

國立交通大學

土木工程學系

碩士論文

以數值模擬探討高含砂效應對渠流流況之影響
Numerical Investigation of Hyperconcentrated Flow
Behavior in Open Channel

研究生：羅冠顯
指導教授：楊錦釗 博士
謝德勇 博士

中華民國九十七年七月

以數值模擬探討高含砂效應對渠流流況之影響

Numerical Investigation of Hyperconcentrated Flow
Behavior in Open Channel

研究生：羅冠顯
指導教授：楊錦釗
謝德勇

Student: Guan-Sian Luo
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 2008
Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國九十七年七月

誌 謝

承蒙恩師 楊教授錦釗與謝博士德勇於論文研究期間之悉心指導，使得本論文得以順利完成，在此謹致由衷的敬意與感謝。在論文審定期間，感謝口試委員詹教授錢登與陳教授樹群之細心匡正與寶貴建議，使本論文更臻完善；此外，亦感謝系上老師於課業上的啟發，讓學生在兩年交大生活獲益匪淺。

感謝就學期間研究室祥禎學長、夢祺學長、胤隆學長、昇學學長、世偉學長、浩榮學長、建華學長、弘恩學長、宥達學長、欣瑜學姊、歆婷學姊於課業與生活上的提攜與照顧，亦感謝同學俊哲、鏡如、仙藝、誠達、仁凱、思廷、佑民的相互砥礪與扶持，及學弟妹全謚、振家、俊宏、歆淳、冠曄、宇翔、柏傑平時的幫忙協助。

同時，感謝摯友仁傑、杰昇、上源、國晟、峻榮、昆廷、家賓、鳳玉、展毅、作欣、承龍、晉星、濡岳、其均、國棟、兆成於此段求學時間傾聽於壓力上之排解與精神上之鼓勵，在我苦悶時陪我一起歡度快樂時光，這堅定的友情是一輩子都不會變的。

最後僅以本論文獻給我親愛的父母、妹妹芊琇、弟弟冠麟，感謝你們在精神上的支持與鼓勵，而女友奕文在背後默默的支持更是我前進的動力，沒有你們的體諒、包容，相信這兩年的生活將是很不一樣的光景，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。

以數值模擬探討高含砂效應對渠流流況之影響

學生：羅冠顯

指導教授：楊錦釗

謝德勇

國立交通大學土木工程學系

中文摘要

楊與謝(2003)發展一水深平均二維水理模式，鍾(2007)進一步考量非牛頓流體之流變關係，將模式擴充為高含砂水流模式。本研究以上述兩模式為基礎，藉此探討高含砂水流對明渠水流水深、流速與剪力之效應，並分析其影響程度，其結果可提供與模式使用者作為選用合適模式之參考。

關鍵字：水深平均二維水理模式、非牛頓流體、流變關係、高含砂水流

Numerical Investigation of Hyperconcentrated Flow Behavior in Open Channel

Student : Guan-Sian Luo

Advisors : Jinn-Chuang Yang

Te-Yung Hsieh

Department of Civil Engineering

National Chiao-Tung University

ABSTRACT

A numerical experiment is carried out to study the hyperconcentrated flow behavior in open channel. Two kinds of 2D depth-averaged model are considered in this study of which the hyperconcentrated flow model (Chung 2007) includes the Newtonian and non-Newtonian fluid rheological relations in bottom shear stress, and the clear flow model (Yang and Hsieh 2003) only includes the effect of Newtonian fluid in bottom shear stress.

The maximum relative discrepancy of the depth, velocity, and shear stress obtained from the comparison of these two models, are use as the criterion to judge the hyperconcentrated effect on open channel flow. The results can provide a guideline for model users to determine the proper approach to simulate the hyperconcentrated flow problem by either using the clear flow model or the hyperconcentrated flow model.

***Key words: depth-averaged 2-D flow model · non-Newtonian fluid ·
rheological relation · hyperconcentrated flow***

目錄

誌謝.....	I
中文摘要.....	II
英文摘要.....	III
目錄.....	IV
表目錄.....	VII
圖目錄.....	VIII
符號表.....	XII
第一章 緒論.....	1
1.1 研究動機與方向.....	1
1.2 文獻回顧.....	2
1.3 研究目的與方法.....	2
1.4 章節介紹.....	3
第二章 理論基礎.....	6
2.1 控制方程式.....	6
2.2 輔助關係式.....	7
2.3 邊界條件.....	11
第三章 數值架構.....	15
3.1 雙階分割操作趨近法.....	15



3.2 數值差分式	17
第四章 高含砂水流模式功能測試	20
4.1 穩態流案例測試	20
4.1.1 亞臨界流案例測試	20
4.1.2 超臨界流案例測試	22
4.2 湧波傳遞案例測試	23
第五章 高含砂效應影響程度之模擬分析	31
5.1 因次分析	31
5.2 模擬案例設定	33
5.3 參數重要性分析	34
5.4 高含砂效應對 $MaxH^*$ 、 $MaxU^*$ 及 $Max\tau^*$ 影響分析	35
5.4.1 福祿數效應影響分析	35
5.4.2 直線道案例影響分析	37
5.4.3 彎道案例影響分析	38
5.5 高含砂效應重要性分析	39
5.5.1 直線道案例	39
5.5.1.1 $MaxH^*$ 影響分析	39
5.5.1.2 $MaxU^*$ 影響分析	40
5.5.1.3 $Max\tau^*$ 影響分析	41
5.5.2 彎道案例	43

5.5.2.1 $MaxH^*$ 影響分析	43
5.5.2.2 $MaxU^*$ 影響分析	44
5.5.2.3 $Max\tau^*$ 影響分析	45
第六章 結論與建議.....	89
6.1 結論	89
6.2 建議.....	91
參考文獻.....	92
附錄 FLO-2D 數值模式介紹.....	95



表目錄

表 1.1 FLO-2D 與 RESED2D 模式比較表.....	5
表 2.1 開放邊界處理原則.....	13
表 4.1 層流阻力係數參考表.....	25
表 4.2 亞臨界流測試案例邊界條件.....	25
表 4.3 超臨界流測試案例邊界條件.....	25
表 5.1 輸入變數統計特性表.....	47
表 5.2 測試案例一覽表.....	48
表 5.3 流變參數一覽表.....	49
表 5.4 彎道 $MaxH^*$ 不同 θ_b 之 E_{rms} 與 ρ_c 表.....	50
表 5.5 彎道 $MaxU^*$ 不同 θ_b 之 E_{rms} 與 ρ_c 表.....	50
表 5.6 彎道 $Max\tau^*$ 不同 θ_b 之 E_{rms} 與 ρ_c 表.....	50

圖目錄

圖 2.1 彎道二次流示意圖	14
圖 3.1 控制體積法示意圖(a)實際區域；(b)計算區域	19
圖 4.1 亞臨界流平均水深與平均流速展示圖	26
圖 4.2 亞臨界流底床剪應力項與體積濃度關係圖	27
圖 4.3 超臨界流平均水深與平均流速展示圖	28
圖 4.4 超臨界流底床剪應力項與體積濃度關係圖	28
圖 4.5 高含砂水流測試案例邊界條件	29
圖 4.6 高含砂水流模式測試比較-體積濃度 25%	29
圖 4.7 高含砂水流模式測試比較-體積濃度 30%	30
圖 4.8 高含砂水流模式測試比較-體積濃度 40%	30
圖 5.1 設計案例渠道示意圖	51
圖 5.2 直線道 $MaxH^*$ 與無因次參數關係圖	52
圖 5.3 直線道 $MaxU^*$ 與無因次參數關係圖	53
圖 5.4 直線道 $Max\tau^*$ 與無因次參數關係圖	54
圖 5.5 彎道 $MaxH^*$ 與無因次參數關係圖	56
圖 5.6 彎道 $MaxU^*$ 與無因次參數關係圖	58
圖 5.7 彎道 $Max\tau^*$ 與無因次參數關係圖	60

圖 5.8 福祿數效應對直線道 $MaxH^*$ 影響分析圖	61
圖 5.9 福祿數效應對直線道 $MaxU^*$ 影響分析圖	61
圖 5.10 福祿數效應對直線道 $Max\tau^*$ 影響分析圖	62
圖 5.11 福祿數效應對彎道 $MaxH^*$ 影響分析圖.....	64
圖 5.12 福祿數效應對彎道 $MaxU^*$ 影響分析圖	66
圖 5.13 福祿數效應對彎道 $Max\tau^*$ 影響分析圖.....	68
圖 5.14 直線道 $\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 對 $MaxH^*$ 、 $MaxU^*$ 與 $Max\tau^*$ 關係圖 ...	70
圖 5.15 不同 θ_b 之 $\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 與 $MaxH^*$ 關係圖(1).....	72
圖 5.16 不同 θ_b 之 $\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 與 $MaxU^*$ 關係圖(1).....	74
圖 5.17 不同 θ_b 之 $\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 與 $Max\tau^*$ 關係圖(1).....	76
圖 5.18 不同 θ_b 之 $\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 與 $MaxH^*$ 關係圖(2).....	77
圖 5.19 不同 θ_b 之 $\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 與 $MaxU^*$ 關係圖(2).....	77
圖 5.20 不同 θ_b 之 $\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 與 $Max\tau^*$ 關係圖(2).....	78
圖 5.21 直線道高含砂效應對 $MaxH^*$ 影響分類圖	78
圖 5.22 直線道 $MaxH^* - \left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 關係曲線.....	79
圖 5.23 直線道高含砂效應對 $MaxU^*$ 影響分類圖	79

圖 5.24 直線道 $MaxU^* - \left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 關係曲線.....	80
圖 5.25 直線道 ρ_m^* 與 $Max\tau^*$ 關係圖	80
圖 5.26 直線道 $\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 與 ρ_m^* 對 $Max\tau^*$ 相對誤差分析圖.....	81
圖 5.27 直線道 $\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 與 ρ_m^* 對 $Max\tau^*$ 影響分類圖.....	81
圖 5.28 直線道 $Max\tau^* - \left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 關係曲線.....	82
圖 5.29 直線道 $Max\tau^* - \rho_m^*$ 關係曲線	82
圖 5.30 彎道 $\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 與 $MaxH^*$ 關係圖	83
圖 5.31 彎道高含砂效應對 $MaxH^*$ 影響分類圖	83
圖 5.32 彎道 $MaxH^* - \left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 關係曲線.....	84
圖 5.33 彎道 $\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 與 $MaxU^*$ 關係圖	84
圖 5.34 彎道高含砂效應對 $MaxU^*$ 影響分類圖	85
圖 5.35 彎道 $MaxU^* - \left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 關係曲線.....	85
圖 5.36 彎道 $\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 與 $Max\tau^*$ 關係圖.....	86
圖 5.37 彎道 ρ_m^* 與 $Max\tau^*$ 關係圖	86
圖 5.38 彎道 $\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 與 ρ_m^* 對 $Max\tau^*$ 影響分類圖	87

圖 5.39 彎道 $Max\tau^* - \left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 關係曲線 87

圖 5.40 彎道 $Max\tau^* - \rho_m^*$ 關係曲線 88



符號表

B = 渠道寬度；

C_v = 體積濃度；

Cr = Courant number；

C_f = 摩擦因子；

c = Chezy 係數；

d = 水深；

E_{rms} = 均方根差；

Fr = 福祿數；

G_s = 土砂比重；

g = 重力加速度；

H = 平均水深；

h_1 、 h_2 = ξ 、 η 方向轉換係數；

K = 層流阻力係數；

k = von Karman's 係數；

L = 渠道長度；

$MaxH^*$ = 水深之最大相對差異；

$MaxU^*$ = 流速之最大相對差異；

$Max\tau^*$ = 剪應力之最大相對差異；

N_{total} = 比較值的數量；

n = 曼寧糙度係數；

q_ξ = ξ 方向單寬流量；

q_η = η 方向單寬流量；

Re = 雷諾數；



R = 水力半徑；
 r_c = 渠道中心線曲率半徑；
 SI = 二次流強度因子；
 S_0 = 渠道坡度；
 T_{11} 、 T_{12} 、 T_{22} = 有效剪應力項；
 t = 時間；
 U = ξ 方向平均速度；
 u = ξ 方向速度；
 u_* = 剪力速度；
 V = η 方向平均速度；
 v = η 方向速度；
 X = 表平均數；
 x_i = 某比較點回歸線值；
 Y = 表平均數；
 y_i = 相對應比較點回歸線值；
 z_b = 底床高程；
 z_{b0} = 原始底床高程；
 z_s = 水面高程；
 H/B = 寬深比；
 ρ_c = 相關係數；
 μ_B = 賓漢黏滯係數；
 τ_B = 賓漢降伏應力；
 θ_b = 彎道長度因子；
 ρ_m^* = 無因次含砂水流密度；
 ρ_m = 含砂水流密度；



ρ_s = 泥砂密度；

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

τ_{model} = 模式模擬所得之底床剪應力；

$\tau_{\text{regression}}$ = 迴歸函數計算所得之底床剪應力；

$\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ = 無因次非牛頓流變剪應力項；

α_1 = 賓漢黏滯係數係數項；

β_1 = 賓漢黏滯係數指數項；

α_2 = 賓漢降伏應力係數項；

β_2 = 賓漢降伏應力指數項；

ξ 、 η = 平面上兩正交曲線座標方向；

Δt = 時間間距。

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；

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

$(\bar{\quad})$ = 時間平均；

$(\overline{\quad})$ = 水深平均；

(\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；

m = 高含砂水流變數；

w = 清水流變數；


w_{wall} = 變數在邊牆上的值。



第一章 緒論

1.1 研究動機與方向

台灣本島由於地形上較為特殊，因此河流特徵多為河身短、坡度陡峻、水流湍急，也因此使河川蘊藏較高的沖刷潛勢。再加上台灣地區地質脆弱、地震頻繁且雨量豐沛，這些因素組合起來，使得台灣地區由於自然因素所造成之土砂災害很多。且台灣地區三分之二為山區，加上人口密度不斷增高，因此只好轉向山區發展，由於山區過度開發的結果，使得山坡地極為不穩定。先天自然因素不佳加上人為因素破壞，使台灣山坡地災害頻傳，甚至引發高含砂水流災害造成人民生命財產之威脅。



因此，學者們便常藉由數學模式來模擬分析高含砂水體的流動行為及流動特性，進而評估可能造成之災害損失。但高含砂水流模式相較於清水流模式除所需模式計算時間較長外，數值穩定性亦較差，因此若能釐清高含砂效應對於兩模式的影響程度，提出兩模式選用之標準，則可提供與模式使用者作為選用合適模式之參考依據。

綜觀上述，制定本研究之研究方向為釐清高含砂效應對渠流流況之影響程度，提出在模擬分析高含砂水流問題時，何時需考量高含砂效應的影響，何時可忽略高含砂效應的影響，希冀能提供與模式使用者作為選用合適模式之參考依據。

1.2 文獻回顧

高含砂水流為水與泥砂顆粒之混合體，且流變特性隨著泥砂含量與泥砂粒徑的改變而有很大的變化；如 Xu(2004)與 Zhao(1996)表示，當含砂水流懸浮載濃度超過某一極限值，此時含砂水流之物理特性與力學性質便可能產生變化，使含砂水流脫離牛頓流體範疇進而轉變為賓漢流體；張德茹等(2000)在研究大陸洛惠渠之高含砂水流現象時指出，當含砂水流之含砂濃度達到一定程度時，具有非牛頓流體之特性。

隨著電腦科技蓬勃發展，專家學者常藉由數值模式來模擬分析高含砂水流流動行為，如 Wei (1990)、Zhang et al.(2001)、Ni et al.(2004)、Cao (2006)針對大陸黃河所發展的高含砂水流模式；黃與萬(2001)針對中國大陸北方之多砂河川，假設高含砂水流為賓漢流體(Bingham fluid)所研發之高含砂水流模式；Liu and Huang (2006)參考 Julien and Lan (1991)所發展的流變模式將高含砂水流視為賓漢流體進行模擬。

1.3 研究目的與方法

本研究旨在釐清高含砂效應對渠流流況之影響，藉由比較高含砂水流與清水流模式之模擬差異性，探討高含砂效應對渠流流況之影響程度，提供與模式使用者作為研選合適模式之參考。表 1.1 為 FLO-2D 模式與 RESED2D 模式的比較表，分別比較兩模式後可發現，FLO-2D 並無模擬彎道二次流現象之功能，此限制恐使 FLO-2D 無法模擬出高

含砂水流流經彎道時，水深與流速所產生的變化情形，造成模擬分析上之誤差。因此，為有效模擬分析高含砂水流之流動行為，本研究在此便藉由鍾(2007)延續楊與謝(2003)發展之水深平均二維模式，結合高含砂水流流變關係，所發展的高含砂水流定床模式 RESED2D 來進行模擬分析。

為探討高含砂效應對渠流流況之影響程度，本研究首先藉由因次分析決定相關無因次參數，再經由參數重要性分析決定影響渠流流況之重要參數，最後並建立高含砂效應與重要參數之關係圖，藉此釐清高含砂效應對渠流流況之影響程度，並可提供與模式使用者作為研選合適模式之參考。模式驗證方面，清水流模式部份謝(2003)已分別針對迴水演算、彎道、環流流場及潰壩等案例進行模式功能測試，且均得到良好的結果，故於本研究中便不多作贅述；高含砂水流模式部份，則採用流變關係與 RESED2D 相同之商用 FLO-2D 模式來驗證模式的合理性。

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，以下將扼要說明本論文各章節之內容。

第一章緒論，針對本研究之緣起和方向作說明，回顧相關文獻後，再提出本研究之目的，並於章末做論文架構說明。

第二章理論基礎，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。

第三章數值架構，說明水理控制方程式所採用數值方法和差分型式。

第四章模式功能測試，藉由與 FLO-2D 商業模式之比較，來測試模式模擬高含砂水流之功能。

第五章高含砂效應影響程度之模擬分析，藉由分析高含砂水流模式與清水流模式水深、流速與剪力模擬差異性，來探討高含砂效應對渠流流況之影響程度，提供與模式使用者作為選用合適模式之參考依據。

第六章結論與建議，除對本研究成果作綜合性的論述外，並針對內容不盡完善與日後可改善之處提出建議。



表 1.1 FLO-2D 與 RESED2D 模式比較表

		FLO-2D模式	RESED2D模式
空間維度	二維	●	●
水理條件	亞臨界流	●	●
	超臨界流	●	●
	定量流	●	●
	變量流	●	●
	回流流場		●
	支流入流	●	
	彎道(二次流效應)		●
輸砂條件	河床質載	●	●
	懸浮載與河床載分離		●
	河床質篩分甲護	●	●
	凝聚性沉滓		●
	支流入流	●	●
	彎道		●
	輸砂公式選擇	●	
	高含砂水流動床模式耦合計算		●
流變關係	由輸砂模式計算體積濃度		●
數值方法	有限差分	●	●
其他	障礙物或水工建造物	●	●

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。茲將模式採用的理論基礎敘述如下：

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：

$$\begin{aligned} & \frac{\partial \bar{u}}{\partial t} + \frac{\bar{u}}{h_1} \frac{\partial \bar{u}}{\partial \xi} + \frac{\bar{v}}{h_2} \frac{\partial \bar{u}}{\partial \eta} + \frac{1}{h_1 h_2} \frac{\partial h_1}{\partial \eta} \bar{u} \bar{v} - \frac{1}{h_1 h_2} \frac{\partial h_2}{\partial \xi} \bar{v}^2 \\ &= -\frac{g}{h_1} \frac{\partial}{\partial \xi} (z_b + d) + \frac{1}{\rho_m h_1 h_2 d} \frac{\partial}{\partial \xi} (h_2 T_{11}) + \frac{1}{\rho_m h_1 h_2 d} \frac{\partial}{\partial \eta} (h_1 T_{12}) \\ &+ \frac{1}{\rho_m h_1 h_2 d} \frac{\partial h_1}{\partial \eta} T_{12} - \frac{1}{\rho_m h_1 h_2 d} \frac{\partial h_2}{\partial \xi} T_{22} - \frac{\tau_{b1}}{\rho_m d} \\ &+ \frac{1}{\rho_m h_1 h_2 d} \left[-(h_2 \tau_{11})_s \frac{\partial z_s}{\partial \xi} + (h_2 \tau_{11})_b \frac{\partial z_b}{\partial \xi} - (h_1 \tau_{12})_s \frac{\partial z_s}{\partial \eta} + (h_1 \tau_{12})_b \frac{\partial z_b}{\partial \eta} \right] \end{aligned} \quad (2.2)$$

η 方向：

$$\begin{aligned}
& \frac{\partial \bar{v}}{\partial t} + \frac{\bar{u}}{h_1} \frac{\partial \bar{v}}{\partial \xi} + \frac{\bar{v}}{h_2} \frac{\partial \bar{v}}{\partial \eta} + \frac{1}{h_1 h_2} \frac{\partial h_2}{\partial \xi} \overline{uv} - \frac{1}{h_1 h_2} \frac{\partial h_1}{\partial \eta} \overline{u^2} \\
& = -\frac{g}{h_2} \frac{\partial}{\partial \eta} (z_b + d) + \frac{1}{\rho_m h_1 h_2 d} \frac{\partial}{\partial \xi} (h_2 T_{12}) + \frac{1}{\rho_m h_1 h_2 d} \frac{\partial}{\partial \eta} (h_1 T_{22}) \\
& - \frac{1}{\rho_m h_1 h_2 d} \frac{\partial h_1}{\partial \eta} T_{11} + \frac{1}{\rho_m h_1 h_2 d} \frac{\partial h_2}{\partial \xi} T_{12} - \frac{\tau_{b2}}{\rho_m d} \\
& + \frac{1}{\rho_m h_1 h_2 d} \left[-(h_2 \tau_{12})_s \frac{\partial z_s}{\partial \xi} + (h_2 \tau_{12})_b \frac{\partial z_b}{\partial \xi} - (h_1 \tau_{22})_s \frac{\partial z_s}{\partial \eta} + (h_1 \tau_{22})_b \frac{\partial z_b}{\partial \eta} \right] \quad (2.3)
\end{aligned}$$

式中

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

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

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

以上諸式中， ξ 、 η = 平面上兩正交曲線座標方向，其中 ξ 為縱方向， η 為側方向； 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_m = 含砂水流密度； 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； $(\bar{\quad})$ = 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)。

2.2 輔助關係式

(1) 含砂水流密度

本模式採用狀態函數(State Function)來反映體積濃度 C_v 對含砂水流密度 ρ_m 之影響，關係式如下所示：

$$\rho_m = \rho_s C_v + \rho_w (1 - C_v) \quad (2.7)$$

式中， ρ_s =乾砂密度； ρ_w =清水密度； C_v =沉滓體積濃度。

(2)底床剪應力

在模擬高含砂水流時，所需考慮之應力應包含凝聚降伏應力 τ_c (Cohesive yield stress)、莫爾庫倫剪應力 τ_{mc} (Mohr-Coulomb shear stress)、粘滯剪應力 τ_v (Viscous shear stress)、紊流剪應力 τ_t (Turbulent shear stress)和離散剪應力 τ_d (Dispersive shear stress)等五項應力，關係式可表示如下：

$$\tau = \tau_c + \tau_{mc} + \tau_v + \tau_t + \tau_d \quad (2.8)$$

O'Brien 和 Julien(1985)將式(2.8)改寫為

$$\tau = \tau_B + \mu_B \left(\frac{du}{dy} \right) + C \left(\frac{du}{dy} \right)^2 \quad (2.9)$$

其中

$$\tau_B = \tau_c + \tau_{mc} \quad (2.10)$$

$$C = \rho_m l^2 + a_i \rho_m \left[\left(\frac{C_*}{C_v} \right)^{1/3} - 1 \right] d_s^2 \quad (2.11)$$

式中， τ_B =賓漢降伏應力； μ_B =賓漢粘滯係數； l =Prandtl混合長度； a_i =經驗係數(=0.01)； C_* =最大靜體積濃度(Maximum static volume concentration)； d_s =沉滓粒徑。

式(2.9)亦可改寫成摩擦坡降形式：

$$S_f = S_y + S_v + S_{id} = \frac{\tau_B}{\gamma_m d} + \frac{K \mu_B \bar{u}}{8 \gamma_m d^2} + \frac{n^2 \bar{u}^2}{d^{4/3}} \quad (2.12)$$

$$\tau_B = \alpha_2 e^{\beta_2 C_v} \quad (2.13)$$

$$\mu_B = \alpha_1 e^{\beta_1 C_v} \quad (2.14)$$

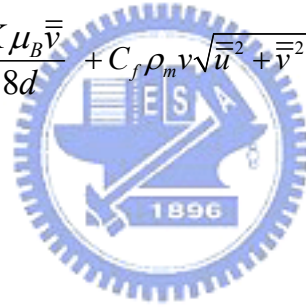
其中， S_y =降伏坡降； S_v =黏滯坡降； S_{id} =紊流坡降； γ_m =水砂混合比重； K =層流阻力係數； n =曼寧糙度係數； α_i 、 β_i =經驗參數，由流變試驗獲得。

應用(2.12)式修正(2.2)及(2.3)兩式中之底床剪力項，可得

$$\tau_{b_1} = \frac{\tau_B \bar{u}}{\sqrt{\bar{u}^2 + \bar{v}^2}} + \frac{K \mu_B \bar{u}}{8d} + C_f \rho_m u \sqrt{\bar{u}^2 + \bar{v}^2} \quad (2.15)$$

$$\tau_{b_2} = \frac{\tau_B \bar{v}}{\sqrt{\bar{u}^2 + \bar{v}^2}} + \frac{K \mu_B \bar{v}}{8d} + C_f \rho_m v \sqrt{\bar{u}^2 + \bar{v}^2} \quad (2.16)$$

式中， C_f =摩擦係數。



(3)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

$$\frac{\tau_{11}}{\rho_m} - \overline{u'^2} = 2\nu \left[\frac{1}{h_1} \frac{\partial \bar{u}}{\partial \xi} + \frac{\bar{v}}{h_1 h_2} \frac{\partial h_1}{\partial \eta} \right] \quad (2.17)$$

$$\frac{\tau_{22}}{\rho_m} - \overline{v'^2} = 2\nu \left[\frac{1}{h_2} \frac{\partial \bar{v}}{\partial \eta} + \frac{\bar{u}}{h_1 h_2} \frac{\partial h_2}{\partial \xi} \right] \quad (2.18)$$

$$\frac{\tau_{12}}{\rho_m} - \overline{u'v'} = 2\nu \left[\frac{h_2}{h_1} \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{\bar{v}}{h_2} \right) + \frac{h_1}{h_2} \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\frac{\bar{u}}{h_1} \right) \right] \quad (2.19)$$

式中， $\nu = \nu_l + \nu_t$ ； ν_l = 層流黏滯係數； ν_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)。

(4)延散剪應力

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，則僅考量二次流的影響。

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朝向外岸，下層水流則為朝內岸流動，稱之二次流，如圖2.1所示。

本模式中二次流速度剖面參照Hsieh and Yang(2003)所採用 de Vriend (1977)之假設：

$$\bar{u} = \bar{u} \left[1 + \frac{\sqrt{g}}{kc} + \frac{\sqrt{g}}{kc} \ln \zeta \right] = \bar{u} f_m(\zeta) \quad (2.20)$$

$$\bar{v} = \bar{v} f_m(\zeta) + \frac{\bar{u}d}{k^2r} \left[2F_1(\zeta) + \frac{\sqrt{g}}{kc} F_2(\zeta) - 2\left(1 - \frac{\sqrt{g}}{kc}\right) f_m(\zeta) \right] \quad (2.21)$$

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

邊界條件為數值模式中相當重要的一環，所設定的個數必須符合物理意義。邊界條件一般可分為開放式邊界條件與固體邊界條件，茲分述如下：

開放式邊界條件主要設定在渠道上游與下游邊界處，依上下游不同的流況可分為

一、 上游

- (1) 超臨界流：此時上游需給定三個邊界條件，即 ξ 、 η 方向單寬流量 q_ξ 、 q_η 與水深 d 。
- (2) 亞臨界流：此時上游僅需給定兩個邊界條件，一般給定 ξ 、 η 方向的單寬流量 q_ξ 、 q_η 。

二、 下游

- (1) 超臨界流：下游不需任何邊界條件。
- (2) 亞臨界流：需設定一個下游邊界條件，通常為下游水深 d 。

詳細的開放邊界條件處理原則如表 2.1 所示。

固體邊界在沿法線方向(η 方向)為非貫穿條件，所以該處的流速為零($\bar{v}_{wall} = 0$)；沿固體邊界切線方向(ξ 方向)而言，可分為滑移條件與非滑移條件，處理規則如下：

- (1) 固體邊界為非滑移條件時，則固體邊界處 ξ 方向的流速為零($\bar{u}_{wall} = 0$)

(2) 固體邊界為滑移條件時，則固體邊界處 ξ 方向的流速等於相鄰格網點的流速($\bar{u}_{wall} = \bar{u}_{wall-1}$)。

其中 \bar{v}_{wall} 為固體邊界處 η 方向水深平均流速， \bar{u}_{wall} 為固體邊界處 ξ 方向水深平均流速， \bar{u}_{wall-1} 為相鄰固體邊界格點 ξ 方向水深平均流速。此外，在模式體積濃度設定方面，本研究目前所模擬的案例，並不考慮濃度延層變化之機制，因此在模擬過程中，均將濃度視為一恆定值來進行模擬。



表 2.1 開放邊界處理原則

位置	上游		下游	
流況	超臨界流	亞臨界流	超臨界流	亞臨界流
邊界條件	q_ξ 、 q_η 、 d	q_ξ 、 q_η	無	d

其中 $q_\xi = \xi$ 方向之單寬流量； $q_\eta = \eta$ 方向之單寬流量； $d =$ 水深



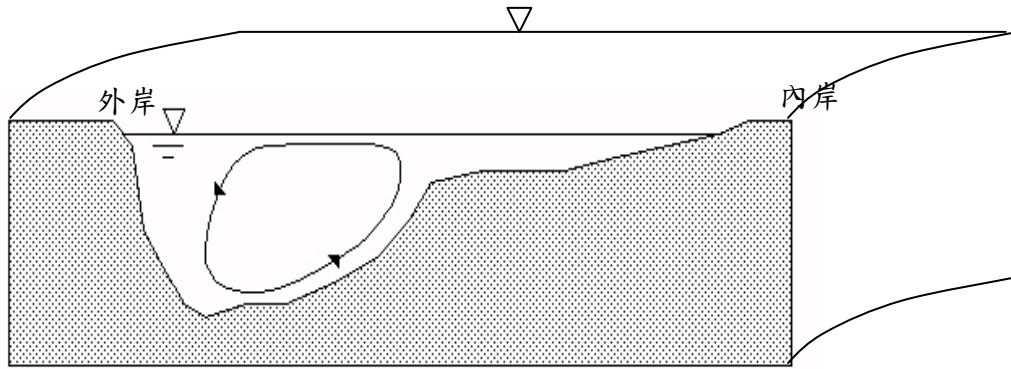


圖 2.1 彎道二次流示意圖



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)，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

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

傳播步驟

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

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

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

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

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

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

傳播步驟

$$\frac{\partial \bar{u}}{\partial t} = -\frac{g}{h_1} \left(\frac{\partial (z_b + d)}{\partial \xi} \right) - \left(\frac{\tau_B \bar{u}}{\rho_m d \sqrt{\bar{u}^2 + \bar{v}^2}} + \frac{K \mu_B \bar{u}}{8 \rho_m d^2} + \frac{C_f \bar{u} \sqrt{\bar{u}^2 + \bar{v}^2}}{d} \right) \quad (3.6)$$

$$\frac{\partial \bar{v}}{\partial t} = -\frac{g}{h_2} \left(\frac{\partial (z_b + d)}{\partial \eta} \right) - \left(\frac{\tau_B \bar{v}}{\rho_m d \sqrt{\bar{u}^2 + \bar{v}^2}} + \frac{K \mu_B \bar{v}}{8 \rho_m d^2} + \frac{C_f \bar{v} \sqrt{\bar{u}^2 + \bar{v}^2}}{d} \right) \quad (3.7)$$

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

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

式中

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

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

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

3.2 數值差分式

在數值差分方法選用考量上，利用顯示數值方法求解時，演算時間間隔受到很大的限制，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，因此，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

$$\Psi_e^{n+1} = 0.5 \cdot (\Psi_E^{n+1} + \Psi_P^{n+1}) = 0.5 \cdot (\Psi_{i+1,j}^{n+1} + \Psi_{i,j}^{n+1}) ;$$

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

$$\Psi_n^{n+1} = 0.5 \cdot (\Psi_N^{n+1} + \Psi_P^{n+1}) = 0.5 \cdot (\Psi_{i,j+1}^{n+1} + \Psi_{i,j}^{n+1}) ;$$

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

Ψ 可表為 \bar{u} , \bar{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示成

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

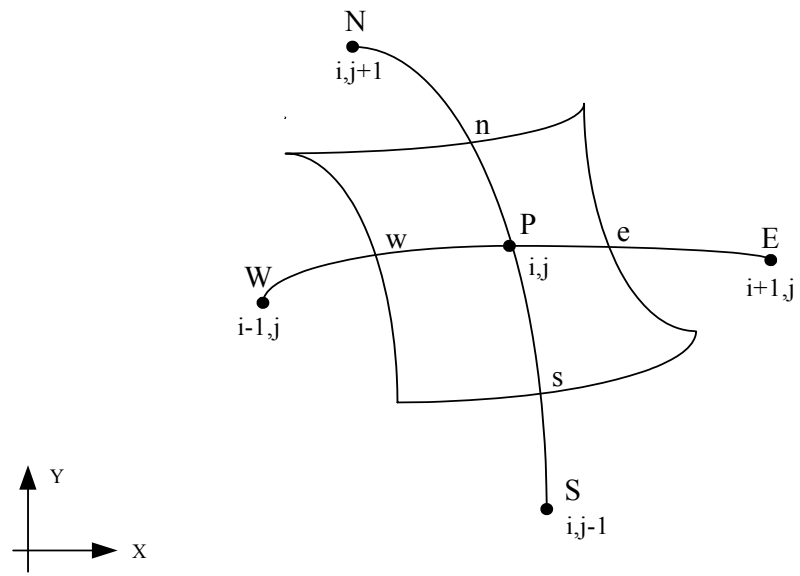
$$\frac{\bar{v}^n}{h_2} \left(\frac{\partial \Phi^{n+1}}{\partial \eta} \right) = 0.5 \frac{\bar{v}_{i,j}^n}{h_{2,i,j}} \left[(1 - \alpha_y) \left(\frac{\Phi_{i,j+1}^n - \Phi_{i,j}^n}{\Delta \eta} \right) + (1 + \alpha_y) \left(\frac{\Phi_{i,j}^n - \Phi_{i,j-1}^n}{\Delta \eta} \right) \right] \quad (3.13)$$

