

國立交通大學

土木工程學系

碩士論文

水深平均二維隱式水理模式乾床處理之研究
Study on Dry-Bed Treatment for Depth-Averaged 2D
Implicit Water Flow Model



研究生：塗宗明

指導教授：楊錦釗 博士

謝德勇 博士


中華民國九十六年七月

水深平均二維隱式水理模式乾床處理之研究
Study on Dry-Bed Treatment for Depth-Averaged 2D
Implicit Water Flow Model

研究生：塗宗明
指導教授：楊錦釗
謝德勇

Student: Zong- Ming Tu
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
National Chiao Tung University
in Partial Fulfillment of the Requirements
for the Degree of Master
in
Civil Engineering
July 2007
Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國九十六年七月

誌謝

碩士生活終於劃上句點，雖然只有短短兩年，卻有莫大的收穫。於求學過程中，特別感謝指導教授楊錦釗博士及謝德勇博士的栽培與包容，除了論文的指導之外，更教授待人處世的態度，讓學生獲益良多。此外亦感謝許少華博士及鄧慰先博士於百忙之中抽空為學生進行口試指導。

在研究所生活中，感謝東霖學長、祥禎學長、夢棋學長、胤隆學長、昇學學長、世偉學長、曉萍學姊、峰志學長、力瑋學長、浩榮學長、仲達學長、欣瑜學姊、宣汝學姊在課業上及生活上照顧與關心；感謝同窗一起努力的柏宏、偉國、雅婷、建華、歆婷、宥達於課業上互相砥礪；感謝學弟妹俊哲、仙藝、鏡如、冠顯、誠達、思廷、佑民、仁凱的幫忙。

更感謝 SCCC 的夥伴堂展、奇修、緹宸、鑛恩、建宏、季樺、美華等，在我低潮時期，為我加油打氣。

最後衷心感謝辛苦的父母、媽媽及哥哥，感謝長久以來的支持與鼓勵，使我能順利完成學業，以此榮耀獻給你們。

水深平均二維隱式水理模式乾床處理之研究

學生：塗宗明

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

本研究旨以 RESED2D(謝,2003)模式為基礎，增修乾床模擬的數值處理方法，包括新增內部邊界判斷及側入/出流邊界條件設定，使模式能模擬河道不透水邊界內移及主支流交會的案例，增加模式的實用性。

為了展示模式的實用性，分別選用潰壩、彎道複式斷面、橋墩及分流等案例，以測試水流乾濕傳遞、不透水邊界內移及主支流交會的模擬功能。模擬結果均與實驗值趨勢吻合，驗證模式模擬的合宜性與正確性。

關鍵字：乾床、水深平均、二維、水理模式

Study on Dry-Bed Treatment for Depth-Averaged 2D Implicit Water Flow Model

Student : Zong- Ming Tu

Advisors : Jinn-Chuang Yang

Te-Yung Hsieh

Department of Civil Engineering

National Chiao-Tung University

ABSTRACT

The purpose of this study is to modify the dry-bed treatment for RESED2D flow model(Hsien,2003), including the justifying technique for internal solid-boundary and the setting for lateral inflow/outflow boundary.

Four cases, including dam-break flow, bend flow along compound channel, bridge piers, and diversion flow, have been studied to demonstrate the accuracy and practical applicability of the proposed model.

Key words: dry bed, depth-averaged, two dimensional, flow model

目錄

誌謝.....	I
中文摘要.....	II
英文摘要.....	III
目錄.....	IV
圖目錄.....	VI
符號表.....	IX
第一章 緒論.....	1
1.1 研究動機與目的.....	1
1.2 文獻回顧.....	1
1.2.1 乾床處理技巧.....	1
1.2.2 主支流內部邊界設定.....	3
1.3 章節介紹.....	4
第二章 理論基礎.....	8
2.1 控制方程式.....	8
2.2 輔助關係式.....	9
2.3 邊界條件.....	11
第三章 數值架構.....	14
3.1 雙階分割操作趨近法.....	14

3.2 數值差分式	15
3.3 乾床處理	17
第四章 乾床應用案例展示	22
4.1 模擬案例介紹及乾床處理說明	22
4.2 潰壩案例	23
4.3 彎道複式斷面案例	24
4.4 橋墩案例	25
4.5 分流案例	26
第五章 結論與建議	52
5.1 結論	52
5.2 建議	52
參考文獻	54



圖目錄

圖 1.1 inverse Preissmann's slot 示意圖	5
圖 1.2 一維分流交匯區隔點示意圖	5
圖 1.3 二維分流主、支渠與交匯區計算矩陣示意圖	6
圖 1.4 河道模擬示意圖	7
圖 2.1 彎道二次流示意圖	13
圖 3.1 控制體積法示意圖 (a)實際區域；(b)計算區域	19
圖 3.2 乾床處理示意圖(1)	20
圖 3.3 乾床處理示意圖(2)	20
圖 3.4 乾床處理示意圖(3)	20
圖 3.5 乾床處理示意圖(4)	21
圖 3.6 乾床處理示意圖(5)	21
圖 4.1 潰壩案例初始秒水深狀態	29
圖 4.2 彎道複式斷面案例示意圖	29
圖 4.3 橋墩實驗渠道示意圖	30
圖 4.4 主支流分流模擬渠道示意圖	30
圖 4.5- (a) 潰壩案例第 5 秒水深狀態	31
圖 4.5- (b) 潰壩案例第 10 秒水深狀態	31
圖 4.5- (c) 潰壩案例第 15 秒水深狀態	32

圖 4.5- (d) 潰壩案例第 20 秒水深狀態	32
圖 4.5- (e) 潰壩案例第 25 秒水深狀態	33
圖 4.5- (f) 潰壩案例第 30 秒水深狀態	33
圖 4.6- (a) 潰壩案例第 5 秒流速狀態	34
圖 4.6- (b) 潰壩案例第 10 秒流速狀態	34
圖 4.6- (c) 潰壩案例第 15 秒流速狀態	35
圖 4.6- (d) 潰壩案例第 20 秒流速狀態	35
圖 4.6- (e) 潰壩案例第 25 秒流速狀態	36
圖 4.6- (f) 潰壩案例第 30 秒流速狀態	36
圖 4.7 修正後模擬渠道斷面圖	37
圖 4.8 模擬渠道 3D 示意圖	37
圖 4.9 de Vriend and Koch 實驗水槽幾何形狀圖	38
圖 4.10 無因次參數 u/U 在側方向之比較圖	39
圖 4.11 無因次參數 Z_s/Z_a 在側方向之比較圖	40
圖 4.12 增加乾床前、後河道流場示意圖	41
圖 4.13 橋墩實驗之格網佈置圖	42
圖 4.14 無因次縱斷面流速比較圖	43
圖 4.15 無因次縱斷面偏折角比較圖	43
圖 4.16 距橋墩中心 3 倍橋墩半徑處縱斷面比較範圍示意圖	44
圖 4.17 無因次橫斷面流速比較圖	44

圖 4.18 無因次橫斷面偏折角比較圖	45
圖 4.19 上游區距橋墩中心 5 倍橋墩半徑處橫斷面比較範圍示意圖	45
圖 4.20 分流實驗渠道配置圖.....	46
圖 4.21 主支流分流網格佈置示意圖	46
圖 4.22 渠寬比 1：主渠上游水深比較圖	47
圖 4.23 渠寬比 1：主渠下游流量比較圖	47
圖 4.24 渠寬比 1：支渠下游流量比較圖	48
圖 4.25 渠寬比 0.5：主渠上游水深比較圖	48
圖 4.26 渠寬比 0.5：主渠下游流量比較圖	49
圖 4.27 渠寬比 0.5：支渠下游流量比較圖	49
圖 4.28-(a)迴流區示意圖.....	50
圖 4.28-(b)流線示意圖.....	50
圖 4.29 分流區水位 3D 示意圖.....	51

符號表

B = 渠道寬度；

Cr = Courant number；

C_f = 摩擦係數；

C_0 = 常數；

c = Chezy 係數；

d = 水深；

g = 重力加速度；

H = 平均水深；

h_1 、 h_2 = ξ 、 η 方向轉換係數；

k = von Karman's 係數；

L = 渠道長度；

n = 曼寧糙度係數；

R = 水力半徑；

R_c = 渠道中心線平均曲率半徑；

r = 曲率半徑；

r_i = 彎道內岸曲率半徑；

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； $V = \eta$ 方向平均速度；

$v = \eta$ 方向速度；

$y_w =$ 固體邊界與鄰近固體邊界格點的距離；

$z_s =$ 水面高程；

$z_a =$ 平均水面高程；

$\mu =$ 流體動力黏滯係數；

$\nu_l =$ 層流黏滯係數；

$\nu_t =$ 亂流黏滯係數；

$\theta =$ 偏折角；

$\rho =$ 流體密度；

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

$\xi、\eta =$ 平面上兩正交曲線座標方向；

$\Delta t =$ 時間間距；

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



上標

$n = n\Delta t$ 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；

$(\bar{\quad})$ = 水深平均；

(\prime) = 時間平均瞬時擾動量。

下標

s = 變數在水面的值；

b = 變數在底床的值。



第一章 緒論

1.1 研究動機與目的

天然河川係由主深槽及高灘地所組成，河流水面寬度大多因水深而異，水位的漲退變化，常於河道中出現露出水面之水工結構物或是相鄰主深槽的高灘地無水區域，此無水區域一般稱之為乾床。對數值模式之發展而言，在實用應用上，乾床的處理實為重要的課題。

本研究之研究重點旨在延續謝(2003)所發展之水深平均二維水理模式，此模式先前僅針對單一河道進行模擬，邊界條件則是上游為入流邊界、下游為出流邊界、河道的兩岸固定為固體邊界，如圖 1.4-(a)。若將對有二個方向的河道或是河中有構造物時進行模擬，如主支流、橋墩等，計算區域將出現乾床區，乾床區與行水區之交界為內部固體邊界，如圖 1.4-(b)。模擬過程中其入流邊界、出流邊界及固體邊界皆需要改變才能進行模擬。

本研究在此模式增加了內部固體邊界判定及側邊界條件的設定，並選用不同案例來進行模式模擬的測試。

1.2 文獻回顧

1.2.1 乾床處理技巧

一般明渠水流數值模式多基於水流連續傳遞的概念來發展，水流傳遞現象在計算區域(computational domain)裡必須靠著計算點(computational point)來互相銜接，當計算點上的水深很小或者是水深為零時會造成水流無法正常傳遞，即會導致數值發散。模擬河道常因水位變化而產生乾床現象，若無特別數值技巧處理之情況下，模式可能因數值發散而無法收斂。

一般水理方程式之乾床問題即為低流量、低水深時造成模式無法模擬之問題，Meselhe and Holly(1993)處理乾床問題時，將動量方程式中之慣性項省略，並給定一微小水深於發生乾床之計算點來反應乾床效應，成功模擬一變量流灌溉渠道，但模擬之空間間距(Δx)與時間間距(Δt)必須慎選，否則仍有數值發散之疑慮。

Schuurmans(1991)使用 inverse Preissmann's slot 技巧(簡稱 IPS)來處理一維水理模式乾濕點之問題。所謂的 IPS 是指在無水河道斷面假設一稍深的狹縫，並沿著河道向下游，如圖 1.1，由於狹縫寬度與實際斷面寬度的差異甚大，當水位由底部狹縫上升到原斷面時，突然改變的水面寬度差異將數值計算所產生的震盪抵消。由於 Schuurmans 使用較寬寬度的狹縫來解決模式乾床之問題，但因為狹縫之寬度可能會影響水體積之計算，因此對於水之體積計算較重要之灌溉經營系統模式並不適用。

二維模式中若乾床點只佔小部分時常見的乾床處理技巧一般為定義一參考水深 h_d ，藉由比較前一時刻計算之水深 h^n ，來判定該計算點是否為乾床。若計算水深 $h^n \leq h_d$ ，表示該計算點為乾床，則令計算點之速度分量為零，並假設 $h^n = h_d$ ；反之若 $h^n > h_d$ ，則無須多做處理。

美國工兵團所研發之 TABS-2 有限元素法模式(U.S Army Corps of Engineers,1990)以溼地孔隙法技巧(marsh porosity method)處理乾床問題。當計算元素部分有水時，則以一替代水深取代原控制方程式中之水深；當計算元素完全無水時，則將該點視為一固體邊界，移除於計算矩陣中。為滿足水流不穿透固體邊界之平行流邊界條件，須修正乾床點周圍之計算流速。此外，利用替代水深取代原水深，也必須重新修正控制方程式，增加模式計算量。實際模擬時，乾床點與相鄰的乾

床點必須切的更密，才能確保數值計算的收斂，導致計算時間也隨之增加，而且計算過程仍不穩定，因此實用性不佳。

蔡(2000)定義兩個參考水深 h_{wet} 以及 h_{dry} ，由前一時刻計算水深 $h_{i,j}^n$ 與 h_{wet} 、 h_{dry} 比較，以判斷 (i,j) 格點所在乾床與否。(1)若 $h_{i,j}^n \geq h_{wet}$ ，則稱 (i,j) 格點為非乾床狀態，表示該網格處有水流動之狀態，無須做任何特殊處理；(2)若 $h_{i,j}^n \leq h_{dry}$ ，且相鄰格點 $h_{i+1,j}^n$ 、 $h_{i-1,j}^n$ 、 $h_{i,j+1}^n$ 、 $h_{i,j-1}^n$ 之值亦均小於 h_{dry} 時，則稱該格點為乾床狀態，表示網格內無水流動。可令流速分量 u 、 v 為零，並令 $h_{i,j}^{n+1} = h_{dry}$ ，以維持數值計算穩定；(3)若非上述兩種情形，則表示該網格點部份區域有水流動，忽略其動量通量之影響，只考慮連續方程式計算水流進出流量。

1.2.2 主支流內部邊界設定

傳統模擬主支流案例，主渠與支渠需分別建立計算格點再相互連接，其交匯區邊界設定非常複雜，且模擬二維主支流交匯須考慮座標轉換的問題。

李(2002)模擬一維分流渠道劃分為三段，主流上游段、主流下游段和支流段，水流流向及示意圖如圖 1.2 所示。由於分流上游邊界條件未知，故假設 $i+1$ 點水位與 j 點水位相同，利用特性線給水位求出上游流量，其經過特性速度修正，算出分流之起始流量，同時滿足質量守恆與動量方程式，即可算出主流、分流之水位和流量。此法優點為容易給定分流上游邊界，缺點為模式中斷面的建立若有較大的誤差，則模擬支流流量會與實驗值有所出入。

林(2002)在二維主、支流交匯處內部邊界利用 multi-block 方法設定主流與支流交界處水深及流速相等來處理以求得主渠上、下游流量比與迴流區大小的關係。如圖 1.3 為主流、支流及交匯區之計算矩陣

示意圖，在數值計算時，每次內部疊代中，主流及支流各自求出主格網之水深及非主格網點之流速，然後將鄰近交匯區之值傳到交匯區之計算矩陣重新計算出交界處水深及流速後，再將此值作為主流與支流下一次疊代計算之邊界條件，如此完成一次內部疊代。由於此法為水深平均模式，因此對於迴流區寬度有較大的誤差。

1.3 章節介紹

本文共分為五章，前二節已闡述本研究之研究動機與目的、文獻回顧，以下將簡要敘述本論文各章節之內容。

第一章為緒論，針對本研究動機與目的作說明，並回顧相關之研究文獻後，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曲線座標系統水理控制方程式、輔助方程式及相關之邊界條件。

