

# 國立交通大學

土木工程學系

碩士論文

地滑/岩崩形成堰塞湖之運動模擬及參數探討

Run-out Simulation and Parametric Study of Landslide Dams

Caused by Landslides or Rock Avalanches

研究生：蒲淵明

指導教授：潘以文 博士

中華民國一〇一年七月

地滑/岩崩形成堰塞湖之運動模擬及參數探討

Run-out Simulation and Parametric Study of Landslide Dams

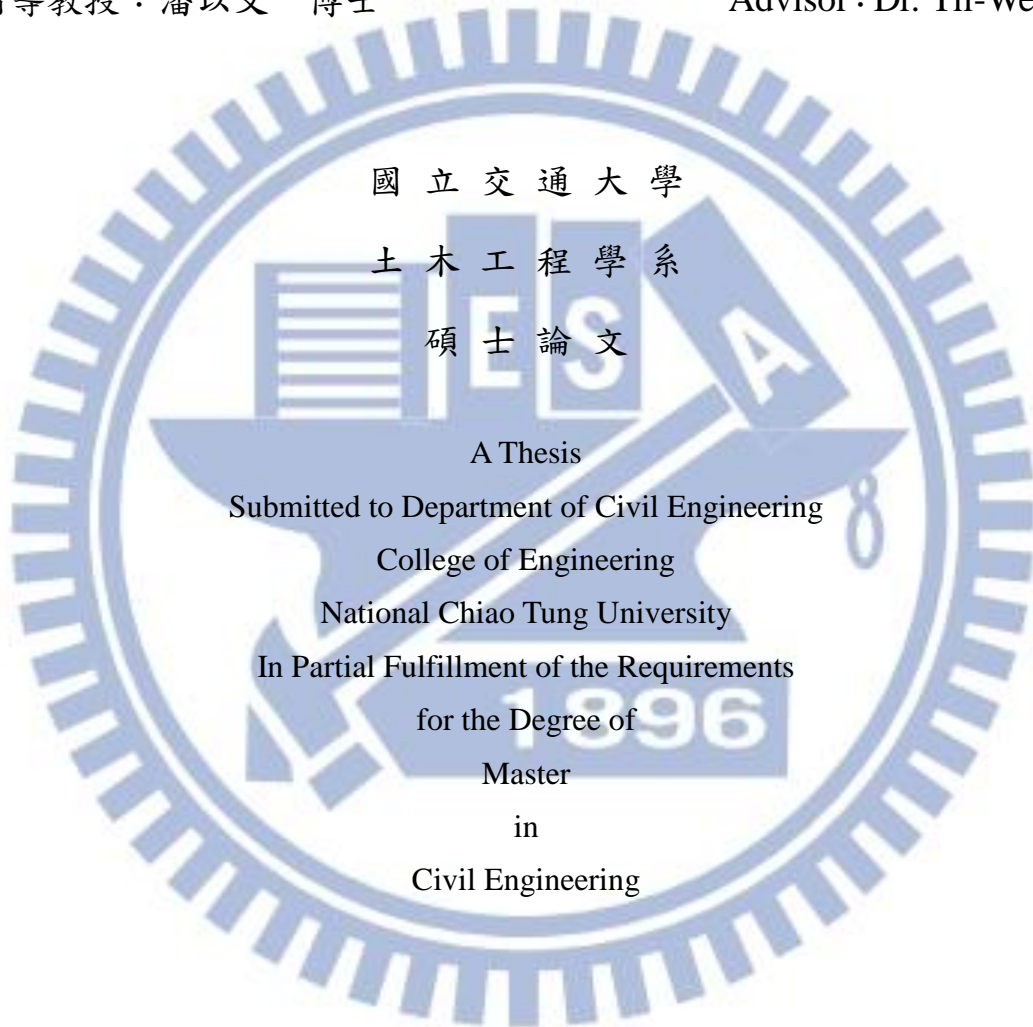
Caused by Landslides or Rock Avalanches

研 究 生：蒲淵明

Student：Yuan-Ming Pu

指導教授：潘以文 博士

Advisor：Dr. Yii-Wen Pan



July 2012

Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國一〇一年七月

# 地滑/岩崩形成堰塞湖之運動模擬及參數探討

學生：蒲淵明

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

堰塞湖是否發生取決於河道水文特性與坡面塊體下移行為，與水文、地質（岩性與構造）及地形條件有關。堰塞湖形成之潛感分析旨在預測可能發生災害所在，多透過已發生之案例進行統計分析，礙於堰塞湖相關資料常有不足，邊坡塊體之滑落過程又無法進行全尺寸之模型試驗，本研究嘗試以數值模擬方法為工具，探討影響大規模邊坡崩、滑後運移行為之重要因素，並檢討其堵塞河道進而形成堰塞湖之潛勢。本研究採用顆粒體離散元素法(Granular discrete element method)之三維模擬軟體(PFC<sup>3D</sup>)，模擬邊坡崩滑體運移至河道之過程與堆積結果。藉由草嶺、九份二山及小林村三個堰塞湖案例進行模擬方法之驗證，接著針對詳細調查資料不足之合流坪堰塞湖進行案例重建。由模擬結果顯示，若適當控制微觀參數，則本研究之模擬方法可合理模擬大型邊坡崩、滑之運移過程。本研究進一步假設一系列虛擬組合條件以探討不同崩落塊體條件對於天然壩堆積形態之影響，考慮之條件包含滑落塊體之體積大小及落距高低，模擬結果顯示，當滑落塊體體積小於 10 萬立方公尺，則難以阻斷河道形成堰塞湖；低落差之滑落塊體沿河道方向堆積的壩寬較短，壩體在滲流作用下可能於溢流前即潰決之機會越大。本研究之模擬方法應能有助於進一步之堰塞湖形成潛勢研究。

**關鍵字：**堰塞湖、天然壩、崩滑體、崩滑運移、離散元素法、PFC<sup>3D</sup>、  
案例重建

# Run-out Simulation and Parametric Study of Landslide Dams Caused by Landslides or Rock Avalanches

Student : Yuan-Ming Pu

Advisor : Dr. Yii-Wen Pan

Department of Civil Engineering

National Chiao Tung University

## ABSTRACT

The formation of a landslide dam depends on the conditions of the river hydrological characteristics and the run-out features of the slope mass; these conditions are related to hydrology, geology (including lithology and geologic structures) and morphology. Susceptibility analyses of landslide-dam formation aim to locate possible sites for landslide dams to occur; in general, these analyses made use of statistical method based on recorded landslide dam cases. However, the relevant data for statistics are often insufficient. It is neither possible to conduct full-size model test to explore the run-out process of unstable mass. This thesis attempts to investigate some important factors for the run-out behavior of landslide/avalanche masses by numerical simulation, and to examine the chance for a run-out mass to block the river valley so that forms a landslide dam. This study adopts the code of particle flow simulation PFC<sup>3D</sup> to model the run-out process of rock masses on slope along with a landslide or avalanche. Reconstructions by simulation for several real landslide-dam cases were conducted to verify the simulation

approach. The validation demonstrates that the formation process of a large-scale landslide dam can be correctly modeled with appropriate assigned parameters. For a landslide-dam case without sufficient data or records, it is then possible to apply this approach to reconstruct what could have taken place. This study assumed a series of virtual conditions to explore a few variables that may determine whether a landslide-dam can be formed. The results indicate a few interesting trends. As the volume of the landslide is less than  $100,000 \text{ m}^3$ , the final deposition tends not to block a river. Next, for a low elevation drop (from the landslide spot to the river base), the deposition after the run out of landslide tends to be more confined (not spreading out) in the river valley adjacent to the toe of the landslide slope. As a result, the dam width along the flow direction will be limited and prone to piping or slope failure very quickly. The simulation approach in the study should be applicable for further susceptibility study of landslide-dam formation.

**Keywords** : barrier lake; landslide dam; landslide mass; run out; discrete element method; PFC<sup>3D</sup>; case reconstruction

## 誌 謝

歷經兩年多的時間，我終於寫到了這一頁，這代表了我畢業了!!

首先最重要要感謝我的指導教授 潘以文老師兩年來的指導，每個禮拜透過大咪、小咪甚至視訊 meeting 來讓我更加清楚與瞭解我的研究方向與目的，並且不厭其煩的督促、叮嚀，您的認真我由衷感謝，感謝老師讓我的論文能夠順利完成，在此致上最高的敬意；當然還有每個禮拜 meeting 都會有不一樣想法與意見的廖志中老師，讓我能夠從不同的角度來檢視我的研究。

接著，要感謝口試委員 陳昭旭老師、馮正一老師、吳建宏老師及董家鈞老師，能夠在百忙之中詳閱我的論文，並給我許多寶貴的建議，使得我的論文更加完整。在課堂上承蒙方永壽老師、黃安斌老師、林志平老師、謝旭昇老師及單信瑜老師的教導，在此致上感恩的心。

在此要特別感謝潘廖團隊的各位學長姐們，明萬、國維、慧蓉、聰吉、偉欽，總是能夠及時解決我的問題，也要感謝楚君、禹霆、阿康、若瑜等 99 級的各位學長姐在課業上的大力支援，當然也要感謝陪我一起休閒娛樂與奮鬥的阿仁、士輝、麵包、小昱、大布丁、小強、齊學長、小豬、阿昇、阿吸、智緯、效丞、昱辰、潤翰、建智、昱鉸，以及感謝學弟妹們口試期間的幫忙，感謝所有我在交大認識的朋友，因為有你們讓我在交大兩年的時光過的非常愉快。

最後，要感謝一直支持我、陪伴我的家人，以及好朋友們精神上的支援，你們不時的關心讓我獲得很大的動力，我也很高興能夠拿到我們家第一張碩士學位，在此僅以本論文獻給各位親朋好友，感謝你們的支持與愛護。

# 目 錄

中文摘要.....	i
ABSTRACT.....	ii
誌 謝.....	iv
目 錄.....	v
表 目 錄.....	viii
圖 目 錄.....	x
第一章 緒論 .....	1
1.1 研究動機.....	1
1.2 研究目的.....	2
1.3 論文架構.....	2
第二章 文獻回顧 .....	5
2.1 堰塞湖之形成.....	5
2.1.1 斜坡塊體下移之成因.....	6
2.1.2 滑落塊體之運動模式.....	8
2.1.3 形成堰塞湖之條件.....	9
2.1.4 形成堰塞湖之規模門檻.....	14
2.1.5 形成堰塞湖之潛感分析.....	17
2.2 顆粒流.....	20
2.2.1 顆粒流之力學行為.....	21
2.2.2 顆粒材料之特性.....	22
2.2.3 顆粒流之影響因子.....	24

2.3 數值模擬方法與其應用 .....	31
2.3.1 有限元素法 (FEM) .....	31
2.3.2 離散元素法 (DEM) .....	34
2.3.3 不連續變形分析 (DDA) .....	36
2.4 PFC 之模擬應用案例.....	39
2.4.1 草嶺.....	39
2.4.2 九份二山.....	41
2.4.3 小林村.....	43
2.4.4 合流坪 (五里程) .....	45
2.4.5 其它應用案例 .....	45
第三章 研究方法 .....	47
3.1 塊體運移過程之模擬方法與工具.....	47
3.1.1 離散元素法 .....	47
3.1.2 DEM 之模擬工具.....	48
3.2 PFC <sup>3D</sup> 之概述 .....	49
3.2.1 PFC <sup>3D</sup> 之運算原理.....	49
3.2.2 PFC <sup>3D</sup> 接觸點之模型.....	50
3.2.3 微觀與巨觀參數之對應 .....	57
3.3 邊坡地滑之模型建立.....	59
3.3.1 DEM 之建製.....	60
3.3.2 微觀參數之率定 .....	62
3.4 模擬試驗規劃.....	65
第四章 模擬方法測試及驗證 .....	67



4.1 草嶺案例之參數率定.....	67
4.2 模型建製.....	69
4.3 參數探討.....	76
4.3.1 摩擦係數之影響.....	77
4.3.2 鍵結強度之影響.....	81
4.3.3 滑移路徑之分析.....	86
4.4 模擬方法之驗證.....	90
4.5 模擬案例之綜合比較.....	94
第五章 堰塞湖重建及虛擬案例探討.....	97
5.1 合流坪案例之參數率定.....	97
5.2 合流坪崩塌區之判釋.....	99
5.3 模型建製與模擬結果.....	101
5.4 形成堰塞湖之因素探討.....	107
5.4.1 崩滑量體之影響.....	108
5.4.2 崩滑塊體位置之影響.....	112
第六章 結論與建議.....	120
6.1 結論.....	120
6.2 建議.....	121
參考文獻.....	123
附錄 A. 九份二山堰塞湖案例之模擬結果.....	128
附錄 B. 小林村堰塞湖案例之模擬結果.....	137

## 表 目 錄

表 2.1 Varnes 山崩分類表 (Varnes, 1978) .....	8
表 2.2 滑坡速度與破壞性之關係表 (Morgenstern, 1985) .....	10
表 2.3 無因次參數參考值 (Iverson, 1997) .....	27
表 2.4 回彈係數之建議值 (Särkkä & Eloranta, 2001) .....	30
表 2.5 草嶺地區地層一覽表 (經濟部水利處, 2000) .....	40
表 2.6 草嶺崩塌簡史 (經濟部水利處, 2000) .....	40
表 2.7 九份二山淹水區位分析表 (水保局, 2000) .....	43
表 3.1 微觀參數表 .....	57
表 3.2 現地阻尼參數轉換一覽表 (Giani, 1992) .....	58
表 3.3 模擬單壓試驗之結果比較表 .....	64
表 4.1 卓蘭層砂頁岩互層之岩石靜彈試驗結果表 .....	68
表 4.2 草嶺模擬單壓試驗之結果比較表 .....	68
表 4.3 不同案例之模型塊體尺寸 .....	75
表 4.4 草嶺案例之探討參數組合 .....	76
表 4.5 草嶺感測球之位移與最大速度記錄表 .....	87
表 4.6 堰塞湖案例之綜合比較表 .....	95
表 5.1 合流坪模擬單壓試驗之結果比較表 .....	98
表 5.2 合流坪感測球之位移與最大速度記錄表 .....	104
表 5.3 不同崩滑量體之體積 .....	109
表 5.4 模擬不同崩滑量體之天然壩壩體尺寸 .....	109
表 5.5 不同位置之崩滑塊體體積 .....	112

表 5.6 模擬塊體不同位置之天然壩壩體尺寸 .....	115
表 A-1 九份二山模擬單壓試驗之結果比較表 .....	128
表 A-2 九份二山之微觀參數設定 .....	132
表 B-1 小林村原崩塌區之模擬單壓試驗結果 .....	138
表 B-2 小林村 590 高地之模擬單壓試驗結果 .....	139



## 圖目錄

圖 1.1 研究流程圖 .....	4
圖 2.1 堰塞湖形成誘因分佈長條圖 (經濟部水利署, 2004) .....	6
圖 2.2 世界各國堰塞湖位置分佈圖 (Ermini & Casagli, 2003) .....	7
圖 2.3 形成堰塞湖之山崩機制統計 (Ermini & Casagli, 2003) .....	9
圖 2.4 滑坡速度與堰塞湖數量統計圖 (Casagli & Ermini, 1999) ....	11
圖 2.5 天然壩堰塞湖之分類說明圖 (Costa and Schuster, 1988) ....	12
圖 2.6 崩積材料之顆粒大小及支撐結構與堰塞湖之關係 (Casagli & Ermini, 1999) .....	13
圖 2.7 義大利堰塞湖 $I_b$ 值分析結果 (Casagli & Ermini, 1999) .....	15
圖 2.8 義大利堰塞湖 $I_l$ 值分析結果 (Casagli & Ermini, 1999) .....	15
圖 2.9 84 個堰塞湖案例之 DBI 統計結果 (Ermini & Casagli, 2003)	16
圖 2.10 堰塞湖形成位置預測建議評估流程圖(經濟部水利署, 2004) .....	18
圖 2.11 剪脹效應示意圖 (重繪 Wang and Hutter, 2001) .....	22
圖 2.12 顆粒流之粒徑篩分現象 (Yang, 2009) .....	23
圖 2.13 塊體運移之運動型態 (重繪 Teufelsbauer et al., 2009) .....	24
圖 2.14 塊體運移之驅動力示意圖 .....	25
圖 2.15 滑槽傾角與動能之關係 (Crosta et al., 2001) .....	26
圖 2.16 崩滑體積與摩擦係數之關係圖 (Scheidegger, 1973) .....	28
圖 2.17 撞擊前後之速度示意圖 (Giani et al., 2004) .....	29
圖 2.18 落石試驗之 $R_n-R_t$ 分佈圖 (Chau et al., 2002) .....	30

圖 2.19 Tochnog FE 建製之虛擬二維模型 (Crosta et al., 2006) .....	33
圖 2.20 土壤與界面摩擦角之影響，其中 x front = 275~325 為彎道部分 (Crosta et al., 2006) .....	33
圖 2.21 以 COMSOL Multiphysics 進行案例模擬 (Taron, 2010) ....	34
圖 2.22 UDEC 建立之模型與模擬過程 (柴賀軍, 2001) .....	35
圖 2.23 DDA 建製之草嶺邊坡幾何形狀 (陳春華, 2008) .....	37
圖 2.24 比較不同摩擦角之模擬結果 (陳春華, 2008) .....	37
圖 2.25 DDA 模型與模擬過程 (Wu et al., 2005) .....	38
圖 2.26 不同摩擦係數之模擬結果 (唐昭榮等人, 2009) .....	41
圖 2.27 九份二山災後衛星影像 (Google Earth, 2003) .....	42
圖 2.28 國道三號模擬結果與實際狀況之比較 (羅佳明, 2011) .....	46
圖 3.1 PFC <sup>3D</sup> 之運算週期 .....	50
圖 3.2 平行鍵結之示意圖 .....	53
圖 3.3 力與位移在接觸點之行為 .....	53
圖 3.4 阻尼與勁度示意圖 .....	56
圖 3.5 模型建立之流程圖 .....	59
圖 3.6 PFC <sup>3D</sup> 建製之模型 (以草嶺為例) .....	60
圖 3.7 DEM 建製流程圖 .....	61
圖 3.8 參數率定流程圖 .....	63
圖 3.9 模擬單壓試驗之測試成果圖 .....	64
圖 3.10 感測球之選定 (以草嶺為例) .....	66
圖 4.1 草嶺案例之單壓試驗模擬結果 .....	69
圖 4.2 草嶺崩塌區與堆積區 .....	71

圖 4.3 九份二山崩塌區與堆積區 .....	71
圖 4.4 小林村崩塌區與堆積區 .....	72
圖 4.5 模型建製過程(1) (以草嶺為例) .....	72
圖 4.6 模型建製過程(2) (以草嶺為例) .....	73
圖 4.7 模型建製過程(3) (由東向西之草嶺側視圖) .....	73
圖 4.8 草嶺案例建製之模型 .....	74
圖 4.9 九份二山案例建製之模型 .....	74
圖 4.10 小林村案例建製之模型 .....	75
圖 4.11 阻尼係數之影響 (合流坪案例) .....	76
圖 4.12 不同摩擦係數之初步測試結果 .....	77
圖 4.13 不同摩擦係數之堆積形態 .....	79
圖 4.14 不同摩擦係數與堆積壩寬之關係 .....	80
圖 4.15 不同摩擦係數與崩滑體入河體積百分比之關係 .....	80
圖 4.16 不同鍵結強度之堆積形態 .....	82
圖 4.17 不同鍵結強度及摩擦係數與堆積壩寬之關係 .....	83
圖 4.18 不同鍵結強度與崩滑體入河體積百分比之關係 .....	83
圖 4.19 不同鍵結強度與塊體鍵結破壞之關係 .....	84
圖 4.20 鍵結破壞之過程 .....	84
圖 4.21 不同鍵結強度之堆積等高線 .....	85
圖 4.22 感測球相對位移與時間之關係圖 .....	89
圖 4.23 特定感測球隨時間之位置圖 .....	89
圖 4.24 草嶺堰塞湖案例之模擬過程 .....	91
圖 4.25 九份二山堰塞湖案例之模擬過程 .....	92

圖 4.26 小林村堰塞湖案例之模擬過程 .....	93
圖 4.27 崩滑體積與平均摩擦係數之關係圖 .....	96
圖 5.1 合流坪案例之單壓試驗模擬結果 .....	98
圖 5.2 合流坪航空照片 (民國 96 年 01 月) .....	99
圖 5.3 合流坪航空照片 (民國 97 年 10 月) .....	100
圖 5.4 合流坪崩塌區之判釋 .....	100
圖 5.5 不同摩擦係數之初步測試 .....	102
圖 5.6 不同摩擦係數之二次測試 .....	103
圖 5.7 邊界感測球隨時間之位置圖 .....	105
圖 5.8 合流坪堰塞湖案例之模擬過程 .....	106
圖 5.9 模擬合流坪之堆積形態 .....	107
圖 5.10 寶石橋 2008 年 3 月時流量歷線圖 .....	108
圖 5.11 不同崩滑量體之劃定與模擬堆積形態 .....	110
圖 5.12 新建模型之初始狀態 .....	110
圖 5.13 新建模型之堆積形態 .....	111
圖 5.14 不同崩塌量體隨時間之入河體積 .....	111
圖 5.15 大型崩滑體於不同位置之劃定與模擬堆積形態 .....	113
圖 5.16 大型崩滑體於低高程之模擬過程 .....	114
圖 5.17 中型崩滑體於不同位置之劃定與模擬堆積形態 .....	114
圖 5.18 堆積高程剖面線之位置 .....	117
圖 5.19 沿河道方向之堆積壩高 .....	117
圖 5.20 沿塊體滑動方向之堆積壩高 .....	118
圖 5.21 天然壩堆積之縱剖面 (沿河道方向) .....	118

圖 5.22 天然壩堆積之橫剖面（沿塊體滑動方向） .....	119
圖 5.23 不同位置的崩滑體隨時間之入河體積 .....	119
圖 A-1 九份二山案例之單壓試驗模擬結果 .....	129
圖 A-2 九份二山之剖面 .....	131
圖 A-3 不同摩擦係數之模擬結果（九份二山） .....	134
圖 A-4 不同鍵結強度之堆積形態（九份二山） .....	135
圖 A-5 不同鍵結強度隨時間之鍵結破壞百分比（九份二山） .....	136
圖 B-1 小林村原崩塌區之單壓試驗結果 .....	138
圖 B-2 小林村 590 高地之單壓試驗結果 .....	139
圖 B-3 未考慮 590 高地之模擬過程 .....	142
圖 B-4 590 高地之不同鍵結強度模擬過程 .....	144
圖 B-5 小林村案例之 DEM 影像判釋 .....	146
圖 B-6 不同鍵結強度之模擬過程 .....	147
圖 B-7 不同摩擦係數之堆積形態 .....	148
圖 B-8 摩擦係數 0.1 之模擬過程 .....	149
圖 B-9 摩擦係數 0.13 之模擬過程 .....	149



# 第一章 緒論

## 1.1 研究動機

台灣位於歐亞大陸板塊與菲律賓海板塊之交界處，又處於環太平洋地震活動帶，故地震頻繁且地層較為破碎；而降雨多集中在 5~8 月的梅雨季與颱風季，並常以暴雨型態肆虐台灣。因此台灣經常發生因暴雨或地震引起之大規模地滑、崩塌及土石流，其嚴重者進一步阻斷河道形成堰塞湖。一旦堰塞湖形成後，必然改變原有河道之水文特性，若發生天然壩體潰決，對下游河道設施與沿岸居民生命財產恐造成莫大損失。其中以 1999 年 9 月 21 日集集大地震帶來之災害最為嚴重，造成草嶺及九份二山大規模的山崩，並阻斷河道形成堰塞湖；2009 年 8 月 7-9 日莫拉克颱風夾帶驚人雨量，造成山區爆發嚴重土石流及多條河川形成多處堰塞湖，包括高雄甲仙小林村、六龜新開部落及那瑪夏部落幾乎都被土石流所摧毀，其中以小林村因堰塞湖天然壩潰決而造成滅村事件最為嚴重。

天然壩壩體材料源自於大規模之地滑或崩塌，其發生時機大多在暴雨或地震期間，而堰塞湖的形成及存在性與現地之水文條件、地形條件、地質之岩性及構造條件等因素有關。依據 Schuster & Costa (1986) 之統計結果：約 22% 的堰塞湖於形成一天內便潰決，50% 於十天內潰決，83% 於半年內潰決，91% 於一年內潰決，顯示絕大部分的堰塞湖早晚都會潰決。因此，如何能預測災害潛勢並將災害減至最低，實乃防災之首要任務，值得不斷深入探討與改善。

由於堰塞湖之形成將會帶來極大威脅，若能掌握更多關於堰塞湖

之相關資訊，則有利於做出正確之防災、救災決策。礙於斜坡塊體之滑落過程無法於實驗室進行全尺寸之室內模型試驗，本研究因此期望能以數值模擬方法，探討影響大型邊坡崩、滑後運移行為之重要因素，並檢討其堵塞河道進而形成堰塞湖之潛勢。

## 1.2 研究目的

在台灣關於大型山崩之研究為非常重要之議題，而邊坡穩定問題與河道水理分析已有許多相關研究，對於崩、滑塊體下移路徑以及如何堵塞河道潛勢之討論相對較少，本研究因此以顆粒體離散元素法之模擬工具 PFC<sup>3D</sup> 軟體，模擬邊坡塊體滑落至河道之過程及堆積形態，以草嶺、九份二山及小林村等三個文獻資料較為豐富的堰塞湖案例進行模擬方法之驗證；接著對於無詳細調查資料之合流坪堰塞湖進行案例重建，並藉由一系列虛擬組合條件探討不同崩落塊體條件對於天然壩堆積形態之影響，期望未來可對堰塞湖形成之潛勢分析有參考性。

## 1.3 論文架構

本論文共分成六章，研究崩、滑塊體形成堰塞湖之運動模擬及參數探討，研究流程如圖 1.1 所示。除本章介紹本研究之動機與目的外，其餘諸章將簡述如下。

### (1) 第二章：文獻回顧

將整理並探討與本研究相關之文獻，包含堰塞湖形成條件及潛感分析之介紹，並回顧顆粒流之特性與影響因子，整理關於滑動塊體運移之數值模擬方法與其應用之案例。

(2) 第三章：研究方法

介紹離散元素法 (Discrete element method, DEM) 與其模擬工具 Particle Flow Code 3D (PFC<sup>3D</sup>), 並說明模型建製之過程、微觀參數之率定及模擬試驗之規劃。

(3) 第四章：模擬方法測試及驗證

藉由草嶺、九份二山及小林村等堰塞湖案例進行模擬方法之驗證，並探討微觀參數之影響。

(4) 第五章：堰塞湖重建及虛擬按例探討

以合流坪堰塞湖為重建案例，並探討不同條件下滑落體堵塞河道之特性。

(5) 第六章：提出本研究之結論與建議



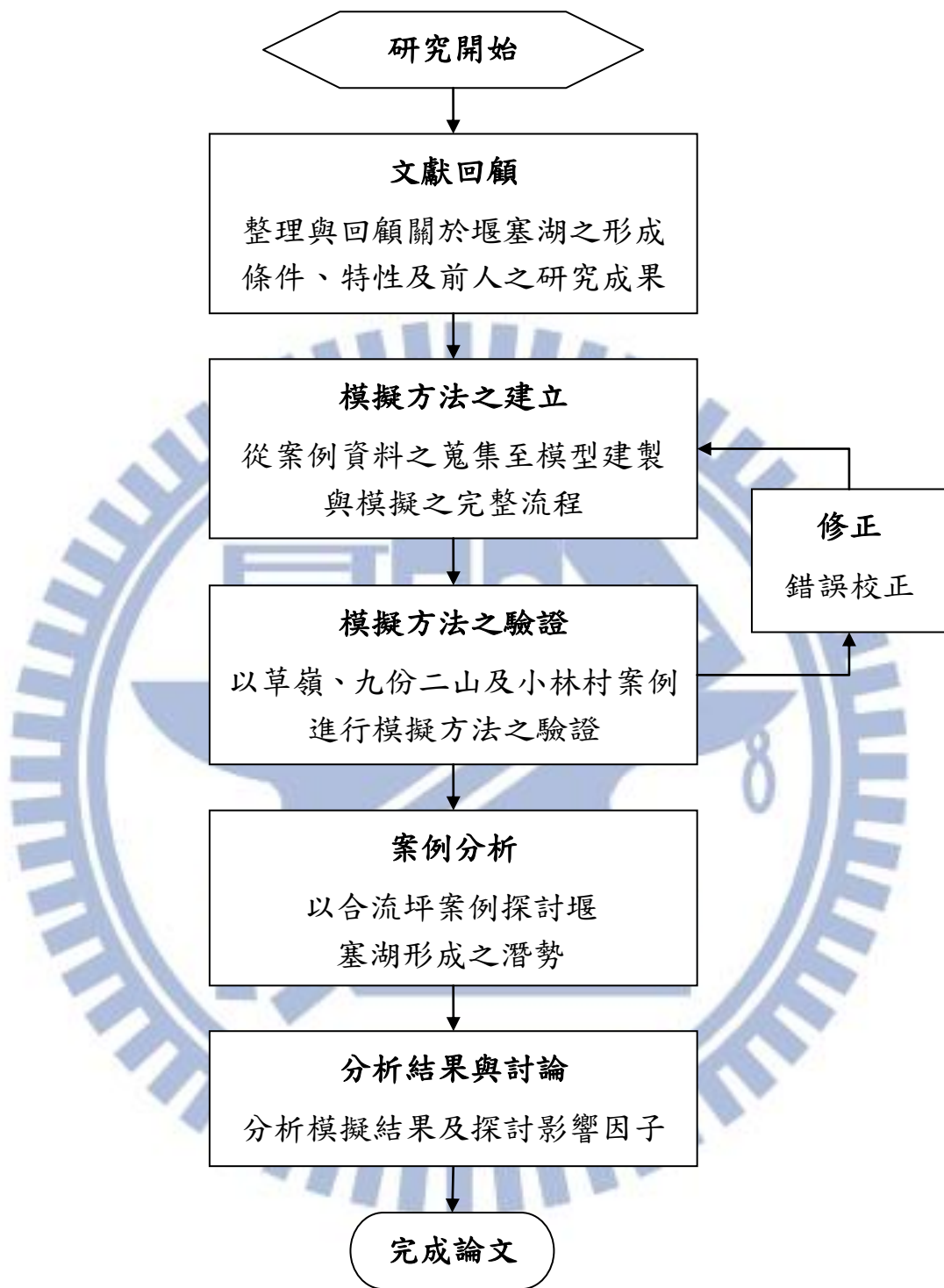


圖 1.1 研究流程圖

## 第二章 文獻回顧

堰塞湖形成條件與現地地形條件、地質條件及水文條件等有關，欲準確預測堰塞湖是否形成及形成位置，則應考慮這些因素。邊坡穩定問題與河道水理分析已有許多相關研究，對於滑動塊體下滑路徑之討論相對較少，本研究之目的為探討崩塌地滑的滑動體是否會堵住河道並形成堰塞湖，透過 PFC<sup>3D</sup> 軟體進行斜坡塊體下滑運動之模擬，以了解堰塞湖形成過程中之塊體滑移路徑並探討不同地形、地質條件以及材料參數所造成之影響。

本章整理並討論與本研究相關之文獻，內容包括：(1)堰塞湖形成條件及潛感分析之介紹，並探討(2)顆粒流之特性與影響因子，整理關於滑動塊體運移之(3)數值模擬方法與(4)應用案例之回顧。

### 2.1 堰塞湖之形成

位於河道上方的邊坡塊體受到地震、豪雨或風化等誘因作用後，岩石塊體間之鍵結強度降低，加上重力驅使，使得邊坡塊體下滑力克服摩擦阻抗便可能發生大規模之地滑或岩崩，當大量土石滑落並阻斷河道，此時堆積土體稱之為天然壩 (landslide dam)，再引發上游迴水便形成堰塞湖。當上游水位高過天然壩的高度時則會發生溢頂破壞，天然壩一旦潰決往往造成下游洪水氾濫及土、石災害等嚴重後果。

堰塞湖的形成及存在性與現地之水文條件、地形條件、地質之岩性及構造條件等因素有關 (廖志中等, 2003)，山崩、地滑之成因和堰塞湖形成條件將分別於章節 2.1.1 與 2.1.2 進行討論。有鑑於堰塞湖帶來的重大災害，包含邊坡塊體滑落至堰塞湖潰壩造成下游洪水氾濫等，需要建立相關潛感分析以預防或降低災害帶來的損失，堰塞湖潛感分析之評估將於章節 2.1.3 進行討論。

### 2.1.1 斜坡塊體下移之成因

斜坡塊體下移之驅動力為塊體重​​力沿斜坡方向之分力，當下滑力克服摩擦阻​​抗，則塊體便向下滑移，使下滑力或摩擦阻​​抗改變之因素包含塊體本身之內在因素與外力作用之外在因素。內在因素包括岩體弱​​化、風化作用、節理或裂縫的發展及位態不連續，這些因素可以減少岩石中顆粒的結合力或摩擦力；外力作用包含降雨、地震、火山爆發、降雪、河道沖刷、冰河崩解等誘因。

經濟部水利署（2004）針對世界各地 429 個堰塞湖案例進行統計分析，其觸發原因以地震和降雨形成堰塞湖之數量最多，約占所有統計案例數量 82%，其於 18% 之誘因為火山、溶雪、人為活動或由以上兩項誘因合併所引致，如圖 2.1 所示。

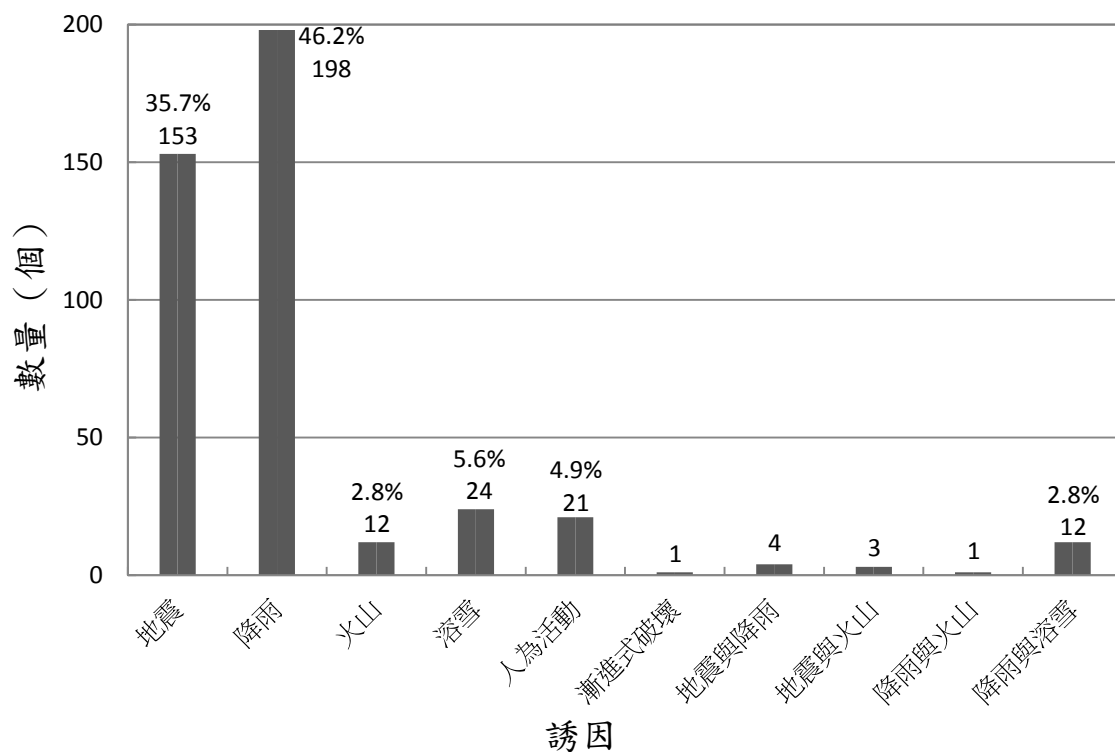


圖 2.1 堰塞湖形成誘因分佈長條圖（經濟部水利署，2004）

由上圖得知，形成堰塞湖之主要誘因為地震和降雨。Ermini & Casagli（2003）整理全球 350 個堰塞湖案例分佈，發現世界各國堰塞

湖主要沿著板塊邊緣區域發生，分佈位置如圖 2.2 所示，推估其可能原因為板塊推擠造成地震頻繁、山谷地形明顯，以及伴隨著地層破碎、地質條件不佳所致。

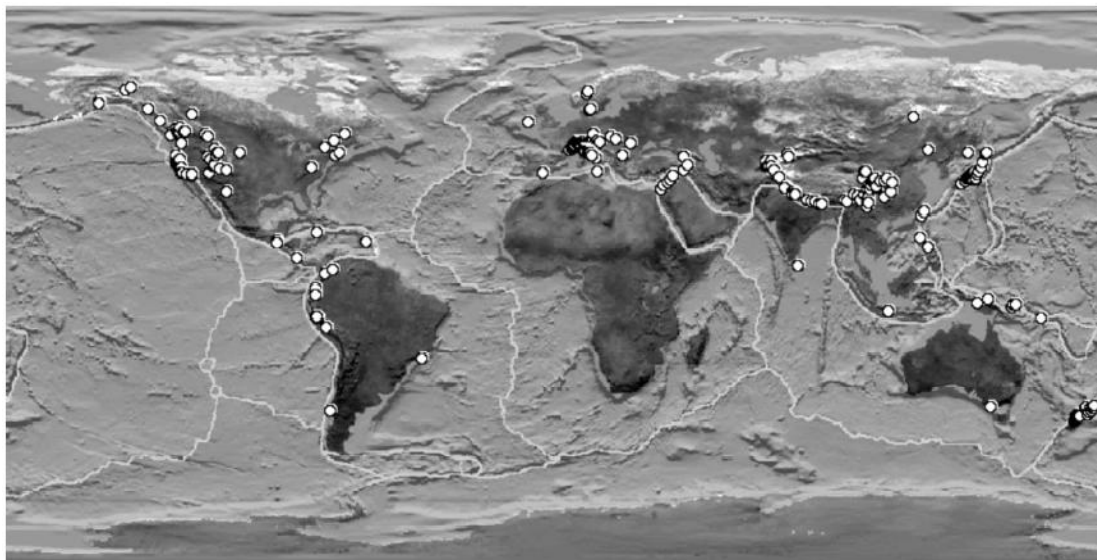


圖 2.2 世界各國堰塞湖位置分佈圖 (Ermini & Casagli, 2003)

根據柴賀軍等人 (2000) 統計歸納中國大陸發生堰塞湖案例之觸發誘因，發現地震引致堰塞湖通常其地震規模均在 6 以上，而暴雨引致堰塞湖的案例其日降雨量多超過 160 mm/day。水利署 (2004) 整理與我國地形、地質條件相近之臨近國家日本、中國大陸與台灣之案例 26 筆，發現形成堰塞湖之條件為地震規模大於 6.5 或當日降雨量達 150 mm/day 以上。

除了地震和降雨之外，台灣近年也出現在沒有地震、降雨的情況下，發生邊坡塊體滑落的情形，例如位於南投縣信義鄉的濁水溪上游合流坪處左岸山坡地於民國 97 年 3 月 12 日下午 1 時左右發生崩塌並形成堰塞湖、民國 99 年 4 月 25 日的國道三號七堵順向坡滑動、民國 100 年 11 月 24 日下午新竹五峰鄉「民都有」部落的山壁發生崩塌並形成小型堰塞湖，推估其可能原因為岩石塊體風化作用，加上九二一地震後土石鬆動不穩定，使得塊體節理發達，當地下水位上升，在滑動面產生潤滑作用促使下滑運動之發生。

## 2.1.2 滑落塊體之運動模式

天然壩的形成與不同的地理環境和塊體運動模式有關，對於山崩地滑之塊體運動模式，目前比較廣泛被使用的分類法為 Varnes(1978) 所提出之六種運動模式，分別為墜落式 (fall)、翻覆式 (topple)、滑動式 (landslide)、擴展式 (spread)、流動式 (flow) 及複合式 (complex)，其中滑動式可細分為旋轉和平移，並將崩滑體材料分為岩石和土壤，而土壤再細分為粗顆粒和細顆粒，如表 2.1 所示。

表 2.1 Varnes 山崩分類表 (Varnes, 1978)

Type of Movement		Type of material		
		Bedrock	Engineering soils	
			Predominantly coarse	Predominantly fine
Falls		Rock fall	Debris fall	Earth fall
Topples		Rock topple	Debris topple	Earth topple
Slides	Rotational	Rock slide	Debris slide	Earth slide
	Translational			
Lateral spreads		Rock spread	Debris spread	Earth spread
Flows		Rock flow (deep creep)	Debris flow (Soil creep)	Earth flow
Complex : Combination of two or more principal types of movement.				

