

國立交通大學

土木工程學系

碩士論文

考量降雨入滲於河岸穩定分析模式
之建立與應用

Development and Application of Riverbank Stability
Model Considering Rainfall Infiltration.

研究生：黃群玲

指導教授：楊錦釗 博士

中華民國九十九年七月

考量降雨入滲於河岸穩定分析模式
之建立與應用

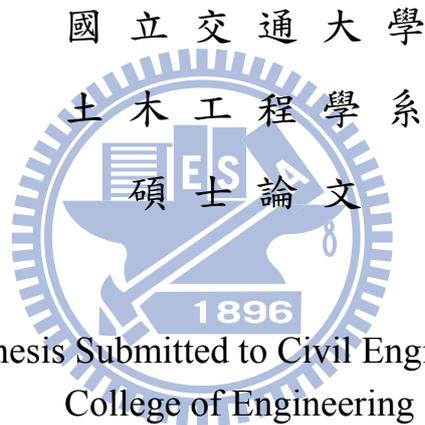
Development and Application of Riverbank Stability
Model Considering Rainfall Infiltration.

研究生：黃群玲

Student : Chun-Ling Huang

指導教授：楊錦釗

Advisor : Jinn-Chuang Yang



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, 2010
Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國九十九年 七月

考量降雨入滲於河岸穩定分析模式之建立與應用

研究生:黃群玲

指導教授:楊錦釗

國立交通大學土木工程學系

摘要

本研究結合 Green-Ampt 入滲理論與 Boussinesq 地下水流方程式，計算因降雨入滲及河道水位影響之地下水面線，再以靜水壓假設求得土體內孔隙壓力分佈，最後以極限平衡法(limit equilibrium analysis)計算安全係數，藉以評估河岸之穩定性。研究中分別探討土壤滲透性、降雨強度與河道水位變化對河岸穩定之影響，並以濁水溪為應用案例，模擬分析其在柯羅莎颱風(2007)期間，河岸穩定隨時間變化之情形。模擬結果顯示，高滲透性土壤伴隨降雨強度越大或低滲透性土壤，在河道水位下降速度越快之條件下河岸越容易發生破壞。

關鍵字：*Green-Ampt*、降雨入滲、河岸穩定

Development and Application of Riverbank Stability Model Considering Rainfall Infiltration.

Student : Chun-Ling Huang

Advisor : Jinn-Chuang Yang

Department of Civil Engineering
National Chiao Tung University

ABSTRACT

In this study, a model combining Green-Ampt infiltration theory with Boussinesq equation has been developed to simulate groundwater table variation under the condition of interactions between rainfall infiltration and variation of river stage. Depending on the calculated groundwater table, pore-water pressure can be estimated with the assumption of hydrostatic pressure distribution. Subsequently, riverbank stability can be assessed by factor of safety based on limit equilibrium method. The developed model was used to examine the effects of key parameters including various values of soil permeability, rainfall intensity and changing speed of river stage on the riverbank stability. In addition, Cho-Shui Creek during Typhoon Krosa occurred in 2007 was chosen as an application case. According to the simulated results, the riverbank failure is easily to be triggered with high permeability soil under heavy rainfall intensity or with low permeability soil under rapid drawdown.

Key word : Green-Ampt 、 rainfall infiltration 、 riverbank stability.

誌謝

本研究得以順利完成，由衷感謝恩師楊錦釗教授悉心 and 耐心教導，並感謝口試委員李天浩教授與李光敦教授悉心給予指正與建議，使本論文更臻完善。

感謝實驗室胤隆學長、世偉學長、曉萍學姐、珊瑜學姐、浩榮學長、建華學長、弘恩學長、仲達學長、仁凱學長、伯傑學長、冠曄學長、鏡如學姐、振家學長、歆淳學姐、俊宏學長、全謚學長在課業上指導與日常生活之照顧，亦感謝同學琦雯、昀軒、仁猷、新詠、明儒、浚騰、勁頤在兩年生活及課業上陪伴，還有感謝學弟妹聖翔、綾玲、彥酋、家偉的幫忙。

最後感謝大學好友們及親愛家人的支持，謝謝你們。



目錄

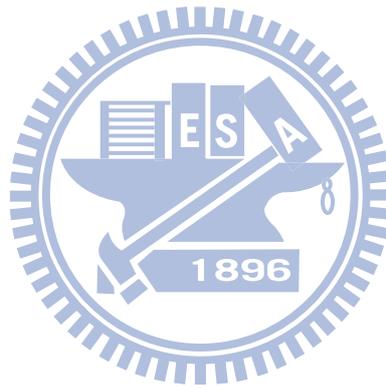
摘要.....	I
ABSTRACT.....	II
誌謝.....	III
目錄.....	IV
表目錄.....	VI
圖目錄.....	VII
符號說明.....	IX
第一章 緒論.....	1
1.1 研究動機與目的.....	1
1.2 文獻回顧.....	1
1.3 研究方法與步驟.....	3
1.4 章節介紹.....	4
第二章 理論基礎.....	5
2.1 降雨入滲計算.....	5
2.2 地下水面線計算.....	7
2.3 河岸穩定性計算.....	8
第三章 模式之建立與驗證.....	11
3.1 模式之建立.....	11
3.1.1 降雨入滲之計算.....	11
3.1.2 地下水面線之計算.....	13
3.1.3 土體孔隙水壓之計算.....	14
3.1.4 安全係數之建立.....	15

3.2 模式之驗證	16
3.2.1 降雨入滲模式之驗證	16
3.3.2 地下水面線計算之驗證	16
3.3.3 安全係數計算之驗證	17
第四章 河岸穩定分析模式之測試	18
4.1 案例設定	18
4.2 降雨特性對河岸穩定性之影響	18
4.3 河道水位上升對河岸穩定性之影響	20
4.4 河道水位下降對河岸穩定性之影響	21
第五章 應用案例	23
5.1 濁水河流域概述	23
5.2 模擬條件	23
5.3 結果分析	24
第六章 結論與建議	26
6.1 結論	26
6.2 建議	26
參考文獻	28



表目錄

表 3-1 Green-Ampt 降雨資料.....	31
表 3-2 Green-Ampt 土壤入滲相關係數.....	32
表 4-1 模擬條件彙整表.....	33



圖目錄

圖 1-1 評估河岸受沖刷後穩定性示意圖.....	34
圖 1-2 評估河岸受地下水位與河道水位影響之穩定性示意圖.....	34
圖 1-3 未飽和土壤莫爾-庫倫破壞準則.....	35
圖 1-4 研究步驟流程圖.....	36
圖 2-1 Green-Ampt理論之示意圖.....	37
圖 2-2 Green-Ampt入滲模式示意圖.....	37
圖 2-3 一維Boussinesq方程式邊界示意圖.....	38
圖 2-4 河岸穩定分析示意圖.....	38
圖 3-1 Green-Ampt 降雨強度與入滲能力關係圖.....	39
圖 3-2 模式計算流程圖.....	40
圖 3-3 Green-Ampt計算驗證結果—(a)降雨組體圖與入滲率 (b)累積降雨量與入滲量.....	41
圖 3-4 地下水驗證案結果—(a)第 12 小時 (b)第 48 小時.....	42
圖 3-5 安全係數驗證結果—(a)河道水位上升 (b) 河道水位下降.....	43
圖 4-1 河岸穩定分析示意圖.....	44
圖 4.2 不同降雨強度於砂質(Sand)河岸穩定性之影響，起始河道水位 -(a) 0.6 m (b) 1.5 m (c) 2.4 m.....	45
圖 4.3 不同降雨強度於砂質壤土(Sandy loam)河岸穩定性之影響，起 始河道水位- (a) 0.6 m (b) 1.5 m (c) 2.4 m.....	46
圖 4.4 不同降雨強度於黏土質壤土(Clay loam)河岸穩定性之影響，起 始河道水位- (a) 0.6 m (b) 1.5 m (c) 2.4 m.....	47
圖 4-5 不同降雨強度下，土壤入滲率比較圖-(a) Sand (b) Sandy loam(c) Clay loam.....	48
圖 4-6 不同起始河道水位之土壤最小安全係數值-(a) Sand (b) Sandy loam (c) Clay loam.....	49

圖 4-7 不同降雨強度於砂質(Sand)河岸穩定性之影響，河道水位上升速度-(a) 0.05 m/hr (b) 0.1 m/hr (c) 0.3 m/hr.....	50
圖 4-8 不同降雨強度於砂質壤土(Sandy loam)河岸穩定性之影響，河道水位上升速度-(a) 0.05 m/hr (b) 0.1 m/hr (c) 0.3 m/hr	51
圖 4-9 不同降雨強度於黏土質壤土(Clay loam)河岸穩定性之影響，河道水位上升速度-(a) 0.05 m/hr (b) 0.1 m/hr (c) 0.3 m/hr	52
圖 4-10 不同河道水位上升速度之最小安全係數值-(a) Sand (b) Sandy loam (c) Clay loam	53
圖 4-11 不同降雨強度於砂質(Sand)河岸穩定性之影響，河道水位下降速度-(a) 0.05 m/hr (b) 0.1 m/hr (c) 0.3 m/hr.....	54
圖 4-12 不同降雨強度於砂質壤土(Sandy loam)河岸穩定性之影響，河道水位下降速度-(a) 0.05 m/hr (b) 0.1 m/hr (c) 0.3 m/hr	55
圖 4-13 不同降雨強度於黏土質壤土(Clay loam)河岸穩定性之影響，河道水位下降速度-(a) 0.05 m/hr (b) 0.1 m/hr (c) 0.3 m/hr	56
圖 4-14 河道水位下降速度之最小安全係數值-(a) Sand (b) Sandy loam (c) Clay loam	57
圖 5-1 濁水溪應用河段與西螺(2)雨量站位置圖	58
圖 5-2 柯羅莎颱風降雨入滲率.....	59
圖 5-3 斷面 83-(a)左岸之模式結果 (b)斷面資料	60
圖 5-4 斷面 83 之 HEC-RAS演算最高安全係數水位結果.....	61
圖 5-5 斷面 71-(a)左岸之模式結果 (b)斷面資料	62
圖 5-6 斷面 71 之 HEC-RAS演算最高安全係數水位結果.....	63
圖 5-7 斷面 61-(a)左岸之模式結果 (b)斷面資料	64
圖 5-8 斷面 61 之 HEC-RAS演算水位結果-(a)最高安全係數(b)安全係數為 1	65
圖 5-9 斷面 58-(a)右岸之模式結果 (b)斷面資料	66
圖 5-10 斷面 58 之 HEC-RAS演算水位結果-(a)最高安全係數(b)安全係數為 1	67

符號說明

a ：鄰近格點的權重係數

b ：鄰近格點的權重係數

c ：鄰近格點的權重係數

c' ：土壤有效凝聚力

d ：鄰近格點的權重係數

F ：累積入滲深度

F_T ：某時間累積入滲深度

f_i ：入滲率

f_i^* ：入滲能力

FD：破壞面上驅動力

FR：破壞面上抗剪強度

FS：安全係數

h ：水力水頭

h_0 ：地表積水深

$h_0(x)$ ：通過河岸土層斷面之初始水頭分佈

h_1 ：地表面之水頭高

h_2 ：濕潤面下方與乾燥土壤交界處之水頭高

h_{uv} ：破壞面上之某一點至水面線垂向距離

H ：坡高

Hw：河道水位高

$H_1(t)$ 、 $H_2(t)$ ：邊界上隨時間變動之水頭

i ：空間格網座標



i_t : 某時刻之降雨強度
 I : 降雨強度
 K : 水力傳導係數
 L : 破壞面之總長度
 L_b : 河岸土層長度
 L_{uns} : 破壞面之未飽和土層長度
 L_{sat} : 破壞面之飽和土層長度
 L_f : 延破壞面方向
 M : 迭代次數
 MT : 演算累積入滲深度的總時間間距
 N_r : 補注率
 N : 總正向力
 P : 靜水壓力
 q : 滲流量
 S : 破壞面上未飽和土壤之基質吸力
 S_y : 比流率
 t : 時間格網座標
 t_p : 發生積水時間
 U : 破壞面上土體飽和孔隙壓力引發之上舉力
 u_a : 孔隙氣壓力
 u_w : 孔隙水壓力
 V_w : 河道水位速度
 W : 破壞塊土體重
 z_1 : h_1 之高程



z_2 : h_2 之高程

θ_i : 土壤含水量

θ_w : 破壞面上某一點至水面線交點之水面線坡度

η : 土壤孔隙率

ψ : 濕峰面之吸力水頭

ψ_b : 破壞面角度

ϕ' : 有效摩擦角

ϕ^b : 土體未飽和基質吸力造成剪力強度增加所對應之角度

τ : 土壤之剪力強度

τ_{sat} : 飽和土壤之剪力強度

τ_{uns} : 未飽和土壤之剪力強度

β : 河岸坡面角度

σ : 正向應力

γ_w : 水單位重

Δx : 空間間距

Δt : 時間間距



第一章 緒論

1.1 研究動機與目的

台灣河川豐、枯水期流量差異甚大，枯水期時兩岸裸露之高灘地常被開發利用，如：種植作物、闢建停車場、休閒遊憩場所或親水公園等。每逢颱風豪雨，台灣河川坡陡流急、洪水歷程急促的特性，致使河岸遭受侵蝕而退縮，將嚴重危及河防建造物之安全或兩岸土地之安定。因此，瞭解河岸的破壞機制，不論就河川治理規劃方面，如治理計畫線之擬定；或河川管理方面，如高灘地利用管理，都已成為重要的研究課題。

本研究之目的在於探討降雨強度與河道水位變化引發河岸破壞之行為，包含降雨強度、土壤滲透性與地下水位與河道水位變動速度等，並提出河岸發生破壞的機制，本研究結果除可提供未來相關研究之參酌，並可提供河川治理與管理之參考依據。

1.2 文獻回顧

探討河岸之穩定性，一般常以塊體形式破壞(mass failure)進行分析，即在不考慮土體的變形下，以莫爾-庫倫破壞準則(Mohr-Coulomb failure criterion)建立土壤之正向應力與抗剪強度之關係，並採用極限平衡法分析(limited equilibrium analysis)評估其穩定性。Thorne et al.(1981)基於上述分析理論提出河岸高度與坡角之臨界破壞關係曲線。Osman and Thorne (1988)評估河岸受側向沖刷及河床變動後對河岸整體穩定性之影響，如圖 1-1 所示，但上述研究皆未考量河岸土體

地下水或河道水位變化之影響。Simon (1991)以相同之穩定分析理論，計算河道水位之靜水壓力，分析其對河岸穩定之影響。Darby and Thorne (1996)考量河道沖刷作用下將地下水的影響納入計算，如圖 1-2 所示，其分析結果顯示地下水位對河岸穩定影響甚大。Rinaldi and Casagli (1999)應用 Fredlund et al. (1978)所提出之廣義莫爾-庫倫破壞準則(extended of Mohr-Coulomb failure criterion)(見圖 1-3)，進一步考慮土壤未飽和之基質吸力(matric suction)，並提出當地下水位較低時，基質吸力對河岸穩定之重要性。後續相關研究大多依循上述之理論進行現地案例之分析，如：Simon et al. (2000)評估美國 Goodwin Creek 長期水位變化下，河岸穩定隨時間變化的情形；Simon et al. (2002)以美國 Missouri River 為例，同樣探討水位變化下河岸之穩定性；Dapporto et al. (2003)於義大利 Arno River 歸納河岸坡高與坡度之臨界關係。

上述相關研究成果雖提出土體之地下水位對河岸穩定性有相當大之影響，但所考量之地下水卻假想為一水平狀態，此假設雖可快速分析河岸穩定與否，但並未能反映真實現象。為改良上述缺點，Chiang et al. (2010)利用一維非穩態 Boussinesq 地下水流方程式，將河道水位視為邊界條件，並考量河道水位與地下水位的互制關係求解地下水面線，以靜水壓分佈假設計算破壞面上之孔隙壓力分佈，據以進行河岸穩定之分析。

一般河岸穩定分析中，甚少考慮降雨之因素，然而在大地工程領域中，已有相當多的研究提出降雨入滲是引發坡地崩塌的主要自然外在誘因之一。如：Iverson (2000)簡化理查氏方程式(Richards equation)為一維線性擴散方程式，並結合無限邊坡穩定分析，模擬降雨引致地下水位上升而引發坡地之崩塌；Collins and Znidarcic (2004)模擬在均

勻入滲下，土壤在飽和層與未飽和層不同形式破壞的行為；Tsai (2008) 利用假設案例，進行不同雨型對坡地崩塌之影響分析。

降雨入滲之研究甚多，一般被廣泛應用的包含 Green and Ampt (1911) 假設土壤濕峰處為一平整邊界，以解析解方式求得入滲率公式；Horton (1933) 以指數遞減型式來表示入滲率隨時間改變之情形；Philip (1957) 利用 Boltzmann 轉換先求得累積入滲率之近似解再推估入滲量；Richard (1931) 利用達西定律，並定義非飽和土層之總水頭為位置水頭及張力(負壓)之和，且水力傳導係數為張力水頭之函數，再根據一維垂向連續方程式，建立未飽和水流之偏微分方程式。相較四種入滲理論，Green-Ampt 入滲公式具簡單與準確之特點。

1.3 研究方法與步驟

上述文獻回顧中，Chiang et al. (2010) 雖能處理河道水位與地下水位兩者之互制關係，但卻無法反映因降雨產生入滲的真實現象。因此本研究採用 Green-Ampt 入滲理論計算入滲率，藉以釐清降雨、入滲與積水三者之關係，並結合 Boussinesq 地下水流方程式計算地下水面線隨時間變化之情形，以極限平衡法(limited equilibrium analysis) 探討降雨與河道水位變化於河岸穩定之影響。

研究步驟如圖 1-4 所示，首先闡述模式中所採用之理論，包含 Green-Ampt 入滲理論、地下水流控制方程式及河岸穩定分析理論(如第二章所述)。理論介紹後，撰寫考量降雨之入滲能力與孔隙壓力變化之河岸穩定分析模式，並以簡單案例驗證模式之正確性(如第三章所述)。應用所建立之模式於不同土壤性質之河岸，在不同降雨強度和河道水位變化下，探討對河岸穩定性之影響(如第四章所述)。以濁水溪河段為應用案例，在柯羅莎颱風事件下進行河岸穩定分析與探討

(如第五章所述)。最後，對本研究分析統整結論，並提出建議(如第六章所述)。

1.4 章節介紹

第一章為緒論，闡述本研究的研究動機與目的、文獻回顧，並提出本研究之方法與步驟。

第二章為理論基礎，介紹所採用之 Green-Ampt 入滲理論、地下水流控制方程式與河岸穩定分析理論。

第三章為模式建立與驗證，在 Green-Ampt 入滲理論架構下利用迭代法求解入滲率，以數值方法求得地下水面線，最後以極限平衡法理論建立安全係數，並分別以簡單案例驗證模式建立之正確性。

第四章為河岸穩定性分析模式之測試，針對不同降雨強度與河道水位變化，分別探討其對河岸穩定性之影響。

第五章為應用案例，以所建立之模式應用於濁水溪河段，分析在柯羅莎颱風期間，降雨入滲與河道水位變化對河岸穩定之影響。

第六章為結論與建議，除了對本研究之成果做綜合性之歸納說明外，並對未來研究方向提出建議。

第二章 理論基礎

本章主要介紹本研究所採用之 Green-Ampt 入滲理論、地下水流控制方程式與河岸穩定分析之理論。

2.1 降雨入滲計算

Green and Ampt (1911)於均質土層與含水量(moisture content)分佈下推導入滲方程式，其假設近似銳角之濕峰面(wetting front)為區分乾濕土壤之邊界，而濕峰面通過之土層即為飽和土層(濕峰為一平整邊界)，如圖 2-1 與圖 2-2 所示。

降雨入滲前， θ_i 為土壤含水量， η 為土壤孔隙率(porosity)，濕峰面到達地表下深度 L 時，依據質量守恆理論，降雨入滲至土壤之累積入滲深度 F (cumulative infiltration depth)，表示為

$$F(t) = L(\eta - \theta_i) = L\Delta\theta \quad (2.1)$$

式中， $\Delta\theta = \eta - \theta_i$ 。

依據達西定律(Darcy's law)，水在飽和土壤中流動時，其滲流量 q 可表示如下：

$$q = -K \frac{\partial h}{\partial z} \quad (2.2)$$

式中， K 為水力傳導係數(hydraulic conductivity)， q 向上為正。

將滲流量視為土壤入滲能力 f^* (infiltration capacity)，利用(2.2)式可得

$$f^* = K \left(\frac{h_1 - h_2}{z_1 - z_2} \right) \quad (2.3)$$

式中， f^* 向上為正， h_1 為地表面之水頭高， h_2 為濕潤面下方與乾燥土壤交界處之水頭高， z_1 為 h_1 之高程， z_2 為 h_2 之高程。

假設 $h_1 = h_0$ ，其中 h_0 地表積水深(ponded depth)。 h_2 為濕峰面之水頭高， $h_2 = -\psi - L$ 。 ψ 為濕峰面之吸力水頭(wetting front soil suction head)。將假設代入(2.3)式，可得

$$f^* = K \left(\frac{h_0 - (-\psi - L)}{L} \right) \quad (2.4)$$

假設地表沒有積水， $h_0 = 0$ 。由(2.1)式知 $L = F / \Delta\theta$ ，代入(2.4)式，可得

$$f^* = K \left(\frac{\psi\Delta\theta + F}{F} \right) \quad (2.5)$$

由 $f^* = \frac{dF}{dt}$ ，可得累積入滲深度：

$$F(t) = \psi\Delta\theta \ln \left(\frac{F(t)}{\psi\Delta\theta} + 1 \right) + Kt \quad (2.6)$$

將(2.6)式對時間微分，可得下式：

$$f^*(t) = K \left(\frac{\psi\Delta\theta}{F(t)} + 1 \right) \quad (2.7)$$

當 $t=0$ 時，累積入滲深度 $F(t=0)=0$ ，代入(2.7)式，此時入滲能力無限大($f^*(t=0)=\infty$)，入滲率(rate of infiltration)則為降雨強度(rainfall intensity) ($f_i = i_i$)，亦即降雨完全入滲至土壤。時間與累積入滲率深度成正比，而與入滲能力成反比。在計算時刻內，當入滲能力大於降雨

強度($f_i^* > i_i$)時，入滲率等於降雨強度($f_i = i_i$)；若入滲能力小於降雨強度($f_i^* < i_i$)時，入滲率等於入滲能力($f_i = f_i^*$)，此時地表開始積水而產生漫地流。

當降雨持續發生，土壤含水量達到飽和，則開始產生漫地流，此時積水時間(ponding time)即為入滲過程中極為重要之參數。在積水時間發生前，降雨完全入滲至土壤，因此並不會形成漫地流。發生積水後，入滲能力小於降雨強度而將引發漫地流。

積水發生時為 $t = t_p$ ，而累積入滲深度 $F_p(t = t_p) = it_p$ ，入滲能力為降雨強度 $f_i^* = i_i$ ，由(2.7)式可得積水時間

$$t_p = \frac{K\psi\Delta\theta}{i(i-K)} \quad (2.8)$$

代入積分式，求得積水後的累積入滲深度

$$F - F_p - \psi\Delta\theta \ln\left(\frac{\psi\Delta\theta + F}{\psi\Delta\theta + F_p}\right) = K(t - t_p) \quad (2.9)$$

將(2.9)式代回(2.7)式，即可求得積水後入滲能力。

2.2 地下水面線計算

一維非穩態地下水流控制方程式以 Boussinesq 方程式(Harr 1962; Bear 1972)表示

$$S_y \frac{\partial h}{\partial t} = K \frac{\partial}{\partial x} \left(h \frac{\partial h}{\partial x} \right) + N_r \quad (2.10)$$

式中， S_y 為比流率(specific yield)； h 水力水頭(hydraulic head)； K 為水力傳導係數(hydraulic conductivity)； N_r 為補注率(recharge rate)。

為求解此控制方程式，給予初始條件(initial condition)及邊界條件(boundary condition)如圖 2-3 所示。初始條件，如下所示：

$$h_0(x) = H(x, 0) \quad (2.11)$$

式中， $h_0(x)$ 為通過河岸土層斷面之初始水頭分佈。

本研究所應用之邊界條件為：

$$h(0, t) = H_1(t) \quad (2.12)$$

$$h(L_b, t) = H_2(t) \quad (2.13)$$

式中， L_b 為河岸土層長度， $H_1(t)$ 和 $H_2(t)$ 分別為邊界上隨時間變動之水頭。

2.3 河岸穩定性計算

如圖 2-4 所示，考量一簡單幾何形狀且均質之河岸，土體之地下水位線以上為未飽和土壤，以下為飽和土壤。Fredlund et al. (1978) 利用廣義莫爾-庫倫理論，將土層中未飽和土壤剪力強度視為淨正向應力($\sigma - u_w$)與基質吸力($u_a - u_w$)所組成之函數，如下表示：

$$\tau_{uns} = L_{uns} (c' + (\sigma - u_w) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b) \quad (2.14)$$