第三章為數值架構，說明水理控制方程式採用的雙階分割操作法和介紹乾床處理方式。

第四章為乾床應用案例展示，針對案例介紹及乾床處理說明。

第五章為結論與建議，針對本研究成果作綜合性之歸納說明並提出未來研究的建議。

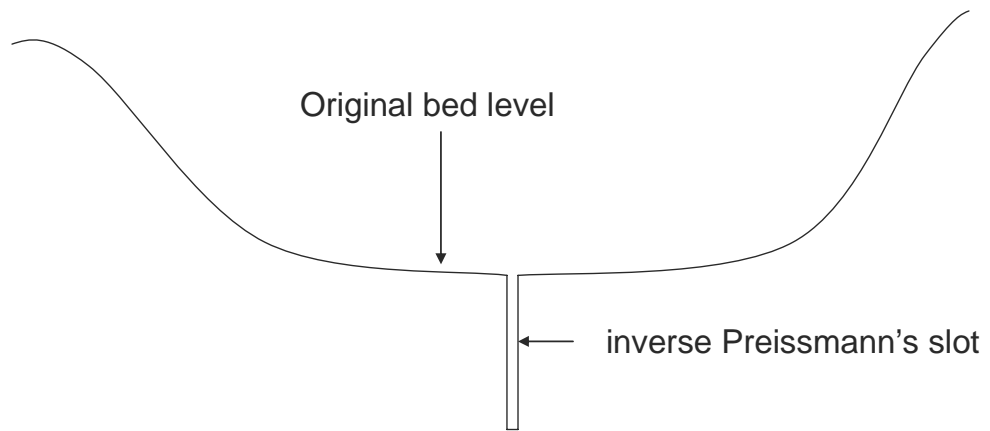


圖 1.1 inverse Preissmann's slot 示意圖

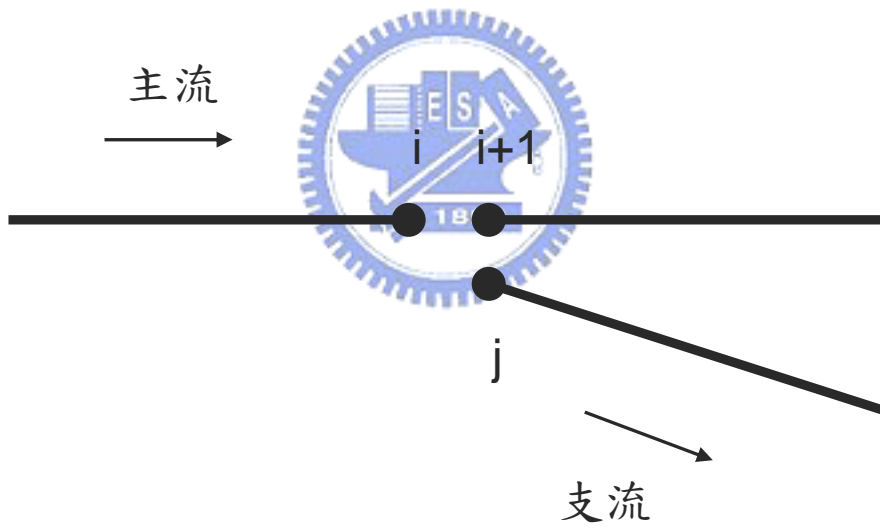


圖 1.2 一維分流交匯區隔點示意圖

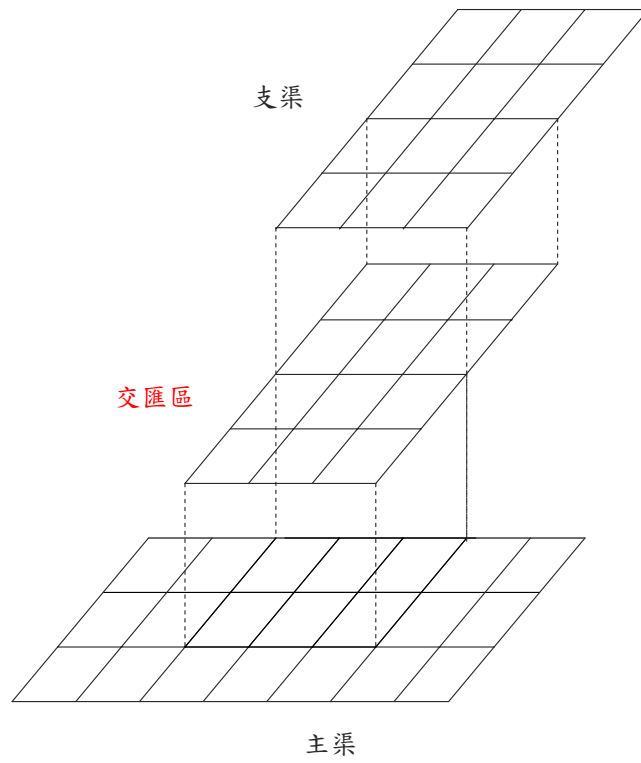
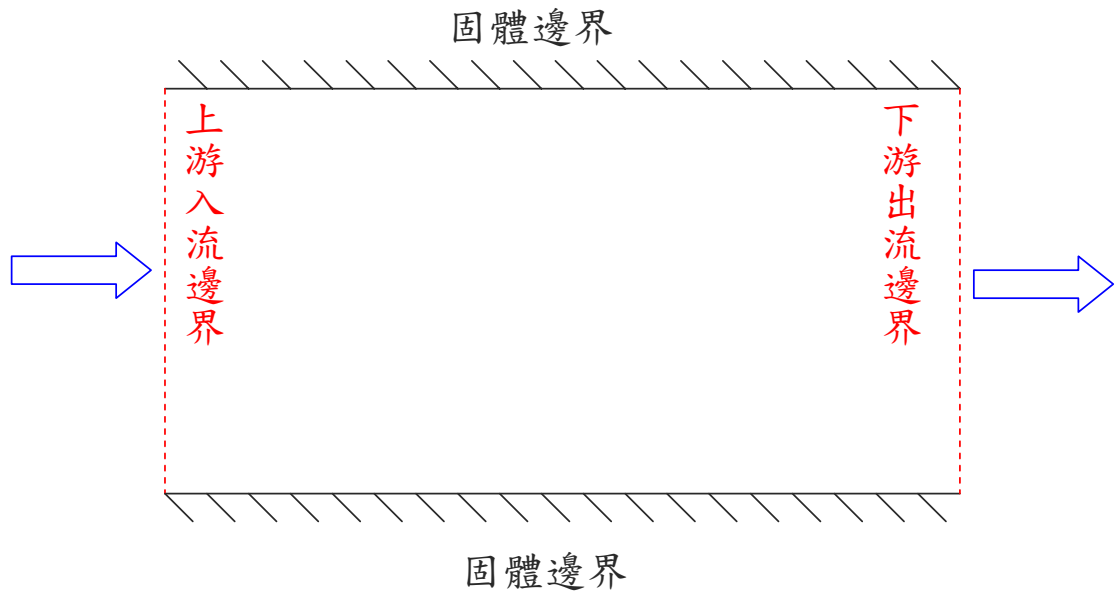
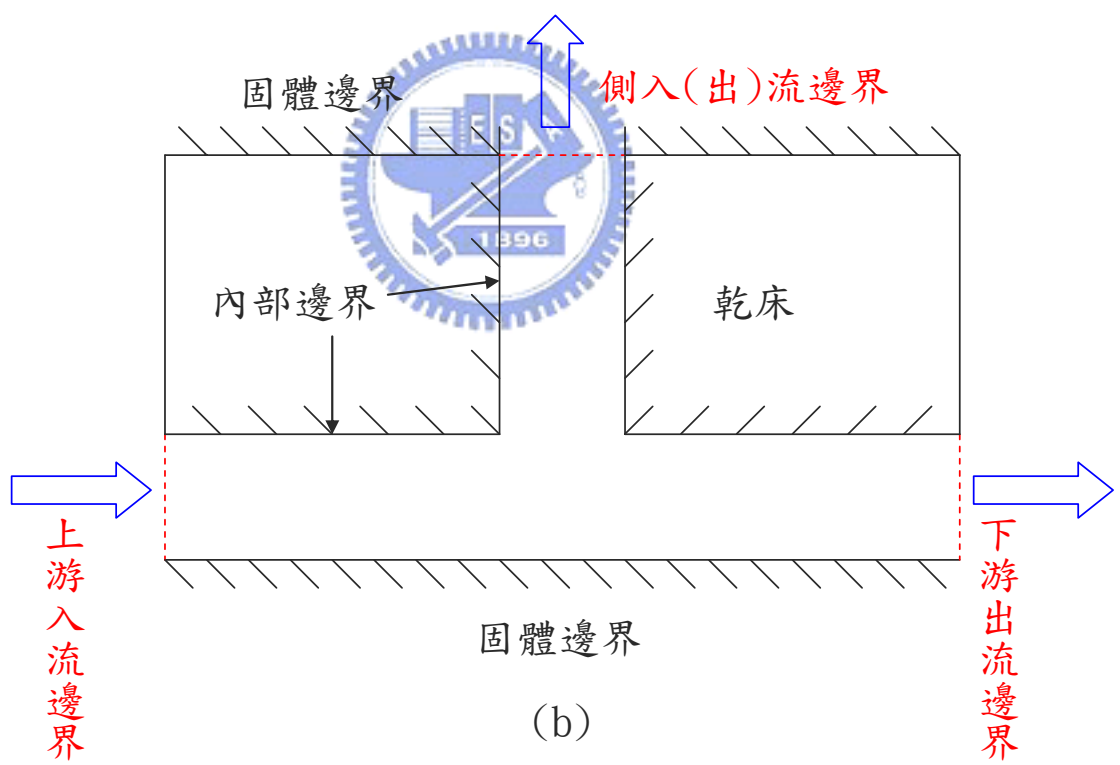


圖 1.3 二維分流主、支渠與交匯區計算矩陣示意圖





(a)



(b)

圖 1.4 河道模擬示意圖

第二章 理論基礎

水理控制方程式包含水理連續及動量方程式，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。茲將理論基礎敘述如下：

2.1 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

ξ 方向：

$$\begin{aligned} & \frac{\partial \bar{u}}{\partial t} + \frac{\bar{u}}{h_1} \frac{\partial \bar{u}}{\partial \xi} + \frac{\bar{v}}{h_2} \frac{\partial \bar{u}}{\partial \eta} + \frac{1}{h_1 h_2} \frac{\partial h_1}{\partial \eta} \bar{u} \bar{v} - \frac{1}{h_1 h_2} \frac{\partial h_2}{\partial \xi} \bar{v}^2 \\ & = -\frac{g}{h_1} \frac{\partial}{\partial \xi} (z_b + d) + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial}{\partial \xi} (h_2 T_{11}) + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial}{\partial \eta} (h_1 T_{12}) \\ & + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial h_1}{\partial \eta} T_{12} - \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial h_2}{\partial \xi} T_{22} - \frac{\tau_b}{\rho d} \\ & + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \left[-(h_2 \tau_{11})_s \frac{\partial z_s}{\partial \xi} + (h_2 \tau_{11})_b \frac{\partial z_b}{\partial \xi} - (h_1 \tau_{12})_s \frac{\partial z_s}{\partial \eta} + (h_1 \tau_{12})_b \frac{\partial z_b}{\partial \eta} \right] \end{aligned} \quad (2.2)$$

η 方向：

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

式中，

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

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

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

以上諸式中， ξ 、 η = 平面上兩正交曲線座標方向； h_1 = ξ 方向轉換係數； h_2 = η 方向轉換係數； u = ξ 方向速度； v = η 方向速度； ρ = 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； τ_{b_i} = 底床剪應力在 ξ 與 η 方向之分量； $(-)$ = 時間平均； $(\bar{\quad})$ = 水深平均； $(')$ = 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)。

2.2 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 = $ku_*d/6$ (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，流場隨水流而彎曲，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，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)。

2.3 邊界條件

本模式除了原本既有的三種邊界條件，渠道入流、渠道出流與固體邊界之外，新增加渠道側入流、渠道側出流及內部固體邊界。一般而言，渠道入流邊界條件及渠道側入流邊界條件設定為單位寬度入流量，渠道出流邊界條件及渠道側出流邊界條件則採用水位高程設定。在固體邊界及內部邊界處，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 1999)； $y^+ = y_w U_* / \nu$ ， y_w =固體邊界與鄰近固體邊界格點的距離。



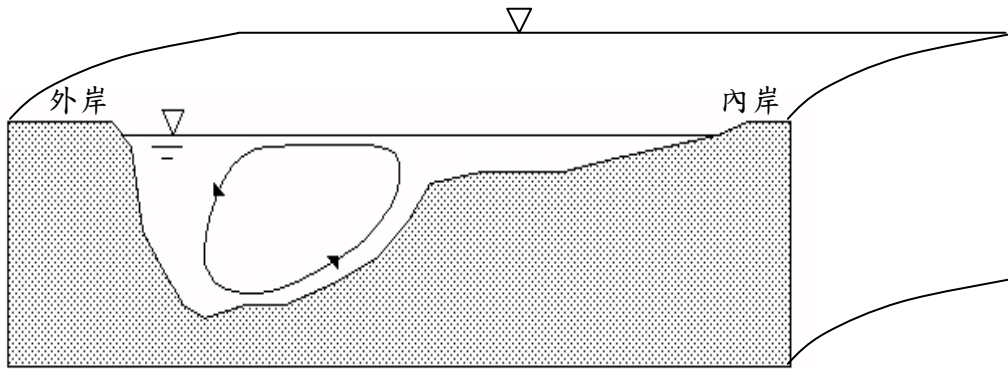


圖 2.1 彎道二次流示意圖



第三章 數值架構

3.1 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)，延散步驟使用顯示法，傳播步驟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、底床剪應力量項和連續方程式。據此，水理控制方程可改寫成：

延散步驟

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

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

$$\begin{aligned} \frac{\partial \bar{u}}{\partial t} = & -\frac{\bar{u}}{h_1} \frac{\partial \bar{u}}{\partial \xi} - \frac{\bar{v}}{h_2} \frac{\partial \bar{u}}{\partial \eta} - \frac{1}{h_1 h_2} \left[\frac{\partial h_1}{\partial \eta} \bar{u} \bar{v} - \frac{\partial h_2}{\partial \xi} \bar{v}^2 \right] \\ & + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial (h_2 T_{11})}{\partial \xi} + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial (h_1 T_{12})}{\partial \eta} + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial h_1}{\partial \eta} T_{12} - \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \frac{\partial h_2}{\partial \xi} T_{22} \\ & + \frac{1}{\rho h_1 h_2 d} \left[-(h_2 \tau_{11})_s \frac{\partial z_s}{\partial \xi} + (h_2 \tau_{11})_b \frac{\partial z_b}{\partial \xi} - (h_1 \tau_{12})_s \frac{\partial z_s}{\partial \eta} + (h_1 \tau_{12})_b \frac{\partial z_b}{\partial \eta} \right] \quad (3.4) \end{aligned}$$

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

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

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

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

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

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

3.2 數值差分式

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)差分以及 MacCormack 方法外，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，

$$\begin{aligned} \Psi_e^{n+1} &= 0.5 \cdot (\Psi_E^{n+1} + \Psi_p^{n+1}) = 0.5 \cdot (\Psi_{i+1,j}^{n+1} + \Psi_{i,j}^{n+1}) ; \\ \Psi_w^{n+1} &= 0.5 \cdot (\Psi_p^{n+1} + \Psi_W^{n+1}) = 0.5 \cdot (\Psi_{i,j}^{n+1} + \Psi_{i-1,j}^{n+1}) ; \\ \Psi_n^{n+1} &= 0.5 \cdot (\Psi_N^{n+1} + \Psi_p^{n+1}) = 0.5 \cdot (\Psi_{i,j+1}^{n+1} + \Psi_{i,j}^{n+1}) ; \\ \Psi_s^{n+1} &= 0.5 \cdot (\Psi_p^{n+1} + \Psi_S^{n+1}) = 0.5 \cdot (\Psi_{i,j}^{n+1} + \Psi_{i,j-1}^{n+1}) ; \end{aligned}$$

Ψ 可表為 \bar{u} , \bar{v} , h_1 , h_2 , d , z_s 和 z_b 。

3.2.1 混合型上風法

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

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

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

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

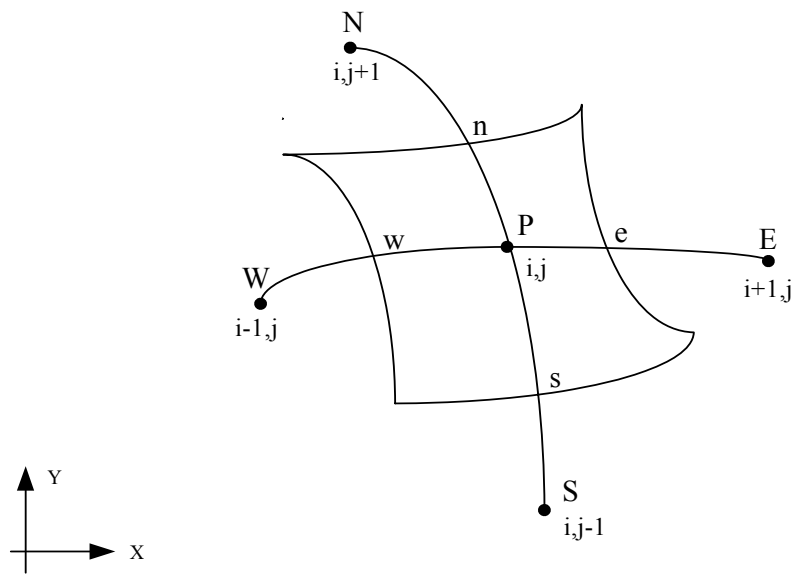
3.3 乾床處理

所謂的乾床就是計算格點上沒有水流，即該計算上的水深、流速、流量均為零。而在數值上則以水深為零作為乾床的判別。本研究在數值差分上採用控制體積法，如圖 3.1，每一個計算格網點可分為 e、w、n、s 四個控制面計算通量變數，在四個控制面的乾床處理原理均相同，其處理方式可分為下幾種情況：

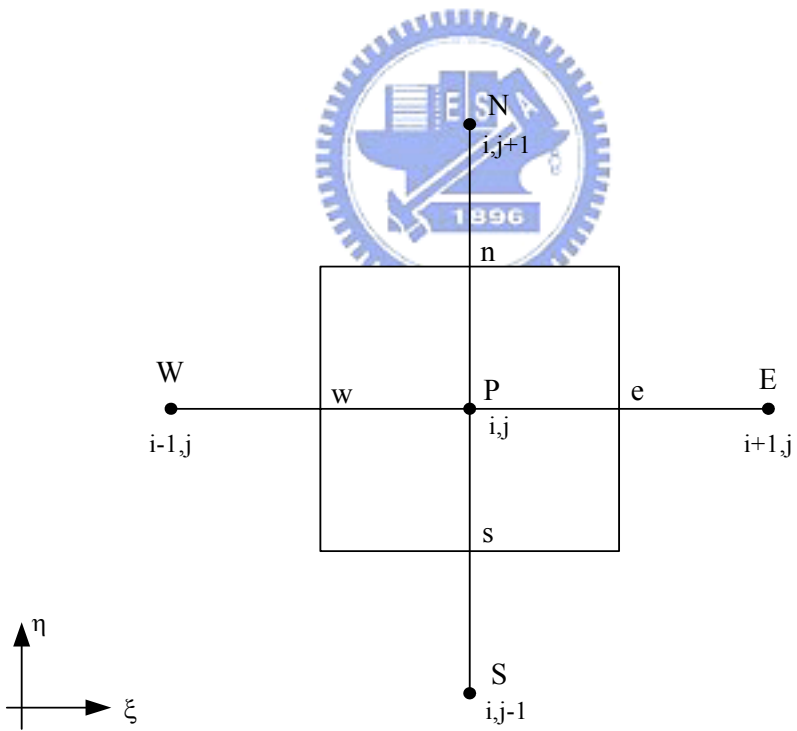
1. 如圖 3.2 所示，在 n 時刻計算格點 (I) 與相鄰格點 (I+1) 的水深皆為零時，則 n+1 時刻計算格點在此控制面的通量變數為零。
2. 如圖 3.3 所示，在 n 時刻計算格點 (I) 的水深為零，相鄰格點 (I+1) 水深大於零，但相鄰格點的水位高程小於計算格點

的底床高程，則 $n+1$ 時刻計算格點在此控制面的通量變數為零。

3. 如圖 3.4 所示，在 n 時刻計算格點 (I) 的水深大於零，相鄰格點 (I+1) 水深為零，但計算格點水位高程小於相鄰格點底床高程，則 $n+1$ 時刻計算格點在此控制面的通量變數為零。
4. 如圖 3.5 所示，在 n 時刻計算格點 (I) 的水深為零，相鄰格點 (I+1) 水深大於零，但相鄰格點的水位高程大於計算格點的底床高程，則 $n+1$ 時刻計算格點在此控制面的就會有通量變數。
5. 如圖 3.6 所示，在 n 時刻計算格點 (I) 的水深大於零，相鄰格點 (I+1) 水深為零，且計算格點水位高程大於相鄰格點底床高程，則 $n+1$ 時刻計算格點在此控制面的就會有通量變數。
6. 若 $n+1$ 時刻四個面的通量均為零，則此點在 $n+1$ 時刻的物理量與 n 時刻之物理量保持相同。



(a)



(b)

圖 3.1 控制體積法示意圖 (a)實際區域；(b)計算區域

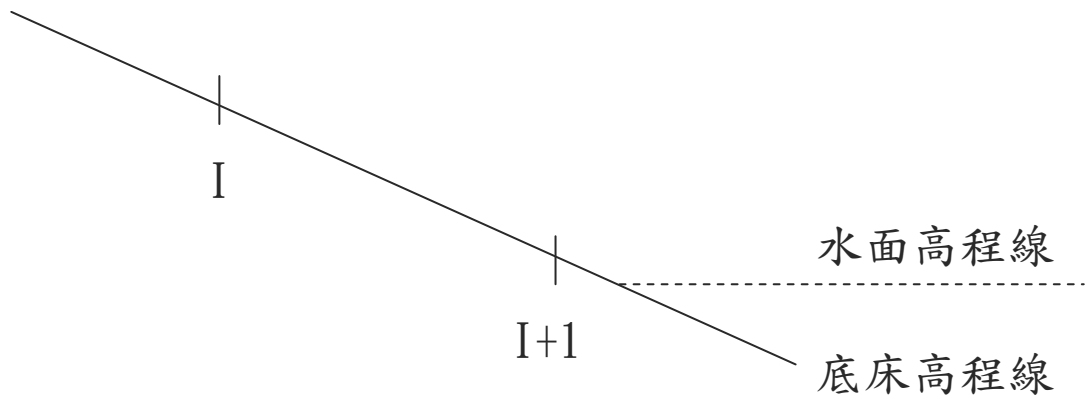


圖 3.2 乾床處理示意圖(1)

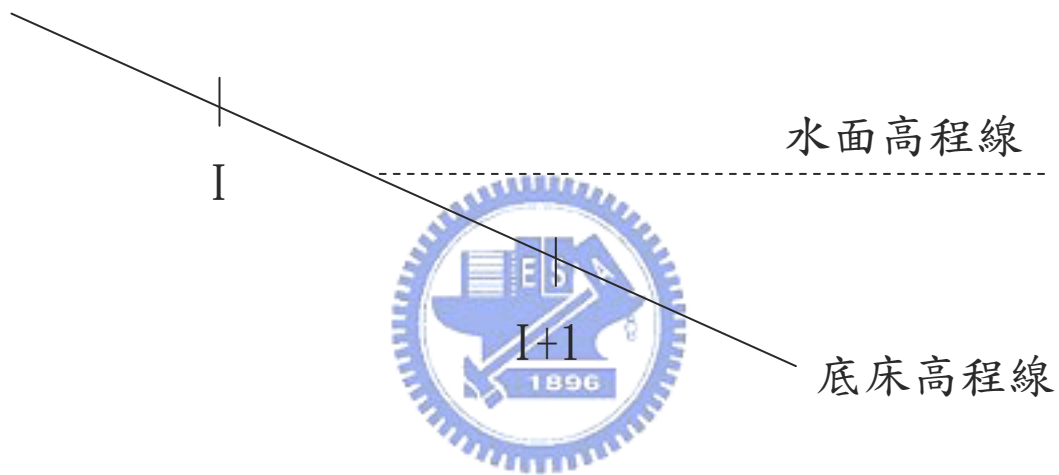


圖 3.3 乾床處理示意圖(2)

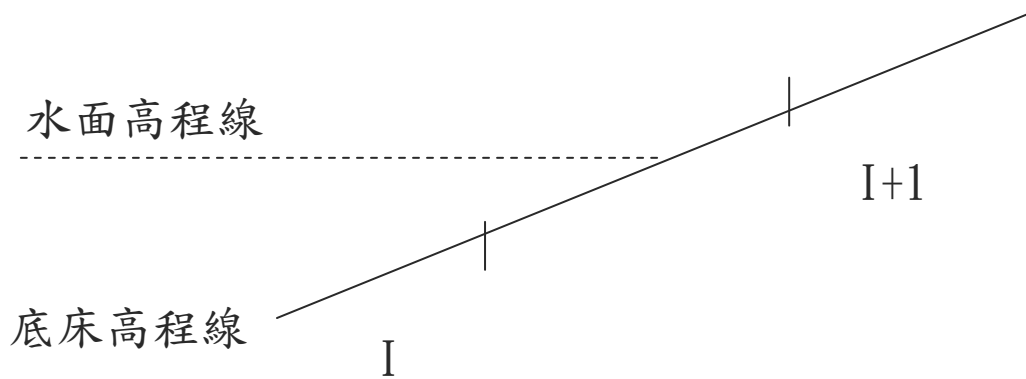


圖 3.4 乾床處理示意圖(3)