Ermini & Casagli (2003) 依據 Varnes 分類法，針對全球 353 個堰塞湖案例進行塊體運動模式統計分析，如圖 2.3 所示，發現山崩形態與堰塞湖穩定性之相關性很低，若同時考慮旋轉和平移，則滑動模式約占所有統計案例數量 40% 以上；岩崩為第二常見之運動模式，約占總案例數量 17%；其次為泥石流 (debris flows)，約占總案例數量 14%，由此可見，順向坡滑動為最常見之斜坡塊體運動模式。



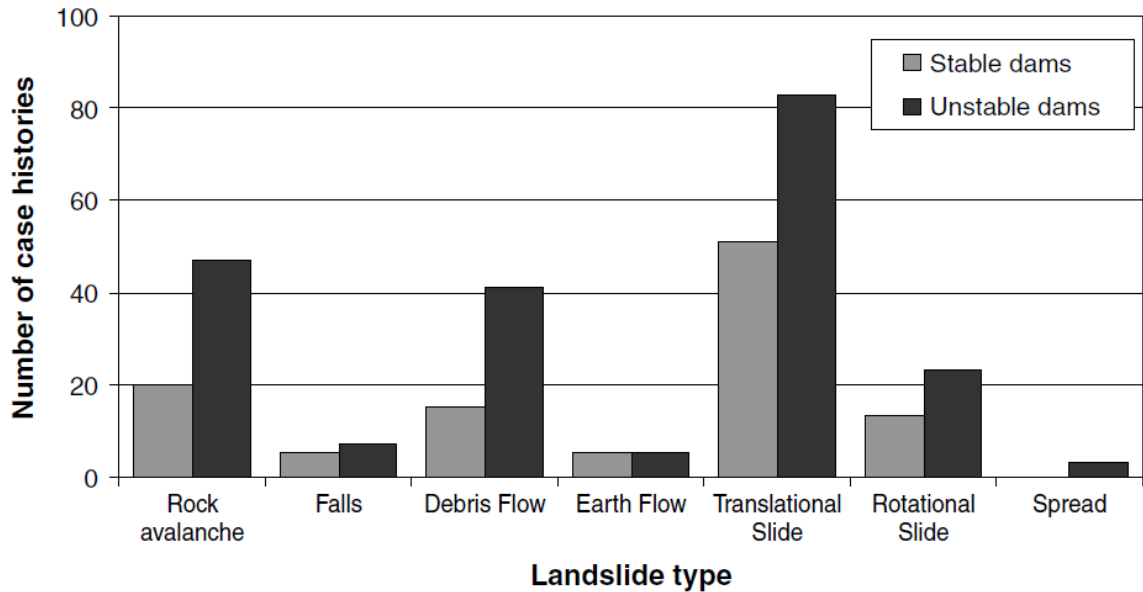


圖 2.3 形成堰塞湖之山崩機制統計 (Ermini & Casagli, 2003)

### 2.1.3 形成堰塞湖之條件

當位於河道上方之土石塊體受到降雨、地震等誘因往下運移時，即山崩、土石流發生後是否阻塞河道為形成堰塞湖之主要關鍵，其中包含了河道之地文、水文特性與斜坡塊體運動系統等因素。Clerici & Perego (2000) 整理河道阻塞與否相關因素包括：

- (1) 斜坡塊體移動速度
- (2) 河道寬
- (3) 河道流量
- (4) 崩積材料組成
- (5) 天然壩幾何形狀
- (6) 堰塞湖大小與水深

一般而言，斜坡塊體移動速度愈快，則土石進入河道之入流量愈大，當土石入流量大於河道流量，此時水流不易將土石帶往下游便造成河道阻塞，若無事先安裝監測儀器是無法直接量測滑坡運動速度，但經由事後調查、反算分析是可以得到近似滑坡運動的尖峰速度。

Morgenstern (1985) 根據 Varnes 提出的滑坡塊體運動型態和其材料性質，定義滑坡速度與其破壞性的關係，如表 2.2 所示。

表 2.2 滑坡速度與破壞性之關係表 (Morgenstern, 1985)

類別	描述	說明	速度	
1	極端緩慢	可觀察到潛移現象並進行預防措施。	16 mm/year	$5 \times 10^{-10}$ m/s
2	很緩慢	運動過程中結構物未損壞。		
3	緩慢	運動過程中尚可採取補救措施。	1.6 m/year	$5 \times 10^{-8}$ m/s
4	中等	不敏感的結構物可短暫維持著。	13 m/month	$5 \times 10^{-6}$ m/s
5	快	需進行疏散逃生，建築物被破壞。	1.8 m/hr	$5 \times 10^{-4}$ m/s
6	很快	可能造成死亡，所有人需馬上逃生。	3 m/min	$5 \times 10^{-2}$ m/s
7	極快	重大災難；建築物被石塊撞毀；不易逃生、許多人死亡。	5 m/s	5 m/s

Casagli & Ermini (1999) 並依此關係統計義大利 Apennines 山脈上 67 個堰塞湖案例，其中僅有三個速度等級具有代表性，網格為斜線代表天然壩無法形成，小黑點代表天然壩已破壞，波浪線條代表天然壩受人為控制，直線條代表天然壩受到緩慢侵蝕，網狀線條代表堰塞湖已被淤滿，虛線條代表現有的天然壩，而尚未確定的為三角形網格，由圖 2.4 可知，中等速度的滑坡占 24 例且有 38% 的機率不會形成堰塞湖，18 例的快速滑坡僅有一個不會形成堰塞湖，而速度大於  $5 \times 10^{-2}$  m/s 的五個案例都形成堰塞湖。

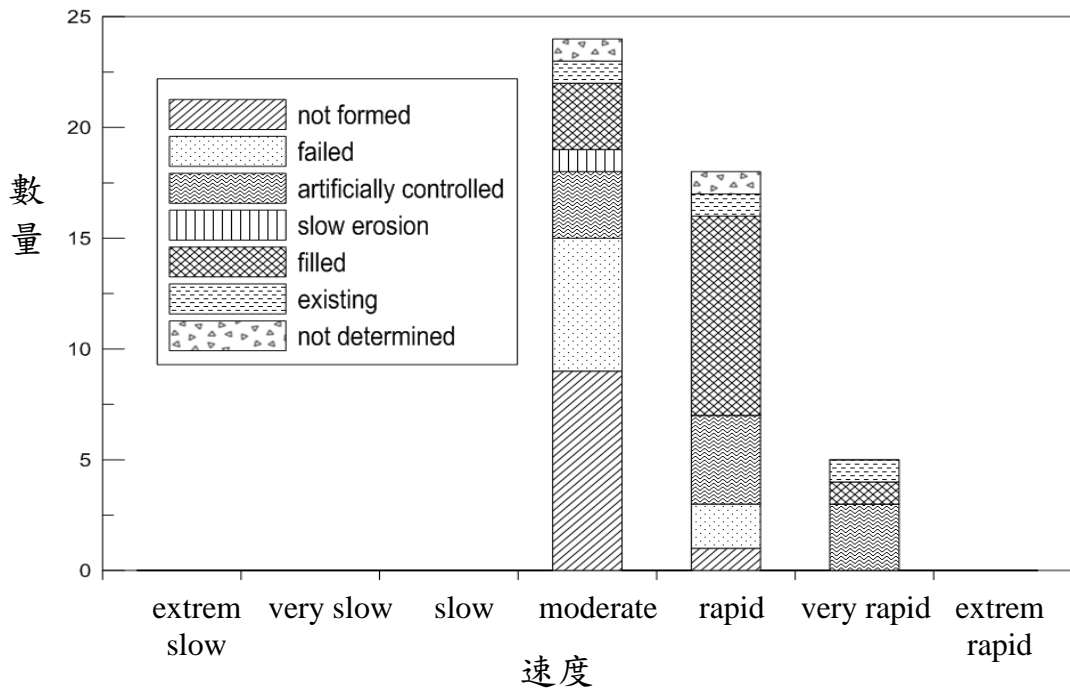


圖 2.4 滑坡速度與堰塞湖數量統計圖 (Casagli & Ermini, 1999)

堰塞湖是否形成主要關鍵之一為土石壩體與河道的關係，若河道寬度夠大，則土石塊體無法阻斷河道，便無法形成堰塞湖，而堰塞湖天然壩之幾何形狀與堰塞湖存在時間及大小有很大的關係，Costa and Schuster (1988) 依地形學的分類方式將堰塞湖天然壩分為下列六種型態，如圖 2.5 所示：

- (1)型 I：壩身未跨越河谷。
- (2)型 II：壩身跨越河谷且衝上對面斜坡。
- (3)型 III：壩身跨越河谷且往上、下游擴展。
- (4)型 IV：壩身係由河谷兩側同時滑動，且兩側之塊體鄰面或側面相接觸。
- (5)型 V：壩身由一次山崩中分兩股以上進入河床所造成。
- (6)型 VI：壩身係由延伸至河床底之破壞面因塊體滑動而升起。

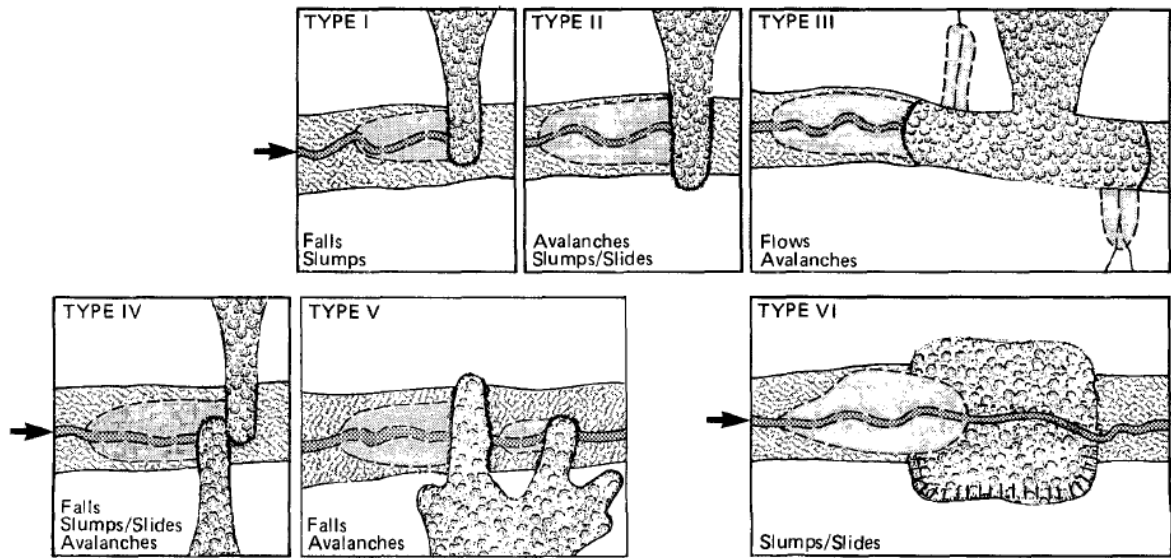


圖 2.5 天然壩堰塞湖之分類說明圖 (Costa and Schuster, 1988)

由圖 2.5 可知，型 I 之土石壩體只是阻斷河道，並未將整個河床截斷，當堰塞湖蓄水高度高於河床時，水流可以繞道而行，甚至破壞壩體，其造成下游災害影響最小。當阻斷河谷之土石塊體愈多，天然壩壩頂高度愈高，則存在時間相對愈久，所形成之堰塞湖相對愈大，蓄水量亦相對增加，一旦天然壩體破壞必對下游造成嚴重災害。Costa and Schuster (1988) 並統計了 184 個堰塞湖案例，其中型 I 的堰塞湖約占了 11% 的比例，型 II 約占 44% 的比例，型 III 約占 41% 的比例，其於型態約占 4%。

崩積材料的組成可做為天然壩是否形成的依據與穩定性的評估，一般而言，含較多細顆粒材料之崩滑體，滑落至河道後容易受到水流的搬運而不易形成堰塞湖，根據 Schuster and Costa (1986) 統計全球 183 個堰塞湖案例之結果，形成堰塞湖之崩積多屬於土壤或岩盤滑動、流動及崩落，少部分是敏感性黏土的邊坡破壞，且形成堰塞湖之規模不大。Schuster (1993) 將統計資料重新整理並增加案例數量，其分析結果所示，發現以岩石或土壤塊體滑動使得河道阻塞之案例約占 50%；由土石流或泥流所造成之案例約占 25%；由岩石或碎屑崩落所

造成之案例約占 19%；其餘 6% 由靈敏性黏土破壞等所造成。

Casagli & Ermini (1999) 建議先將天然壩體支撐結構由顆粒到基質分為三等級，再以  $D_{50}$  粒徑做為顆粒尺寸的分類，小於 10 cm 為細粒料，大於 1 m 為粗粒料，中間為過渡區，將義大利 67 個堰塞湖案例做分類，如圖 2.6 所示，基質支撐 (matrix-supported) 的滑坡塊體不易形成天然壩或極為不穩定，反之，顆粒支撐 (grain-supported) 的滑坡塊體容易形成堰塞湖。

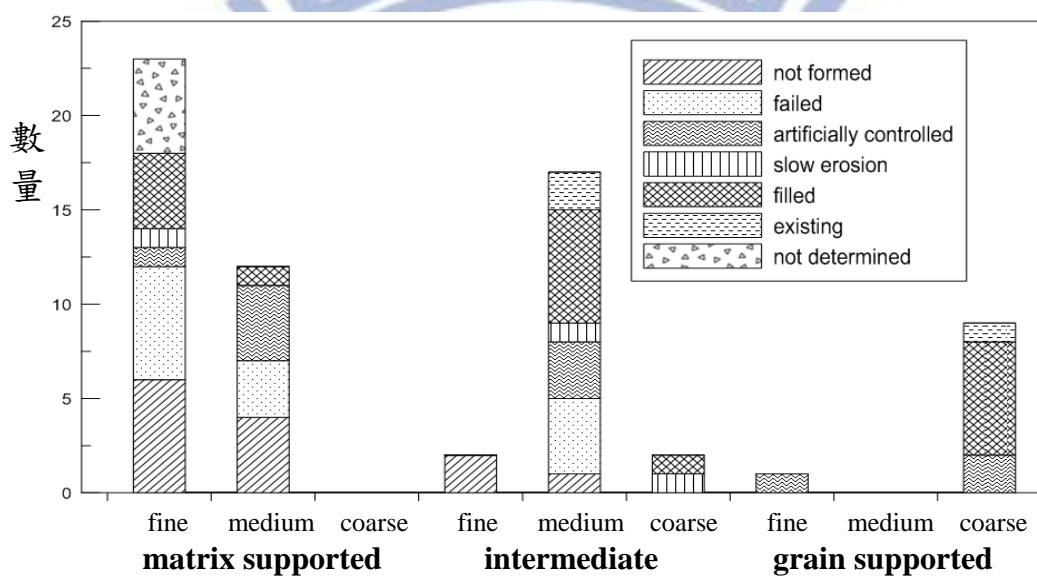


圖 2.6 崩積材料之顆粒大小及支撐結構與堰塞湖之關係 (Casagli & Ermini, 1999)

受限於系統互制影響過於複雜，以及全球堰塞湖案例之基本資料來源不夠完整，故堰塞湖之發生與存在性影響主要仍多屬於定性分析，其特徵如下 (田畑茂清, 2002 ; Schuster, 1993)：

- (1) 因豪雨造成之堰塞湖較快潰決；由地震引起之堰塞湖，其形成到潰決的時間較長；火山噴發引致的堰塞湖則不易潰決。
- (2) 斜坡塊體移動速度愈慢，河道愈寬，愈不易阻塞河道。
- (3) 天然壩體構成材料為粒徑小、含水量高、單位重小之類者，因容易遭溢流侵蝕，當產生溢頂則會急速的潰決。若天然壩由巨大岩

塊或凝聚性土壤所組成較不易破壞。

- (4) 河道流量大、堰塞湖流域面積或湖容積較大，則壩體穩定性較低，反之，若天然壩體積愈大，所形成之堰塞湖愈穩定。

#### 2.1.4 形成堰塞湖之規模門檻

堰塞湖形成與否之規模門檻 (scaling threshold) 係指滑動塊體是否足以阻塞河道而形成堰塞湖之研判參考值，Casagli & Ermini(1999) 提出以壩體體積分別與堰塞湖集水面積及湖體積之比值做為規模門檻，如式(2.1)及式(2.2)所示。

$$I_b = \log(V_d/A_b) \quad (2.1)$$

$$I_i = \log(V_d/V_l) \quad (2.2)$$

其中 $V_d$ 為壩體體積、 $A_b$ 為集水面積、 $V_l$ 為堰塞湖體積，並分別針對義大利 67 個堰塞湖天然壩進行統計分析，結果如圖 2.7、圖 2.8 所示，其中叉形代表天然壩無法形成，黑色圓圈代表天然壩已破壞，十字形代表天然壩受人為控制，菱形代表天然壩受到緩慢侵蝕，正方形代表堰塞湖已被淤滿，三角形代表現有的天然壩，當 $I_b > 3$ 則堰塞湖方有機會存在， $I_b > 5$ 、 $I_i > 0$ 則視天然壩體可能穩定，即 $I_b$ 、 $I_i$ 值愈大代表壩體愈穩定。

Ermini & Casagli (2003) 進一步以義大利、日本、美加地區及少數其他國家之堰塞湖案例資料，歸納出堰塞湖天然壩穩定性指標，即無因次阻塞指標 (Dimensionless Blockage Index, DBI)，其定義為：

$$DBI = \log\left(\frac{A_b \times H_d}{V_d}\right) \quad (2.3)$$

其中 $A_b$ 為集水面積、 $H_d$ 為天然壩壩高、 $V_d$ 為堰塞湖壩體體積，並統計約 84 個堰塞湖案例結果如圖 2.9 所示，由圖可知， $DBI < 2.75$ 之天

然壩為穩定，而  $DBI > 3.08$  則為不穩定，介於 2.75 至 3.08 之間者為過渡區。由式(1)-(3)可得知，壩體體積愈大、集水面積愈小、堰塞湖體積愈小，則堰塞湖天然壩愈穩定，而壩高愈高代表壩體內部壓力水頭愈大，天然壩易形成管湧破壞。

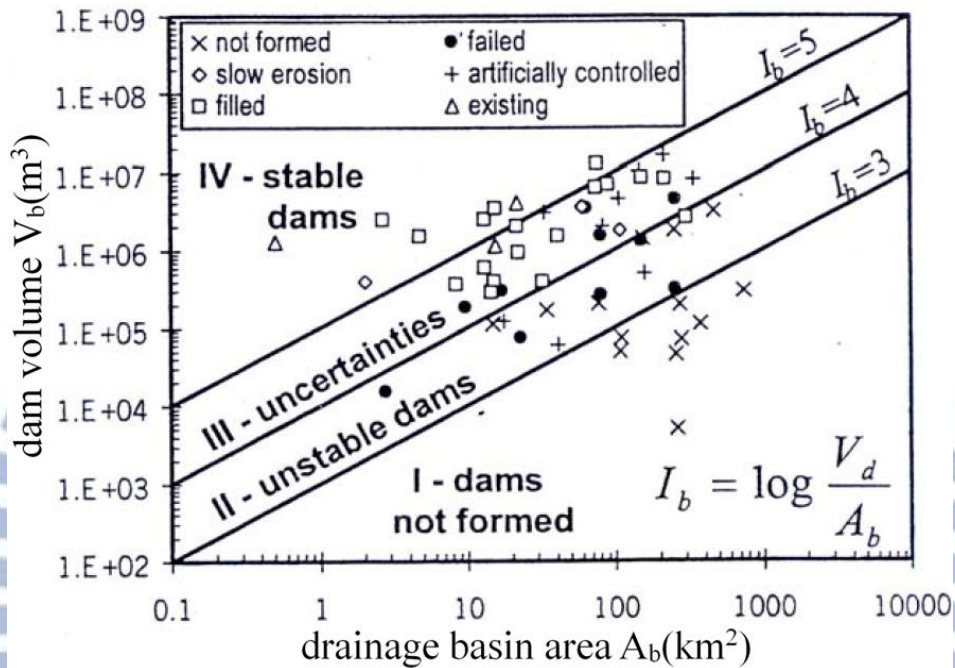


圖 2.7 義大利堰塞湖  $I_b$  值分析結果 (Casagli & Ermini, 1999)

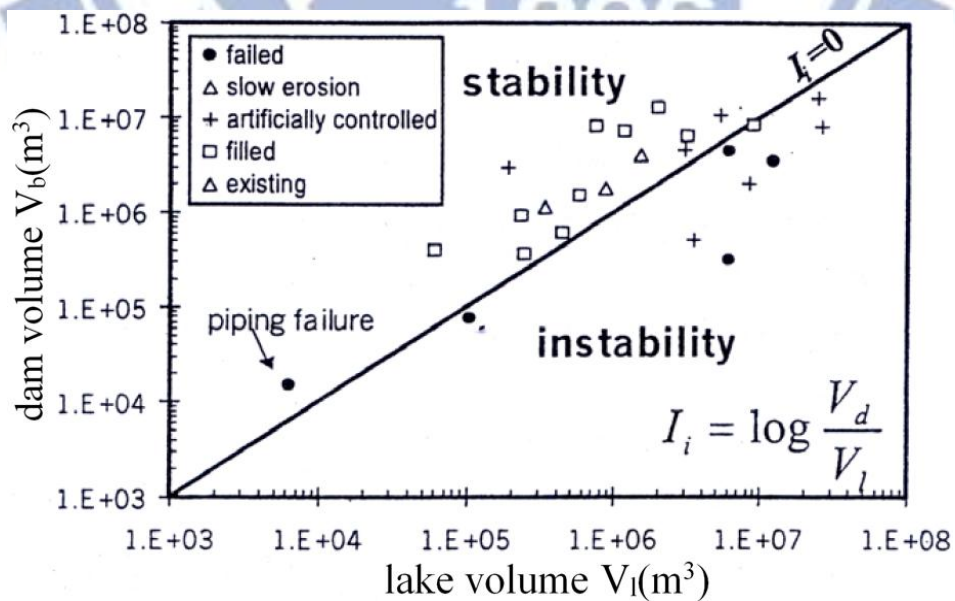


圖 2.8 義大利堰塞湖  $I_i$  值分析結果 (Casagli & Ermini, 1999)

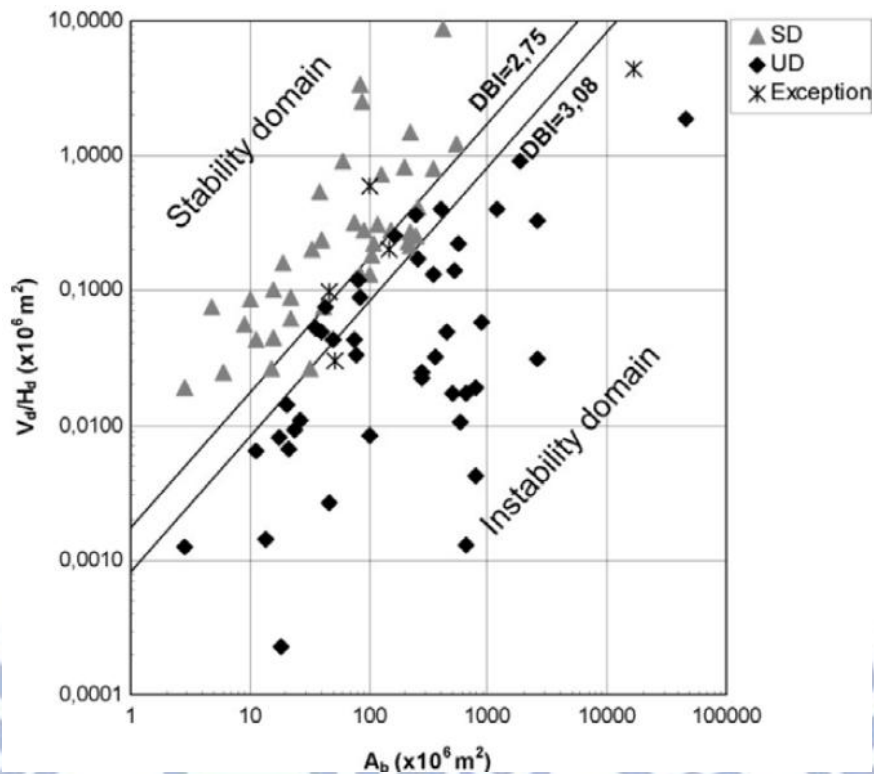


圖 2.9 84 個堰塞湖案例之 DBI 統計結果 (Ermini & Casagli, 2003)

經濟部水利署 (2004) 蒐集整理世界各國共 544 筆堰塞湖案例資料，依誘因與形成條件等特徵資料進行統計分析，結果發現：

- (1) 滑動塊體體積小於 10 萬立方公尺形成堰塞湖之案例比例僅約占 7%。
- (2) 天然壩長度 (跨河道方向) 超過 1000 公尺者比例不到 5%。
- (3) 天然壩寬 (沿河道方向) 與高度比值小於 3 所占之比例不到 10%。
- (4) 上、下游河床坡度緩於 1/500 之河道形成堰塞湖之案例所占比例不到 3%。
- (5) 堰塞湖所在溪流平均流量大多數小於 5 cms，100 cms 以上之河道則未見有任何堰塞湖案例 (日本案例)。

探究第三個特徵之意義，當天然壩寬 (沿河道方向) 與壩高之比值甚低時，破壞型態較有可能屬於滲流造成管湧引發溯源沖刷，可能在溢流之前，壩體即難以存在。第四個特徵之意義在於堰塞湖不太有



可能發生在流域下游，因此發生堰塞湖附近之河床坡度不可能很緩和。最後一個特徵之意義在於平時流量就很大之溪河必然是規模甚大之河流，河道可能甚為寬闊，下滑/落之土體/岩體難以完全阻塞河道，或者落入水流之土體/岩體會立刻被水流所帶走，因此難以形成堰塞湖。

### 2.1.5 形成堰塞湖之潛感分析

根據前述之堰塞湖形成條件可知，堰塞湖多形成於陡峭山坡及狹窄河谷，由於邊坡陡峭塊體滑動速度很快，使得崩落土體能在被水流沖刷前將河道阻斷；或是在狹窄的河谷，崩落土石可移動空間不大，當大量岩石塊體崩落時很容易形成高壩。因此，考慮地形因子、塊體運動模式、堰塞湖之存在性等地形、地文、水文因素，並透過適當之規模門檻進行分析，即可完整評估滑動塊體下移是否能堵塞河道進而形成堰塞湖。

經濟部水利署(2004)提出堰塞湖形成與存在性評估流程之建議，如圖 2.10 所示，其分析評估概念主要分三部分：

- (1) 預測山崩形成天然壩之幾何與力學特徵，由不同誘因及崩塌型式作劃分並推估其可能之崩塌量，進一步推估天然壩之長、寬、高、體積等，透過已發生之堰塞湖案例資料進行分析，即可利用山崩量體推估天然壩幾何特徵。
- (2) 河道特徵分析，包括集水區面積、河道坡度、河道寬、常時逕流量等水文與地文特徵，並與天然壩幾何特徵分析結果即可推估堰塞湖容積。
- (3) 天然壩與河道幾何特徵預測及分析成果，將與堰塞湖存在之門檻值進行比較，並利用地理資訊系統套疊分析得到潛在形成堰塞湖之區域，完成堰塞湖形成與規模之預測。

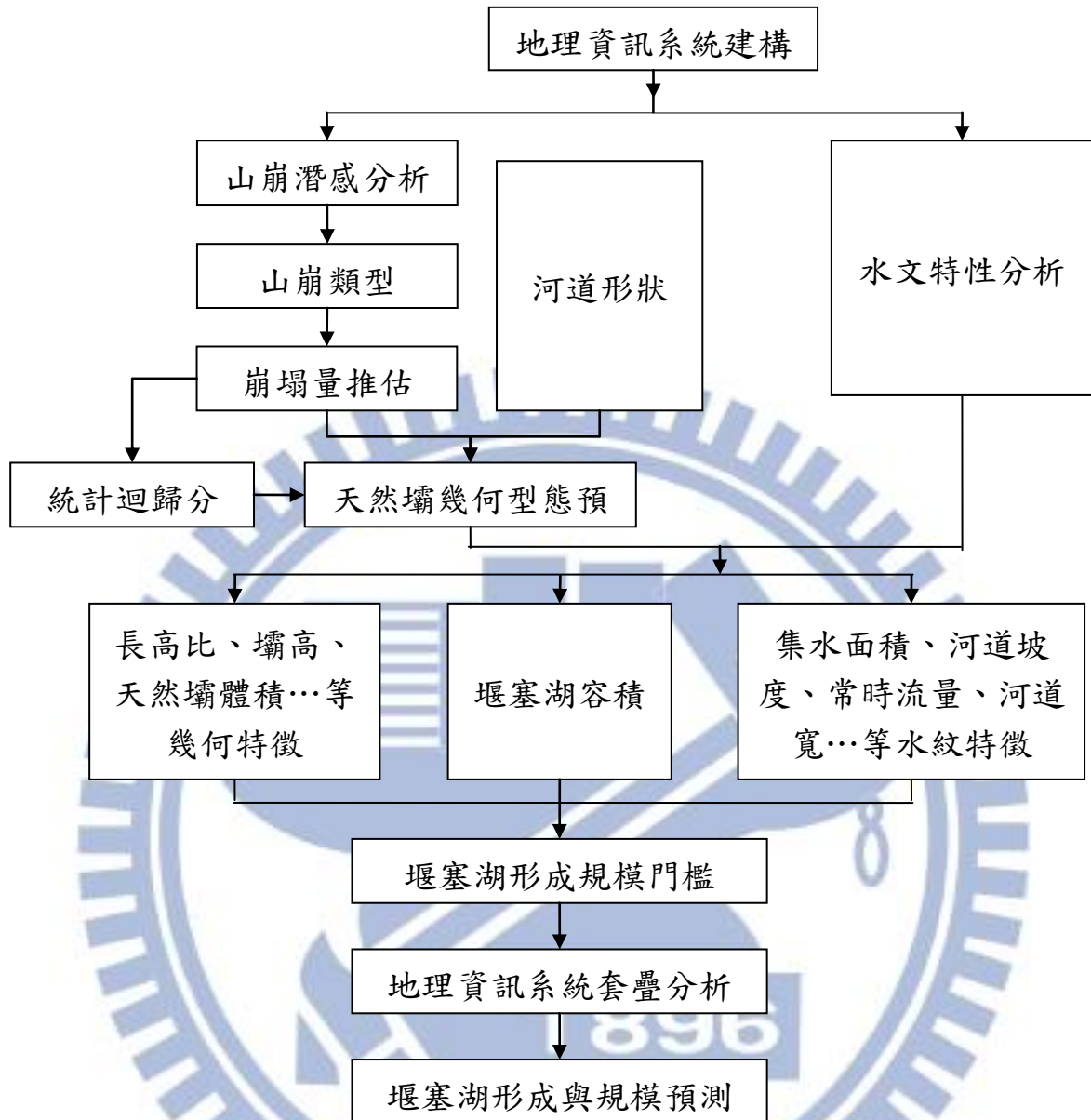


圖 2.10 堰塞湖形成位置預測建議評估流程圖（經濟部水利署，2004）

此評估流程圖是根據全球 544 筆堰塞湖案例資料所做的迴歸分析，由已知山崩地滑之崩塌量體直接推估堰塞湖之體積與幾何特徵，可知這些堰塞湖案例之崩滑體皆有進入到河道，再配合河道特徵、水文條件與門檻值來判別堰塞湖是否形成與存在，為了更符合可能發生的行為，例如崩滑體未完全進入到河道或部分進入到河道等等情況，可進一步考慮滑移路徑之影響，將堰塞湖形成過程大致分為三個部份：

(1) 何處容易發生山崩，即山崩潛感分析（landslide susceptibility

analysis, LSA)；(2) 滑（崩）落塊體是否運移至河道；(3) 到達河道之塊體是否阻塞河道。

#### (1) 山崩潛感分析

山崩潛感分析已有許多專家學者進行研究（李錫堤，2009），大致上可分為定性法與定量法兩大類。早期的地形判釋法及專家評分法，其優點為權重給定容易，且可利用地理資訊系統進行資料處理，但其權重及評分之給定易受主觀意識影響，又因地質及地形條件之區域性差異，權重無法適用於所有區域，目前農委會水土保持局發布之 1420 條土石流潛勢溪流及經濟部中央地質調查所針對此等土石流潛勢溪流所做的潛勢評估亦屬於專家評分法。

LSA 之定值分析（deterministic analysis）是以極限平衡計算的無限邊坡分析（infinite slope stability model, Lambe, 1979），常運用於預測及模擬地震或豪雨誘發的山崩分佈。定量法又可分為統計分析及人工智慧之運用。類神經網路（neural network）及模糊集分析（fuzzy）為最常用的人工智慧方法。統計分析方法主要可分為兩類：

##### (a) 二變量分析（bivariate analysis）

首先分析每個潛感因子在實際山崩出現之頻率，並分析因子在不同大小或水準之下對應崩壞比之差異，再利用適當的統計方法決定各因子之權重，並以線性疊加法計算各分析單元之山崩潛感指數（Landslide Susceptibility Index, LSI），常用方法為條件機率分析、不安定指數法，而其缺點在於若因子之間有依賴性時，則會對評估結果造成不可預期的影響。

##### (b) 多變量分析（multivariate analysis）

以羅吉斯回歸、鑑別分析、多變量回歸等方法得到 LSI 之線性回歸方程式。相較於二變量分析，此方法可以解決因子相依性的問題，但其所需之樣本數較多，且計算模式較為複雜。

## (2) 崩落體運移路徑

關於滑(崩)落塊體運移至河道過程之研究與討論相對較少，本研究希望透過斜坡塊體下滑運動之數值模擬，利用實際的地形高程進行全尺度模擬，以了解當時滑動體運動的情形，並探討材料參數對運動過程及堆積之影響。

## (3) 河道阻塞與否

河道阻塞與否可透過計算河道輸砂能力等水理分析，亦可利用 2.1.4 節所討論的形成堰塞湖之門檻值進行檢核，廖志中等人(2003)根據案例統計分析結果建議以下之規模門檻可作為堰塞湖發生與否研判之參考：

- (1) 滑動塊體體積大於 10 萬立方公尺。
- (2) 天然壩長度(跨河道方向)在 1000 公尺以下。
- (3) 天然壩寬(沿河道方向)與壩高比值大於 3。
- (4) 上、下游河床坡度陡於 1/500。
- (5) 溪流平均流量少於 5 cms。

## 2.2 顆粒流

邊坡塊體受地震或暴雨等誘因造成山崩、地滑、土石流等災害，從巨觀角度分析，此崩滑體為大小不一的石塊所組成的顆粒集合體；若從微觀角度分析，此崩滑體為一顆顆的顆粒性材料所組合而成的。當邊坡塊體尚未滑落時，可以靜力平衡、牛頓力學等方法來描述，然而，當邊坡塊體向下滑動、運移時，可觀察到塊體的運動模式如同液體一般流動的現象，此時會想以動力學、流體力學進行研究，此種材料物質稱為顆粒體 (granular materials)，而觀察得到之流動現象稱為顆粒流 (granular flow)，其行為可以像是固體或流體，在運動期間或運動後會呈現出非常不同的行為和特性。

## 2.2.1 顆粒流之力學行為

固態流體是利用固體中的間隙做液態的流動，此現象為土壤動力學中所描述的顆粒材料動態行為，其涵蓋了傳統流體動力學、土壤力學、塑性理論和流變。若以土壤力學之觀點，顆粒流可視為多相複合材料、塑性流 (plastic flow)，其結構關係 (constitutive relations) 相當複雜，非一般線彈性關係所能表述。若以流體力學之觀點，顆粒流之特徵包括 (黃立政，2000)：

- (1) 含有顆粒性材料及水、空氣等流體物質之多相流 (multi-phase flow)。
- (2) 以重力為驅動力以及地表摩擦、流體黏滯性、固體內應力等阻力之自由表面流 (free surface flow)。
- (3) 巨觀分析及適當假設條件下，可視為聯體 (continuum) 運動。
- (4) 流動較為緩慢之蠕流 (creeping flow)。

顆粒流體之材料為混合物，其特性非單一型態之性質可以解釋，從固態到流態，可因環境微小變化便迅速改變本身之行為特性，早期已經提出三個簡單的流體模型來解釋這些不同的行為 (Crosta et al., 2001)：

- (1) 牛頓流體，指應力與應變速率成正比之流體，其比例係數為流體之黏度，包括層流及紊流。
- (2) 賓漢流體，在 1916 年由 Eugene C. Bingham 提出之黏彈性非牛頓流體。
- (3) 膨脹流體，指流體之黏度隨著剪切速率或剪切應力的增大而升高。

## 2.2.2 顆粒材料之特性

顆粒集合體在運動過程中之行為可以表現得像固體或液體或氣體，其作用機制相當複雜，可藉由觀察得到較為鮮明的特性，主要有剪脹效應、內摩擦符合莫爾庫倫準則、流體化、顆粒大小分層、顆粒間的碰撞等，分別敘述如下：

### (1) 剪脹效應 (dilatancy)

在初始狀態下，岩石塊體是為緊密之顆粒集合體，當顆粒體受外力作用時，相鄰顆粒間會形成相對位移、產生間隙，使得整個塊體體積變大，如圖 2.11 所示，Reynolds (1885) 將此現象稱之為膨脹。由於顆粒間隙的產生，使得內摩擦角降低、顆粒間之鍵結力減弱，若發生於滑動面上，則為運動啟動之階段；若在運動過程中，滑落塊體因剪脹效應作用變得較為破碎，而體積相對變大。

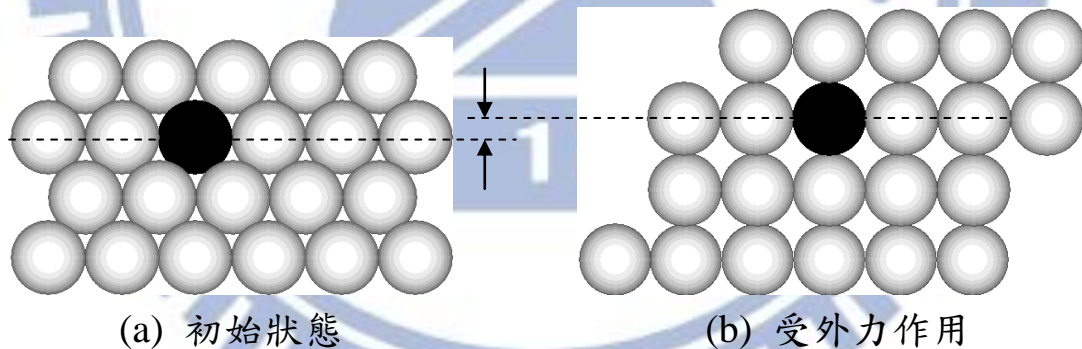


圖 2.11 剪脹效應示意圖 (重繪 Wang and Hutter, 2001)

### (2) 內摩擦 (internal friction)

將顆粒材料放置於水平面上時，可觀察得到一個穩定角度稱為安息角，其代表材料平衡的極限值，此顆粒材料行為可用莫爾庫倫破壞準則 (Mohr-Coulomb yield criterion) 來描述，即正向應力與剪應力之間的函數關係：

$$\tau_f = \sigma \tan\phi \quad (2.4)$$

其中 $\tau_f$ 為剪應力， $\sigma$ 為正向應力， $\phi$ 為內摩擦角。Hutter (1999) 在滾筒試驗中發現，當顆粒材料破壞並開始運移時的摩擦角通常小於破壞前的摩擦角。

### (3) 流體化 (fluidization)

為固體液態化，當顆粒間之鍵結產生破壞，巨大塊體破裂成體積較小的塊體並持續向下運動，此時塊體運動有如液體流動之特性。Wang and Hutter (2001) 認為在滑動面上有一薄層受到強烈的剪切，造成顆粒碰撞劇烈、顆粒間距增加，使得有效摩擦角降低，因此顆粒塊體沿著滑動面大量的向下位移。

### (4) 顆粒大小分層 (particle size segregation)

由尺寸大小不同之顆粒組成的顆粒集合體，經過一段時間之運移，則大顆粒會沉積在整個滑落塊體之較下游處，若觀察同一剖面，則有大顆粒在上層，小顆粒在下層之粒徑篩分現象。Takahashi (1981) 觀察到土石流動時在先端呈湧浪狀，並有大粒徑礫石聚集之現象。Yang (2009) 經文獻回顧與試驗結果發現，粒徑篩分現象主要為流體受剪力作用所致，如圖 2.12 所示。進一步推論，由於塊體滑動底部為應力最大處，使得大顆粒所受向上推擠之作用力相對較大，故有大顆粒分佈在上部與前端之現象。

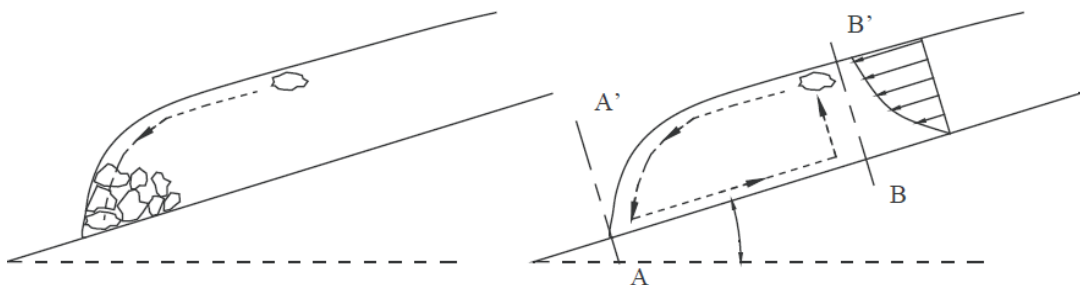


圖 2.12 顆粒流之粒徑篩分現象 (Yang, 2009)

## (5) 顆粒碰撞

顆粒分子間之運動都會有碰撞，對於氣體分子間之碰撞是為完全彈性碰撞，而顆粒流之顆粒碰撞則為非完全彈性碰撞，顆粒間的碰撞會改變整體運動之能量和顆粒流之物理性質 (Savage, 1984)，其影響特性於下一小節討論。

### 2.2.3 顆粒流之影響因子

顆粒流動過程主要係受到滑動地形面之特性、塊體與塊體之間或塊體與坡面之間的碰撞接觸特性，以及摩擦阻抗等因素的影響，Pudasaini et al. (2007) 經由實驗室滑槽試驗結果也證實，滑動體的分散行為取決於顆粒材料和滑動面的性質。山崩塊體運移之過程會隨時間不同而有不同的運動型態，如圖 2.13 所示，其中圖 2.13(a) 為塊體剛開始運動的狀態，此時顆粒間之鍵結尚未破壞，其運動型態以滑動為主；當塊體沿滑動面完全發展之後，如圖 2.13(b) 所示，此時滑動體可分為顆粒密度較高的中心區域和周圍較為稀疏的部分，顆粒較為密集的部分會受到顆粒接觸特性的影響，而周圍顆粒的束制較少則會有彈跳、旋轉的現象 (Teufelsbauer et al., 2009)。

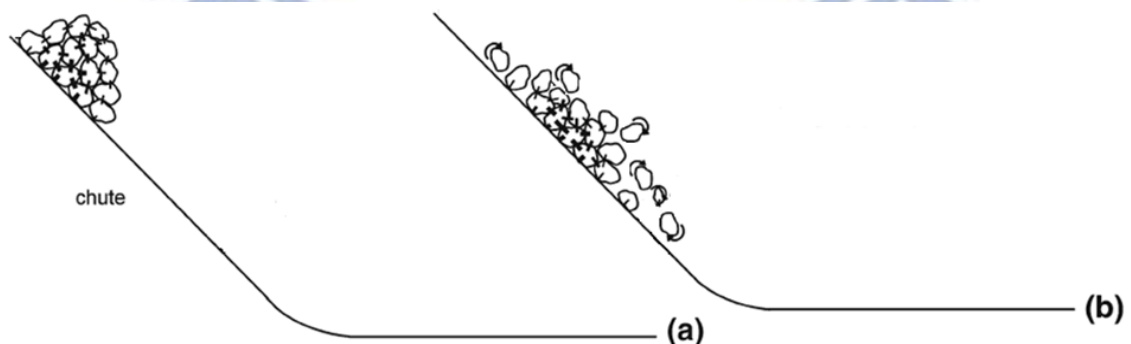


圖 2.13 塊體運移之運動型態 (重繪 Teufelsbauer et al., 2009)

以下針對坡度、顆粒碰撞、摩擦阻抗等顆粒塊體運移之影響因子分別討論。



## 坡度

顆粒塊體運移之地形特性影響最主要的因素就是坡度，一般而言，坡度愈陡峭滑動速度相對愈快且滑移距離愈遠，對於坡度之影響可分三個部份：

- (1)塊體運動初期，位於斜坡上之塊體受到重力驅使，使得塊體產生向下運動之趨勢，其下滑力即重力對滑動面之分量，因此，坡度愈陡所得之下滑力愈大、摩擦力愈小，下移速度也愈大，如圖 2.14 所示。

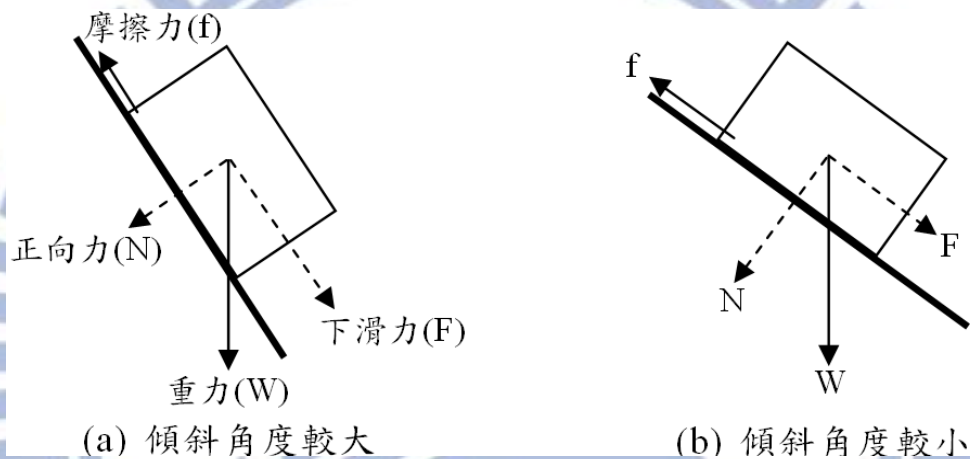


圖 2.14 塊體運移之驅動力示意圖

- (2)運動過程中，因坡度的改變，會使得塊體運動模式改變，坡度由小到大，其運動模式依序為滑動、滾動、彈跳、自由落體 (Ritchie, 1963)。Crosta et al. (2001) 利用數值模擬重建 Hutter et al. (1995) 的滑槽試驗，並記錄能量的轉換如圖 2.15 所示，由模擬結果可得到很規律的趨勢，即坡面傾斜角度增加則最大動能增加和流動時間縮短。