其中

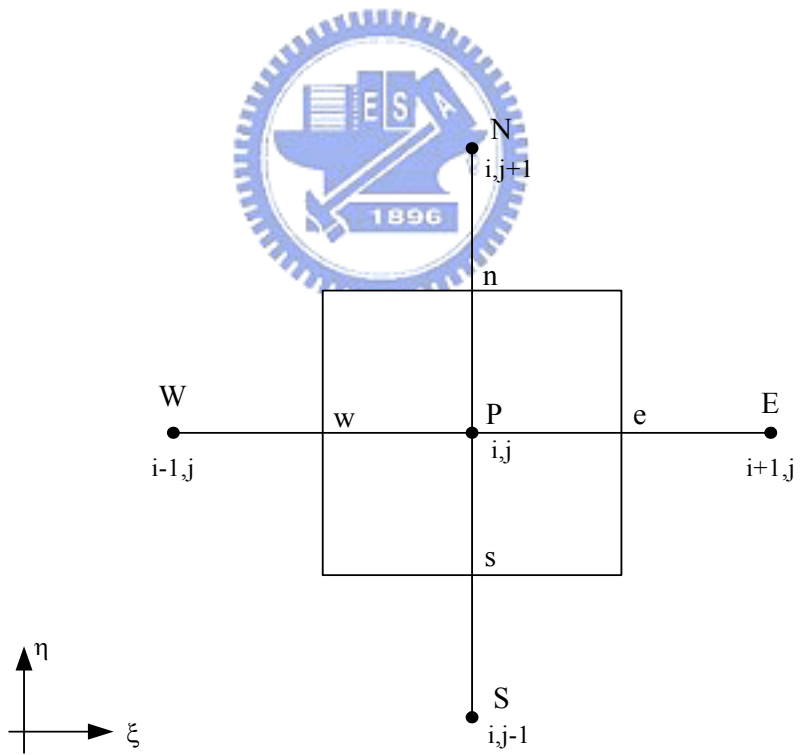
$$\alpha_x = \begin{cases} 0 & |R_x| \leq 2 \\ 1 & R_x > 2 \\ -1 & R_x < -2 \end{cases} ; \quad \alpha_y = \begin{cases} 0 & |R_y| \leq 2 \\ 1 & R_y > 2 \\ -1 & R_y < -2 \end{cases} \quad (3.14)$$

上列諸式中， $R_x = \frac{\bar{u}_{i,j}^n h_{1,i,j} \Delta \xi}{\mu / \rho_m}$ ； $R_y = \frac{\bar{v}_{i,j}^n h_{2,i,j} \Delta \eta}{\mu / \rho_m}$ ； μ = 流體動力黏滯

係數(dynamic viscosity)； Φ 可表成 \bar{u} 或 \bar{v} 。



(a)



(b)

圖 3.1 控制體積法示意圖 (a)實際區域；(b)計算區域

第四章 高含砂水流模式功能測試

本章節將針對高含砂水流模式與清水流模式進行模式功能測試。清水流模式部份謝(2003)已分別針對不同流場特性之案例，如迴水演算、彎道、環流流場及潰壩等案例進行模式功能測試，均得到良好的結果。因此，針對清水流模式驗證部分，本研究在此便不多加著墨。高含砂水流模式部份，目前由於尚無合適的實驗數據可供模式驗證，因此本研究在此採用流變關係與 RESED2D 相同之商用 FLO-2D 模式(相關理論置於附錄)來進行高含砂水流行為模擬分析比較，測試模式模擬高含砂水流之功能。

4.1 穩態流案例測試

在此分別比較分析兩模式於不同含砂濃度中，水體之平均水深與平均流速模擬結果，來測試模式於超、亞臨界流況中模擬高含砂水流之功能。

4.1.1 亞臨界流案例測試

案例設計條件為矩形渠道長 1000 m，渠寬 100 m，河床坡度設為 0.01，曼寧係數設定為 0.03，流變關係設定方面，分別設定賓漢黏滯係數 $\mu_B = \alpha_1 e^{\beta_1 C_v}$ 與賓漢降伏應力 $\tau_y = \alpha_2 e^{\beta_2 C_v}$ 之係數項與指數項為 $\alpha_1 = 0.06287$ 、 $\beta_1 = 18.712$ 、 $\alpha_2 = 0.70421$ 、 $\beta_2 = 16.121$ ，土壤比重設定為 2.58，層流阻力係數 K 設定方面，由於 K 值所涵蓋之範圍相當廣(如表 4.1 所

示)，因此本研究在此初步將層流阻力係數 K 假設為 100 來進行模擬。藉由比較分析兩模式於不同含砂濃度中，水體之平均水深與平均流速模擬結果，來測試模式於亞臨界流況中模擬高含砂水流之功能。邊界條件設定方面，由於FLO-2D與RESED2D兩模式在邊界條件設定上之不同(FLO-2D下游邊界為均勻流設定，僅需設定上游邊界便可進行模擬)，為考慮兩模式邊界條件設定之一致性，RESED2D下游邊界設定部份便參考FLO-2D下游模擬結果來設定，如表 4.2 所示。

圖 4.1(a)、(b)分別為兩模式收斂後，含砂水體之平均水深與平均流速展示圖，可發現兩模式所模擬之結果展現高度相似性；並由圖 4.1(a)可發現兩模式於體積濃度 30% ~ 50%間水位皆有急遽增加之趨勢；且圖 4.1(b)中兩模式皆反應出因水位急遽增加而使流速大幅降低之結果，進而展現模擬結果之合理性。將上述案例模擬所得到之流速、水深引進(2.15)式底床剪力中，分別比較三項之大小，分析結果如圖 4.2 所示。由圖中可發現，體積濃度 20%以下之區域，賓漢流變特性並不明顯，底床剪應力主要受到紊流項影響；體積濃度大於 30%以上的區域，賓漢流變特性明顯，底床剪應力的增加主要由賓漢降伏應力主導。分別比較圖 4.1 與圖 4.2 可發現，兩模式於體積濃度 30% ~ 50%間，水位與流速急遽變化之情形，乃是由於賓漢流變特性的影響，致使底剪應力急遽增加，所產生之結果。

4.1.2 超臨界流案例測試

案例設計條件除將河床坡度設定為 0.3 外，其餘參數設定皆與 4.1.1 節相同。藉由比較分析兩模式於不同含砂濃度中，水體之平均水深與平均流速模擬結果，來測試模式於超臨界流況中模擬高含砂水流之功能。邊界條件設定方面，由於 FLO-2D 與 RESED2D 兩模式在邊界條件設定上之不同，為考慮兩模式邊界條件設定之一致性，RESED2D 上游邊界設定部份參考 FLO-2D 上游模擬結果來設定，如表 4.3 所示。

圖 4.3(a)、(b)分別為兩模式收斂後，含砂水體之平均水深與平均流速展示圖，由圖中可發現兩模式模擬結果展現高度相似性。且由圖 4.3(a)可發現兩模式於體積濃度 30% ~ 50%間水位皆有急遽增加之趨勢；圖 4.3(b)中兩模式皆反應出因水位急遽增加而使流速大幅降低之結果，展現模擬結果之合理性。將上述案例模擬所得到之流速、水深引進(2.15)式底床剪力中，分別比較三項之大小(如圖 4.4 所示)。由圖中亦可發現，體積濃度 20%以下之區域，底床剪應力主要由紊流項主導；體積濃度大於 30%以上的區域，賓漢流變特性明顯，底床剪應力的增加主要由賓漢黏滯項主導。分別比較圖 4.3 與圖 4.4 可發現，可發現兩模式於體積濃度 30% ~ 50%間，水位與流速急遽變化之情形，亦是受到賓漢流變特性的影響，致使底剪應力急遽增加，所產生之結

果。

4.2 湧波傳遞案例測試

為比較分析兩模式於不同體積濃度中，湧波傳遞之模擬結果，本研究在此設計一長 2000 m，寬 100 m 矩形渠道，底床曼寧係數假設為 0.03，流變關係設定方面，分別設定賓漢黏滯係數 $\mu_B = \alpha_1 e^{\beta_1 C_v}$ 與賓漢降伏應力 $\tau_y = \alpha_2 e^{\beta_2 C_v}$ 之係數項與指數項為 $\alpha_1 = 0.00047$ 、 $\beta_1 = 22.1$ 、 $\alpha_2 = 0.157$ 、 $\beta_2 = 17.1$ (東埔蚋溪流變關係，2007)，土壤比重設定為 2.58，層流阻力係數 K 設定方面，參考表 4.1 將其假設為 100 來進行模擬，初始乾床，邊界條件為假設之變量流，如圖 4.5 所示。底床坡度設定方面，因濃度較低的案例其坡度效應會大於底床剪應力，為比較水體在靜止時之深度分佈，因此將河床坡度設定為平床；在濃度較高的案例中，將河床坡度設定為 0.003，以藉由坡度效應來分析坡度驅動對底床剪應力之影響。

圖 4.6 至圖 4.7 分別為 FLO-2D 與 RESED2D 兩模式於體積濃度 25% 與 30% 之模擬結果，圖中分別顯示兩模式在第 0.5 及 3 小時的水位與距離分佈。比較兩模式在第 3 小時水位穩定後之結果可發現，體積濃度 25% 之模擬結果較體積濃度 30% 更為相近；體積濃度 30% 時兩模式前端行進距離約相差 7.7%；在上游水位部份兩模式水位壅生高度亦非常相似。此外，比較兩模式在第 0.5 小時水深分佈，可發現

不論在體積濃度 25%或是體積濃度 30%時，水深分佈趨勢皆有所差異。然而，就水體分佈型態與湧昇波前形狀來看，高含砂水流在前端的運移行為有堆高的現象實屬正常，顯示 RESED2D 所模擬之結果較具合理性。

圖 4.8 為加入底床坡降驅動後所模擬之結果，由圖中可發現兩模式在收斂過程中水深之分佈亦會有所差異，就水體分佈型態與湧昇波前形狀來看，顯示 RESED2D 所模擬之結果較合理。由圖中可發現兩模式在第 3 小時之水深分佈與行進距離都呈現非常高之相似性，進而顯示 RESED2D 模式與 FLO-2D 模式之相似性。

藉由與 FLO-2D 模式進行模擬比較分析後，發現兩模式雖在收斂過程水深分佈有所差異，但在水位趨於穩定後兩模式模擬結果則非常相似。

表 4.1 層流阻力係數參考表 (FLO-2D 使用手冊, 2006)

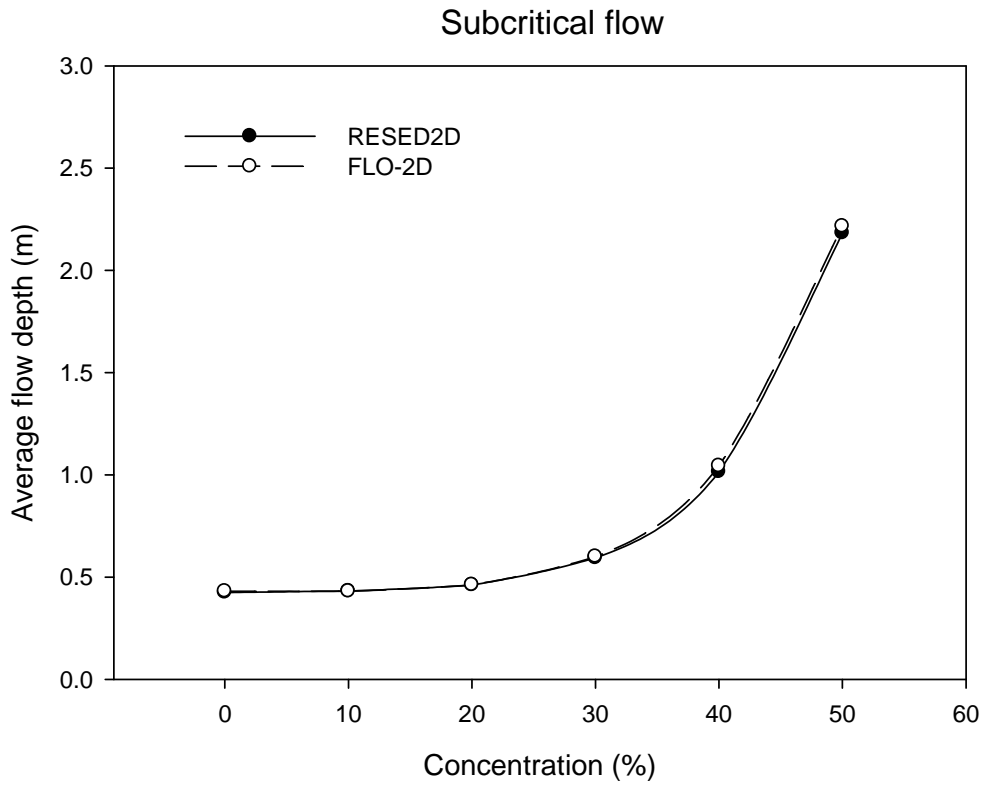
層流阻力係數 K	
地面條件	K 值範圍
混凝土/瀝青	24-108
裸露的砂土	30-120
表層級配	90-400
被侵蝕的裸露黏土-被侵蝕的壤土	100-500
稀疏植被	1000-4000
矮草原地	3000-10000
早熟禾屬植物草地	7000-50000

表 4.2 亞臨界流測試案例邊界條件

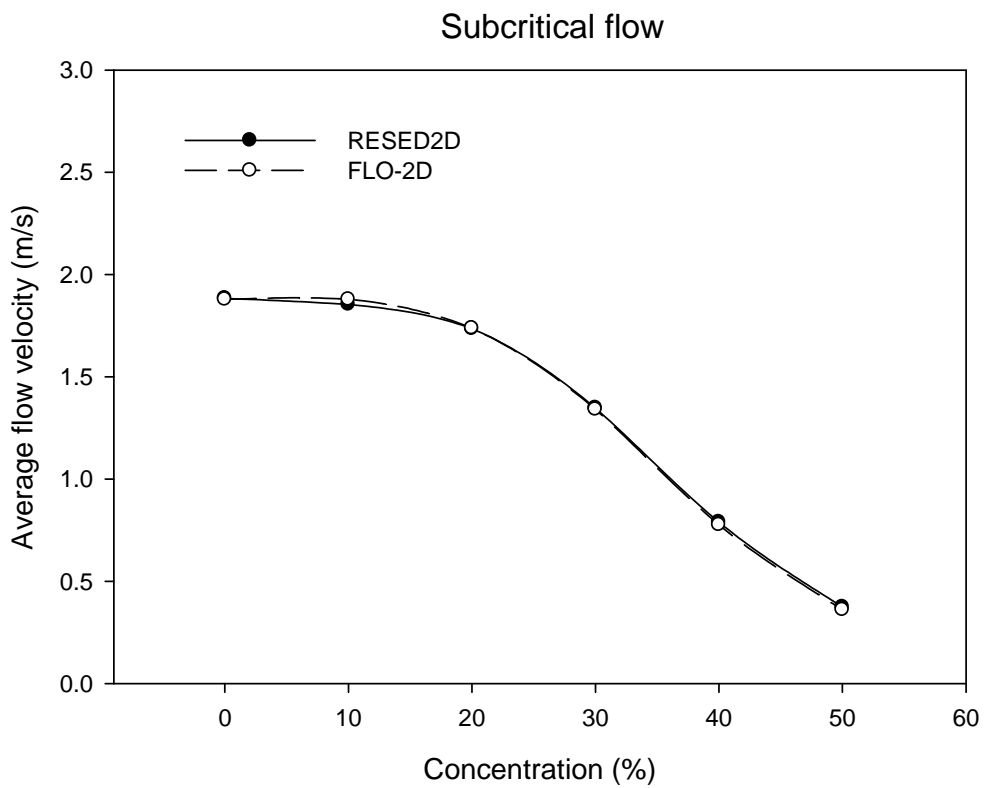
案例	體積濃度 C_v	上游邊界 $q(m^2/s)$	下游邊界 $d(m)$	福祿數 Fr
1	0.0	0.8	0.43	0.914
2	0.1	0.8	0.43	0.914
3	0.2	0.8	0.46	0.816
4	0.3	0.8	0.60	0.552
5	0.4	0.8	1.03	0.242
6	0.5	0.8	2.24	0.077

表 4.3 超臨界流測試案例邊界條件

案例	體積濃度 C_v	上游邊界 $q(m^2/s)$	上游邊界 $d(m)$	福祿數 Fr
1	0.0	2.0	0.295	4.608
2	0.1	2.0	0.295	4.608
3	0.2	2.0	0.275	4.438
4	0.3	2.0	0.300	3.796
5	0.4	2.0	0.430	2.285
6	0.5	2.0	0.730	1.017



(a)



(b)

圖 4.1 亞臨界流平均水深與平均流速展示圖

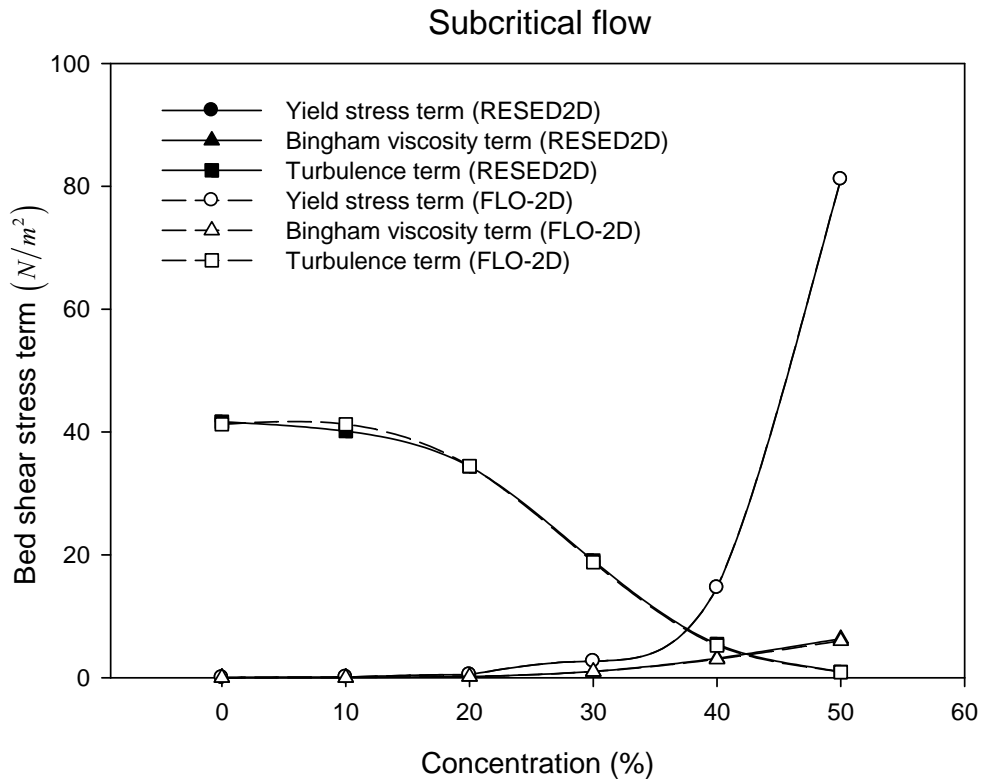
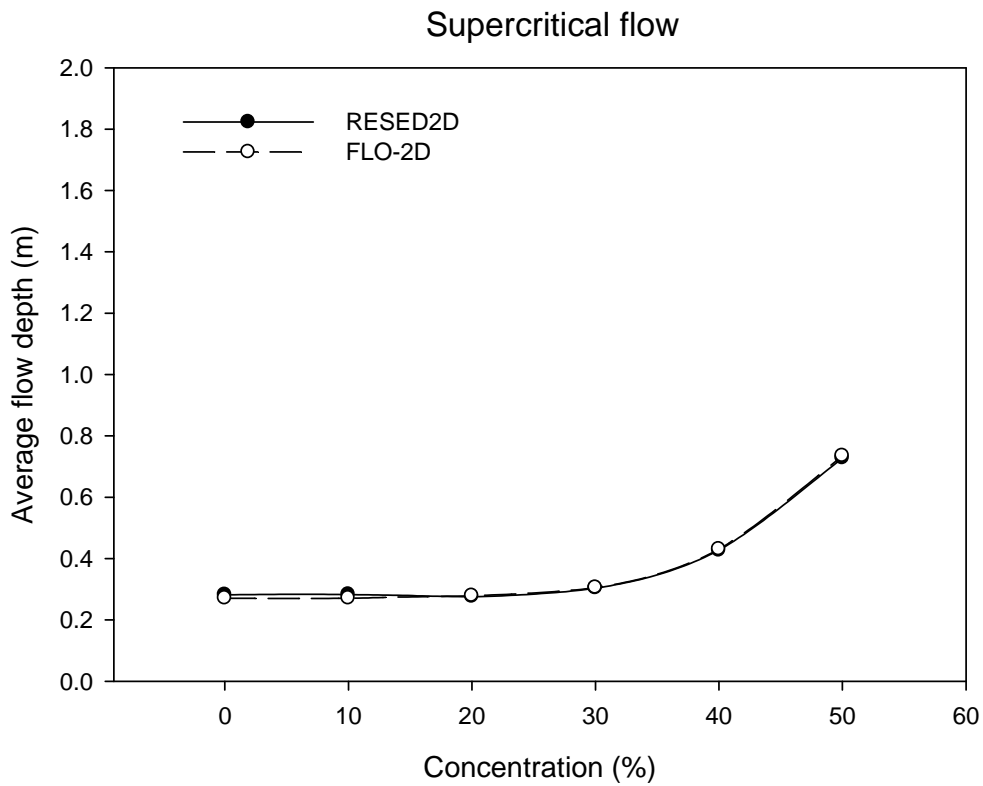
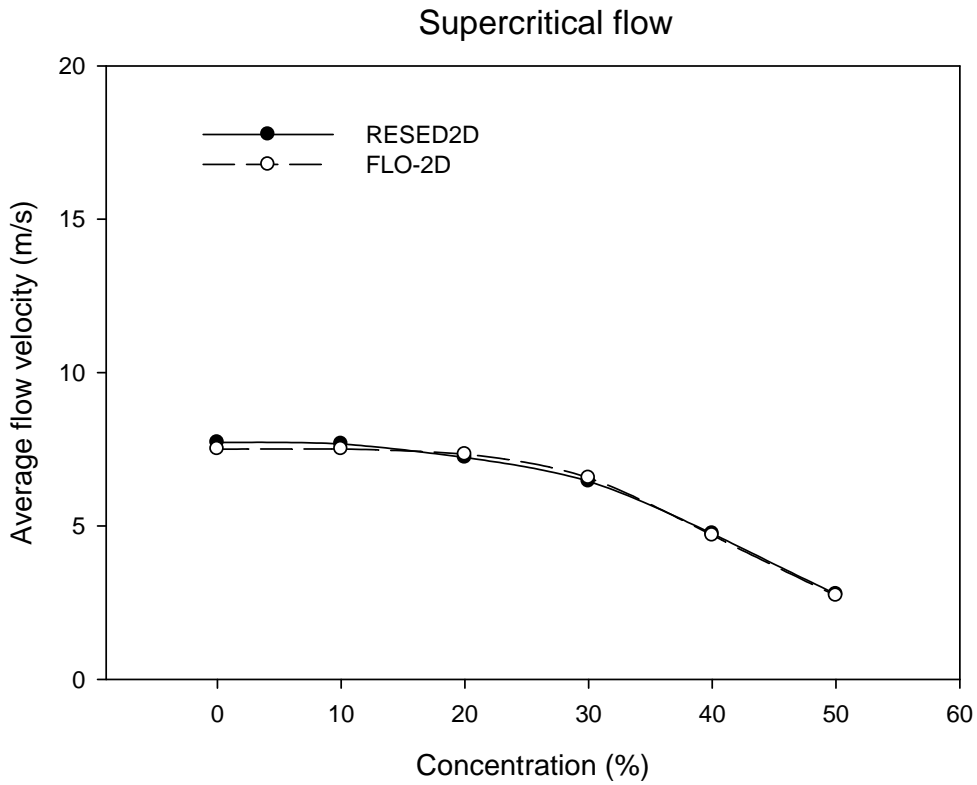


圖 4.2 亞臨界流底床剪應力項與體積濃度關係圖



(a)



(b)

圖 4.3 超臨界流平均水深與平均流速展示圖

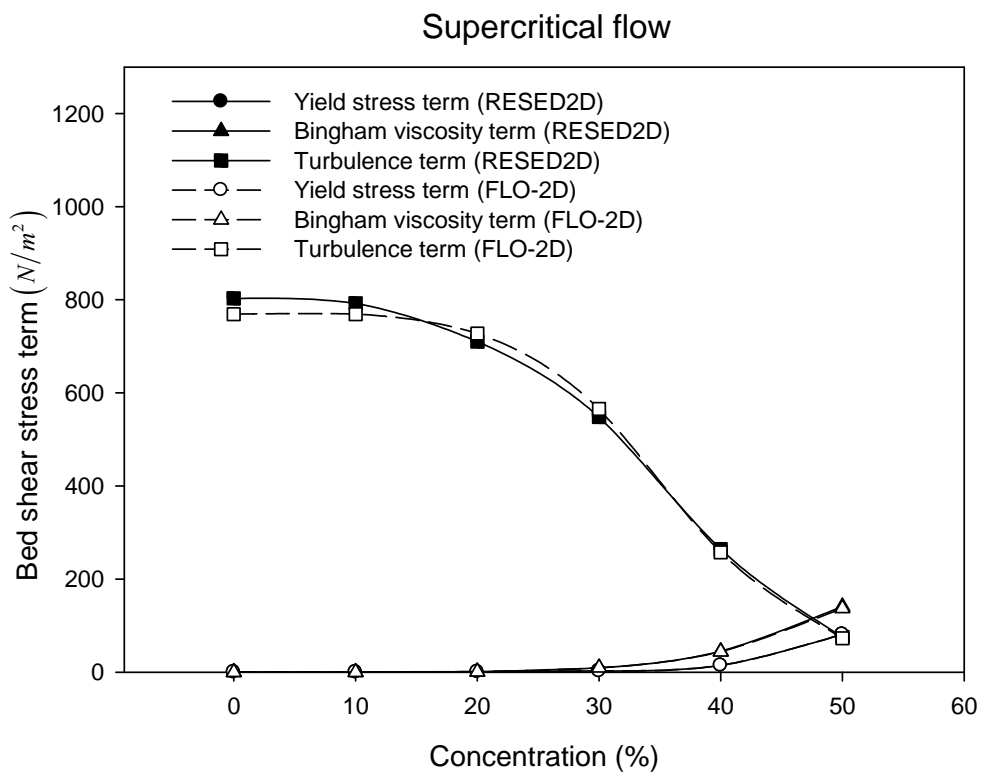


圖 4.4 超臨界流底床剪應力項與體積濃度關係圖

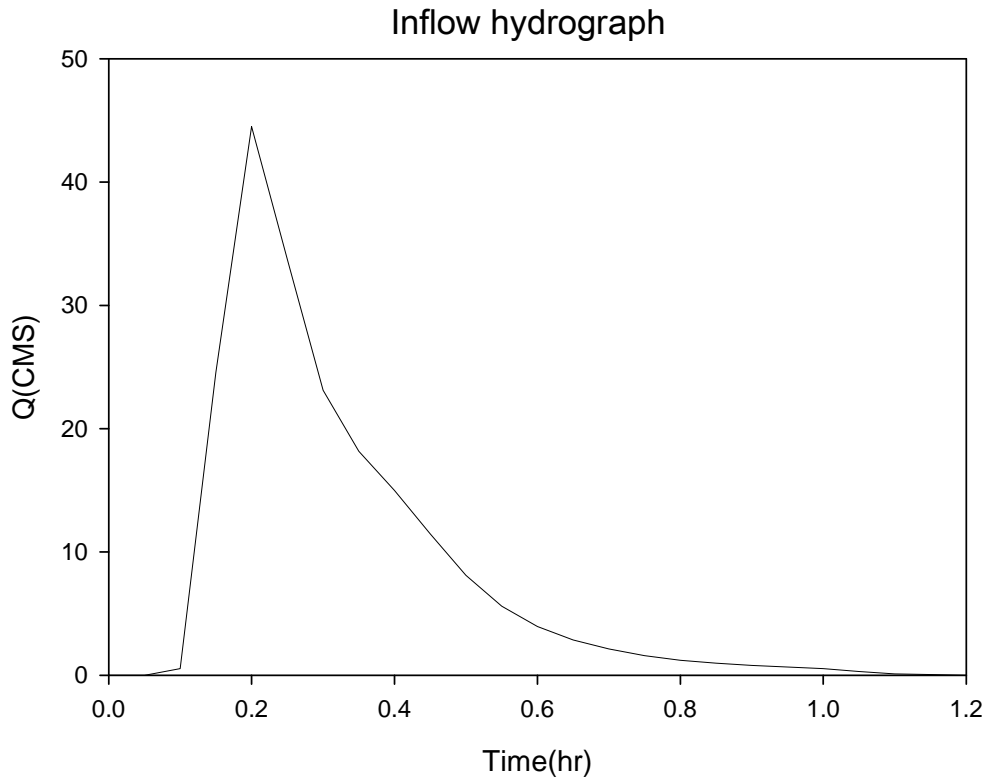


圖 4.5 高含砂水流測試案例邊界條件



Cv=25%

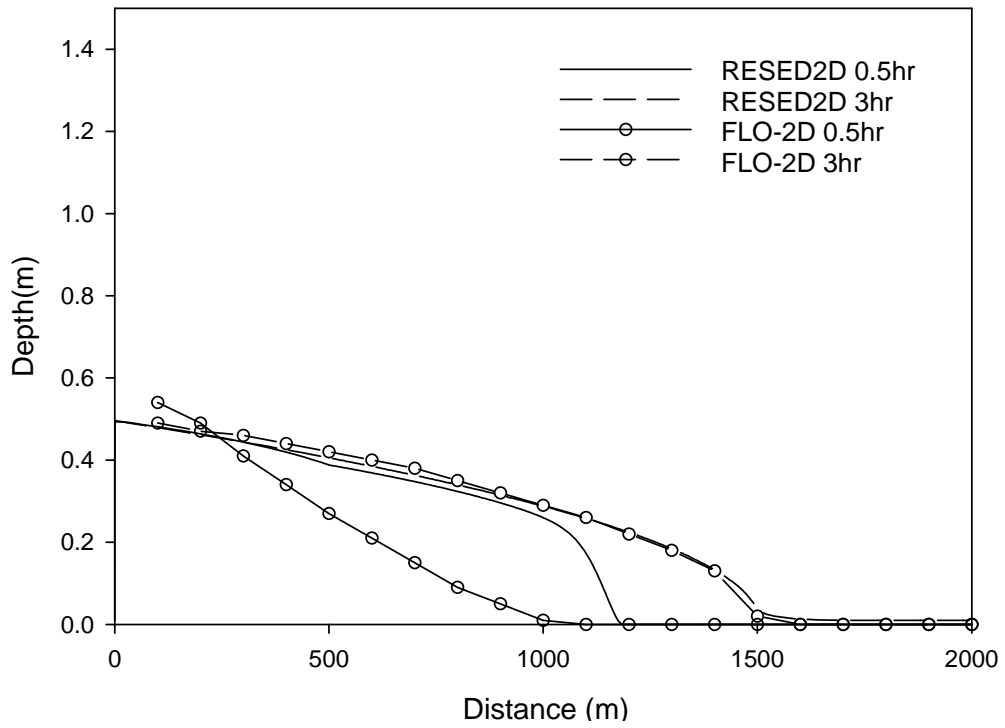


圖 4.6 高含砂水流模式測試比較-體積濃度 25%

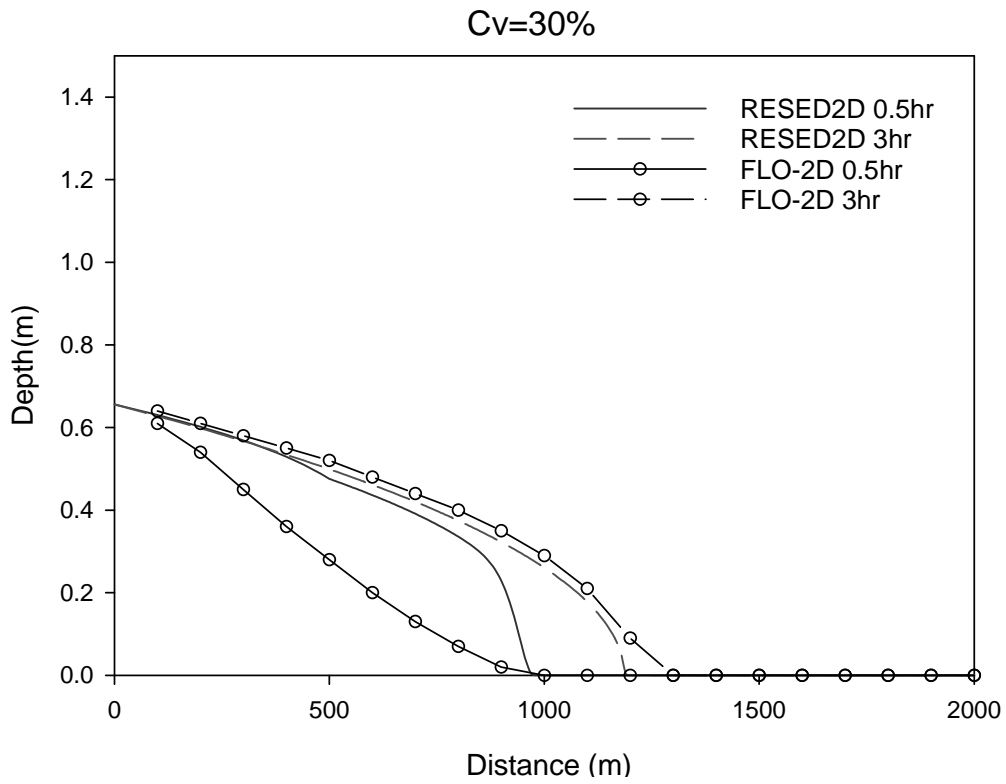


圖 4.7 高含砂水流模式測試比較-體積濃度 30%

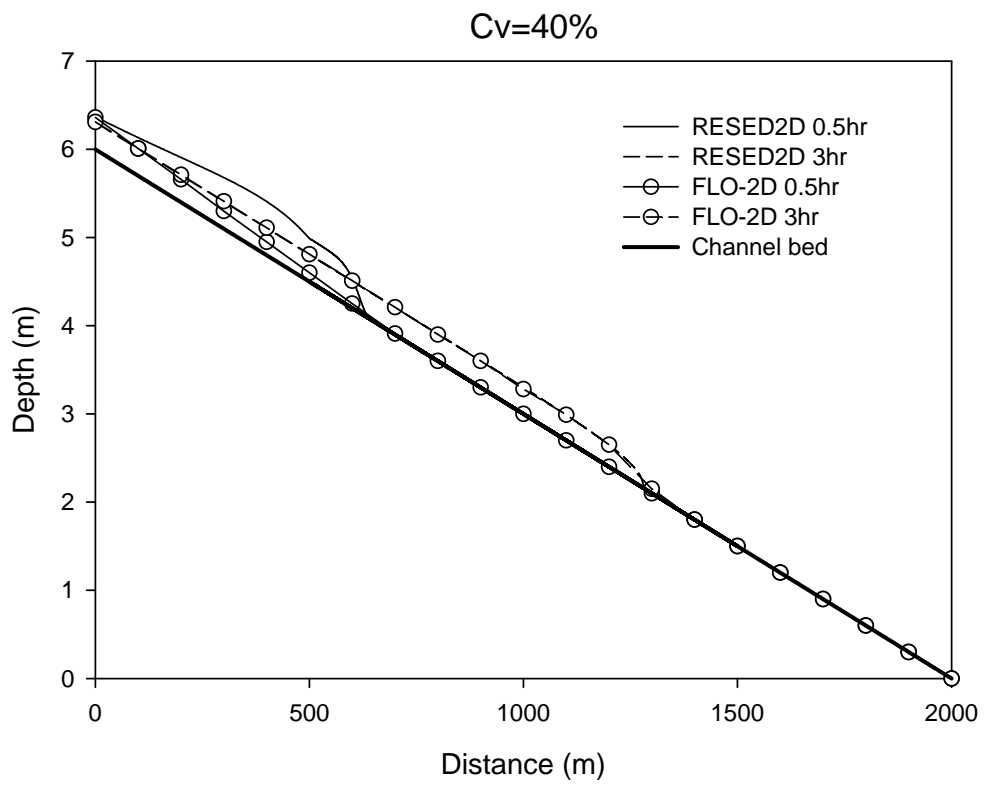


圖 4.8 高含砂水流模式測試比較-體積濃度 40%

第五章 高含砂效應影響程度之模擬分析

為探討高含砂效應對渠流流況之影響程度，本研究首先藉由因次分析決定相關無因次參數，再經由參數重要性分析決定影響渠流流況之重要參數，最後並建立高含砂效應與重要參數之關係圖，藉此釐清高含砂效應對渠流流況之影響程度，並可提供與模式使用者作為研選合適模式之參考。

