

# 顯式有限解析法模式於動床主支流之研究

學生：郭峰志

指導教授：葉克家

國立交通大學土木工程學系

## 摘要

一般情況下，河川水系常有主支流交匯之情形。因此對於交匯後河川流量、水深、底床之變化，應予以探討，以供河川整治及工程規劃之需。本研究係延續 Hsu and Yeh's (1996)一維有限解析法動床模式 (Explicit Finite Analytic method, EFA)，發展擴充至具有模擬主支流渠道之功能。在交匯區內部邊界條件採用水位相等之概念來處理；在上、下游邊界處則根據流況給予流量或水位歷線。

由於動床主支流實驗案例甚為缺乏，故本模式採用 Suryanarayana (1969)之均勻與非均勻沉澱動床實驗資料，假設另一條相同渠道作為支流匯入，進行含主支流渠道之沖刷與淤積模擬分析，以進行模式之測試。在天然河川水系方面，收集大漢溪及三峽河之斷面資料，以大漢溪為主流、三峽河為支流進行颱洪事件模擬，並與新海橋水位站之實測水位值比較，以檢驗本模式於天然河川之適用性。經由數模比較，顯示成果尚屬合理。

# **Study On Mobile-Bed Confluence Flows Using Explicit Finite Analytic Model**

Student: : Feng-Chih Kuo

Advisor : Keh-Chia Yeh

**Institute of Civil Engineering**

**National Chiao Tung University**

## **Abstract**

Under normal conditions, river systems often include junction and division flows. In order to rebuild and map out engineering plans for the river systems, one would have to probe into the research of the discharges, the depths and the changes of river channels after confluence. This study extends Hsu & Yeh's (1996) 1-D finite analytic mobile-bed model (EFA), and expands it to incorporate the function of simulating the confluence flows. Equal stage at the region of confluence is adopted into the internal boundary condition; with the discharge or stage hydrograph specified at the upstream or downstream boundary according to the given flow characteristics.

Due to the lack of experimental cases for mobile-bed confluence flows, Suryanarayana's (1969) experimental data of uniform and non-uniform bed material are adopted. This model simulates the scour and deposition of the tributary, under the assumption that the simulated channel and the tributary are the same. In regard to the natural river system, the section data of Tahan Creek and Sanxia River are collected in which they are considered as the mainstream and the tributary, respectively. To test the suitability of this model in the natural river system, the simulation of the typhoon flood incident is carried out and the results are compared with the measuring value of the Hsinhai Bridge water level station. By way of this model simulates, the simulation results are satisfactory.

## 誌謝

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。亦感謝楊錦釧教授、張良正教授、蔡武廷教授與許勝田教授於課業上之教導與啟發，讓學生獲益匪淺。誠摯感謝口試委員國立成功大學蔡長泰教授、國立台灣大學水工試驗所賴進松博士之細心匡正與建議，使得本論文得以更趨完整。

感謝璁哥、添哥、昇佑、哲宏、昇學、仕哲、士偉、小宇學長以及曉萍、秀容學姊在研究與生活上之指導與照顧；感謝學長姊勇哥、東哥、阿伯、D 哥、Dr. 張、大槍、老王、俊傑、绣真、秋蓉及好友璨仲、俊毅、于軒、益家、弘恩的砥礪與扶持；感謝學弟妹力瑋、仲達、宣汝、欣瑜、浩榮、偉國、雅婷、宥達的幫助與關心。因為有了大家的參與，使我的研究生涯多采多姿，永生難忘。

最後，謹將此拙作獻給我親愛的父母、兩位妹妹及陪伴我的怡婷，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，因為有了你們，我才能成功跨出這一步，謝謝你們。

# 目錄

中文摘要.....	I
英文摘要.....	II
致謝.....	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.....	3
1.2.1 定床交匯渠流.....	3
1.2.2 動床及動床交匯渠流.....	6
1.3 論文架構.....	11
第二章 理論基礎 .....	13
2.1 模式概述.....	13
2.2 水流控制方程式.....	14
2.3 輸砂控制方程式.....	15
2.4 無黏性沉澱輸砂輔助關係式 .....	17
2.4.1 河床載通量(bed load flux, $Q_{bk}$ ).....	17

2.4.2 作用層厚度 ( $E_m$ ) .....	18
2.4.3 懸浮載源 ( $S_k$ ).....	19
2.4.4 作用層源 ( $S_{ak}$ ).....	20
2.5 黏性沉滓輸砂輔助關係式 .....	20
2.6 顯式有限解析法之簡介 .....	22
<b>第三章 數值方法 .....</b>	<b>24</b>
3.1 求解水理方程式之數值方法 .....	24
3.2 求解輸砂方程式之數值方法 .....	25
3.3 輸砂數值解析法(Newton-Raphson法).....	28
3.4 水理邊界條件(外部邊界條件).....	29
3.5 交匯區邊界條件(內部邊界條件).....	31
3.6 穩定性分析.....	34
3.7 交錯格網.....	34
3.8 模式演算之流程.....	35
<b>第四章 模擬成果與分析 .....</b>	<b>38</b>
4.1 主支流實驗渠道之模擬 .....	38
4.1.1 模式演算參數設定.....	39
4.1.2 率定案例主支流模擬.....	42
4.1.3 應用案例主支流模擬.....	47

4.1.4 小結 .....	50
<b>4.2 主支流河川案例模擬.....</b>	<b>50</b>
4.2.1 流域概述.....	50
4.2.2 模擬範圍概述.....	51
4.2.3 模式演算所需資料.....	52
4.2.4 模擬結果與分析.....	54
4.2.5 小結 .....	55
<b>第五章 結論與建議 .....</b>	<b>58</b>
5.1 結論 .....	59
5.2 建議.....	60
<b>參考文獻 .....</b>	<b>62</b>



## 表 目 錄

表 4-1 各模擬案例之上游入流量、下游水位條件與支流之入流量 ..	70
表 4-2 大漢溪斷面椿號 .....	71
表 4-3 大漢溪檢討河段各斷面河床質粒徑分組重量累計百分比.....	72
表 4-4 大漢溪模擬河段於艾莉颱洪之上下游邊界條件(1/2).....	73
表 4-4 大漢溪模擬河段於艾莉颱洪之上下游邊界條件(2/2).....	74



# 圖 目 錄

圖 3-1 懸浮沈浮之移流特性軌跡.....	75
圖 3-2 一般合流交匯區隔點示意圖 .....	32
圖 3-2 一般分流交匯區隔點示意圖 .....	32
圖 3-4 一維特性曲線交錯格點示意圖 .....	76
圖 3-5 程式流程圖 .....	77
圖 4-1 模型佈置圖(摘錄自 Suryanarayana 1969) .....	78
圖 4-2 非均質粒徑分布曲線圖(摘錄自 Suryanarayana 1969) .....	79
圖 4-3 Run21 淤積案例 (單一渠道).....	80
圖 4-4 Run21 懸浮質濃度沿程變化 (單一渠道).....	81
圖 4-5 Run21 懸浮載源沿程變化 (單一渠道).....	82
圖 4-6 Run21-A淤積案例 (主支流渠道) .....	83
圖 4-7 Run21-A淤積案例 (主支流渠道) .....	84
圖 4-8 Run21-A淤積案例 (主支流渠道) .....	85
圖 4-9 Run21-A淤積案例 (主支流渠道) .....	86
圖 4-10 Run21-A淤積案例 (主支流渠道) .....	87
圖 4-11 Run21-A 懸浮質濃度沿程變化 (主支流渠道).....	88
圖 4-12 Run21-A 懸浮載源沿程變化 (主支流渠道).....	89
圖 4-13 Run21-B淤積案例 (主支流渠道，支流流量=0.1 主流流量)90	

圖 4-14 Run21-B淤積案例 (主支流渠道，支流流量=0.1 主流流量)91	
圖 4-15 Run21-B淤積案例 (主支流渠道，支流流量=0.1 主流流量)92	
圖 4-16 Run21-B淤積案例 (主支流渠道，支流流量=0.1 主流流量)93	
圖 4-17 Run21-B淤積案例 (主支流渠道，支流流量=0.1 主流流量)94	
圖 4-18 Run21-B 懸浮質濃度沿程變化 (主支流渠道，支流流量=0.1 主流流量) .....	95
圖 4-19 Run21-B懸浮載源沿程變化(主支流渠道，支流流量=0.1 主流 流量) .....	96
圖 4-20 Run22 沖刷案例 (單一渠道).....	97
圖 4-21 Run22 懸浮質濃度沿程變化 (單一渠道).....	98
圖 4-22 Run22 懸浮載源沿程變化 (單一渠道).....	99
圖 4-23 Run22-A沖刷案例 (主支流渠道).....	100
圖 4-24 Run22-A沖刷案例 (主支流渠道).....	101
圖 4-25 Run22-A沖刷案例 (主支流渠道).....	102
圖 4-26 Run22-A 懸浮質濃度沿程變化 (主支流渠道).....	103
圖 4-27 Run22-A 懸浮載源沿程變化 (主支流渠道).....	104
圖 4-28 Run22-B沖刷案例 (主支流渠道，匯流點延後).....	105
圖 4-29 Run22-B沖刷案例 (主支流渠道，匯流點延後).....	106
圖 4-30 Run22-B沖刷案例 (主支流渠道，匯流點延後).....	107

圖 4-31 Run22-B 懸浮質濃度沿程變化 (主支流渠道).....	108
圖 4-32 Run22-B 懸浮載源沿程變化 (主支流渠道).....	109
圖 4-33 Run22-C沖刷案例 (主支流渠道，支流流量=0.2 主流流量) .....	110
圖 4-34 Run22-C沖刷案例 (主支流渠道，支流流量=0.2 主流流量) .....	111
圖 4-35 Run22-C沖刷案例 (主支流渠道，支流流量=0.2 主流流量) .....	112
圖 4-36 Run22-C 懸浮質濃度沿程變化 (主支流渠道，支流流量=0.2 主流流量) .....	113
圖 4-37 Run22-C 懸浮載源沿程變化 (主支流渠道，支流流量=0.2 主 流流量) .....	114
圖 4-38 Run25 淤積案例 (單一渠道).....	115
圖 4-39 Run25 懸浮質濃度沿程變化 (單一渠道).....	116
圖 4-40 Run25 懸浮載源沿程變化 (單一渠道).....	117
圖 4-41 Run25 淤積案例 (主支流渠道).....	118
圖 4-42 Run25 淤積案例 (主支流渠道).....	119
圖 4-43 Run25 淤積案例 (主支流渠道).....	120
圖 4-44 Run25 淤積案例 (主支流渠道).....	121
圖 4-45 Run25 淤積案例 (主支流渠道).....	122
圖 4-46 Run25 懸浮質濃度沿程變化 (主支流渠道).....	123

圖 4-47 Run25 懸浮載源沿程變化(主支流渠道).....	124
圖 4-48 Run14 沖刷案例 (單一渠道).....	125
圖 4-49 Run14 懸浮質濃度沿程變化 (單一渠道).....	126
圖 4-50 Run14 懸浮載源沿程變化(單一渠道).....	127
圖 4-51 Run14 粒徑組成百分比與中值粒徑剖面圖(單一渠道) .....	128
圖 4-52 Run14 沖刷案例 (主支流渠道).....	129
圖 4-53 Run14 沖刷案例 (主支流渠道).....	130
圖 4-54 Run14 沖刷案例 (主支流渠道).....	131
圖 4-55 Run14 懸浮質濃度沿程變化 (主支流渠道).....	132
圖 4-56 Run14 懸浮載源沿程變化(主支流渠道).....	133
圖 4-57 Run14 粒徑組成百分比與中值粒徑剖面圖(主支流渠道) ....	134
圖 4-57(續) Run14 粒徑組成百分比與中值粒徑剖面圖(主支流渠道) .....	135
圖 4-58 模擬範圍之流域示意圖 .....	136
圖 4-59 艾莉颱洪上游流量歷線 .....	137
圖 4-60 艾莉颱洪下游水位歷線 .....	137
圖 4-61 艾莉颱洪新海橋水位歷線比較 .....	138
圖 4-62 艾莉颱洪斷面淡 52、斷面淡 51 及斷面三 01 之流量歷線.	138
圖 4-63 艾莉颱洪大漢溪水位及底床高程沿程之變化.....	139
圖 4-64 艾莉颱洪大漢溪懸浮質濃度沿程變化.....	140

圖 4-65 艾莉颱洪大漢溪懸浮載源沿程變化 .....	140
圖 4-66 艾莉颱洪大漢溪之粒徑組成百分比與中值粒徑剖面圖 .....	141
圖 4-66(續) 艾莉颱洪大漢溪之粒徑組成百分比與中值粒徑剖面圖 .....	142
圖 4-67 艾莉颱洪三峽溪水位及底床高程沿程之變化 .....	143
圖 4-68 艾莉颱洪三峽溪懸浮質濃度沿程變化 .....	144
圖 4-69 艾莉颱洪三峽溪懸浮載源沿程變化 .....	144
圖 4-70 艾莉颱洪三峽溪之粒徑組成百分比與中值粒徑剖面圖 .....	145
圖 4-70(續) 艾莉颱洪三峽溪之粒徑組成百分比與中值粒徑剖面圖 .....	146



# 第一章 緒論

## 1.1 前言

天然河川水系多屬網路型河道，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，而都市排水系統、下水道系統及農田水利灌溉系統也與天然河川水系類似，都有渠道交匯或分流之情形。河川或渠道交匯處由於流量增加，動量交換與能量型態轉換，導致流況變為複雜，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，近而危及附近橋墩及水工結構物之安全。因此，河川之整治、排水系統之規劃設計等，均應考慮到匯流問題。溪流系統動床水理演算為流域經營及防洪工程規劃設計之重要依據，若演算結果不佳，可能導致工程費偏差或洪災損失過大，甚或危及居民性命之後果。

河川分流現象常使用於人工渠道和地下水排水系統，分流區之流況因流量改變與能量、動量之傳遞轉移為一複雜的水理現象，當水流經分離區時可能發生亞臨界流、超臨界流以及水躍現象。而在輸砂現象中，河川中流動之泥沙，依其移動型態可大致區分為推移載及懸浮載兩大類，前者導因於作用河床面泥沙顆粒在水流方向之阻抗力；而後者則導因於水流亂流之擴散現象，兩者之物理或力學機制不一，

其區分亦無明顯界限；推移載受到床面亂流的作用，部分較細顆粒被帶走而形成懸浮質，懸浮質又因重力作用而變成推移質。而同一種粒徑顆粒由於局部的流況不同，可同時成為推移質或懸浮質。故如何釐定兩者之分界，成為近年來學者專家們所關心之課題。

雖然有許多學者針對輸砂模式特定的物理現象做過深入研究，如泥沙起動條件、跳躍特性、沉降速度等，配合水工模型試驗，相關的成果也相當豐碩。利用水工模型試驗雖可以直接觀測流場之變化，但由於模型尺度難以拿捏，經費龐大且無再利用價值，因此較適於局部現象之探討。反觀現今之計算機速度日趨進步，數值模式則具有較省時省力，且適用於大區域流場及長期現象模擬及再利用性等優點。然而，迄今仍無法充分瞭解水流與泥沙間之力學機制，尤其對非均勻沉澱更是如此，因此在模式的建立過程中常需藉助經驗公式來計算相關物理量，而這些經驗公式本身的適用性便影響模式的可靠度，使得數值模式之適用性與實用範圍常受到限制，這也是數值模式歷經二、三十年的研究發展至今仍不間斷的原因。

本研究即利用一維 EFA 動床模式，考慮河川合分流的現象與河川中泥沙河床載與懸浮載間之交換，並以實驗案例及實際案例來驗證模式之正確性。

## 1.2 文獻回顧

### 1.2.1 定床交匯渠流

早期學者對於交匯渠流之探討，常假設匯流處無能量損失，如 Preissmann type scheme (Cunge,1980) 或匯流處水位相同，如 Abbott-Ionescu type scheme (Cunge,1980)。Preissmann type scheme 利用交匯區三格點能量相等方法，作為內部邊界條件；Abbott-Ionescu type scheme 則利用交錯格點的配置方法，於主支流交匯點計算水位。

上述兩種方法，皆利用雙掃法求解矩陣且皆屬於隱式解法。吳(1995)模擬主支渠交匯流況時，以單側法模擬主渠流之側向對流效應，故以消散界面有限差分運算子將時間項類比為前項差分法，但於前一時段之值則依變數之方向性以本身和鄰近各點之權重表示擴散至相鄰各點之程度，並視水深為無方向性之擴散，而速度則具方向性之擴散。

Taylor (1944)以動量方程式推導主渠上、下游參數之匯流公式，其預測值在  $45^\circ$  匯流角時結果尚佳，但於  $135^\circ$  時差異較大。同時他亦指出此項偏差是由於大的交匯角度於渠流匯合後下游速度分佈發生扭曲，與他所作的渠流與渠壁平行的假設不符。Webber (1965)則假設非旋性與無滯性流體，導出一上下游水深，主支渠交角與下游福祿數之關係式，並以實驗修正其關係式。Abbott (1979)利用消散介面概

念 (dissipative interface) 於二維明渠直交匯流之模擬，但是其模式僅可模擬直交匯流的明渠流況，對於非直交匯流的流況則無法模擬。Atkin (1980)等人則認為高雷諾數二維分離流之數值預測，使用單側差分運算子之模擬結果較使用中央差分法準確。Hager (1984)以能量率和動量法則解析匯流流況；他採用 Gardel (1957)之資料認為在匯流角為  $90^\circ$  時，側流流向角為匯流角之  $8/9$  倍。Pavlovic et al. (1984)、清水與板倉(1986)曾量測匯流段之流場，其主要目的均在驗證所建立之二維數值模式。在 Pavlovic et al.(1984)之研究中，匯流渠道均為一寬度漸變之渠道，下游渠寬為上游之兩倍；在清水與板倉(1986)之實驗中，支流寬度僅為主流寬度之  $1/16$ ，除有分流區外，均無明顯之水面洩降或水躍現象發生。



Ramamurthy et al. (1988)量測支流邊牆壓力差，於流量比為  $0.4\sim0.77$  時，顯示支流傳遞至主流向之動量與左、右岸壓力差之比值為流量比之正切函數，且下游能量修正係數和流量比成線性關係，但其結果僅適用於主、支渠流量比 0.5 左右。Ramamurthy and Satish (1988)對於  $90^\circ$  主、支流交匯所產生的分流現象提出理論性的模式解，此模式利用質量守恆、能量守恆及動量守恆的觀念而得，並把主支流渠道的寬度比率納入考量、且提出主支流流量比跟主流下游的福祿數有一定的相關性。Hager (1989)考慮壓力修正項而求得上游水深

和臨界水深比值之函數，並推估因迴流區造成之寬度收縮係數；經由其實驗值之比較，發現於  $90^\circ$  時之水深比預測值有高估現象。其表示式於側流對主流動量傳遞純由匯流角度控制，而在  $90^\circ$  時無側流之動量傳遞，此和 Ramamurthy et al. 之結果有明顯之差異。

Ramamurthy et al. (1990) 則提出主、支流流量比跟主流上、下游福祿數的相關性。Shettar and Murthy (1996) 利用數值方法求解二維水深平均方程式的方法，採取控制體積的方式，求解直交主、支流交匯問題，對於紊流應力影響採用深度平均  $k-\epsilon$  方式設計，模式則利用實驗資料與之比對，在水面高程和流速剖面的結果比對上有不錯的結果。Hsu et al. (1998) 應用質量守恆、動量守恆與能量守恆方程式，綜合成一無因次多項式，透過實驗資料所得之主支流各項矯正係數，透過迴歸分析的方法，進行直角匯流實驗無因次水深比的預測。



國內學者王與何(1984)應用模型實驗將交匯渠流損失水頭分為摩擦損失及混流損失，並將損失表示為各相關水理參數和幾何參數之迴歸關係式，其結果用於實際河段之模擬且十分吻合。伍(1985)、徐(1987)等均利用動量守恆原理並配合實驗資料分析，建立匯流段上、下游水深間的關係式。

國外 McGuirk and Rodi (1978) 及許與巫(1990)利用深度平均二維模式計算直交側入射流和主流交匯所造成之迴流長度；其結果和主流

與側流平均流速之動量比呈對數上升，然其主流與側流之寬度差異相當大，故並不適用於一般明渠匯流之模擬。吳與許(1992)應用質量、能量和動量守恆理論推導匯流處附近亞臨界流流場之一維穩態解析解，並進行可變交匯角匯流實驗加以分析。王等(1997)應用第二種多方式特徵法為核心數值解法，以矩陣解法或試誤法解決所有的外界與內部的邊界條件問題，將外部、內部邊界點與渠道節點分開處理。前者以矩陣疊代法求解，後者以顯式法求解。

### 1.2.2 動床及動床交匯渠流

目前常見之動床數值模式多採用分離演算法，缺少描述懸浮載、河床載兩者間之運移及交互作用。Simons et al. (1979) 發展之模式中並沒有考慮懸浮載之運移，且在單一粒徑限制下，無法描述混合砂礫層之變化行為。Pavlovic et al. (1985) 發展模式中，懸浮載只利用經驗公式求解而忽略移流及擴散特性，且河床載與懸浮載間無交換作用，亦無法描述非均勻床質之變化。Usseglio-Polatera & Cunge (1985)發展之數值模式，只注重於懸浮載之運移，對於河床載及河床之發展則缺乏描述，而且僅限於均勻質條件。TABS2 模式(Thomas & McAnally, 1985)係利用有限元素法求解污染傳輸及河床變動問題，但該模式只能處理單一粒徑均質輸砂問題，無法考慮非均勻沉澱之差異沉淤特性，且模式採用完全分離(uncoupled)演算法，對於河床與水流之相互

作用將無法正確模擬。HEC-6 (Thomas, 1977)、CHARIMA (Yang, Holly and Cunge, 1986)也為分離演算法模式之屬。而運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 (SEDI-COUP)，其考量懸移載、河床載之運移及兩者間之作用，並考慮期間之交換機制(mechanism)、空間延遲效應(spatial-delay effects)之不平衡推移載及不均勻河床質之篩分及護甲；Correia et al. (1992) 發表之完全變量流結合模式；劉氏(1992)發展之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；陳氏(2002)則採用一維顯式有限解析法(Explicit Finite Analytic method, EFA, 葉等, 1996、1997)，考慮懸浮載與河床載不同之運動機制，將兩者予以分開計算。

本模式延續陳氏(2002)採用一維顯式有限解析法，將懸浮載與河床載予以分開計算。當水體流動對底床所產生之作用力大於河床質之起動條件時，便會形成河床載傳輸，此種傳輸型態受到重力之限制僅侷限於底床附近所謂的侷限層範圍內，此範圍之定義可參考 Bagnold (1973)及 Einstein (1950)。

關於河床載的計算方式，由於侷限層的高度較一般水深小很多，加上受重力的侷限，可以直接以傳輸通量來表示，無須考慮其在垂直方向上的變化。文獻中計算河床載傳輸通量的經驗公式頗多，常見者如 Meyer-Peter & Muller (1948)、Einstein (1950) 及 van Rijn (1984a) 等，

這些輸砂公式通常以某些代表粒徑(最常見者為中值粒徑)及粒徑分佈標準偏差來表示河床質粒徑特性，並依此計算整體河床載傳輸通量，再依照河床質的質量守恆定律求解底床高程的改變量。

懸浮載傳輸的範圍即在參考高度(reference level)上方至水面的空間，可藉由求解移流-擴散方程式來加以計算。為完整的呈現出懸浮質濃度分佈，引用描述濃度剖面型態之經驗式，並根據局部流況與沉滓條件求解近似的「平衡濃度剖面」與「水體承載之沉滓濃度剖面」(flow-laden sediment concentration profiles)。

關於描述平衡濃度剖面型態之經驗式，從早期適用於細砂的 Rouse (1937)方程式，進而針對粗砂修正以及考慮懸浮沉滓對 Von Karman 係數的影響等(Einstein & Chien, 1955)，有關平衡濃度剖面的研究已漸趨成熟且適用範圍更廣泛。Chiu et al. (2000)利用二相流(two-phase flow)方程式推導定量均勻流情況下沉滓濃度剖面，其與擴散-沉降方程式所表示之平衡濃度剖面的差異，在於此法考慮了沉滓顆粒間相互作用與沉滓的慣性作用，為較一般化的表示式，而在忽略以上兩種作用的情況下，則退化成如同 Rouse 方程式的形式。

而在具備有模擬支流功能之動床模式方面，前人也有相關之研究，就前人發展之動床主支流模式簡述如下：

## 1. CHARIMA 模式

CHARIMA模式為一維變量水流及沉滓演算模式，可用於辯狀沖積河槽水面及河床演變之長期模擬。該模式係由愛荷華大學之愛荷華水理研究所所發展出來，係採用Presissmann's有限差分近似法及Newton-Raphson疊代法來模擬一維河床質載之輸砂現象。其模擬之河川渠道可為規則與不規則；另外，此模式能夠處理由單一渠道至網路渠道之河床演變，但本模式只適用於亞臨界流況之水理現象，對於超臨界流況發生時，尚未有處理能力。

## 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. 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。

#### 4. NCCHE 模式

NCCHE 一系列模式係由王書益教授所帶領美國國家計算水科學及工程中心(National Center for Computational Hydroscience and Engineering, The University of Mississippi)所發展之模式，此模式具有計算水理與輸砂功能，可模擬水利結構物如丁壩、圍堰、溢流堰、河道縮收與突閤等結構物，亦可考慮到河道植生與主支流之狀況，更成功地應用於海岸建築物周邊地形變化的驗證，波浪所導致的河口地形變化的預測，以及港口防砂堤的方案設計。



#### 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，整合 BRALLUVIAL、GSTARS 與 CHARIMA 三個模式之模擬功能後，陸續發展修正而成。為一個擬似二維沖淤模式，可模擬主支流、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。

## 6. 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。

### 1.3 論文架構

近年來主支流之處理利用水深相等及交匯區無摩擦損失(Cunge, 1980)之觀念，有了一維模式之處理方法，本模式乃採顯式法處理斷面流量與面積。陳氏(2003)已利用此法應用於自然河川水系之研究，但僅止於定床數值模式。



本模式延續陳氏(2002)，採用一維顯式有限解析法(explicit finite analytic method, EFA, 葉等，1996、1997)之動床數值模式，並結合陳氏(2003)一維定床模式應用於主支流交匯之研究，擴充至含主支流之動床數值模式。以顯式有限解析法求解水理連續方程式及動量方程式，輸砂數值則採用半隱式法差分聯立求解懸移載質量守恆方程式、作用層質量守恆方程式及整體河床輸砂質量守恆方程式。本研究於處理主支流交匯之方法應用水位相等法，此法除陳氏(2003)應用於自然河川水系研究上之外，於李氏(2002)之定床合分流研究，應用於淡江

大學水工試驗所之實驗資料，由模式驗證之結果與實測值相當接近。在模式應用方面，有鑑於動床主支流實驗案例之缺乏，故延續陳氏(2002)採用 Suryanarayana (1969)之水槽動床實驗案例之單一渠道模擬，假設相同條件渠道作為支流匯入之模擬；而於天然河川之應用，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，進行颱洪事件模擬，評估模式於天然河川之適用性，並期望能廣泛應用於洪水預報、河川治理規劃等方面。



## 第二章 理論基礎

### 2.1 模式概述

本動床數值模式可分成水理及輸砂兩大部分。在水理計算方面，在滿足 de Saint Venant 之基本假設下，採用顯式有限解析法 (EFA) 模式直接求解水流之連續方程式及動量方程式。EFA 法有推導容易及精度良好之優點，且此法在計算流力與水力計算領域之應用已證明成果相當不錯。

在沉滓運移計算方面，因天然河床係由多種不同粒徑之沉滓所組成，且由於水庫迴水區甚長，能流淤在壩址前之沉滓一般均為細顆粒者，故經由水庫防淤操作排放至下游河道之沉滓多屬細小之黏土或粉土，其特性將與其下游河床上之底質有所差異，因此所採用之模式須具有模擬非均勻沉滓之特點，以反映水庫排淤部份以及河道原有沉滓部份之不同特性。此外，為考慮懸浮載與河床載不同之運動機制，故將兩者予以分開計算，並考慮沉滓在渠道底床附近發生沉淤與再懸浮之情形，因此模式引入懸浮載與河床載間之交換機制，藉以推估水體中各懸浮沉滓之濃度變化，以及河床上床質粒徑之組成。本研究採用適於雙曲線型方程式之特性法求解懸浮載質量守衡方程式，並與河床載質量守衡方程式及整體河床輸砂之質量守衡方程式進行結合演

算，利用 Newton-Raphson 疊代聯立求解。茲分述水流及沉浮運動之控制方程式與模式所採用之數值方法如下：

## 2.2 水流控制方程式

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計算之，而 de Saint Venant 之基本假設如下：

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：

假設渠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. 渠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的損失，可以定量流摩擦律估算。

4. 底床坡度甚小：

當假設成立時，重力沿渠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：

以重力、靜水壓、摩擦力為主。

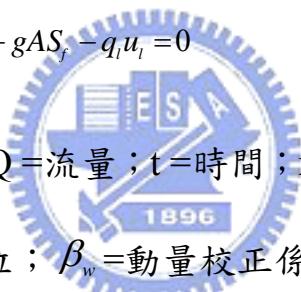
對於不可壓縮水流之控制方程式，包括水流連續方程式與水流動量方程式，為如下形式。

水流連續方程式

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0 \quad (2-1)$$

水流運動方程式

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

式中， $A$ =通水斷面積； $Q$ =流量； $t$ =時間； $x$ =沿渠道中心線之距離；  
  
 $g$ =重力加速度； $Z$ =水位； $\beta_w$ =動量校正係數； $q_l$ =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； $u_l$ =支流在主流方向的速度分量； $S_f = \frac{Q|Q|n^2}{A^2 R^{\frac{4}{3}}}$ =摩擦坡降，其中  $R$ =水力半徑， $n$ =曼寧值。

## 2.3 輸砂控制方程式

輸砂控制方程式將河道輸砂通量分離為非均勻之懸浮載與河床載兩部份，同時求解某一粒徑之懸浮載、河床載質量守衡，及整體河床質載之質量守衡等控制方程式，分別表示如下：

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

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

$$(1-p) \frac{\partial(BZ_b)}{\partial t} + \sum_{k=1}^n (\frac{\partial Q_b}{\partial x} + S)_k = 0 \quad (2-5)$$

上三式中， $C_k$ =某一代表粒徑  $k$  之懸浮載濃度； $u$ =水體流速； $K$ =懸浮載之擴散通量(flux)； $\rho_s$ =沉滓密度； $p$ =孔隙率； $\beta_k$ =作用層內粒徑  $k$  之百分組成； $E_m$ =作用層厚度； $Q_{bk}$ =粒徑  $k$  之河床載通量； $S_k$ =粒徑  $k$  之懸浮載資源項； $S_{ak}$ =粒徑  $k$  於作用層底部資源項； $Z_b$ =底床高程； $B$ =渠道寬； $n$ =非均勻沉滓之代表粒徑數。



在本模式主支流輸砂控制方程式處理上，由於程式將河道輸砂通量分離為懸浮載與河床載兩部分，故支流之側向輸砂量也分兩部分給定之。在懸浮載方面，將支流匯流點處之懸浮濃度給定主流，再將主流匯流點處之懸浮濃度代回支流匯流點處，反覆運算之；而河床載處理上，將支流匯流點處之河床載通量給定主流，此時主流之匯流點處之河床載通量即為主流河床載通量加支流河床載通量，如此反覆疊代運算而成。

為求解上述三式，尚需一些補助關係式，用以決定  $Q_b$ 、 $E_m$ 、 $S$  及  $S_a$ 。當水庫排放此種具凝聚性或黏性之沉滓時，由於濃度極高，其運動行為不同於無黏性沉滓者。為求模式之一般性，除考慮無黏性沉滓

之運移機制外，亦將黏性沉滯運動之機制加入模式中，茲將其相關理論分述如下。

## 2.4 無黏性沉滯輸砂輔助關係式

### 2.4.1 河床載通量(bed load flux, $Q_{bk}$ )

Van Rijn (1984a)係以中值粒徑為代表粒徑來計算非均勻河床載之體積通量。其後，Spasojevic (1990)針對每一粒徑( $D_k$ )，將 Van Rijn 公式稍加修正。假設河床載運動僅發生在作用層內，其中某粒徑之百分組成表示為  $\beta_k$ ，且考慮較小粒徑在水體中會形成懸浮載，可引入懸浮載與河床質載之比值  $\gamma$  (Van Rijn, 1984b)，對河床載通量作修正。此外，在一般非均勻之河床質中，較細顆粒可能被隱藏在較粗顆粒之間，而不易被水流帶動，故 Karim et al. (1987)提出一經驗因子，稱之為隱藏因子(hiding factor,  $\zeta$ )，對河床載通量予以修正。綜合上述之影響因子可得粒徑為  $D_k$  之河床載通量如下：

$$Q_{bk} = (1 - \gamma) \zeta_k \beta_k q'_b(D)_k B = (1 - \gamma) \zeta_k \beta_j (0.053) \sqrt{(s-1)gD_k} D_k \frac{T_k^{2.1}}{D_{*k}^{0.3}} B \quad (2-6)$$

上式中，

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

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

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

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

上式中， $w_k$  = 粒徑 k 之沉降速度。

#### 2.4.2 作用層厚度 ( $E_m$ )

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

$$E_m = -C(z_b^{n+1} - z_b^n) \quad (2-7)$$

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

$$E_m = -C(Z_b^{n+1} - Z_b^n) + \frac{1}{\sum_{k=m}^K \beta_k} \frac{D_m}{1-p} \quad (2-8)$$

式中， $D_m$  為不動之最小顆粒粒徑。另外，作用層在淤積期間可定義為：

$$E_m^{n+1} = E_m^n + (Z_b^{n+1} - Z_b^n) \quad (2-9)$$

上式中之上標代表 n 及 (n+1) 時刻。

### 2.4.3 懸浮載源 ( $S_k$ )

懸浮載源係由懸浮質向下之通量與底床亂流剪力作用產生河床質向上之通量交互作用之結果。使懸浮質下移到河床表面，主要是受到重力之影響。懸浮質之沈降速度決定向下沈淤之通量，所以對某一粒徑  $k$  之懸浮質而言，其向下之通量可表為：

$$Q_{d_k} = B w_k C_{d_k} \quad (2-10)$$

式中，

$$C_{d_k} = [3.25 + 0.55 \ln(\frac{w_k}{\kappa u_*})] C_k \quad (\text{Lin, 1984}) ;$$

其中， $C_k$ =顆粒  $k$  之平均濃度； $\kappa$ =von Karman 係數。



另一方面，床面沈浮成為懸浮質，主要受到底床之亂流作用所造成。Bennett and Nordin (1977)認為對某一粒徑  $k$  而言，河床質向上之通量可表為：

$$q_{e_k} = \rho_s w_{lk} C_{a_k} \quad (2-11)$$

式中，

$$\frac{w_{lk}}{u_*} = 3.2 - 4.5 \log \Theta \quad \Theta < 1.2 \quad (\text{Hu \& Hui, 1996}) ;$$

$$= 3.1 \quad \Theta > 1.2$$

$$\Theta = \frac{\tau_b}{(\rho_s - \rho)gD}$$

$$C_{ak} = 0.015 \frac{D_k}{a} \frac{T_k^{1.5}}{D_{*k}^{0.3}} \quad (\text{Van Rijn, 1984b}) ;$$

$w_{lk}$  = 顆粒向上躍起之速度；  $\tau_b$  = 底床剪應力；  $a$  = 砂丘高度之一半。

由(2-10)及(2-11)式知，對某一粒徑  $k$  之懸浮載源可表為：

$$S_k = B(w_{lk} C_{ak} - w_k C_{dk}) \quad (2-12)$$

而針對沈淳交換速率可能會高估的問題，陳氏(2002)已引用許氏(2002)之積分法修正之，在此不加詳述。

#### 2.4.4 作用層源 ( $S_{ak}$ )



作用層源係由於母層(active stratum)頂面之升降而產生，當其下降時，

$$S_{ak} = -(1-p) \frac{\partial}{\partial t} [\beta_{sk} (BZ_b - BE_m)] \quad (2-13)$$

其中， $\beta_{sk}$  為母層內某一粒徑之百分組成。如母層之厚度增加，即其頂面上升時，(2-10)式中之  $\beta_{sk}$  則改為  $\beta_k$ 。

### 2.5 黏性沉淳輸砂輔助關係式

#### 1. 沉降速度

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

$$w_s = \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \frac{gD^2}{18\nu} \quad (2-14)$$

對黏性沉滓而言，由於顆粒表面分子間之吸力，將凝聚成團，加速沉降之速度，根據 Migiot (1989) 之研究，可表為：

$$w_{s,agg} = F \times w_{s,part} \quad (2-15)$$

式中， $w_{s,agg}$ ， $w_{s,part}$  = 凝聚體與單其一顆粒之沉降速度； $F$  = 凝聚因子，與粒徑之關係為  $F = 250D^{-1.8}$ ，其中  $D$  的單位為微米。

## 2. 沉淤速率

根據 Krone (1962) 之研究指出，單位面積及時間之沉淤量可表為：

$$Q_d = w_s P_d C_k \quad (2-16)$$

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

## 1. 沖刷速率

根據 Cormault (1971) 之實驗資料，單位面積及時間之沖刷量為

$$Q_e = M \left[ \frac{\tau}{\tau_{*e}} - 1 \right] \quad (2-17)$$

上式中， $\tau_{*e}$  為發生沖刷之臨界剪應力，且當  $\tau$  小於  $\tau_{*e}$  時，沖刷量  $Q_e$  為零； $M$  為沖刷係數，採 0.0015。根據 Shrestha 及 Orlob (1996) 文獻，

對於剛落淤於底床上之砂層  $\tau_{*e}$  採  $0.06 \text{ Nm}^{-2}$ ，而對於較底部之砂層因有壓密因素，其沖刷臨界剪應力變大，故採  $0.082 \text{ Nm}^{-2}$ 。

## 2.6 顯式有限解析法之簡介

本研究採用之有限解析法為美國佛羅里達大學陳景仁(Chen C. J.)教授所創，可分為隱式及顯式有限解析法兩種。隱式有限解析法已廣泛運用於計算流體力學而得到極佳的成果(Chen & Chen, 1984, Chen & Choi, 1990)，此方法的特色為：

(1) 對於不規則的幾何邊界，仍可在卡式座標使用結構性(structured)格網求解。



(2) 由於在個別元素體的數值離散化(discretization)係採用局部解析(local analytic solution)來近似，因此可將數值演算的捨入誤差降到最低。

(3) 數值解之穩定性極佳，屬於無條件穩定之數值模式。

由於隱式有限解析法之解法係針對橢圓或拋物線型(elliptic or parabolic)之偏微分方程式求解，如用於雙曲線型(hyperbolic)偏微分方程(明渠水流即為一例)並不太適合，因此乃有顯式有限解析法的發展及提出(Dai, 1994)，但僅針對無自由表面之 Navier-Stokes 方程式。

在求解對流傳輸方程式中，對流項以特性法觀念解得式中變量之局部

解析解，且使依時變量再透過適當給定之初始條件而求得，此即為顯式法之求解精神。顯式有限解析法之穩定性，和一般常見的顯式數值方法一樣，受可蘭(Courant)數須小或等於 1 的限制，雖不如隱式法般屬於無條件穩定，但解法較簡單，故在應用上仍有其吸引力。



## 第三章 數值方法

河道水理計算之控制方程式為非線性聯立方程組，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。

### 3.1 求解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，並以控制體積的觀念來差分之，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：

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

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； $\Psi_c$  與以下的  $\Psi_m$  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：

$$\begin{aligned} \frac{Q_i^{n+1} - Q_\xi^n}{\Delta t} + & \left[ \Psi_m Q_i^{n+1} \beta \left( \frac{v_r^{n+1} - v_l^{n+1}}{n_d \Delta x} \right) + (1 - \Psi_m) Q_\xi^n \beta \left( \frac{v_r^n - v_l^n}{n_d \Delta x} \right) \right] \\ & + \left[ \Psi_m g A_i^{n+1} \left( \frac{Z_r^{n+1} - Z_l^{n+1}}{n_d \Delta x} \right) + (1 - \Psi_m) g A_\xi^n \left( \frac{Z_r^{n+1} - Z_l^{n+1}}{n_d \Delta x} \right) \right] \\ & + g A_i^n S_{f_i}^n - q_{li}^n u_{li}^n = 0 \end{aligned} \quad (3-2)$$

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， $\Delta t$  為時間間距， $\Delta x$  為二斷面之間距，下標符號  $\xi$  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。

## 3.2 求解輸砂方程式之數值方法

由於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  $S_k$  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：

(i)作用層質量守恆差分式：

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

(ii)整體河床質載守恆差分式：

$$\begin{aligned} & \frac{(1-p)}{\Delta t} [(BZ_b)_i^{n+1} - (BZ_b)_i^n] + \frac{1}{2 \cdot \Delta x} \sum_{k=1}^n \left\{ \theta[(Q_{bk})_{i+1}^{n+1} - (Q_{bk})_{i-1}^{n+1}] \right. \\ & \left. + (1-\theta)[(Q_{bk})_{i+1}^n - (Q_{bk})_{i-1}^n] \right\} + \sum_{k=1}^n [\theta S_k^{n+1} + (1-\theta)S_k^n] = 0 \quad (3-4) \end{aligned}$$

圖 3.1 以一維空間為例示意沈澱之移流軌跡。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 之懸浮沈滓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 並不能保證剛好落在格點上，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。

一般情況下，河床質移動量遠小於懸浮質移動量，因而兩者在時間尺度上相差甚大，在必須聯立求解的前提下，懸浮載方程式必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，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，各節點間的相對位置可以表示為：

$$x_k = x_{k+1} - \frac{(u_{k+1} + u_k)}{2} (t_{k+1} - t_k) \quad l=1, 2 \dots LNS \quad (3-5)$$

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(3-5)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。

(iii) 懸浮載質量守恆特性方程式：

當運動軌跡已知後，可積分(2-3)式，其離散化之方程式為：

$$\begin{aligned}
 (C_k A)_{arr} - (C_k A)_{dep} &= \sum_{k=1}^{LNS} [(S_{k+1} + S_k) \frac{t_{k+1} - t_k}{2}] + \\
 \frac{\theta AK}{(\Delta x)^2} [(C_s)_{i+1}^{n+1} - 2(C_k)_i^{k+1} + (C_s)_{i-1}^{n+1}] \Delta t + \frac{(1-\theta)AK}{(\Delta x)^2} [(C_s)_{i+1}^n - 2(C_k)_i^k + (C_s)_{i-1}^n] \Delta t - \\
 C_i A \frac{u_{i+1} - u_{i-1}}{2\Delta x} &\quad (3-6)
 \end{aligned}$$

由上式可清楚瞭解到，在水深平均模式中沈滓交換速率 $s$ 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，其正確性將左右模式的表現，為影響沈滓濃度分佈的重要物理量。

### 3.3 輸砂數值解析法(Newton-Raphson 法)



經由以上數值離散處理後，在非均勻沈滓共區分為 $TK$ 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。但在考慮均勻沈滓的情況下，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：

$$\bar{s}^{n+1} = (z_b, \bar{c}_1, \beta_1, \dots, \bar{c}_k, \beta_k, \dots, \bar{c}_{TK}, \beta_{TK})^{n+1} \quad (3-7)$$

或更簡潔地寫成：

$$\bar{s}^{n+1} = (s_1, s_{2k}, s_{2k+1})^{n+1} \quad k=1, 2, \dots, TK \quad (3-8)$$

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(3-6)可分別寫成：

$$F_1(\bar{s}^{n+1}) = 0 \quad (3-9)$$

$$F_{2k}(\bar{s}^{n+1}) = 0 \quad k=1, 2, \dots, TK \quad (3-10)$$

$$F_{2k+1}(\bar{s}^{n+1}) = 0 \quad k=1, 2, \dots, TK \quad (3-11)$$

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：

$$[\frac{\partial F_1}{\partial \bar{s}}] \Delta \bar{s} = -F_1({}^m \bar{s}^{n+1}) \quad (3-12)$$

$$[\frac{\partial F_{2k}}{\partial \bar{s}}] \Delta \bar{s} = -F_{2k}({}^m \bar{s}^{n+1}) \quad (3-13)$$

$$[\frac{\partial F_{2k+1}}{\partial \bar{s}}] \Delta \bar{s} = -F_{2k+1}({}^m \bar{s}^{n+1}) \quad (3-14)$$

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：

$${}^{m+1} \bar{s}^{n+1} = {}^m \bar{s}^{n+1} + \Delta \bar{s} \quad (3-15)$$

當  $\Delta \bar{s}$  小於某一收斂容許值時，疊代得以結束。

### 3.4 水理邊界條件(外部邊界條件)

邊界條件的設定合理與否對於數值模式之模擬結果影響頗大，在

一維計算流場中，上、下游水理邊界條件之型態通常有以下三種：

(1) 以流量歷線為邊界條件，即給定流量與時間之函數關係式，其形

式為  $Q=f(t)$ 。

(2) 以率定曲線為邊界條件，即給定流量與水深之函數關係式，其形

式為  $Q=f(h)$ 。

(3) 以水位歷線為邊界條件，即給定水深與時間之函數關係式，其形

式為  $h=f(t)$ 。

當水流流況為亞臨界流時，於上游邊界處兩個待求未知量，可以上述之方法給定一邊界條件，及向上游傳遞之特性曲線及相對應之方程式(compability equation)求解之。

$$\frac{DQ}{Dt} + \mu \frac{DA}{Dt} = gA(S_0 - S_f + \frac{gA}{B} \frac{\partial A}{\partial x} \Big|_h) \quad (3-16)$$

$$\mu = -\beta u - \sqrt{(\beta^2 - \beta)u^2 + g \frac{A}{B}} \quad (3-17)$$

當上式中之  $\beta$  等於 1 時，特性軌跡為

$$\frac{dx}{dt} = u - \sqrt{g \frac{A}{B}} \quad (3-18)$$

下游邊界的處理類似於上游邊界處，唯其

$$\mu = -\beta u + \sqrt{(\beta^2 - \beta)u^2 + g \frac{A}{B}} \quad (3-19)$$

當上式中之  $\beta$  等於 1 時，特性軌跡為

$$\frac{dx}{dt} = u + \sqrt{g \frac{A}{B}} \quad (3-20)$$

若水流流況為超臨界流時，上游邊界需給予兩個邊界條件；因兩條特性線皆往下游方向傳遞，故於下游邊界處，可以利用此兩條特性線及其相對應之方程式求解兩個變數。綜合以上所述，邊界點之計算乃透過特性法之觀念，由兩條特性線交匯而得，沿特性線之擾動波波速可表示成  $\frac{dx}{dt} = u \pm c$ ，當亞臨界流時， $|u| < c$  即兩擾動波波速具相反方向，同交於邊界點，此時位於計算區外之一條特性線須由人為給定此一邊界條件；當臨界流時， $|u| = c$  即其中一擾動波波速為零，另一速率由水流決定為正向（向下游）或負向（向上游），若水流方向為正，則在上游需給定一邊界條件，而下游則不須給定，直接由前一時刻之下游邊界變量給定即可。當超臨界流時， $|u| > c$  即兩擾動波波速具相同方向，若水流方向為正，則上游處須同時給定兩邊界條件，而下游則不須給定。