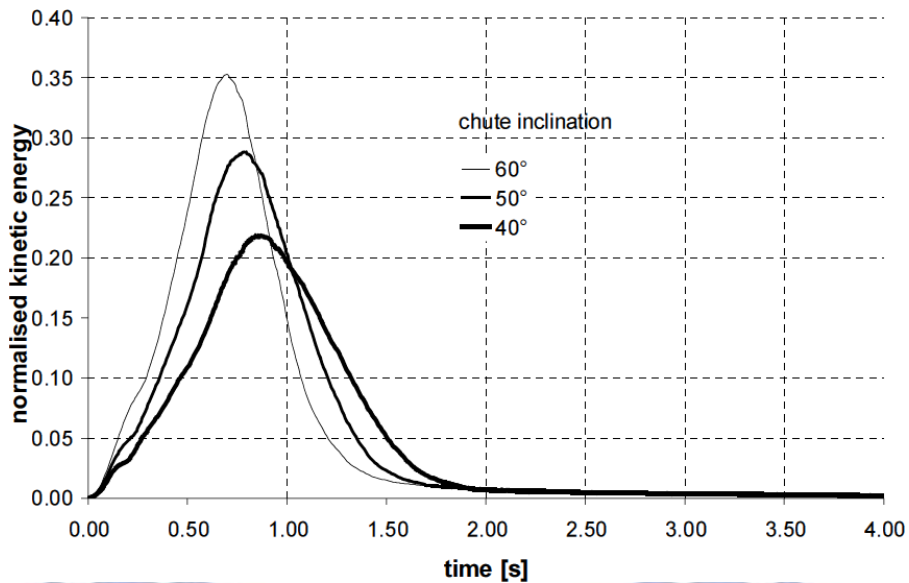


圖 2.15 滑槽傾角與動能之關係 (Crosta et al., 2001)

(3)最後堆積型態會因坡度愈陡，轉換之動能愈大，則滑移堆積距離愈遠，但是因為顆粒間的碰撞和摩擦力的作用使得能量耗損，所以堆積長度不會無限延伸。由圖 2.14 可知坡度愈大下滑力愈大，使得滑動塊體向下向前的動能較側向動能大，故塊體較不易分散，許淑玲 (2007) 所做的滑槽試驗亦證實堆積形狀會隨著坡度增加而由扇形變為橢圓形。

### 顆粒碰撞

顆粒流體運動過程中碰撞機制為主要影響因子 (Savage, 1984; Savage and Hutter, 1989), 藉由顆粒體之間或與底床互相碰撞、接觸，而使顆粒流的能量消散或傳遞動量，Iverson (1997) 根據大型試驗觀察得到的明顯影響因子 (如碰撞、摩擦、黏滯性等) 提出一系列無因次參數：

$$N_{Sav} = \frac{\rho_s \gamma^2 \delta^2}{(\rho_s - \rho_f) g H} \quad \text{Savage number (collision/friction force)} \quad (2.5)$$

$$N_{Bag} = \frac{V_s}{1 - V_s} \frac{\rho_s \delta^2 \gamma}{\mu} \quad \text{Bagnold number (collision/viscous force)} \quad (2.6)$$

$$N_{fric} = \frac{N_{Bag}}{N_{Sav}} \quad \text{Friction number (friction/viscous force)} \quad (2.7)$$

其中 $\rho_s$ 、 $\rho_f$ 分別為顆粒密度和流體密度， $\delta$ 為顆粒平均直徑， $\gamma$ 為剪動速率（ $du/dy$ ）， $H$ 為流體厚度， $V_s$ 為固體所占之體積， $\mu$ 為黏滯係數。

由式(2.5)至式(2.7)可知當坡度愈陡，滑動速度愈快，使得剪動速率愈大， $N_{Sav}$ 與 $N_{Bag}$ 值相對應的變大，而顆粒直徑大小與摩擦數無關，但是直徑太小之細粒料可以被視為泥石流流體的一部分（Iverson，1997）。Savage and Hutter（1989）回顧各種試驗數據所得到的結論為 $N_{Sav}$ 值大於0.1即代表在乾顆粒流中顆粒碰撞主要控制因素。當 $N_{Bag}$ 值大於200，則表示運動過程中顆粒碰撞為主要控制因素，整理相關參考值於表2.3。

表 2.3 無因次參數參考值（Iverson，1997）

無因次參數	參考值	主要控制因素	參考文獻
$N_{Sav}$	>0.1	碰撞控制	Savage and Hutter (1989)
	<0.1	摩擦控制	
$N_{Bag}$	>200	碰撞控制	Bagnold (1954), Iverson (1997)
	<40	黏性控制	
$N_{fric}$	>1000	摩擦控制	Iverson (1997)
	<1000	黏性控制	

### 摩擦係數（Coefficient of friction）

由圖 2.14 顯示，當塊體下滑力( $F$ )克服靜態摩擦阻力( $f = N \times \mu$ )則塊體開始向下滑動，在塊體滑落過程中亦受到動摩擦力作用造成滑動能量的耗損，進而影響顆粒流體之運動型態與最後的堆積型態及運移距離，可見摩擦阻抗是一個重要因子。

一般而言，摩擦係數愈小可滑行之距離愈遠，而摩擦力會隨著不

同的坡度、滑動體總體積、接觸介面之材料特性等因素有關。Scheidegger(1973)定義平均摩擦係數為滑落塊體的垂直高度差( $H$ )與水平滑移距離( $L$ )之比值，並整理山崩地滑的資料得到滑落體的體積與摩擦係數之間的關係，如圖 2.16 所示，在大型山崩地滑的案例中平均摩擦係數會變得很小。

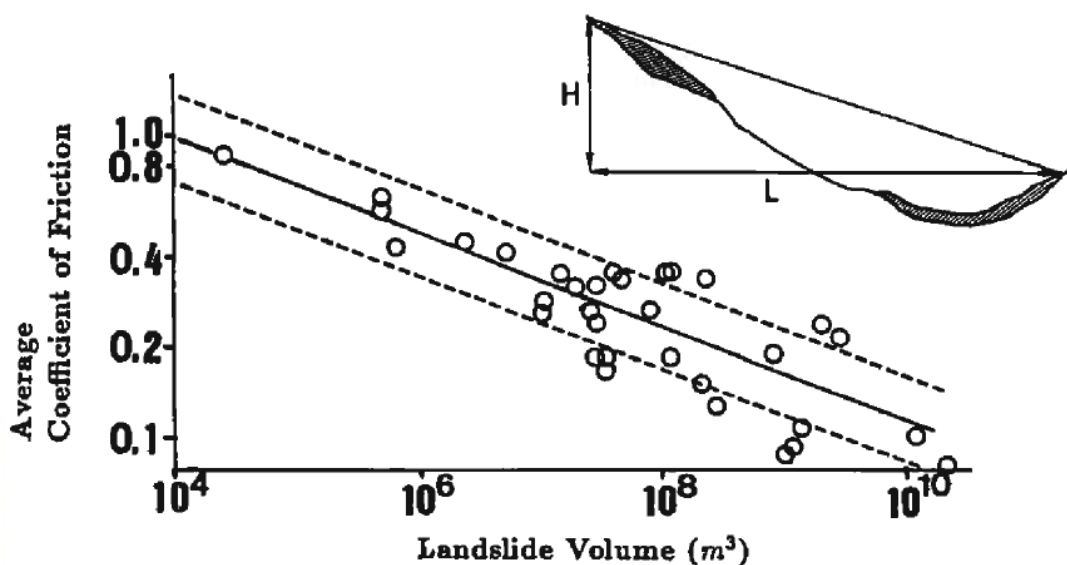


圖 2.16 崩滑體積與摩擦係數之關係圖 (Scheidegger, 1973)

由現地觀察得到的摩擦係數常明顯小於實驗室試驗估算值，Erismann (1986) 認為大規模山崩地滑的滑動塊體底部有潤滑作用來降低摩擦阻力，包含平滑的滑動面、塊體應變軟化以及氣體層(氣墊)等三種機制，而洪如江等人 (2000) 針對草嶺崩塌也提出氣墊說。

### 黏滯阻尼 (Viscous damping)

在真實環境中，滑落塊體會經由碰撞、摩擦等作用使得能量耗損，而在模擬過程中主要是透過阻尼作用來達到消能，Teufelsbauer et al. (2009) 經由數值結果與實驗室試驗比較得到，顆粒流體能量的傳遞與損耗主要由黏滯阻尼的大小和顆粒的摩擦係數所支配，其中黏滯阻尼係數( $\eta_n$ )可由顆粒之回彈係數 (Coefficient of Restitution, COR,  $R$ ) 換算求得：

$$\eta_n = \frac{\ln(R)}{\sqrt{\ln^2(R) + \pi^2}} \quad (2.8)$$

當塊體在自由落下的期間會發生兩個不同的運動，分別是塊體質量中心的平移和塊體邊緣的旋轉（Azzoni et al., 1995），自由落下的塊體可藉由在中空旋轉改變其撞擊角度及速度，撞擊地面後使其運動方向改變，其中能量的耗損可使用回彈係數（COR）表示，能量損失愈多則 COR 值愈小，Pfeiffer（1989）將 COR 定義為顆力撞擊速度與反彈速度之比值，並分為正向與切向兩個方向，如圖 2.17 所示，其關係式如式(2.9)與式(2.10)所示。

$$R_n = \frac{v_n^{post}}{v_n^{pre}} \quad (\text{Normal coefficient}) \quad (2.9)$$

$$R_t = \frac{v_t^{post}}{v_t^{pre}} \quad (\text{Tangential coefficient}) \quad (2.10)$$

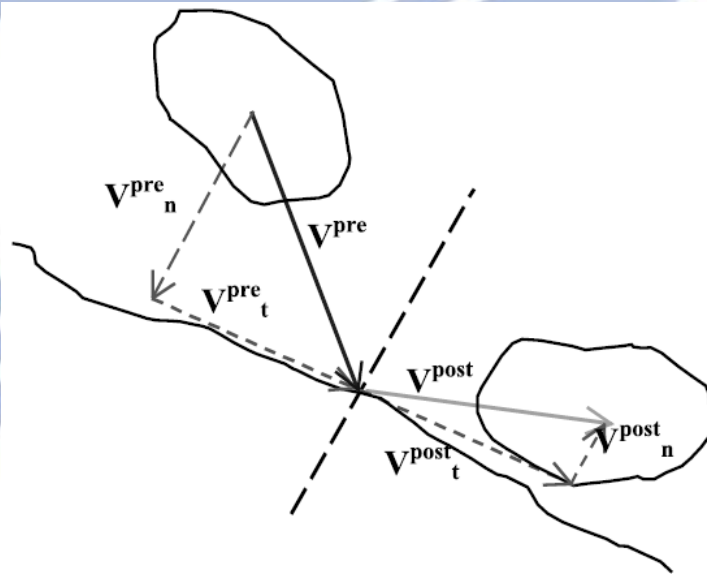


圖 2.17 撞擊前後之速度示意圖（Giani et al., 2004）

依據不同的現地條件分別對應不同的回彈係數，Chau et al. (2002) 整理前人之落石試驗結果並繪製成圖 2.18；Särkkä and Eloranta (2001) 整理 Hock (1987)、Pfeiffer et al. (1993)、Giani (1992) 針對不同坡面特性所進行之試驗結果，如表 2.4 所示。由上述之圖表可知：(1)

當顆粒落在軟弱的土壤表面所損耗的能量會比顆粒落在岩層坡面所損耗的能量大，所換算得到的回彈係數值相對較小；(2)在相同坡面特性下，平行坡面方向之能量耗損相較小於垂直方向。

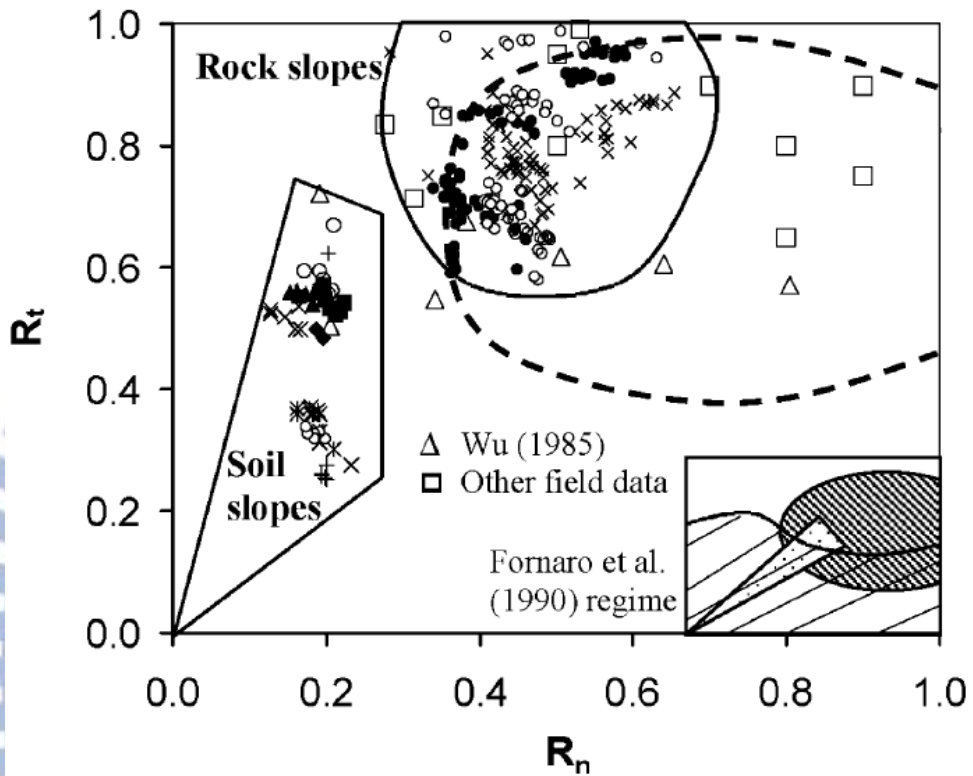


圖 2.18 落石試驗之  $R_n$ - $R_t$  分佈圖 (Chau et al., 2002)

表 2.4 回彈係數之建議值 (Särkkä & Eloranta, 2001)

斜坡特性	參考		Pfeiffer et al. (1993)		Giani (1992)	
	Hock(1987)		$R_n$	$R_t$	$R_n$	$R_t$
岩層坡面	0.53	0.99	0.4	0.9	0.50	0.95
岩層覆蓋破裂岩塊	0.40	0.90	0.35	0.85	0.35	0.85
覆蓋岩屑及土壤之坡面	0.35	0.85	0.32	0.83	0.30	0.70
覆蓋植被之土壤坡面	0.32	0.82	0.29	0.80	0.25	0.55

## 2.3 數值模擬方法與其應用

早期受限於電腦科技尚未發展成熟，許多學者只能以解析法的推導或是進行實驗分析以獲取相關資料，對於數值模擬分析的發展有限，但近幾十年來電腦科技的蓬勃發展，電腦的計算速度和記憶體容量大幅提升，使得電腦模擬的效益大大的增加，更有益於解決各種工程問題（唐昭榮，2010）。岩石塊體因研究之目的與分析方法的不同可視為連續體或不連續體，目前關於滑落塊體運移之模擬多採用數值互制的分析方法，運用於連續體之數值方法主要為有限元素法（Finite Element Method, FEM），其應用軟體包括 Tochnog Professional (Crosta et al., 2006)、COMSOL Multiphysics (Taron, 2010) 等；有鑑於岩石塊體含有不連續弱面，如層面、斷層、節理、裂縫等結構，皆不易以傳統連續體觀念進行分析，因此導致了不連續體分析方法之發展，其適用於含有許多裂隙存在之岩體，或是探討大尺度位移之塊體，如此可對岩石塊體之組成材料與其運動行為之模擬更加寫實，其數值方法可分為離散元素法（Distinct Element Method, DEM）、不連續變形分析（Discontinuous Deformation Analysis, DDA）。上述方法各有其優缺點，因此，需依據研究之目的與方便性，以及待解決問題之特性採用較合理之數值方法，以下針對上列之數值模擬方法與其應用軟體案例分別敘述。

### 2.3.1 有限元素法（FEM）

R. Courant 在 1943 年首度提出有限元素法概念，以分段的多項式內插法求解扭轉問題，直到 1960 年 Finite Element 名詞才由 R. W. Clough 首先使用。近幾年電腦科技的突飛猛進，有限元素法已成為一種成熟工具並且廣泛應用於：結構線性與非線性、結構動力學、熱力學、流體力學及電磁學等（王新榮等人，1997）。

有限元素法之分析流程是將待解決問題之系統切割成局部區域之系統，每一區域稱之為元素 (element)，元素之邊界點稱為節點 (node)，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。除了元素和節點之外，連續體之外在變數，如位移、速度、應變、應力等，與幾何條件、起始條件、邊界條件等假設若正確，則此近似解可視為精確解。

有限元素法分析問題時需滿足諧和性 (compatibility) 及平衡性 (equilibrium)，即元素共同結點之物理量應相同且滿足連續的性質，整個系統必須處於穩定狀態，其特色如下：

- a. 鄰近元素之材料性質可不相同，如非等向性 (anisotropic)、非均質 (non-homogeneous) 之材料。
- b. 整個系統可離散成不規則形狀之有限個元素。
- c. 利用最低能量原理 (Minimum Potential Energy Theory) 與泛函數值 (Stationary Functional Theory) 定義聯立方程組。
- d. 分析處理過程簡單明確，但需龐大的處理容量。
- e. 可求解線性或非線性之代數方程式。

有限元素法應用於斜坡運動之案例包含：

- (1) Crosta et al. (2006) 利用 Tochnog Professional Finite Element code 軟體建造虛擬斜坡與滑動塊體，並進行邊坡塊體滑落之影響因子探討，其模型建製如圖 2.19 所示。首先探討在不同土壤和界面摩擦角 ( $\psi_{\text{soil}}$ 、 $\psi_{\text{if}}$ ) 的條件組合下，流體前端隨時間變化之位置，其模擬結果如圖 2.20 所示，在固定其中之一摩擦角的情況下，另一摩擦角愈小則滑移速度愈快，而界面摩擦角的影響比土壤摩擦角還要大。





圖 2.19 Tochnog FE 建製之虛擬二維模型 (Crosta et al., 2006)

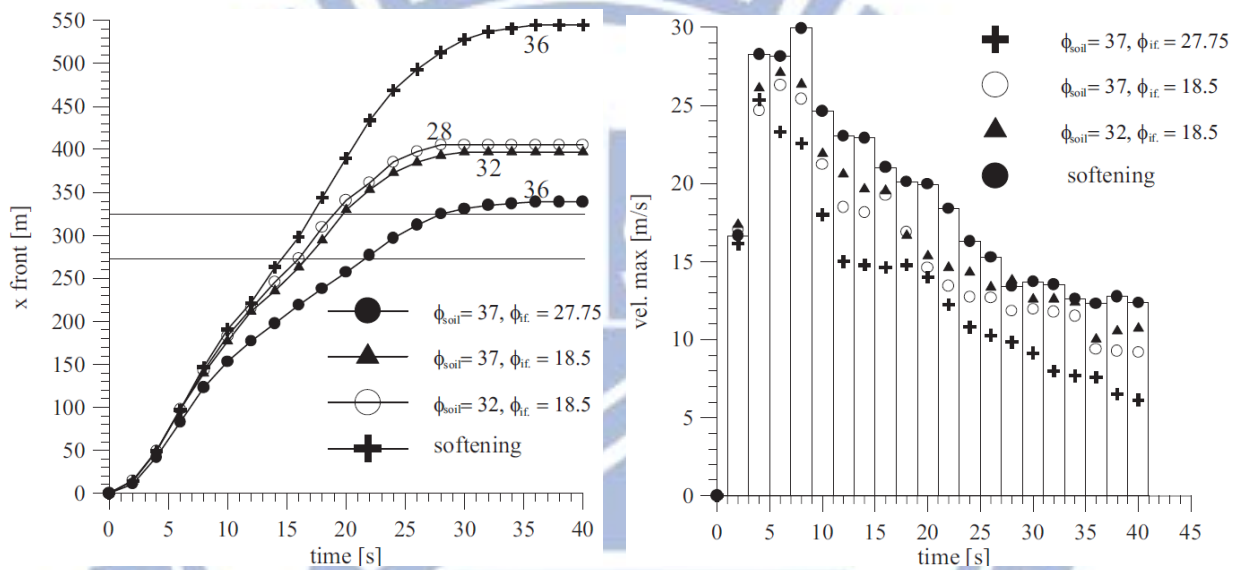


圖 2.20 土壤與界面摩擦角之影響，其中  $x \text{ front} = 275 \sim 325$  為彎道部分 (Crosta et al., 2006)

(2) Taron (2010) 利用 COMSOL Multiphysics 模擬利陶亞海灣 (Lituya Bay) 產生海嘯的經過，由於 1958 年 7 月 9 日發生芮氏地震規模 7.7 地震，造成大規模邊坡滑動，約 30.6 萬立方之土石進入海中並產生高達 520 公尺之巨大海嘯，COMSOL 模型以三種不同液體所組成，分別代表空氣、水及土石，其模擬結果如圖 2.21 所示，以單位重  $2200 \text{ kg/m}^3$  及體積 37.6 萬立方之滑動塊體，由邊坡滑落後產生最快滑移速度為 65 m/s，並造成 230 公尺的浪高且堆積到對岸之高程達到 500 公尺，模擬結果與實際情況尚屬相似。

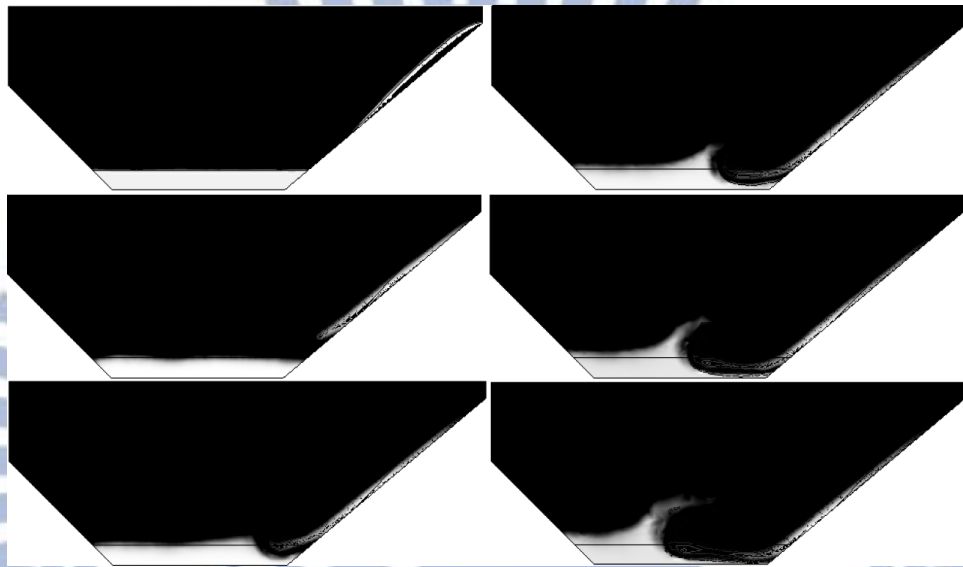
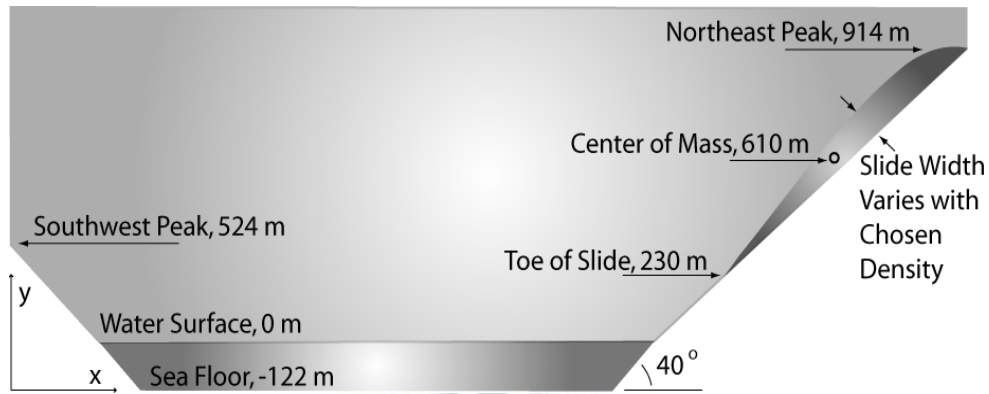


圖 2.21 以 COMSOL Multiphysics 進行案例模擬 (Taron, 2010)

### 2.3.2 離散元素法 (DEM)

離散元素法由 Cundall 於 1971 年所創，最初用於模擬分析岩塊破壞之問題，1979 年 Cundall & Strack 用於探討砂性土壤之力學模式，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。本研究所使用之模擬軟體是由 Itasca 公司以離散元素法為理論基礎，所開發之三維顆粒流軟體 (Particle Flow Code 3D, PFC<sup>3D</sup>)，運算模式是以時階 (time step) 的概念為計算基礎，使用元件為球與牆，依不同需求可變化成任意形狀與特性，詳細之理論將於第三章研究方法再做說明。

離散元素法之應用案例非常多，於邊坡地滑之模擬方面，包含柴賀軍等人（2001）、Eberhardt et al.（2007）利用 UDEC 軟體分別針對西藏和瑞士大規模邊坡地滑進行模擬分析，UDEC 模型主要以多邊形塊體組合而成，並且必須假設塊體之破壞面，如圖 2.22 所示。除運用 UDEC 模型，許多案例模擬使用 PFC 軟體，包含 Poisel et al.（2009）探討奧地利滑坡速度與力學機制、唐昭榮等人（2009）模擬草嶺與小林村之山崩地滑、及羅佳明等人（2011）模擬國道三號七堵路段之順向坡滑動等都此類應用例。

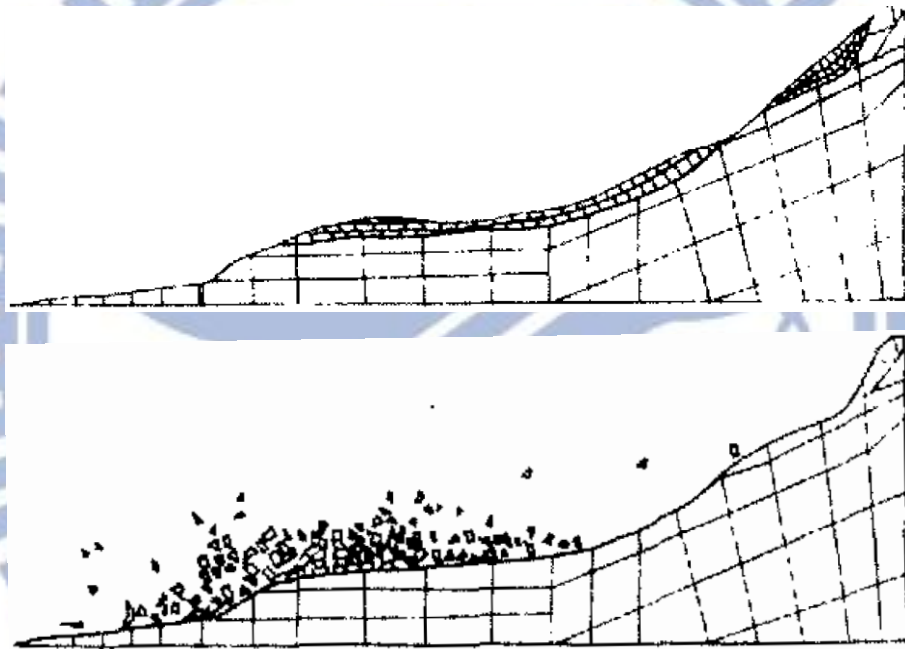


圖 2.22 UDEC 建立之模型與模擬過程（柴賀軍，2001）

### 2.3.3 不連續變形分析 (DDA)

不連續變形分析 (discontinuous deformation analysis, DDA) 之理論最早為反算分析模式 (Backward Model)，其利用非共線之固定點作為觀測點，將觀測之位移量及應力狀態作為輸入值，再以最小平方理論反算得到塊體之材料參數。直到 1988 年，由石根華博士提出 DDA 之正算模式 (Forward Model)，使得 DDA 可用於分析二維不連續體之岩石工程問題，不同於 DEM 之力學方法，DDA 所使用的方法為位移法，其基本概念是將待解決問題之系統分離成許多部分，並利用最小勢能原理建立系統平衡方程式，整體架構類似於有限元素法，但能處理離散塊體間的接觸碰撞行為及大變形。

DDA 方法應用於邊坡地滑之案例包含 Wu et al. (2005、2011)、陳春華 (2008) 利用 DDA 分別針對九份二山和草嶺進行地滑模擬分析，其模型與模擬結果分別敘述如下。

#### 草嶺

陳春華 (2008) 利用 DDA 進行草嶺地滑之二維分析，其模擬之二維剖面為平行滑動面，亦即是平行順向坡坡面，網格尺寸受電腦硬體限制，故選用 20×20 m 之塊體進行模擬，如圖 2.23 所示，並利用該模型進行內摩擦角與凝聚力之敏感度分析 ( $\phi = 13.6^\circ、17^\circ、32^\circ、40^\circ$ ;  $c = 0、60、120$  kPa)，在相同凝聚力下比較不同內摩擦角之結果，如圖 2.24 所示，摩擦角愈小塊體滑移距離愈遠，且愈符合現地的崩塌範圍，反之，摩擦角愈大則殘餘邊坡之塊體數量增加，而凝聚力之影響程度遠低於摩擦角所影響之程度。

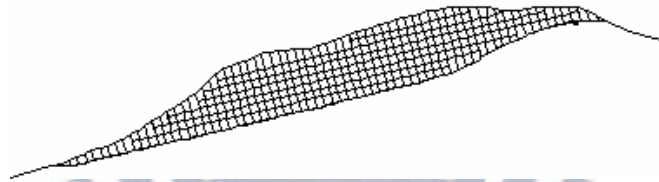
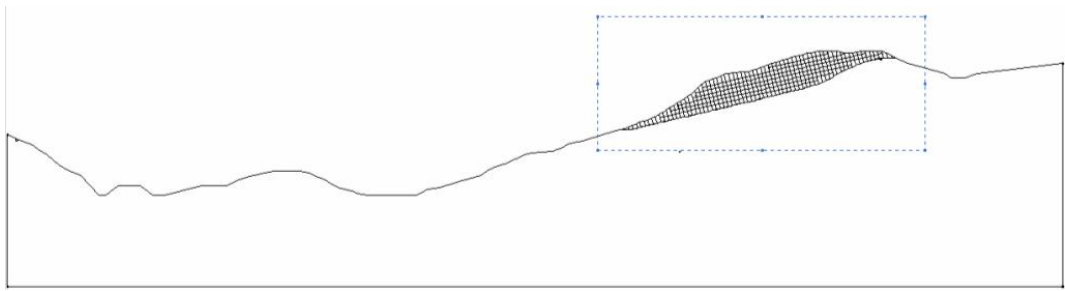
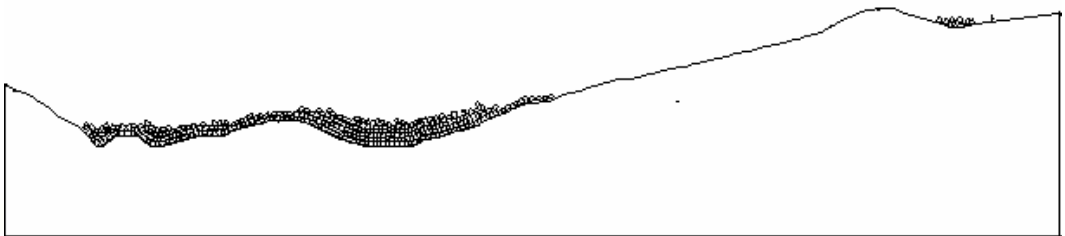
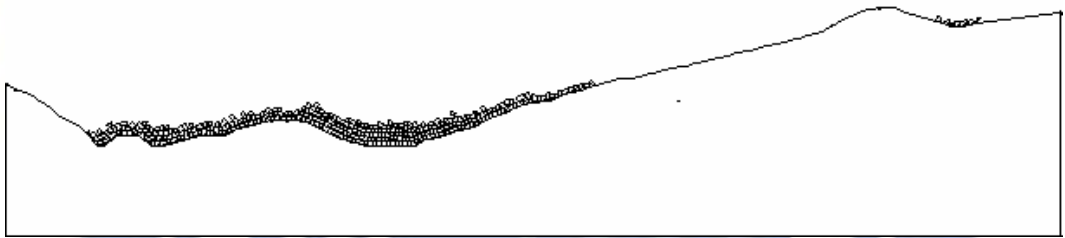


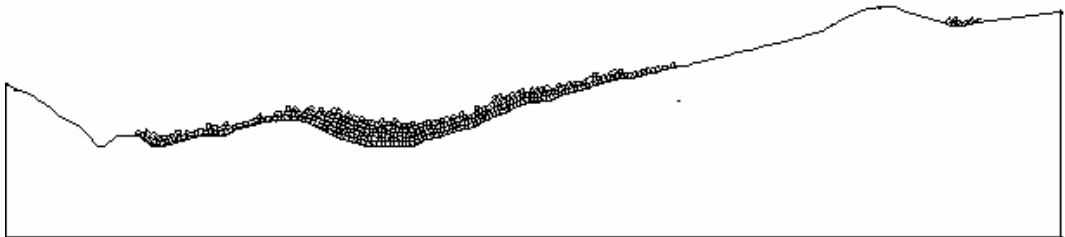
圖 2.23 DDA 建製之草嶺邊坡幾何形狀 (陳春華, 2008)



(a)  $c=0$  kPa,  $\phi = 13.6^\circ$



(b)  $c=0$  kPa,  $\phi = 17^\circ$



(c)  $c=0$  kPa,  $\phi = 32^\circ$



(d)  $c=0$  kPa,  $\phi = 40^\circ$

圖 2.24 比較不同摩擦角之模擬結果 (陳春華, 2008)

## 九份二山

Wu et al. (2005) 經文獻回顧得知九份二山崩塌滑動方向與層面以及坡面近似平行，可視為一順向坡滑動，並以 DDA 沿滑動面方向進行九份二山地滑之二維分析，如圖 2.25 所示，利用 DDA 建立之模型進行內摩擦角與凝聚力之敏感度分析 ( $\phi = 6^\circ、10^\circ、18^\circ; c = 0、10、20 \text{ kPa}$ )，不同凝聚力對於破壞過程的影響差異不大，而摩擦角愈大，下滑塊體受制於坡趾凹地之影響愈大，當摩擦角小至  $6^\circ$  時，後來落下的塊體會越過堆積區持續下移，由塊體監測得到之最大位移與速度位於塊體表面中段部分，分別為 322 m 和 31.4 m/s。

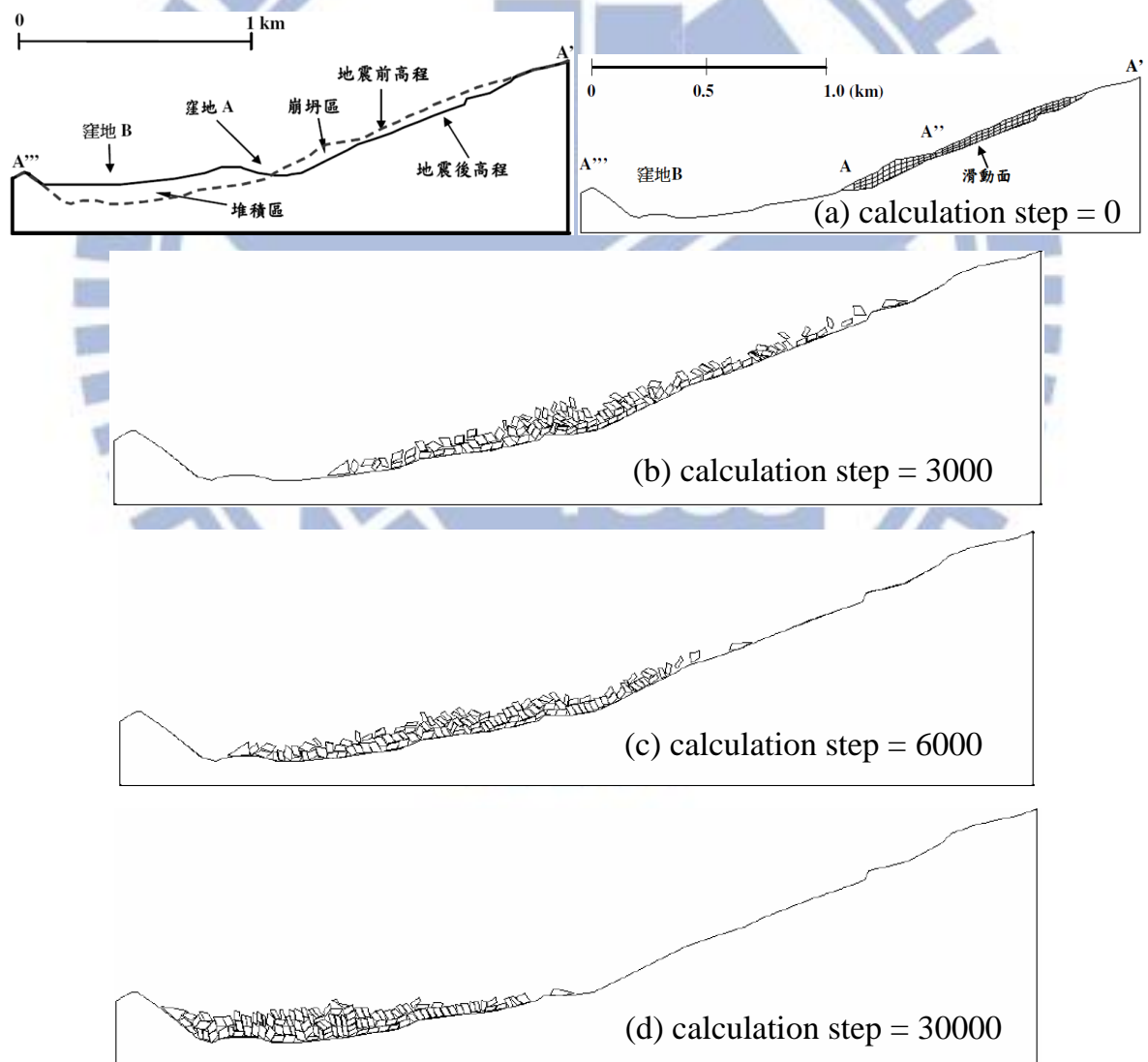


圖 2.25 DDA 模型與模擬過程 (Wu et al., 2005)

## 2.4 PFC 之模擬應用案例

本研究期藉由離散元素之 PFC<sup>3D</sup> 軟體來模擬邊坡崩坍/地滑造成堰塞湖之運動過程以進行影響堰塞湖形成因素之探討，須撰寫程序（編寫流程與程式碼）令 PFC<sup>3D</sup> 運作，方能正確模擬邊坡崩坍/地滑之運動過程。為了驗證程式碼之可行性，乃針對草嶺、九份二山及小林村等文獻資料較為豐富之堰塞湖案例，以進行模擬方法驗證與參數探討，其文獻資料包含崩滑量體、地質材料特性、崩滑體之堆積形態及前人之相關研究等，以利於本研究之模擬結果更為寫實。進一步選擇無詳細調查資料或文獻資料較少之合流坪堰塞湖案例，做為案例重建與影響堰塞湖形成之因素探討，各案例資料與前人研究分別敘述於以下各小節。

### 2.4.1 草嶺

草嶺崩塌地位於濁水溪支流清水溪之上游，距離清水溪與濁水溪之合流點 27 公里。崩塌區內出露地層由老至新分別為：中新世晚期之十六份頁岩與大窩砂岩、上新世錦水頁岩與卓蘭層、更新世階地堆積層，以及全新世之沖積層與崩積層等，其岩性與厚度如表 2.5 所示。此區主要褶皺構造計有草嶺背斜及楓仔崙向斜，斷層構造則有鹿窟斷層、內湖斷層等，其地層走向大致為北 30 至 40 度西範圍內，傾角為 11 至 15 度向西南，歷次大規模山崩主要為沿地層層面發生順向坡滑動之結果。根據文獻記載，截至目前為止草嶺共發生四次大規模崩塌，如表 2.6 所示，並且每次崩塌均形成堰塞湖，最近一次是因為民國 88 年 9 月 21 日上午 1 時 47 分集集發生芮氏地震規模 7.3 地震，經河川局實地勘查之結果顯示，崩塌土層高差於上游面約 50 公尺，而下游面則高達 150 公尺，阻塞區域沿河道上下游約 5 公里，總崩塌土方量約一億二千六百萬立方公尺，堰塞湖蓄水容量約四千三百萬立方公尺，

至 2004 年敏督利颱風造成堰塞湖淤積而消失。

表 2.5 草嶺地區地層一覽表（經濟部水利處，2000）

年代	地層	岩性	厚度（公尺）
全新世	沖積層	泥、砂及礫石	1-50
	崩積層	泥、砂及大小岩塊	1-170
更新世	階地堆積層	泥、砂及礫石	1-10
上新世	卓蘭層	厚層泥質砂岩間夾頁岩或粉砂岩	1000 以上
	錦水頁岩	厚層頁岩與砂質頁岩，偶夾薄層砂岩	80-150
中新世	大窩砂岩段	厚層泥質砂岩間夾薄頁岩	約 1100
	十六份頁岩	厚層頁岩，偶夾薄砂岩	100

表 2.6 草嶺崩塌簡史（經濟部水利處，2000）

堰塞湖次別	崩塌		潰決		崩塌土方量 (m <sup>3</sup> )	蓄水量 (m <sup>3</sup> )	壩寬 <sup>[1]</sup> (m)
	日期	原因	日期	原因			
(1)	1862	地震					
			1875				
			1898	豪雨			
(2)	1941.12.17	地震			1 億 5 千萬	1 億 2 千萬	約 2000
	1942.08.10	豪雨			2 億		
			1951.05.18	豪雨			
(3)	1979.08.15	豪雨			5 百萬	4 千萬	約 2000
			1979.08.24	豪雨			
(4)	1999.09.21	地震			1 億 2 千萬	4 千 3 百萬	約 4815

註 [1]壩寬：依人工壩之定義，將沿河道上下游之方向定義為壩寬。



唐昭榮等人 (2009) 利用 PFC<sup>3D</sup> 模擬草嶺地滑之過程，依堆積地貌來探討滑動面不同的摩擦係數與鍵結強度，不同摩擦係數的模擬結果如圖 2.26 所示，當摩擦係數為 0.1 時，大部分塊體仍停留在清水溪的北岸，僅少部分掉入清水溪河谷；而當摩擦係數小於 0.03 時，大部分塊體都越過清水溪並堆積於倒交山。採用強、中、弱三種鍵結強度做分析，分別為 31.6 MPa、21 MPa 及 10.5 MPa，其結果顯示鍵結破裂行為大致相同，差異在於弱鍵結模型破裂的時間較早，當鍵結破裂達 90% 之強、中、弱模型分別在 17、35、60 秒，且破裂數量與時間呈平滑曲線，可驗證山崩塊體裂解為一連續行為。

