

# 國立交通大學

土木工程學系  
碩士論文

多方式特性法模式應用於動床主流之研究



研究生:李俊毅

指導教授:葉克家博士

中華民國九十五年一月

多方式特性法模式應用於動床主流之研究

Study On Mobile-Bed Confluence Flows Using

Multimode Characteristics Model

研究生:李俊毅

Student: : Chun-Yi Lee

指導教授:葉克家

Advisor : Keh-Chia Yeh

國立交通大學



A Thesis

Submitted to Institute of Civil Engineering  
National Chiao Tung University

In Partial Fulfillment of the Requirements

for the Degree of  
Master of Science

in

Civil Engineering

Jan 2006

Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國九十五年一月

# 多方式特性法模式應用於動床主支流之研究

研究生：李俊毅

指導教授：葉克家

國立交通大學土木工程研究所

## 摘要

本研究以李氏(1992)、Yeh et al. (1995)所發展之非均質多方式特性法模式為主要架構，沿著物理擾動軌跡積分求解  $N$  個床質粒徑百分組成、斷面水深、平均流速及底床高程等，為一結合演算法，在理論基礎上較貼近物理現象。為了能應用於天然河川系統，將本模式擴充至具有模擬主支流之功能，並考慮內部邊界條件的問題，採用水位相等之概念來處理。本研究先引用台大顏清連教授等(1988,1990)發表之實驗案例，設計一主支流渠道進行模擬，以及採用民國八十五年筏子溪水工模型試驗資料，進行不同頻率年洪水之定量流模擬。在河川案例模擬方面，收集大漢溪及三峽河流域之斷面資料，以大漢溪為主流，三峽河為支流，進行颱風事件模擬，並與新海橋水位站之實測值比較，檢驗本模式於天然河川之適用性，由模擬結果顯示，與新海橋實測水位之峰值相當接近；此外，藉由模擬河道沿程之底床變化，了解底床受到洪水量較大之颱風所造成之影響。

# **Study On Mobile-Bed Confluence Flows Using Multimode Characteristics Model**

Student: : Chun-Yi Lee

Advisor : Keh-Chia Yeh

Institute of Civil Engineering  
National Chiao Tung University

## **Abstract**

This study is based on the non-uniform sediment multimode characteristics model developed by Li (1992) and Yeh et al. (1995). The proposed model is a coupled model, in which along the physical perturbation-wave trajectories the N bed-material size fractions, flow depth, velocity, and bed elevation can be solved simultaneously. In order to be applied to the natural river systems, this model was expanded to simulate the confluence flows while considering the issues of the internal boundary conditions, which is dealt with by using the concept of equal water elevations. This research quotes the experimental results done by Professor Yen et al. (1988, 1990) as a case study to design a confluence channel and carry out simulation, and uses the experimental data of Fatzu Creek's Projct model (1996) to carry out the flood simulation of different frequency years. In the river simulations data was collected at the sections of Tahan and Sanxia Rivers and classified into mainstream and tributary stream, respectively. In order to examine the suitability of this model being applied in natural rivers, simulations of the events of floods during typhoon seasons were carried out, in which the results were compared with the data collected from the Hsinhai bridge station. According to the simulated results, the simulated peak stages at the Hsinhai bridge are close to the observed values. In addition, it can be seen that the bed elevation changes of the river are mainly affected by the larger typhoon floods.

## 誌謝

首先感謝吾師葉克家教授，在我就學期間不斷地給我開導，給我很多學習的機會，以及在生活中的幫助，讓我成長許多，學了很多寶貴的經驗，也使得本論文得以順利完成。感謝口試委員國立成功大學蔡長泰教授、國家高速網路與計算中心副主任蔡惠峰博士之細心匡正與建議，使得本論文得以更加完善。此外感謝楊錦釗教授、張良正教授、蔡武廷教授與許勝田教授於課業上之啟發與教誨，讓學生受益良多。

感謝添哥、昇學、哲宏、仕哲、環宇、士偉、小宇學長以及曉萍、秀容學姊在學業與研究上的詳盡指導與提拔，以及在生活上的關心鼓勵；亦感謝學長姊東哥、勇哥、阿伯、D哥、Dr.張、大槍、老王、俊傑、綉真、秋蓉及同學峰志、璨仲、于軒、益家、弘恩的關懷與支持，及感謝學弟妹宣汝、力瑋、仲達、欣瑜、浩榮、偉國、雅婷、宥達的關心與打氣，也謝謝曾經幫助我的學長姊、同學、朋友們。讓我的研究生生活充滿了不凡與樂趣，以及難忘的經驗與美好的回憶，內心裡有著無數的感動與珍惜。最後，謹將此拙作獻給我最愛的家人，謝謝家人們不斷地支持與鼓勵，讓我在求學的過程中，充滿著動力與信心，得以完成論文。

# 目錄

中文摘要 .....	I
英文摘要 .....	II
誌謝 .....	III
目錄 .....	IV
表目錄 .....	VII
圖目錄 .....	VIII
第一章 緒論 .....	1
1.1 前言 .....	1
1.2 文獻回顧 .....	2
1.3 研究內容 .....	5
第二章 理論基礎 .....	7
2.1 基本假設 .....	7
2.2 控制方程式 .....	8
2.3 特性法方程式 .....	15
2.4 輸砂公式 .....	13
2.5 不平衡砂率 .....	18
2.6 非均勻沉滓輸砂量之計算 .....	19
2.7 交換層厚度經驗式 .....	20



2.8 水力篩選與河床分層.....	21
2.9 河川面之護甲作用.....	22
<b>第三章 數值方法</b> .....	<b>26</b>
3.1 非均勻質多方式特性法.....	26
3.2 差分方程式.....	28
3.3 特徵值及特徵向量之修正法.....	30
3.4 邊界條件.....	31
3.5 全域矩陣之求解.....	39
3.6 模式演算流程.....	41
<b>第四章 實驗案例模擬</b> .....	<b>43</b>
4.1 設計案例模擬.....	43
4.1.1 案例說明.....	43
4.1.2 數值模擬結果.....	44
4.2 筏子溪水工模型試驗案例模擬.....	45
4.2.1 試驗條件說明.....	45
4.2.2 數值模式說明.....	46
4.2.3 數值模擬結果.....	46
<b>第五章 河川案例模擬</b> .....	<b>48</b>
5.1 流域概述.....	48

5.2 模擬範圍概述 .....	49
5.3 模式演算所需資料.....	49
5.3.1 初始河道幾何資料.....	49
5.3.2 初始河床質粒徑資料.....	50
5.3.3 河床糙度.....	50
5.3.4 邊界條件.....	51
5.4 模擬結果與分析 .....	52
5.4.1 艾莉颱風.....	53
5.4.2 海馬颱風.....	54
5.4.3 那坦颱風.....	55
5.4.4 總結.....	57
第六章 結論與建議.....	59
6.1 結論.....	59
6.2 建議.....	62
參考文獻.....	63



## 表目錄

表 3-1 多方式特性法之判別標準 .....	68
表 4-1 初始沈澱粒徑分佈資料 .....	69
表 4-2 筏子溪模型比例尺推算結果 .....	69
表 4-3 筏子溪實體與模型間各項重要因素之比例關係 .....	70
表 4-4 筏子溪及其支流各年重限期距流量與河口段水位係 .....	70
表 5-1 實際斷面樁號與各斷面之曼寧 $n$ .....	71
表 5-2 大漢溪檢討河段各斷面河床質粒徑分組重量百分比 .....	72
表 5-3 艾莉颱風之上下游邊界條件 .....	73
表 5-4 海馬颱風之上下游邊界條件 .....	75
表 5-5 那坦颱風之上下游邊界條件 .....	76

## 圖目錄

圖 2.1 水力篩選示意圖.....	77
圖 2.2 河床分層示意圖.....	77
圖 2.3 相對沙丘高度與 $\alpha_d$ 及 $\theta$ 之關係圖.....	78
圖 3.1 可蘭數與最大延後數示意圖.....	79
圖 3.2 各特性法之示意圖.....	80
圖 3.3 多方式特性法線性內差示意圖.....	81
圖 3.4 緩衝段演算時刻位置示意圖.....	82
圖 3.5 緩衝段 $\Delta x_B$ 示意圖.....	82
圖 3.8 模式演算之流程圖.....	83
圖 4.2 主渠於不同時刻下模擬之底床與水面線之變化(E-H).....	84
圖 4.3 主渠於不同時刻下模擬之底床與水面線之變化(Yang).....	85
圖 4.4 主渠模擬 1hr 後之底床與水面線之變化.....	86
圖 4.5 主渠模擬 2hr 後之底床與水面線之變化.....	87
圖 4.6 主渠模擬 3hr 後之底床與水面線之變化.....	88
圖 4.7 筏子溪動床模型佈置圖平面圖.....	89
圖 4.8 筏子溪 2 年頻率洪水水位及底床面之比較.....	90
圖 4.9 筏子溪 5 年頻率洪水水位及底床面之比較.....	91
圖 4.10 筏子溪 10 年頻率洪水水位及底床面之比較.....	92

圖 4.11 筏子溪 100 年頻率洪水水位及底床面之比較 .....	93
圖 5.1 模擬擬範圍之流域示意圖 .....	94
圖 5.2 艾莉颱風上游流量歷線 .....	95
圖 5.3 艾莉颱風下游水位歷線 .....	95
圖 5.4 艾莉颱風新海橋水位歷線比較 .....	96
圖 5.5 艾莉颱風斷面淡 52、斷面淡 51 及斷面三 01 之流量歷線 · .....	96
圖 5.6 艾莉颱風大漢溪水位及底床高程沿程之變化 .....	97
圖 5.7 艾莉颱風大漢溪底床沖淤沿程之變化 .....	98
圖 5.8 艾莉颱風大漢溪中值粒徑沿程之變化 .....	98
圖 5.9 艾莉颱風三峽河水位及底床高程沿程之變化 .....	99
圖 5.10 艾莉颱風三峽河底床沖淤沿程之變化 .....	100
圖 5.11 艾莉颱風三峽河中值粒徑沿程之變化 .....	100
圖 5.12 海馬颱風上游流量歷線 .....	101
圖 5.13 海馬颱風下游水位歷線 .....	101
圖 5.14 海馬颱風新海橋水位歷線比較 .....	102
圖 5.15 海馬颱風斷面淡 52、斷面淡 51 及斷面三 01 之流量歷線 · .....	102
圖 5.16 海馬颱風大漢溪水位及底床高程沿程之變化 .....	103
圖 5.17 海馬颱風大漢溪底床沖淤沿程之變化 .....	104

圖 5.18 海馬颱風大漢溪中值粒徑沿程之變化 .....	104
圖 5.19 海馬颱風三峽河水位及底床高程沿程之變化 .....	105
圖 5.20 海馬颱風三峽河底床沖淤沿程之變化 .....	106
圖 5.21 海馬颱風三峽河中值粒徑沿程之變化 .....	106
圖 5.22 那坦颱風上游流量歷線 .....	107
圖 5.23 那坦颱風下游水位歷線 .....	107
圖 5.24 那坦颱風新海橋水位歷線比較 .....	108
圖 5.25 那坦颱風斷面淡 52、斷面淡 51 及斷面三 01 之流量歷線 .....	108
圖 5.26 那坦颱風大漢溪水位及底床高程沿程之變化 .....	109
圖 5.27 那坦颱風大漢溪底床沖淤沿程之變化 .....	110
圖 5.28 那坦颱風大漢溪中值粒徑沿程之變化 .....	110
圖 5.29 那坦颱風三峽河水位及底床高程沿程之變化 .....	111
圖 5.30 那坦颱風三峽河底床沖淤沿程之變化 .....	112
圖 5.31 那坦颱風三峽河中值粒徑沿程之變化 .....	112
圖 5.32 三場颱風模擬完後大漢溪底床與原始底床 .....	113

# 第一章 緒論

## 1.1 前言

天然河川水系，係由許多大小支流匯入到主流，或由主流分離出支流組合而成，其類似的流況，在農田水利灌溉系統、下水道系統或都市排水系統中普遍存在。以河川水系而言，在主流及支流的交接處，因為主流流量的增加或減少，且水理受主、支渠流場間相互作用，動量交換及能量之轉換致使流況變得極為複雜，往往造成水位劇烈變化，且河道輸砂能力也受到水流變化影響，導致河床過度的沖刷或淤積，而危及橋墩及水工結構物之安全，或河床淤高造成洪水氾濫。為了防止這些災害的發生，水利工程師在河川整治、排水系統之規劃設計等，均應考慮主支流相互影響對流場的效應，與河道輸砂能力對底床的變化等問題。

輸砂問題之物理現象相當複雜，除了理論研究之外，主要以水工模型試驗與數值模擬為主，一般模型試驗需要投入的實驗設備及人力資源耗費相當大，現今之計算機速度日趨進步，數值模式之理論基礎及方法架構愈加完備，故數值模式已是最經濟實用之分析工具。輸砂數值模式所採用之數值方法以有限差分法、特性法、及有限元素法較為普遍，如以演算步驟而言，可分為(1)分離演算法，同一時刻內先算水理條件後，再推求輸砂量與底床變化；(2)結合演算法，同時求

解水流及輸砂方程式；(3)擬似結合演算法，藉數值疊代方式間接結合水流及輸砂方程式。就物理觀點而言，泥砂與水流間具有複雜之相互作用，其所引起之力學變化與流況固然與水流之特性有密切之關係，亦受泥砂本身物理特性之影響，若採取分離演算無法反應實際物理現象，所以結合演算有其必要性，本模式之數值結構採用較具物理意義之非均勻值多方式特性法，同時求解水流與泥砂方程式。

## 1.2 文獻回顧

近幾十年來，數值模式在沖淤河道上之應用，在數值方法上，以採用有限差分法最為普遍，而在演算步驟上，以採用分離演算法較為普遍，在採用分離演算法之模式有 HEC-6 (Thomas,1977)、TABS-2 (Thomas and McAnally,1986)、CHARIMA (Yang, Holly and Cunge, 1986)。採用結合演算之模式有 Holly 及 Rahuel (1990)之一維有限差分法結合演算模式(SEDICOU)；Correia et al. (1992)發表之完全變量流結合模式；劉氏(1992)發展非均勻質結合演算模式，其後吳氏(1993)之研究則加入護甲效應。

在具備有模擬支流功能之動床模式分面，前人也有相關之研究，以下就簡介前人發展之動床主流模式：

### 1. KUWASER 模式

KUWASER (Known Discharge , Uncoupled , Water and Sediment

Routing)模式為 Colorado State University 之 Simons et al.於 1979 年所發展完成，其應用僅限於亞臨界流，模式無法推測河槽粗粒化或 2D flow 之效應，但可反映主槽及支流之流況變化，亦可反映具有沙洲、沙灘、島嶼之合分流河槽，適用於長期河川沖淤分析之需。

## 2. HEC-2SR 模式

HEC-2SR (HEC 2 with Sediment Routing) 模式為李日明於 1980 年所發展完成，其目的在模擬集水區沉滓之產量及河川淤積與沖刷現象。採用分離演算法就水流及輸砂部份各別演算；亦即當進行每一時段水流部份演算時，假設河床之變動微小可忽略不計算，係借自美國工兵團所發展之 HEC2 模式，該模式為目前被廣泛應用之迴水演算模式，惟不考慮動床及輸砂現象，模式中另包括一輸砂演算模式，銜接 HEC2 模式演算之結果，而建構一完整之沖積河川數值模擬模式。

## 3. FLUVIAL-12 模式

FLUVIAL-12 模式為 San Diego State University 之 Howard H. Chang 於 1976 年所發展完成，適用於沖積河川及間歇性河川，並可模擬彎曲河川的輸砂現象，因此可以推算河寬之變化、河川形狀之變遷及側向之遷移等。

## 4. UUWSR 模式

UUWSR (Uncoupled, Unsteady Water and Sediment Routing) 模

式為 Colorado State University 之 Tucci et al. 於 1979 年所發展完成，具有模擬島嶼、分歧、合流等中度複雜之河流系統，亦可模擬堤防、碼頭、船塢及水壩等水利構造物之效應。

## 5. NETSTARS 模式

NETSTARS (Network of Stream Tube Model for Alluvial River Simulation) 模式為李鴻源教授等人於 1993 年所發展完成，係整合 BRALLUVIAL、GSTARS 與 CHARIMA 三個模式後，陸續發展修正而成。為一擬似二維沖淤模式，可模擬主流、複雜河系、定量流及變量流之水理及相對應底床沖淤特性，同時藉由流管之重新分配進行輸砂演算，可以反應河床橫斷面之不規則變化。適用於一般網路型河川及水工模型試驗沖淤問題的模擬。

本研究之數值方式採用特性法，特性法最早由 Massau (1900) 提出並將之運用於明渠變量流方程式之圖解積分。Lin (1948) 提出時間間隔法，Hartree (1952) 將此法利用電腦來求數值解，此被稱為傳統特性法。Chang and Richards (1971) 應用空間延外法計算明渠流問題；Wyle (1980) 運用時間延後法改善傳統特性法質量守恆的問題；Schmitz and Edenhofer (1980, 1983) 應用隱式法於明渠變量流及洪水演算。

近年來，Lai (1991) 綜合傳統顯式法、隱式法、空間外延法、空

間延後法、時間外延法及時間延後法而成多方式法( multimode scheme )，發展一均勻質輸砂模式 (XSUFMB)，但實際河川多為非均勻沈滓，其適用性受到限制。李氏(1992)、Yeh et al. (1993)、陳氏(1994)、Yeh et al. (1995)、臧氏(1995)、Yeh et al. (1996)、黃氏(1997)及吳氏(1999)則進一步發展出非均勻質輸砂模式，稱為 NMMOC 模式。翁氏(2002)將之改為可經由個人電腦編譯並執行之模式，捨棄以往採用工作站編譯模擬之不便。李氏(2003)更進一步以特性法之觀點推求緩衝段，並研究緩衝段對數值演算之影響。廖氏(2004)應用多方式特性法於定床明渠合分流之研究。

### 1.3 研究內容

本模式以李氏(1992)、Yeh et al. (1995)所發展之一維非均勻質多方式特性法模式為基礎，以及結合李氏(2003)及廖氏(2004)之特性法研究，擴充至包含支流計算之動床數值模式，因此需考慮主支流交匯處之內部邊界條件處理。本研究應用水位相等法，此法於廖氏(2004)之定床合分流研究，應用於淡江水工試驗室之實驗資料，由模式驗證之結果與實測值相當接近，因此本模式將沿用此法。在模式應用方面，於實驗案例部份，引用台大顏清連教授等(1988, 1990)之實驗案例，進行主支流實驗渠道模擬；以及採用民國八十五年筏子溪水工模型試驗資料，進行不同頻率年洪水之定量流模擬。為了能應用於天然

河川，將收集大漢溪及其支流三峽河之斷面資料，進行颱風事件模擬，以評估模式於天然河川之適用性，並期望能應用於洪水預報、河川治理規劃等方面。



## 第二章 理論基礎

本研究發展之非均勻質動床數值模式為一結合演算模式，以多方式特性法為數值架構，同時求解水流及輸砂方程式，以模擬渠道各斷面之水深、流速、底床高程及床質粒徑組成；若模擬床質為  $N$  個代表粒徑，則求解未知數共有  $N+3$  個。以下首先說明本模式之基本假設及求解所需之控制方程式；接著描述偏微分方程式化為特性方程式之推導流程，最後描述輸砂特性在數值模式上之應用與處理，包括輸砂量之推估、交換層厚度之取法、護甲作用與水力篩選現象等。

### 2.1 基本假設

- 
1. 水流部份滿足迪聖凡南氏(de Saint Venant) 之假設：
    - a. 一維流況，通水斷面上之速度分佈視為均勻分佈，故動量校正係數為 1。
    - b. 斷面之水壓視為靜水壓分佈。
    - c. 渠底摩擦與紊流對水流所造成的損失，可以定量流況下之計算公式加以估算。
    - d. 渠底坡度甚小。
    - e. 曼寧糙度係數為一定常數。
  2. 沈滓部分之假設：
    - a. 不考慮懸移載與河床載之交換。

b. 河床之孔隙率為常數。

c. 非均勻質各粒徑之輸砂量可以其粒徑組成百分率與水力函數表示之。

## 2.2 控制方程式

單一渠道一維變量流非均勻質動床模式控制方程式：

1. 含砂水流之連續方程式

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial h}{\partial t} + u \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{A}{B} \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{u}{B} \frac{\partial A}{\partial x} \Big|_h = 0 \quad (2.1)$$

2. 含砂水流之動量方程式

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} + g \frac{\partial z}{\partial x} = -gS_f \quad (2.2)$$

3. 輸砂連續方程式

$$\frac{\partial (Bz)}{\partial t} + \frac{1}{(1-p_r)} \frac{\partial (q_s B)}{\partial x} = 0 \quad (2.3)$$

4. 粒徑組成連續條件式

$$\frac{\partial (BP_{bi})}{\partial t} = -\frac{1}{a(1-p_r)} \left[ \frac{\partial (q_{si} B)}{\partial x} - F_b \frac{\partial (q_s B)}{\partial x} \right] \quad i=1, \dots, N \quad (2.4)$$

(1) 淤積時 :  $F_b = P_{bi}$  (交換層粒徑百分組成)

(2) 沖刷時 :  $F_b = P_{boi}$  (不動層粒徑百分組成)

5. 沈滓輸送方程式

$$q_s = \sum_{i=1}^N q_{si} = \sum_{i=1}^N P_{bi} f_i(u, h, d_{si}, AF, \dots) \quad (2.5)$$

考慮主支流渠道一維變量流非均勻質動床模式之控制方程式：

1. 含砂水流之連續方程式

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial h}{\partial t} + u \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{A}{B} \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{u}{B} \frac{\partial A}{\partial x} \Big|_h - \frac{q}{B} = 0 \quad (2.6)$$

2. 含砂水流之動量方程式

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} + g \frac{\partial z}{\partial x} + g S_f + \frac{q(u - u')}{A} = 0 \quad (2.7)$$

3. 輸砂連續方程式

$$\frac{\partial(Bz)}{\partial t} + \frac{1}{(1-p_r)} \frac{\partial(q_s B)}{\partial x} = \frac{q_{sl}}{(1-p_r)} \quad (2.8)$$

4. 粒徑組成連續條件式

$$\frac{\partial(BP_{bi})}{\partial t} = -\frac{1}{a(1-p_r)} \left[ \frac{\partial(q_{si} B)}{\partial x} - F_b \left( \frac{\partial(q_s B)}{\partial x} - q_{sl} \right) \right] \quad i=1, \dots, N \quad (2.9)$$

(1) 淤積時 :  $F_b = P_{bi}$  (交換層粒徑百分組成)

(2) 沖刷時 :  $F_b = P_{boi}$  (不動層粒徑百分組成)

5. 沈滓輸送方程式

$$q_s = \sum_{i=1}^N q_{si} = \sum_{i=1}^N P_{bi} f_i(u, h, d_{si}, AF, \dots) \quad (2.10)$$

上列各式中之變數定義：

$t$  : 時間；

$x$  : 沿水流方向之水平座標；

$A$  : 水流橫斷面積；

$h$  : 水深；

$u$  : 流速；

$u'$  : 支流在主流方向的速度分量；

$z$  : 河床高程；

$B$  : 水面寬；

$g$  : 重力加速度；

$S_f$  : 摩擦坡度；

$P_r$  : 孔隙率；

$q$  : 單位渠長之側向含砂水流流量(入流為正，出流為負)；

$q_s$  : 單位寬度輸砂量；

$q_{sl}$  : 單位渠長之側向輸砂流量(入流為正，出流為負)；

$q_{si}$  : 顆粒  $i$  之單位寬度輸砂量；

$P_{bi}$  : 河床交換層(mixed layer)中顆粒  $i$  之百分組成；

$P_{boi}$  : 河床交換層下未經擾動顆粒  $i$  之百分組成；

$a$  : 交換層厚度；



$d_{si}$  : 顆粒  $i$  之代表粒徑 ;

$N$  : 代表粒徑數 ;

$f_i$  : 顆粒  $i$  之水力函數 ;

$AF$  : 護甲係數 ;

$\frac{\partial A}{\partial x} \Big|_h$  : 水深固定，橫斷面積沿  $x$  方向之變化率。

## 2.3 特性法方程式

為使原控制偏微分方程式轉換成全微分型式之特性方程式，將

(2.10) 式根據連鎖律 (chain rule)，對  $q_s$  與  $q_{si}$  取  $x$  偏微分則可得

$$\frac{\partial q_s}{\partial x} = \sum_{i=1}^N f_i \frac{\partial P_{bi}}{\partial x} + \psi \frac{\partial h}{\partial x} + \omega \frac{\partial u}{\partial x} \quad (2.11)$$

$$\frac{\partial q_{si}}{\partial x} = f_i \frac{\partial P_{bi}}{\partial x} + \psi_i \frac{\partial h}{\partial x} + \omega_i \frac{\partial u}{\partial x} \quad (2.12)$$

其中

$$\psi = \frac{\partial q_s}{\partial h}, \quad \psi_i = \frac{\partial q_{si}}{\partial h}, \quad \omega = \frac{\partial q_s}{\partial u}, \quad \omega_i = \frac{\partial q_{si}}{\partial u}$$

再將 (2.11)、(2.12) 式帶入 (2.6) 至 (2.8) 式中化簡得

$$J_i = P_{bit} + f_i' P_{bit} - \delta_i \sum_{j=1}^N f_j P_{bjx} + \overline{\psi}_i h_x + \overline{\omega}_i u_x = -\gamma_i \quad i=1, \dots, N \quad (2.13)$$

$$J_{N+1} = Z_t + h_t + u h_x + \frac{A}{B} u_x + \alpha = 0 \quad (2.14)$$

$$J_{N+2} = u_t + u u_x + g h_x + g z_x + \beta = 0 \quad (2.15)$$

$$J_{N+3} = z_t + a \sum_{i=1}^N f_i' P_{bix} + \frac{1}{P} \psi h_x + \frac{1}{P} \omega u_x + c = 0 \quad (2.16)$$

其中，

$$p = 1 - p_r ;$$

$$f_i' = \frac{f_i}{ap} ;$$

$$\delta_i = \frac{P_{bi}}{ap} ;$$

$$\bar{\psi}_i = \frac{(\psi_i - P_{bi}\psi)}{ap} ;$$

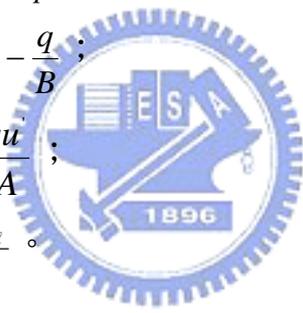
$$\bar{\omega}_i = \frac{(\omega_i - P_{bi}\omega)}{ap} ;$$

$$\gamma_i = \frac{(q_{si} - P_{bi}q_s)B_x + P_{bi}q_{sl}}{apB} ;$$

$$\alpha = \left( \frac{u}{B} \right) \frac{\partial A}{\partial x} \Big|_h - \frac{q}{B} ;$$

$$\beta = gS_f - \frac{qu}{A} ;$$

$$c = \frac{q_s B_x - q_{sl}}{pB} .$$



以  $a_1, \dots, a_{N+3}$  為係數，線性組合(2.13)至(2.16)式，且令

$$LC \equiv a_1 J_1 + \dots + a_N J_N + a_{N+1} J_{N+1} + a_{N+2} J_{N+2} + a_{N+3} J_{N+3} = 0 \quad (2.17)$$

整理上式成為全微分形式：

$$LC \equiv a_1 \frac{DP_{b1}}{Dt} + \dots + a_N \frac{DP_{bN}}{Dt} + a_{N+1} \frac{Dh}{Dt} + a_{N+2} \frac{Du}{Dt} + (a_{N+1} + a_{N+3}) \frac{Dz}{Dt} = -G \quad (2.18)$$

$$\text{上式中，} \quad G = a_1 \gamma_1 + \dots + a_N \gamma_N + a_{N+1} \alpha + a_{N+2} \beta + a_{N+3} c \quad (2.19)$$

$$\text{因全微分可表為} \quad \frac{D(\cdot)}{Dt} = \frac{\partial(\cdot)}{\partial t} + \frac{\partial(\cdot)}{\partial x} \frac{dx}{dt} \quad (2.20)$$

其中()內依次可為  $P_{bi}$  ,  $h$  ,  $u$  ,  $z$  。

比較 (2.18) 與 (2.20) 式之係數，得其對應之擾動波傳遞速度，由此可得  $N+3$  個特徵值 (eigenvalues) 關係式：

$$\lambda_i = \frac{dx}{dt} = \frac{a_{N+3}f_i' a + a_i f_i' - f_i \sum_{j=1}^N a_j \delta_j}{a_i} \quad \text{for } i=1, \dots, N \quad (P_{bi}\text{-terms})$$

$$\lambda_{N+1} = \frac{dx}{dt} = \frac{\sum_{j=1}^N a_j \bar{\psi}_j + a_{N+1} u + a_{N+2} g + a_{N+3} g + a_{N+3} \frac{\psi}{p}}{a_{N+1}} \quad (h\text{-term})$$

$$\lambda_{N+2} = \frac{dx}{dt} = \frac{\sum_{j=1}^N a_j \bar{\omega}_j + a_{N+1} \frac{A}{B} + a_{N+2} u + a_{N+3} \frac{\omega}{p}}{a_{N+2}} \quad (u\text{-term})$$

$$\lambda_{N+3} = \frac{dx}{dt} = \frac{a_{N+2} g}{a_{N+1} + a_{N+3}} \quad (z\text{-term})$$

(2.21)

整理 (2.21) 式可得一線性聯立方程組：

$$a_{N+3} f_i a + a_i (f_i - \lambda) - f_i \sum_{i=1}^N a_i \delta_i = 0 \quad i = 1, \dots, N \quad (2.22)$$

$$\sum_{j=1}^N a_j \bar{\psi}_j + a_{N+1} (u - \lambda) + a_{N+2} g + a_{N+3} \frac{\psi}{p} = 0 \quad (2.23)$$

$$\sum_{j=1}^N a_j \bar{\omega}_j + a_{N+1} \frac{A}{B} + a_{N+2} (u - \lambda) + a_{N+3} \frac{\omega}{p} = 0 \quad (2.24)$$

$$a_{N+2} g - (a_{N+1} + a_{N+3}) \lambda = 0 \quad (2.25)$$

將(2.22)至(2.25)式寫成如下之矩陣：

$$\begin{bmatrix}
\frac{F_1}{a} - f_1 \delta_1 - \lambda & -f_1 \delta_2 & \cdots & \cdots & -f_1 \delta_N & 0 & 0 & F_1 \\
-f_2 \delta_1 & \frac{F_2}{a} - f_2 \delta_2 - \lambda & & & -f_2 \delta_N & 0 & 0 & F_2 \\
\vdots & \vdots \\
\vdots & \vdots \\
-f_N \delta_1 & -f_N \delta_2 & \cdots & \cdots & \frac{F_N}{a} - f_N \delta_N - \lambda & 0 & 0 & F_N \\
\overline{\psi}_1 & \overline{\psi}_2 & \cdots & \cdots & \overline{\psi}_N & u - \lambda & g & \frac{1}{p} \psi \\
\overline{\omega}_1 & \overline{\omega}_2 & \cdots & \cdots & \overline{\omega}_N & \frac{A}{B} & u - \lambda & \frac{1}{p} \omega \\
-\overline{\psi}_1 & -\overline{\psi}_2 & \cdots & \cdots & -\overline{\psi}_N & -u & 0 & -\frac{1}{p} \psi - \lambda
\end{bmatrix}
\begin{bmatrix}
a_1 \\
a_2 \\
\vdots \\
\vdots \\
a_N \\
a_{N+1} \\
a_{N+2} \\
a_{N+3}
\end{bmatrix}
=
\begin{bmatrix}
0 \\
0 \\
\vdots \\
\vdots \\
0 \\
0 \\
0 \\
0
\end{bmatrix}
\quad (2.26)$$

由此可解出  $N+3$  個特徵值  $(\lambda_1, \lambda_2, \dots, \lambda_{N+3})$  及其相對應之特徵向量  $(a_1, a_2, \dots, a_{N+3})$ ，本模式使用 IMSL 中之 DEVCRG 副程式解此矩陣，以求出  $N+3$  個特徵值及其相對應之特徵向量。

則(2.18)式可表示為：

$$LC_k \equiv a_{1,k} \frac{DP_{b1}}{Dt} + \dots + a_{N,k} \frac{DP_{bN}}{Dt} + a_{N+1,k} \frac{Dh}{Dt} + a_{N+2,k} \frac{Du}{Dt} + (a_{N+1,k} + a_{N+3,k}) \frac{Dz}{Dt} = -G_k$$

$$k = 1, 2, \dots, N + 3 \quad (2.27)$$

及(2.20)式可表示為沿著特性曲線之方程式：

$$\frac{dx}{dt} = \lambda_k \quad k = 1, 2, \dots, N + 3 \quad (2.28)$$

故原  $N+3$  條偏微分方程式即可化為  $N+3$  條特性曲線及其相應方程式，使得原為求解  $N+3$  個偏微分方程式之問題，轉成沿著  $N+3$  條特性曲線求解  $N+3$  個全微分方程式之問題。

本模式原以工作站電腦編譯，現以個人電腦編譯此模式，但由於 IMSL 中之 DEVCRG 副程式，PC 版與舊工作站版本不盡相同，即舊

版本之特徵值乃是由小至大排列，新版排列方式則不盡相同，因此，其相對應之特徵向量也需做適當對應調整。

## 2.4 輸砂公式

本研究有關輸砂量之推估，使用以下之輸砂公式：

(1) Engelund-Hansen 公式

$$q_s = 0.05u^2 \left[ \frac{d_{50}}{g(s_g - 1)} \right]^{\frac{1}{2}} \left[ \frac{\gamma h S_f}{(\gamma_s - \gamma) d_{50}} \right]^{\frac{3}{2}} \cdot \gamma_s \quad (\text{kg/s} \cdot \text{m}) \quad (2.29)$$

(2) Shamov 公式(Hsu & Holly, 1992)

$$q_s = \alpha_2 \sqrt{d_{m1}} (u - u_{c \min}) \left( \frac{u}{u_{ct}} \right)^3 \left( \frac{d_{m1}}{h} \right)^{0.25} \quad (\text{kg/s} \cdot \text{m}) \quad (2.30)$$

$$u_{ct} = \sum_{i=1}^N BT_i \cdot u_{ci} \quad (2.31)$$

$$u_{cj} = \alpha_1 \left( \frac{h}{d_{90}} \right)^{\frac{1}{6}} \sqrt{\left( \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right) g d_j \left( 1 + 2.5M \frac{d_m}{d_j} \right)} \quad (2.32)$$

$$M = 0.6 \quad \text{當 } \eta < 2$$

$$M = \frac{c}{\eta - a} + b \quad \text{當 } \eta \geq 2$$

其中， $\eta = \frac{d_{60}}{d_{10}}$ ， $a = -2.2353$ ， $b = 0.76059$ ， $c = -0.68014$ ，

$$\text{即 } M = \frac{-0.68014}{\frac{d_{60}}{d_{10}} + 2.2353} + 0.76059$$

(3) 楊氏公式(Yang, 1973)，此一公式適用於砂質河床

$$\log C_{ts} = 5.435 - 0.286 \log \frac{\omega d}{\nu} * 0.457 \log \frac{U_*}{\omega} + \left( 1.799 - 0.409 \log \frac{\omega d}{\nu} - 0.314 \log \frac{U_*}{\omega} \right) \log \left( \frac{VS}{\omega} - \frac{V_{cr} S}{\omega} \right) \quad (2.33)$$

$$\frac{V_{cr}}{\omega} \begin{cases} \frac{2.5}{\log(U_* d / \nu) - 0.06} + 0.66 \text{ for } 1.2 < \frac{U_* d}{\nu} < 70 \\ 2.05 \text{ for } 70 \leq \frac{U_* d}{\nu} \end{cases} \quad (2.34)$$

