

# 國立交通大學

土木工程學系

碩士論文

二維彎道動床模式之發展研究

Development of A 2-D Depth-Averaged Mobile-Bed Model  
for Channel Bends

研究生：張益家

指導教授：楊錦釗 教授

謝德勇 博士

中華民國九十四年七月

二維彎道動床模式之發展研究

Development of A 2-D Depth-Averaged Mobile-Bed Model  
for Channel Bends

研究生：張益家  
指導教授：楊錦釗  
謝德勇

Student: Yi-Jia Chang  
Advisor: Jinn-Chuang Yang  
Te-Yung Hsieh

國立交通大學  
土木工程研究所  
碩士論文



A Thesis Submitted to Civil Engineering  
College of Engineering  
Nation Chiao Tung University  
in Partial Fulfillment of the Requirements  
for the Degree of Master  
in  
Civil Engineering  
July 2005  
Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國九十四年七月

## 誌 謝

承蒙吾師楊教授錦釗及謝博士德勇於論文研究期間之悉心指導、諄諄教誨，得以使此研究順利完成。在學期間，得吾師、葉教授克家與許博士勝田於課業上之傳授和為人處事之啟發，讓學生在兩年交大生活獲益匪淺。

於論文審定期間，感謝口試委員台大生工所許教授銘熙、美國休士頓大學土木與環境工程系王教授克漢及台大水工所賴博士進松之細心匡正、會賜卓見，使本論文更臻完善。

此外，感謝實驗室東霖學長、夢祺學長、恩添學長、祥禎學長、胤隆學長、世偉學長及曉萍學姊於課業和生活上之指導，亦感謝同學弘恩、俊毅、峰志、于軒及璨仲於此兩年裡陪伴我一同成長努力，及學弟妹欣瑜、浩榮、仲達、宣汝、力瑋等之陪伴。

另外感謝好友哲一及嘉俊不斷予我鼓勵和經驗分享；而交大登山社所有伙伴於這兩年裡與和我一同享受徜徉在山林的懷抱中，體驗最真實的生命，於此特別提出致意。

最後感謝我生活在彰化田中的爸媽、大哥、大嫂、姊姊、姪女汶琳及姪子廷瑋，你們是我努力成長的最大支柱，由衷感謝你們長久以來的包容和關心，讓我在求學的路上無後顧之憂，謹以學位論文與你們分享我成長的喜悅，感恩之心無以言喻。

# 二維彎道動床模式之發展研究

學生：張益家

指導教授：楊錦釗  
謝德勇

國立交通大學土木工程研究所

## 摘 要

本研究旨在發展一水深平均水平二維之彎道動床模式。模式在發展過程中，通盤考量二次流之效應，水理演算不忽略延散剪應力項；懸浮載之運算包含環流傳輸項；底床載的演算，則將其運移之修正角度納入考量，包含流速、底床坡降及曲率半徑之影響。在數值處理上，水理採用雙階分割操作趨近法，將水理控制方程分割成延散步驟和傳播步驟求解，數值差分則是採用隱式法，使模式可採用較大之演算間距；沉滓運移則是採用耦合演算法(同時求解所有沉滓運移控制方程式)，利用 Newton-Raphson 疊代聯立求解。藉由模擬 Struiksmma(1983) DHL-T2 之彎道實驗，發現在固定參數下，模式並無法適切模擬出彎道入口段過度沖淤(overshoot)之現象。經由模式彎道二次流效應之敏感度分析，發現底床載二次流效應對底床沖淤之影響最大。因此，透過調整底床載二次流效應之程度，可檢定彎道模擬時之合適底床載參數。最後，將此參數檢定架構應用於 DHL-T1 及 DLFM 實驗之模擬，驗證此架構之合宜性。

**關鍵字：**水深平均、動床、二次流、過度沖淤、彎道

# **Development of A 2-D Depth-Averaged Mobile-Bed Model for Channel Bends**

Student : Yi-Jia Chang

Advisors : Jinn-Chuang Yang

Te-Yung Hsieh

Department of Civil Engineering

National Chiao-Tung University

## **ABSTRACT**

The purpose of this study is to develop a 2-D depth-averaged mobile-bed model for channel bends. To the model, the secondary current effect is thoroughly considered for the water and sediment movements, which include the dispersion stress term in the flow momentum equation, the circulatory transport term in the suspension transport equation, and the angle of sediment transport in the bed load transport equation. The angle of sediment transport includes the effects of the flow velocity, the bed slope, and the radius of channel bend. As for the numerical solution procedure, the split-operator approach is used to solve the flow equations. Based on the decomposition of the momentum equations, the split-operator procedure involves two steps in which one is the dispersion step, and the other one is propagation step includes the pressure and bed friction terms. Implicit discretized method is adopted to relax the time step restriction to allow large time steps. The direct coupling, i.e. simultaneous solution of the sediment equations and Newton-Raphson methods, is used to solve the sediment governing equations. By using the

uniform parameters in the DHL-T2 case of Struik's (1983) experiment, the simulated results can't demonstrate the overshoot phenomenon near the entrance of channel bend. The sensitive analysis indicates that the secondary-current effect in the bed-load transport equation has significant effect on the bed evolution. Hence, the nonuniform parameters of the secondary-current effect in the bed load transport equation are the key for the model calibration. Finally, the calibration process is applied to DHL-T1 and DLFM cases to assess its rationality.

***Key words: depth averaged, mobile bed, secondary current, overshoot, channel bend***



# 目錄

誌謝.....	I
中文摘要.....	II
英文摘要.....	III
目錄.....	V
表目錄.....	VII
圖目錄.....	VIII
符號表.....	X
第一章 緒論.....	1
1.1 研究動機與方向 .....	1
1.2 文獻回顧 .....	1
1.3 研究目的與方法 .....	4
1.4 章節介紹 .....	5
第二章 理論基礎.....	6
2.1 水理部分 .....	6
2.1.1 控制方程式 .....	6
2.1.2 輔助關係式 .....	8
2.1.3 邊界條件 .....	9
2.2 沉滓部分 .....	10
2.2.1 控制方程式 .....	10
2.2.2 輔助關係式 .....	11
2.2.3 邊界條件 .....	15
第三章 數值架構.....	18
3.1 水理部分 .....	18



3.1.1 隱式雙階分割操作趨近法 .....	18
3.1.2 數值差分式 .....	19
3.2 沉滓運移部分 .....	21
3.2.1 耦合演算法 .....	21
3.2.2 數值差分式 .....	22
3.2.3 數值解析法 .....	25
第四章 模式適用性及二次流效應之敏感度測試分析 .....	29
4.1 模式適用性測試分析及問題解析 .....	29
4.2 二次流效應之敏感度測試分析 .....	31
4.2.1 水理二次流效應分析 .....	32
4.2.2 滑移邊界效應分析 .....	34
4.2.3 懸浮載二次流效應分析 .....	35
4.2.4 底床載彎道效應分析 .....	37
第五章 底床載源參數檢定架構探討及應用分析 .....	49
5.1 參數檢定架構探討 .....	49
5.1 參數檢定應用分析 .....	52
第六章 結論與建議 .....	64
6.1 結論 .....	64
6.2 建議 .....	65
參考文獻 .....	66



## 表目錄

表 4.1 不同 $\theta_b$ 之 $MaxU^*$ 與 $SI$ 之回歸函數一覽表(謝，2002).....	39
表 4.2 二次流效應對彎道動床之影響分析一覽表 .....	39
表 4.3 二次流彎道效應對底床變動影響分析一覽表 .....	40
表 5.1 角度修正因子之參數變動對彎道動床影響一覽表_1( $f_s = 2$ )....	54
表 5.2 角度修正因子之參數變動對彎道動床影響一覽表_2( $A^* = 9.1$ ) .	54



## 圖目錄

圖 2.1 彎道二次流示意圖.....	17
圖 2.2 作用層示意圖.....	17
圖 3.1 控制體積法示意圖 (a)實際區域；(b)計算區域.....	27
圖 3.2 質點運移軌跡示意圖.....	28
圖 3.3 質點運移軌跡在計算平面之示意圖.....	28
圖 4.1 Nico Struiksma (1983) DHL-T2 實驗水槽幾何形狀圖.....	41
圖 4.2 模擬 DHL-T2 實驗之徑向斷面非均勻格網示意圖.....	41
圖 4.3 模擬 DHL-T2 實驗彎道段之水面高程示意圖.....	42
圖 4.4 模擬 DHL-T2 實驗之彎道縱向底床變化圖.....	42
圖 4.5 模擬 DHL-T2 實驗之彎道縱向水深示意圖.....	43
圖 4.6 不同 $\theta_b$ 之 $MaxU^*$ 與 $SI$ 關係圖(謝，2002).....	44
圖 4.7 水理二次流效應對縱向水深影響示意圖_1(DHL-T2 實驗).....	44
圖 4.8 水理二次流效應對縱向水深影響示意圖_2(DHL-T2 實驗).....	45
圖 4.9 考慮滑移邊界與否之縱向水深比較圖(DHL-T2 實驗).....	45
圖 4.10 懸浮載二次流效應對縱向水深影響示意圖_1(DHL-T2 實驗).....	46
圖 4.11 懸浮載二次流效應對縱向水深影響示意圖_2(DHL-T2 實驗).....	46
圖 4.12 懸浮載二次流效應對縱向水深影響示意圖_3(DHL-T2 實驗).....	47
圖 4.13 模擬不同粒徑對沖淤影響示意圖(DHL-T2 實驗).....	47
圖 4.14 考慮底床載彎道效應與否之縱向水深比較圖(DHL-T2 實驗).....	48
圖 5.1 參數修正對縱向水深影響示意圖(DHL-T2 實驗).....	55
圖 5.2 參數調整對縱向水深變動量之影響示意圖(DHL-T2 實驗).....	55
圖 5.3 參數調整對彎道縱向平均水深差異示意圖(DHL-T2 實驗).....	56
圖 5.4 參數修正對縱向水深影響示意圖_for A(DHL-T2 實驗).....	56

圖 5.5	參數修正後演算結果之縱向底床變化比較圖(DHL-T2 實驗)...	57
圖 5.6	參數修正後演算結果之縱向水深比較圖(DHL-T2 實驗).....	57
圖 5.7	參數修正後底床變動( $\Delta Z_b/h_0$ )地形圖(DHL-T2 實驗).....	58
圖 5.8	參數修正後彎道水深示意圖(DHL-T2 實驗).....	58
圖 5.9	參數修正後彎道流速分佈圖(DHL-T2 實驗).....	59
圖 5.10	參數修正後演算結果之縱向水深比較圖(DHL-T1 實驗).....	59
圖 5.11	參數修正後縱向底床變化之時變圖(DHL-T2 實驗).....	60
圖 5.12	參數修正後之縱向水深比較圖(DHL-T1 實驗).....	60
圖 5.13	參數修正後底床變動( $\Delta Z_b/h_0$ )地形圖(DHL-T1 實驗).....	61
圖 5.14	Sutmuller and Glerum (1980)實驗水槽幾何形狀.....	61
圖 5.15	參數未修正前演算結果之縱向水深示意圖(DLFM 實驗).....	62
圖 5.16	參數修正後演算結果之縱向水深示意圖(DLFM 實驗).....	62
圖 5.17	參數修正後彎道水深示意圖(DLFM 實驗).....	63



## 符號表

$A$  = 渦流係數；

$a$  = 沙丘高度之一半；

$B$  = 渠道寬度；

$C$  = 濃度；

$Cr$  = Courant number；

$C_f$  = 摩擦係數；

$C_0$  = 常數；

$c$  = Chezy 係數；

$c_1$  = 顆粒蔡司係數；

$D_k$  = 顆粒  $k$  之粒徑；

$D_m$  = 不產生移動的最小顆粒粒徑；

$D_{*k}$  = 無因次顆粒粒徑；

$d$  = 水深；

$d_0$  = 平均水深；

$E$  = 糙度因子；

$E_m$  = 作用層厚度；

$E_{mzp}$  = 底床變動指標；

$E_{rms}$  = 均方根差；

$e_2$  = 環流傳輸係數；

$F_d$  = 可沖刷的深度；

$f_s$  = 沉澱顆粒之形狀因子；

$g$  = 重力加速度；

$H$  = 平均水深；



$h_1$ 、 $h_2 = \xi$ 、 $\eta$  方向轉換係數；

$k =$  von Karman's 係數；

$L =$  渠道長度；

$L_r =$  環流流場的環流長度；

$M' =$  沖刷係數；

$MaxU^* = \xi$  方向速度之最大相對差異；

$N_{total} =$  模擬案例總計算格點數目；

$n =$  曼寧糙度係數；

$P =$  沉降機率；

$p =$  孔隙率；

$q_{bi} = i$  方向某一粒徑之底床載通量；

$R =$  水力半徑；

$R_c =$  渠道中心線平均曲率半徑；

$r =$  曲率半徑；

$r_c =$  渠道中心線曲率半徑；

$S =$  懸浮載源；

$SI =$  二次流強度因子；

$s =$  砂比重；

$S_f =$  作用層源；

$S_0 =$  渠道坡度；

$T_k =$  輸送參數；

$T_{11}$ 、 $T_{12}$ 、 $T_{22} =$  有效剪應力項；

$t =$  時間；

$U = \xi$  方向平均速度；

$u = \xi$  方向速度；



$u_w$  = 近固體邊界的水深平均速度；

$u_*$  = 剪力速度；

$u_{*c}$  = 臨界剪力速度；

$V$  =  $\eta$  方向平均速度；

$v$  =  $\eta$  方向速度；

$w_{lk}$  = 顆粒  $k$  之躍起速度；

$w_{fk}$  = 顆粒  $k$  之沉降速度；

$X_{i,j}$  = 某計算格點於考慮指定模擬條件時之模擬結果；

$Y_{i,j}$  =  $X_{i,j}$  相對應計算格點於未考慮指定模擬條件時之模擬結果；

$y_w$  = 固體邊界與鄰近固體邊界格點的距離；

$z_b$  = 底床高程；

$z_{b0}$  = 原始底床高程；

$z_{bip}$  = 某計算格點於考慮指定模擬條件時之底床高程；

$z_{bnp}$  = 某計算格點於未考慮指定模擬條件時之底床高程；

$z_s$  = 水面高程；

$z_{sm}$  = 平均水面高程；

$\alpha$  = 底床載源運移角度；

$\beta$  = 粒徑百分比；

$\delta$  = 底床剪應力之方向；

$\varepsilon_s$  = 沉滓運移模擬之收斂容許誤差值；

$\varepsilon_1$ 、 $\varepsilon_2$  =  $\xi$ 、 $\eta$  方向之亂流傳輸係數；

$\mu$  = 流體動力黏滯係數；

$\nu_l$  = 層流黏滯係數；

$\nu_t$  = 亂流黏滯係數；



$\theta_b$  = 彎道長度因子；

$\theta$  = Shields parameter；

$\rho$  = 流體密度；

$\rho_L$  = 濕密度；

$\rho_s$  = 泥砂密度；

$\tau_{b_1}$ 、 $\tau_{b_2}$  = 底床剪應力在  $\xi$  與  $\eta$  方向之分量；

$\tau_{cd}$  = 臨界沉降剪應力；

$\tau_{cem}$  = 臨界塊狀剝蝕剪應力；

$\tau_{ces}$  = 臨界表層沖刷剪應力；

$\xi$ 、 $\eta$  = 平面上兩正交曲線座標方向；

$\zeta$  = 距離底床之高度與水深之比值；

$\zeta_h$  = 隱藏因子；

$\Delta t$  = 時間間距；

$\Delta x$ 、 $\Delta y$  =  $\xi$ 、 $\eta$  方向之格網間距。



## 上標

$b$  = BF 模式之模擬結果；

$m$  = 疊代次數；

$n$  =  $n\Delta t$  時刻之已知變數；

$n+1$  =  $(n+1)\Delta t$  時刻之未知變數；

$n+1/2$  =  $(n+1)\Delta t$  與  $n\Delta t$  間之未知變數；

$(\bar{\quad})$  = 時間平均；

$(\overline{\quad})$  = 水深平均；

$(\cdot)$  = 時間平均瞬時擾動量。

## 下標

$A$ 、 $D$  = 沉滓到達和離去點；

$c$  = 模擬值；

$M$  =  $A$ 、 $D$ 之中點值；

$m$  = 實驗值；

$s$  = 變數在水面的值；

$b$  = 變數在底床的值。





# 第一章 緒論

## 1.1 研究動機與方向

在近十幾年來，地狹人稠的台灣飽受風災、水災、旱災等天然災害的影響，輕則公共設施毀損，交通受阻，重則人員傷亡、重大公共建設頹傾、民生停滯、傷及國本；台灣在 1999 年九二一集集大地震之後，土壤鬆動情形加劇，致使每當遇豪雨或颱風時，往往造成人民之身家安全遭受水流、土石等侵襲傷害。

坡陡流急、富含大量砂石為一向是為台灣河川之特色，並且特別蜿蜒曲折，造成河川之流場更為複雜，因此河川流況及沉滓運移乃為台灣水利規劃中相當重要之課題。然而當水流進入彎曲渠道時，其複雜流場更易造成彎道外岸土石崩落，甚或掏刷堤防基礎，因此彎道水理與輸砂之研究更顯其重要性。

本研究旨在發展一彎道動床模式，希冀能提供日後水利防災、水利工程設計所用。

## 1.2 文獻回顧

對水利工程師而言，在沖積河川中彎曲河段之床形變化，是一項困難且極為重要之課題，包含其水流特性、輸砂情形及岸壁穩定性，均需加以探討其物理現象；而彎道二次流效應乃為影響整體彎道底床沖淤之重點，其中包含水理控制方程之延散剪應力項、懸浮載控制方程之環流傳輸項及底床載通量之彎道曲率半徑效應。

Rozovskii(1961)和 Yen(1965)依據理論和實驗來研究平床之彎道特性；Yen(1967, 1970)利用一蜿蜒實驗渠槽，探討床形之平衡狀況和其對固定渠道邊界之水流發展的影響；de Vriend(1977, 1978)依據實

驗探討非平床之定床彎道水理狀況，並針對二次流的現象稍作討論；Struiksmas(1983)利用一彎道動床實驗，探討整體彎道沖淤情形；Ikeda and Nishimura (1986)的研究成果顯示，在砂粒-粉土為主控河床質載之河川，懸浮載源影響了最大沖刷深度，於其所模擬之案例可影響最大沖刷深度達 8%之程度，並認為二次流效應具有影響彎道床形相位延遲之作用。在電子計算機發達的時代，在最近三十年來，已有眾多學者陸續發展彎道動床數值模式，將於下一一簡述之。

早期模式多為定床模式，僅探討固定床形對水理部份之發展影響，如 Huang 等(1967)、de Vriend (1976)、Smith and McLean (1984)和 Ali (1985)等人研究發展；而 Leschziner and Rodi (1979)和 Tamai and Ikeya (1985)則發展了  $k-\varepsilon$  模式。

然而，亦有許多學者從事探討水理和底床變動之交互作用的研究，Engelund (1974)為探討渦流理論對彎道底床變動情形之影響，發展了一適用於穩態流場之彎道動床模式，並於模式中加入了擬似二次流概念之徑向流速演算，並求算徑向底床載源之通量，期望能反應彎道底床沖淤之現象，但在底床載演算過程中並無包含縱向流速和縱向底床坡降之影響，且在沉滓運移之演算過程中並無考量懸浮載源之影響；Kikkawa 等 (1976)發展一適用於穩態流場之二維彎道動床模式，展示了以非耦合理論(分開求解水理及底床高程)模擬完全發展流況下之彎道底床變動情形，於沉滓運移的演算過程中無考慮縱方向及橫方向底床坡降的影響，並無考量懸浮載源之效應；Struiksmas 等(1985)發展一適用穩態流之二維數值模式，並於底床載源運移演算時，加入曲率半徑、縱向及徑向之流速和底床坡降的影響，以數組實驗資料加以驗證該模式演算彎道動床之能力，但此模式在水理部份，並無加入二次流效應，而沉滓運移亦無包含懸浮載源之影響；Odgaard (1986a)

發展一個適用穩態流之三維數值模式，認為彎道二次流和床形變化皆導因於橫向之流體移動，並利用質量-流量平衡(mass-flux balance)之概念連結動量方程式與彎道床形平衡方程式，彎道徑向底床坡降之演算則僅導入曲率半徑和縱方向流速之效應，並且無考慮懸浮載源之效應，此模式亦僅適用於同一渠寬且彎道曲率半徑遠大於渠寬之河道；Shimizu and Itakura(1989)所發展適用於穩態流之二維數值模式，在沉滓運移演算中，此模式並無考量縱向底床坡降和懸浮載源之影響；Yen and Ho (1990)發展一個適用於穩態流之二維數值模式，該模式在沉滓運移演算中，並不包含縱向及橫向之流速影響，且彎道處亦無納入曲率半徑之影響，整體沉滓演算亦無包含懸浮載源之效應；Yeh and Kennedy(1993)發展一個適用於穩態流之二維數值模式，該模式乃著重於應用 MOM(moment of momentum)方程式，將曲率半徑、橫向底床坡降及縱向和橫向的流速等影響因子，導入沉滓運移之演算中，但並無演算懸浮載源之效應；連氏(1999)則是考慮水理二次流效應對彎道流場之影響，並探討延散剪應力在彎道段之分布情形，但於底床載源之演算中則未考慮曲率半徑、底床坡降和流速之影響，於懸浮載源之演算，則無考慮環流傳輸項之影響；Kassem and Chaudhry(2002)所發展一適用於非穩態流之二維數值模式，將曲率半徑、縱方向及橫方向之流速和底床坡降引入沉滓運移演算中，將有效應力與水理方程式結合，但模式中並未包含水理二次流和懸浮載源之演算；許氏(2002)發展一個適用於非穩態流之二維數值模式，於水理演算中導入曲率半徑之效應，於沉滓演算中，忽略懸浮載之擴散及延散通量，於底床載部份則未考慮曲率半徑、底床坡降和流速之影響；Duc 等(2004)發展一適用於非穩態流之二維數值模式，並將二次流傳輸效應反應於水深平均之  $k-\varepsilon$  模式中的擴散係數，在底床載源的演算裡，則是包含曲率

半徑、縱方向及橫方向之流速和底床坡降之影響，並演算懸浮載源效應，但無包含環流傳輸項之演算，且未處理其水理控制方程式之延散剪應力項。

### 1.3 研究目的與方法

完整之彎道動床模式應包含：(1)水理二次流效應；(2)懸浮載二次流效應；(3) 徑向與縱向之流速和底床坡降，及彎道中曲率半徑對底床載源通量之影響；(4)適用於穩態流和非穩態流流場之模擬。

由 1.2 節相關文獻之分析探討中，可以發現迄今尚沒有一完整考慮上列各項因素之彎道動床數值模式，因此本研究將發展一完整考量前述彎道各項影響因子之動床模式。

本研究之研究重點旨在延續國立交通大學楊錦釗教授和謝德勇博士(2002)所發展之 RESED-2D 模式，利用此模式在水理及懸浮載二次流之完備性(包含水理部份延散剪應力項和懸浮載部份環流傳輸項)，於沉滓運移演算的過程中植入各項彎道動床之影響因子，使此模式在沉滓運移部份之理論基礎趨於完備，進而探討蜿蜒河道之底床沖淤情形。此模式為一水深平均二維非穩態之水理、沉滓運移數值模式，座標系統採用正交曲線座標，水理控制方程採用連續及動量方程式求解，為使水理及輸砂之二次流理論更為完善，模式在發展過程中不忽略水理延散剪應力及懸浮載源之環流傳輸項，及底床載源考慮流速、底床坡降和彎道曲率半徑之影響；沉滓傳輸型態則是採用懸浮載及底床載分開演算之方式。在數值方法之選用上，水理部份採用隱式雙階分割操作趨近法，將水理控制方程分割成延散步驟和傳播步驟；沉滓運移部份則採用耦合演算法(同時求解所有沉滓運移控制方程式)，利用 Newton-Raphson 疊代求解。而為驗證模式之適用性及合理

性，以採用實際實驗案例之資料，予以模擬並檢定相關參數和結果可靠度。

## 1.4 章節介紹

前三節已闡述本研究之研究動機和方向、文獻回顧、研究目的與方法，以下將簡要敘述本論文各章節之內容。

第一章為緒論，針對本研究之緣起和方向作說明後，回顧相關之文研究文獻後，再提出本研究之目的與研究方法，並於章末作本論文架構說明。

第二章為理論基礎，分別闡述本研究之二維正交座標曲線系統所需水理部份及輸砂部份的控制方程式、輔助方程式及相關之邊界條件。

第三章為數值架構，說明水理部份之隱式雙階分割操作法和數值差分式，並於此章節闡述輸砂部份之結果演算法、數值差分式及數值解析法。

第四章為模式測試與應用，針對本研究之重點「彎道動床」部份，進行模式在沉滓運移部份之適用性分析，並針對初步之演算結果進行問題解析，以進行模式各項二次流效應之敏感度分析

第五章為檢定底床載參數在彎道動床模式之適用性，並擬定出合適之底床載參數修正方式，最後再作驗證其正確性。

第六章為結論與建議，針對本研究成果作綜合性之歸納說明，並對不盡完備或日後能改進之處提出建議。



## 第二章 理論基礎

透過座標系統轉換將控制方程式轉換為正交曲線座標系統方程式，再將此控制方程式作時間平均及水深平均後，即可推得水深平均二維正交曲線座標模式所需之控制方程式。其中水理控制方程包含水理連續及動量方程式；沉滓運移部份則將輸砂通量分離為非均勻質之懸浮載與底床載，所以其控制方程包含某一粒徑之懸浮載質量守恆方程式、某一粒徑於作用層(active layer)之質量守恆方程式及整體河床沉滓運移之質量守恆方程式。茲將水理及沉滓運移部分之理論基礎敘述如下：