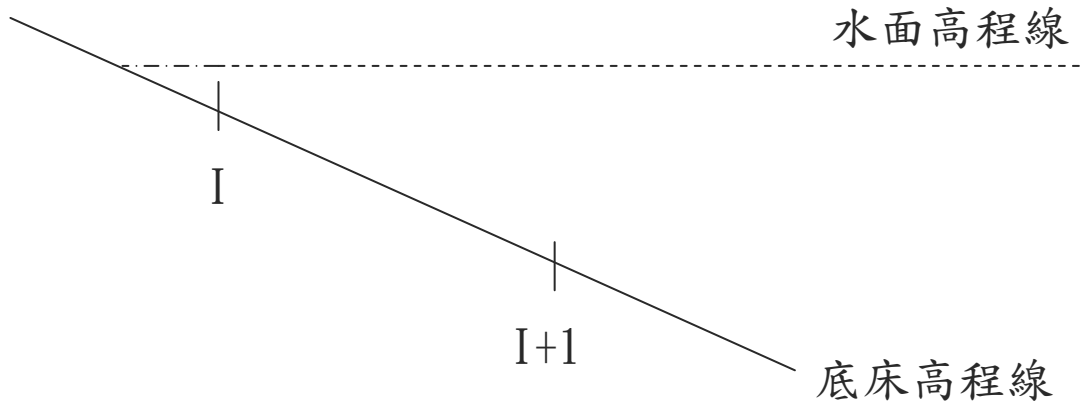


圖 3.5 乾床處理示意圖(4)

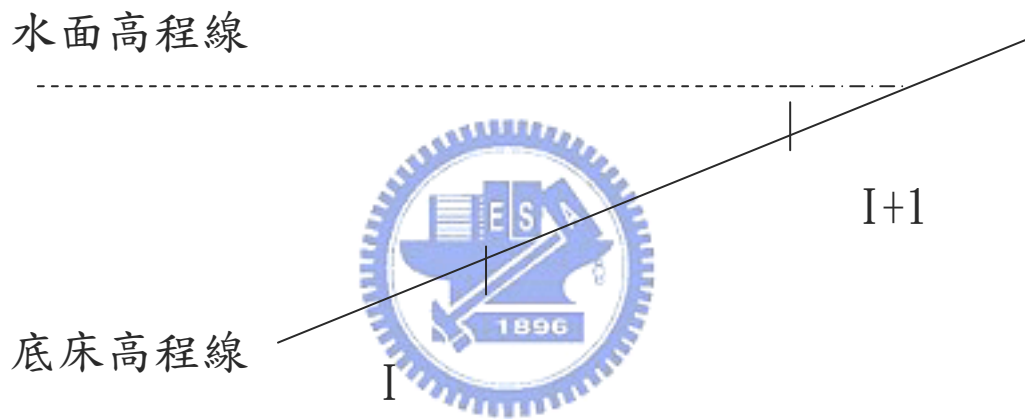


圖 3.6 乾床處理示意圖(5)

第四章 乾床應用案例展示

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，本章將進行乾床應用案例展示。

4.1 模擬案例介紹及乾床處理說明

為展示本模式乾床處理的能力，選用四個案例來進行測試，分別為潰壩、彎道複式斷面、橋墩以及主支流分流案例。

(a) 潰壩案例

利用數值模式模擬潰壩時，當下游區為乾床將會遭遇很大的挑戰。以往為了避免數值發散，通常會在乾床區假設一極小的水深來作為乾床的分界。本研究為了測試水流乾濕傳遞的模擬功能，因此在此潰壩案例的下游區以水深為零作為乾床的分界進行模擬，如圖 4.1 所示。



(b) 彎道複式斷面案例

本模式模擬複式斷面河道，河道的兩側視為不透水邊界。當水深小於主深槽的深度時，則在模擬範圍內即會產生不透水邊界內移與乾床區之無水區域，如圖 4.2 所示。為了測試本模式是否能判斷不透水邊界內移的情形，因此選取水位高程小於主深槽深度之複式斷面案例來進行模擬研究。

(c) 橋墩案例

為了進一步測試不透水邊界內移的情形，因此選用乾床區獨立於河道水流中的橋墩案例，如圖 4.3 所示，其中橋墩為乾床區。

(d) 分流案例

過去本模式無法直接模擬側出流及側入流的案例，但天然河道大

都為網路河系，為了增加模式的實用性，因此增修側邊界條件設定來測試模擬分流案例，圖 4.4 為主支流分流模擬範圍示意圖。

4.2 潰壩案例

壩體潰決時，庫內水體宣洩而下，壩址上游水位陡落，下游水位遽升，流態變化劇烈，在潰口形成負湧波(negative wave)和正湧波(positive wave)分別往壩址上下游傳遞。潰壩事件常在猝不及防的情況下發生，很難獲得既完整又可靠的原型體的實測資料，因此研究潰壩案例的主要途徑為模型試驗和數值計算，並結合潰決後的實地考察進行驗證。

圖 4.1 是本案例的初始狀態示意圖，壩址位於渠道中間，距離上下游各 1000m， $t=0$ 時水壩閘門為關閉狀態，閘門上游(左側)為水深 10m 的靜止水體，下游(右側)為水深為零的乾床，當 $t>0$ 時瞬時移開閘門，渠道假設極小摩擦效應。案例中採用 201x51 均勻計算網格，數值參數為 $\Delta x=10\text{m}$ ， $\Delta y=1\text{m}$ ， $\Delta t=0.25\text{s}$ ，總模擬時間為 30 秒。模擬時間內上下游邊界都沒有受到影響，因此上游入流量為零及下游水位保持為零。

圖 4.5-a~4.5-f 及圖 4.6-a~4.6-f 分別是第 5 秒、10 秒、15 秒、20 秒、25 及 30 秒時渠道中心線之水位和解析解之比較圖及渠道中心線之流速和解析解之比較圖。由圖可看出水位、流速模擬結果與解析解相當接近，當閘門開啟後，隨著時間增加，閘門上游因負湧波(negative wave)影響，潰壩的範圍愈往上游移動，閘門下游正湧波(positive wave)的傳遞則愈往下游移動。另外，因本模式在移流項的數值處理採用一階精度的上風法差分，所以模擬結果在不連續面產生誤差是不可避免的。

由圖 4.5 可以看出剛開始時並無太大波動現象，在 $T=15$ 秒時，水面已經有產生波浪的形態， $T=30$ 時，下游波型更加明顯，可能是下游區段的水深設為零所導致。由圖 4.6 可看出剛開始時因為水流由濕點向乾點傳遞導致於流速模擬結果高於解析解，隨著時間增加，流速漸減至一穩定值。就以上結果來說下游區水深設為零，仍會造成模式不穩定有發散之虞，但就整體而言由模擬結果可以看出模式已可處理乾溼傳遞的問題，且模擬結果與實驗值相近，驗證模式模擬的合理性。

4.3 彎道複式斷面案例

本研究採用 de Vriend and Koch (1997) 之彎道實驗數據，因為所模擬的實驗水槽並非複式斷面，因此在模擬時將原斷面兩側加高底床作為高灘地來進行模擬，如圖 4.7 所示。圖 4.8 為模擬河道範圍 3D 示意圖。實驗室水槽佈置如圖 4.9 所示，從斷面 A_0 至 B_0 為直線道，斷面 B_0 為彎道之起點，沿著渠道一直到斷面 E_0 為一蜿蜒 90° 之固定曲率半徑之定床矩形渠道。渠道寬度為 6m，中心線曲率半徑為 50m，底床縱向坡度在直線段維持水平，在彎道內為 0.003，Chezy 係數為 $70\text{ m}^{1/2}/\text{s}$ 。上游邊界條件為固定入流量 $0.61\text{ m}^3/\text{s}$ ，下游邊界條件為實測水位資料。採用 103×77 的非均勻計算網格， $\Delta t=0.5\text{ s}$ 。

圖 4.10 為無因次流速模擬結果與實驗值之比較圖，圖中縱軸之無因次參數為比較點之流速 u 除以該斷面的平均流速 U ，橫軸之無因次參數為比較點曲率半徑 r 減去渠道內岸之曲率半徑 r_i 後再除以渠道寬度 B 。圖 4.11 為無因次水位模擬結果與實驗值之比較圖，圖中縱軸之無因次參數為比較點水位高程 Z_s 除以斷面平均水位高程 Z_a ，橫軸之無因次參數者與流速相同。

如圖 4.10 所示，內岸的模擬結果與實驗值數據有些許誤差，外岸的模擬結果與實驗值數據則相當吻合，流場受到二次流效應的影響，水流動量會由內岸向外岸傳遞，使彎道段受此效應的影響，外岸縱向流速會大於內岸的縱向流速。如圖 4.11 所示，水位的模擬結果與實驗值數據相當吻合，由於受到彎道效應的影響，會產生外岸的水面高程大於內岸的水面高程，即為水面超高(superelevation water surface)的分布。此水面超高的現象從彎道入口(斷面 B_0)既已發生，至斷面 B_1 時，此斷面的水面高程的側向坡度即已達穩定的狀態。

圖 4.12 為增加乾床前與增加乾床後之流場示意圖。由圖可知，水流在主深槽內流動能判斷不透水邊界由外部邊界移到內部邊界，不會造成水流穿透內部邊界的現象產生，驗證此模式可以判斷不透水邊界內移的情形。

4.4 橋墩案例

前人在橋墩試驗中，多數研究都侷限定量流的流況，因為變量流流量控制不易且試驗複雜，使得相關資料付諸闕如，因此本研究針對定量流流過圓柱橋墩，採用 Ferdous(1998)所做實驗案例，進行數值模擬。實驗渠道全長為 10m，寬為 1.22m，在距上游入流斷面 7.5m 之渠道中心處設置直徑 89mm 之圓型柱狀橋墩，上游均勻入流 0.065 cms，其渠道配置如圖 4.3 所示，在橋墩部份設定為乾床。模式採用 262×197 之非均勻格網佈置，如圖 4.13，因為要精確模擬出橋墩周圍流場，則橋墩周圍的網格須加密外，其餘位置的網格可適度加大以減少計算時間。

由於案例中模擬的結果對稱於渠道中心線，故本研究只對渠道中心線右側進行討論分析，如圖 4.3 虛線區。圖 4.14~圖 4.15 分別為距

橋墩中心三倍橋墩半徑處(斷面比較範圍如圖 4.16)之無因次縱斷面流速比較圖及無因次縱斷面偏折角比較圖。圖 4.14 中縱軸之無因次參數為縱斷面流速 U 除以未受橋墩影響之流速 U_y ，橫軸之無因次參數為 x 方向距橋墩中心點的距離與橋墩半徑之比值，負值表位在上游區、正值表位在下游區。圖 4.15 中縱軸為偏折角 θ (見圖 4.3)，即為平行水流方向之速度向量 u 與垂直水流方向之速度向量 v 所生成和向量與渠道中心斷面所夾之夾角，橫軸之無因次參數與圖 4.14 定義相同；圖 4.17~4.18 分別為在上游區距橋墩中心五倍橋墩半徑處(斷面比較範圍如圖 4.19)之無因次橫斷面流速比較圖及無因次橫斷面偏折角比較圖，圖 4.17 圖中縱軸之無因次參數為橫斷面流速 U 除以未受橋墩影響之流速 U_y ，橫軸之無因次參數為 y 方向距橋墩中心點的距離與橋墩半徑之比值，圖 4.18 圖中縱軸為偏折角，橫軸之無因次參數為 y 方向距橋墩中心點的距離與橋墩半徑之比值。

由圖 4.14 所示，由於在模擬時橋墩視為內部不透水邊界，因此造成通水斷面積變小，故水流流經橋墩流速有加速的趨勢。如圖 4.15 所示，當水流受橋墩阻擋時，使水流偏離渠道中心線，故在此區之偏折角逐漸變大幾乎為正值，流經橋墩後，流線交匯於下游區的渠道中心線，因此在下流區偏折角逐漸變小。如圖 4.17 所示，在上游段由於受橋墩影響使得越接近渠道中心線流速越小，反之流速越大。如圖 4.18 所示，偏折角越靠近渠道中心線越明顯，越遠離偏折角越小。

由於本研究以矩形格網利用極小網格間距來描繪圓形，因此造成模擬值與實驗值有落差。

4.5 分流案例-非等寬直交分流(林,2000)

本實驗位於淡江大學水工實驗室，分流渠槽設置如圖 4.20 所示，主渠淨寬為 30cm，支渠之淨寬則依照不同的渠寬比分別為 30cm 與

15cm，側壁覆以 0.5cm 厚之強化玻璃以降低糙度之影響。支、主渠以直角 90 度相交；交接處之上游主渠長為 5.3m，下游長為 6.3m，支渠長為 4.3m。並使用 10 匹馬力之抽水馬達自主蓄水池抽水，經閘門、管路至上游定水頭箱，再以水箱閘門控制出流流量。當初流流量尚未流入實驗渠道前，先流入一具有細纖維網及孔板之整流箱加以整流；而支、主渠下游各有一附表尺刻度之蓄水箱集水，是以水流經實驗渠道先排入下游蓄水箱，再由蓄水箱排入地下之迴水渠道，回流至主蓄水池做循環利用，而蓄水箱亦作為量測上游定水頭箱排至支、主渠渠道實際流量之用。模擬範圍為圖 4.20 中紅色虛線部份，模式採用 83×54 之非均勻網格佈置，如圖 4.21 所示。

由於主渠上游給定流量、下游給定水位，支渠下游給定水位，故主要分析集中主渠上游水深、主渠下游流量及支渠下游流量。圖 4.22 及圖 4.25 分別為渠寬比為 1、0.5 之主渠上游水深模擬結果比較圖，縱軸單位為水深(公尺)，橫軸為主渠入流量(cms)。圖 4.23、圖 4.24 及圖 4.26、圖 4.27 分別為渠寬比為 1、0.5 之主、支渠下游流量模擬結果比較圖，縱軸單位為流量(cms)，橫軸為主渠入流量(cms)。由圖 4.22、圖 4.25 可知主渠上游水深模擬結果與實驗值大致上相符，在渠寬比為 1、流量為 0.007311cms 的案例中，在模擬過程中其收斂值相當接近收斂標準但仍未達收斂值，在模擬一段時間後視為收斂，因此所計算之水深略大於實驗值。由圖 4.23、圖 4.24、圖 4.26 及圖 4.27 可看出主、支渠下游流量模擬結果與實驗值有些微誤差，可能原因是當主流流經分流區流向支流時，分流區轉角處的內部邊界在判斷水流分流比例的機制仍需作進一步的探討。

