

國立交通大學

土木工程學系

碩士論文

暴雨誘發天然壩之重建數值模擬-太麻里溪堰塞湖為例

Reconstruction of Rainfall-induced Landslide Dam by Numerical

Simulation - The Barrier Lake in Taimali river as an Example

研究生：蘇暉凱

指導教授：潘以文 博士

中華民國一〇二年七月

暴雨誘發天然壩之重建數值模擬-太麻里溪堰塞湖為例

Reconstruction of Rainfall-induced Landslide Dam by Numerical
Simulation - The Barrier Lake in Taimali river as an Example

研究生：蘇暉凱

Student : Hui-Kai Su

指導教授：潘以文 博士

Advisor : Dr. Yii-Wen Pan

國立交通大學

土木工程學系

碩士論文

A Thesis

Submitted to Department of Civil Engineering

College of Engineering

National Chiao Tung University

In Partial Fulfillment of the Requirements for the Degree of

Master in

Civil Engineering

July 2013

Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國一〇二年七月

暴雨誘發天然壩之重建數值模擬-太麻里溪堰塞湖為例

學生：蘇暉凱

指導教授：潘以文 博士

國立交通大學土木工程學系碩士班

中文摘要

當邊坡土石材料受地震或降雨的作用而發生破壞，崩坍土石沿坡面運移而下可能堵塞河道而形成天然壩，造成上游產生迴水現象則形成堰塞湖。透過堰塞湖案例的統計，壩體通常在形成後短時間內潰決，然壩體相關資訊往往不易事後獲得，導致在天然壩體的發生潛勢與潰決潛勢分析上常缺乏所需參數，因此天然壩體的模擬重建有其重要性。本研究嘗試以 PFC^{3D} 軟體模擬邊坡崩滑及運移至河道堆積的過程，以往學者對於由降雨誘發的地滑現象常透過降低摩擦係數的方式以啟動土體下滑，然而若過度降低相關阻抗參數易對真實的崩塌行為造成誤判，本研究為解決此問題提出以滲流力施加於邊坡地盤材料以啟動滑動體運動的方式來模擬降雨誘發的邊坡崩滑現象；模擬結果展示，以滲流力驅動邊坡崩滑的方式為簡易可行之方式。此外，為評估整體土砂變遷的過程又以階段式的沖刷模擬嘗試重建天然壩體變遷過程；本研究透過河道沖刷的階段式模擬重建，認為太麻里溪包盛社堰塞湖天然壩體短時間內的變遷過程可分為崩塌初期、刷深階段、刷深/拓寬階段而至最終的堆積型態(2009/8/28)，又透過天然壩的穩定性分析發現：羅吉斯迴歸分析相較於 DBI 與鑑別分析而言較為保守也較能解釋各沖刷階段的天然壩穩定性的評估。

關鍵字：天然壩、堰塞湖、案例重建、滑移模擬、滲流力、PFC^{3D}

Reconstruction of Rainfall-induced Landslide Dam by Numerical Simulation - The Barrier Lake in Taimali river as an Example

Student : Hui-Kai Su

Advisor : Dr. Yii-Wen Pan

Department of Civil Engineering

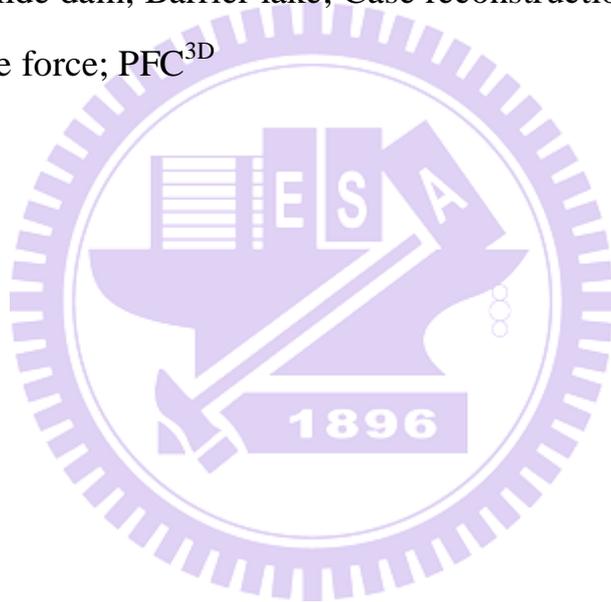
National Chiao Tung University

ABSTRACT

Landslides induced by heavy rainfall or earthquake sometimes result in the blockage of river flow to form barrier lakes. Relevant data are important for understanding the formation and stability of landslide dams; the inventory of the fundamental landslide-dam data is hence essential. According to the statistics of recorded cases, landslide dams often breach in a short time. As a consequence, it is often difficult to collect comprehensive information of a landslide dam with a short life after dam breach. It is, however, possible for the reconstruction of a breached landslide dam through various methods. This study made use of the particle-flow simulation code PFC^{3D} to model the processes of the formation and evolution of landslide dams induced by heavy rainfalls. In the past, the common approach to trigger a landslide's initialization by the particle-flow simulation is to largely decrease the inter-particle frictional coefficient. However, this approach may lead to incorrect interpretation of the run-out process of the landslide mass and the dam formation. Different from the common approach, the present work proposed a new method by adding a seepage-force term on all particles within the sliding mass under the ground water table. Because of the action of the applied

seepage force, the landslide mass can lose its stability and starts to move. The simulated results demonstrated that this approach for applying seepage forces is a simple and feasible approach to model the trigger of a landslide owing to heavy rainfall. The proposed approach was applied to a real case of landslide dam with a short life (The 2009-August landslide dam in the Tai-Ma-Li River). A couple of erosion stages due to overtopping were further modeled to simulate and to interpret the evolution of the landslide dam.

Keywords : Landslide dam; Barrier lake; Case reconstruction; Run-out Simulation; Seepage force; PFC^{3D}



誌謝

首先，非常感謝指導教授潘以文老師的指導，得以讓論文順利完成，從發現問題、思考問題到解決問題所遭遇的每一道關卡，總能給予學生適時的幫助，也感謝老師總在百忙之中抽空修正論文中的每一細節讓本論文更臻完善；此外，感謝廖志中老師在每一次的討論中給予學生研究上的建議與方法，讓學生能從更多的角度來檢視所遭遇到的每個問題。

感謝口試委員林炳森教授、陳昭旭教授、馮正一教授與董家鈞教授詳細的審視本論文並提供寶貴的建議讓本論文得以更加完善。感謝方永壽老師、黃安斌老師、單信瑜老師、林志平老師及謝旭昇老師在課業上的指導。

感謝李國維學長與蒲淵明學長不厭其煩的解答在研究過程中所遭遇到的問題並一同討論解決的方法，你們的經驗，使我能免去許多錯誤嘗試而加快研究的腳步。感謝明萬學長、慧蓉學姊、聰吉學長以及所有潘廖大家族的學長姐們的幫忙與照顧。感謝柏諭、翊桓、王靖、婉容、伊婷以及大地組所有同學在這兩年求學生涯中互相的加油打氣，也感謝翊文、浚偉、宥達、俊廷、孝存、建文以及所有學弟妹在口試期間的幫忙與協助，讓我能夠專注於口試當天的準備與表現。感謝我的女友滢郁，在我研究上遇到瓶頸與挫折時，總是在旁陪伴並給予我信心來迎接更多挑戰，謝謝妳！

最後，感謝我的媽媽、姊姊，在天上默默保佑我的爸爸、爺爺、奶奶以及所有曾經幫助過我的家人與朋友們，有你們的支持與鼓勵是我最佳的動力來源！

目錄

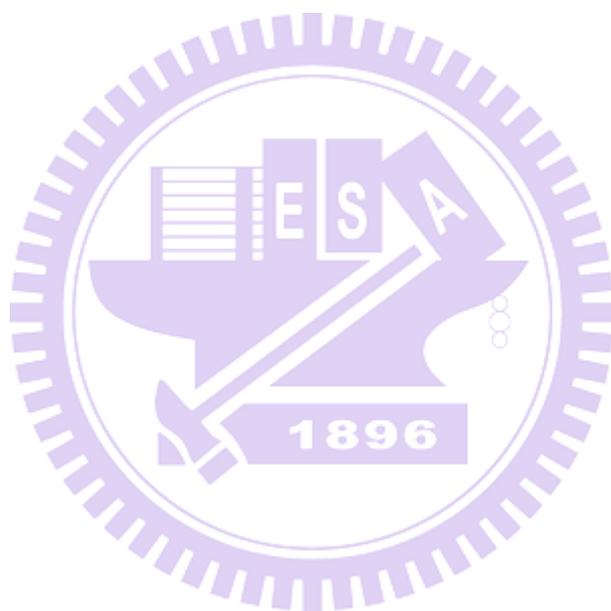
中文摘要	i
ABSTRACT.....	ii
誌謝	iv
目錄	v
表目錄	x
圖目錄	xii
第一章 緒論.....	1
1.1 研究動機.....	1
1.2 研究目的.....	1
1.3 論文架構.....	2
1.4 研究流程.....	2
第二章 文獻回顧.....	4
2.1 堰塞湖重建目的	5
2.1.1 堰塞湖形成之誘因	5
2.1.2 堰塞湖之形成型態	8

2.1.3 堰塞湖之存在性	11
2.2 邊坡地滑重建與模擬之案例與方法	15
2.2.1 中國東河口地滑(PFC2D).....	15
2.2.2 草嶺(DDA)	17
2.2.3 西藏易貢滑坡(UDEC).....	18
2.2.4 九份二山(PFC ^{3D}).....	20
2.2.5 合流坪(PFC ^{3D}).....	24
2.2.6 龍泉溪堰塞湖(幾何數學法).....	25
2.3 數值模擬方法與工具	27
2.3.1 有限元素法.....	28
2.3.2 不連續變形分析.....	28
2.3.3 離散元素法.....	28
2.4 古崩塌地與古堰塞湖之存疑性案例	29
2.4.1 梨山地滑.....	29
2.4.2 紅葉坪地滑.....	30
2.4.3 花蓮鯉魚潭.....	31
2.5 降雨誘發山崩之模擬方法探討.....	33
2.5.1 小林村	33
2.5.2 模型試驗.....	33
2.5.3 中國深圳.....	34
2.6 堰塞湖模擬案例	36
2.6.1 太麻里溪包盛社堰塞湖	36

2.7 綜合評述.....	38
第三章 研究方法.....	40
3.1 PFC ^{3D} 軟體之介紹.....	40
3.2 案例模型之建置.....	42
3.2.1 地形資料 (DSM)之製作.....	43
3.2.2 參數率定.....	46
3.2.3 崩坍體之建立.....	48
3.3 滲流水壓之假設.....	51
3.3.1 滲流力施加概念.....	52
3.3.2 滲流力施加方法測試.....	54
3.4 河道沖刷模擬方法.....	59
3.4.1 溢流水道的劃設.....	60
3.4.2 沖刷形狀與深度的假設.....	63
3.4.3 河道沖刷之模擬方法.....	64
3.5 地形誤差修正.....	65
第四章 案例重建與探討.....	67
4.1 案例模型之建置.....	69
4.1.1 地形面建立.....	69
4.1.2 參數率定.....	71
4.1.3 航測地形修正.....	73

4.2 天然壩形成初期	74
4.2.1 原始航測資料	75
4.2.2 改善地形參數	77
4.2.3 綜合比較	78
4.3 河道沖刷階段	79
4.3.1 原始航測資料	82
4.3.2 改善地形參數	84
4.4 重建土砂運移過程	85
4.5 地滑運移過程與天然壩幾何參數探討	94
4.5.1 運移軌跡與速度分析	94
4.5.2 天然壩幾何參數探討	99
4.5.3 河道沖刷對天然壩之影響	103
4.6 壩體穩定性探討	106
4.6.1 DBI 分析	106
4.6.2 鑑別分析與羅吉斯迴歸分析	108
4.6.3 綜合比較	109
第五章 結論與建議	110
5.1 結論	110
5.2 建議	111
參考文獻	113

附錄 太麻里溪包盛社堰塞湖重建結果全程展示 117



表目錄

表 2.1 降雨與地震誘發天然壩之差異比較表(陳樹群、許中立，2009).....	10
表 2.2 堰塞湖之大小等級劃分標準（經濟部水利署，2004）	11
表 2.3 現地阻尼參數轉換一覽表（Giani，1992）	25
表 3.1 流槽崩滑體微觀參數	55
表 3.2 流槽模擬單軸壓縮試驗結果與巨觀參數之對應	55
表 3.3 地下水位面與堆積體之比較.....	57
表 3.4 滲流力移除時間點測試	58
表 4.1 材料參數表(施尊穎，2009).....	71
表 4.2 災害統計表(中央地調所，2009).....	72
表 4.3 率定結果表.....	73
表 4.4 樹高剖面資料.....	74
表 4.5 參數搭配表.....	76
表 4.6 模擬結果比較.....	77
表 4.7 幾何參數與量體比較表	79
表 4.8 滲流力施加大小(河道沖刷階段).....	81
表 4.9 沖刷情境.....	82
表 4.10 河道沖刷各階段參數比較表(地形未修正).....	84
表 4.11 河道沖刷各階段參數比較表(地形修正後).....	85
表 4.12 各階段沖刷增量	92
表 4.13 感測球位置與速度紀錄表.....	95
表 4.14 感測球位置與速度紀錄表（續）	96
表 4.15 滲流力驅動土體運移時間.....	98

表 4.16 不同參數搭配之模擬結果.....	99
表 4.17 河道沖刷各階段之模擬結果.....	104
表 4.18 溢流水道不同邊坡角度模擬結果.....	106
表 4.19 不同參數搭配之 DBI 計算結果.....	107
表 4.20 地形未修正之各沖刷階段 DBI 計算結果.....	107
表 4.21 地形修正後之各沖刷階段 DBI 計算結果.....	107
表 4.22 不同參數搭配之 D、Ls 計算結果.....	108
表 4.23 地形未修正之各沖刷階段 D、Ls 計算結果.....	108
表 4.24 地形修正後之各沖刷階段 D、Ls 計算結果.....	109



圖目錄

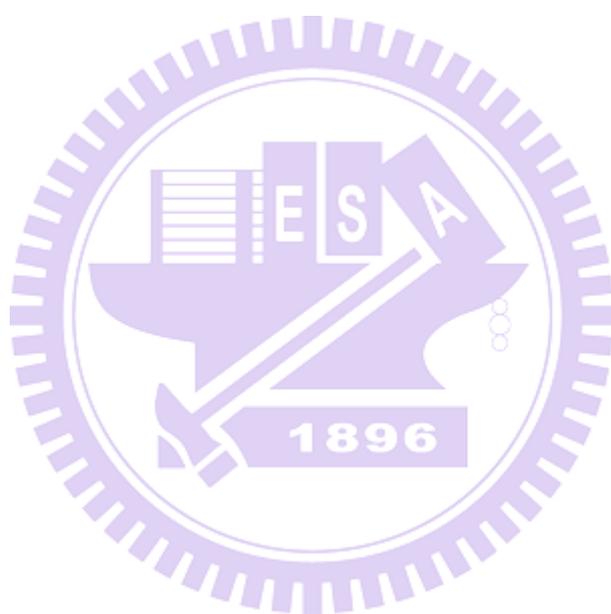
圖 1.1 研究流程圖.....	3
圖 2.1 堰塞湖分佈圖(Ermini and Casagli, 2003).....	6
圖 2.2 堰塞湖形成誘因分佈圖 (經濟部水利署, 2004)	6
圖 2.3 破壞模式分佈圖(Ermini and Casagli, 2003).....	7
圖 2.4 誘發因子分佈圖(Ermini and Casagli, 2003).....	7
圖 2.5 堰塞湖分類圖(1/2) (Costa and Schuster, 1988)	8
圖 2.6 堰塞湖分類圖(2/2) (Hermanns et al. 2006).....	9
圖 2.7 降雨與地震誘發天然壩之差異 (陳樹群、許中立, 2009)	10
圖 2.8 DBI 分佈圖 (Ermini & Casagli, 2003)	12
圖 2.9 天然壩壽命(1/3)(Crosta and Schuster, 1988).....	13
圖 2.10 天然壩壽命(2/3) (Ermini and Casagli, 2003)	14
圖 2.11 天然壩壽命(3/3) (經濟部水利署, 2004).....	14
圖 2.12 參數率定流程圖(Li et al. , 2012).....	16
圖 2.13 不同摩擦係數模擬結果(Li et al. , 2012)	16
圖 2.14 不同摩擦角模擬結果(陳春華, 2008)	17
圖 2.15 不同凝聚力模擬結果(陳春華, 2008)	18
圖 2.16 崩塌體加速變形階段(柴賀軍等人, 2001).....	19
圖 2.17 崩塌發展階段(柴賀軍等人, 2001)	19
圖 2.18 大滑動階段(柴賀軍等人, 2001)	19
圖 2.19 高速碎屑流動階段(柴賀軍等人, 2001).....	19
圖 2.20 九份二山崩塌區與堆積區判定(蒲淵明, 2012).....	20
圖 2.21 九份二山建置之模型(蒲淵明, 2012)	21

圖 2.22 參數率定流程圖(蒲淵明，2012).....	21
圖 2.23 九份二山不同摩擦係數模擬結果(蒲淵明，2012).....	22
圖 2.24 九份二山不同鍵結強度模擬結果(蒲淵明，2012).....	23
圖 2.25 阻尼係數之影響(蒲淵明，2012).....	24
圖 2.26 幾何形狀示意圖(Kuo et al.，2011).....	25
圖 2.27 現地量測與幾何計算結果比較圖(Kuo et al.，2011).....	26
圖 2.28 梨山崩積層形成演繹示意圖(廖志中等人，2011).....	30
圖 2.29 鯉魚潭地區地形配置圖(齊士崢，1997).....	32
圖 2.30 Medium sand 模擬與實驗之驗證(Jian et al.，2013).....	34
圖 2.31 Fine sand 模擬與實驗之驗證(Jian et al.，2013).....	34
圖 2.32 不同摩擦係數模擬結果(Li et al.，2012).....	35
圖 2.33 不同勁度比之模擬結果(Li et al.，2012).....	35
圖 2.34 崩坍與堆積區示意圖(林務局台東林區管理處，2010).....	37
圖 3.1 PFC ^{3D} 之運算週期.....	41
圖 3.2 模型建置流程.....	43
圖 3.3 DSM 資料產出流程圖.....	45
圖 3.4 參數率定流程.....	48
圖 3.5 崩坍體建立流程.....	49
圖 3.6 地形資料之差異(示意圖).....	50
圖 3.7 建立顆粒塊集合體.....	50
圖 3.8 輸入災後地形面.....	51
圖 3.9 崩坍體建立完成.....	51
圖 3.10 摩擦係數為 0.09 之模擬結果.....	52
圖 3.11 滲流力施加流程圖.....	53

圖 3.12 假設地下水位面	53
圖 3.13 滲流水壓示意圖	54
圖 3.14 滲流力施加方向示意圖	54
圖 3.15 流槽模型.....	55
圖 3.16 流槽模擬案例比較(t=20 秒).....	56
圖 3.17 滲流力移除時間點不同之堆積範圍差異	58
圖 3.18 河道沖刷模擬流程	60
圖 3.19 沿溪線剖面示意圖	61
圖 3.20 選取剖面線最低處示意圖.....	61
圖 3.21 標示最低點示意圖	62
圖 3.22 將標示點連線示意圖	62
圖 3.23 溢流水道劃設完成	62
圖 3.24 第一階段(Chang, 2012)	63
圖 3.25 第二階段(Chang, 2012)	64
圖 3.26 第三階段(Chang, 2012)	64
圖 3.27 河道沖刷模擬流程	65
圖 3.28 崩坍邊界.....	66
圖 3.29 崩塌邊界剖面	66
圖 4.1 重建流程圖	68
圖 4.2 模型地形面	70
圖 4.3 崩坍區與堆積區	70
圖 4.4 模型建置完成	71
圖 4.5 應力-應變關係圖	72
圖 4.6 滲流力施加方向	75

圖 4.7 不同參數搭配模擬結果	76
圖 4.8 新地形模擬結果	78
圖 4.9 修正地形前後比較圖	78
圖 4.10 滲流力施加方向(河道沖刷階段).....	81
圖 4.11 沖刷階段示意圖	82
圖 4.12 河道沖刷各階段模擬結果(地形未修正).....	83
圖 4.13 河道沖刷各階段模擬結果(地形修正後).....	85
圖 4.14 新地形刷深 75m、拓寬 100m 之河道沖刷模擬結果.....	86
圖 4.15 災前與災後航照比較	87
圖 4.16 災前航測資料	88
圖 4.17 壩頂溢流破壞示意圖(高橋保、匡尚富，1988).....	88
圖 4.18 天然壩潰口地形特徵 (四川老鷹岩堰塞壩殘壩，董家鈞提供).....	90
圖 4.19 半山腰處地形剖面	90
圖 4.20 模擬結果與災後航測之地形差異	92
圖 4.21 天然壩體變遷過程圖	93
圖 4.22 感測球位置圖	95
圖 4.23 編號 5 中層球運移速度/高程-時間圖.....	97
圖 4.24 運移位置與累積總能損失比較.....	98
圖 4.25 不同摩擦係數堆積範圍比較.....	100
圖 4.26 不同摩擦係數天然壩體比較.....	100
圖 4.27 摩擦係數與壩體幾何參數之相關性.....	101
圖 4.28 不同單壓強度下堆積範圍比較.....	102
圖 4.29 不同單壓強度天然壩體比較.....	102
圖 4.30 單壓強度與壩體幾何參數之相關性.....	103

圖 4.31 不同沖刷階段堆積範圍比較.....	104
圖 4.32 河道沖刷各階段量體差異比較.....	105
圖 A 1 崩塌初期(0 秒、5 秒).....	117
圖 A 2 崩塌初期(10 秒、15 秒).....	118
圖 A 3 崩塌初期(20 秒、25 秒).....	118
圖 A 4 崩塌初期(30 秒、35 秒).....	119
圖 A 5 崩塌初期(40 秒、45 秒).....	119
圖 A 6 崩塌初期(50 秒、55 秒).....	120
圖 A 7 崩塌初期(60 秒、65 秒).....	120
圖 A 8 崩塌初期(70 秒、75 秒).....	121
圖 A 9 崩塌初期(80 秒、85 秒).....	121
圖 A 10 崩塌初期(FINAL).....	122
圖 A 11 下刷 25M、無拓寬(0 秒、5 秒).....	122
圖 A 12 下刷 25M、無拓寬(10 秒、15 秒).....	123
圖 A 13 下刷 25M、無拓寬(20 秒、FINAL).....	123
圖 A 14 下刷 50M、拓寬 50M(0 秒、5 秒).....	124
圖 A 15 下刷 50M、拓寬 50M(10 秒、15 秒).....	124
圖 A 16 下刷 50M、拓寬 50M(FINAL).....	125
圖 A 17 下刷 50M、拓寬 75M(0 秒、5 秒).....	125
圖 A 18 下刷 50M、拓寬 75M(10 秒、15 秒).....	126
圖 A 19 下刷 50M、拓寬 75M(FINAL).....	126
圖 A 20 下刷 75M、拓寬 100M(0 秒、5 秒).....	127
圖 A 21 下刷 75M、拓寬 100M(10 秒、15 秒).....	127
圖 A 22 下刷 75M、拓寬 100M(20 秒).....	128



第一章 緒論

1.1 研究動機

當邊坡受到地震、降雨等外力作用使得地質破碎、材料強度降低，破碎岩體沿坡面運移而下堵塞河道形成天然壩，會令上游河道產生迴水現象形成堰塞湖，然而，由於地層材料破碎天然壩極不穩定，一旦天然壩體受到溢流、滲流等破壞而潰決，易對下游居民產生極大生命財產威脅。

台灣位於歐亞板塊與菲律賓海板塊交界，地震頻繁導致地質相當破碎，加上近年來極端氣候現象越來越明顯(如莫拉克風災)，破碎的地層材料受到暴雨的作用之下，邊坡土石材料極易沿坡面運移而下堵塞河道，當降雨延時較長，受到大量雨水作用之天然壩體瞬間潰決，下游之災害隨之而來(如小林村)，然而，由於天然壩體易潰決的特性，壩體資料的不足對堰塞湖統計分析以及天然壩體潰決分析為一必須克服的問題，因此，透過模擬的手段來重建壩體的幾何條件、運移路徑等地文參數有其必要。

1.2 研究目的

本研究擬透過以離散元素法為基礎的數值模擬軟體 PFC^{3D} 模擬邊坡地滑運移行為並且透過模擬結果得到天然壩體之幾何參數來達到天然壩重建之目的；然而礙於 PFC^{3D} 無法加入水的作用，因此本研究嘗試以滲流力施加於各顆粒的方式來模擬邊坡材料於降雨作用下滲流力驅動土石材料往下運移的行為，期盼以此方法取代以往必須降低相關阻抗參數以驅動土體的方式，以能更合理的模擬邊坡因暴雨誘發地滑的過程。

1.3 論文架構

本論文之架構主要分為五個章節，茲將其分述如下：

1. 第一章：緒論

介紹本研究之研究動機、研究目的以及本研究之流程。

2. 第二章：文獻回顧

回顧堰塞湖的形成模式與影響天然壩穩定性的因子、以往學者對於大型山崩模擬的方法與重建方式以及相關數值模擬方法，並且提出適當的改善方式以更有效的模擬由降雨所誘發之山崩運移過程。

3. 第三章：研究方法

此章中將介紹本研究使用的離散元素法(Distinct Element Model)其基本概念以及模擬工具 PFC^{3D}(Partical Flow Code in 3 Dimension)的運算方法，以及本研究模型建立之方式、滲流水壓的設定與河道沖刷模擬方法。

4. 第四章：案例重建結果與探討

透過案例重建的結果來針對相關參數、影響因子做進一步之探討與分析並且重建本研究案例(太麻里溪包盛社堰塞湖)天然壩之變遷過程。

5. 第五章：結論與建議

透過模擬結果的探討與分析，提出相關結論以及建議。

1.4 研究流程

本研究研究流程整理如圖 1.1 所示，首先先針對堰塞湖形成的模式、影響天然壩穩定性的因子、數值模擬方法以及以往學者對於大型山崩的模擬與重建方法作回顧與探討；接著研擬進行案例重建的方法，包含了模型建置方法、材料參數假設、滲流力的設定以及河道沖刷過程的模擬方法；最後，透過重建的結果來進行分析與探討並提出相關結論。



圖 1.1 研究流程圖

第二章 文獻回顧

邊坡地滑現象在國內外皆相當常見，地滑引致大量土石沿坡面運移而下，當大量土石堵塞河道，上游易產生迴水現象而形成堰塞湖；不同崩積材料、地形、誘因等所形成的天然壩其形態與存在機率皆不同，透過以往學者的統計與分析，天然壩通常在堰塞湖形成後很快就會潰決，也因此天然壩資料往往並不易事後獲得，導致沒有足夠資料進行量化的統計分析，因此，堰塞湖天然壩的重建以及其運移過程的模擬顯得相當重要；以往學者對於邊坡地滑案例有不同的做法與模擬工具，本研究嘗試使用以離散元素法為基礎的 PFC^{3D} 為工具進行案例之重建。

本章整理以往學者對堰塞湖的研究、應用於地滑的不同模擬方法與工具、存疑性案例的回顧以及本研究案例之介紹；本章可分為六大部分，茲將其分述如下：

1. 堰塞湖重建目的：針對堰塞湖的形成與穩定性回顧以了解天然壩重建的必要性。
2. 邊坡地滑重建與模擬之案例與方法：回顧以往學者對於大型山崩的模擬及重建方法並針對其中不足之處作探討。
3. 數值模擬方法與工具：回顧應用於山崩模擬的方法與工具。
4. 古崩塌地與古堰塞湖之存疑性案例：回顧仍具不確定性的古山崩及古堰塞湖的案例以及相關學者重建方法。
5. 降雨誘發山崩之模擬方法探討：針對因降雨誘發地滑的案例模擬與重建方法作回顧與探討。
6. 堰塞湖模擬案例：回顧本研究所採用之太麻里溪案例。

2.1 堰塞湖重建目的

當邊坡土石由於地震、降雨等誘因導致岩體強度降低而崩落進而堵塞河道，上游處產生迴水現象而形成堰塞湖，這些堵塞河道的堆積土體稱之天然壩；然而，通常天然壩在形成後短時間內即會潰決，因此天然壩形成的誘因、型態等為影響壩體穩定性的要素，在本節將回顧相關文獻進行整理並做討論；本節分成三個小節，2.1.1 節討論堰塞湖形成之誘因，2.1.2 節則說明不同誘因所形成天然壩的型態，最後在 2.1.3 節針對於堰塞湖的存在性加以討論。

2.1.1 堰塞湖形成之誘因

發生堰塞湖的誘因包括降雨、地震、火山爆發、降雪、河道沖刷、冰河崩解等，而針對世界上有發生堰塞湖案例的區域，Ermini and Casagli(2003) 統計全球 350 個堰塞湖案例，如圖 2.1 所示，圖中可清楚觀察到堰塞湖發生的地區集中於板塊交界帶，此意味著板塊交界帶由於地震頻繁導致地質破碎，且由於板塊的擠壓易造成許多河谷地形，此兩種特性的配合，易造成河谷兩側之破碎土石沿坡面而下堵塞河道進而形成堰塞湖，而台灣處於歐亞大陸板塊與菲律賓海板塊的交界帶，地震頻繁、地質破碎，為堰塞湖發生機率頗高的地區。

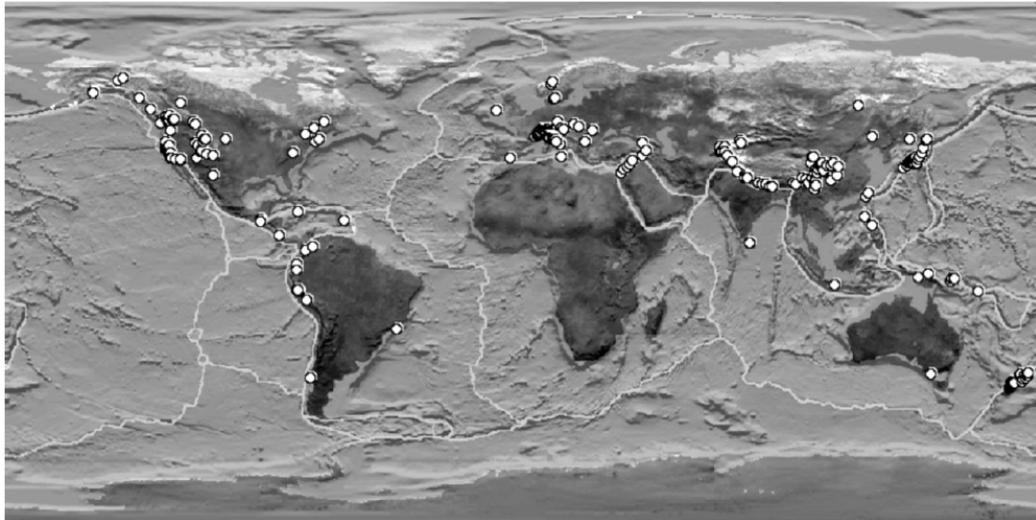


圖 2.1 堰塞湖分佈圖(Ermini and Casagli, 2003)

經濟部水利署（2004）統計全球 429 個堰塞湖的引致原因，如圖 2.2 所示，形成堰塞湖之主要誘因為降雨及地震，分別占 46.2%與 35.7%，兩者就佔了超過 80%；而台灣位於板塊交界帶，地震頻繁且地質破碎，邊坡土石容易因強度不足而滑動或崩落(921 大地震後形成許多堰塞湖)，再者，台灣降雨集中於夏季且降雨強度高，再加上地質破碎的因素，易因強降雨而導致土石流、山崩等現象進而形成堰塞湖(莫拉克風災引致許多堰塞湖的形成)。

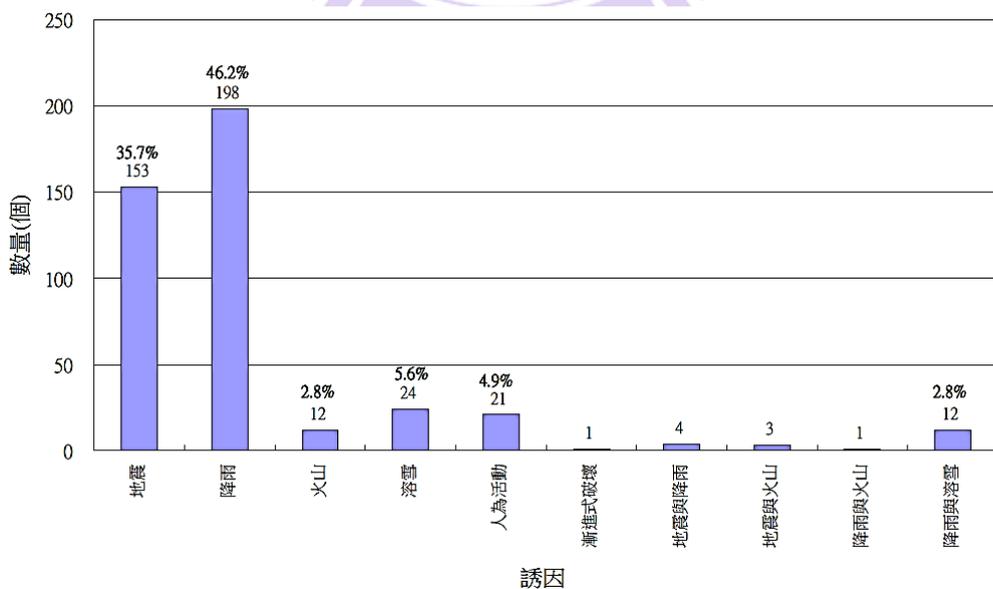


圖 2.2 堰塞湖形成誘因分佈圖（經濟部水利署，2004）

Ermini and Casagli(2003)針對其蒐集的堰塞湖案例進行統計，圖 2.3 可看出地滑佔的比例最高，其次為岩崩及土石流；透過案例統計分析有超過 40%是由地滑所造成(包含平移滑動與圓弧滑動)，其次為岩崩約佔 17%與土石流的 14%等；而這些破壞行為有高達約 47%是因降雨而導致的。

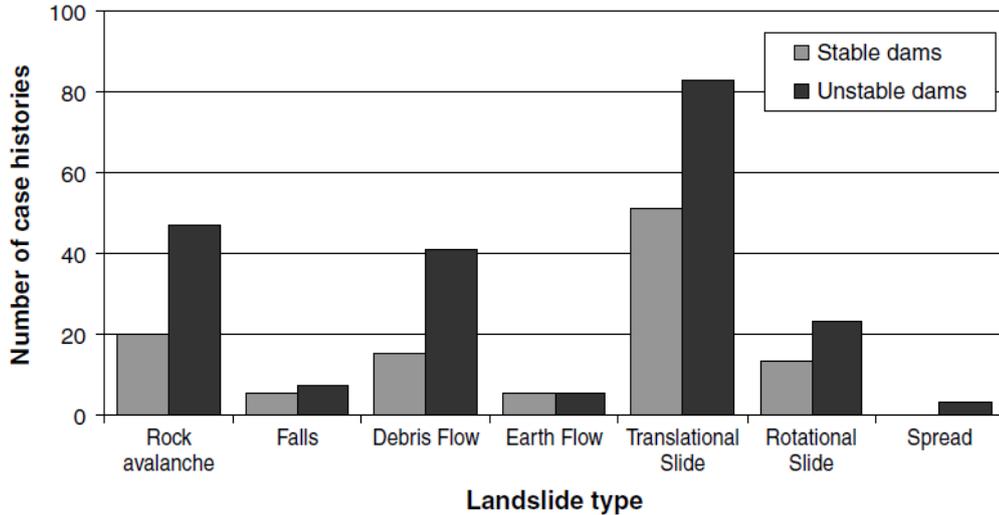


圖 2.3 破壞模式分佈圖(Ermini and Casagli, 2003)

Ermini and Casagli(2003)亦針對堰塞湖誘發因子進行統計分析，如圖 2.4 所示，可清楚看出地震及降雨為兩大誘因；其中，由地震所引致的堰塞湖有 57%為不穩定的天然壩而由降雨所引致的堰塞湖其天然壩高達 80%是不穩定的，會造成這樣的差異主要是因為其形成型態的不同，此部分於 2.1.2 節進行討論。

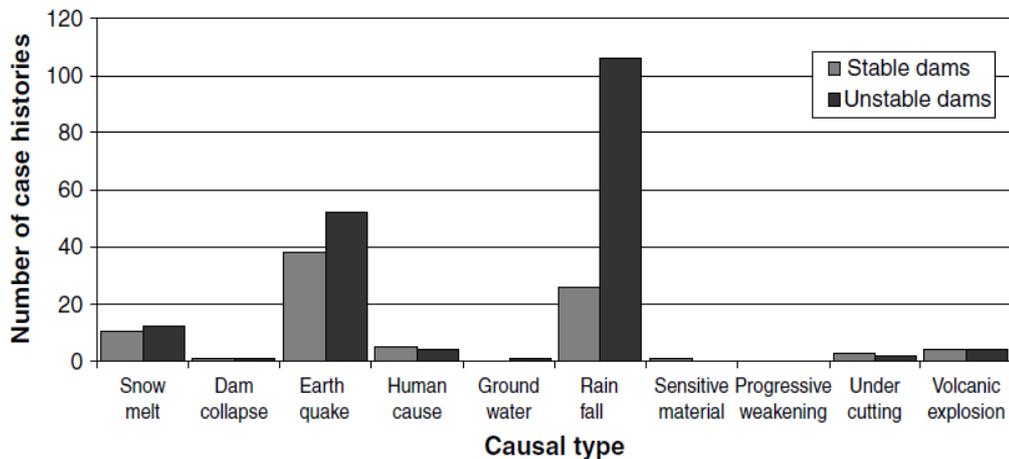


圖 2.4 誘發因子分佈圖(Ermini and Casagli, 2003)

2.1.2 堰塞湖之形成型態

堰塞湖天然壩的型態與幾何形狀會依不同誘發因子(地震、降雨等)、破壞行為(地滑、岩崩等)、地形變化、地質狀況、河道狀況等的不同而異，本節將針對不同情況下所形成天然壩形狀逐一討論。

Costa and Schuster (1988) 蒐集 184 堰塞湖案例，透過崩塌土石與河谷的關係將其分為六大類，如圖 2.5 所示，茲將其分述如下：

1. TYPE I：天然壩體跨越河道。
2. TYPE II：天然壩體跨越河道並延伸至對岸邊坡。
3. TYPE III：崩塌土體跨越整個河谷且崩塌土石往上游及下游運移堵塞河道。
4. TYPE IV：天然壩為河谷兩岸土石同時崩塌，並於河道相接所造成。
5. TYPE V：天然壩為邊坡崩塌土石運移時分成多谷往河道移動並堵塞河道所造成。
6. TYPE VI：滑動面由邊坡延伸至河谷導致整個破壞面升起而堵塞河道形成天然壩。

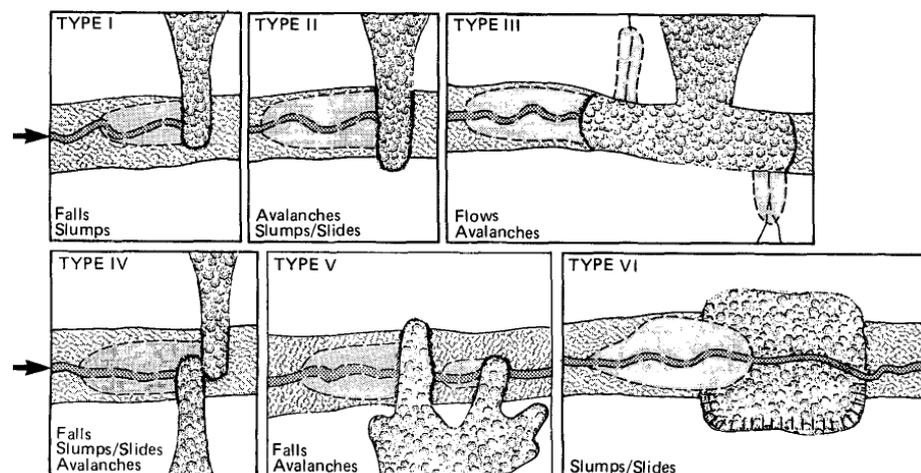


圖 2.5 堰塞湖分類圖(1/2) (Costa and Schuster, 1988)

上述六種型態中以 TYPE II 及 TYPE III 最多，分別占 44% 與 41%，其次為 TYPE I 的 11% 與占 3% 的 TYPE VI，其餘則小於 1%。

除了上述六種型態的天然壩以外，Hermanns et al.(2006)整理阿根廷安地斯山脈的堰塞湖並增加四種天然壩的型態，如圖 2.6，由於四種型態天然壩的形成位置並非該河道的最低點，因此，當天然壩形成時，會產生新的排水系統取代原始的河道排水，而也因為新的排水系統已發展出來，因此，這樣型態的天然壩比較不會發生溢頂現象而侵蝕土石造成天然壩潰決，是故，此類型之天然壩相對穩定，茲將其四種型態分述如下：

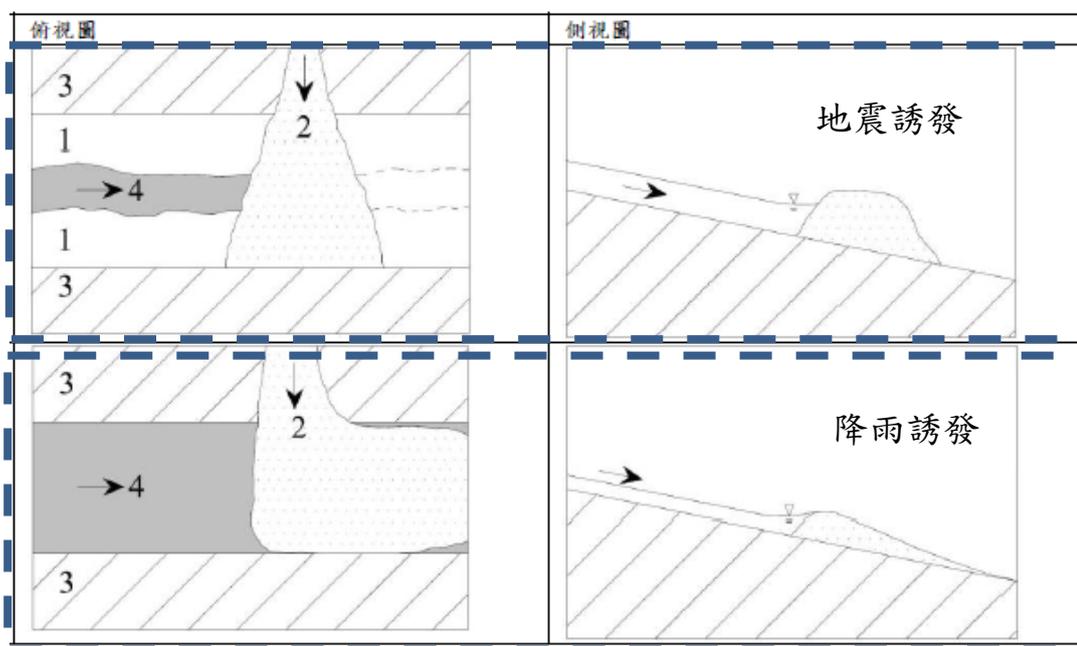
1. VIIa：河道中有雙道水流，當崩坍土石堆積於其中一道堵塞，則會產生新的排水系統將河水導入同一水道中形成單道流路。
2. VIIb：崩坍堆積土石高於四周岩盤，湖水蓄滿後於較低處形成一新排水系統。
3. VIII：天然壩恰好位於支流上。
4. IX：崩塌土石量相當大，當降雨發生時會將土石往下游帶形成一狹長型的天然壩，其河谷兩側支流也會因土石堵塞而形成小型堰塞湖。



圖 2.6 堰塞湖分類圖(2/2) (Hermanns et al. 2006)

上述型態中，VIII 由於其天然壩位於支流上，因此於兩河谷中皆會有潰壩危險，一為溢頂破壞，會造成下方河谷下游居民受害；二為滲流破壞，易造成上方河谷下游居民受害；此案例於安地斯山脈僅有一例，且該例維持穩定狀態已達數千年甚至數萬年。

