_{ij} \quad (2-4)$$

渦黏滯係數為流體之函數，且與流體性質有關，在 CCHE2D 模式中採用兩種方法計算渦黏滯係數，第一種方式為使用水深積分拋物線渦黏滯係數公式：

$$v_t = A_{xy} C_s \kappa u_* h \quad (2-5)$$

式中 u_* 為剪力速度， κ 為馮卡門係數(0.41)， h 為水深， A_{xy} 為渦黏滯係數之校正係數，預設值為 1 且其值介於 1-10 間。除此之外，可採用深度積分之混合長度模式計算渦黏滯係數：

$$v_t = \bar{l}^2 \sqrt{2\left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)^2 + 2\left(\frac{\partial v}{\partial y}\right)^2 + \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}\right)^2 + \left(\frac{\partial U}{\partial z}\right)^2} \quad (2-6)$$

式中，

$$\bar{l} = \frac{1}{h} \int \kappa z \sqrt{\left(1 - \frac{z}{h}\right)} dz = \kappa h \int_0^1 \zeta \sqrt{(1-\zeta)} d\zeta \approx 0.267 \kappa h \quad (2-7)$$

沿著垂直方向之水深積分速度梯度可解釋為底床表面之紊流效應，(2-6) 式中決定之渦黏滯係數在均勻流況下可忽略為零，在缺乏其他項之情況下，渦黏滯係數可視為與均勻流相同，假設流速沿著水深方向為對數分佈，其垂直梯度可表示為：

$$\frac{\partial U}{\partial z} = \frac{u_*}{\kappa z} \quad (2-8)$$

將式(2-8)積分，可得水深垂直梯度之積分，可表為：

$$\overline{\frac{\partial U}{\partial z}} = \frac{1}{h} \int \frac{\partial U}{\partial z} dz = \frac{u_*}{h\kappa} \int_{z_0}^{\eta} \frac{1}{z} dz = C_m \frac{u_*}{h\kappa} \quad (2-9)$$

式中 U 為總速度， C_m 為係數， C_m 不直接計算，此係數可以某種方式給定，使得式(2-8)能夠取代式(2-12)中之所有水平方向速度梯度，此係數給定為

2.34375。除了上述兩種零方程渦黏滯模式，還可考慮採用 $k-\varepsilon$ 紊流模式：

$$\frac{\partial k}{\partial t} + u \frac{\partial k}{\partial x} + v \frac{\partial k}{\partial y} - \frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{v_t}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial x} \right] - \frac{\partial}{\partial y} \left[\frac{v_t}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial y} \right] = P - \varepsilon + P_{kv} \quad (2-10)$$

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + u \frac{\partial \varepsilon}{\partial x} + v \frac{\partial \varepsilon}{\partial y} - \frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{v_t}{\sigma_\varepsilon} \frac{\partial \varepsilon}{\partial x} \right] - \frac{\partial}{\partial y} \left[\frac{v_t}{\sigma_\varepsilon} \frac{\partial \varepsilon}{\partial y} \right] = c_{1\varepsilon} \frac{\varepsilon}{k} P - c_{2\varepsilon} \frac{\varepsilon^2}{k} + P_{\varepsilon v} \quad (2-11)$$

$$P = -\overline{u'_i u'_j} \frac{\partial u_i}{\partial x_j} = v_t \left[2 \left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)^2 + 2 \left(\frac{\partial v}{\partial y} \right)^2 + \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right)^2 \right] \quad (2-12)$$

$$P_{kv} = C_k \frac{U_*^3}{h}, \quad P_{\varepsilon v} = C_\varepsilon \frac{U_*^4}{h^2} \quad (2-13)$$

$$U_* = \sqrt{c_f (u^2 + v^2)}, \quad C_k = \frac{1}{\sqrt{c_f}}, \quad C_\varepsilon = 3.6 \frac{c_{2\varepsilon}}{c_f^{3/4}} \sqrt{c_\mu} \quad (2-14)$$

式中 $c_\mu=0.09$ 、 $\sigma_k=1.0$ 、 $\sigma_\varepsilon=1.3$ 、 $c_{\varepsilon 1}=1.44$ 、 $c_{\varepsilon 2}=1.92$ ，渦黏滯係數可由下式計

算：

$$v_t = c_\mu \frac{k^2}{\varepsilon} \quad (2-15)$$

P_{kV} 、 $P_{\varepsilon V}$ 增加於二維模式中，用來模擬由於底床摩擦所造成之紊流能量與消散。

2.2 輸砂模式

對輸砂模式來講，通常可分離為推移載與懸浮載，或依泥砂來源角度，可區分為河床質載與沖洗載。因此，CCHE2D 模式使用兩種概念計算總載之輸砂行為，其一為分離推移載與懸浮載，其二合併為河床質載(一般地形變遷動床模式模擬時忽略沖洗載對床形影響)，前者之控制方程式如下所示。

懸浮載之對流傳輸方程式：

$$\begin{aligned} & \frac{\partial(hC_k)}{\partial t} + \frac{\partial(UhC_k)}{\partial x} + \frac{\partial(vhC_k)}{\partial y} \\ &= \frac{\partial}{\partial x} \left[h \left(\varepsilon_s \frac{\partial C_k}{\partial x} + D_{sxx} \right) \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[h \left(\varepsilon_s \frac{\partial C_k}{\partial y} + D_{syy} \right) \right] + \alpha_d \omega_{sk} (C_{*k} - C_k) \end{aligned} \quad (2-16)$$

式中 C_k 為某一粒徑 k 懸浮載之水深平均濃度； C_{*k} 為某一粒徑 k 平衡條件下懸浮載之水深平均濃度， ε_s 為泥砂之擴散係數； α_d 為懸浮載之延散係數 (non-equilibrium adaptation coefficient)； D_{sxx} 、 D_{syy} 為水深方向非均勻流速與泥砂濃度所造成之消散通量 (the dispersion terms due to the effect of secondary flow)； ω_{sk} 為泥砂粒徑 k 之沈降速度。

非平衡推移載輸砂方程式可表示如下：

$$\frac{\partial(\delta\bar{c}_{bk})}{\partial t} + \frac{\partial(\alpha_{bx}q_{bk})}{\partial x} + \frac{\partial(\alpha_{by}q_{bk})}{\partial y} + \frac{1}{L}(q_{bk} - q_{b^{*k}}) = 0 \quad (2-17)$$

式中 δ 為推移載區域之厚度； \bar{c}_{bk} 為推移載區域之平均濃度； α_{bx} 、 α_{by} 為推移載運動之餘弦函數，通常假設沿著底床剪應力方向，但當考慮彎道二次流效應與陡坡之重力影響時需做調整； q_{bk} 為某一粒徑 k 推移載之實際輸砂率； $q_{b^{*k}}$ 為粒徑 k 推移載輸砂能力； L 為泥砂非平衡調適長度。

底床改變可由下式計算：

$$(1 - p'_m) \left(\frac{\partial z_b}{\partial t} \right)_k = \alpha \omega_{sk} (C_k - C_{*k}) + \frac{1}{L} (q_{bk} - q_{b^{*k}}) \quad (2-18)$$

式中 p'_m 為河床質孔隙率； $(\partial z_b / \partial t)_k$ 為某一粒徑 k 之底床改變率。

CCHE2D 模式中有四種輸砂公式可計算 C_{*k} 與 $q_{b^{*k}}$ ，此四種輸砂公式之挑選經由數十個實驗與現場資料檢定驗證而得(Wu and Wang, 2003)，可考慮非均勻輸砂之各種效應，此四種輸砂公式又可寫成以下一般化形式：

$$C_{*k} = p_{bk} C_k^* ; \quad q_{b^{*k}} = p_{bk} q_{bk}^* \quad (2-19)$$

式中 p_{bk} 為混合層之床質粒徑分佈， q_{bk}^* 與 C_k^* 分別為某一粒徑 k 之潛勢推移載、懸浮載輸砂量。

床質粒徑分佈通常沿著垂直方向變化，因此不沖刷層以上之河床可再切割為數層，最上層定義為混合層，此層與移動之泥砂直接參與交換，在混合層中之粒徑分佈可以下式計算：

$$\frac{\partial(\delta_m p_{bk})}{\partial t} = \left(\frac{\partial z_b}{\partial t} \right)_k + p_{bk}^* \left(\frac{\partial \delta_m}{\partial t} - \frac{\partial z_b}{\partial t} \right) \quad (2-20)$$

式中， δ_m 為混合層厚度； $\partial z_b / \partial t$ 為底床總變形率，由 $\partial z_b / \partial t = \sum_{k=1}^N (\partial z_b / \partial t)_k$ 累加計算， N 為代表粒徑總數；當 $\partial \delta_m / \partial t - \partial z_b / \partial t > 0$ ，式中 p_{bk}^* 可由混合層之床質分佈 p_{bk} 替代之，反之當 $\partial \delta_m / \partial t - \partial z_b / \partial t \leq 0$ ， p_{bk}^* 為混合層下層粒徑 k 所佔之百分比。

此外，CCHE2D 模式可模擬凝聚性沈澱(Wu and Wang, 2004b)，可考慮植生影響之水流與輸砂作用(Wu et al., 2005)，考慮彎道之二次流效應輸砂(Wu and Wang, 2004a)，並且能模擬岸壁基腳沖刷與破壞過程。

2.2.1 二次流機制

在自然的河道中經常出現彎道段及蜿蜒的型態，當水流流經不同曲率的彎道時，水流受到離心力的影響產生了二次流。二次流在水深上半部指向外岸，在水深下半部指向內岸，造成泥砂由外岸向內岸的橫向運移。底床改變後水流狀態隨之改變，兩者之間互相影響，二次流主導著彎曲段河道的底床變化，因此在模擬彎曲河道時不能忽略二次流造成的底床變化。

但水深平均模式並沒有考慮垂直方向的變化特性，因此二維模式大都使用經驗式來推估二次流效應，希望能合理地展現泥砂在彎道河段的運移。而這個部分最重要的參數即是主要水流方向與底床附近剪應力的角度。目前的 CCHE2D 模式中使用 Engelund (1974)提出的公式推估：

$$\tan\delta = 7\frac{h}{r} \quad (2-21)$$

式中的 r 為縱向格網的曲率半徑。根據 Engelund (1974)的研究成果，此推估公式的誤差為 3%。圖 2.1 展示了泥砂在底床運移的情形。泥砂在底床橫向坡度 β 的底床因重力作用往下游移動，而二次流則是趨向與底床橫向坡降不同方向。當兩者互相抵消達到平衡之後泥砂隨著主流移動，決定縱向的運移路徑。



2.2.2 輸砂公式

目前版本之 CCHE2D 模式中，共有四種輸砂公式可供使用者依不同需求來選取使用，分別為 SEDTRA module、Wu et al's formula、Modified Ackers and White's formula、Modified Engelund and Hansen's formula，以下對各公式加以介紹。

1、SEDTRA module (Garbrecht, Kuhnle and Alonson, 1995)

本模組可依不同底床粒徑，來選取合適之輸砂公式求取河床質載輸砂量，當床質粒徑介於 0.01mm~0.25mm，使用 Laursen's (1958) formula；介於

0.25mm~2.0mm，使用 Yang's (1973) formula；介於 2.0mm~50.0mm，使用 Meyer-Peter and Mueller's (1948) formula。

河川底床質載輸砂量可由 $C_{*t} = \sum_k p_k C_{*k}$ 式來計算，其中 C_{*t} 為河床質載輸砂能力(ppmw)， C_{*k} 為某 k 粒徑之輸砂能力(ppmw)， p_k 為某一粒徑 k 佔總粒徑的百分比。

同時為了模擬非均勻輸砂中底床床質之隱顯效應(hiding and exposure)，應用(2-20)式計算出某 k 粒徑之臨界水流強度，其中 d_k 為粒徑 k 之平均值， d_m 為底床質之平均粒徑，而 x 為一經驗參數。

$$d_{ek} = d_k \left(\frac{d_k}{d_m} \right)^{-x} \quad (2-22)$$



本輸砂模組藉由 Brownlie 之實驗數據(1981)來進行檢定驗證，共有 5,263 組實驗室資料及 1,764 組現地觀測資料，其中現地資料皆是在相同或極相似狀況下進行測量。

2、Wu, Wang and Jia's (2000) Formula

此輸砂公式應用隱顯參數(hiding and exposure factor)來建立非均勻輸砂之啟動門檻、推移載及懸浮載，將推移載及懸浮載加總即為所需之河床質載輸砂量，其輸砂公式表示如下：

$$\frac{q_{bk}}{p_{bk}\sqrt{(\gamma_s/\gamma-1)gd_k^3}} = 0.0053 \left[\left(\frac{n}{n} \right)^{3/2} \frac{\tau_b}{\tau_{ck}} - 1 \right]^{2.2} \quad (2-23)$$

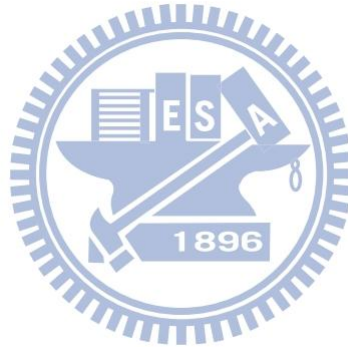
$$\frac{q_{sk}}{p_{bk}\sqrt{(\gamma_s/\gamma-1)gd_k^3}} = 0.0000262 \left[\left(\frac{\tau}{\tau_{ck}} - 1 \right) \frac{U}{\omega_k} \right]^{1.74} \quad (2-24)$$

$$\tau_{ck} = 0.03\varepsilon_k(\gamma_s - \gamma)d_k \quad (2-25)$$

$$\varepsilon_k = \left(\frac{p_{ek}}{p_{hk}} \right)^m \quad (2-26)$$

$$p_{hk} = \sum_{j=1}^N p_{bj} \frac{d_j}{d_k + d_j} \quad (2-27)$$

$$p_{ek} = \sum_{j=1}^N p_{bj} \frac{d_k}{d_k + d_j} \quad (2-28)$$



其中 q_{bk} 及 q_{sk} 分別為某粒徑 k 之推移載與懸浮載單位寬度輸砂量(m^2/s)， p_{bk} 為某粒徑 k 所佔總粒徑之百分比， n 為糙度係數曼寧 n 值， n 為相對糙度曼寧 n 值， τ_b 為底床剪應力， τ_{ck} 為某粒徑 k 啟動之臨界剪應力， ε_k 為某粒徑 k 的隱顯參數， ω_k 為某 k 粒徑之沉降速度， m 為實驗參數(模式設定為 0.6)，本輸砂公式之粒徑適用範圍介於 0.01mm~250mm。

上述公式在均勻輸砂之檢定驗證上，是從 Brownlie (1981) 之實驗數據挑出 1,859 組河床質載資料來進行比較；對於推移載輸砂量，又再從 1,859 組

資料中挑出 1,345 組推移載資料來進行比較調整。

在非均勻輸砂之檢定驗證上，挑選自 Toffaleti (1968)之實驗數據，分別是來自三組不同實驗團隊：Nomicos、Einstein-Chien、Vanoni-Brooks 於 Rio Grande River、Middle Loup River、Niobrara River 及 Mississippi River 的實驗結果。

3、Modified Ackers & White's formula (Proffitt & Sutherland,1983)

本輸砂公式應用 Bagnold 之水流功率概念及相似性理論推導而成，但由於原始公式會超量預測輸砂量，HR Wallingford (1990)將原始公式加以修正，使粒徑適用範圍更為廣泛。

$$F_{gr,k} = \varepsilon_k \frac{U_*^n}{[(\gamma_s / \gamma - 1) g d_k]^{1/2} \left[\frac{V}{\sqrt{32} \log(10h / d_k)} \right]^{1-n}} \quad (2-29)$$

ε_k 為校正係數(correction factor)，表示如下：

$$\varepsilon_k = \begin{cases} 1.30, & d_k / d_u > 3.7 \\ 0.53 \log(d_k / d_u) + 1.0, & 0.075 < d_k / d_u \leq 3.7 \\ 0.40, & d_k / d_u \leq 0.075 \end{cases}$$

其中 d_k 為某粒徑 k 之平均值， d_u 為相對粒徑。

$$G_{gr,k} = C \left(\frac{F_{gr,k}}{A} - 1 \right)^m \quad (2-30)$$

$$G_{gr,k} = \frac{C_k h}{p_{bk} d_k \gamma_s / \gamma} \left(\frac{U_*}{V} \right)^n \quad (2-31)$$

其中 C_k 即為總輸砂濃度(ppmw)。

本公式經與 Proffitt and Sutherland 之實驗數據比較，其輸砂量跟實驗數據相似度較高，但跟現地案例結果比較，其精準度較差。

4、Modified Engelund & Hansen's 1967 Formula (with Wu et al's correction factor, 2000)

本公式應用 Bagnold 之水流功率概念及相似性理論推導而成，並導入 Wu et al., 2000)輸砂公式之校正係數來調整隱顯作用在非均勻輸砂中之影響，公式如下：

$$f' \phi_k = 0.1 (\varepsilon_k \tau_{*k})^{5/2} \quad (2-32)$$

$$f' = \frac{2gSd}{U^2} ; \tau_{*k} = \tau_0 / [(\gamma_s / \gamma) d_k] ; \varepsilon_k = \left(\frac{p_{ek}}{p_{hk}} \right)^{0.45} \quad (2-33)$$

$$\phi_k = q_{t* k} / \left[p_{bk} \sqrt{(\gamma_s / \gamma - 1) g d_k^3} \right] \quad (2-34)$$

其中 τ_{*k} 為無因次底床剪應力， ε_k 為隱顯效果校正係數， ϕ_k 為無因次輸砂量， $q_{t* k}$ 為單位寬度河床質載輸砂量(m^2/s)。

2.2.3 輸砂參數特性說明

以下針對 CCHE2D 模式中之相關參數進行其物理特性說明，瞭解各參數之物理意義做為模式參數檢定驗證的基礎。

1. 調適長度 L (adaptation length)

調適長度為河床上平衡至非平衡輸砂過程之特徵長度， L 通常與案例之推移載輸砂過程相關，由推移載過程至形成床形 (bed forms) 之距離通常即為調適長度大小。若河床多由砂漣 (sand ripples) 所構成， L 可為泥砂平均跳躍長度或砂漣長度；若河床多由砂丘 (sand dunes) 所構成， L 可為 5~10 倍之水深；若河床多由交替砂洲 (alternate bars) 所構成， L 可為交替砂洲長度或 6.3 倍之河道寬度；若研究河段為蜿蜒變遷型河道， L 可為蜿蜒波長或 12 倍河道寬度；若調適長度小於格網大小，則可能產生極大計算誤差。在天然河川之工程應用上，平均河寬為調適長度檢定之建議初始值，使用者可慢慢增加調適長度至模擬結果達到最佳。

2. 調適係數 α (adaptation coefficient)

在水深平均模式中，靠近底床之泥砂濃度 C_b 與水深平均濃度 C 存在某種簡易比例關係 ($C_b = \alpha * C$)，式中 α 即為調適係數。而 α 與輸砂過程中許多因子相關，包含沈降速度、紊流作用、床形、斷面形狀等。當調適係數較小時，代表懸浮載與底床之作用關係較小，在一維模式中， $\alpha=1$ 時，代

表嚴重沖刷； $\alpha=0.5$ 時，代表介於沖刷與淤積之間； $\alpha=0.25$ 時，代表嚴重淤積。在二維模式中，上述理論仍可適用，但需注意 α 仍為檢定參數，且與案例輸砂條件相關，其為不大於 1 之正值，模式檢定時，建議可從 $\alpha=0.1$ 開始進行測試，若推移載與懸浮載同時計算時，使用者應先檢定調適長度 L ，再進行調適係數 α 之檢定。

3. 施密特數 (Schmidt number)

施密特數為無因次係數，為動黏滯係數與擴散係數之比值，用來描述同時有動量擴散與質量擴散之流體，可校正懸浮載泥砂之擴散程度。根據一般實驗數據，模式中施密特數預設值為 0.5，對於複雜流況或高含砂水流問題，施密特數建議範圍約在 0.5~0.01 間。



2.3 岸壁沖刷理論

一般來說岸壁沖刷模擬包含岸壁面沖刷、岸壁基腳沖刷(bank toe erosion)、岸壁材料破壞等過程，不同破壞過程皆與以下幾種參數相關，如泥砂粒徑組成、岸壁材料凝聚性、岸壁坡度、泥砂同質性、土壤濕度、地下水水位及岸壁高度等，且岸壁沖刷速率又與河道水流之剪應力、水深、曲率等因子有關。雖然數值模式為目前進行岸壁沖刷研究較有力之工具，但岸壁沖刷預測仍受到以下之限制：(1)難以完整收集分析所需之基本資料，(2)並非所有岸壁沖刷過程皆能正確瞭解，(3)水流模擬之正確性受到水理模

式方法論與計算機計算容量之限制。

CCHE2D 模式具有計算岸壁沖刷過程之功能，模式可計算由水流剪應力與岸壁塌陷所造成之岸壁土壤破壞機制，採用格網延展(mesh stretching)技巧處理岸壁沖刷後之格網變形過程，模式計算流程如圖 2.2 所示。

2.3.1 岸壁破壞模組

引用 Osman and Thorne (1988)之理論，假設岸壁破壞是由近岸區域之力平衡所控制，因其簡易之假設，模式只需少數參數即可應用於實際案例。由於 Osman and Thorne (1988)提出之岸壁破壞機制僅適用於一維渠道模式，使用水平二維模式計算岸壁沖刷須計算靠近岸邊之剪應力，同時也須考慮計算格網點之變形，因二維模式計算側向剪力分布時須合理計算格網點分布，才能適當反映流場與地形變化。

平面破壞機制之土堤示意圖如圖 2.3 所示，方程式如下：

$$f_s = \frac{F_r}{F_d} \quad (2-35)$$

$$F_d = W_t \sin \beta = \frac{\gamma}{2} \left(\frac{H^2 - y_d^2}{\tan \beta} - \frac{H^2}{\tan \alpha} \right) \sin \beta \quad (2-36)$$

$$F_r = \frac{(H - y_d)C_{coh}}{\sin \beta} + \frac{\gamma}{2} \left(\frac{H^2 - y_d^2}{\tan \beta} - \frac{H^2}{\tan \alpha} \right) \cos \beta \tan \phi \quad (2-37)$$

式中， f_s 為安全係數； F_d 與 F_r 為岸壁土堤崩坍下滑力與抵抗摩擦力； W_t = 崩

坍土體重量； β = 崩坍平面傾角； γ = 岸壁土體比重； H = 岸壁高度； y_d = 張力裂縫深度； H' = 未發生沖刷之岸壁高度； α = 岸壁傾斜角度； C_{coh} = 土壤黏性係數； ϕ = 摩擦角。當安全係數之值小於 1 時，表示土堤抵抗摩擦力小於崩坍下滑力，土堤即沿著傾角之破壞平面發生崩坍。

崩坍平面傾角可由下式計算：

$$\beta = \frac{1}{2} \left\{ \tan^{-1} \left[\frac{H}{H'} (1 - K^2) \tan \alpha \right] + \phi \right\} \quad (2-38)$$

式中， K 為張力裂縫指數，為張力裂縫與岸壁高度之比值。

一般岸壁崩坍後產生之土質初期會堆積至岸壁基腳位置，若水流強度夠大，則土質將隨著水流作用而帶往下游，對大型河川來說，崩坍土質對水流流況影響不大，但對小型河川則可能會造成水流流況之擾動。在現階段 CCHE2D 模式中，崩坍土質假設為推移載之額外增量，此近岸區域之額外輸砂增量會使推移載濃度增大，由於岸壁崩坍發生之時間間距相較一般輸砂模組大許多，此崩坍之額外增量可視為均勻輸入。

在 Osman and Thorne (1988) 之模式中，初始岸壁坡度在發生崩坍後，則產生新的岸壁坡度，並維持此岸壁坡度之穩定條件。若研究之岸壁為已發生崩坍且維持穩定一段時間，因此可合理假設其岸壁坡度為已知，且僅需計算其平行退縮過程，在此假設前提下，岸壁側向退縮距離 CD 為：

$$CD = \frac{H - H'}{\tan \beta} \quad (2-39)$$

而新舊岸壁高度 H 與 H' 之比值可由下式計算：

$$\frac{H}{H'} = \frac{1}{2} \left[\frac{\omega_2}{\omega_1} + \sqrt{\left(\frac{\omega_2}{\omega_1}\right)^2 + 4} \right] \quad (2-40)$$

$$\omega_1 = \cos \beta \sin \beta - \cos^2 \beta \tan \phi \quad (2-41)$$

$$\omega_2 = 2(1 - K) \frac{C_{coh}}{\gamma H'} \quad (2-42)$$

利用上述理論計算岸壁崩坍時，應進行相關模式驗證，以確認模式適用性。表 2.1 表 2.2 為一般現場案例岸壁相關參數之參考範圍。

2.3.2 岸壁面沖刷模組

本研究採用水平二維模式計算河道流場，因此岸壁面之沖刷處理必須與 Osman and Thorne (1988) 之一維概念有所不同，CCHE2D 模式由水理模式計算靠近岸壁之剪應力，其剪應力與局部區域流場中之流速、水深、曼寧糙度值、水面坡降等相關，而上述變數沿著河道側向之分布會因位置而有所不同，因此水平二維模式之岸壁沖刷計算上，與沿著河道斷面剪應力維持定值之一維模式有所區隔。由於岸壁面上之糙度會影響水流，靠近岸壁之流速會呈現小於河道中心之流速。

在 Osman and Thorne (1988) 之模式中，岸壁面側向沖刷率假設為剪應力

與臨界剪應力差異之比值，如下式：

$$dW = dB \frac{\tau - \tau_c}{\tau_c} \quad (2-43)$$

式中， dW 為岸壁側向沖刷率， dB 為初始岸壁沖刷率，可由下式計算：

$$dB = 223 \times 10^{-4} \tau_c e^{-0.13\tau_c} \quad (2-44)$$

其中， τ 為斷面之剪應力， τ_c 為岸壁臨界剪應力，可由岸壁本身材質套用經驗公式與查表計算，如圖 2.4 所示，其中 SAR 為土樣鈉吸附比、CONC 為孔隙流體鹽類濃度、 $\Delta\varepsilon_0$ 為電界質擴散。岸壁臨界剪應力範圍約介於 0.2~100 dyne/cm²。

Partheniades (1965) 使用下式計算黏性材料之沖刷率：

$$\varepsilon = k(\tau_0 - \tau_c)^a \quad (2-45)$$

式中， ε 為沖刷率， k 為可沖刷係數， τ_0 為斷面之剪應力， a 為常數。Hanson and Simon (2001) 採用約 200 組之現場資料分析出 k 的函數形式如下：

$$k = 0.2 * 10^{-6} \tau_c^{-0.5} [m^3 / NS] \quad (2-46)$$

從上式中發現，黏性材料的沖刷率與臨界剪應力之減少成某種比例關係。

2.3.3 格網延展模組

CCHE2D 模式假設岸壁線為沿著外圍格網之邊界線，當岸壁沖刷發生

時，岸壁可沿著格網進行延展。一般有兩種不同概念計算岸壁沖刷後之底床幾何改變情形，概述如下：

1、變形格網

當河道岸壁沿線受到岸壁沖刷而移動，水平計算格網點會變形以擴張原河道範圍。此概念對於水流、輸砂及岸壁沖刷計算上較有效率，但須花費較多工作量於格網變形進行隨時間變化之處理。

2、固定格網

水平計算格網點在模擬過程中固定不變，計算區域設定足夠範圍使高灘地區域模擬時為乾區，岸壁沖刷發生時將沖刷岸壁區域與高灘地，使原乾區成為河道中之濕區。此概念不需要重新分配格網，但需要較大計算區域以調適計算格網之空間，此將會增加計算機使用量。

CCHE2D 模式採用第一種概念，圖 2.5、圖 2.6 為 Nagata et al. (2000) 實驗渠道格網延展前後之變形過程，其格網變形並非在一次計算疊代下就能完成，而是分成數次微小岸壁沖刷疊代來進行延展。當格網延展時，計算範圍即會改變，包含所有距離、方向與格網位置等，因此計算範圍內之所有變數皆須重新進行計算。使用者僅需定義研究範圍中左右邊界位置，並給定相關岸壁參數，在計算過程中模式可根據水流與輸砂條件自動校正邊界之格網，以計算岸壁沖刷過程。

舉例來說，岸壁沖刷發生之時距相較一般水流與輸砂過程大，即水流與輸砂演算數個步階後，才考慮岸壁沖刷情形，若該時距內岸壁沖刷所造成之格網延展非常顯著，在重新計算水流條件前，必須適當內插前一時刻與延展後之模擬結果，因此水流、輸砂與岸壁沖刷間之時距可設定不同。

2.3.4 岸壁沖刷模組功能限制

由於 CCHE2D 模式為水平二維模式，因此模式不適用於非水深平均二維流場之問題，如海洋流場、水庫流場等；同時對於突變區域(sharp changing zone)之模擬精度較差，如有極大落差之大峽谷等；岸壁沖刷部分，不適用懸臂土體岸壁崩塌問題(見圖 2.7)。



2.4 模式功能與限制

CCHE2D 模式可模擬穩態及非穩態明渠流、亞臨界、超臨界、混合流，大尺度之天然河川與小尺度之實驗渠道都經過檢定驗證程序，可應用於實驗室或天然河川之定量流、變量流、紊流流場等，亦包含複雜天然環境之自由液面流、輸砂、水質、污染傳輸等機制。表 2.3 表 2.4 將 CCHE2D 模式功能與限制進行彙整。

2.5 代表性檢定驗證案例

本節彙整目前國內外與彎道、蜿蜒河道相關之模擬案例，以便了解

CCHE2D 模式在實驗室條件及現場狀況下的表現，彙整於。以下整理自 Wu and Wang (2004a)、Jia and Wang (2001)、「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」(2009)。

1、180 °U 型彎道水理模擬

此案例使用 De Vriend (1979)之實驗佈置模擬 180 °U 型彎道，渠道寬 1.7m，彎道中心線曲率半徑=4.25m，正弦彎道水理模擬參數表($\theta_0=30^\circ$)列於表 2.5。圖 2.8 為 U 型彎道水理模擬格網圖，邊界部分略做加密，為 23x49 之不均勻格網。圖 2.9 為 180 °U 型彎道水理模擬與實測流速比較圖，此流速為水深平均流速，圖中可以看出 CCHE2D 模式可以把此彎道水深平均流速的特徵完整的展現出來。圖 2.10 為彎道水理模擬與實測水位比較圖，在彎道段，外岸水位較內岸來的高，此圖可以看出模擬與實測資料趨勢相同，雖然存在些許誤差，推測誤差原因可能為水深平均模擬沒辦法表現二次流的現象。

2、正弦彎道流場模擬($\theta_0=30^\circ$)

圖 2.11 為正弦彎道水理模擬格網圖($\theta_0=30^\circ$)，模擬之主流與側向方向格網為結構性規則格網，格網點數為(17x42)，實驗渠槽之流速測量依循渠道之正弦函數形狀，正弦彎道水理模擬參數表($\theta_0=30^\circ$)列於表 2.7。圖 2.12 為模擬與實測流速比較圖，模擬結果靠近凸岸之流速有些許誤差，但其他

位置幾乎吻合，當水流靠近凸岸時有加速作用，此加速導致水流改變方向。

3、正弦彎道流場模擬($\theta_0=110^\circ$)

在河道蜿蜒發展的過程中，彎道曲率會隨這蜿蜒度(河流長度與河谷長度之比值)增加而增加，此模擬為 $\theta_0=110^\circ$ 的正弦彎道水理模擬，上游為定流量下游為固定水深。圖 2.13 為正弦彎道水理模擬格網圖($\theta_0=110^\circ$)，使用 17×106 之均勻網格，水理模擬參數表列於表 2.8。圖 2.14 為模擬與實測流速比較圖($\theta_0=110^\circ$)，模擬結果大致與實測資料符合。唯在接近彎道的內岸及遠離彎道之後的外岸處模擬結果略低於實測值，在彎道段較準確，在直線過度段略有不同，可能因為蜿蜒度較大所造成。

4、 180° 彎道變量流動床模擬

此模擬係針對 Yen and Lee (1995)之彎道動床模型試驗。模型渠道為一 180° 急彎，渠寬 1m，曲率半徑為 4m，初始底床坡度為 0.002。為變量流流況，上游入流歷線為三角形歷線，基流為 $0.02\text{m}^3/\text{s}$ ，基流水深為 0.054m，於 Run4 模擬案例中，洪峰流量為 $0.053\text{m}^3/\text{s}$ ，延時為 240 分鐘，洪峰發生時間為總延時之前 1/3 處，泥砂條件為非均勻砂，中值粒徑為 1.0mm，標準偏差為 2.5，計算格網點為(91x31)，時間間距為 1 分鐘，水理模擬參數表列於表 2.8。圖 2.15 為模擬與實測彎道部分底床等高線比較圖，圖 2.16 為四個斷面之底床變化剖面圖，計算之床形變化與實測值趨勢相同。

5、蜿蜒河道底床地形變化模擬

圖 2.17 為 CCHE2D 模擬蜿蜒渠道底床變化過程圖，為 $\theta_0=110^\circ$ 之正弦連續彎道，初始地形為平坦底床。本案例使用 CCHE2D 模式中的二次流推估公式(Englund, 1974)進行動床模擬。模擬前期時，渠道凸岸淤積形成沙洲，凹岸沖刷形成深潭；模擬後期時，淤積及沖刷的變化增強，且下游部分發展較上游劇烈。另一特色是，沙洲和深潭的位置並不對稱於彎道頂點，而是稍微往下游平移。隨著砂洲的淤積漸漸增加後，出現部分流速為零的乾點，流路逐漸窄縮。此種河道變化的行為為合理的過程，可在實驗室及自然河川中觀察到。



6、德國內卡河南德水庫模擬

南德水庫位於德國斯圖加特(Stuttgart)之內卡河上，為一個河槽型水庫，全長約 12km，由上游比迪堪(Bietigheim)至下游南德，在河心距 129.0km ~ 132.3km 處經由兩段 180° 之急彎，且於主槽兩岸有大片之高灘地。自 1950 年起，由於河川上游建置一連串 13 個壩，使得水庫上游懸浮載入砂量減少。南德流量站之流量變化約介於 $14.1\text{m}^3/\text{s}$ ~ $1,650\text{m}^3/\text{s}$ 間，平均流量約為 $88.5\text{m}^3/\text{s}$ ，Enz 河匯流進入內卡河，平均流量約為 $20\text{m}^3/\text{s}$ 。圖 2.18 為此區段不規則床形之變量流模擬，洪峰流量約為 $1,644\text{m}^3/\text{s}$ ，圖中藍色區塊代表岸壁高程高於水位之區域，即所謂之乾點區，從河心距 130km~131.2km 與

130.55km~130.8km 可看出主槽流場與高灘地區域交界之二次環流效應；此外，主槽中靠近內側岸壁之流速大於外側岸壁流速。

7、濁水溪名竹大橋至中沙大橋岸壁沖刷案例

模擬範圍為彰雲大橋至中沙大橋。以 87 年 DEM 資料為初始地形，模擬民國 87 至 96 年串接之洪水事件，因此挑選流量大於 4,000cms 者進行模擬。由模擬結果可知，河道左岸之岸壁沖刷情形與實測相比有良好模擬結果，沖刷位置點可準確預測模擬，河道側向變遷沖刷之距離可達數百公尺以上，最大側向沖刷距離約有 800 m，亦與實測相符。圖 2.19 為岸壁沖刷實際發生位置配合斷面圖之比較，可見斷面 70 位置之模擬與實測良好，無論是實測 DEM 地形或大斷面之比較，都能準確模擬。

表 2.1 Ackers & White's formula 公式係數(1973, 1990)

	1973	1990
$d_{gr} \geq 60$	$n=0.0$ $A=0.17$ $m=1.50$ $C=0.025$	$n=0.0$ $A=0.17$ $m=1.78$ $C=0.025$
$1 < d_{gr} < 60$	$n = 1.00 - 0.56 \log d_{gr}$ $A = 0.23d_{gr}^{-0.5} + 0.14$ $m = 9.66d_{gr}^{-1} + 1.34$ $\log C = -3.53 + 2.86 \log d_{gr} - (\log d_{gr})^2$	$n = 1.00 - 0.56 \log d_{gr}$ $A = 0.23d_{gr}^{-0.5} + 0.14$ $m = 6.83d_{gr}^{-1} + 1.67$ $\log C = -3.46 + 2.79 \log d_{gr} - 0.98(\log d_{gr})^2$

表 2.2 岸壁相關參數建議範圍(Simon et al., 2003)

參數名稱	範圍	平均值
γ (kN/m ³)	20.2~23.0	21.34
C_{coh} (kPa)	0~78.9	16.0
ϕ (degree)	0~37.9	23.8

表 2.3 CCHE2D 模式功能彙整

CCHE2D模式功能與特點彙整	
1. 考慮植生影響	8. 穩態、非穩態之自由液面流於
2. 考慮河川彎道影響與岸壁沖刷	9. 複雜天然環境模擬
3. 乾濕點處理	10. 隱式時間推進有效元素法
4. 水質(磷、氮、泥砂吸附/	11. (Efficient element method)
5. 去吸附) 模擬	12. 亞臨界、混合流、超臨界流模擬
6. 污染傳輸模擬	13. 非平衡、非均勻輸砂模擬
7. 圖形化使用者介面	14. 考慮凝聚性沈澱
	15. 考慮水工結構物：壩、堰、閘門

表 2.4 CCHE2D 模式功能與限制

CCHE2D模式之限制
1. 不適用非水深平均二維流場之問題
2. 突變區域(sharp changing zone)之模擬準確度較差
3. 不適用懸臂土體岸壁基腳掏刷與崩塌問題

表 2.5 CCHE2D 模式代表性檢定驗證案例彙整表

CCHE2D模式代表性檢定驗證案例
1. 180°U型彎道水理模擬
2. 正弦彎道流場模擬($\theta_0=30^\circ$)
3. 正弦彎道流場模擬($\theta_0=110^\circ$)
4. 180°彎道變量流動床模擬
5. 蜿蜒河道底床地形變化模擬
6. 德國內卡河南德水庫模擬
7. 濁水溪名竹大橋至中沙大橋岸壁沖刷案例

表 2.6 180 °U 型彎道水理模擬參數表

Q (m ³ /s)	B (m)	h _m (m)	u _m (m/s)	Re*	Fr	B/h _m
0.18	1.7	0.1953	0.542	1513	0.392	5.1

表 2.7 正弦彎道水理模擬參數表($\theta_0=30^\circ$)

Q (l/s)	B (m)	h _m (m)	S _b	u _m (m/s)	Re*	Fr	B/h _m
2.1	0.4	3.2	1/1000	6.4	5250	0.086	12.5