5.1 因次分析

藉由比較高含砂水流模式與清水流模式間水深、流速與剪力差異性，可探討高含砂效應對渠流流況之影響程度，並可提供與模式使用者作為選用合適模式之參考依據。為探討高含砂效應對渠流流況之影響程度，本研究在此定義三個無因次參數進行比較分析，分別為水深增量 $MaxH^*$ 、流速增量 $MaxU^*$ 與剪力增量 $Max\tau^*$ ，並將上述無因參數定義如下：

$$MaxH^* = \frac{(H_m - H_w)}{H_m} \quad (5.1)$$

$$MaxU^* = \frac{(U_m - U_w)}{U_m} \quad (5.2)$$

$$Max\tau^* = \frac{(\tau_m - \tau_w)}{\tau_m} \quad (5.3)$$

式中， H_m 、 U_m 與 τ_m 分別為為高含砂水流模式模擬結果之水深、流速與剪力， H_w 、 U_w 與 τ_w 則為清水流模式模擬結果之水深、流速與剪力。

為決定影響高含砂效應的相關物理參數，本研究將高含砂效應影

響因子分為四類，分別為流體性質、土壤特性、水力特性與幾何型態。流體性質包括流體密度 ρ 、黏滯係數 μ 、體積濃度 C_v 、賓漢黏滯係數係數項 α_1 、賓漢黏滯係數指數項 β_1 、賓漢降伏應力係數項 α_2 、賓漢降伏應力指數項 β_2 等；土壤特性包括土砂比重 G_s 、層流阻力係數 K 等；水力特性包括平均速度 U 及 V 、平均水深 H 、渠道寬度 B 、渠道長度 L 、渠道中心線曲率半徑 r_c 、渠道坡度 S_0 、重力加速度 g 等；幾何形態包含底床型態之糙度係數 c 。彙整上述影響因子後可將與 $MaxH^*$ 、 $MaxU^*$ 及 $Max\tau^*$ 相關的因子整理為

$$MaxH^*, MaxU^*, Max\tau^* = f_1(\rho, \mu, C_v, \alpha_1, \beta_1, \alpha_2, \beta_2, G_s, K, U, V, H, B, L, r_c, S_0, g, c) \quad (5.4)$$

式中， $c = \text{Chezy 糙度係數} = \frac{R^{1/6}}{n}$ ； $n = \text{曼寧糙度係數}$ ； $R = \text{水力半徑}$ 。

在本研究採用正交曲線座標的情況下， V 之效應可忽略不計。因此，(5.4) 式在剩下 17 個獨立變數的情況下，利用柏金漢 (Vaschy - Buckingham) 理論可得 14 個無因次參數，可表示成

$$\begin{aligned} Re &= \rho UH / \mu, C_v, \alpha_1, \beta_1, \alpha_2, \beta_2, G_s, K, \frac{H}{B}, \theta_b = L / (2\pi r_c) \\ SI &= UH / (u_* r_c) = H / (r_c \sqrt{C_f}), S_0, Fr = U / \sqrt{gH}, C_f = g / c^2 \end{aligned} \quad (5.5)$$

經由柏金漢理論雖可獲得(5.5)式之 14 個無因次參數，但尚應考量各參數無因次參數本身所代表之物理意義，因此本研究在此將(5.5)式改寫為

$$\text{Re} = \rho U H / \mu, \left(\tau_B + \frac{K \mu_B U}{8H} \right) / \rho_w U^2, \rho_m^* = \frac{\rho_m}{\rho_w}, \frac{H}{B}, \theta_b = L / (2\pi r_c)$$

$$SI = UH / (u_* r_c) = H / (r_c \sqrt{C_f}), S_0, Fr = U / \sqrt{gH}, C_f = g / c^2 \quad (5.6)$$

式中， Re =雷諾數(Reynolds number)； $\left(\tau_B + \frac{K \mu_B U}{8H} \right) / \rho_w U^2$ =無因次非牛頓流變剪應力項； ρ_m^* =無因次含砂水流密度； $\frac{H}{B}$ =寬深比(depth-width ratio)； θ_b =彎道長度因子(relative length of channel bend)； SI =二次流強度因子(relative strength of secondary current)； Fr =福祿數(Froude number)； C_f =摩擦因子(friction factor)； $u_* = \sqrt{C_f} U$ =剪力速度。

因此，可將無因次分析之結果表示為

$$\text{Max}H^*, \text{Max}U^*, \text{Max}\tau^* = f_2(\text{Re}, \left(\tau_B + \frac{K \mu_B U}{8H} \right) / \rho_w U^2, \rho_m^*, \frac{H}{B}, \theta_b, SI, S_0, Fr, C_f) \quad (5.7)$$

其中，(5.7)式若用於分析直線道案例時則不將 SI 與 θ_b 兩無因次參數納入影響分析，如下所示

$$\text{Max}H^*, \text{Max}U^*, \text{Max}\tau^* = f_3(\text{Re}, \left(\tau_B + \frac{K \mu_B U}{8H} \right) / \rho_w U^2, \rho_m^*, \frac{H}{B}, S_0, Fr, C_f) \quad (5.8)$$

$\text{Max}H^*$ 、 $\text{Max}U^*$ 及 $\text{Max}\tau^*$ 可用來作為判斷高含砂效應的影響程度，並可作為高含砂水流與清水流模式間模式選用之判斷依據。

5.2 模擬案例設定

為探討上述(5.7)、(5.8)兩式中，各無因次參數對 $\text{Max}H^*$ 、 $\text{Max}U^*$ 及 $\text{Max}\tau^*$ 影響程度，本研究根據模擬參數之統計特性(如表 5.1)，經由蒙地卡羅法衍生 928 組測試案例進行模擬分析工作(如表 5.2 所示)，其中所衍生出資料型態假設為常態分佈(normal distribution)。表 5.1 中

α_1 、 β_1 、 α_2 、 β_2 與 K 之設定為參考表 5.3 與表 4.1 來設定參數模擬範圍。在每個案例中，渠道幾何均為矩形斷面之單一彎道案例，且在此單一彎道前後各連接一長 10 m 之直線渠道(如圖 5.1 所示)，以避免受下游邊界之影響；邊界條件設定方法如表 2.1 所示。

本研究測試案例所涵蓋的範圍： Re 範圍為 $3.05 \times 10^3 \sim 2.65 \times 10^6$ 、 H/B 範圍為 $2.46 \times 10^{-3} \sim 1.567$ 、 θ_b 範圍為 $0 \sim 0.25$ 、 SI 範圍為 $0.002 \sim 0.645$ 、 Fr 範圍為 $0.093 \sim 5.260$ 、 C_f 範圍為 $2.11 \times 10^{-3} \sim 9.69 \times 10^{-2}$ 、 C_v 範圍為 $1\% \sim 50\%$ 、 α_1 範圍為 $4 \times 10^{-5} \sim 1.254 \times 10^{-2}$ 、 β_1 範圍為 $8.35016 \sim 35.99127$ 、 α_2 範圍為 $0.02568 \sim 2.58988$ 、 β_2 範圍為 $4.10035 \sim 25.871$ 、 K 範圍為 $31.963 \sim 476.056$ 、 G_s 範圍為 $2.6 \sim 2.9$ 。由設定範圍可知，本研究設計之案例範圍相當廣，可概括性描述各種水理發生情形，以貼近真實河川。

5.3 參數重要性分析

圖 5.2 至圖 5.4 分別為直線道 $MaxH^*$ 、 $MaxU^*$ 及 $Max\tau^*$ 對(5.8)式中各無因次參數之關係圖，由圖中分別可發現 $\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 對 $MaxH^*$ 、 $MaxU^*$ 與 $Max\tau^*$ 有較明顯的關係趨勢。此外，由圖 5.4 中可發現除 $\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 外， ρ_m^* 對 $Max\tau^*$ 亦有明顯關係趨勢存在，針對 ρ_m^* 與 $\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 間對 $Max\tau^*$ 之影響分析將於後續章節詳加探討，在此便不多作贅述。

圖 5.5 至圖 5.7 分別為彎道 $MaxH^*$ 、 $MaxU^*$ 及 $Max\tau^*$ 對(5.7)式中各無因次參數之關係圖，由圖亦可發現 $\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 對 $MaxH^*$ 、 $MaxU^*$ 與 $Max\tau^*$ 有較明顯之關係趨勢。此外，由圖 5.7 亦可發現除 $\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 外 ρ_m^* 對 $Max\tau^*$ 亦有明顯關係趨勢存在，關於兩無因次參數對 $Max\tau^*$ 之影響分析同樣將於後續章節詳加探討。

5.4 高含砂效應對 $MaxH^*$ 、 $MaxU^*$ 及 $Max\tau^*$ 影響分析

5.4.1 福祿數效應影響分析

為探討福祿數效應對 $MaxH^*$ 、 $MaxU^*$ 與 $Max\tau^*$ 之影響，本研究在此根據表 5.2 所設計之 928 組測試案例，來模擬分析福祿數效應對水深增量 $MaxH^*$ 、流速增量 $MaxU^*$ 及剪力增量 $Max\tau^*$ 之影響。

圖 5.8 為福祿數效應對直線道 $MaxH^*$ 影響分析圖，由圖中可發現 $Fr < 1$ 與 $Fr > 1$ 兩關係曲線隨著高含砂效應變小而略顯差異， $Fr < 1$ 之曲線皆高於 $Fr > 1$ 的曲線，但整體仍呈現相同之趨勢。為判斷上述 $Fr < 1$ 與 $Fr > 1$ 兩曲線差異性，本研究在此藉由均方根差(root mean square error) E_{rms} 與相關係數(correlation coefficient) ρ_c 來作為判斷兩曲線相似性的指標。

$$E_{rms} = \left(\frac{\sum (x_i - y_i)^2}{N_{total}} \right)^{1/2} \quad (5.9)$$

$$\rho_c = \frac{\sum (x_i - X)(y_i - Y)}{\sqrt{\sum (x_i - X)^2 \sum (y_i - Y)^2}} \quad (5.10)$$

其中， x_i 表某比較點回歸曲線值， y_i 表相對應比較點回歸曲線值， X 、 Y 表平均數， N_{total} 表比較值的數量。 E_{rms} 可視為兩曲線的平均誤差，其值越小表示兩曲線性差異越低； ρ_c 越趨近於 1 則表示兩曲線相關性越高。

經由上述定義發現，圖 5.8 中兩曲線 E_{rms} 及 ρ_c 值約為 0.045 與 0.994，顯示兩曲線相似性甚高，亦表示兩曲線間差異性極為微小。圖 5.9 為福祿數效應對直線道 $MaxU^*$ 影響分析圖，由圖中可發現 $Fr < 1$ 與 $Fr > 1$ 兩關係曲線呈現些微之差異，兩關係曲線 E_{rms} 及 ρ_c 值約為 2.597 與 0.996。圖 5.10 為福祿數效應對直線道 $Max\tau^*$ 影響分析圖，由圖中可發現 $Fr < 1$ 與 $Fr > 1$ 兩關係曲線亦隨高含砂變效應變小而有所差異，且 $Fr > 1$ 之曲線皆高於 $Fr < 1$ 的曲線，與 $MaxH^*$ 呈相反之趨勢，兩關係曲線 E_{rms} 及 ρ_c 值約為 0.063 與 0.998，顯示兩關係曲線差異性甚低。

圖 5.11 至圖 5.13 分別為福祿數效應對彎道 $MaxH^*$ 、 $MaxU^*$ 與 $Max\tau^*$ 影響分析圖，由圖中分別可發現 $Fr < 1$ 與 $Fr > 1$ 兩曲線趨勢皆有明顯的差異性，不同關係曲線之 E_{rms} 及 ρ_c 值如表 5.4 至表 5.6 所示。探究造成此差異性之緣由，乃是因為模式在延散剪應力項中，流速剖面之假設，採用 de Vriend (1977) 對二次流速度剖面之假設，然而此速度剖面僅適用於流況為完全發展流時，在流況為超臨界流時，此速度剖

面適用性恐會有所問題。因為超臨界流流速較快，易受邊牆幾何因素的作用力影響，而產生交波(cross wave)之現象。這樣的現象恐會使流況無法維持完全發展流狀態，造成 de Vriend 所假設之流速剖面產生不適用之情況，因而使模擬上產生誤差，致使兩關係曲線呈現較大之差異。

綜觀上述， $Fr < 1$ 與 $Fr > 1$ 兩關係曲線於直線道時雖有些微之差異，但整體趨勢仍非常相似，顯示超、亞臨界流況於直線道之差異性甚低。反觀彎道時，由於超臨界流在流經彎道所產生交波現象之影響，造成兩關係曲線有較大的差異性，為避免此現象所產生之模擬誤差，因此在接續章節之分析中，便不將超臨界流納入彎道水深增量 $MaxH^*$ 、流速增量 $MaxU^*$ 及剪力增量 $Max\tau^*$ 比較分析中。

5.4.2 直線道案例影響分析

圖 5.14(a)~(c)分別為直線道 $\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 對 $MaxH^*$ 、 $MaxU^*$ 及 $Max\tau^*$ 關係圖。由圖中分別可發現 $MaxH^*$ 、 $MaxU^*$ 及 $Max\tau^*$ 均會隨 $\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 增大而變大，各參數與 $\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 間為正比關係。上述關係圖亦可用為判斷在不同流變參數下，高含砂水流相較於清水所產生的水深、流速及剪力增量值，以提供與模式使用者在分析直線道高含砂水流問題時作為參考。此外，在考慮關係曲線本身所代表之物理意義下，本關係曲線適用範圍為 $Ln(MaxH^*)$ 及 $Ln(Max\tau^*)$ 小

於 0 之部份，大於 0 之範圍則不適用。

5.4.3 彎道案例影響分析

圖 5.15 至圖 5.17 分別為彎道不同 θ_b 之 $\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 對 $MaxH^*$ 、 $MaxU^*$ 與 $Max\tau^*$ 關係圖，其中 $MaxH^*$ 、 $MaxU^*$ 及 $Max\tau^*$ 之值係取自與長度因子 θ_b 相對應之斷面處。由圖中可看出各 θ_b 之 $MaxH^*$ 、 $MaxU^*$ 及 $Max\tau^*$ 均會隨 $\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 增大而變大， $MaxH^*$ 、 $MaxU^*$ 及 $Max\tau^*$ 各參數與 $\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 間為正比關係；圖 5.15 至圖 5.17 中之關係曲線圖可作為判斷在彎道中不同 θ_b 處，於不同流變參數下，高含砂水流相較於清水所產生的水深、流速及剪力增量值，以提供與模式使用作為參考。然而，在考慮圖中各關係曲線本身所代表之物理意義下，關係曲線圖適用範圍為 $Ln(MaxH^*)$ 及 $Ln(Max\tau^*)$ 小於 0 之部份，大於 0 之範圍則不適用。

圖 5.18 為將圖 5.15 中不同 θ_b 處之 $\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 與 $MaxH^*$ 關係曲線繪於同一張圖上，在固定 $\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 的情況下，由圖中可發現 $MaxH^*$ 會隨著 θ_b 增大而變小。藉由 E_{rms} 及 ρ_c 判斷不同 θ_b 關係曲線後發現， E_{rms} 與 ρ_c 約為 0.172 及 0.987，各關係曲線間雖有些許差異，但整體仍呈現相同之趨勢。依據上述方法同樣可將圖 5.16 與圖 5.17 繪製如圖 5.19 與圖 5.20 之關係曲線圖，由圖 5.19 中亦可發現在固定 $\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 的情況下 $MaxU^*$ 會隨著 θ_b 增大而變小，圖中不同 θ_b

關係曲線之 E_{rms} 及 ρ_c 值約為 1.407 與 0.982，各關係曲線間雖有些許差異，但整體仍呈現相同之趨勢；由圖 5.20 中可發現各關係曲線間並無明顯之差異，趨勢皆相當一致，圖中不同 θ_b 關係曲線之 E_{rms} 及 ρ_c 值約為 0.027 與 0.999，顯示各關係曲線差異性極為微小。

整體而言，藉由分析不同 θ_b 關係曲線之 E_{rms} 與 ρ_c 後發現，各關係曲線間雖有些許差異，但整體仍呈現相同之趨勢，顯示 θ_b 效應對 $MaxH^*$ 、 $MaxU^*$ 與 $Max\tau^*$ 影響甚低，因此本研究於接續章節之分析中，便不將 θ_b 對 $MaxH^*$ 、 $MaxU^*$ 與 $Max\tau^*$ 影響納入高含砂效應的影響分析。

5.5 高含砂效應重要性分析

5.5.1 直線道案例

為探討高含砂效應對高含砂水流與清水流模式的影響程度，本研究在此將藉由分析 $\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 對 $MaxH^*$ 、 $MaxU^*$ 與 $Max\tau^*$ 關係，來釐清高含砂效應對兩模式間的影響程度。

5.5.1.1 $MaxH^*$ 影響分析

為區分高含砂效應對兩模式之影響程度，需對水深增量、流速增量與剪力增量作合理的定義，假設在此定義區間內高含砂效應之影響相當微小可忽略不計。首先，本研究在此定義水深增量 $MaxH^* \leq 0.01$ 時，即 $Ln(MaxH^*) = -4.61$ 時，高含砂效應的影響可忽略不計，由圖中之迴歸函數，可將圖 5.14(a) 概分為兩個部份，如圖 5.21 所示。其中，

兩區域之分界點為 $\ln\left[\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2\right] = -7.03$ 。圖中區域 I 表示高含砂效應對 $MaxH^*$ 的影響很小，可忽略不計；區域 II 表示高含砂效應會對 $MaxH^*$ 產生明顯的影響，且此影響會隨著 $\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 增大而變大。圖 5.21 可提供與模式使用者作為判斷在直線道時，模擬分析高含砂水流水深增量問題，應選用何種模式來模擬；當模擬案例位於第 I 區時，高含砂效應之影響可忽略不計，此時高含砂水流與清水流模式皆可適用；當模擬區域位於區域 II 時，高含砂之效應將會對 $MaxH^*$ 產生影響，此時採用高含砂水流模式應是較合適的選擇。

圖 5.22 為直線道 $MaxH^* - \left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 關係曲線圖，此關係曲線可視為圖 5.21 輔助關係圖，用以定量說明選用高含砂水流與清水流模式進行模擬分析高含砂水流水深增量問題時，兩模式模擬結果之差異程度。即當模式使用者在模擬分析直線道水深增量問題時，首先可藉由圖 5.21 得知應選用何種模式來進行模擬，若此案例落於區域 II 範圍內時，使用者可進一步利用圖 5.22 中迴歸函數知悉，選用高含砂水流模式與清水流模式間模擬的差異程度。

5.5.1.2 $MaxU^*$ 影響分析

本研究在此亦定義流速增量 $MaxU^* \leq 0.01$ 時，即 $\ln(MaxU^*) = -4.61$ 時，高含砂效應的影響可忽略不計，由圖中之迴歸函數，同樣可將圖 5.14(b) 概分為兩個部份，如圖 5.23 所示。其中，兩區域之分界點為

$Ln\left[\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2\right] = -7.22$ 。圖中區域 I 表示高含砂效應對 $MaxU^*$ 的影響很小，可忽略不計；區域 II 表示高含砂效應會對 $MaxU^*$ 產生明顯的影響，且此影響會隨著 $\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 增大而變大。圖 5.23 可提供與模式使用者作為判斷在直線道時，模擬分析高含砂水流流速增量問題，應選用何種模式來模擬；當模擬案例位於第 I 區時，高含砂效應之影響可忽略不計，此時高含砂水流與清水流模式皆可適用；當模擬區域位於區域 II 時，高含砂之效應將會對 $MaxU^*$ 產生影響，此時採用高含砂水流模式應是較合適的選擇。

圖 5.24 為直線道 $MaxU^* - \left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 關係曲線圖，此關係曲線可視為圖 5.23 輔助關係圖，用以定量說明選用高含砂水流與清水流模式進行模擬分析高含砂水流流速增量問題時，兩模式模擬結果之差異程度。即當模式使用者在模擬分析直線道流速增量問題時，首先可藉由圖 5.23 得知應選用何種模式來進行模擬，若此案例落於區域 II 範圍內時，使用者可進一步利用圖 5.24 中迴歸函數知悉，選用高含砂水流模式與清水流模式間模擬的差異程度。

5.5.1.3 $Max\tau^*$ 影響分析

此外，在分析直線道剪力增量時，如圖 5.14(c) 所示。由圖中可發現，即便高含砂效應已相當微小下，兩模式之模擬分析結果仍有相當之差異性存在，探就造成此結果之原因，乃是因為高含砂水流模式在

底床剪應力計算中(如式(2.15)所示)，流體密度是採用狀態函數來反映體積濃度 C_v 對含砂水流密度 ρ_m 之影響，因此即便在高含砂之效應(等號右邊前兩項)已趨於相當微小的情況下，高含砂水流模式與清水流模式仍應彼此在流體密度計算上所採用之方法不同，而仍有相當的差異性存在。

圖 5.14(c)與圖 5.25 分別為 $\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 與 ρ_m^* 對 $Max\tau^*$ 關係圖。本研究在此藉由分析上述兩無因次參數相對誤差(relative error)迴歸曲線與 $Max\tau^*$ 關係(如圖 5.26 所示)，區分 $\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 與 ρ_m^* 對 $Max\tau^*$ 影響範圍。本研究中，相對誤差之定義為 Relative error = $abs\left[\left(\tau_{model} - \tau_{regression}\right) / \tau_{regression}\right]$ ； τ_{model} = 模式模擬所得之底床剪應力； $\tau_{regression}$ = 迴歸函數計算所得之底床剪應力。

舉例說明，由圖 5.26 可發現，兩無因次參數相對誤差之迴歸曲線約相交於 $Max\tau^* = 0.43$ ($Ln(Max\tau^*) = -0.84$) 處，此交會處即為兩無因次參數對 $Max\tau^*$ 影響分界點，藉由比較兩迴歸曲線於此交會處左右兩側相對誤差值之大小，即可區分兩無因次參數對 $Max\tau^*$ 之影響範圍。將上述兩無因次參數對 $Max\tau^*$ 影響分界點 ($Ln(Max\tau^*) = -0.84$) 代入圖 5.14(c)中之迴歸函數，便可將圖 5.14(c)區分為 I 及 II 兩個區域，如圖 5.27 所示。圖中，區域 I 表示 $Max\tau^*$ 在此區域內主要是受 ρ_m^* 效應的影響；區域 II 表示 $Max\tau^*$ 在此區域內主要是受 $\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 效應的

影響。

圖 5.28 及圖 5.29 分別為直線道 $Max\tau^* - \left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 與 $Max\tau^* - \rho_m^*$ 關係曲線，上述兩關係曲線可視為圖 5.27 輔助關係圖，用以定量說明選用高含砂水流與清水流模式進行模擬分析高含砂水流剪力增量問題時，兩模式模擬結果之差異程度。當模擬案例落於圖 5.27 區域 I 範圍內時，可藉由圖 5.29 之迴歸函數來評估，選用高含砂水流模式與清水流模式間模擬的差異性；反之，若模擬案例落於圖 5.27 區域 II 範圍內，則可藉由圖 5.28 之迴歸函數來評估，選用高含砂水流模式與清水流模式間模擬的差異性。

5.5.2 彎道案例

5.5.2.1 $MaxH^*$ 影響分析

圖 5.30 為彎道 $\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 與 $MaxH^*$ 關係圖，依據前述水深增量之定義 ($MaxH^* = 0.01; Ln(MaxH^*) = -4.61$)，亦可將圖 5.30 概分為兩個部份，如圖 5.31 所示。圖中區域 I 表示高含砂效應對 $MaxH^*$ 的影響很小，可忽略不計；區域 II 表示高含砂效應會對 $MaxH^*$ 產生明顯的影響，且此影響會隨著 $\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 增大而變大。圖 5.31 可提供與模式使用者作為判斷在彎道，模擬分析高含砂水流水深增量問題，應選用何種模式來模擬。圖 5.32 為彎道 $MaxH^* - \left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 關係曲線圖，此關係曲線可視為圖 5.31 輔助關係圖，用以定量說明選用



高含砂水流與清水流模式進行模擬分析高含砂水流水深增量問題時，兩模式模擬結果之差異程度。即當模式使用者在模擬分析彎道水深增量問題時，首先可藉由圖 5.31 得知應選用何種模式來進行模擬，若此案例落於區域 II 範圍內時，使用者可進一步利用圖 5.32 中迴歸函數知悉，選用高含砂水流模式與清水流模式間模擬的差異程度。

5.5.2.2 $MaxU^*$ 影響分析

圖 5.33 為彎道 $\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 與 $MaxU^*$ 關係圖，依據前述流速增量之定義 ($MaxU^* = 0.01; Ln(MaxU^*) = -4.61$)，亦可將圖 5.33 概分為兩個部份，如圖 5.34 所示。圖中區域 I 表示高含砂效應對 $MaxU^*$ 的影響很小，可忽略不計；區域 II 表示高含砂效應會對 $MaxU^*$ 產生明顯的影響，且此影響會隨著 $\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 增大而變大。圖 5.34 可提供與模式使用者作為判斷在彎道，模擬分析高含砂水流流速增量問題，應選用何種模式來模擬。圖 5.35 為彎道 $MaxU^* - \left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 關係曲線圖，此關係曲線可視為圖 5.34 輔助關係圖，用以定量說明選用高含砂水流與清水流模式進行模擬分析高含砂水流流速增量問題時，兩模式模擬結果之差異程度。即當模式使用者在模擬分析彎道流速增量問題時，首先可藉由圖 5.34 得知應選用何種模式來進行模擬，若此案例落於區域 II 範圍內時，使用者可進一步利用圖 5.35 中迴歸函數知悉，選用高含砂水流模式與清水流模式間模擬的差異程度。

5.5.2.3 $Max\tau^*$ 影響分析

此外，在分析彎道剪力增量時，如圖 5.36 所示。亦可發發現，即便在高含砂效應已相當微小下，兩模式模擬分析結果仍有相當之差異性存在，造成此現象之原因乃是因為高含砂水流模式在底床剪應力計算中(如式(2.15)所示)，流體密度是採用狀態函數來反映體積濃度 C_v 對含砂水流密度 ρ_m 之影響，因此即便在高含砂之效應(等號右邊前兩項)已趨於相當微小的情況下，高含砂水流模式與清水流模式仍應彼此在流體密度計算上所採用之方法不同，而仍有相當的差異性存在。

圖 5.36 與圖 5.37 分別為彎道 $\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 與 ρ_m^* 對 $Max\tau^*$ 關係圖，藉由分析上述兩無因次參數相對誤差迴歸曲線與 $Max\tau^*$ 關係，同樣可將 $\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 與 ρ_m^* 對 $Max\tau^*$ 之影響範圍區分為二個區域，如圖 5.38 所示。圖中，區域 I 表示 $Max\tau^*$ 在此區域內主要是受 ρ_m^* 效應的影響；區域 II 表示 $Max\tau^*$ 在此區域內主要是受 $\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 效應的影響。圖 5.39 及圖 5.40 分別為彎道 $Max\tau^* - \left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 與 $Max\tau^* - \rho_m^*$ 關係曲線，上述兩關係曲線可視為圖 5.38 輔助關係圖，用以定量說明選用高含砂水流與清水流模式進行模擬分析高含砂水流剪力增量問題時，兩模式模擬結果之差異程度。當模擬案例落於圖 5.38 區域 I 範圍內時，可藉由圖 5.40 之迴歸函數來評估，選用高含砂

水流模式與清水流模式間模擬的差異性；反之，若模擬案例落於圖 5.38 區域 II 範圍內，則可藉由圖 5.39 之迴歸函數來評估，選用高含砂水流模式與清水流模式間模擬的差異性。

綜觀上述，將來模式使用者若要模擬分析高含砂水流水深增量問題時，即可藉由本研究圖 5.21 與圖 5.31 來選用適合的模式進行模擬，亦可透過圖 5.22 與圖 5.32 來判斷選用不同模式模擬時，所造成的差異性。若要模擬分析高含砂水流流速增量問題時，則可藉由本研究圖 5.23 與圖 5.34 來選用適合的模式進行模擬，亦可透過圖 5.24 與圖 5.35 來判斷選用不同模式模擬時，所造成的差異性。此外，若要模擬分析高含砂水流剪力增量問題時，則因高含砂水流與清水流兩模式間，在底床剪應力中流體密度計算上的差異性，因此皆須選用高含砂水流模式進行模擬，以避免造成模擬分析上之誤差，兩模式間模擬差異程度可由圖 5.28、圖 5.29、圖 5.39 與圖 5.40 判斷得知。另外，在應用本關係曲線時仍需注意，關係曲線適用範圍為 $\ln(\text{Max}H^*)$ 與 $\ln(\text{Max}\tau^*)$ 小於 0 之部分，大於 0 之範圍則不適用。

表 5.1 輸入變數統計特性表

	流量 (m^3/s)	體積濃 度 Cv	Chezy 係數 ($m^{1/2}/s$)	層流阻力 係數 K	土砂 比重 G_s	賓漢黏 滯係數 係數項 α_1	賓漢黏 滯係數 指數項 β_1	賓漢降 伏應力 係數項 α_2	賓漢降 伏應力 指數項 β_2
參數範 圍	0.025 ~10	0.01 ~0.5	10 ~70	24 ~500	2.6 ~2.9	3.73×10^{-5} ~0.3241	36.6 ~22.1	0.0588 ~0.1459	25.9 ~1.71
平均值	5.3375	0.252	40	230.4	2.75	0.0629	18.7117	0.7042	16.1213
標準偏 差	3.7435	0.184	21.6025	206.8932	0.1291	0.1289	10.1535	0.9688	8.1161



表 5.2 測試案例一覽表

案例編號	單寬流量 (m^2/s)	渠道寬度 (m)	曲率半徑 (m)	渠道坡度 ($\times 10^{-3}$)	Chezy 係 數 ($m^{1/2}/s$)	體積濃 度 Cv (%)	賓漢黏滯 係數係數 項 α_1	賓漢黏滯 係數指數 項 β_1	賓漢降伏 應力係數 項 α_2	賓漢降伏 應力指數 項 β_2	層流阻力 係數 K	土砂比 重 G_s
1~120	0.0022~ 3.1832	3、9、12、 15	50	50	10.0625~ 67.6637	1~50	0.00004~ 0.01254	8.35019~ 35.99095	0.02568~ 2.58988	4.21671~ 25.87099	34.2524~ 465.2787	2.6~2.9
121~295	0.0055~ 1.6580	6	25、75、 100、125、 150	50	10.0625~ 68.2666	1~50	0.00005~ 0.01254	8.35016~ 35.99127	0.05352~ 2.58988	4.10035~ 25.871	34.2526~ 465.2783	2.6~2.9
296~425	0.0053~ 1.6580	6	50	20、40、 60、80	12.4154~ 68.4883	1~50	0.00007~ 0.01109	8.4367~ 34.7756	0.03496~ 2.58988	4.10057~ 25.75638	31.9633~ 476.0557	2.6~2.9
426~595	0.0166~ 3.0822	3、6、9、 12、15	50	1.0	13.1155~ 67.6637	1~50	0.00004~ 0.01254	8.35019~ 35.99095	0.02568~ 2.58988	4.10035~ 25.87099	34.252~ 465.279	2.6~2.9
596~790	0.2102~ 1.6580	6	25、75、 100、125、 150	1.0	13.1155~ 67.6636	1~50	0.00006~ 0.01254	8.35016~ 35.28976	0.03496~ 2.58988	4.10057~ 25.8710	34.253~ 476.056	2.6~2.9
791~928	0.2102~ 1.5996	6	50	2.5、5.0、 7.5、10.0	12.4154~ 62.0840	1~50	0.00008~ 0.01109	8.43675~ 34.06437	0.03032~ 2.53594	4.69625~ 25.75635	31.963~ 476.054	2.6~2.9