### 2.1 水理部分

#### 2.1.1 控制方程式

為適度簡化複雜的控制方程式，需對數學模式作若干假設，分別為(1)不可壓縮牛頓流體(incompressible Newtonian fluid)；(2)靜水壓分布；(3)忽略風剪力；(4)忽略科氏力。則水深平均二維正交曲線座標水理控制方程式可表示為

##### (1)水流連續方程式

$$h_1 h_2 \frac{\partial d}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial \xi} (h_2 \bar{u} d) + \frac{\partial}{\partial \eta} (h_1 \bar{v} d) = 0 \quad (2.1)$$

##### (2)水流動量方程式

$\xi$  方向：

$$\frac{\partial \bar{u}}{\partial t} + \frac{\bar{u}}{h_1} \frac{\partial \bar{u}}{\partial \xi} + \frac{\bar{v}}{h_2} \frac{\partial \bar{u}}{\partial \eta} + \frac{1}{h_1 h_2} \frac{\partial h_1}{\partial \eta} \overline{uv} - \frac{1}{h_1 h_2} \frac{\partial h_2}{\partial \xi} \bar{v}^2$$

$$\begin{aligned}
&= -\frac{g}{h_1} \frac{\partial}{\partial \xi} (z_b + d) + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial}{\partial \xi} (h_2 T_{11}) + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial}{\partial \eta} (h_1 T_{12}) \\
&\quad + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial h_1}{\partial \eta} T_{12} - \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial h_2}{\partial \xi} T_{22} - \frac{\tau_{b_1}}{\rho d} \\
&+ \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \left[ -(h_2 \tau_{11})_s \frac{\partial z_s}{\partial \xi} + (h_2 \tau_{11})_b \frac{\partial z_b}{\partial \xi} - (h_1 \tau_{12})_s \frac{\partial z_s}{\partial \eta} + (h_1 \tau_{12})_b \frac{\partial z_b}{\partial \eta} \right] \quad (2.2)
\end{aligned}$$

$\eta$  方向：

$$\begin{aligned}
&\frac{\partial \bar{v}}{\partial t} + \frac{\bar{u}}{h_1} \frac{\partial \bar{v}}{\partial \xi} + \frac{\bar{v}}{h_2} \frac{\partial \bar{v}}{\partial \eta} + \frac{1}{h_1 h_2} \frac{\partial h_2}{\partial \xi} \bar{u} \bar{v} - \frac{1}{h_1 h_2} \frac{\partial h_1}{\partial \eta} \bar{u}^2 \\
&= -\frac{g}{h_2} \frac{\partial}{\partial \eta} (z_b + d) + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial}{\partial \xi} (h_2 T_{12}) + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial}{\partial \eta} (h_1 T_{22}) \\
&\quad - \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial h_1}{\partial \eta} T_{11} + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial h_2}{\partial \xi} T_{12} - \frac{\tau_{b_2}}{\rho d} \\
&+ \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \left[ -(h_2 \tau_{12})_s \frac{\partial z_s}{\partial \xi} + (h_2 \tau_{12})_b \frac{\partial z_b}{\partial \xi} - (h_1 \tau_{22})_s \frac{\partial z_s}{\partial \eta} + (h_1 \tau_{22})_b \frac{\partial z_b}{\partial \eta} \right] \quad (2.3)
\end{aligned}$$

式中，

$$T_{11} = \int_{z_b}^{z_s} [\tau_{11} - \rho \overline{u'^2} - \rho (\bar{u} - \bar{u})(\bar{u} - \bar{u})] dz \quad (2.4)$$

$$T_{22} = \int_{z_b}^{z_s} [\tau_{22} - \rho \overline{v'^2} - \rho (\bar{v} - \bar{v})(\bar{v} - \bar{v})] dz \quad (2.5)$$

$$T_{12} = T_{21} = \int_{z_b}^{z_s} [\tau_{12} - \rho \overline{u'v'} - \rho (\bar{u} - \bar{u})(\bar{v} - \bar{v})] dz \quad (2.6)$$

以上諸式中， $\xi$ 、 $\eta$  = 平面上兩正交曲線座標方向； $h_1$  =  $\xi$  方向轉換係數； $h_2$  =  $\eta$  方向轉換係數； $u$  =  $\xi$  方向速度； $v$  =  $\eta$  方向速度； $\rho$  = 流體密度； $d$  = 水深； $g$  = 重力加速度； $t$  = 時間； $z_b$  = 底床高程； $z_s$  = 水面高程； $\tau_{b_1}$  = 底床剪應力在  $\xi$  與  $\eta$  方向之分量； $(\bar{\quad})$  = 時間平均； $(\overline{\quad})$  = 水深平均； $(\quad)$  = 時間平均瞬時擾動量；下標  $s$ 、 $b$  分別代表變數在水面與底床的值； $T_{11}$ 、 $T_{12}$ 、 $T_{22}$  = 有效剪應力項(effective stress

term)，包含層流剪應力、亂流剪應力與延散剪應力 (dispersion stresses)。

### 2.1.2 輔助關係式

#### (1) 底床剪應力

底床剪應力採用 Rastogi and Rodi (1978) 之經驗式

$$\tau_{b_1} = C_f \rho \bar{u} (\bar{u}^2 + \bar{v}^2)^{1/2} \quad (2.7)$$

$$\tau_{b_2} = C_f \rho \bar{v} (\bar{u}^2 + \bar{v}^2)^{1/2} \quad (2.8)$$

式中， $C_f = g/c^2 =$  摩擦係數； $c =$  Chezy 係數。

#### (2) 層流與亂流剪應力

採用 Boussinesq 之渦流黏性理論，層流與亂流剪應力可合併表示為



$$\frac{\tau_{11} - \overline{u'^2}}{\rho} = 2\nu \left[ \frac{1}{h_1} \frac{\partial \bar{u}}{\partial \xi} + \frac{\bar{v}}{h_1 h_2} \frac{\partial h_1}{\partial \eta} \right] \quad (2.9)$$

$$\frac{\tau_{22} - \overline{v'^2}}{\rho} = 2\nu \left[ \frac{1}{h_2} \frac{\partial \bar{v}}{\partial \eta} + \frac{\bar{u}}{h_1 h_2} \frac{\partial h_2}{\partial \xi} \right] \quad (2.10)$$

$$\frac{\tau_{12} - \overline{u'v'}}{\rho} = 2\nu \left[ \frac{h_2}{h_1} \frac{\partial}{\partial \xi} \left( \frac{\bar{v}}{h_2} \right) + \frac{h_1}{h_2} \frac{\partial}{\partial \eta} \left( \frac{\bar{u}}{h_1} \right) \right] \quad (2.11)$$

式中， $\nu = \nu_l + \nu_t$ ； $\nu_l =$  層流黏滯係數； $\nu_t =$  亂流黏滯係數  $= k u_* d / 6$  (Falcon 1979)； $u_* = (\tau_b / \rho)^{1/2} =$  剪力速度； $k =$  von Karman's 係數(約等於0.4)。

#### (3) 延散剪應力



由於水流在進入彎道後，流場隨之而彎曲，致使流線因彎曲而產生徑向慣性力，水面因而形成超高以產生徑向靜水壓差，得以與徑向慣性力取得平衡。在這兩種力之作用下，水流除了以縱向方向流動外，在徑向尚產生兩層水流，上層水流之外岸慣性力大於靜水壓差，下層水流則反之，因此造成上層水流流動方向為朝外岸，下層水流則為朝內岸流動，稱之二次流(secondary current)，如圖2.1所示。

為積分水深平均所產生之延散剪應力項，須對流速剖面作一適當假設。本模式在延散剪應力的處理方面，則是僅考量二次流的影響，並採用 de Vriend (1977)對二次流速度剖面之假設：

$$\bar{u} = \bar{u} \left[ 1 + \frac{\sqrt{g}}{kc} + \frac{\sqrt{g}}{kc} \ln \zeta \right] = \bar{u} f_m(\zeta) \quad (2.12)$$

$$\bar{v} = \bar{v} f_m(\zeta) + \frac{\bar{u}d}{k^2r} \left[ 2F_1(\zeta) + \frac{\sqrt{g}}{kc} F_2(\zeta) - 2\left(1 - \frac{\sqrt{g}}{kc}\right) f_m(\zeta) \right] \quad (2.13)$$

式中， $F_1(\zeta) = \int_0^1 \frac{\ln \zeta}{\zeta - 1} d\zeta$ ； $F_2(\zeta) = \int_0^1 \frac{\ln^2 \zeta}{\zeta - 1} d\zeta$ ； $\zeta = (z - z_b)/d =$  距離底床之高度與水深之比值； $r =$  曲率半徑；。

de Vriend (1977)二次流速度剖面之適用範圍為(1)水深遠小於渠道寬度；(2)渠道寬度遠小於渠道之曲率半徑；(3)單一二次流(single secondary eddy only)；(4)完全發展流況(developed flow)。

### 2.1.3 邊界條件

本模式目前考量三種邊界條件設定，分別為渠道入流、渠道出流與固體邊界。一般而言，渠道入流邊界條件設定為單位寬度入流

量，渠道出流邊界條件則採用水位高程設定。在固體邊界處，應用側壁理論(Law of the wall)，設定靠近固體邊界的邊界條件為：

$$\frac{u_w}{U_*} = \frac{1}{k} \ln(Ey^+) \quad (2.14)$$

式中， $u_w$  = 近固體邊界的水深平均速度； $E$  = 糙度因子 = 9.0 (Lien 等 1999b)； $y^+ = y_w U_* / \nu$ ， $y_w$  = 固體邊界與鄰近固體邊界格點的距離。

## 2.2 沉滓運移部分

### 2.2.1 控制方程式

輸砂通量可分離為非均勻質之懸浮載與底床載，因此，沉滓運移部分控制方程式包含某一粒徑之懸浮載質量守恆方程式、某一粒徑於作用層(active layer)之質量守恆方程式及整體河床沉滓運移之質量守恆方程式。

(1) 某一粒徑懸浮載之質量守恆方程式

$$\begin{aligned} \frac{\partial \bar{C}}{\partial t} + \frac{\bar{u}}{h_1} \frac{\partial \bar{C}}{\partial \xi} + \frac{\bar{v}}{h_2} \frac{\partial \bar{C}}{\partial \eta} \\ = \frac{1}{h_1 h_2 d} \frac{\partial}{\partial \xi} \left( \varepsilon_1 \frac{h_1}{h_2} \frac{\partial \bar{C}}{\partial \xi} \right) + \frac{1}{h_1 h_2 d} \frac{\partial}{\partial \eta} \left[ (\varepsilon_2 + e_2) \frac{h_1}{h_2} \frac{\partial \bar{C}}{\partial \eta} \right] + \frac{S}{\rho d} \end{aligned} \quad (2.15)$$

(2) 某一粒徑於作用層之質量守恆方程式

$$\rho_s (1-p) h_1 h_2 \frac{\partial (\beta E_m)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial \xi} (h_2 q_{b_1}) + \frac{\partial}{\partial \eta} (h_1 q_{b_2}) + S - S_f = 0 \quad (2.16)$$

(3) 整體河床沉滓運移之質量守恆方程式

$$\rho_s (1-p) h_1 h_2 \frac{\partial z_b}{\partial t} + \sum \left[ \frac{\partial}{\partial \xi} (h_2 q_{b_1}) + \frac{\partial}{\partial \eta} (h_1 q_{b_2}) + S \right] = 0 \quad (2.17)$$

以上諸式中， $C$  = 濃度； $\varepsilon_1$ 、 $\varepsilon_2$  =  $\xi$ 、 $\eta$  方向之亂流傳輸係數； $e_2$  =

環流傳輸係數； $\rho_s$  = 泥砂密度； $\beta$  = 粒徑百分比； $p$  = 孔隙率；  
 $E_m$  = 作用層厚度； $q_{bi}$  =  $i$  方向某一粒徑之底床載通量； $S$  = 懸浮載源； $S_f$  = 作用層源(active-layer floor source)。

## 2.2.2 輔助關係式

### (1) 亂流傳輸

亂流傳輸係數採用Elder (1979)之經驗公式，可表示為

$$\varepsilon_1 = 5.93u_*d, \varepsilon_2 = 0.23u_*d \quad (2.18)$$

### (2) 環流傳輸

$\eta$  方向之環流傳輸係數採用Fischer等(1979)之經驗公式，可表示為



$$e_2 = 25 \left( \frac{\bar{u}d}{u_*r} \right)^2 \quad (2.19)$$

Fischer等(1979)經驗式之適用範圍為水深遠小於渠道寬度之流況。

### (3) 底床載通量 $q_b$

非凝聚性沉滓之底床載通量則採用Van Rijn (1984a)之經驗式(以  $\xi$  方向為例)：

$$q_{b_i} = q_{b_i}(D)_k = 0.053\rho_s \sqrt{(s-1)gD_k} D_k \frac{T_k^{2.1}}{D_k^{0.3}} \quad (2.20)$$

上式中， $D_{*k} = D_k \left[ \frac{(s-1)g}{v^2} \right]^{\frac{1}{3}}$  = 無因次顆粒粒徑； $D_k$  = 顆粒  $k$  之粒徑；

$$T_k = \frac{u_*^2 - (u_{*c})_k^2}{(u_{*c})_k^2} = \text{輸送參數} ; u_{*c} = \frac{u\sqrt{g}}{c_1} = \text{臨界剪力速度} ;$$

$$c_1 = 18 \log\left(\frac{12d}{3D_{90}}\right) = \text{顆粒蔡司係數} ; s = \frac{\rho_s}{\rho} = \text{砂比重}。$$

假設底床載運移僅發生在作用層內，並考慮較小粒徑在水體中會形成懸浮載及較細顆粒可能被隱藏在較粗顆粒之間較不易被水流帶動之機制，則某一粒徑之底床載通量可進一步修正為：

$$q_{b_i} = \zeta_{h_k} \beta_k q_b(D)_k \quad (2.21)$$

式中， $\zeta_h$  = 隱藏因子(hiding factor) (Karim等 1987)。

由於水流在渠道中運行時，底床載源之變化將受到(1)縱向及橫向之底床坡降 $S_{0\xi}$ 、 $S_{0\eta}$ ；(2)縱向及橫向之流速 $u$ 、 $v$ 的影響；若為彎道處，將再受(3)彎道曲率半徑 $r$ 之影響；本研究採用Struiksmma (1985)所引用之公式，因此某一粒徑之底床載通量可再進一步修正為：

$$\xi \text{ 方向} : q_{b_\xi} = \zeta_{h_k} \beta_k q_b(D)_k \cos \alpha \quad (2.22)$$

$$\eta \text{ 方向} : q_{b_\eta} = \zeta_{h_k} \beta_k q_b(D)_k \sin \alpha \quad (2.23)$$

上兩式中，

$$\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{\sin \delta - \frac{1}{f_s \theta} \frac{\partial z_b}{\partial \eta}}{\cos \delta - \frac{1}{f_s \theta} \frac{\partial z_b}{\partial \xi}} \right) \quad (2.24)$$

$$\delta = \tan^{-1} \left( \frac{v}{u} \right) - \tan^{-1} \left( \frac{Ad}{r} \right) \quad (2.25)$$

$$A = \frac{2}{k^2} \left( 1 - \frac{\sqrt{g}}{kc} \right) \quad (2.26)$$

其中， $\alpha =$  沉滓運移角度； $\delta =$  底床剪應力之方向； $f_s =$  沉滓之形狀因子， $1 \leq f_s \leq 2$ ； $\theta = \frac{(u^2 + v^2)}{c^2(s-1)D_{50}} =$  Shields parameter； $A =$  渦流係數(Jansen 1979)。

#### (4)懸浮載源 $S$

本研究著重於探討非凝聚性沉滓對彎道動床之影響，其中懸浮載源係屬於河床質載之一部份，是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。懸浮質下移到河床表面，主要是受到重力的影響。對某一粒徑  $k$  之懸浮質而言，其向下之通量可表為：

$$S_{d_k} = -\rho w_{fk} C_{d_k} \quad (2.27)$$

式中， $C_{d_k} = [3.25 + 0.55 \ln(\frac{w_{fk}}{\kappa u_*})] C_k$  (Lin 1984)； $C_k$ ：顆粒  $k$  之深度平均濃度； $w_{fk}$  = 顆粒  $k$  之沉降速度。

其中  $w_{fk}$  則在不同之粒徑下採用不同之經驗式(Van Rijn,1984b)，如下三式所示：

$$w_{fk} = \frac{1}{18} \frac{(s-1)gD_k}{\nu} ; \{ D_k < 100\mu m \} \quad (2.28)$$

$$w_{fk} = 10 \frac{\nu}{D_k} \left\{ \left[ 1 + \frac{0.01(s-1)gD_k^3}{\nu^2} \right]^{0.5} - 1 \right\} ; \{ 100\mu m \leq D_k \leq 1000\mu m \} \quad (2.29)$$

$$w_{fk} = 1.1 [(s-1)gD_k]^{0.5} ; \{ D_k \geq 1000\mu m \} \quad (2.30)$$

另一方面，底床載成為懸浮質，主要受到底床之亂流作用所造成。對某一粒徑  $k$  而言，底床載向上之通量可表為：

$$S_{e_k} = \rho w_{lk} \beta_k C_{e_k} \quad (2.31)$$

式中， $C_{e_k} = 0.015 \frac{D_k T_k^{1.5}}{a D_{*k}^{0.3}}$  (Van Rijn 1984b)； $a$ ：沙丘高度之一半；

$w_{lk}$  = 顆粒  $k$  之躍起速度。

顆粒躍起速度定義為河床質發生跳躍(saltation)時，離開底床之瞬間垂直速度。本研究採用 Hu and Hui (1996) 提出之經驗公式

$$\frac{w_{lk}}{u_*} = \begin{cases} 3.2 - 4.5 \log \Theta & \Theta < 12 \\ 3.1 & \Theta > 12 \end{cases} \quad (2.32)$$

式中， $\Theta = \frac{\tau_b}{(\rho_s - \rho) g D_k}$ 。

故由(2.27)及(2.31)式知，對某一粒徑  $k$  之懸浮載源可表為：

$$S_k = \rho(w_{lk} \beta_k C_{e_k} - w_{fk} C_{d_k}) \quad (2.33)$$

#### (5) 作用層源 $S_f$

作用層示意圖如圖2.2所示。作用層源係由於母層(active stratum)頂面之升降而產生，當其下降時，

$$S_f = -\rho_s (1-p) \frac{\partial}{\partial t} [(\beta_s)_k (z_b - E_m)] \quad (2.34)$$

式中， $(\beta_s)_k$  = 母層中某一顆粒  $k$  之粒徑百分比。

如母層之厚度增加，及其頂面上升時，(2.34)式中之 $(\beta_s)_k$ 則改為 $\beta_k$ 。

#### (6) 作用層厚度 $E_m$

沖刷現象發生時，根據 Bennet and Nordin (1977) 之研究， $E_m$  可

以下式表示：

$$E_m = -C_{em}(z_b^{n+1} - z_b^n) \quad (2.35)$$

式中， $C_{em}$  為數值參數(本模式暫取為 20)。

當河床表面接近護甲條件時，作用層厚度接近零，在這種情況下，可用 Borah 等 (1982) 所提出護甲層之厚度，予以修正：

$$E_m = -C(z_b^{n+1} - z_b^n) + \frac{1}{\sum_{k=m}^K \beta_k} \frac{D_m}{1-p} \quad (2.36)$$

式中， $D_m$ ：不產生移動的最小顆粒粒徑。

另外，作用層在淤積期間可定義為：

$$E_m^{n+1} = E_m^n + (z_b^{n+1} - z_b^n) \quad (2.37)$$

### 2.2.3 邊界條件

沉滓運移求解的未知變數為深度平均懸浮載濃度  $\bar{C}$ 、粒徑百分比  $\beta$  及河床高程  $z_b$ 。

$\bar{C}$  邊界條件的處理，將渠道入流邊界條件設定為入流濃度分佈，渠道出流處邊界條件為  $\partial \bar{C} / \partial \xi = 0$ ，在固體邊界處，邊界條件設定為  $\partial \bar{C} / \partial \eta = 0$ 。 $\beta$  與  $z_b$  部分，入流邊界條件利用已知值設定，下游邊界處之底床坡度通常較為平緩，其邊界條件可設定為  $\partial \beta / \partial \xi = 0$  與  $\partial z_b / \partial \xi = 0$ ，在固體邊界處，其邊界條件則設定為  $\partial \beta / \partial \eta = 0$  與  $\partial z_b / \partial \eta = 0$ 。

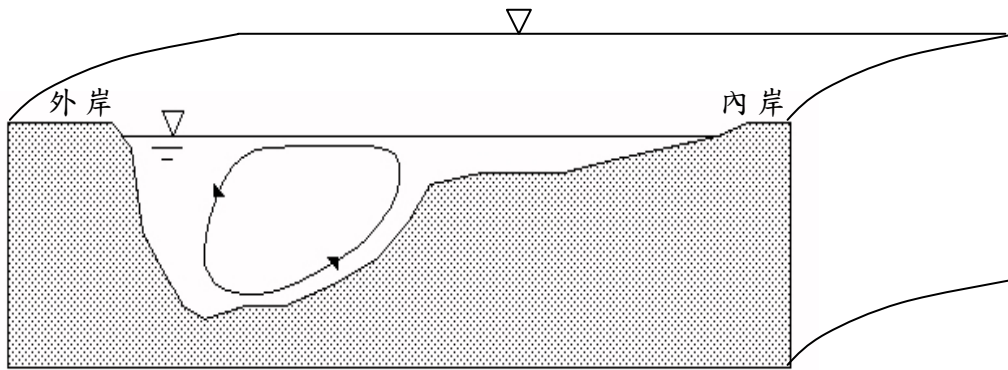


圖 2.1 彎道二次流示意圖

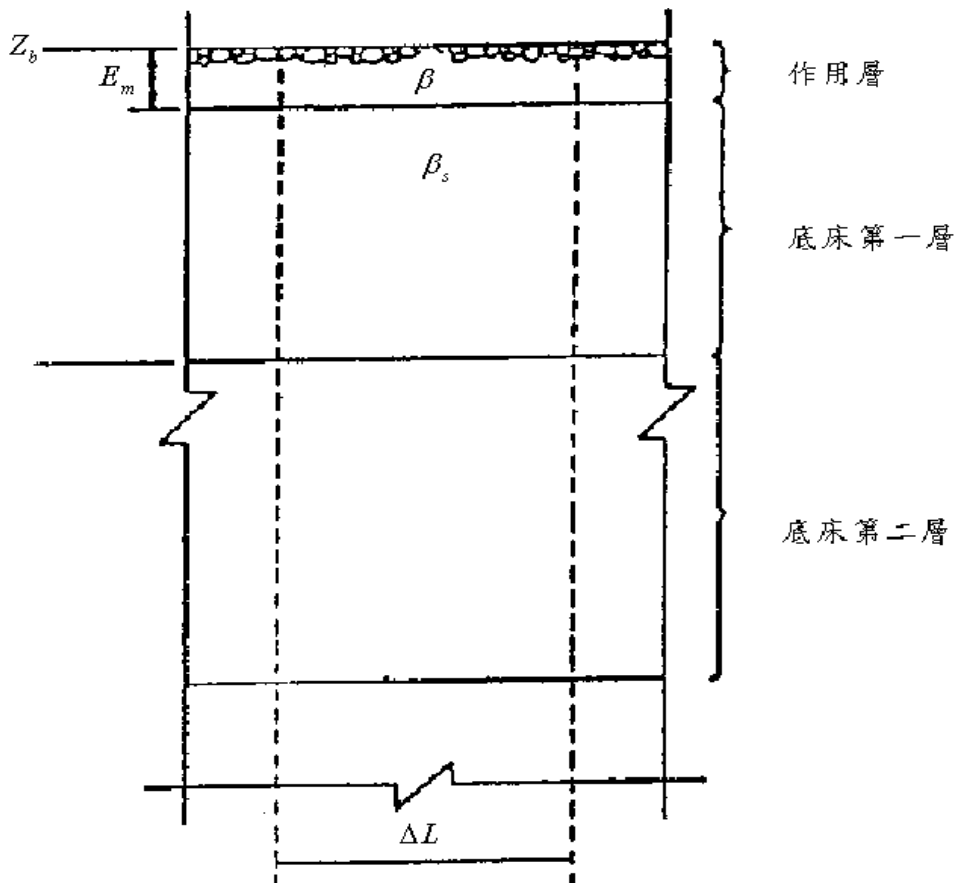


圖 2.2 作用層示意圖  
(摘自 Spasojevic 1988)



### 第三章 數值架構

#### 3.1 水理部份

##### 3.1.1 隱式雙階分割操作趨近法

本研究基於分割操作之觀念，將動量方程式分割成二個步驟(延散步驟及傳播步驟)，並利用隱式數值方法求解。延散步驟求解移流項和擴散項，傳播步驟求解壓力項、底床剪應力項和連續方程式。據此，水理控制方程可改寫成：

