

國立交通大學

土木工程學系

碩士論文

數種不確定性分析方法於降雨引發坡地淺崩塌模式之
比較研究

Comparisons of Various Uncertainty Analysis Methods
for the Rainfall-Triggered Shallow Landslide Model

研究生：劉綾玲
指導教授：楊錦釗 博士
張胤隆 博士

中華民國一零一年二月

數種不確定性分析方法於降雨引發坡地淺崩塌模式之
比較研究

Comparisons of Various Uncertainty Analysis Methods
for the Rainfall-Triggered Shallow Landslide Model

研究生：劉綾玲
指導教授：楊錦釗
張胤隆

Student : Qie-Ling Liu
Advisor : Jinn-Chuang Yang
Yin-Lung Chang



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
February 2012
Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國一零一年二月

數種不確定性分析方法於降雨引發坡地淺崩塌模式之比較研究

學生：劉綾玲

指導教授： 楊錦釗 博士

張胤隆 博士

國立交通大學土木工程研究所

摘要

降雨引發之坡地淺崩塌常造成大規模之天然災害，以無限邊坡理論建立之數值模式已廣泛地應用於評估坡地是否會因降雨而發生崩塌，然全面而完整之參數資料獲得不易導致參數具有不確定性(uncertainty)，其不確定性可能會影響崩塌模式模擬結果。本論文以 Tsai and Yang (2006)所發展之「降雨引發坡地淺崩塌模式」為基礎，將飽和水力傳導係數(K_{sat})、土壤內摩擦角(ϕ)、土壤凝聚力(c)、初始地下水位(d_z)、土壤厚度(d_{LZ})與坡度(α)等六項輸入條件視為具不確定性之隨機變數，並利用石門水庫集水區砂崙仔崩塌地之實際案例，以一階二次矩法(first-order second-moment method, FOSM)、Rosenblueth's 點估計法(Rosenblueth point estimation method, R-PE)、Li's 點估計法(Li point estimation method, LI-PE)等近似法進行不確定性分析以獲得模式輸出(安全係數值)之統計特性以及艾利颱風期間坡地之崩塌機率，並將近似法結果與蒙地卡羅模擬(Monte Carlo Simulation, MCS)結果進行比較，予以探討各種方法之適用性。為了解近似法在不同輸入條件不確定性程度下，與蒙地卡羅模擬之差異，本論文共設計了六個不同輸入條件不確定性程度之案例，此六個案例涵蓋了坡地緩陡與 DEM 解析度差異等因素。分析結果顯示各種近似法應用於降雨引發坡地淺崩塌之不確定性分析時，皆有其優點與缺點，就崩塌機率推估之準確性而言，Rosenblueth's 與 Li's 點估計法所推估之崩塌機率在六個案例中皆與蒙地卡羅模擬法無明顯差異，而在輸入條件不確定性程度較高之案例中，一階二次矩法則有顯著之誤差，惟其所推估之崩塌機率在六個案例中皆較蒙地卡羅模擬法高，以管理之角度而言，一階二次矩法之計算結果較為保守；另外就計算效率而言，一階二次矩法具有最高之計算效率，估算單一格網崩塌機率時僅需執行崩塌模式 9 次，而 Rosenblueth's 與 Li's 點估計法則分別須

執行崩塌模式 16 次與 15 次；最後就不確定性分析事前所需資料而言，一階二次矩法僅需具備輸入條件之前二階動差，而 Rosenblueth's 與 Li's 點估計法則分別需要輸入條件之前三階與前四階動差。綜合上述分析結果可知，各種不確定性近似分析方法有其適用條件，對於大範圍集水區坡地崩塌機率分布之推估而言，通常無法獲得全面之輸入條件調查資料，且範圍較大計算格網數多，因此資料需求少、計算快速且分析結果較保守之一階二次矩法較為適用；而對於小範圍特定坡地之崩塌機率分析而言，較可能進行詳細之輸入條件調查工作，且計算格網少較無計算時間之考量，因此適用崩塌機率計算結果較為準確之 Rosenblueth's 或 Li's 點估計法。

關鍵字：淺崩塌、安全係數、不確定性分析、一階二次矩法、點估計法



Comparisons of Various Uncertainty Analysis Methods for the Rainfall-Triggered Shallow Landslide Model

student : Qie-Ling Liu

Advisor : Jinn-Chuang Yang

Yin-Lung Chang

Department of Civil Engineering

Nation Chiao Tung University

Abstract

Rainfall-triggered shallow landslide is one of the major natural disasters over the world which may immediately cause large numbers of casualties and huge economic losses. To mitigate the landslide disasters, the numerical model simulations based on the infinite slope theory have been widely applied to predict the slope stability during a rainfall event. However, due to the inherent heterogeneity and lack of complete information about model input variables, uncertainties exist in specifying the values of these variables in the numerical model rendering potential failure to obtain the authentic model output (safety factor, FS) for the slope under consideration. In this study, three approximated uncertainty analysis methods, including the first-order second-moment (FOSM), Rosenblueth's point estimation (R-PE), and Li's point estimation (LI-PE) were utilized with the developed rainfall triggered shallow landslide model (Tsai and Yang, 2006) to obtain the statistical properties of FS and the landslide probability (P_f) at the Salunzai slope during typhoon Aere. Besides, the relative errors of computed P_f with respect to Monte Carlo simulation (MCS) result were compared. Six stochastic model input variables, including the saturated hydraulic conductivity (K_{sat}), friction angle (ϕ), cohesion (c), initial groundwater depth (d_z), soil thickness (d_{LZ}), and slope (α) were considered. Moreover, six cases involving different uncertainty levels of slope angle and soil thickness were considered. The results showed that each of the three approximated methods has its own advantages and

drawbacks for the uncertainty analysis of rainfall triggered shallow landslide model. The performances of the approximated uncertainty analysis methods were evaluated through three criteria including: (1) accuracy; (2) efficiency; and (3) prior information requirements. For the accuracy of the approximated methods, the differences in obtained landslide probability between the point estimation (Rosenblueth's and Li's) and MCS are minimal in all of the six cases. However, the FOSM method tends to significantly overestimate the landslide probability especially in the case with higher model inputs uncertainties. In contrast to accuracy, the FOSM method has highest computational efficiency because the required number of numerical model evaluation in one simulation grid is 9, while the Rosenblueth's and Li's point estimation methods require 16 and 15 model evaluations, respectively. In view of the prior information requirement, the FOSM method only requires the first two moments of the stochastic model input variables while the Rosenblueth's and Li's point estimation methods require the first three and four moments of model inputs, respectively. In summary, the applicability of the three approximated uncertainty analysis methods for rainfall-triggered shallow landslide model depend on the space scale of the application. For the estimation of the distributions of the landslide probabilities within a watershed, the third and fourth moments of stochastic model inputs might not be reliably obtained, besides, the amounts of simulation grids might be huge, thus the FOSM method is more applicable than the Rosenblueth's and Li's point estimation methods. In contrast, for the estimation of landslide probability at a specified slope, the third and fourth moments of stochastic model inputs might be reliably through a more comprehensive field investigation, thus the Rosenblueth's and Li's point estimation methods are more applicable due to the higher accuracy.

Keywords: shallow landslides, safety factor, uncertainty analysis, first-order second-moment method, point estimation method

致謝

日月如梭，修業兩年餘，感念恩師楊錦釧教授與張胤隆博士悉心教導，對學生適時予以引領，得以使拙作順利完成，銘感五內，心中感激之意難以言述。於論文審查期間，承蒙口試委員張哲豪教授、董家鈞教授惠賜卓見使本文更臻完備，在此謹致謝忱。

再者，感謝研究室學長姐們厚愛，戮力提攜後進以及同窗同學們，以愛相顧，互相同勉，使我深感同窗情誼之可貴。

特別感謝開心果，令我勇敢奔跑碩士路程，願得你心白首不離，此生有你足矣。

最後，感謝家人，無私的全力支持與包容，等待我成長，茁壯。

特將此喜悅與爾分享，此刻的我準備，展翅翱翔。



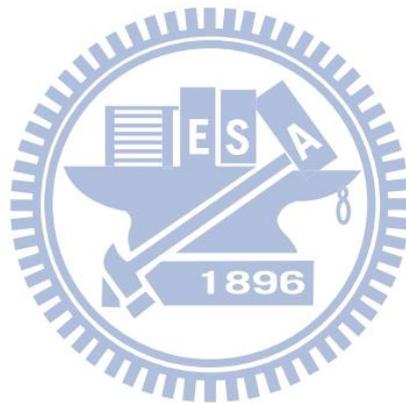
目錄

摘要.....	I
Abstract	III
致謝.....	V
目錄.....	VI
表目錄.....	VIII
圖目錄.....	IX
符號說明.....	XI
第一章 緒論.....	1
1.1 研究動機與目的.....	1
1.2 文獻回顧.....	1
1.2.1 邊坡穩定分析方法.....	1
1.2.2 不確定性分析.....	3
1.3 研究方法.....	6
1.4 章節介紹.....	7
第二章 崩塌模式理論基礎與輸入條件.....	11
2.1 降雨引發坡地淺崩塌模式簡介.....	11
2.2 模式輸入條件統計特性.....	13
2.3 模式輸入條件整體敏感度分析.....	16
第三章 不確定性分析理論與方法.....	20
3.1 不確定性分析理論.....	20
3.1.1 不確定性分析概述.....	20
3.1.2 不確定性的來源.....	20

3.2 不確定性分析方法.....	21
3.2.1 蒙地卡羅模擬法(Monte Carlo Simulation, MCS).....	21
3.2.2 近似法(approximation methods).....	22
第四章 不確定性分析應用實例.....	30
4.1 砂崙仔地區概述與分析案例設定.....	30
4.1.1 砂崙仔地區概述.....	30
4.1.2 分析案例設定.....	30
4.2 蒙地卡羅模擬取樣次數探討.....	34
4.3 坡地崩塌機率估算.....	34
4.4 不確定性分析方法計算效率與需要資料探討.....	35
4.5 不確定性分析研究結果探討.....	36
4.5.1 安全係數期望值.....	37
4.5.2 安全係數標準差.....	38
4.5.3 崩塌機率.....	38
4.5.4 小結.....	39
第五章 結論與建議.....	61
5.1 結論.....	61
5.2 建議.....	62
參考文獻.....	64
附錄 A ArcGIS 軟體內建坡度計算方法.....	72
附錄 B 正交轉換.....	73
附錄 C 坡度與土壤厚度迴歸式.....	76

表目錄

表 1.1 國內外崩塌評估方法比較(楊錦釗，2006).....	8
表 2.1 地質參數統計特性整理表.....	17
表 2.2 地質參數變異係數比較表.....	18
表 4.1 艾利颱風期間時雨量表	40
表 4.2 坡度與土壤厚度設定	41
表 4.3 其餘輸入條件統計特性設定表.....	41
表 4.4 案例相關係數表	42
表 4.5 各種方法比較表	42



圖目錄

圖 1.1 山崩種類示意圖(Varnes, 1978)	9
圖 1.2 研究流程圖	10
圖 2.1 降雨入滲引發崩塌模擬示意圖(Tsai and Yang, 2006).....	19
圖 2.2 考慮土壤時變入滲能力示意圖(Tsai and Yang, 2006).....	19
圖 3.1 Rosenblueth's 點估計法輸入變數轉換示意圖	29
圖 3.2 Li's 點估計法輸入變數轉換示意圖	29
圖 4.1 砂崙仔位置圖(楊錦釗等, 2006)	43
圖 4.2 艾利颱風期間三光站時雨量組體圖	43
圖 4.3 初始地下水位機率密度函數圖	44
圖 4.4 坡度與崩塌深度現場量測資料迴歸公式	44
圖 4.5 第 24 小時安全係數期望值與取樣次數關係圖	45
圖 4.6 第 48 小時安全係數期望值與取樣次數關係圖	45
圖 4.7 第 24 小時安全係數標準差與取樣次數關係圖	46
圖 4.8 第 48 小時安全係數標準差與取樣次數關係圖	46
圖 4.9 第 24 小時崩塌機率與取樣次數關係圖	47
圖 4.10 第 48 小時崩塌機率與取樣次數關係圖	47
圖 4.11 案例一安全係數期望值比較圖	48
圖 4.12 案例一安全係數標準差比較圖	48
圖 4.13 案例一崩塌機率比較圖	49
圖 4.14 案例二安全係數期望值比較圖	49
圖 4.15 案例二安全係數標準差比較圖	50
圖 4.16 案例二崩塌機率比較圖	50

圖 4.17 案例三安全係數期望值比較圖	51
圖 4.18 案例三安全係數標準差比較圖	51
圖 4.19 案例三崩塌機率比較圖	52
圖 4.20 案例四安全係數期望值比較圖	52
圖 4.21 案例四安全係數標準差比較圖	53
圖 4.22 案例四崩塌機率比較圖	53
圖 4.23 案例五安全係數期望值比較圖	54
圖 4.24 案例五安全係數標準差比較圖	54
圖 4.25 案例五崩塌機率比較圖	55
圖 4.26 案例六安全係數期望值比較圖	55
圖 4.27 案例六安全係數標準差比較圖	56
圖 4.28 案例六崩塌機率比較圖	56
圖 4.29 案例一第 24 小時之安全係數組體圖	57
圖 4.30 案例二第 24 小時之安全係數組體圖	57
圖 4.31 案例三第 24 小時之安全係數組體圖	58
圖 4.32 案例四第 24 小時之安全係數組體圖	58
圖 4.33 案例五第 24 小時之安全係數組體圖	59
圖 4.34 案例六第 24 小時之安全係數組體圖	59
圖 4.35 安全係數不同期望值之機率密度函數圖(期望值小於 1).....	60
圖 4.36 安全係數不同期望值之機率密度函數圖(期望值大於 1).....	60

符號說明

- $C(\psi)$ = $d\theta/d\psi$;
- C_0 = $C(\psi)$ 之最小值 ;
- c = 土壤凝聚力 ;
- $\text{Cov}[]$ = 共變異數(covariance) ;
- COV = 變異係數(coefficient of variation) ;
- D_0 = 水力擴散度(hydraulic diffusivity)
- d_z = 初始地下水位 ;
- d_{LZ} = 土層厚度 ;
- $E[]$ = 期望值 ;
- FS = 安全係數(safety factor) ;
- g = 重力加速度 ;
- H = 平均水深 ;
- I_z = 降雨強度(rainfall intensity) ;
- K_{sat} = 飽和水力傳導係數(saturated hydraulic conductivity) ;
- S = 載重(load) ;
- $P_r[]$ = 機率 ;
- R = 阻抗(resistance) ;
- RMSE = 均方根誤差(root mean square error)
- T = 降雨延時(rainfall duration) ;
- t = 時間 ;
- $\text{Var}[]$ = 變異數(variance) ;
- Z = 垂向深度 ;
- α = 邊坡坡度(slope angle) ;
- γ_{sat} = 土壤飽和單位重(unit weight of saturated soil) ;
- γ_w = 地下水單位重(unit weight of ground water) ;
- θ = 土壤含水量 ;
- ϕ = 土壤內摩擦角(friction angle) ;
- ψ = 地下水壓力水頭(pressure head) ;
- σ = 標準差(standard deviation) ;

γ = 偏態係數(skewness coefficient) ;

κ = 峰態係數(kurtosis coefficient) ;

ρ = 相關係數(correlation coefficient) ;



第一章 緒論

1.1 研究動機與目的

台灣本島由歐亞板塊和菲律賓海板塊擠壓而成，地形陡峻且地質脆弱，全島面積有三分之二為山坡地，氣候屬於亞熱帶海島型氣候，年降雨量豐沛，豪雨颱風頻繁，遇雨成災。台灣地狹人稠，隨著人口成長和經濟發展，山坡地之開發利用漸增，降雨引發的坡地淺崩塌常造成大規模之天然災害，崩塌不僅直接危及山區居民，造成房舍毀損，道路中斷，崩塌後產生之大量土砂亦提供土石流材料來源，若經河道運移進入水庫庫區，將使庫容減少並進而影響供水可靠度。

為了降低坡地崩塌之災害影響，邊坡穩定分析(slope stability analysis)已廣泛應用於評估坡地是否會因降雨而發生崩塌，但全面而完整之參數資料獲得實屬不易，因此在參數具有不確定性(uncertainty)下，其不確定性可能會影響邊坡穩定分析之成果。

本論文之目的在於根據 Tsai and Yang(2006)所發展之「降雨引發坡地淺崩塌模式」，考慮輸入參數之不確定性並比較不同不確定性分析方法(uncertainty analysis)於模式之分析應用，以期作為相關單位風險管理之決策參考。

1.2 文獻回顧

1.2.1 邊坡穩定分析方法

Varnes (1978)將崩塌依據其塊體運動之型態及移動方式區分為五種基本類型，包含落石(Fall)、翻覆(Topple)、滑動(Slide)、側滑(Lateral spread)與流動(Flow)等五種如圖 1.1 所示。依據 Dai et al.(2002)之研究，導致崩塌發生之影響因子可概分成兩類如下：

- (1) 潛在因子(preparatory variables)：既存於現實條件中，驅使邊坡處於臨界破壞之穩定狀況，如坡度、地質參數、排水狀況、土壤風化情形、植被等。
- (2) 觸發因子(triggering variables)：使邊坡達臨界狀態而發生崩塌，如降雨、地震。

Soeters and Van Westen (1996)及 Van Westen et al. (1997)將邊坡穩定分析方法歸納為(1)歷年資料判別法；(2)經驗法；(3)解析法，以下對此三大類作簡述。

歷年資料判別法(Landslide Inventory)

此法是藉由地質調查，考慮影響邊坡穩定之各項因素及可能破壞的方式、地質環境演化過程等，建立歷年坡地破壞之資料庫，如航照圖與現址考察相關資料等，用以分析坡地發生再崩塌之密度與頻率。由於此法僅依據過往資料作人為判定而無法定量(quantity)評估坡地是否發生崩塌，故目前將歷年資料判別法用於量化災害與風險分析之前置作業。Korup (2005)運用此法於紐西蘭西南方山區，進行崩塌面積在空間上分佈情形之調查，Flentje et al. (2007)運用此法將澳大利亞劃分成五種不同山崩潛勢的地區。

經驗法(Heuristic and Statistical Method)

經驗法是依據以往崩塌相關資料，如潛在因子與誘發因子等，藉由統計方法例如多變量迴歸分析(multi-variables regression analysis)等，歸納出影響因子與邊坡穩定之相關性，以建立簡單的經驗公式計算坡地是否發生崩塌。

Carrara (1988)與 Carrara et al. (1992)曾利用多變量統計分析(multivariate statistical analysis)配合地理資訊系統(geographic information system, GIS)，依據過往資料在區域內的每一個網格上，對各項參數依破壞影響程度區分等級，分析坡地崩塌之發生。Van Westen et al. (1993)利用雙變數統計法(bivariate statistical method)對各參數分別給定權重並假設各參數之間互相獨立，進而評估坡地是否發生崩塌。Hovius (1997)利用冪次法(power law)分析崩塌頻率與規模間之關係。謝正倫(2002)引用打荻珠男(1971)推導之經驗公式，研究霧社水庫集水區之土砂生產量。陳樹群(2003)以環境影響評估時常用之方法篩選崩塌相關因子，並給予各因子評分與權重方法，評估坡地是否發生崩塌。

解析法(Deterministic Approach)

此法主要以力學為基礎評斷坡地是否會發生崩塌。Johnson and Sitar (1990)指出，一般降雨所造成的崩塌多以淺層邊坡滑動(shallow landslide)為主，可假設大範圍邊坡為平面無限邊坡(infinite slope)滑動來推求靜態安全係數(safety factor, *FS*) (Jibson et al., 1998)。而以莫爾-庫倫破壞準則(Mohr-Coulomb failure criteria)為基礎的無限邊坡穩定分析模式，是以考慮邊坡塊體之力學平衡來計算安全係數，較為合理且客觀，已廣泛被採用於評估淺層崩塌可能性的邊坡穩定評估模式。

Inversion (2000)利用一維垂向近似飽和 Richards equation 之簡單解析解，計算在不考慮超滲降雨作用下斜坡之入滲情形，並配合無限邊坡理論及水文特性分析，模擬地下水位上升導致飽和層之邊坡破壞。Inversion 模式具有簡單且實用之特點，加上美國地質調查所(U.S. Geological Survey, USGS)將其擴充包裝後(Baum et al., 2002)，Inversion 模式已被許多研究採用為降雨引發坡地淺崩塌之模擬工具，如 Baum et al. (2002)、Crosta and Frattini (2003)、Frattini et al. (2004)、Lan et al. (2005)以及 Shou et al. (2005)等。Inversion 模式為了方便求得壓力水頭之解析解，假設土壤之入滲能力在降雨過程中皆等於飽和水力傳導係數，Tsai and Yang (2006)進一步考慮土壤入滲能力之時變效應，以有限元素法(finite-element method)求解非線性系統，提供較準確之入滲估計量，增加模式精確度。

表 1.1 所示為國內外崩塌評估方法相關研究之整理。學理上而言，經驗法較缺乏物理基礎，但是具有簡單性，因此廣泛應用於大範圍集水區之坡地崩塌分析。然而經驗法分析出之結果可能因主觀意識而有所差異，導致應用上具有地區性之限制，反之解析法因依循嚴謹之力學基礎，具有通用性與客觀性，不受區域限制或人為因素影響。無論哪種方法，因無法完全正確估量模式所需之各項參數資料，故在評估崩塌行為時尚須進一步考量參數不確定性對崩塌評估所造成之影響。

1.2.2 不確定性分析

Zimmermann (2000)曾對不確定性有所定義，其指在不確定狀態下，人們無法確切地對所獲取的資訊做適當定性或定量的處置，即無法對系統、行為或是其他

的特徵做適當決定且具數量化的描述、指定或預測。

邊坡穩定性分析中，大量地質參數資料取得不易，使地質參數存在程度不等且難以避免之不確定性。Alonso (1976)與 Vanmarcke (1977)提出地質參數之不確定性在邊坡穩定分析中對模擬結果之預測有重要之影響力。Baecher (1985)指出，由於採用固定安全係數並無直接處理不確定因素之變異量，使得每個估計量 (estimate) 趨於保守，以致於較難明確地了解真正之安全係數。Chowdhury (1984)、Christian et al. (1992)與 Mostyn and Li (1993)皆提出機率分析所提供之資訊有助於設計者評估各項方案之規劃。不確定性分析的方法，依據要求的準確度，所需統計資料與資訊的取得，其所影響的結果甚大。

在探討模式輸入不確定性之問題方面，敏感度分析(sensitivity analysis)與不確定性分析是兩個常被同時提起之概念，但兩者之目的並不相同。敏感度分析之目的在分析個別模式輸入條件之不確定性對模式輸出不確定性之影響，以找出對模式輸出不確定性最具影響性之輸入條件；而不確定性分析之目的則在定量計算模式輸出之統計特性，例如各項動差(moment)或是機率密度函數(probability density function, PDF)等。一般而言，不確定性分析方法可概分為解析法、近似法 (approximation methods)與蒙地卡羅模擬法(Monte Carlo Simulation, MCS)等三類。其中解析法係利用直接積分、傅立葉轉換(Fourier transform)或拉普拉斯轉換(Laplace transform)等數學技巧，解析地推導模式輸出之機率密度函數，此方法僅適用於輸入變數與模式具有特定之機率密度函數以及型式，然在水利工程領域中，由於自然現象之複雜性，分析模式往往為高度非線性之統計公式或偏微分方程式，因此解析法在實際應用上受到相當大之限制，故工程實務上常以蒙地卡羅模擬法或近似法作為不確定性分析方法。以下對蒙地卡羅模擬法與近似法作簡述：

蒙地卡羅模擬法

蒙地卡羅模擬法藉由統計取樣之技巧，重複執行邊坡穩定分析模式，以獲得模式輸出之樣本(sample)，再以此樣本推估模式輸出值之統計特性。此方法須先了解各個輸入不確定參數的機率密度函數，才能利用取樣技巧製造樣本，而樣本數之大小與其不確定性程度有正相關，取樣數越多，所計算之模式輸出統計特性

將會與解析法接近，但亦增加計算時間。Hoek (1998)利用蒙地卡羅模擬法，考慮地質條件、張力裂縫深度、地下水位高度等參數之機率分佈，針對 Sau Mau Ping 處之公路進行邊坡危險程度之評估。王建峰(2001)藉由現地調查與室內試驗，獲得邊坡穩定性影響因子之相關資料，進行統計分析以獲得影響因子之機率分佈，再以蒙地卡羅模擬法針對九份二山順向坡之殘土作再滑動之風險評估。劉岫雲(2004)將梨山邊坡破壞型式分為深層地滑及淺層區塊崩塌，並針對此二者來進行風險分析的探討，其利用蒙地卡羅模擬法解決參數本身存在於空間與時間的不確定性，並以機率型式表現此種不確定性。吳佳郡(2006)利用大範圍邊坡穩定分析軟體 TRIGRS，結合蒙地卡羅法來克服參數不確定性所帶來的影響及困擾，嘗試以機率值替代傳統單一安全係數數值，以邊坡可能破壞機率來描述研究區域之山崩潛感。Liu and Wu (2007)利用 USGS 所擴充包裝之 Iverson 模式(Baum et al., 2002)配合蒙地卡羅模擬法，分析南投武界之坡地降雨淺崩塌機率。

近似法

近似法是將輸入變數之機率密度函數簡化為較簡單之型態，以利用簡單之動差(moment)推導公式計算模式輸出值之各階動差近似值，本論文欲探討之近似法分別為一階二次矩法、Rosenblueth's 點估計法、Li's 點估計法。

近似法中的一階二次矩法(first-order second-moment, FOSM)為較常用於坡地穩定不確定性分析之方法，由 Mayer (1926)建立，Cornell (1969)將此法應用到工程系統上，此法由模式參數之統計特性推估模式輸出值的不確定性，藉由泰勒級數展開模式且忽略展開式之高次項，僅需知道各不確定性參數之期望值(expectation)、變異數(variance)、共變異數(covariance)，即可推求邊坡穩定分析模式輸出值之統計特性。應用一階二次矩法分析邊坡穩定之研究有 Wu and Kreft (1970)、Cornell (1971)、Alonso (1976)、Tang et al. (1976)、Venmarcke (1977)、Wolff (1985)、Li and Lumb (1987)、Barabosa et al. (1989)及 Christian et al. (1994)等，然大部分之研究僅探討穩態狀況下，土壤凝聚力(cohesion)與摩擦角(friction angle)之不確定性對邊坡穩定之影響。Sivakumar Babu and Mukesh (2003)進一步考慮壓力水頭之不確定性，該研究提出壓力水頭微小之變化即可對邊坡穩定造成很大之影響。

Rosenblueth (1975)提出點估計法(point estimation method)，但其僅考慮機率密度函數為對稱型態的隨機輸入參數；Rosenblueth (1981)將其改進成可處理非對稱的隨機參數，假設對任一具連續機率密度函數之輸入變數，其前三階動差(即期望值、變異數與偏態係數)等於某一離散(discrete)型態隨機變數之前三階動差，且此離散隨機變數僅在兩點具有發生機率。

Li (1992)提出與 Rosenblueth 相似的點估計法，是以三個採樣點來表示某一隨機變數的機率密度函數，輸入變數之前四階動差(即期望值、變異數、偏態係數與峰態係數)等於某一離散型態隨機變數之前四階動差，且此離散隨機變數僅在三點具有發生機率。張哲豪(1994)針對蒙地卡羅模擬法與點估法進行修正，克服邊際分佈問題，應用於橋基刷深模式，進行不確定性分析及風險機率評估。陳信彰(1997)進行分布型降雨-逕流模式驗證且分別使用蒙地卡羅模擬法、拉丁超立方取樣法、羅森布魯斯點估計法與荷爾點估計法來進行參數不確定性分析。葉柳青(2007)應用 Rosenblueth's 點估計法計算邊坡整治方案之破壞機率，配合整治工程處理方案之成本考量後，再計算出邊坡工程整治處理方案之風險值 (risk)，完成坡地工程處理方案之風險評估與決策。李芷妍(2007)以台北藝術大學之破壞案例為例，進行邊坡穩定性之影響分析與探討，為了有效考量現地情況以及探討實驗室試驗所可能造成土壤參數的誤差值，以蒙地卡羅模擬法、一階二次矩法、Rosenblueth's 點估計法探討各項參數對邊坡的貢獻及影響。

1.3 研究方法

本論文將以 Tsai and Yang (2006)所發展之「降雨引發坡地淺崩塌模式」為基礎，考慮模式中各項輸入條件之不確定性與空間變異性，以分析安全係數之統計特性，並進一步評估降雨期間坡地之崩塌機率。將利用實際案例以一階二次矩法、Rosenblueth's 點估計法、Li's 點估計法等近似法進行不確定性分析，並將分析結果與蒙地卡羅模擬法比較，探討各種方法之適切性，研究流程如圖 1.2 所示。