除了河谷與土石堆積型態所造成的不同天然壩的形狀與型態，陳樹群與許中立(2009)針對降雨以及地震誘發之天然壩進行比較，其比較圖與說明如圖 2.7 及表 2.1。



註：1.河床；2.破壞土體；3.兩岸斜坡；4.河流。

圖 2.7 降雨與地震誘發天然壩之差異 (陳樹群、許中立，2009)

表 2.1 降雨與地震誘發天然壩之差異比較表(陳樹群、許中立，2009)

	地震型	暴雨型
上下游面	有明顯上下游面	無明顯上下游面
崩塌粒徑	粒徑較粗	粒徑較細
含水量	低	高
上游水位	水位低流量小	水位高流量大
存在性	不易潰決	易潰決

如表 2.1 所示，由暴雨所形成之天然壩因粒徑小含水量高且水流流量極大，崩塌土石易被水帶走，在天然壩形成後極易在短時間內潰決，對下游產生極大的危害，莫拉克風災引致的小林村堰塞湖即為暴雨型堰塞湖的例子。

堰塞湖之規模亦可根據堰塞湖容量、壩高及壩體體積加以分級，經濟部水利署（2004）將堰塞湖之規模大小等級以「堰塞湖總容量」、「壩高」與「壩體體積」為判斷之依據，其標準如表 2.2 所示。

表 2.2 堰塞湖之大小等級劃分標準（經濟部水利署，2004）

堰塞湖大小等級	堰塞湖容量 S (10^6m^3)	壩高 H (m)	壩體體積(V) (10^6m^3)
小型	$S < 1$	$H < 5$	$V < 0.2$
中型	$1 \leq S < 10$	$5 \leq H < 35$	$0.2 \leq V < 3$
大型	$S \geq 10$	$H \geq 35$	$V \geq 3$

2.1.3 堰塞湖之存在性

堰塞湖的存在性與崩塌土體是否堵塞河道息息相關，而堰塞湖穩定性受天然壩特性及蓄水體積等條件所影響，因此，不同學者們蒐集了堰塞湖相關資料進行統計並提出關於堰塞湖存在性與穩定性的指標，本節將針對不同學者所提出的指標與統計分析的結果予以整理並且亦針對天然壩的潰決時間進行討論。

Ermini & Casagli (2003) 提出以集水面積、壩高及天然壩體積為因子，由式 2.1 計算出之無因次堵塞指標進行統計，結果如圖 2.8。

$$DBI = \log\left(\frac{A_b \times H_d}{V_d}\right) \dots\dots\dots \text{式 2.1}$$

其中 A_b 為集水面積、 H_d 為壩高、 V_d 為天然壩體積；經由 84 個案例的計算，可將 DBI 歸納出以下三部分：

1. 穩定： $DBI < 2.75$
2. 過渡區： $2.75 < DBI < 3.08$
3. 不穩定： $DBI > 3.08$

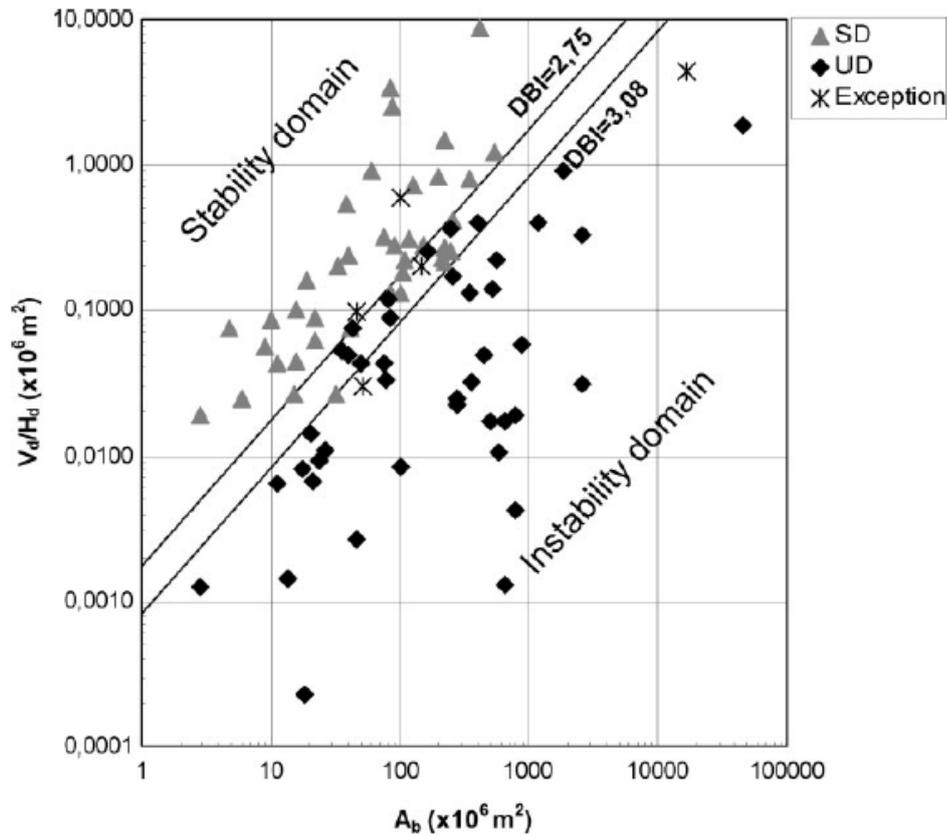


圖 2.8 DBI 分佈圖 (Ermini & Casagli, 2003)

由式 2.1 可看出，當集水面積越大、壩高越高以及天然壩體積越小，則天然壩越不穩定；除了上述三項因子以外，廖志中等人(2003)根據其蒐集之案例進行統計分析，建議以下述五點門檻值評估發生堰塞湖與否，茲將其分述如下：

1. 崩滑塊體體積大於十萬立方公尺。
2. 天然壩寬度(沿河道方向)小於一千公尺。
3. 天然壩長、高比值大於三。

4. 上、下游河床坡度陡於 1/500。
5. 溪流平均流量小於 5cms。

當滿足上述條件，極有可能形成堰塞湖；由上述五點統計結果，不難看出堰塞湖的形成不外乎兩個主要因素，一為天然壩的特性，二為河道條件；當天然壩之土石量體達一定規模，如第一點至第三點，崩滑之土石量體足以堵塞河道，形成堰塞湖的機率就提高了，除了崩塌量體，河道條件亦是相當重要的因素，如第四及第五點，當崩塌之土石運移至河道，在流量大的條件下，土石很輕易地會被帶走，不足以堵塞住整個河道，進而使堰塞湖不易發生。

然而，由於壩體土石較為破碎的關係，再加上降雨、地震等因素，天然壩通常在形成後短時間就會潰決；Crosta and Schuster(1988)統計 73 個案例結果如圖 2.9，80%的天然壩會在形成後六個月內即潰決，而有超過 50% 在十天內就會潰決。

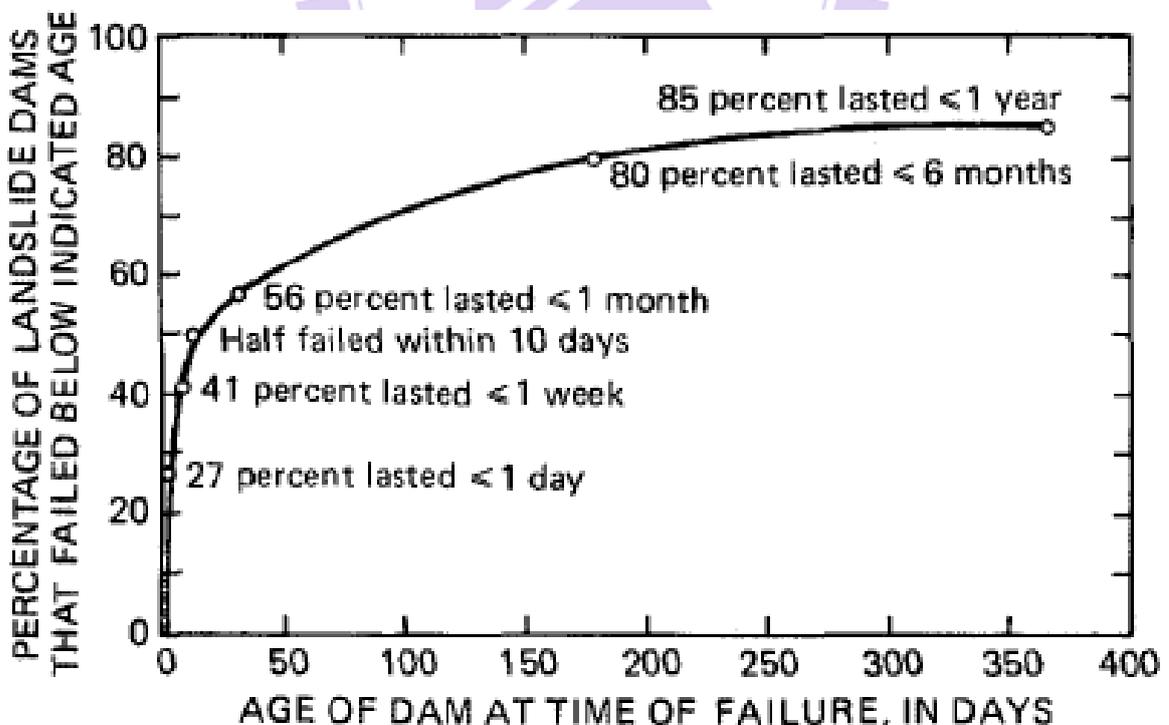


圖 2.9 天然壩壽命(1/3)(Crosta and Schuster, 1988)

Ermini and Casagli(2003)亦針對其蒐集之 205 案例進行統計，統計結果如圖 2.10，將近 40%的天然壩在一天以內就會潰決；以及經濟部水利署(2004)統計 285 個案例結果如圖 2.11，約 41%堰塞湖緊急處理時間不到 1 個月。

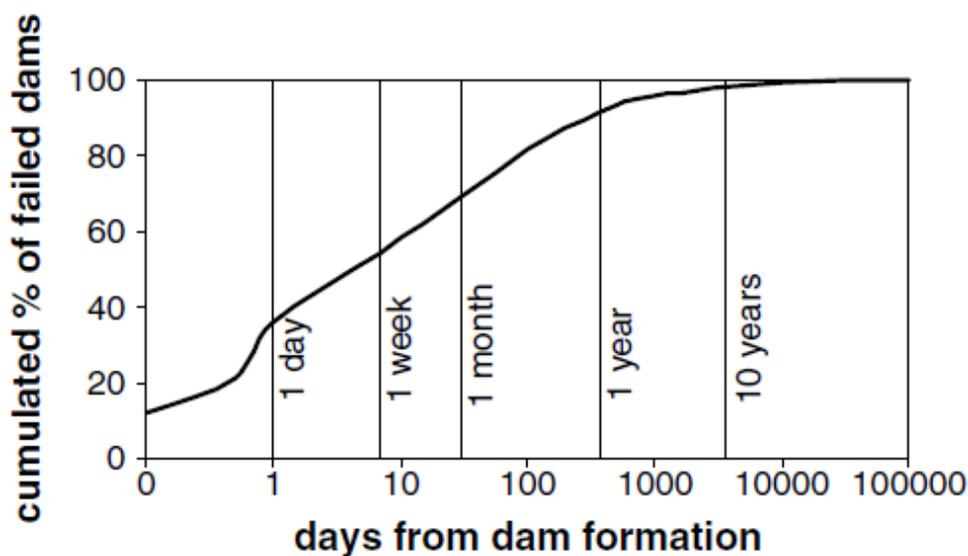


圖 2.10 天然壩壽命(2/3) (Ermini and Casagli, 2003)

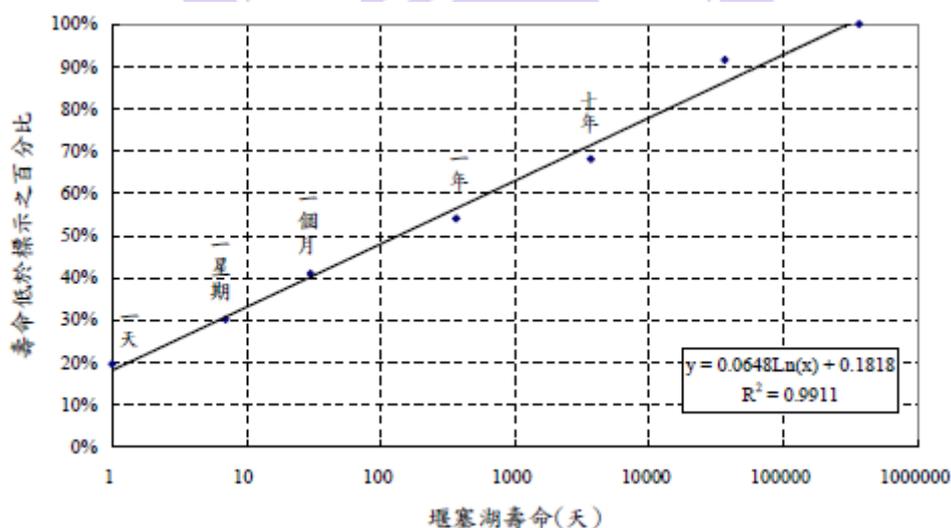


圖 2.11 天然壩壽命(3/3) (經濟部水利署, 2004)

透過諸多案例之統計資料顯示，天然壩的存活時間很短，也意味著堰塞湖天然壩資料的不足，透過案例的重建(意即沒有詳細資料，需透過模擬

手段重建壩體資料)，可提供其他學者進行更詳細的統計分析，亦可將重建結果提供予學者做潰壩之相關研究(潰壩分析所需之幾何條件)，再者，透過運移過程的模擬，可分析土砂長期運移之潛勢。

2.2 邊坡地滑重建與模擬之案例與方法

邊坡地滑現象相當常見，然而，由於地滑規模常不小，較不易以模型實驗來重建，隨著日益進步的科技，電腦運行速度的提升，因此透過模擬的手段來進行邊坡地滑的模擬已經相當普遍，本節將介紹不同方法應用於不同案例的實際例子並進行討論，然而，並非僅僅只有本節所提之模擬案例應用，本節僅針對不同模擬方法案例來討論，而其中所運用到的數值方法及軟體於 2.3 節做介紹。

2.2.1 中國東河口地滑(PFC2D)

東河口案例是由 2008 年汶川大地震所誘發邊坡超過 10^7m^3 的岩體產生地滑現象，Li et al.(2012)利用 PFC2D 對此地滑現象進行模擬，其中顆粒強度與鍵結強度等微觀參數是由試誤法來率定，流程整理如圖 2.12，本案例透過設定不同殘餘摩擦係數(0.1、0.15、0.3 及 0.5)來與現實狀況做比較，模擬結果展示如圖 2.13，當殘餘摩擦強度設定為 0.1 時最符合現地狀況。

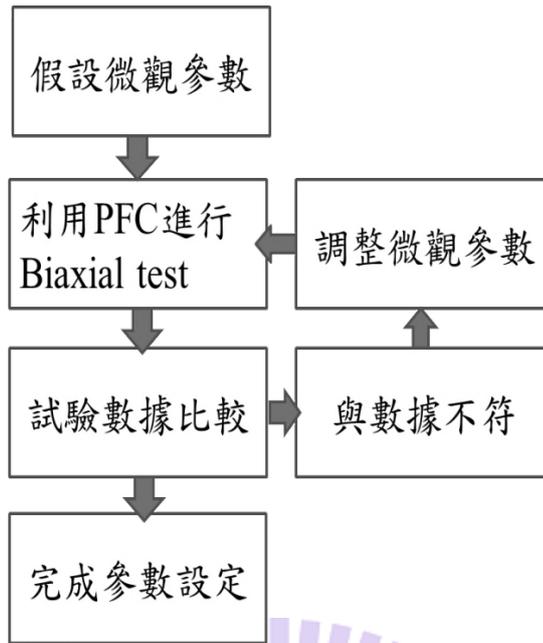


圖 2.12 參數率定流程圖(Li et al. , 2012)

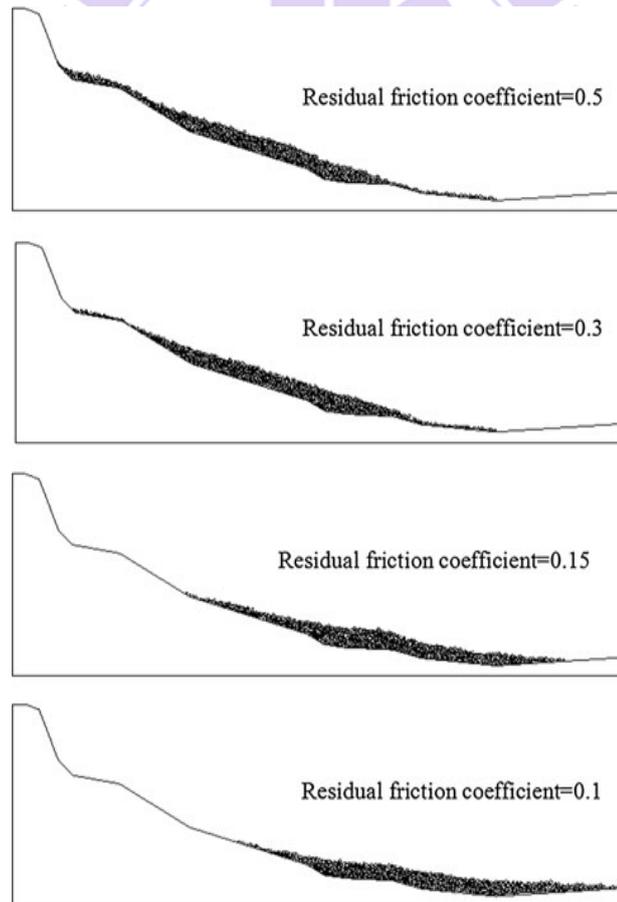


圖 2.13 不同摩擦係數模擬結果(Li et al. , 2012)

2.2.2 草嶺(DDA)

陳春華(2008)利用不連續變形分析(DDA)草嶺地滑現象，考量草嶺為順向坡滑動的平面應變行為，因此可做兩項簡化，一為將網格平行滑動面切割及垂直滑動面做切割成 20m*20m 的網格(另又受限於電腦運行速度)，二為將模型簡化成二維行為進行模擬；模擬材料參數假設的部分分為塊體材料參數以及透過敏感度分析而設定的不同參數組合，塊體材料參數由試驗而得，而不同參數組合產生不同模擬結果如圖 2.14 及圖 2.15 所示。

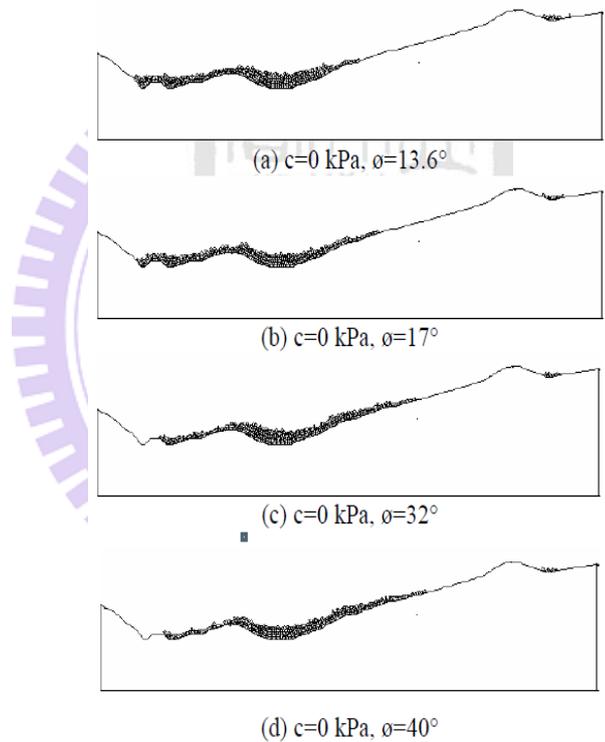


圖 2.14 不同摩擦角模擬結果(陳春華，2008)

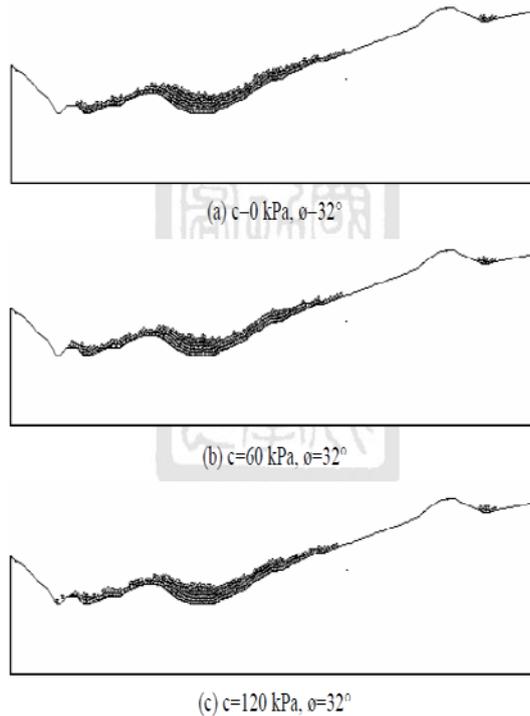


圖 2.15 不同凝聚力模擬結果(陳春華，2008)

由圖 2.14 可看出，摩擦角越大會導致運移速度降低而使得殘留在邊坡上的土石變多；而凝聚力的改變從圖 2.15 看來並不足以影響整體模擬的結果。

2.2.3 西藏易貢滑坡(UDEC)

柴賀軍等人(2001)利用 UDEC 進行滑坡模擬，其網格是由兩組裂隙的位態來做切割，而力學參數是透過節理的性質並配合數學計算及調整以獲得理想的參數設定，而其參數因地區不同(崩塌區岩體與滑坡區)而不同，不同時間點(崩塌前與崩塌時)所設定的參數亦不同(崩塌時節理面摩擦係數設定為 0)；由模擬結果將滑坡過程分為六個階段：

1. 崩塌體加速變形階段(如圖 2.16)。
2. 崩塌發展階段(如圖 2.17)。
3. 滑坡啟動階段。

4. 大滑動階段(如圖 2.18)。
5. 高速碎屑流動階段(如圖 2.19)。
6. 堆積階段。

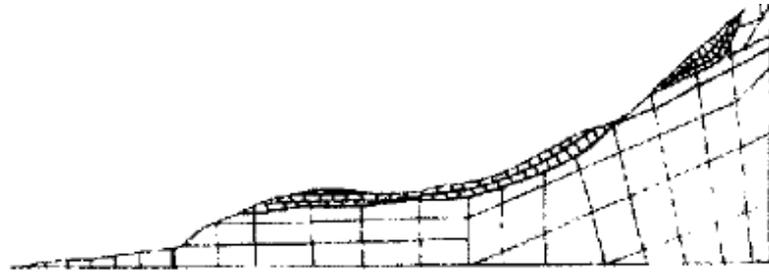


圖 2.16 崩塌體加速變形階段(柴賀軍等人，2001)

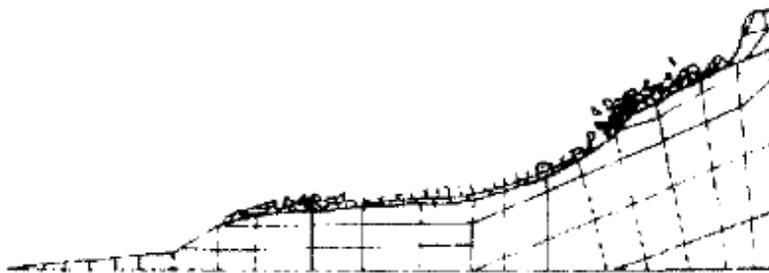


圖 2.17 崩塌發展階段(柴賀軍等人，2001)

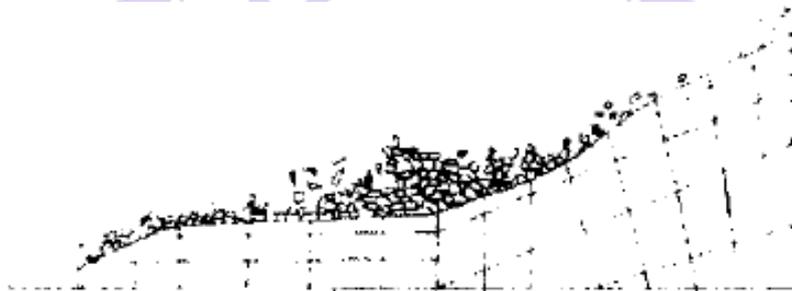


圖 2.18 大滑動階段(柴賀軍等人，2001)



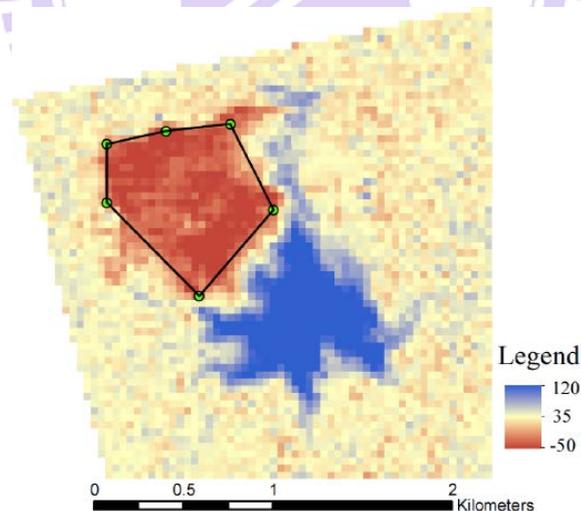
圖 2.19 高速碎屑流動階段(柴賀軍等人，2001)

2.2.4 九份二山(PFC^{3D})

蒲淵明(2012)針對草嶺、九份二山及小林村地滑事件透過 PFC^{3D} 進行模擬，而此三案例之模擬步驟雷同，因此取其中一案例(九份二山)做討論，針對此案例的做法可分為三大階段：

1. 地形面假設
2. 崩塌塊體之建立
3. 參數假設

茲將其三大項目做解釋，首先為地形面的假設，由災前以及災後之 DEM 透過 ArcGIS 進行崩坍區與堆積區的判釋(如圖 2.20)，而災前及災後之 DEM 皆為 40m*40m 的網格大小，然而，基於空間中四頂點不一定共平面的特性，因此底牆的建立是利用 40m*40m 的地形資料建立成不同三角面，而由不同三角面構成模型之地形面。



註：負值表崩塌(暖色系)、正值表堆積(冷色系)

圖 2.20 九份二山崩塌區與堆積區判定(蒲淵明，2012)

第二項為崩坍塊體之建立，首先，先建立由顆粒組成的多邊形柱體，接著建立地形底牆並將底牆以下的顆粒刪除，而上部顆粒的刪除是先指定

一點為崩塌體的最高點，接著建立 4~5 面頂牆並將頂牆上部的顆粒刪除，透過平均崩塌厚度以及崩塌體最高點的微調以符合真實崩塌量體，建立好的模型如圖 2.21 所示。

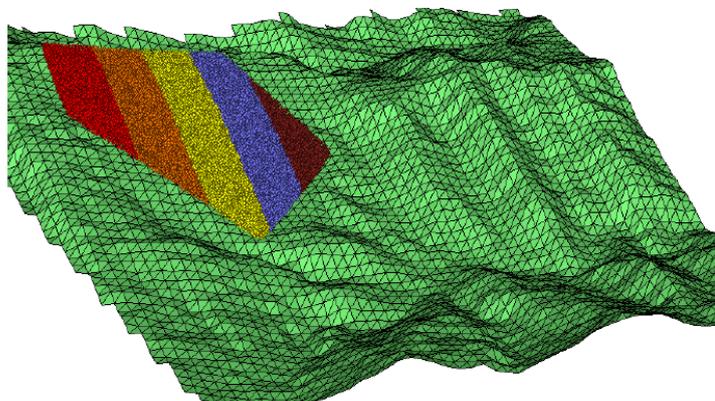


圖 2.21 九份二山建置之模型(蒲淵明，2012)

第三項為參數的率定，此部分主要是透過調查報告或者材料試驗資料之巨觀參數如楊氏模數、尖峰強度等透過理論公式的計算並以試誤法以微調方式來率定微觀參數，其流程圖如圖 2.22 所示。

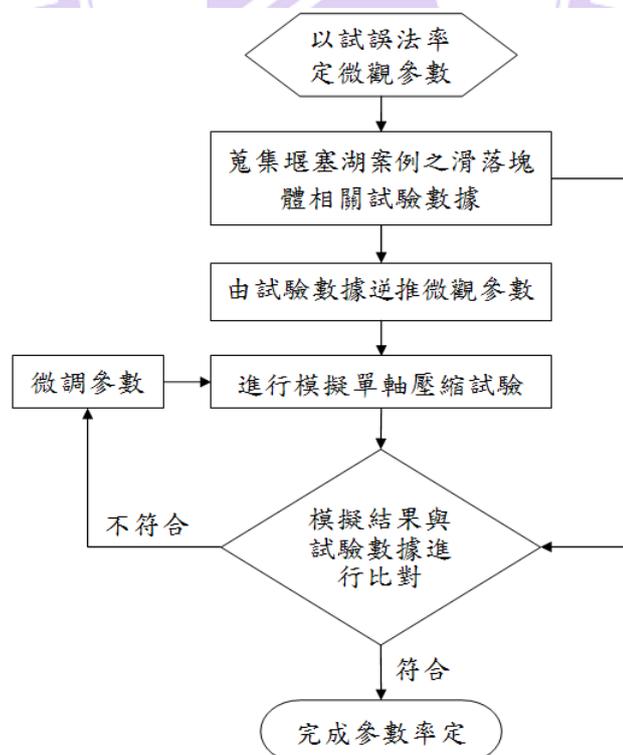


圖 2.22 參數率定流程圖(蒲淵明，2012)

完成以上三個步驟後，以不同參數組合來模擬地滑現象，而由九份二山的案例，以不同摩擦係數以及不同鍵結強度來做模擬如圖 2.23 及圖 2.24 所示；不同摩擦係數比較設定為 0.12、0.15 及 0.18，不同鍵結強度比較設定為 10MPa、18MPa 及 30MPa。

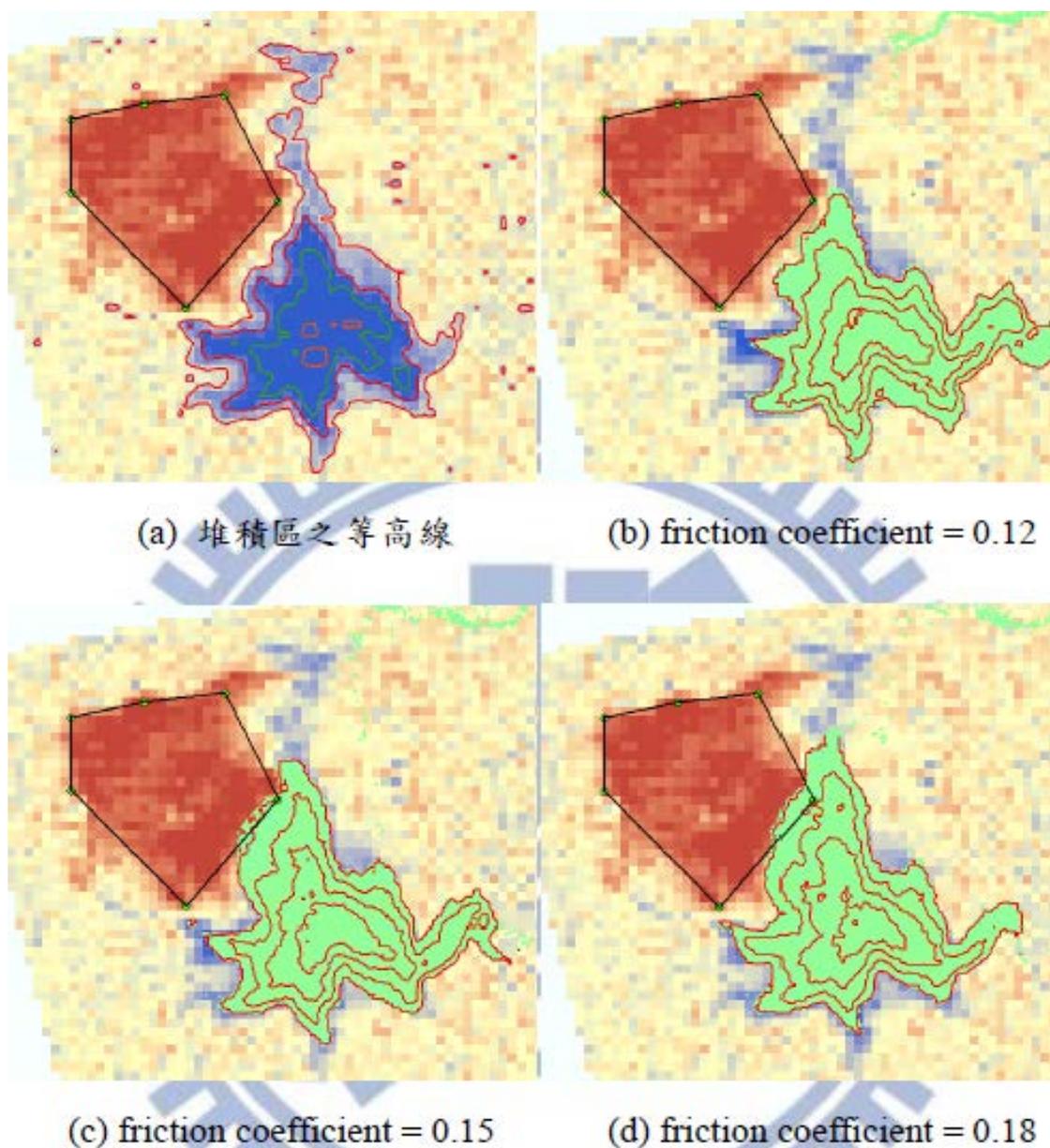


圖 2.23 九份二山不同摩擦係數模擬結果(蒲淵明，2012)

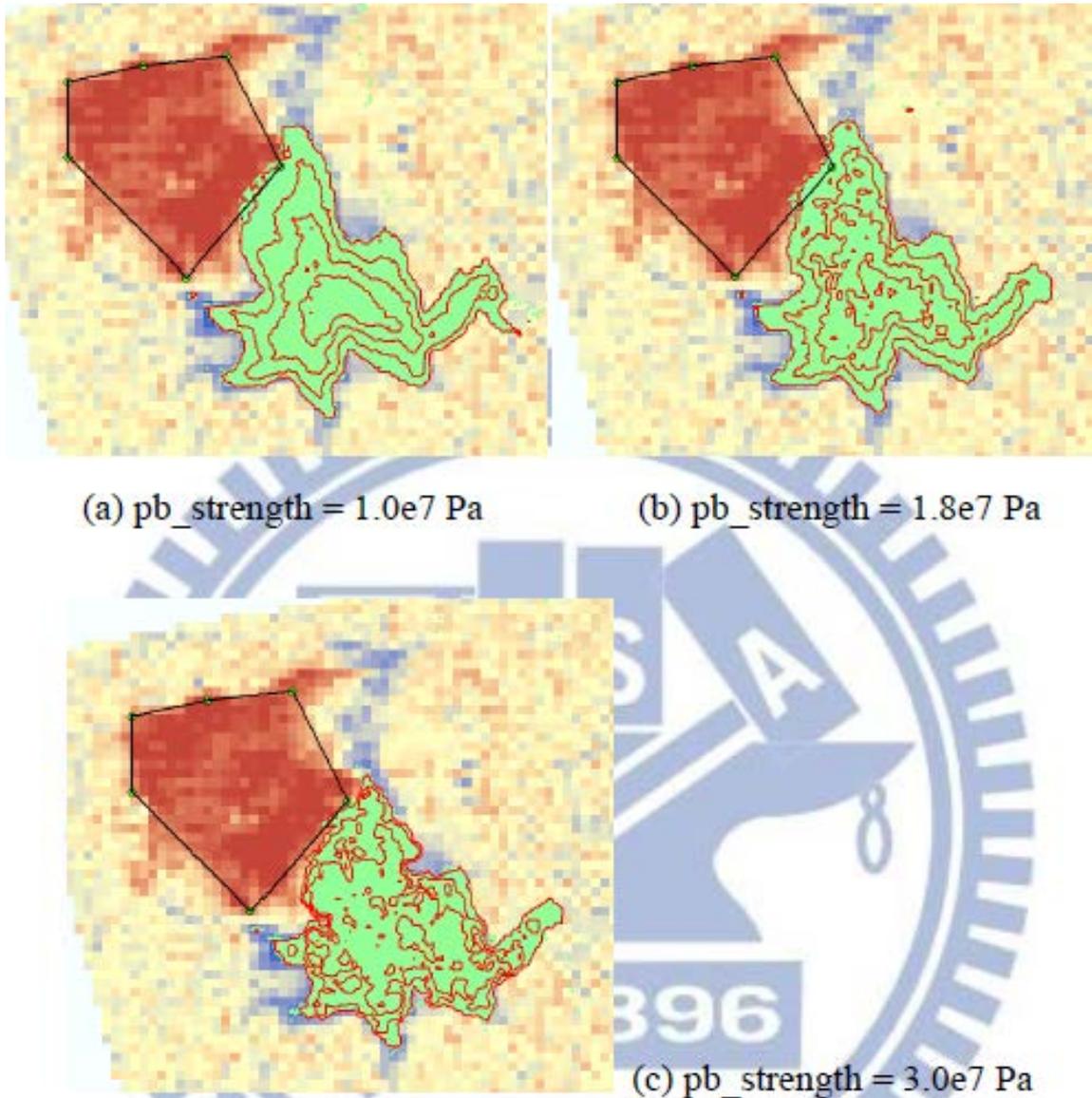


圖 2.24 九份二山不同鍵結強度模擬結果(蒲淵明，2012)

由圖 2.23 及圖 2.24 可看出，摩擦係數對模擬結果的影響遠遠大於鍵結強度的影響；蒲淵明(2012)透過草嶺、九份二山及小林村地滑事件的模擬結果歸納出摩擦係數與單壓強度對運移行為的影響：

1. 摩擦係數一般隨滑動/崩落體體積愈大而減少，摩擦係數愈小令塊體堆積範圍愈往上、下游擴散。
2. 鍵結強度僅影響下滑初期之塊體碎解時間快慢，對於塊體堆積形態之影響程度遠小於摩擦係數。

2.2.5 合流坪(PFC^{3D})

蒲淵明(2012)利用 PFC^{3D} 對欠缺詳細資料合流坪堰塞湖，本案例模型建立之步驟與 2.2.4 節所述雷同，因此在此案例中不再贅述；本案例由於無壩體之詳細資料，因此，透過不同崩塌量體、崩塌位置的假設來重建壩體並做討論，而透過模擬結果可得以下結論：

1. 體積小於十萬立方公尺的崩塌塊體無法阻斷河道。
2. 崩塌塊體之高程落差越大，則堆積範圍會較往下游擴散。
3. 崩塌塊體之高程落差較小則堆積剖面較為均勻且對稱且壩寬(沿河道方向)會較短；而高程落差小的塊體其堆積剖面較不對稱。

此外，蒲淵明(2012)於重建合流坪案例過程中發現阻尼係數影響了顆粒進入河道的運動行為，由圖 2.25 可看出顆粒進入河道後反彈高度很大且會衝向對岸運移一段距離，並不合理，也反映出阻尼係數的影響不容忽視，因此，蒲淵明(2012)後續參考了 Giani(1992)所建議的阻尼係數(如表 2.3)來設定且成功改善了上述之問題；本研究阻尼係數的設定亦參考 Giani(1992)的建議值來模擬。

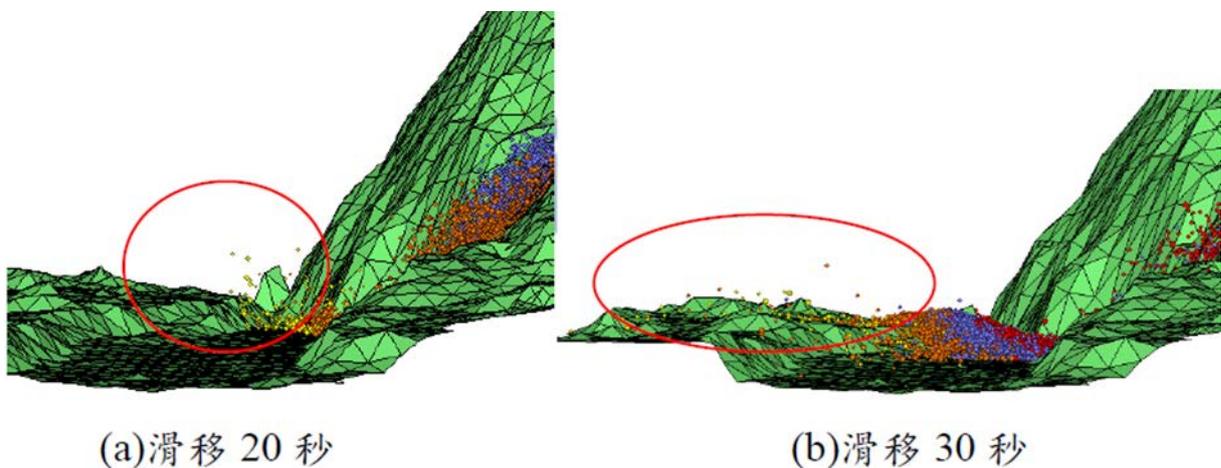


圖 2.25 阻尼係數之影響(蒲淵明，2012)

表 2.3 現地阻尼參數轉換一覽表 (Giani, 1992)

斜坡特性	正向回彈係數	轉換正向阻尼比	切向回彈係數	轉換切向阻尼比
岩層坡面	0.50	0.21	0.95	0.02
岩層覆蓋破裂岩塊	0.35	0.32	0.85	0.05
覆蓋岩屑及土壤之坡面	0.30	0.36	0.70	0.11
覆蓋植被之土壤坡面	0.25	0.40	0.55	0.20

2.2.6 龍泉溪堰塞湖(幾何數學法)

Kuo et al.(2011)透過簡單的數學幾何運算、部分統計迴歸曲線以及航照初步判釋來初步重建壩體的形狀，此研究舉了兩個案例來做驗證分別為龍泉溪與士文溪堰塞湖，而因為兩者方法相同，因此取其中一例來做討論；簡單之幾何形狀如圖 2.26 所示。

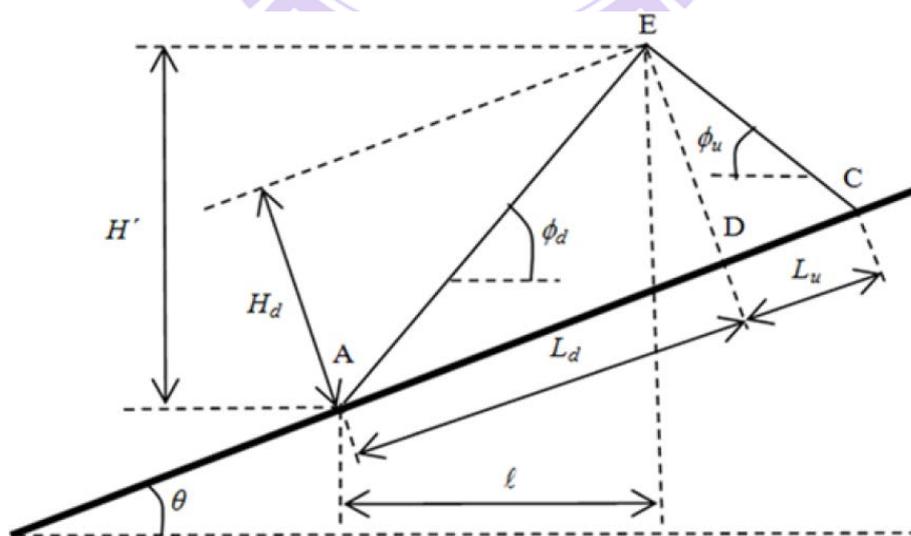


圖 2.26 幾何形狀示意圖(Kuo et al., 2011)

