

# 國立交通大學

土木工程學系  
碩士論文

水平二維動床模式於複式河槽洪水位壅高之研究

Study on 2-D Depth-Averaged Mobile Bed Model with Water  
Stage Variations in Compound Channel River

學生：廖仲達

指導教授：葉克家 博士

中華民國九十五年八月

# 水平二維動床模式於複式河槽洪水位壅高之研究

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

## 中文摘要

台灣下游段河川多為主深槽與相鄰高灘地所構成之複式河槽，在平時枯水時期僅主深槽有基流量之水流動，當汛期洪水來臨時，水位將從主深槽上升漫過高灘地，此主深槽與高灘地間底床粗糙度之變化勢必對洪水位壅高造成影響，而台灣河川中下游兩岸人口密集，此洪水位壅高之影響評估對於防洪安全實屬刻不容緩之研究課題。

本研究以許（2002）發展之二維顯式有限解析法模式為基礎，程式處理技巧方面參考蔡氏等（2000）提出一套乾濕點修正方式，在演算流程上有所不同，並將乾濕點修正判斷方式精簡為八種類型，克服模擬現況變量流案例水位升降所遭遇之乾濕點問題。以實驗室及曾文溪中下游河段為模擬對象，探討高灘地糙度改變對洪水位壅高之影響。

由模擬結果得知，水位能夠符合實際流況在主深槽與高灘地間升降。藉由高灘地不同糙度之改變，可看出改變糙度之區域沿程水位有明顯抬升。而水位上升程度隨著高灘地糙度增加而增加，當流量加大時，上升值亦隨之增加；從上升百分比來看，實際案例中水位最大可上升到平均水深之 7%，此上升程度對於防洪安全具有一定之風險性。

**關鍵字：**水深平均模式、動床模式、複式河槽、糙度

# **Study on Water Stage Variations of Compound-Channel Rivers Using 2-D Depth-Averaged Mobile-Bed Model**

Student: Chung-Ta Liao

Advisor: Keh-Chia Yeh

Department of Civil Engineering

National Chiao-Tung University

## **Abstract**

The cross-section of downstream natural rivers is usually composed of a deep main channel and adjacent shallow floodplains. During the low flow period, water only flows in the main channel, while during the flood season, the floodplains would be inundated. The differences of roughness at the deep main channel and the floodplain cause the variations of flood stages. In Taiwan, the middle and lower reaches of the rivers are densely populated. The study of flood stage variations of compound channels and the changes of roughness at the main channel and floodplains are important and urgent topic in the study of flood prevention.

In this study, a mobile-bed numerical model using the explicitly finite analytic method developed by Hsu in 2002 is adopted to simulate the flood stage variations in the compound channels. A wetting and drying treatment method is built into the model to overcome the dry-bed problem. It is based on Tsai's (2000) theory which is different in algorithm and simplified to eight types. The model is applied to study the effect of the changes of roughness at the main channel and floodplains on flood stage variations of Tseng-Wen Creek, Taiwan.

From the simulated results, the water surface can rise and fall between the main channel and the floodplain. By changing the roughness of the floodplain, the water level rises with increasing roughness and

discharge, respectively. In terms of percentage of rise of water stage in the study reach of Tseng-Wen Creek, the maximum increase of water stage is 7% of the average depth; which results in the high risk in flood prevention.

**Keywords:** depth-averaged model, mobile-bed model, compound channel, roughness.



# 目錄

中文摘要.....	i
Abstract.....	ii
目錄.....	iv
表目錄.....	vii
圖目錄.....	viii
符號說明.....	xi
第一章 緒論.....	1
1.1 前言.....	1
1.2 文獻回顧.....	2
1.2.1 水理與輸砂數值模式回顧.....	2
1.2.2 乾濕點處理技巧文獻回顧.....	4
1.2.3 複式河槽相關文獻回顧.....	7
1.3 研究目的.....	8
1.4 研究方法.....	8
第二章 理論基礎.....	11
2.1 水理控制方程式.....	11
2.1.1 水深平均控制方程式.....	11
A. Leibnits法則.....	12
B.自由水面邊界條件.....	12
C.底床邊界條件.....	12
D.流速剖面.....	13
2.2 輸砂控制方程式.....	13
2.2.1 輸砂輔助關係式.....	14
2.2.1.1 非黏性沈滓輔助關係式.....	14

A.河床載通量 ( $q_b$ )	14
B.懸浮載源 ( $S$ )	15
D.作用層源 ( $S_f$ )	17
2.2.1.2 黏性沈澱輔助關係式	17
A.沈降速度 ( $W_s$ )	18
B.沈淤速率 ( $Q_d$ )	18
C.沖刷速率 ( $Q_e$ )	18
第三章 數值方法	20
3.1 有限解析法簡介與特點	20
3.2 水理方程式數值方法	21
3.3 輸砂方程式數值方法	22
3.3.1 懸浮載質量守恆方程式之離散化	22
3.3.2 河床載質量守恆方程式之離散化	24
3.3.3 Newton-Raphson法	24
3.4 乾濕點處理技巧	25
第四章 模擬案例	32
4.1 實驗室案例模擬	32
4.1.1 複式斷面水位升降動床測試模擬	32
4.1.2 複式斷面高灘地粗糙度改變模擬	32
4.2 實際案例模擬	33
4.2.1 颱風事件模擬	33
4.2.2 頻率年模擬	33
第五章 模擬結果分析與討論	41
5.1 實驗室案例分析	41
5.1.1 複式斷面水位升降動床測試分析	41

5.1.2 複式斷面高灘地粗糙度改變分析 .....	41
5.2 實際案例分析.....	43
5.2.1 颱洪事件模擬結果分析.....	43
5.2.2 頻率年模擬結果分析.....	44
第六章 結論與建議 .....	68
6.1 結論.....	68
6.2 建議.....	69
參考文獻.....	70
附錄 乾濕點修正方式 .....	75



## 表目錄

表 4.1 實際案例床質粒徑比例 .....	35
表 4.2 各頻率年洪峰流量 .....	35
表 5.1 國科會「水庫洩洪對下游淹水影響之研究」整合型計畫模擬溢流區段.....	46





## 圖目錄

圖 1.1 inverse Preissmann's slot示意圖 .....	10
圖 1.2 複式斷面四大區塊 .....	10
圖 3.1 顯式有限解析法特性線示意圖 .....	29
圖 3.2 一維空間之沈澱移流軌跡示意圖 .....	29
圖 3.3 乾濕點判斷示意圖 .....	30
圖 4.1 實驗室案例模擬複式斷面剖面圖 .....	36
圖 4.2 實驗室案例模擬格網點圖 .....	36
圖 4.3 實驗室案例模擬複式斷面立體圖 .....	37
圖 4.4 實驗室案例模擬上游邊界條件 .....	37
圖 4.5 實驗室案例模擬下游邊界條件 .....	38
圖 4.6 現況案例模擬範圍 .....	38
圖 4.7 現況案例模擬格網點圖 .....	39
圖 4.8 模擬海棠颱風上游邊界條件 .....	39
圖 4.9 模擬海棠颱風下游邊界條件 .....	40
圖 4.10 模擬海棠颱風上游入砂條件 .....	40
圖 5.1 變量流測試案例水位沿程立體圖 $t=0\text{min}$ .....	47
圖 5.2 變量流測試案例水位沿程立體圖 $t=4\text{min}$ .....	47
圖 5.3 變量流測試案例水位沿程立體圖 $t=12\text{min}$ .....	48
圖 5.4 變量流測試案例水位沿程立體圖 $t=48\text{min}$ .....	48
圖 5.5 變量流測試案例 $t=48\text{min}$ 底床高程立體圖 .....	49
圖 5.6 實驗案例底床縱剖面圖 $t=4\text{min}$ .....	49
圖 5.7 實驗案例底床縱剖面圖 $t=12\text{min}$ .....	50
圖 5.8 實驗案例底床縱剖面圖 $t=36\text{min}$ .....	50
圖 5.9 實驗案例底床縱剖面圖 $t=48\text{min}$ .....	51

圖 5.10	懸浮質濃度沿程變化 .....	51
圖 5.11	$q=0.08\text{cms/m}$ , $n=0.017$ 水位沿程立體圖 .....	52
圖 5.12	$q=0.08\text{cms/m}$ , $n=0.017$ 水平方向流速分佈圖(1/2) .....	52
圖 5.13	$q=0.08\text{cms/m}$ , $n=0.017$ 水平方向流速分佈圖放大(2/2) .....	53
圖 5.14	$q=0.08\text{cms/m}$ , $n=0.017$ 流速分佈剖面圖 .....	53
圖 5.15	$q=0.08\text{cms/m}$ , $n$ 改變流速分佈剖面圖 .....	54
圖 5.16	$q=0.08\text{cms/m}$ 高灘地糙度改變斷面剖面圖 .....	54
圖 5.17	水位上升值與曼寧 $n$ 值關係圖 .....	55
圖 5.18	水位上升百分比與曼寧 $n$ 值關係圖 .....	55
圖 5.19	曾文溪模擬海棠颱風案例_基流量下穩態速度向量分佈 .....	56
圖 5.20	基流量下穩態速度向量分佈 (局部放大 1/3) .....	56
圖 5.21	基流量下穩態速度向量分佈 (局部放大 2/3) .....	57
圖 5.22	基流量下穩態速度向量分佈 (局部放大 3/3) .....	57
圖 5.23	曾文溪模擬海棠颱風案例_新中測站水位比較 .....	58
圖 5.24	曾文溪模擬海棠颱風案例_水位沿程縱剖面圖 .....	58
圖 5.25	曾文溪模擬海棠颱風案例_水位沿程立體圖 $t=0\text{hr}$ .....	59
圖 5.26	曾文溪模擬海棠颱風案例_水位沿程立體圖 $t=2\text{hr}$ .....	59
圖 5.27	曾文溪模擬海棠颱風案例_水位沿程立體圖 $t=10\text{hr}$ .....	60
圖 5.28	曾文溪模擬海棠颱風案例_水位沿程立體圖 $t=22\text{hr}$ .....	60
圖 5.29	曾文溪模擬海棠颱風案例_水位沿程立體圖 $t=48\text{hr}$ .....	61
圖 5.30	曾文溪模擬海棠颱風案例_水位沿程立體圖 $t=70\text{hr}$ .....	61
圖 5.31	曾文溪模擬海棠颱風案例_模擬後底床沖淤趨勢 .....	62
圖 5.32	曾文溪模擬海棠颱風案例_底床沖淤剖面 $I=1$ .....	62
圖 5.33	曾文溪模擬海棠颱風案例_底床沖淤剖面 $I=27$ .....	63
圖 5.34	曾文溪模擬海棠颱風案例_底床沖淤剖面 $I=37$ .....	63

圖 5.35	曾文溪模擬海棠颱風案例_底床沖淤剖面I=95.....	64
圖 5.36	曾文溪模擬海棠颱風案例_底床沖淤剖面I=115.....	64
圖 5.37	曾文溪模擬Q200_模擬後底床沖淤趨勢 .....	65
圖 5.38	曾文溪模擬Q200 高灘地不同糙度_底床縱剖面圖 .....	65
圖 5.39	曾文溪模擬Q200 高灘地不同糙度_底床縱剖面圖放大 .....	66
圖 5.40	曾文溪模擬Q200 高灘地不同糙度案例_I=123 斷面剖面.....	66
圖 5.41	曾文溪實例水位上升值與糙度關係圖 .....	67
圖 5.42	曾文溪實例水位上升百分比與糙度關係圖 .....	67



## 符號說明

$b_s$  : 二次流比例係數

$C$  : 懸浮質濃度

$c_a$  : 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

$DBTV$  : 乾床傳遞速度

$E_m$  : 作用層厚度

$f$  : Darcy Weisbach 係數

$F$  : 體力 (body force)

$g$  : 重力加速度

$g^{mm}$  : 逆變 (contravariant) 之公制係數

$g_{mm}$  : 協變 (covariant) 之公制係數

$h$  : 水深

$h_w$  : 參考水深

$k$  : von Karman 係數

$\min\_DBTV$  : 最小乾床傳遞速度

$n$  : 曼寧糙度係數

$ND$  : 水深

$NU$  :  $\xi$  方向之速度

$NV$  :  $\eta$  方向之速度

$p$  : 孔隙率

$P$  : 壓力

$q$  : 單位寬度流量

$q_b$  : 河床載通量



$r_a$  : 曲率半徑

$s$  : 砂比重

$S$  : 懸浮載源

$S_f$  : 作用層源

$t$  : 時間

$u$  : 主流流速

$\bar{u}$  : 水深平均主流流速

$\overline{u_{ns}}$  : 自由水面之二次流流速

$v$  : 側向流速

$\bar{v}$  : 水深平均側向流速

$w_k$  : 粒徑  $k$  之沈降速度

$Z_b$  : 底床高程

$Z_s$  : 水面高程

$\beta$  : 粒徑百分比

$\delta$  : 距底床之深度

$\rho$  : 為流體密度

$\rho_s$  : 泥砂密度

$\tau$  : 底床剪應力

$\mu$  : 動力黏滯係數

$\xi$  : 水流方向

$\eta$  : 水流側方向

$\Delta x$  : 空間間距

$\Delta t$  : 時間間距



註 1 : 壅高百分比 =  $\frac{\text{高灘地平均水位} - \text{主深槽平均水位}}{\text{主深槽水深}} \%$

註 2：上升百分比 =  $\frac{\text{改變不同n之斷面平均水位} - \text{n為基準之斷面平均水位}}{\text{n為基準之斷面平均水深}} \%$



# 第一章 緒論

## 1.1 前言

由於受到地質條件年輕與颱風季降雨時間短暫集中等地文、水文因子的影響，造成台灣河川具有上游段坡陡流急，下游段蜿蜒且高灘地密佈之特性，整體河床之沖淤變化亦較為劇烈，相較於國外終年流速緩慢且坡度平緩之河川特性有很大差異。一般一維動床模式在模擬河道水理及底床沖淤現象時，由於僅考慮斷面平均之概念，對於局部地區水面高度不同、水平方向流速分佈、底床高程變化等現象無法有更細部之探討，由於具有不同特性，若透過水平二維模式之模擬將能使此局部特性做進一步之呈現。

而台灣下游段河川多為主深槽與相鄰高灘地所構成之複式河槽，加上枯水期與汛期降雨時間分佈不同之特性，在平時枯水時期僅主深槽有基流量之水流動，當汛期洪水來臨時，水位將從主深槽上升漫過高灘地，而高灘地多佈滿植生與雜草，且所占河寬比例相對主深槽來的大許多，此主深槽與高灘地間底床粗糙度之變化勢必對洪水位壅高造成影響，且可能隨著高灘地所占面積不同，導致水位壅高之程度也不同，對於台灣河川中下游兩岸人口密集，此洪水位壅高之影響評估對於防洪安全實屬刻不容緩之研究課題。

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，主深槽流速明顯比高灘地大，其流速差異使得交界面產生較強之剪力及動量交換，若主深槽流速再加大，則可能在高灘地及主深槽間產生環流作用。就簡化之水平二維數值演算而言，洪水漲退過程中，水位將通過主深槽與高灘地之交界，此牽涉乾濕點計算之技巧與可能



發生數值不穩定現象，在模擬現況案例時尤其明顯，如進一步考慮泥沙輸運及河床變遷行為，則將使問題更形複雜。許多文獻中關於乾濕點處理技巧多半著重於起始乾床與潰壩問題之處理，對於河道中變量流水位升降之處理技巧描述並不多見，此處理技巧之研究對現況案例模擬因遭遇乾濕點而發散問題將有所解決。

## 1.2 文獻回顧

### 1.2.1 水理與輸砂數值模式回顧

長久以來科學家為了解決問題，將自然現象做一些簡化與假設，推導出某些數學方程式來說明自然界存在的物理現象，這些數學方程式多半是非線性且難以求解其解析解，必須透過進一步的近似假設來趨近其值，因而有了數值方法。隨著科技與電腦技術的進步，這些原本需要龐大計算量計算的求解方法，透過電腦程式語言的撰寫而省事許多，因而演變為數學模式。現今，數學模式已成為科學家與工程師解決分析問題的利器，雖然這些數學模式僅基於某些簡化與假設，與複雜的現實狀態或許有很多差距，但科學家們無不想盡辦法使其更趨近現實狀態，讓數學模式有其價值存在。

在天然河川水理模式方面，一般模擬時假設水流為淺水流 (shallow water flow)，並忽略科氏力、風力與水深方向作用力之變化，儘管這類水深平均模式對於水面變化較大之湧浪流場、感潮河段海岸、水庫等可能不盡適用，但大多數河川模擬，水深平均模式還是存在著其實用之價值。

目前國內外常見應用於河川及水利工程領域之數值模式主要以一維、擬似二維、水平二維為主，一維模式以斷面平均為概念，假設流速均勻分佈在通水斷面積上，即每個計算斷面僅有一個代表流速，



且同一通水斷面的水位都相等；水平二維模式則以計算點為概念，求解水平方向之速度分量  $u$ 、 $v$ ，同時求解計算點之水深，因此每個計算斷面其水位不見得相等，且能夠有水平方向水流速度之分佈狀態，相較一維模式分析問題更加嚴謹。常見的商用水理模式有 HEC-RAS (U.S. Army Corps of Engineers)、SOBEK (WL | Delft Hydraulics) 等，美國工兵團之 HEC-RAS 模式原先為一定量流水理演算模式，近年又增加模擬變量流之功能，且可處理亞臨界流、超臨界流流況之演算，但根據筆者經驗於變量流流況模擬有些瑕疵，在超、亞混合流況下之變量流模擬仍有些許不完善，但模式視窗化介面、自動圖表繪製展示及免費下載為此模式普遍應用之優點；SOBEK 模式為荷蘭所研發之整合型系統模式，該模式包含了水流 (water flow)、降雨徑流 (rainfall-runoff)、漫地流 (overland flow)、泥砂傳輸 (sediment transport)、水質 (water quality) 等模組，其特色為可系統化地模擬一連串不同機制之模組，將其串連以讓使用者利於分析決策問題，但該商業模式收費昂貴，且有部份模組尚未開發完整。

動床模式方面，由於輸砂理論相較水理來得複雜許多，必須要透過實驗與經驗公式配合質量守恆概念來說明複雜的輸砂運動，一般模式會採用河床質載計算與推移載 (bed load)、懸浮載 (suspended load) 分開計算這兩種方式。推移載為在河床上滾動或跳動之輸砂量，懸浮載則為懸浮在水體中之輸砂量，兩者有不同之運動機制，因此許多模式會將此分開考量計算。

常見的動床模式如 HEC-6 (U.S. Army Corps of Engineers)、GSTAR (Molinas & Yangs, 1986)、NETSTARS (李氏, 1996)、TABS2 (Thomas & Mcanally, 1985)、MIKE-21 (DHI, 1993) 等各有其理論背景及適用性。美國工兵團之 HEC-6 模式以斷面平均之一維概念，

水理方面求解能量方程式，輸砂方面僅考慮河床質載，適用於簡單且變化不大之長期河道沖淤模擬，由於使用簡單，為早期一般工程師普遍應用之模式。美國墾務局 GSTARS 模式引入流管 (stream tube) 之概念，將斷面平均之一維模式透過流管間交換機制而形成所謂擬似二維模式之概念，而水理方面為擬似變量流 (quasi steady)，因此無法有洪水傳遞過程之模擬，輸砂部份有多組輸砂公式可選擇，Meyer-Peter & Muller, Yang's Formula 等。NETSTARS 模式以 GSTARS 為基礎，增加模擬辮狀河系之功能，另外對擬似變量流部份修正使其可模擬洪水傳遞過程。由於實用需要與電腦計算技術的進步，水平二維模式在現地案例應用上亦逐漸普遍，TABS2 模式採用有限元素法，在建構不規則邊界河道格網點時較方便，該模式可處理污染傳輸與泥砂運移等問題，但對於粒徑級配、篩分與護甲作用等機制描述仍不夠嚴謹。丹麥水工試驗所 MIKE-21 模式為一河口、港灣及海洋之整合模式系統，可考量河口之潮汐、波浪等因素，在泥砂運移模組方面，僅著重於濃度擴散之計算，對於河口淤積、沖刷、底床變動等評估亦不夠嚴謹。國內尚有蔡氏 (1993)、楊氏 (1998) 等進行動床數值模式之研發，亦有不錯之成果。

### 1.2.2 乾濕點處理技巧文獻回顧

許多求解一維及二維淺水波方程式之數值方法是基於某種連續傳遞之物理訊息，這些連續物理訊息在計算區域 (computational domain) 裡必須依靠計算點 (computational point) 來銜接，當計算點為無水狀態或水深很小造成連續傳遞之物理訊息無法傳遞時，即可能會產生數值計算之奇異點 (singularities) 而導致數值發散。天然河川多為蜿蜒且底床地形不規則之河道，在模擬變量流之洪水位歷線時，其洪水位升降之過程將使得整個計算區域產生局部乾濕點交會之狀

態，在無特別程式及數值技巧處理之情況下，模式將可能因此數值發散無法收斂。

一維水理模式之乾濕點問題即所謂低流量、水深時造成模式無法模擬之問題，Meselhe and Holly (1993) 將動量控制方程式中之慣性項省略，並給定一微小水深於發生乾床之計算點，成功模擬一變量流灌溉渠道，但模擬之空間間距 ( $\Delta x$ ) 與時間間距 ( $\Delta t$ ) 必須謹慎選擇，否則仍有數值發散之疑慮，因此適用性仍有待評估。

另外許多學者使用 inverse Preissmann's slot 技巧 (以下簡稱 IPS) 來處理一維水理模式乾濕點數值發散問題。所謂的 IPS 是指在原河道斷面假設一非常狹小的狹縫，並沿著河道向下游，如圖 1.1，由於狹縫寬度與實際斷面寬度的差異甚大，當水位由底部上升到原斷面時，此突然的水面寬差異將計算上產生的數值震盪因此而抵消，Schuurmans (1991) 使用較寬寬度之狹縫來解決模式乾濕點之問題，但由於狹縫之寬度可能影響到水之體積，對於水之體積計算較為重要之灌溉決策系統模式並不適用。

水平二維模式中常見的乾濕點處理技巧一般為定義一參考水深  $h_w$ ，藉由比較前一時刻計算之水深  $d^n$ ，來判定該計算點之乾濕狀態。若計算水深  $d^n < h_w$ ，則表示為乾點狀態，可令計算點之速度分量為零，並假設  $d^n = h_w$ ，反之則無須多作處理。但此處理技巧只適用乾濕點較少或局部出現，當乾濕點數量多時仍容易造成數值發散現象。

另一個處理乾濕點問題的技巧為動態校正計算格點 (dynamic computational grid)，Vasiliev (1970) 首先利用移動格點 (moving grid) 技巧成功模擬潰壩問題，之後 Katopodes and Strelkoff (1978) 發展了一套以雙特性線 (method of bicharacteristics) 為基礎的變形格網

(deforming mesh) 數值方法，至今知名的潰壩模式 DAMBRK (Fread, 1988) 亦使用此移動格點技巧來模擬潰壩、土石流問題所遇到之乾濕點情形。Akanbi and Katopodes (1988) 亦應用此動態校正計算格點技巧於有限元素法模擬二維淺水波方程式，其原理主要假設在每個計算時刻的開始，邊界點的位置可以由前一時刻節點的速度所決定，由於沒有任河流體分子可以通過波前的邊界，因此流體分子可視為與波前同步。但此解決技巧多應用在非結構格網 (unstructured grid) 之數值方法，且僅著重於起始乾床之部分，對於一般河川模擬變量流洪水水位升降所造成之乾濕點問題並無解決效果。

Brufau *et al.* (2002) 以乾、濕介面質量守恆為概念，假設乾溼介面水位差為零， $(\Delta H)_{LR} = 0$ ，推導出水深  $(\Delta h)_{LR}$  與底床高程差  $(\Delta z)_{LR}$  的關係，即  $(\Delta z)_{LR} = -(\Delta h)_{LR}$ 。吳 (2005) 延續 Brufau *et al.* 之概念，應用於潰壩流場之模擬，當水位  $H$  與底床高程  $z$  相等時，給定一最小正水深 (minimum positive depth, MPD)；當水位  $H$  小於底床高程  $z$  時，瞬間修正為  $H=z$  狀態，強制讓  $(\Delta z)_{LR} = -(\Delta h)_{LR}$ ，但此法僅做水深之修正，並無速度方向之修正，對於變量流水位升降之流場適用性仍需再探討。

Defina and Matticchio (1994) 則從修正控制方程式的角度處理乾濕點之問題，其發展之二維有限元素法模式在控制方程式中引入兩個修正係數  $\eta$ 、 $H$ ，用來修正模擬洪水波傳遞到達前之起始乾床，其中修正係數  $\eta$ 、 $H$  仰賴於門檻深度  $Y_{lim}$  之假設，而  $Y_{lim}$  之決定又必須仰賴於地形變化。

美國工兵團所研發之 TABS2 有限元素法模式以溼地孔隙法技巧 (marsh porosity method) 處理乾濕點問題。當計算元素部分有水時，



則以一替代水深取代原水深；當計算元素完全為乾點時，則將該點移除於計算矩陣中，視其為一固體邊界。但由於移除之乾點周圍之計算點流速須另外修正，且計算量加大與程式撰寫均不易，因此實用上不佳。

蔡氏等（2000）提出定義兩個參考水深  $h_{wet}$ 、 $h_{dry}$ ，來處理乾濕點問題。由前一時刻計算之水深  $d^n$  與  $h_{wet}$ 、 $h_{dry}$  比較，判斷該計算點之乾濕狀態，主要有三種類型：(1)若  $d^n \geq h_{wet}$ ，則該格網點皆有水流動，無須特別處理；(2)若  $d^n \leq h_{dry}$ ，且相鄰格點值均小於  $h_{dry}$  時，表該格點為乾點，令速度分量為零，且  $d^{n+1} = h_{dry}$ ；(3)若非上述兩種情形，則表該格網為部分有水狀態，忽略其動量通量之影響，只考慮連續方程式計算水流進出流量。

### 1.2.3 複式河槽相關文獻回顧

天然河道常為主深槽及其相鄰之高灘地所構成之複式河槽，水流之流況相當複雜，Knight 等（1983、1987）、Wormleaton and Merrett（1990）指出當高灘地之水深較低時，主深槽及高灘地兩者間極大之流速差異將使得主深槽與高灘地之交界面產生較強之剪力層以及明顯之動量交換。而當主深槽之流速更快時，亦可能引起高灘地環流之形成。關於此複雜流場之問題，已有為數不少之文獻探討之（Wormleaton et al. 1982; Knight & Hamed 1984; Prinos et al. 1985; Tominaga et al. 1989; Tominaga & Nezu 1991）。

近幾年來，國內外對於含高灘地之複式斷面渠道之水理研究持續進行中，其方向不外紊流流場之分析、污染質傳輸、主深水槽與洪水平原間流動與動量之交換、底床粗糙度對流場之影響、流量及水位之試驗與數模等。van Prooijen *et al.*（2005）提出主深槽與高灘地間之

橫向動量交換主要來自主流與紊流之影響。Lauer & Parker (2004) 將複式河槽之床質粒徑分成兩種類型討論，砂質 (sand) 作用於主深槽，泥質 (mud) 作用於高灘地，並分類為主深槽作用層區 (active layer of bed)、水體 (water column)、高灘地底區 (basal floodplain)、及高灘地上部區 (upper floodplain) 四大區塊，如圖 1.2，此不同區塊其彼此間之沈澱交換與糙度特性等都有不同。而本研究將針對主深槽、高灘地糙度改變與水位壅高程度做一影響性分析。

### 1.3 研究目的

本研究之目的在於探討高灘地糙度改變對於洪水位壅高之影響，在此壅高之定義為高灘地雜草與植生所造成之潛在水位抬升現象，而在模式上藉由糙度係數改變來描述，與一般水利工程定義因結構物或束縮所造成之水位壅高有些許不同。

此外，在考量底床變動的條件下，以颱風事件為模擬案例，探討水位是否受到高灘地淤積與主深槽沖刷之影響，作為防洪安全評估參考之指標之一。程式處理技巧方面參考蔡氏等 (2000) 提出一套乾濕點修正方式，在演算流程上有所不同，並將乾濕點修正判斷方式精簡為八種類型，以克服模擬現況變量流案例水位升降所遭遇之乾濕點問題。

### 1.4 研究方法

本研究為繼許 (2002) 「二維有限解析法明渠水理與輸砂模式之研發與應用」之後續應用研究，以許 (2002) 發展之模式為基礎，擴充程式功能並分析案例。吾人起初在模擬地形複雜之現況案例時，發現有數值發散與收斂不易之問題，於是進行程式除錯工作，最後推論