式中， τ_{uns} 為未飽和土壤之剪力強度， L_{uns} 為沿破壞面上之未飽和土層長度； c' 為土壤有效凝聚力(effective cohesion)； σ 為正向應力(total normal stress)； u_a 為孔隙氣壓力(pore air pressure)； u_w 為孔隙水壓力(water pore pressure)； ϕ' 為土壤有效摩擦角(effective friction angle)； ϕ^b

為土體未飽和基質吸力造成剪力強度增加所對應之角度(angle expressing the strength increase rate relating to the matric suction)。

當土壤飽和時，孔隙水壓力與孔隙氣壓力接近相等，在(2.14)中 $u_a - u_w = 0$ ，其飽和土壤剪力強度為

$$\tau_{sat} = L_{sat}(c' + (\sigma - u_w) \tan \phi') \quad (2.15)$$

式中， τ_{sat} 為飽和土壤之剪力強度， L_{sat} 為沿破壞面上之飽和土層長度。

將(2.14)式與(2.15)式合併後，土壤之剪力強度如下表示：

$$\tau = c' L + (N - U) \tan \phi' + S \tan \phi^b \quad (2.16)$$

式中， L 為沿破壞面之總長度； N 為總正向力； U 為破壞面上土體飽和孔隙壓力引發之上舉力(hydrostatic uplift force)； S 為破壞面上未飽和土壤之基質吸力(matric suction)。

本研究採用之穩定分析理論係基於極限平衡法，利用安全係數 FS(factor of safety)來判斷崩塌發生與否。安全係數定義為破壞面之抗剪強度 FR(force of resisting)與破壞面之驅動力 FD(force of driving)之比值，其計算公式如下：

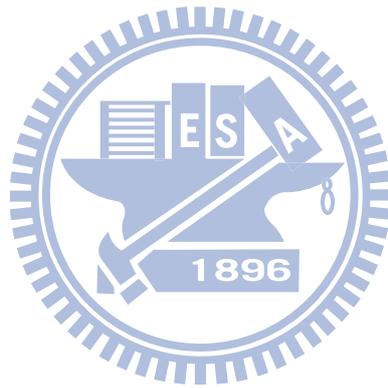
$$FS = FR / FD \quad (2.17)$$

當破壞面上之抗剪強度小於驅動力或驅動力大於抗剪強度，將沿破壞面產生滑動破壞。依據 FS 之定義， $FS < 1$ 表示河岸將發生崩塌。

計算(2.17)式沿破壞面之抗剪強度與驅動力，則安全係數可表示如下：

$$FS = \frac{c' L + S \tan \phi' + [W \cos \psi_b - U + P \cos(\beta - \psi_b)] \tan \phi'}{W \sin \psi_b - P \sin(\beta - \psi_b)} \quad (2.18)$$

式中， W 為破壞土體重； P 為靜水壓力 (hydrostatic-confining force)； β 為河岸坡面角度 (slope angle)； ψ_b 為破壞面角度 (angle of failure plane)。



第三章 模式之建立與驗證

本章節基於前述理論基礎，分別說明模式建立之方法與過程，並以簡單案例驗證模式建立之正確性。

3.1 模式之建立

3.1.1 降雨入滲之計算

首先需知土壤與地表相關參數，本研究參照 Rawls et al.(1983)取樣分析美國土壤樣本求得之 Green-Ampt 入滲理論參數，如表 3-2。將一場降雨事件做時間分割，並假設每個分割等份內之降雨強度為一定值。在 t_0 至 $t_0 + \Delta t$ 內之降雨強度為 i_{t_0} ，有三種情況如下。

情況(1)

在 t_0 至 $t_0 + \Delta t$ 內皆發生積水，則 $f_{t_0}^* < i_{t_0}$ ，此時入滲率等於入滲能力，如圖 3-1(a)。利用(2.6)式計算 t_0 之累積入滲深度

$$F_{t_0+\Delta t} - F_{t_0} - \psi \Delta \theta \left(\frac{\psi \Delta \theta + F_{t_0+\Delta t}}{\psi \Delta \theta + F_{t_0}} \right) = K \Delta t \quad (3.1)$$

代回(2.7)式即可求得入滲能力，此時入滲率等於入滲能力。

情況(2)

在 t_0 至 $t_0 + \Delta t$ 內不發生積水， $f_{t_0}^* > i_{t_0}$ 且 $f_{t_0+\Delta t}^* > i_{t_0}$ ，此時入滲率等於降雨強度，如圖 3-1(b)。由(2.7)式求得 t_0 之入滲能力，假設入滲能力

大於降雨強度，利用質量守恆， $t_0 + \Delta t$ 時刻之累積入滲深度為

$$F_{t_0+\Delta t} = F_{t_0} + i_{t_0}\Delta t \quad (3.2)$$

代回(2.7)式計算 $t_0 + \Delta t$ 時刻之入滲能力 $f_{t_0+\Delta t}^*$ 。若 $f_{t_0+\Delta t}^* > i_{t_0}$ ，表示在時間間距內入滲能力大於降雨強度之假設正確。若假設不正確，則為情況(3)。

情況(3)

在 t_0 至 $t_0 + \Delta t$ 內發生積水，在 $f_{t_0}^* > i_{t_0}$ 但 $f_{t_0+\Delta t}^* < i_{t_0}$ ，表示在時間間距內，某時刻 t_p 發生積水現象，如圖 3-1(c)。在 t_p 時刻，入滲能力等於降雨強度， $f_t^* = i_t$ ，代入(2.6)式求得積水發生時刻之累積入滲深度：

$$F_p = \frac{K\psi\Delta\theta}{i_{t_0} - K} \quad (3.3)$$

在上述三種情況，累積入滲深度之計算可用下列通式表示：

$$F_{T+\Delta t} - F_T = K\Delta t + \psi\Delta\theta \ln\left(1 + \frac{F_{T+\Delta t} - F_T}{\psi\Delta\theta + F_T}\right), T=1, 2, 3, \dots, MT \quad (3.4)$$

式中， Δt 為任意兩個時間間距差， F_T 為某時間累積入滲深度， MT 為演算累積入滲深度的總時間間距。以情況(1)為例， $T=t_0$ ， $\Delta t=t-t_0$ ，利用下式迭代步驟及可求得累積入滲深度

$$F_t^{M+1} = Kt + \psi\Delta\theta \ln\left(1 + \frac{F_t^M}{\psi\Delta\theta}\right), M=1, 2, 3.. \quad (3.5)$$

$$\left| \frac{F_t^{M+1} - F_t^M}{F_t^{M+1}} \right| \leq 10^{-6} \quad (3.6)$$

式中， M 為迭代次數，並設定收斂條件為 10^{-6} 。

3.1.2 地下水面線之計算

(2.10)式為二階非線性偏微分方程式，令 $V = h^2$ 代入原方程式後可得下式：

$$S_y \left(\frac{1}{\sqrt{V}} \right) \frac{\partial V}{\partial t} = K \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial V}{\partial x} \right) + 2N_r \quad (3.7)$$

以隱式有限差分法(implicit finite difference method)將上式離散化後可表示如下：

$$V_i^{t+1} - \frac{K\Delta t \sqrt{V_i^t}}{S_y (\Delta x)^2} (V_{i+1}^{t+1} - 2V_i^{t+1} + V_{i-1}^{t+1}) = V_i^t + 2N_r \frac{\Delta t \sqrt{V_i^t}}{S_y} \quad (3.8)$$

式中， i 為空間格網座標； t 為時間格網座標； Δx 為空間間距； Δt 為時間間距。

將(3.8)式重新排列後可得局部區域鄰近格點的關係式如下：

$$aV_{i+1}^{t+1} + bV_i^{t+1} + cV_{i-1}^{t+1} = d \quad (3.9)$$

式中， a 、 b 、 c 、 d 分別表示鄰近格點的權重係數，該係數依序如下所示：

$$a = -\frac{K\Delta t \sqrt{V_i^t}}{S_y (\Delta x)^2} \quad (3.10)$$

$$b = 1 + 2\frac{K\Delta t \sqrt{V_i^t}}{S_y (\Delta x)^2} \quad (3.11)$$

$$c = -\frac{K\Delta t\sqrt{V_i^t}}{S_y(\Delta x)^2} \quad (3.12)$$

$$d = \frac{2N_r\Delta t\sqrt{V_i^t}}{S_y} + V_i^t \quad (3.13)$$

若以 m 個格點將計算範圍劃分共 $m-1$ 個區間，則邊界條件分別可表示為

$$V_1^{t+1} = h_1^2(t) \quad (3.14)$$

$$V_m^{t+1} = h_2^2(t) \quad (3.15)$$

將 (3.14) 式和 (3.15) 式代入 (3.9) 式整理後，可得每個格點上展開後之線性聯立方程組，再利用 Thomas algorithm (Fletcher and Srinivas, 1991) 即可求解。

在 (3.8) 式中， N_r 在每個計算時程可由 Green-Ampt 計算所得之入滲率代入，亦即表示在計算地下水面線可同時考量降雨入滲之效應。

3.1.3 土體孔隙水壓之計算

土體中，地下水面線以上的未飽和區為負孔隙水壓；地下水面線以下的飽和區為正孔隙水壓。當地下水面線由上述過程求解後，在靜水壓分佈假設下，孔隙水壓可分別以下式計算：

$$\text{正孔隙水壓 } u_w = \gamma_w h_{ww} \times \cos \theta_w^2 \quad (3.16)$$

$$\text{負孔隙水壓 } u_w = -\gamma_w h_{uw} \times \cos \theta_w^2 \quad (3.17)$$

式中， γ_w 為水單位重， h_{uw} 為破壞面上之某一點至水面線垂向距離， θ_w 為破壞面上某一點至水面線交點之水面線坡度。

延破壞面上，正孔隙水壓合力即為上舉力(U)，負孔隙水壓合力即為基質吸力(S)，如圖 2-4 所示，其計算公式如下：

$$\text{上舉力 } U = \int_0^{L_{sat}} u_w dL_f \quad (3.18)$$

$$\text{基質吸力 } S = \int_0^{L_{uns}} u_w dL_f \quad (3.19)$$

式中， L_{sat} 為破壞面上之飽和土層長度， L_{uns} 為破壞面上之未飽和土層長度。 L_f 表示延破壞面方向。

3.1.4 安全係數之建立

將各時刻之入滲率(f)代入地下水方程式之補注率項(N_r)進行計算，求得破壞面上因孔隙壓力造成的上舉力(U)與基質吸力(S)，另加入河道水位產生之靜水壓力(P)與破壞面上之土體自重(W)，可由(2.17)式計算各降雨強度所對應之安全係數，模式計算流程圖如圖 3-2 所示。在(2.17)式中，上舉力與基質吸力計算方法已在上小節說明，靜水壓力破壞土體重及其他相關公式如下說明：

$$\text{河道靜水壓力 } P = \frac{1}{2} \gamma_w \frac{(Hw)^2}{\sin \beta} \quad (3.20)$$

式中， Hw 為河道水位高。

$$\text{破壞塊土體重 } W = \frac{1}{2} \gamma H^2 (\cot \psi_b - \cot \beta) \quad (3.21)$$

式中， H 為坡高。

$$\text{破壞面總長度 } L = \frac{H}{\sin \beta} \quad (3.22)$$

另外，(2.17) 式中破壞面之角度，本研究依循 Lohnes and Handy(1968)和 Huang(1983)等採用 Spangler(1960)之研究，以下式進行估算：

$$\psi_b = (\beta + \phi) / 2 \quad (3.23)$$

3.2 模式之驗證

3.2.1 降雨入滲模式之驗證

考量一降雨事件於砂質壤土(Sandy loam)之土壤，降雨資料如表 3-1，另由表 3-2 可得知 Green-Ampt 入滲相關係數：飽和水力傳導係數(K)為 1.09cm/hr，吸力水頭(ψ)為 11.01cm。

模式計算之入滲率和累積入滲深度分別如圖 3-3(a)與如圖 3-3(b)所示。由圖 3-3(a)可知，當時間為 60 min 時開始積水，且積水結束時間為 140 min。另由如圖 3-3(a)與如圖 3-3(b)結果與 Chow et al.(1988)之結果一致，因此可驗證所建立之降雨入滲程式之正確性。

3.3.2 地下水面線計算之驗證

以下利用一簡單案例進行一維 Boussinesq 方程式之驗證，如圖

2-3 所示，假設左側邊界條件水位為零($H_1(t)=0$)；右側邊界為零流量

邊界($\frac{\partial h}{\partial x}=0$)。起始條件為

$$H_0(x) = h(x,0) = 2\sqrt{x} \quad (3.24)$$

此案例之解析解為(Bear, 1972)

$$h(x,t) = \frac{h_0(x)}{1 + \left(\frac{\beta K h_0(x) t}{S_y L_b^2} \right)} \quad (3.25)$$

式中， β 近似於 1.12。

假設水力傳導係數 K 為 2.315×10^{-3} m/s，比流率 S_y 為 0.15，土層長度 L_b 為 5000 m，空間間距為 100 m，時間間距為 0.5 hr。暫不考慮入滲率。以第 12 hr 與第 48 hr 數值計算與解析解比較，結果分別如圖 3-4(a)與圖 3-4(b)所示，由圖可知數值計算結果與解析解相符。

3.3.3 安全係數計算之驗證

分別以河道水位上升與下降進行安全係數計算之驗證。案例設計條件如下 $\phi^i=33^\circ$ ， $\phi^b=16^\circ$ ， $c^i=1$ kPa， $\gamma_w=18$ kN/m³， $\beta=60^\circ$ ， $\psi_b=35^\circ$ ，模擬結果可見圖 3-5(a)與圖 3-5(b)，顯示結果與 Rinaldi and Casagli(1999)所得一致，由此可驗證模式建立之正確性。

第四章 河岸穩定分析模式之測試

本章將測試案例分為二大部分進行探討。第一部分為單純考量降雨期間，降雨強度大小對不同土壤性質河岸穩定之影響；第二部分為河道水位上升或下降時，同時探討降雨強度對河岸穩定之影響。茲將本章案例模擬條件整理如表 4-1。

4.1 案例設定

土壤相關參數假設如下：摩擦角 $\phi' = 33^\circ$ ， $\phi^b = 16^\circ$ ，凝聚力 $c' = 2 \text{ kPa}$ ，單位重 $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ ，河岸坡面角度 $\beta = 60^\circ$ 。河岸高度(坡高)為 3 m，河岸深度為 5 倍坡高，有效飽和度為 0.4。

參考表 3-2 並選取水力傳導係數相差一階之土壤進行探討，本研究採用砂(Sand, $K=11.78 \text{ cm/hr}$)、砂質壤土(Sandy loam, $K=1.09 \text{ cm/hr}$)和黏土質壤土(Clay loam, $K=0.10 \text{ cm/hr}$)三種土壤。

考量降雨延時為 12 小時，雨型為均勻型(uniform pattern)之降雨事件，降雨強度(I, rainfall intensity)分別為 5、10、20、40、80 與 160 mm/hr 等六種降雨強度。

4.2 降雨特性對河岸穩定性之影響

考量起始河道水位(H_w)分別為 0.6 m、1.5 m 和 2.4 m，地下水表面線計算之河岸左右側邊界條件與起始條件皆設為起始河道水位，本案例之河岸穩定分析示意圖如圖 4-1 所示。

砂質土壤在不同起始水位以及降雨強度下，模擬結果如圖 4-2 所

示，圖 4-2 顯示降雨強度越大，地下水位較易上升，將產生較大之正孔隙水壓致使安全係數大幅下降。另外，當起始河道水位為 0.6 m、1.5 m 與 2.4 m 時(起始地下水位亦分別為 0.6 m、1.5 m 與 2.4 m)，安全係數之起始值分別為 1.50、1.26 與 1.23。上述結果顯示起始地下水位越高，安全係數之起始值越低，且降雨較易使得地下水位持續上升使河岸土體達完全飽和，因此安全係數將下降並維持某一最低值，如圖 4.2(c)所示。

另外兩種土壤(砂質壤土與黏土質壤土)，其分析結果如圖 4-3 以及圖 4-4 所示。與圖 4-2 比較結果顯示當水力傳導係數越小，安全係數變化幅度隨之越小。由於三種土壤主要差異在於水力傳導係數，茲將三種土壤在不同降雨強度下隨時間變化之入滲率繪製於圖 4-5。圖 4-5 顯示砂質、砂質壤土與黏土質壤土會發生積水之臨界降雨強度與時間分別為 160 mm/hr(13 min)、40 mm/hr(16 min)以及 20 mm/hr(7 min)，由此可知當水力傳導係數越大，降雨量較易完全入滲至土體，地下水位亦較易上升使得安全係數下降。反之，水力傳導係數越小，積水現象較易發生，使得降雨量進入土體內的越少，即便降雨強度增大，土壤入滲率並不會改變，因此地下水位較不易變動，對安全係數的影響亦較小，如圖 4-4(c)所示。此外，水力傳導係數亦為地下水流動之重要參數，水力傳導係數越大，地下水流動越快，地下水面線變動亦越為明顯，因此由圖 4-2 至圖 4-4 可發現當降雨停止後，水力傳導係數較大之土壤由於排水性良好，地下水位回降的速度較快，因此安全係數回升速度亦較快。

由上述分析結果可知水力傳導係數影響土壤之入滲率與地下水水流動頗巨，以下將本節所分析之案例以最小安全係數進行彙整與探討，除可評估河岸整體穩定性外，更可進一步瞭解不同模擬條件對安

全係數影響之程度。將三種土壤於不同起始水位與降雨強度下之最小安全係數整理於圖 4-6。整體而言，安全係數最小值均落在降雨量為 160 mm/hr，而起始水位為 0.6 m 時，最小安全係數受降雨強度影響較大，且較易造成河岸破壞。此外，水力傳導係數較小之土壤不易造成地下水位的變動，因此安全係數變化幅度不大。

4.3 河道水位上升對河岸穩定性之影響

本節進一步探討河道水位上升時，降雨對河岸穩定之影響。河道水位分別以 0.05 m/hr、0.1 m/hr 和 0.3 m/hr 三種速度(V_w)，由最低水位(0.6 m)上升至最高水位(2.4 m)。地下水面線計算之起始條件與河岸左右側邊界條件皆假設為起始水位高度(0.6 m)。本案例之河岸穩定分析示意圖如圖 4-1 所示。

砂質土壤在不同河道水位上升速度以及降雨強度下，模擬結果如圖 4-7 所示。由圖 4-7 與圖 4-2 比較，發現在降雨強度小於或等於 40 mm/hr 時，河道水位上升速度越快時，安全係數下降程度越為趨緩，甚至有上升的現象，如圖 4-7(c)之模擬結果所示。由於河道水位所提供的靜水壓力對安全係數呈正面影響，因此河道水位上升速度越快，若地下水位仍維持在相對較低，此時即有可能使安全係數增加。尤其是對於水力傳導係數較低之土壤，如圖 4-8 與 4-9 所示，進一步分別與圖 4-3 與圖 4-4 比較，結果顯示河道水位上升將增加河岸之穩定性，且水力傳導係數較低之土壤較不受降雨強度影響，而是與河道水位有較大之關連性。但砂質土壤河岸於降雨強度為 80 mm/hr 或 160 mm/hr 時，河道水位上升卻使得安全係數驟減，究其原因，應是水力傳導係數較高之緣故，使得河道水位上升時較易帶動地下水面線的上升，因此造成安全係數下降。

同樣將本節所分析之案例以最小安全係數進行彙整並於圖 4-10 展示其結果。由圖 4-10 可知，大致上河道水位上升對安全係數有正面之影響，且上升速度越快、水力傳導係數越小之土壤，影響程度越為明顯。但當水力傳導係數較高(砂質土壤)，降雨強度較大且伴隨河道水位上升，反而使安全係數驟降。

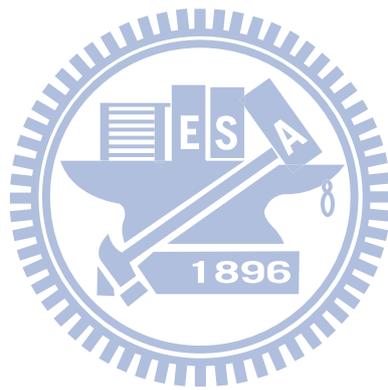
4.4 河道水位下降對河岸穩定性之影響

河道水位下降時，降雨對河岸穩定之影響將於本節進行探討。河道水位分別以 0.05 m/hr、0.1 m/hr 和 0.3 m/hr 三種速度(V_w)，由最高水位(2.4 m)下降至最低水位(0.6 m)。地下水面線計算之起始條件與河岸左右側邊界條件皆假設為起始水位高度(2.4 m)。本案例之河岸穩定分析示意圖如圖 4-1 所示。

三種土質河岸在不同河道水位下降速度以及降雨強度下，模擬結果如圖 4-11 至圖 4-13 所示。與圖 4-2 至圖 4-4 相較發現，當河道水位下降時，河岸之安全係數隨時間變化的整體趨勢大幅下降。由於河道水位下降使其所提供之靜水壓力減少，此時若因降雨強度較大或水力傳導係數較小，使地下水位仍維持相對較高，則安全係數將隨河道水位下降而減少。對於水力傳導係數較小之黏土質壤土，模擬結果如圖 4-13 所示，雖然安全係數受降雨強度影響不明顯，但卻隨河道水位下降，且河道水位下降速度越快，河岸發生不穩定現象的時間越早。

圖 4-14 彙整本節所有分析案例之最小安全係數。由圖 4-6 與圖 4-14 相較後可清楚發現，當河道水位下降，安全係數皆呈下降趨勢，尤其是水力傳導係數較小之土壤(黏土質壤土)，即使降雨強度僅 5 mm/hr，河道水位下降速度僅 0.05 m/hr，依據模擬結果顯示河岸仍會破壞(安全係數小於 1.0)。因此，河道水位下降及其下降速度對河岸

穩定與破壞發生時間有重大之影響。



第五章 應用案例

本章以所建立之模式應用於濁水溪，模擬其在柯羅莎颱風事件中因降雨與河道水位變化對河岸穩定之影響，並由斷面前後期調查資料，比較模擬結果與現況之差異性。

5.1 濁水河流域概述

濁水河流域地形東高西低，坡度由西向東遞增，全長 186.6 km，為全台灣最長的一條河。東以中央山脈為界，分水嶺有能高山、大石公山、丹大山、馬博拉斯山等；南接本省第一高峰玉山(海拔 3,997 m)。最上游為霧社溪，發源於合歡山主峰與東峰間的「左久間鞍部」，標高約 3,200 m 處，集合歡山西坡之水，沿縱谷流下，至廬山附近與大羅灣溪匯流，至萬大附近與萬大溪合流，再併入丹大溪、巒大溪、郡大溪、水里溪、陳有蘭溪等支流。其下河谷漸漸開闊，於集集盆地再納清水溝溪、東埔蚋溪與清水溪後流入彰雲平原。並於彰化縣大城鄉的下海墘村與雲林縣麥寮鄉許厝寮之間流入台灣海峽。

5.2 模擬條件

2007 年 10 月柯羅莎(Krosa)颱風生成後向西北方向移動，6 日下午由宜蘭近岸沿海岸向南移至花蓮縣北部近海，呈打轉現象，7 日由福建、浙江交界進入大陸。挾帶豪雨造成濁水溪之流量變化甚大，最大流量為 8,920cms。

降雨資料選取雲林鎮西螺(2)雨量站，並選擇濁水溪彰雲大橋(斷

面 86)至溪州大橋(斷面 52)為應用河段。河段與雨量站相對位置如圖 5-1 所示。由於本研究僅針對河道水位變化進行探討，暫不考慮底床沖淤變化，因此採用最為廣泛的美國陸軍工兵團水文工程中心所發展之一維水理演算模式 HEC-RAS，進行河道水面線之推求。曼寧糙度係數則依據經濟部水利署水利規劃試驗所(2006)給定。斷面資料採用水利署第四河川局於 93 年對濁水溪全河段斷面測量結果，並依據該測量結果計算斷面之岸高與坡度。另參考經濟部水利署水利規劃試驗所(2009)所載之模式相關參數如下：水力傳導係數為 2.35×10^{-5} m/s，比流率為 0.2，飽和土壤單位重為 17.5 kN/m^3 ，土壤凝聚力為 0 kPa，摩擦角為 $\phi' = 30^\circ$ ， $\phi^b = 20^\circ$ 。Green-Ampt 相關參數則參考表 3-2 之砂質土壤。