圖 2.26 中各項式之名詞解釋如下，其中 H' 、 θ 及 l 透過航照判釋或由文獻資料得到。

- L_d : The length of dam in downstream direction
- L_u : The length of dam in upstream direction
- H_d : The height of dam
- H' : Characteristic height of dam
- ϕ_d : The angle of dam in downstream direction
- ϕ_u : The angle of dam in upstream direction
- θ : The slope of river
- ℓ : Characteristic length of dam in downstream direction

計算步驟說明如下：

1. 先由航照圖判斷 l 以及 H' 即可計算出 $\phi_d = \tan^{-1}\left(\frac{H'}{l}\right)$ ；當航照無法判

斷 l 及 H' 時可用迴歸式 $\phi_d = 1.2\theta + 1.7$ 得到，其中 θ 為河床坡度。

2. 透過 l 、 H' 及 θ 可計算出 $H_d = H' \cos \theta - l \sin \theta$ 進而可計算出

$$L_d = \frac{l}{\cos \theta} + H_d \tan \theta。$$

3. 透過 $\frac{\phi_u}{\phi_d} = 2.78e^{-0.17\theta}$ 可得 ϕ_u 進而可計算出 $L_u = \frac{H_d}{\tan(\theta + \phi_u)}$ 。

經由上述計算而得之結果與真實狀況做比較可得相似的幾何形狀(如圖 2.27)。

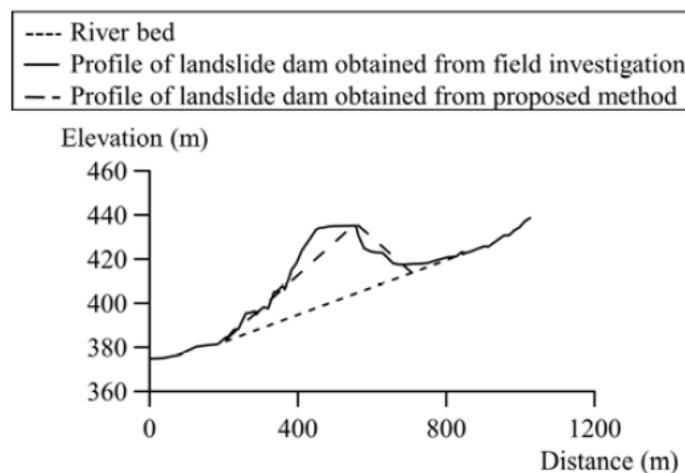


圖 2.27 現地量測與幾何計算結果比較圖(Kuo et al. , 2011)

本節(2.2 邊坡地滑重建與模擬之案例與方法)整理了六個案例，其中 2.2.1~2.2.3 節所進行的二維分析並不足以應用於天然壩體的重建上，因為地滑形成天然壩的行為涉及的層面很廣，若僅僅是透過二維的分析，恐怕會過度簡化許多運移行為；2.2.4 及 2.2.5 介紹了 PFC^{3D} 的應用，其對於地形與崩塌塊體假設的方法所建置的模型與真實情況相符，而對於資料較缺乏的合流坪案例，透過不同量體與位置的組合來重建壩體是可行的做法，唯，兩個案例在崩塌塊體建立中上邊牆的假設並不甚符合現地狀況，為美中不足之處，本研究在地形假設上將修正蒲淵明(2012)的作法，改善此美中不足之處，相關之方法及說明於第三章說明，而對於壩體幾何形狀初步的評估，Kuo et al.(2011)所提之計算方法應可在短時間內提供工程單位參考。

2.3 數值模擬方法與工具

受限於實驗規模有限，大規模地滑難以進行大尺度試驗，因此透過數值模擬的手段來模擬地滑現象無疑是最好的替代方法，而科技日益進步，伴隨著電腦運行速度的提升也增加了數值模擬可應用的規模與範圍；目前廣泛應用於地滑的模擬主要可分為連續體以及不連續體，連續體可應用的數值方法如常見的有限元素法或有限差分法，如 COMSOL、PLAXIS 等為有限元素法的應用軟體，FLAC、FLO-2D 為有限差分法的應用軟體。然而，岩石存在的許多不連續面，連續體的假設也不能應用於所有問題，也因此不連續體的理論也開始發展，不連續體分析方法可分為隱性法及顯性法，如隱性法的不連續變形分析法與顯性法的離散元素法，其可應用的軟體有 PFC^{2D}、PFC^{3D}、UDEC 等，由於隱性法是採用解聯立方程式的方式來計算問題，因此，在大規模土體運移計算上會花很多時間，是故，本研究採用顯性法的離散元素法數值方法，而本節將針對不同數值方法進行介紹。

2.3.1 有限元素法

有限元素法於 1943 年由 Courant 提出，最初是用來求解扭轉問題，隨著理論更趨成熟，有限元素法已廣泛應用於許多產業，有限元素法將力學系統分成有限網格，有限網格由節點與元素所組成，各元素之特性由相應該元素之節點加以描述並利用變分原理或加權餘量法將待解函數內插至每個節點，結合所有節點上之內插函數形成聯立方程組並可求得內插近似解。

2.3.2 不連續變形分析

最早之 DDA 理論可回溯至 1984 年之 DDA 反算分析(Backward Model)，反算模式將某些非共線之固定點所得之觀測性位移量及應力狀態當作輸入資料，再利用最小平方理論反算至吻合其最終之變形量以得到塊體之材料參數；Shi(1989)發展了用於分析二維不連續體力學系統之 DDA 正算模式，此模式提出後由於其利用位移法，所以其整個架構更為類似目前廣泛使用之有限元素法。其利用最小能量法組成聯立方程式，且具有完整之塊體運動架構(Block Kinematics)，能處理離散塊體間之接觸碰撞行為及大變位。

2.3.3 離散元素法

離散元素法 (discrete element method) 係為針對材料性質或非連續問題而開發之數值分析法，適用於分析任何具不連續面及顆粒性質之材料力學行為，而最初這個概念是由 Cundall 在 1971 年所提出，隨著理論趨於成熟，直到 1988 年才以牛頓第二定律和力與位移之理論為基礎架構，分析顆粒間之位移、旋轉、分離等相對運動型態。

由於地滑是一連續性的大尺度位移行為，而離散元素法對位移行為尺度並沒有限制且可以模擬塊體從破裂到分離之後運動的整個過程，本研究所採用的軟體即為以離散元素法為基礎的 PFC^{3D} 做為模擬的工具。

2.4 古崩塌地與古堰塞湖之存疑性案例

當邊坡受到一地震作用或者極端的降雨事件使邊坡發生地滑現象，其破壞的機制可能是首次崩坍或者是古崩積層的地滑現象，而礙於過去資訊保存較不容易，過去到現在存在許多因年代久遠無紀錄或無詳細資料的崩塌地與堰塞湖案例，因此，為了重建地滑運移行為，透過現場地貌及地形變化或者配合鑽探與試驗資料來推估古崩塌地或古堰塞湖之形成過程以及崩坍的行為來評估土砂運移的過程是目前常使用的分析方式，但，由於年代久遠，對於個別案例的評估上需加上諸多臆測，增加了案例分析的不確定性，因此，透過模擬的方式來重建出各階段的運移過程與行為，則能提供更多的證據來評估土砂運移的潛勢並且對存疑性案例做一更符合現地狀況的解釋甚至往後山崩行為的預測，本節將回顧以往學者對於古崩塌地與古堰塞湖的案例分析方法分別為梨山地滑、紅葉坪地滑及鯉魚潭古堰塞湖。

2.4.1 梨山地滑

梨山位於中橫公路及其宜蘭支線交會處，民國 79 年 4 月 15 日，梨山地區因連續降雨發生地層滑動，造成建物受損、路基坍滑等災害，工研院能源與資源研究所（1993）根據現地的調查結果發現，梨山地滑區為一古崩塌地，地質破碎，因此，若再發生極端降雨事件，梨山地區再度發生地層滑動的潛勢極高。

廖志中等人(2011)透過現地鑽探資料、孔內造影以及震波試驗，並搭配

過去地質資料經分析後推測梨山崩塌區的破壞演變可分為四個階段(如圖 2.28 所示)：

1. 起初唯一原始之新鮮板岩邊坡，屬逆向坡的穩定邊坡。
2. 坡角受到大甲溪之侵蝕導致不穩定而生大規模潛移且延伸至大甲溪迫使大甲溪改道。
3. 大甲溪之向源侵蝕造成沖蝕溝且持續侵蝕崩滑體之坡角。
4. 侵蝕作用持續之下，使梨山崩滑體持續發生小規模滑動。

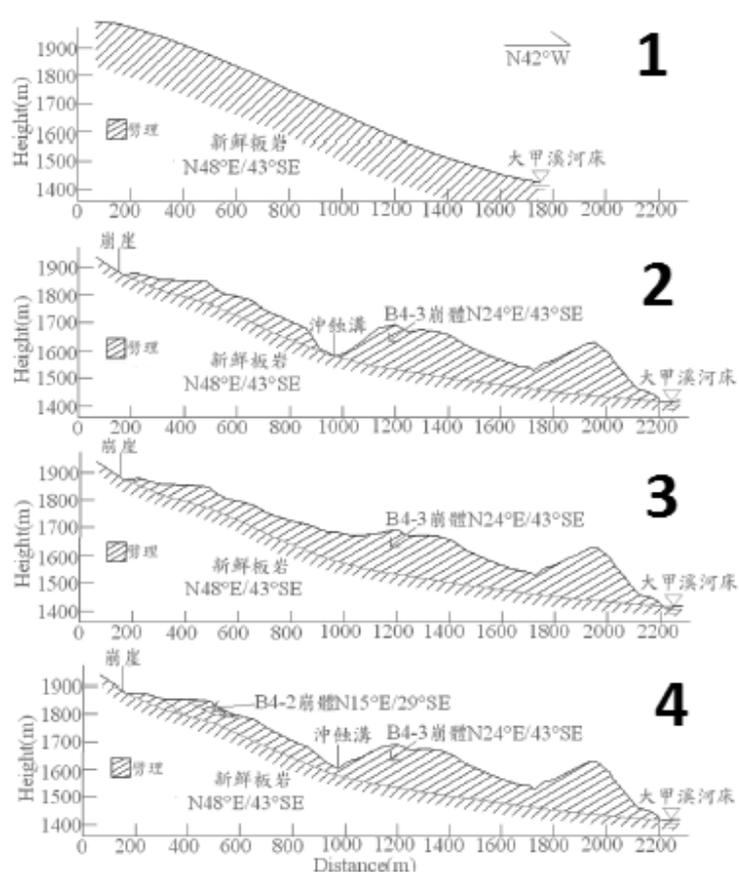


圖 2.28 梨山崩積層形成演繹示意圖(廖志中等人，2011)

2.4.2 紅葉坪地滑

紅葉坪位於南投縣中寮鄉，在 921 集集大地震發生大面積的地滑情形，由航照判釋以及現地調查發現此為一古崩塌地，但並沒有確切的證據來解

釋發生地滑的原因，張光宗等人(2010)透過 PFC2D 模擬紅葉坪地區的地滑現象，利用降低岩體強度以及降低摩擦係數的方式來模擬地滑現象，並且模擬因暴雨以及地震的兩種情境評估紅葉坪地區之災的因素，由其模擬結果可得以下結論：

1. 當材料地質強度指數(GSI)調整為 65、摩擦係數設定為 0.45 所得之結果與集集地震前之地形接近。
2. 崩積層越接近地表則位移量越大，而以暴雨進行模擬的結果發現其位移量大於地震誘發之地滑。

2.4.3 花蓮鯉魚潭

花蓮縣壽豐鄉的鯉魚潭為堰塞湖形成成因的說法有二：

1. 木瓜溪支流通文蘭溪上游支流荖溪被古平和溪襲奪後，殘留河道流量降低，逐漸淤塞，形成 104 公頃的堰塞湖。
2. 由於木瓜溪與支流通文蘭溪以及荖溪、白鮑溪，在全新世晚期發育沖積扇，將河道堵塞形成鯉魚潭及古老溪潭沖積堰塞湖。

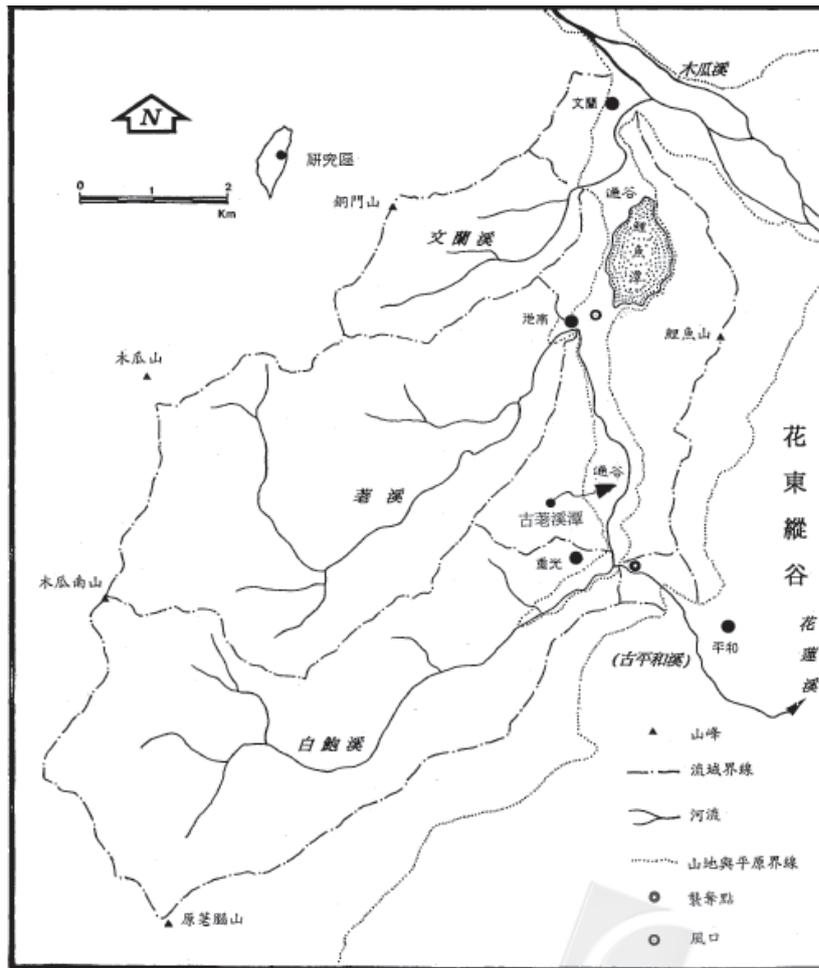


圖 2.29 鯉魚潭地區地形配置圖(齊士崢，1997)

齊士崢(1997)透過地形狀況的觀察與判釋，認為鯉魚潭之形成成因如下：

1. 木瓜溪和荖溪地區的鯉魚潭、風口、通谷和倒鉤狀流路是沖積扇發育埋積堵塞河谷。
2. 河床高度接近分水嶺，進而發生河川轉向，不屬於河川襲奪。

由上述三古地滑與堰塞湖案例的回顧可得知針對年代較久遠之案例，需要許多的證據並透過諸多的回顧再加以臆測，不確定性高；也由於年代久遠的關係，可取得許多相關的地形與地質參數，因此，透過模擬的方式來重建古地滑或堰塞湖形成的過程或崩坍的機制屬必要之方式並且可推估往後土砂運移的潛勢進而降低災害發生。

2.5 降雨誘發山崩之模擬方法探討

台灣地區降雨集中再加上極端氣候越來越明顯，由暴雨所誘發的地滑現象越來越多，基於降雨型天然壩極易潰決的特性，降雨所誘發地滑現象的重建顯得相當重要，而參數的設定較難去定義，因此，本節將針對以往學者對降雨所誘發的地滑現象所使用的參數設定方法做一回顧並針對其不足之處加以探討。

2.5.1 小林村

民國 98 年莫拉克颱風的強降雨造成高雄縣甲仙鄉小林村東北側的獻肚山發生崩坍，大量土石往下運移，並且堵塞河道形成堰塞湖，堰塞湖瞬間潰決後造成小林村重大的傷亡與損失。

蒲淵明(2012)針對小林村案例進行模擬，因考量雨水的作用針對摩擦係數的部分將其調低來驅動其滑動，雖能模擬出該案例，但對於降雨所誘發崩塌行為的模擬結果存在不確定性；唐昭榮(2010)亦針對小林村案例進行模擬，其材料參數的設定是以將岩體強度降低以及降低摩擦係數的方式來模擬因降雨造成的地滑現象；李昀珊(2011)透過災前 DTM 資料、災後航照圖並配合野外調查來重建其壩體之幾何參數。

2.5.2 模型試驗

Jian et al.(2013)利用模型試驗來進行由降雨引發邊坡破壞的機制，並以 PFC^{3D} 來模擬並與實驗結果做比對，研究結果顯示實驗成果與模擬結果皆與理論破壞模式相符 (如圖 2.30 及圖 2.31 所示)，其摩擦係數的設定是以逐步調整的方式來模擬水壓造成的影響。

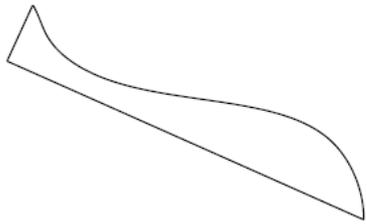
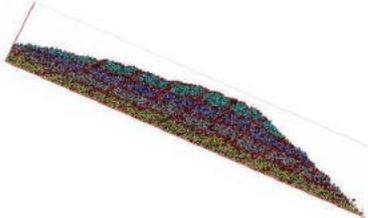
Medium sand 破壞模式	實驗結果	模擬結果
		

圖 2.30 Medium sand 模擬與實驗之驗證(Jian et al. , 2013)

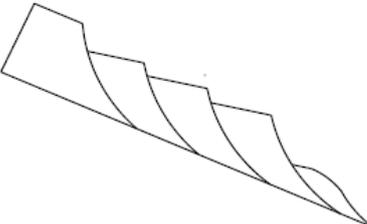
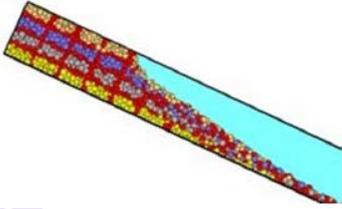
Medium sand 破壞模式	實驗結果	模擬結果
		

圖 2.31 Fine sand 模擬與實驗之驗證(Jian et al. , 2013)

2.5.3 中國深圳

Li et al.(2012)以 PFC2D 軟體模擬因降雨而誘發之地滑現象，參數設定是以降低材料強度以及降低摩擦係數的方式來模擬此地滑行為並且探討摩擦係數(0.25、0.2、0.15)及顆粒勁度比(1、2/3)的影響，得到以下結論：

1. 摩擦係數：由圖 2.32 可看出摩擦係數越小，崩塌體的運移距離越長，其中當摩擦係數設定為 0.2 時最符合現地堆積形狀。
2. 顆粒勁度比：由圖 2.33 可看出不同的顆粒勁度比並不影響最後的堆積型態。

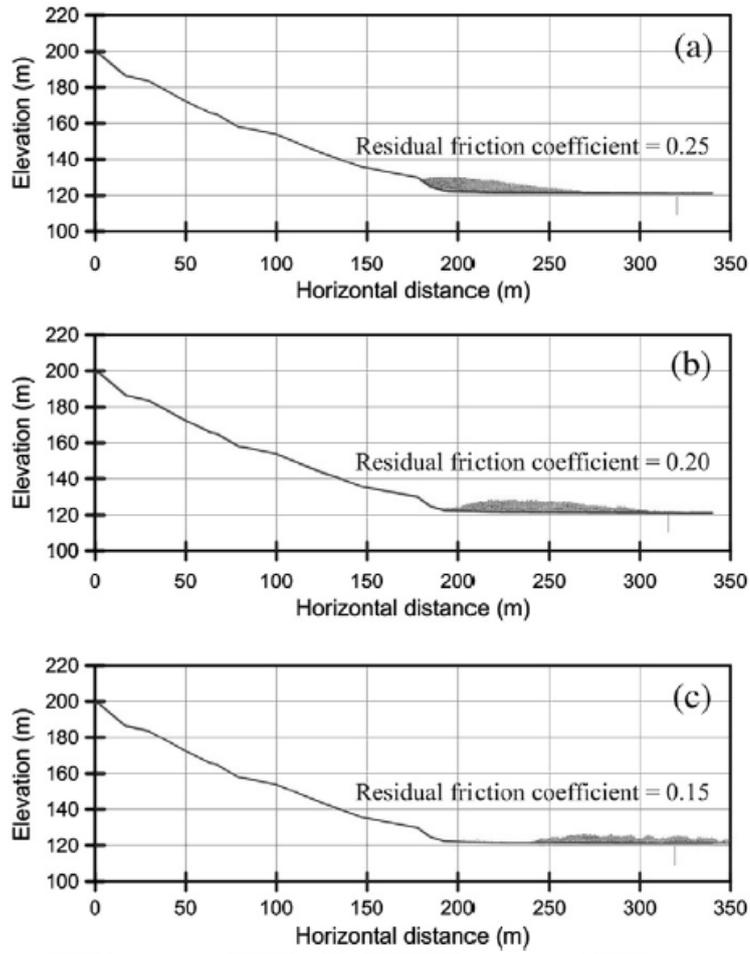


圖 2.32 不同摩擦係數模擬結果(Li et al. , 2012)

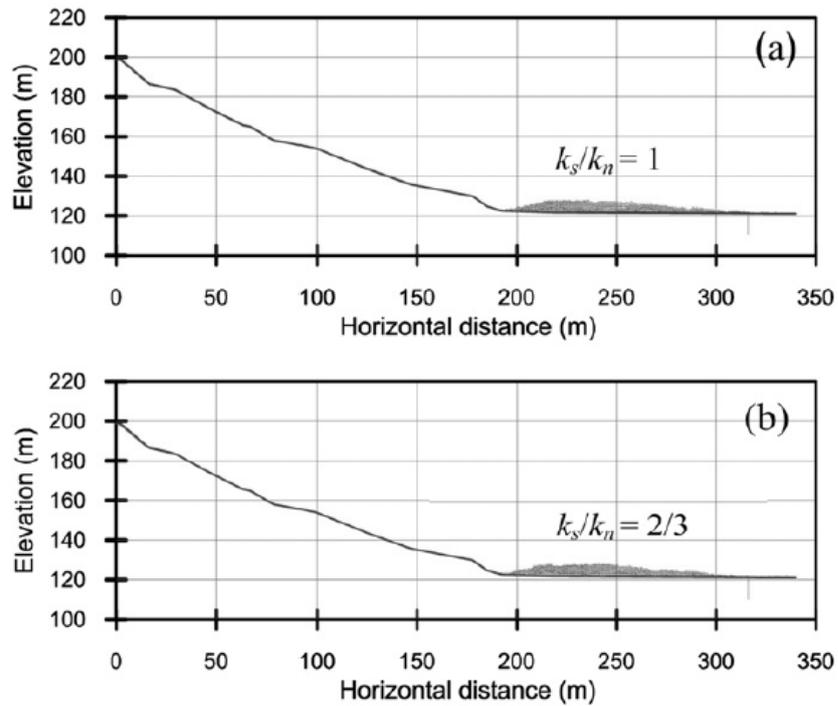


圖 2.33 不同勁度比之模擬結果(Li et al. , 2012)

透過上述三案例之回顧，明顯看出以往學者針對降雨誘發的地滑行為不外乎兩種調整參數的方式來考慮水的影響：

1. 降低材料參數。
2. 降低摩擦係數。

然而，若過份降低材料強度參數或摩擦係數，可能會忽略真實的崩塌機制而造成誤判，因此本研究擬改善此一缺陷，並提出一套針對暴雨誘發地滑的模擬方法，相關方法於第三章說明。

2.6 堰塞湖模擬案例

堰塞湖案例有很多，而本研究將針對暴雨所誘發的地滑行為進行模擬，本節將針對本研究所選擇之案例做一介紹與討論。

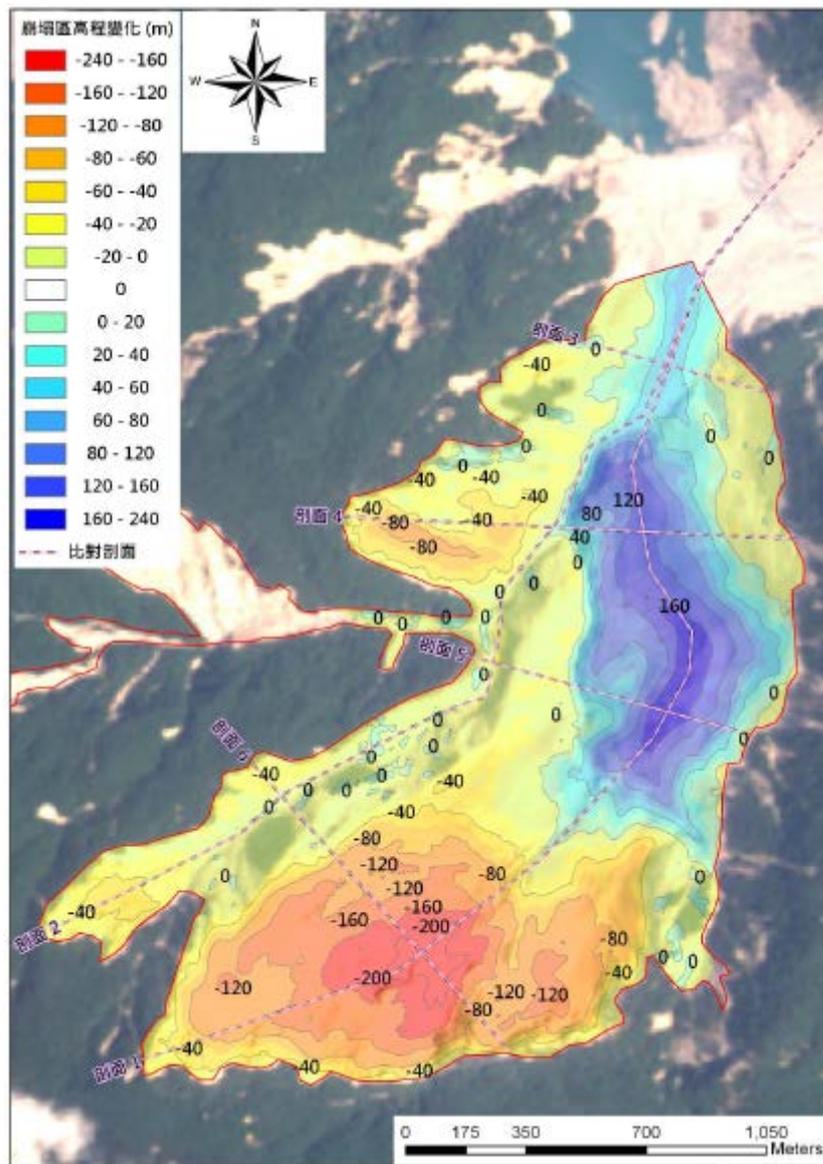
2.6.1 太麻里溪包盛社堰塞湖

民國98年莫拉克颱風侵台期間，台東縣太麻里溪上游包盛社右岸邊坡因降雨誘發大規模崩塌，崩塌深度高達200公尺，崩塌長度達2.8公里，大量土石材料隨坡面逕流運移，堆積並堵塞太麻里溪主河道，形成堰塞湖，造成下游聚落易受土砂災害的威脅。

林務局台東林區管理處(2010)於堰塞湖形成初期據相關圖資與測量成果分析，太麻里天然壩壩高約10公尺、體積約有256萬立方公尺，而該河段堆積土體深度約50公尺，堆積範圍達4公里長，然而，由災前與災後地形資料的計算，崩坍源頭有超過1億方的土石往下運移，由於崩坍區與堆積區差距太大，非常不合理，因此，探究其運移行為來重建當時發生的過程有其必要性；另外，莫拉克災後根據無人載具空拍影像與現地調查成果推測，由圖 2.34來看，主要的崩塌土體堆積於東北側，可能曾積蓄成潭，潰決後產生大規模土石朝下游運移，造成表土幾乎全遭沖失，並形成大規

模土石流沿著谷地流出，導致沿著谷地造成嚴重的沖刷。

綜觀以上，由於大規模崩塌、形成堰塞湖、以至於溢頂潰決過程中土石方運移型態有頗多不確定性與疑點，為堰塞湖案例重建很適合的對象。本研究因此針對太麻里溪包盛社堰塞湖案例進行研究，除重新檢核崩塌前、後地形之變化，並研擬適合考率降雨誘發大規模崩塌之機制的模擬方法，以進行大規模崩塌、形成堰塞湖之案例重建。



註：負值表崩坍(暖色系)、正值表堆積(冷色系)

圖 2.34 崩坍與堆積區示意圖(林務局台東林區管理處，2010)

2.7 綜合評述

當邊坡受到降雨或地震的作用而引致地滑，大量土石往下游運移堵塞河道形成天然壩，然而其組成材料勢必已受降雨與地震的影響而降低進而影響天然壩體的穩定性，易使下游居民承受極大生命財產損失的威脅；有鑑於此，天然壩的穩定性已吸引眾多學者進行研究，而透過不同學者的統計與壩體分析，可歸納出以下三點結論：

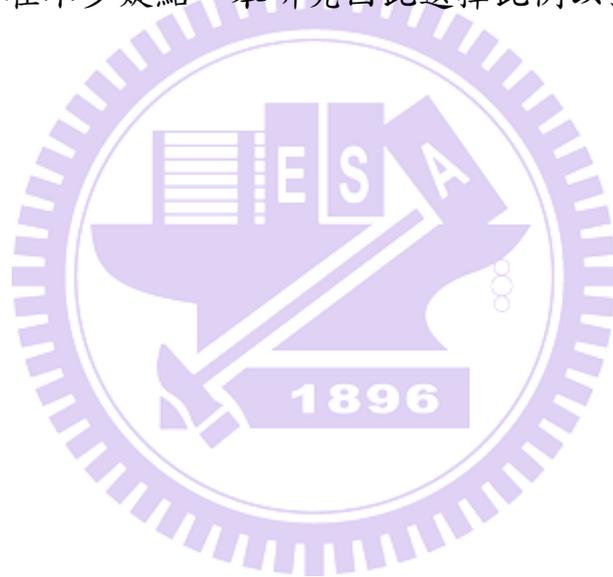
1. 天然壩體之誘發因子中，地滑所佔的比例最高。
2. 天然壩體通常在形成後的短時間內潰決，穩定性極差，尤以降雨誘發地滑所形成的天然壩為最。
3. 基於天然壩體極易潰決的特性，天然壩體資料不足的情況成為統計分析與潰壩分析上急需克服的課題。

不少古崩塌地與古堰塞湖形成的原因與過程往往仍並不完全確定，可能存在一些待解的謎團。若能釐清之，不但對大型崩坍、地形演育及土砂運移等領域之研究皆具有寶貴之價值，也可補充堰塞湖形成潛勢與天然壩潰壩案例所需之缺乏資料。一旦能嘗試透過合理可靠的模擬手段來重建各案例，則可得到其中缺乏的壩體幾何條件或材料參數，進而可提供更多資料以利後續學者進行進一步的統計分析及潰壩分析。

不少學者曾研擬崩坍或地滑之啟動機制及運移模擬法以重建案例。暴雨常係大型崩坍地滑之主要誘因，有些模擬是藉由降低強度以啟動崩坍或地滑，其基本假設是降雨影響材料強度。然引致崩坍或地滑的案例模擬過程中，參數的設定會影響材料的破壞行為進而對其運移機制產生不同的解釋，若材料參數的假設不盡合理則會對真實的行為造成誤判，而以往學者常透過以下兩種方式來簡化降雨造成的影響：

1. 過度降低材料參數。
2. 過度降低摩擦係數。

針對於此，本研究中將嘗試研擬合理方法來重建因降雨誘發地滑引致之天然壩的形成與運移過程，期望運用此方法來更真實的反應出地滑的運移行為。位於台東縣太麻里溪流域的包盛社堰塞湖，因莫拉克的強降雨作用下誘發地滑形成天然壩體堵塞於河道，該案例文獻曾指出土砂在半山腰處與河床堆積，而由航照資料判釋推測該半山腰堆積處或曾積蓄成潭，再因暴雨而造成二次崩坍，此案例中由大規模崩塌、形成堰塞湖、以至於溢頂潰決過程中仍存在不少疑點，本研究因此選擇此例以探討天然壩之重建模擬。



第三章 研究方法

本研究使用以離散元素法為基礎的 PFC^{3D} 軟體進行地滑案例的模擬，透過模擬的過程探討崩坍過程中各階段的運移行為並且模擬堆積於河道上的土石受水流沖刷後整體土砂的運移行為，以評估本研究案例由崩坍至最後壩體穩定後的地形變化過程；為了準確模擬邊坡材料受降雨作用驅動土體往下運移的行為，因此提出以施加滲流力的方式來模擬降雨作用下地下水位急速上升，滲流水壓驅動土體運移的過程的方法。此外，為了考量模擬案例的完整性以及植被厚度影響地形高程的誤差，亦針對堆積於河道的土石受沖刷後邊坡的運移行為提出一簡化的模擬方法以及植被造成高程誤差的修正方法；最後透過不同參數的搭配所得的模擬結果探討邊坡因降雨破壞後至穩定後的之運移行為以及各參數的影響。

3.1 PFC^{3D} 軟體之介紹

PFC^{3D}(Partical Flow Code)是 Itasca 公司以離散元素法為基礎所開發的三維顆粒流模擬軟體，其模型建置是以圓球與牆為單元，以離散元素法為基礎的分析軟體 Itasca 於 2004 年推出的 UDEC 以及 2007 的 3DEC，上述兩者皆以有稜角的塊體來模擬，相較於其他以離散元素為基礎的軟體，PFC^{3D} 具下列優點：

1. 於接觸點偵測上更有效率。
2. 對顆粒的位移是沒有限制的。
3. 顆粒間鍵結允許破壞。

此外，PFC^{3D} 於計算上作了以下幾點基本假設：

1. 個別顆粒視為剛性體。

2. 顆粒間接觸面積很小可視為一點。
3. 顆粒接觸為軟接觸且允許於接觸點重疊。
4. 重疊量與接觸力以及顆粒勁度有關，由力與位移定律求得。
5. 顆粒間接觸存在鍵結。
6. 所有顆粒皆為圓球。

PFC^{3D} 是由球與牆的組合並以每一時階為一計算週期的概念，每個週期分別透過牛頓第二運動定律及力與位移法去計算每個元件的位置、速度和接觸力的變化，並自動記錄或消除接觸點，計算週期如圖 3.1 所示，其每一運算週期開始先更新顆粒與牆的位置並利用力與位移法計算點與點之間的接觸力，這些接觸力產生的力與力矩依據牛頓第二運動定律而計算出力的作用而得到新的接觸點的位置，再由新的接觸點位置來進行反覆迭代的計算直到系統收斂。

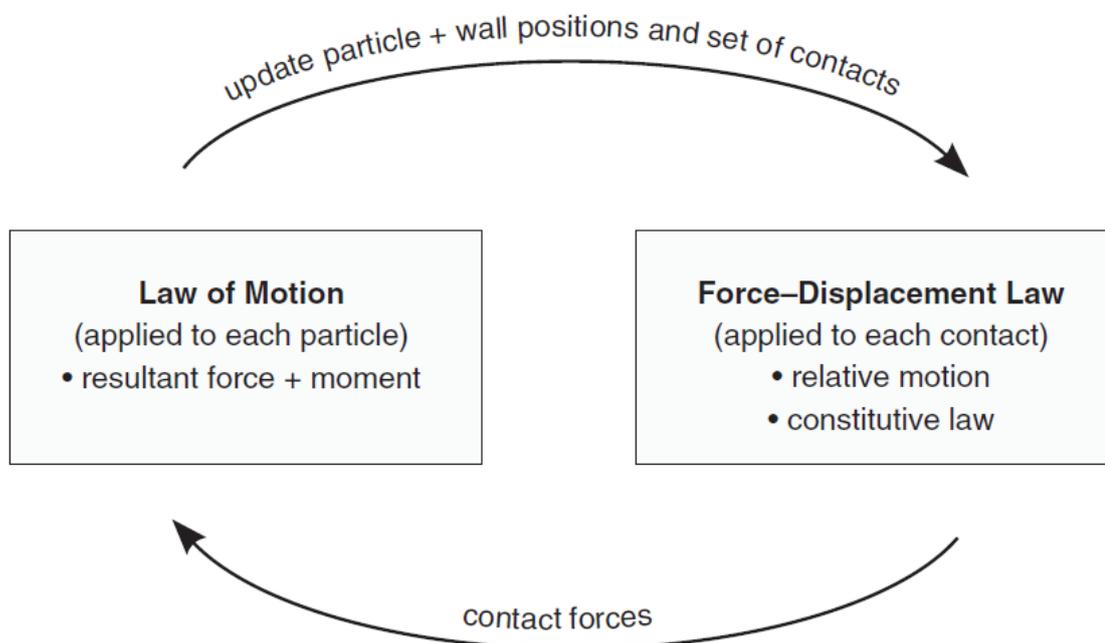


圖 3.1 PFC^{3D} 之運算週期

3.2 案例模型之建置

模型建置之流程如圖 3.2 所示，主要分為地形參數及微觀參數兩大部分，當此兩大部分建構完成後即可完成模型之建立並進入 PFC^{3D} 軟體進行模擬，透過不同參數的搭配，可模擬出不同的案例並且從結果進行進一步分析與討論，其中，地形參數以及微觀參數資料之取得分述如下：

- (一)地形參數：以航空照片透過 SOCET GXP 軟體進行 DSM 之製作，製作方法於 3.2.1 節說明，得到 DSM 資料後即可建立地形面以及崩坍範圍之選定與崩坍體的製作，崩坍體的製作於 3.2.3 節作說明。
- (二)微觀參數：微觀參數之設定必須要有材料的巨觀參數資料(如楊氏模數、單壓強度等)，此部分之資料來源有二，一為堰塞湖案例相關研究報告，若缺乏現地材料之試驗資料，則利用相當地層的試驗數據，得到巨觀參數後初步由式 3.5、式 3.6、式 3.7 及式 3.8 的計算來假設微觀參數，接著透過模擬單軸壓縮實驗並以試誤法的概念來完成微觀參數之率定，其方法與流程於 3.2.2 節做詳細說明。

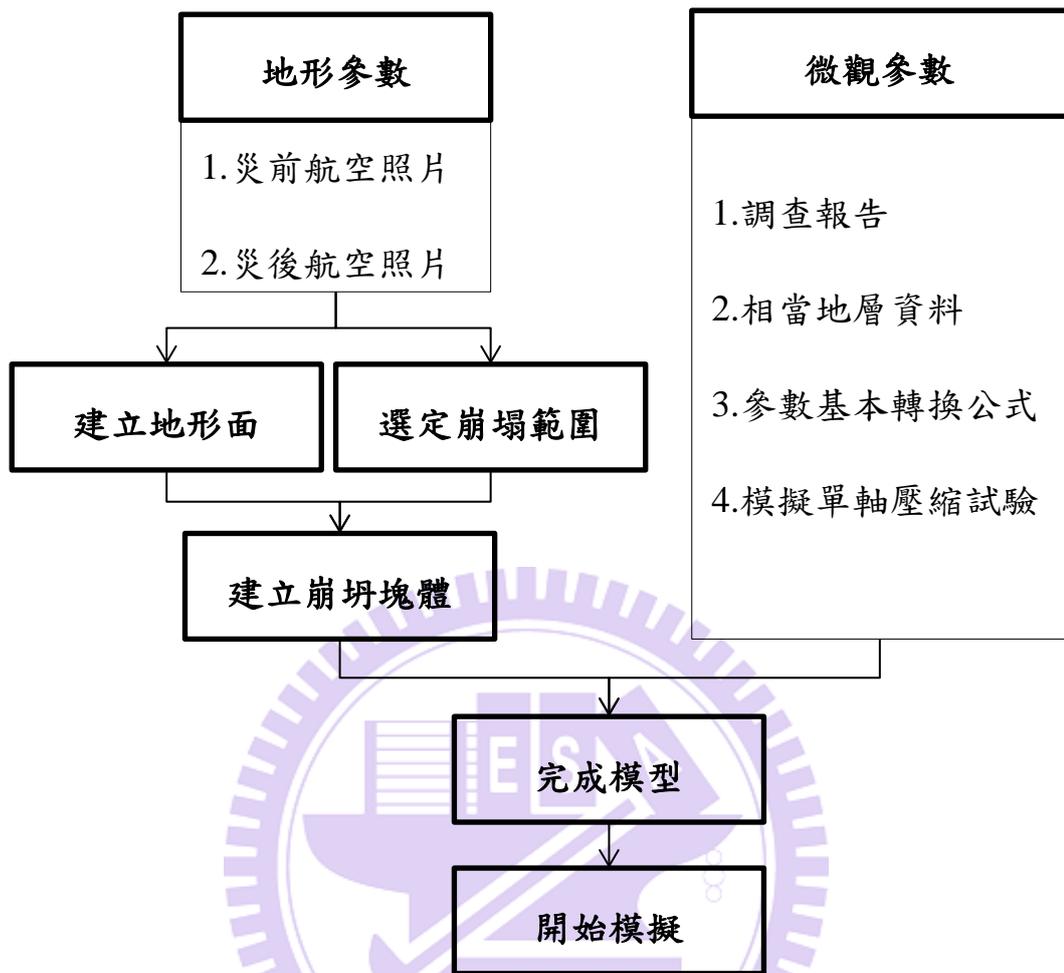


圖 3.2 模型建置流程

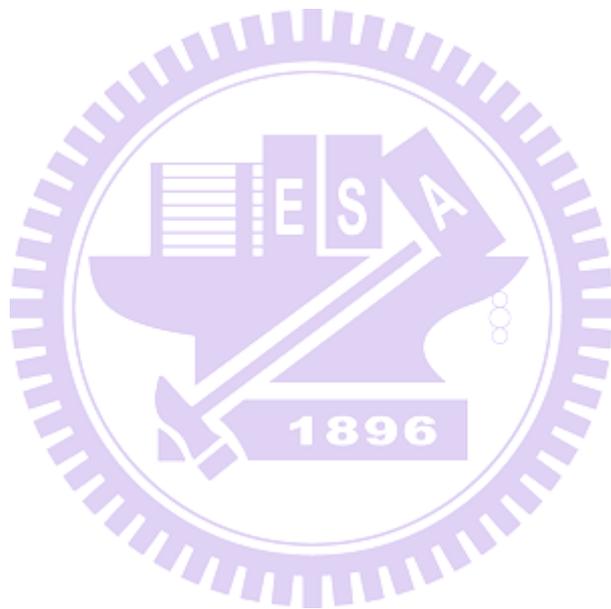
3.2.1 地形資料 (DSM)之製作

本研究所使用之 DSM 資料為國立交通大學防災與水環境研究中心透過 3D 立體工作站以及 SOCET GXP 軟體所製作，工作流程圖如圖 3.3 所示，茲將其分述如下：

1. 資料取得：航照、外方位參數、相機的率定參數以及地面控制點；航照之外方位參數有相片中心 x 、 y 、 z 座標，及 x 、 y 、 z 三軸之旋轉角 ω 、 ψ 、 κ ；相機的率定參數主要有相機焦距 (Focal length)、透鏡畸變差 (Lens Distortion)、像主點位置，使用傳統相機需加入框標

(Fiducial mark)及相片大小，數位相機則需要有像元尺寸。

2. 輸入資料：將航照資料輸入 SOCET GXP 軟體中運算。
3. 空中三角計算：空中三角計算需控制點，由於使用之航照資料為歷史資料，無法在拍攝前作現場佈點，因此使用福衛二號影像搭配美國所產製的 DTM 資料(Aster40mDTM)作為控制點選取的依據。
4. 產生 DSM：由產出之 DSM 轉換成 PFC^{3D} 可讀的檔案後即可進行地形之建置。