1.4 章節介紹

本論文分為五章，其整體架構如下所述：

第一章為緒論，簡述本論文之研究目的與內容並回顧相關研究之進展。第二章為模式理論基礎與輸入條件，簡介降雨引發坡地淺崩塌模式之理論基礎與具不確定性之輸入條件。第三章為不確定性分析理論與方法，簡介四種不確定性分析方法。第四章為不確定性分析應用實例，藉由石門水庫集水區砂崙仔崩塌地之實際案例應用，比較近似法與蒙地卡羅模擬結果，探討近似法之適用性。第五章為結論與建議，對本論文之成果提出總合性之結論，並提出建議以益於日後可能繼續之研究方向。

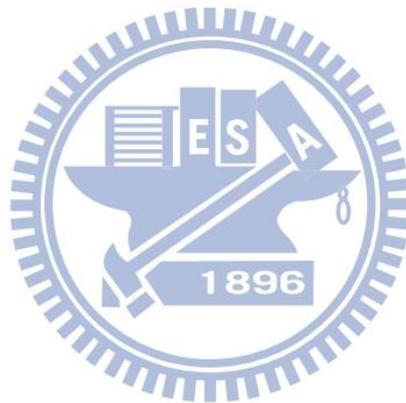


表 1.1 國內外崩塌評估方法比較(楊錦釗，2006)

研究者	研究方法分類	方法簡述	優點	缺點
謝正倫 (2002)	經驗法	利用打荻公式推估崩塌	1.簡單 2.適用大區域	1.不具力學基礎 2.需要大量的歷年崩塌資料率定參數 3.具區域性限制而無法適用於任何地區
李鴻源 (2005)	經驗法	利用 power law 推估崩塌	1.簡單 2.適用大區域	1.不具力學基礎 2.需要大量的歷年崩塌資料率定參數 3.具區域性限制而無法適用於任何地區
陳樹群 (2003)	經驗法	利用篩選崩塌相關因子並給定各因子評分及權重之方式評估是否會產生崩塌。 (此法類似環境影響評估常用之方法)	1.簡單 2.適用大區域	1.不具力學基礎 2.需要人為給定各崩塌因子評分及權重 3.可能較不客觀
Aleotti (2004)	經驗法	利用降雨門檻值法	1.簡單 2.適用大區域	1.不具力學基礎 2.需要大量的歷年崩塌資料率定參數 3.具區域性限制而無法適用於任何地區
Collins and Znidarcic (2004)	解析法	利用二維或三維地下水流模擬，配合極限平衡分析法，探討坡地崩塌。	1.具力學基礎 2.可能較準確(依參數而定)	1.相當複雜 2.計算困難耗時 3.適用於小範圍模擬 4.參數獲得困難 5.適合深層崩塌
Collins and Znidarcic (2004)	解析法	利用一維垂向 Richards 方程式，配合無限邊坡穩定分析法，評估坡地崩塌。	1.具力學基礎 2.適用大區域與小範圍	1.較複雜 2.計算困難耗時 3.參數獲得困難
Iverson (2000)	解析法	利用一維垂向近似飽和 Richards 方程式，配合無限邊坡穩定分析法，評估坡地崩塌。	1.具力學基礎 2.適用大區域與小範圍 3.簡單 4.參數獲得較為容易	1.土壤近似飽和假設

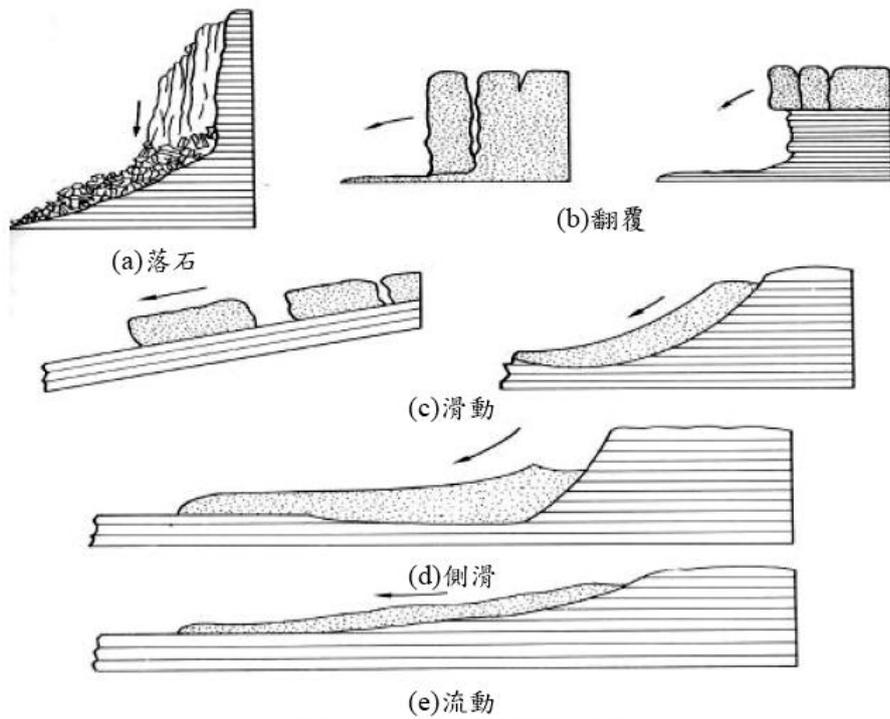


圖 1.1 山崩種類示意圖(Varnes, 1978)



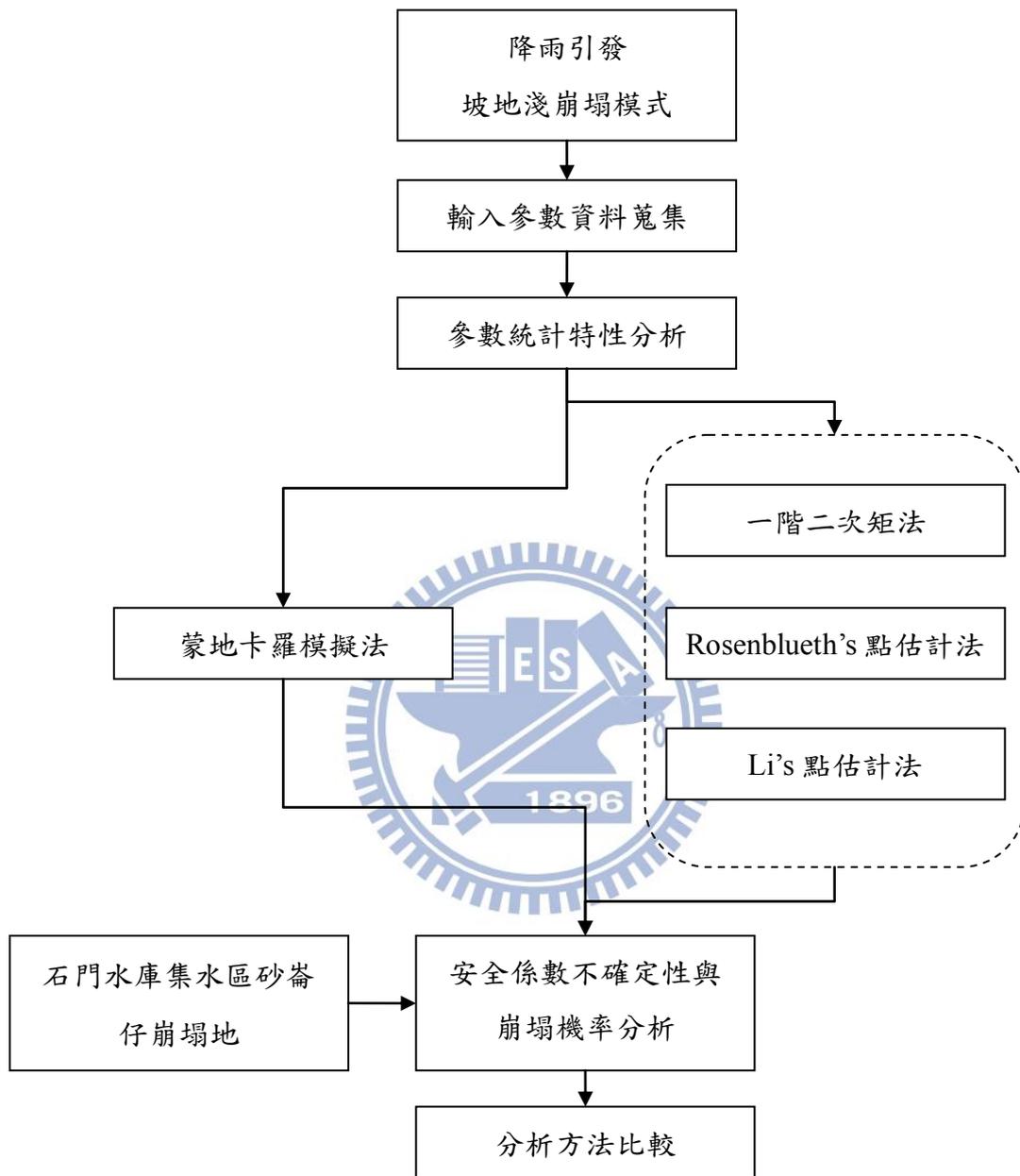


圖 1.2 研究流程圖

第二章 崩塌模式理論基礎與輸入條件

本論文將以 Tsai and Yang (2006)所發展之坡地崩塌模式為基礎，進一步考慮模式中各項輸入條件之不確定性，再利用不確定性分析方法計算安全係數之統計特性，以求得降雨期間坡地的單點崩塌機率。本章首先對「降雨引發坡地淺崩塌模式」之理論基礎作一簡單介紹，再依據過往研究資料分析模式中輸入條件之統計特性。

2.1 降雨引發坡地淺崩塌模式簡介

降雨引發之坡地崩塌，大多以淺層崩塌為主，在評估淺層崩塌之可能性時，利用無限邊坡理論所建立之邊坡穩定分析模式，已廣泛地被採用。無限邊坡理論是假設坡地之破壞面平行於坡面，且崩塌深度遠小於坡地之縱向長度與寬度，如圖 2.1 所示，依據莫爾-庫倫破壞準則(Mohr-Coulomb failure criteria)，以力平衡概念計算安全係數，藉以判別坡地是否發生崩塌。

邊坡破壞之標準可定義為系統之載重 (loading, S) 超過系統阻抗能力 (resistance, R)，應用於無限邊坡穩定分析時，系統載重為土層重力所產生之剪應力，系統阻抗能力為土壤剪力強度(抗剪強度)，當土層中某一臨界面其抗剪強度降低至小於剪應力，或其剪應力增加至大於抗剪強度，邊坡即產生斜面之滑動破壞。邊坡穩定以安全係數(FS)來作判斷，安全係數為土壤抗剪強度(R)與下滑力(L)之比值，其值小於 1 時代表坡地發生崩塌。

利用莫爾庫倫理論所發展之無限邊坡穩定分析，配合時變壓力水頭之計算即可估計降雨入滲是否引發崩塌。安全係數計算方式可表示如下：

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} - \frac{\psi(Z, t) \gamma_w \tan \phi}{\gamma_{sat} Z \sin \alpha \cos \alpha} + \frac{c}{\gamma_{sat} Z \sin \alpha \cos \alpha} \quad (2-1)$$

式中 FS 為安全係數； Z 為垂向深度(L)； $\psi(Z, t)$ 為第 t 時刻位於地表下方 Z 公尺處之壓力水頭(pressure head)(L)； ϕ 為土壤內摩擦角； c 為土壤凝聚力 ($ML^{-1}T^{-2}$)； α 為坡度(slope angle)； γ_w 與 γ_{sat} 則分別為地下水與飽和土壤之單位重(unit weight)

($ML^{-2}T^{-2}$)。

在式(2-1)中壓力水頭的計算是假設土壤趨於飽和，坡地因降雨而產生入滲之控制方程式可表示為：

$$\frac{\partial \psi}{\partial t} = D_0 \cos^2 \alpha \frac{\partial^2 \psi}{\partial Z^2} \quad (2-2)$$

式中 K_{sat} 為飽和水力傳導係數 (saturated hydraulic conductivity) (LT^{-1})； $D_0 = K_{sat}/C_0$ ， C_0 表示 $C(\psi)$ 之最小值，而 $C(\psi) = d\theta/d\psi$ 表示含水量(θ)與壓力水頭之比值。求解式(2-2)需要之初始條件與邊界條件如下：

初始條件

$$\psi(Z,0) = (Z - d_z) \cos^2 \alpha \quad (2-3)$$

式中 d_z 為初始地下水水位(groundwater table) (L)。

邊界條件

假設土層底部為一不透水邊界，則邊界條件可表示為：

$$\frac{\partial \psi}{\partial Z}(d_{LZ}, t) = \cos^2 \alpha \quad (2-4)$$

式中 d_{LZ} 為坡地土層厚度(L)。

土層表面邊界條件考量土壤入滲能力時變效應，首先假設降雨完全入滲，也就是入滲能力大於降雨強度，故壓力水頭分佈可表示為：

$$\frac{\partial \psi}{\partial Z}(0,t) = -I_z/K_{sat} + \cos^2 \alpha \quad \text{if } \psi(0,t) \leq 0 \text{ and } t < T \quad (2-5)$$

式中 I_z 為降雨強度(rainfall intensity) (LT^{-1})； T 為降雨延時(rainfall duration) (T)。若壓力水頭在降雨延時內皆小於或等於零，表示完全入滲之假設正確，並逐次計算下一時距，但若壓力水頭大於零，表示窪蓄(pounding)現象發生，即入滲能力小於降雨強度，而模式不考慮窪蓄所造成漫地流(overland flow)之影響，故改變地

表邊界條件為：

$$\psi(0,t) = 0 \quad \text{if } \psi(0,t) > 0 \text{ and } t < T \quad (2-6)$$

若時間超過降雨延時，則壓力水頭隨坡度而變化：

$$\frac{\partial \psi}{\partial Z}(0,t) = \cos^2 \alpha \quad \text{if } t > T \quad (2.7)$$

由於地表面降雨入滲邊界條件為非線性型式，無法利用解析方式求解壓力水頭，故 Tsai and Yang (2006)利用有限元素法建立數值計算式，計算步驟如圖 2.2 所示。

2.2 模式輸入條件統計特性

由前小節降雨引發坡地淺崩塌模式之理論基礎簡介可知，模式計算坡地安全係數 FS 所必要之輸入條件可概分為下列幾項：

- (1) 水文條件(hydrologic)：包含降雨量(或降雨強度)與初始地下水位(d_z)等。
- (2) 地理條件(geographic)：包含坡度(α)與土壤厚度(d_{LZ})等。
- (3) 地質條件(geologic)：即各項地質參數，包含飽和水力傳導係數(K_{sat})、 C_0 、土壤內摩擦角(ϕ)、土壤凝聚力(c)與飽和土壤單位重(γ_{sat})等。

由於這些輸入條件往往具有程度不等之不確定性，進而影響模式計算結果，故首先分析各項輸入條件之統計特性，再進行敏感度分析，以決定模式中所需考慮之輸入條件。

上述輸入條件中，降雨量通常是採用設計降雨資料(即選定頻率年之降雨量)作為坡地崩塌之分析條件，因此本論文將不考慮降雨量之不確定性。以下依據過往之相關研究資料，整理歸納模式輸入條件之統計特性如下：

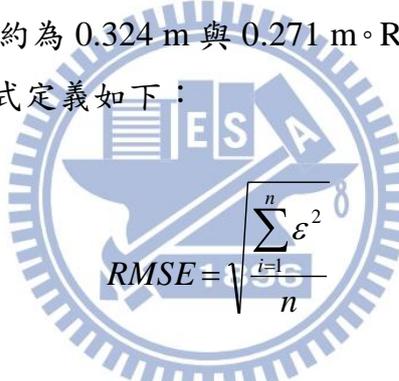
- (1) 初始地下水位(d_z)：

山坡地或林地地下水位之相關資料較為缺乏，降雨臨前的初始地下水位難以藉由現地調查加以獲得。其受地形、氣候、植被狀況、水系距離、人為開發等影

響，不似地質參數般可依據土壤分類加以概略地估算。

(2) 坡度(α):

坡度可藉由數值高程模型(Digital Elevation Model, DEM)計算而得，坡度之不確定性源於 DEM 資料的正確性。近年來隨著測量技術的進步，可以利用不同的技術獲得 DEM，不同方式製作的 DEM，可能造成的誤差都不同。Li (1992)指出 DEM 的誤差可以近似常態分佈。在假設無系統誤差的情況下，DEM 僅有量測的隨機誤差(random error)，隨機誤差指儀器採集精度造成的誤差，沒有規則，故 DEM 量測誤差的平均值可假設為 0。顏(2005)利用雙線性內插之結果進行 DEM 資料之精度分析，結果顯示民國 78 年農林航空測量所製作之 40 m DEM 其高程誤差之均方根誤差(root mean square error, RMSE)約為 4.152 m；成大衛星中心航照 5 m DEM 高程誤差之 RMSE 為 2.126 m；而以 LiDAR 所製作之 5 m 與 1 m DEM 其高程誤差之 RMSE 則分別約為 0.324 m 與 0.271 m。RMSE 為 DEM 品質評估抽樣檢測之高程精度指標，公式定義如下：


$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \varepsilon^2}{n}} \quad (2-8)$$

式中 ε 為 DEM 量測誤差。當 ε 平均值為 0 時，量測誤差 ε 的標準差可近似於 RMSE 值，如式(2-9)所示：

$$\sigma_{\varepsilon} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\varepsilon - \mu)^2}{n-1}} \approx \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \varepsilon^2}{n}} \quad (2-9)$$

式中 σ_{ε} 為 ε 的標準差； μ 為 ε 的平均值。

故考慮 DEM 量測誤差之真實高程資料可以下式表示：

$$DEM_{real} = DEM_{measure} + \varepsilon ; \varepsilon \sim N(0, RMSE^2) \quad (2-10)$$

式中 DEM_{real} 為實際地表高程； $DEM_{measure}$ 為量測之地表高程資料； ε 為常態分佈之隨機誤差項(平均值 0，標準差為 RMSE)。DEM_{real} 配合地理資訊系統軟體 ArcGIS

可求得具不確定性之坡度。

(3) 土壤厚度(d_{LZ})：

在 Tsai and Yang (2006)所發展之崩塌模式理論架構中，造成滑動崩塌主要為風化後岩體，故滑動面應發展於風化土體深度內，亦即可能崩塌深度應在土壤厚度內。而依據楊錦釗(2008)對崩塌模式之測試結果顯示，在土壤厚度最深處有最小之安全係數，亦即模式所預測最易發生崩塌之深度即為土壤厚度。由於土壤厚度須經由實際量測獲得，在缺乏相關資料情形下假設土壤厚度即為崩塌深度。Dymond et al. (1999)指出崩塌深度常與坡度呈反比之關係；Khazai and Sitar (2000)針對不同的坡度範圍給定崩塌深度。國內相關研究中對於崩塌深度常假設與坡度呈一線性關係，如陳(2002)在南投溪頭地區將滑動深度設定在 0 至 10m，並假設坡度與滑動深度為線性相關所得之關係式、陳(2005)根據石門水庫集水區現場量測資料，迴歸分析得到坡度與土壤厚度之關係式。或將崩塌深度設定為一固定值，如鄭(2003)以桃芝颱風作為研究事件分析豪雨引發山崩之危害度分析，參考現地調查結果於分析時將滑動深度設定為 2.5m。崩塌深度常與坡度有關，且依現地環境不同而有所差異，為能較符合實際狀況，應依據相關研究資料予以給定。

(4) 飽和水力傳導係數(K_{sat})：

依據 Gelhar (1993)與 Fetter (1994)之研究，水力傳導係數之機率密度函數可近似為對數常態分佈(log-normal)，且在不同土壤下，其平均值差異甚大，例如砂土(sand)、粉土(silt)與黏土(clay)之水力傳導係數平均值分別約為 $10^{-5} \sim 10^{-7}$ m/sec、 $10^{-6} \sim 10^{-8}$ m/sec 與 $10^{-8} \sim 10^{-11}$ m/sec，另對數水力傳導係數之標準差之變化範圍則廣達 0.4~2.6。

(5) C_0 ：

依據 Iverson (2000)中對於坡地崩塌分析應用案例之設定， C_0 與水力傳導係數呈正比關係，當水力傳導係數增加兩個數量級時， C_0 僅增加約 2 倍大小，故相較於水力傳導係數， C_0 之變異程度極小可加以忽略。

(6) 土壤內摩擦角(ϕ)、土壤凝聚力(c)與土壤飽和單位重(γ_{sat})：

依據過去坡地崩塌研究之相關文獻，表 2.1 與表 2.2 為蘇歆婷(2007)所整理歸納摩擦角、凝聚力與土壤飽和單位重之統計特性資料。由表 2.1 可知凝聚力與摩擦角的機率密度函數可合理假設為具有常態分佈之特質。從表 2.2 可知凝聚力在三者中具有較大之變異係數(coefficient of variation, COV，定義為隨機變數之標準差除以期望值)，最大可達 0.9；而土壤飽和單位重相對而言則具有較小之變異係數，最大僅約為 0.1。

(7) 輸入條件之相關性：

Christian et al. (1994)與 Husein Malkawi et al. (2000)皆指出土壤摩擦角、凝聚力與單位重彼此間相關性相當微小而可加以忽略；Chen et al. (2007)指出凝聚力和摩擦角雖與地下水位有關，但在參數間相關性資料缺乏的情況下，可合理將其視為互相獨立。土壤厚度常與坡度有關，彼此間具有相關性，若依據線性關係式給定土壤厚度，在考慮迴歸誤差下，相關性可以直接從兩者的樣本中求得。

2.3 模式輸入條件整體敏感度分析

前小節藉由相關文獻資料彙整崩塌模式中各項輸入條件之不確定性，儘管部分輸入條件之不確定性程度可能偏低，然該輸入條件在其變異範圍內之小幅度變化，即可能大幅影響崩塌模式所計算之安全係數值；相反地，不確定性程度高之輸入條件儘管變異範圍大，亦可能僅對安全係數造成小幅度之影響。Chang et al. (2010)在不考慮降雨資料與坡度之不確定性下，針對崩塌模式作整體敏感度分析，成果顯示模式所計算之安全係數對飽和水力傳導係數、摩擦角、凝聚力、土壤厚度與初始地下水位等五個輸入條件之變化較為敏感；而飽和土壤單位重在其可能變化範圍內並不會對安全係數產生顯著之影響。綜合前小節整理具不確定性之條件，本論文視飽和水力傳導係數(K_{sat})、土壤內摩擦角(ϕ)、土壤凝聚力(c)、初始地下水位(d_z)、土壤厚度(d_{LZ})與坡度(α)等六個輸入條件為具不確定性之隨機變數，其餘輸入條件則將視為確定已知而不具不確定性之常數。

表 2.1 地質參數統計特性整理表

地質參數	上下限	各階動差		機率密度函數	文獻出處
摩擦角 (度)	-	平均值	16.5-37.5	常態分佈	Cheung and Tang (2005)、Shou and Chen (2005)、Refice and Capolongo (2002)、Harr (1977)
		標準差	1.6-7.5		
	30-47	平均值	35	對數常態分佈	Sivakumar Babu and Mukesh (2003)、Lee et al. (1983)、Griffiths and Fenton(2000)
		變異係數	0.1-0.5		
凝聚力 (kpa)	-	平均值	2.5-350	常態分佈	Cheung and Tang (2005)、Shou and Chen (2005)、Refice and Capolongo (2002)
		標準差	1.6-83.3		
	0-100	平均值	50	對數常態分佈	Sivakumar Babu and Mukesh (2003)、Lee et al. (1983)、Griffiths and Fenton(2000)
		變異係數	0.1-0.5		
	37.9-82.7	平均值	54.7	skew-beta distribution (中央部分近似 normal distribution)	Harr (1977)
		標準差	10.2		
		偏態係數	3.6		
		峰態係數	21.7		
土壤飽和單位重 (kN/m ³)	-	平均值	13.5-26	-	Yarahmadi Bafghi and Verdel (2005)、Sivakumar Babu and Mukesh(2003)、Refice and Capolongo (2002)
		標準差	0.98-1.47		

備註：各項數值依土壤種類不同而有所差異，變異係數(coefficient of variation)為標準差與平均值之比值

資料來源：蘇歆婷(2007)

表 2.2 地質參數變異係數比較表

文獻出處	γ_{sat}	ϕ	c
Lumb(1974)	5-10%	5-15%	20-50%
Mulder and Vanasch(1988)		36%	22%
Harr(1987)	3-7%	7% for gravel	40%
		12% for sand	
Chen et al.(2007)	0.31-3%	9.8-23.7%	20-89.9%
Harr(1977)	1-3%	5-20%	10-80%
Husein Malkawi (2000)	1-4%	5-20%	10-40%
Sivakumar Babu and Mukesh(2003)		10-50%	10-50%

備註：變異係數(coefficient of variation)為標準差與平均值之比值

資料來源：蘇歆婷(2007)

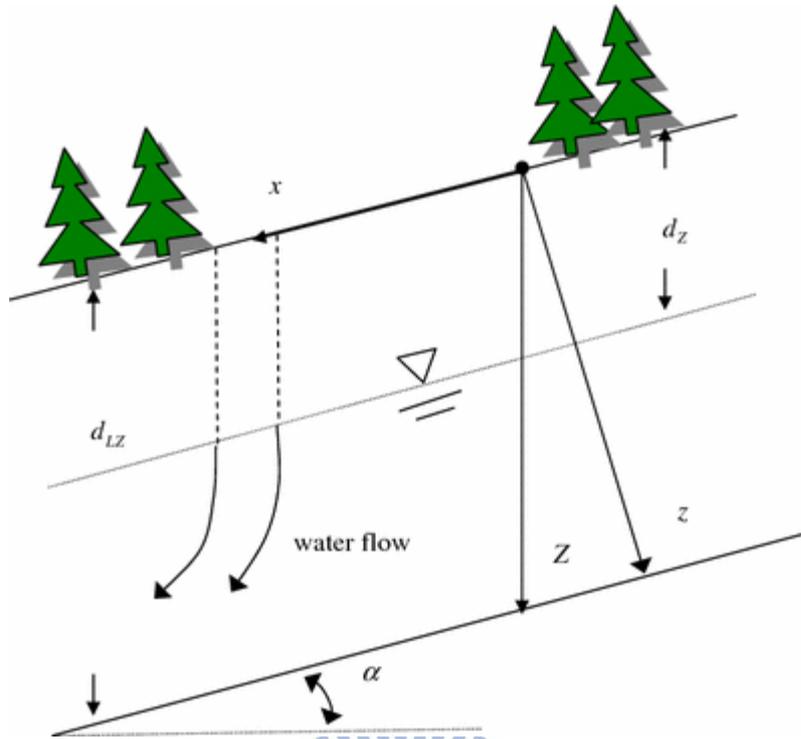


圖 2.1 降雨入滲引發崩塌模擬示意圖(Tsai and Yang, 2006)

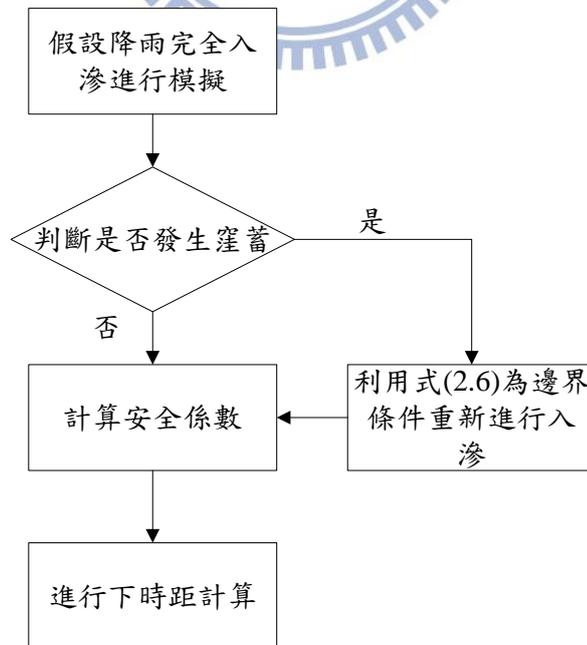


圖 2.2 考慮土壤時變入滲能力示意圖(Tsai and Yang, 2006)

第三章 不確定性分析理論與方法

本論文以蒙地卡羅模擬法、一階二次矩法、Rosenblueth's 點估計法、以及 Li's 點估計法(Li point estimation method, LI-PE)等四種不確定性分析方法應用於 Tsai and Yang (2006)所發展之「降雨引發坡地淺崩塌模式」，本章將對此四種不確定性分析方法依序作介紹。

3.1 不確定性分析理論

3.1.1 不確定性分析概述

不確定性(uncertainty)是指一個事件或一個數據可能有許多不同的結果。因此當事件或數據重覆發生時，其前後結果並不一致。Zimmermann (2000)曾對不確定性有所定義，其指在不確定狀態下，人們無法確切地對所獲取的資訊做適當定性或定量的處置，即無法對系統、行為或是其他的特徵做適當決定且具數量化的描述、指定或預測。不確定性之表現為風險(risk)，風險是指一個不希望發生事件之機率(probability)，不確定性之發生可能由於資料獲取或分析方法及程序不適當，而不確定性分析即是考量事件所具有之不確定性而導致估計的過程產生精確度之顧慮。