表 2.8 正弦彎道水理模擬參數表($\theta_0=110^\circ$)

Q (l/s)	B (m)	h _m (m)	S _b	u _m (m/s)	Re*	Fr	B/h _m
2.1	0.4	3	1/1120	16.7	5000	0.095	13.3

表 2.9 180 °U 型彎道動床模擬參數表

B (m)	Rc (m)	S _b	h ₀ (m)	D ₅₀ (mm)	mesh	Δt (sec)
1	4	0.002	0.054	1	91x31	60

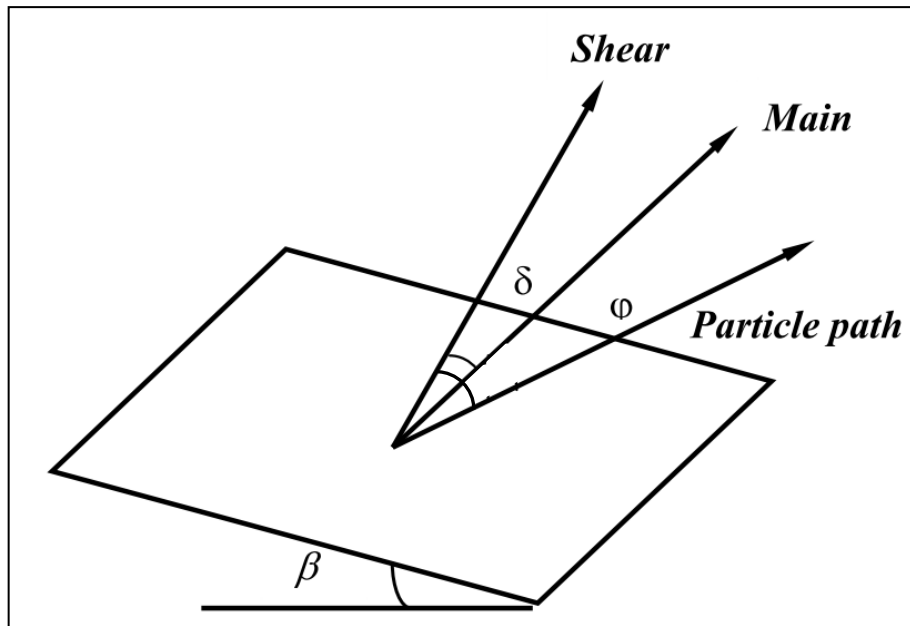


圖 2.1 泥砂在底床的運移(Engelund, 1974)

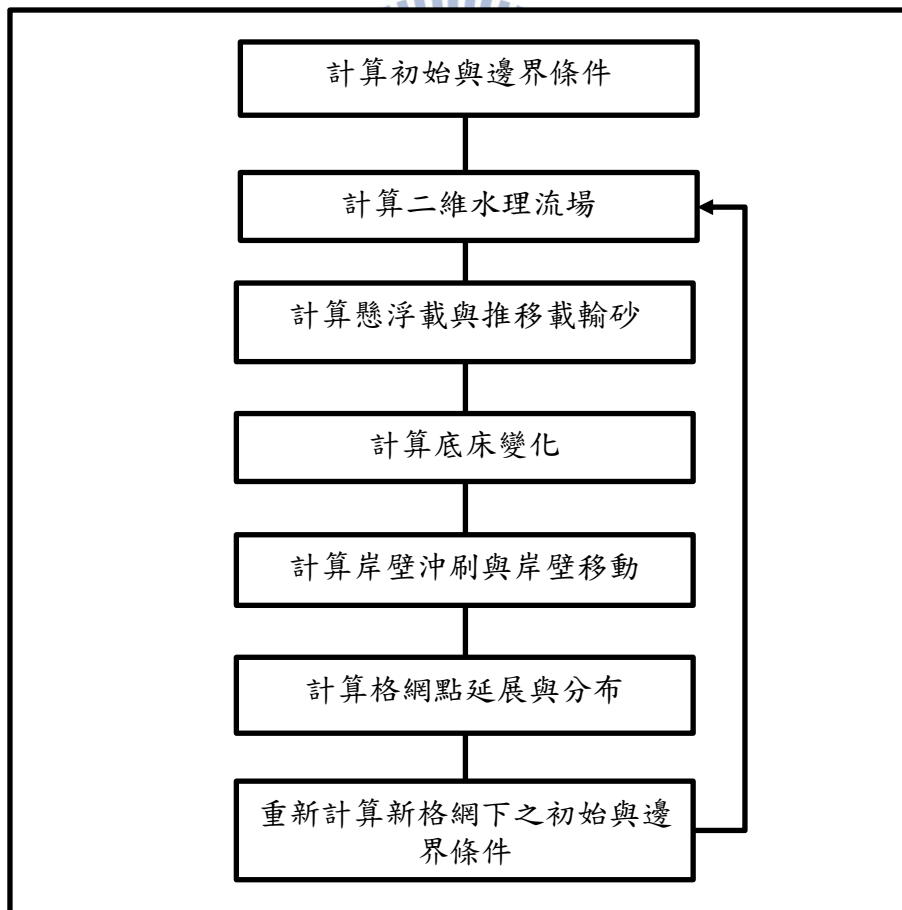


圖 2.2 CCHE2D 模式岸壁沖刷計算流程

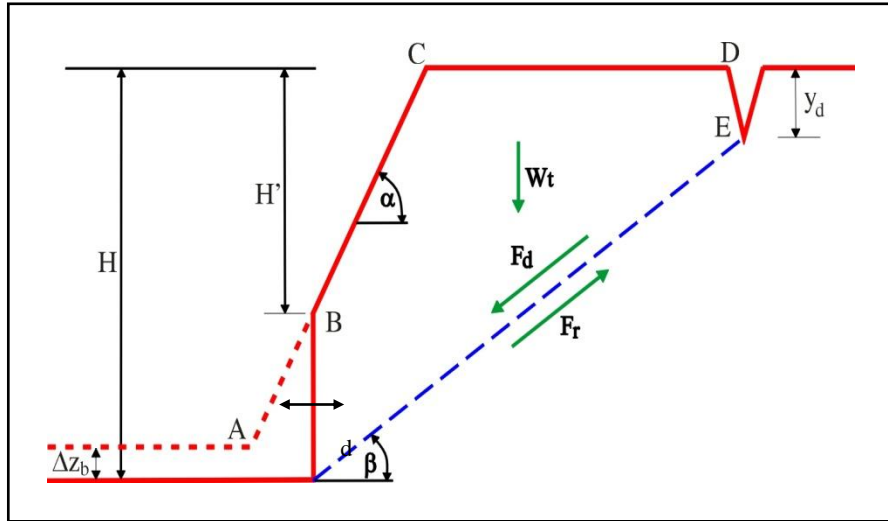


圖 2.3 岸壁土堤破壞示意圖(Osman and Thorne, 1988)

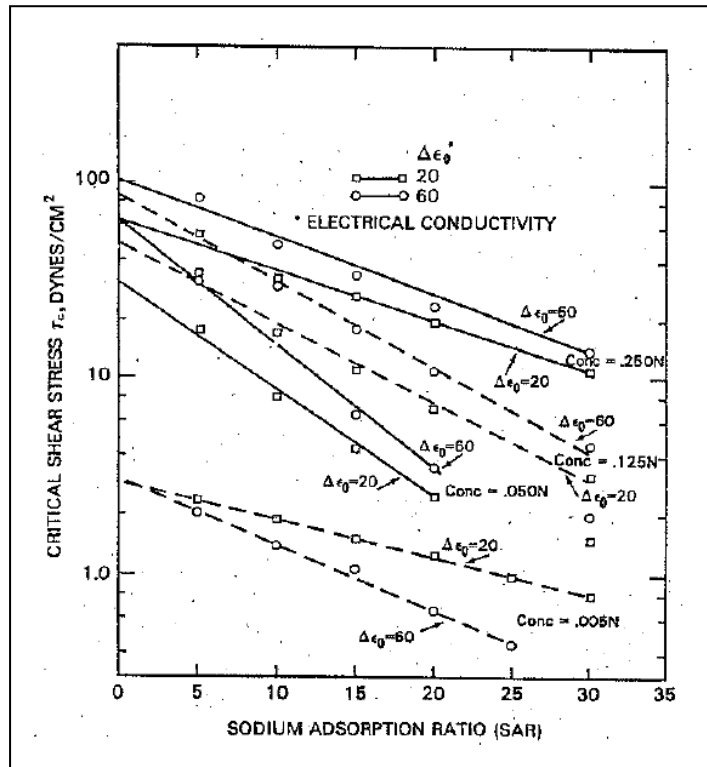


圖 2.4 岸壁臨界剪應力

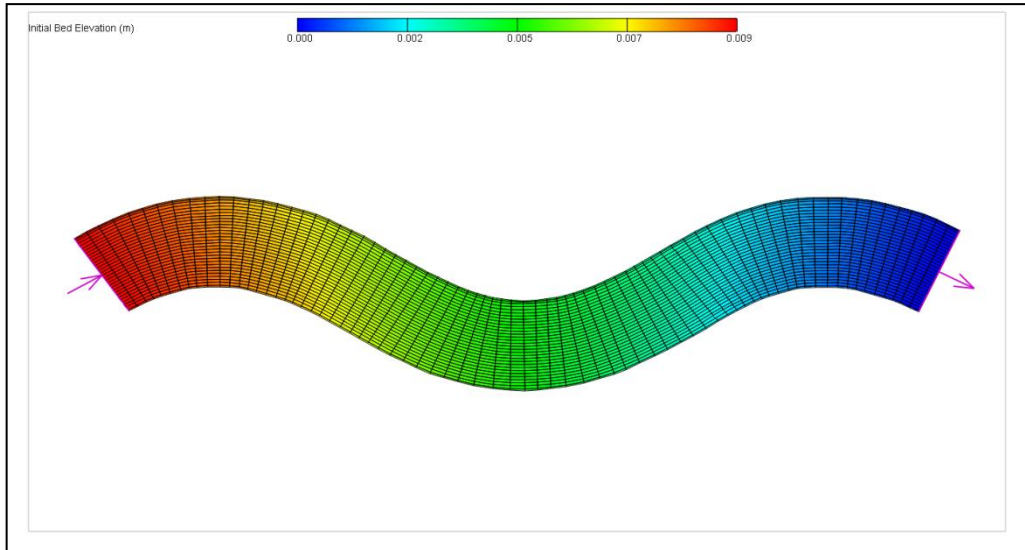


圖 2.5 CCHE2D 模式未延展前之格網

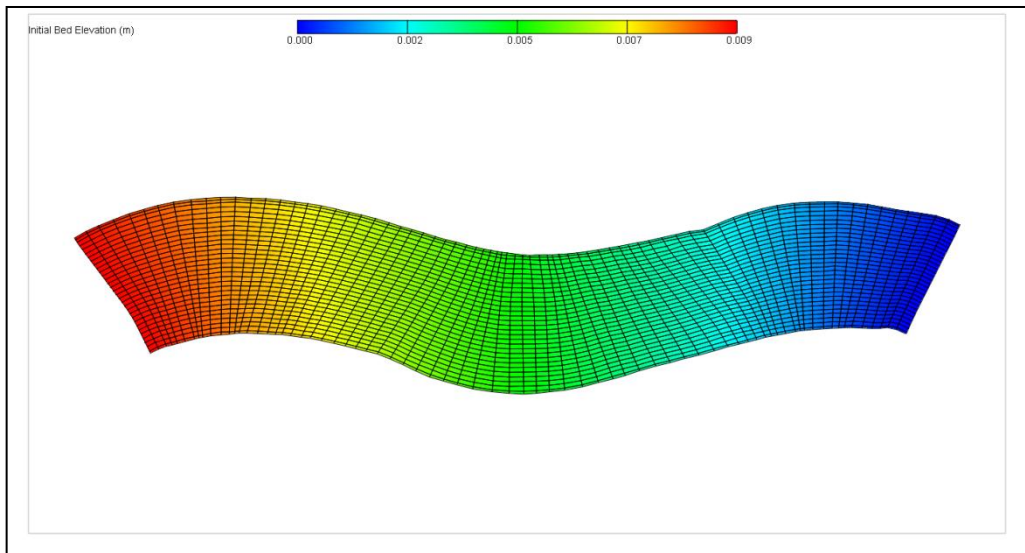


圖 2.6 CCHE2D 模式延展後之格網

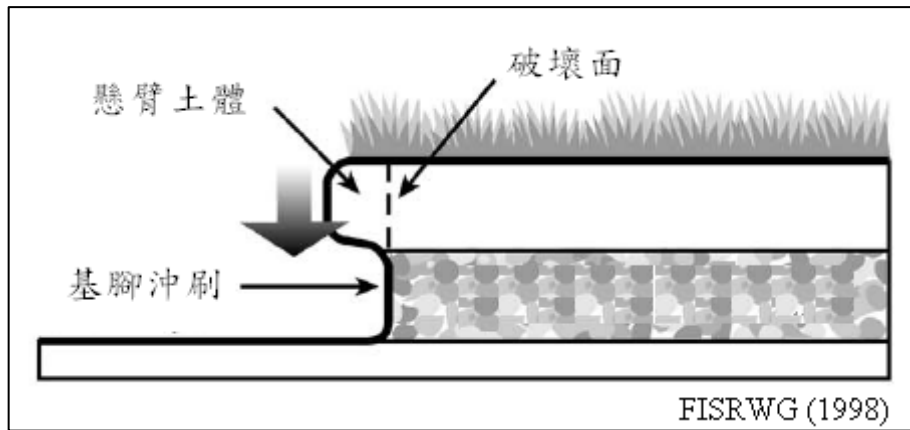


圖 2.7 懸臂土體破壞形式(模式之限制)

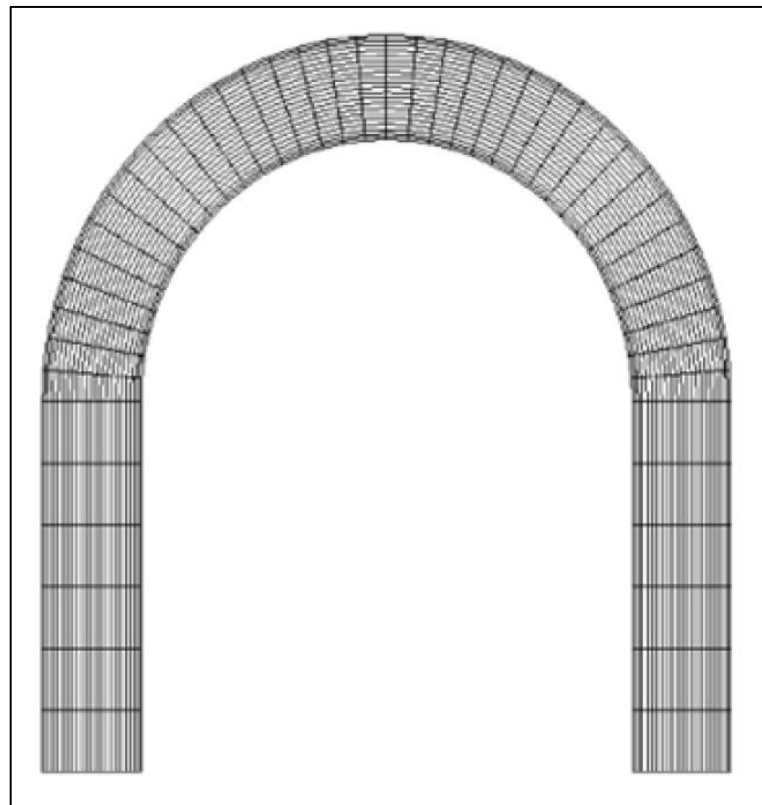


圖 2.8 180 °U 型彎道水理模擬格網圖

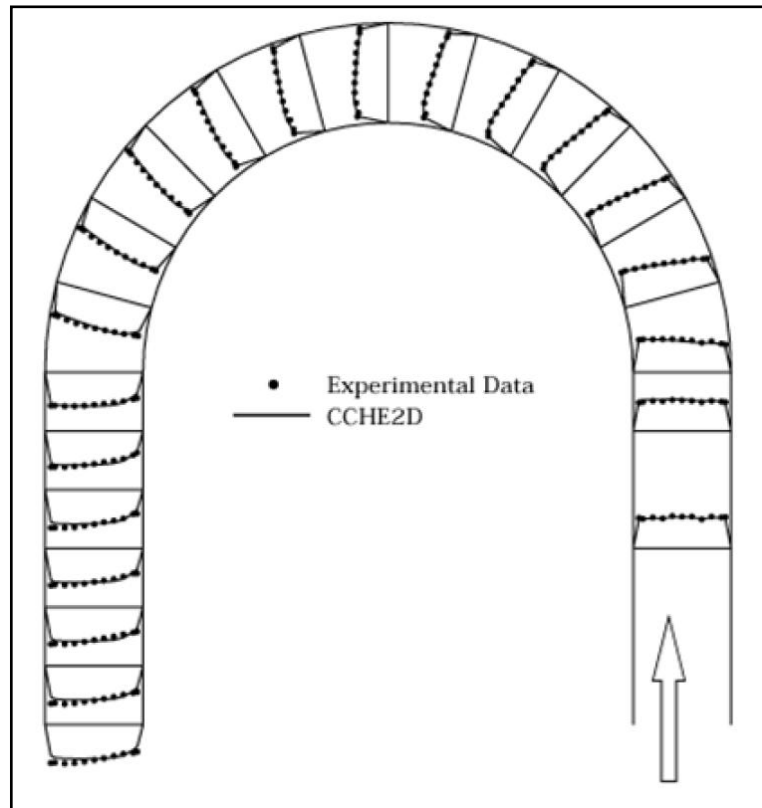


圖 2.9 180 °U 型彎道水理模擬與實測流速比較圖(De Vriend, 1979)

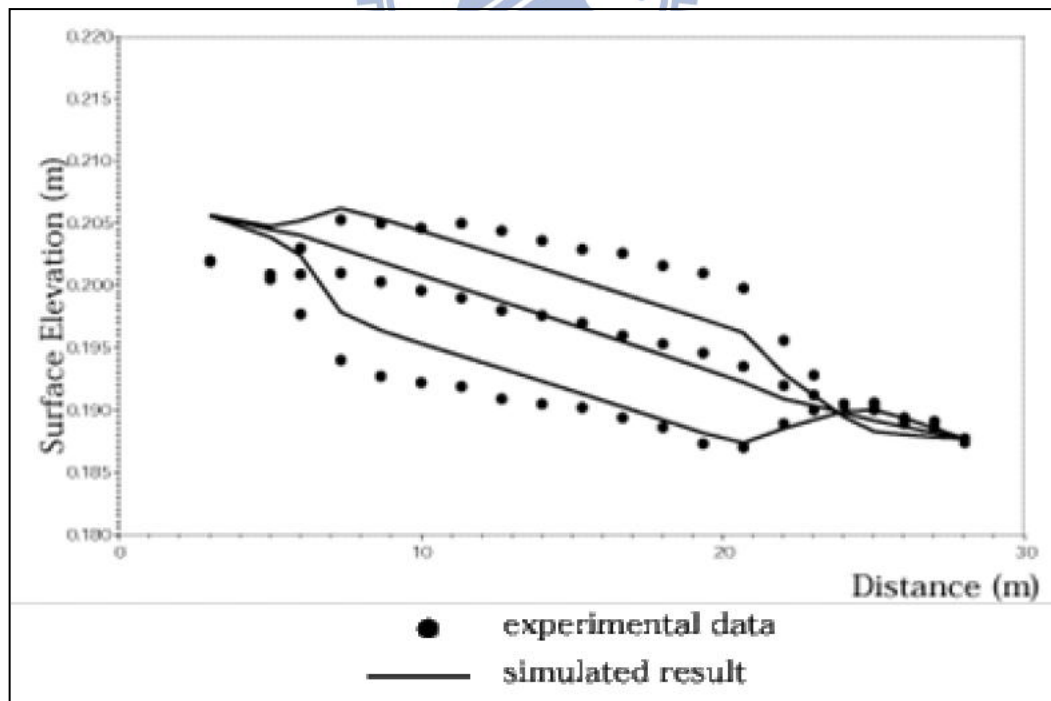


圖 2.10 180 °U 型彎道水理模擬與實測水位比較圖

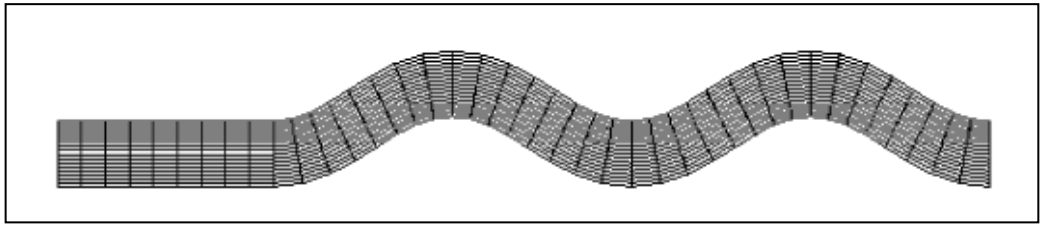


圖 2.11 正弦彎道水理模擬格網圖($\theta_0=30^\circ$)

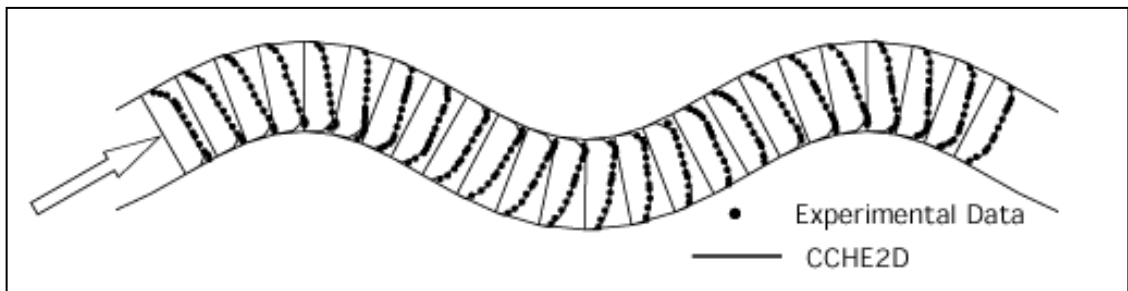


圖 2.12 正弦彎道模擬與實測流速比較圖($\theta_0=30^\circ$)

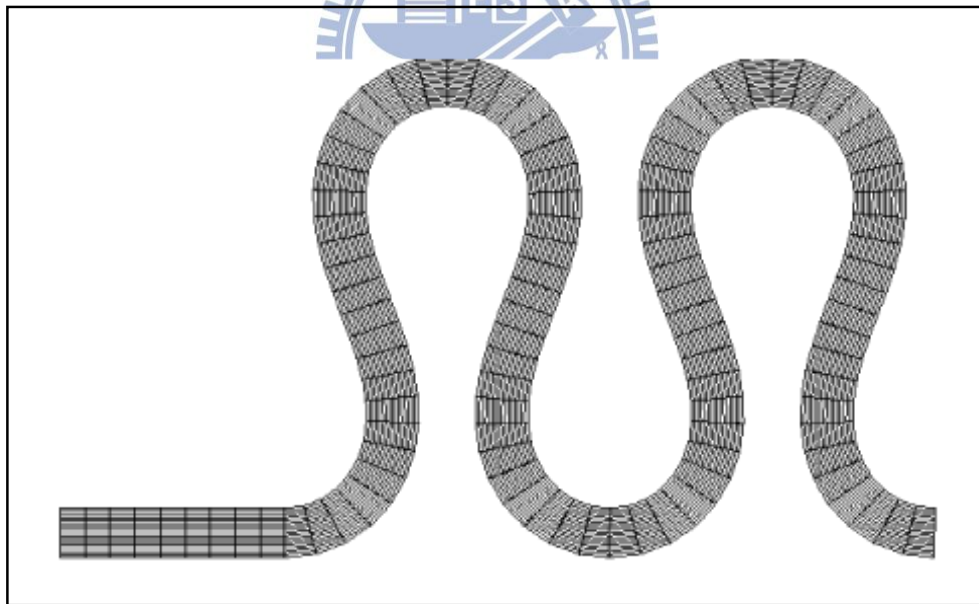


圖 2.13 正弦彎道水理模擬格網圖($\theta_0=110^\circ$)

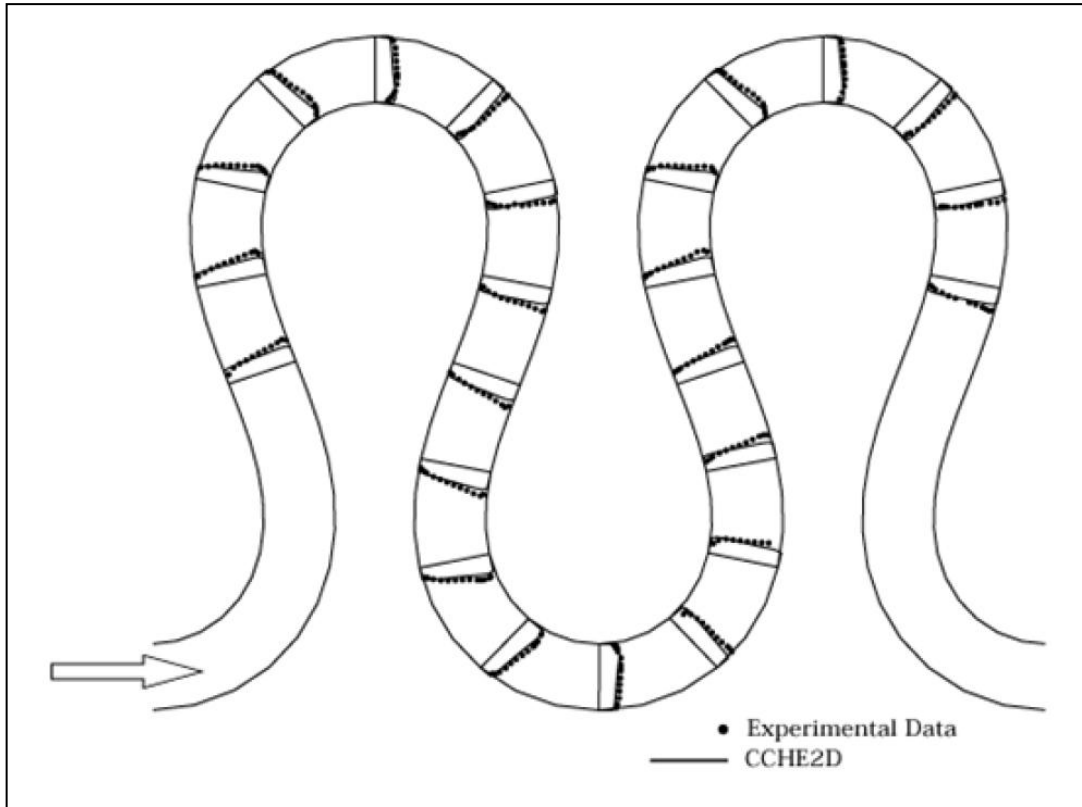


圖 2.14 正弦彎道模擬與實測流速比較圖($\theta_0=110^\circ$)

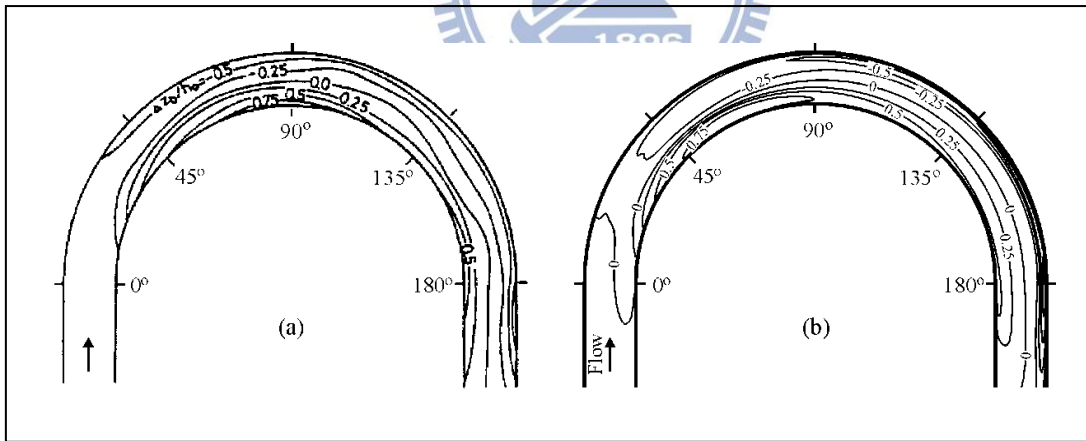


圖 2.15 180° 彎道變量流動床模擬(a)實測,(b)計算床形等高線圖($\Delta z_b/h_0$)

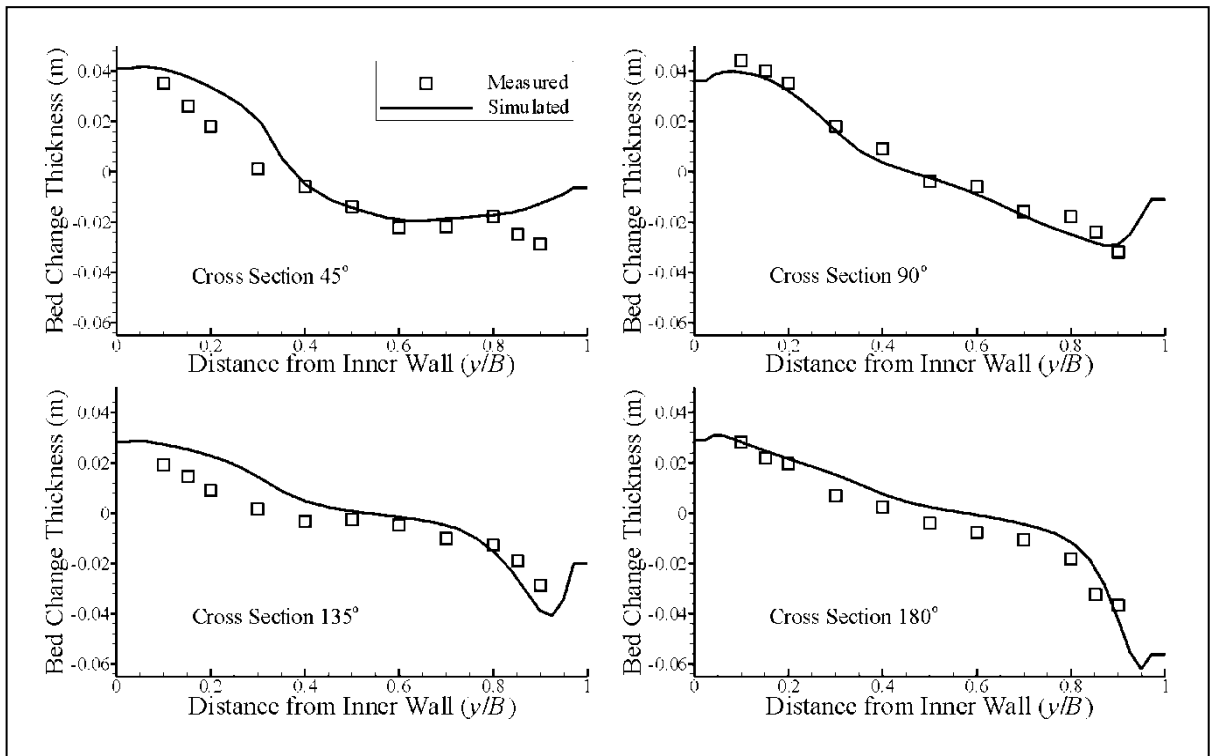


圖 2.16 180° 彎道變量流動床模擬底床變化斷面剖面圖

(Yen and Lee, 1995)



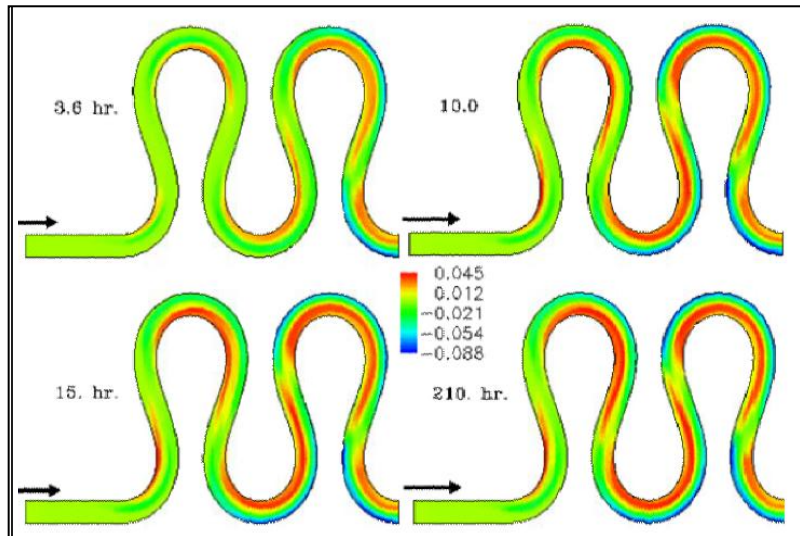
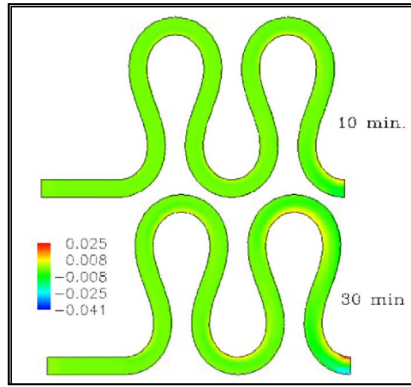


圖 2.17 CCHE2D 模擬蜿蜒渠道底床變化過程圖

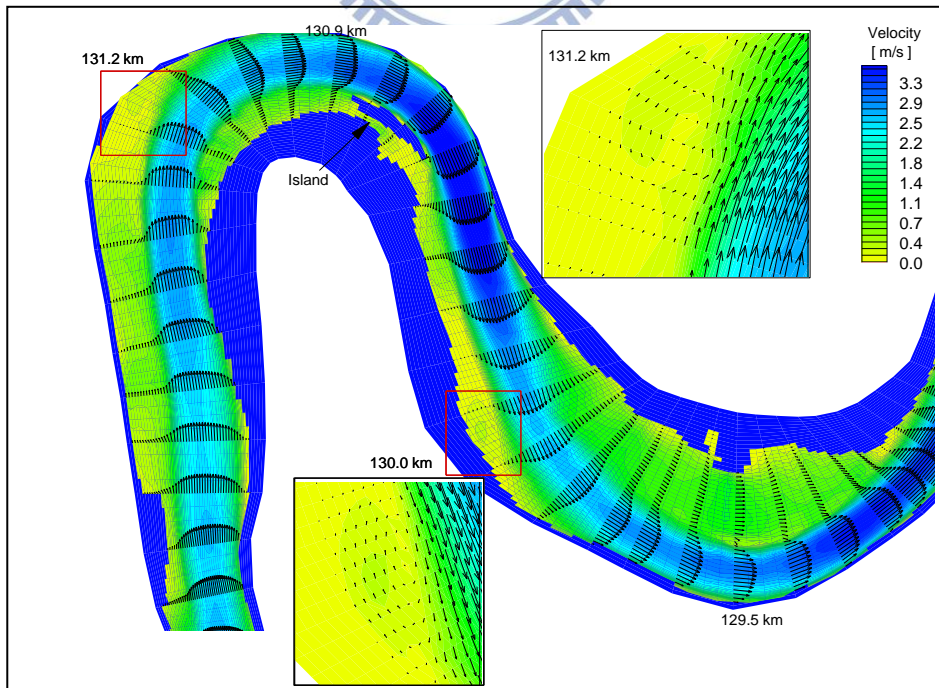


圖 2.18 內卡河之變量流模擬

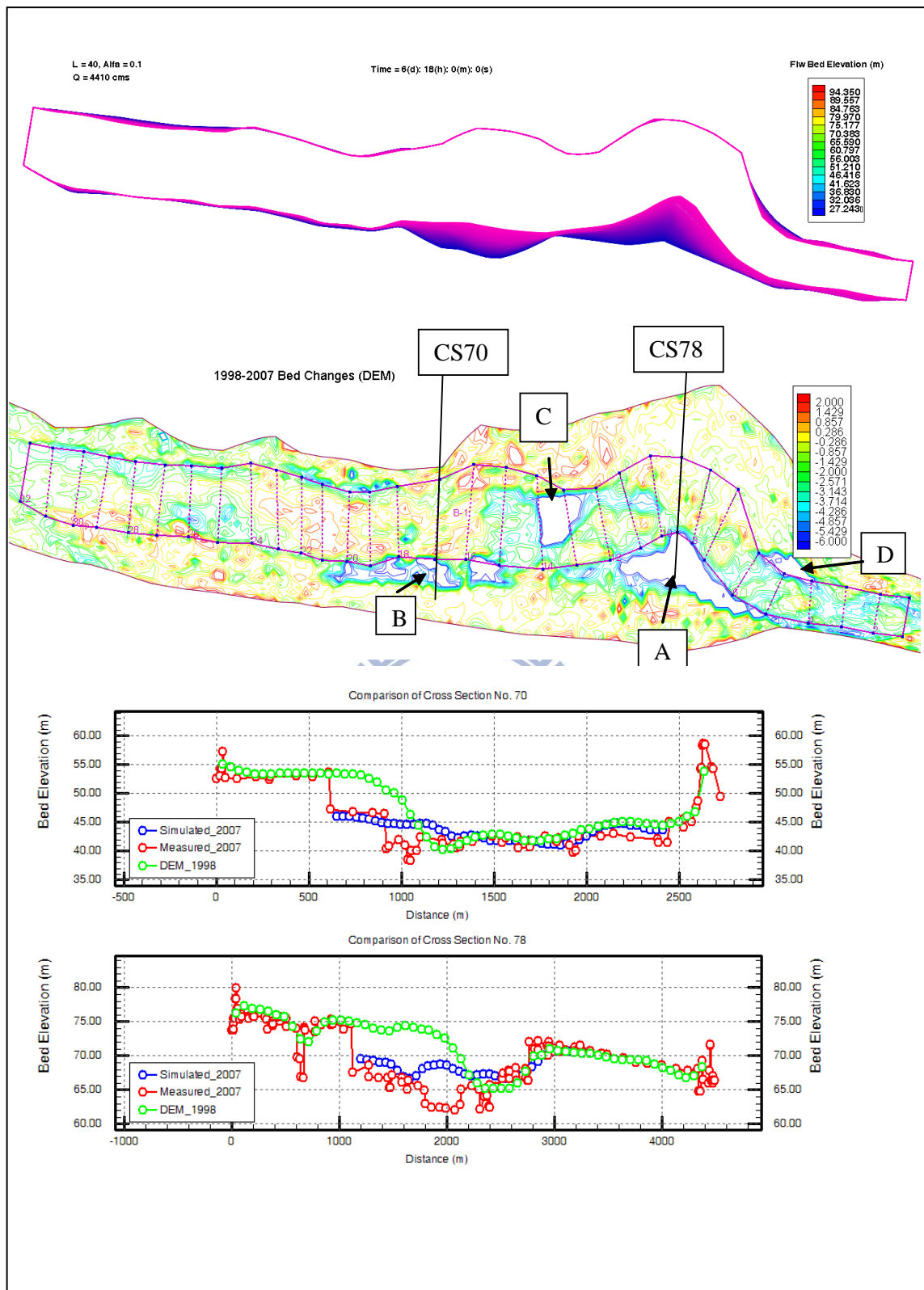


圖 2.19 CCHE2D 模擬彰雲大橋下游岸壁沖刷比較結果

第三章 模擬案例

前一章節介紹了 CCHE2D 模式理論基礎及模式限制，並彙整與彎道、蜿蜒河道相關的代表性檢定驗證案例。二次流是彎道中決定泥砂運移方向及底床型態的重要因素，但以往的案例較多是探討模式在單槽彎道的流速及水位，對河道底床變化敘述較少。故本研究在模擬蜿蜒複式河槽溢岸流之前，先模擬兩個單一彎道動床案例，了解 CCHE2D 模式的二次流機制在不同曲率彎道底床變動情形。而河道側向變形方面，「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」(2009)已有應用於濁水溪之現地案例，故本研究選擇條件相對清楚且有實測資料比對的實驗室案例為模擬對象。