延散步驟

$$\left(\frac{\partial V}{\partial t}\right)^{n+\frac{1}{2}} = -(V^n \cdot \nabla)V^{n+\frac{1}{2}} + \frac{1}{\rho} \nabla \cdot T^{n+\frac{1}{2}} \quad (3.1)$$

傳播步驟

$$\left(\frac{\partial V}{\partial t}\right)^{n+1} - \left(\frac{\partial V}{\partial t}\right)^{n+\frac{1}{2}} = -g \nabla (z_b + d)^{n+1} - \frac{\tau_b}{\rho d} \quad (3.2)$$

$$\nabla \cdot V^{n+1} = 0 \quad (3.3)$$

式中， $V$  表示速度向量； $T$  表示擴散及延散項； $n+1$  表示  $(n+1)\Delta t$  時刻之未知變數； $\Delta t = t^{n+1} - t^n$ ； $n$  表示  $n\Delta t$  時刻之已知變數； $n + \frac{1}{2}$  表示在  $(n+1)\Delta t$  與  $n\Delta t$  間之未知變數。

(3.1)~(3.3)的一般式可表示成：

延散步驟

$$\begin{aligned} \frac{\partial \bar{u}}{\partial t} = & -\frac{\bar{u}}{h_1} \frac{\partial \bar{u}}{\partial \xi} - \frac{\bar{v}}{h_2} \frac{\partial \bar{u}}{\partial \eta} - \frac{1}{h_1 h_2} \left[ \frac{\partial h_1}{\partial \eta} \frac{\bar{u}\bar{v}}{\bar{v}^2} - \frac{\partial h_2}{\partial \xi} \frac{\bar{u}}{\bar{v}^2} \right] \\ & + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial (h_2 T_{11})}{\partial \xi} + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial (h_1 T_{12})}{\partial \eta} + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial h_1}{\partial \eta} T_{12} - \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial h_2}{\partial \xi} T_{22} \end{aligned}$$

$$+ \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \left[ -(h_2 \tau_{11})_s \frac{\partial z_s}{\partial \xi} + (h_2 \tau_{11})_b \frac{\partial z_b}{\partial \xi} - (h_1 \tau_{12})_s \frac{\partial z_s}{\partial \eta} + (h_1 \tau_{12})_b \frac{\partial z_b}{\partial \eta} \right] \quad (3.4)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial \bar{v}}{\partial t} = & -\frac{\bar{u}}{h_1} \frac{\partial \bar{v}}{\partial \xi} - \frac{\bar{v}}{h_2} \frac{\partial \bar{v}}{\partial \eta} - \frac{1}{h_1 h_2} \left[ \frac{\partial h_2}{\partial \xi} \bar{u} \bar{v} + \frac{\partial h_1}{\partial \eta} \bar{u}^2 \right] \\ & + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial (h_2 T_{12})}{\partial \xi} + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial (h_1 T_{22})}{\partial \eta} - \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial h_1}{\partial \eta} T_{11} + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial h_2}{\partial \xi} T_{12} \\ & + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \left[ -(h_2 \tau_{12})_s \frac{\partial z_s}{\partial \xi} + (h_2 \tau_{12})_b \frac{\partial z_b}{\partial \xi} - (h_1 \tau_{22})_s \frac{\partial z_s}{\partial \eta} + (h_1 \tau_{22})_b \frac{\partial z_b}{\partial \eta} \right] \end{aligned} \quad (3.5)$$

傳播步驟

$$\frac{\partial \bar{u}}{\partial t} = -\frac{g}{h_1} \left( \frac{\partial (z_b + d)}{\partial \xi} \right) - \frac{C_f \bar{u} \sqrt{\bar{u}^2 + \bar{v}^2}}{d} \quad (3.6)$$

$$\frac{\partial \bar{v}}{\partial t} = -\frac{g}{h_2} \left( \frac{\partial (z_b + d)}{\partial \eta} \right) - \frac{C_f \bar{v} \sqrt{\bar{u}^2 + \bar{v}^2}}{d} \quad (3.7)$$

和

$$h_1 h_2 \frac{\partial d}{\partial t} + \frac{\partial (h_2 \bar{u} d)}{\partial \xi} + \frac{\partial (h_1 \bar{v} d)}{\partial \eta} = 0 \quad (3.8)$$

針對  $n+1$  時刻的水深值 ( $d^{n+1}$ ) 做線性化處理，且僅保留一階項，(3.8)

式可改寫成

$$h_1 h_2 \frac{\partial d}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial \xi} \left( \alpha_1 \frac{\partial (\Delta d)}{\partial \xi} + \beta_1 \Delta d + \gamma_1 \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left( \alpha_2 \frac{\partial (\Delta d)}{\partial \eta} + \beta_2 \Delta d + \gamma_2 \right) = 0 \quad (3.9)$$

$$\text{式中， } \alpha_1 = -\frac{h_2 g \Delta t}{C_\tau h_1} d^n ; \quad \beta_1 = \frac{h_2}{C_\tau} \bar{u}^{n+\frac{1}{2}} - \frac{h_2 g \Delta t}{C_\tau h_1} \left[ \frac{\partial z_b^{n+1}}{\partial \xi} + \frac{\partial d^n}{\partial \xi} \right] ; \quad \gamma_1 = \beta_1 d^n ;$$

$$\alpha_2 = -\frac{h_1 g \Delta t}{C_\tau h_2} d^n ; \quad \beta_2 = \frac{h_1}{C_\tau} \bar{v}^{n+\frac{1}{2}} - \frac{h_1 g \Delta t}{C_\tau h_2} \left[ \frac{\partial z_b^{n+1}}{\partial \eta} + \frac{\partial d^n}{\partial \eta} \right] ; \quad \gamma_2 = \beta_2 d^n ;$$

$$C_\tau = 1 + \Delta t \frac{C_f \sqrt{(\bar{u}^{n+\frac{1}{2}})^2 + (\bar{v}^{n+\frac{1}{2}})^2}}{d^n} ; \quad \Delta d = d^{n+1} - d^n \circ$$

### 3.1.2 數值差分式

在數值差分方法選用的考量上，利用顯式數值方法求解時，演算時間間隔將會受到很大的限制，在模擬天然明渠水流問題時將耗費冗長的演算時間與龐大的電腦計算量，在應用上有其困難存在。為解決這個問題，本研究採用隱式數值方法求解。

本模式採用控制體積(control volume)法的觀念來離散控制方程式，控制體積法的基本概念如圖3.1所示，其中(a)圖為實際區域，(b)圖為計算區域，E、W、N、S 表相鄰格點，e、w、n、s 表控制面。在水理控制方程式中，除了移流項採用一階精度混合型上風法(hybrid scheme)(Spalding 1972)差分外，所有空間差分均採用二階精度的中央差分法。另外，時間項則採用簡單的前向差分方法。

中央差分法可表示成

$$\left(\frac{\partial \Psi}{\partial \xi}\right)_p^{n+1} = \frac{\Psi_e^{n+1} - \Psi_w^{n+1}}{\Delta \xi} \quad (3.10)$$

$$\left(\frac{\partial \Psi}{\partial \eta}\right)_p^{n+1} = \frac{\Psi_n^{n+1} - \Psi_s^{n+1}}{\Delta \eta} \quad (3.11)$$

式中，

$$\Psi_e^{n+1} = 0.5 \cdot (\Psi_E^{n+1} + \Psi_p^{n+1}) = 0.5 \cdot (\Psi_{i+1,j}^{n+1} + \Psi_{i,j}^{n+1}) ; \quad \Psi_w^{n+1} = 0.5 \cdot (\Psi_p^{n+1} + \Psi_W^{n+1}) = 0.5 \cdot (\Psi_{i,j}^{n+1} + \Psi_{i-1,j}^{n+1}) ;$$

$$\Psi_n^{n+1} = 0.5 \cdot (\Psi_N^{n+1} + \Psi_p^{n+1}) = 0.5 \cdot (\Psi_{i,j+1}^{n+1} + \Psi_{i,j}^{n+1}) ; \quad \Psi_s^{n+1} = 0.5 \cdot (\Psi_p^{n+1} + \Psi_S^{n+1}) = 0.5 \cdot (\Psi_{i,j}^{n+1} + \Psi_{i,j-1}^{n+1}) ;$$

$\Psi$  可表為  $u$  ,  $v$  ,  $h_1$  ,  $h_2$  ,  $d$  ,  $z_s$  和  $z_b$  。

混合型上風法為上風法(upwind scheme)與中央差分法組合而成，當移流效應重要時，採用上風法；移流效應不重要時，則採用中央差分法。至於移流效應重要性的判斷，則採用格網雷諾數(mesh Reynolds number)  $R_x$ 、 $R_y$  作為判斷的因子，當  $|R_x|$  或  $|R_y|$  大於2時，代表移流效應重要，

差分方法採用能反映方向性的上風法； $|R_x|$  或  $|R_y|$  小於等於2時，移流效應可視為不重要，差分方法採用中央差分法。

混合型上風法應用於本研究移流項的處理可表成

$$\frac{\bar{u}^n}{h_1} \left( \frac{\partial \Phi^{n+1}}{\partial \xi} \right) = 0.5 \frac{\bar{u}_{i,j}^n}{h_{1,j}} \left[ (1-\alpha_x) \left( \frac{\Phi_{i+1,j}^{n+1} - \Phi_{i,j}^{n+1}}{\Delta \xi} \right) + (1+\alpha_x) \left( \frac{\Phi_{i,j}^{n+1} - \Phi_{i-1,j}^{n+1}}{\Delta \xi} \right) \right] \quad (3.12)$$

$$\frac{\bar{v}^n}{h_2} \left( \frac{\partial \Phi^{n+1}}{\partial \eta} \right) = 0.5 \frac{\bar{v}_{i,j}^n}{h_{2,i,j}} \left[ (1-\alpha_y) \left( \frac{\Phi_{i,j+1}^{n+1} - \Phi_{i,j}^{n+1}}{\Delta \eta} \right) + (1+\alpha_y) \left( \frac{\Phi_{i,j}^{n+1} - \Phi_{i,j-1}^{n+1}}{\Delta \eta} \right) \right] \quad (3.13)$$

其中

$$\alpha_x = \begin{cases} 0 & |R_x| \leq 2 \\ 1 & R_x > 2 \\ -1 & R_x < -2 \end{cases} ; \quad \alpha_y = \begin{cases} 0 & |R_y| \leq 2 \\ 1 & R_y > 2 \\ -1 & R_y < -2 \end{cases} \quad (3.14)$$

上列諸式中， $R_x = \frac{\bar{u}_{i,j}^n h_{1,j} \Delta \xi}{\mu / \rho}$ ； $R_y = \frac{\bar{v}_{i,j}^n h_{2,i,j} \Delta \eta}{\mu / \rho}$ ； $\mu$  = 流體動力黏滯係數 (dynamic viscosity)； $\Phi$  可表成  $\bar{u}$  或  $\bar{v}$ 。

## 3.2 沉滓運移部分

### 3.2.1 耦合演算法

假定底床是由  $k$  種粒徑所組成，則與沉滓運移有關之控制方程式包含  $k$  個深度平均懸浮載之質量守恆方程式((2.15)式)、 $k$  個作用層質量之守恆方程式((2.16)式)及一個整體河床沉滓運移之質量守恆方程式((2.17)式)。求解的未知變數為  $k$  個深度平均懸浮載濃度  $\bar{C}$ 、 $k$  個粒徑百分比  $\beta$  及河床高程  $z_b$ 。

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  $S$  連結，河床高程  $z_b$  及作用層內之粒徑百分組成  $\beta$  又因懸浮載源  $S$  而變動等，故有賴耦合演算方式以求解此三條方程式。(2.16)及(2.17)式為雙曲線偏微分方程式，但(2.15)式為雙曲線-橢圓形混合之偏微分方程式，因此聯立解此三方程式時，須先對(2.15)式作一適當處理。

(2.15)式為延散方程式，解此方程如同解水流運動方程式，可分成下列二個步驟：

### (1)移流及反應(advection-reaction)步驟

$$\frac{\partial \bar{C}}{\partial t} + \frac{\bar{u}}{h_1} \frac{\partial \bar{C}}{\partial \xi} + \frac{\bar{v}}{h_2} \frac{\partial \bar{C}}{\partial \eta} = \frac{S}{\rho d} \quad (3.15)$$

式中  $\frac{\partial \bar{C}}{\partial t}$  為移流及懸浮載源  $S$  所引起的濃度變化，可以  $(\frac{\partial \bar{C}}{\partial t})^a$  表示之。



### (2)擴散(diffusion)步驟

$$\left(\frac{\partial \bar{C}}{\partial t}\right)^d - \left(\frac{\partial \bar{C}}{\partial t}\right)^a = \frac{1}{h_1 h_2 d} \frac{\partial}{\partial \eta} \left( \varepsilon_\xi \frac{h_1}{h_2} \frac{\partial \bar{C}}{\partial \eta} \right) + \frac{1}{h_1 h_2 d} \frac{\partial}{\partial \eta} \left[ (\varepsilon_\eta + e_\eta) \frac{h_1}{h_2} \frac{\partial \bar{C}}{\partial \eta} \right] \quad (3.16)$$

經上述方法分解後之懸浮載方程式，在移流及反應步驟為一雙曲線偏微分方程，而於擴散步驟則為一橢圓型偏微分方程。因此，先聯立求解(2.16)、(2.17)及(3.15)式；然後，所求得各變數之中間值再與(3.16)式反覆疊代至收斂為止。

## 3.2.2 數值差分式

採用與水理部分相同的差分概念，以圖 3.1 中之主格點 P 為例，(2.16)

及(2.17)式之離散化方程式可分別表為：

$$\begin{aligned} & \frac{\rho_s(1-p)}{\Delta t}[(\beta E_m)_p^{n+1} - (\beta E_m)_p^n] + \frac{0.5}{h_{1p}h_{2p}}[h_{2e}(q_{b_1})_e^{n+1} - h_{2w}(q_{b_1})_w^{n+1}] \\ & + \frac{0.5}{h_{1p}h_{2p}}[h_{2e}(q_{b_1})_e^n - h_{2w}(q_{b_1})_w^n] + \frac{0.5}{h_{1p}h_{2p}}[h_{1n}(q_{b_2})_n^{n+1} - h_{1s}(q_{b_2})_s^{n+1}] \\ & + \frac{0.5}{h_{1p}h_{2p}}[h_{1n}(q_{b_2})_n^n - h_{1s}(q_{b_2})_s^n] + 0.5S_p^{n+1} + 0.5S_p^n - (S_f)_p = 0 \end{aligned} \quad (3.17)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\rho_s(1-p)}{\Delta t}[(z_b)_p^{n+1} - (z_b)_p^n] + \frac{1}{h_{1p}h_{2p}} \sum \{0.5[h_{2e}(q_{b_1})_e^{n+1} - h_{2w}(q_{b_1})_w^{n+1}] \\ & + 0.5[h_{2e}(q_{b_1})_e^n - h_{2w}(q_{b_1})_w^n] + 0.5[h_{1n}(q_{b_2})_n^{n+1} - h_{1s}(q_{b_2})_s^{n+1}] \\ & + 0.5[h_{1n}(q_{b_2})_n^n - h_{1s}(q_{b_2})_s^n]\} + \sum [0.5S_p^{n+1} + 0.5S_p^n] = 0 \end{aligned} \quad (3.18)$$

懸浮載質量守恆方程式之移流及反應步驟可採用特性法求解，(3.15)式之等式左邊各項，可以全微分表示，即

$$\frac{\partial \bar{C}}{\partial t} + \frac{\bar{u}}{h_1} \frac{\partial \bar{C}}{\partial \xi} + \frac{\bar{v}}{h_2} \frac{\partial \bar{C}}{\partial \eta} = \frac{D\bar{C}}{Dt} \quad (3.19)$$

則(3.15)式變為：

$$\frac{D\bar{C}}{Dt} = \frac{S}{\rho d} \quad (3.20)$$

在正交曲線座標上，其方向軌跡為：

$$\frac{h_1 d\xi}{dt} = \bar{u} \quad \text{和} \quad \frac{h_2 d\eta}{dt} = \bar{v} \quad (3.21)$$

圖 3.2 為質點運動軌跡之示意圖，A 點為  $t^{n+1} = (n+1)\Delta t$  時之到達點，D 點為  $t^n$  時之離開點。要解(3.20)式之全微分項，必須先解(3.21)式，即求

出其積分路徑。由於模式採用固定格點，故離開點不能保證剛好落在格點上，而必須以鄰近格點採內差法求之。

由於底床載方程式與懸浮載方程式在時間尺度上相差很大，即底床載移動量遠小於懸浮質移動量。在必須聯立求解前提下，移流及反應步驟之懸浮載方程式((3.19)式)必須使用較大之可蘭數(Courant number)，但大可蘭數將導至軌跡線必須穿過若干個格網方能落在  $t^n$  平面上，為求出質點之移動軌跡，路徑求解採分段方式處理，如圖 3.3 所示。

### (1) 運移軌跡之計算

對某一粒徑，如以從  $D_i$  積至  $A_i$  之軌跡為例，則：

$$\xi_D^{(m+1)} = \xi_A - \frac{(u_A + u_D^{(m)})}{2h_{1M}^{(m)}} (t_A - t_D^{(m+1)}) \quad (3.22)$$

$$\eta_D^{(m+1)} = \eta_A - \frac{(v_A + v_D^{(m)})}{2h_{2M}^{(m)}} (t_A - t_D^{(m+1)}) \quad (3.23)$$

$$t_D^{(m+1)} = t_A - \min\left[\frac{h_{1M}^{(m)}(\xi_D^{(m)} - \xi_A)}{\frac{1}{2}(u_A + u_D^{(m)})}; \frac{h_{2M}^{(m)}(\eta_D^{(m)} - \eta_A)}{\frac{1}{2}(v_A + v_D^{(m)})}\right] \quad (3.24)$$

式中，下標  $A$ 、 $D$  表示在到達和離去點的軌跡， $M$  為  $A$ 、 $D$  之中點值；上標  $m$  表疊代次數。此疊代過程係為求得離去點  $D_i$  之座標值。

### (2) 移流及反應步驟之離散方程式

當運動軌跡已知後，可積分(3.20)式，以圖 3.3 之軌跡為例，其離散化之方程式為：

$$C_A - C_{D_L} = \sum_{l=L}^2 \left[ \left( \frac{S_{D_l}}{\rho d_{D_l}} + \frac{S_{D_{l-1}}}{\rho d_{D_{l-1}}} \right) \frac{t_{D_{l-1}} - t_{D_l}}{2} \right] + \left( \frac{S_{D_1}}{\rho d_{D_1}} + \frac{S_A}{\rho d_A} \right) \frac{t_A - t_{D_1}}{2} \quad (3.25)$$

另外，懸浮載質量守恆之擴散項之數值方法，同水理部分之延散步驟，時間項採用前項差分方法，擴散項採用中央差分法。

### 3.2.3 數值解析法

在主格點 P(如圖 3.1 所示)上之離散化方程式共有 k 個(3.17)式，1 個(3.18)式及 k 個(3.25)式。而在 P 點上之未知量，可以如下向量表式之：

$$\vec{s}^{n+1} = (z_b^{n+1}, C_1, \beta_1, \dots, C_k, \beta_k, \dots, C_K, \beta_K) \quad (3.26)$$

或更簡潔的記作

$$\vec{s}^{n+1} = (s_1, s_{2k}, s_{2k+1}) \quad k = 1, K \quad (3.27)$$

式中 k 為粒徑 k 之代號。則(3.17)、(3.18)及(3.25)式可分別寫成：

$$F_1(\vec{s}^{n+1}) = 0 \quad (3.28)$$

$$F_{2k}(\vec{s}^{n+1}) = 0 \quad k = 1, K \quad (3.29)$$

$$F_{2k+1}(\vec{s}^{n+1}) = 0 \quad k = 1, K \quad (3.30)$$

(3.28) 至 (3.30) 式為一非線性代數式，可加以線性化後，利用 Newton-Raphson 法疊代求解：

$$\left[ \frac{\partial F_1}{\partial \vec{s}} \right] \Delta \vec{s} = -F_1({}^m \vec{s}^{n+1}) \quad (3.31)$$

$$\left[ \frac{\partial F_{2k}}{\partial \vec{s}} \right] \Delta \vec{s} = -F_{2k}({}^m \vec{s}^{n+1}) \quad k = 1, K \quad (3.32)$$

$$\left[ \frac{\partial F_{2k+1}}{\partial \vec{s}} \right] \Delta \vec{s} = -F_{2k+1}({}^m \vec{s}^{n+1}) \quad k = 1, K \quad (3.33)$$

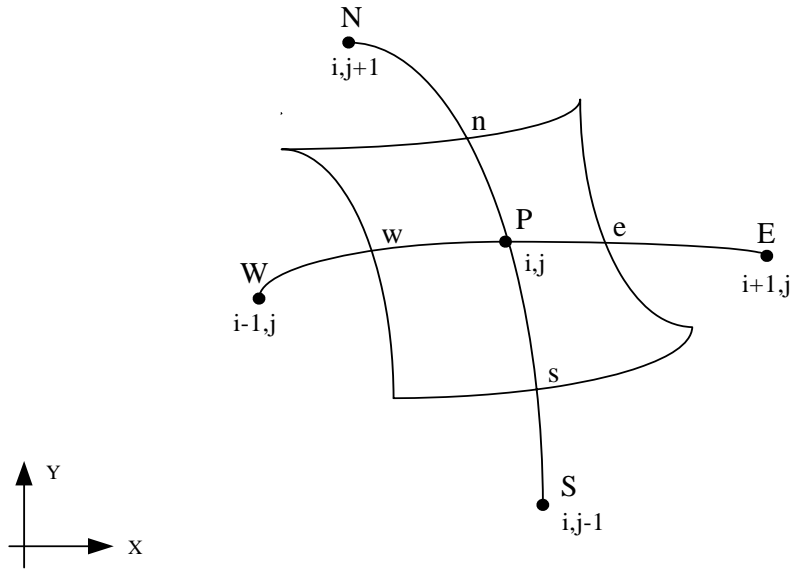


式中， $[\frac{\partial F}{\partial \bar{s}}]$  為 Jacobian 係數矩陣中之一列向量； ${}^m \bar{s}^{n+1}$  為前一次疊代未知向量； $\Delta \bar{s}$  為疊代修正向量，可表為  $\Delta \bar{s} = (\Delta s_1, \Delta s_{2k}, \Delta s_{2k+1})$ 。解得修正向量  $\Delta \bar{s}$  後，可得新的  ${}^{m+1} \bar{s}^{n+1}$  向量：

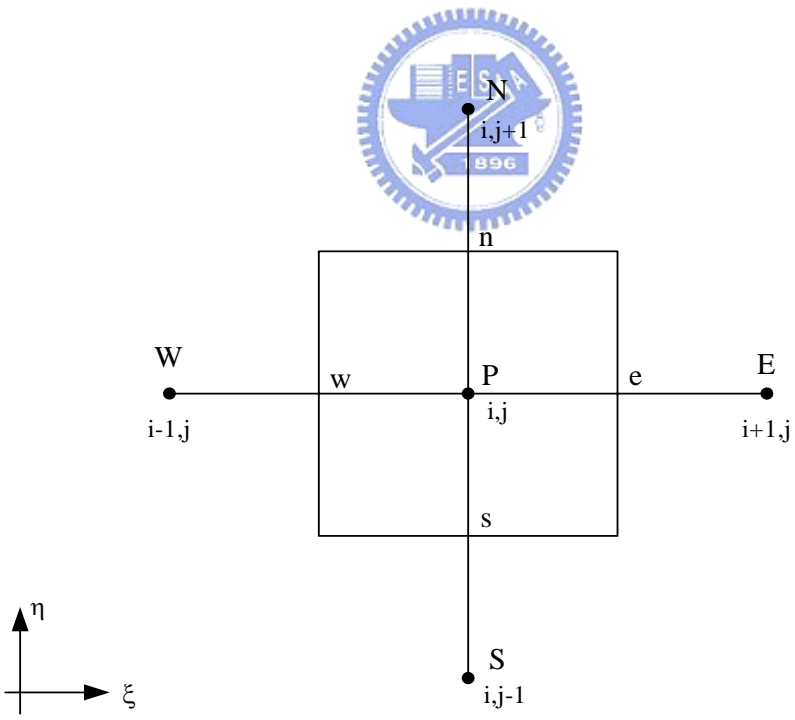
$${}^{m+1} \bar{s}^{n+1} = {}^m \bar{s}^{n+1} + \Delta \bar{s} \quad (3.34)$$

當達到  $\Delta \bar{s} \leq \varepsilon_s$  ( $\varepsilon_s$  為收斂容許誤差值) 之收斂條件時，疊代得以結束。





(a)



(b)