3.1.2 不確定性的來源

工程系統之不確定性來源很多，大致上概分為非人為因素與人為因素如下(楊錦釗、湯有光，1992)：

- (1) 模式之不確定性：模式模擬能力不足而無法有效地模擬實際之物理現象，產生不確定性。
- (2) 參數之不確定性：模式參數的估算不夠精確導致存有不確定性。

(3) 資料之不確定性：資料之量測誤差、資料不一致、資料管理或記錄誤差等人為因子。

(4) 自然環境之不確定性：自然過程的隨機性所伴隨之本質的不確定性。

上述(1)至(3)項為人為因素所造成之不確定性來源，其中(1)至(2)項常當作知識不確定性，係反應對真實過程未有適當的了解，可藉由改進物理過程與參數的了解加以減低，而第(4)項則為較難避免的非人為因素。其中因模式無法有效地模擬實際之物理現象造成模式本身具有之不確定性在本論文中暫不考慮，後續將考量參數之不確定性、資料之不確定性、自然環境之不確定性。

3.2 不確定性分析方法

不確定性分析過程中，分析方法之決定取決於所需精度、參數取得、計算時間等，最理想之狀況為解析法，但其實際應用上受限較大，須先了解輸入參數之完整統計特性，且當模式具有非線性(nonlinear)之特性，會降低準確推導模式輸出值機率分佈的可能性，故本論文採用蒙地卡羅模擬法與近似法來進行不確定性分析，下面就兩者作一簡介。

3.2.1 蒙地卡羅模擬法(Monte Carlo Simulation, MCS)

蒙地卡羅模擬運用了兩個重要的理論：一為大數法則，另一為中央極限定理。每次模擬所獲得的數值，都可以視為一個相同分配中所獨立抽取出來的隨機變數，故在執行相當龐大次數的模擬後，利用大數法則下所得到的樣本平均數即為估計母體平均數的不偏估計；另一方面，樣本平均數的抽樣分配在中央極限定理下，即為常態分配的本質，故較容易進行統計推論的工作。此法是從參數定義域之機率分佈中隨機取樣，藉由重複執行模式獲得大量模式輸出值之樣本，再以此樣本推估模式輸出值之統計特性，其良好精度之量化可藉重複多次執行模式達

成，但須先了解各個輸入不確定參數之機率密度函數，才能利用取樣技巧製造樣本，而樣本數之大小與其不確定性程度有正相關，取樣數越多，所計算之模式輸出統計特性將會與解析法接近，但亦增加計算時間。

蒙地卡羅是一個完全隨機的取樣法，在取樣時可能取到參數定義域中的任何位置，為了改善取樣的效率，取樣工作以拉丁超立方取樣法(Latin Hypercube Sampling, LHS) (McKay, 1988)進行，其能以較少取樣次數達到取樣不偏移(unbiased)。LHS 依據各輸入參數的分佈型態及定義域範圍，採分層取樣來產生各參數之隨機樣本，可以均勻地取出參數樣本。LHS 之取樣作業程序如下：

- (1) 在求解空間中考量輸入參數之個數，決定欲取樣之數目 K ，並分別給定各參數 X 之機率密度函數。
- (2) 將每一參數 X 劃分為 K 個區間，且每區間內之事件發生機率均相同，使得每一組被取得之機率均為 $1/K$ 。
- (3) 對各參數所劃分之 K 個區間，隨機取樣一個樣本值，可得到 K 個隨機樣本。
- (4) 任意排列此 K 個隨機樣本。
- (5) 重複(2)~(4)步驟至各參數皆完成取樣。

由以上所得到之 K 組參數代入模式中計算，作為不確定性分析之用。

3.2.2 近似法(approximation methods)

近似法是將分析模式或輸入參數之機率密度函數簡化為較簡單之型態，以利用簡單之動差(moment)公式推導模式輸出變數之各階動差近似值。本論文採用之近似法為一階二次矩法、Rosenblueth's 點估計法、Li's 點估計法，以下就其分別作介紹。

3.2.2.1 一階二次矩法(first-order second-moment, FOSM)

若模式之輸出值 FS 受 N 個具不確定性參數 $\mathbf{X}_{N \times 1}$ 所影響，則 FS 可表示為：

$$FS = f(\mathbf{X}) = f(X_1, \dots, X_N) \quad (3-1)$$

其中 f 為崩塌模式。將 FS 以泰勒級數(Taylor series)在點 \mathbf{x}_0 展開可得如下方程式：

$$FS = FS_0 + \sum_{n=1}^N \left(\frac{\partial f}{\partial X_n} \right)_{\mathbf{x}_0} (X_n - X_{n0}) + \frac{1}{2} \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N \left(\frac{\partial^2 f}{\partial X_i \partial X_j} \right)_{\mathbf{x}_0} (X_i - X_{i0})(X_j - X_{j0}) + \varepsilon \quad (3-2)$$

式中 $FS_0 = f(\mathbf{x}_0)$ ； ε 代表展開式中三次以上之高階項。若吾人忽略式(3-2)中二階以上之高階項，則 FS 可進一步簡化為：

$$FS \approx FS_0 + \sum_{n=1}^N \left(\frac{\partial f}{\partial X_n} \right)_{\mathbf{x}_0} (X_n - X_{n0}) \quad (3-3)$$

式(3-3)為線性方程式，因此依據線性組合(linear combination)原理，若展開點 \mathbf{x}_0 為 $\boldsymbol{\mu}_{N \times 1}$ ($\boldsymbol{\mu} = [\mu_1, \dots, \mu_N]^T$ ， μ_N 為第 N 個不確定性參數之平均值)，則 FS 之期望值(expectation)與變異數(variance)可表示為：

$$E[FS] \approx FS_0 \quad (3-4)$$

$$\text{Var}[FS] \approx \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N \left(\frac{\partial f}{\partial X_i} \right)_{\mathbf{x}_0} \left(\frac{\partial f}{\partial X_j} \right)_{\mathbf{x}_0} \text{Cov}(X_i, X_j) \quad (3-5)$$

式中 $E[\]$ 代表平均值； $\text{Var}[\]$ 代表變異數； Cov 代表共變異數。

3.2.2.2 Rosenblueth 點估計法(R-PE)

假設對任一具連續機率密度函數之輸入變數 X 而言(圖 3.1 中曲線)，其前三

階動差(即期望值、變異數與偏態係數)等於某一離散(discrete)型態隨機變數之前三階動差，且此離散隨機變數僅在 (x_-, x_+) 兩點具有發生機率 p_- 與 p_+ (圖 3.1 中直線)。由於對離散型態隨機變數 Y 而言，其前三階動差 $r = 1, 2, 3$ 可以下列函數表示：

$$E[(Y - \mu_y)^r] = \sum (y_i - \mu_y)^r p_i \quad (3-6)$$

式中 μ_y 為 Y 之期望值； y_i 為第 i 個可能發生之點； p_i 為 y_i 發生之機率，Rosenblueth's 點估計法之假設必須滿足以下方程組：

$$p_+ + p_- = 1 \quad (3-7)$$

$$p_+ x'_+ - p_- x'_- = \mu_{x'} = 0 \quad (3-8)$$

$$p_+ x'^2_+ + p_- x'^2_- = \sigma_{x'}^2 = 1 \quad (3-9)$$

$$p_+ x'^3_+ - p_- x'^3_- = \gamma_x \quad (3-10)$$

式中 $X' = (X - \mu_x) / \sigma_x$ ，為 X 標準化後之隨機變數； μ_x 與 σ_x 分別為 X 之期望值與標準差； $\mu_{x'}$ 與 $\sigma_{x'}$ 分別為 X' 之期望值與標準差； γ_x 為 X' 與 X 之偏態係數(skewness coefficient)； $x'_- = |x_- - \mu_x| / \sigma_x$ 以及 $x'_+ = |x_+ - \mu_x| / \sigma_x$ 。由式(3-7)至式(3-10)可推導點 (x_-, x_+) 及其發生機率 (p_-, p_+) 如下所示：

$$x'_+ = \frac{\gamma_x}{2} + \sqrt{1 + \left(\frac{\gamma_x}{2}\right)^2} \quad (3-11)$$

$$x'_- = x'_+ - \gamma_x \quad (3-12)$$

$$p_+ = \frac{x'_-}{x'_+ + x'_-} \quad (3-13)$$

$$p_- = 1 - p_+ \quad (3-14)$$

$$x_+ = \mu_x + x'_+ \sigma_x \quad (3-15)$$

$$x_- = \mu_x - x'_- \sigma_x \quad (3-16)$$

藉由式(3-11)至式(3-16)，吾人可將崩塌模式中每一個具不確定性且為連續型態之輸入參數轉換為僅可能發生兩種數值之離散型態隨機變數(X_+, X_-)，假設模式有 N 個具不確定性之參數，模式輸出為 $FS = f(\mathbf{X}) = f(X_1, \dots, X_N)$ ，模式對原點之 r 階動差可估算如下所示：

$$E[FS^r] \approx \sum p_{\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_N} \times FS_{\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_N}^r \quad (3-17)$$

式中 $\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_N$ 分別代表 N 個參數可能發生之兩種情況，即+或-，而每一個安全係數之可能發生機率則可表示為 $p_{\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_N}$ 。每一個安全係數發生機率可表示如下：

$$p_{\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_N} = \frac{[1 + \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N i' j' \delta_{i,j} \rho_{i,j}]}{2^N} \quad (3-18)$$

式中當 $i < j$ 時 $\delta_{i,j} = 1$ ， $i \geq j$ 時 $\delta_{i,j} = 0$ ， $i' j' = -1$ or $+1$ ，係根據 $p_{\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_N}$ 下標符號 δ 的正負， $\rho_{i,j}$ 為第 i 個與第 j 個隨機參數間之相關係數。

舉例如下：

$$p_{+++} = p_{---} = \frac{(1 + \rho_{12} + \rho_{23} + \rho_{31})}{8}, \quad p_{+--} = p_{-++} = \frac{(1 - \rho_{12} + \rho_{23} - \rho_{31})}{8}。$$

依據式(3-17)與式(3-18)可計算出安全係數之前二階動差，表示如下：

$$E[FS] = \sum p_{\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_N} \times FS_{\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_N} \quad (3-19)$$

$$Var[FS] = E[FS^2] - E[FS]^2 = \sum p_{\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_N} \times FS_{\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_N}^2 - E[FS]^2 \quad (3-20)$$

3.2.2.3 Li 點估計法(LI-PE)

假設對任一具連續機率密度函數之輸入變數 X 而言(圖 3.2 中曲線)，其前四階動差(即期望值、變異數、偏態係數與峰態係數)等於某一離散(discrete)型態隨機變數之前四階動差，且此離散隨機變數僅在點 x_- 、 μ_x 、 x_+ 具有發生機率 p_- 、 p_o 、 p_+ (圖 3.2 中直線)。Li's 點估計法之假設必須滿足以下方程組：

$$p_+ + p_o + p_- = 1 \quad (3-21)$$

$$p_+ x'_+ - p_- x'_- = \mu_{x'} = 0 \quad (3-22)$$

$$p_+ x'^2_+ + p_- x'^2_- = \sigma_{x'}^2 = 1 \quad (3-23)$$

$$p_+ x'^3_+ - p_- x'^3_- = \gamma_x \quad (3-24)$$

$$p_+ x'^4_+ + p_- x'^4_- = k_x \quad (3-25)$$

式中 $X' = (X - \mu_x) / \sigma_x$ ，為 X 標準化後之隨機變數； μ_x 與 σ_x 分別為 X 之期望值與標準差； $\mu_{x'}$ 與 $\sigma_{x'}$ 分別為 X' 之期望值與標準差； γ_x 為 X' 與 X 之偏態係數(skewness coefficient)； k_x 為 X' 與 X 之峰態係數(kurtosis coefficient)； $x'_- = |x_- - \mu_x| / \sigma_x$ 以及 $x'_+ = |x_+ - \mu_x| / \sigma_x$ 。由式(3-21)至式(3-25)可推導點 x_- 、 μ_x 、 x_+ 及其發生機率 p_- 、 p_o 、 p_+ 如下所示：

$$x'_+ = \frac{\gamma_x + \sqrt{4k_x - 3\gamma_x^2}}{2} \quad (3-26)$$

$$x'_- = \frac{-\gamma_x + \sqrt{4k_x - 3\gamma_x^2}}{2} \quad (3-27)$$

$$p_+ = \frac{1}{x'_+(x'_+ + x'_-)} \quad (3-28)$$

$$p_- = \frac{1}{x'_-(x'_+ + x'_-)} \quad (3-29)$$

$$p_o = 1 - p_+ - p_- \quad (3-30)$$

$$x_+ = \mu_x + x'_+ \sigma_x \quad (3-31)$$

$$x_o = \mu_x \quad (3-32)$$

$$x_- = \mu_x - x'_- \sigma_x \quad (3-33)$$

藉由式(3-28)至式(3-33)可得模式輸出動差：

$$E[f(X)] = p_- f(x_-) + p_o f(x_o) + p_+ f(x_+) \quad (3-34)$$

假設模式有 N 個具不確定性之參數，模式輸出 $FS = f(\mathbf{X}) = f(X_1, \dots, X_N)$ 可以下式表示：

$$\begin{aligned} FS = f(\mathbf{X}) \approx & \overline{FS} + \sum_{i=1}^N a_i (X_i - \mu_i) + \sum_{i=1}^N b_i (X_i - \mu_i)^2 + \sum_{i=1}^N c_i (X_i - \mu_i)^3 \\ & + \sum_{i=1}^N d_i (X_i - \mu_i)^4 + \sum_{i=1}^{N-1} \sum_{j=i+1}^N e_{ij} (X_i - \mu_i)(X_j - \mu_j) \end{aligned} \quad (3-35)$$

式中 $\overline{FS} = f(\mu_x)$ ； a_i, b_i, c_i, d_i 為係數。

藉式(3-34)則式(3-35)右邊前五項之期望值可寫成：

$$\begin{aligned} & \mathbb{E} \left[\overline{FS} + \sum_{i=1}^N a_i (X_i - \mu_i) + \sum_{i=1}^N b_i (X_i - \mu_i)^2 + \sum_{i=1}^N c_i (X_i - \mu_i)^3 + \sum_{i=1}^N d_i (X_i - \mu_i)^4 \right] \\ &= \left[(1-N)\overline{FS} + \sum_{i=1}^N FS_i \right] = (1-N)\overline{FS} + \sum_{i=1}^N \left(p_{i-} f(x_{i-}) + p_{i0} \overline{FS} + p_{i+} f(x_{i+}) \right) \end{aligned} \quad (3-36)$$

式中， $FS_{i\pm} = f(X_{i\pm}) = f(\mu_1, \mu_2, \dots, \mu_{i-1}, X_{i\pm}, \mu_{i+1}, \dots, \mu_N)$ 。

公式(3-35)中 $e_{ij} = \partial^2 f(X) / \partial x_i \partial x_j$ ，利用有限差分可求得。

$$e_{ij} \approx \frac{f_{ij}(x_{i+}, x_{j+}) - f_i(x_{i+}) - f_j(x_{j+}) + f(\mu_x)}{(x_{i+} - \mu_i)(x_{j+} - \mu_j)} = \frac{FS_{ij} - FS_{i+} - FS_{j+} + \overline{FS}}{(x'_{i+} \sigma_i)(x'_{j+} \sigma_j)} \quad (3-37)$$

式中， $FS_{ij} = f_{ij}(x_{i+}, x_{j+}) = f(\mu_1, \mu_2, \dots, \mu_{i-1}, x_{i+}, \mu_{i+1}, \dots, \mu_{j-1}, x_j, \mu_{j+1}, \dots, \mu_N)$

式(3-35)等式右邊第五項之期望值可得如下：

$$\sum_{i < j} \sum e_{ij} \sigma_i \sigma_j \rho_{ij} = \sum_{i < j} e_{ij} (FS_{ij} - FS_{i+} - FS_{j+} + \overline{FS}) \delta_{ij} \quad (3-38)$$

式中， $\delta_{ij} = \rho_{ij} / (x'_{i+} \cdot x'_{j+})$ ， $\rho_{i,j}$ 為第*i*、*j*個隨機參數間之相關係數。

結合式(3-36)與式(3-38)，式(3-35)之第*r*階動差可表示如下：

$$\mathbb{E}[FS^r] = \left(1 - \frac{3N}{2} + \frac{\delta}{2} + \sum_{i=1}^N p_{i0} \right) \overline{FS}^r + \sum_{i=1}^N [(p_{i+} - \delta_i + 1) FS_{i+}^r + p_{i-} FS_{i-}^r] + \sum_{i < j} FS_{ij}^r \delta_{ij} \quad (3-39)$$

式中， $\delta_i = \sum_j \delta_{ij}$ ； $\delta = \sum_i \delta_i$ ； $\delta_{ii} = 1$ 。

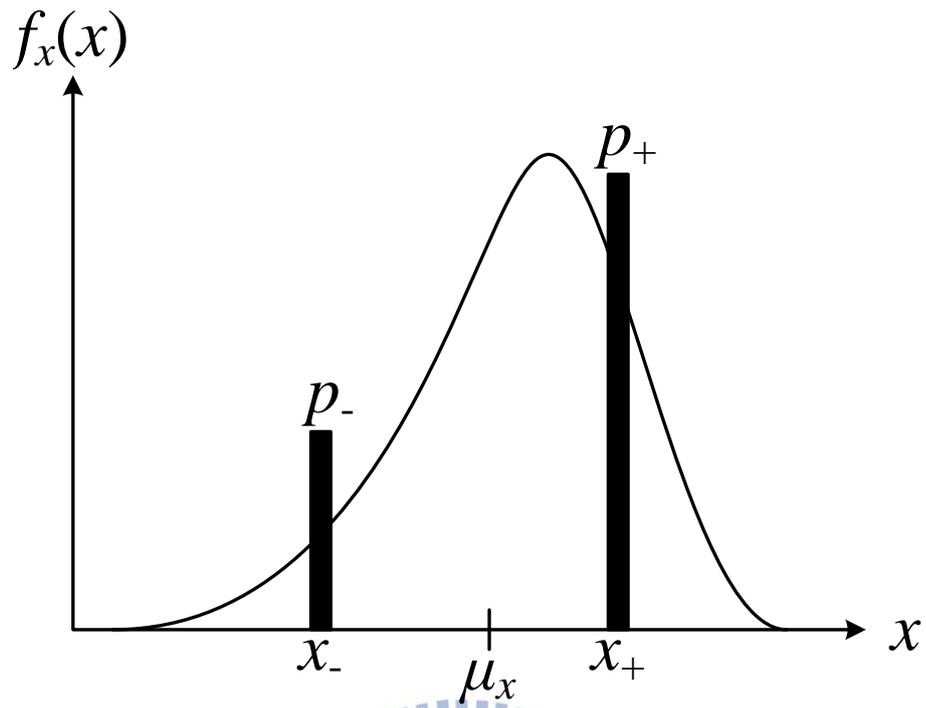


圖 3.1 Rosenblueth's 點估計法輸入變數轉換示意圖

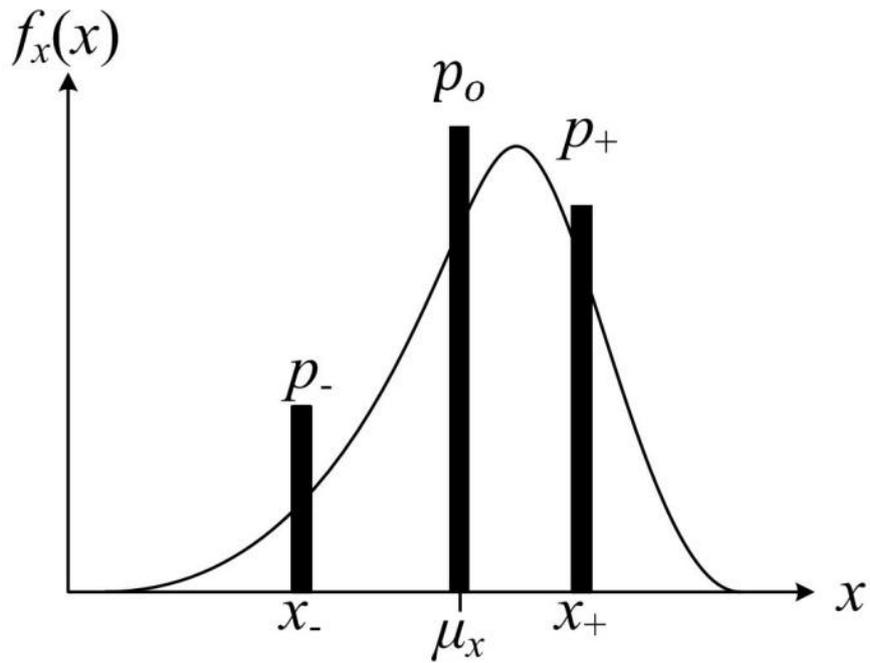


圖 3.2 Li's 點估計法輸入變數轉換示意圖

第四章 不確定性分析應用實例

第二章已決定「降雨引發坡地淺崩塌模式」中需要考量且具不確定性之輸入條件。本章將以石門水庫上游集水區內之砂崙仔地區為例，並考慮民國 93 年艾利颱風之降雨條件，利用第三章所介紹的不確定性分析方法(uncertainty analysis)計算安全係數之統計特性，以求得降雨期間坡地的單點崩塌機率。

4.1 砂崙仔地區概述與分析案例設定

4.1.1 砂崙仔地區概述

石門水庫集水區內之砂崙仔地區，由於受到民國 93 年 8 月艾利颱風來襲，造成砂崙仔集水區桃 113 線 4k+800 處發生嚴重崩塌，並隨著雨水挾帶大量土砂石向下游移運至水庫地區，造成桃 113 線道路以及周遭農舍損毀，危急桃 113 線用路人安全及下游水庫營運與供水困難。有鑑於此，於民國 95 年 1 月政府公告之「石門水庫及其集水區整治特別條例」，將砂崙仔列為優先復育重點區域之一，期能達成維護集水區治山防災、保護集水區生態環境及涵養水源之目的。經濟部水利署所辦理之「石門水庫集水區崩塌與庫區淤積風險評估研究」計畫已完成砂崙仔區域內初步探勘與土壤取樣，有助於模式模擬前針對所需地質參數資料之設定，故選用砂崙仔崩塌區域作為應用之地點，其詳細地理位置位於桃園縣復興鄉之砂崙仔崩塌地處理工程處(桃 113 線 4K+800)，如圖 4.1 所示。

4.1.2 分析案例設定

本論文依據砂崙仔地區部分之參數調查或試驗資料予以設定案例，採用砂崙仔 DEM 資料計算坡度，並選擇部分格網點進行單點崩塌機率計算。為考慮不同 DEM 解析度所製造之坡度具有不同的變異程度，故利用兩種不同的 DEM 解析度設計了六個案例，其中坡度與土壤厚度設定如表 4.2 所示，其餘輸入條件如土壤內摩擦角、土壤凝聚力、初始地下水位與飽和水力傳導係數則假設具有相同之統

計動差，詳細設定如表 4.3 所示。以下詳述各個參數之設定：

不具不確定性之輸入條件：

包含降雨資料與土壤飽和單位重。其中降雨資料係採用民國 93 年艾利颱風期間之豪雨做為降雨事件，以鄰近之三光雨量站所測得的時雨量資料進行模擬，表 4.1 和圖 4.2 分別為其時雨量與降雨組體圖，模擬時間自民國 93 年 8 月 23 日 12 時至 25 日 11 時共計 48 小時；土壤飽和單位重假設為 20.7 KN/m^3 (楊錦釗, 2008)。

具不確定性之輸入條件：

(1) 初始地下水位(d_z)：

有鑑於現階段該地區無長期地下水位觀測資料，本論文初步假設初始地下水位之機率密度函數符合均勻分佈(uniform distribution)如圖 4.3 所示，且變動範圍介於地表下 1 m 至 3 m 間，亦即期望值為地表下 2 m、標準差為 0.577 m、變異係數則為 0.289。

(2) 坡度(α)：

一般常以 DEM 資料來計算坡度，DEM 是對已獲得的離散高程數據進行內插生成的，故存有一定的誤差，鑑於不同空間解析度下的 DEM 資料具有不同的高程量測誤差，進而影響坡度計算結果，本論文欲探討 5m 與 40m DEM 解析度資料之不確定性對坡度造成的影響，且同一種解析度在不同坡度下也具有不同的影響，故設計 20° 、 30° 、 40° 三個坡度。

如式(2-10)所示，考慮 DEM 量測誤差之真實高程資料為地表高程資料加上量測誤差，式中 $DEM_{measure}$ 為量測之地表高程資料，本研究採用工研院所製 5m DEM 資料，在資料有限下從中擷取 40m 網格作為 40m DEM 資料； ε 為常態分佈之隨機誤差項(平均值 0，標準差為 RMSE)，採用顏(2005)之 DEM 資料精度分析結果，假設 5m DEM 和 40m DEM 之 RMSE 值分別為 2.126 m 和 4.152 m，藉由式(2-10) 求出考慮 DEM 量測誤差之真實高程資料(DEM_{real})。

利用 DEM 計算坡度之方法有相當多種，本論文採用 ArcGIS 軟體所內建之八點法坡度計算公式，如附錄 A 所列，單一格網之坡度計算需要其鄰近八個格網之高程資料。由於相鄰格網 DEM 之量測誤差 ε 往往具有空間相關性，假設 DEM 量測誤差 ε 符合二階定常性(second-order stationary) (Cressie, 1993)且定常共變異函數為指數型態(Wagner and Gorelick, 1989; Mylopoulus et., 1999)，代表具空間變異性(spatial variability)之隨機變數其期望值於空間內任一點皆相等，且在空間內任兩點上該隨機變數之共變異數(covariance)僅與兩點間之距離有關，可以表示成：

$$E[\varepsilon] = \mu \quad (4-1)$$

$$Cov[\varepsilon_i, \varepsilon_j] = \sigma_\varepsilon^2 \times \exp\left\{-\frac{|\Delta_{i,j}|}{a}\right\} \quad (4-2)$$

式中， i 與 j 代表空間中點位； μ 與 σ_ε 分別為 DEM 量測誤差 ε 的平均值與標準差； $|\Delta_{i,j}|$ 為點 i 與點 j 之距離； a 為水平相關尺度(correlation scale)。

利用特徵拆解法(spectral decomposition)，將取樣後不具空間相關性之 Y 進行正交轉換(orthogonal transformation)，成為具相關性之隨機變數 ε ，轉換公式如下所示：

$$X_{9 \times 1} = \mu_X + \sigma_X V_{9 \times 9} \Lambda_{9 \times 9}^{\frac{1}{2}} Y_{9 \times 1} \quad (4-3)$$

式中 X 為 ε 所組成具相關性之向量； μ_X 與 σ_X 分別為 ε 的平均值與標準差； V 為由 $R(X)$ 之特徵向量(eigenvector)組成之正規化矩陣； Λ 為由 $R(X)$ 之特徵值(eigenvalue)組成之對角矩陣； $R(X)$ 為 ε 之相關係數矩陣，可由式(4-2)求得； Y 為不具相關性之標準常態分佈變數。轉換公式推導如附錄 B 所列。假設水平相關尺度為 40 公尺，利用式(4-2)、式(4-3)可獲得具相關性的 DEM 量測誤差 ε ，帶入式(2-10)求得真實高程資料 DEM_{real} ，再配合 ArcGIS 計算具不確定性之坡度，其統計特性藉 DEM_{real} 計算出之不確定性坡度樣本中推算。

表 4.2 可發現具有較大量測誤差之 40m 解析度所製造的坡度不確定性皆小於

5m 解析度所製造之坡度，坡度計算時須考量格網的尺寸，因 DEM 高程量測誤差隨網格尺寸的增大而被簡約化，故 40m 解析度所製造的坡度不確定性較小；此外，可發現坡度較緩的案例中，受 DEM 量測誤差影響較大，因 DEM 量測誤差只要有微量的增加，坡度即做較大幅度的改變，坡度之不確定性在緩坡中較高，且隨著坡度上升而降低，故相同坡度在選點上，盡量選擇位置相近坡度平均值相近處，這也是案例設計考慮兩種不同解析度、三個不同坡度之原因。

(3) 土壤厚度(d_{LZ})：

楊錦釗(2008)以崩塌模式測試崩塌深度推估方法對模擬結果之影響，指出陳本康(2005)提出之坡度與崩塌深度迴歸公式較符合石門水庫集水區之崩塌特性，現場量測資料如圖 4.4。如附錄 C 所列，Chang et al. (2010)利用陳本康(2005)現場量測之崩塌深度資料估算崩塌深度之不確定性，建立崩塌深度與坡度之關係如下所示：

$$d_{LZ} = -0.0716 \times \alpha + 5.6563 + \varepsilon_d ; \varepsilon_d \sim N(0, 0.3076^2) \quad (4-4)$$