表 5.3 流變參數一覽表

作者	賓漢降伏應力 ($dyne/cm^2$)	賓漢黏滯係數 ($dyne \cdot s/cm^2$)	中值粒徑 D50(mm)	土樣來源	體積濃度 (%)
Iida (1938)		$3.73 \times 10^{-5} e^{36.6C_v}$			
Chien and Ma (1958)	$5.88 \times 10^{-2} e^{(19.1 \sim 32.7)C_v}$		0.0058	包頭沙、官寧沙、舊塘沽砂、新塘沽砂	15~50
Dai et al.(1980)	$2.60 e^{17.48C_v}$	$7.5 \times 10^{-3} e^{14.39C_v}$	0.013		5~35
Kang and Zhang (1980)	$1.75 e^{7.82C_v}$	$4.05 \times 10^{-2} e^{8.29C_v}$	0.1~0.2		15~50
Qian et al.(1980)	$1.36 \times 10^{-3} e^{21.2C_v} \sim 5.0 \times 10^{-2} e^{15.48C_v}$				20~50
Fei (1980)	$1.66 \times 10^{-1} e^{25.6C_v} \sim 4.7 \times 10^{-3} e^{22.2C_v}$				10~50
O'Brien and Julien (1986)	$2.91 \times 10^{-1} e^{29.8C_v} \sim 7.07 \times 10^{-4} e^{10.4C_v}$	$6.48 \times 10^{-1} e^{33.1C_v} \sim 2.01 \times 10^{-4} e^{6.2C_v}$	0.034~0.11	Colorado Rocky Mountains	10~50
余，詹(1997)	$0.811 e^{13.72C_v}$	$0.00462 e^{11.24C_v}$	0.04	南投信義鄉神木村	>21
盧(2007)	$0.157 \times e^{1.71C_v}$	$0.00047 e^{22.1C_v}$	0.125	南投縣東埔蚋溪	

表 5.4 彎道 $MaxH^*$ 不同 θ_b 之 E_{rms} 與 ρ_c 表

	$\theta_b =$ 0.0278	$\theta_b =$ 0.0556	$\theta_b =$ 0.0833	$\theta_b =$ 0.1111	$\theta_b =$ 0.1389	$\theta_b =$ 0.1667	$\theta_b =$ 0.1944	$\theta_b =$ 0.2222	$\theta_b =$ 0.2500
E_{rms}	0.084	0.137	0.167	0.181	0.188	0.193	0.201	0.214	0.224
ρ_c	0.967	0.902	0.833	0.789	0.772	0.762	0.752	0.736	0.699

表 5.5 彎道 $MaxU^*$ 不同 θ_b 之 E_{rms} 與 ρ_c 表

	$\theta_b =$ 0.0278	$\theta_b =$ 0.0556	$\theta_b =$ 0.0833	$\theta_b =$ 0.1111	$\theta_b =$ 0.1389	$\theta_b =$ 0.1667	$\theta_b =$ 0.1944	$\theta_b =$ 0.2222	$\theta_b =$ 0.2500
E_{rms}	283.431	221.304	165.827	136.958	133.018	143.180	133.296	114.485	115.000
ρ_c	0.914	0.920	0.939	0.948	0.955	0.964	0.982	0.988	0.984

表 5.6 彎道 $Max\tau^*$ 不同 θ_b 之 E_{rms} 與 ρ_c 表

	$\theta_b =$ 0.0278	$\theta_b =$ 0.0556	$\theta_b =$ 0.0833	$\theta_b =$ 0.1111	$\theta_b =$ 0.1389	$\theta_b =$ 0.1667	$\theta_b =$ 0.1944	$\theta_b =$ 0.2222	$\theta_b =$ 0.2500
E_{rms}	0.103	0.092	0.080	0.075	0.074	0.076	0.078	0.081	0.087
ρ_c	0.987	0.990	0.991	0.990	0.990	0.990	0.990	0.989	0.990

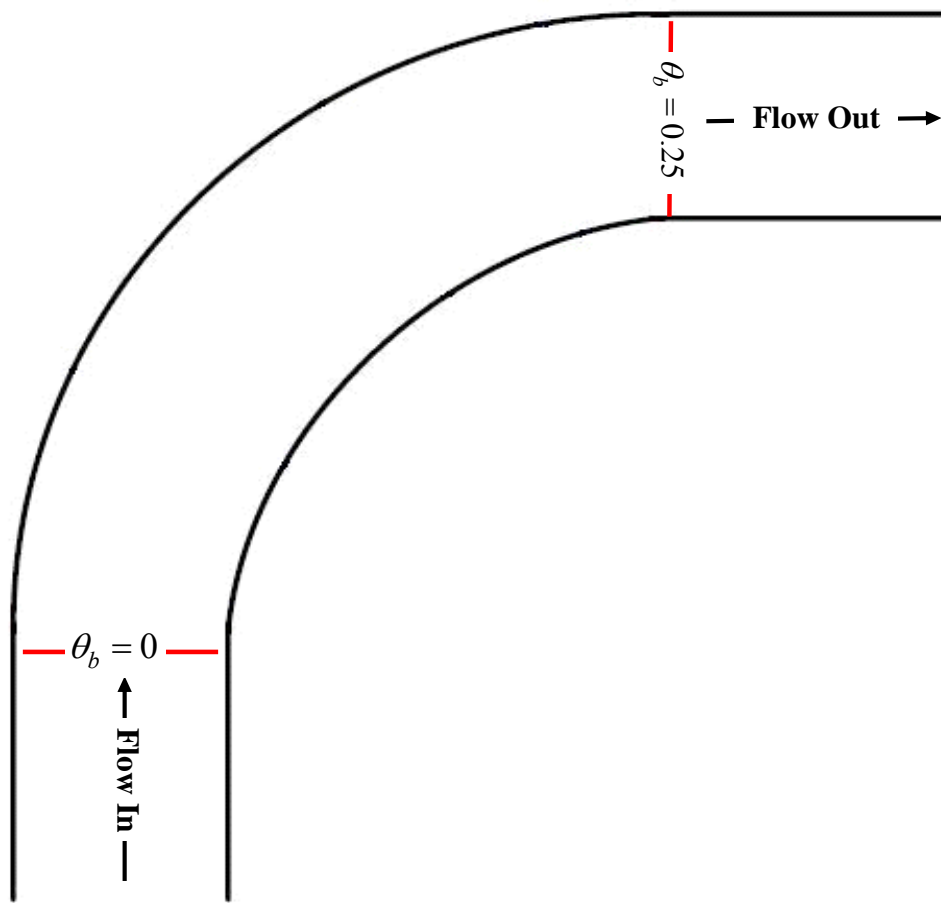


圖 5.1 設計案例渠道示意圖

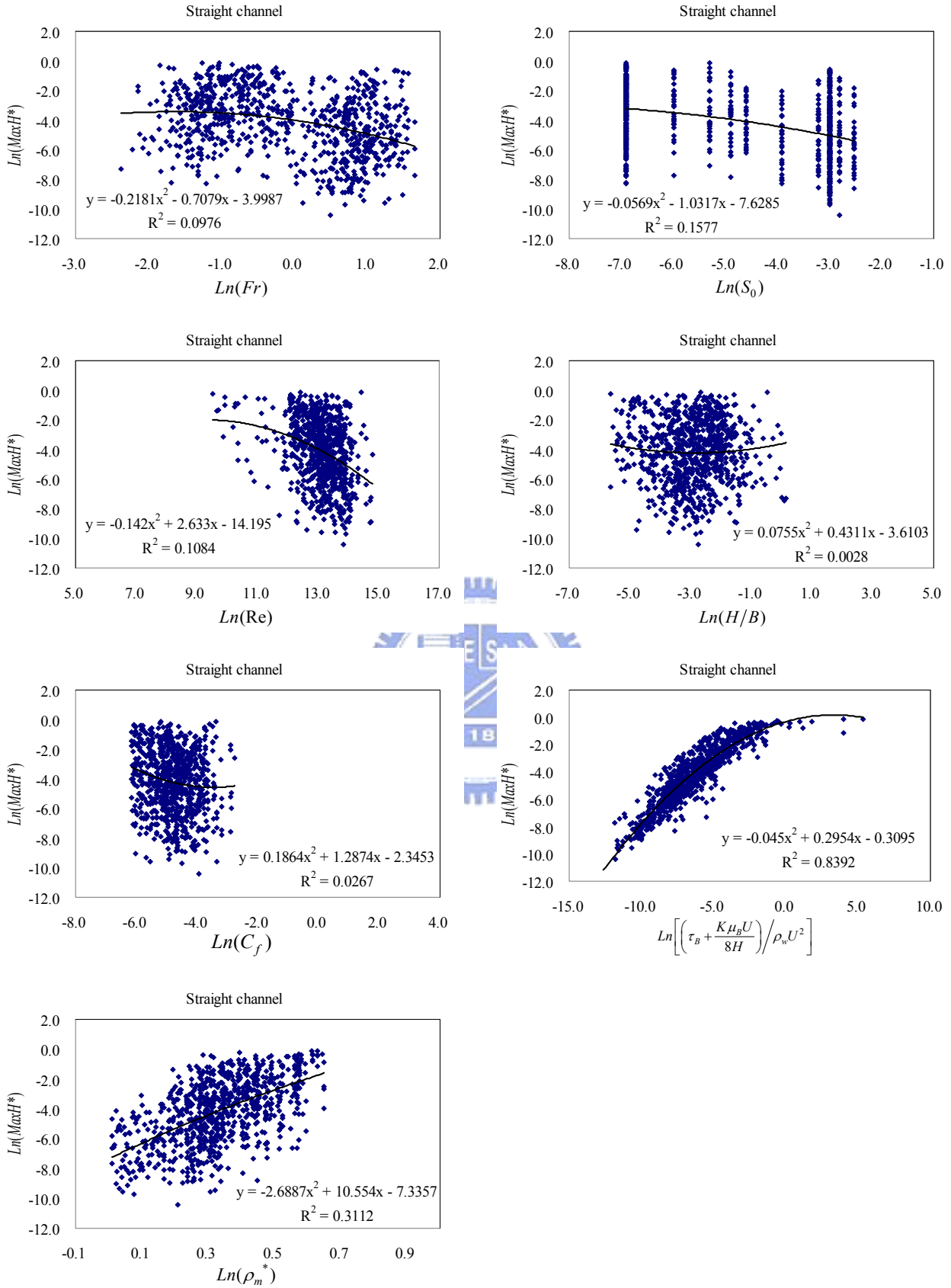


圖 5.2 直線道 $\text{Max}H^*$ 與無因次參數關係圖

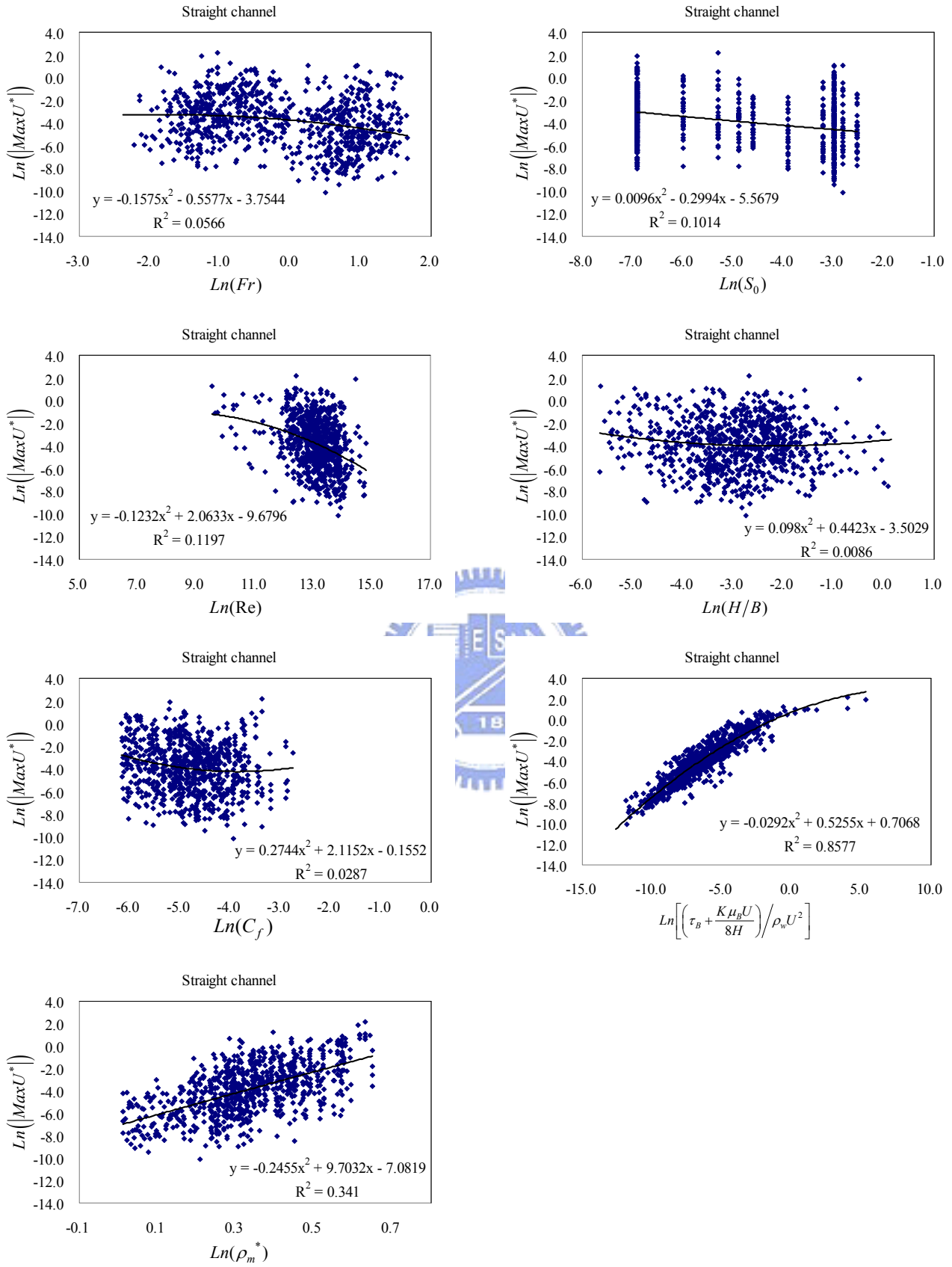


圖 5.3 直線道 $MaxU^*$ 與無因次參數關係圖

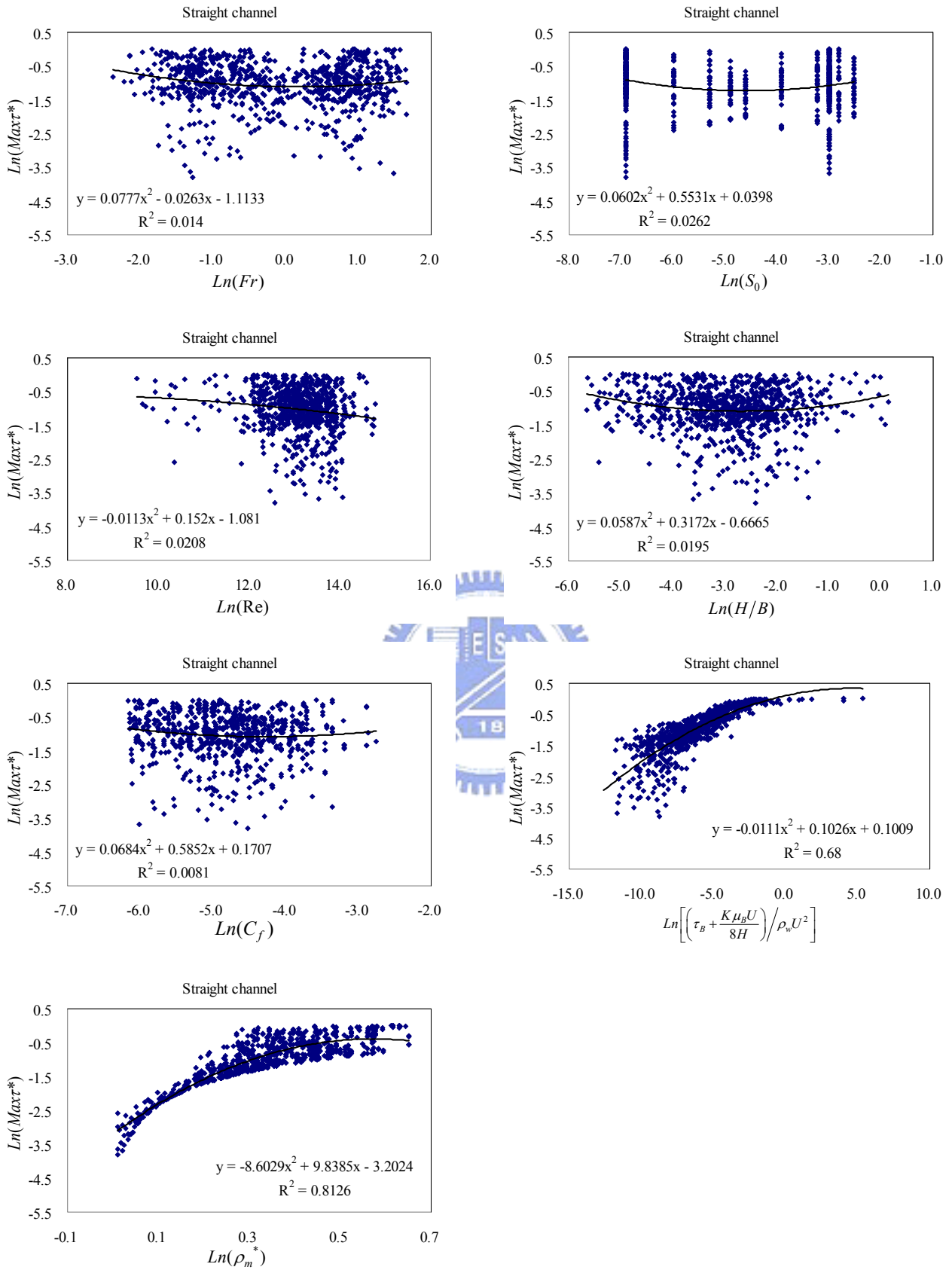
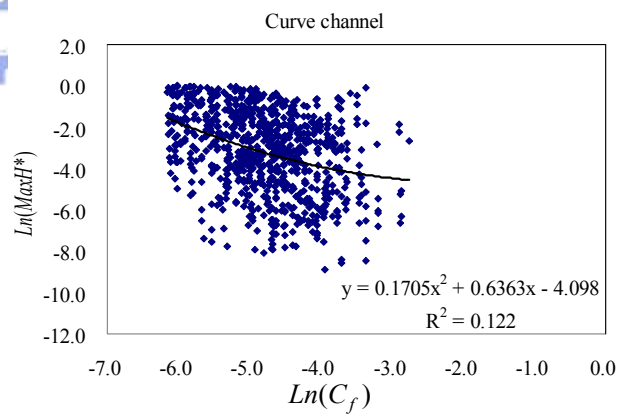
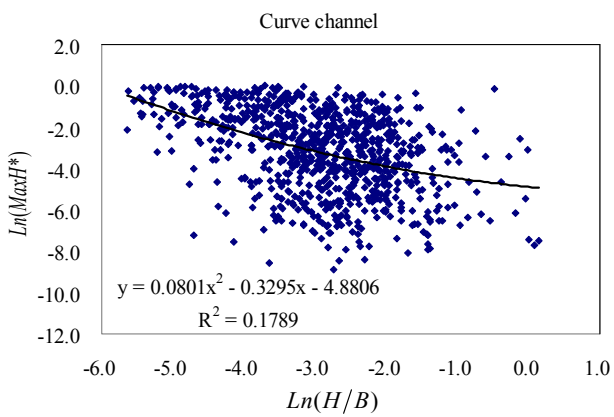
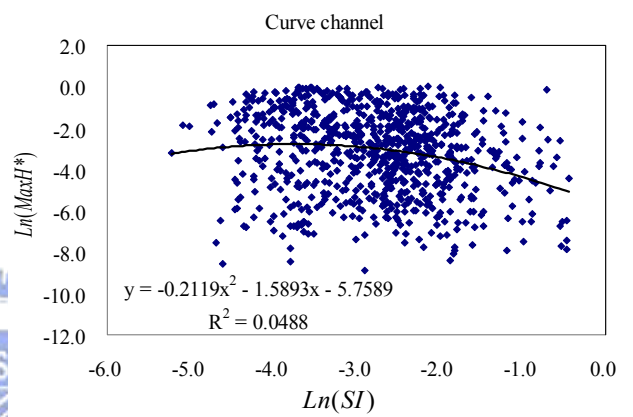
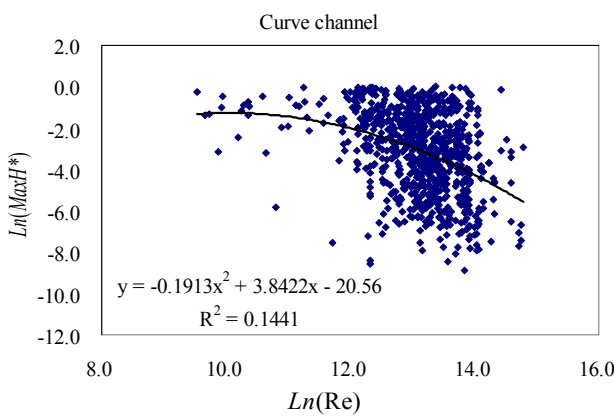
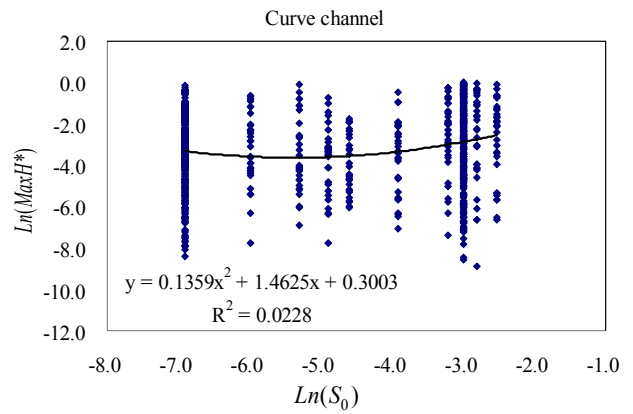
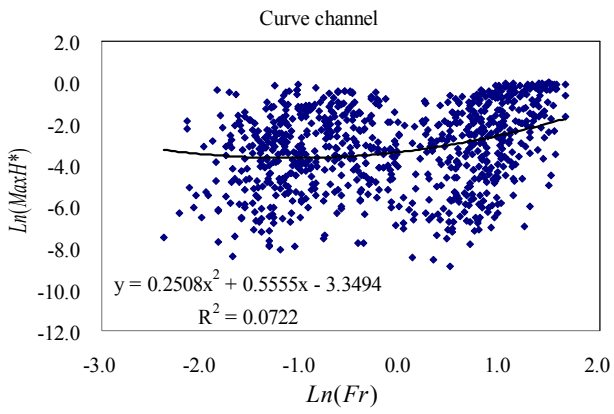


圖 5.4 直線道 $\text{Max}\tau^*$ 與無因次參數關係圖



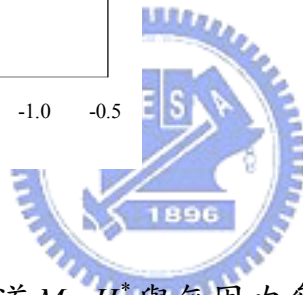
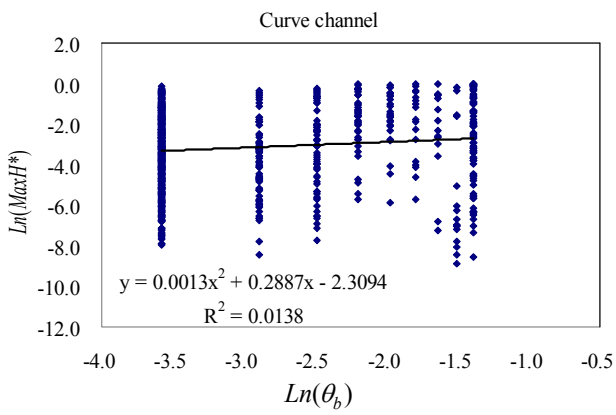
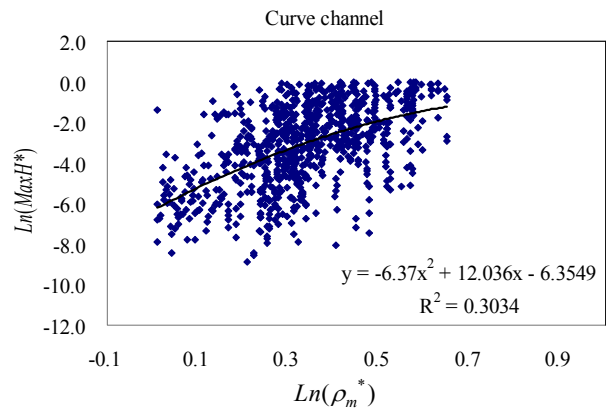
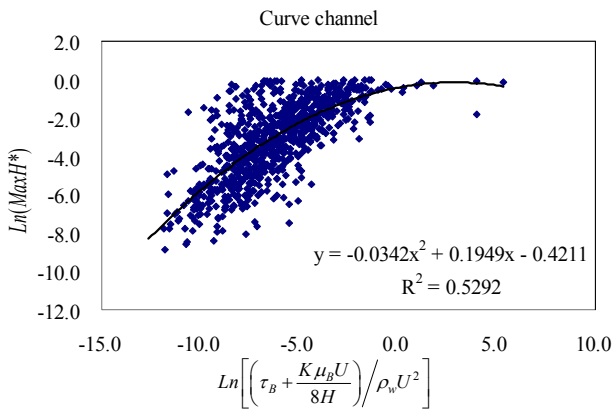
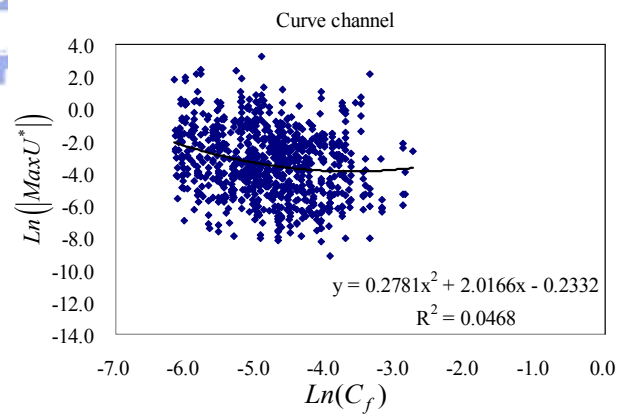
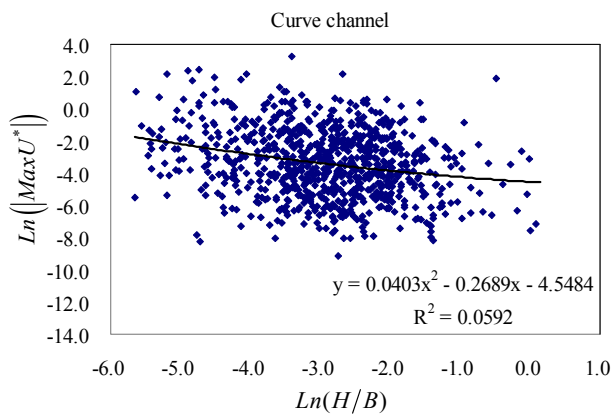
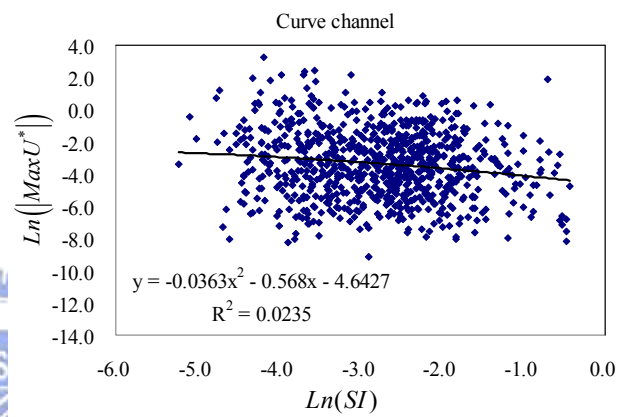
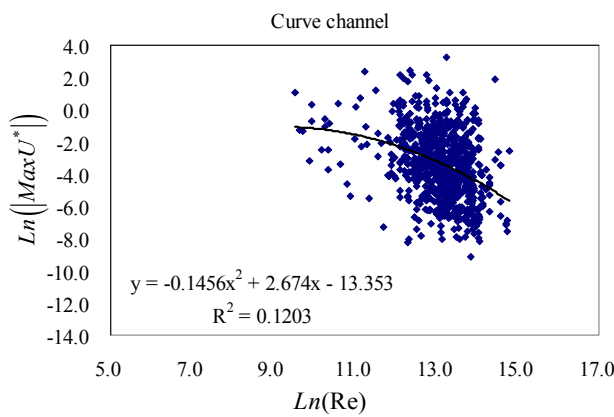
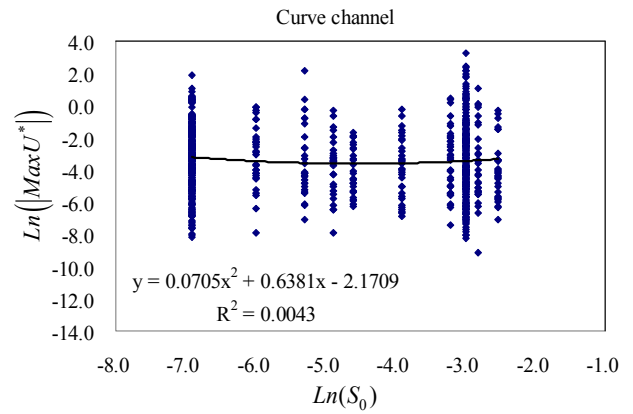
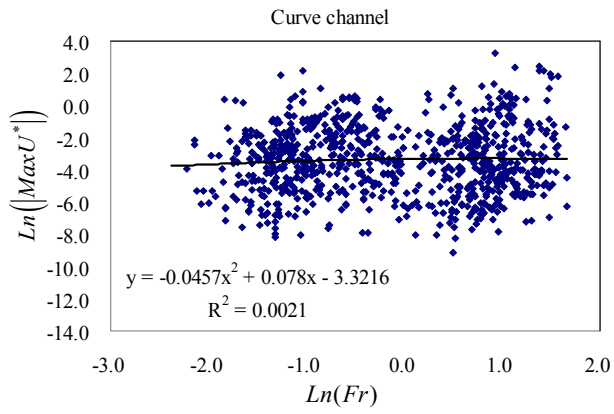


圖 5.5 彎道 $\text{Max}H^*$ 與無因次參數關係圖



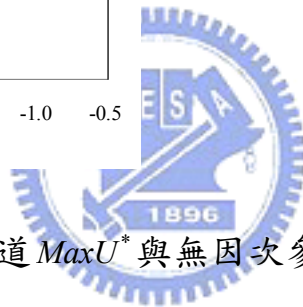
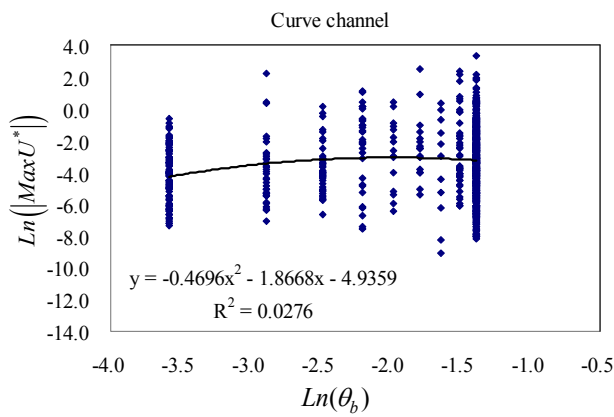
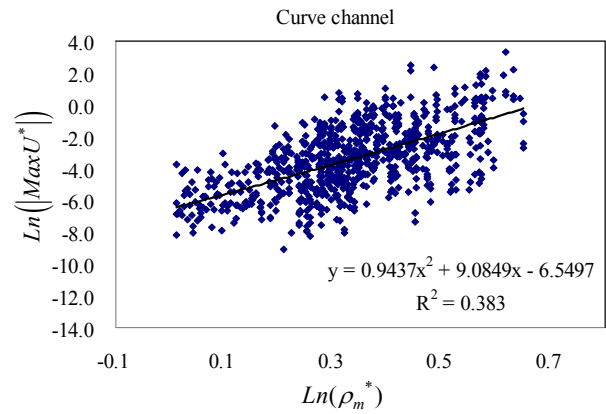
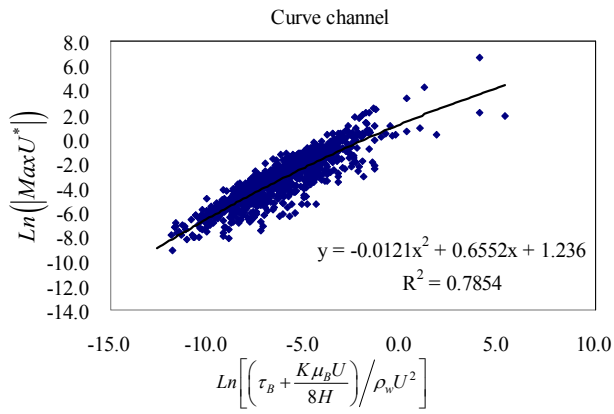
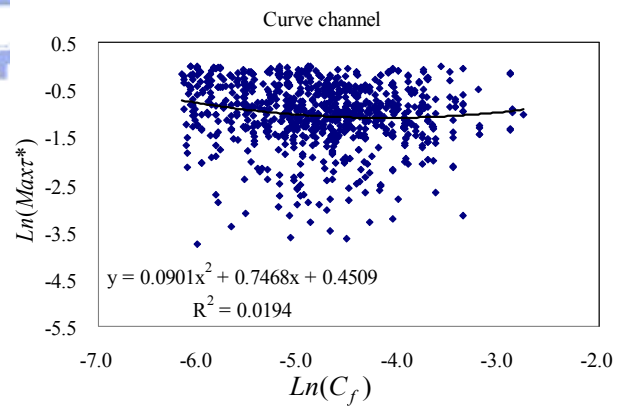
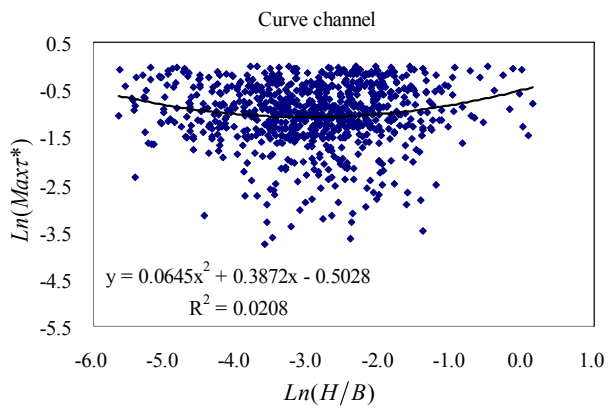
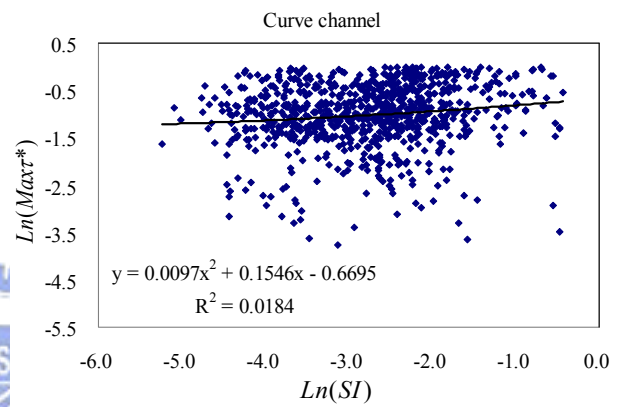
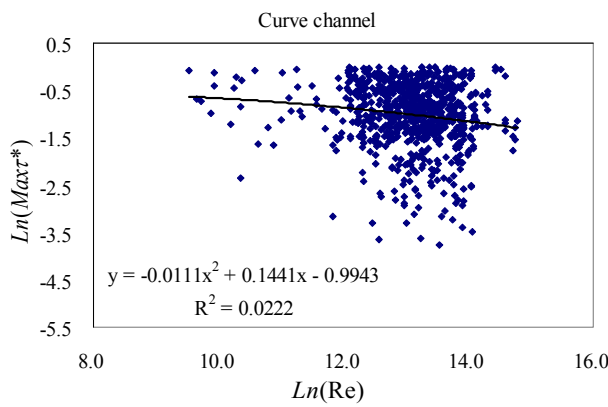
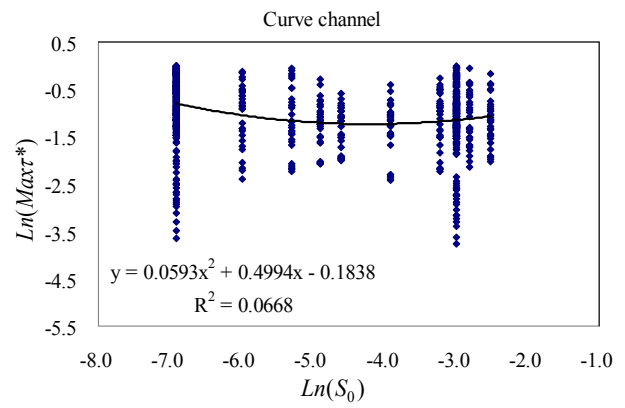
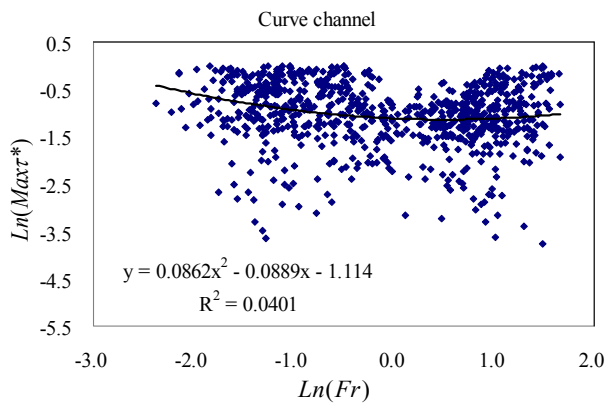


