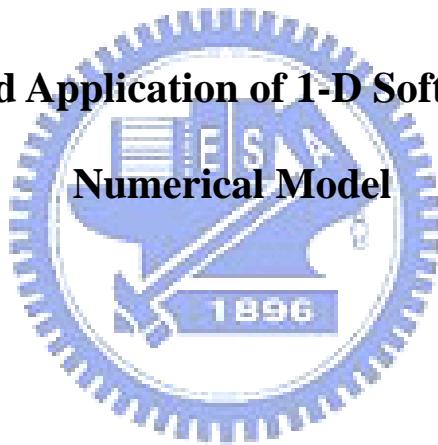


國 立 交 通 大 學
土木工程學系
碩士論文

一維軟弱岩盤河道侵蝕數值模式之研發與應用

Development and Application of 1-D Soft Bedrock Incision



學生：劉柏傑

指導教授：葉克家 博士

中華民國九十八年八月

軟弱岩盤河道侵蝕數值模式之研發與應用

學生：劉柏傑

指導教授：葉克家

國立交通大學土木工程學系

摘要

國內目前對於河道沖蝕問題之探討，多侷限於沖積層河道，缺乏對岩石河床、岩石河岸之數模研究。當岩床或岩岸屬地質年代較年輕之岩層或弱面較發達之岩體，河道沖蝕問題往往甚為嚴重。國外對於岩床之沖蝕機制已累積不少成果，但實際將岩床沖蝕機制與河道動床數模整合者鮮少，目前常見一維動床數模如 HEC-6、GSTARS、NETSTARS、CCHE1D 等，皆尚未有軟岩侵蝕模擬之功能。

本研究藉由現有軟岩河道侵蝕模型，建構軟岩河道沖蝕模組，包括水力沖蝕與泥砂磨蝕兩種機制，由侵蝕模組計算獲得軟岩河床之侵蝕率與侵蝕量，結合 EFA 動床模式，建構具有可模擬軟岩侵蝕特性之一維動床數模。

本研究以假設案例測試軟岩侵蝕模組是否符合真實之物理特性，同時選取台灣大安溪為應用對象，以不同年份斷面資料進行檢定驗證，結果顯示 EFA 動床模式在結合軟岩河道侵蝕模組後，對於具有軟岩河床侵蝕特性之河川，可有良好河道變遷趨勢上之模擬預測。

關鍵字：軟岩侵蝕，有限解析法、數值模式、大安溪

Development and Application of 1-D Soft Bedrock Incision Numerical Model

Student: Po-Chieh Liu

Advisor: Keh-Chia Yeh

Institute of Civil Engineering
National Chiao Tung University

Abstract

In the present numerical study on channel migration, discussion and handling with incision of river course is mostly limited to alluvium rivers, lacking research for rock bed and banks. River incision is severe when rock bed and banks are young rock strata or well developed joints. There are many achievements with erosion mechanisms of rock beds, but integration of erosion mechanisms with numerical models is few. Commonly seen numerical models like HEC-6, GSTARS, NETSTARS, and CCHE1D, do not have the capability to simulate soft bedrock erosion.

This study relies on the development of soft bedrock river incision module, which include hydraulic scouring and sediment abrasion mechanisms. Soft bedrock incision module calculates soft bedrock incision rate and capacity. Combing the incision mechanisms with the EFA1D, a one dimensional numerical is developed to simulate soft bedrock incision phenomenon.

This study first tests the physical factuality of soft bedrock incision model with fictitious cases. Furthermore, Ta-An River in Taiwan is selected as the study reach, and the cross sections measured in different years are used for the model calibration and validation. Simulation results show that river migration tendency can be well predicted after combining the soft bedrock incision module.

Keywords: *Soft bedrock incision, EFA, numerical model, Ta-An River*

謝誌

本文承蒙吾師葉克家教授於研究期間不厭其煩地細心指導與諄諄教誨，得以順利完成，在此致上最誠摯的謝意。亦感謝口試委員國立成功大學蔡長泰教授、聯合大學理工學院院長許銘熙教授及國家高速網路與計算中心蔡惠峰博士之細心匡正與建議，使得本論文德以更趨完整。

感謝仲達、昇學、仁凱、詩廷、佑民學長以及曉萍學姊在研究與生活上之指導與照顧；感謝好友冠暉、宇翔、歆淳、振家、銓謐、俊宏的砥礪與扶持；感謝學弟們明儒、新詠、浚騰、靜宜的幫助與關心。因為有大家的參與，使我的研究生活多采多姿，永生難忘。

最後，僅將此拙作獻給我親愛的家人，感謝你們不斷地支持與鼓勵，使我求學的路上能無後顧之憂，才能成功的跨出這一步，謝謝你們。

目錄

| | |
|---|-----|
| 摘要 | I |
| Abstract | II |
| 誌謝 | III |
| 目錄 | IV |
| 表目錄 | VI |
| 圖目錄 | VII |
| 第一章 緒論 | 1 |
| 1-1 研究動機 | 1 |
| 1-2 研究目的 | 2 |
| 1-3 研究方法與流程 | 2 |
| 第二章 文獻回顧 | 4 |
| 2-1 岩床河道定義及特性 | 5 |
| 2-2 岩床河道侵蝕模式 | 7 |
| 2-3 岩床河道侵蝕速率之預測 | 9 |
| 2-3-1 顆粒沖擊效應 (Foley, 1980) | 9 |
| 2-3-2 剪應力效應 (Howard ad Kerby, 1983) | 10 |
| 2-3-3 剪應力效應 (Seidl and Dietrich, 1992) | 11 |
| 2-3-4 泥砂磨蝕效應 (Sklar and Dietrich, 1998) | 12 |
| 2-3-5 水力沖蝕效應 (Annandale, 1995) | 14 |
| 2-3-6 外在環境變動效應 (程紹平等 2004) | 15 |
| 2-3-7 瀑布侵蝕效應 (Yuichi et al. 2007) | 16 |
| 2-3-8 文獻回顧總結 | 17 |
| 2-4 軟岩河道沖淤數模簡介 | 18 |
| 第三章 模式理論基礎 | 20 |
| 3-1 顯式有限解析法模式理論 | 20 |
| 3-1-1 水理控制方程式 | 21 |
| 3-1-2 輸砂控制方程式 | 22 |
| 3-2 顯式有限解析法模式數值方法 | 24 |
| 3-2-1 水理方程式之數值方法 | 24 |
| 3-2-2 輸砂方程式之數值方法 | 26 |
| 3-3 軟岩侵蝕模組模式理論 | 30 |
| 3-3-1 水力沖蝕模式理論 | 31 |
| 3-3-2 泥砂磨蝕模式理論 | 34 |
| 3-4 軟岩侵蝕模組數值方法 | 36 |
| 第四章 模式檢定與敏感度分析 | 38 |
| 4-1 實驗室案例之檢定驗證 | 38 |

| | |
|------------------------------|-----|
| 4-2 軟岩侵蝕案例說明與參數設定 | 42 |
| 4-3 模擬結果與分析 | 43 |
| 4-4 軟岩侵蝕模組敏感度測試與分析 | 45 |
| 4-4-1 敏感度測試條件 | 45 |
| 4-4-2 敏感度測試分析 | 46 |
| 第五章 現場案例模擬分析 | 48 |
| 5-1 現場案例簡介與參數設定 | 48 |
| 5-1-1 流域概述 | 48 |
| 5-1-2 模擬範圍 | 49 |
| 5-1-3 模擬所需參數 | 50 |
| 5-2 模擬結果與分析 | 55 |
| 5-2-1 檢定案例 | 55 |
| 5-2-2 驗證案例 | 56 |
| 5-2-3 軟岩侵蝕模組分析 | 57 |
| 第六章 結論與建議 | 59 |
| 6-1 結論 | 59 |
| 6-2 建議 | 60 |
| 參考文獻 | 62 |
| 附錄 運動波-地貌瞬時單位歷線模式簡介與應用 | 111 |



表 目 錄

| | |
|---|----|
| 表 2- 1 岩石材料強度表(摘錄自 Annandale, 1995) | 66 |
| 表 2- 2 參考場址模式輸入及輸出值(摘錄自 Sklar and Dietrich, 2004) | 67 |
| 表 4- 1 各案例上游入流量與下游水位條件 | 72 |
| 表 4- 2 敏感度測試最大沖刷深度結果 | 73 |
| 表 5- 1 大安溪大斷面資料彙整 | 74 |
| 表 5- 2 模擬範圍之斷面樁號與曼寧 n 值 | 75 |
| 表 5- 3 大安溪各斷面河床質粒徑分組重量累積百分比 | 76 |
| 表 5- 4 沖蝕指數 K_h 參數表 | 77 |

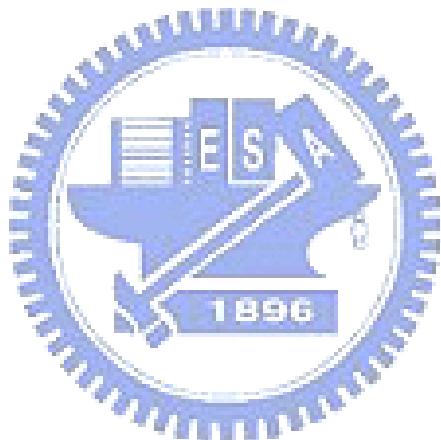


圖 目 錄

| | |
|---|----|
| 圖 2- 2 Bieniawski 岩石強度分類法 (摘錄自 Bieniawski, 1984)..... | 78 |
| 圖 2- 3 河道縱向演變的兩種型態(摘錄自 Seidl and Dietroch, 1992)..... | 78 |
| 圖 2- 4 岩床侵蝕的磨蝕機制示意圖(摘錄自 Whipple et al., 2000)..... | 79 |
| 圖 2- 5 岩床侵蝕的抽離機制示意圖(摘錄自 Whipple et al., 2000)..... | 79 |
| 圖 2- 6 Foley 河床載侵蝕模型概念圖(摘錄自 Foley, 1980)..... | 80 |
| 圖 2- 7 岩床侵蝕率與無床質供應量關係，粗實現為參考場址狀況 (摘錄自 Sklar and Dietrich, 2004)..... | 80 |
| 圖 2- 8 岩床侵蝕率與無因次相對剪應力關係，粗實線為參考場址狀況 (摘錄自 Sklar and Dietrich, 2004)..... | 81 |
| 圖 2- 9 岩床侵蝕率與河床質粒徑關係，粗實線為參考場址狀況 (摘錄自 Sklar and Dietrich, 2004)..... | 81 |
| 圖 2- 10 可侵蝕程度臨界線(摘錄自 Annandale, 1995) | 82 |
| 圖 3- 1 泥砂傳輸之示意圖 | 82 |
| 圖 3- 2 懸浮泥砂之移流特性軌跡 | 83 |
| 圖 4- 1 模型佈置圖(摘錄自 Suryanarayana 1969)..... | 84 |
| 圖 4- 2 非均質粒徑分布曲線圖(摘錄自 Suryanarayana 1969)..... | 85 |
| 圖 4- 3 Run21 淤積案例($t=1\text{hr}$) | 86 |
| 圖 4- 4 Run21 淤積案例($t=2.5\text{hr}$) | 86 |
| 圖 4- 5 Run21 淤積案例($t=4.5\text{hr}$) | 87 |
| 圖 4- 6 Run21 淤積案例($t=7\text{hr}$) | 87 |
| 圖 4- 7 Run21 淤積案例($t=10\text{hr}$) | 88 |
| 圖 4- 8 Run22 沖刷案例($t=1.5\text{hr}$) | 88 |
| 圖 4- 9 Run22 沖刷案例($t=4\text{hr}$) | 89 |
| 圖 4- 10 Run22 沖刷案例($t=10\text{hr}$) | 89 |
| 圖 4- 11 Run25 淤積案例($t=1.5\text{hr}$) | 90 |
| 圖 4- 12 Run25 淤積案例($t=3\text{hr}$) | 90 |
| 圖 4- 13 Run25 淤積案例($t=5\text{hr}$) | 91 |
| 圖 4- 14 Run25 淤積案例($t=7\text{hr}$) | 91 |
| 圖 4- 15 Run25 淤積案例($t=9\text{hr}$) | 92 |
| 圖 4- 16 Run26 沖刷案例($t=1.2\text{hr}$) | 92 |
| 圖 4- 17 Run26 沖刷案例($t=3.25\text{hr}$) | 93 |
| 圖 4- 18 Run26 沖刷案例($t=6\text{hr}$) | 93 |
| 圖 4- 19 Run26 沖刷案例($t=10\text{hr}$) | 94 |
| 圖 4- 20 Run14 沖刷案例($t=1.9\text{hr}$) | 94 |
| 圖 4- 21 Run14 沖刷案例($t=6.67\text{hr}$) | 95 |
| 圖 4- 22 Run14 沖刷案例($t=12.67\text{hr}$) | 95 |

| | |
|---|-----|
| 圖 4- 23 測試案例渠道底床高程沿程變化 | 96 |
| 圖 4- 24 測試案例渠道水力沖蝕模擬結果高程沿程變化 | 96 |
| 圖 4- 25 測試案例渠道泥砂磨蝕模擬結果高程延程變化 | 97 |
| 圖 4- 26 測試案例渠道水力沖蝕各模擬時程底床沖淤變化圖 | 97 |
| 圖 4- 27 測試案例渠道泥砂磨蝕各模擬時程底床沖淤變化圖 | 98 |
| 圖 4- 28 測試案例渠道沖蝕指數 K_h 變動模擬底床沖淤變化圖 | 98 |
| 圖 4- 29 測試案例渠道粗糙高度 k_s 變動模擬底床沖淤變化圖 | 99 |
| 圖 4- 30 測試案例渠道軟岩彈性模數 Y 變動模擬底床沖淤變化圖 | 99 |
| 圖 4- 31 測試案例渠道軟岩張力強度 σ_T 變動模擬底床沖淤變化圖 | 100 |
| 圖 4- 32 敏感度分析結果圖 | 100 |
| 圖 5- 1 大安溪劇烈沖蝕河段照片 | 101 |
| 圖 5- 2 模擬範圍流域示意圖(含各流量水位測站位置) | 102 |
| 圖 5- 3 流量-含砂量濃度率定曲線 | 102 |
| 圖 5- 4 斷面 44 各分區岩性示意圖 (摘自軟弱岩床具列沖蝕河段沖蝕行為之探討—以大安溪為例) | 103 |
| 圖 5- 5 斷面 44.1 各分區岩性示意圖 (摘自軟弱岩床具列沖蝕河段沖蝕行為之探討—以大安溪為例) | 103 |
| 圖 5- 6 斷面 45 各分區岩性示意圖 (摘自軟弱岩床具列沖蝕河段沖蝕行為之探討—以大安溪為例) | 104 |
| 圖 5- 7 現場檢定案例上游流量歷線(雙崎站) | 104 |
| 圖 5- 8 現場檢定案例下游水位歷線(義里橋) | 105 |
| 圖 5- 9 現場檢定案例底床高程沿程變化(斷面 25~42) | 105 |
| 圖 5- 10 現場檢定案例底床高程沿程變化(斷面 43~56) | 106 |
| 圖 5- 11 現場檢定案例實測值與模擬值之底床高程差比較 | 106 |
| 圖 5- 12 現場驗證案例上游流量歷線(雙崎站) | 107 |
| 圖 5- 13 現場驗證案例下游水位歷線(義里橋) | 107 |
| 圖 5- 14 現場驗證案例底床高程沿程變化(斷面 25~42) | 108 |
| 圖 5- 15 現場檢定案例底床高程沿程變化(斷面 43~56) | 108 |
| 圖 5- 16 現場驗證案例實測值與模擬值之底床高程差比較 | 109 |
| 圖 5- 17 現場檢定案例軟岩模組開啟與否比較圖 | 109 |
| 圖 5- 18 現場驗證案例軟岩模組開啟與否比較圖 | 110 |

符號說明

- A : 通水斷面積
- B : 渠道寬
- C_k : 粒徑 k 之懸浮質濃度
- D : 代表粒徑
- E_1 : 軟岩河床水力沖蝕速率
- E_2 : 軟岩磨蝕速率
- E_m : 作用層厚度
- G : 重力加速度
- H : 水深
- J_s : 地盤構造條件
- K_b : 顆粒/塊體尺寸
- K_d : 弱面/或顆粒間之抗剪強度
- K_h : 沖蝕指數
- K_p : 無因次沖蝕係數
- k_s : 相對粗糙高度
- k_v : 軟岩強度參數
- L_s : 泥砂顆粒躍動長度
- M_s : 為材料強度
- n : 曼寧糙度係數
- p : 孔隙率
- P_{crit} : 臨界流功
- Q : 流量
- Q_{bk} : 粒徑 k 之河床載通量
- q_s : 懸浮載單寬通量



q_l : 單位渠長之支流測流量

R : 水力半徑

S : 砂比重

S_f : 磨擦坡降

S_k : 粒徑 k 之懸浮載源項

S_{ak} : 粒徑 k 於作用層底部源項

T : 時間

u : 水體速度

u_* : 河床剪力速度

w_s : 泥砂顆粒之衝擊速度

x : 主流方向之距離

Y : 軟岩彈性模數

Z : 水位

Z_b : 底床高程

β_w : 動量較正係數

β_k : 粒徑 k 之百分組成

ρ : 流體密度

σ_T : 軟岩張力強度

τ : 作用於軟岩河床之剪應力

τ_c : 軟岩河床之臨界剪應力



第一章 緒論

1-1 研究動機

由於自然環境變遷或人為因素影響，台灣一些主要河川已有部分河段出現嚴重河床侵蝕下切現象。促使河道侵蝕行為加劇因素包括自然環境變化及人為開發利用影響，例如車籠埔斷層抬升使大安溪、大甲溪等部分河道產生嚴重之侵蝕下切現象，八掌溪、濁水溪、頭前溪等部分河道上因水利設施、跨河構造物等，亦形成河道嚴重侵蝕下切現象。河床面快速降低與河谷地形持續變化對於河川治理有相當大之衝擊，諸如堤防及橋墩基礎裸露破壞、取水工程功能之喪失等工程上之危機，均是未來所必須面對的問題。



國內目前對於河道侵蝕問題之探討，多侷限於沖積層河道，缺乏對岩石河床、岩石河岸之數模研究。當岩床或岩岸屬地質年代較年輕之岩層或弱面較發達之岩體，河道侵蝕問題往往甚為嚴重。近年來，國內對於河床侵蝕或下切造成工程上的不良影響都有所體認，亦加以探討及處理，但未對岩床侵蝕機制進行詳細探討及評估其影響。因此本研究以探討軟岩侵蝕機制之特性，與侵蝕機制對河道變遷之影響為研究主軸。

1-2 研究目的

軟岩侵蝕所造成河川水流特性劇變致使河工構造物無法安全使用，甚至損壞等河防安全問題，仍需透過相關模型試驗分析以及數值模式模擬作為預測與防範之用，但模型試驗分析往往需耗費大量時間、人力與經費，而數值模式則不需大量時間與人力即能快速提供相近於模型試驗分析之結果，因此本研究以研發軟岩侵蝕數值模式為主要研究方向。

本研究研發一可模擬軟岩侵蝕之數值模式，結合一維顯式有限解析法(explicit finite analytic method, EFA)動床模式，使其具有可同時模擬一般沖積層河道及軟岩河道侵蝕之功能，此外，透過敏感度分析探討不同軟岩侵蝕機制參數之特性，以利於未來模式之模擬應用。

1-3 研究方法與流程

本研究引用 Annandale (2006)提出之水力沖蝕機制以及 Sklar and Dietrich (2004)提出之泥砂磨蝕機制，建構軟岩河道侵蝕模組，由軟岩河道侵蝕模組計算可獲得軟岩河床之侵蝕率與侵蝕量，結合 EFA 一維顯式有限解析法動床數值模式，建置具有可模擬軟岩侵蝕特性之動床數值模式。另外，再以一假設實驗渠道進行模擬，探討軟岩侵蝕模組中不同參數之敏感度特性及驗證物理現象之合理性，最後則以大

安溪之現場案例進行模擬應用。



第二章 文獻回顧

本研究主要為探討於河道中軟岩(soft bedrock)對於河道變遷之影響，依據國際岩石力學學會(ISRM)對軟岩之定義，軟岩為單壓強度介於 0.5~25 MPa 之岩體，國內泥岩、砂岩、頁岩、片岩、板岩大都可歸類於軟岩。軟岩除強度較低之特性外，尚有膠結不良、高孔隙率、變形性大、具潛變現象與異相性等特性。前述軟岩特性僅於文字上敘述，在定義上較為模糊，由 Bieniawski (1984)所提出依材料強度分類法，如圖 2-1 所示，則由簡單的岩石強度判斷分類則更將能明確定義。但各學者由岩石強度提出之軟岩標準並不相同，所以本研究定義之軟岩除參考此岩石強為標準外，另以 Annandale (1995)文獻中所提出之材料強參數為參考依據，如表 2-1 所示，並輔以現地觀測等試驗，作為岩石分類依據。

探討岩石侵蝕相關文獻最早可追溯至地質學之父 James Hutton 提出之岩石循環理論，他認為水為塑造地表大部分區域地形變化之主要影響因素，藉由侵蝕與堆積行為改變原有之地貌，此概念被 Montgomery 延伸應用於河川發展過程之研究(Howard et al., 1994；Seidl and Dietrich, 1992)。

Montgomery et al. (1993)認為河川之發展過程為複雜之水土互動平衡結果，水藉由位能轉換為動能產生流動並消耗於河道，造成河床

泥砂等材料沉降或運移，此變化是河道產生變化最主要之動力來源。

Montgomery et al.認為河道局部輸砂能力 q_c (local transport capacity) 與來自上游及河岸之輸砂量 q_s (bedload sediment supply)，影響河道之沖淤特性分佈，岩床河段為區域輸砂能力超過輸砂量，而沖積河段則顯示輸砂量高於區域輸砂能力或兩者平衡之狀態。Howard et al. (1994) 以 Montgomery et al. 之研究為基礎，對河道型態、產生原因及空間上之分佈特性詳細探討，並將自然河道區分為細粒沖積河床、粗粒沖積河床、岩石河床及沖積-岩石混合河床等。

Gilbert (1877)首先提出岩石下切速率之假說，他認為最主要影響因素包括岩石抵抗能力、河川坡降、流量及泥砂供應量等，此假說之概念被 Howard 等學者應用發展於推估岩石河床速率之模式，其後學者根據 Gilbert 假說之概念與前述岩石河床定義與特性相結合，陸續發展出岩床河道侵蝕速率模式。關於岩床河道定義、特性與相關岩床河道侵蝕模式分述如下。

2-1 岩床河道定義及特性

廣義上來說，岩床可以是任何具有凝聚性(cohesive)及阻抗性(resistant)之材質，例如膠結沖積物或卵粒石、或是第三紀及第四紀黏土，這些材料行為特性均可以類比於岩石。

Tinkler and Wohl (1998)曾對岩床河道定義如下：整個河段沿線大多均有岩床出露，或僅有極薄沖積層覆蓋，在高流量時此沖積層絕大部分均會移動，位於底部岩床之幾何形狀對於水流特性及輸砂行為佔有最重要之影響。

岩床河道許多特性均與沖積河床或礫石河床不同，Tinkler and Wohl (1998)提出以下五點岩床河道所具有之特性，包括：

1. 坡降 (gradient)：岩床河道之坡降常大於沖積河道之坡降；只有在岩石之傾角正好接近水平時，才可能在局部區域有坡降較平緩之狀況。
2. 變化 (change)：地形改變為單一方向性，岩石於岩床中移除後，將降低該點以上之侵蝕基準面(base level)。
3. 變異性 (variability)：沿著岩床河道觀察到之水力特性變化，通常可以反映底床材料在岩性上或構造上之變化。由於岩石變化通常都很緩慢，岩床系統可以累積變化，岩石外觀即為長時間之累積變化下之結果。
4. 阻抗能力 (resistance)：岩石對水流之阻抗能力隨著岩性不同而改變，在岩石構造不發達時，岩性為主要影響因素；在構造發達之水平岩層與厚層岩石，節理面等位態將影響水流對

岩石之侵蝕行為。

5. 岩性 (lithology)：岩性差異將造成不同河道外觀，如層面發達之水平岩層與厚層岩石，河道剖面形狀與河道型態均有明顯之差異。

Turowski et al. (2008)認為 Tinkler and Wohl (1998)等提出河道之分類方式，應用於河道研究時，不論藉由現地觀測或是航拍圖觀察均無法有效區分岩床河道與沖積河道。因此提出以河川斷面變化特性為判斷基礎，作為分類岩床河道之方式，其定義如下：若河道斷面無法以侵蝕岩床區域之外的方式增加河道斷面寬度、深度或是深槽變化等河道變遷特性，則稱之為岩床河道。

此分類方式較先前 Tinkler and Wohl (1998)等提出之分類方式簡便，更易應用於現地觀察區分河道，在對岩床河道越趨複雜及深入之研究下，較能釐清與沖積河道不同之特性。

2-2 岩床河道侵蝕模式

岩床下切行為提供地殼構造及地形演變間之鏈節，岩床下切速率決定地形演變之速率。Hancock et al. (1998)由現地河道對於硬岩(hard rock)的觀察，歸納主要之侵蝕行為包括磨蝕(abrasion)、採石(quarrying)，而穴蝕(capitation)則需在異常之高流速下才可能產生。

Seidl and Dietrich (1992)以假設兩種侵蝕現象的示意圖來說明岩床河道在縱向上的變化，圖 2- 2(上)是由遷急點逐漸向上游傳遞所造成，圖 2- 2(下)不同於遷急點的傳遞，主要是由垂直於河道方向的侵蝕行為所造成，如磨蝕作用。

Whipple et al. (2000)將侵蝕行為區分為磨蝕(abrasion)、抽離(plucking)、及穴蝕(cavitation)等三種，並以示意圖說明磨蝕、抽離機制。圖 2- 3 為磨蝕機制示意圖，凸起岩床面前緣受到床質顆粒沖擊而發生侵蝕，水流受到岩床面凸起的擾動，於其後產生紊流，造成壺穴化(pothing)的侵蝕。



圖 2- 4 為抽離機制示意圖，經由現地觀察及考量水流輸砂行為，要使部分節理切割岩塊鬆動破裂並產生抽離機制侵蝕，至少包含四種可能相關機制，其分述如下：

1. 沿著節理面進行物理性或化學性風化。
2. 水力楔型 (hydraulic wedging)，砂、卵岩或礫石經由水流擠入楔型開口內，而使得開口破裂並逐漸延伸。
3. 大型塊石由水流帶動沖擊岩石面，瞬時之高動量傳遞造成不均勻之應力作用，而使得垂直向及水平向之裂隙逐漸地延伸與發展。

4. 由紊流造成之瞬時水壓擾動，造成裂隙發展。

2-3 岩床河道侵蝕速率之預測

2-3-1 顆粒沖擊效應 (Foley, 1980)

Bitter (1963a、1963b) 分析砂粒沖擊表面所造成的磨蝕效應，區分為低角度沖擊之切割行為，以及高角度沖擊之疲勞性破裂行為。Foley 將此研究應用於小區域河床面之河床載侵蝕模型 (bed-load abrasion model)，其概念如圖 2-5 所示，於單位河寬河床載傳輸率作用下，由顆粒沖擊所造成之總侵蝕率 Y_t 可表示成：

$$Y_t = Y_d + Y_c \quad (2-1)$$

其中，由高角度沖擊造成的變形磨損侵蝕率 Y_d 為

$$Y_d = \frac{1}{2} \frac{g_s}{\lambda} \frac{(v - K)^2}{\varepsilon} \quad (2-2)$$

由切割磨損所造成的侵蝕率 Y_c 為

$$Y_c = 2 \frac{g_s}{\lambda} \frac{C(v - K)^2}{v^{1/2}} \left[\frac{U(v - K)^2 \xi}{v^{1/2}} \right] \quad (2-3)$$

圖 2-5 及上二式中， d 為河床載顆粒之粒徑， g_s 為單位河寬河床載傳輸率，顆粒跳動高度為 n 倍粒徑， λ 為顆粒跳動長度， v 為垂直向速度， U 為水平向速度， ε 與 ξ 分別是由變形及切割磨損單位岩床體積

所需的能量， K 為顆粒及岩床楊氏模數、顆粒密度、岩床彈性載重極限值、顆粒及岩床普松比、及顆粒粒徑的函數， C 為公式係數。

2-3-2 剪應力效應 (Howard ad Kerby, 1983)

地形演變為相當長時間尺度之累積影響，對於人類時間尺度而言，相當難以去做量測。自然或人為所造成之惡地地形(badland landscapes)在缺乏植被保護及其軟弱岩性之本質下，可以是一個代表自然界大型系統之縮影，保留了大型系統之許多特性。

基於對兩個惡地地形長達十五年之觀察，透過地形資料之統計分析，Howard and Kerby 認為岩床河道下切速率隨剪應力而增加，所以侵蝕速率是河道坡降 S 及集水面積 A_D 的增函數，表示如下：

$$\frac{dz}{dt} = KA_D^m S^n \quad (2-4)$$

Howard and Kerby 以最小平方法迴歸估計常數 K 為-0.11，指數 m 為 0.11，指數 n 為 0.68。

Howard (1994) 將前期之模式歸類為傳輸限制型模式(transport-limited model)，此種模式應用於模擬集水區地形演變時，通常會高估實際之傳輸率，透過現地觀察，植生之根莖葉、岩層或風化土層之凝聚力均有保護地表及抗侵蝕之能力，因此對於集水區之演變模型，應採用分離限制型模式(detachment-limited model)較為正確。

Howard 發展分離限制型模式並進行驗證，但此模式並非專注於岩床河道之侵蝕過程，所以於此僅介紹其概念。

2-3-3 剪應力效應 (Seidl and Dietrich, 1992)

Seidl and Dietrich (1992)認為 Howard ad Kerby (1983)之模式對於預測岩床侵蝕速率之參數中，並未考量上游之泥砂供應，所以該模式只適用於岩床面。Seidl and Dietrich 並提出一個測試 Howard and Kerby 模式之方法，假設一支流與其主流之下切速率相等，則在會流口處兩者應有相同之高程，假設二者之其他條件大致相同，則可得到：

$$A_p^m S_p^n = A_t^m S_t^n \quad (2-5a)$$

或

$$\left(\frac{S_t}{S_p} \right) = \left(\frac{A_p}{A_t} \right)^{m/n} \quad (2-5b)$$

上式中，下標 p 及 t 分別代表主流及支流。Seidl and Dietrich 以美國 Coast Ranges of Oregon 集水區為應用區域，採用美國地質調查所 (USGS) 之 1/24,000 地形圖，其分析結果顯示，低坡度河川之侵蝕與水流造成之剪應力呈線性關係，此時 $m/n=1$ ；但較陡河川之侵蝕則是以泥砂沖刷為主要影響因素，此時 $m/n<1$ 。

2-3-4 泥砂磨蝕效應 (Sklar and Dietrich, 1998)

此模式僅考慮由床質顆粒跳動(saltation)所造成之侵蝕，忽略其他可能造成岩床侵蝕之因素或機制，如懸浮載造成之侵蝕，以及穴蝕(cavitation)、溶解(dissolution)、岩塊抽離(plucking)等現象之影響。僅考慮顆粒跳動所造成的侵蝕是因為此現象是水流傳遞動量最直接之方式，且泥砂運移之行為也屬目前較能清楚理解之範疇。

岩床侵蝕速率假設與河床載顆粒撞擊岩床表面垂直方向之動量，與超出將岩石顆粒自岩床表面移除所需動量成比例關係，其方程式表示如下：

$$E = \left[\frac{\sin(\alpha) \rho_s \pi (u_s^2 + v_s^2) - \varepsilon_t}{\varepsilon_v} \right] \left[\frac{Q_s}{\rho_s \pi D^3 W \lambda} \right] \left[1 - \frac{Q_s}{Q_t} \right] \quad (2-6)$$

式中， E 為岩床侵蝕速率(m/s)， D 為均質顆粒粒徑(m)， u_s 及 v_s 分別是床質顆粒撞擊時之水平方向及垂直方向速度(m/s)， Q_s 輸砂量(kg/s)， Q_t 為輸砂能力(kg/s)， W 為河寬(m)， λ 為跳動距離(m)， α 為顆粒撞擊之角度， ε_v 為移除單位岩床體積所需之能量(J/m³)， ε_t 為移除材料的能量臨界值(J)。輸砂能力可採用各種輸砂經驗公式計算。

Sklar and Dietrich 模式中定義岩床侵蝕速率主要為三個因子之乘積，分別是：

1. 每一個顆粒衝擊岩床表面造成與岩床分離之材料體積，是顆粒垂直於岩床面之動能函數，必須高於要分離材料之能量臨界值 ε_t 。
2. 每單位面積顆粒的衝擊率，與單位寬度總床質流量、粒徑尺寸、及跳動距離相關。
3. 岩床面裸露比例，假設與輸砂量及輸砂能力有關。

Sklar and Dietrich (2004)針對前期模式重新回顧，並將公式改寫成更簡化之形式，以美國北加州之 South Fork Eel River 為參考場址進行測試，測試條件及模式輸出如表 2-2 所示。圖 2-7 表示由 Sklar and Dietrich 模式預測之岩床侵蝕率與床質供應量在不同河道坡降下之關係，岩床侵蝕率將隨著床質供應量增加而達到最大值，之後即隨著床質供應量之增加而下降至最後停止侵蝕，此時表示岩床面已經完全被河床質所覆蓋。另外，最大侵蝕率將隨著坡降之增加而增加，到達最大值之後，隨著坡降增加而降低，顯示超量之輸砂能力將使得顆粒的跳動距離大幅增加，因而降低顆粒衝擊岩床表面之頻率。

圖 2-8 表示該模式預測之岩床侵蝕率與無因次相對剪應力之關係，由圖可知於相同河床質供應量下，無因次相對剪應力須大於門檻值才會發生侵蝕。圖 2-9 則為該模式測試岩床侵蝕率與河床質粒徑之相對

關係，於相同河床質供應量下，侵蝕率隨著粒徑增加而增加，但達到最大侵蝕率後，若粒徑再增加，沖刷率則下降。

2-3-5 水力沖蝕效應 (Annandale, 1995)

Annandale 針對沖刷行為提出之模式主要包含兩個部分，分別為水流的侵蝕能量 (erusive power of water) 以及材料抗沖蝕能力 (erodibility)，其關係式表示如下：

$$P = f(K_h) \quad (2-7)$$

其中， $P = \gamma q \Delta E$ ， K_h 為抗沖蝕指數， γ 為水的單位重， q 為單位寬度流

量， ΔE 為能量損失； K_h 又可表示為：

$$K_h = M_s K_b K_a J_s \quad (2-8)$$

式中各參數可由對應之評分表獲得各參數之代表值， M_s 代表顆粒性土壤/凝聚性土壤/岩石/風化物等材料之強度； K_b 代表顆粒/塊體尺寸； K_a 代表弱面/或顆粒間之抗剪強度； J_s 代表地盤構造條件。

Annadale 以該模式計算了 150 處不同河道之抗沖蝕指數。又依不同河道流況如水躍、坡度突然改變、均勻明渠等，依明渠水力學理論計算各處河道之能量消耗，並記錄現場是否發生沖蝕，將能量消耗與抗沖蝕指數繪出雙對數關係圖，如圖 2-10 所示，進而推估對應特定