5.3 結果分析

柯羅莎颱風之降雨組體圖與本研究應用 Green-Ampt 計算所得之入滲率繪於圖 5-2 所示。綜覽 93 年與 96 年斷面資料，由於部份斷面深槽不明顯或河岸坡度甚緩，而無明顯河岸破壞之現象，因此以下將應用河段由上游至下游選取 4 個斷面進行說明，斷面位置如圖 5-1 所示。斷面 83 左岸模擬結果如圖 5-3(a)。圖 5-3(a)顯示安全係數隨河道水位上升而增加且均大於 1.0，而安全係數最高值之水位如圖 5-4。但由 93 年與 96 年前後期斷面資料比對發現，河岸發生如圖 5-3(b)所示之變化。因本模式未能考慮水流沖刷的影響，且本案例之河岸坡度較緩(約為 30°)，因此初步判斷此斷面受沖刷影響或其它因素影響大於河道水位與降雨入滲影響，因而造成河岸之退縮。另外斷面 71 左岸模擬結果與斷面資料如圖 5-5 所示，而安全係數最高值之水位如圖 5-6。其模擬結果及其原因與斷面 83 左岸類似，安全係數在整個模擬

事件中均大於 1.0。

斷面 61 左岸模擬結果與斷面資料如圖 5-7 所示，圖 5-7(a)顯示安全係數在降雨初期因河道水位上升而漸升，在安全係數最高為 1.27 時，河道水位為 35.37 m，如圖 5-8(a)所示。河岸發生破壞時間為 7 日凌晨 3 時，此時河道水位上升幅度不大，如圖 5-8(b)所示，但降雨持續發生，入滲率使得地下水位上升，因此造成安全係數下降。當降雨停止後，安全係數值則逐漸回升。雖模擬結果顯示本河岸將產生破壞，但圖 5-7(b)顯示河道退縮甚大，因此除了降雨入滲與河道水位影響外，亦可能因沖刷等其他因素而使河岸持續產生破壞。

斷面 58 右岸模擬結果如圖 5-9(a)所示，在安全係數最高為 1.18 時，河道水位為 33.96 m，如圖 5-10(a)。河岸發生破壞時間為 7 日凌晨 2 時，此時河道水位上升幅度不大，如圖 5-10(b)所示，造成破壞原因與斷面 61 相似。模擬結果顯示本河岸將會有破壞發生，但圖 5-9(b)顯示河岸除側向退縮外，垂向下切的現象易頗為顯著。

綜合上述分析結果，所模擬之案例於安全係數小於 1.0 的狀況皆發生在河道水位下降時。斷面 61 左岸以及斷面 58 右岸之模擬結果皆顯示將產生破壞，而由實際河道斷面變化比較確實有河岸退縮或破壞，目前所建立之模式對沖刷機制或其他因素雖力有未逮，但未來若能對其考慮周全，應更能符合實際現況。

第六章 結論與建議

6.1 結論

本研究採用 Green-Ampt 入滲理論計算入滲率，結合 Boussinesq 地下水流方程式計算地下水面線隨時間之變動，應用極限平衡法建立安全係數，藉以評估降雨與河道水位變化對河岸穩定之影響，並以所建立之模式應用於濁水溪河段。茲將幾點結論敘述於後：

1. 在不考慮河道水位變動下，降雨強度越大，土壤入滲率越大，地下水位上升越快，越容易造成河岸穩定性下降。
2. 河道水位上升對安全係數有正面之影響，且上升速度越快、水力傳導係數越小之土壤，影響程度越為顯著。但當水力傳導係數較高且伴隨較大之降雨強度，河道水位上升較易帶動地下水位上升，因而造成安全係數迅速下降。
3. 河道水位下降使其作用於河岸之靜水壓力減少，致使安全係數驟降，尤其對於水力傳導係數較低之土壤。
4. 水力傳導係數較低之土壤，安全係數受降雨強度的影響較小，而與河道水位變化較為相關。
5. 濁水溪實際案例模擬結果顯示，河岸破壞大部份發生在河道水位下降時。

6.2 建議

將未來可進一步探討之方向陳述於下以供參考：

1. 本研究僅探討降雨與河道水位變化對河岸穩定的影響，未來可進一步考量河岸側向沖刷，期使模式更加符合現況。
2. 針對降雨所產生積水現象之簡易假設，未來可結合漫地流或考慮蒸散作用之影響。
3. 未來可進行非均質土壤或具有層狀分佈之土壤，探討其特性對河岸穩定之影響。
4. 本研究中假設河岸為土壤坡面，未來可考慮進一步結合植生或其他保護工法之影響。
5. 破壞面假設為斜坡面，未來可考量為圓弧破壞面。



參考文獻

- 盧昭堯等，「921 地震後濁水溪下游輸砂關係之試驗研究(1/2)」，經濟部水利署水利規劃試驗所，2006.
- 楊錦釗等，「砂質河川深槽變遷對河防建造物安全影響之分析(2/2)」，經濟部水利署水利規劃試驗所，2009.
- Bear, J. ,Dynamics of Fluids in Porous Media., Dover, Mineola, New York, 1972.
- Chow, V. T., D. R. Maidment, and L. W. Mays, Applied hydrology, McGraw-Hill, 1988.
- Chiang, S.W., Tasi, T.L., Yang, J.C., “Conjunction effect of stream water level and groundwater flow for riverbank stability analysis.” Environmental Earth Sciences, 2010.(accepted)
- Collins and Znidarcic, “Stability analyses of rainfall induced landslides. ” Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 130(4), pp. 362-372, 2004.
- Darby, S.E., Thorne, C.R., “Development and Testing of River-bank Stability Analysis.” Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 122, No. 8, pp.443-454, 1996.
- Dapporto, S., Rinaldi, M., Casagli, N., Vannocci, P., “Mechanisms of Riverbank Failure Along the Arno River, Central Italy.” Earth Surface Processes and Landforms, Vol. 28, pp.1303-1323, 2003.
- Fletcher CAJ, Srinivas K, Computational techniques for fluid dynamics. 2nd ed., Springer-Verlag, Berlin ,New York,1999.
- Fredlund, D.G., Morgenstern, N.R., Widger, R.A., “The Shear Strength of Unsaturated Soils.” Canadia Geotechnical Journal, Vol. 153, pp. 312-321, 1978.
- Green, W. H., C. A. Ampt, “Studies on Soil Physics, 1. The flow of air and water through soils.”, Journal Agricultural Science ,Vol. 4, No. 1, 1911.
- Harr M.E., Groundwater and seepage, McGraw-Hill, New York, 1962.

- Horton, R. E., "The Role of Infiltration in the Hydrologic Cycle." Transaction, American Geophysical Union, Vol. 14, pp.446-460,1933.
- Huang, Y. H., "Stability Analysis of Earth Slopes." Van Nostrand Reinhold, New York, N. Y., 1983.
- HEC-RAS 4.1 River Analysis System User's Manual, Hydrologic Engineering Center, US Army Corps of Engineers.2010.
- Iverson RM, "Landslide triggering by rain infiltration. " Water Resources Research, Vol. 36, pp.1897-1910, 2000.
- Lohnes, R., and Handy, R. L., "Slope Angles in Friable Loess." Journal of Geology, Vol.76, pp.247-258, 1968.
- Massimo Rinaldi, Nicola Casagli. "Stability of Streambanks Formed in Partially Saturated Soils and Effects Negative Pore Water Pressures: The Sieve River(Italy)." Geomorphology, Vol.26, pp.253-277, 1999.
- Osman, A.M., Thorne, C.R., "Riverbank Stability Analysis: Part I. Theory." Journal of the Hydraulics Division, Vol. 114, No. 2, pp.125-150, 1988.
- Philip, J. R., "The Theory of Infiltration:1. The Infiltration Equation and its solution. " Soil Science , Vol. 83, No.5, pp.345-357,1975.
- Richard, L. A., "Capillary Conduction of Liquids Through Porous Mediums. " Physics, Vol. 1, pp. 318-333, 1931.
- Rawls, W. J., D. L. Brakensiek, N. Miller, "Green and Ampt Infiltration Parameters from Soils Data." Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 109, No.1, pp.62-70 ,1983.
- Simon, A .,W. J., Molinas, A., "Mass-Wasting Algorithms in an Alluvial Channel Model." Proceedings of the 5th Federal Interagency Sedimentation Conference, Las Vegas, Nevada, Vol. 2, No. 8, pp. 22-29, 1991.
- Simon A, Curini A, Darby SE, "Langendoen EJBank and near-bank processes in an incised channel." Geomorphology, Vol. 35(3-4), pp. 193-217, 2000.
- Simon A, Thomas RE, Curini A, Shields FD, "Case study: Channel stability of the

Missouri River, eastern Montana.” Journal of Hydraulic Engineering , Vol. 128(10), pp. 880-890, 2002.

Spangler, M. G., Soil engineering (2d), New York, Internat. Textbook Co., pp. 483, 1960.

Thorne, C. R., Murphey, J. B., Little, W. C., “Bank Stability and Bank Material Properties in the Bluffline Streams of Northwest Mississippi.” Appendix D, Report to the Corp of Engineers Vicksburg District under, 1981.

Tsai, TL, “The influence of rainstorm pattern on shallow landslide, ” Environmental Geology, Vol. 53, pp.1563-1569,2008.

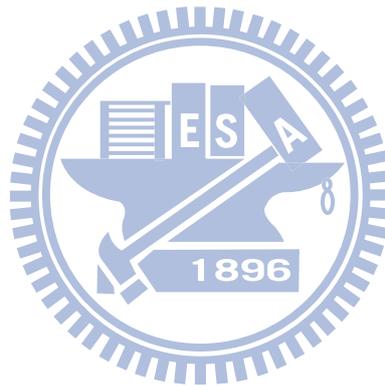


表3-1 Green-Ampt 降雨資料

Time(min)	Rainfall		
	Incremental (cm)	Cumulative (cm)	Intensity (cm/hr)
0		0.0	1.08
10	0.18	0.18	1.26
20	0.21	0.39	1.56
30	0.26	0.65	1.92
40	0.32	0.97	2.22
50	0.37	1.34	2.58
60	0.43	1.77	3.84
70	0.64	2.41	6.84
80	1.14	3.55	19.08
90	3.18	6.73	9.90
100	1.65	8.38	4.86
110	0.81	9.19	3.12
120	0.52	9.71	2.52
130	0.42	10.13	2.16
140	0.36	10.49	1.68
150	0.28	10.77	1.44
160	0.24	11.01	1.14
170	0.19	11.20	1.02
180	0.17	11.37	

(資料來源: Chow , Maidment, and Mays, 1988)

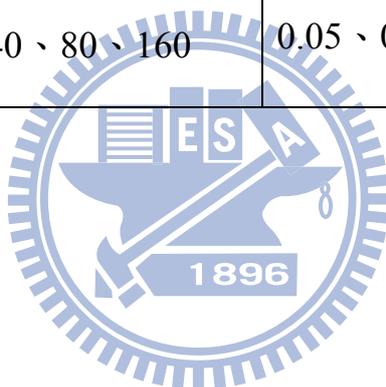
表3-2 Green-Ampt土壤入滲相關係數

Soil class 土壤分類	Porosity η 孔隙率	Effective porosity θ_e 有效孔隙率	Wetting front soil suction head $\psi(\text{cm})$ 濕峰吸力水頭	Hydraulic conductivity K(cm/hr) 飽和水力傳 導係數
Sand 砂	0.437 (0.374-0.500)	0.417 (0.354-0.480)	4.95 (0.97-25.36)	11.78
Loamy sand 壤土質砂	0.437 (0.363-0.506)	0.401 (0.32-0.47)	6.13 (1.35-27.94)	2.99
Sandy loam 砂質壤土	0.453 (0.351-0.555)	0.421 (0.283-0.541)	11.01 (2.67-45.47)	1.09
Loam 壤土	0.463 (0.375-0.551)	0.434 (0.334-0.534)	8.89 (1.33-59.38)	0.34
Silt loam 沉泥質壤土	0.501 (0.420-0.582)	0.486 (0.394-0.578)	16.68 (2.92-95.39)	0.65
Sandy clay loam 砂質黏土質壤土	0.398 (0.332-0.464)	0.330 (0.235-0.425)	21.85 (4.42-108.0)	0.15
Clay loam 黏土質壤土	0.465 (0.409-0.519)	0.309 (0.279-0.501)	20.88 (4.79-91.10)	0.1
Silty clay loam 沉泥黏土壤土	0.471 (0.418-0.524)	0.432 (0.347-0.517)	27.30 (5.67-131.5)	0.1
Sandy clay 砂質黏土	0.430 (0.370-0.490)	0.321 (0.207-0.435)	23.90 (4.08-140.2)	0.06
Silty clay 沉泥質黏土	0.479 (0.425-0.533)	0.423 (0.334-0.512)	29.22 (6.13-139.4)	0.05
Clay 黏土	0.475 (0.427-0.523)	0.385 (0.269-0.501)	31.63 (6.39-156.5)	0.03

(資料來源: Rawls, Brakensiek, and Miller, 1983)

表4-1 模擬條件彙整表

探討條件		降雨強度 (公厘/小時)	河道水位 速度改變 (公尺/小時)	降雨時間 (小時)
案例分析				
第一部分 (邊界固定)		5、10、20、 40、80、160	無	12
(邊界改變)	河道水位 上升段	5、10、20、 40、80、160	0.05、0.1、0.3	12
	河道水位 下降段	5、10、20、 40、80、160	0.05、0.1、0.3	12



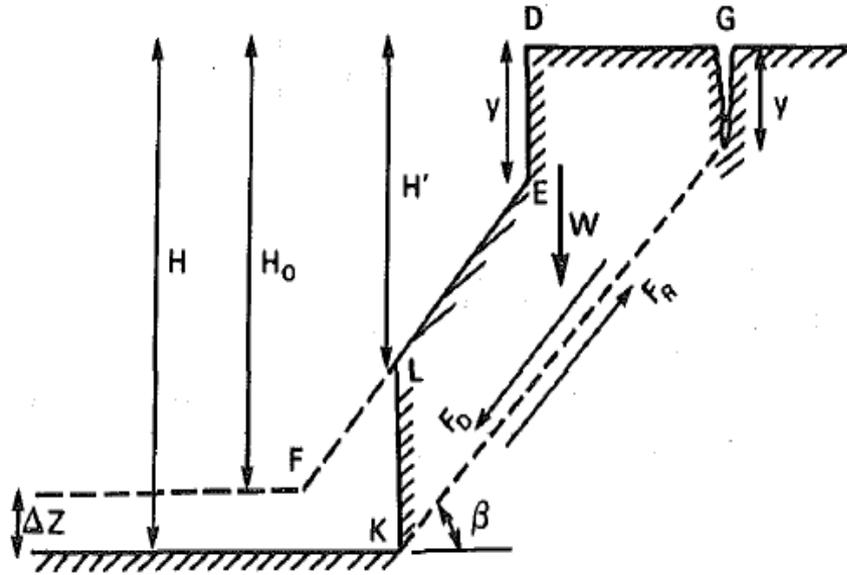


圖 1-1 評估河岸受沖刷後穩定性示意圖
 (資料來源: Osman and Thorne, 1988)

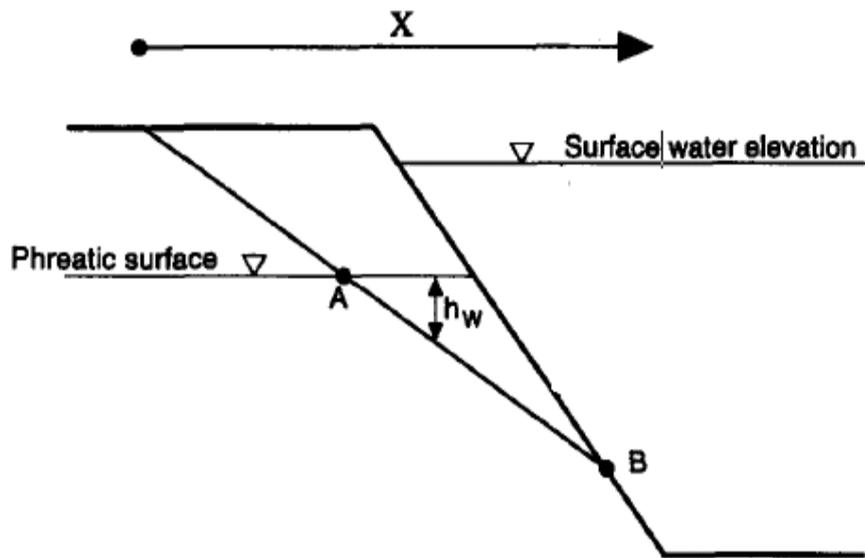


圖 1-2 評估河岸受地下水位與河道水位影響之穩定性示意圖
 (資料來源: Darby and Thorne, 1996)

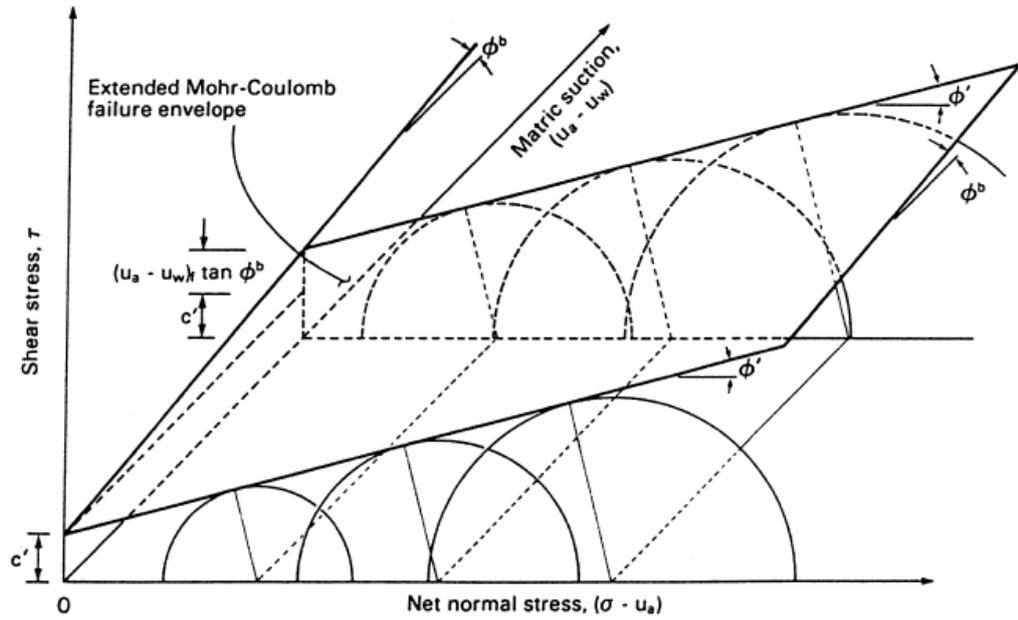


圖 1-3 未飽和土壤莫爾-庫倫破壞準則

(資料來源: Fredlund and Rahardjo, 1993)