圖 5.6 彎道 $MaxU^*$ 與無因次參數關係圖



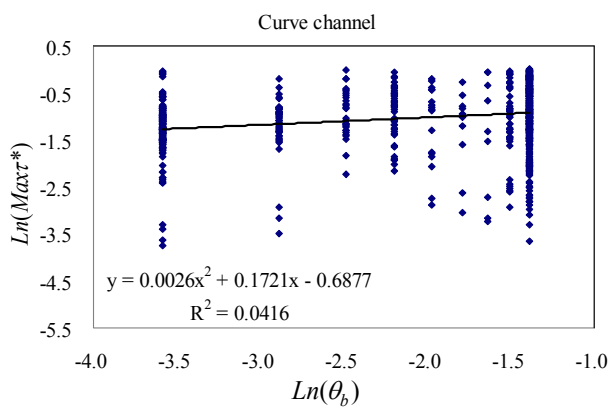
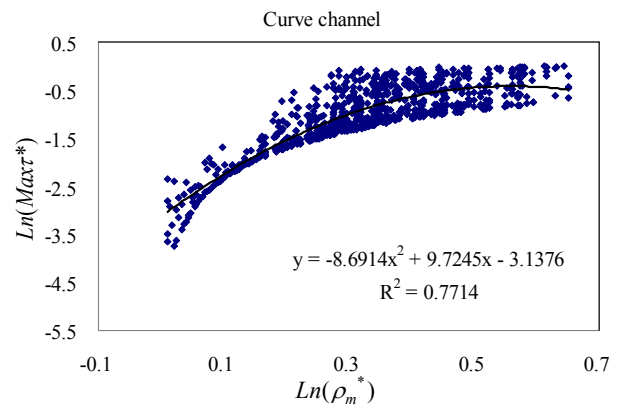
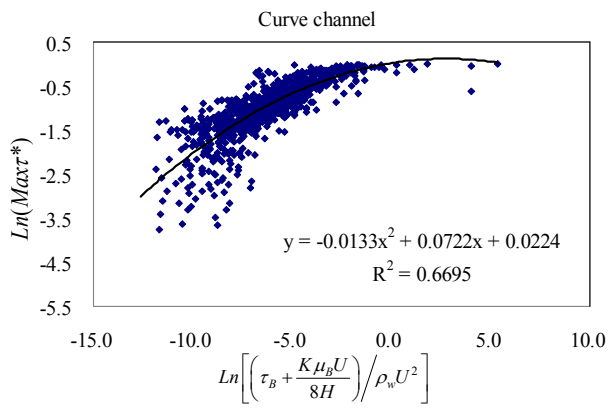


圖 5.7 彎道 $Max\tau^*$ 與無因次參數關係圖

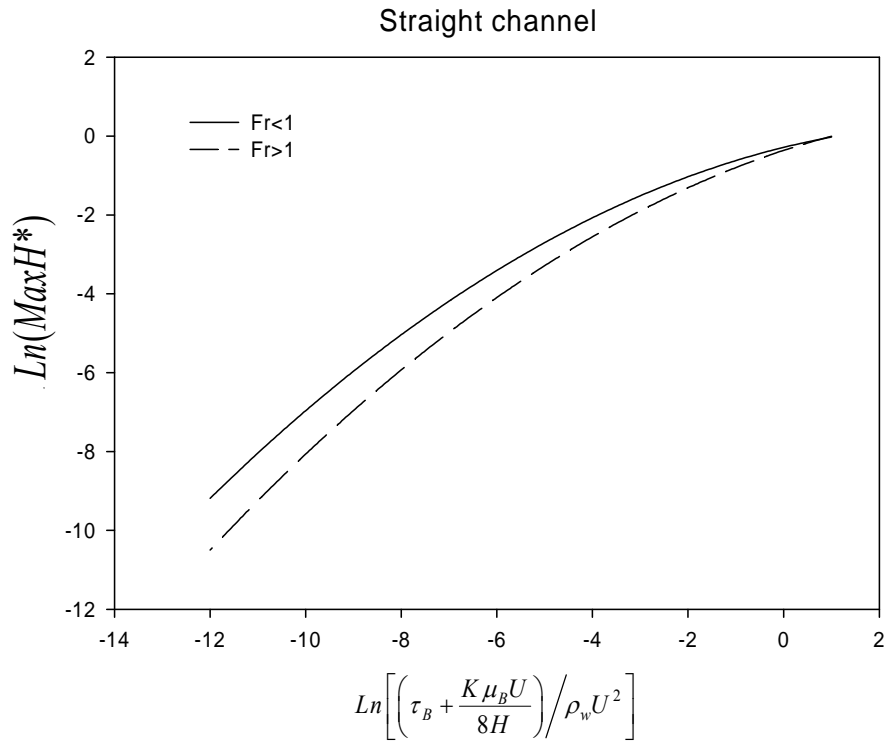


圖 5.8 福祿數效應對直線道 $MaxH^*$ 影響分析圖

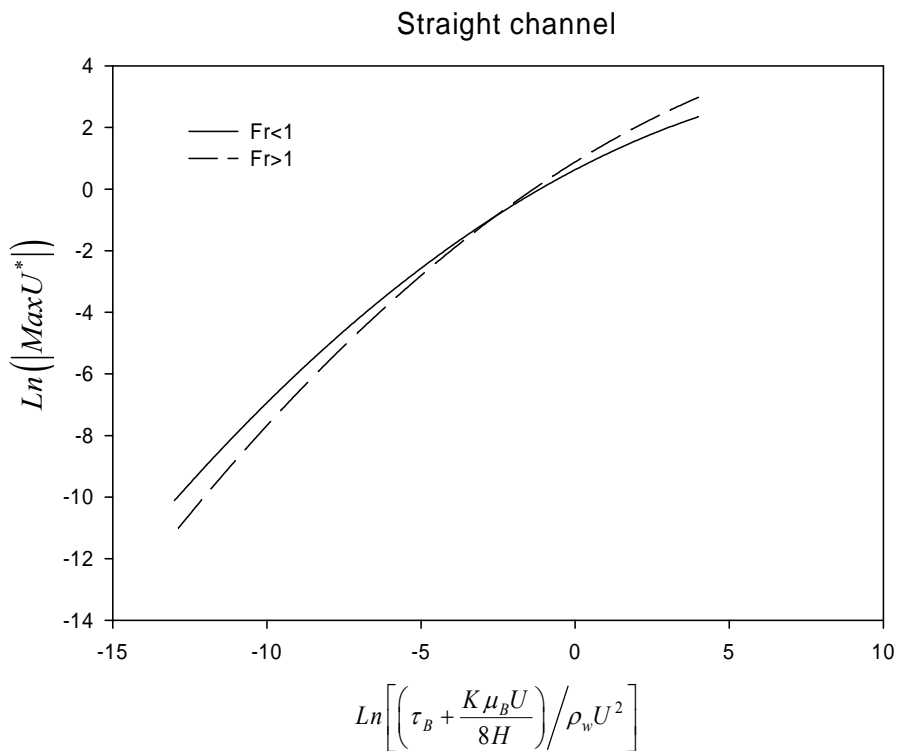


圖 5.9 福祿數效應對直線道 $MaxU^*$ 影響分析圖

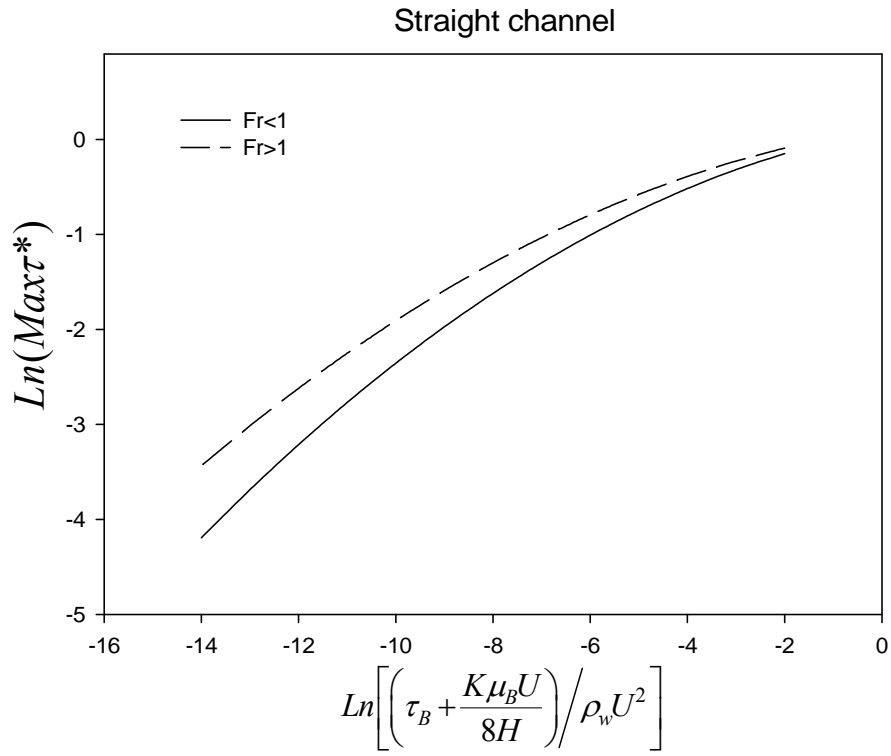
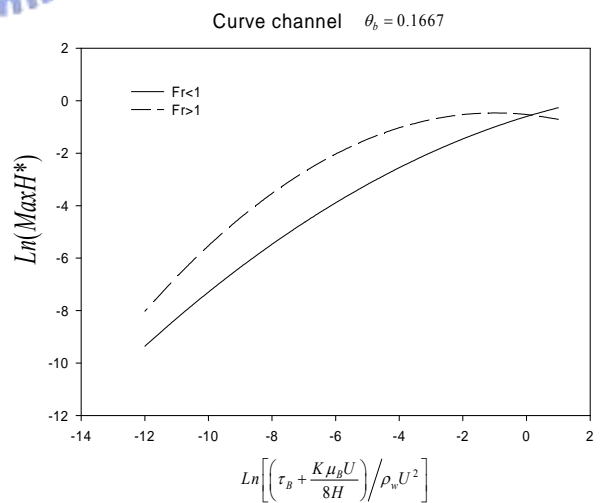
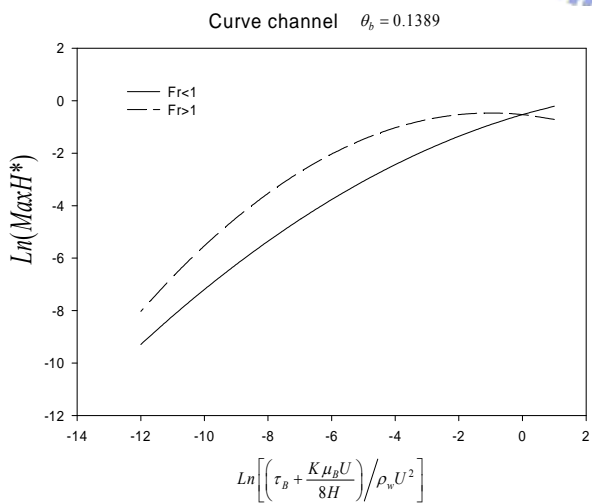
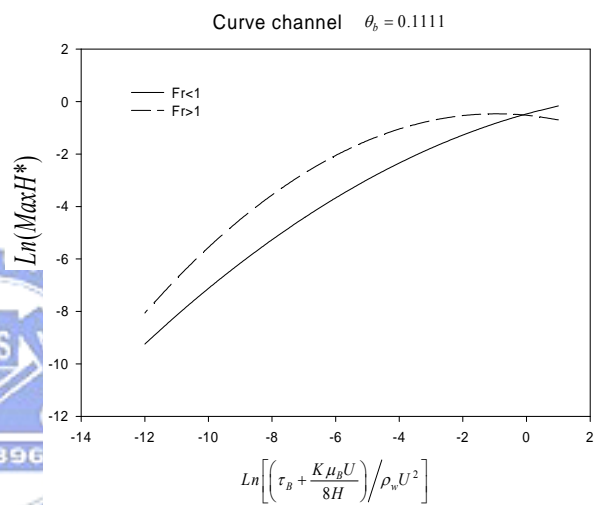
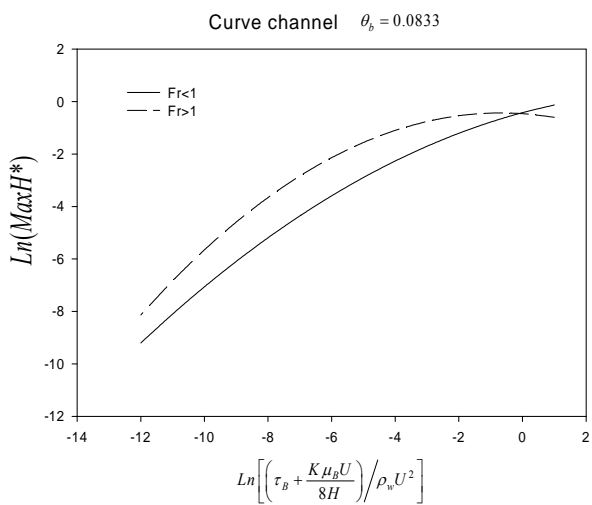
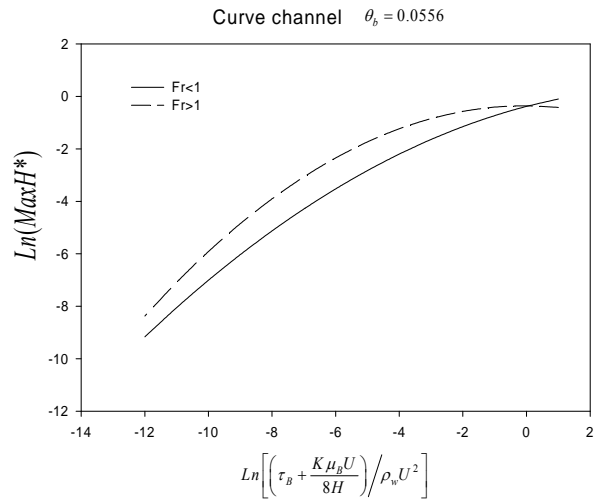
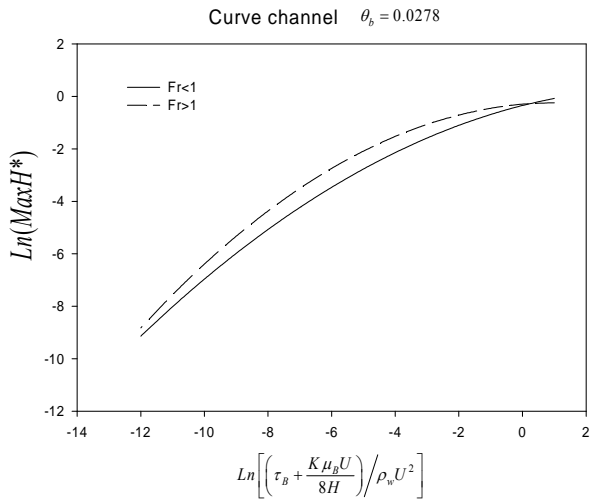


圖 5.10 福祿數效應對直線道 $Max\tau^*$ 影響分析圖





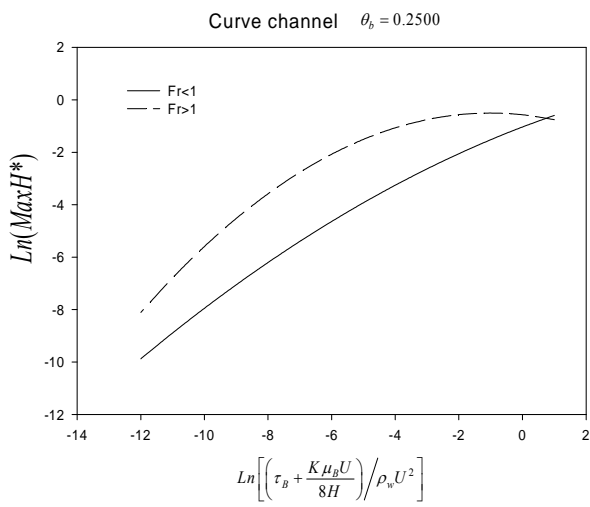
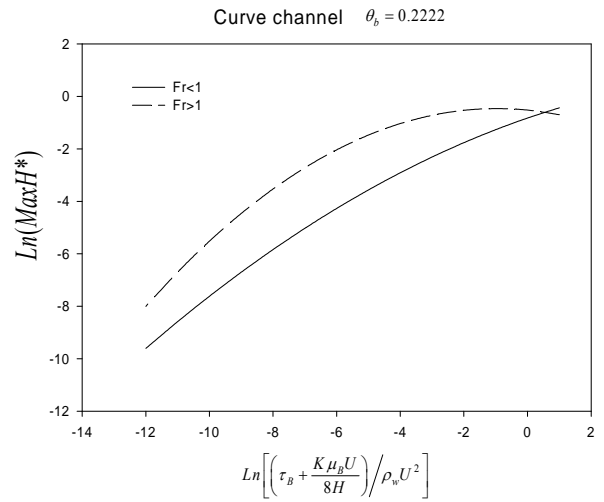
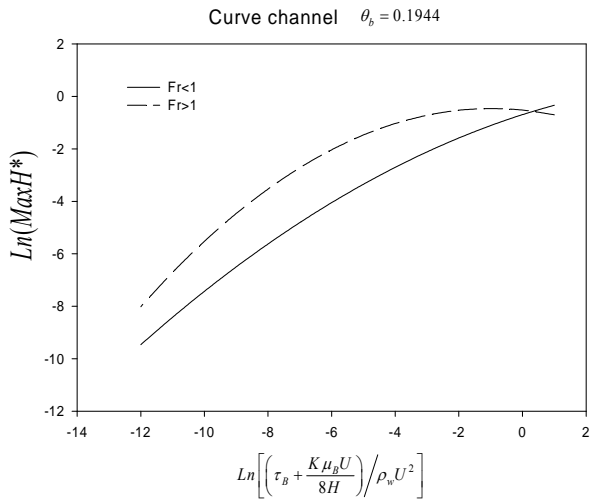
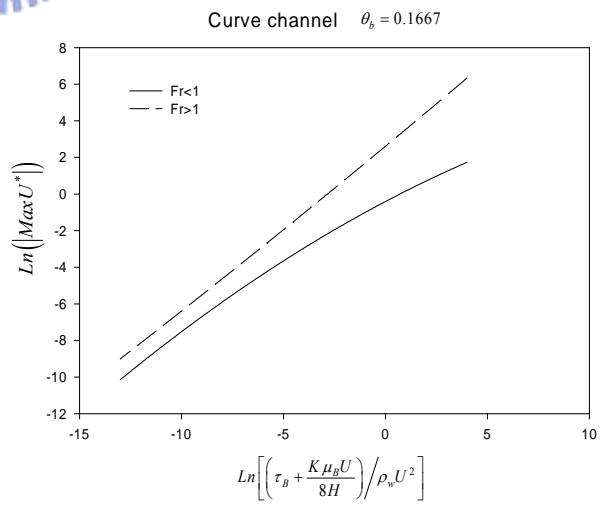
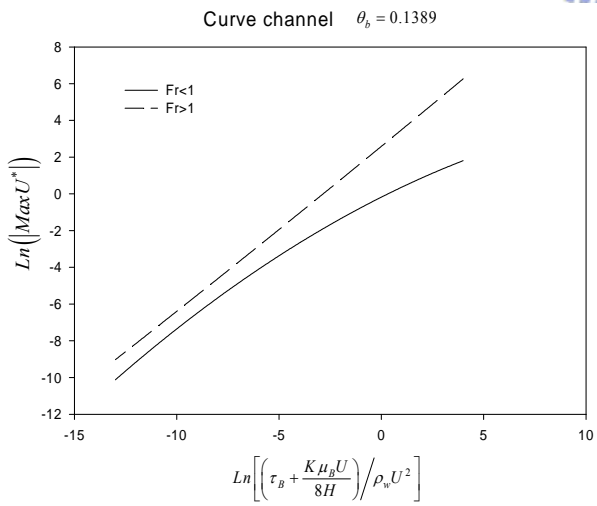
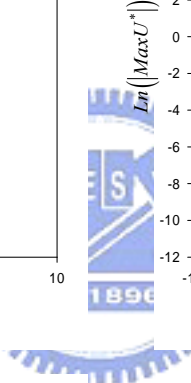
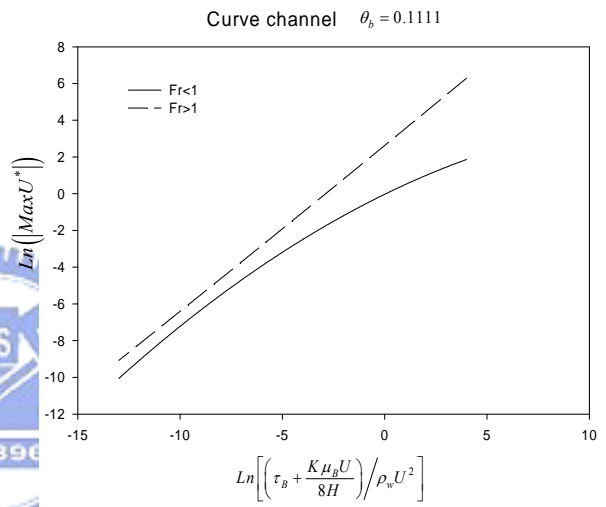
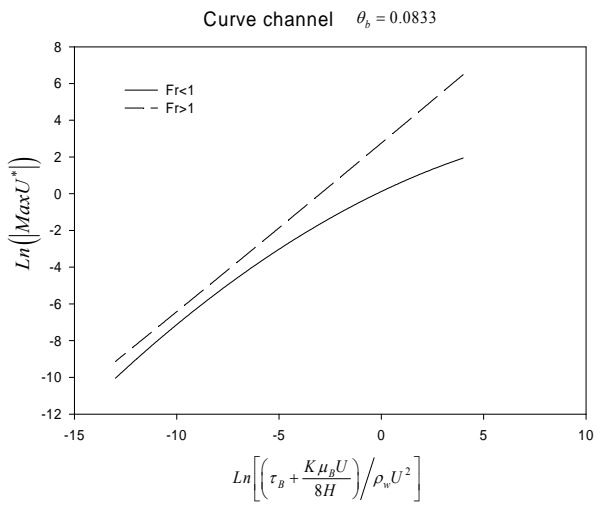
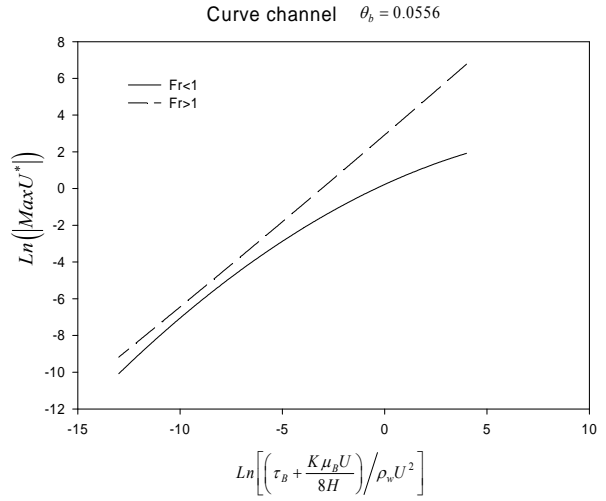
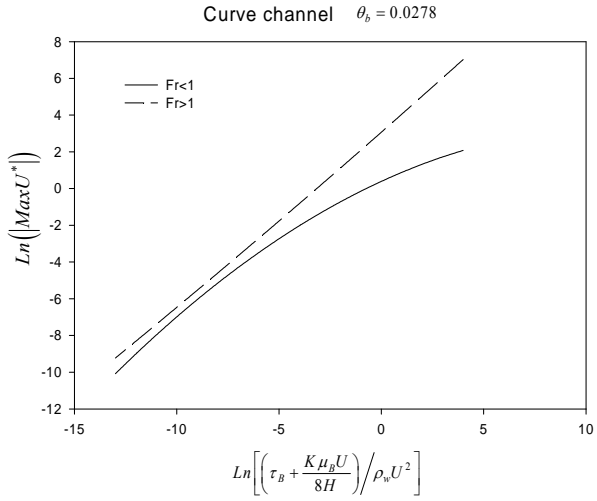


圖 5.11 福祿數效應對彎道 $\text{Max}H^*$ 影響分析圖



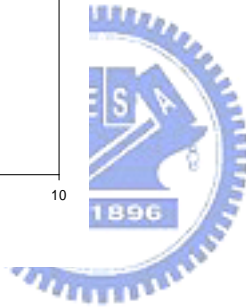
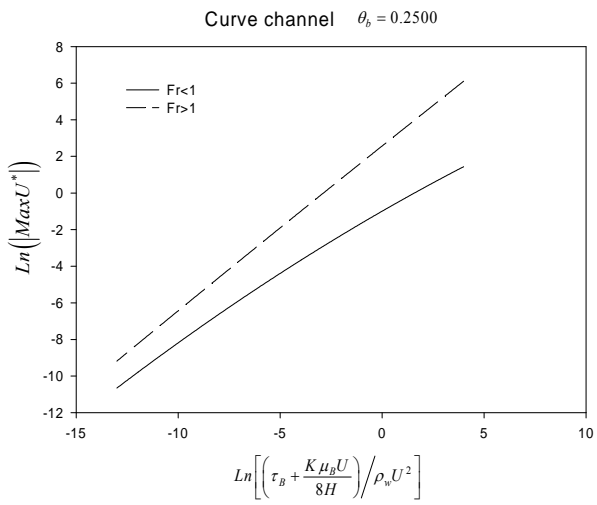
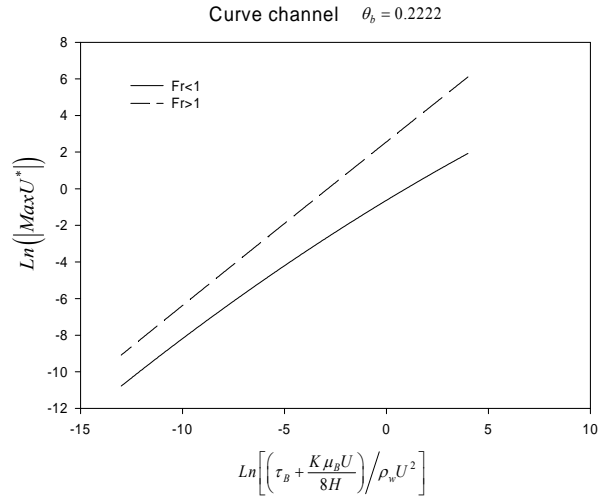
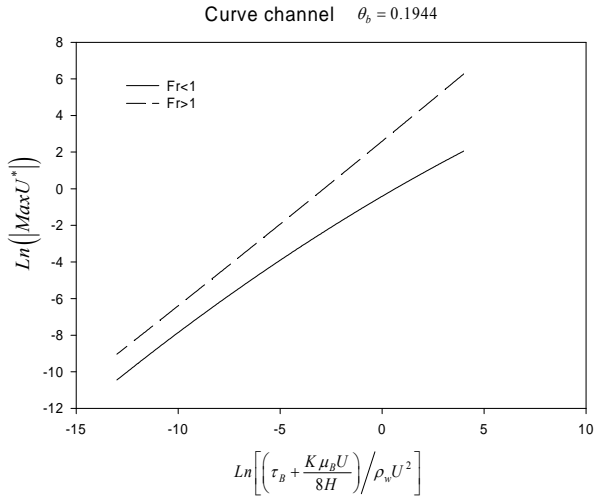
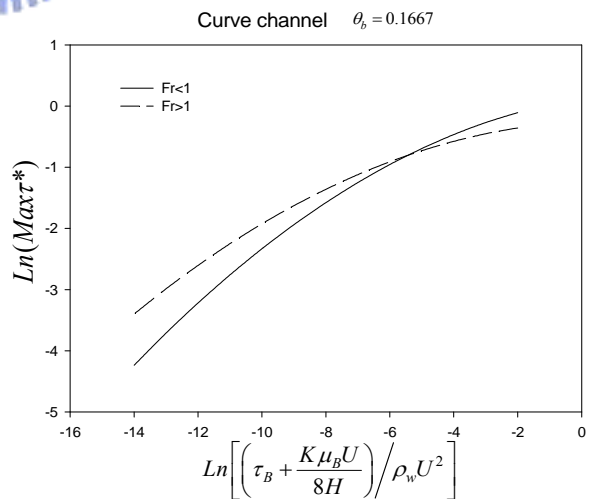
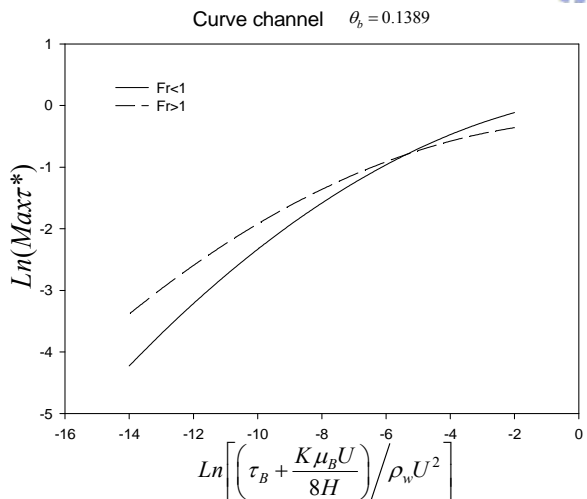
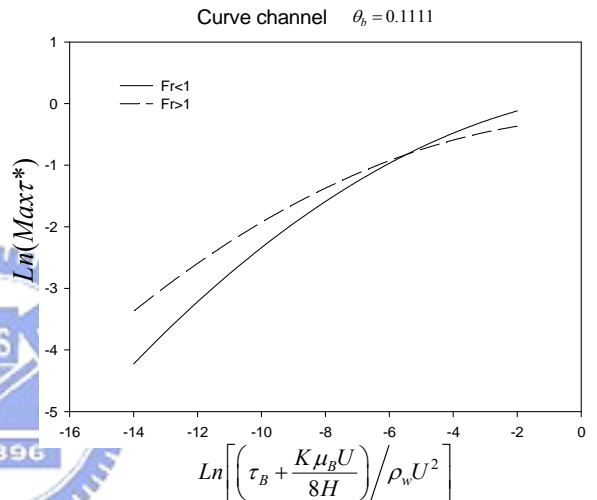
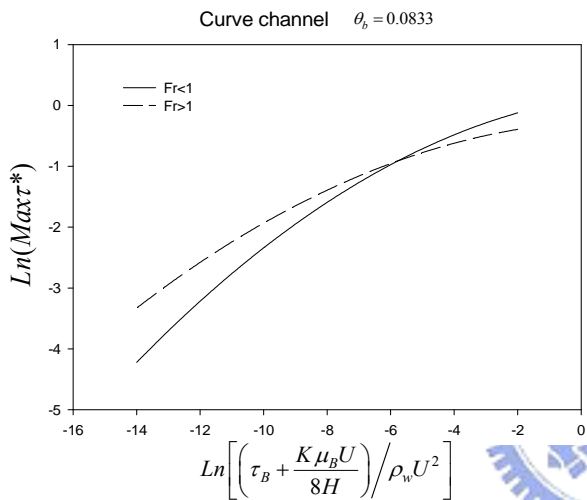
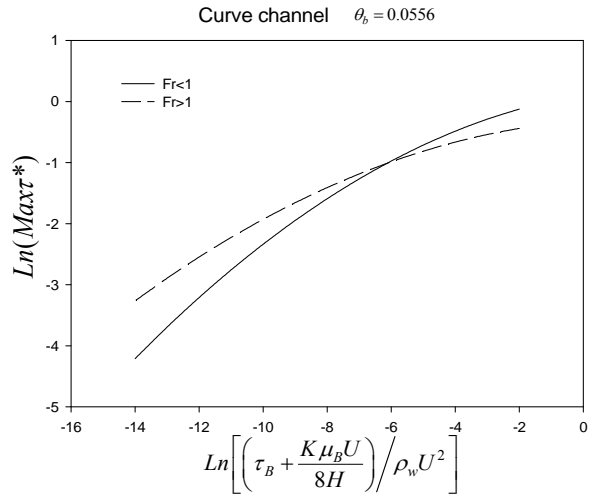
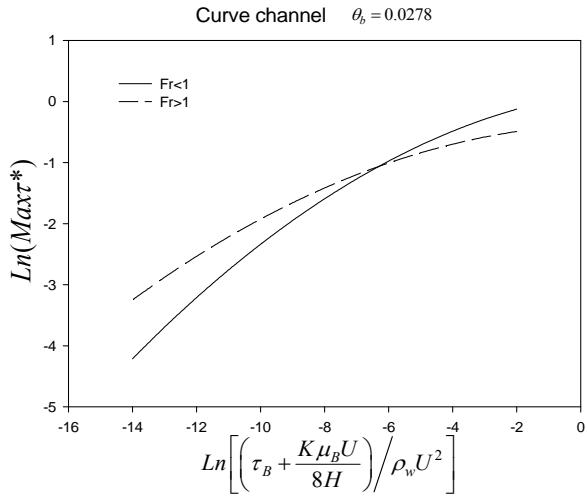