當沈澱濃度大於 100ppm 時，楊氏建議以下式進行計算：

$$\log C_{ts} = 5.165 - 0.153 \log \frac{\omega d}{\nu} * 0.297 \log \frac{U_*}{\omega} + \left( 1.780 - 0.360 \log \frac{\omega d}{\nu} - 0.480 \log \frac{U_*}{\omega} \right) \log \frac{VS}{\omega} \quad (2.35)$$

楊氏於 1984 年提出礫石公式，適用於沈澱粒徑在 2~10mm 之間，

如下所示：

$$\log C_{ts} = 6.681 - 0.633 \log \frac{\omega d}{\nu} * 4.816 \log \frac{U_*}{\omega} + \left( 2.784 - 0.305 \log \frac{\omega d}{\nu} - 0.282 \log \frac{U_*}{\omega} \right) \log \left( \frac{VS}{\omega} - \frac{V_{cr} S}{\omega} \right) \quad (2.36)$$

其中  $U_* = \sqrt{gRS}$ ， $R_e = \frac{U_* d}{\nu}$

(4) Meyer-Peter & Muller 公式，此為河床載公式：

$$\gamma S_f = 0.047(\gamma_s - \gamma)d_{50} + 0.25 \left( \frac{\gamma}{g} \right)^{\frac{1}{3}} \left( \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma_s} \right)^{\frac{2}{3}} (q_s)^{\frac{2}{3}} \quad (2.37)$$

(5) Soni et al. (1980)經驗公式(僅適用於均勻砂)

$$q_s = a' u^{b'} \quad (2.38)$$

$a' = 1.45 \times 10^{-3}$ ,  $b' = 5$ ，即  $q_s = 1.45 \times 10^{-3} u^5$

上列各式中之各變數定義：

- $u$  : 平均流速；
- $\gamma$  : 水之單位重；
- $\gamma_s$  : 砂之單位重；
- $S$  : 底床坡降；
- $S_g$  : 沈滓之比重；
- $d_{50}$  : 底床質之中值粒徑；
- $BT_i$  : 各粒徑所佔輸砂量之比例；
- $d_{mi}$  : 底床質載之平均粒徑；
- $R$  : 水力半徑；
- $u_{cj}$  : 粒徑之臨界起動流速；
- $u_{cmin}$  : 最小粒徑  $d_{sj}$  之臨界起動流速；
- $u_{ct}$  : 平均臨界起動速度；
- $\alpha_1, \alpha_2$  : 率定係數；
- $\omega$  : 沈降速度；
- $U_*$  : 剪力速度；
- $\nu$  : 運動黏滯係數。

## 2.5 不平衡輸砂量

由於上述輸砂公式所算得者為平衡輸砂量，但清水沖刷、減載及超載等為不平衡之輸砂行為，故應考慮不平衡輸砂時空間稽延效應 (spatial-delay effects) 之影響。由 Bell and Sutherland (1983) 之負載率 (loading law)，積分可得不平衡輸砂量公式如下：

$$q_s = \left[ 1 + \left( \frac{q_{s0}}{q_{s0*}} - 1 \right) e^{-k_l(x-x_1)} \right] q_{s*} \quad (2.39)$$

式中，

- $q_s$  : 單位寬度之不平衡輸砂量；
- $q_{s*}$  : 單位寬度之平衡輸砂量；
- $k_l$  : 負載率係數 (loading law coefficient)，本文參考張氏(1991)之經驗，取模擬河段長之半之倒數；
- $x_1$  : 分析河段之上游端位置；
- $q_{s0}$  :  $x_1$  位置時之不平衡輸砂量；
- $q_{s0*}$  :  $x_1$  位置時之平衡輸砂量。

取上游端為原點，即  $x_1 = 0$ ，若為清水沖刷時， $q_{s0} = 0$ ，則(2.39)式成為：

$$q_s = \left[ 1 - e^{-k_l(x)} \right] q_{s*} \quad (2.40)$$

## 2.6 非均勻沉澱輸砂量之計算

為計算非均勻沉澱各粒徑之輸砂量，需考慮在不同沉澱級配下，粗細顆粒相互作用之效應，如：較細顆粒可能被隱藏較粗顆粒之間，不易被水流帶動，故須考慮細顆粒所受之遮蔽效應，以及粗顆粒較容易顯露於河床表面，故須考慮粗顆粒之暴露效應對輸砂量之影響；然而此種物理機制至今仍難以有效掌握，一般以遮蔽因子(hiding factor)或暴露因子(exposure factor)作為修正依據；本研究使用二種修正方法供選擇，第一種方法乃根據 IALLUVIAL 模式中使用之加權方法，第二種方法是採用泥沙起動機率概念(Gessler, 1967)。

### 1. 方法一

非均勻質各粒徑輸砂量由下式計算：

$$q_{si} = q_{si}(d_{si}) \cdot W_i \cdot P_{bi} \quad i = 1, \dots, N \quad (2.41)$$

其中， $W_i = c_1 \left( \frac{d_{si}}{d_{50}} \right)^{c_2}$ ； $q_{si}(d_{si})$  為輸砂公式中以底床質各別粒徑  $d_{si}$  取代  $d_{50}$  時所計算得到之輸砂量； $c_1$ 、 $c_2$  為率定係數值，在 IALLUVIAL 模式中， $c_1 = 1.0$ ， $c_2 = 0.8$ 。

某一斷面輸砂量為各粒徑輸砂量之總和：

$$q_s = \sum_{i=1}^N q_{si} = \sum_{i=1}^N q_{si}(d_{si}) W_i P_{bi} \quad (2.42)$$

### 2. 方法二

先由輸砂公式計算該斷面輸砂量  $q_s$ ，再考慮各粒徑所佔輸砂量之比例 ( $BT_i$ )，而各粒徑在傳輸質中所佔之比例 ( $BT_i$ ) 是以起動機率與原交換層內之比例來計算。由 (2.32) 式求得各粒徑之臨界起動流速，且 Gessler (1967) 認為粒徑之起動機率，為高斯常態機率分佈，由下述積分式可求得各粒徑之起動機率：

$$Pmo_i = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{\frac{u_{ci}-1}{u}}^{\infty} \exp\left(-\frac{x^2}{2\sigma^2}\right) dx \quad (2.43)$$

$$BT_i = \frac{Pmo_i \cdot P_{bi}}{\sum_{i=1}^N (Pmo_i \cdot P_{bi})} \quad (2.44)$$

則各沈滓輸砂量可得：

$$q_{si} = q_s \cdot BT_i$$



## 2.7 交換層厚度經驗式

交換層 (mixing layer) 為介在河床表面與不活動底層之間，在此層內之粒徑組成會因沖淤作用而產生改變，至今對於其厚度的決定尚未有定論，其大小也因不同數值方法或演算方法而有不同之考量，至於物理現象仍有待進一步探討。本研究之推估方法有二：

### 1. Allen 之砂丘高度法

由 Allen (1978) 提出砂丘高度經驗公式，如下所示：

$$H_d = h \left[ b_0 + b_1 \left(\frac{\theta}{3}\right) + b_2 \left(\frac{\theta}{3}\right)^2 + b_3 \left(\frac{\theta}{3}\right)^3 + b_4 \left(\frac{\theta}{3}\right)^4 \right] \quad (2.45)$$

上式中，

$H_d$  : 砂丘高度；

$h$  : 水深

$\theta$  : 無因次河床剪應力  $= \frac{\tau_0}{\rho(S_g - 1)gd_{50}}$  ；

$\tau_0$  : 底床剪應力；

$b_0$  : 0.079865；

$b_1$  : 2.23897；

$b_2$  : -18.1264；

$b_3$  : 70.9001；

$b_4$  : -88.3293。

則交換層厚度  $T_m$  假設如下：

$$T_m = C_{Tm} H_d \quad (2.46)$$

在 IALLUVIAL 模式中， $C_{Tm}$  為一比例常數，其值為 0.5。

## 2. Yalin (1964)之砂丘高度法

$$T_m = \frac{h}{6} \left( 1 - \frac{\tau_{cr}}{\tau_0} \right) \quad (2.47)$$

上式中， $h$  : 水深； $\tau_{cr}$  : 底床臨界剪應力； $\tau_0$  : 底床剪應力。

## 2.8 水力篩選與河床分層

天然河川中河床質多由不同粒徑之沈澱組成，又因水流對不同粒徑之沈澱之輸送能力不同，故河床質組成會改變，除了在水流方向產

生變化外，在垂直方向亦會發生變化，此種現象即水力篩選作用 (hydraulic sorting)。

為模擬此種現象，假設存在一交換層厚度(如圖 2.1 所示)，在演算時距( $\Delta t$ )內，底床沖淤之變化量皆小於此厚度，沈滓之交換皆在此層內進行，根據質量守恆之觀念，可推導出粒徑連續條件式[(2.9)]；在淤積過程中，部份交換層內之河床質將離開交換層而進入不動層；在沖刷過程中，部份不動層內之河床質將進入交換層。

為反應底床在沖淤交替時，交換層與不動層間之粒徑組成變化關係，必須對河床粒徑予以分層記錄。因為在淤積之過程中，部份交換層內之河床質將進入不動層，如此將改變交換層下之粒徑組成；而在沖刷之過程中，部份不動層內之河床質將進入交換層，故除了定出交換層中粒徑分佈外，尚須定出交換層下若干深度之不動層粒徑組成。藉著河床分層之詳細記錄，可正確的定出各層沈滓隨時間的變化。

本模式在處理底床分層時，自河床表面往下分層，由上而下分別為，護甲層、第零層、第一層、第二層、.....、第 M 層，故共有 M+2 層(如圖 2.2，其中 DZ 為單位時間  $\Delta t$  內之刷深量)。

## 2.9 河床面之護甲作用

底床經水流沖刷時，由於水力篩選的作用，細顆粒沈滓較粗顆粒沈滓容易被水流所帶動，導致粗顆粒停留在河床表面上，經若干時間

後，形成一粗化床層，稱之為護甲層(armor coat)；若河床完全護甲化，底床將不再沖刷，即該處之輸砂量為零；由於本模式受限於輸砂量為零時，在求解特徵值時之矩陣運算會出現溢位問題，故本模式只能模擬接近完全護甲情形。護甲之形成，其過程為一相當複雜之物理現象，與許多影響因子有關，包括河床質之粒徑分佈、遮蔽效應、水力強度與輸砂量大小、床形之形成和移動及水力篩選作用等。本文將使用臧氏(1995)根據 IALLUVIAL 模式護甲理論之修改方法，以河床面上之不動粒徑所覆蓋之比例來判定護甲程度，並引入一護甲係數 AF，用以代表河床護甲程度之大小，其定義為任一時間，河床表面無法移動之河床質的比例。可推得護甲係數 AF：

$$AF(t) = C_a (1 - p) \sum_{i=1}^m \frac{V_{cum_i}}{ds_i} \quad (2.48)$$

上式，

$C_a$  : 為率定係數；

$m$ 、 $l$  : 河床質中共有  $m$  個粒徑，粒徑  $l$  至  $m$  無法被水所傳輸；

$V_{cum_i}$  : 單位時間顆粒  $i$  累積於上層之體積

$ds_i$  : 顆粒  $i$  之粒徑。

### 1. 輸砂之序率特性

由 Gessler (1967) 提出之床質起動機率修正  $C_a$  值，底床剪應力與臨界剪應力相同時，床質起動之機率是 50%，則各代表粒徑停留於河

床之機率  $S_i$ ，可由下式求得：

$$S_i = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\frac{\tau_c - 1}{\tau}} \text{Exp}\left[-\frac{x^2}{2\sigma^2}\right] dx \quad (2.49)$$

$$C_a = 1.902 \cdot S_i \quad (2.50)$$

## 2. 河床形狀之影響

由砂丘之運動可知，波峰處皆為細顆粒，所以砂丘之高度亦會影響護甲之程度。因砂丘越高，細顆粒越多，則護甲範圍縮小。在此引入一  $C_a$  之修正因子  $\alpha_d$ ，則

$$C_a(t, j) = 1.902 S_i \alpha_d \quad (2.51)$$

$\alpha_d$ ：介於 0 與 1，當為平面河床時  $\alpha_d = 1$ 。

$\alpha_d$  為相對砂丘高即  $H_d/d$  ( $H_d$ ：砂丘高， $d$ ：水深) 之函數。當  $H_d/d = 0$  (平面河床)， $\alpha_d = 1$ ；當  $H_d/d = \text{最大值}$ ， $\alpha_d = 0$ ，即完全活動之砂丘河床，護甲現象並不發生。

根據(2.45)式所繪製之圖形(如圖 2.3 所示)，並假設  $\alpha_d$  與  $H_d/d$  為線性關係可得下列關係式：

$$\begin{aligned} \alpha_d &= 1.0 && ; \theta \leq \theta_c \\ \alpha_d &= \frac{1.10 - \theta}{1.10 - \theta_c} && ; \theta_c \leq \theta \leq 1.10 \\ \alpha_d &= \frac{1.10 - \theta}{1.50 - 1.10} && ; 1.10 \leq \theta \leq 1.50 \\ \alpha_d &= 1.0 && ; \theta > 1.5 \end{aligned} \quad (2.52)$$

上式中， $\theta_c$  及  $\theta$  分別為底床處之無因次臨界剪應力及水流之無因次剪應力。

### 3. 護甲對輸砂量之修正

河床表面之護甲形成，將降低輸砂能力，防止底床持續沖刷，為簡化起見，假設成如下之線性關係：

$$q_{sa} = q_s (1 - C_1 \cdot AF) \quad (2.53)$$

上式中， $q_{sa}$ ：護甲後之單位寬度輸砂量；

$q_s$ ：單位寬度之輸砂量；

$C_1$ ：修正係數，介於 0 與 1 之間。



## 第三章 數 值 方 法

### 3.1 非均勻質多方式特性法

在天然河道或實驗渠道中，非均勻河床質粒徑之傳遞波、水面波及底床波之波速差異甚大，造成泥沙粒徑與水流的可蘭數相差頗巨，為解決此問題，本模式採用固定時間間格(specified time-interval scheme)多方式法，包含隱式法、傳統顯式法、時間延後法及空間延後法，俾使每一條特性線依其在格網點上的可蘭數  $Cr$  之大小及設定之最大延後數  $M$  來決定適宜之方法。可蘭數定義為

$$Cr = \frac{dx/dt}{\Delta x/\Delta t} = \frac{\lambda_i}{\Delta x/\Delta t} \quad (3.1)$$

其中

$\lambda_i = \frac{dx}{dt}$  : 為一特徵值，即擾動波傳遞速度；

$\Delta x$  : 模式演算之空間間距；

$\Delta t$  : 模式演算之時間間距。

計算點之格網與可蘭數  $Cr$  及最大延後數  $M$  之關係如圖 3.1 所示。就欲演算的時刻( $t=k+1$  時)而言，每一格網點有  $N+3$  條特性線通過以求解  $N+3$  各未知數 ( $P_{bi}, h, u, z$ )，特性線除了通過演算時刻的未知格點外，其另一端交於時間軸或空間軸上的參數值利用線性內差求解之。今以  $\phi$  值表示特性線與格網之交點未知量，上述多方式法經由線性內差如圖 3.2 及圖 3.3 所示，其內差公式可表示如下：

### 1. 隱式法(implicit scheme) ( $|Cr| > 1$ )

特性曲線在一演算時距 $\Delta t$ 內，往後延伸交於時間軸上，根據可蘭數定義，此法之可蘭數絕對值大於 1。

$$\phi_1 = \xi_1 \phi'_{j-1} + (1 - \xi_1) \phi_{j-1}^{k+1} \quad (3.2)$$

### 2. 傳統顯式法(classical scheme) ( $|Cr| \leq 1$ )

特性曲線在一演算時距 $\Delta t$ 內，往後延伸交於空間軸上，根據可蘭數定義，此法之可蘭數絕對值小於並等於 1。

$$\phi_2 = \eta_1 \phi_{j-1}^k + (1 - \eta_1) \phi_j^k \quad (3.3)$$

### 3. 時間延後法(temporal reachback scheme) ( $\frac{1}{M} < |Cr| < 1$ )

特性曲線往後延伸  $m$  個演算時距 $\Delta t$ ，但未達最大延後時距( $M \Delta t$ )，交於時間軸上，根據可蘭數定義，此法之可蘭數絕對值範圍表示為  $\frac{1}{M} < |Cr| < 1$ 。

$$\phi_3 = \xi_2 \phi_{j-1}^{k-m} + (1 - \xi_2) \phi_{j-1}^{k+1-m} \quad (3.4)$$

當最大延後數  $M=1$  時，此法不使用。

### 4. 空間延後法 ( $|Cr| \leq \frac{1}{M}$ )

特性曲線往後延伸  $M$  個演算時距 $\Delta t$ ，往後延伸交於空間軸上，根據可蘭數定義，此法之可蘭數絕對值範圍表示為  $|Cr| \leq \frac{1}{M}$ 。

$$\phi_4 = \eta_2 \phi_{j-1}^{k+1-m} + (1 - \eta_2) \phi_j^{k+1-M} \quad (3.5)$$

當  $M=1$  時，回復到傳統顯示法。

上列各式中，

$j$  : 空間指標；

$k$  : 時間指標；

$m$  : 延後數；

$M$  : 最大延後數；

$\phi_n : P_{b1}, \dots, P_{bn}, h, u, z$  ;

$\zeta_i, \eta_i$  : 線性內差之權重係數。

在模式初始演算時，若最初幾個演算時刻數  $k$ (time steps) 小於最大延後數  $M$ ，令最大延後數  $M$  等於  $k$ ，其餘時刻之最大延後數則保持預設之定值。綜合上述不同之多方式特性法，整理如表 3-1 所示。

### 3.2 差分方程式

由特性法方程式推導之全微分式 (2.22)，作積分運算，可表為如下之差分式：

$$a_{1,ip}(P_{b1p} - P_{b1i}) + \dots + a_{N,ip}(P_{bNp} - P_{bNi}) + a_{N+1,ip}(h_p - h_i) + a_{N+2,ip}(u_p - u_i) + (a_{N+1,ip} + a_{N+3,ip})(z_p - z_i) + G_{ip}(t_p - t_i) = 0$$

$$i=1, \dots, N+3 \quad (3.6)$$

其中，

$$G_{ip} = \int_{t_i}^{t_p} G(t) dt = \frac{G(t_p) + G(t_i)}{2} \quad (3.7)$$

$p$  : 代表待求點；

$i$  : 代表在時間  $t$  時與空間或時間軸交會之點；

$ip$  : 代表落於格網點間之值；

$\lambda_i$  : 代表落於格網點間之波傳速度值。

將多方式法應用於公式 (3.6)，則  $N+3$  條差分方程式可表如下：

$$\begin{aligned}
 & a_{1,ip} [\phi_1 - (\theta\phi_{1i} + (1-\theta)\phi_{1p})] + \dots + a_{N,ip} [\phi_N + (\theta\phi_{Ni} + (1-\theta)\phi_{Np})] \\
 & + a_{N+1,ip} [\phi_{N+1} - (\theta\phi_{N+1i} + (1-\theta)\phi_{N+1p})] + a_{N+2,ip} [\phi_{N+2} - (\theta\phi_{N+2i} + (1-\theta)\phi_{N+2p})] \\
 & + a_{N+3,ip} [\phi_{N+3} - (\theta\phi_{N+3i} + (1-\theta)\phi_{N+3p})] + G_{ip}(t_p - t_i) = 0
 \end{aligned}$$

$$i=1, \dots, N+3 \quad (3.8)$$

上式中， $\theta$  值依多方式法之選擇，可分時間內差權重因子  $\xi_1$ 、 $\xi_2$  及空間內差權重因子  $\eta_1$ 、 $\eta_2$ ，權重係數可依下列公式決定：

1. 隱式法 
$$\theta = \xi_1 = \frac{(\Delta x_j / \Delta t)}{(dx/dt)_{1p}} = \frac{r_j}{\lambda_{1p}} = \frac{1}{C_r} \quad (3.9)$$

2. 傳統顯式法 
$$\theta = \eta_1 = \frac{(dx/dt)_{2p}}{(\Delta x_j / \Delta t)} = \frac{\lambda_{2p}}{r_j} = C_r \quad (3.10)$$

3. 時間延後法 
$$\theta = \xi_2 = \frac{(\Delta x_j / m\Delta t)}{(dx/dt)_{4p}} - m = \frac{r_j}{\lambda_{4p}} - m = \frac{1}{C_r} - m \quad (3.11)$$

4. 空間延後法 
$$\theta = \eta_2 = \frac{(dx/dt)_{3p}}{(\Delta x_j / M\Delta t)} = \frac{M\lambda_{4p}}{r_j} = MC_r \quad (3.12)$$

上述各式中  $r_j = \frac{\Delta x_j}{\Delta t}$ ，若  $\lambda$  值為負時，則將  $\Delta x_j$  改為  $\Delta x_{j+1}$ ， $r_j$  改為  $r_{j+1}$ 。

將 (3.9) 至 (3.12) 式代入 (3.8) 式經整理後為如下之關係式：

$$F_i(\phi_{j-1}^{k+1}, \phi_j^{k+1}, \phi_{j+1}^{k+1}) = 0 \quad i=1, \dots, N+3 \quad (3.13)$$

根據上式即可求得格網點上於  $k+1$  時段之  $N+3$  條相應方程式。

### 3.3 特徵值及特徵向量之修正法

由於特徵值及特徵向量的計算結果，會直接影響特性線在格網的內插點位置及求解方程式[(3.6)及(3.13)式]之係數值，採用較精確的求法對於模擬之結果有相當程度的改善。原方法[李氏(1992)、陳氏(1994)、臧氏(1995)]是由單一格網點推求特徵值及特徵向量，無法反應該點上游或下游流況對此斷面的影響，尤其在斷面變化或上下游流況差距較大時容易造成質量不守恆。

為避免上述之缺點，陳氏(1996)將特徵值與特徵向量之求法改特性線傳遞方向之相鄰兩格網點來求解。又特徵值及特徵向量是由控制方程式[(2.8)至(2.11)式]偏微分項前之係數推導而得，如  $u, h, A, B, a$  等，由(2.21)式，將特徵值表示如下函數：

$$\lambda_i = f(\varphi) \quad i = 1, \dots, N+3 \quad (3.14)$$

$$\varphi = u, h, A, B, a, \dots$$

以亞臨界流為例：介於  $j-1$  與  $j$  之正特性曲線  $\lambda$  有  $N+2$  條，介於  $j$  與  $j+1$  之負特性曲線  $\lambda$  有 1 條；所以在上游：

$$\lambda_i = f\left(\frac{\varphi_{j-1} + \varphi_j}{2}\right) \quad i = 1, \dots, N+3 \quad (3.15)$$

可得特徵值  $\lambda_i$  及相對應之特徵向量  $[a_i]$ ,  $i=1 \sim N+3$ ; 取其中落於  $j-1$  與  $j$  間之  $N+2$  條特徵值  $\lambda$  及相對應之特徵向量。

同理，於下游：

$$\lambda_i = f\left(\frac{\varphi_j + \varphi_{j+1}}{2}\right) \quad i = 1, \dots, N+3 \quad (3.16)$$

可得特徵值  $\lambda_i$  及相對應之特徵向量  $[a_i]$ ,  $i=1 \sim N+3$ ; 取其中落於  $j$  與  $j+1$  間之 1 條特徵值  $\lambda$  及相對應之特徵向量。

### 3.4 邊界條件

由於本模式為一結合演算模式，需在同一時刻求解水流與輸砂方程式，而在邊界上之求解未知數為流速、水深、底床高程及床質粒徑組成，必需依據邊界之已知水理及輸砂資料建立關係式，例如流量歷線、水位歷線及輸砂歷線等，利用這些邊界條件，再配合原特性方程式 (3.13)，如此方能得到係數矩陣；若邊界所提供的水理或輸砂資料並非求解未知數時，可根據邊界上控制體積內質量守恆之原理建立彼此的關係式，並經由牛頓疊代法使邊界上之未知數在求解過程中，以同時滿足邊界條件式與特性方程式。

當流況為亞臨界流(subcritical flow)時，河床波、粒徑篩分波之傳遞方向皆由上游往下游傳，水面波之傳遞方向一與河床波、粒徑篩分波同向，一則為逆向，即由下游往上游傳；故需一個與水流有關、一

個與河床高程及  $N$  個粒徑組成相關之上游邊界條件，以及一個與水流有關之下游邊界條件。當流況為超臨界流(supercritical flow)時，兩水面波由上游往下游傳，河床波與粒徑篩分波則往上游傳，故需兩個與水流有關之上游邊界條件及  $N+1$  個與底床高程及粒徑組成有關之下游邊界條件。

除了考慮外部的邊界條件，對於合流及分流的交匯區，必須給於內部邊界條件，邊界條件式之處理與推導過程詳述於後。

## 1. 上游邊界條件

### (1) 流量歷線

一般模式常採用在上游邊界所觀測到之流量歷線  $Q(t)$ ，作為數值演算之一邊界條件式。因流量為流速及水深之函數，以牛頓疊代法求解，則  $Q = Au$  可寫為

$$F^m(u, h) = A^m u^m - Q(t_{k+1}) \quad (3.17)$$

$F(u, h)$  可是為誤差函數(error function)，其定義為估計值  $(A^m u^m)$  與真值  $[Q(t^{k+1})]$  之絕對誤差。另定義前後兩次疊代誤差如下：

$$\Delta F = F^{m+1}(u, h) - F^m(u, h) \quad (3.18)$$

(3.17)與(3.18)式中， $k$  為演算時間， $m$  為疊代次數。

當求解之未知數收斂時， $F^{m+1}(u, h) = 0$ 。 $\Delta F$  之泰勒展開式如下(忽略二次以上的項)：

$$\Delta F = \frac{\partial F}{\partial h} \Delta h + \frac{\partial F}{\partial u} \Delta u = 0 - F^m(u, h) = Q(t^{k+1}) - A^m u^m \quad (3.19)$$

將(3.17)分別對  $h, u$  微分可得

$$\frac{\partial F}{\partial h} = u^m \frac{\partial A^m}{\partial h}, \quad \frac{\partial F}{\partial u} = A^m \quad (3.20)$$

將上式代入式(3.19)整理可得

$$u^m \frac{\partial A^m}{\partial h} h^{m+1} + A^m u^{m+1} = Q(t_{k+1}) + u^m \frac{\partial A^m}{\partial h} h^m \quad (3.21)$$

$$\text{上式, } \frac{\partial A^m}{\partial h} = B^m \text{。}$$

## (2) 輸砂歷線

本模式為結合演算模式，當上游邊界入砂量為已知時，假設邊界

處入砂量即為該處輸砂量，即可建立如下關係式：

$$F^m(P_1, \dots, P_N, u, h) = Q_s^m(P_1, \dots, P_N, u, h) - Q(t_{k+1}) \quad (3.22)$$

同理，用牛頓疊代法求解上式可得關係式：

$$\begin{aligned} & \frac{\partial Q_s}{\partial P_1} P_1^{m+1} + \dots + \frac{\partial Q_s}{\partial P_N} P_N^{m+1} + \frac{\partial Q_s}{\partial h} h^{m+1} + \frac{\partial Q_s}{\partial u} u^{m+1} \\ & = Q_s(t_{k+1}) - Q_s^m + \frac{\partial Q_s}{\partial P_1} P_1^m + \dots + \frac{\partial Q_s}{\partial P_N} P_N^m + \frac{\partial Q_s}{\partial h} h^m + \frac{\partial Q_s}{\partial u} u^m \end{aligned} \quad (3.23)$$

上式中， $Q_s(t_{k+1})$  為  $k+1$  時段上游邊界之入砂量，若均勻質輸砂渠道中，無論上游端入砂量是超載或減載操作，在達新平衡後，泥沙粒徑組成均不會改變；反之，在非均勻質輸砂渠道中，上游端入砂量為超載或減載之情況下，將發生泥砂粒徑組成之改變，故在此情況下，上游邊界條件需做修正，以合乎實際情形。

本模式引進緩衝段法( buffer reach method)加以改進，此法由 Cunge et al. (1980) 提出，原應用於有限差分法之分離演算模式，主要在消除不同  $\Delta X$  對演算結果之影響。本文依其原理為將上游端河段引進一緩衝段  $\Delta X_B$ (如圖 3.4 所示)，並將在  $\text{sec}0$  之計算點移至  $\text{sec}b$ ，其初始條件可由  $\text{sec}0$  及  $\text{sec}1$  依緩衝段長短內差而得。

此處以特性線之觀念求得緩衝段之長度，以特性線投射到空間軸上之交點作為緩衝段之長度。通常特性線判斷標準依可蘭數  $C_r$  及最大延後數  $M$  決定，假設最大延後數  $M=1$  之情況下，由可蘭數之定義  $C_r = \frac{\lambda_i}{\Delta x / \Delta t}$ ， $\lambda_i$  為擾動波傳遞速度，則  $\lambda_b$  底床擾動波傳遞速度。因此處定義緩衝段為起始時刻之前一時刻之距離，故緩衝段之長度即為前一時刻之空間間距與可蘭數  $C_r$  之乘積(如圖 3.5 所示)，即特性線與空間軸交點至初始時刻(即下一時刻)之距離，其數學關係式可表為  $\Delta x_b = C_r \cdot \Delta x = \lambda_b \cdot \Delta t$ 。緩衝段會隨著輸砂公式的選用而有不同的長度；由 (2.3) 式滿足輸砂連續條件差分式而得：

$$[\theta(Q_s^{k+1} - Q_B^{k+1}) + (1-\theta)(Q_s^k - Q_B^k)]\Delta t = \Delta X_B(1-p_r)B\Delta z \quad (3.24)$$

式中，

$Q_s$  : 上游邊界入砂量；

$Q_B$  : 緩衝段下游端之輸砂量；

$\Delta X_B$  : 緩衝段長度。

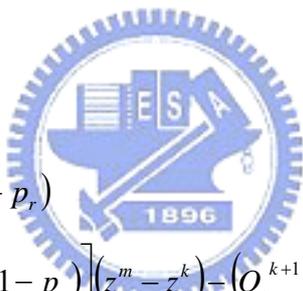
取  $\theta = 1$ ，而  $\Delta Q_s^{k+1} = Q_s^{k+1} - Q_B^{k+1}$ ，則由(3.24)可得

$$F^m(P_1, \dots, P_n, h, u, z) = \frac{\Delta x_B}{\Delta t} (1 - p_r) B^m \Delta z^m - [Q_s^{k+1} - Q_B^m] \quad (3.25)$$

並用牛頓疊代求解上式得：

$$\Delta F = \frac{\partial F}{\partial P_1} \Delta P_1 + \dots + \frac{\partial F}{\partial P_N} \Delta P_N + \frac{\partial F}{\partial h} \Delta h + \frac{\partial F}{\partial u} \Delta u + \frac{\partial F}{\partial z} \Delta z = -F^m \quad (3.26)$$

得係數如下：

$$\begin{aligned} \frac{\partial F}{\partial P_1} &= \frac{\partial Q_B}{\partial P_1}, \dots, \frac{\partial F}{\partial P_N} = \frac{\partial Q_B}{\partial P_N} \\ \frac{\partial F}{\partial h} &= \frac{\partial Q_B}{\partial h} \\ \frac{\partial F}{\partial u} &= \frac{\partial Q_B}{\partial u} \\ \frac{\partial F}{\partial z} &= \frac{\Delta x_B}{\Delta t} B(1 - p_r) \\ F^m &= \left[ \frac{\Delta x_B}{\Delta t} B^m (1 - p_r) \right] (z^m - z^k) - (Q_s^{k+1} - Q_B^m) \end{aligned}$$


將上列係數帶回 (3.25)式可化為：

$$\begin{aligned} & \frac{\partial Q_B}{\partial P_1} P_1^{m+1} + \dots + \frac{\partial Q_B}{\partial P_n} P_n^{m+1} + \frac{\partial Q_B}{\partial h} h^{m+1} + \frac{\partial Q_B}{\partial u} u^{m+1} + \left( \frac{\Delta x_B}{\Delta t} B^m (1 - p_r) \right) z^{m+1} \\ &= (Q_B^{k+1} - Q_B^m) + \frac{\partial Q_B}{\partial P_1} P_1^m + \dots + \frac{\partial Q_B}{\partial P_n} P_n^m + \frac{\partial Q_B}{\partial h} h^m + \frac{\partial Q_B}{\partial u} u^m \\ &+ \left( \frac{\Delta x_B}{\Delta t} B^m (1 - p_r) \right) z^k \end{aligned} \quad (3.27)$$

### (3) 沈澱粒徑組成

若已知上游沈澱粒徑組成歷線為時，可直接作為  $N$  條上游邊界條件式，獲得關係式如下：

$$P_i^{k+1} = P_i(t_{k+1}) \quad i=1, \dots, N \quad (3.28)$$

因沈澱粒徑百分組成不易獲得，所以數值上仍考慮緩衝段法，以緩衝段下游端之粒徑百分組成為上游粒徑變化之邊界條件，其求法乃假設在緩衝段之中，滿足沈澱粒徑組成連續方程式[(2.4)式]：

$$P_i^{k+1} = C_{bf} [(Q_{Bi}^{k+1} - Q_{Si}^{k+1}) - F_b \cdot (Q_B^{k+1} - Q_S^{k+1})] + P_i^k \quad (3.29)$$

其中，

$$C_{bf} = \frac{-\Delta t}{a \cdot (1 - p_r) \Delta x_B}$$

$F_b$  : 沖刷時， $F_b = P_{bi}$ ；淤積時， $F_b = P_{boi}$ ；

$Q_{Bi}$  : 緩衝段下游端顆粒  $i$  之輸砂量；

$Q_B$  : 緩衝段下游端之輸砂量；

$Q_{si}$  : 上游邊界顆粒  $i$  之入砂量；

$Q_s$  : 上游邊界輸砂量；

$a$  : 交換層厚度；

$P_r$  : 孔隙率。

## 2. 下游邊條件

本模式可有如下之選擇：

### (1) 水位歷線

當流況為亞臨界流時，以下游邊界之實測水位歷線作為模式演算之邊界條件：

$$h^{k+1} + z^{k+1} = y(t_{k+1}) \quad (3.30)$$

## (2) 均勻流

一般以水位歷線為下游邊界條件，若缺乏此一實測水位資料，則

假設在渠道下游端為均勻流況，利用牛頓疊代法求解如下：

$$F^m(u, h) = A^m u^m - Q^m = A^m u^m - A^m V_0^m = A^m u^m - A^m \left( \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \right) \quad (3.31)$$

$$\Delta F = \frac{\partial F}{\partial h} \Delta h + \frac{\partial F}{\partial u} \Delta u = -F^m \quad (3.32)$$