式中 d_{LZ} 為崩塌深度，即土壤厚度； α 為坡度； ε_d 為常態分佈之隨機誤差項(平均值 0，標準差 0.3076)，誤差項 ε_d 與坡度 α 或土壤厚度 d_{LZ} 互為獨立，因此土壤厚度可透過計算好的坡度，在考慮迴歸誤差下，經由式(4-4)求得，其統計特性可由式(4-4)推算。

(4) 土壤內摩擦角(ϕ)、土壤凝聚力(c)與飽和水力傳導係數(K_{sat})：

輸入條件之平均值設定方面，摩擦角與飽和水力傳導係數依據楊錦釗(2008)於砂崙仔採樣土壤之試驗資料分別給定為 30.9° 與 7.3×10^{-6} m/sec (即 $\ln K_{sat}$ 平均值為 -12.15)；凝聚力依據陳本康(2005)顯示砂崙仔屬於木山層，凝聚力約為 12 KN/m²；而標準差方面，摩擦角、凝聚力與飽和水力傳導係數之標準差將分別給定為 9.27° 、6 KN/m² 與 6.9×10^{-6} m/sec (即 $\ln K_{sat}$ 標準差為 0.80)；摩擦角、凝聚力之機率密度函數假設為常態分佈(normal distribution)，飽和水力傳導係數假設為對數常態分佈(log-normal distribution)。

(5) 輸入條件相關性：

依據 2.2 小節之討論，相關性僅存在於坡度與土壤厚度間，其他參數可合理視為互相獨立，相關係數為 0；土壤厚度與坡度依據式(4-4)給定相關係數，案例相關係數如表 4.4 所示。

4.2 蒙地卡羅模擬取樣次數探討

本論文在蒙地卡羅模擬中採用 LHS (Latin Hypercube Sampling) 統計取樣技巧做為取樣的工具，理論上取樣次數越多取出的樣本越能代表參數真實之統計特性，然而取樣次數太多會造成後續數值模擬工作之繁複度，因此吾人必須探討取樣次數之合理性。測試案例採表 4.2 中具有較高程度不確定性之案例一，其餘參數設定如表 4.3 所示，取樣次數設定為 200、500、1000、2000、...、10000 次，而每種取樣次數則重複進行蒙地卡羅模擬 10 次，藉以觀察不同的取樣次數對模式輸出(*FS* 值)的影響。圖 4.5 至圖 4.10 分別為模擬時間第 24 小時與第 48 小時取樣次數與安全係數期望值、安全係數標準差、崩塌機率的關係圖，Y 軸代表 10 次蒙地卡羅模擬結果(安全係數期望值、安全係數標準差、崩塌機率)的標準差。由圖 4.5、圖 4.6、圖 4.9 與圖 4.10 可看出取樣次數達 5000 時，模擬結果已經趨於收斂，而圖 4.7 與圖 4.8 看不出收斂的情形，原因在於當取樣次數增加時，取樣過程中取到極端值(如極小坡度、極大摩擦角)的機會也跟著增加，這些極端的輸入條件導致模式模擬出極大或極小值之安全係數，而使安全係數標準差呈現波動的情形，因此應用實例中取樣次數將設定為 5000 次。

4.3 坡地崩塌機率估算

安全係數 < 1 即代表坡地發生崩塌，因此在考慮崩塌模式輸入條件之不確定性後，吾人可定義崩塌機率 P_f 為安全係數 < 1 之機率，表示如下：

$$P_f = \Pr[FS \leq 1] \quad (4-5)$$

式中 $\Pr[\]$ 代表機率。

蒙地卡羅模擬法在崩塌機率之估算上係依據上式之定義直接求得，即由模式輸出總樣本數與輸出值中安全係數 ≤ 1 之樣本數間的比例求得崩塌機率。

而三種近似法分析在求解式(4-5)之崩塌機率前，必須知道安全係數之機率密度函數型態。根據蘇歆婷(2007)以及楊錦釗(2008)之研究，安全係數之機率密度函數可近似為常態分佈，本論文亦假設安全係數為常態分佈，因此利用各近似法求出安全係數之期望值與變異數後，即可根據常態分佈之定義以下式推求坡地之崩塌機率：

$$P_f = \Pr[FS \leq 1] = \frac{1}{\sqrt{2\pi\text{Var}[FS]}} \times \int_{-\infty}^1 e^{-\frac{(x-E[FS])^2}{2\text{Var}[FS]}} dx \quad (4-6)$$

式(4-6)除可藉由數值積分直接求解外，亦可利用簡單之查表或各種統計軟體與程式語言內建之函式加以計算。

4.4 不確定性分析方法計算效率與需要資料探討

本論文探討「降雨引發坡地淺崩塌模式」需要考量且具不確定性之輸入條件分別為飽和水力傳導係數(K_{sat})、土壤內摩擦角(ϕ)、土壤凝聚力(c)、初始地下水位(d_z)、土壤厚度(d_{LZ})與坡度(α)等共六項。一般評估不同不確定性方法之計算效率係以分析模式須執行之次數為標準，然由第三章崩塌模式理論基礎之介紹可知，崩塌模式之計算流程係先求解式(2-2)之偏微分方程式以獲得每一模擬時刻不同深度下之孔隙水壓分布，再利用式(2-1)計算安全係數值，由於式(2-1)僅為簡單之代數式，崩塌模式大部分之計算時間係用於求解式(2-2)之偏微分方程式，因此本論文將以崩塌模式計算孔隙水壓分布之所需次數做為評估不確定性分析方法計算效率之標準。在崩塌機率估算上，四種不確定性分析方法中，蒙地卡羅模擬

法所需之孔隙水壓分布計算次數為輸入隨機變數的取樣組數，依 4.2 節之討論將取樣組數設定為 5000 組，亦即計算次數為 5000 次，另外在取樣前須事先分析輸入隨機變數之機率密度函數；FOSM 所需之孔隙水壓計算次數則為 $1 + 2K^*$ ，其中 1 次代表利用式(3-4)計算安全係數之期望值， K^* 為影響孔隙水壓計算之不確定性隨機變數，包含飽和水力傳導係數、初始地下水位、土壤厚度與坡度等，因此 $2K^*$ 代表以中央差分法計算式(3-5)中孔隙水壓對上述四項輸入參數之偏微分值，故 FOSM 所需總計算次數為 9 次，需要之資料則為輸入變數之前二階動差；R-PE 在計算上須將具不確定性之連續隨機變數轉換成僅在兩點具有發生機率之離散隨機變數，當有 $K = 6$ 個隨機變數時，估算點之組合有 $2^K = 64$ 個，因此崩塌模式共需執行 64 次，惟其中與孔隙水壓有關之輸入變數組合僅有 $2^{K^*} = 16$ 個，因此所需之孔隙水壓計算次數僅為 16 次，需要之資料則為輸入變數之前三階動差；LI-PE 是將具不確定性之連續隨機變數轉換成僅在點 x_- 、 μ_x 、 x_+ 具有發生機率之離散隨機變數，考慮有 $K = 6$ 個具不確定性之隨機變數，安全係數之前二階動差計算如式(3-39)所示，式中 \overline{FS}^r 是將各參數之平均值輸入模式計算而得，計算次數為 1 次， FS_{i+}^r 與 FS_{i-}^r 的計算是將第 i 個參數轉換成 x_+ 、 x_- ，其他參數以平均值代入模式計算，計算次數為 $2C_1^K$ ， FS_{ij}^r 的計算是將第 i 、 j 個參數轉換成 x_+ ，其他參數輸入平均值代入模式計算，計算次數為 C_2^K ，故總計算次數為 $1 + 2C_1^K + C_2^K$ ，即崩塌模式執行次數為 $(K^2 + 3K + 2)/2 = 28$ 次，惟與 Rosenblueth's 點估計法相同，所需之孔隙水壓計算次數僅為 $(K^{*2} + 3K^* + 2)/2 = 15$ 次，而需要之資料則為輸入變數之前四階動差。各種方法的比較列於表 4.5。

4.5 不確定性分析研究結果探討

本論文以四種不確定性分析方法：(1)蒙地卡羅模擬；(2)一階二次矩法；(3)Rosenblueth's 點估計法；(4)Li's 點估計法，針對六個案例分別計算其安全係數

之統計特性，進而求得降雨期間坡地單點崩塌機率。本小節針對四種不確定性分析方法之計算結果進行比較，定義相對誤差為 $[\text{近似法計算值} - \text{蒙地卡羅模擬值}] / \text{蒙地卡羅模擬值} \times 100\%$ 。設計案例中，案例一與二、案例三與四、案例五與六之間，輸入條件中的坡度與土壤厚度平均值相近，但具有不同的不確定性程度，其不確定性程度案例一高於案例二；案例三高於案例四；案例五高於案例六，以下就安全係數之期望值、標準差，崩塌機率等進行探討：

4.5.1 安全係數期望值

圖 4.11 為案例一(坡度 20° ，DEM 解析度 5m)模擬結果，圖 4.14 為案例二(坡度 20° ，DEM 解析度 40m)模擬結果，案例一較案例二具有較高程度的不確定性，由模擬結果可發現，相同方法下的相對誤差在案例二中較案例一小，其中 R-PE 與 LI-PE 較 FOSM 接近 MCS。

圖 4.17 為案例三(坡度 30° ，DEM 解析度 5m)模擬結果，圖 4.20 為案例四(坡度 30° ，DEM 解析度 40m)模擬結果，案例三較案例四具有較高程度的不確定性，由模擬結果可發現，相同方法下的相對誤差在案例四中較案例三小，其中 R-PE 與 LI-PE 較 FOSM 接近 MCS。

圖 4.23 為案例五(坡度 40° ，DEM 解析度 5m)模擬結果，圖 4.26 為案例六(坡度 40° ，DEM 解析度 40m)模擬結果，案例五較案例六具有較高程度的不確定性，由模擬結果可發現，相同方法下的相對誤差在案例六中較案例五小，其中 R-PE 與 LI-PE 較 FOSM 接近 MCS。

由上述討論可知，FOSM、R-PE、LI-PE 的相對誤差在不確定性程度較高的案例中較大，其中又以 FOSM 相對誤差最大，而隨著不確定性程度的降低，FOSM、R-PE、LI-PE 的相對誤差越相近。相較於 R-PE 與 LI-PE，FOSM 因為忽略二次以上之高階項，在計算安全係數期望值時無法反應輸入條件間之相關性，

故在計算上存有較大的誤差，而 LI-PE 在六個案例中大致上精度大於 R-PE，因 LI-PE 是以輸入參數之前四階動差推估模式輸出期望值，而 R-PE 僅以輸入參數之前三階動差推估模式輸出期望值。

4.5.2 安全係數標準差

六個案例中安全係數標準差的推估大致上與期望值趨勢相同，值得探討的是，由圖 4.12(案例一，坡度 20° ，DEM 解析度 5m)模擬結果可看出三種近似法與 MCS 相差很大，由 4.2 小節之探討可知 MCS 在計算時，輸入條件取樣過程中可能取到極端值而導致模式輸出安全係數出現極端值，使模式輸出樣本之標準差急遽增加，而案例一具有較高程度不確定性，上述情形在此案例表現較顯著，故計算結果相差較大。

4.5.3 崩塌機率

由六個案例模擬結果可大致發現，當案例輸入條件不確定性程度較低時，如案例五(圖 4.25，坡度 40° ，DEM 解析度 5m)與案例六(圖 4.28，坡度 40° ，DEM 解析度 40m)中，R-PE、LI-PE 模擬結果精度差異不大，相對之下 FOSM 存有較大誤差，相對誤差隨著案例不確定性提高而增加，如案例一(圖 4.13，坡度 20° ，DEM 解析度 5m)與案例二(圖 4.16，坡度 20° ，DEM 解析度 40m)。

值得探討的是，由圖 4.12 可看出案例一(坡度 20° ，DEM 解析度 5m)中，三種近似法在安全係數標準差之推估與 MCS 差異極大，但案例一在崩塌機率之推估上，如圖 4.13 所示，卻發現三種近似法與 MCS 相差不多，究其原因繪製 MCS 所得安全係數樣本機率密度函數，圖 4.29 至圖 4.34 分別為案例一至六由 MCS 所獲得第 24 小時之 5000 個安全係數樣本繪製成的安全係數分佈直方圖(histogram)，由圖 4.29 至圖 4.34 中可發現，除了案例一之外，其他五個案例中安全係數直方圖與常態分佈曲線吻合；檢視案例一安全係數分佈直方圖，發現安

全係數直方圖與常態分佈曲線並不吻合，故此樣本機率密度函數並非常態分佈，因三種近似法是以公式推得安全係數前二階動差，再假設安全係數為常態分佈進而求得崩塌機率，故三種近似法在案例一中崩塌機率之計算無法反應其與 MCS 間的真實差異。此外，因 MCS 模式輸出樣本中出現極端值($FS=122$)，故 x 軸範圍較大，也反應 MCS 取樣過程中因輸入條件不確定性程度較大而取到極端值，致使模式輸出安全係數出現極端值，使模式輸出樣本之標準差急遽增加。

而 FOSM 在所有案例中皆高估崩塌機率，因 FOSM 忽略高次項後所求得之安全係數期望值皆小於 MCS，依據常態分佈之特性，如圖 4.35，若安全係數期望值小於 1，FOSM 所求的崩塌機率(<1 面積)將高於 MCS；如圖 4.36，若安全係數期望值大於 1，FOSM 所求的崩塌機率(<1 面積)將高於 MCS，故 FOSM 計算的崩塌機率皆較 MCS 高。

4.5.4 小結

由 4.4 小節之探討可知，近似法所需要的參數資料蒐集方面上，FOSM 僅需前二階動差，R-PE 與 LI-PE 則需要參數前三階動差與前四階動差，以計算效率(所需孔隙水壓分布計算次數)而言，FOSM、R-PE、LI-PE 單點計算次數分別為 9、16、15 次。在崩塌機率估算方面，當輸入條件不確定性程度較低時，FOSM、R-PE、LI-PE 分析結果與 MCS 差異不大，當輸入條件不確定性程度提高時，LI-PE 結果較 R-PE 準確且計算上較有效率，而相較於 R-PE 與 LI-PE，FOSM 捨棄高次項，故分析結果存有較大之誤差。

雖然 FOSM 不如 R-PE 及 LI-PE 準確，但 FOSM 所推估的崩塌機率皆較 MCS 高，在參數不確定性程度高時越趨明顯，以管理者角度而言，考量較為保守(崩塌機率相對較高)，事先參數資料蒐集僅需前二階動差且計算量較少，運用於大集水區中較為簡易。

表 4.1 艾利颱風期間時雨量表

日期(日/月)	時刻(hour)	時雨量(mm)	日期(日/月)	時刻(hour)	時雨量(mm)
8/23	12	4.5	8/24	12	14.5
8/23	13	2.0	8/24	13	23.5
8/23	14	1.5	8/24	14	17.5
8/23	15	1.5	8/24	15	18.5
8/23	16	1.0	8/24	16	12.5
8/23	17	8.5	8/24	17	28.0
8/23	18	12.0	8/24	18	42.0
8/23	19	21.5	8/24	19	28.0
8/23	20	9.5	8/24	20	46.0
8/23	21	4.5	8/24	21	66.0
8/23	22	13.0	8/24	22	44.0
8/23	23	17.5	8/24	23	57.0
8/23	24	30.0	8/24	24	71.5
8/24	1	25.5	8/25	1	60.5
8/24	2	15.0	8/25	2	57.5
8/24	3	16.5	8/25	3	53.0
8/24	4	6.5	8/25	4	59.5
8/24	5	14.5	8/25	5	50.0
8/24	6	42.0	8/25	6	40.5
8/24	7	37.0	8/25	7	30.0
8/24	8	14.5	8/25	8	12.0
8/24	9	14.5	8/25	9	7.0
8/24	10	27.5	8/25	10	4.5
8/24	11	23.5	8/25	11	2.0

表 4.2 坡度與土壤厚度設定

案例	一	二	三	四	五	六	
平均坡度	20°	20°	30°	30°	40°	40°	
DEM 解析度	5 米	40 米	5 米	40 米	5 米	40 米	
α	平均值	20.41°	19.19°	29.77°	29.98°	39.98°	40.37°
	標準差	5.60°	2.56°	5.05°	2.18°	3.83°	1.62°
	變異係數	0.27	0.13	0.17	0.07	0.1	0.04
d_{LZ}	平均值	4.19m	4.28 m	3.53 m	3.51 m	2.79 m	2.77 m
	標準差	0.50 m	0.34 m	0.48 m	0.35 m	0.41 m	0.32 m
	變異係數	0.12	0.08	0.14	0.1	0.15	0.12

表 4.3 其餘輸入條件統計特性設定表

輸入條件	ϕ	c	d_z	K_{sat} ($\ln K_{sat}$)
期望值	30.9°	12 KN/m ²	2m	7.3×10^{-6} (-12.15)
標準差	9.27°	6 KN/m ²	0.577m	6.9×10^{-6} (-12.93)
變異係數	0.3	0.5	0.29	0.95
機率密度函數	normal	normal	uniform	log-normal

表 4.4 案例相關係數表

案例	一	二	三	四	五	六
相關係數	-0.79	-0.45	-0.76	-0.49	-0.67	-0.25

表 4.5 各種方法比較表

方法	蒙地卡羅模擬 (MCS)	一階二次矩 (FOSM)	Rosenblueth's 點估計法(R-PE)	Li's 點估計法 (LI-PE)
優點	1.基本、簡單。 2.可獲得模式輸出值(FS)真實的PDF。	1.理論上適用於處理常態分佈參數。 2.僅需要參數之期望值、變異數、共變異數。	1.可處理非對稱的隨機參數。 2.當模式較複雜時，點估計法較為簡單。	1.可處理非對稱的隨機參數。 2.計算上較R-PE有效率。 3.當模式較複雜時，點估計法較為簡單。
缺點	1.計算量過大。 2.須事先分析輸入變數的PDF。	1.模式展開時忽略高次項，可能會產生較大誤差。 2.模式輸出之平均值無法反映輸入參數間的相關性。	1.當不確定性參數增多時，計算量會大增。 2.在不對稱的變數處理上，選點上可能有機率為負的情形發生。	1.須事先知道參數的前四階動差，現地資料收集較不易。
需要參數	輸入隨機變數PDF。	輸入隨機變數前二階動差。	輸入隨機變數前三階動差。	輸入隨機變數前四階動差。
計算次數	輸入隨機變數組數。	$1+2K^*=9$	$2K^*=16$	$(K^{*2}+3K^*+2)/2=15$

備註：K*為孔隙水壓中具不確定性變數。

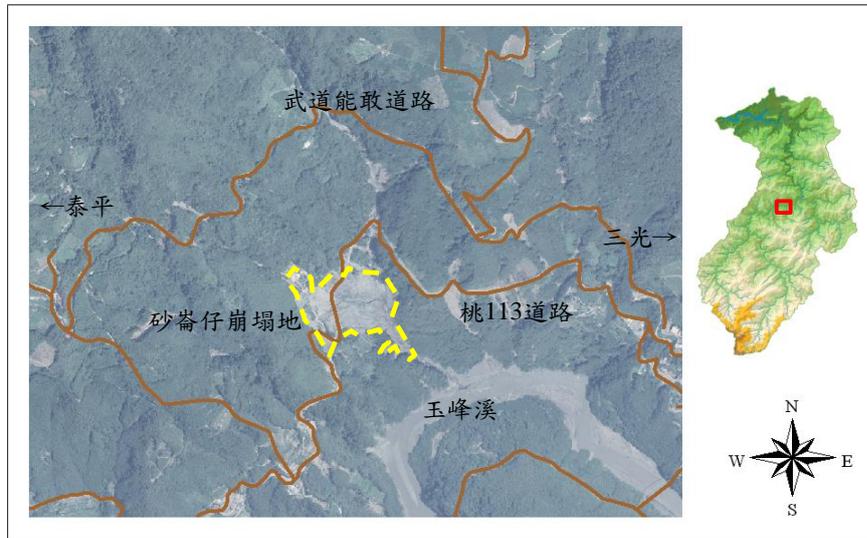


圖 4.1 砂崙仔位置圖(楊錦釗等，2006)