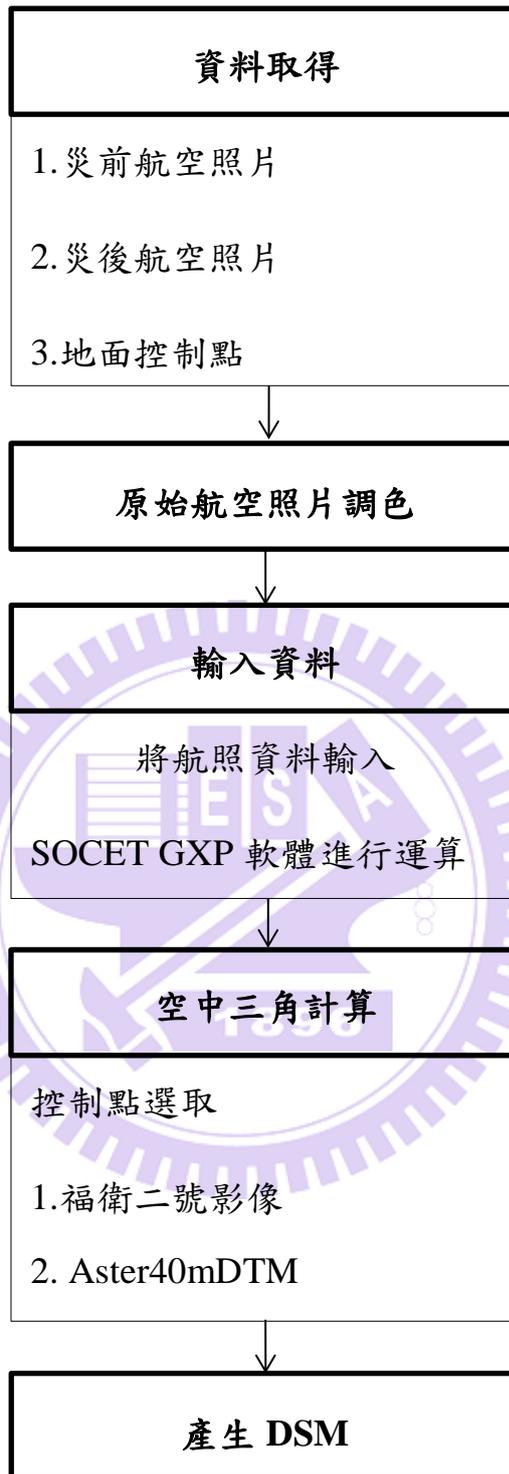


圖 3.3DSM 資料產出流程圖

3.2.2 參數率定

模擬山崩運移過程除了地形參數外，材料參數的設定影響了材料破壞的行為以及運移的方式，因此，需透過適當的參數假設來降低材料強度參數的影響，然而，PFC^{3D}無法直接指定材料的巨觀參數(如楊氏模數、單壓強度等)，是故，本研究透過微觀參數的假設來模擬實驗室的單軸壓縮試驗以率定相關微觀參數，本小節分為兩部分：1.微觀參數與巨觀參數的對應、2.率定之流程，茲將其個別說明如下：

1.微觀參數之假設

微觀參數之假設可由顆粒半徑、楊氏模數等巨觀參數代入簡單的轉換公式求得，如式 3.1、式 3.2、式 3.3 及式 3.4 所示，最後透過模擬單軸壓縮試驗以試誤法逐步調整各微觀參數。

$$k_n = 4 \times R \times E \dots\dots\dots \text{式 3.1}$$

$$k_s = \frac{k_n}{k_n/k_s} \dots\dots\dots \text{式 3.2}$$

$$\bar{k}_n = \frac{\bar{\lambda} \times k_n}{\pi \times (\bar{\lambda} \times R)^2} \dots\dots\dots \text{式 3.3}$$

$$\bar{k}_s = \frac{\bar{k}_n}{k_n/k_s} \dots\dots\dots \text{式 3.4}$$

式中，各符號所代表之參數說明如下：

R ：顆粒平均半徑

E ：楊氏模數

k_n ：顆粒正向勁度

k_s ：顆粒切向勁度

$\overline{k_n}$: 鍵結正向勁度

$\overline{k_s}$: 鍵節切向勁度

$\overline{\lambda}$: 鍵結半徑放大因子

另外，為簡化模形複雜度，茲將簡化之參數分述如下：

(1) 顆粒正向與切向勁度比(k_n/k_s)採用 PFC^{3D} 手冊建議之 2.5。

(2) 鍵結正向與切向勁度比($\overline{k_n}/\overline{k_s}$)採用 PFC^{3D} 手冊建議之 2.5。

(3) $\overline{\lambda}$ 設定為 1。

(4) 假設牆面勁度等於顆粒勁度。

簡化後之簡易轉換公式如式 3.5、式 3.6、式 3.7 及式 3.8。

$$k_n = 4 \times R \times E \dots\dots\dots \text{式 3.5}$$

$$k_s = \frac{k_n}{2.5} \dots\dots\dots \text{式 3.6}$$

$$\overline{k_n} = \frac{k_n}{\pi \times R^2} \dots\dots\dots \text{式 3.7}$$

$$\overline{k_s} = \frac{\overline{k_n}}{2.5} \dots\dots\dots \text{式 3.8}$$

2. 參數率定流程

微觀參數之率定首先透過文獻資料得到單壓強度與楊氏模數，接著利用式 3.5、式 3.6、式 3.7 及 式 3.8 之計算以完成微觀參數的初步假設，最後進行模擬單軸壓縮試驗，將模擬結果得到之單壓強度與楊氏模數與歷史文獻作比對並且以逐步微調微觀參數的方式來完成參數的率定；參數率定流程如圖 3.4 所示。

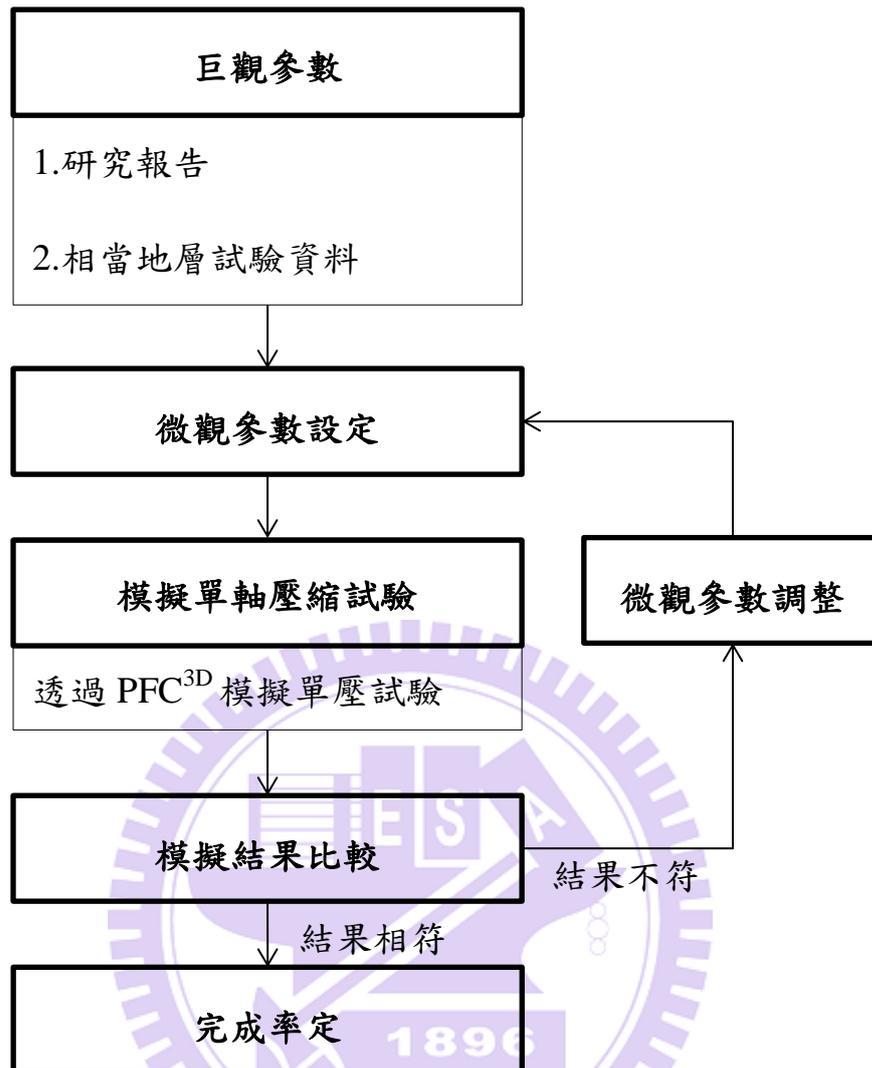


圖 3.4 參數率定流程

3.2.3 崩坍體之建立

透過 DSM 資料的整理與 ArcGIS 軟體處理的整合，即可圈繪出崩坍區並且將地形資料輸出成 PFC^{3D} 軟體可讀取的檔案，最後透過 PFC^{3D} 軟體進行崩坍體的建立，崩坍體建立之流程如圖 3.5 所示；首先，由災前與災後地形資料的高程差異決定崩坍的範圍如圖 3.6，本研究採用網格為 40m*40m，為了減少地形資料產生的誤差，在崩坍區的選擇上將高程差距 40m 以下視為誤差加以忽略；接著透過 PFC^{3D} 軟體建立一顆粒集合體如

圖 3.7，顆粒集合體的邊界即為崩塌區之範圍，而厚度是由崩塌範圍內的地形高程資料決定；隨後設定災後地形資料為下邊界將災後地形面以下之顆粒刪除如圖 3.8；最後設定災前地形面為上邊界將災前地形面以上之顆粒刪除完成崩塌體的建立如圖 3.9。

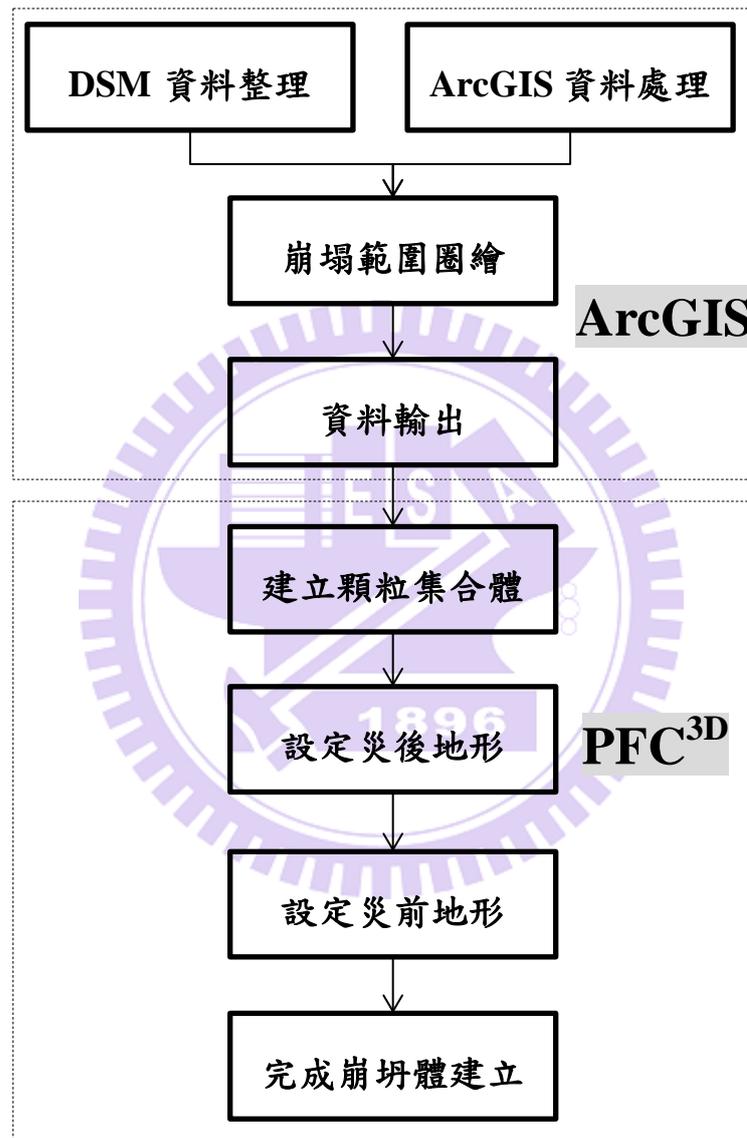
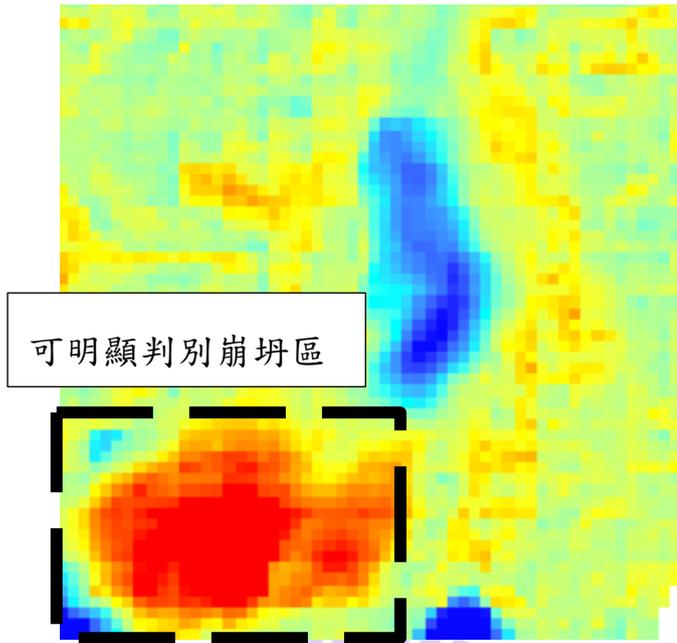


圖 3.5 崩塌體建立流程



註：暖色系為崩坍區、冷色系為堆積區

圖 3.6 地形資料之差異(示意圖)

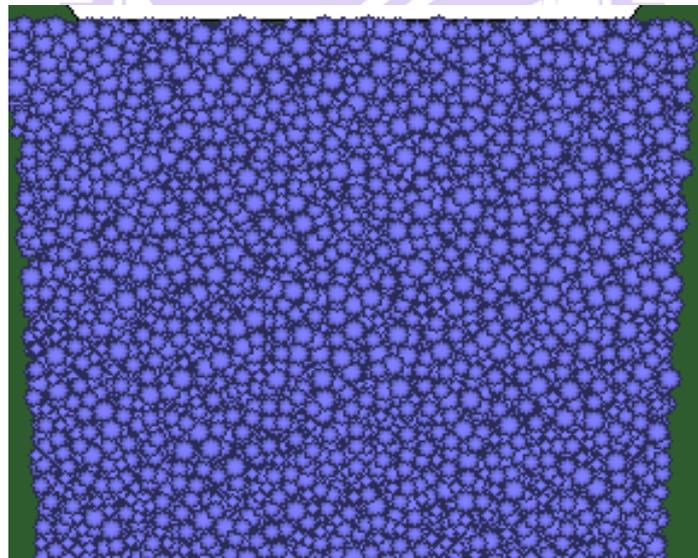


圖 3.7 建立顆粒塊集合體

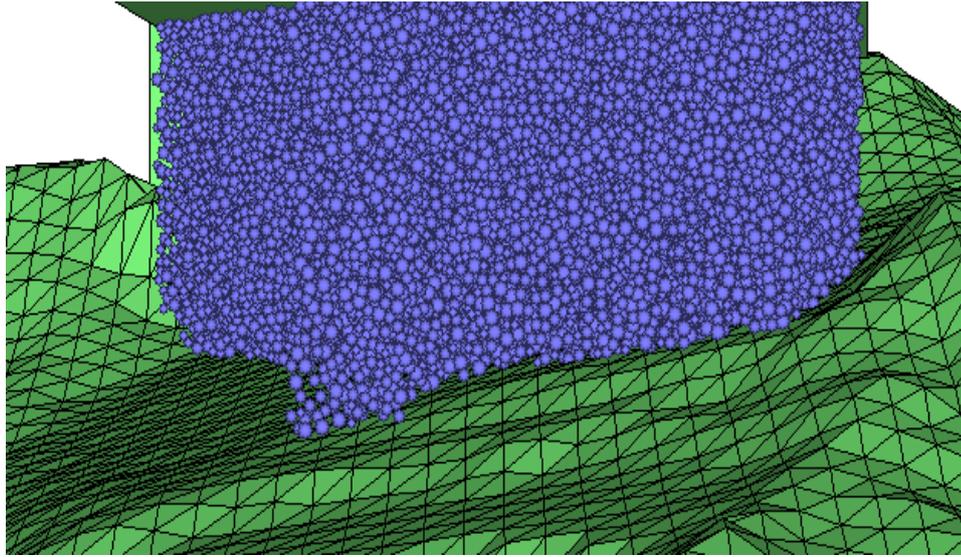


圖 3.8 輸入災後地形面

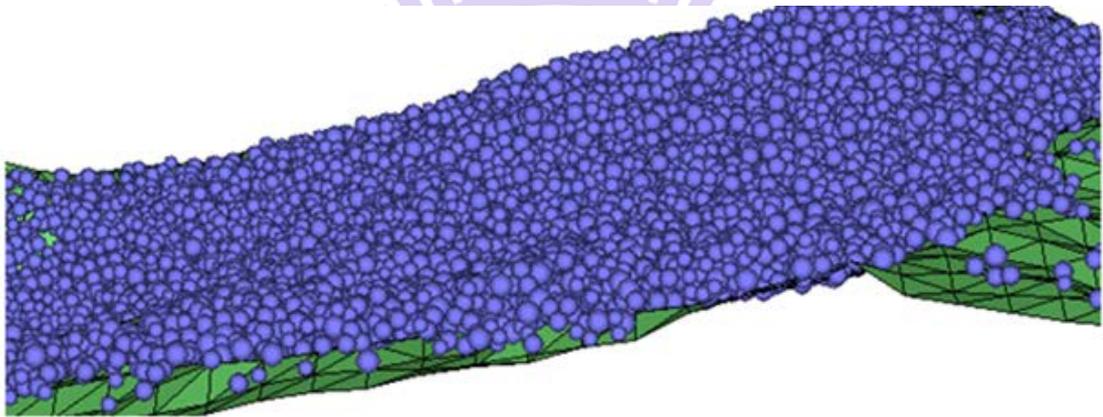


圖 3.9 崩坍體建立完成

3.3 滲流水壓之假設

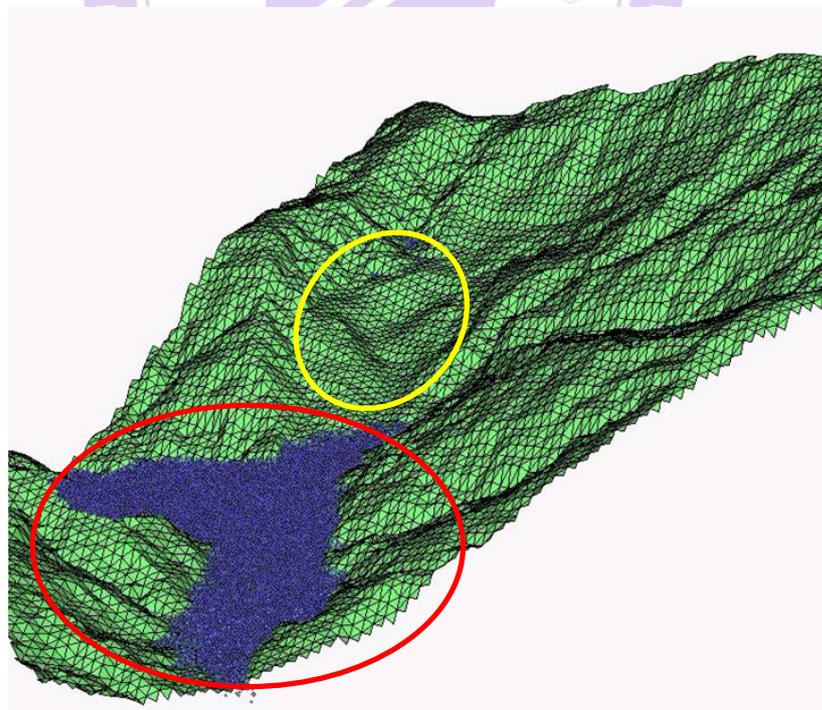
本研究初期亦曾採用降低摩擦係數的方式來模擬本研究案例(太麻里溪包盛社堰塞湖),然而於本案例中摩擦係數需降低到 0.09 才能驅動土體運移,此結果相當不合理。此外,若設定摩擦係數為 0.09 時,其運移崩坍體會全部運移至河道(如圖 3.10 所示)亦與現況不符,於此,本研究提出以施加滲流水壓之概念來模擬降雨作用下,考量地下水位急速上升引致滲流水壓增大驅動邊坡材料滑動的行為,流程圖如圖 3.11 所示,而為了簡化模擬程序,

本研究利用無限邊坡之概念來計算滲流力之大小及方向，簡化成以下三個假設：

1. 滲流力沿著坡面方向與坡面平行。
2. 每個顆粒受力的方向皆相同。
3. 地下水位面與坡面平行。

3.3.1 滲流力施加概念

首先，先假設地下水位面的位置如圖 3.12 所示，接著由水力坡降的概念計算出單位體積之滲流力 $S = i\gamma_w$ ，其中水力坡降 $i = \text{上下游水頭差} / \text{距離}$ ，最後計算每顆球所受的滲流力 $F = S \times V_{\text{partical}}$ ，其中 V_{partical} 為個別顆粒的體積，施力方向為平行坡面，示意圖如圖 3.13 所示，而在 PFC^{3D} 中施力方向是三維的向量，因此須將滲流力方向分為 X、Y 及 Z 方向三個分量分別施加如圖 3.14。



註：紅色圈選表示土石全數運移至河道，黃色為現況半山腰堆積處。

圖 3.10 摩擦係數為 0.09 之模擬結果

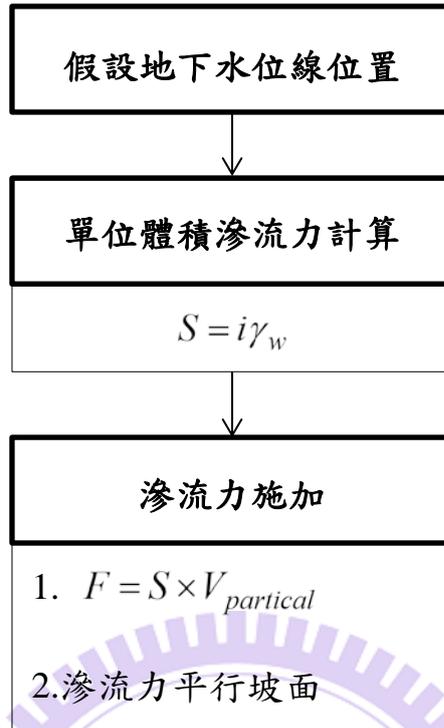
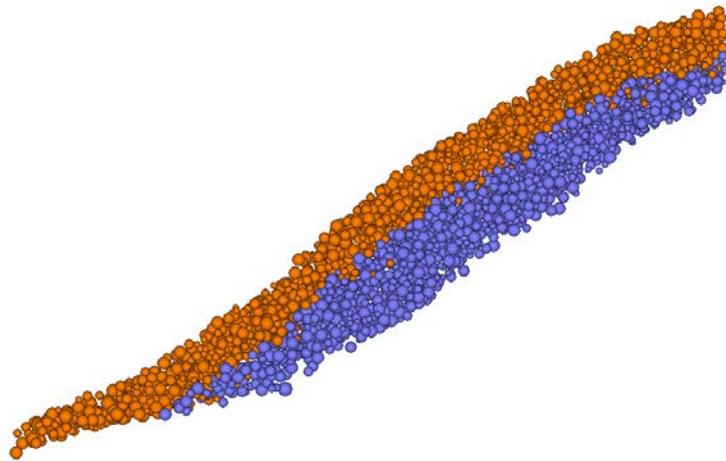


圖 3.11 滲流力施加流程圖



註：藍色球為受滲流水壓的顆粒、土黃色則未受滲流水壓作用

圖 3.12 假設地下水位面

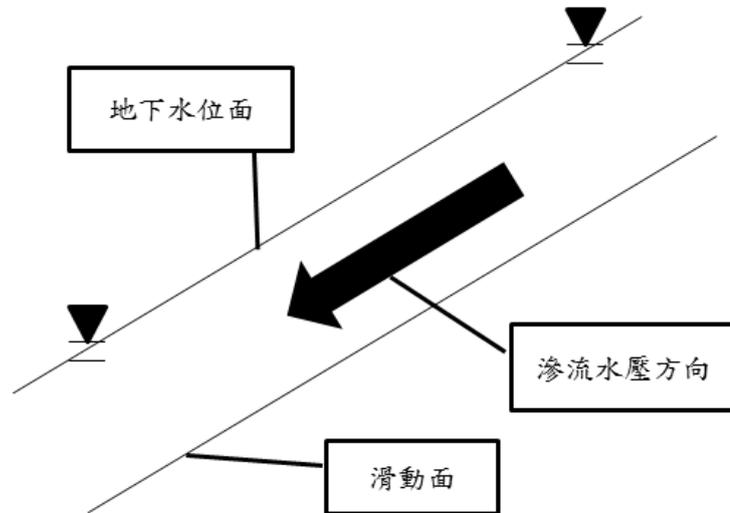


圖 3.13 滲流水壓示意圖

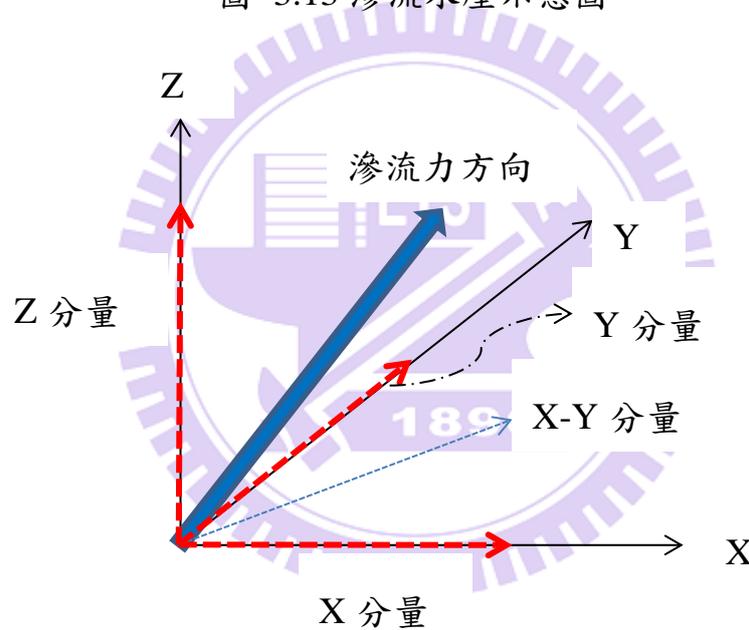


圖 3.14 滲流力施加方向示意圖

3.3.2 滲流力施加方法測試

為測試前述施加滲流水壓之概念的合理性與影響性，本研究模擬一簡易流槽試驗以評估滲流力施加方式的可行性，流槽長為 4460m、寬 500m、高 866m、坡角 30 度，總顆粒數約 1600 顆，總體積約 2800 萬 m^3 ，模型如圖 3.15，材料參數如表 3.1 及表 3.2 所示。

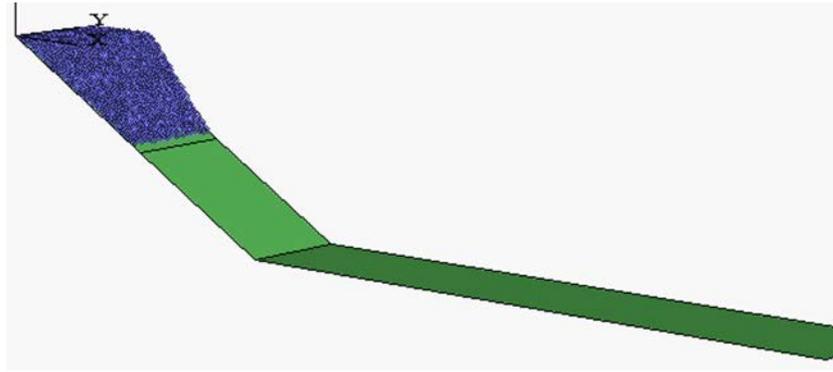


圖 3.15 流槽模型

表 3.1 流槽崩滑體微觀參數

半徑	5~10(7.5m)
密度	2500kg/m ³
孔隙率	0.39
摩擦係數	0.7
顆粒正向勁度	7×10^{10} N/m
顆粒切向勁度	2.8×10^{10} N/m
鍵結正向勁度	3.96×10^8 Pa/m
鍵結切向勁度	1.584×10^8 Pa/m
鍵結強度	40MPa

表 3.2 流槽模擬單軸壓縮試驗結果與巨觀參數之對應

	試驗報告	模擬結果
楊氏模數	2.48GPa	2.5GPa
單壓強度	23.6~47.1MPa	33MPa

微觀參數率定完成後，本研究針對此流槽進行兩組參數測試：

1. 摩擦係數設定為 0.7，施加滲流力。
2. 摩擦係數設定為 0.7，未施加滲流力。

透過實驗組與對照組的結果可以評估滲流力之假設是否造成影響，模擬之結果如圖 3.16 所示，兩個參數組合皆取其 20 秒的時間點來做比對，由圖 3.16 可看出，無施加滲流力的案例土體沒有運移，而施加滲流力之案例可明顯看出有往下運移之行為，因此，本研究提出之方式確實能驅動土體下滑。

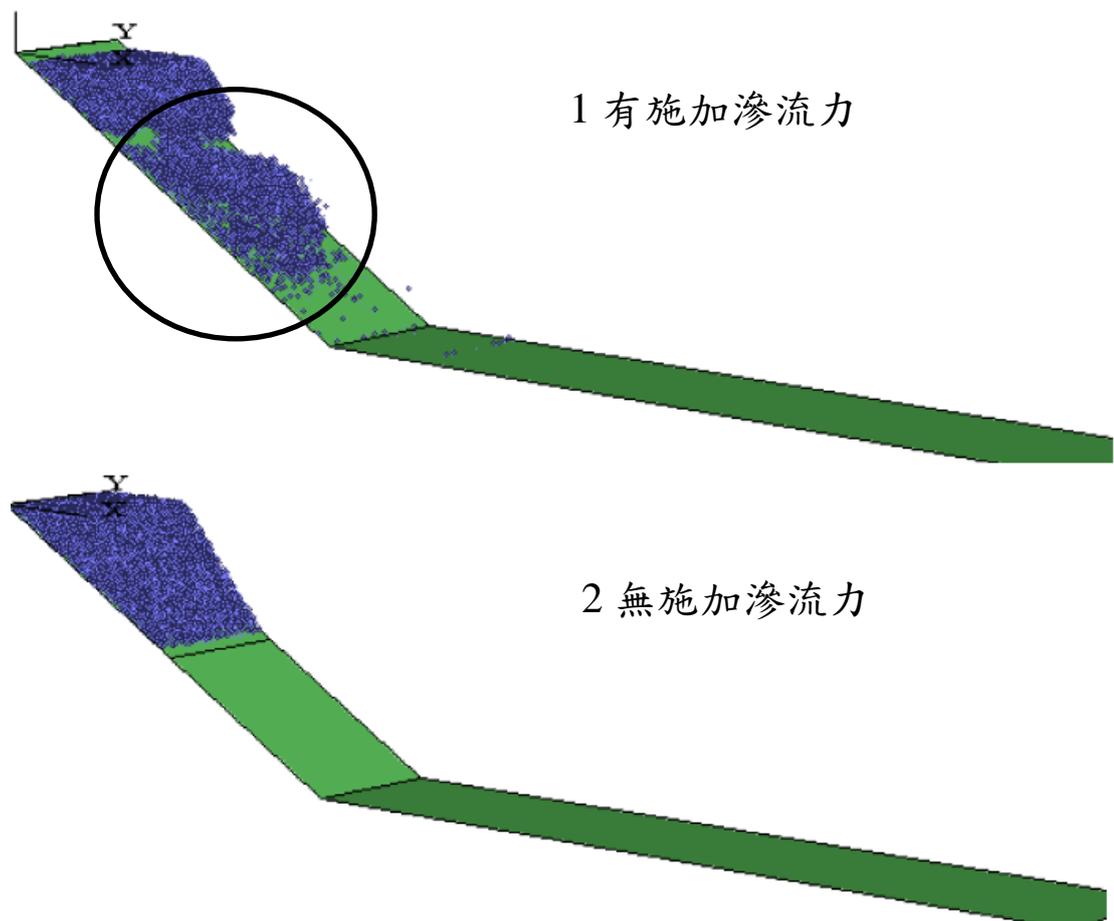


圖 3.16 流槽模擬案例比較(t=20 秒)

滲流力的作用除了大小與方向外，滲流力所作用的顆粒數量亦為影響土體運移的重要因子，而影響此因子的假設為地下水位面的位置，為了簡

化測試的模型，上述的流槽測試是將滲流力施加於每個顆粒上來測試滲流力的施加與否，事實上，地下水位面會隨著雨量的不同而變化，有鑒於此，本研究針對不同的地下水位面假設來評估其對地滑模擬結果的影響，以本研究之案例(太麻里溪包盛社堰塞湖)為例做一簡單測試，地下水位面假設之方式為先假設一水位面，接著以此水位面為參考面模擬不同地下水位面對模擬結果的影響，本研究僅針對崩塌後於半山腰處的堆積量體做比較，結果如表 3.3 所示。

表 3.3 地下水位面與堆積體之比較

半山腰處堆積固體體積(m ³)	地下水位面假設
1906 萬	參考面
1883 萬	參考面以下 20m
1832 萬	參考面以下 40m
1889 萬	參考面以下 60m
未發生運移	參考面以下 100m

表 3.3 可看出，不同地下水位面所造成的半山腰堆積量差異不大，而當地水水位面地於參考面下 100m 時土體並不會產生運移現象，由此兩點可得地下水位面的位置僅會影響崩坍塊體運移與否，但對模擬結果造成之影響有限，因此後續對於不同地下水位面與模擬結果的比較將不擬多做討論；另，考量崩滑體發生較大位移後，地下水應會快速流散，滲流力亦隨之消散，本研究針對滲流力移除的時間點做測試，由圖 3.17 及表 3.4 可看出移除時間點的不同並不足以影響堆積範圍、壩體堆積體積以及堆積幾何型態，因此後續模擬皆設定滲流力於運移達五倍半徑後移除。

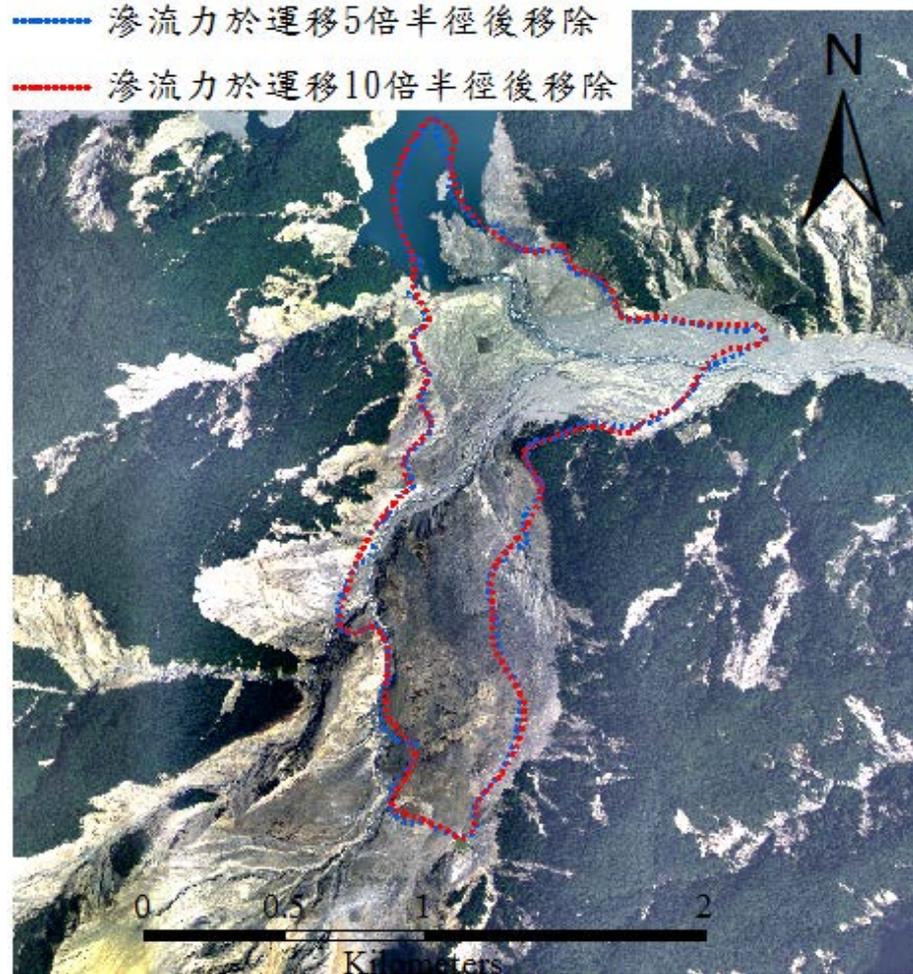


圖 3.17 滲流力移除時間點不同之堆積範圍差異

表 3.4 滲流力移除時間點測試

摩擦係數	單壓強度 (MPa)	壩長 (m)	壩寬 (m)	壩高 (m)	壩體體積 (m ³)	山腰堆積 (m ³)	滲流力移除時間點
0.25	33	543	1753	88	3617 萬	3533 萬	運移 5 倍半徑後
0.25	33	548	1783	85	3608 萬	3545 萬	運移 10 倍半徑後

3.4 河道沖刷模擬方法

太麻里溪上游包盛社右岸邊坡因莫拉克颱風帶來之強降雨誘發大規模地滑，大量土體運移至河道造成堵塞形成堰塞湖，然而，除了河道上之堆積土體外，邊坡的東北側存在著由崩塌區帶來的大量土石堆積體；若河床上天然壩的溢流水道因水流沖刷作用下漸漸拓寬與刷深，邊坡東北側的堆積土體是否會失去穩定性而繼續往下運移造成更多的土石往下游堆積為另一重要之課題，有鑑於此，本研究透過簡化溢流水道拓寬與刷深的過程來模擬河道沖刷於不同條件下的影響，另亦可由沖刷的階段性過程中，觀察東北側堆積土體的運移行為；模擬沖刷之流程如圖 3.18 所示。



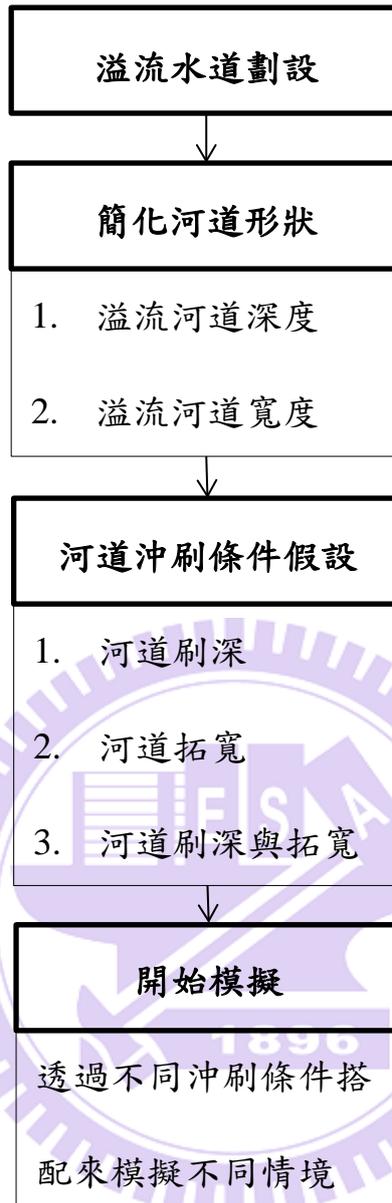


圖 3.18 河道沖刷模擬流程

3.4.1 溢流水道的劃設

於模擬河道沖刷前，必須先進行溢流水道的劃設以利後續溢流道形狀的假設；首先，將模擬結果中各顆粒的位置轉換成點位資料輸入 ArcGIS 軟體中運算成地形資料，接著沿谿線做垂直谿線的剖面如圖 3.19 所示，由剖面圖選取該剖面線的最低處並將其位置做標示如圖 3.20 及圖 3.21 所示，

並將不同剖面所標示的最低點連線是為溢流水道的中心連線如圖 3.22，最後透過災後航空照片或者研究報告的紀錄來決定溢流水道寬，即可完成溢流水道的劃設如圖 3.23。

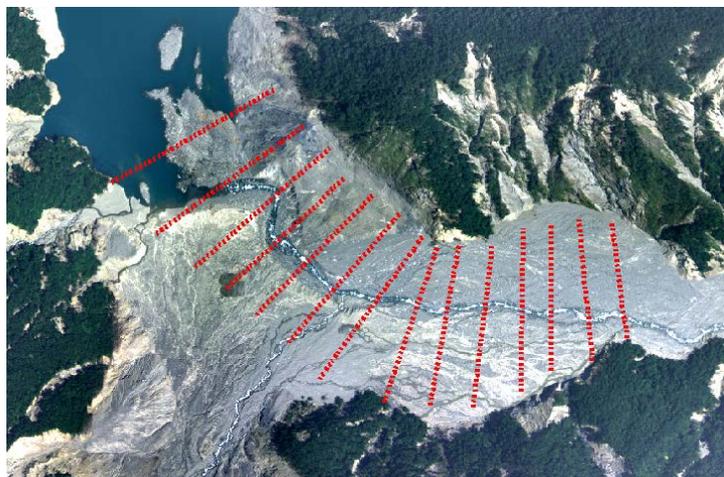


圖 3.19 沿溪線剖面示意圖

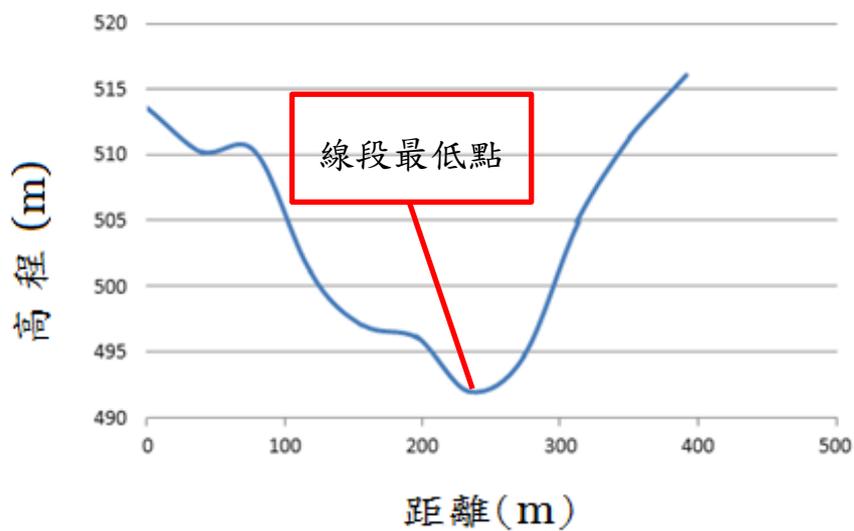


圖 3.20 選取剖面線最低處示意圖



圖 3.21 標示最低點示意圖

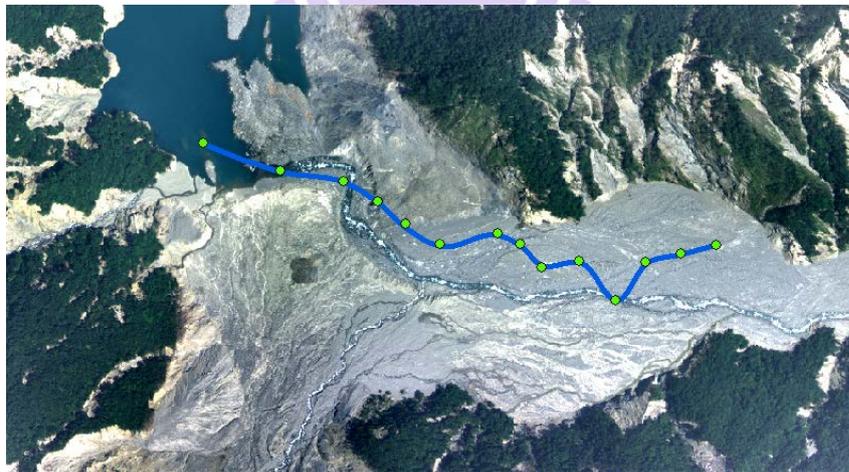


圖 3.22 將標示點連線示意圖



圖 3.23 溢流水道劃設完成

3.4.2 沖刷形狀與深度的假設

Chang(2012)將過去由土石流與地滑所形成天然壩破壞後的潰口形狀做分析，其中典型由地滑形成天然壩受溢頂破壞的潰口演進過程可分為三個階段，茲將其分述如下：

1. 第一階段：由於崩塌土石鍵結強度較低，受水流沖刷下溢流道邊坡易發生崩坍受水流帶走，溢流道底部土石亦會被水流沖刷帶走，沖刷過程中圖 3.24 的 A 點位置不變僅深度有變化，此階段會持續到坡角達 α_{bc} ，而 α_{bc} 須由邊坡穩定分析得到；在此階段溢流道寬度不會改變。
2. 第二階段：當坡角達 α_{bc} 河道會開始拓寬且在沖刷過程中 α_{bc} 不變，沖刷過程中圖 3.25 的 B 點位置亦不變僅深度改變，沖刷寬度與深度皆為 $E \times \Delta t$ ，式中 E 為沖蝕率、 Δt 為時間間隔，當溢流水壓的剪應力無法帶底床材料時則不再刷深即展開第三階段。
3. 第三階段：當底床無法繼續刷深，而剪應力能帶走兩側土石，此階段僅會出現拓寬現象，而拓寬寬度為 $E \times \Delta t$ 。