乃現況案例地形及格網點複雜，遭遇乾濕點發生數值奇異點發散，因而著手進行乾濕點問題之處理。首先收集乾濕點問題相關文獻，並從中選擇適當之處理技巧建構於模式中，經由實驗案例及現場案例之檢定與驗證，已克服模擬現況案例乾濕點之問題。

在模式檢定驗證方面，以 1969 年 Suryanarayana 實驗報告之實驗渠槽為假設案例，進行一流量水位連續升降之變量流動床測試，測試當高灘地遭遇複式斷面乾濕點交接之情況時，是否能採用本文修正技巧模擬。現況案例驗證部分，模擬曾文溪中下游河段颱風事件，並以新中測站之實測水位歷線比對，評估模式現場案例之適用性。

在分析高灘地粗糙度與洪水位壅高影響方面，先以定床之實驗室複式斷面案例為對象，分析改變兩岸高灘地粗糙度及流量等因子對於洪水位壅高之影響，評估水位上升程度與上升百分比，作為分析之參考；現況案例模擬方面，以曾文溪中下游河段為模擬對象，改變高灘地粗糙度，以不同頻率年洪水流量分析動床下粗糙度、流量、水位上升程度、上升百分比等關係；同時藉由單一場及連續颱風案例之模擬，評估曾文溪中下游河段高灘地與主深槽沖淤情況，洪水位壅高程度，可提供作為河防安全評估之參考指標。

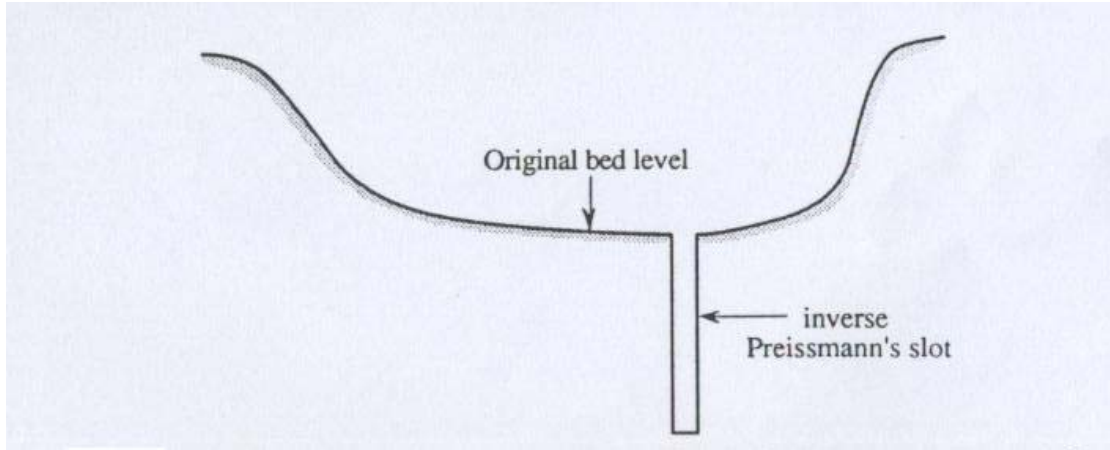


圖 1.1 inverse Preissmann's slot 示意圖

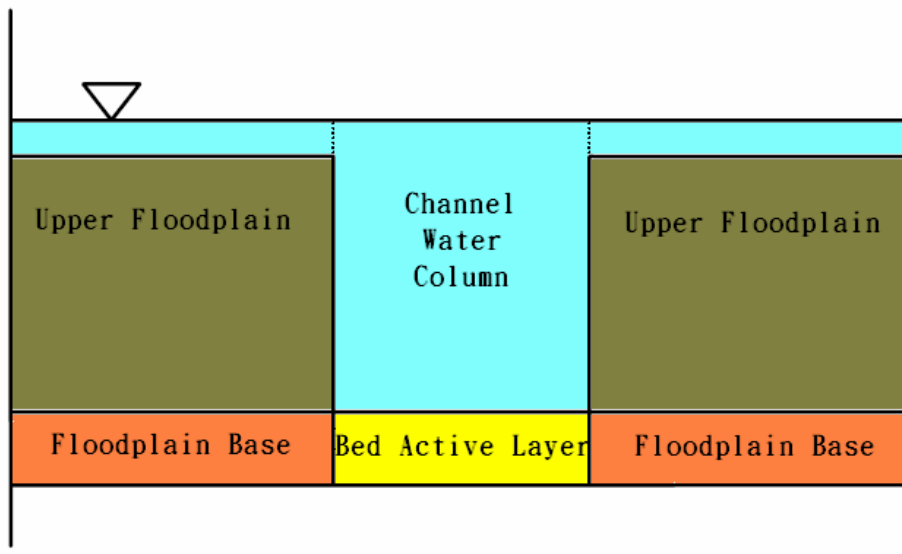


圖 1.2 複式斷面四大區塊



## 第二章 理論基礎

### 2.1 水理控制方程式

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  $\xi^i$  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)； $\rho$  為流體密度； $P$  為壓力； $\mu$  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。

#### 2.1.1 水深平均控制方程式

對一般天然河川模式而言，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，深度平均可定義為：

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

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的乘積項可利用連續方程式轉換為保守形式，以  $\xi$  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的乘積項，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：

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

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，以下將做說明：

#### A. Leibnits 法則

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

式中  $\xi$  為函數  $f$  的任意自變數。

#### 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  $s$  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  $b$  代表底床位置。

#### D. 流速剖面

水深平均模式中不考慮主流及側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側向流速如下 (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，即水流切線方向之流速； $\bar{u}$  為水深平均主流流速； $v$  為側向流速，為水深平均流速與二次流流速之和，若在直線道，二次流流速為零； $\bar{v}$  為水深平均側向流速； $\delta$  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， $\bar{u}_{ns} = b_s h \bar{u} / r_a$ ， $b_s$  為比例係數，決定方式可參考 (Odgaard, 1986)， $r_a$  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 輸砂控制方程式

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

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

對於整體河床輸砂質量守恆方程式

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

上式中， $C$  為懸浮質濃度； $\nabla \cdot \bar{q}$  為擴散通量及由重力作用下之通量； $\rho_s$  為泥砂密度； $p$  為孔隙率； $\beta$  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； $S$  為懸浮載源； $S_f$  為作用層源； $z_b$  為底床高程。

## 2.2.1 輸砂輔助關係式

求解(2-11)至(2-13)式時，尚須一些輔助關係式來決定  $q_b$ 、 $E_m$ 、 $S$ 、 $S_f$  等變數，以下將分別對非黏性沈澱與黏性沈澱輸砂輔助關係式做說明。

### 2.2.1.1 非黏性沈澱輔助關係式

#### 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  $\beta$ 。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,  $\zeta$ )，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：


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

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

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

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

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

$0.4 < \frac{u_*}{w_k} < 10$ ； $w_k$  = 粒徑  $k$  之沈降速度。  


### B. 懸浮載源 (S)

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)可視為聯繫懸浮載與河床載之源項。許多模式採用(2-15)式計算懸浮載源 S，如 Lin & Shen (1984) 定義：

$$S = \omega_s (c_a - \bar{\alpha} c) \tag{2-15}$$

式中  $\alpha$  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：

$$\alpha = \frac{c_a}{\bar{c}} \tag{2-16}$$

在缺乏濃度剖面的情況下， $\alpha$  的大小並不容易決定，此外，由 Rouse 平衡濃度剖面公式可知，沈滓特性與水理流況對於  $\alpha$  之比值會有直接影響。且水深平均模式利用(2-15)式計算懸浮載源  $S$  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，本模式延用許（2002）「二維有限解析法明渠水理與輸砂模式之研發與應用」中之積分法，平衡濃度剖面  $c_e(z)$  與水體承載濃度剖面  $c(z)$  參照許（2002）之博士論文，在此僅對懸浮載源  $S$  計算方式加以說明。

水流在超載的情況下，超過平衡濃度的部分會逐漸沈降至底床；反之，在減載的情況下，水流會沖刷河床以補充不足平衡濃度之部分。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：

$$A_w = w_* \Delta t \quad (2-17)$$

式中為  $A_w$  為作用高度； $w_*$  為速度尺度，超載時定義為沈滓沈降速度  $w_s$ ，減載時定義為河床質躍起速度  $w_l$ ； $\Delta t$  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)：

$$\frac{w_l}{u_*} = \begin{cases} 3.2 - 4.5 \log \Theta & \Theta < 1.2 \\ 3.1 & \Theta > 1.2 \end{cases} \quad (2-18)$$

式中  $\Theta$  為水流強度  $= \tau_b / (\rho_s - \rho) g D$ ， $D$  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  $\Delta t$  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：

$$S = \frac{\int_{z=\delta_a}^{z=\delta_a+A_w} [c_e(z) - c(z)] dz}{\Delta t} \quad (2-19)$$

### C.作用層厚度 ( $E_m$ )

沖刷現象發生時，根據 Bennet 與 Nordin (1977) 之研究， $E_m$  可以下式表示：

$$E_m = -L(z_b^{n+1} - z_b^n) \quad (2-20)$$

上式中， $L$  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：

$$E_m = -C(z_b^{n+1} - z_b^n) + \frac{1}{\sum_{k=m}^K \beta_k} \frac{D_m}{1-p} \quad (2-21)$$

上式中， $D_m$  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：

$$E_m^{n+1} = E_m^n + (z_b^{n+1} - z_b^n) \quad (2-22)$$

一般作用層設定範圍約介於 0.05~0.1 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，

$$S_f = -\rho_s(1-p) \frac{\partial}{\partial t} [\beta_s(z_b - E_m)] \quad (2-23)$$

其中， $\beta_s$  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  $\beta_s$  則改為作用層粒徑之百分組成  $\beta$ 。

#### 2.2.1.2 黏性沈澱輔助關係式



### A. 沈降速度 ( $W_s$ )

沈降速度  $W_s$  影響其淤積速度以及懸浮載在垂直方向之濃度剖面。細小非黏性圓球體在靜止水體中之沈降遵循 Stokes law：

$$W_s = \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \frac{gD^2}{18\nu} \quad (2-24)$$

上式中， $D$  = 沈滓直徑； $\nu$  = 運動滯度。對黏性沈滓而言，由於顆粒表面分子間之吸力，將凝聚成一團，加速沈降之速度，根據 Migniot (1989) 之研究，可表為：

$$W_{s,agg} = F \times W_{s,part} \quad (2-25)$$

式中， $W_{s,agg}$ ,  $W_{s,part}$  = 凝聚體與單其一顆粒之沈降速度； $F$  = 凝聚因子，與粒徑之關係為  $F = 250D^{-1.8}$ ，其中  $D$  的單位為  $\mu m$ 。

### B. 沈淤速率 ( $Q_d$ )

根據 Krone (1962) 之研究指出，單位面積及時間之沈淤量， $Q_d$  ( $kg/m^2/s$ ) 可表為：

$$Q_d = \rho_s W_s P_d C_k \quad (2-26)$$

上式中， $C_k$  為粒徑  $k$  之濃度； $p_d$  為黏性沈滓黏附於床面之機率，可表為  $P_d = [1 - \tau/\tau_{*d}]$ ，當  $\tau$  大於  $\tau_{*d}$  時則  $P_d$  為零； $\tau$  為底床剪應力； $\tau_{*d}$  為發生沈淤之臨界剪應力，Shrestha 及 Orlob (1996) 根據試驗資料率定  $\tau_{*d}$  為  $0.06Nm^{-2}$ 。

### C. 沖刷速率 ( $Q_c$ )

根據 Cormault (1971) 之實驗資料，單位面積及時間之沖刷量為



$$Q_e = M \left[ \frac{\tau}{\tau_{*e}} - 1 \right] \quad (2-27)$$

上式中， $\tau_{*e}$  為發生沖刷之臨界剪應力，且當  $\tau$  小於  $\tau_{*e}$  時則沖刷量  $Q_e$  為零； $M$  為沖刷係數。根據 Shrestha 及 Orlob (1996) 之文獻，對於剛落淤於底床上之砂層  $\tau_{*e}$  採  $0.06\text{Nm}^{-2}$ ，而對於較底部之砂層因有壓密因素，將使得其沖刷臨界剪應力變大，採  $0.082\text{Nm}^{-2}$ 。



## 第三章 數值方法

### 3.1 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 (finite difference method)、特性法 (characteristics method)、有限元素法 (finite element method)、有限體積法 (finite volume method)、有限解析法 (finite analytic method) 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,

1944)，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，該法和一般常見的顯式數值方法一樣，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  $\Delta t$  無法自行給定，因此對於長期模擬案例適用性有待商榷，但解法較為簡單，故應用上仍有其優點在。

### 3.2 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：

$$\phi_t + u\phi_x + v\phi_y = 0 \quad (3-1)$$

式中  $u, v$  分別為  $x, y$  方向上之速度，當起始條件  $\phi(x, y, 0) = \phi(x, y)$  被適當給定時，可求得上式(3-1)之解析解如下：

$$\phi(x_0, y_0, \Delta t) = \phi(x_0 - u\Delta t, y_0 - v\Delta t) \quad (3-2)$$

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 3.1，經過  $\Delta t$  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：

$$\phi_t + u\phi_x + v\phi_y = v(\phi_{xx} + \phi_{yy}) + F_g \quad (3-3)$$

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(3-2)中，可得：

$$\phi(x_0, y_0, \Delta t) = \phi(x_0 - u\Delta t, y_0 - v\Delta t) + [v(\phi_{xx} + \phi_{yy}) + F_g] \cdot \Delta t \quad (3-4)$$

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。

### 3.3 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 $S$ 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 $\beta$ 、底床高程 $z_b$ 之變動量。

#### 3.3.1 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：

$$\frac{\partial \bar{c}}{\partial t} + \bar{V}^i c_{,i} = \frac{D\bar{c}}{Dt} \quad i=1,2 \quad (3-5)$$

其移流軌跡為：

$$\frac{\partial \xi^i}{\partial t} = \bar{V}^i \quad i=1,2 \quad (3-6)$$

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 3.2 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 不保證落在格點上，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：

$$x_l = x_{l+1} - \frac{(\bar{u}_{l+1} + \bar{u}_l)}{2} * (t_{l+1} - t_l) \quad l=1,2,\dots,LNS \quad (3-7)$$

$$y_l = y_{l+1} - \frac{(\bar{v}_{l+1} + \bar{v}_l)}{2} * (t_{l+1} - t_l) \quad l=1,2,\dots,LNS \quad (3-8)$$

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：

$$\bar{c}_A = \bar{c}_D + \sum_{l=1}^{LNS} \left[ \frac{S_{l+1}}{(h-\delta_a)_{l+1}} + \frac{S_l}{(h-\delta_a)_l} * \frac{t_{l+1}-t_l}{2} \right] \quad (3-9)$$

### 3.3.2 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：

$$\begin{aligned} & \frac{\rho_s(1-p)}{\Delta t} [(\beta E_m)_p^{n+1} - (\beta E_m)_p^n] + \frac{\theta}{h_{1p}h_{2p}} [h_{2e}(q_{b1})_e^{n+1} - h_{2w}(q_{b1})_w^{n+1}] \\ & + \frac{(1-\theta)}{h_{1p}h_{2p}} [h_{2e}(q_{b1})_e^n - h_{2w}(q_{b1})_w^n] + \frac{\theta}{h_{1p}h_{2p}} [h_{1n}(q_{b2})_n^{n+1} - h_{1s}(q_{b2})_s^{n+1}] \\ & + \frac{(1-\theta)}{h_{1p}h_{2p}} [h_{1n}(q_{b2})_n^n - h_{1s}(q_{b2})_s^n] + \theta S_p^{n+1} + (1-\theta)S_p^n - (S_f)_p = 0 \end{aligned} \quad (3-10)$$

整體河床輸砂質量守恆離散式：

$$\begin{aligned} & \frac{\rho_s(1-p)}{\Delta t} [(z_b)_p^{n+1} - (z_b)_p^n] + \frac{\theta}{h_{1p}h_{2p}} \sum [ \theta [h_{2e}(q_{b1})_e^{n+1} - h_{2w}(q_{b1})_w^{n+1}] \\ & + (1-\theta)[h_{2e}(q_{b1})_e^n - h_{2w}(q_{b1})_w^n] + \theta [h_{1n}(q_{b2})_n^{n+1} - h_{1s}(q_{b2})_s^{n+1}] \\ & + (1-\theta)[h_{1n}(q_{b2})_n^n - h_{1s}(q_{b2})_s^n] ] + \sum [\theta S_p^{n+1} + (1-\theta)S_p^n] = 0 \end{aligned} \quad (3-11)$$

式中  $\theta$  為權重係數，模式中採用 0.7。

### 3.3.3 Newton-Raphson 法

在非均勻沈澱條件下，若取  $kmax$  組代表粒徑，則每個計算點將產生  $2*kmax+1$  條方程式，包含了  $kmax$  條懸浮載質量守恆離散式， $kmax$  條作用層質量守恆離散式，及 1 條整體河床輸砂質量守恆離散式。以向量形式表示如下：



$$\bar{s}^{n+1} = (z_b, \bar{c}_1, \beta_1, \dots, \bar{c}_k, \beta_k, \dots, \bar{c}_{kmax}, \beta_{kmax})^{n+1}$$

或

$$\bar{s}^{n+1} = (s_1, s_{2k}, s_{2k+1})^{n+1} \quad k=1,2,3\dots kmax \quad (3-12)$$

式中， $k$  為代表粒徑之編號， $kmax$  為代表粒徑組數。求解之控制方程式離散式可寫成：

$$F_1(\bar{s}^{n+1}) = 0$$

$$F_{2k}(\bar{s}^{n+1}) = 0 \quad k=1,2,3\dots kmax \quad (3-13)$$

$$F_{2k+1}(\bar{s}^{n+1}) = 0 \quad k=1,2,3\dots kmax \quad (3-14)$$

上式為非線性代數式，可線性化後利用 Newton-Raphson 法疊代求解：

$$\left[ \frac{\partial F_1}{\partial \bar{s}} \right] \Delta \bar{s} = -F_1({}^m \bar{s}^{n+1}) \quad (3-15)$$

$$\left[ \frac{\partial F_{2k}}{\partial \bar{s}} \right] \Delta \bar{s} = -F_{2k}({}^m \bar{s}^{n+1}) \quad (3-16)$$

$$\left[ \frac{\partial F_{2k+1}}{\partial \bar{s}} \right] \Delta \bar{s} = -F_{2k+1}({}^m \bar{s}^{n+1}) \quad (3-17)$$

式中  $\frac{\partial F}{\partial \bar{s}}$  為 Jacobian 係數矩陣中之列向量；上標  $m$  為疊代計數； $\Delta \bar{s}$  為疊代修正向量，可表示成  $\Delta \bar{s} = (\Delta s_1, \Delta s_{2k}, \Delta s_{2k+1})$ 。解得修正向量  $\Delta \bar{s}$  後，可得新的  ${}^m \bar{s}^{n+1}$ ，當  $\Delta \bar{s}$  小於某一收斂容許值時，則疊代結束。

### 3.4 乾濕點處理技巧

本文所新增建構於模式之乾濕點處理技巧，主要針對洪水模擬時河道格網點所遭遇之乾濕點狀況作處理，與模擬潰壩問題下游段之起始乾床 (initial dry bed) 處理技巧有不同之處。潰壩問題處理方式大

多於下游起始乾床段假設一參考水深即可，由於天然河川多為不規則且有高灘地與主深槽之區分，水流平時保持在深槽中流動，當洪水來臨時會漫過高灘地，此洪水位升降之過程將導致模擬格網產生局部之乾濕狀況，由於乾濕狀況可能是隨著時間在變化，相較於起始乾床之修正要複雜許多，因此需作額外修正處理。

乾濕點處理技巧如文獻回顧所述，可從控制方程式與程式技巧兩方面著手，目的不外乎是要避免數值計算之奇異點發生。本研究之修正方式主要以程式修正為主，參考蔡氏等（2000）之處理方式，在演算流程上有所不同，模式計算完起始條件後，進入動量方程式演算水平及側向速度  $u, v$  前，先判斷整體格網點之乾濕狀態，並給予初步修正；動量方程計算完  $u, v$  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即進入下一時刻計算。在判斷乾濕點狀態時，將蔡氏等（2000）之處理方式精簡為八種類型，由於本模式數值方法採用顯式法，無解矩陣時之限制，修正方式相較隱式法來的方便。

本模式作乾濕點修正前，首先要決定參考水深  $h_w$ 、乾床傳遞速度  $DBTV$ （dry bed transmit velocity）與最小乾床傳遞速度  $\min\_DBTV$ （minimum dry bed transmit velocity）此三個變數，參考水深  $h_w$  即程式模擬中所允許之最小水深，其決定依模擬案例尺度不同而異，根據吾人數值經驗採案例水深維度之 0.01 倍為合理；乾床傳遞速度  $DBTV$  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：

$$DBTV = DBTV\_Cf \sqrt{2 * g * h_w} \quad (3-18)$$



式中  $DBTV\_Cf$  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；最小乾床傳遞速度  $min\_DBTV$  為一個非常小可忽略但不為 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，根據數值經驗約為程式收斂精度之 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，藉由格網點上、下、左、右之乾濕狀態，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性之虛擬值，實際物理上並不存在，但在數值計算上藉由此虛擬值可讓程式不因此發生奇異點問題，且其值不影響實際計算結果。

由於處理技巧描述之部份稍微複雜，細節置於附錄供參考，在此僅做概念性之圖解描述。乾濕點狀況判別之格點示意圖如圖 3.3 所示，假設中點 (I, J) 為要判斷之格點，橫座標為  $\xi$  方向，代表水流方向，縱座標為  $\eta$  方向，代表側方向，簡單來說可分為兩大類，左點濕與左點乾，細分下則有八種類型。

**左點濕：(a, b, c 判斷方式為滿足左點濕之條件下)**

- a. 當右點為濕點時，假設流體分子可傳遞，修正其  $\xi$  方向傳遞速度。
- b. 當右點為乾點時，假設流體分子無法在  $\xi$  方向傳遞，若上下點為濕點，則做  $\eta$  方向傳遞速度修正。
- c. 當右點為乾點時，若上下點有一點以上為乾點，則皆不做任何傳遞速度修正，僅給定  $min\_DBTV$  最小乾床傳遞速度。

**左點乾：(d, e, f, g, h 判斷方式為滿足左點乾之條件下)**

- d. 當右點為濕點時，若上下點皆為濕點，假設流體分子可傳遞，修正其  $\xi$  方向傳遞速度。
- e. 當右點為乾點時，假設流體分子無法在  $\xi$  方向傳遞，若上下點皆

為濕點，且平均水位高於中點一個參考水深，做 $\eta$ 方向傳遞速度修正。

- f. 當上下點皆為濕點，但上下點平均水位低於中點，不做任何傳遞速度修正，僅給定  $\min\_DBTV$  最小乾床傳遞速度。
- g. 當上下點只有其中之一為濕點，且滿足右點為濕點、水位大於中點一倍參考水深以上，則做 $\xi$ 方向傳遞速度修正。
- h. 當上下點皆為乾點，或上下點僅有一濕點，且右點為乾點時，不做任何傳遞速度修正，僅給定  $\min\_DBTV$  最小乾床傳遞速度。