其中

$$\frac{\partial F}{\partial h} = \frac{\partial A^m}{\partial h} (u^m - V_0^m) - \frac{2}{3R} A^m V_0^m \left( \frac{R^2}{h^2} \right) \equiv C_0$$

$$\frac{\partial F}{\partial u} = A^m$$

代入(3.32)式得

$$C_0 h^{k+1} + A^m u^{k+1} = V_0^m A^m + C_0 h^m \quad (3.33)$$

## 3. 內部邊界條件

本模式將主流與支流分為兩獨立之渠道，在交匯點處，主流的動量方程式必須加入側流之動量，連續方程式也必須考慮支流所匯入或分出的流量及輸砂量之影響，在合流時，支流下游邊界則由匯流點所求得之水位給定之，在分流時，支流上游邊界則由匯流點所求得之水位，以特性法求得流量給定之，其處理方式依合流及分流分別如下所述：

(1) 合流:

將合流渠道分為三段，主流上游段、主流下游段及支流段，水流流向及示意圖如下所示：

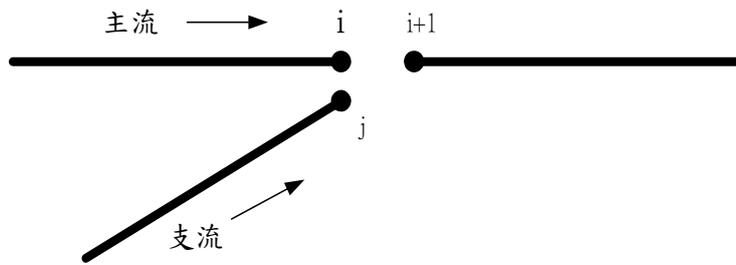


圖 3.6 合流交匯區斷面示意圖

其中， $i$  表示主流上游段最後一個斷面點， $i+1$  表示主流下游段第一斷面點， $j$  表示支流段最後斷面點。本研究採用兩點水位相等法，此方法只需將渠道分為兩段，主流段和支流段，在亞臨界流況下，計算主流段時上游給定流量，下游給定水位，當計算支流段時，支流之下游水位未知，故假設  $i$  點水位和  $j$  點水位相同，如此合流之邊界給定，即可算出內部斷面之流量及水深。此方法優點計算上較簡易，且要達到兩點水位相等的收斂精度也較容易，但缺點為  $i$  點和  $j$  點水位相同之法，需要在斷面相當接近情況之下，此假設才合理。

(2) 分流:

將分流渠道分為三段，主流上游段、主流下游段及支流段，水流流向及示意圖如下所示：

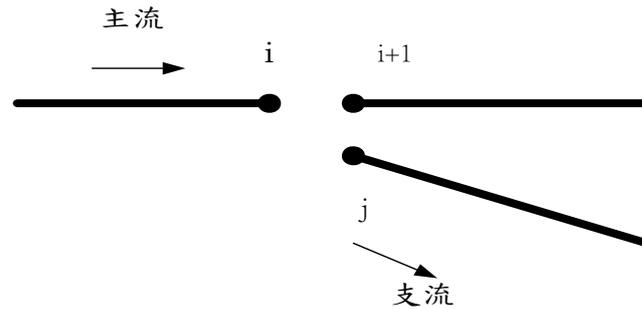


圖 3.7 分流交匯區隔點示意圖

其中， $i$  表示主流上游段最後斷面點， $i+1$  表示主流下游段第一斷面點， $j$  表示支流段第一個斷面點。本研究採用兩點水位相等法。分流與合流不同之處，在於支流上游流量為未知，必須由水位求得流量。此方法需假設一合理之支流上游流量起始值，將  $j$  點水位等於  $i+1$  點水位，利用特性線給水位求流量的方式，處理上游流量；經過特性速度之修正，算出分流之起始流量，且同時需滿足質量守恆，並符合動量方程式與連續方程式，如此算出主、分流內部點之水位與流量。本模式採用之方法，優點為容易給定分流上游邊界，但缺點為模式中斷面之建立需要精確，若有較大之誤差，則模擬出支流流量則會和實驗值有所出入，此部分問題與限制，必須做更進一步的探討和研究。

### 3.5 全域矩陣之求解

由 3.4 節之邊界條件介紹，於主流段共有  $N+3$  個邊界條件，再聯合(3.13)式中之  $J(N+3)$  條方程式，則可解得格點上之  $(J+1)(N+3)$  個未知量。當主流段演算結束，在經由內部邊界條件處理，依合流或分流



LU 分解法或 Thomas 演算法(TDMA)求解之。由於全域係數矩陣為非奇異矩陣，且有非零常數行向量，故解具有唯一性且為非顯著解，如此可解得渠道每一斷面於第  $k+1$  時刻之未知值。

### 3.6 模式演算流程

本模式之演算流程如圖 3.8 所示，說明如下：

1. 輸入幾何條件：包括各斷面之幾何形狀、斷面間距、底床高程、床質粒徑資料及曼寧粗糙係數、主支流交匯角度等。
2. 輸入邊界條件：如上游流量歷線入砂量歷線及下游水位歷線。
3. 計算起始條件：由初始流量及初始底床高程，以標準步推法作迴水演算，可得各斷面之初始水深及流速，如此由輸砂公式可求得各斷面之初始輸砂量。
4. 第一次主流演算，支流給定主流之內部邊界條件。
5. 由水理條件，藉由交換層厚度經驗式可計算得到各斷面之交換層厚度。
6. 由水理參數及輸砂參數可求得各斷面之特徵值及相應之特徵向量。
7. 經由多方式法，可得到各斷面之特徵方程式，其待解未知數前之係數即為求解矩陣係數  $L$ 、 $D$ 、 $R$ ，右式為常數項  $C$ 。



8. 經由矩陣求解，可解得流速、水深、底床高程及床質粒徑組成；計算各水理參數和輸砂參數，如通水斷面積、水面寬、摩擦坡度、輸砂量、中值粒徑等。
9. 判斷是否達到收斂標準，否則重覆步驟 5~7。達到收斂時，根據沖淤量之多寡及交換層厚度內之粒徑組成，將底床分層記錄之床質粒徑資料更新。若在河段中，該斷面為底床沖刷情形，則計算護甲係數 AF。
10. 主流演算結束，給定支流上下游邊界條件，進行支流演算，並重覆步驟 5~9。
11. 經由步驟 10 演算後，進行第二次主流演算，支流給定主流之內  
部邊界條件，並重覆步驟 5~9。
12. 主流演算結束，給定支流上下游邊界條件，進行支流演算，並重覆步驟 5~9。
13. 步驟 12 演算結束，演算至下一時刻，並重覆步驟 4 及步驟 10~12，直至完成全部之演算時刻。

## 第四章 實驗案例模擬

本模式在數值模擬之案例分為兩部分，第一部分之實驗案例，其設計係參考台大試驗所顏等(1987、1990)非均勻沉澱單一渠道動床試驗之佈置，虛擬一支流並進行主支流模擬。第二部份利用民國八十五年台灣省水利局所執行的筏子溪水工模型試驗資料，將其試驗結果與模擬結果作比較分析。

### 4.1 設計案例模擬

本模擬案例引用台大試驗所顏等(1987、1990)非均勻沉澱單一渠道動床試驗研究，李氏(2003)於此單一渠道動床之數值驗證與模擬，皆有不錯之結果。



#### 4.1.1 案例說明

主渠長度為 37.5 公尺，假設支渠長度為 12.5 公尺，除了第一與第二斷面之間距為 2.5 公尺外，其餘各斷面之間距皆為 1 公尺，渠道寬為 1 公尺，主渠有 37 個斷面，支流有 12 個斷面，匯流點在主渠第 18 個斷面，匯流角度為 30 度。主支渠原始底床坡度接為 0.0035，曼寧粗糙度為 0.017，孔隙率為 0.4。

主渠上游底床高程 0.355 公尺，支渠上游底床高程 0.405 公尺；上游邊界條件，主渠定量流流量為 0.12cms，支渠定量流渠流量為 0.08cms，主渠下游邊界條件則假設其流況為均勻流。主渠上游加砂

(2.50kg/min)，支渠上游加砂(1.20kg/min)，非均勻粒徑由小至大分別為 0.84mm、1.19mm、2.00mm、3.36mm 及 4.76mm。表 4-1 為各粒徑初始粒徑分佈資料。輸砂公式採用 Engelund-Hansen 公式及 Yang 公式，交換層厚度係利用 Allen 砂丘高度法推估( $C_{Tm}=2.0$ )。

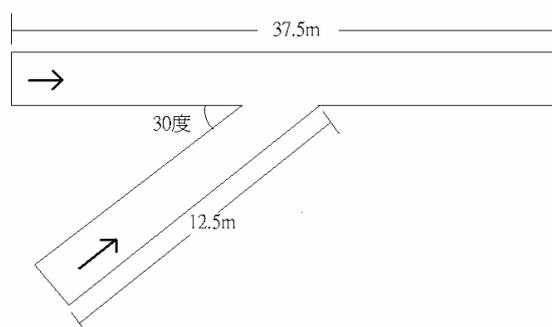


圖 4.1 設計主支流交匯渠道示意圖

#### 4.1.2 數值模擬結果

圖 4.2 及圖 4.3 為分別用 Engelund-Hansen 公式及 Yang 公式模擬之主渠底床與水面線，上游端至匯流點，其斷面底床隨著時間增加而增高，水面線逐漸降低，從匯流點後，由於主渠流量增加，因此水深皆比匯流點之前大，底床隨著時間沖刷漸深，水面線變化則不大。圖 4.4 至圖 4.6 為在不同時間下 Engelund-Hansen 公式及 Yang 公式之主渠底床及水位線模擬比較圖。在同一時刻水位及底床的沿程變化趨勢是一致的，採用 Engelund-Hansen 公式模擬，其沖淤變化量皆比使用 Yang 公式者明顯較大，也顯示底床沖淤變化因選用輸砂公式之不同，而結果也有不同。

## 4.2 筏子溪水工模型試驗案例模擬

### 4.2.1 試驗條件說明

民國八十五年台灣省水利局執行的筏子溪水工模型試驗，其水工模型乃是根據筏子溪現場，依動床等比模型比例建置而成，其模型設計及製作如下所述：

#### (一) 模型比例尺決定

筏子溪現場為礫石河床，試驗段河床質平均粒徑( $D_m$ )約為 11.27 公分，根據試驗報告之臨界推移力法推算各斷面對應之模型比尺限制，詳如表 4-2。並考慮模型場地及動床模型砂之選擇，決定模型比例尺  $L_r$  為 1/60 之動床等比模型，根據試驗報告其相關物理量比尺關係如表 4-3 所示，模型砂平均粒徑為 1.88 公厘。

#### (二) 模型範圍與配置

筏子溪模型範圍由知高橋至烏溪匯流口，全長約六公里，相當於模型長度約 100 公尺，模型佈置圖如圖 4.7。為了以動床方式模擬河床沖於變化，因此需要建造穩固之邊界以容納模型砂及水流。邊界牆皆以砌磚方式建造，表層粉刷水泥砂漿，面層再以 PU 防漏處理，左岸邊界以堤防為主，右岸以高速公路為主要邊界。邊界牆完成後再進行動床面鋪設及堤防裝置。模型範圍除本流外尚有三支流匯入(劉厝排水、山仔腳排水及內新庄排水)，因此需設四處供水箱作為主支流

供水系統，並設置水錶作為定量供水設備。沉砂池為觀測模型輸砂量而設，目的在收集上游泥砂輸運量及重複使用水源。尾水控制閘門在調整各頻率洪水量下之水位，以符合試驗之尾水邊界條件。施放流量及尾水位如表 4-4 所示。為鋪設河道動床地形乃以斷面切割陽板作為動床面高程依據，依據民國八十三年河道量測地形佈置，設置斷面為 0~17 共有有 18 個斷面，在筏子溪舊知高橋下游面即為斷面 17。

#### 4.2.2 數值模式說明

模擬之渠道斷面，與試驗設置斷面範圍相同，從上游斷面 17 至下游斷面 0，模擬時間與試驗時間一樣共兩小時，曼寧粗糙度根據台灣省水利處「筏子溪治理規劃報告」為 0.04，經由表 4-3 物理量比尺關係得到曼寧粗糙度為 0.202。假設孔隙率為 0.4。模式之邊界條件選取上，以試驗所給定之邊界條件，做為上下游邊界條件，共模擬 2、5、10 及 100 年等四種頻率年洪水。底床粒徑跟模型砂粒徑相同為 1.88 公厘，輸砂公式採用 Engelund-Hansen 公式，交換層厚度使用 Allen 砂丘高度法推估( $C_{Tm}=2.0$ )。

#### 4.2.3 數值模擬結果

經過模式演算後，比照水工模型之試驗結果以模型之物理量比尺關係還原到現場，因此將所模擬之水位及底床值再乘以 60，以便與水工模型試驗之實測值做比較，各頻率年洪水之模擬結果如圖 4.8 至

圖 4.11 所示。由計算之水位結果顯示，除了在模擬 2 年及 5 年之洪水頻率時，位於斷面 9 與斷面 8，以及在模擬 10 年之洪水頻率時，位於斷面 2，其計算水位與量測水位較有明顯的差異，整體而言，數值計算水位與水工模型試驗量測水位比較可知水位大致能符合。由模擬之平均底床高程結果與水工模型試驗量測之平均底床高程結果比較，除了在 5 年、10 年及 100 年之上游端及少數幾個斷面，其模擬與試驗量測之平均底床高程較有明顯差異，大致上兩者底床變化趨勢及結果相當接近。



## 第五章 河川案例模擬

為探討本模式在天然河川非定量流況下之模擬能力，蒐集民國九十二年大漢溪及三峽河大斷面資料，以及民國九十三年三場颱風資料，進行颱風事件模擬，並將模擬之水位值與新海橋水位站之實測值作比較，以驗證本模式應用於現場河川之適用性。

### 5.1 流域概述

#### (一)大漢溪：

大漢溪原名大嵙崁溪，位於台灣北部，為淡水河系三大主要支流之一。本溪發源於品田山，流經新竹縣之尖石鄉、關西鎮，於桃園縣之復興鄉龍潭鄉、龜山鄉、大溪鎮及台北縣之三峽鎮、鶯歌鎮、樹林鎮、土城市、板橋市、新莊市、三重市於江子翠匯入淡水河，主流長 135 公里，流域面積 1,163 平方公里，平均坡降 1/37，主要支流有永福溪(亦稱烏塗堀溪)及三峽河。本溪上游為石門水庫集水區，集水面積 763.4 平方公里。

本流域上游為山谷地，中下游為台地及沖積平原，境內交通發達，中下游地區工廠林立，人口密集，土地高度開發，屬大台北都會區，地位日趨重要。

#### (二) 三峽河：

三峽河主流大豹溪發源於三峽鎮熊空山、喀博山、塔開山、東眼

山等，在湊合處會五寮溪後始稱三峽河。往北流經三峽鎮，到溪北處支流橫溪來會，繼續向東北方向流至頂埔附近注入大漢溪，為大漢溪主要支流。面積 125.34 平方公里，全長約 22.6 公里。流域隸屬行政轄區包括台北縣三峽鎮、樹林鎮、土城市及桃園縣大溪鎮之一小部份。本流集水區形狀屬狹長形，坡度陡，為一急流河川。

## 5.2 模擬範圍概述

模擬範圍選取考量方面，因本模式尚未擴充至處理陡坡的情況，為避免發生數值震盪問題，選取斷面範圍坡度不宜過大，圖 5.1 為流域示意圖。根據經濟部水利署第十河川局所量測的民國九十二年斷面資料，在大漢溪上游編號淡 55~淡 66 之斷面在 6,475 公尺距離內高程由 8.00 公尺陡升至 44.49 公尺，另外在大漢溪上游斷面淡 56，即有後村堰與其下一斷面高程相差 19.33 公尺，因此本案例模擬大漢溪範圍為在後村堰之下游，由斷面樁號淡 54 至淡 32。在三峽河上游有三峽橋水位測站，可用以推估其上游邊界流量，因此模擬三峽河範圍，由斷面樁號三 10A 至三 01，大漢溪與三峽河其匯流點位置接近淡 51 斷面，匯流角度約 90 度。

## 5.3 模式演算所需資料

### 5.3.1 初始河道幾何資料

為求符合實際現況，並提高模擬精確度，本模式採用經濟部水利

署十河局所測的淡水河民國九十二年斷面資料，模擬範圍之斷面樁號整理如表 5-1 所示。

### 5.3.2 初始河床質粒徑資料

本模式具有模擬非均勻沈澱之功能，在河床粒徑選取方面，採用與斷面量測資料時間接近之粒徑採樣資料，由於民國九十二年並無本模式模擬範圍之實測資料，因此採用民國九十年水利規劃試驗所執行「大漢溪河道疏浚工程通洪能力檢討」之粒徑資料，大漢溪各斷面之各粒徑累計百分比組成，整理如表 5-2 所示。

### 5.3.3 河床糙度

由於各數值模式所採用之曼寧  $n$  值，一般都是針對不同颱風事件進行率定，由於不同的數值模式計算方法不同，可能有不同之數值誤差型態，故有著不同的  $n$  值。本研究採用其他模式所率定出曼寧  $n$  值，以及適合本模式率定之曼寧  $n$  值，以新海橋水位站之實測水位(過去的洪水紀錄資料)進行曼寧  $n$  檢定，比較不同的的數值模式所採用的曼寧  $n$  值，共三組曼寧  $n$  值(如表 5-1 所示)，茲分述如下：

第一組曼寧  $n$  值：

「台北防洪整體檢討報告」利用過去水文紀錄較為完整之颱風事件進行模擬，所檢定出一組較具代表性之河床糙度值進行模擬。其選用之颱風事件包括艾爾西(58 年)、貝絲(59 年)、貝蒂(61 年)、畢莉(65

年)、薇拉(66年)、婀拉(67年)、尼爾森(74年)、寶莉(81年)、泰德(81年)及賀伯(85年)等，共計十場颱風紀錄。

第二組曼寧  $n$  值：

「基隆河洪水預報模式建置計畫」，利用納莉颱風事件率定出代表性之河床糙度值，採用理由為此事件資料較完備，整個的颱風歷程紀錄相當的完整。

第三組曼寧  $n$  值：

係利用本模式所選用的曼寧  $n$  值，以海馬颱風(93年)所量測新海橋水位站的實測水位(過去的洪水紀錄資料)進行率定，其選用的曼寧  $n$  值方式，主要參考「台北防洪整體檢討報告」所提出之曼寧  $n$  值的範圍內，選取一組曼寧  $n$  值，由表 5-2 得知在斷面淡 54 至淡 43，粒徑顆粒較粗，因此在此範圍內其曼寧  $n$  值比在斷面淡 43 下游為大。

上述三組曼寧  $n$  值，整理如表 5-1 所示。在三峽河的曼寧  $n$  值，因其匯流處位於斷面淡 51 附近，因此取此斷面附近之曼寧  $n$  值為代表。

將此三組曼寧  $n$  之模擬結果，分別以曼寧 N1、N2 及 N3 稱之。

#### 5.3.4 邊界條件

在上游邊界部份，根據模擬範圍之附近相關既有流量水位站資料，以比面積法推估上游入流歷線。在大漢溪上游邊界斷面淡 54，其上游較近之水位站為三鶯橋站，因此依據三鶯橋站之實測水位資

料，並採用「淡水河即時洪水預報模式」之各河川水位流量站控制點率定曲線公式，推估三鶯橋之流量，再以比面積法，而得到上游邊界流量，而在三峽河上游邊界斷面三 10A，即為三峽橋水位站，因此直接以實測水位資料，配合三峽橋之流量率定曲線公式，得到支流上游邊界流量，本次模擬共三場歷史颱風(艾莉、海馬、那坦)，其中艾莉颱風因於三鶯橋之水位資料不齊全，故以新海橋水位站之實測水位資料，推估主流上游邊界流量。在上游邊界入砂量方面，由上游邊界已知流量，經由 Engelund-Hansen 輸砂公式推算其入砂量。在下游水位歷線方面，因斷面淡 32 接近入口堰水位站，則以入口堰水位站之實測水位資料作為下游邊界水位歷線。本次模擬的三場歷史颱風(艾莉、海馬、那坦)上游及下游邊界條件如表 5-3 至表 5-5 所示。

## 5.4 模擬結果與分析

經由 5.3 節之模式演算資料介紹後，在輸砂量推估採用 Engelund-Hansen 輸砂公式( $c_1=1.00$  , $c_2=0.85$ )，交換層厚度則採用 Yalin(1964)之砂丘高度加以推估。茲將模擬之艾莉、海馬及那坦共三場颱風的結果分述如下：

### 5.4.1 艾莉颱風

中度颱風艾莉發生於 2004 年 8 月 23 日至 2004 年 8 月 26 日，本模式模擬的時間由 2004 年 8 月 24 日 01:00 至 2004 年 8 月 26 日 17:00

止，共計 64 小時。圖 5.2 及圖 5.3 分別為演算時所輸入之上下游邊界條件。圖 5.4 為新海橋水位站之模擬與實測水位歷線，由圖可知，三組曼寧  $n$  值所模擬之水位，除了在峰值附近較接近實測值外，其餘時刻都高於實測值，顯然邊界流量在這些時刻有高估之問題，實測水位之峰值為 7.31m，發生於 2004 年 8 月 25 日 09:00，三組曼寧  $n$  值中，以曼寧 N3 最接近實測之峰值，其模擬之峰值為 7.34m，兩者峰值相差 0.03m，其他兩組之峰值相差不到 0.16m。採用較接近實測水位之峰值的曼寧 N3 這組曼寧  $N$  值模擬其他結果，圖 5.5 為匯流處斷面淡 51、斷面淡 52 及斷面三 01 之流量歷線，將斷面淡 52 加上斷面三 01 之流量，明顯看出兩者流量有傳達到匯流處斷面淡 51，斷面淡 51 之洪峰量低於兩者相加之洪峰量，因為受到渠道摩擦阻力之影響，尖峰流量會隨著渠道沿程下降。圖 5.6 為大漢溪水位及底床高程沿程之變化，圖 5.7 為大漢溪底床沖淤沿程之變化，由圖 5.6 及圖 5.7 可知，模擬結束後，多數斷面成淤積之變化，尤其在下游河段較為明顯，由於艾莉颱風流量較大，挾帶大量泥砂，且下游河段底床坡度較緩，易造成泥砂堆積，淤積高度最大為斷面淡 36A 即新海橋，由原始底床看出其本身類似一個凹槽，泥砂易停留於此處。圖 5.8 為大漢溪中值粒徑沿程之變化，其中下游河段之中值粒徑模擬結束後變大，由於艾莉颱風洪流量較大，相對也會帶動較粗之顆粒往下游傳遞，而淤積在中

下游底床坡度較緩之地方。圖 5.9 為三峽河水位及底床高程沿程之變化，圖 5.10 為三峽河底床沖淤沿程之變化，由圖 5.9 及圖 5.10 可知，中游河段底床淤高。圖 5.11 為三峽河中心值粒徑沿程之變化，可知中游河段之中心值粒徑因底床淤積，而中心值粒徑明顯有下降之趨勢。

為考慮河床長期之變遷由規模較大之颱風所決定，因此將此次艾莉颱風模擬之底床，作為海馬颱風模擬之初始底床。

#### 5.4.2 海馬颱風

輕度颱風海馬發生於 2004 年 9 月 11 日至 2004 年 9 月 12 日，本模式模擬的時間由 2004 年 9 月 12 日 03:00 至 2004 年 9 月 12 日 23:00 止，共計 20 小時。圖 5.12 及圖 5.13 分別為演算時所輸入之上下游邊界條件。圖 5.14 為新海橋水位站之模擬與實測水位歷線，由圖可知，三組曼寧  $n$  值所模擬之水位，皆接近實測值，其中以曼寧 N3 最接近實測值，實測水位之峰值為 2.85m，發生於 2004 年 9 月 12 日 13:00，而曼寧 N3 之峰值為 2.95m，兩者峰值相差 0.1m，顯示相當接近，因此採用曼寧 N3 這組曼寧  $n$  值之模擬結果。圖 5.15 為匯流處斷面淡 51、斷面淡 52 及斷面三 01 之流量歷線，將斷面淡 52 加上斷面三 01 之流量，明顯看出兩者流量有傳達到匯流處斷面淡 51，斷面淡 51 之洪峰量與兩者相加之洪峰量比較，有衰減之現象。圖 5.16 為大漢溪水位及底床高程沿程之變化，圖 5.17 為大漢溪底床沖淤沿程之變化，

由 5.16 及圖 5.17 可知，在斷面淡 53 及斷面淡 52 有明顯之沖刷，其他斷面底床沖淤變化不大，可見此次颱風流量較小，對底床影響不明顯。由圖 5.18 大漢溪中值粒徑沿程之變化，可知在底床沖刷較深的地方，其中值粒徑有粗化之現象，大部分斷面沖淤變化較小，因此其中值粒徑之改變並不明顯。圖 5.19 為三峽河水位及底床高程沿程之變化，圖 5.20 為三峽河底床沖淤沿程之變化，由 5.19 及圖 5.20 可知，中上游河段底床沖淤變化較為明顯，以斷面三 10 淤積較高，斷面 07 沖刷較深。由圖 5.21 三峽河中值粒徑沿程之變化，可知大部分斷面中值粒徑依沖刷而升高，淤積而降低。

本研究之第三個為那坦颱風，將此次颱風模擬之底床，作為那坦颱風模擬之初始底床。



### 5.4.3 那坦颱風

中度颱風那坦發生於 2004 年 10 月 24 日至 2004 年 10 月 25 日，本模式模擬的時間由 2004 年 10 月 24 日 04:00 至 2004 年 10 月 25 日 03:00 止，共計 23 小時。圖 5.22 及圖 5.23 分別為演算時所輸入之上下游邊界條件。圖 5.24 為新海橋水位站之模擬與實測水位歷線，由圖可知，三組曼寧  $n$  值模擬之水位於前幾個小時，與實測值有明顯之差距，可能於這段時間上游邊界流量有高估之問題，其餘時刻差距較小，實測水位之峰值為 2.51m，發生於 2004 年 10 月 25 日 11:00，三

組曼寧 n 值中，以曼寧 N3 最接近實測之峰值，其模擬之峰值皆為 2.72m，與實測值之峰值相差 0.21m。採用曼寧 N3 這組曼寧 n 值模擬其他結果。圖 5.25 為匯流處斷面淡 51、斷面淡 52 及斷面三 01 之流量歷線，將斷面淡 52 加上斷面三 01 之流量，明顯看出兩者流量有傳達到匯流處斷面淡 51，斷面淡 51 之洪峰量與兩者相加之洪峰量比較，有衰減之現象。圖 5.26 為大漢溪水位及底床高程沿程之變化，圖 5.27 為大漢溪底床沖淤沿程之變化，由圖 5.26 及圖 5.27 可知，模擬結束後，除了在斷面淡 53 及斷面淡 52 底床有明顯之刷深外，底床沖淤變化不大，可見此次颱風流量較小，對底床影響不明顯。圖 5.28 為大漢溪中值粒徑沿程之變化，由底床變化得知，沿程之中值粒徑幾乎沒變。圖 5.29 為三峽河水位及底床高程沿程之變化，圖 5.30 為三峽河底床沖淤沿程之變化，由圖 5.29 及圖 5.30 可知，模擬結束後斷面三 07 底床淤積較高。圖 5.31 為三峽河中值粒徑沿程之變化，可斷面三 07 之中值粒徑因底床淤積較高，而中值粒徑明顯有下降之趨勢。

#### 5.4.4 總結

圖 5.32 為經歷三場颱風模擬結束後大漢溪底床與原始底床之比較，可見下游河段淤積較為嚴重，此淤積量較高主要是經歷艾莉颱風所造成的，因艾莉颱風洪水量較大，相對挾帶著大量泥砂往下游傳遞，較易造成下游河段泥砂淤積。由於本案例模擬範圍內，唯一之水

位站為新海橋，經由模擬新海橋之水位與實測值比對，找出一組較接近之曼寧  $n$  值，再模擬其他結果之變化，因此模擬之新海橋水位是否準確，將影響其他模擬之結果，茲就下列幾點說明新海橋模擬水位與實測值之可能誤差來源：

### 1. 上游邊界

由於大漢溪上游邊界斷面淡 54 並非水位站，其流量歷線是以三鶯橋或新海橋水位站之水位資料，配合流量率定曲線公式，以及用比面積法推估，因此若推估之結果跟實際歷線有其誤差存在，即會影響模式模擬結果之準確度，由艾莉及那坦颱風模擬之新海橋水位結果，可知在某些時刻流量有可能高估。



### 2. 交匯角度

交匯角度越大，易造成流況之不平穩，支流之流量將對主流造成一阻滯現象，使得交匯區形成一極不穩定流場，可能形成通水斷面束縮，而導致水面湧高，甚至有超臨界流水流而產生水躍現象，以偏離原模式之基本假設，故誤差隨之發生。根據李氏(2002)於定床交匯流之研究，針對在不同交匯角度下採取不同之方法進行模擬，經過測試後，以兩點水位相等法最接近實驗值，廖氏(2004)應用定床多方式特性法於合分流之研究，並證實此方法的適用性，因此本模式採用此方法做為內部邊界條件處理，以改善交匯角度大時所造成之誤差。

### 3. 底床粒徑資料

本模式為結合演算法，同時求解模擬渠道各斷面之水深、流速、底床高程及床值粒徑組成，因此初始底床粒徑組成之不同，亦會影響其他求解變數之結果，本案例是採用民國九十年之粒徑資料，而大斷面量測資料為民國九十二年，因此在時間上有一段差距，可能影響模擬結果之準確性。

### 4. 曼寧 n 值

曼寧 n 值選取的適當與否對演算之結果有相當之影響，三組曼寧 n 值所模擬之新海橋水位，其結果與實測值相比，其中以曼寧 N3 與實測值之誤差較小。



## 第六章 結論與建議

### 6.1 結論

定床多方式特性法由 Lai(1991)提出後，再由李氏(1992)及 Yeh 等(1995)進一步研發並應用於非均質河道之動床模擬上，本研究即由此架構下所發展出的非均質多方式特性法模式進行研究探討。利用非均質多方式特性法，沿著物理擾動軌跡進行積分，推求其特徵值及其所對應之特徵向量，經由可蘭數及最大延後數之判定，選擇適宜之差分方程，最後輔以相對應之邊界條件，以求解全域河道之物理量，即河道斷面水深、平均流速、底床高程及  $N$  個床質粒徑百分組成。

本研究將模式擴充至具有模擬動床主支流之功能，在內部邊界處理，本模式採用兩點水位相等之觀念，此方法可部份改善特性法質量不守恆的問題，以及減少交匯角度大時所產生的數值誤差，而採用此法的問題，在於水位之給定精確與否，若兩點與匯流點的距離較遠，可能會造成主渠給予支渠水位有不恰當之情形，使得支渠數值解不易收斂，或產生數值震盪，因此所模擬案例除符合理論之基本假設外，並需選擇適當之斷面間距，讓主支渠在交匯處之數值計算上能更加精確。在模式應用方面，引用台大顏清連教授等(1988, 1990)之實驗案例，設計虛擬之主支流渠道，進行模擬，以及採用筏子溪水工模型試驗資料，進行不同頻率年洪水之定量流模擬。於天然河川模擬方面，

以大漢溪及三峽河為模擬對象，評估模式於天然河川之適用性，茲將所獲得之結論分述如下：

A. 設計案例模擬

1. 同一時刻下，採用 Engelund-Hansen 公式及 Yang 公式模擬，兩者水位及底床的沿程變化趨勢皆為一致。
2. 採用 Engelund-Hansen 公式模擬，其沖淤變化量比使用 Yang 公式明顯較大。

B. 筏子溪水工模型試驗

1. 就不同頻率年洪水下所進行之水位模擬而言，大致上各斷面之計算水位與量測水位相當符合。
2. 就不同頻率年洪水下所進行之底床模擬而言，大致上各斷面之模擬之平均底床高程與量測之平均底床高程相當接近。

C. 大漢溪及支流三峽河之模擬

1. 就三場颱風模擬新海橋之水位與實測值的結果而言，三組曼寧 N 值模擬的結果與趨勢相差不多，以曼寧 N3 較接近實測水位之峰值。三場颱風中，海馬颱風有較不錯之模擬結果，在艾莉、那坦颱風某些時刻有較大之誤差。模擬之洪峰水位，三場皆接近實測值，最大之誤差為那坦颱風，但不超過 0.3m。
2. 就模擬河川沿程底床沖淤及中值粒徑之變化而言，大致上符合自

然河川之輸砂行為，大漢溪斷面底床經由三場颱風長期模擬，顯示下游河段底床淤積較為嚴重，主要由艾莉颱風所造成之較高淤積量，因此對於較大流量之颱風，必須嚴防其所帶來的大量泥砂，造成下游河段過度淤積。

3. 針對新海橋模擬擬水位與實測值之誤差分析，可能影響其模擬結果因素如下：

- (1) 上游邊界：推估之邊界流量跟實際歷線有其誤差存在，即會影響模式模擬結果之準確度。
- (2) 交匯角度：大漢溪與三峽河其交匯角度約 90 度，交匯角度較大，支流之流量將對主流造成一阻滯現象，使得交匯區的流場不穩定，其流況可能已偏離原模式之假設，故有誤差之存在。
- (3) 底床粒徑資料：底床粒徑組成為本模式求解變數之一，因此初始底床粒徑組成是否恰當，將影響其他變數模擬之結果。
- (4) 曼寧 n 值：曼寧 n 值之選取對演算之結果有相當之影響。三組曼寧 n 值所模擬之新海橋水位，以曼寧 N3 與實測值之誤差較小。

## 6.2 建議

1. 在模擬河川案例部份，由於採用底床粒徑資料比案例時間較早

期，因此在動床模擬部份，本研究僅限於定性之探討，建議後續研究可更新底床粒徑資料，以便進一步作定量之分析。

2. 本模式為一維模式，為改善一維模式無法反應天然河川於局部變化之缺陷，未來可考慮將本模式擴充至二維。
3. 本模式僅適用於亞臨界流之模擬，為了使模式更適於台灣天然河川之情況，需發展模式使其具備模擬超臨界流或超亞臨界流交替之流況。
4. 本模式所模擬之沈滓僅考慮河床質載，將來可考慮河床載  $N$  個粒徑級配外及懸浮載  $N$  個粒徑級配，換言之，特性曲線數目由原  $N+3$  條增至  $2N+3$  條。



## 參 考 文 獻

1. 李顯掌(1992),「多方式法非均勻質輸砂模式之研究」,國立交通大學土木工程研究所碩士論文。
2. 陳文玲(1994),「多方式特性法應用於淤積渠道之研究」,國立交通大學土木工程研究所碩士論文。
3. 臧運忠(1995),「多方式法模式在沖刷渠道之研究」,國立交通大學土木工程研究所碩士論文。
4. 陳振華(1996),「多方式特性法應用於非均勻質河床沖淤之研究」,國立交通大學土木工程研究所碩士論文。
5. 黃茂松(1997),「多方式特性法應用於採砂坑運移之研究」,國立交通大學土木工程研究所碩士論文。
6. 吳昌駿(1999),「非均勻質多方式特性法於明渠流物理擾動波之研究」,國立交通大學土木工程研究所碩士論文。
7. 翁志偉(2002),「輸砂公式對多方式特性法數值模擬之影響」,國立交通大學土木工程研究所碩士論文。
8. 李環宇(2003),「多方式特性法模式於非平衡動床渠道之研究」,國立交通大學土木工程研究所碩士論文。
9. 廖士偉(2004),「多方式特性法模式於明渠合分流之研究」,國立交通大學土木工程研究所碩士論文。
10. 張明明(1991),「非均勻沈滓動床之沖降模擬」,國立成功大學水利及海洋工程研究所碩士論文。
11. 劉國慶(1992),「非均勻質輸砂結合演算模式之研究」,國立交通大學土木工程研究所碩士論文。

12. 吳建毅(1993)，「耦合輸砂模式之研究」，國立交通大學土木工程研究所碩士論文。
13. 李國裕，「一維有限解析法模式於明渠合分流之研究」，國立交通大學土木工程研究所碩士論文，(2002)。
14. 台灣省水利局(1986)，「低水治理模型試驗報告筏子溪水工模型試驗(八十五年度)」，台灣省水利局規劃總隊。
15. 經濟部水利署(2004)，「九十二年度淡水和流域基樁埋涉及河道大斷面水文測站測量成果圖表」，第十河川局。
16. 經濟部水資源局(1996)，「台北防洪整體檢討計畫(一)」，國立台灣大學農業工程系研究報告。
17. 經濟部水利署(2002)，「基隆河洪水預報模式建置計畫(第三次期中簡報)」，台大嚴慶齡工業研究中心。
18. 經濟部水利署(2001)，「大漢溪河道疏浚工程通洪能力檢討」，水利規劃試驗所。
19. 經濟部水利署(2005)，「淡水河即時洪水預報模式」，第十河川局。
20. 顏清連、李鴻源、張守陽(1990)，「沖積河流之沖淤力學與數值模擬—以濁水溪為應用對象(III)」行政院國家科學委員會防災科技研究報告78-64號。
21. Allen, J.R.L. (1978), "Computational methods for dune time-lag: calculations using Stein's rule for dune height", *Sedimentary Geology*, 20, pp.165~216.