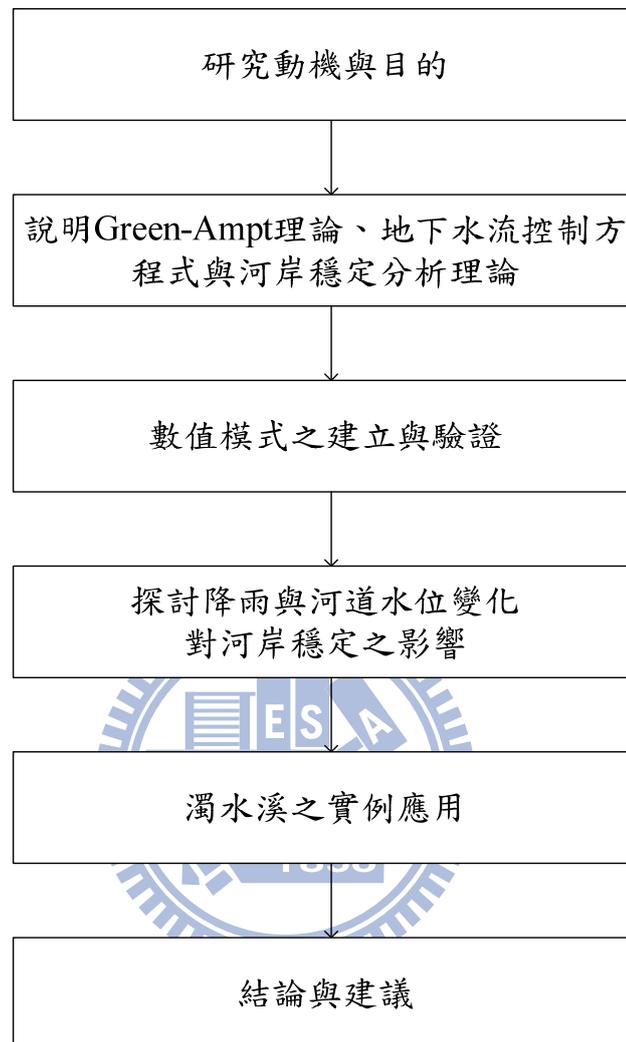


圖 1-4 研究步驟流程圖

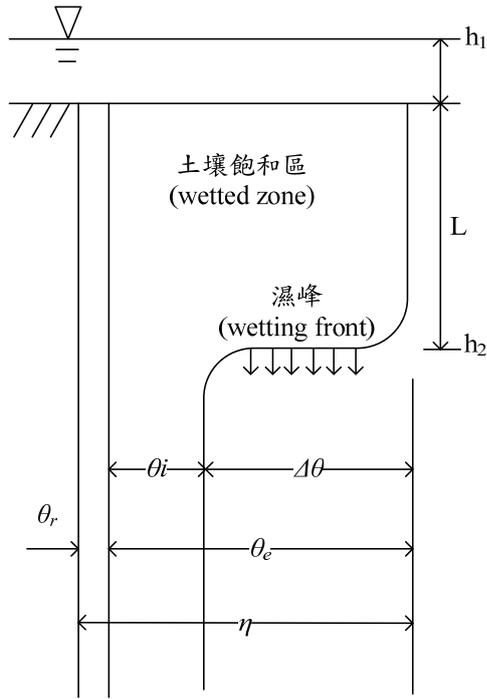


圖 2-1 Green-Ampt理論之示意圖

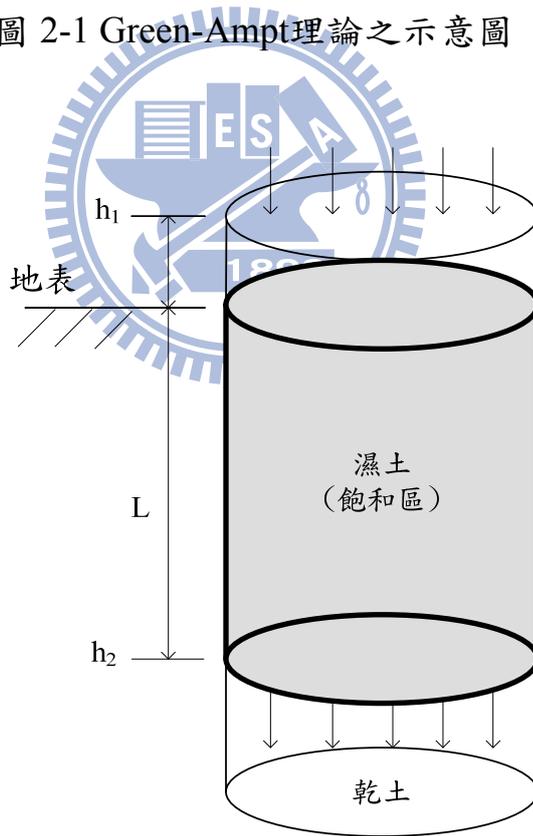


圖 2-2 Green-Ampt入滲模式示意圖

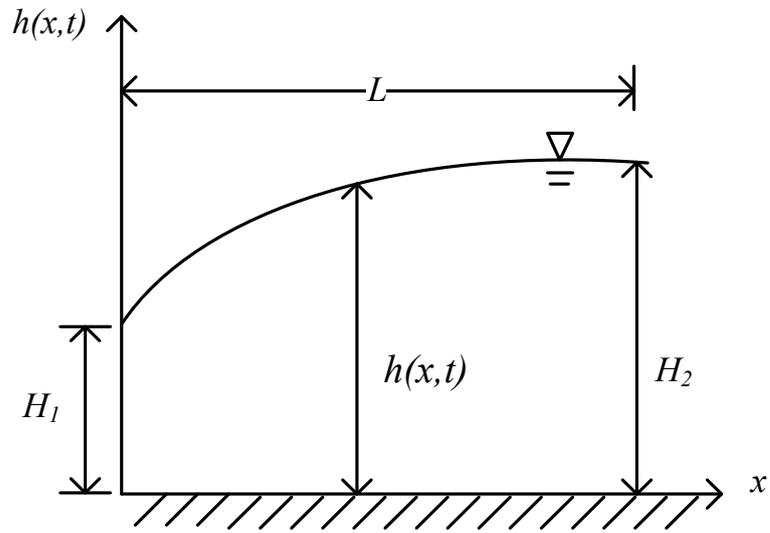


圖 2-3 一維Boussinesq方程式邊界示意圖

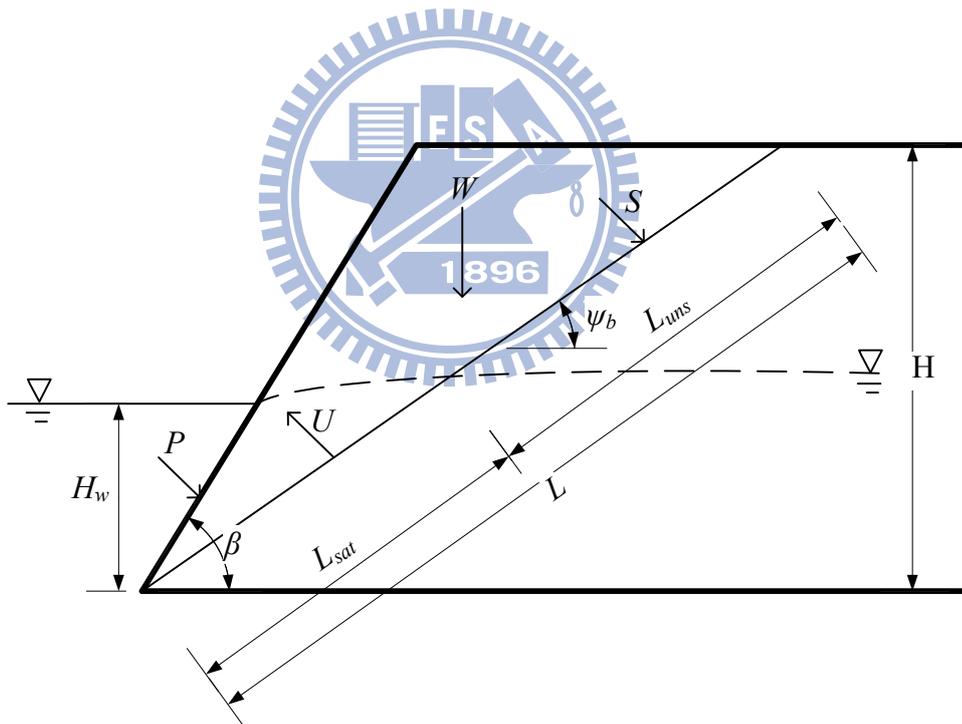
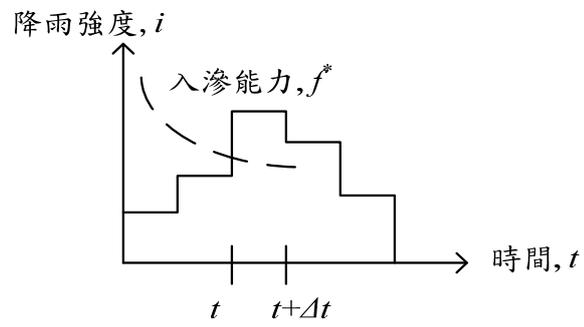
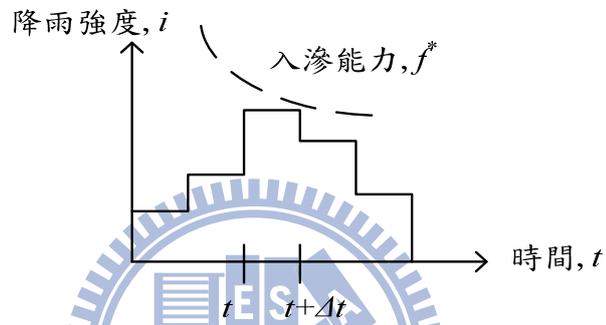


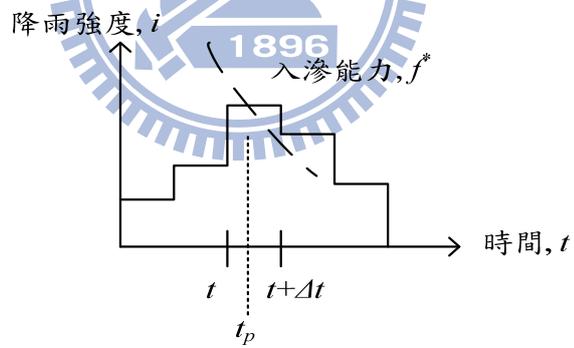
圖 2-4 河岸穩定分析示意圖



(a)



(b)



(c)

圖 3-1 Green-Ampt 降雨強度與入滲能力關係圖

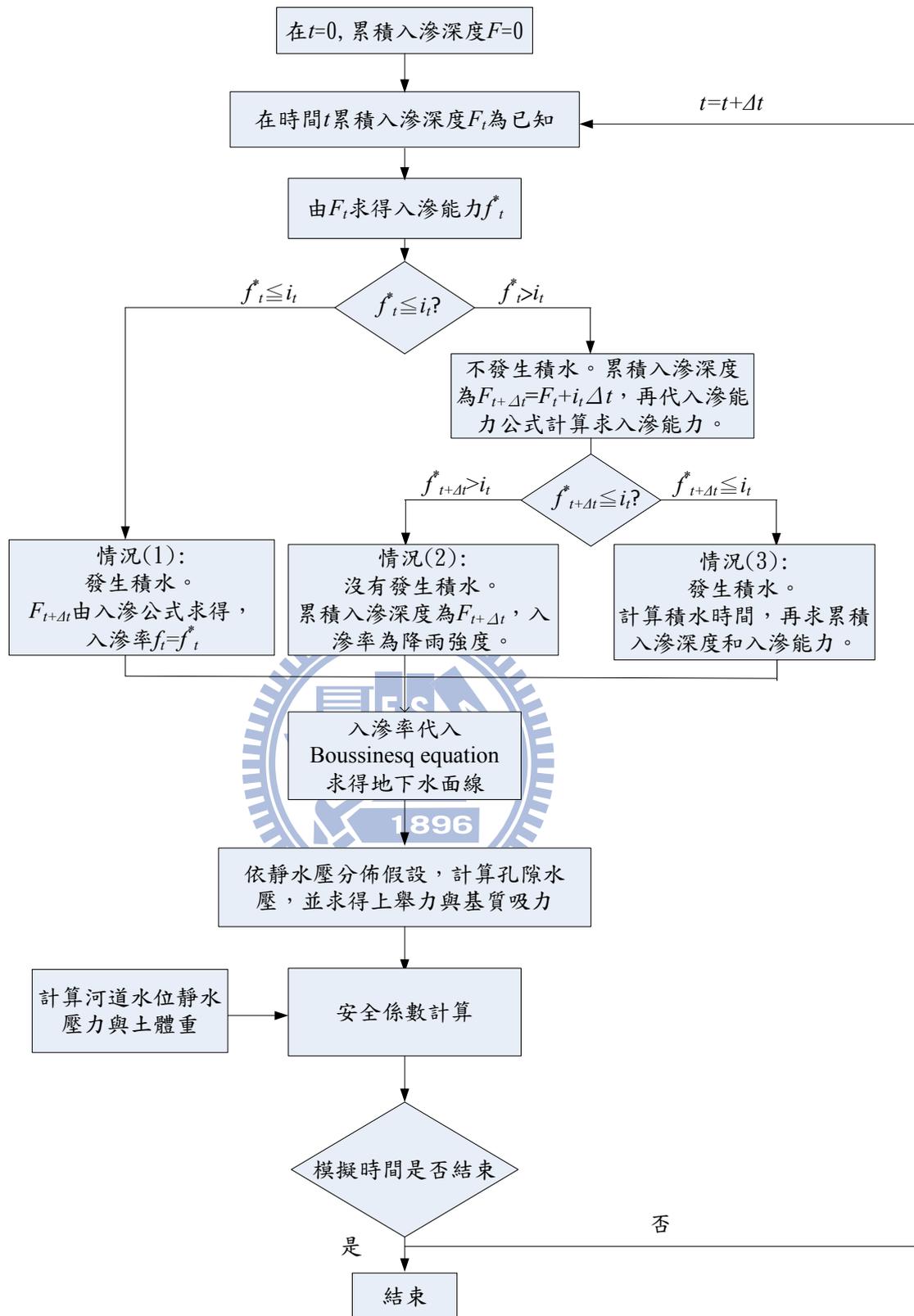
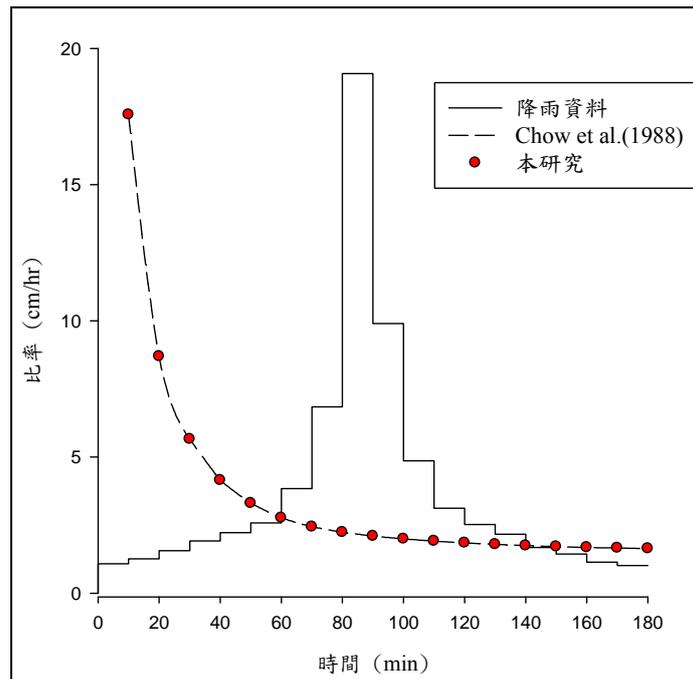
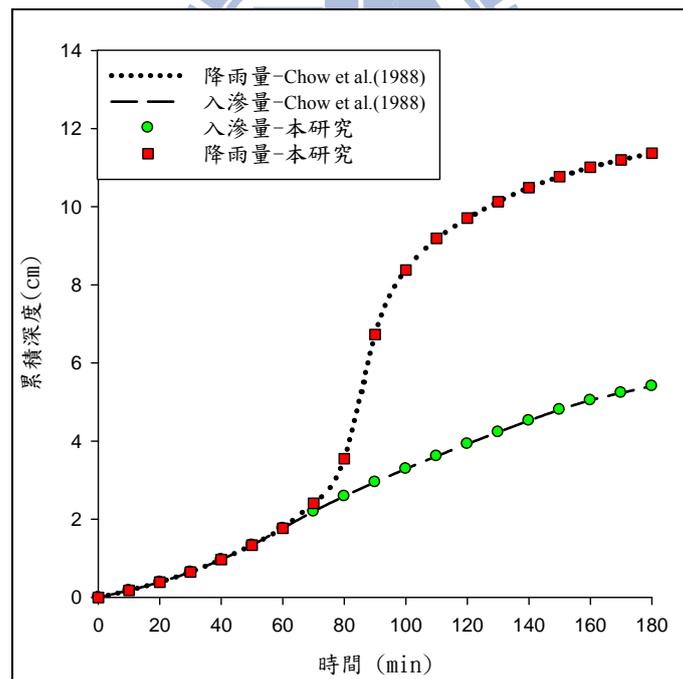


圖 3-2 模式計算流程圖

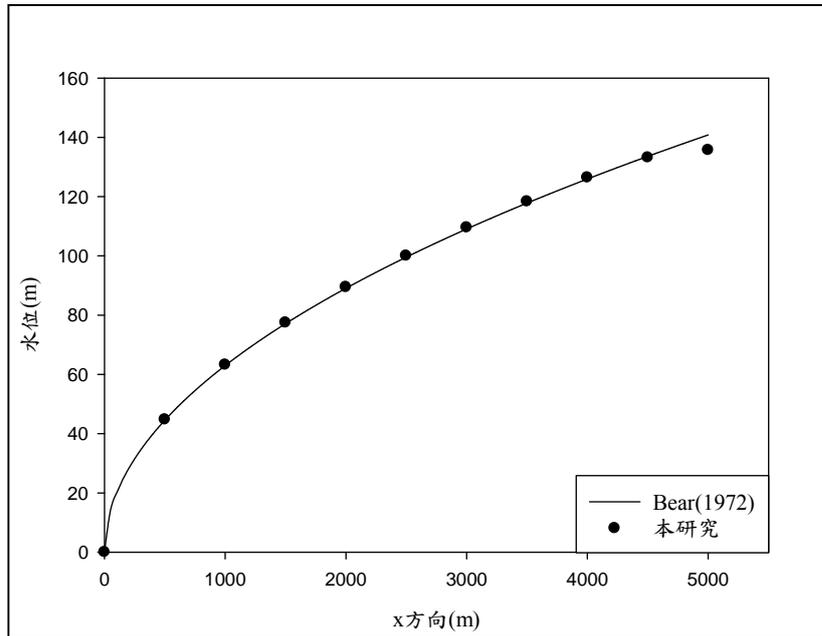


(a)

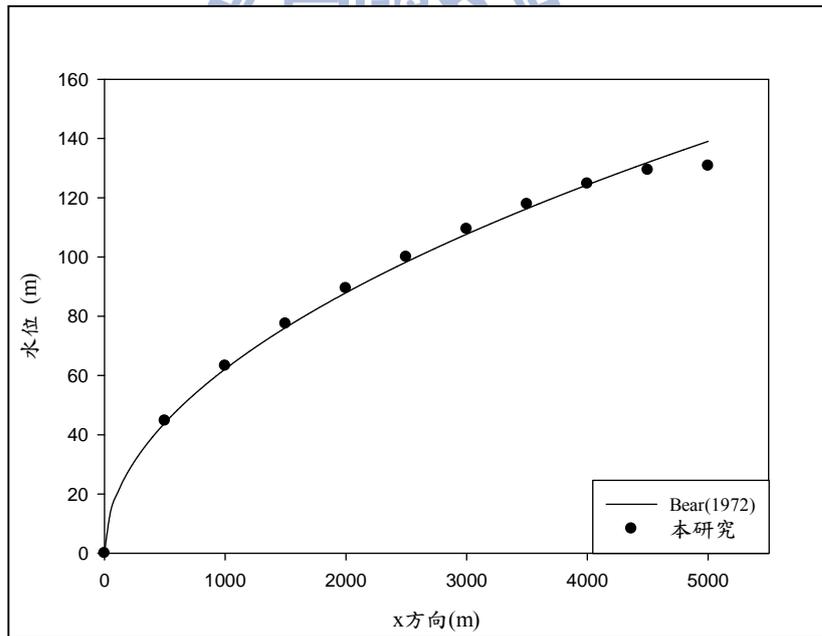


(b)

圖 3-3 Green-Ampt計算驗證結果—(a)降雨組體圖與入滲率 (b)累積降雨量與入滲量

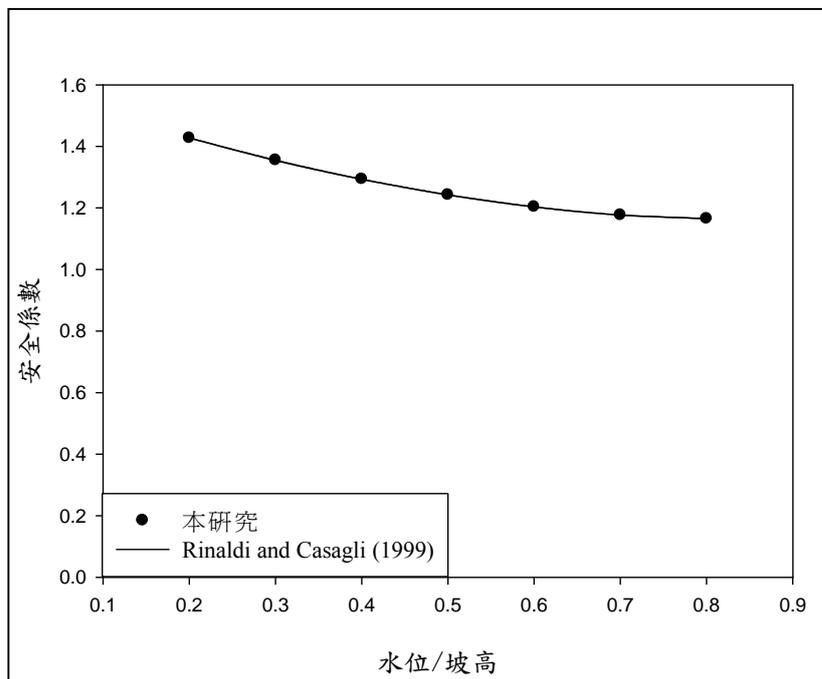


(a)

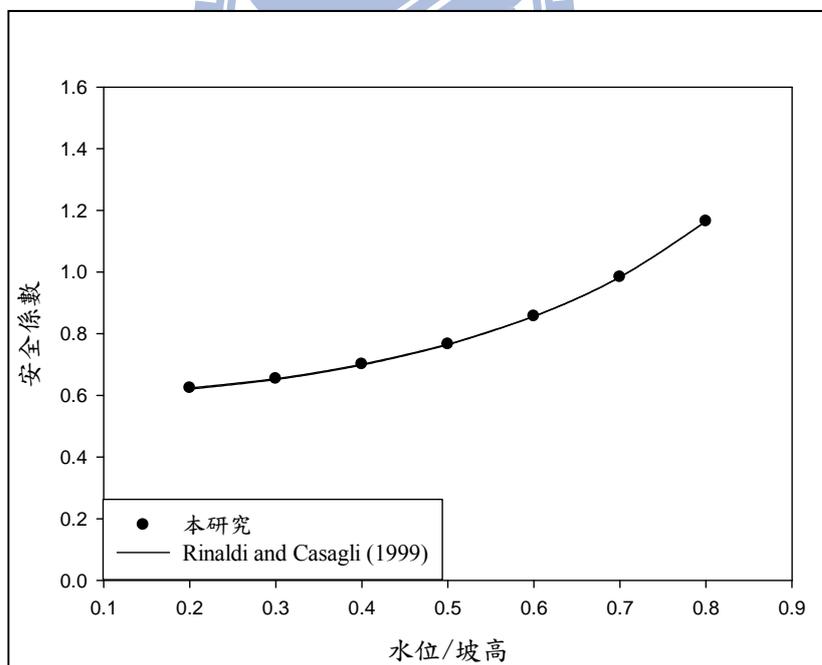


(b)

圖 3-4 地下水驗證案結果—(a)第 12 小時 (b)第 48 小時



(a)



(b)

圖 3-5 安全係數驗證結果—(a)河道水位上升 (b) 河道水位下降

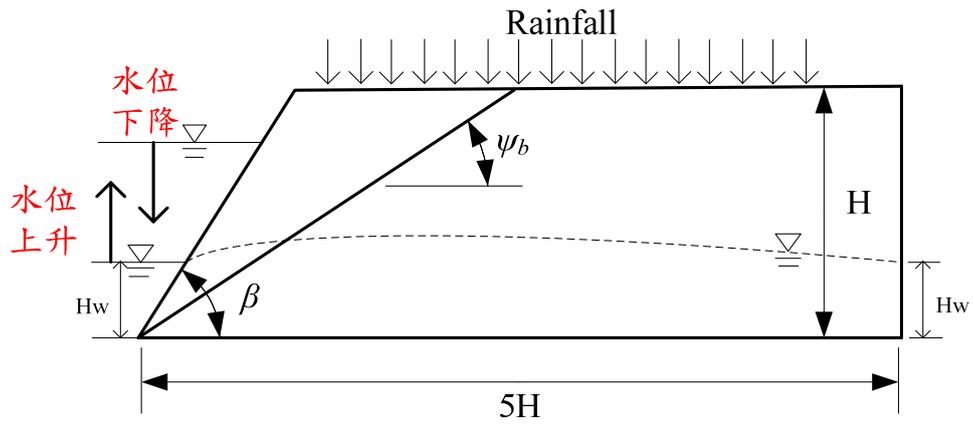
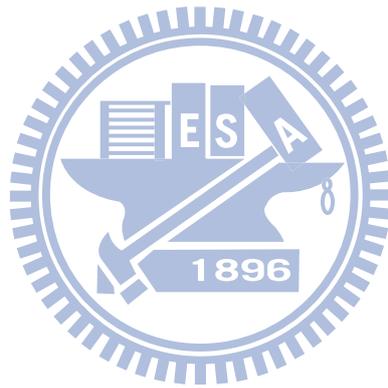
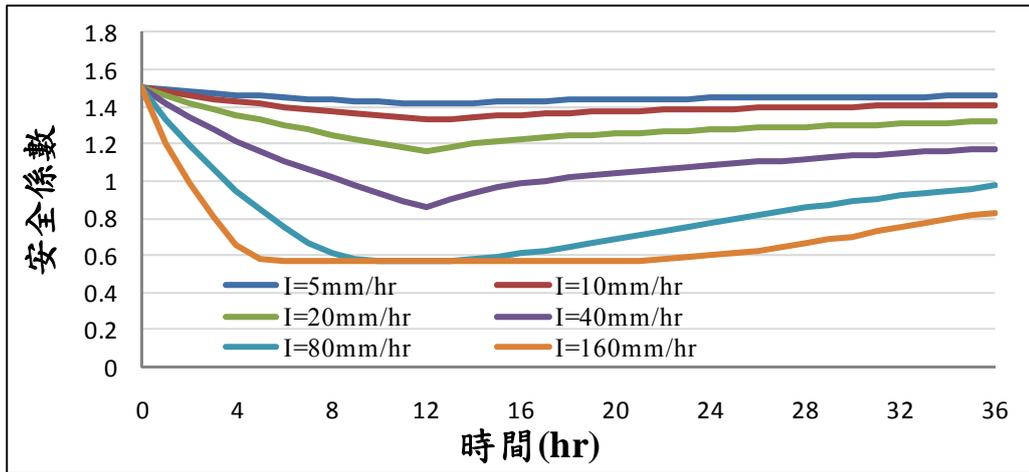
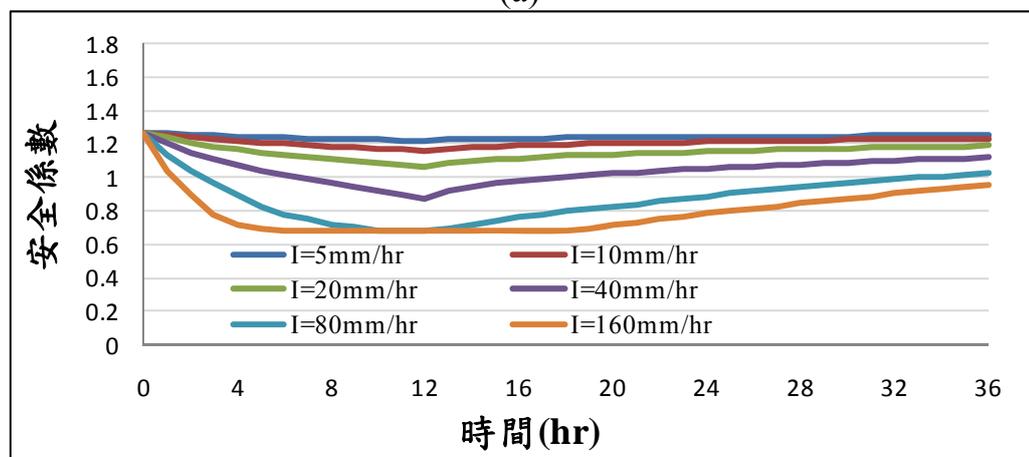