在支渠分流處因為主、支渠流量比的變化產生壓力差造成流線分離而形成迴流區及束流區，如圖 4.28 所示。如果束流區有效斷面過

小，則可能產生臨界流與水躍現象，如圖 4.29，圖為分流區水位 3D 示意圖(箭頭表水流方向)。



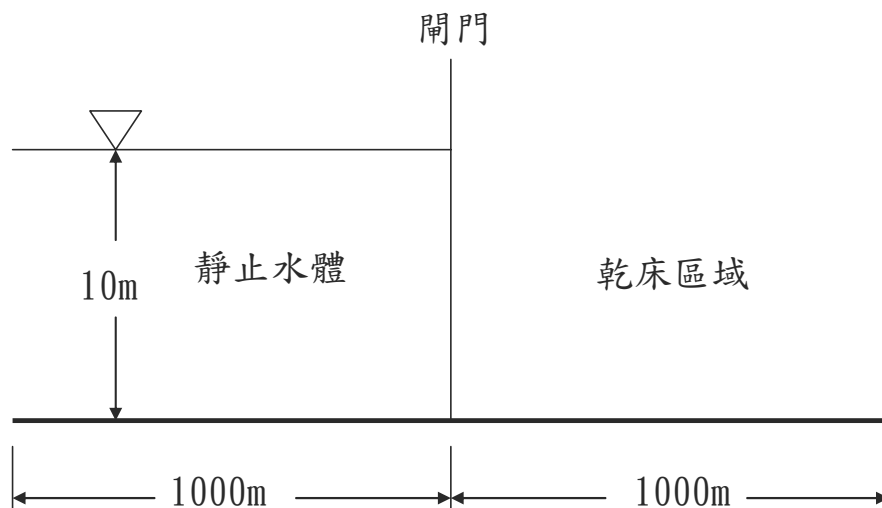


圖 4.1 潰壩案例初始水深狀態

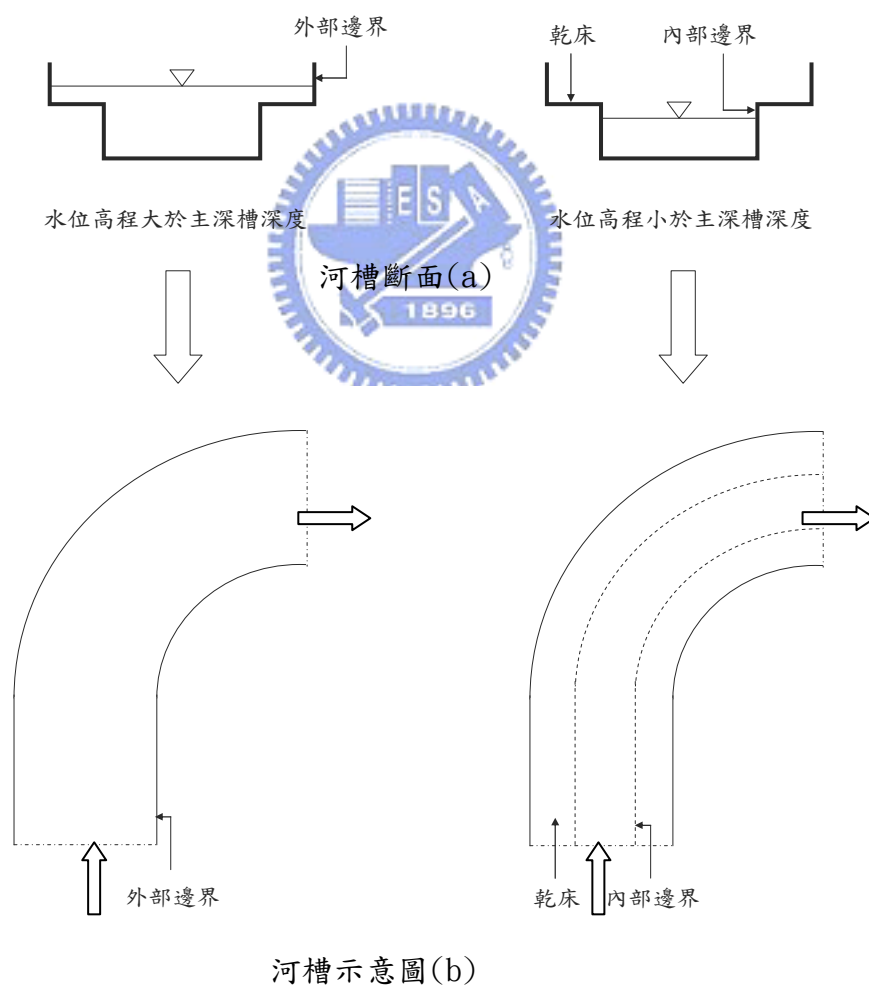


圖 4.2 彎道複式斷面案例示意圖

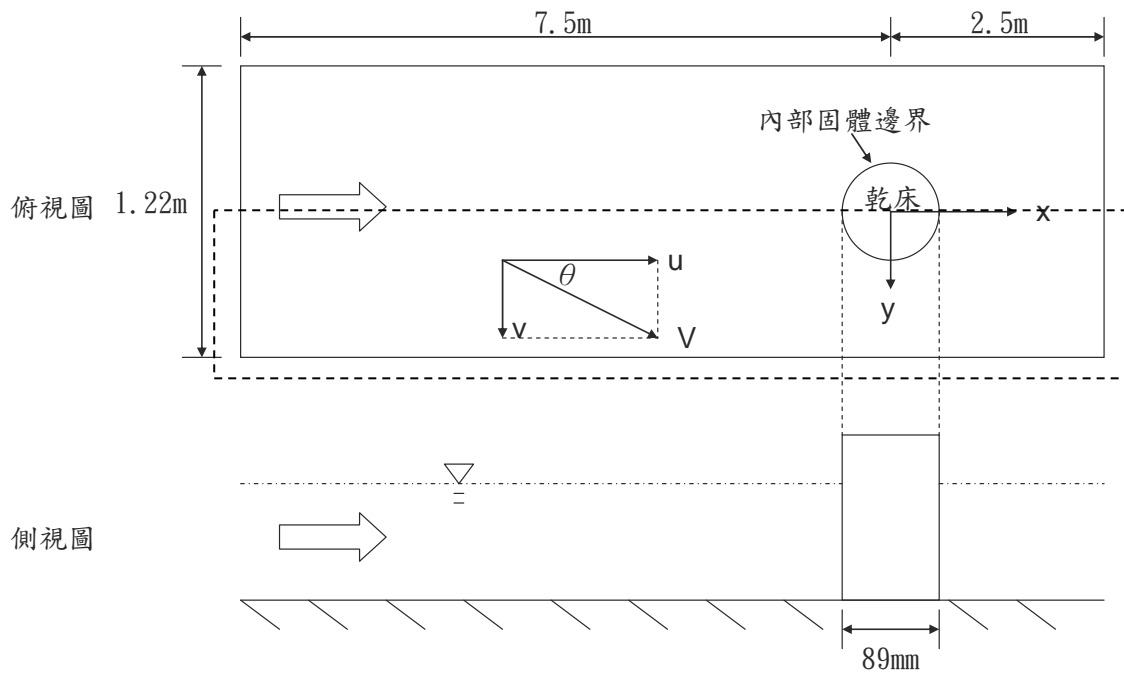


圖 4.3 橋墩實驗渠道示意圖

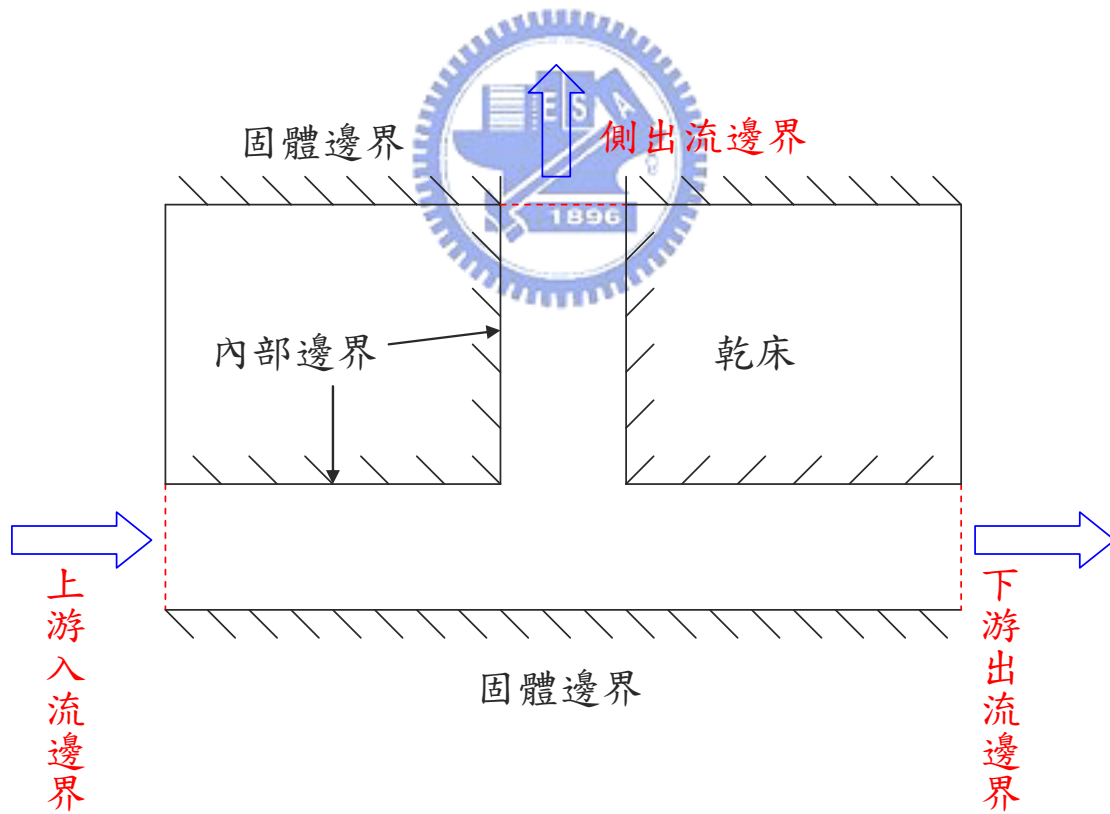


圖 4.4 主支流分流模擬渠道示意圖

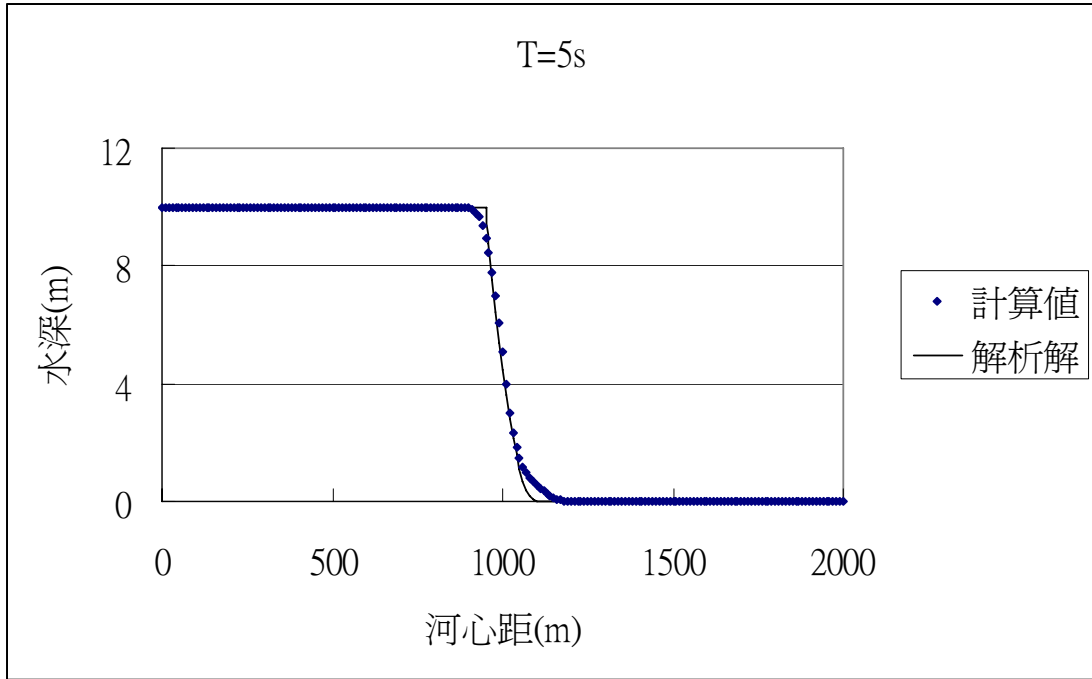


圖 4.5- (a) 一維潰壩案例第 5 秒水深狀態

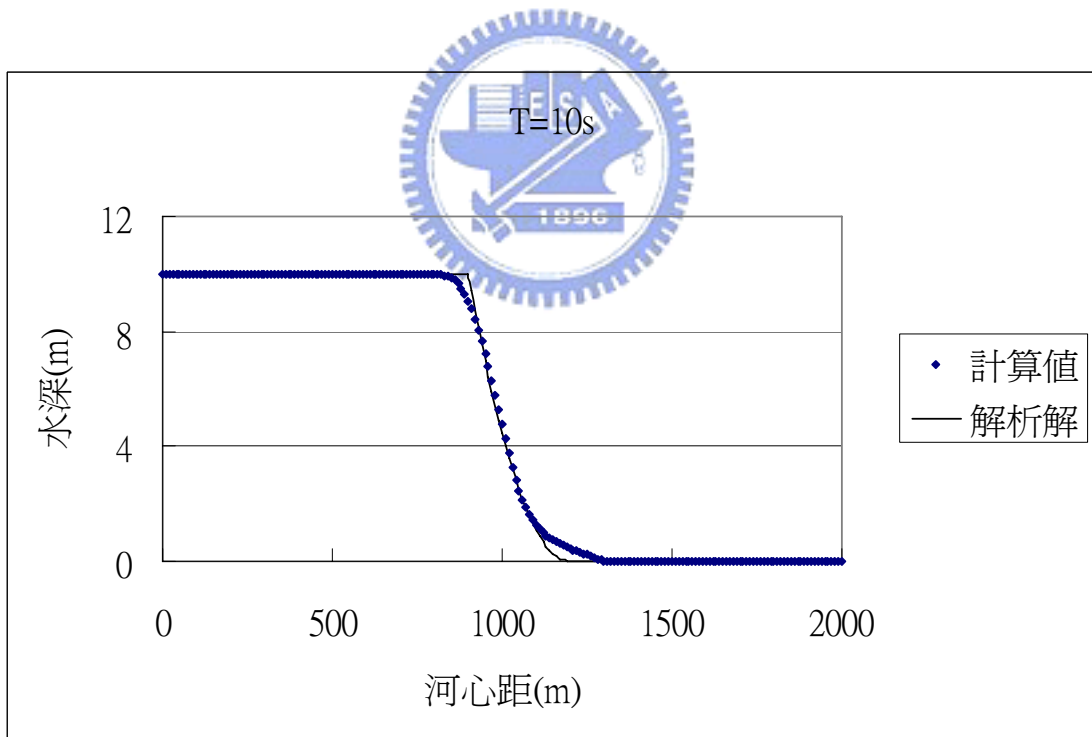


圖 4.5- (b) 一維潰壩案例第 10 秒水深狀態

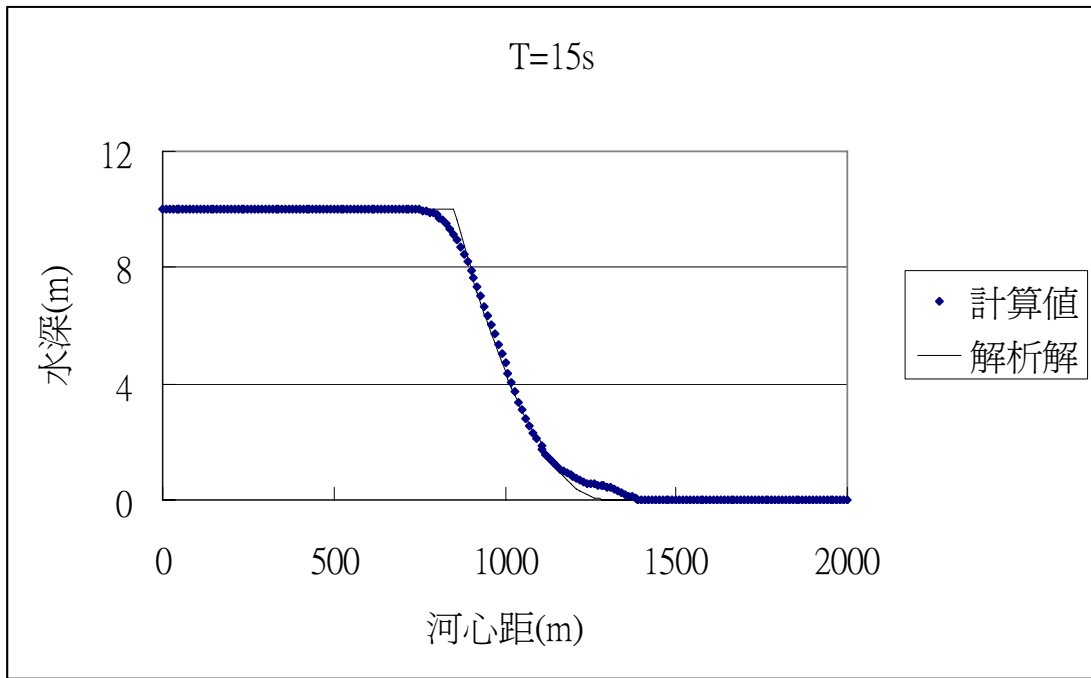


圖 4.5- (c) 一維潰壩案例第 15 秒水深狀態

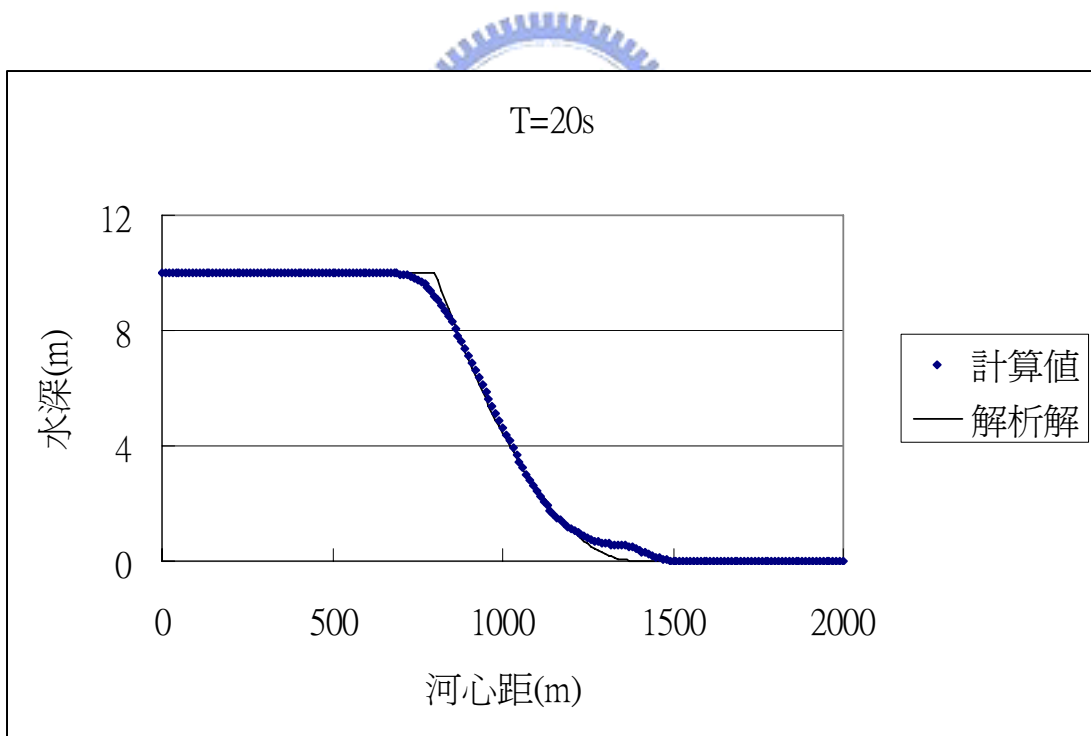


圖 4.5- (d) 一維潰壩案例第 20 秒水深狀態

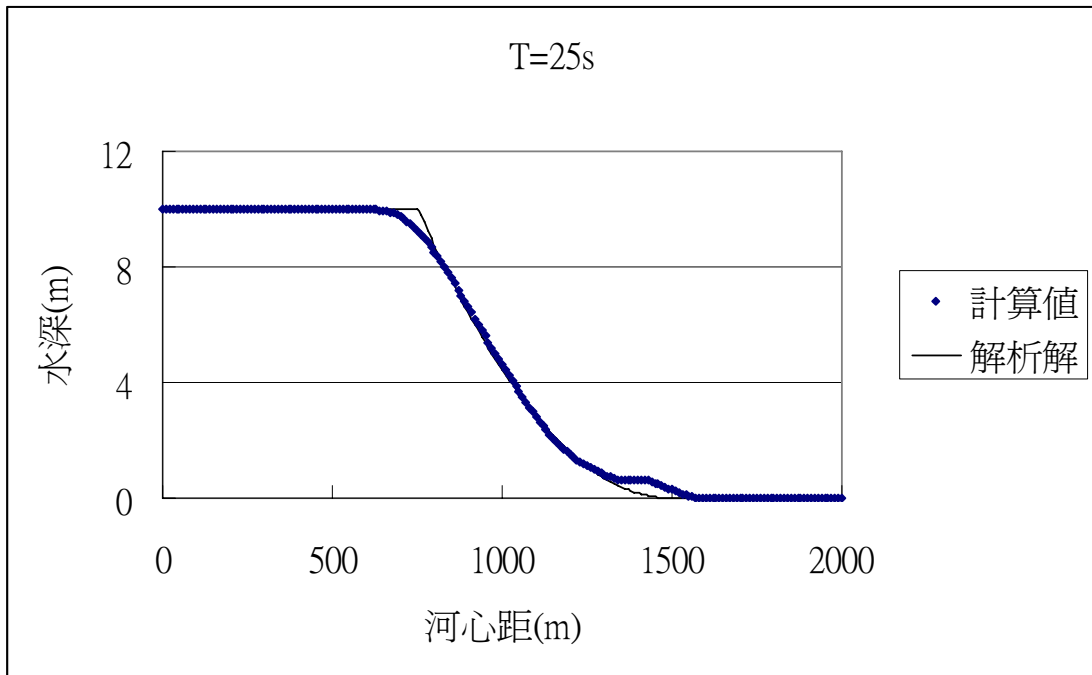


圖 4.5- (e) 一維潰壩案例第 25 秒水深狀態

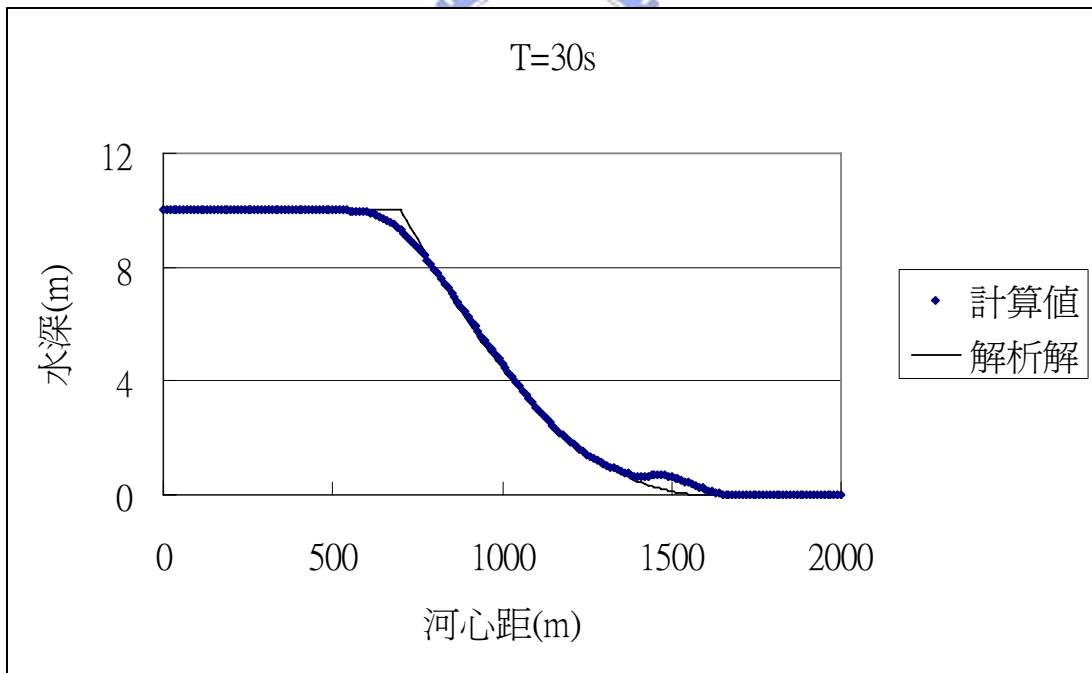