以下說明模式模擬各項案例的條件及參數，包含實驗室設計案例及現場案例模擬。實驗室案例分為三部分， 140° 及 180° 單一彎道動床、正弦連續彎道及蜿蜒複式河槽溢岸流動床，現場案例則應用於曾文溪下游麻善大橋至國聖大橋河段。

3.1 實驗室設計案例

3.1.1 單一彎道動床

140° 彎道案例採用 Struiksmas (1983)於荷蘭臺夫特科技大學水利實驗室 (Delft Hydraulic Laboratory)所作之室內水槽試驗組別 T2，簡稱 DHL 實驗。

180°彎道案例採用 Sutmuller 和 Glerum (1980)於荷蘭臺夫特科技大學流體力學實驗室(Laboratory of Fluid Mechanics)所作之室內水槽試驗，簡稱 DLFM 實驗。

Struiksma (1983) DHL 140°彎道實驗幾何形狀如圖 3.1 所示，從斷面 AD 至斷面 BD 及斷面 CD 至斷面 DD 為直線道，長度均為 15m，斷面 BD 為彎道起點，從此處沿著渠道至斷面 CD 處為一蜿蜒 140°之固定曲率半徑之動床矩形渠道，渠道寬度為 1.5m，渠道中心線之曲率半徑為 12m，彎道全長 29.32m。全渠道之縱向底床坡降為 0.00203，Chezy 係數為 $28.8\text{m}^{1/2}/\text{s}$ ，底床作用層採用粒徑為 0.45mm 之均勻砂。上游邊界條件為固定入流量 $0.062\text{m}^3/\text{s}$ ，下游邊界條件則為實測水位 0.1m。採用 241×35 之非均勻計算格網，格網分佈情形如圖 3.2 所示。此案例之模擬時間為 400min，模式演算 $\Delta t=1.0\text{sec}$ 。

DLFM 實驗水槽佈置如圖 3.3 所示，從斷面 AL 至斷面 BL 及斷面 CL 至斷面 DL 為直線道，長度均為 15.18m，斷面 BL 為彎道起點，從此處沿著渠道至斷面 CL 處為一蜿蜒 180°之固定曲率半徑之動床矩形渠道，渠道寬度為 1.7m，渠道中心線之曲率半徑為 4.25m，彎道全長 13.35m。全渠道之縱向底床坡降為 0.0018，Chezy 係數為 $26.4\text{m}^{1/2}/\text{s}$ ，底床作用層採用粒徑為 0.78mm 之均勻砂。上游邊界條件為固定入流量 $0.17\text{m}^3/\text{s}$ ，下游邊界條件則以實測水位資料。採用 235×39 之非均勻計算格網，格網分佈情形如圖 3.4 所示。此案例之模擬時間為 600 min，模式演算 $\Delta t=1.0\text{ sec}$ 。DHL 及 DLFM 彎道動床

模擬各項參數彙整於表 3.1。

3.1.2 正弦連續彎道

蜿蜒渠道側向變形過程隨著地形及水理條件的不同可分為三種情況；第一種情況為蜿蜒度漸漸減小，亦即隨著時間增加流路有順直化的趨勢；第二種情況是沙洲形成及底床刷深使蜿蜒度隨時間漸漸增加；第三種情況則是前兩者的綜合組成，在不同時間呈現不同特徵或是兩者同時存在。在此選擇第一種及第二種情況之典型案例，使用 CCHE2D 模式岸壁沖刷模組 (bank erosion) 進行渠道側向變形的模擬。第一種及第二種情況之模擬案例以下簡稱 Run1 及 Run2。

蜿蜒渠道側向變形模擬使用 Rahman (1997) 進行的渠槽試驗為模擬條件的基礎。模擬初始地形為渠寬 0.2m，波長 2m 之正弦連續彎道。渠道全長 12m，其中包含 4 個完整波長之正弦連續彎道，及前後各 2m 之直線道以穩定水流。蜿蜒渠流岸壁侵蝕模擬初始地形圖如圖 3.5 所示。實驗結果展示選擇從上游數來第二個波長處，避免上下游邊界造成的干擾。表 3.2 為蜿蜒渠流岸壁侵蝕模擬參數表。Run1 及 Run2 之坡度分別為 1/300 及 1/100，水流情況皆為未溢岸流。底床及岸壁皆設定為 $d=1.3\text{mm}$ 之均勻砂。圖 3.6 為蜿蜒渠流岸壁侵蝕模擬初始格網圖，格網數為 16×448 ，兩組模擬使用均勻計算格網。

岸壁沖刷模組方面，模式應用所需參數包含岸壁高度(bank height)、坡度(slope)、臨界剪應力(critical shear stress)、比重(specific weight)、摩擦角(friction angle)、張力裂縫(crack depth)、凝聚係數(cohesion)、河床質粒徑分布等。其中岸壁高度與坡度可由現場地形之幾何條件給定，其他參數則現地取樣樣本之試驗結果決定。CCHE2D 模式目前僅能輸入左右岸壁各一組平均參數作為代表，在本研究案例中，設定平均岸壁高度為 0.04 m、坡度為 26.7 度、岸壁臨界剪應力假設為 8 dynes/cm²、岸壁材質比重量為 26000 N/m³、摩擦角為 30 度、張力裂縫假設為 0 m、安全係數為 1、凝聚係數假設為 0.1、河床質 D₅₀ 為 0.00013 m、岸壁沖刷之時間間距為 600 sec。岸壁沖刷模擬結果輸出時間間距為 1800sec。

3.1.3 蜿蜒複式河槽溢岸流

此部分設計案例為蜿蜒複式河槽溢岸流的動床模擬，探討各斷面在不同流量及上游來砂情況下的橫向水面線、水深平均流場分佈及底床的變化。模擬之地形及水理條件參考李(2006)於實驗室所做之蜿蜒複式渠流水理試驗，於兩岸洪水平原皆增加 0.1m。

渠道全長 30m、寬 1.7m，包含 6 個波長 276.8cm 的蜿蜒深槽及上下游各約 6.7m 之直線段用以穩定水流，避免邊界造成的干擾。圖 3.7 為蜿蜒深槽全波長幾何地形圖，主深槽之蜿蜒曲率半徑=65.0cm、波長=276.8cm、蜿

蜒長=324.70cm、連接槽長=71.59cm、振幅=76.43cm、幅角=80°、前後曲率中心距=53.57cm、渠槽全寬=170.00cm、主深槽寬=40.00cm、主深槽高=10.00cm、蜿蜒帶寬=116.43cm、蜿蜒帶外寬=53.57cm、蜿蜒度(Sinuosity)=1.173、主深槽底床坡度=0.00126。蜿蜒渠道模型幾何條件如表 3.3 所示。圖 3.8 為蜿蜒複式河槽案例使用格網圖，採用 61x475 之非均勻計算格網。

模擬結果展示於第四個後半波長處，如圖 3.9 所示，在此半波長內分取七個橫斷面，如圖 3.10 所示。圖中 S1~S3 斷面為上游彎道，S3~S5 斷面為連接槽，S5~S7 斷面為下游彎道，其中 S1 與 S7 斷面皆與洪水平原邊壁垂直、S3 與 S5 斷面於幅角處、S2 與 S6 斷面於半幅角處、S4 於連接槽中點斷面處。圖 3.11 所示為本模擬案例之橫斷面圖，包含左、右洪水平原寬、主深槽寬、渠道寬、主深槽水深、洪水平原水深。

模擬時採用滿岸流與溢岸流共三種不同之主深槽水深，即 11.1cm 與 12.5cm 及 20cm，其相對水深分別為 0.009 及 0.2 及 0.5，進行水位及流速之比較，以了解滿岸流與溢岸流之不同相對水深對水流流速分布之影響，並對每個流量給予三種不同的上游來砂量，複式斷面蜿蜒渠流溢岸流動床模擬之參數列於表 3.4。本案例模擬時間為 10hr，曼寧 n 值假設為 0.02。

3.2 現場案例

1. 模擬條件

本研究於模擬範圍之 94 年航拍圖如圖 3.12 所示，為曾文溪下游麻善大橋至國聖大橋河段，橘色、紅色、黃色分別標示模擬邊界、河岸堤防範圍及主要深槽流路。近年來有關曾文溪地形的量測分別有 92 年、95 年、98 年大斷面地形及 94 年 DEM 地形資料，故使用 94 年度 DEM 地形資料做為現場案例模擬的初始地形，模擬 94~95 年及 95~98 年間代表性颱風事件，並與相對應年份之大斷面進行結果比較。以下簡稱為 95 年案例及 98 年案例。

2. 模擬格網與初始地形

取得 94 年度 DEM 數值地形為初始地形之後，使用 CCHE-MESH 格網產生器進行格網產生，模擬格網數為 42x310。初始地形分布如圖 3.13 所示。本次模擬範圍全長約 17.7 公里，河寬設定以堤防為邊界，寬約 900 公尺。此範圍皆為單一深槽明顯之複式斷面，如圖 3.14 所示(以斷面 26 為例)。因 DEM 數值地形皆為水面上地形資料，故模擬範圍內之地形高程介於 0 公尺~9 公尺之間。

3. 河床質粒徑與曼寧 n 值

模式中使用之河床質及曼寧 n 值資料參考「曾文溪及鹽水溪河床變動與防洪分析研究」(2007) 曾文溪河床質採樣分析結果。此河段為河川下游，

粒徑皆小於 0.1mm 且分布相當接近。模式使用三組代表粒徑，各組粒徑所佔比例及分布範圍如表 3.5 及圖 3.15 所示。曼寧 n 值的設定上使用治理規畫報告中建議值，深槽為 0.030、高灘地為 0.034。

4. 邊界條件

挑選 2005 年至 2009 年流量較大之代表性洪水事件，採用之颱風事件及其發生時間如表 3.6 所示。由於模擬範圍上下游邊界處皆無流量站及水位站實測資料，故使用「深槽流量增加對河床沖刷與河道變遷之影響(2/2)」(2012)中 CCHE1D 之模擬結果，根據模擬結果截取相對應地點的流量及水位資料為二維模擬之邊界條件。其中挑選流量的依據為 94 年 DEM 地形資料定量流模擬之滿槽流量，模擬結果約為 1,800cms。以此結果為挑選依據，能夠考慮枯水期之深槽流量及颱風期間之溢岸流對河床的影響，並可減少模擬時間。上游入砂量根據一維模擬結果進行演算如圖 3.16，懸浮載與河床載比例假設為 90%與 10%。其流量、入砂量、水位歷線如圖 3.17 至圖 3.19 所示。泥砂相關參數設定如表 3.7 所示。

表 3.1 DHL 及 DLFM 彎道動床模擬各項參數表

Flume	Q (m ³ /s)	B (m)	h ₀ (m)	U (m/s)	S ₀ (×10 ⁻³)	Chezy (m ^{1/2} /s)	D50 (mm)	Rc (m)	Lc (m)	grid	B/Rc
Struiksmā (1983) DHL-T2	0.062	1.5	0.1	0.41	2.03	28.8	0.45	12	29.32	241X35	0.125
Sutmüller & Glerum (1980) DLFM	0.17	1.7	0.2	0.5	1.8	26.4	0.78	4.25	13.35	235X39	0.4

表 3.2 蜿蜒渠流岸壁侵蝕模擬參數表

Case name	Discharge (cms)	Initial water depth (m)	Bed slope	D ₅₀ (m)	Wall slipness coefficient	Width (m)	Mesh
Run 1	0.00198	0.033	1/300	0.00013	0.8	0.2	16x448
Run 2	0.00063	0.014	1/100	0.00013	0.8	0.2	16x448

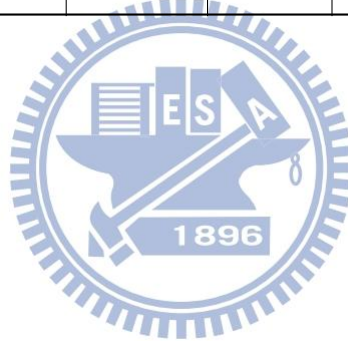


表 3.3 蜿蜒複式斷面渠道模型幾何條件表

主深槽之蜿蜒曲率半徑	65 cm
渠槽全寬	170 cm
主深槽寬	40 cm
主深槽高	10 cm
幅角	80°
前後曲率中心距	53.57 cm
波長 (Wave length)	276.8 cm
蜿蜒長 (Meander length)	324.70 cm
底床坡度 (Slope)	0.00126
振幅 (Amplitude)	76.43 cm
蜿蜒帶寬 (Inside width of meander belt)	116.43 cm
蜿蜒帶外寬 (Outside width of meander belt)	53.57 cm
連接槽長 (Crossing length)	71.59 cm
蜿蜒度 (Sinuosity)	1.173

表 3.4 複式斷面蜿蜒渠流溢岸流動床模擬參數表

Case Name	Relative Depth	Main channel Depth (m)	Floodplain Depth (m)	Discharge (cms)	Suspended load (kg/s)	Bed load (kg/s)
CASE I-1	0.009	0.11	0.01	0.016	0	0
CASE I-2					0.015	0.011
CASE I-3					0.031	0.022
CASE II-1	0.2	0.125	0.025	0.025	0	0
CASE II-2					0.021	0.026
CASE II-3					0.042	0.051
CASE III-1	0.5	0.2	0.1	0.081	0	0
CASE III-2					0.063	0.161
CASE III-3					0.127	0.323

表 3.5 代表粒徑與河床質代號

Sample	Porosity	Size Class-1	Size Class-2	Size Class-2
Diameter (m)		0.0001	0.0003	0.001
1	0.4	0.4	0.5	0.1
2	0.4	0.6	0.4	0
3	0.4	0.8	0.2	0

表 3.6 模擬現場案例曾文溪中下游主要颱風事件

模擬案例	時間	颱風事件名稱	模擬案例	時間	颱風事件名稱
95年案例	2005/7	海棠	98年案例	2007/8	聖帕
				2007/10	柯羅莎
	2005/9	泰利		2008/7	鳳凰
				2008/9	辛樂克
	2006/7	碧利斯		2008/9	薔蜜
				2009/8	莫拉克

表 3.7 模式使用泥砂參數設定表

Transport Model	Adaptation Length For Bed Load	Adaptation Coefficient for suspended Load	Schmidt Number
Total Load as Bed Load Plus Suspended Load Model	1200	0.55	0.5

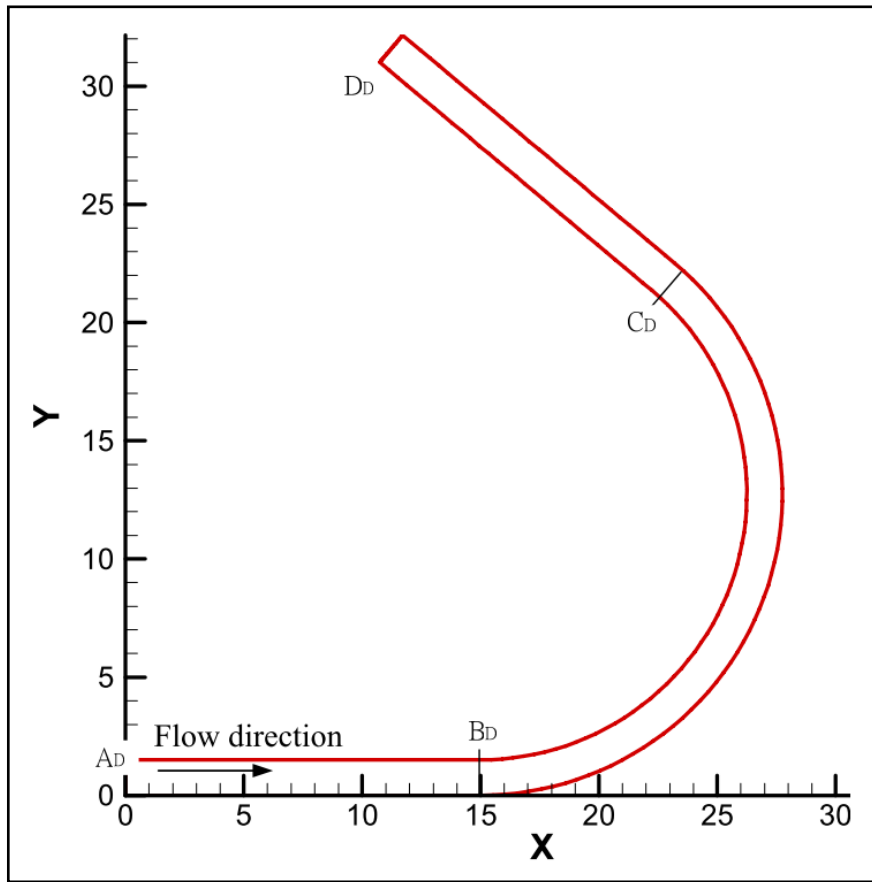


圖 3.1 Struiksma (1983) DHL 140°彎道實驗幾何形狀圖

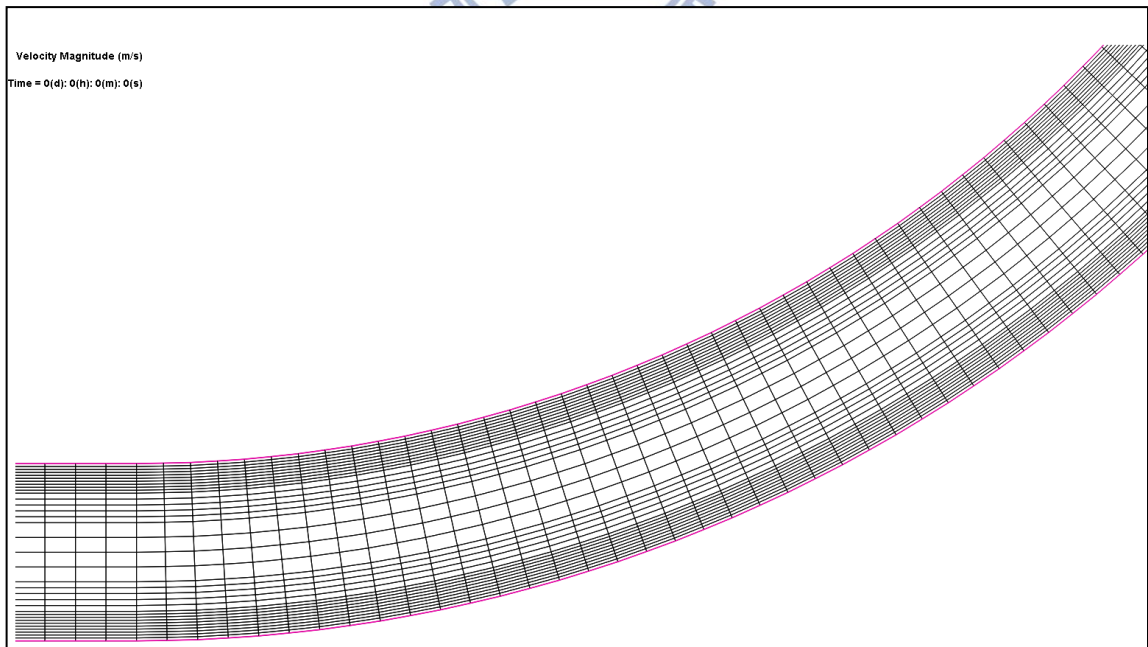


圖 3.2 DHL 實驗模擬案例使用格網示意圖

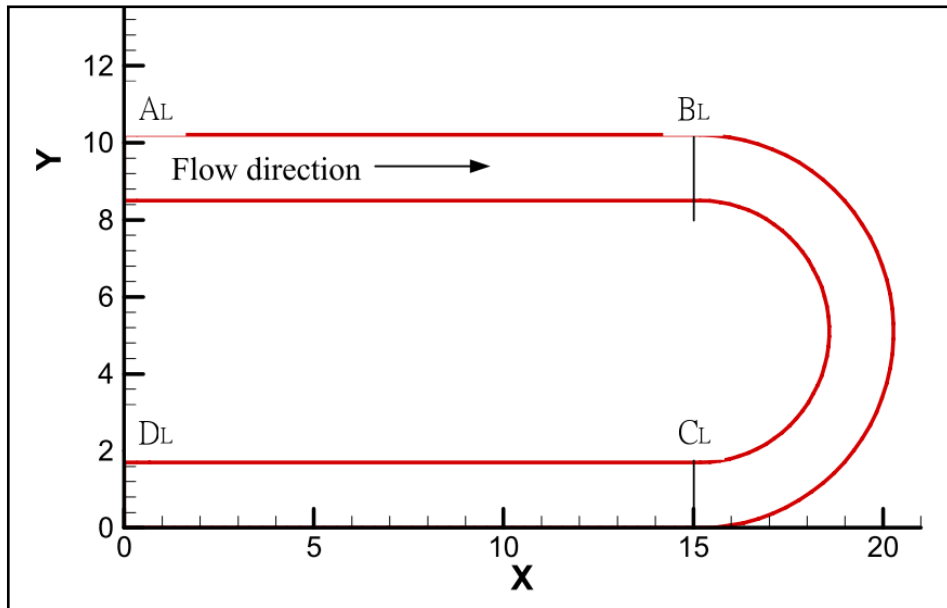


圖 3.3 Sutmuller and Glerum (1980)DLFM180°彎道實驗幾何形狀圖

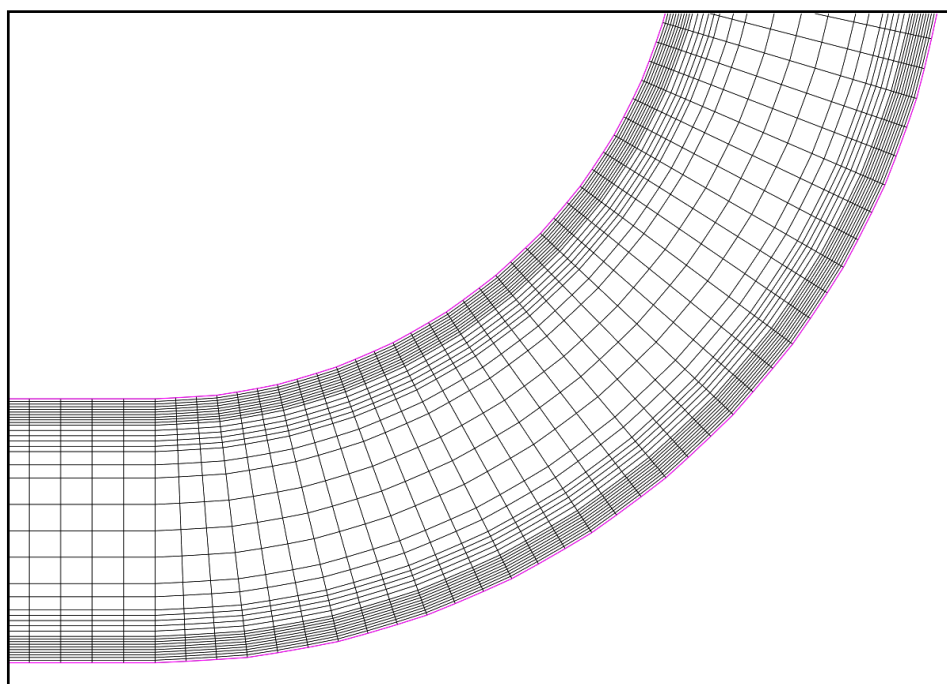


圖 3.4 DLFM 實驗模擬案例使用格網示意圖

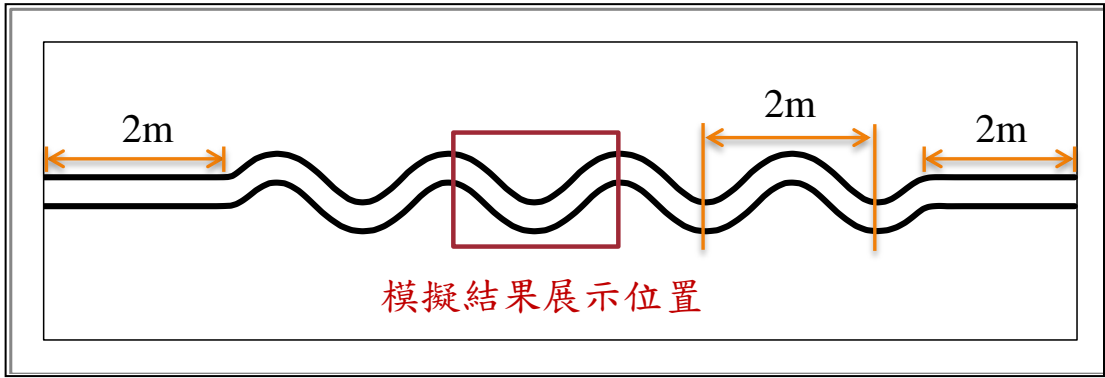


圖 3.5 蜿蜒渠流岸壁侵蝕模擬初始地形圖

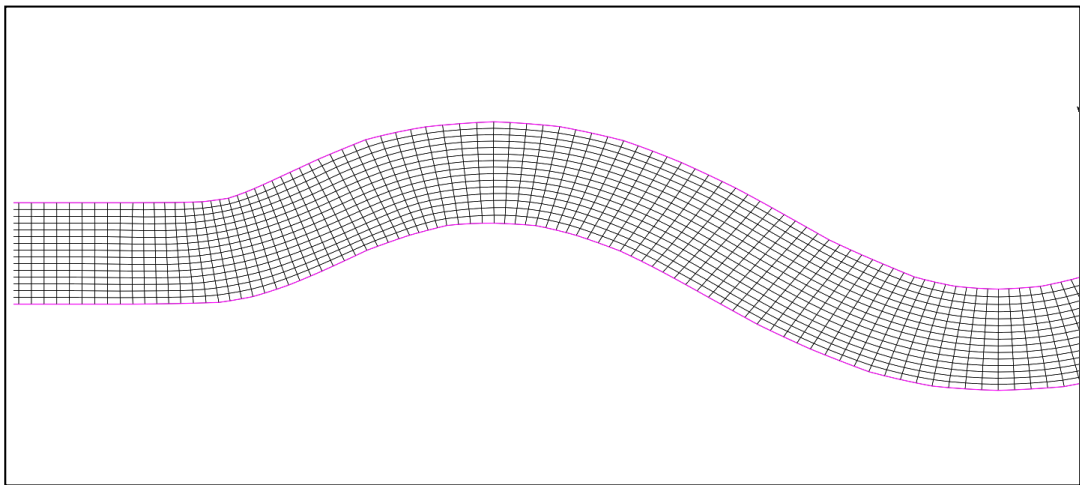


圖 3.6 蜿蜒渠流岸壁侵蝕模擬初始格網圖

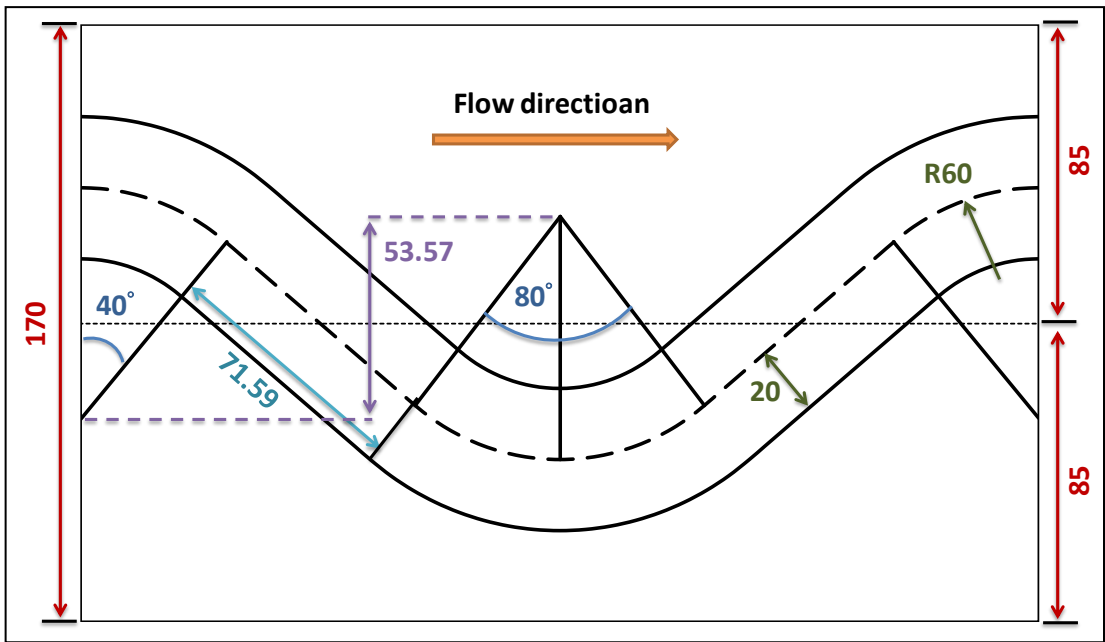


圖 3.7 蜿蜒深槽全波長幾何地形圖(cm)