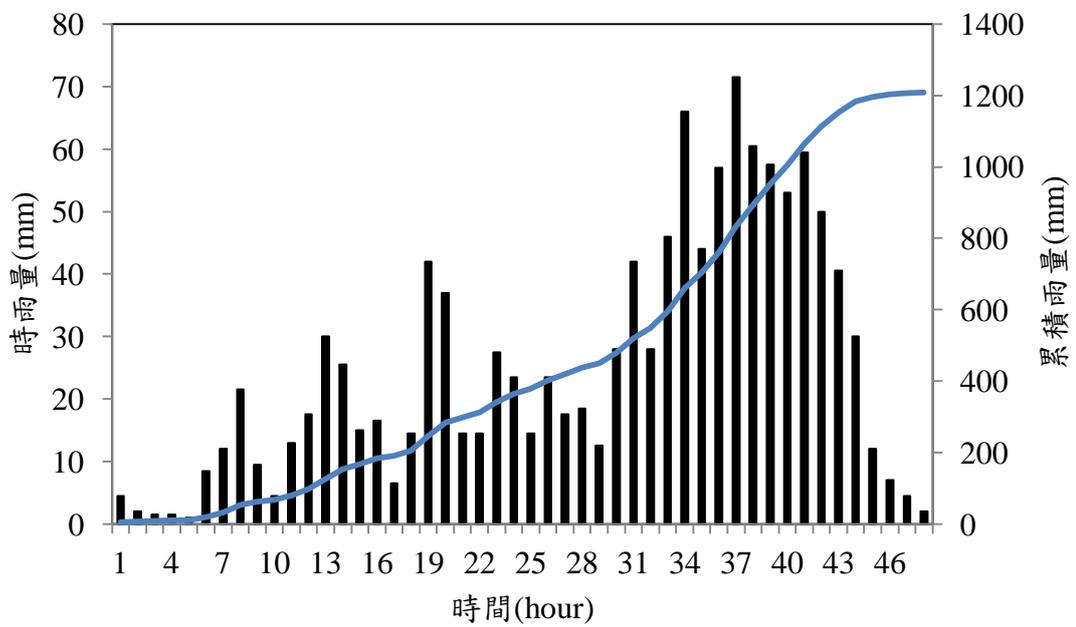


圖 4.2 艾利颱風期間三光站時雨量組體圖

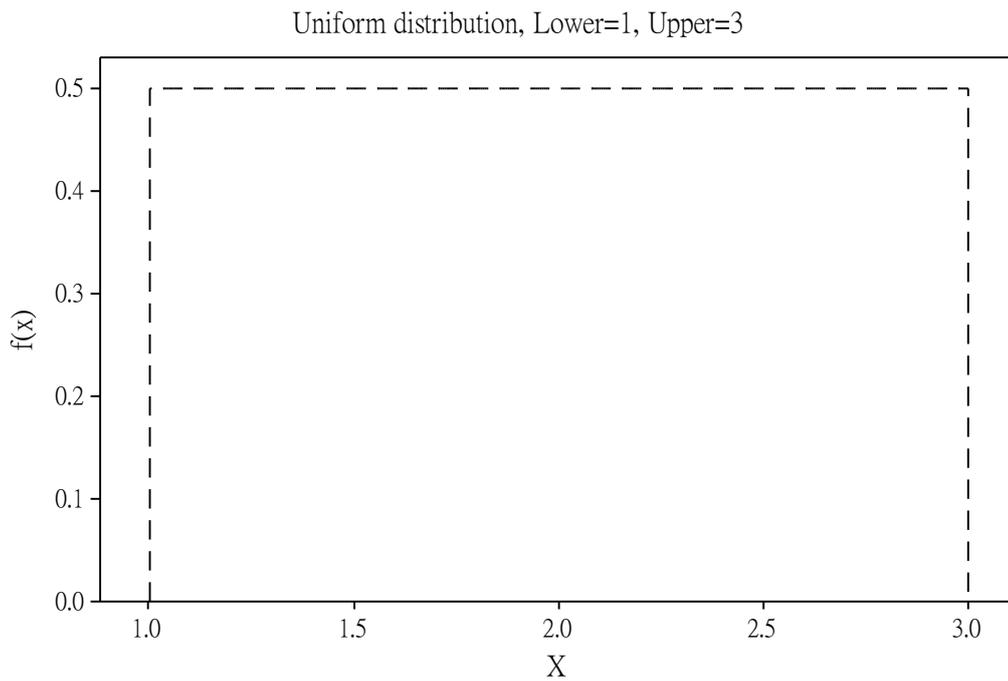


圖 4.3 初始地下水位機率密度函數圖

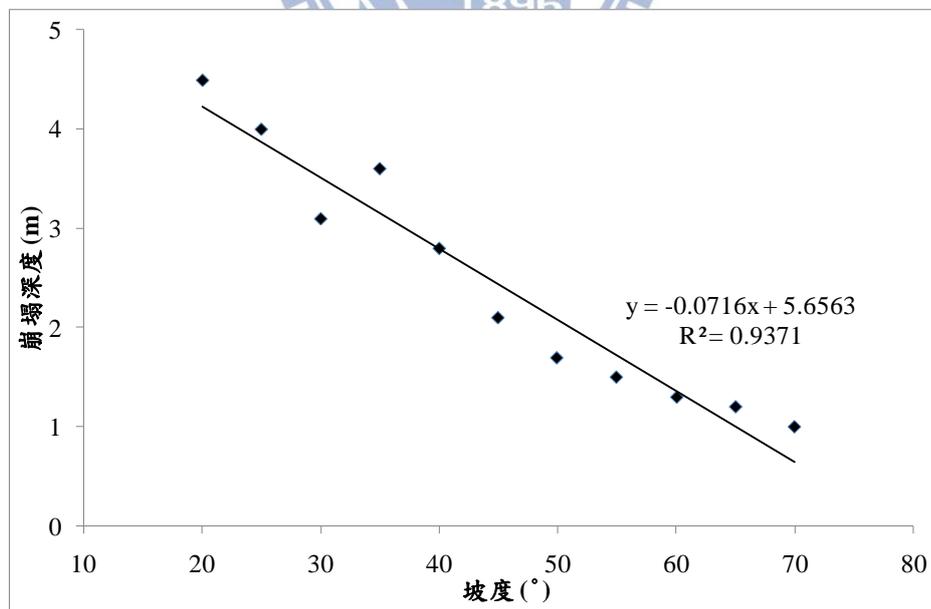


圖 4.4 坡度與崩塌深度現場量測資料迴歸公式

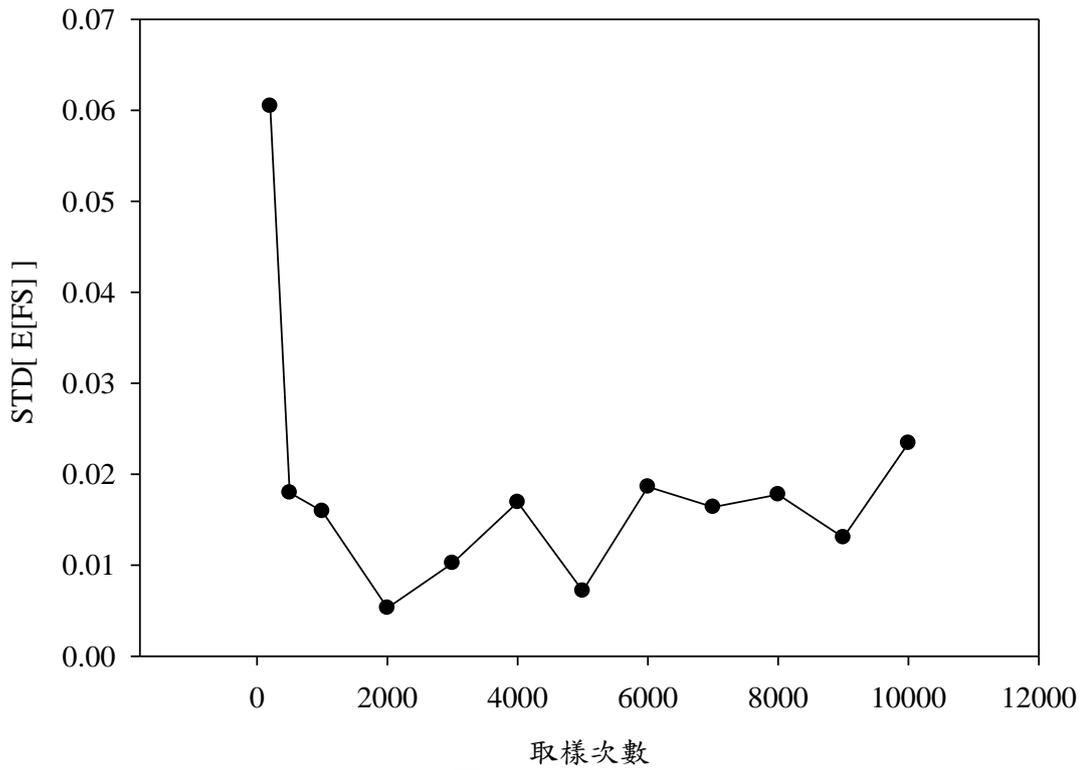


圖 4.5 第 24 小時安全係數期望值與取樣次數關係圖

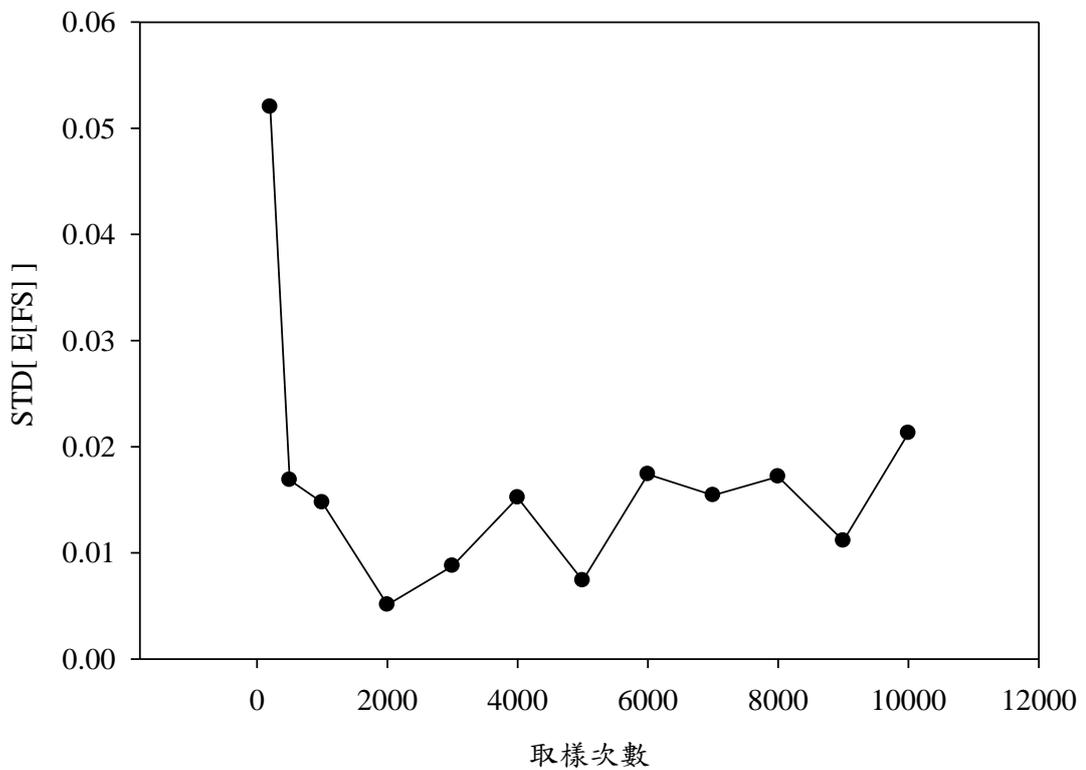


圖 4.6 第 48 小時安全係數期望值與取樣次數關係圖

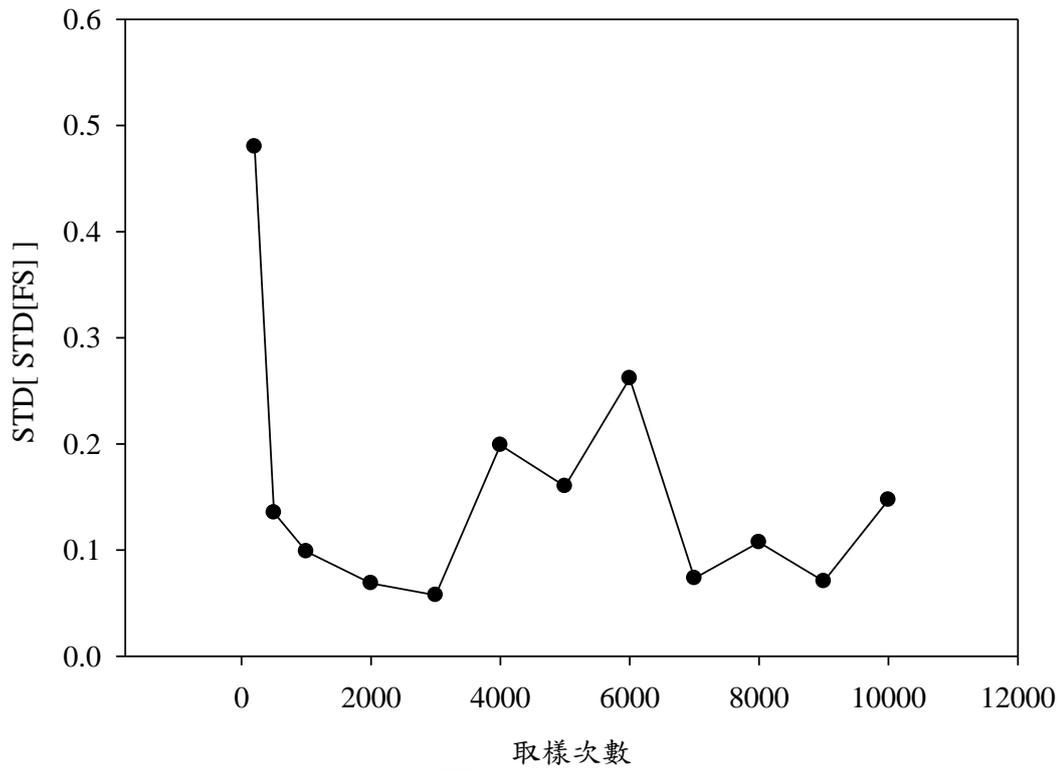


圖 4.7 第 24 小時安全係數標準差與取樣次數關係圖

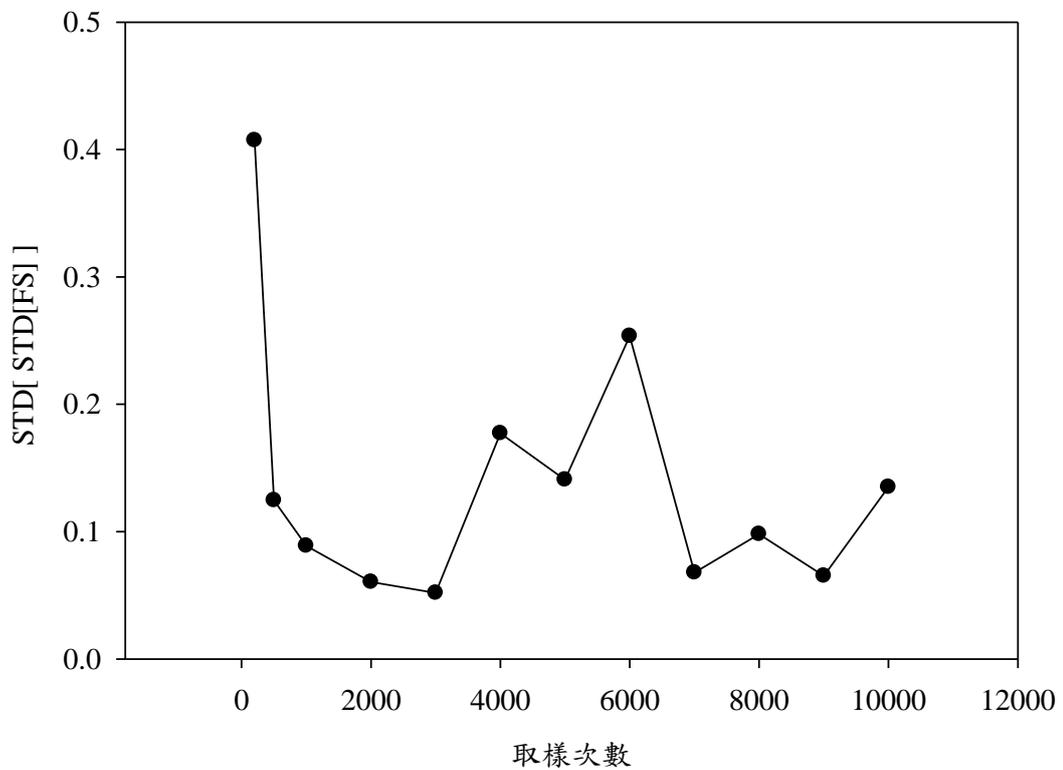


圖 4.8 第 48 小時安全係數標準差與取樣次數關係圖

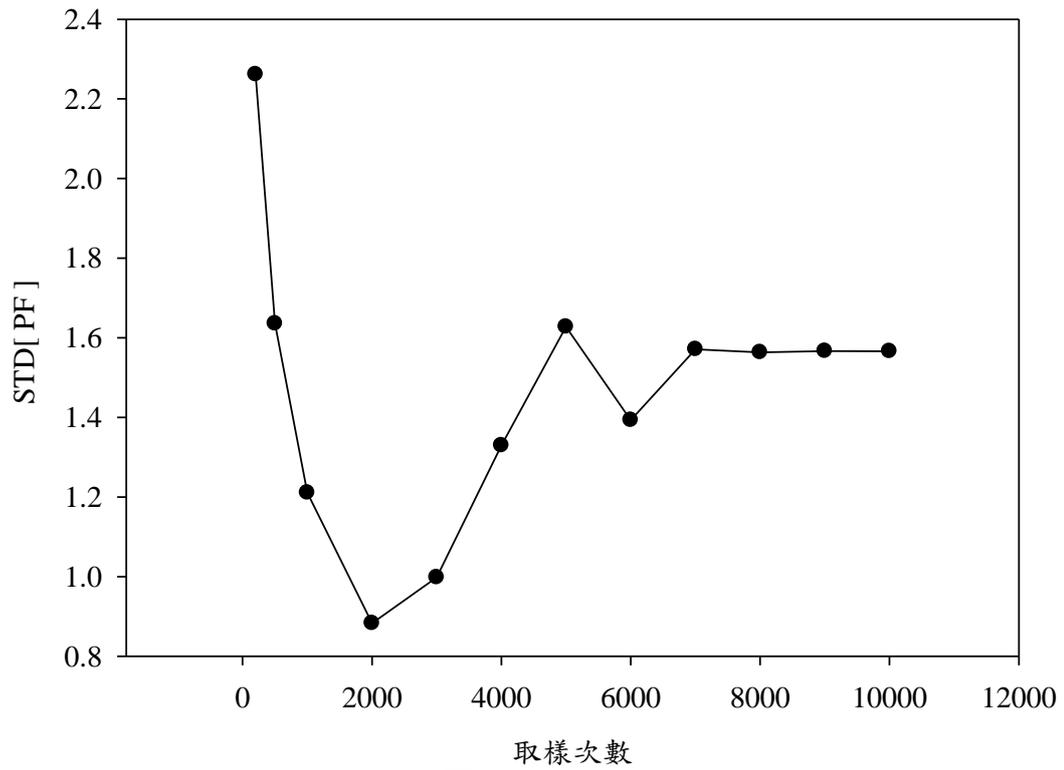


圖 4.9 第 24 小時崩塌機率與取樣次數關係圖

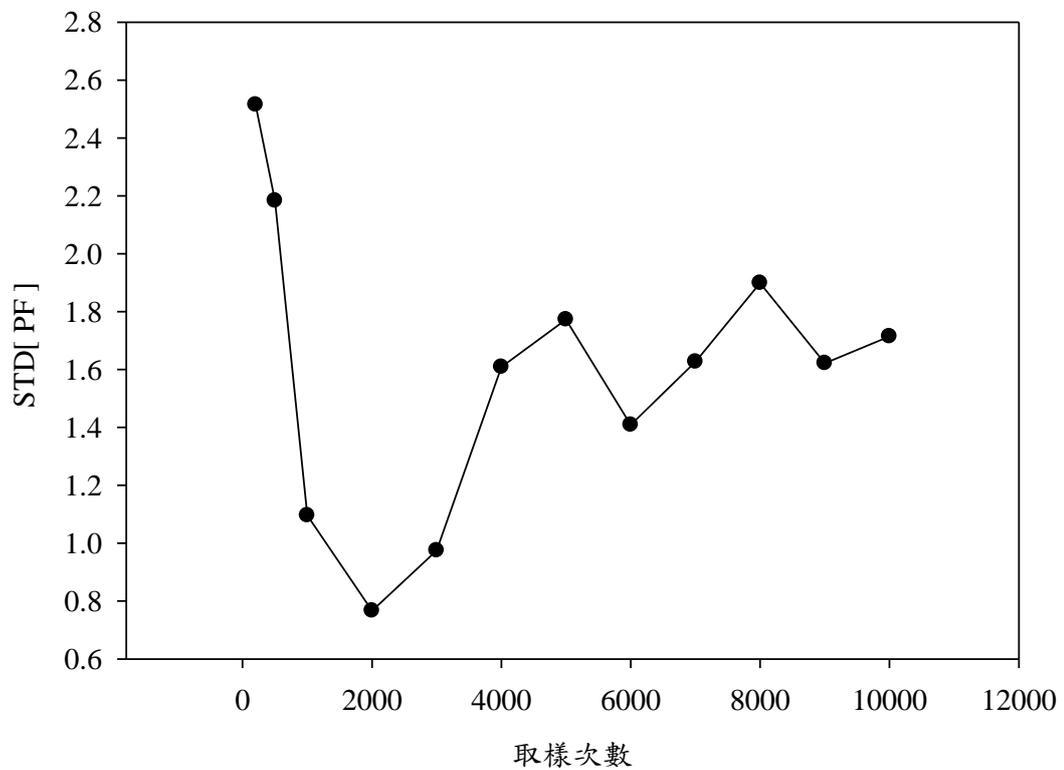


圖 4.10 第 48 小時崩塌機率與取樣次數關係圖

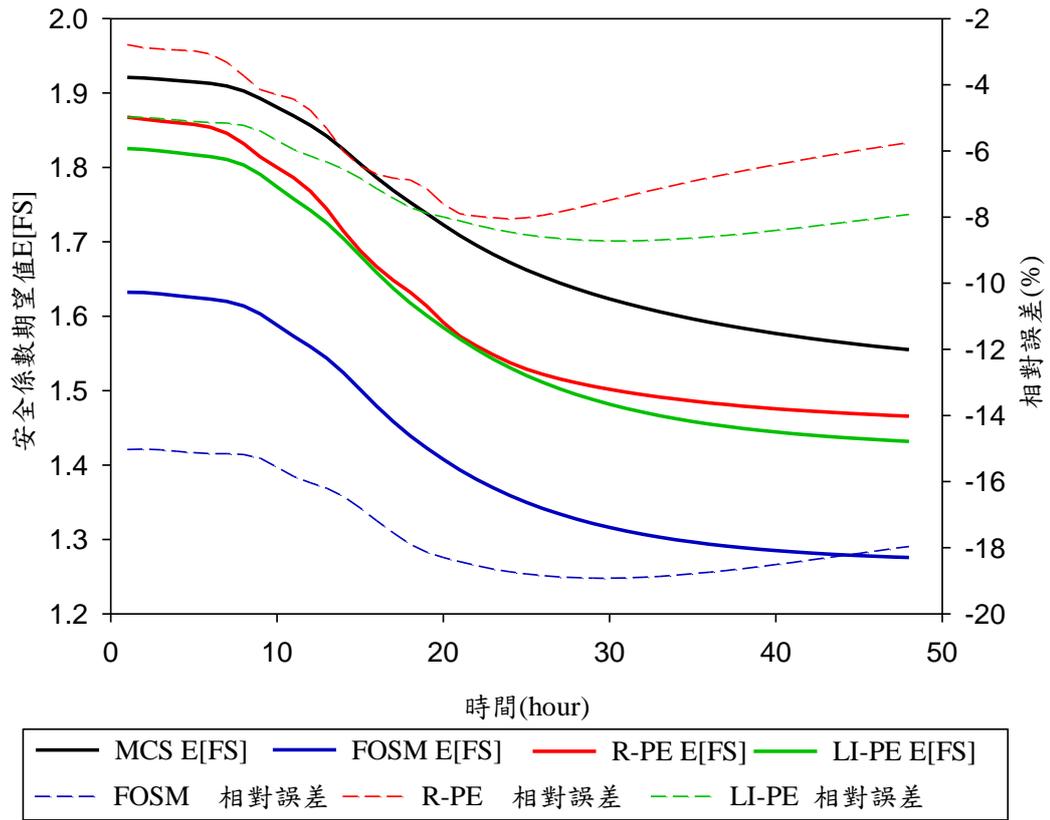


圖 4.11 案例一(平均坡度 20°, DEM 解析度 5m)安全係數期望值比較圖

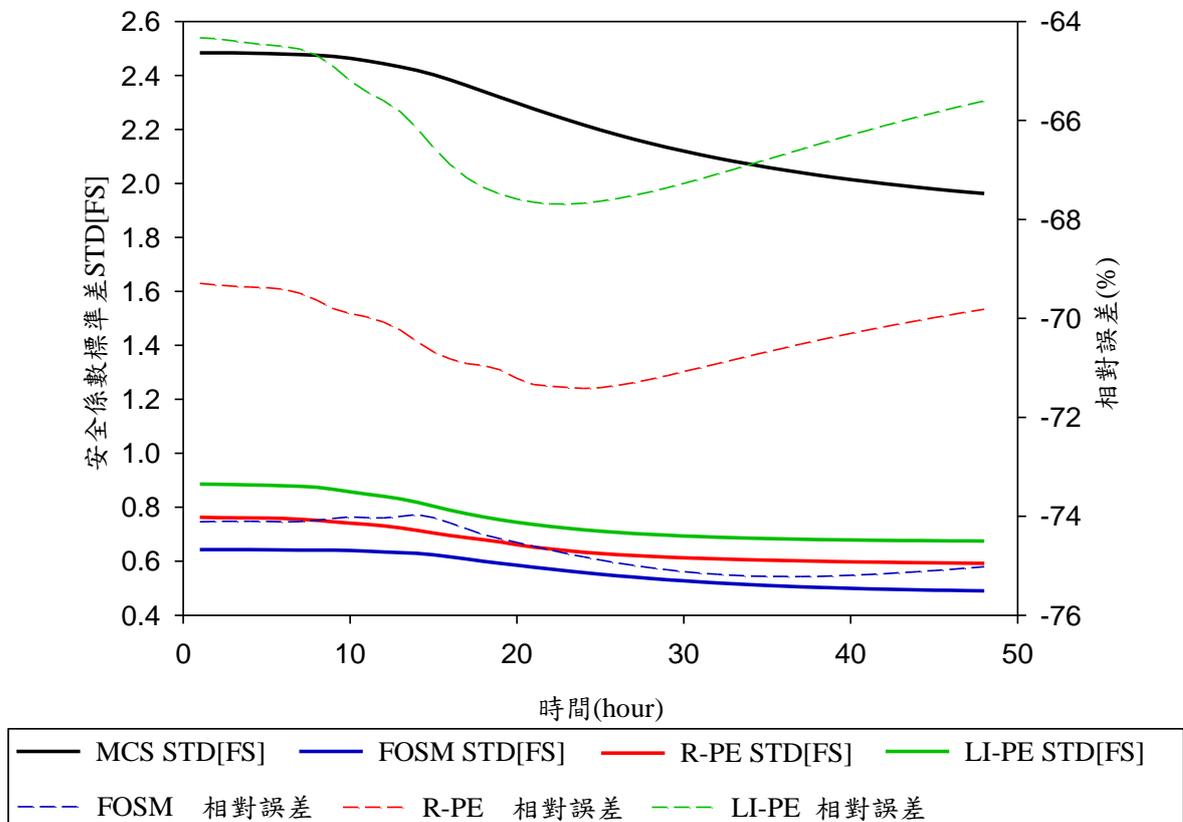


圖 4.12 案例一(平均坡度 20°, DEM 解析度 5m)安全係數標準差比較圖

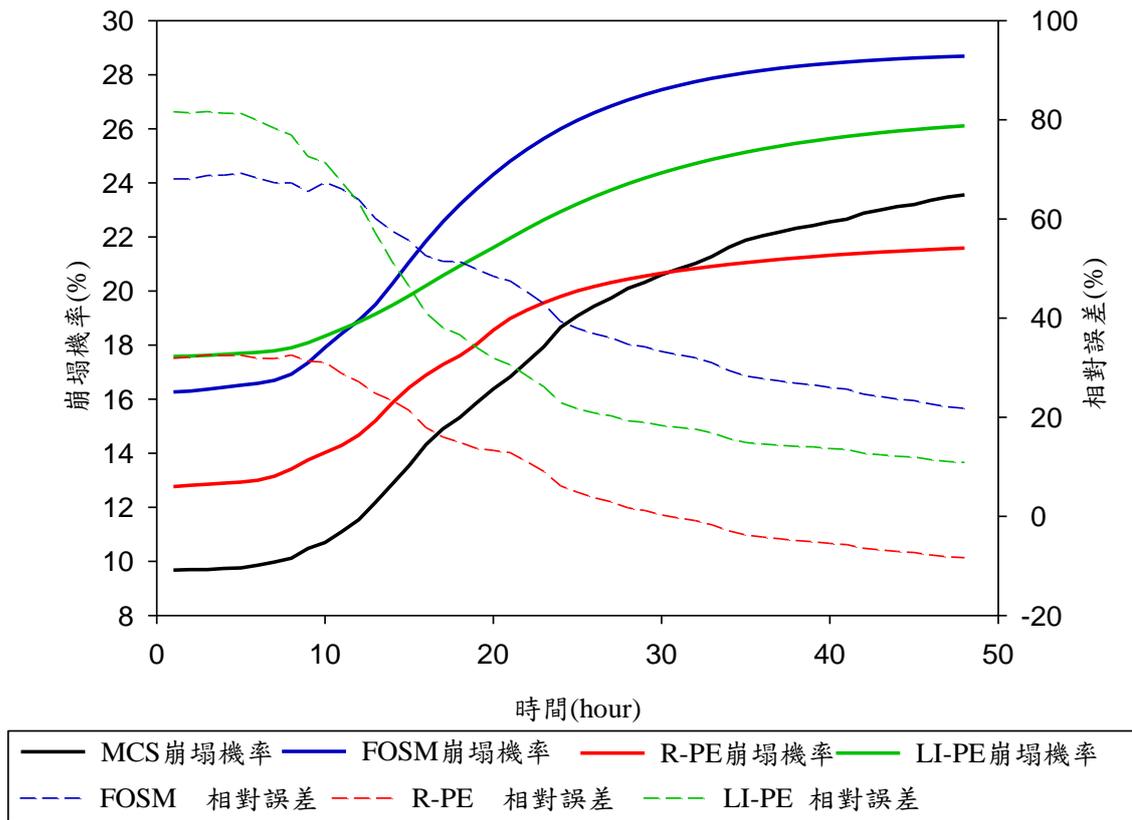