### 3.5 交匯區邊界條件(內部邊界條件)

#### a. 處理方式

合流：

以  $i$  表示主流上游段最後斷面位置， $i+1$  表示主流下游段第一斷面位置， $j$  表示支流最後斷面位置，水流流向及示意圖如下所示：

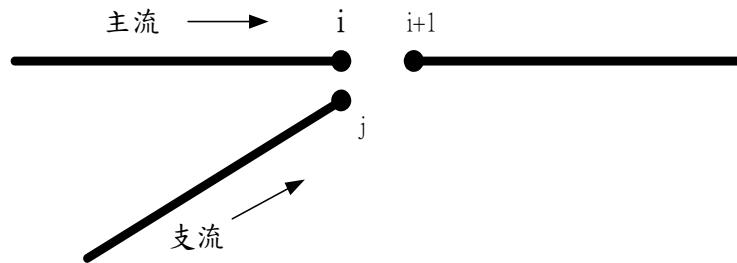


圖 3-2 一般合流交匯區格點示意圖

本研究採用兩點水位相等法，處理方式為將  $i$  點水位給予  $j$  點，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可由特性線方法，算出支流下游邊界( $j$  點)之流量及水深。

分流：



若以  $i$  表示主流上游段最後格點位置， $i+1$  表示主流下游段第一格點位置， $j$  表示分流最初斷面位置，水流流向及示意圖如下所示：

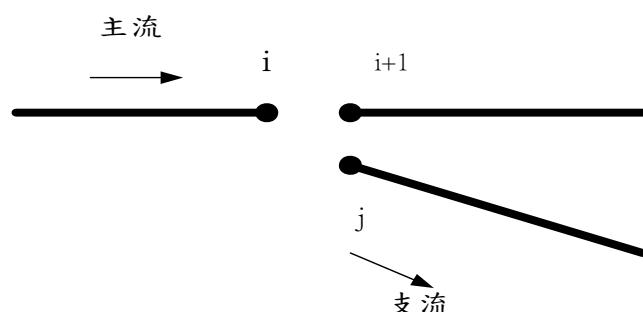


圖 3-3 一般分流交匯區隔點示意圖

本研究採用兩點水位相等法，處理方式為令  $i+1$  點水位與  $j$  點水

位相同，因為分流之支流上游邊界條件未知，即利用特性線下游給水位求流量的方式，在處理上游流量過程中，上游流量經過特性速度之修正，算出分流之起始流量。

### b. 合、分流處理方法之優缺點

合流：

本模式所採用之兩點水位相同法，計算上較簡易，不須為了水位相同，而再另外判斷一個內部收斂精度。但缺點為  $i$  點和  $j$  點水位相同之法，需要在斷面相當接近之情況下，假設才合理。

分流：



本模式採用之方法，優點為容易給定分流上游邊界，但缺點為極端流量比時，常會造成所求之水位誤差較大，導致水位之給定時，達不到所要求之精度，甚者更產生發散現象，可於後再行修改。

### c. 交匯區連續方程式、動量方程式處理

為符合質量守恆方程式與動量守恆方程式，由控制方程式中得知，在每一斷面所欲求之未知數，在使用交錯斷面的方法下，每一個斷面只需要一個方程式求解一個未知數；亦即只需要一條特性線。在一般的流況下，主、支流交匯處水流阻滯現象明顯，所以本模式處理

時，利用動量方程式計算斷面流量，連續方程式計算通水斷面積。故假設在匯流處附近主、支流斷面流速在一維模式中是分佈均勻的，僅需考慮支流匯入主流時的交匯角度，以決定速度在主流方向的分量，在合流將支流在主流方向的動量分量加入主流的動量守恆的關係式中。在分流則將主流方向的動量扣除支流的動量分量維持守恆的關係式中。所以在本模式中，於主流匯流處除了必須滿足質量守恆的條件外，還必須滿足動量守恆方程式，而此動量守恆方程式也一併滿足支流匯入主流所產生的動量影響，其方程式如(2-2)式所示。

### 3.6 穩定性分析



顯式有限解析法和隱式法不同處為需有一穩定條件，並非為無條件穩定。一維明渠流之偏微分方程式係屬雙曲線型，以 Courant, Friedrichs, and Lewy(CFL)於 1967 年對雙曲線型偏微分方程式進行數值解之穩定性條件分析為發韌。Dai (1994)證明當條件  $\frac{|u| \Delta t}{\Delta x} \leq 1$  成立時，顯式有限解析法為穩定的數值方法。

### 3.7 交錯格網

為避免數值計算發生所謂”checkerboard”之震盪現象，因此採用交錯格網來進行差分，如圖 3-4 所示，Q 代表流量，A 代表通水斷面積。所謂的交錯格網即為在奇數點利用動量守恆方程式計算流量，在

偶數點則利用連續方程式計算通水斷面積；也就是每一格點只利用一條特性線軌跡，再利用內差的方法求得偶數點上的流量與奇數點上的通水斷面積。以格網中的特性線為例， $Q_{\eta 1}$ 是由前一時刻的 $Q_{i-1}^n$ 與 $Q_i^n$ 內差而得，而 $Q_{\eta 1}$ 的位置是由 $Q_{i-1}^n$ 格點上的流速 $U_{i-1}^n$ 乘上一開始所假設的 $\Delta t$ 值來決定。再將 $Q_{\eta 1}$ 與 $Q_i^{n+1}$ 做一比較，相差範圍在容許誤差內，則停止運算。

### 3.8 模式演算之流程

模式之演算流程如圖 3-5 所示，茲扼要敘述如下：

步驟一：給定初始與幾何條件



初始條件包括：渠道坡度、 $\Delta t$ 、初始水深與流量、上游入流流量、下游水深；幾何條件包括：可蘭數、交匯角度、交匯格點、總模擬時間、模擬類型、疊代次數、時間權重等。根據如上條件，利用斷面處理的副程式，可得到每一斷面之初始通水斷面積、濕周與河面寬。

步驟二：判斷  $\Delta t$  值

由初始條件所給定之流量、通水斷面積及計算所得之速度，經由 CFL 穩定條件判斷之副程式判定初始條件所給定之  $\Delta t$  是否過大，若給定之  $\Delta t$  值比經由 CFL 穩定條件下所得之  $\Delta t$  值小，則採用給定之值，若大於經由 CFL 穩定條件下所得之  $\Delta t$ ，則以 CFL 穩定條件下所

得之  $\Delta t$  取代之。

### 步驟三：計算邊界

本文中上游給定條件為流量，下游給定條件為水深，配合連續方程式與動量方程式，以一線性組合係數 將兩方程式合而為一，最後形式如下所示：

$$\left[ \frac{DQ}{Dt} \right] + \mu \left[ \frac{DA}{Dt} \right] + F = 0 \quad (3-21)$$

根據所給定之條件即可求得未知數 (Q 或 A)。

### 步驟四：內部斷面計算

配合連續方程式、動量方程式與交錯格網，分別依據所給定之初始條件求得未知數(Q 或 A)，此時在交錯格網中的  $Q_{n1}$  位置是由  $U_{i-1}^{n-1}$  乘上  $\Delta t$  所得，每一斷面上之速度項則是由流量除以通水斷面積而得。

### 步驟五：CFL 穩定判斷

由每一斷面計算所得之新的流量、通水斷面積及流速，計算 CFL 穩定條件下所得之  $\Delta t$  值，透過有如步驟二的方法給定新的  $\Delta t$  值，此一步驟將影響內插值的位置(譬如  $Q_{n1}$  的位置將會隨著改變)，但是若採用新的  $\Delta t$  值，則所計算得到的新流量與通水斷面積也將回復到舊的流量與通水斷面積(也就是前一時刻的值)，亦即此一決定  $\Delta t$  的過程必須重新計算。

## 步驟六：內部穩定條件

由計算所得之新的流量與通水斷面積，將與前一內部疊代的流量與通水斷面積作一比較，若兩者的絕對誤差值小於容許的誤差範圍，則內部疊代即可停止；若非如此，則改變收斂之條件或給予適當的內部疊代次數。

## 步驟七：收斂條件

將此一時刻與前一時刻的流量和通水斷面積做一比較，若兩者的絕對誤差小於容許的範圍，則判定此一水流已達到穩定狀態。

## 第八步驟：模擬條件



經由給定的模擬條件：穩定流況、非穩定流況，決定模擬結束條件，由於模式採用水理-輸砂分離演算法，故在非穩定流況中可視模擬情形而決定加入輸砂條件與否。若是模擬穩定流況，則程式將模擬至整個河道達到穩定狀態為止，若是模擬非穩定流況，則視所欲模擬之時間而定。

## 第四章 模擬成果與分析

本模式利用水位相等之觀念處理內部邊界交匯區之流況，在數值模擬之案例分為兩部分：第一部份為實驗渠道主支流之模擬，由於單一渠道沖淤之實驗量測資料較不易蒐集完整，更遑論主支流渠道之實驗量測資料，因而無法廣泛地針對各種渠道沖淤現象做探討，以下將利用既有之實驗資料進行模式的檢定與驗證。本模式採自 Suryanarayana (1969) 之水槽動床實驗，以原本單一實驗渠道為主流，假設相同輸砂水理條件之虛擬渠道當作支流，進行模式之敏感度分析；第二部份為探討本模式在天然河川斷面及變量流流況下之模擬能力，係蒐集民國九十二年大漢溪及三峽河大斷面資料，以及民國九十三年之艾利颱洪資料，進行颱洪事件模擬，並將模擬後之水位值與新海橋水位站之實測值作比對，以驗證本模式應用於現場河川之適用性。

### 4.1 主支流實驗渠道之模擬

此部分之模擬係採自 Suryanarayana (1969) 之單一水槽動床實驗案例。陳氏(2002)對於此水槽動床實驗案例已驗證了本模式對單一動床渠道之模擬有相當的之準確度，其採用均質粒徑淤積案例 run21 及均質粒徑沖刷案例 run22 做為模式率定案例，設定模式中各項參數。

且利用既定之各項參數，加以模擬均質粒徑淤積案例 run25、以及非均質粒徑沖刷案例 run14。

因此本模式對於實驗渠道主支流之模擬也採此四種案例進行模擬，並分設不同條件之支流入流量與匯流點位置加以分析，模擬以下茲就模式演算參數之設定、各案例模擬結果分述如後。

#### 4.1.1 模式演算參數設定

##### 4.1.1.1 初始渠道幾何資料

模擬之主流渠道為一矩形試驗水槽，長 18.3 公尺、寬 0.6 公尺，渠道上游處裝置一加砂器，下游末端裝置一沉滓收集器，渠道沿程每隔 0.305 公尺佈一底床高程量測點，每 1.525 公尺佈一水面線量測點，模型裝置如圖 4-1 所示。由於文獻並未提及上游及下游之邊界條件之詳細資料，因此數值模擬區域乃採水面線高程表格記錄資料之起點（第 5 點）及終點（第 55 點）以作為模擬區域之上下游邊界；亦即以第 5 點之水面線高程歷線資料作為上游邊界條件以及第 55 點水面線高程歷線資料為下游邊界條件。因此，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。而本模式主支流之匯流點假定於第 17 個計算斷面，交匯角度設為 45 度。支流渠道之幾何條件與主流

渠道均同，因本模式處理內部邊界交匯區之流況是以水位相等之觀念，而兩點水位相等法需在斷面相當接近之情況下假設才合理，故依交匯點之不同調整支流之底床高程，以符合交匯點處支流與主流之斷面高程相接近。

#### 4.1.1.2 初始底床質資料

均質粒徑案例部分，其底床粒徑均採 Suryanarayana (1969) 附錄所記錄之值， $D_{50} = 0.45\text{mm}$ 。非均質粒徑案例部分則採用三種代表粒徑分別為 0.4、0.9、及 1.6 mm，以進行沖淤變化之模擬，此三種代表粒徑分別以 D1、D2、D3 等代號表示之，D1 代表最小之粒徑，D3 代表最大之粒徑。其中 D1 屬於中砂沉滓、D2 屬於粗砂沉滓，D3 屬於極粗砂沉滓。至於此三種代表粒徑於各斷面之初始組成百分比，係根據文獻所附之粒徑分佈曲線來推求，如圖 4-2 所示，主支流渠道之床質資料均同。

#### 4.1.1.3 粗糙係數

曼寧 n 值係根據所採諸案例之初始底床高程及初始水面線高程資料，以數值試驗率定之，比較各案例之率定結果，均質案例之曼寧 n 值研採 0.013，而非均質案例之曼寧 n 值研採 0.016，主支流渠道之曼寧 n 值均同。

#### 4.1.1.4 上游入砂濃度

淤積案例中之上游入砂濃度，經換算可得 run21 為 409ppm、run25 為 740ppm。沖刷案例的部分則皆為清水沖刷，上游入砂濃度為 0ppm，主支流渠道之上游入砂濃度均假設為相同。

#### 4.1.1.5 孔隙率

孔隙率係根據淤積案例中，假設所有上游入砂皆落淤於渠道中，估算入砂體積與實際落淤於渠道體積之比值，再以 1.0 扣除之，即得孔隙率為 0.4。沖刷案例由於缺乏淤積鋒面(aggradation front)可供推算，乃採估計值為 0.3，主支流渠道之孔隙率均同。

#### 4.1.1.6 作用層厚度(reference level thickness)

由於上游邊界並無河床載通量之量測資料，故無法以直接的方式率定出此參數。van Rijn (1984b)指出此參數可以是一半的底床沙丘高度，亦可用糙度高度(roughness height)給定，其最小值為水深之百分之一。此次率定案例之水深大致在 5-10 公分左右，率定結果顯示，當此值採用 1mm 時，模擬結果最佳，此值約為實驗水深之 1/50 ~1/100，合於原物理模型之假設，主支流渠道之作用層厚度均同。

#### 4.1.1.7 各案例上游入流量、下游水位與支流入流量之資料

整理如表 4-1 所示。主支流之上游入流量均同，支流之下游水位則由主流給定之，支流入流量之大小如表所述。

### 4.1.2 率定案例主支流模擬

#### 4.1.2.1 均質淤積案例（run21）

因陳氏(2002)對此水槽動床實驗案例已驗證了本模式對單一動床渠道之模擬有相當之準確度，故在此不加詳述單一渠道模擬值與實驗值之結果比較，僅繪出其模式模擬值。圖 4-3 為單一動床案例 run21 之模式模擬值於 1 至 10 小時底床變化示意圖。圖 4-4 為其模擬時間 10 小時後各時距之懸浮質濃度縱向剖面圖。由圖可知其模擬時間越長，砂隨著水流往下游移動，下游之懸浮質濃度便越見升高。圖 4-5 為其模擬時間 10 小時後各時距之懸浮載源縱向剖面圖。圖中懸浮載源隨著時距越長越趨平緩，也顯示其越往下游移動淤積，與底床變化相符合。

圖 4-6 至圖 4-10 分別為主支流案例 run21-A 於 1 小時、2.5 小時、4.5 小時、7 小時以及 10 小時之渠道沿程模擬結果。由此五圖可知，隨著模擬時間增加，匯流點後之底床因支流流量持續的匯入而漸趨沖刷，而底床的淤積不似圖 4-3 往下游移動，應是支流對於主流之阻滯現象明顯，使匯流點前上游之水流無法帶動砂量而成。此現象如減少

支流流量應有不同結果，於下段分析之。

圖 4-11 為主支流案例 run21-A 模擬時間 10 小時後各時距之懸浮質濃度縱向剖面圖。與單一渠道（圖 4-4）之剖面圖比較，其匯流點後之懸浮質濃度因底床淘刷帶起床質砂粒而增加，時距越長趨平緩。匯流點之前因支流的阻滯作用導致其濃度驟降，不似單一渠道平緩。

圖 4-12 為主支流案例 run21-A 模擬時間 10 小時後各時距之懸浮載源縱向剖面圖。與單一渠道之剖面圖（圖 4-5）比較，圖中懸浮載源也隨著時距越長趨平緩，但僅淤積在匯流點之前，匯流點之後則是沖刷現象，與底床沖淤現象相符。匯流點前之懸浮載源也明顯比單一渠道大，造成主支流起始淤積高程比單一渠道深，此也應為支流阻滯現象造成主流水流運送砂粒之能力減弱所致。

如上所述，由於本主支流案例採用支流與主流相同之流量模擬之，故支流造成主流的阻滯現象明顯，故以下將支流之流量設定為主流的十分之一，模擬結果如下所示。

圖 4-13 至圖 4-17 分別為主支流案例 run21-B(支流流量=0.1 主流流量)於 1 小時、2.5 小時、4.5 小時、7 小時以及 10 小時之渠道沿程模擬結果。由前四圖可知，由於入砂淤積波前移動尚未到達匯流點，故匯流點後之底床依然受到支流流量持續匯入而漸趨沖刷，但與圖

4-6 至圖 4-9 四圖比較，由於支流之流量減少，故底床之沖刷程度明顯小於後者，合乎物理現象。而圖 4-17 顯示，入砂淤積波前已過匯流點，且因支流對主流之阻滯現象已無如圖 4-10 如此明顯，故入砂淤積波前持續向下游移動。

圖 4-18 為主支流案例 run21-B (支流流量=0.1 主流流量)模擬時間 10 小時後各時距之懸浮質濃度縱向剖面圖。可知其與單一渠道（圖 4-4）之剖面圖曲線相近，但越近下游濃度漸小，尤以  $dt=10\text{hr}$  時最為明顯，可見其也受支流阻滯效應影響，使的入砂波前無法持續向下游傳遞。而與圖 4-11 比較，最大區別便是匯流點後之濃度變化並沒劇烈變動，表示底床淘刷帶起之床質砂粒不多。圖 4-19 為主支流案例 run21-B (支流流量=0.1 主流流量)模擬時間 10 小時後各時距之懸浮載源縱向剖面圖。與圖 4-5 與圖 4-12 之剖面圖比較可明顯看出因支流阻滯現象之減少，其淤積波前會超過匯流點，且起始淤積高程也無主支流之懸浮載源縱向剖面（圖 4-12）般高。

#### 4.1.2.2 均質沖刷案例 (run22)

圖 4-20 為單一動床案例 run22 之模式模擬值於 1.5 至 9 小時底床變化示意圖。圖 4-21 為其模擬時間 9 小時後各時距之懸浮質濃度縱向剖面圖，隨著模擬時間越長，底床之淘刷量漸小，故濃度漸趨減小。

圖 4-22 為其模擬時間 9 小時後各時距之懸浮載源縱向剖面圖。由圖可知底床上游部分呈現沖刷現象，下游部分呈現堆積現象，與底床沖淤變化相符。

圖 4-23 至圖 4-25 分別為主支流案例 run22-A 於 1.5 小時、4 小時以及 9 小時之渠道沿程模擬結果。由此三圖可知，因支流流量等於主流流量，故匯流點後之底床劇烈沖刷，匯流點前之上游河床也因支流對主流之阻滯作用而無似單一渠道(圖 4-20)般沖刷較深，甚至匯流點前底床還會淤積，此現象如改變匯流點或減少支流流量應有不同結果，於下段分析之。



圖 4-26 為主支流案例 run22-A 模擬時間 9 小時後各時距之懸浮質濃度縱向剖面圖。與單一渠道(圖 4-21)之剖面圖比較，除了因匯流處之突然劇烈沖刷導致匯流點之懸浮質濃度突升外，匯流點後之懸浮質濃度也因底床之淘刷而造成其濃度比單一渠道濃度大，與單一渠道相似處為時距越長也越趨平緩。圖 4-27 為主支流案例 run22-A 模擬時間 9 小時後各時距之懸浮載源縱向剖面圖。圖中可看出匯流點後之底床呈現沖刷現象，且比單一渠道(圖 4-22)明顯，而匯流點前附近呈現淤積現象，與底床沖淤現象相符。

另將本主支流案例改變匯流點處，由匯流點第 17 點改為第 37

點，且將支流之流量設定為主流的五分之一，模擬結果如下所示。

圖 4-28 至圖 4-30 分別為主支流案例 run22-B(匯流點第 17 點改為第 37 點)於 1.5 小時、4 小時以及 9 小時之渠道沿程模擬結果。由此三圖可知，由於匯流點之改變，上游受到支流之阻滯作用沒有如(圖 4-23 至圖 4-25)大，故可看出(圖 4-28 至圖 4-30)起始底床之沖刷比前者多。圖 4-31 與圖 4-32 分別為主支流案例 run22-B(匯流點第 17 點改為第 37 點)模擬時間 9 小時後各時距之懸浮質濃度縱向剖面圖與各時距之懸浮載源縱向剖面圖。可由兩圖看出底床之變化趨勢。

圖 4-33 至圖 4-35 則為主支流案例 run22-C(支流流量=0.2 主流流量)於 1.5 小時、4 小時以及 9 小時之渠道沿程模擬結果。與圖 4-23 至圖 4-25 比較也可知，上游受到支流之阻滯作用沒有後者大，匯流點後也因支流流量變小導致底床沖刷減小，合乎物理現象。圖 4-36 與圖 4-37 分別為主支流案例 run22-C(支流流量=0.2 主流流量)模擬時間 9 小時後各時距之懸浮質濃度縱向剖面圖與各時距之懸浮載源縱向剖面圖。與前述幾個 run22 主支流系列各時距之懸浮質濃度縱向剖面圖與各時距之懸浮載源縱向剖面圖比較可知，run22-C 之剖面圖(圖 4-36 與圖 4-37)與單一渠道之剖面圖(圖 4-21 與圖 4-22)最為相近，不過主支流之交匯後底床變化情形還是可以表現。

### 4.1.3 應用案例主支流模擬

利用 4.1.1 節中所率定之各項參數，作為下列主支流案例模擬之應用，包含均質粒徑淤積案例之延伸與非均質粒徑沖刷案例。

#### 4.1.3.1 均質淤積案例 (run25)

圖 4-38 為單一動床案例 run25 之模式模擬值於 1.5 至 9 小時底床變化示意圖。由於此案例為單一動床案例 run21(圖 4-3)之應用，將其上游入砂量加大且將流量減小，故可看出其底床之淤積程度較高。圖 4.39 為其模擬時間 9 小時後各時距之懸浮質濃度縱向剖面圖。可知其分佈情形與單一動床案例 run21(圖 4-4)之濃度變化相似。圖 4-40 為其模擬時間 9 小時後各時距之懸浮載源縱向剖面圖。可看出與(圖 4-5)之底床淤積高度差別且其淤積波前移動較慢之處，與兩者底床變化相符。

圖 4-41 至圖 4-45 分別為主支流案例 run25 於 1.5 小時、3 小時、5 小時、7 小時以及 9 小時之渠道沿程模擬結果。與(圖 4-6 至圖 4-10)可知，由於上游入砂量變大與支流入流量之減少，故匯流點前之淤積高度較高，且匯流點後之底床沖刷較小。不過由於支流之阻滯現象，導致入砂量大量淤積於匯流點前，此若減少支流流量應有不同結果。由於 4.1.2.1 節中分析主支流案例 run21 已分析支流流量減少之後之結

果，故在此不加以詳述。

圖 4-46 與圖 4-47 分別為主支流案例 run25 模擬時間 9 小時後各時距之懸浮質濃度縱向剖面圖與各時距之懸浮載源縱向剖面圖。大體上與主支流案例 run21 之懸浮質濃度與懸浮載源縱向剖面圖(圖 4-11、圖 4-12)趨勢相同，僅大小不一樣，可知其匯流點前底床淤積較深，且匯流點後底床沖刷較小，與底床變化一致。

#### 4.1.3.2 非均質沖刷案例 (run14)

圖 4-48 為單一動床案例 run14 之模式模擬值於 1.9 至 12.67 小時底床變化示意圖。圖 4-49 為其模擬時間 12.67 小時後各時距之 D1 、 D2 及 D3 粒徑懸浮質濃度縱向剖面圖，可由圖知隨著模擬時間增加，其濃度漸趨減小，與單一動床均質沖刷案例 run22 之懸浮質濃度縱向剖面圖(圖 4-21)趨勢相符。圖 4-50 為其模擬時間 12.67 小時後各時距之懸浮載源縱向剖面圖。由圖可知整體底床大致呈現沖刷現象，與單一動床均質沖刷案例 run22 懸浮載源縱向剖面圖(圖 4-22)下游部分呈現堆積現象不同，是因其入流量大於後者所致。圖 4-51 分別顯示 D1~D3 之初始粒徑組成百分比與模擬時間 12.67 小時後各時距之粒徑組成百分比，以及泥砂中值粒徑  $D_{50}$  縱向剖面圖。D1 的粒徑組成百分比隨著模擬時間之增加越趨減少，D2 與 D3 的粒徑組成百分比則相對

增加，顯示河道床質粒徑稍微粗化，故河道呈現沖刷之現象。也可由  $D_{50}$  之縱向剖面圖看出，其模擬時距越長， $D_{50}$  越大於初始值。

圖 4-52 至圖 4-54 分別為主支流案例 run14 於 1.9 小時、6.67 小時以及 12.67 小時之渠道沿程模擬結果。由模擬結果可看出其底床變化與主支流均質沖刷案例 run22 之底床變化(圖 4-23 至圖 4-25)趨勢相近，皆是匯流點後劇烈沖刷，而各粒徑濃度與百分比之變化如下所述。

圖 4-55 為主支流案例 run14 模擬時間 12.67 小時後各時距 D1、D2 及 D3 之粒徑懸浮質濃度縱向剖面圖。與單一渠道之懸浮質濃度縱向剖面圖（圖 4-49）比較，可看出匯流點後因支流流量之匯入導致底床之淘刷，故懸浮質濃度明顯上升，時距越長越趨平緩。圖 4-56 為主支流案例 run14 模擬時間 12.67 小時後各時距 D1、D2 及 D3 之粒徑懸浮載源縱向剖面圖。圖中可知匯流點後之底床呈現沖刷現象，且明顯於單一渠道之懸浮載源縱向剖面圖（圖 4-50）。而匯流點前附近因支流阻滯作用而呈現些許淤積現象，尤以 D1 粒徑曲線最能看出匯流點處之差別。圖 4-57 分別描述出 D1~D3 之初始粒徑組成百分比與模擬時間 12.67 小時後各時距之粒徑組成百分比，以及泥砂中值粒徑  $D_{50}$  縱向剖面圖。與單一渠道之各粒徑百分比與  $D_{50}$  之縱向剖面圖（圖 4-51）比較，可知 D1 的粒徑組成百分比仍隨著模擬時間之增加越趨減少，D2 與 D3 的粒徑組成百分比也相對增加，顯示河道床質粒徑也微粗

化，也可由 $D_{50}$ 之縱向剖面圖看出，其模擬時距越長， $D_{50}$ 越大於初始值。但匯流點附近之粒徑組成百分比則因支流之匯入而有所變動。對D1 粒徑組成百分比而言，因上游底床之沖刷，與D2 和D3 之粒徑組成百分比比較可知匯流點前河道中之含砂沉滓以D1 佔多數，到匯流點前，因支流對主流之阻滯作用，河道中之沉滓開始淤積在底床，因此時D1 為河道中之主要沉滓，故造成D1 於匯流點附近之粒徑組成百分比突然上升，相對D2 與D3 的粒徑組成百分比下降， $D_{50}$ 之縱向剖面圖也可因此原因看出其相關之變動。

#### 4.1.4 小結

綜合以上之分析，雖然本實驗渠道主支流之模擬無實際主支流實驗渠道案例可供驗證，但頗能符合物理現象。為了更進一步驗證本模式於現場河川之適用性，以下蒐集民國九十二年大漢溪及三峽河大斷面資料，以及民國九十三年之颱洪資料，進行颱洪事件模擬。

### 4.2 主支流河川案例模擬

以大漢溪流域為對象，大漢溪為主流而三峽河為支流，分別介紹其流域概況，模擬範圍概況，及模式演算所需資料等如下：

#### 4.2.1 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 1163 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，其集水面積 759 平方公里。

## (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，為一急流河川。

### 4.2.2 模擬範圍概述

模擬範圍選取考量方面，為避免發生數值震盪問題，故選取斷面之坡度不宜過大，圖 4-58 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 為後村堰，與其下兩斷面之高程相差近 20 公尺，為避免可能發生的數值震盪，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 53A 至淡 32。在三峽河上游有三峽橋水位量測站，可作為採用既有的水位資料推估邊界流量，因此模擬三峽河範圍，由斷面樁號三 10 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。

#### 4.2.3 模式演算所需資料

##### 4.2.3.1 初始河道幾何資料



在河系洪水演算過程中，河道斷面的形狀亦為影響模擬結果之主要因素之一，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 4-2 所示。

##### 4.2.3.2 初始河床質粒徑資料與河床糙度之選取

在河床粒徑選取方面，宜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

4-3 所示。而本模式採用六組代表粒徑，分別為粒徑 1=0.15mm、粒徑 2=0.6mm、粒徑 3=2.38mm、粒徑 4=4.76mm、粒徑 5=9.33mm 及粒徑 6=11.85mm。三峽溪方面，由於粒徑採樣資料之缺乏，故假設其粒徑累計百分比組成與大漢溪同。河床糙度則選定「台北防洪整體檢討報告」中利用過去水文紀錄較為完整之颱洪事件進行模擬，所檢定出一組較具代表性之河床糙度值進行模擬，如表 4-2 所示。

#### 4.2.3.3 邊界條件

在上游邊界部份，因缺乏斷面淡 53A 之上游入流量，故應根據模擬範圍附近之相關既有流量水位站資料，以比面積法推估上游入流歷線。但因艾利颱洪於鄰近水位站之水位資料不齊全，故以新海橋水位站之實測水位資料，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，推估主流上游邊界流量。而在三峽河上游邊界斷面三 10，即鄰近三峽橋水位站，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。而上游邊界入砂量選定方面，由於選取之模擬範圍接近大漢溪之中下游，無此處實測之入砂量，故以艾利颱洪於石門水庫之實測含砂量為邊界入砂條件，用動床模式 GSTARS 進行大漢溪由石門水庫至新海橋之單一動床渠道模擬，進而求得主流模擬範圍之上游入砂量，而支流之上游入砂量則因資料之缺乏，假設與主流之上游入砂濃度相同。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。艾莉颱洪之上游及下游邊界條件如表 4-4 所示。

#### 4.2.4 模擬結果與分析

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 12:00 止，共計 60 小時。圖 4-59 及圖 4-60 分別為演算時所輸入之上下游邊界條件。圖 4-61 為新海橋水位站之模擬與實測水位歷線比較圖，由圖可知，本模式新海橋處之水位模擬值雖都略高於實測值，但趨勢與實測值符合，顯然邊界流量有高估之情形。圖 4-62 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。圖 4-63 為大漢溪與三峽溪主支流模擬後大漢溪之水位及底床高程沿程之變化，由圖可知模擬完後多數斷面成淤積之變化，應是由於艾莉颱風其流量較大，挾帶大量泥砂，且下游河段底床坡度較緩，易造成泥砂堆積。圖 4-64 與圖 4-65 分別為大漢溪與三峽溪主支流案例模擬時間 60 小時後大漢溪之懸浮質濃度縱向剖面圖與懸浮載源縱向剖面圖。由圖 4-64 可知，由於第 60 小時之支流匯流量非常小，故匯流點處之稀釋作用並不明顯，但仍可看出其濃度稀釋之微小變化。而圖 4-65 中可看出

河道中之淤積現象多為粒徑 1 與粒徑 2 造成，粒徑 3 ~ 粒徑 6 之懸浮載源幾乎為零。圖 4-66 分別為大漢溪粒徑 1 至粒徑 6(以下簡稱 D1~D6)之初始粒徑組成百分比與模擬時間 60 小時後之粒徑組成百分比，以及泥砂中值粒徑  $D_{50}$  沿程之變化。由圖可知 D1 與 D2 之粒徑組成百分比比初始值高，而 D3~D6 之粒徑組成百分比則相對減少，可知河床粒徑稍微細化。由  $D_{50}$  粒徑沿程變化圖也可知模擬結束之  $D_{50}$  略小於初始值，顯示河床呈現淤積現象，與前述符合。圖 4-67 為大漢溪與三峽溪主支流模擬後三峽河之水位及底床高程沿程之變化，圖 4-68 與圖 4-69 分別為大漢溪與三峽溪主支流案例模擬時間 60 小時後三峽溪之懸浮質濃度縱向剖面圖與懸浮載源縱向剖面圖。由圖 4-68 可知，因三峽溪匯入大漢溪造成底床淘刷，導致河道中濃度增加，故匯流點處之懸浮質濃度可看出明顯的增加。而圖 4-69 中可知河道中之淤積現象多為粒徑 1 與粒徑 2 造成，粒徑 3 ~ 粒徑 6 之懸浮載源幾乎為零。圖 4-70 分別為三峽溪粒徑 1 至粒徑 6(也以 D1~D6 表示)之初始粒徑組成百分比與模擬時間 60 小時後之粒徑組成百分比，以及泥砂中值粒徑  $D_{50}$  沿程之變化。由圖可知 D1 與 D2 之粒徑組成百分比比初始值高，而 D3~D6 之粒徑組成百分比相對減少，可知河床粒徑稍微細化，與大漢溪同。 $D_{50}$  粒徑沿程變化圖也呈現減少趨勢。

#### 4.2.5 小結

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，再針對其他結果之變化分析探討，模擬出之新海橋水位與實測水位有段差距，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. 主流上游邊界條件

由於大漢溪上游邊界斷面淡 53A 並非水位站，其流量歷線是以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而得，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，由本模擬之新海橋水位結果與實測值比較，可知流量似有高估情形。而上游入砂量之考量方面，由於缺乏模擬範圍之實測入砂量，選用其他模式模擬後之入砂量帶入，也可能造成誤差之產生。



### 2. 底床粒徑資料

由於各物理量具有高度之相關性，故底床粒徑組成之不同，必會影響其他變數求解之結果。本案例是採用民國九十二年大斷面量測資料作為模擬之資料，而粒徑資料之選取為民國九十年之粒徑資料，因此在時間上有一段差距，可能影響模擬結果之準確性。

### 3. 支流上游邊界條件

三峽河上游邊界斷面三 10 雖鄰近三峽橋水位站，但仍與三峽橋有點距離，故直接以其水位資料配合三峽橋之流量率定曲線公式，得到之支流上游邊界流量也可能造成某種程度之誤差。



## 第五章 結論與建議

本模式採用水理與輸砂分離演算之計算架構，可僅單純進行水理演算，或結合輸砂演算部分。在水理模式部分，採用顯式有限解析法(EFA)來離散化水流動量方程式中的非線性移流項；在輸砂模式部分，考慮各輸砂物理量存在之高度相關性，採用半隱式法同時求解懸浮載質量守恆方程式、作用層質量守恆方程式及整體河床輸砂質量守恆方程式，並考慮河床載與懸浮載兩者間沉滓的交換機制，以修正起動剪應力的方式，考慮各粒徑沉滓間相互遮蔽的影響。

本研究將模式擴充至具有模擬動床主之流之功能，在內部邊界處理上，採用兩點水位相等觀念。兩點水位相等法計算上較簡易，但缺點為若匯流點距離較遠，可能會造成主渠給予支渠之水位有不恰當之情形，使支渠模擬產生數值震盪，或不易收斂等。故本模式採用水位相等法模擬之案例，除了需符合理論之基本假設外，並需選擇適當之斷面間距，使其在交匯處之數值計算更加穩定與精確。

在模式應用方面，採用 Suryanarayana(1969)之單一動床實驗渠槽為主流，假設另一條相同條件之渠道作為支流匯入，交匯角度設定45 度，進行含主支流渠道之沖刷與淤積模擬分析；而天然河川水系之應用方面，以大漢溪為主流，三峽河為支流，進行颱洪事件模擬，

評估模式於天然河川之適用性。茲將所獲得之結論與建議分述如下：

## 5.1 結論

### A. 實驗渠道主支流之模擬

1. 本案例包含了主支流均質淤積、均質沖刷及非均質沖刷案例之模擬，與陳氏(2002)對此單一動床水槽之模擬比較可知，支流流量之變化對底床沖淤變化、懸浮質濃度及懸浮載源的變動有明顯的影響。
2. 藉由改變支流的流量大小可以瞭解支流之阻滯作用對於匯流點處之各物理變量影響甚劇，就均勻淤積案例而言，阻滯作用過大會導致主流之淤積波前無法越過匯流點，減少支流流量情況就會不同。而由各案例之懸浮質濃度縱向剖面圖與懸浮載源縱向剖面圖也可看出其變化，經考慮不同之匯流處也可看出各物理量之不同變化。

### B. 大漢溪及支流三峽河之模擬

1. 由本案例模擬結果顯示大漢溪下游河段底床呈現淤積現象，主要因艾莉颱洪之高入砂量造成較高之淤積量，因此對於較大流量及含砂量之颱洪，需考量其下游河段可能過度之淤積。

2. 就各懸浮質濃度縱向剖面圖、懸浮載源縱向剖面圖以及各代表粒徑之初始組成百分比與模擬結束後之組成百分比，以及泥砂中值粒徑 D<sub>50</sub> 沿程之變化而言，符合自然河川之輸砂機制，也與底床變化趨勢相符合。

3. 造成新海橋模擬水位與實測值之誤差之可能因素有：

(1) 上游邊界條件：推估之邊界流量與實際歷線有其誤差存在，上游之入砂量與實際入砂量也有一定程度之誤差，此將影響模式模擬結果之準確度。

(2) 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正確，將影響模擬之結果。

(3) 下游邊界條件：推估之邊界流量與實測流量之差異，對模式之準確性有相當之影響。

## 5.2 建議

1. 就實驗案例而言，目前動床主支流渠道實驗室案例極為缺乏，建議後續研究可先建立動床主支流實驗室模擬之資料，供數值模擬比對其正確性；就天然河川案例部分，由於多項邊界條件或底床粒徑資料之不齊全，故可能造成數值模擬之誤差，建議後續研究可更新天然河川中各項物理參數以供模式模擬比對。

2. 本模式僅適用於亞臨界流之模擬，為了使模式更適於天然陡坡河川情況，故發展具備模擬超臨界流與亞臨界流交替之流況是必要的。
3. 本研究發展之模式為一維主支流動床模式，實際河道中，除了底床垂直沖淤外，亦發生側向岸壁之沖蝕與淤積，造成河道側向變遷。



## 參考文獻

1. 王如意、何興亞，「溪流系統中匯流與分流水理分析及模型試驗之研究—花蓮嘉儂溪個案研究（一）」，國立台灣大學水工實驗所，研究報告第 69 號報告，台北（1984）。
2. 王燦汶、徐年盛、賴經都、林永祥，「感潮河段防洪措施檢討（二）」，國立台灣大學水工試驗所，研究報告第 267 號，台北（1997）。
3. 伍勝園，「等寬明渠直角匯流段水理分析」，國立成功大學碩士論文（1985）。
4. 伍勝園、蔡長泰、顏沛華，「等寬明渠直角匯流段水理分析」，中國農業工程學第三十一卷第四期，40-55 頁（1985）。
5. 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。
6. 吳豐帥，「亞臨界交匯渠流之研究」，淡江大學環境工程研究所博士論文(1994)。
7. 吳豐帥、許中杰，「直交匯流二維流場之研究」，第六屆水利工程研討會論文集，新竹，136-148 頁（1992）。
8. 李國裕，「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)。
9. 徐碧治，「明渠直角匯流段水理分析」，國立成功大學碩士論文（1987）。
10. 清水康行、板倉忠興，「沖積河川二維性流況及河床變動計算」，北海道開發局土木試驗所，河川研究室，土木試驗所第 85 號報告，（1986）。
11. 許中杰、巫唐宏，「深度平均二維性正交側入流明渠流數值模式」，

第五屆水利工程研討會，319-328 頁(1990)。

12. 許至璁，「二維有限解析法明渠水理與輸砂模式之研發與應用」，國立交通大學土木工程研究所博士論文，(2002)。
13. 陳仕哲，「顯式有限解析法模式應用於河川水系之研究」，國立交通大學土木工程研究所碩士論文，(2003)。
14. 陳昇佑，「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，(2002)。
15. 葉克家、蔡惠峰、沈澄宇、許至璁，「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(1996)。
16. 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。
17. 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。
18. 經濟部水利署(2005)，「淡水河即時洪水預報模式」，第十河川局。
19. 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。
20. Abbott, M. B. (1979), "Computational Hydraulics." Pitman Publishing Co., Boston, 156-158.
21. Atkins, D., Maskell, S. J., and Patrick, M. A. (1980), "Numerical prediction of separated flows." International Journal for Numerical Method in Engineering, Vol. 15, 129-144.
22. Bagnold, R.A. (1973). "The nature of saltation and bed-load transport in water." Proc. Royal Soc., London, England, A332, 473-504.
23. Bennet, J.P., and C.F. Nordin," Simulation of sediment transport and

- armouring," Hydrological Sciences Bulletin, XX II , April 1977.
- 24.Borah, D.K., Alonso, C.V., and Prasad, S.H. (1982). "Routing graded sediments in streams: formulations." J. Hydr. Div., ASCE, 108(HY12), 1486-1505.
- 25.Chen, C.J., and Chen, H.C. (1984a). "Finite analytic numerical method for unsteady two-dimensional Navier-Stokes equation." J. Comput. Phys., 53(2), 209-226
- 26.Chen, C.J., and Chen, H.C. (1984b). "Development of finite analytic numerical method for unsteady three-dimensional Navier-Stokes equations. Computation of internal flows." Am. Soc. Mech. Eng., FED(14), 159-165.
- 27.Chen, C. J. and Choi, S. K. (1990), "The Finite Analytic Method and its Application-Laminar and Turbulent Flows Past two Dimensional and Axisymmetric Bodies." IIHR Report No. 344-I, Univ. of Iowa, Iowa.
- 28.Chiu, C.L., Jin, W., and Chen, Y.C. (2000). "Mathematical models of distribution of sediment concentration." J. Hydr. Engrg., 126(1), 16-23.
- 29.Cormault, P. (1971). "Experimental determination of the solid flow rate of erosion of fine cohesive sediments." IAHR, 14th Congress, Paris.
- 30.Correia, Luis, R.P., Krishnappan, B.G., and Graf, W.H. (1992), "Fully coupled unsteady mobile boundary flow model", Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 118, No.3, 476~494.
- 31.Cunge, J. A., Holly F. M., and Verwey A. (1980), "Practical Aspects of Computational River Hydraulics." Pitman Publishing Pty Ltd,

- Melbourne, 109-112.
- 32.Cunge, J.A., et al. (1980), "User's manual of CHAR-2 program:, SOGREAH Report No.36-1328, Grenoble, France.
- 33.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.
- 34.Dai, W. (1994). "Numerical solutions of unsteady Navier-Stokes equations using explicit finite analytic scheme." Ph.D. Thesis, Department of Applied Mathematics, The University of Iowa.
- 35.Einstein, H.A. (1950). "The bed-load function for sediment transport in open channel flows." U.S. Department of Agriculture, Soil Conservation Service, Technical Bulletin No. 1026.
- 36.Einstein, H.A., and Chien, N. (1955). "Effects of heavy sediment concentration near the bed on velocity and sediment distribution." M.R.D. Sediment Series No.8, University of California, Berkeley, California.
- 37.Gardel, A. (1957), "Les pertes de charge dans les e`coulements au travers de branchements en T." Bulletin Technique de la Suisse Romande, Vol. 83, No. 9, 123-130, No. 10, 143-148.
- 38.Hager, W. H. (1989), "Transition flow in channel junctions." Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 115, No. 2, 243-259.
- 39.Hager, W. H., Kasthuri, B. and Pundarikanthan, N. V. (1984), Discussion of "Separation zone at open channel junction." Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 110, No. 11, 539-548.
- 40.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.
- 41.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.
- 42.Hsu, C. C., Wu, F. S., and Lee, W. J. (1998), "Flow at 90° equal-width open channel junction." Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 124, No. 2, 186-191.
- 43.Hsu, C. T. and Yeh, K. C. (1996), "Application of iterative explicit scheme to 1-D varied flows." Proc. Seconed Int. Conf. On Hydroinformatics, Zurich, 751-752.
- 44.Hu, C., and Hui, Y. (1996). "Bed-load transport. I: mechanical characteristics." J. Hydr. Engrg., ASCE, 122, (5), 245-254.
- 45.Karim, M.F., and Kennedy, J.F (1987). "IALLUVIAL: A computer-based flow and sediment routing model for alluvial stream and its application to the Missouri River." Report No. 250, Iowa Inst. of Hydr. Res., Univ. of Iowa, Iowa City, Iowa.
- 46.Krone, R. B. (1962), "Flume studies of the transport of sediment in estuarial process", Final Rep., Hydr. Engrg. Lab. And Saint. Engrg. Res. Lab., Univ. of California, Berkeley.
- 47.Lin, P.N., and Shen, H.W. (1984). "Two-D flow with sediment by characteristics method." J. Hydr. Engrg., ASCE, 110(5), 615-625.
- 48.McGuirk, J. J. and Rodi, W. (1978), "A depth-averaged mathematical model for the near field of side discharge into open channel flow." J. of Fluid Mechanics, Vol. 86, part 4, 761-781.
- 49.Meyer-Peter, E., and Muller, R. (1948). "Formulas for bedload

- transport.” IAHR, 2<sup>nd</sup> Meeting, Stockholm.
50. Migiot, C. (1989), “Bedding-down and rheology of muds, Part I”, *La Houille Blanche*, No.1, 1989, 11-29 (in French)
51. Pavlovic, R. N., Kapor, R., and Djuric, M. (1984), “Application of the body fitted coordinates for calculation of elliptic flows.” In Hydrosoft (Ed. by Brebbia C. A., Maksimovic C., and Radojkovic M.), 3.15-28, Proceedings of the 1st Int. Conf. On Hydraulic Engineering Software, Portoroz, Yugoslavia.
52. Pavlovic, R.N., Varga, S., and Misic, B. (1985). “Two-dimensional depth-averaged model for the calculation of sediment transport and riverbed deformation.” Proceedings of International Symposium on Refined Flow Modeling and Turbulence Measurements, Iowa, U.S.A., September.
53. Ramamurthy, A. S. and Satish, M. G. (1988), “Division of flow in short open channel branches.” *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 114, No. 4, 428-438.
54. Ramamurthy, A. S., Carballada, L. B., and Due, M. T. (1988), “Combing open channel flow at right angled junctions.” *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 114, No. 12, 1449-1460.
55. Ramamurthy, A. S., Tran, D. M., and Carballada, L. B. (1990), “Dividing flow in open channels.” *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 116, No. 3, 449-455.
56. Shettar, A. S. and Murthy, K. K. (1996), “A numerical study of division flow in open channels.” *Journal of Hydraulic Research*, IAHR, 34, No. 5, 651-675.