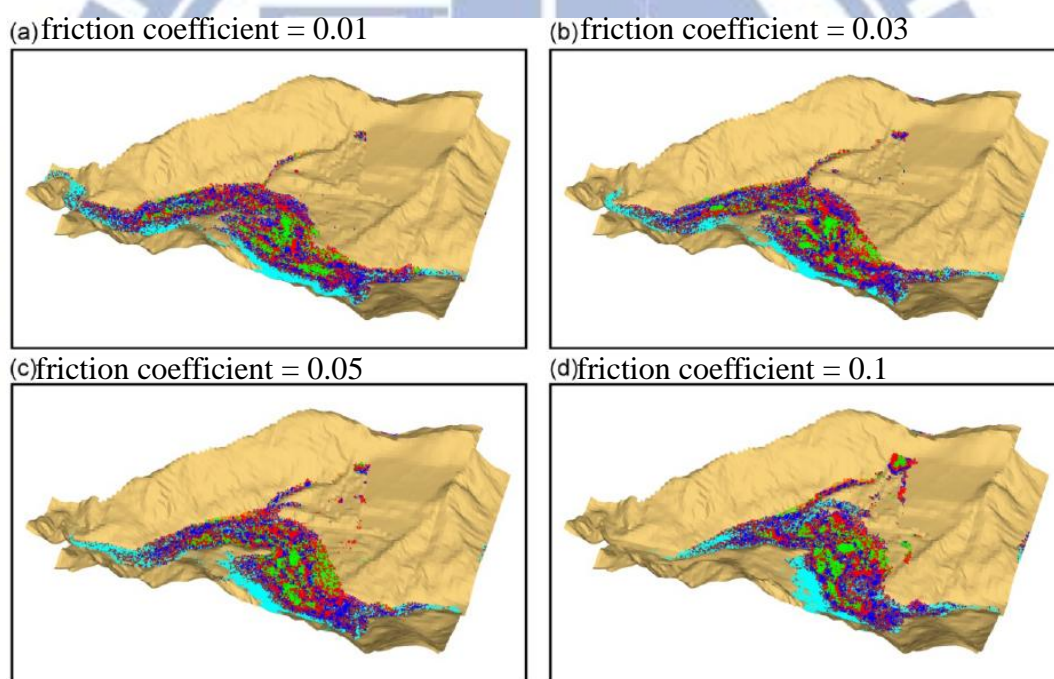


圖 2.26 不同摩擦係數之模擬結果 (唐昭榮等人, 2009)

## 2.4.2 九份二山

九份二山崩塌地位於南投縣國姓鄉南港村之澀仔坑與崁斗山山麓一帶，因 1999 年 9 月 21 日發生集集大地震，造成崁斗山大面積順向坡崩塌，崩塌面積達 195 公頃，崩塌土方量約 3,500 萬立方公尺，並阻塞南港溪上游北坑溪 (木屐欄溪) 支流之韭菜湖溪及澀仔坑溪，

形成韭菜湖溪堰塞湖及澀仔坑溪堰塞湖，如圖 2.27 所示。崩塌區內之地層主要為樟湖坑頁岩層及其下方之石門層；主要構造為南北向之大岸山向斜，軸線約略由滑動體趾部通過，東翼傾斜約 50 度、西翼傾斜約 20 度為不對稱向斜。農委會水保局將崩塌範圍與震災前後之 DTM 資料進行崩塌與堆積區位精算，並進行淹水區位分析如表 2.7 所示：

- (a)崩塌區位面積為 102.5 公頃、土方量為 3,492 萬立方公尺。
- (b)堆積區位面積為 92.5 公頃、土方量為 3,658 萬立方公尺。
- (c)崩塌最大深度約為 60.09 公尺，堆積最大深度約為 96.58 公尺。



圖 2.27 九份二山災後衛星影像（Google Earth，2003）

表 2.7 九份二山淹水區位分析表（水保局，2000）

堰塞湖及其上游集水區	面積 (ha)	堰塞點高程(m)	湖底高程(m)	最深水位(m)	蓄水容量 (m <sup>3</sup> )	湖面面積 (ha)
韭菜湖溪集水區	272.80	585.0	556	29.0	678,000	4.43
澀仔坑溪集水區	382.24	577.5	540	37.5	1,089,700	6.48
合計	655.04				1,767,700	10.91

由於九份二山之崩塌區與堆積區於坡角處有部分重疊，因而無法判斷其崩塌機制為剪裂破壞或拱曲破壞，且於 1999 年集集地震之前並無相關文獻記載，後續才有相關報告及研究。在運動模擬方面之研究，張家瑋（2007）利用 PFC2D 模擬紅葉坪古地滑之滑動，並與集集地震造成之大規模滑動做比較，認為滑動面的摩擦係數是影響滑動後堆積的重要因素。彭健豪（2008）同樣利用 PFC2D 模擬九份二山大規模滑動之歷程與堆積行為，推論該區域曾發生過古地滑事件。唐昭榮（2010）則是利用 PFC<sup>3D</sup> 探討岩石強度、滑動面之摩擦係數和山崩之間的關聯性，模擬結果顯示，不同鍵結強度與塊體運動行為有些許差異，對於堆積範圍之影響不大，而當滑動面的摩擦係數為 0.05 時，塊體滑行距離較遠且顆粒堆積範圍較符合真實狀況，由監測顆粒在此摩擦係數下測得強、中、弱三種強度之最大速度分別為 46.3 m/sec、49 m/sec、51 m/sec，且都位於塊體邊緣。

### 2.4.3 小林村

小林村位於高雄縣甲仙鄉，由於 2009 年 8 月莫拉克颱風夾帶大量豪雨造成小林村東北側的獻肚山突然崩塌，造成小林部落被掩埋的巨災。山崩約發生於 8 月 9 日清晨 6 時，大量土石宣洩而下，部分土石翻越 590 高地流入村落，大部分土石沿山溝向下流入旗山溪並阻塞河道形成堰塞湖，約一小時後堰塞湖潰決，使得小林村受到更大災情。

此區地層由下而上依序為厚質砂岩及泥質頁岩所組成的糖恩山砂岩，由塊狀頁岩為主的鹽水坑頁岩，以及最上層之沖積台地；而主要構造為小林向斜，其東側地層呈東北-西南走向，傾角約為 50 至 60 度之間，西側地層則為西北-東南走向，傾角約為 20 至 30 度之間。

李錫堤（2009）以農林航空測量所測製的災前與災後 DTM 進行比對，結果發現滑動體所占面積約 57 公頃滑動體積約 2,387 萬立方公尺，平均深度約 40 公尺，估計被水沖走之天然壩體積約 1,083 萬立方公尺，而總崩塌體積約為 1,536 萬立方公尺，進一步至現地調查之結果發現，崩落土石混雜著砂岩及頁岩，其直徑約在 1 至 2 公尺，並於標高 590 高地處之山坡有被崩落土石削去的跡象。李昫珊（2011）利用航空照片判釋與現地調查結果顯示，於崩滑路徑上包含 590 高地等被刮除的初始塊體體積約為 223 萬立方公尺，並推估天然壩溢流點高程應介於 411 公尺至 421 公尺之間。

唐昭榮（2010）利用 PFC<sup>3D</sup> 重建小林村山崩地滑之過程，由於崩塌為豪雨所引起，因此其內部的強度與滑動面的摩擦係數因滲水而降低，又地層為較破碎鬆軟之沖積岩層，故採取強度較為軟弱之頁岩，以楊氏模數為 200 MPa 及鍵結強度為 50 kPa 作為微觀參數，進行模擬之結果顯示，若不考慮被刮除之 590 高地塊體，則大多數顆粒會順著山谷流入旗山溪，對小林村落直接的影響較小，進一步將 590 高地移除後的模擬結果顯示，約三分之一的顆粒會經 590 高地進入小林村落，此乃滅村之主要原因，而由監測顆粒所記錄之最大速度約 50 m/sec。

#### 2.4.4 合流坪（五里程）

合流坪位於南投縣信義鄉的濁水溪與萬大溪交會處，該區於民國 97 年 3 月 12 日因濁水溪左岸山坡發生崩塌，土石崩落至河道並造成阻塞而形成堰塞湖。經水利署河川局初步勘查結果，崩落於河道之土石長、寬各約 100 公尺，平均高度約 30 公尺，土石量估計約 120 萬立方公尺，所形成之堰塞湖沿河道長約 2 公里，平均寬度約 120 公尺，水深最深約有 11 公尺，總蓄水量概估為 20 萬立方公尺。由埔里圖幅記載，合流坪之地層由下而上依序為始新世之十八重溪層、達見砂岩、玉山主山層，漸新世之佳陽層，主要地層佳陽層為板岩夾砂岩與粉砂岩薄層且板劈理發達，一般新鮮板岩之單壓強度約為 20 MPa 至 40 MPa，部分含砂質而緻密塊狀者之單壓強度可增至 52 MPa，但是地表附近之岩層容易因風化而沿劈理面裂解，使得岩石強度大大降低，而附近最主要的地質構造為眉溪斷層。

合流坪堰塞湖存在時間非常短暫，同年七月中旬開始連續受到卡玫基颱風、鳳凰颱風及九月的辛樂克颱風、薔蜜颱風之影響（此四個颱風皆有登陸），已將大部分堆積土石沖刷殆盡，而對於災後土石堆積範圍無法精準計算，因此希望透過 PFC<sup>3D</sup> 軟體重建堰塞湖天然壩，經由災前、災後 DEM 劃定之崩塌區可得知塊體初始位置，將參數率定後之微觀參數代入即可進行案例重建，另外，藉由假設塊體體積與位置等不同虛擬案例，可進一步檢討影響堰塞湖形成之崩滑體條件。

#### 2.4.5 其它應用案例

由以上模擬結果顯示，滑落體之堆積形態主要與地形、地貌有較大關係，而摩擦係數會影響到塊體之滑動機制與最後堆積形態，當摩擦係數愈小則塊體愈容易下滑，且往上下游擴散愈遠。羅佳明(2011)利用 PFC<sup>3D</sup> 模擬國道三號順向坡滑動，其模擬結果如圖 2.28 所示，

當摩擦係數 $\leq 0.04$ 時塊體才會向下滑動，而摩擦係數為 0.03 之模擬堆積結果與實際量測之堆積結果較為符合，另外由監測顆粒之速度變化可知，運動初期趾部之運動速度較表層快，當趾部撞擊物體後速度成遞減狀態，而較上層之崩滑體則繼續向對面邊坡運動，並逐漸潰散於兩側車道上。

災後空拍照片(交通部，2010)



災後空拍照片(交通部，2010)



數值模擬成果



數值模擬成果

圖 2.28 國道三號模擬結果與實際狀況之比較 (羅佳明，2011)

蔣志宏 (2007) 利用 PFC2D 模擬土石流案例，驗證分離元素法於土石流分析之可行性，其模型採用兩種不同顆粒尺寸與性質的球來代表泥砂與礫石，粒徑分別為 0.3 m 及 0.03 m，細顆粒數量約為粗顆粒數量之 5 至 20 倍，將固定摩擦角為 17.5 度，僅探討坡度與體積濃度之關係，由模擬結果顯示，坡度愈大礫石滾動距離愈遠且顆粒堆積範圍擴大；在低坡度的情況下，體積濃度較無影響，而體積濃度愈高顆粒堆積範圍愈小。整體而言，塊體下滑之影響程度依序為坡度  $>$  摩擦角  $>$  體積濃度。

## 第三章 研究方法

堰塞湖之形成取決於山崩地滑之滑動體是否堵塞河道，本研究主要透過 PFC<sup>3D</sup> 軟體進行斜坡塊體下滑運動之模擬，以了解堰塞湖形成過程中之塊體滑移路徑，並探討不同地形、地質條件以及材料參數所造成之影響。PFC<sup>3D</sup> 軟體是以牆面與圓球做為模型元件，以連續三角形牆面和顆粒集合體分別做為模型之地形面及岩石塊體，為了符合實際崩滑過程，將利用數值高程模型 (Digital Elevation Model, DEM) 進行全尺度之數值模擬，並進行模擬方法之驗證、微觀參數之探討、堰塞湖案例重建及探討不同塊體體積與位置等虛擬案例對於堰塞湖形成之影響。

### 3.1 塊體運移過程之模擬方法與工具

在山崩運移過程中，岩石塊體會不斷的碰撞並破裂成較小岩塊，是為連續性的變形分離行為，故選用不限制塊體分離行為之離散元素法，本研究所採用之 PFC<sup>3D</sup> 分析軟體即建立在離散元素法的架構上，為離散元素法之創始者 Peter Cundall 所屬之團隊所研發，以下針對離散元素法與分析工具做進一步的介紹。

#### 3.1.1 離散元素法

有鑑於有限元素法在處理問題時需建立在理想的連續體假設條件下，對於許多材料性質不連續的行為分析會有其不足的地方，因此，Cundall 於 1971 年提出離散元素法 (Discrete Element Method, DEM) 的概念，最初用於岩石塊體節理破壞和顆粒性材料之數值分析，直到 1988 年 Hart et al. 才以牛頓第二運動定律及力與位移法完整說明離散元素法之理論，並且被廣泛使用於顆粒流動的模擬上。

離散元素法主要是以元素集合體來模仿現實生活中的真實物體，在計算過程中需要考慮不連續體的材料性質、接觸方式及接觸點的偵測與記錄。所採用之元件性質可分為可變形體及不可變形之剛性體，相對其接觸方式可分為軟性接觸（Soft contacts）及剛性接觸（Hard contacts），若元件碰觸為軟性接觸，則會發生變形並有重疊的情況產生，此時能量會進行傳遞和消耗，並依照力與位移之關係（Force-displacement law）計算其接觸力；反之，若為剛性接觸，則不會發生變形且沒有能量的耗損，（Cundall and Hart，1989）。

根據以上 Cundall 對於離散元素法之描述，其具有下列之特色：

- (1) 顆粒材料允許產生有限度的位移和旋轉，並可使其完全分離。
- (2) 計算過程中可自動偵測新的接觸點，並消除已分離的接觸點。

### 3.1.2 DEM 之模擬工具

Cundall 等人於 1981 年成立 Itasca 公司，隨著離散元素法之理論及程式語言的發展趨於成熟，Itasca 分別於 1984 年與 1988 年發展出二維 Universal Distinct Element Code（UDEEC）及三維 Three Dimensional Distinct Element Code（3DEC）的分析軟體，其模型建立方式主要以多邊形塊體組合而成，並且必須假設塊體之破壞面；隨後又於 1994 年與 1995 年分別發展出 Particle Flow Code（PFC）之二維及三維的分析軟體，其主要以圓盤及圓球之堆疊組合作為數值模型的建立，並且可以讓破壞面自由發展及延伸。

另外，同樣以 DEM 為理論基礎之模擬軟體工具包含 Hustrulid 公司於 1996 年發展出三維的 Chute Maven MATERIAL FLOW MODELING 分析軟體，其主要以圓球為材料物質並結合 AutoCAD 製作滑槽模型，進行傳送帶系統分析；由 John Favier 於 2002 年成立之 DEM Solutions Ltd 所發展出的 EDEM（2005）分析軟體。



## 3.2 PFC<sup>3D</sup> 之概述

本研究所採用之模擬工具為 PFC<sup>3D</sup> 軟體，其模型之建立是透過許多單一元件之圓球 (ball or particles) 和牆面 (wall) 進行組合堆疊而成，並且根據牛頓第二運動定律及力與位移法使得個別顆粒可自由的產生旋轉及位移，且允許原本接觸之相鄰顆粒完全分離，在運算過程中亦可自動偵測新的接觸點，並消除已分離之接觸點。

顆粒與顆粒間之相互關係由鍵結控制，包含平行鍵結 (Parallel bond) 或接觸鍵結 (Contact bond)，可藉由鍵結力的大小使顆粒集合體膠結成較大塊體，當塊體受力或運動時逐漸破裂成相互獨立的顆粒個體，其基本假設有以下幾點：

- (1) 單一顆粒元素視為剛性體。
- (2) 顆粒接觸區域視為一點。
- (3) 顆粒碰觸為軟性接觸，在接觸點允許部分重疊 (overlap)。
- (4) 重疊量是接觸力經由力與位移法計算求得，與顆粒大小無太大關係。
- (5) 鍵結存在於顆粒間的接觸點。
- (6) 全部顆粒皆為圓形，但可經由叢集 (clump) 的方式創造任意形狀的顆粒集合體，且視為可變形的剛性體。

### 3.2.1 PFC<sup>3D</sup> 之運算原理

PFC<sup>3D</sup> 的運算模式是以時階 (time stepping) 的概念為一個計算週期 (calculation cycle)，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，在每個時階一開始，會從已知的顆粒和牆面位置去更新接觸點，再透過力與位移法求得每個接觸

點之接觸力，顆粒經由接觸力作用而產生力與力矩，並依據牛頓第二運動定律計算每個顆粒上所有合力的作用，即可獲得新的速度與位置，此外，若有指定牆面速度，則此時會更新牆面位置，如此重複迭代運算，直到系統收斂而趨於穩定狀態。

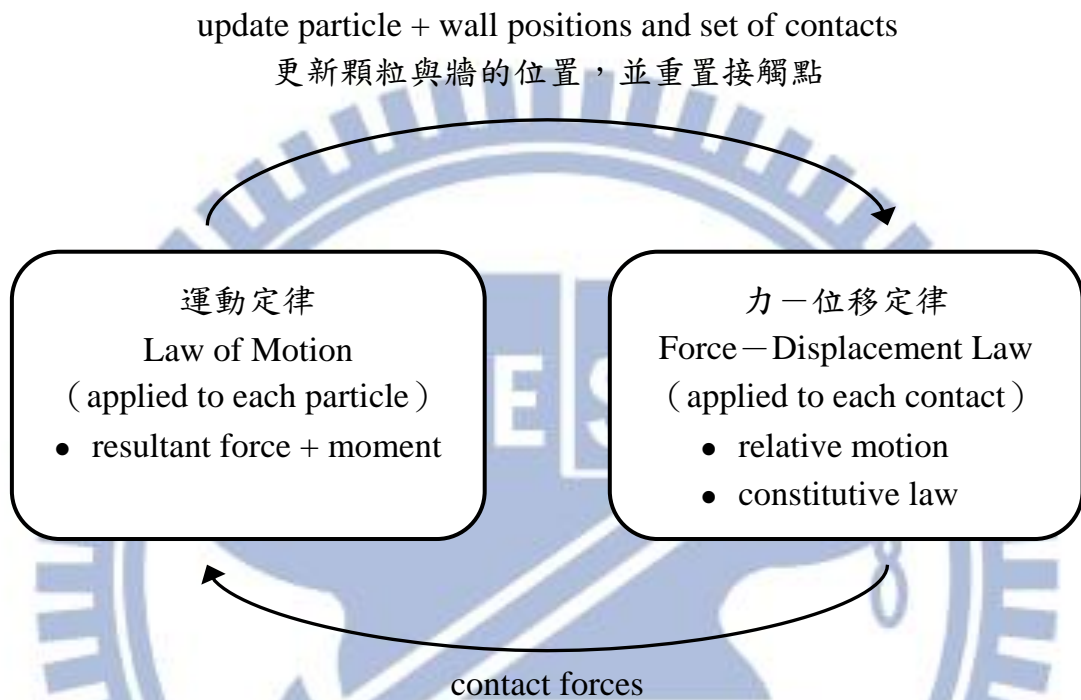


圖 3.1 PFC<sup>3D</sup> 之運算週期

### 3.2.2 PFC<sup>3D</sup> 接觸點之模型

在 PFC<sup>3D</sup> 中藉由不同的接觸模型來描述每個接觸點的組構行為，進而解釋力與位移法的關係，接觸模型可以是標準接觸模式 (contact model)、平行鍵結 (parallel bond) 及阻尼器 (dashpot)，以下將依序說明。

#### 接觸勁度模型 (Contact stiffness model)

接觸勁度影響著接觸力與相對位移之關係，可分為正向勁度 ( $K^n$ ) 與切向勁度 ( $K^s$ )：

$$F_i^n = K^n U_i^n n_i \quad (3.1)$$

$$\Delta F_i^s = -K^s \Delta U_i^s \quad (3.2)$$

在 PFC 程式中，接觸勁度模型依計算方式的不同可分為線性接觸模型（linear contact models）及 Hertz-Mindlin 接觸模型，一般使用線性接觸模型來計算其勁度，可由接觸元件之正向及切向勁度（ $k_n$ 、 $k_s$ ）來定義，將假設相互接觸之元件為串聯，則接觸點之正向勁度與切向勁度可表示為：

$$K^n = \frac{k_n^{[A]} k_n^{[B]}}{k_n^{[A]} + k_n^{[B]}} \quad (3.3)$$

$$K^s = \frac{k_s^{[A]} k_s^{[B]}}{k_s^{[A]} + k_s^{[B]}} \quad (3.4)$$

### 滑動模型（Slip model）

滑動模型屬於接觸點之特定性質，藉由正向力與切向力作用而產生的滑動行為，當沒有正向張力或低於最小切向力則不會發生滑動，另外，除非接觸點有接觸鍵結（contact bond）存在，否則滑動模型隨時發生作用。滑動模型由接觸點之摩擦係數（ $\mu$ ）定義，摩擦係數之決定是由兩個接觸元件中取相對較小的值，滑動行為的發生機制是由切向力（ $|F_i^s|$ ）與正向力求得之最大允許切向力做比較：

$$F_{max}^s = \mu |F_i^n| \quad (3.5)$$

當  $|F_i^s| > F_{max}^s$ ，則在下一個計算週期會發生滑動行為，並且設定  $F_i^s = F_{max}^s$ 。

## 鍵結模型 (Bonding model)

PFC<sup>3D</sup> 允許在顆粒接觸時以鍵結模型將顆粒結合在一起，當鍵結生成後會一直存在到破壞為止，鍵結模型可分為接觸鍵結 (contact bond) 及平行鍵結 (parallel bond)，如同在兩個顆粒間加入一種膠結作用。接觸鍵結僅作用於接觸點上，而平行鍵結以彈性之圓柱體連結於兩個顆粒之間，如圖 3.2 所示。

鍵結只存在於顆粒與顆粒之間，顆粒與牆面之間無法產生鍵結，兩者皆可傳遞作用力並以正向及切向勁度之彈簧表示，其力與位移之行為模式如圖 3.3 所示。兩者差異在於：

- (1) 接觸鍵結與滑動模型不能同時存在，反之，平行鍵結可與滑動模型同時存在。
- (2) 平行鍵結除了可傳遞力之外，亦可傳遞力矩。

本研究所模擬之滑移問題，不僅僅考慮塊體破裂之行為，同時需要考慮摩擦係數之影響，平行鍵結除了可傳遞力與力矩，同時又可以考慮到滑動模型之摩擦係數的影響，故本研究以平行鍵結模式做為顆粒之膠結作用。

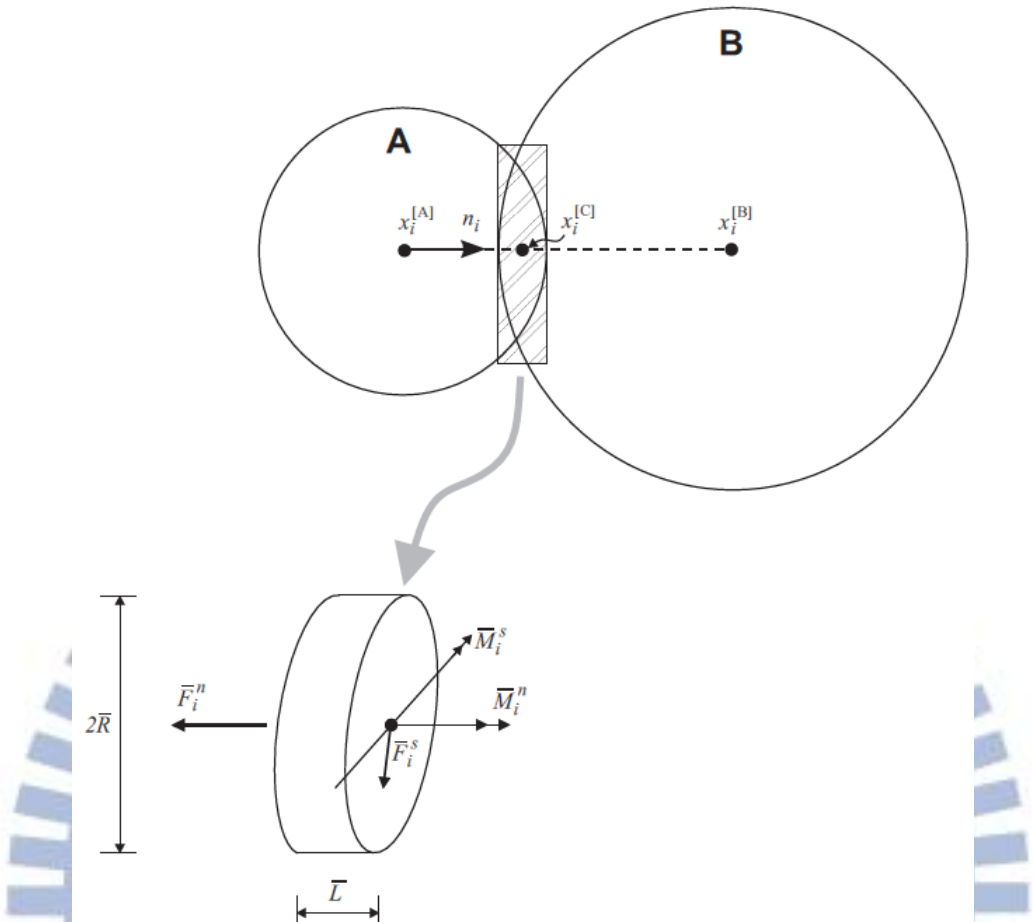
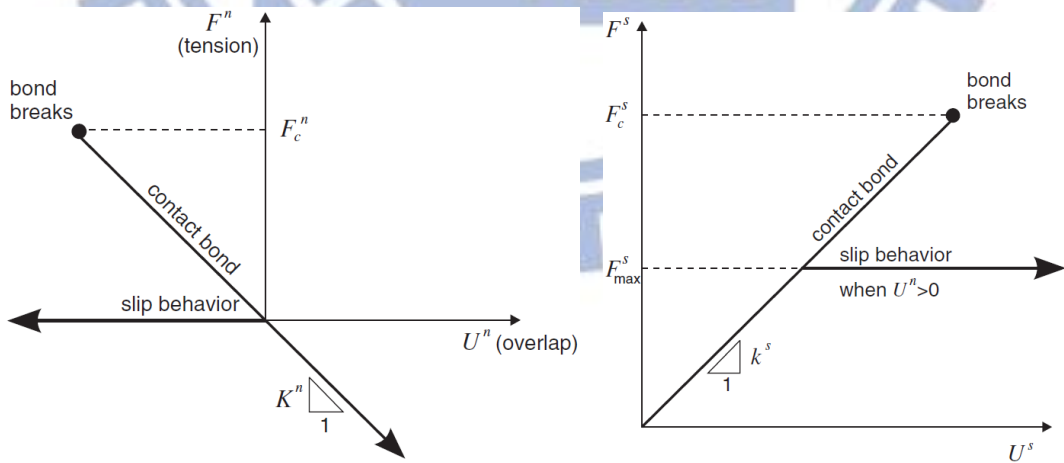


圖 3.2 平行鍵結之示意圖



(a) 接觸力之正向分量

(b) 接觸力之切向分量

圖 3.3 力與位移在接觸點之行為

由圖 3.2 所示，可將平行鍵結上的正向及切向分量之力與力矩做加總，如式(3.6)及式(3.7)，若以純量表示則為式(3.8)及式(3.9)：

$$\bar{F}_i = \bar{F}_i^n + \bar{F}_i^s \quad (3.6)$$

$$\bar{M}_i = \bar{M}_i^n + \bar{M}_i^s \quad (3.7)$$

$$\bar{F}_i = (\bar{F}_j n_j) n_i = \bar{F}^n n_i \quad (3.8)$$

$$\bar{M}_i = (\bar{M}_j n_j) n_i = \bar{M}^n n_i \quad (3.9)$$

當平行鍵結形成時， $\bar{F}_i$ 、 $\bar{M}_i$  初始值為 0，之後每個時階彈性力和力矩的增量會因為顆粒接觸點的相對位移和旋轉增量而增加，並累加至  $\bar{F}_i$  和  $\bar{M}_i$ ，彈性力在每個時階的增量為：

$$\Delta \bar{F}_i^n = (-\bar{k}^n A \Delta U_i^n) n_i \quad (3.10)$$

$$\Delta \bar{F}_i^s = -\bar{k}^s A \Delta U_i^s \quad (3.11)$$

而力矩在每個時階的增量為：

$$\Delta \bar{M}_i^n = (-\bar{k}^s J \Delta \theta_i^n) n_j \quad (3.12)$$

$$\Delta \bar{M}_i^s = -\bar{k}^n I \Delta \theta_i^s \quad (3.13)$$

其中  $\Delta U_i = V_i \Delta t$ 、 $\Delta \theta_i = (\omega^{[B]} - \omega^{[A]}) \Delta t$ ， $\bar{k}^n$ 、 $\bar{k}^s$  為平行鍵結之正向及切向勁度，A 為鍵結之橫切面積， $A = \pi \bar{R}^2$ ；J 為鍵結橫切面之極貫性矩， $J = \pi \bar{R}^4 / 2$ ；I 為通過接觸點且方向為  $\Delta \theta_i^s$  之貫性矩， $I = \pi \bar{R}^4 / 4$ 。

經由力與力矩作用後可得平行鍵結之最大伸張應力和剪應力為：

$$\sigma_{max} = \frac{-\bar{F}^n}{A} + \frac{|\bar{M}_i^s|}{I} \bar{R} \quad (3.14)$$

$$\tau_{max} = \frac{|\bar{F}_i^s|}{A} + \frac{|\bar{M}^n|}{J} \bar{R} \quad (3.15)$$

當顆粒間的伸張應力大於鍵結之容許正向強度 ( $\sigma_{max} \geq \bar{\sigma}_c$ )，或是剪應力超過抗剪強度 ( $\tau_{max} \geq \bar{\tau}_c$ ) 時，則平形鍵結斷裂。

### 阻尼器 (Dashpot)

模擬過程中主要透過摩擦滑動使能量耗損，但若是只有摩擦滑動的存在，則無法在合理的計算週期內達到穩定平衡，PFC<sup>3D</sup> 使用局部阻尼 (local damping) 和黏滯阻尼 (viscous damping) 來消散動能。局部阻尼作用於每一個顆粒並使其產生阻尼力，且與不平衡力的大小成正比，而黏滯阻尼作用於每個接觸點，並且與接觸模型平行存在，兩者之初始預設值分別為 0.7 與 0。

在建立模型時，局部阻尼可使滑動塊體快速達到平衡狀態，但是當其應用於與重力相關的問題時，即使沒有受到外力作用也會造成能量耗損，導致重力加速度或其他作用力的大小改變等不合乎實際狀況的情形發生，因此本研究在模擬塊體運動過程時，將局部阻尼設為零，並開啟黏滯阻尼來使動能消散，進一步針對黏滯阻尼進行參數探討。

當黏滯阻尼產生作用時，在每個接觸點上會產生正向與切向之阻尼器 (dashpot)，如圖 3.4 所示，其阻尼力 ( $D_i$ )，與兩元件 (顆粒與顆粒或顆粒與牆面) 之相對速度差 ( $V_i$ ) 成正比 ( $i=n$  代表正向， $s$  代表切向)：

$$D_i = c_i |V_i| \quad (3.16)$$

其中  $c_i$  為阻尼常數，其值並不能直接指定，需透過臨界阻尼比 ( $\beta_i$ ) 來換算求得：

$$c_i = \beta_i c_i^{crit} \quad (3.17)$$

$c_i^{crit}$  為臨界阻尼常數，可表示為：

$$c_i^{crit} = 2m\omega_i = 2\sqrt{mk_i} \quad (3.18)$$

其中  $\omega_i$  為物體在無阻尼作用下之自然頻率， $k_i$  為接觸點之正向及切向勁度， $m$  為系統之有效質量，在顆粒與顆粒接觸情況下，有效質量為此兩顆粒之平均質量，而在顆粒與牆面接觸情況下，有效質量為顆粒質量。

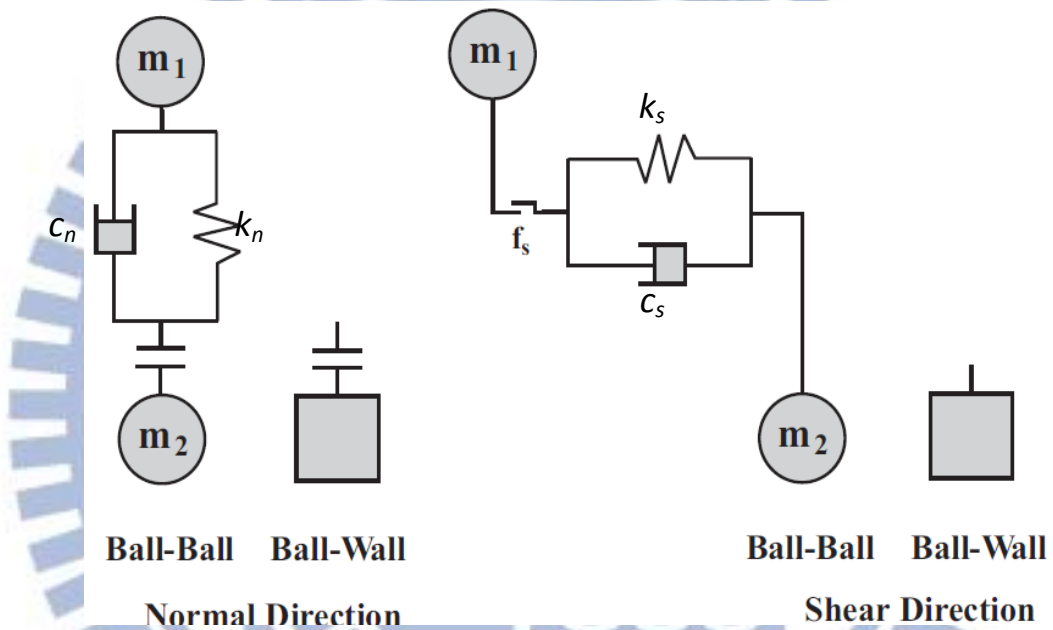


圖 3.4 阻尼與勁度示意圖

阻尼常數藉由臨界阻尼比 ( $\beta_i$ ) 來描述其特性，當  $\beta=1$  代表系統處於臨界阻尼的狀態，可以最快速度達到完全消能；當  $\beta<1$  代表系統會以來回震盪的方式消耗能量；當  $\beta>1$  代表系統之能量耗損會呈現指數衰減，在本研究之微觀參數設定中，僅參考文獻資料輸入合適阻尼係數。

在阻尼器的作用下，每個時階 (time step) 接觸點的正向與切向勁度，主要是運用 Belytschko 於 1983 年所提出之接觸消能計算式 (3.19)，其中， $k_{i+1}$  為下一個時階內的正向或切向勁度； $\alpha$  為安全因子，預設值為 1； $k_i$  為此時階之接觸勁度； $c_i$  為阻尼常數； $\Delta t_0$  為元素



接觸時間，即該時階之時間。

$$k_{i+1} = \alpha \frac{k_i}{\left( \sqrt{1 + \left[ \frac{c_i}{2 \times k_i \times \Delta t_0} \right]^2} - \frac{c_i}{2 \times k_i \times \Delta t_0} \right)^2} \quad (3.19)$$

### 3.2.3 微觀與巨觀參數之對應

經由上述 PFC<sup>3D</sup> 軟體之介紹，模型建立需要設定之微觀參數主要包含顆粒與牆面之勁度、摩擦係數，顆粒之尺寸大小、密度，顆粒集合體之孔隙率，運動系統之阻尼比，以及鍵結之勁度、強度等，如表 3.1 所列。

表 3.1 微觀參數表

分類	參數名稱	符號
顆粒性質 (ball)	顆粒半徑 (rlo~rhi)	R
	摩擦係數 (bl_fric)	$\mu$
	顆粒密度 (bl_density)	$\rho$
	集合體之孔隙率 (porosity)	n
	顆粒勁度 (bl_kn, bl_ks)	$k_n, k_s$
牆面性質 (mountain face)	牆面勁度 (mt_kn, mt_ks)	$k'_n, k'_s$
	摩擦係數 (mt_fric)	$\rho'$
平行鍵結 (parallel bond)	鍵結半徑放大因子 (pb_rad)	$\bar{\lambda}$
	鍵結勁度 (pb_kn, pb_ks)	$\bar{k}_n, \bar{k}_s$
	鍵結強度 (pb_ns, pb_ss)	$\bar{\sigma}, \bar{\tau}$
運動系統	黏滯阻尼比 (vis_dn, vis_ds)	$\beta_n, \beta_s$

微觀參數有一部分可以直接利用現地調查和室內試驗求得之巨觀參數，如顆粒粒徑、密度、孔隙率等，另一部分可經由理論公式換

算求得，並模擬岩石單軸壓縮試驗進行微調，使模擬結果符合巨觀之單壓強度，其做法於 3.3.2 小節詳細說明。為了簡化模型複雜度，將牆面勁度與顆粒勁度設為一樣 ( $k_i = k'_i$ )，顆粒與鍵結之勁度可由公式推導之結果，如式 (3.19) 至式 (3.22) 所示，將巨觀之楊氏模數和顆粒平均粒徑代入求得。

$$k_n = 4 \times R \times E \quad (3.20)$$

$$k_s = \frac{k_n}{k_n/k_s} \quad (3.21)$$

$$\bar{k}_n = \frac{\bar{\lambda} \times k_n}{\pi(\bar{\lambda} \times R)^2} \quad (3.22)$$

$$\bar{k}_s = \frac{\bar{k}_n}{\bar{k}_n/\bar{k}_s} \quad (3.23)$$

其中  $k_n/k_s$  和  $\bar{k}_n/\bar{k}_s$  為顆粒和鍵結的正向和切向勁度之比值，PFC<sup>3D</sup> 手冊之建議值為 2.5； $\bar{\lambda}$  為鍵結與兩端較小顆粒之半徑比，將其設定為 1；黏滯阻尼比將參考 Giani (1992) 進行現地試驗所得之回彈係數，經由式 (2.8) 轉換，如表 3.2 所列，選擇較符合現場狀況之阻尼參數進行設定。摩擦係數、鍵結強度及黏滯阻尼由不同的參數組合會有不同的結果，因此將進行參數探討。

表 3.2 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

### 3.3 邊坡地滑之模型建立

本研究利用 PFC<sup>3D</sup> 軟體建立邊坡地滑之模型，為了符合實際地形面，將利用數值高程模型（Digital Elevation Model，DEM）進行全尺度之數值模擬，模型建立之過程如圖 3.5 所示。



圖 3.5 模型建立之流程圖

首先必須取得該區域之災前、災後 DEM，經由兩者之高程差做為崩塌區與堆積區的劃定並決定滑動面的深度，而 DEM 之取得可利用國立交通大學防災中心之 3D 立體工作站，將航空照片立體對進行數值高程轉換，之後利用 ArcGIS 將高程資料轉成 PFC<sup>3D</sup> 容易讀取之格式，最後完成之模型如圖 3.6 所示；下一步，必須對塊體顆粒之微觀參數進行率定，利用災後調查資料或災前相關資料之巨觀參數進行轉換，並透過模擬岩石單軸壓縮試驗予以校正；最後，將建製完成之模型進行塊體下滑模擬，並針對模擬結果進行分析與討論。

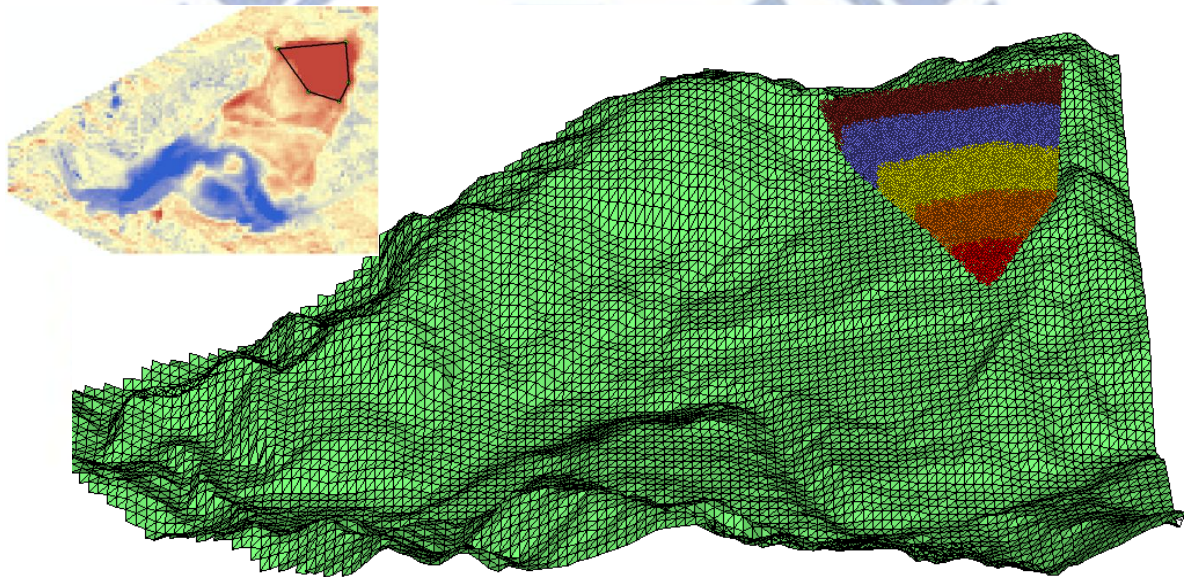


圖 3.6 PFC<sup>3D</sup> 建製之模型（以草嶺為例）

### 3.3.1 DEM 之建製

國立交通大學防災中心內部設有立體工作站，可將航照立體對或正射影像之檔案讀入電腦，透過螢幕顯示立體影像並進行判釋，另可存成數值地形模型，其製作過程如圖 3.7 所示。

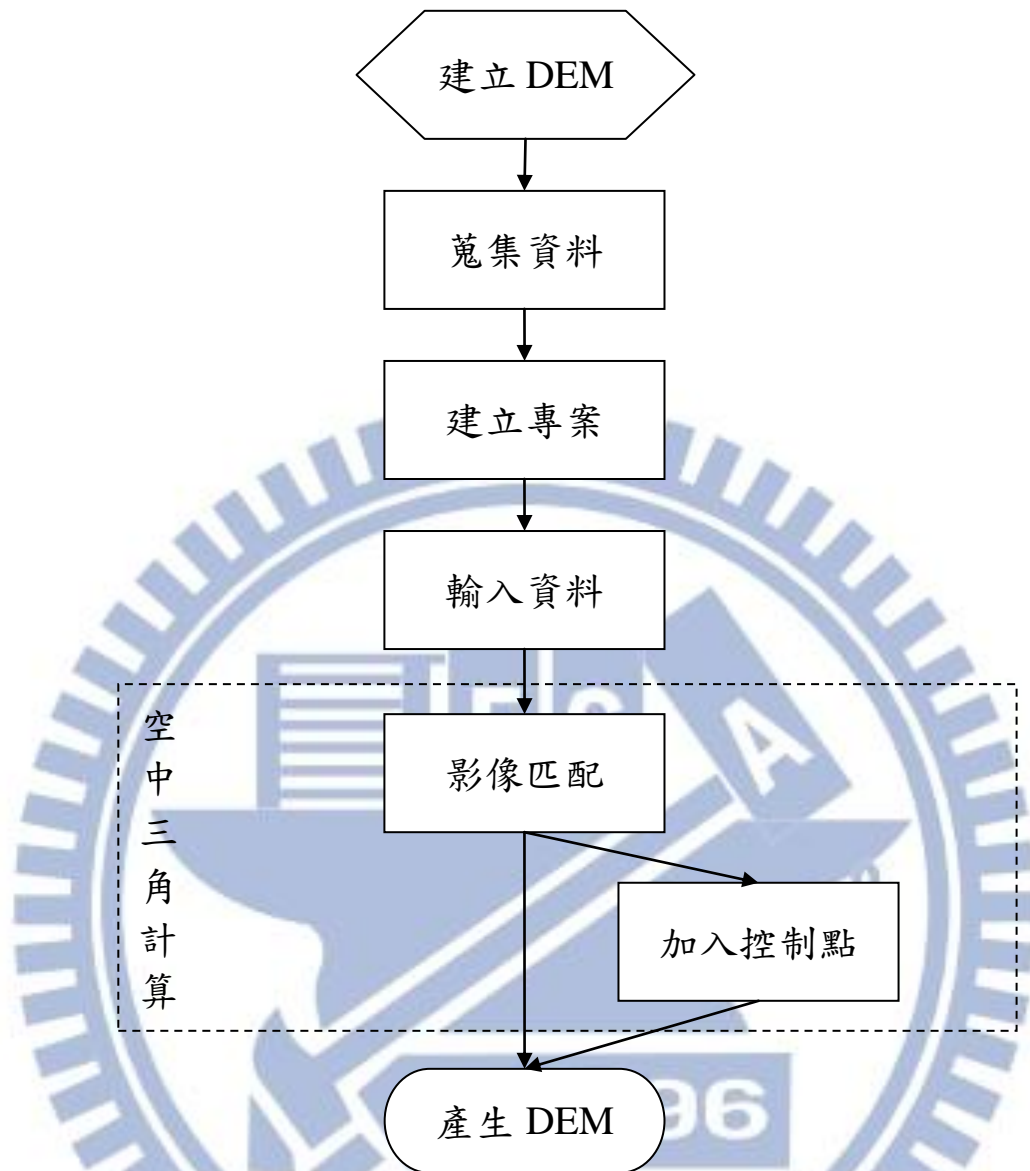


圖 3.7 DEM 建製流程圖

首先必須取得基本資料，包含：

- (1) 航照：航照立體對之重疊率需大於 60%，若有其他航帶，則航帶間的重疊率需大於 30%。
- (2) 外方位參數：包含相片中心的座標 (x、y、z) 及 x、y、z 三軸之旋轉角 ( $\omega$ 、 $\phi$ 、 $\kappa$ )。
- (3) 相機率定參數：主要有相機焦距 (Focal length)、透鏡畸變差 (Fiducial mark) 及相片大小，若是數位相機則需有像元尺寸。