圖 3.1 控制體積法示意圖 (a)實際區域；(b)計算區域

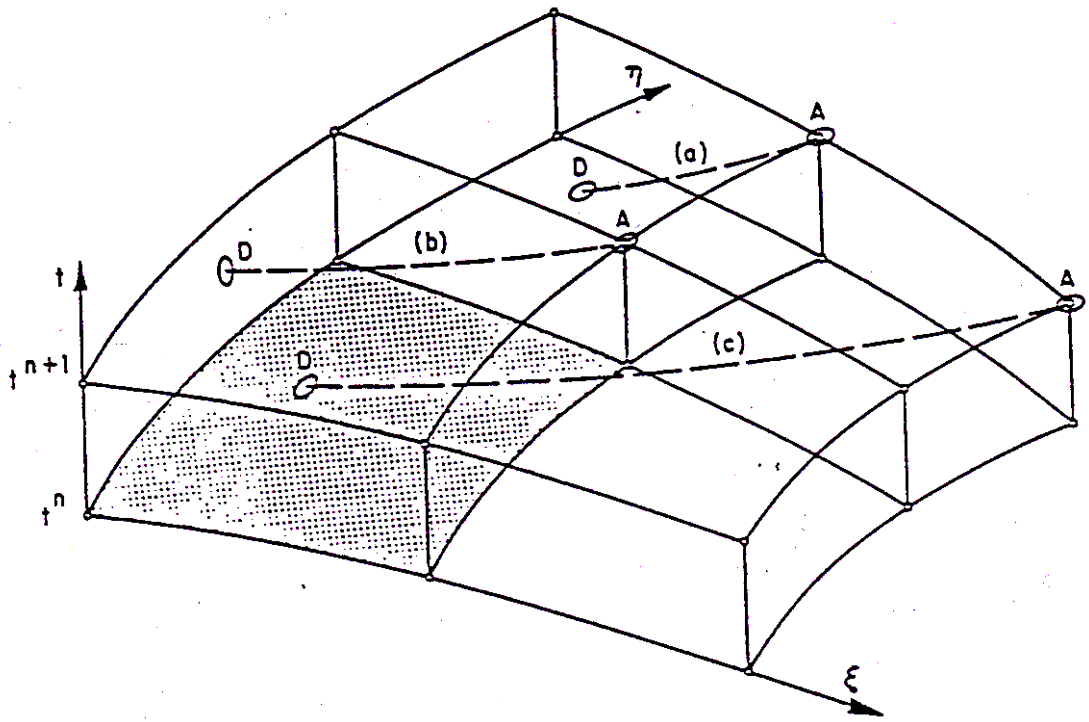


圖 3.2 質點運移軌跡示意圖  
(摘自 Spasojevic 1988)

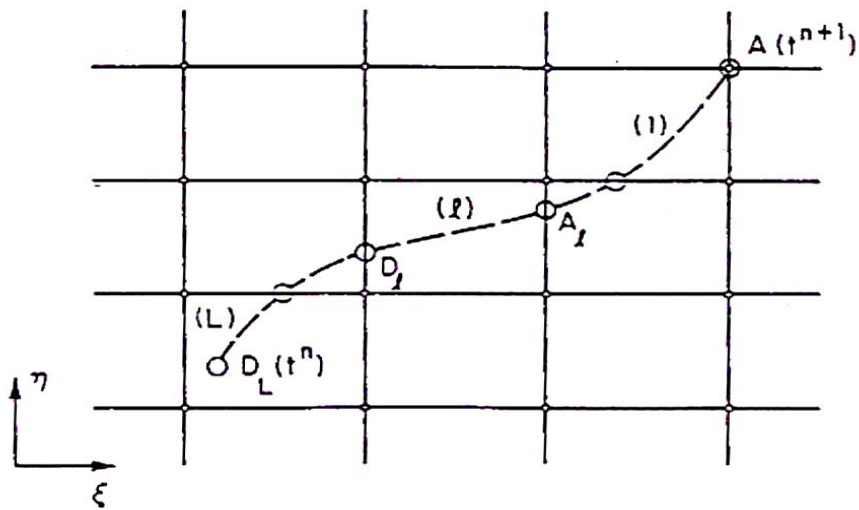


圖 3.3 質點運移軌跡在計算平面之示意圖  
(摘自 Spasojevic 1988)

## 第四章 模式適用性及二次流效應之敏感度測試分析

經由第二章與第三章在模式理論基礎及數值方法之說明介紹後，將於本章節進行模式在沉滓運移部份之理論基礎的適用性分析，並進行模式各項二次流效應之敏感度分析，以期檢定各項影響因子在彎道動床模式之影響程度及提供模式參數修正之方向。

### 4.1 模式適用性測試分析及問題解析

根據 Yeh and Kennedy(1993)所描述之一般在具有動床特性之彎曲渠道會有四項特徵：(1)有徑向沉滓運移之情形；(2)傾斜之底床形狀；(3)偏斜之主流位置，一般位於彎道外岸；(4)具有二次流之流場。因此模式演算以能達到理論應展現之彎道動床特性為目的。

測試案例係採用 Struiksm(1983)於荷蘭臺夫特科技大學水利實驗室(Delft Hydraulic Laboratory)所作之室內水槽試驗組別 T2，此後簡稱 DHL-T2 實驗。



DHL-T2 實驗之水槽佈置如圖 4.1 所示，從斷面 A<sub>D</sub>至斷面 B<sub>D</sub>及斷面 C<sub>D</sub>至斷面 D<sub>D</sub>為直線道，長度均為 15m，斷面 B<sub>D</sub>為彎道起點，從此處沿著渠道至斷面 C<sub>D</sub>處為一蜿蜒 140°之固定曲率半徑之動床矩形渠道，渠道寬度為 1.5m，渠道中心線之曲率半徑為 12m，彎道全長 29.32m，全渠道之縱向底床坡降為 0.00203，Chezy 係數為 28.8 m<sup>1/2</sup>/s，底床作用層採用粒徑為 0.45mm 之均勻砂。上游邊界條件為固定入流量 0.062 m<sup>3</sup>/s，下游邊界條件則為實測水位 0.1m。採用 121×37 之非均勻計算格網，其中側方向格網分佈情形如圖 4.2 所示，此案例之總模擬時間為 400 min，程式演算  $\Delta t=1.0$  sec。

由於以往之學者在數值模式中，針對彎道底床載二次流所應用之

參數均為固定值，並不因不同斷面或不同渠道位置而有所差異，其中包括沉滓形狀因子  $f_s$  與渦流係數  $A$ ，故本研究於初步模擬時，仍是應用固定值之參數，採用 Kassem and Chaudhry(2002)之設定值，其中  $f_s$  為 2， $A$  則為 9.10。

圖 4.3 為模擬 DHL 實驗 T2 之彎道段各橫斷面無因次水面高程示意圖，分別取  $0^\circ$  (彎道入口)、 $23.3^\circ$ 、 $46.6^\circ$ 、 $70^\circ$ 、 $93.3^\circ$ 、 $116.6^\circ$ 、 $140^\circ$  (彎道出口)、彎道出口 5m 和彎道出口 10m 等九個斷面作說明，其中縱軸為該斷面各點實際水位 ( $Z_s$ ) 與平均水位 ( $Z_{sm}$ ) 之比較值，由圖可明確觀察到在彎道段，外岸有明顯水面超高之情形；水流流出彎道後，水面超高情形隨之減小，且徑向慣性力和徑向靜水壓之差異逐漸消失，而二次流效應亦隨之衰退。

圖 4.4 和圖 4.5 分別為模擬 DHL-T2 實驗之縱向底床變化圖及縱向水深示意圖，此二圖中實線段為實驗值，方塊點狀線為本研究所模擬之結果。另外，圖 4.5 虛線段為 Struiksmas(1985)所模擬之結果。由圖 4.4 中可清楚看到無論是實驗結果或是本研究模擬結果，皆有外岸沖刷、內岸淤積之定性上的共通點；由圖 4.5 中可明顯看出彎道內岸水深較淺，彎道外岸水深值則明顯高於內岸水深值。

惟在定量上觀察圖 4.4 和圖 4.5，無論本模式之模擬結果或 Struiksmas(1985)模擬結果皆與實驗結果有一定之差距，尤其是以彎道入口段之水深或底床高程特別明顯。由此二圖中實驗段之量測值來觀察，在彎道入口段的外岸區域有沖刷較深和內岸區域有淤積較高之情形，稱之為「過度沖淤」(overshoot)現象，數值模擬結果與實驗結果明顯有所不符。Struiksmas(1985)評斷是為影響彎道動床模式之因素相當複雜，可能會受到模式之參數或相關演算條件之設定而致使無法反

應實際現象之情形，並針對此結論予以分析探討，提出三項可能影響結果之分析：(1)上游給定之邊界條件，可能影響沖淤深度；(2)求解水理和輸砂之過程中，可能對於其運動形式之定義有所不足，於此提高其渦度源項之梯度，亦即增加整體水流徑向流速之坡降，彎道外岸流速加大，內岸流速減低；(3)模式中之各項參數可能針對不同之案例會有不同之值，然而這大多為經驗公式，含有相當高之不確定性，尤其是在沉滓運移角度修正因子中之  $f_s$  和  $A$  值，須加以探討其值。

## 4.2 二次流效應之敏感度測試分析

影響彎道動床之因素可概括為水理二次流、懸浮載二次流及底床載二次流效應，另外 Lien 等(1999)發現在彎道處之水理滑移邊界效應，影響了水理二次流對彎道流速之分佈情形，而渠道之沖淤現象往往與流場息息相關，故本研究在探討水理二次流時，並同時探討滑移邊界效應對彎道底床沖淤之影響。由 4.1 節可得知，在已引用之理論下，數值模式並無法直接模擬出符合實際彎道之床形，因此需透過測試上述因素對底床變動之敏感度，予以探討並修正模式演算之各項設定值，以期模擬出符合實驗結果之彎道床形。以下章節將針對各項彎道二次流效應進行分析，逐一探討其對彎道底床沖淤之敏感度。

為展示各影響因子之敏感度，選用均方根差(root mean square error)  $E_{rms}$  來作為評斷該因子之敏感程度，此指數敘述如下：

$$E_{rms} = \left( \frac{\sum_{N_{total}} (X_{i,j} - Y_{i,j})^2}{N_{total}} \right)^{1/2} \quad (4.1)$$

其中， $X_{i,j}$  表某計算格點於考慮指定模擬條件時之模擬結果； $Y_{i,j}$  表  $X_{i,j}$  相對應計算格點於未考慮指定模擬條件時之模擬結果； $N_{total}$  表模擬案

例總計算格點數目。

另外，為適切量化各影響因子對彎道底床變動程度，乃定義一指標  $E_{mzp}$  來代表，該式如下所示：

$$E_{mzp} = \left| \frac{z_{bip} - z_{bnp}}{z_{bip} - z_{b0}} \right| \quad (4.2)$$

式中， $z_{bip}$  = 某計算格點於考慮指定模擬條件時之底床高程； $z_{bnp}$  = 某計算格點於未考慮指定模擬條件時之底床高程； $z_{b0}$  = 原始底床高程。當  $E_{mzp}$  之值愈趨近於 0 時，表示該模擬條件對底床變動之影響甚小，亦即反應其沖淤現象較微弱，當  $E_{mzp}$  之值愈大，表示此模擬條件對底床變動之影響較大，亦即反應其沖淤現象較為強烈。

本節將以  $E_{rms}$  及  $E_{mzp}$  等兩指標來評斷各項彎道動床影響因子之敏感程度，並作為模式參數修正之依據。



#### 4.2.1 水理二次流效應分析

根據謝(2002)對彎道水理二次流所作的分析中，水深平均二維模式可分為兩種型態，一種為傳統模式(Conventional Model; CN 模式)，一種為彎道模式(Bend-Flow Model; BF 模式)，這兩種模式最主要之差異在於動力方程式中對延散剪應力的處理。CN 模式忽略彎道二次流之效應，即假設垂直方向之流速為均勻分佈，因此忽略延散剪應力項；BF 模式則為引進深度方向二次流流速剖面來處理延散剪應力項，以適切反映彎道二次流效應之影響。透過謝(2002)之分析，得知當二次流強度因子( $SI$ )小於 0.02 時，二次流效應對流場之影響可忽略不計，因此本研究採用  $SI$  值大於 0.02 之案例作為探討對象，以完整了解水理二次流效應對沉滓運移之影響程度，並對其敏感度加以分析

探討。二次流強度因子計算式如下所示：

$$SI = \frac{H}{r_c \sqrt{C_f}} \quad (4.3)$$

此部份分析採 DHL-T2 實驗作為模擬對象，該實驗之  $SI$  值為 0.0766，此  $SI$  值比對於圖 4.6 中屬較小之值，其中圖 4.6(謝，2002)為不同  $\theta_b$  之  $MaxU^*$  與  $SI$  關係圖， $\theta_b$  為彎道長度因子= $L/(2\pi r_c)$ ， $MaxU^*$  為  $\xi$  方向速度之最大相對差異= $Max(|\Delta u|/u^b)$ ，此案例之  $SI$  值大於忽略水理二次流效應之  $SI$  值 0.02，故模擬此案例理應考慮水理二次流效應；表 4.3(謝，2002)為不同  $\theta_b$  之  $MaxU^*$  與  $SI$  之回歸函數一覽表，以彎道中心斷面  $70^\circ$  為例，其  $\theta_b$  等於 0.1944，利用表 4.1 中之回歸函數可得其  $MaxU^*$  等於 0.531，代表水理二次流影響  $\xi$  方向之流速達 50% 以上，因此必須考量水理二次流效應。



圖 4.7 為模擬 DHL-T2 實驗時，水理二次流效應對縱向水深影響示意圖，並參照表 4.2 可查得模式在計算水理二次流與否之水深  $E_{rms}$  值並不高，在距離彎道內岸 0.375m 之縱斷面為 0.001674，距離彎道外岸 0.375m 之縱斷面則為 0.001361，若以全彎道網格來看則為 0.001484；若以  $E_{mzp}$  之值來觀察，由表 4.3 可得知模擬此案例時，模式針對計算水理二次流與否影響整體彎道之平均底床變動量約 10.2%，在距離彎道內岸 0.375m 之縱斷面為 12.95%，距離彎道外岸 0.375m 之縱斷面則為 7.35%，因此可發現水理二次流在此案例對底床沖淤仍有所影響。

但由於本案例之  $SI$  值實屬較小之值，因此本研究為探討當模擬案例在較大  $SI$  值的時候，水理二次流效應對底床沉滓運移之影響程度，以 DHL 實驗同一渠道形狀之案例，採用同一粒徑砂( $D_k = 0.45$  mm)，



設計較大  $SI$  之流況，而設計案例與原 DHL -T2 實驗差異之相關資訊為：(1)設計流量=0.1163 cms；(2)平均水深=0.15 m；(3)平均流速=0.51 m/s；(4)二次流強度因子  $SI=0.1149$ 。

圖 4.8 為當  $SI$  值為 0.1149 時，水理二次流效應對縱向水深影響示意圖，由圖 4.7 與圖 4.8 可以明顯看出模式在開啟和未開啟水理二次流的條件下，在較大  $SI$  值的時候(約為 DHL-T2 實驗之 1.5 倍)，其水深之差異明顯大於小  $SI$  值時之差異，若以水深之  $E_{rms}$  值來觀察，距離彎道內岸 0.375m 之縱斷面為 0.007097，距離彎道外岸 0.375m 之縱斷面則為 0.004544，若以全彎道網格來看則為 0.005914；若以  $E_{mzp}$  之值來觀察，模式在此案針對計算水理二次流與否影響整體彎道之平均底床變動量約 12.26%，在距離彎道內岸 0.375m 之縱斷面為 9.0%，距離彎道外岸 0.375m 之縱斷面則為 15.0%，整體高於模擬 DHL-T2 實驗之水深  $E_{mzp}$  值；由此可得知  $SI$  值愈大，水理二次流效應對底床載沖淤之影響則較為明顯。



#### 4.2.2 滑移邊界效應分析

在模擬天然渠道或實驗渠道時，理論上邊界之流速和流量應設定為 0，亦稱之為不滑移邊界(non-slip boundary)，但程式在處理邊界處常會因為鄰近格網之流速不連續而造成邊界數值演算之不穩定性，因此偶爾會以滑移邊界(slip boundary)來模擬案例。

圖 4.9 為模擬 DHL-T2 實驗考慮滑移邊界與否之縱向水深比較圖，縱軸為模擬水深，橫軸為彎道內之縱向距離，虛線為設定不滑移邊界之水深，實線為設定滑移邊界之水深，由圖中可觀察得不滑移邊界和滑移邊界所模擬出之水深差異極小，由表 4.2 可見得其水深  $E_{rms}$  值在內外岸 0.375m 處分別為 0.000337 和 0.000220，若考慮全彎道網格

之水深  $E_{rms}$  值則為 0.000329，亦可以見得模式在演算彎道輸砂時，滑移邊界之設定對底床沖淤之影響程度極小，甚至可以忽略之。若以  $E_{mzp}$  之值來觀察，由表 4.3 可得知模擬此案例時，模式針對設定滑移邊界與否影響整體彎道平均之底床變動量約 1.99%，在距離彎道內岸 0.375m 之縱斷面為 1.74%，距離彎道外岸 0.375m 之縱斷面則為 2.05%，因此可發現滑移邊界之設定與否對此案例之底床變動程度並不大，相較於水理二次流之影響則更小。

### 4.2.3 懸浮載二次流效應分析

天然河川泥砂運動種類依性質可分為推移載(bed load)、懸浮載(suspended load)及沖洗載(wash load)，其中推移載及懸浮載合稱河床質載(bed material load)，即總輸砂量，為與河床變動有關之泥砂運移量，沖洗載亦是以懸浮型態輸送，但存在底床之量極小，可視為不參與底床改變之量，一般多予以忽略。而在懸浮載運移的部份，其係為漂浮在水中之泥砂運動，其特性類似污染質傳輸，具有紊流擴散效應，可將水中各項物質擴散至各個方向，在明渠流中，較重要的擴散方向則是水流方向和橫斷面方向之傳輸。

然而 Struiksmas(1985)認為懸浮載源對彎道底床沖刷之影響程度極微小，且通常可以被忽略；Yeh and Kennedy(1993)亦忽略懸浮載源在彎道動床之演算；但在 Ikeda and Nishimura(1985,1986)所模擬之案例結果中，卻發現當考量懸浮載源效應時，將增加彎道之最大沖刷深度 8%。因此懸浮載源效應可能針對不同案例之相異沉澱粒徑，會產生不同強度之沖淤現象。為建構模式整體輸砂運算之完整性，本研究在此部份乃加入懸浮載源之演算，並於某一粒徑懸浮載之質量守恆方程式中加入環流傳輸項，得以適切考量懸浮載源二次流效應於彎道時

在橫斷面方向之傳輸。

圖 4.10 是為模擬 DHL-T2 實驗時，懸浮載源計算與否對縱向水深影響示意圖，模擬粒徑為實驗粒徑 0.45mm 之均勻砂，由圖可明顯觀察得在此種粒徑和水理條件下所模擬出之結果，懸浮載二次流之計算對底床沖淤之影響極小，由表 4.2 可明顯查知模式在演算懸浮載二次流與否之水深  $E_{rms}$  值極小，在距彎道內岸 0.375m 之縱斷面為 0.000086，距離彎道外岸 0.375m 之縱斷面為 0.000071，以全彎道之網格來看則為 0.000395，可以清楚得知懸浮載源之計算於此可以忽略不計；若以  $E_{mzp}$  之值來觀察，由表 4.3 可得知模擬此案例時，模式針對計算懸浮載二次流與否影響整體彎道平均之底床變動量約 0.68%，在距離彎道內岸 0.375m 之縱斷面為 0.48%，距離彎道外岸 0.375m 之縱斷面亦為 0.38%，因此可發現懸浮載二次流對此案例之水深變動幾乎無影響。



為測試底床粒徑大小對沖淤深度之影響，本研究另分別採用粒徑 0.60mm 和 0.20mm 之假定粒徑來模擬，可得如圖 4.11 和圖 4.12 所示之水深示意圖。當粒徑為 0.60mm 時，懸浮載二次流演算與否對水深之  $E_{rms}$  值如下，在距彎道內岸 0.375m 之縱斷面為 0.000097，距離彎道外岸 0.375m 之縱斷面為 0.000115，以全彎道之網格來計算則為 0.00047；若以  $E_{mzp}$  之值來觀察，由表 4.3 可得知模擬此案例時，模式針對設定滑移邊界與否影響整體彎道平均之底床變動量約 1.18%，在距離彎道內岸 0.375m 之縱斷面為 0.66%，距離彎道外岸 0.375m 之縱斷面則為 0.64%。當粒徑為 0.20mm 時，懸浮載源演算與否對水深之  $E_{rms}$  值如下，在距彎道內岸 0.375m 之縱斷面為 0.000167，距離彎道外岸 0.375m 之縱斷面為 0.000139，以全彎道之網格來計算則為

0.000498；若以  $E_{mzp}$  之值來觀察，由表 4.3 可得知模擬此案例時，模式針對設定滑移邊界與否影響整體彎道平均之底床變動量約 0.24%，在距離彎道內岸 0.375m 之縱斷面為 0.26%，距離彎道外岸 0.375m 之縱斷面則為 0.15%。

由前述之模擬結果，初步研判砂之粒徑大小在 0.2mm 至 0.6mm 之間，懸浮載二次流對底床沖淤之影響極小，亦即懸浮載二次流效應不明顯。

另外，圖 4.13 則為綜合以上三種不同粒徑之沉滓在相同水理條件下模擬之水深示意圖，由圖中可明確看出不同粒徑之沉滓所反應出之水深亦有所不同，愈小之顆粒所造成之沖淤現象愈明顯，水深愈深；愈大之顆粒則反之，顯示出模式具有足夠之能力，來演算不同大小之河川代表粒徑的沖淤現象。



#### 4.2.4 底床載彎道效應分析

於彎曲渠道裡，底床沖淤之現象為多為外岸刷深、內岸淤積。一般而言，認定在渠道彎曲處之底床沖淤現象的起因是因為曲率半徑之影響，包含離心力之產生、水面外岸超高之現象、二次流效應、彎道底床偏斜之床形等現象，均與其有極高之相關性，如 Ikeda 等(1985)、Struiksmas 等(1985)、Shimizu 等(1989)都將曲率半徑之影響引入其底床載運移的計算。本研究主要則應用(2.24)~(2.26)等三個輔助關係式，將沉滓運移角度因子應用至底床載源通量之計算中，其中曲率半徑反應於(2.25)式之右式後項，因此彎道效應影響底床載源之通量亦於此項表現。

為了解在彎道沉滓運移角度因子裡曲率半徑之影響程度，故考慮在程式模擬時，將(2.25)式之右式後項移除，僅利用縱方向和橫方向

之流速和底床坡降的影響，以反應出該項之影響程度。

由圖 4.14 為考慮取消曲率半徑  $r$  演算與否之比較圖，圖中虛線段為不考慮  $r$  之效應，實線段則為有考慮  $r$  之效應，由圖可明顯看出當不考慮  $r$  之效應時，彎道底床沖淤之現象極弱；表 4.2 可見得其水深  $E_{rms}$  值在內外岸 0.375m 處分別為 0.01596 和 0.01328，若考慮全彎道網格之水深  $E_{rms}$  值則為 0.02030；若以  $E_{mzp}$  之值來觀察，由表 4.3 可得知模擬此案例時，模式針對考慮底床載彎道效應與否影響整體彎道平均之底床變動量達 98.8%，在距離彎道內岸 0.375m 之縱斷面為 111.3%，距離彎道外岸 0.375m 之縱斷面則為 86.2%，顯示在模擬彎道動床模式時，底床載彎道效應對底床沖淤深度影響極大，遠大於其他影響因子之敏感程度。



表 4.1 不同  $\theta_b$  之  $MaxU^*$  與  $SI$  之回歸函數一覽表(謝，2002)

$\theta_b$	回歸函數	$R^2$
0.0278	$MaxU^* = 10.581SI^2 + 1.3102SI - 0.0012$	0.890
0.0556	$MaxU^* = 0.2329SI^2 + 6.9466SI - 0.133$	0.855
0.0833	$MaxU^* = -5.6052SI^2 + 9.2925SI - 0.1908$	0.900
0.1111	$MaxU^* = -7.5538SI^2 + 10.067SI - 0.212$	0.927
0.1389	$MaxU^* = -7.979SI^2 + 10.314SI - 0.2191$	0.937
0.1667	$MaxU^* = -8.3139SI^2 + 10.44SI - 0.2222$	0.941
0.1944	$MaxU^* = -8.5011SI^2 + 10.511SI - 0.2242$	0.943
0.2222	$MaxU^* = -8.6154SI^2 + 10.552SI - 0.2246$	0.944
0.25	$MaxU^* = -8.9197SI^2 + 10.629SI - 0.2192$	0.943

表 4.2 二次流效應對彎道動床之影響分析一覽表

影響因子	探討位置	縱向水深之 平均 $E_{rms}$
水理 ( $SI = 0.0766$ )	距彎道內岸 0.375m	0.001674
	距彎道外岸 0.375m	0.001361
	全彎道網格	0.001484
水理 ( $SI = 0.1149$ )	距彎道內岸 0.375m	0.007097
	距彎道外岸 0.375m	0.004544
	全彎道網格	0.005914
滑移邊界	距彎道內岸 0.375m	0.000337
	距彎道外岸 0.375m	0.000220
	全彎道網格	0.000329
懸浮載 ( $d = 0.45mm$ )	距彎道內岸 0.375m	0.000086
	距彎道外岸 0.375m	0.000071
	全彎道網格	0.000395
懸浮載 ( $d = 0.60mm$ )	距彎道內岸 0.375m	0.000097
	距彎道外岸 0.375m	0.000115
	全彎道網格	0.00047
懸浮載 ( $d = 0.20mm$ )	距彎道內岸 0.375m	0.000167
	距彎道外岸 0.375m	0.000139
	全彎道網格	0.000498
底床載	距彎道內岸 0.375m	0.015959
	距彎道外岸 0.375m	0.013277
	全彎道網格	0.020298