抗沖蝕指數條件下發生沖蝕時所需之能量消耗門檻值。

2-3-6 外在環境變動效應 (程紹平等, 2004)

程氏等針對河道中流水侵蝕岩盤的機制作一整合性的探討，整理國內外文獻並歸納出三種主要流水侵蝕機制，分別為動力學機制、物理侵蝕機制，及外在環境變動影響。動力學機制相關概念與前述 Howard and Kerby 模式概念相似，整理出一系列河川特性與侵蝕速率之關係式；物理侵蝕機制概念與 Sklar and Dietrich 所提出泥砂磨蝕效應相似，此二種機制於此不再贅述。

外在環境變動方式又可分為三種：包含地盤構造變化、氣候改變及侵蝕基準面變化，其內容分述如下：

1. 地盤構造變化：常見之地盤構造變化，如斷層錯動造成之地

表隆起、下陷等，造成河川坡度之增加而產生河流回春作用，導致侵蝕基準面的下降，諸如此類等影響將改變河川之侵蝕能力，使其侵蝕能力上升。

2. 氣候變化：此處所提氣候變化主要為冰河期與間冰期兩種極

端氣候現象所造成的侵蝕影響。於冰河期間，氣候不利於河川流域內植物生長，而導致河床質增加，河川對岩盤侵蝕能力降低；而間冰期間，溫濕條件利於植被生長，植被茂盛之

條件下，河川水流侵蝕能力增加。

3. 侵蝕基準面變化：侵蝕基準面為一假想之水平面，侵蝕作用朝著侵蝕基準面進行。侵蝕基準面變化造成侵蝕效應之改變主要取決於其變化之方向、大小、與速度。侵蝕基準面變化方向影響著河川屬性為沖蝕或淤積型態；而侵蝕基準面變化幅度若大，則侵蝕或淤積作用強度隨之增加，反之侵蝕淤積作用強度減小；侵蝕基準面變化速度亦影響侵蝕作用特性，若侵蝕基準面向下變化速度快，則河流展現垂直向下侵蝕特性；若向下變化速度慢，則河川可能藉由側向侵蝕作用調整河川坡度。

2-3-7 瀑布侵蝕效應 (Yuichi et al., 2007)

Yuichi et al. (2007)等認為在瀑布條件下所造成的各種流水下切侵蝕模式中，當侵蝕速率過快時，軟岩侵蝕為主要侵蝕原因，可用包含流水侵蝕能力與阻力(force/resistance)參數之關係式做為推估瀑布條件下軟岩侵蝕速率之基礎，其流水侵蝕能力與阻力參數關係式如下：

$$FR = \frac{AP}{WH} \sqrt{\frac{\rho}{S_c}} \quad (2-9)$$

式中， A 為上游集水區面積， P 為該區域平均年降雨量， W 與 H 為瀑布之寬度與高度， ρ 為水之密度， S_c 為該區軟岩無圍單壓強度。推估瀑布流水下切侵蝕速率經驗式如下：

$$E_R = 99.7 FR^{0.73} = 99.7 \left(\frac{AP}{WH} \sqrt{\frac{\rho}{S_c}} \right)^{0.73} \quad (2-10)$$

式中，常數 99.7 為一具因次之係數。Yuichi et al. 利用此經驗式估算日本西南區 Aso 火山區內十一座瀑布，並與實測資料相互比較，Yuichi et al. 認為此經驗式可推估該區域瀑布之軟岩侵蝕平均速率。

但於火山區域中，地震等外部營力活動旺盛，各種外部營力為地形變化之主要原因，若僅需概算瀑布區軟岩侵蝕速率則該經驗式仍可提供一相當程度近似之估算。

2-3-8 文獻回顧總結

岩石河床侵蝕速率預測之文獻，以 Annandale (1995) 之水力沖蝕效應與 Sklar and Dietrich (1998) 之泥砂磨蝕效應較能量化岩石河床之侵蝕速率及侵蝕量，且 Sklar and Dietrich 所提出之泥砂磨蝕效應與 Foley (1983) 之顆粒沖擊效應相比，泥砂磨蝕效應適用性較為廣泛，且考量因子較完整，較適於後續研究之應用。

Howard 等提出之剪應力效應，則因其模式理論及研究對象較偏

重於地表岩石侵蝕現象，如惡地地形演變等，是否適用於岩石河道侵蝕研究仍有待考量。而 Yuichi et al. 提出之侵蝕模式，主要以其研究區域觀測之數值迴歸分析而得，與前述等文獻相比，較無理論基礎，且是否適用於其他區域仍有待考量。

因此本研究於岩床河道侵蝕理論方面，Annandale (1995)之水力沖蝕效應與 Sklar and Dietrich (1998)之泥砂磨蝕效應為主，並結合EFA 河道動床數值模式，作為軟岩河道侵蝕數值模式發展應用之研究基礎。

2-4 軟岩河道沖淤數模簡介



具模擬軟岩侵蝕特性之數值模式，目前有美國墾務局 (Bureau of Reclamation, US Department of Interior) 之 SRH-1D，SRH-2D 模式，美國計算水科學與工程中心 (National Center for Computational Hydroscience and Engineering) 之 CCH2D 模式。為與 EFA1D 模式之功能比較，茲簡介 SRH-1D 模式如下。

SRH-1D 全名為 Sedimentation and River Hydraulics - One Dimension，其前身為 GSTARS 模式，為美國墾務局最新研發之一維河道沖淤模式。SRH-1D 於水理演算方面，可進行定量流、變量流、超亞臨界流等水理演算；動床模擬方面，具備模擬非均勻輸砂、凝聚

性沉滓、懸浮載與推移載分離運算等功能，模式亦能反映護甲層效應。輸砂公式則有 Meyer-Peter and Muller、Parker、Wilcock and Crowe 等 13 種公式可供選擇使用。SRH-1D 軟岩侵蝕模組之模式理論參考引用 Annandale (1995) 之水力沖蝕理論與 Sklar and Dietrich (1998) 之泥砂磨蝕效應理論。

SRH-1D 前身為 GSTARS 模式，於數值模擬上，同樣具備流管特性，應用於河道斷面之幾何處理上，可將河道細分為不同流管組成，不同流管亦可設定不同底床特性，模式提供四種底床特性可供選擇：河道河床質(channel bed material)、可沖刷河床質(erodible bed material)、可沖刷裸露軟岩(erodible exposed bedrock)及軟岩岩盤(bedrock)四類，利用此種方式分離一般動床輸砂模擬與軟岩侵蝕模擬。將此特性應用於斷面變化處理上，則可使底床具側向變化模擬，使其具有擬似二維動床模式之功能，此為 SRH-1D 一大特色。

SRH-1D 模式曾應用於大甲溪與濁水溪河道之軟岩案例（水利規劃試驗所，2008），但由於缺乏現地調查資料，軟岩參數之給定多採用假設值，且僅有測試案例分析之結果。目前水利署仍有 SRH-1D 相關研究計畫，目的為尋求適當之沖刷公式納入 SRH-1D 模式中，用以預測台灣河川之沖淤行為。

第三章 模式理論基礎

3-1 顯式有限解析法模式理論

本研究之顯式有限解析法(explicit finite analytic, EFA)數值模式可分成水理及輸砂兩大部分，於水理計算方面，在滿足 de Saint Venant 之基本假設下，應用顯式有限解析法離散動量方程式，並利用沿特性線積分概念，求解動量方程式，再配合適當斷面處理與差分形式，求解水流連續方程式。顯式有限解析法有推導容易且程式撰寫較隱式法簡易之優點，而此法在計算流力與水力計算領域之應用已證實有相當不錯之成果。



至於輸砂計算方面，因天然河床係由多種不同粒徑之泥砂所組成，且上下游河段之底床粒徑大小有所差異，因此所採用之模式須具有模擬非均勻泥砂之特點，以反映河道泥砂部份之不同特性。此外，為考慮懸浮載與河床載不同之運移機制，故將兩者予以分開計算，並考慮泥砂在河道底床附近發生沉淤與再懸浮之情形；因此本模式引用許氏(2002)對懸浮載與河床載間交換速率估算之研究，藉以推估水體中各懸浮泥砂之濃度變化，以及河床上床質粒徑之組成。本研究於處理輸砂控制方程式時，採取適用於雙曲線型方程式之特性法求解懸浮載質量守恆方程式，並與河床載質量守恆方程式及整體河床輸砂之質量守

恆方程式進行結合演算，再利用 Newton-Raphson 法疊代聯立求解。

3-1-1 水理控制方程式

水理演算係根據 de Saint Venant 所推導之一維緩變非穩流控制方程式，其基本假設如下：

1. 流速均勻分佈：流速均勻分佈在通水面積上，即每一個通水斷面積僅存在一個流速，此即一維水流。
2. 靜水壓分佈：假設河道中水流之垂向流線曲率很小而且忽略其垂直加速度，因此水深方向速度梯度為零，可忽略垂向加速度，則假設成立。
3. 河道定量流摩擦損失估計：渠底摩擦與紊流效應對水流所造成損失，可以定量流摩擦律估算。
4. 底床坡度甚小：當假設成立時，重力沿河道所造成的分力將會很小，甚至可忽略不計，亦即水深可以垂向水面與渠底高程差表示。
5. 忽略柯氏力及風力的影響。

對於不可壓縮水流之控制方程式，包括水流連續方程式與水流動量方程式，為如下形式。

水流連續方程式

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0 \quad (3-1)$$

水流運動方程式

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\beta_w \frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial Z}{\partial x} + gAS_f - q_l u_l = 0 \quad (3-2)$$

式中， A 為通水斷面積； Q 為流量； t 為時間； x 為主流方向之距離； g 為重力加速度； Z 為水位； β_w 為動量校正係數； q_l 為單位渠長之支流側流量， q_l 為正屬合流之處理， q_l 為負屬分流之處理； u_l 為支流在主流方向的速度分量； $S_f = \frac{Q|Q|n^2}{A^2 R^3}$ 為摩擦坡降，其中 R 為水力半徑， n 為曼寧值。

3-1-2 輸砂控制方程式



泥砂傳輸方式可依據運動機制不同而分為滾動、滑動、跳躍以及懸浮等形態，通常可將滾動、滑動、跳躍這三種型態合稱為河床載(bed load)，或稱為推移載，一般來說，此類傳輸型態的共通點在於沈滓顆粒明顯受到重力作用影響，並使其運動範圍僅限於河床上方有限高度，即所謂參考高度內。然而，當紊流作用大於沈滓懸浮之啓始條件時，部份沈滓顆粒即向上運動超越參考高度，形成懸浮載(suspended load)傳輸型態；同樣的，懸浮泥砂在受重力的影響下亦會逐漸沈降至底床，進而轉變為河床載傳輸型態，圖 3-1 為泥砂傳輸之示意圖。透過以上

敘述可知，泥砂會因所受作用力的不同而改變其傳輸機制，因此可將此種特性視為輸砂行為中極重要之物理機制。

EFA 模式將輸砂控制方程式中河道輸砂通量(即河床質載)分離為非均勻之懸浮載與河床載兩部份，同時求解某一粒徑 k 之懸浮載、作用層質量守恆，及整體河床質載之質量守恆等控制方程式，分別表示如下：

$$\frac{\partial(C_k A)}{\partial t} + \frac{\partial(C_k Q)}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x}(A \frac{\partial C_k}{\partial x}) + S_k \quad k=1,2,\dots,TK \quad (3-3)$$

$$(1-p) \frac{\partial(\beta_k B E_m)}{\partial t} + \frac{\partial Q_{bk}}{\partial x} + S_k - S_{ak} = 0 \quad k=1,2,\dots,TK \quad (3-4)$$

$$(1-p) \frac{\partial(B Z_b)}{\partial t} + \sum_{k=1}^{TK} \left(\frac{\partial Q_{bk}}{\partial x} + S_k \right) = 0 \quad (3-5)$$

上三式中， C_k 為某一代表粒徑 k 之懸浮載濃度； p 為孔隙率； β_k 為作用層內粒徑 k 之百分組成； E_m 為作用層厚度； Q_{bk} 為粒徑 k 之河床載通量； S_k 為粒徑 k 之懸浮載源項； S_{ak} 為粒徑 k 於作用層底部源項； Z_b 為底床高程； B 為渠道寬；TK 為非均勻泥砂之代表粒徑數。

由上三式可知，尚有部份參數如 Q_{bk} 、 E_m 、 S_k 及 S_{ak} 須利用一些輔助經驗公式來決定，而這些公式大都由許多學者藉由實驗及既有經驗式修正求得。如前所述，因模式將懸浮載與河床載分開計算，故本研究在經驗公式上以 Van Rijn (1984) 公式為主體，輔助相關學者及模式之經驗加以調整並應用於模式中，詳細理論可參考許(2002)之論文。

3-2 顯式有限解析法模式數值方法

由於河道水理計算之控制方程式為非線性聯立方程組，故本數值模式沿用葉等(1996、1997)成果進行河道水理演算。水理模式採用顯式有限解析法(EFA)進行水理控制方程式之離散化，此數值方法主要係用以求解雙曲線型偏微分方程式，符合移流項之數學形式。輸砂模式方面採用與水理分離演算(uncoupled)的計算方式，即在每一計算時段內先求解水理條件，再以此推估輸砂量與底床沖淤量等，反之水理條件受到輸砂行為的影響則在累進時間的過程中反應。

3-2-1 水理方程式之數值方法



連續方程式保存保守型方程式之特性，並以控制體積觀念來差分之，用以求得水位變化量。動量方程式則因其具有雙曲線型方程式之特性，故針對移流項之部份採用顯式有限解析法予以處理。經離散後之連續控制方程式如下：

$$\frac{A_i^{n+1} - A_i^n}{\Delta t} + \left[\Psi_c \left(\frac{Q_{i+1}^{n+1} - Q_{i-1}^{n+1} \pm q_{li}^{n+1}}{2\Delta x} \right) + (1 - \Psi_c) \left(\frac{Q_{i+1}^n - Q_{i-1}^n \pm q_{li}^n}{2\Delta x} \right) \right] = 0 \quad (3-6)$$

式中， A_i^{n+1} 為未知數，上標為(n+1)者，係先給定 n 時刻之量測值，經反覆疊代後，再將(n+1)時刻所計算之值帶入； Ψ_c 與以下的 Ψ_m 分別為連續方程式與動量方程式之時間加權因子(time weighting factor) ，

其範圍在 $[0,1]$ 之間。 q_{li} 為支流流量，合流時 q_{li} 為負，分流時 q_{li} 為正。

經離散後之動量控制方程式如下：

$$\begin{aligned} \frac{Q_i^{n+1} - Q_{\xi}^n}{\Delta t} + & \left[\Psi_m Q_i^{n+1} \beta \left(\frac{v_r^{n+1} - v_l^{n+1}}{n_d \Delta x} \right) + (1 - \Psi_m) Q_{\xi}^n \beta \left(\frac{v_r^n - v_l^n}{n_d \Delta x} \right) \right] \\ & + \left[\Psi_m g A_i^{n+1} \left(\frac{Z_r^{n+1} - Z_l^{n+1}}{n_d \Delta x} \right) + (1 - \Psi_m) g A_{\xi}^n \left(\frac{Z_r^n - Z_l^n}{n_d \Delta x} \right) \right] \\ & + g A_i^n S_{f_i}^n - q_{li}^n u_{li}^n = 0 \end{aligned} \quad (3-7)$$

式中， Q_i^{n+1} 為未知數，而結合特性線與有限解析法之觀念，依水流方向及流況採用不同的差分方式。當流況為亞臨界流($-1 < Fr < 1$)時，則 $r = i+1$ ， $l = i-1$ ， $n_d = 2$ ，代表中央差分；當流況為正(向下游)之超臨界流($Fr > 1$)，則 $r = i$ ， $l = i-1$ ， $n_d = 1$ ，代表後項差分；當流況為負(往上游)之超臨界流時($Fr < -1$)， $r = i+1$ ， $l = i$ ， $n_d = 1$ ，代表前項差分， i 為計算點位置。上標者為時間點，下標者為空間位置， Δt 為時間間距， Δx 為二斷面之間距，下標符號 ξ 者為 n 時段上之特性線位置，該特性線係由 $n+1$ 時段上之計算點向後(backward)投射，此為顯式有限解析法求解特色之一。

當超亞臨界混合流發生時，超臨界流下游端水躍發生處，會因上、下游水深之共軛特性自然形成一限制條件，對整個流場而言，此限制條件即為一內部邊界條件，其存在使超臨界流區域得到多於之邊界條

件，導致數值計算發生 over-determined 現象。鍾(2009)利用內部相鄰計算點之水位高程，透過預測-修正數值方法先求取超亞臨界混合流區域內各斷面通水面積及流量，以減少地形驟變對模式演算之影響與降低數值震盪幅度，並增加之後代入顯式有限解析法運算之穩定性。顯式有限解析法利用已預測修正後之通水面積、流量等數值繼續運算，得到真正所需超亞臨界混合流區域之通水面積、流量及超臨界流區域之下游邊界水深。鍾(2009)以此方式改良修正顯式有限解析法於超亞臨界混合流流場計算之限制，詳細理論可參考鍾(2009)之碩士論文。

3-2-2 輸砂方程式之數值方法

由於輸砂方程式中各物理量具有高度之相關性，如河床質與懸浮質藉著懸浮載源連結，河床高程及作用層內之粒徑百分組成又因懸浮載源而變動等，故有賴結合演算方式求解此三條方程式，所採用之方法為半隱式法差分聯立求解。因懸浮載之質量守恆方程式依物理特性可分割為移流及反應項(advection-reaction term)與擴散項(diffusion term)二部份，故首先將懸浮載質量守恆之移流及反應項與作用層質量守恆方程式、整體河床質載守恆方程式，利用 Newton-Raphson 法疊代聯立求解；然後，根據所獲得之變數值，再與懸浮載質量守恆方程式之擴散項反覆疊代至收斂為止。各控制方程式離散後之形式如下：

作用層質量守恆差分式：

$$\begin{aligned} & \frac{(1-p)}{\Delta t} [(\beta_k BE_m)_{i+1}^{n+1} - (\beta_k BE_m)_i^n] + \frac{\theta}{2 \cdot \Delta x} [(\mathcal{Q}_{bk})_{i+1}^{n+1} - (\mathcal{Q}_{bk})_{i-1}^{n+1}] \\ & + \frac{(1-\theta)}{2 \cdot \Delta x} [(\mathcal{Q}_{bk})_{i+1}^n - (\mathcal{Q}_{bk})_{i-1}^n] + \theta(S_k + S_a)_i^{n+1} + (1-\theta)(S_k + S_a)_i^n = 0 \end{aligned} \quad (3-8)$$

整體河床質載守恆差分式：

$$\begin{aligned} & \frac{(1-p)}{\Delta t} [(BZ_b)_{i+1}^{n+1} - (BZ_b)_i^n] + \frac{1}{2 \cdot \Delta x} \sum_{k=1}^n \{\theta [(\mathcal{Q}_{bk})_{i+1}^{n+1} - (\mathcal{Q}_{bk})_{i-1}^{n+1}] \\ & + (1-\theta) [(\mathcal{Q}_{bk})_{i+1}^n - (\mathcal{Q}_{bk})_{i-1}^n]\} + \sum_{k=1}^n [\theta S_k^{n+1} + (1-\theta) S_k^n] = 0 \end{aligned} \quad (3-9)$$

圖 3-2 是以一維空間為例示意沈滌之移流軌跡。就 t^{n+1} 計算時刻之計算點 A 而言，移流軌跡存在於 t^{n+1} 與 t^n 時刻之間，定義 t^{n+1} 時刻之端點 A 為到達點 (arrival point)， t^n 時刻之端點 D 為離開點 (departure point)。離開點 D 之懸浮沈滌濃度可由初始條件求得，但由於模式採用固定格點，故離開點 D 並不會剛好落在格點上，因此該點之濃度必須藉由鄰近格點濃度以內插的方式求得。

此外，在一般情況下，河床質移動量遠小於懸浮質移動量，即兩者在時間尺度上相差甚大，在必須聯立求解的前提下，懸浮載方程式須使用較大之可蘭數 (Courant number)，此將導致移流軌跡穿越若干個計算格點空間，因而必須採分段處

理以求得較正確之移流軌跡。假設移流軌跡從離開點 D 至到達點 A 共跨越 LNS 個計算格點空間，且將該軌跡進入及離開各計算格點空間之座標依序編號為(LNS+1)個節點，則各節點間的相對位置可以表示為：

$$x_l = x_{l+1} - \frac{(u_{l+1} + u_l)}{2} (t_{l+1} - t_l) \quad l=1,2 \dots, LNS \quad (3-10)$$

其中，下標 l 為節點編號， $l=LNS+1$ 代表到達點 A， $l=1$ 代表離開點 D。利用式(3-10)推求各節點位置，必須要先知道各節點上的移流速度，但移流速度又與節點位置有關，可利用疊代收斂的方式來推求一正確的移流軌跡。

1. 懸浮載質量守恆特性方程式：

當運動軌跡已知後，吾人即可積分懸浮載質量守恆控制方程式，其離散化之方程式為：

$$(C_k A)_{arr} - (C_k A)_{dep} = \sum_{l=1}^{LNS} \left[(S_{l+1} + S_l) \frac{t_{l+1} - t_l}{2} \right] + \frac{\theta A}{(\Delta x)^2} [(C_k)_{i+1}^{n+1} - 2(C_k)_i^{n+1} + (C_k)_{i-1}^{n+1}] \Delta t + \frac{(1-\theta)A}{(\Delta x)^2} [(C_k)_i^n - 2(C_k)_{i+1}^n + (C_k)_{i-1}^n] \Delta t - C_i A \frac{u_{i+1} - u_{i-1}}{2 \Delta x} \quad (3-11)$$

由上式可清楚瞭解到，在水深平均模式中沈浮交換速率 S 所造成之影響會直接反應在水深平均濃度的改變上，應被視

為一源項，為影響沈渾濃度分佈的重要物理量。

經由以上數值離散處理後，在非均勻沈渾共區分為 TK 個粒徑區間的情況下 ($TK \geq 2$)，任一計算點共可得 $(2TK + 1)$ 條代數關係式，包括 TK 條懸浮載質量守恆離散式、 TK 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。但在考慮均勻沈渾的情況下，則僅存懸浮載與整體河床輸砂質量守恆離散式各 1 條，至於作用層質量守恆離散式則退化成 $\beta = 1$ 的恆等式，符合單一粒徑時之情況。

為方便說明起見，在計算點上之未知量可以向量形式表式如下：

$$\bar{s}^{n+1} = (z_b, \bar{c}_1, \beta_1, \dots, \bar{c}_k, \beta_k, \dots, \bar{c}_{TK}, \beta_{TK})^{n+1} \quad (3-12)$$

或更簡潔地寫成：

$$\bar{s}^{n+1} = (s_1, s_{2k}, s_{2k+1})^{n+1} \quad k = 1, 2, \dots, TK \quad (3-13)$$

其中， k 為粒徑區間之標號。則整體河床輸砂質量守恆離散式、作用層質量守恆離散式與式(3-11)可分別寫成：

$$F_1(\bar{s}^{n+1}) = 0 \quad (3-14)$$

$$F_{2k}(\bar{s}^{n+1}) = 0 \quad k = 1, 2, \dots, TK \quad (3-15)$$

$$F_{2k+1}(\bar{s}^{n+1}) = 0 \quad k = 1, 2, \dots, TK \quad (3-16)$$

以上三式為非線性代數式，可線性化後利用 Newton-Raphson 法疊代

求解：

$$[\frac{\partial F_1}{\partial \bar{s}}] \Delta \bar{s} = -F_1({}^m \bar{s}^{n+1}) \quad (3-17)$$

$$[\frac{\partial F_{2k}}{\partial \bar{s}}] \Delta \bar{s} = -F_{2k}({}^m \bar{s}^{n+1}) \quad (3-18)$$

$$[\frac{\partial F_{2k+1}}{\partial \bar{s}}] \Delta \bar{s} = -F_{2k+1}({}^m \bar{s}^{n+1}) \quad (3-19)$$

式中， $\partial F / \partial \bar{s}$ 為 Jacobian 係數矩陣中之列向量； ${}^m \bar{s}^{n+1}$ 為前一次疊代所得之向量，上標為疊代計數； $\Delta \bar{s}$ 為疊代修正向量，可表為

$\Delta \bar{s} = (\Delta s_1, \Delta s_{2k}, \Delta s_{2k+1})$ 。解得修正向量 $\Delta \bar{s}$ 後，可得新的 ${}^{m+1} \bar{s}^{n+1}$ 向量：

$${}^{m+1} \bar{s}^{n+1} = {}^m \bar{s}^{n+1} + \Delta \bar{s} \quad (3-20)$$

當 $\Delta \bar{s}$ 小於某一收斂容許值時，疊代得以結束。

3-3 軟岩侵蝕模組模式理論

目前國內外於文獻上發表之河道軟岩侵蝕機制，均將複雜的交互影響機制簡化成一個整體侵蝕速率關係式，諸如平均河床剪應力、或單位河川流功率。根據前述之文獻回顧，以 Annandale (1995) 之水力沖蝕理論與 Sklar and Dietrich (2004) 之泥砂磨蝕理論較能定量描述河道中軟岩侵蝕問題。而軟岩受到水流作用之塊狀崩落或風化沖洗等其餘侵蝕現象，目前仍未有較具明確之經驗公式或數學方程式可描述，多為實驗或物理過程之觀測研究，數模應用上較為困難。有鑑於此，

本研究挑選 Annandale (2006) 之水力沖蝕機制與 Sklar and Dietrich (2004) 之泥砂磨蝕機制作為軟岩侵蝕模式之理論基礎，本研究定義水力作用於軟岩表面之沖刷為沖蝕，泥砂作用於軟岩表面之沖刷為磨蝕，以下則針對相關理論加以說明。

3-3-1 水力沖蝕模式理論

一般來說，水流作用力常對軟岩節理處產生瞬間或逐漸沖蝕破壞，或對單獨軟岩塊體表面產生沖擊性之沖蝕。此二種機制均屬水力沖蝕之範疇。此外在紊流條件下，瞬間剪應力與流速將隨著河川平均流功而改變，與穩流條件下之穩定作用力相比，此瞬間作用於岩床之剪應力或壓力差為造成岩床破壞之主要原因(Annandale, 2006)。

Annandale (1995) 曾以水流沖蝕能量為概念，探討河川流功與沖蝕指數之相對關係。沖蝕指數之概念最早係由 Kirsten (1982) 所提出，沖蝕指數可以以下形式所表示：

$$K_h = M_s K_b K_d J_s \quad (3-21)$$

式中， M_s 為材料強度； K_b 為顆粒/塊體尺寸； K_d 為弱面/或顆粒間之抗剪強度； J_s 為地盤構造條件。各指數之物理特性及計算方式如下所述：

材料強度參數 M_s 主要代表岩石密度以及無圍單壓強度 (unconfined compressive strength, UCS) 等特性，無圍單壓強度可由

ASTM D-7012 標準試驗獲得。Kirsten 對於計算 M_s 之方式表式如下：

$$M_s = \begin{cases} 0.78C_r(UCS)^{1.05}, & UCS \leq 10MPa \\ C_r(UCS), & UCS > 10MPa \end{cases} \quad (3-22)$$

式中 $C_r = \frac{S_r}{2.7}$ ， S_r 為該材料之比重。

顆粒/塊體尺寸參數 K_b 主要由岩石品質指標 (rock quality designation, RQD) 與節理數量 J_n 所決定，岩石品質指標 RQD 可由 ASTM D6032 標準試驗獲得；而節理數量 J_n 則依靠現地觀測後，再對照參數表所決定，參數表如表 3-1 所示。其關係式如下：

$$K_b = RQD / J_n \quad (3-23)$$

若該材料為非黏性粒狀材料 (non-cohesive granular material)，則可簡化為 $K_b = 1000d^3$ ， d 為材料粒徑大小。

弱面/或顆粒間之抗剪強度 K_d ，其參數代表不連續材料接觸面的相互阻力大小，Kirsten 對於 K_d 的計算方式如下所示：

$$K_d = J_r / J_a \quad (3-24)$$

式中， J_r 與 J_a 分別代表材料接觸面之粗糙程度與改變參數，粗糙程度 J_r 受到不連續面形狀之影響，判斷節理面是否分離後，再依接觸面不同形狀後即可得此參數，如表 3-2 所示。節理改變參數 J_a 與不連續面空隙之填充材料有關，如植生、凝聚性或非凝聚性材料填充，會影響不連續面間之磨擦力，判斷節理分離程度後，再依空隙填充材料即可獲得此參數值，如表 3-3 所示。

地盤構造條件參數 J_s ，其代表岩石材料於地面顯露時，抵抗侵蝕的能力，參數值與水流流向、岩床較密節理傾向、節理傾角、以及岩塊形狀有關。岩塊形狀則利用節理間距比 (ratio of joint spacing, r) 代表岩塊形狀對抗侵蝕程度之影響，從水流過岩床之縱剖面觀察兩個方向之岩塊長度比值 y/x 作為 r 之計算，其中 y/x 最大值為 8。 r 參數能反映出岩石河床發生侵蝕時，受長塊體較等邊塊體抗侵蝕能力高之行為。判定河流流向與岩層位態關係—岩層位態瞬向或逆向河向將影響地盤構造條件參數 J_s ，其相關參數如表 3-4 所示。

根據 Annandale (2006) 對河川流功與沖蝕指數關係之研究，沖蝕指數 K_h 之數值可將河川流功作用之方式區分為兩種類型，分別為顆粒狀材料與岩盤材料兩種類型，其臨界流功 P_{crit} (kW/m^2) 與沖蝕指數 K_h 之關係式如下：

$$P_{crit} = \begin{cases} 0.48 K_h^{0.44}, & K_h \leq 0.1 \\ K_h^{0.75}, & K_h > 0.1 \end{cases} \quad (3-25)$$

綜合上述，軟岩河道水力沖蝕速率可藉由結合河川水流之臨界流功、平均流速、河床剪應力等物理參數估算之。水力沖蝕速率經驗公式型式可表示如下 (Greimann, 2008)：

$$E_l = K_p U \left(\frac{\tau}{\tau_c} - 1 \right) \quad (3-26)$$

式中， E_l 為軟岩河床水力沖蝕速率 (m/s)； K_p 為無因次沖蝕係數，該

係數需由試驗結果以及現場資料進行檢定； U 為河川斷面平均之水流流速(m/s)； τ 為作用於軟岩河床之剪應力(N/m²)； τ_c 為軟岩河床之臨界剪應力(N/m²)，該參數為臨界流功之函數，其關係式如下：

$$\tau_c = \left[\frac{P_{crit} \sqrt{\rho}}{7.66} \left(\frac{k_s}{R} \right)^{\frac{1}{6}} \right]^{\frac{2}{3}} \quad (3-27)$$

其中， ρ 為流體密度(kg/m³)； R 為水力半徑(m)； k_s 為相對粗糙高度(roughness height)。

3-3-2 泥砂磨蝕模式理論

一般於河道表面以河床載形式運移之泥砂顆粒，對軟岩河道同時具有具侵蝕特性的磨蝕效應與覆蓋保護特性的工具效應(tool effect)。最大軟岩磨蝕量則受到河床載之臨界供砂量(critical sediment supply)限制；若運移之河床載超越臨界供砂量，則泥砂將落淤於軟岩河道表面形成覆蓋，並對河道表面產生具保護特性之工具效應，使其不受磨蝕。

依據 Sklar and Dietrich (2004)之實驗結果，發現軟岩磨蝕速率與軟岩表面張力強度成反比，但與泥砂顆粒質量成正比，並在達到最大泥砂傳輸率後，軟岩磨蝕速率將下降。當泥砂顆粒質量較小時，磨蝕作用將會增加更多顆粒磨蝕軟岩表面；而超過最大值時，泥砂顆粒則會覆蓋於底床產生工具效應減小軟岩磨蝕速率。

Sklar and Dietrich (2004)修正 Foley (1980)理論後，提出泥砂磨蝕速率公式如下：

$$E_2 = \frac{q_s w_s^2 Y}{k_v \sigma_T^2 L_s} \left(1 - \frac{q_s}{q_t} \right) \quad (3-28)$$

式中， E_2 為軟岩磨蝕速率(m/s)； q_s 為單位河寬之供砂量(kg/m/s)； q_t 為單位河寬之輸砂能力(kg/m/s)； w_s 為泥砂顆粒之沖擊速度(m/s)； Y 為軟岩彈性模數(Pa)； k_v 為軟岩強度參數，該參數值介於 $10^{12} \sim 10^{13}$ ，需進行檢定； σ_T 為軟岩張力強度(Pa)； L_s 為泥砂顆粒躍動長度(m)。

式(3-28)中軟岩彈性模數 Y 與軟岩張力強度 σ_T 之值需由材料試驗獲得。而泥砂顆粒之沖擊速度 w_s 與泥砂顆粒躍動長度 L_s ，Sklar and Dietrich (2004)藉由理論與試驗分析之結果，提出了 w_s 與 L_s 之計算方

式，如下所示：

$$w_s = 0.8 u_* \left(\frac{\tau}{\tau_c} - 1 \right)^{0.18} \left[1 - \left(\frac{u_*}{w_f} \right)^2 \right]^{0.5} \quad (3-29)$$

$$L_s = 8 D_s \left(\frac{\tau}{\tau_c} - 1 \right)^{0.88} \left[1 - \left(\frac{u_*}{w_f} \right)^2 \right]^{-0.5} \quad (3-30)$$

式中， u_* 為剪力速度(m/s)， $u_* = \sqrt{\tau/\rho}$ ； τ 為作用於河床之剪應力(N/m²)； τ_c 為泥砂顆粒臨界剪應力(N/m²)， w_f 為顆粒沉降速度(m/s)； D_s 為泥砂粒徑(m)。

式(3-28)中之 $(1 - q_s/q_t)$ 項反應軟岩表面之覆蓋效應， q_s 、 q_t 分別為泥砂非平衡狀態與平衡狀態下之輸砂量，前者為輸砂率(sediment

transport rate)，後者為輸砂能力(sediment transport capacity)。若軟岩表面覆蓋泥砂顆粒，則由顆粒跳動所引起之軟岩磨蝕量將減少；若輸砂量等於輸砂能力，磨蝕作用將停止。 $(1 - u_*/w_f)$ 項反應懸浮效應，當水流強度增大時，屬懸浮狀態之泥砂顆粒比例增高，此時泥砂顆粒於軟岩表面跳動行為減少，磨蝕量則下降。同時，泥砂磨蝕率亦與 $(\tau/\tau_c - 1)$ 項成反比，反應其物理特性。

3-4 軟岩侵蝕模組數值方法

結合軟岩侵蝕模組之顯式有限解析法於模擬運算前，需先設定具軟岩侵蝕特性之斷面，大安溪河段現場案例之設定區域以現地觀測及航拍圖為主要設定依據。其後須給定軟岩侵蝕模組參數之計算方式，大安溪河段現場案例以現地試驗實測各軟岩參數計算之沖蝕指數 K_h 為參數設定依據，該參數於模式中亦可給定其相關計算參數，由模式於運算過程中求取各時刻之代表數值。至於軟岩參數如軟岩彈性模數 Y 、軟岩張力強度 σ_T ，則以該區域之觀測資料為設定依據。

模式運算時，水理模組先進行運算，求取河道中各斷面之流量、水位等水力特性參數，提供軟岩侵蝕模組計算所需之水理條件數值。由於顯式有限解析法動床模式採非耦合運算，水理模組運算與動床模組運算間隔不同，當時間增加至啟動動床模組運算間隔時，動床模組開始運算，計算該時間間隔內動床模組之底床沖淤量，並提供軟岩侵