(4) 地面控制點：由於使用之航照資料為歷史資料，無法在拍攝前做現場佈點，因此使用農林航空測量所提供之相片基本圖作為控制點選取之依據。

接著利用 SOCET SET 或 SOCET GXP 等軟體進行專案建立，其中 SOCET SET 軟體主要在處理 ADS40 所拍攝之影像，其相機參數等資料已記錄在 sup 檔案中，在影像處理前只需讀入 sup 檔案即可，而 SOCET GXP 軟體則處理其它相機所拍攝之影像，在影像處理前需輸入相片資料、外方位參數及相機率定參數。

當相關資料輸入電腦後，作業軟體會進行空中三角計算，首先會自動偵測兩張影像上相同的點位，再根據影像的種類選擇是否使用控制點。傳統相機只提供相片之中心座標 ( $x$ 、 $y$ 、 $z$ )，因此必須加入控制點以求得  $x$ 、 $y$ 、 $z$  三軸之旋轉角 ( $\omega$ 、 $\phi$ 、 $\kappa$ )，而目前農林航空測量所多使用 ADS40 或 DMC 拍攝數位影像，並提供完整的外方位參數，故不使用控制點。在空中三角計算過程中會得到均方根值 (Root Mean Square, RMS)，做為程式結束與否的判斷值，當 RMS 小於 1 個像元，則結束計算。

最後將螢幕呈現之立體影像以  $1m \times 1m$  的網格作為採樣點，計算樣本點位座標及高程，即可產生數值地形模型。

### 3.3.2 微觀參數之率定

岩石塊體的參數可藉由物性試驗取得，包含岩相分析、礦物含量分析、消散耐久試驗、直剪試驗、單壓試驗、三軸試驗等，本研究著重於塊體運移行為及最後堆積形態，塊體之抗壓強度為主要參考數據之一，但其物理性質無法在 PFC<sup>3D</sup> 模型中直接設定，故需藉由微觀參數之假設進行模擬單壓試驗，並與調查報告之單壓試驗做比較，其參數率定流程如圖 3.8 所示。

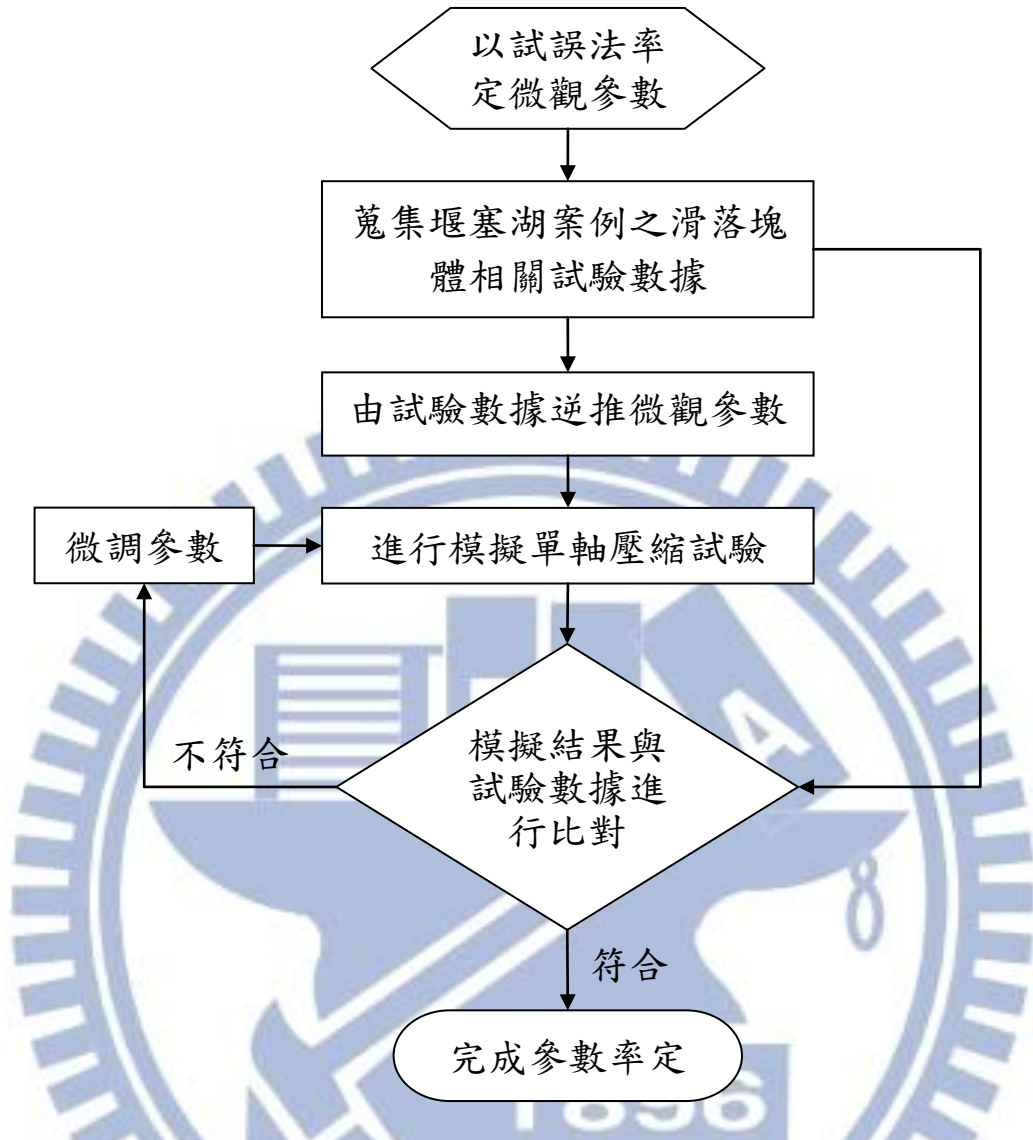


圖 3.8 參數率定流程圖

PFC<sup>3D</sup> 軟體有提供模擬單壓試驗之程式，其參數設定包含顆粒、牆面及鍵結之正向和切向勁度、顆粒之密度、平行鍵結之正向及切向強度、摩擦角或摩擦係數等，以上參數之假設可直接引用試驗報告或進一步由式 (3.20) 至式 (3.23) 逆推求得，最後將單壓試驗模擬結果與試驗報告做比對，其模擬測試結果如圖 3.9 所示，並將利用表 3.3 做為記錄用表。

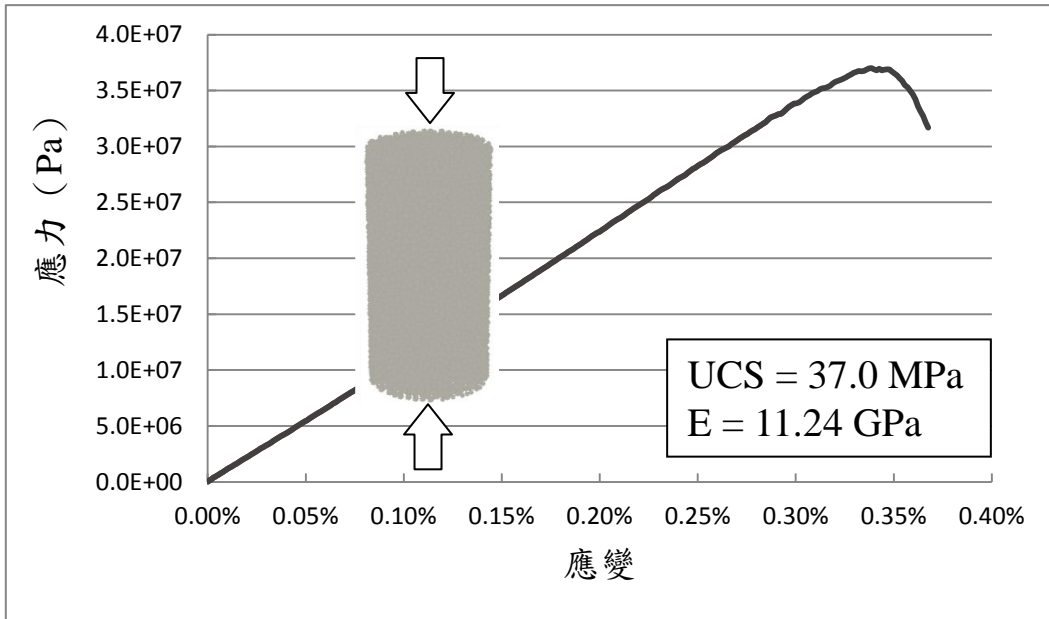


圖 3.9 模擬單壓試驗之測試成果圖

表 3.3 模擬單壓試驗之結果比較表

試驗報告		微觀參數設定	
楊氏模數 (GPa)	E	Radius	R
		Density	$\rho$
尖峰強度 (MPa)	$q_u$	Porosity	n
		friction	$\tan(\phi)$
殘餘摩擦角	$\phi$	$k_n = k'_n$	$4 \times R \times E$
模擬結果		$k_s = k'_s$	$k_n/2.5$
楊氏模數 (GPa)	E'	pb_kn ( $\bar{k}_n$ )	式 (3.22)
		pb_ks ( $\bar{k}_s$ )	$\bar{k}_n/2.5$
尖峰強度 (MPa)	$q'_u$	pb_strength	測試、微調



### 3.4 模擬試驗規劃

斜坡塊體下滑運動之模擬方法建立完成後，將針對文獻資料較為豐富之堰塞湖案例來驗證程式碼之可行性與其參考價值，驗證案例包含草嶺、九份二山及小林村，並同時探討微觀參數之影響。進一步可用來重建文獻記載資料較少之老堰塞湖，如合流坪，由於老堰塞湖記載資料較少，僅能以災前及災後之 DEM 進行判釋，而由模擬結果進行討論。另外，可探討不同崩落塊體條件對於天然壩堆積形態之影響，包含滑坡塊體所在滑動面之位置高低，以及體積大小不同等虛擬條件，其試驗規劃如下：

#### (1) 模擬方法之驗證-草嶺、九份二山及小林村

利用調查報告較為完整之堰塞湖案例進行模擬方法之驗證，並探討不同的摩擦係數、鍵結強度、黏滯阻尼係數之影響，以不同參數組合之模擬堆積型態與災前、災後 DEM 之堆積範圍做比對。

#### (2) 重建老堰塞湖-以合流坪為例

由於台灣山區山高坡陡，時常有山崩地滑堵塞河道之情形發生，而又常常因為降雨、河流流量等天然因素使得天然壩存在時間很短，或是因為安全考量，以人為方式進行疏濬工程，導致天然壩體沒有被記錄下來，因此，希望透過模擬的手段，來推估天然壩可能形成之型態，而模擬之結果可進一步做為堰塞湖潛感分析所需之潛感因子。

#### (3) 虛擬案例之探討-以合流坪為例

山崩因子是形成堰塞湖之重要因素，不同的山崩條件所造成之塊體堆積型態會有所不同，因此，藉由合流坪山崩歷史，探討滑落塊體之不同位置與滑落量體所造成之堆積型態，並透過河流

流量與塊體體積之入河量做比對，可進一步評估滑落塊體是否堵塞河道形成堰塞湖。

本研究建立之模型，將選擇適當顆粒數與位置作為代表塊體滑動行為之感測球，其設置原則為盡量使感測球均勻分佈於整個塊體，編號方式為從上到下、從左到右依序排列，每個位置又可分為表層（上-紅色）、淺層（中-黃色）、深層（下-褐色）三顆球，其編號為 a、b、c，如圖 3.10 所示，在模擬過程中，記錄感測球隨時間變化之位置(x、y、z)、鍵結破壞數量、顆粒進入河道之體積，以及塊體下滑模擬結束後記錄顆粒堆積型態，最後透過圖、表做進一步的分析比較。

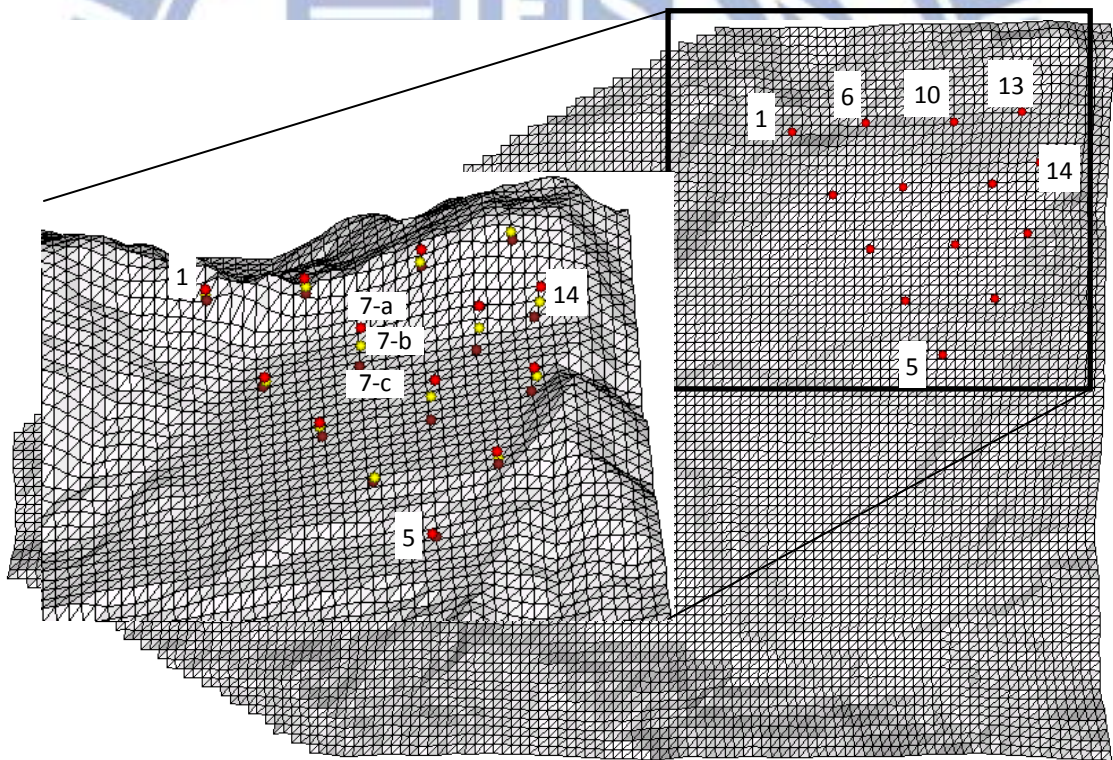


圖 3.10 感測球之選定（以草嶺為例）

## 第四章 模擬方法測試及驗證

本研究將以草嶺、九份二山及小林村等堰塞湖案例進行模擬方法之驗證，並探討微觀參數之影響。首先進行參數率定，由相關調查報告或文獻資料所列之巨觀參數，經式(3.20)至式(3.23)可初步轉換成對應之微觀參數，藉由 PFC<sup>3D</sup> 軟體內建之單軸壓縮模擬試驗進行參數微調，使微觀參數對應之巨觀參數能與實際狀況相近。接著撰寫程式碼，再以 PFC<sup>3D</sup> 軟體將崩滑模型建製完成，並以三個實際案例來驗證模擬方法，以及探討摩擦係數及鍵結強度等微觀參數之影響。本章僅以草嶺堰塞湖案例做展示，其餘案例呈現於附錄。

### 4.1 草嶺案例之參數率定

依據經濟部「九二一地震草嶺崩塌地處理報告」之鑽探資料與岩石力學試驗得知，草嶺地滑之岩石塊體與滑動面主要為卓蘭層砂頁岩互層，其單壓強度介於 28.6~48.0 MPa 之間，由直接剪力試驗得知，卓蘭層頁岩的原狀層面岩樣之殘餘強度 ( $c_r$ ) 為 0 kg/cm<sup>2</sup>，殘餘摩擦角 ( $\phi_r$ ) 為 17~30 度；卓蘭層砂岩的原狀層面岩樣之殘餘強度 ( $c_r$ ) 為 0 kg/cm<sup>2</sup>，殘餘摩擦角 ( $\phi_r$ ) 為 31 度，以保守估算將採用殘餘強度為 17 度。靜彈試驗結果如表 4.1 所示，採用之巨觀參數包含單位重為 2600 kg/m<sup>3</sup>，彈性模數 (E) 為 11.25 GPa，代入式(3.20)至式(3.23)即可初步獲得顆粒與鍵結之勁度，進一步藉由模擬單壓試驗來微調勁度與鍵結強度等微觀參數，使其與對應之巨觀參數相近，單壓試驗模擬結果如表 4.2 及圖 4.1 所示，由結果可知在鍵結強度為 40 MPa、60 MPa、80 MPa 的條件下所對應之單壓強度為 24.5 MPa、37 MPa、49.4 MPa。

參數率定最主要目的是盡量讓微觀參數所對應之巨觀參數能與實際狀況相近，並非影響整體塊體下移運動之主要因素。在率定過程

中可觀察模擬單軸壓縮試驗之結果與試體大小有關，而試體大小又牽涉到顆粒尺寸與顆粒數量，PFC<sup>3D</sup> 手冊範例為試體直徑約為顆粒半徑之 20 倍，試體之顆粒總數約為 6,000 顆，當試體變大、顆粒數變多時，單壓強度與楊氏模數會降低，將試著調整顆粒數與試體體積使單壓強度與楊氏模數趨於穩定，由測試結果得知，試體直徑約為顆粒半徑 25~30 倍或試體顆粒總數約為 10,000 顆以上較為理想。

表 4.1 卓蘭層砂頁岩互層之岩石靜彈試驗結果表

孔號	深度 (m)	單位重 (t/m <sup>3</sup> )	含水量 (%)	彈性模數 (GPa)	包生比	破壞應力 (MPa)	破壞模式
B-2	32.6~33.0	2.58	2.1	10.54	0.38	24.9	沿完整岩心破壞
B-2	33.6~34.0	2.61	2.1	11.96	0.25	25.7	沿完整岩心破壞
平均值		2.595	2.1	11.25	0.315	25.3	

表 4.2 草嶺模擬單壓試驗之結果比較表

試驗報告		微觀參數設定	
楊氏模數 (GPa)	11.25	Radius	6.4~9.6
		Density	2600
單壓強度 (MPa)	28.6~48.0	Porosity	0.39
		friction	tan(17°)
殘餘摩擦角	17°	$k_n = k'_n$ (N/m)	3.8e11
模擬結果		$k_s = k'_s$ (N/m)	1.52e11
楊氏模數 (GPa)	11.245	pb_kn ( $\bar{k}_n$ ) (N/m)	1.89e9
		pb_ks ( $\bar{k}_s$ ) (N/m)	7.56e8
單壓強度 (MPa)	24.5、37.0、49.4	pb_strength (MPa)	40、60、80

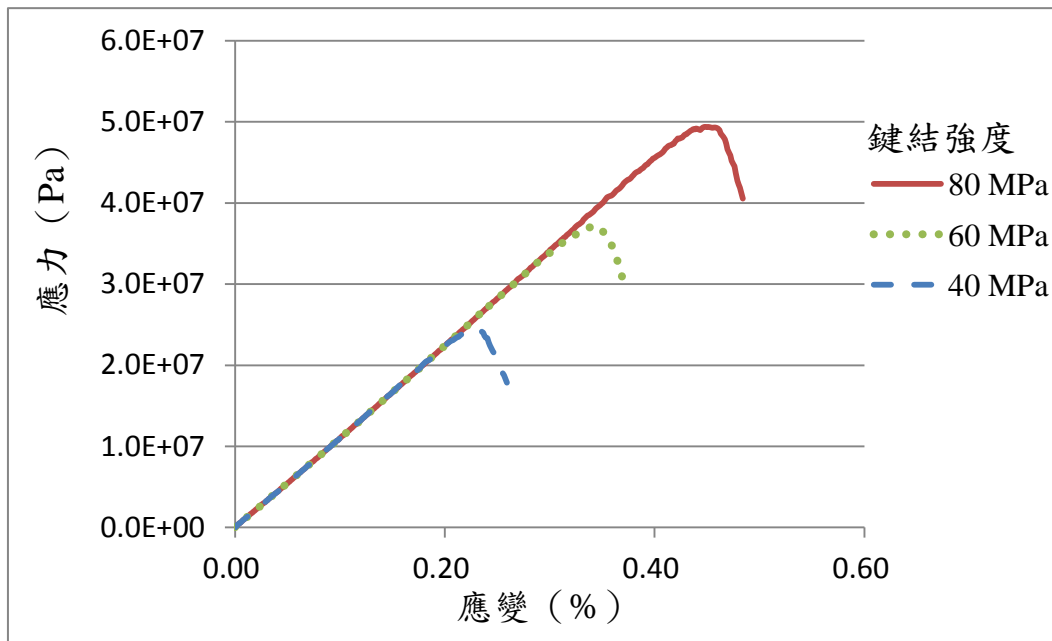


圖 4.1 草嶺案例之單壓試驗模擬結果

## 4.2 模型建製

首先取得堰塞湖案例之災前、災後 DEM，透過 ArcGIS 進行崩塌區與堆積區之判釋，將災後 DEM 高程與災前 DEM 高程相減即可得該區域之崩塌區與堆積區，其中負值為崩塌區，以暖色系顏色表示；正值為堆積區，以冷色系顏色表示，如圖 4.2 至圖 4.4 所示，圖中黑線所圈之區域是將崩塌區簡化並作為模型之滑落塊體範圍，由於崩塌區經過簡化，在非主崩塌區或滑移路徑上沿途刮除之塊體皆忽略，如圖 4.2 綠線所圈之區域，其體積約為 800 萬立方公尺，模型所建製之塊體體積會小於實際崩塌體積。

由圖 4.4 可知，小林村對岸山區多為冷色系顏色，代表為堆積區，但由航空照片進行檢核，該區其實並無土石堆積，由此推斷，該 DEM 之製作精度不夠準確，或是航照受到陰影等不可抗拒之因素所影響。另外，由李錫堤（2009）現地調查之結果與唐昭榮（2010）之研究皆

顯示，小林村案例之塊體滑動受到 590 高地影響甚大，在模型建製過程中將一併進行重建。

模型之建立是以災前 40×40 公尺之 DEM 作為堆積區底部之牆面，而崩塌區與滑動面則是以災後 40×40 公尺之 DEM 為底牆，由於空間中任意四個頂點不一定共平面，故將底牆以三角形面組合而成，草嶺模型東西長為 4,780 公尺，南北長為 3,180 公尺，共計 17,745 個三角形面；九份二山模型東西長為 2,660 公尺，南北長為 2,620 公尺，共計 6,995 個三角形面；小林村模型東西長為 5,870 公尺，南北長為 3,890 公尺，共計 13,187 個三角形面。

滑落塊體範圍係依據崩塌區做簡化，並以崩塌區之平均厚度作為塊體初始厚度，再微調塊體厚度以達到真實崩塌量。首先將建立以滑落塊體範圍為底與邊界高程差為高之多邊形柱體，如圖 4.5 所示，再以 DEM 之底牆與簡化之塊體上邊界將多邊形柱體切割為模型之滑落塊體，如圖 4.6 所示，最後將暫存之牆面刪除，並使塊體上色即完成模型建製(圖 4.7)，草嶺、九份二山及小林村之模型如圖 4.8 至圖 4.10 所示，其模型之顆粒尺寸、顆粒數量及崩塌總體積如表 4.3 所示，其中模型崩塌量體之計算方式由顆粒尺寸與顆粒數量決定，以平均顆粒半徑求得單一顆粒之體積，與製造之顆粒數量乘積即為崩塌體之固體體積 ( $V_s$ )，再除以原本預設之孔隙率即可求得崩塌體體積，並與實際崩塌量體做比較。模型建製之崩塌體體積為緊實之顆粒集合體，當塊體下滑後會因顆粒鬆散而增加一至二成以上之體積，若將實際崩塌量體扣除增加之體積，則與模型建製之崩塌體體積相近。

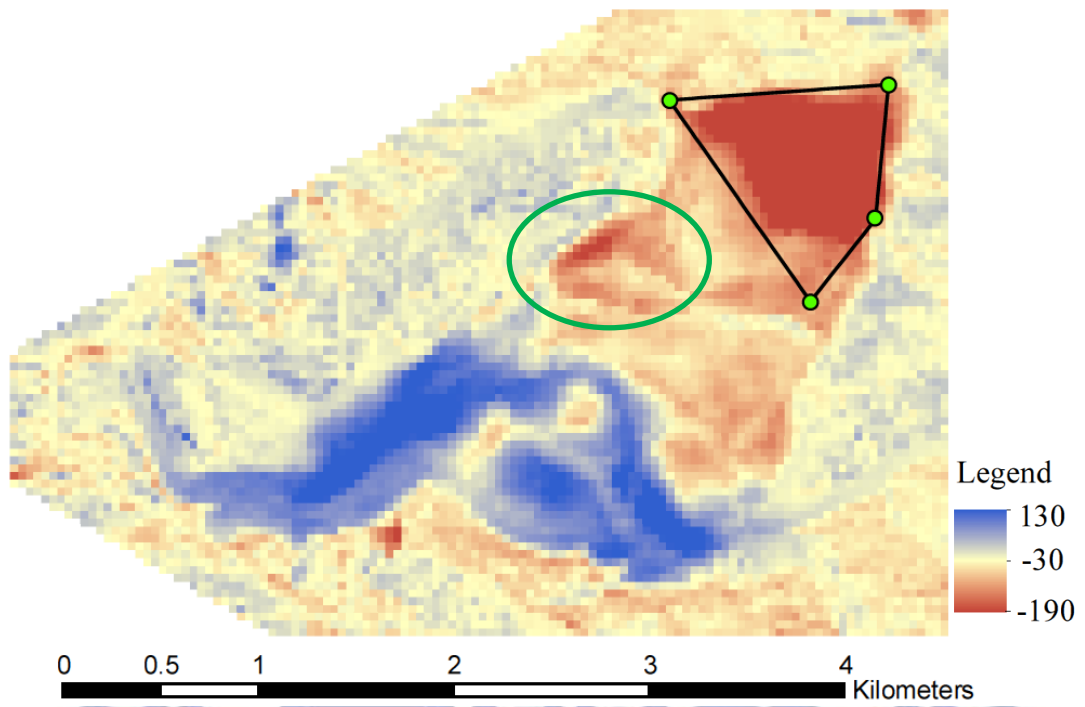


圖 4.2 草嶺崩塌區與堆積區

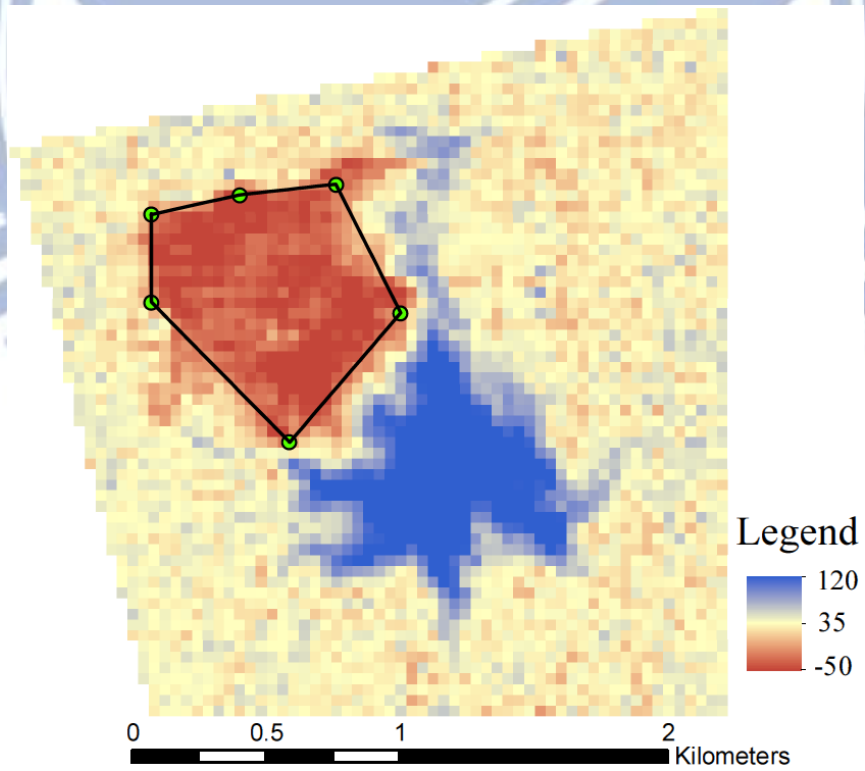


圖 4.3 九份二山崩塌區與堆積區

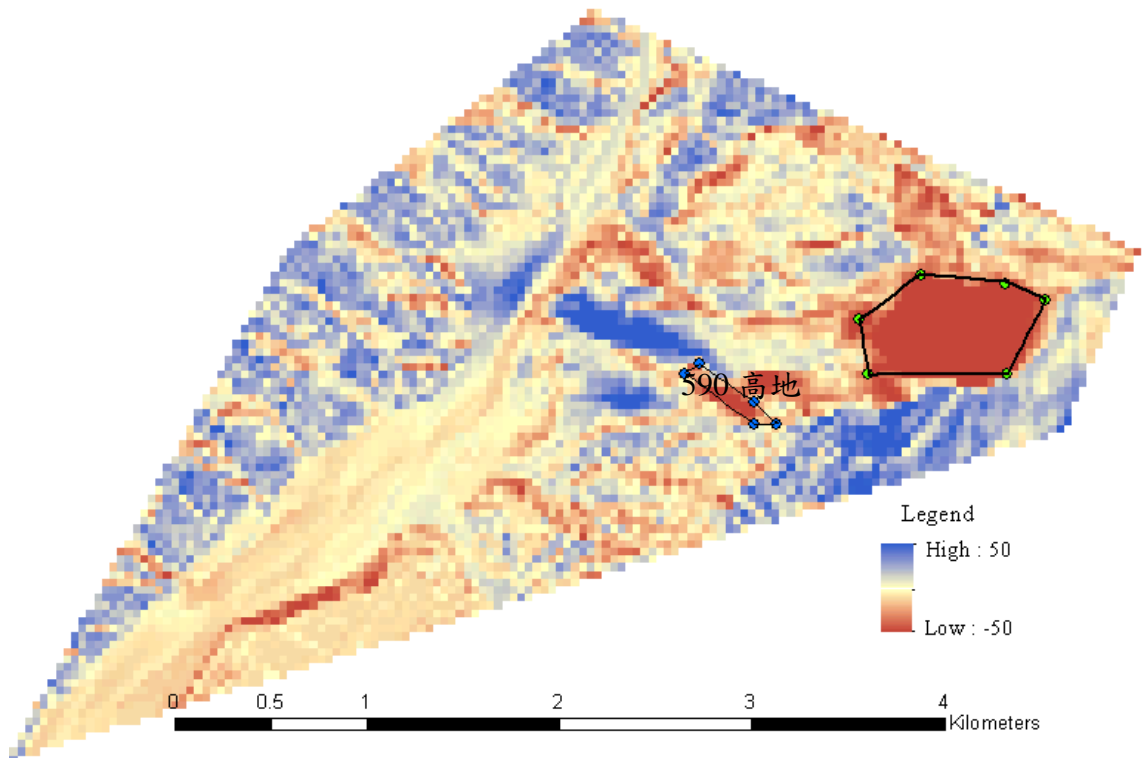
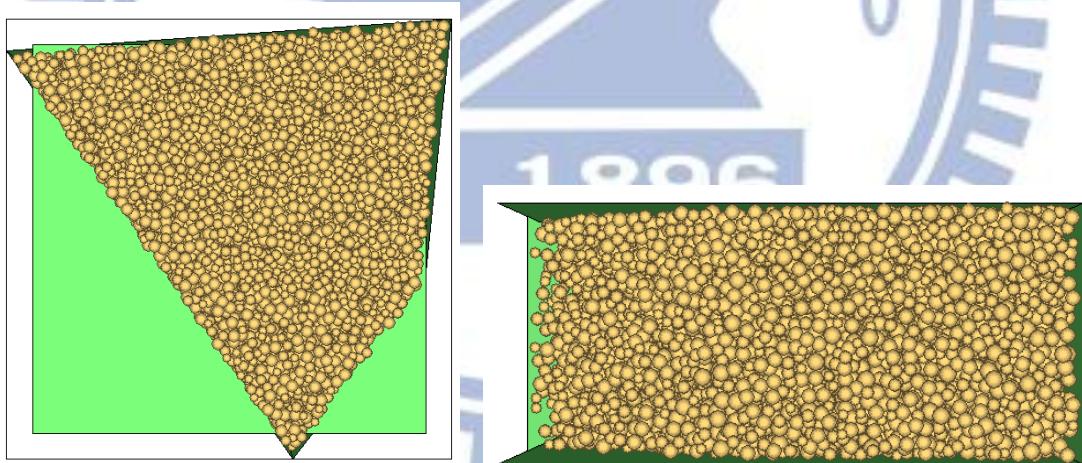


圖 4.4 小林村崩塌區與堆積區

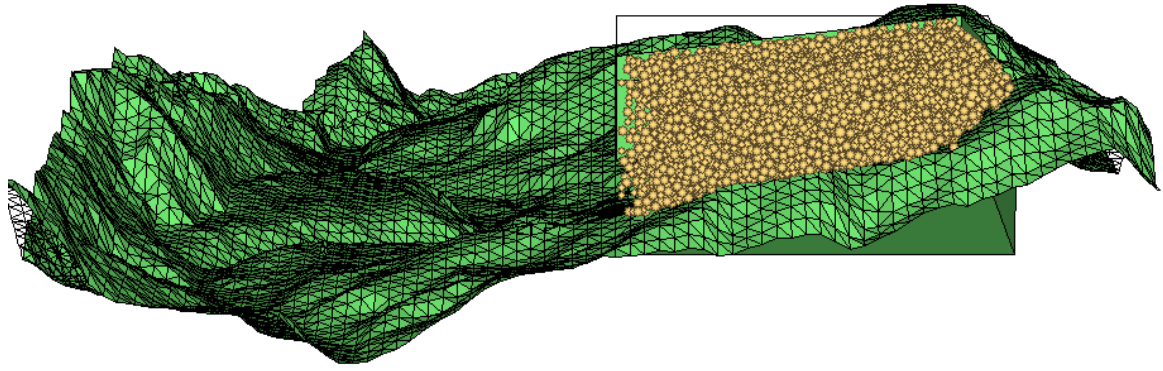


(a)俯視圖

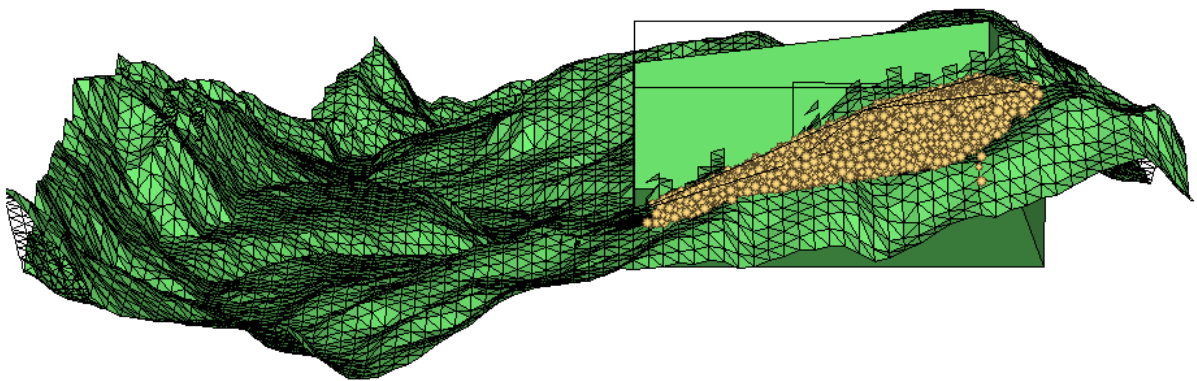
(b)由東向西之側視圖

圖 4.5 模型建製過程(1) (以草嶺為例)





(a)製作 DEM 底牆並刪除下部之顆粒 (由東向西之側視圖)



(b)以暫存之上邊牆刪除塊體範圍外之顆粒 (由東向西之側視圖)

圖 4.6 模型建製過程(2) (以草嶺為例)

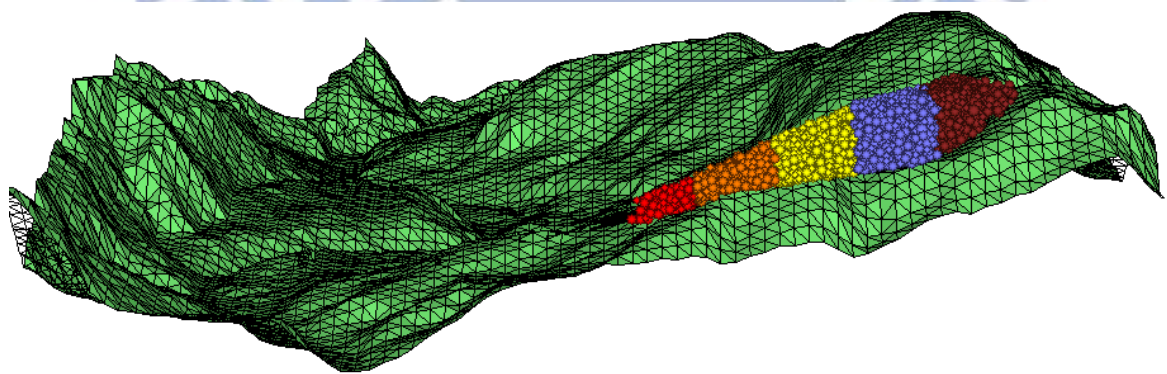


圖 4.7 模型建製過程(3) (由東向西之草嶺側視圖)

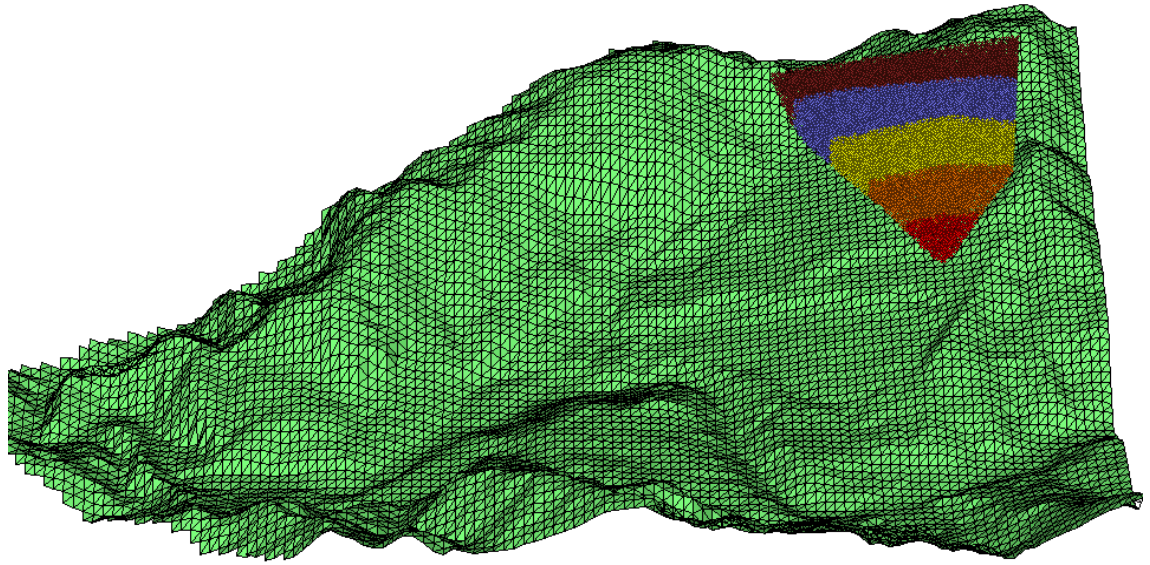


圖 4.8 草嶺案例建製之模型

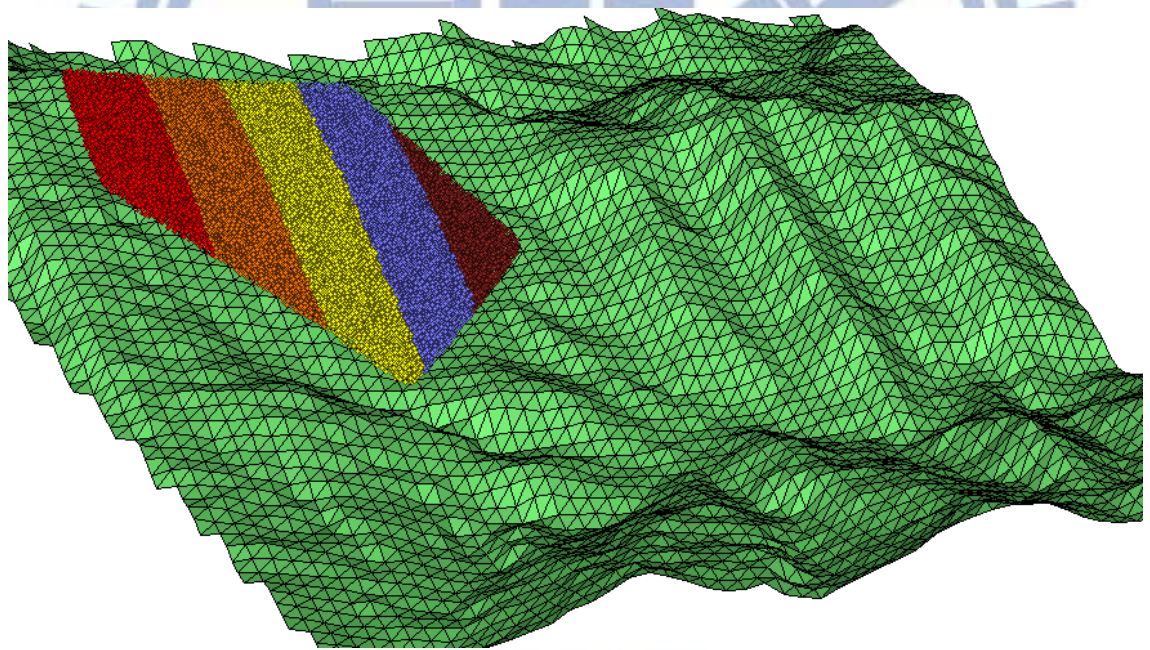


圖 4.9 九份二山案例建製之模型

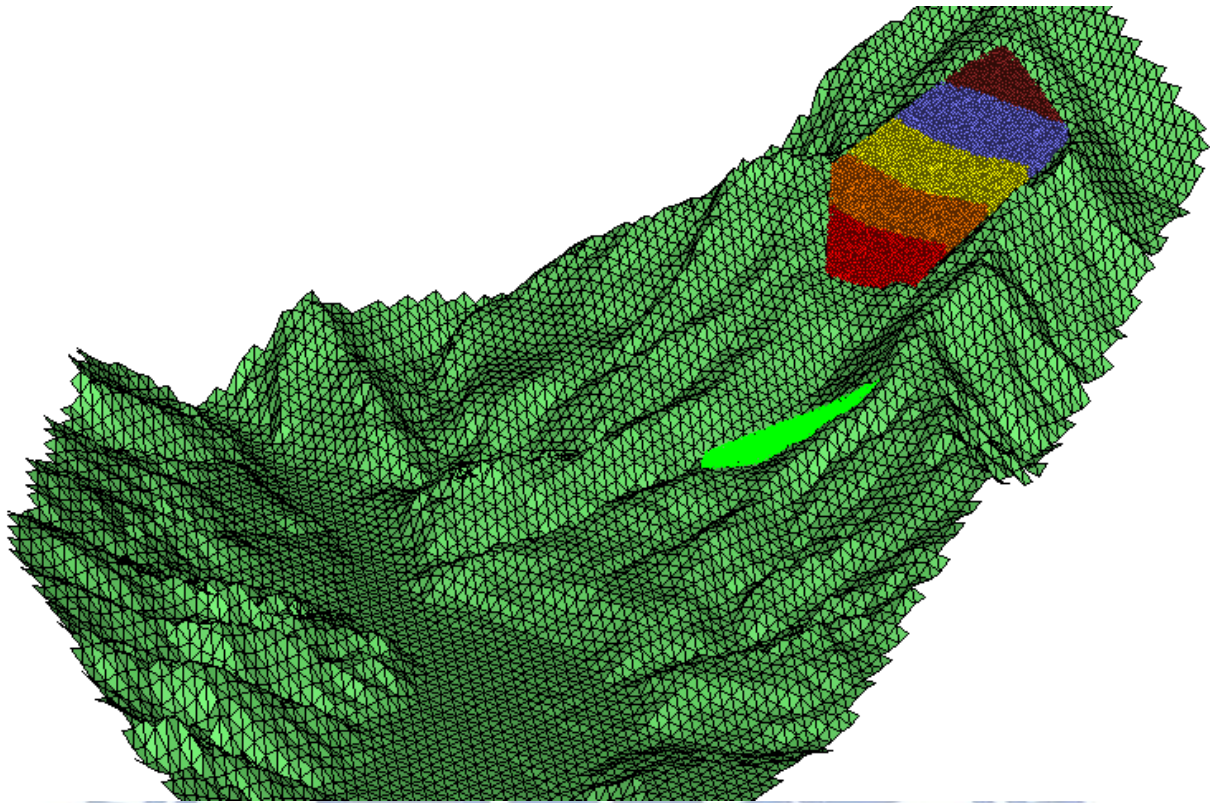


圖 4.10 小林村案例建製之模型

表 4.3 不同案例之模型塊體尺寸

堰塞湖案例	顆粒半徑(m)	模型塊體體積 ( $m^3$ )	記載之崩塌體積 ( $m^3$ )
草嶺	6.4~9.6	9,763 萬	1 億 2600 萬 (經濟部, 2000)
九份二山	4.4~6.6	3,115 萬	3,658 萬 (水保局, 2000)
小林村 (初始崩塌區)	4.4~6.6	2,164 萬	2,387 萬 (李錫堤, 2009)
小林村 (590 高地)	2.8~4.2	187 萬	223 萬 (李昫珊, 2011)