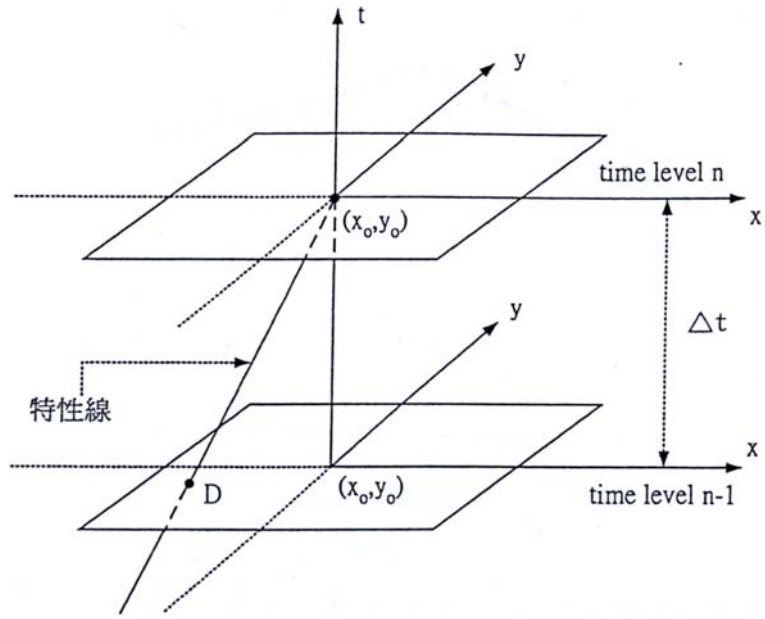


圖 3.1 顯式有限解析法特性線示意圖

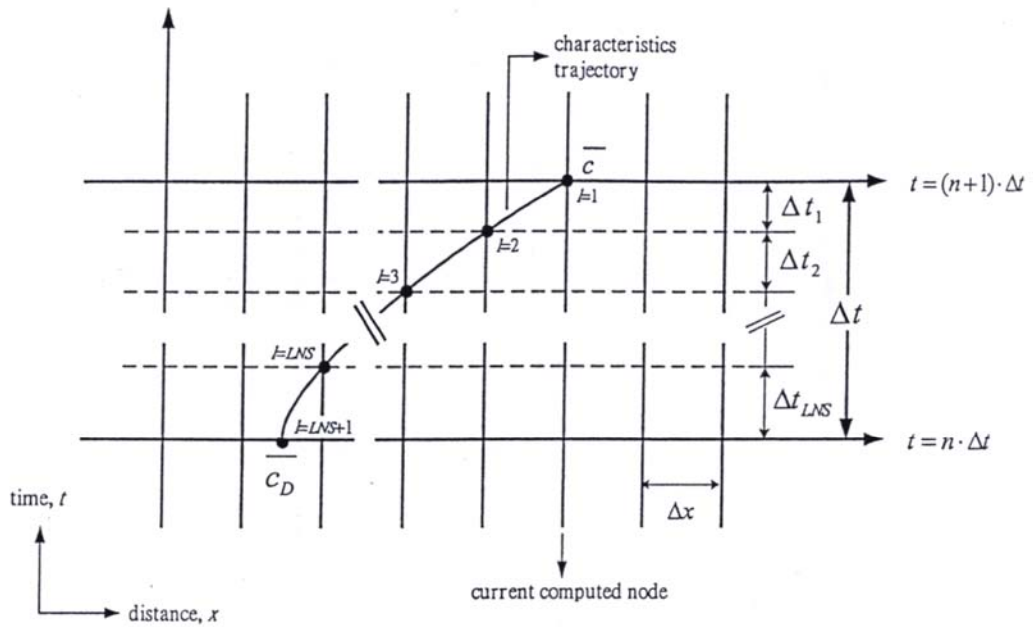


圖 3.2 一維空間之沈澱移流軌跡示意圖

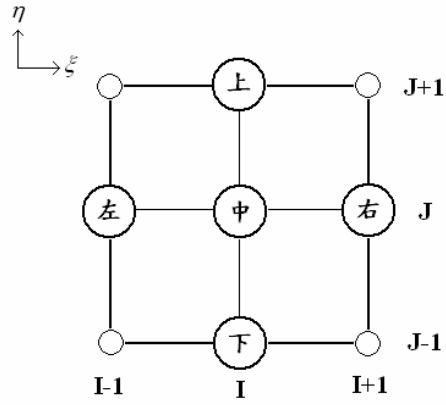
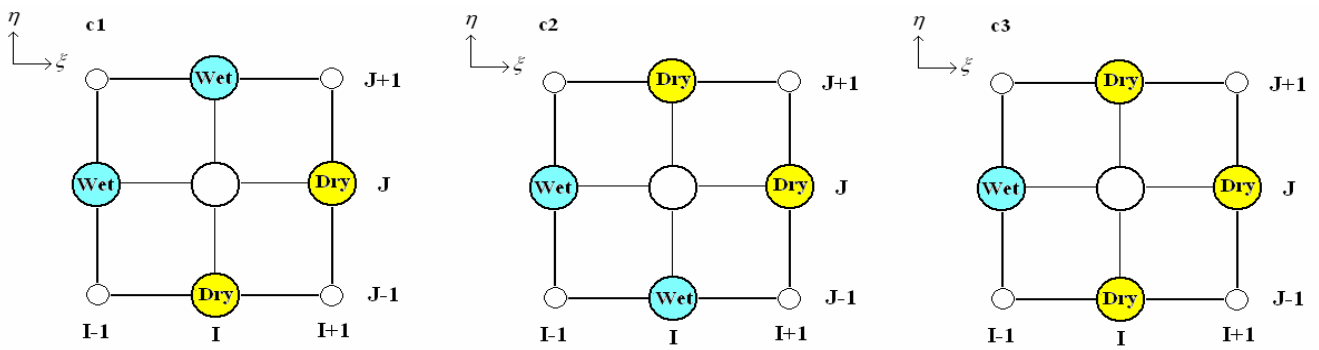
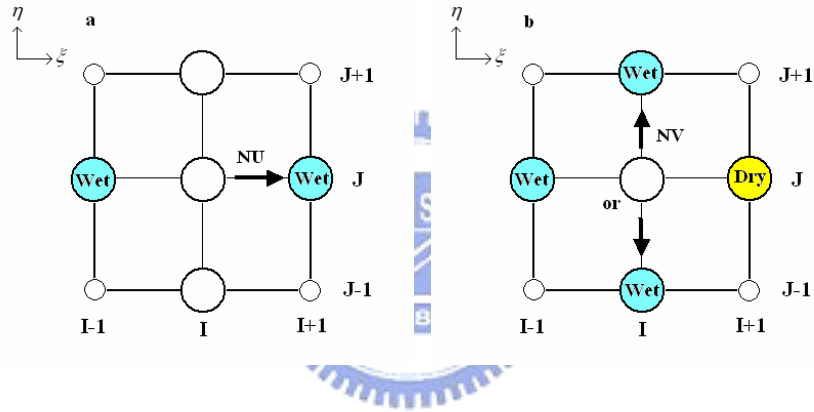
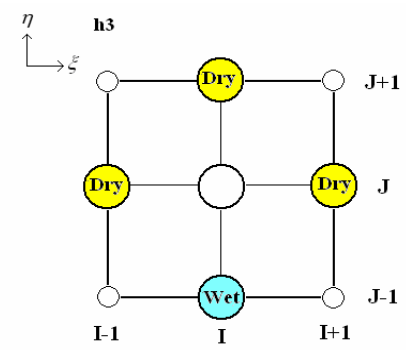
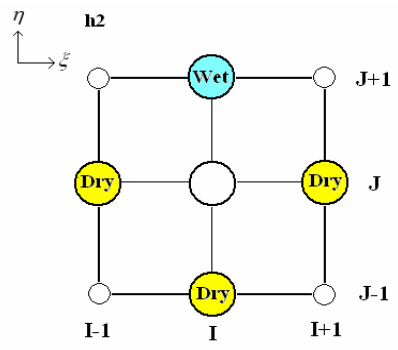
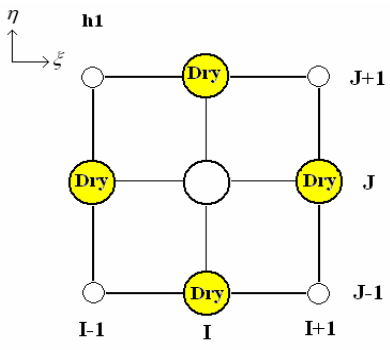
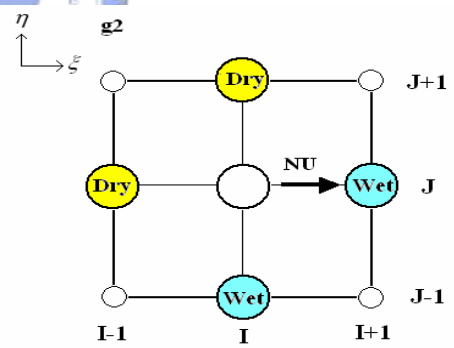
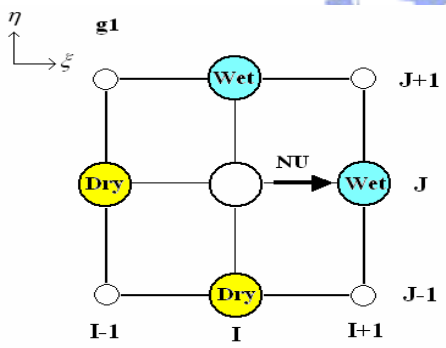
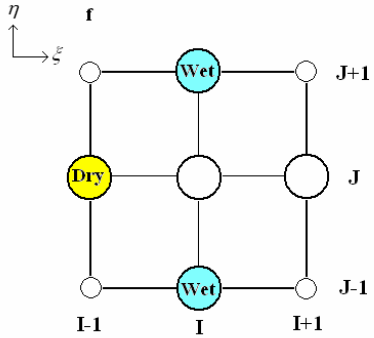
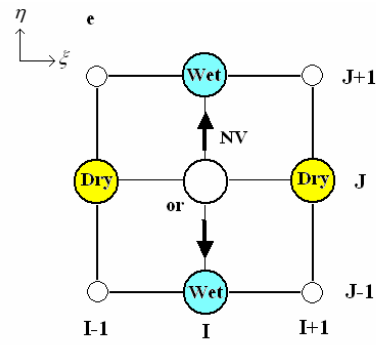
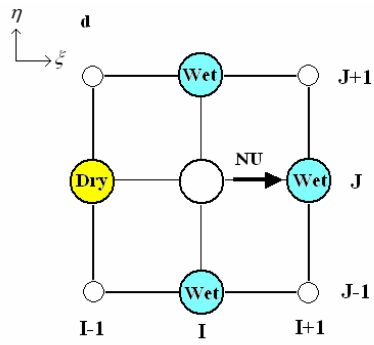


圖 3.3 乾濕點判斷示意圖





## 第四章 模擬案例

### 4.1 實驗室案例模擬

#### 4.1.1 複式斷面水位升降動床測試模擬

以 1969 年 Suryanarayana 實驗報告之 run21 案例底床高程為基準，將深槽兩岸提高 0.05m，並增加 0.3m 寬之高灘地，總渠寬為 1.2m，渠長 16.47m，斷面剖面如圖 4.1，模擬切割之格網點數為 55x13，如圖 4.2，模擬之底床立體圖如圖 4.3。

模擬一場流量水位連續升降之變量流歷線，使水面線從深槽逐漸升高以漫過高灘地，再逐漸遞降回到深槽，目的為測試當高灘地遭遇乾濕點交接之情況時，是否能採用本文修正技巧來模擬。上游邊界單位寬度流量之基流為 0.005cms/m、峰值為 0.025cms/m，下游邊界水位之基位為 0.196m、峰值為 0.3m，使其為一餘弦 (cosine) 週期函數，由於模擬渠道較短，因此假設上下游流量與水位變化為同步，忽略在短渠道中之稽延時間，流量及水位歷線如圖 4.4、4.5，模擬時間為 48min。床質粒徑採單一粒徑 0.45mm，上游入砂濃度固定為 409ppm，作用層厚度為 0.001m，糙度係數曼寧 n 值為 0.017，乾濕點參考水深  $h_w$  為 0.005m。

#### 4.1.2 複式斷面高灘地粗糙度改變模擬

模擬採用河道與 4.1.1 節中動床測試模擬之河道相同，以定床定量流方式模擬，讓水位漫過主深槽與高灘地，改變上游入流量分別為 0.02 cms/m、0.04 cms/m、0.06 cms/m、0.08 cms/m，搭配改變兩岸高灘地糙度係數  $n=0.027$ 、 $0.037$ 、 $0.047$ 、 $0.057$ ，共有 16 種組合，下游水位固定為 0.274m，水深為 0.098m。



## 4.2 實際案例模擬

實際案例模擬方面，以曾文溪中下游河段為模擬對象，模擬範圍如圖 4.6 所示，從二溪大橋至麻善大橋，斷面編號為 98~59，由於中下游河段有多處屬複式河槽，藉由實際案例模擬可測試本文建構之乾濕點處理技巧適用性，同時評估高灘地糙度及沖淤變化對於水位壅高之實際影響程度，可作為防洪預警之參考。模擬格網點如圖 4.7，格點數為 161\*13。斷面資料採民國 92 年實測資料，床質粒徑百分組成採民國 83 年治理規劃報告實測資料，取 6 組代表粒徑：0.0055、0.033、0.07、2.58、25、153.8mm，如表 4.1 所示。糙度係數曼寧  $n$  值採治理規劃報告中建議值 0.036，並進行改變糙度係數之影響分析。作用層厚度為 0.05~0.1m，乾濕點參考水深  $h_w$  為 0.05m。

### 4.2.1 颱風事件模擬

颱風事件以民國 94 年海棠颱風為案例，由於該模擬區段僅新中測站具有實測水位資料，因此模擬之上下游邊界條件參考國科會「水庫洩洪對下游淹水影響之研究」整合型計畫中，該區段邊界位置之河道演算流量水位結果，上下游邊界如圖 4.8、4.9 所示，模擬時間共計 70hr。入砂條件部分，由於缺少該場颱風期間之實測泥砂濃度資料，因此採用納莉颱風期間玉田測站之實測濃度峰值與流量關係推估一入砂量歷線進行定性分析，入砂條件如圖 4.10 所示，其中 D1、D2 粒徑各佔 50%。

### 4.2.2 頻率年模擬

頻率年模擬部分藉由不同頻率年之河道流量，評估在不同洪峰流量下，高灘地糙度改變對於洪水位壅高之影響，不同頻率年之河道演算洪峰流量參考國科會「水庫洩洪對下游淹水影響之研究」整合型計

畫，如表 4.2 所示。模擬之河道幾何條件、參數等如前所述，高灘地糙度改變範圍為計算斷面 I=123~161 之下游段高灘地區域，以  $n=0.036$  為基準值，做高灘地區域  $n=0.046$ 、 $0.056$ 、 $0.066$  之改變，主深槽皆保持  $n=0.036$ 。上游入砂條件給定 8,000ppm 固定濃度，其中 D1、D2 粒徑各佔 50%，模擬時間為 4hr，使河道沿程泥砂濃度保持穩定。透過不同洪峰流量搭配高灘地不同糙度，在考量動床之條件下，評估高灘地糙度改變之洪水位上升程度及上升百分比，以做為河防安全之參考。



表 4.1 實際案例初始床質粒徑比例

代表粒徑 計算斷面	D1=0.0055 mm	D2=0.033 mm	D3=0.07 mm	D4=2.58 mm	D5=25 mm	D6=153.8 mm
I=1~62	8.0%	32.0%	18.0%	42.0%	0.0%	0.0%
I=63~120	15.0%	40.0%	35.0%	3.3%	3.3%	3.4%
I=121~161	17.0%	43.0%	40.0%	0.0%	0.0%	0.0%

表 4.2 各頻率年洪峰流量

頻率年	Q5	Q200
洪峰流量(cms)	7,139	8,407

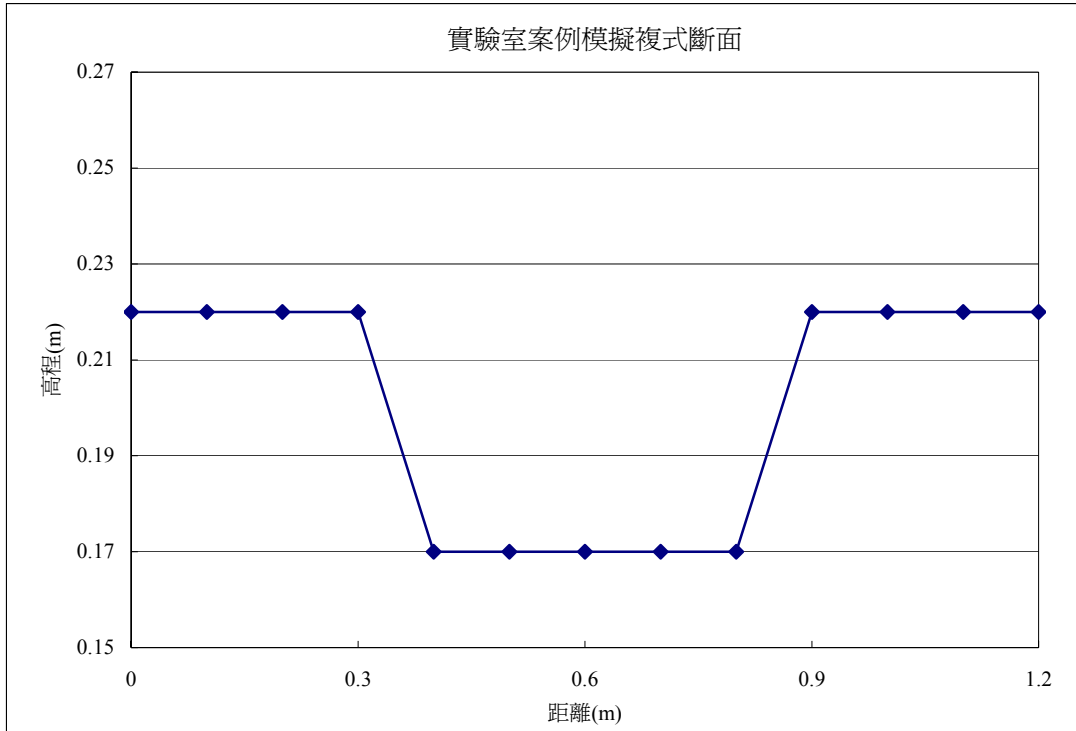


圖 4.1 實驗室案例模擬複式断面剖面圖

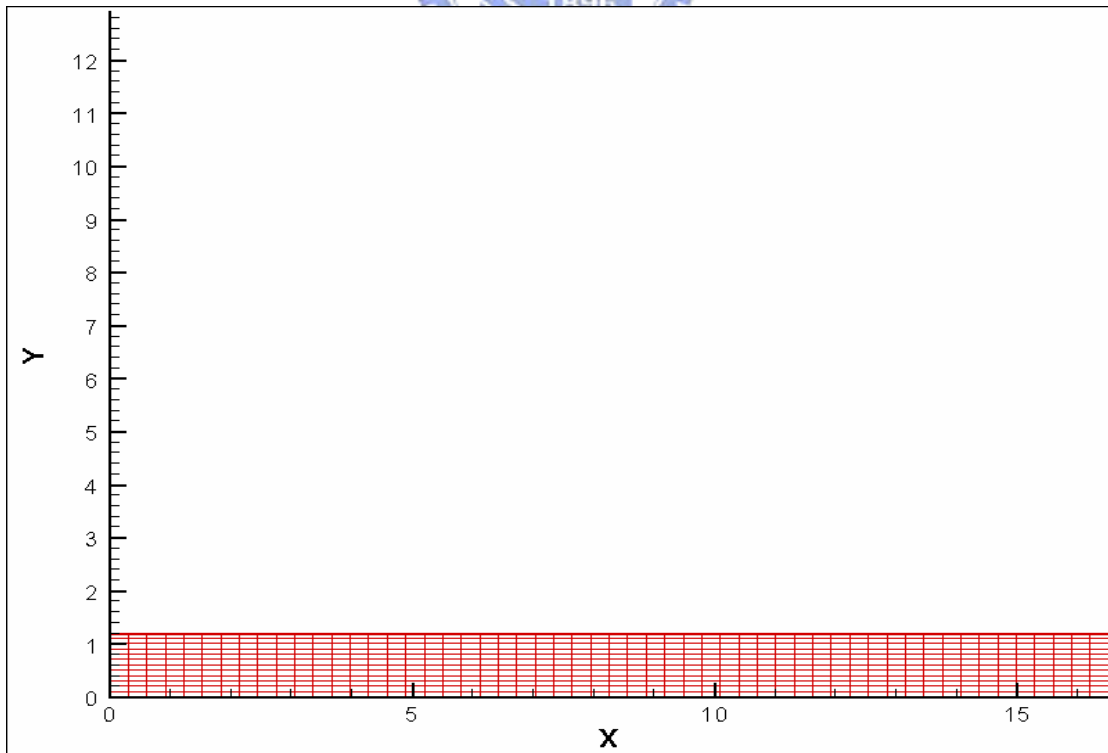


圖 4.2 實驗室案例模擬格網點圖

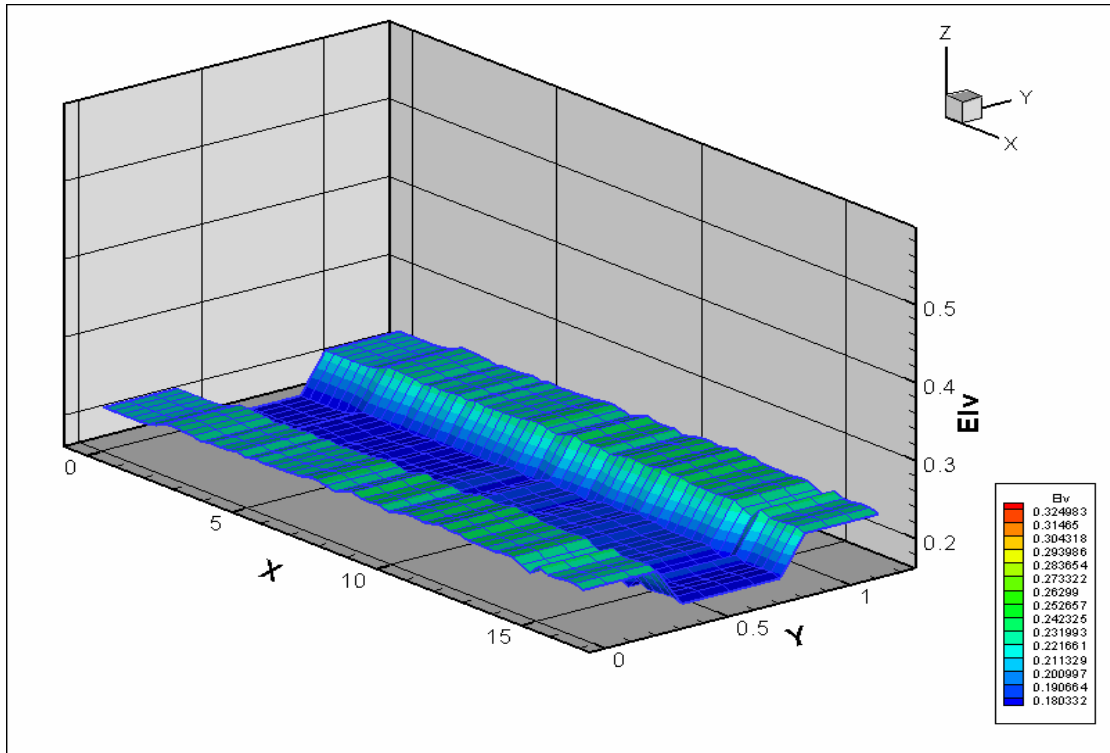


圖 4.3 實驗室案例模擬複式斷面立體圖

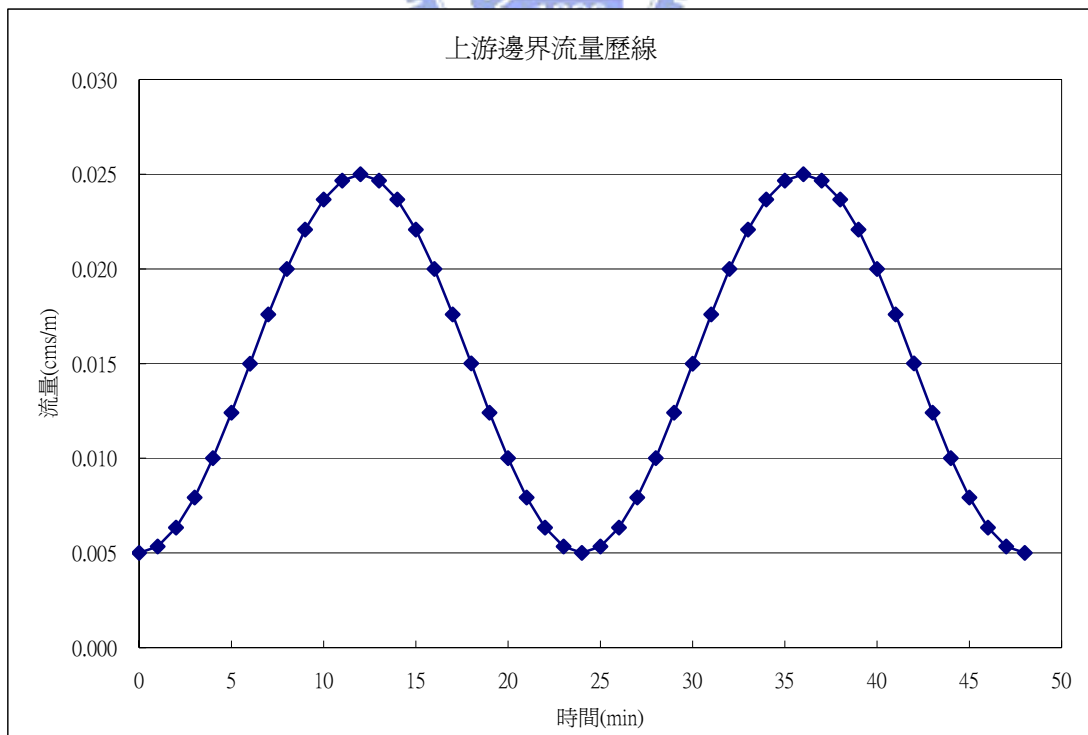


圖 4.4 實驗室案例模擬上游邊界條件

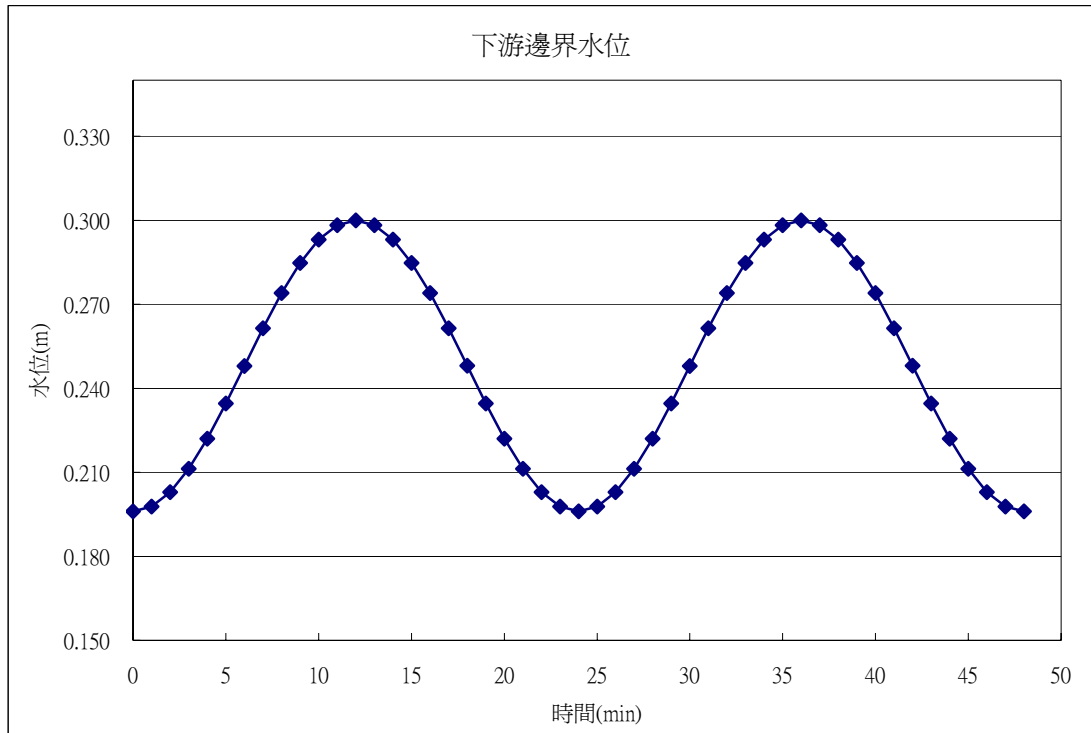


圖 4.5 實驗室案例模擬下游邊界條件

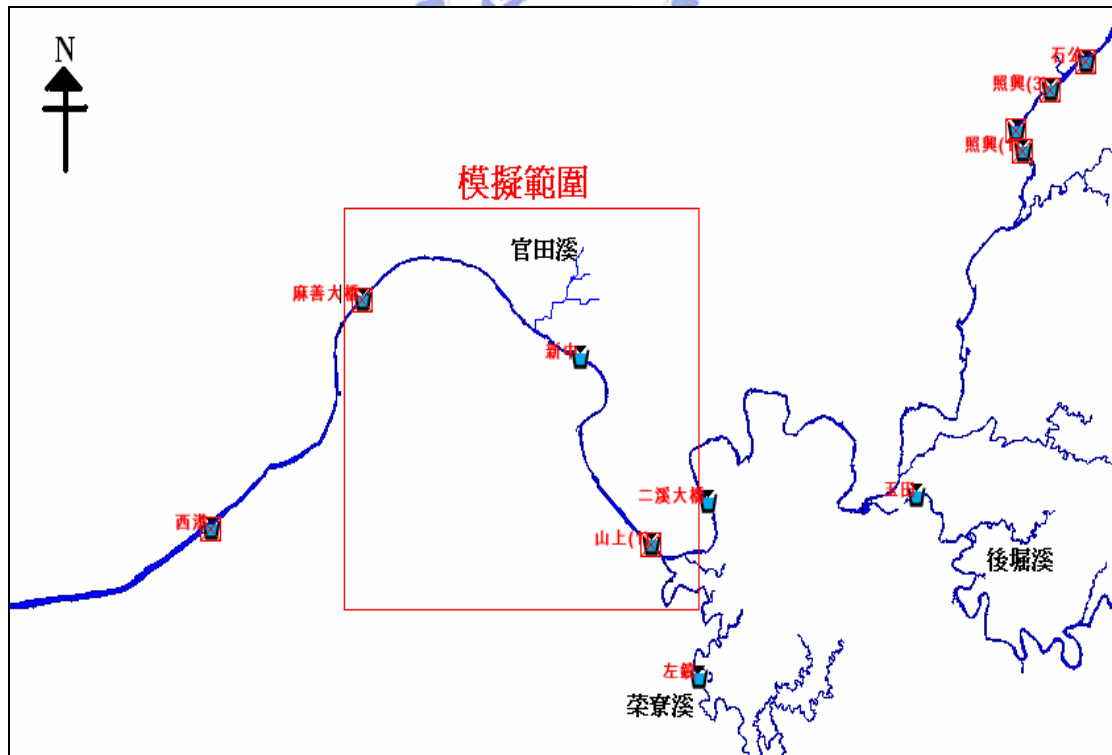


圖 4.6 現況案例模擬範圍



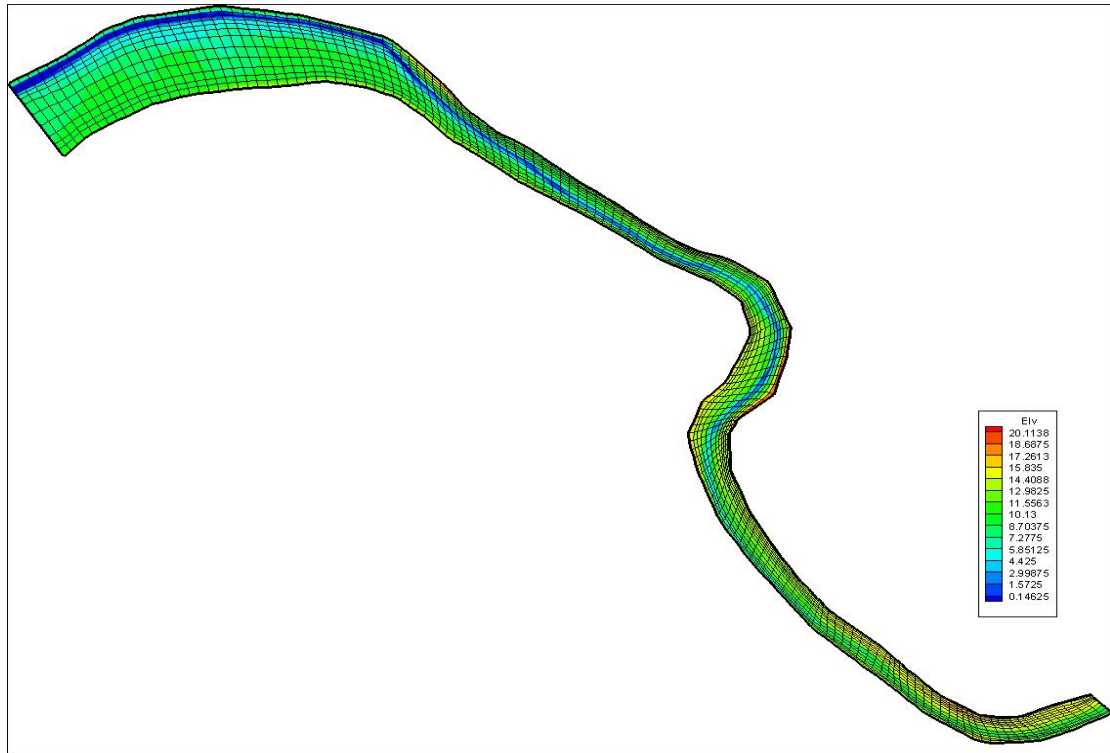


圖 4.7 現況案例模擬格網點圖

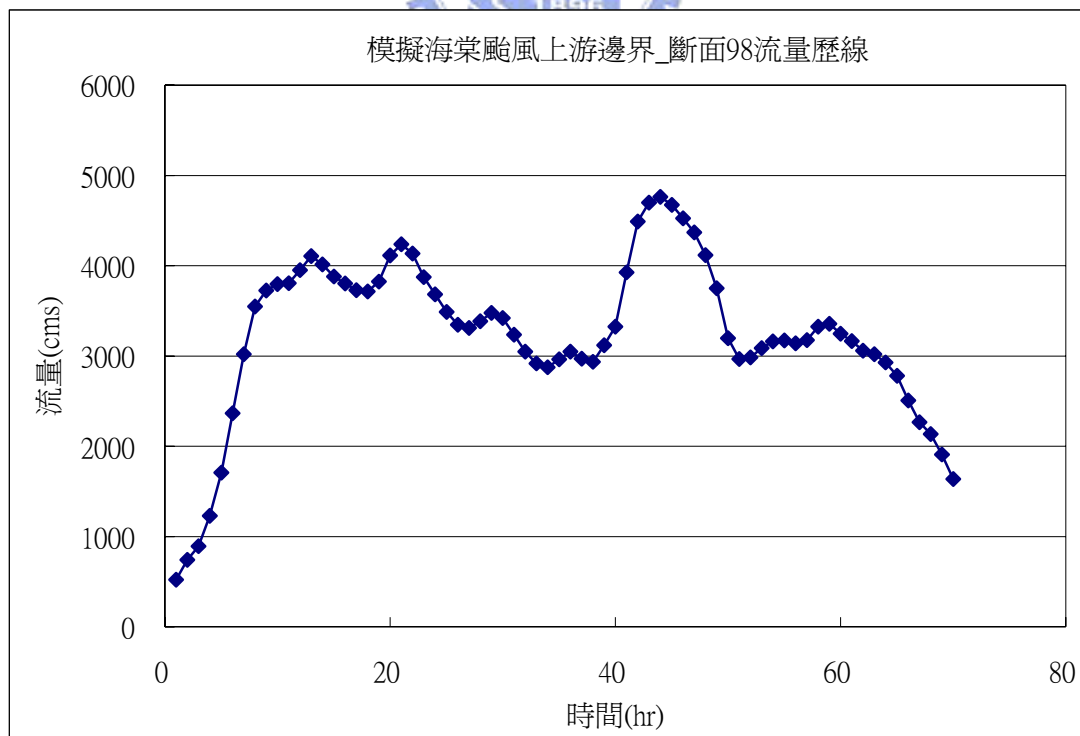


圖 4.8 模擬海棠颱風上游邊界條件 (断面 98)