圖 4.5- (f) 一維潰壩案例第 30 秒水深狀態

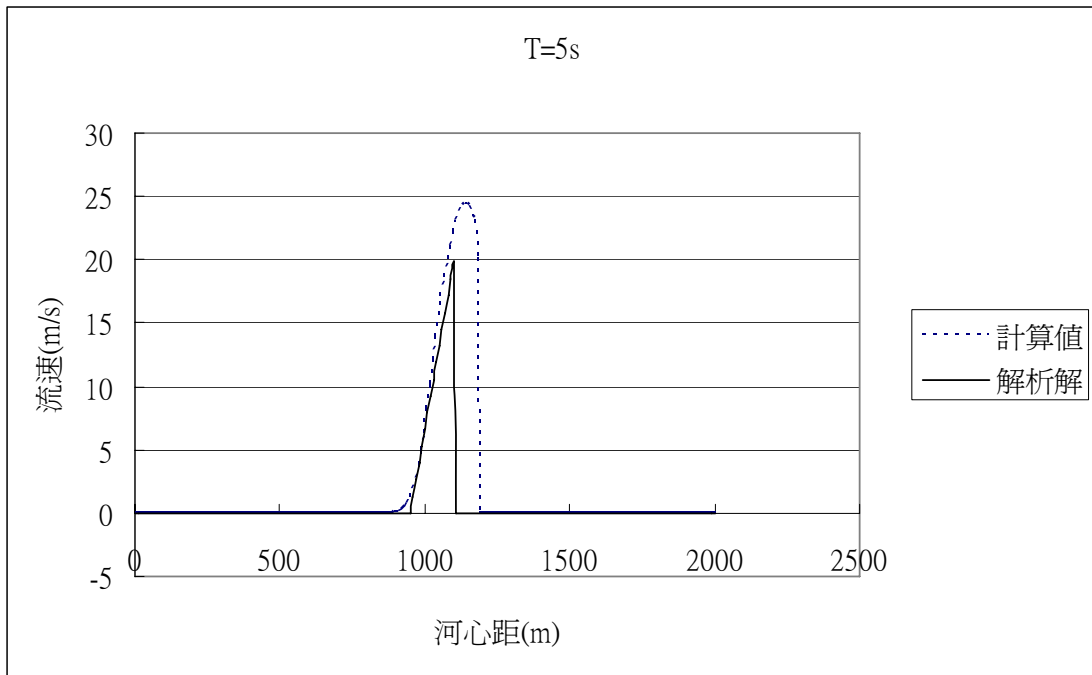


圖 4.6- (a) 一維潰壩案例第 5 秒流速狀態

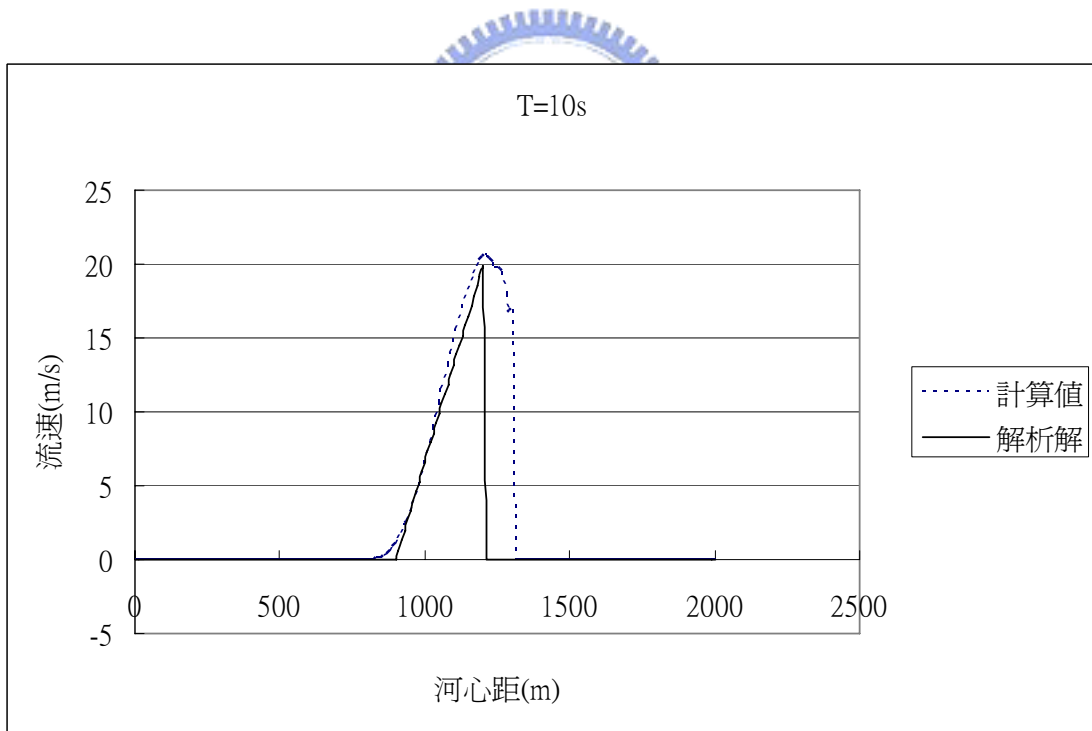


圖 4.6- (b) 一維潰壩案例第 10 秒流速狀態

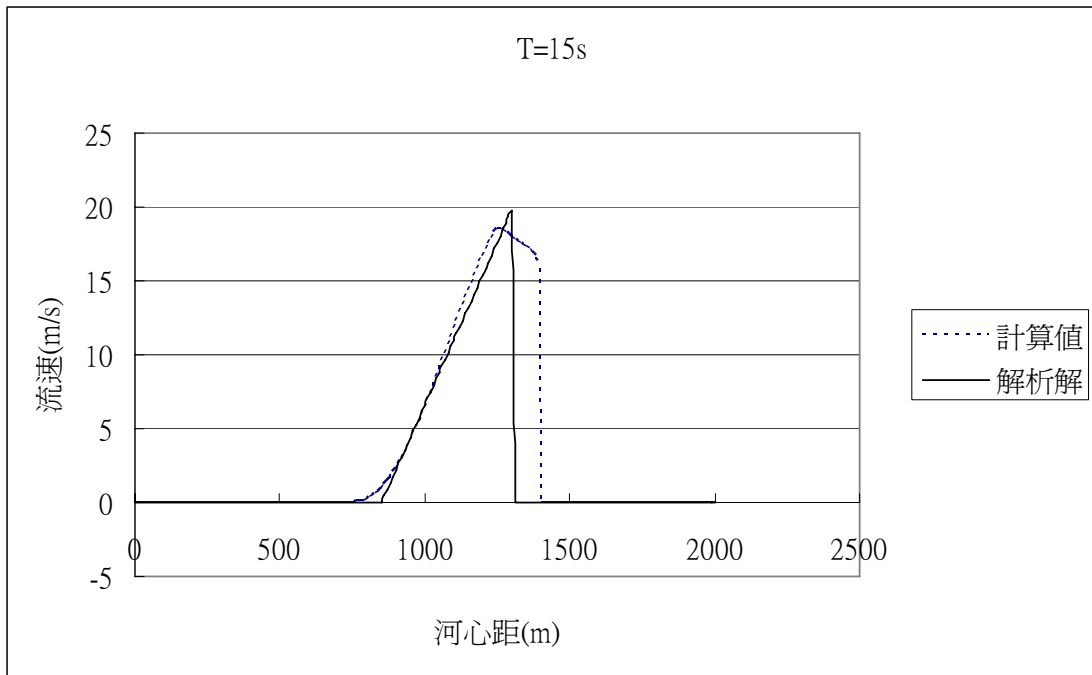


圖 4.6- (c) 一維潰壩案例第 15 秒流速狀態

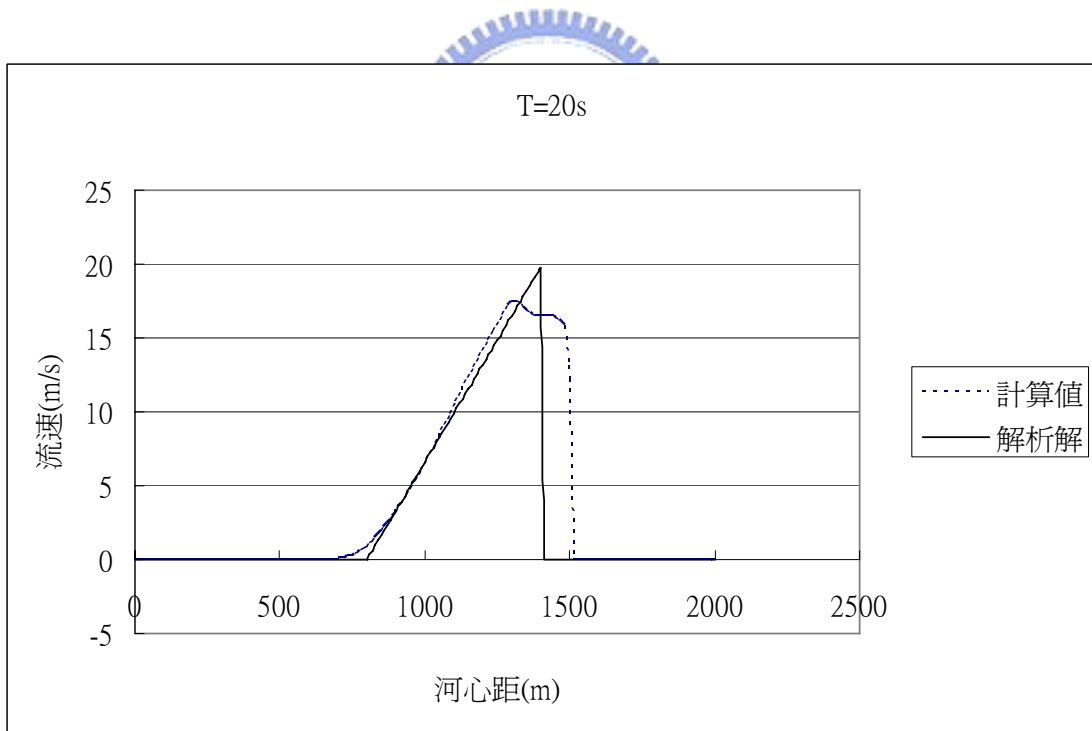


圖 4.6- (d) 一維潰壩案例第 20 秒流速狀態

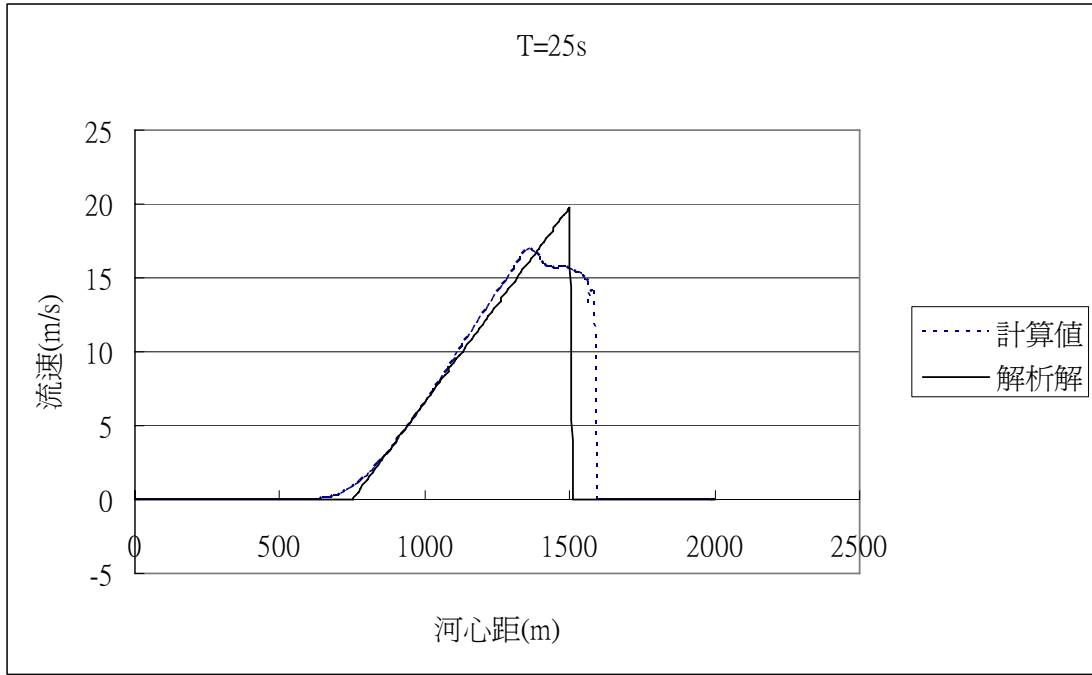


圖 4.6- (e) 一維潰壩案例第 25 秒流速狀態

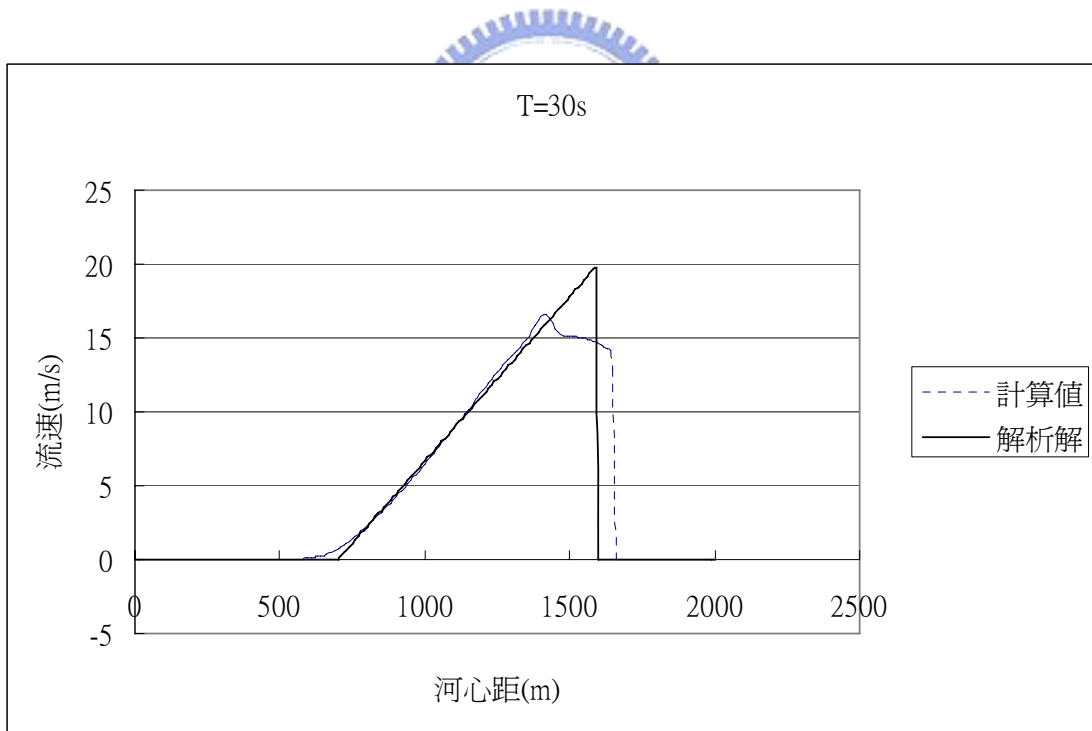


圖 4.6- (f) 一維潰壩案例第 30 秒流速狀態

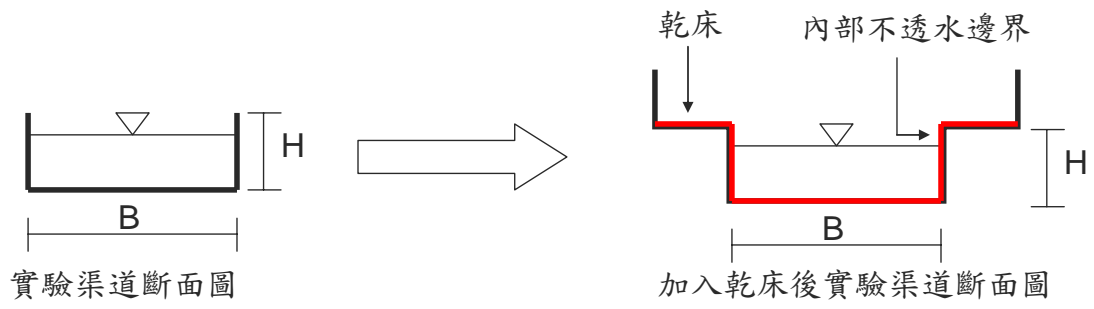


圖 4.7 修正後模擬渠道断面圖

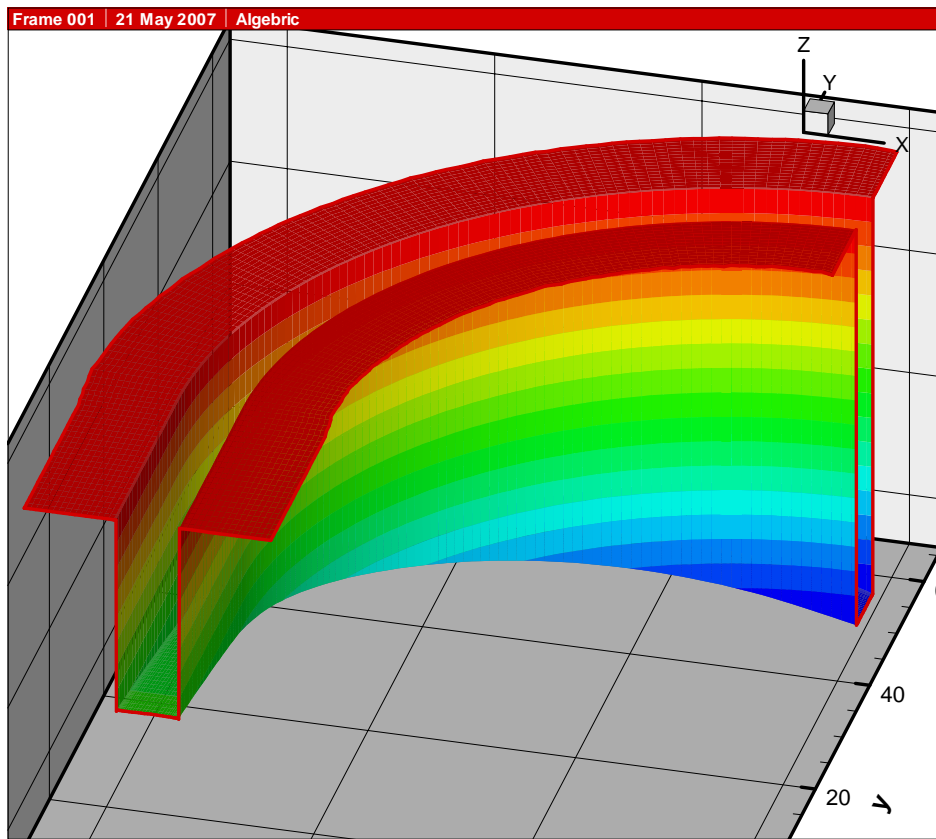


圖 4.8 模擬渠道 3D 示意圖

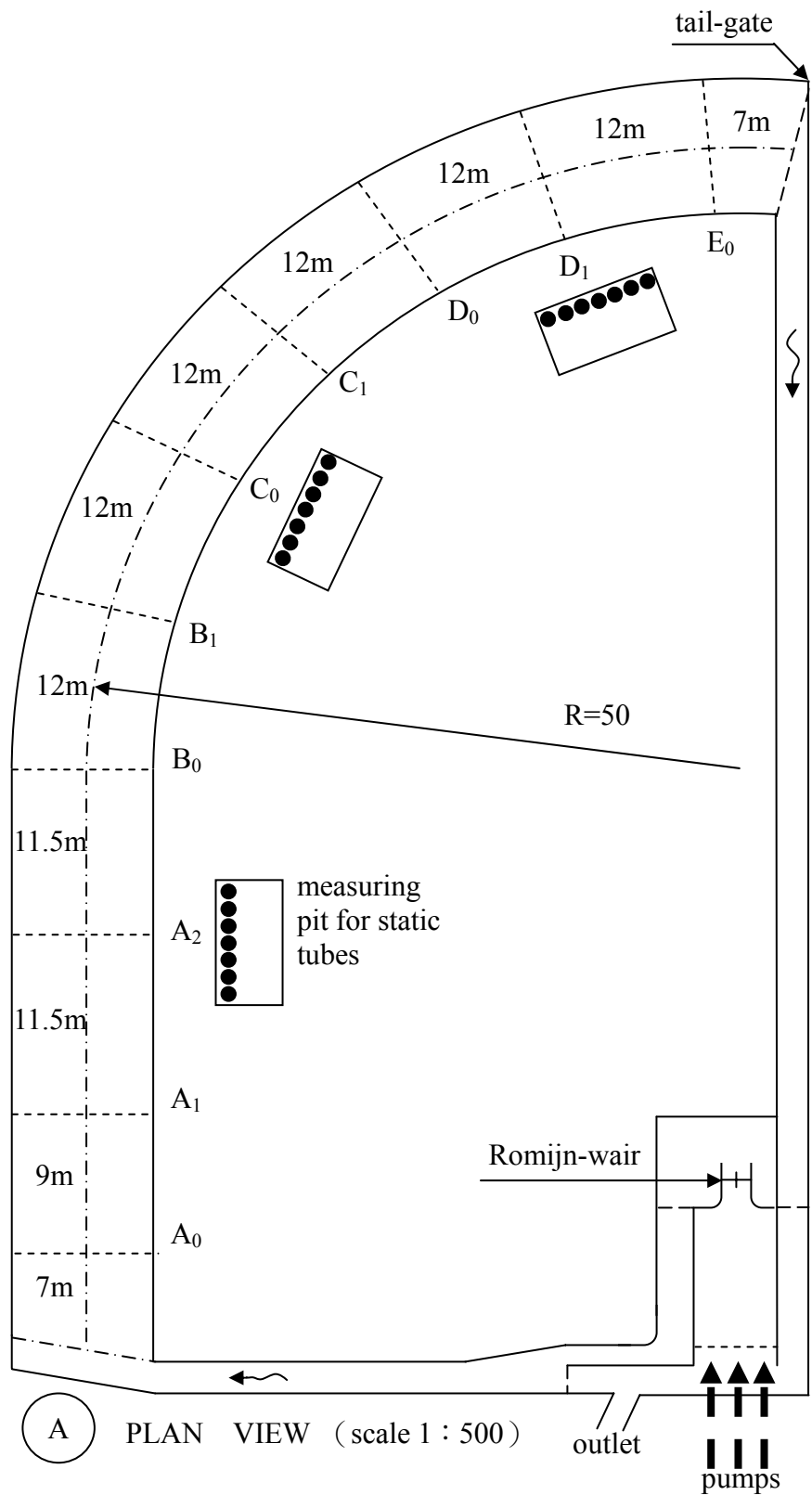
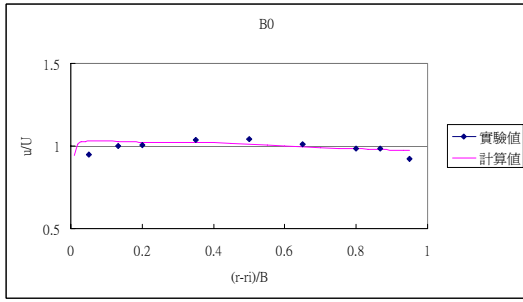
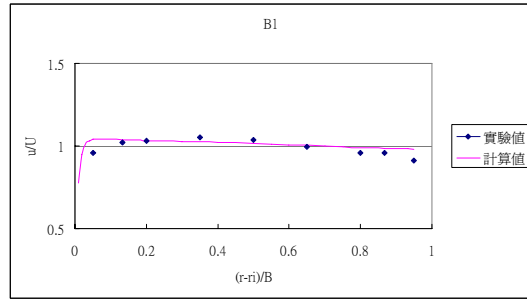