### 4.3 參數探討

本研究主要探討參數為摩擦係數 (friction coefficient) 及鍵結強度 (parallel bond strength, pbs)，本章僅以草嶺堰塞湖案例進行參數探討，其於案例之模擬成果將呈現於附錄。草嶺堰塞湖案例所探討之參數如表 4.4 所列，總共九種參數組合，另外，在進行草嶺、九份二山及小林村堰塞湖案例之驗證時，並無特別注意到阻尼係數之影響，而在後續模擬合流坪堰塞湖案例時，由於該區之坡度極陡約略為 45 度，若以正向及切向阻尼係數為 0.21、0.02 進行模擬，則會發現顆粒滑落至河道碰撞底牆後所回彈之高度不容小覷，顆粒亦容易發生向前彈射一大段距離之行為，如圖 4.11 所示，故將參考 Giani (1992) 所建議之阻尼係數進行模擬，則不會發生上述之情形。

表 4.4 草嶺案例之探討參數組合

堰塞湖案例	friction coefficient	parallel bond strength (MPa)
草嶺	0.08、0.10、0.12	40、60、80

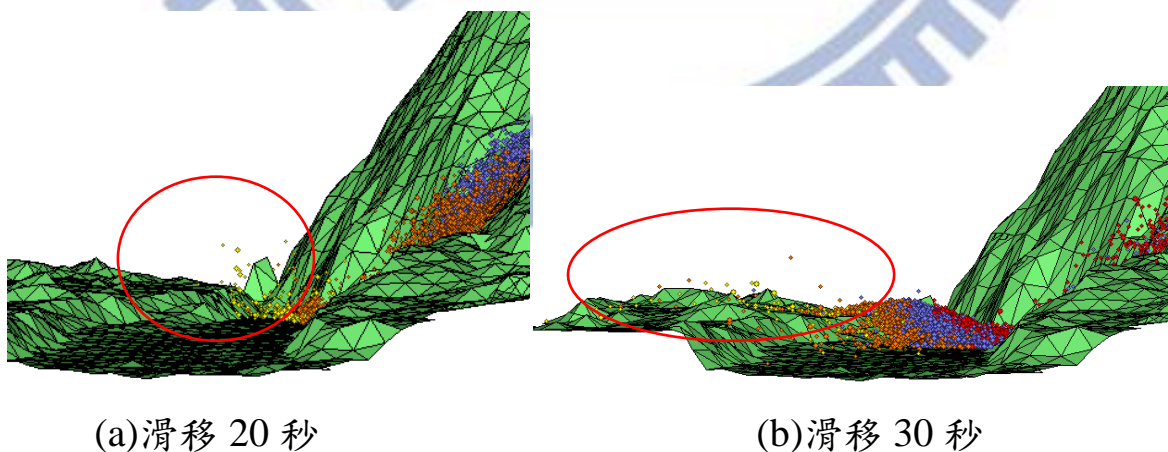


圖 4.11 阻尼係數之影響 (合流坪案例)

### 4.3.1 摩擦係數之影響

草嶺地滑為非常巨大之滑動體，2.2.3 節曾提及 Scheidegger(1973) 針對崩滑體積與摩擦係數之關係的統計研究，他認為大型山崩地滑的案例中，平均摩擦係數會變得很小；若要使龐大體積運移距離愈遠，則必須降低其摩擦阻抗。前人研究的成果顯示，當摩擦係數愈小則滑動體愈往上下游擴散，唐昭榮(2009) 模擬結果為摩擦係數 0.03 時最符合堆積範圍，然摩擦係數 0.03 過低，似欠合理。本研究將以摩擦係數為 0.12、0.1、0.08、0.06 進行測試，固定鍵結強度為 50 MPa 與正向及切向阻尼係數分別為 0.21、0.02，模擬結果如圖 4.12 所示，可以初步觀測出摩擦係數愈小，顆粒堆積範圍愈往河道上下游擴散，而當摩擦係數小於 0.08 時，顆粒堆積範圍已超過調查報告所記錄之 5 公里。

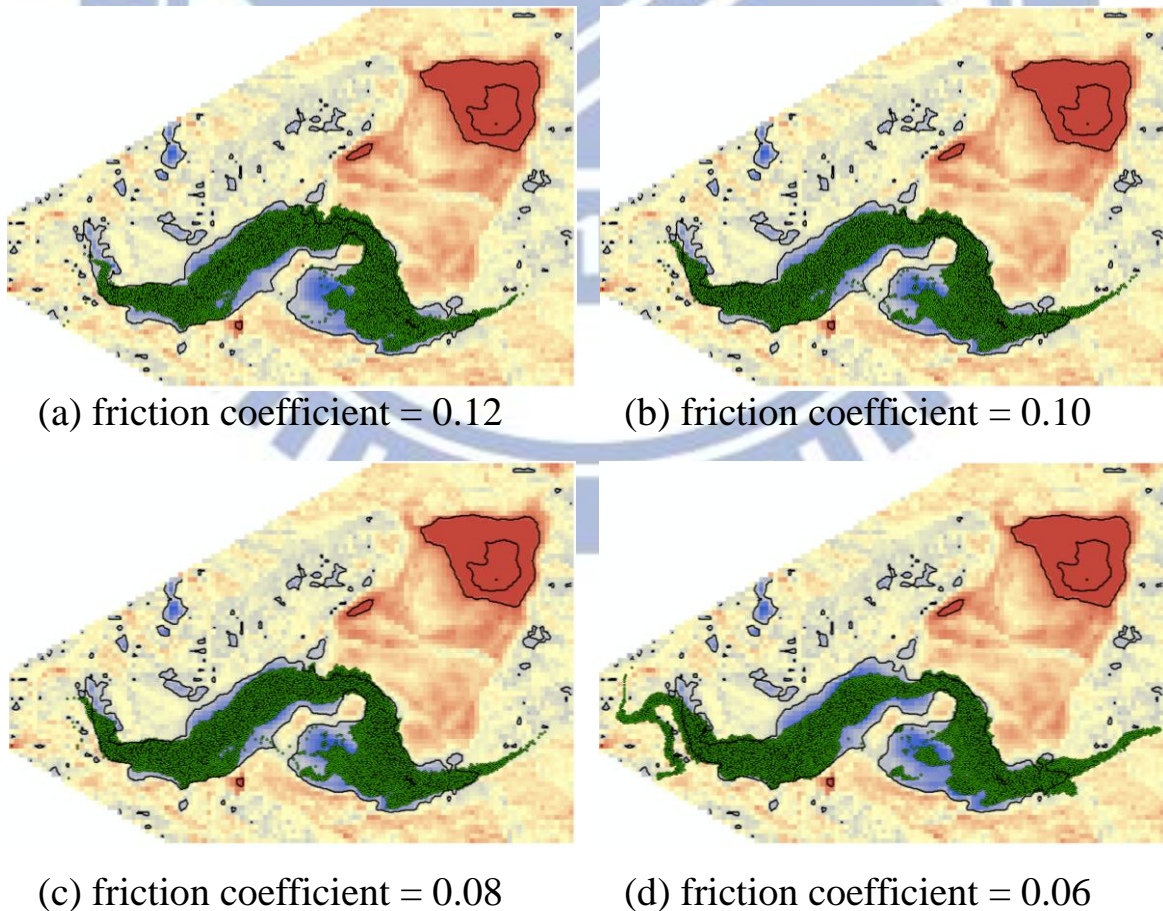
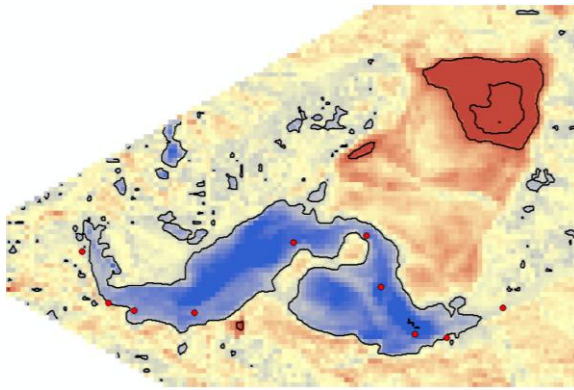


圖 4.12 不同摩擦係數之初步測試結果

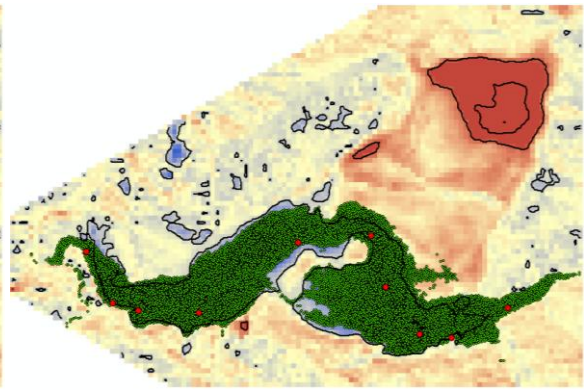
在上述摩擦係數測試過程中發現塊體體積估算錯誤，僅有五千萬立方公尺，小於實際崩塌體積將近一半，故重新建立模型並以摩擦係數為 0.08、0.10 及 0.12 進行參數探討，將固定鍵結強度為 60 MPa，正向及切向阻尼係數分別為 0.21、0.02，模擬結果如圖 4.13 所示。由於 DEM 資料不是非常準確，本研究經簡單測試結果認為以 30 m 等高線作為堆積範圍之劃定較符合經濟部（2000）之調查報告，即圖 4.13(a)之黑色線條，而紅色圓點為原本河道之沿岸，將其連線長度約為 4615 公尺，以作為天然壩體寬度之判釋基礎（註：依人工壩之定義，將沿河道上下游之方向定義為壩寬）。

將不同摩擦係數之模擬結果的顆粒堆積點位輸入 ArcGIS，如圖 4.13(b)至(d)所示，並將天然壩沿河道之壩寬與摩擦係數繪製成圖 4.14 之紅色資料點，可發現壩寬有偏大之情況，推估可能原因為天然壩堆積範圍之上、下游邊緣的顆粒較為鬆散，若以顆粒點位之位置進行點與點的連線會大於實際值，且鬆散之堆積顆粒亦無法視為天然壩一部分，再加上顆粒平均直徑達 16 公尺，因此為了排除落單或是較為疏鬆之堆積顆粒，將顆粒點位繪製成數值高程圖，並以 20 m 等高線做為判釋基準（如圖 4.15(e)至(g)所示），重繪壩寬與摩擦係數之關係如圖 4.14 的藍色資料點。由圖 4.13 可知摩擦係數為 0.1 之模擬分析結果與實際壩寬大致相似。

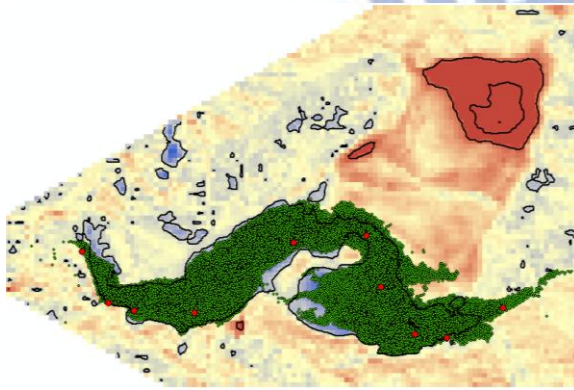
不同摩擦係數會影響塊體滑移速度，模擬過程中將記錄塊體顆粒進入河道之體積百分比，結果如圖 4.15 所示，整體而言，摩擦係數愈小塊體滑移速度愈快且成等比例關係，摩擦係數為 0.08、0.10 及 0.12 所記錄到的最大速度皆位於滑落塊體之上層，對應之最大速度值分別為 101.27 m/s、87.79 m/s 及 82.0 m/s，唐昭榮（2010）模擬結果顯示，草嶺山崩的崩滑速度達每秒 75 公尺以上。



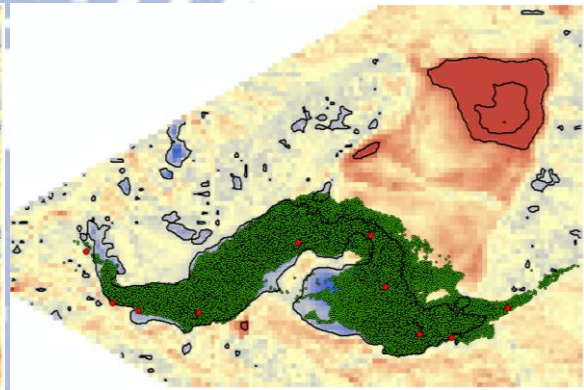
(a) 範例圖示



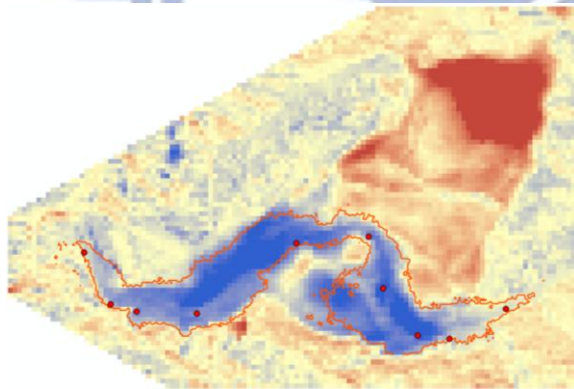
(b) friction coefficient = 0.08



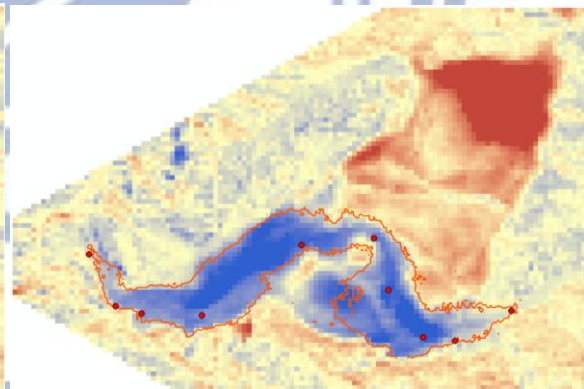
(c) friction coefficient = 0.10



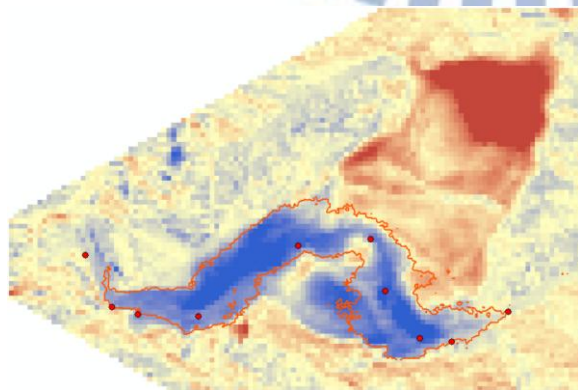
(d) friction coefficient = 0.12



(e) friction coefficient = 0.08



(f) friction coefficient = 0.10



(g) friction coefficient = 0.12

圖 4.13 不同摩擦係數之堆積形態

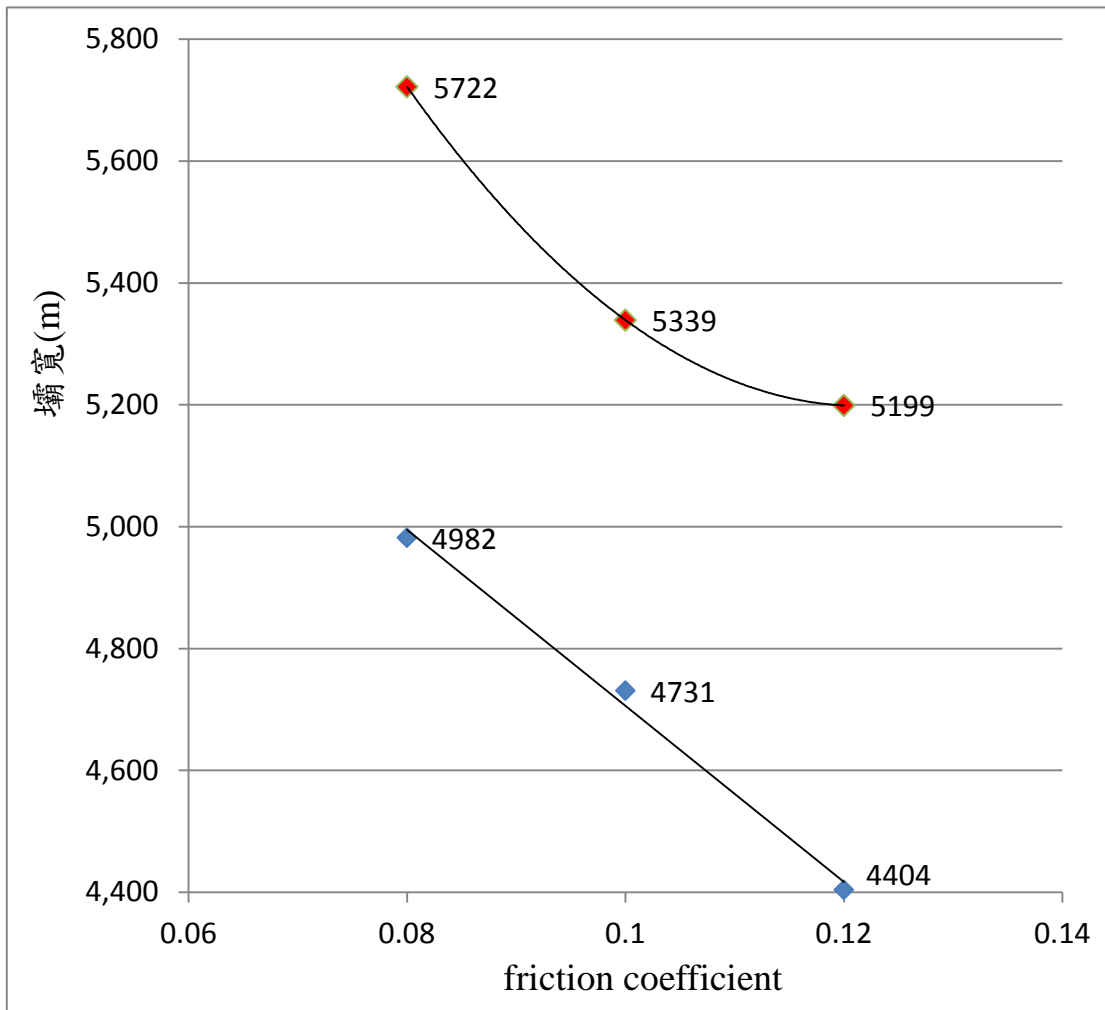


圖 4.14 不同摩擦係數與堆積壩寬之關係

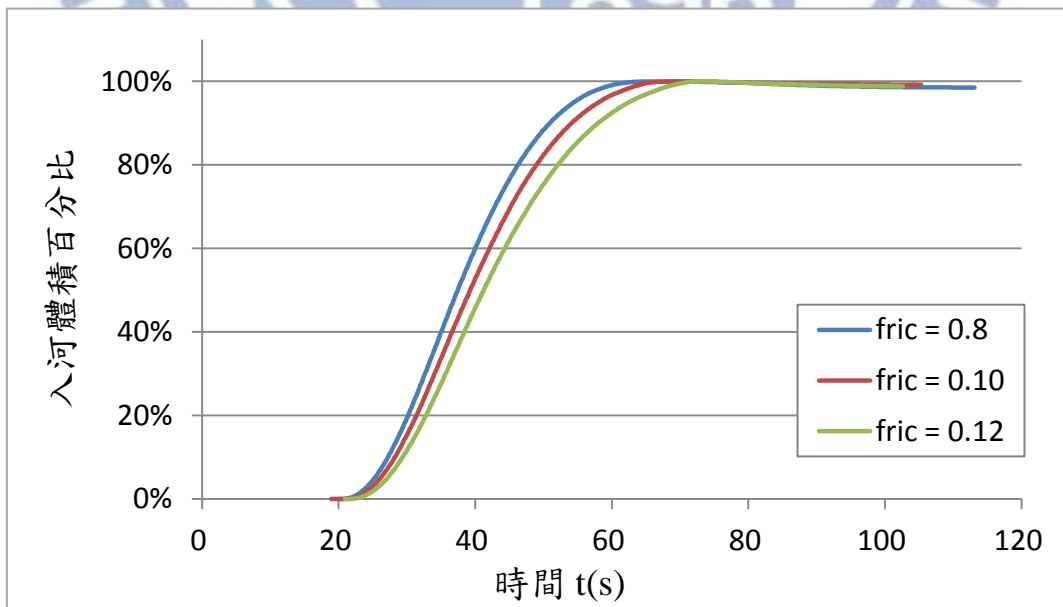


圖 4.15 不同摩擦係數與崩滑體入河體積百分比之關係



### 4.3.2 鍵結強度之影響

依據試驗報告，單壓強度為 28.6 MPa 至 48.0 MPa，經參數率定之結果，選取較符合此一範圍之微觀鍵結強度為 40 MPa、60 MPa 及 80 MPa 以進行參數探討，並固定摩擦係數為 0.1，正向及切向阻尼係數分別為 0.21、0.02。圖 4.16 為 PFC<sup>3D</sup> 模擬之堆積情形，可觀察三種不同鍵結強度下之堆積形態大致相同，復經細部比較可得下列之觀察：

- (a) 鍵結強度愈強，於倒交山上之堆積範圍有擴大趨勢，推估可能原因為塊體膠結體積愈大，則所得之貫性力愈大，而有足夠動能能夠讓更多顆粒越過清水溪堆積在倒交山。
- (b) 綜合比較摩擦係數與鍵結強度對於天然壩壩寬之影響（如圖 4.17 所示），可以發現摩擦係數對壩寬之影響程度大於鍵結強度。
- (c) 比較不同鍵結強度與塊體入河體積百分比之關係（如圖 4.18 所示），可以發現鍵結強度 40 MPa 及 60 MPa 之塊體滑移歷程幾乎一致，而鍵結強度為 80 MPa 則因塊體破裂速度較慢，滑落之塊體體積較大，故短時間內進入河道之體積較多。
- (d) 鍵結強度主要影響塊體鍵結之破壞時間與數量，如圖 4.19 所示，鍵結強度愈弱，滑落塊體在運動之初的破壞比例愈高。若將前 1 秒之鍵結破壞百分比放大，可看出鍵結強度 40 MPa、60 MPa 及 80 MPa 在塊體滑動 1 秒後之鍵結破壞比例分別為 91%、73% 及 25%，而鍵結強度為 80 MPa 之鍵結破裂過程如圖 4.20 所示，一開始鍵結顏色為黑色，當時間增加時可發現鍵結由滑落塊體之下緣開始破壞，直到 20 秒過後還是有許多顆粒膠結在一起。
- (e) 繪製堆積區之等高線如圖 4.21 所示，其中圖 4.21(a) 為 DEM 堆積區之等高線圖，以高程 30 公尺為基準每間隔 30 公尺畫一等高線，

其代表顏色依序為黑色、黃色、橘色及紅色，模擬結果之堆積等高線以同樣方式繪製如圖 4.21(b)至圖 4.21(c)所示，可以發現鍵結強度為 80 MPa 之堆積形態於下游區有一巨大塊狀的塊體，其堆積高度為 185 公尺，遠大於 DEM 堆積區之最大高度 131.8 公尺；鍵結強度 60 MPa 及 40 MPa 之堆積形態差異不大，但由上游山崖處亦可觀察出鍵結強度為 60 MPa 之堆積較為塊狀，此現象與實際情況較為符合。

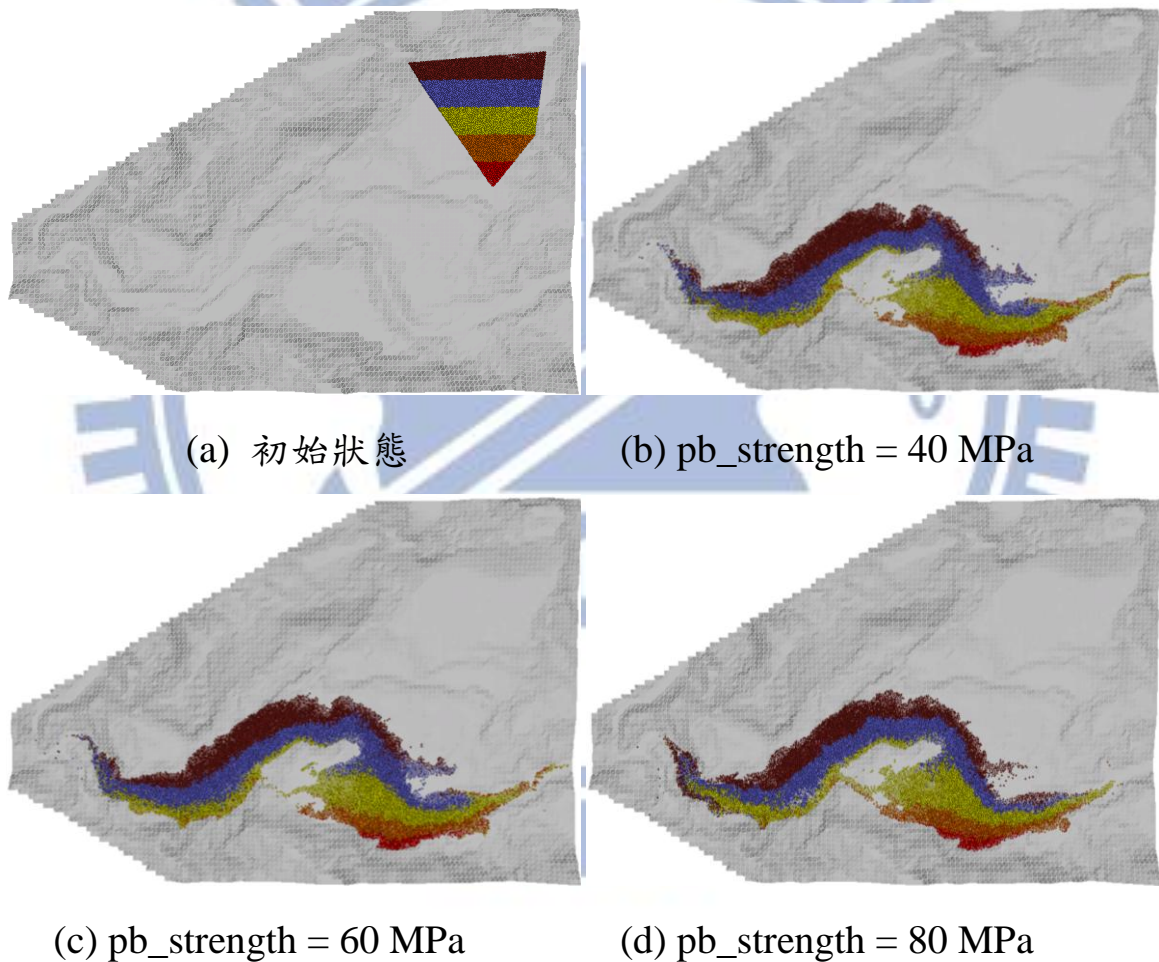


圖 4.16 不同鍵結強度之堆積形態

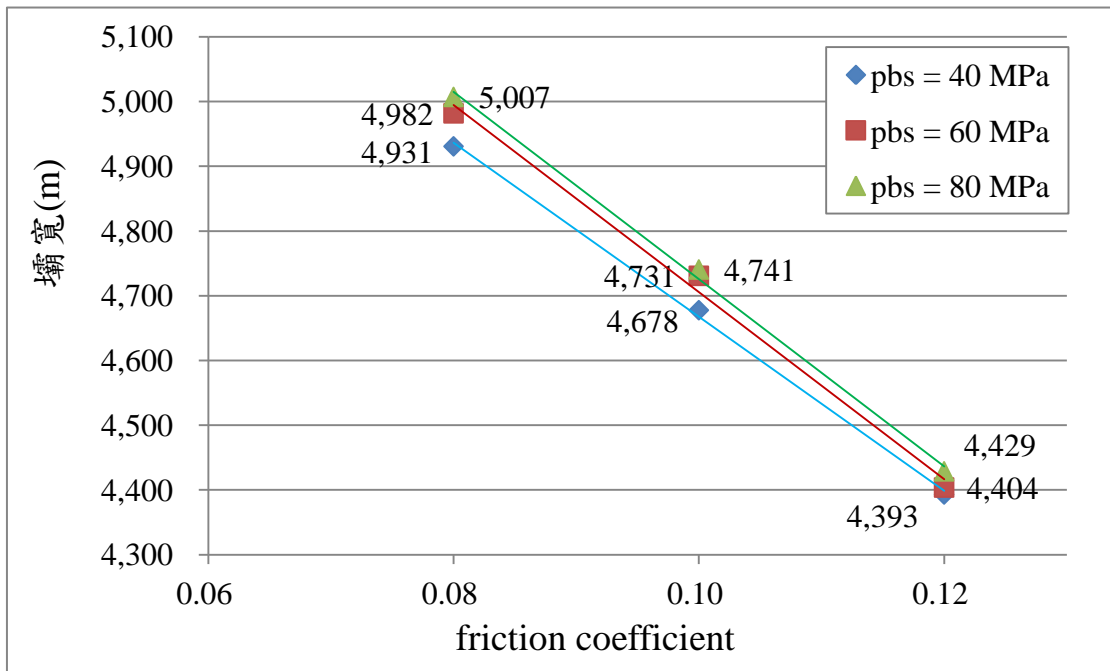


圖 4.17 不同鍵結強度及摩擦係數與堆積壩寬之關係

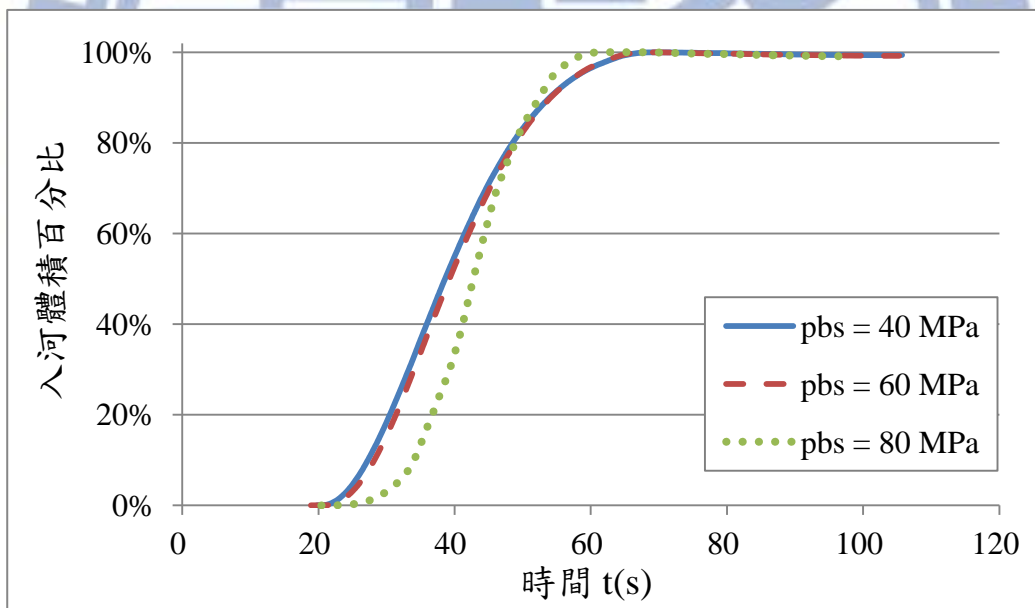


圖 4.18 不同鍵結強度與崩滑體入河體積百分比之關係

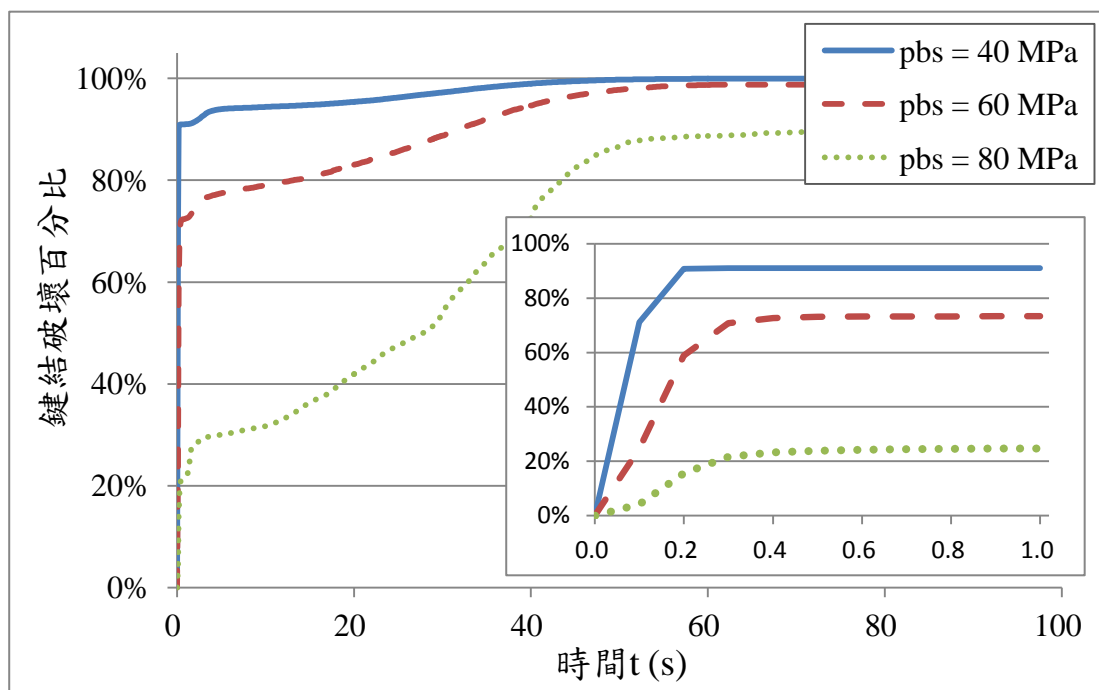


圖 4.19 不同鍵結強度與塊體鍵結破壞之關係

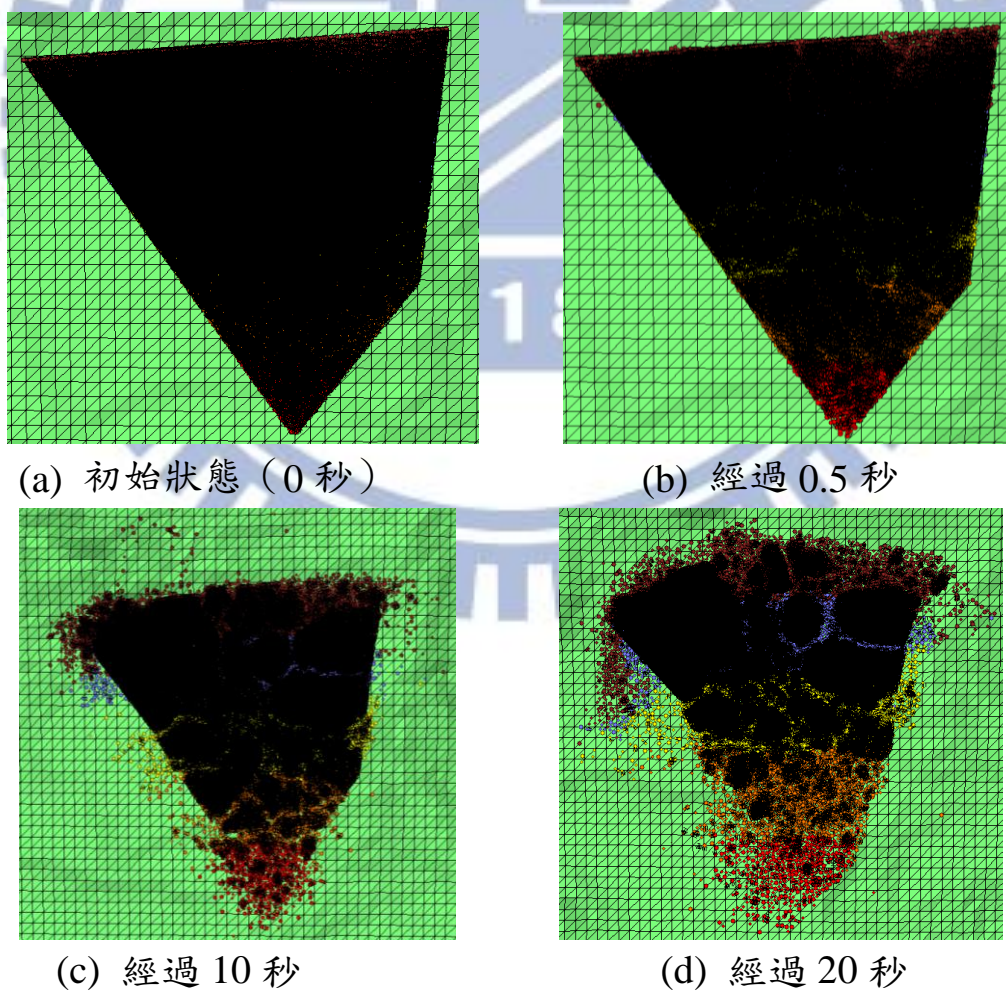
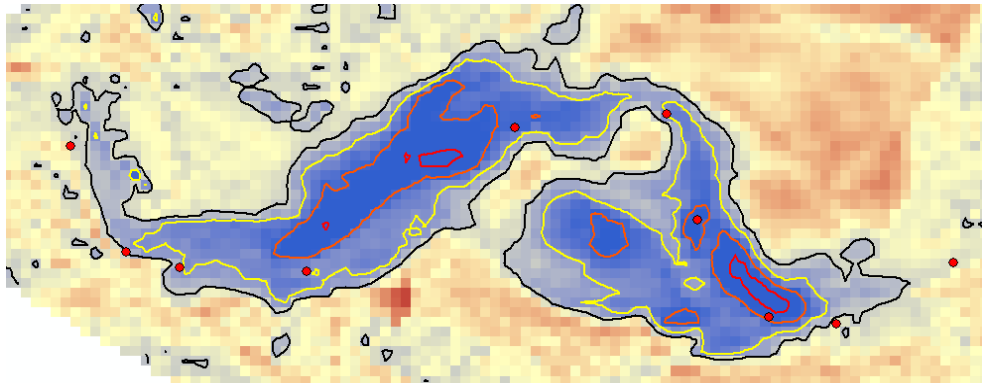
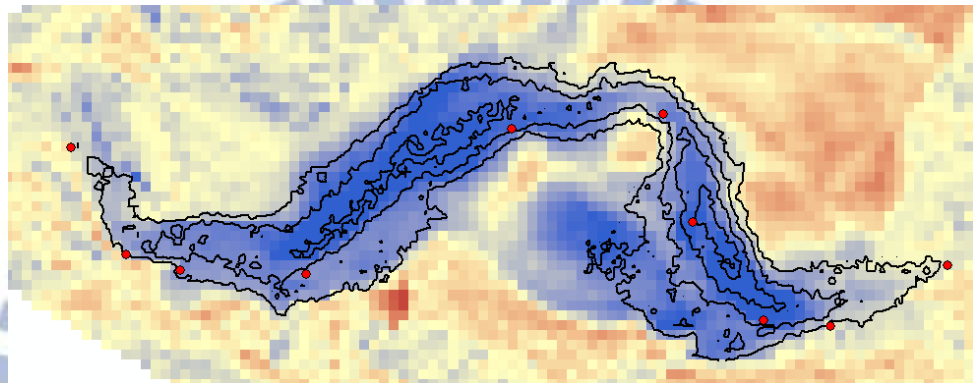