57. Shrestha, P. L. and Orlob, G. T. (1996), "Multiphase distribution of cohesive sediments and heavy metals in estuarine systems", Journal of Environmental Engineering, ASCE, Vol. 122, No. 8, 730-740.
58. Simons, D.B., Chen, Y.H., and Ponce, V.M. (1979). "Development of a two-dimensional water and sediment routing model and its application to study lower poor 4 in the upper Mississippi river system." Engrg. Research Center, Colorado State Univ., Fort Collins, Colorado.
59. Spasojevic, M., and Holly, F.M. (1990). "2-D bed evolution in natural watercourses – New simulateion approach." J. Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, ASCE, 116(4), 425-443.
60. Suryanarayana, B. (1969). "Mechanics of degradation and aggradation in a laboratory flume." Thesis presented to Colorado State University, at Fort Collins, Colorado, in 1969.
61. Taylor, E. H. (1944), "Flow characteristics at rectangular open channel junction." Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 109, 893-912.
62. Thomas, W.A., and McAnally, W.H. Jr. (1985). "User's manual for the generalized computer program system open-channel flow and sedimentation - TABS-2 , main text." Instruction Report HL-85-1, Waterways Experiment Station, U.S. Army Corps of Engineers, Vicksburg, Mississippi, July, 30 Pages.
63. Usseglio-Polatera, J.M., and Chuge, J.A. (1985). "Modeling of pollutant and suspended-sediment transport with argos modeling system. "International Conference on Numerical and Hydraulic Modeling of Ports and Harbors, Birmingham," 23-25 April.
64. Van Rijn, L.C. (1984a), "Sediment transport, Part I: bed load

- transport." J. Hydr. Engrg., ASCE, Vol. 110, No. 10, 1431-1456.
65. Van Rijn, L.C. (1984b), "Sediment transport, Part II: suspended load transport." J. Hydr. Engrg., ASCE, Vol. 110, No. 11, 1613-1641.
66. Webber, N. B. and Greated, C. A. (1965), "An investigation of flow behaviour at the junction of rectangular channel." Proceeding Institution of Civil Engineering, Paper No. 6901, 321-334.



表 4-1 各模擬案例之上游入流量、下游水位條件與支流之入流量

案例(Run)	上游入流量 (cms/sec/m)	上游入砂濃度(ppm)	下游水位(m)	支流入流量
<u>14</u>	0.0683	0	0.299	=主流之上游入流量
<u>21-A</u>	0.0236	409	0.2565	=主流之上游入流量
<u>21-B</u>	0.0236	409	0.2565	=0.1 主流之上游入流量
<u>22-A</u>	0.0236	0	0.251	=主流之上游入流量
<u>22-B</u>	0.0236	0	0.251	=主流之上游入流量、匯流點延後
<u>22-C</u>	0.0236	0	0.251	=0.2 主流之上游入流量
<u>25</u>	0.0194	740	0.26	=主流之上游入流量

表 4-2 大漢溪斷面椿號

河川	椿號	河心距 (m)	備註	曼寧 N 值
大漢溪	淡 53A	0	柑園橋	0.038
	淡 53	387		0.038
	淡 52	952		0.038
	淡 51	2260		0.038
	淡 50	2628		0.038
	淡 49	3218		0.033
	淡 48	3698		0.039
	淡 47A	4244	城林橋	0.033
	淡 47	4290		0.033
	淡 46	4815		0.033
	淡 45	5419		0.033
	淡 44	6066		0.038
	淡 43A	6281	浮州橋	0.033
	淡 43	6511		0.033
	淡 42	7331		0.038
	淡 41A	7418	鐵路橋	0.033
	淡 41	7806		0.038
	淡 40	8193		0.033
	淡 39	9196		0.033
	淡 38	9611		0.033
	淡 37	10388		0.038
	淡 36A	10909	新海橋	0.033
	淡 36	11262		0.033
	淡 35A	11723	大漢橋	0.033
	淡 35	12167		0.033
	淡 34	12787		0.033
	淡 33	13438		0.033
	淡 32	13940	入口堰	0.030
三峽河	三 10	0	接近三峽橋	0.038
	三 9	865		0.038
	三 8	1268		0.038
	三 7	1971		0.038
	三 6	2499		0.038
	三 5	3171		0.038
	三 4	3697		0.038
	三 3	4375		0.038
	三 2	4958		0.038
	三 1A	5161	柑城橋	0.038
	三 1	5486		0.038

表 4-3 大漢溪檢討河段各斷面河床質粒徑分組重量累計百分比

斷面 \ 粒徑(mm)	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	9.5	70.4	95.7	98.5	98.5	98.5	98.5	98.5	100
21~37	51.1	87.6	90.3	91.2	91.2	91.2	91.2	91.2	100
38~41	43.3	68.5	71.4	71.4	79.9	79.9	79.9	79.9	100
42~45	3.8	4.5	4.8	5.2	5.4	5.7	5.8	5.9	100
46~55	7.0	7.2	7.2	7.9	8.6	8.8	9.2	13.9	100

表 4-4 大漢溪模擬河段於艾莉颱洪之上下游邊界條件(1/2)

時間	斷面淡 54 流量	三峽橋流量	下游水位
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 4-4 大漢溪模擬河段於艾莉颱洪之上下游邊界條件(2/2)

時間	斷面淡 54 流量	三峽橋流量	下游水位
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

註：流量：cms；水位：m

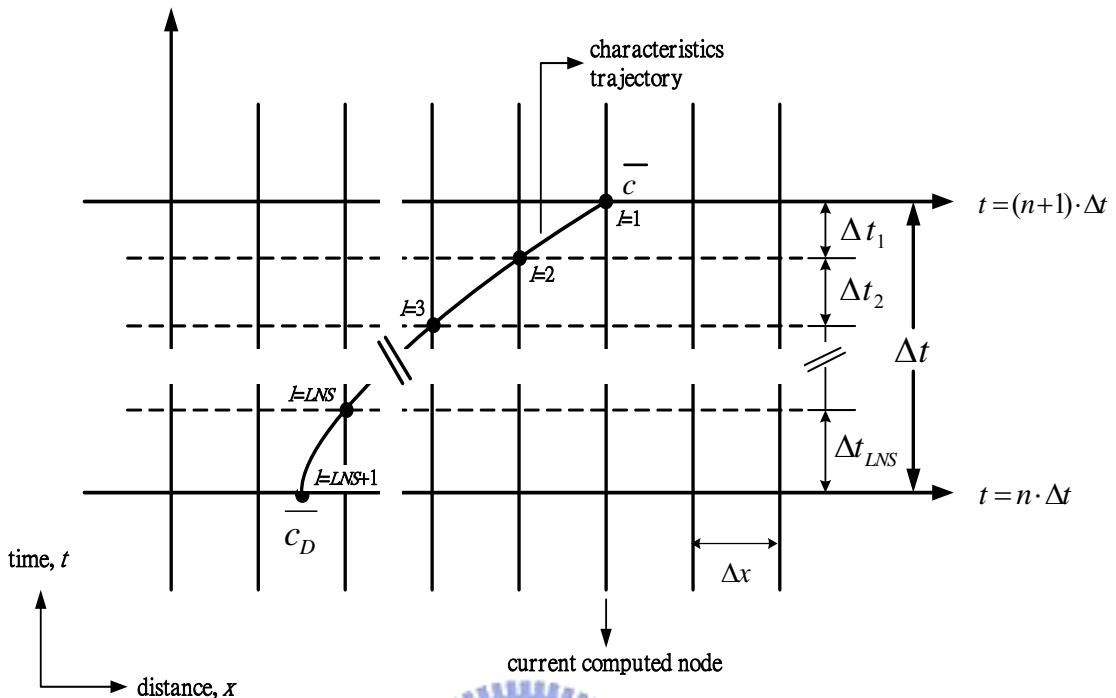


圖 3-1 懸浮沈滯之移流特性軌跡



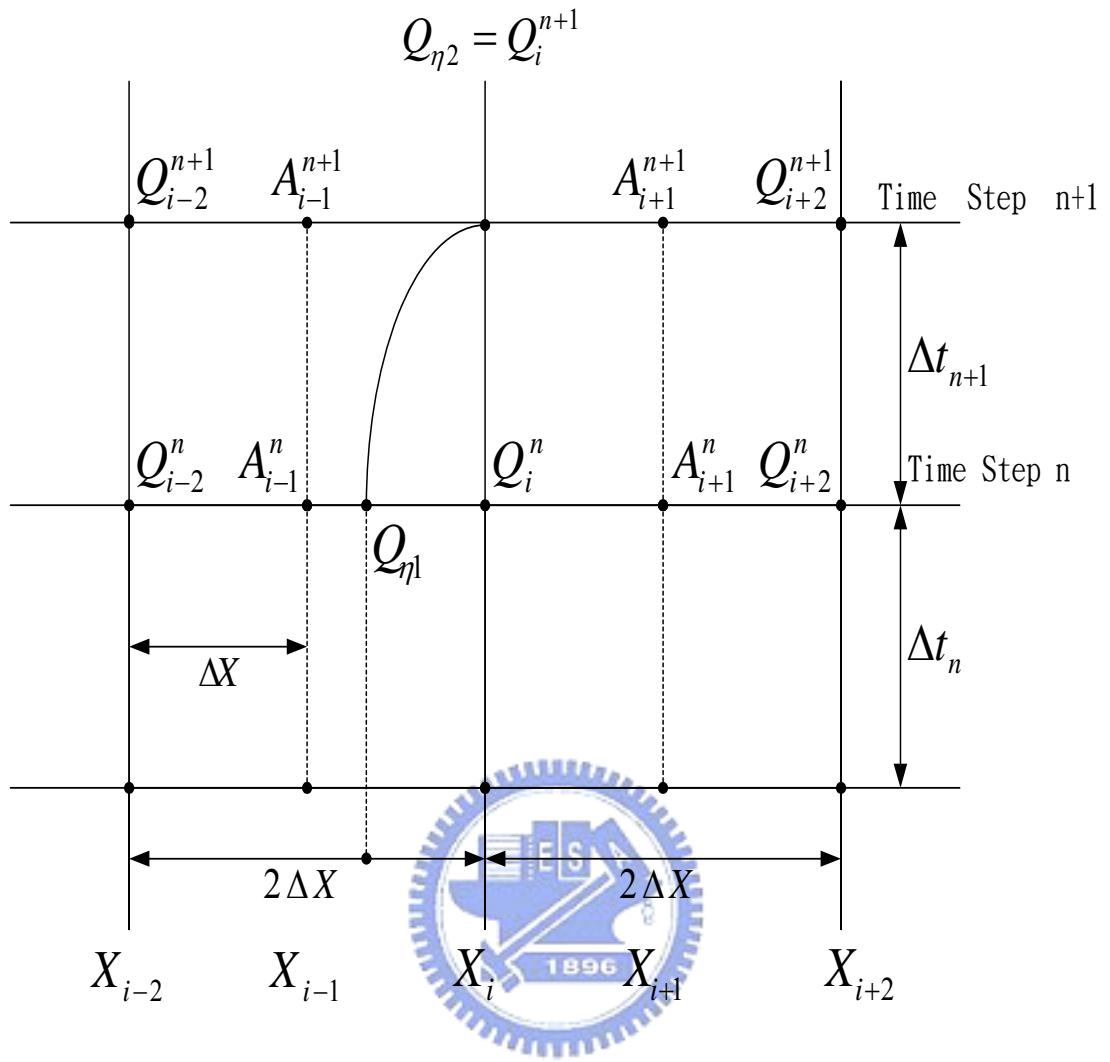


圖 3-4 一維特性曲線交錯格點示意圖

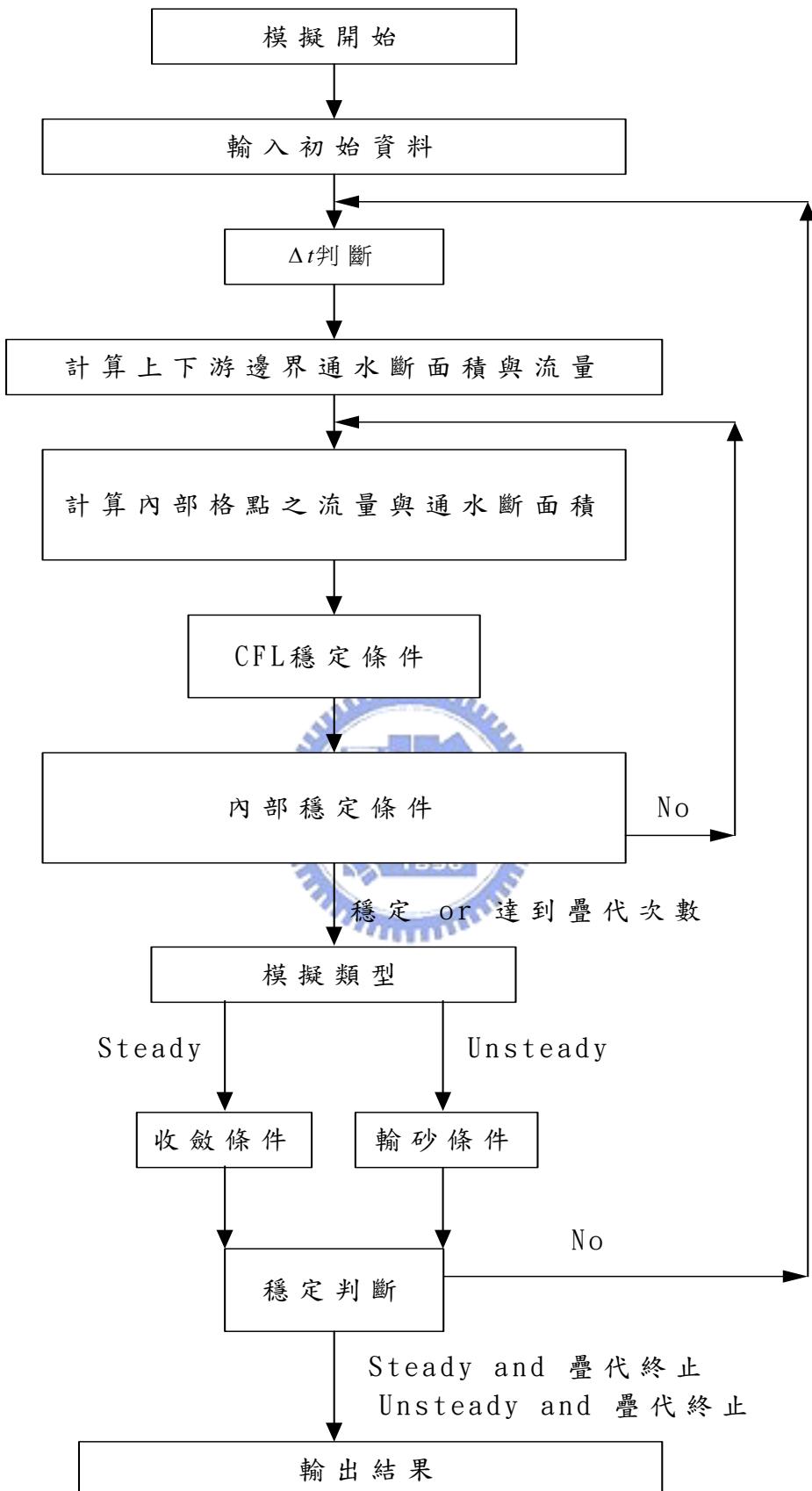


圖 3-5 程式流程圖

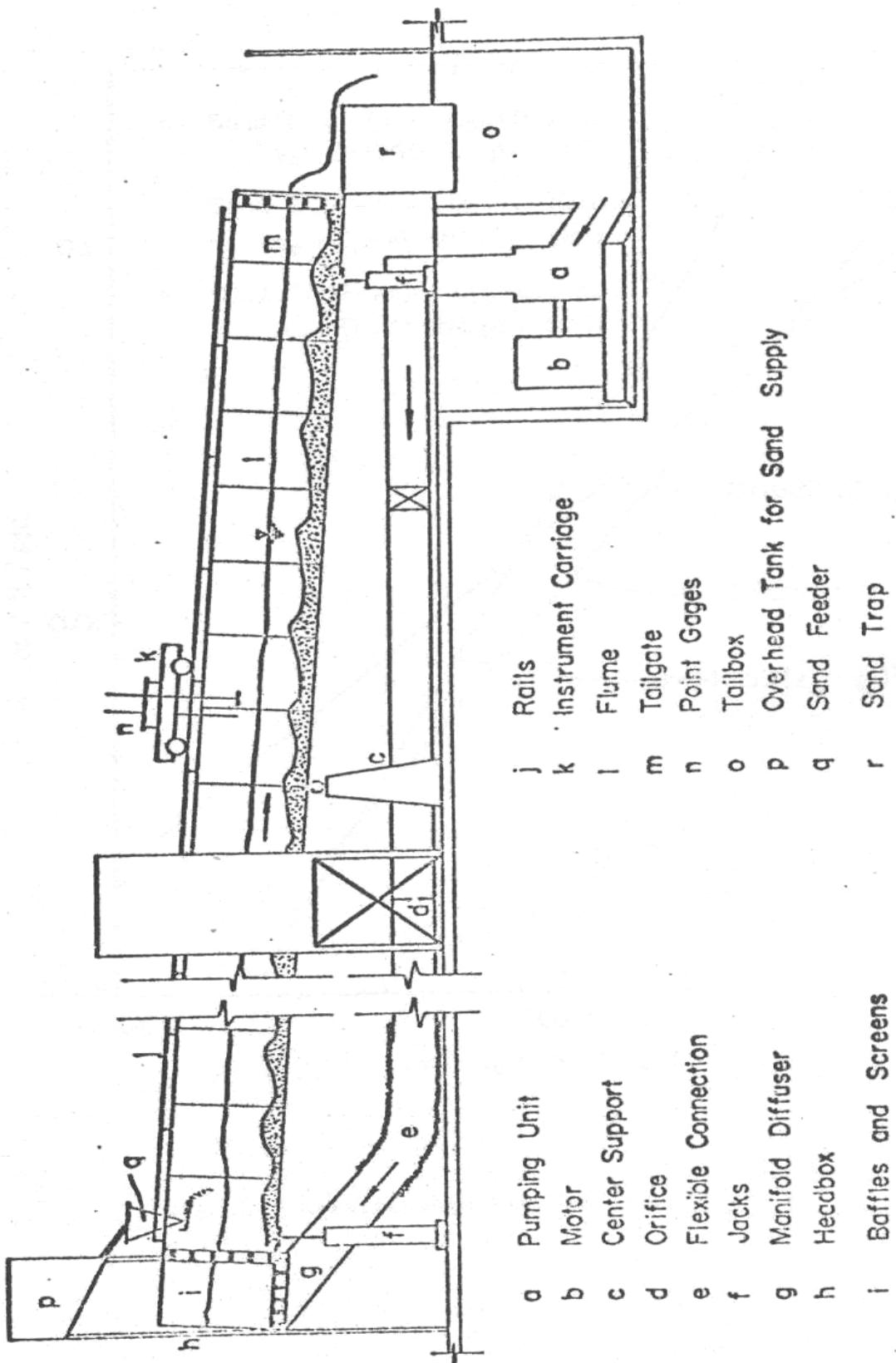


圖 4-1 模型佈置圖(摘錄自 Suryanarayana 1969)

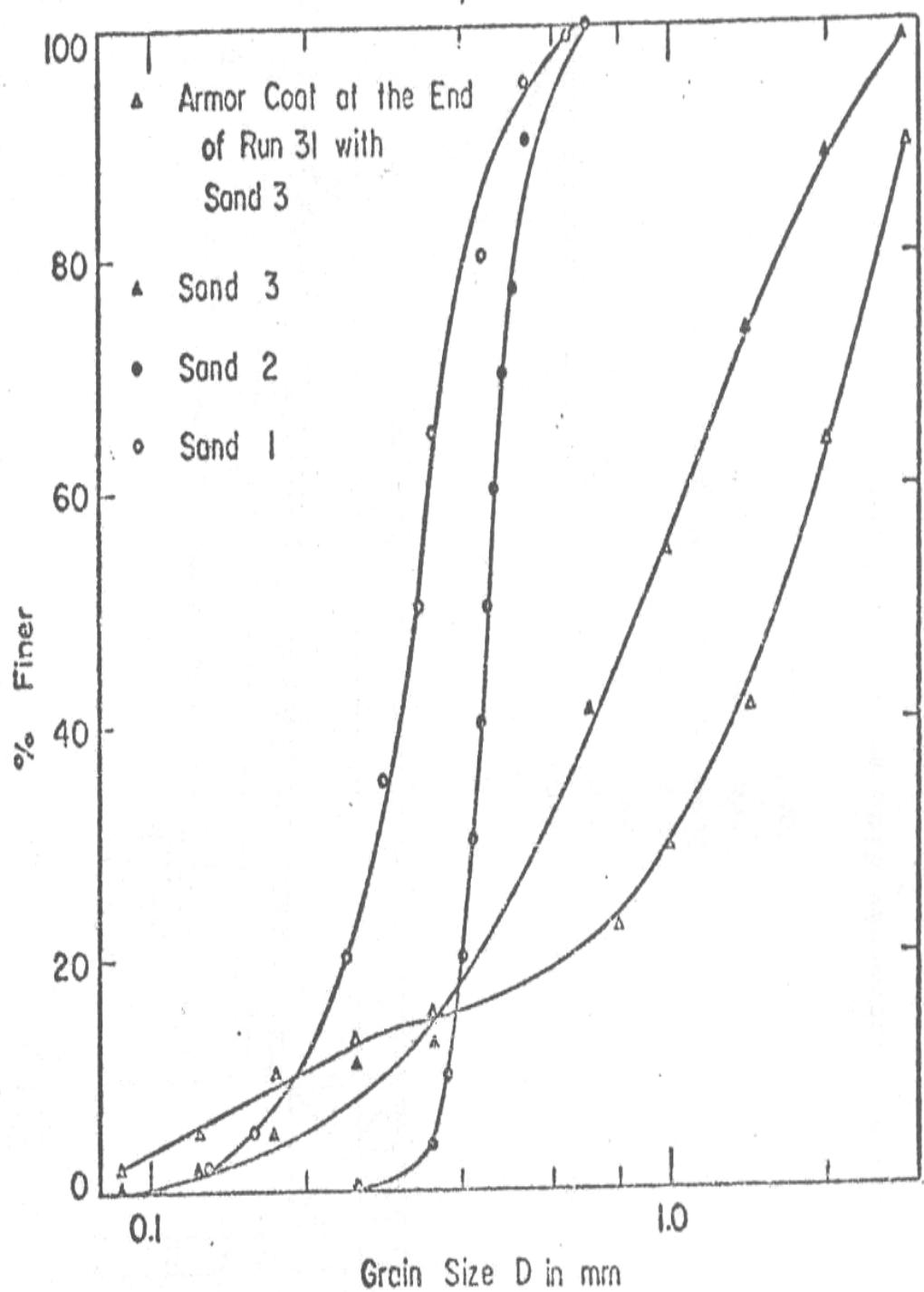


圖 4-2 非均質粒徑分布曲線圖(摘錄自 Suryanarayana 1969)

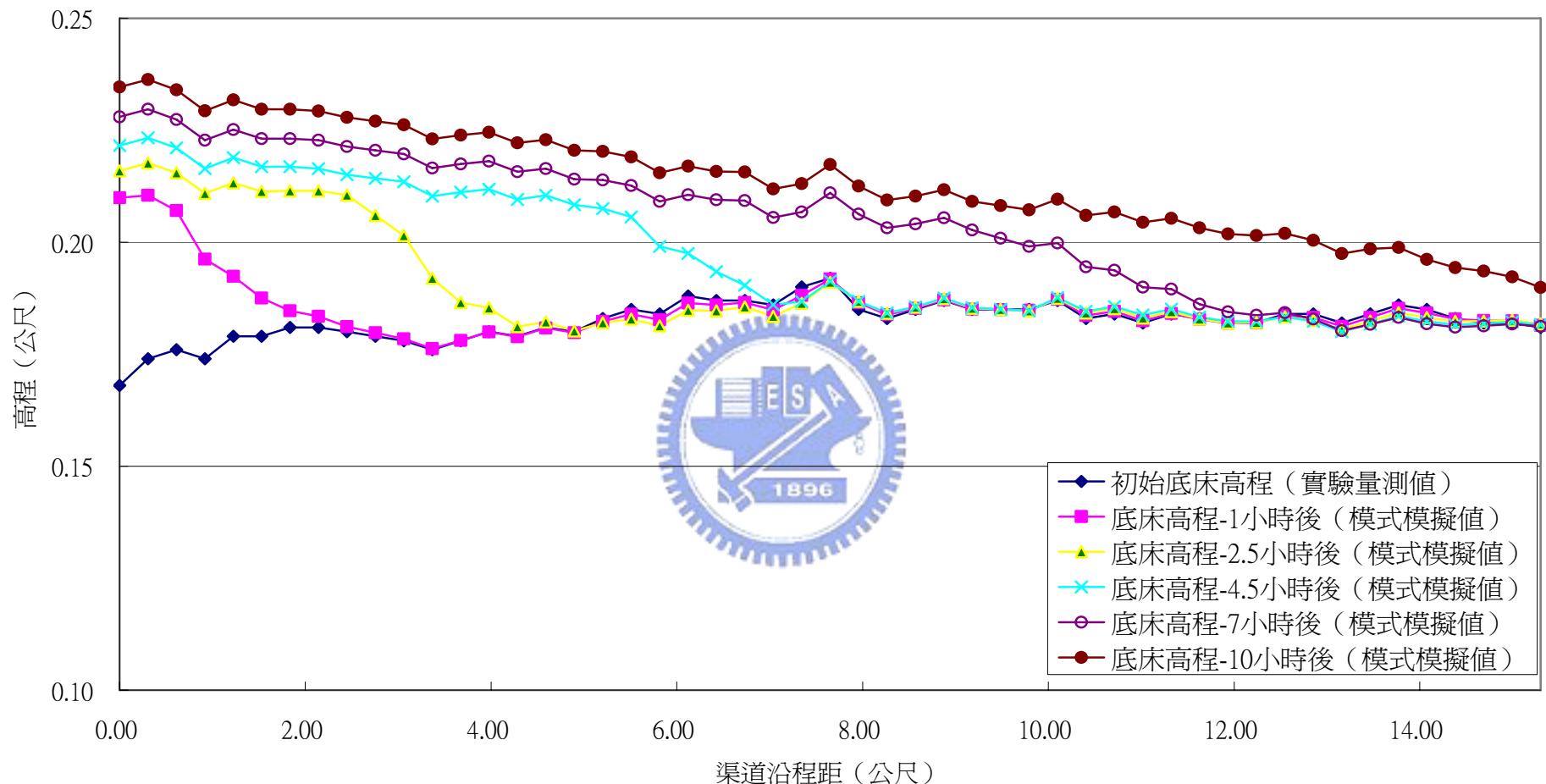


圖 4-3 Run21 淤積案例（單一渠道）

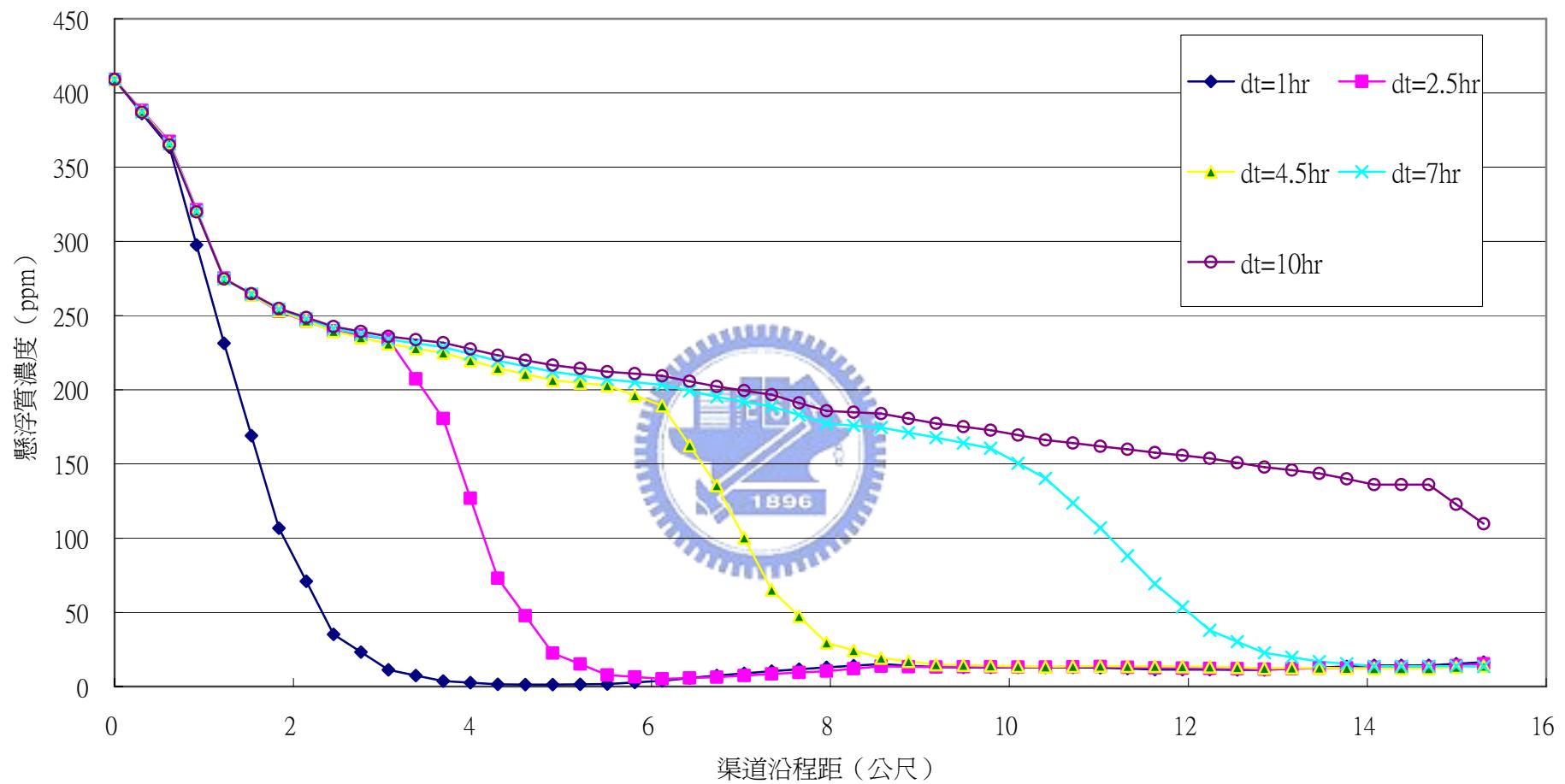
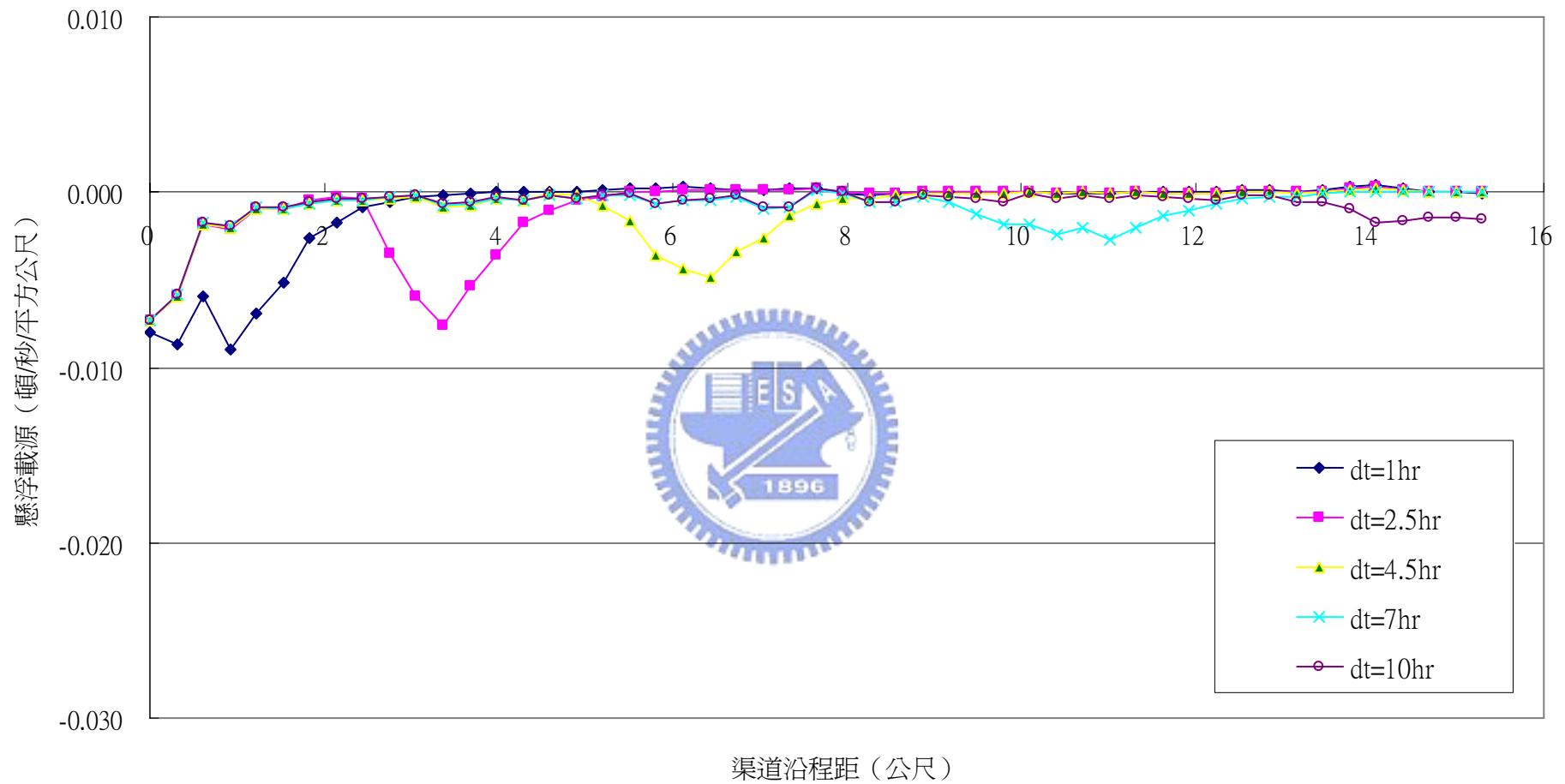


圖 4-4 Run21 懸浮質濃度沿程變化 (單一渠道)



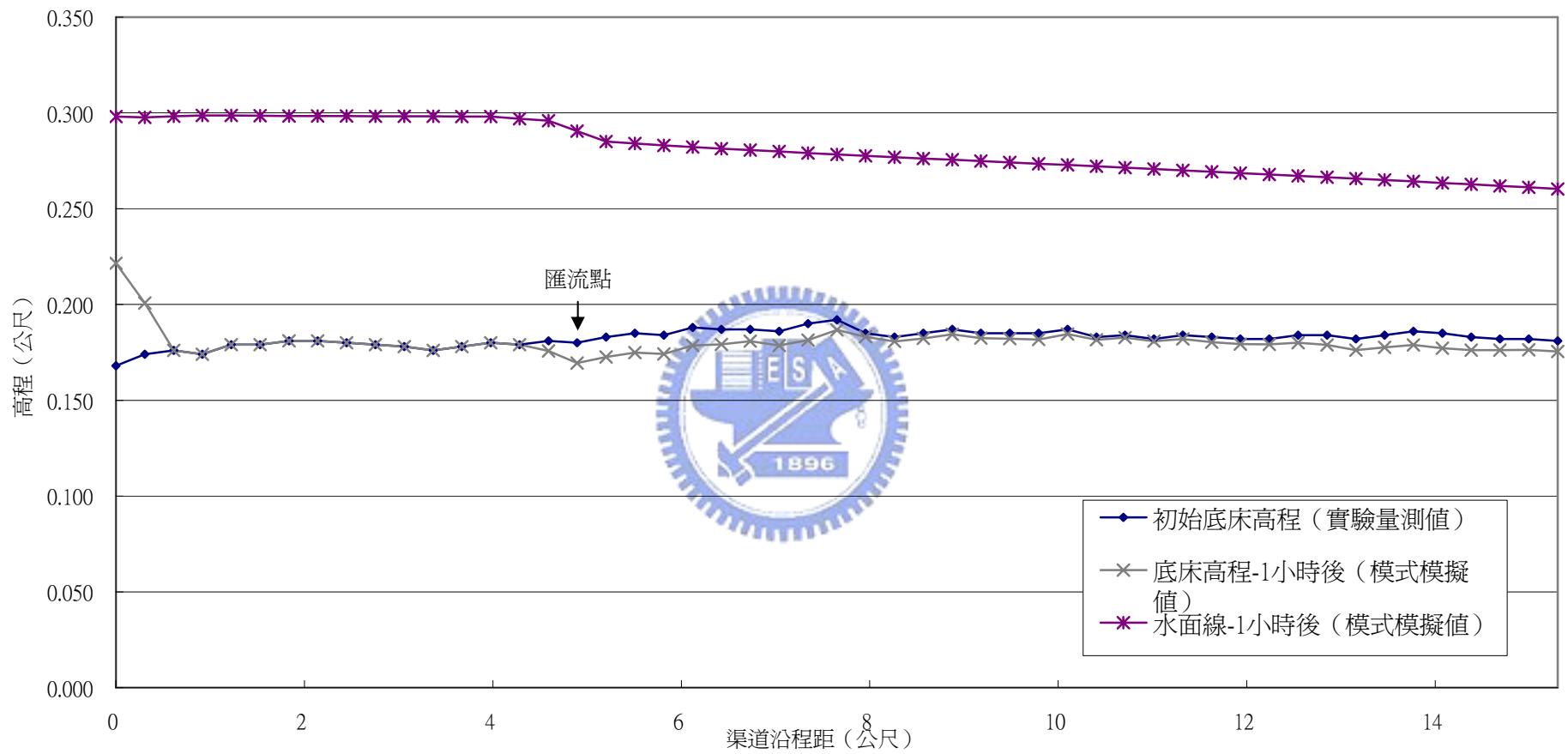


圖 4-6 Run21-A 淤積案例（主支流渠道）

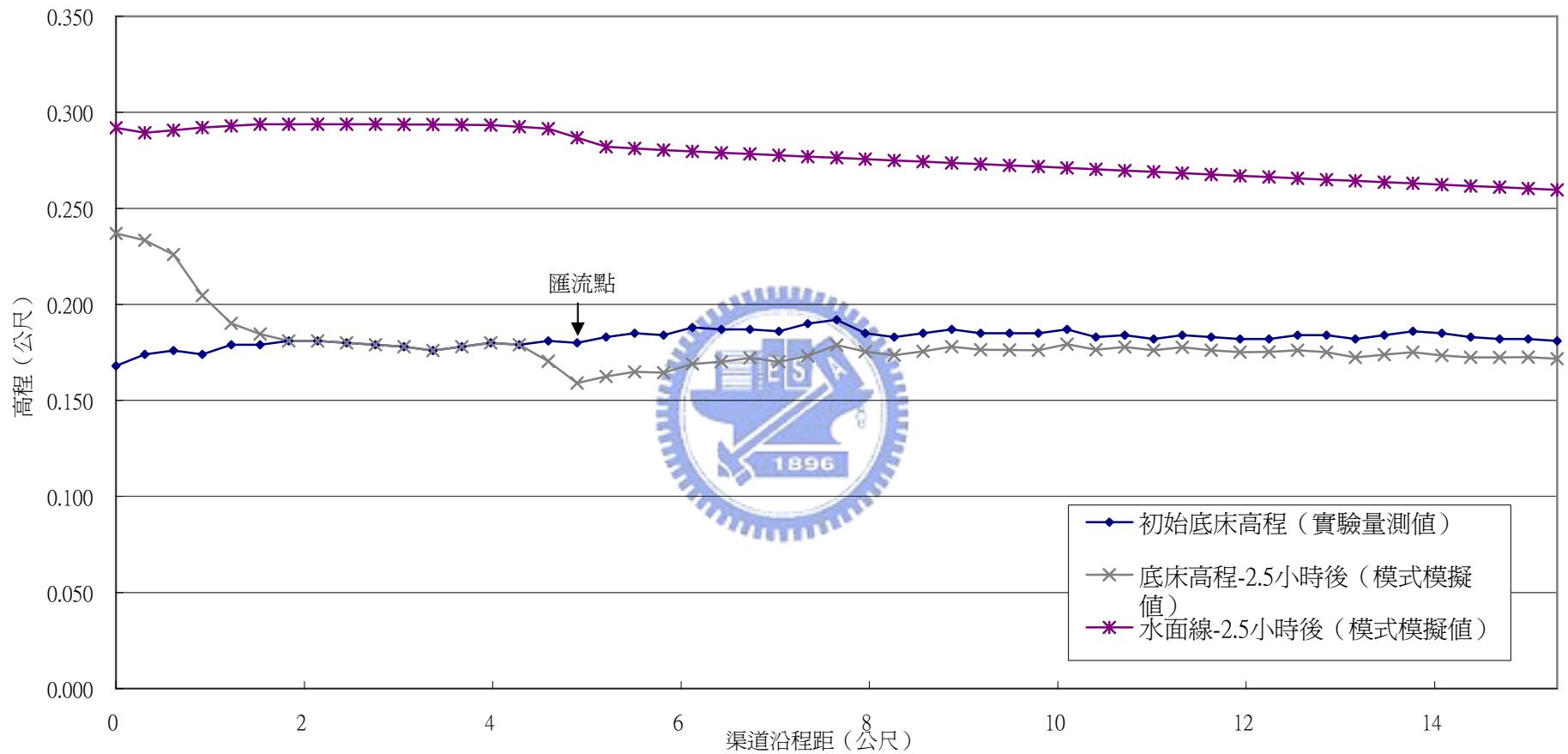


圖 4-7 Run21-A 淤積案例（主支流渠道）

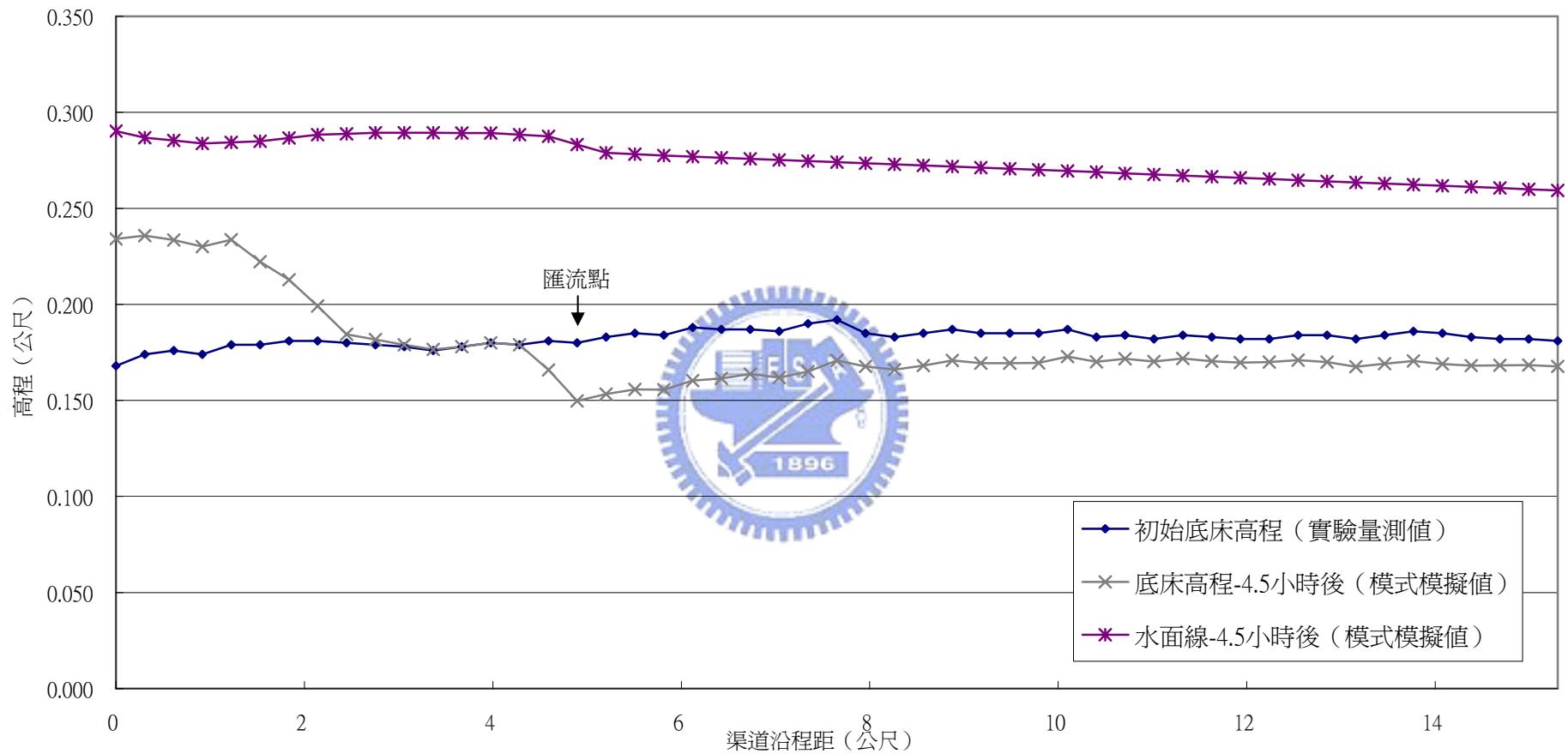


圖 4-8 Run21-A 淤積案例 (主支流渠道)

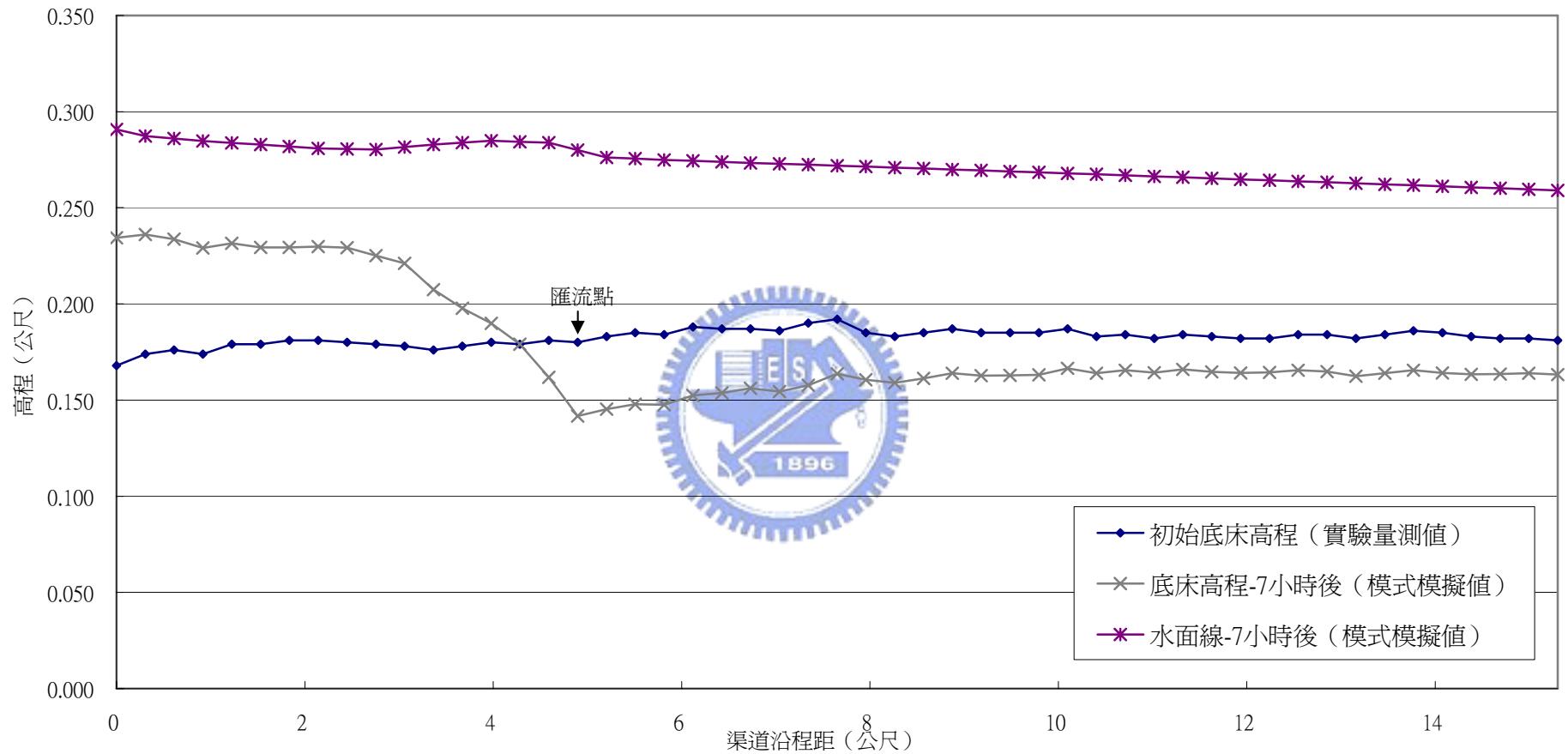


圖 4-9 Run21-A 淤積案例 (主支流渠道)