表 4.3 二次流彎道效應對底床變動影響分析一覽表

影響因子	探討位置	縱向底床變化 平均 $E_{mzp}$ (%)
水理 ( $SI = 0.0766$ )	距彎道內岸 0.375m	12.95
	距彎道外岸 0.375m	7.35
	全彎道網格	10.20
水理 ( $SI = 0.1149$ )	距彎道內岸 0.375m	15.0
	距彎道外岸 0.375m	9.0
	全彎道網格	12.26
滑移邊界	距彎道內岸 0.375m	2.05
	距彎道外岸 0.375m	1.74
	全彎道網格	1.99
懸浮載 ( $d = 0.45mm$ )	距彎道內岸 0.375m	0.68
	距彎道外岸 0.375m	0.38
	全彎道網格	0.48
懸浮載 ( $d = 0.60mm$ )	距彎道內岸 0.375m	0.66
	距彎道外岸 0.375m	0.64
	全彎道網格	1.18
懸浮載 ( $d = 0.20mm$ )	距彎道內岸 0.375m	0.26
	距彎道外岸 0.375m	0.15
	全彎道網格	0.24
底床載	距彎道內岸 0.375m	111.3
	距彎道外岸 0.375m	86.17
	全彎道網格	98.83

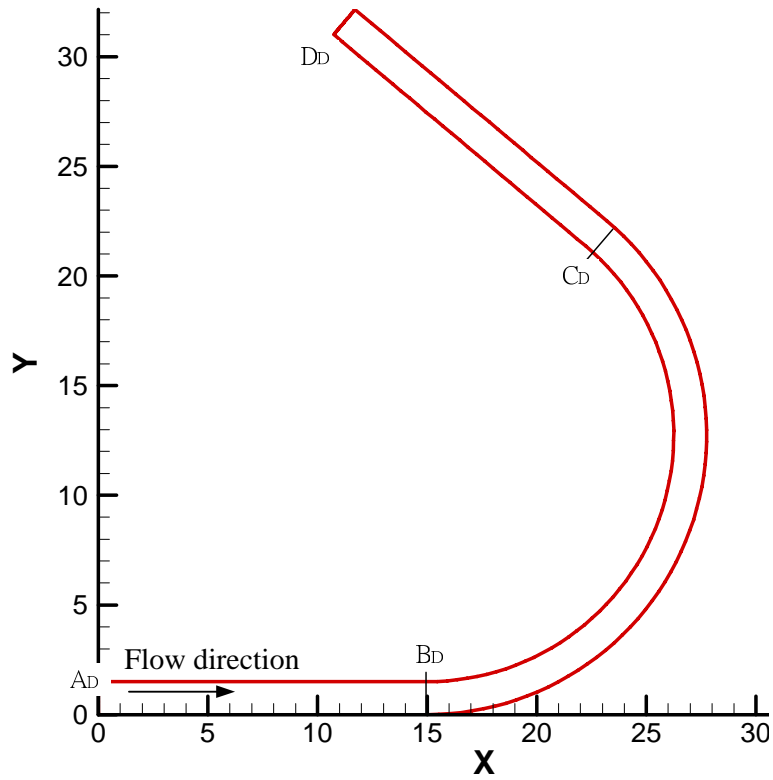


圖 4.1 Struiksmma(1983) DHL-T2 實驗水槽幾何形狀圖

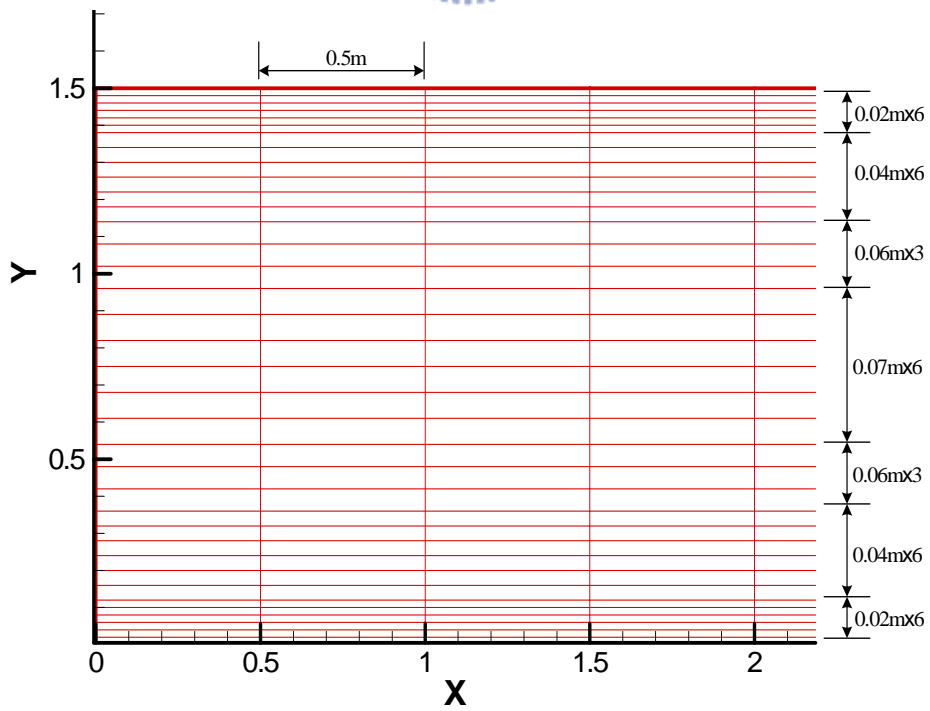


圖 4.2 模擬 DHL-T2 實驗之徑向斷面非均勻格網示意圖



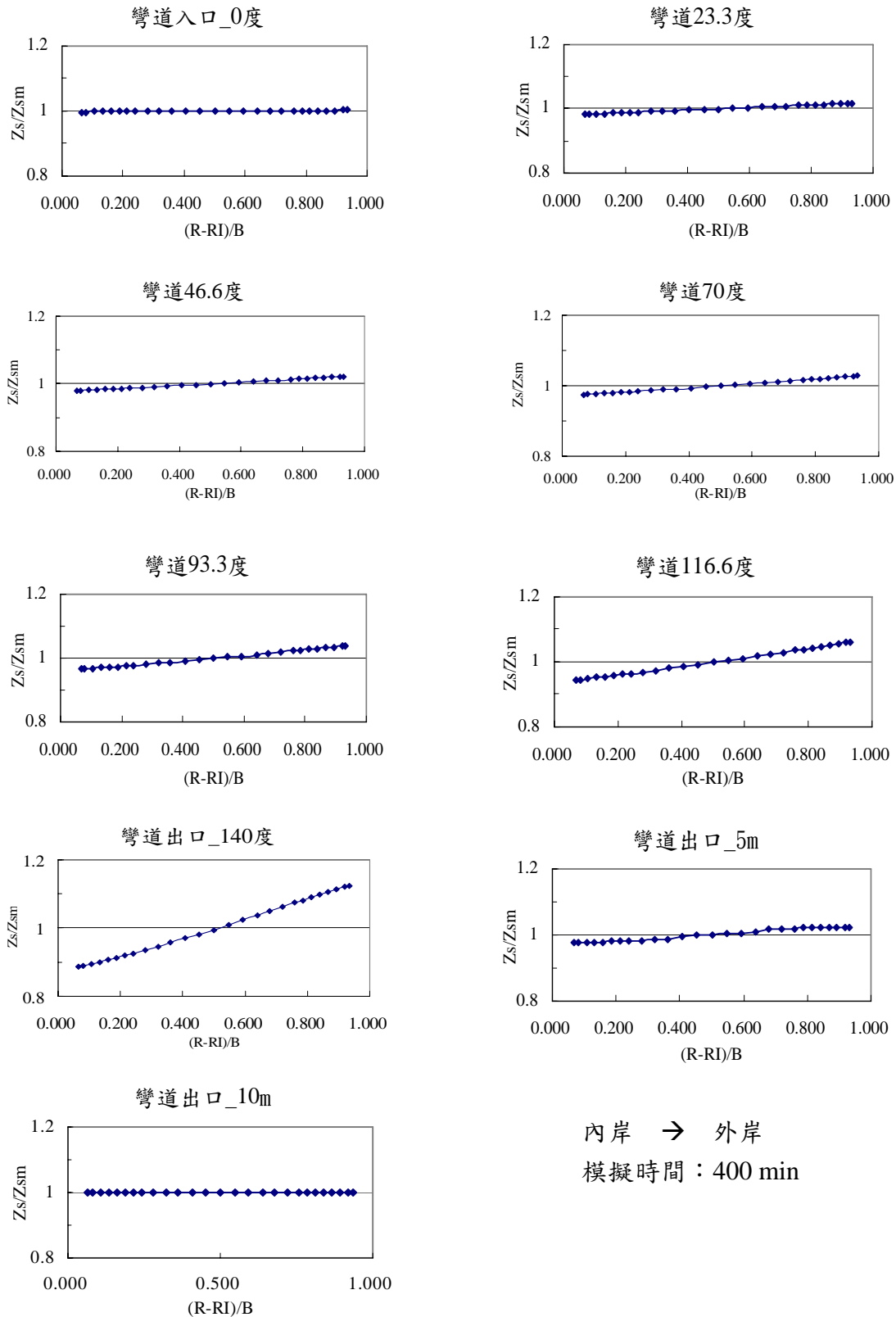


圖 4.3 模擬 DHL-T2 實驗彎道段之水面高程示意圖

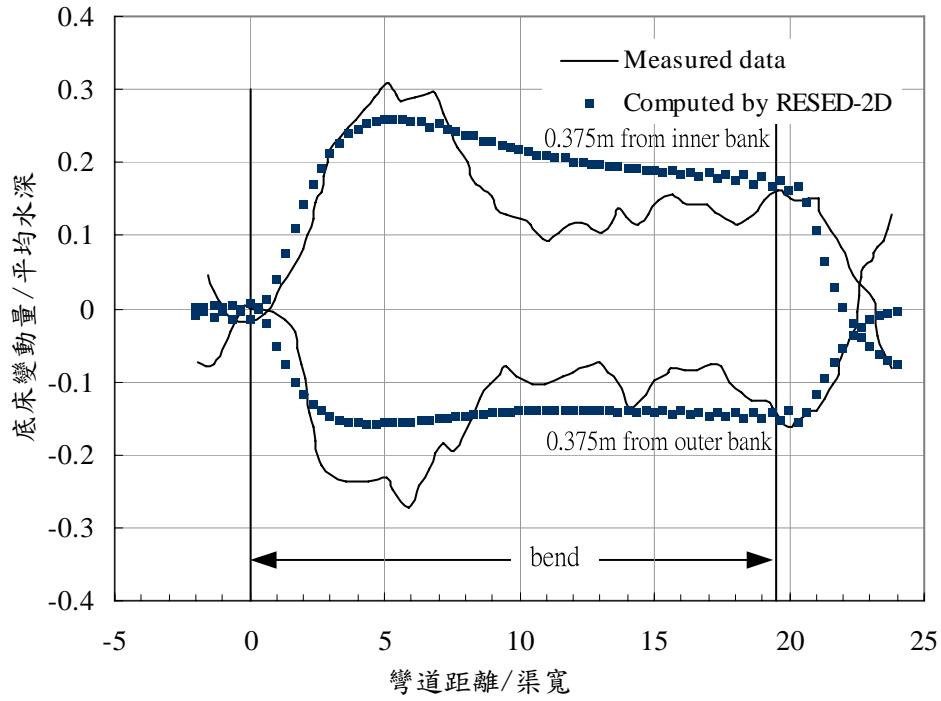


圖 4.4 模擬 DHL-T2 實驗之彎道縱向底床變化圖

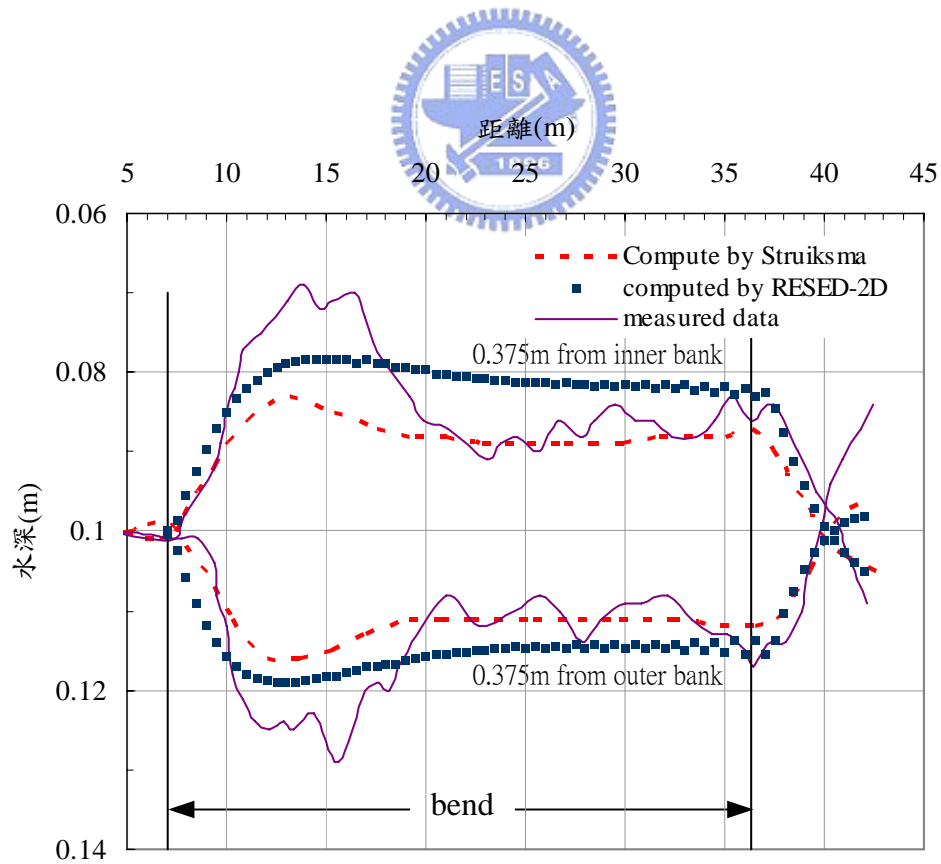


圖 4.5 模擬 DHL-T2 實驗之彎道縱向水深示意圖

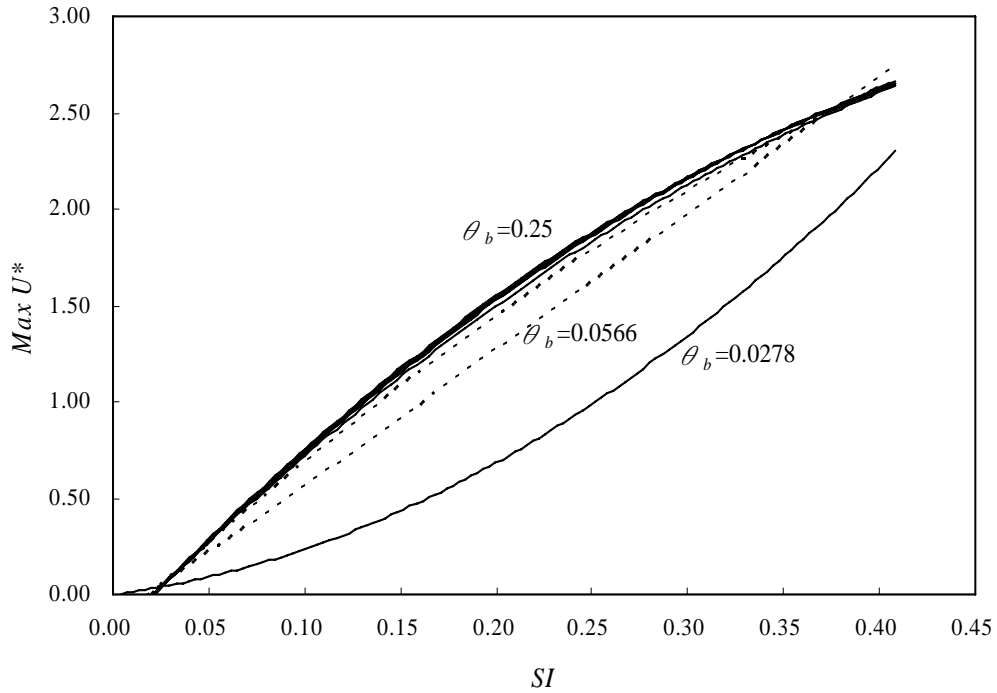


圖 4.6 不同  $\theta_b$  之  $MaxU^*$  與  $SI$  關係圖(謝，2002)

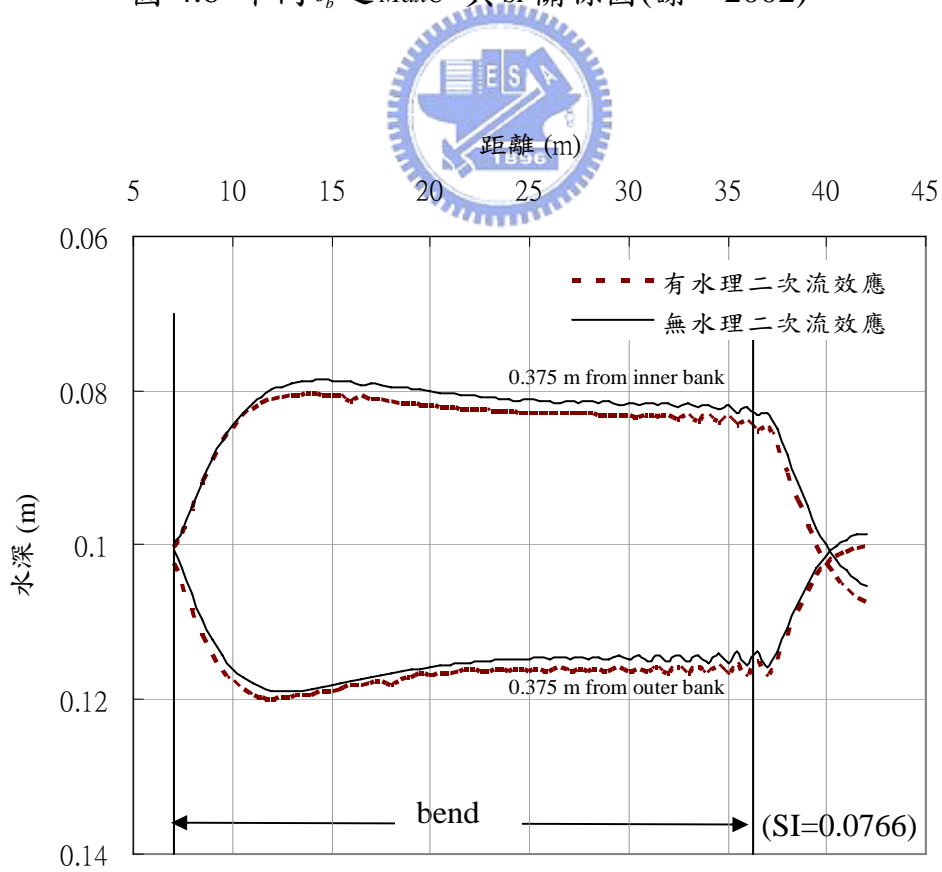


圖 4.7 水理二次流效應對縱向水深影響示意圖\_1(DHL-T2 實驗)

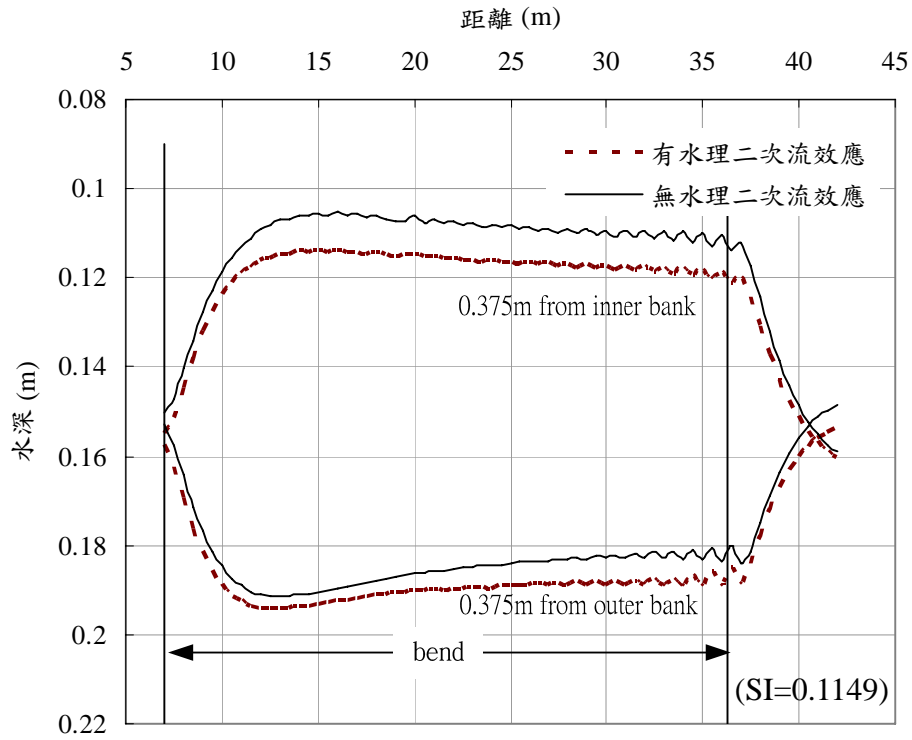


圖 4.8 水理二次流效應對縱向水深影響示意圖\_2(DHL-T2 實驗)

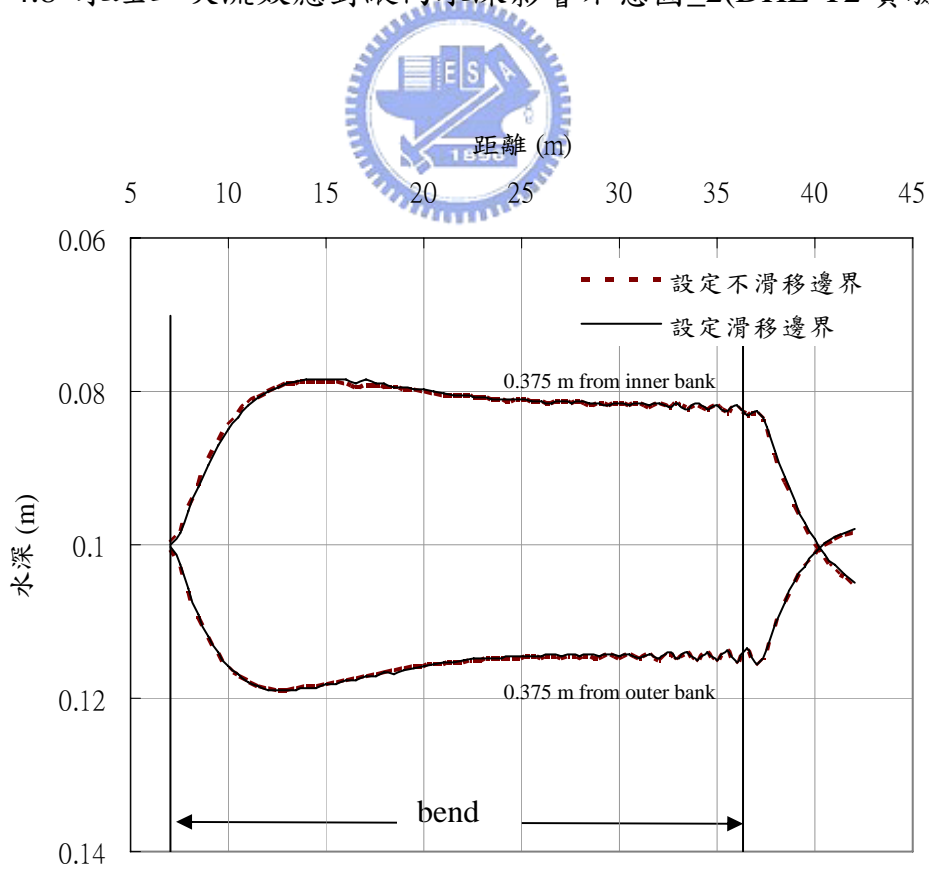


圖 4.9 考慮滑移邊界與否之縱向水深比較圖(DHL-T2 實驗)