蝕模組計算所需之動床條件數值。軟岩侵蝕模組運算間隔與動床模式相同，動床模組運算終了後，軟岩侵蝕模組開始運算，利用水理模組與動床模組提供之數值為依據，計算該時刻之軟岩侵蝕率與侵蝕量，與動床模組結合反應沖淤量於河道演變過程中，其後反覆運算至最終模擬時刻。結束後動床模組與軟岩侵蝕模組之沖淤量即為顯式有限解析法動床模式河道變遷最終結果。

模式於計算底床變化方面，在具備軟岩侵蝕特性斷面上，軟岩侵蝕模組運算之侵蝕深度與動床模組運算之沖淤深度，因目前並無相關文獻探討其相對關係，因此模式於同一時間間距下同時考量二模組之沖淤量。側向斷面變化上，模式具備分離具軟岩特性區域與一般動床特性區域之功能，可藉由參數設定分離深槽與灘地。但應用於大安溪現場案例時，經由現地觀察，軟岩特性範圍遍佈整個斷面，屬一般沖積特性之高灘地遠離河道且高程與河道高程差距甚大，模式模擬之水深均無法溢淹至高灘地，因此於現場案例模擬時，軟岩特性斷面設定為整個斷面。

第四章 模式檢定與敏感度分析

本研究探討軟岩侵蝕模組與河道動床數模結合後，是否優於一般河道動床模式對於具軟岩侵蝕特性之河川模擬結果。但於比較軟岩侵蝕模組加入前後之差異前，須先進行模式檢定與驗證，方可對其差異性進行比較，以下說明檢定驗證案例。

4-1 實驗室案例之檢定驗證

EFA 模式於實驗室案例模擬方面，採 Suryanarayana (1969) 之動床水槽實驗案例。陳(2006)改良並驗證 EFA 模式模擬此動床水槽案例有相當精確度，採均質粒徑淤積案例 Run21 及均質粒徑沖刷案例 Run22 作為模式檢定案例；且根據檢定案例之各項參數，加以模擬驗證均質粒徑淤積案例 Run25、均質粒徑沖刷案例 Run26 以及非均質粒徑沖刷案例 Run14。於此簡介陳(2006)改良 EFA 動床模式之模擬成果，並比較模擬與實測值之差異性。模式各項參數設定分述如下：

1. 初始渠道幾何資料

模擬之渠道為一矩形水槽，長 18.3 公尺、寬 0.6 公尺，模型配置如圖 4-1 所示。數值模擬區域乃採水面線高程表格記錄資料之起點(第五點)及終點(第 55 點)以作為模擬區域之上下游邊界。數值模擬之渠道長為 15.25 公尺，採用 51 個計算斷面，各斷面之底床高程係

以實驗起始時間所量測之底床高程作為初始底床高程。

2. 初始底床資料

初始底床質採 Suryanarayana (1969) 實驗記錄值，分布如圖 4-2 所示，其中 Sand 2 可視為均質粒徑， $D=0.45\text{mm}$ ；而 Sand 3 則為非均質粒徑，採用三種代表粒徑 D_1 、 D_2 、 D_3 分別為 0.4、0.9、及 1.6mm，來進行沖淤變化之模擬。此三種粒徑於各斷面之初始組成百分比，則分別設定為 0.34、0.33、0.33。

3. 粗糙係數

粗糙係數曼寧 n 值以數值試驗檢定之，均質案例之曼寧 n 值研採 0.013，非均質案例之曼寧 n 值研採 0.016。

4. 上游入砂濃度

淤積案例中之上游入砂濃度，將記錄之輸砂量與流量換算可得 Run21 為 409 PPM，Run25 為 740 PPM。沖刷案例的部分則皆為清水沖刷，上游入砂濃度為 0 PPM。

5. 參考高度

Van Rijn (1984b) 指出此參數可以是底床砂丘高之一半，亦可利用糙度高度(roughness height)給定，其最小值為水深之百分之一。檢定

案例水深約為 5-10cm 左右，檢定結果顯示，當此值採用 1mm 時，模擬結果較符合實驗值，此值約為實驗水深之 1/50~1/100，合於原物理模型之假設。

6. 作用層厚度

根據數值經驗，設定此值介於 0.05~0.1 倍水深間，以避免作用層厚度過大，而造成粒徑變化無法反應真實之改變量。

7. 各案例上游入流量、下游水位資料

整理如表 4-1 所示。

8. 模擬結果與分析

8-1 檢定案例 (Run21、Run22)



圖 4-3~圖 4-7 與圖 4-8~圖 4-10 分別為 Run21 與 Run22 案例模擬之底床變化示意圖，圖中右端為上游端。觀察 Run21 結果圖可知，底床變化與淤積波傳遞之過程相關，淤積速率與底床坡度相關。觀察 Run22 結果圖可知，模擬初期階段沖刷發生於上游段，隨時間增加往下游段增加，使整體渠道高度逐漸下降，當平均坡度越趨平緩時沖刷速度亦減緩。就上述模擬成果而言，EFA 模式預測底床淤積、沖刷結果與實驗量測值相當接近。

8-2 驗證案例 (Run25、Run26、Run14)

圖 4-11~圖 4-15、圖 4-16~圖 4-19 與圖 4-20~圖 4-22 分別為 Run25、Run26 與 Run14 模擬各時程底床變化示意圖。觀察 Run25 結果圖可發現，在模擬時間結束時，渠道上仍具有淤積之鋒面，此現象是因為本案例之上游入砂濃度為 740 PPM，較前述檢定案例之 409 PPM 大，且上游入流量又較小，流速相對較小之故。觀察 Run26 結果圖可發現，整體沖刷程度不如前述檢定案例，模擬出其甚至有淤積現象。此二案例藉由與檢定案例不同入流量與下游邊界探討不同水流狀況之下，底床變化現象，對於不同入砂濃度、水流條件、水位高程等變化，EFA 模式具相當不錯之模擬結果。非均質沖刷案例 Run14 除模擬初始階段推估值較低之外，隨時間增加底床變化趨勢與實測值相當一致。而非均勻案例之沖刷現象不只根據局部水理條件產生變化，還需考量護甲或水力篩選作用等效應，透過此案例模擬結果，顯示 EFA 模式於非均勻泥砂模擬過程，仍具有相當精確度。

綜合上述分析可知，利用本實驗渠道之實驗資料對 EFA 模式模擬結果作定量之比較，可發現無論對於一般因水理流況改變、非均勻河床質分佈或入砂條件改變等不同情境所引起之輸砂行為來說，EFA 模式皆能合理的模擬，詳細理論及模擬結果可參考陳(2006)之碩士論文。

4-2 軟岩侵蝕案例說明與參數設定

根據文獻回顧，針對軟岩侵蝕機制之案例研究，大多屬於地形地貌變遷等物理過程之觀測研究，如瀑布下切侵蝕等物理過程，缺乏以軟岩河床為觀測主體之相關文獻；實驗方面，目前文獻亦多屬於測試各式岩體受各種不同角度之射流沖蝕之特性研究，與本研究將軟岩侵蝕機制應用於河道沖淤、軟岩底床侵蝕等屬渠道水力學之範疇有所不同。因此，本研究假設一現場尺度之實驗渠道，分別開啟水力沖蝕模組與泥砂磨蝕模組進行模擬研究，探討水利沖蝕模組與泥砂磨蝕模組之物理特性及其合理性。

假設一梯型渠道，長 10,000 公尺、渠頂寬 80 公尺、渠底寬 40 公尺、渠高 20 公尺、渠道坡度為 0.002；將渠道分為 21 個斷面，下游邊界斷面編號為 0 並向上游累加，斷面編號 20 為上游邊界斷面；全斷面代表粒徑為 87 mm，曼寧 n 值採用 0.042；上游邊界假設入流量為 1,000 cms 作為上游邊界條件，下游邊界水位以 HEC-RAS 水理演算之結果，設定為 6.65m；上游入砂濃度則假設與大安溪之流量-含砂量濃度率定曲線相同。

軟岩侵蝕模組參數設定，假設渠道中斷面 10、11、12 為開啟軟岩侵蝕模擬之斷面，渠道底床高程沿程變化及開啟軟岩侵蝕模擬區域

如圖 4-23 所示。水力沖蝕模組參數中，為方便觀察沖蝕量，設定為較易沖蝕之大小，沖蝕指數 K_h 值設定為 200，無因次沖蝕係數 k_p 值設定為 10^{-7} ，粗糙高度 k_s 則以 England-Hansen 經驗式為參考，設定為兩倍 d_{50} ；泥砂磨蝕模組參數中，軟岩彈性模數 Y 設定值為 $5*10^4$ ，軟岩張力強度 σ_T 設定值為 0.84，軟岩強度參數 k_v 設定值為 10^{-12} ，輸砂量則以輸砂模組計算之數值為依據。以上述條件設定模擬基本資料，進行僅開啟水力沖蝕機制與泥砂磨蝕機制之模擬，模擬總時間為二天。

4-3 模擬結果與分析

水力沖蝕模擬結果與泥砂磨蝕模擬結果如圖 4-24、圖 4-25 所示。為方便分析模擬結果，另以底床沖淤變化量來展示水力沖蝕與泥砂磨蝕對於底床侵蝕之現象，分別如圖 4-26、圖 4-27 所示，其單位為公尺(m)。各圖中右端為上游端，左端為下游端。

觀察水力沖蝕模擬成果，由圖 4-26 可知，斷面 10 至斷面 12 於假設條件下，水力沖蝕效應於模擬至第八小時即展現其向下侵蝕之特性，並隨時間持續向下侵蝕，與水力沖蝕之物理特性相符。當模擬至最後時間 172,800 秒時，最大沖蝕深度於斷面編號 12 之區域。觀察開啟與未開啟水力沖蝕機制之相連斷面 12 與斷面 13，此區因水力沖

蝕之開啟與否，造成兩斷面間坡度驟升現象，而於此種坡度高度變化處之沖蝕深度與斷面 10、斷面 11 上游未有坡度上高度差異之沖蝕深度相比，斷面 12 的沖蝕深度較斷面 10、斷面 11 為深，相似於真實河川於瀑布形成處產生垂直切割或岩基沖蝕等溯源沖蝕之特性，相比於一般河道底床沖蝕，此種垂直切割的特性亦與實際物理特性相符。

若將模擬時間延長，則底床不斷沖蝕之結果，將使該斷面之水深逐漸增加，水流流速減緩，導致水流剪力降低，當水流剪力小於岩石底床臨界剪應力時，水力侵蝕模組將不再對底床造成變化。

圖 4-27 為泥砂磨蝕模擬後各斷面之底床沖淤變化量。與水力沖蝕相似，模擬初期即展現泥砂磨蝕對軟岩底床造成之侵蝕現象，也隨著時間逐漸向下侵蝕，與泥砂磨蝕之物理特性相符。當模擬至最終時刻時，泥砂磨蝕展現與水力沖蝕相異之特性，最大侵蝕深度發生於靠近下游端之斷面 10 處，且依序向上游遞減磨蝕深度。由泥砂磨蝕公式推測原因，僅考量泥砂磨蝕效應時，上游斷面 12 因磨蝕造成泥砂量增加，因此加劇了下游斷面 11、斷面 10 之泥砂磨蝕之顆粒數量，因此磨蝕之深度才由上游向下游遞增，此特殊現象亦與 Sklar and Dietrich (2004)所提出之理論相符。

若將模擬時間延長，底床因泥砂磨蝕逐漸降低底床深度，較低之

底床高度將具有類似沉砂池之效應，致使該區域河床載通量減少，而使泥砂磨蝕率逐漸減低，最終泥砂磨蝕模組將不再對底床造成變化。

觀察其餘未開啟軟岩侵蝕模組之斷面，在傳統輸砂模擬計算上，相比於軟岩侵蝕模組沖淤程度計算，並無明顯沖刷行為，且為清水沖刷模擬，亦無明顯淤積行為發生。若此渠道全段底床皆屬軟岩河床特性，則未開啟軟岩侵蝕模組之傳統輸砂模擬無法提供合理計算結果。

4-4 軟岩侵蝕模組敏感度測試與分析

軟岩侵蝕模組與 EFA 數值模式結合後，根據前述假設案例模擬結果之分析比較，雖無實際實驗案例可驗證其模擬結果之真實性，但模式對於模擬具有軟岩侵蝕特性之假設渠道，模擬結果可展現軟岩侵蝕模組的確可反映天然河川中軟岩侵蝕之物理特性。完成模組物理特性之檢驗後，再進行水力沖蝕與泥砂磨蝕機制之參數敏感度測試，探討不同參數對於模式模擬最終結果之影響。

4-4-1 敏感度測試條件

敏感度測試之案例仍以前述假設渠道為模擬對象，模擬等邊界條件亦相同。每組測試案例僅改變單一變數，根據式(3-25)、式(3-26)與式(3-27)可知，沖蝕指數 K_h 與粗糙高度 k_s 為水力沖蝕模組中較重要之參數，沖蝕指數 K_h 由現地試驗求得，但其變化範圍甚廣，而粗糙

高度 k_s 則依選定經驗公式的不同而有所差異。因此針對水力沖蝕機制，本研究選定探討沖蝕指數 K_h 與粗糙高度 k_s 變化造成之影響。泥砂磨蝕機制方面，根據式(3-28)，泥砂顆粒沖擊速度 w_s 與泥砂顆粒跳動長度 L_s 二參數可由 Sklar and Dietrich 提出之計算公式而得，而單位河寬供砂量則由 EFA 數值模式所提供之參數如軟岩彈性模數 Y 與軟岩張力強度 σ_T 除了由現地試驗外，無較一般化之計算方式，因此選定軟岩彈性模數 Y 與軟岩張力強度 σ_T 變化造成之影響。

4-4-2 敏感度測試分析



敏感度測試以探討最大軟岩侵蝕深度之變化為代表，此最大沖刷深度可代表模擬事件所造成之單點最大累積沖刷效應，與不同參數之敏感度測試則可得知軟岩侵蝕機制與實際物理參數、沖刷量之變動範圍之相對關係。

水力沖蝕模組模擬中，沖蝕指數 K_h 因試驗值變動範圍廣泛，因此於敏感度測試中，調整幅度以原設定值 200 的四分之一與四倍為調整倍率，圖 4-28 為不同沖蝕指數 K_h 模擬之結果。一般數值模擬中，粗糙高度 k_s 大多參考各經驗式所決定，大部分為其代表粒徑之倍數，倍數範圍約介於 0~3 之間，因此於此測試中，調整幅度以原設定值 $2*d_{50}$ 之倍數項加減 1 為計算依據，圖 4-29 為該參數不同數值之模擬結果。

與水力沖蝕機制相似，泥砂磨蝕機制參數軟岩彈性模數 Y 及軟岩張力強度 σ_T 之調整幅度，參考該參數實際應用時較常使用之範圍決定該參數的調整幅度。彈性模數調 Y 整幅度為原設定值 $5 * 10^5 \pm 20\%$ ；軟岩張力強度 σ_T 則以原設定值 0.84 ± 0.24 為模擬依據。其結果如圖 4-30、圖 4-31 所示。

僅由底床沿程變化無法量化敏感參數之特性，圖 4-32 與表 4-2 為沖蝕指數 K_h 、粗糙高度 k_s 、軟岩彈性模數 Y 及軟岩張力強度 σ_T 敏感參數測試結果之最大累積侵蝕變化量圖表。經由表 4-2 與圖 4-32 之分析可知，於水力沖蝕模組中，沖蝕指數 K_h 與粗糙高度 k_s 皆與最大累積沖蝕深度成反比，而沖蝕指數相較於粗糙高度具有較大之敏感度，沖蝕指數 K_h 約定數值自 50~400 時，最大累積沖蝕深度增加量約為 7.2 倍；而粗糙高度 k_s 約定數值由 $d_{50} \sim 3 * d_{50}$ 時，增加量約 1.13 倍，呈現較低敏感度之特性。泥砂磨蝕模組中，由圖 4-32 與表 4-2 可知軟岩張力強度 σ_T 之給定對於最大累積侵蝕深度具有極大敏感度，並與侵蝕深度成反比，當軟岩張力強度 σ_T 約定自 0.4~0.6MPa 時，最大累積侵蝕深度增加量約為 6 倍。軟岩彈性模數 Y 則與前述三組參數相異，與最大累積侵蝕深度成正比關係，其參數值越大則侵蝕越大，約定自 $4 * 10^4 \sim 6 * 10^4$ ，侵蝕深度變動量約減少 0.5 倍左右。

第五章 現場案例模擬分析

前一章已針對軟岩侵蝕模組進行相關模組測試，由測試結果可發現，軟岩侵蝕模組各參數之敏感度關係及模擬結果之物理特性，皆與真實現象相近。為了更進一步驗證結合軟岩侵蝕模組之 EFA 模式於真實河川之適用性，蒐集民國 89 年、93 及 96 年大安溪斷面資料及相關模擬條件資料，進行長時間洪水事件之模擬。

5-1 現場案例簡介與參數設定

對於大安溪等軟岩河川之侵蝕現況，目前尚無合適之侵蝕破壞機制與模式，在工程防治上並無可參考之依據，實需要對於其侵蝕機制進行研究。因此，本研究選擇大安溪流域為對象，以下分別對其流域概述、模擬範圍及模擬所需參數進行說明。

5-1-1 流域概述

大安溪位於台灣中部台中縣、苗栗縣境內，南臨大甲溪，北為後龍溪。大安溪主流長度約 96 公里，流域面積約 758 平方公里，上游發源於雪山山脈之大霸尖山，海拔約 3,488 公尺。全流域多屬山地，地勢由東部高峻逐漸向西傾斜，自發源地分水嶺至雙崎段，坡陡流急，岩石外露，形成深溪峽谷，河道高程由 2,840 公尺降自 485 公尺左右，平均坡度約為 0.04；雙崎以下河道出谷嶺後兩岸較為開闊，河道高程

由 485 公尺降至約海平面高程，坡度約為 0.013，此二段河道坡度差異甚大，河道特性亦有所不同。

大安溪蘭勢大橋上游河段於 921 地震時受到抬升作用，最大抬升高度達 10 公尺，造成上游河水堰塞，下游河道坡降由 0.013 劇增至 0.028。民國 97 年初河道現況已經受水流侵蝕下切成峽谷地形，峽谷附近地貌如圖 5-1 所示，河道深槽部分與河岸最大高程落差可達 20 公尺以上。本河段經過現地勘查結果顯示，河床大多為裸露的軟弱砂岩、頁岩、或砂頁岩互層所組成，抗侵蝕能力不佳，民國 88 年 921 地震迄民國 97 年初僅約 9 年餘之時間即造成河道地形如此劇烈之變化，且侵蝕現象仍相當活躍作用於本河段上，且根據「軟弱岩床劇烈沖蝕河斷沖蝕行為之探討—以大安溪為例」(2009)一文，大安溪劇烈沖蝕斷面之材料強度參數 M_s 數值介於 6 至 15 之間，亦符合 Annandale (1995) 對於軟弱岩盤之定義，因此本研究將以本河段為例探討軟弱岩床河道的侵蝕原因、機制、以及未來河道變遷之趨勢等，可供河川管理單位擬訂相似河川治理規劃之參考。

5-1-2 模擬範圍

大安溪流域近年來進行過四次斷面測量，分別為民國 82 年中下游段測量、民國 89 年 921 地震後中上游段測量(斷面 21~67)、民國

93 年全流域測量及民國 96 年全流域測量，表 5-1 為所蒐集之斷面資料彙整。根據上述之斷面資料，可發現 921 地震後，大安溪中上游段之斷面資料較為齊全，且現場案例模擬目的為測試軟岩侵蝕模組是否能反應大安溪河段因民國 89 年 921 地震拱隆後造成軟岩外露進而產生劇烈侵蝕之現象，故本研究在模擬範圍規劃上，挑選 921 地震後民國 89 年之斷面資料作為模擬起始值，而民國 93 年及民國 96 年之斷面資料作為模式檢定與驗證之基礎，取斷面 56(白布帆橋)為上游邊界，斷面 25(義里橋)為下游邊界，圖 5-2 為模擬流域及流域內各流量、水位測站位置示意圖。

5-1-3 模擬所需參數

1. 初始河道幾何資料



大安溪現場案例之河道幾何資料，採用經濟部水利署第三河川局於民國 89 年辦理之大安溪本流之斷面測量資料，作為模式起算條件，而此模擬範圍之斷面樁號整理如表 5-2 所示。

2. 初始河床質粒徑資料

為求能符合大安溪真實現況，並提高模擬精準度，對於河床質粒徑選取，應採用與斷面測量資料時間相近之河床質採樣資料，但由於民國 89 年大安溪並無實測河床質粒徑資料，其後至 89 年亦缺乏實測

資料，因此本研究根據台灣省水利局於民國 81 年「大安溪治理規劃報告」中之河床質採樣資料，各斷面相關粒徑組成資料整理如表 5-3 所示。本模式採用四組代表粒徑，分別以 D1~D4 稱之，D1=0.73mm、D2=27.16mm、D3=85.91mm、D4=141.78mm。

3. 底床糙度係數

對於底床糙度係數之選取，本研究參考前台灣省水利局民國 82 年「大安溪治理規劃報告」及經濟部水利署水利規劃試驗所民國 91 年「大安溪流域聯合整體治理規劃」中所建議的河床糙度進行水理輸砂與軟岩侵蝕之演算，各斷面所採用之底床糙度資料整理如表 5-2 所示。



4. 上游下游邊界條件

本研究於大安溪流域研究範圍內有四處水位流量觀測站，分別為義里站、卓蘭站、雪山坑站及象鼻站，水位站另有雙崎站及大安溪橋站。觀察各測站資料於 88 年 921 地震後之逐時水位與流量觀測資料，民國 88 年至民國 92 年缺乏水位、流量等實測資料，民國 93 至民國 95 年部分時段有實測資料不合理之現象，如全年度逐時流量皆在 1,000cms 以上等不合理現象。

因實測資料之缺乏與錯誤，本研究利用民國 89~93 年水利規劃試

驗所委託海洋大學李光敦教授等人於「流域整體規劃河川集水區數值地形資訊系統建立」(2003)所發展之運動波-地貌瞬時單位歷線(KW-GIUH)模式為計算工具。上述報告中，係參考大安溪五個水為、流量測站，分別為象鼻、雪山坑、雙崎、卓蘭與義里五站，擷取各測站之河川網路地文特性，並對集水區進行逕流模擬與粗糙係數檢定，報告亦提供大安溪流域各測站建議之糙度係數。利用運動波-地貌瞬時單位歷線為模擬工具，結合氣象局於大安溪流域內馬達拉、象鼻、雙崎、卓蘭、松安及雪嶺等六個雨量測站之實測雨量，計算徐昇式平均雨量為模式輸入條件，推估雙崎站逕流歷線為模式上游邊界流量歷線資料，並將推估之流量歷線與經濟部水利署民國 93 年「敏督利颱風水文分析報告」與民國 93 年「艾利颱風水文分析報告」推估之流量交互比較作為模式檢定之依據。運動波-地貌瞬時單位歷線操作流程如附錄所示。

因缺乏下游邊界實測水位資料，本研究參考民國 82 年「大安溪治理規劃報告」中，斷面 25 於各重現年期洪峰流量之水理分析成果，推估下游水位歷線作為模式模擬之下游邊界條件。

大安溪現場案例因上游邊界流量與下游邊界水位歷線，均為利用其他模式或率定曲線內差而得，為避免此一推估邊界條件對於模擬區域造成影響，現場案例模擬時於上下游各自增加一斷面並向前後延伸，

以減小推估邊界條件對模擬造成之影響，且為一緩坡狀態，因此邊界條件除流量水位外，不需另給其他條件。

6. 超亞臨界流邊界條件

當超亞臨界混合流發生時，超臨界流下游端水躍發生處，會因上、下游水深之共軛特性自然形成一限制條件，對整個流場而言，此限制條件即為一內部邊界條件，其存在使超臨界流區域得到多於之邊界條件，導致數值計算發生 over-determined 現象。鍾(2009)利用內部相鄰計算點之水位高程及流量，透過預測-修正數值方法先求取超亞臨界混合流區域內各斷面通水面積及流量，其後顯式有限解析法利用已預測修正後之通水面積、流量等數值繼續運算，得到真正所需超亞臨界混合流區域之通水面積、流量及超臨界流區域之下游邊界水深，因此模式於模擬運算時，不需另給其他超亞臨界流之邊界條件即可運算。

6. 上游泥砂輸入條件

因雙崎站並無歷年實測泥砂濃度資料，本研究以上游端之象鼻站歷年之實測泥砂濃度資料，加以迴歸出流量-含砂量濃度之率定曲線 $C_v(\text{PPM})=6.3198*Q(\text{m}^3/\text{s})+3.459$ ，其結果如圖 5-3 所示。由於此入砂濃度包含沖洗載之濃度，經檢定後扣除 95% 之沖洗載濃度，並以最細之 D_l 粒徑代表懸浮載粒徑。

7. 其他輸砂參數

實驗室案例可透過估算淤積鋒面來推求孔隙率，但現場案例無法以相同方式推估，且粒徑均為非均勻泥砂，彼此代表粒徑間顆粒大小差異性大，故本案例以 0.3 作為模式設定值。參考高度則依檢定案例結果設定為 0.05m。作用層厚度則根據以往經驗，設定此值介於 0.05~0.1 倍水深間。

8. 軟岩侵蝕模組參數

軟岩侵蝕模組參數部分，首先需設定具軟岩侵蝕特性之斷面區域，參考經濟部水利署民國 97 年「軟弱岩床劇烈沖蝕河段沖蝕行為之探討—以大安溪為例」報告，根據大安溪劇烈沖蝕河段之航拍圖，判定模擬範圍內具軟岩侵蝕特性之區域介於斷面 43 至斷面 46 之間。

沖蝕指數 K_h 之數值，亦參考「軟弱岩床劇烈沖蝕河段沖蝕行為之探討—以大安溪為例」報告建議值。由於各斷面於不同年份顯露之軟岩岩性不同，沖蝕指數 K_h 需根據歷年斷面測量結果以及現地觀測等試驗方法決定代表各斷面各年份之數值，歷年斷面比較以及各岩性區域分隔狀況，以斷面 44、斷面 44.1 及斷面 45 為例，如圖 5-4 至 5-6 所示，各分區經試驗後建議沖蝕指數 K_h 值如表 5-4 所示。

粗糙高度則依相關經驗式，採用 2 倍 d_{50} 作為計算依據。其餘參

數如軟岩彈性模數 Y 、軟岩張力強度 σ_T 、軟岩強度參數 k_V 等則依該區卓蘭地層相關調查報告之結果設定之，軟岩彈性模數 Y 設定值為 $5.0 \times 10^4 \text{ MPa}$ ，軟岩張力強度 σ_T 設定值為 0.6 MPa ，軟岩強度參數 k_V 設定為 1.0×10^{12} ；無因次沖蝕系數 k_p 經檢定後設定為 10^{-7} 。

5-2 模擬結果與分析

5-2-1 檢定案例

檢定案例採用之洪水事件時間介於民國 89 年至民國 93 年間，此一期間包含桃芝(民國 90 年 7 月 28 日至 7 月 31 日)、納莉(民國 90 年 9 月 8 日至 9 月 10 日、9 月 13 日至 9 月 19 日)、雷馬遜(民國 91 年 7 月 2 日至 7 月 4 日)、娜克莉(民國 91 年 7 月 9 日至 7 月 10 日)、敏督利(民國 93 年 6 月 28 號至 7 月 3 日)、蘭寧(民國 93 年 8 月 10 日至 8 月 13 日)、艾利(民國 93 年 8 月 23 日至 8 月 26 日)等代表性颱洪事件。

本研究於此檢定案例中之總模擬時間為 305 小時，圖 5-7 及圖 5-8 分別為模擬演算時所輸入之上下游邊界條件，上游邊界洪峰流量約為 $7,400 \text{ cms}^3$ 。

圖 5-9 及圖 5-10 為民國 89 年大安溪底床經模式演算模擬後與民國 93 年實測值之水位及底床高程岩程變化示意圖，由各斷面最低點連線繪製而成；圖 5-11 為模擬值與實測值之底床高程差比較圖。觀察圖 5-9 至圖 5-11 可發現，模式模擬值於大安溪全河段呈現沖刷之現

象；由實測值觀之，上游端底床呈現沖刷現象，中下游端底床沖淤變化劇烈，部分斷面沖淤趨勢與模擬值相異。模擬與實測趨勢落差較大之斷面，吾人以民國 89 年與民國 93 年實測斷面資料相比較，發現大安溪中下游端斷面變化劇烈，斷面 26、斷面 33、斷面 34、斷面 35、斷面 40 等斷面發生主深槽位置改變之狀況，進而使實測沖淤變化在下游段僅在 1 公里長度內產生變化劇烈之現象。而 EFA 一維模式則因採用民國 89 年底床為模擬之初始條件，故於此種具高度變異性之斷面無法反應其主深槽改變之特性。觀察其餘斷面之整體趨勢變化，EFA 一維模式則能正確模擬其沖淤變化趨勢。具軟岩侵蝕特性區域部分則如圖 5-11 所標示，觀察底床最低點連線與斷面沖淤變化，結合軟岩侵蝕模組之 EFA 模式對於具軟岩侵蝕特性之斷面，仍具有模擬其變化趨勢之功能。

5-2-2 驗證案例

驗證案例採用之洪水事件時間介於民國 94 年至民國 96 年間，此一期間包含海棠(民國 94 年 7 月 16 日至 7 月 20 日)、馬莎(民國 94 年 8 月 3 日至 8 月 6 日)、泰利(民國 94 年 8 月 30 日至 9 月 1 日)、龍王(民國 94 年 9 月 30 日至 10 月 3 日)、碧利斯(民國 95 年 7 月 12 日至 7 月 15 日)、韋帕(民國 96 年 9 月 17 日至 9 月 19 日)、柯羅莎(民國 96 年 10 月 4 日至 10 月 7 日)等代表性颱洪事件。本研究於此驗證案

例中之總模擬時間為 247 小時，圖 5-12 及 5-13 分別為模擬演算時所輸入之上下游邊界條件，上游邊界洪峰流量約為 5,400cms。

圖 5-14 及圖 5-15 為民國 93 年大安溪底床經模式模擬後與民國 96 年實測值之底床高程沿程變化示意圖，由各斷面最低點連線繪製而成；圖 5-16 則為模擬值與實測值之底床高程差比較圖。觀察圖 5-14 至圖 5-16 可發現，上游段實測資料呈現淤積趨勢，而中游軟岩區域部分沖刷明顯，下游端沖淤變化漸小。而模式模擬值上游端呈現不沖不淤之現象，與實測資料具有一定程度差異，觀察 93 年與 96 年時測斷面資料，經比較後發現上游段斷面 45 至斷面 51，產生主深槽變遷之現象，且變化幅度劇烈，EFA 一維模式因採用 93 年斷面資料作為模擬之底床初始條件，故無法反映其主深槽改變之特性。其餘中下游端整體趨勢與實測資料相近。具軟岩侵蝕特性部分如圖 5-16 所標示，觀察底床最低點連線與斷面沖淤變化與檢定結果相同，EFA 一維模式在結合軟岩侵蝕模組後，對於具軟岩侵蝕特性之斷面，模式仍具有模擬演算其沖淤趨勢的功能。

5-2-3 軟岩侵蝕模組分析

針對軟岩侵蝕模組的計算與否對於模擬之結果影響評估，吾人以大安溪檢定模擬為例作為模組對於模擬結果比較之基礎。圖 5-17 為檢定案例軟岩侵蝕模組開啟與否之模擬結果。觀察圖 5-17 可發現，

軟岩侵蝕模組於 EFA 一維模式計算中，並非僅影響具軟岩侵蝕特性之斷面，對於不具軟岩侵蝕特性之斷面，在模擬過程中亦會受到軟岩侵蝕模組計算之影響。軟岩侵蝕模組開啟後，軟岩侵蝕區域因軟岩侵蝕造成底床快速下降，造成區域間坡度劇烈變化之現象，而其上游端也因此減緩沖蝕，比較 EFA 開啟軟岩侵蝕模組與未開啟軟岩侵蝕模組之上游端模擬結果，開啟後之結果較接近於實測值之沖淤變化；而鄰近軟岩區域下游端之斷面，也因軟岩侵蝕模組之加入，模式能反映軟岩沖蝕河段劇烈底床變化行為，使水理模組模擬該區域之水理結果能符合實際變化，進而修正輸砂模組模擬結果，最終之模擬結果也較相似於實測之沖淤變化。圖 5-18 為驗證案例軟岩侵蝕模組開啟與否之模擬結果，可知軟岩侵蝕模組於模擬演算中，除設定具軟岩侵蝕特性之斷面受軟岩侵蝕模組影響外，其餘上下游斷面亦會因軟岩模組加入而影響最終模擬結果。

第六章 結論與建議

本研究藉由現有軟岩河道沖蝕模型理論，建構軟岩河道沖蝕模組，包含 Annandale (1995) 之水力沖蝕與 Sklar and Dietrich (2004) 之泥砂磨蝕等兩種軟岩侵蝕機制，並將軟岩侵蝕模組納入一維顯式有限解析法動床模式中，建構具有可模擬軟岩侵蝕特性之一維河道動床數值模式。以下為所獲得之成果：

6-1 結論

1. 本研究透過一假設案例定性探討軟岩侵蝕模組是否與實際軟岩侵蝕特性相符。由模擬結果可知，水力沖蝕造成垂直切割現象與泥砂磨蝕造成下游侵蝕之特性，模擬結果均與其物理特性相符。
2. 透過參數敏感度分析，可提供吾人於軟岩侵蝕模組應用上，各參數選定標準之參考。假設長為 10,000 公尺，坡度為 0.002 梯型渠道，邊界流量為 1,000cms，下游邊界水位為 6.65m，曼寧 n 值採用 0.042 之模擬條件下，進行敏感度測試模擬。水力沖蝕模組敏感度分析結果中，沖蝕指數 K_h 相較於粗糙高度較為敏感，沖蝕指數 K_h 變動大小由初值 200 減至 50 時，沖刷深度由 0.16 公尺增加至 0.36 尺，由初值 200 增至 800 時，沖刷深度則減至 0.05，模擬結果變化劇烈；泥砂磨蝕模組則以軟岩張力強度 σ_T 較為敏感，軟岩

張力強度 σ_T 由初值 0.84 減至 0.6 時，最大沖刷深度由 0.15 增至 0.22 公尺，軟岩張力強度 σ_T 由初值 0.84 增至 1.08 時，最大沖刷深度由 0.15 公尺減至 0.11 公尺。

3. 軟岩侵蝕模組亦透過現場案例之模擬與分析，檢驗軟岩侵蝕模組應用於天然河川之適用性。由大安溪檢定驗證案例結果可知，EFA 一維數值模式結合軟岩侵蝕模組後，應用於天然河川模擬中，模擬結果優於一般不考慮軟岩沖蝕機制之河道輸砂模式之結果，較能反應具有軟岩侵蝕特性河川之物理現象，展現河川之真實底床沖淤變化。