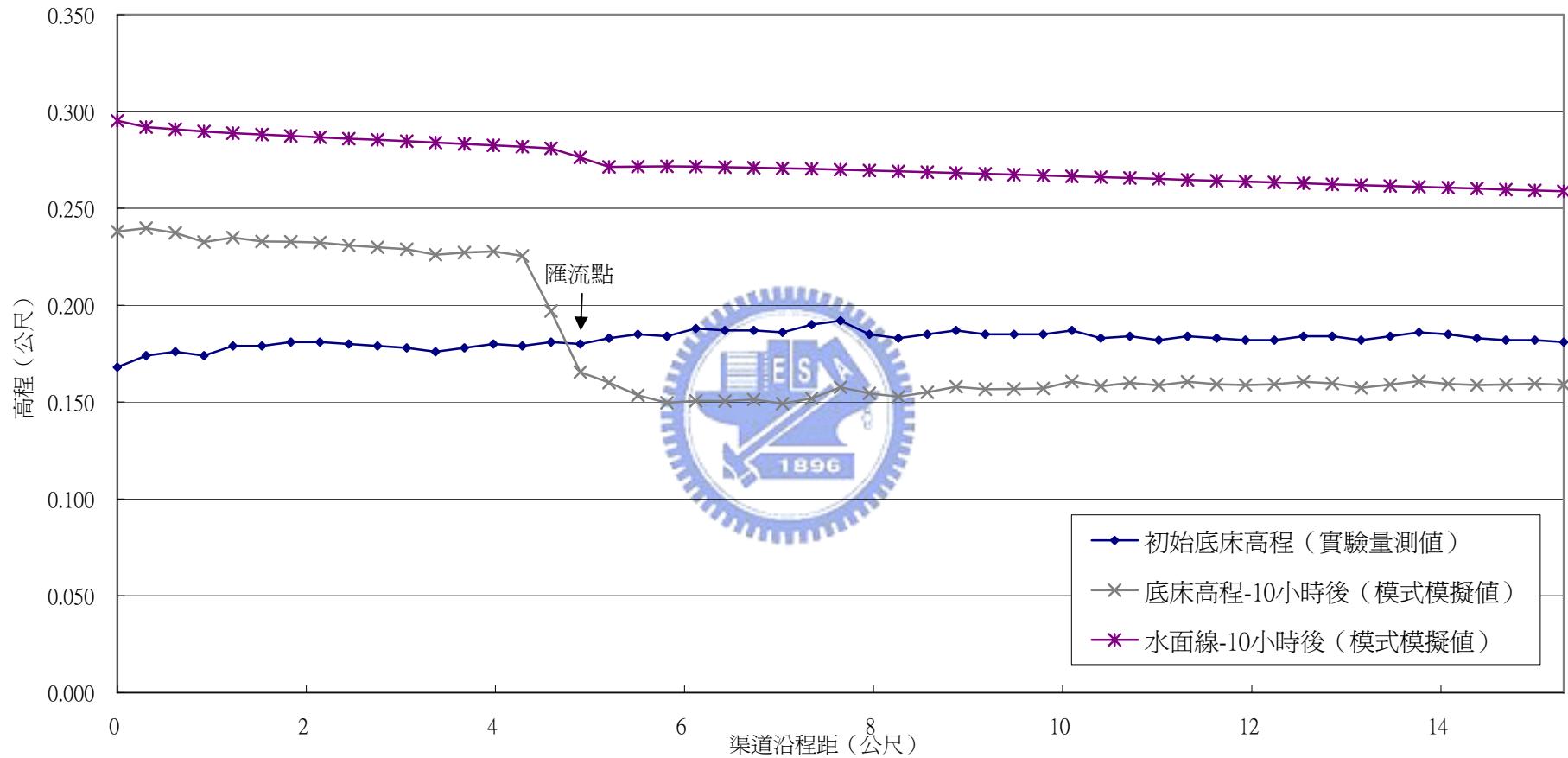


圖 4-10 Run21-A 淤積案例 (主支流渠道)

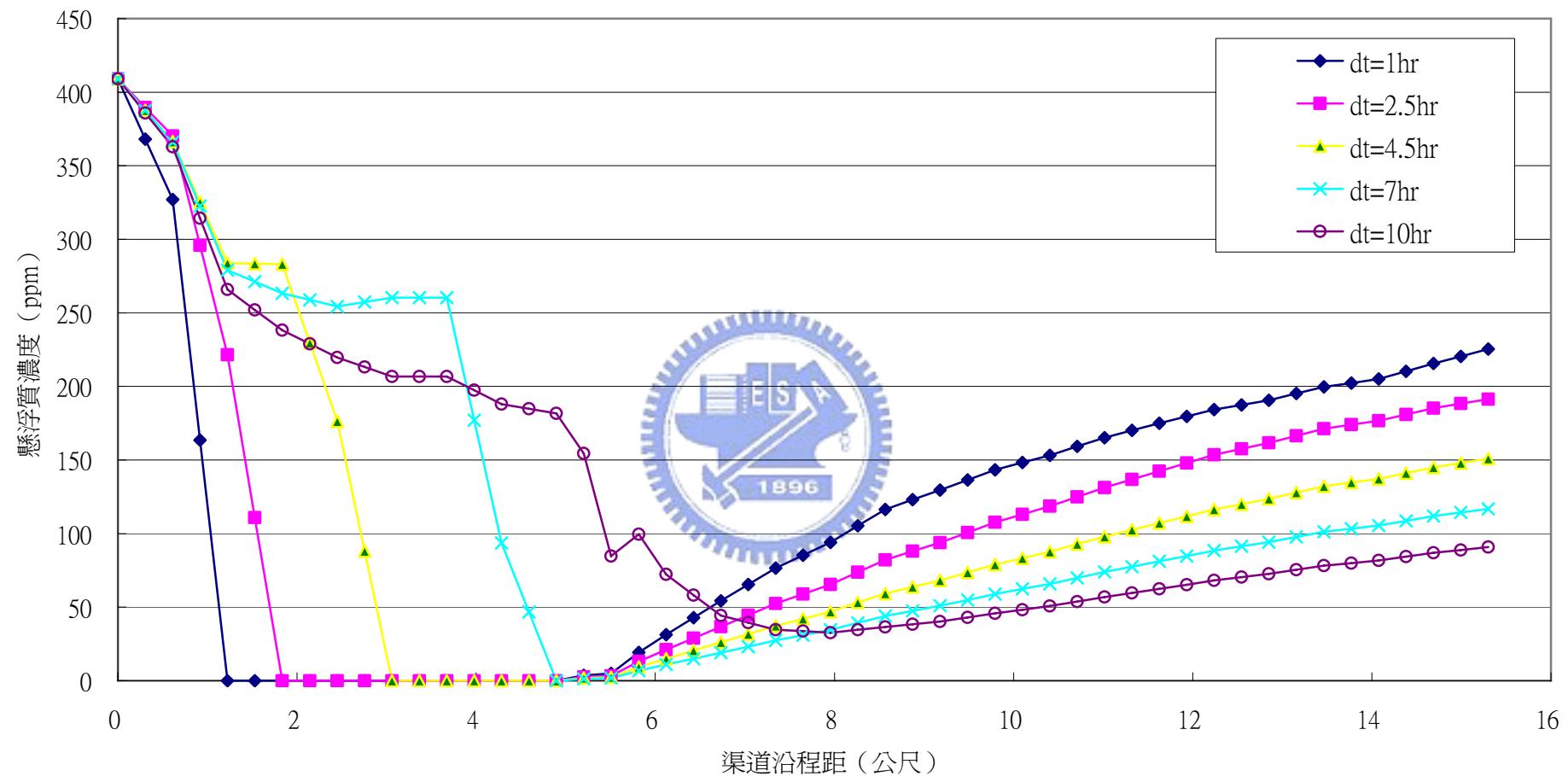


圖 4-11 Run21-A 懸浮質濃度沿程變化 (主支流渠道)

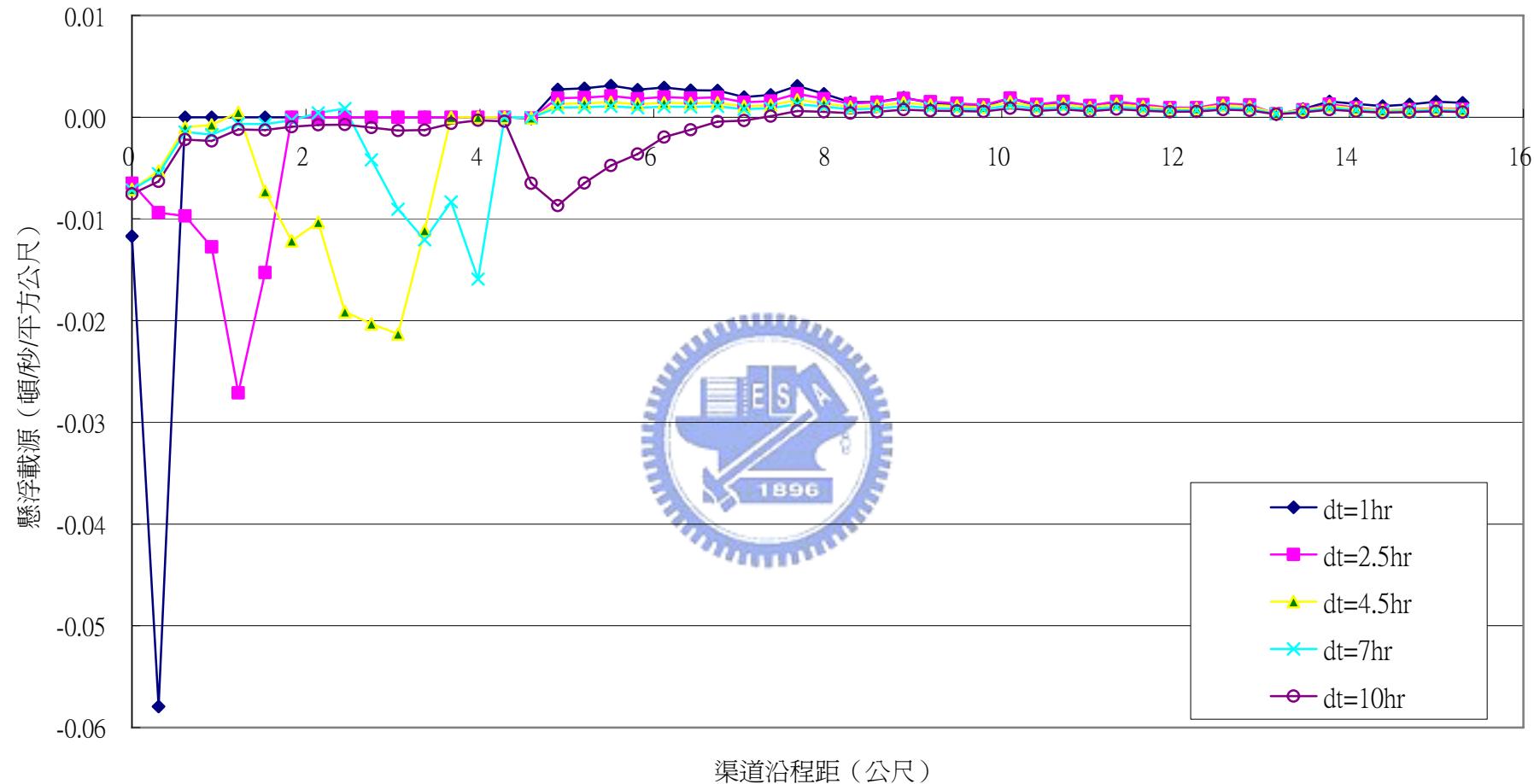


圖 4-12 Run21-A 懸浮載源沿程變化 (主支流渠道)

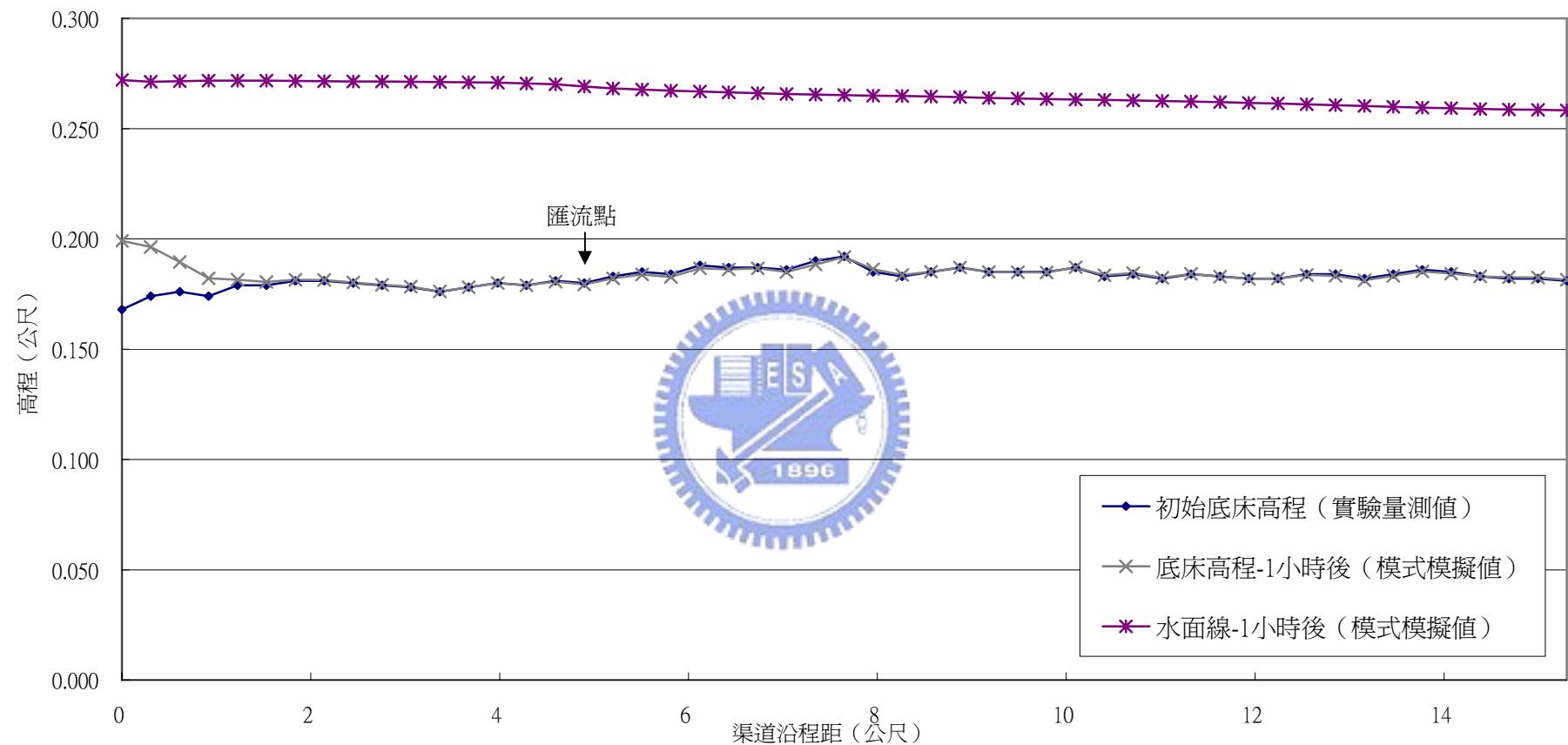


圖 4-13 Run21-B 淤積案例 (主支流渠道，支流流量 = 0.1 主流流量)

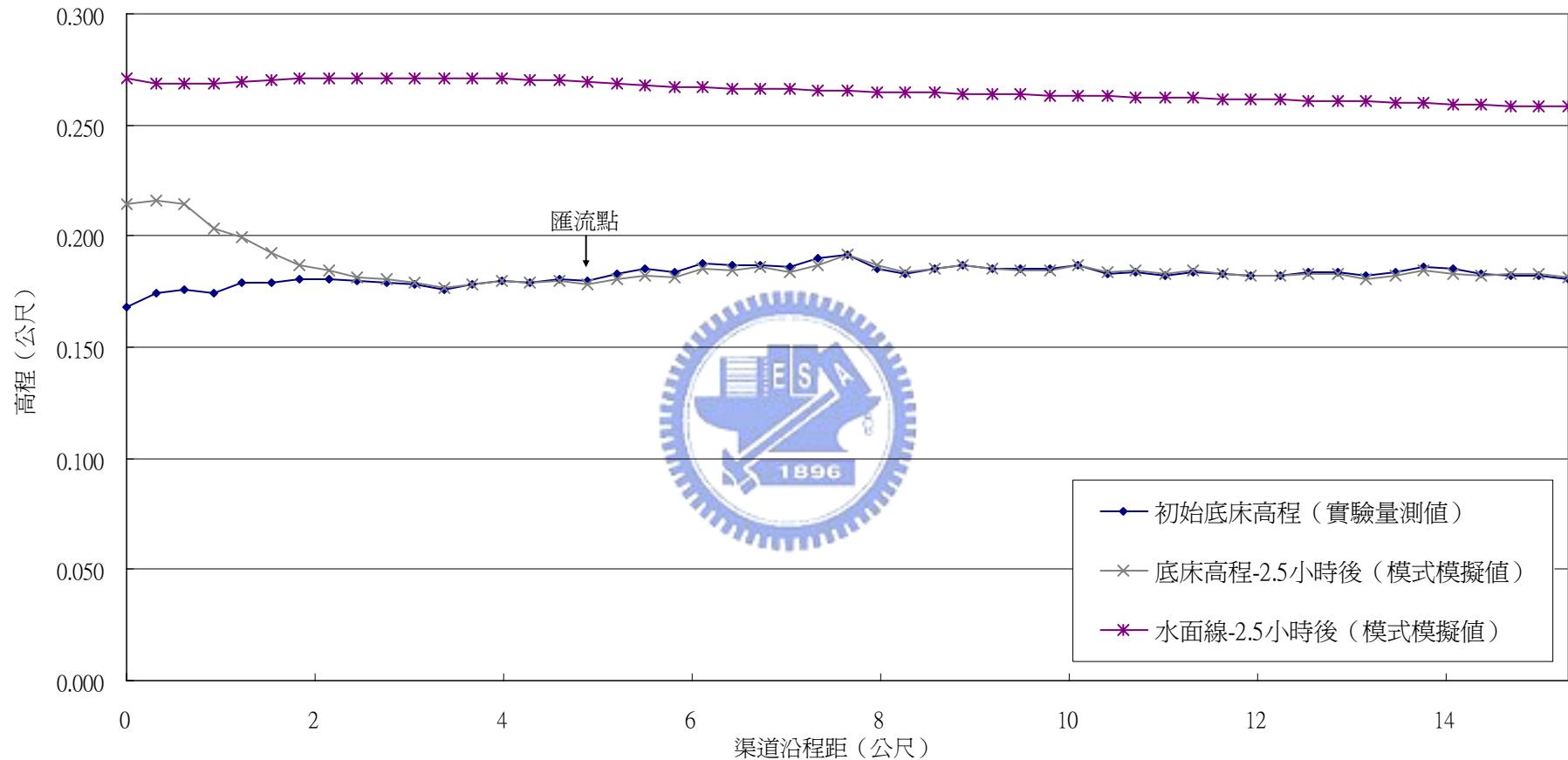
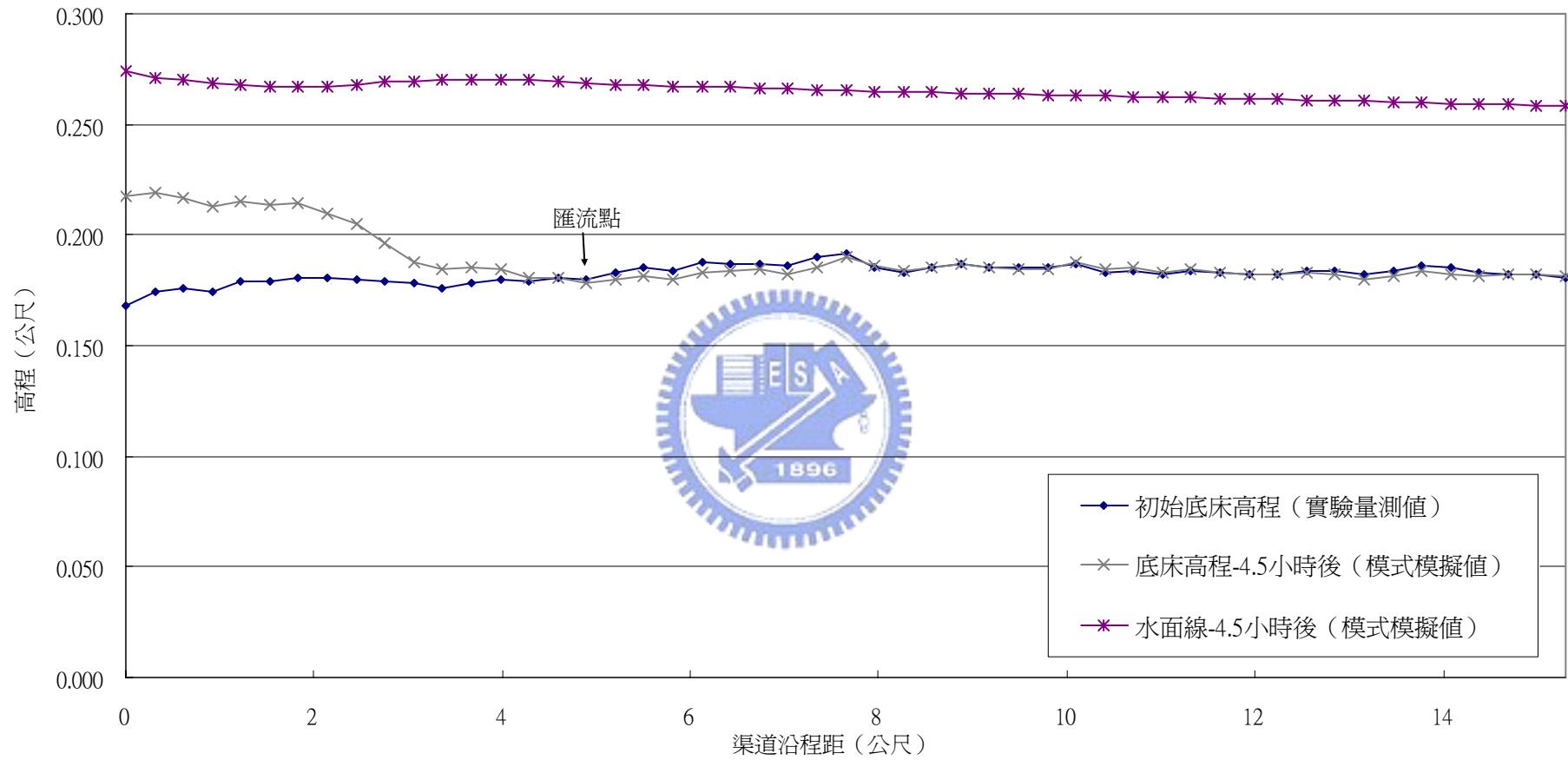


圖 4-14 Run21-B 淤積案例 (主支流渠道，支流流量 = 0.1 主流流量)



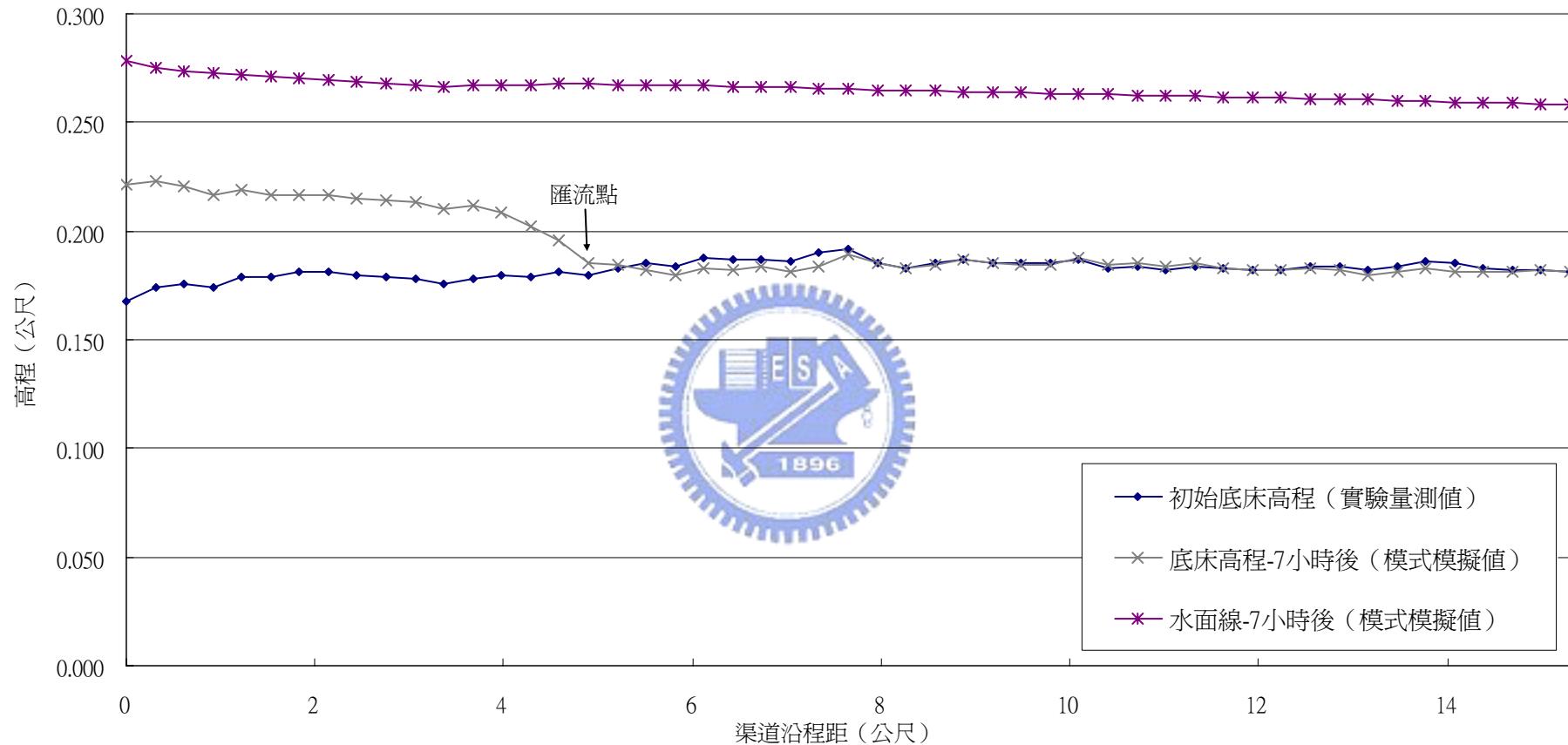


圖 4-16 Run21-B 淤積案例 (主支流渠道，支流流量 = 0.1 主流流量)

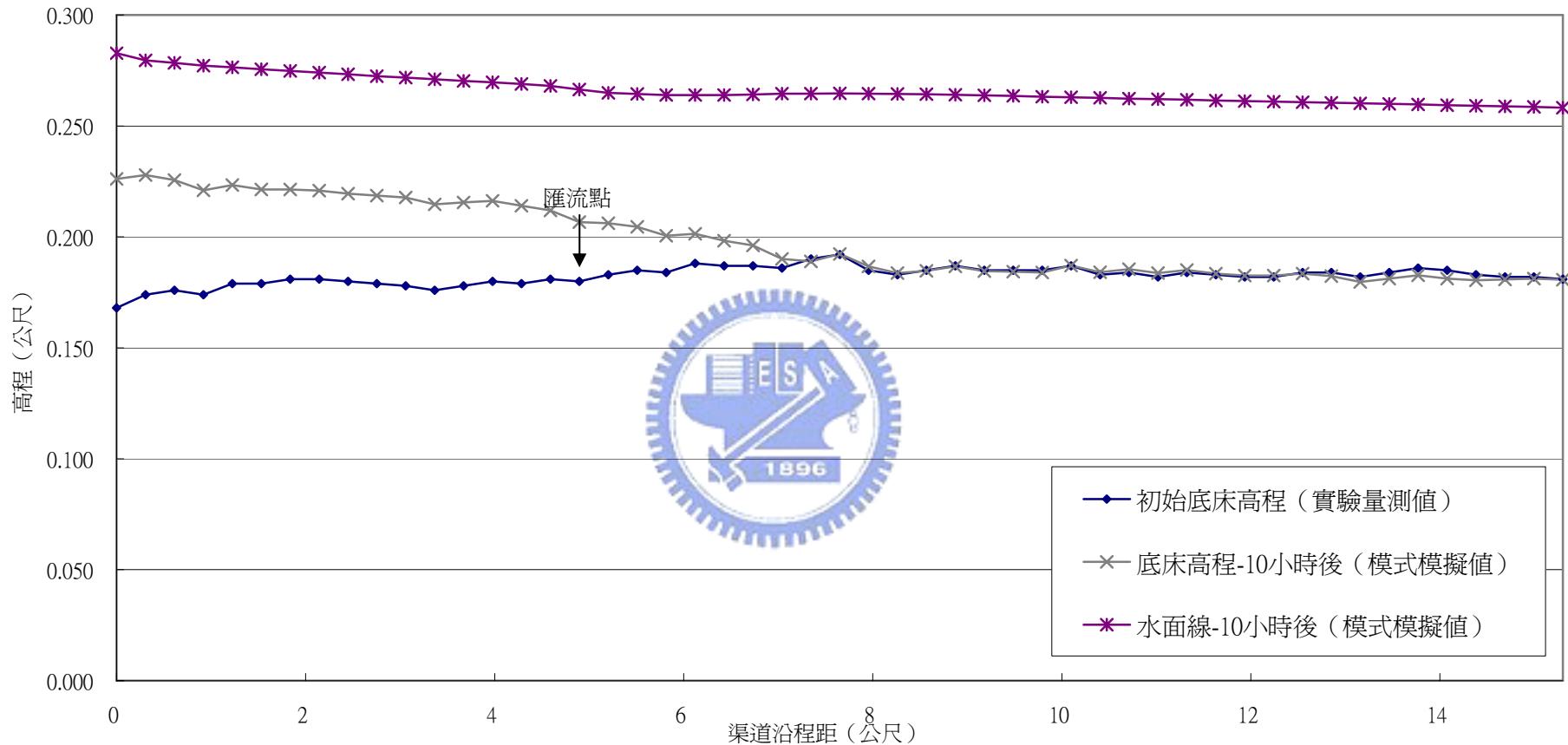


圖 4-17 Run21-B 淤積案例 (主支流渠道，支流流量 = 0.1 主流流量)

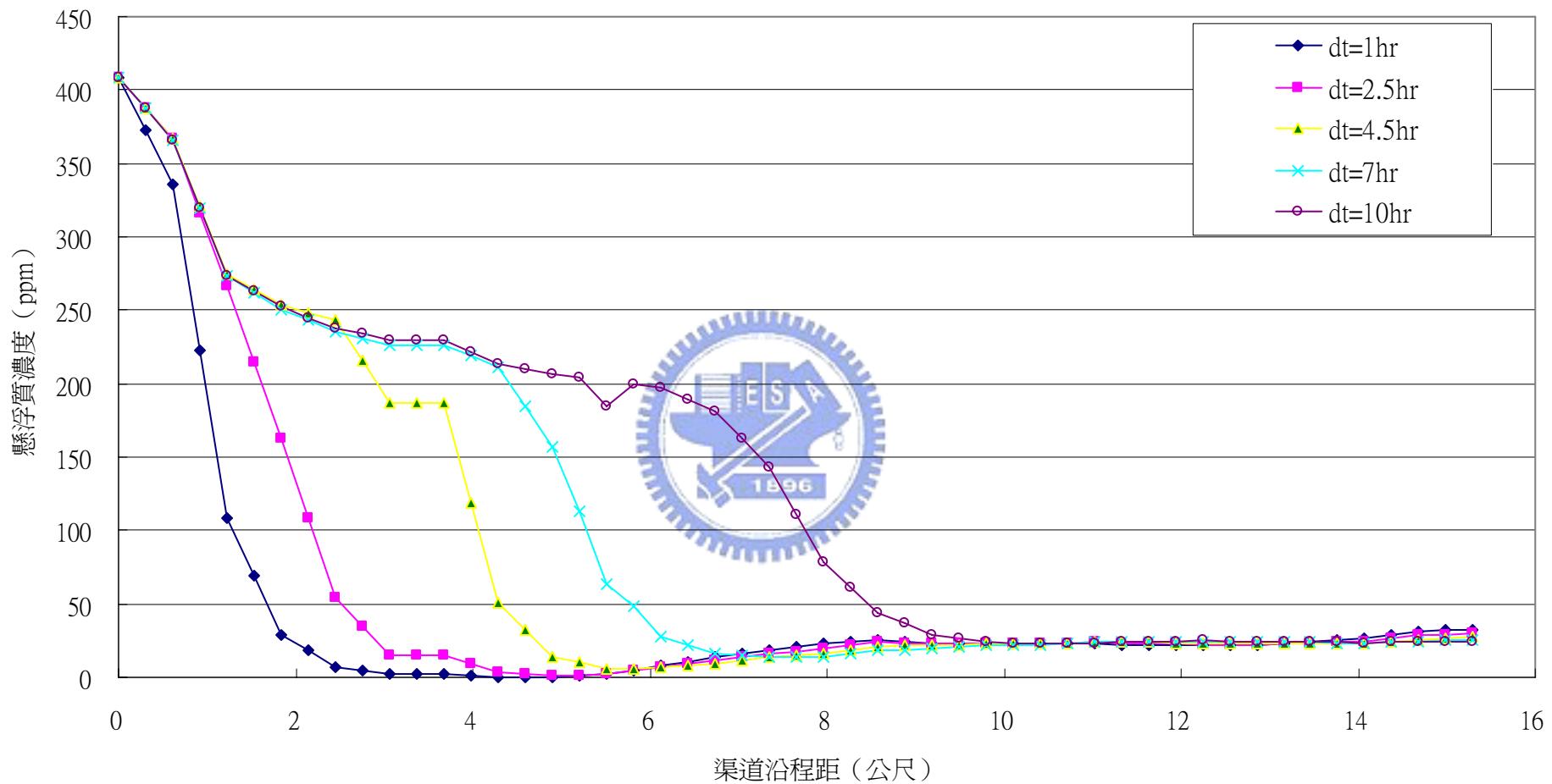


圖 4-18 Run21-B 懸浮質濃度沿程變化 (主支流渠道，支流流量 = 0.1 主流流量)

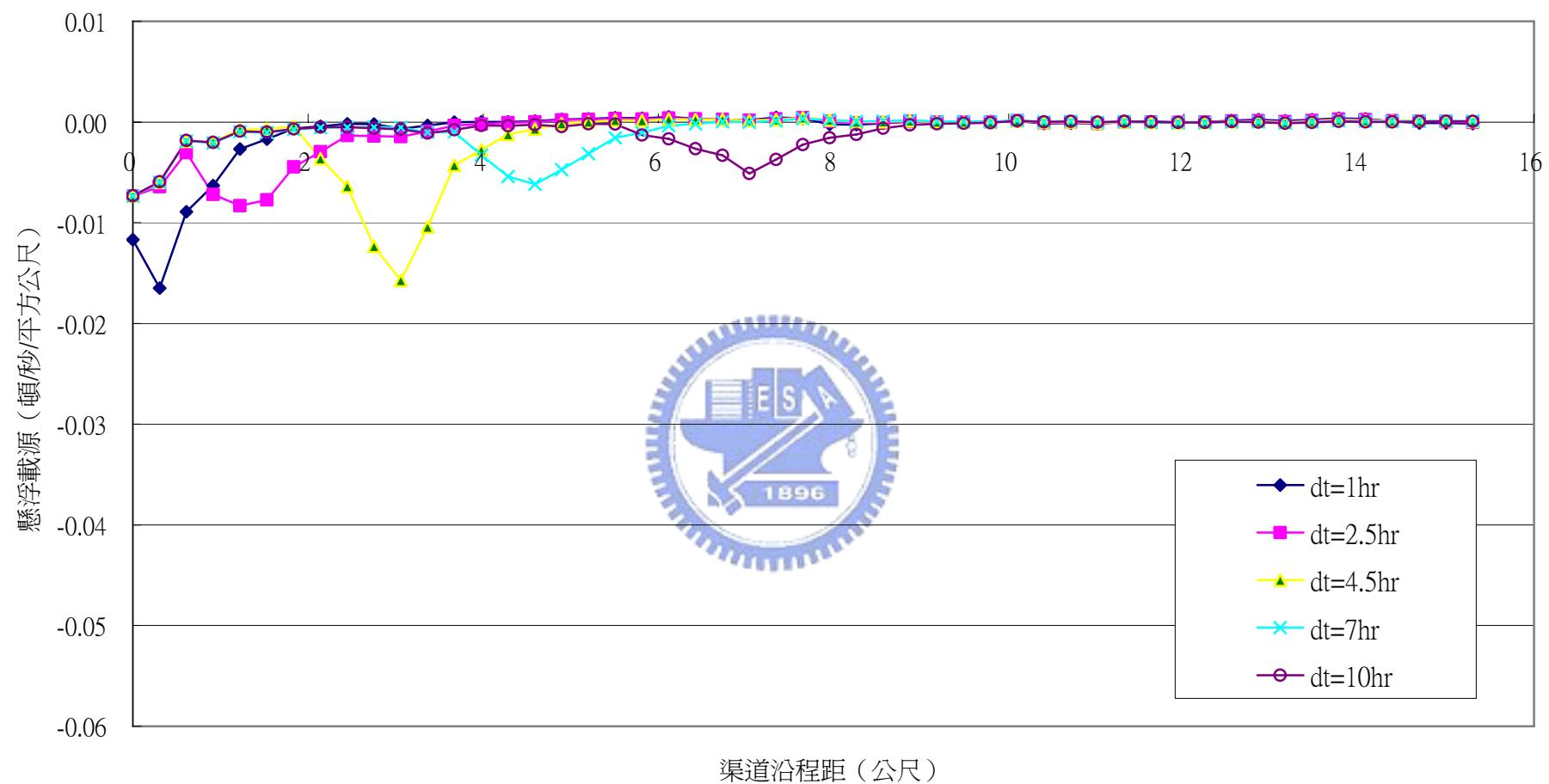


圖 4-19 Run21-B 懸浮載源沿程變化(主支流渠道，支流流量 = 0.1 主流流量)

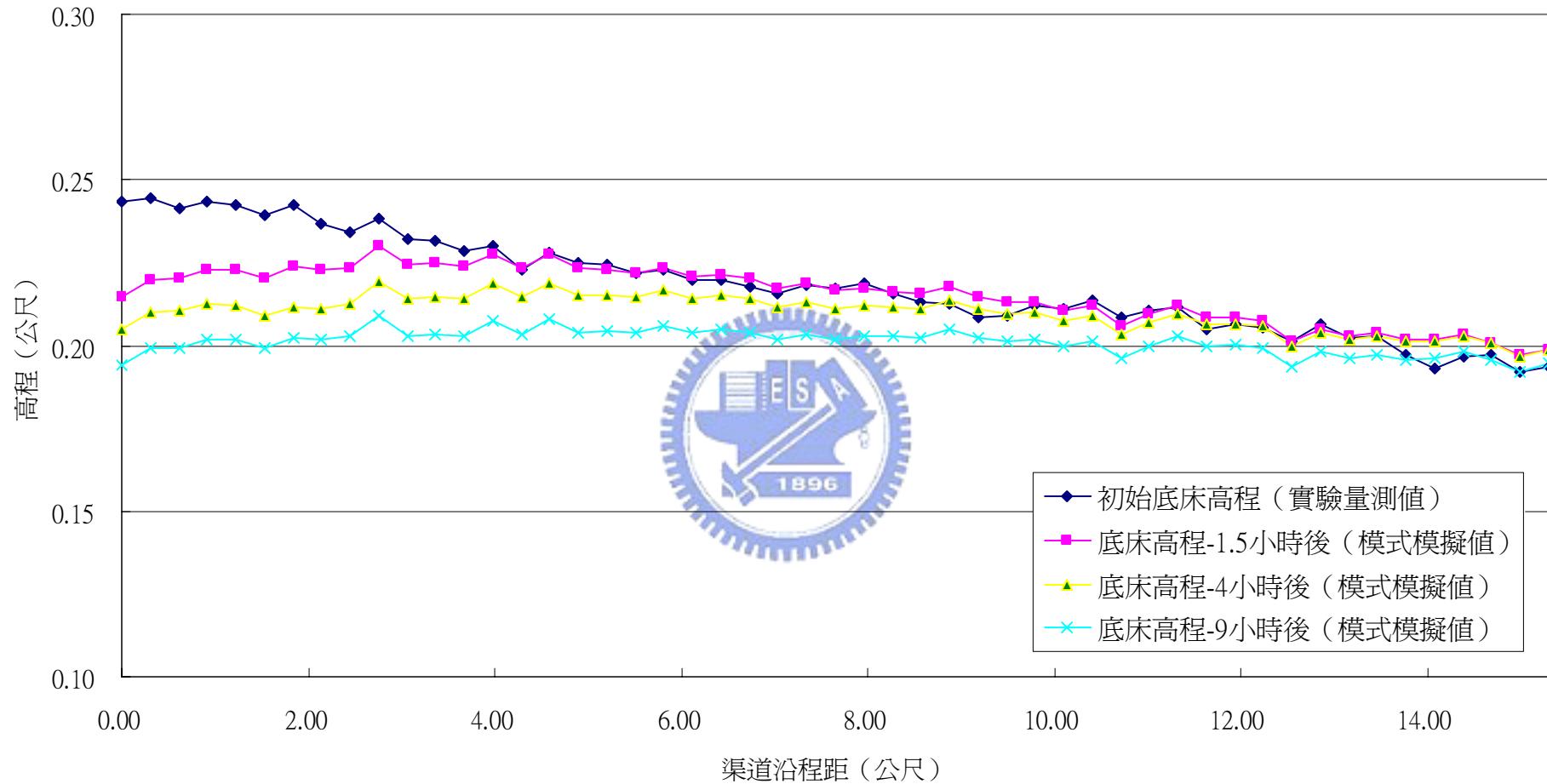


圖 4-20 Run22 沖刷案例 (單一渠道)