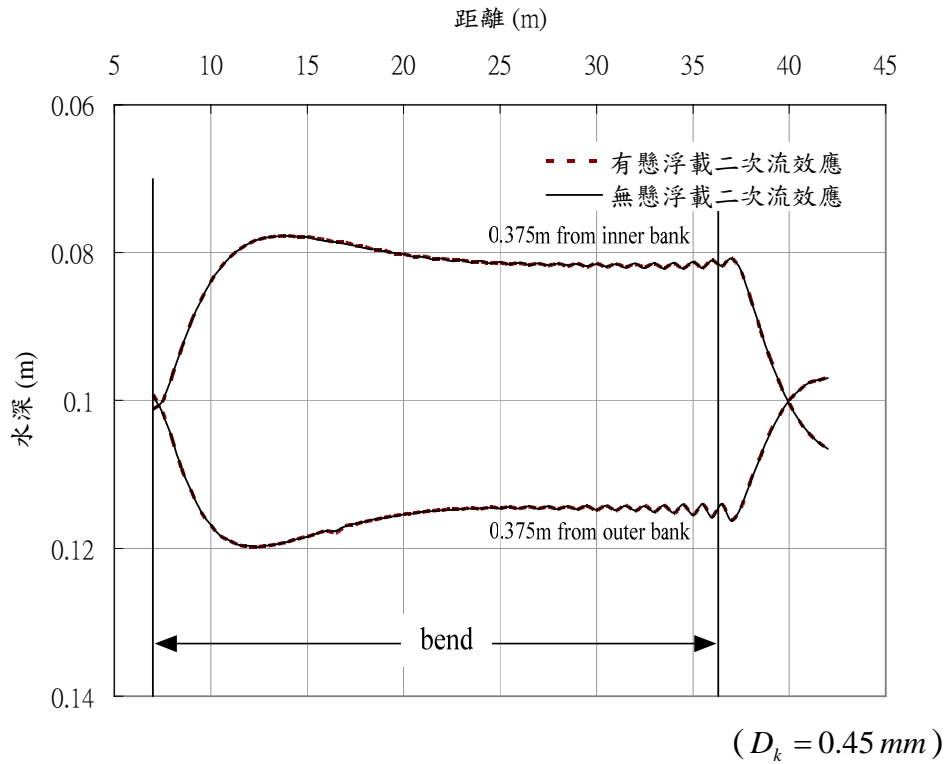


圖 4.10 懸浮載二次流效應對縱向水深影響示意圖\_1(DHL-T2 實驗)

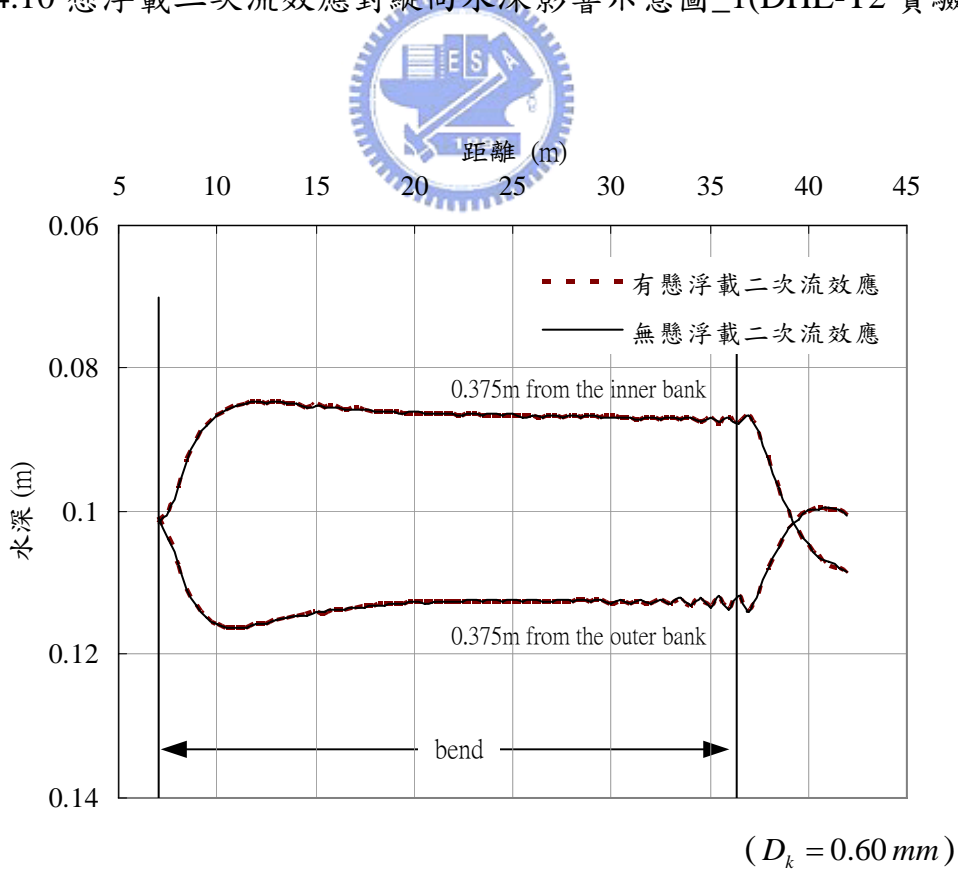


圖 4.11 懸浮載二次流效應對縱向水深影響示意圖\_2(DHL-T2 實驗)

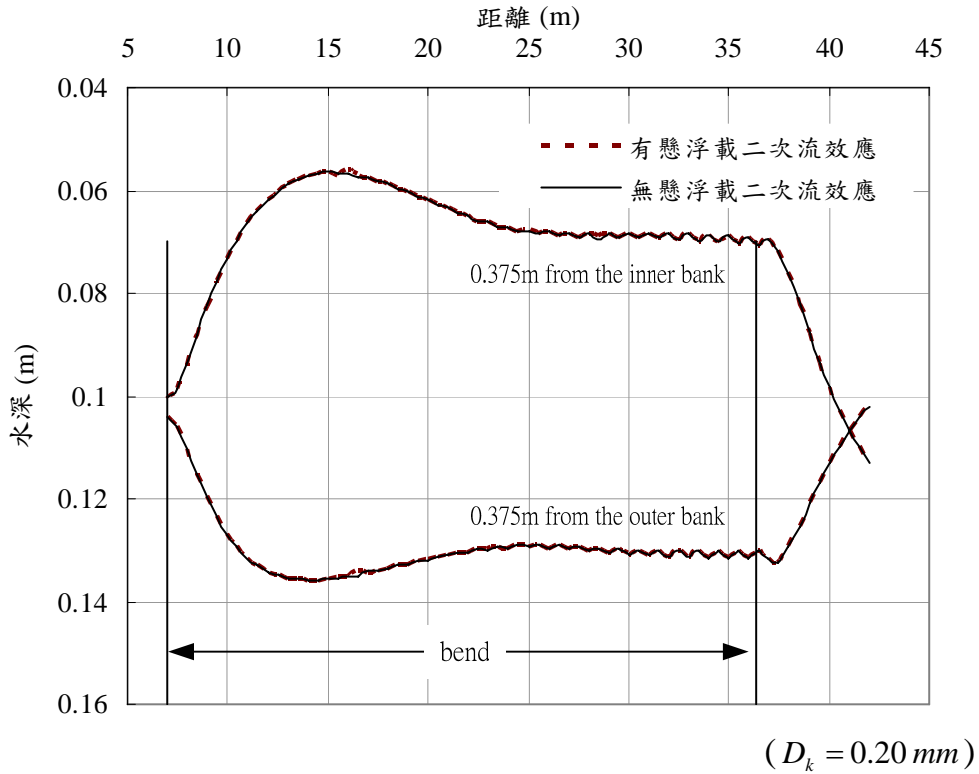


圖 4.12 懸浮載二次流效應對縱向水深影響示意圖\_3(DHL-T2 實驗)

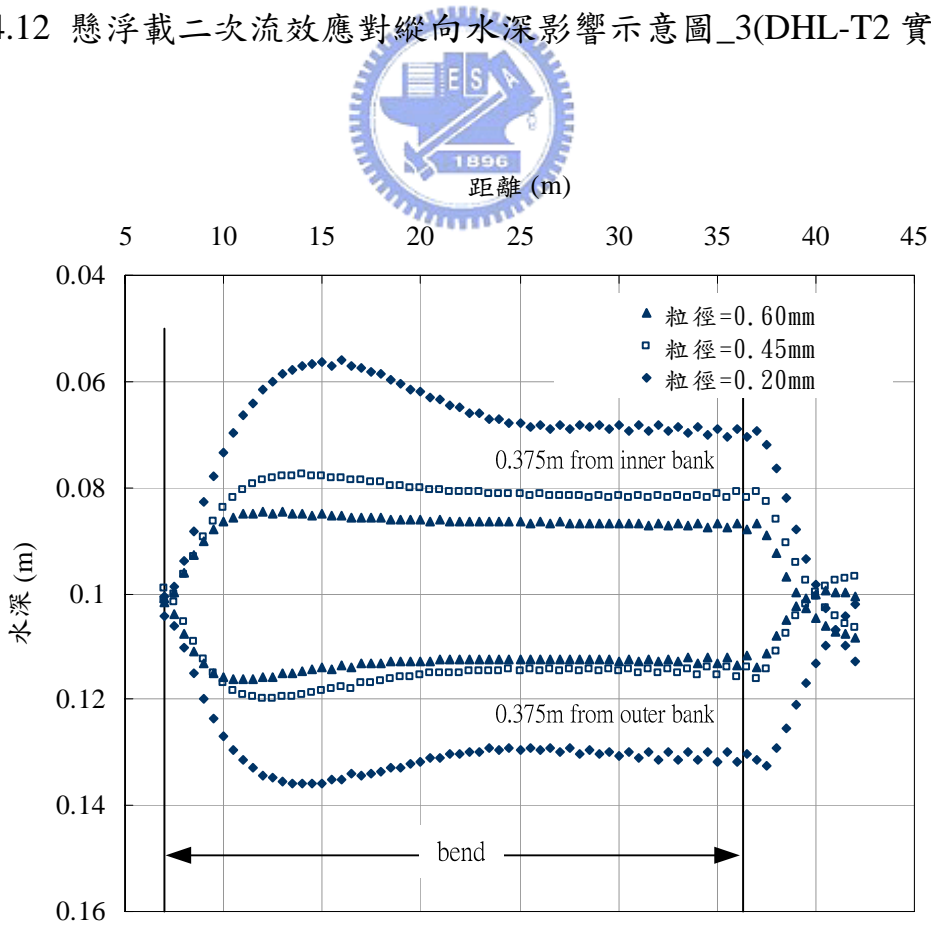


圖 4.13 模擬不同粒徑對沖淤影響示意圖(DHL-T2 實驗)

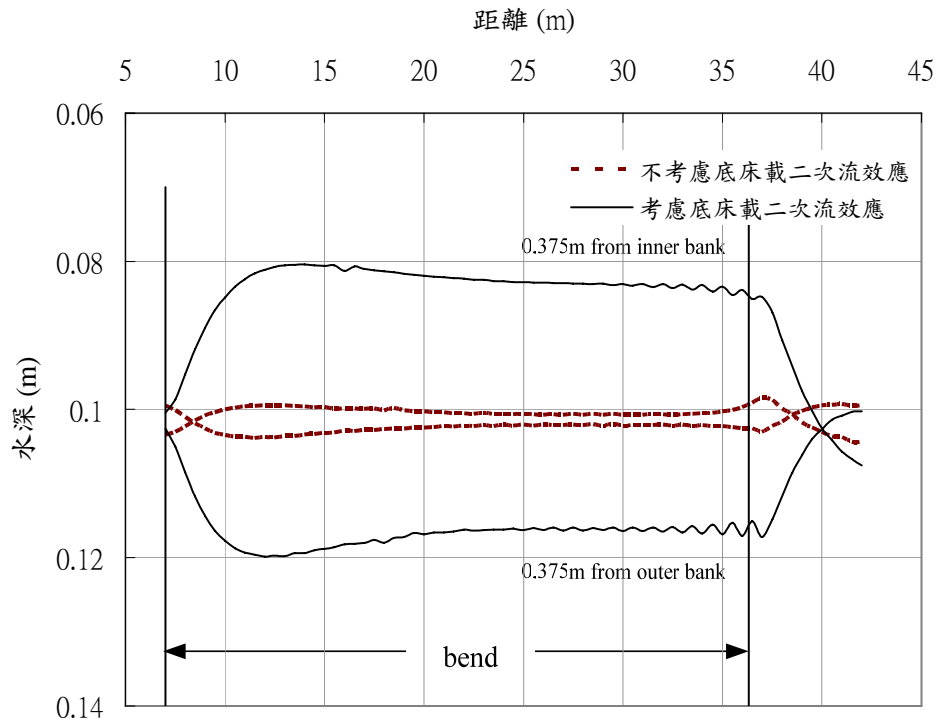


圖 4.14 考慮底床載彎道效應與否之縱向水深比較圖(DHL-T2 實驗)



## 第五章 底床載源參數檢定架構探討及應用分析

綜觀第四章之彎道動床相關影響因子分析後，可得知底床載源之彎道效應影響甚鉅，即渦流係數  $A$  具有高度之敏感度。Struiksmma(1985)認為底床載彎道效應中，沉滓形狀因子  $f_s$  和渦流係數  $A$  具有高度不確定性，不能僅以單一定值應用於不同案例或實驗，因此該研究已透過檢定  $f_s$  值之方式，探討其適用性。在  $f_s$  和  $A$  均具有高度不確定性之情況下，本研究將透過比較  $f_s$  和  $A$  對底床沖淤之敏感程度，以釐清此二參數之重要性。

### 5.1 參數檢定分析

為適切展示  $f_s$  與  $A$  對彎道底床沖淤之影響程度， $f_s$  乃採用與  $A$  相同之調整比例，並依據 Kassem and Chaudhry(2002)模擬同一實驗(同為第四章之 DHL-T2 實驗)之參數設定，模擬實驗之初始  $f_s$  採用 2，初始  $A$  值為  $A^*$  且等於 0.91。



圖 5.1 為整合修正  $f_s$  和  $A$  之值所影響彎道底床變動之水深示意圖，圖中橫軸為縱向距離，彎道範圍介於 7m 至 36.32m 之間，縱軸為模擬結果之水深值；由圖可觀察得知當  $f_s$  和  $A$  愈大，左右岸水深之差異值愈大，亦為其所影響之沖淤現象愈強烈，當  $f_s$  和  $A$  調整比例相同時，可看出此兩者之影響程度相當；表 5.1 是調整  $f_s$  值為  $0.5 f_s$ 、 $0.75 f_s$ 、 $1.25 f_s$ 、 $1.5 f_s$  後，與原設定值為 2 時對水深變動量之  $E_{rms}$  值，表 5.2 是調整  $A$  值為  $0.5 A^*$ 、 $0.75 A^*$ 、 $1.25 A^*$ 、 $1.5 A^*$  後，與原設定值  $A$  為 9.1 時對水深變動量之  $E_{rms}$  值。綜觀表 5.1 和表 5.2，可更清楚了解  $f_s$  和  $A$  在同樣調整程度時，對彎道水深變動之影響程度相當趨近，圖 5.2 為整合表 5.1 和表 5.2 之均方根差示意圖，由圖中可觀察得  $f_s$  和  $A$  的



調整對水深之變動幾乎呈線性變化；若直接以彎道縱向平均水深差異觀察，以圖 5.3 為例，該圖是以彎道內縱斷面分別距內岸和外岸 0.375m 處之水深，對原始未調整  $f_s$  和  $A$  值之水深相減所得之平均水深差而繪之圖，可更明確反應出當  $f_s$  和  $A$  調大，外岸水深加大、內岸水深減小之情形變得較強烈，若  $f_s$  和  $A$  反向調整，則外岸水深加深、內岸水深減小之情形變得較微弱，且其平均水深差異是隨著  $f_s$  和  $A$  之調整而呈線性變化。

由上段之參數檢定過程，可歸納出  $f_s$  與  $A$  對底床沖淤之影響程度相當。圖 5.4 是為曲率半徑效應與底床坡降影響彎道底床沖淤示意圖，圖中虛線段是為模式考慮底床坡降效應而忽略曲率半徑效應之水深值，細實線段是為完整考慮曲率半徑和底床坡降效應之水深值，而粗實線段則是為有考曲率半徑效應而忽略底床坡降效應之水深值。從圖中可得知在具有底床坡降效應而無曲率半徑效應時，底床沖淤效應相當微弱，而具曲率半徑效應而無底床坡降效應時，底床沖淤效應則顯得相當劇烈；因此本研究初步判斷彎道初期沖淤現象之主控因素是為曲率半徑，而在產生一定沖淤效應後，則須靠底床坡降對沉滓顆粒所產生的重力效應來平徑底床載二次流效應，若模式忽略底床坡降效應時，整體彎道之沖淤現象將顯得極不穩定。而且在式(2.25)中  $A$  值與曲率半徑  $r$  同一項，是為反應底床載二次流效應之參數，因此本研究將針對  $A$  之影響加以探討，接續之討論亦僅以著重於  $A$  值之率定。

$A$  值有多位學者提出相關建議，例如：(1) Rozovskii(1961)則建議當  $A$  應用於天然渠道時，其值為 11；(2) Engelund(1974)以實驗資料建議  $A$  之值為 7；(3) Jansen(1979)認為  $A$  值應針對不同渠道案例而有所修正，且與渠道之粗糙度相關，因而提出(2.26)式。綜合前人研究，可發現  $A$  得確具相當之不確定性。

圖 5.5 為將實驗水深資料套疊至圖 5.1，並僅保留採用  $0.75 A^*$ 、 $A^*$  和  $1.5 A^*$  等三條縱斷面水深線。以實驗水深為例，由圖可以觀察得大約在橫軸為 16m 處前後分別為外岸水深最大值、內岸水深最小值，恰巧符合採用  $1.5 A^*$  時所反應出之水深，且自此之後直接轉變到外岸水深最小值、內岸水深最大值，反應出該水深之  $A$  約等於  $0.75 A^*$ ，大約至距離為 33m 處又有外岸水深加大、內岸水深變淺之情形，且此段之水深約為採用原設定值  $1 A^*$  所反應出之水深。依據此觀察之方法，採用分段設定不同  $A$  值，以模擬 DHL-T2 實驗為例，彎道之斷面是起自 31 斷面，迄於 91 斷面，設定橫斷面 35 至 51 斷面之  $A$  為  $1.5 A^*$ ，橫斷面 52 至 85 斷面之  $A$  為  $0.75 A^*$ ，其餘斷面則維持原設定值  $A$  為  $A^*$ ，圖 5.6 為分段修正  $A$  值後所繪之縱向彎道底床變動示意圖，同時與實驗值和 Kassem(2002)模擬值比較，圖 5.7 為分段修正  $A$  值後所繪之縱向水深示意圖，並同時與實驗值和 Struiksmma(1985)修正參數後之模擬值比較，由此二圖可以明確看到在參數修正後，模擬結果可以達到一個尚稱合理並趨近實驗之結果，並能反應出彎道入口段之過度沖淤(overshoot)之現象。圖 5.8 為參數修正後所繪製之底床變化地形圖，等高線代表底床變化量相同之處，代表高程為底床變化量和平均水深之比值，由圖中可明顯看出外岸沖刷、內岸淤積的情形，且在彎道之入口段有過度沖淤(overshoot)的現象產生，亦可由圖 5.9 之彎道水深示意圖明顯看出此現象；圖 5.10 為參數修正後所繪製之流速分佈圖，由圖中可觀察得整體彎道最大流速處亦分佈在圖 5.8 中沖刷最深段，顯示流速大小與底床沖刷深度有絕對之關係。而圖 5.11 則為展示模擬 DHL-T2 實驗底床變動之時變圖，由圖中可明顯觀察得底床是隨時間改變而變動，而模擬此實驗約達到 50 min 後，底床變動之情形則趨緩，尤其是外岸僅於彎道中間段有微小變動，而內岸則呈緩慢淤積

之情形，並由此可得知模式具有演算非穩態流場之能力。

利用此率定之參數修正值，套用於 DHL 實驗之同一渠槽，但其他水理條件改變之案例，其差異之相關資料為：(1)流量=0.047cms；(2)平均水深 0.08m；(3)平均流速=0.39m/s；(4)底床坡降=0.00236；(5)Chezy's 係數=28.4 m<sup>1/2</sup>/s，稱之為 DHL-T1 實驗組。利用上一段落所率定出符合本渠槽之渦流係數 A，應用於本案例之模擬，可得如圖 5.12 所示之縱向水深圖，並與實驗值和 Struiksm(1985)調整參數後之模擬值比較，圖中方塊點狀線為本研究所模擬出之結果，虛線段為實驗測量值，實線段則為 Struiksm 在參數修正後所模擬之結果，可觀察在內岸淤積的情形尚稱合理，而雖然外岸之沖刷情形不甚完全符合，但整體亦有趨近實驗值變動之情形。圖 5.13 則為參數修正後所繪製之底床變化地形圖，亦可觀察得過度沖淤(overshoot)之現象。



## 5.2 參數應用分析

經由以上參數分析及檢定後，希冀將此參數率定方式應用於其他相關彎道案例，故採用 Sutmuller 和 Glerum(1980)於荷蘭臺夫特科技大學流體力學實驗室(Laboratory of Fluid Mechanics)所作之室內水槽試驗，此後簡稱 DLFM 實驗。

DLFM 實驗水槽佈置如圖 5.14 所示，從斷面 A<sub>L</sub>至斷面 B<sub>L</sub>及斷面 C<sub>L</sub>至斷面 D<sub>L</sub>為直線道，長度均為 15.18m，斷面 B<sub>L</sub>為彎道起點，從此處沿著渠道至斷面 C<sub>L</sub>處為一蜿蜒 180°之固定曲率半徑之動床矩形渠道，渠道寬度為 1.7m，渠道中心線之曲率半徑為 4.25m，彎道全長 13.35m，全渠道之縱向底床坡降為 0.0018，Chezy 係數為 26.4 m<sup>1/2</sup>/s，底床作用層採用粒徑為 0.78mm 之均勻砂，本案例之 SI 值為 0.396，屬二次流效應極強之急彎案例。上游邊界條件為固定入流量 0.17

$\text{m}^3/\text{s}$ ，下游邊界條件則以實測水位資料。採用  $134 \times 43$  之非均勻計算格網，模擬時間為 250 min，程式演算  $\Delta t = 0.5 \text{ sec}$ 。

應用 5.1 節之參數率定方式予以修正 DLFM 實驗之渦流係數  $A$ ，DLFM 實驗之彎道段為設計格網之斷面 46 至斷面 88，並依據 Kassem and Chaudhry(2002)模擬同一實驗之參數設定，令初始  $f_s$  為 2，原設定值  $A$  為 7.9，圖 5.15 為全渠道採用相同渦流係數  $A$  所模擬出之縱向水深圖，由圖可知在相同  $A$  值的情況下，模式亦無法展現出彎道過度沖淤之現象。

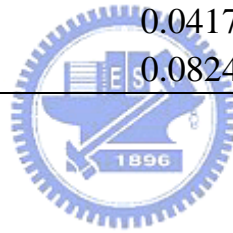
依據 5.1 節之參數修正架構，針對不同區段設定不同之  $A$  值，相關修正資料為：(1)斷面 55 至斷面 65 之  $A$  值為 13.1；(2)斷面 66 至斷面 78 為 6.15；(3)斷面 79 至斷面 93 為 10.1；(4)其餘斷面則為原設定值。圖 5.16 為模擬 DLFM 實驗於參數修正後演算結果之縱向水深示意圖，圖 5.17 則為參數修正後之整體彎道水深示意圖，由圖中可看出模式仍反應出外岸水深較高、內岸較淺之彎道水深特性，雖沒完全符合實驗數據，在經由參數的調整，仍能展現出與實際水深接近的趨勢。但由此一急彎案例之模擬過程，可發現模式在此案例參數調整之斷面處，內岸振盪的情形較外岸緩和，且內岸較外岸更為趨近實驗水深，初步評斷是為外岸流況遠較內岸流況劇烈變化，致使外岸之流況及輸砂情形於數值演算的過程中，產生較不穩定的現象。

表 5.1 角度修正因子之參數變動對彎道動床影響分析一覽表<sub>1</sub>( $f_s = 2$ )

調整參數 $f_s$	調整百分比 (%)	內岸 0.375m 之 水深 $E_{rms}$	外岸 0.375m 之 水深 $E_{rms}$
$0.5 f_s$	-50	0.0866	0.0662
$0.75 f_s$	-25	0.0424	0.0328
$f_s$	0	0	0
$1.25 f_s$	25	0.0413	0.0301
$1.5 f_s$	50	0.0814	0.0569

表 5.2 角度修正因子之參數變動對彎道動床影響分析一覽表<sub>2</sub>( $A^* = 9.1$ )

調整參數 $A$	調整百分比 (%)	內岸 0.375m 之 水深 $E_{rms}$	外岸 0.375m 之 水深 $E_{rms}$
$0.5 A^*$	-50	0.0862	0.0599
$0.75 A^*$	-25	0.0419	0.0277
$A^*$	0	0	0
$1.25 A^*$	25	0.0417	0.0254
$1.5 A^*$	50	0.0824	0.0473



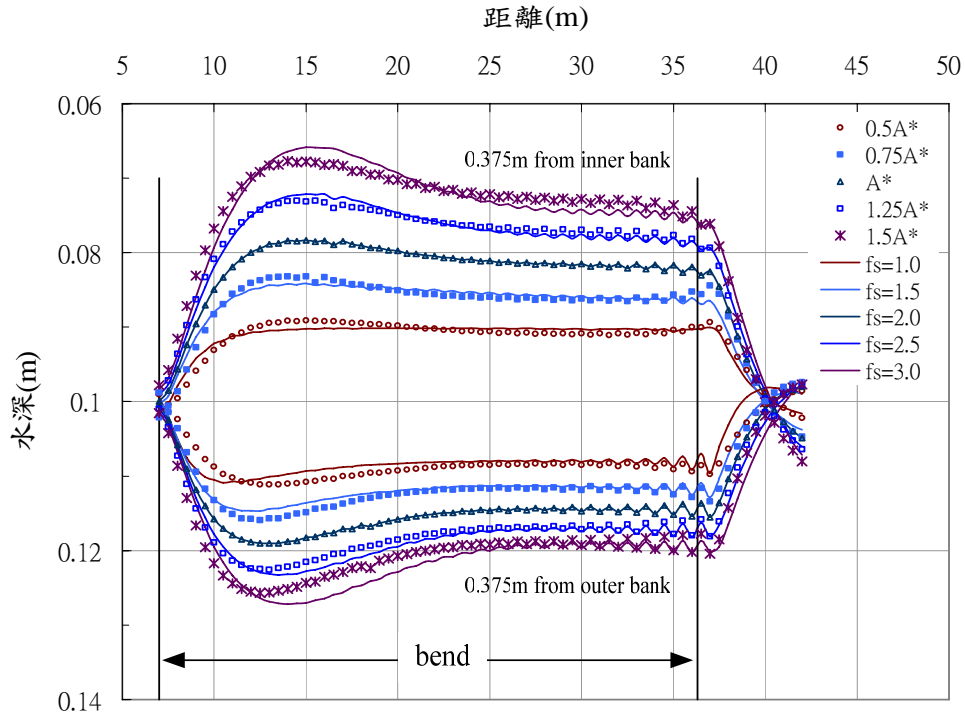


圖 5.1 參數修正對縱向水深影響示意圖(DHL-T2 實驗)