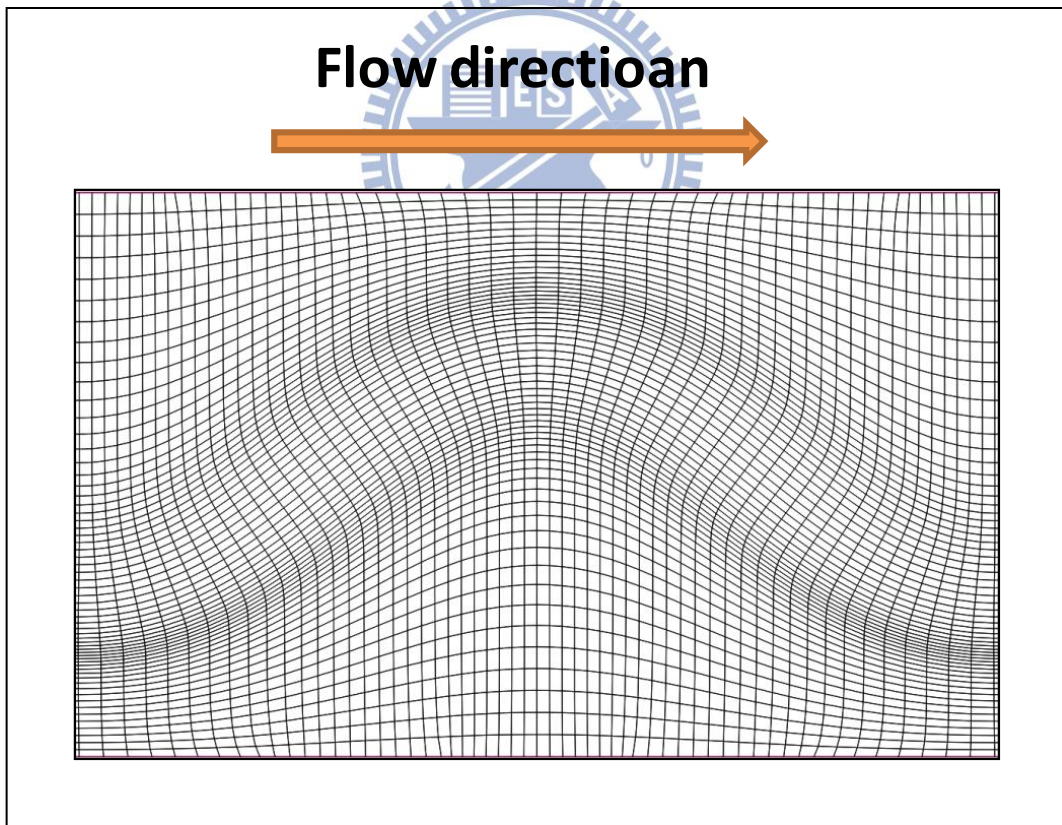


圖 3.8 複式斷面蜿蜒渠流案例使用格網圖

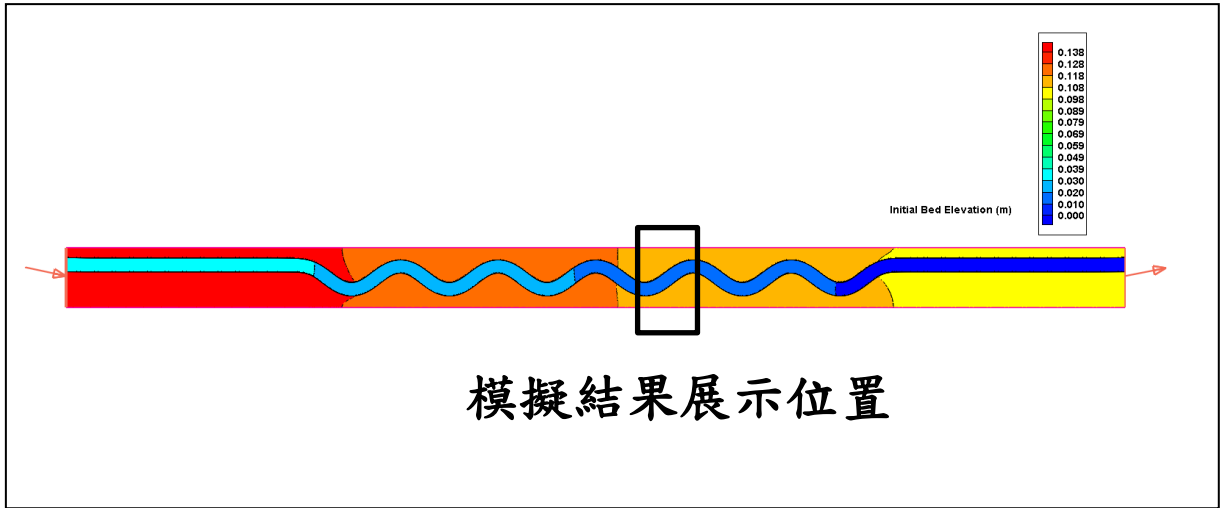


圖 3.9 蜿蜒複式河槽溢岸流模擬結果展示位置圖

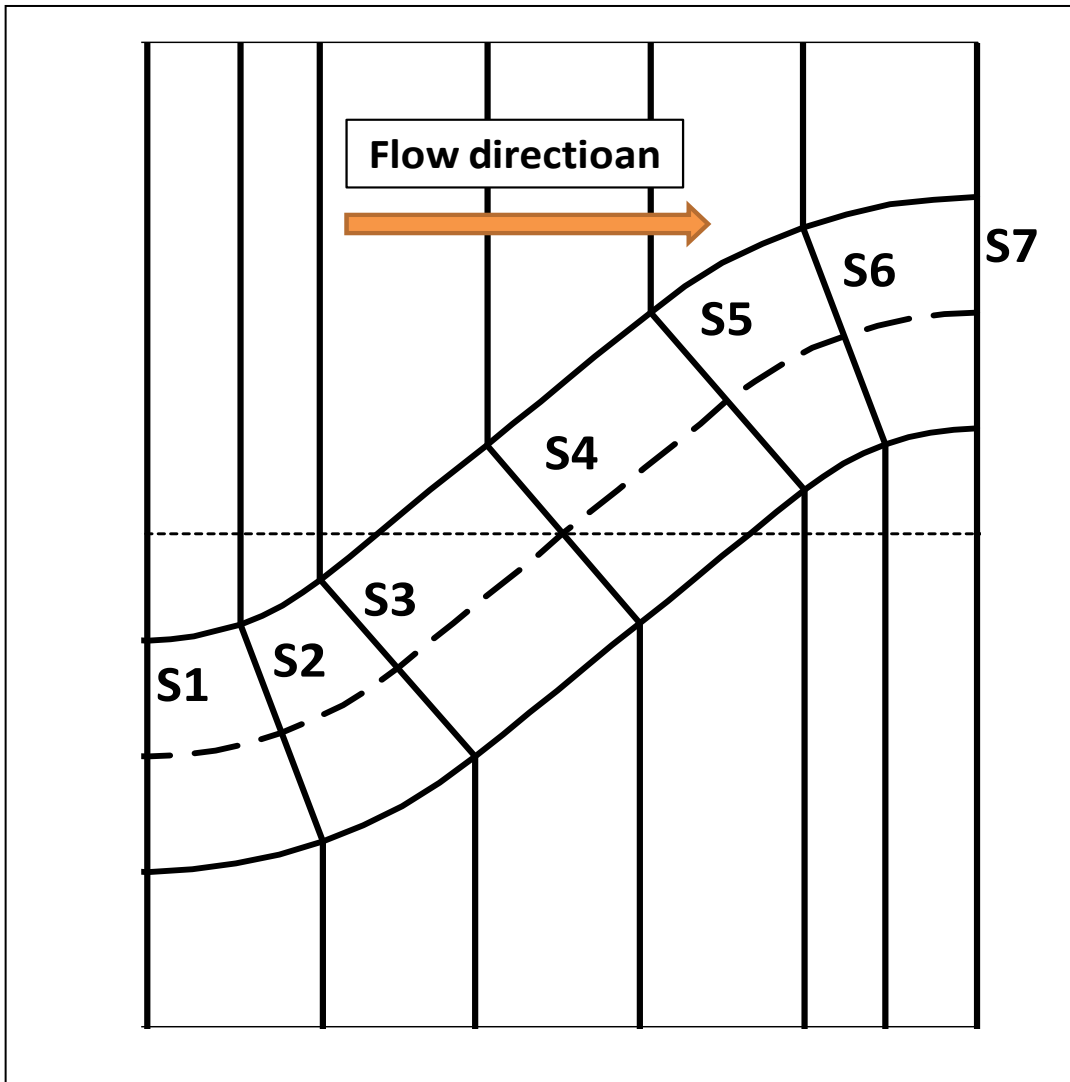


圖 3.10 複式斷面蜿蜒渠流案例結果斷面位置圖

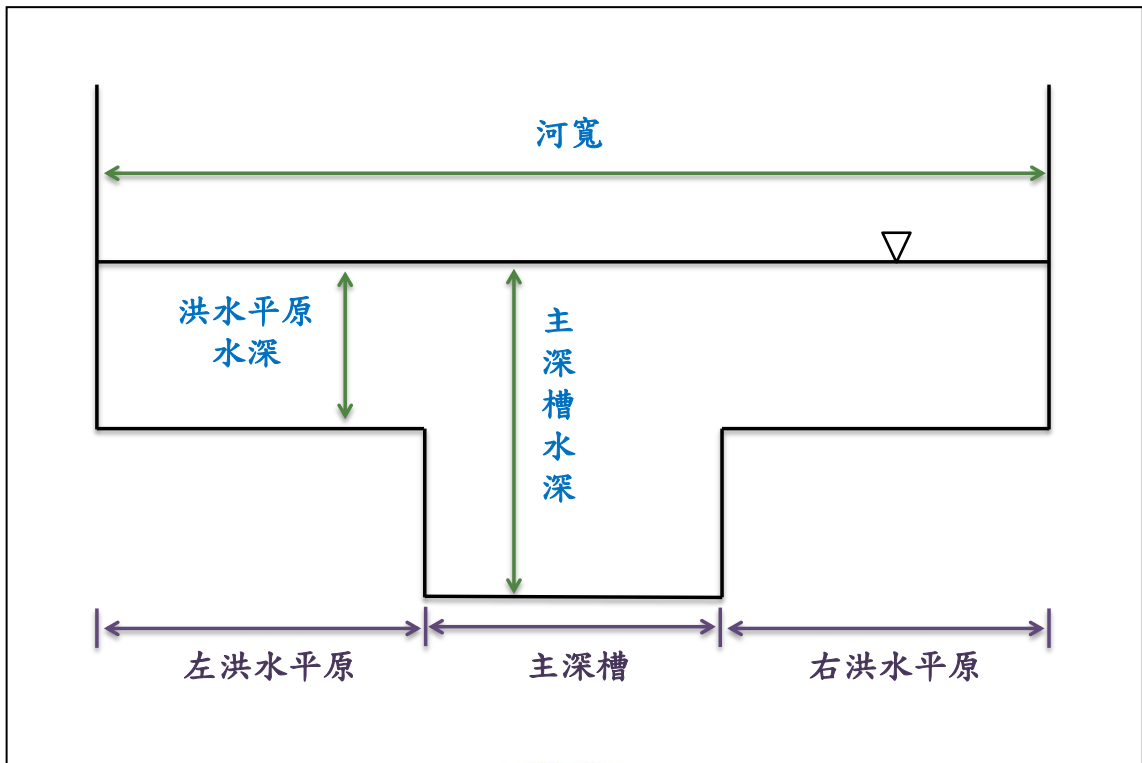


圖 3.11 蜿蜒複式河槽溢岸流案例橫斷面圖



圖 3.12 現場案例曾文溪模擬範圍 94 年航拍圖

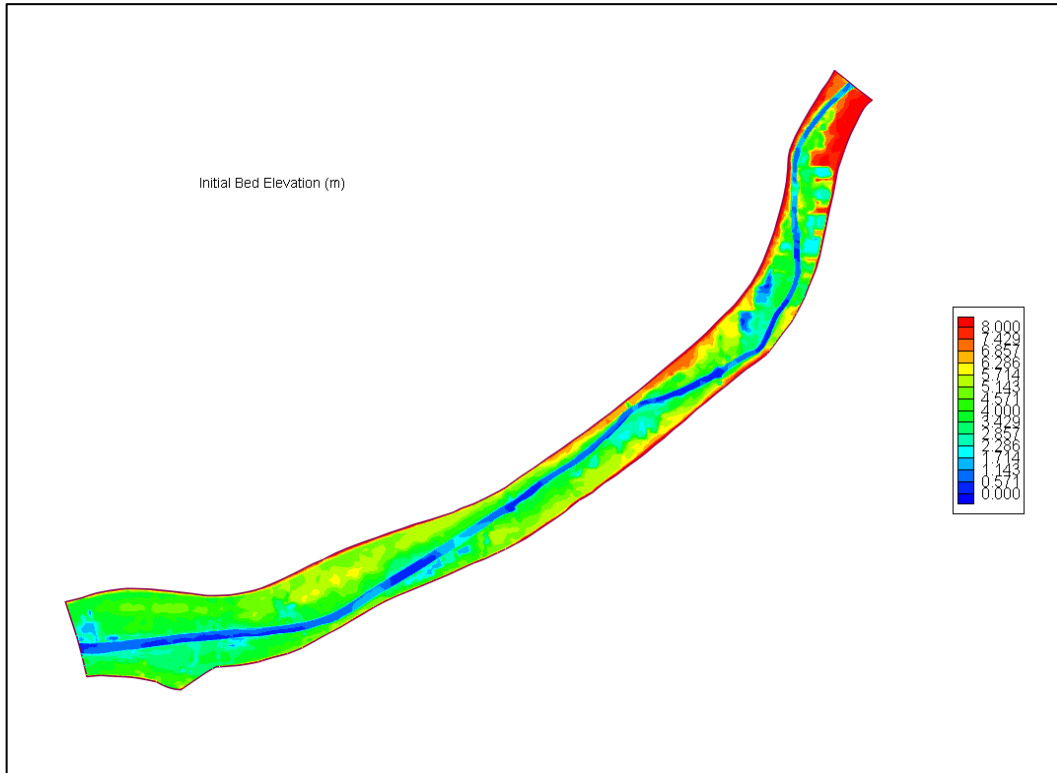


圖 3.13 曾文溪模擬範圍 94 初始 DEM 數值地形分布圖

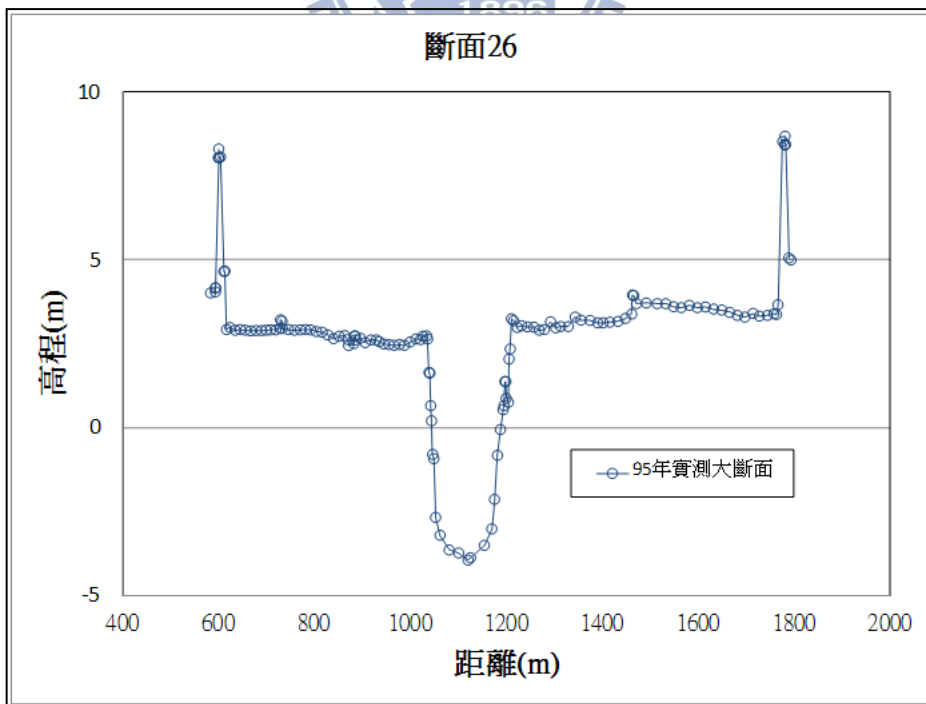


圖 3.14 曾文溪斷面 26 大斷面實測圖

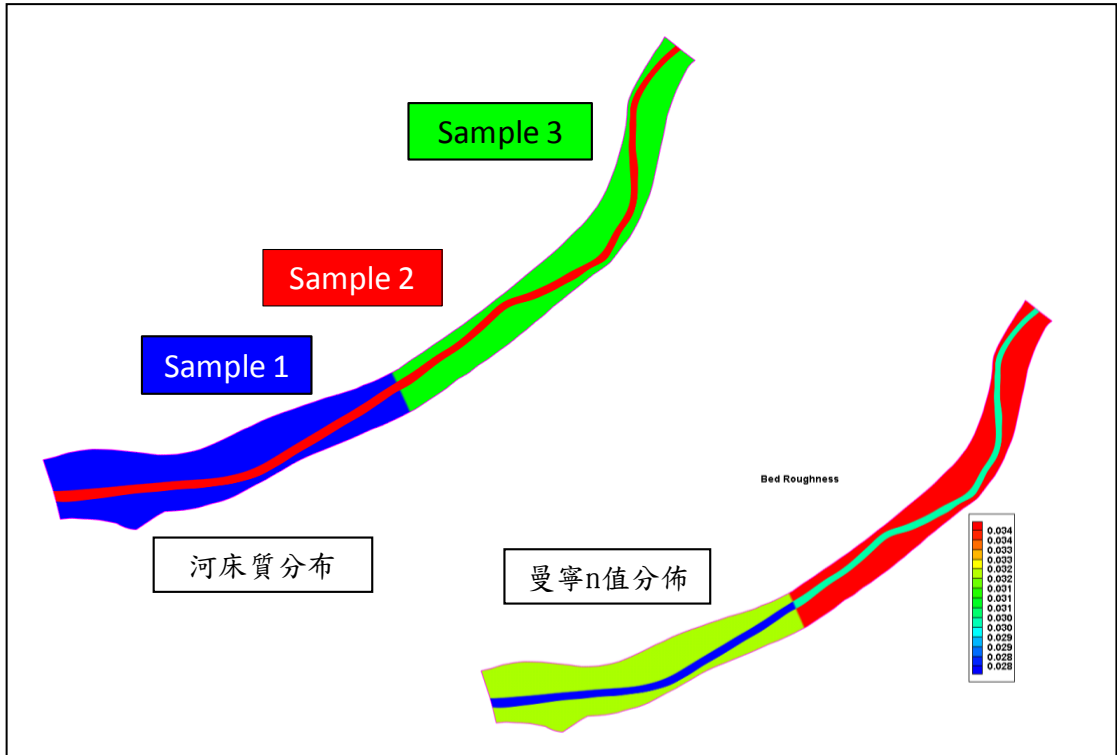


圖 3.15 現場案例模擬河床質及曼寧 n 值設定分布圖

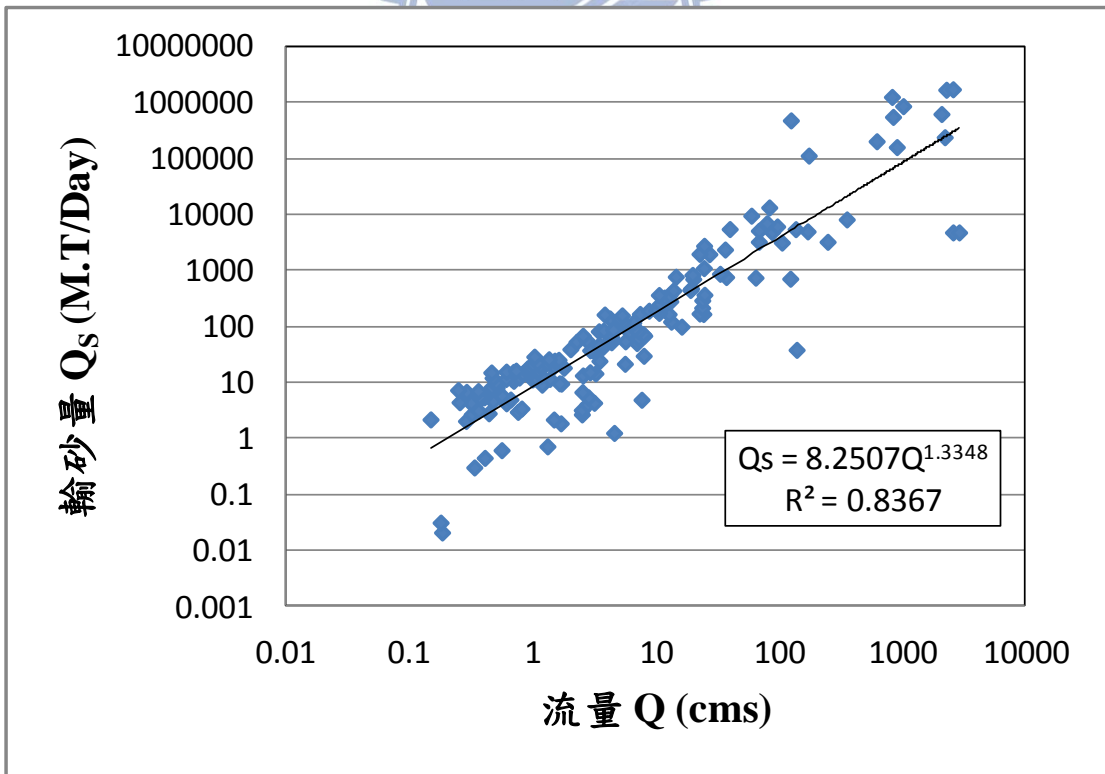


圖 3.16 麻善大橋含砂量與流量率定曲線

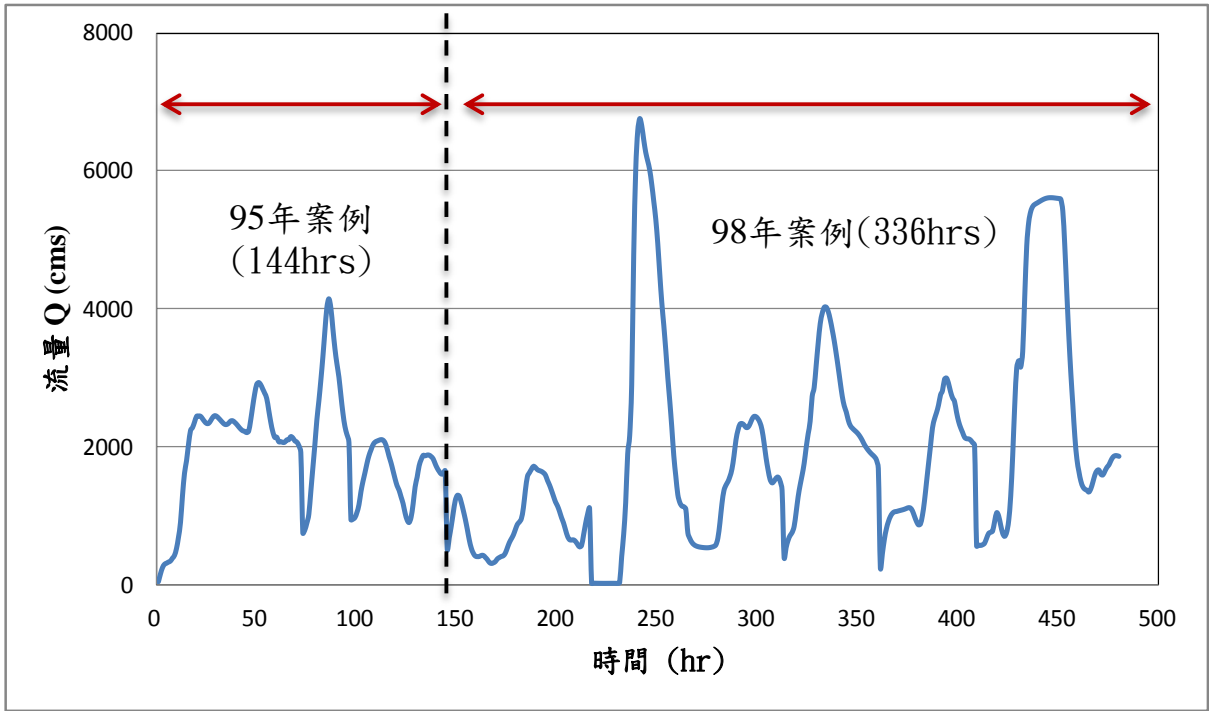


圖 3.17 上游邊界條件麻善大橋流量歷線

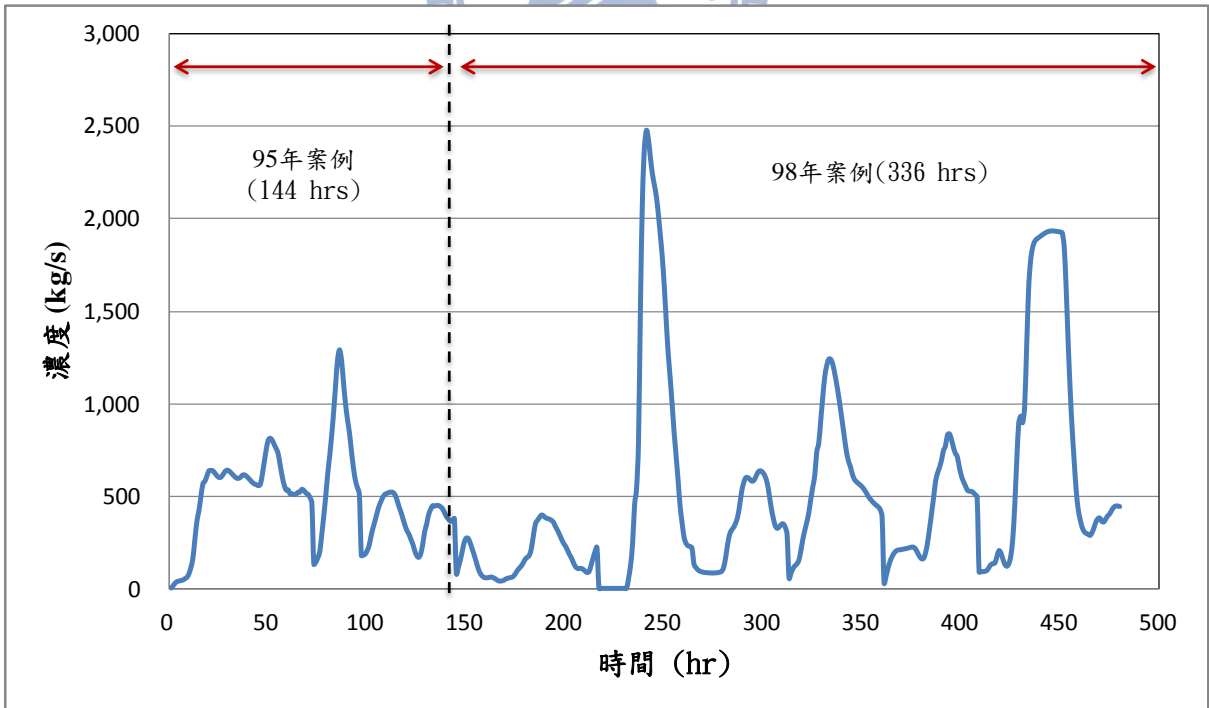


圖 3.18 上游邊界條件麻善大橋入砂量歷線

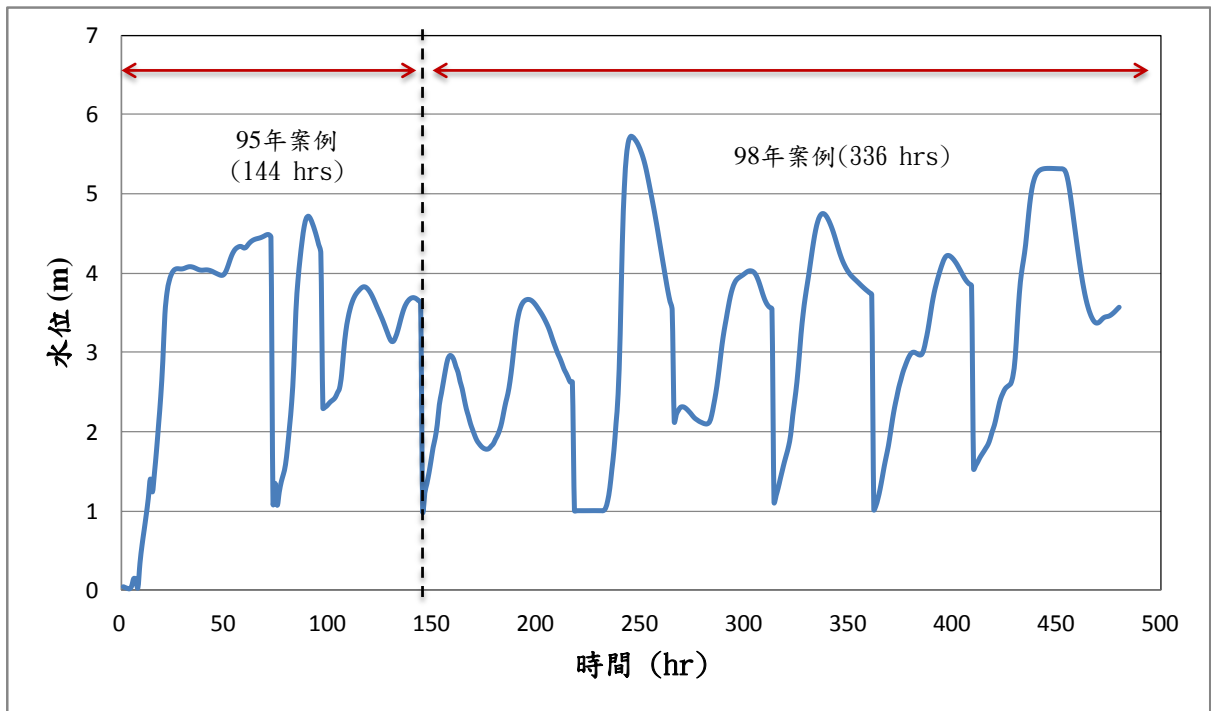


圖 3.19 下游邊界條件國聖大橋水位歷線



第四章 結果分析與討論

4.1 實驗室案例模擬結果分析

4.1.1 單一彎道動床模擬

1. 彎道定床與動床流速分析

彎道渠流在橫向坡度為零的平坦底床情況之模擬流速分佈圖，如圖 4.1 及圖 4.2 所示，可看出彎道的上游段流速分布較均勻，內外岸流速大約相等，接近彎道入口處流速分佈則呈現凸岸流速大於凹岸。最大流速組成的主要流線在即將進入彎道時貼近於彎道凸岸，進入彎道後通過凸岸頂點，此時凹岸流速相對較低。經過彎道頂點後水流在彎道下游脫離凸岸邊壁，高流速區由凸岸漸漸移至凹岸。整體來看，兩個彎道的流速分佈皆為內岸大於外岸，而 DLFM 彎道凹凸岸流速差異明顯較大，應為此渠道之渠寬與曲率半徑比值很大，內岸之路徑又相對較短，呈現彎道效應明顯的急彎案例。圖 4.3 及圖 4.4 為 DHL 及 DLFM 彎道動床模擬結果流速分佈圖，可以看出水流在彎道受到二次流及底床橫向坡降的影響呈現凹岸流速較大，凸岸流速較小的分佈，與定床模擬的結果不相同。

2. 彎道動床模擬底床變動分析

圖 4.5、圖 4.6 分別為 CCHE2D 模式及張(2005)模擬 DHL 彎道之底床變動($\Delta Z/h_0$)圖，其中 ΔZ 為底床變化， h_0 為初始水位。為兩者結果皆是呈現

凹岸沖刷凸岸淤積的結果，但凹凸岸的淤積及沖刷程度不均勻，不是對稱於彎道頂點。如圖 4.9 所示，比較實測資料、CCHE2D 模式及 Kassem (2002) 之底床變動($\Delta Z/h_0$)縱向剖面圖，可看出兩個數值模式在此種曲率彎道的模擬結果相近。其中 CCHE2D 模式之模擬與實驗值之內外岸均方根誤差 (root-mean-square error) 分別為 0.097 及 0.08，模擬結果趨勢皆與實驗值吻合。淤積與沖刷最大的區域相同，皆位於進入彎道後 1/4 彎道處，且沖刷及淤積的程度相近，相對沖淤變化量約為 -0.3 及 0.3。通過此區段後凹凸岸的沖刷及淤積程度變動幅度減小，約在 -0.1 及 0.1 附近。

圖 4.7、圖 4.8 為 CCHE2D 模式動床模擬及實測之 DLFM 彎道底床變動($\Delta Z/h_0$)地形圖。其中，實測結果的最大淤積處位於進入彎道後 1/4 彎道處，同時也是沖刷程度最大的區域，以凸岸來說，淤積範圍經過彎道頂點後漸漸減少，直到彎道末端與直接道相接處又有些微的增加。凹岸沖刷的分佈與凸岸淤積的分佈相近，但沖刷的程度較淤積大一些。由圖 4.10，比較實測資料、CCHE2D 模式及 Kassem (2002) 之底床變動($\Delta Z/h_0$)縱向剖面圖，其中 CCHE2D 模式之模擬與實驗值之內外岸均方根誤差分別為 0.137 及 0.154。可以看出 CCHE2D 模式模擬結果的淤積最大的區域位於進入彎道後 1/3 彎道處，較為接近彎道頂點，且淤積量也較低，在彎道結束之前也有先減少後增加的情形，但相差程度不大，淤積的分佈在凸岸分佈較實測資料均勻。而 Kassem (2002) 的模擬結果則是最大的淤積位置及淤積量皆與

實測資料相符，但後半彎道段的積淤及沖刷情形沒有變化，顯示 CCHE2D 模式及 Kassem (2002) 兩個模擬的結果沒有完全接近實測資料。CCHE2D 模式單一彎道動床案例模擬與實驗之均方根誤差列於表 4.1，DHL 及 DLFM 案例之均方根平均值為 0.089 及 0.146，可看出 DHL 案例的誤差明顯小於 DLFM 案例。推測模擬與實測不同的部分應與二次流有關，因 CCHE2D 的二次流機制只能由平均河寬單一定值來控制，應用於高曲率的彎道時模擬結果與實測資料比較誤差較大，為使用上的限制之一。

4.1.2 正弦連續彎道側向變形模擬

比較初始網格邊界及網格延展趨勢可以了解渠道岸壁側向變形的過程及結果。圖 4.11、圖 4.12 為 Run 1 模擬結果格網延展趨勢圖及格網延展結果圖，可以看出在 Run1 的岸壁沖刷發生在凸岸彎道頂點處，此處的岸壁邊界隨著時間漸漸後退，造成渠道拓寬流路順直化的趨勢。圖 4.13 為 Run 1 模擬結果流速分佈圖，圖中的小箭頭代表流速的方向及相對大小，橘紅色部份為流速較大的主流區，可以明顯看出主要流路已經接近直線。

圖 4.14、圖 4.15 為 Run 2 模擬結果格網延展趨勢圖及格網延展結果圖，可以看出 Run1 與 Run2 在岸壁沖刷的位置不同。Run2 案例的岸壁沖刷發生於凹岸往下游至頂點前的區域，此處的岸壁邊界隨時間的增加而退後，也拓展了渠道寬度。圖 4.16 為 Run 2 模擬結果流速分佈圖，圖中藍色區域之

流速為零，代表此處有沙洲形成，其餘部分則是地勢相對較低的主流區，可以看出 Run2 的模擬結果為渠道流路的蜿蜒度隨時間有增加的趨勢。圖 4.17、圖 4.18 為 Run 1 及 Run2 模擬案例 Rahman (1997)實驗結果、Nagata (2000)模擬結果及 CCHE2D 模擬結果岸壁變形比較圖，可以看出兩模擬結果的位置與趨勢皆與實測資料相似，顯示模擬結果良好。

由以上模擬可以推測彎曲渠道蜿蜒度增加或減少，主要取決於當時水理流況在彎道段與河槽底床、岸壁材質條件交互作用後岸壁基腳沖刷、河岸退縮及沙洲淤積位置的結果。以 Run1 及 Run2 的實驗室案例而言，因初始為平坦底床、使用均勻的床質粒徑且岸壁條件單一化，使得彎道的水流特性為主導的條件。由前一節單一彎道動床結果分析可知，二次流在彎道段的底床變化扮演重要的角色，在彎道段前四分之一處為沖淤最劇烈的區域，沙洲與深潭的位置並不對稱於彎道頂點；這個特性則是決定河道蜿蜒發展的形狀。而現場案例，彎道凹岸地形較深，流速較快，易造成岸壁基腳沖刷，且現地河道的床質組成不均勻，河床及岸壁材質特性相對來的重要。

4.1.3 蜿蜒複式河槽溢岸流動床模擬

此節針對蜿蜒複式河槽之溢岸流進行動床模擬。溢岸流指颱風期間，流量增加超過滿槽流量後水流漫淹至洪水平原之流量，稱為溢岸流

(overbank flow)，可由相對水深(洪水平原水深與主深槽水深知比值)來分辨溢岸流之流量大小。本研究先探討各斷面定床水理的橫向水面線及二維水深平均流場分佈。動床模擬包含 3 組不同流量的案例，分別討論 CASE III-1 不同時段動床模擬結果，不同流量上游無來砂動床模擬結果，及三個 CASE 不同入砂條件動床模擬結果。

1. 定床水理

圖 4.19 為 CASE III 各斷面定床下之橫向水面線圖，縱軸為水位高，橫軸為渠道橫向座標，以右岸為起始，兩條虛線之間為主深槽的範圍。由圖中可以看出橫向水面線受主深槽蜿蜒的影響，主深槽與兩岸洪水平原之水面線非水平直線。各斷面之橫向水面線可以分為兩類，第一類為彎道段 S1、S2、S6 及 S7，第二類為直線段 S3、S4 及 S5。本案例渠道斷面深槽凹岸相鄰之洪水平原均較窄，雖然流量小於對岸洪水平原流量，但水位受深槽水位凹岸超高影響，明顯高於凸岸相鄰之洪水平原水位。

圖 4.20 至圖 4.22 分別為三種流量水深平均流速平面流場。圖中的箭頭代表流速的方向及相對大小，可以看出 CASE I 在主深槽及兩岸洪水平原交界面之流速方向不同，上游段凸岸處水流方向為洪水平原流向主深槽，愈往下游則是由主深槽流向洪水平原。流速方面，兩岸洪水平原流速普遍較主深槽來的低，最大流速從上游主深槽凸岸處沿主深槽移動至下游另一個

彎道的主深槽凸岸處。而最低流速位於凹岸洪水平原的模擬範圍邊界處，由流場分佈圖也可看出橫斷面之最大水深平均流速接近凸岸，並向凹岸方向遞減。以上所述特徵在三個不同流量中以 CASE I 的表現最明顯，CASE III 的流場分布較平均，主深槽及洪水平原的流速及方向特色相近。上述結果與李(2007)所進行之實驗案例與二維模擬結果趨勢相符。顯示蜿蜒複式河槽溢岸流的模擬結果符合水深平均的水理現象。



2. 動床模擬

圖 4.23 為 CASE I 各斷面不同入砂條件動床模擬結果。在主深槽及兩岸洪水平原的交界面不為平滑曲線，有些為震盪產生，此現象應為主深槽及兩岸洪水平原的交界處地形變化劇烈，若此處格網密度增加，應會使模擬結果為平滑曲線。由圖中可以看出入砂量最少的 CASE I-1 模擬結果主深槽最深，寬度也最寬，但彼此之間差距很微小，CASE I-3 則是底床較高，寬度也較窄。若不考慮震盪產生的奇異點，三組模擬結果的底床最低點皆大於初始底床深槽最低點，顯示流量較小時水流帶不走的泥砂會先淤積在較深的主深槽。不同入砂條件的模擬結果地形變化相似，僅最低點位置在 S1 時位於左岸與主深槽相鄰的凸岸處，於 S4 時最低點移動到渠道中央，至 S7 時位於右岸與主深槽相鄰的凸岸處，此結果與最大流速分布位置大致符合。

圖 4.24 為 CASE II 各斷面不同入砂條件動床模擬結果，可以看出不同入砂底床條件最低點的結果彼此相近也與初始深槽高程相近，最低點位置則在 S1 的左岸凸岸處移動到 S7 的右岸凸岸處，但此現象沒有 CASE I 明顯。底床沖刷的寬度為 CASE II-1 最寬，最窄的為入砂量最多的 CASE II-3，表示大於水流挾砂能力的泥砂在相同流量下，泥砂不只淤積在初始底床較低的主深槽，也會淤積在流速較小的兩岸洪水平原。

圖 4.25 為 CASE III 各斷面不同入砂條件動床模擬結果。CASE III 案例模擬結果的底床最低點都位在渠道中央 0.75m 處。CASE III 的不同入砂量之間差異較大使得底床結果差異較為明顯。CASE III-3 在主深槽及兩岸洪水平原都呈現淤積的現象，整體底床向上抬升，底床最低點高於初始的主深槽，但新底床的主深槽與洪水平原之間有一定的高程差。

圖 4.26 為流量最大的 CASE III-1 各斷面不同時段模擬結果，本案例將模擬時間增加為 30hr。在 $t=8\text{hr}$ 與 $t=15\text{hr}$ 的前兩個時刻，兩岸洪水平原都被沖刷，底床斷面最低點的深度比初始底床高，顯示洪水平原被沖刷的泥砂淤積在原本地勢較低的主深槽，這兩個時刻的斷面形狀及底床高程都很相似。在 $t=23\text{hr}$ 與 $t=30\text{hr}$ 的後半時刻，水流繼續刷深，新的主深槽最低點位於斷面右岸起算約 0.6m 處，在 $t=23\text{hr}$ 之後底床高程已低於初始底床。而左岸有明顯淤積至約 0.2m 高，使後半時刻斷面深度較深但寬度較窄。整體結果顯示此案例在模擬時段內的造成底床地形的主要控制因子為水理條件，因此模擬之斷面形狀與初始底床之蜿蜒深槽較無關係。

圖 4.27 為上游無來砂下各斷面模擬結果，可以看出相同的模擬時間，流量最大的 CASE III 斷面寬度及深度都最大，其餘的兩個案例流量相差較小底床地形模擬結果也較相似，斷面最低點都沒有低於初始底床。其中，斷面最低點在 S1 時位於左岸與主深槽相鄰的凸岸處，於 S4 時最低點移動到渠道中央，至 S7 時位於右岸與主深槽相鄰的凸岸處，此結果與最大流速

分布位置大致符合。比較三個案例可發現最低點位置移動的特性在 CASE I 比 CASE III 明顯，可推測在流量較低時渠流流況受蜿蜒主深槽影響較大，高流量的案例相對水深較高，模擬之底床地形與初始的蜿蜒主深槽關係不大。

以上三個溢岸流案例的結果可以看出在模擬時段內，底床受水流影響大，模擬結果改變初始斷面的形狀，形成較寬的新主深槽。較大的流量改變底床較多；在模擬前期或是流量較小的情況下，大於水流挾砂能力的泥沙會淤積在主深槽，隨著時間的增加才會慢慢刷深。相同流量下若是上游來砂較大時，形成的新斷面較窄，最高點與最低點高程差距較大，底床高程普遍較高。

蜿蜒複式河槽有因主深槽與洪水平原水流方向不同產生的橫向剪應力及深槽蜿蜒產生的離心力，洪水平原的水流方向會隨著河道邊界的類型而改變(Wormleaton et al., 2004)。本研究模擬之蜿蜒複式河槽為圖 1.1 中邊界順直、洪水平原寬廣的類型(A)為對象，其洪水平原之水流則會沿著河道邊界流動，形成矩形明渠流之水流特性。在相對水深為 0.5 之大流量案例，模擬結果的底床最低點都位在渠道中央 0.75m 處，主要流路形成順直之主深槽，顯示水流受蜿蜒深槽影響低。由各斷面深槽最低點位置的移動推論，當流量增加、相對水深愈大，洪水平原的流量隨之增加，深槽蜿蜒產生的離心力相對減弱，水流受蜿蜒深槽影響愈低，水流流速、方向等特性較接

近接近河道順直邊界之矩形明渠流。

4.2 現場案例模擬結果分析

圖 4.28 至圖 4.29 為曾文溪 95 年案例模擬終了地形圖、底床變化高程圖。由底床變化高程圖可以看出 95 年案例模擬結果上游段為深槽沖刷、兩岸高灘地有部分淤積沖淤互現的情況，下游段主要為深槽刷深，高灘地則無明顯變化。圖 4.30 為曾文溪下游深槽最低點 95 年案例結果與 95 年實測資料比較圖，95 年案例模擬結果的深槽高程與實測資料趨勢相近，僅有部分斷面沖刷深度不足，判斷應為缺乏初始深槽水面下地形資訊所影響。

圖 4.31 為 95 年案例結果與 95 年大斷面實測資料代表斷面比較圖，分別挑選底床變化較大的斷面。各斷面深槽位置與深槽最低點皆與實測結果相近，其中斷面 53 位於深槽彎道處，呈現凹岸沖刷凸岸淤積的結果。各斷面 95 年案例結果如圖 4.32 至圖 4.35 所示。

98 年案例因年份較長，底床變化較 95 年案例劇烈，圖 4.36 至圖 4.38 為 98 年案例模擬終了底床地形圖、模擬終了底床變化圖及洪峰時段流速分佈圖。

圖 4.39 為 98 年案例模擬結果與 95 年、98 年實測代表斷面比較圖，各斷面 98 年案例結果如

圖 4.40 所示。大斷面比較圖可以了解深槽的位置及高灘地的沖淤情形。其中，斷面 26 及斷面 28 深槽向左拓寬約 100 公尺。此處位於緩彎凹岸處，鄰近斷面高灘地無明顯變化，但此處深槽高程相對上游附近斷面較高，推測應為此區域的地質條件抵抗垂向沖刷的能力較強，造成此區水流的側向侵蝕大於向下侵蝕。高灘地的部份分別是斷面 32、34、35 右側，斷面 53 左側有部分淤積，但各斷面彼此間隔約 400 公尺~700 公尺，難以明確掌握淤積的範圍。圖為 98 年案例代表斷面與 98 年實測資料比較圖，顯示模擬結果與深槽沖刷深度結果相近，高灘地則無明顯變化，值得注意的是此河段為下游河段，高灘地大多為農耕種植所用，因此高灘地的變化可能受人為因素所影響。