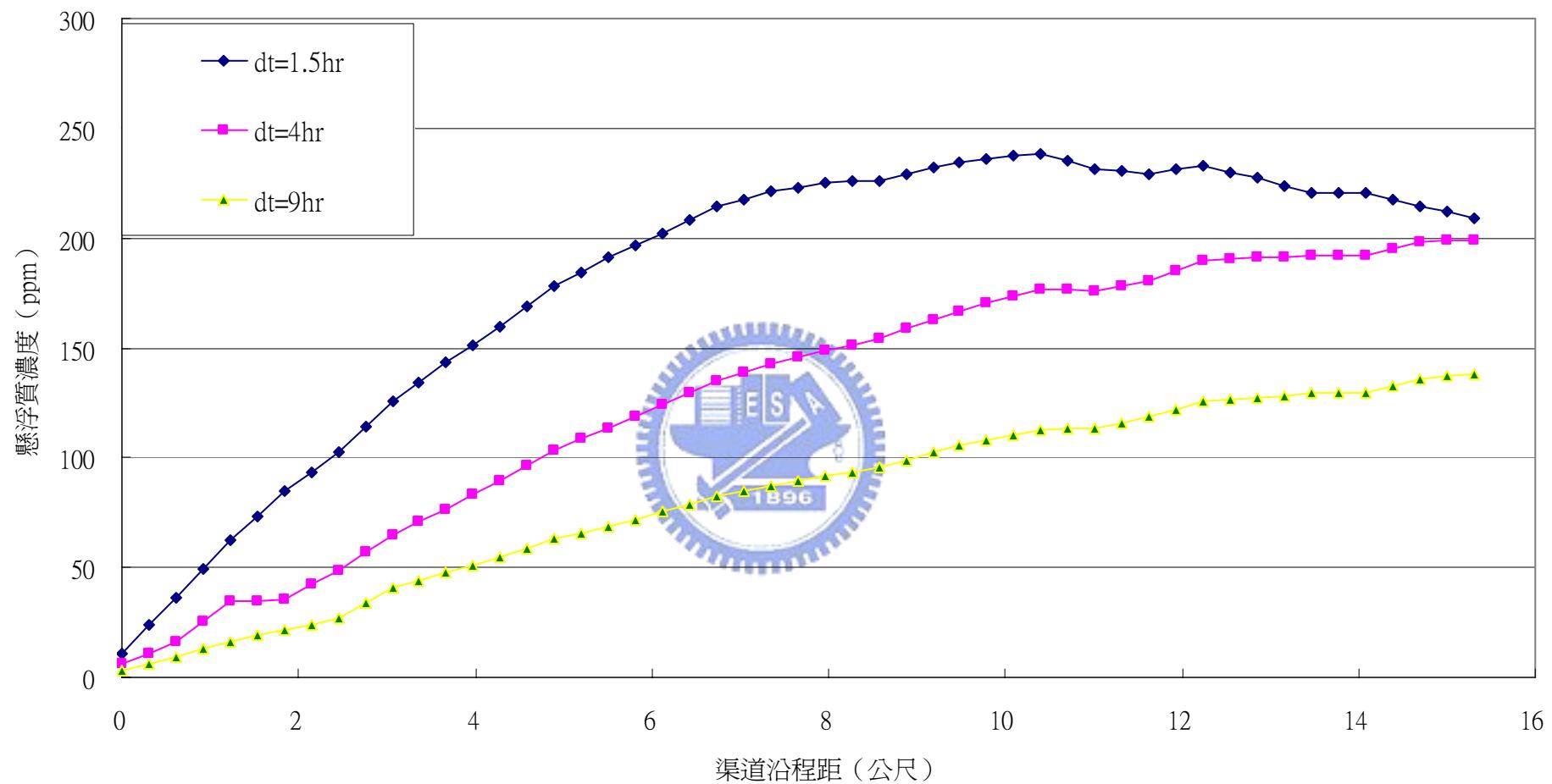
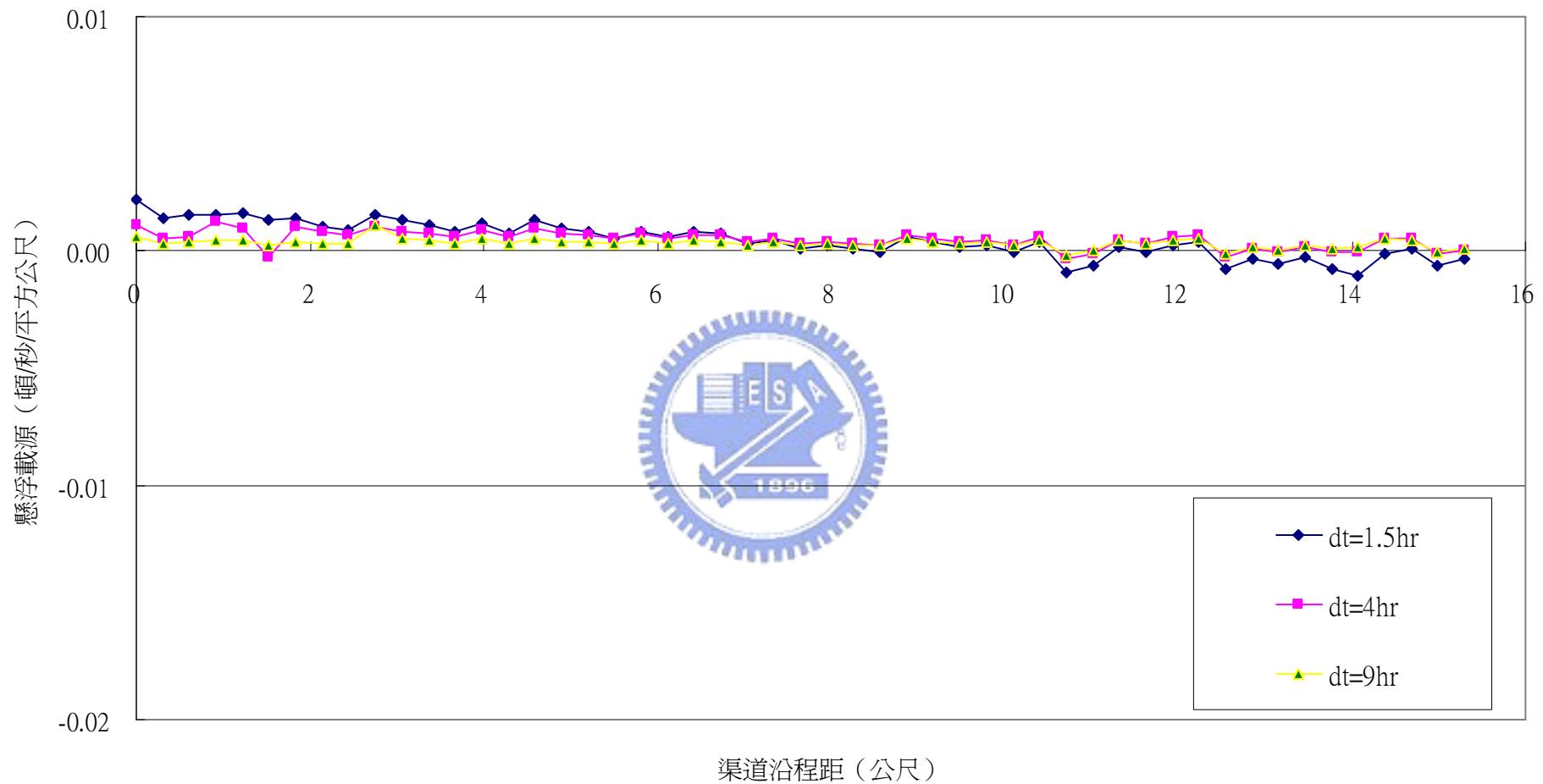


圖 4-21 Run22 懸浮質濃度沿程變化 (單一渠道)



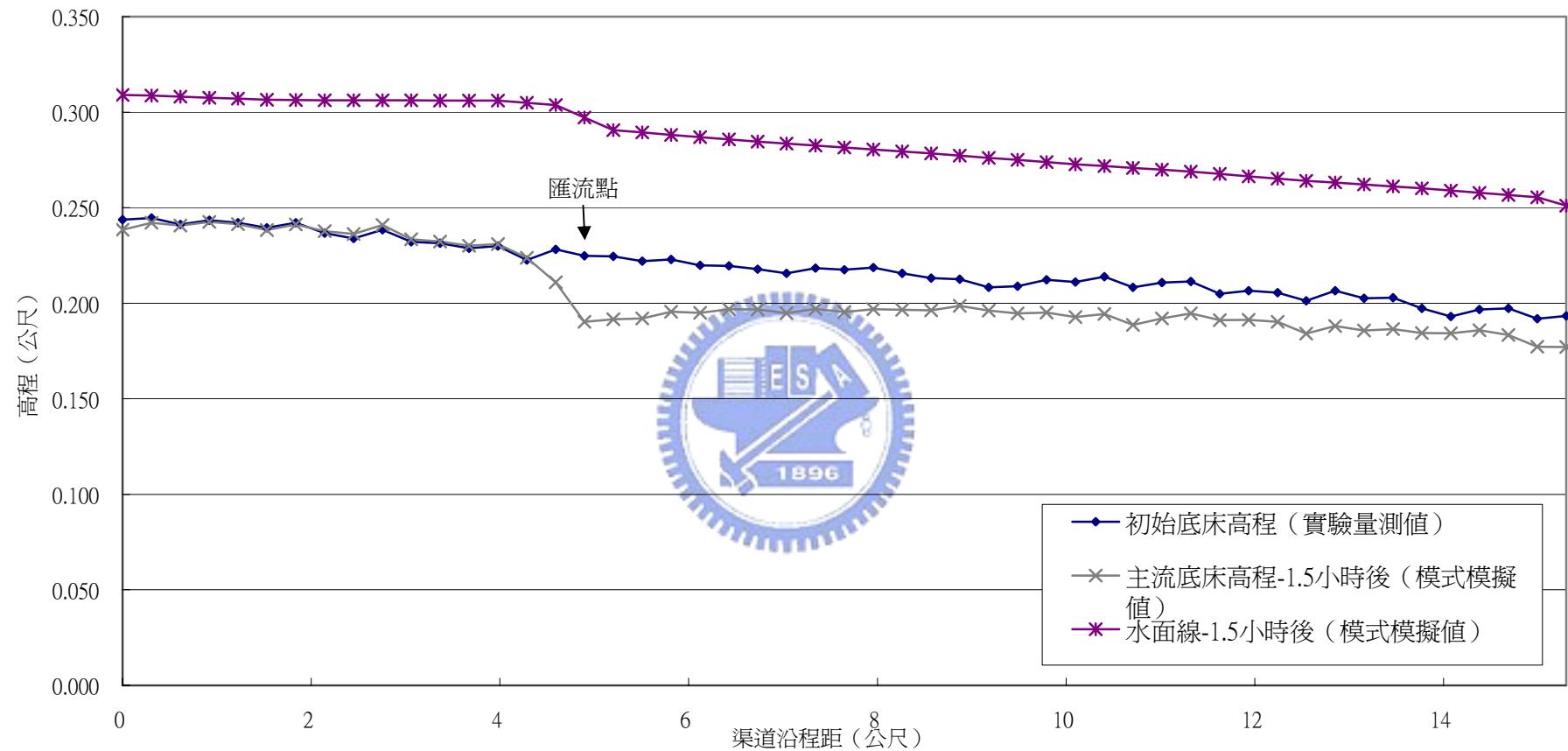


圖 4-23 Run22-A 沖刷案例 (主支流渠道)

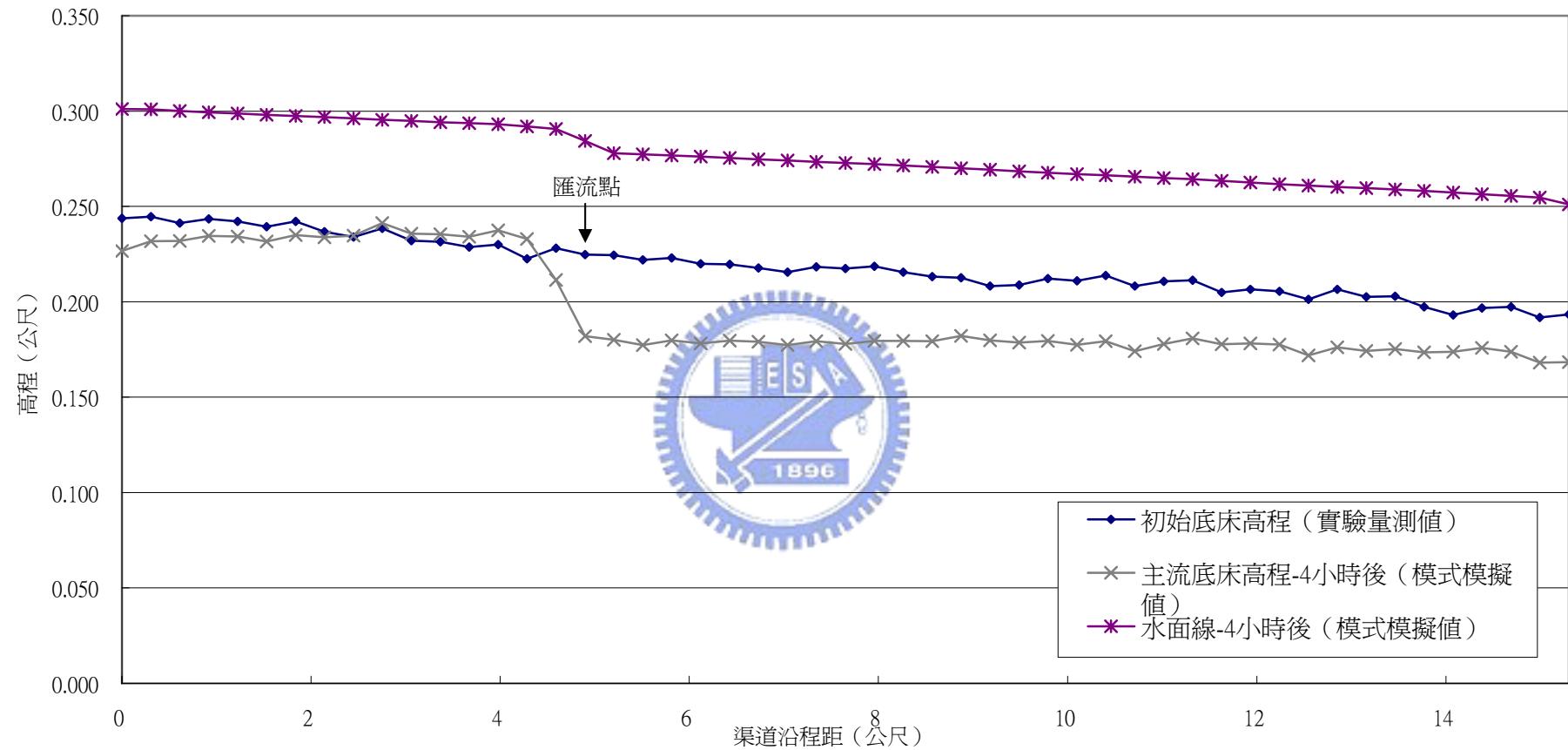


圖 4-24 Run22-A 沖刷案例 (主支流渠道)

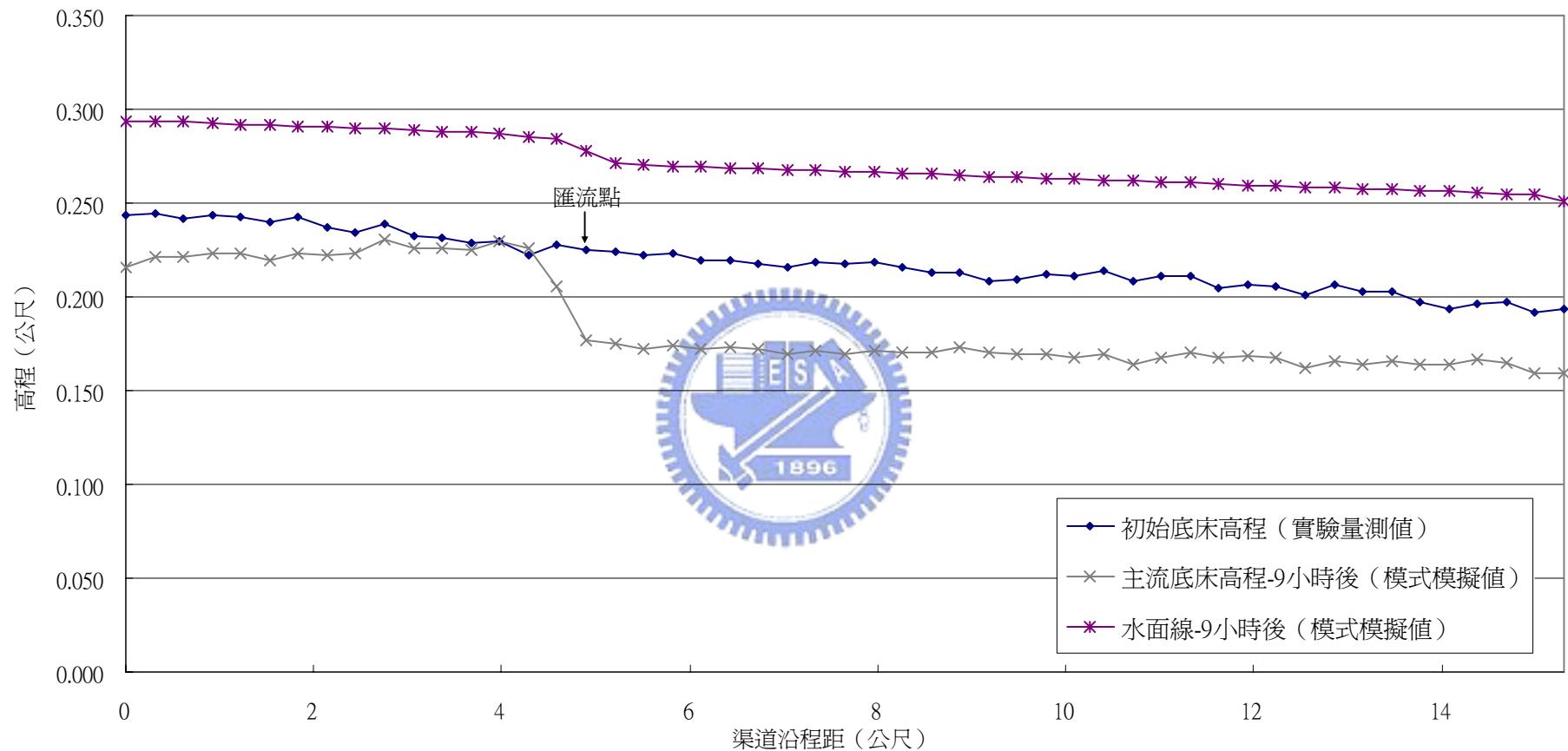


圖 4-25 Run22-A 沖刷案例 (主支流渠道)

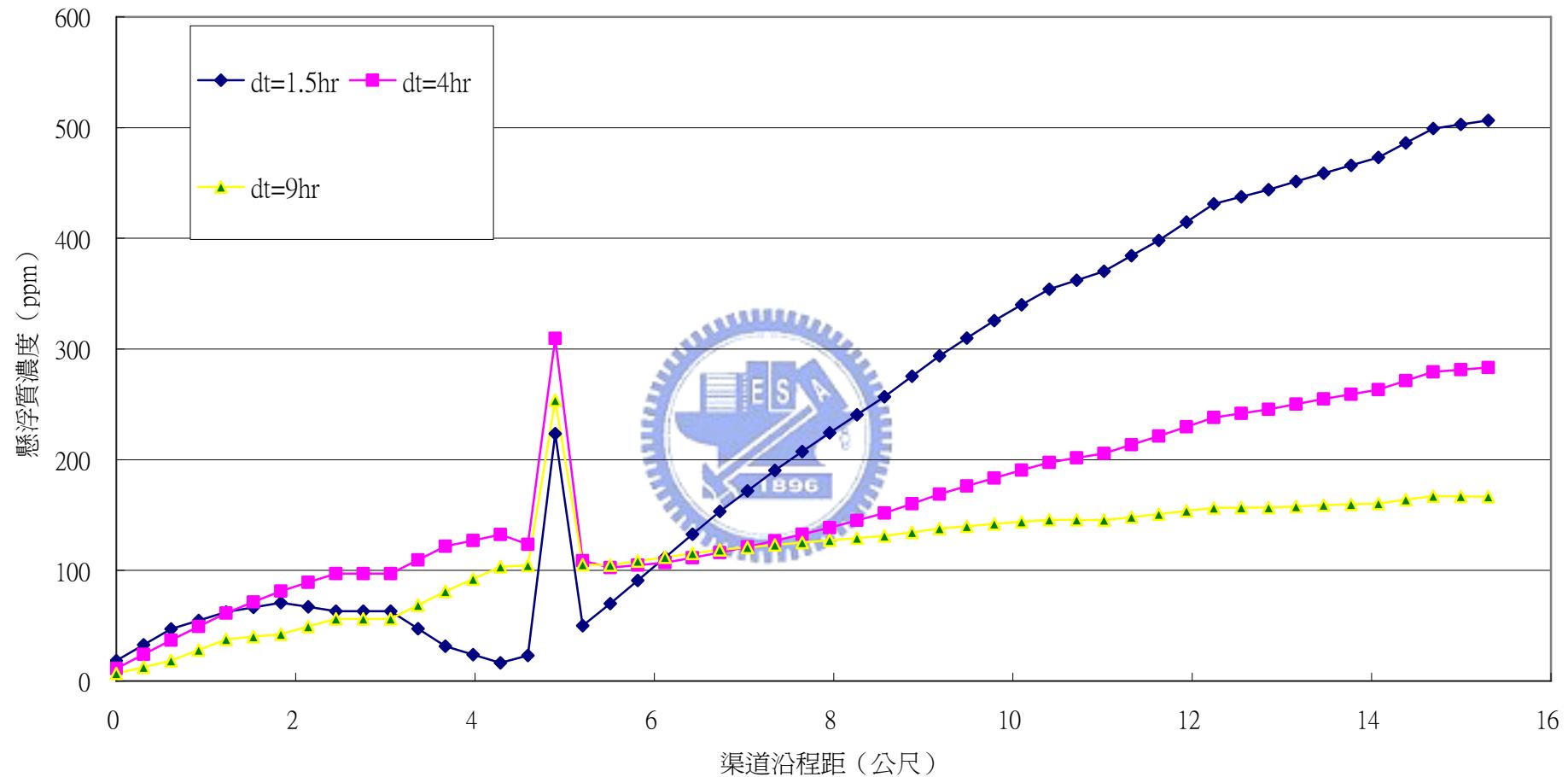


圖 4-26 Run22-A 懸浮質濃度沿程變化 (主支流渠道)

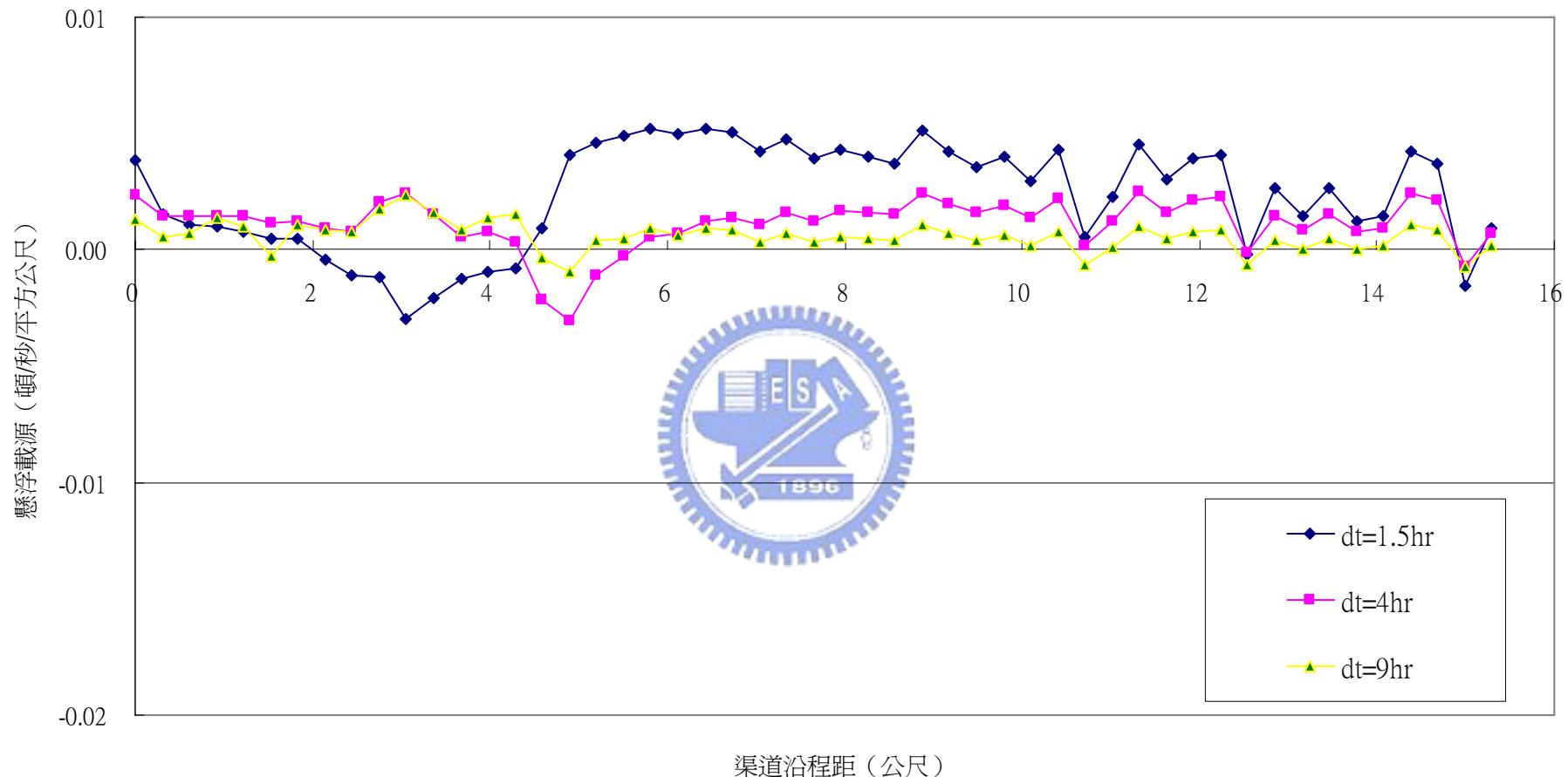


圖 4-27 Run22-A 懸浮載源沿程變化 (主支流渠道)

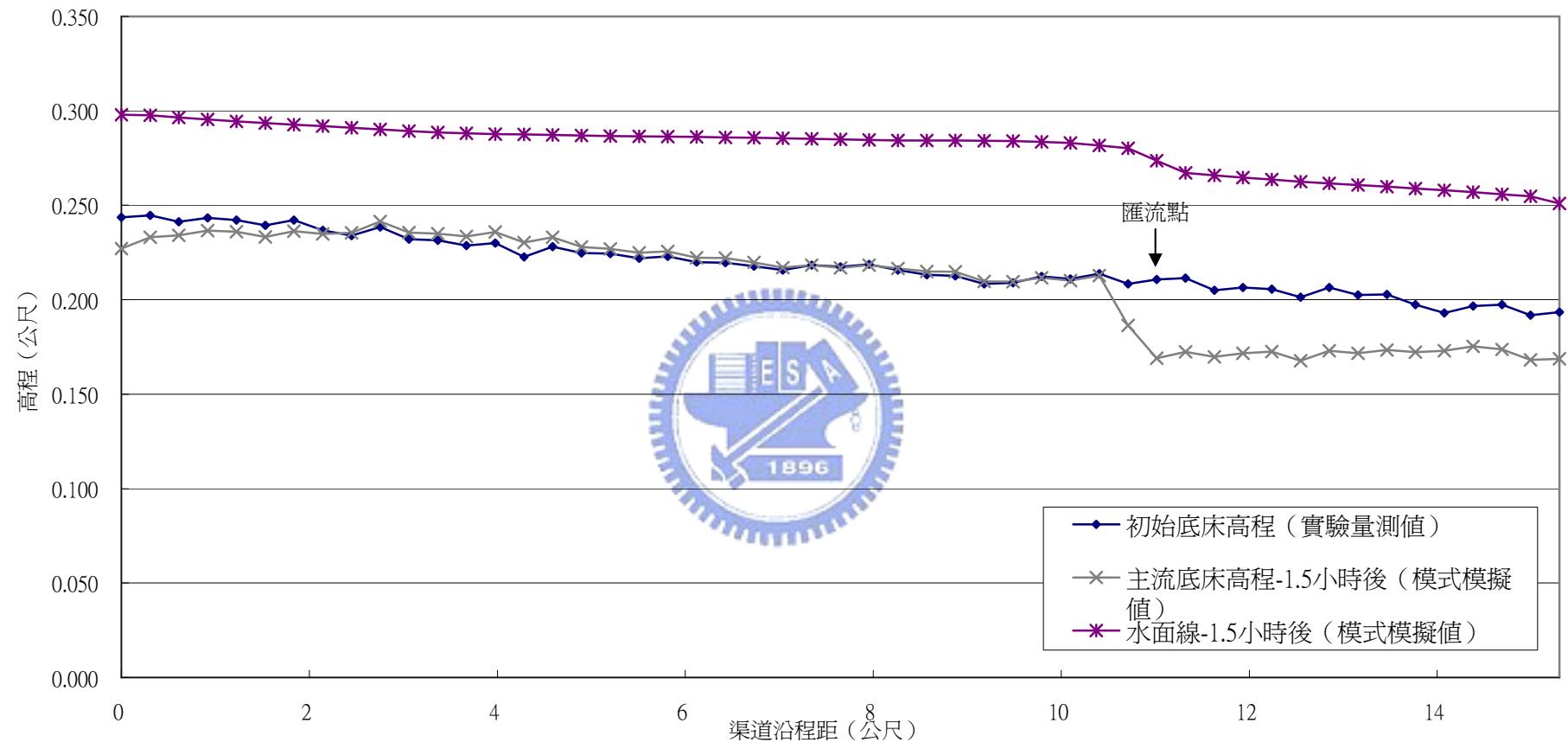


圖 4-28 Run22-B 沖刷案例 (主支流渠道，匯流點延後)

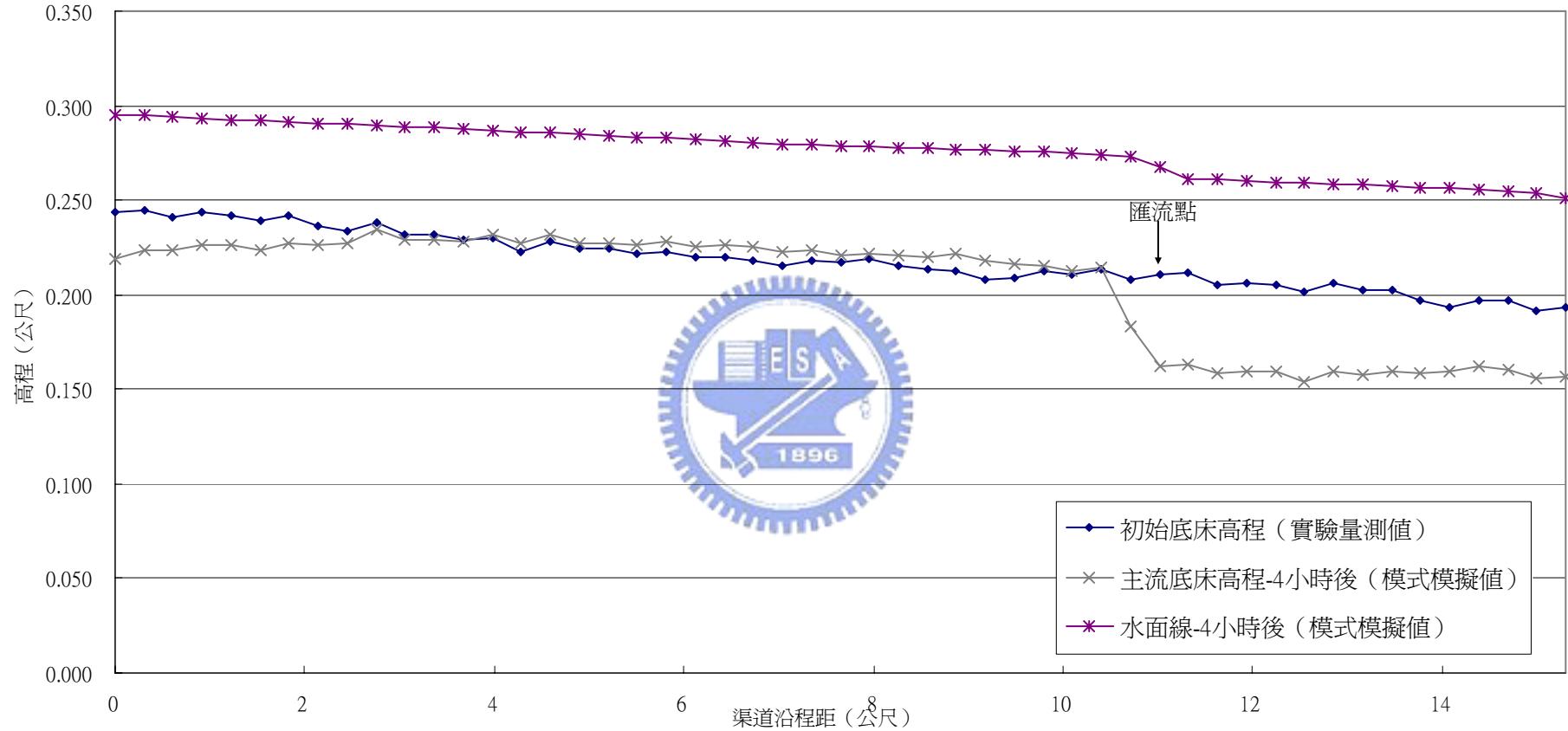


圖 4-29 Run22-B 沖刷案例 (主支流渠道，匯流點延後)

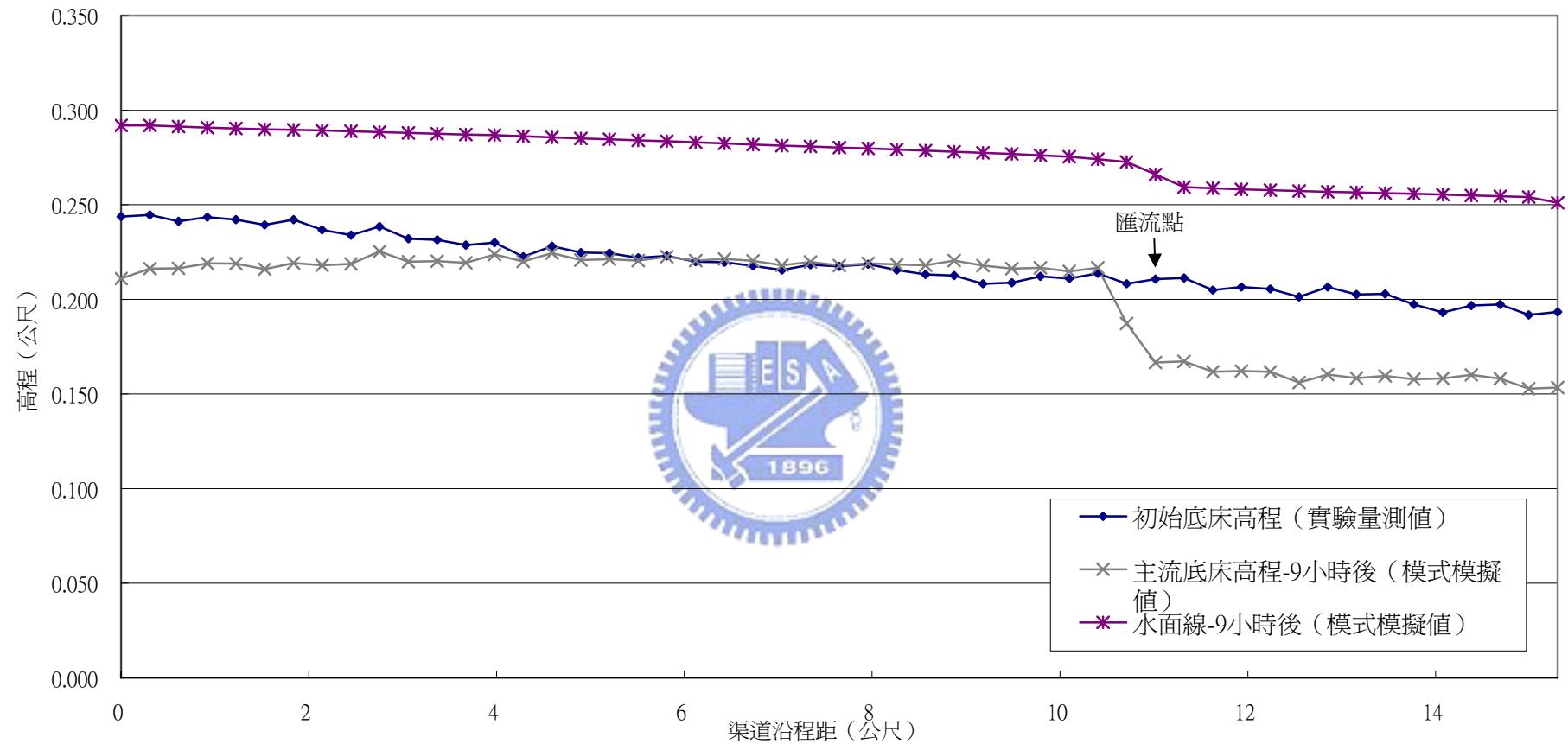


圖 4-30 Run22-B 沖刷案例 (主支流渠道，匯流點延後)

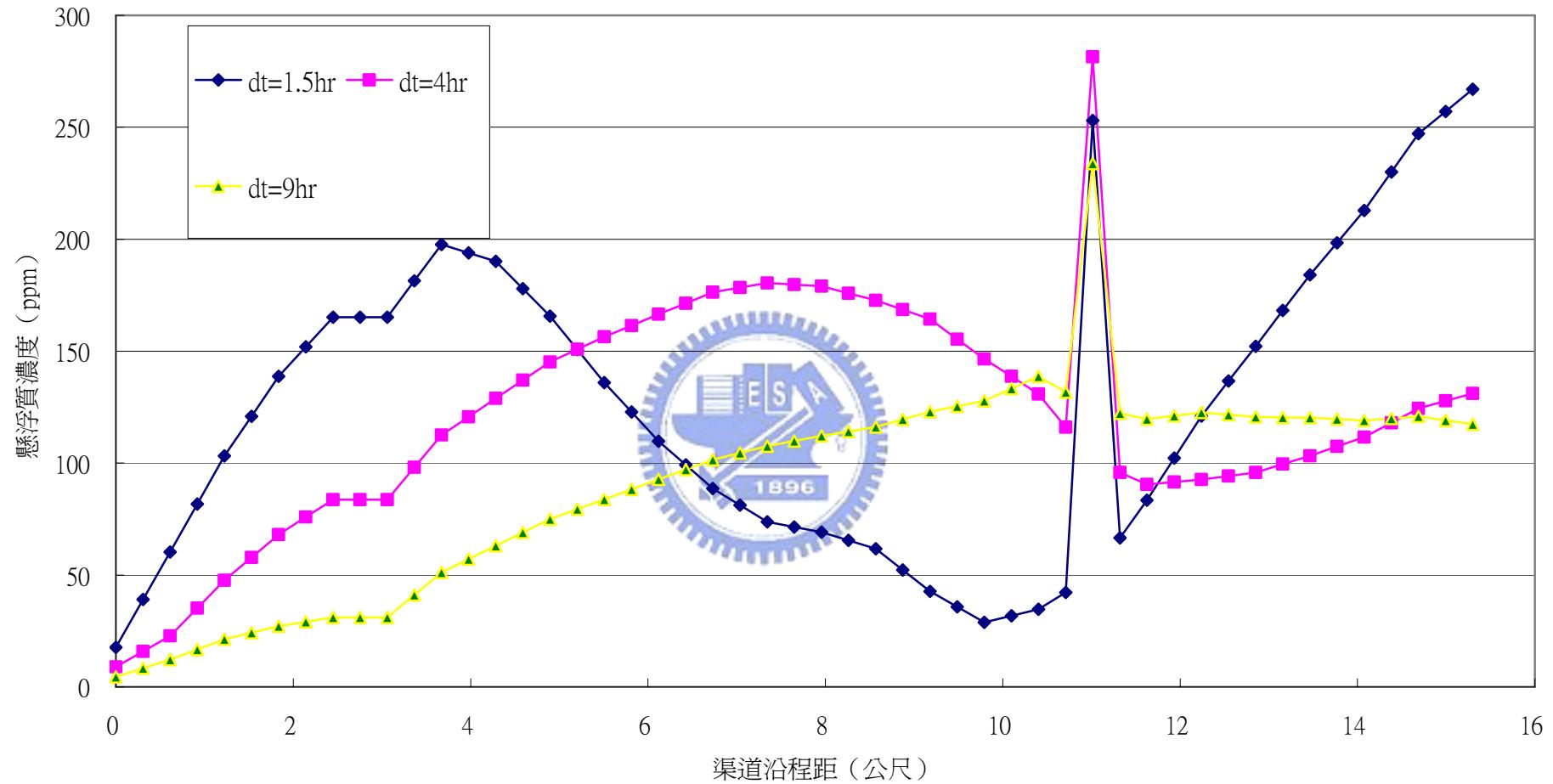
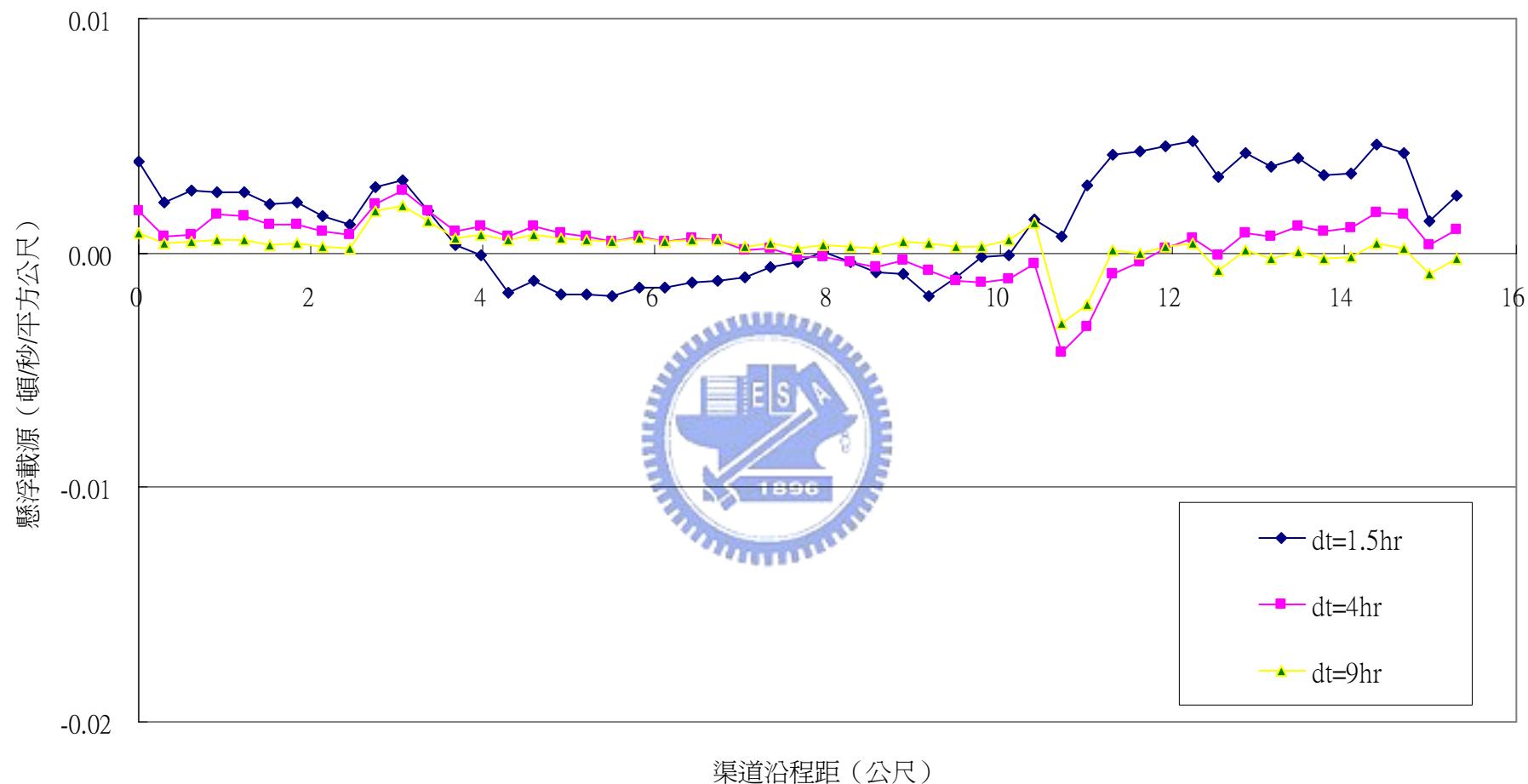


圖 4-31 Run22-B 懸浮質濃度沿程變化 (主支流渠道)



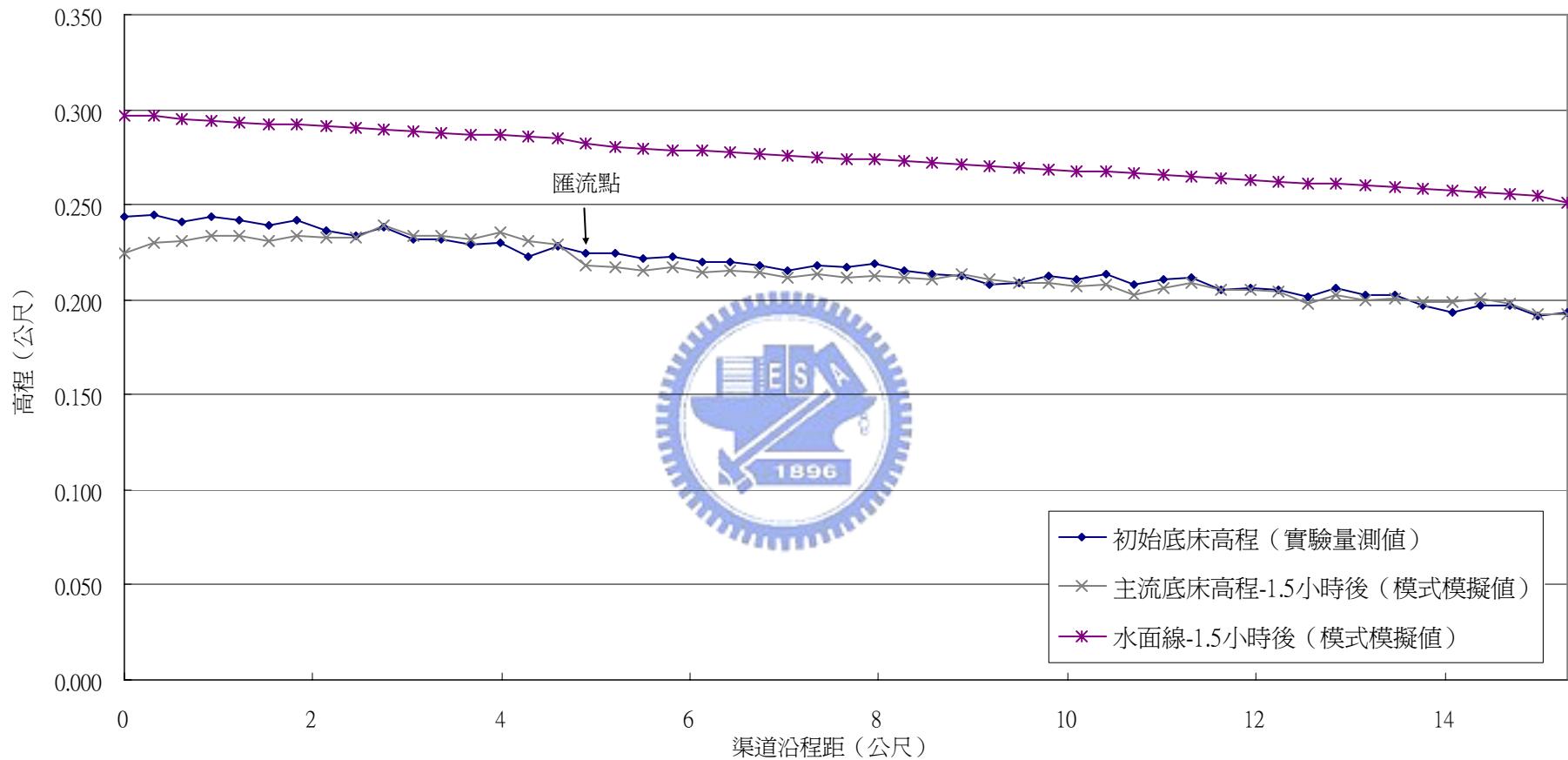


圖 4-33 Run22-C 沖刷案例 (主支流渠道，支流流量 = 0.2 主流流量)