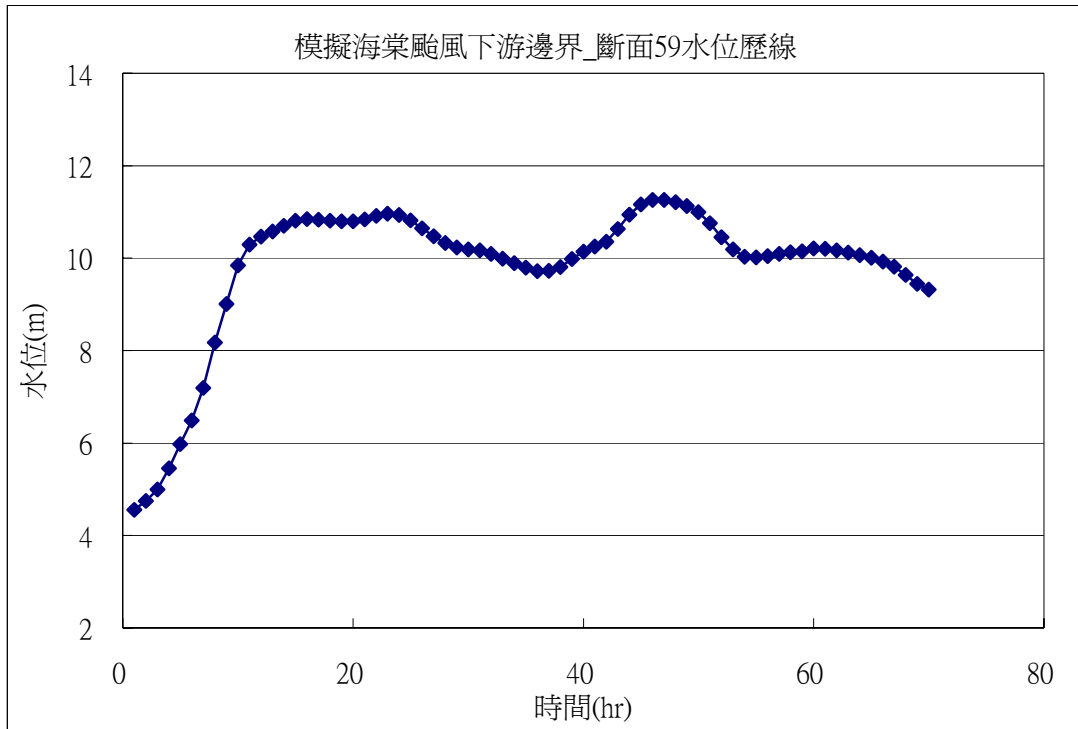


圖 4.9 模擬海棠颱風下游邊界條件 (斷面 59)

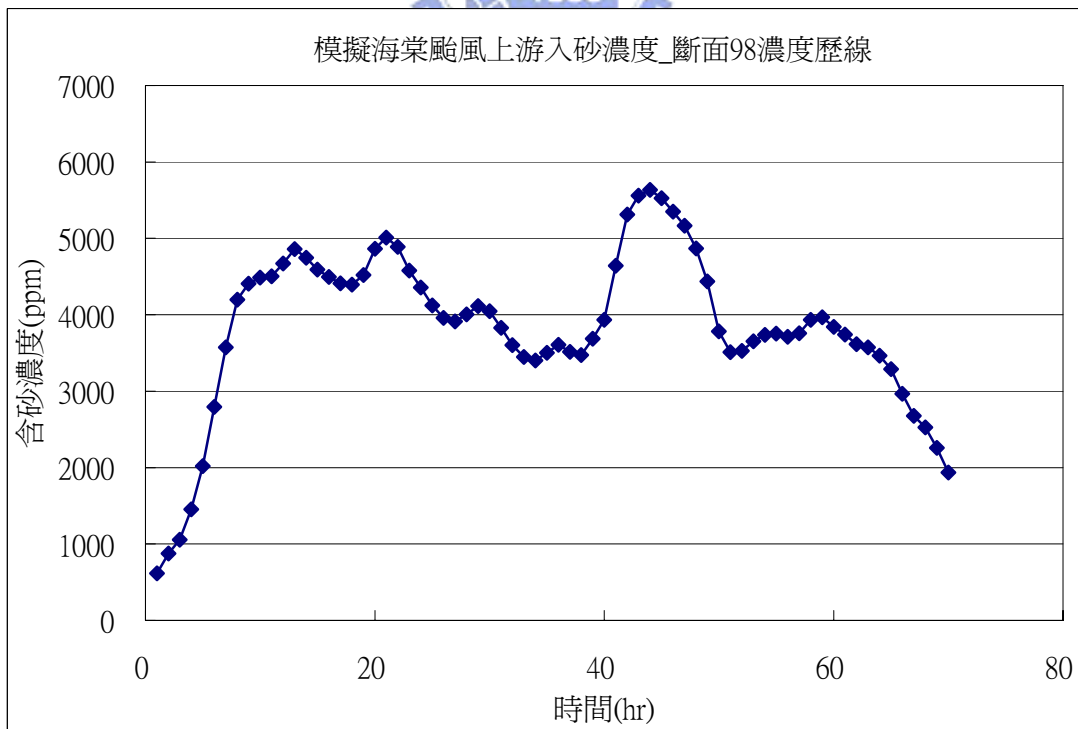


圖 4.10 模擬海棠颱風上游入砂條件

## 第五章 模擬結果分析與討論

### 5.1 實驗室案例分析

#### 5.1.1 複式斷面水位升降動床測試分析

圖 5.1~5.4 為模擬複式斷面變量流歷線之立體結果圖，水位在  $t=0\text{min}$  時刻皆保持在主深槽內，模擬開始後水位則慢慢上升漫過高灘地，當  $t=12\text{min}$  時刻上游流量到達第一次洪峰，水位在連續升降兩個周期後，最後又下降維持在主深槽中流動。

圖 5.5 為模擬時刻  $t=48\text{min}$  後之底床高程立體圖，可發現上游段之主深槽與高灘地皆有淤積發生，主深槽最大淤積高度約為  $0.008\text{m}$ ，而中下游段有些許沖刷情形，主深槽最大沖刷深度約為  $-0.001\text{m}$ 。從圖 5.6~5.9 不同時刻之底床縱剖面圖可看出底床沖淤趨勢，上游  $1\text{m}$  處之主深槽有明顯淤積，沿程  $12\text{m}$  處中下游段底床高程則有些許沖刷，水面線隨著不同時間在高灘地位置升降。本案例主要目的為測試變量流水位在複式斷面升降之流況，由於模擬時間僅  $48\text{min}$ ，原 1969 年 Suryanarayana 實驗報告之 run21 模擬時間為  $10\text{hr}$ ，因此尚未看出該案例淤積波前之產生，若將本案例模擬時間延長，即可看出淤積波前之移動。

不同時刻懸浮質濃度沿程分佈如圖 5.10，上游入砂濃度以  $409\text{ppm}$  之濃度持續入砂，沿程濃度分佈向下游為一遞減趨勢，模擬剛開始  $t=4\text{min}$  時刻沿程  $6\text{m}$  後半段之懸浮質濃度保持在微量濃度，約為  $10\text{ppm}$ ； $t=12\text{min}$  時則隨著流量增加，懸浮質濃度有向下游傳遞之趨勢，沿程  $6\text{m}$  後之濃度約為  $50\text{ppm}$ ； $t=48\text{min}$  時刻濃度恢復穩定，中下游段由於有沖刷情形，濃度有些許上升。

#### 5.1.2 複式斷面高灘地粗糙度改變分析

首先以單位寬度流量  $q=0.08\text{cms/m}$  案例作說明，圖 5.11 為  $q=0.08\text{cms/m}$  水位沿河道變化之立體圖，圖中水位皆漫過主深槽與高灘地，水深呈現遞減之趨勢，而主深槽與高灘地糙度係數曼寧  $n$  採相同值 0.017，高灘地之水位在此情況下無壅高之現象。圖 5.12 與 5.13 為河道水平方向流速分佈圖，可發現在主深槽部分之流速略比高灘地來的大些，由圖 5.14 流速分佈剖面圖觀察更為明顯（此剖面圖為計算斷面 I=1 之剖面），主深槽之流速為 0.484m/s，高灘地之流速則為 0.381m/s，顯示高灘地與主深槽之流速分佈即使在底床粗糙度相同情況下，流速分佈亦為不同。

在同樣單位寬度流量  $q=0.08\text{cms/m}$  下，改變高灘地之糙度係數為  $n=0.027$ 、 $0.037$ 、 $0.047$ 、 $0.057$ ，從圖 5.15 不同糙度流速分佈剖面圖可看出當糙度係數增加時，斷面流速分佈有遞減之趨勢，且主深槽與高灘地之流速皆下降；水位部分，圖 5.16 為斷面水位之剖面圖，可發現當糙度係數增加，水位有升高之趨勢，且水面線並非一直線，高灘地水位有壅高現象產生，以  $n=0.057$  為例，主深槽與高灘地間水位差約有 0.0058m，壅高百分比（註 1）約為 2.8%。

改變不同流量與高灘地糙度係數共  $4*4=16$  種組合，整理後可繪出圖 5.17 與圖 5.18，圖中之水位值為計算斷面 I=1 之斷面平均水位，就相同單位寬度流量之曲線而言，當高灘地糙度係數增加時，整體斷面平均水位隨之增加；而當單位寬度流量增加時，斷面平均水位亦隨之增加，由於流量增加幅度較大，因此上升影響程度相較糙度係數  $n$  來的更大，若從上升百分比來看（註 2），流量與糙度係數之影響在此案例中使水位可上升到約 25%，可見其影響之大。

註 1：壅高百分比 =  $\frac{\text{高灘地平均水位} - \text{主深槽平均水位}}{\text{主深槽水深}} \%$

註 2：上升百分比 =  $\frac{\text{改變不同}n\text{之斷面平均水位} - n\text{為基準之斷面平均水位}}{n\text{為基準之斷面平均水深}} \%$

## 5.2 實際案例分析

### 5.2.1 颱風事件模擬結果分析

圖 5.19 為模擬海棠颱風案例在初始基流量下穩態 (steady state) 之速度向量分佈，右方為河道上游端，左方為河道下游端，比對圖 4.7 現況案例模擬格網點圖，可看出速度向量主要分佈在河道主深槽區域，圖 5.20~5.22 為局部區域放大之放大圖，依模擬區段分上、中、下三個子區域展示。

將模擬過程中新中測站之水位與時間變化繪出，並與實測資料比對，如圖 5.23，可看出模擬之水位原則上與實測資料趨勢相當，僅退水段有較大落差，推估原因為水平二維模式在有限之河道斷面資料下，需內差建構格網點中之高程，此部分與實際情況相比，可能有差異產生，且此水位歷線為斷面平均後之水位值，與實際新中測站單點所量測之水位值必定有所偏差，但在高流量下之模擬結果與實測趨勢相近，即足以提供做為防洪之參考。

圖 5.24 為不同時間之水位沿程變化圖，圖中之底床高程為計算斷面之最低點，水位為每個計算斷面之平均水位，水平二維模式與一維模式之不同點在於，其可反映出斷面水平位置之水位分佈情況，因能夠呈現流線方向不同地形起伏與障礙之特性，每個斷面之水位不見得為一水平線，因此若要以一維沿程方式呈現，採斷面平均將其繪出可具有代表性，而圖 5.25 中水位沿程有部分數據點凸起或不夠平滑，即為斷面平均水位後所造成之現象。

依水位沿程立體圖來看，如圖 5.26~5.31，圖之上方為上游端，下



方為下游端，在下游端左岸部分有一明顯高灘地區域，在初始  $t=2\text{hr}$  時可看出水流僅在主深槽內，隨著模擬時間增加水位逐漸漫過高灘地，經過洪峰時段後水位又逐漸下降恢復穩定，顯示乾濕點處理技巧在實際案例應用上能有所成效。模擬範圍中有部分區域有溢流情形發生，與國科會「水庫洩洪對下游淹水影響之研究」整合型計畫中模擬結果溢流區段比對，如表 5.1，對應圖 5.29，其溢流區段有部分相同，而此區段應多加注意防洪安全以防範淹水。

從二維角度看模擬海棠颱風過後整體河道沖淤趨勢，如圖 5.32 所示，由顏色區塊來說明，此模擬範圍大多呈現沖刷情形，僅上游及中下游段右岸有些許淤積，其餘計算斷面  $I=1, 27, 37, 95, 115$  等有較明顯沖刷，沖淤量約在  $+0.5\sim-0.5\text{m}$ 。將沖淤較明顯之計算斷面繪出，如圖 5.33~5.36，可發現沖刷區域大多平均分佈在各斷面上，無明顯之主深槽沖刷、高灘地淤積情形。

### 5.2.2 頻率年模擬結果分析

此部分採不同頻率年洪峰流量做定量流動床分析，首先以  $Q_{200}$  為例，圖 5.37 為  $Q_{200}$  在  $n=0.036$  下模擬後底床沖淤趨勢，在此模擬條件下，整體河床沖淤並不明顯，僅部分區塊有少量淤積，因此可推估此分析案例底床變動對於洪水位壅高影響程度較低。圖 5.38 為模擬高灘地不同糙度下之水位沿程剖面圖，可看出下游段改變糙度之區域水位有明顯抬升，圖 5.39 為水位抬升段局部放大圖，其中糙度  $n=0.066$  之水位上升程度為最高，而水位上升區段有向上游無改變糙度區域延伸之趨勢；將上升最明顯之斷面剖面圖繪出，如圖 5.40 所示，在同一糙度條件下，主深槽區域之水位相較左岸高灘地區域來的低些，越往左岸有壅高之趨勢，顯示受到高灘地糙度改變之影響，靠



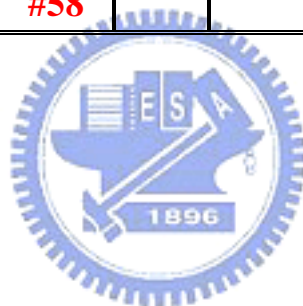
近岸邊之水位存在著壅高之風險。

同理，進行另一組頻率年流量  $Q_5$  搭配高灘地不同糙度  $n=0.046$ 、 $0.056$ 、 $0.066$  分析，就水位上升程度最大之  $I=123$  斷面，整理如圖 5.41、5.42 所示，圖中橫座標為不同高灘地之糙度曼寧  $n$  值，縱座標分別為水位上升值、上升百分比，其中上升百分比定義如 5.1.2 節中之註 2，為斷面水位上升之比例。在同一流量條件下，其水位上升程度隨著高灘地糙度增加而增加，而流量加大時，上升值亦隨之增加；從上升百分比來看，此案例中水位最大可上升到約平均水深之 7%，此上升程度對於防洪安全具有一定之風險性。



表 5.1 國科會「水庫洩洪對下游淹水影響之研究」整合型計畫模擬溢流區段

海棠颱風(94年)						
左岸斷面				右岸斷面		
#95	~	#93				
#89	~	#87		#89	~	#87
#85	~	#81		#85	~	#81
#79	~	#77		#64	~	#62
#76	~	#74				
#65	~	#58				