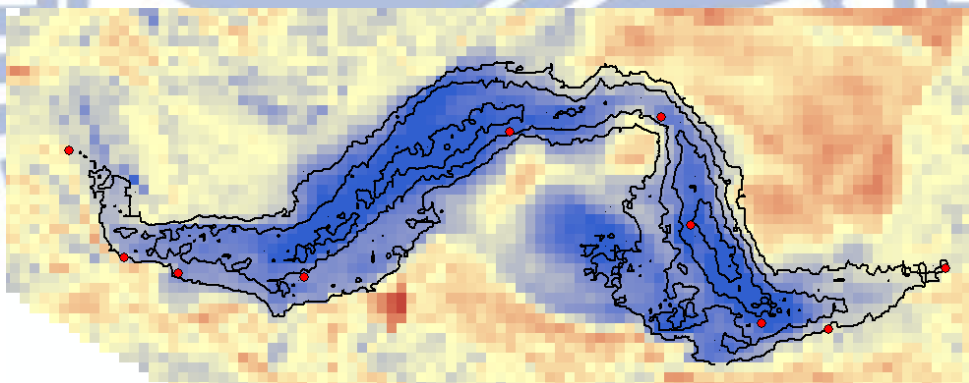
圖 4.20 鍵結破壞之過程



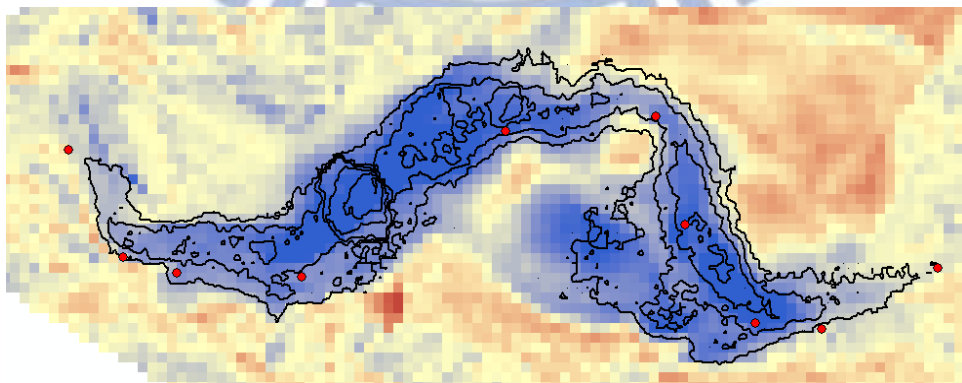
(a) DEM 之堆積等高線



(b)  $pbs = 40 \text{ MPa}$  之堆積等高線



(c)  $pbs = 60 \text{ MPa}$  之堆積等高線



(d)  $pbs = 80 \text{ MPa}$  之堆積等高線

圖 4.21 不同鍵結強度之堆積等高線

### 4.3.3 滑移路徑之分析

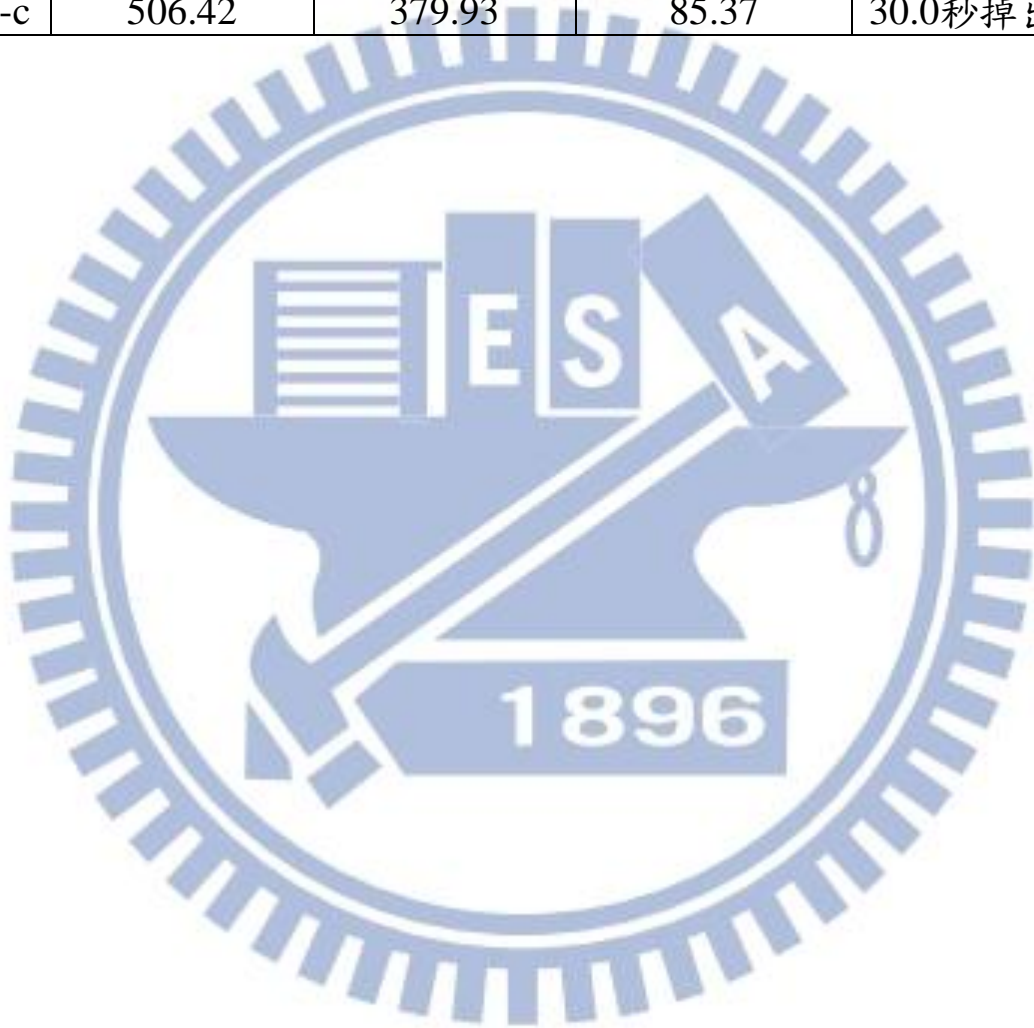
為了瞭解塊體整體滑移之過程，本研究在模型中適當位置放置感測球，草嶺堰塞湖案例在 14 個位置放置感測球，從上到下、從左到右依序編號，每個位置又可分為表層（上-紅色）、淺層（中-黃色）、深層（下-褐色）三顆球，其編號為 a、b、c（如圖 3.10 所示），於模擬過程中記錄感測球隨時間變化之位置與速度，由摩擦係數為 0.1、鍵結強度為 60 MPa 及阻尼係數為 0.21、0.02 之模擬結果顯示（如表 4.5 所列），最大滑行距離之感測球位於滑落塊體左上角（p2-a）為 3243.6 公尺，最大速度之感測球位於滑落塊體右側邊緣（p12-a）為每秒 87.8 公尺，而此結果之位置與唐昭榮（2010）模擬結果一致。邊界顆粒 p6-a 及 p14-a、p14-b、p14-c 分別往後方與右方滑出模型範圍之結果亦與實際發生情況相符。

將不同位置之感測球的水平位移對時間繪圖如圖 4.22 所示，滑落塊體左上方之感測球（p1、p2、p3）為圖形最上方三條線，其為塊體沿滑動面之最前端，故顆粒移動速度較快，在相同時間下水平移動距離差異不大；滑動塊體下緣之感測球（p4、p5、p9）滑落到河道後受到地形很大的影響；位於塊體上邊緣之感測球（p6、p10、p13）花了較長時間才到達河道，除了 p6 在中段（約 20~60 秒）位移較快之外，在其他時間下水平移動距離大致相同；位於塊體中間之 p7、p8 感測球，大約在 50 秒之後就已經靜止不動；由圖 4.23 可清楚知道感測球之移動路徑與方向，圖中顯示為 p2、p5、p6、p7、p9、p12、p13 及 p14 之最上層之感測球，隨時間為 0 秒、20 秒、40 秒及 60 秒之位置，時間變化分別以紅色、青色、橘色及黃色表示，其中綠色代表 p14 在 15 秒之位置，而 p6 及 p14 將分別在 21.3 秒及 15.2 秒掉出模型邊界。

表 4.5 草嶺感測球之位移與最大速度記錄表

編號	水平位移(m)	垂直落差(m)	最大速度(m/s)	備註
p1-a	3135.33	659.87	77.70	
p1-b	3171.40	638.94	72.26	
p1-c	3137.00	617.55	73.28	
p2-a	3243.60	497.20	79.32	
p2-b	3221.28	459.62	84.43	
p2-c	3228.64	454.74	76.45	
p3-a	3004.52	467.68	87.06	
p3-b	2961.75	466.68	84.58	
p3-c	2906.28	443.72	84.31	
p4-a	1939.88	345.78	72.92	
p4-c	1838.44	359.50	74.57	
p5-a	1723.89	320.08	63.15	
p5-c	1698.23	310.50	64.77	
p6-a	469.87	231.57	56.53	21.3秒掉出邊界
p6-b	2153.17	591.47	58.19	
p6-c	2321.01	536.11	63.69	
p7-a	2307.23	560.63	73.13	位於塊體中間
p7-b	2310.09	561.90	74.04	
p7-c	2193.37	487.05	75.80	
p8-a	1869.58	491.11	67.39	位於塊體中間
p8-b	1785.08	495.12	64.91	
p8-c	1767.42	419.75	66.16	
p9-a	1487.53	450.34	66.49	
p9-b	1808.48	424.63	65.07	
p9-c	1462.88	410.99	63.55	
p10-a	2076.10	672.34	58.78	
p10-b	2211.03	662.25	61.78	
p10-c	2211.94	644.14	62.55	
p11-a	1777.82	651.47	70.75	位於塊體中間
p11-b	1812.49	564.45	66.14	
p11-c	1792.79	483.40	67.23	

p12-a	1619.17	557.26	87.79	
p12-b	1647.92	531.29	74.99	
p12-c	1943.31	466.99	67.50	
p13-a	1996.34	667.83	73.11	
p13-c	1989.43	645.20	71.22	
p14-a	367.95	304.41	55.83	15.2秒掉出邊界
p14-b	369.81	253.39	58.84	15.2秒掉出邊界
p14-c	506.42	379.93	85.37	30.0秒掉出邊界





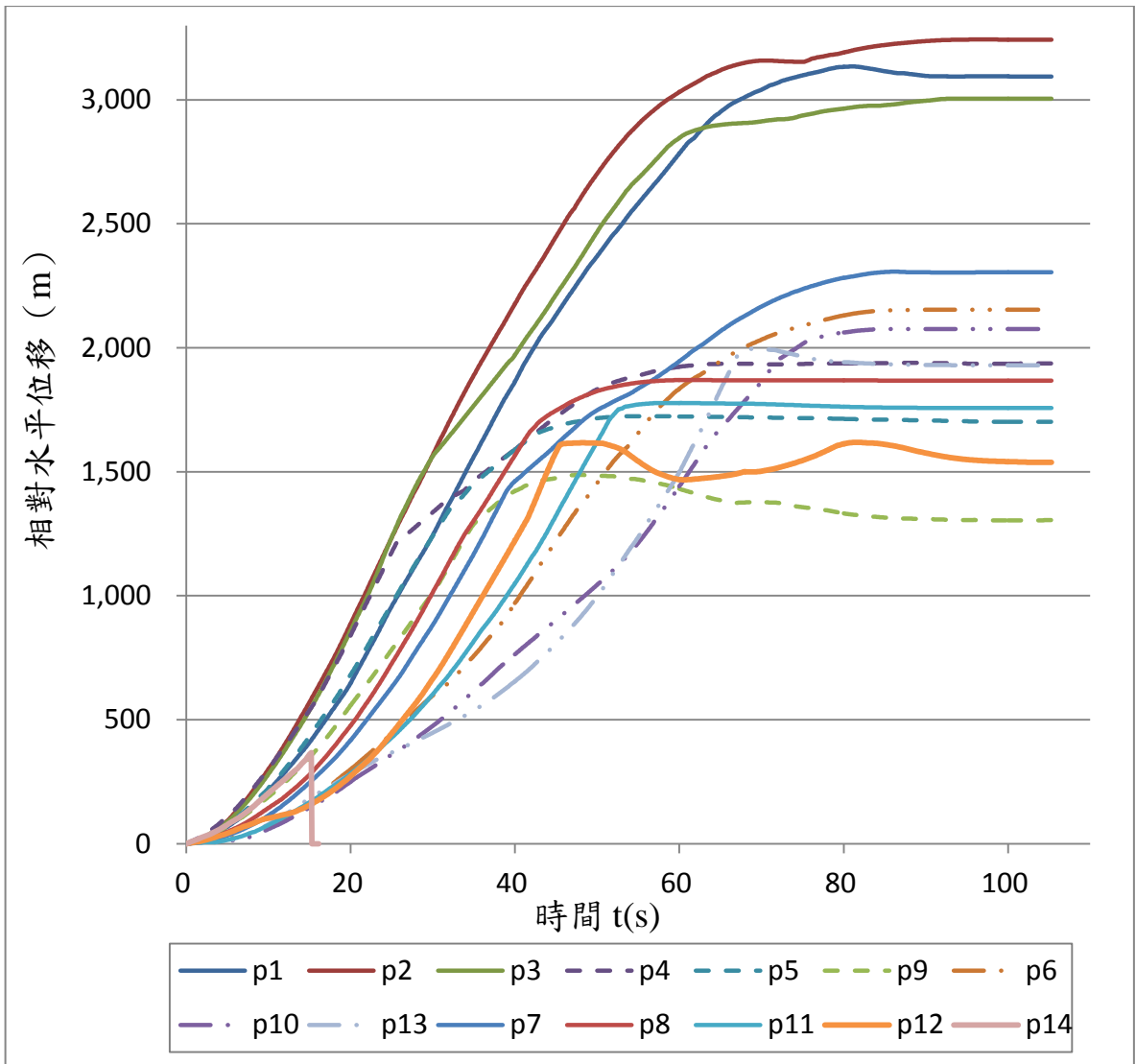


圖 4.22 感測球相對位移與時間之關係圖

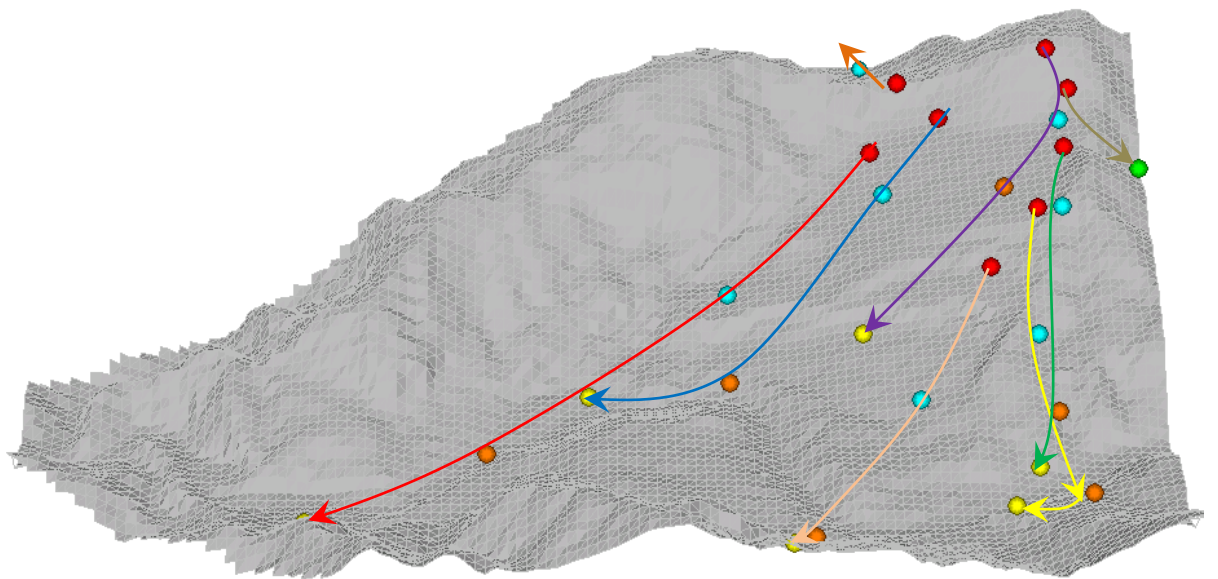


圖 4.23 特定感測球隨時間之位置圖

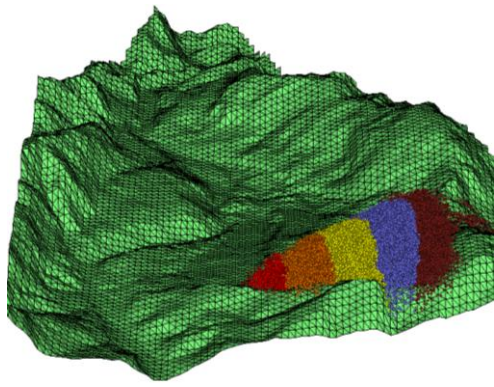
#### 4.4 模擬方法之驗證

草嶺堰塞湖案例經比較測試結果，以摩擦係數 0.1 進行模擬最為寫實，圖 4.24 為視角由東向西之模擬過程，塊體在 20 秒的滑動過程中，很明顯可以看出塊體右上方之土石往另一側山谷滑動，此現象與實際情況一致；不到 30 秒的時間就有顆粒到達河道，而撞到倒交山之塊體將一分為二，塊體左半部（圖片上方）順著河道往下游運動，塊體右半部則持續往山壁上衝，最後堆積於倒交山上或順著山壁又向下滑移，整個運動過程中之最大位移為 3243.6 公尺，最大速度為每秒 87.8 公尺。

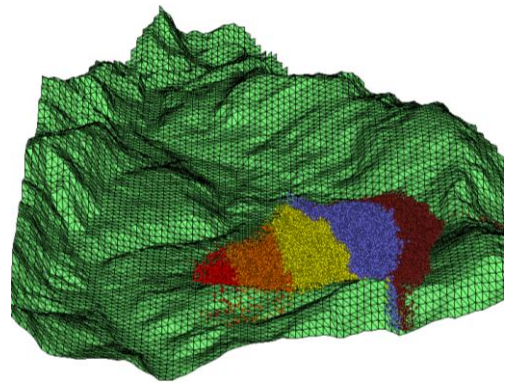
九份二山與草嶺一樣為順向坡滑動，經由上述之參數率定與參數測試，以摩擦係數 0.15、鍵結強度  $1.8e7$  Pa 之模擬結果最符合現況，模擬過程如圖 4.25 所示，塊體下滑 40 秒後已將韭菜湖溪及澀仔坑溪堵住，後續滑落之塊體則沿著河道持續往下游運移，模擬之最大位移為 995 公尺，最大垂直落距為 338.5 公尺，最大速度為每秒 50.2 公尺，詳細討論見附錄 A。

小林村案例之運動機制過於複雜，目前尚未完全確認合乎運動過程之微觀參數，其參數探討詳見附錄 B。以推估之微觀參數進行模擬之結果如圖 4.26 所示，假設原崩滑體之摩擦係數為 0.1、鍵結強度為 1 MPa，590 高地之摩擦係數為 0.6、鍵結強度為 10 MPa，原崩塌體由獻肚山向下運移，撞擊到 590 高地後轉向西往山谷下滑移，在運動過程中，原崩滑體沿路刮除路徑上的岩石塊體，特別是 590 高地被刮除後，使得大量土石進入小林村落。

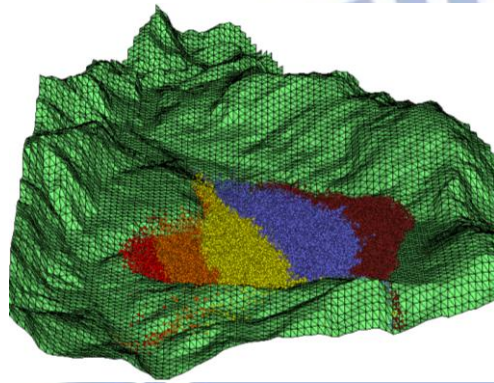
由以上三個實際大型地滑案例之驗證，若控制適當微觀參數，本研究之模擬方法應可合理模擬大型邊坡崩、滑之運移過程，並且可以用於後續探討影響大型邊坡崩、滑後運移行為之重要因素，檢討其堵塞河道進而形成堰塞湖之潛勢。



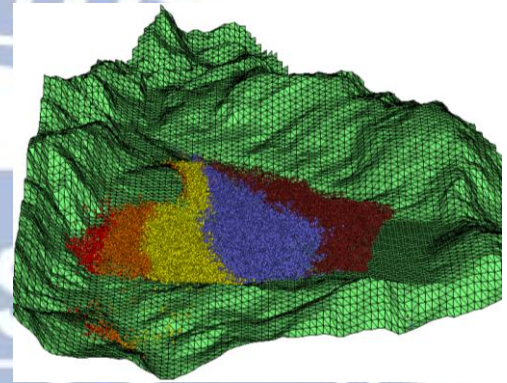
(a)  $t = 10$  秒



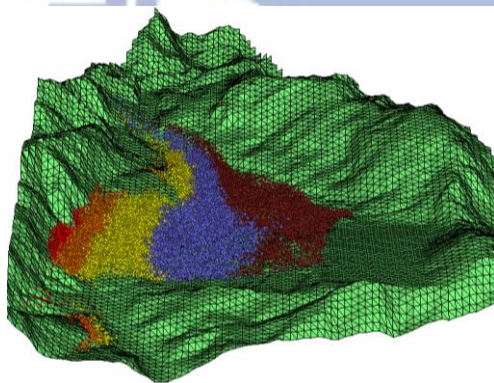
(b)  $t = 20$  秒



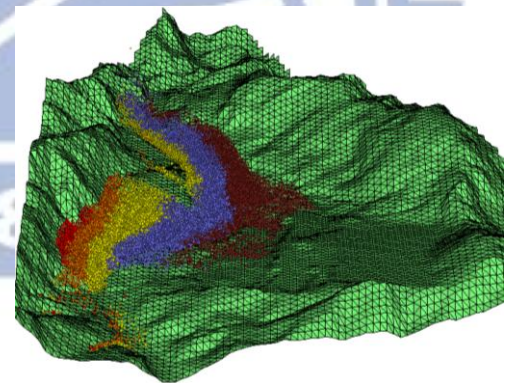
(c)  $t = 30$  秒



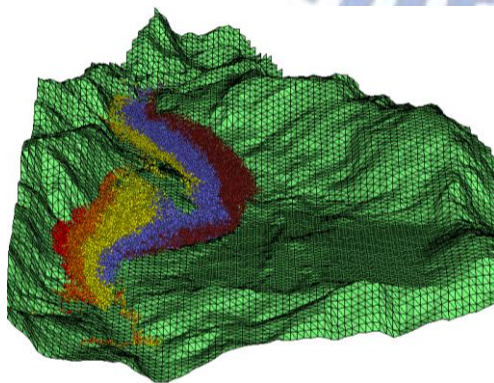
(d)  $t = 40$  秒



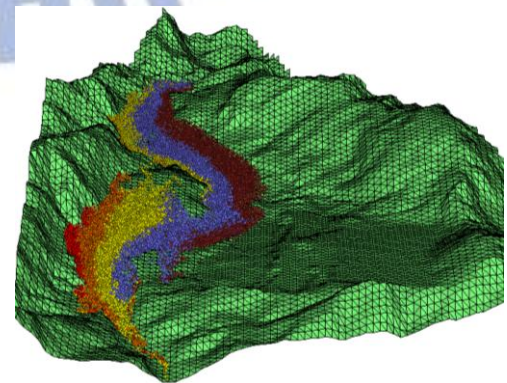
(e)  $t = 50$  秒



(f)  $t = 60$  秒

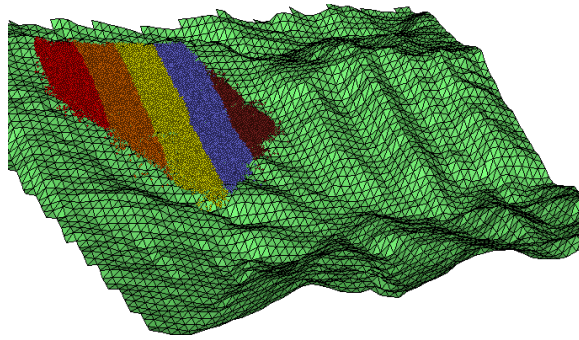


(g)  $t = 70$  秒

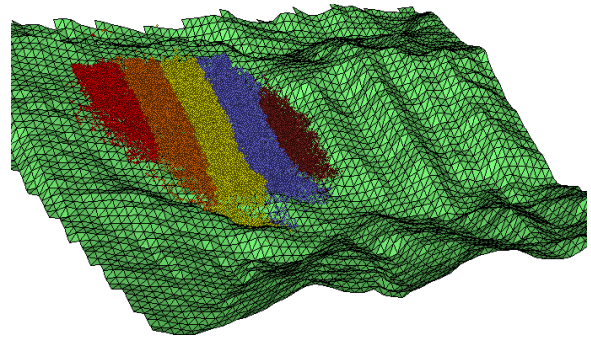


(h)  $t = 105$  秒 (final)

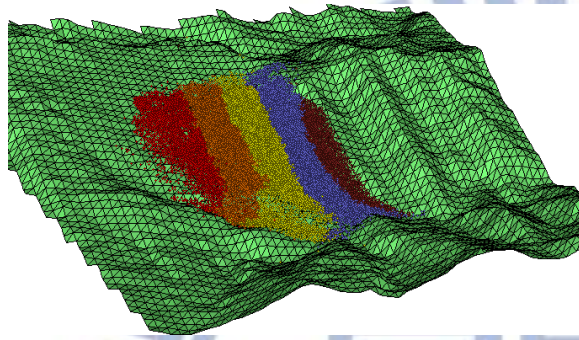
圖 4.24 草嶺堰塞湖案例之模擬過程



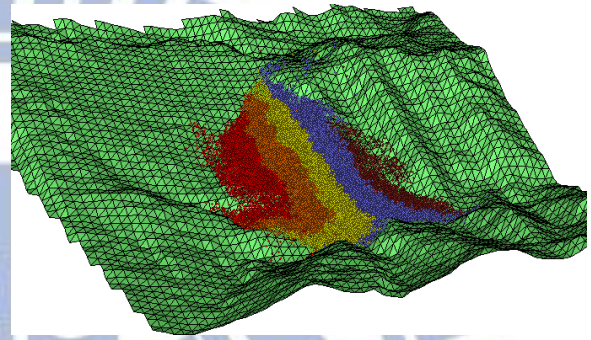
(a)  $t = 10$  秒



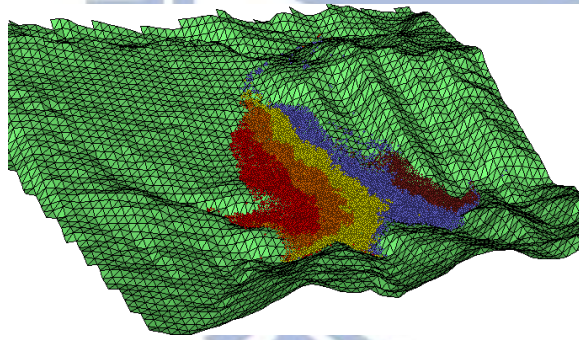
(b)  $t = 20$  秒



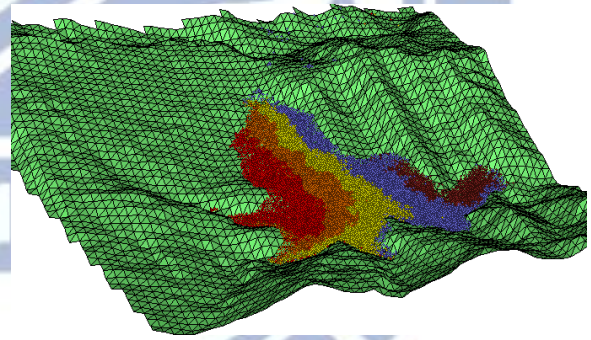
(c)  $t = 30$  秒



(d)  $t = 40$  秒

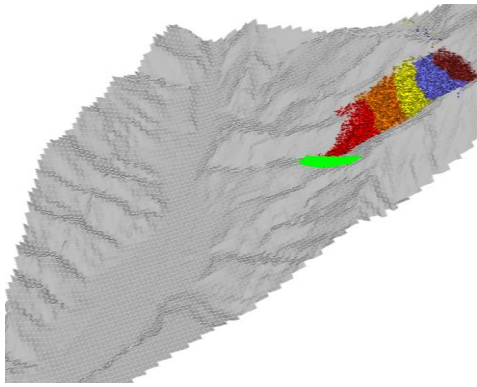


(e)  $t = 50$  秒

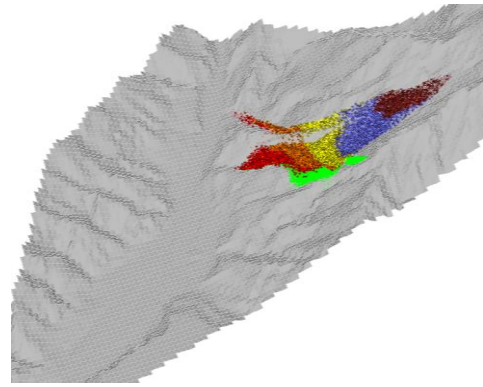


(f)  $t = 67$  秒 (final)

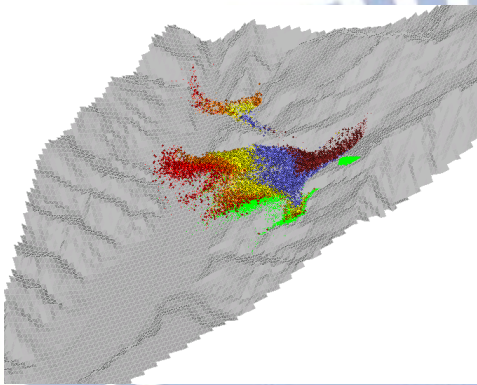
圖 4.25 九份二山堰塞湖案例之模擬過程



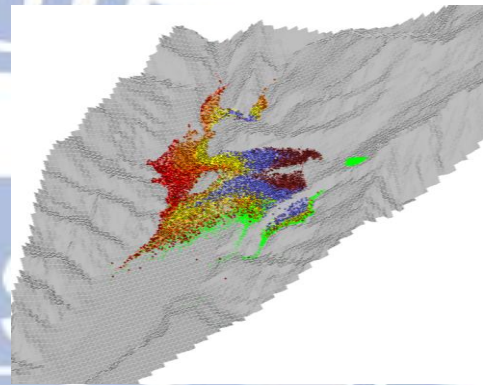
(a) t = 20 秒



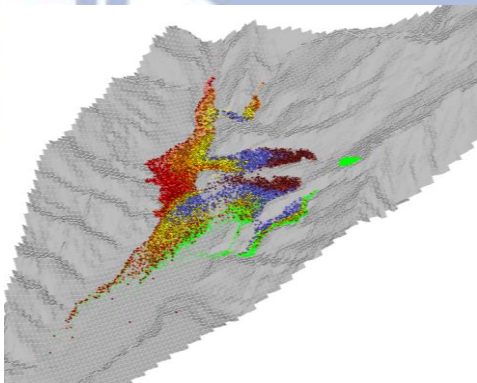
(b) t = 40 秒



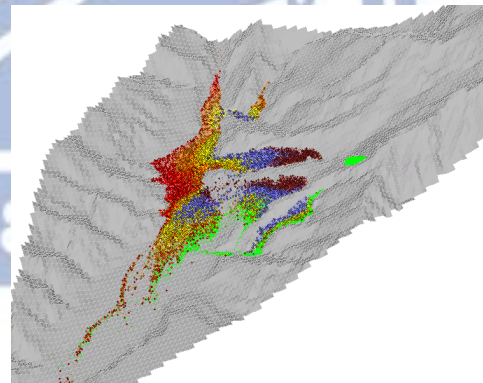
(c) t = 60 秒



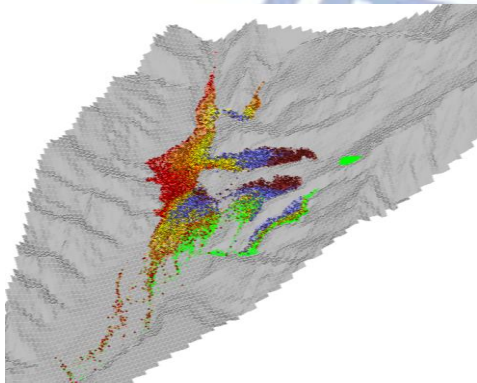
(d) t = 80 秒



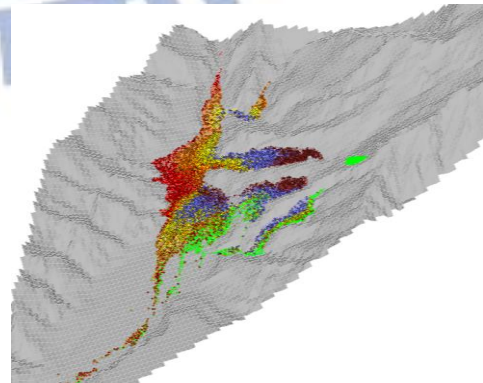
(e) t = 100 秒



(f) t = 120 秒



(g) t = 140 秒



(h) t = 207 秒 (final)

圖 4.26 小林村堰塞湖案例之模擬過程

## 4.5 模擬案例之綜合比較

綜觀本研究模擬四個堰塞湖案例之結果如表 4.6 所列，首先列出模擬結果比較合理的微觀參數，同時換算所對應之巨觀參數，並比較文獻資料記載之崩滑體體積與模型建製之體積，以及模擬結果之堆積區的塊體體積，最後比較最大滑移水平距離、垂直落距及最大速度。其中，堆積體積之計算是透過 ArcGIS 將模擬結果之顆粒點位繪製成數值高程圖，並以高程 0 公尺之等高線作為基準面，經 ArcGIS 內建程式計算即可求得堆積區之體積。

一般而言，崩滑體體積愈大則摩擦係數愈小，由表 4.6 所列之結果顯示，摩擦係數隨崩塌體積增加而呈曲線減少，唯小林村之山崩地滑為豪雨所造成，故其摩擦係數較小。另外，由模擬結果之堆積體積與模型建製之體積的關係顯示，當塊體下滑後會因顆粒由緊實變為鬆散而約略增加一成多的體積，唯草嶺案例因未考慮崩滑路徑上之體積，且崩滑體有往山坡另一邊滑動，故其計算之堆積體積僅 9,602 萬立方公尺，而由堆積顆粒數換算之緊方體積為 9,450 萬立方公尺，由於草嶺崩塌為大規模順向滑動，塊體較為完整，故其體積僅增加 2% 尚屬合理；小林村案例之天然壩主要為沿山谷滑下之崩塌塊體，其堆積於河道及山谷之體積分別為 608 萬及 705 萬立方公尺，總堆積體積為 3,178 萬立方公尺。

2.2.3 節曾提及 Scheidegger (1973) 針對崩滑體積與摩擦係數之關係的統計研究，其定義平均摩擦係數為滑落塊體的垂直高度差 ( $H$ ) 與水平滑移距離 ( $L$ ) 之比值，將本研究四個模擬案例之結果依此定義計算其平均摩擦係數並繪製如圖 4.27 所示，其中圓形為草嶺、菱形為九份二山、叉形為小林村、三角形為合流坪，則結果尚屬符合 Scheidegger 之成果，唯合流坪案例因受地形坡度影響而有偏大之現象。

表 4.6 堰塞湖案例之綜合比較表

模擬案例	草嶺	九份二山	小林村	合流坪	
運動模式	順向坡滑動	順向坡滑動	似順向坡滑動	岩崩	
Radius (m)	6.4~9.6	4.4~6.6	4.4~6.6	1.6~2.4	
Density (kg/m <sup>3</sup> )	2600	2600	2000	2600	
Young's modulus	11.25 GPa	1 GPa	200 MPa	5 GPa	
Porosity	0.39	0.39	0.39	0.39	
$k_n$ (N/m)	3.8e11	2.3e10	4.4e9	5.0e10	
$k_s$ (N/m)	1.52e11	9.2e9	1.76e9	2.0e10	
顆粒勁度比 $k_n/k_s$	2.5	2.5	2.5	2.5	
鍵結半徑比 $\bar{\lambda}$	1	1	1	1	
viscous damping	(0.21, 0.02)	(0.32, 0.05)	(0.4, 0.2)	(0.4, 0.2)	
pb_kn( $\bar{k}_n$ ) (N/m)	1.89e9	2.42e8	4.63e7	3.98e9	
pb_ks( $\bar{k}_s$ ) (N/m)	7.56e8	9.68e7	1.85e7	1.59e9	
pb_strength (Pa)	6.0e7	1.8e7	1.0e6	1.0e7	
對應	楊氏係數	11.25 GPa	0.99 GPa	199.4 MPa	5.03 GPa
	單壓強度	37 MPa	10.2 MPa	0.74 MPa	5.55 MPa
摩擦係數( $\psi$ )	0.1 (5.7°)	0.15 (8.5°)	0.13 (7.4°)	0.4 (21.8°)	
文獻崩塌體積	1 億 2600 萬	3,658 萬	2,387 萬	120 萬	
模型建製體積	9,763 萬	3,115 萬	2,164 萬	118.9 萬	
模擬堆積體積	9,602 萬	3,911 萬	3,178 萬	163 萬	
最大垂直落距 H	672.3	338.5	773.5	778.2	
最大水平位移 L	3243.6	995	2609.5	877.9	
H/L	0.207	0.340	0.296	0.886	
最大速度(m/s)	87.8	50.2	63.3	82.65	

註：單位：體積(立方公尺，m<sup>3</sup>)、距離(公尺，m)。

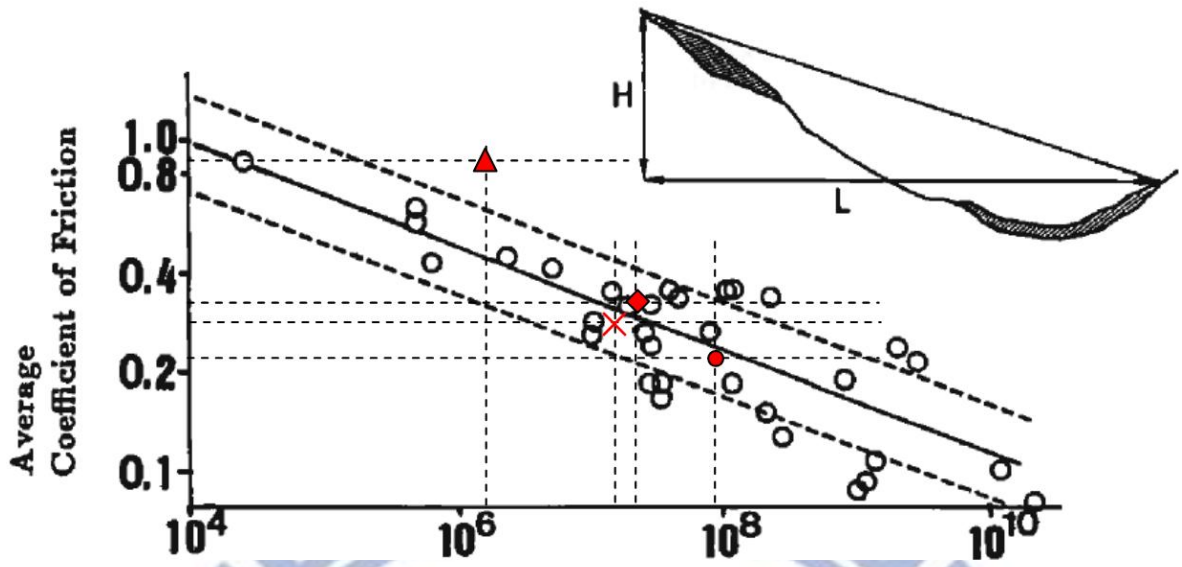


圖 4.27 崩滑體積與平均摩擦係數之關係圖





## 第五章 堰塞湖重建及虛擬案例探討

台灣山區時常發生山崩地滑堵塞河道之情形，但是因為地處偏遠、人煙稀少等原因而無詳細調查資料，因此本研究運用模擬手段來重建堰塞湖天然壩，並進一步探討未來運用虛擬案例以探討影響邊坡崩滑體堵塞河道形成堰塞湖之潛勢的可行性。本章將以合流坪堰塞湖為重建案例，並探討不同條件下滑落體堵塞河道之特性。

### 5.1 合流坪案例之參數率定

合流坪位於濁水溪上游與萬大溪交會之處，該區於 2008 年 3 月在晴天情況下左岸山坡發生崩塌，土石崩落至河道並造成阻塞而形成堰塞湖。崩落之岩石塊體主要為佳陽層之板岩，依據中央地質調查所之「埔里圖幅 (2000)」記載，佳陽層新鮮板岩之單壓強度為 20 MPa 至 40 MPa，部分含砂質而緻密塊狀者之單壓強度可至 52 MPa，但地表附近之岩層容易因風化而沿劈理面裂解，可能使岩石強度大大降低。針對此案例，本研究以單壓強度 50 MPa 作為參數率定之目標，一般岩石破壞應變範圍介於 0.1 % ~ 1.0 %，若保守假設應變達 1% 時試體破壞，則楊氏模數為 5 GPa；一般岩石殘餘摩擦角介於 25~40 度之間，因此案例為晴天崩塌，假設殘餘摩擦角為 40 度，單壓試驗模擬結果如表 5.1 及圖 5.1 所示。

表 5.1 合流坪模擬單壓試驗之結果比較表

參考資料		微觀參數設定	
楊氏模數 (GPa)	5	Radius	1.6~2.4
		Density	2600
單壓強度 (MPa)	50	Porosity	0.39
		Frictional coefficient	$\tan(40^\circ)$
殘餘摩擦角	$40^\circ$	$k_n = k'_n$ (N/m)	$5.0e10$
模擬結果		$k_s = k'_s$ (N/m)	$2.0e10$
楊氏模數 (MPa)	5.05	pb_kn ( $\bar{k}_n$ ) (N/m)	$3.98e9$
		pb_ks ( $\bar{k}_s$ ) (N/m)	$1.59e9$
單壓強度 (MPa)	49.2	pb_strength (Pa)	$1.0e8$

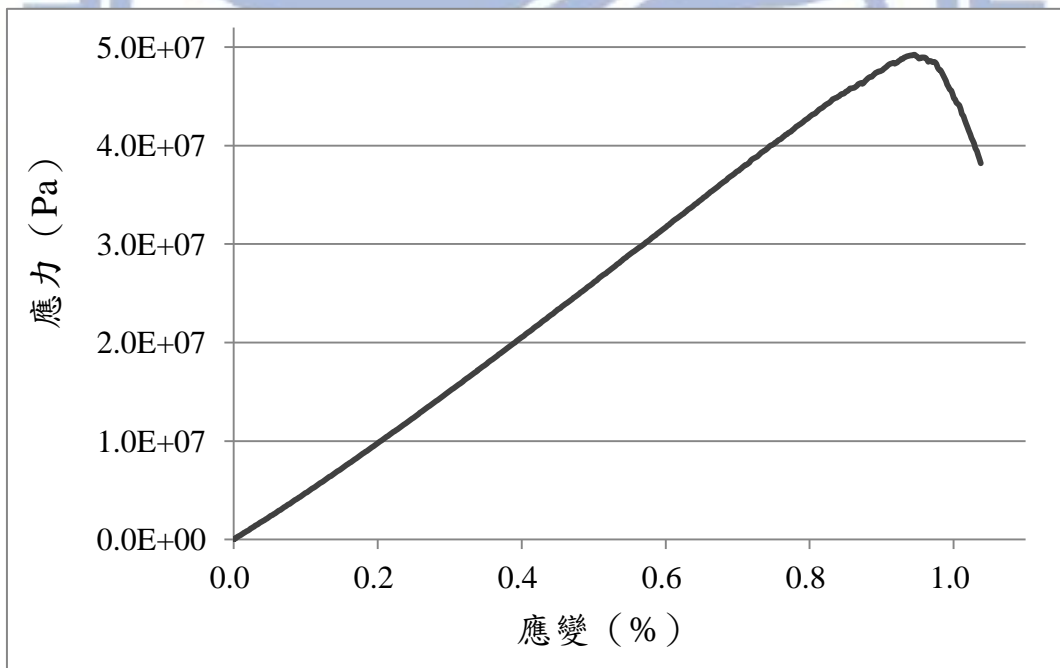


圖 5.1 合流坪案例之單壓試驗模擬結果

## 5.2 合流坪崩塌區之判釋

圖 5.2 及圖 5.3 分別為合流坪災前（民國 96 年 01 月）及災後（民國 97 年 10 月）之航空照片，將其透過立體工作站轉換成數值高程模型（DEM），其中藍色線條為本研究之模型範圍，綠色線條則是利用 ArcGIS 所劃定之崩塌區（如圖 5.4 所示），圖 5.4 顯示之暖色系顏色表示為崩塌區，冷色系顏色表示為堆積區。航空照片已於 97 年下半年開始全面使用數位相機拍攝，但合流坪災前航照為傳統相機所拍攝，拍攝時剛好又受到陰影的影響，導致圖 5.4 顯示有 5 個崩塌區，與災後航照（圖 5.3）做比對，可以明顯看出綠色線條所圈之區域才是真正的崩塌區。