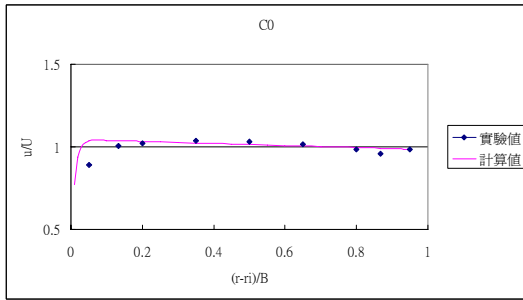
圖 4.9 de Vriend and Koch 實驗水槽幾何形狀圖
(摘自 de Vriend and Koch 1977)



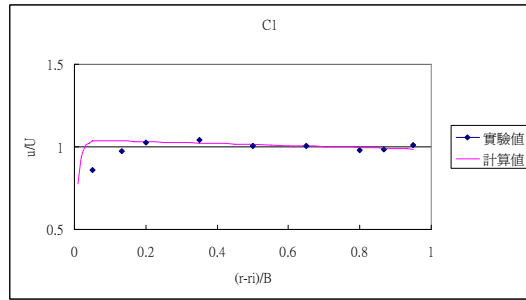
(a)



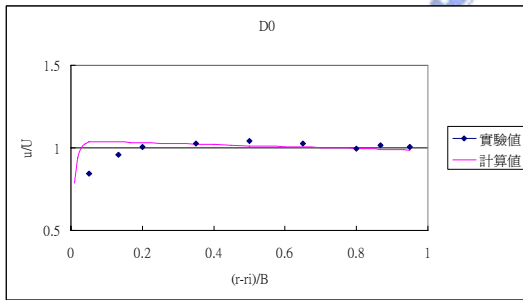
(b)



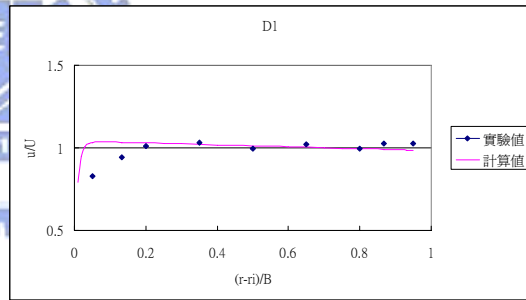
(c)



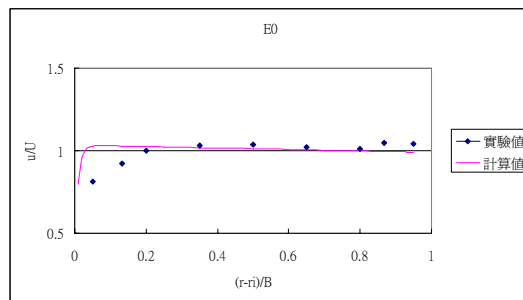
(d)



(e)

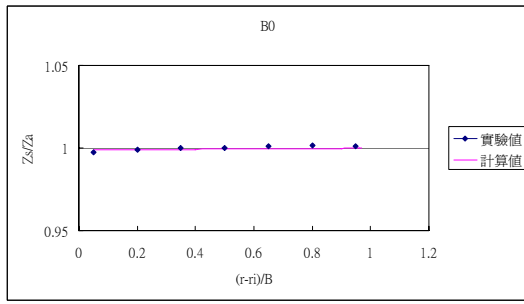


(f)

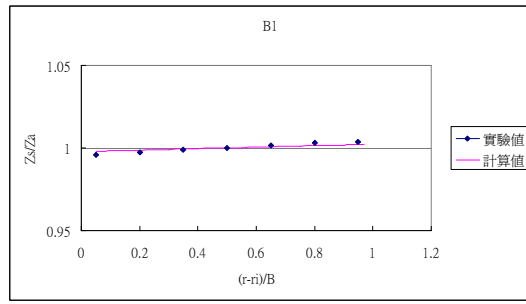


(g)

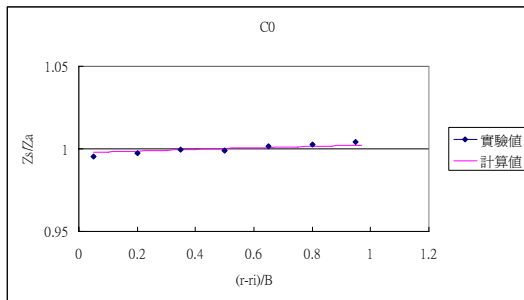
圖 4.10 無因次參數 u/U 在側方向之比較圖



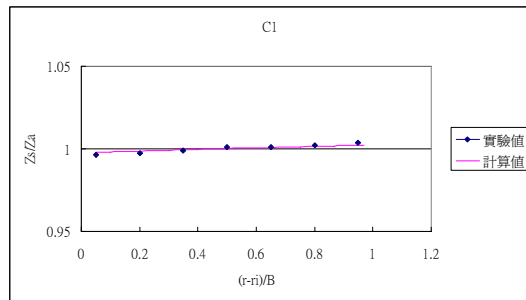
(a)



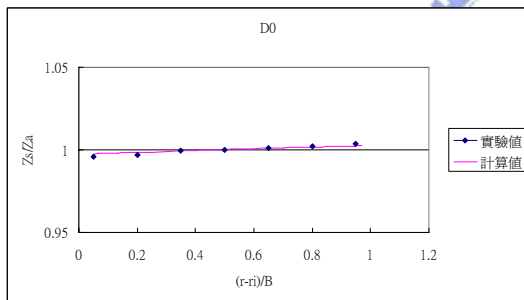
(b)



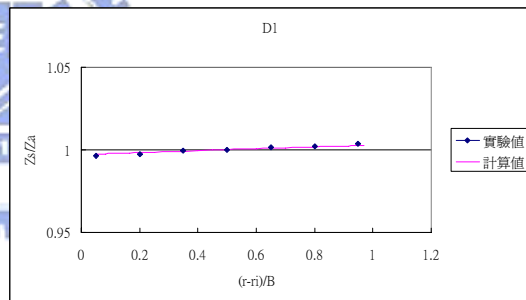
(c)



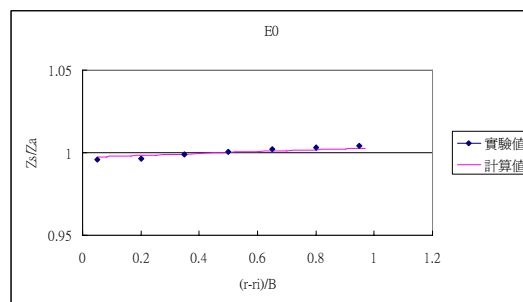
(d)



(e)

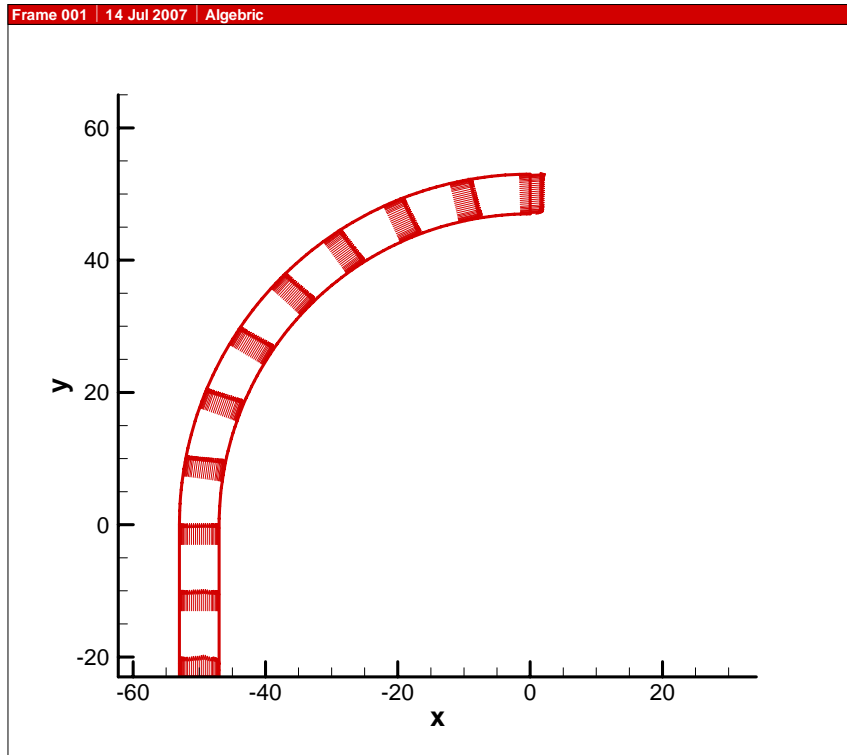


(f)

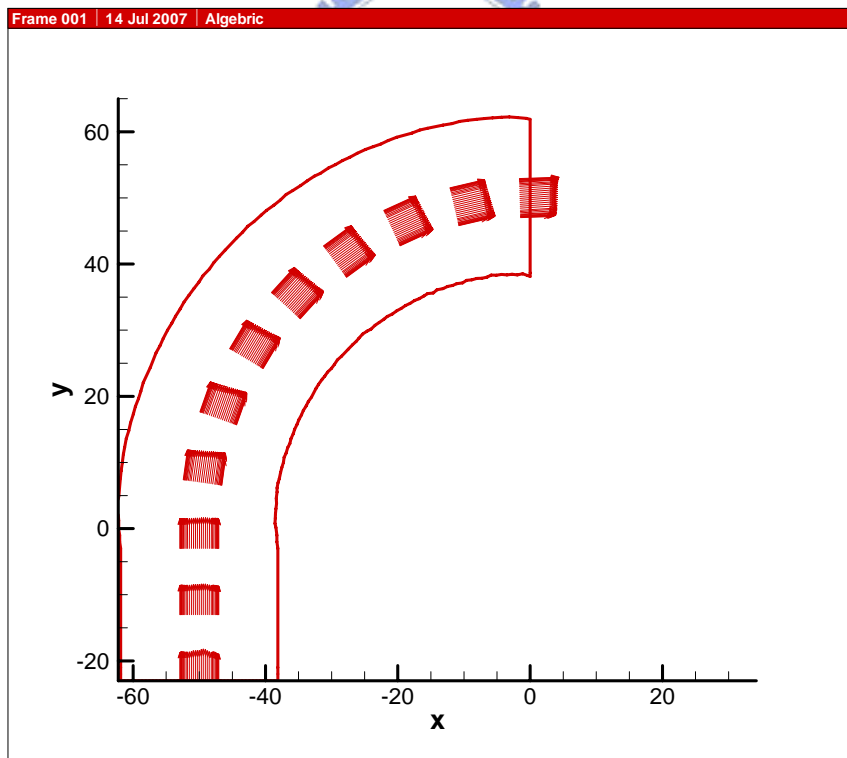


(g)