圖 4-1 河岸穩定分析示意圖

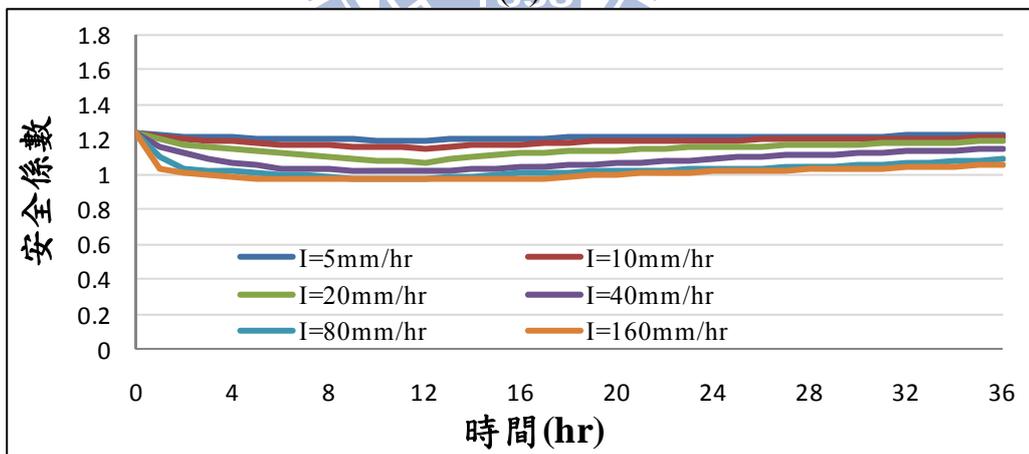




(a)

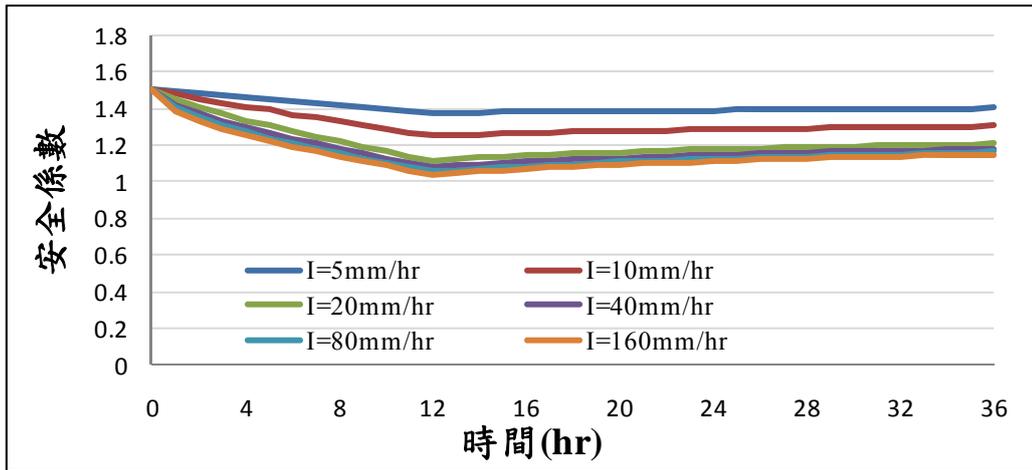


(b)

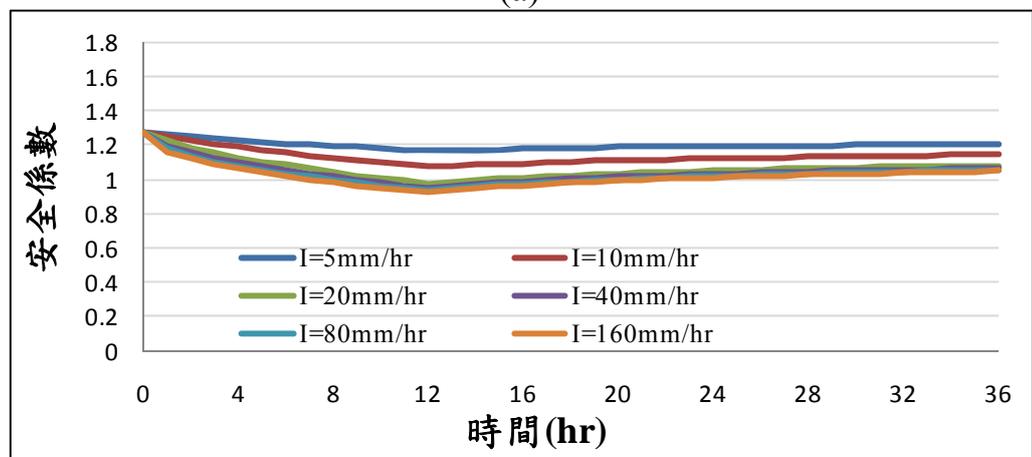


(c)

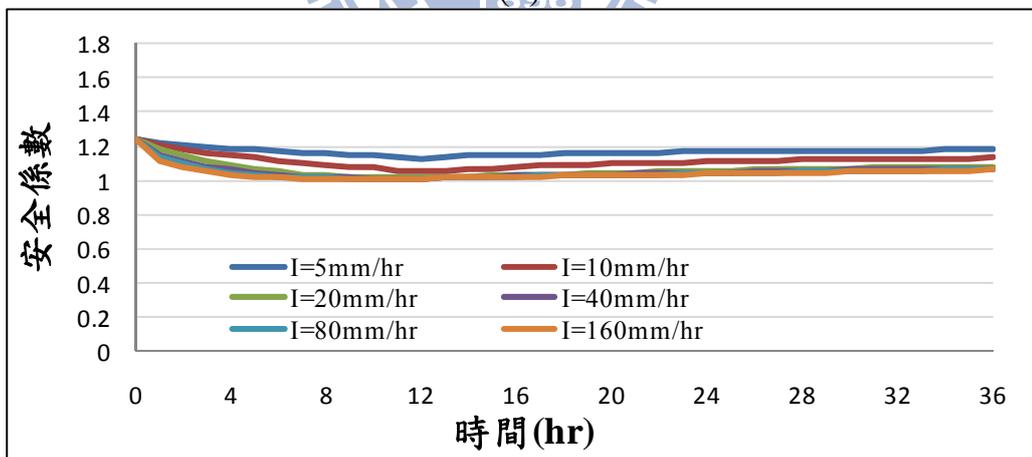
圖 4.2 不同降雨強度於砂質(Sand)河岸穩定性之影響，起始河道水位-(a) 0.6 m (b) 1.5 m (c) 2.4 m



(a)

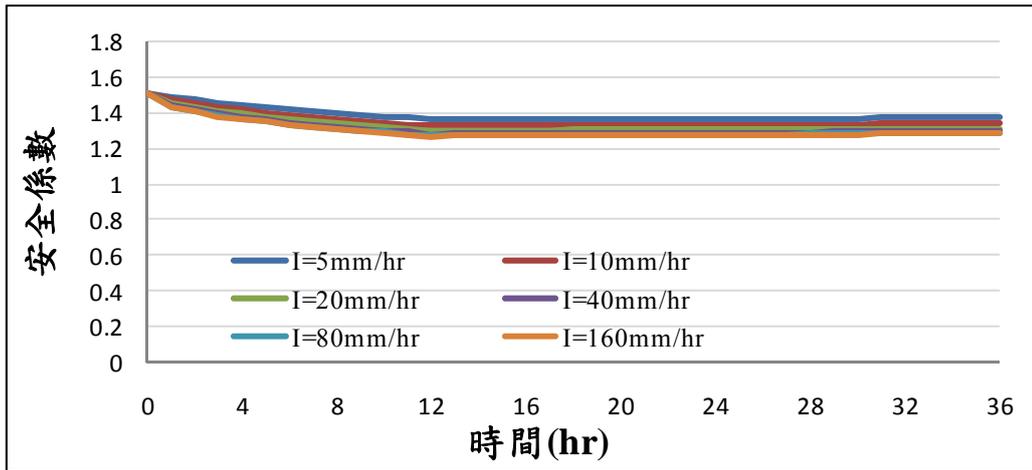


(b)

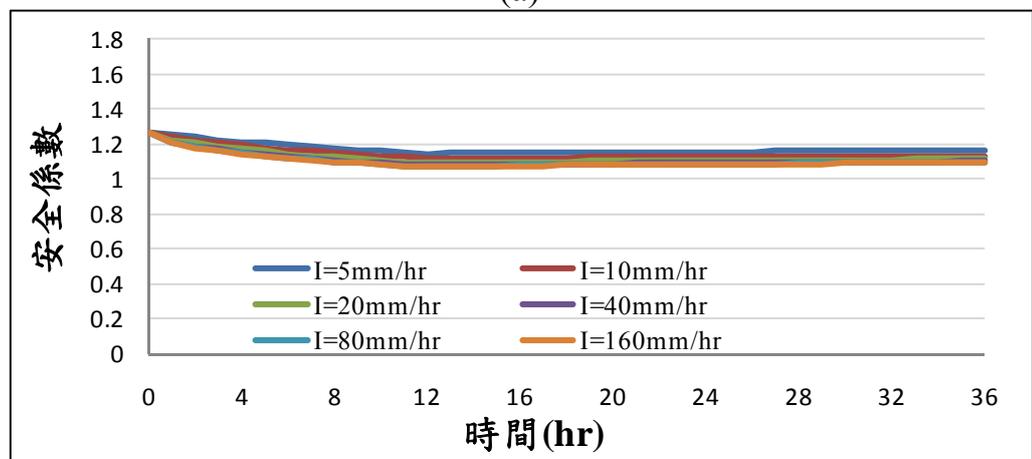


(c)

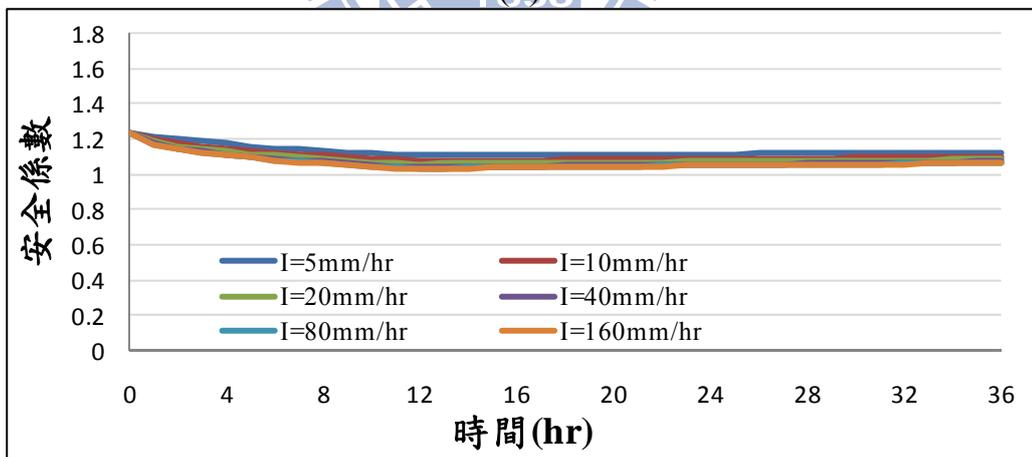
圖 4.3 不同降雨強度於砂質壤土(Sandy loam)河岸穩定性之影響，
起始河道水位- (a) 0.6 m (b) 1.5 m (c) 2.4 m



(a)

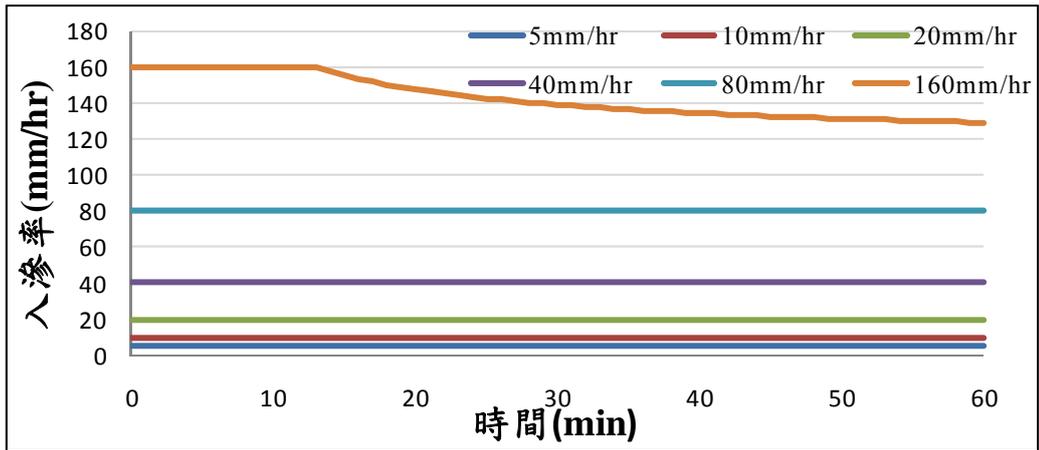


(b)

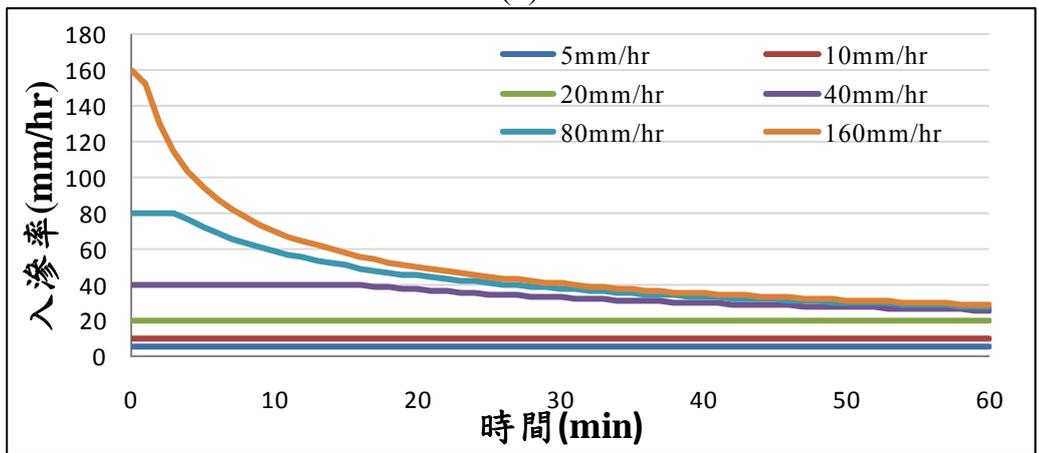


(c)

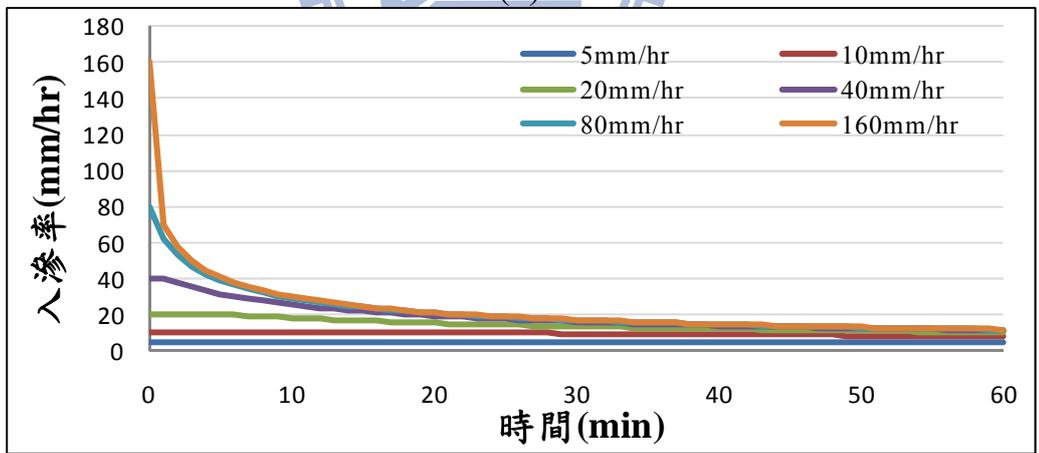
圖 4.4 不同降雨強度於黏土質壤土(Clay loam)河岸穩定性之影響，
起始河道水位- (a) 0.6 m (b) 1.5 m (c) 2.4 m



(a)

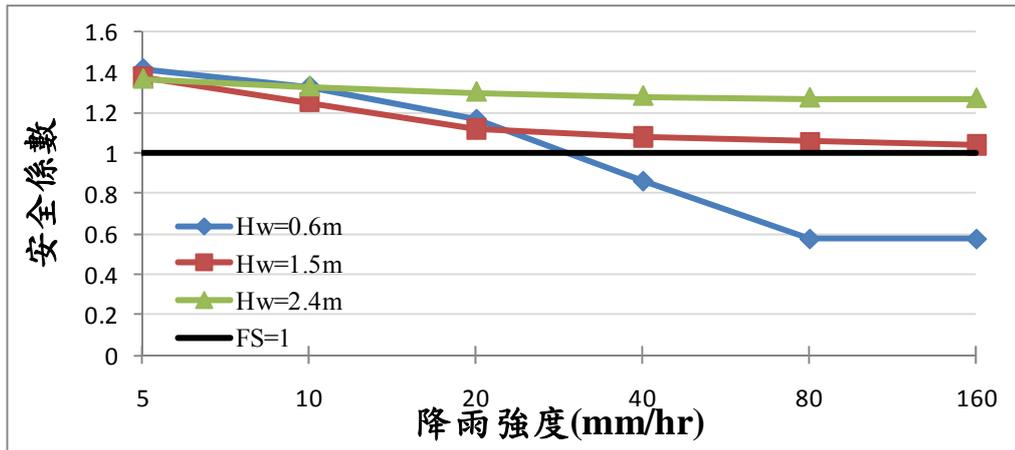


(b)

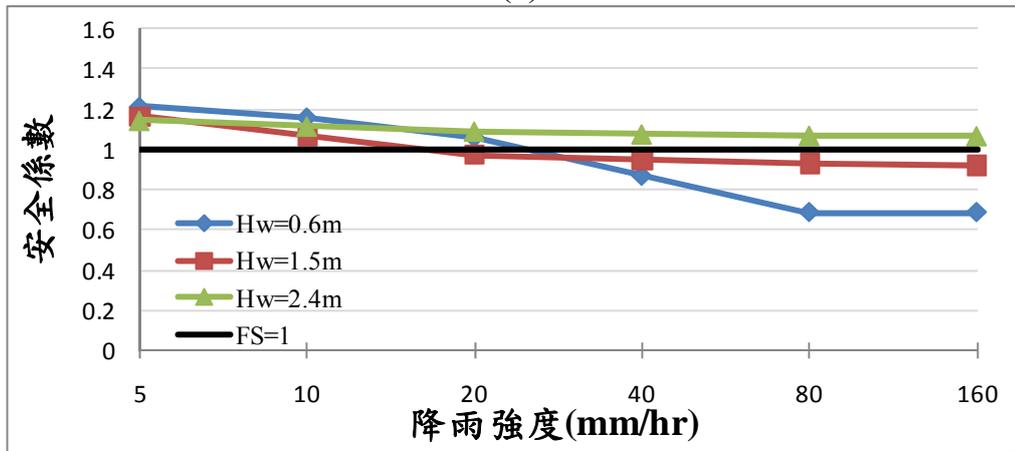


(c)

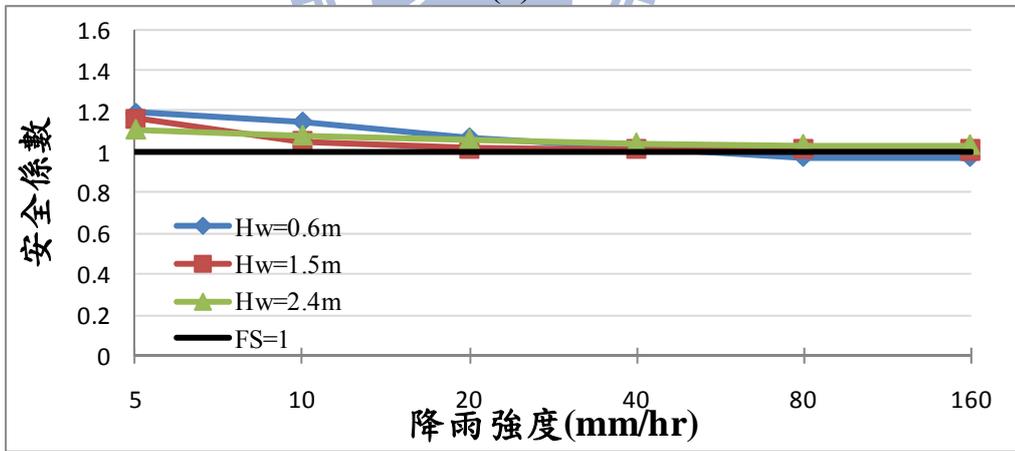
圖 4-5 不同降雨強度下，土壤入滲率比較圖-(a) Sand (b) Sandy loam(c) Clay loam



(a)

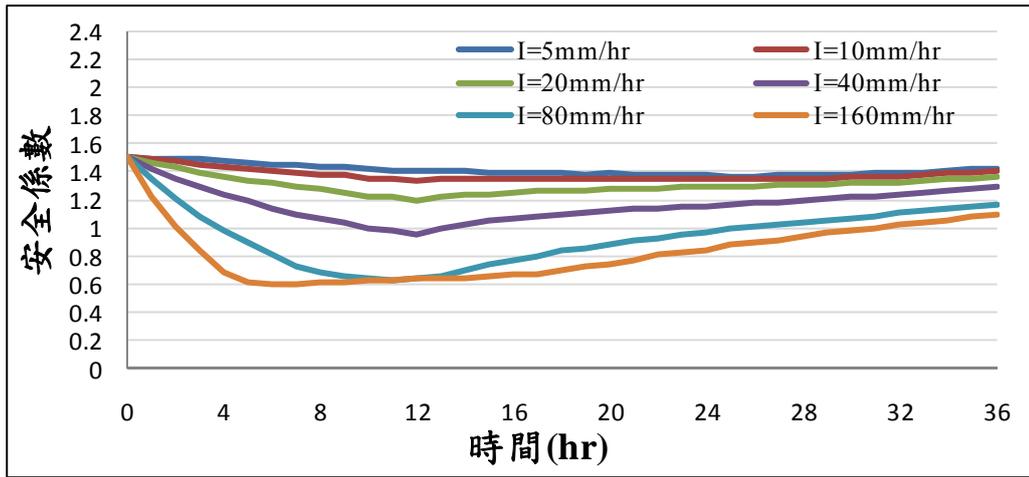


(b)

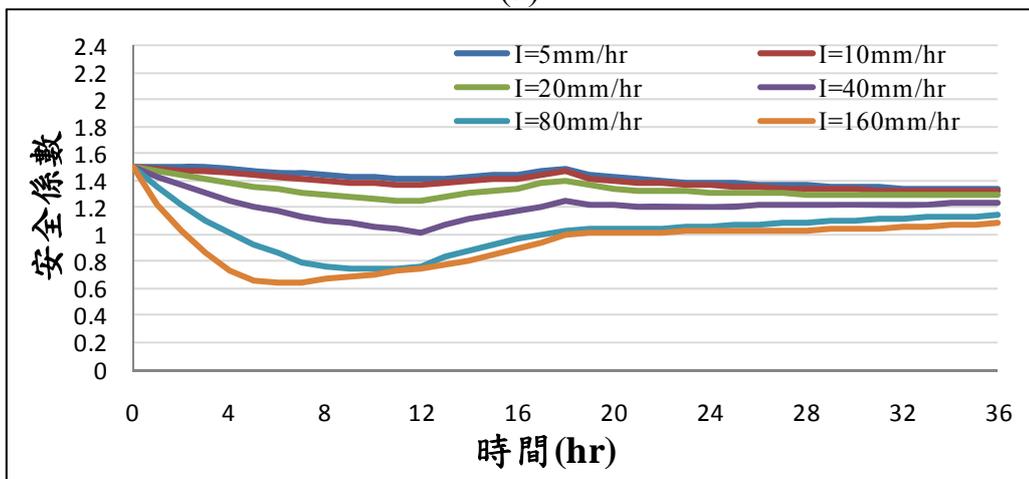


(c)