4. 根據大安溪案例之模擬結果，軟岩侵蝕模組於模擬演算中具有修正其餘斷面之沖淤變化特性，如檢定案例中，軟岩侵蝕區域於未開啟軟岩侵蝕模組運算時，EFA 模擬結果為河道呈現淤積現象，其餘部分河段亦呈現與實測資料相反之趨勢，而開啟軟岩侵蝕模組後，軟岩侵蝕模組修正軟岩侵蝕區域之地形變化，進而修正水理模組運算整體水理條件之結果，使整體模擬結果相較於傳統河道動床模式為佳，並能展現河川演變之趨勢。

6-2 建議

1. 模擬天然河川案例時，軟岩侵蝕模組之參數均需依靠現地試驗或

實驗室試驗等方式取得岩石物理參數，而此類參數對於模擬演算結果之優劣具有相當大之影響，故後續應用模式於天然河川模擬演算時，應參考 ASTM 對應於各項參數之試驗規範，對現地岩石條件做完整之試驗及評估，以增加模式模擬之準確度。

2. 天然河川發生軟岩侵蝕時，水力沖蝕與泥砂磨蝕結果往往難以詳細分離。因此於天然河川模擬演算中，吾人可根據無因次沖蝕係數 k_p 與軟岩強度參數 k_v 之大小，決定該模擬中何種侵蝕為主要侵蝕量來源。對於此二參數之率定，除藉由檢定驗證之過程決定外，也需透過現地觀察的方式來了解該河川是屬於何種類型之侵蝕模式。大安溪軟岩侵蝕河段經現地觀察後發現，該區域河床質粒徑粗大，河床載少且多集中在上游，因此於大安溪模擬中，無因次沖蝕係數較大，可反應水力沖蝕為主要侵蝕因素之特性。

參考文獻

1. Annandale, G.W. (1995), “Erodibility”, *Journal of Hydraulic Research*, Vol33, No.4, 471-494.
2. Annandale, G.W. (2006), “Scour technology, mechanics and engineering practice.” *McGraw Hill*, New York.
3. Bitter, J.G.A. (1963a), “A study of erosion phenomena, part I.” *Wear*, 6, 5-21.
4. Bitter, J.G.A. (1963b), “A study of erosion phenomena, part II.” *Wear*, 6, 169-190.
5. Bieniawski, Z.T., (1984), “Rock mechanics design in mining and tunneling.” Rotterdam: A.A. Balkema, 79-100, 169-173.
6. Foley, M.G. (1980), “Bedrock incision by streams.” *Geol. Soc. Am. Bull.*, Part II, 91, 2189-2213.
7. Howard, A.D. and Kerby, G., (1983), “Channel changes in badlands.” *Geological Society of American Bulletin*, Vol.94, 739-752.
8. Howard, A.D. (1994), “A detachment-limited model of drainage basin evolution.” *Water Resources Research*, Vol.30, No.7, 2261-2285.
9. Hancock, G.S., Anderson, R.S., and Whipple, K.X. (1998). “Beyond power bedrock incision process and form”, *Rivers over Rock: Fluvial Process in Bedrock Channels*, 35-60. *American Geophysical Union*, Washington.
10. Huang, J. and Greimann, B.P., (2007). “User’s manual for SRH-1D 2.0.” Bureau of Reclamation Technical Service Center.
11. Kirsten, H.A.D. (1982), “A classification system for excavation in natural materials.” *The Civil Engineer in South Africa*, 292-308, July (Discussion in Vol. 25, No. 5, May 1983).
12. Montgomery, D.R. and Buffington, J.M. (1993). “Channel

- classification, prediction of channel response, and assessment of channel condition”, Report TFW-SH10-93-002, *Timber-Fish-Wildlife Agreement*, State of Washington Department of Natural Resources,84.
13. Seidl, M.A. and Dietrich, W.E., (1992). “The problem of channel erosion into bedrock”, *Geomorphology: Critical concept in Geography*, Vol.1, *Fluvial Geomorphology*, 316-339. *Routledge*, London.
14. Sklar, L. and Dietrich, W.E., (1998). “River longitudinal profiles and bedrock incision models: stream power and the influence of sediment supply.” *Rivers over Rock: Fluvial Process in Bedrock Channels*, 237-260. *American Geophysical Union*, Washington.
15. Sklar, L. and Dietrich, W.E., (2001). “Sediment and rock strength controls on river incision into bedrock.” *Geology*, Vol.29, No.12, 1087-1090.
16. Sklar, L., and Dietrich, W.E., (2004), “A mechanistic model for river incision into bedrock by saltating bed load.” *Water Resources Research*, Vol.40, doi:10.1029/2003WR002496.
17. Sklar, L. and Dietrich, W.E., (2006). “The role of sediment in controlling steady-state bedrock channel slope: Implications of the salvation-abrasion incision model.” *Geomorphology*, Vol.82, 58-83.
18. Tinkler, K.J., and Wohl, E.E., (1998). “A primer on bedrock channels.” *Rivers over Rock: Fluvial Process in Bedrock Channels*, 1-18. *American Geophysical Union*, Washington.
19. Van Rijn, L.C. (1984a). “Sediment transport, Part I: bed load transport.” *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 110, No. 10, 1431-1456.
20. Van Rijn, L.C. (1984b). “Sediment transport, Part II: suspended load transport.” *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol.110, No.11, 1613-1641.
21. Whipple, K.X., Snyder, N.P., and Dollenmayer, K., (2000). “Rate and

- processes of bedrock incision by the upper Ukak river since the 1912 Novarupta ash flow in the valley of ten thousand smokes, Alaska.” *Geology*, Vol.28, No.9, 835-838.
22. Whipple, K.X., Hancock, G.S., and Anderson, R.S., (2000), “Mechanics and relative efficacy of plucking abrasion, and cavitation.” *Geological Society of America Bulletin*, Vol.112, No.3, 490-503.
23. Yuichi S. H., Shozo Y., and Yukinori M., (2008). “Erosion rates of water falls in post-volcanic fluvial systems around Aso volcano, southwestern Japan.” *Earth Surface Processes and Landforms*, Vol.33, 801-812.
24. Turowski, J.M., Hovius, N., Wilson, A., Horng, M.J., (2008). “Hydraulic geometry, river sediment and the definition of bedrock channels.” *Geomorphology*, Vol.99, 26-38.
25. 台灣省水利處局(1992),「大安溪治理規劃報告」。
26. 台灣省水利處局(1993),「大安溪治理規劃報告」。
27. 葉克家、蔡惠峰、沈澄宇、許至璁(1996),「蜿蜒河道有限解析法動床模式之研發及應用(I)」,行政院國家科學委員會專題研究計劃成果報告。
28. 陳昇佑(2002),「沉滓交換機制之模擬與應用」,國立交通大學土木工程研究所碩士論文。
29. 經濟部水利署水利規劃試驗所(2003),「流域整體規劃河川集水區數值地型資訊系統建立(四)」。
30. 程紹平、鄧起東、李傳友、楊桂枝(2004),「流水下切的動力學機制、物理侵蝕過程和影響因素：評述和展望」,第四紀研究,第24卷。
31. 經濟部水利署水利規劃試驗所(2004),「敏督利颱風水文分析報告」。
32. 經濟部水利署水利規劃試驗所(2004),「艾利颱風水文分析報告」。

33. 陳思廷(2006)，「不同輸砂公式對河道沖淤影響之研究」，國立交通大學土木工程研究所碩士論文。
34. 經濟部水利署水利規劃試驗所(2008)，「台灣西部多砂河川沖淤模式研發及復育研究計畫(Predicting rock scour in rivers)」。
35. 經濟部水利署水利規劃試驗所(2008)，「軟弱岩床具列沖蝕河段沖蝕行為之探討—以大安溪為例」。
36. 鍾仁凱(2009)，「顯式有限解析法模式結合預測-修正數值法於超亞臨界混合流之研究」，國立交通大學土木工程研究所碩士論文。

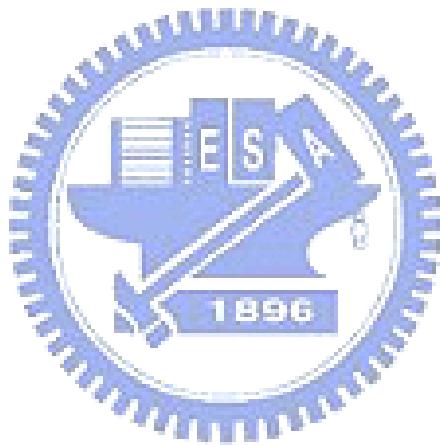


表 2-1 岩石材料強度表(摘錄自 Annandale, 1995)

| 材料強度數值(M_s) | | |
|-----------------|-----------------|-------|
| 岩石硬度 | 無圍單壓強度 UCS(MPa) | M_s |
| 極軟岩 | <1.7 | 0.89 |
| | 1.7~3.3 | 1.86 |
| 軟岩 | 3.3~6.6 | 3.95 |
| | 6.6~13.2 | 8.39 |
| 硬岩 | 13.2~26.4 | 17.70 |
| 極硬岩 | 26.4~53.0 | 35.0 |
| | 53.0~106.0 | 70.0 |
| 極堅硬岩 | >212.0 | 280.0 |

表 2-2 參考場址模式輸入及輸出值(摘錄自 Sklar and Dietrich, 2004)

| Reference Site Model Input and Output Values | |
|--|------------------------|
| | Value |
| Model Inputs | |
| Channel slope S | 0.0053 |
| Discharge Q_w | 39.1 m ³ /s |
| Grain diameter D_s | 0.060 m |
| Sediment supply Q_s | 42.6 kg/s |
| Channel width W | 18.0 m |
| Roughness n | 0.035 |
| Rock tensile strength σ_T | 7.0 MPa |
| Rock elastic modulus Y | 5*10 ⁴ MPa |
| Dimensionless rock resistance parameter k_v | 1*10 ¹² |
| Nondimensional critical shear stress τ_c^* | 0.030 |
| Sediment density ρ_s | 2650 kg/m ³ |
| Water density ρ_w | 1000 kg/m ³ |
| Model Outputs | |
| Instantaneous erosion rate E | 20.5 mm/yr |
| Flow depth H_w | 1.1 m |
| Mean flow velocity u_w | 2.0 m/s |
| Froude number Fr | 0.62 |
| Transport stage τ^*/τ_c^* | 1.7 |
| Sediment transport capacity Qt | 50.2 kg/s |
| Ratio of shear velocity to fall velocity u^*/w_f | 0.24 |
| Boundary shear stress τ_b | 53.7 Pa |

表 3-1 節理組數參數(摘錄自 Annandale, 1995)

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

表 3-2 節理面粗糙參數(摘錄自 Annandale, 1995)

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

表 3-3 節理風化參數(摘錄自 Annandale, 1995)

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

表 3-4 地盤構造參數條件(摘錄自 Annandale, 1995)

| 地盤構造參數條件(J_s) | | | | | |
|-------------------|-----------------|------------|------|------|------|
| 節理之傾向 (單位：度) | 節理之傾角 (單位：度) | 節理間距比， r | | | |
| | | 1:1 | 1:2 | 1:4 | 1:8 |
| 180/0 | 垂直 90 | 1.14 | 1.20 | 1.24 | 1.26 |
| 順向 | 89 | 0.78 | 0.71 | 0.65 | 0.61 |
| | 85 | 0.73 | 0.66 | 0.61 | 0.57 |
| | 80 | 0.67 | 0.60 | 0.55 | 0.52 |
| | 70 | 0.56 | 0.50 | 0.46 | 0.43 |
| | 60 | 0.50 | 0.46 | 0.42 | 0.40 |
| | 50 | 0.49 | 0.46 | 0.43 | 0.41 |
| | 40 | 0.53 | 0.49 | 0.46 | 0.45 |
| | 30 | 0.63 | 0.59 | 0.55 | 0.53 |
| | 20 | 0.84 | 0.77 | 0.71 | 0.67 |
| | 10 | 1.25 | 1.10 | 0.98 | 0.90 |
| 逆向 | -5 | 1.39 | 1.23 | 1.09 | 1.01 |
| | -1 | 1.50 | 1.33 | 1.19 | 1.10 |
| | 0 | 1.14 | 1.09 | 1.05 | 1.02 |
| | -1 | 0.78 | 0.85 | 0.90 | 0.94 |
| | -5 | 0.73 | 0.79 | 0.84 | 0.88 |
| | -10 | 0.67 | 0.72 | 0.78 | 0.81 |
| | -20 | 0.56 | 0.62 | 0.66 | 0.69 |
| | -30 | 0.50 | 0.55 | 0.58 | 0.60 |
| | -40 | 0.49 | 0.52 | 0.55 | 0.57 |
| | -50 | 0.53 | 0.56 | 0.59 | 0.61 |
| 180/0 | -60 | 0.63 | 0.68 | 0.71 | 0.73 |
| | -70 | 0.84 | 0.91 | 0.97 | 1.01 |
| | -80 | 1.26 | 1.41 | 1.53 | 1.61 |
| | -85 | 1.39 | 1.55 | 1.69 | 1.77 |
| | -89 | 1.50 | 1.68 | 1.82 | 1.91 |
| 180/0 | 垂直-90 | 1.14 | 1.20 | 1.24 | 1.26 |

表 4-1 各案例上游入流量與下游水位條件

| 案例 | 上游入流量(cms/m) | 下游水位(m) |
|-------|--------------|---------|
| Run21 | 0.0236 | 0.2565 |
| Run22 | 0.0236 | 0.251 |
| Run25 | 0.0194 | 0.26 |
| Run26 | 0.0194 | 0.265 |
| Run14 | 0.0683 | 0.299 |



表 4-2 敏感度測試最大沖刷深度結果

| 敏感參數 | 敏感度測試參數值 | | | 最大沖刷深度(m) | | |
|-------------------|------------|------------------|------------------|-----------|-------------|------------|
| | Original | Test1 | Test2 | Original | Test1 | Test2 |
| 水力沖蝕模組 | | | | | | |
| 沖蝕指數 K_h | 200 | 50(75%) | 800(300%) | -0.16 | -0.36(125%) | -0.05(69%) |
| 粗糙高度 k_s | $2*d_{50}$ | $1*d_{50}(50\%)$ | $3*d_{50}(50\%)$ | -0.16 | -0.17(6%) | -0.15(6%) |
| 泥砂磨蝕模組 | | | | | | |
| 軟岩彈性模數 Y | $5*10^5$ | $4*10^5(20\%)$ | $6*10^5(20\%)$ | -0.15 | -0.11(26%) | -0.22(47%) |
| 軟岩張力強度 σ_T | 0.84 | 0.6(29%) | 1.08(29%) | -0.15 | -0.36(140%) | -0.06(60%) |

括號中為增減之百分比例

表 5-1 大安溪大斷面資料彙整

| 資料類型 | 測量年份 | 測量範圍 | 資料來源 |
|------|---------|----------|------|
| 大斷面 | 民國 82 年 | 斷面 0~56 | 三河局 |
| | 民國 89 年 | 斷面 21~67 | |
| | 民國 93 年 | 斷面 0~67 | |
| | 民國 96 年 | 斷面 0~67 | |



表 5-2 模擬範圍之斷面樁號與曼寧 n 值

| 樁號 | 河心距(m) | 採用曼寧 n 值 |
|------|---------|----------|
| 25 | 16045 | 0.037 |
| 26 | 16827.5 | 0.037 |
| 27 | 17433.5 | 0.037 |
| 28 | 18016.5 | 0.037 |
| 29 | 18411.2 | 0.037 |
| 30 | 19107.5 | 0.037 |
| 31 | 19712.5 | 0.04 |
| 32 | 20487.5 | 0.04 |
| 33 | 21150.5 | 0.04 |
| 34 | 21686.5 | 0.04 |
| 35 | 22288.5 | 0.04 |
| 36 | 22855.5 | 0.04 |
| 37 | 23478.5 | 0.04 |
| 38 | 24085.5 | 0.04 |
| 39 | 24641.5 | 0.04 |
| 40 | 25387.5 | 0.04 |
| 41 | 25971.6 | 0.04 |
| 42 | 26415.5 | 0.04 |
| 43 | 27080.5 | 0.042 |
| 44 | 27703.5 | 0.042 |
| 44.1 | 28260.5 | 0.042 |
| 45 | 28628.5 | 0.042 |
| 46 | 29306.5 | 0.042 |
| 46.1 | 29845.5 | 0.042 |
| 47 | 30347.5 | 0.042 |
| 48 | 30928.5 | 0.042 |
| 48.1 | 31512.5 | 0.042 |
| 49 | 31930.5 | 0.042 |
| 50 | 32446.5 | 0.045 |
| 51 | 33033.5 | 0.045 |
| 52 | 33839.5 | 0.045 |
| 53 | 34653.5 | 0.045 |
| 54 | 35440.5 | 0.045 |
| 55 | 35894.5 | 0.045 |
| 56 | 36853 | 0.045 |

表 5-3 大安溪各斷面河床質粒徑分組重量累積百分比

| 斷面 | 河床質粒徑(mm) | | | |
|---------|------------|-------------|--------------|------------|
| | 0.73~27.16 | 27.16~85.91 | 85.91~141.78 | 141.78~500 |
| 25 | 0.101 | 0.206 | 0.370 | 1.000 |
| 26 | 0.100 | 0.164 | 0.295 | 1.000 |
| 27 | 0.101 | 0.171 | 0.331 | 1.000 |
| 28 | 0.101 | 0.185 | 0.338 | 1.000 |
| 29 | 0.101 | 0.175 | 0.347 | 1.000 |
| 30 | 0.101 | 0.177 | 0.347 | 1.000 |
| 31 | 0.100 | 0.175 | 0.330 | 1.000 |
| 32 | 0.102 | 0.213 | 0.365 | 1.000 |
| 33 | 0.101 | 0.219 | 0.381 | 1.000 |
| 34 | 0.101 | 0.220 | 0.400 | 1.000 |
| 35 | 0.101 | 0.217 | 0.362 | 1.000 |
| 36 | 0.101 | 0.185 | 0.318 | 1.000 |
| 37 | 0.103 | 0.248 | 0.490 | 1.000 |
| 38 | 0.101 | 0.219 | 0.362 | 1.000 |
| 39 | 0.100 | 0.162 | 0.295 | 1.000 |
| 40 | 0.101 | 0.200 | 0.368 | 1.000 |
| 41 | 0.101 | 0.190 | 0.324 | 1.000 |
| 42 | 0.118 | 0.254 | 0.394 | 1.000 |
| 43 | 0.101 | 0.197 | 0.332 | 1.000 |
| 44~44.1 | 0.099 | 0.184 | 0.329 | 1.000 |
| 45 | 0.100 | 0.167 | 0.310 | 1.000 |
| 46~46.1 | 0.099 | 0.195 | 0.361 | 1.000 |
| 47 | 0.099 | 0.215 | 0.363 | 1.000 |
| 48~48.1 | 0.100 | 0.197 | 0.345 | 1.000 |
| 49 | 0.099 | 0.193 | 0.410 | 1.000 |
| 50 | 0.099 | 0.259 | 0.478 | 1.000 |
| 51 | 0.100 | 0.164 | 0.295 | 1.000 |
| 52 | 0.107 | 0.293 | 0.440 | 1.000 |
| 53 | 0.098 | 0.219 | 0.363 | 1.000 |
| 54 | 0.095 | 0.200 | 0.317 | 1.000 |
| 55 | 0.099 | 0.251 | 0.438 | 1.000 |
| 56 | 0.097 | 0.146 | 0.268 | 1.000 |

表 5-4 沖蝕指數 K_h 參數表

| 岩性分區 | 說明 | 沖蝕指數 K_h |
|-----------|---------|------------|
| Zone I | 砂岩偶夾頁岩 | 50~500 |
| Zone II | 砂頁岩互層 | 100~200 |
| Zone III | 極厚層頁岩 | 500~700 |
| Zone IV | 砂頁岩互層 | 300~500 |
| Zone V | 極厚層塊狀砂岩 | 500~700 |
| Zone VI | 砂頁岩互層 | 300~500 |
| Zone VII | 極厚層塊狀砂岩 | 500~700 |
| Zone VIII | 砂頁岩互層 | 300~500 |

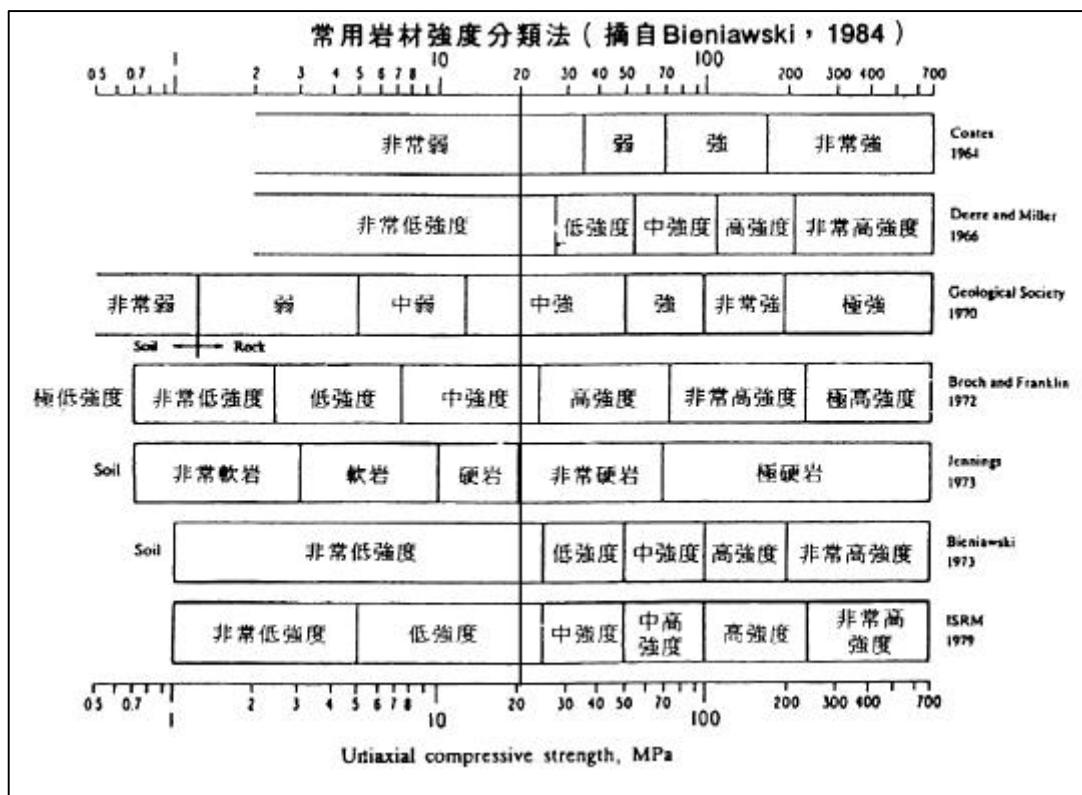


圖 2-1 Bieniawski 岩石強度分類法 (摘錄自 Bieniawski, 1984)

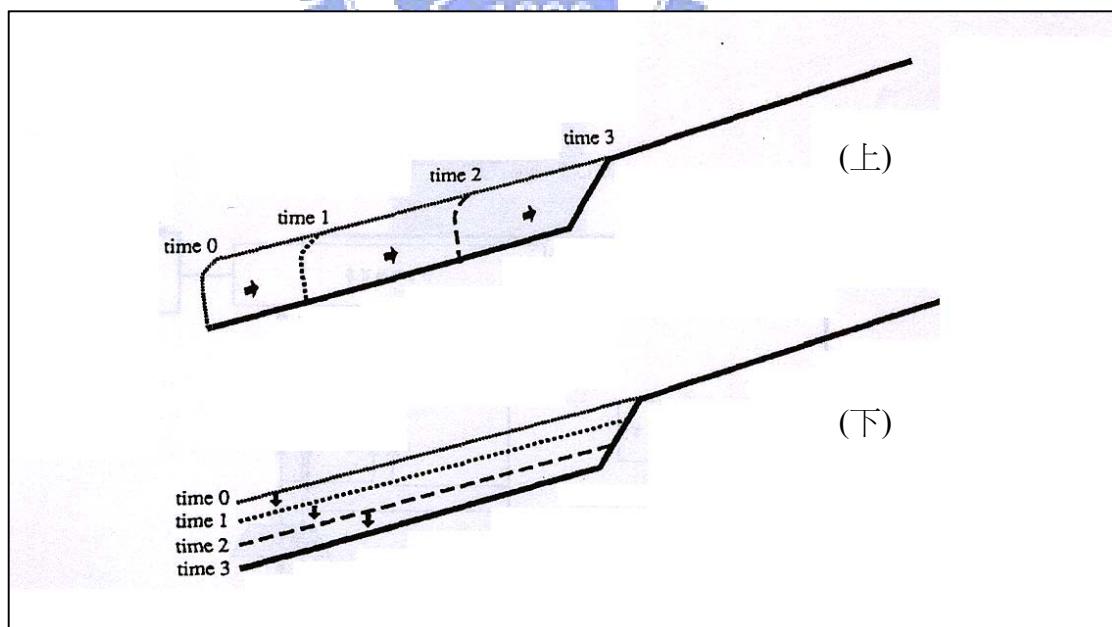


圖 2-2 河道縱向演變的兩種型態(摘錄自 Seidl and Dietroch, 1992)

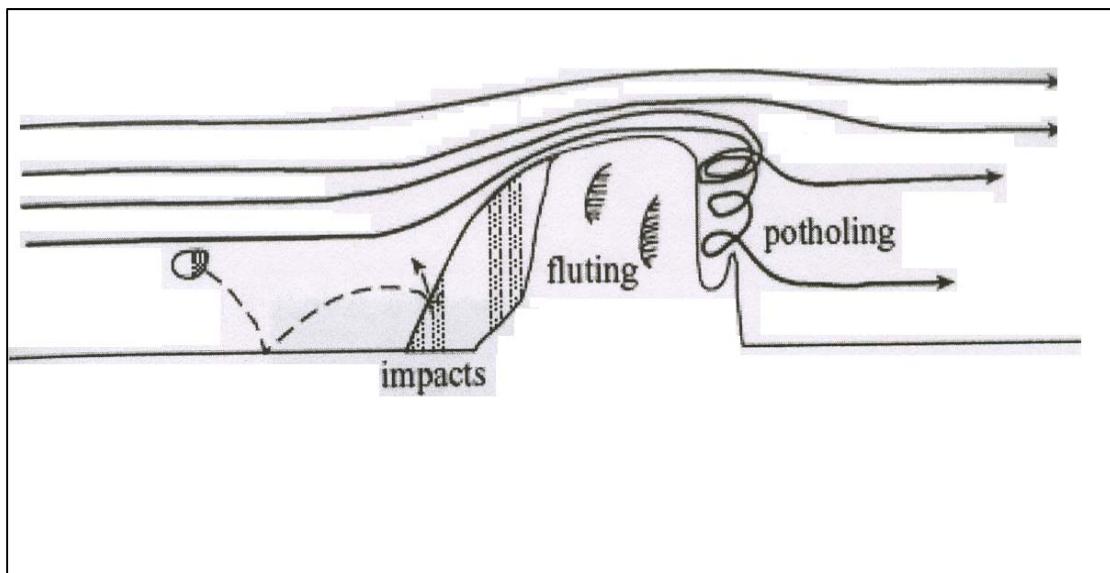


圖 2-3 岩床侵蝕的磨蝕機制示意圖(摘錄自 Whipple et al., 2000)

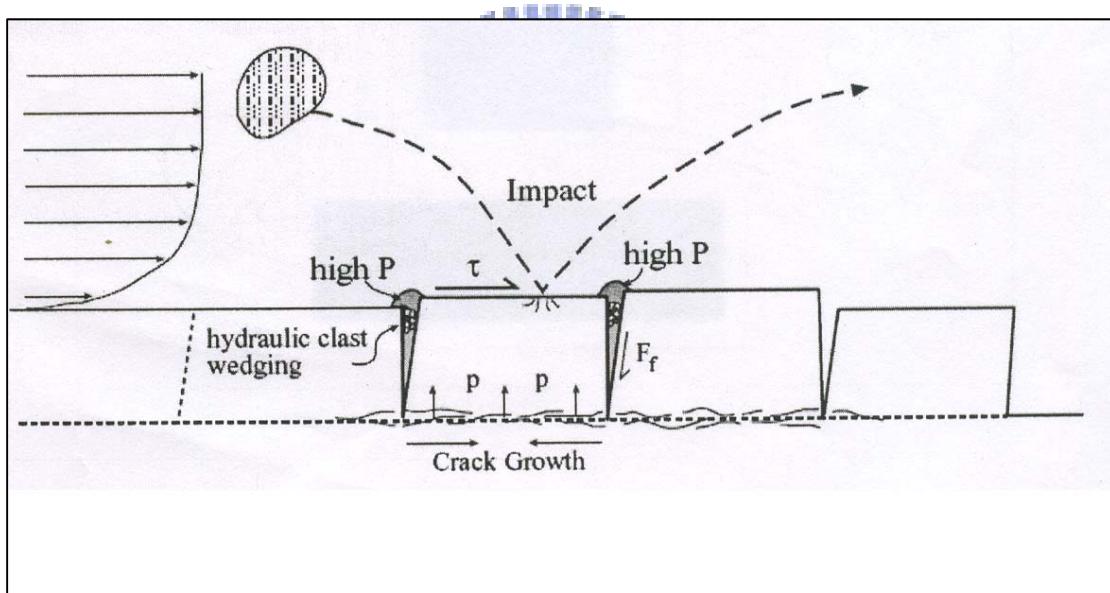


圖 2-4 岩床侵蝕的抽離機制示意圖(摘錄自 Whipple et al., 2000)

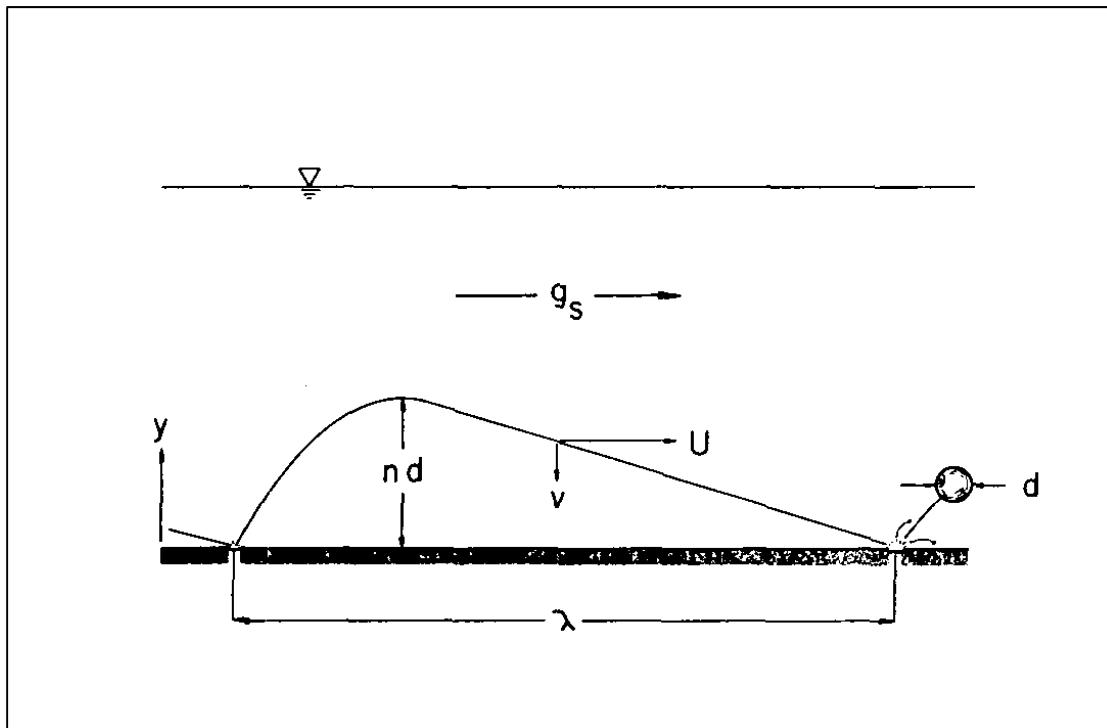


圖 2-5 Foley 河床載侵蝕模型概念圖(摘錄自 Foley, 1980)

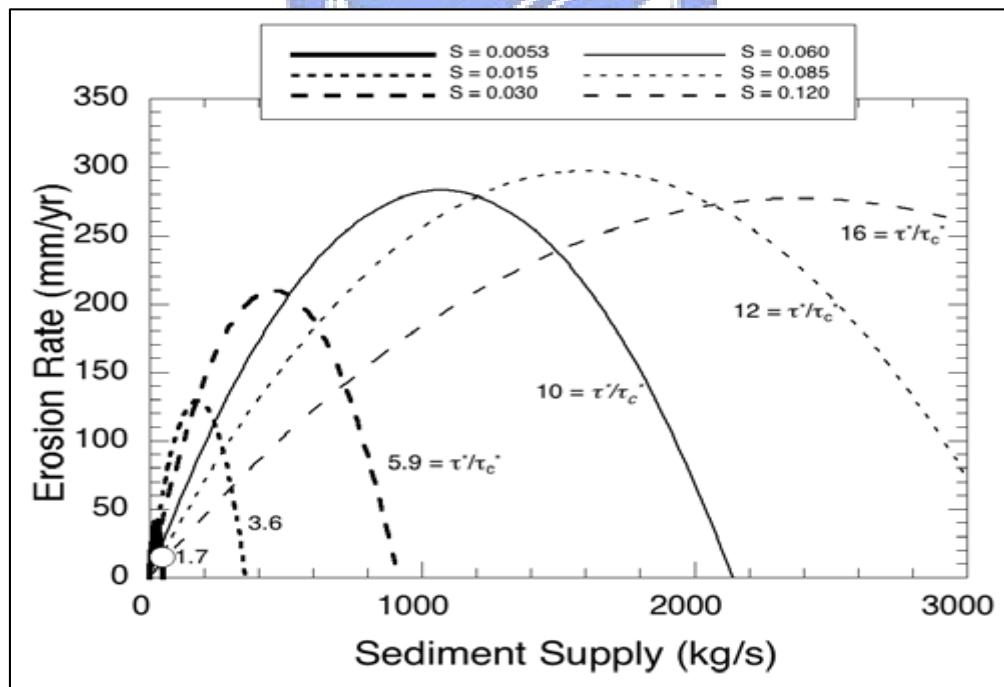


圖 2-6 岩床侵蝕率與無床質供應量關係，粗實現為參考場址狀況

(摘錄自 Sklar and Dietrich, 2004)