22. Bell, R.G. and Suntherland, A.J. (1983), "Nonequilibrium bedload transport by steady flows", Journal of Hydr. Engineering, Vol.109, No.3, pp.351~367.
23. Massau, J. (1889), "L'integration graphique, and appendice au memoire sur l'ontegration graphique", Assoc. des Ingenieurs sortis des Ecoles Speciales de Gand, Belgium, Annales, Vol. 12, pp. 185-444.
24. Correia, Luis, R.P., Kishnappan, B.G., and Graf, W.H. (1992), "Fully coupled unsteady mobile boundary flow model", Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 118, No.3, PP.476~494.
25. Cunge, J.A., et al. (1980), "User's manual of CHAR-2 program:, SOGREAH Report No.36-1328, Grenoble, France.
26. Cunge, J.A., Holly, F.M. and Verwey, A. (1980), "Practical aspects of computational river hydraulics", Iowa Inst. of Hydr. Res., Univ. of Iowa City, Iowa City, Iowa. 1896
27. Wylie, E.B. (1980). "Inaccuracies in the characteristics method." Proc.,28<sup>th</sup> Annual Hydraulic Spec. Conf.,ASCE, Chicago,III., 165-176.
28. Gessler, J. (1967), "The beginning of bedload movement of mixtures investigated as natural armoring in channels", W.M.Keck Laboratory of Hydraulics and Water Resources, California Institute of Technology, Pasadena, Translation T-5.
29. Hartree. D.R. (1952). "Some practical methods of using characteristics in the calculation of nonsteady compressible flows. " Los Alamos Sci. Lab.(Rep1)LA-HU-1.
30. Chang, F. F. M., and Richard, D. L. (1971), "Deposition of sediment in transient flow." J. Hydr. Div., 97(6), 837-849.

31. Schmitz, F., and Edenhofer, J. (1983), "Flood routing in the Danube River by the new implicit method of characteristics (IMOC)." Proc. 3<sup>rd</sup> Int. Conf. On Applied Mathematical Modeling, Mitteil., Inst. Fur Meereskunde, University of Hamburg, FRG, 1-13.
32. Holly, F. M. Jr. and Rahuel, J.L. (1990), "New numerical/physical framework for mobile-bed modeling", Part I, Journal of Hydraulic Research, IAHR, Vol. 28, NO.4, PP.401~416.
33. Holly, F. M. Jr. and Rahuel, J.L. (1990), "New numerical/physical framework for mobile-bed modeling", Part II, Journal of Hydraulic Research, IAHR, Vol. 28, NO.5, PP.545~546.
34. Engelund, F., and E. Hansen (1972). A Monograph on Sediment Transport in Alluvial Streams, Teknisk Forlag, Copenhagen.
35. Hsu, S.M. and Holly, F.M. Jr. (1992), "Conceptual bed-load transport model and verification for sediment mixtures ", Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 118, No. 8, pp.1135~1152.
36. Soni, J.P., R.J., and Raju, K.G. (1980), "Aggradation in stream due to overloading", Journal of Hydraulics Division, ASCE, Vol 160(1), 117-132.
37. Lai, C. (1991), "Modeling alluvial-channel flow by multimode characteristics method", Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 117(1), pp.32-53.
38. Meyer-Peter, E, and R. Muller (1948). "Formula for bed-load transport," Proceedings of International Association for Hydraulic Research, 2<sup>nd</sup> Meeting, Stockholm.

39. Yang, C. T. (1972), "Unit stream power and sediment transport," Journal of the Hydraulic Division, ASCE, Vol.98, No.HY10, Proceeding Paper9295,1805-1826.
40. Yalin, M.S. (1964), "Geometrical properties of sand waves", ASCE, HY(5), VOL. 90, 105-119.
41. Yeh, K.C., Wu, C.M., Yang, J.C., and Li, S.J. (1993), "Nonuniform transient sediment transport modeling", Hydraulic Engrg., '93, ASCE, pp893~898.
42. Yeh, K.C., Li, S.J. and Chen, W.L. (1995), "Modeling nonuniform-sediment fluvial process by characteristics method", J. of Hydraulic Engrg., ASCE, 121(2), pp.159~170.
43. Yeh, K.C., Chen, W.L., Chen, C.H., and Wu, C.M. (1996), "Modeling alluvial-river evolution by characteristics method." Proc. Six Federal Interagency Sedimentation Conference, Las Vegas, Nevada, USA, IV.57-64.

表 3-1 多方式特性法之判別標準

方法	判別標準	
傳統顯式法	$m=M$	$ Cr  \leq 1$
隱式法	$m=0$	$ Cr  > 1$
時間延後法	$1 \leq m < M$	$\frac{1}{M} <  Cr  < 1$
空間延後法	$m=M$	$ Cr  \leq \frac{1}{M}$

表 4-1 初始沈澱粒徑分佈資料

	粒 徑 分 佈 (mm)				
	0.84	1.19	2.00	3.36	4.76
粒徑 累積 百分 比(%)	0.00	20.30	51.50	82.70	100.00

表 4-2 筏子溪模型比例尺推算結果

断面 編號	平均粒徑 $D_m(\text{mm})$	通水面積 $A(\text{m}^2)$	水面寬 $B(\text{m})$	水 深 $H = \frac{A}{B}$	水力半徑 $R = \frac{A}{B+2H}$	能量坡降 $S$	剪力速度 $U^* = \sqrt{gRS}$	模型比(臨界推移力法) $L_r \geq \left[ 70 / \left( \frac{U^* \cdot D_m}{V} \right)^p \right]^{2/3}$
2	104.9	98.20	49.0	2.00	1.85	0.00631	0.338	$L_r \geq 1/63.5$
4	86.6	97.16	48.9	1.97	1.84	0.00652	0.343	$L_r \geq 1/56.5$
6	91.9	98.33	49.0	2.01	1.86	0.00628	0.338	$L_r \geq 1/58.2$
8	147.5	97.84	49.0	2.00	1.85	0.00638	0.340	$L_r \geq 1/80.1$
10	120.6	98.34	49.0	2.01	1.85	0.00628	0.337	$L_r \geq 1/69.6$
12	120.3	78.64	46.6	1.69	1.57	0.01245	0.438	$L_r \geq 1/82.7$
14	108.2	113.18	74.7	1.52	1.46	0.00715	0.320	$L_r \geq 1/62.5$
16	122.0	69.40	39.5	1.76	1.61	0.00823	0.360	$L_r \geq 1/73.3$
18	112.4	72.07	39.9	1.81	1.66	0.00734	0.346	$L_r \geq 1/67.6$
20	140.7	67.35	39.2	1.72	1.58	0.00900	0.373	$L_r \geq 1/82.5$

$\bar{L}_r \geq 1/63.5$

備註：1.通水面積、水面寬、能量坡降以 2 年頻率洪水量  $Q=321\text{cms}$

2.考慮模型場地、模型比限制、現場條件，決定模型比例尺  $L_r=1/60$

表 4-3 筏子溪實體與模型間各項重要因素之比例關係

模型比例	長度	流速	時間	流量	糙率	雷諾數	河床質粒徑
關係式	Lr	$Lr^{1/2}$	$Lr^{1/2}$	$Lr^{5/2}$	$Lr^{1/6}$	$Lr^{3/2}$	Lr
比例	1/60	1/7.746	1/7.746	1/27885	1/1.979	1/465	1/60

表 4-4 筏子溪及其支流各年重現期距流量與河口段水位

流域名稱	各重現期距流量及河口段水位	200 年	100 年	50 年	10 年	5 年	2 年
內新庄排水合流前	各重現期距流量 (cms)	1300	1120	950	590	441	238
	模型流量 ( $l/s$ )	46.62	40.16	34.07	21.16	15.81	8.53
內新庄排水	各重現期距流量 (cms)	175	157	138	87	66	38
	模型流量 ( $l/s$ )	6.28	5.63	4.95	3.12	2.37	1.36
山仔腳排水	各重現期距流量 (cms)	117	105	92	58	44	26
	模型流量 ( $l/s$ )	4.2	3.77	3.30	2.08	1.58	0.93
劉厝排水	各重現期距流量 (cms)	88	78	70	44	34	19
	模型流量 ( $l/s$ )	3.16	2.80	2.51	1.58	1.22	0.68
筏子溪河口	各重現期距流量 (cms)	1680	1460	1250	779	585	321
	模型流量 ( $l/s$ )	60.25	52.36	44.83	27.94	20.98	11.51
	河口段水位 (m)	27.08	26.07	25.19	23.32	22.61	21.39
	模型水位 (m)	0.45	0.43	0.42	0.39	0.38	0.36

表 5-1 實際斷面樁號與各斷面之曼寧 n 值

河川	樁號	河心距	備註	曼寧 N 值		
				1	2	3
大漢溪	淡 54	0		0.038	0.036	0.033
	淡 53A	277	柑園橋	0.038	0.036	0.033
	淡 53	663		0.038	0.036	0.033
	淡 52	1041		0.038	0.036	0.033
	淡 51	2168		0.038	0.036	0.033
	淡 50	2905		0.038	0.036	0.033
	淡 49	3494		0.033	0.036	0.033
	淡 48	3975		0.039	0.036	0.033
	淡 47A	4521	城林橋	0.033	0.036	0.033
	淡 47	4567		0.033	0.036	0.033
	淡 46	5092		0.033	0.036	0.033
	淡 45	5695		0.033	0.036	0.033
	淡 44	6343		0.038	0.036	0.033
	淡 43A	6558	浮州橋	0.033	0.036	0.033
	淡 43	6788		0.033	0.036	0.033
	淡 42	7160		0.038	0.036	0.031
	淡 41A	7608	鐵路橋	0.033	0.036	0.031
	淡 41	7695		0.038	0.036	0.031
	淡 40	8470		0.033	0.036	0.031
	淡 39	9058		0.033	0.036	0.031
	淡 38	9888		0.033	0.036	0.031
	淡 37	10665		0.038	0.036	0.031
	淡 36A	11186	新海橋	0.033	0.036	0.031
	淡 36	11538		0.033	0.034	0.031
	淡 35A	11947	大漢橋	0.033	0.034	0.031
	淡 35	12053		0.033	0.034	0.031
淡 34	12673		0.033	0.034	0.031	
淡 33	13324		0.033	0.034	0.031	
淡 32	13826	入口堰	0.030	0.034	0.031	
三峽河	三 10A	0	三峽橋	0.038	0.036	0.033
	三 10	138		0.038	0.036	0.033
	三 9	1003		0.038	0.036	0.033
	三 8	1406		0.038	0.036	0.033
	三 7	2109		0.038	0.036	0.033
	三 6	2637		0.038	0.036	0.033
	三 5	3309		0.038	0.036	0.033
	三 4	3834		0.038	0.036	0.033
	三 3	4513		0.038	0.036	0.033
	三 2	5096		0.038	0.036	0.033
	三 1A	5299	柑城橋	0.038	0.036	0.033
	三 1	5624		0.038	0.036	0.033

表 5-2 大漢溪檢討河段各斷面河床質粒徑分組重量百分比

粒徑(mm) 斷面	0.147 ~0.30	0.30 ~0.59	0.59 ~1.19	1.19 ~2.38	2.38 ~4.76	4.76 ~9.52	9.52 ~19.1	19.1 ~38.1	38.1 ~150
24~31	0.095	0.704	0.957	0.985	0.985	0.985	0.985	0.985	1.000
21~37	0.511	0.876	0.903	0.912	0.912	0.912	0.912	0.912	1.00
38~41	0.433	0.685	0.714	0.714	0.799	0.799	0.799	0.799	1.00
42~45	0.038	0.045	0.048	0.052	0.054	0.057	0.058	0.059	1.00
46~55	0.070	0.072	0.072	0.079	0.086	0.088	0.092	0.139	1.00



表 5-3 艾莉颱風之上下游邊界條件(1/2)

時間	斷面淡 54 流量 (cms)	三峽橋流量 (cms)	下游水位 (m)
2004/8/24 01:00	579.07	120.83	0.44
2004/8/24 02:00	812.30	197.91	1.09
2004/8/24 03:00	999.65	225.21	1.53
2004/8/24 04:00	1126.25	296.73	1.73
2004/8/24 05:00	1262.00	232.96	1.86
2004/8/24 06:00	1282.10	285.09	1.96
2004/8/24 07:00	1261.62	351.99	1.81
2004/8/24 08:00	1329.24	273.68	1.64
2004/8/24 09:00	1406.17	230.37	1.66
2004/8/24 10:00	1481.09	217.59	1.72
2004/8/24 11:00	1508.14	285.09	1.77
2004/8/24 12:00	1624.20	257.00	1.84
2004/8/24 13:00	1713.17	276.51	2.04
2004/8/24 14:00	1809.87	265.28	2.23
2004/8/24 15:00	1951.91	270.87	2.44
2004/8/24 16:00	2190.33	262.51	2.75
2004/8/24 17:00	2469.83	317.66	3.13
2004/8/24 18:00	2636.72	429.42	3.43
2004/8/24 19:00	2913.36	422.38	3.62
2004/8/24 20:00	3399.60	561.93	3.88
2004/8/24 21:00	3938.57	825.36	4.21
2004/8/24 22:00	4436.31	885.09	4.57
2004/8/24 23:00	4915.14	835.17	5.11
2004/8/25 00:00	5321.62	859.95	5.47
2004/8/25 01:00	5624.75	845.04	5.86
2004/8/25 02:00	6070.81	707.60	6.02
2004/8/25 03:00	6449.49	611.44	6.28
2004/8/25 04:00	6557.83	632.68	6.44
2004/8/25 05:00	6545.74	553.88	6.51
2004/8/25 06:00	6594.15	506.80	6.55
2004/8/25 07:00	6630.46	570.03	6.57
2004/8/25 08:00	6674.93	628.40	6.62
2004/8/25 09:00	6695.15	820.48	6.58
2004/8/25 10:00	6541.89	649.93	6.53

表 5-3 艾莉颱風之上下游邊界條件(2/2)

時間	斷面淡 54 流量 (cms)	三峽橋流量 (cms)	下游水位 (m)
2004/8/25 11:00	6146.10	499.15	6.38
2004/8/25 12:00	5555.77	388.06	6.03
2004/8/25 13:00	4957.48	311.61	5.55
2004/8/25 14:00	4296.22	257.00	5.09
2004/8/25 15:00	3621.22	217.59	4.56
2004/8/25 16:00	3045.56	190.76	4.00
2004/8/25 17:00	2571.01	170.12	3.51
2004/8/25 18:00	2168.23	154.88	3.21
2004/8/25 19:00	1958.18	134.34	3.00
2004/8/25 20:00	1853.74	118.95	2.87
2004/8/25 21:00	1673.61	106.26	2.76
2004/8/25 22:00	1325.84	99.32	2.50
2004/8/25 23:00	1143.24	90.98	2.10
2004/8/26 00:00	1091.91	86.15	1.86
2004/8/26 01:00	1060.78	86.15	1.66
2004/8/26 02:00	1041.07	81.45	1.57
2004/8/26 03:00	1029.84	76.88	1.55
2004/8/26 04:00	1049.52	69.56	1.58
2004/8/26 05:00	1111.87	66.73	1.82
2004/8/26 06:00	1189.22	63.97	2.05
2004/8/26 07:00	1215.11	63.97	2.20
2004/8/26 08:00	1169.04	61.26	2.15
2004/8/26 09:00	1049.93	48.58	1.97
2004/8/26 10:00	996.31	53.48	1.70
2004/8/26 11:00	971.33	43.92	1.44
2004/8/26 12:00	752.23	41.68	1.32
2004/8/26 13:00	491.03	40.58	1.29
2004/8/26 14:00	431.29	41.68	1.13
2004/8/26 15:00	403.24	38.43	1.12
2004/8/26 16:00	379.89	39.50	1.10
2004/8/26 17:00	458.12	38.43	1.05

表 5-4 海馬颱風之上下游邊界條件

時間	斷面淡 54 流量 (cms)	三峽橋流量 (cms)	下游水位 (m)
2004/9/12 03:00	412.32	126.53	1.27
2004/9/12 04:00	415.30	202.74	1.22
2004/9/12 05:00	439.53	279.36	1.30
2004/9/12 06:00	442.61	336.17	1.47
2004/9/12 07:00	445.71	458.14	1.65
2004/9/12 08:00	601.07	557.90	1.94
2004/9/12 09:00	575.77	487.80	2.31
2004/9/12 10:00	579.34	458.14	2.52
2004/9/12 11:00	467.70	425.89	2.54
2004/9/12 12:00	883.07	476.57	2.46
2004/9/12 13:00	869.56	408.48	2.46
2004/9/12 14:00	952.36	371.45	2.44
2004/9/12 15:00	1079.33	394.81	2.39
2004/9/12 16:00	976.09	394.81	2.34
2004/9/12 17:00	947.65	358.42	2.34
2004/9/12 18:00	971.32	308.61	2.25
2004/9/12 19:00	957.08	268.07	2.23
2004/9/12 20:00	892.14	215.08	2.22
2004/9/12 21:00	942.95	200.32	2.27
2004/9/12 22:00	883.07	176.87	2.43
2004/9/12 23:00	812.34	172.36	2.50

表 5-5 那坦颱洪之上下游邊界條件

時間	斷面淡 54 流量 (cms)	三峽橋流量 (cms)	下游水位 (m)
2004/10/25 04:00	388.94	14.42	1.10
2004/10/25 05:00	349.82	21.67	1.13
2004/10/25 06:00	455.06	29.46	1.14
2004/10/25 07:00	451.93	46.23	1.14
2004/10/25 08:00	433.40	58.61	1.48
2004/10/25 09:00	455.06	205.18	1.92
2004/10/25 10:00	778.20	388.06	2.23
2004/10/25 11:00	744.86	323.77	2.36
2004/10/25 12:00	657.31	358.42	2.34
2004/10/25 13:00	704.31	273.68	2.20
2004/10/25 14:00	657.31	222.66	2.00
2004/10/25 15:00	615.79	212.58	1.88
2004/10/25 16:00	623.23	200.32	1.79
2004/10/25 17:00	712.32	181.44	1.71
2004/10/25 18:00	619.51	170.12	1.71
2004/10/25 19:00	634.48	165.69	1.71
2004/10/25 20:00	630.72	174.61	1.89
2004/10/25 21:00	496.84	273.68	2.11
2004/10/25 22:00	626.97	273.68	2.22
2004/10/25 23:00	290.49	254.27	2.21
2004/10/26 00:00	290.49	232.96	1.94
2004/10/26 01:00	496.84	217.59	1.58
2004/10/26 02:00	544.12	202.74	1.28
2004/10/26 03:00	523.57	186.07	1.21

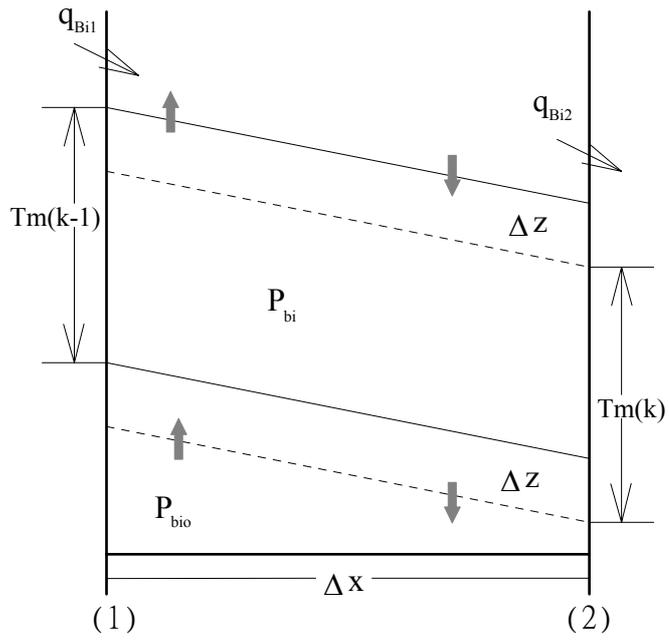


圖 2.1 水力篩選示意圖

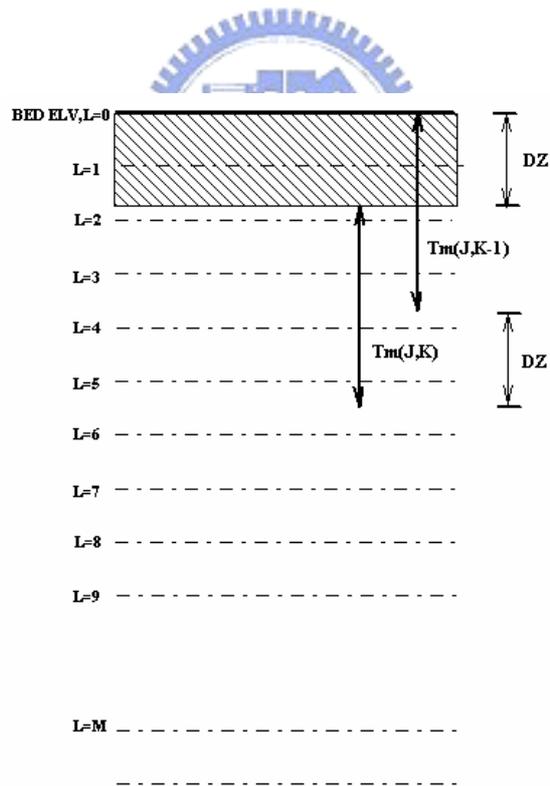


圖 2.2 河床分層示意圖

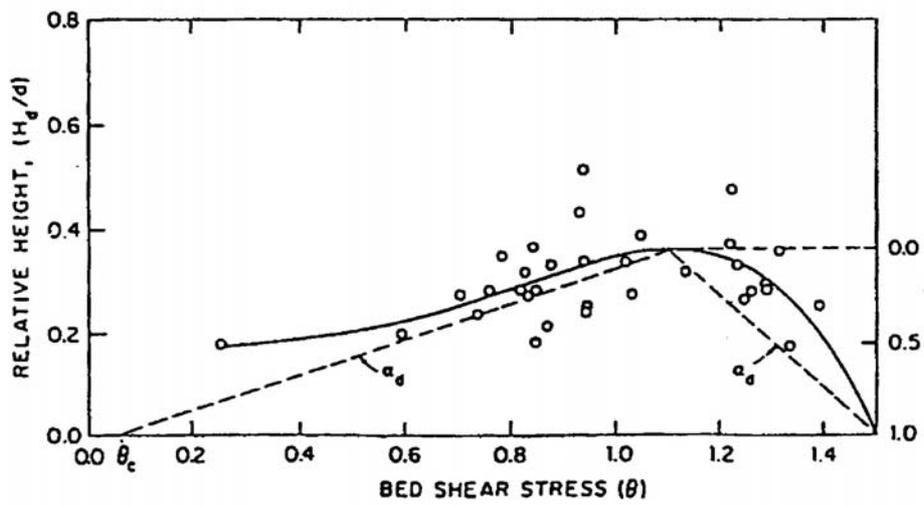
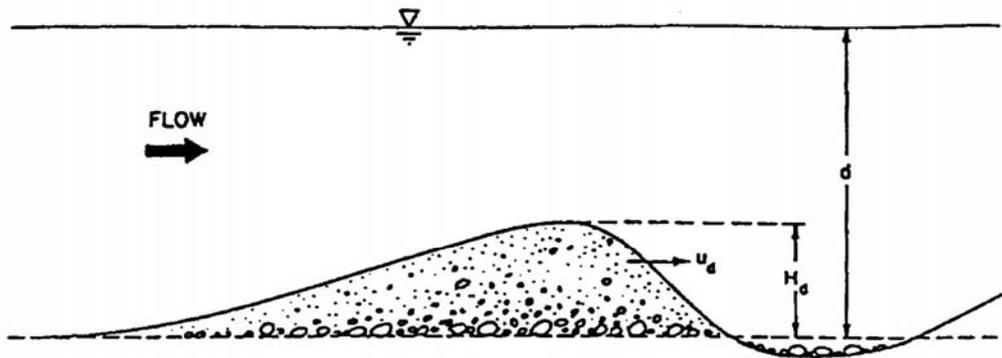