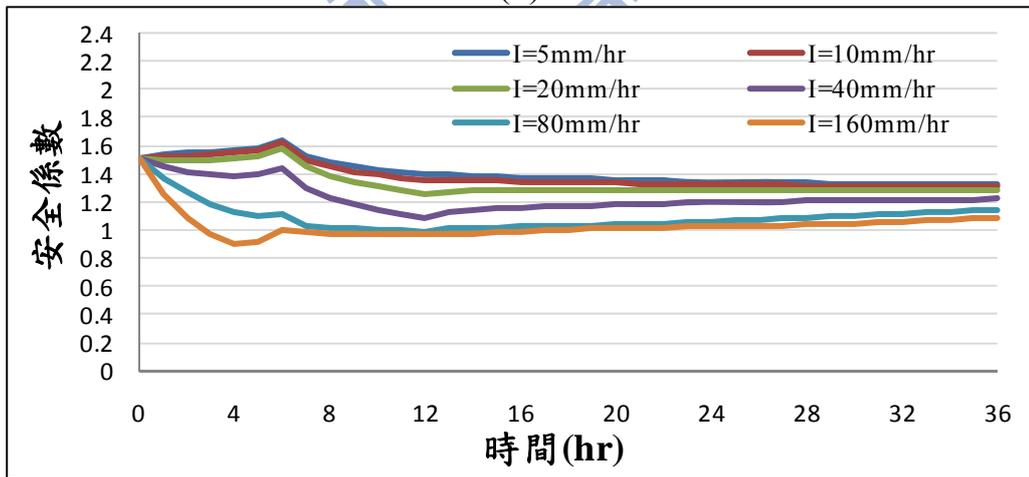
圖 4-6 不同起始河道水位之土壤最小安全係數值-(a) Sand (b) Sandy loam (c) Clay loam



(a)

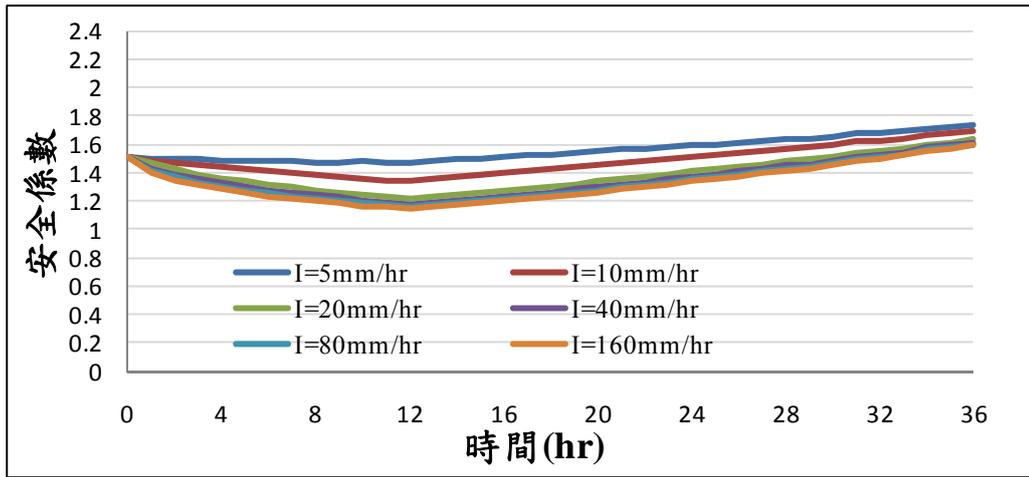


(b)

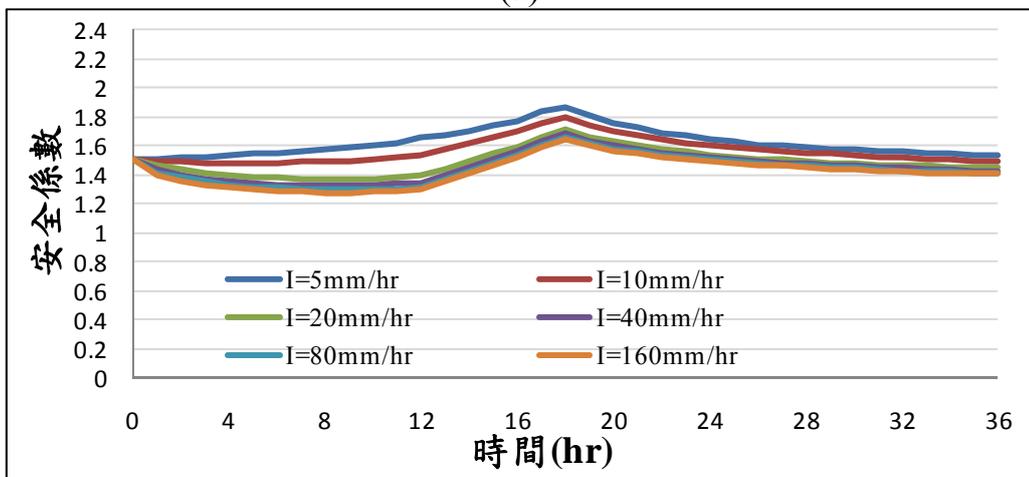


(c)

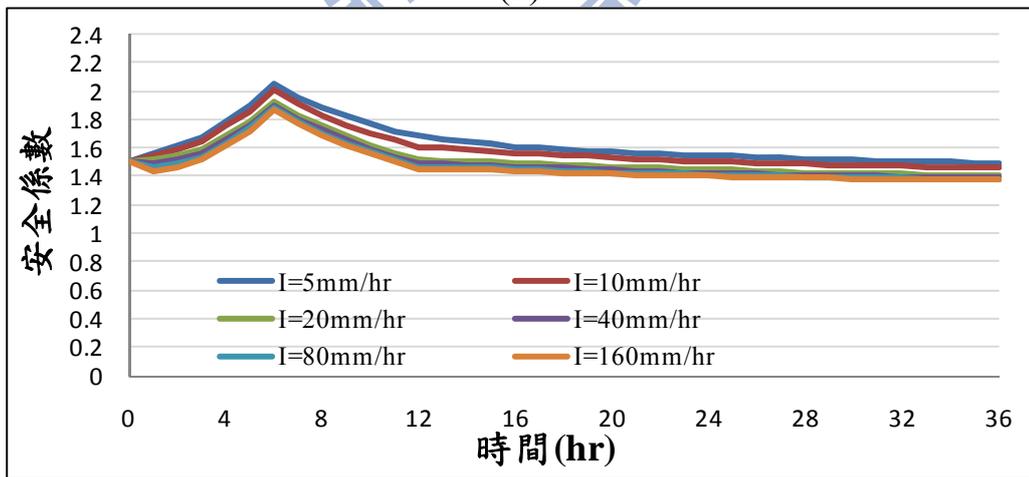
圖 4-7 不同降雨強度於砂質(Sand)河岸穩定性之影響，河道水位上升速度-(a) 0.05 m/hr (b) 0.1 m/hr (c) 0.3 m/hr



(a)

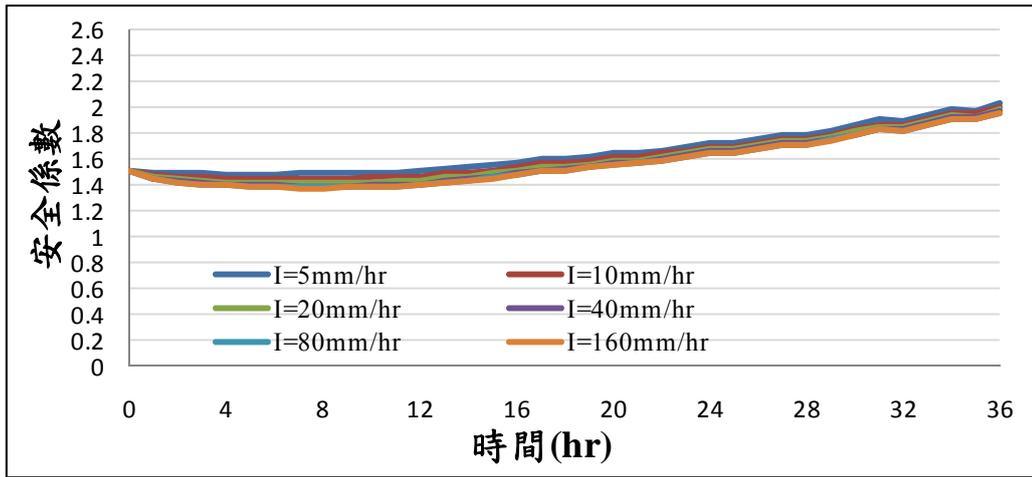


(b)

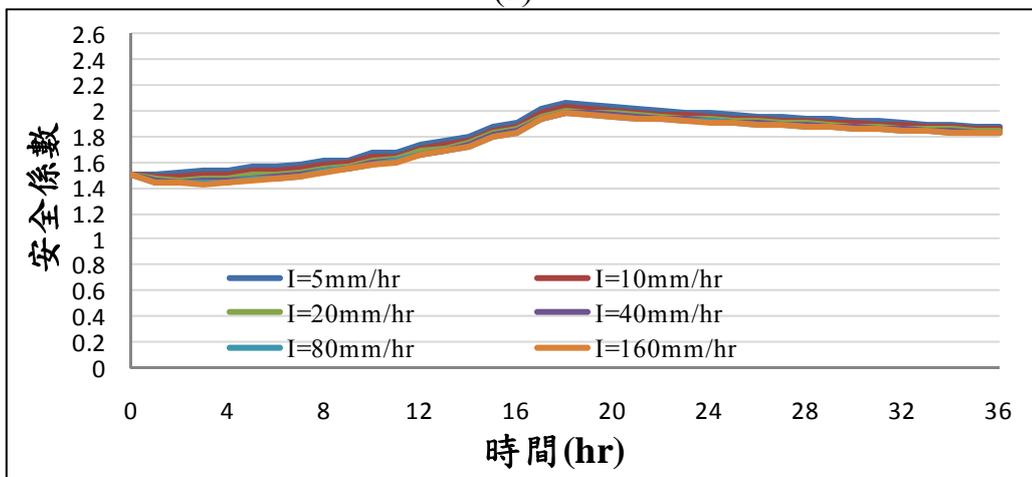


(c)

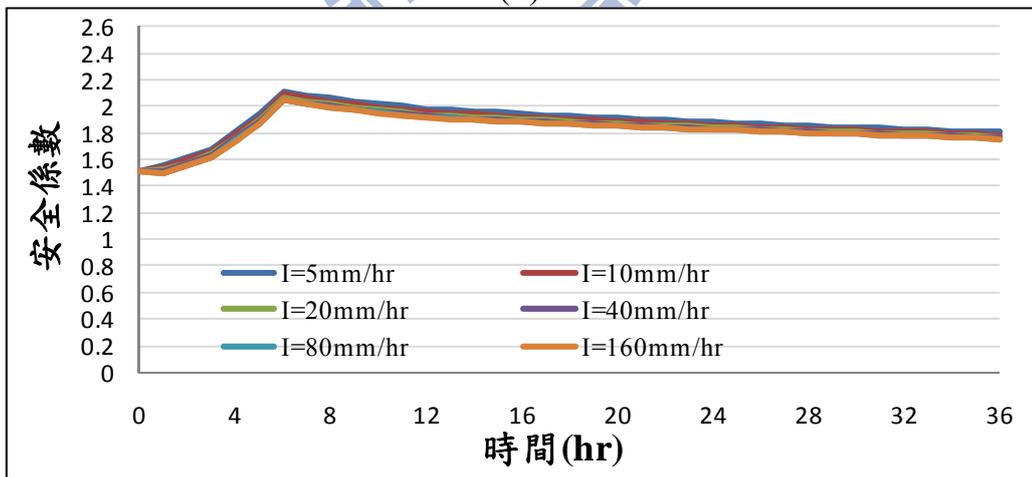
圖 4-8 不同降雨強度於砂質壤土(Sandy loam)河岸穩定性之影響，
河道水位上升速度-(a) 0.05 m/hr (b) 0.1 m/hr (c) 0.3 m/hr



(a)

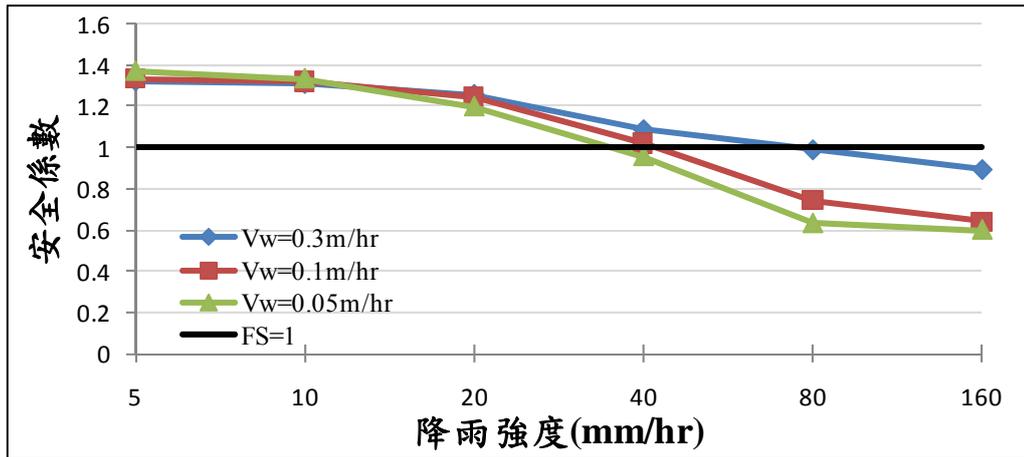


(b)

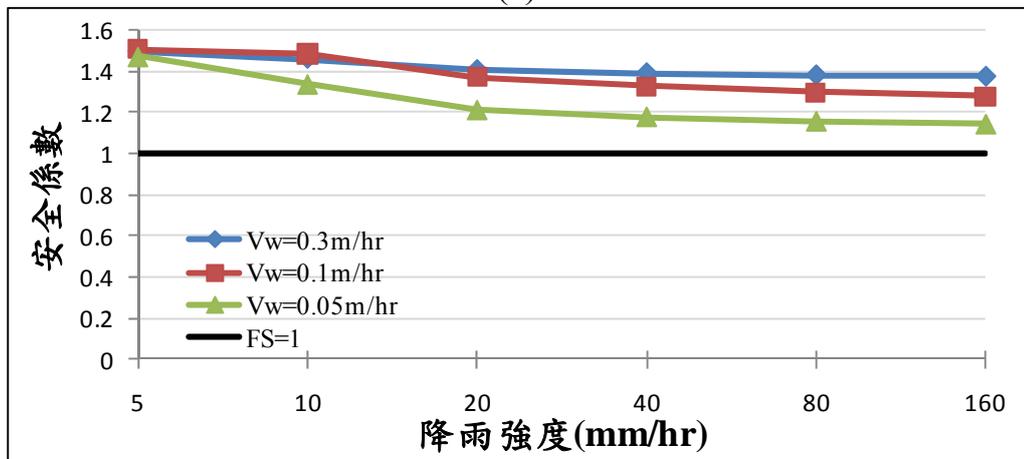


(c)

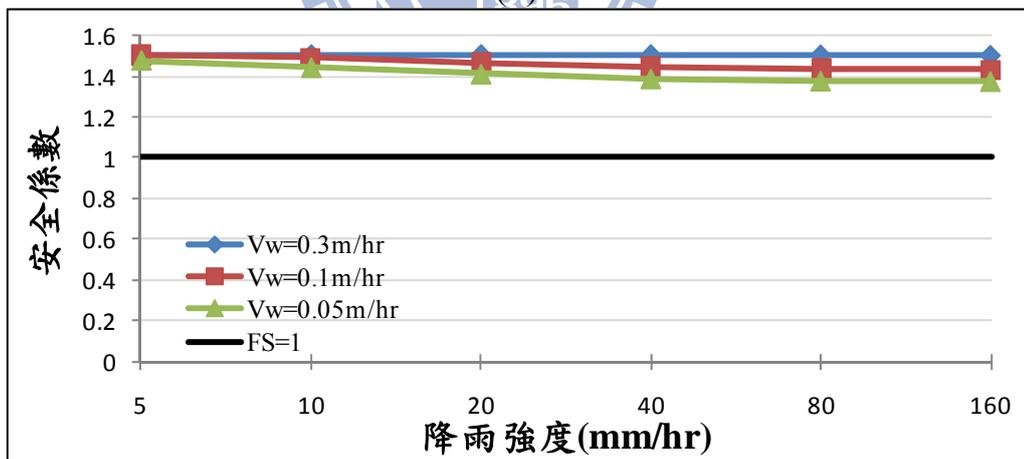
圖 4-9 不同降雨強度於黏土質壤土(Clay loam)河岸穩定性之影響，
河道水位上升速度-(a) 0.05 m/hr (b) 0.1 m/hr (c) 0.3 m/hr



(a)

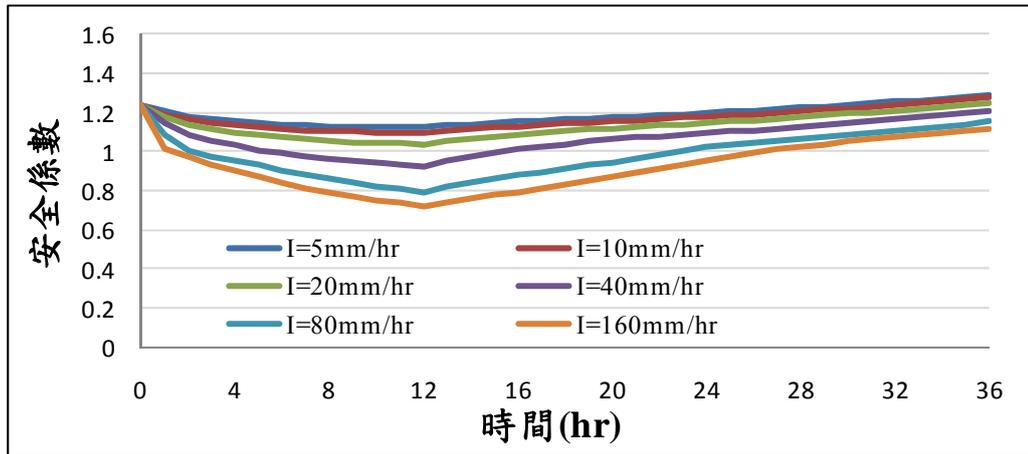


(b)

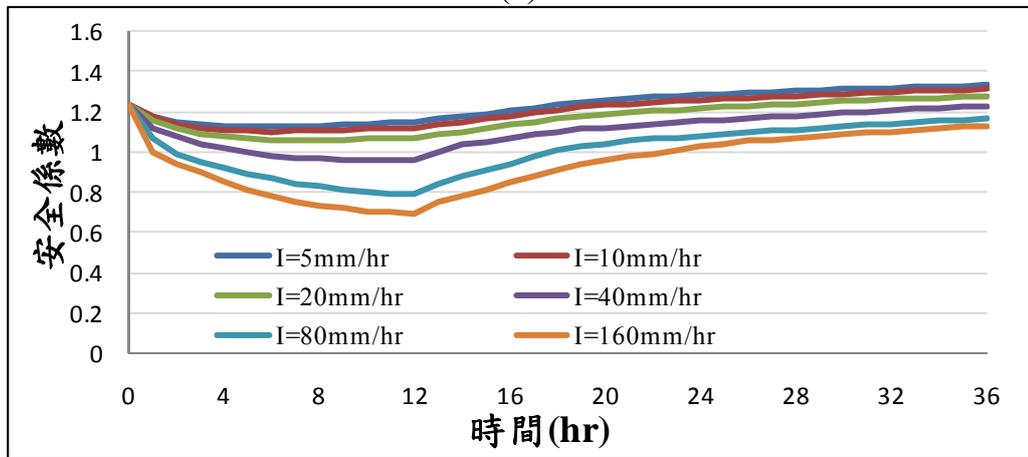


(c)

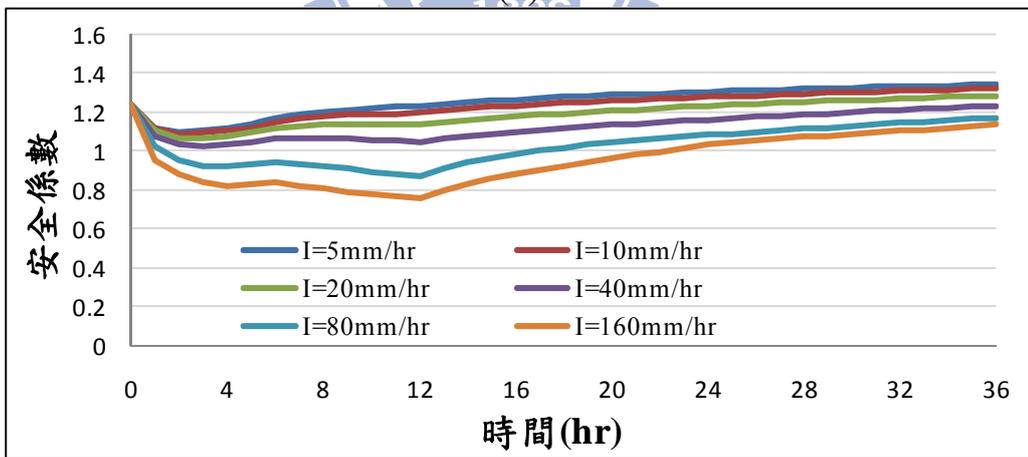
圖 4-10 不同河道水位上升速度之最小安全係數值-(a) Sand (b) Sandy loam (c) Clay loam



(a)

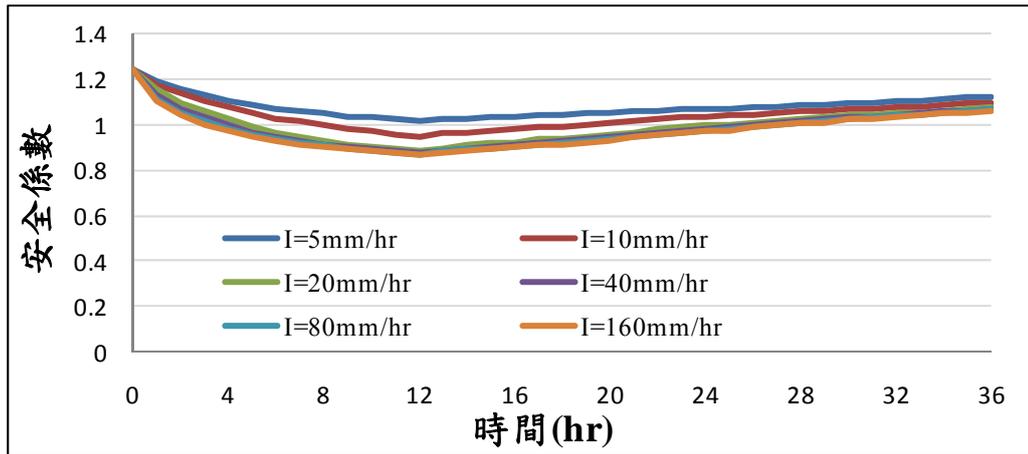


(b)

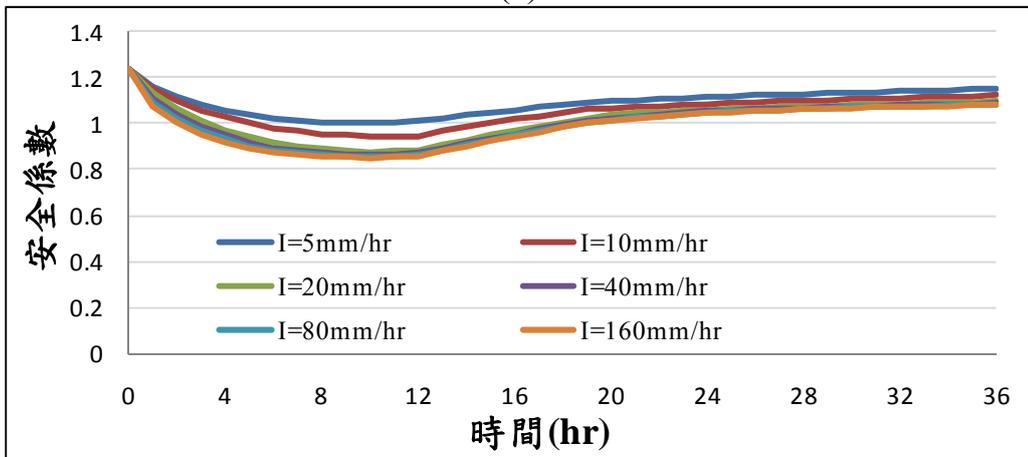


(c)