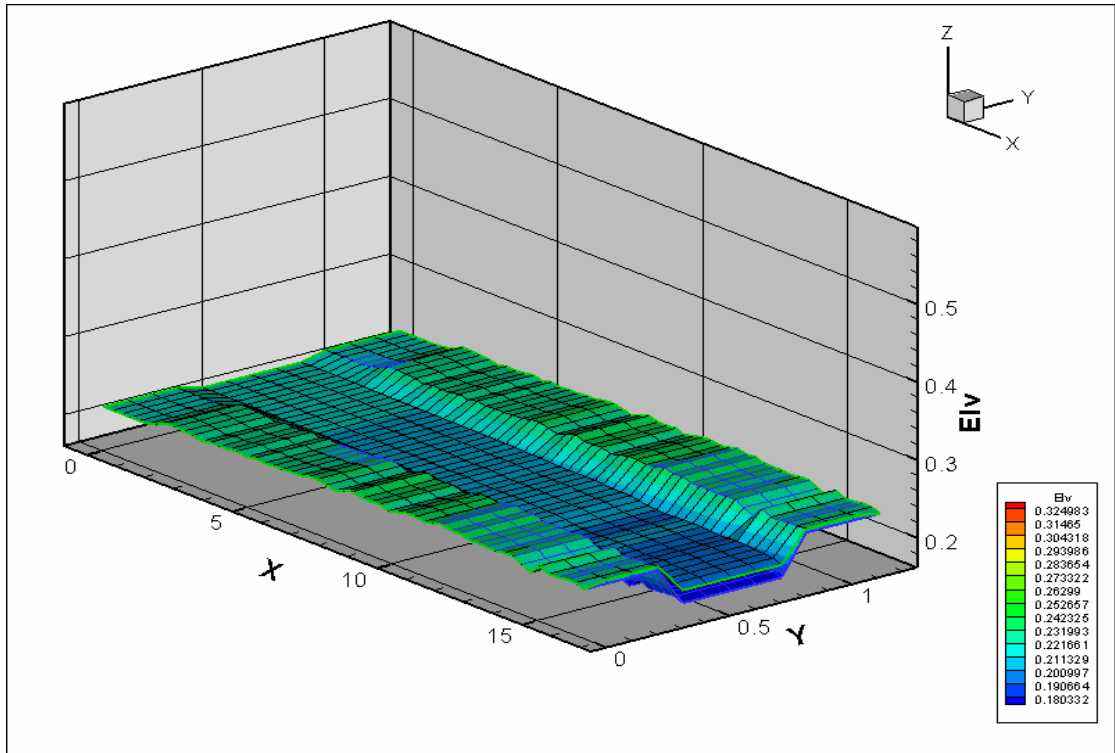


圖 5.1 變量流測試案例水位沿程立體圖 t=0min

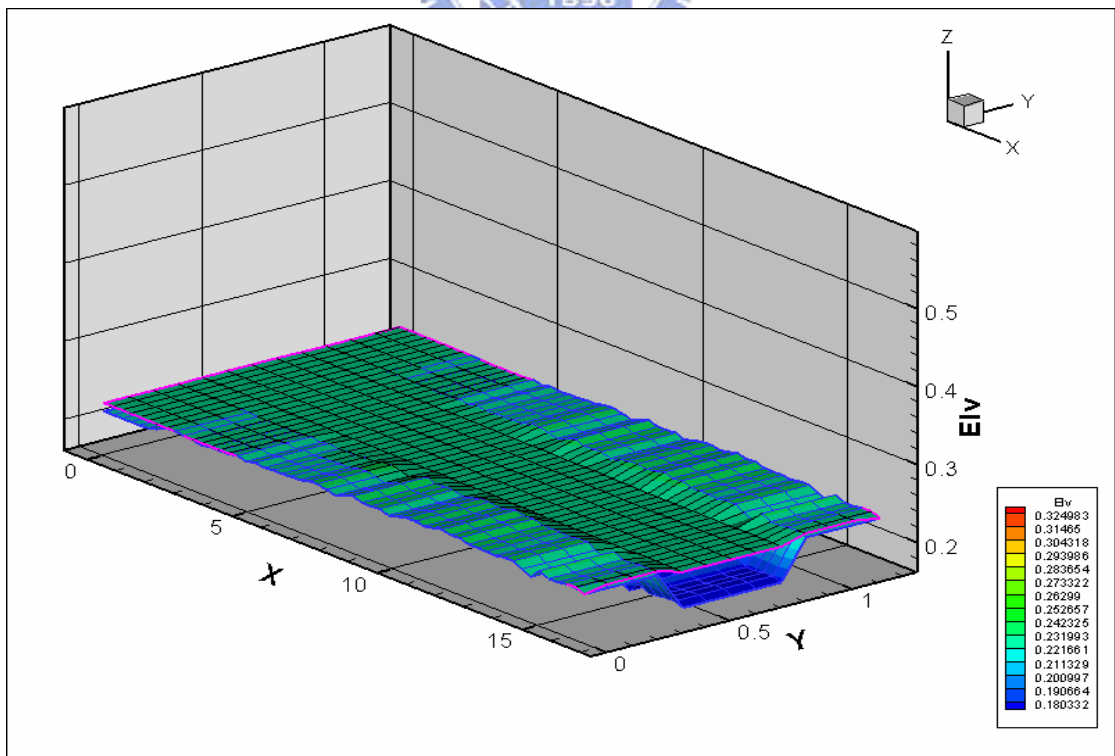


圖 5.2 變量流測試案例水位沿程立體圖 t=4min

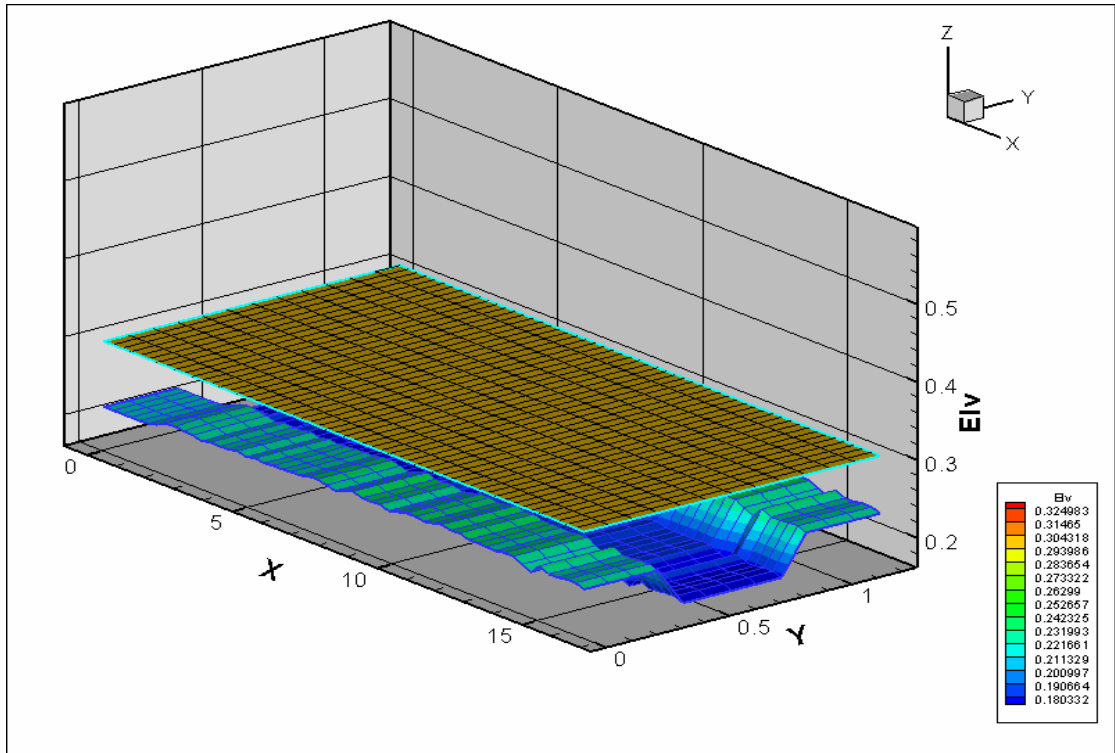


圖 5.3 變量流測試案例水位沿程立體圖  $t=12\text{min}$

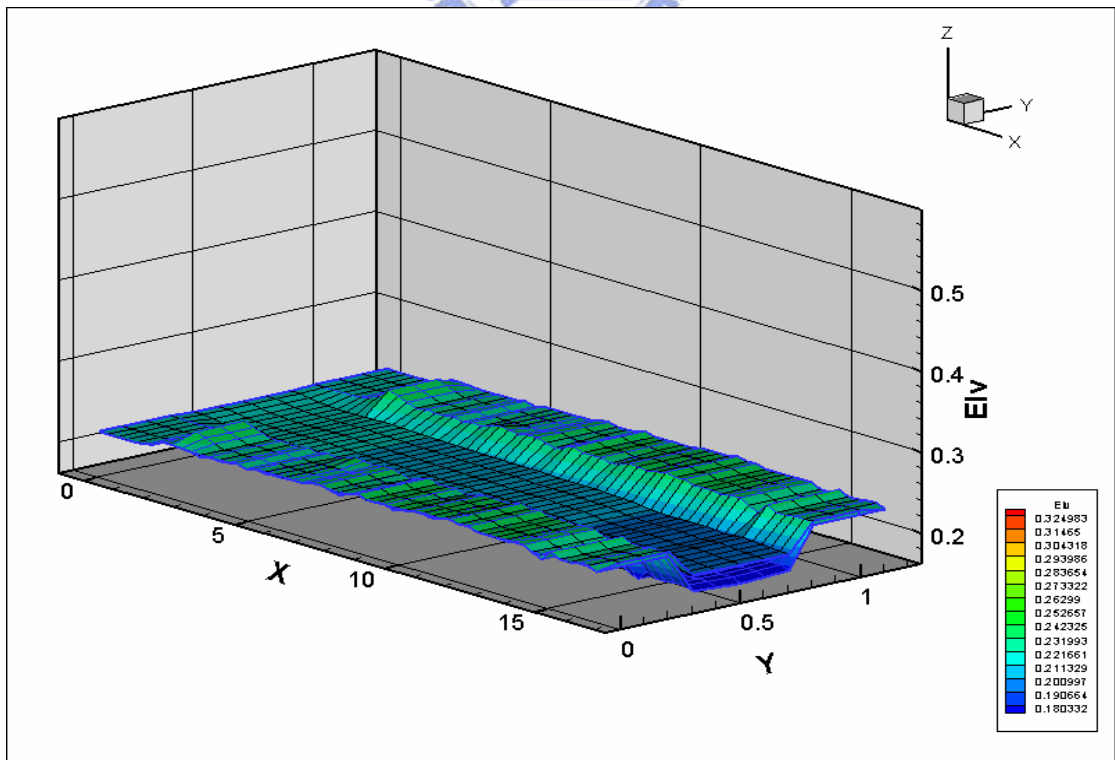


圖 5.4 變量流測試案例水位沿程立體圖  $t=48\text{min}$

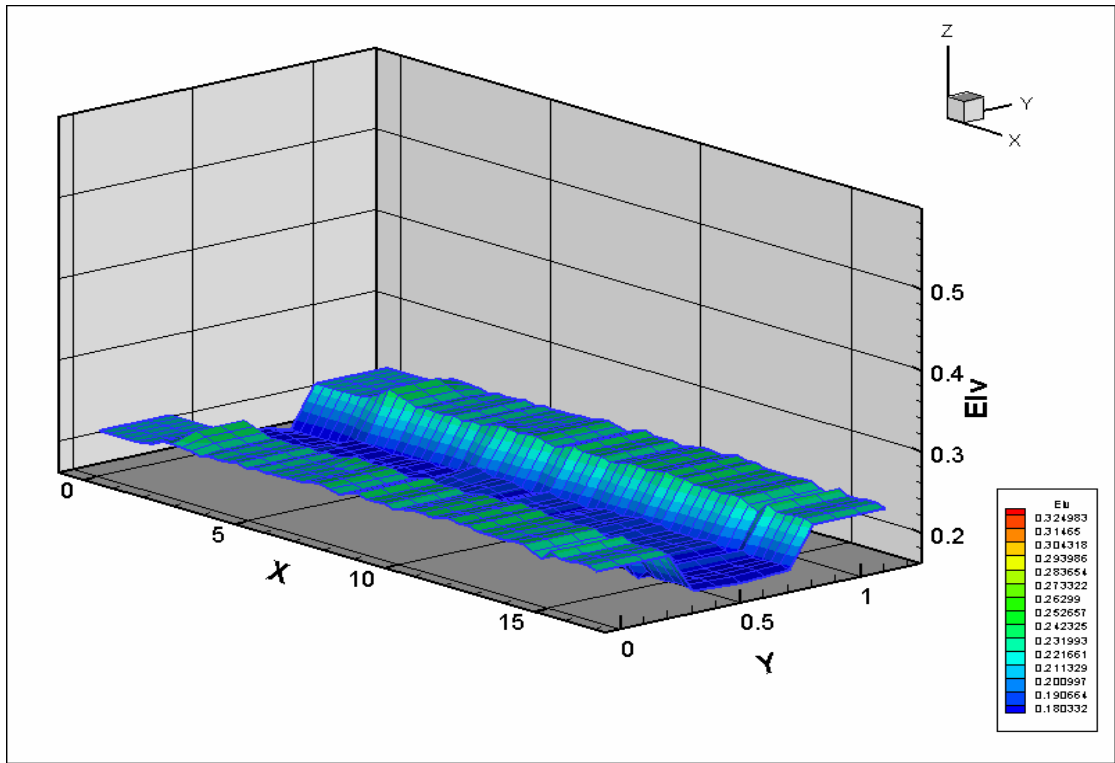


圖 5.5 變量流測試案例  $t=48\text{min}$  底床高程立體圖

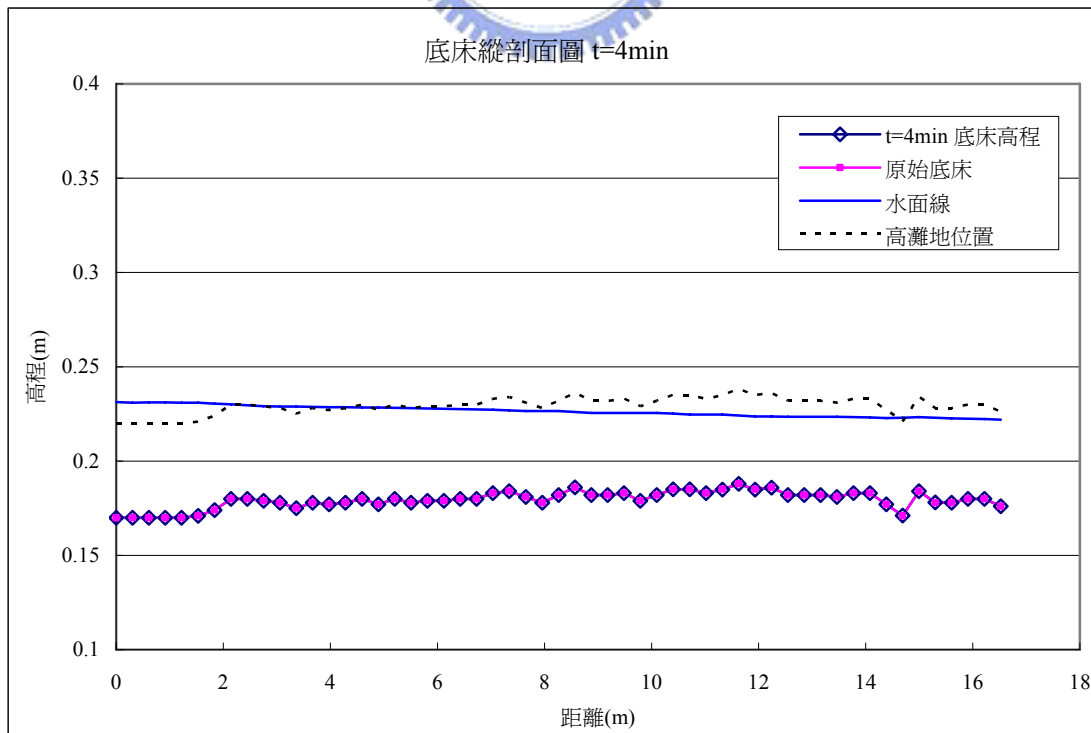


圖 5.6 實驗案例底床縱剖面圖  $t=4\text{min}$

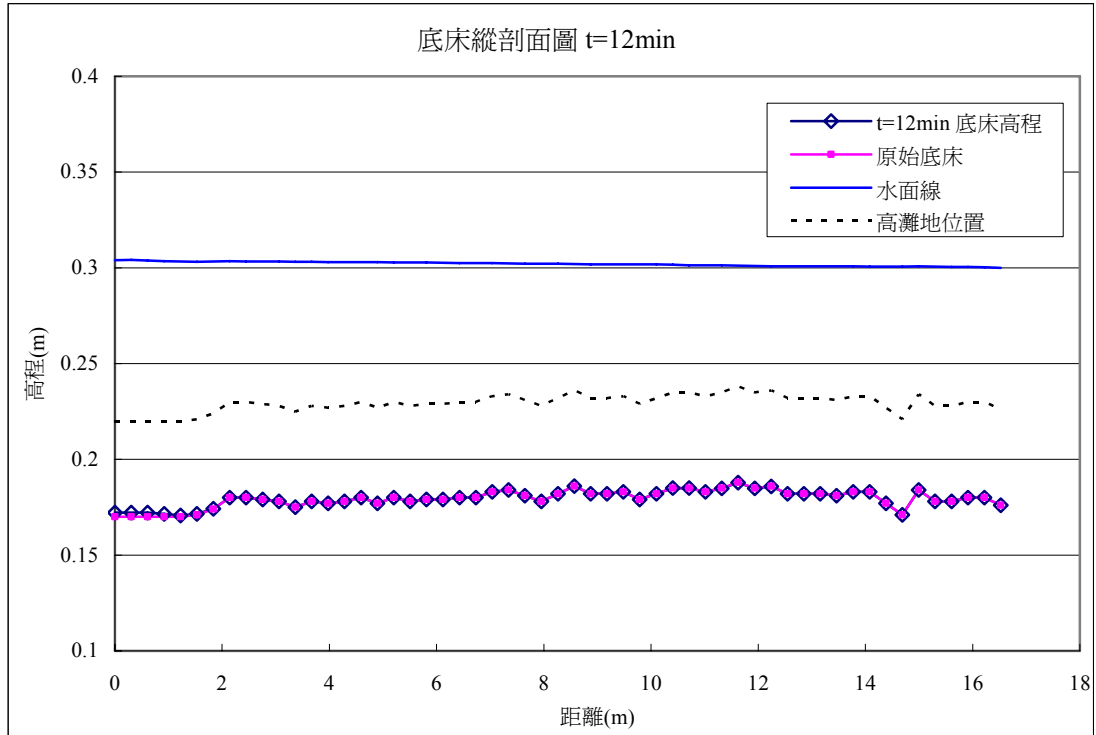


圖 5.7 實驗案例底床縱剖面圖 t=12min

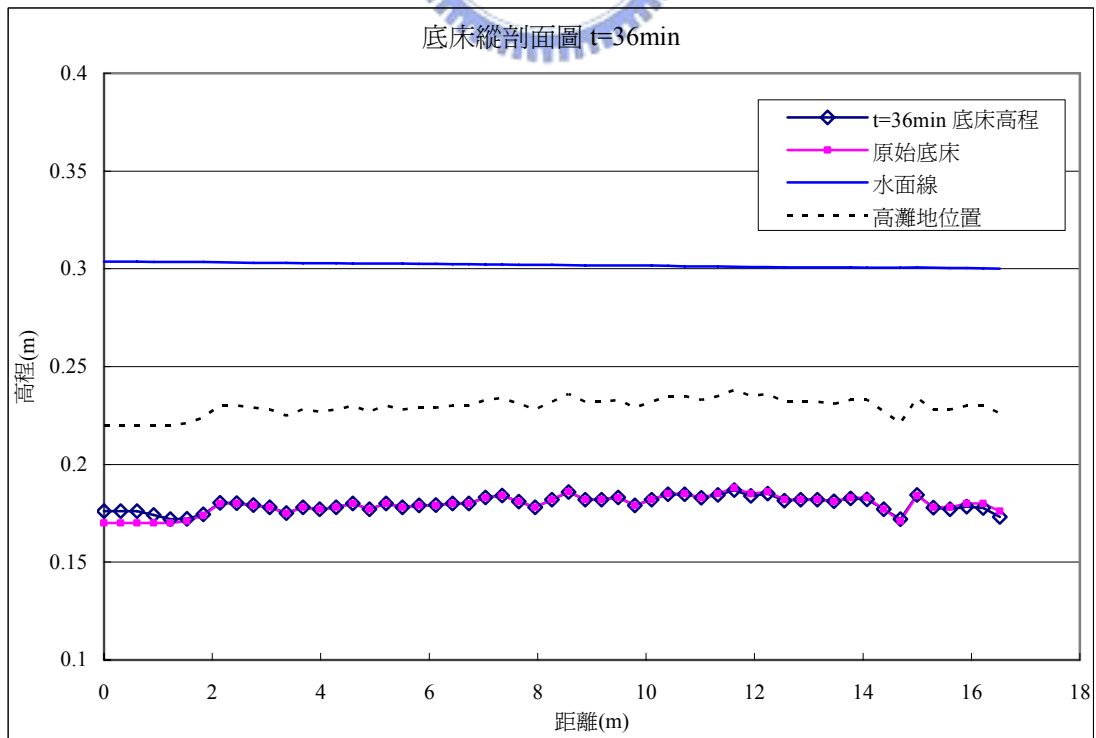
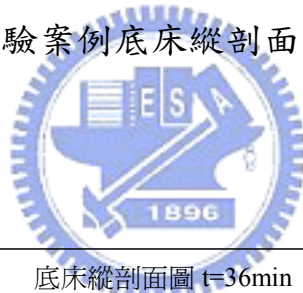


圖 5.8 實驗案例底床縱剖面圖 t=36min



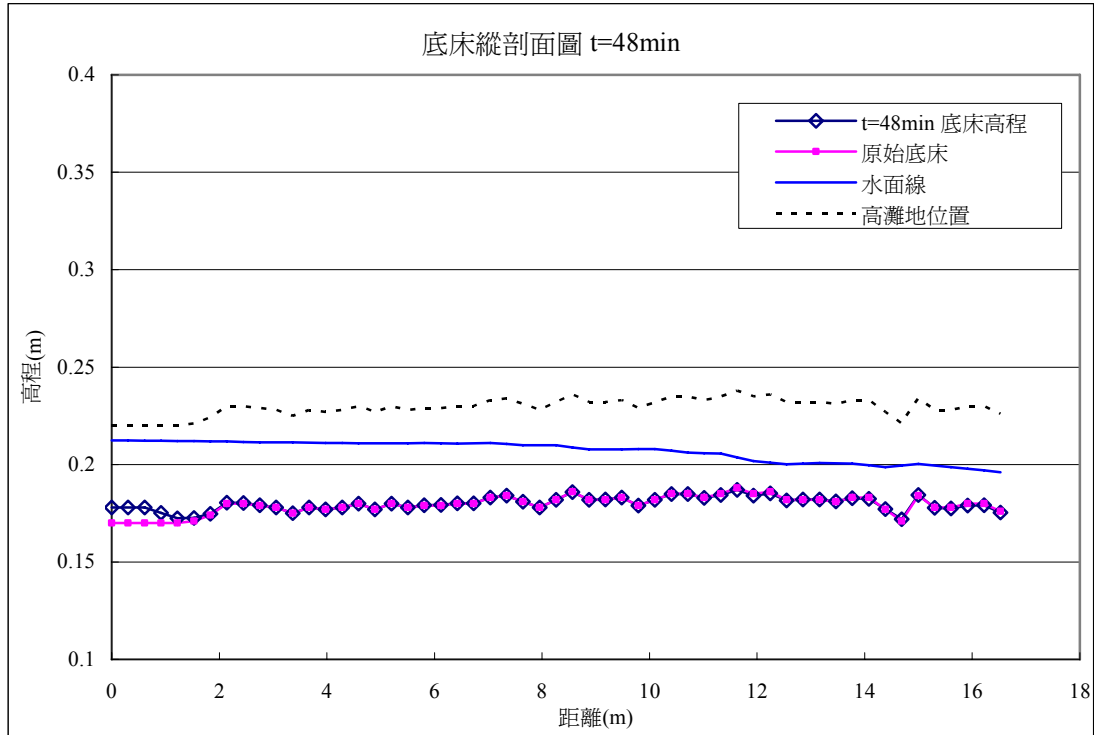


圖 5.9 實驗案例底床縱剖面圖 t=48min

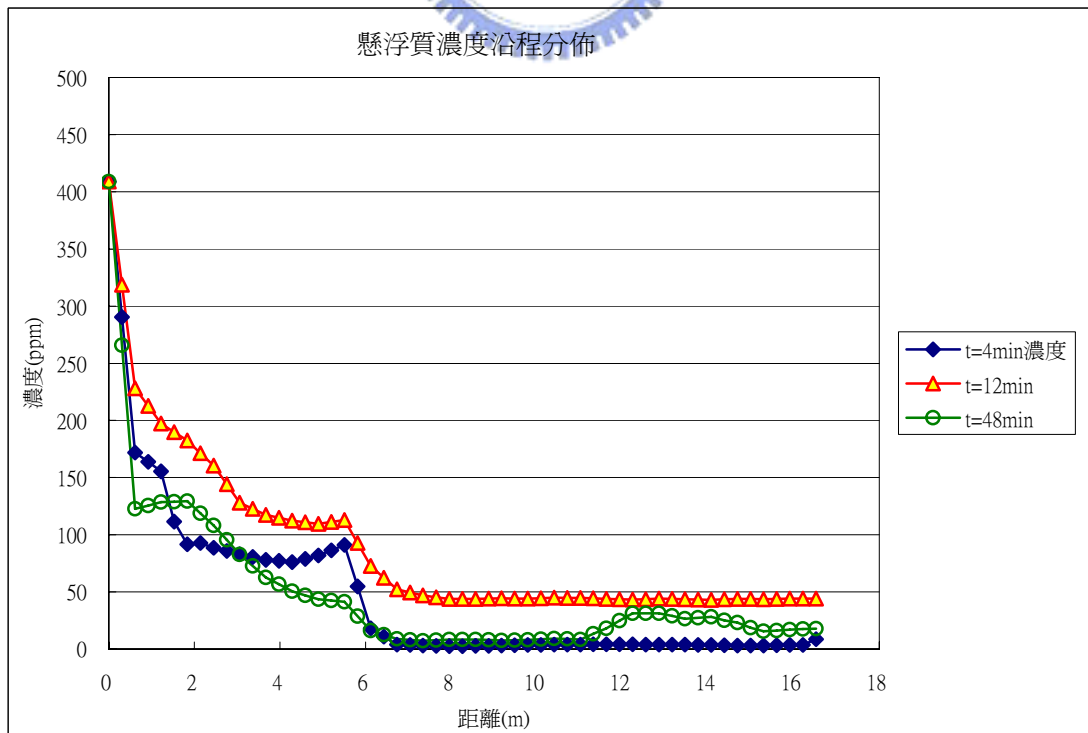


圖 5.10 懸浮質濃度沿程變化

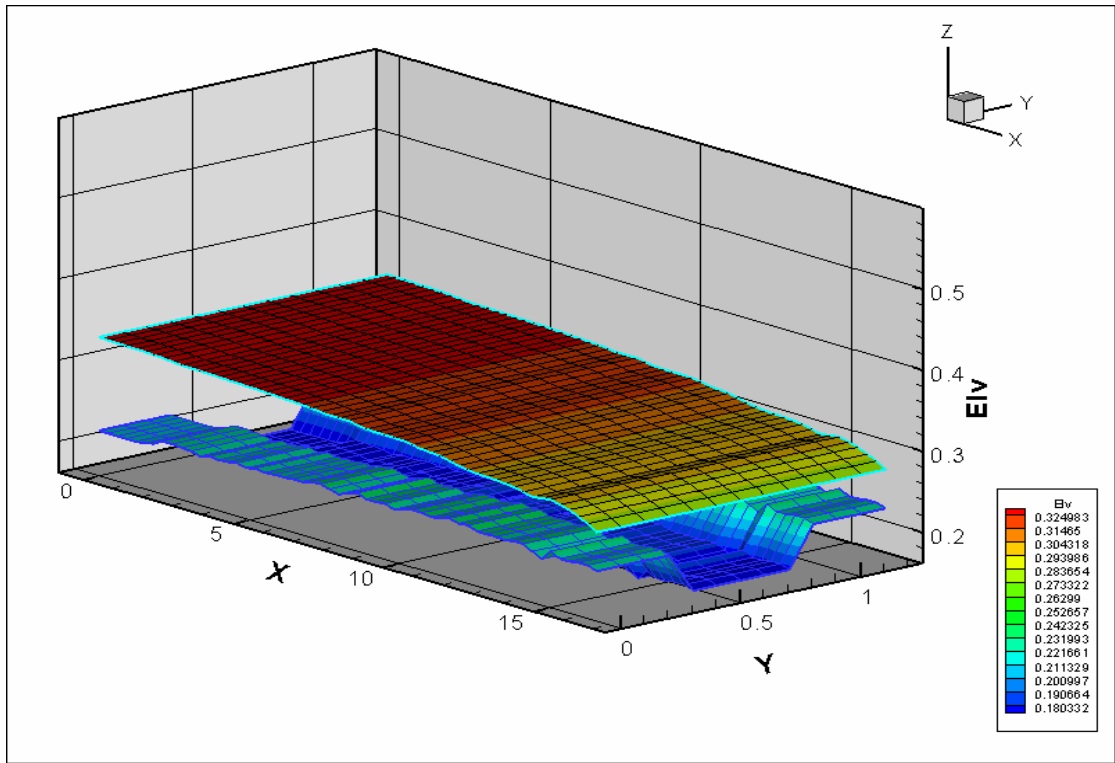


圖 5.11  $q=0.08\text{cms/m}$ ,  $n=0.017$  水位沿程立體圖

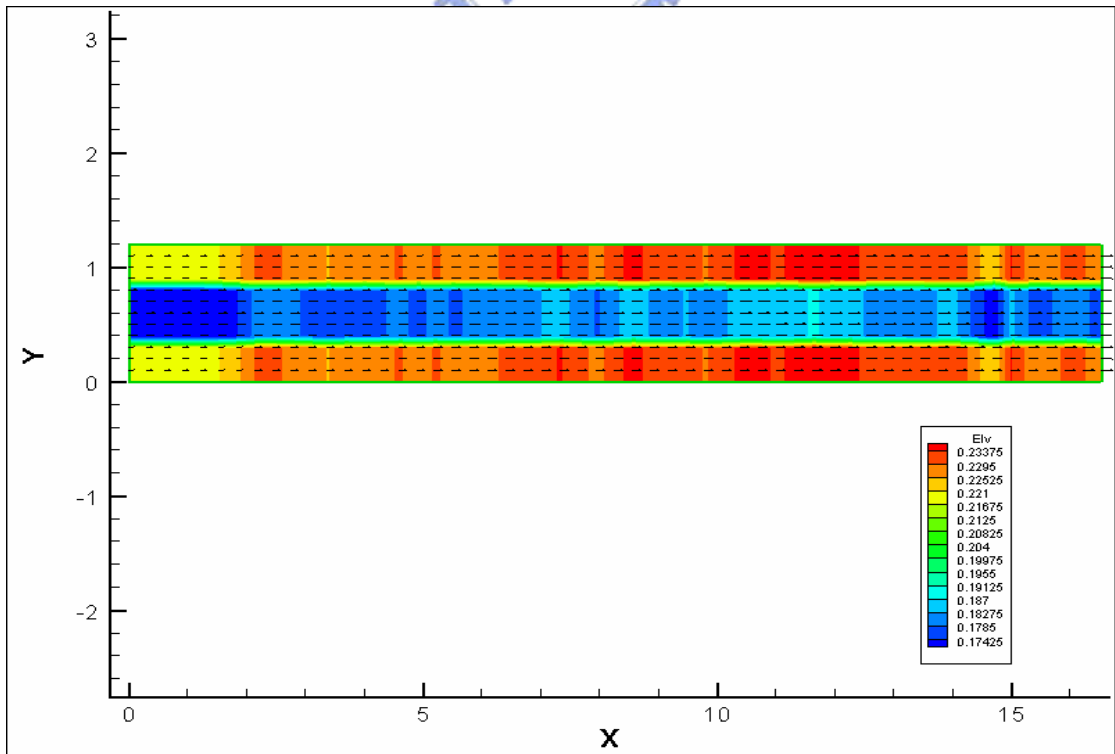


圖 5.12  $q=0.08\text{cms/m}$ ,  $n=0.017$  水平方向流速分佈圖(1/2)

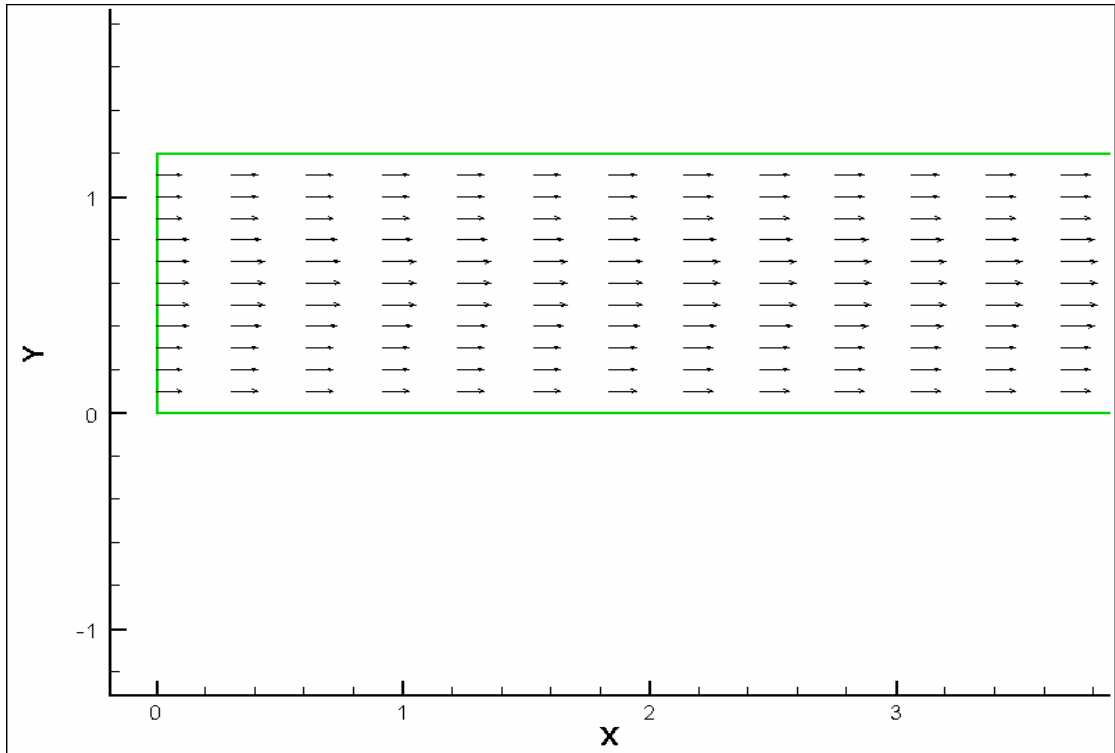


圖 5.13  $q=0.08\text{cms/m}$ ,  $n=0.017$  水平方向流速分佈圖放大(2/2)