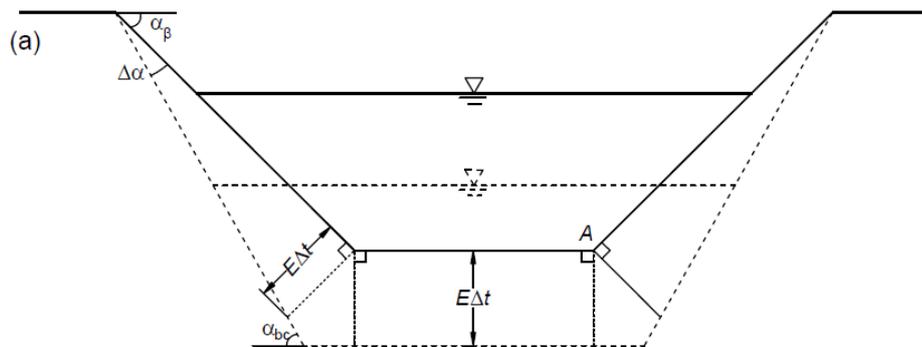


圖 3.24 第一階段(Chang, 2012)

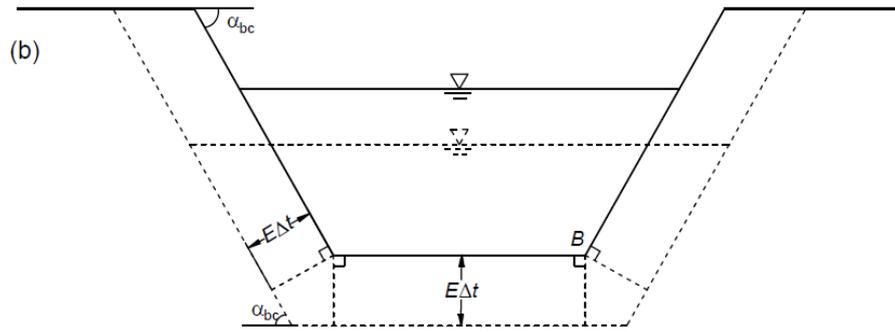


圖 3.25 第二階段(Chang, 2012)

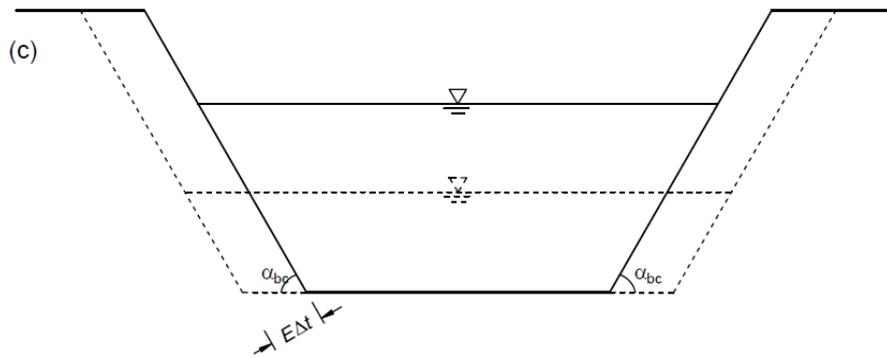


圖 3.26 第三階段(Chang, 2012)

由上述三階段可看出，沖刷初期僅下刷作用至邊坡失穩後則開始拓寬併以下刷行為，刷深深度與拓寬寬度比約為 1：2，當水流遇到較強之材料則會僅存在拓寬行為；然而，在第一階段中導致邊坡失穩的 α_{bc} 需透過邊坡穩定分析而得，基於天然壩幾何形狀與材料強度的不確定性，因此，本研究不進行溢流水道的邊坡穩定分析，對於沖刷深度與拓寬寬度的決定則利用情境假設的方式來做模擬(此部分於 3.4.3 說明)。

3.4.3 河道沖刷之模擬方法

本研究透過 PFC^{3D} 軟體來模擬溢流道的沖刷行為，透過階段式的模擬來取代沖刷的連續行為，模擬的流程如圖 3.27 所示，首先，決定沖刷深度與寬度，其假設的概念分為三個階段分述如下：

1. 刷深階段：溢流水道寬度固定，僅深度做改變。

2. 刷深與拓寬同時發生：以刷深深度與拓寬寬度大小為 1：2 的方式做假設。
3. 拓寬階段：假設一個土石不會被水流帶走的底部高程，隨後僅假設不同的拓寬寬度。

接著，透過 ArcGIS 將在設定範圍內的顆粒點位資料輸出成 PFC^{3D} 可讀的檔案，透過 PFC^{3D} 將範圍內的球刪除及完成每階段的設定，最後將不同假設的情境進行模擬。



圖 3.27 河道沖刷模擬流程

3.5 地形誤差修正

在大型山崩運移過程的模擬中，地形面的建立為其前置作業，地形面的建立乃採用崩坍前後期的航測地形資料比較與處理；若該崩塌為首次崩滑且該處地表植生密布，則會因航測地形資料通常為沒有扣除樹高的特性

而影響地形高程，若崩坍面積甚大，則樹高所造成的影響不容小覷，因此，為了修正因樹高影響造成的誤差，本研究透過一簡易之方法來降低此誤差。

首先，透過崩坍後的航空照片判釋可清楚辨識出崩坍邊緣，如圖 3.28 所示，推估邊緣處會因樹高影響而出現高程急遽變化的現象，因此，在邊緣處切地形的剖面，透過剖面資料可簡單的看出該處樹高的大約值如圖 3.29 所示，最後透過不同剖面處樹高的統計平均值決定該崩坍區域的平均樹高，最後透過 ArcGIS 的計算即可進行運算得到新的地形面。



圖 3.28 崩坍邊界

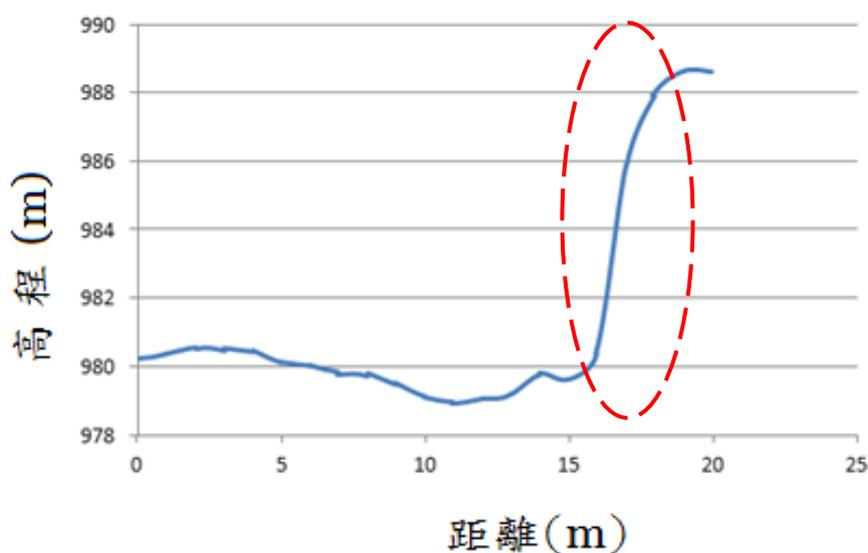


圖 3.29 崩塌邊界剖面

第四章 案例重建與探討

本研究利用 PFC^{3D} 軟體針對降雨誘發所致之天然壩進行重建，於重建初期曾參考以往學者常採用之策略，藉由降低摩擦係數的方式來啟動邊坡滑動，然而可啟動邊坡滑動對應之摩擦係數需低達極不合理的 0.09(相當於僅有 5.14⁰)，即使能啟動邊坡滑動，其模擬結果亦與實際狀況全然不同，據以研判過度降低摩擦係數並非模擬啟動邊坡滑動之適當策略。本研究隨後因而提出以滲流力施加於邊坡土石驅動邊坡下滑的方法以重建因降雨所誘發之地滑現象，不再仰賴純靠降低摩擦係數或強度的方式，以下先對僅靠降低摩擦係數或強度的方式以啟動邊坡滑動之模擬結果稍加討論。

本研究首先透過不同的摩擦係數與單壓強度的搭配來模擬此案例，然而，模擬的結果與現況之壩體幾何參數與量體並不吻合。探討造成誤差的因素後提出兩疑點，一為地形的誤差造成崩塌量體的差異而影響運移與堆積行為，二為在天然壩於形成後可能受到河道沖刷行為的影響，產生短時間內土砂變遷行為，致使災後於該處所取得的航測資料並非天然壩形成初期而是土砂迅速變遷後的結果。針對於此，本研究將地形參數修正後重新模擬，亦針對沖刷行為進行模擬以探討土砂變遷的可能性，透過模擬結果與現況的比對，解釋土砂變遷的可能過程。

本章首先介紹重建案例模型的基本資料，接著將模擬結果分為天然壩形成初期(地滑發生至河道與半山腰堆積階段)以及河道沖刷階段，且針對此兩階段分別討論地形未修正與地形修正後的模擬結果並綜合比較其合理性，透過各階段的分析來評估土砂運移的過程，繼而由模擬的結果分析天然壩形成的影響因子與其穩定性評估。

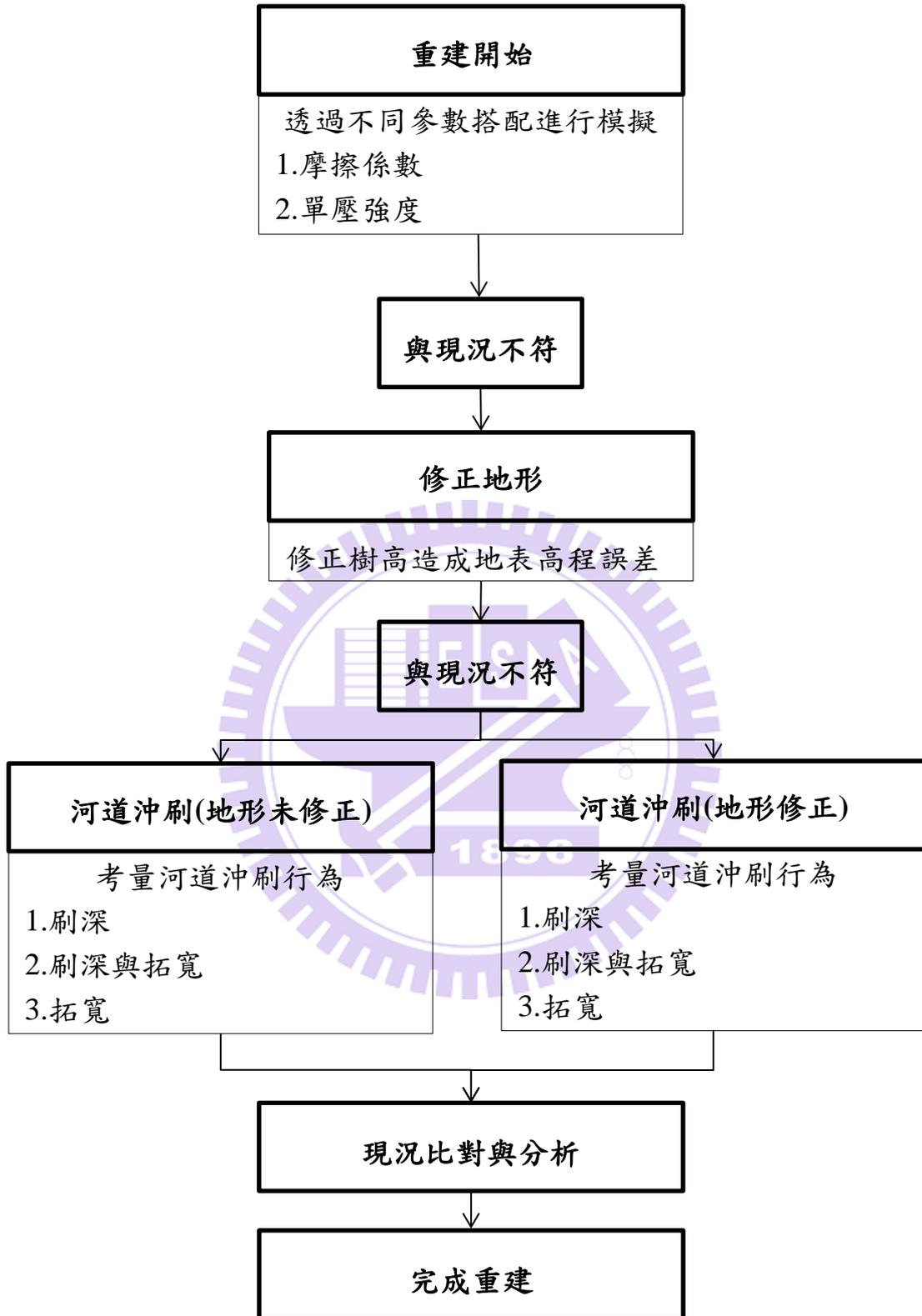


圖 4.1 重建流程圖

4.1 案例模型之建置

案例重建前必須先進行模型之建置，分為地形面的建立以及材料參數的率定，此兩項工作之建立與率定方法已於第三章做詳細的說明，於此不再贅述，僅針對結果分別做說明與展示。

4.1.1 地形面建立

本研究所採用的地形資料分別為民國 92 年 7 月 15 日以及莫拉克災後民國 98 年 8 月 28 日之航測資料；由於在莫拉克災變前的航空照片多被雲所覆蓋難以進行地形資料計算，因此選擇雲覆率較低的民國 92 年 7 月 15 日所拍攝的航空照片；首先利用 ArcGIS 將地形資料輸出成 PFC^{3D} 可讀的檔案型態遂進行地形面的建立，地形面如圖 4.2 所示；接著將災前與災後之地形資料相減即可得各點的變化值如圖 4.3 所示，其中冷色系表堆積區、暖色系表崩坍區，西南側與東南側因該處被雲所覆蓋因此會呈現堆積的現象；透過圖 4.3 可明顯且準確的圈選出崩坍區，最後透過 PFC^{3D} 進行崩坍體的建立即完成模型的建置如圖 4.4，本研究模型東西長約 4074m、南北長約 4718m，總共建立 16300 面牆，29094 顆球，總崩塌體積為 8368 萬方(地形未修正)。

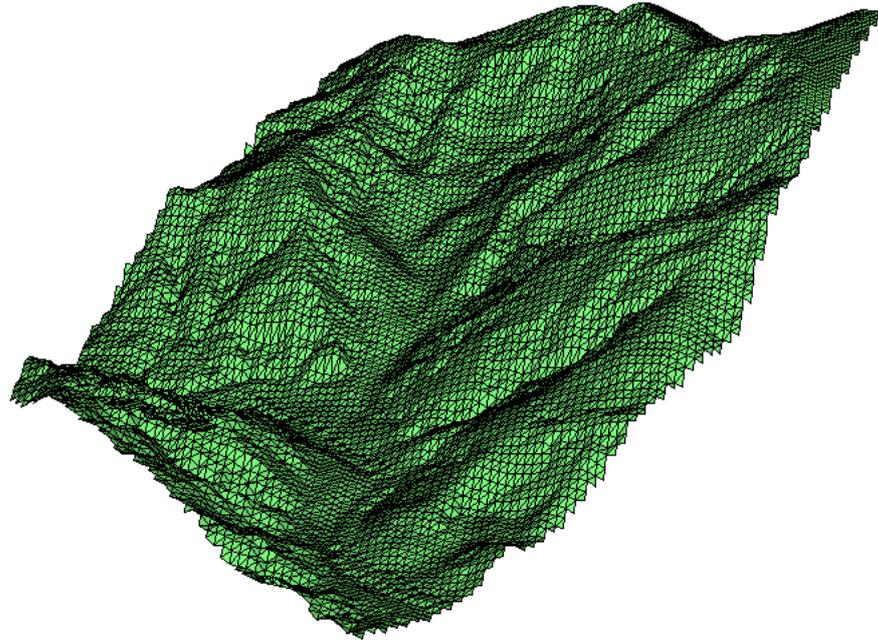


圖 4.2 模型地形面

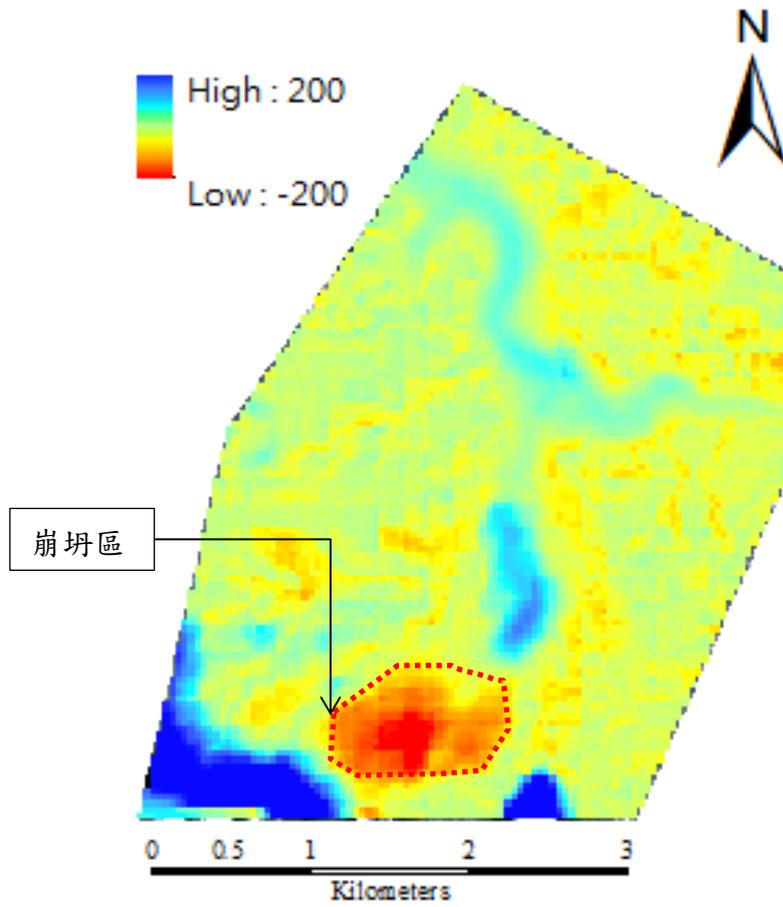


圖 4.3 崩坍區與堆積區

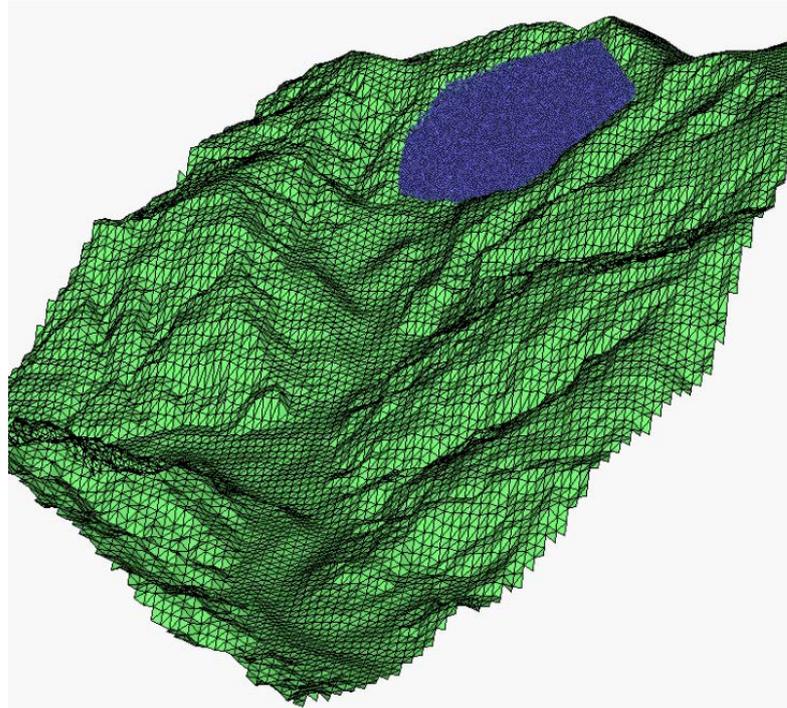


圖 4.4 模型建置完成

4.1.2 參數率定

在建構地形面的過程中，崩坍體的顆粒材料需進行參數的設定，為了真實反映邊坡材料的強度，因此透過 PFC^{3D} 模擬單壓試驗來率定各微觀參數，各微觀參數需透過巨觀參數之轉換來做合理設定；然而，受限於模擬地區並無詳細的材料試驗資料，因此需透過相當地層的調查資料來假設。太麻里溪包盛社堰塞湖地區其地質材料為硬頁岩或板岩、千枚岩、變質砂岩為主的畢祿山層；施尊穎(2009)於台東縣鹿野溪出露的畢祿山層進行現地調查與室內實驗，其結果如表 4.1 所示；李明翰(2003)曾針對變質岩做一系列的實驗，其中板岩楊氏模數平均為 2.48GPa。

表 4.1 材料參數表(施尊穎，2009)

施密特鏈(MPa)	點荷重(MPa)	乾密度(g/cm ³)
12.7~120	23.6~47.1	2.41~2.57

由表 4.1 可看出單壓強度的範圍很廣，而中央地調所(2009)針對太麻里溪流域進行災害調查，災害統計表如表 4.2 所示，絕大部分災害為岩屑崩滑的型態，考量岩屑其材料強度影響，評估該處材料強度不大；本研究透過巨觀參數轉換成微觀參數來做基本假設，接者以試誤法來逐步率定各微觀參數，率定結果以及與巨觀參數的對應如圖 4.5 與表 4.3 所示。

表 4.2 災害統計表(中央地調所，2009)

災害統計	數量	百分比
落石	34	2.1
岩屑崩滑	1576	95.5
岩體滑動	2	0.1
順向坡	15	0.9
土石流	23	1.4

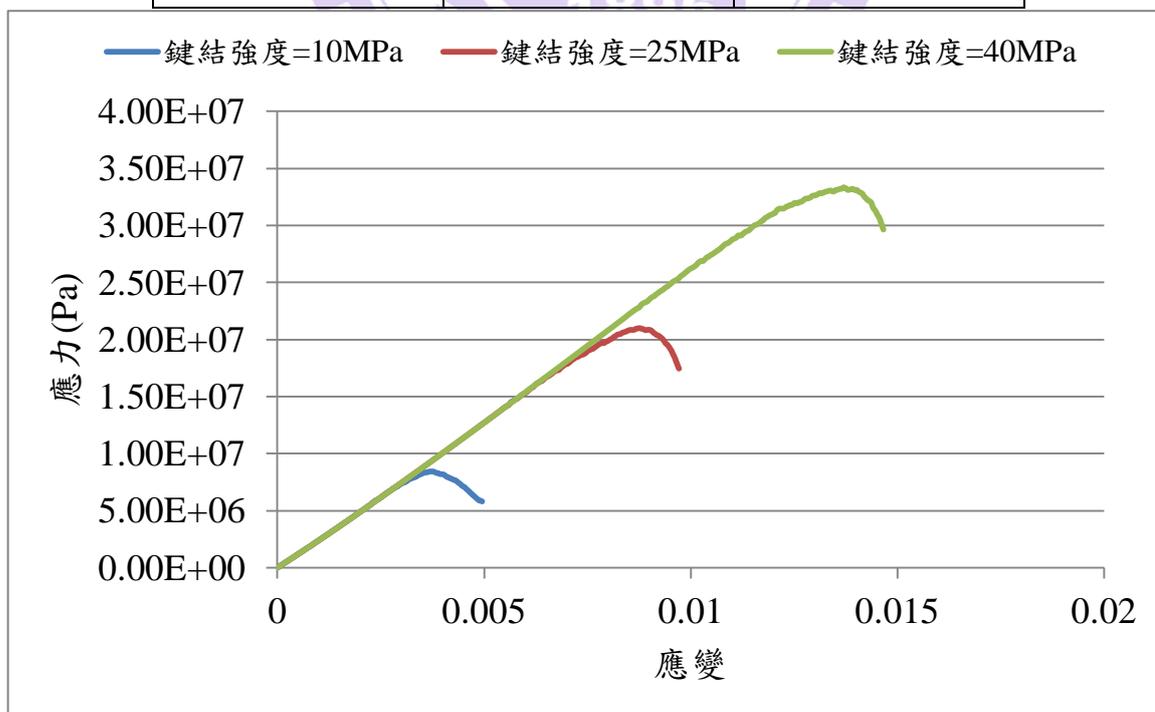


圖 4.5 應力-應變關係圖

表 4.3 率定結果表

顆粒半徑	5~10m	
顆粒正向勁度	$2.1 \times 10^{11} \text{N/m}$	
顆粒切向勁度	$8.4 \times 10^{10} \text{N/m}$	
鍵結正向勁度	$1.2 \times 10^9 \text{Pa/m}$	
鍵結切向勁度	$4.8 \times 10^8 \text{Pa/m}$	
鍵結強度	楊氏模數(GPa)	單壓強度(MPa)
10MPa	2.4	9
25MPa	2.4	21
40MPa	2.4	33

4.1.3 航測地形修正

本研究案例災前植生密布，莫拉克的強降雨下所誘發之地滑為首次崩滑且崩坍面積大，樹高造成之地形上誤差除了影響崩坍量體以外亦可能影響運移行為(邊坡土石沿坡面運移至河道，在河道與坡面交會處會有高程上誤差)，為解決此問題，本研究透過樹高修正之方式來改善地形誤差，修正的詳細流程與說明已於第三章說明；針對本研究案例之邊坡中取崩坍邊緣處總共切了 59 個剖面，平均樹高約 20m(各剖面樹高如表 4.4 所示)，將災前地形面高程值皆扣除樹高(河道範圍除外)則可建立出新的地形面；扣除樹高後，崩坍體總顆粒數為 25095 顆，量體修正量為 7246 萬方，與修正地形前差異達 1122 萬方。

表 4.4 樹高剖面資料

剖面	樹高								
1	13	13	12	25	17	37	17	49	12
2	13	14	22	26	16	38	17	50	21
3	21	15	20	27	20	39	17	51	33
4	12	16	21	28	33	40	13	52	22
5	27	17	29	29	17	41	20	53	12
6	26	18	36	30	17	42	30	54	16
7	30	19	29	31	33	43	26	55	10
8	28	20	18	32	19	44	29	56	19
9	34	21	21	33	17	45	22	57	17
10	27	22	22	34	28	46	10	58	13
11	23	23	23	35	15	47	8	59	17
12	19	24	22	36	21	48	23		

4.2 天然壩形成初期

本研究擬重建因降雨誘發地滑所形成之天然壩，於重建初期純粹透過不同參數的搭配來模擬邊坡由地滑現象發生後至天然壩形成的過程與其堆積型態，但其結果與現況明顯仍存在相當差異；探究其原因為可能受地形誤差影響而影響天然壩堆積型態，本節將針對修正前與修正後的模擬結果個別作分析與探討以檢視其合理性。

在模擬暴雨誘發地滑之過程前須設定滲流力的大小與方向，其概念與方法已於第三章說中說明，滲流力施加的方向如圖 4.6 所示，滲流力大小之計算方式說明如下：首先於崩坍區上緣與下緣取點即可得其高程落差 Δh 與水平距離 Δl 估計其平均坡度，簡化假設地水位面與地表面大致平行，則水力坡降 $i = \Delta h / (\Delta l / \cos \alpha)$ 。由第三章之測試結果顯示地下水位線位置對堆積型態並影響不大，因此地下水位線的位置皆設定在地表面下 45m 處，僅地下水位面以下之顆粒受力，由水力坡降可計算得單位體積之滲流力

$S = i \times \gamma_w$ ，由單位體積之滲流力乘上顆粒之體積可得個別顆粒所受之滲流力大小，滲流力之計算結果為 $F = 5520 \times V_{partical} (N)$ ，其中 $V_{partical}$ 為個別顆粒之體積。考量崩滑體發生較大位移後，地下水應會快速流散，滲流力亦隨之消散，因此設定滲流力當位移量達五倍半徑時消散。

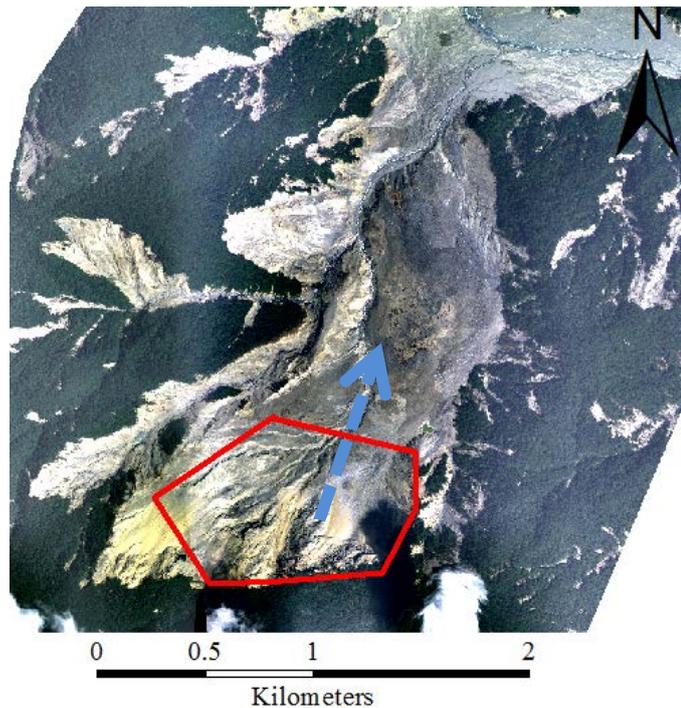


圖 4.6 滲流力施加方向

4.2.1 原始航測資料

為評估天然壩體堆積型態，首先以不同參數的搭配進行模擬，參數搭配表如表 4.5 所示，正向及切向阻尼係數則參考 Giani(1992)的建議值 0.21 與 0.02，模擬結果如圖 4.7 所示。

表 4.5 參數搭配表

摩擦係數	單壓強度(MPa)
0.25	9
0.25	21
0.25	33
0.3	9
0.4	9

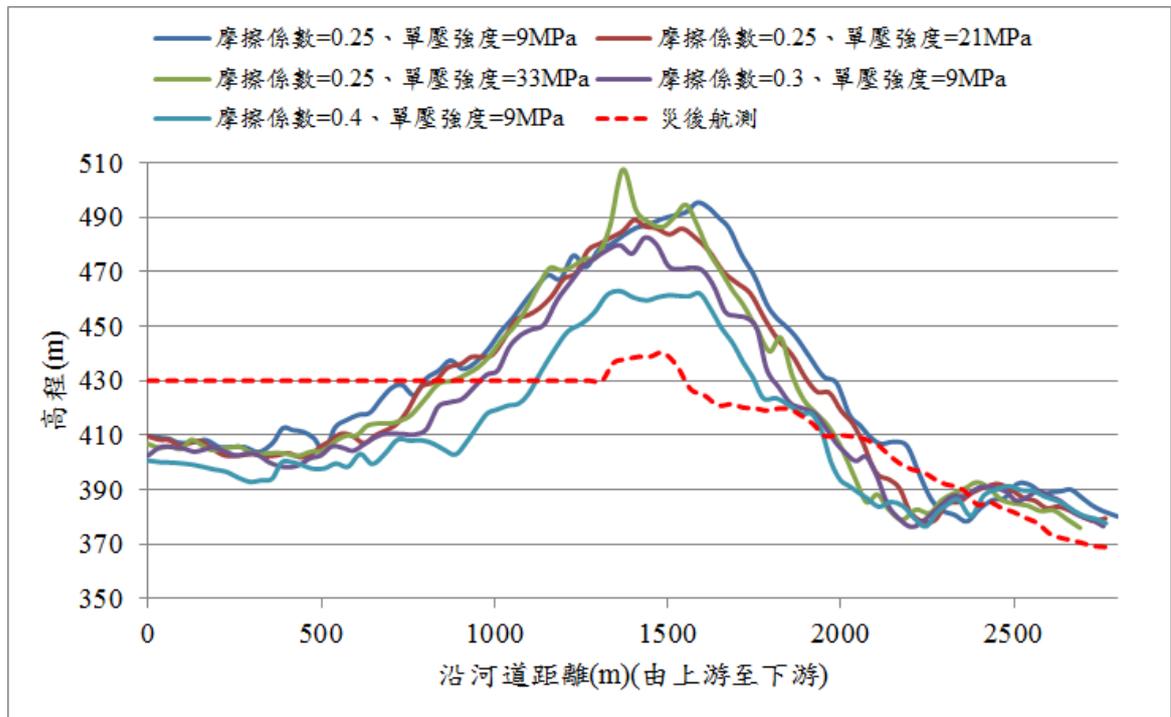


圖 4.7 不同參數搭配模擬結果

由圖 4.7 雖可看出當摩擦係數較小時，壩型與災後航測資料的趨勢較接近，表 4.6 比較與分析天然壩堆積量、半山腰堆積量以及壩體幾何參數。台東林管處於堰塞湖形成後組成研究團隊於現地進行測量與相關分析，透過現地調查與航測資料比對，認為天然壩堆積體積為 3066 萬方，而針對半山腰堆積量並未曾做相關探討，本研究利用前後期航測圖資計算半山腰處堆積量約為 3079 萬方，透過表 4.6 明顯可比對出模擬結果與真實情況差異甚大，雖在摩擦係數為 0.4、單壓強度為 33MPa 的搭配下壩體堆積體積與真

實情況最接近，然其在半山腰堆積處的誤差達 2731 萬，但尚無法真實反映現地狀況，追究其原因可能懷疑是所採用地形資料有相當之誤差。本研究因此接著嘗試透過地形誤差的修正來澄清此懷疑，將在下一節中說明之。此外，4.5 節將針對表 4.6 中天然壩體幾何參數的比較與影響性進行探討。

表 4.6 模擬結果比較

摩擦係數	單壓強度 (MPa)	壩長 (m)	壩寬 (m)	壩高 (m)	壩體體積 (m ³)	山腰堆積量 (m ³)
0.25	9	539	2630	95	4376 萬	3976 萬
	21	532	2603	85	4143 萬	4211 萬
	33	524	2602	107	3917 萬	4435 萬
0.3	9	537	2200	82	3489 萬	4866 萬
0.4		496	1384	60	2554 萬	5810 萬

4.2.2 改善地形參數

為達本研究目的之一-勿過度仰賴降低材料參數，因此僅針對摩擦係數為 0.25、單壓強度為 33MPa、正向與切向阻尼分別設定為 0.21 與 0.02 的參數搭配來進行地形高程的改善並進一步探討之。透過地形高程的改善後重新做模擬，結果如圖 4.8 所示，其整體天然壩之趨勢與災後航測資料大致符合且量體部分差異變小：天然壩體堆積量為 3617 萬方(現況為 3066 萬方)、半山腰處堆積為 3533 萬方(現況為 3079 萬方)，唯天然壩堆積之幾何型態仍存在差異，4.2.3 節針對此差異以及地形修正前後模擬結果所造成的影響做綜合的比較與探討。

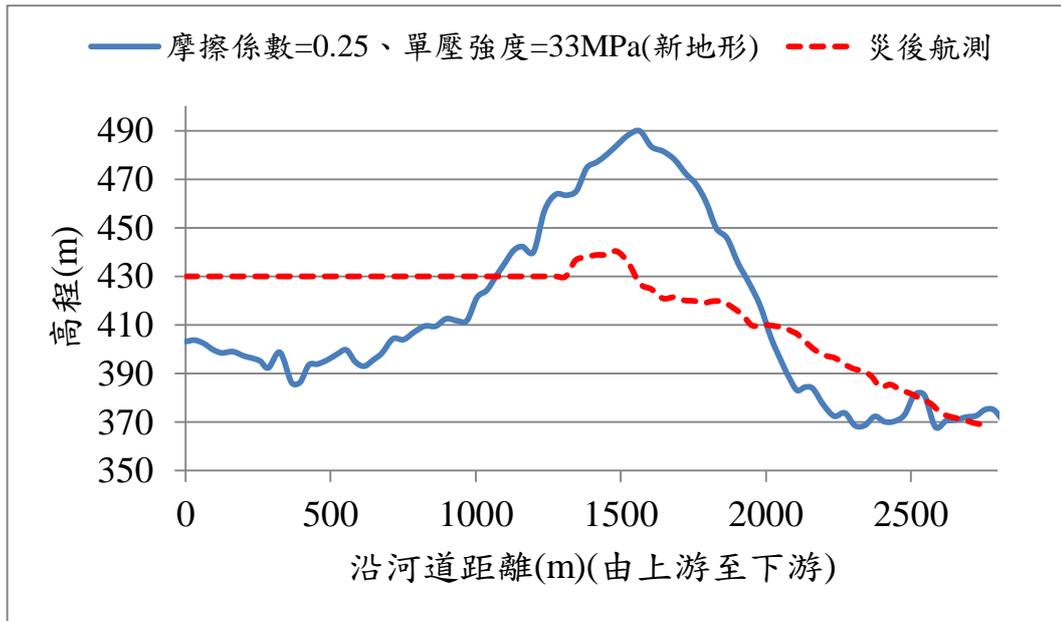


圖 4.8 新地形模擬結果

4.2.3 綜合比較

本節將比較地形修正前與修正後之幾何參數與堆積型態差異；由圖 4.9 可看出地形修正後壩高明顯降低且堆積範圍變小，表 4.7 比較壩體相關幾何參數與堆積量體。

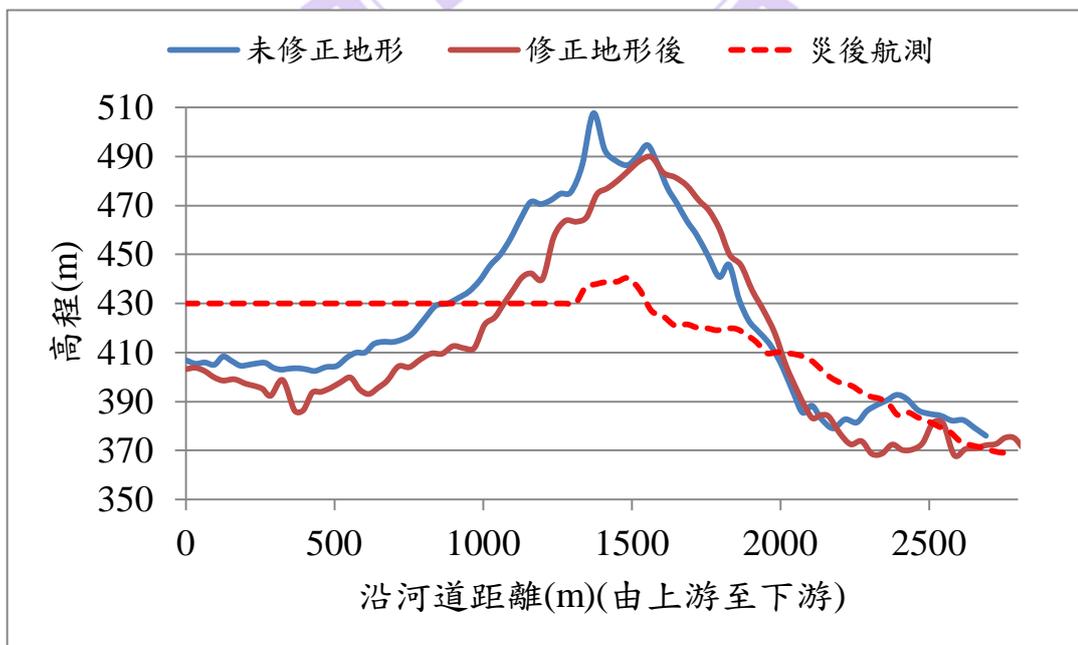


圖 4.9 修正地形前後比較圖

表 4.7 幾何參數與量體比較表

摩擦係數	單壓強度(MPa)	壩長(m)	壩寬(m)	壩高(m)	壩體體積(m ³)	山腰堆積量(m ³)
0.25	33	524	2602	107	3917 萬	4435 萬
0.25(新)	33	543	1753	88	3617 萬	3533 萬

觀察表 4.7 各參數之差異量，修正地形前、後之壩長與壩體體積差異並不大，差異最多的依序為壩寬及半山腰堆積量，探究其原因可分為兩點：

1.山腰堆積量主要受崩塌量體的影響，當災前地形高程降低(透過樹高修正)，崩塌量體勢必減少進而影響山腰以及天壩體的堆積量。

2.壩寬差距 849m，表示地形修正後，天然壩體堆積範圍減小甚多，造成此誤差原因乃出自於邊坡與河床交界處，地形修正前因樹高的影響使交界處落差會提高約 20m(以本研究案例而言)，往下運移之衝量相對提高，而基於能量不減定律，顆粒間力量的消散則需更多的距離來消耗，相對而言，地形修正後於交界處自然成一較合理之地形變化，力量消散所需之範圍則相對較小。

透過地形修正前後的比較結果，天然壩堆積存在一定趨勢但與災後航測資料的堆積型態卻仍存在差別，另由堆積量體來看，地形修正後堆積量仍存在約 600 萬方的差異；由此兩點比較來看，消失的土方勢必經由某一途徑而帶走進而改變天然壩體堆積型態，因此合理推估天然壩於形成後很快受到河道洪流的連續沖刷，也因為沖刷的作用繼而使半山腰堆積土石因坡腳失穩而帶動土石往河道二次運移，本研究後續將針對河道沖刷條件造成的影響進行模擬以評估整體土砂運移過程。

4.3 河道沖刷階段

為評估整體土砂的變遷過程，本研究進一步模擬天然壩受溢頂破壞後

之河道沖刷的階段行為。如第三章所述，為簡化河道沖刷行為，將河道沖刷分為三個階段，刷深階段、刷深與拓寬同時發生階段及拓寬階段。本研究模擬兩種沖刷情境如表 4.9 所示，主要差異為最後的拓寬階段，情境 1 假設為溢流水道刷深 50m 後則不繼續下刷而僅存在拓寬現象，而情境 2 則將刷深底線設為 75m，而不繼續進行拓寬階段，沖刷階段示意圖如圖 4.11 所示，另針對地形修正前後分別做模擬且探討其合理性，參數的選擇為了不過度降低材料參數而皆選擇摩擦係數為 0.25、單壓強度為 33MPa 的搭配來模擬沖刷各階段的行為；考量河道受沖刷是在暴雨的狀況下，因此針對半山腰以及天然壩體材料皆施以合理之滲流力，將河道中滲流力的大小及方向分成 A、B 及 C 段及山腰處進行設定，滲流力施加之方向與大小如圖 4.10 及表 4.8 所示，其中滲流力大小之計算方式分為天然壩體(A、B 及 C 段)與半山腰堆積土體(半山腰段)，首先取得天然壩體壩頂與坡腳處的位置，由此兩位置計算其水力坡降即可計算出單位體積的滲流力，接著乘上顆粒體積可得個別顆粒的滲流力，另因考量暴雨時河川流量極大，因此所有顆粒皆施予滲流力；半山腰處之計算方式與崩坍區的設定方式雷同，唯一的差異是水力坡降，半山腰處的高差較小因此滲流力的計算結果會較山崩處來得小，滲流力設定於當位移量達五倍半徑時消散。