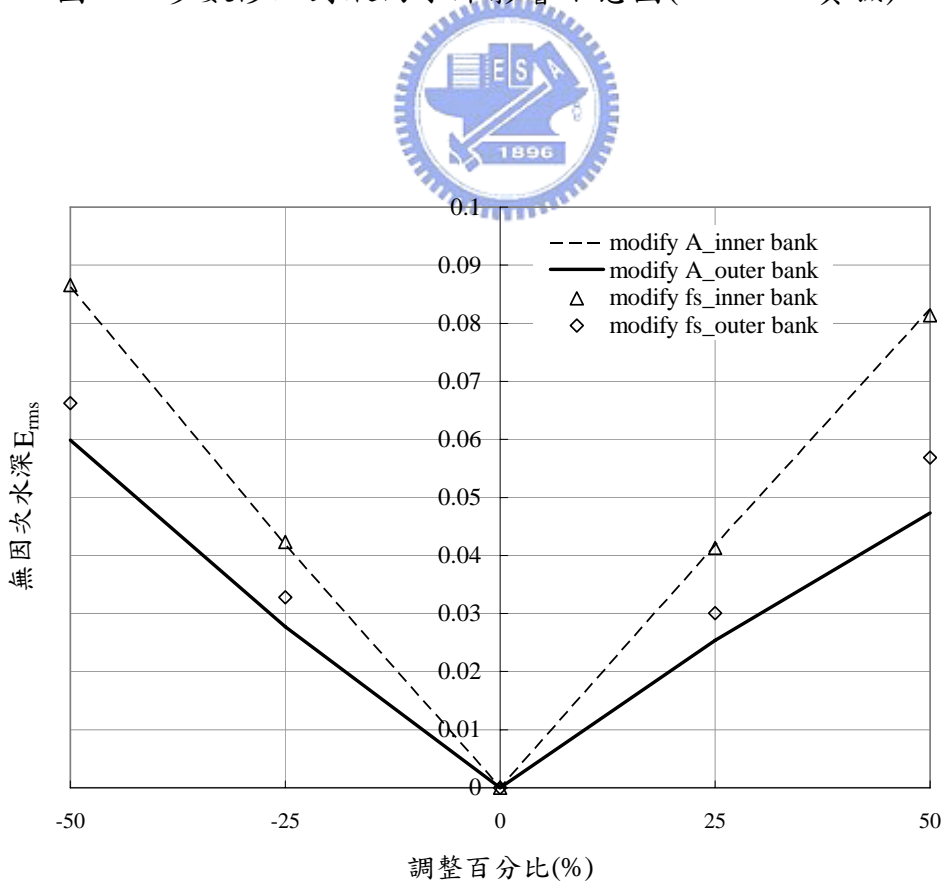


圖 5.2 參數調整對縱向水深變動量之影響示意圖(DHL-T2 實驗)

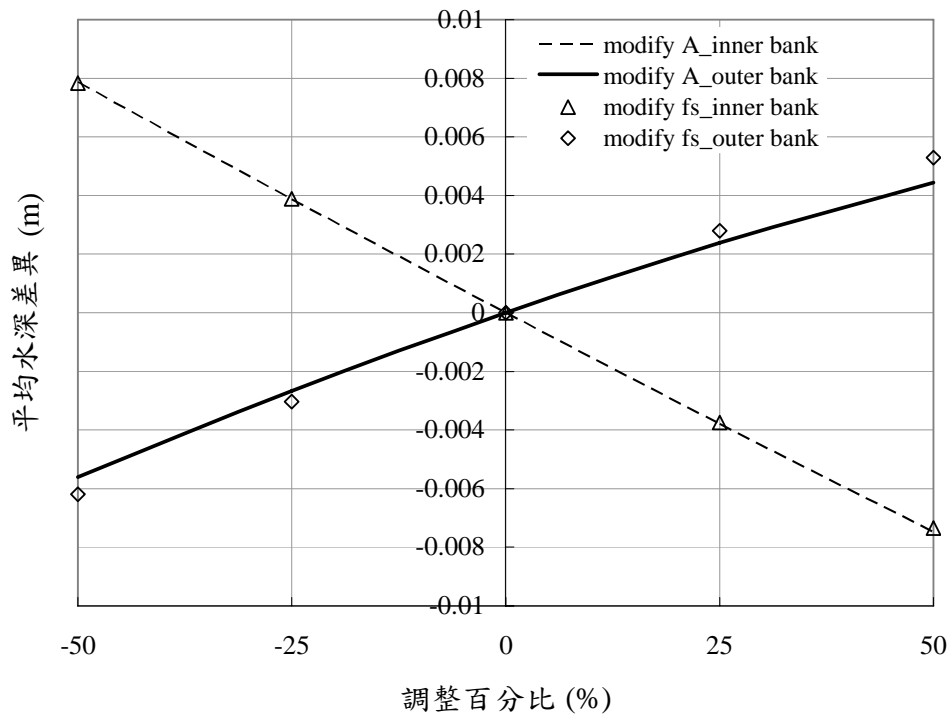


圖 5.3 參數調整對彎道縱向平均水深差異示意圖(DHL-T2 實驗)

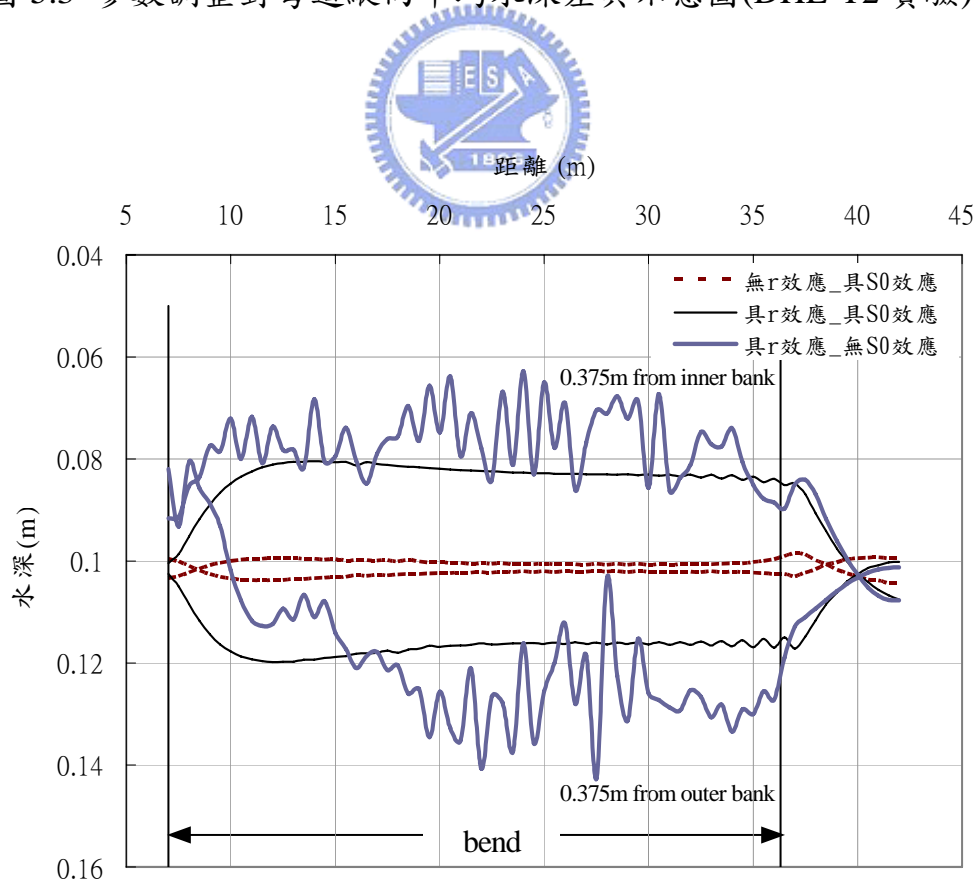


圖 5.4 曲率半徑效應與底床坡降影響彎道底床沖淤示意圖

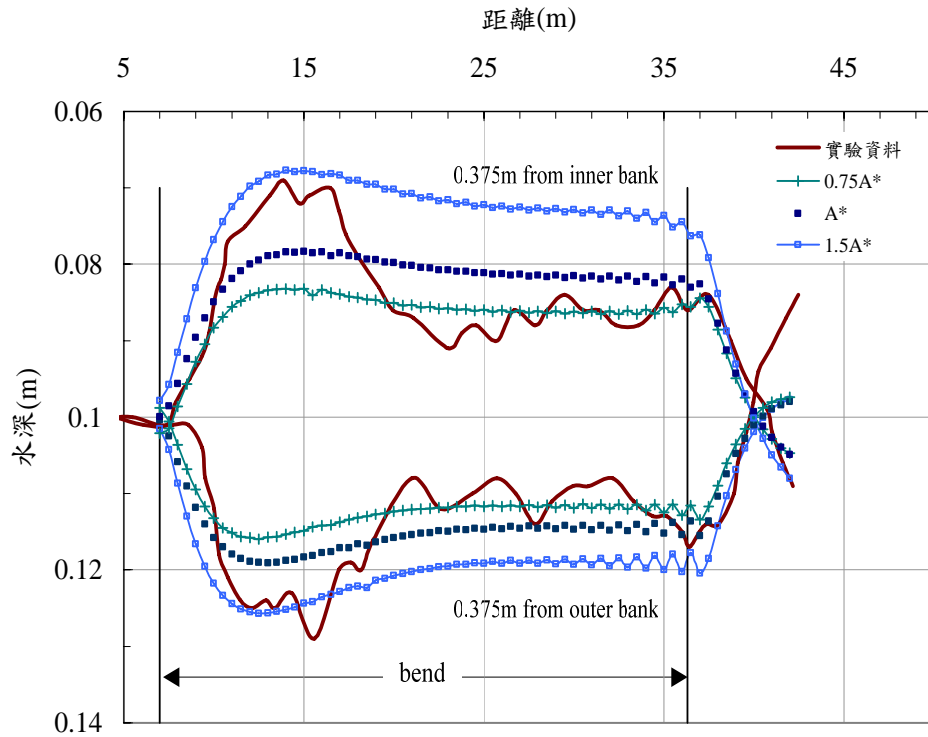


圖 5.5 參數修正對縱向水深影響示意圖\_for A(DHL-T2 實驗)

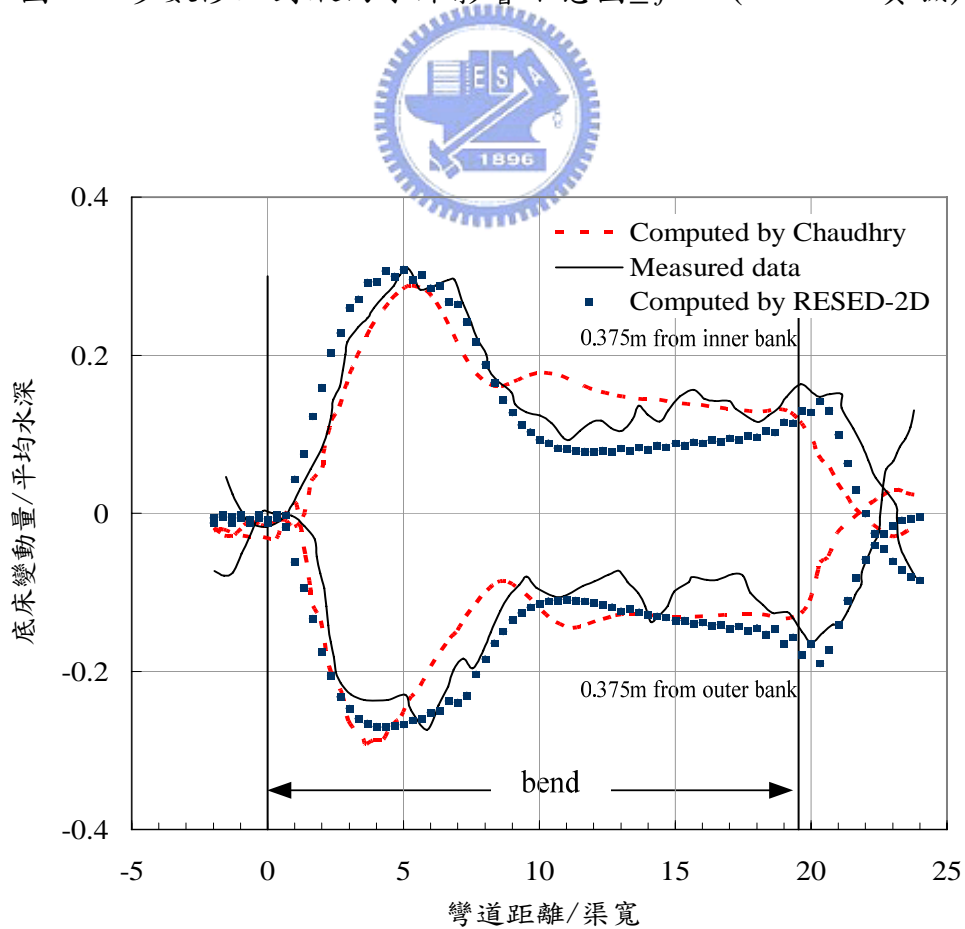


圖 5.6 參數修正後之縱向底床變化比較圖(DHL-T2 實驗)



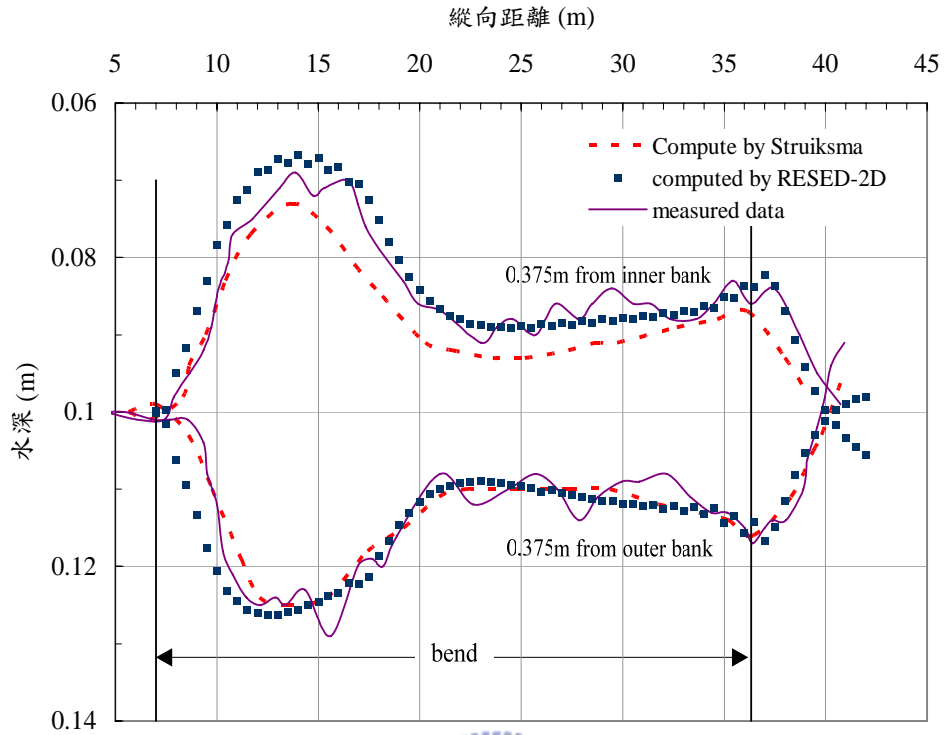


圖 5.7 參數修正後之縱向水深比較圖(DHL-T2 實驗)

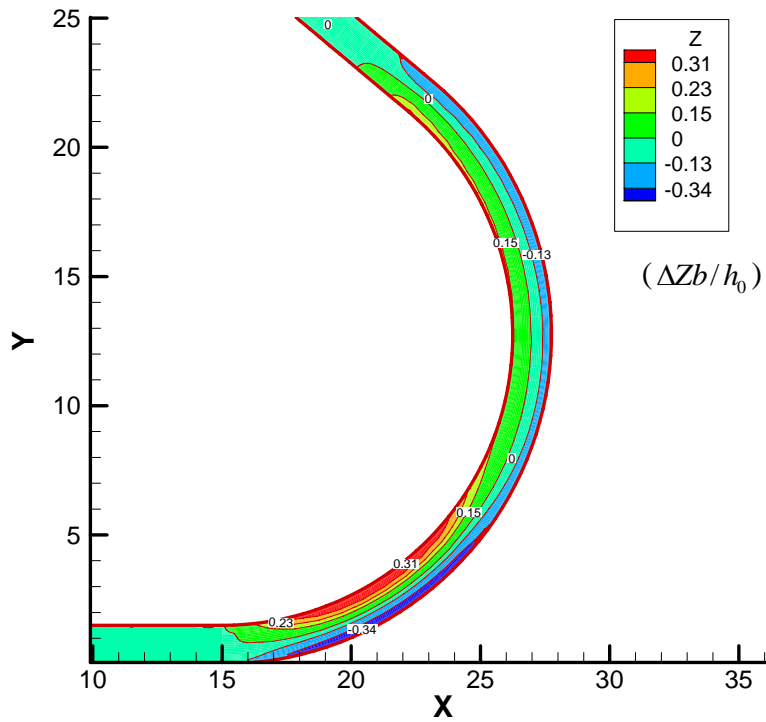


圖 5.8 參數修正後底床變動( $\Delta Z_b/h_0$ )地形圖(DHL-T2 實驗)

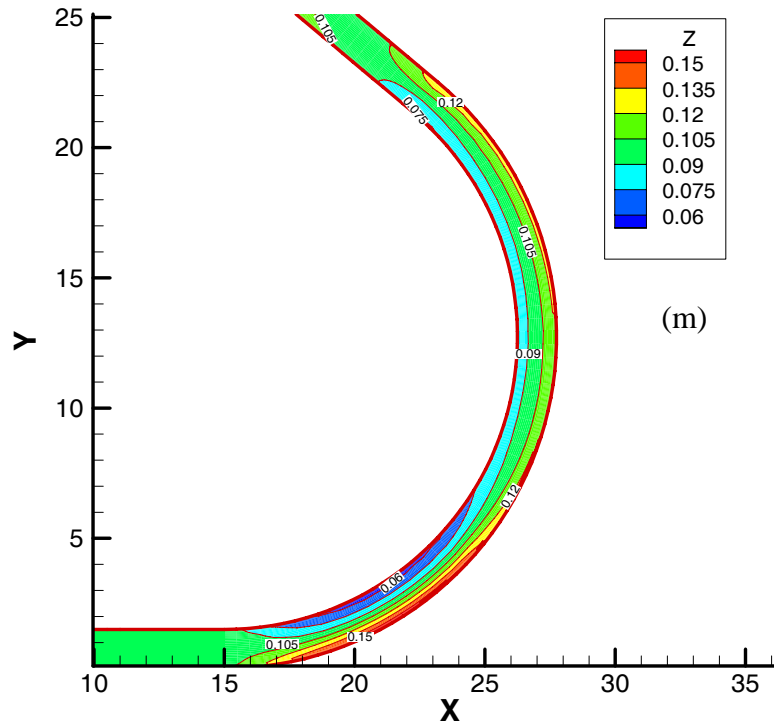


圖 5.9 參數修正後彎道水深示意圖(DHL-T2 實驗)

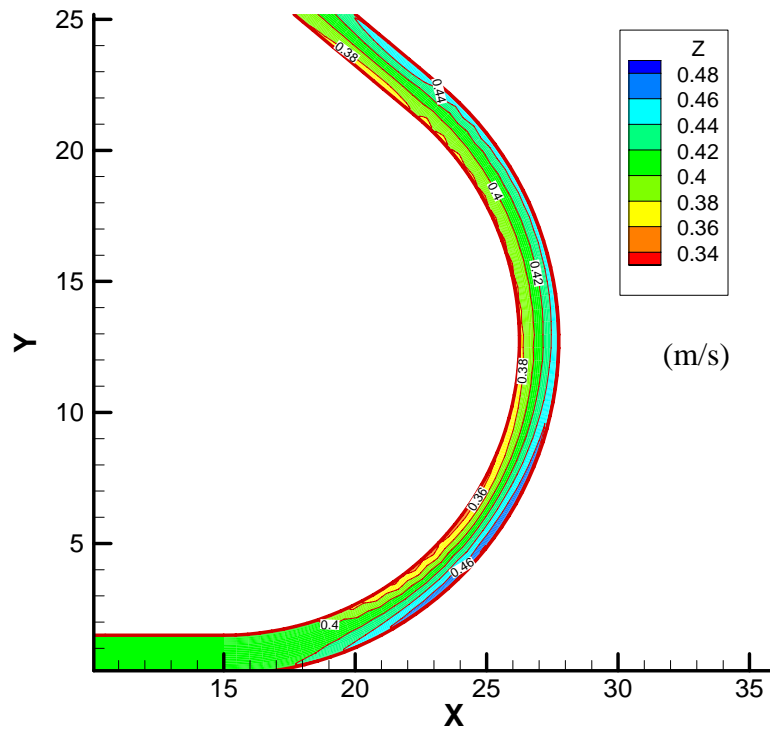


圖 5.10 參數修正後彎道流速分佈圖(DHL-T2 實驗)

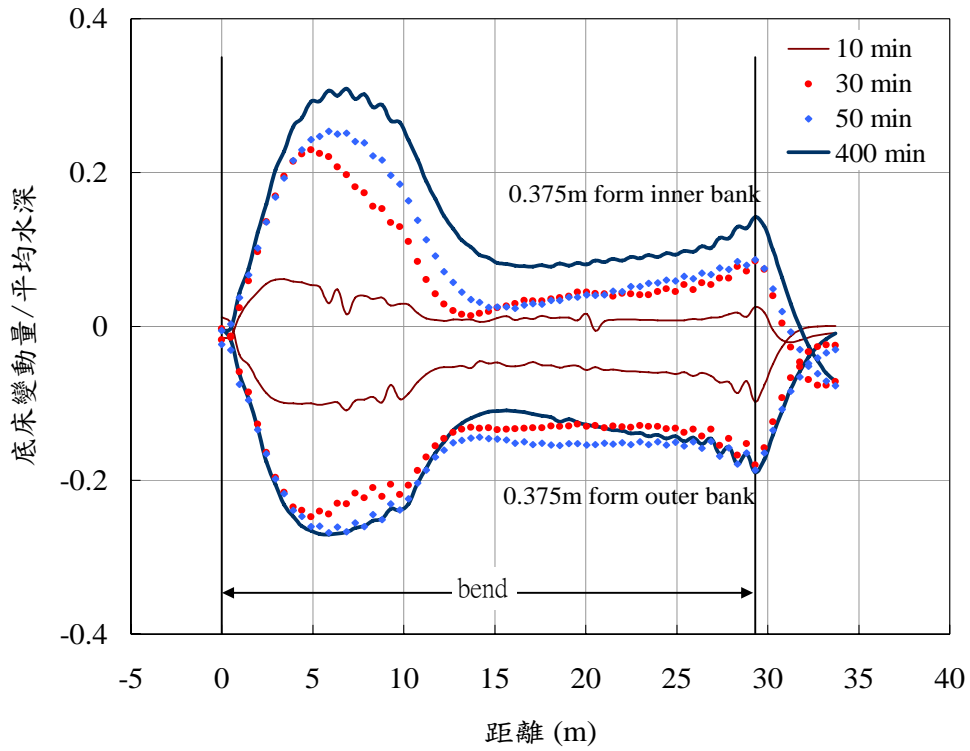


圖 5.11 參數修正後縱向底床變化之時變圖(DHL-T2 實驗)