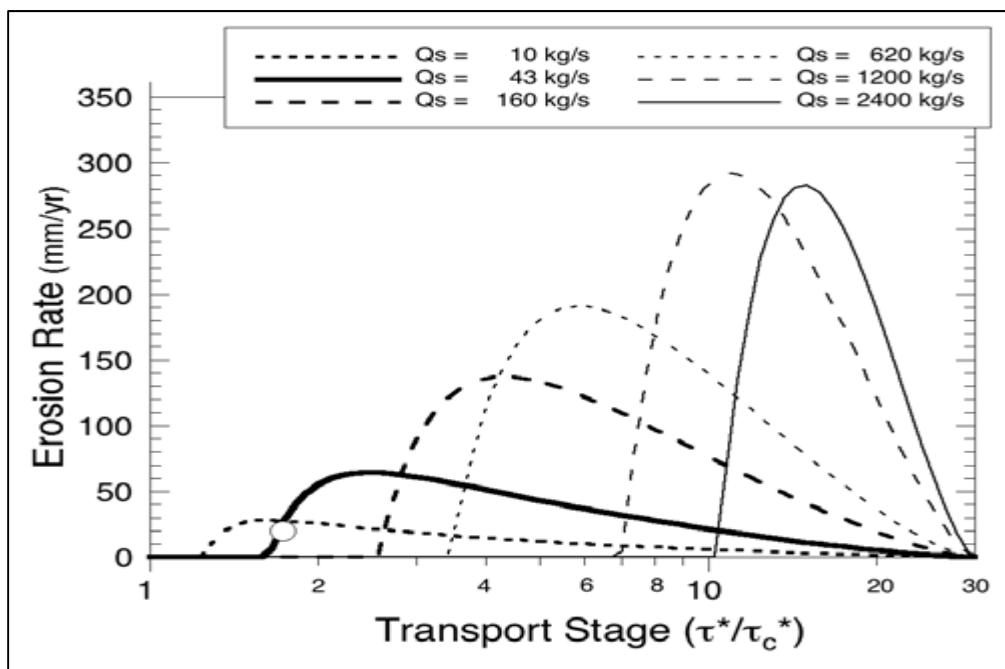


圖 2-7 岩床侵蝕率與無因次相對剪應力關係，粗實線為參考場址狀況

(摘錄自 Sklar and Dietrich, 2004)

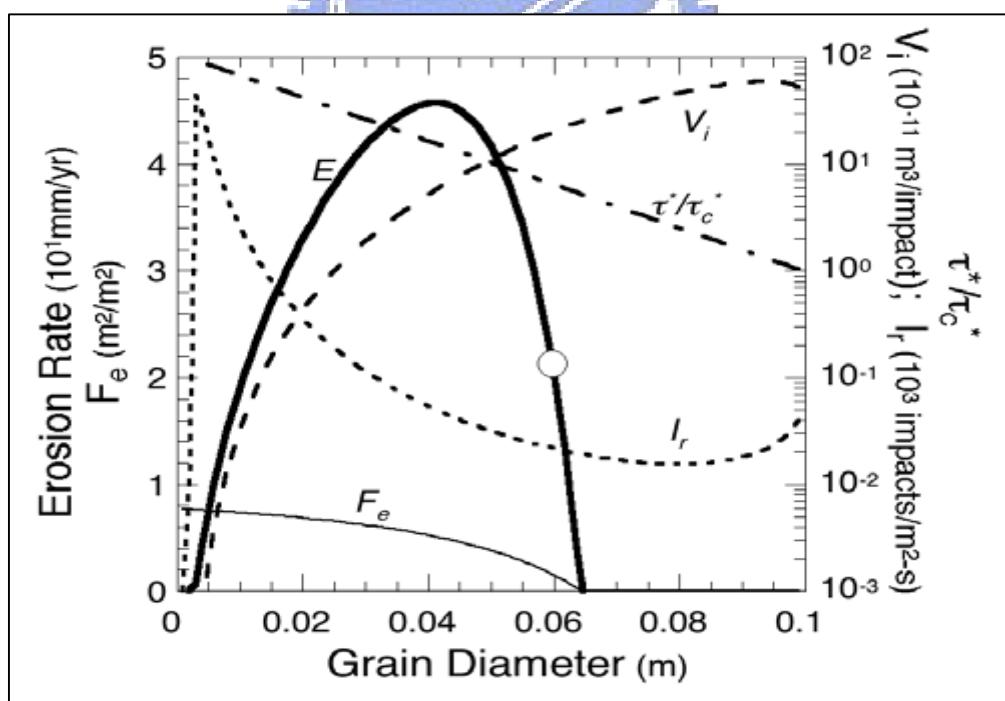


圖 2-8 岩床侵蝕率與河床質粒徑關係，粗實線為參考場址狀況

(摘錄自 Sklar and Dietrich, 2004)

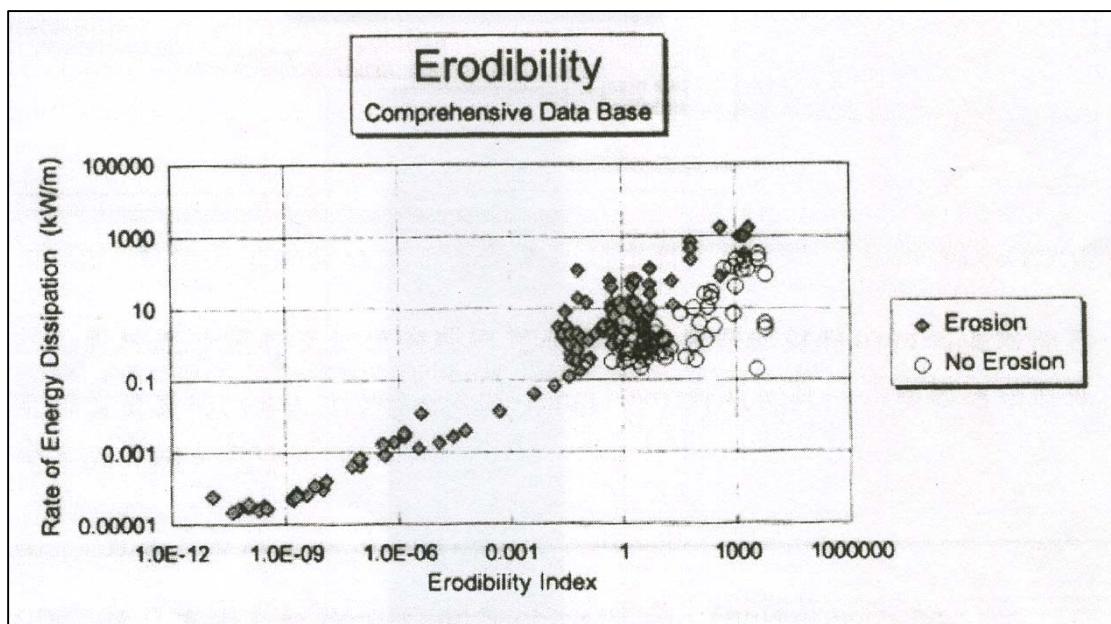


圖 2-9 可侵蝕程度臨界線(摘錄自 Annandale, 1995)

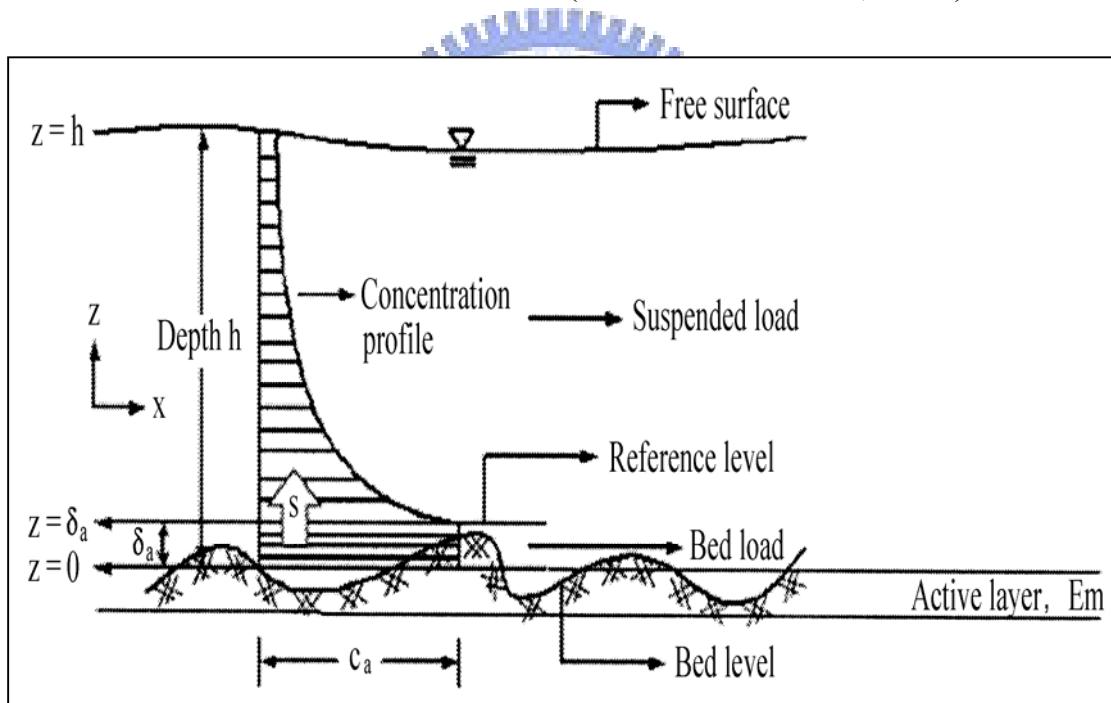


圖 3-1 泥砂傳輸之示意圖

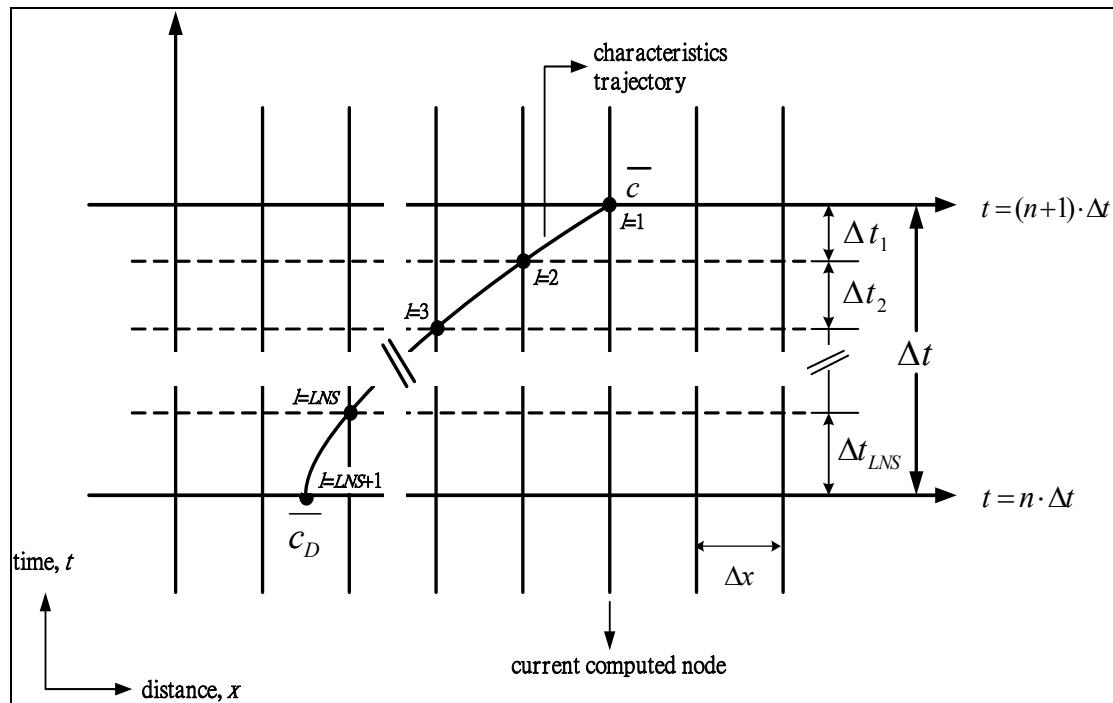


圖 3-2 懸浮泥砂之移流特性軌跡



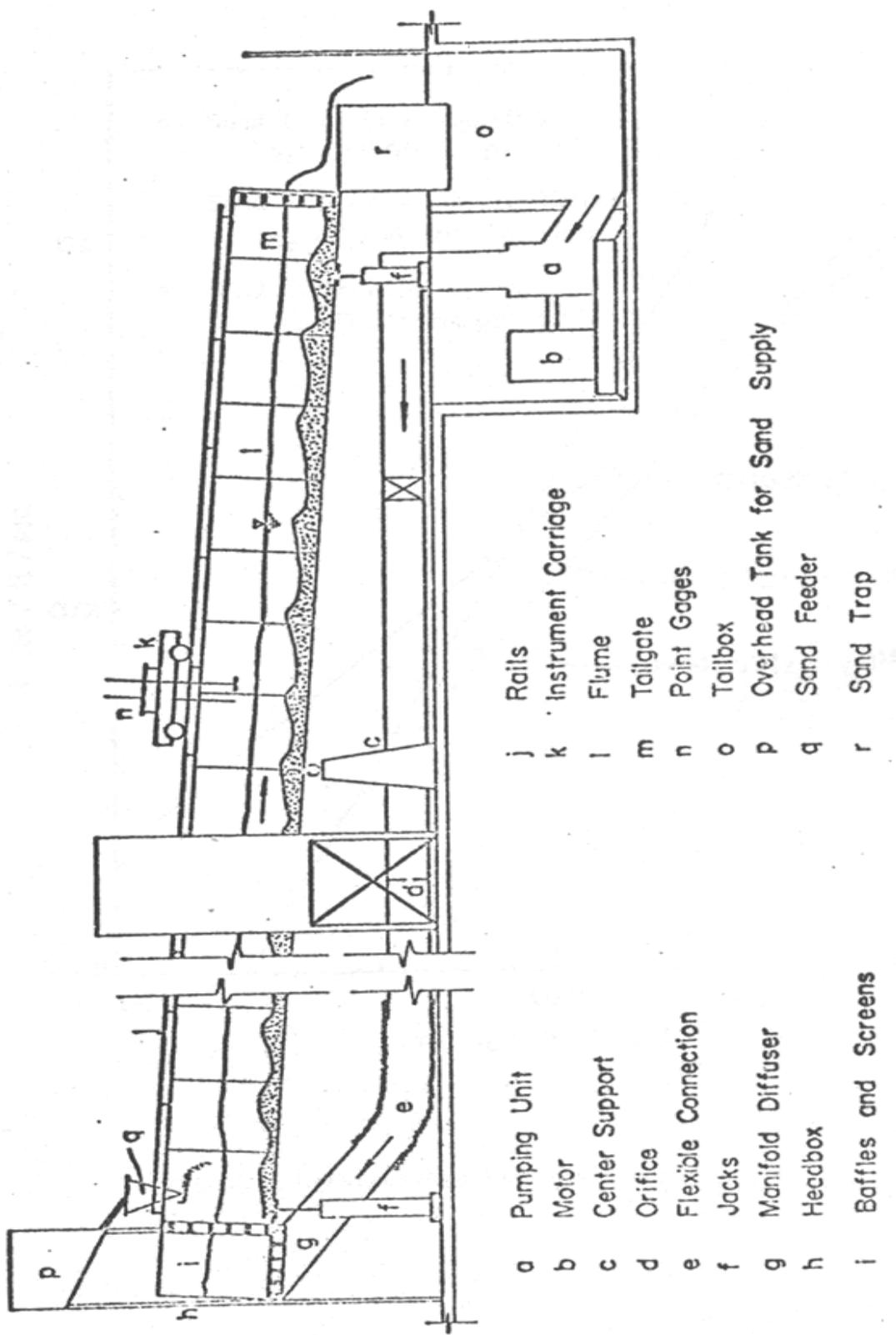


圖 4-1 模型佈置圖(摘錄自 Suryanarayana 1969)

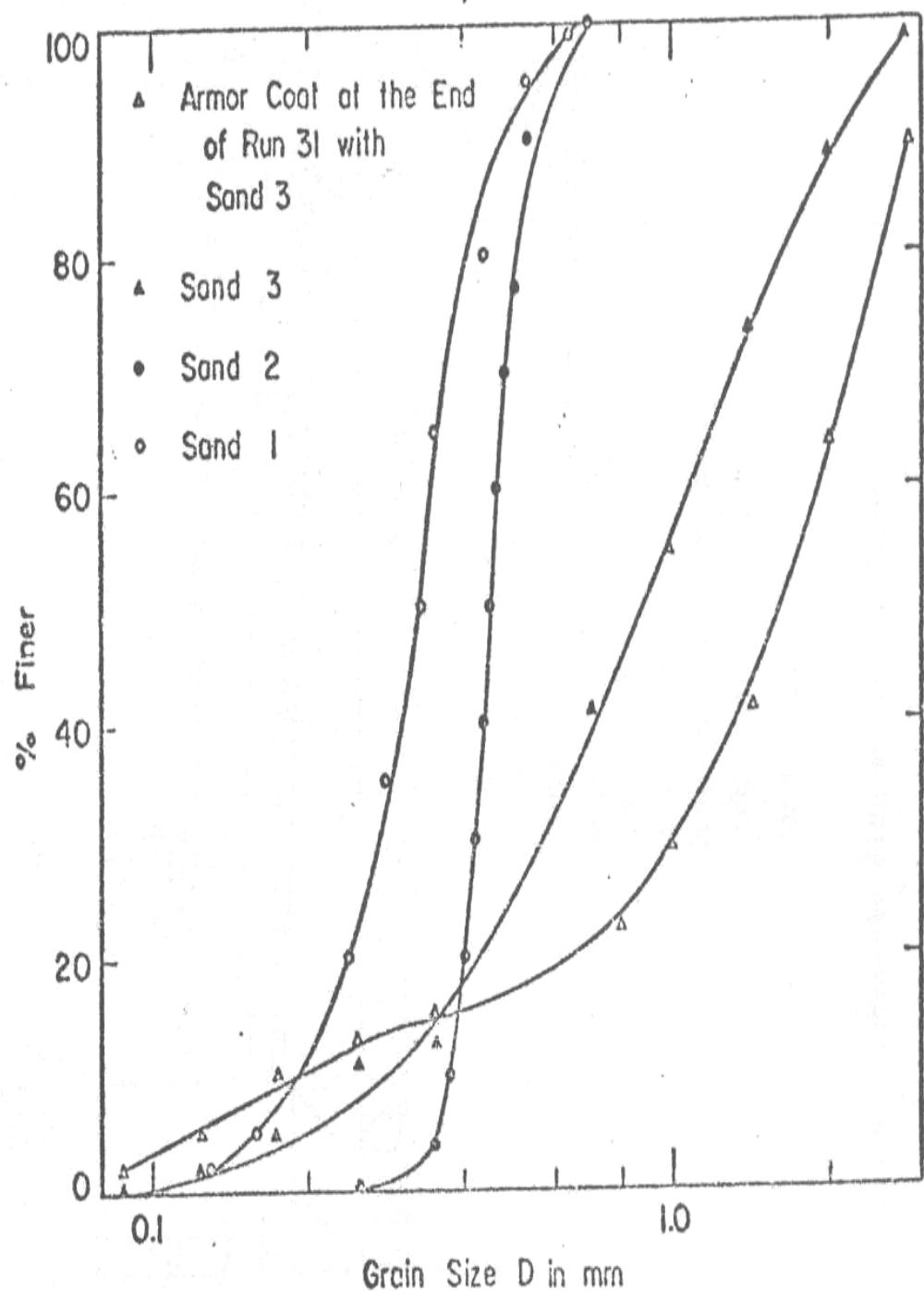


圖 4-2 非均質粒徑分布曲線圖(摘錄自 Suryanarayana 1969)

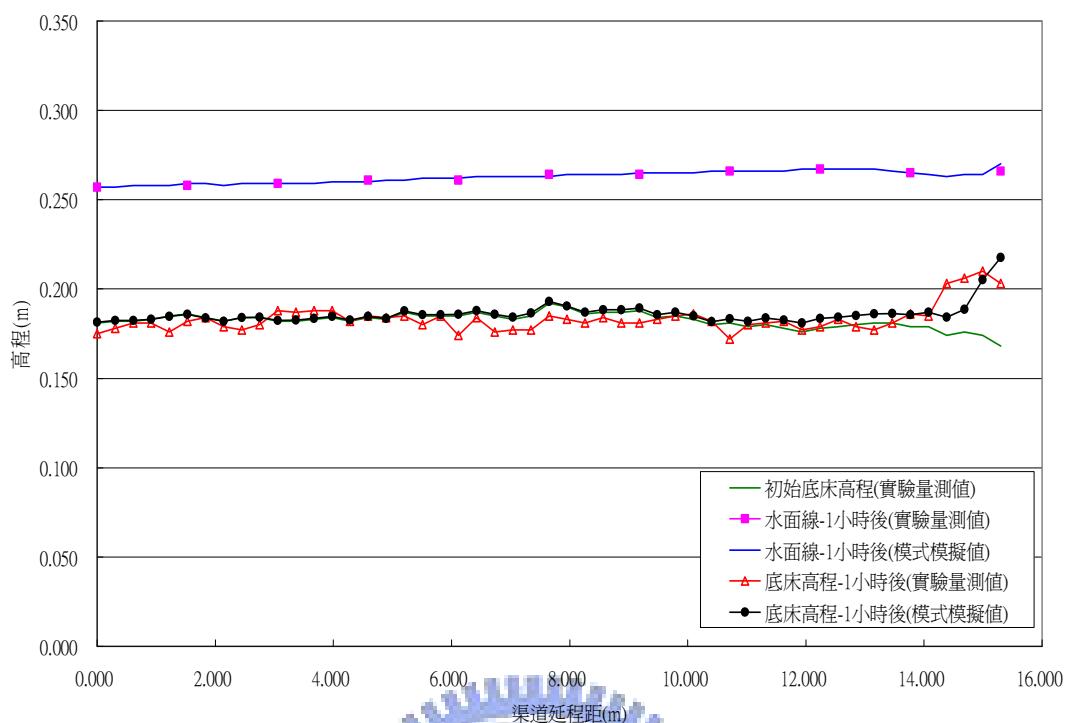


圖 4-3 Run21 淤積案例($t=1\text{hr}$)

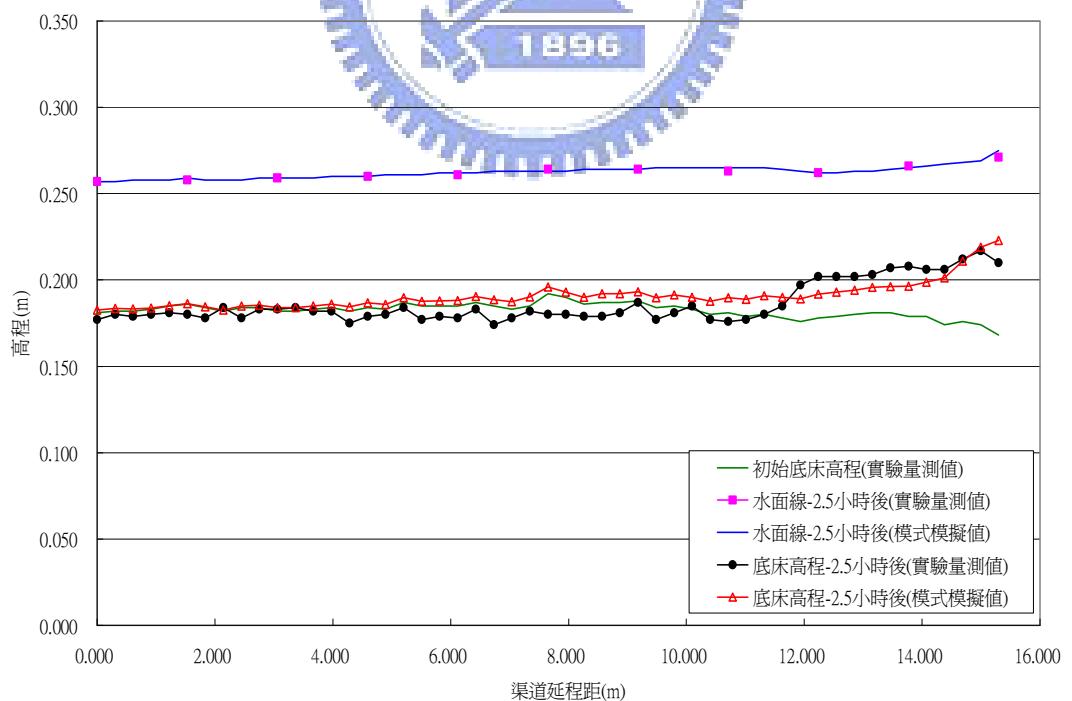
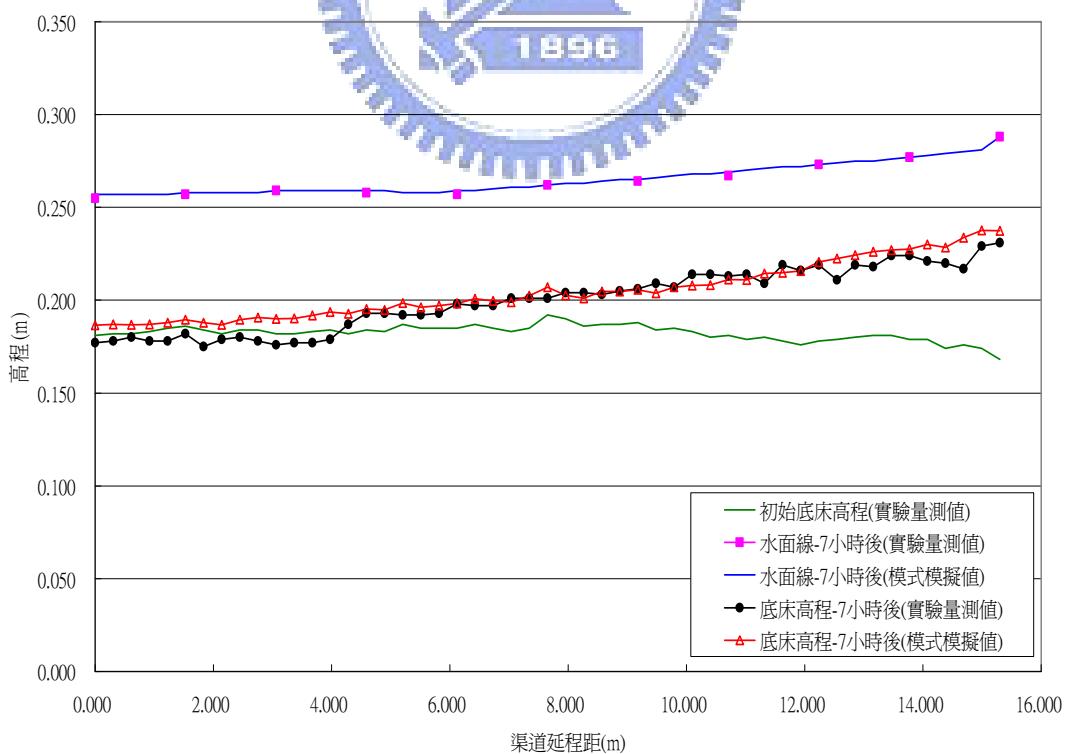
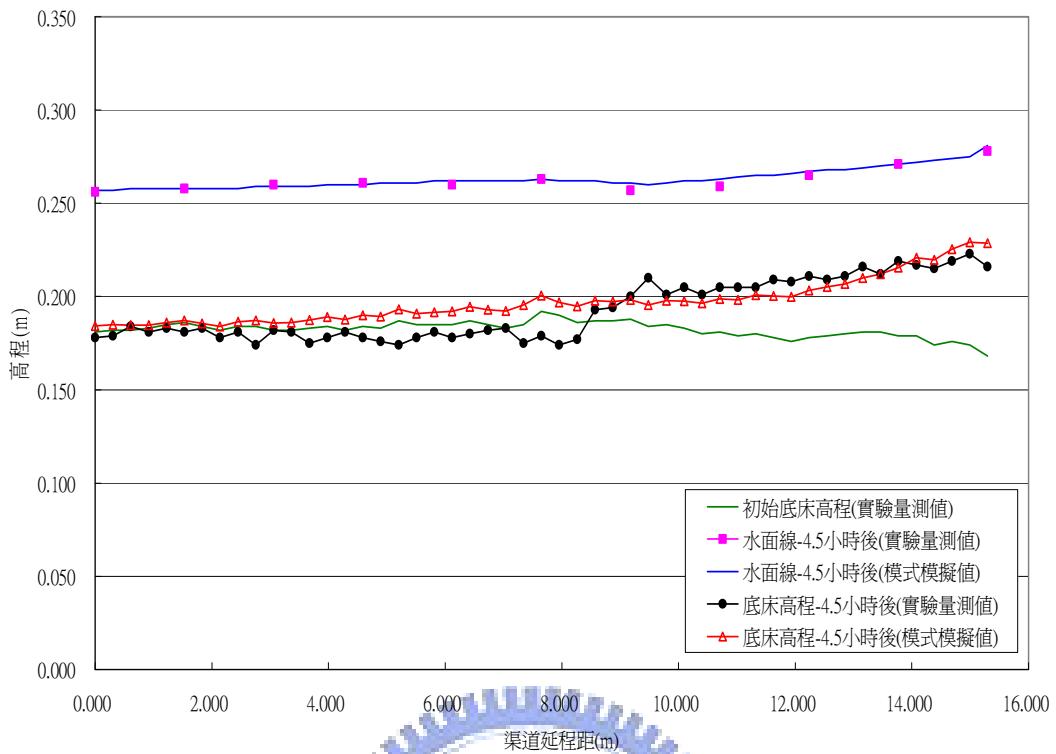


圖 4-4 Run21 淤積案例($t=2.5\text{hr}$)



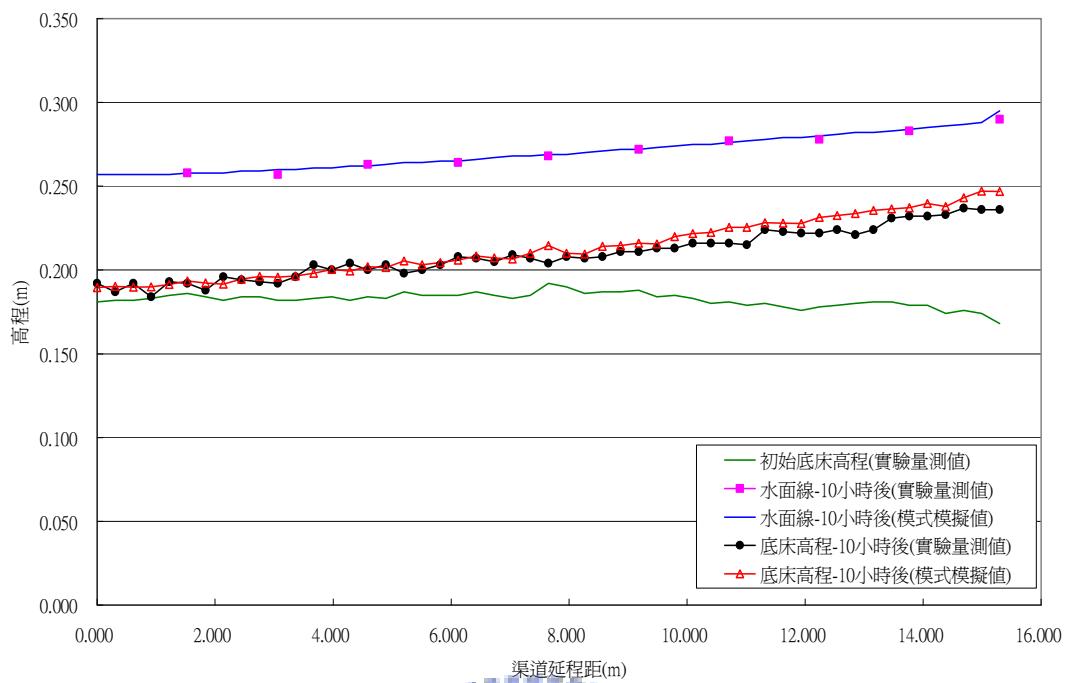


圖 4-7 Run21 淤積案例($t=10\text{hr}$)

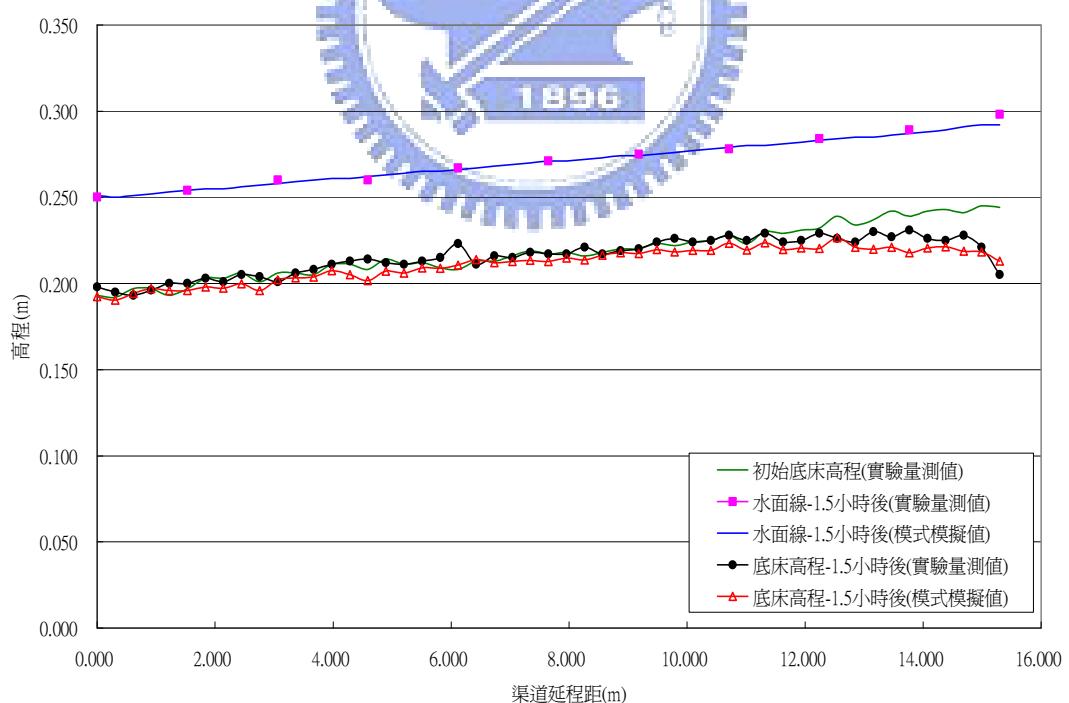


圖 4-8 Run22 沖刷案例($t=1.5\text{hr}$)

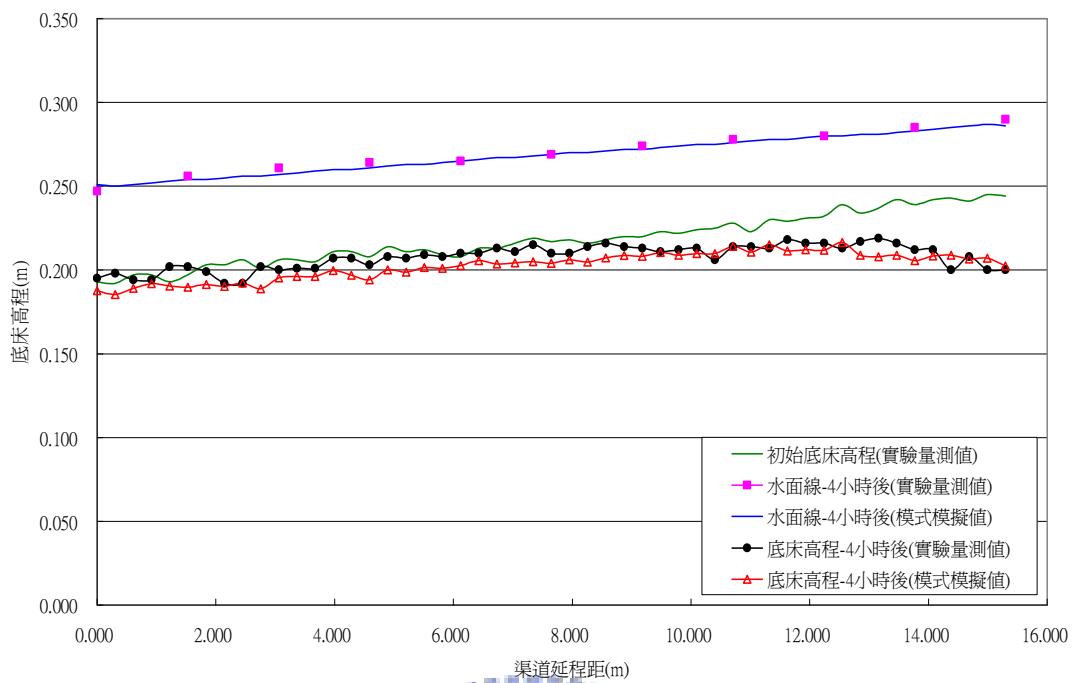


圖 4-9 Run22 沖刷案例($t=4\text{hr}$)