圖 4.13 案例一(平均坡度 20°, DEM 解析度 5m)崩塌機率比較圖

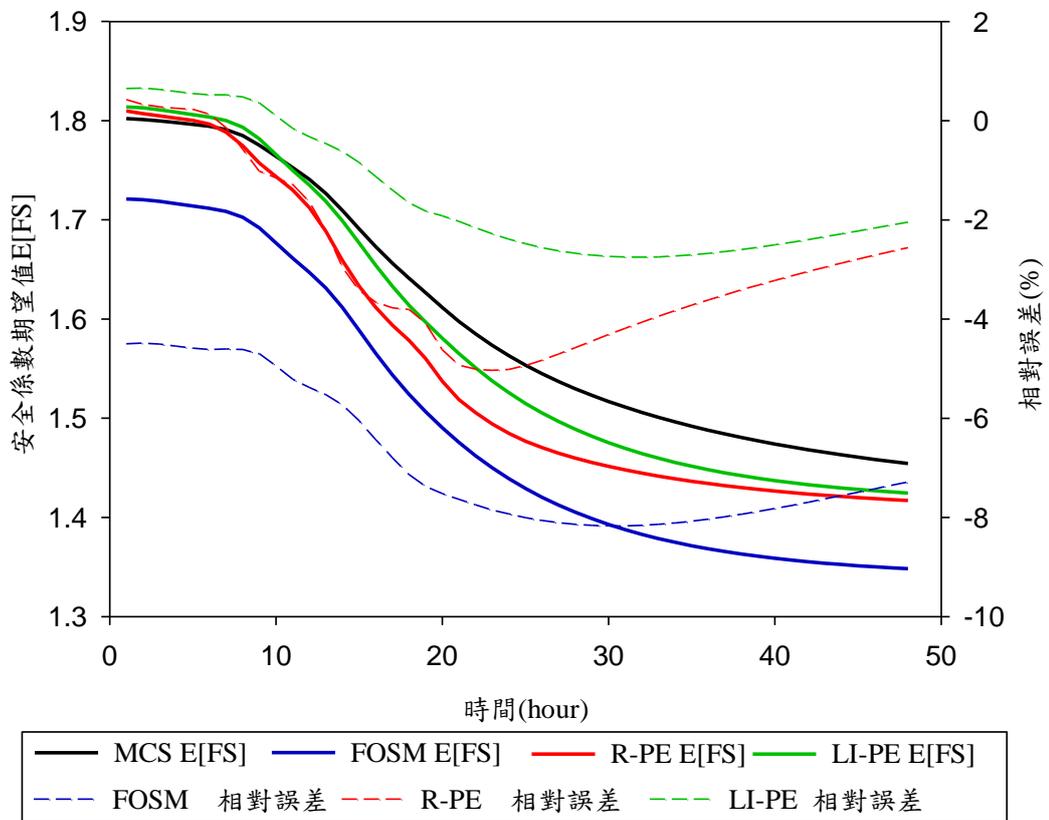


圖 4.14 案例二(平均坡度 20°, DEM 解析度 40m)安全係數期望值比較圖

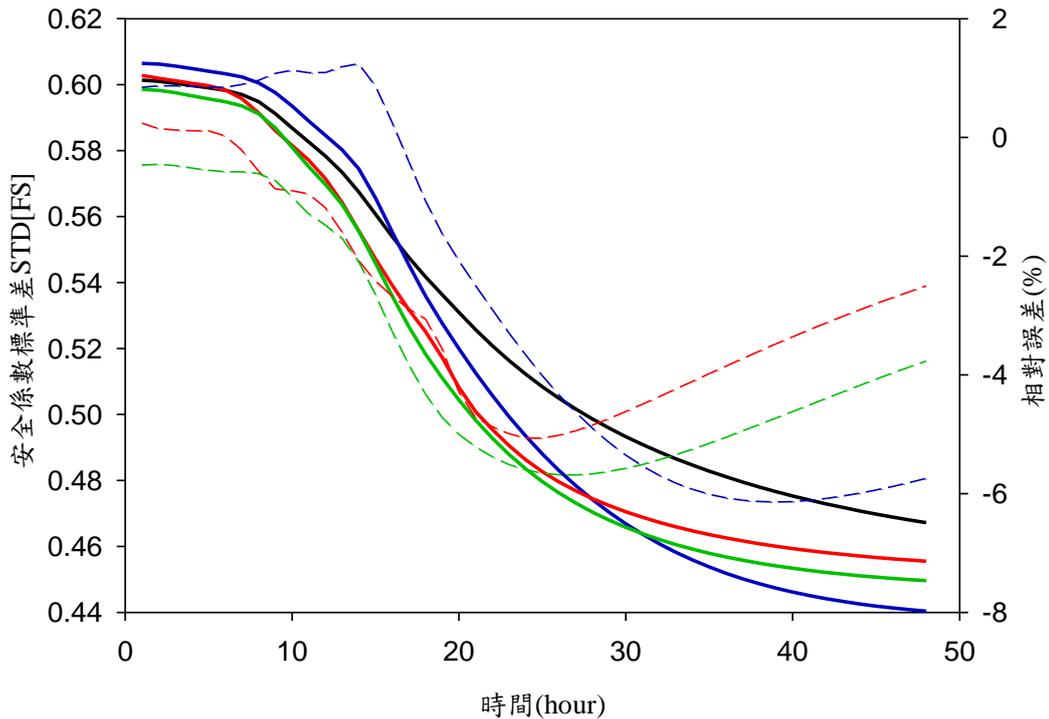


圖 4.15 案例二(平均坡度 20°, DEM 解析度 40m)安全係數標準差比較圖

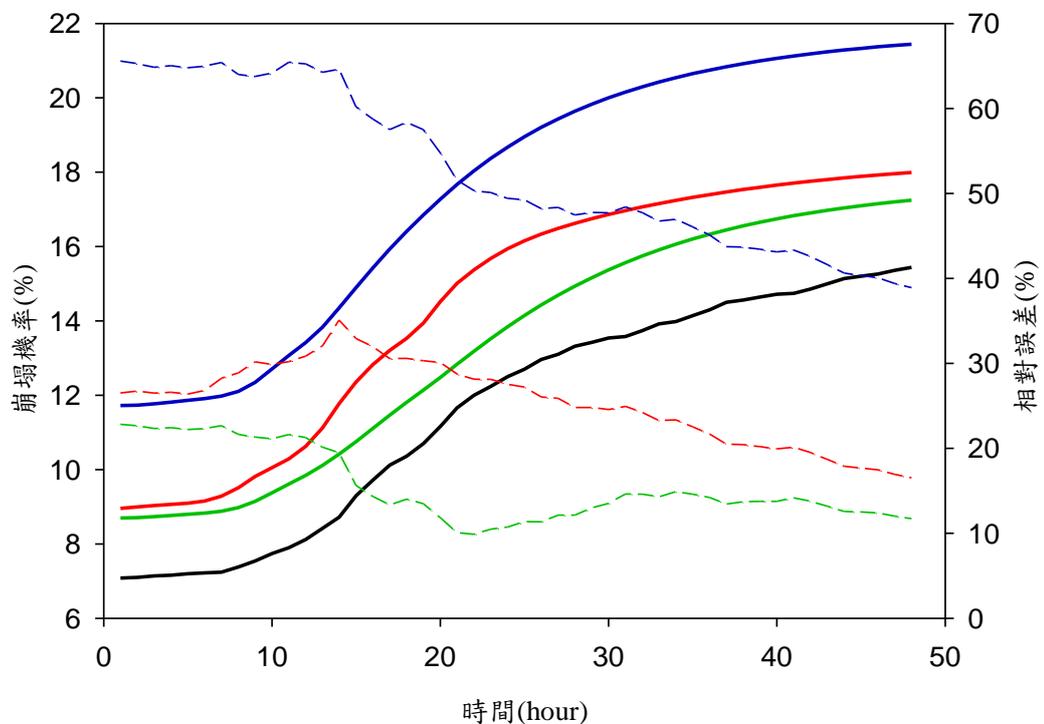


圖 4.16 案例二(平均坡度 20°, DEM 解析度 40m)崩塌機率比較圖

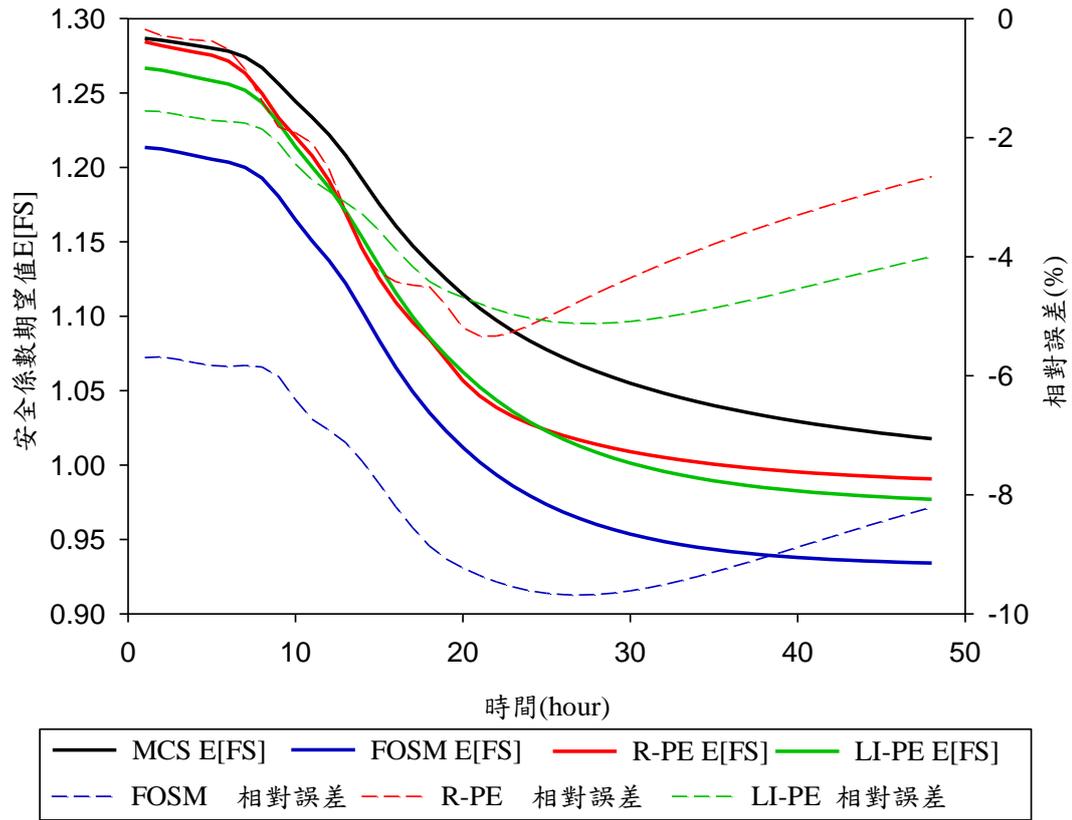


圖 4.17 案例三(平均坡度 30°, DEM 解析度 5m)安全係數期望值比較圖

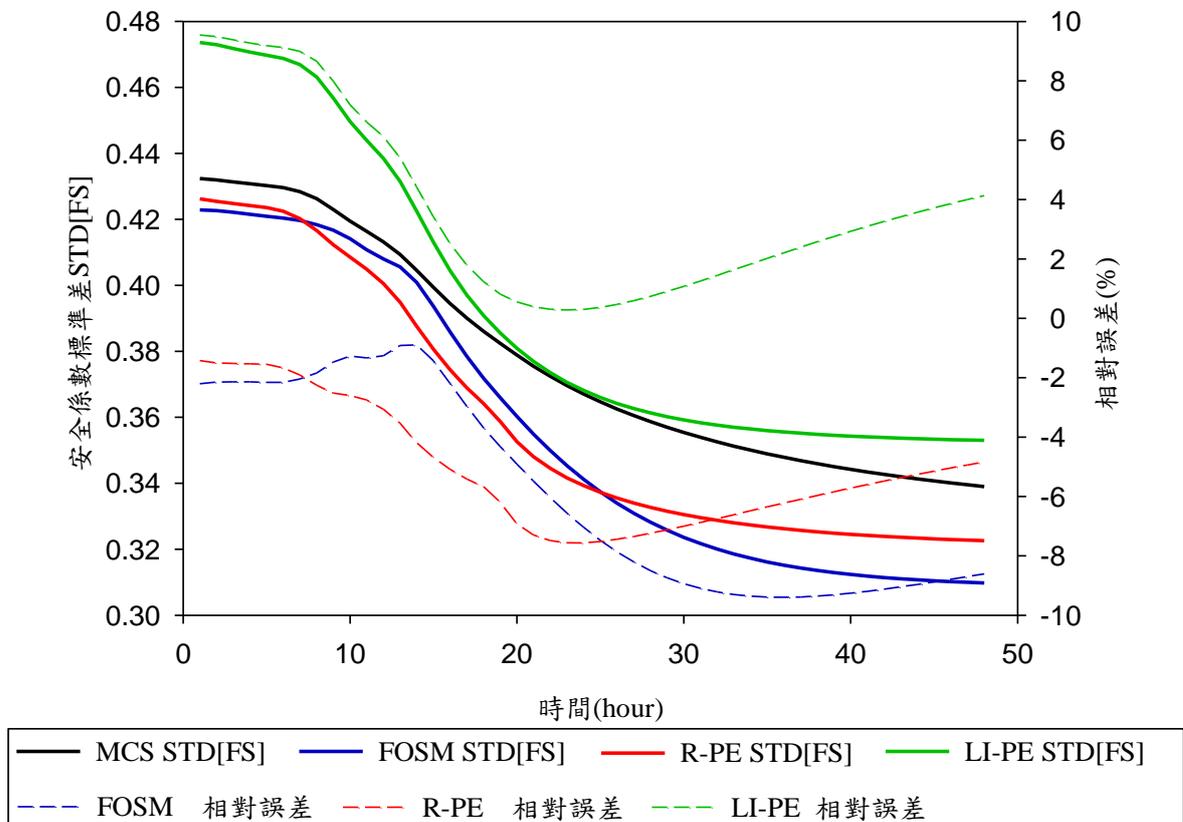


圖 4.18 案例三(平均坡度 30°, DEM 解析度 5m)安全係數標準差比較圖

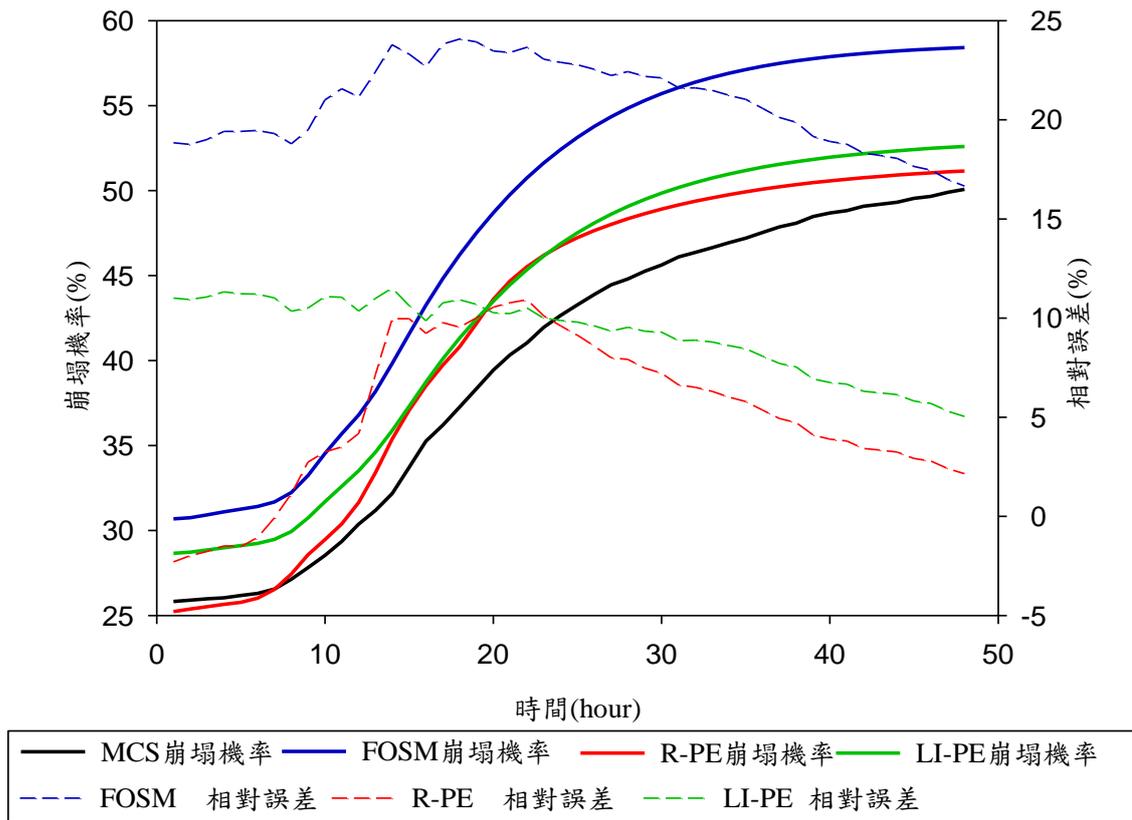


圖 4.19 案例三(平均坡度 30°, DEM 解析度 5m)崩塌機率比較圖

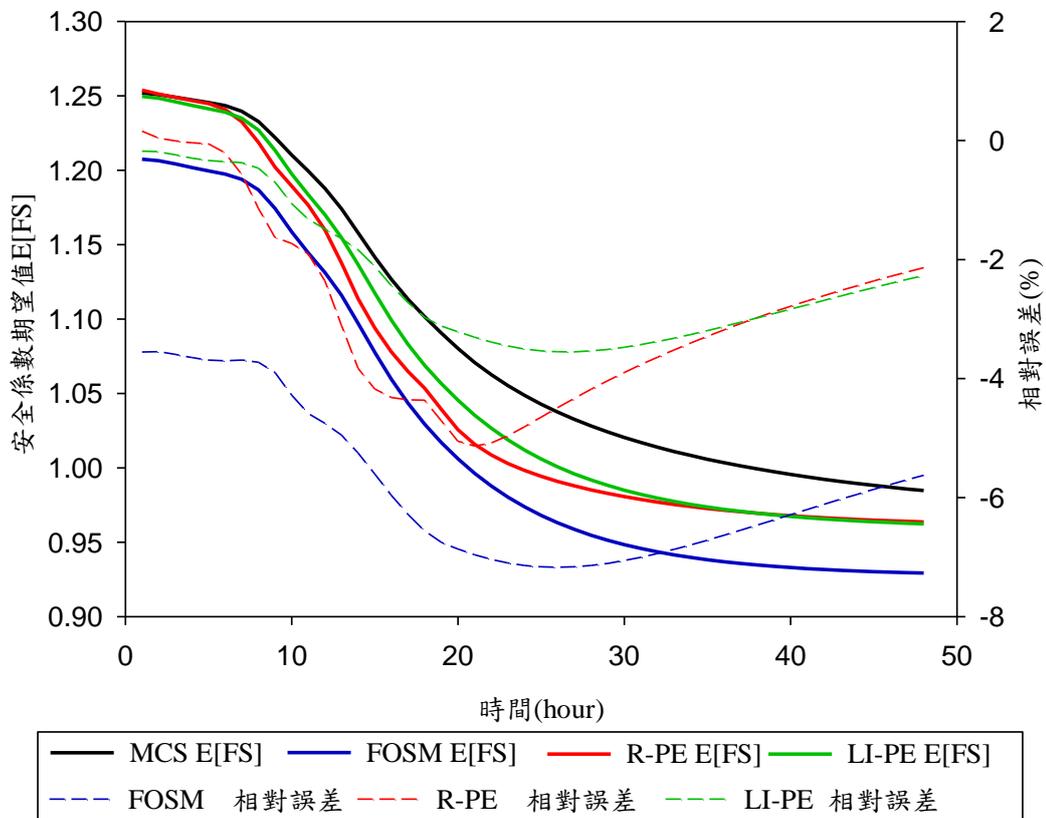


圖 4.20 案例四(平均坡度 30°, DEM 解析度 40m)安全係數期望值比較圖

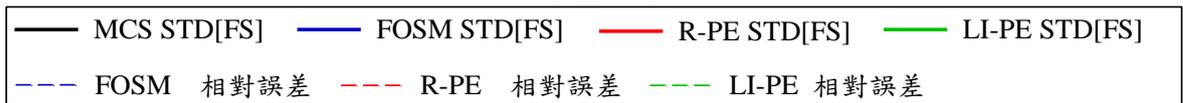
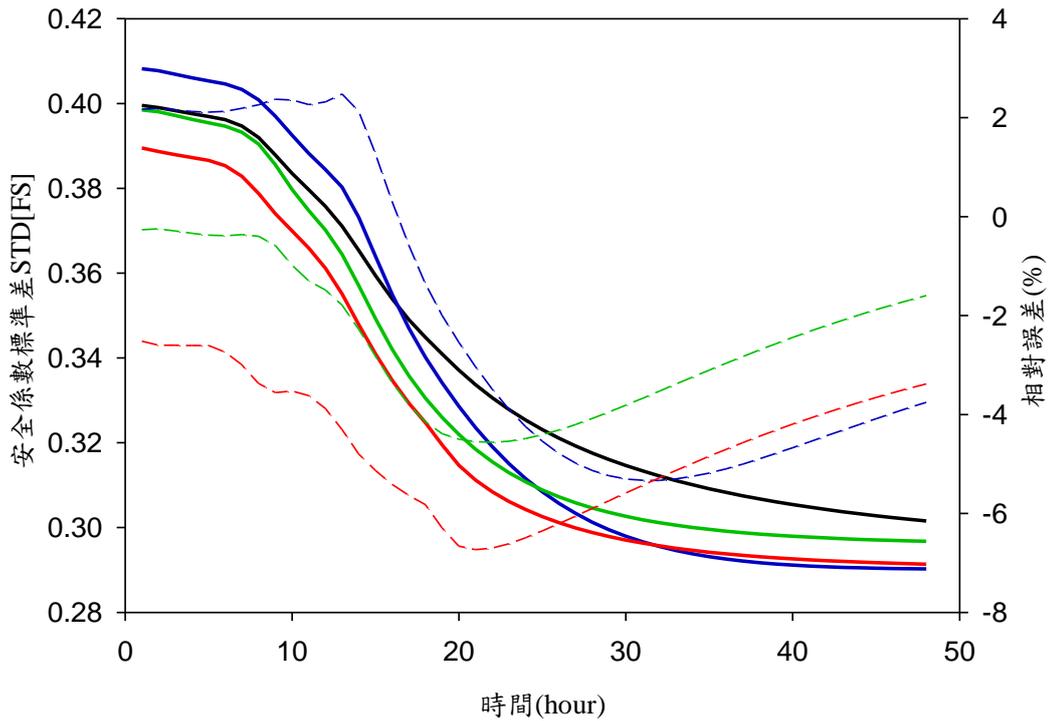


圖 4.21 案例四(平均坡度 30°, DEM 解析度 40m)安全係數標準差比較圖

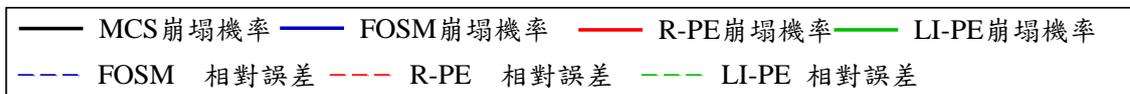
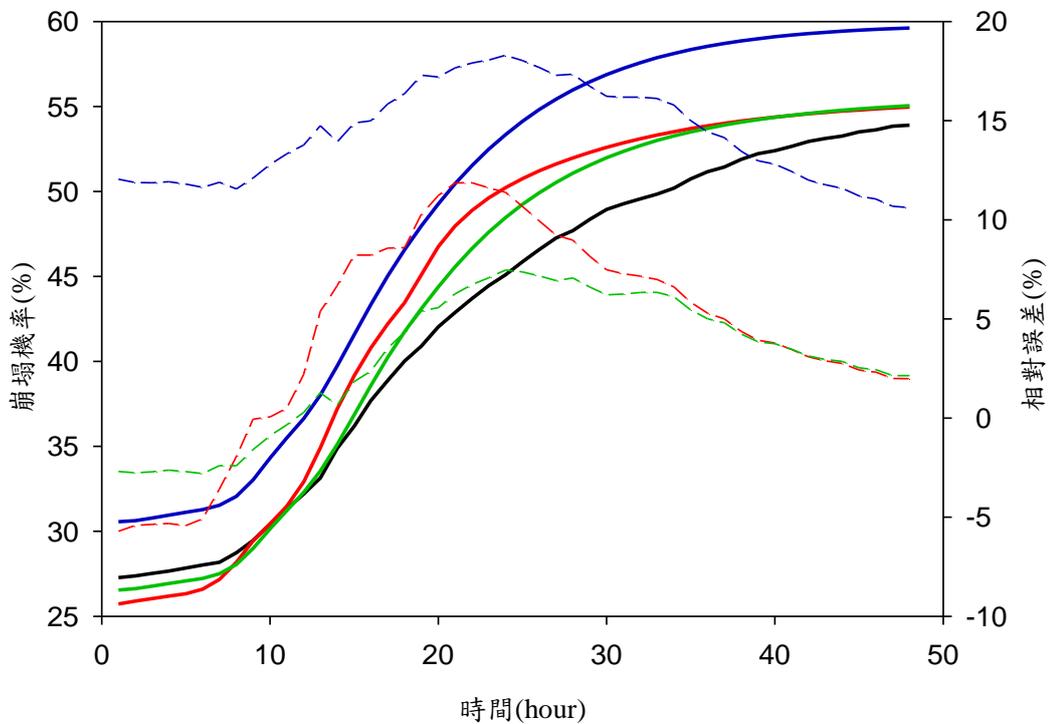