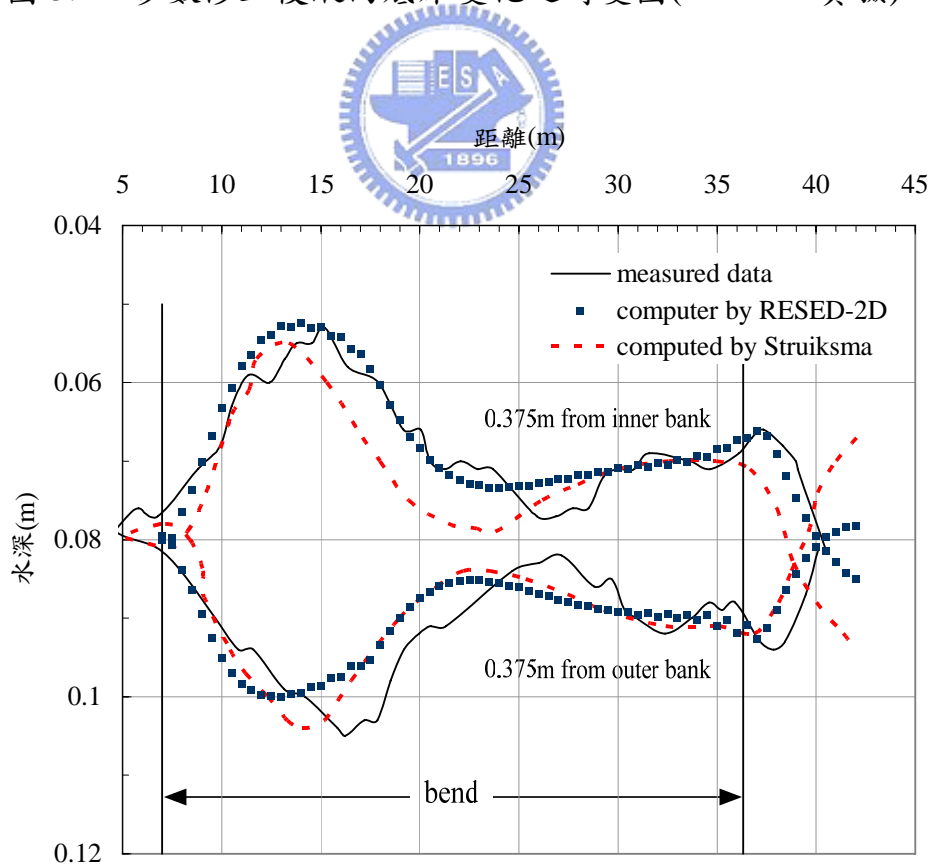


圖 5.12 參數修正後之縱向水深比較圖(DHL-T1 實驗)

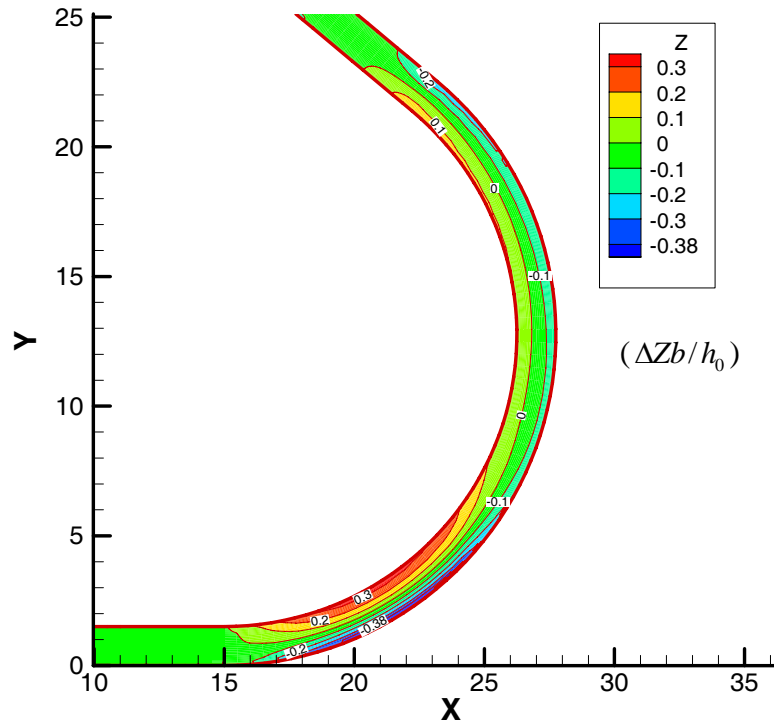


圖 5.13 參數修正後底床變動( $\Delta Zb/h_0$ )地形圖(DHL-T1 實驗)

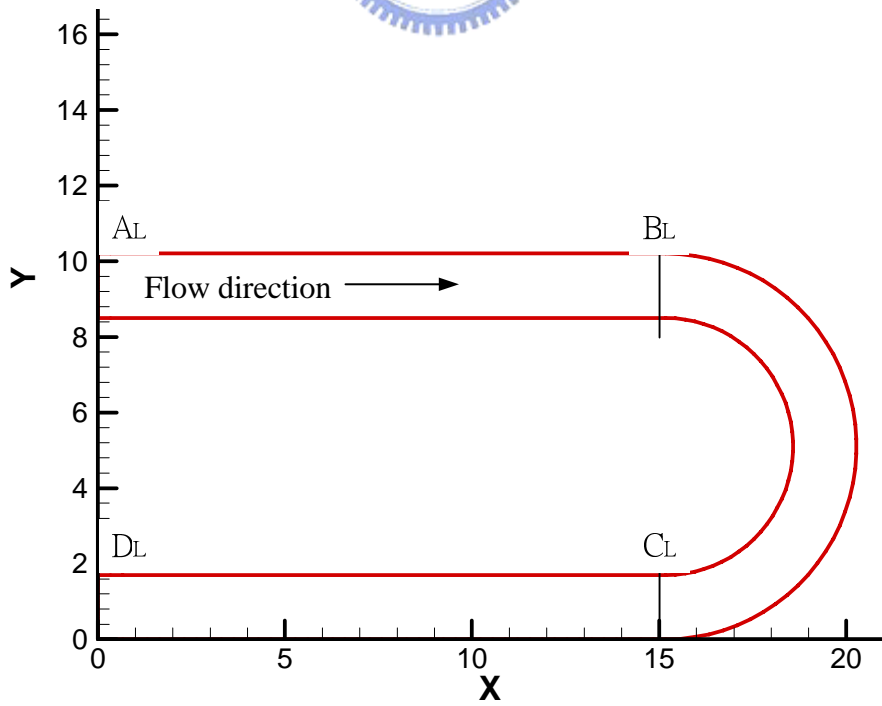


圖 5.14 Sutmuller and Glerum (1980)實驗水槽幾何形狀

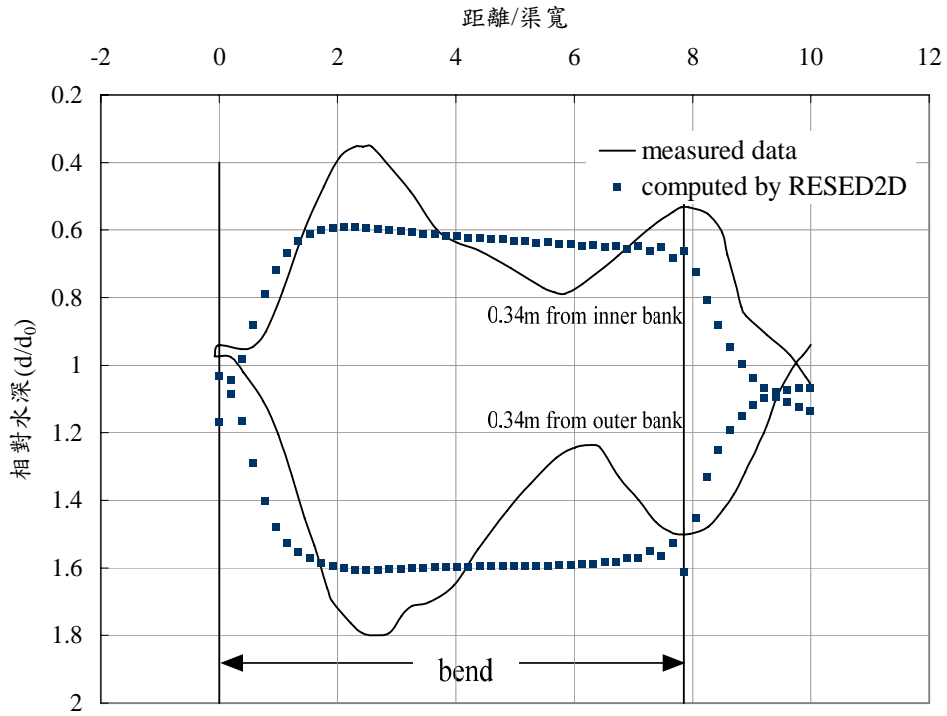


圖 5.15 參數未修正前之縱向水深示意圖(DLFM 實驗)

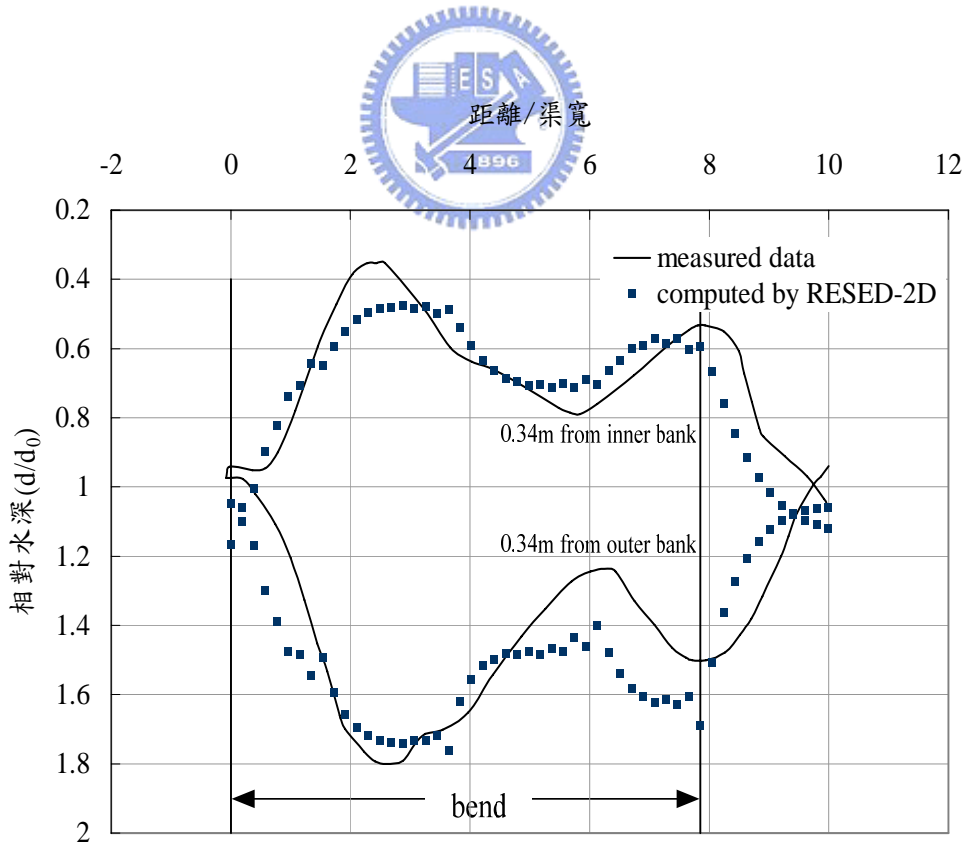


圖 5.16 參數修正後之縱向水深示意圖(DLFM 實驗)

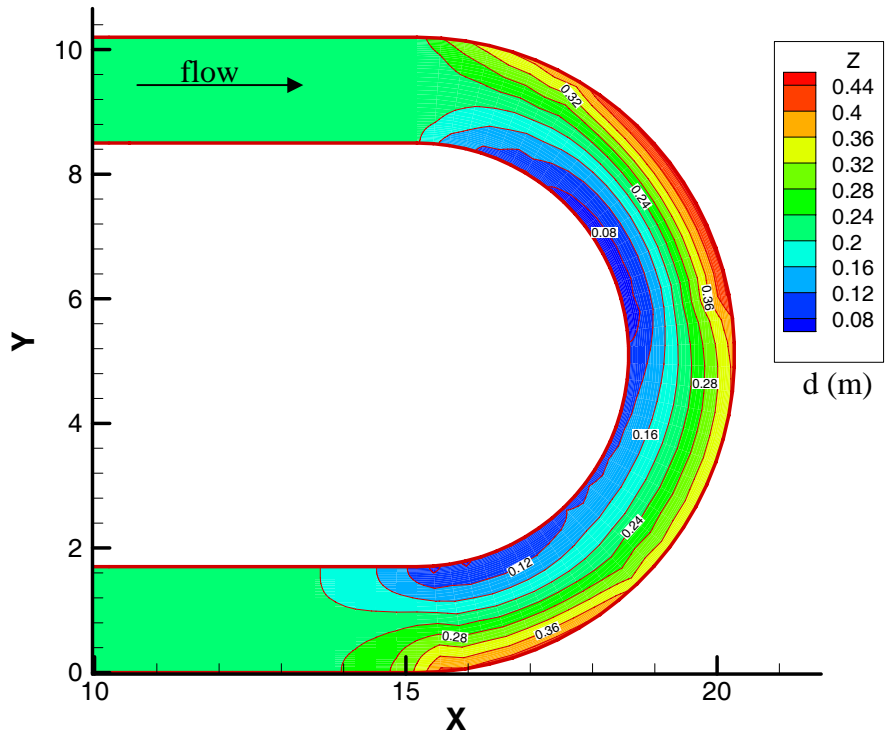


圖 5.17 參數修正後彎道水深示意圖(DLFM 實驗)



## 第六章 結論與建議

本章將針對本研究成果作綜合性之歸納說明，並對不盡完備或日後能改進之處提出建議。

### 6.1 結論

本研究旨在延續楊錦釧教授及謝德勇博士所發展之 RESED-2D 模式，並予以擴充其彎道輸砂演算之功能，將彎道之曲率半徑、縱方向和橫方向之流速和底床坡降等五項底床載運移角度因子導入模式中。以下將就本研究之幾項成果作歸納說明。

1. 本研究發展一水平二維彎道動床模式，通盤考量各項彎道二次流效應，包含水理二次流效應、懸浮載二次流及底床載彎道效應，並與實驗資料比對後，驗證出本模式能適切模擬出彎道外岸沖刷和內岸淤積之現象，但本模式應用於急彎之渠道時，其穩定性仍有所不足。
2. 在既有之理論基礎之下，模式尚無法展現彎道入口段之過度沖淤(overshoot)的現象。
3. 綜合各項彎道二次流效應之敏感度分析，可得知以底床載彎道效應對底床沖淤之影響最大，水理二次流次之，再者為滑移邊界效應，懸浮載二次流效應則為最小。
4. 底床載角度修正因子中之二參數，沉滓形狀因子  $f_s$  和渦流係數  $A$  對彎道沖淤現象之影響程度相當。
5. 本研究利用底床載彎道效應之參數修正，已能模擬出彎道入口段底床過度沖淤(overshoot)之現象，並已初步探討出合適之參數修正方式，模擬出接近實驗案例之底床變動程度。

## 6.2 建議

由於彎道動床模式所牽連之相關因素極為複雜，因此本研究不盡完備處或可再深入探討之方向，將陳列如下以供日後參考：

1. 嚴格來說，RESED-2D 模式目前是僅適用於亞臨界流流況，若流場存在局部超臨界流流況，模式在模擬上將受到限制。然而以天然河川來看，上游多為陡峻地形，水理情形亦常為急流流況，底床沖淤之情形將更為劇烈，故未來模式發展可進一步增加演算超臨界流之功能，以擴大模式之應用範圍。
2. 在二次流強度因子 SI 值之大小對彎道動床之沖淤影響，本研究僅探討兩個不同大小 SI 值之案例；因此未來可就 SI 值之範圍深入了解其對彎道動床之影響性，及在不同沉澱粒徑之條件下，檢定其敏感程度，以使後續模式使用者更易選定模式之各項設定。
3. 若在一個以懸浮載源為主導之渠道河川，懸浮載源對底床沖淤之影響勢必很大，而屆時影響床形變動的原因，或許不只是單純之物理現象，若粒徑小至粘土，化學變化之影響特性勢必須予以考慮，以增進模式模擬各種不同粒徑對底床沖淤之合理性。
4. 天然河道除了底床垂直沖淤之外，亦會對外岸壁產生側向掏刷和內岸壁產生淤積，進而改變河道之流路變遷，建議日後可將此機制置於未來模式修增的重點工作之一。
5. 本研究所採用之亂流傳輸係數是為 Elder(1979)所推得之經驗式，然而此經驗式是透過直線渠道試驗所得，因此應用於彎道模擬可能尚須針對其適用性進行檢討分析。



## 參考文獻

- 謝沃田 (1992), 「二維非均勻質輸砂模式之研究」, 國立交通大學土木工程研究所碩士論文。
- 謝德勇 (1994), 「二維彎道水理模式之研究」, 國立交通大學土木工程研究所碩士論文。
- 連和政 (1999), 「二維水深平均模式應用於彎道水流與泥沙運移模擬之研究」, 國立交通大學土木工程研究所博士論文。
- 許至聰 (2002), 「二維有限解析法明渠水理與輸砂模式之研發與應用」, 國立交通大學土木工程研究所博士論文。
- 何勝泉 (2002), 「彎道水理之模擬研究」, 國立台灣大學土木工程學研究所碩士論文。
- 謝德勇 (2003), 「二維水理、污染傳輸及沉滓運移模式之研發與應用」, 國立交通大學土木工程研究所博士論文。
- Ariathurai, R. (1974), "A finite Element Model for Sediment Transport in Estuaries", Ph. D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of California, Davis
- Bennett, J.P. and Nordin, C.F. (1977). "Simulation of sediment transport and armoring." *Hydrological Sciences Bulletin*, 37, 2119-2162.
- Borah, D.K., Alonso, C.V., and Prasad, S.H. (1982). "Routing graded sediments in streams: formulations." *J. Hydr. Div., ASCE*, 108(12), 1486-1505.
- Bui Minh Duc, Wenka T., and Rodi W. (2004). "Numerical modeling of bed deformation in laboratory channels." *J. Hydr. Engrg., ASCE*, 130(9), 894-904.

- Chow, V.T. (1959). *Open-Channel Hydraulics*, McGraw-Hill, New York, 568.
- de Vriend, H. J. (1977). “A mathematical model of steady flow in curved shallow channels.” *J. Hydr. Res.*, Delft, The Netherlands, 15(1), 37-54.
- de Vriend, H. J., and Koch, F. G. (1978). “Flow of water in a curved open channel with a fixed plan bed.” *Rep. on Experimental and Theoretical Investigations R675-V M1415, Part I*, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands.
- de Vriend, H. J., and Koch, F. G. (1977). “Flow of water in a curved open channel with a fixed plan bed.” *Rep. on Experimental and Theoretical Investigations R675-VI M1415, Part II*, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands.
- Elder, J.W. (1979). “The dispersion of marked fluid in turbulent shear flow.”, *J. Fluid Mech.*, Vol. 5, Part 4.
- Engelund F. (1974). “Flow and bed topography in channel bends.” *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, 100(11), 1631- 1648.
- Fischer, H.B., List, E.J, Koh, R.C.Y., Imberger, J., and Brookes, N.H. (1979). *Mixing in Inland and Coastal Waters*, Academic, San Diego.
- Henderson F. M. (1966). *Open channel flow*, Prentice-Hall, Inc. New Jersey.
- Hideo Kikkawa, Syunsuke Ikeda, and Akira Kitagawa. (1976). “Flow and bed topography in curved open channels.” *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, 102(9), 1327- 1342.
- Hsieh T. Y., and Yang J. C. (2003). “Investigation on the suitability of two-dimensional depth-averaged models for bend-flow simulation.” *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, 129(8), 597- 612.
- Hu, S.M., and Hui, Y. (1996). “ Bed-load transport. I: Mechanical

- characteristics.” *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, 122(5), 245-254.
- Huang, W. H., Robertson, J. M., and McPherson, M. B. (1967). “Some analytical results for plane 90° bend flow.” *J. Hydr. Div.*, ASCE, 93(6), 169- 185.
- Ikeda Syunsuke, Nishimura Tatsuya. (1985). “Bed topography in bends of sand-slit rivers.” *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, 111(11), 1397- 1411.
- Ikeda Syunsuke, Nishimura Tatsuya. (1986). “Flow and bed profile in meandering sand-slit rivers.” *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, 112(7), 562- 579.
- Jansen, P. Ph. (1979). *Principles of River Engineering*. Pitman Publ. Ltd., London.
- Karim, M.F., Holly, F.M., and Yang, J.C. (1987). “IALLUVIAL: Numerical simulation of mobile-bed rivers: Part I, Theoretical and numerical principles.” Report No. 309., Iowa Institute of Hydraulic Research, University of Iowa, Iowa City, Iowa.
- Kassem A. A., and Chaudhry M. H. (2002). “Numerical modeling of bed evolution in channel bends.” *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, 128(5), 507- 514.
- ikkawa, H., Ikeda S., and Kitagawa, A. (1976) “Flow and bed topography in curved open channels.” *J. Hydr. Div.*, ASCE, 102(9), 1327- 1342.
- Leschziner, M. A., and Rodi, W. (1979). “Calculation of strongly curved open channel flow.” *J. Hydr. Div.*, ASCE, 105(10), 1297- 1314.
- Lien H. C., Hsieh T. Y., and Yang J. C. (1999). “Bend-flow simulation using 2D depth-averaged model.” *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, 125(10), 1097- 1108.
- Lin, B. (1984). “Current study of unsteady transport of sediment in China.” Proceedings of Japan-China Bi-Lateral Seminar on River Hydraulics and Engineering Experiences, Tokyo-Kyoto-Sapporo, 337-342.

- Odgaard, A. J. (1981). "Transverse bed slope in alluvial channel bends." *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, 107(12), 1677-1694.
- Odgaard, A. J. (1988). "Flow processes in a curved alluvial channel." *Water resources research.*, 24(1), 45-56.
- Odgaard, A. J. (1986a). "Meander flow model. I: Development." *J. Hydr. Div.*, ASCE, 112(12), 1117- 1136.
- Odgaard, A. J. (1986b). "Meander flow model. I: Applications." *J. Hydr. Div.*, ASCE, 112(12), 1117- 1136.
- Partheniades, E., "A study of erosion and deposition of cohesive soils in salt water." PhD dissertation, Univ. of California, Berkeley, Calif, (1962).
- Rastogi, A.K. and Rodi, W. (1978). "Prediction of Heat and Mass Transfer in Open Channels." *J. Hydr. Div.*, ASCE, 104(3), 397-420.
- Rozovskii, I. L. (1961). "Flow of water in bends of open channels." *Rep. No. OTS 60-51133*, Y. Prushansky, translation, Office of Technical Service, U.S. Dept. of Commerce, Washington, D.C.
- Shimizu Y. and Itakura T. (1989). "Calculation of bed variation in alluvial channels." *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, 115(3), 367- 384.
- Spalding, D.B. (1972). "A novel finite difference formulation for differential expressions involving both first and second derivatives." *Int. J. Numer. Methods Eng.*, 4, 551-559.
- Spasojevic, M. (1988). "Numerical simulation of two-dimensional (plan-view) unsteady water and sediment movement in natural watercourses." Thesis presented to the University of Iowa, at Iowa City, Iowa, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor Philosophy
- Struiksmas, N. (1983). "Results of movable bed experiments in the DHL curved

flume.” Report on Experimental Investigation, *Two Rep. No.R657-XVIII/M1771*, Delft Hydraulics Laboratory, Delft, Netherlands.

Struiksmā, N. (1985). “Prediction of 2D bed topography in rivers.” *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, 111(8), 1169- 1182.

Struiksmā, N., Olesen K. W., Flokstra, C., and de Vriend, H. J. (1985). “Bed deformation in curved alluvial channels.” *J. Hydr. Res.*, 23(1),57 - 79.

Tamai, N., and Ikeya, T. (1985). “A mathematical model of a three-dimensional flow over bars in meandering channels.” *21<sup>st</sup> IAHR Congress*, International Association of Hydraulic Researchers, 2, 75- 80.

Teisson, C. (1991), “Cohesive Suspended Sediment Transport: Feasibility and Limitations of Numerical Modeling”, *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, Vol. 29, No. 6, 755-769.

Thomas Molls., and M. Hanif Chaudhry. (1995). “Depth-Averaged open-channel flow model.” *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, 121(6), 453- 465.

Van Rijn, L.C., (1984a). “Sediment Transports, Part I: Bed load transport.” *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, 110(10), 1431-1456.

Van Rijn, L.C., (1984b). “Sediment Transports, Part II: Suspended load transport.” *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, 110(11), 1613-1641.

Yasuyuki Shimizu, and Tadaoki Itakura. (1989). “Calculation of bed variation in alluvial channels.” *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, 115(3), 367- 384.

Yang, J. T. (1996). *Sediment Transport: Theory and Practice*, McGraw-Hill, New York.

Yeh, K. C., and Kennedy J. F. (1993). “Moment Model of Nonuniform Channel-Bend Flow. II: Erodible Beds.” *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, 119(7), 796- 815.

- Yen, B. C. (1965). “Characteristics of subcritical flow in meandering channel.” *Iowa Institute of Hydraulic Research*, Univ. of Iowa, Iowa City, Iowa.
- Yen, C. L. (1967). “Bed configuration and characteristics of subcritical flow in a meandering channel.” Thesis presented to the University of Iowa, at Iowa city, Iowa, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy.
- Yen, C. L. (1970). “Bed topography effect on flow in a meander.” *J. Hydr. Div.*, ASCE, 97(2), 303- 321.
- Yen, C.L., and Ho., S.Y. (1990). “ Bed evolution of channel bends.” *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, 116(4), 544- 562.
- Yen, C.L., and Lee., K.T. (1995). “ Bed topography and sediment sorting in channel bend with unsteady flow.” *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, 121(8), 591-599.