圖 4.44 為 98 年曾文溪案例模擬結果與 95 年、98 年實測深槽最低點比較圖。98 年深槽高程大都較 95 年為低，顯示 98 年案例時段內曾文溪下游河段深槽以沖刷為主，沖刷深度最大約在 2.5 公尺~3 公尺之間。模擬結果與實測資料趨勢相近，上游段有部分斷面沖刷深度不足推測應為模擬年份較長，誤差較大所影響。

模擬終了底床地形圖顯示此河段經過 98 年案例模擬後，還是維持明顯的單一深槽地形，底床變化圖則顯示接近上游段的彎道有凹岸沖刷、凸岸淤積的變化。整體來看，本河段還是以深槽沖刷為主要，若干高灘地有部分淤積。

由前述之實驗室案例可知滿槽流量對深槽影響最大，溢岸流則影響洪水平原的沖淤，捨棄枯水期小流量可以節省模擬時間。將 95 年及 98 年案例與實測地形資料比較後，可知挑選模擬流量的標準以滿槽流量為依據是可行的。

4.3 小結

綜合以上實驗室案例及現場案例之模擬結果可知決定影響蜿蜒複式河槽溢岸流之底床變化主要因子可分為兩大類：水理因子及地形因子。水理因子有上游邊界流量及來砂條件。地形因子包含河槽橫斷面幾何條件、深槽蜿蜒度、主深槽與兩岸洪水平原之底床坡度、河床質組成以及糙度係數分佈。整體而言，地形條件決定了底床變化的趨勢，上游邊界條件影響底床變化的程度。以下對各因子進行說明。

主深槽蜿蜒的彎道效應決定深槽蜿蜒度，在枯水期的未溢岸流及滿槽流量時彎道效應最明顯。河槽橫斷面幾何條件包含主深槽的位置、深度、寬度、主深槽與兩岸洪水平原寬度比以及底床是否平坦；這些條件決定了相對水深。在相同流量下主深槽的深度愈淺、寬度愈窄、兩岸洪水平原寬度愈大則相對水深愈大，使得主深槽對整體水流的水理特性影響愈小，會愈接近矩形渠道水流的水理特性。而主深槽位置位於堤防邊緣時，蜿蜒深槽造成的彎道效應會有凹岸水位超高的情形，在防洪安全上需特別注意。

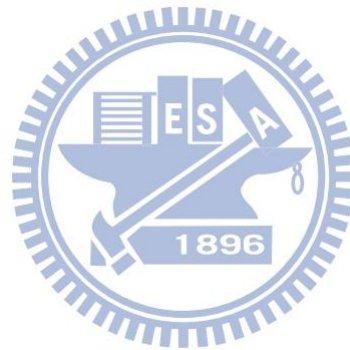
主深槽與兩岸洪水平原之底床坡度、河床質組成及糙度係數組成則是決定水流的水理特性，底床坡度較緩、河床質粒徑較大及糙度係數較大時，水流對底床影響較小。上游邊界的來砂量大於當時水流挾砂能力時造成底床淤積，反之則造成沖刷，河床的抬升及下降使得河床縱向坡降隨之改變。

上游流量愈大、相對水深愈大的洪水期間，可能改變河槽橫斷面主深槽與兩岸洪水平原的分界，新的主深槽可能因大洪水過後產生巨大的改道，或是退水後的常流量於當時地形狀況沖刷另闢新的流路。此種情形造成的主深槽變遷最為劇烈，發生的機會較低，時間間隔也較長，兩岸堤防保護之都市型河川已不易出現。



表 4.1 CCHE2D 模式單一彎道動床案例模擬與實驗之均方根誤差

案例	內岸	外岸	平均
DHL	0.097	0.08	0.089
DLFM	0.137	0.154	0.146



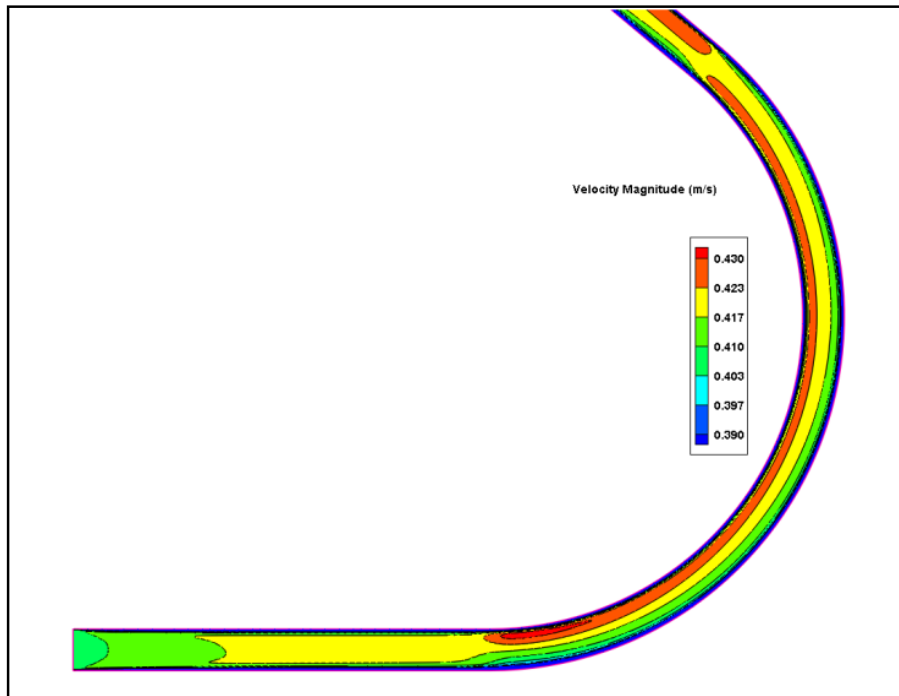


圖 4.1 DHL 彎道定床模擬結果流速分佈圖

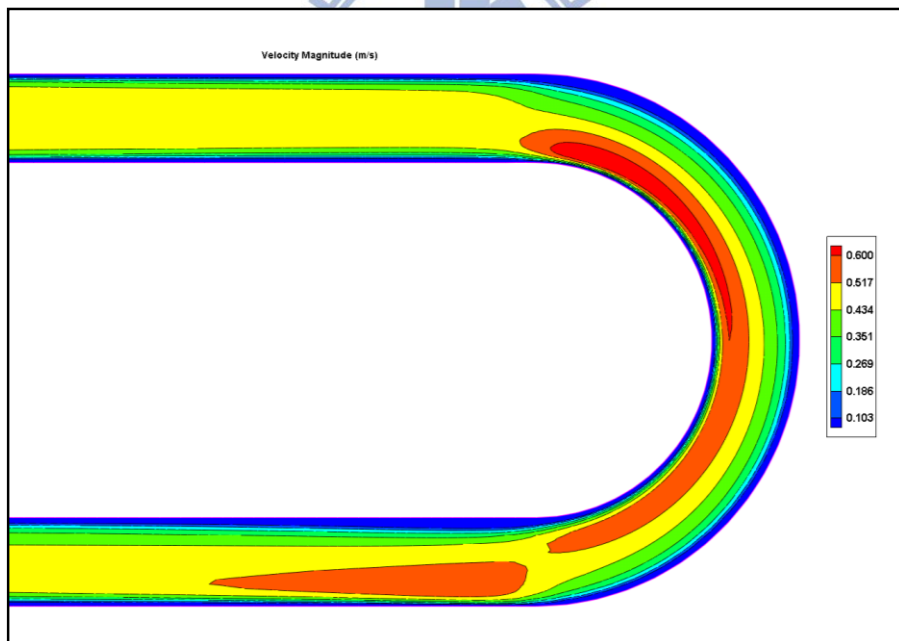


圖 4.2 DLFM 彎道定床模擬結果流速分佈圖

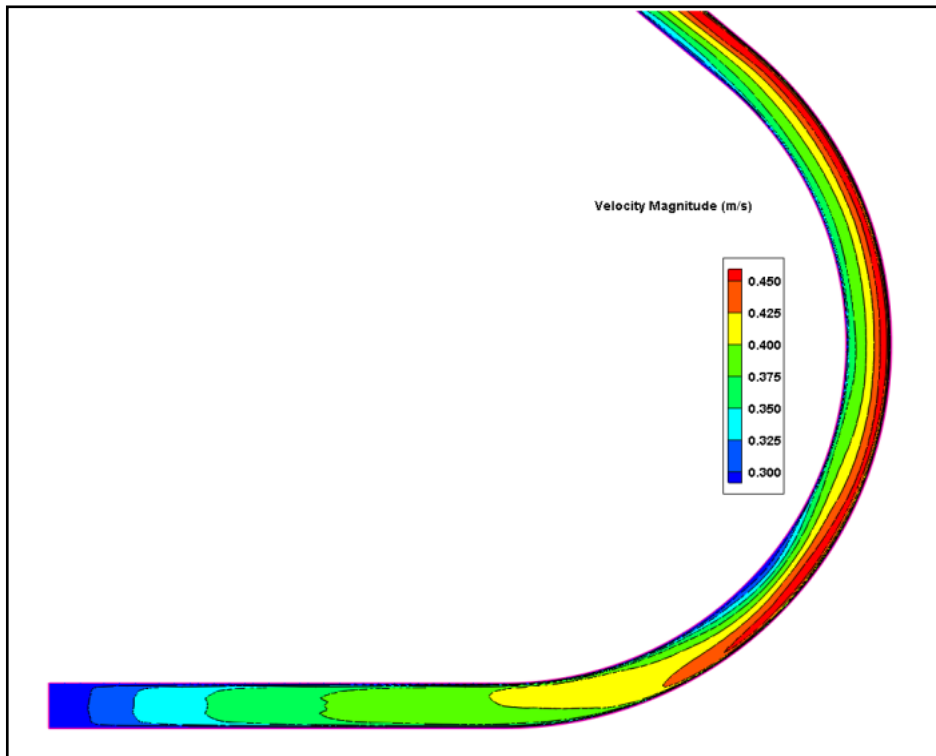


圖 4.3 DHL 彎道動床模擬結果流速分佈圖

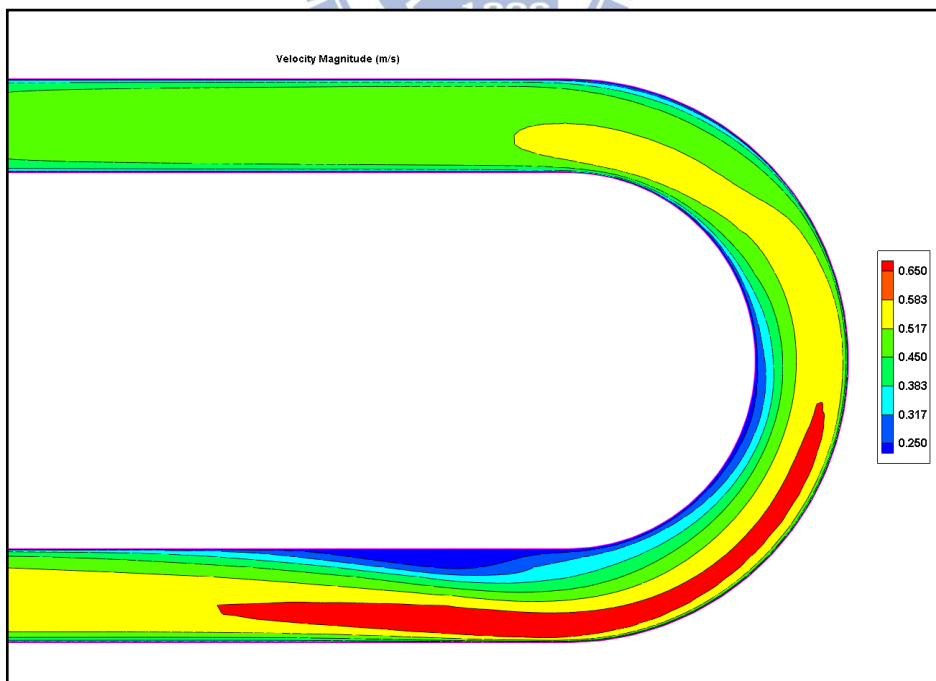


圖 4.4 DLFM 彎道動床模擬結果流速分佈圖

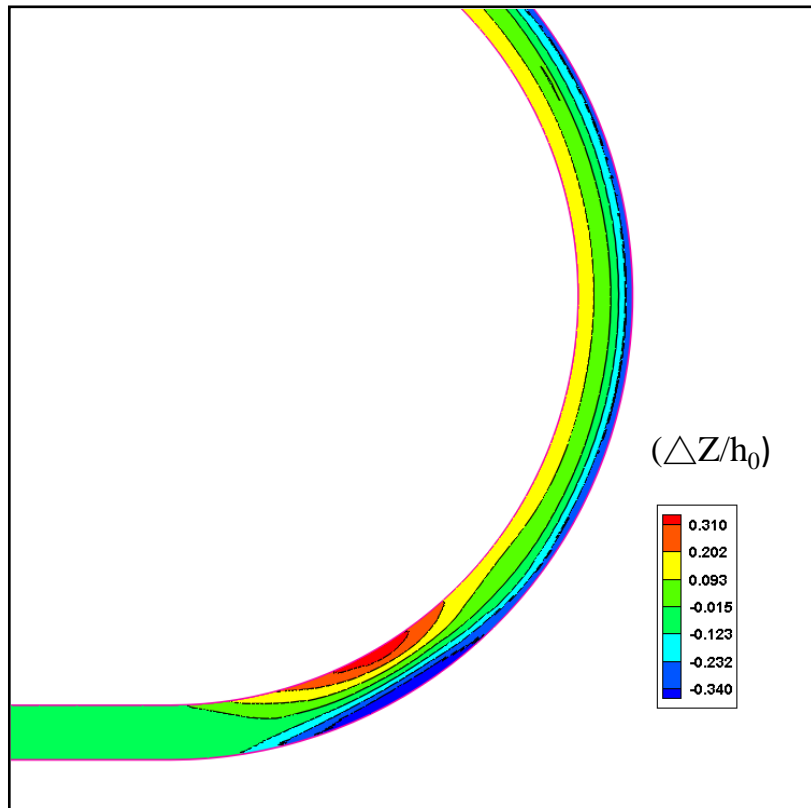


圖 4.5 DHL 彎道動床模擬結果底床變動($\Delta Z/h_0$)地形圖

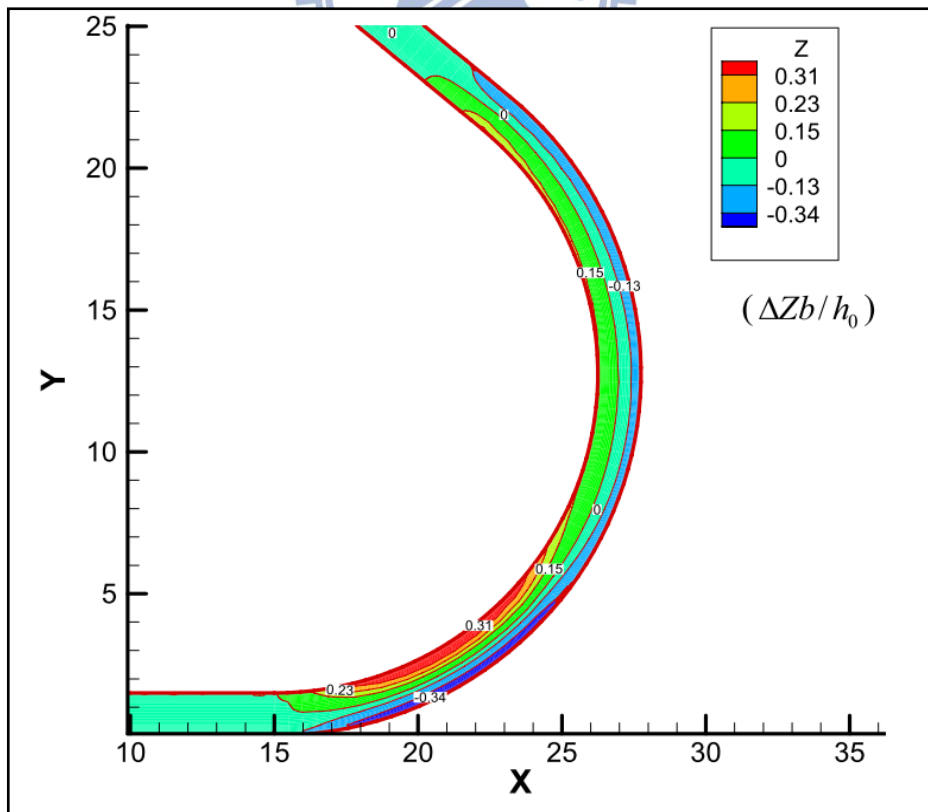


圖 4.6 DHL 彎道動床模擬結果底床變動地形圖(張，2005)

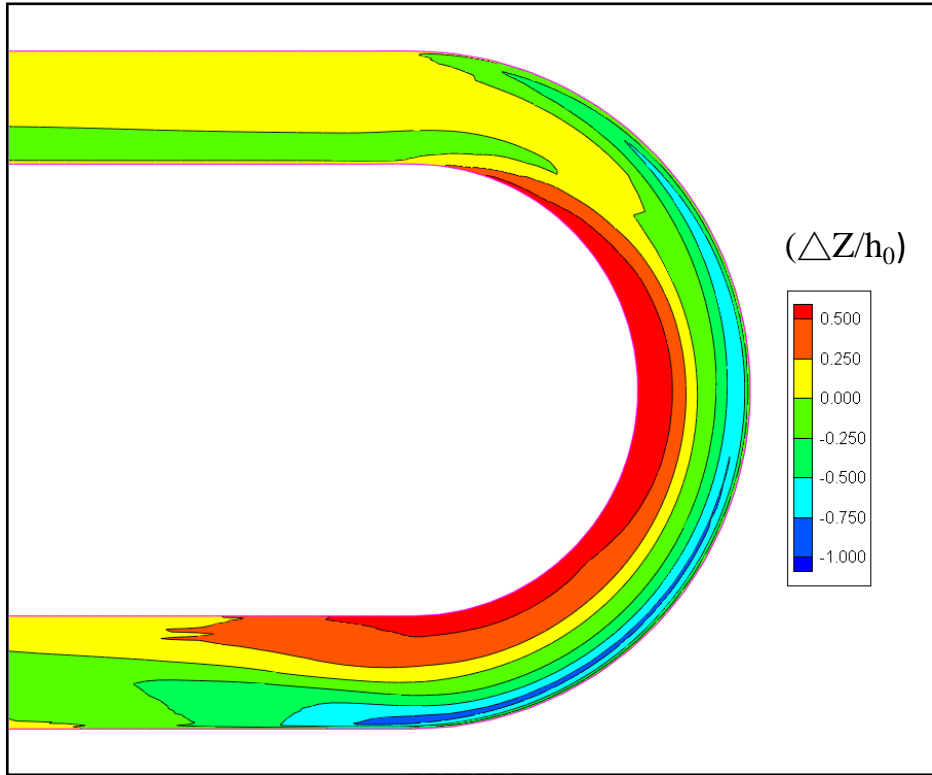


圖 4.7 DLFM 彎道動床模擬結果底床變動($\Delta Z/h_0$)地形圖

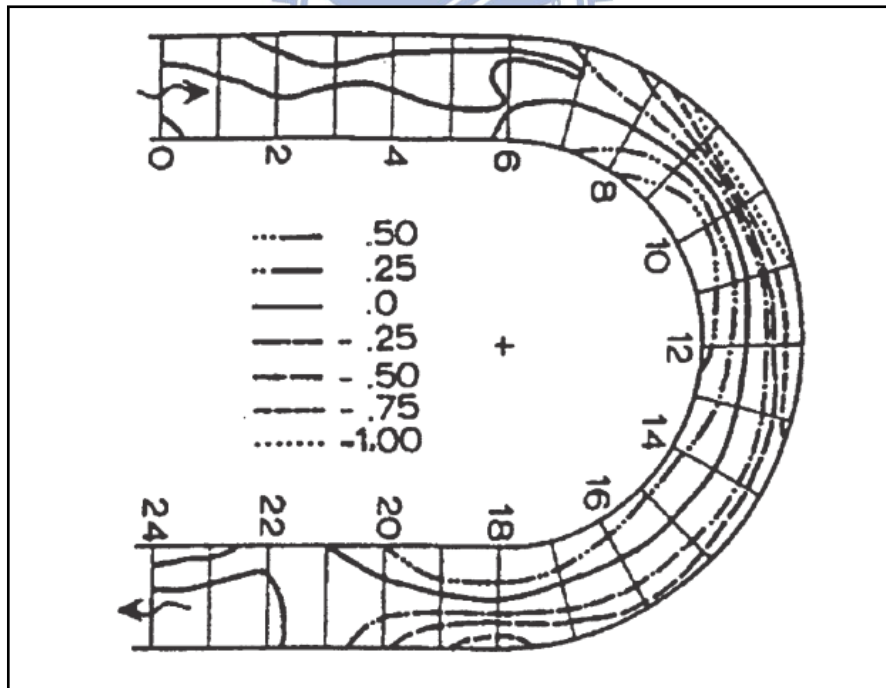


圖 4.8 DLFM 彎道動床實測底床變動($\Delta Z/h_0$)地形圖

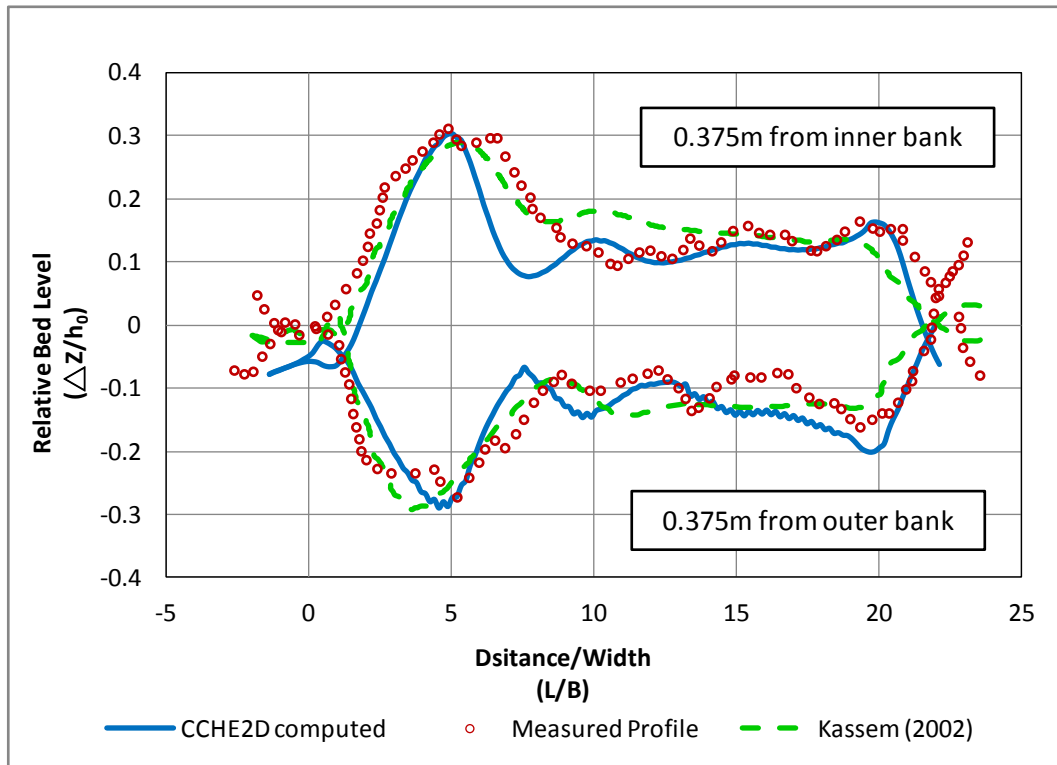


圖 4.9 DHL 底床變動($\Delta Z/h_0$)縱向剖面圖

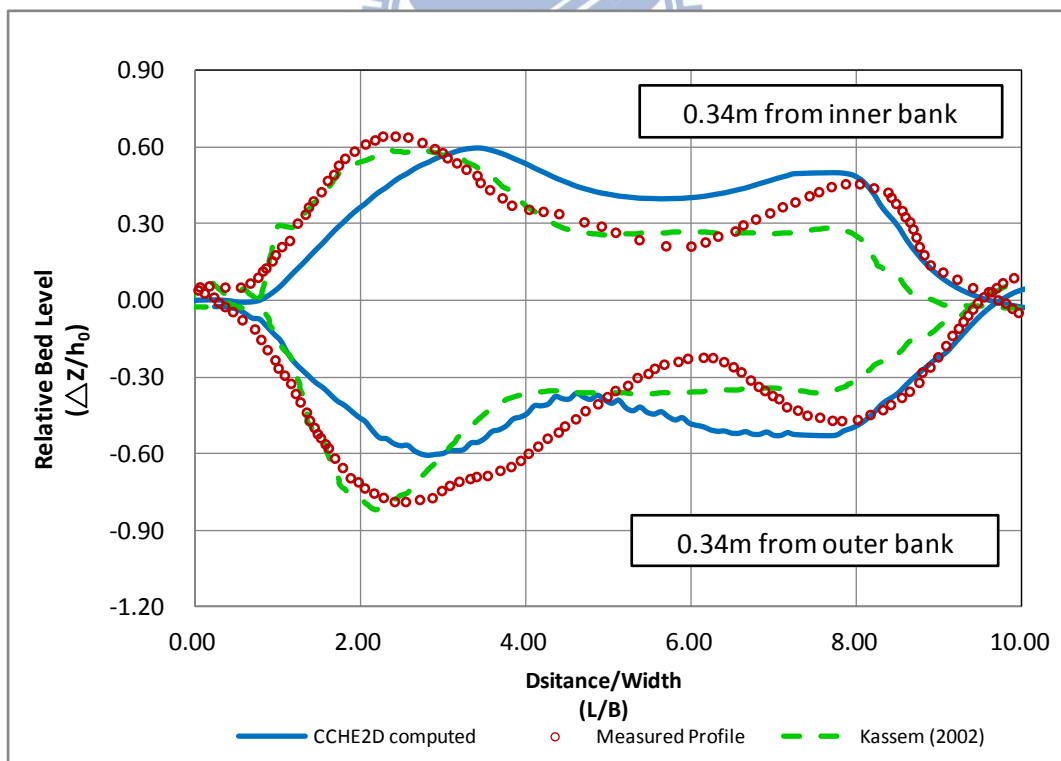


圖 4.10 DLFM 底床變動($\Delta Z/h_0$)縱向剖面圖

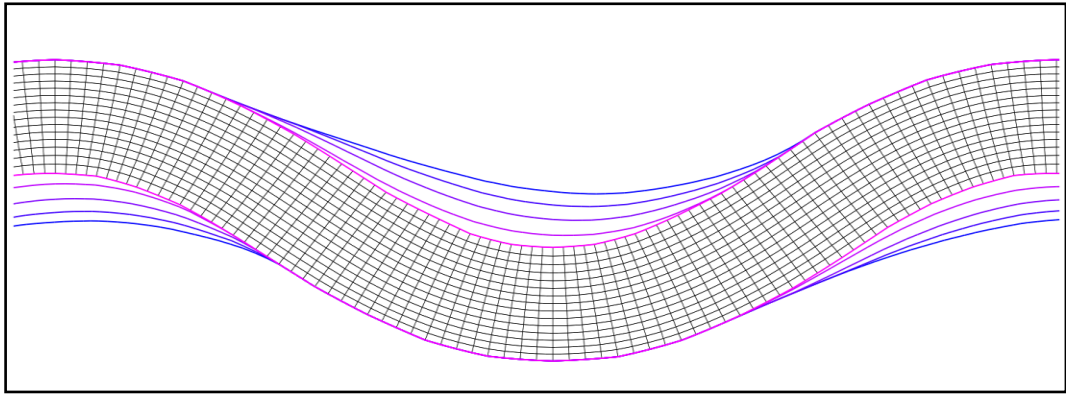


圖 4.11 Run 1 模擬結果格網延展趨勢圖

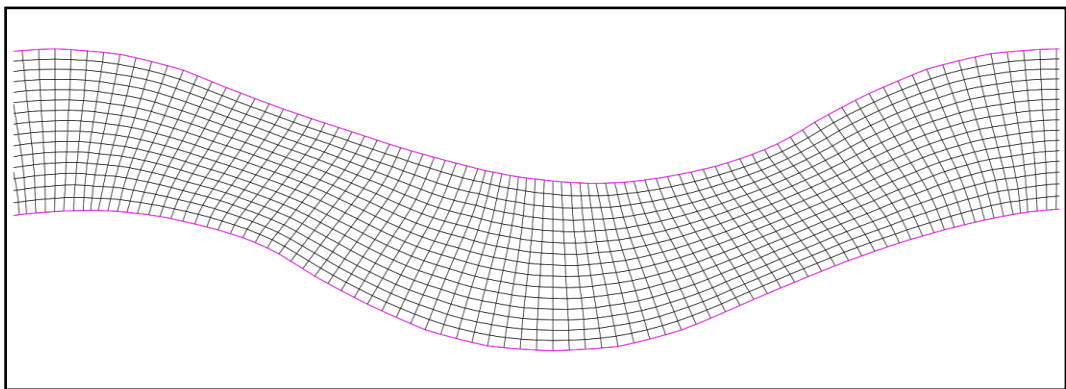


圖 4.12 Run 1 案例格網延展結果圖

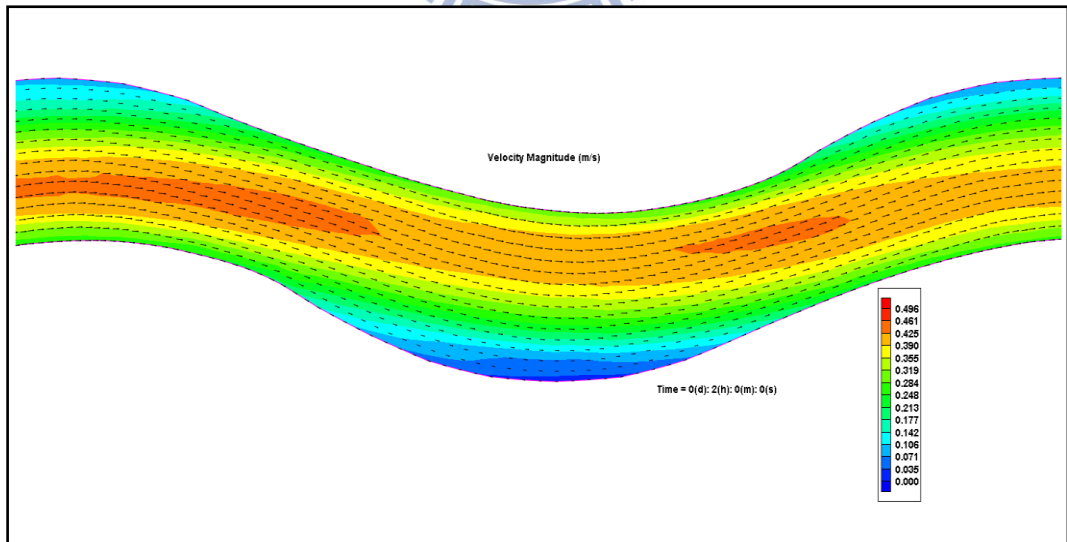


圖 4.13 Run 1 模擬結果流速分佈圖

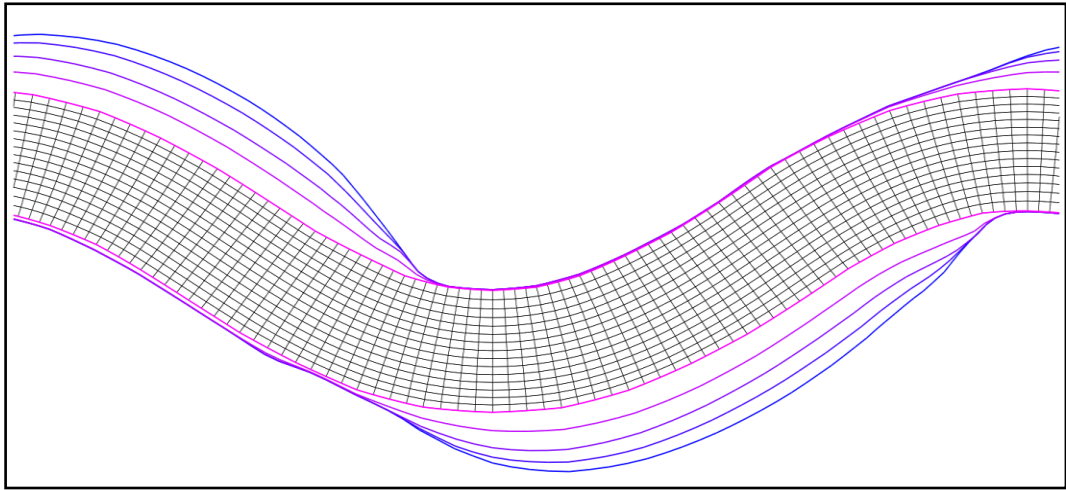


圖 4.14 Run 2 模擬結果格網延展趨勢圖

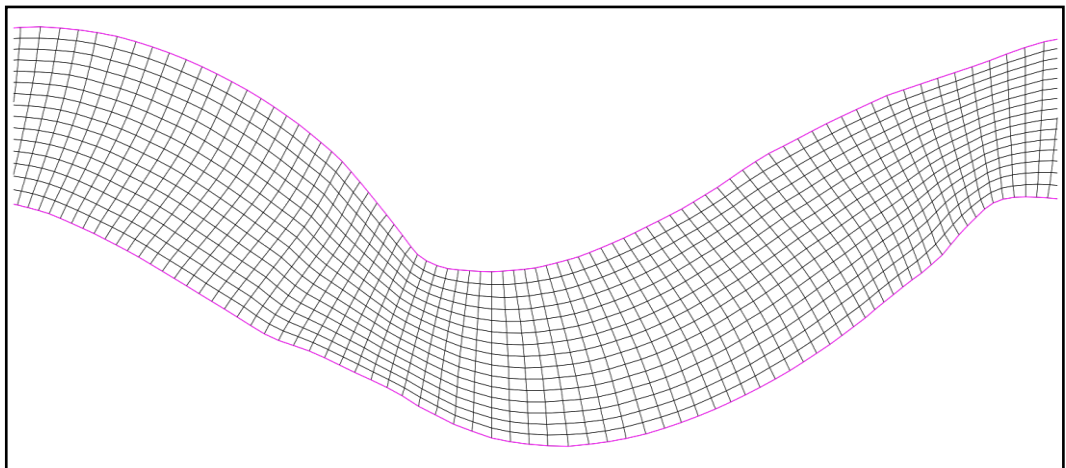


圖 4.15 Run 2 案例格網延展結果圖

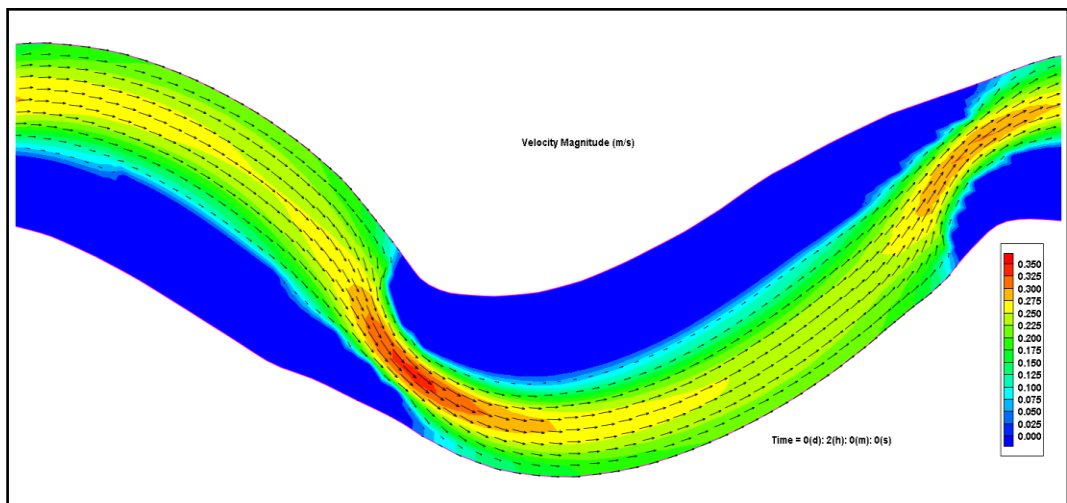


圖 4.16 Run 2 模擬結果流速分佈圖

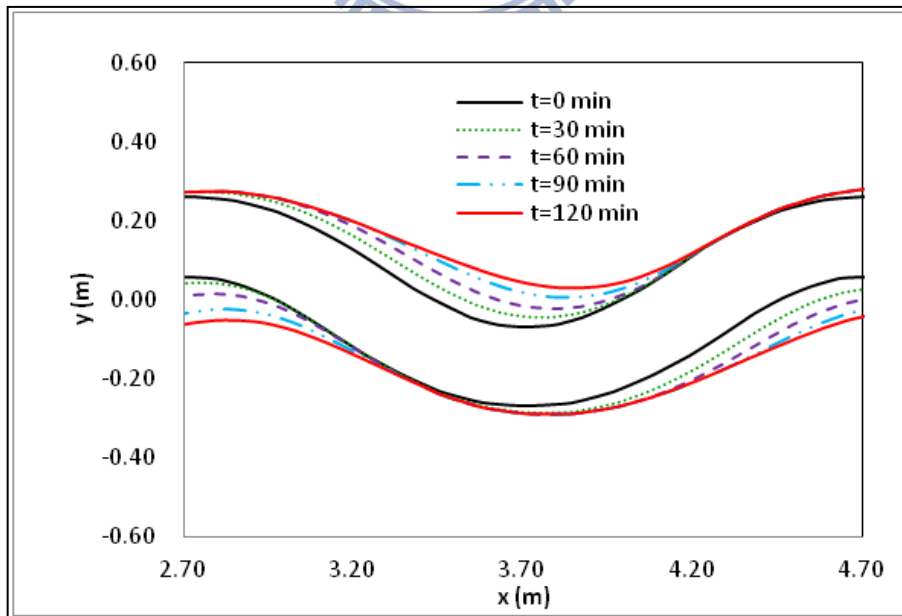
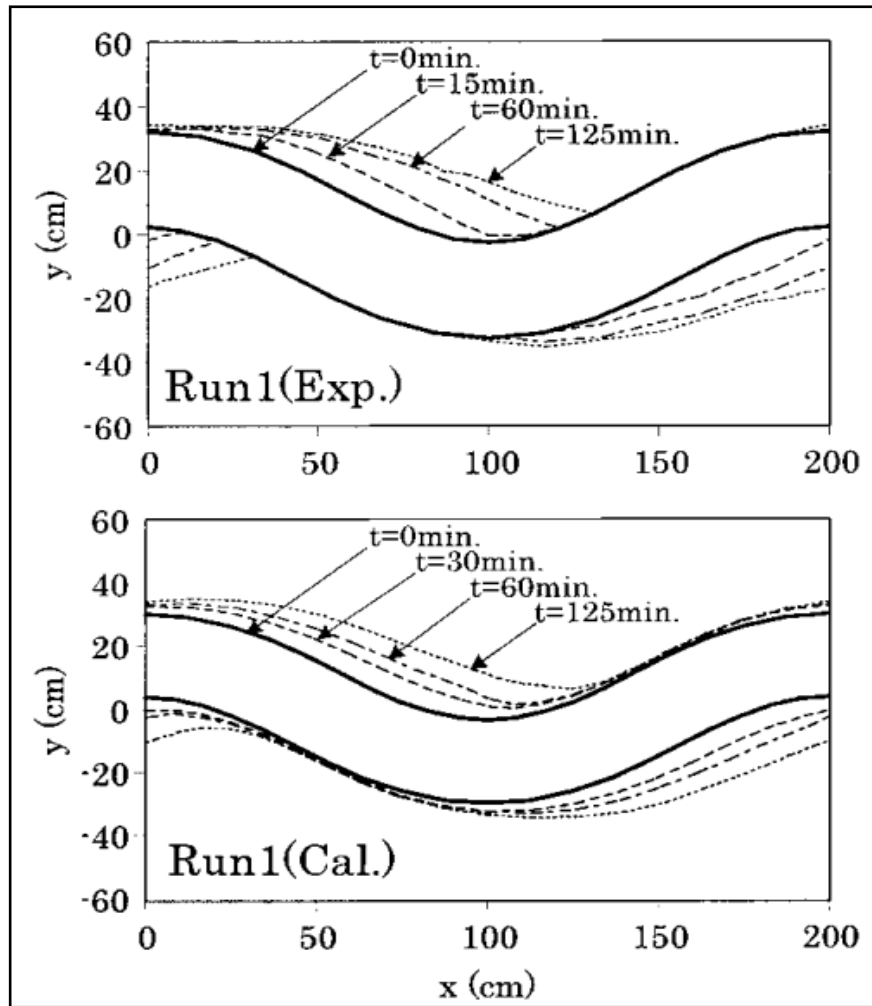