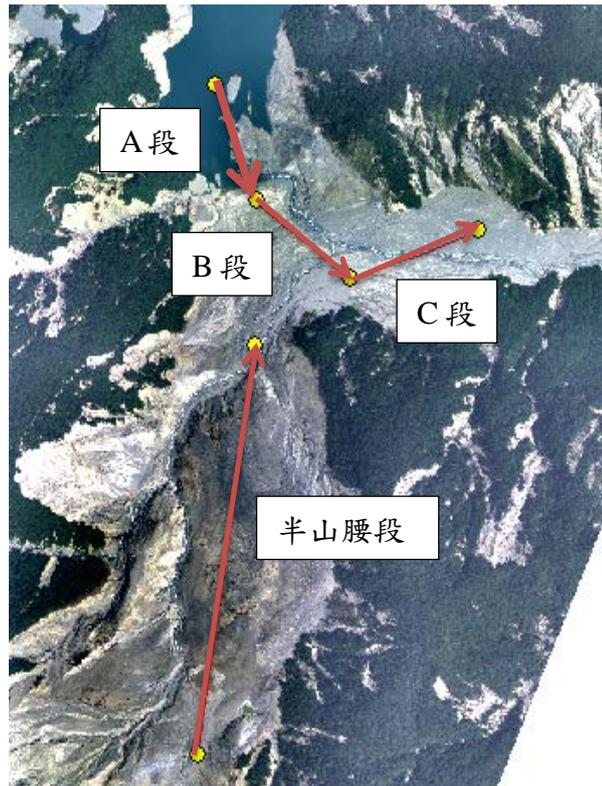


圖 4.10 滲流力施加方向(河道沖刷階段)

表 4.8 滲流力施加大小(河道沖刷階段)

區段	滲流力大小(N)
A 段	$F = 1458 \times V_{partical}$
B 段	$F = 1458 \times V_{partical}$
C 段	$F = 1458 \times V_{partical}$
半山腰段	$F = 2404 \times V_{partical}$

表 4.9 沖刷情境

情境	刷深階段	刷深/拓寬		拓寬階段
		階段 1	階段 2	
情境 1	刷深 25m	刷深 50m 拓寬 50m	-	刷深 50m 拓寬 75m
情境 2	刷深 25m	刷深 50m 拓寬 50m	刷深 75m 拓寬 100m	-

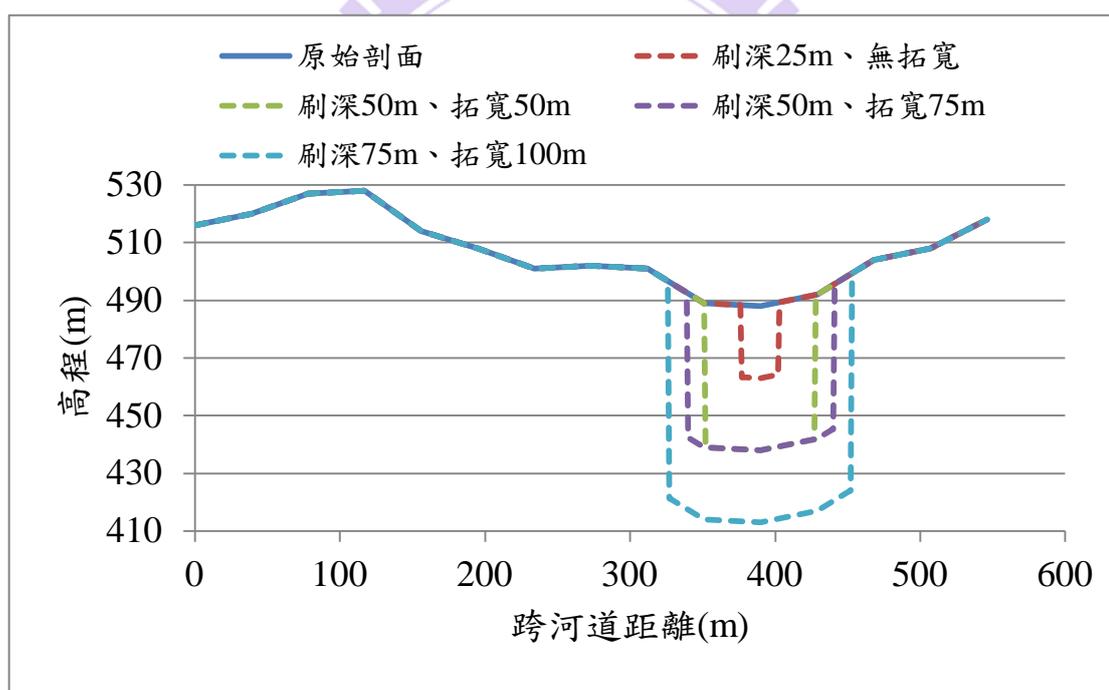


圖 4.11 沖刷階段示意圖

4.3.1 原始航測資料

透過不同階段的模擬結果，可得到不同階段的天然壩體參數，進而可比對現地地形來評估合理性。本節針對未修正地形的模型來模擬河道沖刷

行為，修正地形後的各階段模擬結果則於 4.3.2 節做說明與討論。

圖 4.12 所示為不同階段之模擬結果，圖中可看出隨著不同階段的模擬壩高逐漸變低但壩頂的位置與航測地形資料有所誤差；若進一步針對壩體幾何參數與量體進行比較如表 4.10 所示，壩長與壩寬在河道沖刷階段並無顯著的影響，其中壩高影響最劇，由起初的 107m 最多可降低至 53m，另再由量體堆積量變化來看，壩體體積及半山腰的堆積量皆隨著沖刷範圍變大而減小，透過此兩項(壩高、量體)的比對可推估在河道沖刷過程中土石被水流帶走致使半山腰處土石因坡腳失穩而下滑，半山腰處所帶來的土石改變了天然壩的幾何參數；雖由模擬結果可推測土砂運移行為，然而從量體最後殘餘量來探討，當最大沖刷範圍(刷深 75m、拓寬 100m)模擬完成後，半山腰堆積殘餘 3930 萬的土方量，與真實情況仍有多達近 1 千萬的誤差量，差距仍多，而此誤差來源極可能是由於當初於地形修正前的崩塌體建立中高估了崩塌量體，後續 4.3.2 節終將針對修正地形後之沖刷行為模擬加以說明。

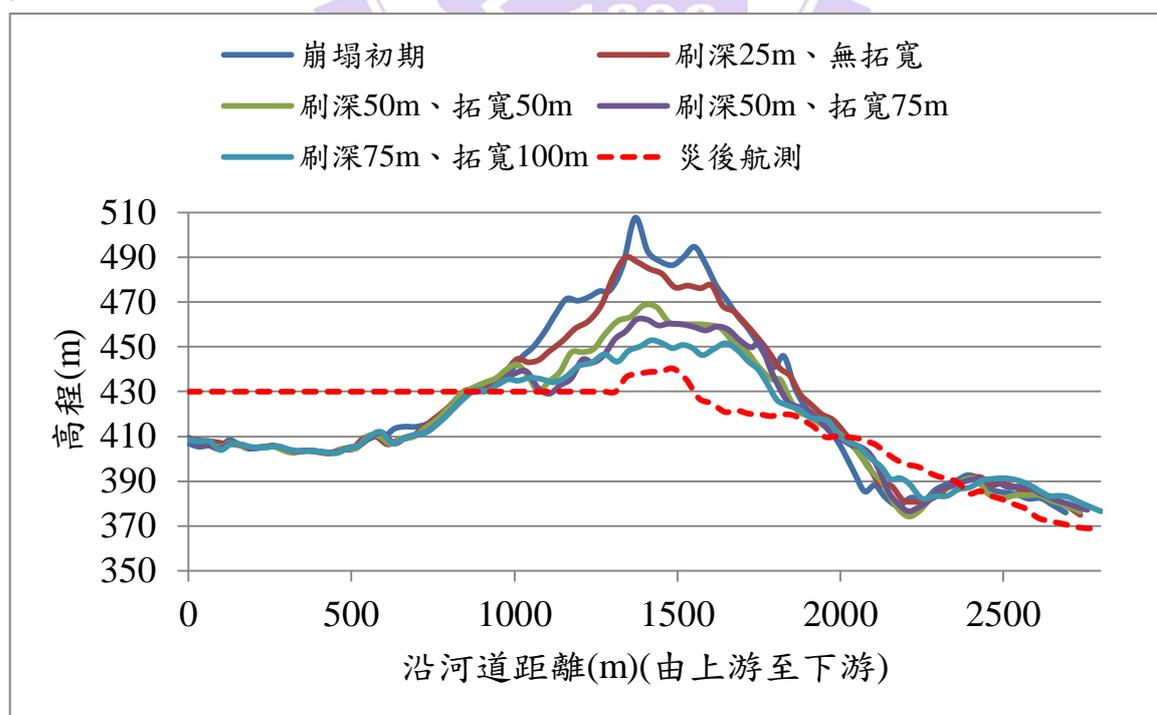


圖 4.12 河道沖刷各階段模擬結果(地形未修正)

表 4.10 河道沖刷各階段參數比較表(地形未修正)

刷深 (m)	拓寬 (m)	壩長 (m)	壩寬 (m)	壩高 (m)	壩體體積(m ³)	山腰堆積量 (m ³)
0	0	524	2602	107	3917 萬	4435 萬
25	0	518	2661	89	4108 萬	4160 萬
50	50	519	2658	69	3903 萬	4115 萬
50	75	512	2655	62	3852 萬	4047 萬
75	100	495	2656	53	3657 萬	3930 萬

4.3.2 改善地形參數

修正地形後河道沖刷各階段的模擬結果如圖 4.13 所示，可觀察壩體隨沖刷範圍變大，整體趨勢與災後航測地形更為相似。此外，透過幾何參數與量體分析，其壩體參數的影響性及量體的變化趨勢皆與未修正地形雷同，唯在沖刷範圍最大的階段(刷深 75m、拓寬 100m)中半山腰處殘存的量體以及河道殘存的天然壩堆積量體與真實狀況較為符合，差異分別為河道處的 135 萬以及半山腰處的 141 萬，為可接受之範圍(可能之誤差來源於 4.4 節說明)；雖量體差距縮小，但在天然壩的堆積範圍與型態皆存在些不確定性因素，因此，本研究將模擬結果來與現況的調查作比對以推估整體土砂運移的過程來重建天然壩由形成至最後(2009/8/28)短期間內的變化。

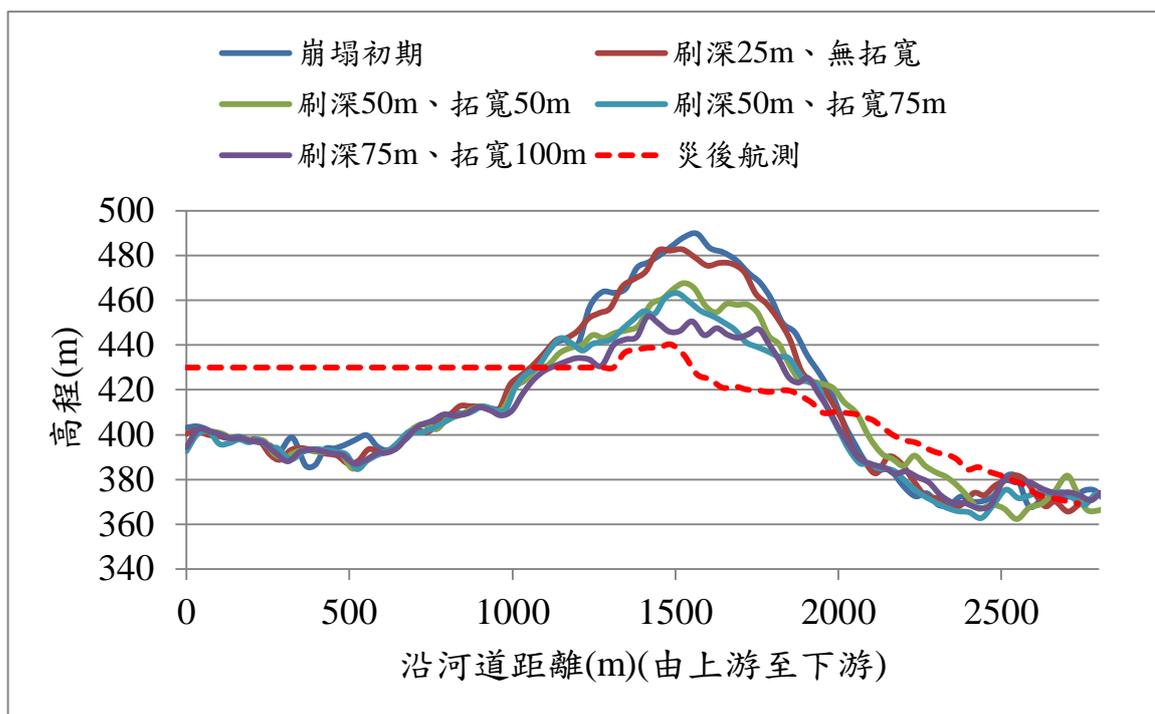


圖 4.13 河道沖刷各階段模擬結果(地形修正後)

表 4.11 河道沖刷各階段參數比較表(地形修正後)

刷深 (m)	拓寬 (m)	壩長 (m)	壩寬 (m)	壩高 (m)	壩體體積(m ³)	山腰堆積量(m ³)
0	0	543	1753	88	3617 萬	3533 萬
25	0	504	1741	82	3660 萬	3414 萬
50	50	512	1744	67	3442 萬	3348 萬
50	75	497	1748	61	3371 萬	3315 萬
75	100	480	1745	50	3201 萬	3220 萬

4.4 重建土砂運移過程

在本研究案例的重建中，首先透過模擬初期以各參數搭配的模擬結果，提出地形誤差與河道沖刷影響的兩項疑點，一一做檢核模擬與解釋，最符

合航測地形資料與量體堆積量的是修正地形後且進行河道沖刷至刷深 75m、拓寬 100m 的模擬結果，由最終結果之判斷可推估整體運移過程為情境 2(刷深階段→刷深與拓寬階段 1→刷深與拓寬階段 2)之沖刷行為，因此透過此情境來評估土砂變遷過程。再由各參數搭配與沖刷各階段的模擬結果可得，本案例之天然壩形成與變遷可劃分為兩階段，第一階段為邊破坍塌，大量土石運移而下，堵塞河道形成天然壩，第二階段則為河道天然壩之沖刷階段。由最接近航測地形的模擬結果來看(圖 4.14)，存在三個與現地較不符之疑點：

1. 天然壩上游淤積高度差異。
2. 壩頂下游端淤積高度差異。
3. 河道剖面約 2000m~2500m 淤積高程誤差。

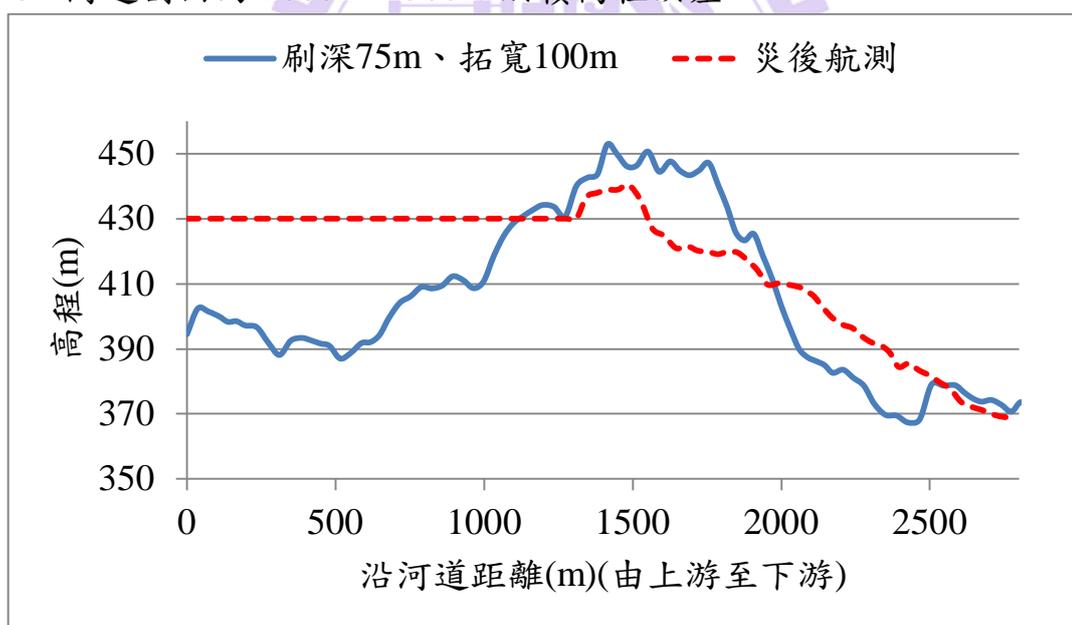


圖 4.14 新地形刷深 75m、拓寬 100m 之河道沖刷模擬結果

為了對上述三疑點進行解謎，因此再透過模擬結果、現地的調查及航空照片等判釋來解釋此誤差。首先針對天然壩上游之淤高差異進行解釋，由圖 4.15 的航照觀察天然壩上游集水區的變化，在災前航照中明顯可看出上游集水區多為植生密布之坡面，比對災後剖面則可發現上游處有多處崩

塌，此意味著上游集水區於莫拉克風災期間產生許多崩塌地，而這些崩塌地所產生之土石可由圖 4.16 評估其堆積於天然壩上游的潛勢。由災前地形面可觀察在此河段坡度趨緩的區域恰好位於天然壩上游處；另由凡那比造成該處地形變化的紀錄，在凡那比颱風期間上游崩塌地因天然壩上游集水區邊坡崩坍帶來的土石淤積於堰塞湖區致使湖水被土石所淤滿而堰塞湖體消失。綜觀以上，天然壩上游具淤積的高潛勢，因此合理推估在天然壩形成後，隨著時間發展，天然壩上游邊坡所產生的土石逐漸運移而下淤積於堰塞湖而墊高上游河道。

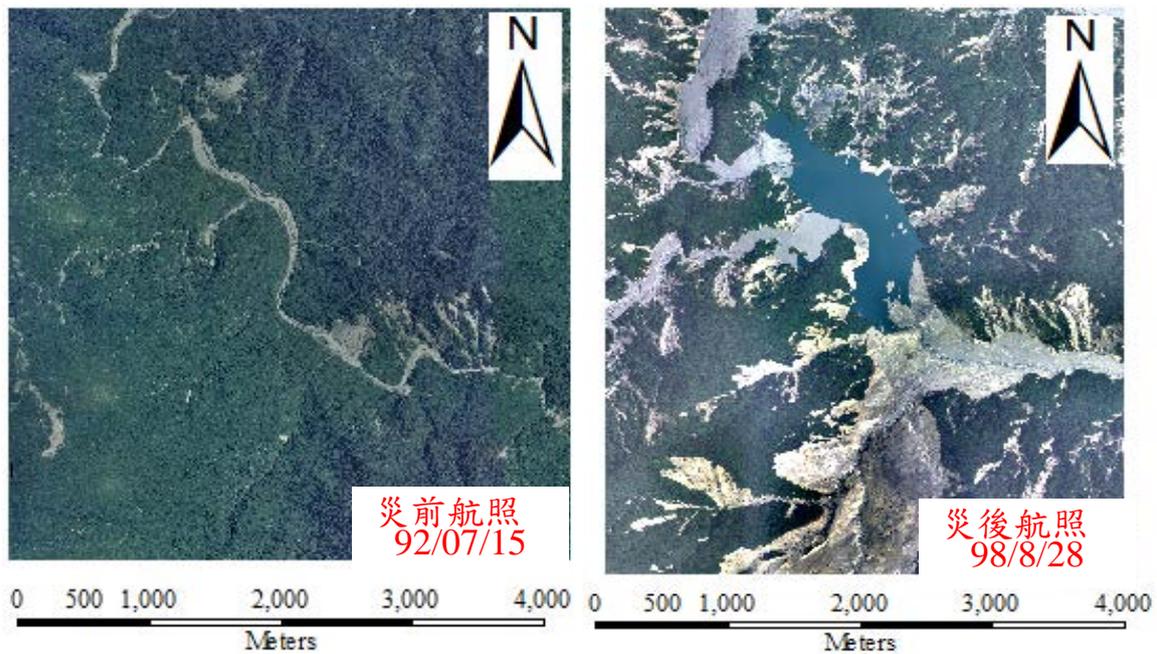


圖 4.15 災前與災後航照比較

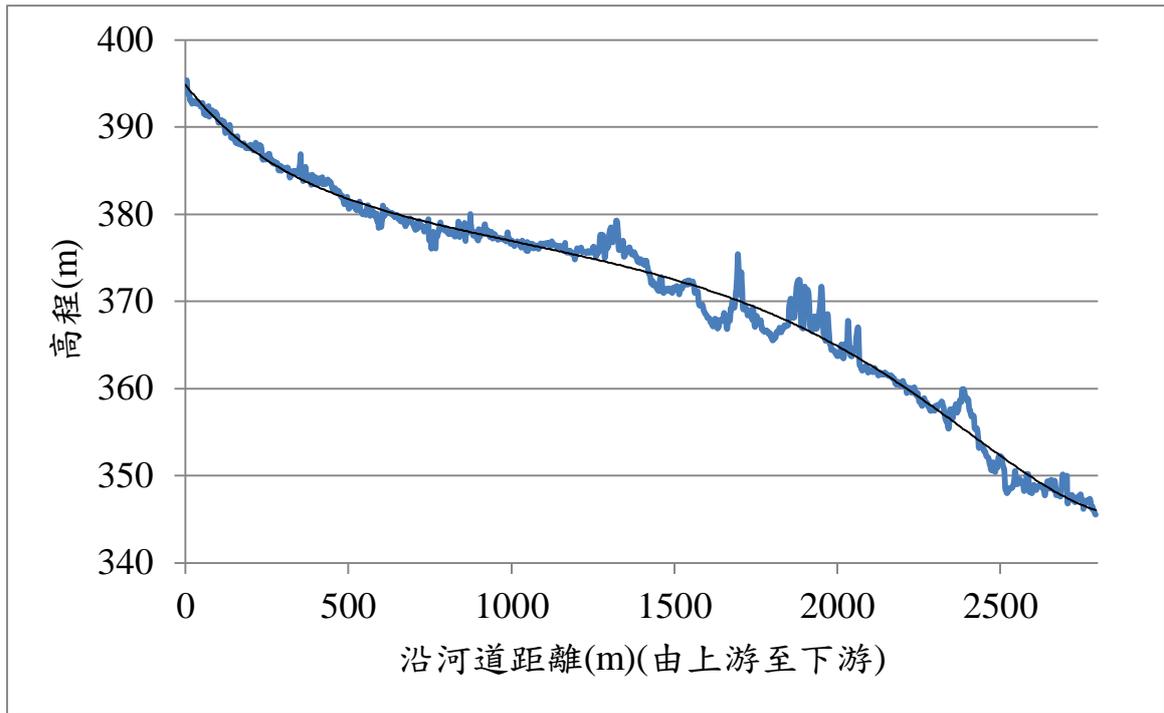


圖 4.16 災前航測資料

探究第二點（壩頂下游端之高程差異）乃是由於本研究於河道沖刷的過程模擬中僅考慮垂直向下的沖刷以及跨河道方向的拓寬，對沿河道方向側向的沖刷行為並未多做模擬，而本研究所考量之破壞行為為壩頂溢流破壞，壩頂溢流破壞演進如圖 4.17 所示，除刷深作用與拓寬作用以外，側向土石亦會被水流帶走，可能為本研究模擬結果之壩頂下游端之高程差異的主因。

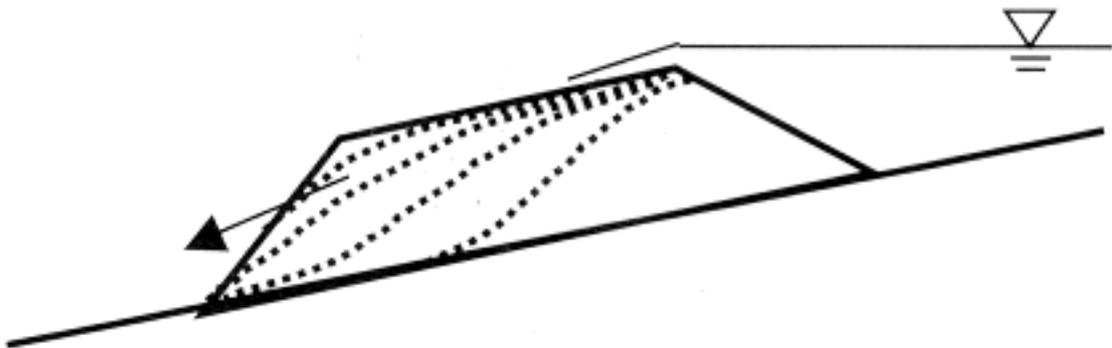


圖 4.17 壩頂溢流破壞示意圖(高橋保、匡尚富，1988)

最後，若將災後航測資料以及模擬完成後(首次崩坍後)之地形相減則可得到各點的變化值，由圖 4.20 可明顯看出兩者的差異處(冷色系表模擬結果之地表高程較災後航測資料為低，暖色系則相反，紅線為災前谿線)分為三部分，半山腰堆積處、天然壩上游以及剖面線 2000m~2500m 河段區域(紫色圈選處)，半山腰會呈現此現象主要是由於在天然壩形成初期尚未受河道沖刷作用之影響，因此大量土石仍堆積於半山腰。如前述，天然壩上游的差異為上游集水區帶來土石淤積所造成的差異；而在天然壩下游處的誤差主要來自於在天然壩形成初期此河段(2000m~2500m)產生一類似窪地的形狀(此窪地透過 ArcGIS 的計算結果其誤差為 90 萬方)，當河道一旦開始發生沖刷行為，可合理推測由洪流沖刷所帶來的土石會先在此處堆積後才能接續往下游運移，而河道的沖刷量的變化可透過各階段模擬結果來計算之(如表 4.12 所示)。

台東林管處於災後在現地做調查推測半山腰處堆積土石曾形成一天然壩，在持續降雨的作用下潰決而帶往河道更多的土方；然而，透過本研究模擬的結果發現半山腰處形成堰塞湖的機會不大，半山腰處的堆積土石並無明顯的天然壩體堆積型態；另外，天然壩潰決後應會有明顯的殘壩堆積地形特徵(如圖 4.18)，從地形資料應可清楚判別是否曾有天然壩潰決事件的發生，然，由首次崩坍後的模擬結果與災後的地形剖面資料的比較上並無觀察出殘壩堆積的情況(如圖 4.19 所示)，僅堆積的形態改變，因此可合理判斷半山腰上之土石是由於河道沖刷後，邊坡失穩而往河道帶入更多土石。



圖 4.18 天然壩潰口地形特徵 (四川老鷹岩堰塞壩殘壩，董家鈞提供)

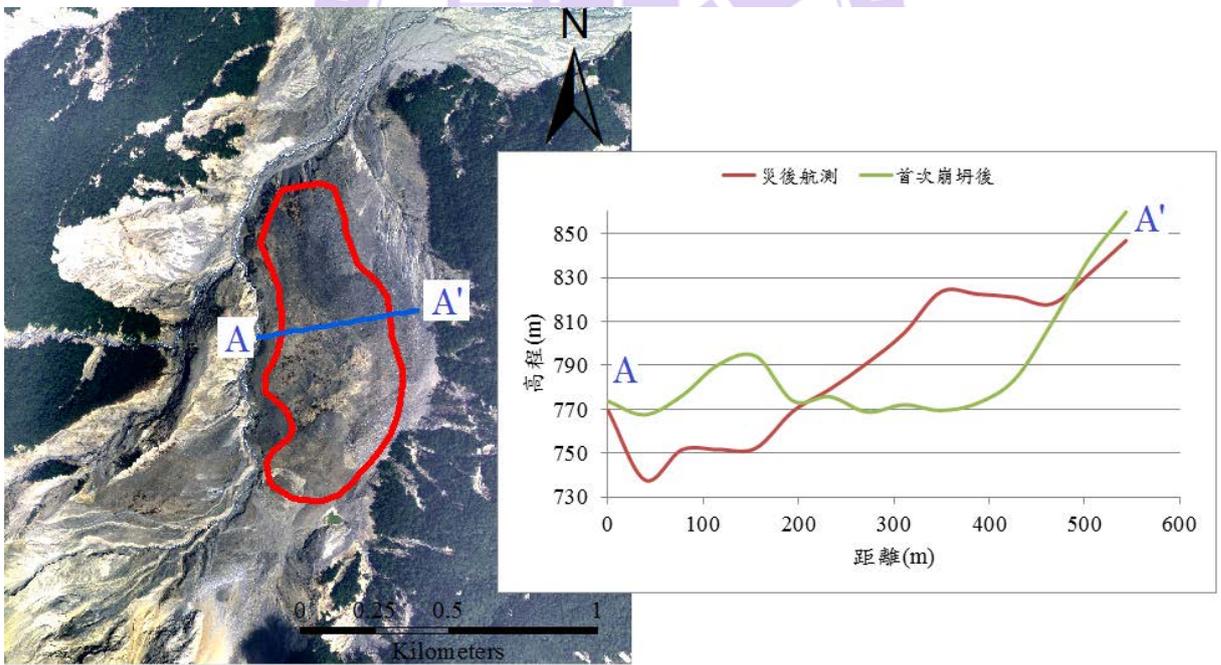


圖 4.19 半山腰處地形剖面

透過上述的解釋以及各階段的模擬結果，可針對太麻里溪包盛社堰塞湖天然壩的土砂量體變遷整理如下：

1. 天然壩形成初期：莫拉克之強降雨誘發邊坡地滑，邊坡土石沿坡面運移至河道並堵塞河道，初期形成一壩高 88m、河道堆積體積為 3617 萬方的天然壩，半山腰堆積為 3553 萬。
2. 河道沖刷階段：天然壩形成後，莫拉克帶來的豐沛雨量使太麻里溪流量急劇上升進而沖刷天然壩體，茲將沖刷階段配合模擬結果再細分為 3 個階段：
 - (1) 刷深階段：此階段沖刷量為 75 萬，沖刷土石於此階段淤積於 2000m~2500m 處，天然壩上游處帶來之土石逐漸於壩後淤積。
 - (2) 刷深與拓寬第一階段：此階段沖刷量為 284 萬方，沖刷土石約 15 萬方，堆積於 2000m~2500m 河段且淤滿該窪地，其餘 269 萬方則往下游運移，天然壩上游處淤積高度持續增加。
 - (3) 刷深與拓寬第二階段：此階段沖刷量 369 萬方，然因 2000m~2500m 已受前兩階段之土石所淤滿，因此續來之土石只能往下游運移，天然壩上游集水區之土石逐漸減小直到達最後堆積型態。

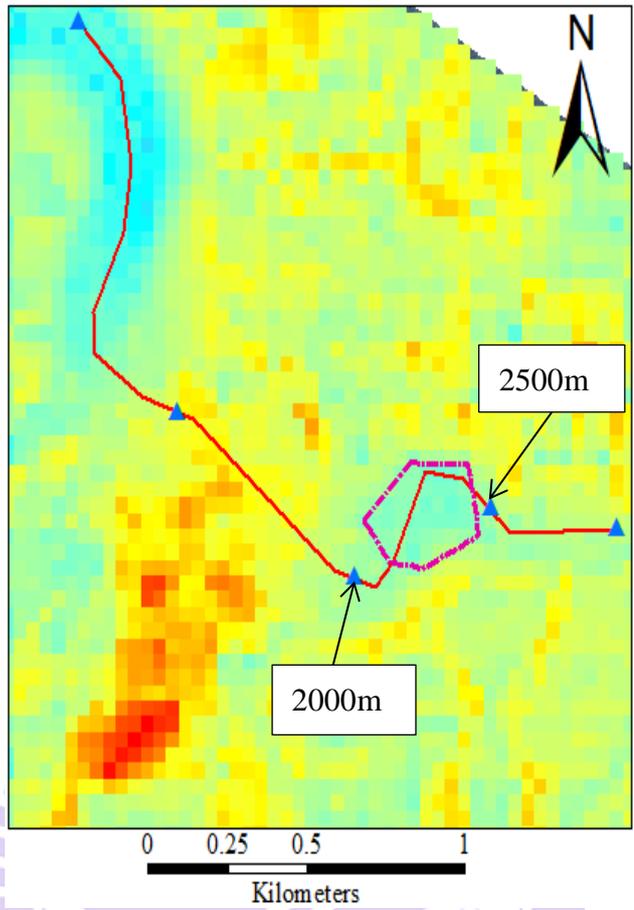


圖 4.20 模擬結果與災後航測之地形差異

表 4.12 各階段沖刷增量

刷深(m)	拓寬(m)	沖刷量(m ³)	沖刷增量(m ³)
0	0	0	75 萬
25	0	75 萬	
50	50	359 萬	284 萬
75	100	728 萬	369 萬

總計沖刷階段約帶走 638 萬之土方，而在莫拉克災後於天然壩下游河段約造成 560 萬方的堆積量，與模擬結果比較，誤差為 78 萬；另外，殘存

的壩體體積與山腰堆積量誤差為 135 萬及 141 萬，這些誤差相對於崩坍體體積的 7246 萬其實相對很小，可視為航測地形(影響崩坍量體)與河道測量(影響堆積量體)中所產生的誤差。

本研究針對模擬結果合理推測太麻里溪包盛社堰塞湖之天然壩體演進過程如下(圖 4.21)：

1. 崩塌初期：莫拉克之強降雨誘發地滑形成一壩高約 88m 的天然壩。
2. 刷深階段：天然壩溢流水道刷深後，土石隨水流帶至下游於 2000m~2500m 堆積，天然壩上游處帶來之土石逐漸於壩後淤積。
3. 刷深/拓寬階段 1 與刷深/拓寬階段 2：隨沖刷持續作用，不斷刷深與拓寬，受水流帶走之土石將 2000m~2500m 淤滿後遂往下游堆積，天然壩上游處之堆積行為持續進行。
4. 最後(2009/8/28) 階段：隨著刷深與拓寬再加上側向的沖刷以及天然壩上游的淤積使壩體逐漸形成一壩高約 10m 之殘壩。

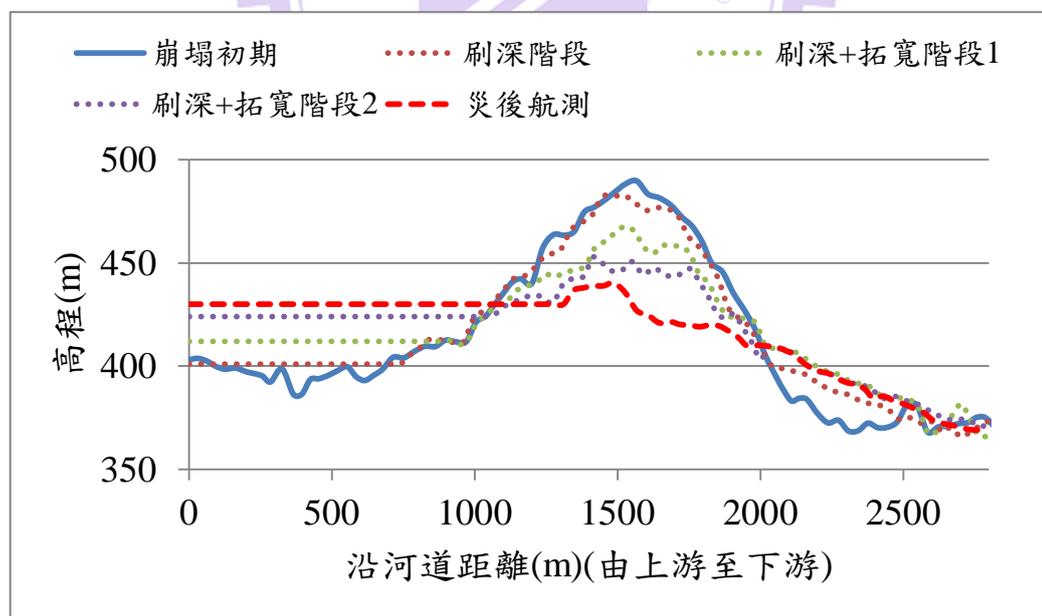


圖 4.21 天然壩體變遷過程圖

4.5 地滑運移過程與天然壩幾何參數探討

邊坡地滑運移過程受地形、材料參數等影響，透過模擬結果可分析運移過程中塊體顆粒運移的軌跡與速度，經由不同位置的運移距離與比較可分析出不同顆粒分布位置的運移行為，而透過不同參數的模擬結果則可針對其堆積型態與天然壩幾何條件做分析以評估各參數的影響性。本節針對運移的軌跡與速度、天然壩幾何參數以及河道沖刷的影響做探討。

4.5.1 運移軌跡與速度分析

本研究於崩塌區設置九個感測球，其位置如圖 4.22 所示，每個位置則再分為上、中級下層感測球，總計 27 顆感測球，於模擬進行中偵測各感測球的位移量與速度，本節針對摩擦係數為 0.25、單壓強度為 33MPa 之案例進行討論，紀錄結果如表 4.13 及表 4.14，位於崩坍體邊緣與上層之顆粒運移距離普遍較遠且運移速度皆較大，當顆粒越靠近崩坍區上緣，會受到前緣顆粒已堆積於半山腰處的阻擋停下，速度與運移距離因而顯著減小。

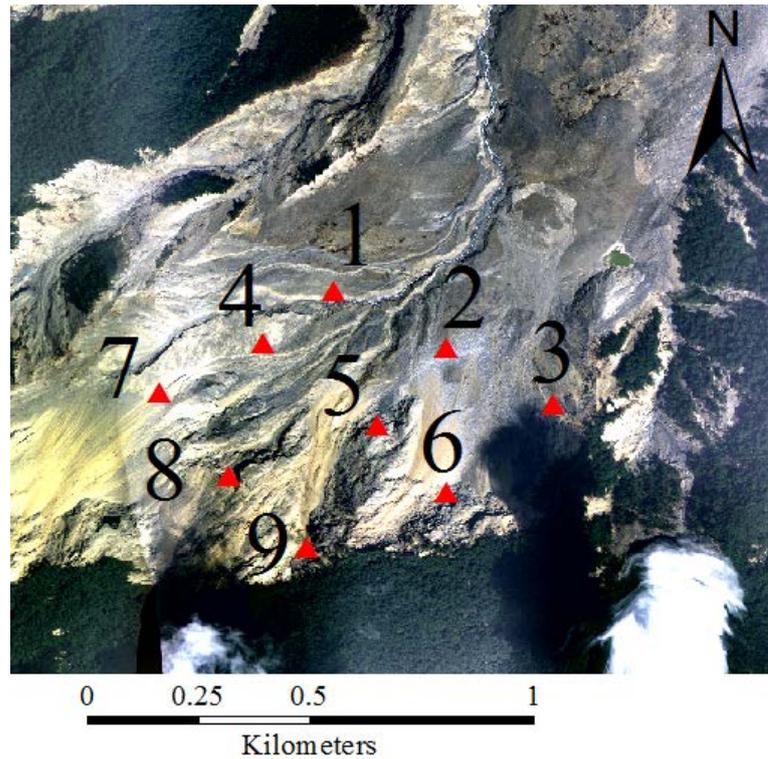


圖 4.22 感測球位置圖

表 4.13 感測球位置與速度紀錄表

上	運移距離(m)	最大速度(m/s)
1	2296.15	68.94
2	2115.13	52.91
3	2135.08	66.45
4	2389.67	64.19
5	2480.76	62.92
6	1590.92	39.96
7	2410.80	64.41
8	1532.11	44.16
9	1312.79	40.70
中	運移距離(m)	最大速度(m/s)
1	2123.52	59.00
2	2010.30	45.53
3	2179.91	61.88
4	2289.73	64.69

表 4.14 感測球位置與速度紀錄表 (續)

中	運移距離(m)	最大速度(m/s)
5	2117.25	44.52
6	1597.79	42.46
7	1499.64	64.25
8	1571.26	39.97
9	1357.27	38.94
下	運移距離(m)	最大速度(m/s)
1	1913.63	59.43
2	1904.40	42.04
3	1998.68	48.78
4	2103.75	67.34
5	1325.54	55.51
6	1512.29	40.25
7	1552.31	60.51
8	1311.50	45.31
9	1139.50	42.15

為了探討滲流力與地形對運移行為的影響，因此續針對感測球的速度分析之，為了不讓邊界效應影響分析結果，因此選擇位於崩塌體中心的中層感測球來探討。由圖 4.23 看出位於中層的球在滲流力施加初期因滲流力作用，在運移初期可明顯觀察出一速度急劇上升的現象但時間很短，當滲流力將土石驅動後至滲流力消散前顆粒因地形較平緩的影響而呈現一穩定的速度，而在滲流力移除後(約 10 秒)在慣性力作用下顆粒持續運移至坡度變化處後速度仍繼續變大並持續一段時間直到顆粒運移至半山腰處受地形影響速度明顯變低，而隨著動能的消散，速度持續減小以至最後堆積狀態，而滲流力驅動邊坡下滑的時間如表 4.15 所示，可看出摩擦係數並不足以影響滲流力驅動土石滑動所需之時間，單壓強度則造成相當程度的影響，而比較新地形與舊地形其驅動滑動所需之時間差異為 13 秒，由此觀察可得滲

流力驅動邊坡地滑所施之時間受材料強度與崩塌量體的影響而摩擦係數的影響不大，然而，摩擦力在運移過程中扮演了相當重要的角色，依據能量守恆定律，運移過程中位能的變化應會轉換成動能，因此位能與動能的總和應為定值，而由圖 4.24 可觀察出隨著運移距離增加，總能損失(個別時間點位能與動能總和與初始總位能的差值)會逐漸累積增大，意味著運移過程中顆粒受摩擦力的影響使得總能逐漸損失，觀察圖 4.24 可發現能量的損耗亦與地形變化相關，當坡度越緩，總能的變化量會較小(如 30 秒~40 秒區段)，進而影響運移的速度造成運移過程中速度大小呈現起起伏伏的現象。

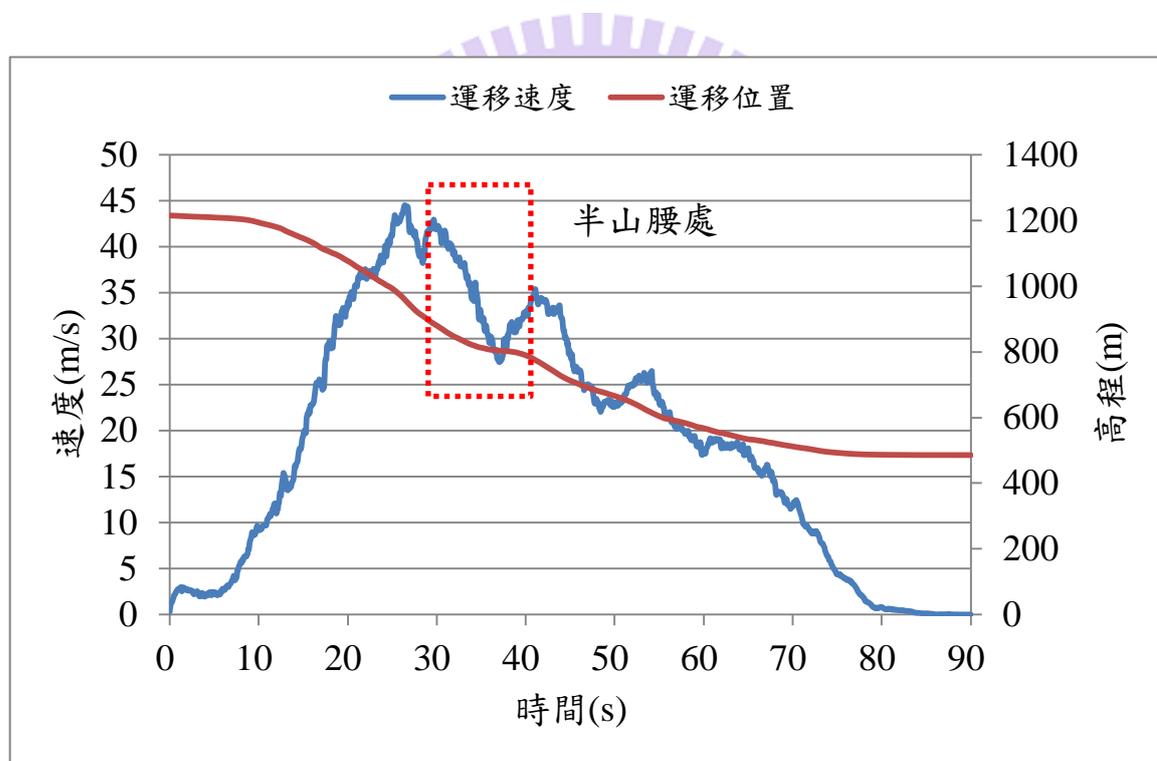


圖 4.23 編號 5 中層球運移速度/高程-時間圖

表 4.15 滲流力驅動土體運移時間

摩擦係數	單壓強度(MPa)	驅動土體運移時間(秒)
0.25	9	6
0.25	21	10
0.25	33	28
0.3	9	7
0.4	9	8
0.25(地形修正)	33	15