圖 2.3 相對沙丘高度與  $\alpha_d$  及  $\theta$  之關係圖

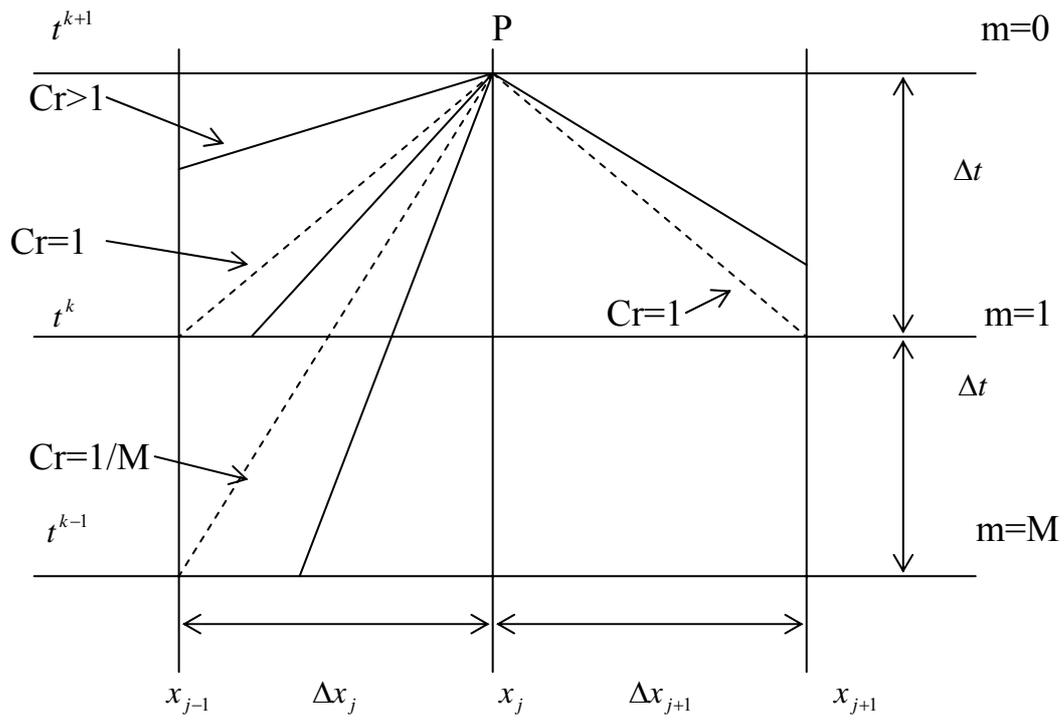


圖 3.1 可蘭數與最大延後數示意圖



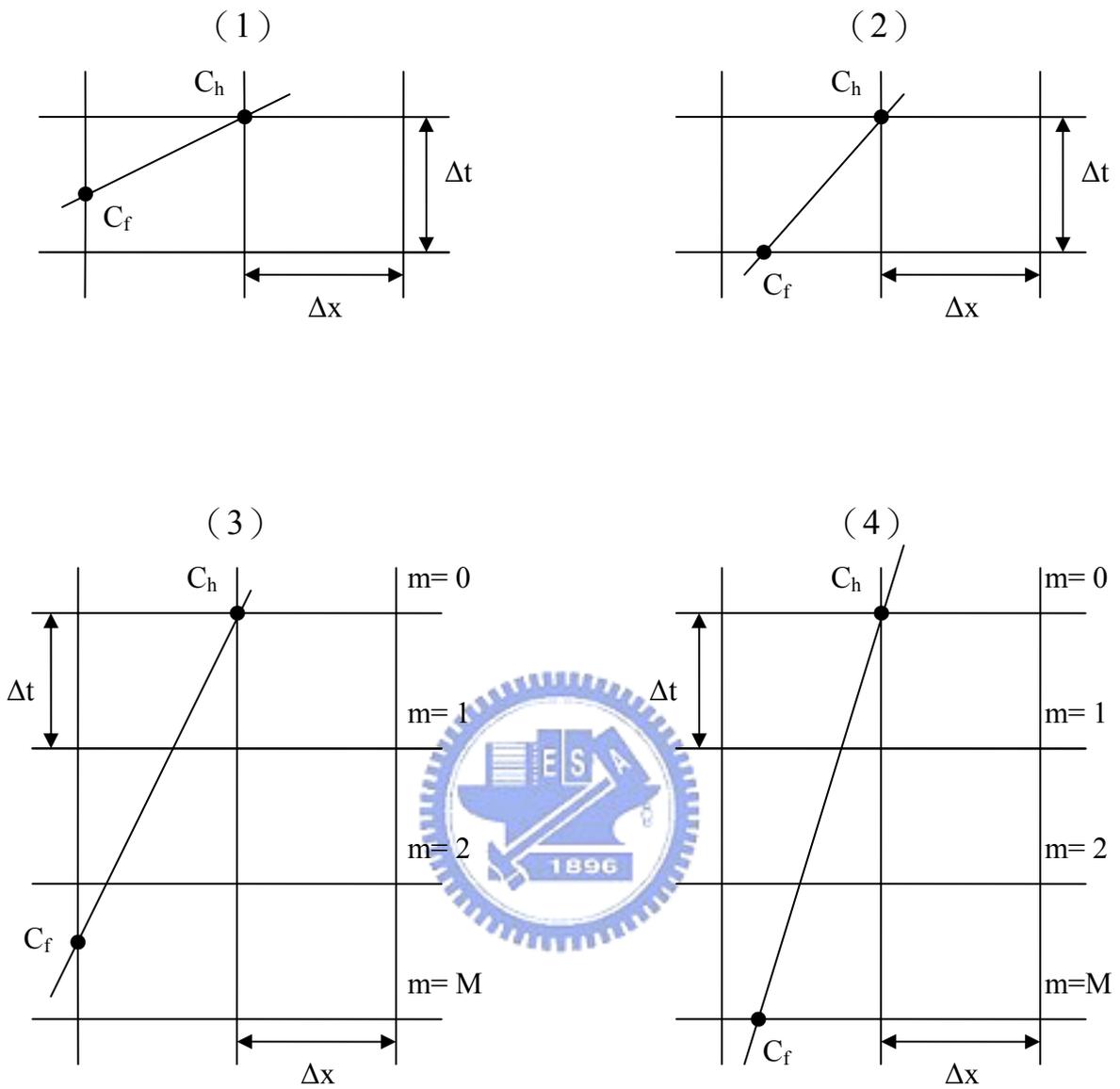


圖 3.2 多方式特性法之示意圖：(1)隱式法；(2)顯式法；(3)時間延後法；(4)空間延後法。

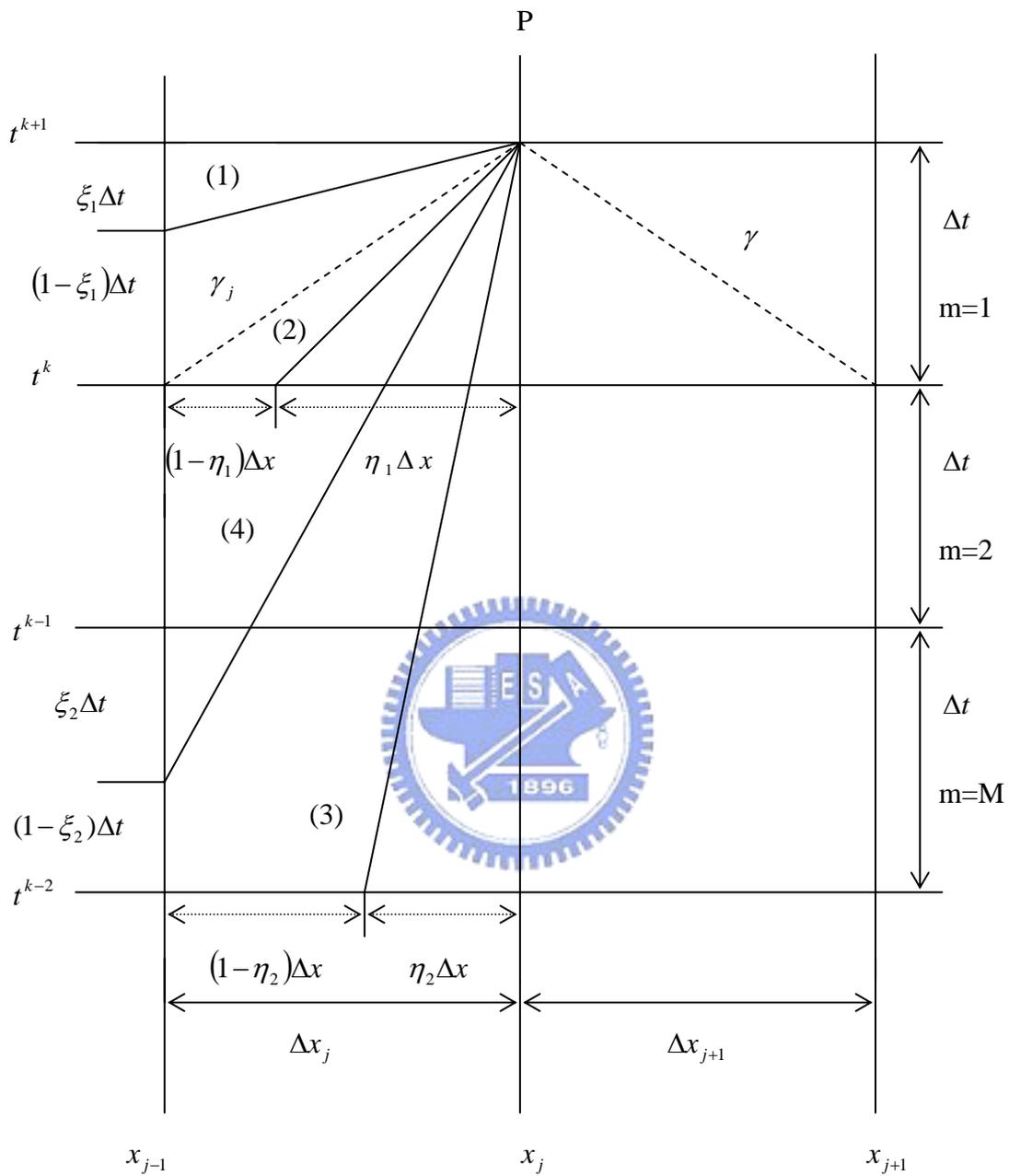


圖 3.3 多方式特性法線性內差示意圖

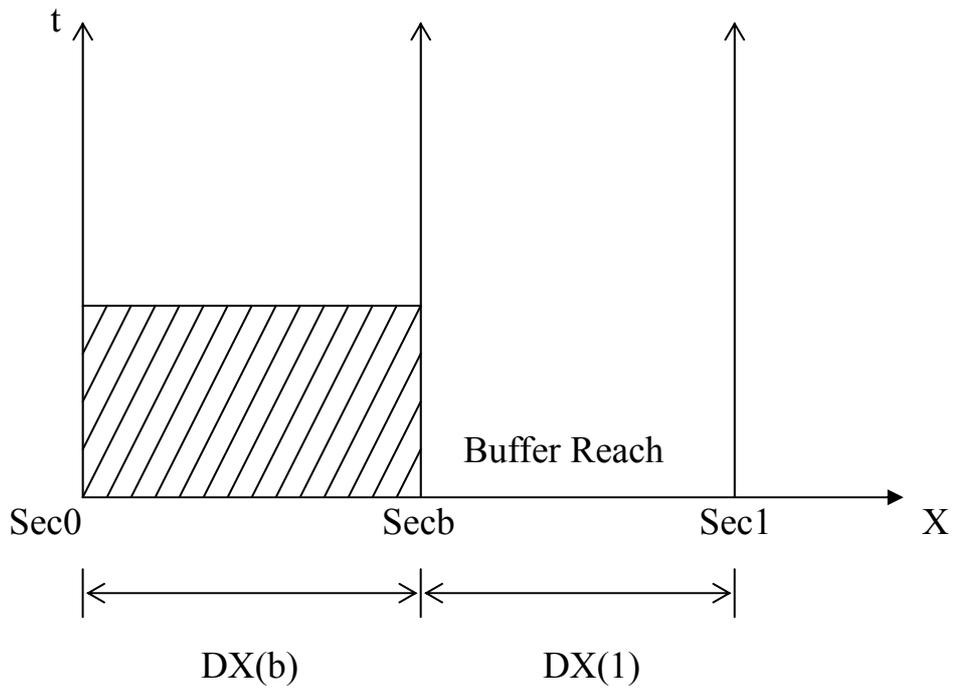


圖 3.4 緩衝段演算時刻位置示意圖

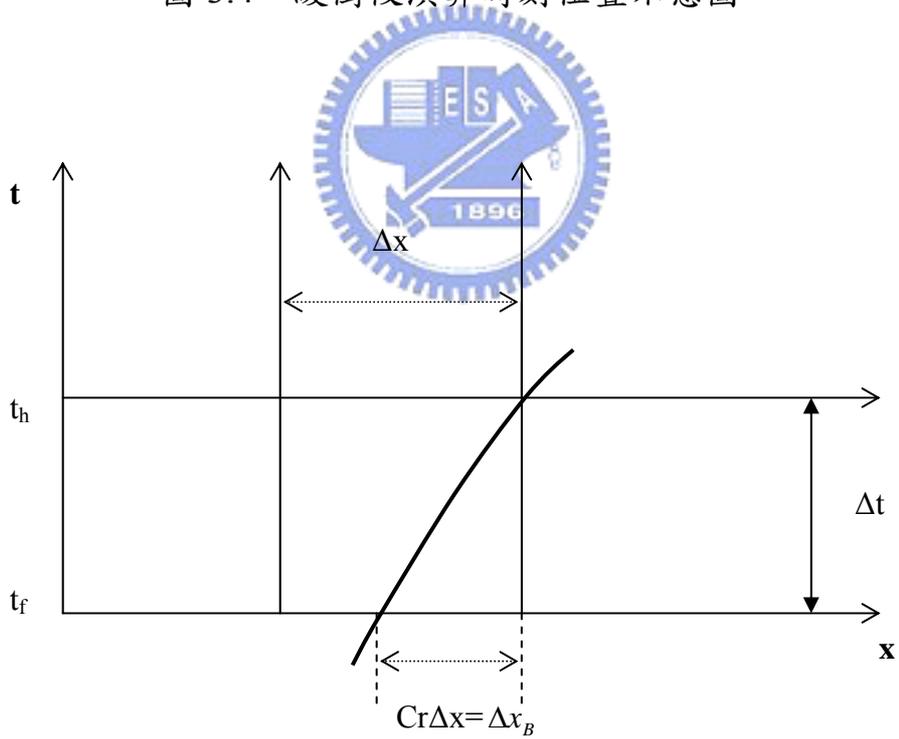


圖 3.5 緩衝段  $\Delta x_B$  示意圖

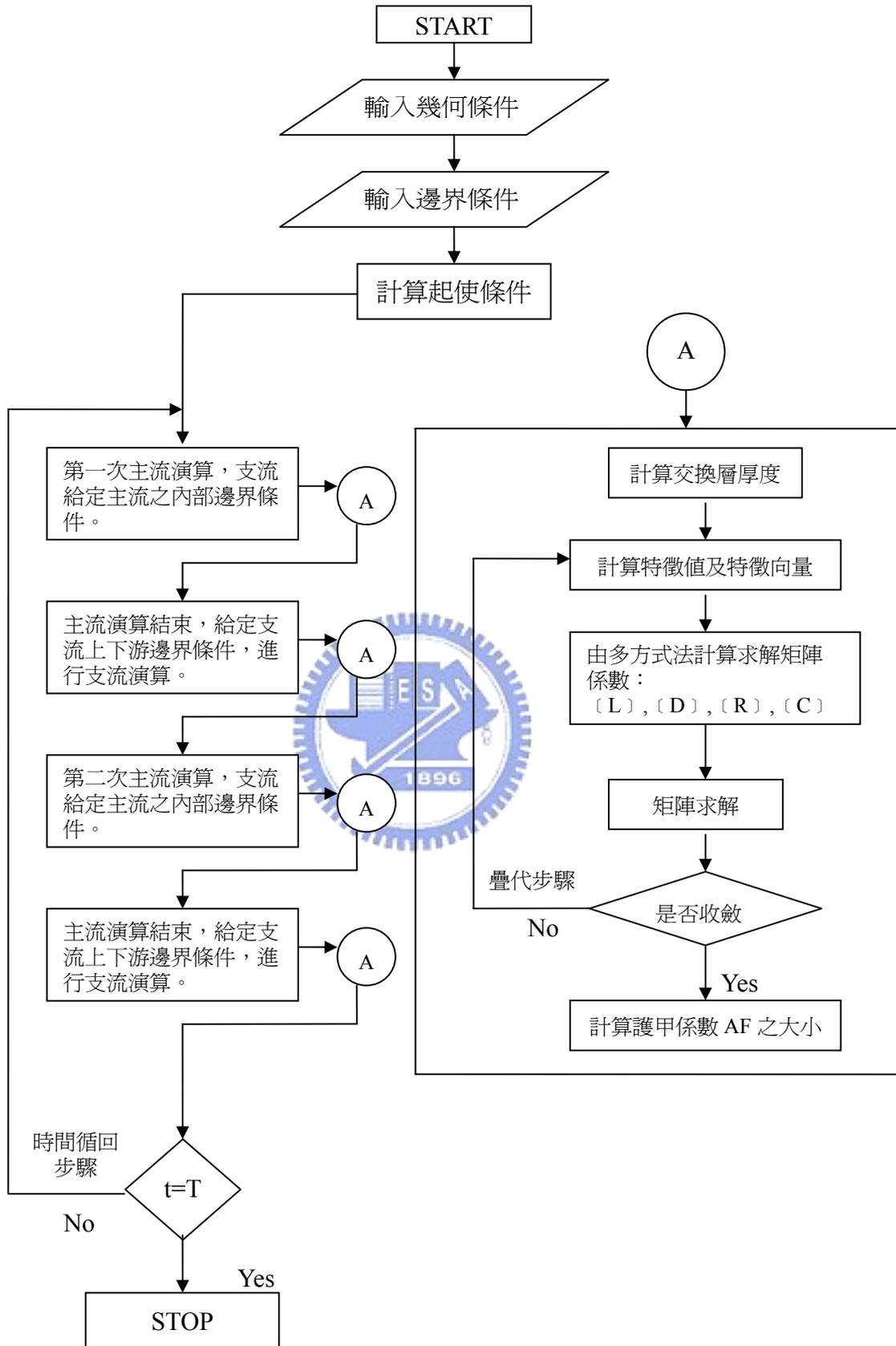


圖 3.8 模式演算之流程

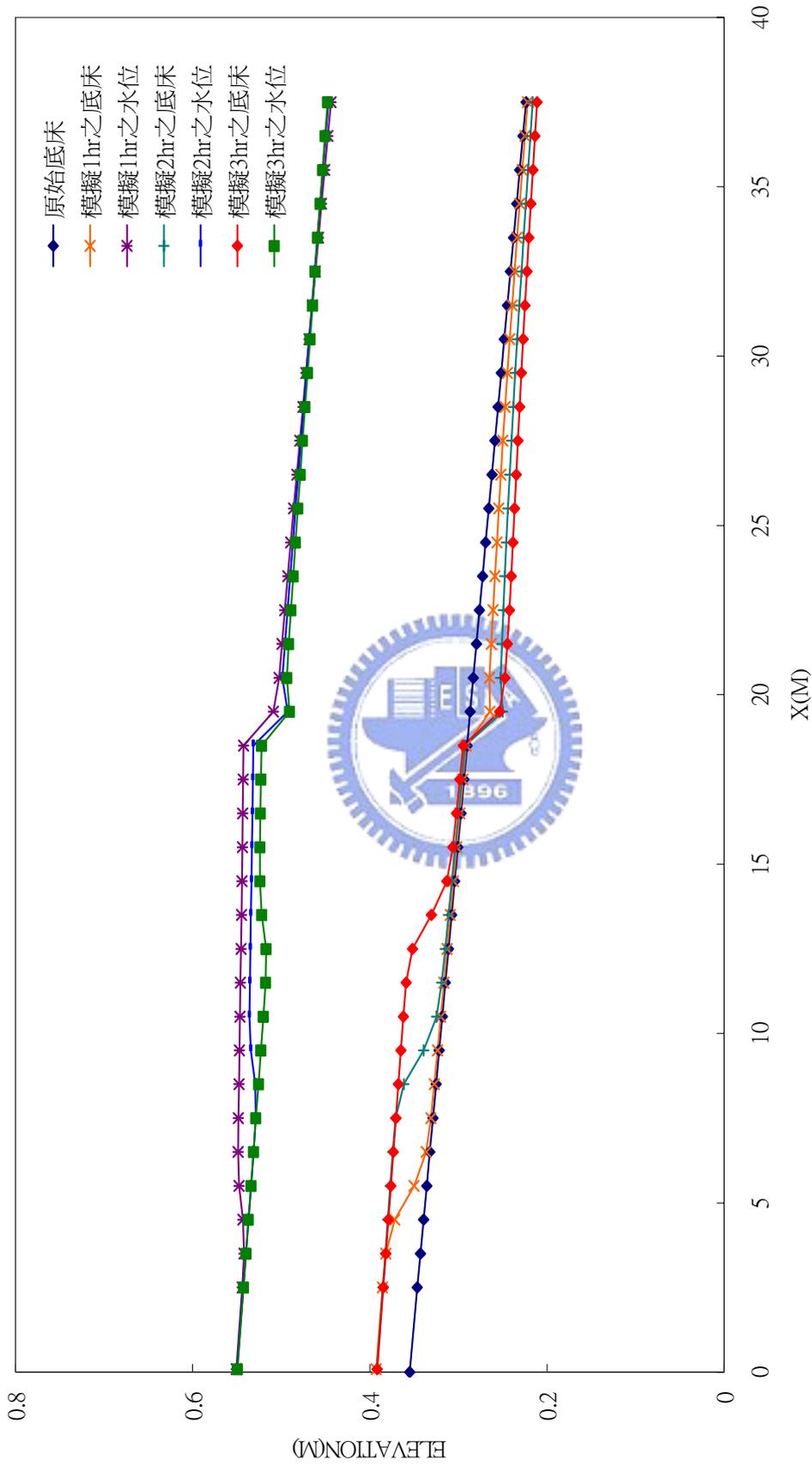


圖 4.2 主渠於不同時刻下模擬之底床與水面線之變化(Engelund-Hansen)

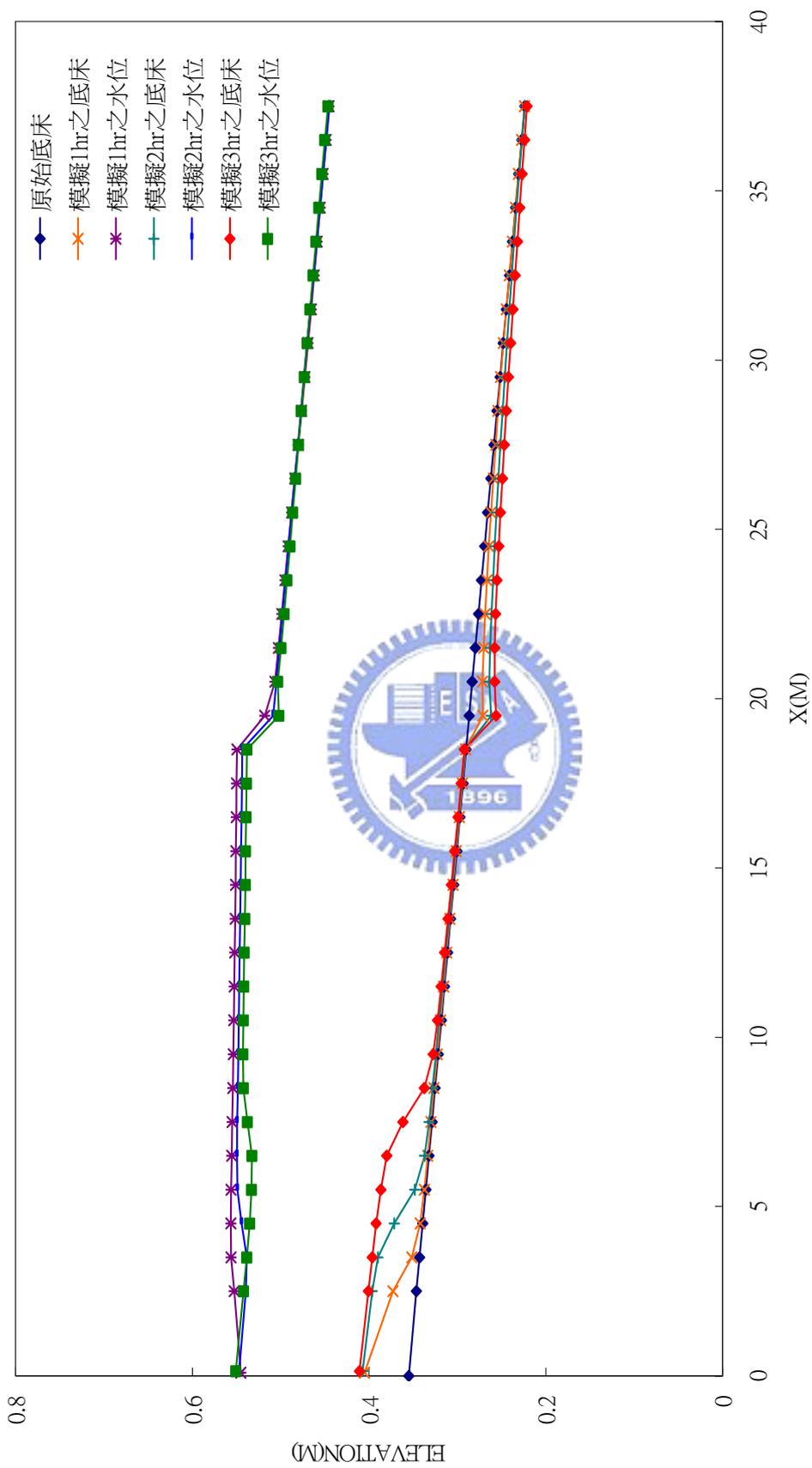


圖 4.3 主渠於不同時刻下模擬之底床與水面線之變化 (Yang)

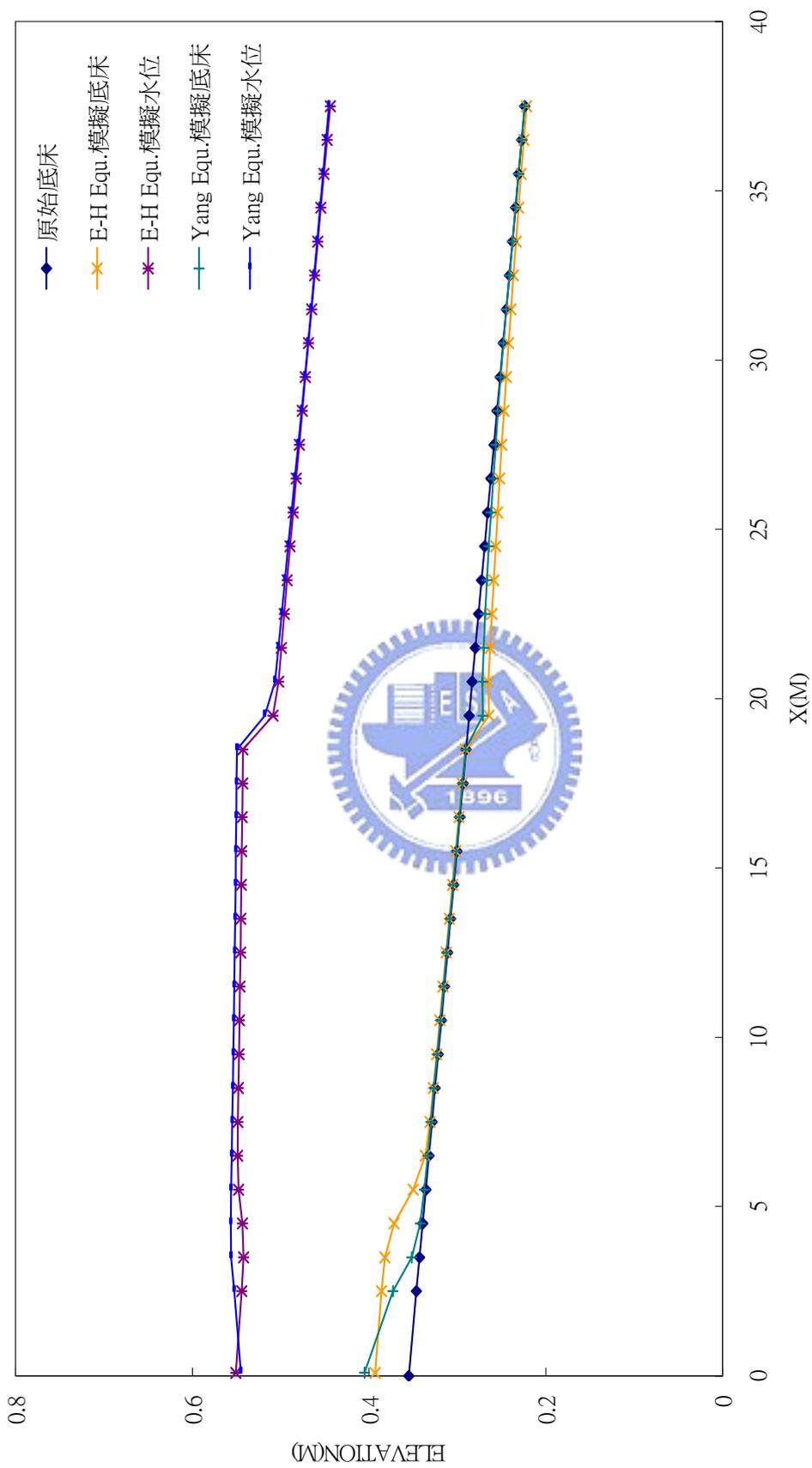


圖 4.4 主渠模擬 1hr 後之底床與水面線之變化

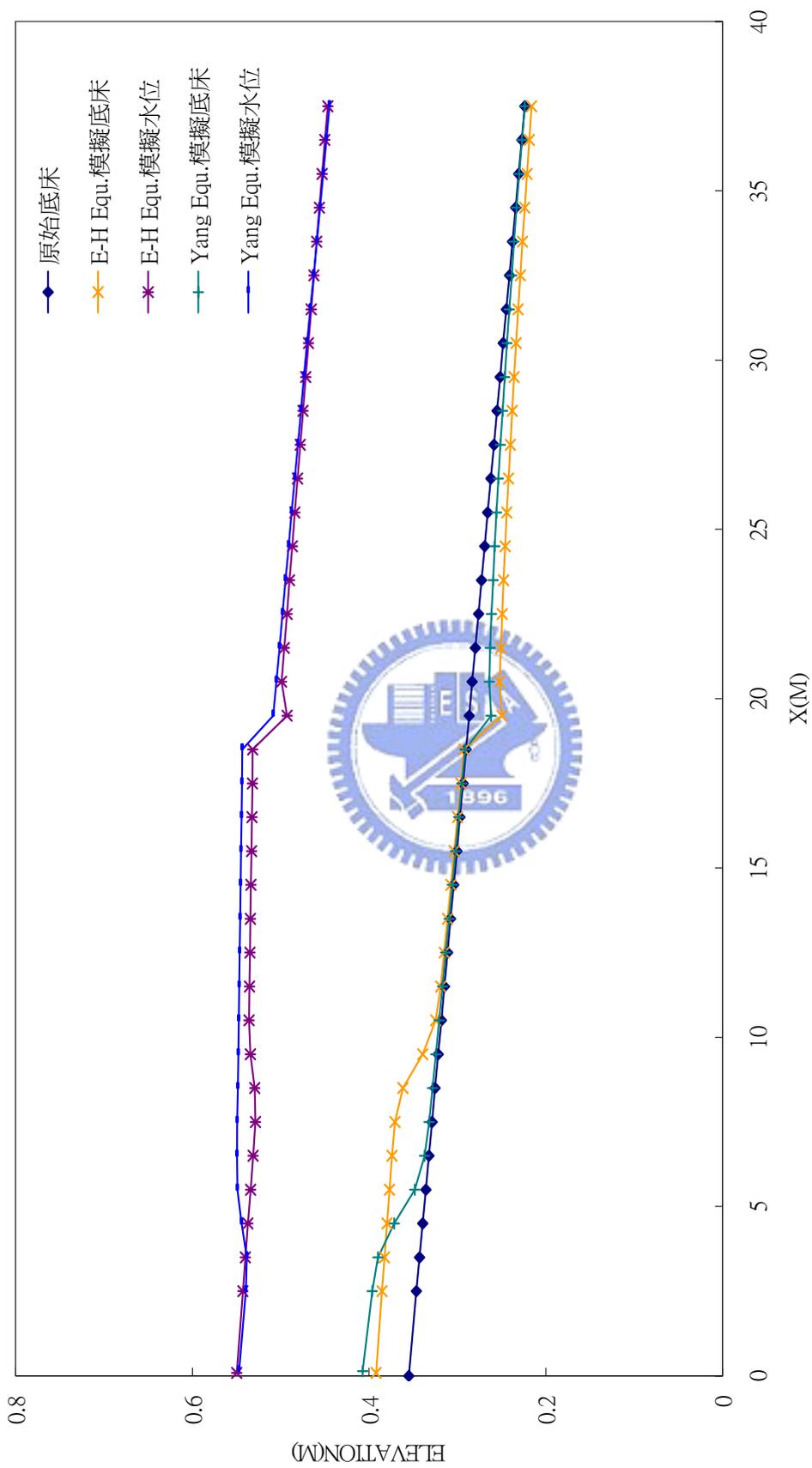


圖 4.5 主渠模擬 2hr 後之底床與水面線之變化

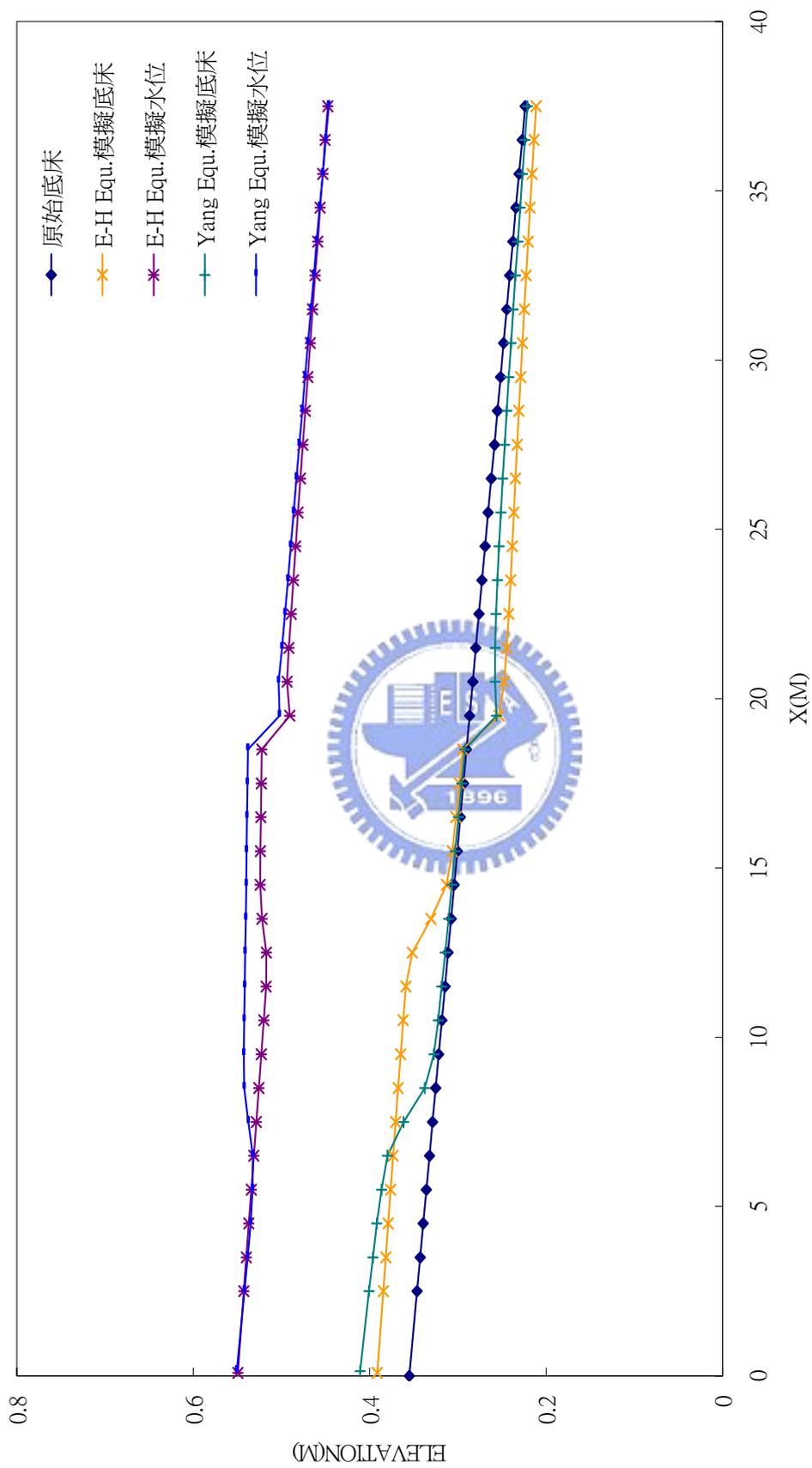


圖 4.6 主渠模擬 3hr 後之底床與水面線之變化

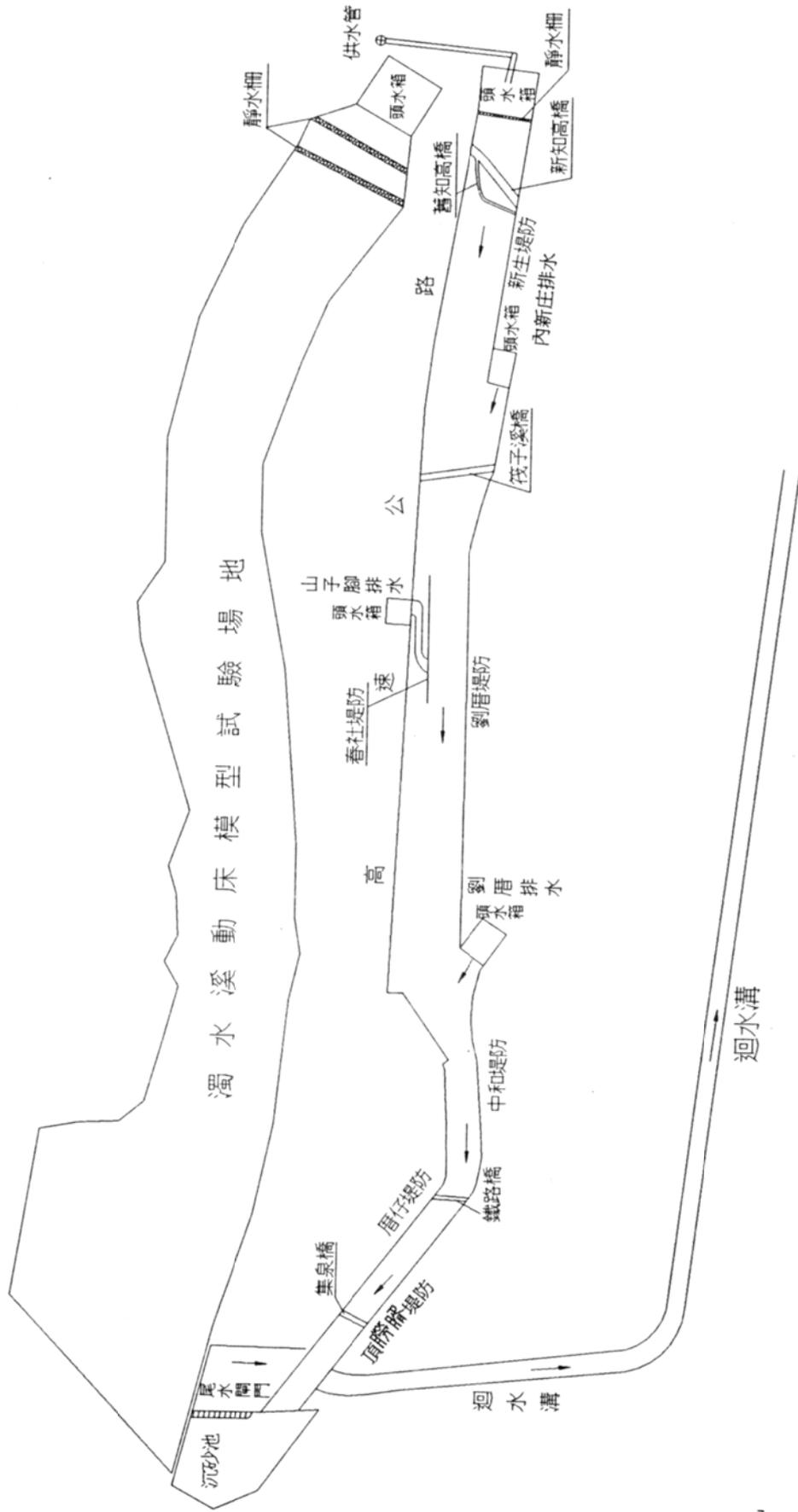


圖 4.7 筏子溪動床模型佈置圖平面圖

(摘自民國八十五年低水治理模型試驗報告筏子溪水工模型試驗)