圖 5.12 福祿數效應對彎道 $\text{Max}U^*$ 影響分析圖



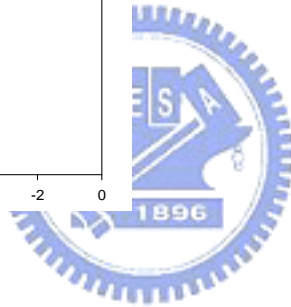
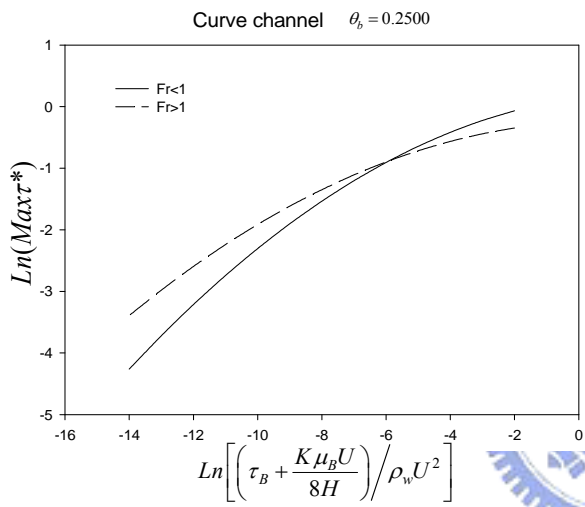
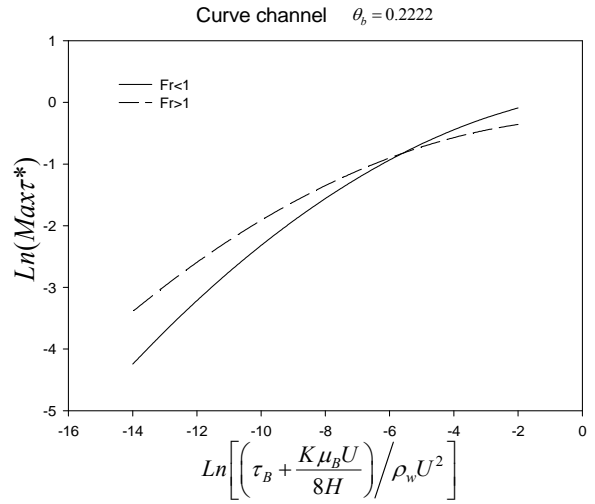
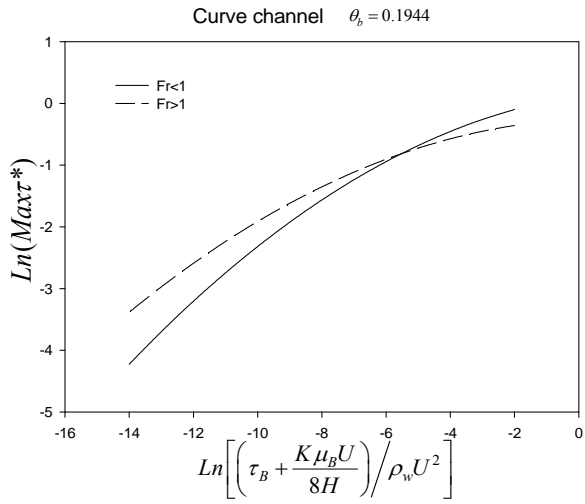
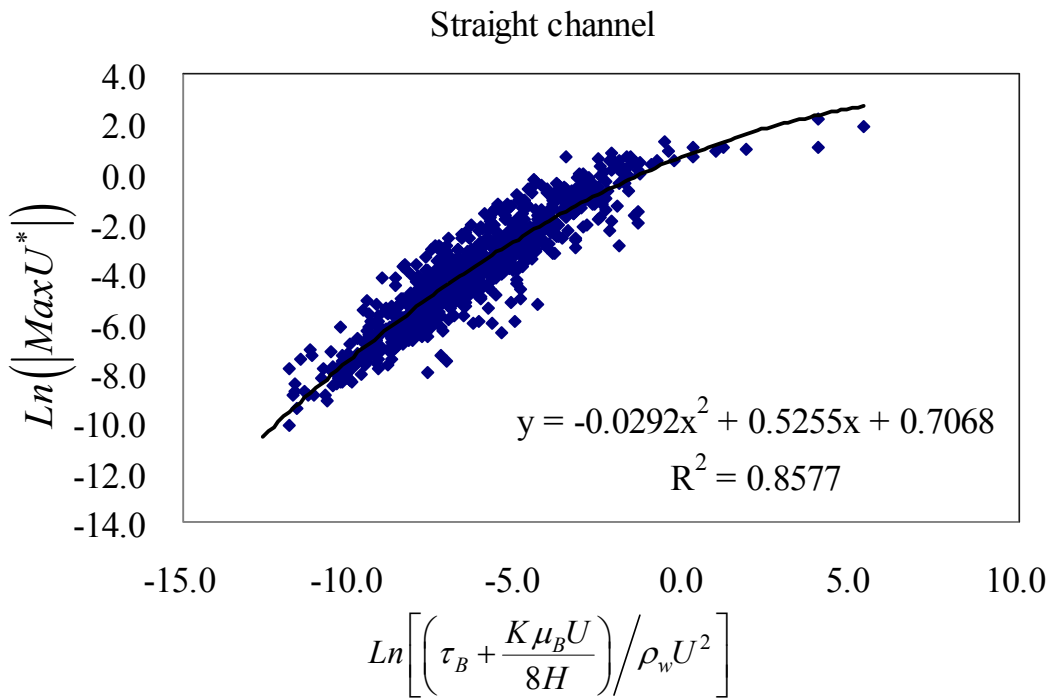
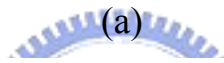
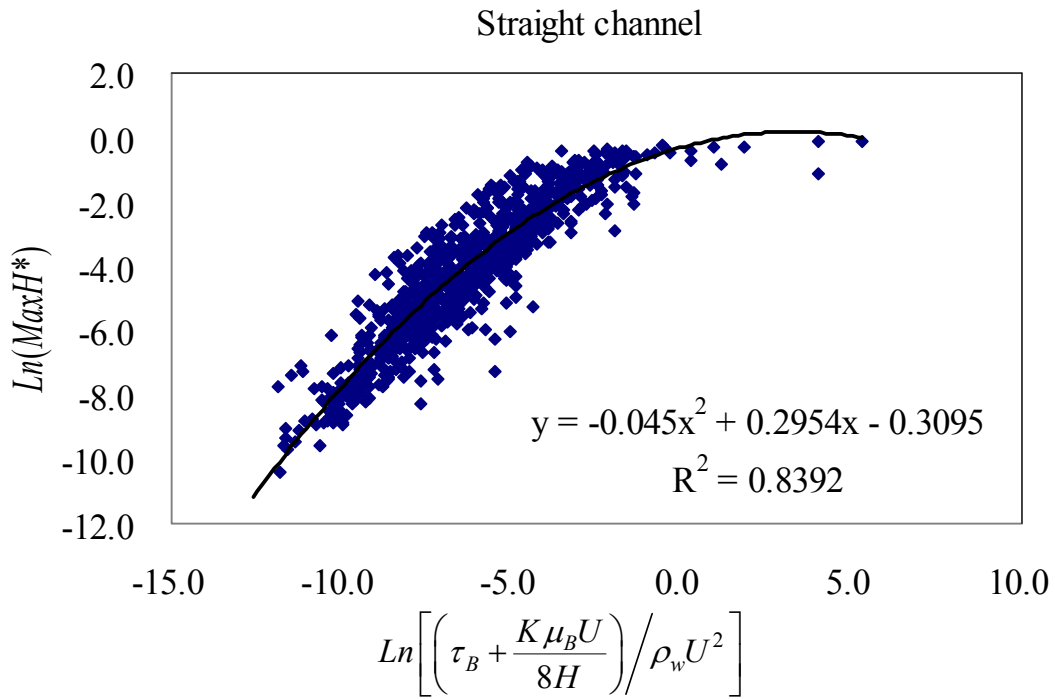
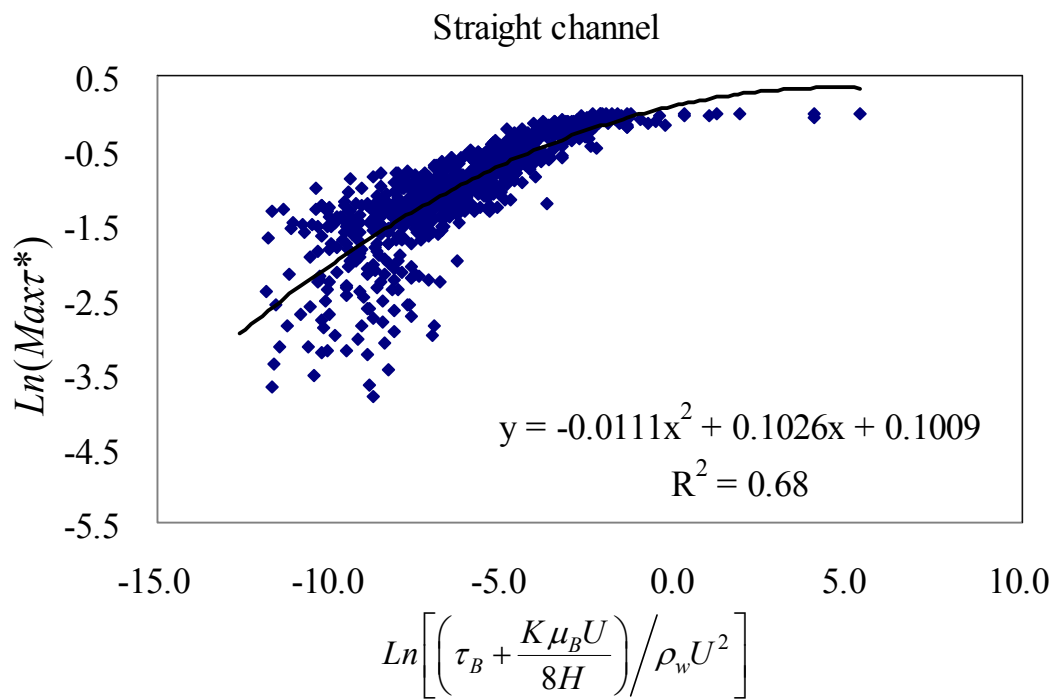


圖 5.13 福祿數效應對彎道 $\text{Max}\tau^*$ 影響分析圖

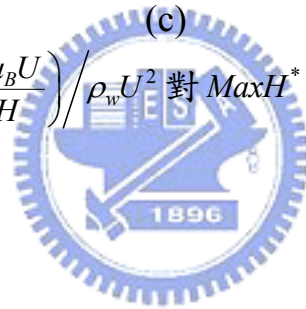


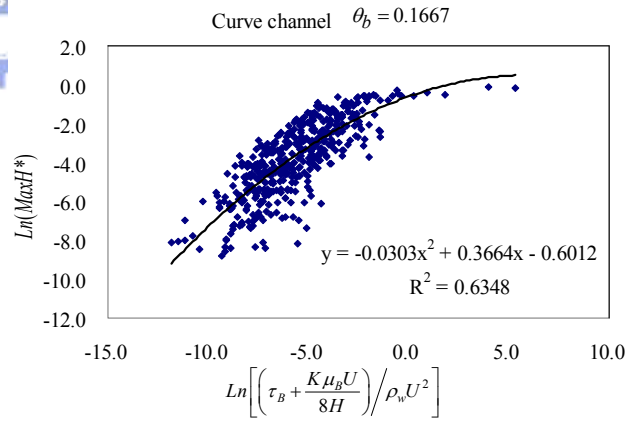
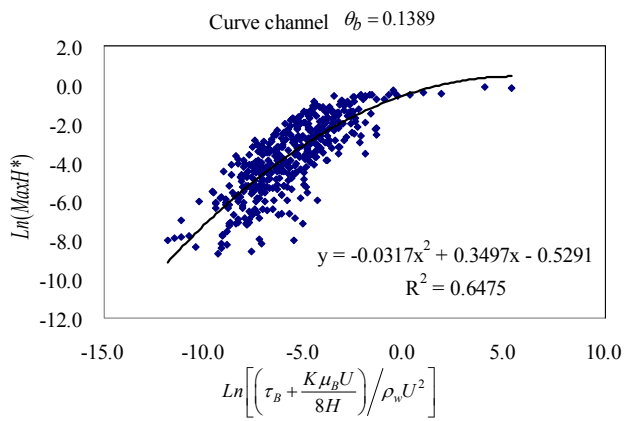
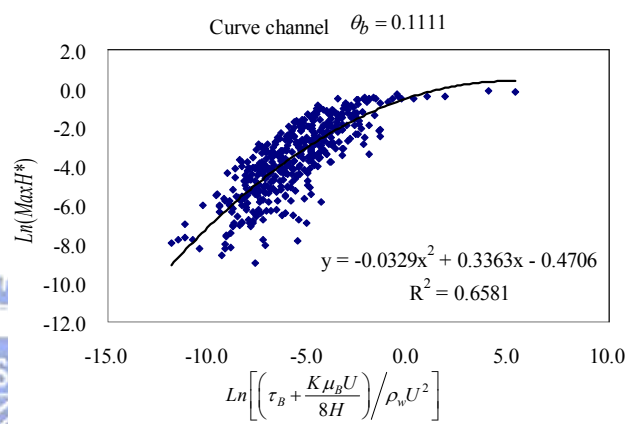
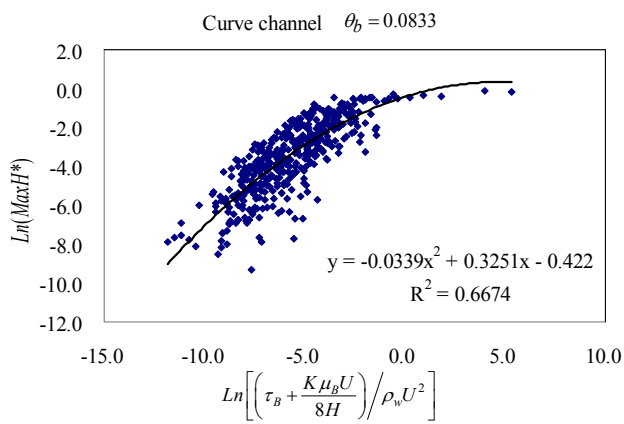
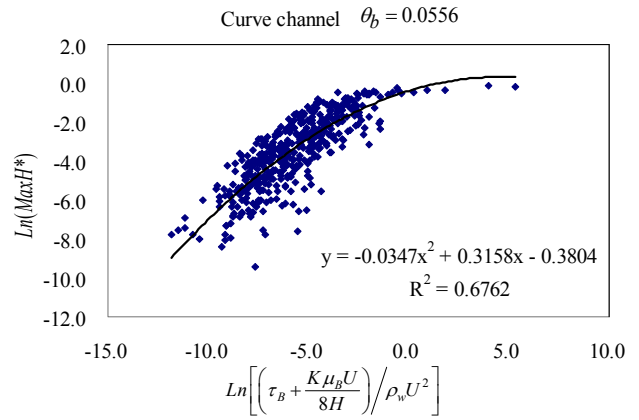
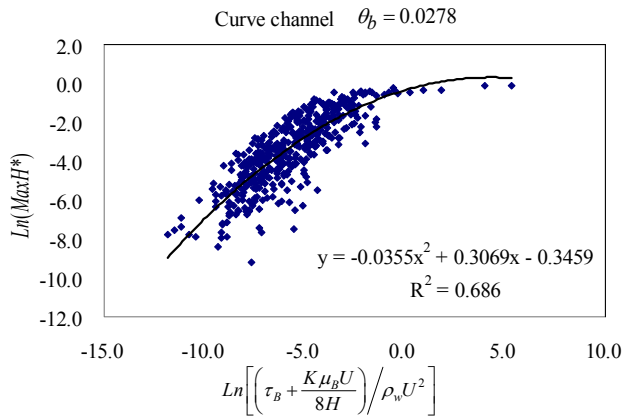
(b)



(c)

圖 5.14 直線道 $\left(\tau_B + \frac{K \mu_B U}{8H} \right) / \rho_w U^2$ 對 $MaxH^*$ 、 $MaxU^*$ 與 $Max\tau^*$ 關係圖





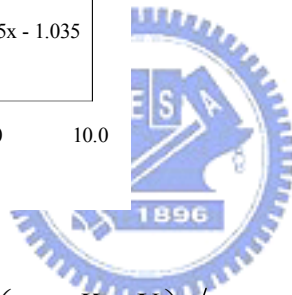
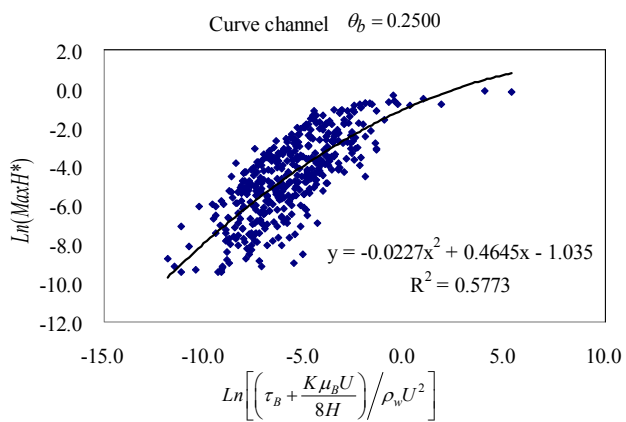
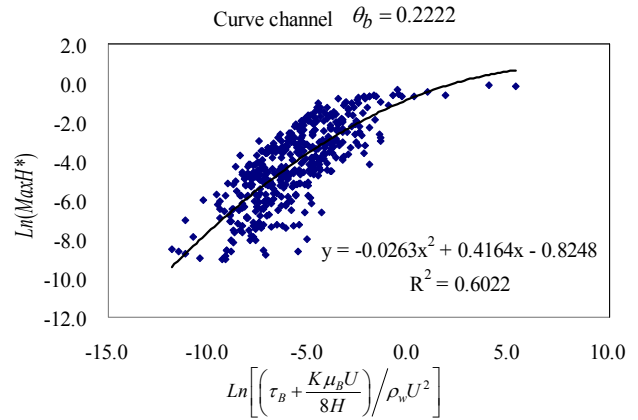
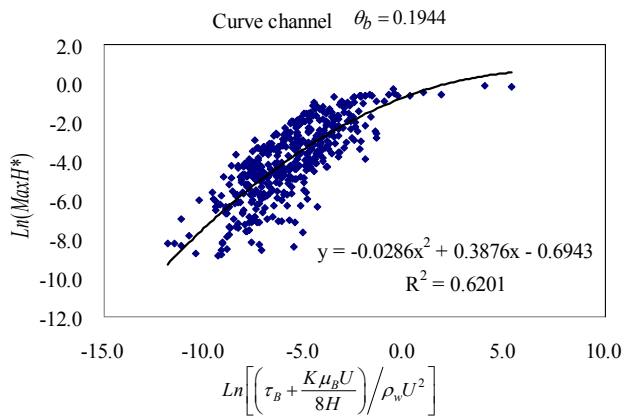
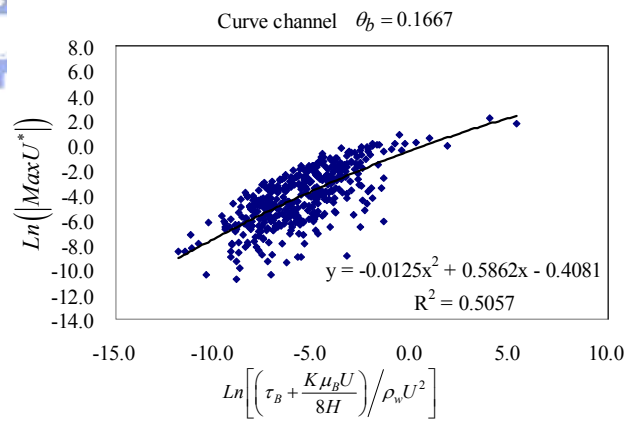
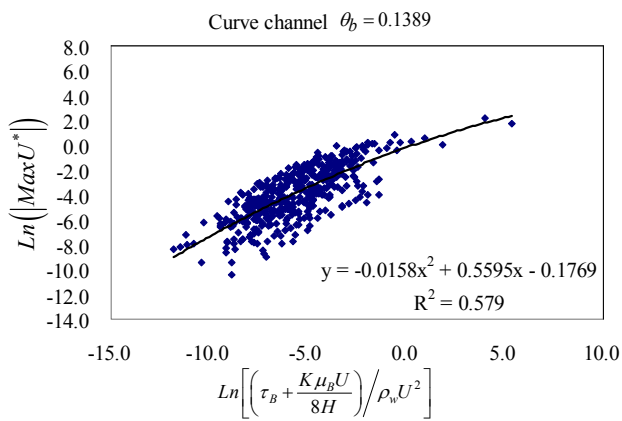
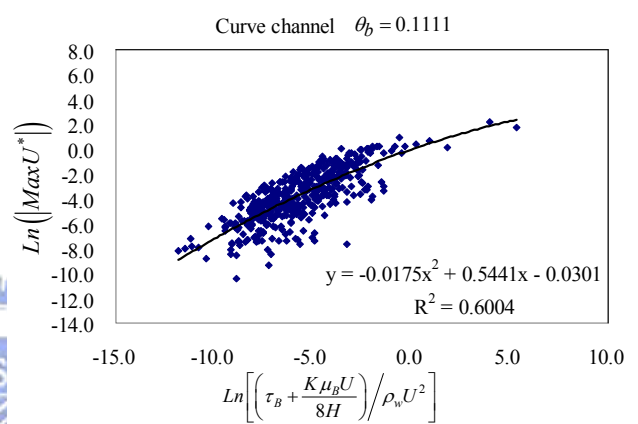
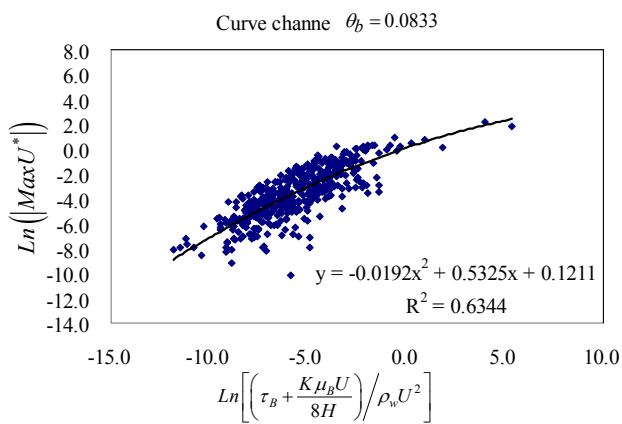
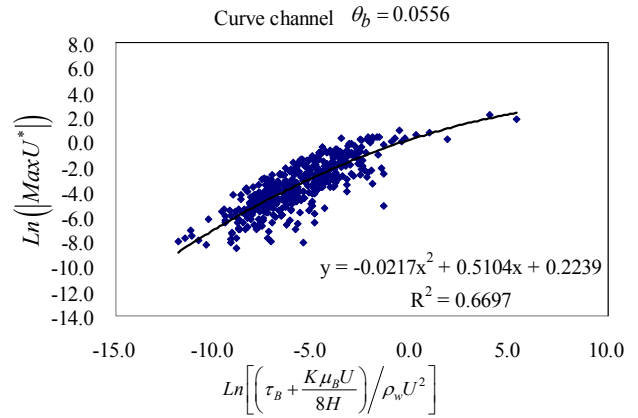
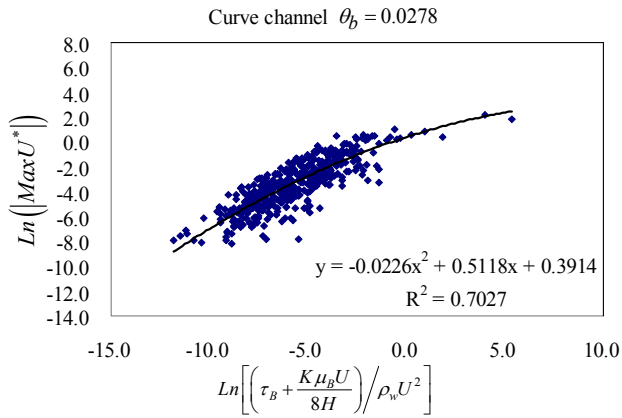


圖 5.15 不同 θ_b 之 $\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 與 $\text{Max}H^*$ 關係圖(1)



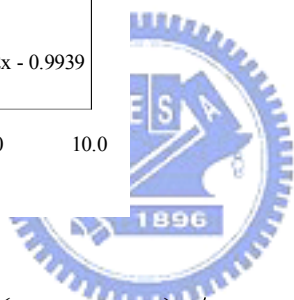
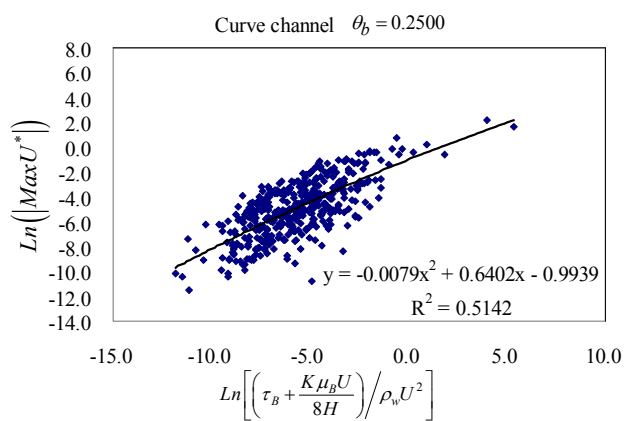
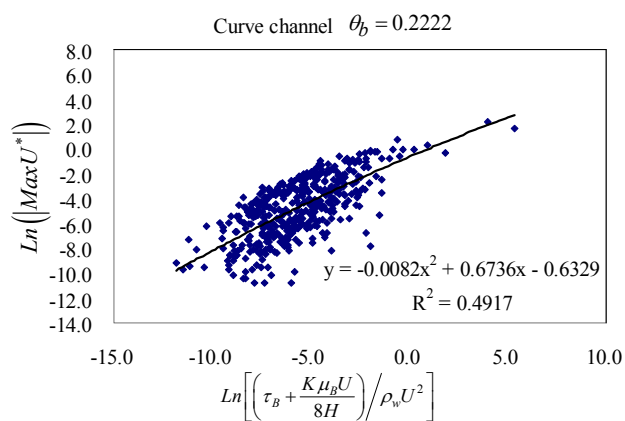
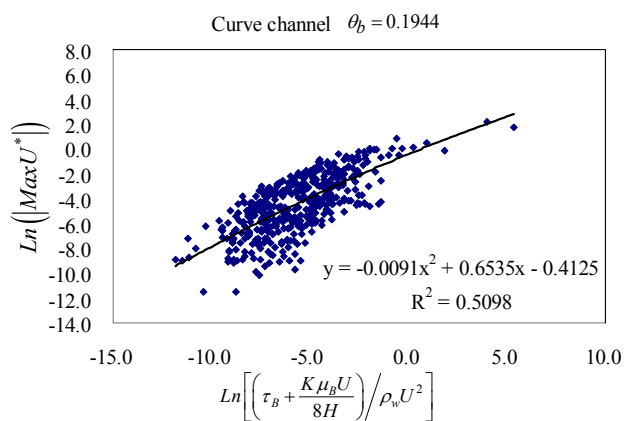
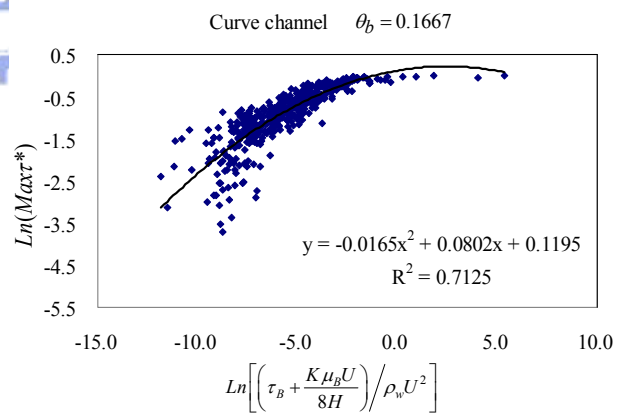
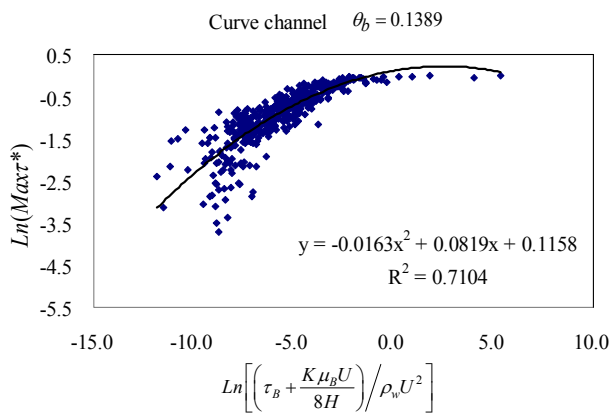
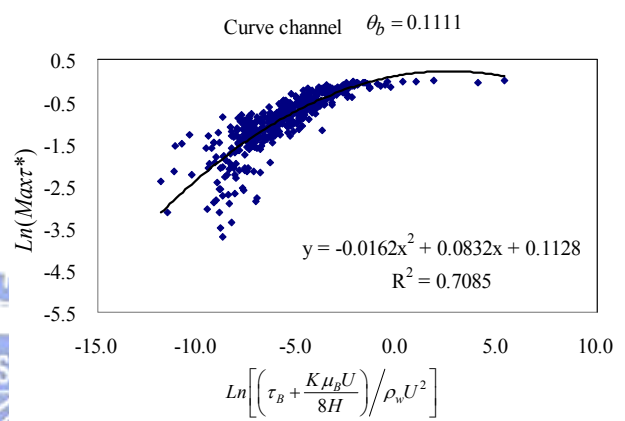
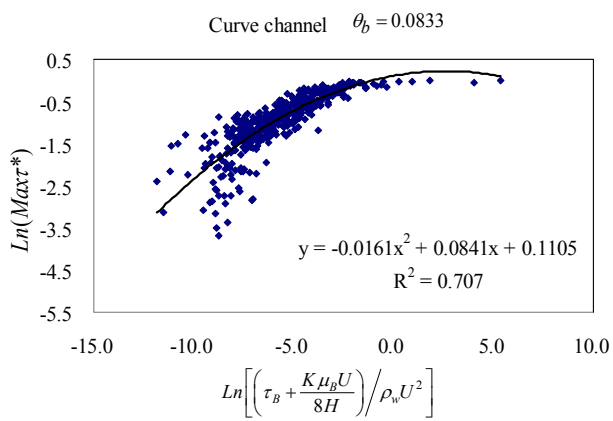
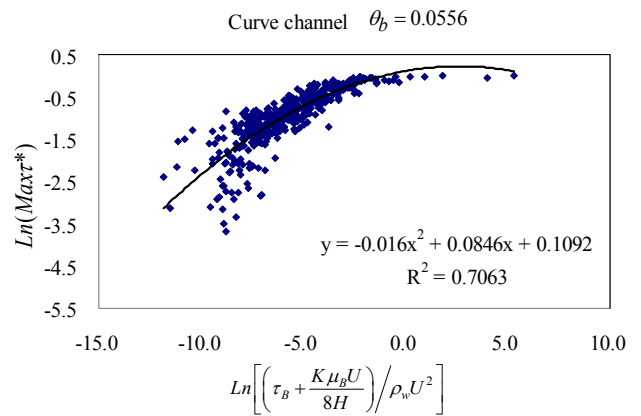
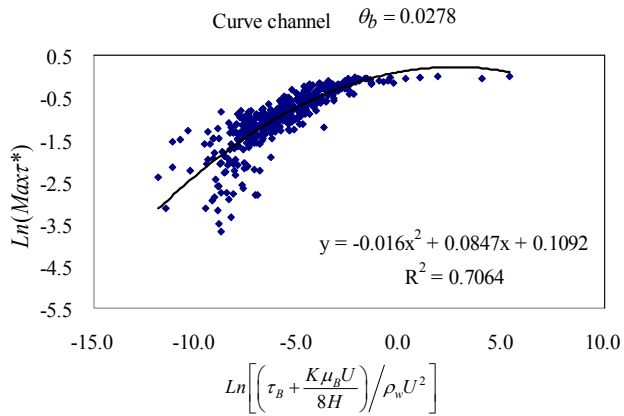


圖 5.16 不同 θ_b 之 $\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 與 $MaxU^*$ 關係圖(1)