圖 4.22 案例四(平均坡度 30°, DEM 解析度 40m)崩塌機率比較圖

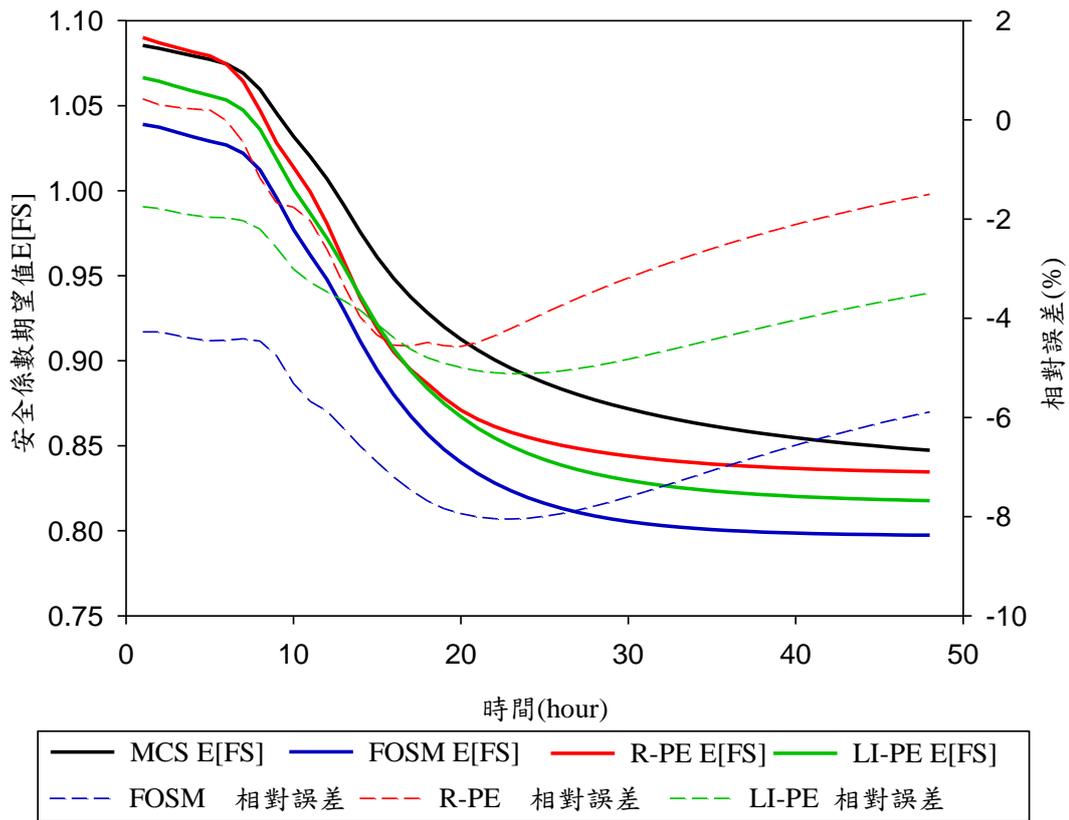


圖 4.23 案例五(平均坡度 40°, DEM 解析度 5m)安全係數期望值比較圖

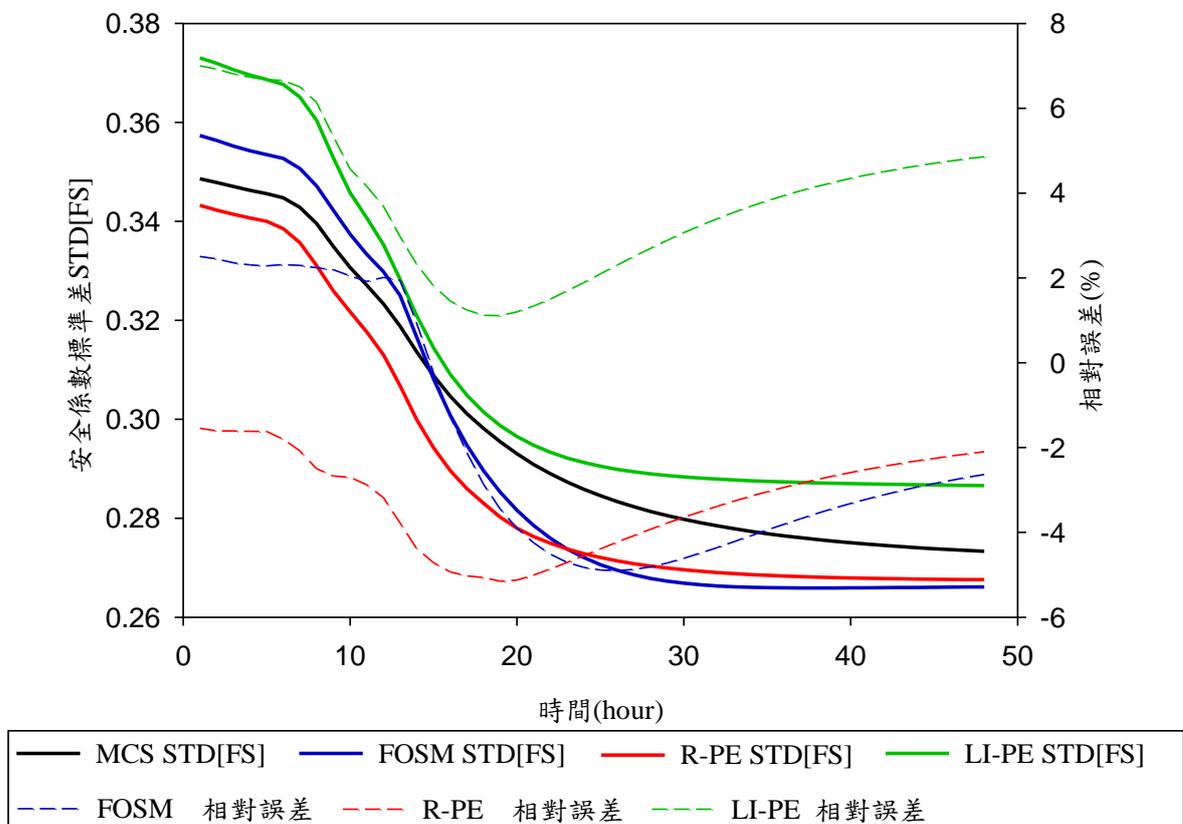


圖 4.24 案例五(平均坡度 40°, DEM 解析度 5m)安全係數標準差比較圖

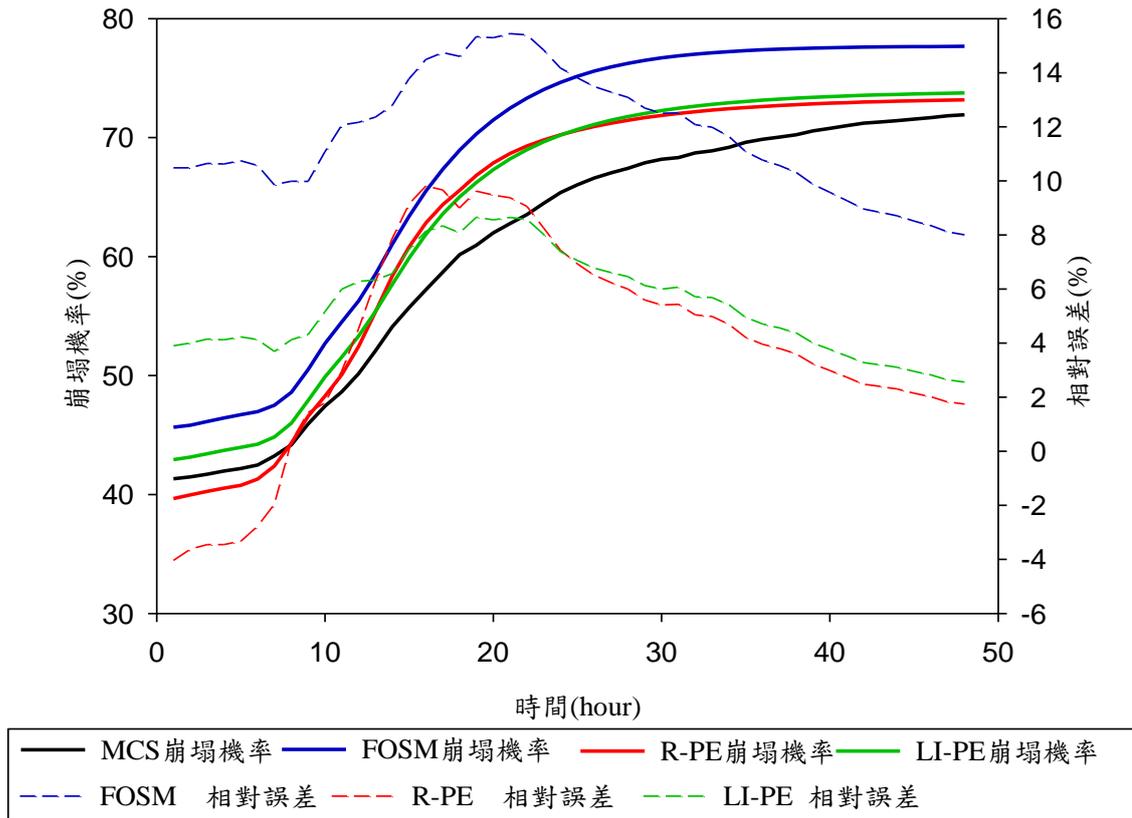


圖 4.25 案例五(平均坡度 40°, DEM 解析度 5m)崩塌機率比較圖

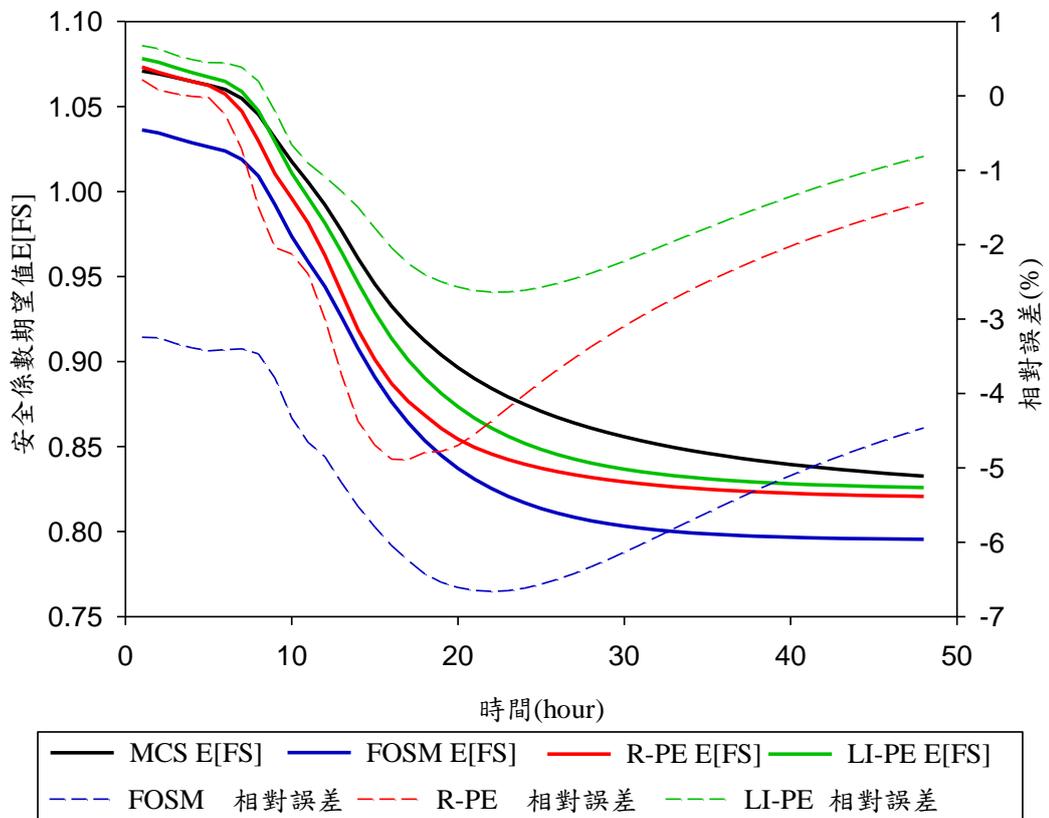


圖 4.26 案例六(平均坡度 40°, DEM 解析度 40m)安全係數期望值比較圖

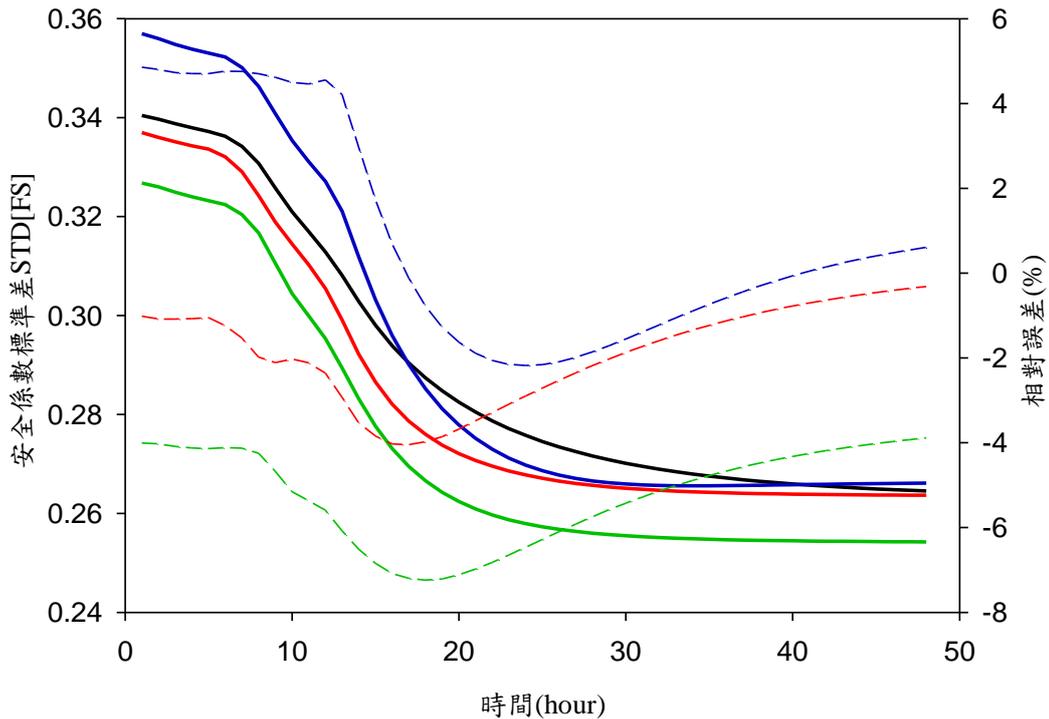


圖 4.27 案例六(平均坡度 40°, DEM 解析度 40m)安全係數標準差比較圖

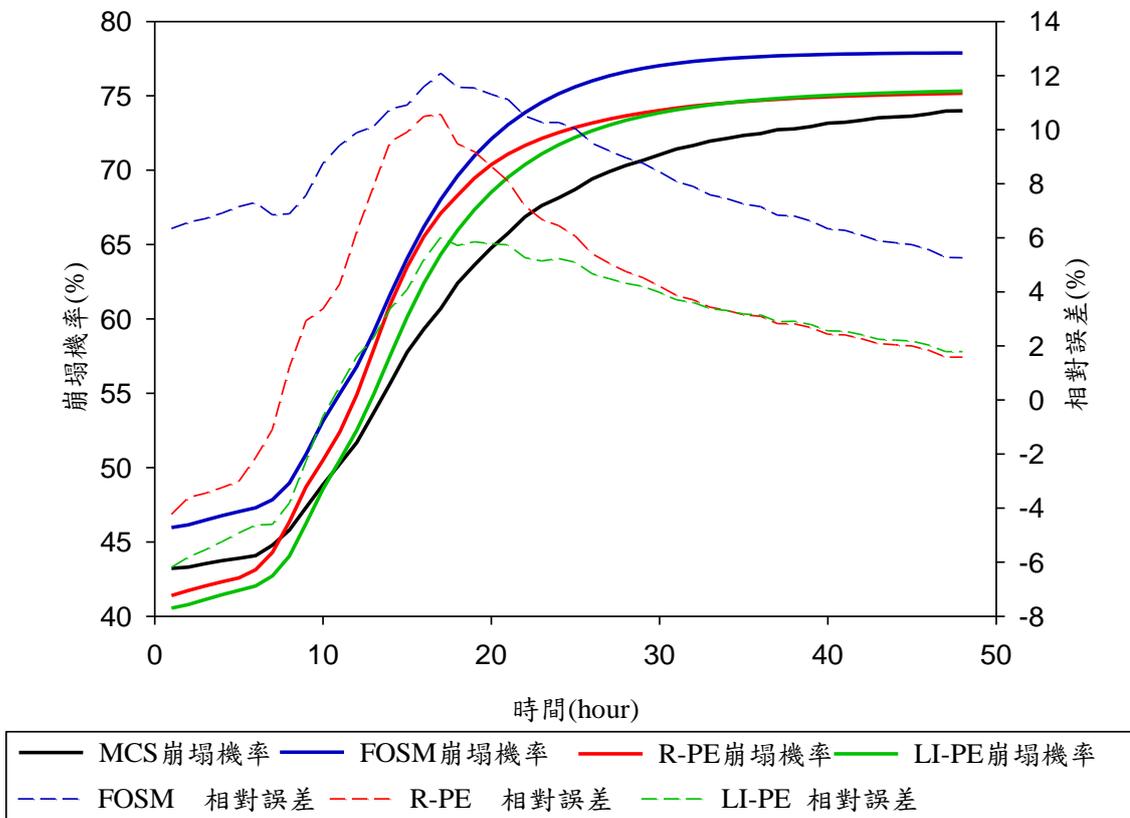


圖 4.28 案例六(平均坡度 40°, DEM 解析度 40m)崩塌機率比較圖

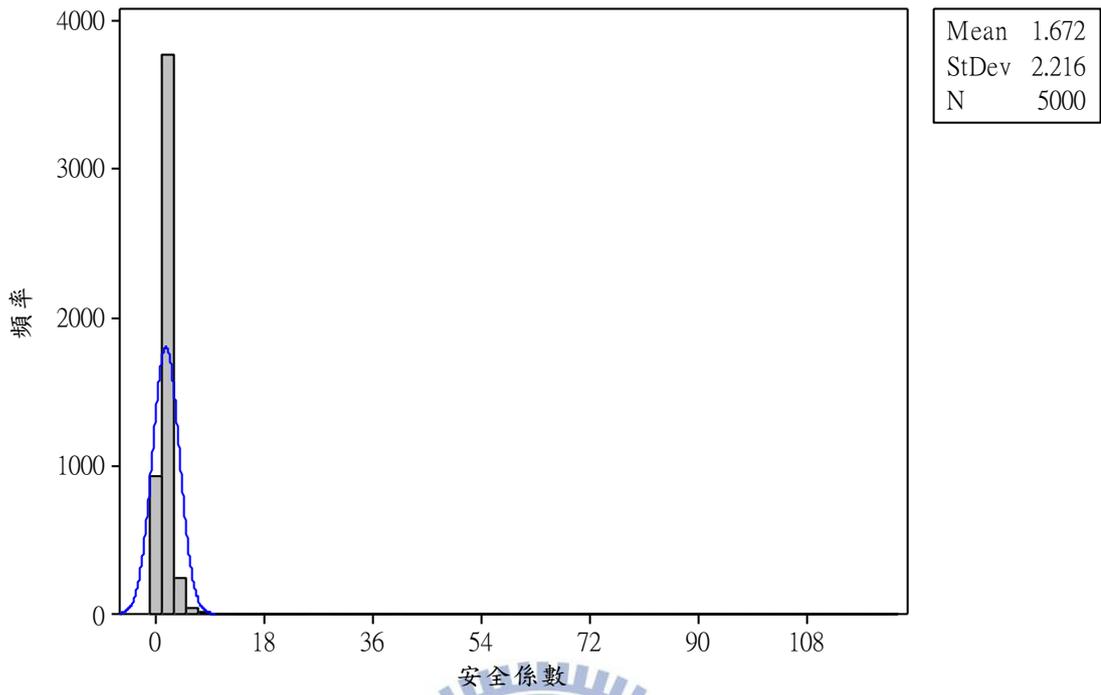


圖 4.29 案例一第 24 小時之安全係數組體圖

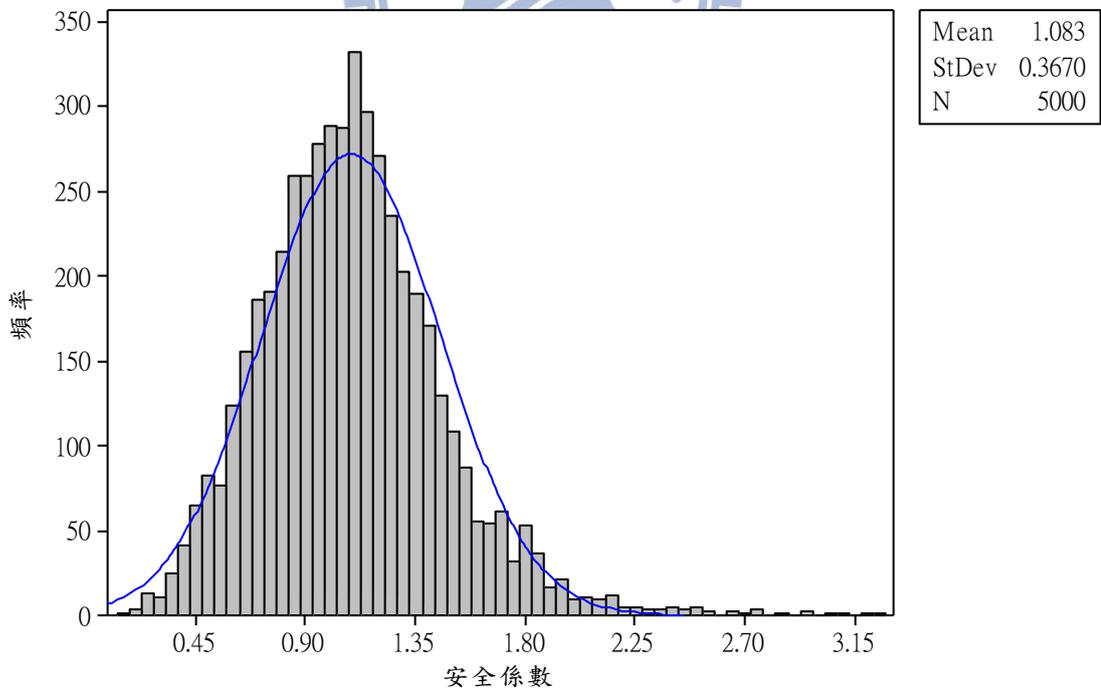


圖 4.30 案例二第 24 小時之安全係數組體圖

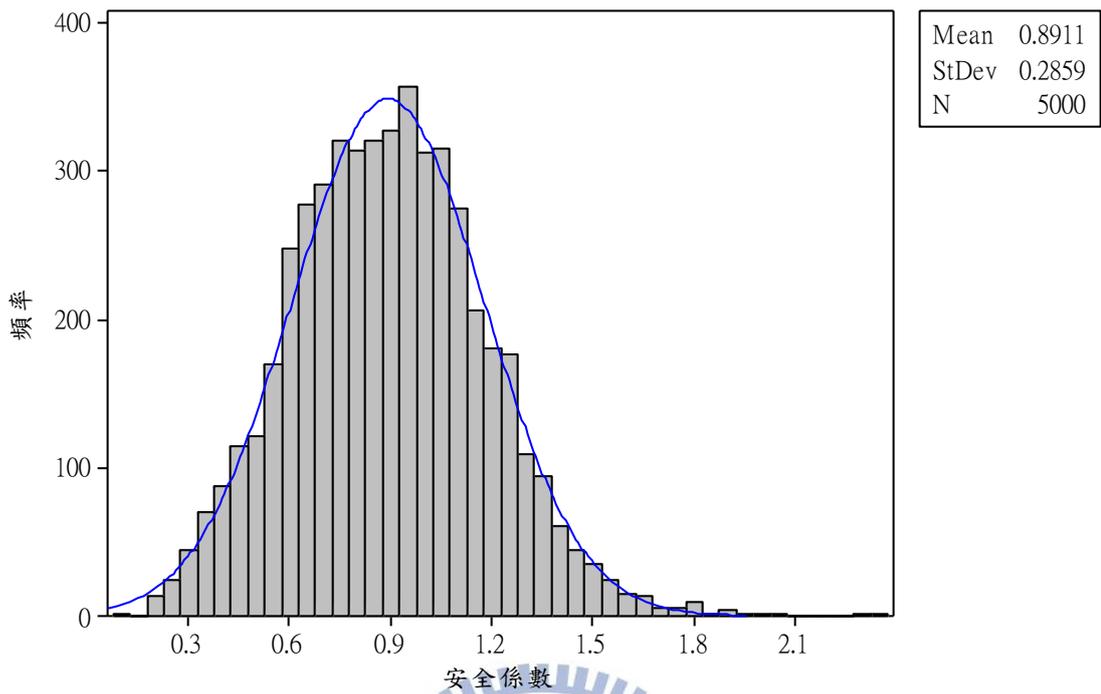


圖 4.31 案例三第 24 小時之安全係數組體圖

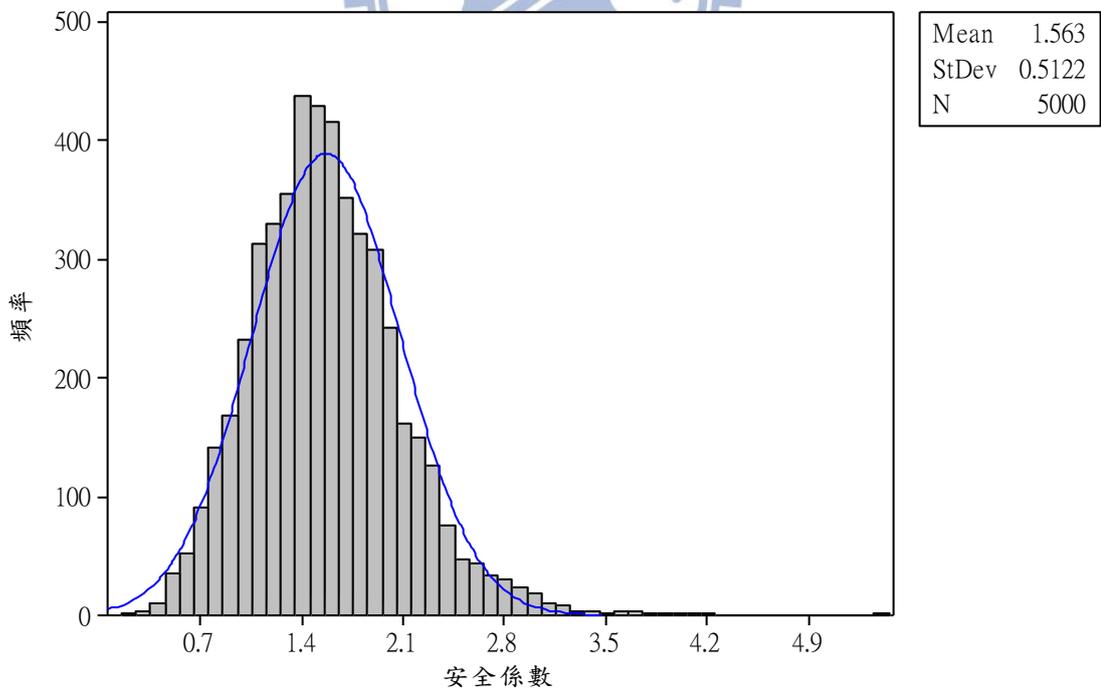


圖 4.32 案例四第 24 小時之安全係數組體圖

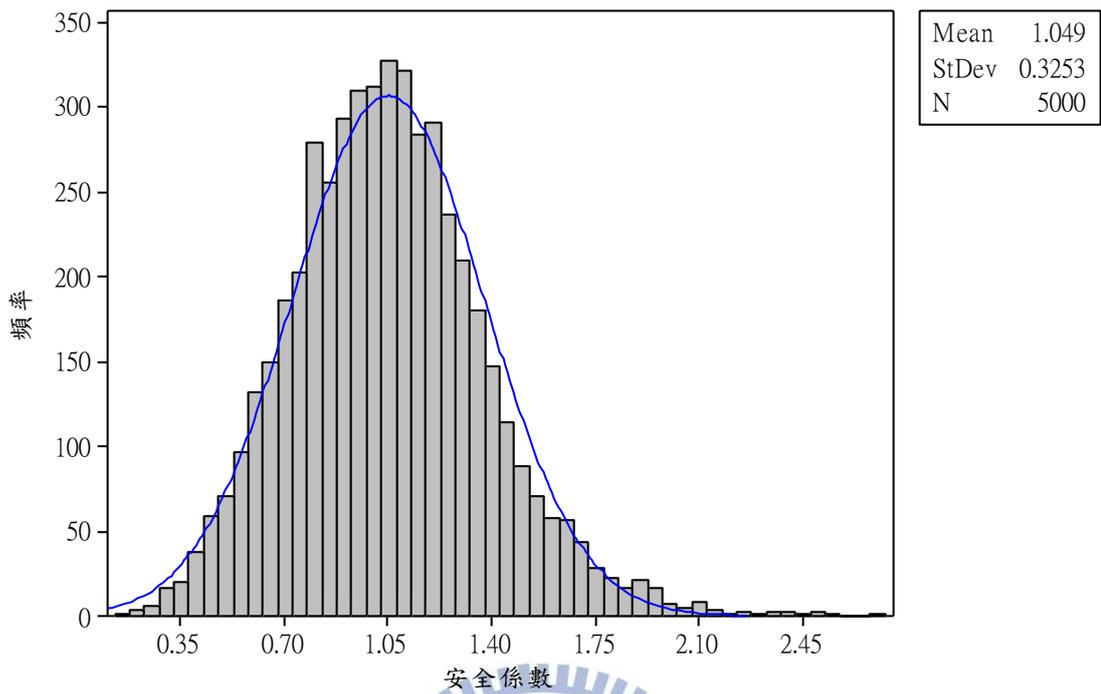


圖 4.33 案例五第 24 小時之安全係數組體圖

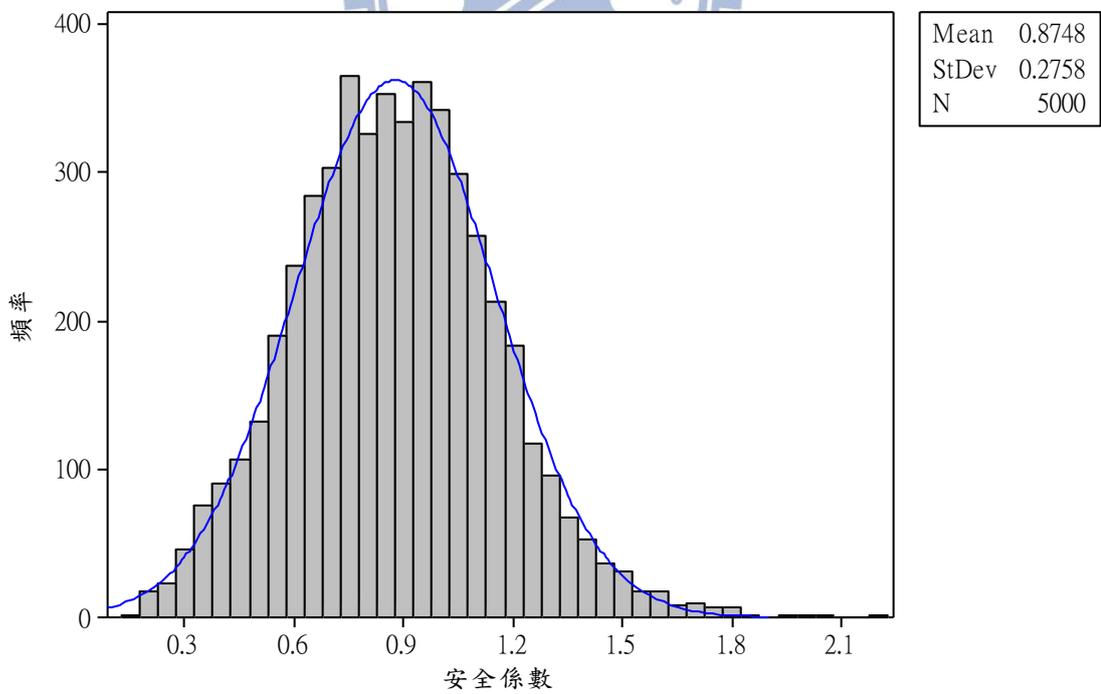


圖 4.34 案例六第 24 小時之安全係數組體圖

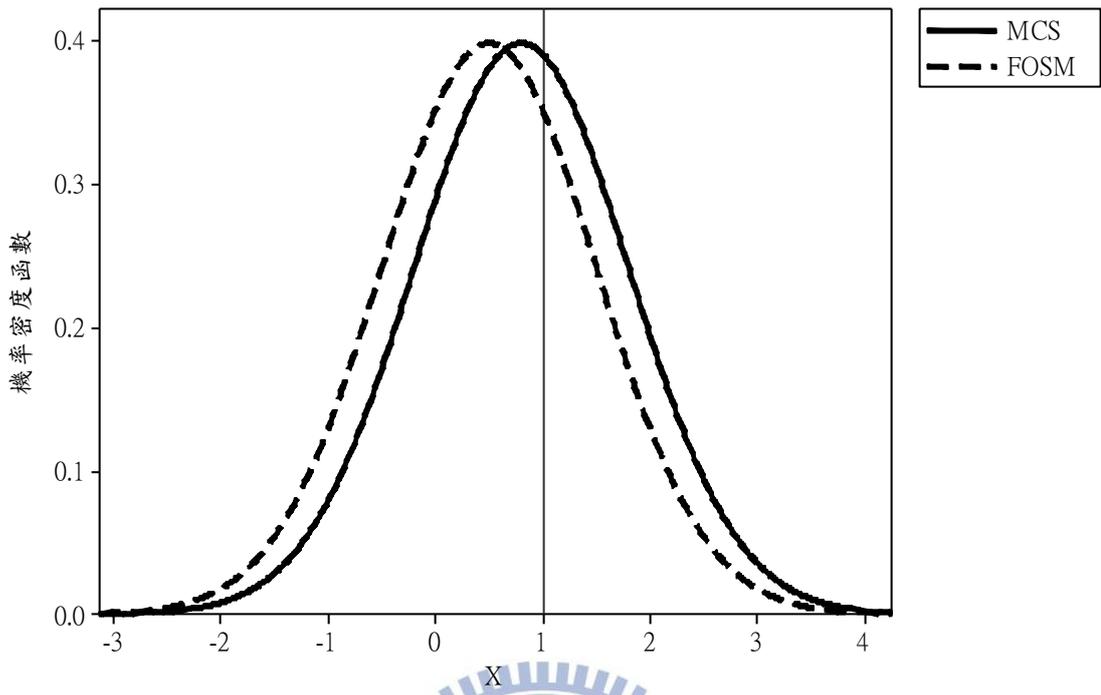


圖 4.35 安全係數不同期望值之機率密度函數圖(期望值小於 1)

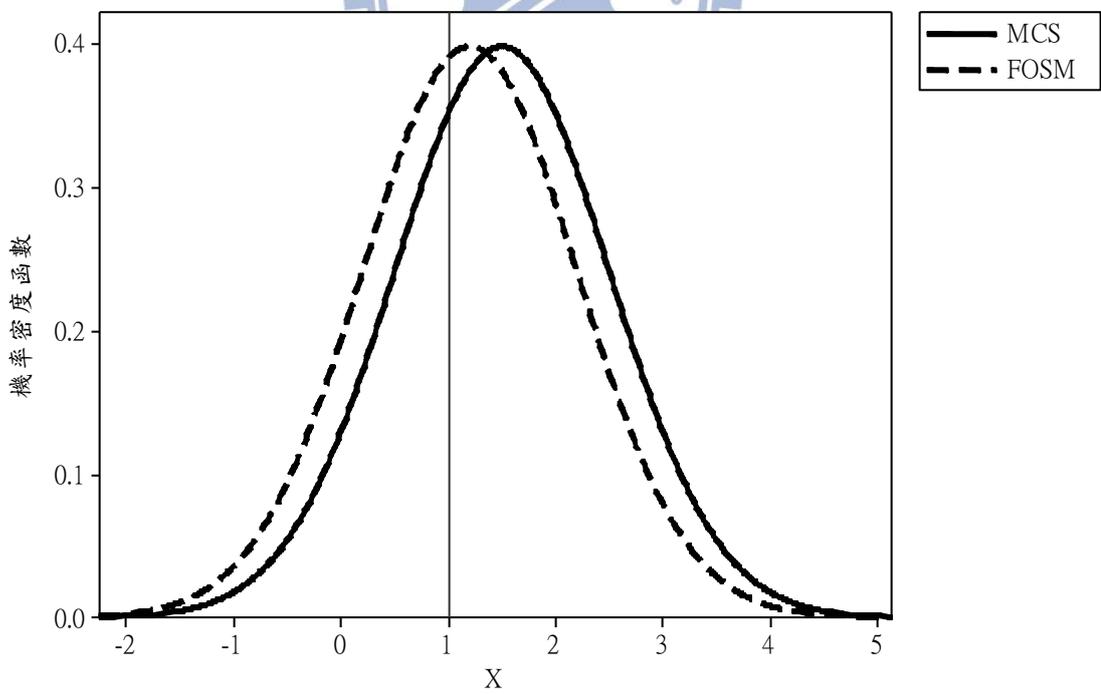


圖 4.36 安全係數不同期望值之機率密度函數圖(期望值大於 1)