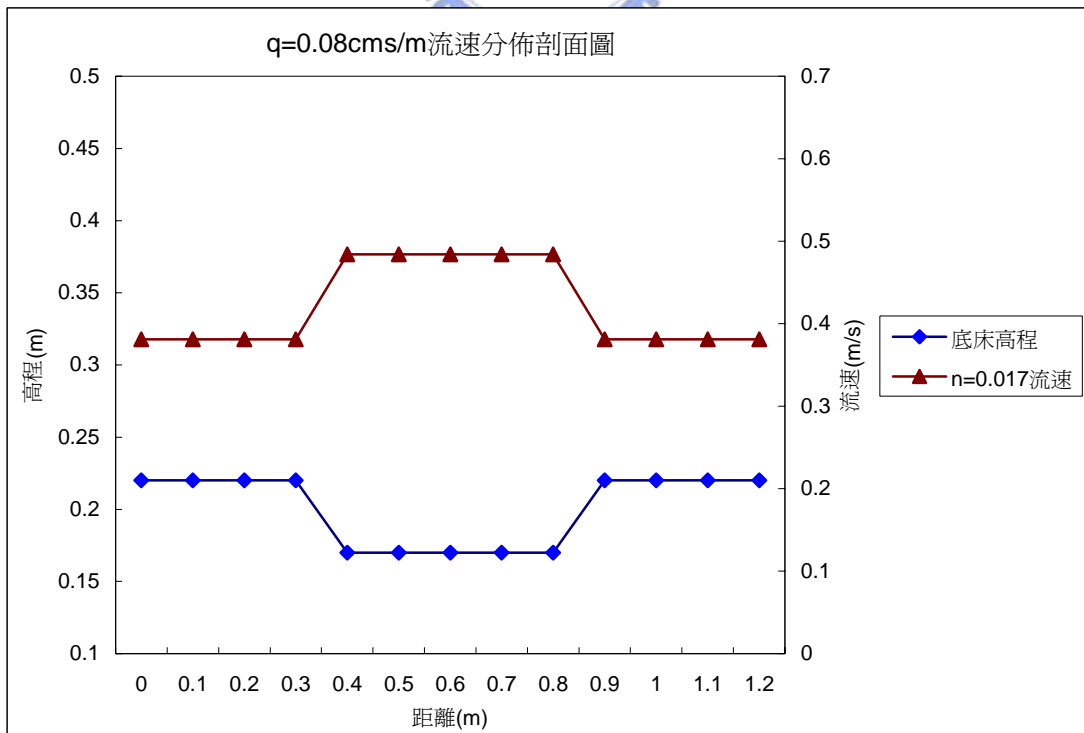


圖 5.14  $q=0.08\text{cms/m}$ ,  $n=0.017$  流速分佈剖面圖

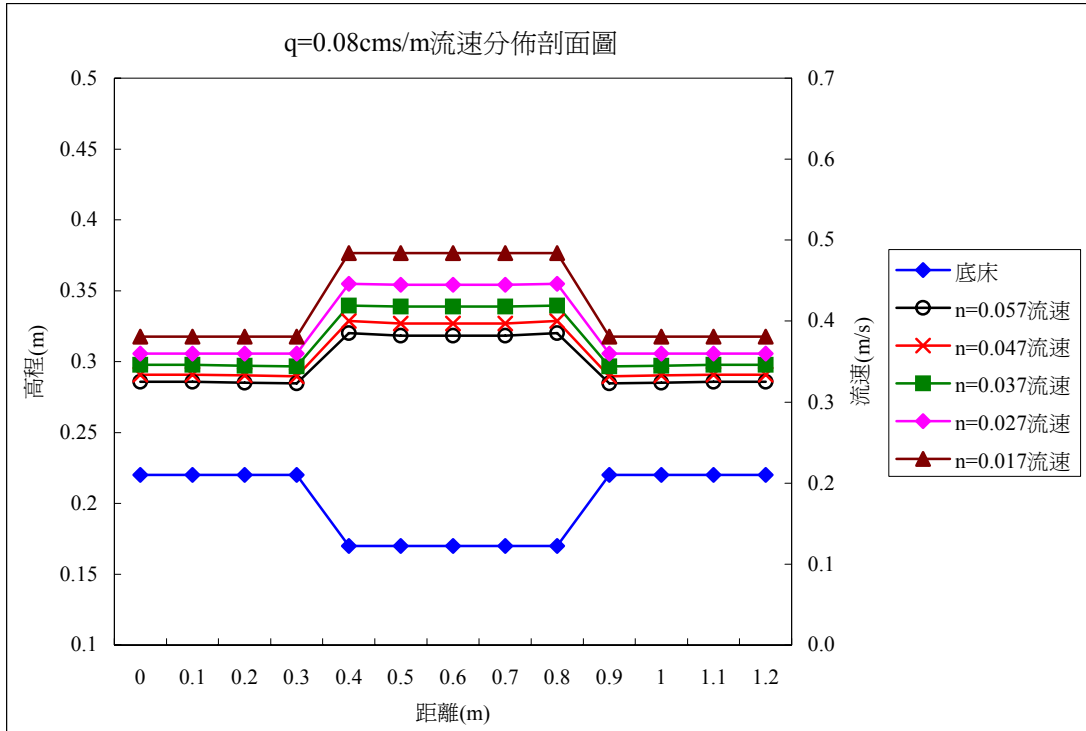


圖 5.15  $q=0.08\text{cms/m}$ ,  $n$  改變流速分佈剖面圖

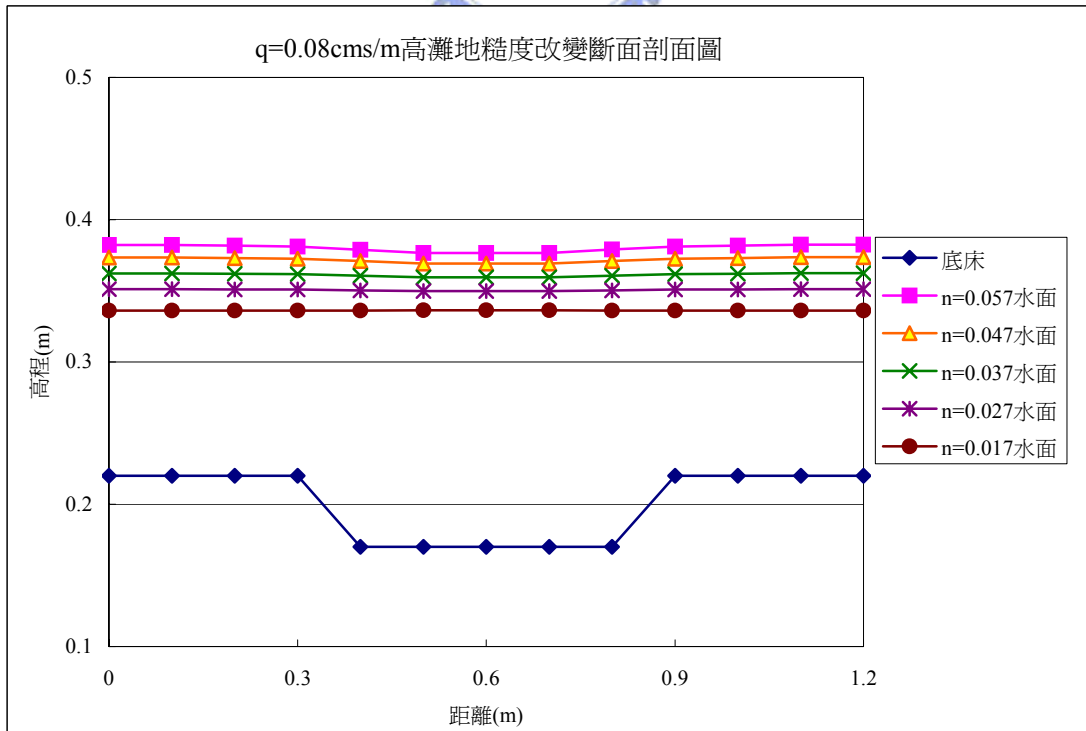


圖 5.16  $q=0.08\text{cms/m}$  高灘地糙度改變斷面剖面圖

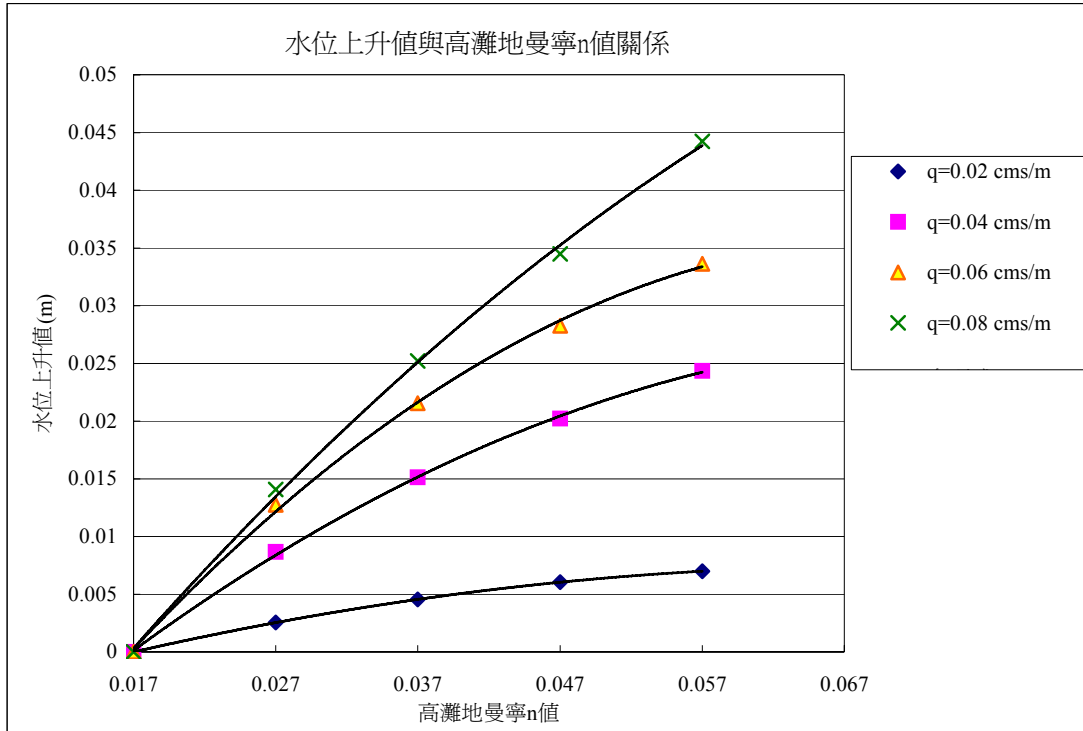


圖 5.17 水位上升值與曼寧 n 值關係圖

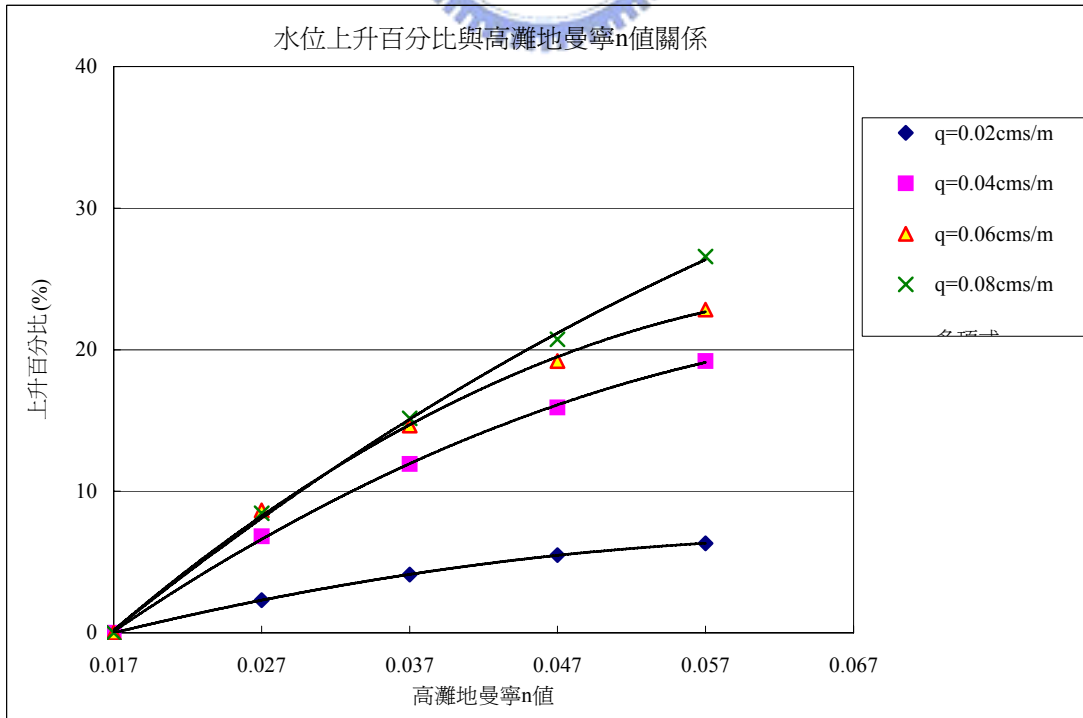


圖 5.18 水位上升百分比與曼寧 n 值關係圖

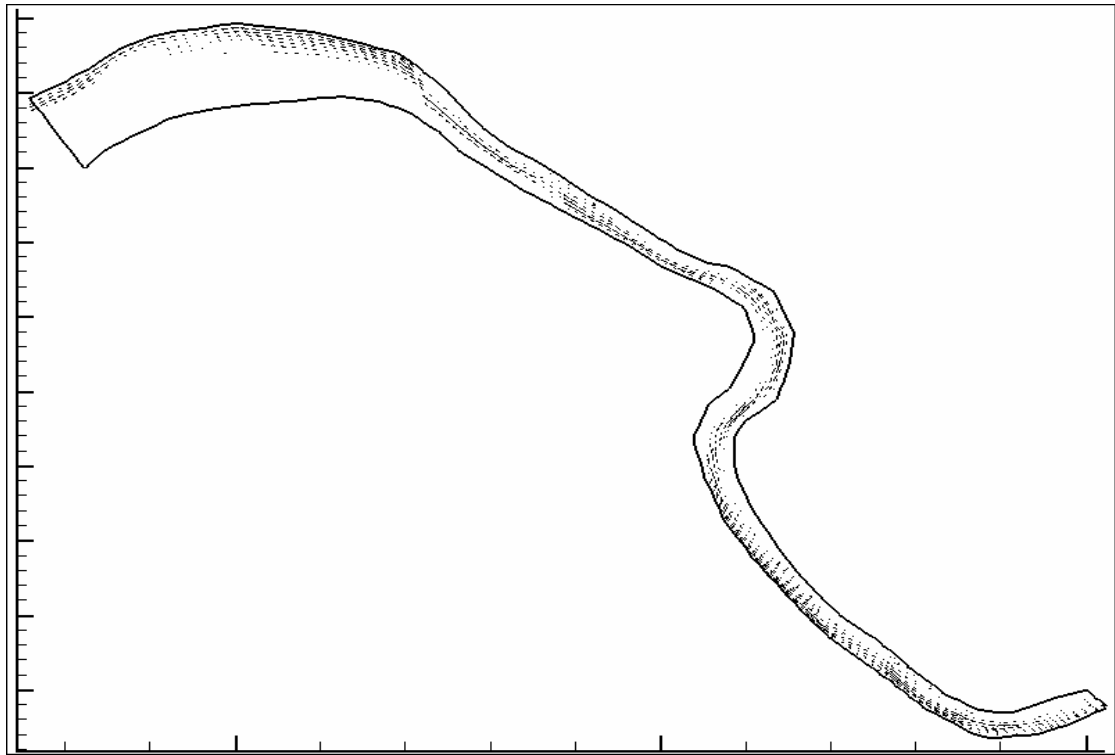


圖 5.19 曾文溪模擬海棠颱風案例 基流量下穩態速度向量分佈

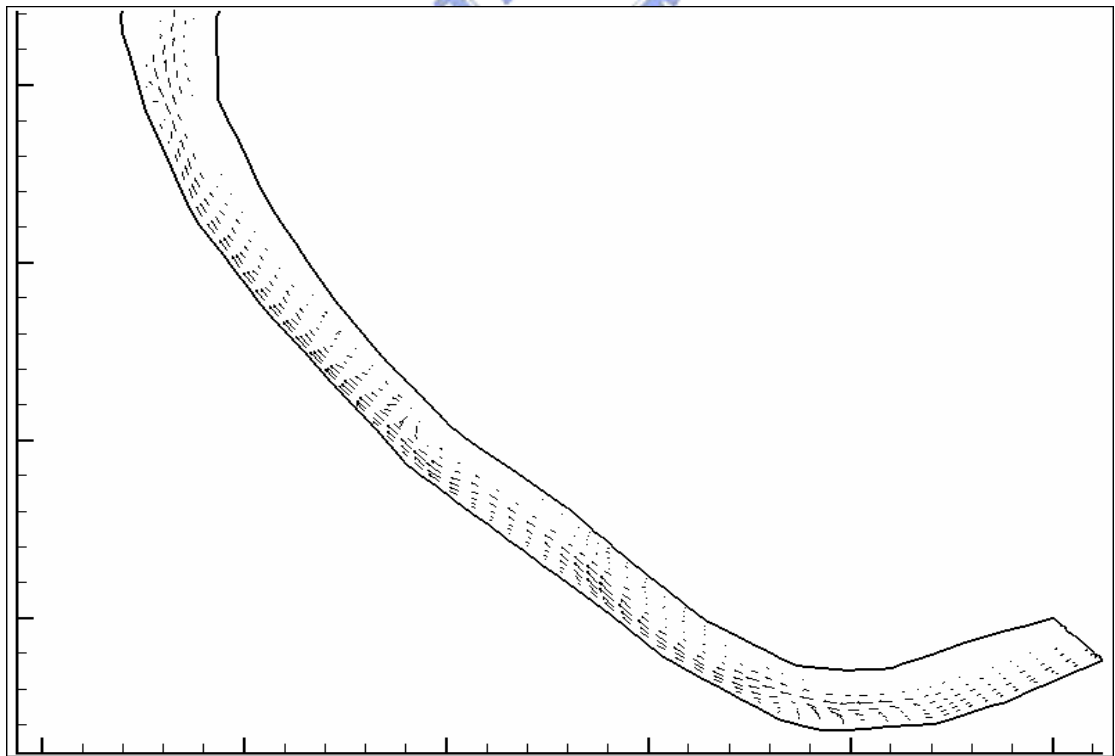


圖 5.20 基流量下穩態速度向量分佈 (局部放大 1/3)

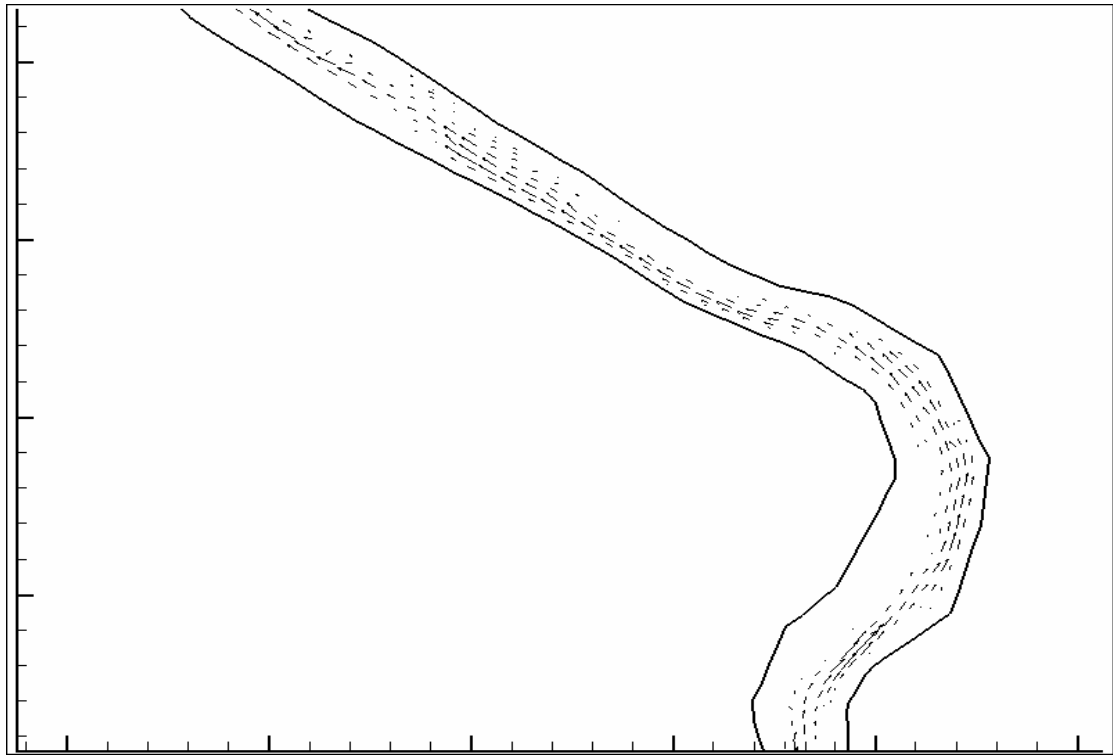


圖 5.21 基流量下穩態速度向量分佈 (局部放大 2/3)

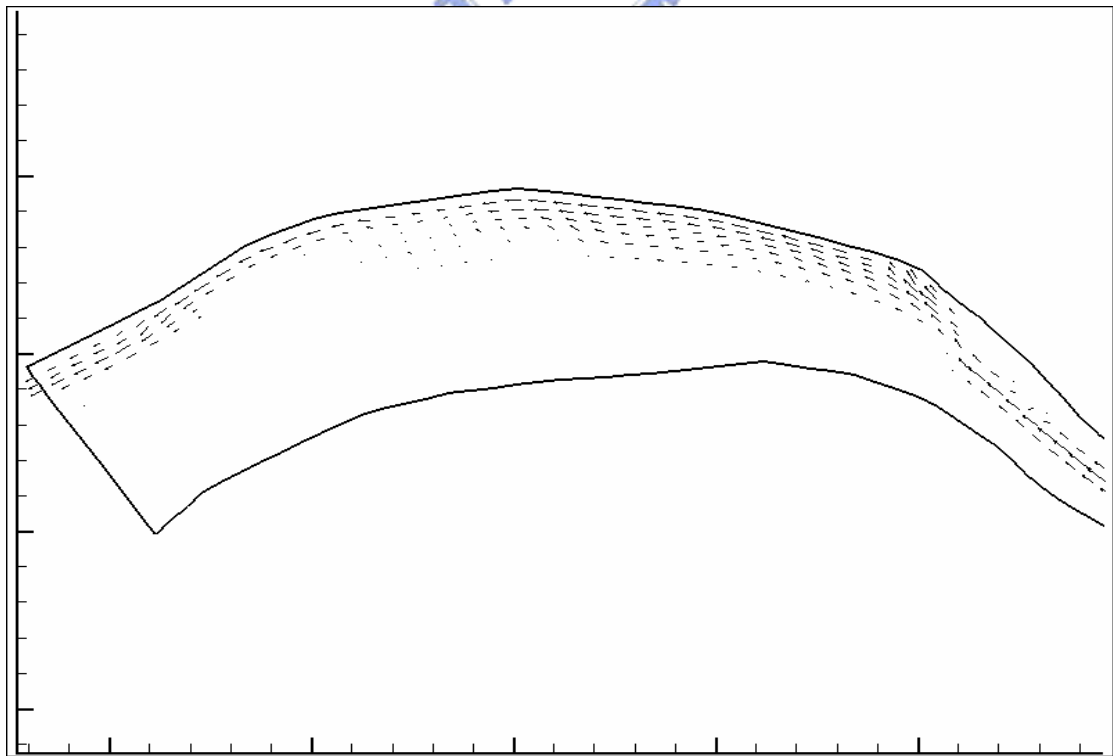


圖 5.22 基流量下穩態速度向量分佈 (局部放大 3/3)