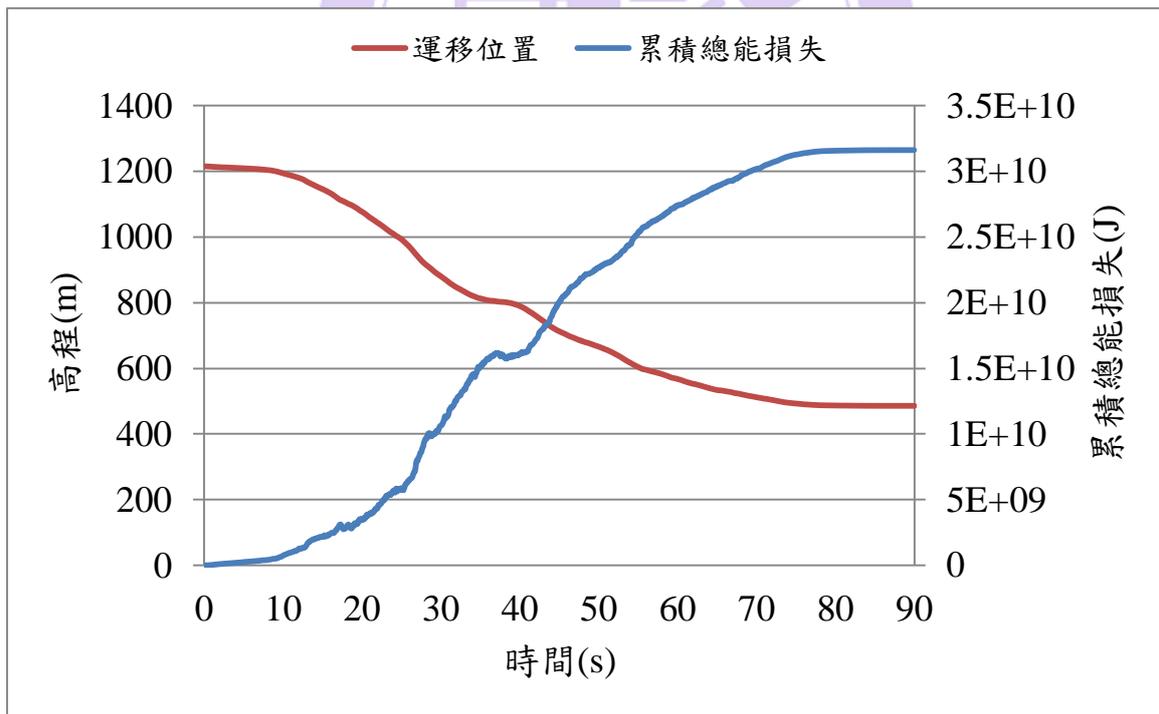


圖 4.24 運移位置與累積總能損失比較

4.5.2 天然壩幾何參數探討

本研究初期針對不同參數搭配進行模擬，雖模擬之結果與現地狀況並不吻合，但不同參數搭配所得之天然壩推積型態則可透過其模擬結果進行各參數影響性的評估，所有參數搭配結果如表 4.16 所示，本小節將針對單壓強度與摩擦係數的影響性做探討。

表 4.16 不同參數搭配之模擬結果

摩擦係數	單壓強度 (MPa)	壩長(m)	壩寬(m)	壩高(m)
0.25	9	539	2630	95
0.3	9	537	2200	82
0.4	9	496	1384	60
0.25	21	532	2603	85
0.25	33	524	2602	107

摩擦係數

針對摩擦係數探討的部分將固定材料強度為 9MPa，摩擦係數為 0.25、0.3 及 0.4 做探討，模擬結果堆積範圍比較如圖 4.25 所示，天然壩體剖面比較如圖 4.26 所示；摩擦係數越小，天然壩體之堆積範圍越廣且壩高越高。

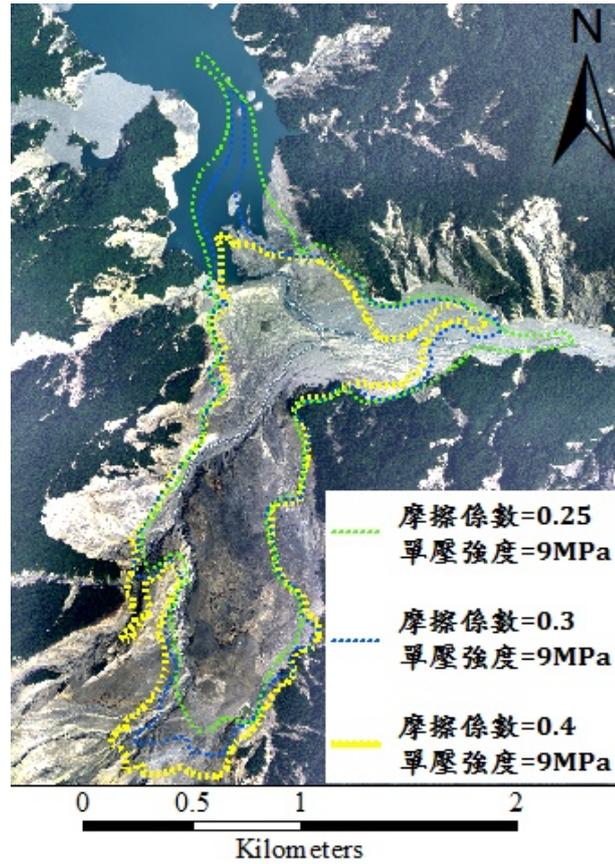


圖 4.25 不同摩擦係數堆積範圍比較

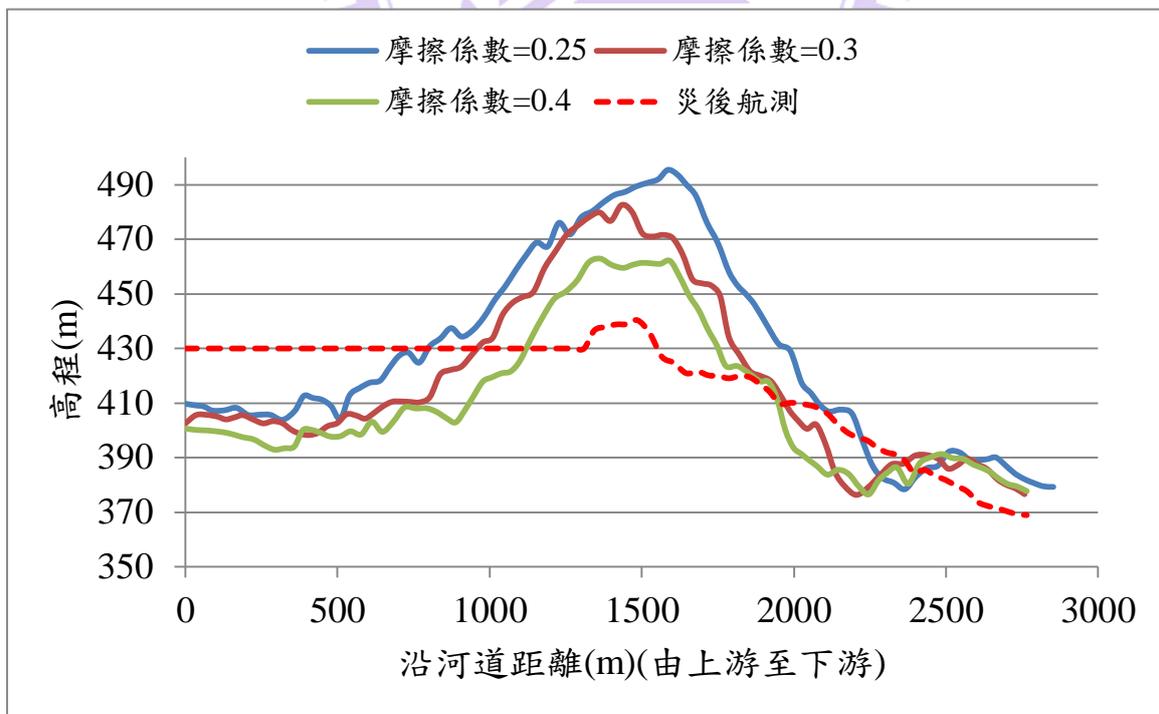


圖 4.26 不同摩擦係數天然壩體比較

另外亦針對不同壩體參數來探討摩擦係數與各壩體幾何參數的關係如圖 4.27，無論是壩寬抑或是壩高皆約略呈現一線性關係。

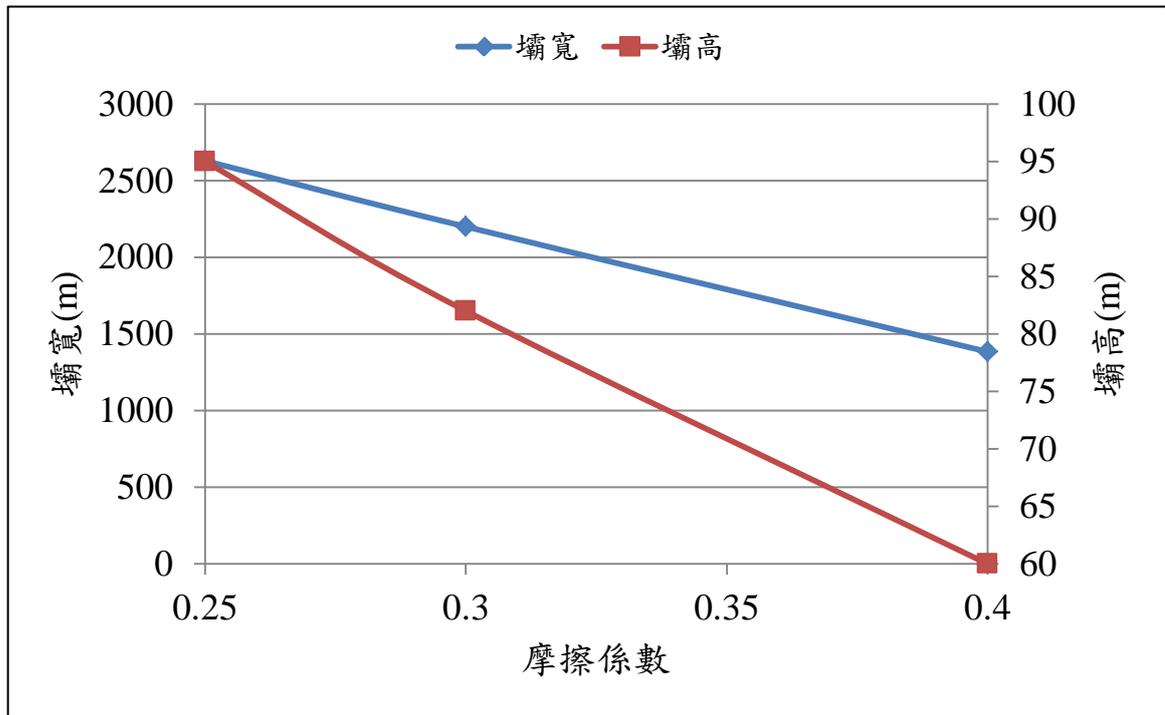


圖 4.27 摩擦係數與壩體幾何參數之相關性

單壓強度

針對單壓強度探討則固定摩擦係數為 0.25，單壓強度分別為 9MPa、21MPa 及 33MPa，模擬結果之堆積範圍比較如圖 4.28，天然壩之比較如圖 4.29，單壓強度的改變對堆積範圍以及天然壩體型態的影響在本研究所有模擬結果的觀察中，並無一可具結論性的規則。

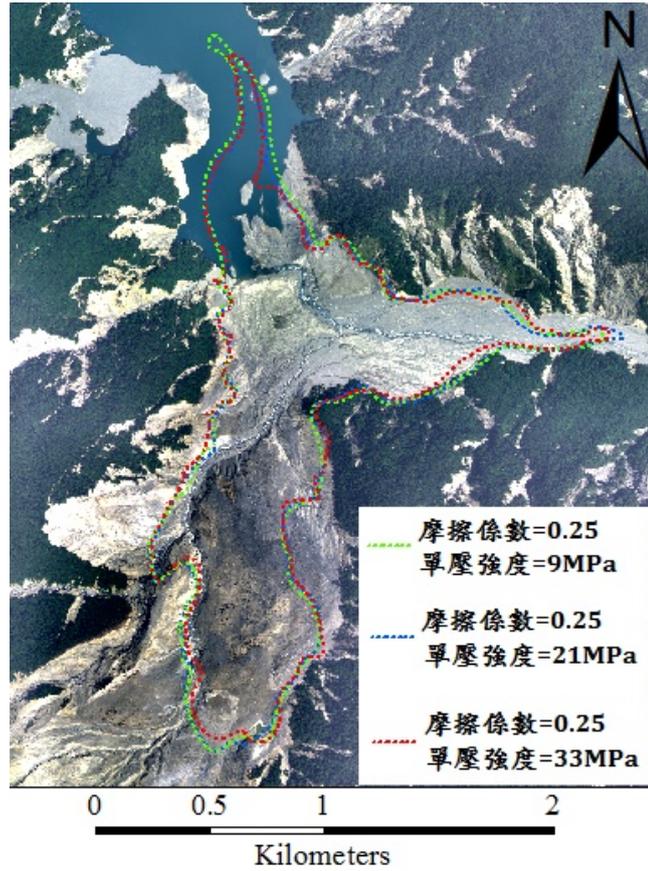


圖 4.28 不同單壓強度下堆積範圍比較

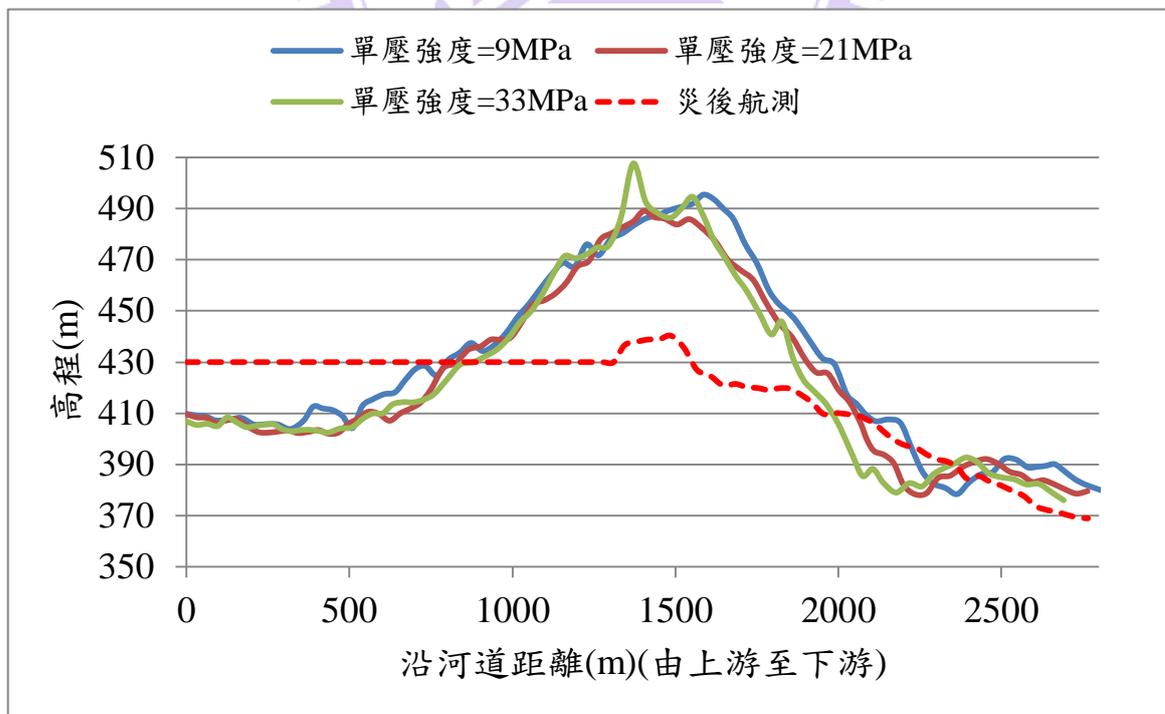


圖 4.29 不同單壓強度天然壩體比較

進一步探討單壓強度與壩體幾何參數的相關性如圖 4.30，無論壩高與壩寬皆無明顯的相關性，而當單壓強度為 33MPa 時期壩高相較於其餘結果較大，而此可能是地形所造成的影響，此部分已於 4.2 節說明。

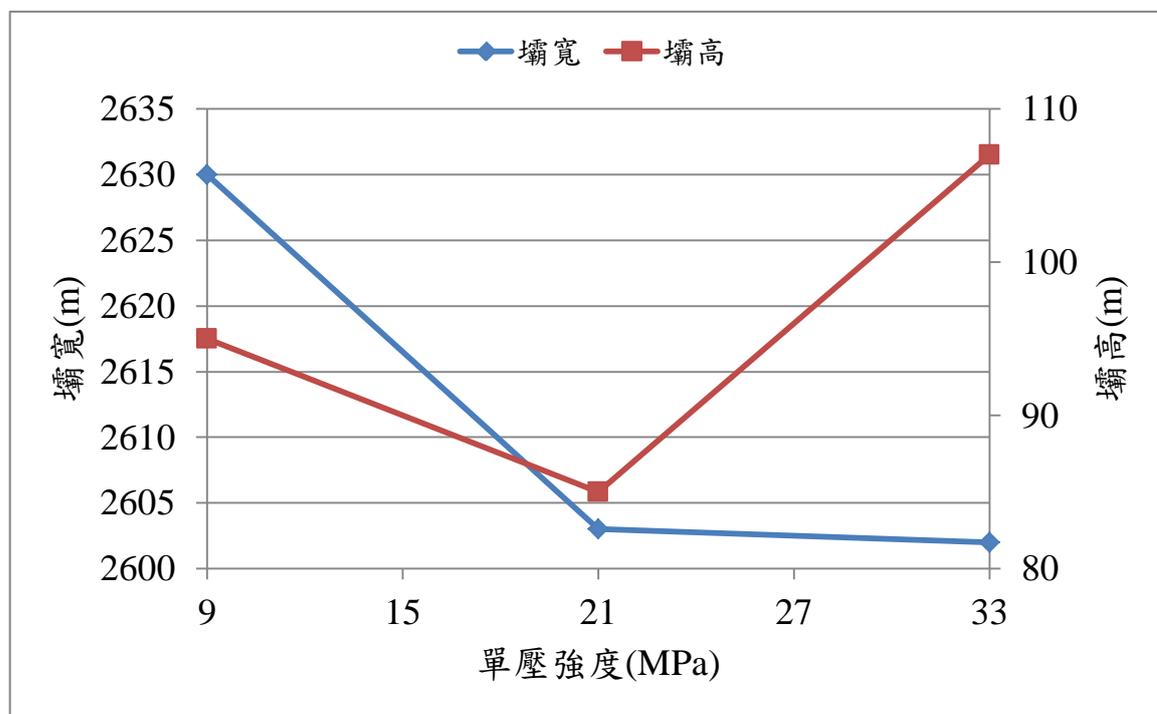


圖 4.30 單壓強度與壩體幾何參數之相關性

4.5.3 河道沖刷對天然壩之影響

本研究透過模擬河道沖刷的方式來重建天然壩的變遷行為且成功重建出其流程；於每個沖刷階段中，天然壩體幾何參數以及堆積量體皆有所改變，因此，本節透過修正後地形之河道沖刷模擬結果來探討河道沖刷對壩體幾何參數的影響，各階段之模擬結果如表 4.17，由圖 4.31 可看出在不同階段沖刷模擬中，堆積的範圍並不會改變僅壩高有顯著之變化(圖 4.13)。

表 4.17 河道沖刷各階段之模擬結果

刷深(m)	拓寬(m)	沖刷量(m ³)	山腰流出量(m ³)	殘存壩體積(m ³)	殘存山腰堆積量(m ³)
25	0	75 萬	139 萬	3660 萬	3414 萬
50	50	359 萬	205 萬	3442 萬	3348 萬
50	75	464 萬	238 萬	3371 萬	3315 萬
75	100	728 萬	333 萬	3201 萬	3220 萬

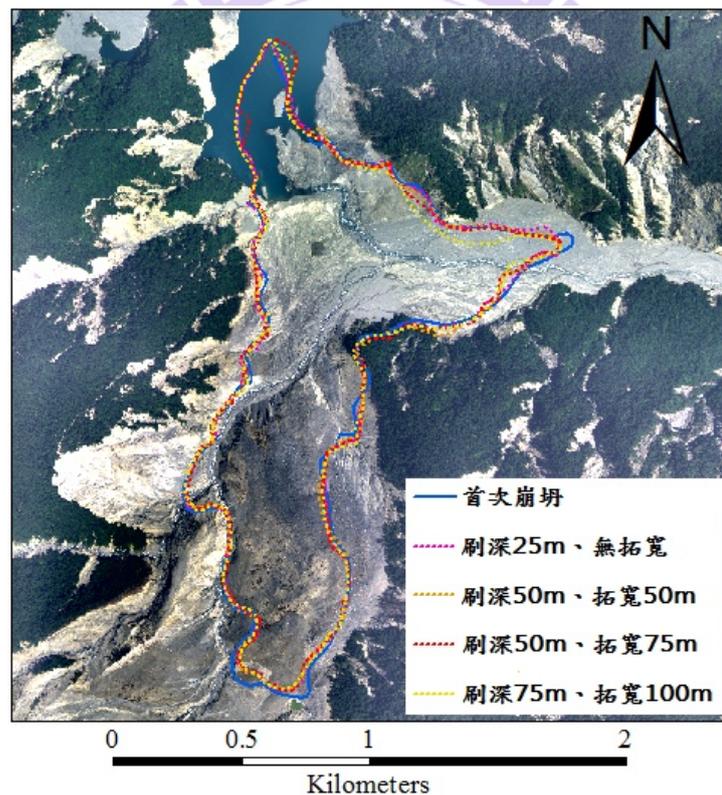
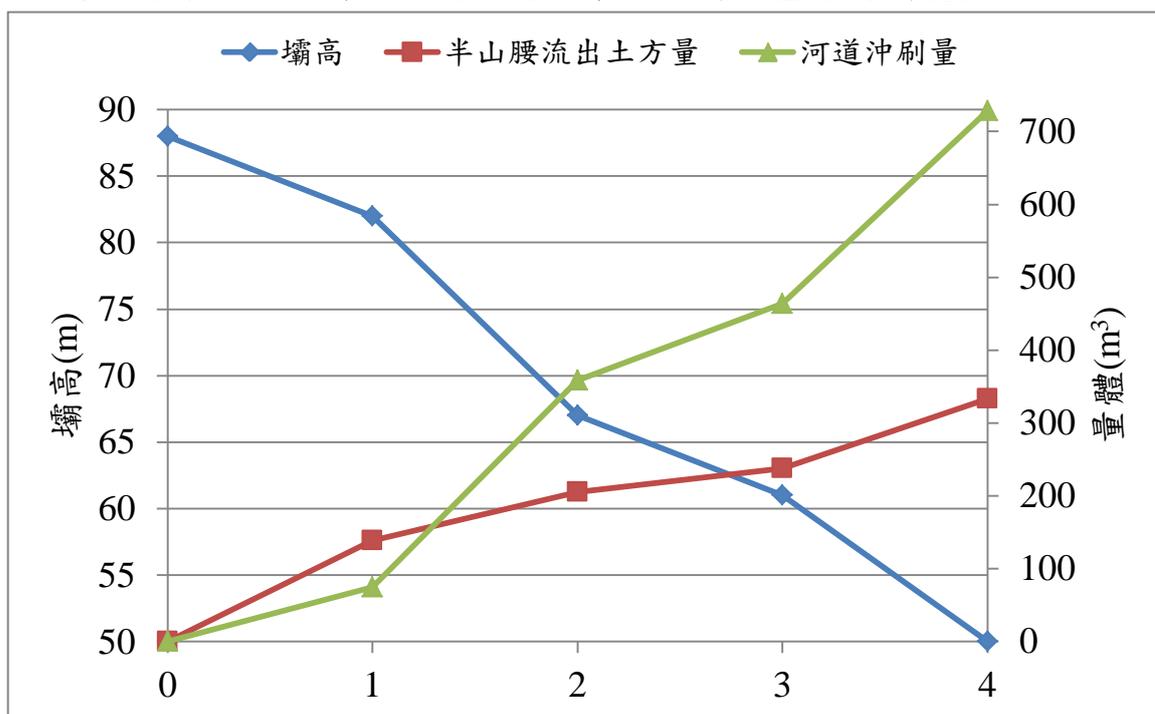


圖 4.31 不同沖刷階段堆積範圍比較

為瞭解河道沖刷後半山腰處因坡腳失穩往下運移的行為，因此藉由比較模擬所得之量體的方式來探討之，由圖 4.32 可看出在沖刷各階段中除了在刷深 25m 且無拓寬之階段外，河道沖刷量皆多於半山腰流出土方量，探

究其原因為當天然壩形成後遂受河道沖刷，半山腰土石之坡腳瞬間被破除而失去穩定性致使大量土方往河道運移，而當第一階段失穩破壞後，後續各階段則穩定的成長且成一定的比例，也因為如此，土方流失量皆大於半山腰流出之補充量，因此天然壩體積逐漸變少而降低壩高，半山腰處的土石亦隨河道沖刷而不斷向河道補充使半山腰處之量體逐漸變少。



註：橫坐標各數字代表的意義如下：0，未受沖刷；1，刷深 25m、無拓寬；2，刷深 50m、拓寬 50m；3，刷深 50m、拓寬 75m；4，刷深 75m、拓寬 100m

圖 4.32 河道沖刷各階段量體差異比較

另外，為了評估溢流河道邊坡角度不同對堆積壩體幾何型態的影響性，因此本研究模擬了邊坡為 90 度與 70 度兩種情況，透過模擬的結果來評估其差異；由表 4.18 可觀察出在不同邊坡角度的情況下，模擬結果之堆積壩體的壩長、壩高與壩寬差異都很小，此表示若溢流河道邊坡角度大於安息角足以讓半山腰處堆積土體之邊坡失穩而繼續往河道運移，邊坡角度的不同並不足以影響天然壩體最後的堆積型態。

表 4.18 溢流水道不同邊坡角度模擬結果

刷深 (m)	拓寬 (m)	壩長(m)		壩寬(m)		壩高(m)	
		90 度	70 度	90 度	70 度	90 度	70 度
25	0	504	501	1741	1739	82	84
50	50	512	514	1744	1734	67	65
75	100	480	490	1745	1742	50	55

4.6 壩體穩定性探討

本節針對不同階段之參數搭配以及河道沖刷過程模擬之結果探討各階段下天然壩壩體的穩定性，以下透過三種不同方法來綜合評估個案例的穩定性，分別為無因次堵塞指標(DBI)分析、鑑別分析(Discriminant regression model)及羅吉斯迴歸分析(Logistic regression model)。

4.6.1 DBI 分析

Ermini & Casagli (2003)提出以集水面積、壩高及天然壩體積為因子的

無因次堵塞指標 $DBI = \log\left(\frac{A_b \times H_d}{V_d}\right)$ ，其中 A_b 為集水面積、 H_d 為壩高、 V_d

為壩體體積，經由 84 案例的計算歸納出三個部分：

1. 穩定： $DBI < 2.75$ ；2. 過渡區： $2.75 < DBI < 3.08$ ；3. 不穩定： $DBI > 3.08$

本研究所模擬之計算結果如表 4.19、表 4.20 及表 4.21，在所有案例中天然壩皆屬穩定。

表 4.19 不同參數搭配之 DBI 計算結果

摩擦係數	單壓強度 (Mpa)	壩高(m)	壩體積 (10^4m^3)	集水面積 (10^6m^2)	DBI
0.25	9	95	4376	65	2.15
0.25	21	85	4143	65	2.13
0.25	33	107	3917	65	2.25
0.3	9	82	3489	65	2.18
0.4	9	60	2554	65	2.18
0.25(新地形)	33	88	3617	65	2.20

表 4.20 地形未修正之各沖刷階段 DBI 計算結果

刷深(m)	拓寬(m)	壩高(m)	壩體積 (10^4m^3)	集水面積 (10^6m^2)	DBI
25	0	89	4108	65	2.15
50	50	69	3903	65	2.06
50	75	62	3852	65	2.02
75	100	53	3657	65	1.97

表 4.21 地形修正後之各沖刷階段 DBI 計算結果

刷深(m)	拓寬(m)	壩高(m)	壩體積 (10^4m^3)	集水面積 (10^6m^2)	DBI
25	0	82	3660	65	2.16
50	50	67	3442	65	2.10
50	75	61	3371	65	2.07
75	100	50	3201	65	2.01

4.6.2 鑑別分析與羅吉斯迴歸分析

Dong et al. (2009) 與 Dong et al. (2011) 分別透過鑑別分析及羅吉斯迴歸分析提出由集水面積、壩高、壩寬及壩長為因子的判別式：

$$D = -2.62\log(A) - 4.67\log(H) + 4.57\log(W) + 2.67\log(L) + 8.26 \quad (\text{鑑別分析})$$

$$Ls = -2.22\log(A) - 3.76\log(H) + 3.17\log(W) + 2.85\log(L) + 5.93 \quad (\text{羅吉斯迴歸})$$

其中，A 為集水面積、H 為壩高、W 為壩寬及壩長 L，當 $D > 0$ 則天然壩視為穩定；當 $Ls > 0$ 則天然壩視為穩定。

本研究將不同階段的模擬結果輸入上二式中進行判別，計算結果如表 4.22、表 4.23 及表 4.24。由鑑別分析所得之結果，所有階段之天然壩體皆屬穩定，但在羅吉斯迴歸分析上高達六成的壩體為不穩定。

表 4.22 不同參數搭配之 D、Ls 計算結果

摩擦係數	單壓強度 (MPa)	H(m)	L(m)	W(m)	A (10^6m^2)	D	Ls
0.25	9	95	539	2630	65	1.48	-0.22
0.25	21	85	532	2603	65	1.67	-0.07
0.25	33	107	524	2602	65	1.18	-0.47
0.3	9	82	537	2200	65	1.42	-0.23
0.4	9	60	496	1384	65	1.04	-0.46
0.25(新地形)	33	88	543	1753	65	0.84	-0.65

表 4.23 地形未修正之各沖刷階段 D、Ls 計算結果

刷深(m)	拓寬(m)	H(m)	L(m)	W(m)	A(10^6m^2)	D	Ls
25	0	89	518	2661	65	1.59	-0.15
50	50	69	519	2658	65	2.10	0.27
50	75	62	512	2655	65	2.30	0.42
75	100	53	495	2656	65	2.58	0.64

表 4.24 地形修正後之各沖刷階段 D、Ls 計算結果

刷深(m)	拓寬(m)	H(m)	L(m)	W(m)	A(10 ⁶ m ²)	D	Ls
25	0	82	504	1741	65	0.88	-0.64
50	50	67	512	1744	65	1.31	-0.28
50	75	61	497	1748	65	1.47	-0.16
75	100	50	480	1745	65	1.83	0.12

4.6.3 綜合比較

由 DBI 分析以及判別分析的結果發現所有的參數假設以及沖刷的所有階段下天然壩體穩定性的計算皆呈現穩定，而在羅吉斯迴歸分析中高達六成為不穩定，由計算結果來看，羅吉斯迴歸分析較為保守；探究公式中各參數的影響；DBI 分析中僅考慮壩高、集水面積與天然壩的體積，然而天然壩的穩定性深受其幾何型態的影響(包含壩寬、壩長及壩高等)，若僅透過 DBI 的分析，可能會高估天然壩的穩定性。判別分析與羅吉斯迴歸分析中，集水面積與壩高皆為降低壩體穩定性的參數，而能提高壩體穩定性的幾何參數為壩長與壩寬，意味著若天然壩堆積範圍越廣則天然壩的穩定性越高。由本案例的模擬結果分析可歸納：當摩擦係數越小則天然壩堆積範圍越廣，壩寬與壩長越大，增加了其穩定性。然在沖刷過程計算中透過三種穩定性分析方法的判別分數可觀察出個別的判別分數皆會隨沖刷範圍擴大而增加，會形成這樣的趨勢乃是由於當沖刷範圍擴大，壩高會逐漸降低因而提高了整體的穩定性。

第五章 結論與建議

本研究運用 PFC^{3D} 軟體進行邊坡崩滑運移行為的模擬，就暴雨所誘發的邊坡崩滑模擬提出以滲流力驅動崩滑的方法，並針對天然壩變遷的過程，提出河道沖刷的簡化模擬，透過一系列的假設、測試、模擬及最終的驗證，成功模擬出探討案例（太麻里溪包盛社堰塞湖天然壩）邊坡發生崩滑、形成天然壩、隨後河道沖刷的全過程重建，透過上述的重建案例成果可獲得以下之結論以及建議。

5.1 結論

1. 以無限邊坡概念簡化的滲流力施加方式可有效驅動邊坡崩滑以取代以往仰賴降低摩擦係數的做法，此種模擬方法可更接近真實的崩滑機制與堆積型態。
2. 針對首次崩滑的大型崩坍地而言，樹高的誤差足以影響崩坍量體之估計，可對崩坍後天然壩堆積之幾何型態產生相當程度的影響，因此在地滑的模擬重建上，樹高的誤差影響不容小覷。
3. 由不同參數搭配的模擬結果可歸納出摩擦係數對天然壩體幾何參數的影響遠大於強度；摩擦係數越小，由邊坡流出之土石量越多，天然壩體堆積範圍越廣且壩高越高，而壩高與壩寬分別對摩擦係數皆約略呈線性關係。
4. 由河道沖刷各階段的模擬結果可知，當河道受極大的水流沖刷後，邊坡上的土石會因坡腳被剷除後而失去穩定往河道滑動。
5. 透過本研究之重建結果，太麻里溪包盛社堰塞湖天然壩之變遷過程可劃分為以下幾個階段：

- (1)崩塌初期：莫拉克強降雨誘發地滑形成一壩高約 88m 的天然壩。
 - (2)刷深階段：天然壩溢流水道刷深後，土石隨水流帶至下游於 2000m~2500m 堆積，天然壩上游處帶來之土石逐漸於壩後淤積。
 - (3)刷深/拓寬階段：隨沖刷持續作用，不斷刷深與拓寬，受水流帶走之土石將 2000m~2500m 淤滿後遂往下游堆積，天然壩上游處之堆積行為持續進行。
 - (4)最終(2009/8/28)型態：隨著刷深/拓寬、側向沖刷以及天然壩上游的淤積使壩體逐漸形成一壩高約 10m 之殘壩。
6. 對於河道沖刷各階段，可透過 DBI、鑑別分析與羅吉斯回歸分析等判別式以研判天然壩各階段穩定性的變化。比較天然壩體穩定性評估的結果，以運用羅吉斯回歸分析所得之結果最保守。

5.2 建議

1. 本研究所設定之滲流力大小與方向是以無限邊坡為概念進行計算與假設，如需更精確估計滲流力時可利用滲流分析軟體針對不同的降雨量或降雨強度預先進行邊坡的滲流分析以得到不同位置的水力坡降以計算滲流力大小與方向，再將分析結果導入 PFC^{3D} 中，若配合暫態滲流分析，還可以預測不同的降雨條件下邊坡破壞的時間。
2. 利用樹高修正地形的方式可有效降低地形誤差造成的影響，若在航測資料的計算上能夠更準確的計算樹高以及修正地形上的誤差則能將地形所造成的影響降至最低。
3. 堰塞湖潛勢研究亟需資料齊全之案例庫，然而許多早期破壞之堰塞湖案例往往壩體資料不全，尤其暴雨誘發之案例更是如此。若

以本研究所提出之重建方法進行資料不全案例之重建，透過重建之結果得到天然壩發生過程與機制，並能估計壩體幾何參數，可望提供後續學者更多資料以進行相關統計分析或壩體潰決分析。

4. 若將本研究所提之滲流力施加方法應用於山崩的高潛勢區，則可評估邊坡破壞之降雨與地水位門檻，模擬運移過程與堆積量體及位置，進而可評估崩坍土石堵塞河道之可能性。



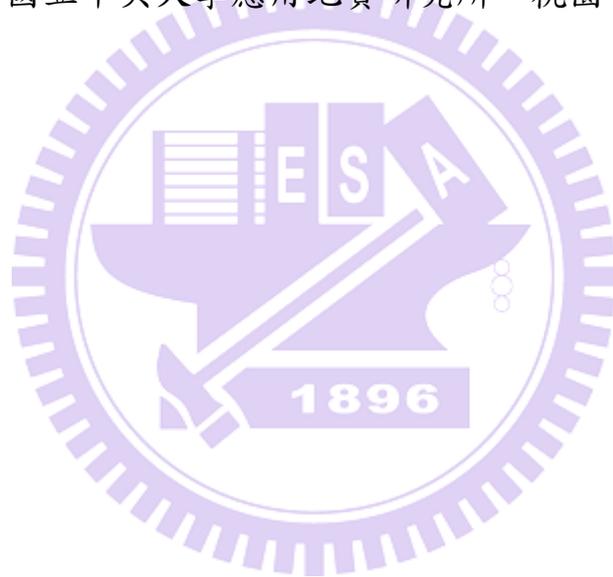
參考文獻

1. Chang, D. S., "Internal Erosion and Overtopping Erosion of Earth Dams and Landslide Dams," Ph.D, Civil and Environmental Engineering, Hong Kong University of Science and Technology, Hong Kong, 2012.
2. Costa , J. E. and Schuster , R. L., "The Formation and Failure of Natural Dams," Geological Society of America Bulletin, vol. 100, pp. 1054-1068, Jul 1988.
3. Dong, J. J., Tung ,Y. H., Chen,C. C., Liao,J. J., and Pan,Y. W., "Discriminant Analysis of the Geomorphic Characteristics and Stability of Landslide Dams," Geomorphology, vol. 110, pp. 162-171, 2009.
4. Dong,J. J., Tung,Y. H., Chen,C. C., Liao,J. J., and Pan,Y. W., "Logistic Regression Model for Predicting the Failure Probability of a Landslide Dam," Engineering Geology, vol. 117, pp. 52-61, Jan 2011.
5. Ermini, L. and Casagli, N., "Prediction of the Behaviour of Landslide Dams Using a Geomorphological Dimensionless Index," Earth Surface Processes and Landforms, vol. 28, pp. 31-47, Jan 2003.
6. Hermanns, R. L., Folguera, A., Gonzales Diaz, F. E., and Fauque, L., "Landslide Dams in the Central Andes of Argentina - Showing the Need of Revising the Established Landslide Dam Classification," Italian Journal of Engineering Geology and Environment, vol. Special Issue 1, pp. 55-60, 2006.