圖 4.11 無因參數 Z_s/Z_a 在側方向之比較圖

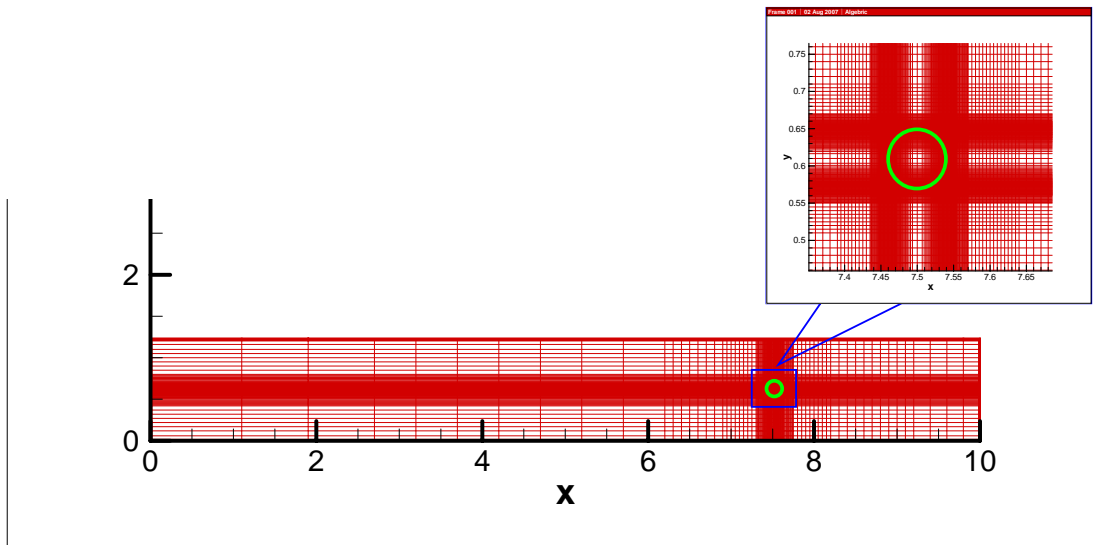


(a) Hsieh & Yang(2003)未增加乾床之河道模擬範圍

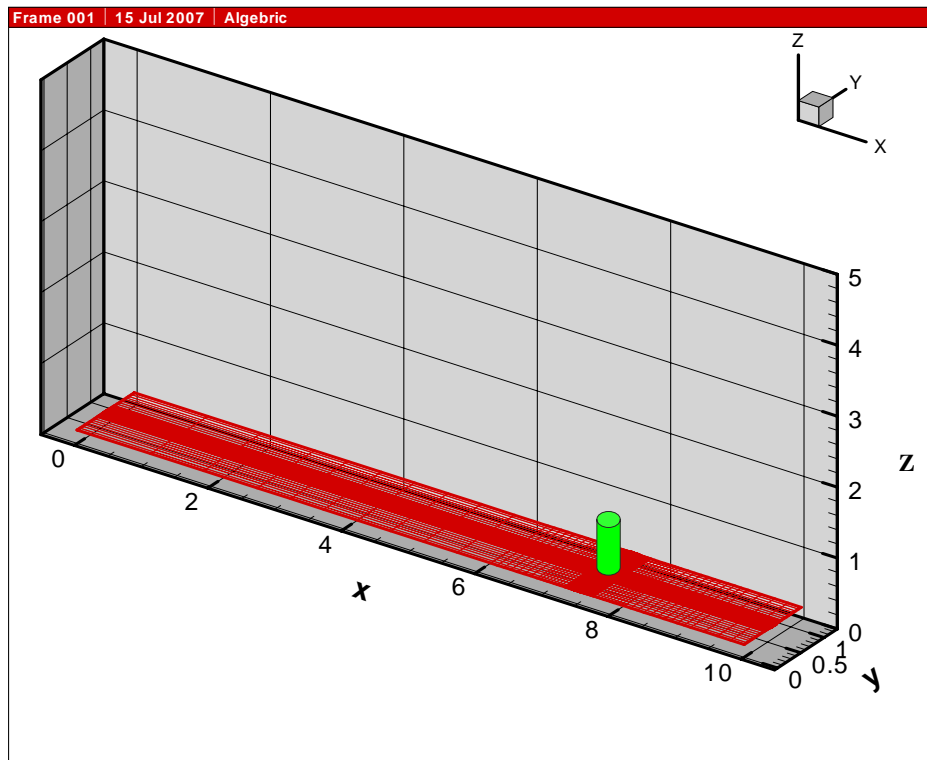


(b) 增加乾床後之河道模擬範圍

圖 4.12 乾床增加前、後河道流場示意圖



(a) 格網平面佈置圖



(b) 橋墩位置圖

圖 4.13 橋墩實驗格網佈置圖

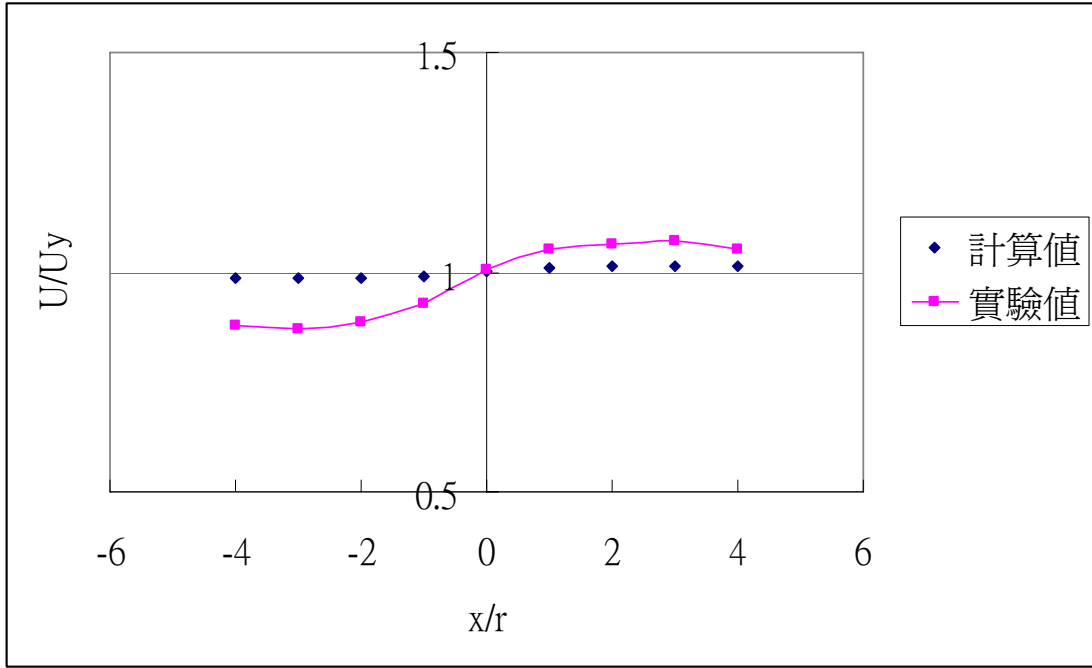


圖 4.14 無因次縱斷面流速比較圖

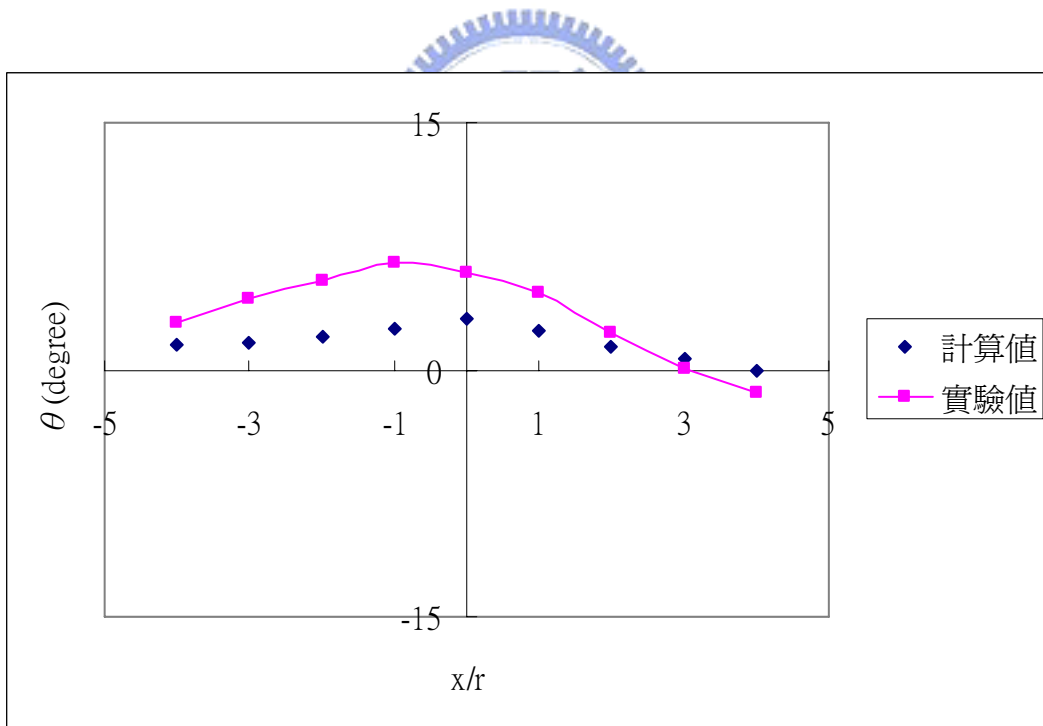


圖 4.15 無因次縱斷面偏折角比較圖

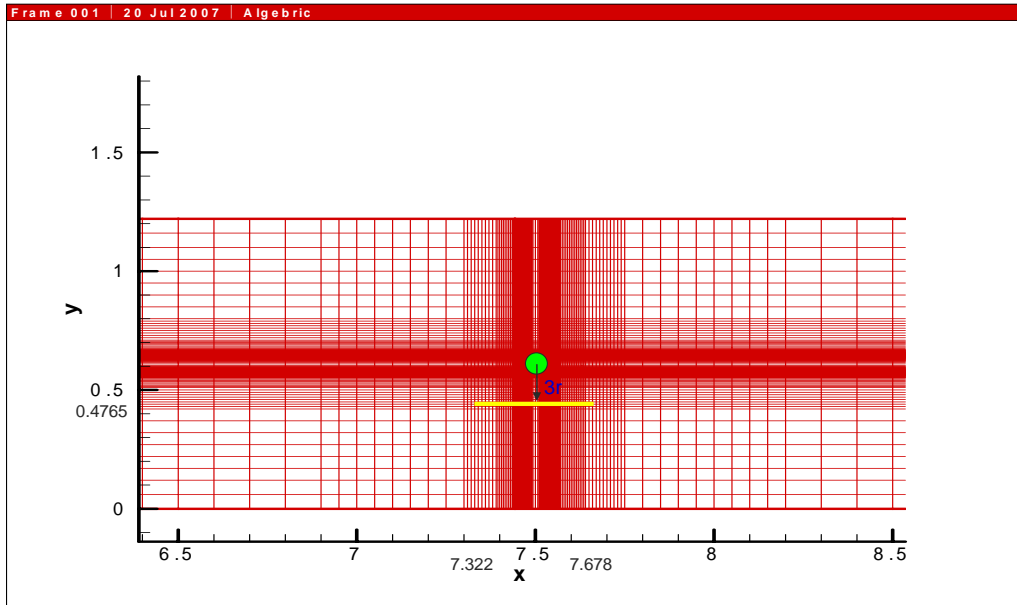


圖 4.16 距橋墩中心 3 倍橋墩半徑處縱斷面比較範圍示意圖

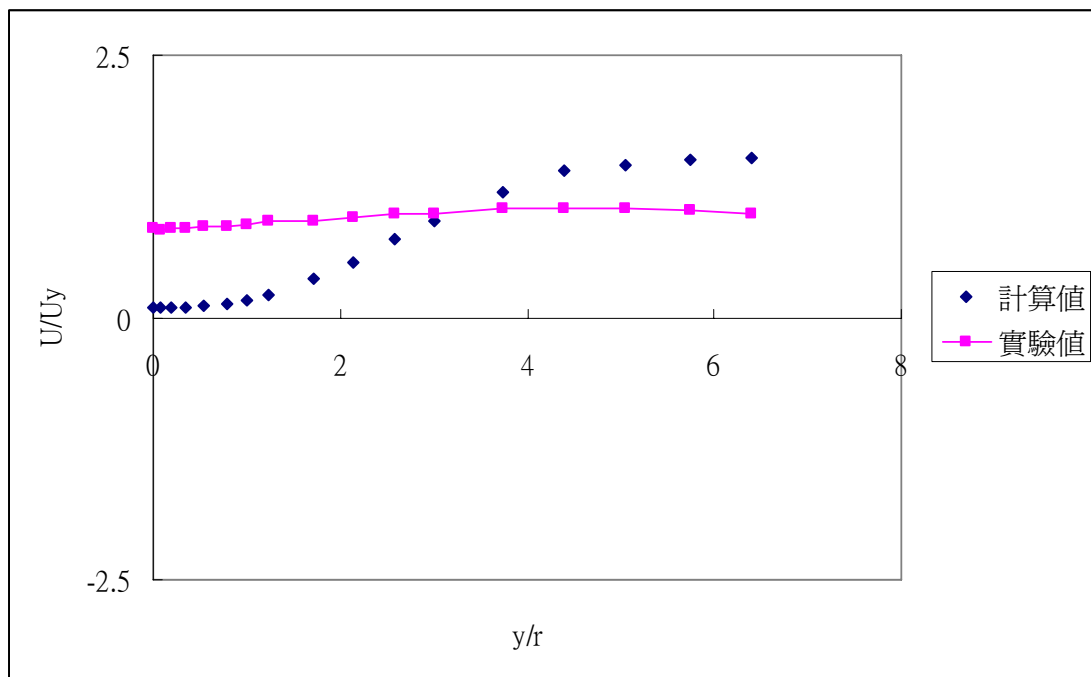


圖 4.17 無因次橫斷面流速比較圖

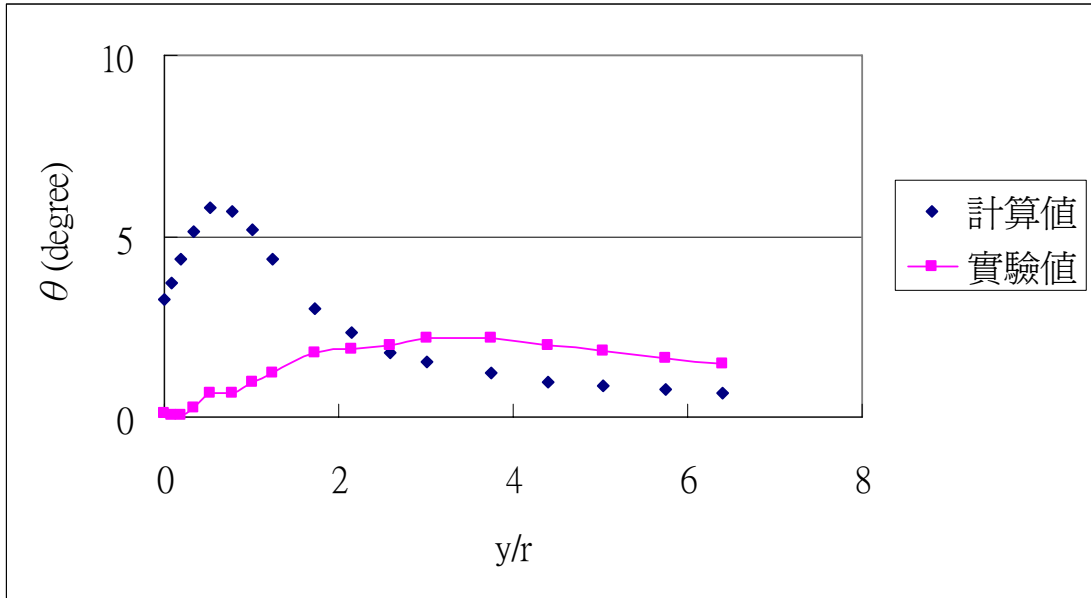


圖 4.18 無因次橫斷面偏折角比較圖

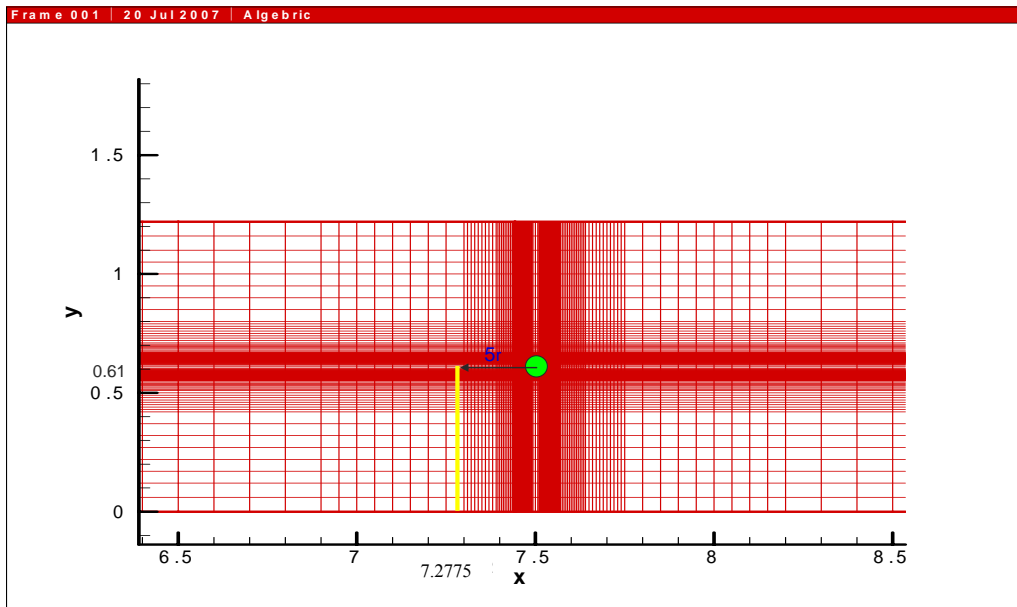


圖 4.19 上游區距橋墩中心 5 倍橋墩半徑處橫斷面比較範圍示意圖

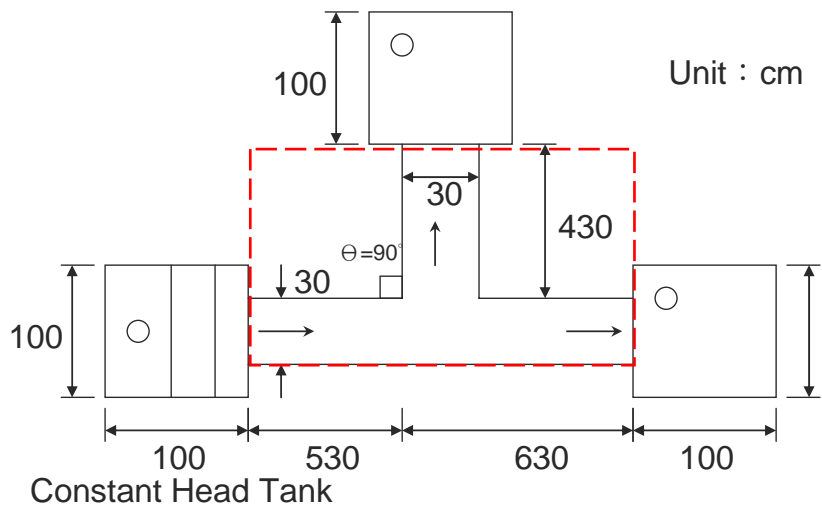


圖 4.20 分流實驗渠道配置圖

(摘自林,2000)