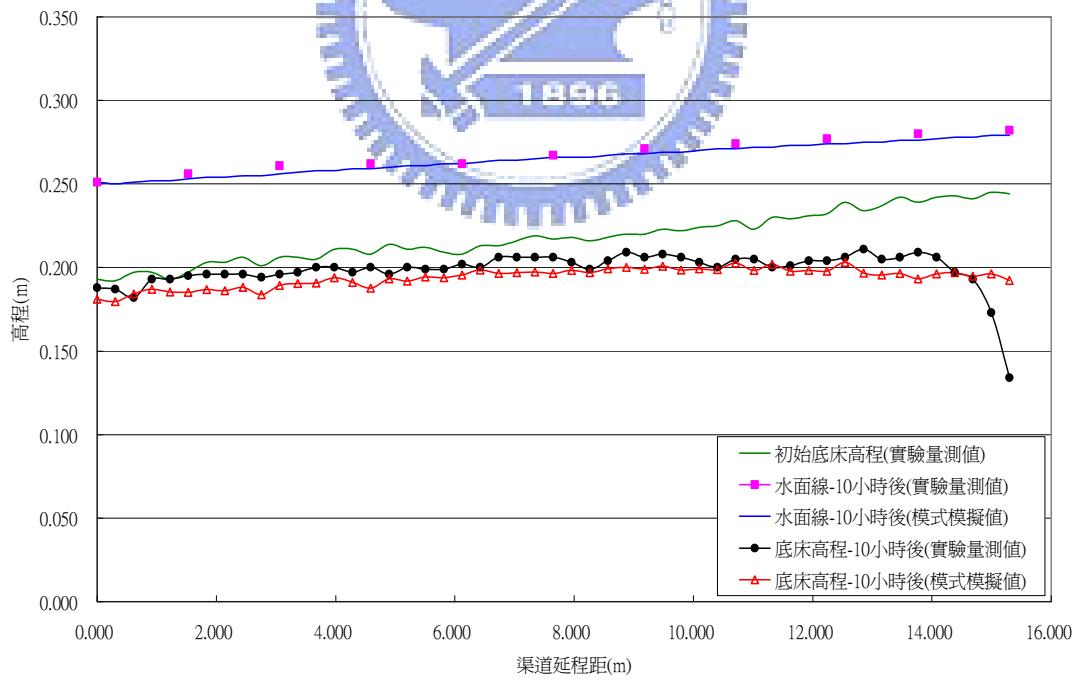


圖 4-10 Run22 沖刷案例($t=10\text{hr}$)

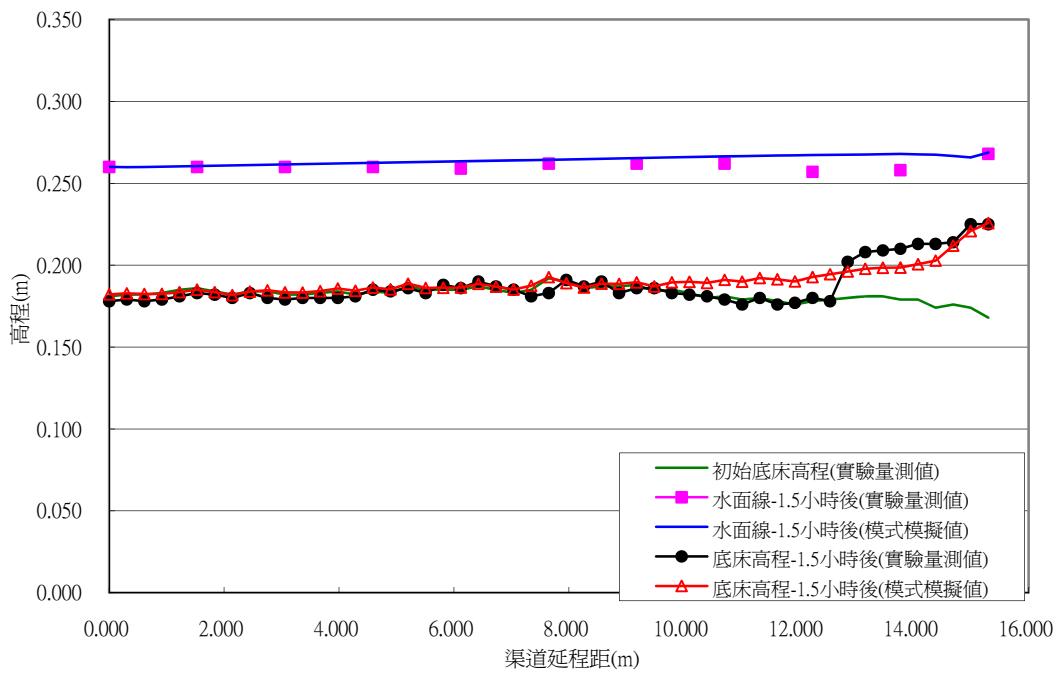


圖 4- 11 Run25 淤積案例($t=1.5\text{hr}$)

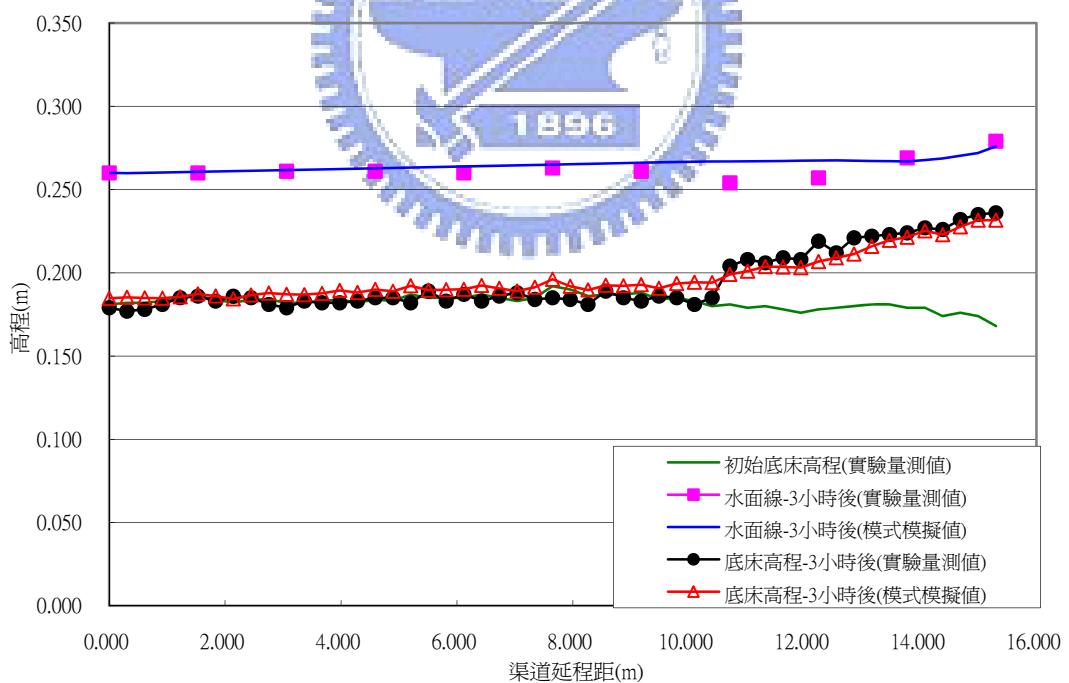


圖 4- 12 Run25 淤積案例($t=3\text{hr}$)

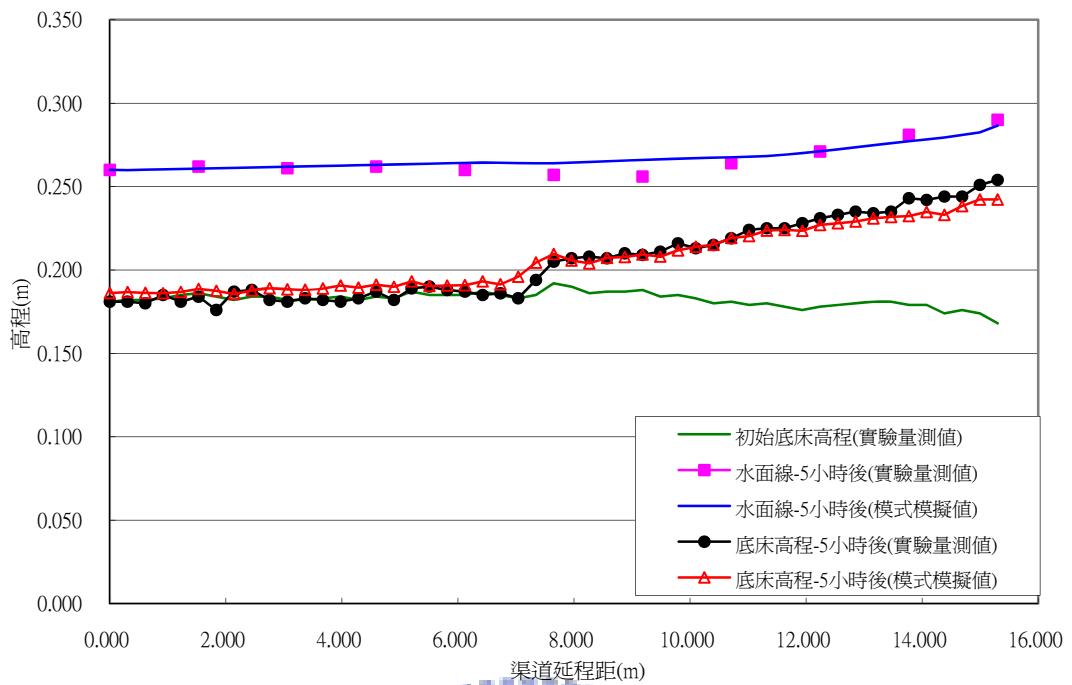


圖 4-13 Run25 淤積案例($t=5\text{hr}$)

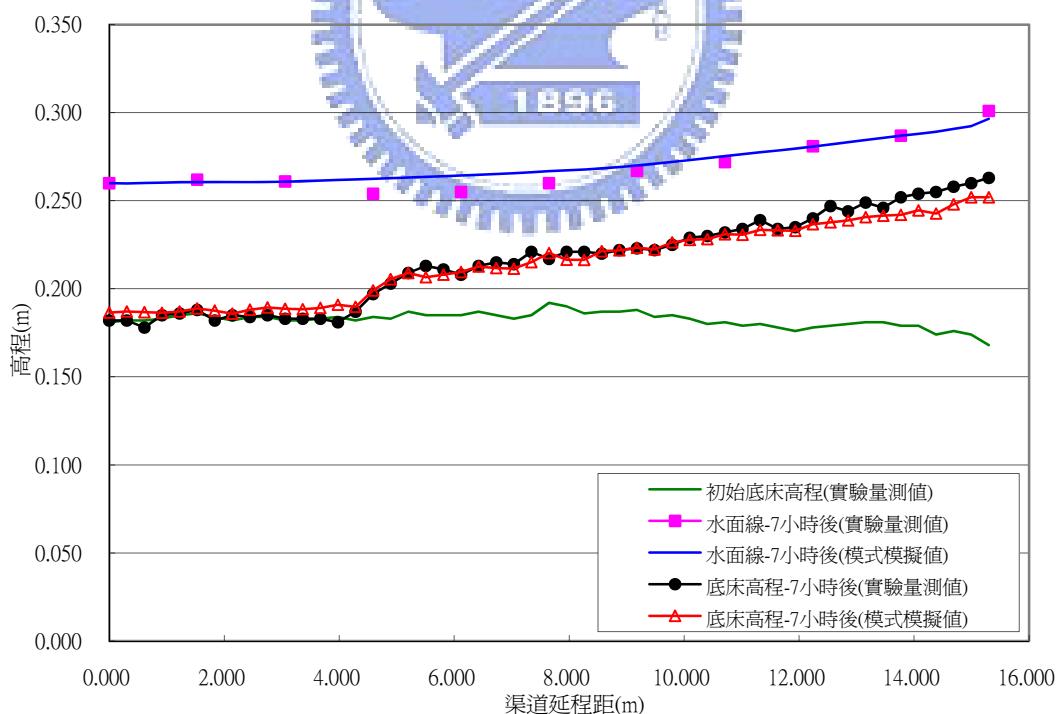


圖 4-14 Run25 淤積案例($t=7\text{hr}$)

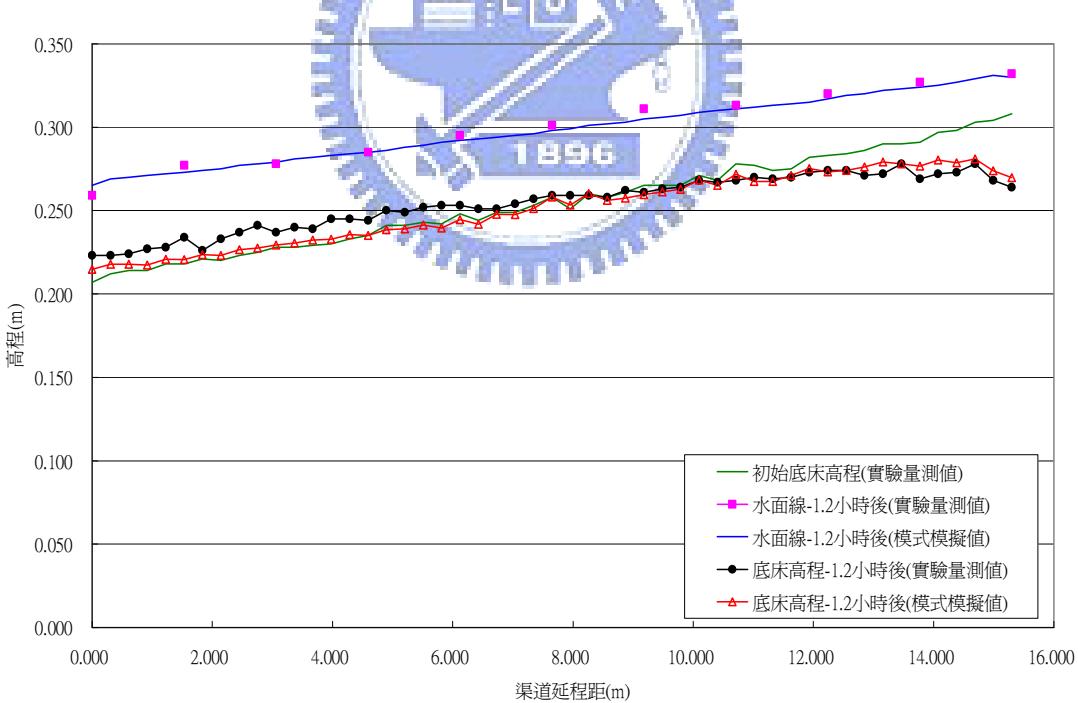
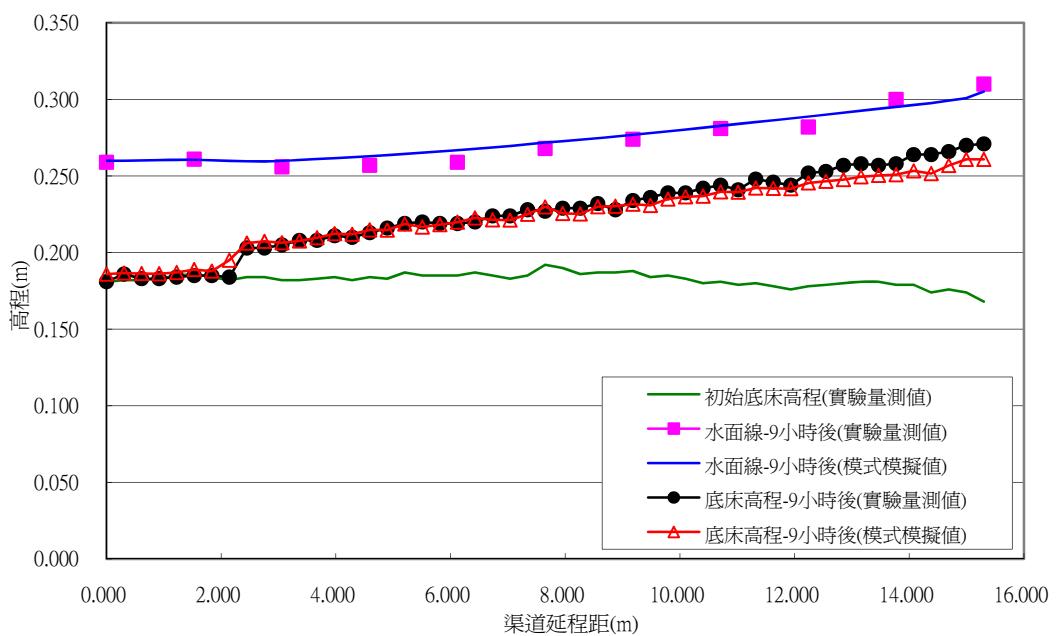


圖 4- 16 Run26 沖刷案例(t=1.2hr)

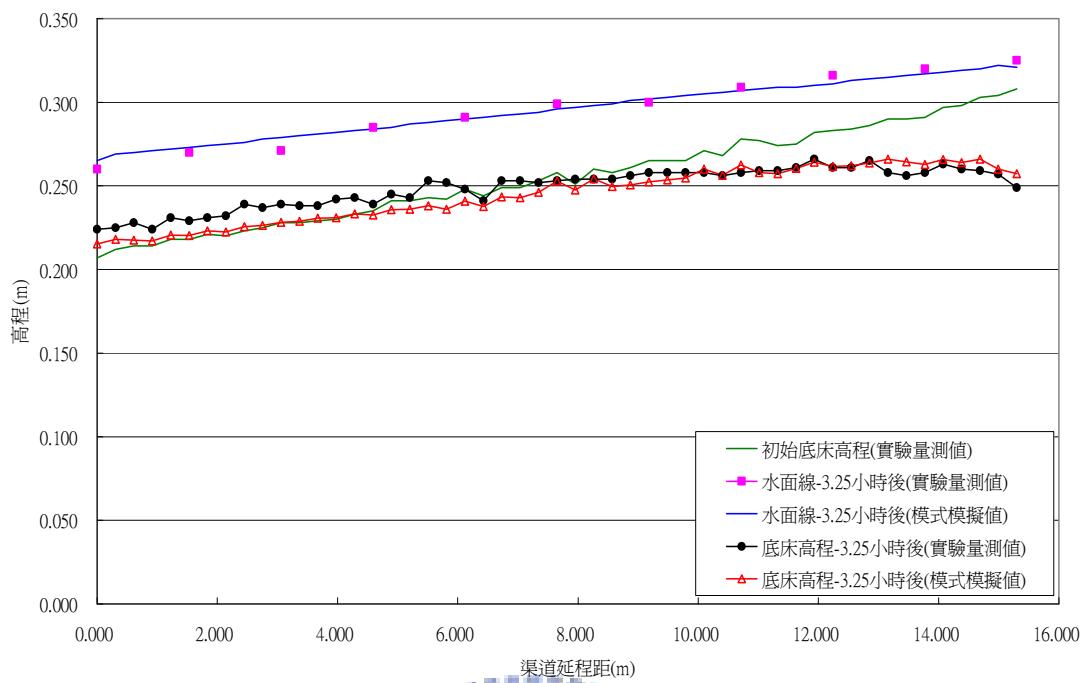


圖 4-17 Run26 沖刷案例($t=3.25\text{hr}$)

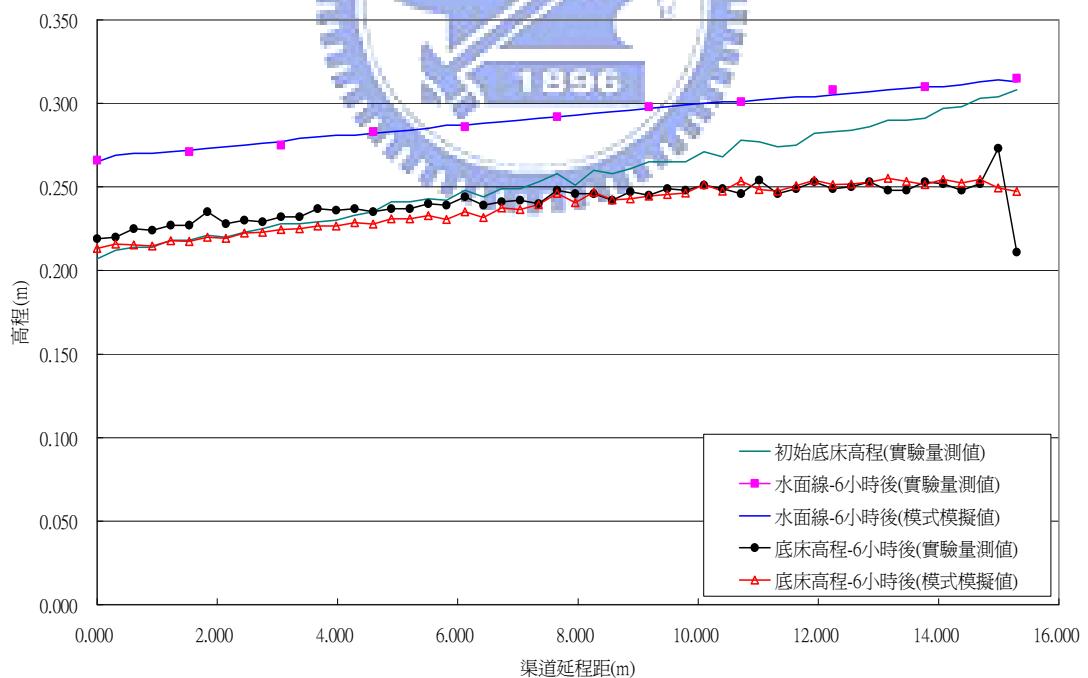


圖 4-18 Run26 沖刷案例($t=6\text{hr}$)

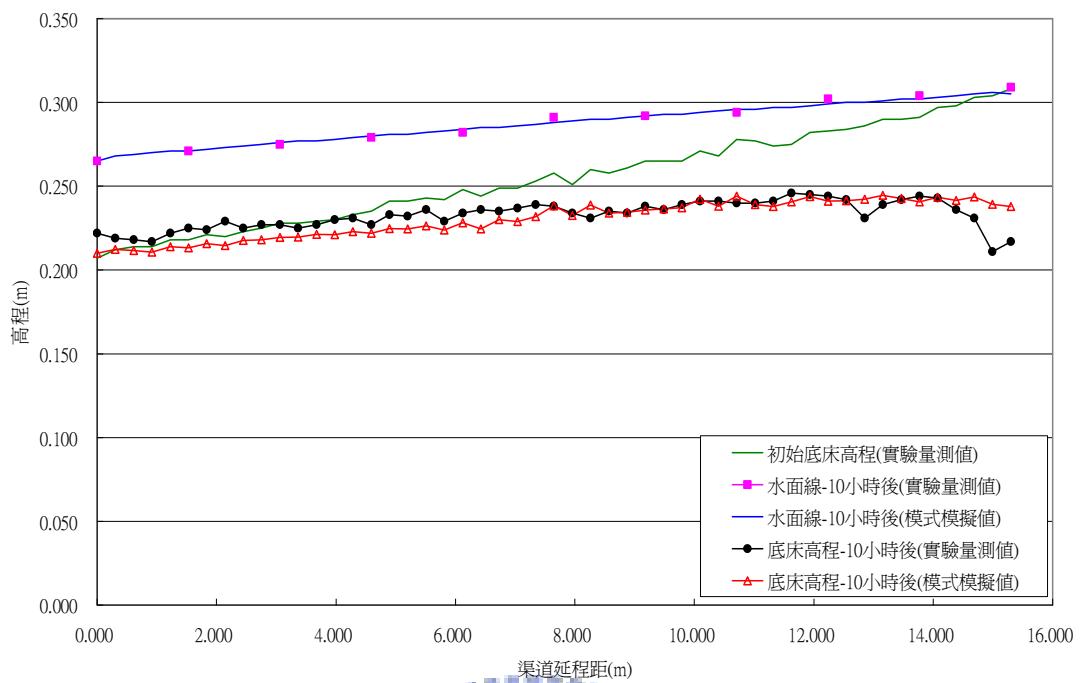


圖 4-19 Run26 沖刷案例($t=10hr$)

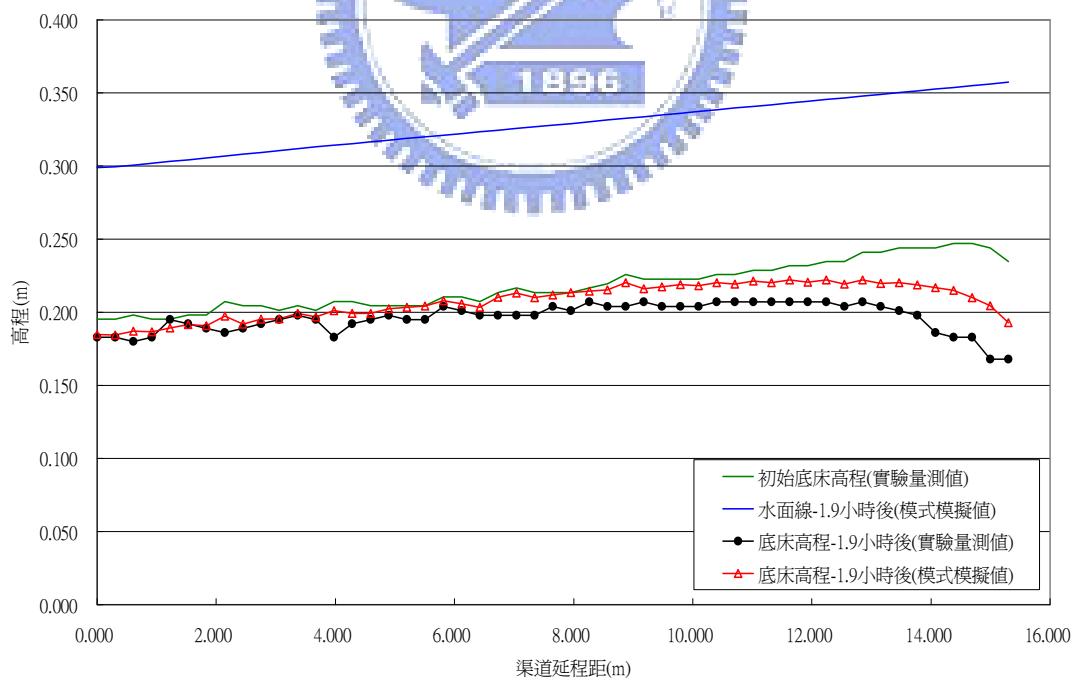


圖 4-20 Run14 沖刷案例($t=1.9hr$)

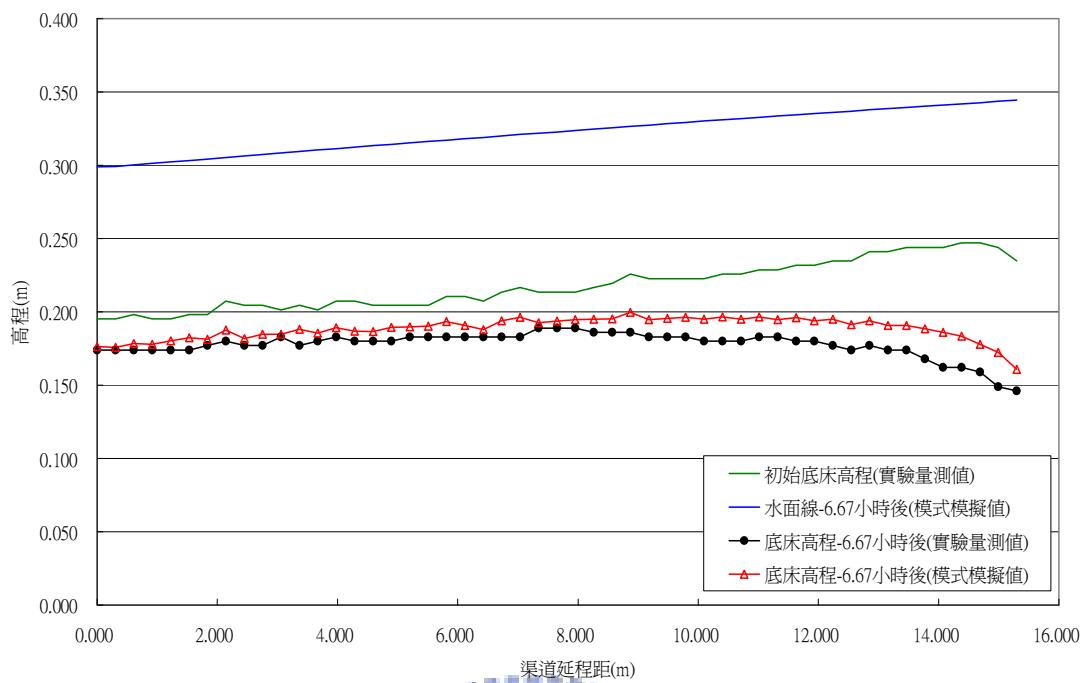


圖 4-21 Run14 沖刷案例($t=6.67\text{hr}$)

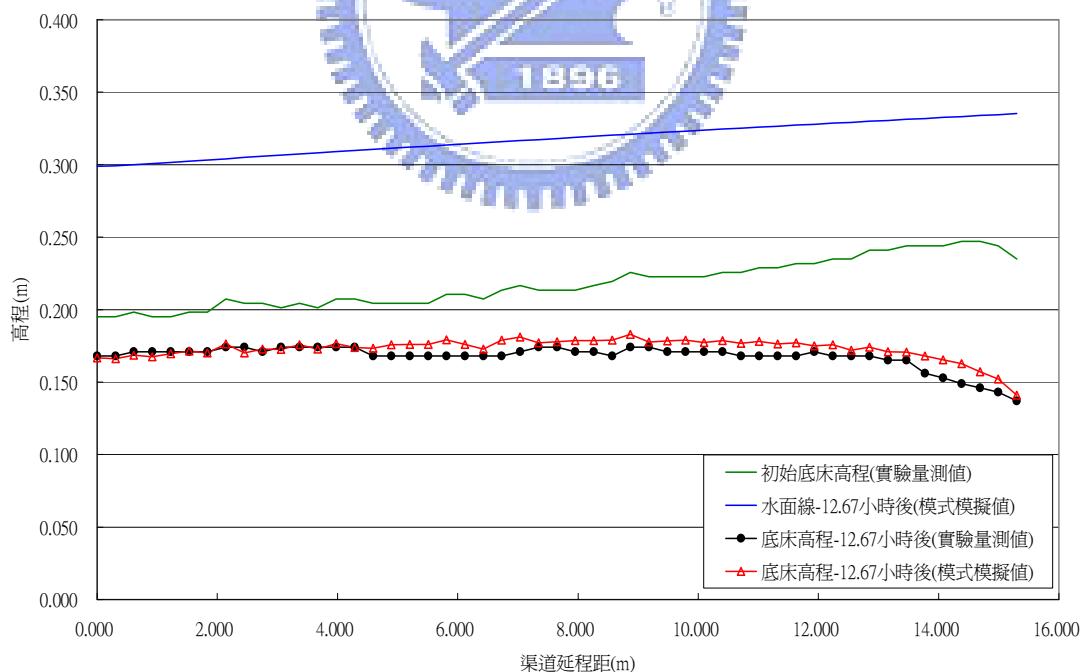


圖 4-22 Run14 沖刷案例($t=12.67\text{hr}$)