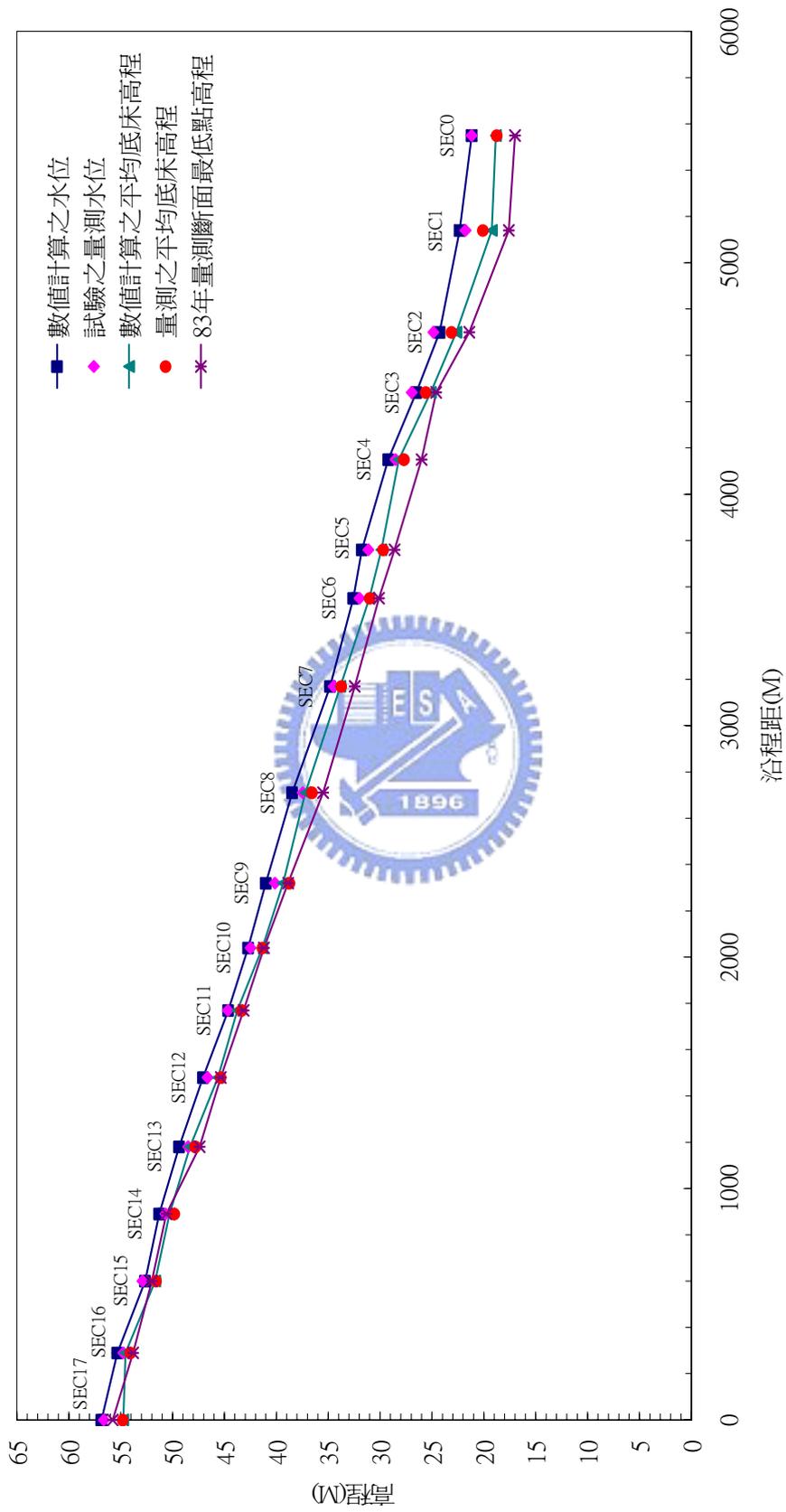


圖 4.8 筏子溪 2 年頻率洪水水位及底床面之比較

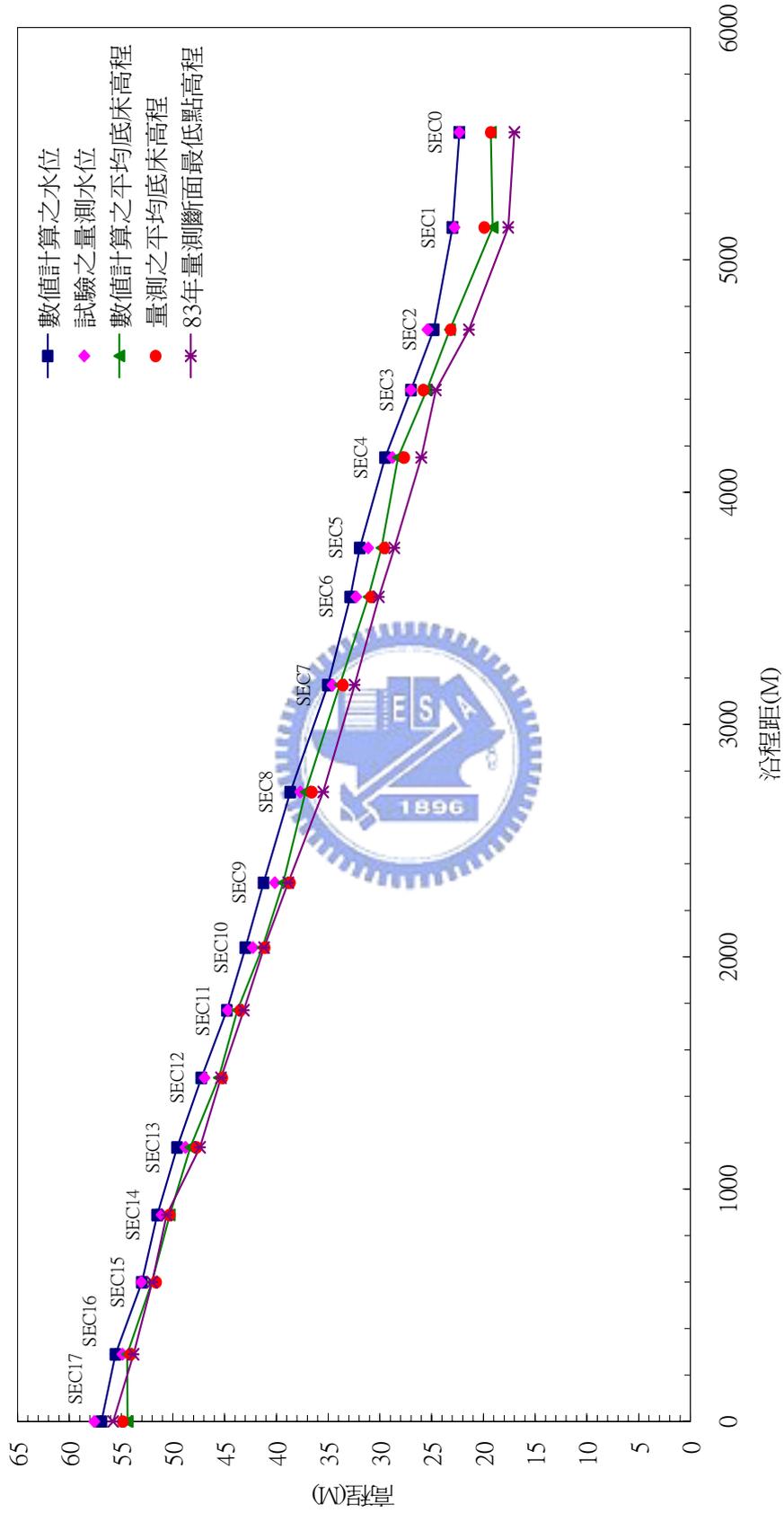


圖 4.9 筏子溪 5 年頻率洪水水位及底床面之比較

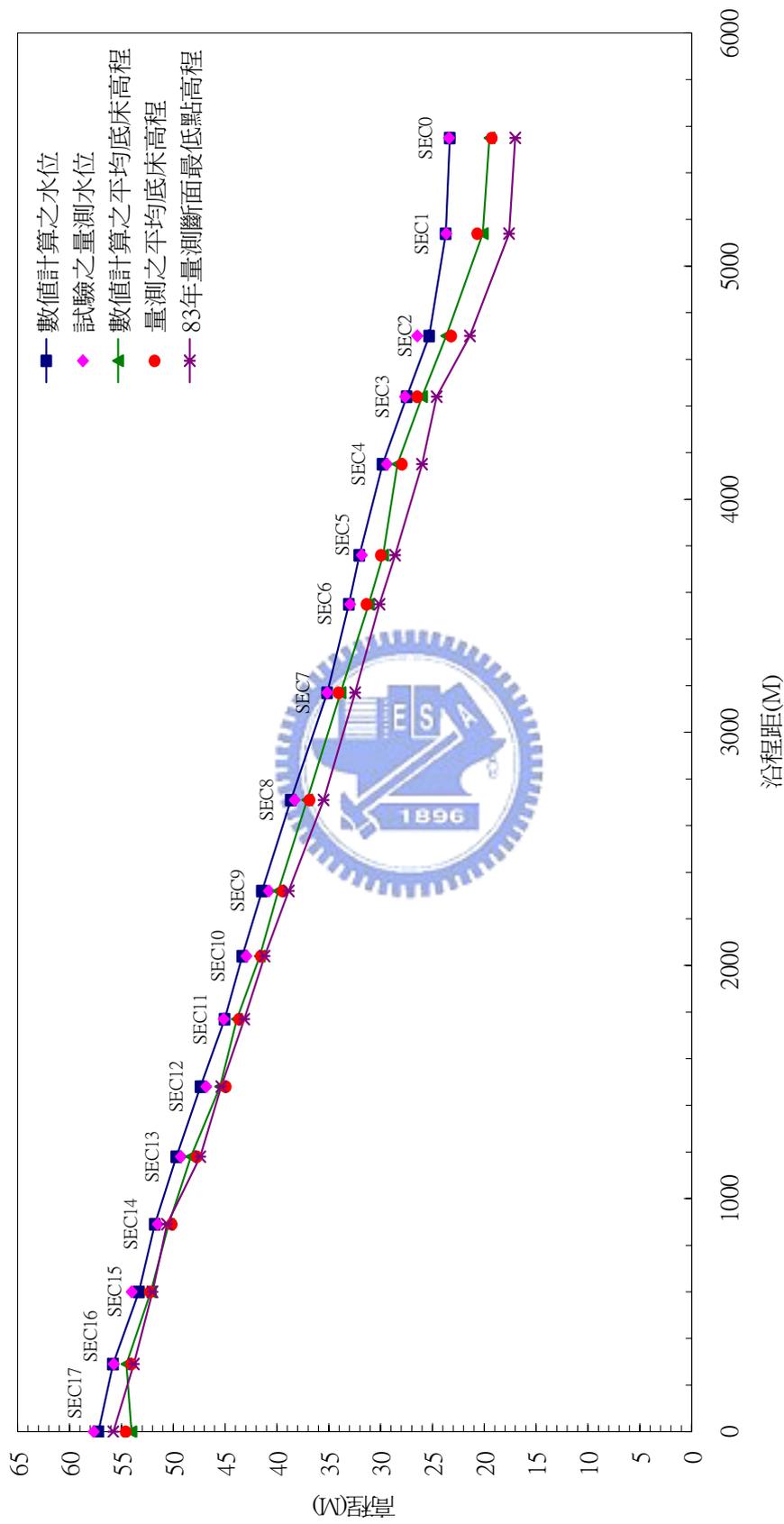


圖 4.10 筏子溪 10 年頻率洪水水位及底床面之比較

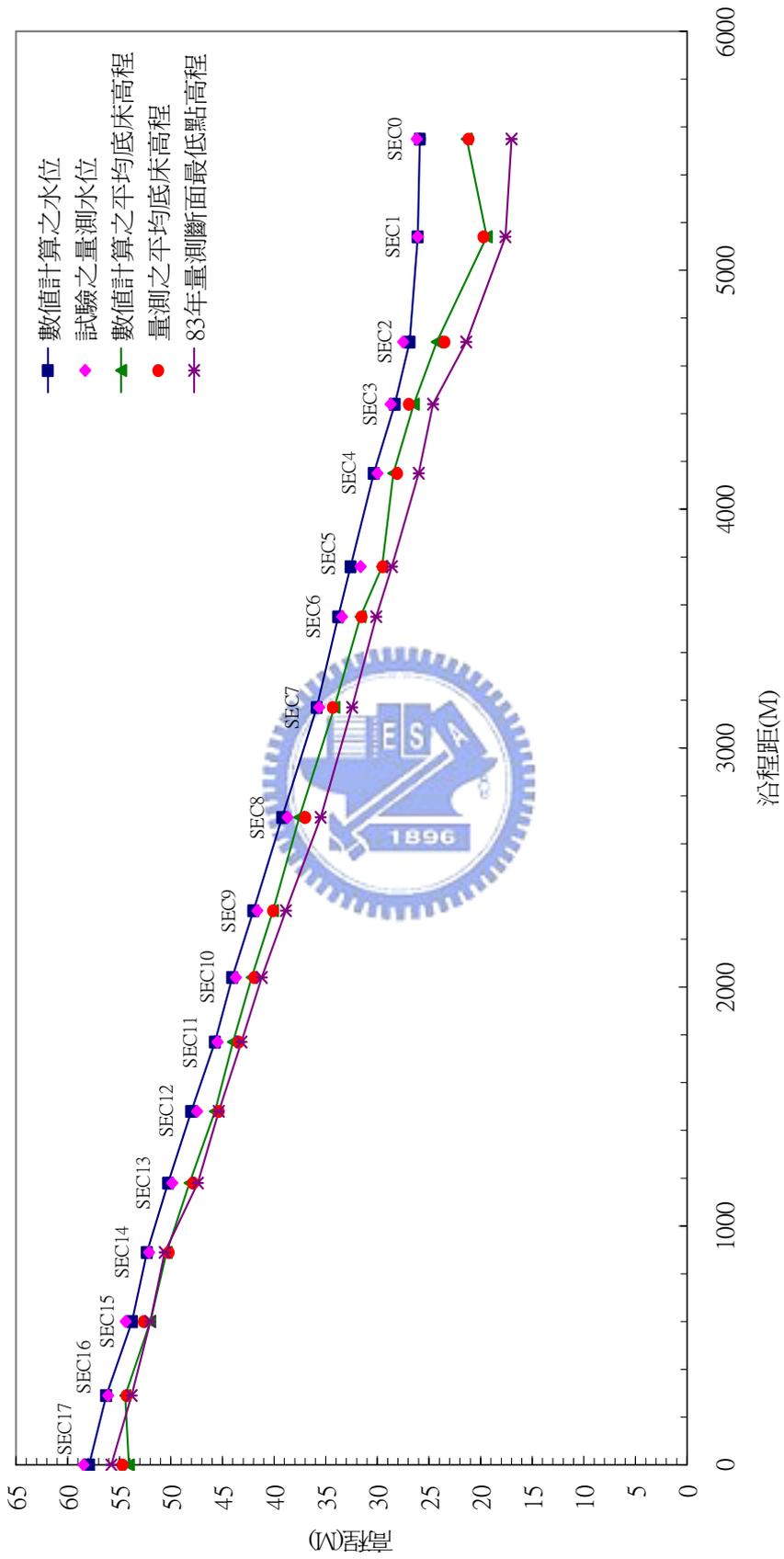


圖 4.11 筏子溪 100 年頻率洪水水位及底床面之比較

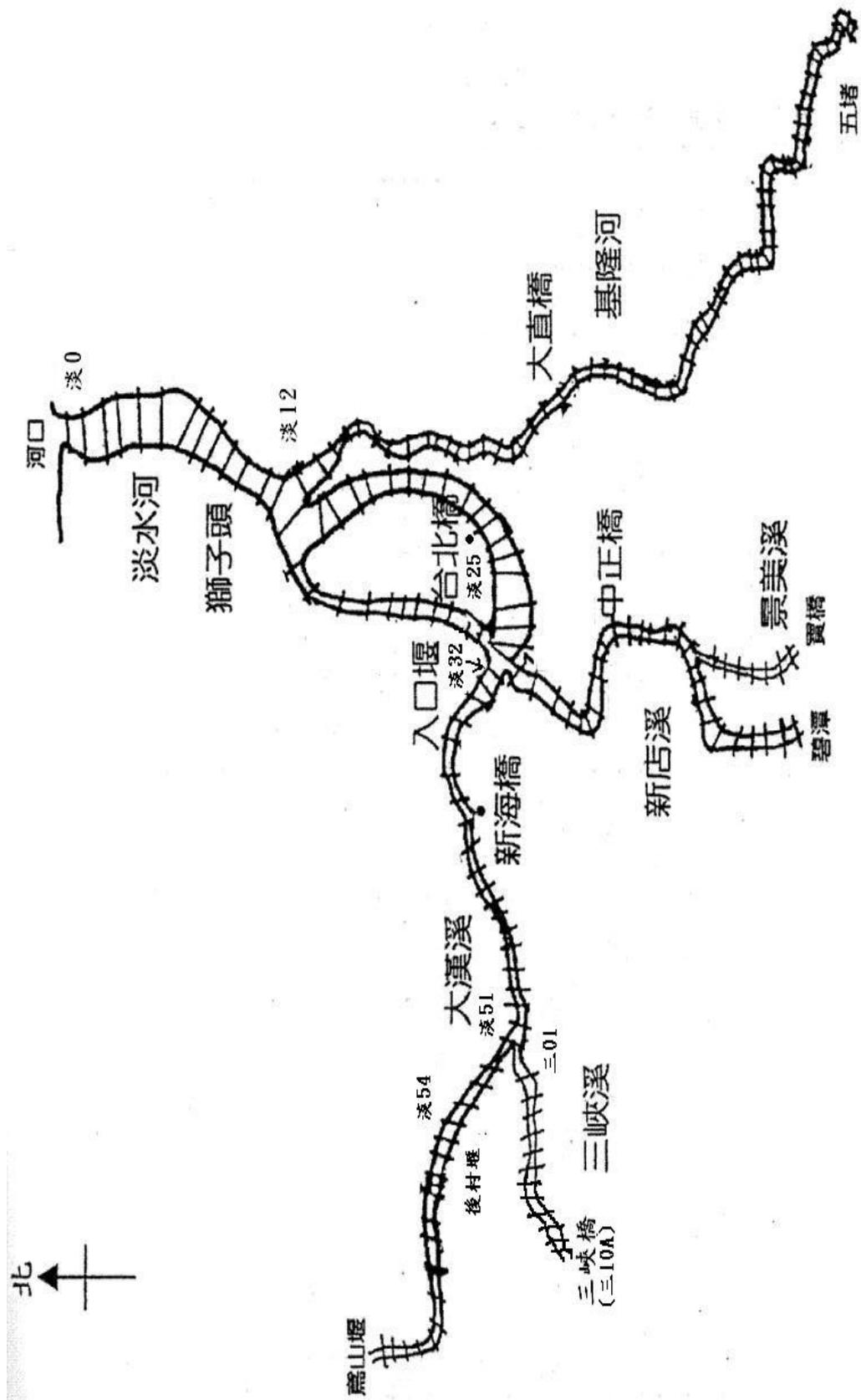


圖 5.1 模擬範圍之流域示意圖

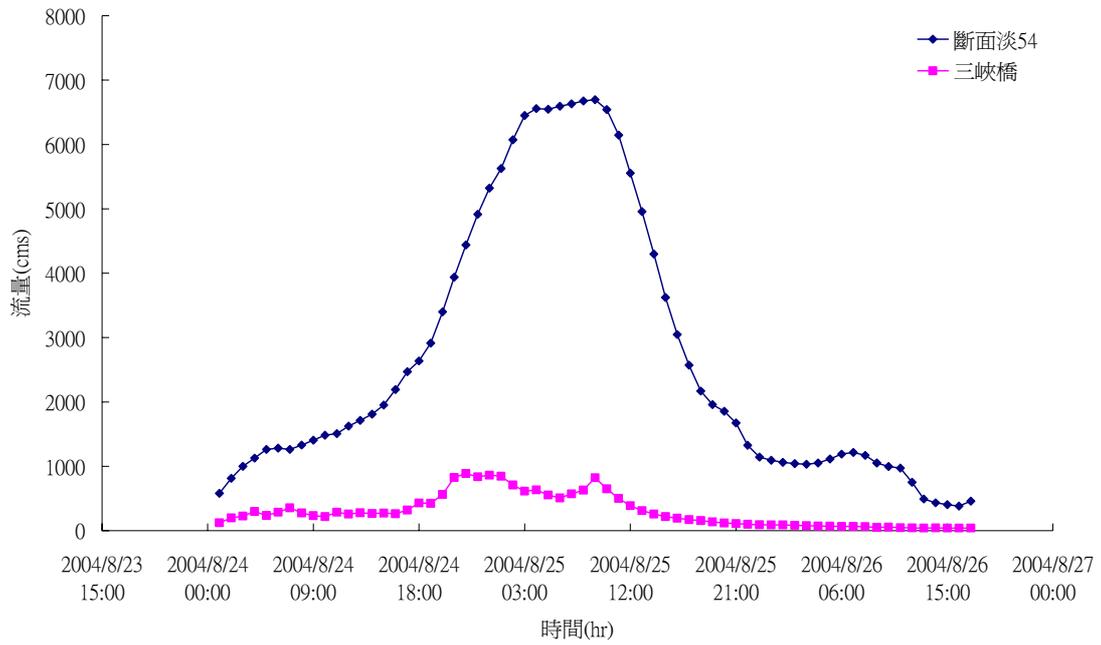


圖 5.2 艾莉颱風上游流量歷線

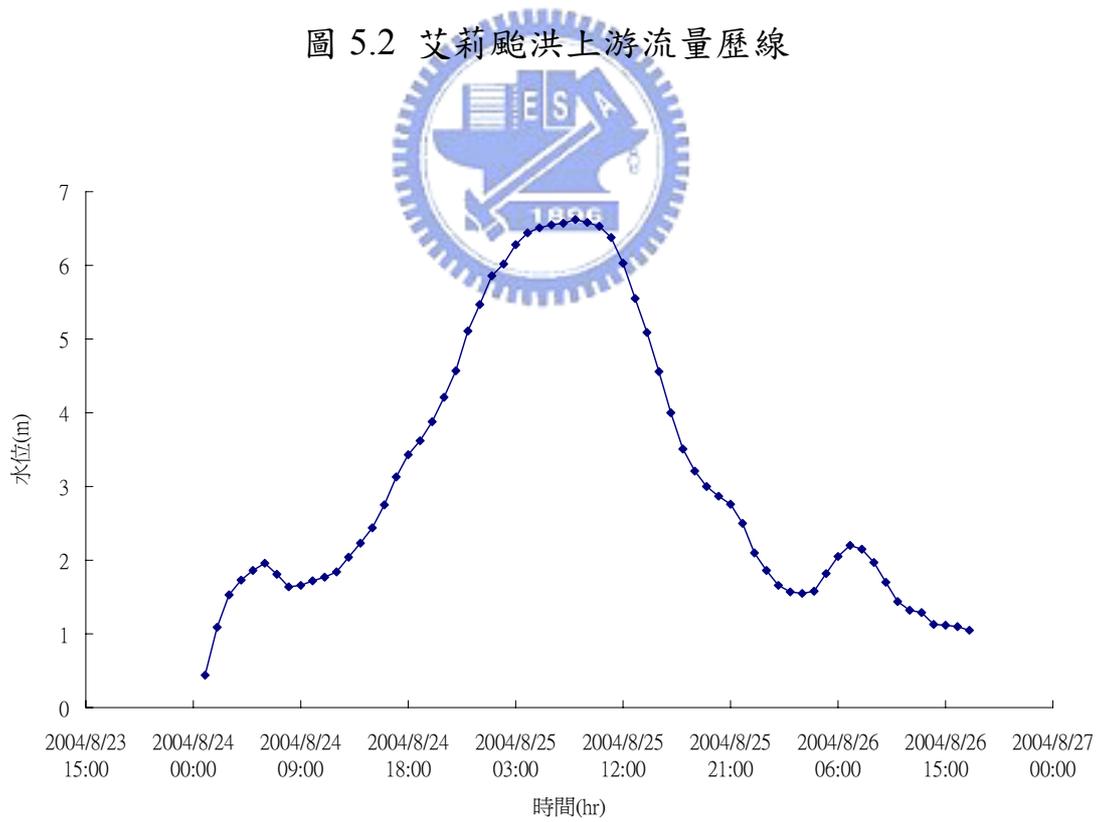


圖 5.3 艾莉颱風下游水位歷線

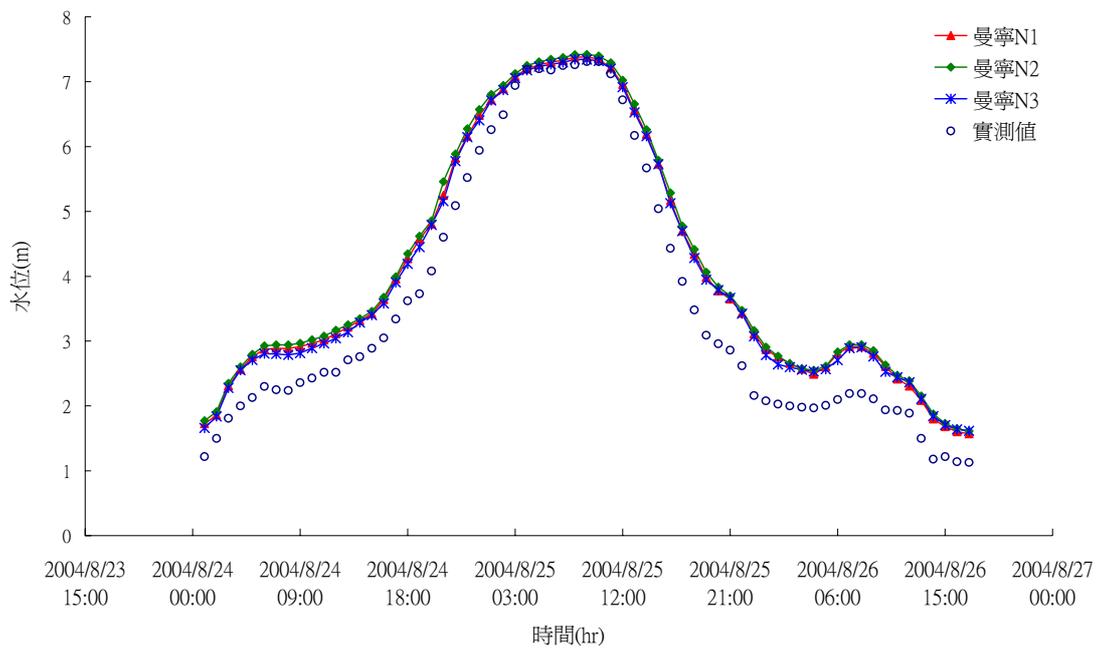


圖 5.4 艾莉颱洪新海橋水位歷線比較

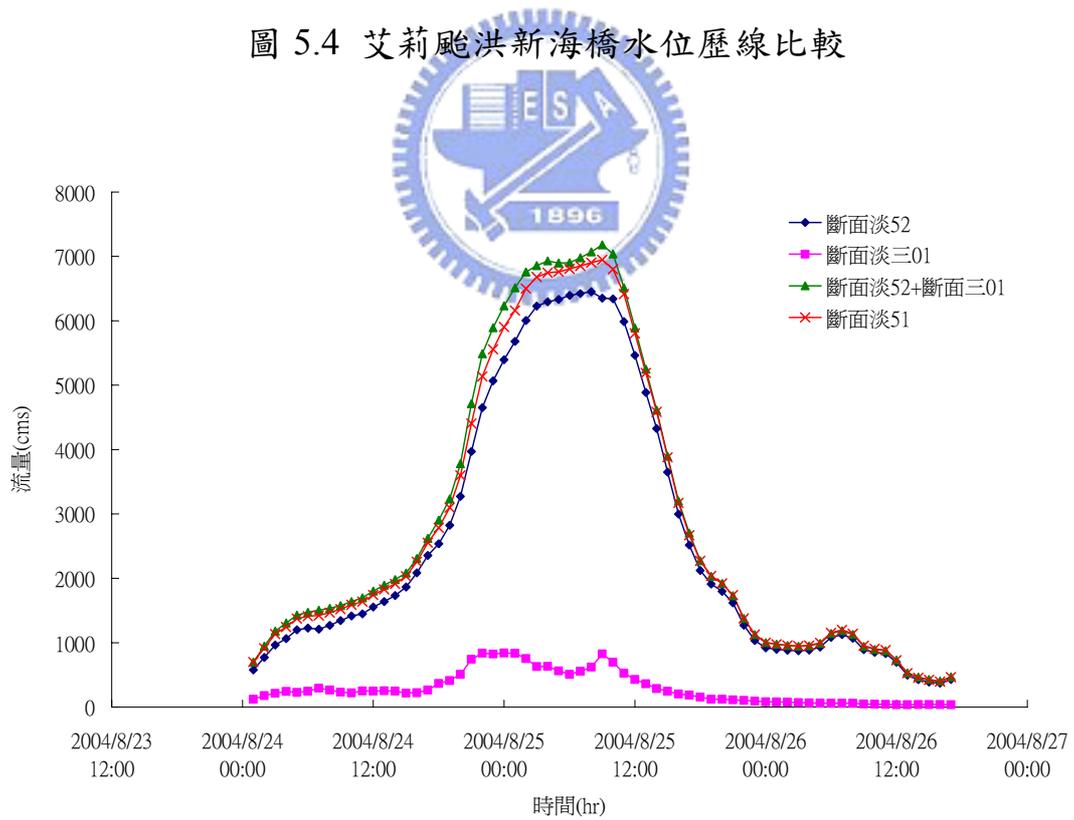


圖 5.5 艾莉颱洪斷面淡 52、斷面淡 51 及斷面三 01 之流量歷線

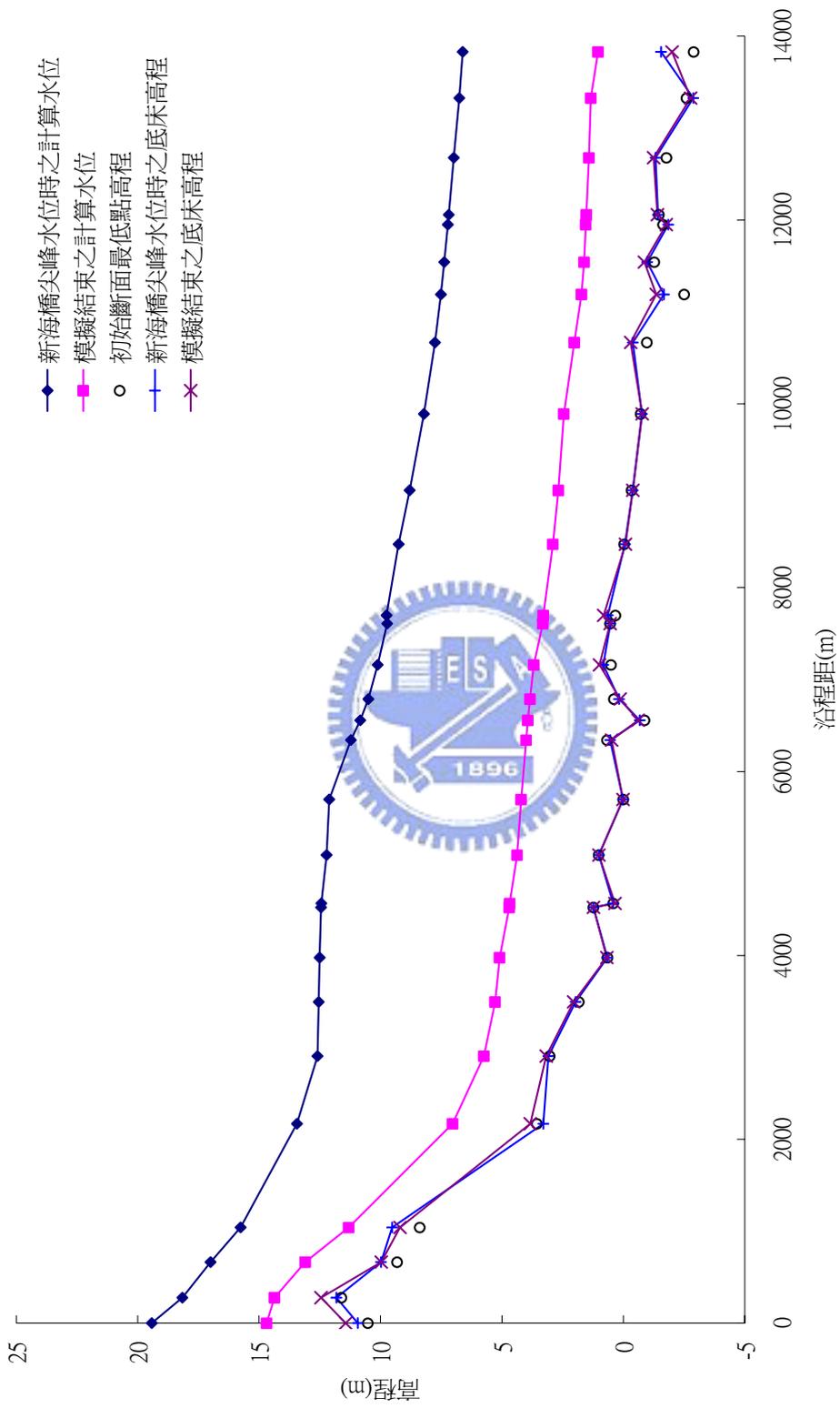


圖 5.6 艾莉颱洪大漢溪水位及底床高程沿程之變化

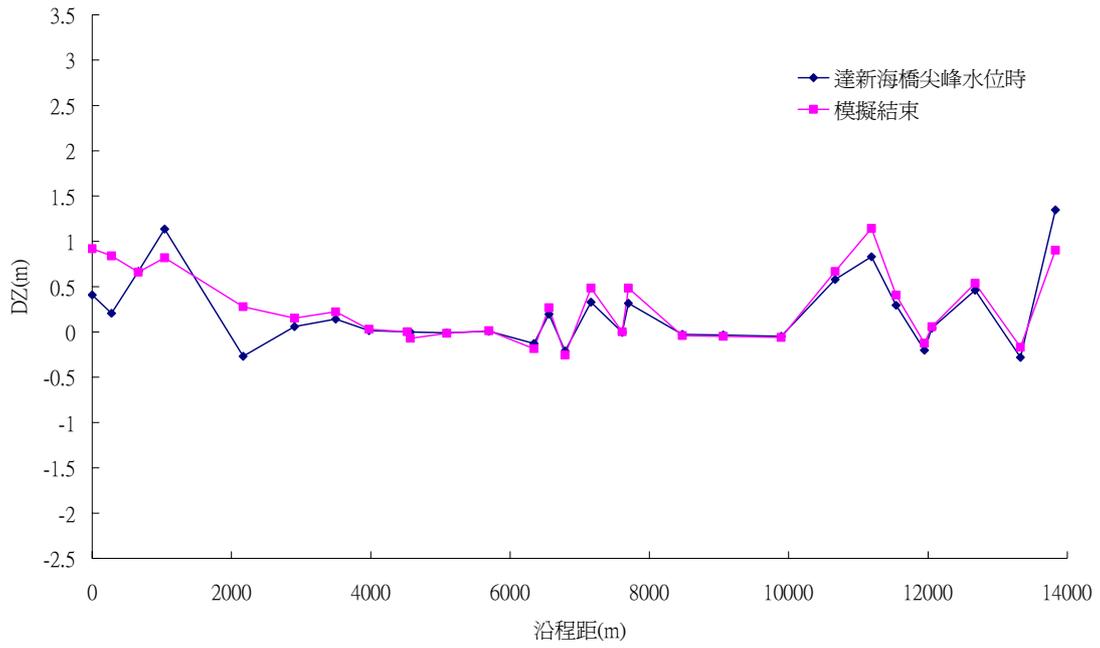


圖 5.7 艾莉颱風大漢溪底床沖淤沿程之變化

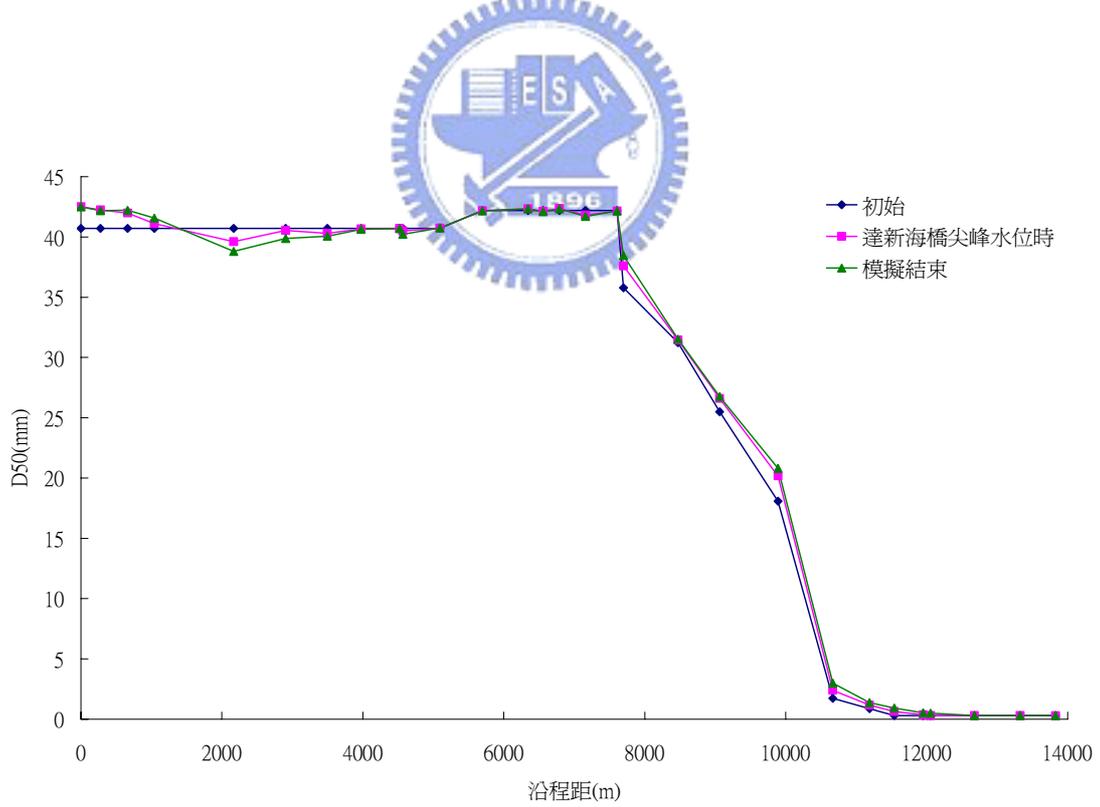


圖 5.8 艾莉颱風大漢溪中值粒徑沿程之變化