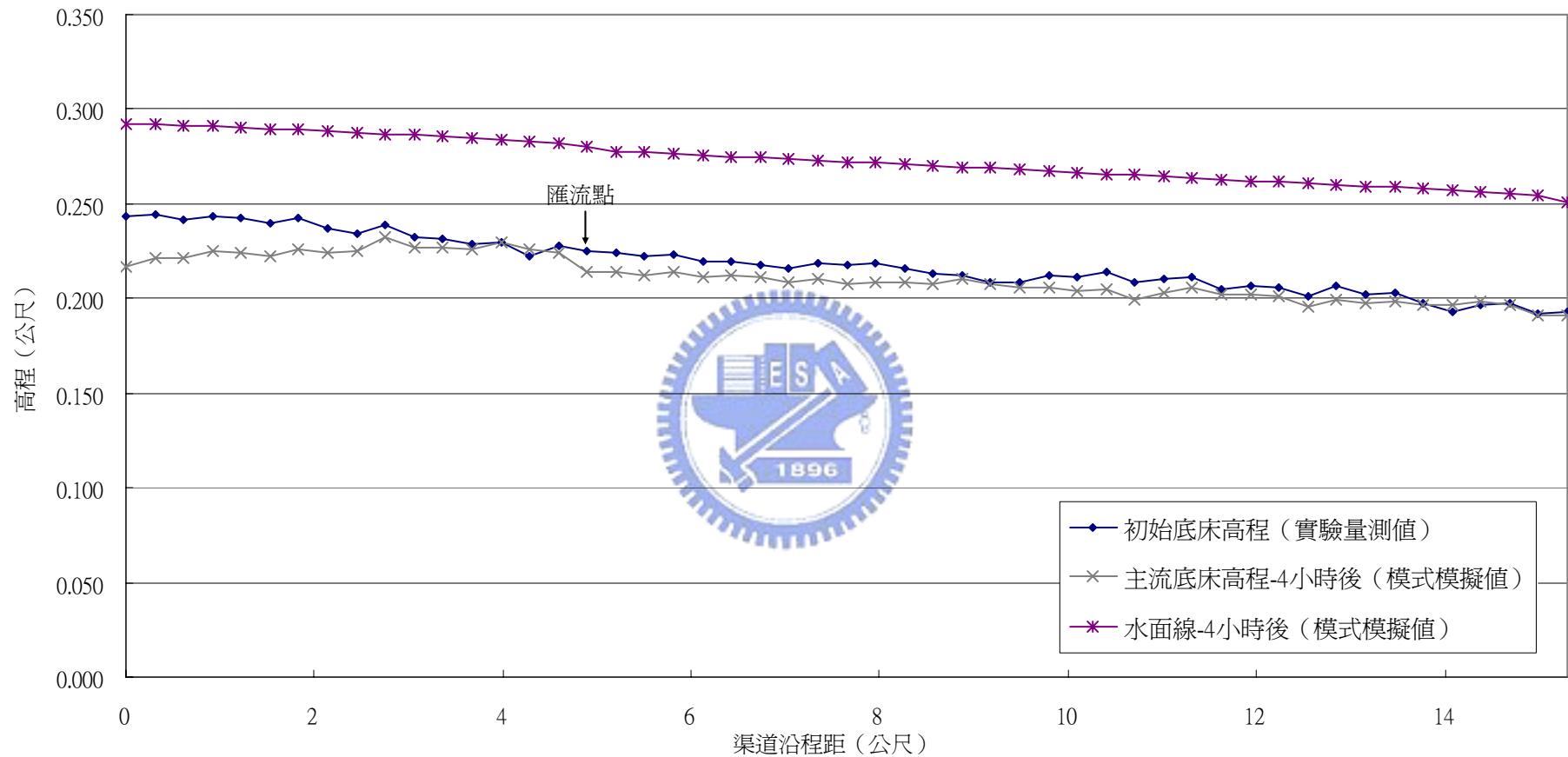


圖 4-34 Run22-C 沖刷案例 (主支流渠道，支流流量 = 0.2 主流流量)

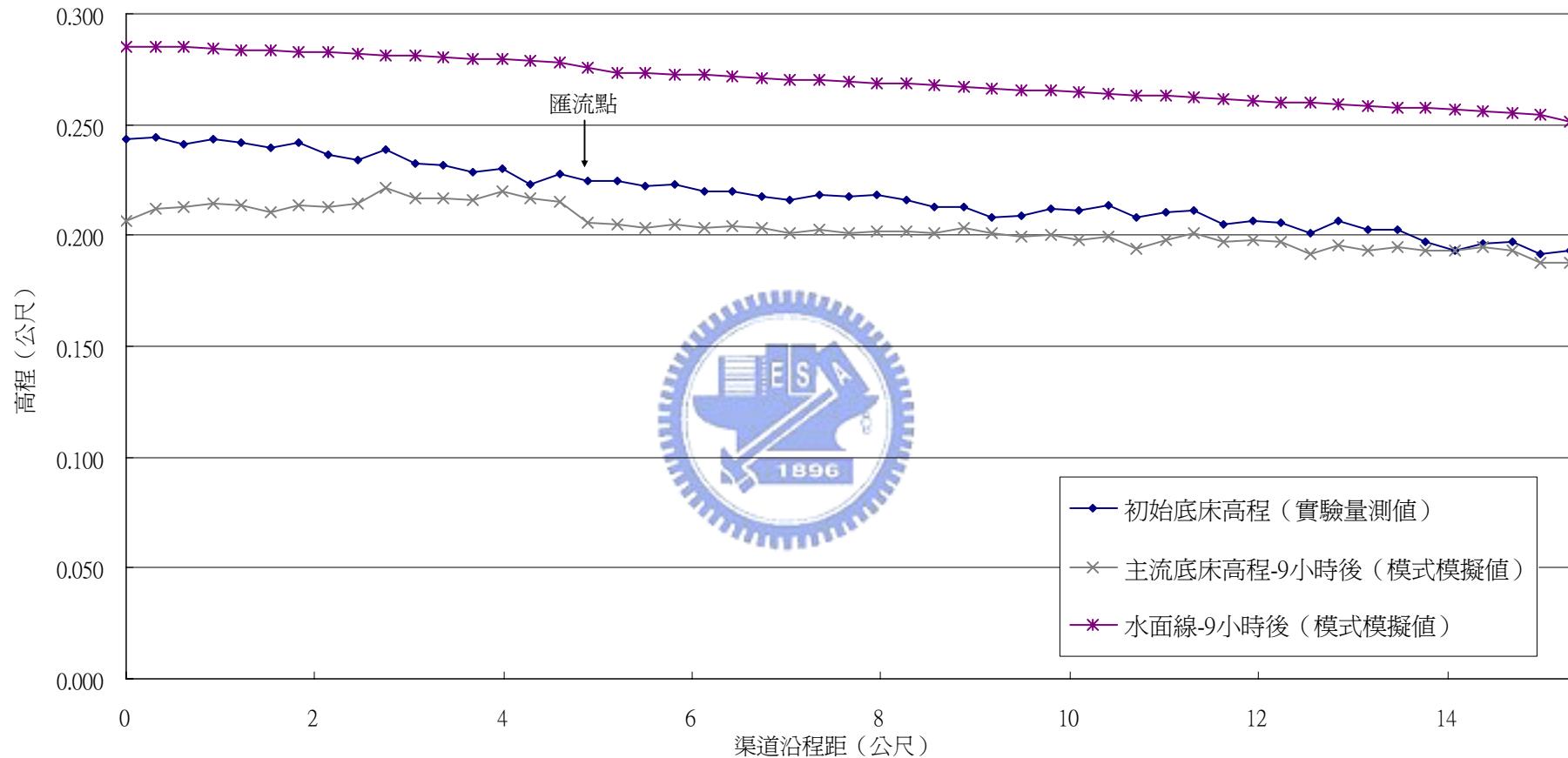


圖 4-35 Run22-C 沖刷案例 (主支流渠道，支流流量 = 0.2 主流流量)

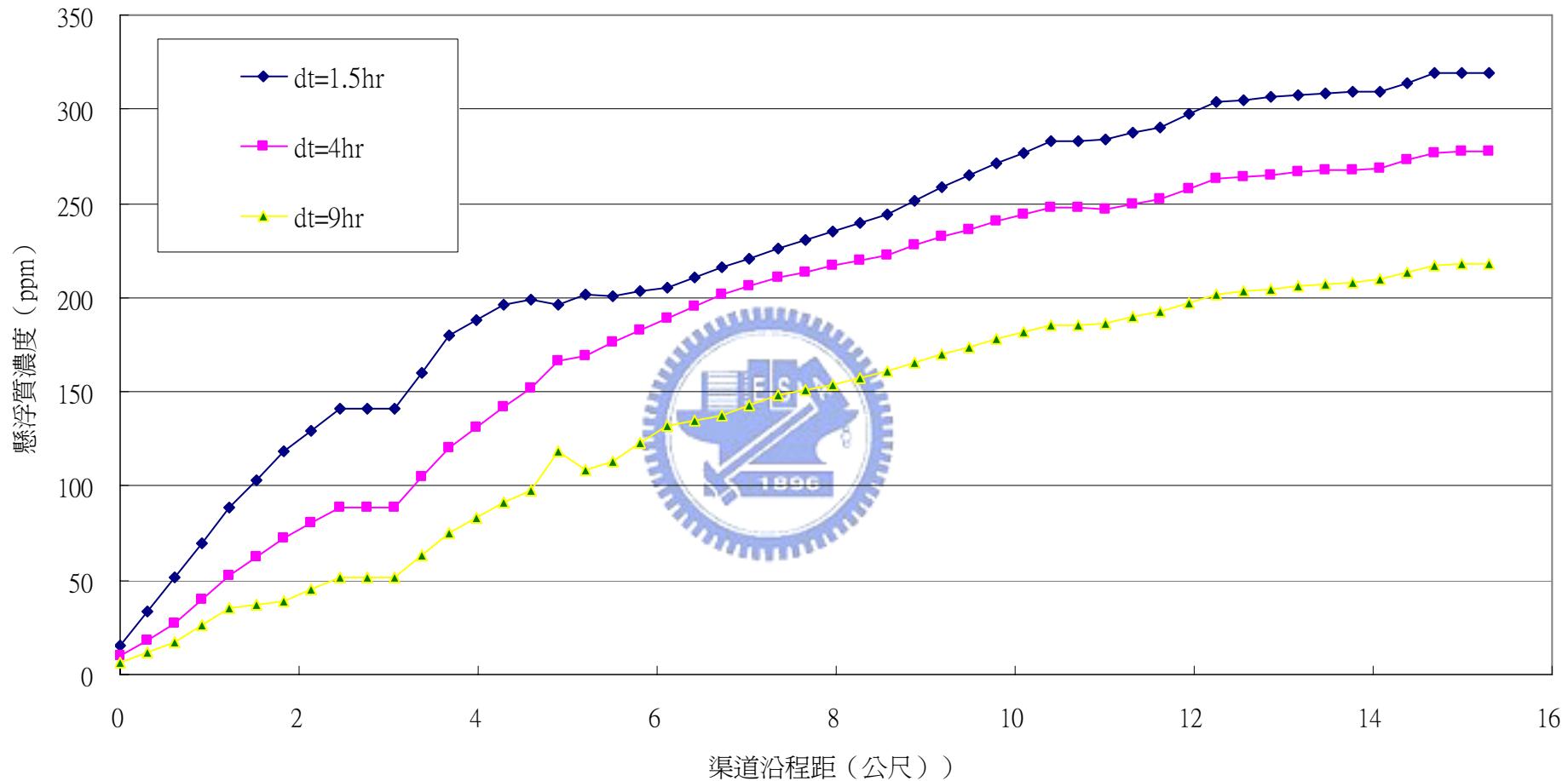


圖 4-36 Run22-C 懸浮質濃度沿程變化 (主支流渠道，支流流量 = 0.2 主流流量)

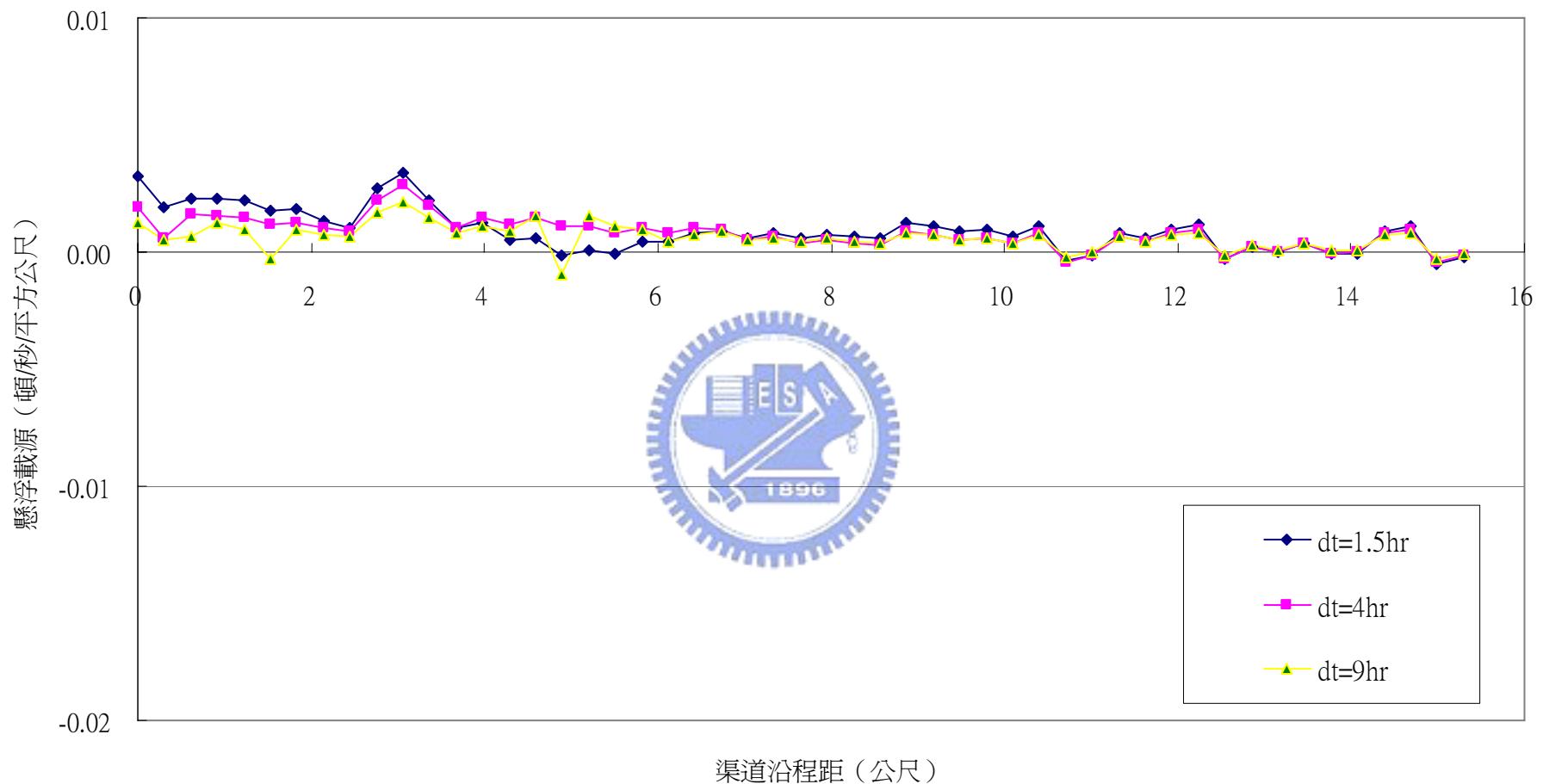


圖 4-37 Run22-C 懸浮載源沿程變化 (主支流渠道，支流流量 = 0.2 主流流量)

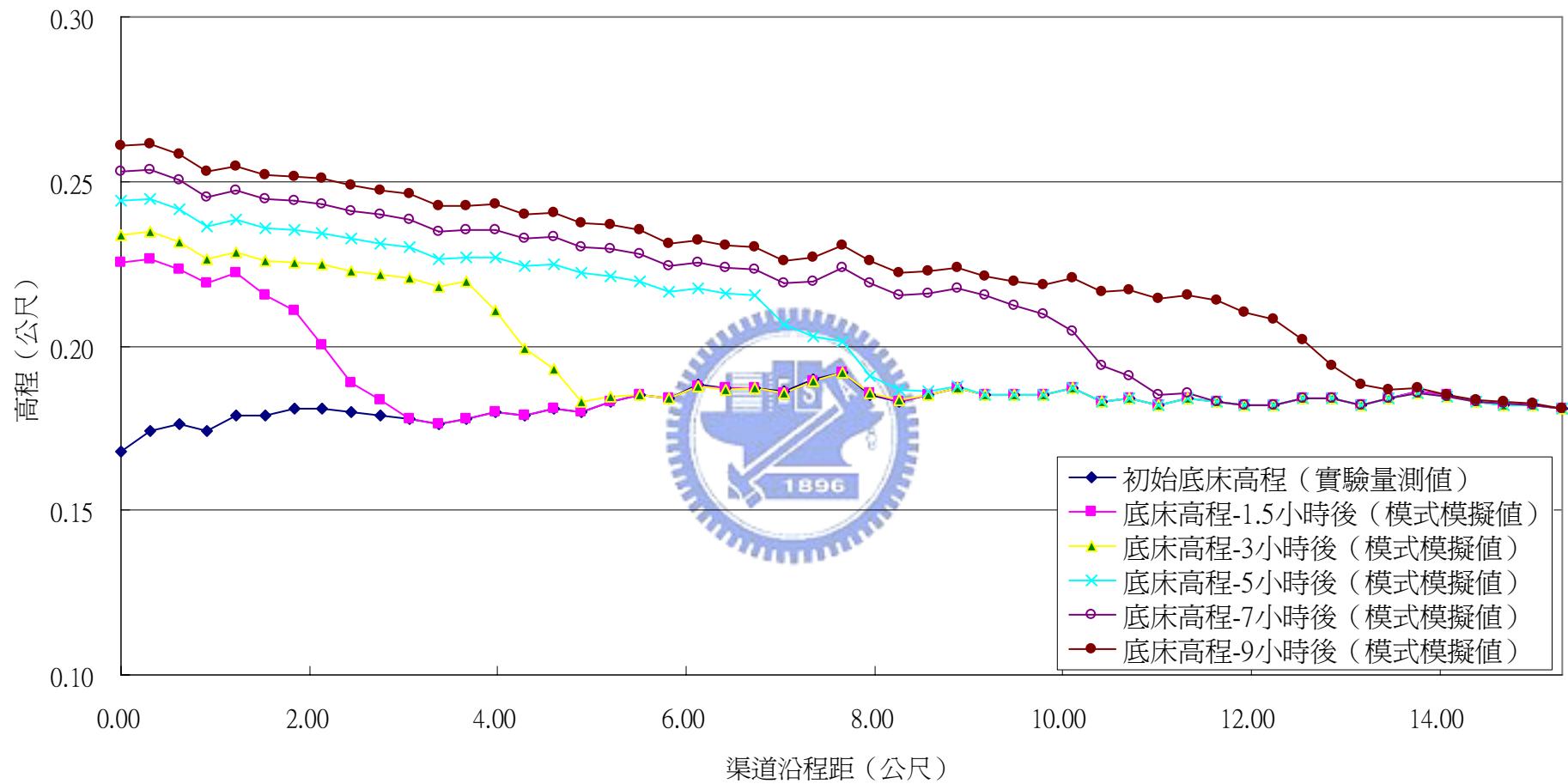


圖 4-38 Run25 淤積案例 (單一渠道)

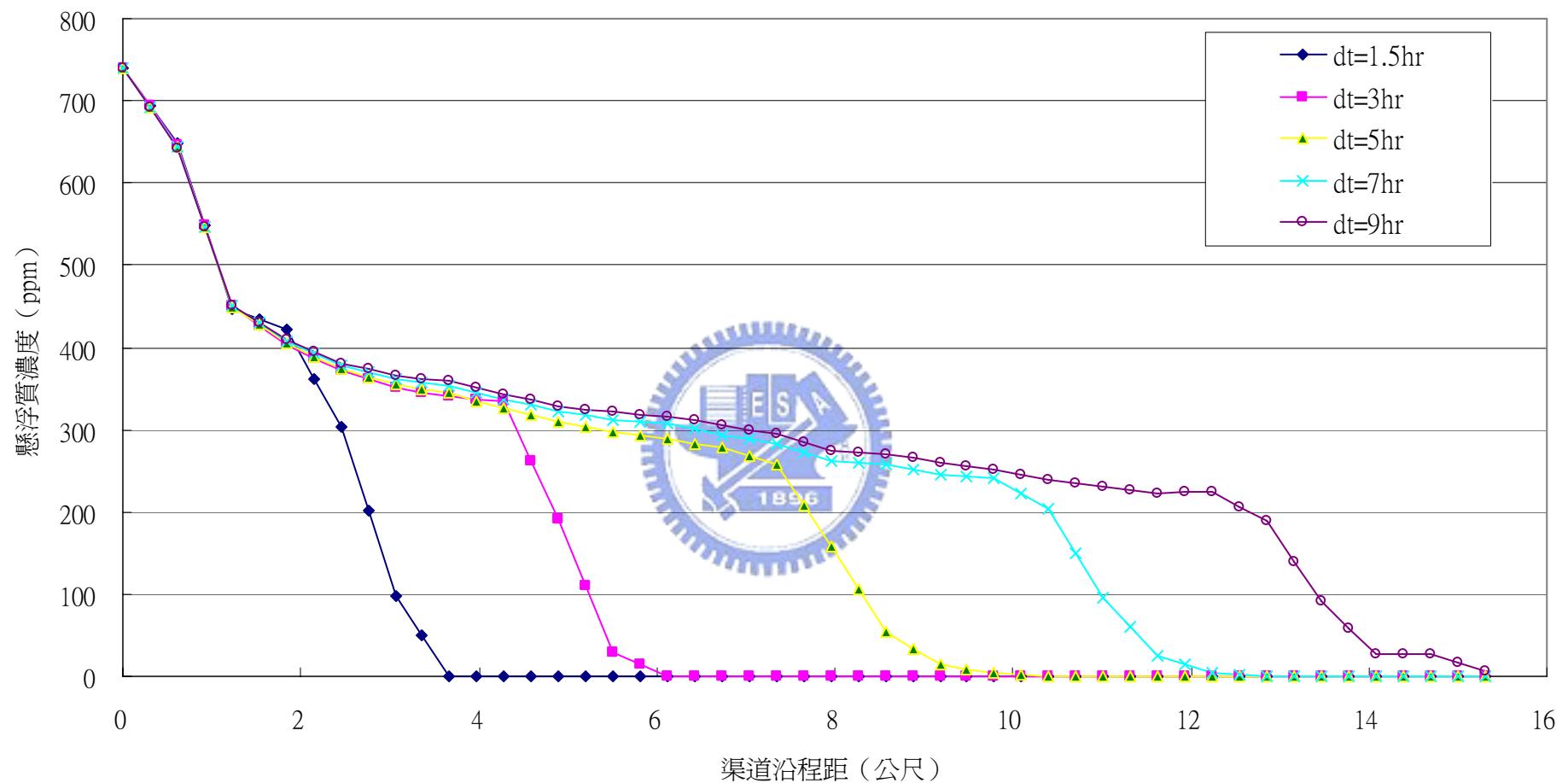


圖 4-39 Run25 懸浮質濃度沿程變化 (單一渠道)

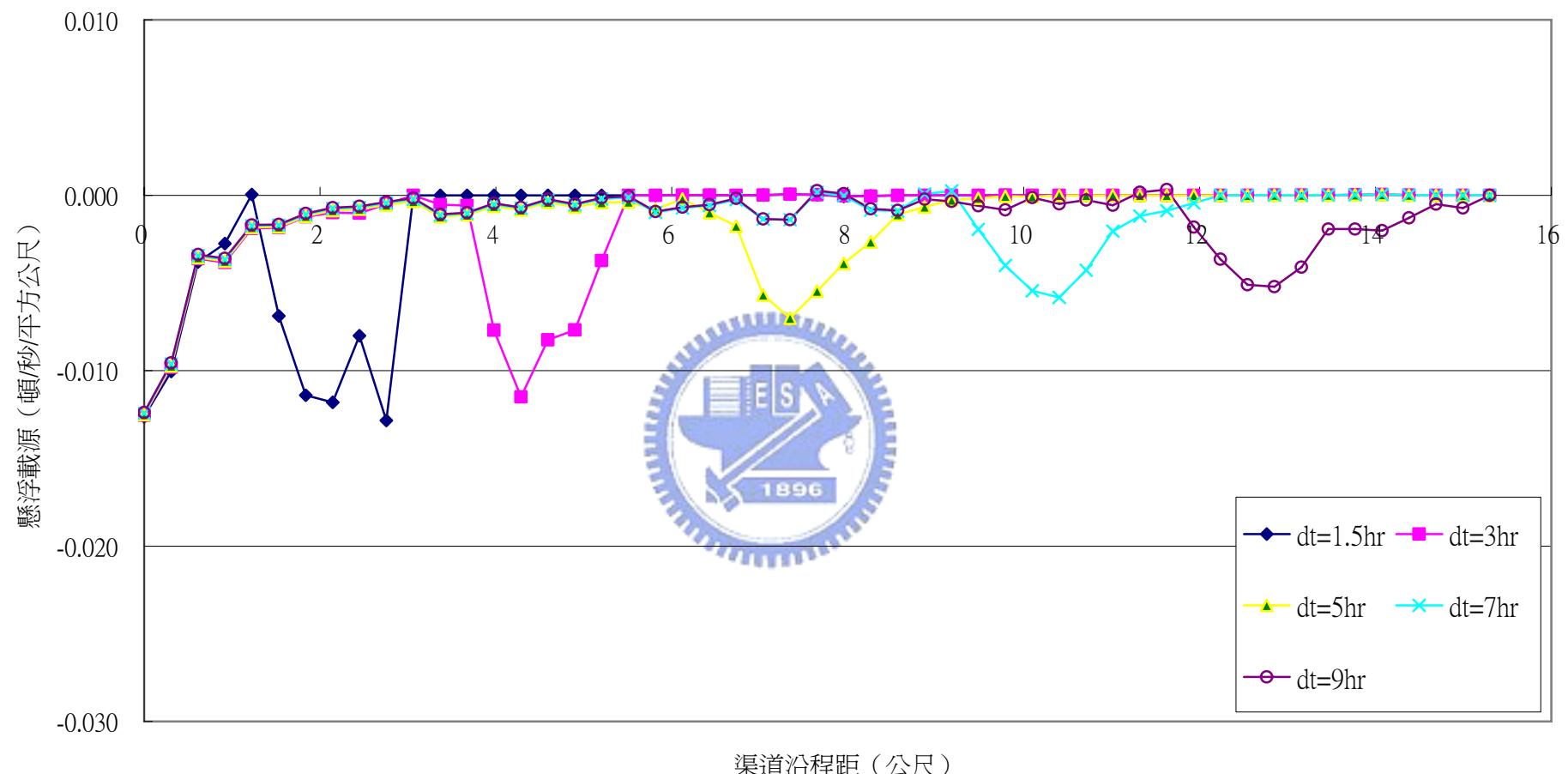


圖 4-40 Run25 懸浮載源沿程變化 (單一渠道)

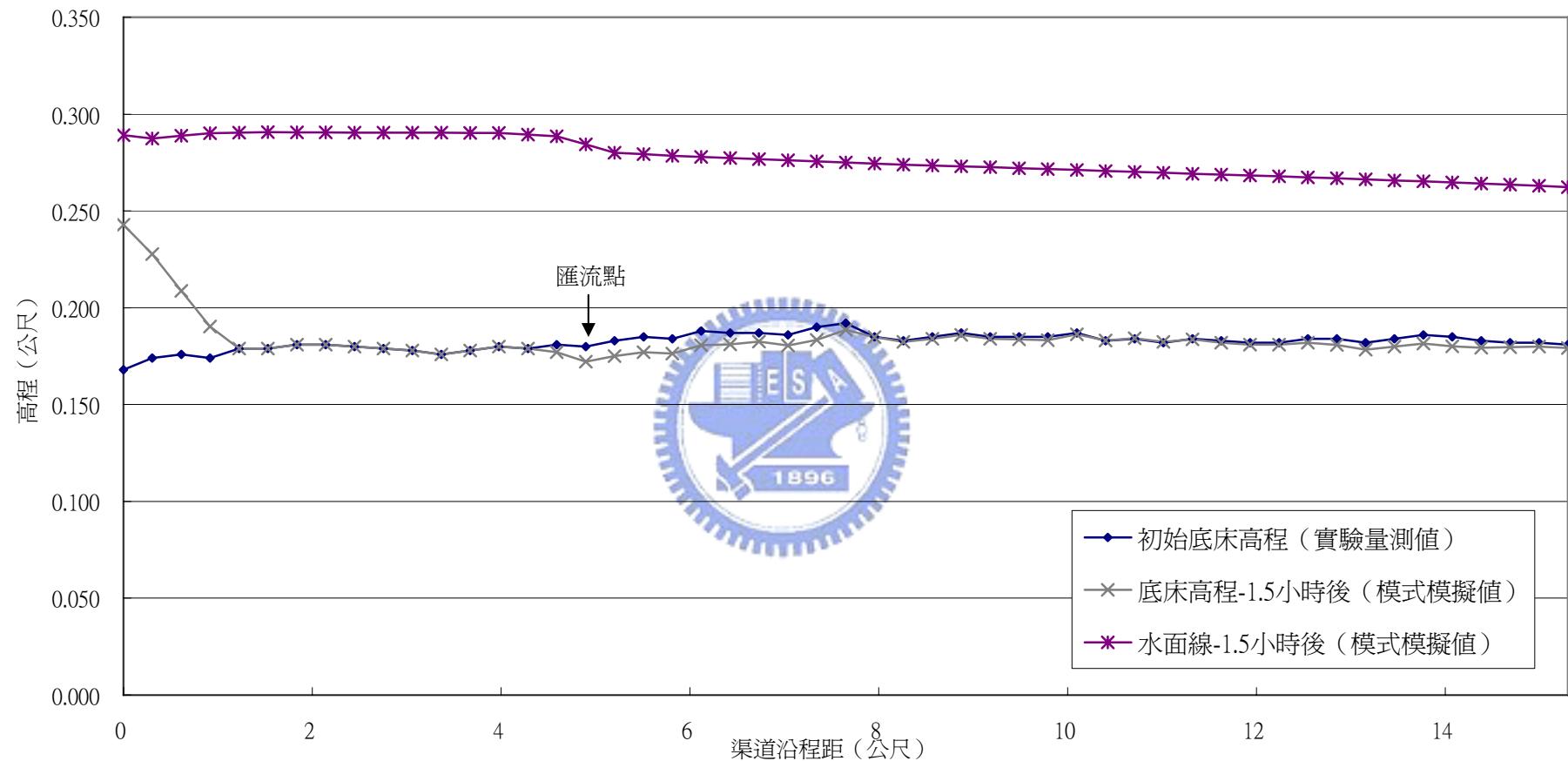


圖 4-41 Run25 淤積案例 (主支流渠道)

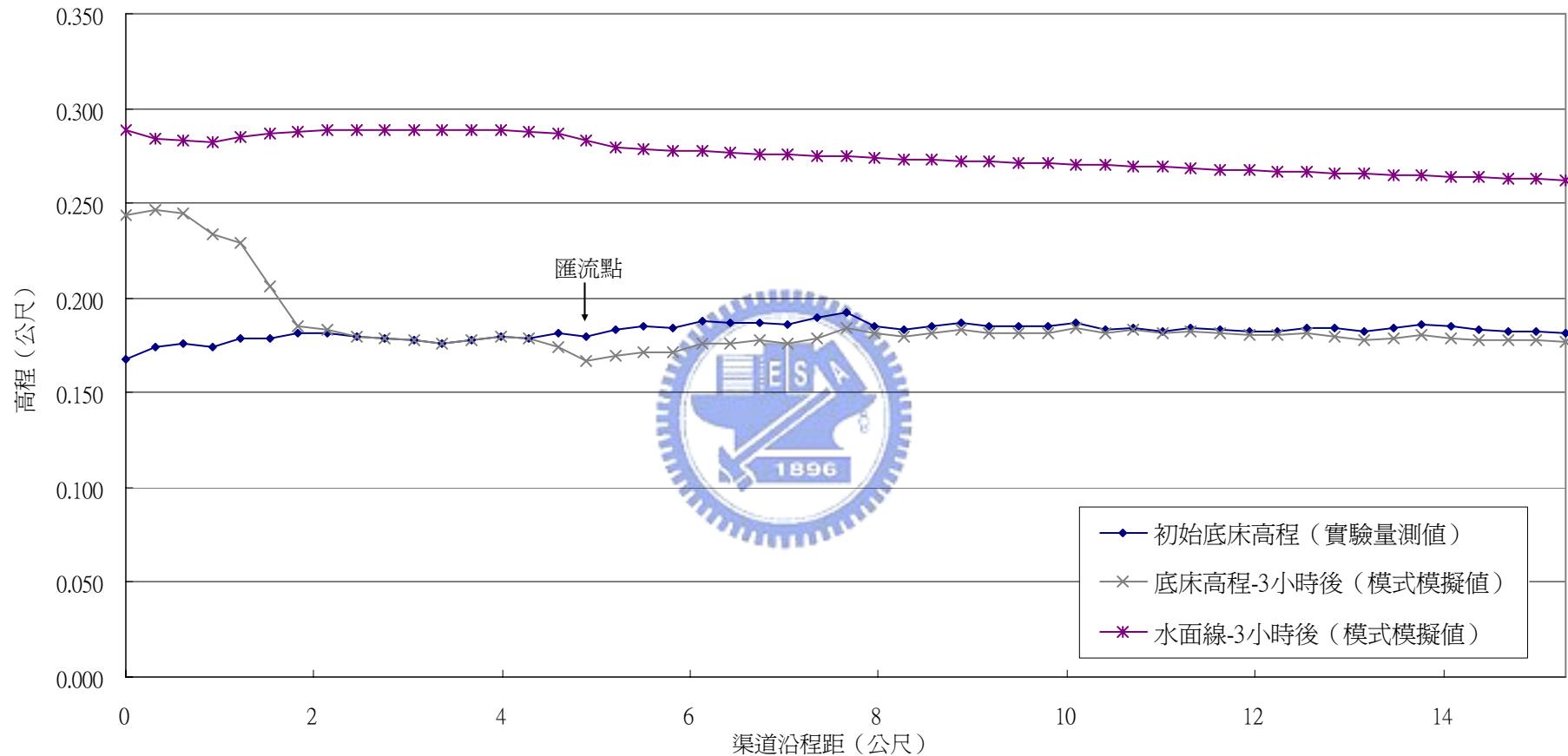


圖 4-42 Run25 淤積案例 (主支流渠道)

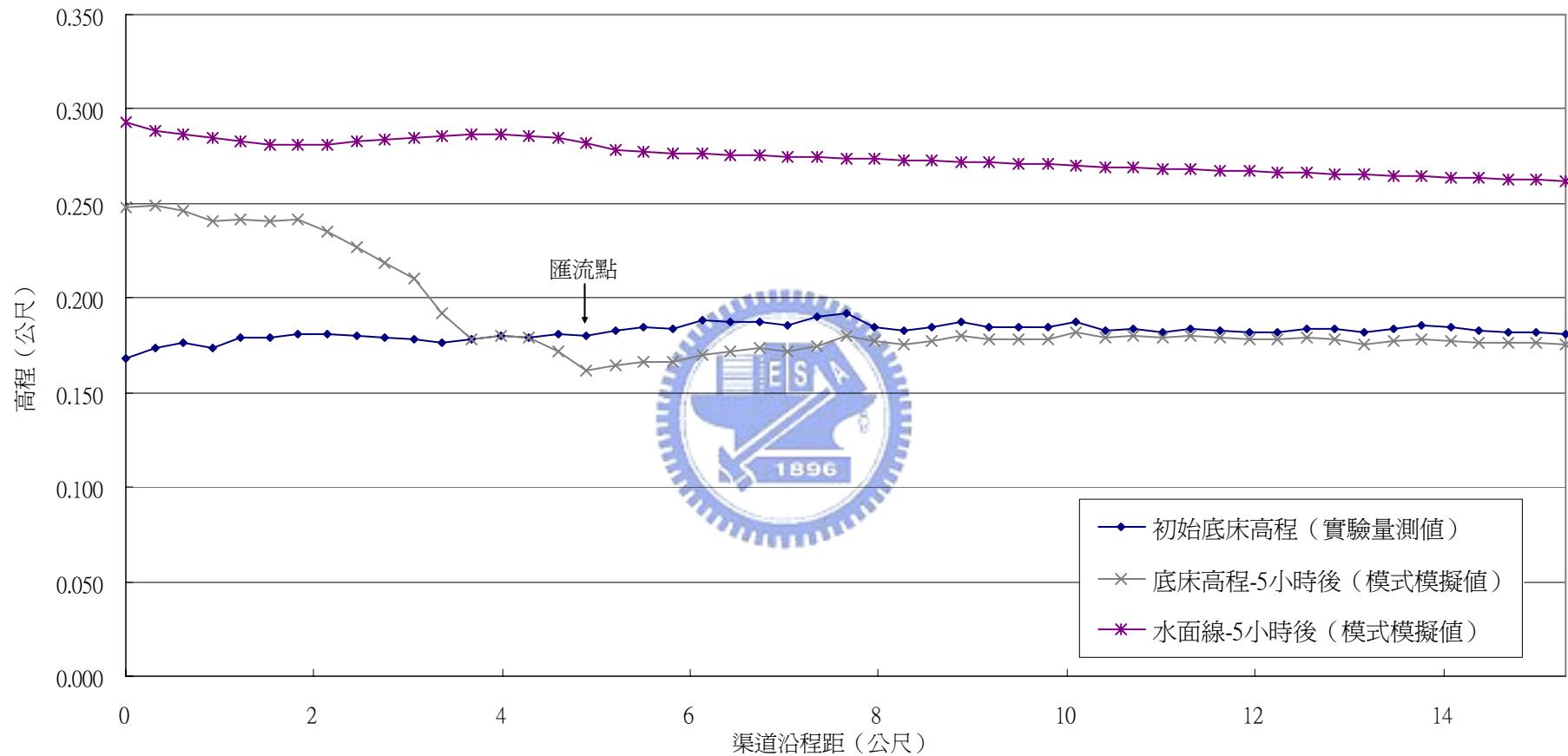


圖 4-43 Run25 淤積案例 (主支流渠道)

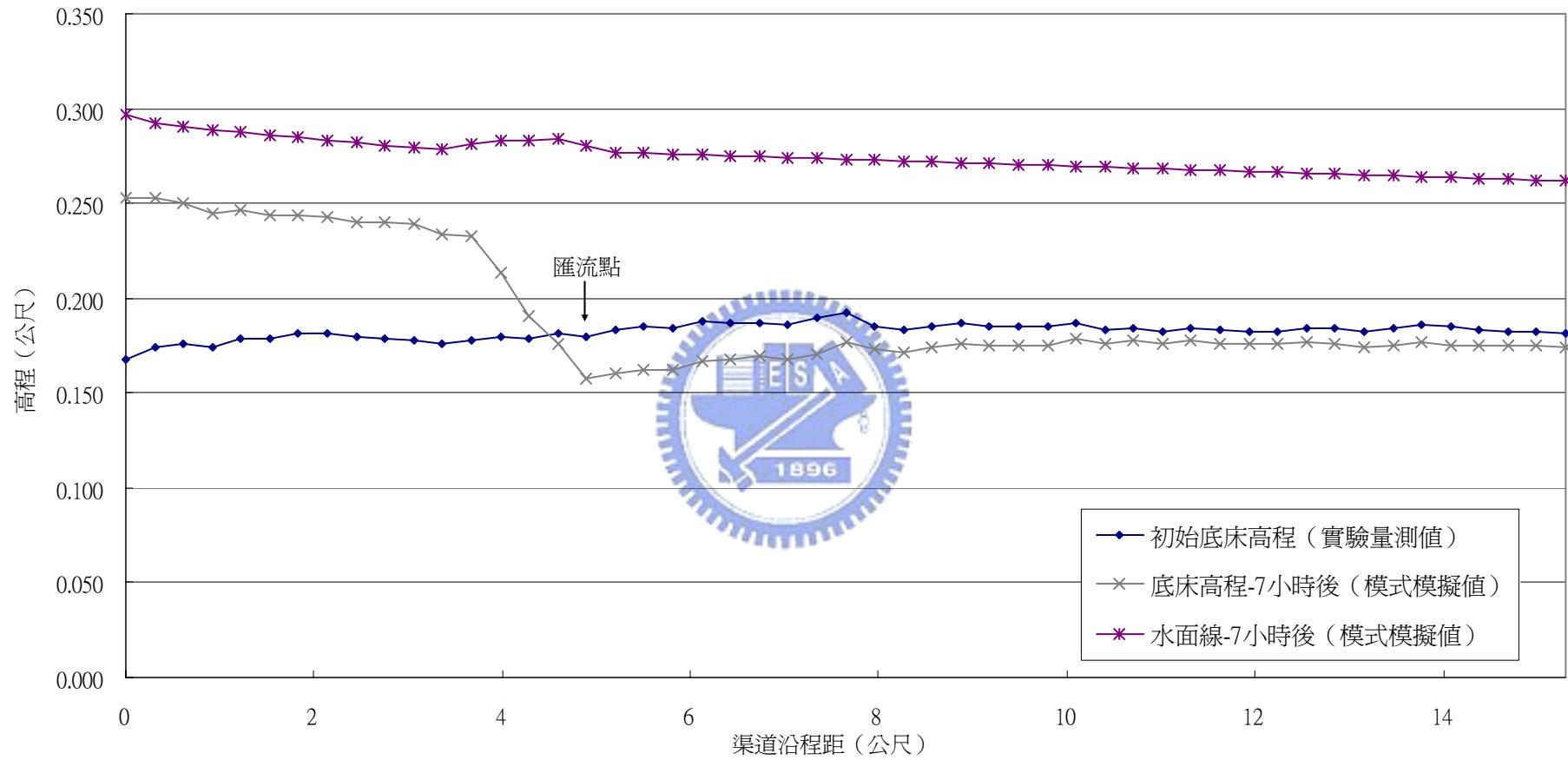


圖 4-44 Run25 淤積案例（主支流渠道）

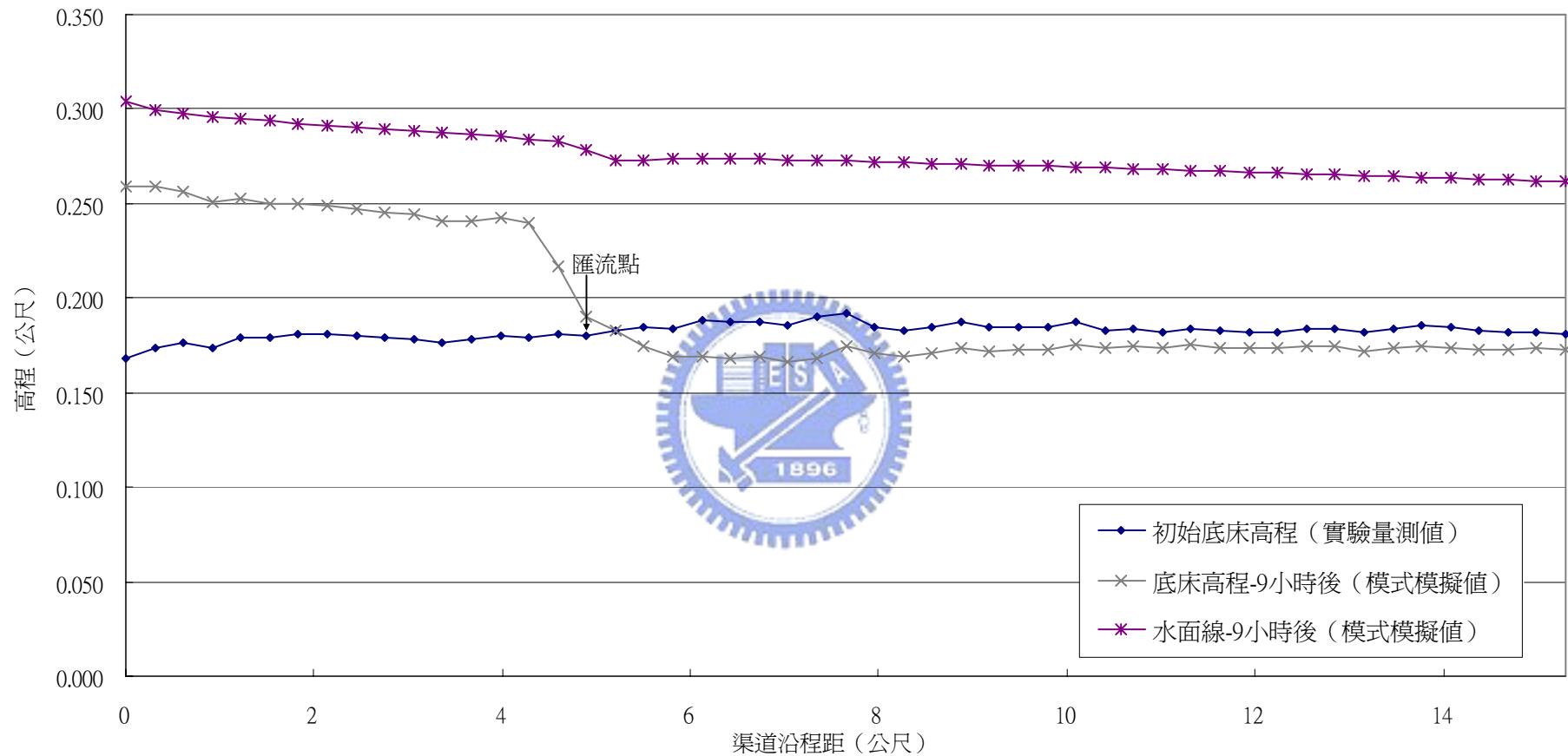


圖 4-45 Run25 淤積案例 (主支流渠道)

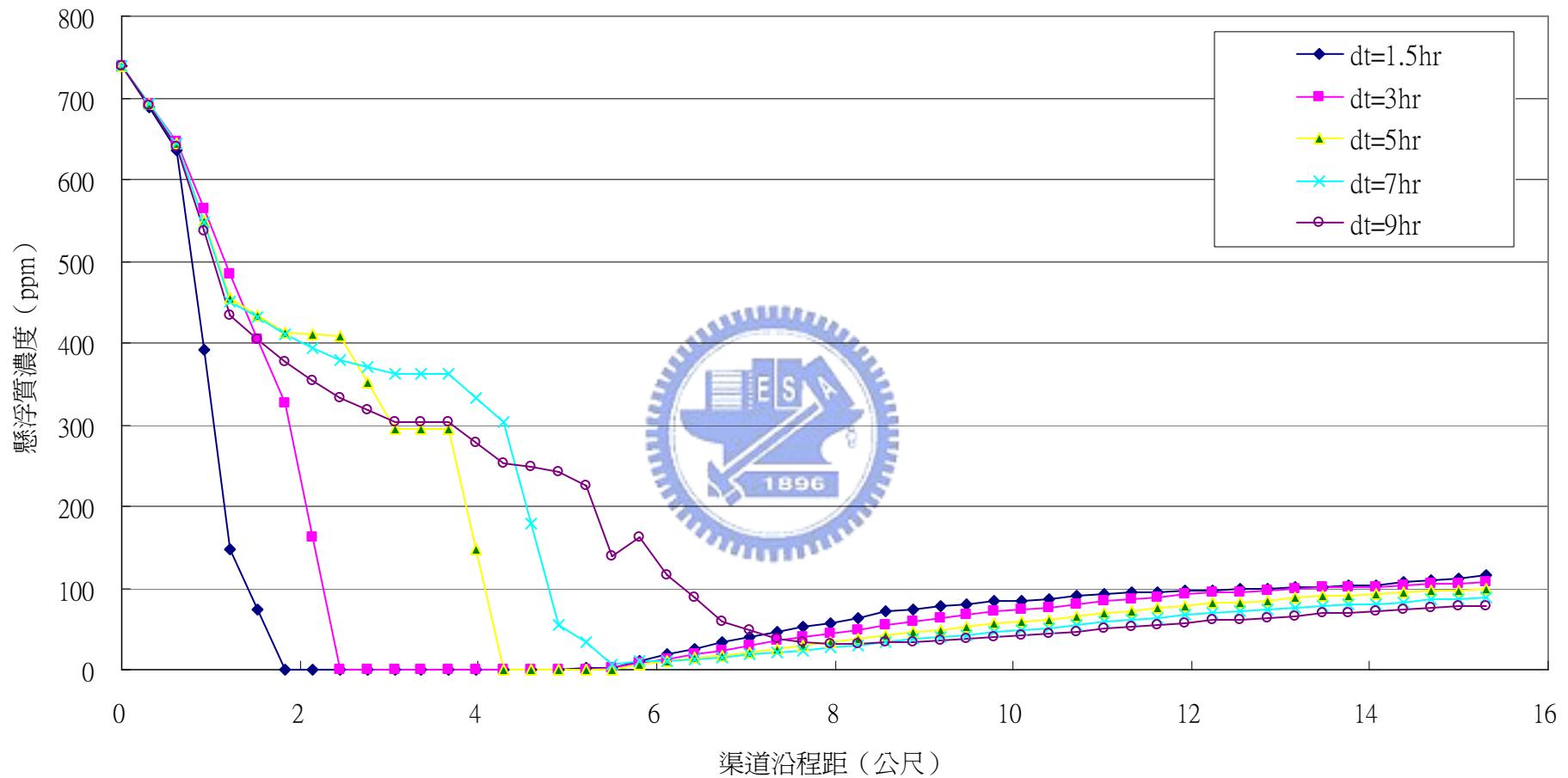


圖 4-46 Run25 懸浮質濃度沿程變化 (主支流渠道)