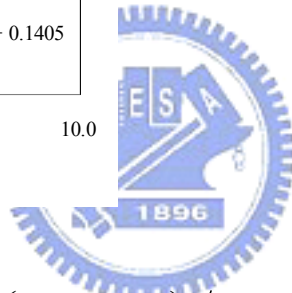
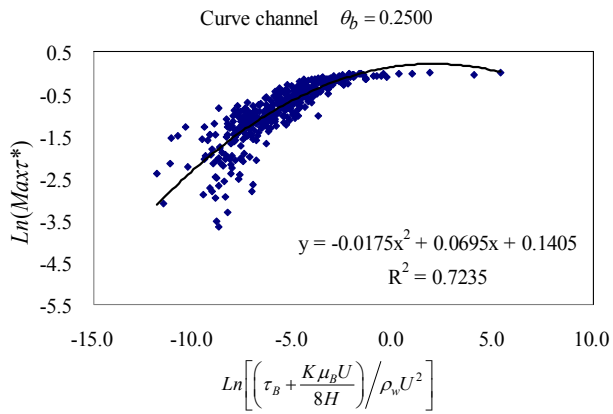
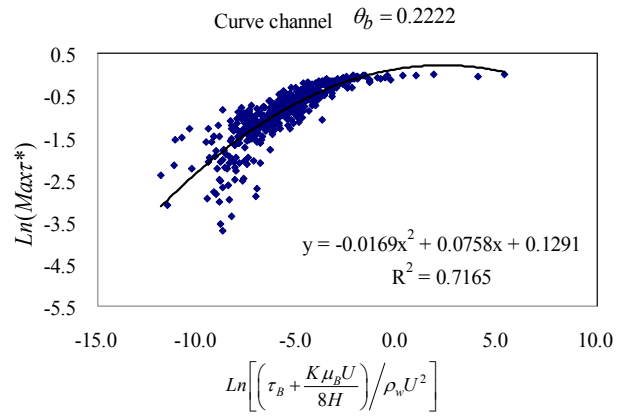
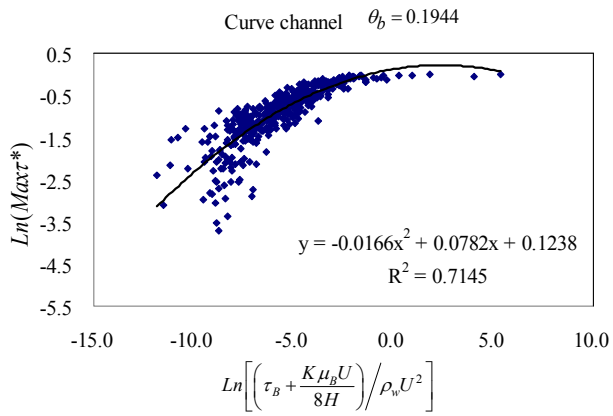


圖 5.17 不同 θ_b 之 $\left(\tau_B + \frac{K\mu_b U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 與 $Max\tau^*$ 關係圖(1)

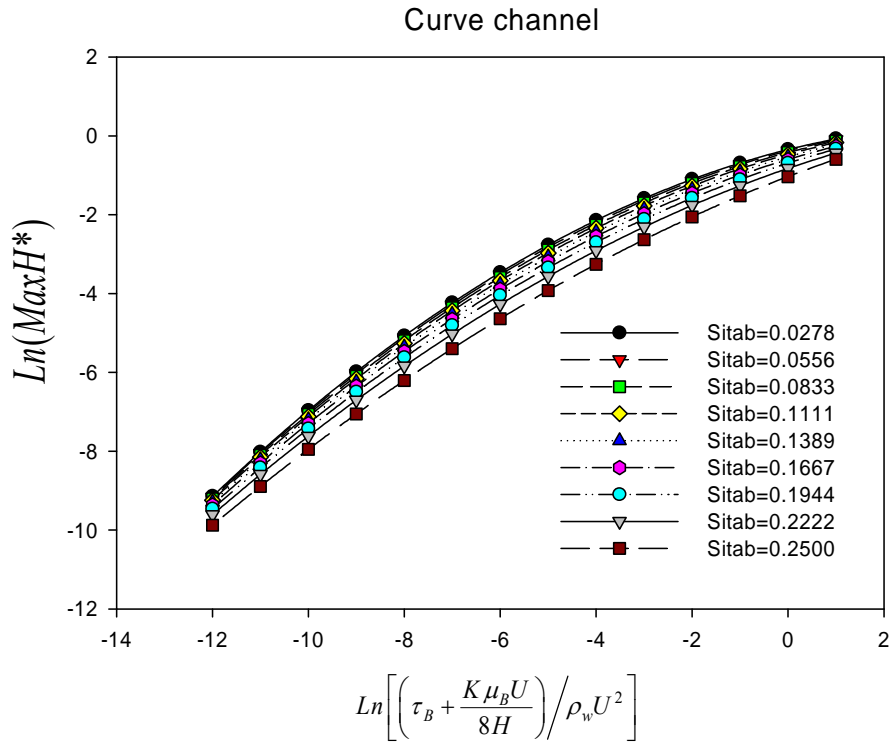


圖 5.18 不同 θ_b 之 $\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 與 $MaxH^*$ 關係圖(2)

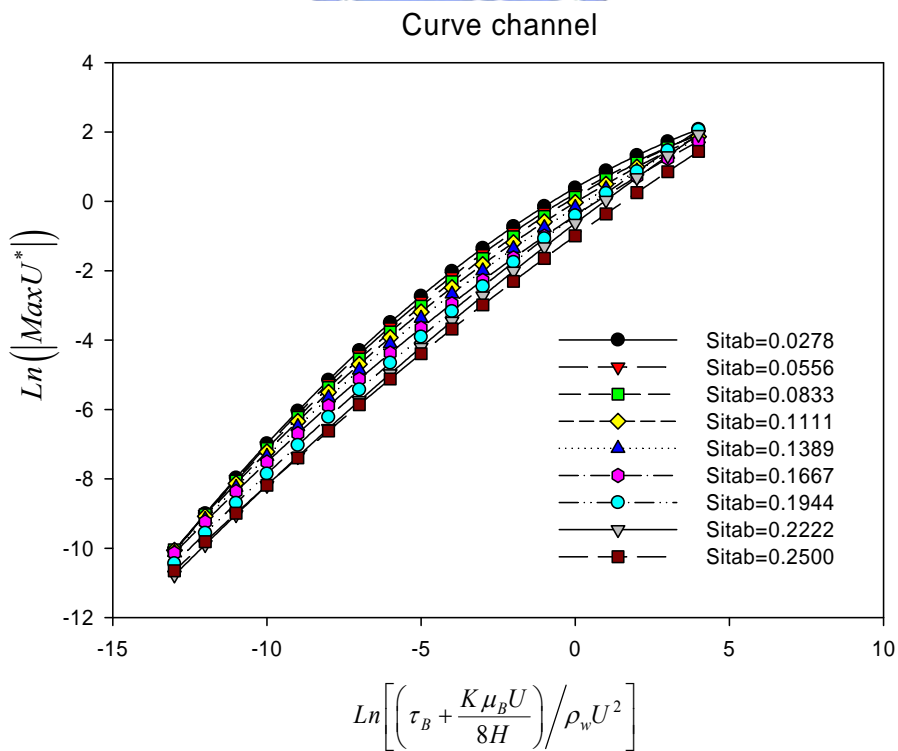


圖 5.19 不同 θ_b 之 $\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 與 $MaxU^*$ 關係圖(2)

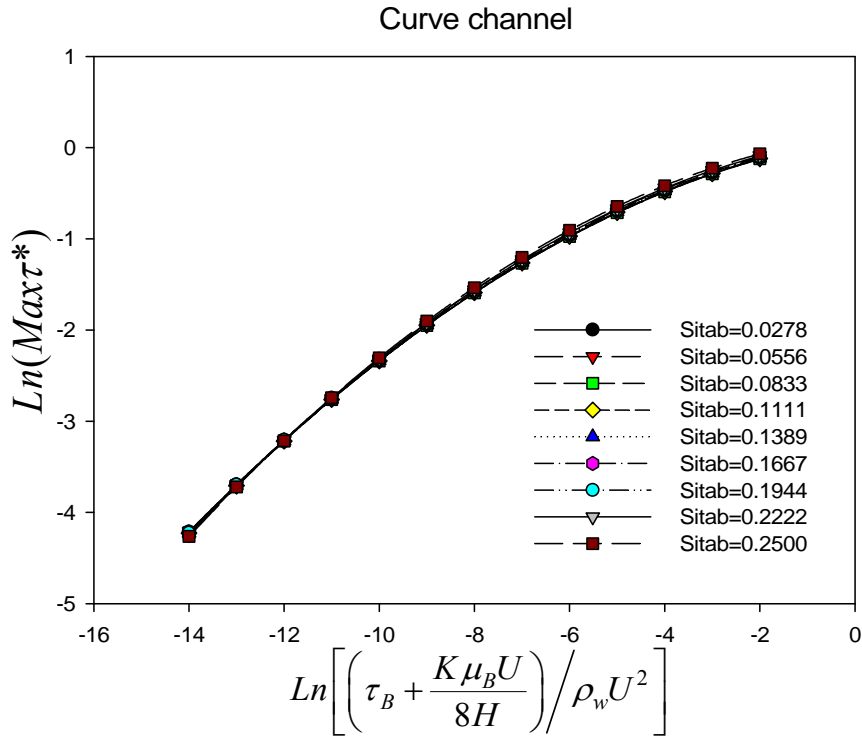


圖 5.20 不同 θ_b 之 $\left(\tau_B + \frac{K \mu_B U}{8H} \right) / \rho_w U^2$ 與 $\text{Max}\tau^*$ 關係圖(2)

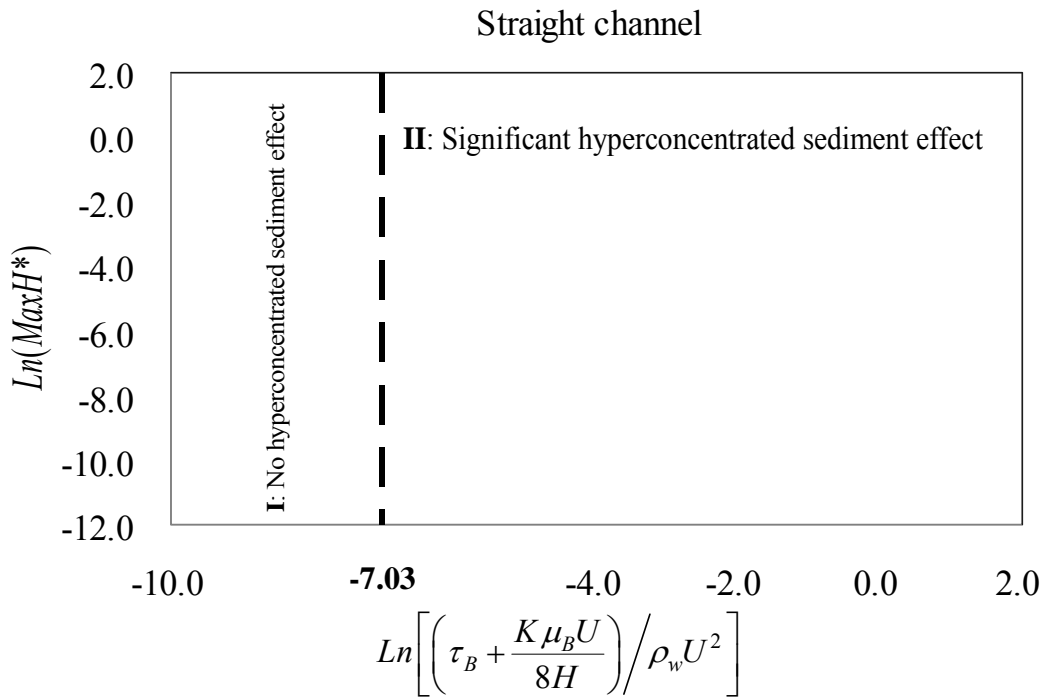


圖 5.21 直線道高含砂效應對 $\text{Max}H^*$ 影響分類圖

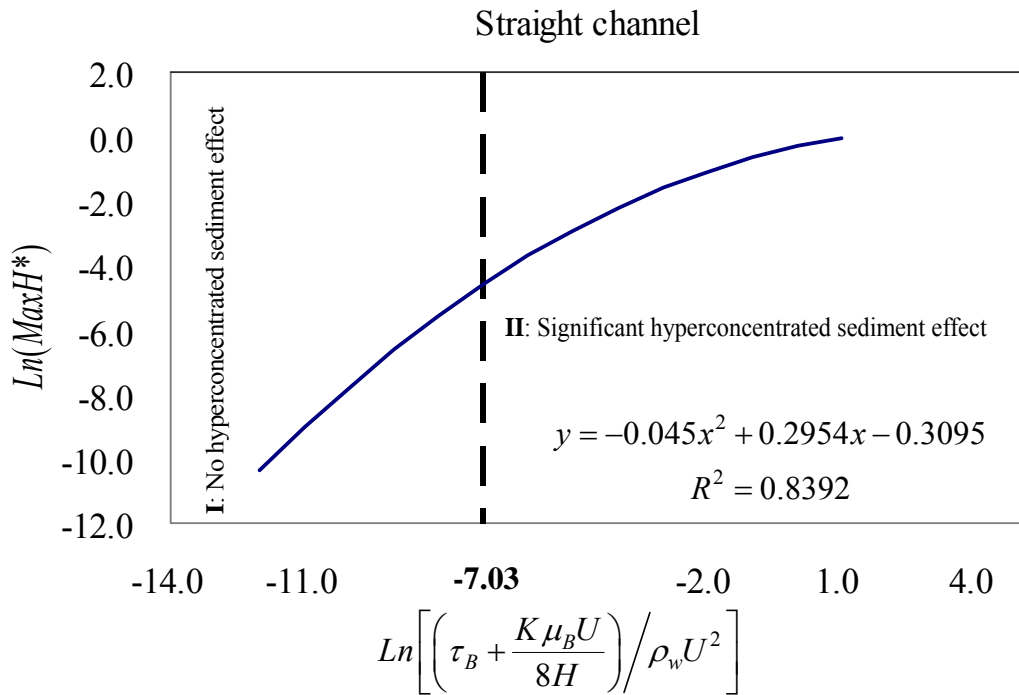


圖 5.22 直線道 $MaxH^* - \left(\tau_B + \frac{K \mu_B U}{8H} \right) / \rho_w U^2$ 關係曲線

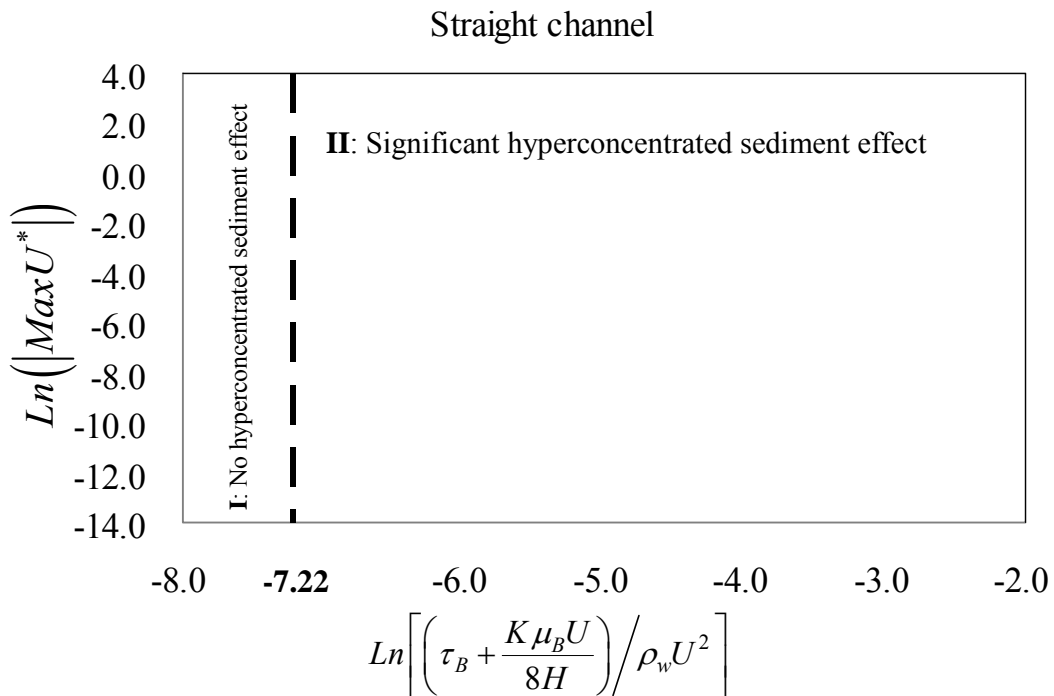


圖 5.23 直線道高含砂效應對 $MaxU^*$ 影響分類圖

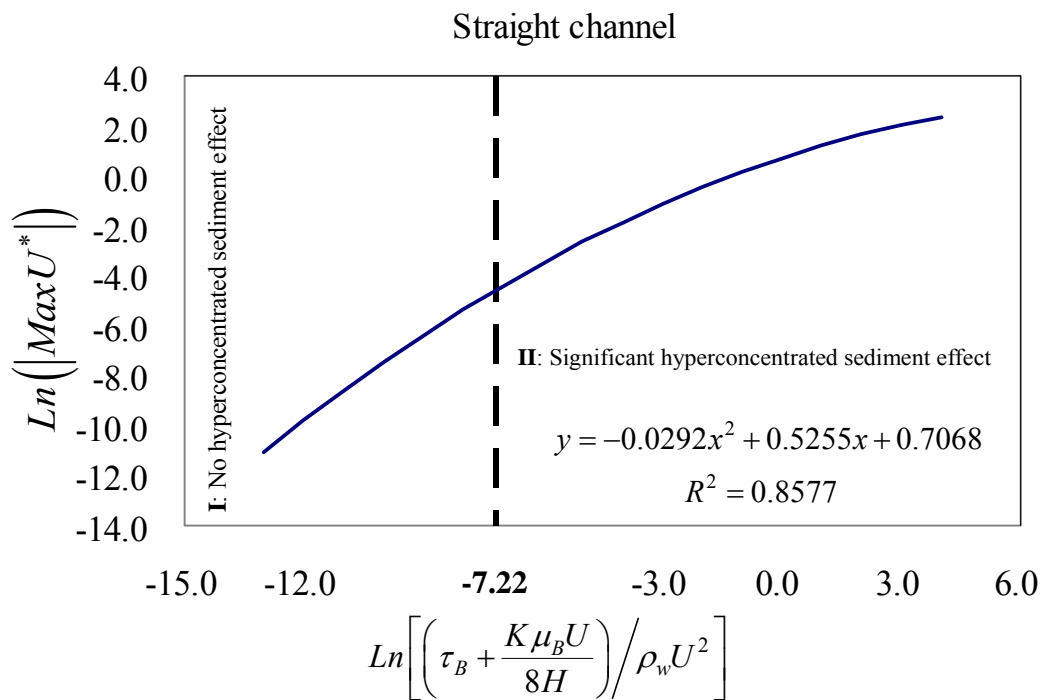


圖 5.24 直線道 $MaxU^* - \left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H} \right) / \rho_w U^2$ 關係曲線

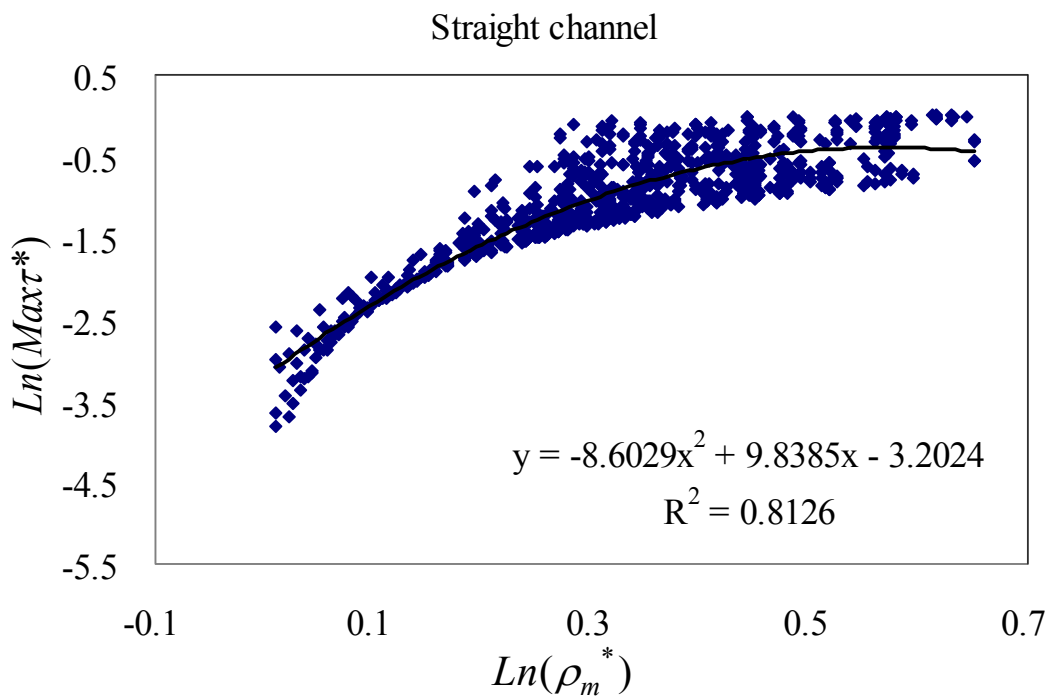


圖 5.25 直線道 ρ_m^* 與 $Max\tau^*$ 關係圖

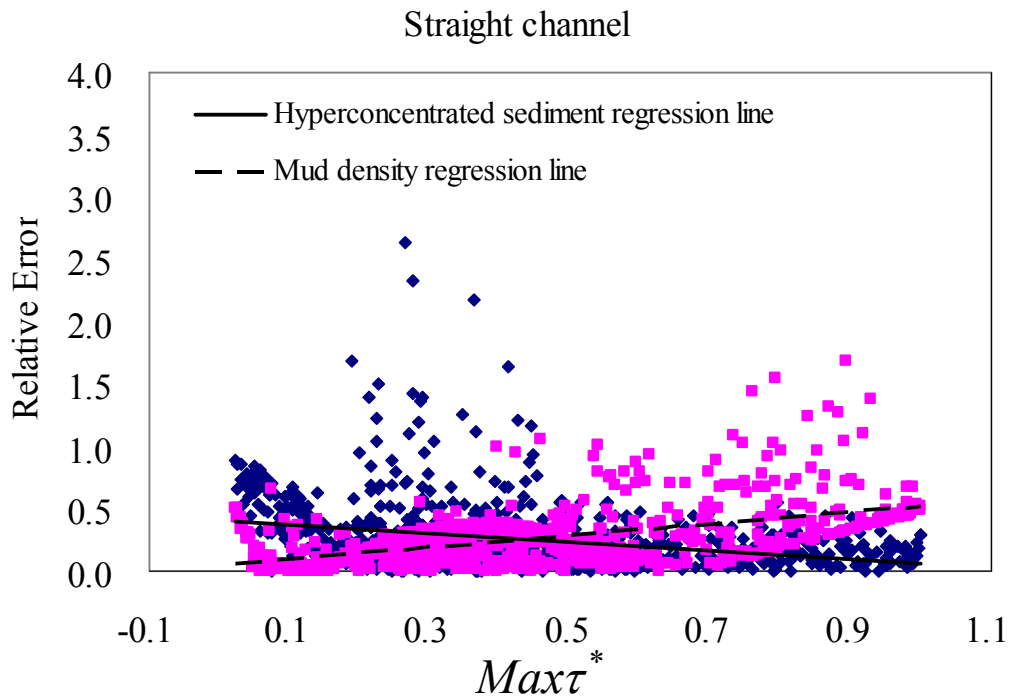


圖 5.26 直線道 $\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 與 ρ_m^* 對 $Max\tau^*$ 相對誤差分析圖

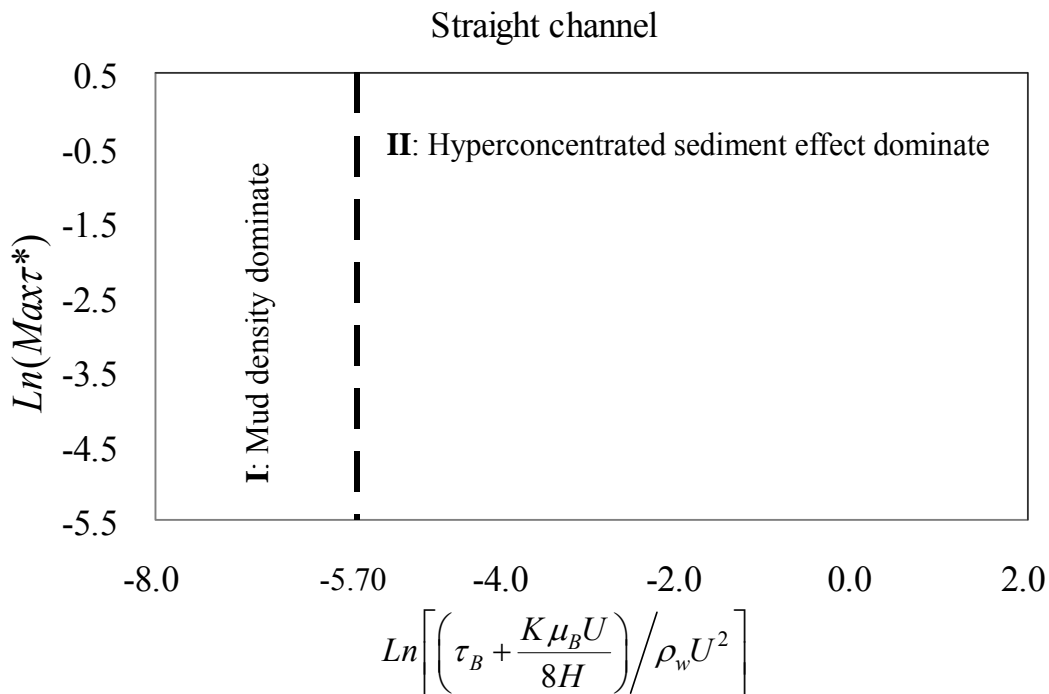


圖 5.27 直線道 $\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 與 ρ_m^* 對 $Max\tau^*$ 影響分類圖

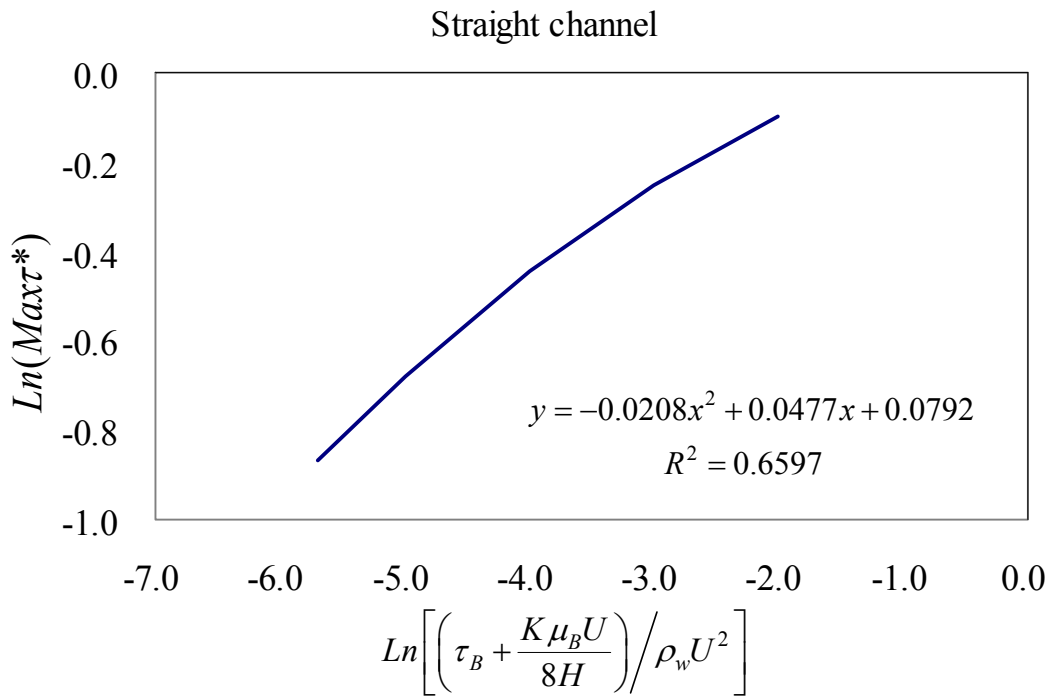


圖 5.28 直線道 $Max\tau^* - \left(\tau_B + \frac{K \mu_B U}{8H} \right) / \rho_w U^2$ 關係曲線

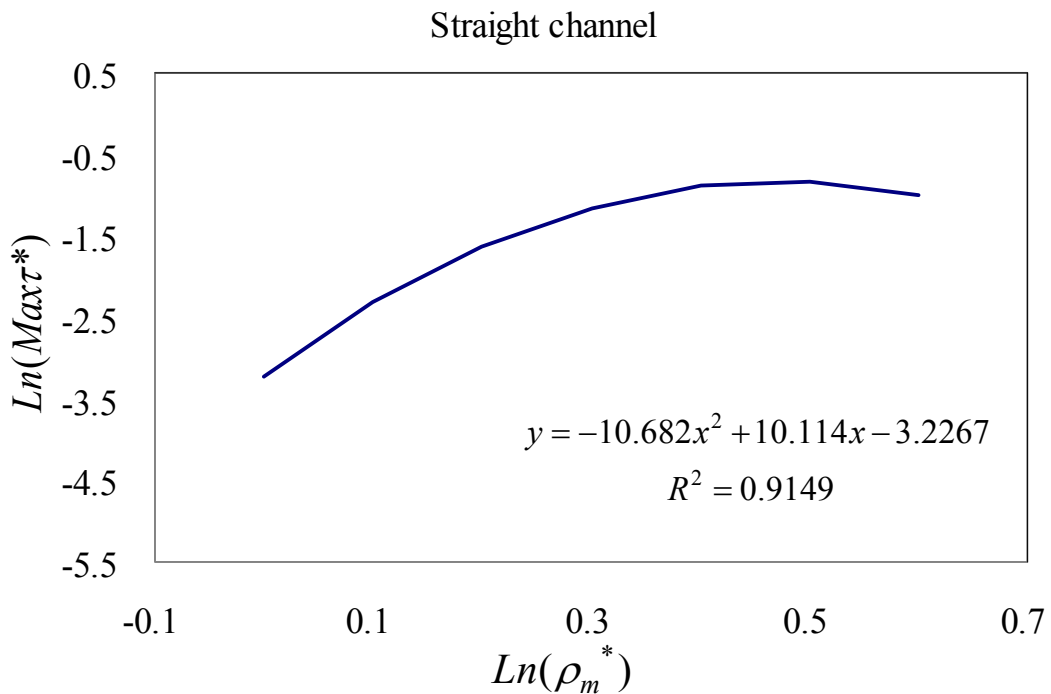


圖 5.29 直線道 $Max\tau^* - \rho_m^*$ 關係曲線

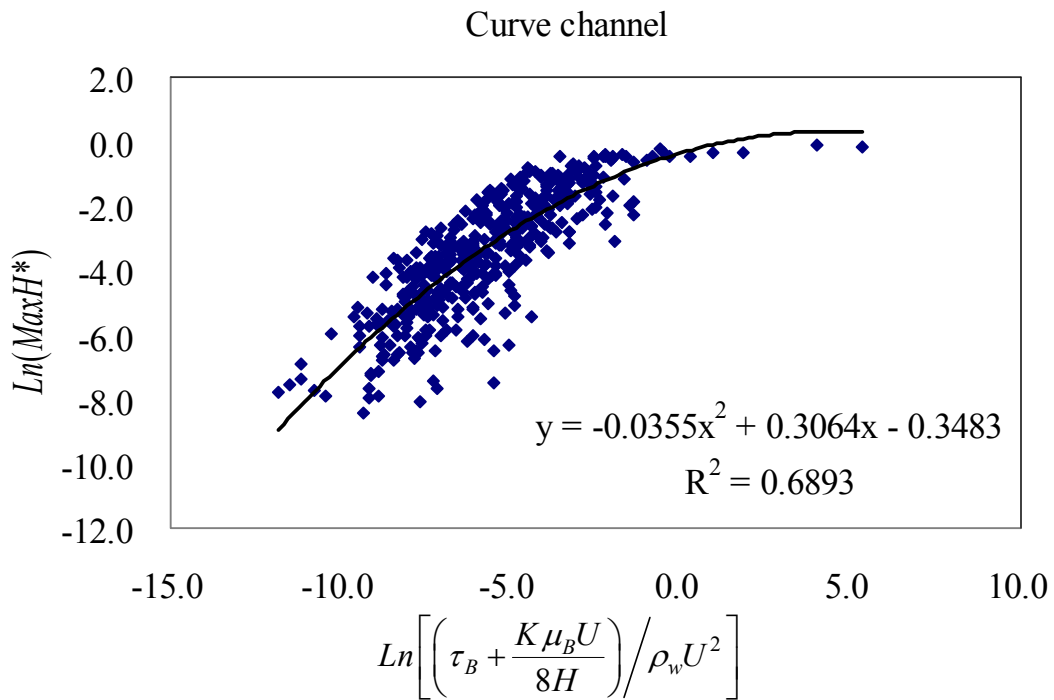


圖 5.30 彎道 $\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 與 $MaxH^*$ 關係圖

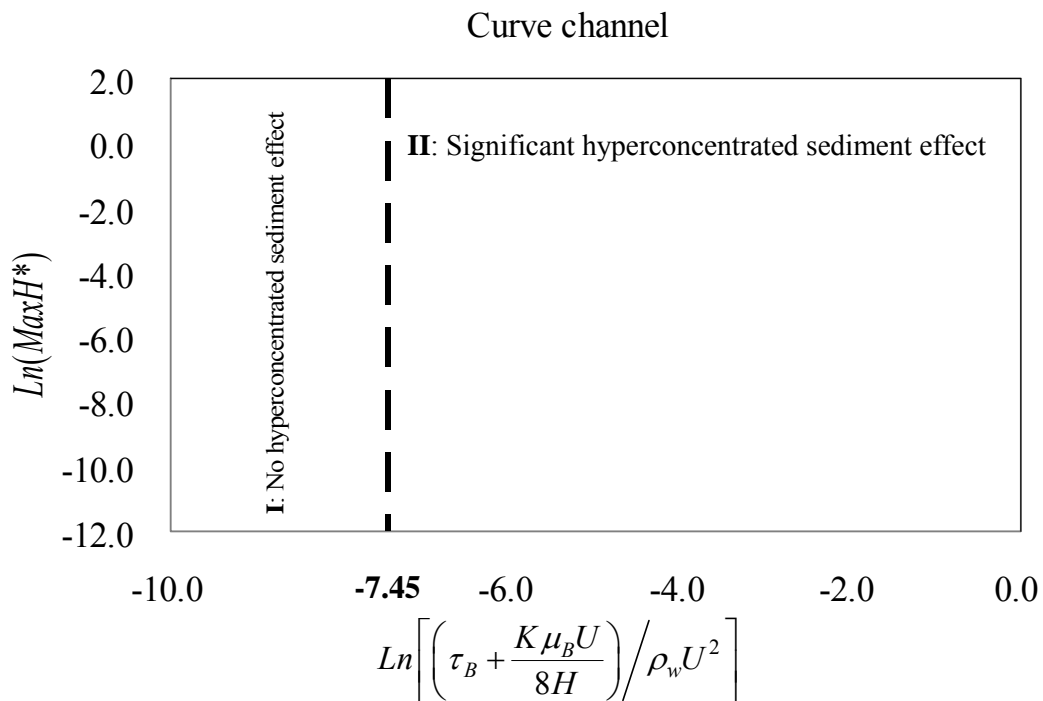


圖 5.31 彎道高含砂效應對 $MaxH^*$ 影響分類圖

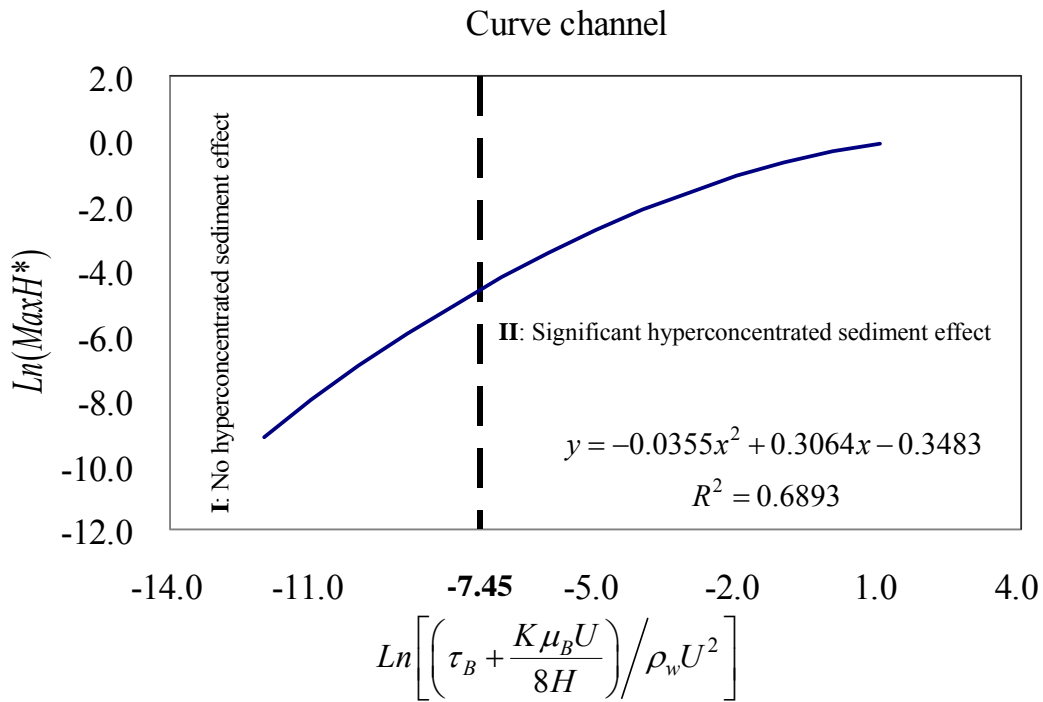


圖 5.32 彎道 $MaxH^* - \left(\tau_B + \frac{K \mu_B U}{8H} \right) / \rho_w U^2$ 關係曲線