7. Kuo, Y. S., Tsang, Y. C., Chen, K. T., and Shieh, C. L., "Analysis of Landslide Dam Geometries," *Journal of Mountain Science*, vol. 8, pp. 544-550, Aug 2011.
8. Li, W. C., Li, H. J., Dai, F. C., and Lee, L. M., "Discrete Element Modeling of a Rainfall-induced Flowslide," *Engineering Geology*, vol. 149, pp. 22-34, Nov 2012.
9. Li, X. P., He, S. M., Luo, Y., and Wu, Y., "Simulation of the Sliding Process of Donghekou Landslide Triggered by the Wenchuan Earthquake Using a Distinct Element Method," *Environmental Earth Sciences*, vol. 65, pp. 1049-1054, Feb 2012.
10. Zhou, J., Li, Y. X., Jia, M. C., and Li, C. N., "Numerical Simulation of Failure Behavior of Granular Debris Flows Based on Flume Model Tests," *Scientific World Journal*, 2013.
11. 工研院能源與資源研究所，梨山地區地層滑動調查與整治方案規劃總報告，1993年。
12. 李明翰，「岩坡傾倒破壞之研究-以台14線公路為例」，碩士論文，朝陽科技大學營建工程研究所，台中，2003年。
13. 林務局台東林區管理處，「太麻里溪包盛社堰塞湖緊急評估及全流域短中長期對策建議計畫」，2010年。
14. 施尊穎，「台東鹿野河流域之地層滑動與河川化性在卑南地震後之相關性」，碩士論文，國立台灣大學地質科學研究所，台北，2009年。
15. 唐昭榮，「臺灣遽變式山崩傳送與堆積之顆粒流離散元素模擬」，博士論文，國立台灣大學地質科學研究所，台北，2010年。

16. 柴賀軍、王士天、許強、黃潤秋、范相德，「西藏易貢滑坡物質運動全過程數值模擬研究」，地質災害與環境保護，第 12 期，pp. 1-3，2001 年。
17. 張光宗、林明慧、利寧真，「應用分離元素法探討紅葉坪之古地滑及集集地震地滑事件」，水土保持學報，第 42 期，pp. 177-197，2010 年。
18. 陳春華，「非連續體變形分析法模擬集集地震引致草嶺邊坡崩塌模擬之研究」，碩士論文，國立成功大學土木工程研究所，台南，2008 年。
19. 陳樹群、許中立，「莫拉克颱風形成之堰塞湖及危險度評估」，土工技術，第 122 期，pp. 79-88，2009 年。
20. 黃建忠、羅正彥、紀宗吉、林錫宏、黃清輝、許景富、翁淑卿、施國偉，「山地聚落及周圍坡地地質環境調查與敏感區劃設」，經濟部中央地質調查所，2009 年。
21. 經濟部水利署水利規劃試驗所，「堰塞湖引致災害防治對策之研究總報告」，2004 年。
22. 廖志中、董家均、潘以文、徐志謙、謝勝彥、彭瑞國、吳文賢，「堰塞湖形成與存在性之探討」，第十屆大地工程學術研討會，台北，2003 年。
23. 廖志中、潘以文、林志平、唐禎國、黃玉麟、羅文驤，「梨山崩坍區大規模崩積地層之形成機制」，中華水土保持學報，第 42 期，pp. 303-312，2011 年。
24. 蒲淵明，「地滑/岩崩形成堰塞湖之運動模擬及參數探討」，碩士論文，國立交通大學土木工程研究所，新竹，2012 年。

25. 齊士崢，「倒鈎狀流路必然是襲奪灣嗎?-花蓮鯉魚潭地區的地形演育」，環境與世界，第 1 期，pp. 123-135，1997 年。
26. 羅佳明、鄭添耀、林彥享、蕭震洋、魏倫瑋、黃春銘、冀樹勇，林錫宏，林銘郎，「國道 3 號七堵順向坡滑動過程之動態模擬」，中華水土保持學報，第 42 期，pp. 175-183，2011 年。
27. 高橋保、匡尚富，「天然ダムの決壊による土石流の規模に関する研究」，京都大學防災研究所年報，第 31 期，1988。
28. 李昀珊，「豪雨引致短期存在堰塞湖天然壩壩體形狀重建方法探討」，碩士論文，國立中央大學應用地質研究所，桃園，2011 年。



附錄 太麻里溪包盛社堰塞湖重建結果全程展示

受限於紙本論文無法以影片的方式呈現模擬結果，因此以各階段(每5秒)結果的展示以取代影片的連續性呈現，另分為兩階段做展示，分別為崩塌初期及河道沖刷階段。

崩塌初期

在此階段中藍色球表示顆粒受滲流力作用，而當滲流力作用使得顆粒運移五倍半徑後即消散，並設定顆粒為棕色。

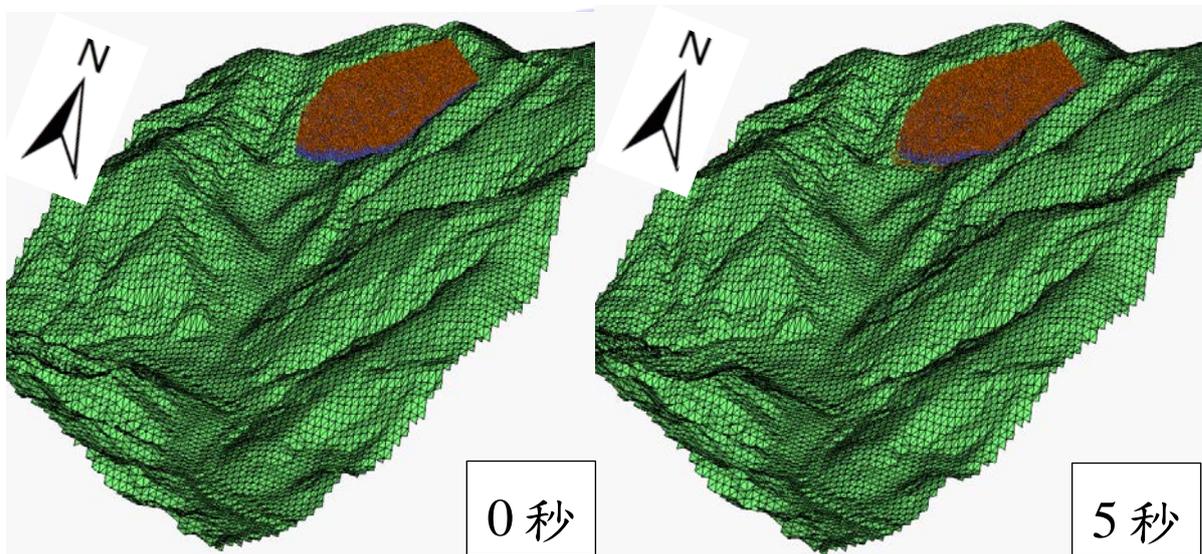


圖 A 1 崩塌初期(0 秒、5 秒)

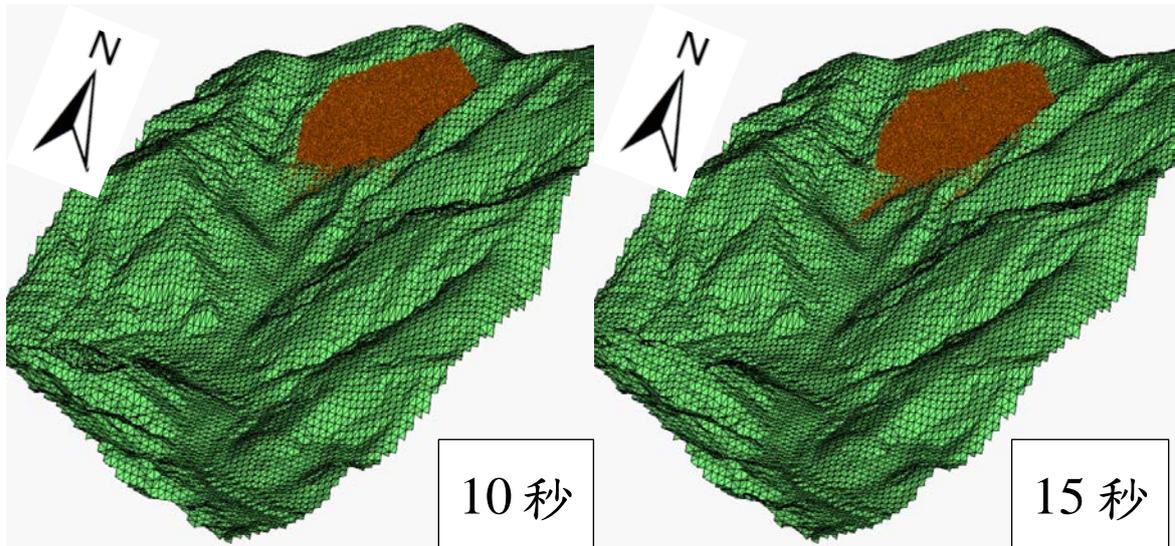


圖 A 2 崩塌初期(10 秒、15 秒)

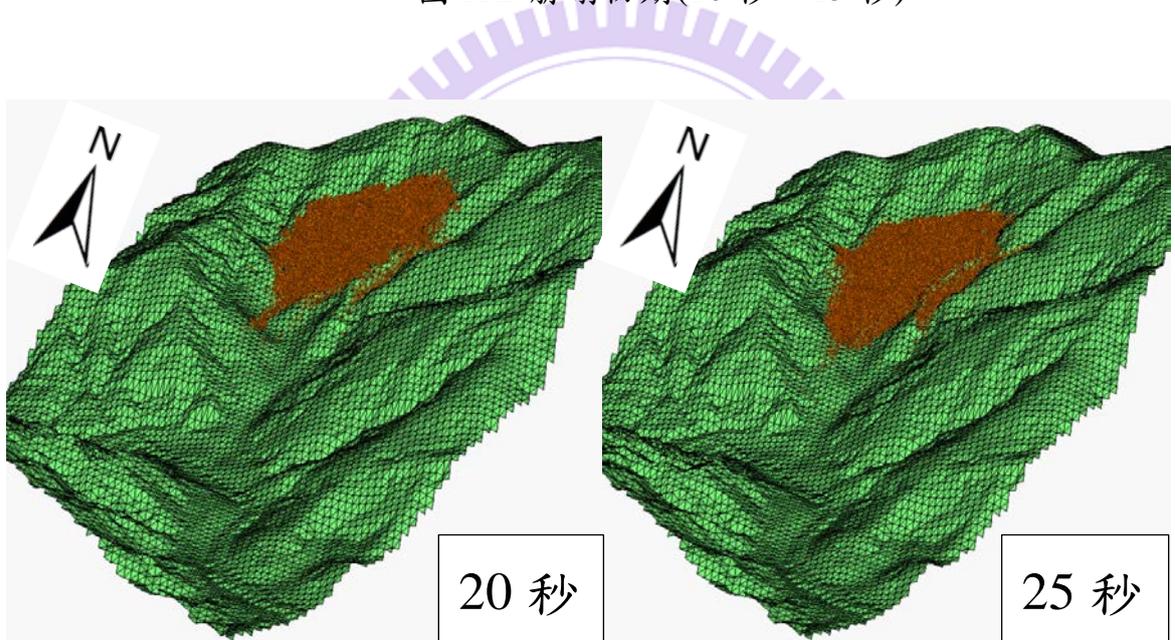


圖 A 3 崩塌初期(20 秒、25 秒)

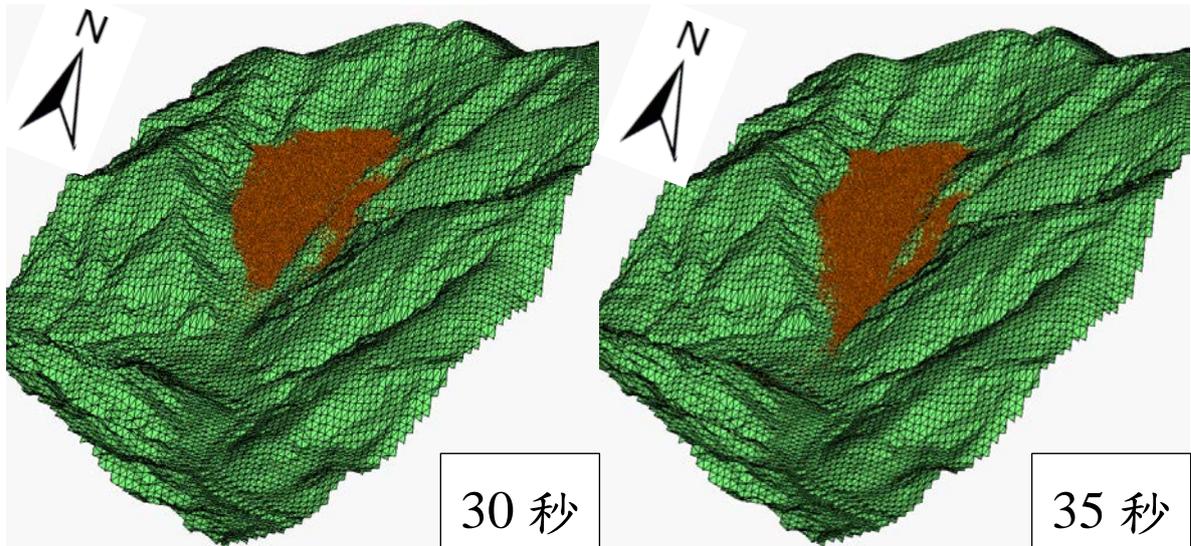


圖 A 4 崩塌初期(30 秒、35 秒)

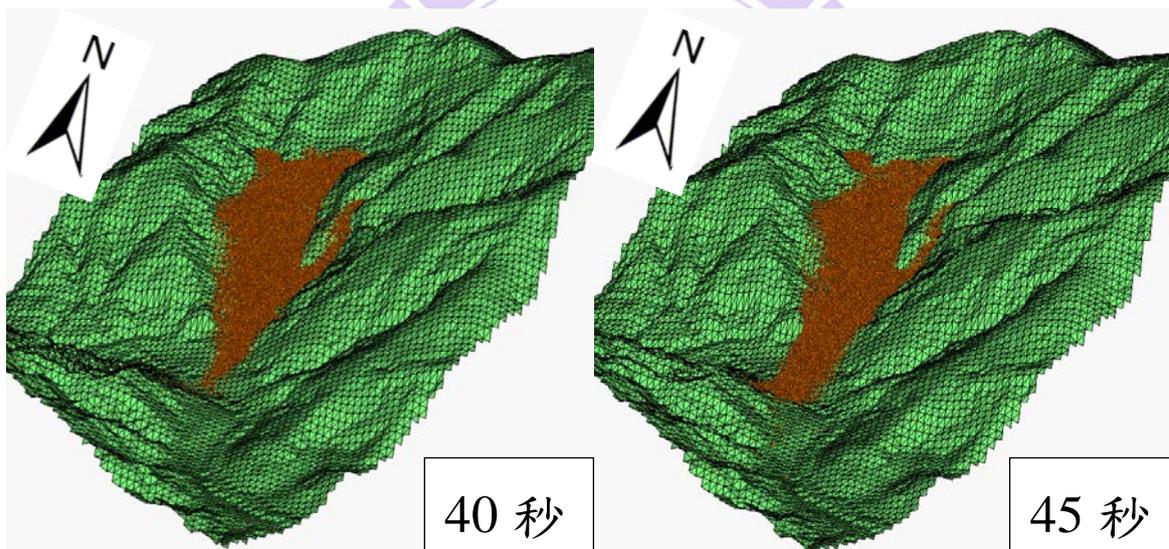


圖 A 5 崩塌初期(40 秒、45 秒)

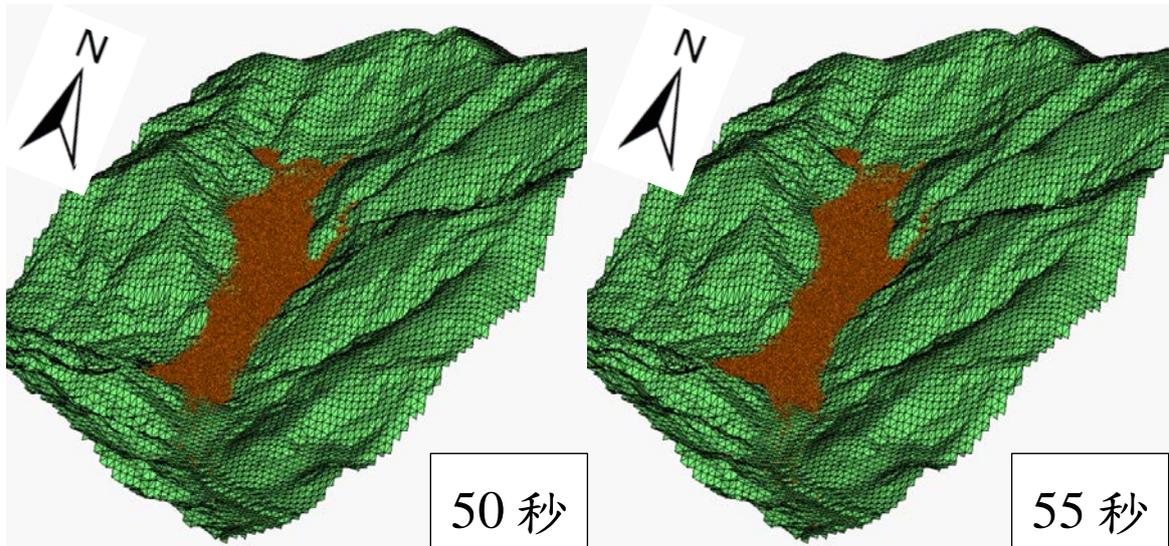


圖 A 6 崩塌初期(50 秒、55 秒)

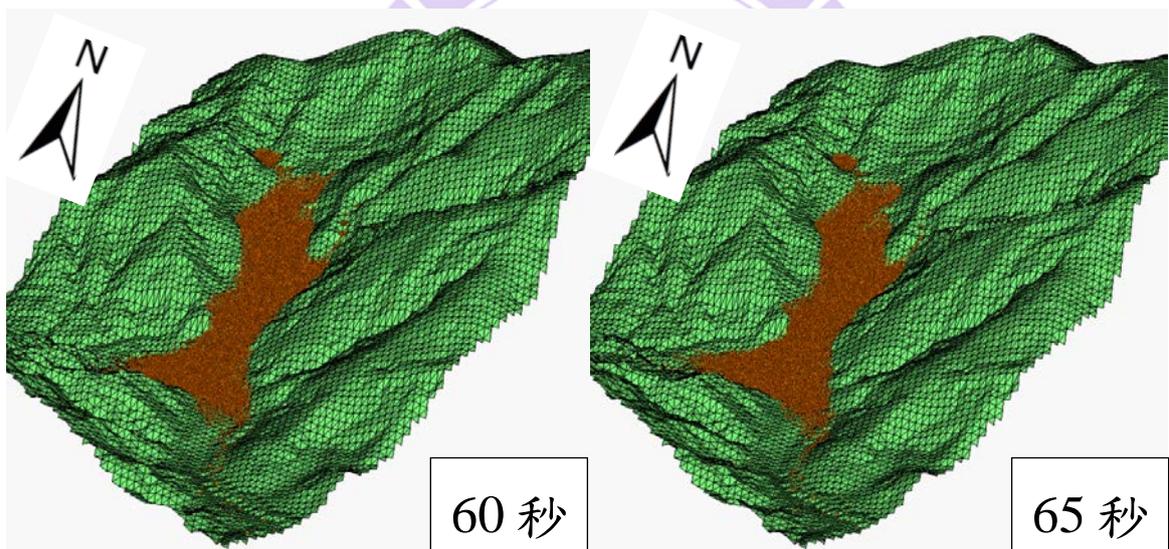


圖 A 7 崩塌初期(60 秒、65 秒)

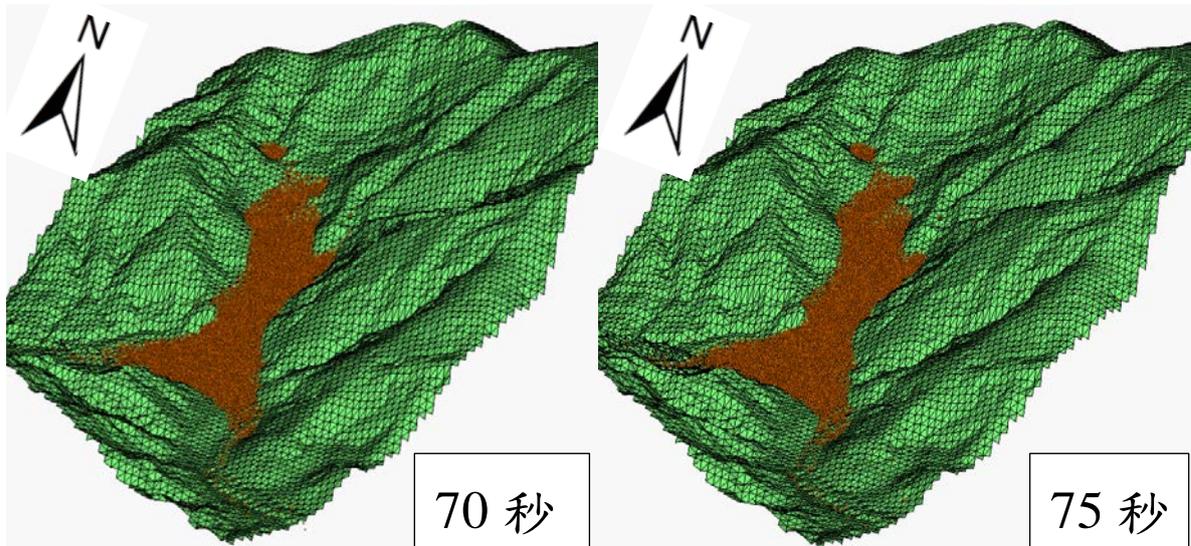


圖 A 8 崩塌初期(70 秒、75 秒)

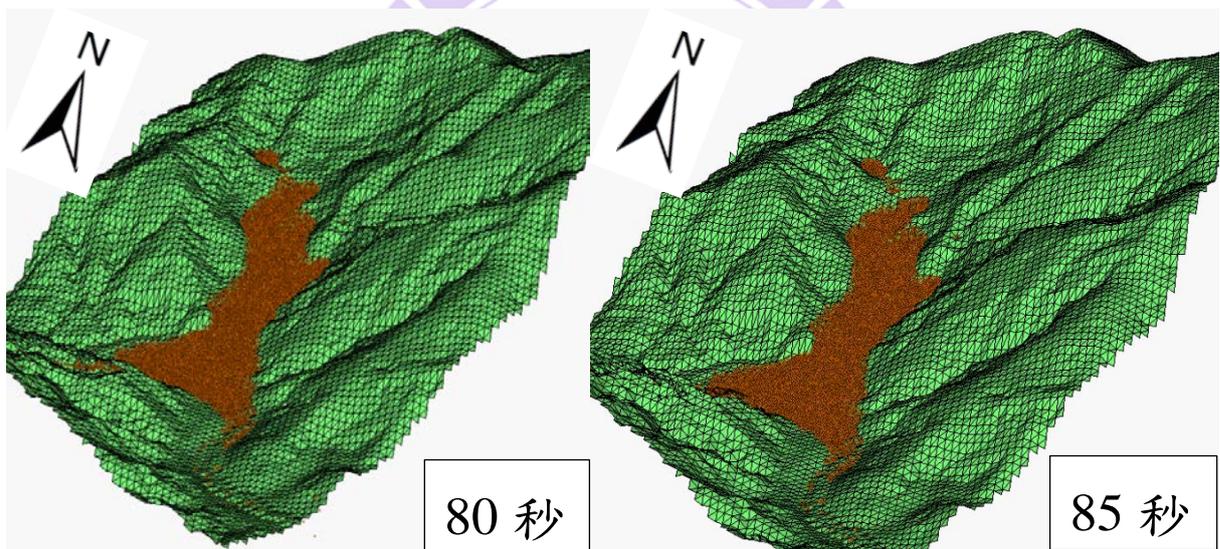


圖 A 9 崩塌初期(80 秒、85 秒)

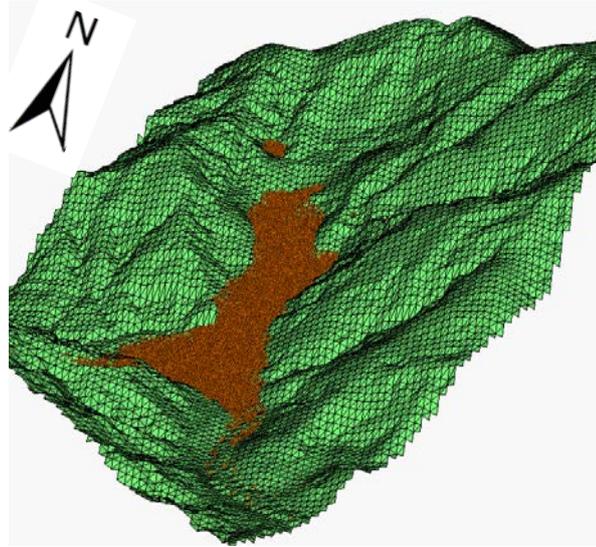


圖 A 10 崩塌初期(Final)

河道沖刷

在此階段中，顆粒初始狀態為棕色，當滲流力使得顆粒運移五倍半徑後即消散並設定為藍色；本研究河道沖刷是以階段式的模擬，因此各階段之結果將分別呈現，沖刷是由崩塌初期之最後模擬結果為最初狀態。

下刷 25m、無拓寬

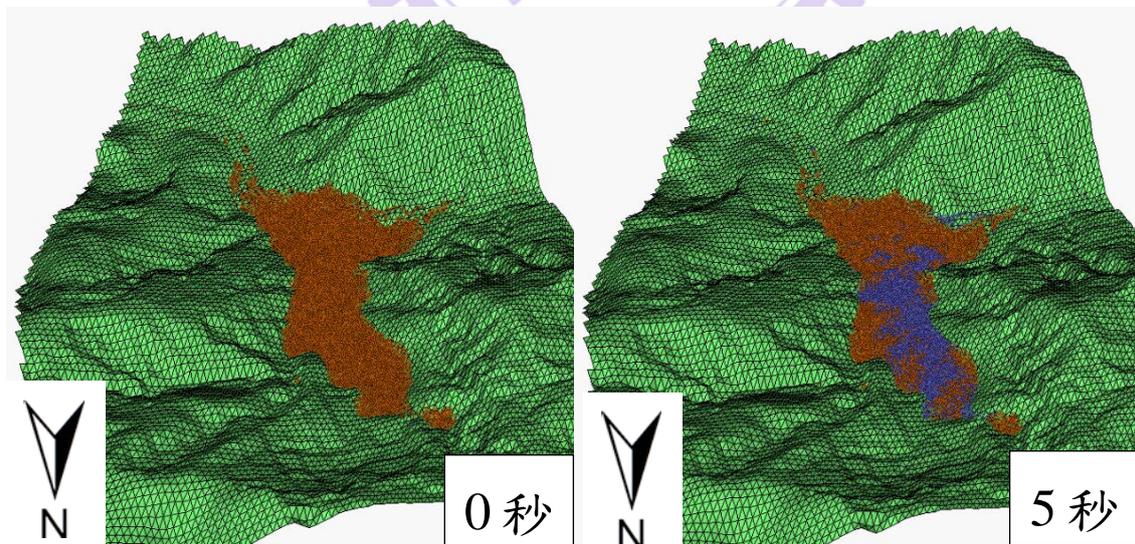


圖 A 11 下刷 25m、無拓寬(0 秒、5 秒)

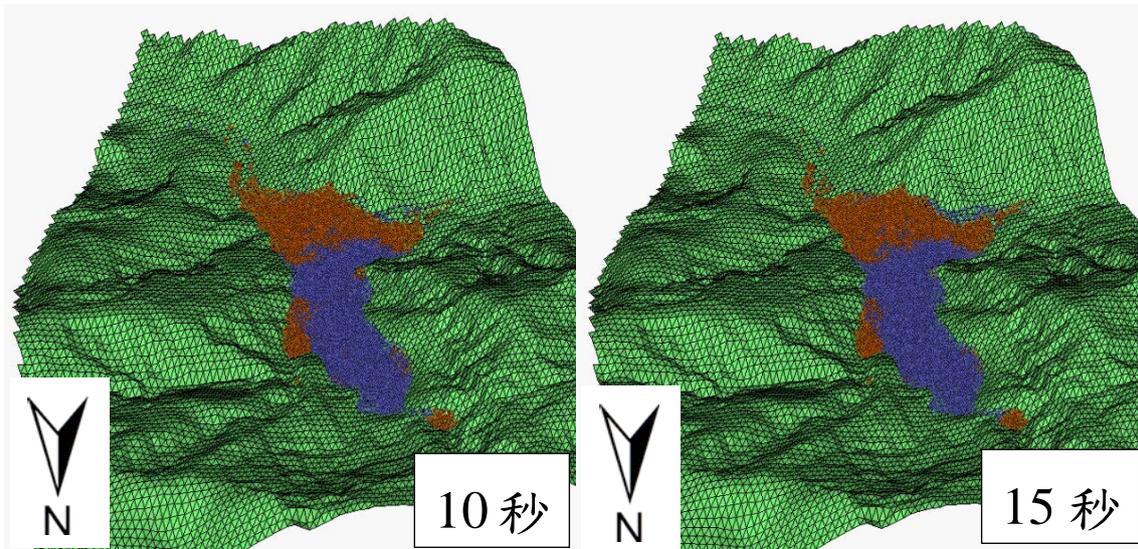


圖 A 12 下刷 25m、無拓寬(10 秒、15 秒)

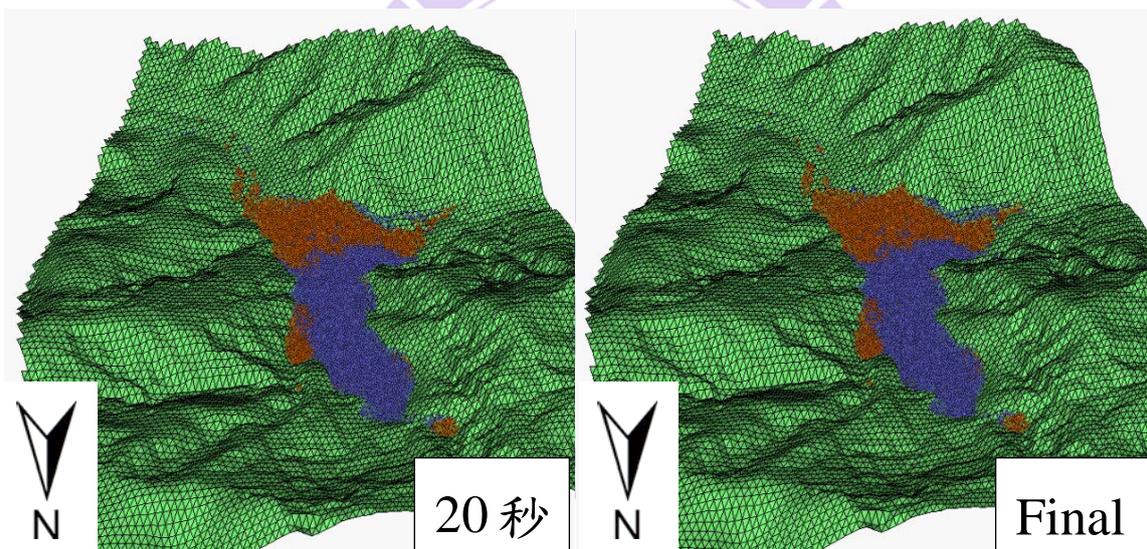


圖 A 13 下刷 25m、無拓寬(20 秒、Final)

下刷 50m、拓寬 50m

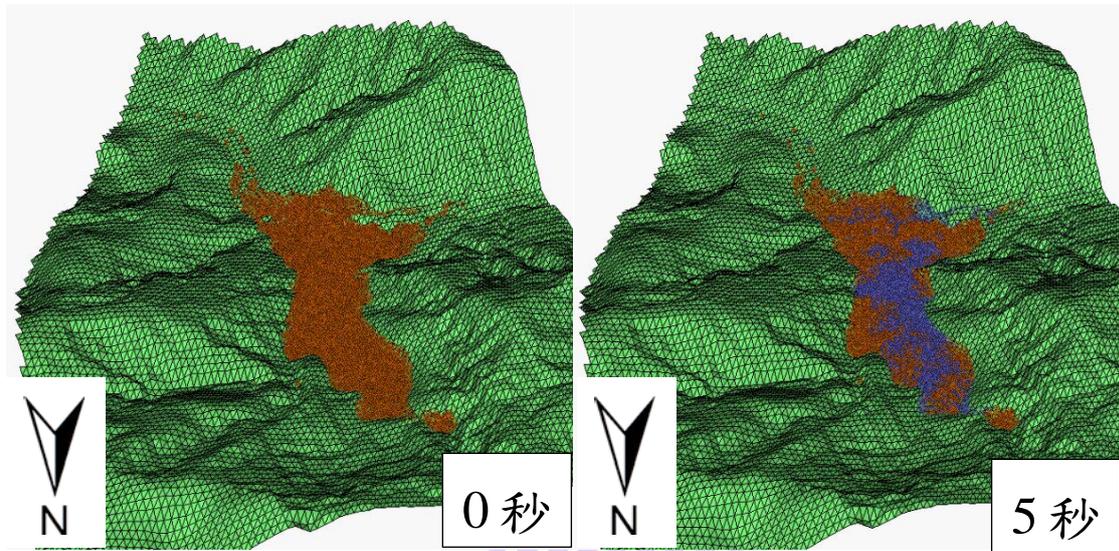


圖 A 14 下刷 50m、拓寬 50m(0 秒、5 秒)

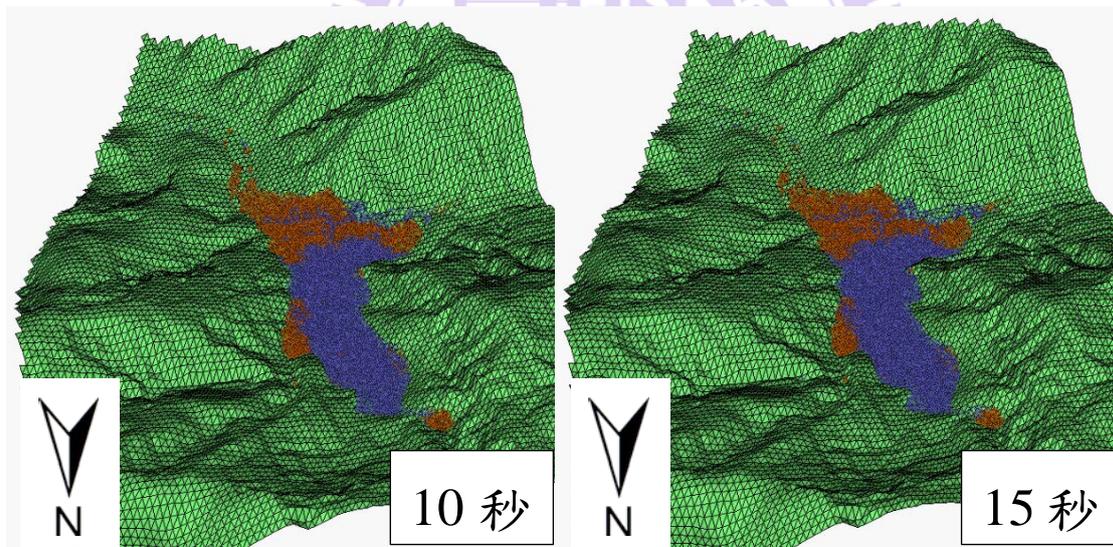


圖 A 15 下刷 50m、拓寬 50m(10 秒、15 秒)

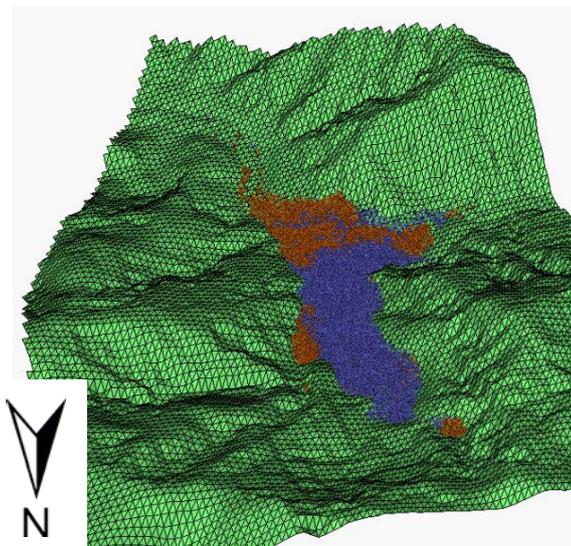


圖 A 16 下刷 50m、拓寬 50m(Final)

下刷 50m、拓寬 75m

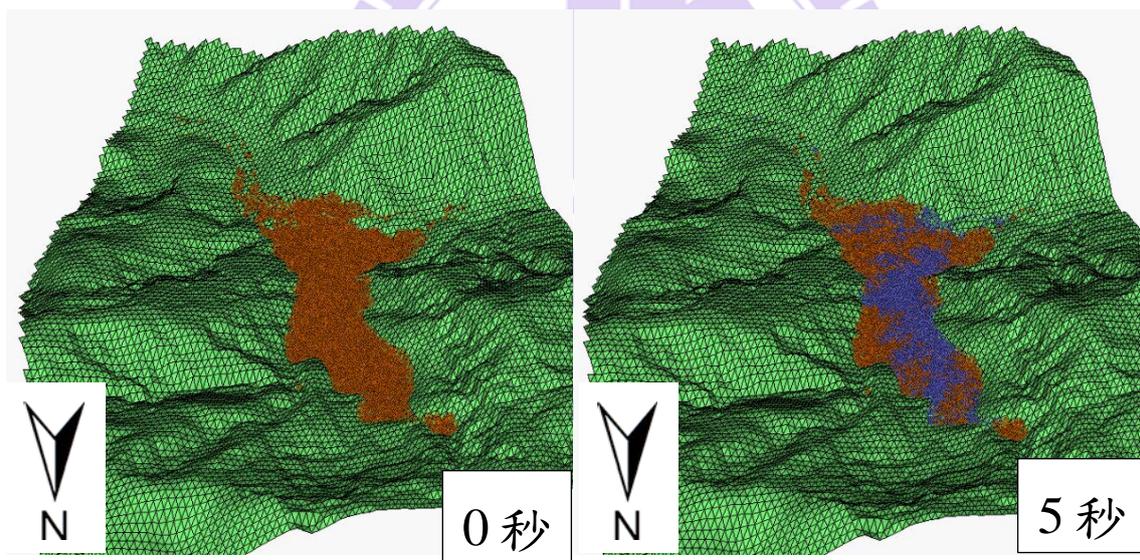


圖 A 17 下刷 50m、拓寬 75m(0 秒、5 秒)

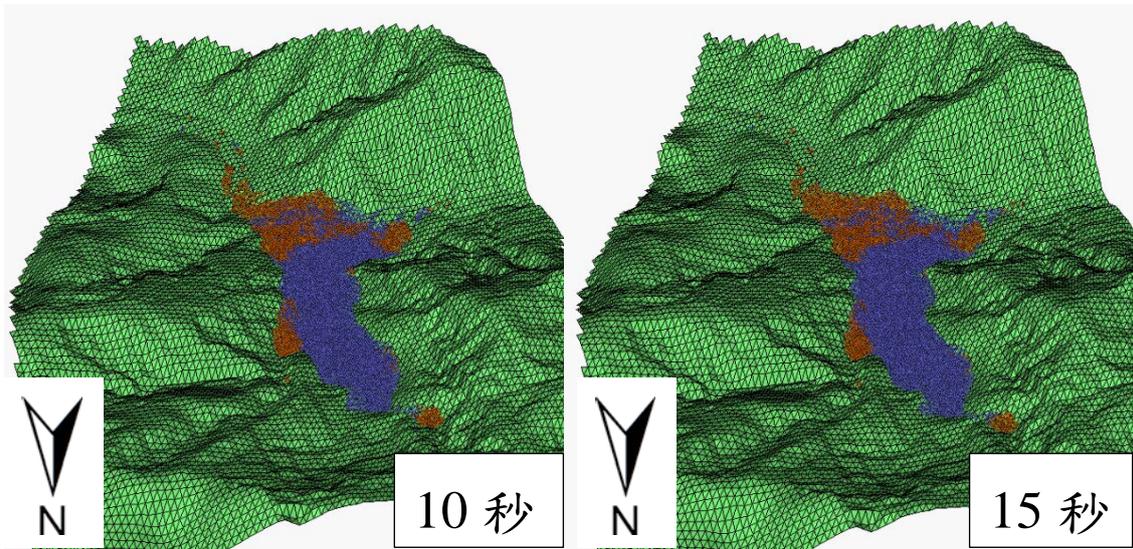


圖 A 18 下刷 50m、拓寬 75m(10 秒、15 秒)

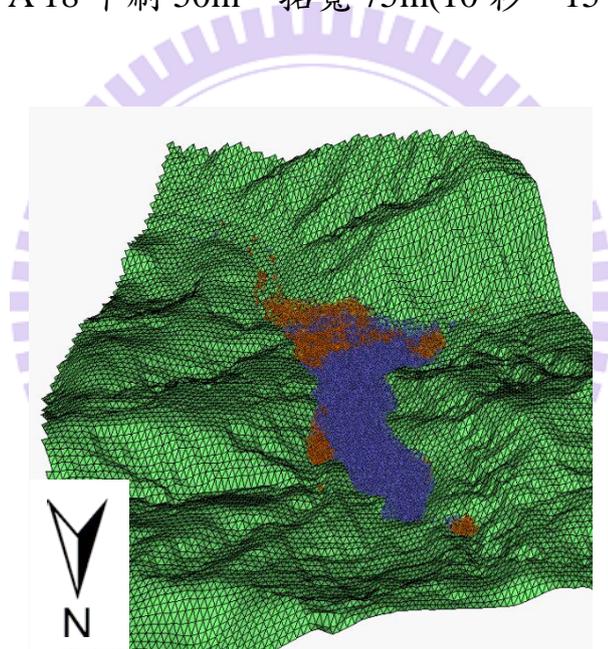


圖 A 19 下刷 50m、拓寬 75m(Final)

下刷 75m、拓寬 100m

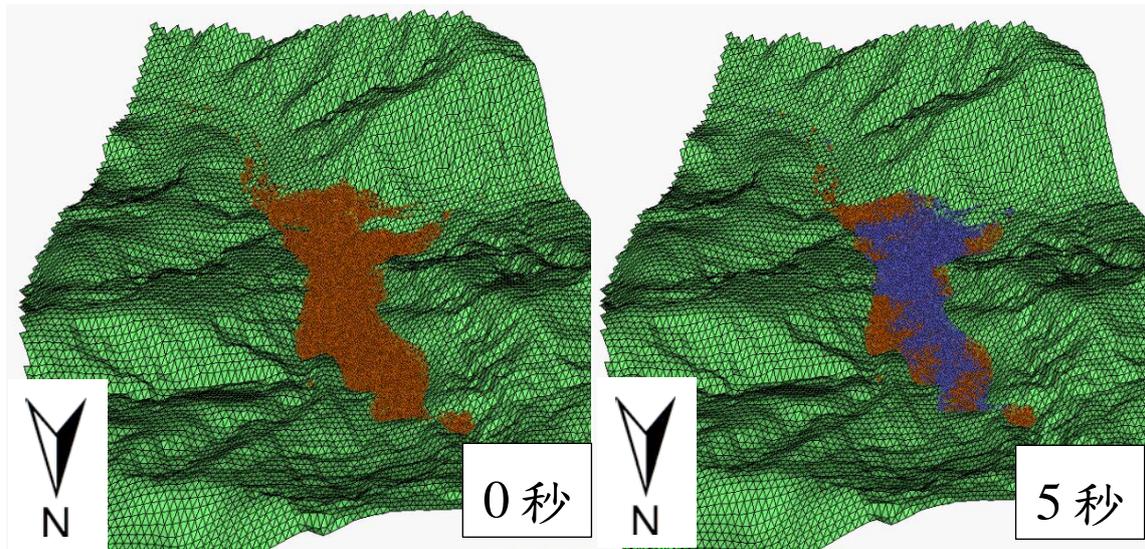


圖 A 20 下刷 75m、拓寬 100m(0 秒、5 秒)

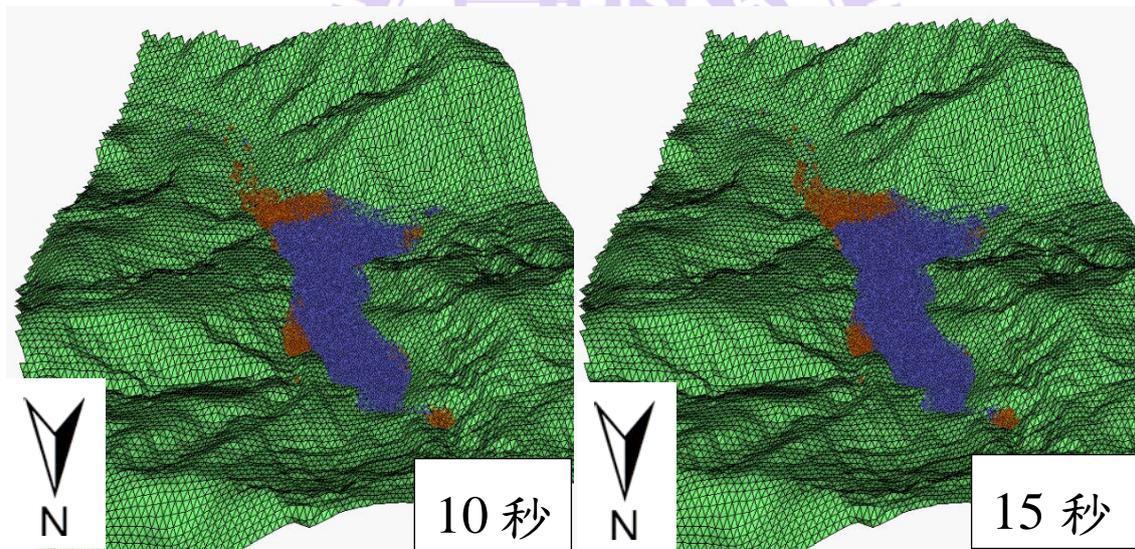


圖 A 21 下刷 75m、拓寬 100m(10 秒、15 秒)

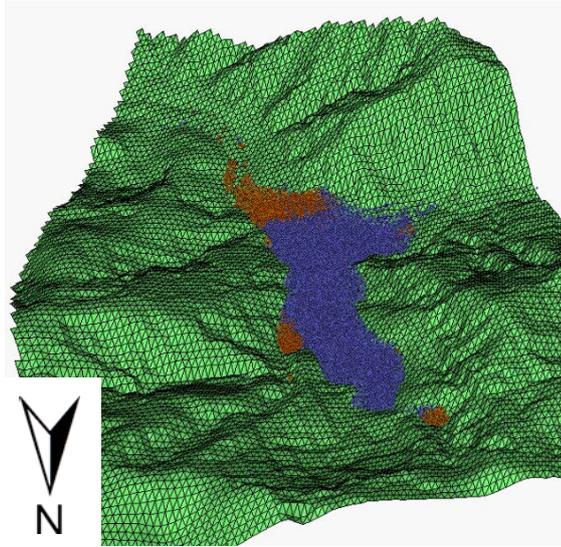


圖 A 22 下刷 75m、拓寬 100m(20 秒)

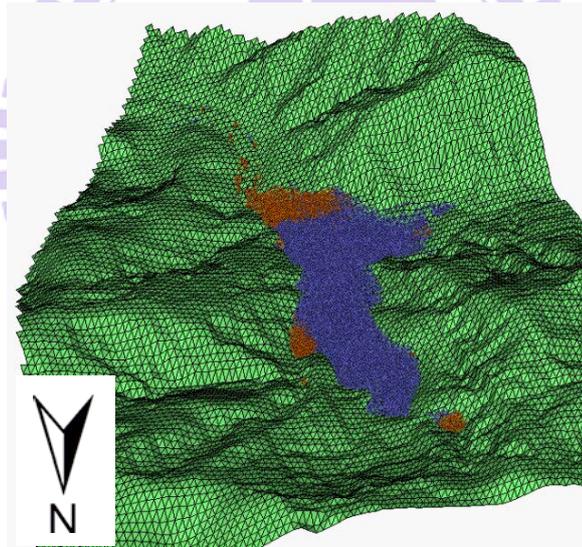


圖 A 23 下刷 75m、拓寬 100m(Final)