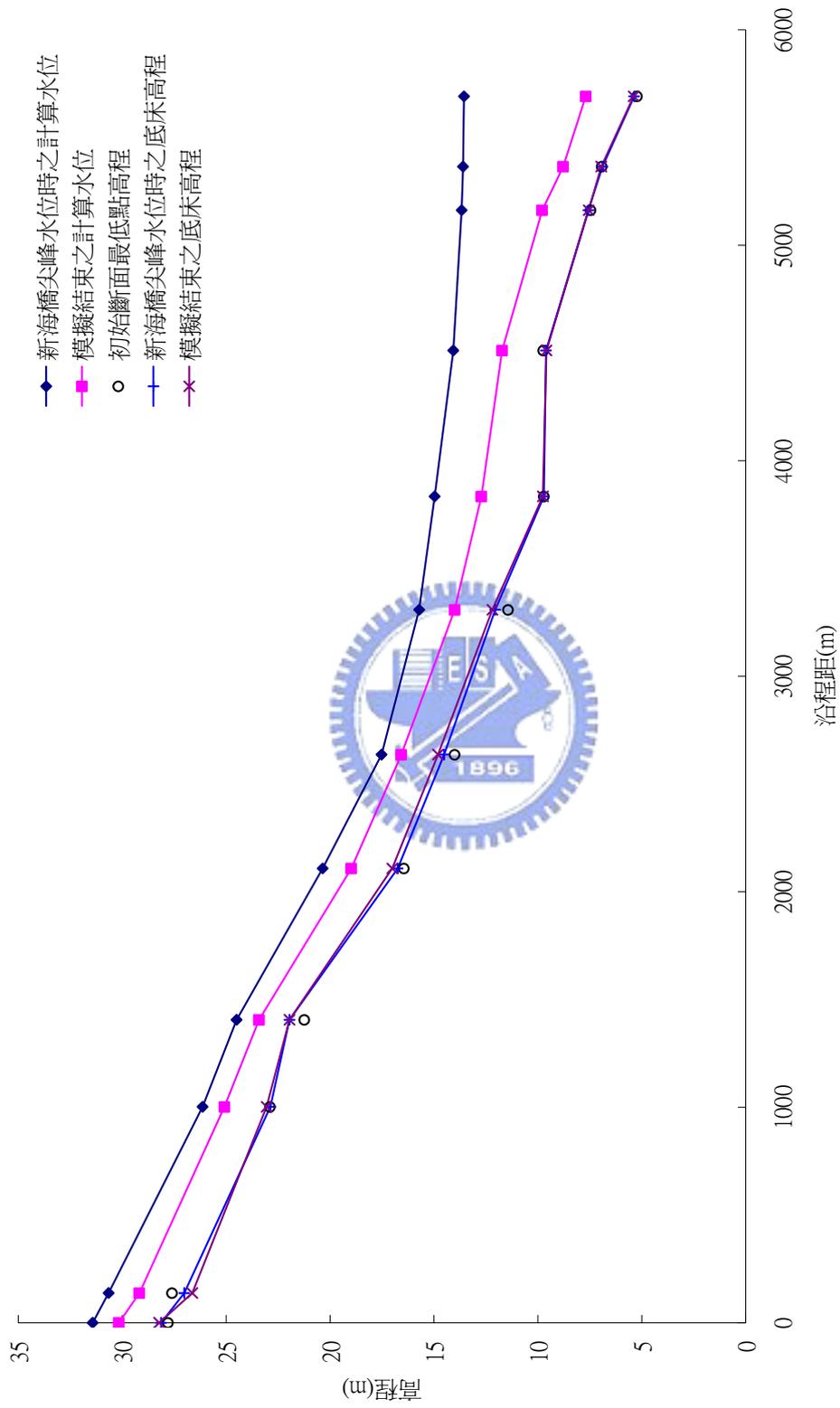


圖 5.9 艾莉颱風三峽河水位及底床高程沿程之變化

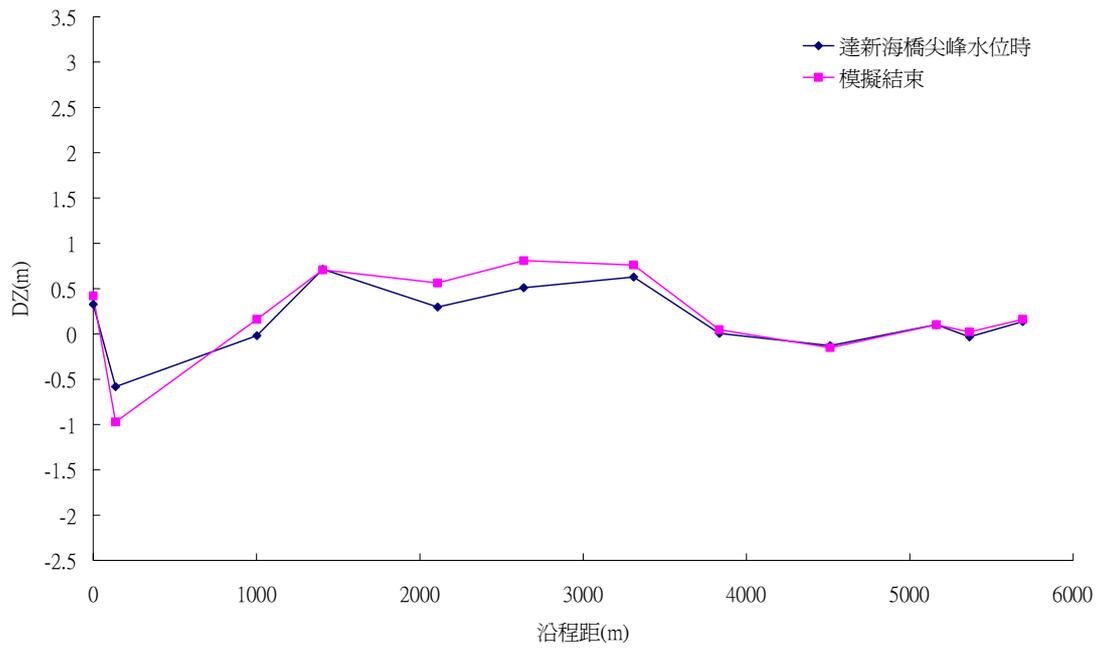


圖 5.10 艾莉颱風三峽河底床沖淤沿程之變化

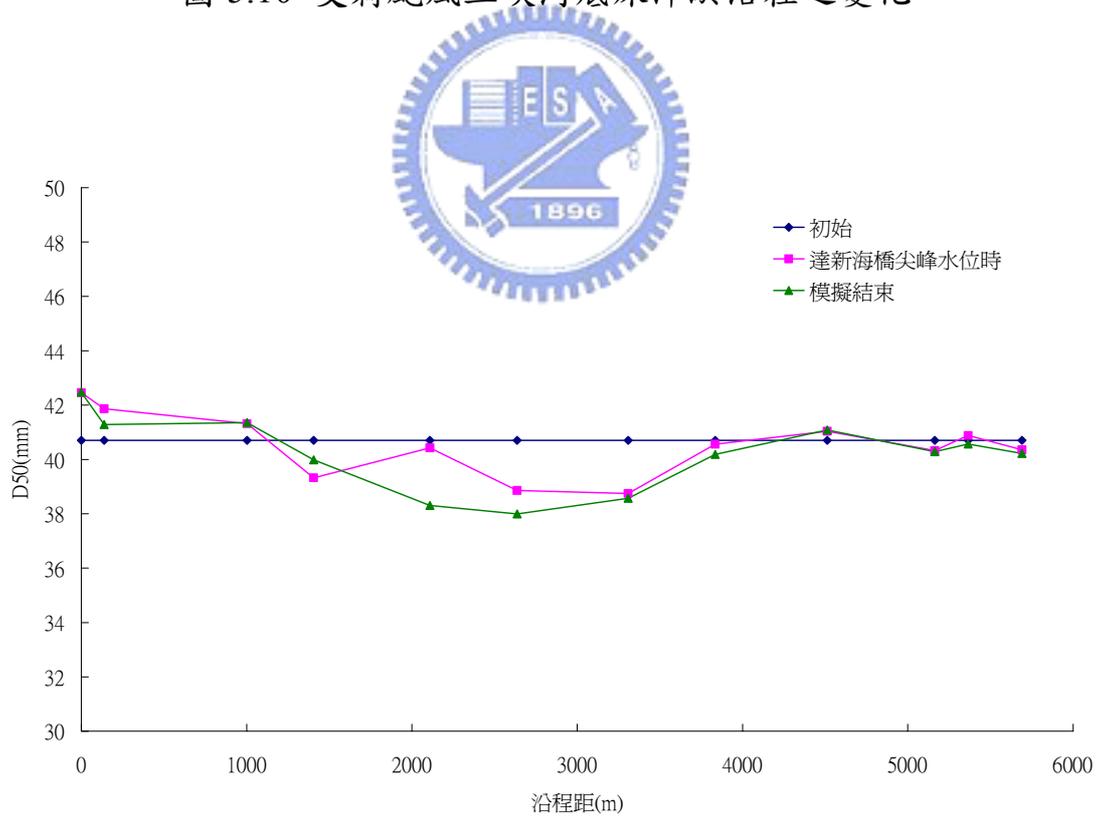


圖 5.11 艾莉颱風三峽河中段粒徑沿程之變化

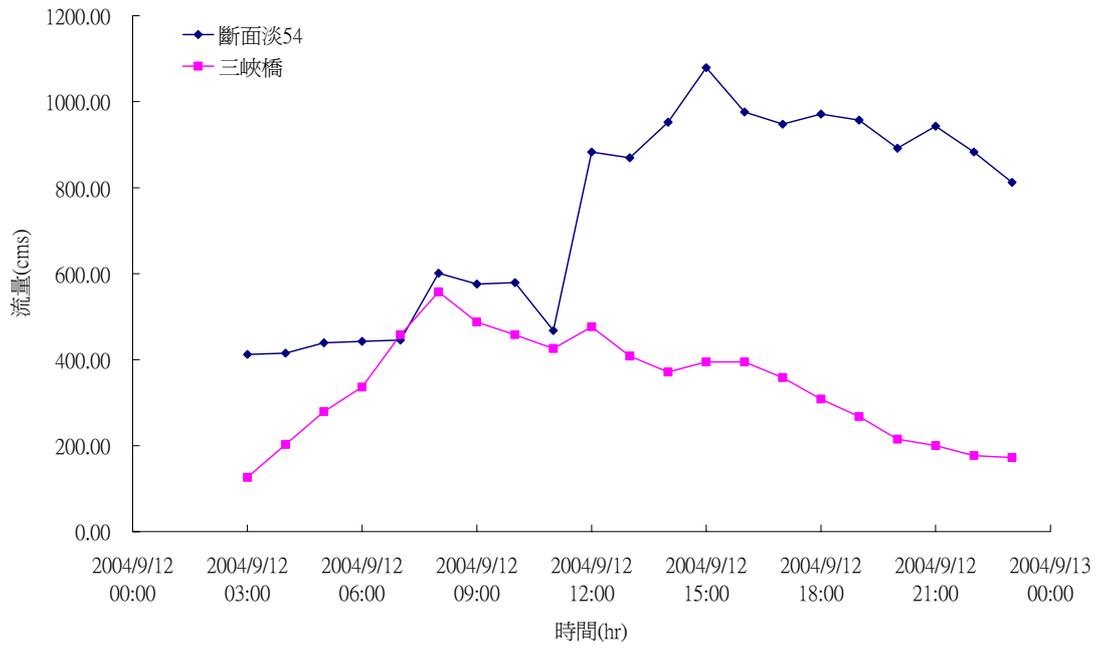


圖 5.12 海馬颱風上游流量歷線

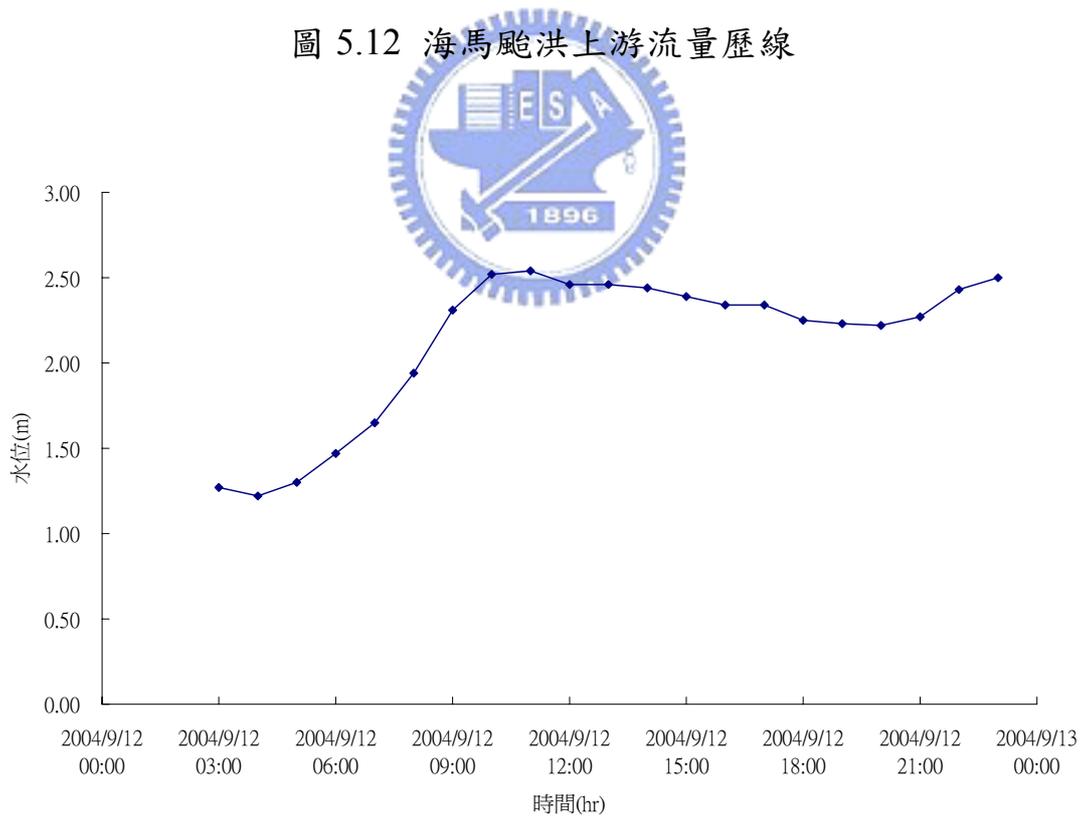


圖 5.13 海馬颱風下游水位歷線

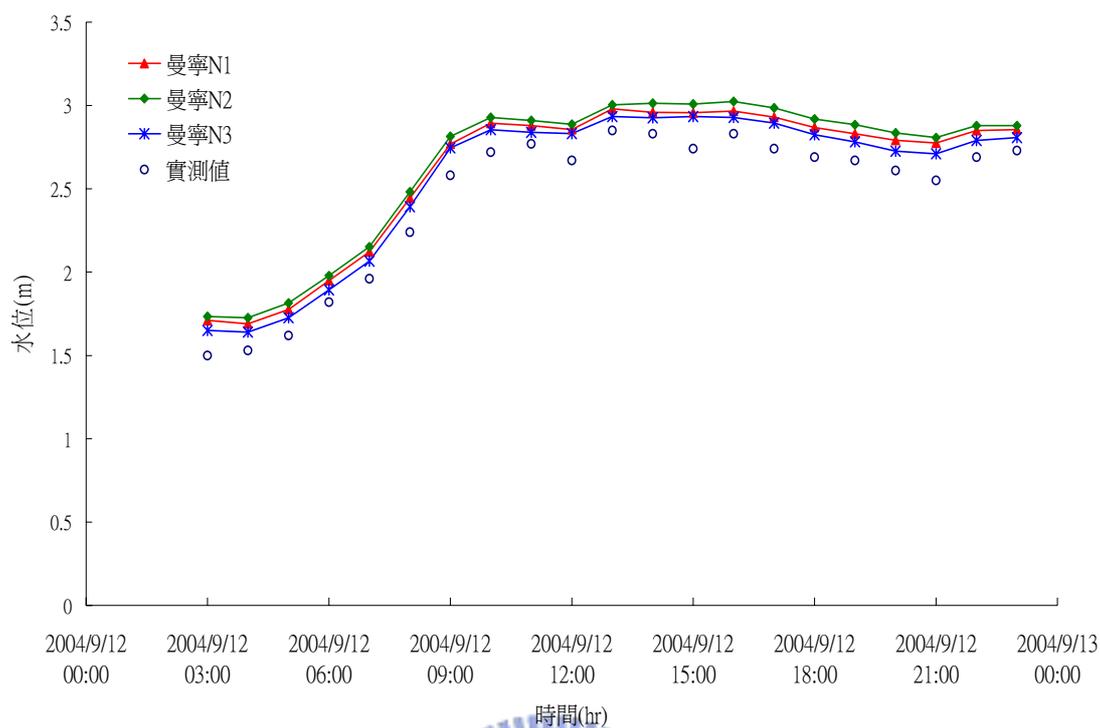


圖 5.14 海馬颱風新海橋水位歷線比較

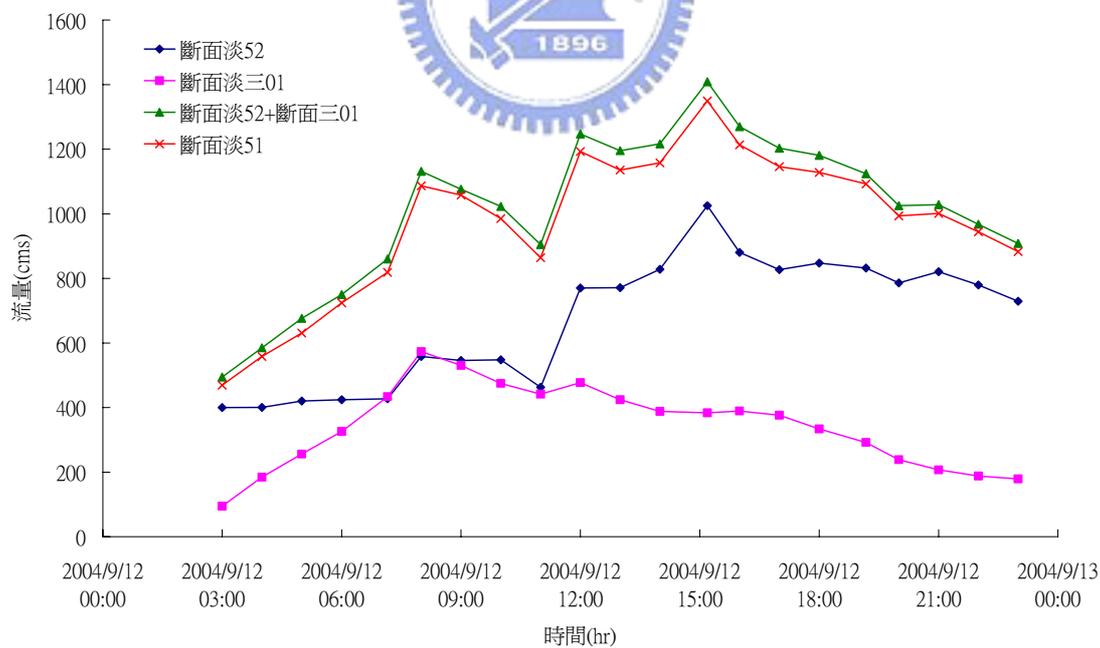


圖 5.15 海馬颱風斷面淡 52、斷面淡 51 及斷面三 01 之流量歷線

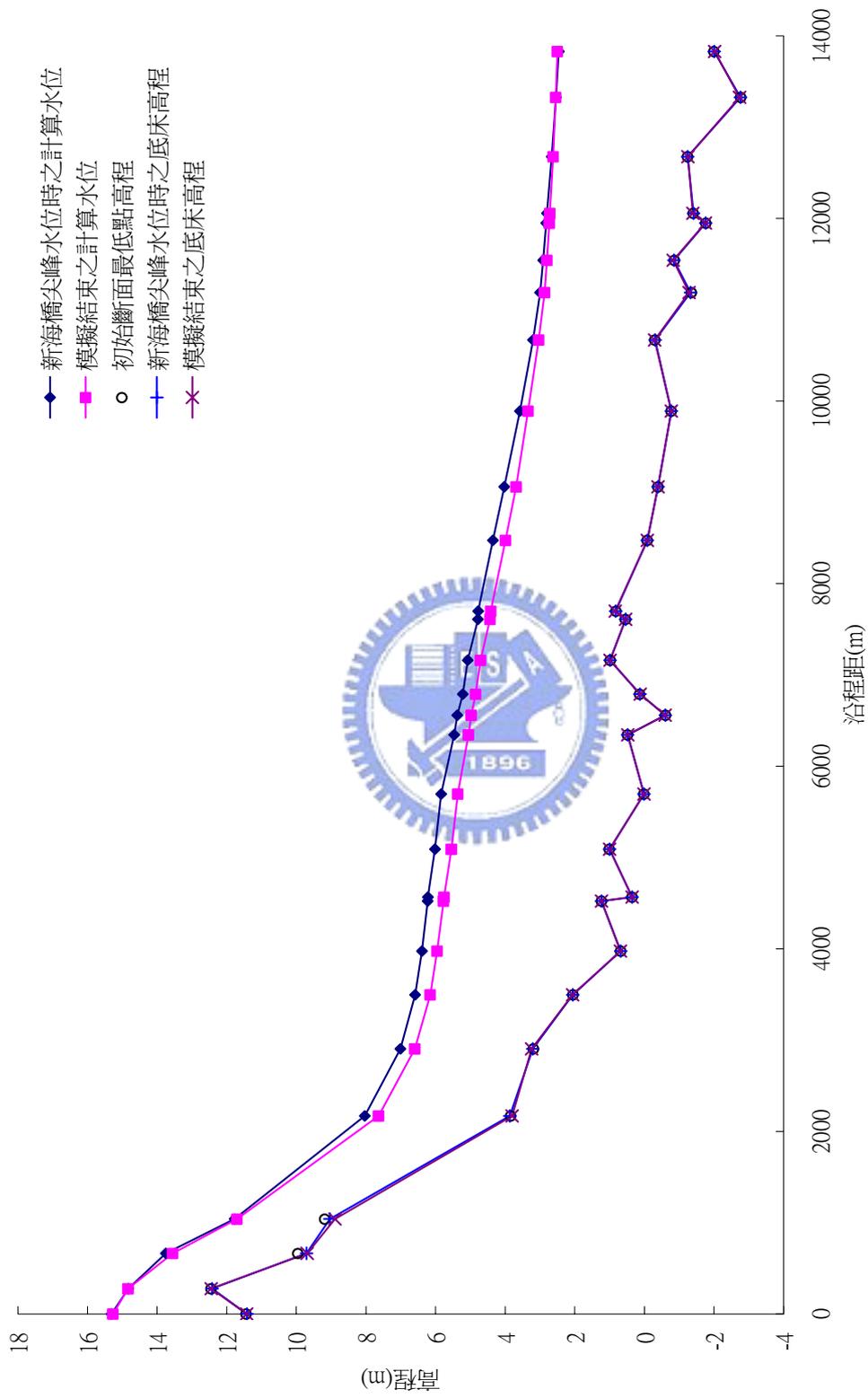


圖 5.16 海馬颱風大漢溪水位及底床高程沿程之變化

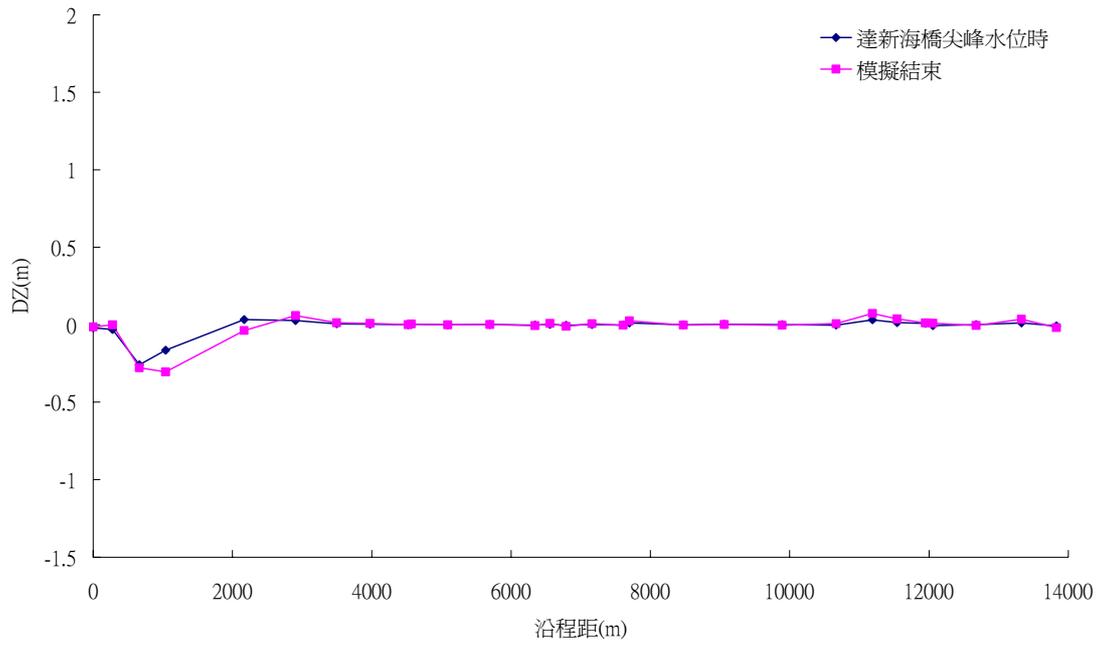


圖 5.17 海馬颱風大漢溪底床沖淤沿程之變化

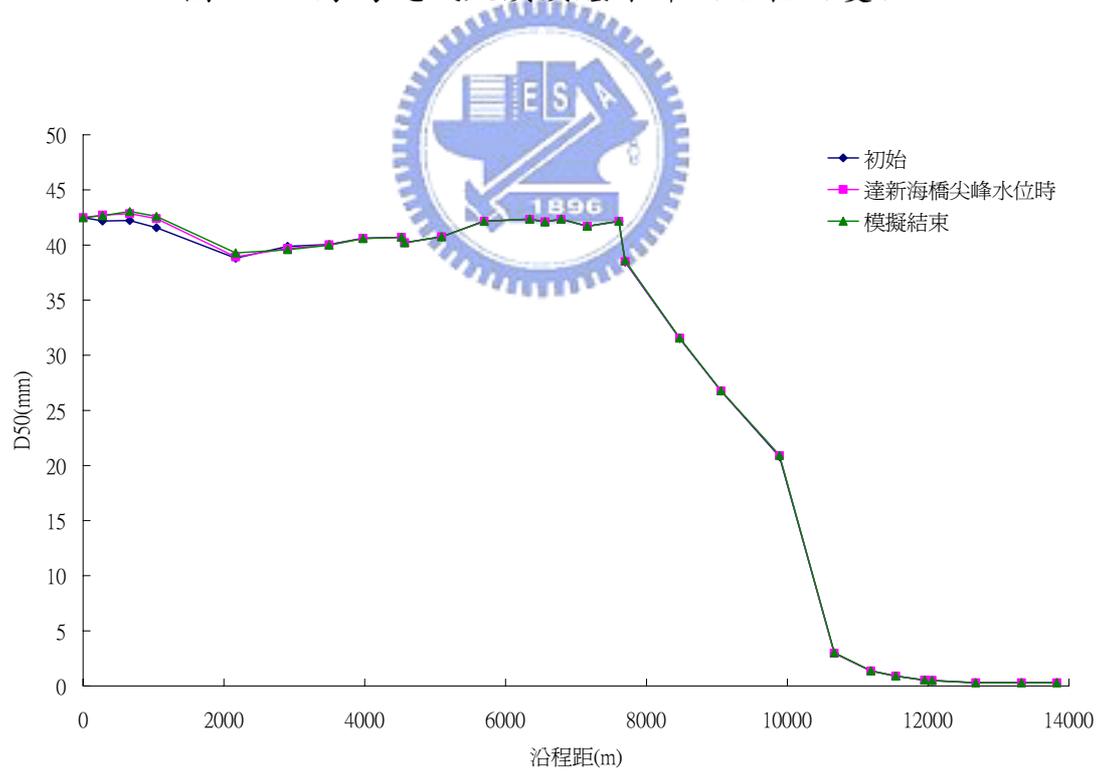


圖 5.18 海馬颱風大漢溪中值粒徑沿程之變化

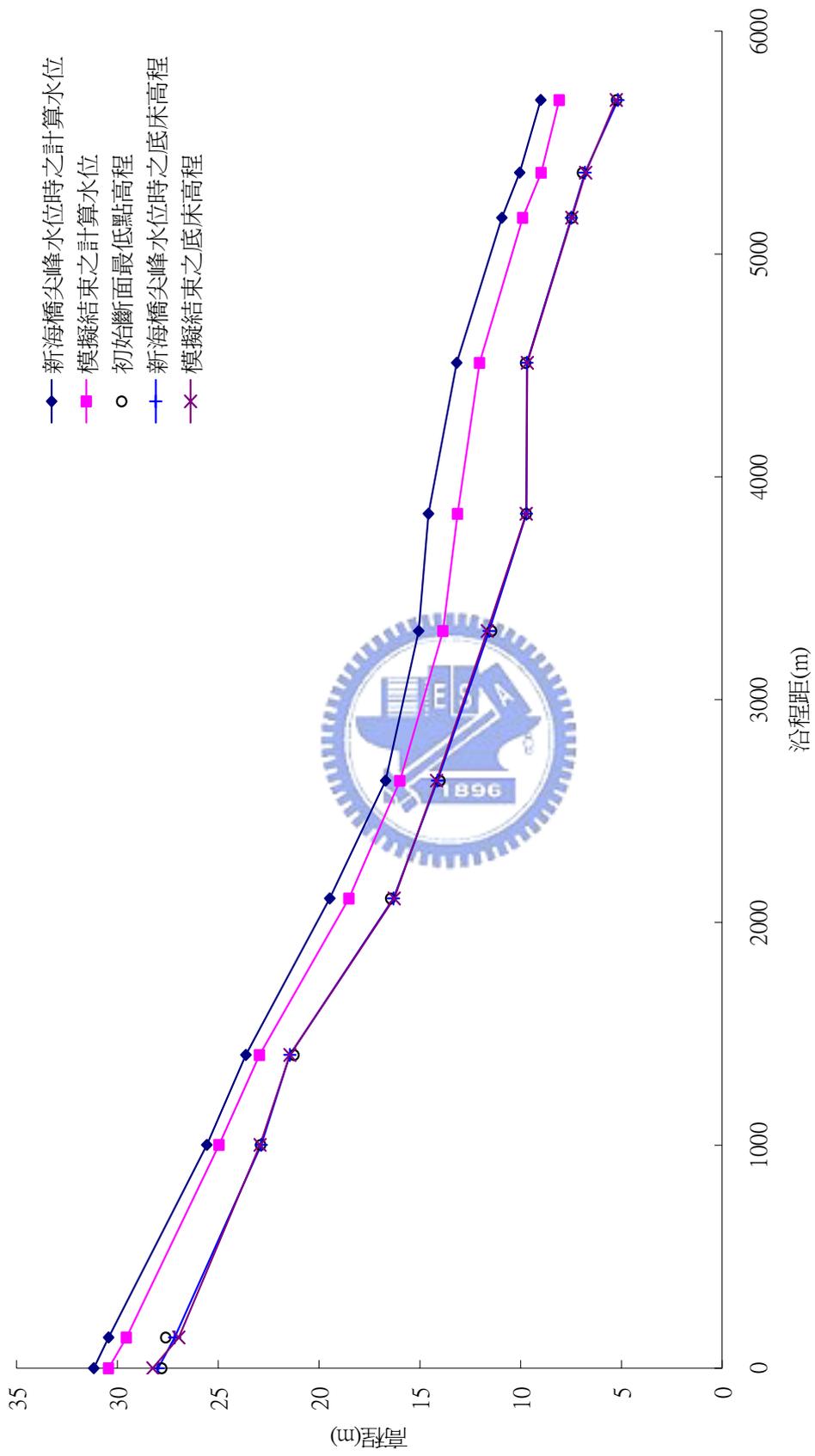


圖 5.19 海馬颱風三峽河水位及底床高程沿程之變化

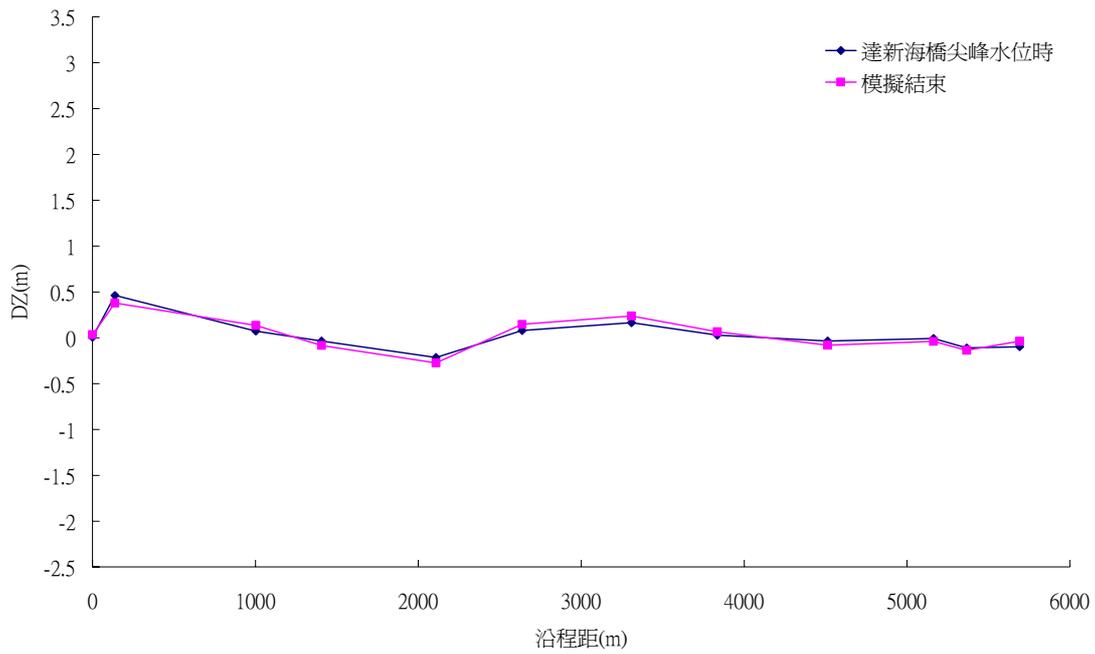


圖 5.20 海馬颱風三峽河底床沖淤沿程之變化