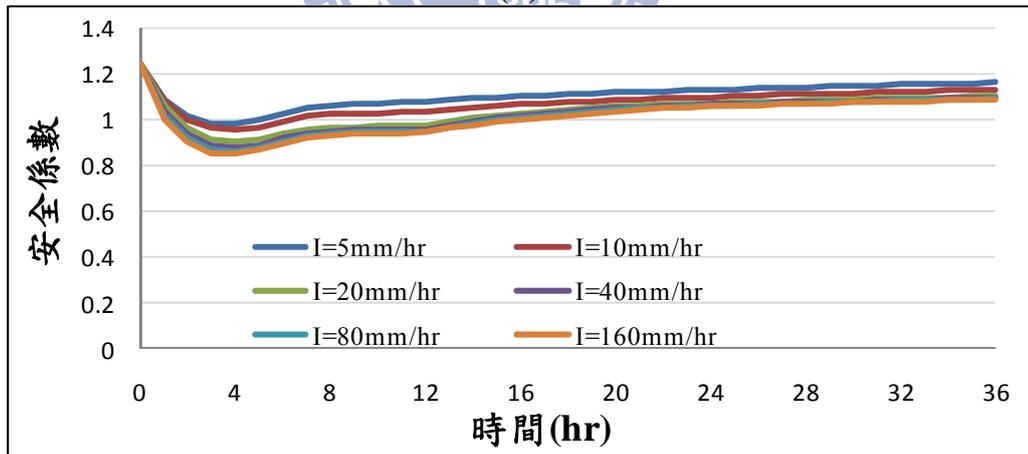
圖 4-11 不同降雨強度於砂質(Sand)河岸穩定性之影響，河道水位下降速度-(a) 0.05 m/hr (b) 0.1 m/hr (c) 0.3 m/hr



(a)

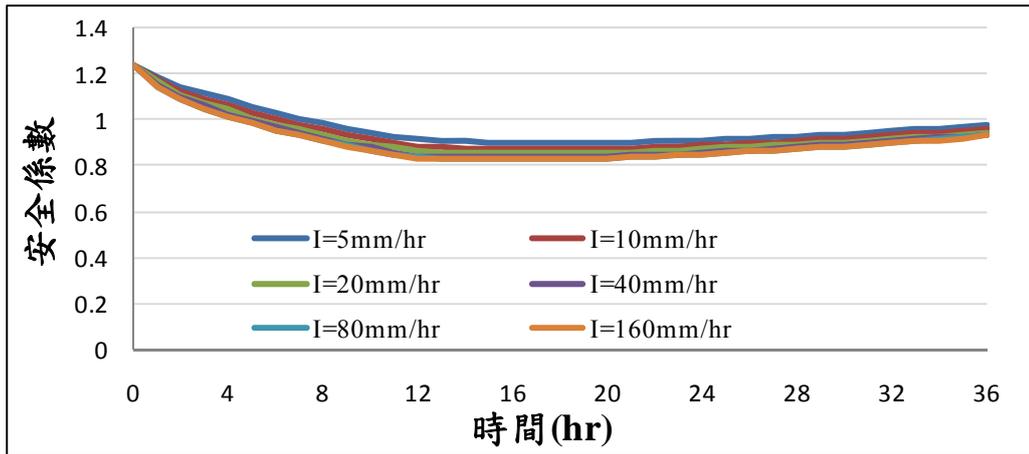


(b)

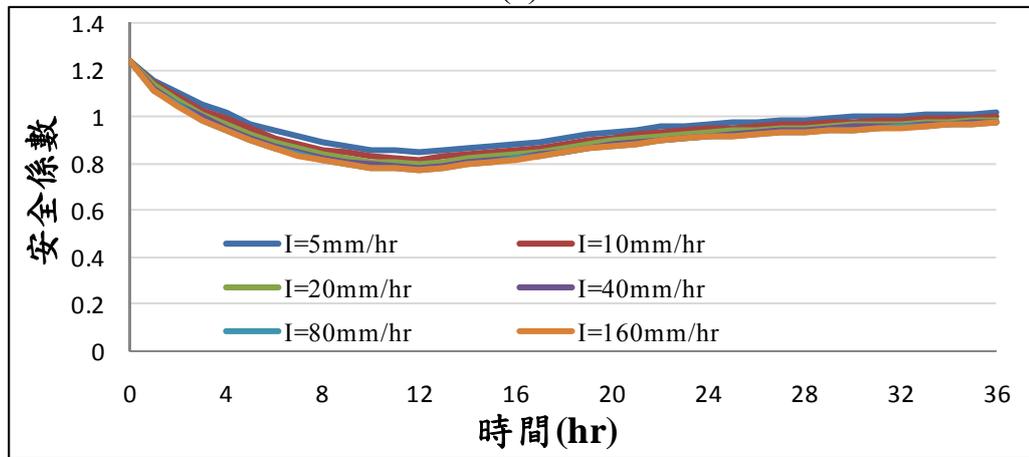


(c)

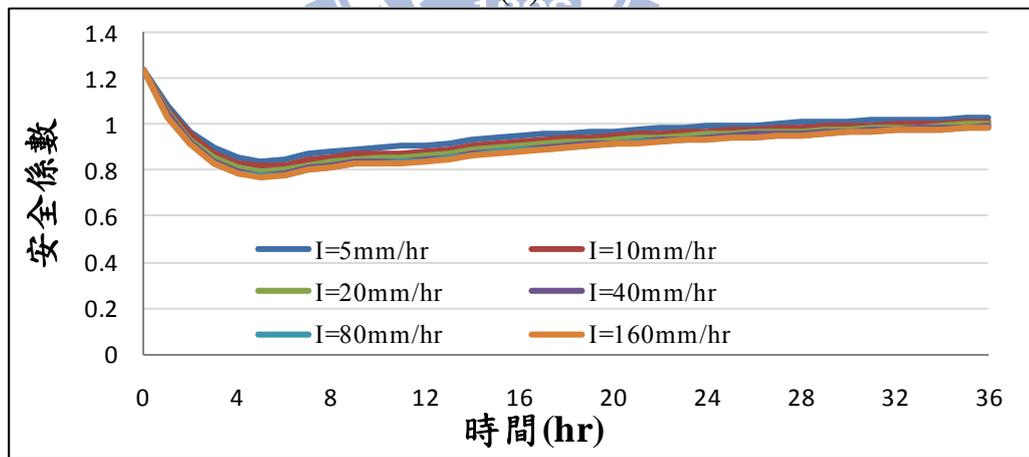
圖 4-12 不同降雨強度於砂質壤土(Sandy loam)河岸穩定性之影響，
河道水位下降速度-(a) 0.05 m/hr (b) 0.1 m/hr (c) 0.3 m/hr



(a)

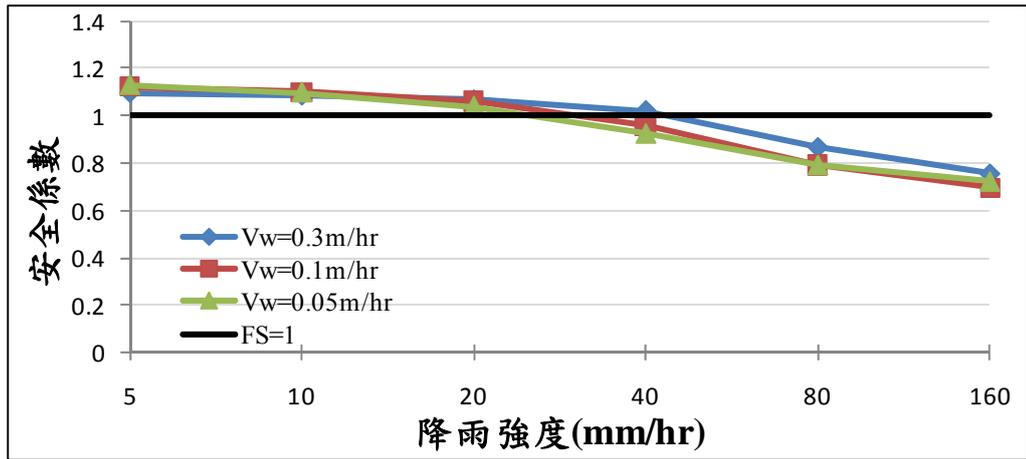


(b)

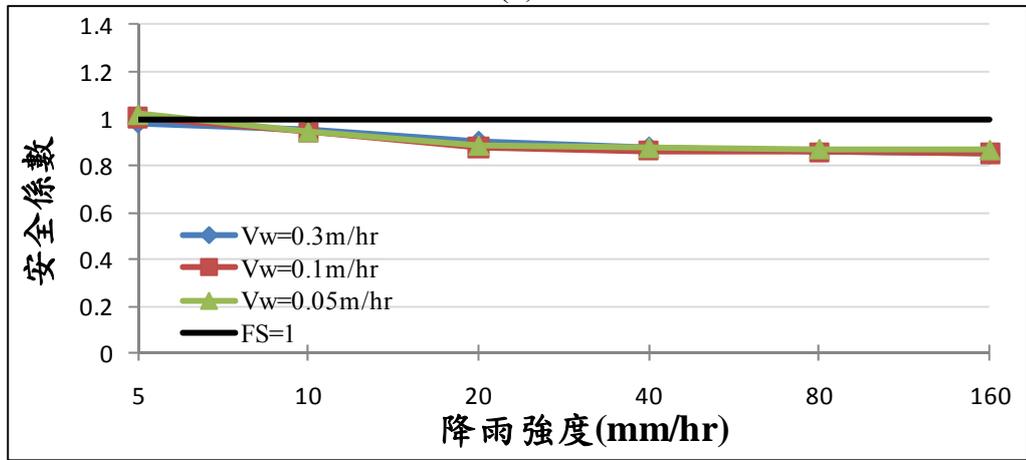


(c)

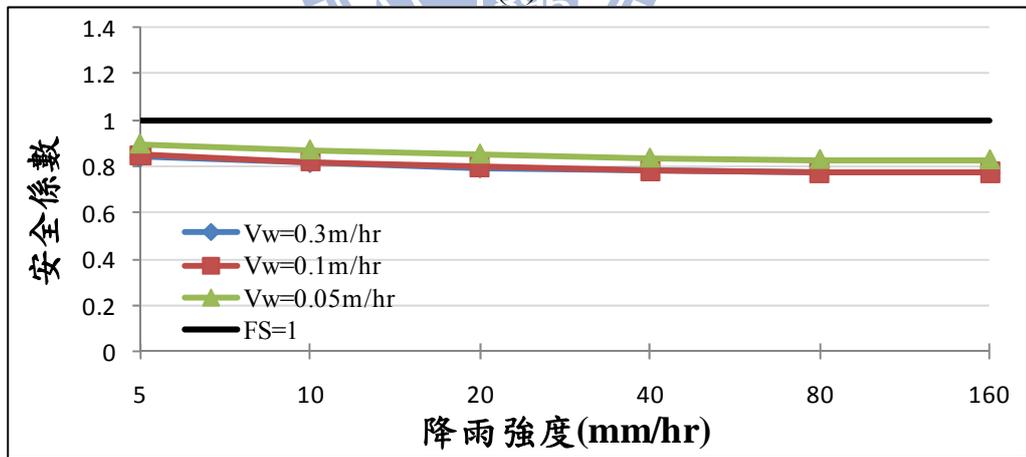
圖 4-13 不同降雨強度於黏土質壤土(Clay loam)河岸穩定性之影響，
河道水位下降速度-(a) 0.05 m/hr (b) 0.1 m/hr (c) 0.3 m/hr



(a)



(b)



(c)

圖 4-14 河道水位下降速度之最小安全係數值-(a) Sand (b) Sandy loam (c) Clay loam

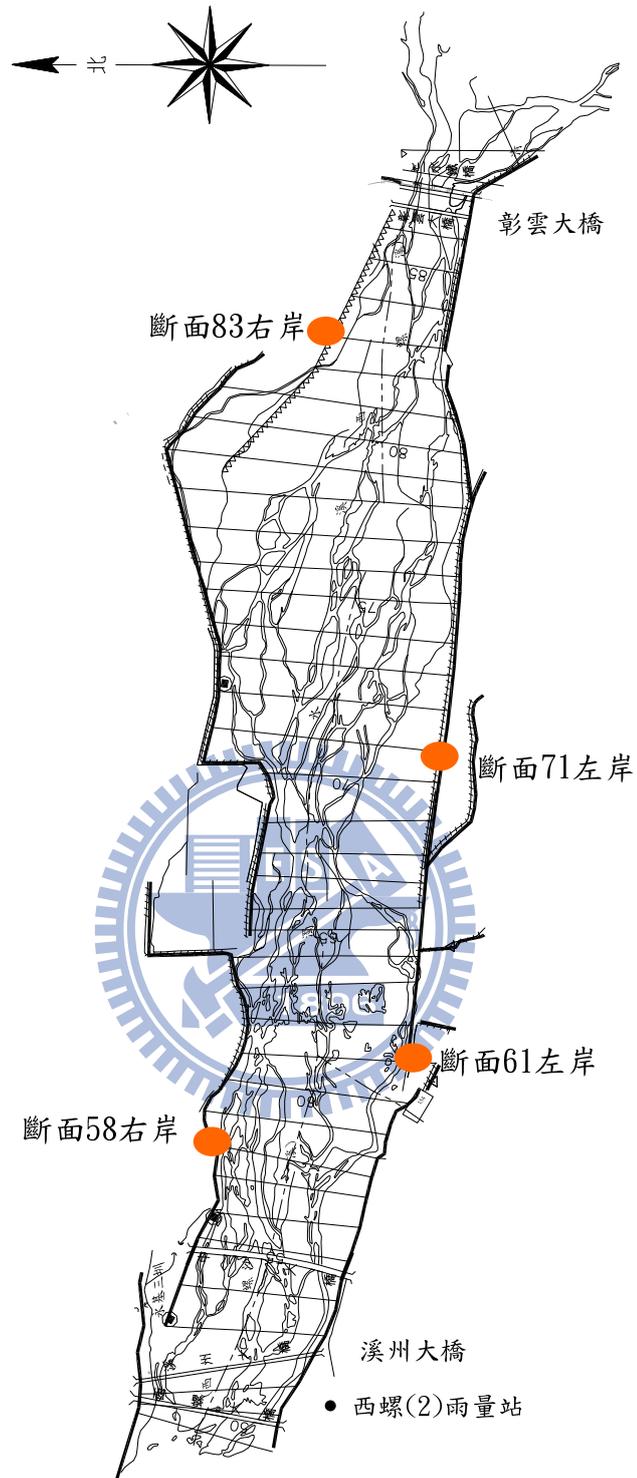


圖 5-1 濁水溪應用河段與西螺(2)雨量站位置圖

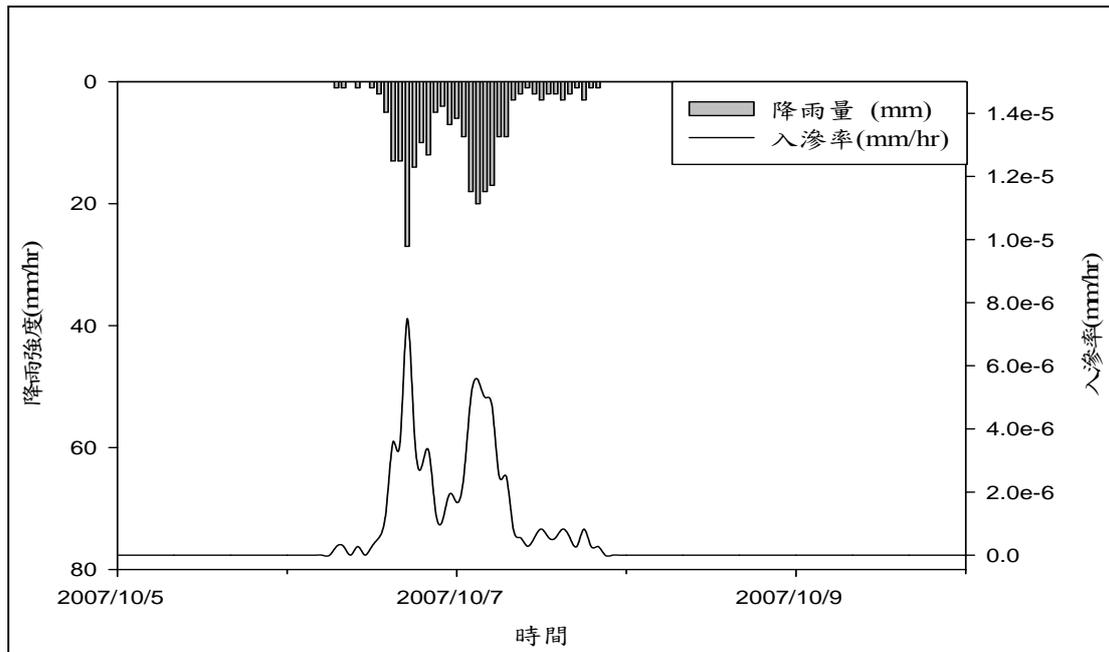
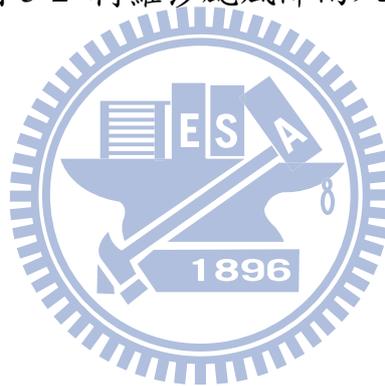
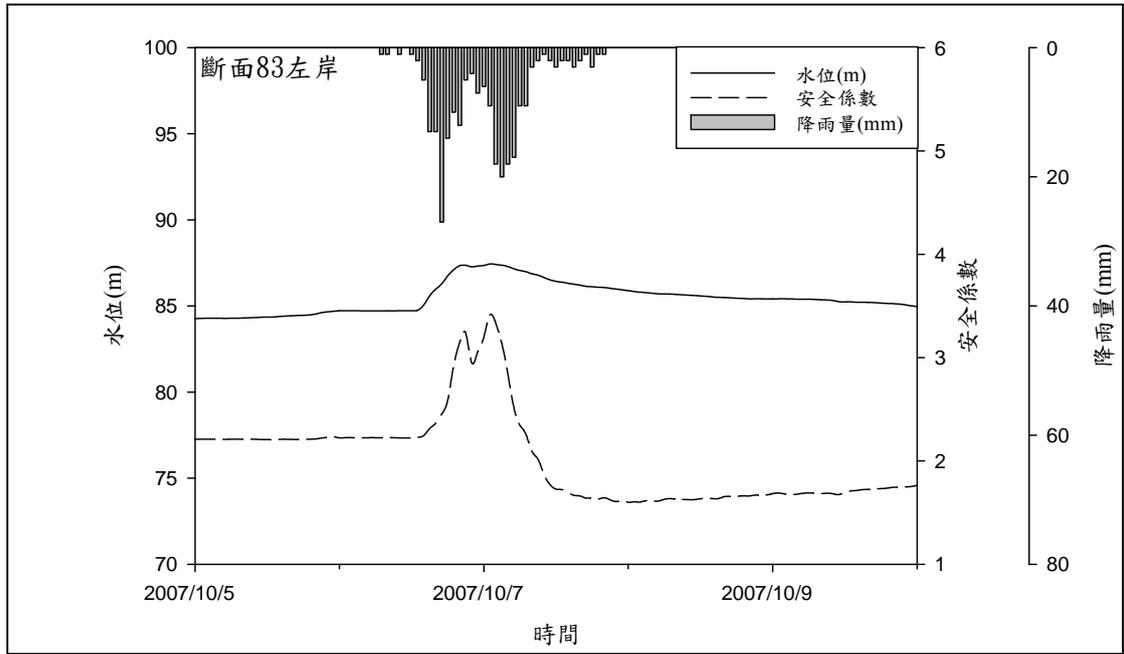
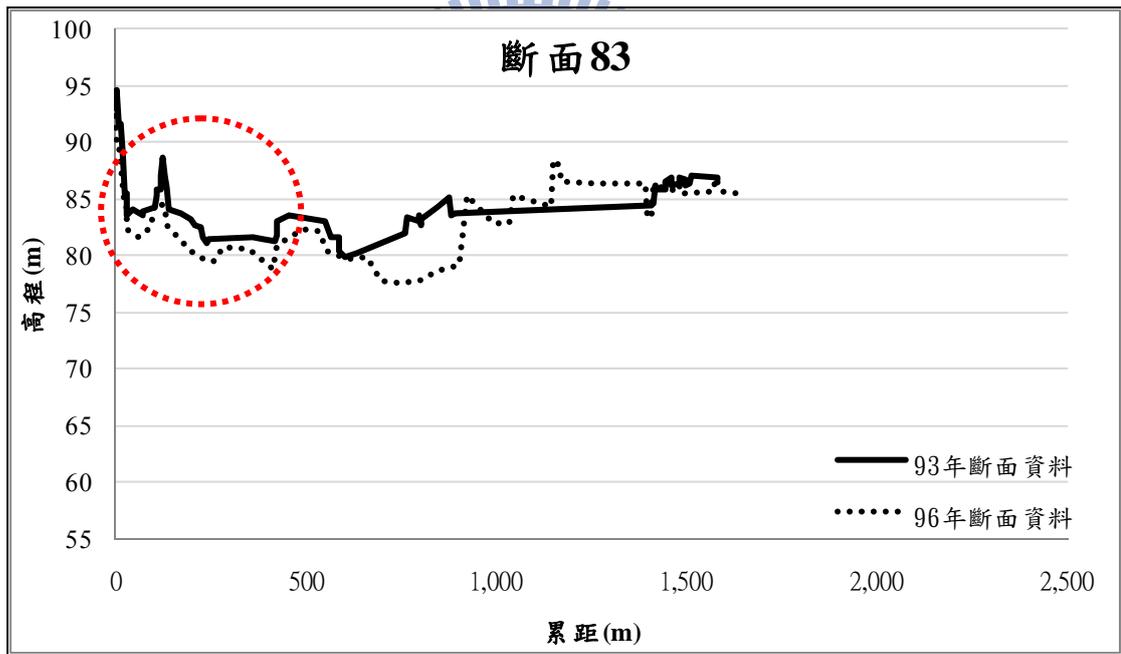


圖 5-2 柯羅莎颱風降雨入滲率





(a)



(b)