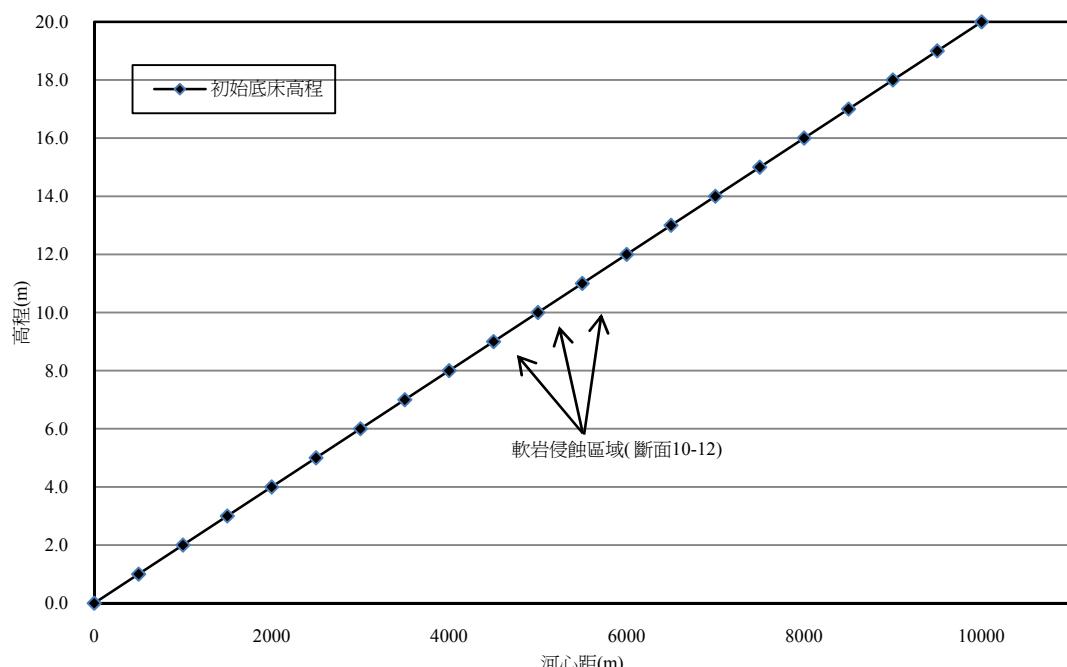


圖 4-23 測試案例渠道底床高程沿程變化

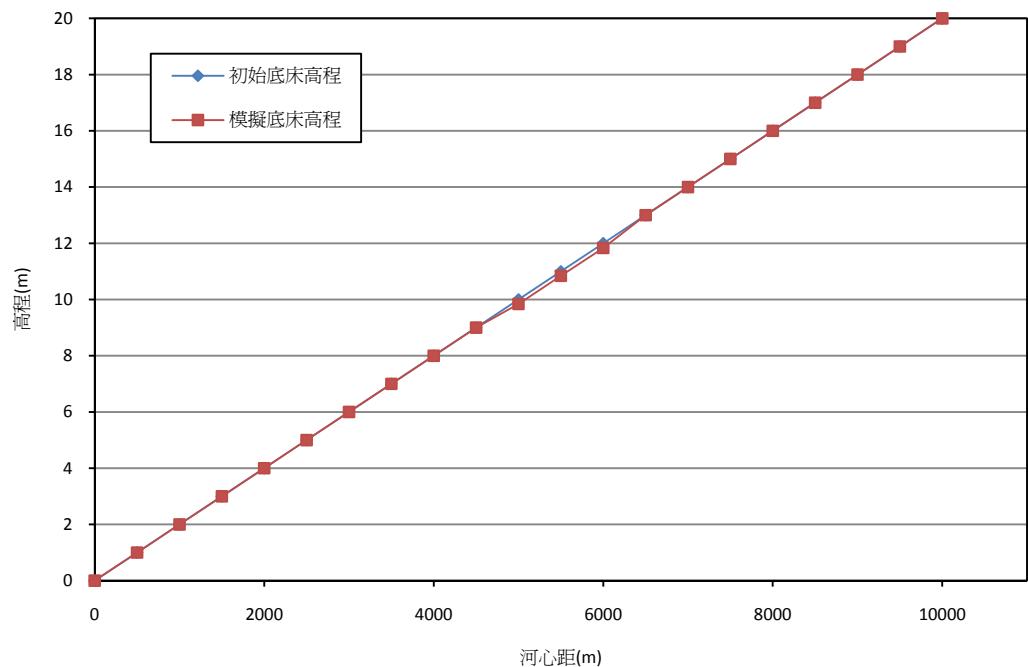


圖 4-24 測試案例渠道水力沖蝕模擬結果高程沿程變化

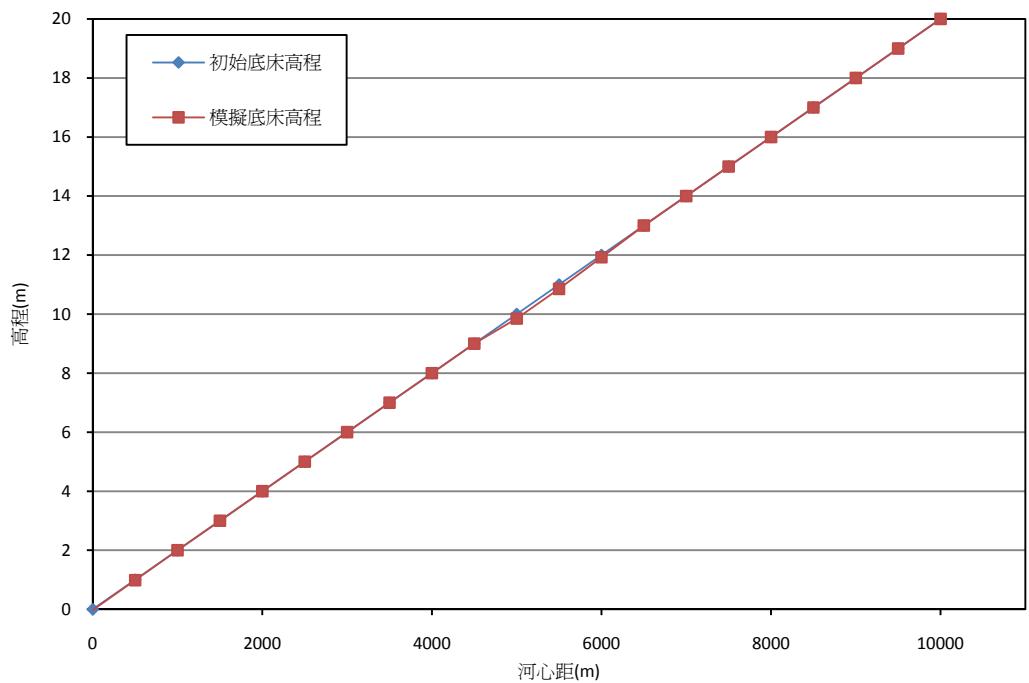


圖 4-25 測試案例渠道泥砂磨蝕模擬結果高程延程變化

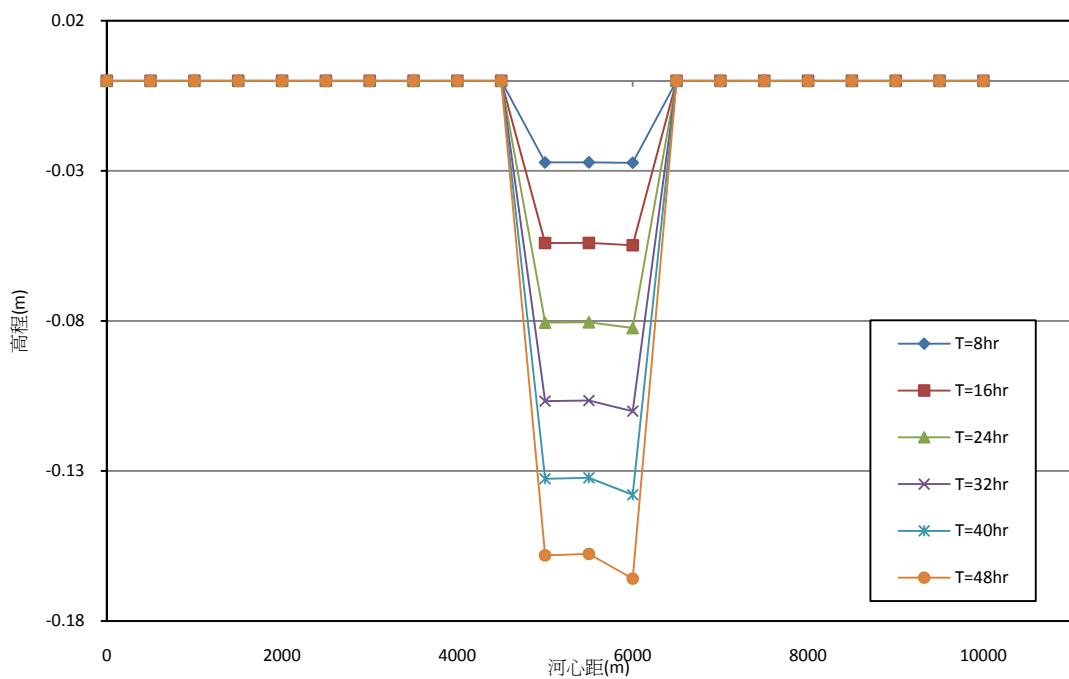


圖 4-26 測試案例渠道水力沖蝕各模擬時程底床沖淤變化圖

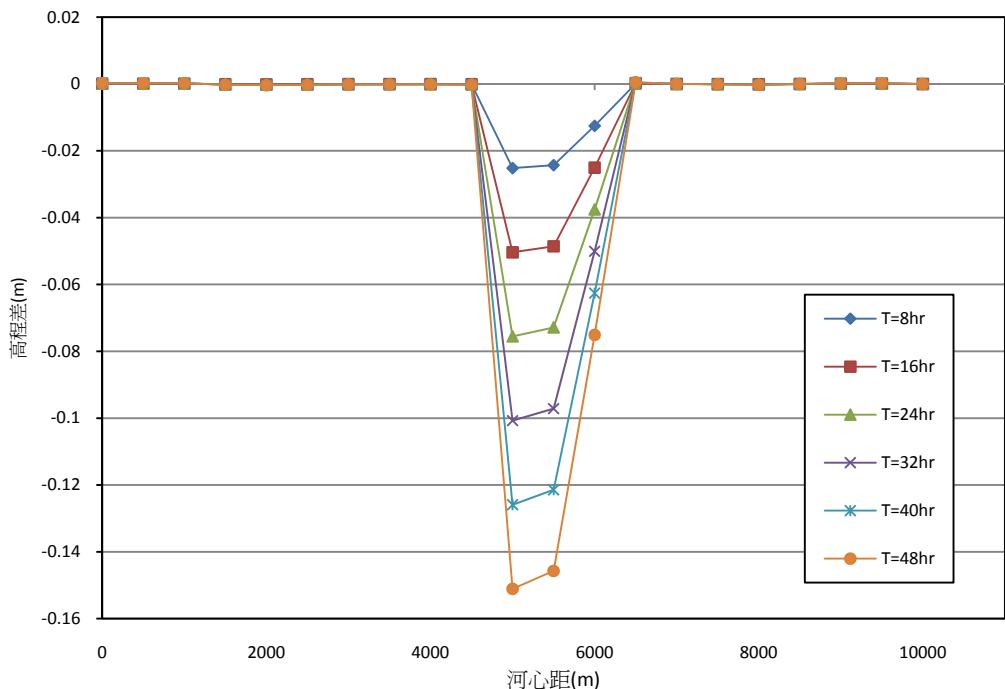


圖 4-27 測試案例渠道泥砂磨蝕各模擬時程底床沖淤變化圖

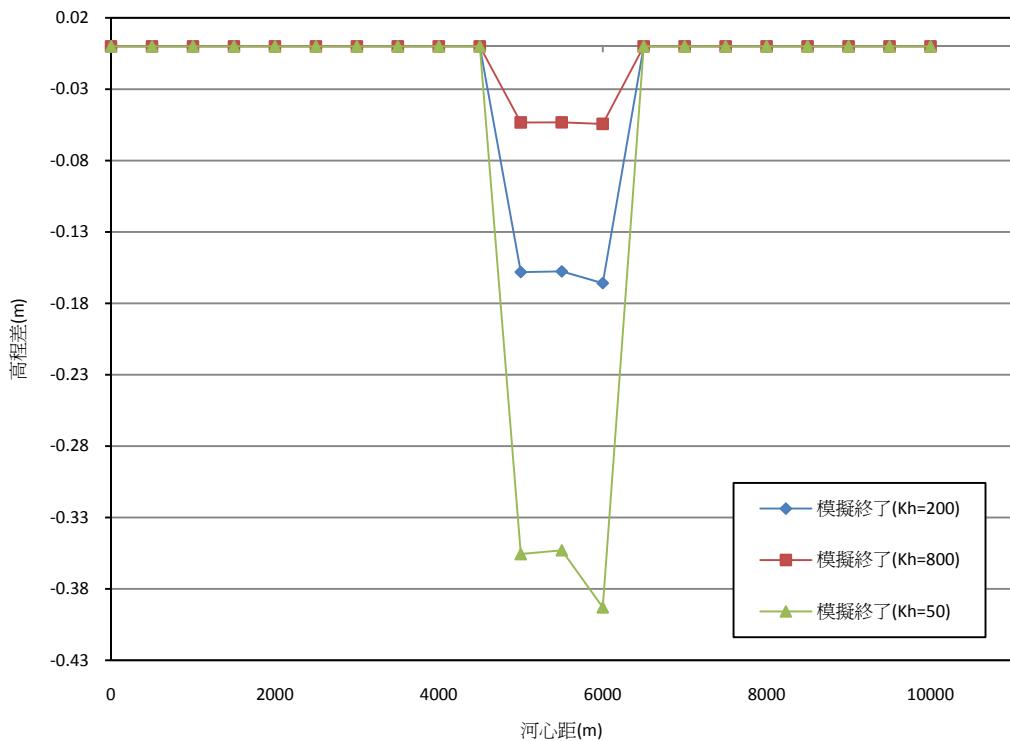


圖 4-28 測試案例渠道沖蝕指數 K_h 變動模擬底床沖淤變化圖

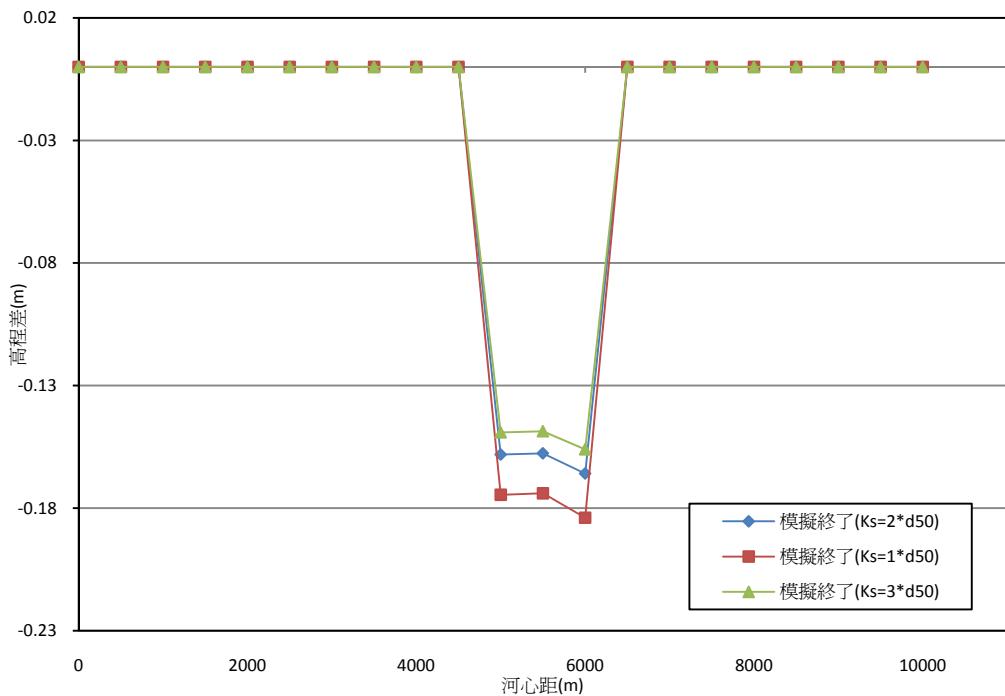


圖 4-29 測試案例渠道粗糙高度 k_s 變動模擬底床沖淤變化圖

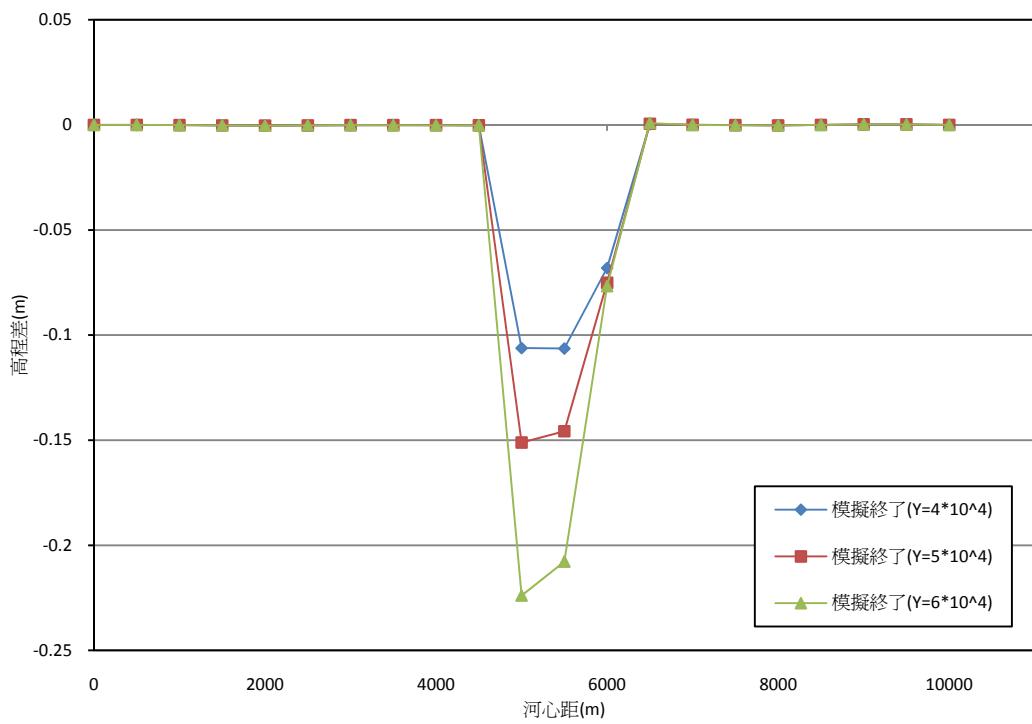


圖 4-30 測試案例渠道軟岩彈性模數 Y 變動模擬底床沖淤變化圖

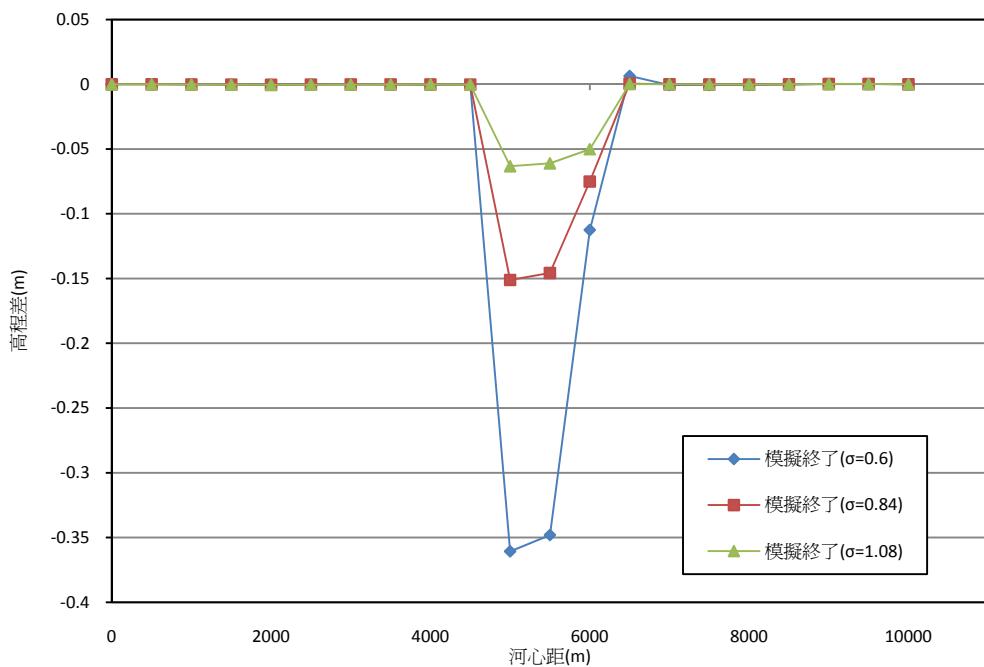


圖 4-31 測試案例渠道軟岩張力強度 σ_T 變動模擬底床沖淤變化圖

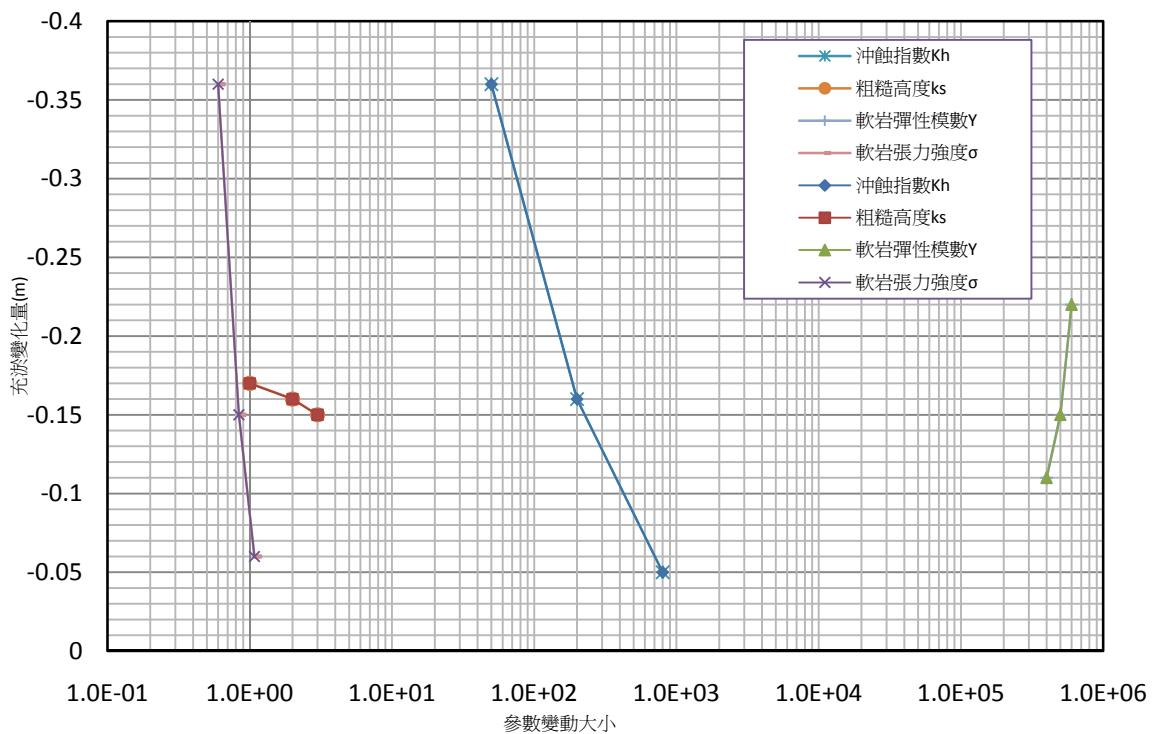


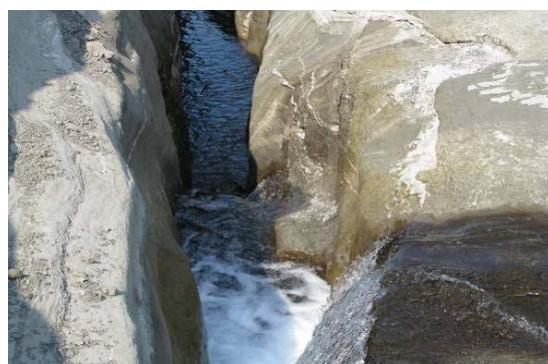
圖 4-32 敏感度分析結果圖



(a) 下游出口處



(b) 岩盤破碎處



(c) 水流下切形成窄深流路



(d) 侵蝕作用造成巨大鬆動岩塊



(e) 抗侵蝕能力佳之岩層形成侵蝕平台 (f) 大瀑布，落差約 15 公尺



圖 5-1 大安溪劇烈沖蝕河段照片

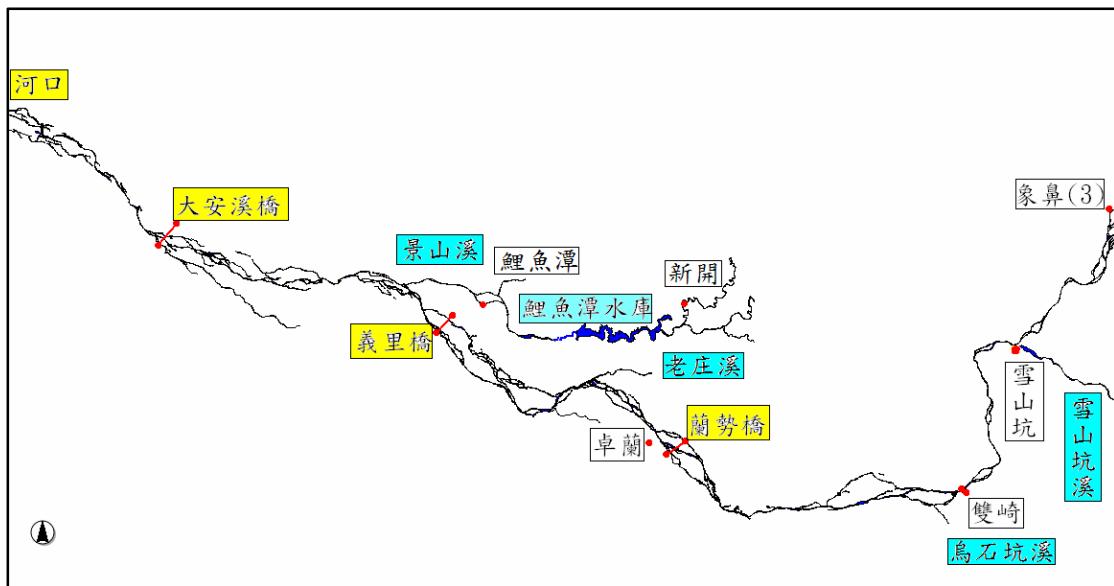


圖 5-2 模擬範圍流域示意圖(含各流量水位測站位置)

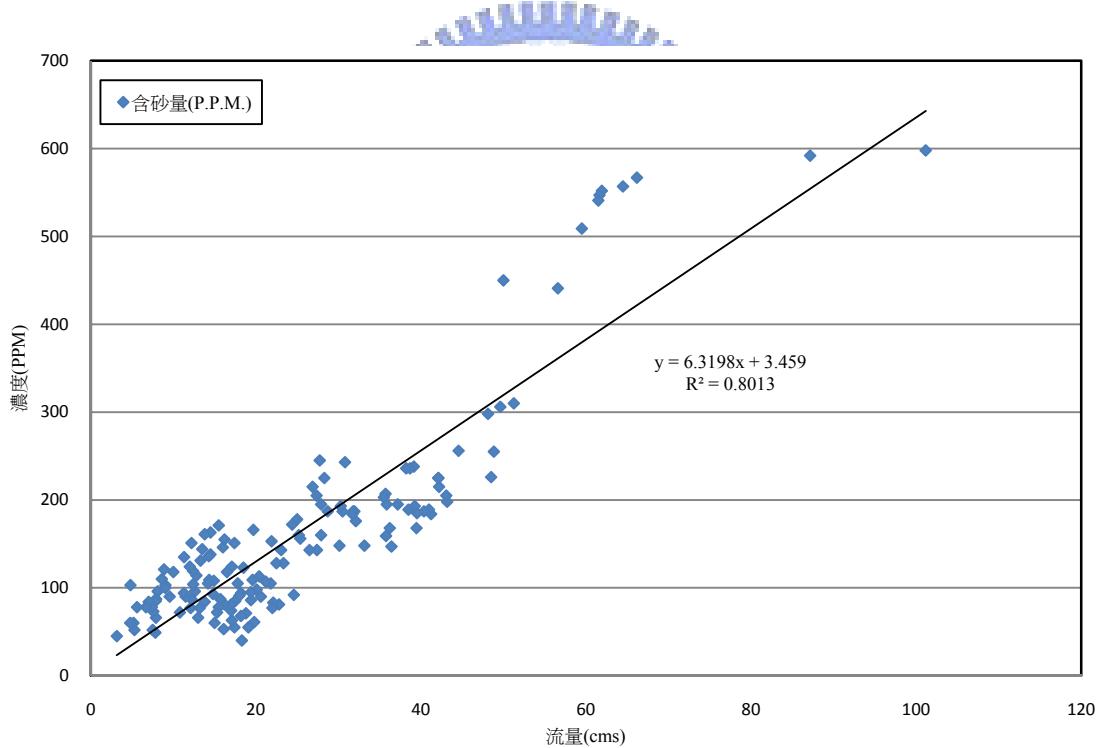


圖 5-3 流量-含砂量濃度率定曲線

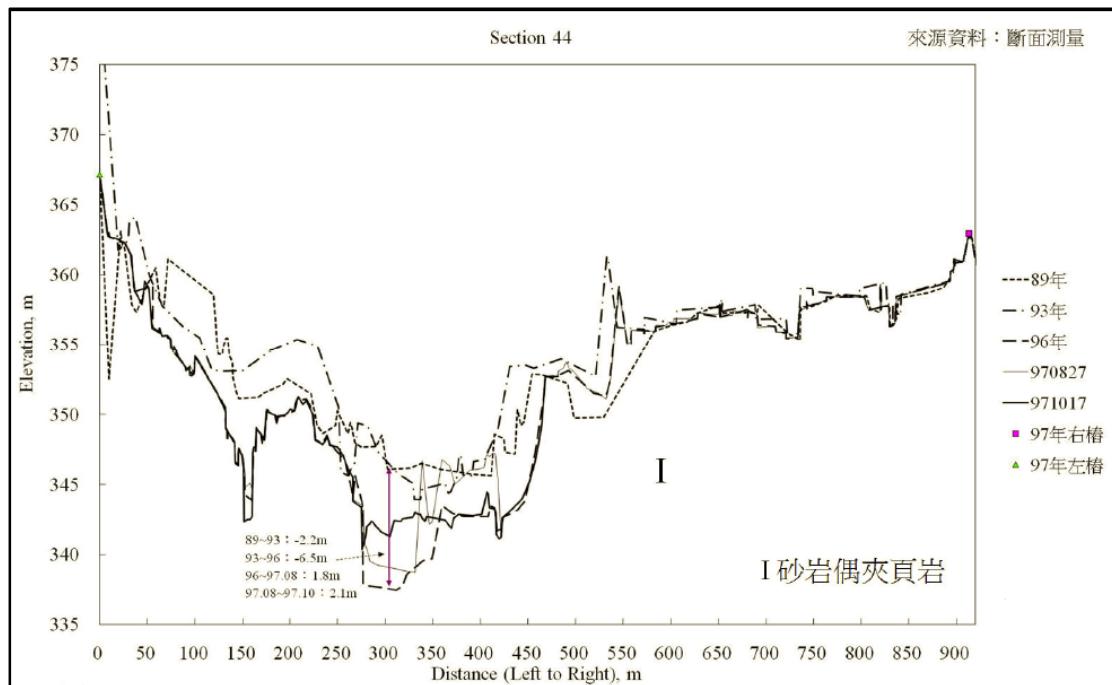


圖 5-4 斷面 44 各分區岩性示意圖
(摘自軟弱岩床具列沖蝕河段沖蝕行為之探討—以大安溪為例)

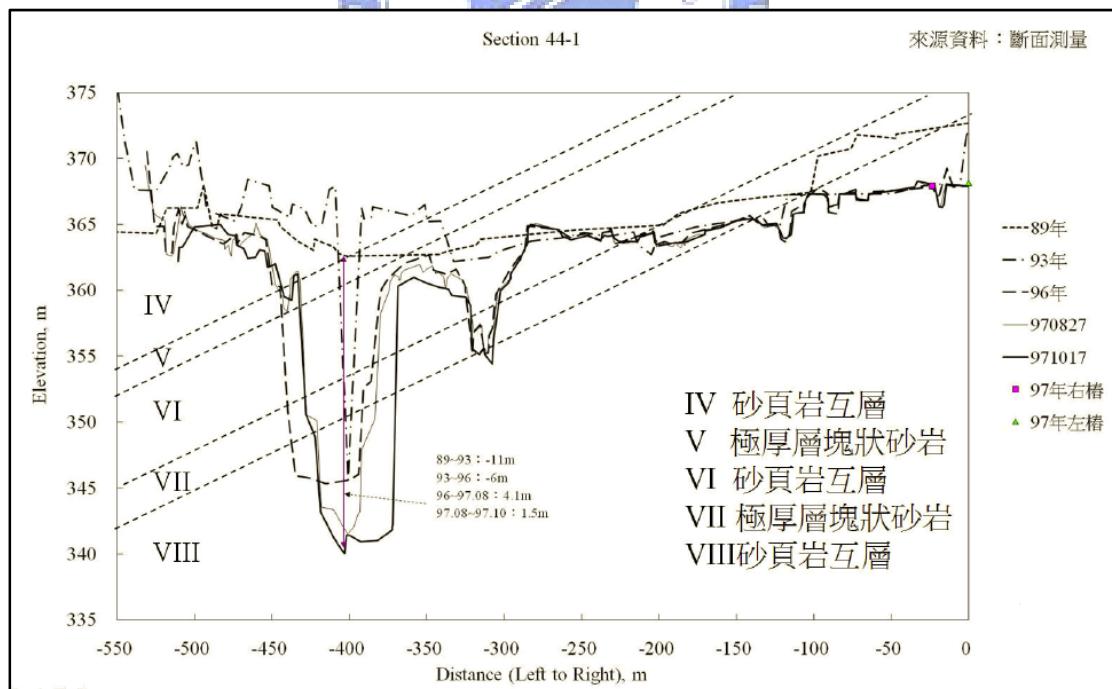


圖 5-5 斷面 44.1 各分區岩性示意圖
(摘自軟弱岩床具列沖蝕河段沖蝕行為之探討—以大安溪為例)

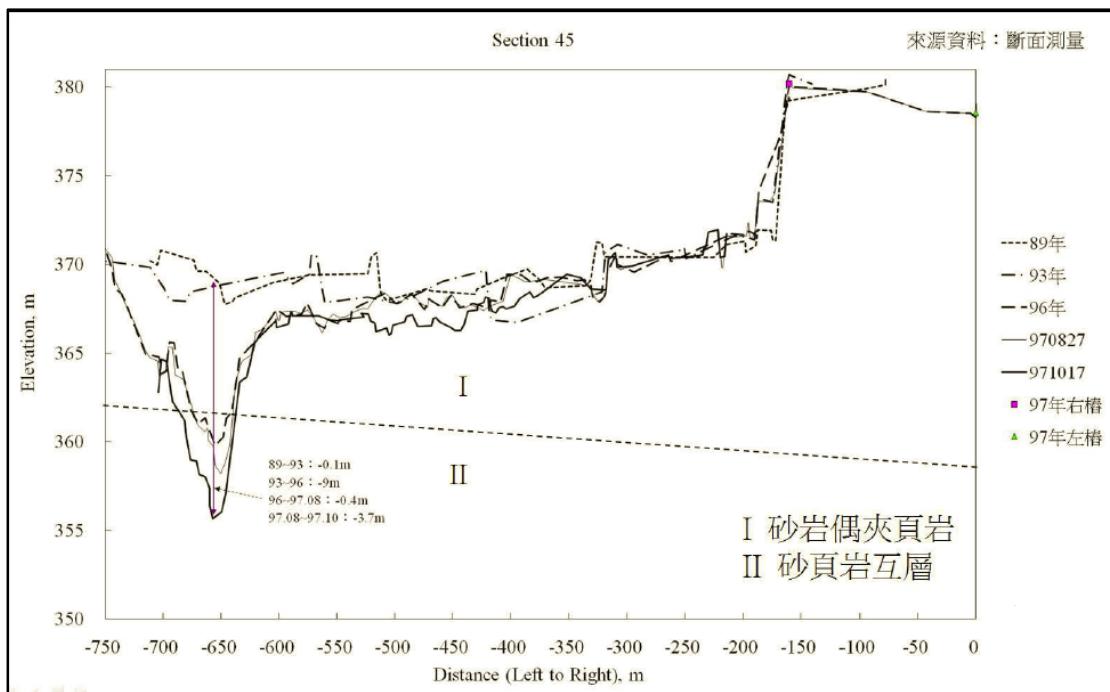


圖 5-6 斷面 45 各分區岩性示意圖
(摘自軟弱岩床具列沖蝕河段沖蝕行為之探討—以大安溪為例)