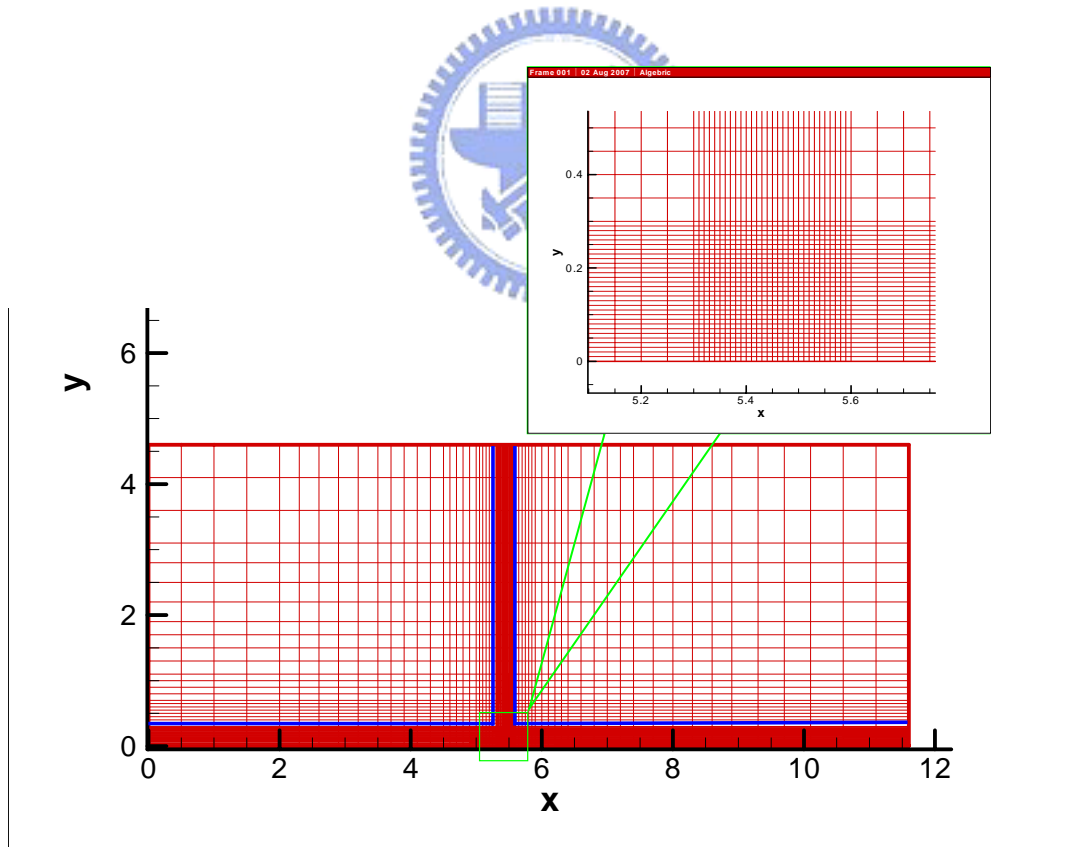


圖 4.21 主流分流網格佈置示意圖

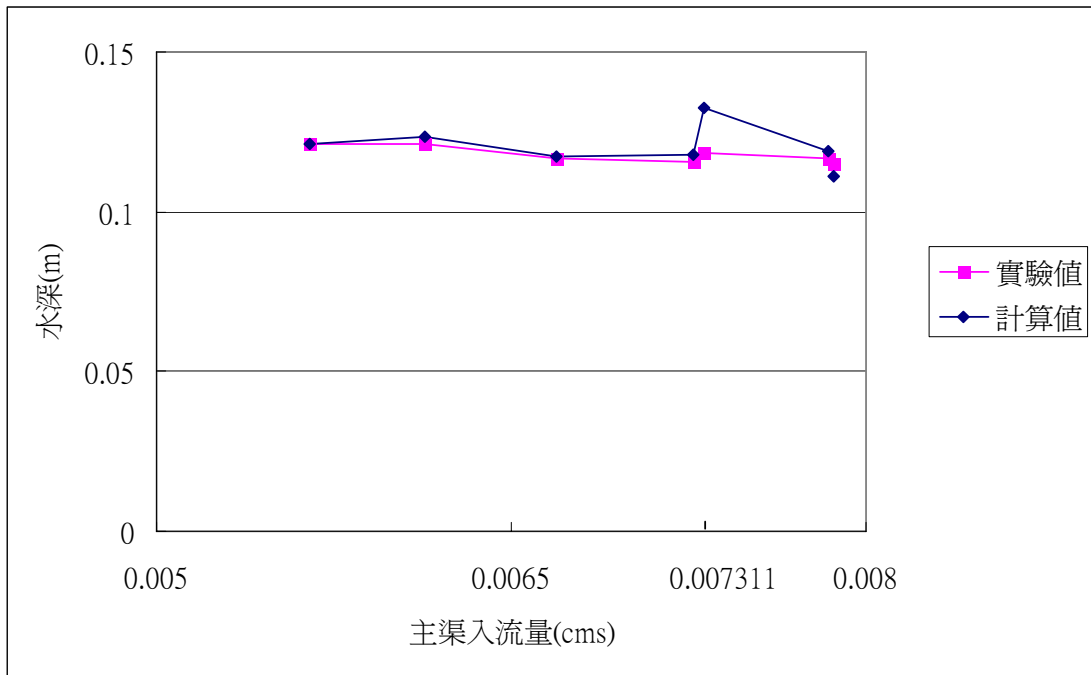


圖 4.22 渠寬比 1：主渠上游水深比較圖

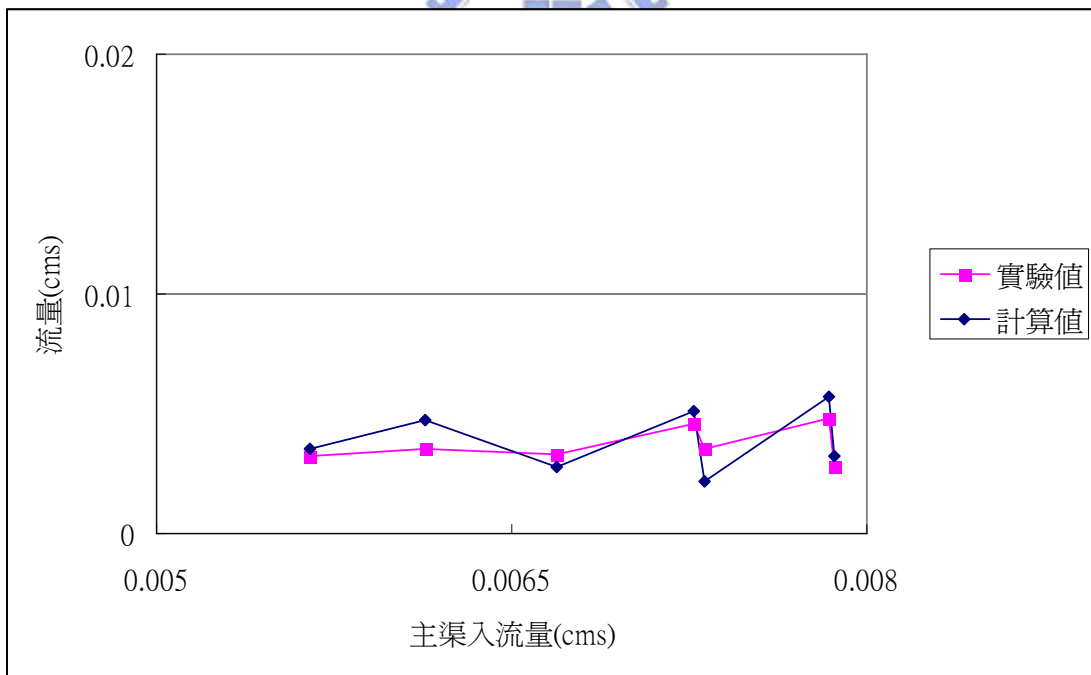


圖 4.23 渠寬比 1：主渠下游流量比較圖

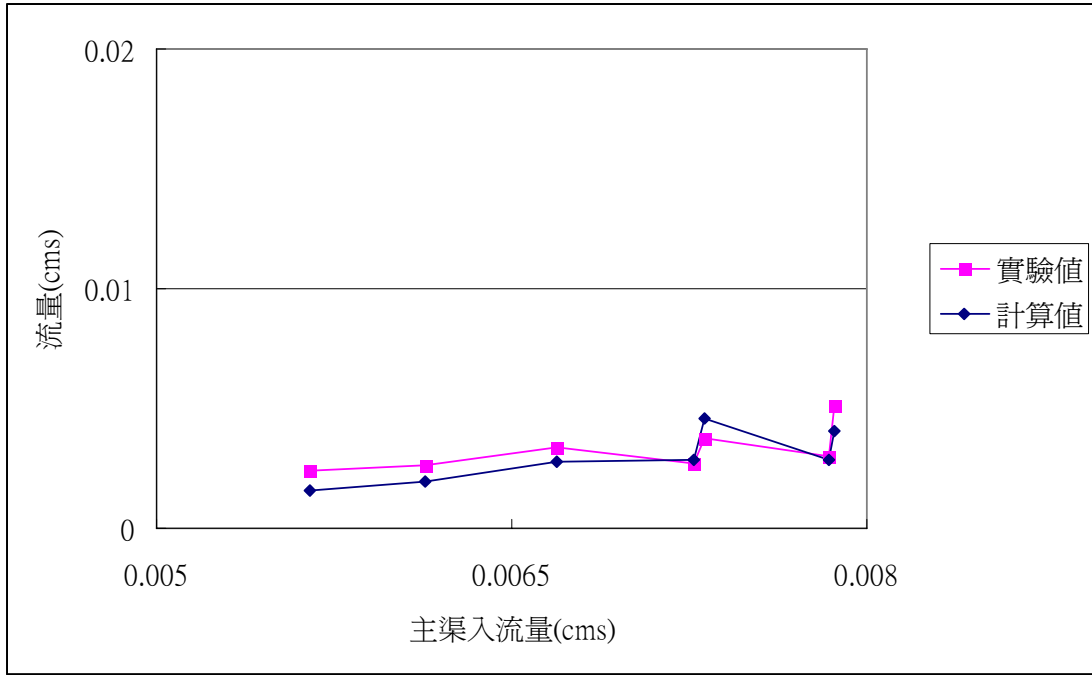


圖 4.24 渠寬比 1：支渠下游流量比較圖

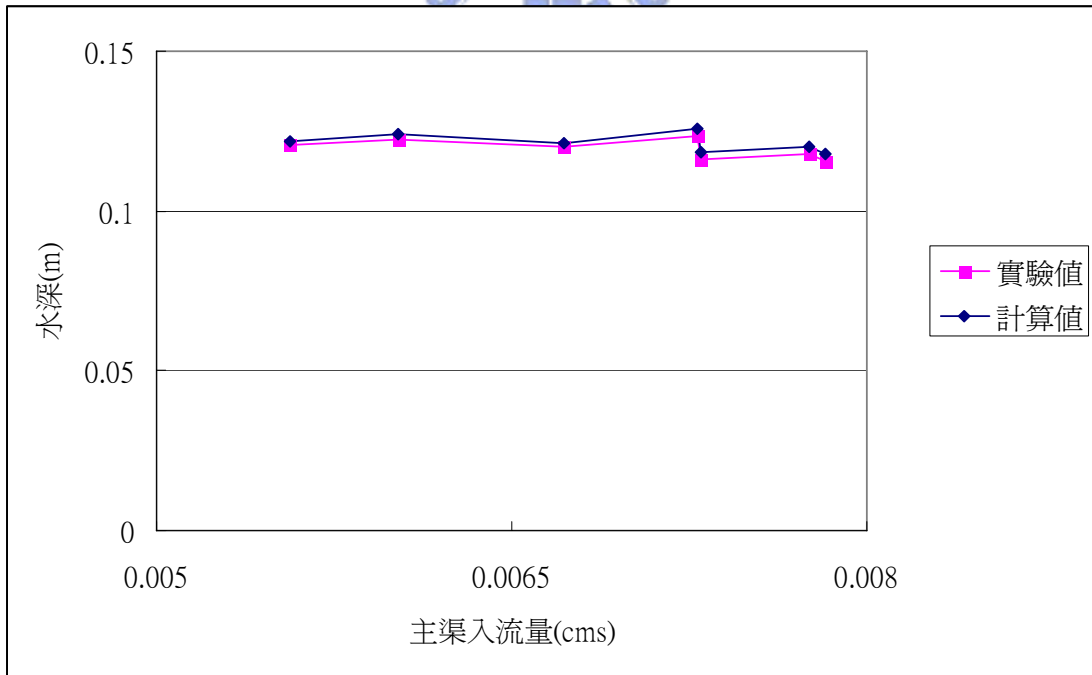


圖 4.25 渠寬比 0.5：主渠上游水深比較圖

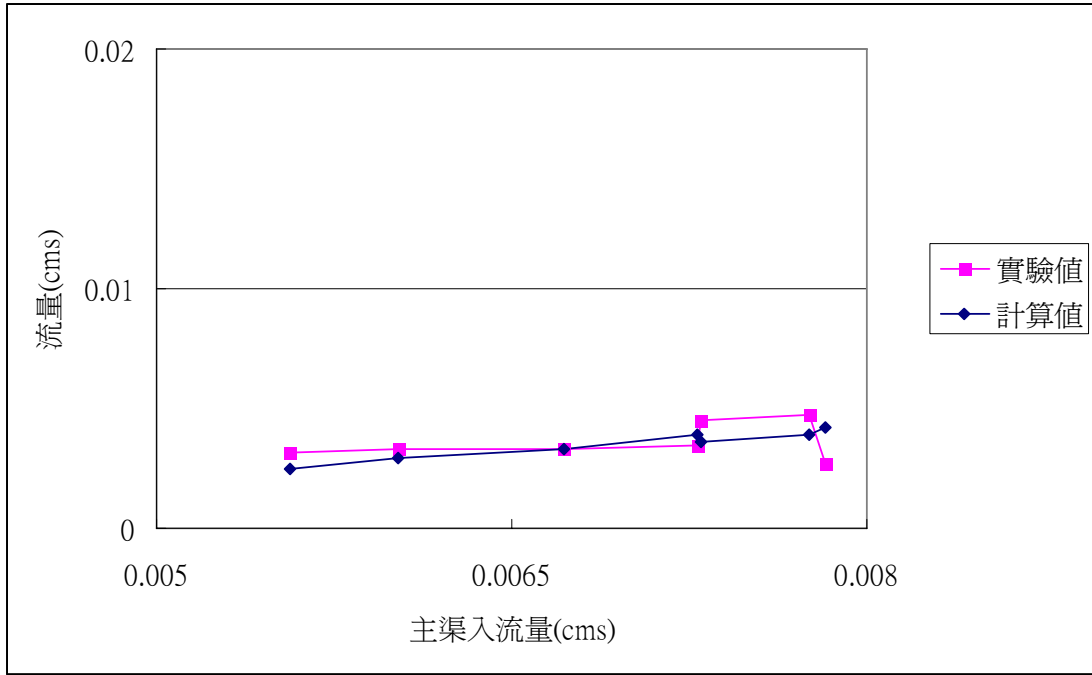


圖 4.26 渠寬比 0.5：主渠下游流量比較圖

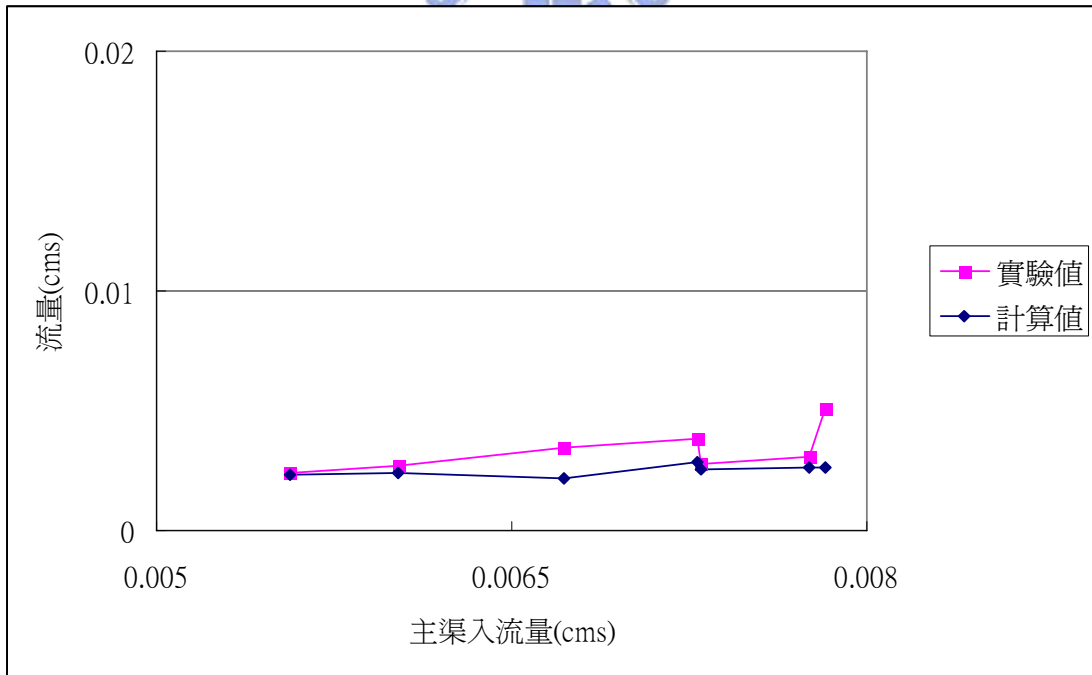


圖 4.27 渠寬比 0.5：支渠下游流量比較圖

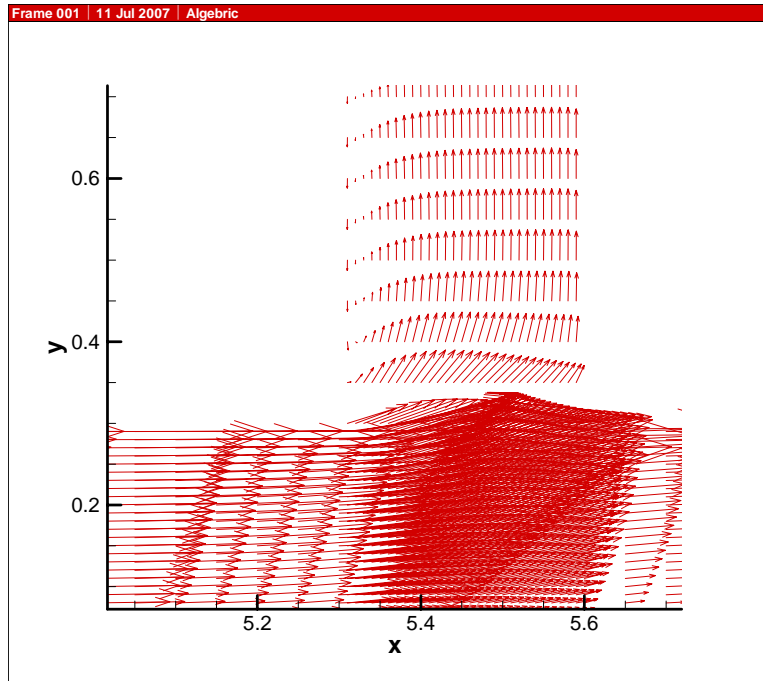


圖 4.28-(a)迴流區示意圖

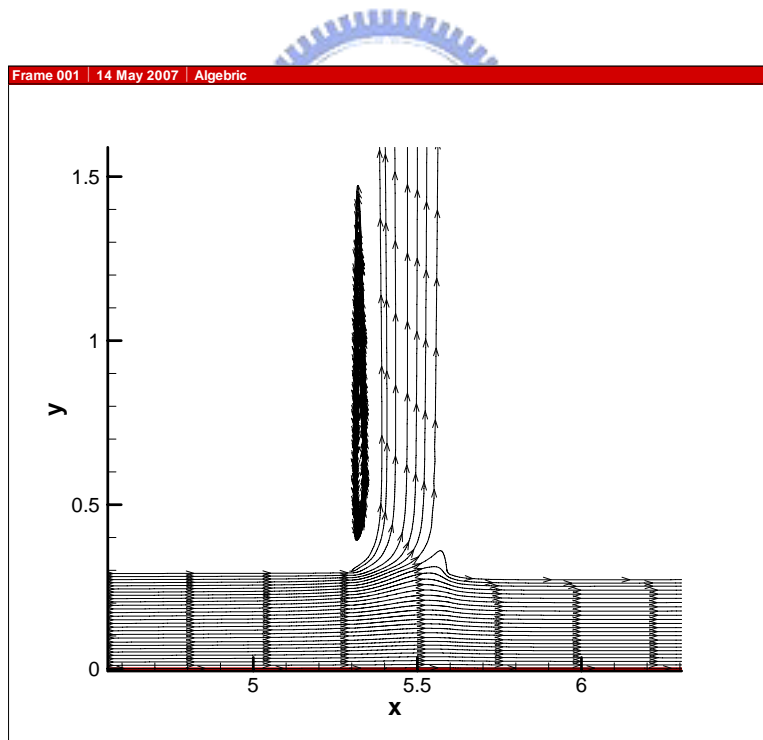


圖 4.28-(b)流線示意圖

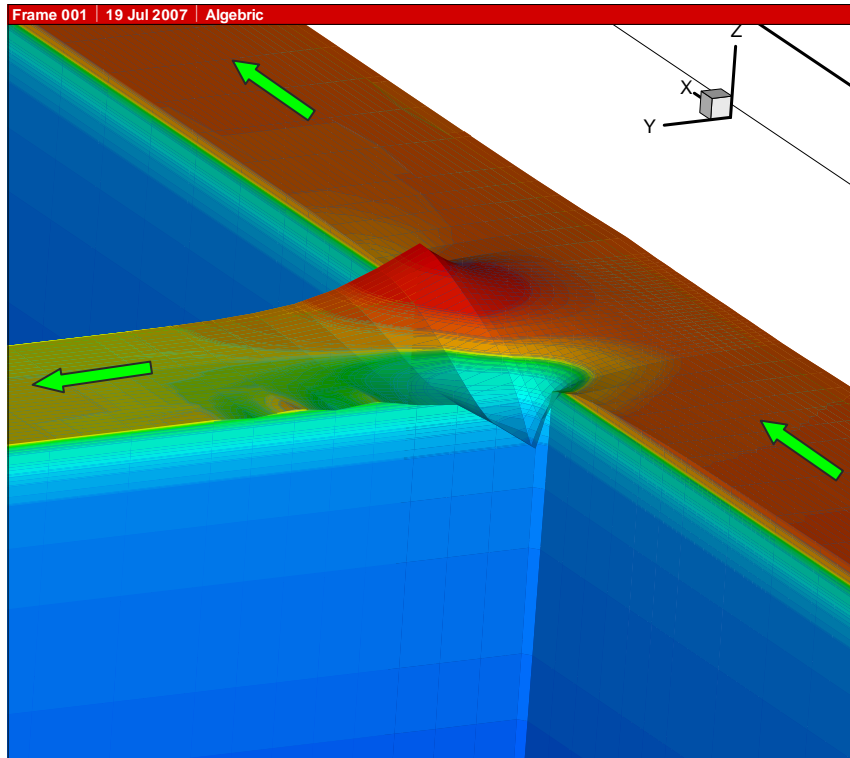


圖 4.29 分流區水位 3D 示意圖



第五章 結論與建議

5.1 結論

本研究旨以 RESED2D(謝,2003)模式為基礎，增修乾床模擬的數值處理方法，包括新增內部邊界判斷及側入/出流邊界條件設定，使模式能模擬河道不透水邊界內移及主支流交會的案例，增加模式的實用性。以下將就本研究之幾項結果作歸納說明。

1. 在潰壩的案例中，乾濕無法傳遞的問題已獲得解決，下游區段為乾床者亦能進行模擬分析，模擬結果相當符合解析解，但因乾床區域的水深設為零，所以造成模式不穩定，會有發散之虞。
2. 在彎道複式河道的案例中，本模式以水流在主深槽內流動的案例進行測試內部邊界。流速、水位模擬結果與實驗值吻合，也符合物理意義，驗證模式已經能判斷不透水邊界內移情形。
3. 在橋墩案例中，上游區流速受到橋墩的影響甚大，導致上游區橫斷面之流速、偏折角模擬結果不佳；縱斷面流速、偏折角受橋墩影響較小，故較接近實驗值。因為矩形網格描繪圓形與實際上圓形仍有誤差，因此造成模擬值與實驗值產生誤差，但仍可看出其趨勢。
4. 在主支流分流案例中，模擬結果與實驗值仍有誤差，其原因可能為主流流經分流區流向支流時，分流區轉角處的內部邊界在判斷水流分流比例的機制仍需作進一步的探討，因此造成主、支流下游流量誤差。

5.2 建議

本研究採用水深平均二維水理模式，在未來發展仍有許多改善的

空間：

1. 本模式雖可以針對複式河槽進行模擬，但目前只模擬高灘地水深為零之案例，往後期望能針對水位在於主深槽及高灘地變化之案例進行模擬研究。
2. 完整之明渠主、支流研究應包含匯流和分流，目前本研究只限於主、支流之直角分流模擬，在後續的研究中，應加入不同交接角度之主、支流分流和匯流模擬，才更具備完整性。



參考文獻

- 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。
- 樊運成 (1998), 「非等寬直交分流研究」, 私立淡江大學水資源及環境工程研究所碩士論文。
- 黎益肇 (2000), 「二維接合渠道之數值模擬與探討」, 國立中興大學土木工程研究所碩士論文。
- 蔡智恆 (2000), 「定岸沖積河流水理及底床演變之模擬」, 國立成功大學水利及海洋工程研究所博士論文。
- 林逸政 (2000), 「非等寬直交分流研究」, 私立淡江大學水資源及環境工程研究所碩士論文。
- 李國裕 (2002), 「一維有限解析法模式於明渠合分流之研究」, 國立交通大學土木工程研究所碩士論文。
- 林哲宏 (2002), 「二維顯示有限解析法模式於交匯明渠流之研究」, 國立交通大學土木工程研究所碩士論文。
- 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。
- 廖仲達 (2006), 「水平二維動床模式於複式河槽洪水位壅高之研究」, 國立交通大學土木工程研究所碩士論文。
- 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.
- Ferdous Ahmed and Nallamuthu Rajaratnam (1998). “Flow around Bridge Piers” J. Hydr. Engrg., ASCE, 124(3), 288- 300
- Henderson, F. M. (1966). Open channel flow, Prentice-Hall, Inc. New Jersey.
- 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.
- Kent R. Johnson and Francis C. K. Ting (2003). “Measurements of Water Surface Profile and Velocity Field at a Circular Pier” Journal of Engineering Mechanics.,ASCE, 129(5), 502- 513.
- 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.
- Miller, S and Chaudhry, M. H. (1989). "Dam-break flows in curved channel". Journal of Hydraulic Engineering ,115(11), 1465-1478
- Soulis J. V.(1992). "Computation of Two-Dimensional Dam-Break Flood Flows", International Journal for Numerical Methods in Fluids, 14(6), 631-664,
- Yang, J. Y., and Hsu, C. A. (1993). “Computations of free surface

flows,Part 2: 2D unsteady bore diffraction.” J. Hydr. Res., Delft, The Netherlands,31(3), 403–412