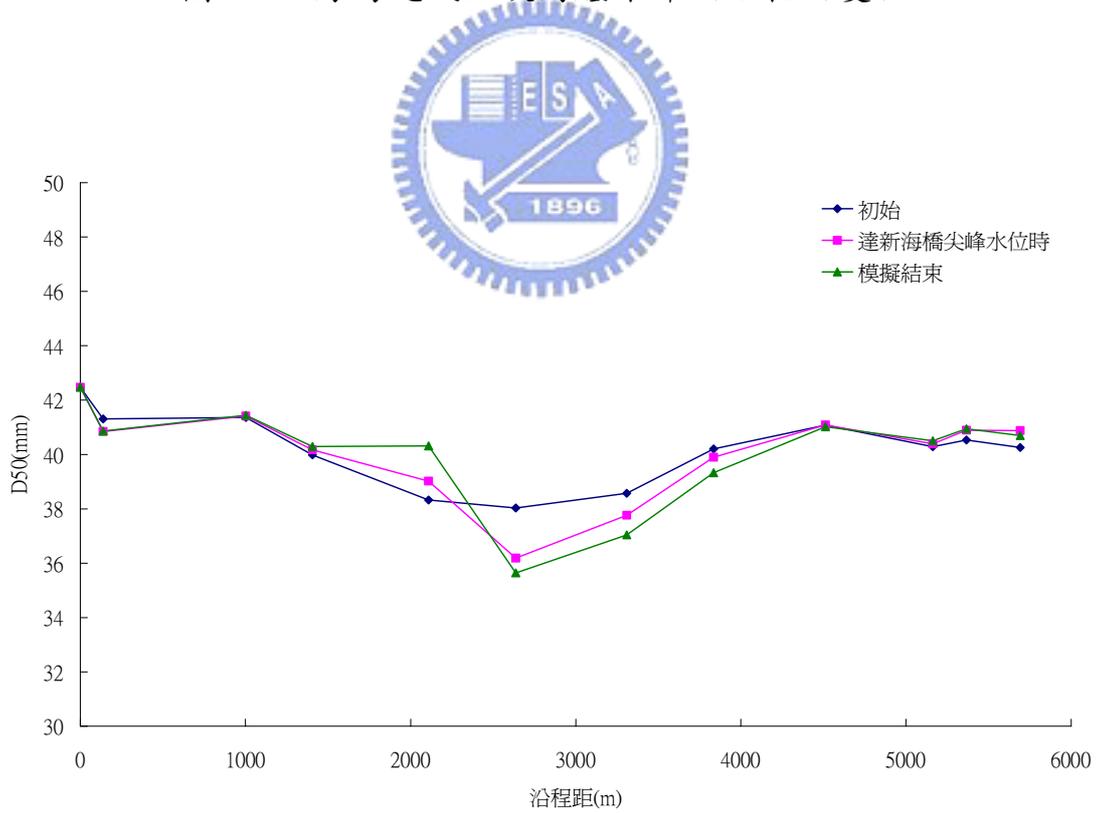


圖 5.21 海馬颱風三峽河中值粒徑沿程之變化

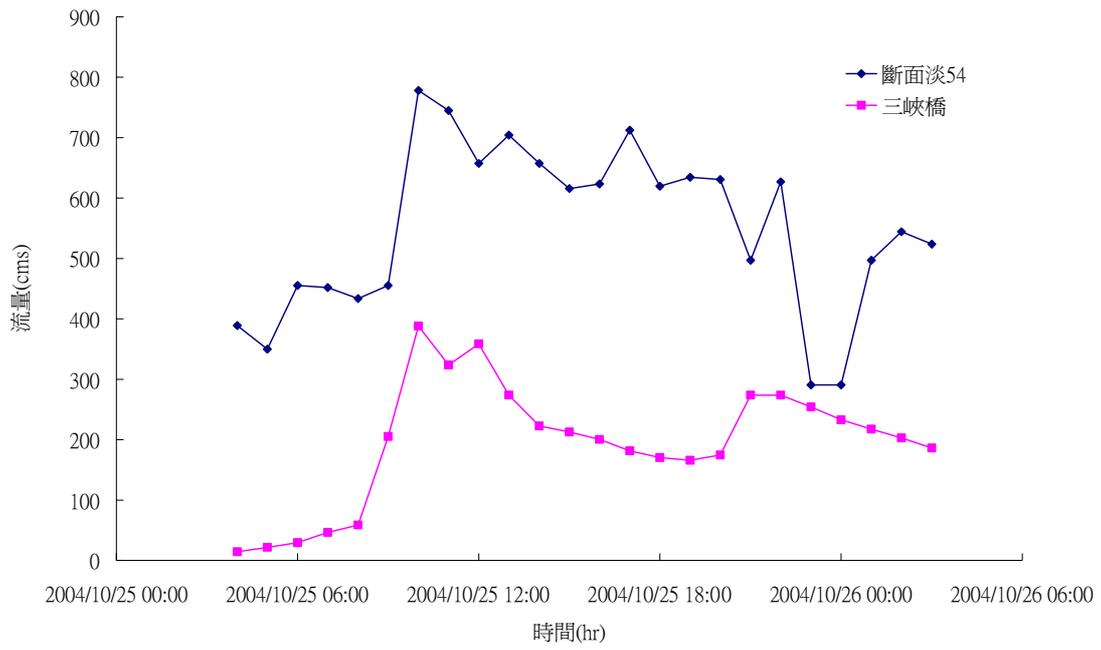


圖 5.22 那坦颱風上游流量歷線

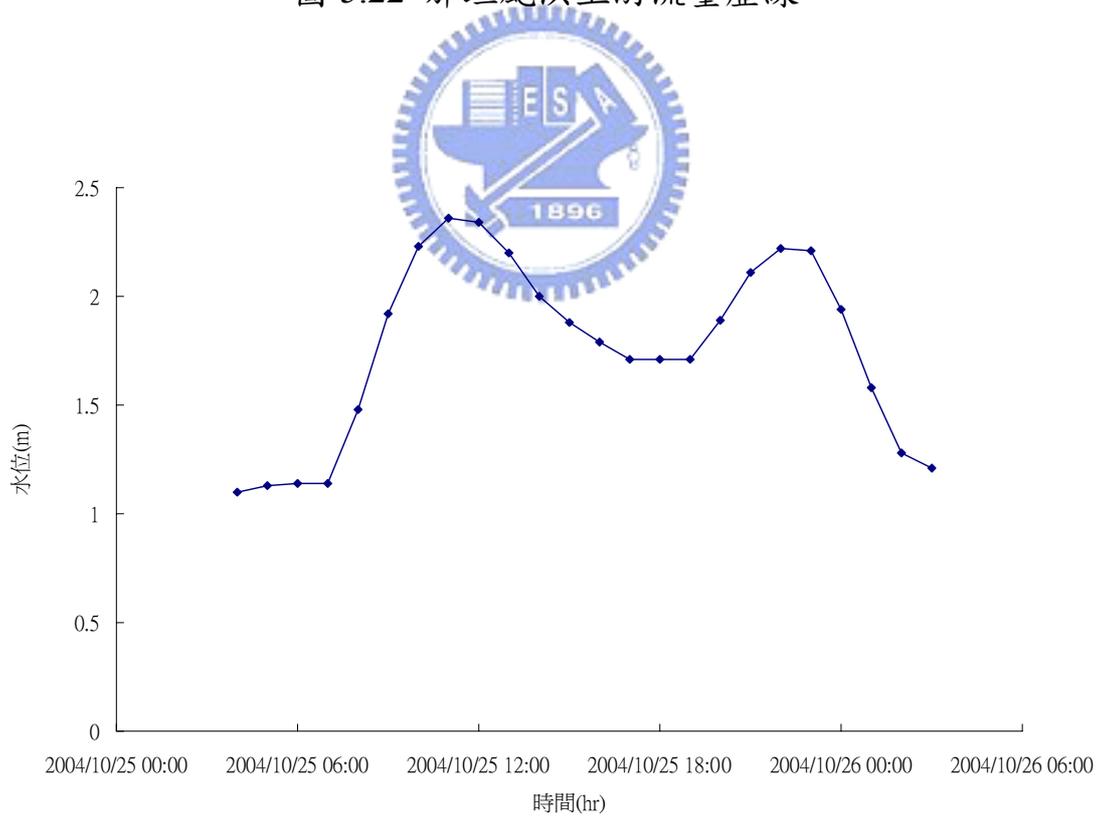


圖 5.23 那坦颱風下游水位歷線

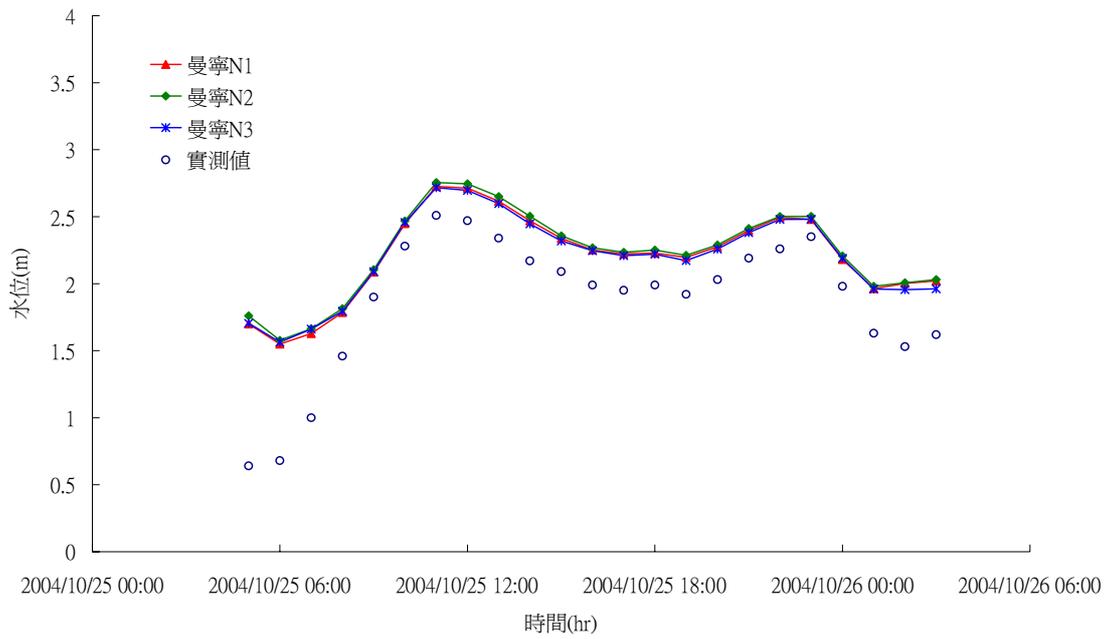


圖 5.24 那坦颱風新海橋水位歷線比較

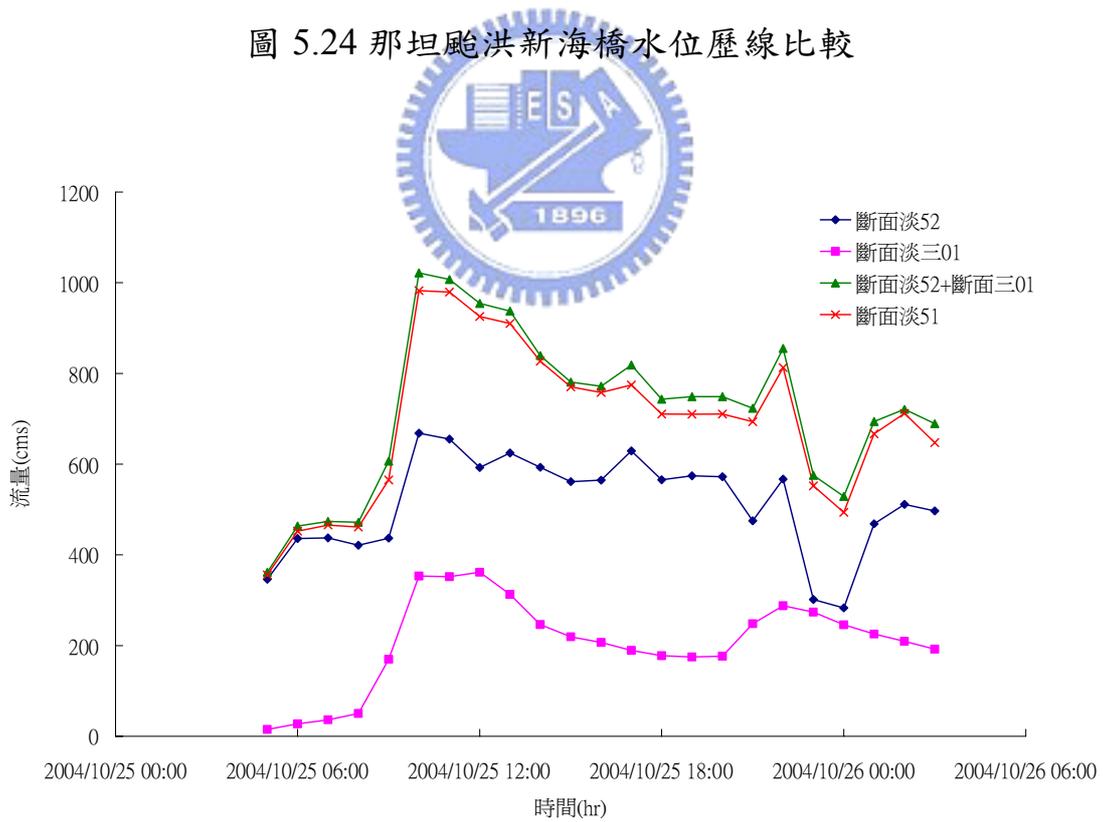


圖 5.25 那坦颱風斷面淡 52、斷面淡 51 及斷面三 01 之流量歷線

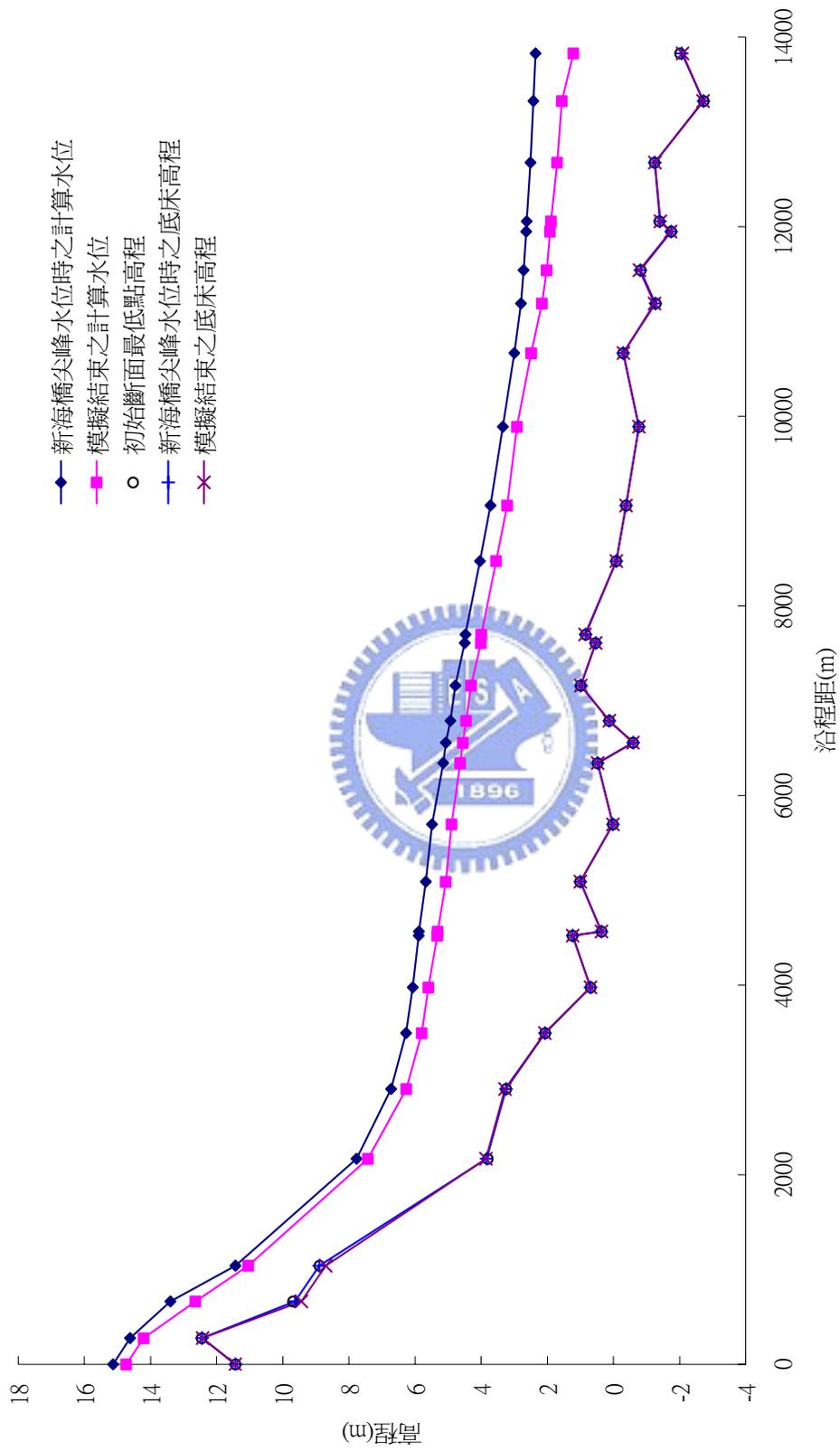


圖 5.26 那坦颯洪大漢溪水位及底床高程沿程之變化

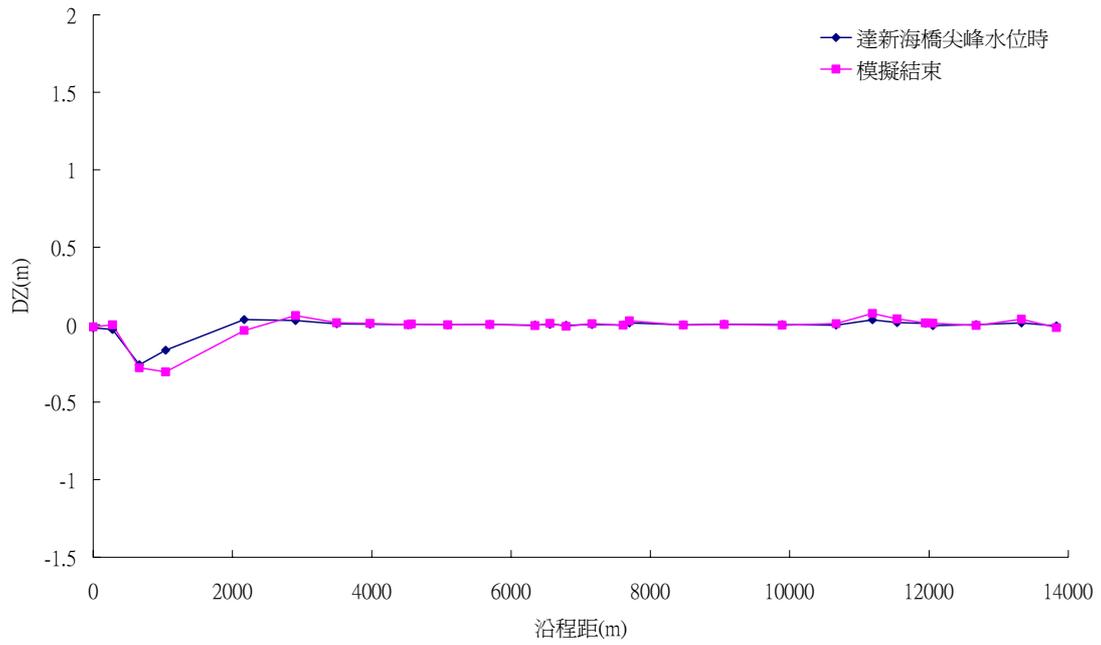


圖 5.27 那坦颱風大漢溪底床沖淤沿程之變化

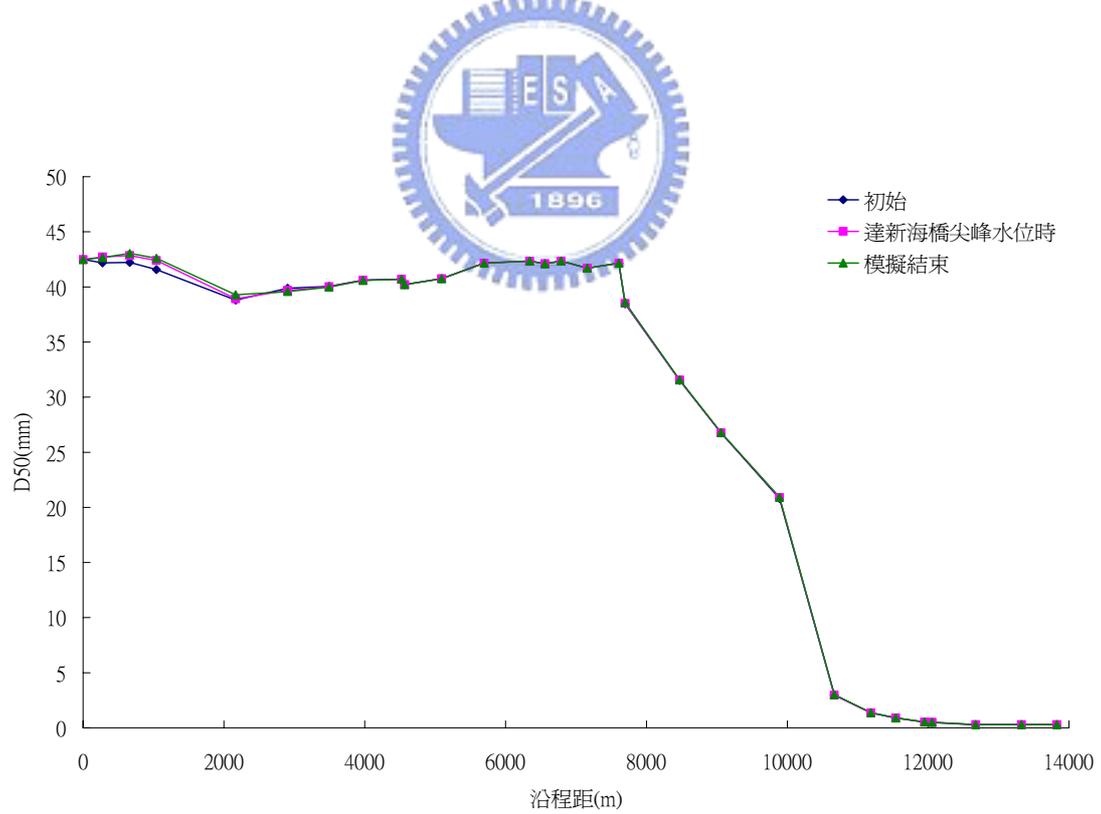


圖 5.28 那坦颱風大漢溪中值粒徑沿程之變化

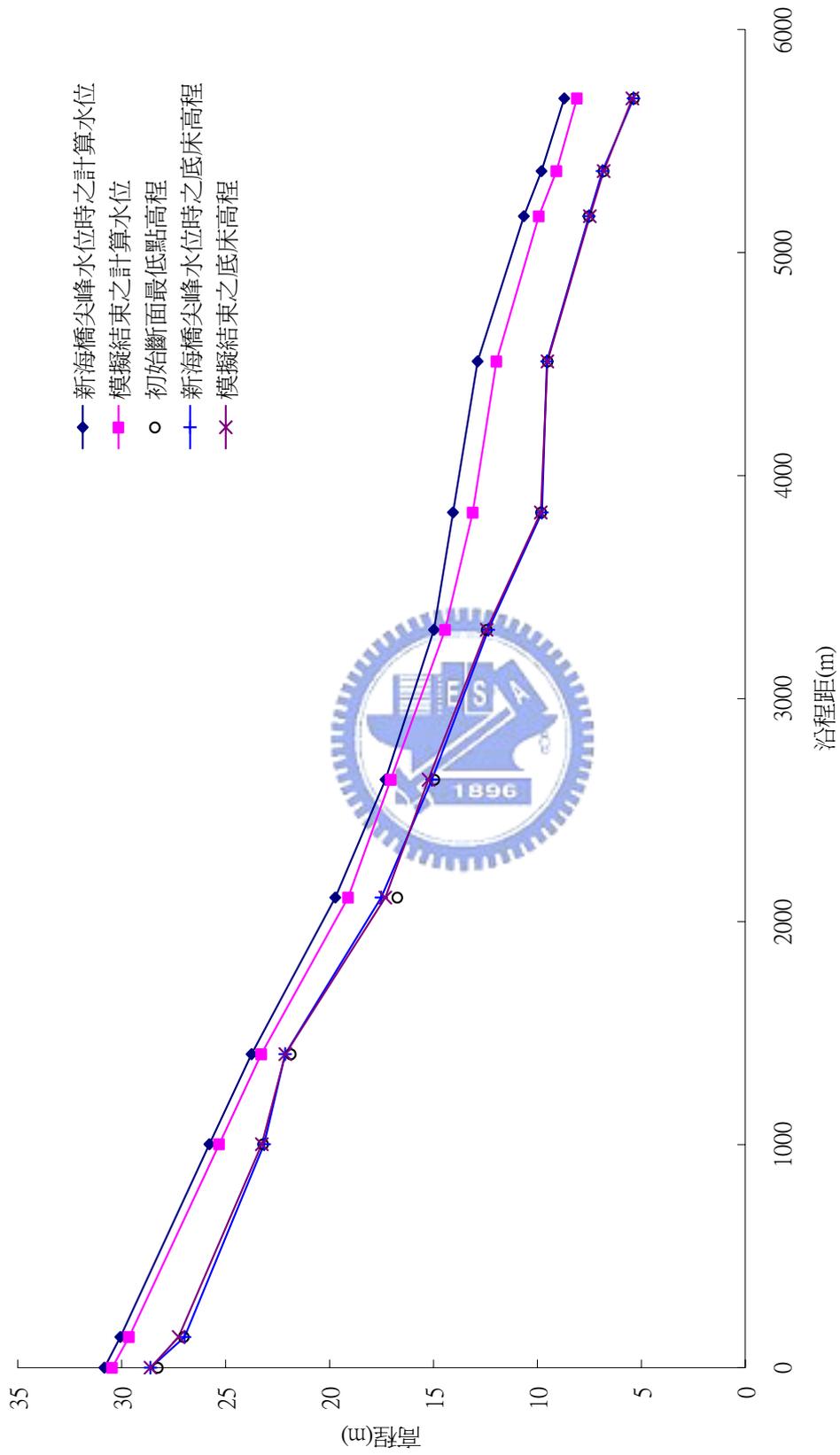


圖 5.29 那坦颱洪三峽河水位及底床高程沿程之變化

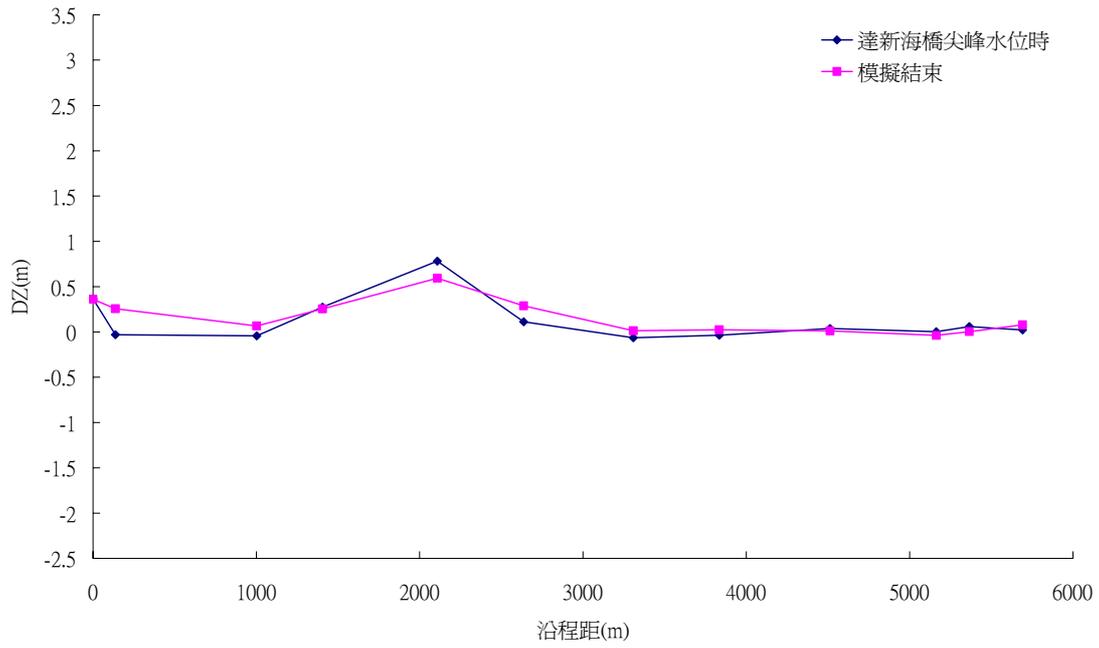


圖 5.30 那坦颱風三峽河底床沖淤沿程之變化

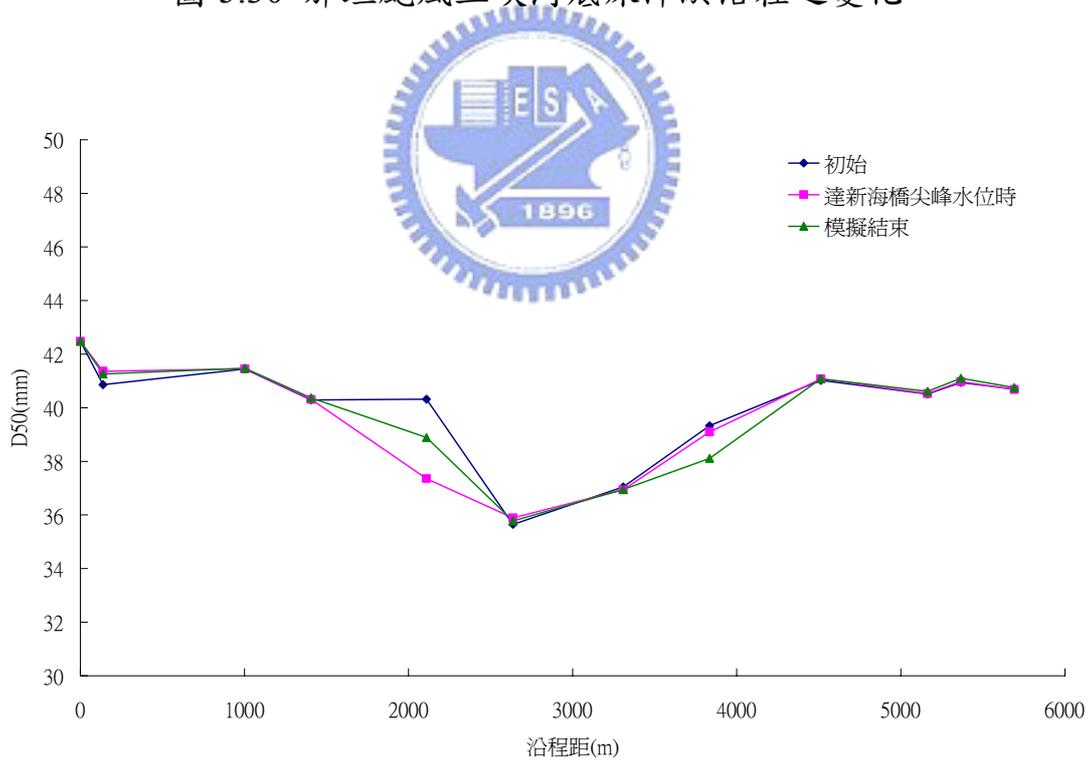


圖 5.31 那坦颱風三峽河中值粒徑沿程之變化

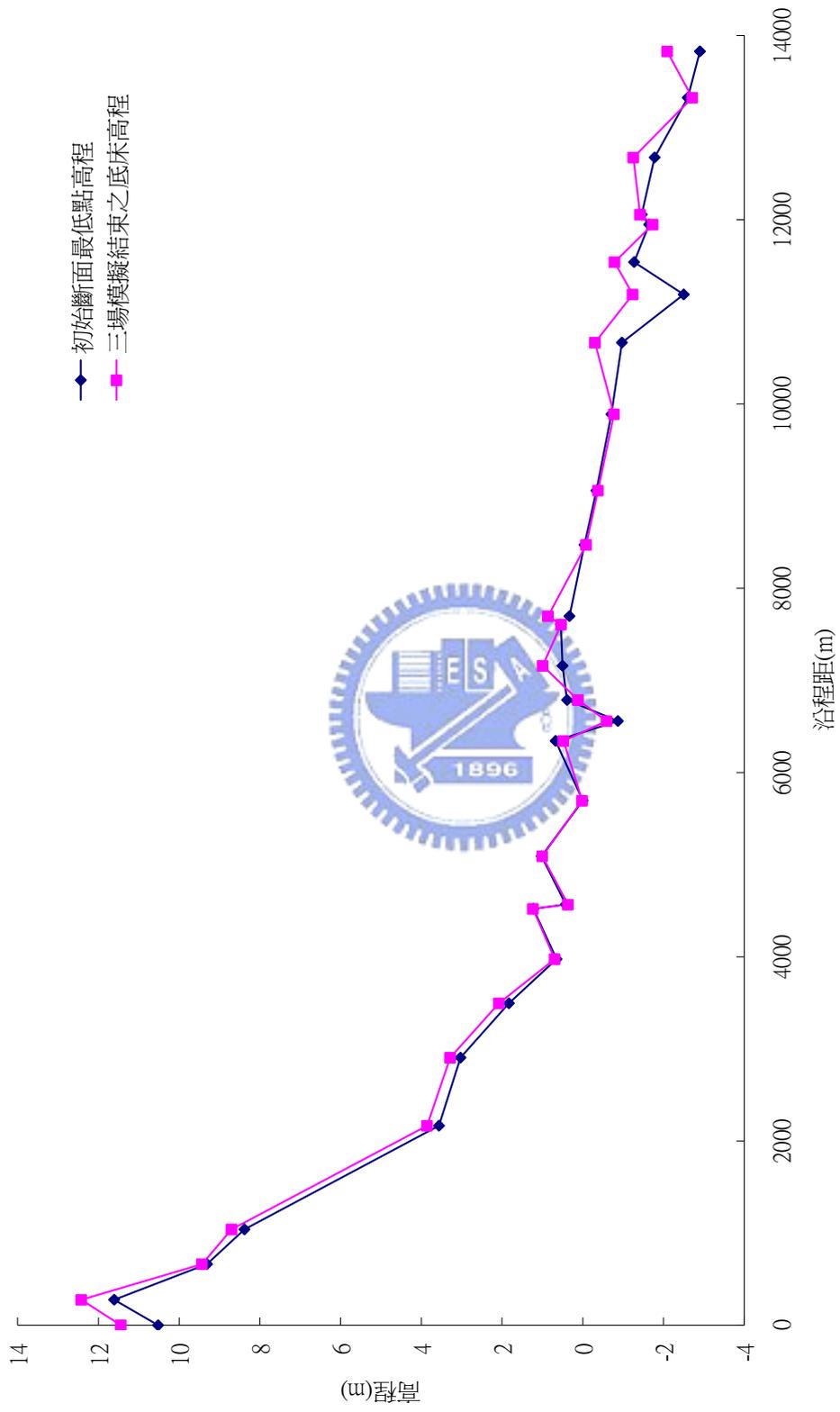


圖 5.3.2 三場颱風模擬結束後大漢溪底床與原始底床高程