圖 4.17 Run 1 岸壁變形比較圖 上：Rahman (1997)實驗結果

中：Nagata (2000) 模擬結果 下：CCHE2D 模擬結果

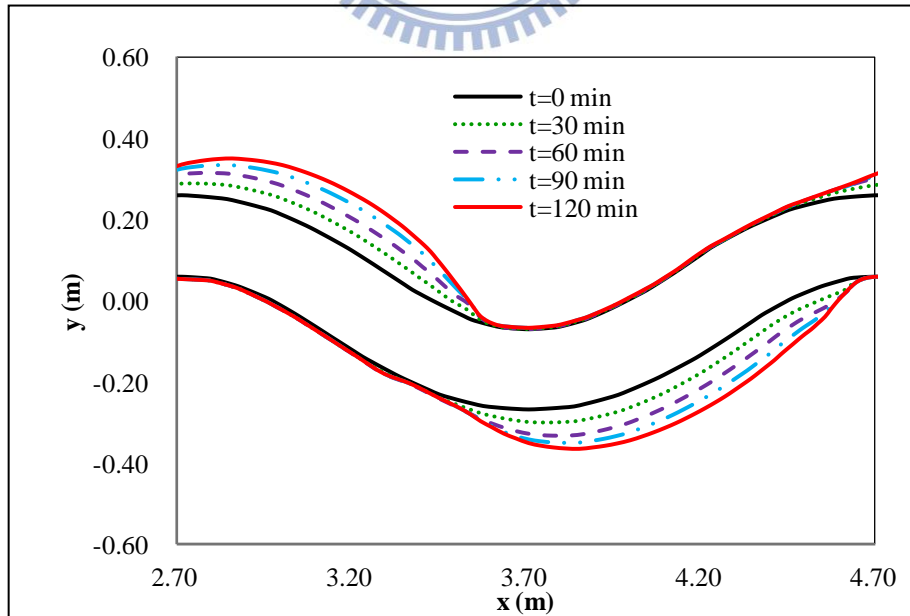
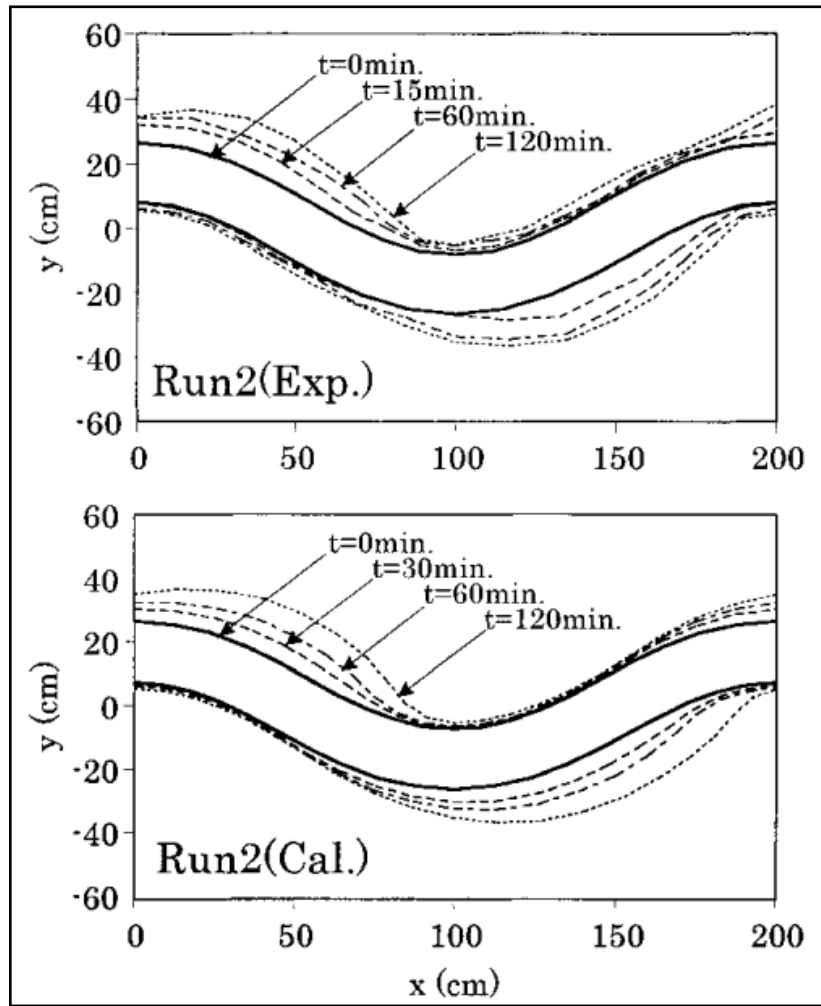