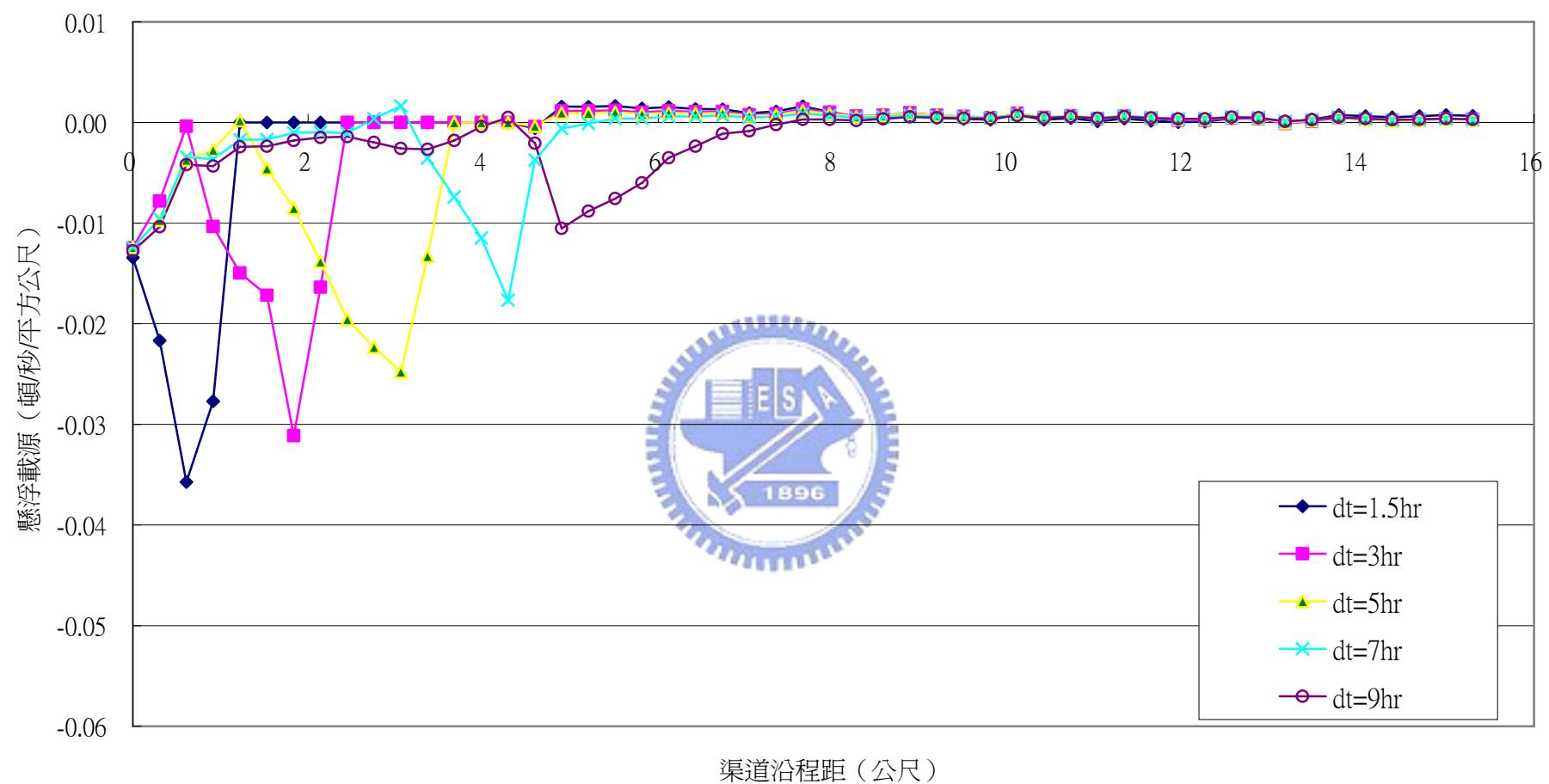


圖 4-47 Run25 懸浮載源沿程變化(主支流渠道)

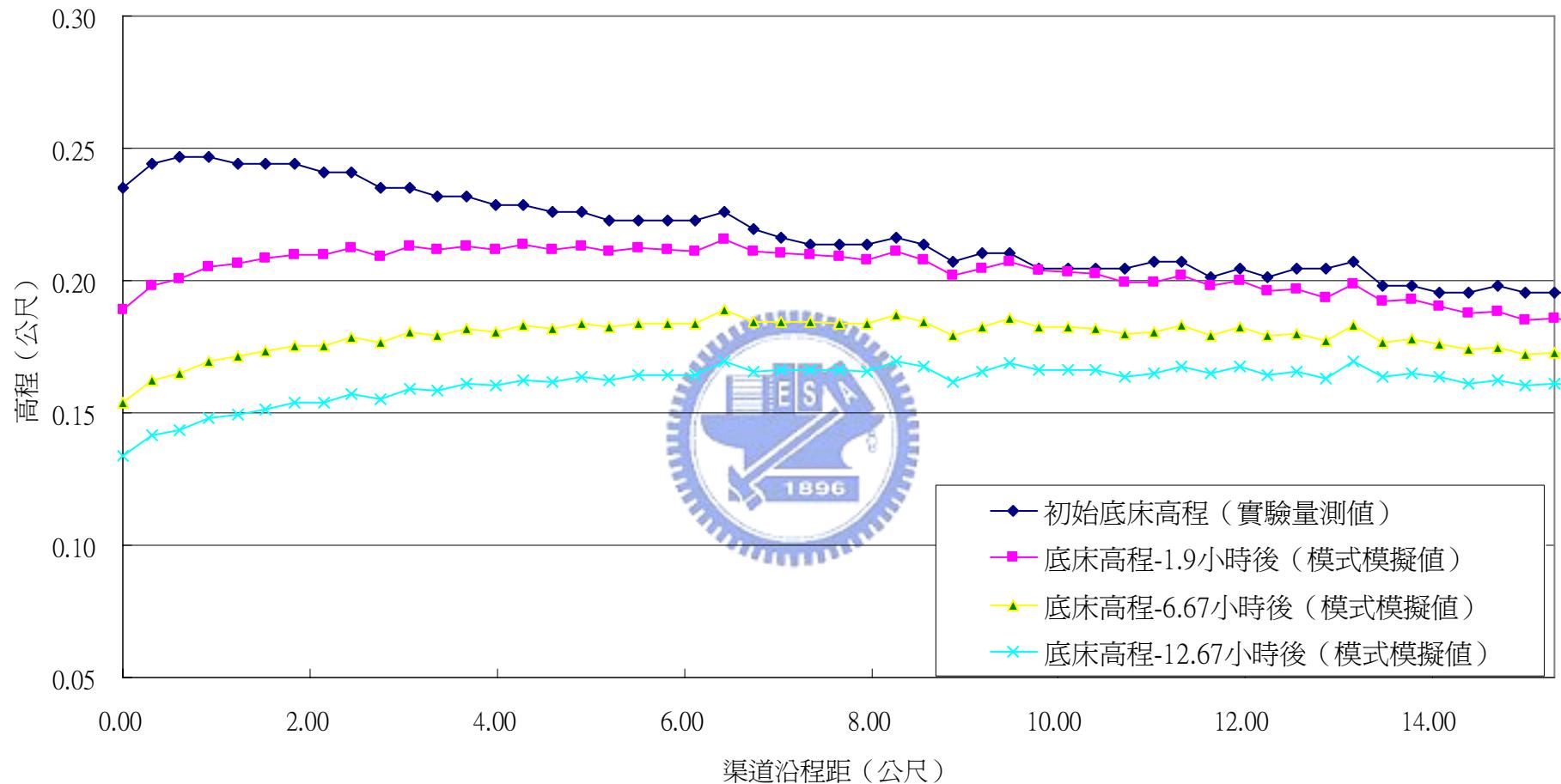


圖 4-48 Run14 沖刷案例 (單一渠道)

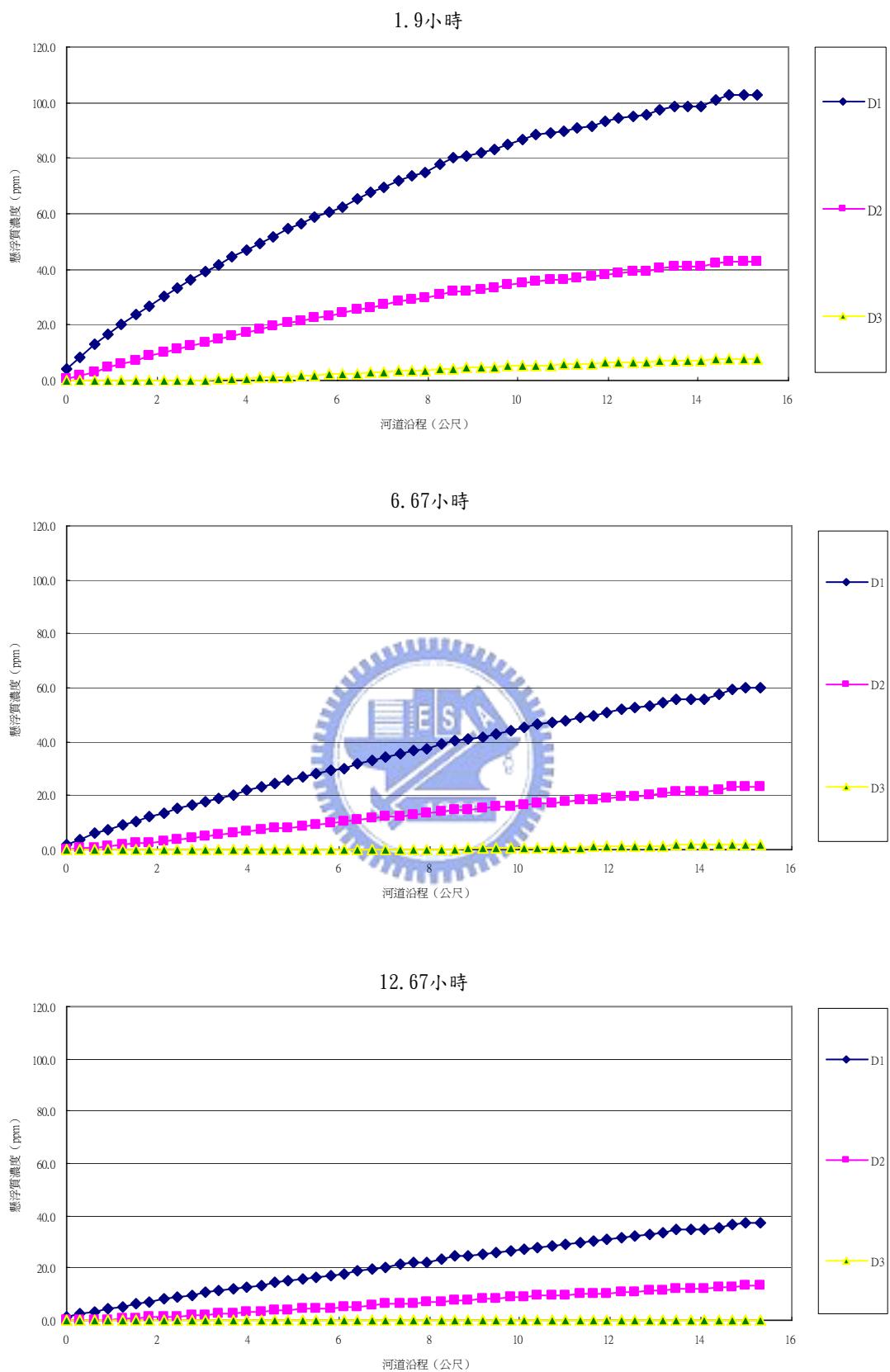


圖 4-49 Run14 懸浮質濃度沿程變化 (單一渠道)

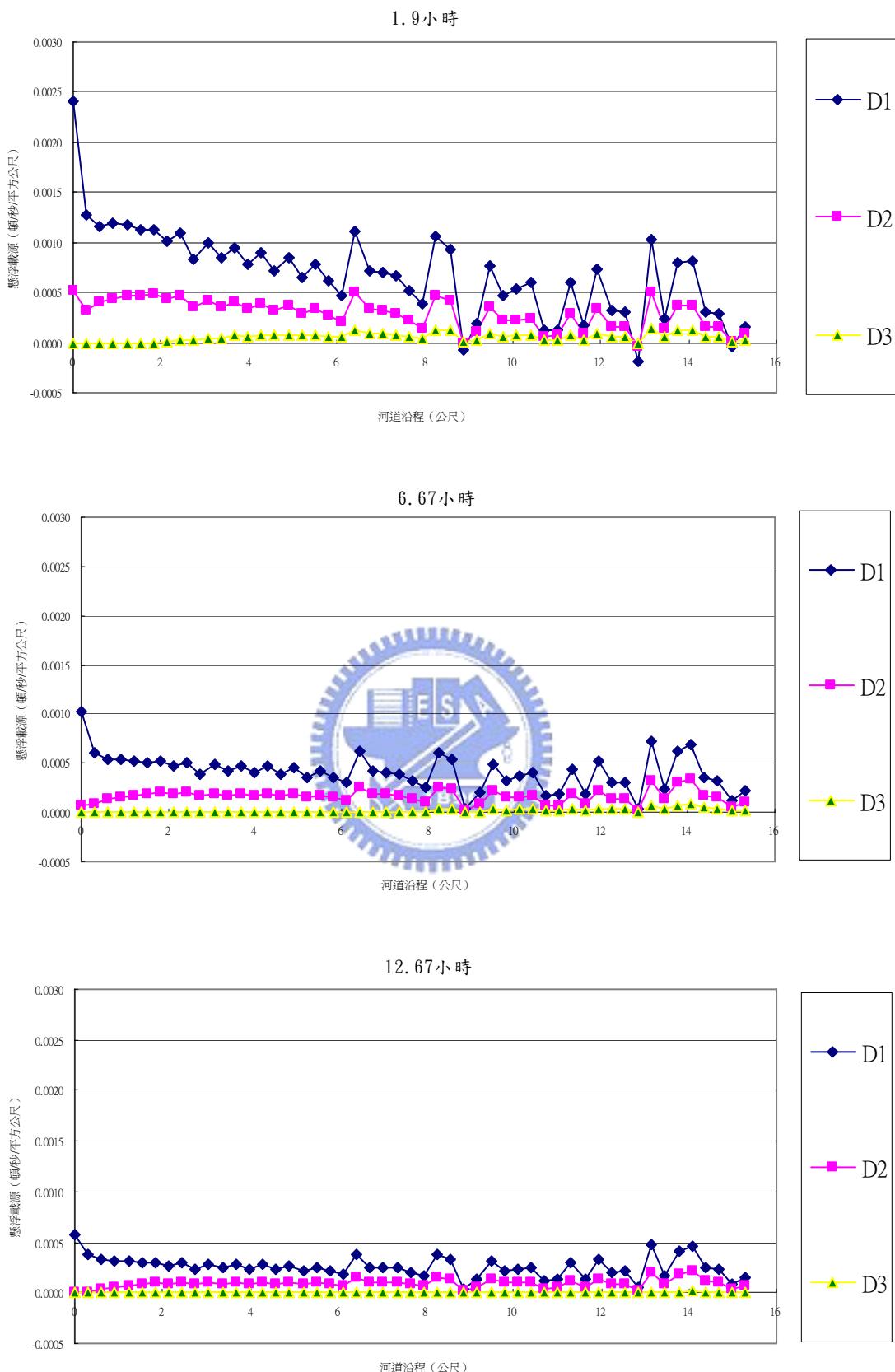


圖 4-50 Run14 懸浮載源沿程變化(單一渠道)

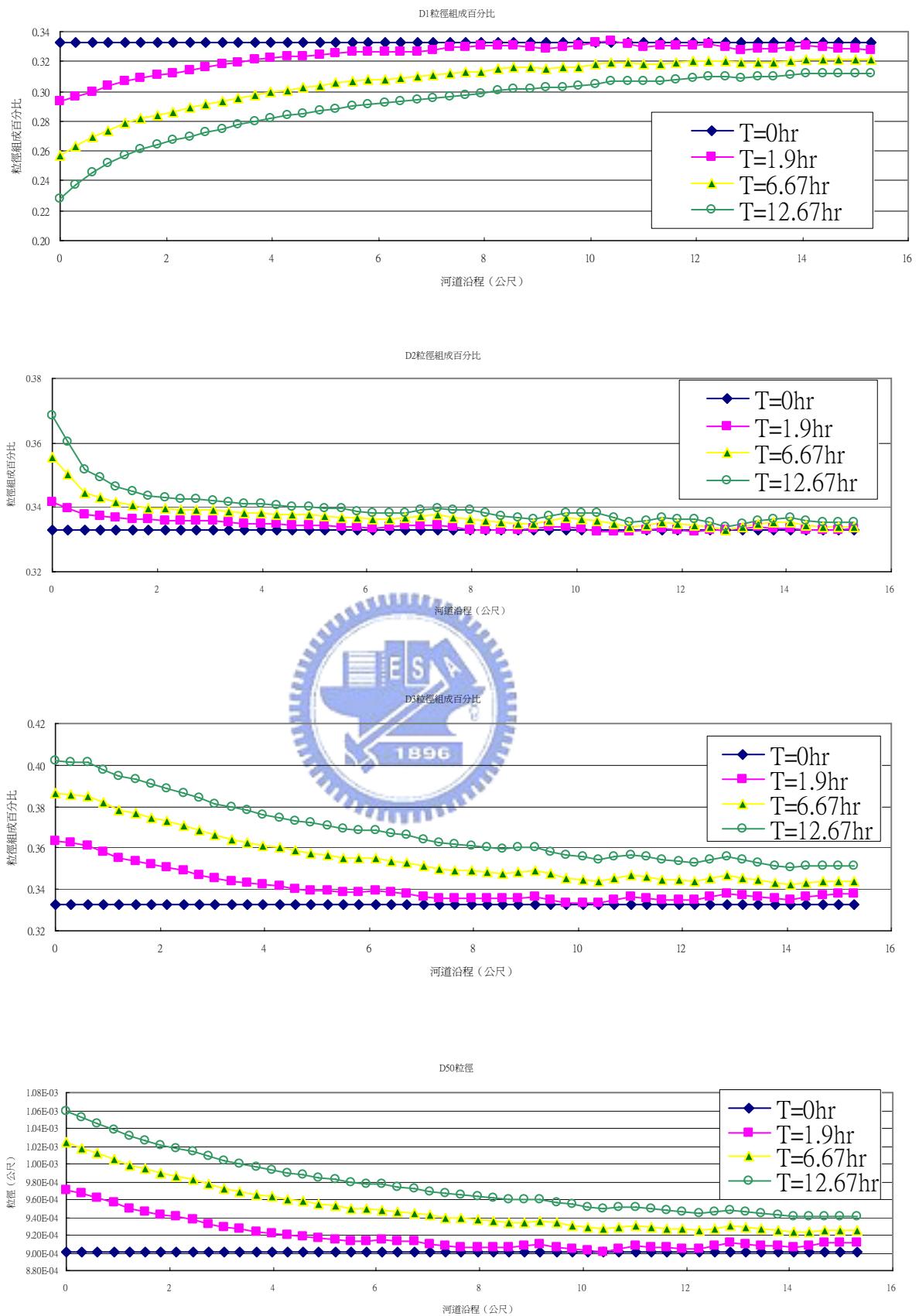


圖 4-51 Run14 粒徑組成百分比與中值粒徑剖面圖(單一渠道)

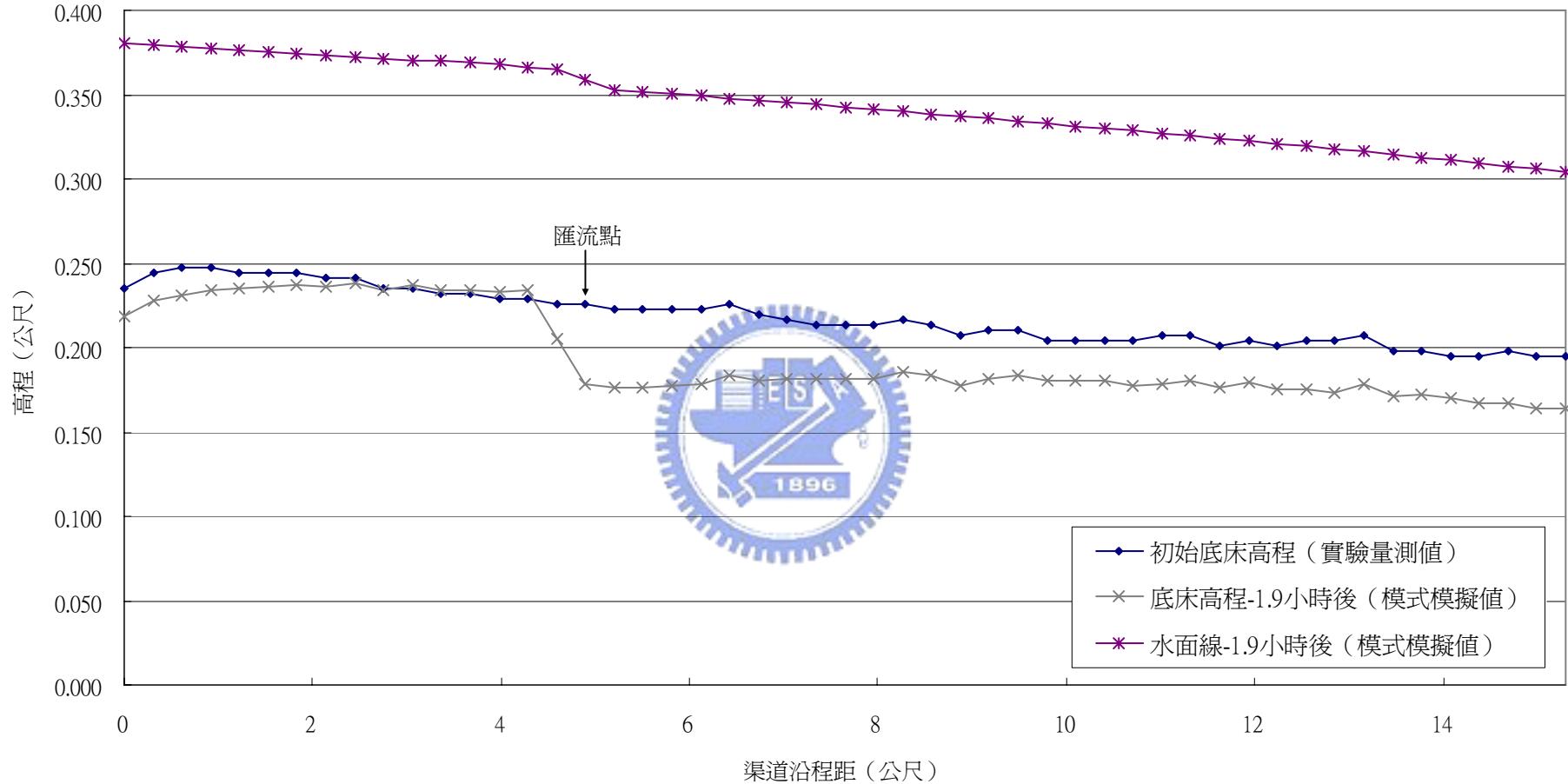


圖 4-52 Run14 沖刷案例 (主支流渠道)

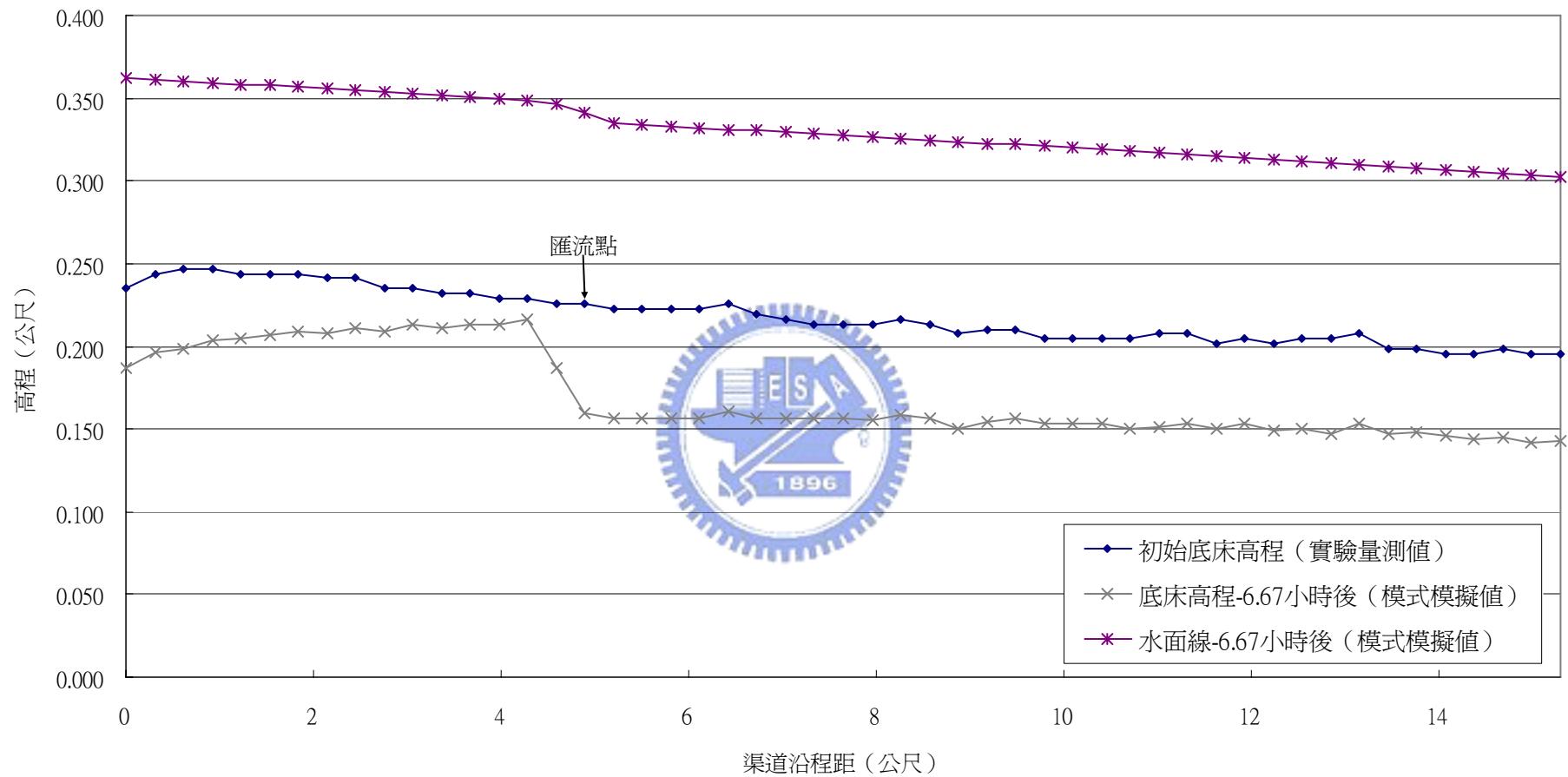


圖 4-53 Run14 沖刷案例 (主支流渠道)

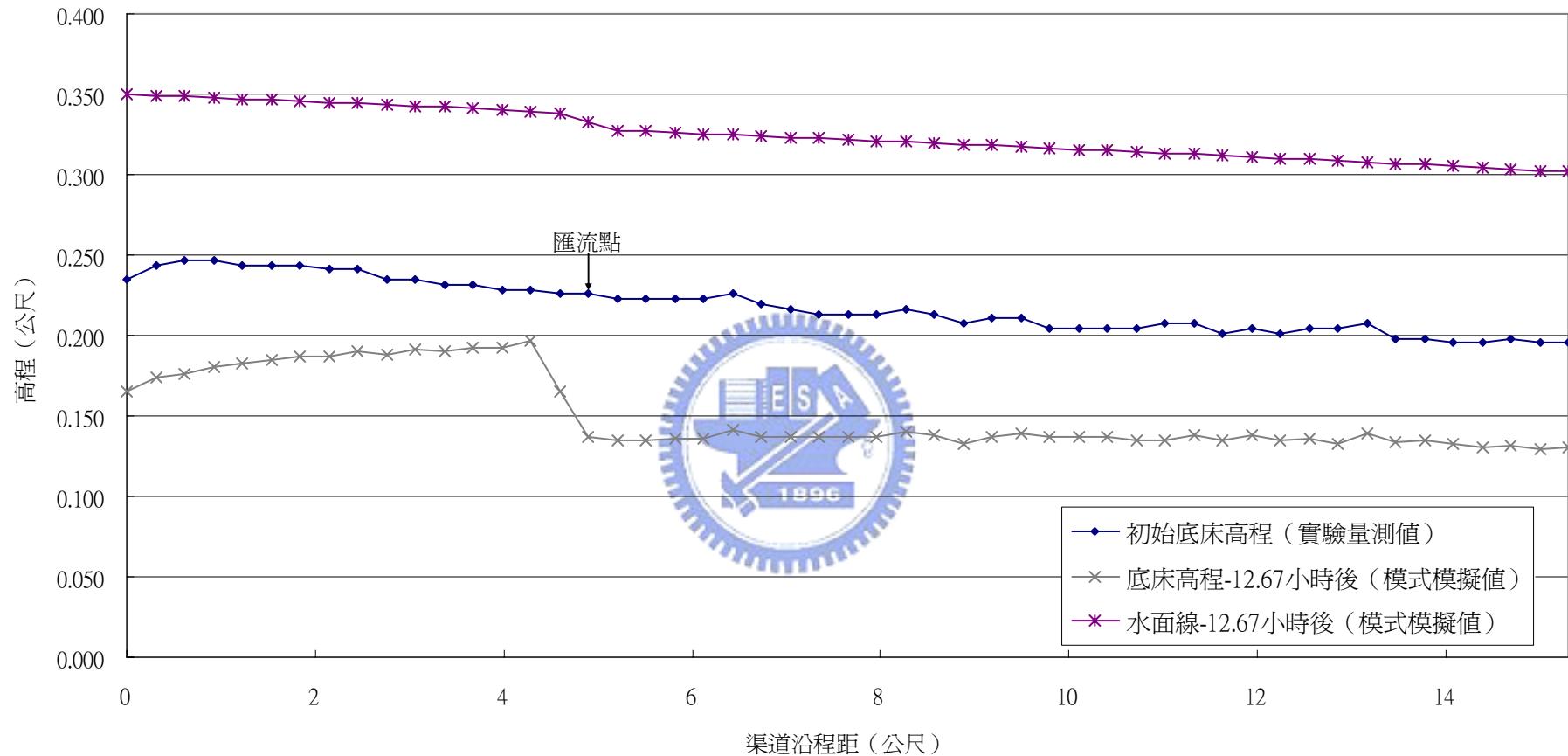


圖 4-54 Run14 沖刷案例 (主支流渠道)

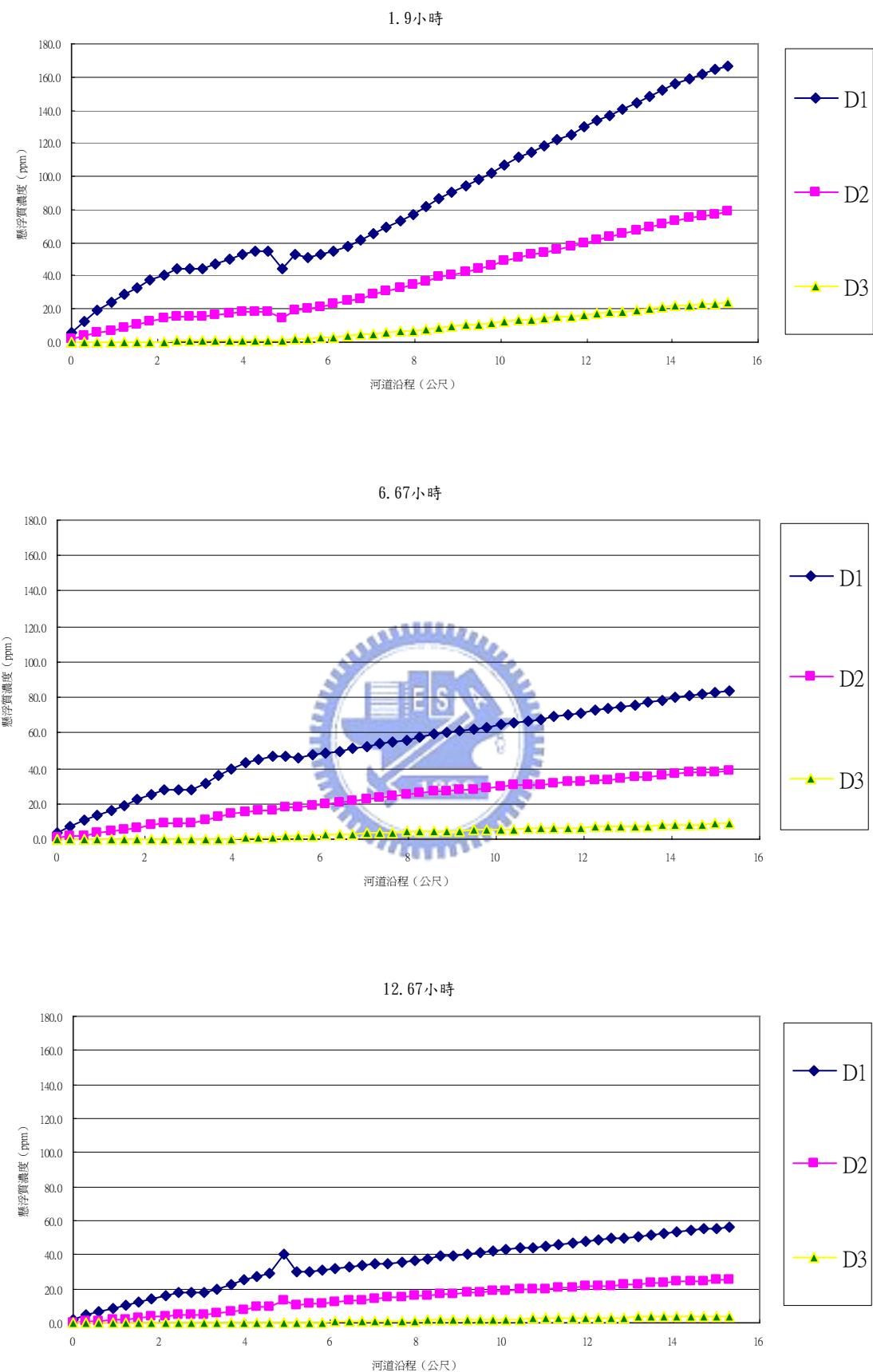


圖 4-55 Run14 懸浮質濃度沿程變化 (主支流渠道)

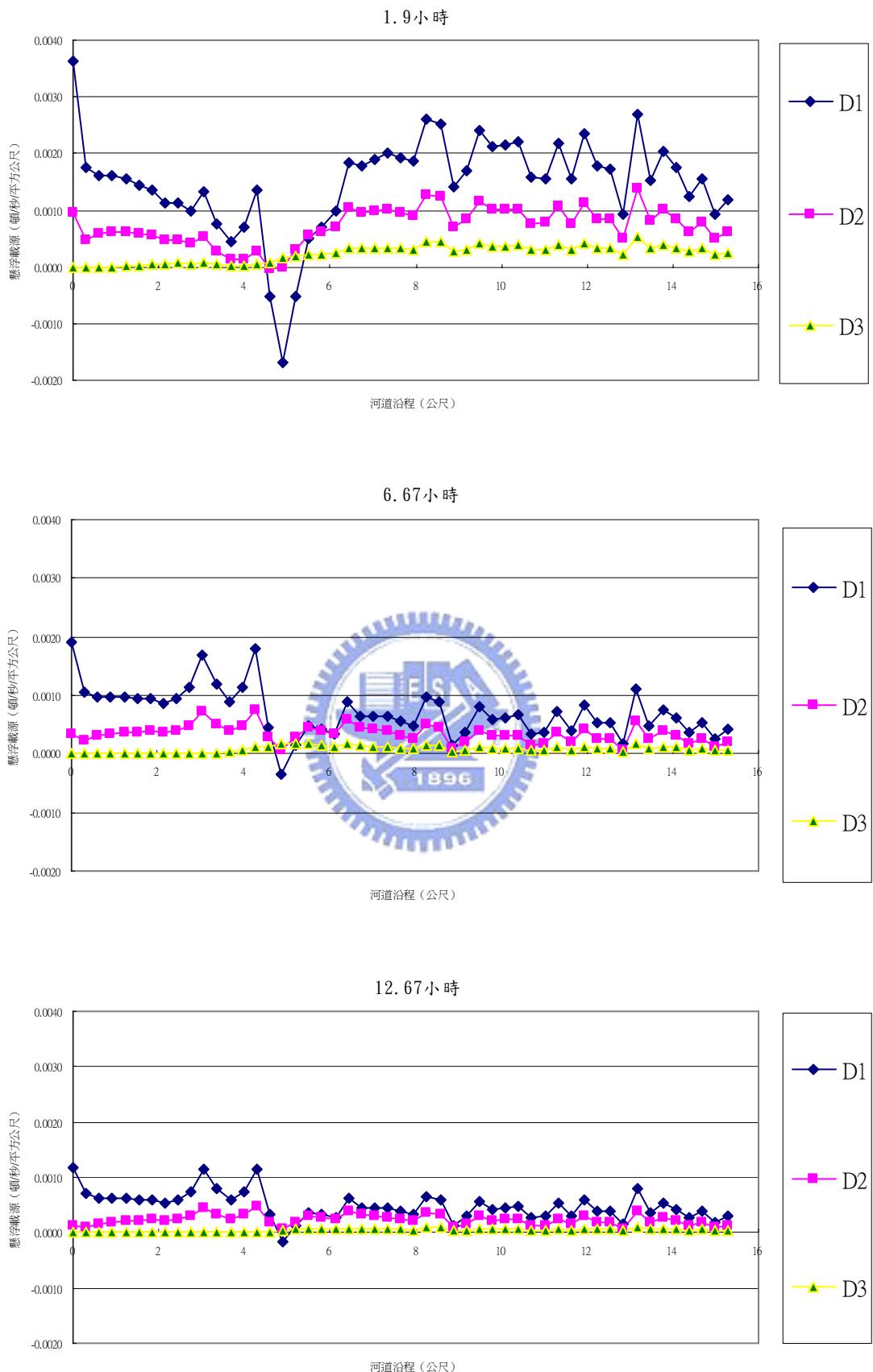


圖 4-56 Run14 懸浮載源沿程變化(主支流渠道)

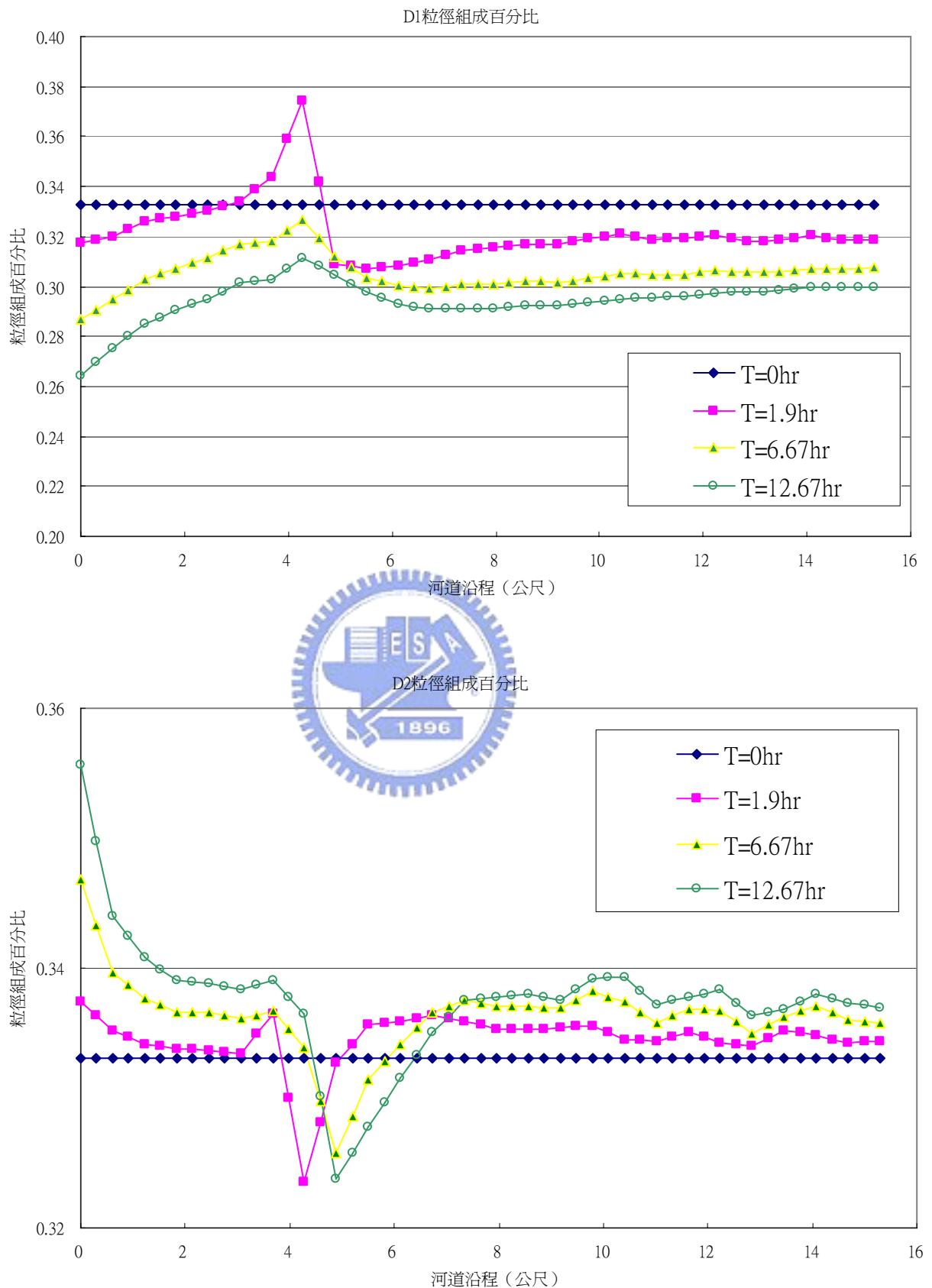
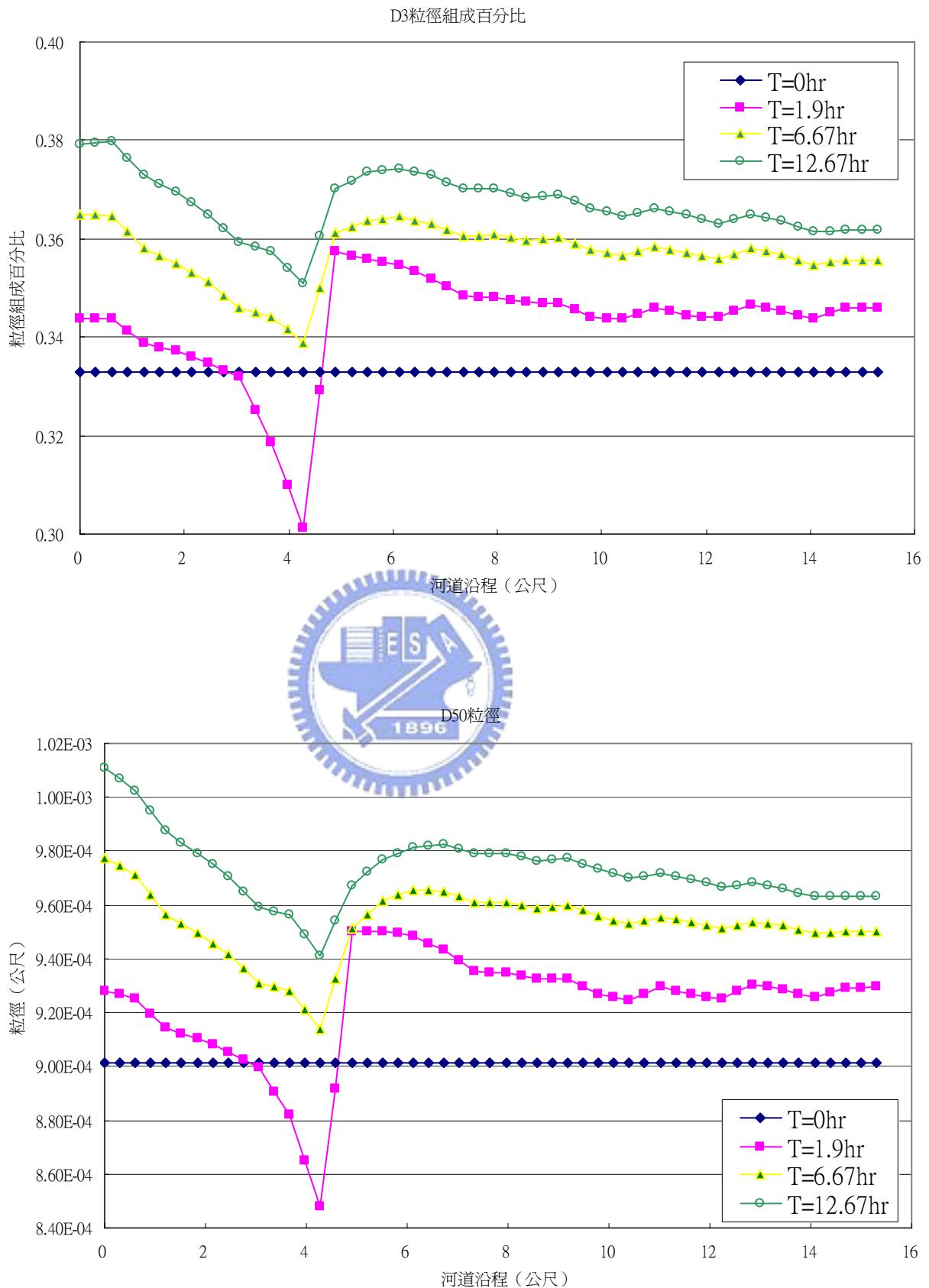


圖 4-57 Run14 粒徑組成百分比與中值粒徑剖面圖(主支流渠道)