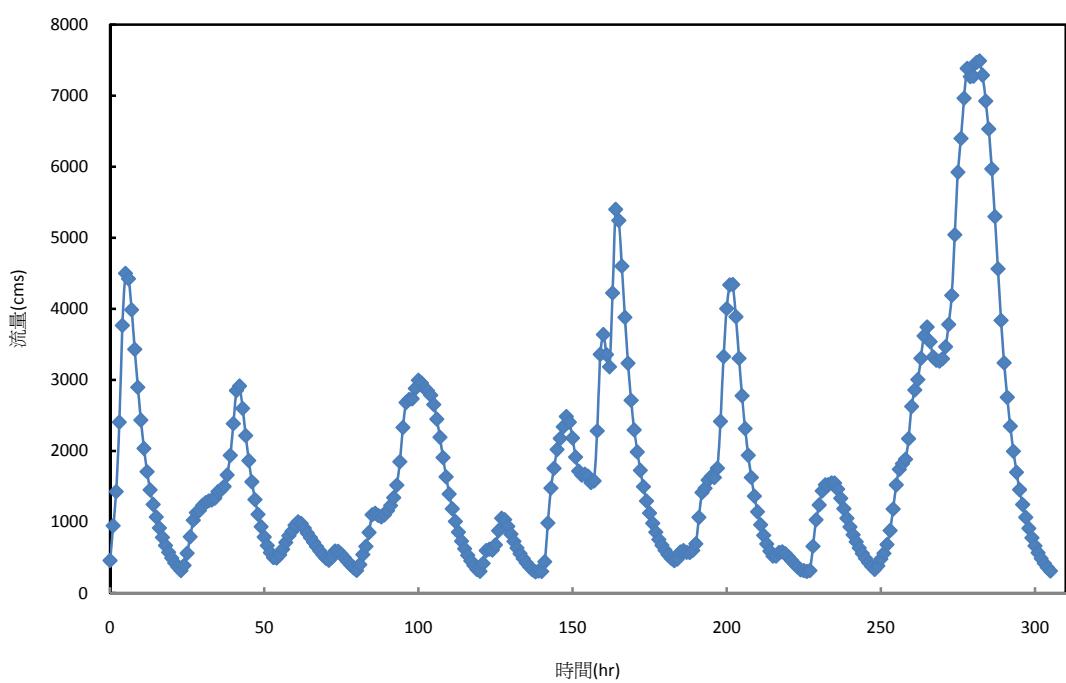


圖 5-7 現場檢定案例上游流量歷線(雙崎站)

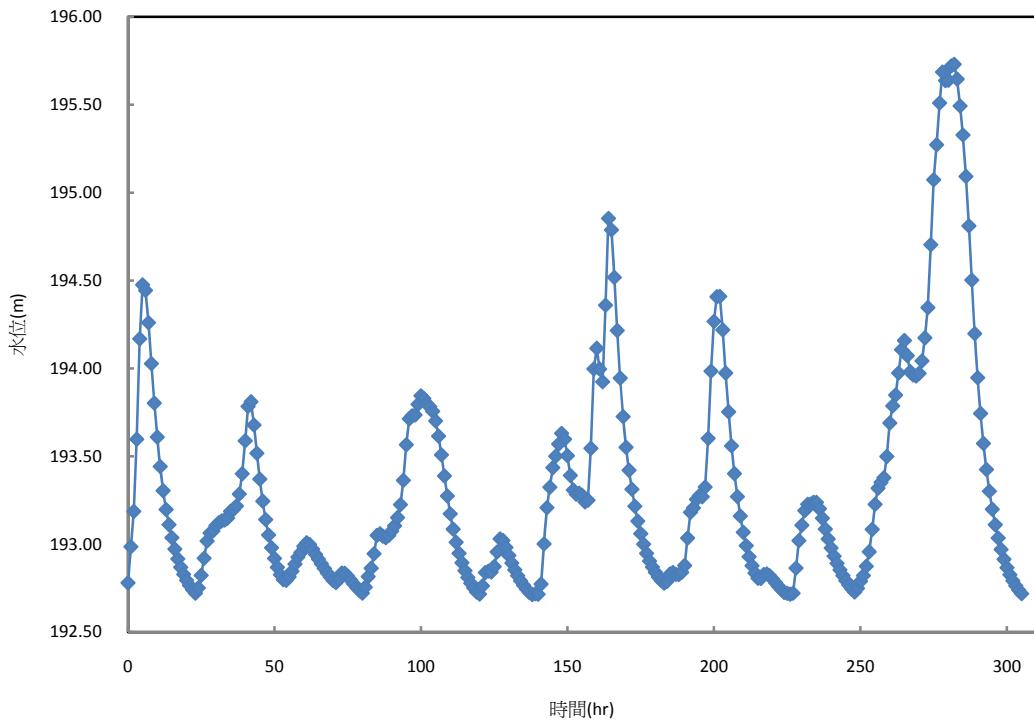


圖 5-8 現場檢定案例下游水位歷線(義里橋)

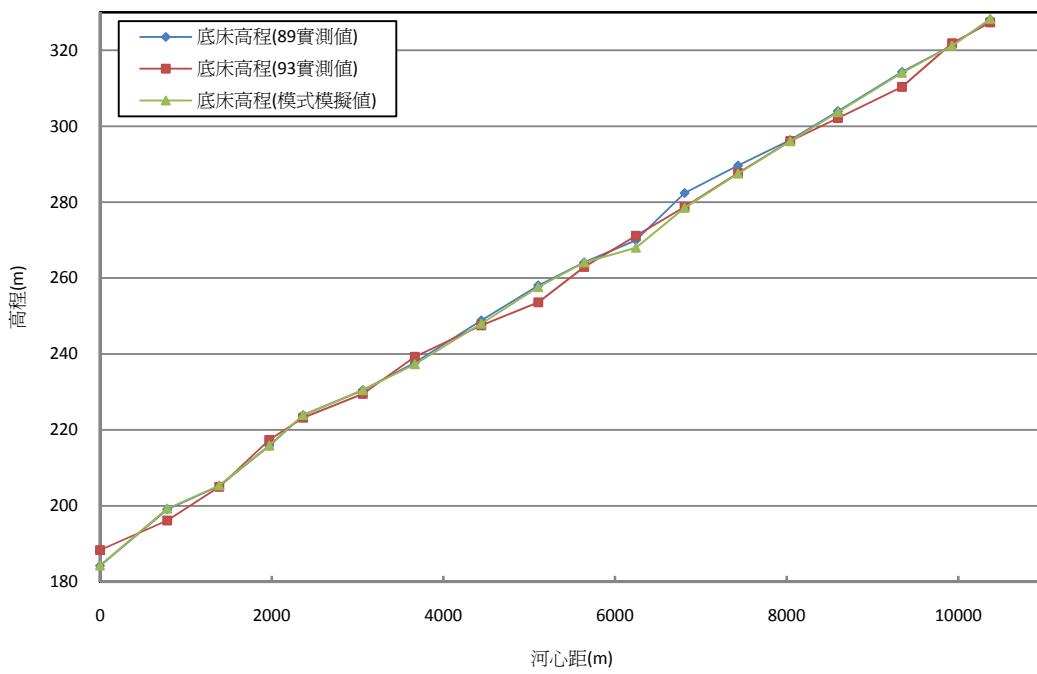


圖 5-9 現場檢定案例底床高程沿程變化(斷面 25~42)

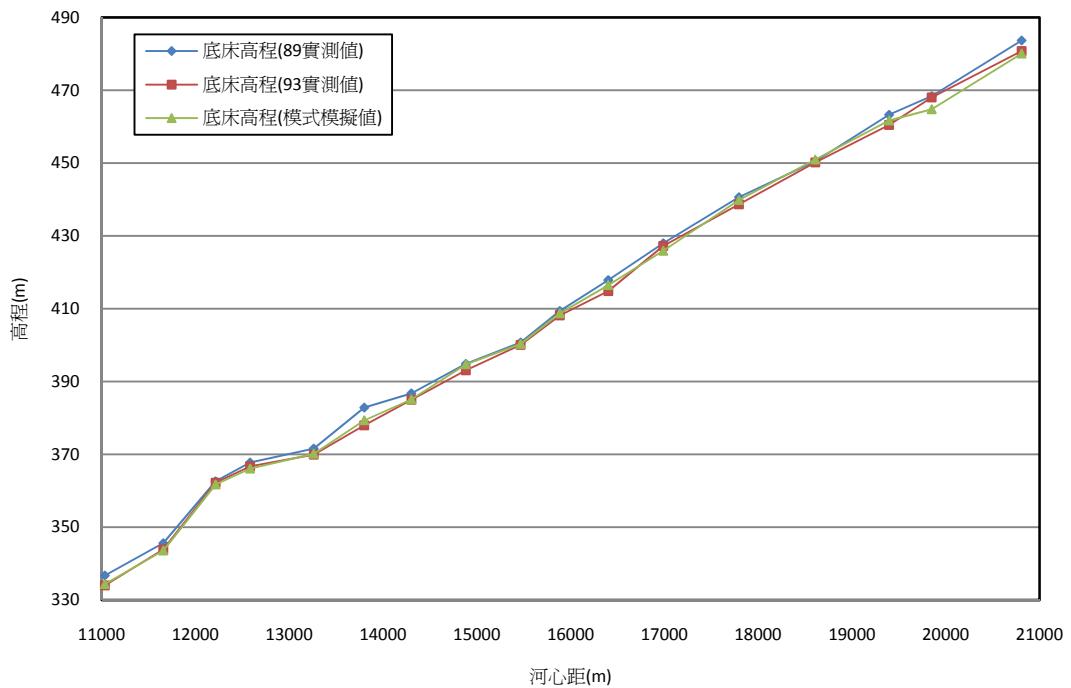


圖 5-10 現場檢定案例底床高程沿程變化(斷面 43~56)

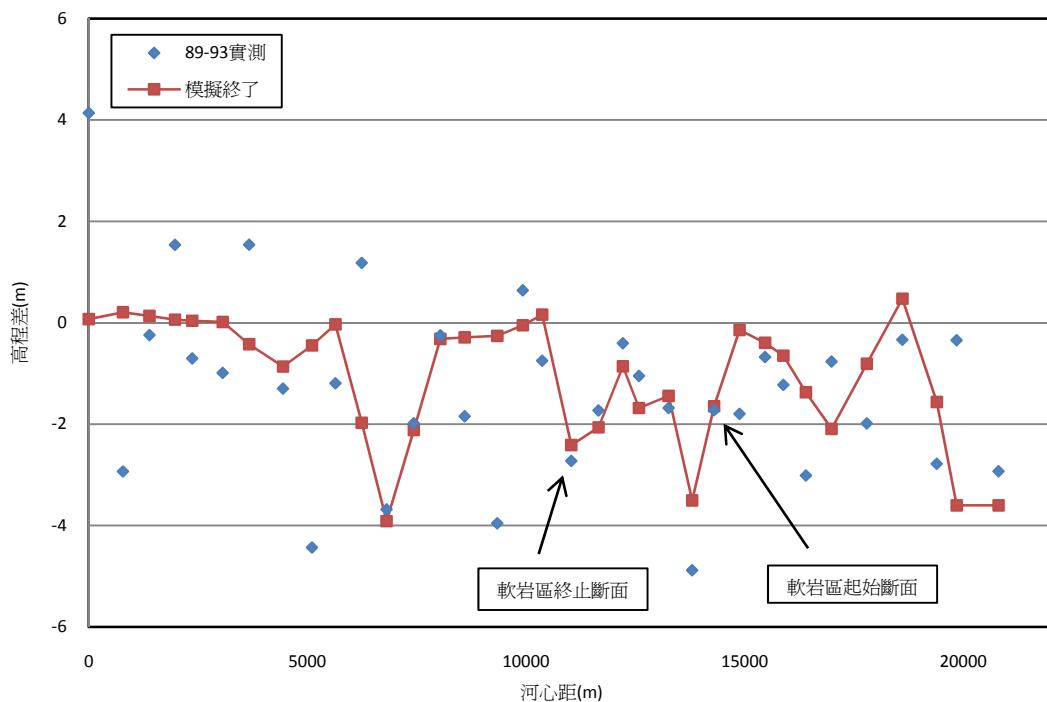


圖 5-11 現場檢定案例實測值與模擬值之底床高程差比較

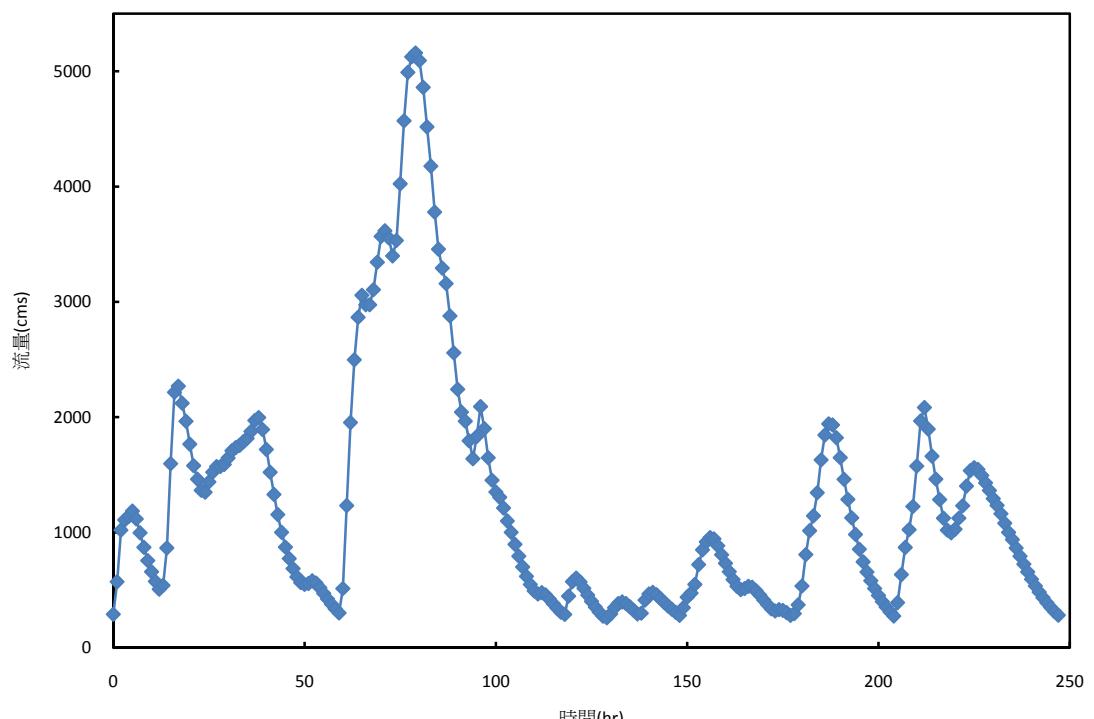


圖 5-12 現場驗證案例上游流量歷線(雙崎站)

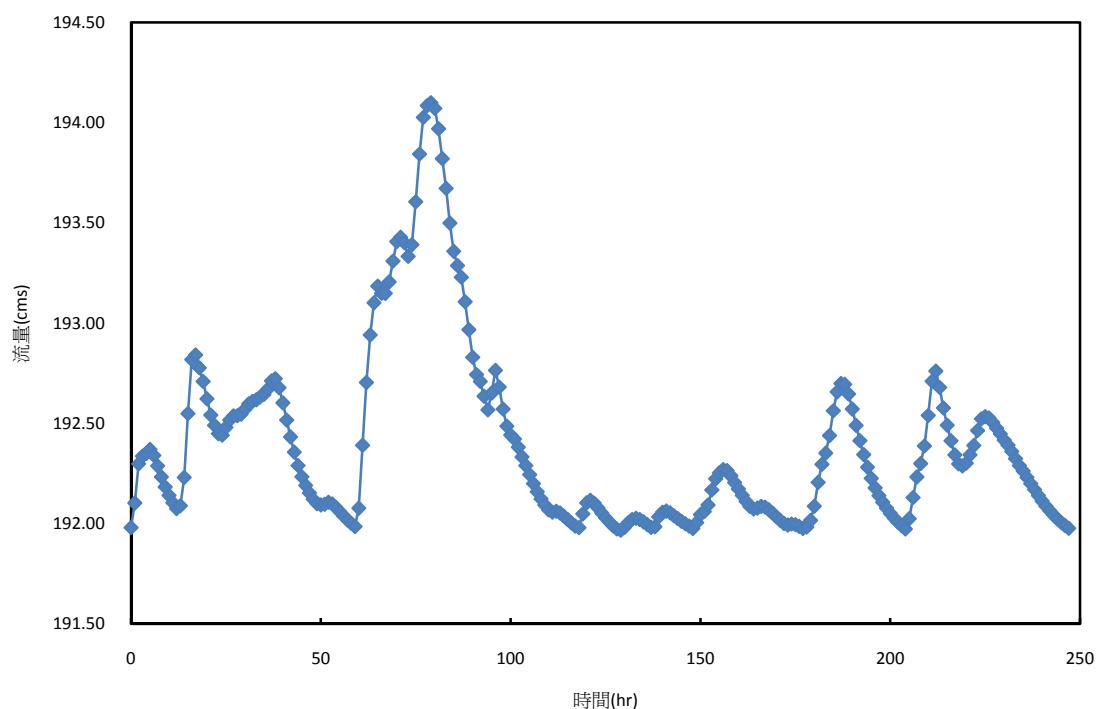


圖 5-13 現場驗證案例下游水位歷線(義里橋)

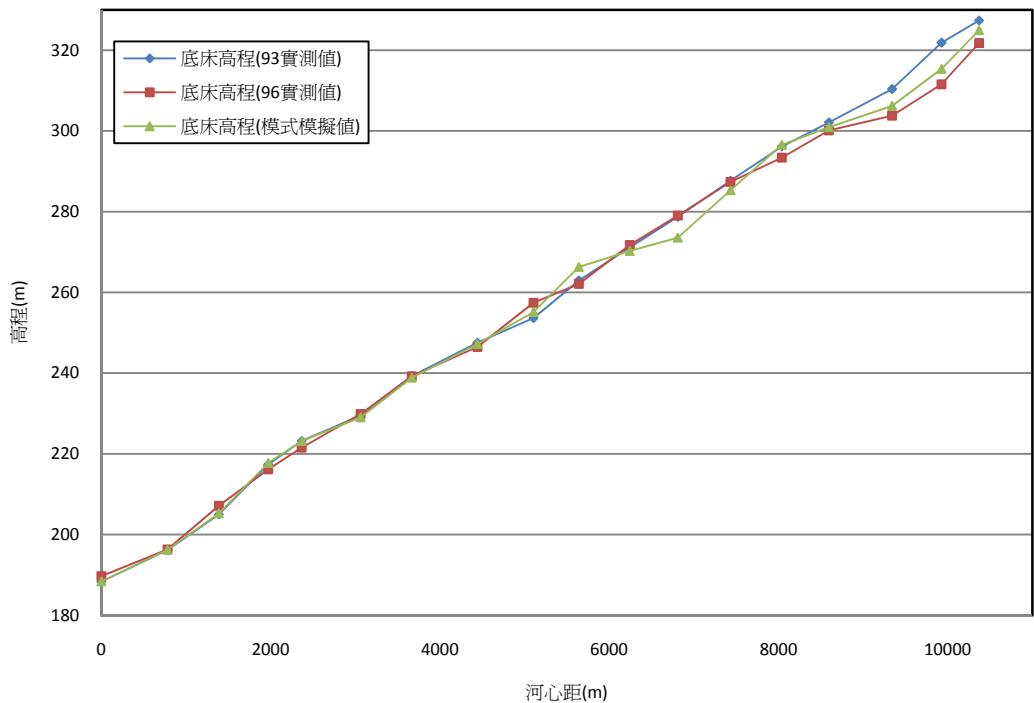


圖 5- 14 現場驗證案例底床高程沿程變化(斷面 25~42)

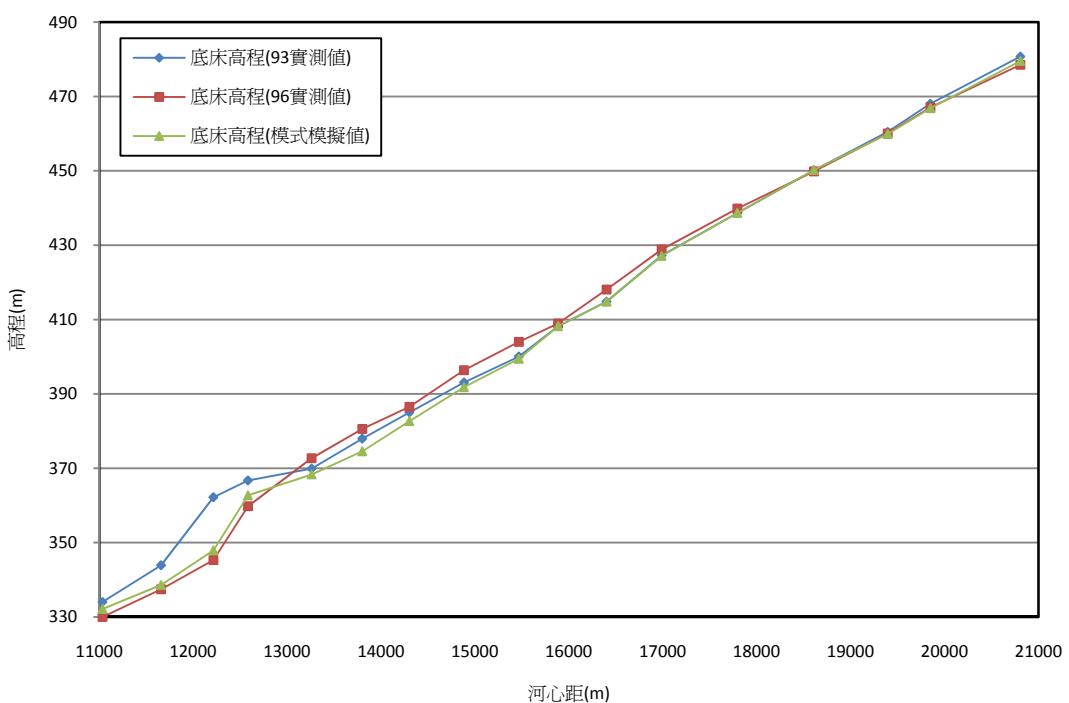


圖 5- 15 現場檢定案例底床高程沿程變化(斷面 43~56)

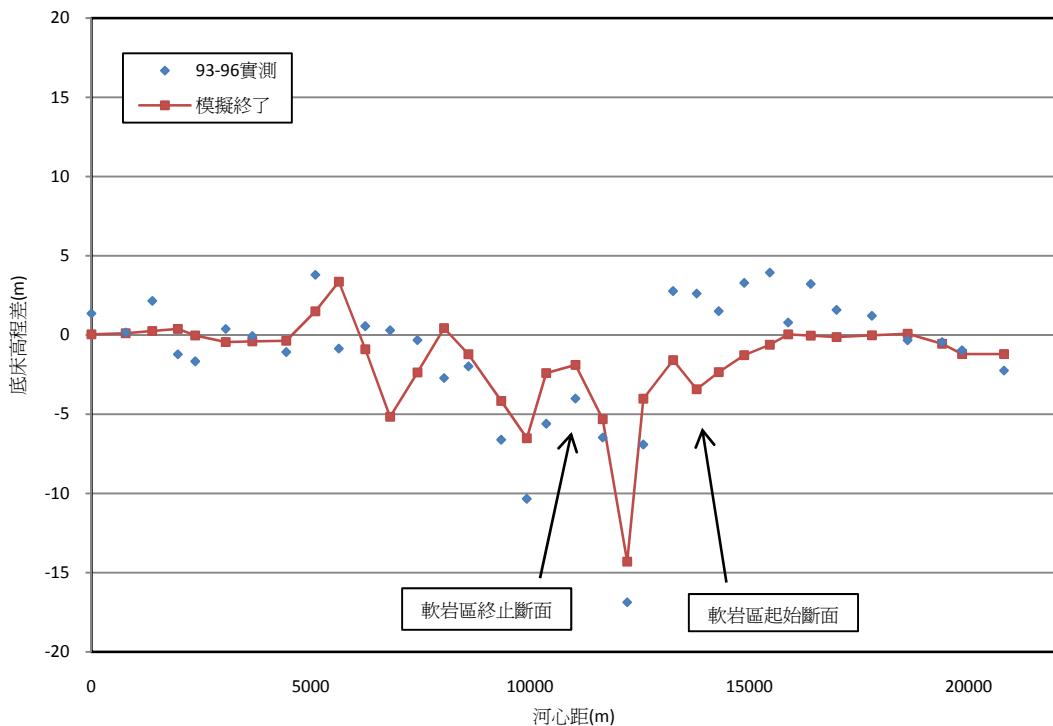


圖 5-16 現場驗證案例實測值與模擬值之底床高程差比較

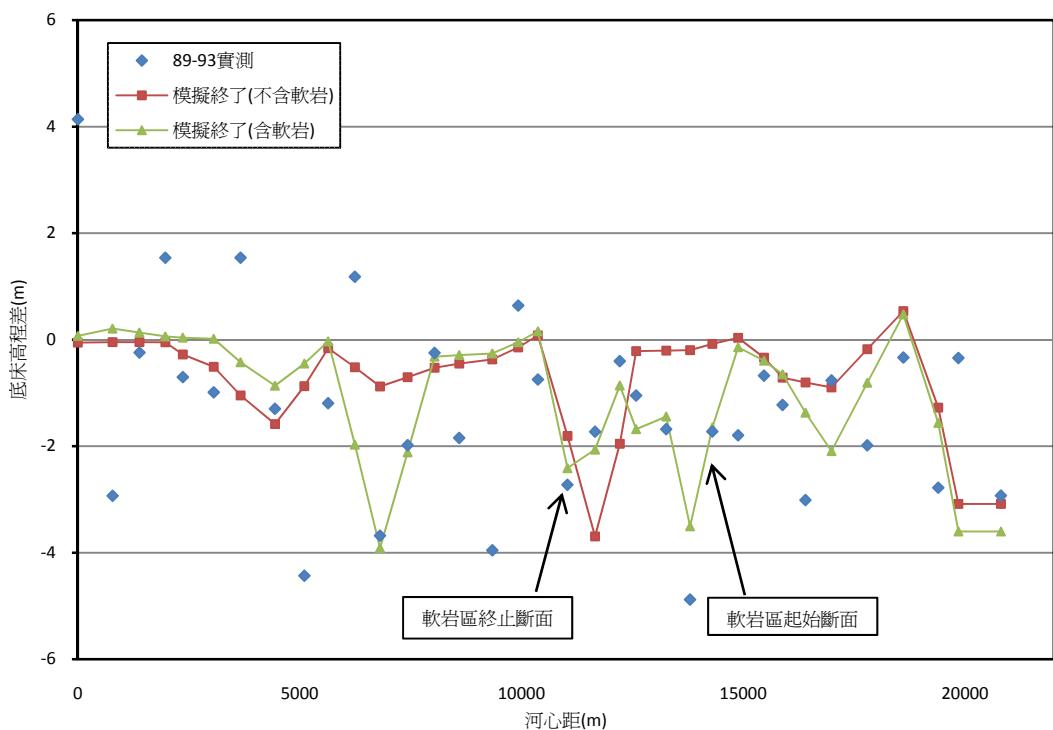


圖 5-17 現場檢定案例軟岩模組開啟與否比較圖

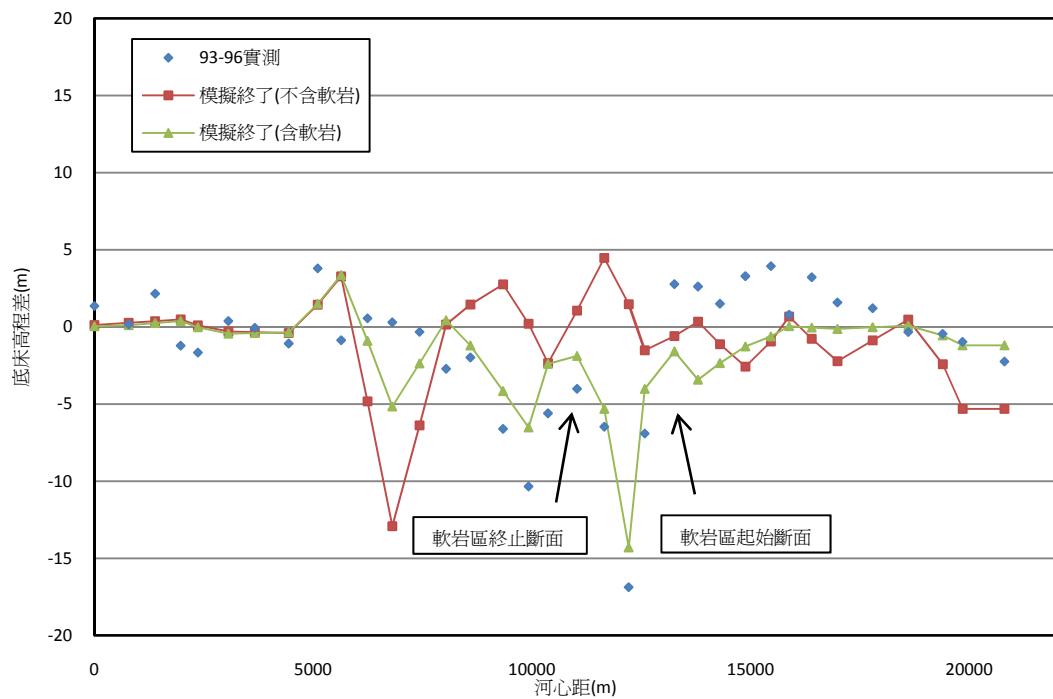


圖 5-18 現場驗證案例軟岩模組開啟與否比較圖



附錄 運動波-地貌瞬時單位歷線模式簡介與應用

1. KW-GIUH 模式概述

運動波-地貌瞬時單位歷線模式 (Kinematic Wave based Geomorphic Instantaneous Unit Hydrograph, KW-GIUH)，為民國 89~93 年水利署水規所委託國立海洋大學李光敦教授等所發展，其為「流域整體規劃河川集水區數值地形資訊系統」之子模式，配合適當降雨輸入條件，即可進行集水區降雨逕流模擬與集水區設計流量推估，推求集水區特定位置之直接逕流歷線，以提供水利工程師求取規劃設計所需之水文資訊。

2. 模式特點與架構

- 2.1 藉由相鄰格點之高程資料決定出流向，進而求得集水區邊界、河川網路、河川長度、坡度等地文資訊，以瞭解該地區之地文特性。在河川網路之推求上，依據1/25,000比例尺地形圖河川網路所對應之面積門檻值，以擷取河川網路。同時對於下游平坦地形之河川網路擷取，提出特殊處理方式，其處理方式分別為：a.渠流流向之修正；b.集水區範圍與漫地流流向之修正；c.低級序支流之處理；d.瓣狀河川段之處理；e.灌溉排水渠道之處理。
- 2.2 依河川級序定律，區分各級序河川與漫地流之地文特性，再配合運動波理論以模擬集水區內逕流之運行情形。換言之，首先應用數值高程模式，計算指定集水區之地文因子，而後運用運動波-地貌瞬時單位歷線模式，以推求集水區之直接逕流歷線模式。因此若配合適當的降雨輸入條件，即可進行集水區降雨逕流模擬與集水區設計流量推估。
- 2.3 系統主要架構為使用者介面、繪圖顯示模組以及地文與水文資訊系統計算模組；其中地文與水文資訊計算模組是以Fortran程式撰寫，使用者介面及繪圖顯示模組則採用ArcView GIS軟體建立。此資訊系統之目的為提供現場工程師之快速查詢，使用者可以以滑鼠於顯示器上選取河川網路上所欲查詢之位置點，即可利用系統之計算分析模組進行地文與水文資訊之計算，再經由查詢介面以輸出該查詢位置點之詳細地文與水文資訊。
- 2.4 直接逕流歷線計算：使用者可將水文記錄資料檔案，連同由系統所推求之地文因子檔案，直接輸入資訊系統中，系統即可進行直接逕流歷線之演算，並將逕流歷線演算結果輸出成文字檔案與Excel圖表。
- 2.5 應用設計雨型推求設計流量：使用者採用集水區某特定延時之降雨百分率，配合不同重現期之總降雨深度，而得集水區之設計雨型。若再運用運動波-

地貌瞬時單位歷線模式運算，則可推求得集水區不同重現期之設計流量。

3. 直接徑流歷線計算流程

運用數值地形與水文模擬資訊查詢系統計算逕流歷線前，必須先建立研究集水區地文因子資料檔與水文紀錄資料檔。以大安溪象鼻站為例，推求直接逕流歷線，首先在系統視窗中，以滑鼠右鍵點選河川網路圖層上指定位置點(象鼻)進行地文因子擷取，所得輸出檔即為逕流歷線計算所需之地文因子資料檔，檔案內容以「象鼻.txt」為例，如附圖1所示。水文紀錄資料檔由外部輸入，檔案以「象鼻納莉.txt」為例，如附圖2所示。

上述之水文紀錄檔的降雨延時為「72」小時，流量延時為「0」小時，表示用途為預測直接逕流歷線，此時必須填寫入滲指數 Φ 值，作為計算之用。輸入檔設置完畢後，以滑鼠左鍵單擊「計算直接逕流歷線」快速功能鈕，並於彈出視窗中填入曼寧糙度係數，與輸出檔檔名，輸入完畢點選「OK」鍵。程式進行KW-GIUH直接逕流歷線演算視窗，運算完畢後即可檢視輸出檔。



象鼻.txt - 記事本

檔案(F) 編輯(B) 格式(O) 檢視(V) 說明(H)

象鼻
5

!集水區名稱與編號
!集水區河川最高級序
!漫地流糙度係數
!渠流糙度係數

254 0.85 1.18 0.633948 0.481453 0.310488
53 1.88 4.63 0.166216 0.512623 0.185933
12 3.98 19.58 0.083348 0.503811 0.081568
3 13.81 85.63 0.064208 0.546325 0.039953
1 30.24 439.73 0.052328 0.494729 0.016238

0.638
0.161
0.122
0.087

0.641
0.226
0.132
0.667
0.333
1.000
200

4.0335
2.4934
4.4388
0.4752
1.8119
0.9874
0.7345
1985.94
0.485877
56241.52
0.841446
34493.48
1.666667
1.666667
243981

!Px1x2,河川轉移機率(1級序至2級序)
!Px1x3,河川轉移機率(1級序至3級序)
!Px1x4,河川轉移機率(1級序至4級序)
!Px1x5,河川轉移機率(1級序至5級序)
!Px2x3,河川轉移機率(2級序至3級序)
!Px2x4,河川轉移機率(2級序至4級序)
!Px2x5,河川轉移機率(2級序至5級序)
!Px3x4,河川轉移機率(3級序至4級序)
!Px3x5,河川轉移機率(3級序至5級序)
!Px4x5,河川轉移機率(4級序至5級序)
!Bomega(m),集水區出口河寬
!R8,集水區分岔比
!RL,集水區長度比
!RA,集水區面積比
!RSC,集水區漫地流坡度比
!RSo,集水區漫地流坡度比
!河川密度(1/km)
!河川頻率(1/km²)
!集水區平均高程(m)
!集水區平均坡度(m/n)
!集水區主流河川長度(m)
!集水區主流河川坡度(m/n)
!Ica,集水區重心至主流最近點流至出口之河川長度(m)
!mc,漫地流水力特性參數
!mo,漫地流水力特性參數
!控制點二度分帶X座標

附圖 1 象鼻站地文因子

象鼻事件.txt - 記事本

檔案(F) 編輯(B) 格式(O) 檢視(V) 說明(H)

象鼻
2001/9/16
550.67
72
6

集水區名稱
水文事件編號
集水區總面積

降雨延時(hr) 流量延時(hr)

平均基流量(m³/s)或Φ指數(mm/hr)

降雨強度 (mm/hr) 共72筆

| | | | | | | | | | | | | |
|---|---|----|----|---|---|---|---|----|----|----|----|----|
| 1 | 2 | 3 | 5 | 8 | 1 | 4 | 4 | 8 | 14 | 19 | 4 | 5 |
| 2 | 6 | 5 | 1 | 4 | 4 | 2 | 3 | 11 | 11 | 27 | 38 | 9 |
| 3 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | 4 | 7 | 11 |
| 7 | 8 | 8 | 5 | 4 | 4 | 3 | 3 | 3 | 1 | 3 | 2 | 1 |
| 8 | 2 | 12 | 17 | 1 | 0 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 9 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

附圖 2 模式輸入檔