圖 4.18 Run 2 岸壁變形比較圖 上：Rahman (1997)實驗結果

中：Nagata (2000) 模擬結果 下：CCHE2D 模擬結果

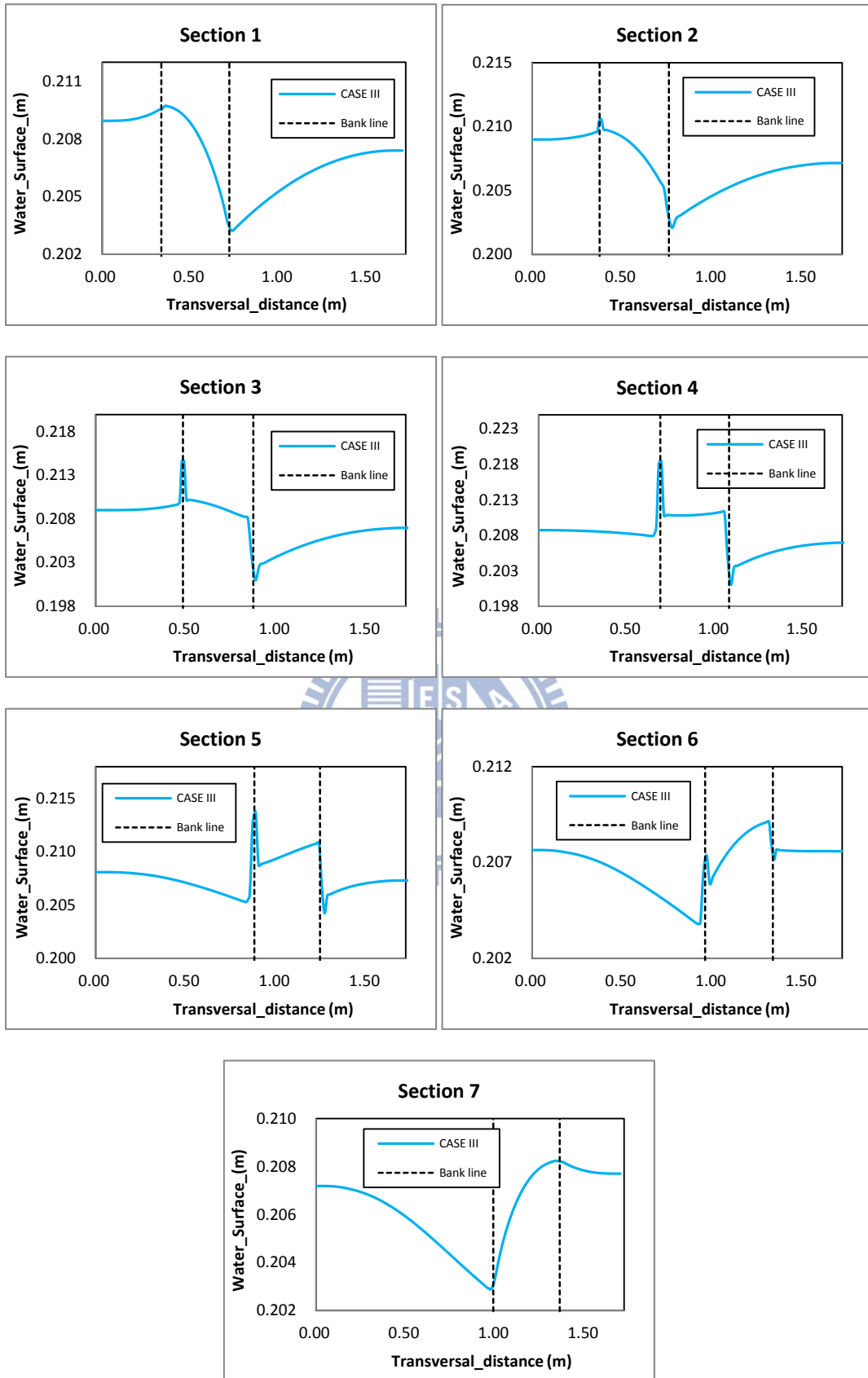


圖 4.19 CASE III 定床水理模擬結果各斷面水面線圖

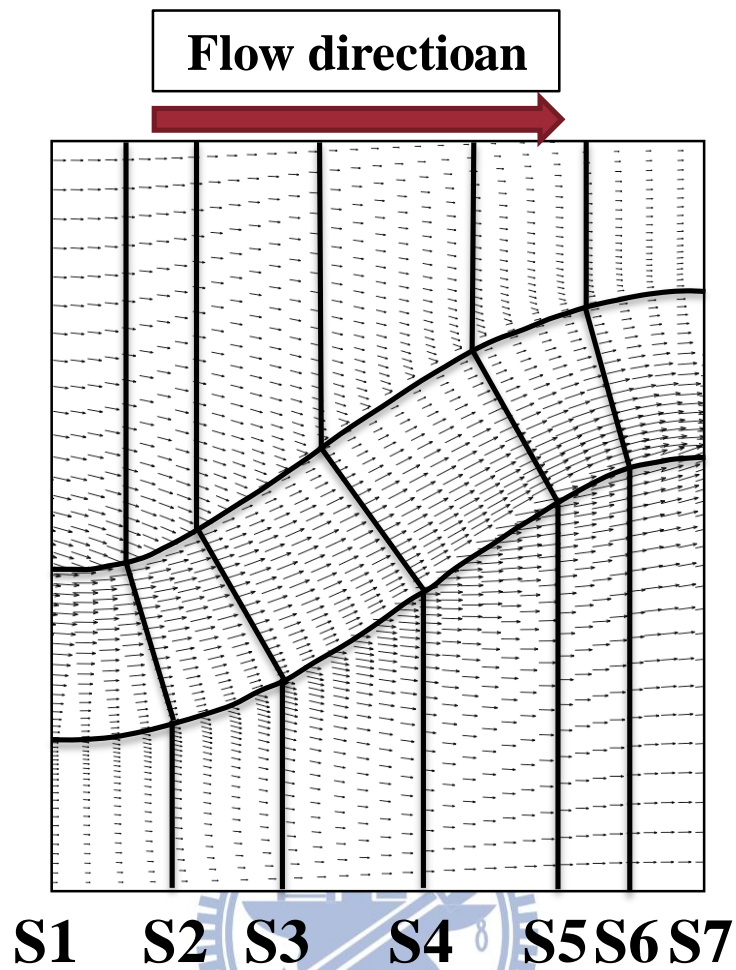


圖 4.20 CASE I 模擬結果平面流場分佈圖

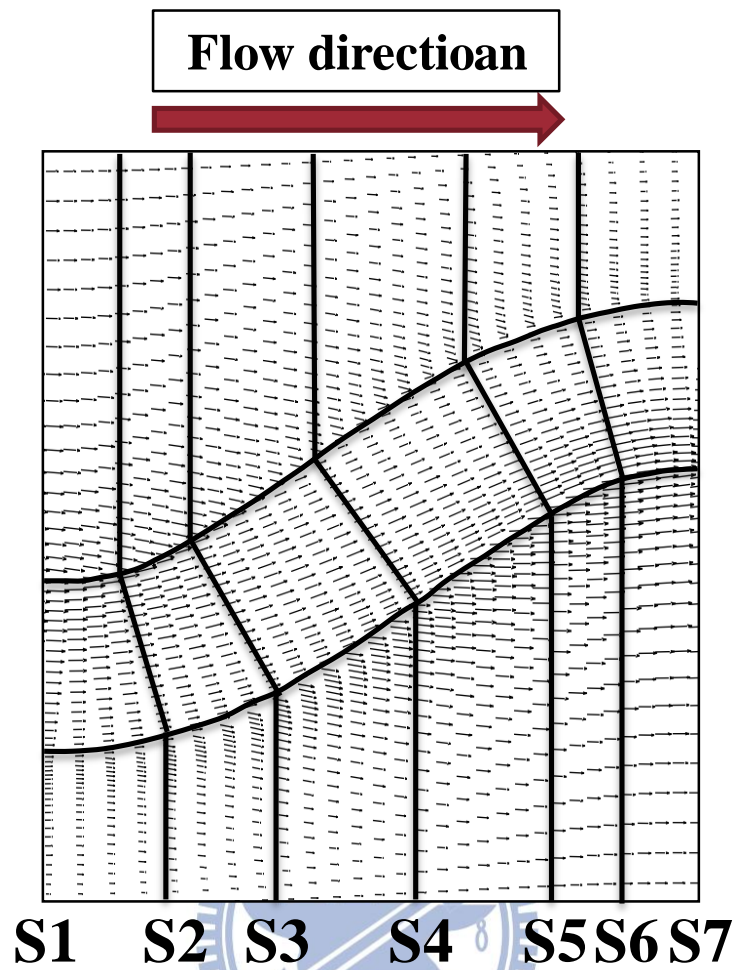


圖 4.21 CASE II 模擬結果平面流場分佈圖

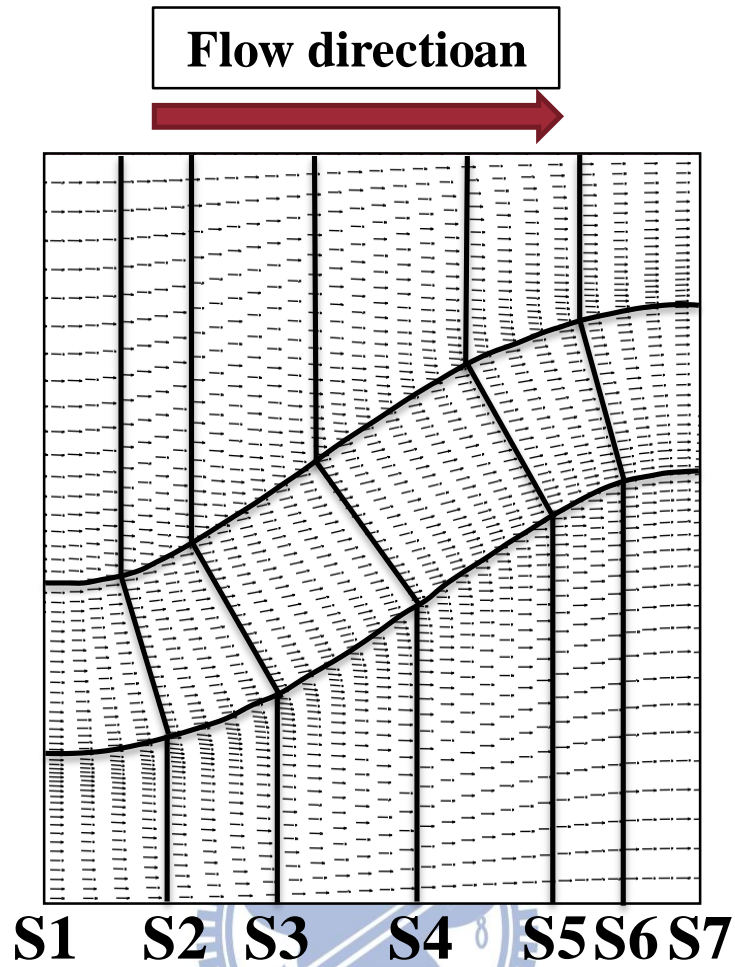


圖 4.22 CASE III 模擬結果平面流場分佈圖

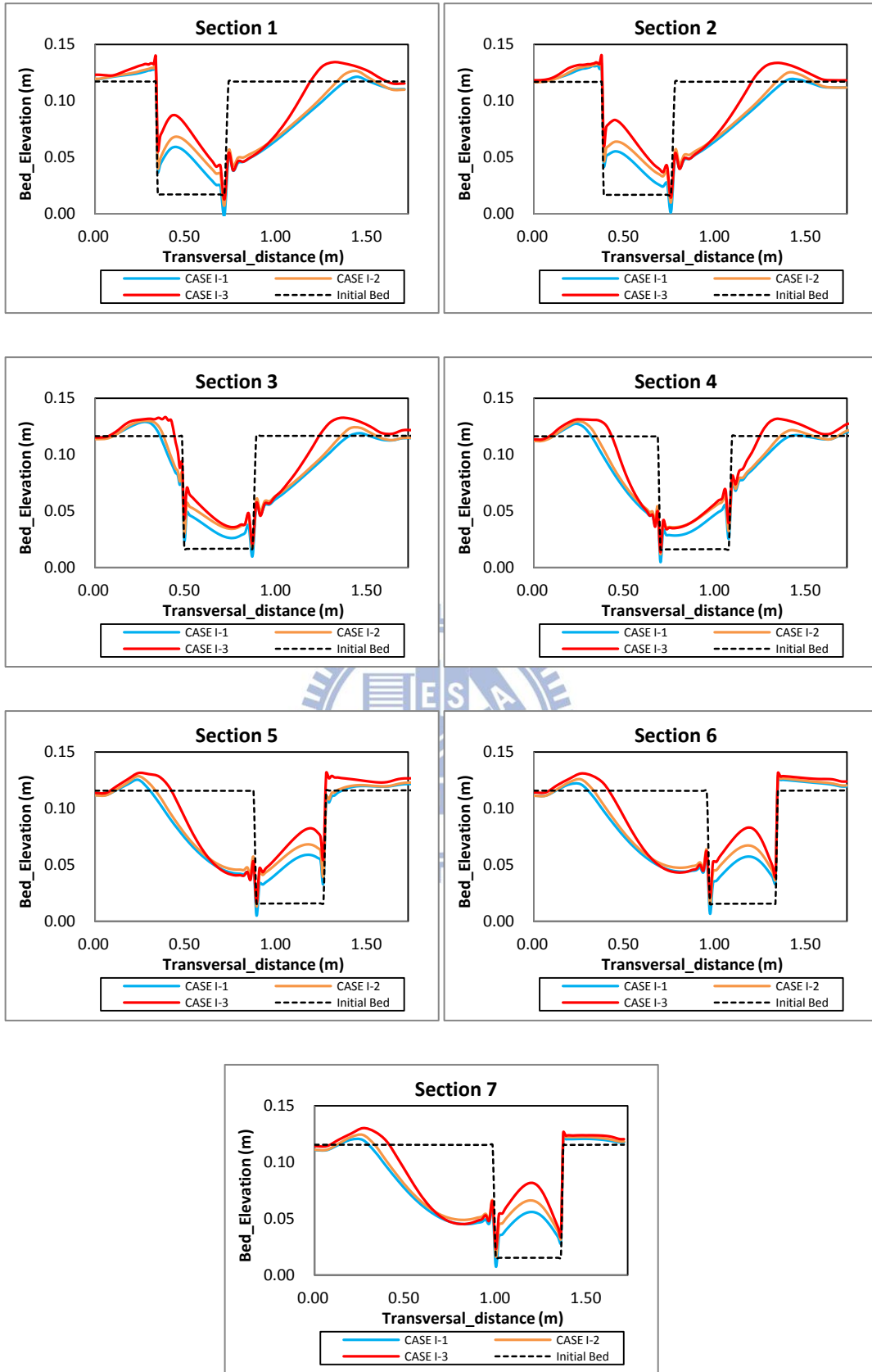


圖 4.23 CASE I 各斷面不同入砂條件動床模擬結果底床地形圖

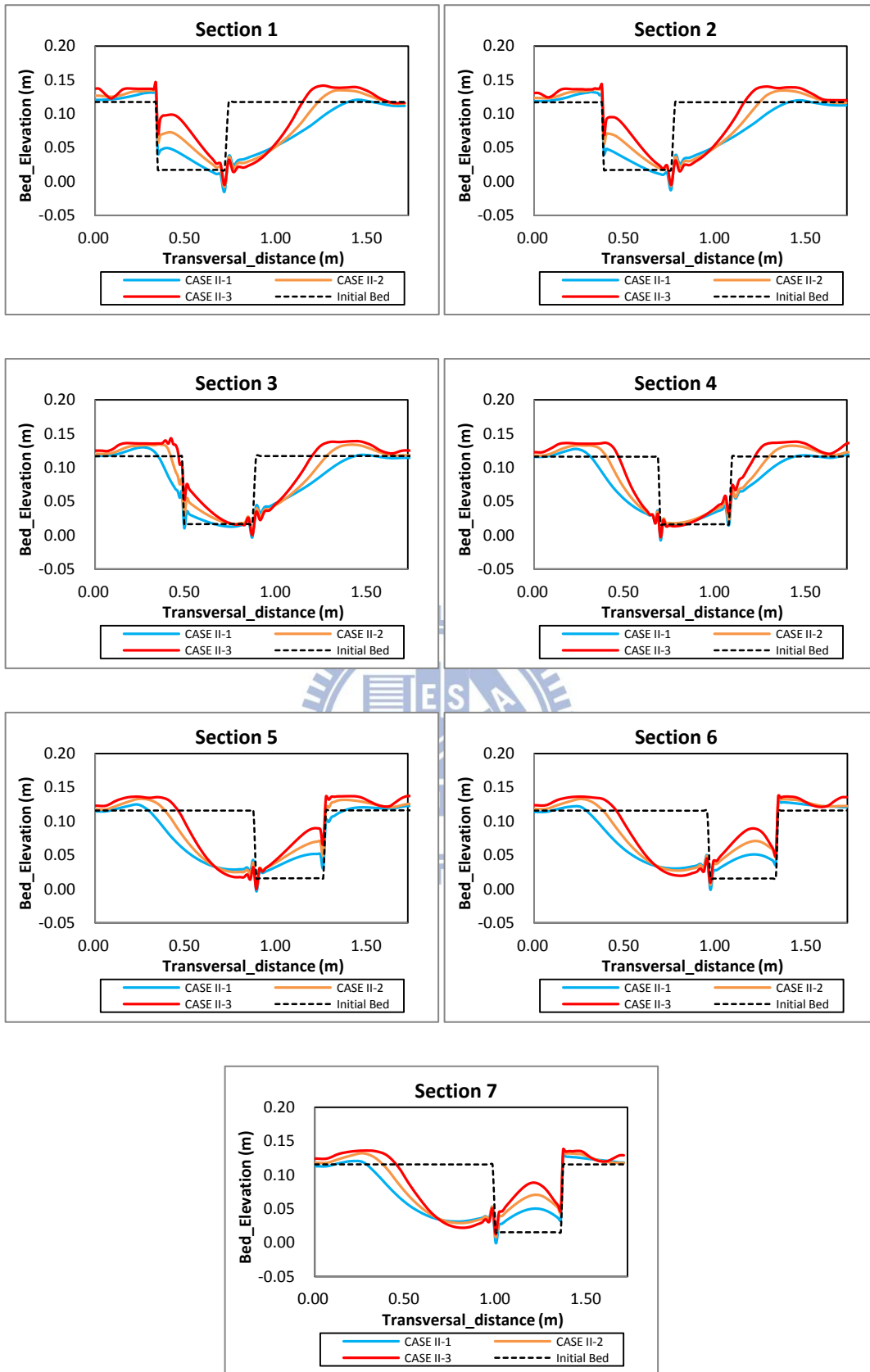


圖 4.24 CASE II 各斷面不同入砂條件動床模擬結果底床地形圖

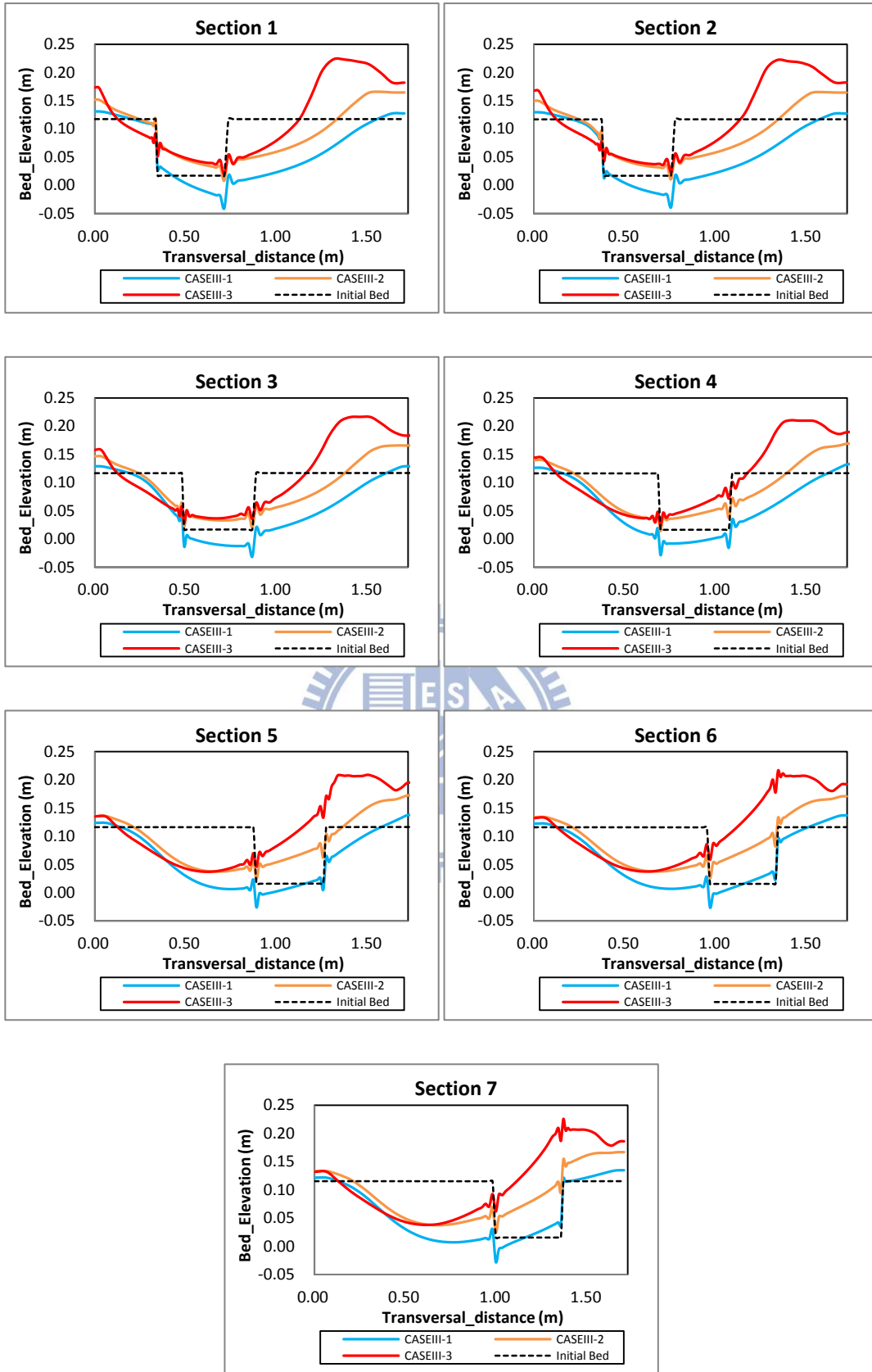


圖 4.25 CASE III 各斷面不同入砂條件動床模擬結果底床地形圖

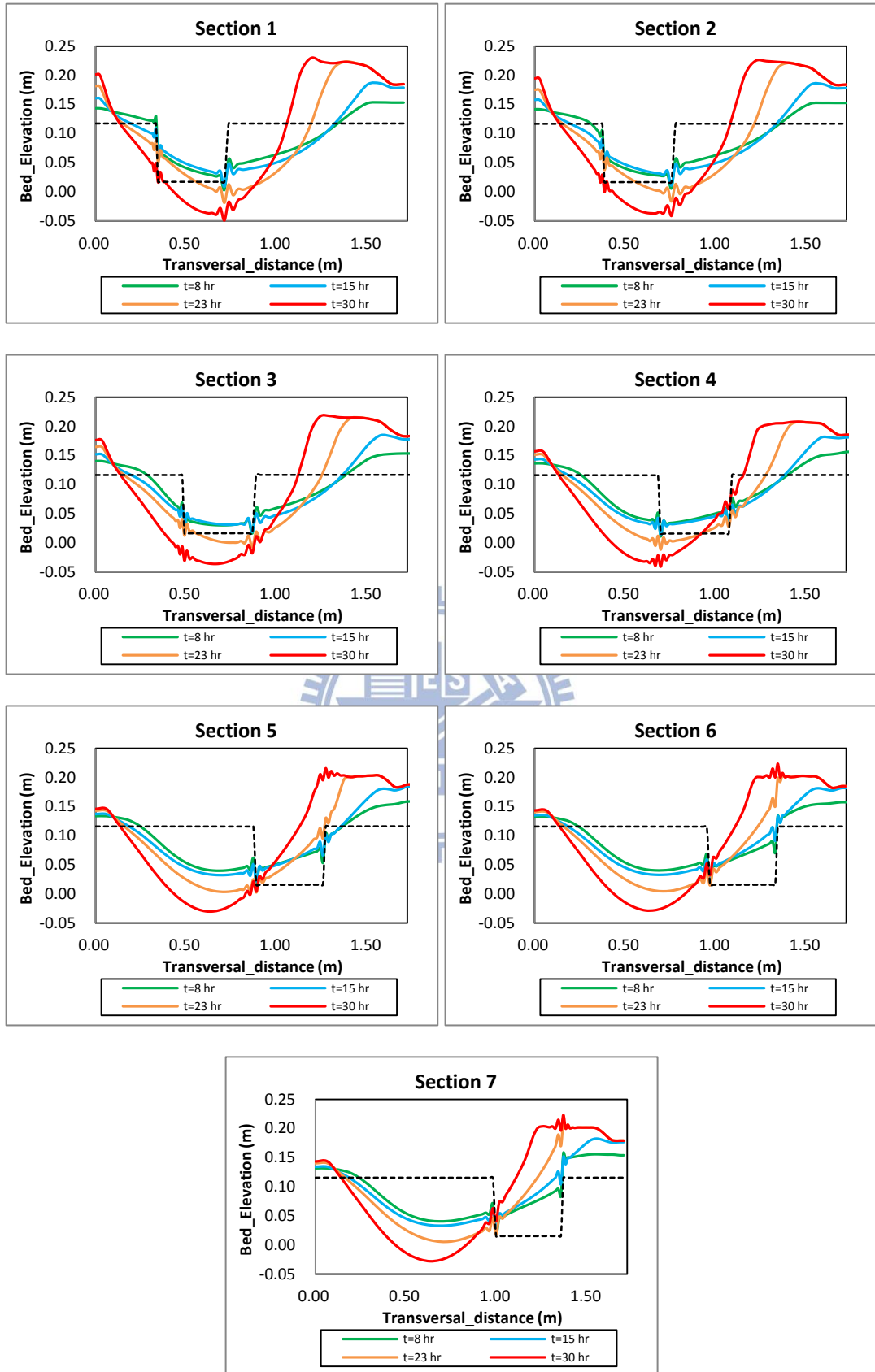


圖 4.26 CASE III-1 各斷面不同時段動床模擬結果底床地形圖

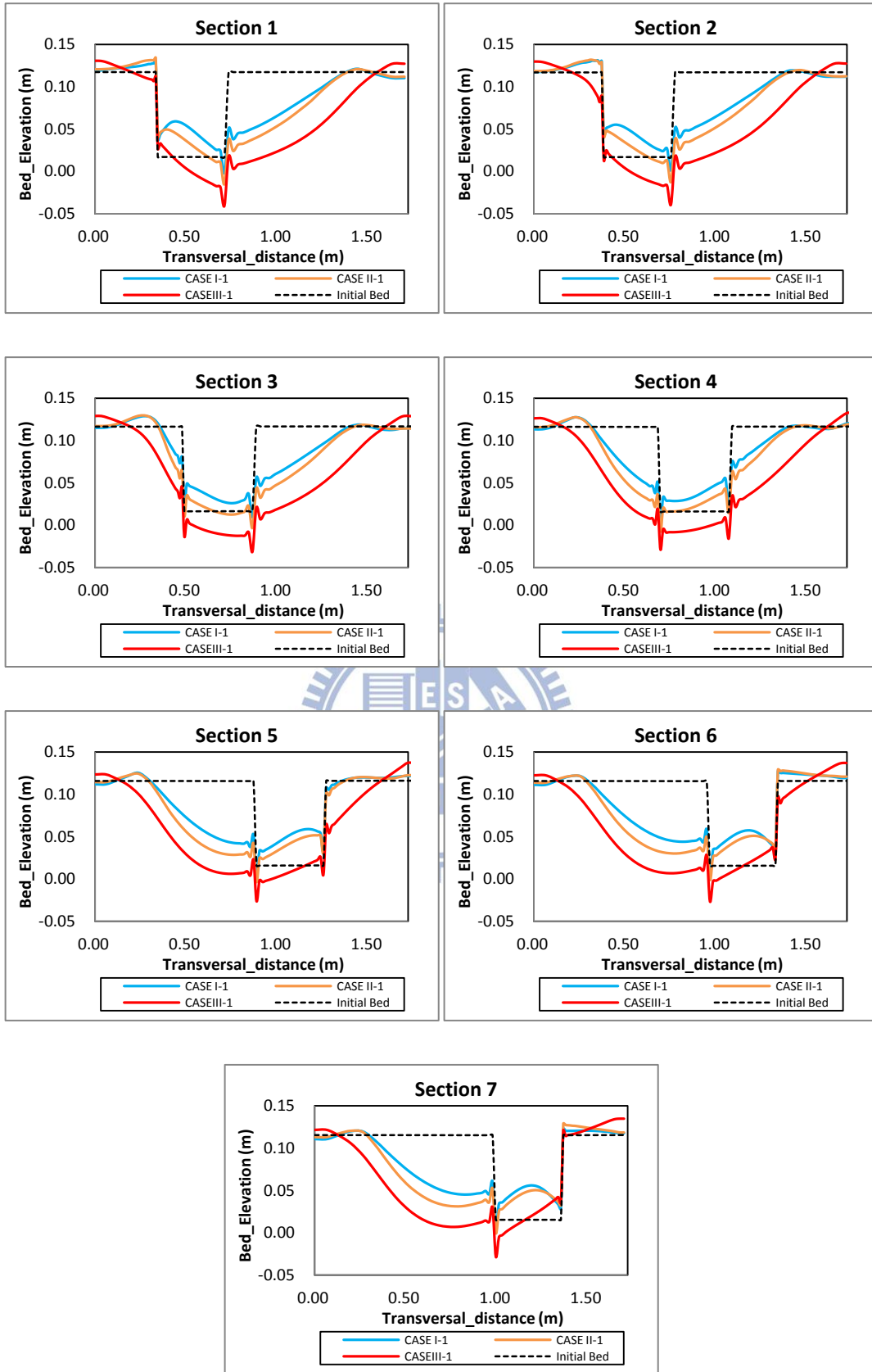


圖 4.27 不同流量上游無來砂各斷面動床模擬結果底床地形圖

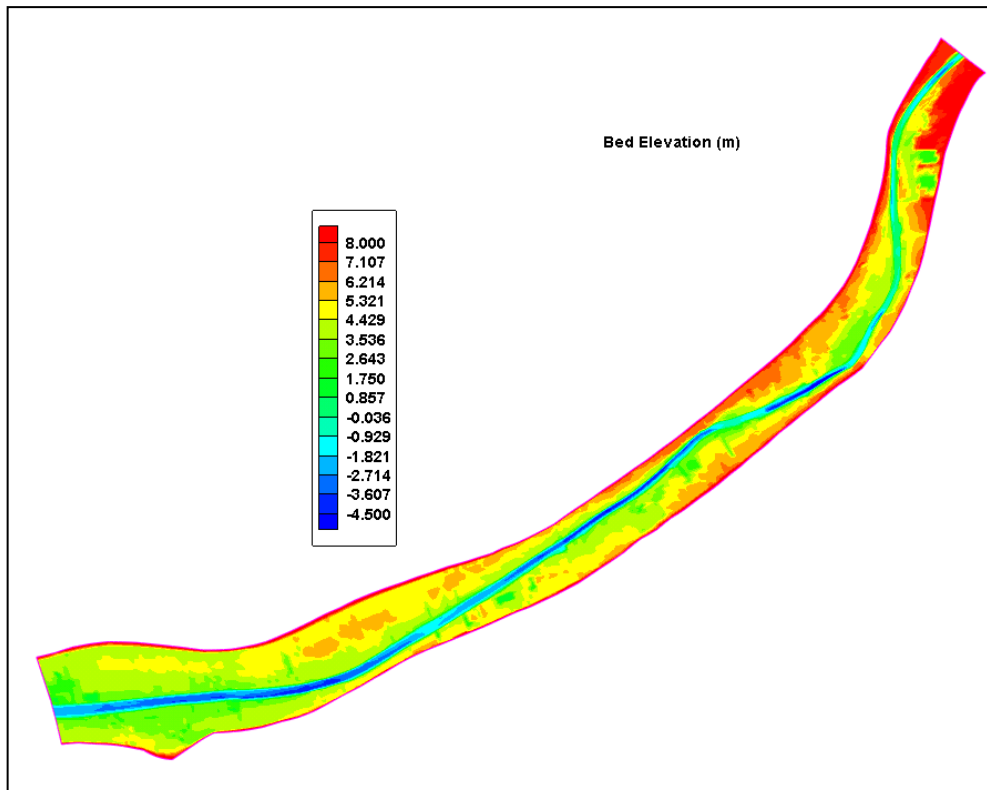


圖 4.28 CCHE2D 模擬 95 年案例終了模擬結果地形圖

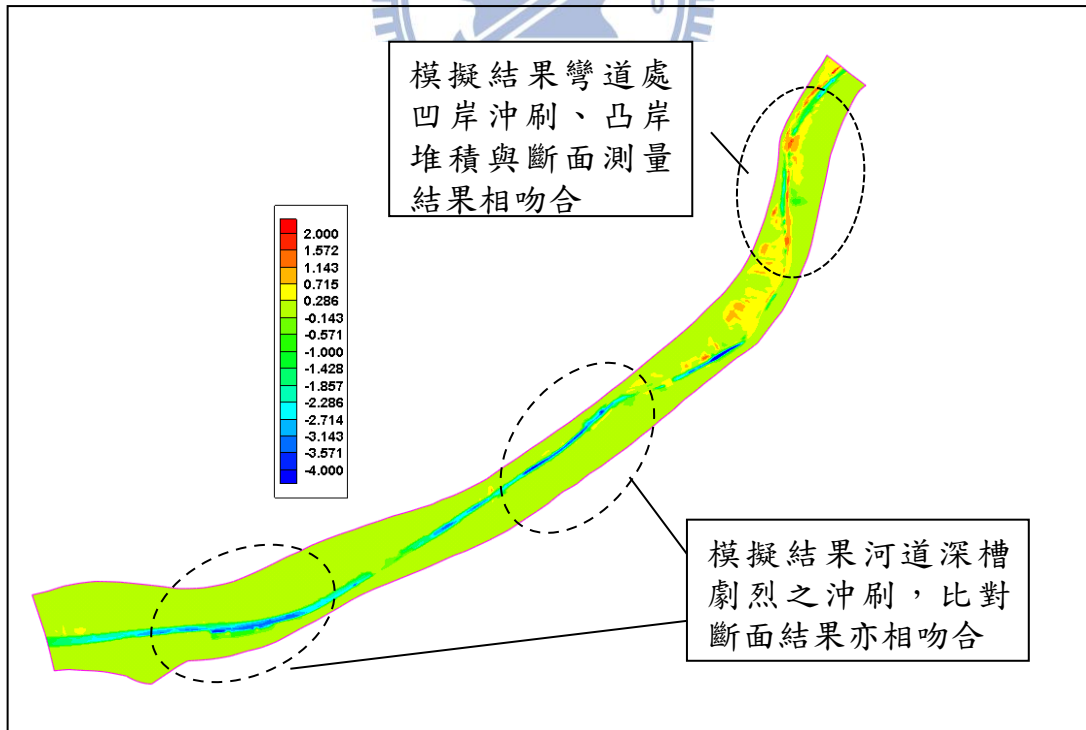


圖 4.29 CCHE2D 模擬 95 年案例終了模擬地形變化圖

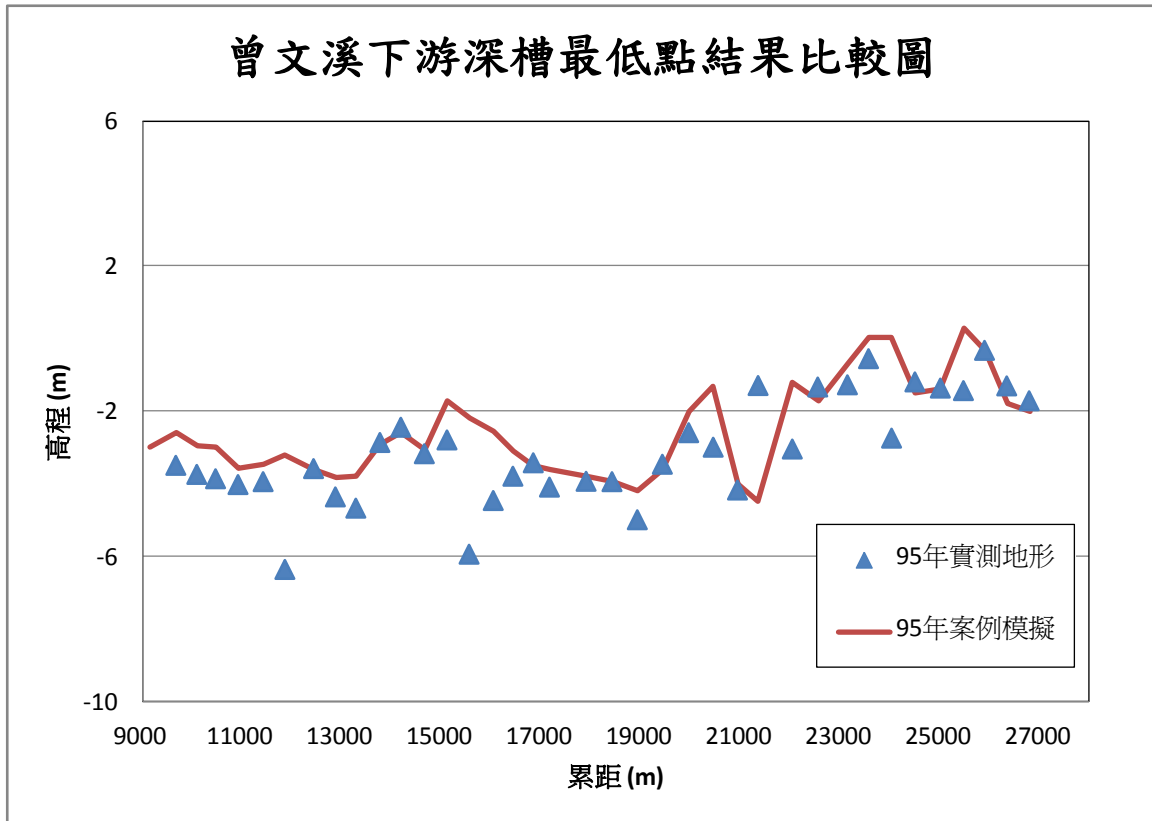


圖 4.30 曾文溪下游 95 年案例深槽最低點與實測資料比較圖

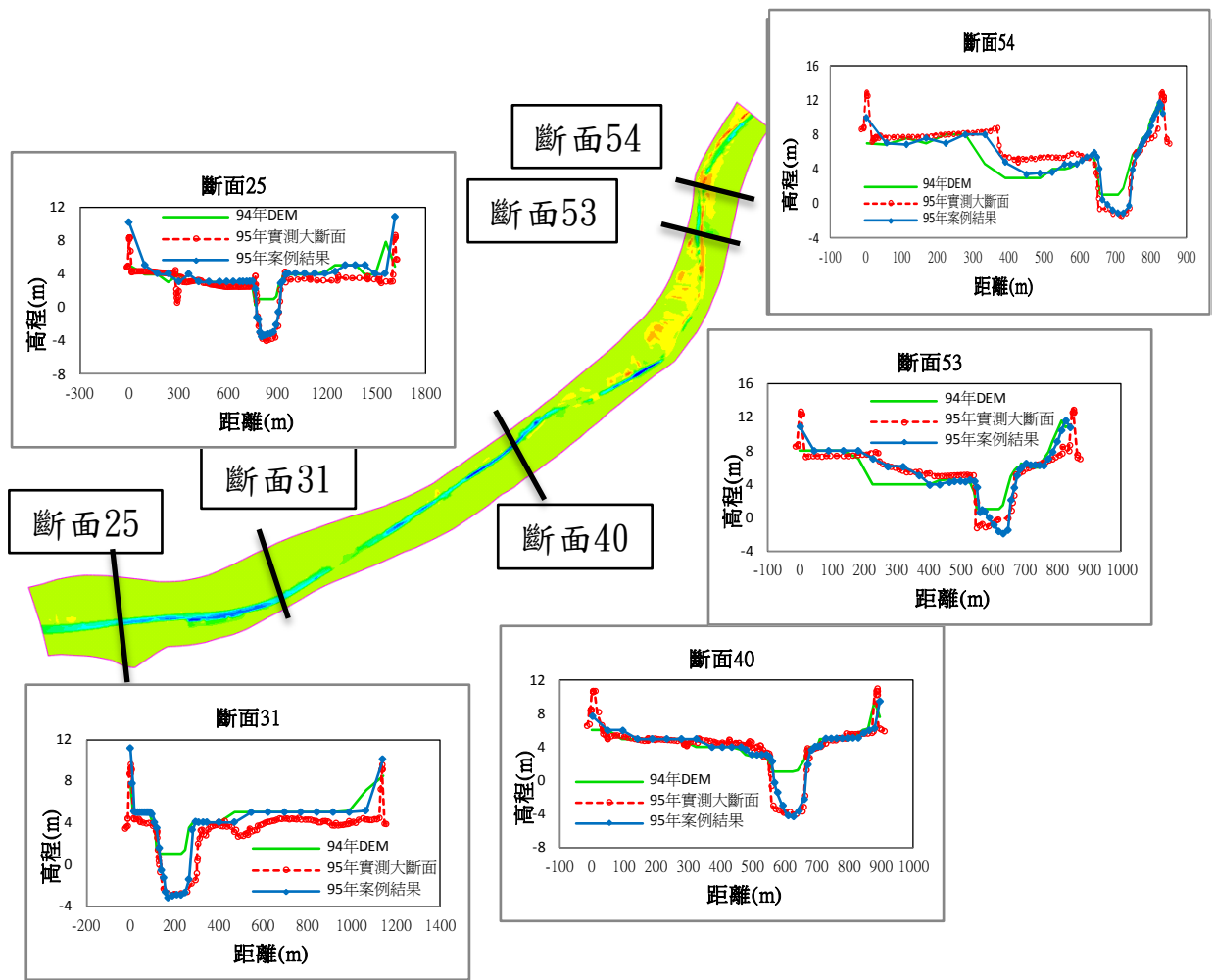


圖 4.31 曾文溪下游 95 年案例結果與斷面實測資料代表斷面比較圖

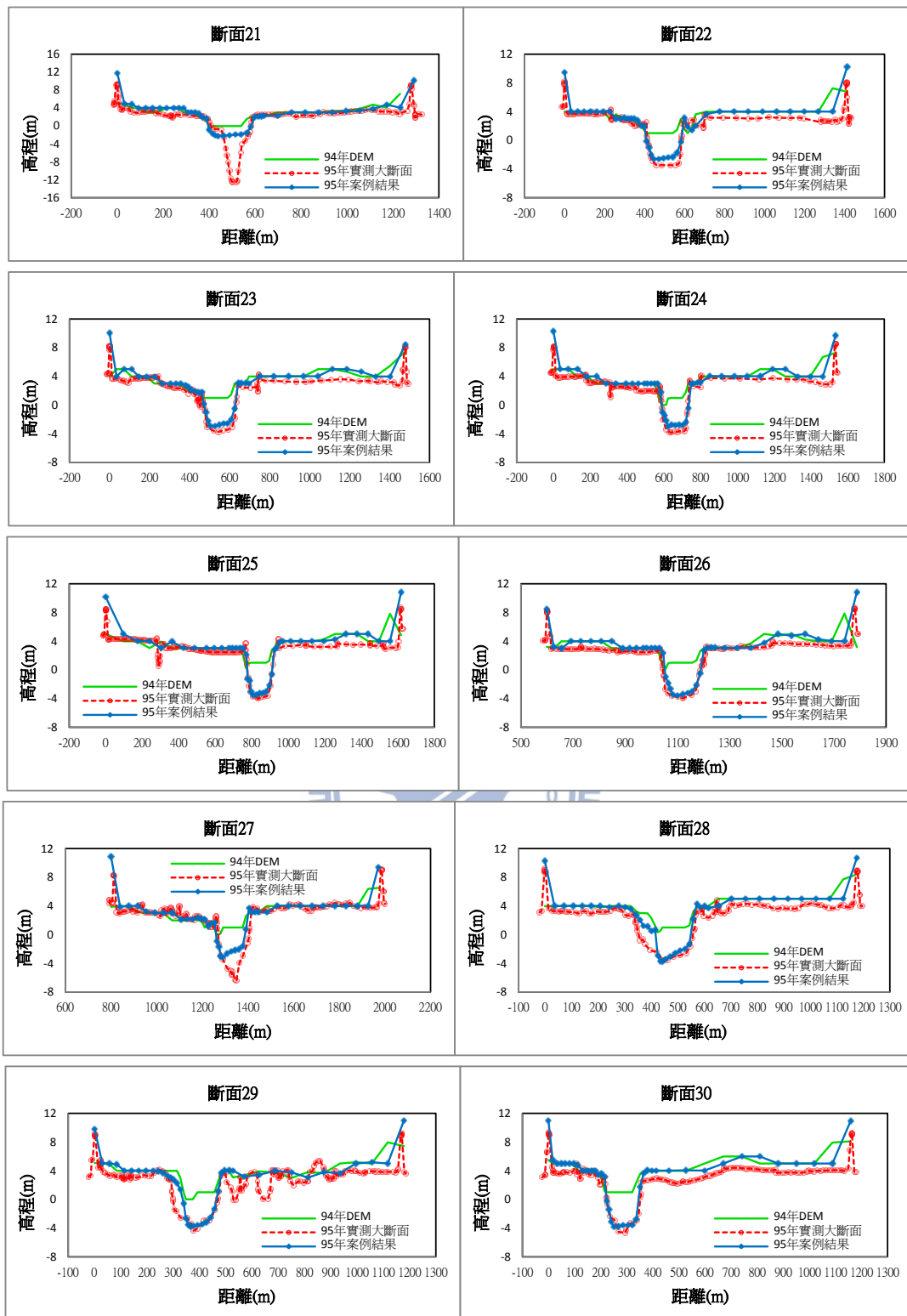


圖 4.32 曾文溪下游 95 年案例結果與大斷面實測資料比較圖(1/4)

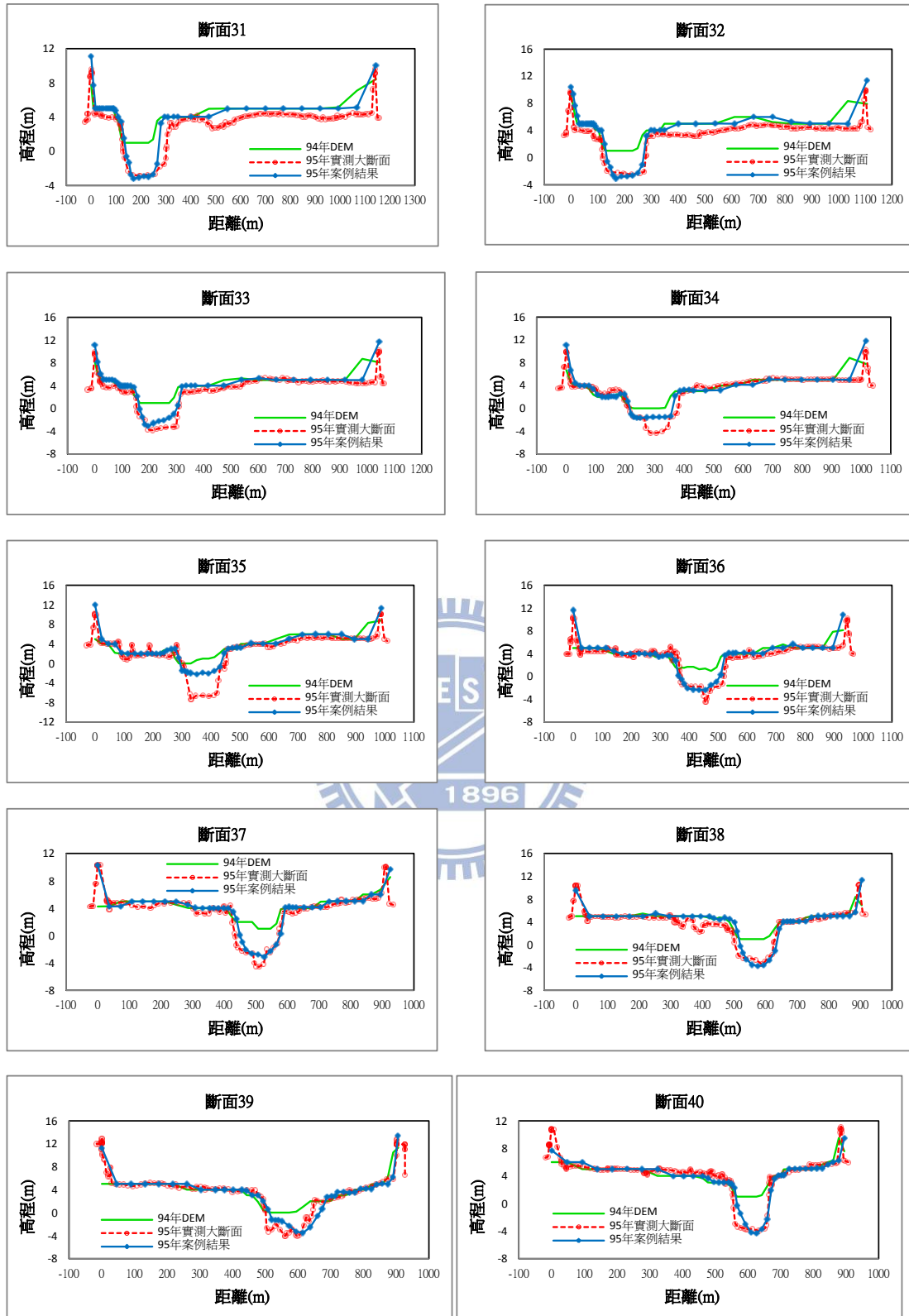


圖 4.33 曾文溪下游 95 年案例結果與大斷面實測資料比較圖(2/4)

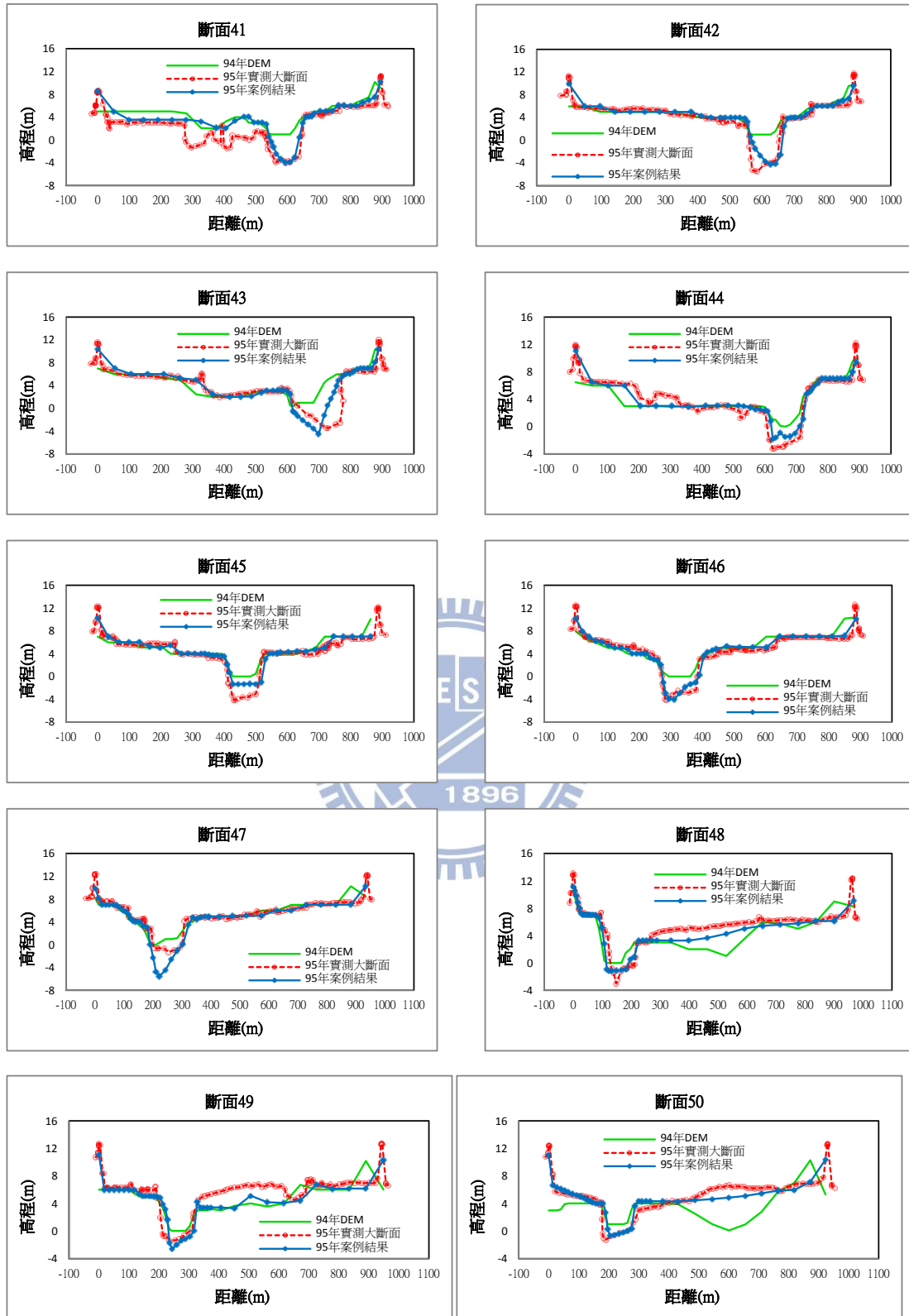


圖 4.34 曾文溪下游 95 年案例結果與大斷面實測資料比較圖(3/4)

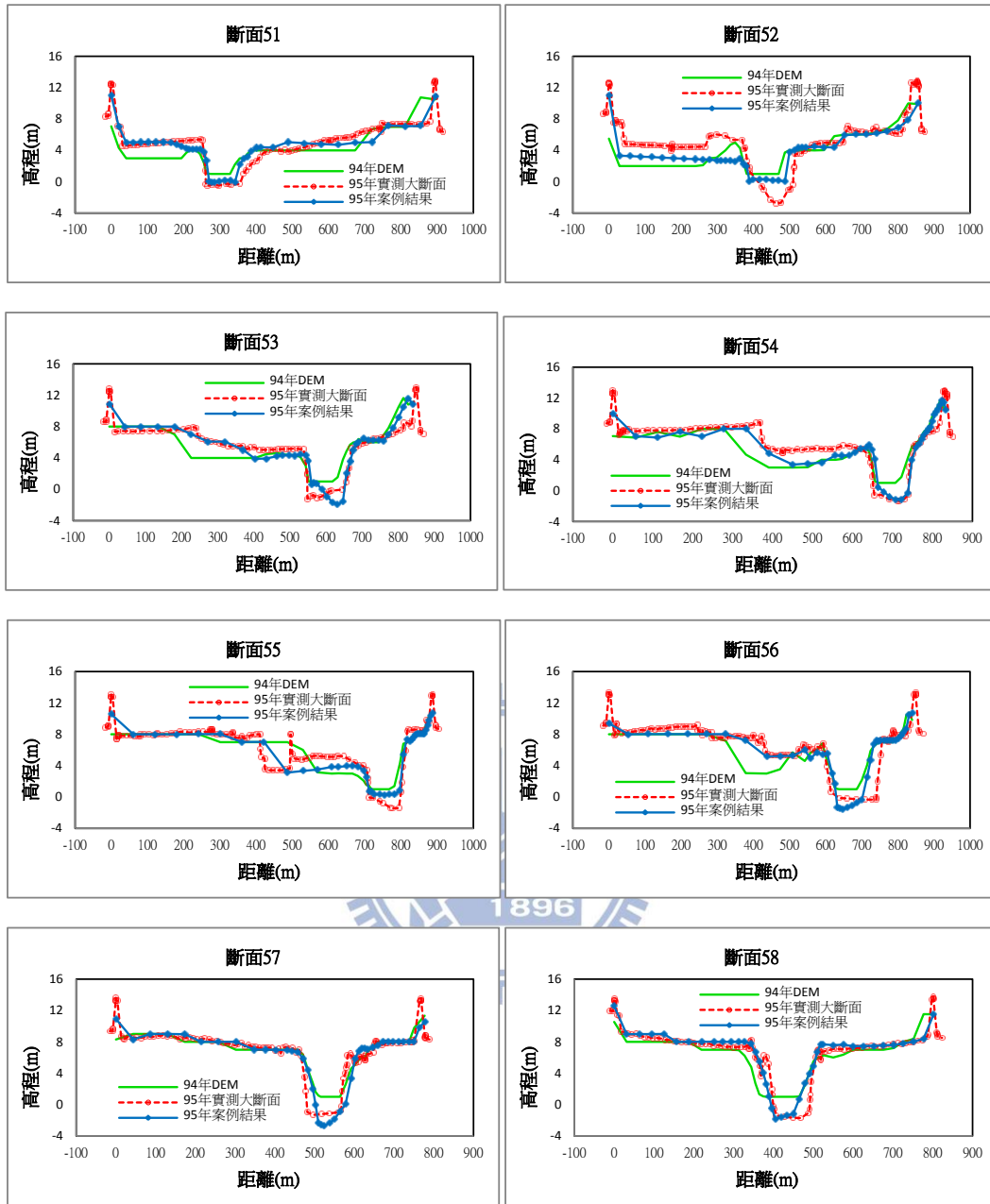


圖 4.35 曾文溪下游 95 年案例結果與大斷面實測資料比較圖(4/4)

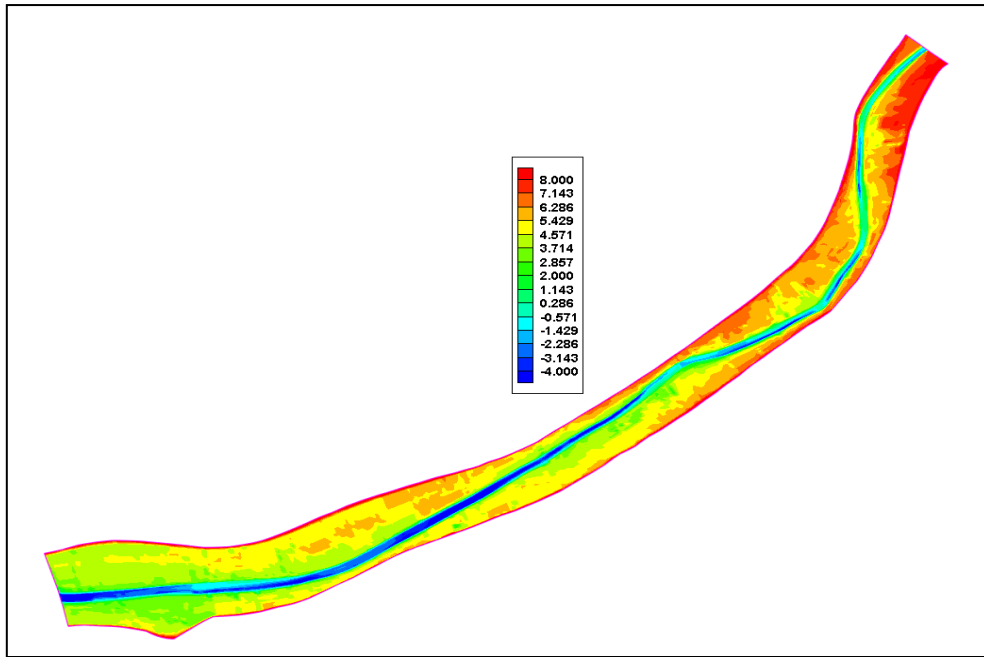


圖 4.36 CCHE2D 模擬 98 年案例終了模擬結果地形圖

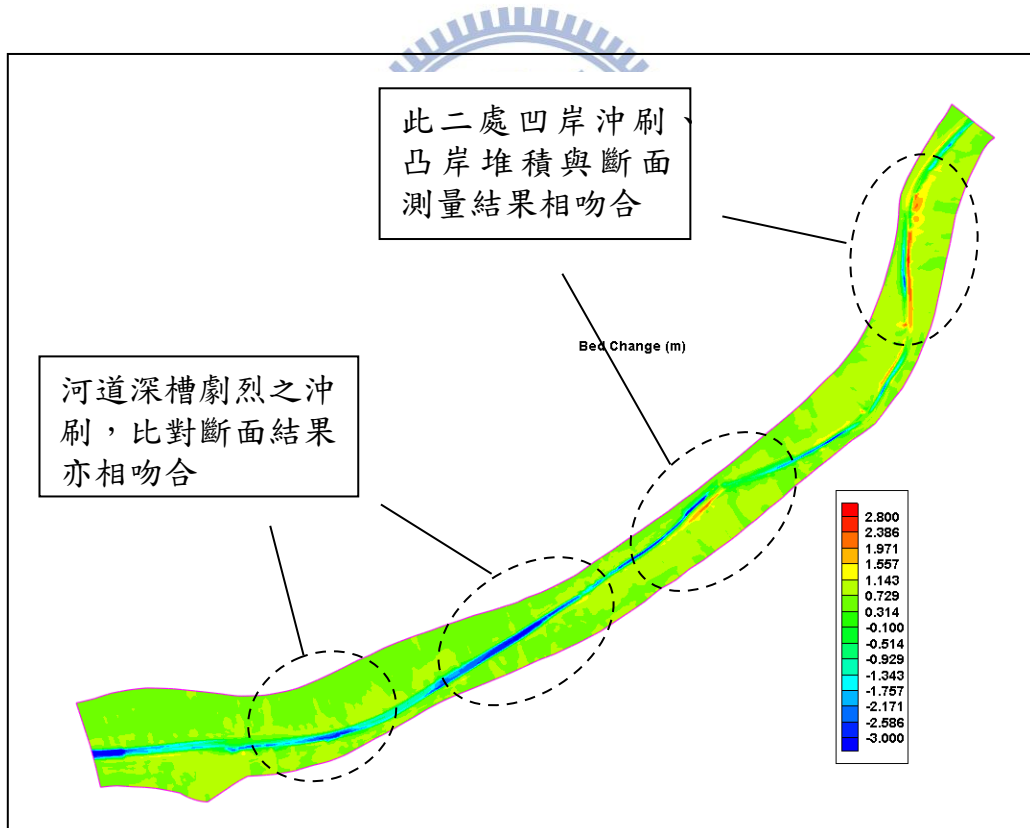


圖 4.37 CCHE2D 模擬 98 年案例終了模擬地形變化圖

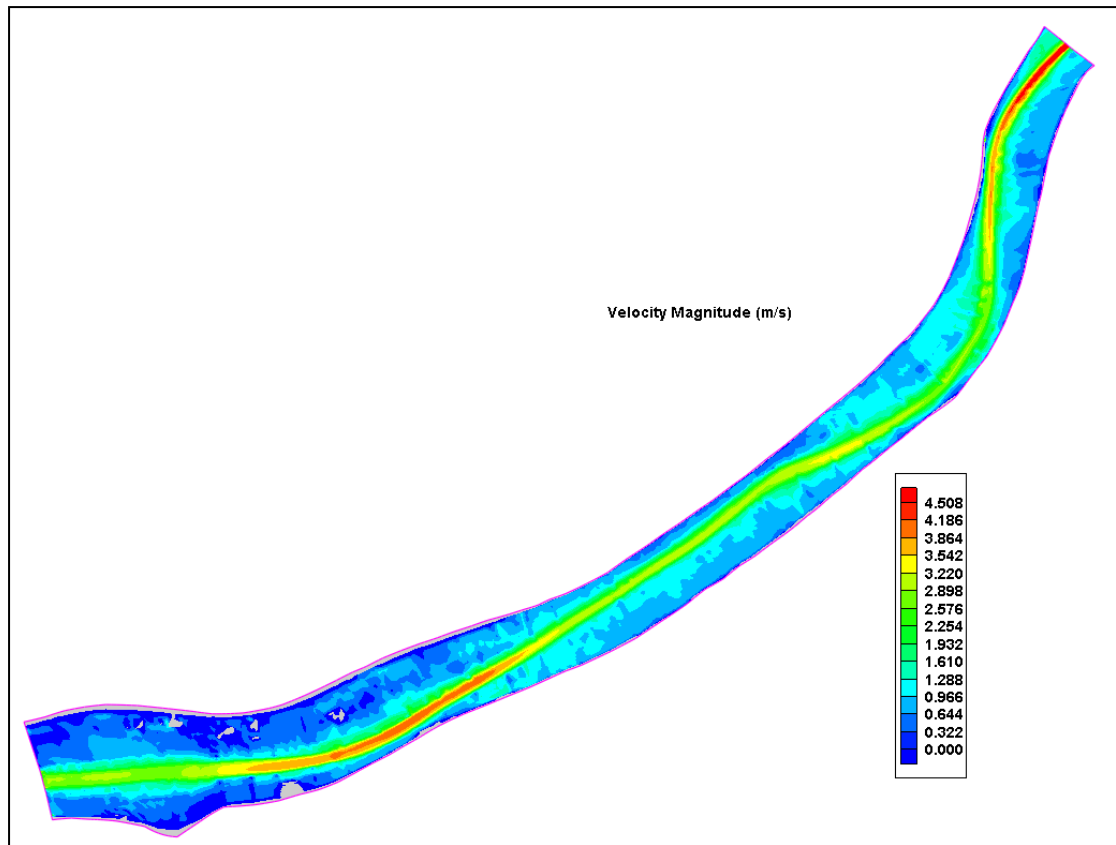


圖 4.38 CCHE2D 模擬 98 年案例洪峰時段流速分佈圖



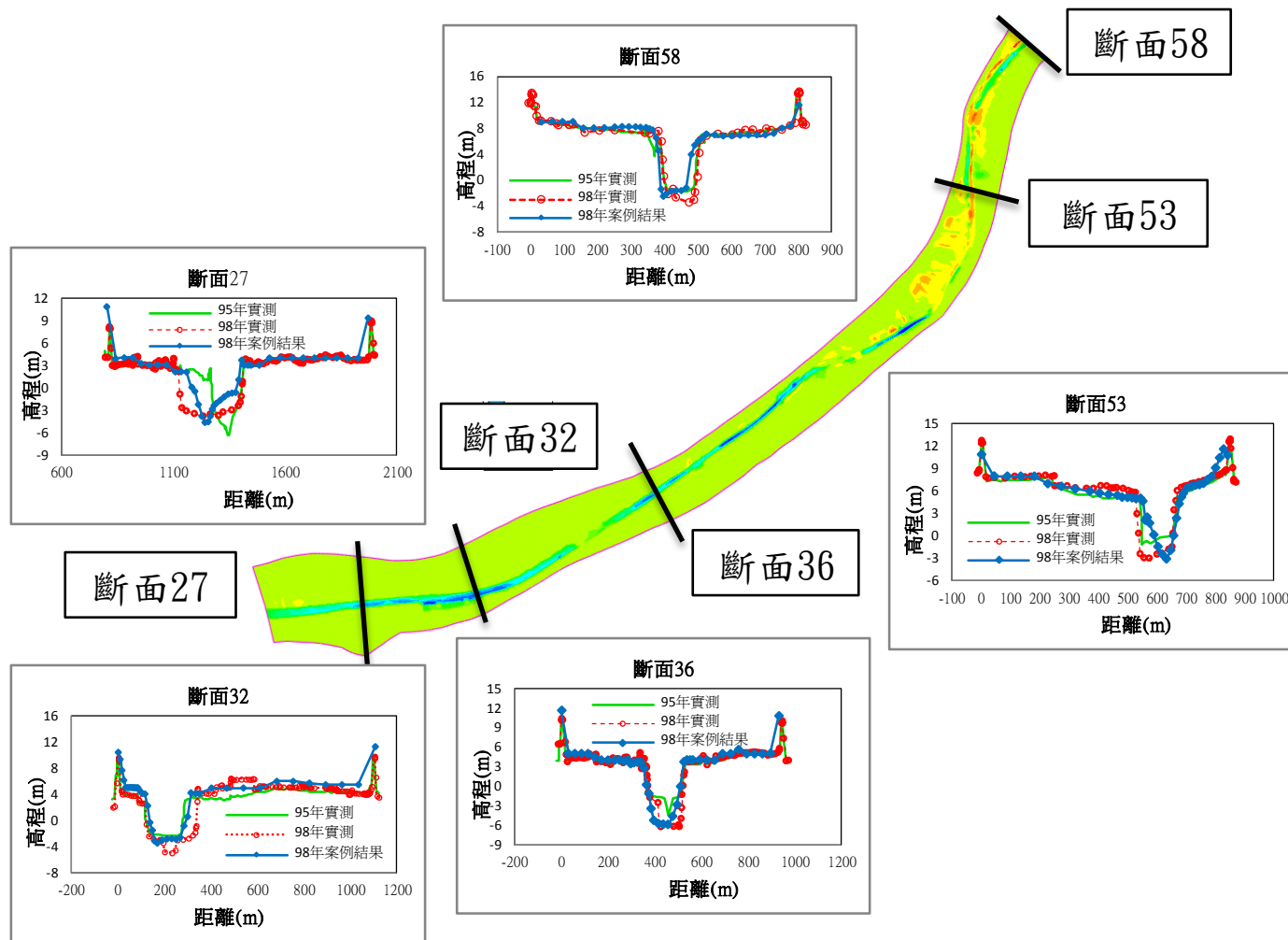


圖 4.39 曾文溪下游 98 年案例結果與大斷面實測資料代表斷面比較圖

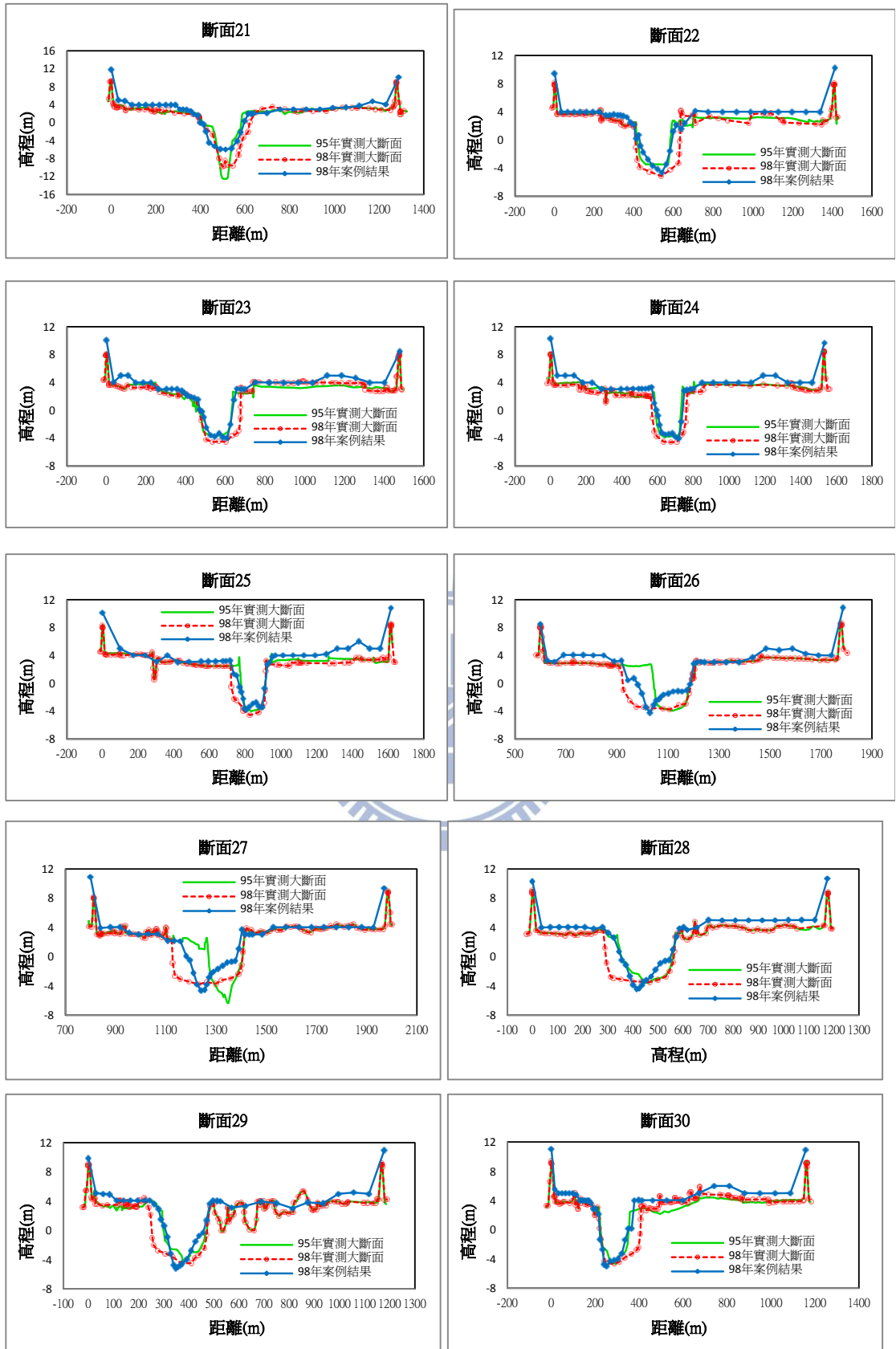


圖 4.40 曾文溪下游 98 年案例結果與大斷面實測資料比較圖(1/4)