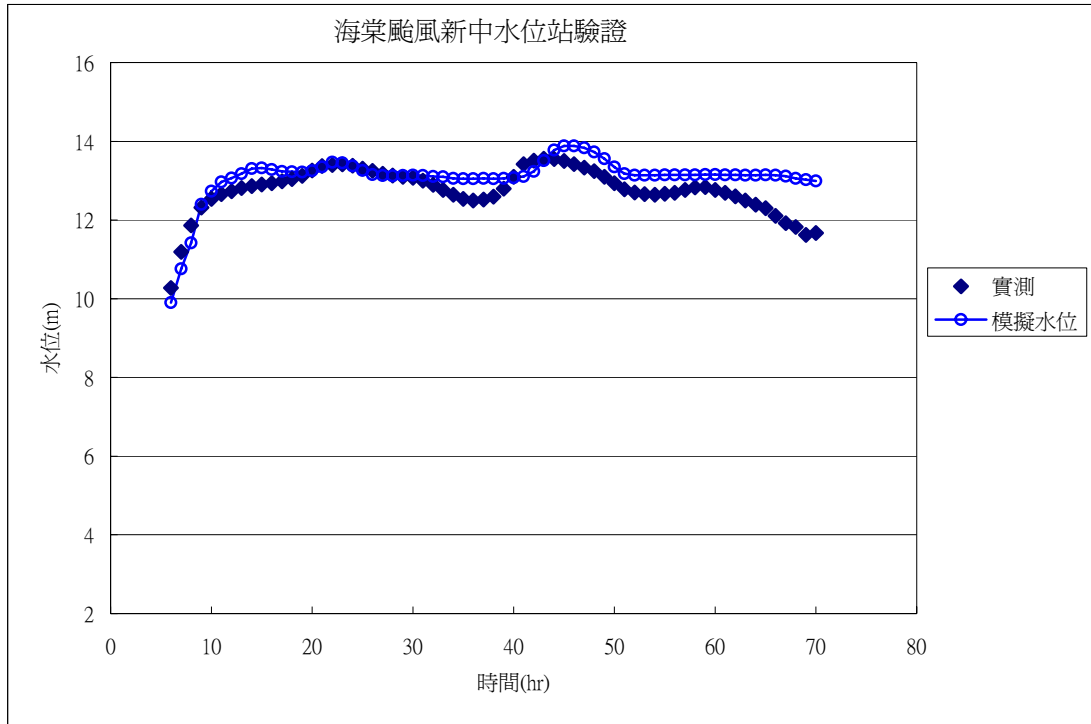


圖 5.23 曾文溪模擬海棠颱風案例\_新中測站水位比較

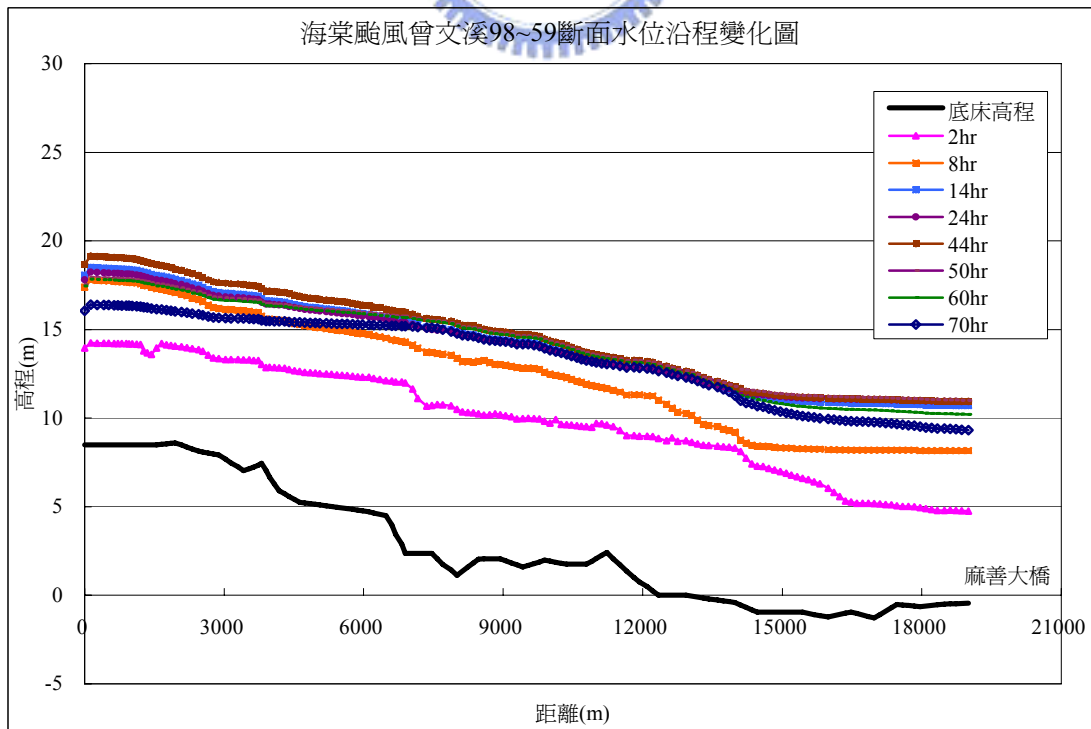


圖 5.24 曾文溪模擬海棠颱風案例\_水位沿程縱剖面圖

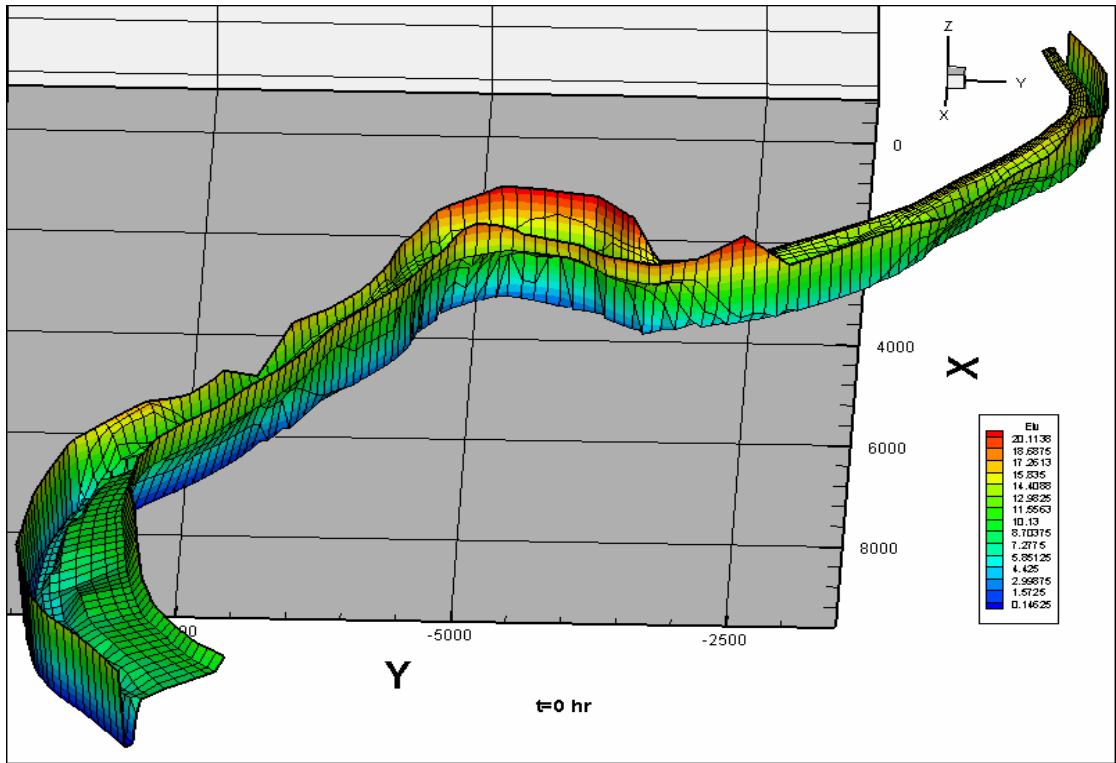


圖 5.25 曾文溪模擬海棠颱風案例\_水位沿程立體圖  $t=0$ hr

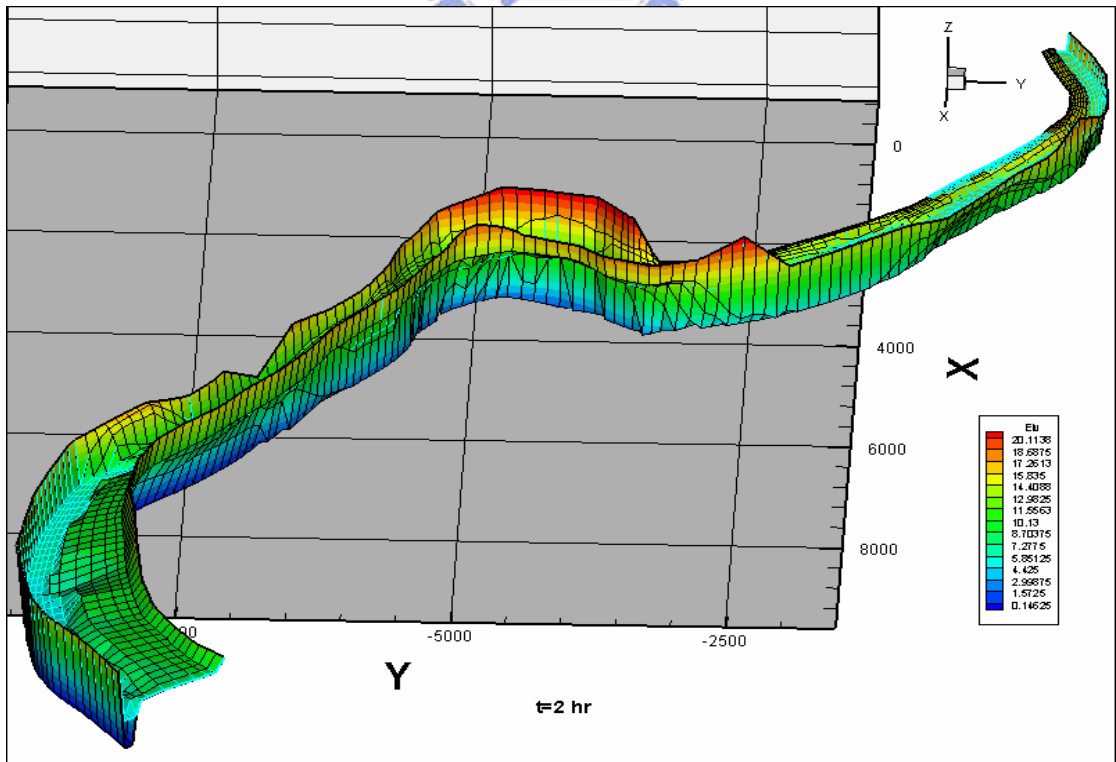


圖 5.26 曾文溪模擬海棠颱風案例\_水位沿程立體圖  $t=2$ hr

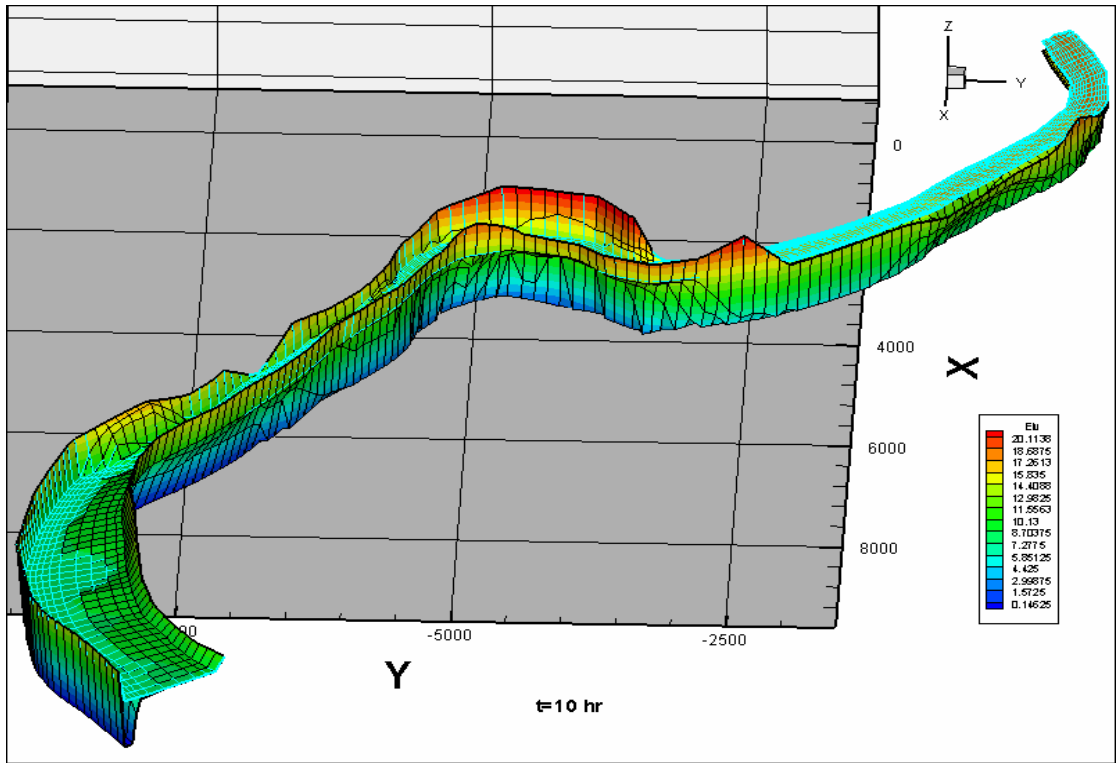


圖 5.27 曾文溪模擬海棠颱風案例\_水位沿程立體圖 t=10hr

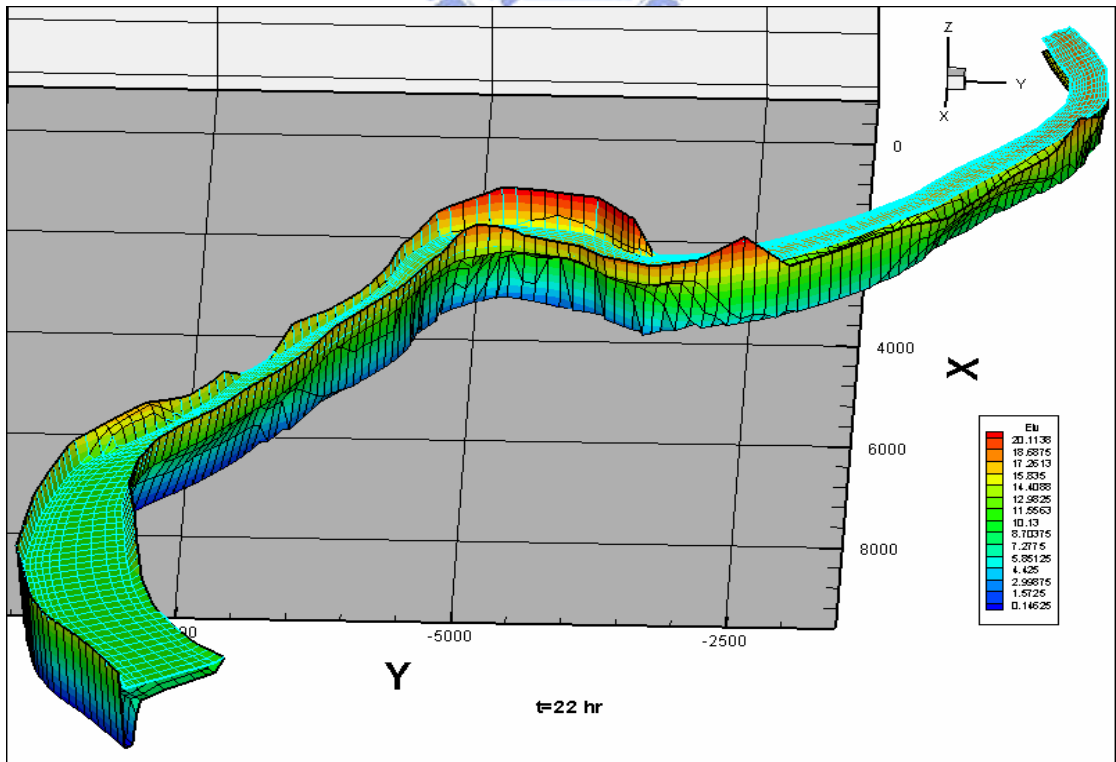


圖 5.28 曾文溪模擬海棠颱風案例\_水位沿程立體圖 t=22hr

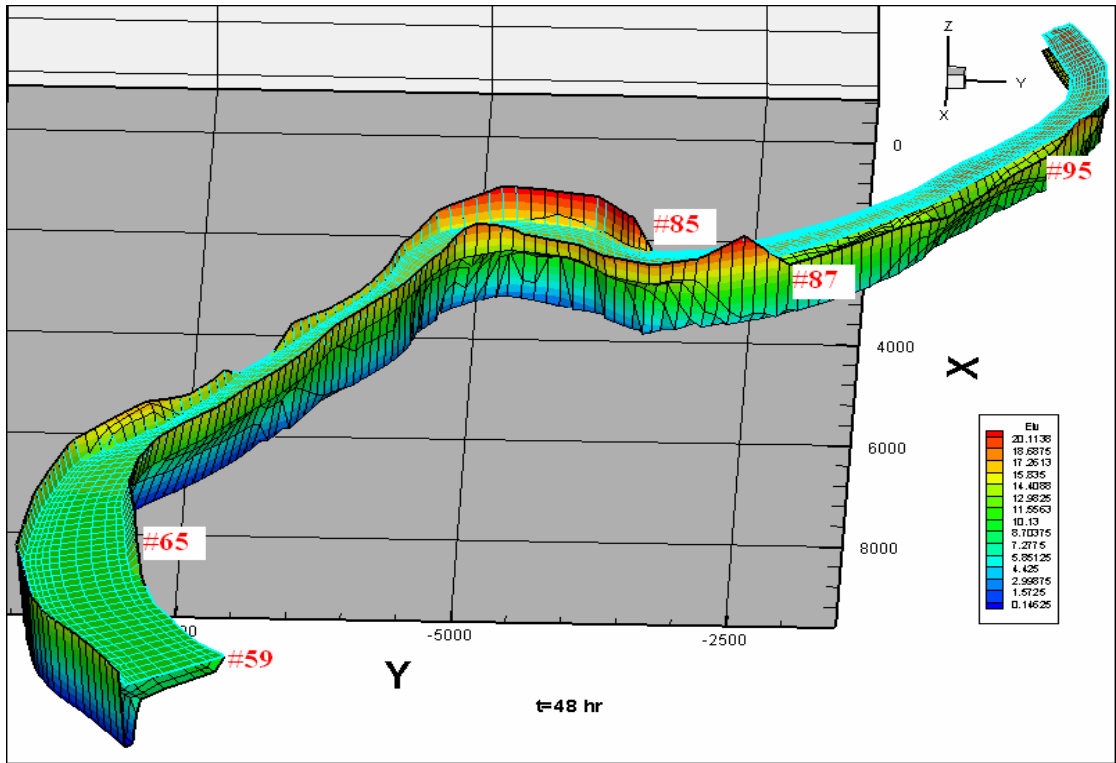


圖 5.29 曾文溪模擬海棠颱風案例\_水位沿程立體圖 t=48hr

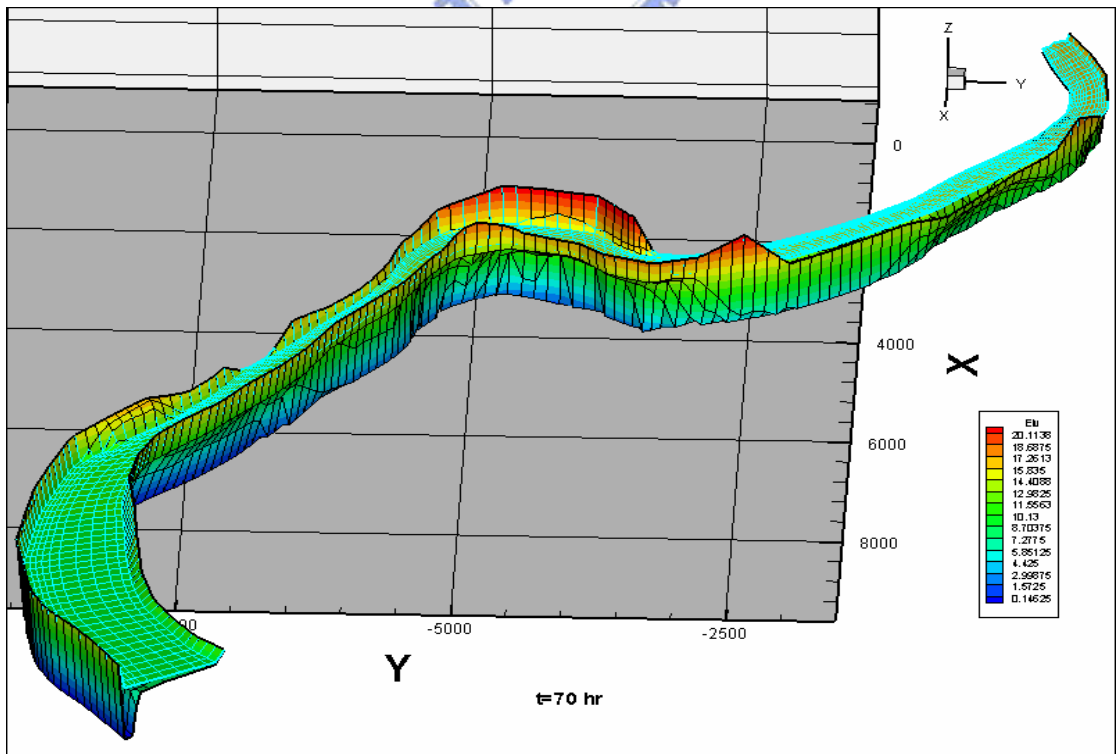


圖 5.30 曾文溪模擬海棠颱風案例\_水位沿程立體圖 t=70hr



圖 5.31 曾文溪模擬海棠颱風案例\_模擬後底床沖淤趨勢

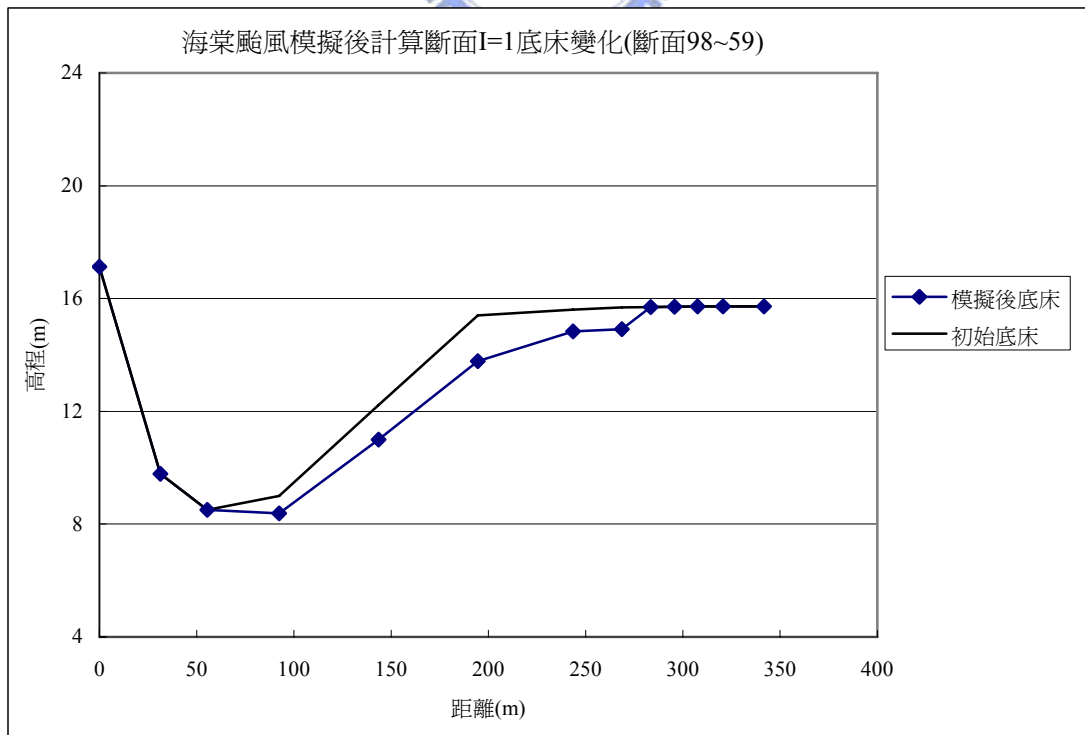


圖 5.32 曾文溪模擬海棠颱風案例\_底床沖淤剖面 I=1

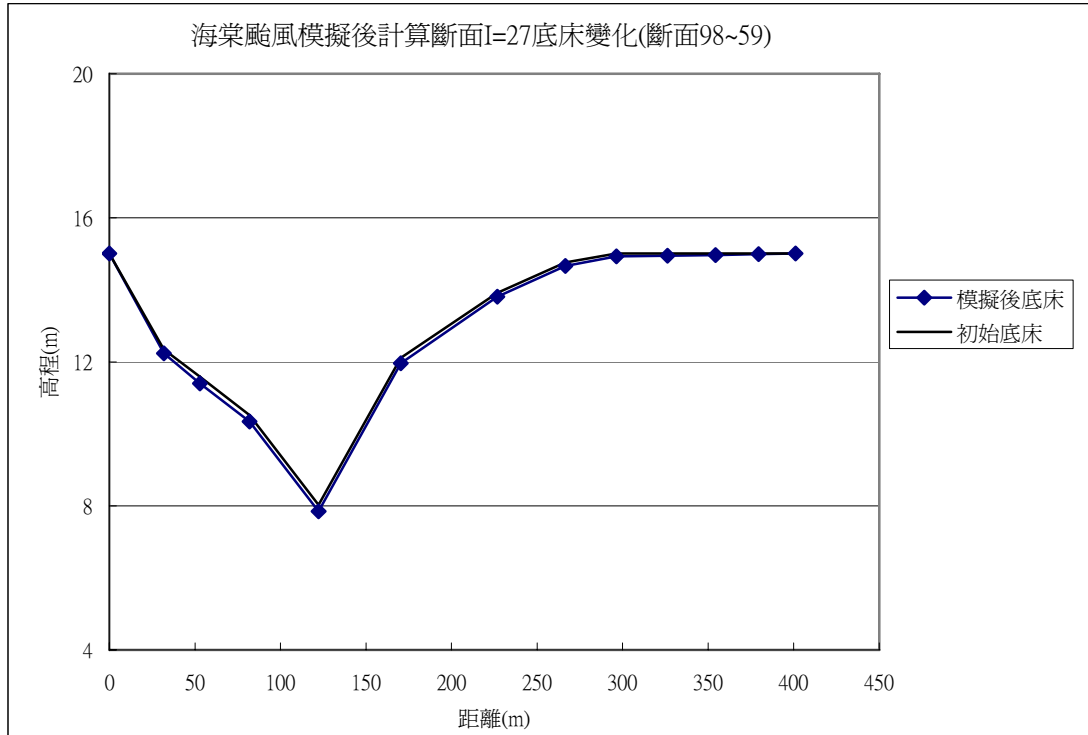


圖 5.33 曾文溪模擬海棠颱風案例\_底床沖淤剖面 I=27

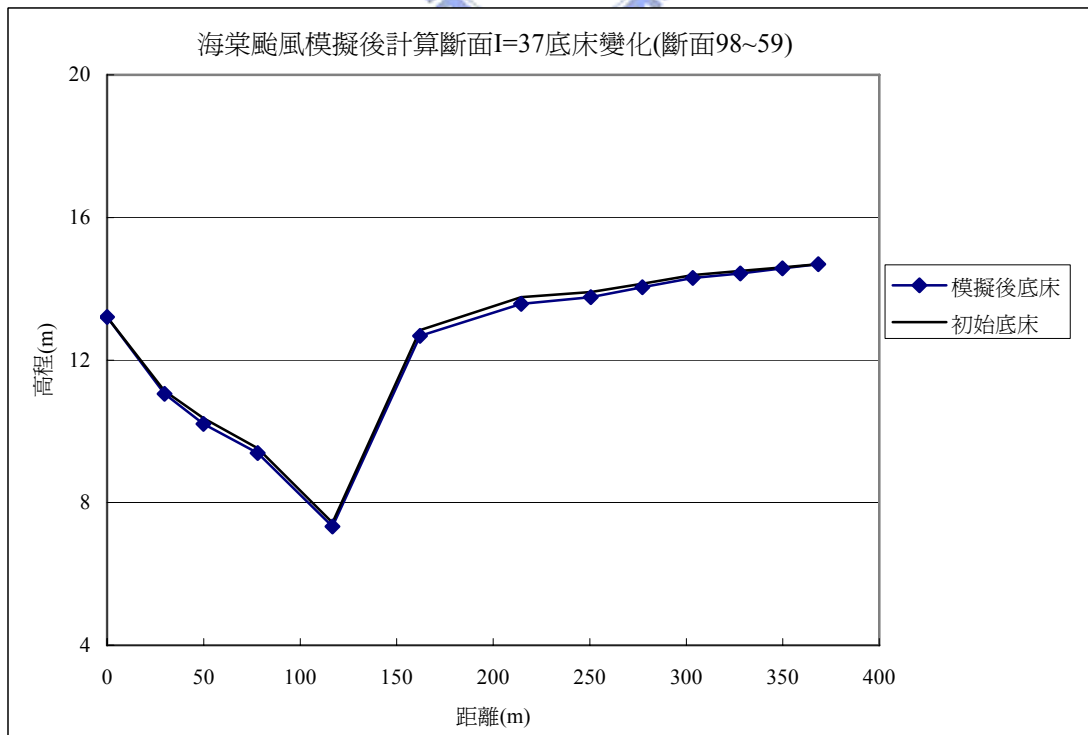


圖 5.34 曾文溪模擬海棠颱風案例\_底床沖淤剖面 I=37

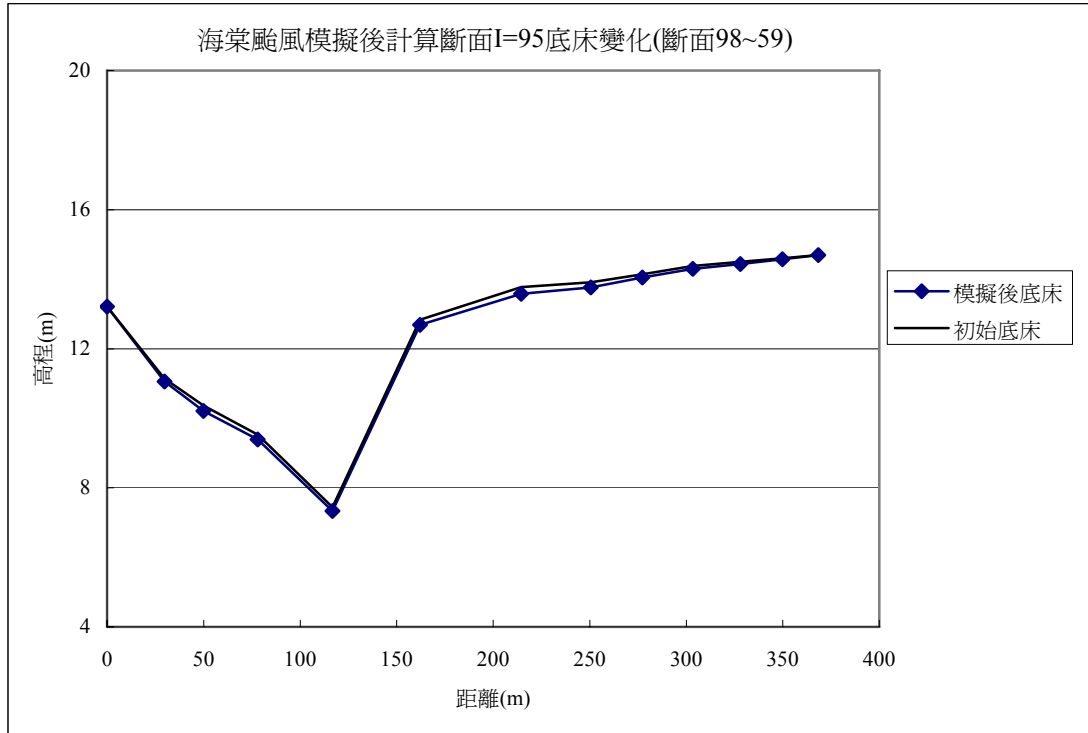


圖 5.35 曾文溪模擬海棠颱風案例\_底床沖淤剖面 I=95

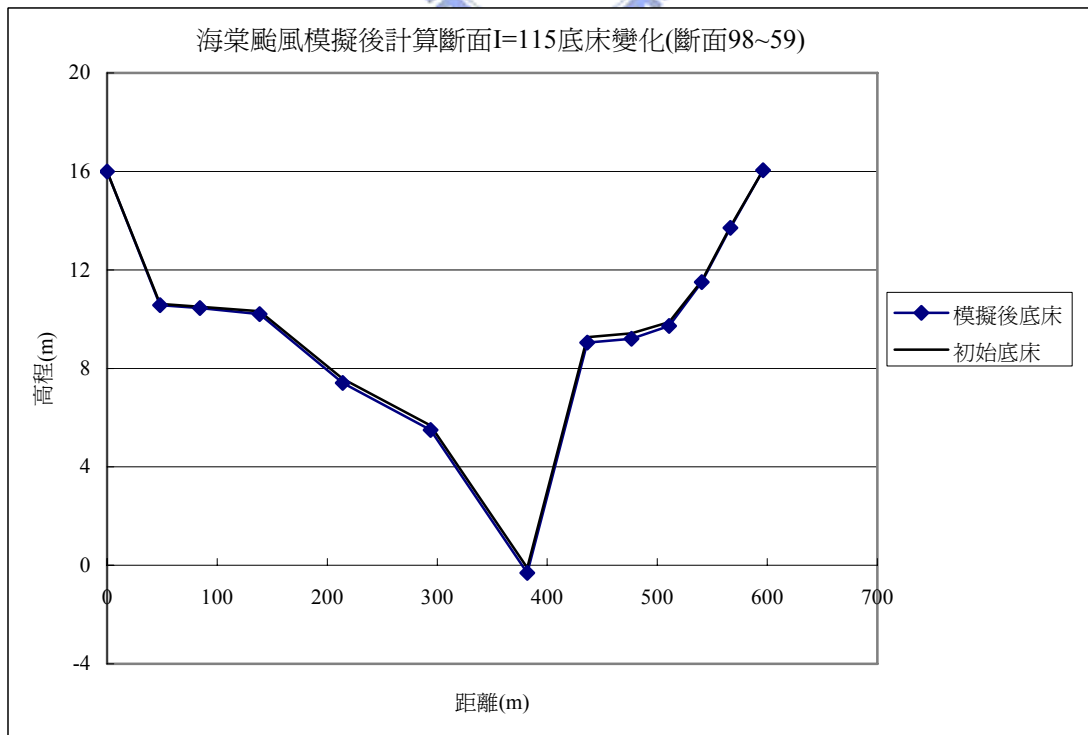


圖 5.36 曾文溪模擬海棠颱風案例\_底床沖淤剖面 I=115



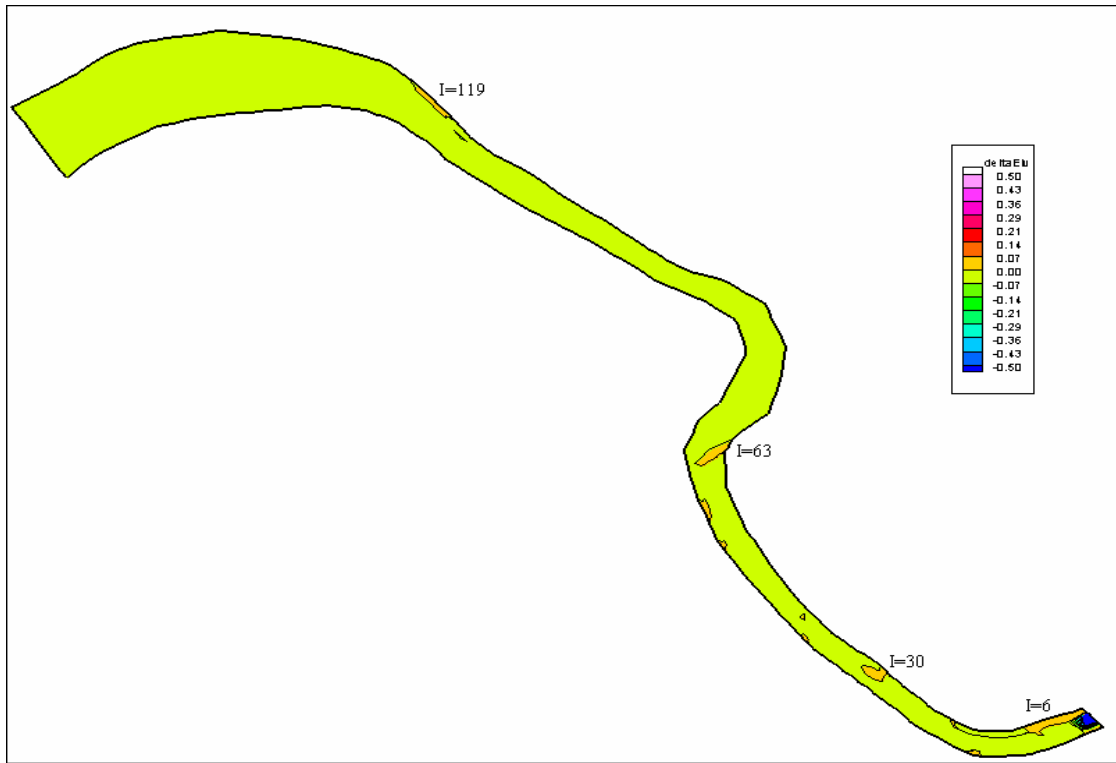


圖 5.37 曾文溪模擬 Q200\_模擬後底床沖淤趨勢

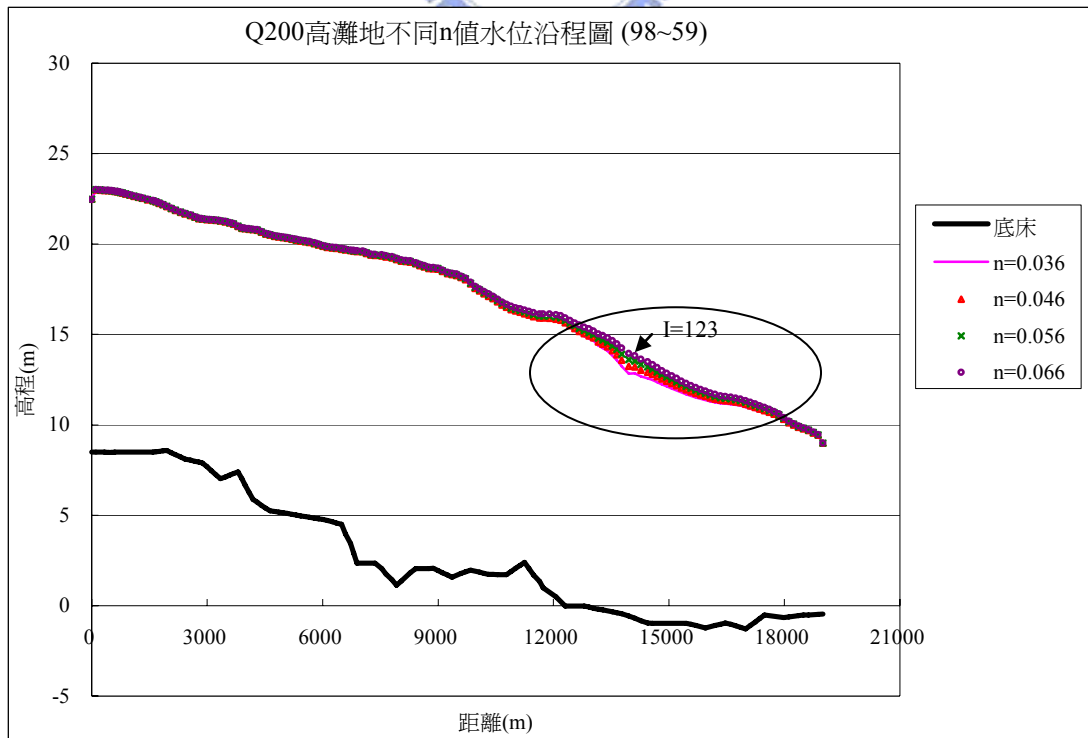


圖 5.38 曾文溪模擬 Q200 高灘地不同糙度\_底床縱剖面圖

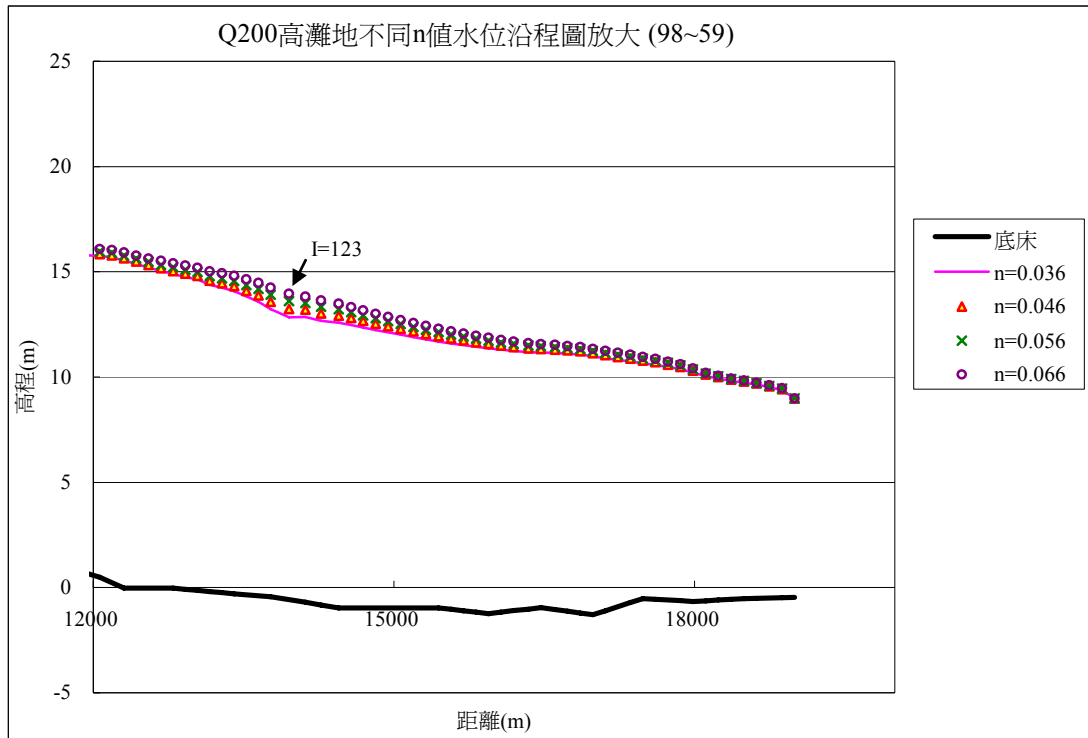


圖 5.39 曾文溪模擬 Q200 高灘地不同糙度\_底床縱剖面圖放大

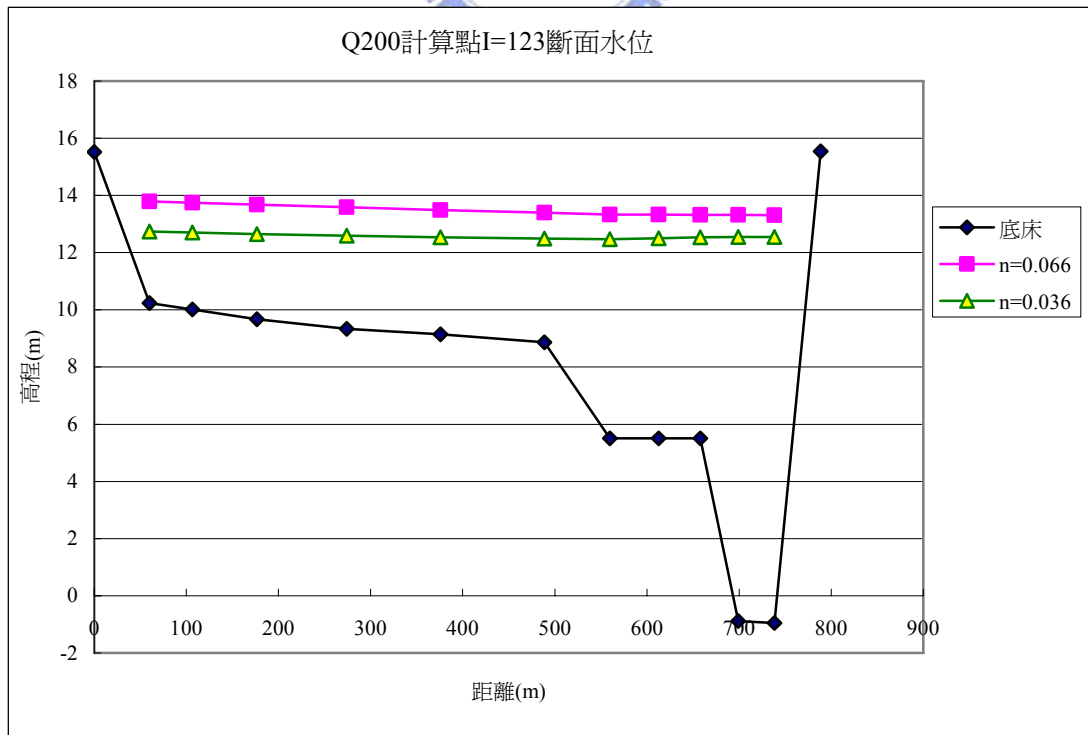


圖 5.40 曾文溪模擬 Q200 高灘地不同糙度案例\_I=123 斷面剖面

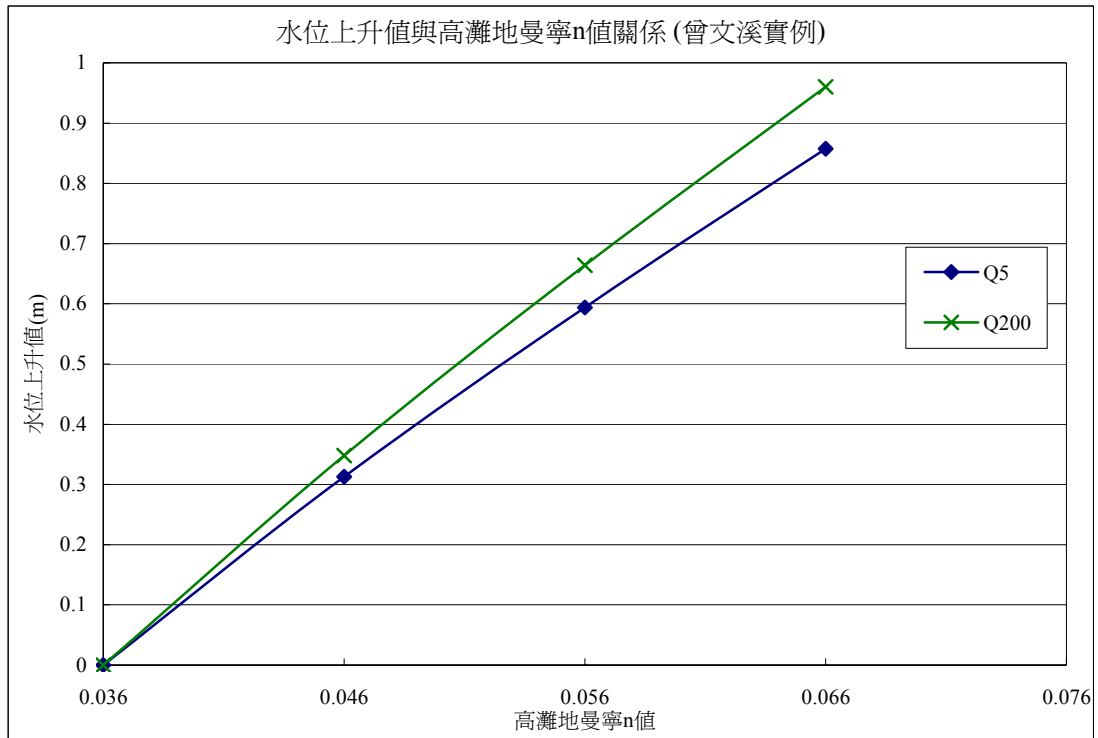


圖 5.41 曾文溪實例水位上升值與糙度關係圖

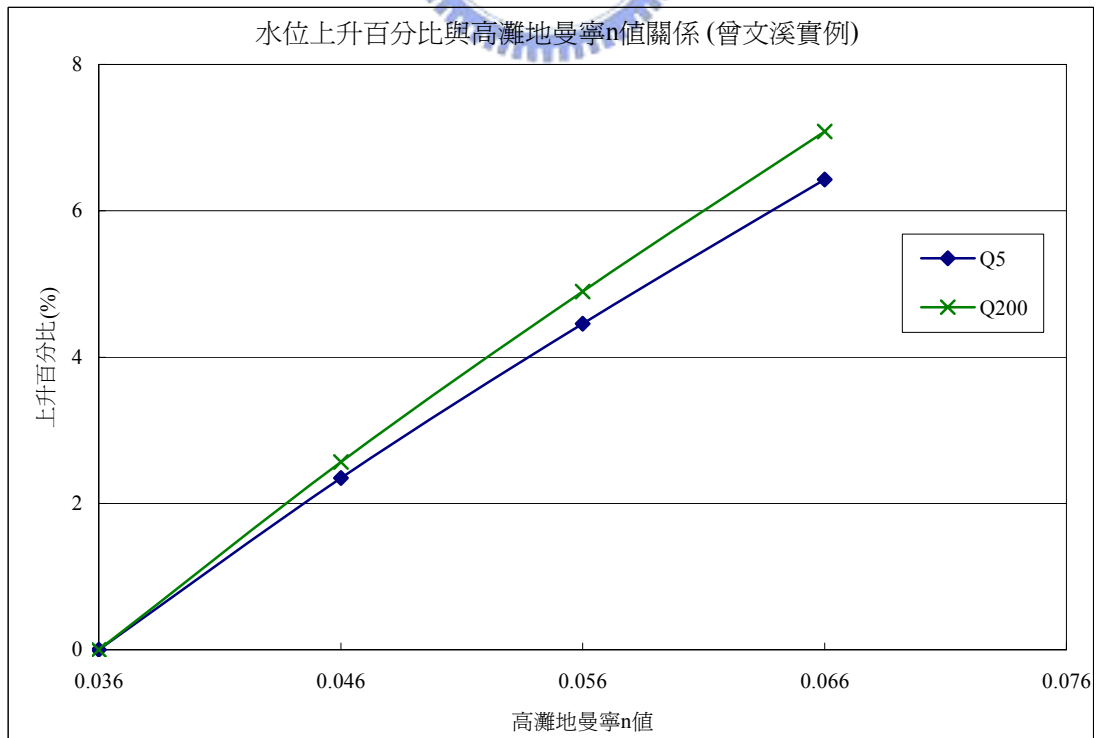


圖 5.42 曾文溪實例水位上升百分比與糙度關係圖

## 第六章 結論與建議

本研究探討複式斷面高灘地糙度改變對於洪水位壅高之影響，在模式中新增一乾濕點處理技巧，克服模擬變量流及不規則地形所遭遇之乾濕點問題，藉由實驗室及實際案例模擬，量化高灘地不同糙度下水位上升之程度，作為防洪安全之參考，以下歸納幾點研究結論。

### 6.1 結論

1. 由實驗室複式斷面案例模擬變量流動床結果得知，本文所新增建構於模式中之乾濕點處理技巧為可行，克服了原先當水位於高灘地與主深槽交界處升降所遭遇之數值發散問題。
2. 由實驗室複式斷面案例模擬定流定床結果得知，流速於主深槽與高灘地間之分佈情形有不同，主深槽流速相較於高灘地來的大。
3. 在實驗室案例中，藉由改變高灘地糙度係數，分析對水位壅高與升高之影響，在同一條件斷面之水面線比較下，發現水面線並非一直線，高灘地水面較主深槽水面來的高，顯示高灘地受到糙度之影響，水面會呈現壅高之現象。而在流量相同之情況下，高灘地糙度係數越高，斷面平均水位則越高；隨著流量增加，斷面平均水位增高之幅度越大。
4. 在曾文溪中下游河段模擬海棠颱風案例，依水位沿程立體圖來看，水位能夠符合實際流況在主深槽與高灘地間升降，顯示乾濕點處理技巧在現況案例應用上能有所成效。
5. 從二維角度看模擬海棠颱風過後整體河道沖淤趨勢，模擬範圍大多呈現沖刷情形，僅上游及中下游段右岸有些許淤積，沖淤量約

在+0.5~-0.5m。

6. 不同頻率年模擬部分，藉由高灘地不同糙度之改變，可看出改變糙度之區域沿程水位有明顯抬升；在同一糙度條件下，主深槽區域之水位相較左岸高灘地區域來的低些，越往左岸有壅高之趨勢，顯示受到高灘地糙度改變之影響，靠近岸邊之水位存在著壅高之風險。
7. 在同一流量條件下，水位上升程度隨著高灘地糙度增加而增加，而流量加大時，上升值亦隨之增加；從上升百分比來看，此案例中水位最大可上升到約平均水深之 7%，此上升程度對於防洪安全具有一定之風險性。

## 6.2 建議

1. 乾濕點處理技巧中之參考水深  $h_w$ 、乾床傳遞速度  $DBTV$  與最小乾床傳遞速度  $\min\_DBTV$  此三個變數之決定目前仍仰賴數值經驗，且依計算案例尺度有所不同，此變數之決定是否能歸納出一由物理參數來決定之方法，後續仍有待研究。
2. 二維模擬格網點高程之建構僅由實測斷面資料內差換算，對於斷面與斷面間實際地形變化仍有所誤差，若能有更精準之河道數值高程資料，將有助模擬成果精度之提升。
3. 水位上升值、水位上升百分比與糙度關係圖，其中各項變數之相互關係可否藉由無因次化使其更具通用性，後續仍有許多研究價值。

## 參考文獻

1. Akanbi, A.A., and Katapodes, N.D. (1988). "Model for flood propagation on initial dry land." *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 114, No.7, p689-706.
2. Bennet, J.P. and Nordin, C.F. (1977). "Simulation of sediment transport and armoring", *Hydrological Sciences Bulletin*, XXII, Vol. 4, No. 12, 555-569.
3. Brufau, P., Vazquez-Cendon, M.E. and Garcia-Navarro, P. (2002). "A numerical model for the flooding and drying of irregular domains." *Int. J. Numer. Meth. Fluids*, Vol.39, 247-275.
4. Cormault, P. (1971). "Experimental determination of the solid flow rate of erosion of fine cohesive sediments." IAHR, 14th Congress, Paris.
5. 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.
6. Defina, A., D'Alpaos, L. and Matticchio B. (1994). "A new set of equations for very shallow water and partially dry area suitable to 2D numerical models." Specialty conference by ASCE-CNR/GNDCI-ENEL spa, Milan, Italy, June 29-July1.
7. DHI, (1993). "User guides and reference manuals for MIKE21 model." Danish Hydraulic Institute Manuals.
8. Fread, D.L. (1988). "The news DAMBRK model: theoretical background/user documentation." HRL-256, Hydrologic Research Laboratory, National Weather Service, Silver Spring, Maryland, 325pp.
9. 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.
10. Katopodes, N.D. and Strelkoff, T. (1978). "Computing two-dimensional dam-break flood waves." *J. Hydr. Div., ASCE*, 104(HY9), 1269-1288.

11. Kitamura, Y. (1995). "Erosion and transport processes of cohesive sediment in dam reservoirs." *J. of Hydrosience and Hydraulic Engrg.*, 13(1), 47-61.
12. Knight, D. W., and Demetriou, J. D. (1983). "Flood-plain and main channel flow iteration." *J. Hydr. Engrg., ASCE*, 109(8), 1073-1092.
13. Knight, D. W. and Hamed, M. E. (1984). "Boundary shear in symmetrical compound channels." *J. Hydr. Engrg., ASCE*, 110(10), 1412-1430.
14. Knight, D. W. and Sellin, R. H. J. (1987). "The SERC flood channel facility." *J. Instin. Water and Envir. Mgmt.*, 1(2), 198-204.
15. Knight, D.W., Fenella A.B. (2000). "Resistance studies of overbank flow in rivers with sediment using the flood channel facility." *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 39, No.3
16. Knight, D. W., and Brown, F. A. (2001). "Resistance studies of overbank flow in rivers with sediment using the flood channel facility." *J. Hydr. Res.*, 39(3), 283-302.
17. Krone, R.B. (1962). "Flume studies of the transport of sediment in estuarine shoaling processes." *Tech. Report, Hydraulic Eng. Lab., Univ. of California, Berkeley.*
18. 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.*
19. Lin, B. (1984). "Current Study of Unsteady Transport of Sediment in China." *Proceedings of Japan-China Bi-Lateral Seminar on River Hydraulics and Engineering Experience, Tokyo-Kyoto-Sapporo*, 337-342.
20. Mehta, A.J. et al. (1989). "Cohesive sediment transport. I: process description." *J. of Hydraulic Engrg., ASCE*, 115(8), 1076-1093.