圖 5-3 断面 83-(a)左岸之模式結果 (b)断面資料

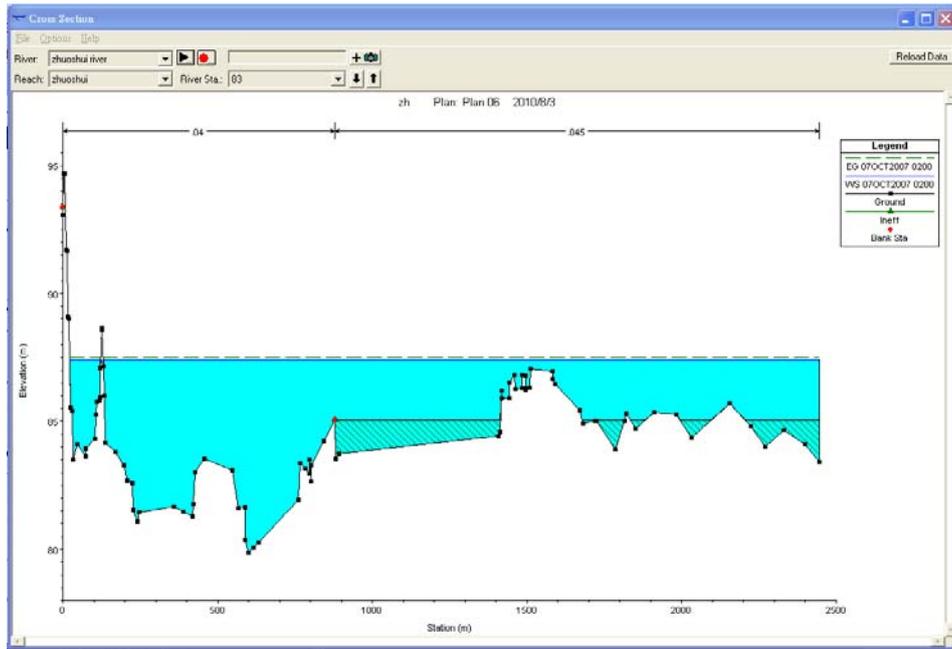
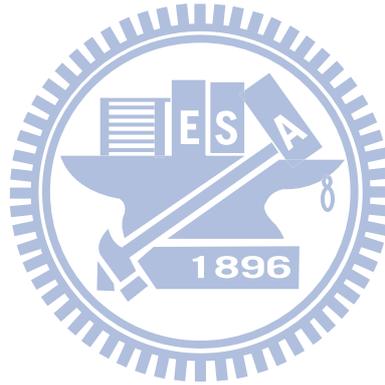
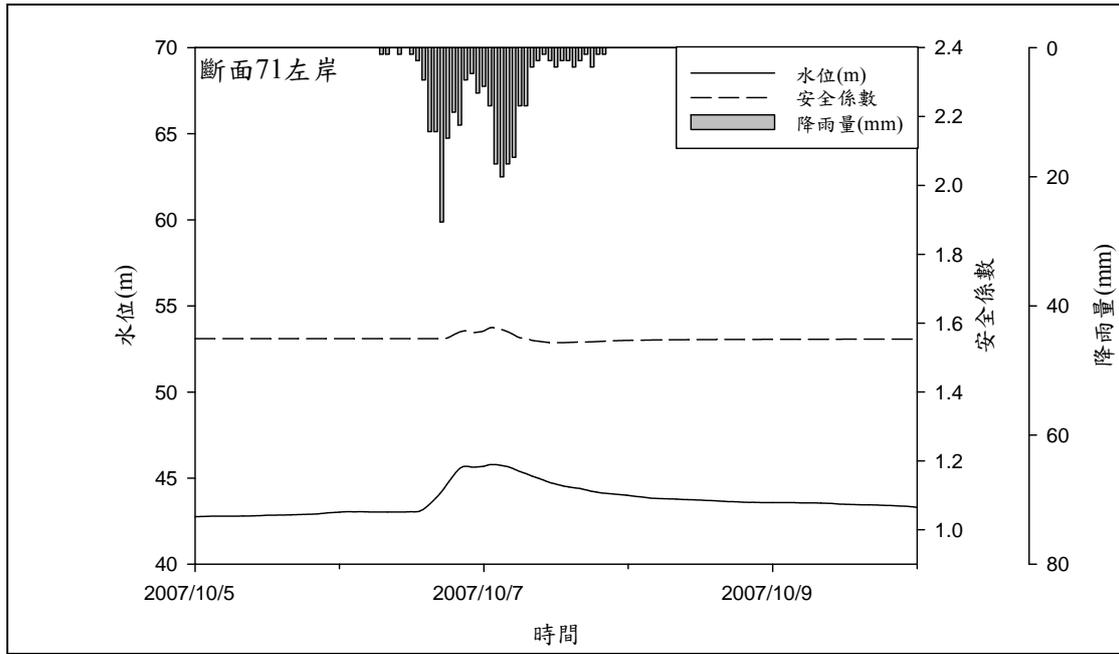
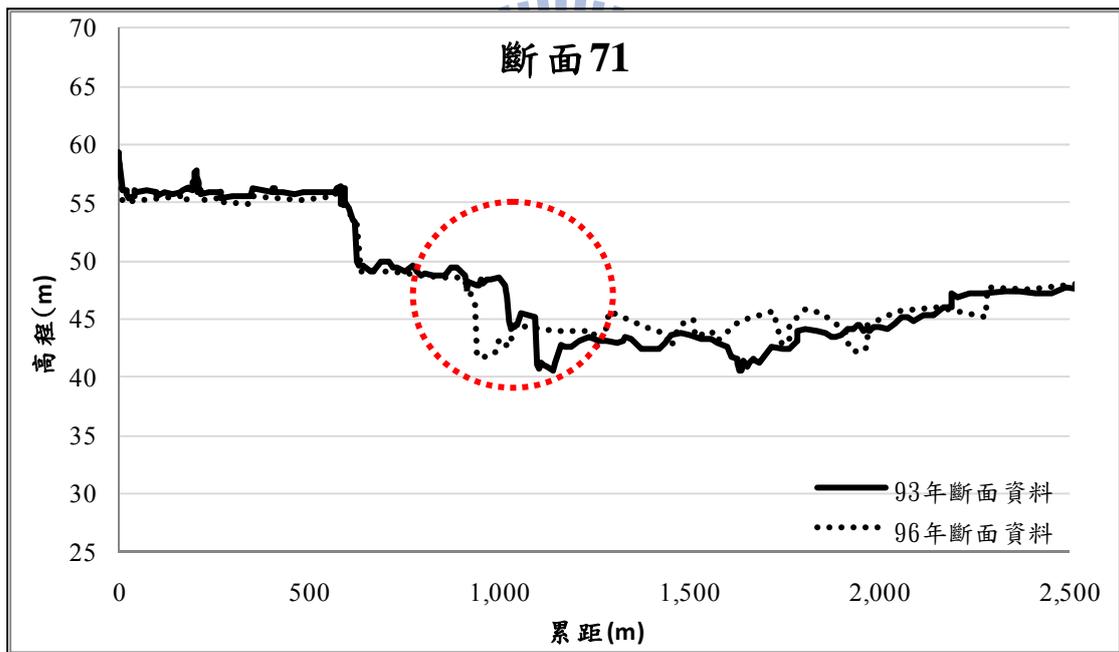


圖 5-4 断面 83 之 HEC-RAS 演算最高安全係數水位結果





(a)



(b)

圖 5-5 断面 71-(a)左岸之模式結果 (b)断面資料

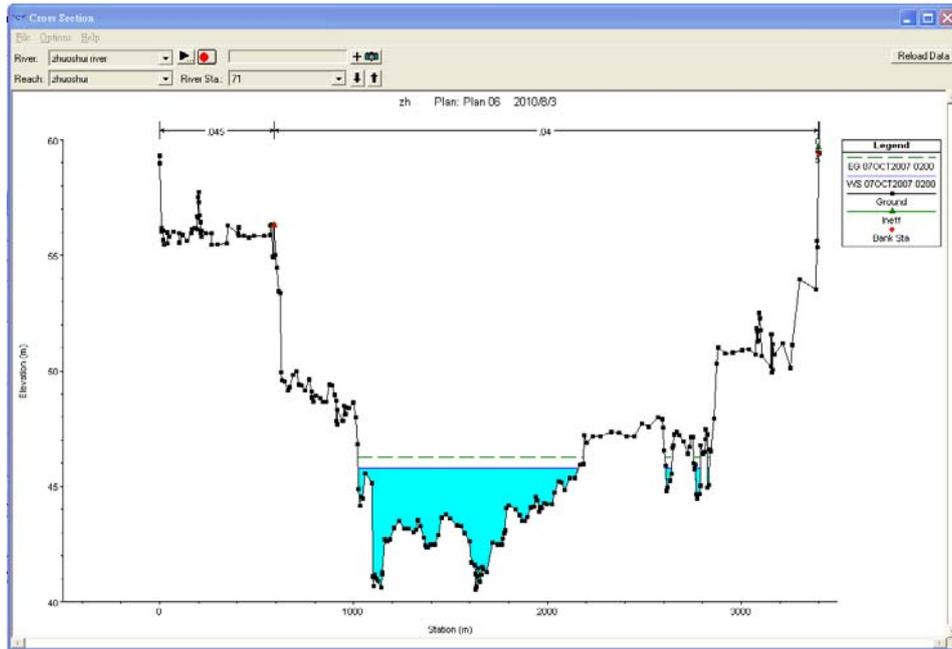
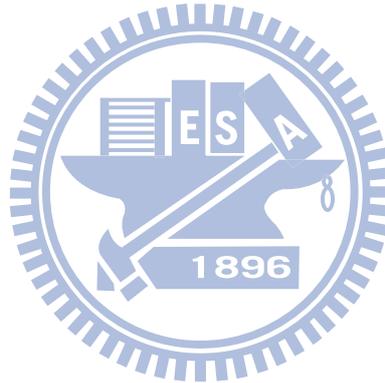
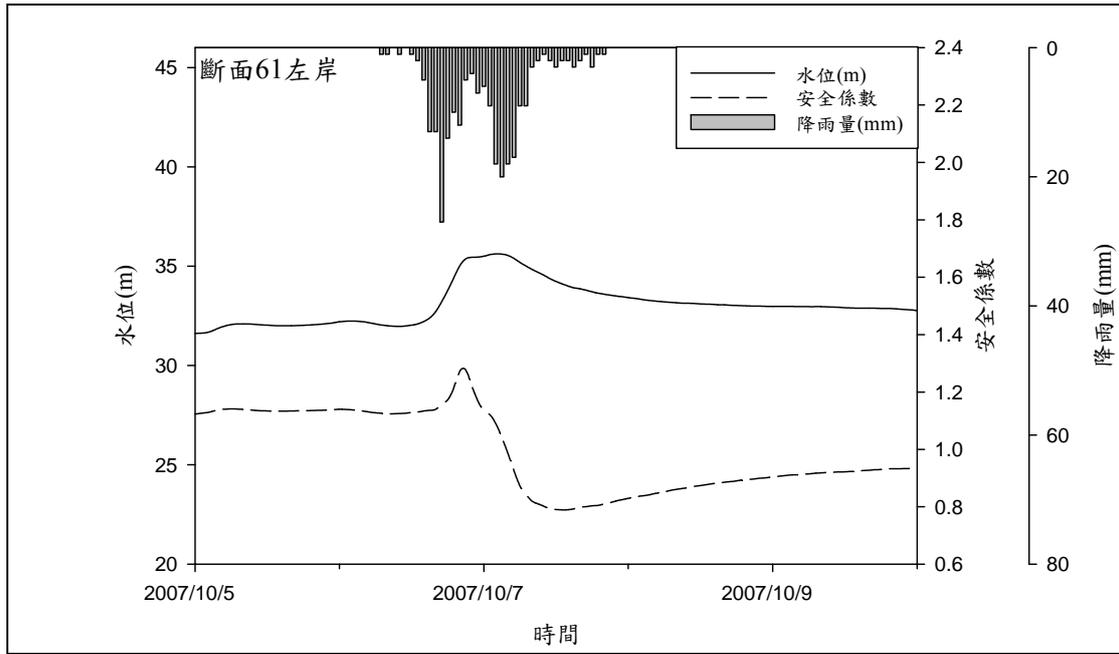
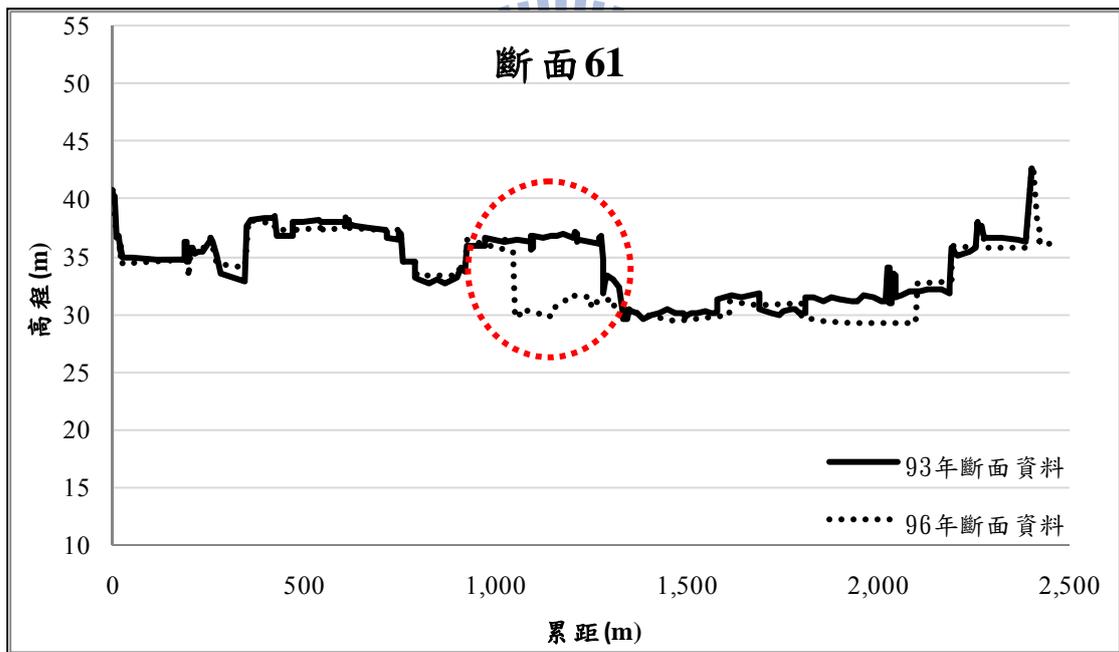


圖 5-6 斷面 71 之 HEC-RAS 演算最高安全係數水位結果



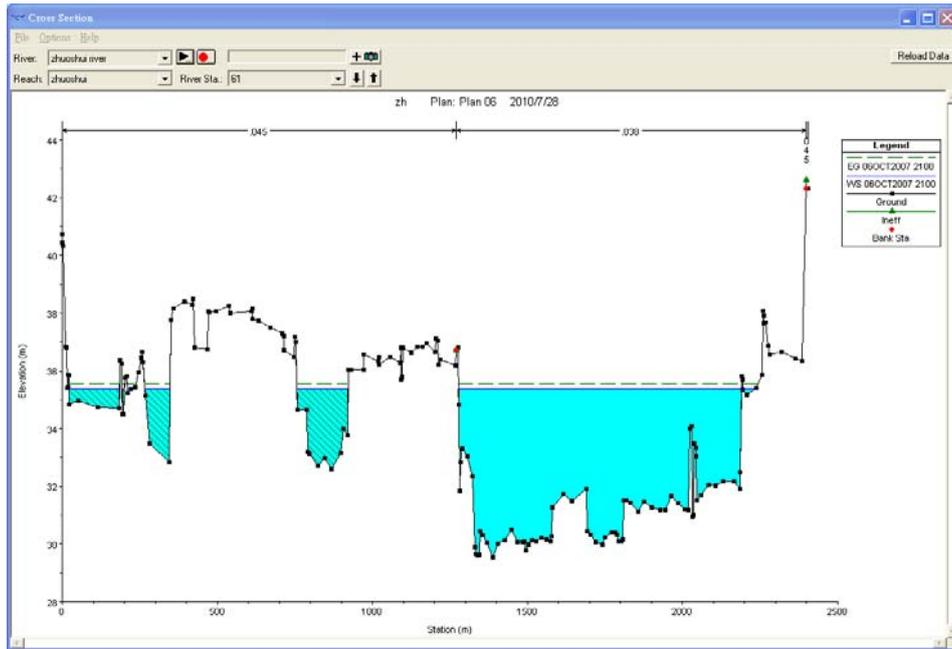


(a)

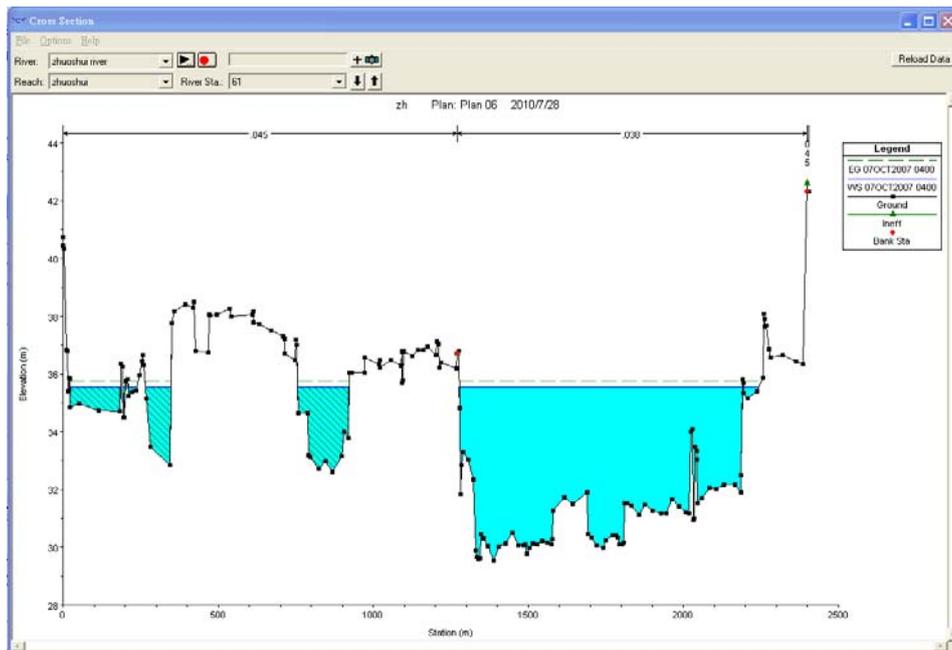


(b)

圖 5-7 断面 61-(a)左岸之模式結果 (b)断面資料

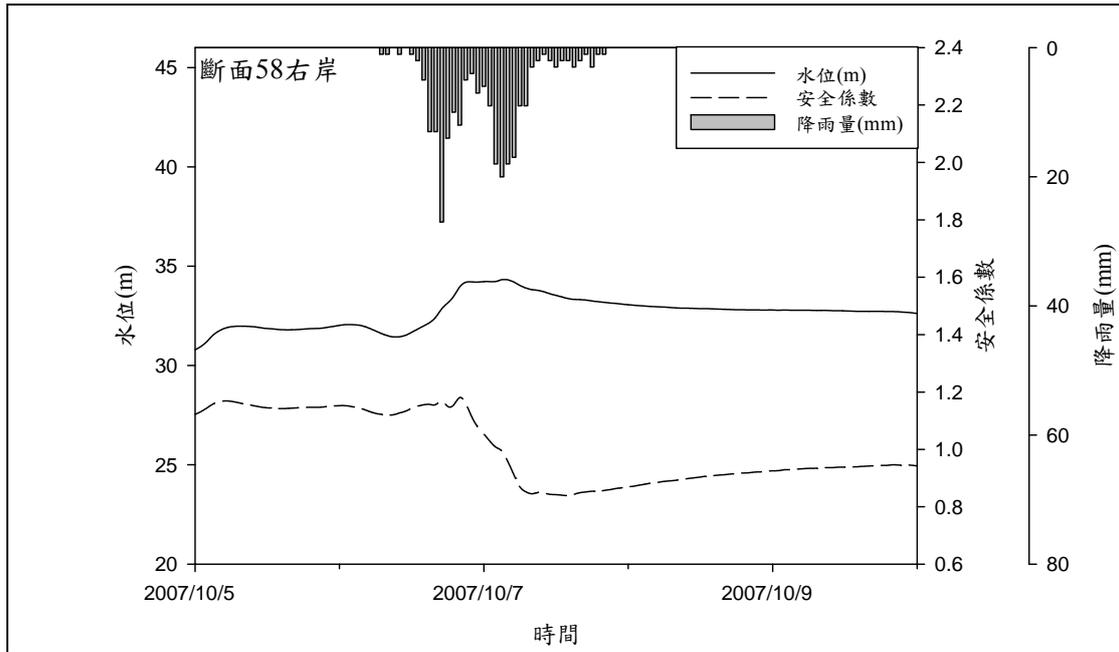


(a)

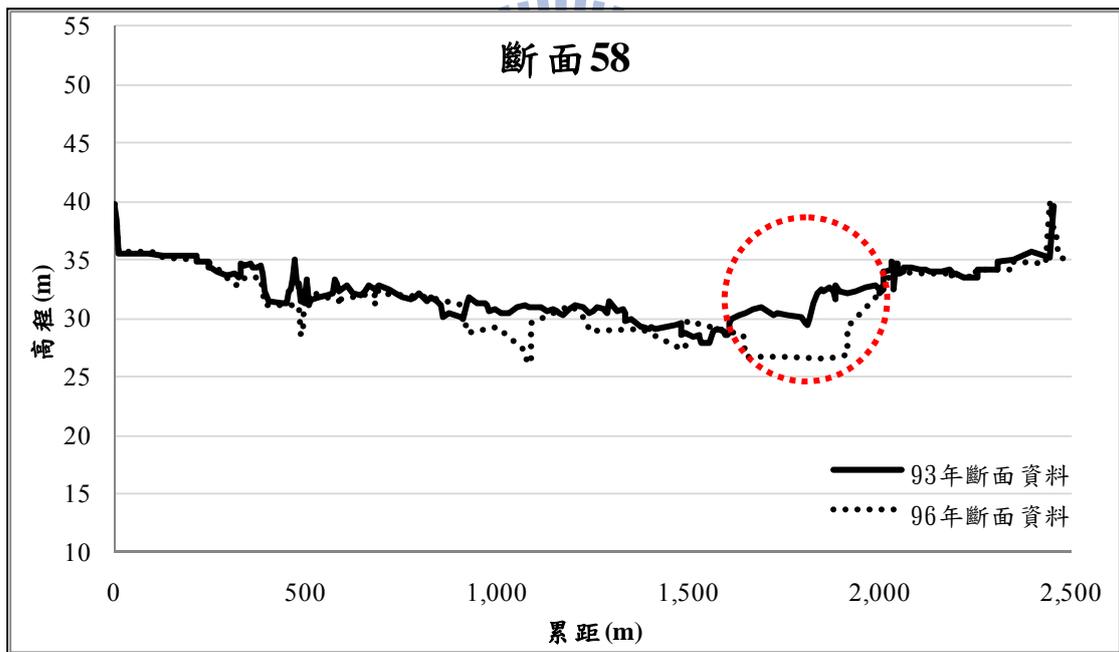


(b)

圖 5-8 斷面 61 之 HEC-RAS 演算水位結果-(a)最高安全係數(b)安全係數為 1

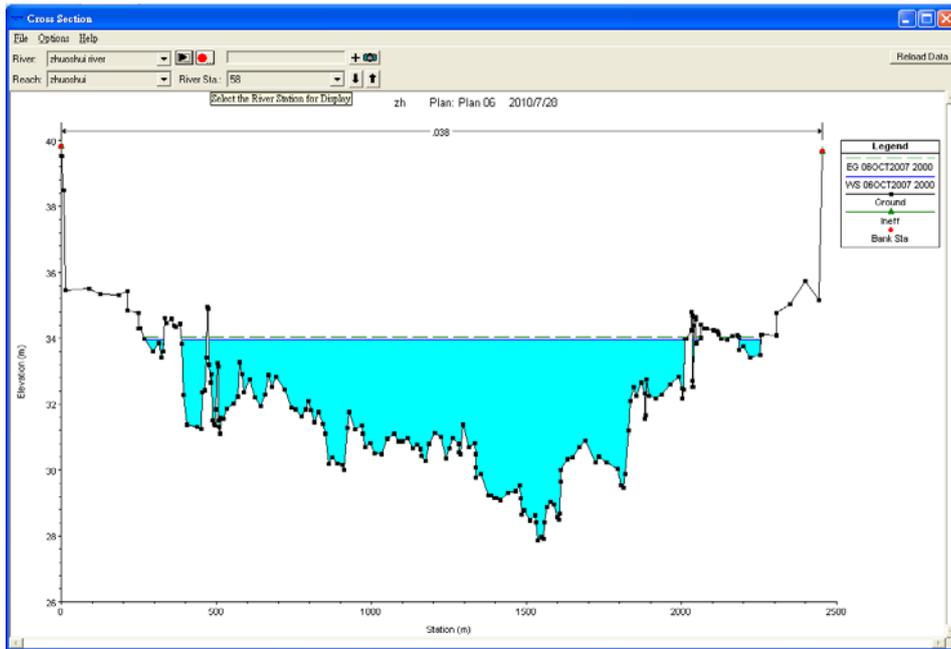


(a)

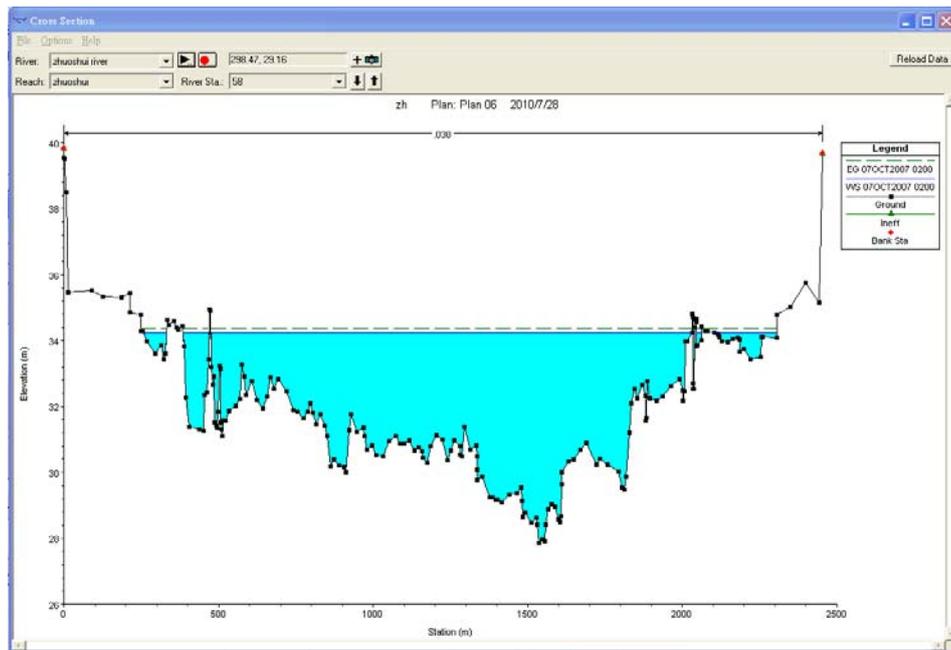


(b)

圖 5-9 断面 58-(a)右岸之模式結果 (b)断面資料



(a)



(b)

圖 5-10 斷面 58 之 HEC-RAS 演算水位結果-(a)最高安全係數(b)安全係數為 1