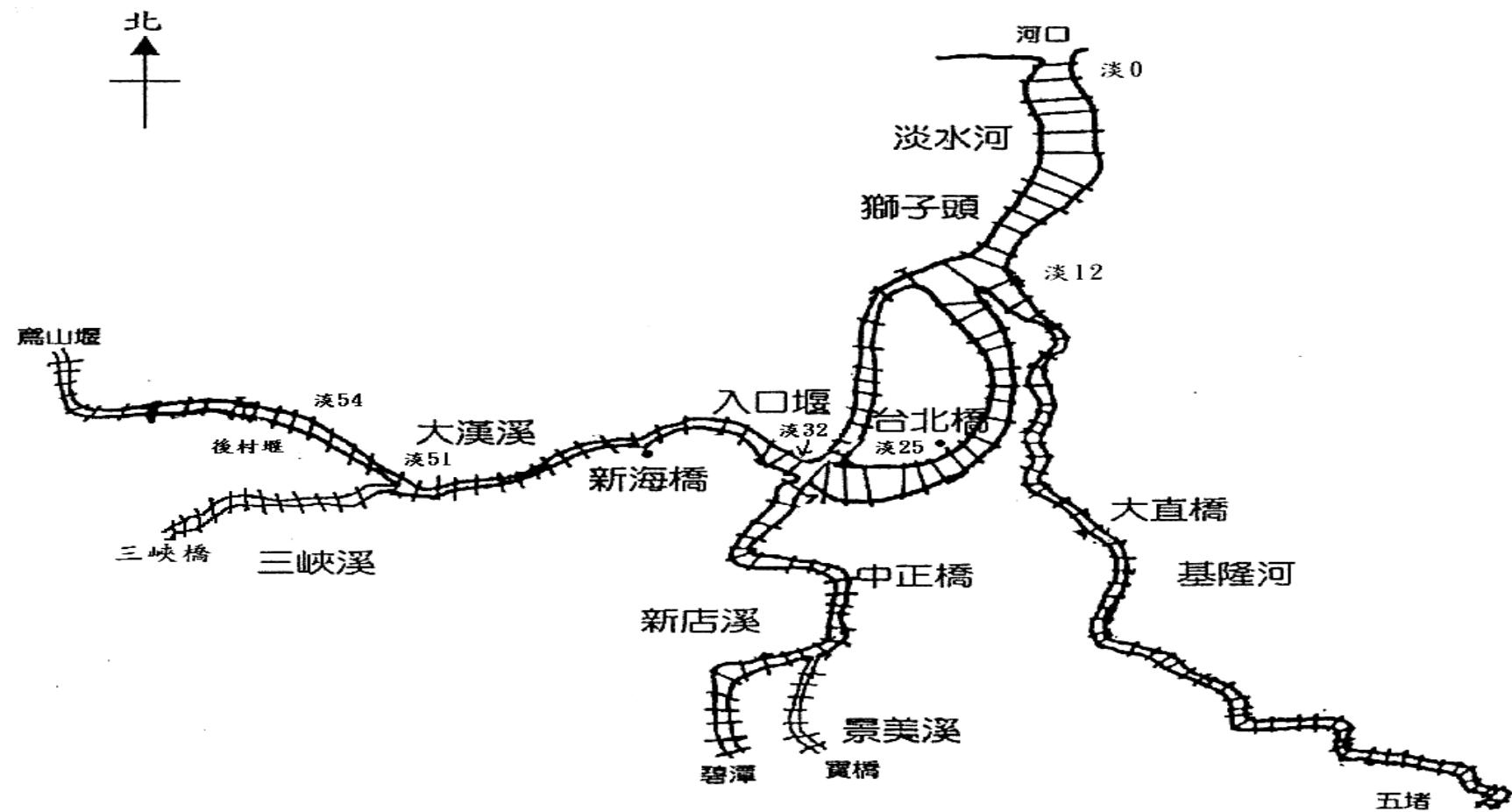


圖 4-58 模擬範圍之流域示意圖

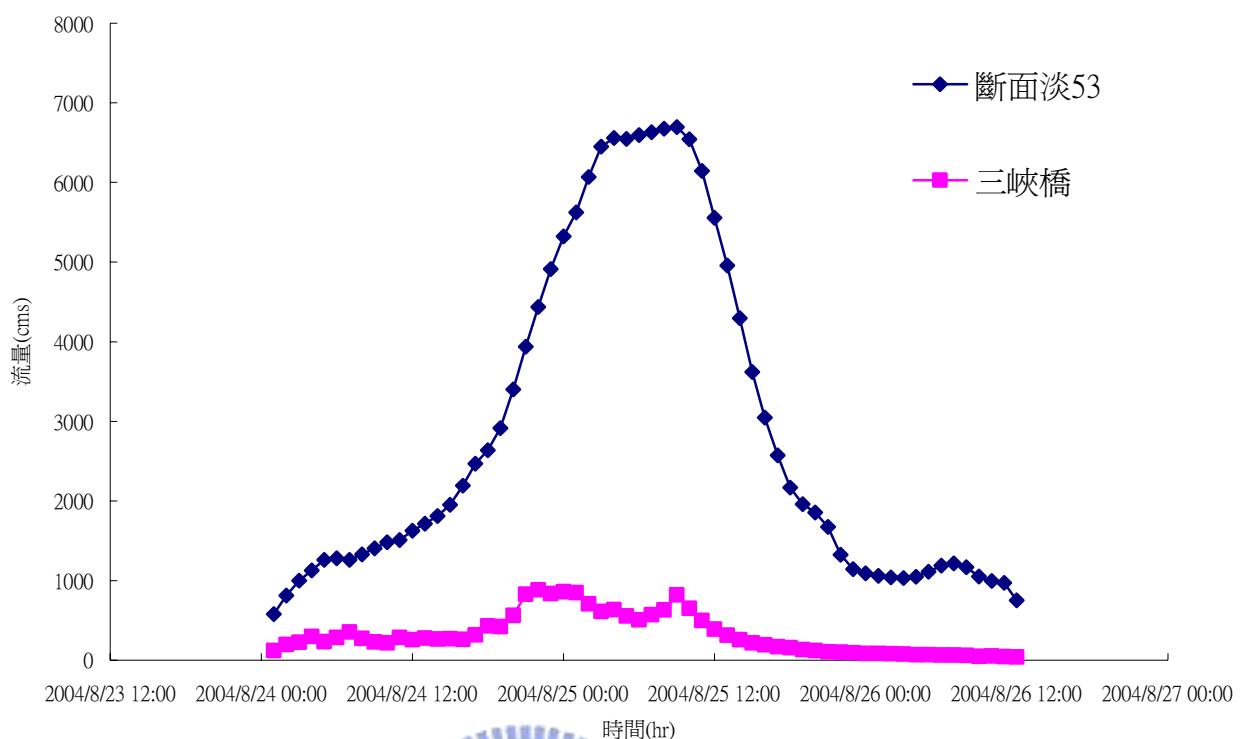


圖 4-59 艾莉颱洪上游流量歷線

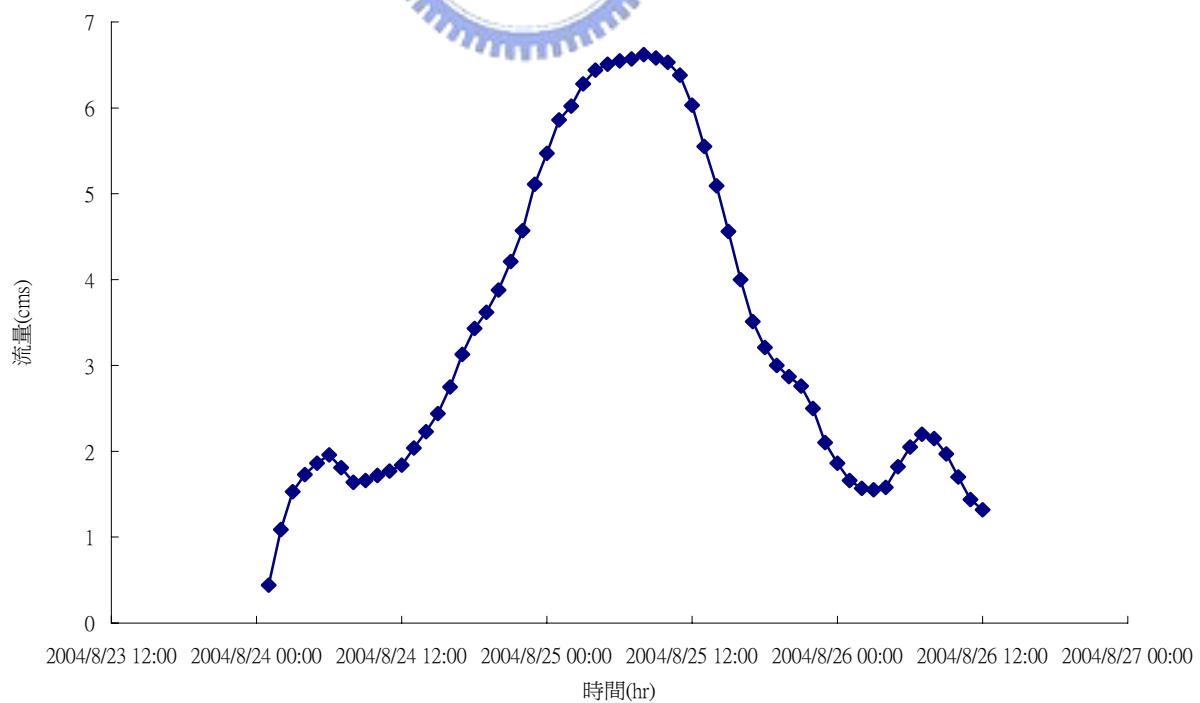


圖 4-60 艾莉颱洪下游水位歷線

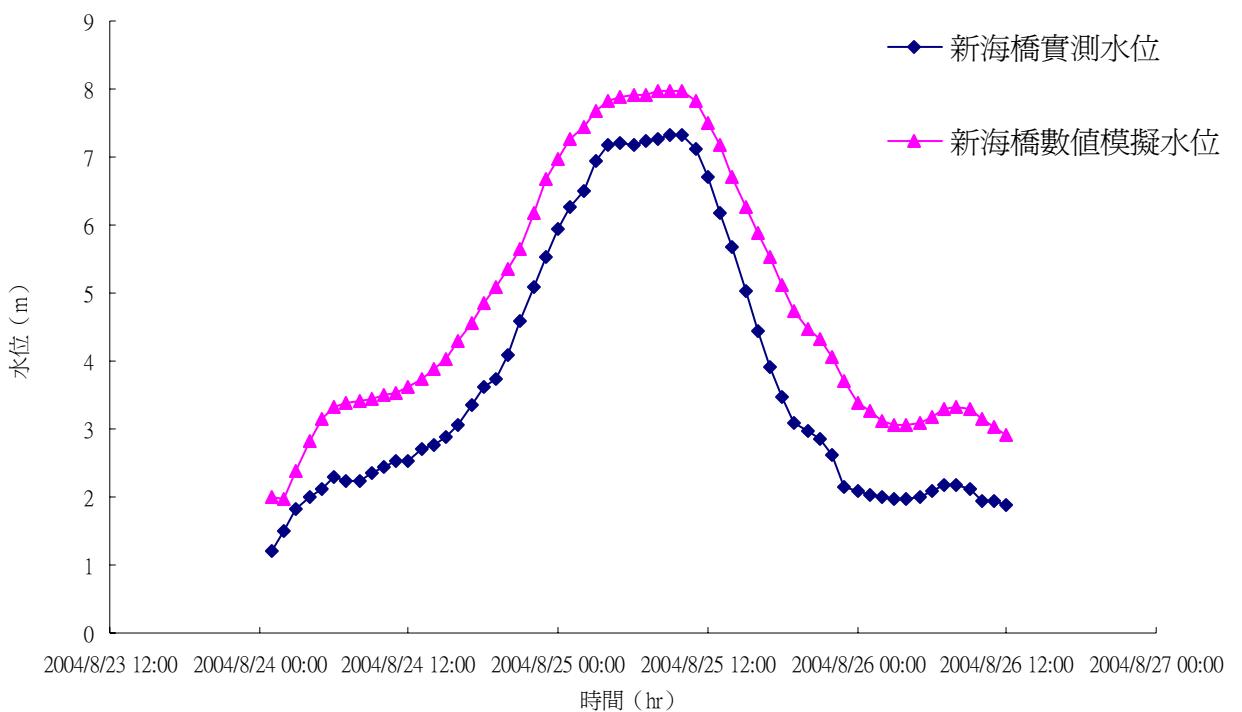


圖 4-61 艾莉颱洪新海橋水位歷線比較

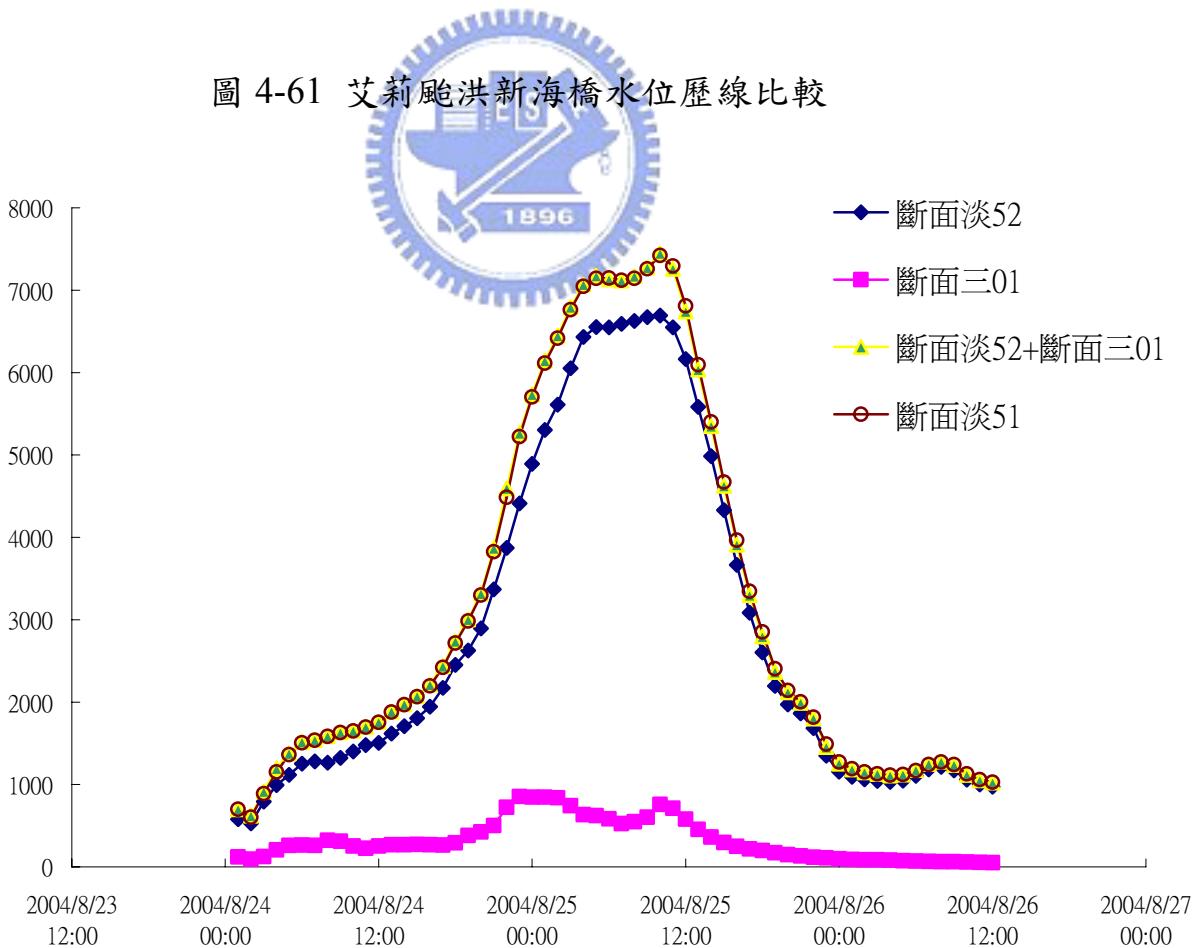


圖 4-62 艾莉颱洪斷面淡 52、斷面淡 51 及斷面三 01 之流量歷線

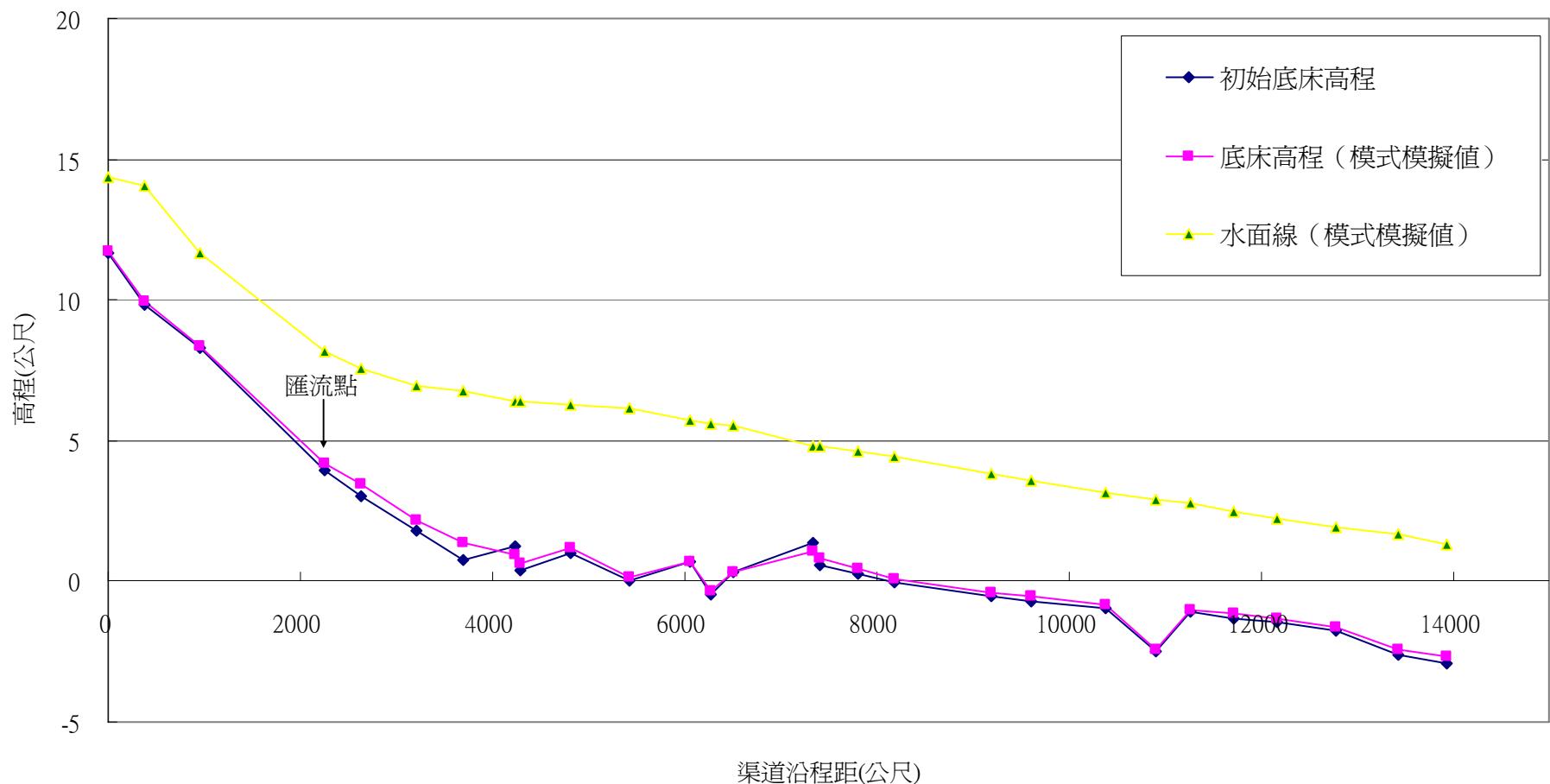


圖 4-63 艾莉颱洪大漢溪水位及底床高程沿程之變化

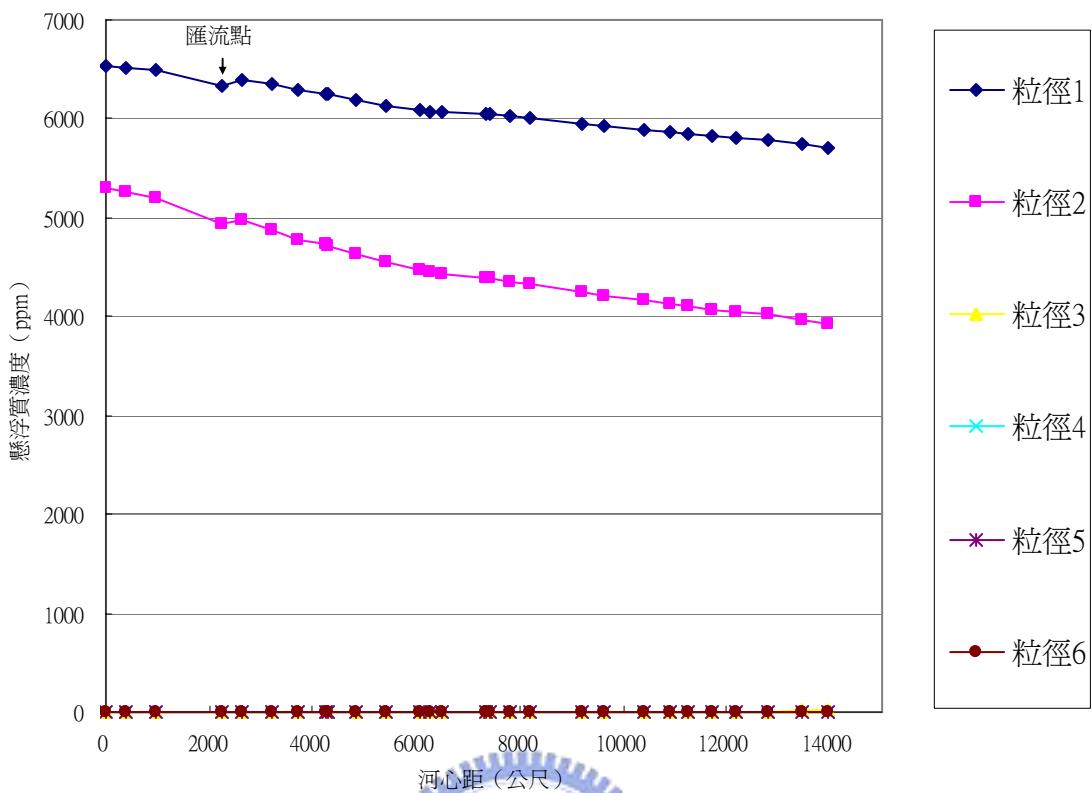


圖 4-64 艾莉颱洪大漢溪懸浮質濃度沿程變化

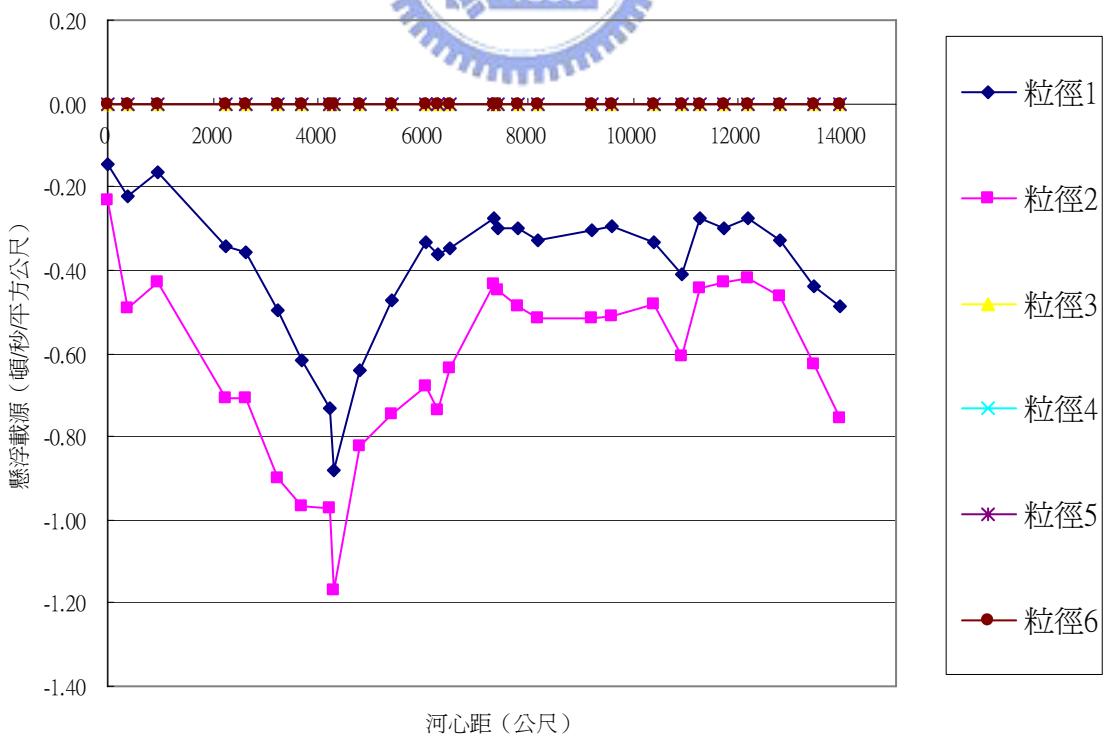


圖 4-65 艾莉颱洪大漢溪懸浮載源沿程變化

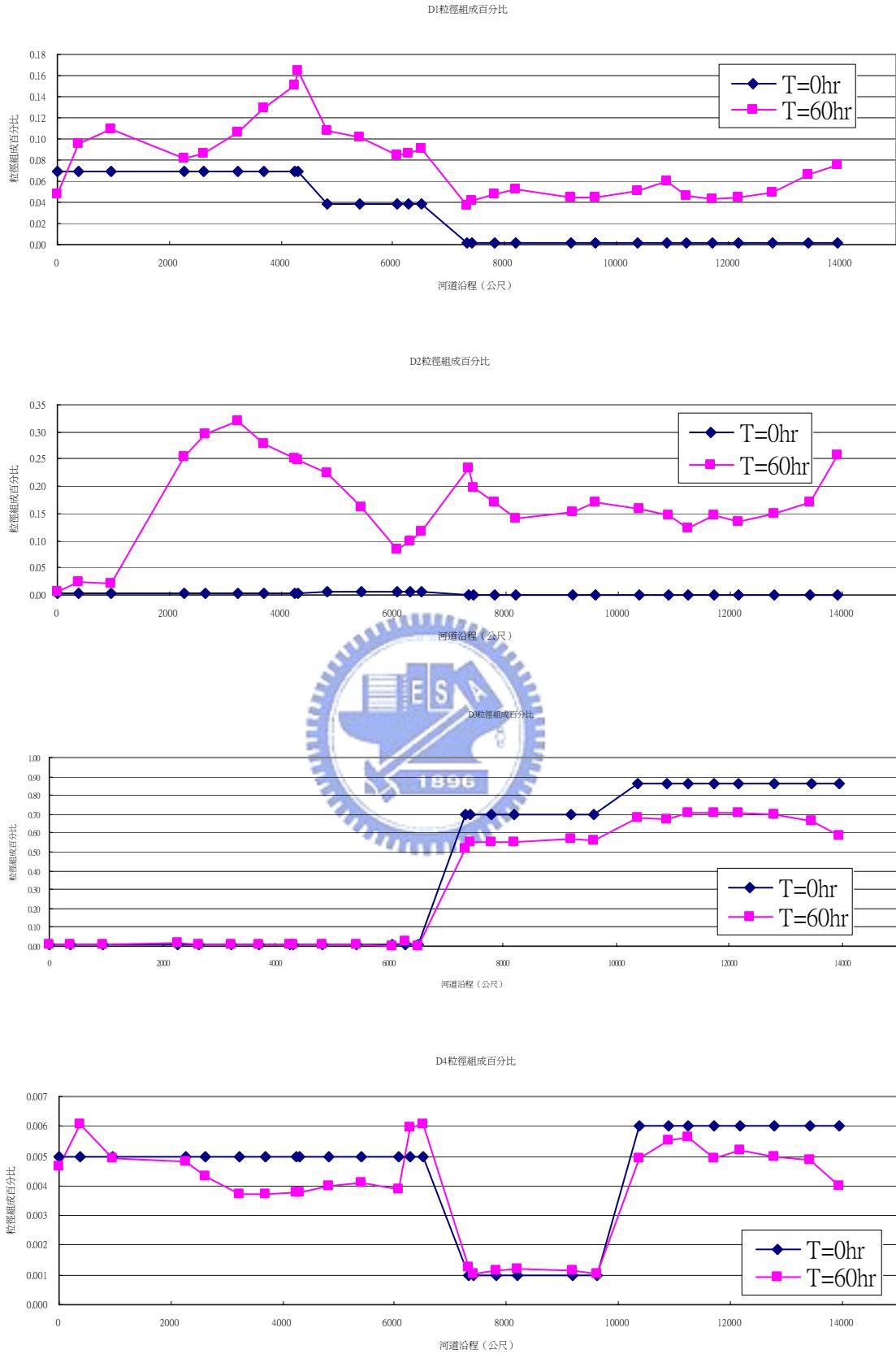


圖 4-66 艾莉颱洪大漢溪之粒徑組成百分比與中值粒徑剖面圖

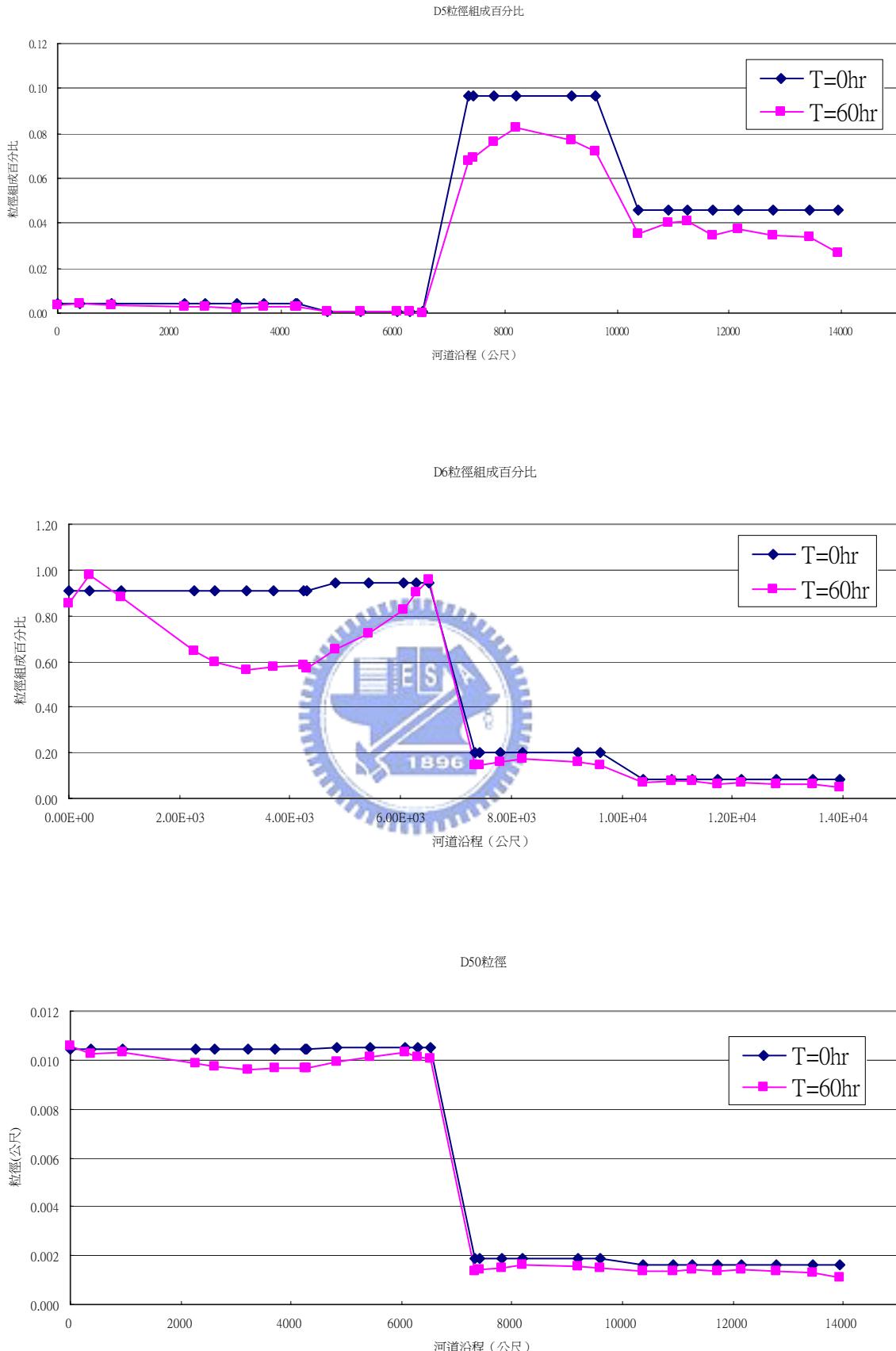


圖 4-66(續) 艾莉颱洪大漢溪之粒徑組成百分比與中值粒徑剖面圖

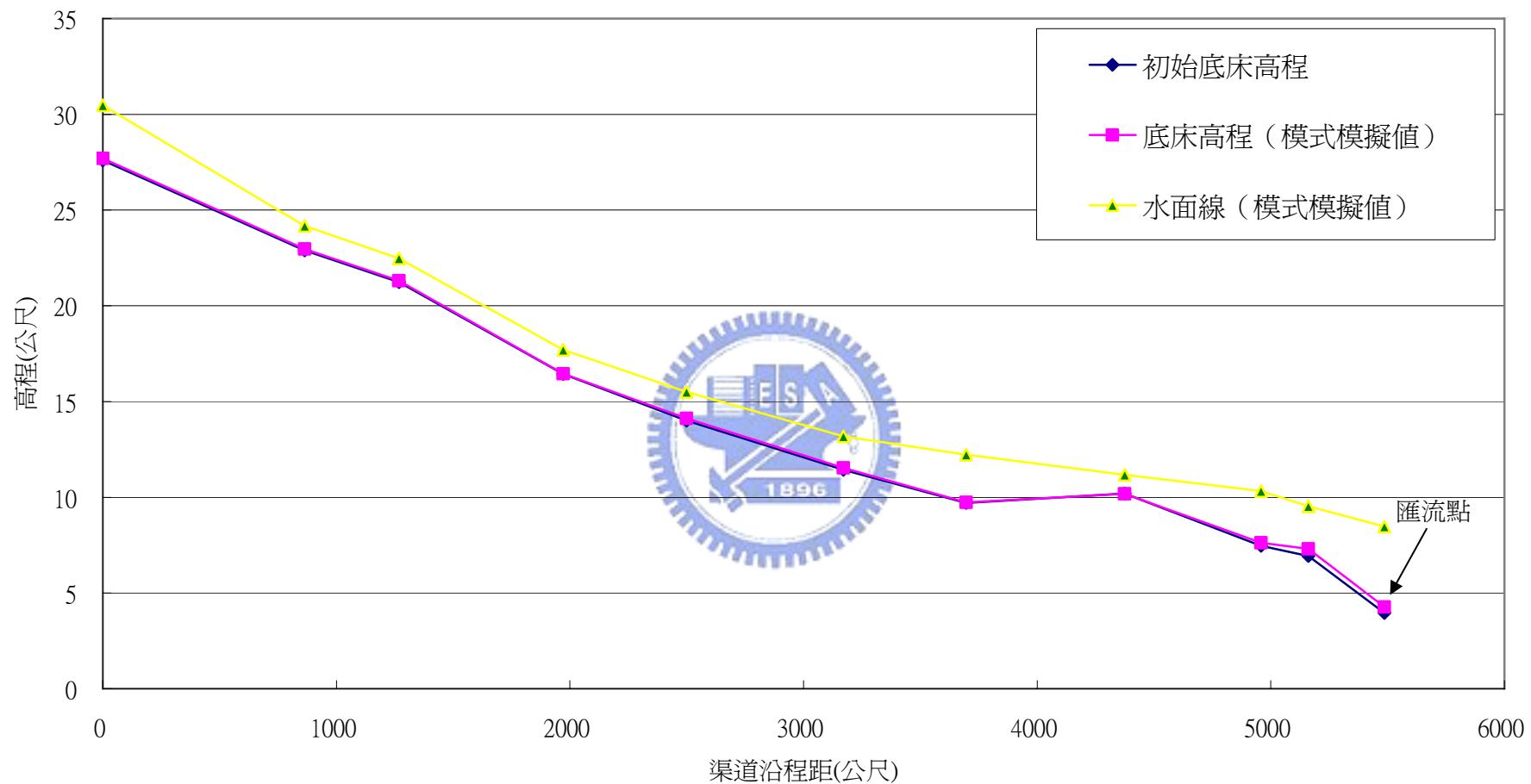


圖 4-67 艾莉颱洪三峽溪水位及底床高程沿程之變化

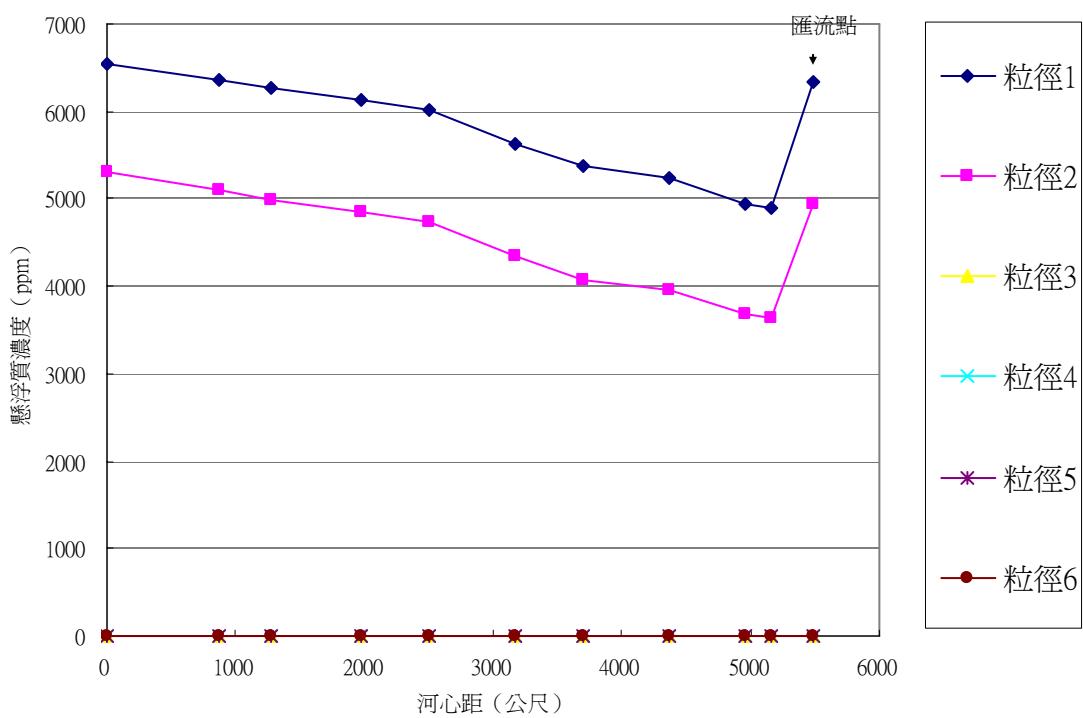


圖 4-68 艾莉颱洪三峽溪懸浮質濃度沿程變化



圖 4-69 艾莉颱洪三峽溪懸浮載源沿程變化

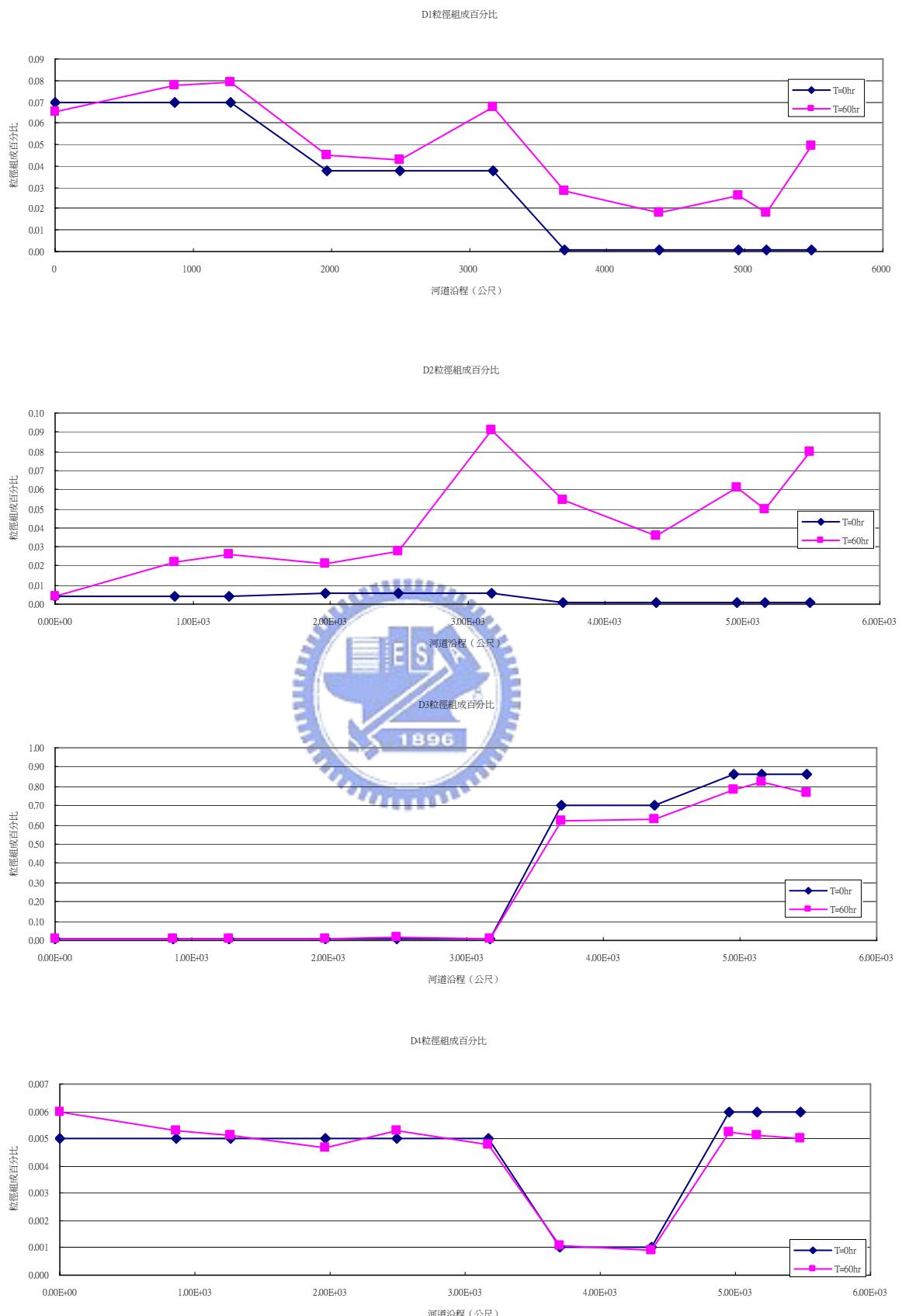


圖 4-70 艾莉颱洪三峽溪之粒徑組成百分比與中值粒徑剖面圖

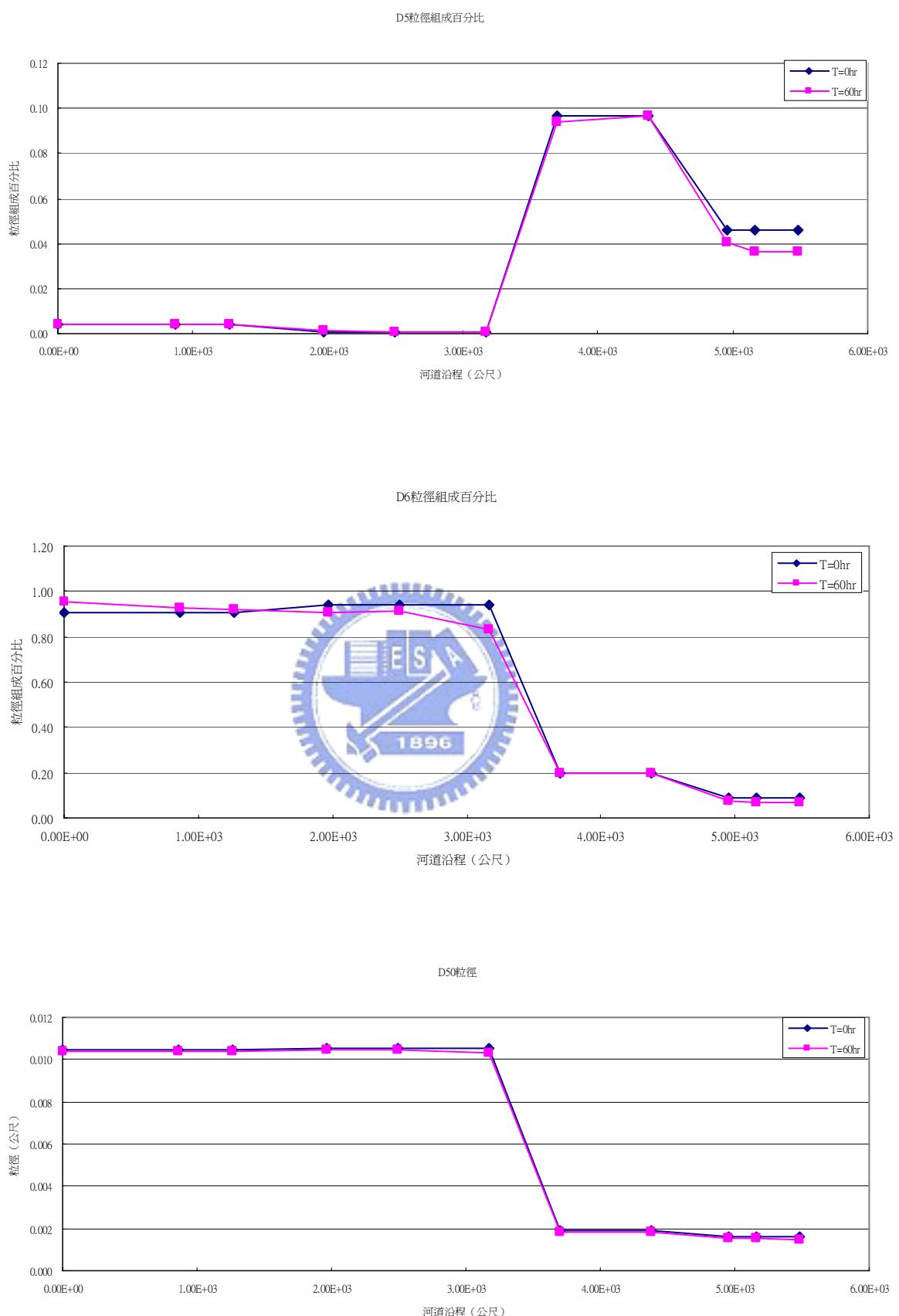


圖 4-70(續) 艾莉颱洪三峽溪之粒徑組成百分比與中值粒徑剖面圖