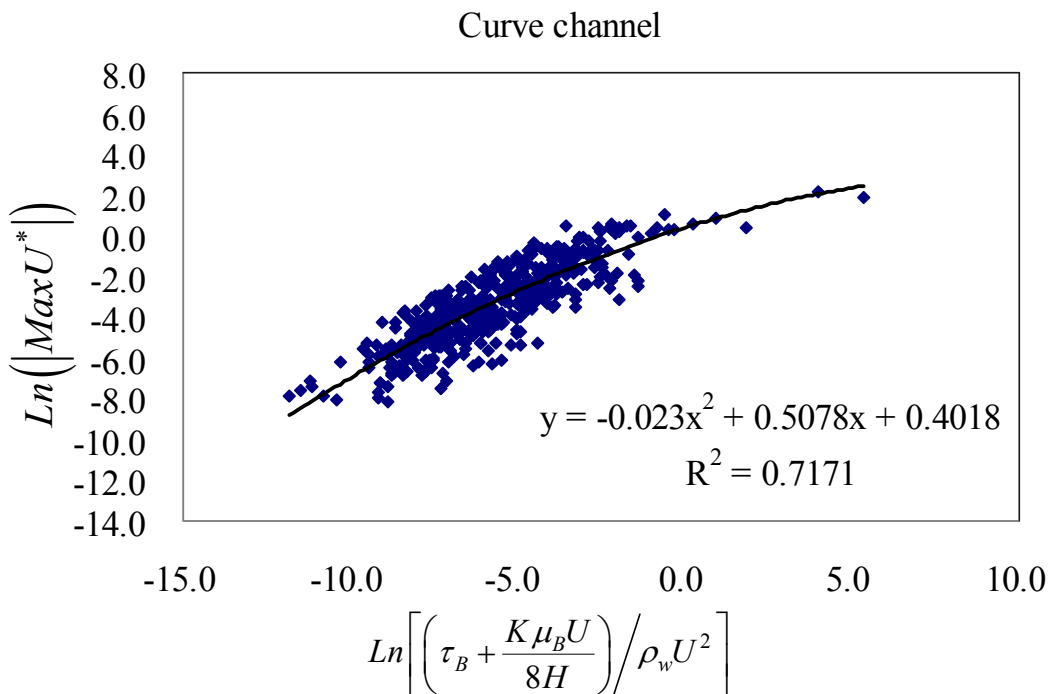


圖 5.33 彎道 $\left(\tau_B + \frac{K \mu_B U}{8H} \right) / \rho_w U^2$ 與 $MaxU^*$ 關係圖

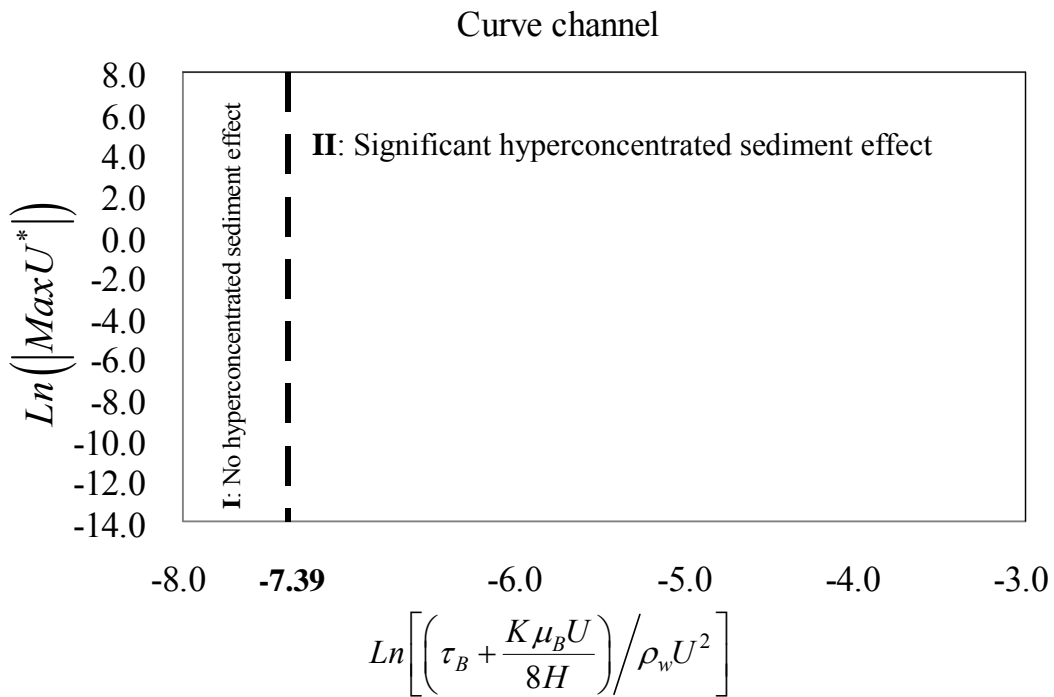


圖 5.34 彎道高含砂效應對 $MaxU^*$ 影響分類圖

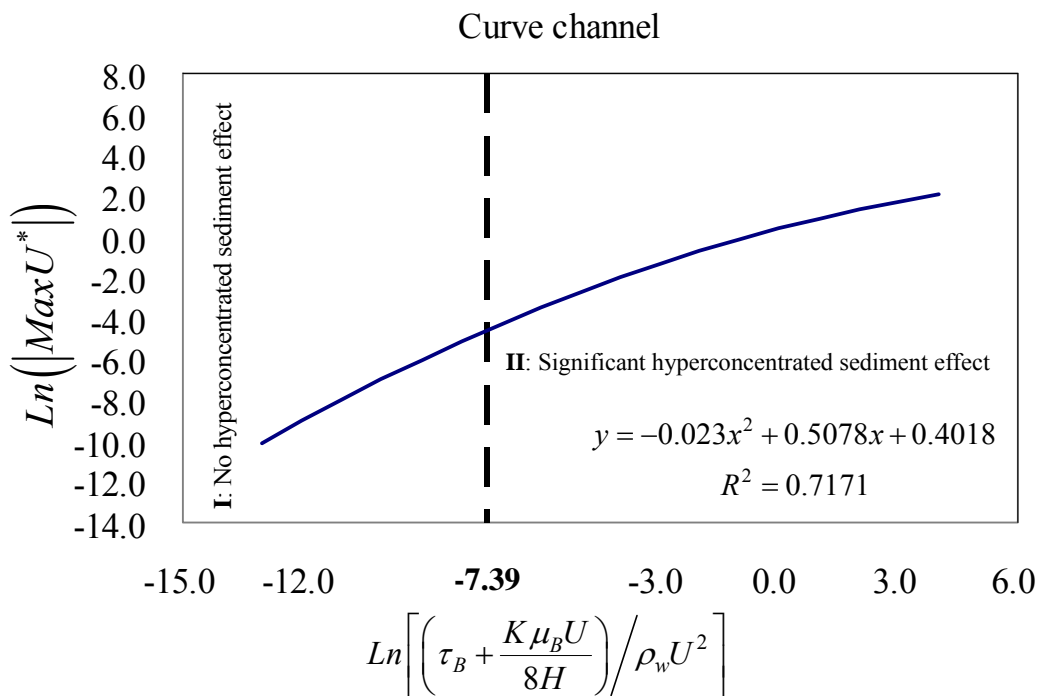


圖 5.35 彎道 $MaxU^* - \left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H} \right) / \rho_w U^2$ 關係曲線

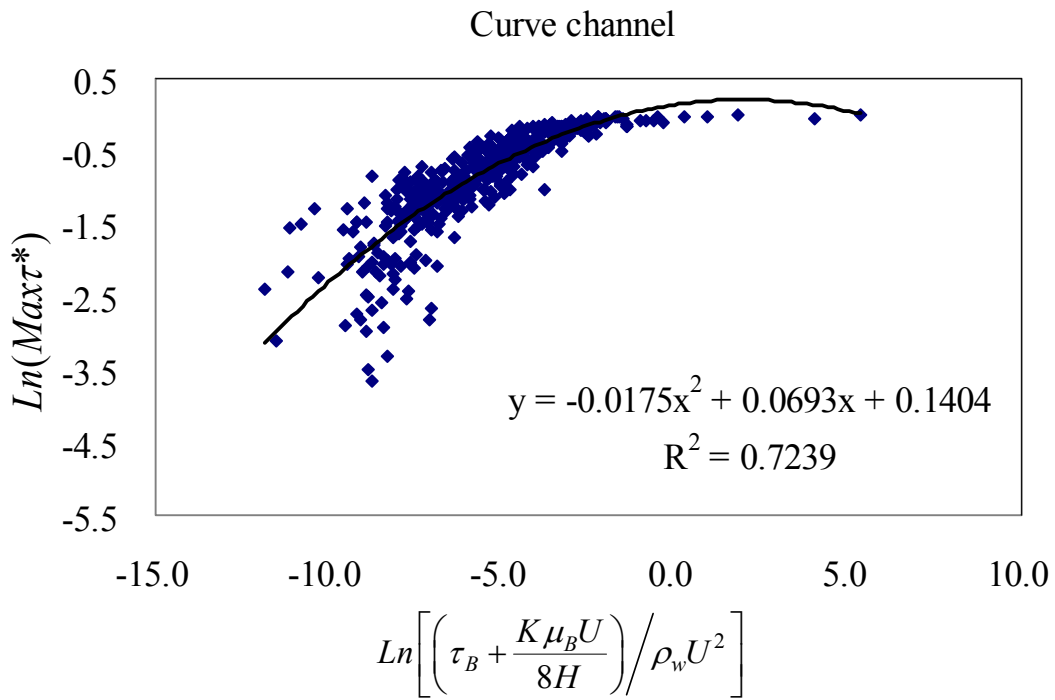


圖 5.36 彎道 $\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 與 $Max\tau^*$ 關係圖

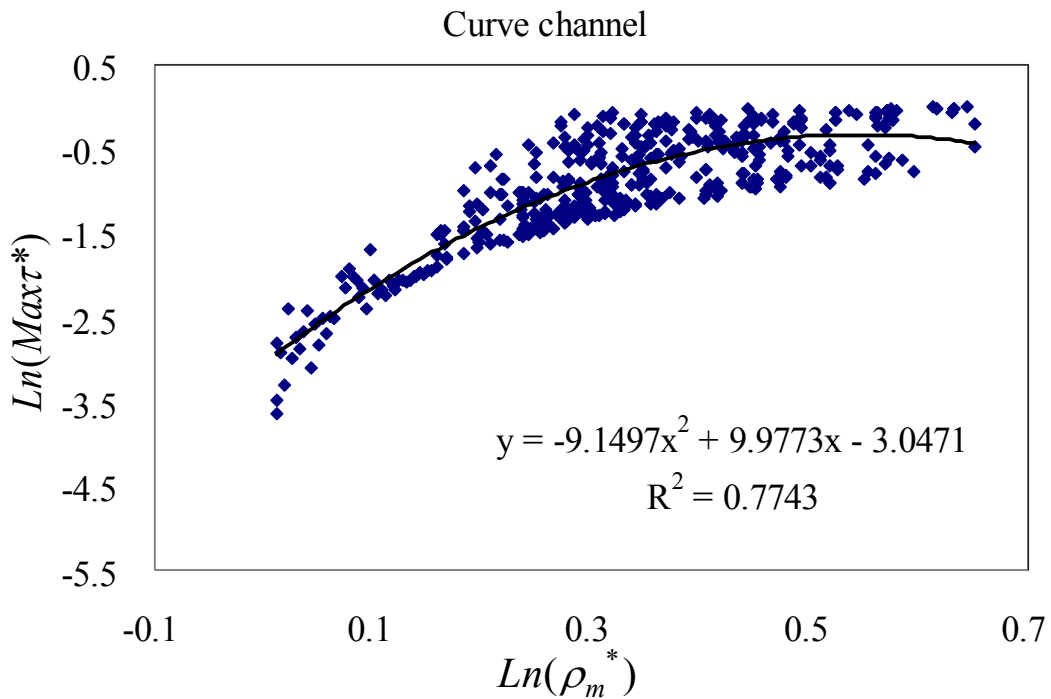


圖 5.37 彎道 ρ_m^* 與 $Max\tau^*$ 關係圖

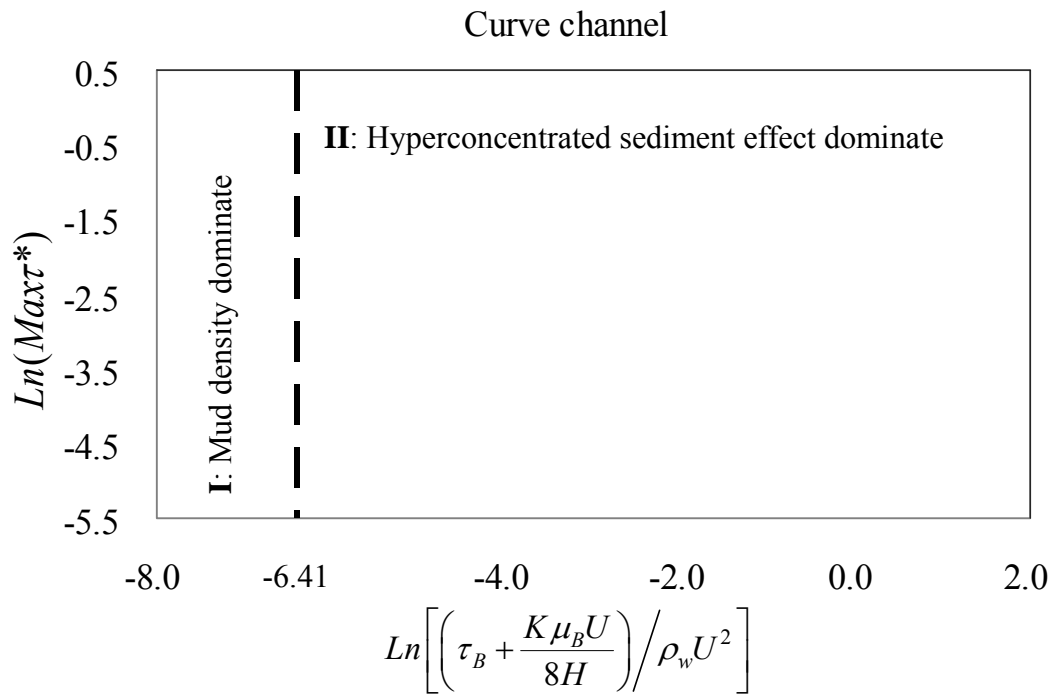


圖 5.38 彎道 $\left(\tau_B + \frac{K \mu_B U}{8H} \right) / \rho_w U^2$ 與 ρ_m^* 對 $Max\tau^*$ 影響分類圖

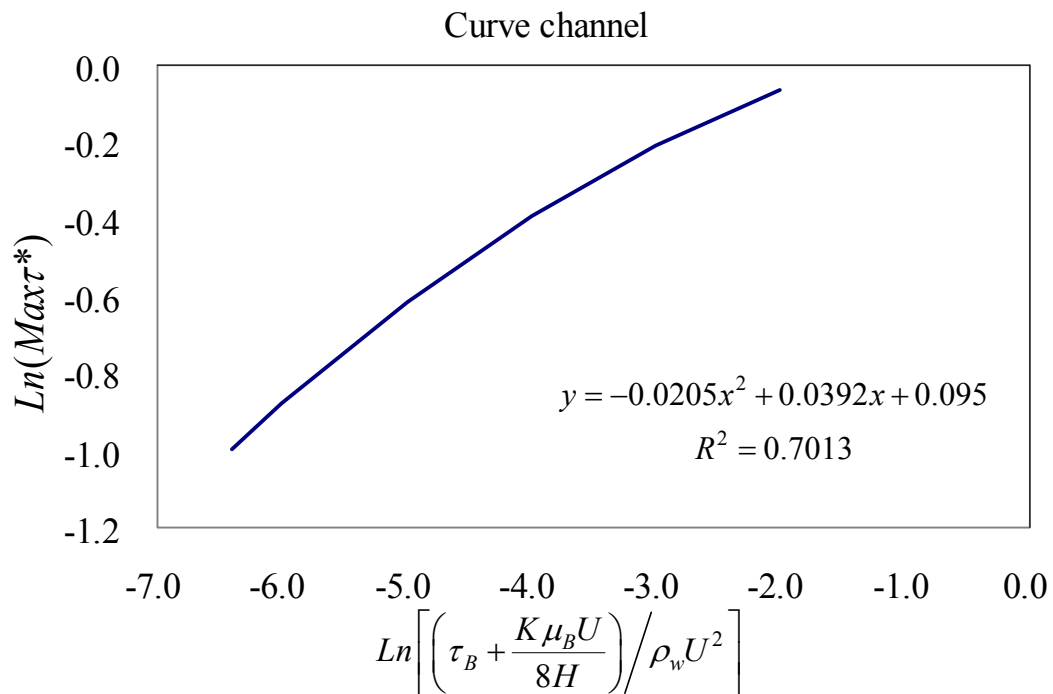


圖 5.39 彎道 $Max\tau^* - \left(\tau_B + \frac{K \mu_B U}{8H} \right) / \rho_w U^2$ 關係曲線

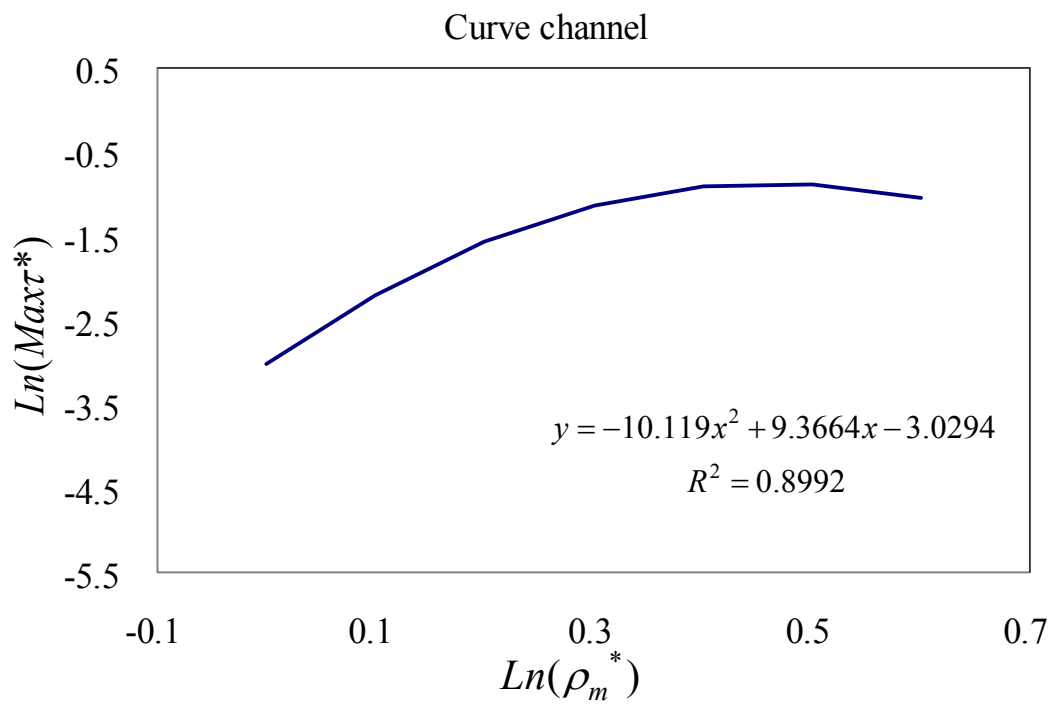


圖 5.40 彎道 $\text{Max}\tau^* - \rho_m^*$ 關係曲線



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

1. 藉由與 FLO-2D 商業模式比較分析(穩態流案例、湧波傳遞案例)，兩模式皆展現相似之模擬結果，驗證 RESED2D 模式模擬的合理性。
2. 經由參數重要性分析後發現， $\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 對水深增量 $MaxH^*$ 、流速增量 $MaxU^*$ 與剪力增量 $Max\tau^*$ 均呈現較明顯的關係趨勢。此外，在分析 $Max\tau^*$ 時發現除 $\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 外 ρ_m^* 對 $Max\tau^*$ 亦有明顯關係趨勢存在。
3. 藉由分析福祿數效應對 $MaxH^*$ 、 $MaxU^*$ 與 $Max\tau^*$ 之影響，發現超、亞臨界流於直線道之差異性較低。彎道時，因超臨界流流經彎道所產生之交波現象的影響，造成模式延散剪應力項中 de Vriend 所假設之流速剖面產生不適用之情況，致使超、亞臨界流於彎道之模擬分析結果會有較大之差異性。
4. 經由分析 $\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 對 $MaxH^*$ 、 $MaxU^*$ 與 $Max\tau^*$ 之影響發現， $MaxH^*$ 、 $MaxU^*$ 與 $Max\tau^*$ 均會隨著 $\left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 效應的增大而變大。

5. 藉由剪力增量 $Max\tau^*$ 分析高含砂效應的重要性時發現，即便在高含砂效應已相當微小時，高含砂水流模式與清水流模式間仍有一定差異性存在。造成此現象之原因乃是由於高含砂水流模式在底床剪應力計算中，流體密度採用狀態函數來反映體積濃度對含砂水流密之影響，因此即便在高含砂之效應已趨於相當微小的情況下，兩模式仍應彼此在流體密度計算上所採用之方法不同，而仍有相當的差異性存在。
6. 針對高含砂水流水深增量與流速增量問題，建立了數個有用的關係圖，分別為高含砂效應對 $MaxH^* (MaxU^*)$ 影響分類圖及 $MaxH^* - \left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H} \right) / \rho_w U^2 (MaxU^* - \left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H} \right) / \rho_w U^2)$ 關係曲線。前者可提供與模式使用者在模擬分析水深增量與流速增量問題時，作為選用模式之參考依據，後者可作為前者之輔助關係圖，用以定量說明選用高含砂水流與清水流模式進行模擬分析高含砂水流水深增量與流速增量問題時，兩模式模擬結果之差異程度。
7. 模式使用者若須模擬分析高含砂水流剪力增量問題時，則因高含砂水流與清水流兩模式間，在底床剪應力中流體密度計算上的差異性，因此皆須選用高含砂水流模式進行模擬，以避免造成模擬分析上之誤差，兩模式間模擬差異程度可由本研究所建立之

$Max\tau^* - \left(\tau_B + \frac{K\mu_B U}{8H}\right) / \rho_w U^2$ 與 $Max\tau^* - \rho_m^*$ 關係曲線判斷得知。

6.2 建議

1. 在考慮關係曲線本身所代表之物理意義下，各關係曲線適用範圍為 $Ln(MaxH^*)$ 與 $Ln(Max\tau^*)$ 小於 0 之部份，大於 0 的範圍則不適用，將來若能將此限制條件加以改善，則可增加各關係曲線之適用性。
2. 本研究各關係曲線圖，皆由定床模式模擬分析所得，將來若能結合動床模式，將動床影響因子納入模擬分析，則可增加各關係曲線之適用性。



參考文獻

- 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。
- 邱欣瑜(2006)「彎道效應對縱向延散係數之影響分析研究」, 國立交通大學土木工程系碩士論文。
- 陳建華(2006)「明渠超臨界流交波現象模擬之分析」, 國立交通大學土木工程系碩士論文。
- 濟部水利署(2007),「高含砂水流整治規劃條件檢討及計算模式研發應用」, 經濟部水利署水利規劃試驗所, 2007年12月。
- Chien,N., and Ma, H.(1958).”Properties of slurry flow.” J. Sediment Res.,3(3),Beijing, China(in Chinese).
- Cao, Zhixian, and Pender, Gareth, and Paul, Carling .”Shallow water hydrodynamic models for Hyperconcentrated sediment-laden floods over erodible bed.” Advances in Water Resources 29 (2006) 546–557.
- Dai, J., et al.(1980).”An experimental study of slurry transport in pipes. ”Proc., Int. Symposium on River Sedimentation, pp. 195-204.
- Fei, X. J. (1981). “Bingham yield stress of sediment water mixtures with hyperconcentration.” J. Sediment Res.,3,Beijing,China,pp.19-28 (in Chinese).
- Hsieh, T. Y. and Yang, J. C. (2003).”Investigation on the stability of two-dimensional depth-averaged models for bend-flow simulation.” J. Hydr. Eng., ASCE, 129(8),597-612.

- Iida, K.(1938).”The mud flow that occurred near the explosion crater of Mt. Bandai of May 9 and 15,1938” and “Some physical properties of volcanic mud.” Tokyo Imperial University Earthquake Research Institute Bulletin, 16,pp.658-681.
- Kang, Z., and Zhang, S. (1980).”A preliminary analysis of the characteristics of debris flow. ”Proc., Int. Symposium on River Sedimentation , Beijing,China,pp.213-220(in chinese).
- Liu, K. F., and Huang, M. C. (2006). “Numerical simulation of debris with application on hazard area mapping.” Computational Geosciences, 10, 221-240.
- Ni, J. R., Zhang , H. W., Xue, A.; Wieprecht, S. and A. G. L. Borthwick. ”Modeling of Hyperconcentrated Sediment-Laden Floods in Lower Yellow River.” J. Hydr. Engrg., Volume 130, Issue 10, pp. 1025-1032.
- O'Brien, J.S., Julien, P.Y., and Fullerton, W.T. (1993). "Two- dimensional water flood and mudflow simulation, "J. Hydraulic Eng., ASCE, 119(2), 244-261.
- O'Brien, J. S., and Julien, P. Y. (1988). "Laboratory analysis of mudflow properties " Journal of Hydraulic Engineering., ASCE, 114(8), 877-887.
- Qian, Y., et al. (1980).”Basic characteristics of flow with hyper-concentration of sediment.” Proc., Int Symposium on River Sedimentation, Beijing ,China, vol.1,pp.175-184(in Chinese).
- Wei, Z.L. (1990). “Two-dimensional mathematical model for sediment-laden flow in the Lower Yellow River.” Research Rep. Prepared for Wuhan Univ., Wuhan, China (in Chinese).

Xu Jiongxin, 1998: A study of physico-geographical factors for formation of hyperconcentrated flows in the Loess Plateau of China. *Geomorphology*, 24: 245–255.

Xu, J. X, Erosion caused by hyperconcentrated flow on the Loess Plateau of China, *Catena*, 1999, 36: 1-19.

Xu J X. Hyperconcentrated flows in the slope channel systems in gullied hilly areas on the Loess Plateau, China. *Geogr. Ann.*, 2004,86 A (4): 349-366.

Zhang, H.W., Huang, Y.D., and Zhao, L.J. (2001). “A mathematical model for unsteady sediment transport in the lower yellow river.” *Int. J. Sediment Res.*, 16(2), 150-158.



附錄 FLO-2D 數值模式介紹

FLO-2D模式為二維洪水災害模擬模式，可用於都市淹水、洪水平原管理、工程風險設計、不規則形狀河道水理演算、橋樑涵洞水理演算，可以處理漫地流、都市水文、泥流及土石流。

C.1 FLO-2D數值模式理論

1. 控制方程式

FLO-2D模式使用非牛頓流體模式與中央有限差分(central finite difference scheme)數值方法，來求解土石流 x 軸方向之平均流速 V_x 、 y 軸方向之平均流速 V_y 與流動深度 h 等變數。其控制方程式包含連續方程式和運動方程式，如式(C.1)~(C.3)所示。

(1) 連續方程式

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h V_x}{\partial x} + \frac{\partial h V_y}{\partial y} = i \quad (C.1)$$

式中， h =流動深度； V_x = x 軸方向之平均流速； V_y = y 軸方向之平均流速； i =有效降雨強度； t =時間。

(2) 運動方程式

$$S_{fx} = S_{0x} - \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{V_x}{g} \left(\frac{\partial V_x}{\partial x} \right) - \frac{V_y}{g} \left(\frac{\partial V_x}{\partial y} \right) - \frac{1}{g} \left(\frac{\partial V_x}{\partial t} \right) \quad (C.2)$$

$$S_{fy} = S_{0y} - \frac{\partial h}{\partial y} - \frac{V_y}{g} \left(\frac{\partial V_y}{\partial y} \right) - \frac{V_x}{g} \left(\frac{\partial V_y}{\partial x} \right) - \frac{1}{g} \left(\frac{\partial V_y}{\partial t} \right) \quad (C.3)$$

式中， S_{fx} = x 軸方向之摩擦坡降； S_{fy} = y 軸方向之摩擦坡降； S_{0x} = x 軸

方向之底床坡降； S_{0y} = y 軸方向之底床坡降； g = 重力加速度。式(C.2)及式(C.3)分別為 x 軸與 y 軸方向上代表力平衡之動量方程式，亦稱為動力波方程式，其表示成無因次化以討論加速度之影響。由左至右依次：摩擦坡降、底床坡降、壓力梯度、慣性力中對流加速度項和局部加速度項。當右邊最後三項同時省略時，則稱為擴散波(Diffusive wave)方程式。當右邊最後四項同時省略時，上述兩式即為動量方程式中之運動波(Kinematic wave)方程式。

2. 流變方程式

FLO-2D模式應用於高含砂水流、泥流和土石流時，總應力共包含凝聚降伏應力 τ_c (Cohesive yield stress)、莫爾庫倫剪應力 τ_{mc} (Mohr-Coulomb shear stress)、粘滯剪應力 τ_v (Viscous shear stress)、紊流剪應力 τ_t (Turbulent shear stress)和離散剪應力 τ_d (Dispersive shear stress)等五項應力，關係式可表示如下：

$$\tau = \tau_c + \tau_{mc} + \tau_v + \tau_t + \tau_d \quad (C.4)$$

O'Brien 和 Julien(1985)將式(C.4)改寫為

$$\tau = \tau_y + \eta \left(\frac{du}{dy} \right) + C \left(\frac{du}{dy} \right)^2 \quad (C.5)$$

其中，降伏應力 τ_y 與紊流-離散參數 C ，分別為

$$\tau_y = \tau_c + \tau_{mc} \quad (C.6)$$

$$C = \rho_m l^2 + a_i \rho_m \left[\left(\frac{C^*}{C_v} \right)^{1/3} - 1 \right] d_s^2 \quad (C.7)$$

式中， η ：動力粘滯係數(Dynamic viscosity)； ρ_m ：土石混合體之質量密度； l ：Prandtl混合長度； a_i ：經驗係數(=0.01)； C_* ：最大靜體積濃度(Maximum static volume concentration)； C_v ：沉澱體積濃度； d_s ：沉澱粒徑。式(C.5)亦可改寫成摩擦坡降形式：

$$S_f = S_y + S_v + S_{td} = \frac{\tau_y}{\gamma_m h} + \frac{K\eta V}{8\gamma_m h^2} + \frac{n^2 V^2}{h^{4/3}} \quad (C.8)$$

$$\tau_y = \alpha_2 e^{\beta_2 C_v} \quad (C.9)$$

$$\eta = \alpha_1 e^{\beta_1 C_v} \quad (C.10)$$

其中， S_y =降伏坡降； S_v =黏滯坡降； S_{td} =紊流坡降； γ_m =水砂混合比重； K =層流阻力係數； n =曼寧糙度係數。

C.2 模式之限制與假設

1. FLO-2D模式之限制條件為：

- (1) 由於定床模式之限制，故模式無法模擬刷深之現象。
- (2) 模式無法模擬震波(shock wave)與水躍(hydraulic jumps)現象。

2. FLO-2D模式之假設條件為：

- (1) 淺水波假設。
- (2) 滿足穩定流阻滯方程式(steady flow resistance equation)。
- (3) 靜水壓力分佈。
- (4) 差分時間間隔內為穩定流(steady flow)。
- (5) 每一個網格點的高程與曼寧值僅有單一值。