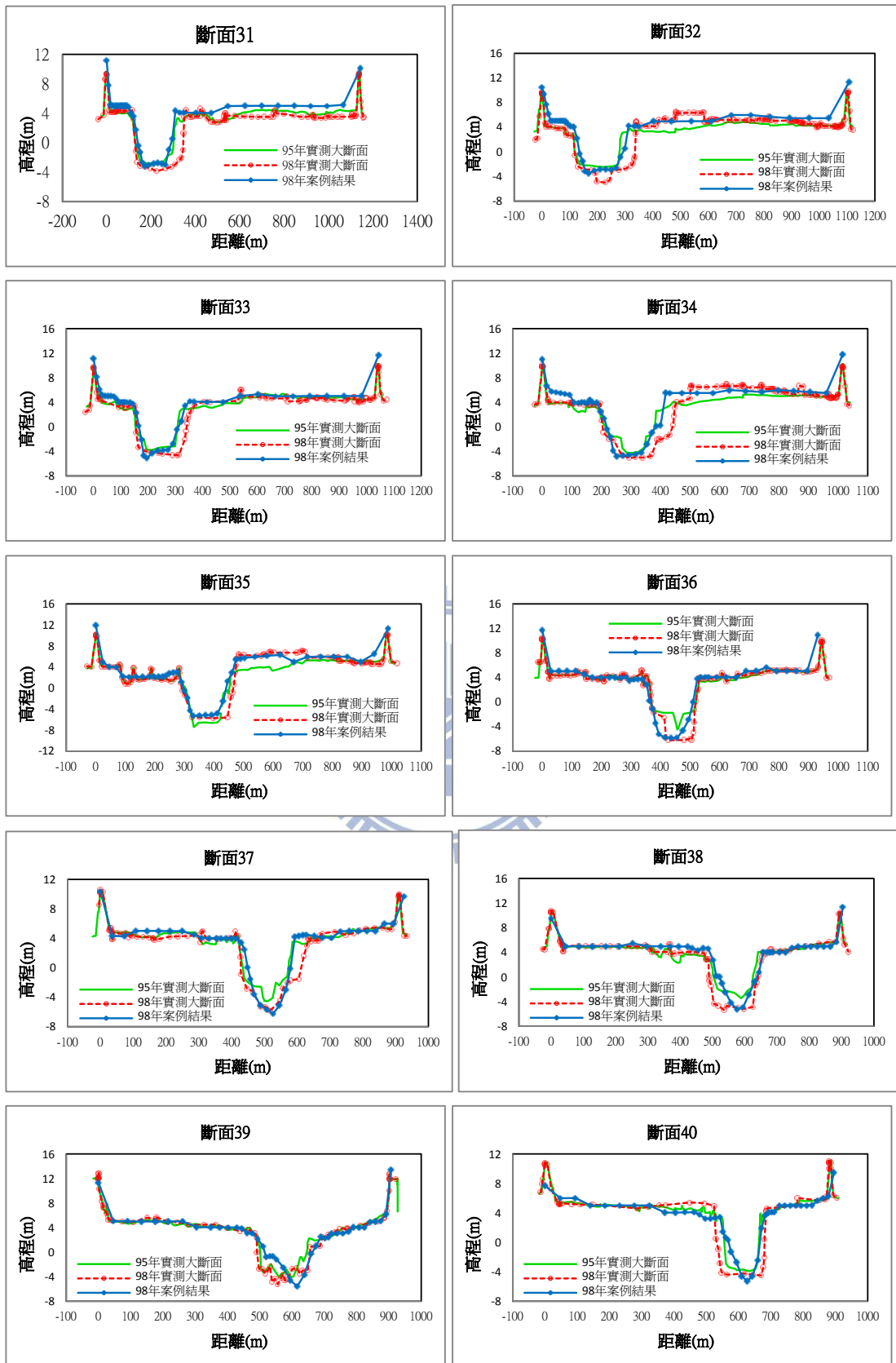


圖 4.41 曾文溪下游 98 年案例結果與大斷面實測資料比較圖(2/4)

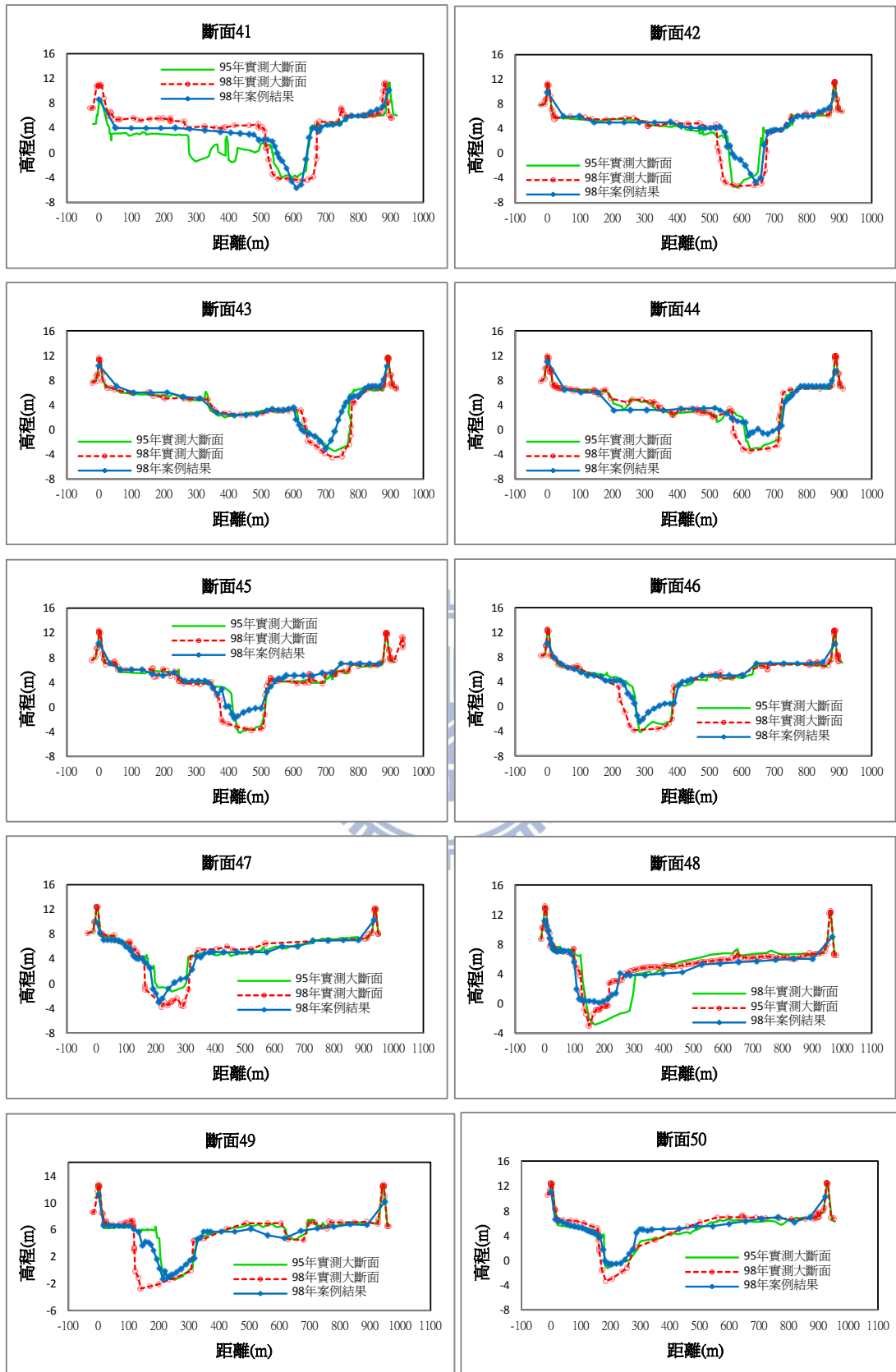


圖 4.42 曾文溪下游 98 年案例結果與大斷面實測資料比較圖(3/4)

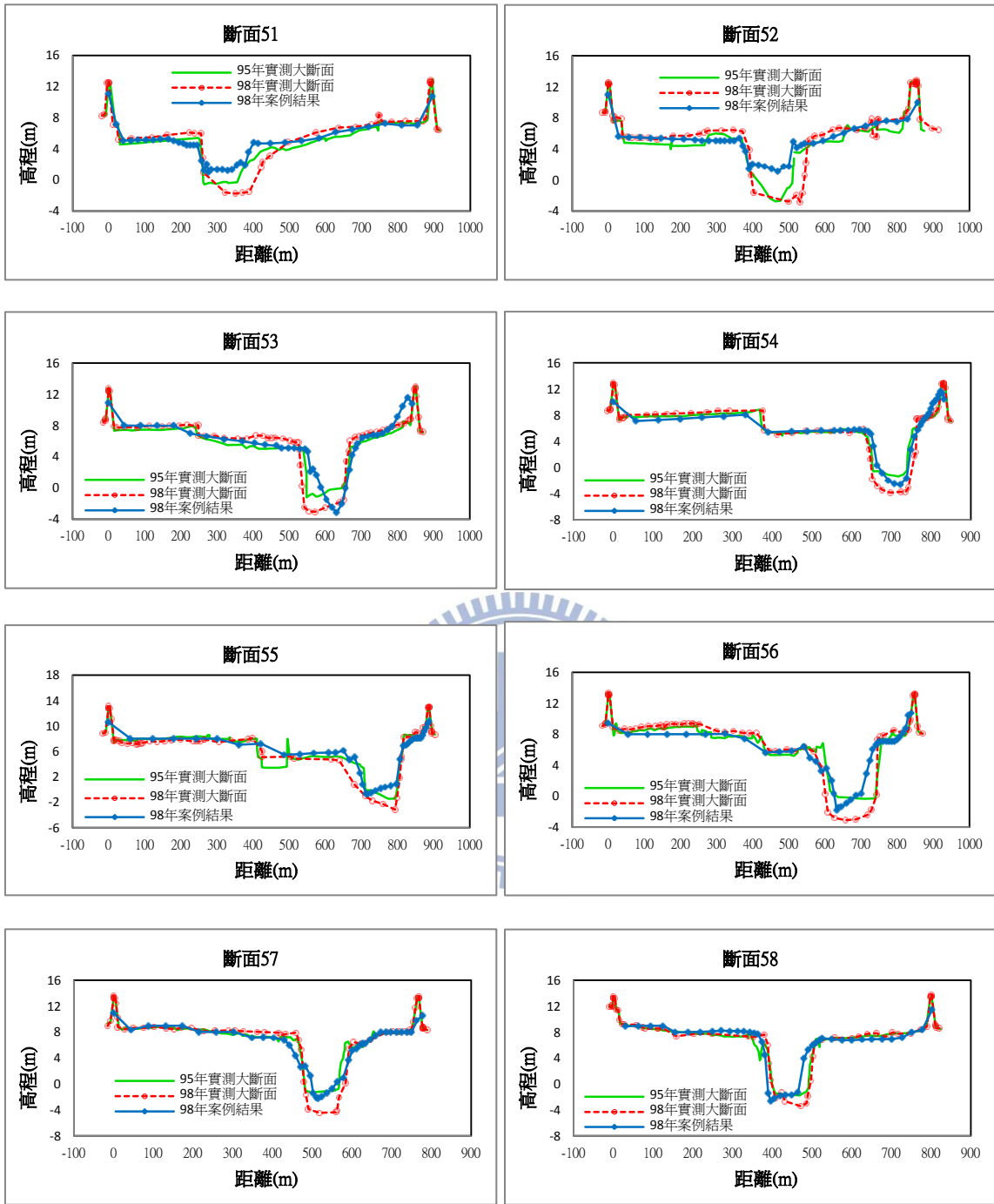


圖 4.43 曾文溪下游 98 年案例結果與大斷面實測資料比較圖(4/4)

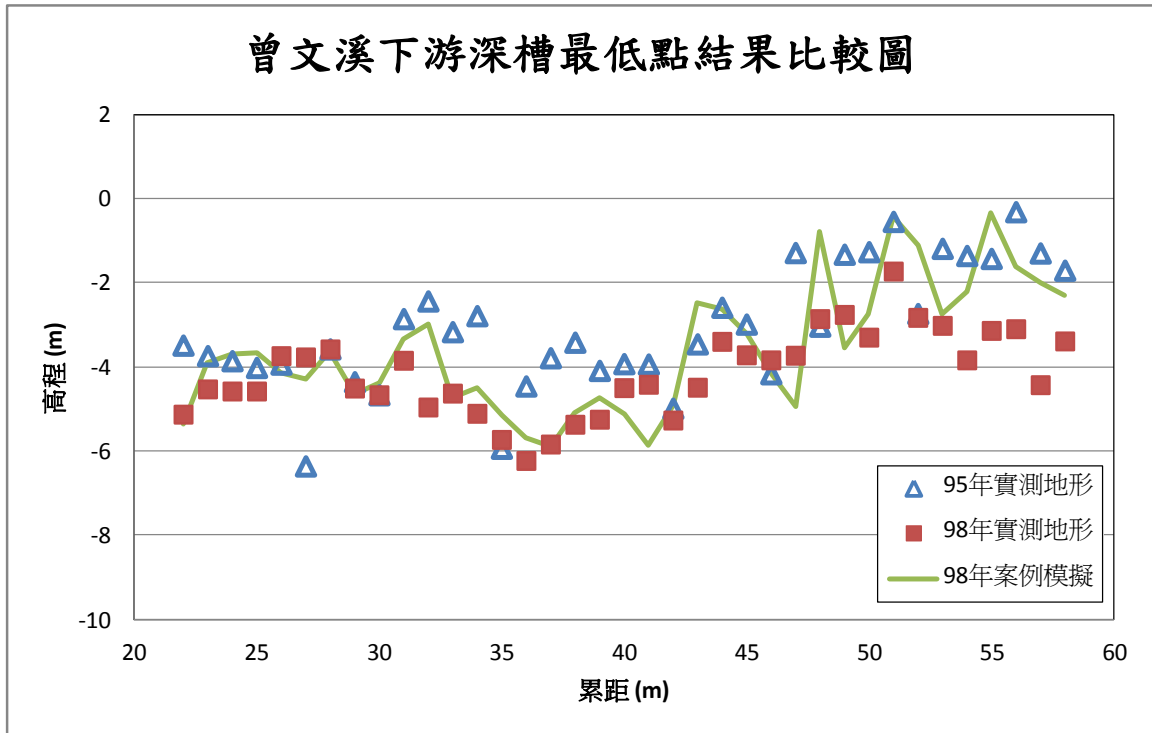


圖 4.44 曾文溪下游 98 年案例模擬深槽最低點與實測資料比較圖



第五章 結論與建議

5.1 結論

本研究探討蜿蜒複式河槽漫淹至洪水平原之溢岸流及僅在深槽之未溢岸流，對河道穩定及深槽變遷的影響。藉由 CCHE2D 動床模式以實驗室 140° 及 180° 單一彎道試驗，了解二次流機制在彎道段的特色；並考慮岸壁沖刷機制，模擬正弦連續彎道河道側向變形的過程；在蜿蜒複式河槽溢岸流的研究中，針對三組不同流量及不同上游來砂條件進行動床模擬，並應用於曾文溪下游麻善大橋至國聖大橋之複式斷面河道，探討不同流況下整體河床沖淤趨勢，提供未來河川治理之參考。以下將本研究獲得之成果作敘述如下。

1. 彎道動床及正弦連續彎道案例模擬結果皆與實測資料趨勢吻合，其中 DHL 及 DLFM 案例之內外岸均方根平均值分別為 0.089 及 0.146，顯示模式能展現蜿蜒彎道底床變動及側向變形之過程及特性。
2. 兩個實驗室彎道的模擬結果可知，二次流在彎道段的底床變化扮演重要的角色，凹凸岸劇烈沖淤的位置位於上游起算四分之一彎道處，沙洲與深潭的位置並不對稱於彎道頂點。此一劇烈沖淤處之凹岸岸壁受到水流直接沖刷，若位於岸壁材質軟弱的地區則造成河岸退縮，於河防安全需多加注意。
3. 由正弦連續彎道案例的結果可以了解，彎曲渠道蜿蜒度增加或減少取決於當時水理流況在彎道段與河槽底床、岸壁材質交互作用後岸壁基腳沖刷、河岸退縮及沙洲淤積位置的結果。水流在彎道段劇烈沖淤位置不對稱於彎道頂點之特性，亦是影響河道蜿蜒形狀的因素

之一。

4. 蜿蜒複式河槽溢岸流的模擬結果符合水深平均之水理現象。由定床水理分析可知，最大流速從上游主深槽凸岸處沿主深槽移動至下游另一個彎道的主深槽凸岸處，而最低流速位於凹岸洪水平原。
5. 在相對水深為 0.5 之大流量案例，洪水平原的流量較大，深槽蜿蜒產生的離心力相對減弱。各斷面模擬結果的深槽最低點都位在渠道中央 0.75m 處，主要流路形成順直之主深槽，顯示水流受蜿蜒深槽影響低。
6. 由溢岸流及未溢岸流之模擬結果可以推測，在未溢岸流情況下的深槽流量對主深槽的側向變形影響最大。當流量漸漸增加為溢岸流之後，流量愈大、相對水深愈大，水流受蜿蜒深槽影響愈低，水流特性會漸漸趨向河道邊界形成之渠道的水流結構。
7. 在現場案例中，將曾文溪下游 95 年及 98 年案例與實測地形資料比較後，可知挑選模擬流量的標準以滿槽流量為依據是可行的作法。捨棄枯水期小流量可以節省模擬時間，提升工作效率。

5.2 建議

由於蜿蜒複式河槽所牽連之相關因素極為複雜，因此本研究不盡完備處或可再深入探討之方向，將陳列如下以供日後參考：

1. CCHE2D 模式之二次流機制僅由平均河寬此單一值來推估，應用在有寬窄變化、曲率半徑不同的現地河川時可能過於簡略，為模式較不足之處。

2. 在設定岸壁沖刷模組中的岸壁臨界剪應力值為重要參數之一，其原始理論是由土壤特性的鈉吸附比、孔隙流體鹽類濃度和電界質擴散來決定，但這些參數取得不易，是否有更簡便的方式可以決定岸壁臨界剪應力值可再研究。
3. 本研究之實驗室案例皆為定量流且單一粒徑的河床質組成，之後可增加其他如變量流、不同級配組成之河床質、變動的底床坡度、有寬窄變化的洪水平原及主深槽等等變因，更加深入了解彼此的關聯。
4. 蜿蜒複式河槽之主深槽和洪水平原交界處流場變化劇烈，渠道剖面不為方正矩形，糙度係數的推估比一般情況較為複雜，在數值模擬上如何設定糙度係數，將實驗成果應用在數值模擬，讓數值模擬更符合實際情形仍是有待研究。
5. 複式河槽因垂直方向有地形變化，水理特性會隨水深不同而變化，此種特性可用有考慮垂直方向變化的三維數值模式進行模擬。而應用在現場案例時，若是能更精確的掌握深槽地形資料及高灘地的地質、土地利用、植生狀況等，將會增強模擬的實用性。
6. 本研究為二維水深平均模式應用於蜿蜒複式河槽的模擬結果。對於颱風期間洪水漫淹至洪水平原後，水流挾帶的泥砂量、水流對於主深槽及兩岸高灘地的影響等均須加強現場觀測資料，可提供數值模擬改進的方向。

參考文獻

1. Ackers, P. and White, W.R. (1973). "Sediment transport: A new approach and analysis." J. of Hydraulics Division, ASCE, 99(HY11), 2041-2060.
2. Alonso, C. V., and Combs, S. T. (1986). "Channel width adjustment in straight alluvial streams." Proc., 4th Fed. Interagency Sedimentation Conf., U. S. GPO, Washington, D. C., 5-31-5-40.
3. Borah, D. K., and Bordoloi, P. K. (1989). "Stream bank erosion and bed evolution model." Sediment Transport Modeling, S. Wnag, ed., ASCE, New York, N. Y., 612-619.
4. Brownlie, W.R. (1981). "Compilation of fluvial channel data: laboratory and field." Rep. No. KH-R-43B, W.M. Keck Lab. of Hydr. and Water Resources, California Institute of Technology, Pasadena, Calif.
5. Bui Minh Duc, Wenka T., and Rodi W. (2004). "Numerical modeling of bed deformation in laboratory channels." J. Hydr. Engrg., ASCE, 130(9). 894-904.
6. Darby, S. E., Alabyan, A. E., and Van de Wiel, M. J. (2002). "Numerical simulation of bank erosion and channel migration in meandering rivers." Water Resource Research, 38(9). 1163.
7. Darby, S. E., and Thorne, C. R. (1996). "Numerical simulation of widening and bed deformation of straight sand-bed rivers." Earth Surface Process and Landforms, 21, 1109-1125.
8. Duc, B.M., Wenka, T., and Rodi, W. (2004). "Numerical modeling of bed deformation in laboratory channels." Journal of Hydraulic Engineering, 130(9): 894 – 904.
9. Engelund F. (1974). "Flow and bed topography in channel bends." J. Hydr. Engrg., ASCE, 100(11), 1631- 1648.
10. Ervine, D. A., Willets, B. B., Sellin, R. H. J., and Lorena, M. (1993). "Factors affecting conveyance in meandering compound flows." J. Hydraul. Eng., 119(12), 1383-1399.

11. Gang Zhao (2007). "Numerical simulation of complex channel flows." Ph.D. Thesis, Univ. of Stanford, Calif, USA.
12. Gessler, D., Hall, B., Spasojevic, M., Holly, F., Pourtaheri, H., and Raphael, N. (1999). "Application of 3D mobile bed, hydrodynamic model." *Journal of Hydraulic Engineering*, 125(7): 737 – 749.
13. Greenhill, R. K., and Sellin, R. H. J. (1993). "Development of a simple method to predict discharges in compound meandering channels." *Proc. I. C. E., Water Maritime and Energy*, 101(1), 37-44.
14. Hanson, G.J., and A. Simon. (2001). "Erodibility of cohesive streambeds in the loess area of the Midwestern USA." *Hydrological Progresses* 15(1): 23-38.
15. Hideo Kikkawa, Syunsuke Ikeda, and Akira Kitagawa. (1976). "Flow and bed topography in curved open channels." *J. Hydr. Engrg., ASCE*, 102(9), 1327- 1342.
16. HR Wallingford (1990). "Sediment transport, the Ackers and White theory revised." Report SR237, HR Wallingford, England.
17. Jang, C.-L. and Shimizu, Y. (2005). "Numerical simulation of relatively wide, shallow channels with erodible banks." *J. Hydr. Engrg., ASCE*, 131(7), 565~575.
18. Jia DD, Shao XJ, Wang H, et al. (2010). "Three-dimensional modeling of bank erosion and morphological changes in the Shishou bend of the middle Yangtze River." *Advances in Water Resources*, Vol 33, 348-360.
19. Jia, Y and Wang, S.S.Y. (1999). "Numerical model for channel flow and morphological change studies", *J. Hydraul. Eng., ASCE*, 125(9), 924-933.
20. Jia, Y., Wang, S., (2001a). "CCHE2D: two-dimensional hydrodynamic and sediment transport model for unsteady open channel Flows over loose bed." National Center for Computational Hydroscience and Engineering. Technical Report No. NCCHE-TR-2001-1, February.
21. Jia, Y., Wang, S., (2001b). "CCHE2D verification and validation tests documentation." National Center for Computational Hydroscience and

Engineering. Technical Report No. NCCHE-TR-2001-2, August.

22. Jia, Y., Wang, S.Y.Y., and Xu, Y. (2002). "Validation and application of a 2D model to channels with complex geometry", *International Journal of Computational Engineering Science*, 3(1) (March 2002), 57-71.
23. Jia, Y., Y., Zhang and S.S.Y., Wang, (2008). "Numerical modeling of bank erosion processes and its field application", *Proceedings of the International Conference of Hydrosience and Engineering*, Nagoya, Japan, September, 9-12, 2008.
24. Kassem, A.A., and Chaudhry, M.H. (2002). "Numerical modeling of bed evolution in channel bends." *Journal of Hydraulic Engineering*, 128(5): 507 – 514.
25. Kovacs, A. E. and Parker, G. (1994). "A new vectorial bedload formulation and its application to the time evolution of straight river channels." *J. Fluid Mech.*, 267, 153-183.
26. Lauer, J.W., and Parker G. (2004). "Modeling channel-floodplain co-evolution in sand-bed streams." *ASCE World Water and Environmental Resources 2004 Congress*, Salt Lake City, June 27-July 1.
27. Laursen, E. (1958). "The total sediment load of streams." *J. of Hydraulics Division, ASCE*, **84** (1), 1530-1–1530-36.
28. Li, L. and Wang, S. S. Y. (1994). "Computational simulation of channel back erosion and retreat." *Tech. Rep., CCHE, Univ. of Mississippi, Oxford, Miss.*
29. Li, L., and Wang, S. S. Y. (1993). "Numerical modeling of alluvial stream bank erosion." *Advances in hydro-science and engineering*, S. S. Y. Wang, ed., University of Mississippi, Oxford, Miss., Vol. 1, 2085-2090.
30. Lorena, M. L. (1992). "Meandering compound flow." *PhD thesis, University of Glasgow, Glasgow, U.K.*
31. Mckeogh, E. J. and Kiely, G. K., (1989). "Experimental study of the mechanisms of flood flow in meandering channel." *Proceedings of the 23rd IAHR Congress, Ottawa, Canada, Vol. B, 491-498.*

32. Meyer-Peter, E. and Mueller, R. (1948). "Formulas for bed-load transport." Report on Second Meeting of IAHR, Stockholm, Sweden, 39-64.
33. Mosselman, E. (1992). "Mathematical modeling of morphological processes in rivers with erodible cohesive banks." Ph.D. thesis, Delft Univ. of Technol., Delft, The Netherlands.
34. Nagata, N., Hosoda, T., and Muramoto, Y. (2000). "Numerical analysis of river channel processes with bank erosion." *J. Hydr. Engrg., ASCE*, 126(4), 243–252.
35. Odgaard, A. J. (1986a). "Meander flow model. I: Development." *J. Hydr. Div., ASCE*, 112(12), 1117- 1136.
36. Odgaard, A. J. (1986b). "Meander flow model. II: Applications." *J. Hydr. Div., ASCE*, 112(12), 1117- 1136.
37. Osman, A. M. and Thorne, C. R. (1988a). "Riverbank stability analysis, I: Theory," *J. Hydraulic Eng., ASCE*, 114(2), 134–150.
38. Osman, A. M. and Thorne, C. R. (1988b). "Riverbank stability analysis, II: Application," *J. Hydraulic Eng., ASCE*, 114(2), 151-172.
39. Partheniades, E. (1965). "Erosion and deposition of cohesive soils" *J. of Hydraulic Division, ASCE*, 91 (1), 105–139.
40. Pizzuto, J. E. (1990). "Numerical simulation of gravel river widening." *Water Resource Research*, 26, 1971-1980.
41. Proffit, G.T. and Sutherland., A.J. (1983). "Transport of nonuniform sediment." *J. of Hydraulic Research*, Vol.21, No.1, 33-43.
42. Rahman, M. M., Nagata, N., and Murata, H. (1997). "Plan form variation of meandering channels with bank erosion." *Proc., 52th Annu. Conf. JSCE, Japan Society of Civil Engineers, Tokyo*, 2, 506–507.
43. Ruther, N., and Olsen, N.R.B. (2005). "Three-dimensional modeling of sediment transport in a narrow 90-degree bend." *Journal of Hydraulic Engineering*, 131(10): 917 – 920.
44. Shimizu Y. and Itakura T. (1989). "Calculation of bed variation in alluvial

- channels.” J. Hydr. Engrg., ASCE, 115(3), 367- 384.
45. Shimizu, Y., Yamaguchi, H., and Itakura, T. (1990). “Three-dimensional computation of flow and bed deformation.” Journal of Hydraulic Engineering, 116(9): 1090 – 1108. doi:10.1061/(ASCE)0733-9429 (1990)116:9(1090).
 46. Shiono, K., and Muto, Y., (1993). “Secondary flow structure for inbank and overbank flows in trapezoidal meandering channels.” Proc., 5th Int. Symp. Of Refined flow Modl. and Turb. Measu., Paris (september), 645-652.
 47. Shiono, K., Muto, Y., Imamoto, H., and Ishigaki, T. (1994). “Flow structure in meandering compound channel for overbank.” Proc. 7th Intl Symp., Application of Laser to Fluid Mechanics, 10-14 July, P. 28.2.1-28.2.8. Lisbon, Portugal.
 48. Shiono, K., and Muto, Y., (1998). “Complex flow mechanisms in compound meandering channels with overbank flow.” J. Fluid Mech., vol. 376, 221-261.
 49. Simons, A., Wolfe, W. J., and Molinas, A. (1991). “Mass wasting algorithm in an alluvial channel model.” Proc., 5th Fed. Interagency Sedimentation Conf., U. S. GPO, Washington, D. C., 8-22-8-29.
 50. Smith, C. D. (1978). “Effect of channel meanders on flood stage in valley.” J. Hydraul. Div., Proc. ASCE, Vol.104, No.HY1, 49-58.
 51. Struiksmas, N. (1983). “Results of movable bed experiments in the DHL curved flume.” Report on Experimental Investigation, Two Rep. No.R657-XVIII/ M1771, Delft Hydraulics Laboratory, Delft, Netherlands.
 52. Struiksmas, N. (1985). “Prediction of 2D bed topography in rivers.” J. Hydr. Engrg., ASCE, 111(8), 1169- 1182.
 53. Struiksmas, N., Olesen K. W., Flokstra, C., and de Vriend, H. J. (1985). “Bed deformation in curved alluvial channels.” J. Hydr. Res., 23(1),57 - 79.
 54. Sun, T., Meakin, P., and Jossang, T. (2001a). “A computer model formeandering rivers with multiple bed load sediment sized, 1, Theory.” Water Resource Research, 37(8), 2227-2241.

55. Sun, T., Meakin, P., and Jossang, T. (2001b). "A computer model for meandering rivers with multiple bed load sediment sized, 2, Computer simulations." *Water Resour. Res.*, 37(8), 2243-2258.
56. Sutmuller, A. M., and Glerum, H. L. (1980). "Description and Evaluation of Measurements Carried out in a Bend Flume with Sand Bend." Rep. No. 14710101, Delft University of Technology, Dept. of Civil Engineering, Delft, The Netherlands.
57. Toebees, G. H., and Sooky, A. A. (1967). "Hydraulics of meandering rivers with flood plains." *Journal of the Waterways and Harbours Division American Society of Civil Engineers* 93, 213-236.
58. Toffaleti, F.B. (1968). "A procedure for computation of the total river sand discharge and detailed distribution, bed to surface." Technical Report No.5, US Army Corps of Engineers, Vicksburg, Miss.
59. Usman Ghani (2010). "Investigation of various sediment and flow parameters upon three dimensional flow using numerical model." Ph.D. Thesis, University of Engineering & Technology, Taxila, Taxila.
60. Wang, G., Xia, J., and Wu, B. (2008). "Numerical simulation of longitudinal and lateral channel deformations in the braided reach of the lower Yellow River." *J. Hydr. Engrg., ASCE*, Vol. 134, No. 8, 1064-1078.
61. Wiele, S. M. (1992). "A computational investigation of bank erosion and midchannel bar formation in gravel-bed rivers." Ph.D. thesis, Univ. of Minnesota, Minneapolis, Minn.
62. Willetts, B. B., and Hardwick, R. I. (1993). "Stage dependency for overbank flow in meandering channels." *Proc. Insitute of civil Engineers water Maritime and Energy*, 101, P.45-54.
63. Wormleaton, P.R., Sellin, R.H.J., Bryant, T., Loveless, J.H., Hey, R.D. and Catmur, S.E. (2004). "Flow structures in a two-stage channel with a mobile bed." *J. Hydraul. Res.*, 42, 145–162.
64. Wu, W., and Wang, S. S.Y. (1999). "Movable bed roughness in alluvial rivers." *J. Hydr. Eng., ASCE*, 125(12), 1309-1312.

65. Wu, W., Rodi, W., and Wenka, T. (2000). "3D Numerical modeling of flow and sediment transport in open channels." *J. Hydraul. Eng.*, 126(1), 4–15. doi:10.1061/(ASCE)0733-9429(2000)126:1(4).
66. Wu, W., Wang, S.S.Y., and Jia, Y. (2000). "Nonuniform sediment transport in alluvial rivers." *J. Hydr. Res., IAHR*, 38(6), 427-434.
67. Wu, W.M. (2001) "CCHE2D sediment transport model", Technical Report No. NCCHE-TR-2001-3, National Center for Computational Hydroscience and Engineering, The University of Mississippi.
68. Wu, W. and Wang, S.S.Y. (2003). "Selection and evaluation of nonuniform sediment transport formulas for river modeling." *Proc. XXXth IAHR Congress, Thessaloniki, Greece.*
69. 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), 241–257.
70. Wu, W. and Wang, S. S. Y. (2004b). "Depth-averaged 2-D calculation of tidal flow, salinity and cohesive sediment transport in estuaries," *Intl. J. Sediment Res.*, 19(3), 172–190.
71. Yang, C.T. (1973). "Incipient motion and sediment transport" *J. of Hydraulics Division, ASCE*, 99(HY10), 1679-1704.
72. Yeh, K. C., and Kennedy J. F. (1993). "Moment model of nonuniform channel-bend flow. II: erodible beds." *J. Hydr. Engrg., ASCE*, 119(7), 796-815.
73. Yen, C. L. and Lee, K. T. (1995). "Bed topography and sediment sorting in channel bend with unsteady flow," *J. Hydraulic Eng., ASCE*, 121(8), 591–599.
74. Zeng, J., Constantinescu, G., Webber, L. (2008). "A 3D nonhydrostatic model to predict flow and sediment transport in loose-bed channel bends." *J. Hydr. Res.* 46(3), 356–372.
75. 連和政(1999),「二維水深平均模式應用於彎道水流與泥沙運移模擬之研究」, 國立交通大學土木工程學系博士論文, 台灣新竹。

76. 許至璵(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,台灣新竹。
77. 李振豪(2006),「蜿蜒複式斷面水流水理特性之研究」,國立嘉義大學土木與水資源工程學系學系碩士論文,台灣嘉義。
78. 姜志學(2008),「粗糙洪水平原之蜿蜒複式斷面水流特性之研究」,國立嘉義大學土木與水資源工程學系學系碩士論文,台灣嘉義。
79. 張益家(2005),「二維彎道動床模式之發展研究」,國立交通大學土木工程學系碩士論文,台灣新竹。
80. 李懷恩(2007),「深槽蜿蜒之複式斷面直渠之水理研究」,國立成功大學水利及海洋工程學系碩士論文,台灣台南。
81. 姜世偉(2011),「河岸退縮數值計算模式之發展與應用」,國立交通大學土木工程學系博士論文,台灣新竹。
82. 李懷恩(2007),「深槽蜿蜒之複式斷面直渠之水理研究」,國立成功大學水利及海洋工程學系碩士論文,台灣台南。
83. 經濟部水利署水利規劃試驗所(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」,台灣台中。
84. 經濟部水利署第六河川局(2007),「曾文溪及鹽水溪河床變動與防洪分析研究」,台灣嘉義。
85. 經濟部水利署水利規劃試驗所(2012),「深槽流量增加對河床沖刷與河道變遷之影響(2/2)」,台灣台中。
86. 經濟部水利署水利規劃試驗所(2010),「曾文溪治理規劃檢討-水文分析」,水規所,台灣台中。