第五章 結論與建議

5.1 結論

- (1) 本論文以 Tsai and Yang (2006)所發展之「降雨引發坡地淺崩塌模式」為基礎計算安全係數，但全面而完整之參數資料獲得實屬不易，因此在參數具有不確定性(uncertainty)下，其不確定性可能會影響邊坡穩定分析之成果，在考慮模式輸入參數具有不確定性下，以蒙地卡羅模擬法、一階二次矩法、Rosenblueth's 點估計法、Li's 點估計法等方法進行不確定性分析。
- (2) 本論文視飽和水力傳導係數(K_{sat})、土壤內摩擦角(ϕ)、土壤凝聚力(c)與初始地下水水位(d_z)、土壤厚度(d_{LZ})、坡度(α)等六個輸入條件為具不確定性之隨機變數，其餘輸入條件則視為確定已知而不具不確定性之常數。
- (3) 蒙地卡羅模擬中採用 LHS 統計取樣技巧做為取樣的工具，採用較高度不確定性之案例且設定不同取樣次數重複執行，藉以觀察不同之取樣次數對模式輸出(FS 值)的影響，當取樣次數增加時，取樣過程中取到極端值的機會也跟著增加，這些極端的輸入條件導致模式模擬出極大或極小值之安全係數，而使安全係數標準差呈現波動的情形，由安全係數期望值與崩塌機率期望值模擬結果顯示，取樣次數達 5000 次時，模擬結果已經趨於收斂。
- (4) 具有較大量測誤差之 40m 解析度所製造的坡度不確定性皆小於 5m 解析度所製造之坡度，坡度計算時須考量格網的尺寸，因 DEM 高程量測誤差隨網格尺寸的增大而被簡約化，故 40m 解析度所製造的坡度不確定性較小；坡度較緩的案例中，受 DEM 量測誤差影響較大，因 DEM 量測誤差只要有微量的增加，坡度即做較大幅度的改變，坡度之不確定性在緩坡中較高，且隨著坡度上升而降低。
- (5) 不確定性程度較高之案例一中，蒙地卡羅模擬結果顯示模式輸出(FS 值)之機率密度函數不呈常態分佈，而近似法是假設 FS 值呈常態分佈進而估算崩塌機率，導致近似法在崩塌機率分析結果上與蒙地卡羅模擬存有較大差異，由

此可見 FS 值常態分佈假設之正確性受輸入參數變異程度影響甚鉅。

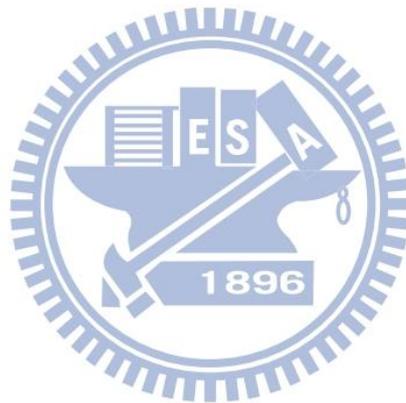
- (6) 在崩塌機率估算方面，當輸入條件不確定性程度較低時，一階二次矩法、Rosenblueth's 點估計法、Li's 點估計法分析結果與蒙地卡羅模擬法差異不大。
- (7) 一階二次矩法在模式輸出期望值之推估上無法反映輸入參數間之相關性，且當案例不確定性程度提高時誤差越大，但其所推估之崩塌機率皆較蒙地卡羅模擬結果高，以管理者角度而言，考量較為保守，事先參數資料蒐集僅需前二階動差且計算量較少，運用於大集水區中較為簡易。
- (8) Rosenblueth's 點估計法事先參數資料蒐集需要輸入參數之前三階動差，而 Li's 點估計法則需要輸入參數前四階動差，在崩塌機率估算上，當輸入條件不確定性程度提高時，LI-PE 結果較 R-PE 準確且計算上較有效率。
- (9) 各種不確定性分析方法之適用性受模式本身線性程度與輸入參數變異程度之影響。

5.2 建議

- (1) 本論文在計算坡度上假設 DEM 誤差之空間變異性具有指數型態之共變異函數，而依據現地狀況之不同應考慮假設之合適性，後續可進一步探討共變異函數為其他型態時之影響。
- (2) 於不確定性分析時，輸入參數之機率密度函數假設為常態、均勻或對數常態，現實中參數機率密度函數型態可能與假設不同，當應用到其他區域時模擬結果也會有所差異，故往後可致力於參數之收集調查，以期能獲得更加確切之參數機率密度函數，使模擬結果更加準確。
- (3) 本論文點估計法係假設模式輸出 FS 值具有常態分佈，進而以模式輸出前二階動差求得崩塌機率，未來可以 FS 前三、四階動差求取 FS 實際機率密度函數並計算崩塌機率。
- (4) 本論文於不確定性分析時，不考慮降雨量(或降雨強度)之不確定性，而採用

實際颱風事件進行分析，未來可以設計不同的雨型進行分析，亦可由分析結果求取臨界雨量，作為相關單位之決策參考。

- (5) 未來可以不同之不確定性分析方法計算安全係數之統計特性，例如改良一階二次矩法(Advanced first-order second-moment method)，並比較其應用於降雨引發坡地淺崩塌模式之適用性。



參考文獻

- 王建峰 (2001),「九份二山順向坡滑動機制研究與殘坡風險評估」, 國立中興大學土木工程學研究所, 碩士論文。
- 打荻珠男 (1971),「ひと雨による山腹崩壊について」, 新砂防。
- 吳佳郡 (2006),「降雨誘發山崩之潛感分析初探」, 暨南國際大學土木工程學研究所, 碩士論文。
- 李芷妍 (2007),「邊坡崩塌因子與豪雨影響之研究」, 國立台北科技大學土木與防災研究所, 碩士論文。
- 李鴻源 (2005),「石門水庫集水區泥沙產量推估之研究 3/3」, 經濟部水利署。
- 張哲豪 (1994),「考量非常態分佈資訊於水利系統不確定性分析之研究」, 國立交通大學土木工程學研究所, 博士論文。
- 陳本康 (2005),「石門水庫集水區崩塌特性及潛勢評估研究」, 國立中興大學水土保持學研究所, 博士論文。
- 陳信彰 (1997),「分布型降雨-逕流模式之不確定性與敏感度分析」, 國立成功大學水利及海洋工程學研究所, 碩士論文。
- 陳意璇 (2002),「溪頭地區山崩潛感圖製作研究」, 國立台灣大學土木工程學研究所, 碩士論文。
- 陳樹群 (2003),「水庫集水區土砂整治成效評估 2/2」, 經濟部水利署。
- 楊錦釗 (2008),「石門水庫集水區崩塌與庫區淤積風險評估研究 3/3」, 經濟部水利署。
- 楊錦釗、湯有光 (1992),「水文模式不定性分析報告及其在水工結構之可靠度研究(一)」, 行政院農業委員會計畫報告, 農委會 81 農建-12.2-林 05(7)。

- 葉柳青 (2007),「坡地處理之風險分析研究」,國立中興大學水土保持學研究所,碩士論文。
- 劉岫雲 (2004),「空間風險分析模式之建立與其在梨山崩塌地之應用」,國立中興大學土木工程學研究所,碩士論文。
- 鄭傑銘 (2003),「應用 GIS 進行豪雨及地震引致山崩之潛感性分析」,國立台灣大學土木工程學研究所,碩士論文。
- 謝正倫 (2002),「流域土砂管理模式之研究 3/3」,經濟部水資源局。
- 顏宏宇 (2005),「LiDAR 直接量測數值地形資料精度分析與應用」,國立成功大學地球科學研究所,碩士論文。
- 蘇歆婷 (2007),「降雨引發坡地崩塌風險評估模式之建立與應用」,國立交通大學土木工程學研究所,碩士論文。
- Alonso, E. E. (1976). Risk analysis of slopes and its application Canadian sensitive clays. *Geotechnique*, 26(3), 453-472.
- Babu, G. L. S., & Mukesh, M. D. (2003). Risk analysis of landslides—A case study. *Geotechnical and Geological Engineering*, 21(2), 113-127.
- Bafghi, A. R., & Verdel, T. (2005). Sarma-based key-group method for rock slope reliability analyses. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, 29(10), 1019-1043.
- Barbosa, M. R., Morris, D. V., & Sarma, S. K. (1989). Factor of safety and probability of failure of rockfill embankments. *Geotechnique*, 39(3), 471-483.
- Baum, R. L., Savage, W. Z., & Godt, J. W. (2002). TRIGRS: A FORTRAN program for transient rainfall infiltration and grid-based regional slope-stability analysis: United States Geological Survey.

- Beacher, G. B. (1985). Recent Developments in Measurement and Modeling of Clay Behavior for Foundation Design. *Geotechnical Error Analysis, Lecture Notes of MIT Special Summer Course, August 5-9.*
- Carrara, A. (1988). Multivariate models for landslide hazard evaluation, a black-box approach. *Workshop on Natural Disasters in European Mediterranean Countries*, 205-224.
- Carrara, A., Cardinali, M., & Guzzetti, F. (1992). Uncertainty in assessing landslide hazard and risk. *ITC journal*, 2, 172-183.
- Chang, Y. L., Tsai, T. L., & Yang, J. C. (5th-7th of July 2010). *Global Sensitivity and Uncertainty Analysis of Rainfall Triggered Shallow landslide* Paper presented at the 10th International Symposium on Stochastic Hydraulics and the 5th International Conference on Water Resources and Environment Research, Quebec City, Canada.
- Chen, J. C., Jan, C. D., & Lee, M. H. (2007). Probabilistic analysis of landslide potential of an inclined uniform soil layer of infinite length: theorem. *Environmental Geology*, 51(7), 1239-1248.
- Cheung, W. M., & Tang, W. H. (2005). Realistic assessment of slope reliability for effective landslide hazard management. *Geotechnique*, 55(1), 85-94.
- Chowdhury, R. N., & Xu, D. W. (1984). Rational polynomial technique in slope stability analysis. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, 119(12), 1910-1928.
- Christian, J. T., Ladd, C. C., & Baecher, G. B. (1992). *Reliability and probability in stability analysis.*
- Christian, J. T., Ladd, C. C., & Baecher, G. B. (1994). Reliability applied to slope stability analysis. *Journal of Geotechnical Engineering;(United States)*,

120(12), 2180-2207.

Cornell, C. A. (1969). *Structural safety specifications based on second-moment reliability analysis*. London: IABSE.

Cornell, C. A. (1971). *First-order uncertainty analysis of soil deformation and stability*. Paper presented at the In: Proc. 1st Int. Conf. On Application of Statistics and Probability to Soil and Structural Engineering, Hong Kong.

Cressie, N. A. C. (1993). *Statistics for spatial data*: Wiley (New York).

Crosta, G. B., & Frattini, P. (2003). Distributed modeling of shallow landslides triggered by intense rainfall. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 3, 81-93.

Dai, F. C., Lee, C. F., & Ngai, Y. Y. (2002). Landslide risk assessment and management: an overview. *Engineering Geology*, 64(1), 65-87.

Dymond, J. R., Jessen, M. R., & Lovell, L. R. (1999). Computer simulation of shallow landsliding in New Zealand hill country. *International Journal of Applied Earth Observation and Geoinformation*, 1(2), 122-131.

Fetter, C. W. (1994). *Applied Hydrology*. New York: Macmillan College Publishing Company Inc.

Flentje, P., Stirling, D., & Chowdhury, R. N. (2007). Landslide Susceptibility and Hazard derived from a Landslide Inventory using Data Mining—an Australian case study. *Faculty of Engineering-Papers*, 368.

Frattini, P., Crosta, G. B., Fusi, N., & Dal Negro, P. (2004). Shallow landslides in pyroclastic soils: a distributed modelling approach for hazard assessment. *Engineering Geology*, 73(3-4), 277-295.

Gelhar, L. W. (1993). *Stochastic subsurface hydrology*. New Jersey: Prentice-Hall Inc.

- Griffiths, D. V., & Fenton, G. A. (2000). Bearing capacity of spatially random soil: the undrained clay Prandtl problem revisited. *Geotechnique*, 4, 351-359.
- Harr, M. E. (1987). *Reliability based design in civil engineering*. New York: McGraw Hill Book Company.
- Hoek, E. (1998). Rock Engineering. 105-114.
- Hovius, N., Stark, C. P., & Allen, P. A. (1997). Sediment flux from a mountain belt derived by landslide mapping. *Geology*, 25(3), 231-234.
- Husein Malkawi, A. I., Hassan, W. F., & Abdulla, F. A. (2000). Uncertainty and reliability analysis applied to slope stability. *Structural safety*, 22(2), 161-187.
- Iverson, R. M. (2000). Landslide triggering by rain infiltration. *Water Resources Research*, 36(7), 1897-1910.
- Jibson, R. W., Harp, E. L., & Michael, J. A. (1998). *A method for producing digital probabilistic seismic landslide hazard maps: an example from the Los Angeles, California, area*: US Dept. of the Interior, US Geological Survey.
- Johnson, K. A., & Sitar, N. (1990). Hydrologic conditions leading to debris-flow initiation. *Canadian Geotechnical Journal*, 27(6), 789-801.
- Korup, O. (2005). Distribution of landslides in southwest New Zealand. *Landslides*, 2(1), 43-51.
- Lan, H. X., Lee, C. F., Zhou, C. H., & Martin, C. D. (2005). Dynamic characteristics analysis of shallow landslides in response to rainfall event using GIS. *Environmental Geology*, 47(2), 254-267.
- Lee, I. K., White, W., & Ingles, O. G. (1983). *Geotechnical engineering*: Pitman London.
- Li, K. S. (1992). Point-estimate method for calculating statistical moments. *Journal of*

Engineering Mechanics, 118(7), 1506-1511.

Li, K. S., & Lumb, P. (1987). Probabilistic design of slopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 24(4), 520-535.

Li, Z. (1992). Variation of the accuracy of digital terrain models with sampling interval. *The Photogrammetric Record*, 14(79), 113-128.

Liu, C. N., & Wu, C. C. (2008). Mapping susceptibility of rainfall-triggered shallow landslides using a probabilistic approach. *Environmental Geology*, 55(4), 907-915.

Lumb, P. (1974). *SOIL MECHANICS - NEW HORIZONS*. London: Butterworth and Company Publishers Limited.

Mayer, M. (1926). *Die Sicherheit der Bauwerke*: Springer.

McKay, M. D. (1988). Sensitivity and uncertainty analysis using a statistical sample of input values. *Uncertainty analysis*, 145-186.

Mostyn, G. R., & Li, K. S. (1993). Probabilistic slope analysis—state of play. *Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering, Proc*, 89-110.

Mulder, H. F. H. M., & Vanasch, T. W. J. (1988). On the nature and magnitude of variance of important geotectonic parameter. *5th international symposium on landslide*, 239-243.

Mylopoulos, Y. A., Theodosiou, N., & Mylopoulos, N. A. (1999). A stochastic optimization approach in the design of an aquifer remediation under hydrogeologic uncertainty. *Water resources management*, 13(5), 335-351.

Rarr, M. E. (1977). *Mechanics of Particulate Media: A Probabilistic Approach*: McGraw-Hill, New York.

Refice, A., & Capolongo, D. (2002). Probabilistic modeling of uncertainties in

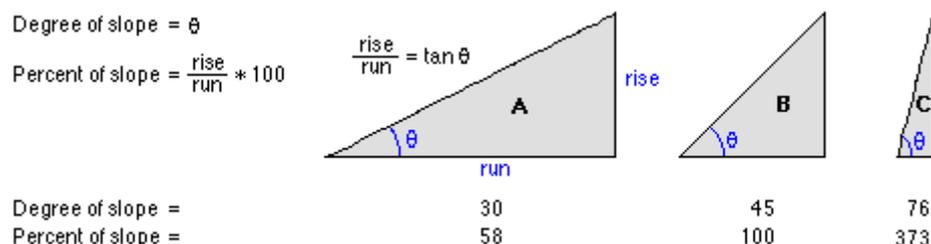
- earthquake-induced landslide hazard assessment. *Computers & Geosciences*, 28(6), 735-749.
- Rosenblueth, E. (1975). Point estimates for probability moments. *Proceedings of the National Academy of Sciences*, 72(10), 3812-3814.
- Rosenblueth, E. (1981). Two point estimates in probabilities. *Applied Mathematical Modelling*, 5(5), 305-335.
- Shou, K. J., & Chen, Y. L. (2005). Spatial risk analysis of Li-shan landslide in Taiwan. *Engineering Geology*, 80, 199-213.
- Soeters, R., & Van Westen, C. J. (1996). Slope stability recognition, analysis and zonation In: Landslides investigation and mitigation. (eds.) Turner, A. K., Schuster, R. L., Transportation Research Board, special report 247: 129-177, National Academy Press, Washington.
- Tang, W. H., Yucemen, M. S., & Ang, A. H. S. (1976). Probability-based short term design of soil slopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 13(3), 201-215.
- Tsai, T. L., & Yang, J. C. (2006). Modeling of rainfall-triggered shallow landslide. *Environmental Geology*, 50(4), 525-534.
- Van Westen, C. J., Rengers, N., Terlien, M. T. J., & Soeters, R. (1997). Prediction of the occurrence of slope instability phenomena through GIS-based hazard zonation. *Geologische Rundschau*, 86, 404-414.
- Van Westen, C. J., Van Duren, I., Kruse, H. M. G., & Terlien, M. T. J. (1993). *GISSIZ: training package for geographic information systems in slope instability zonation*. ITC-Publication Number15. Enschede, The Netherlands: ITC.
- Vanmarcke, E. H. (1977). Reliability of earth slopes. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 103(11), 1227-1246.

- Varnes, D. J., & Schuster, R. L. (1978). Slope movement types and processes. In: Special Report 176: Landslides: Analysis and Control . *Transportation Research Board* 11-33.
- Wagner, B. J., & Gorelick, S. M. (1989). Reliable aquifer remediation in the presence of spatially variable hydraulic conductivity: From data to design. *Water Resources Research*, 25(10), 2211-2225.
- Wolff, T. F. (1985). *Analysis and design of embankment dam slopes: a probabilistic approach*. Purdue University Lafayette, Indiana.
- Wu, T. H., & Kraft, L. M. (1970). Safety analysis of slopes. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 96(2), 609-630.
- Zimmermann, H. J. (2000). An application-oriented view of modeling uncertainty. *European Journal of Operational Research*, 122(2), 190-198.



附錄A ArcGIS軟體內建坡度計算方法

坡度是指一段距離內的高差起伏程度。坡度可用角度或百分比來表示，如下圖所示，圖中 run 表示水平距離，rise 表示垂直距離。



坡度計算公式以角度表示如下：

$$\text{slope} = \text{ATAN}(\sqrt{(dz/dx)^2 + (dz/dy)^2}) \times 57.29578 \quad (\text{A-1})$$

ArcGIS 所分析的坡度為網格式高程資料，單一網格坡度計算須考慮鄰近網格的高程變化，下圖為一個 3×3 的網格資料：

a	b	c
d	e	f
g	h	i

中心網格 e 在 xy 方向的高程變化率可表示如下：

$$(dz/dx) = [(c + 2f + i) - (a + 2d + g)] / (8 \times x_cellsiz \ e) \quad (\text{A-2})$$

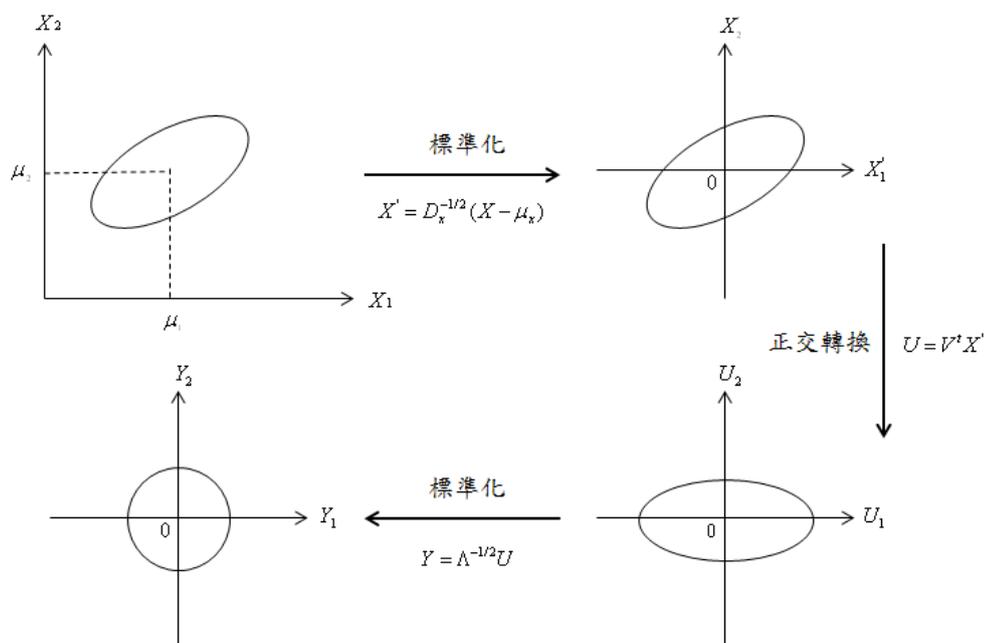
$$(dz/dy) = [(g + 2h + i) - (a + 2b + c)] / (8 \times y_cellsiz \ e) \quad (\text{A-3})$$

式 A-2 與式 A-3 代入式 A-1 即可求得坡度值。

References : Burrough, PA and McDonell, RA, 1998. Principles of Geographical Information Systems (Oxford University Press, New York), p. 190。

附錄B 正交轉換

如下圖所示，正交轉換可將具相關性之樣本空間轉為不具相關性之樣本空間，反之，為可逆的。



若有 N 個具相關性之統計變數 $X = (X_1, X_2, \dots, X_N)'$ ，其期望值為 $\mu_x = (\mu_1, \mu_2, \dots, \mu_N)'$ ，共變異數為：

$$Cov(X) = C_x = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \cdots & \sigma_{1N} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \sigma_{N1} & \cdots & \sigma_{NN} \end{bmatrix} \quad (B-1)$$

其中 $\sigma_{ij} = Cov[X_i, X_j]$ 。

將變數標準化成 $X' = (X'_1, X'_2, \dots, X'_n)'$ ，即 $X'_n = (X_n - \mu_n) / \sigma_n$ $n = 1, 2, \dots, N$ 。標準

化後期望值變為零，共變異數矩值等於相關係數矩陣可表示成如下：

$$Cov(X') = Corr(X) = R_x = \begin{bmatrix} 1 & \rho_{21} & \cdots & \rho_{1N} \\ \rho_{12} & 1 & & \rho_{2N} \\ \vdots & & \ddots & \vdots \\ \rho_{N1} & \rho_{N2} & \cdots & 1 \end{bmatrix} \quad (B-2)$$

利用轉換矩陣 T (transformation matrix)，將具相關性之標準變數 X' 轉為無相關性之標準變數 Y 。

$$Y = T^{-1}X' \quad (\text{B-3})$$

轉換後的變數 Y 期望值為零，共變異數為單位矩陣 I ，即 $C_x = R_x = I$ 。

相關係數對稱且正定(positive definite)，利用 cholesky decomposition method 及特徵拆解法(eigenvector decomposition)將 R_x 進行拆解：

$$R_x = TT' \quad (\text{B-4})$$

$$C_x = R_x = V\Lambda V' \quad (\text{B-5})$$

式中， Λ 為特徵值(eigenvalue)組成之對角矩陣； V 為特徵向量組成之正規化矩陣。

為了消除在標準統計變數 X' 之相關性，以特徵矩陣為基礎作轉換可表示成下式：

$$U = V'X' \quad (\text{B-6})$$

轉換後的統計變數 U 之期望值與共變異數如下：

$$E[U] = V'E[X'] = 0 \quad (\text{B-7})$$

$$C_u = V'C_xV = V'R_xV = \Lambda \quad (\text{B-8})$$

新統計變數 U 為不具相關性，將其標準化為：

$$Y = \Lambda^{-1/2}U \quad (\text{B-9})$$

將(B-6)帶入(B-9)得到：

$$Y = \Lambda^{-1/2}V'X' \quad (\text{B-10})$$

整理可得：

$$T = V\Lambda^{1/2} \quad (\text{B-11})$$

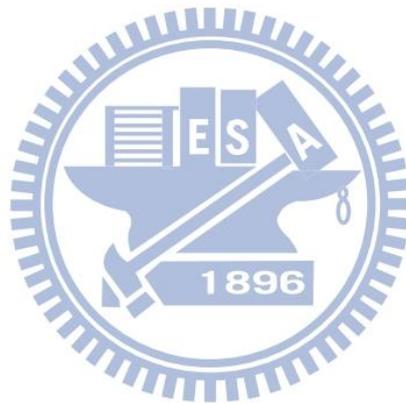
藉由式(B-3)可整理得：

$$X' = TY = V\Lambda^{1/2}Y \quad (\text{B-12})$$

因此轉換矩陣可寫成：

$$X = \mu_x + \sigma_x V\Lambda^{1/2}Y \quad (\text{B-13})$$

式(B-13)為具相關性統計變數與無相關性統計變數之轉換式。



附錄C 坡度與土壤厚度迴歸式

陳本康(2005)依據現場量測資料提出之坡度與崩塌深度迴歸公式如下：

$$d_{LZ} = -0.0716 \times \alpha + 5.6563 \quad (\text{C-1})$$

式中 d_{LZ} 為崩塌深度，即土壤厚度； α 為坡度。

由圖 C.1 可發現實際量測資料與線性迴歸式間具有迴歸誤差。如圖 C.2 迴歸誤差經測試後發現其呈常態分佈，平均值與標準差分別為 0 與 0.3076。由圖 C.3 可以發現誤差項與坡度或土壤厚度互為獨立，綜合上述討論，迴歸式可改寫如下：

$$d_{LZ} = -0.0716 \times \alpha + 5.6563 + \varepsilon_d ; \varepsilon_d \sim N(0, 0.3076^2) \quad (\text{C-2})$$

式中 d_{LZ} 為崩塌深度，即土壤厚度； α 為坡度； ε_d 為常態分佈之隨機誤差項。

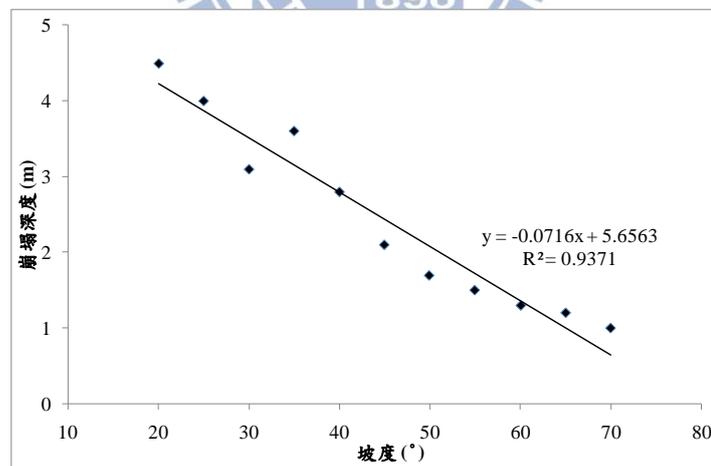


圖 C.1 坡度與崩塌深度現場量測資料

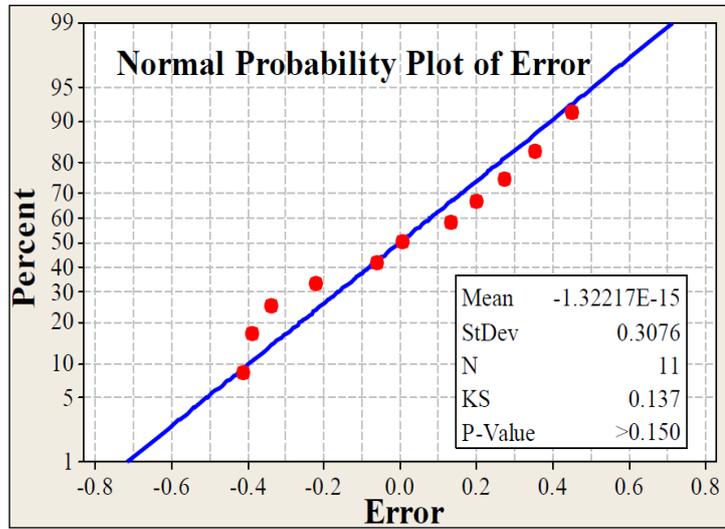


圖 C.2 誤差項常態測試圖

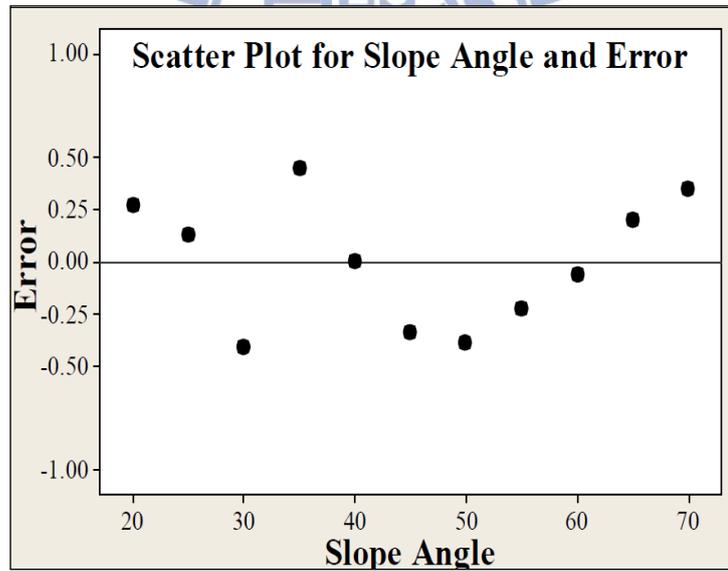


圖 C.3 散佈圖