21. Meselhe, E.A. and Holly F.M. (1993). "Simulation of unsteady flow in irrigation canals with dry bed." *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 119, No.9, p1021-1039.
22. Migniot, C. (1989). "Bedding-down and rheology of muds. Part I." *La Houille*



Blanche, No.1, 11-29, French.

23. Molinas, A.M. and Yang, C.T. (1986). "Computer program user's manual for GSTARS." U.S. Department of Interior Bureau of Reclamation Engineering and Research Center, Denver, Colorado.
24. Odgaard, A.J. (1986). "Meander flow model. I: Development " Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 112, No.12, p1117-1136.
25. Parchure, T.M., and Mehta, A.J. (1985). "Erosion of soft cohesive sediment deposits." J. of Hydraulic Engrg., ASCE, 111(10), 1308-1326.
26. Prinos, P., Townsend, R., and Trvoularis, S. (1985). "Structure of turbulence in compound channel flow." J. Hydr. Engrg., ASCE, 111(9), 1246-1261.
27. Schuurmans, W. (1991). "A modeling to study the hydraulic performance of controlled irrigation canals." MSc thesis, Delft university of technology, Delft, The Neth-erlands.
28. Shrestha, P.L. and Orlob, G.T. (1996). "Multiphase distribution of cohesive sediments and heavy metals in estuarine systems." J. Envir. Engrg., August, 730-740.
29. Spasojevic, M. and Holly, F.M. Jr. (1990). "2-D bed evolution in natural watercourses – new simulation approach." J. Waterway, Port, Coastal and Ocean Engrg., ASCE, Vol. 116, No. 4, 425-433.
30. Suryanarayana, B. (1969). "Mechanics of Degradation and Aggradation in a Laboratory Flume", thesis presented to Colorado State University, at Fort Collins, Colorado, in 1969.
31. Teisson, C. (1991). "Cohesive suspended sediment transport: feasibility and limitations of numerical modeling." J. of Hydraulic Research, 29(6), 755-769.
32. Teisson, C. et al. (1993). "Cohesive sediment transport processes." Coastal Engrg., 21, 129-162.
33. Tingsanchali, T., and Ackermann, N.L. (1976). "Effects of overbank flow in flood computation." J. Hydr. Div. ASCE, 102(7), 1013-1025.

34. Tingsanchali, T., and Lal, N.K. (1988). "Subsidence of flood waves in overbank flow." *J. Hydr. Res.*, 26, 585-597.
35. Thomas, W.A. and Mcanally, W.H. (1985). "User's manual for the generalized computer program system open-channel flow and sediment TABS-2." Department of the Army Waterways Experiment Station, Corps of Engineering, Vicksburg, Mississippi, U.S.A..
36. Tominaga, A., and Nezu, I. (1991). "Turbulent structure in open compound channel flows." *J. Hydr. Engrg., ASCE*, 117(1), 21-41.
37. Tominaga, A., Nezu, I., and Ezaki, K. (1989). "Experimental study on secondary currents in compound open-channel flow." *Proc., 23<sup>rd</sup> IAHR Congr.*, A15-A22.
38. Van Prooijen B.C., Battjes, J.A., and Uijttewaal, W.S.J. (2005). "Momentum exchange in straight uniform compound channel flow." *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 131, No.3
39. Van Rijn, L.C. (1984a). "Sediment Transport, Part I: Bed Load Transport", *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, Vol. 110, No. 10, 1431-1456.
40. Van Rijn, L.C. (1984b). "Sediment Transport, Part II: Suspended Load Transport", *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, Vol. 110, No. 11, 1613-164.
41. Vasiliev, O.F. (1970). "Numerical solution of nonlinear problems of unsteady flows in open channels." *Proc. 2<sup>nd</sup> Int. Conf. On Numerical methods in fluid dynamics*, Berkley, Calif.
42. Wormleaton, P. R., Allen, J., and Hadjipanous, P. (1982). "Discharge assessment in compound channel flow." *J. Hydr. Div., ASCE*, 108(9), 975-993.
43. Wormleaton, P. R., and Merrett, D. (1990). "An improved method of calculation of steady uniform flow in prismatic main/flood channel plain section." *J. Hydr. Res.*, 28, 157-174.
44. 李鴻源、楊錦釗、葉克家、楊志達、謝慧民(1996)，「瓣狀河系沖淤模式之發展」，中興工程顧問社專案研究報告 SEC/R-HY-96-07。

45. 吳銘順(2006) ,「實際地形潰壩數值模擬」,逢甲大學土木及水利工程研究所博士論文。
46. 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。
47. 楊錦釧(1998),「低水河槽沈滓及污染質傳輸之模擬(III)」,行政院國科會專題研究計畫成果報告。
48. 蔡長泰、沈學文、王文江,「台灣河川沈滓運輸之分析(三)」,水資會委辦研究報告。
49. 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。
50. 蔡長泰、陳明仁、周乃昉、葉克家、李文正、何興亞(2006),「水庫洩洪對下游淹水影響之研究」,行政院國科會專題研究整合型計畫成果報告。



## 附錄 乾濕點修正方式

以下敘述中， $ND$ 代表水深， $NU$ 、 $NV$ 代表 $\xi$ 和 $\eta$ 方向之速度， $Z_s$ 代表水位。

當該計算點之水深 $ND(I, J) \leq h_w$ 時，可先視該計算點為乾點，令 $ND(I, J) = h_w$ ，並作以下乾床傳遞速度之判斷：

(1) 若 $[Z_s(I-1, J) - Z_s(I, J)] > h_w$ 時，表示左點水位高於該計算點一倍參考水深以上：

if  $ND(I+1, J) > h_w$ ，即右點為濕點，假設流體分子可傳遞，並令 $NU(I, J) = DBTV$ 、 $NV(I, J) = \min\_DBTV$ 。

else  $ND(I+1, J) \leq h_w$ ，右點為乾點，假設流體分子不往 $\zeta$ 方向傳遞，因此令 $NU(I, J) = \min\_DBTV$ ，但 $NV(I, J)$ 之值需另做判斷，若 $[ND(I, J-1).and.ND(I, J+1)] > h_w$ ，則 $NV(I, J) = \pm DBTV$ ， $\pm$ 視上下點水位高低狀況而定；反之 $NV(I, J) = \min\_DBTV$ 。

此部份主要在進入(1)之修正判斷前，若左點水位低於該計算點參考水位時才會進入修正。

(2) 若 $[ND(I, J-1).and.ND(I, J+1)] > h_w$ 時，表示上下點皆為濕點：

if  $\frac{[Z_s(I, J-1) + Z_s(I, J+1)]}{2} - Z_s(I, J) > h_w$ ，令 $ND(I, J)$ 為上下點之

平均水位減去該計算點水位，即

$ND(I, J) = \frac{[Z_s(I, J-1) + Z_s(I, J+1)]}{2} - Z_s(I, J)$ ，並做乾床傳遞速

度之判斷。若右點為濕點，令 $NU(I, J) = DBTV$ 、

$NV(I, J) = \min\_DBTV$ ；反之右點為乾點時，

$NU(I, J) = \min\_DBTV$  ,  $NV(I, J) = \pm DBTV$  ,  $\pm$  方向視上下點水位而定。

else  $\frac{[Z_s(I, J-1) + Z_s(I, J+1)]}{2} - Z_s(I, J) \leq h_w$  , 令  $ND(I, J) = h_w$  、  
 $NU(I, J) = \min\_DBTV$  、  $NV(I, J) = \min\_DBTV$  。

(3) 若  $[ND(I, J-1).or.ND(I, J+1)] \leq h_w$  時, 表示上下點只有其中之一為乾點, 或上下點皆為乾點:

if  $[Z_s(I, J-1) - Z_s(I, J)] > h_w$  或  $[Z_s(I, J+1) - Z_s(I, J)] > h_w$  , 令  
 $ND(I, J) = h_w$  、  $NV(I, J) = \min\_DBTV$  , 若右點為濕點,  
 $NU(I, J) = DBTV$  ; 右點為乾點,  $NU(I, J) = \min\_DBTV$  。

else 令  $ND(I, J) = h_w$  、  $NU(I, J) = \min\_DBTV$  、  $NV(I, J) = \min\_DBTV$  。