由於合流坪堰塞湖存在時間很短暫，同年受到卡玫基、鳳凰、辛樂克及薔蜜等四個皆有登陸的颱風影響，已將大部分堆積土石沖刷殆盡，故無法確定其堆積形態，本研究將進行合流坪崩塌區之塊體運移模擬，並以此模擬結果與後續之虛擬案例進行比較。

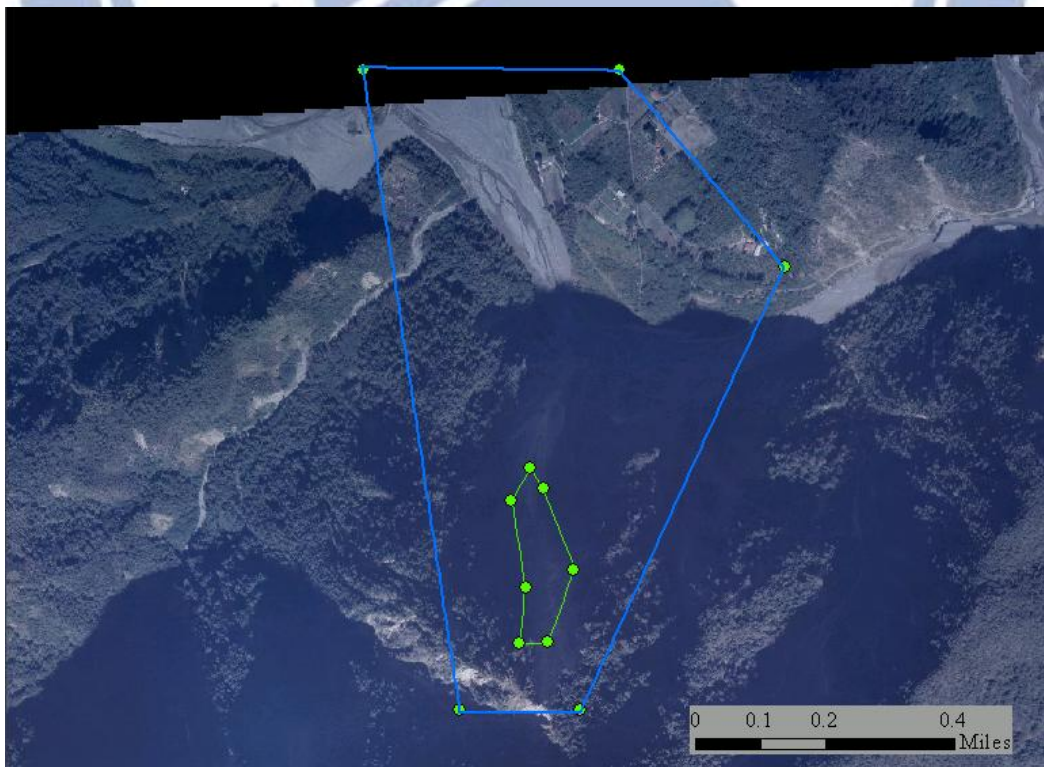


圖 5.2 合流坪航空照片（民國 96 年 01 月）

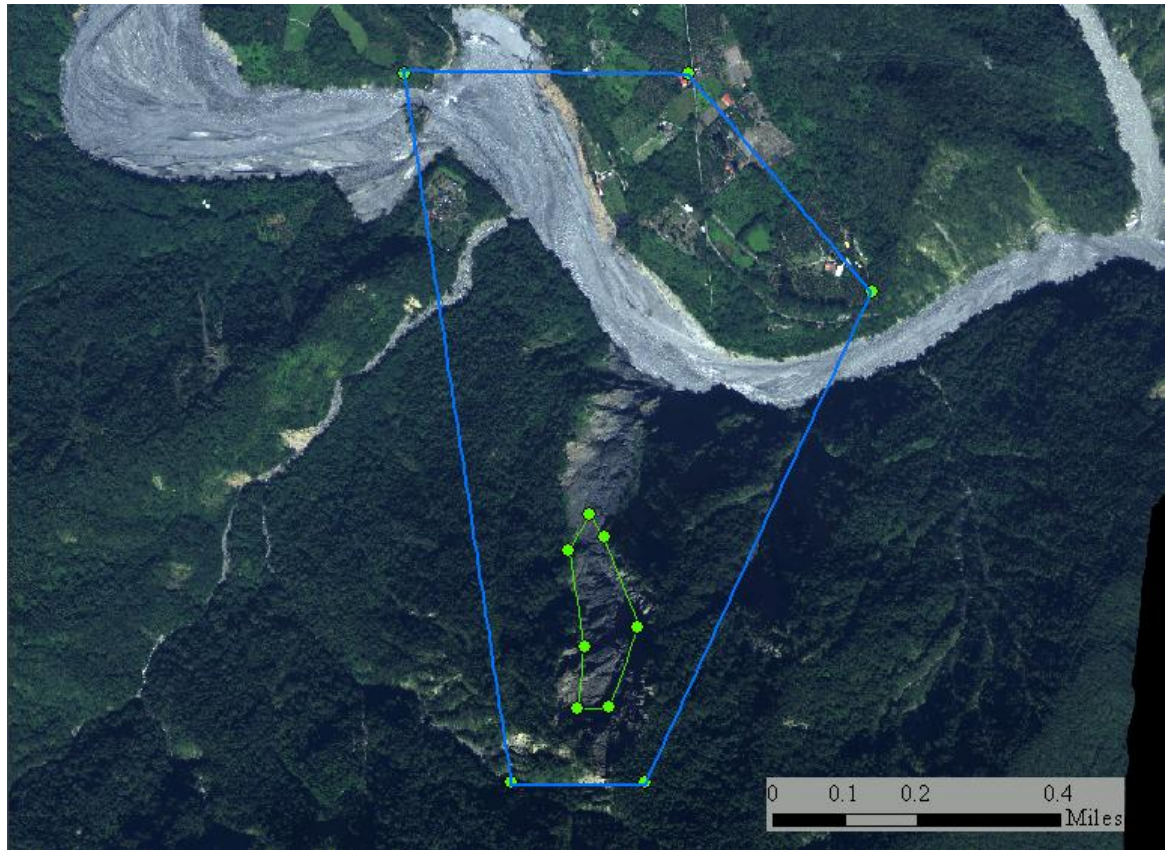


圖 5.3 合流坪航空照片（民國 97 年 10 月）

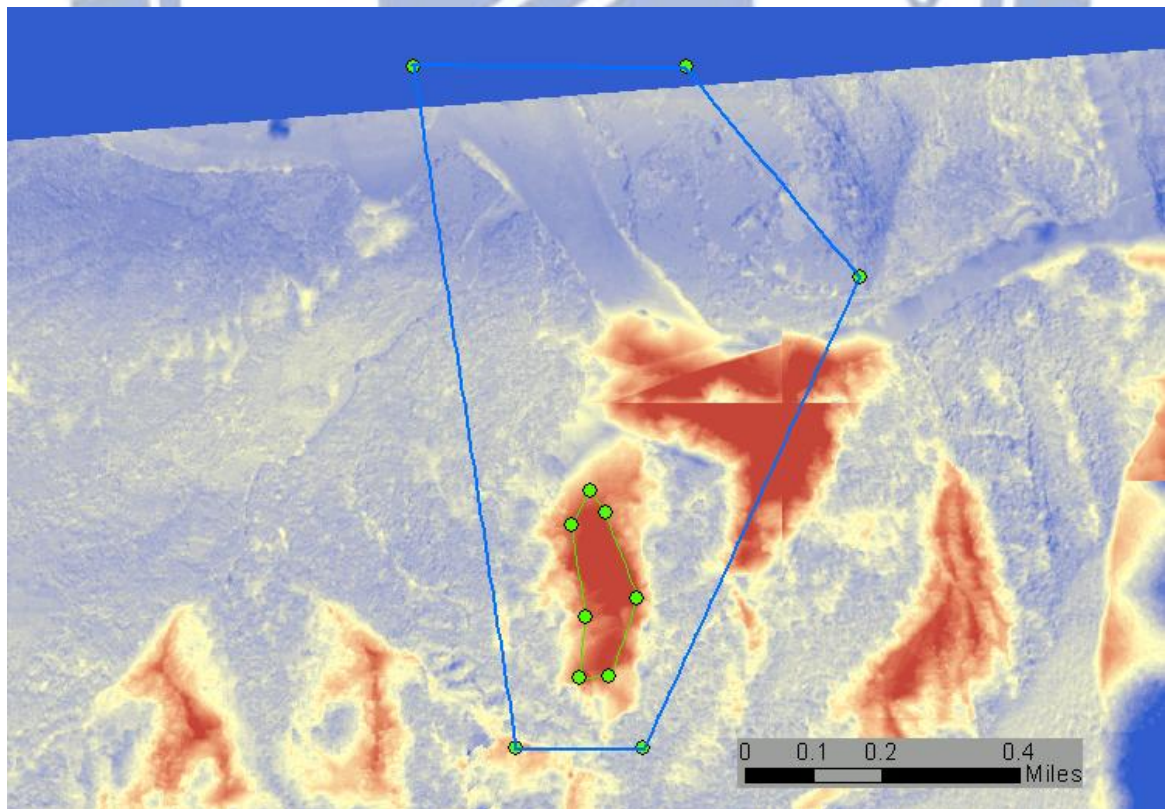


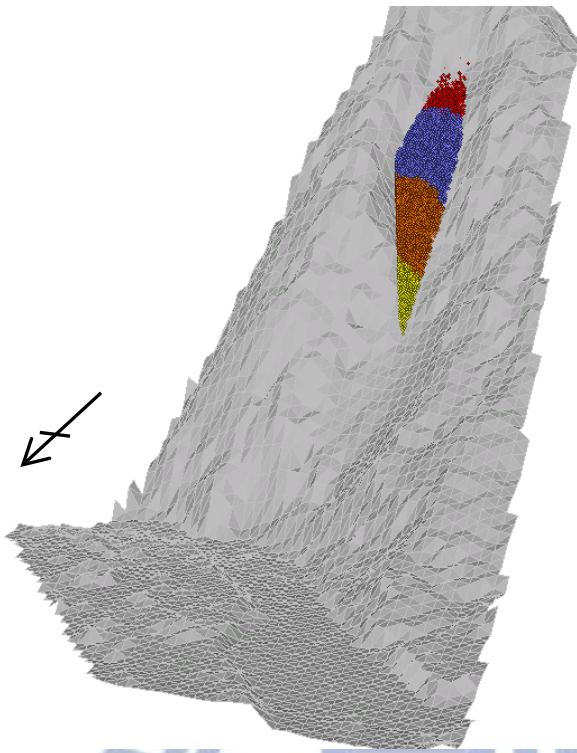
圖 5.4 合流坪崩塌區之判釋

### 5.3 模型建製與模擬結果

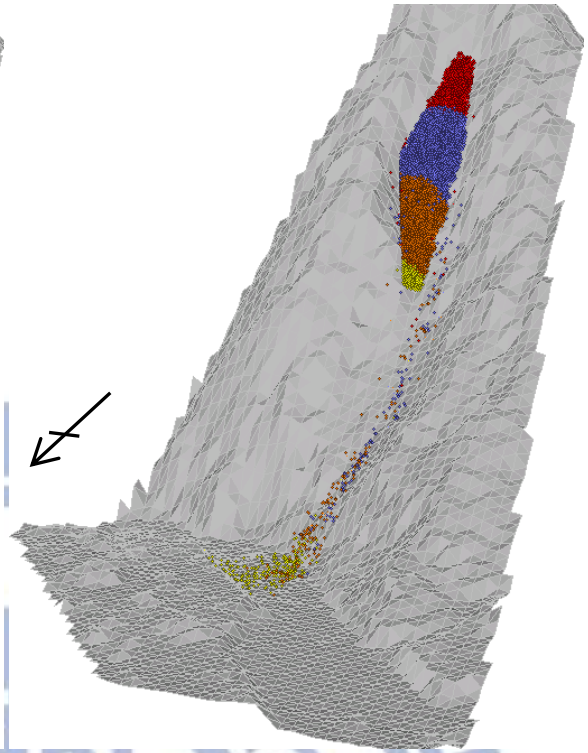
合流坪案例之模型是以 20×20 公尺之災後 DEM 為底牆，模型建製範圍東西長為 1,050，南北長為 1,590，共計產生 5,243 個三角形面，崩塌體為平均半徑 2 公尺之顆粒集合體，共計產生 21,650 顆球，換算總體積約為 118.9 萬立方公尺，與河川局事後估算之 120 萬立方公尺相近，建立之模型如圖 5.5(a)所示，並以此模型進行參數初步測試。

固定鍵結強度為 50 MPa、正向及切向阻尼係數分別採用 0.4 及 0.2，測試不同摩擦係數之堆積形態的差異，其模擬結果如圖 5.5 所示，當摩擦係數為 0.1 時，塊體下滑至河道後大量顆粒會繼續往前衝到對岸台地上，甚至跑出模型範圍，使得河道上之顆粒數量較少且鬆散，因而顯露出河道上之堆積物，關於河道與崩滑體的關係有待後人深入探討；摩擦係數為 0.2 的結果反映出鍵結強度設定太高，使得模擬無法進行，由 4.3.2 節對於鍵結強度之參數探討結果顯示，鍵結強度的大小對於最後堆積形態並無太大差異，故將調整鍵結強度為 10 MPa 並重新進行測試。

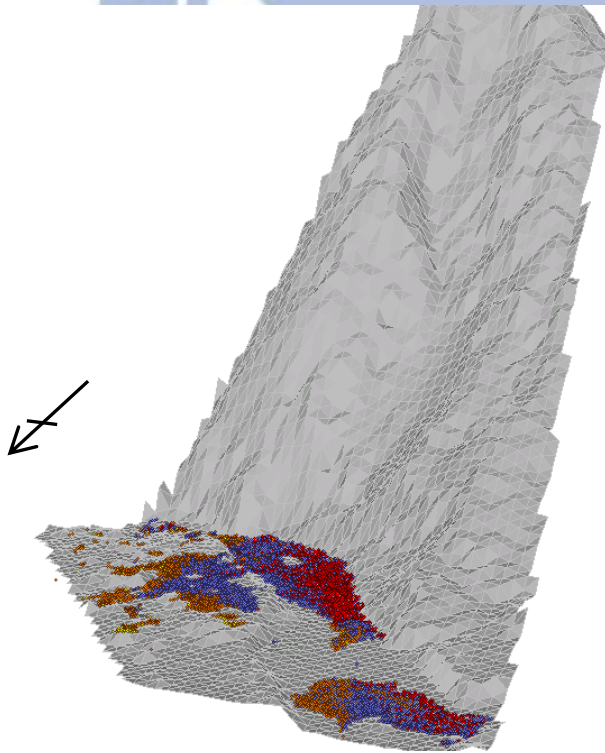
測試結果由圖 5.6 顯示，摩擦係數 0.1 之模擬過程及堆積型態與初步測試之結果相同，再次證實鍵結強度對於堆積形態並無太大差異；摩擦係數 0.2 至 0.4 之堆積型態皆有顆粒堆積於對岸台地上，此結果推估其原因為，河道與台地約十幾公尺的距離落差將近有 30 公尺，而模型間距為 20 公尺，導致建製之模型不夠精細，無法真實描述崖岸之局部地形落差，使得該區地形有平滑化之現象；由模擬過程與堆積於台地上之顆粒數判斷，對應摩擦係數 0.3 及 0.4 之結果較為寫實，因此後續皆以摩擦係數 0.4 進行討論。



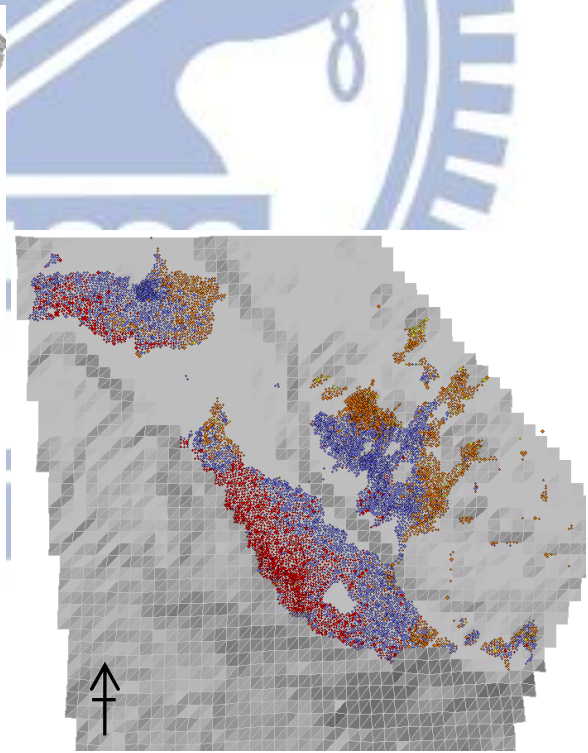
(a) 合流坪案例之模型



(b) 摩擦係數 0.2



(c) 摩擦係數 0.1



(d) 摩擦係數 0.1 (俯視圖)

圖 5.5 不同摩擦係數之初步測試 (鍵頭方向為北方)

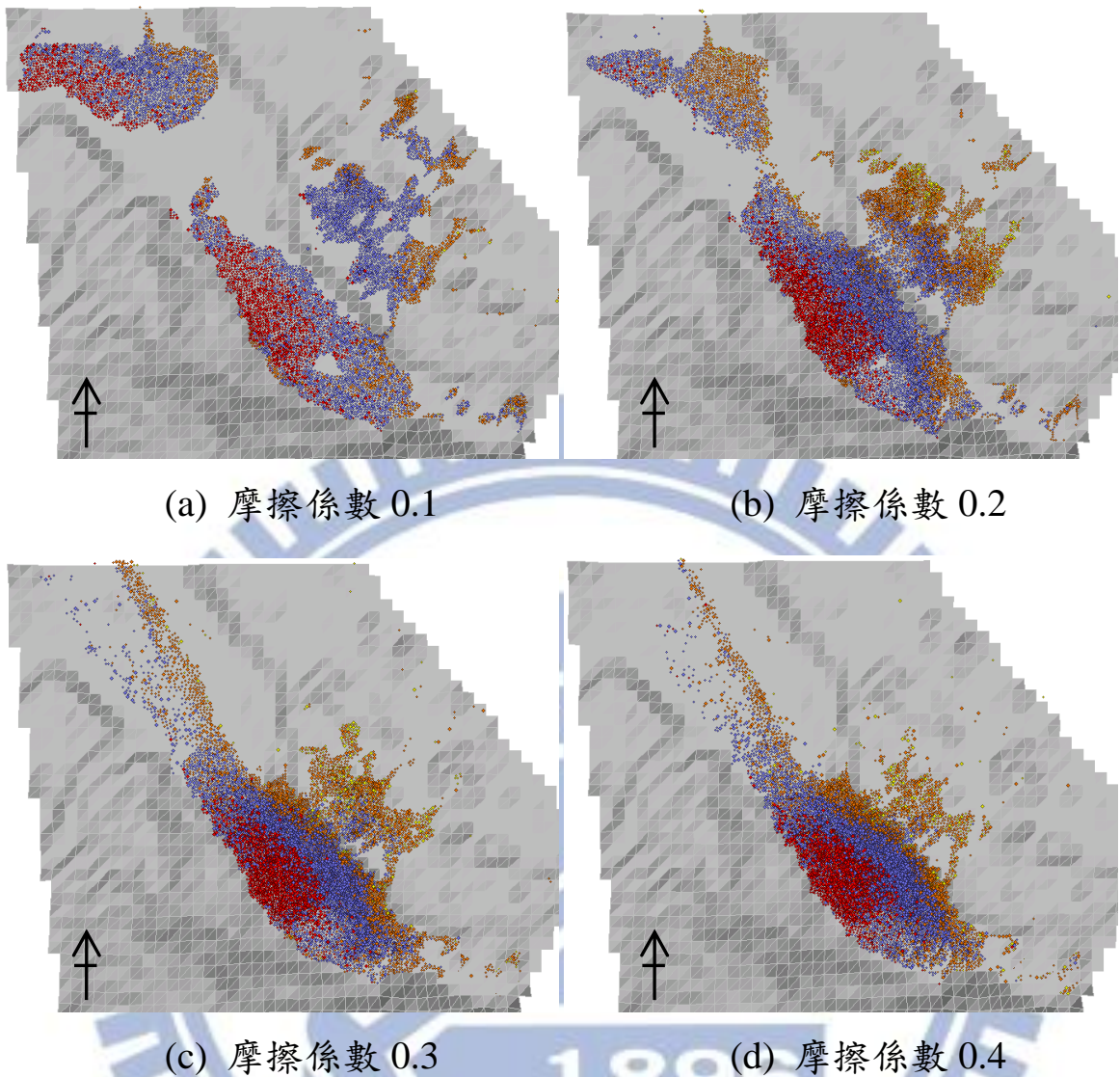


圖 5.6 不同摩擦係數之二次測試

在此次建模的過程中發現以下問題：由於滑落塊體的範圍為凹多邊形，這會使得程式在建立滑落塊體時產生誤判，並將範圍內之顆粒刪除，導致在建立模型時耗費大量時間，且最後形成之塊體範圍與預期的不同。將上述問題排除之後，重新建立之模型為圖 5.8(a)，與前一次模型（圖 5.5(a)）相比較，可以明顯看出滑落塊體上、下緣些許部分被消掉一塊。

以第二次建製之模型進行模擬，設定摩擦係數為 0.4、鍵結強度為 10 MPa、阻尼係數為 0.4 及 0.2，並在 6 個位置設置上、下各 2 個感測球，共 12 個感測球之編號方式與草嶺案例相同，模擬結果如表

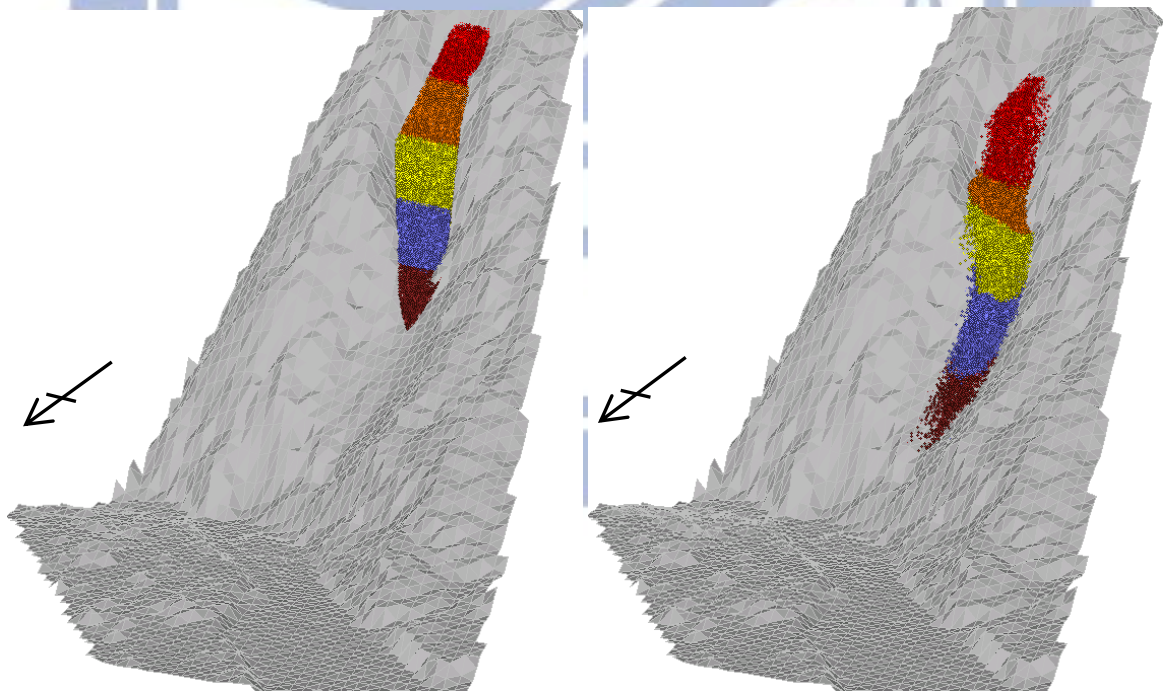
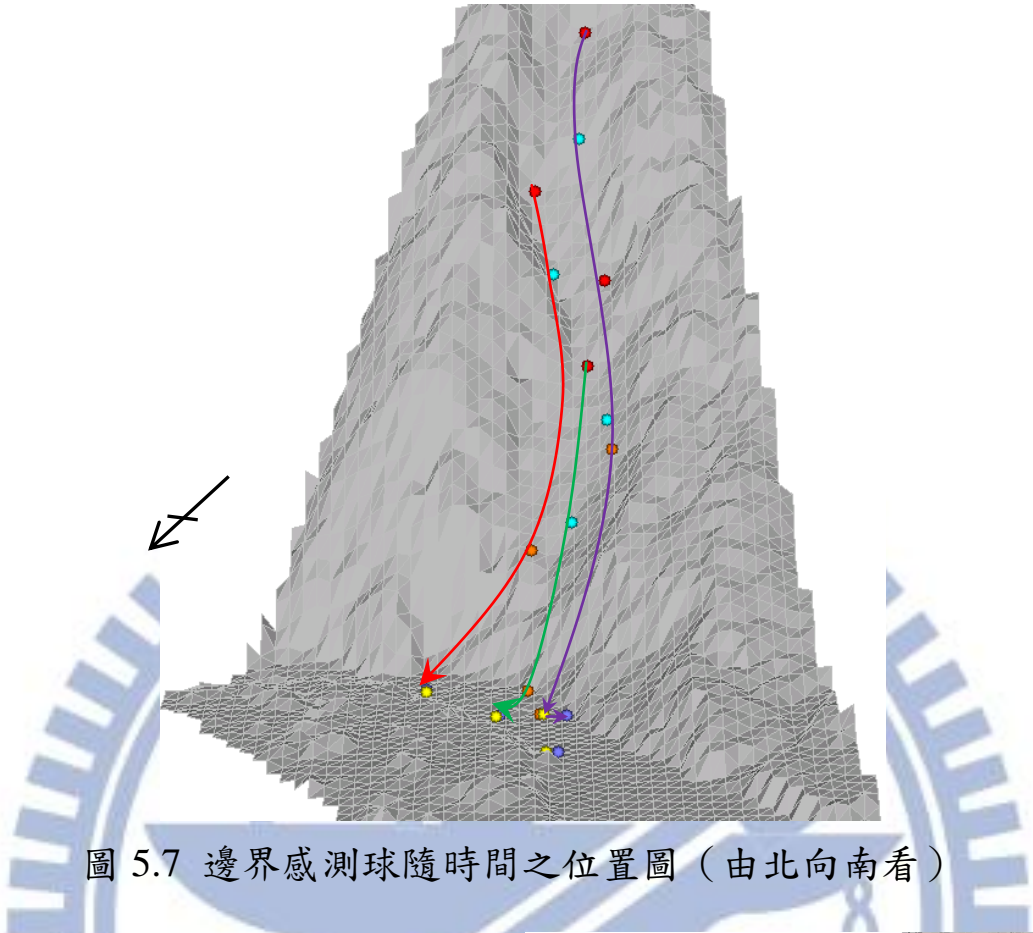
5.2 所列，最大滑行水平距離與最大垂直落距之感測球皆位於塊體最上方，分別為 877.94 公尺及 778.17 公尺，最大速度則位於塊體下緣為每秒 82.65 公尺，圖 5.7 顯示 4 個邊界上層感測球之滑移路徑，顆粒顏色為紅色、青色、橘色、黃色及紫藍色分別代表時間為 0 秒、10 秒、20 秒、30 秒及最後停置之位置，由綠色的線條可以看出先落下的顆粒會受到後來的推擠，而 30 秒之後顆粒就無太大移動。

圖 5.8 為模擬之運動過程，將模擬結果之顆粒點位座標輸入 ArcGIS，由於顆粒直徑為 4 公尺，故以 5 m 等高線將鬆散的顆粒過濾後繪製出壩體範圍如圖 5.9 所示，壩體寬度（沿河道方向）為堆積體完全堵塞河道之前後距離，以綠色圓點為轉折點，則壩寬為 580.0 公尺，壩高則取堆積範圍內之最大高程為 40 公尺，則天然壩之寬高比為 14.5。

表 5.2 合流坪感測球之位移與最大速度記錄表

編號	水平位移(m)	垂直落差(m)	最大速度(m/s)
p1-a	645.02	569.47	77.07
p1-b	645.23	548.77	69.66
p2-a	877.94	778.17	75.68
p2-b	874.32	754.80	74.42
p3-a	769.01	626.92	77.61
p3-b	791.88	609.50	78.30
p4-a	764.29	474.54	78.49
p4-b	601.07	457.50	74.62
p5-a	519.26	362.03	70.42
p5-b	530.28	321.94	58.31
p6-a	728.59	465.30	82.65
p6-b	713.48	440.18	77.06





(a) 模型初始狀態 (0 秒)

(b)  $t = 10$  秒

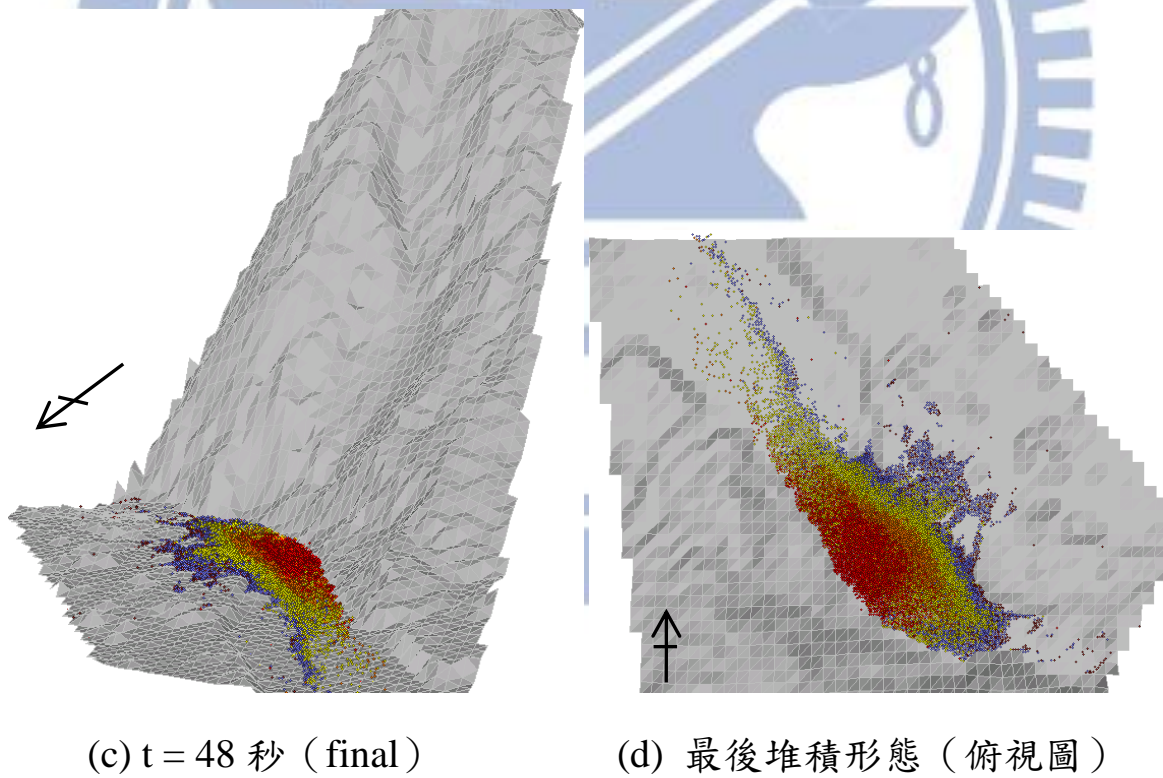
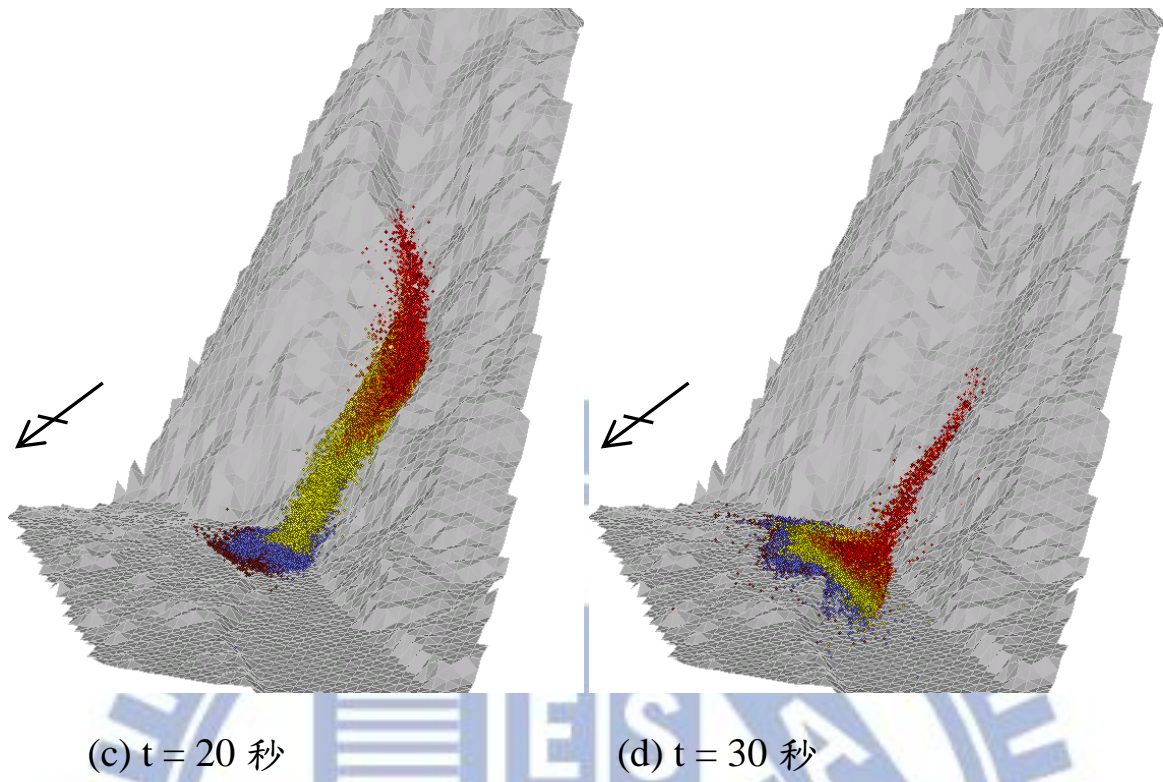


圖 5.8 合流坪堰塞湖案例之模擬過程

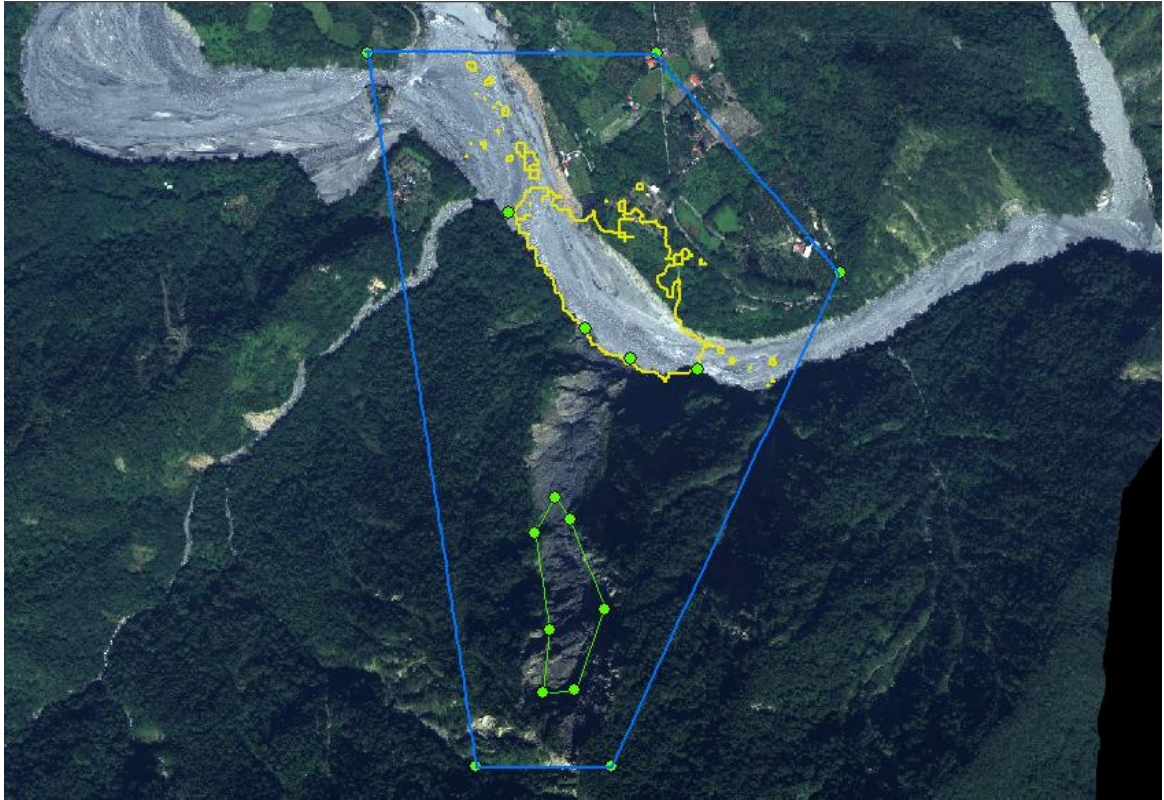


圖 5.9 模擬合流坪之堆積形態

#### 5.4 形成堰塞湖之因素探討

山崩因子是形成堰塞湖之重要因素，不同山崩條件所造成之塊體堆積型態會有所不同，因此，本節將藉由合流坪案例做為虛擬案例之基礎，分別探討(a)在相同位置不同崩塌量體，與(b)在不同位置相同崩塌量體所形成之堆積形態，於 2.1.4 節曾提及水利署（2004）經統計分析之結果，認為形成堰塞湖之規模門檻值為(a)滑動塊體體積大於 10 萬立方公尺，與(b)天然壩寬（沿河道方向）與壩高比值大於 3。統計結果亦顯示形成堰塞湖之溪流平均流量大多數小於 5 cms，而 100 cms 以上之河道尚無任何堰塞湖案例。

本研究比較塊體隨時間之入河體積與河流平均流量之關係，假設若塊體入河流量越大，則越容易阻塞河道。由經濟部水利署編印之 2008 年台灣水文年報資料顯示，距離合流坪最近之流量站位於合流

坪堰塞湖下游之寶石橋流量站，該年平均流量為 109.14 cms，在 3 月 12 日發生山崩當日之平均流量為 9.55 cms，該月之平均流量為 16.23 cms，而時流量之歷線如圖 5.10 所示。

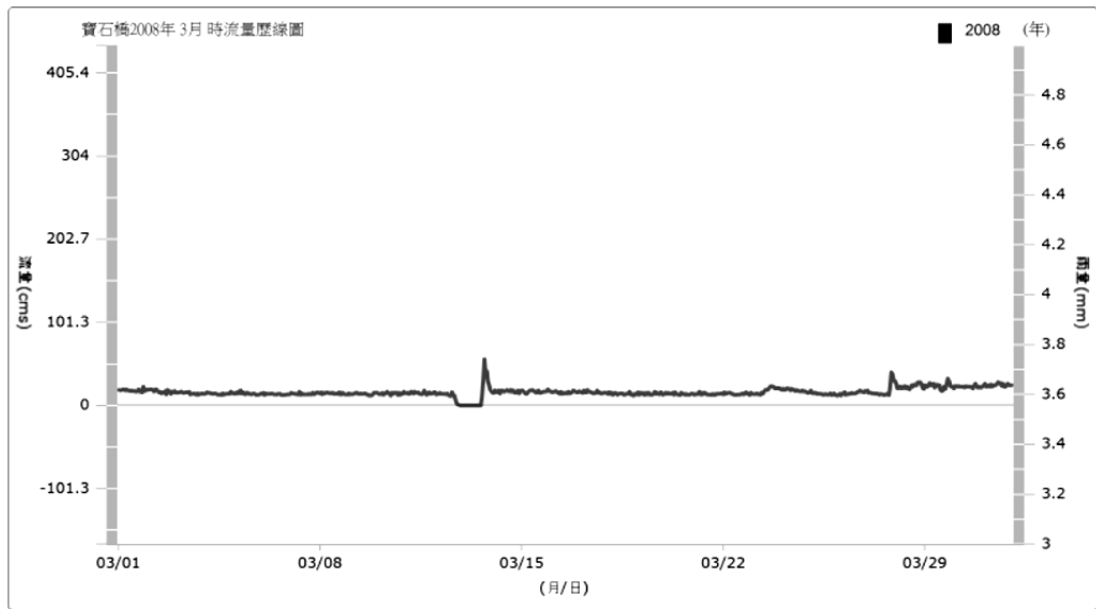


圖 5.10 寶石橋 2008 年 3 月時流量歷線圖

#### 5.4.1 崩滑量體之影響

經濟部水利署(2004)統計結果認為堰塞湖形成之體積門檻值為 10 萬立方公尺，而實際崩塌量為 120 萬立方公尺，因此，將以 10 萬立方公尺之體積為分界，另外模擬兩組滑落塊體並與前述之模擬結果進行比較。由於原先模型的崩滑量體為 118.9 萬立方公尺，其滑落塊體之範圍涵蓋很廣，若改變體積大小，則無法滿足此塊體範圍，因此，將以原塊體範圍之下緣往上做切割，如圖 5.11 所顯示之藍色框框為最小體積範圍，藍色與紅色範圍為中等體積，若在加上綠色範圍則為原塊體範圍。

由於最小體積設定為小於 10 萬立方公尺，若以顆粒半徑 2 公尺建製滑落塊體，則會造成滑落塊體內部應力過大，當模擬下滑運動時，顆粒會如同爆炸般的散射出來，故最小體積之顆粒半徑將改以 1 公尺

進行滑落塊體之建製，新建模型如圖 5.12(a)、(b)所示，其體積分別為 8.4 萬及 48.4 萬立方公尺，與原模型之體積比較如表 5.3 所列。

表 5.3 不同崩滑量體之體積

模型尺寸	顆粒半徑(m)	模型塊體體積(m <sup>3</sup> )
小型 (small)	1.0	8.4 萬
中型 (mid)	2.0	48.4 萬
大型(原)(large)	2.0	118.9 萬

模擬之堆積形態如圖 5.11 及圖 5.13(a)、(b)所示，原堆積範圍為綠色線條，紅色與藍色分別為中等與最小體積，由圖中顯示之最小體積堆積範圍無法阻斷河道，基本上符合崩滑體積小於 10 萬立方公尺之滑落塊體無法形成堰塞湖之統計門檻；圖中顯示之紅色圓點為中等體積與原體積之堆積最高點，分別為 27 公尺及 40 公尺，由原模型之綠色圓點連線為基準線，量測綠線及紅線之壩體寬度(沿河道方向)，並計算壩寬及壩高之比值，結果如表 5.4 所列，兩者之寬高比皆大於門檻值 3。

表 5.4 模擬不同崩滑量體之天然壩壩體尺寸

模型尺寸	壩寬(m)	壩高(m)	壩之寬高比
中型 (mid)	451.2	27	16.7
大型 (原) (large)	580.0	40	14.5

此外，模擬過程中追蹤記錄塊體顆粒隨時間進入到河道之體積，以每秒對應之體積變化量繪製成圖 5.14，圖中顯示滑落塊體最大瞬時體積由大到小分別為 11.9 萬、5.9 萬及 1.4 萬立方公尺，入河延續時

間分別約為 10、19 及 23 秒，平均單位時間之入河體積皆遠大於濁水溪寶石橋流量站之平均流量。

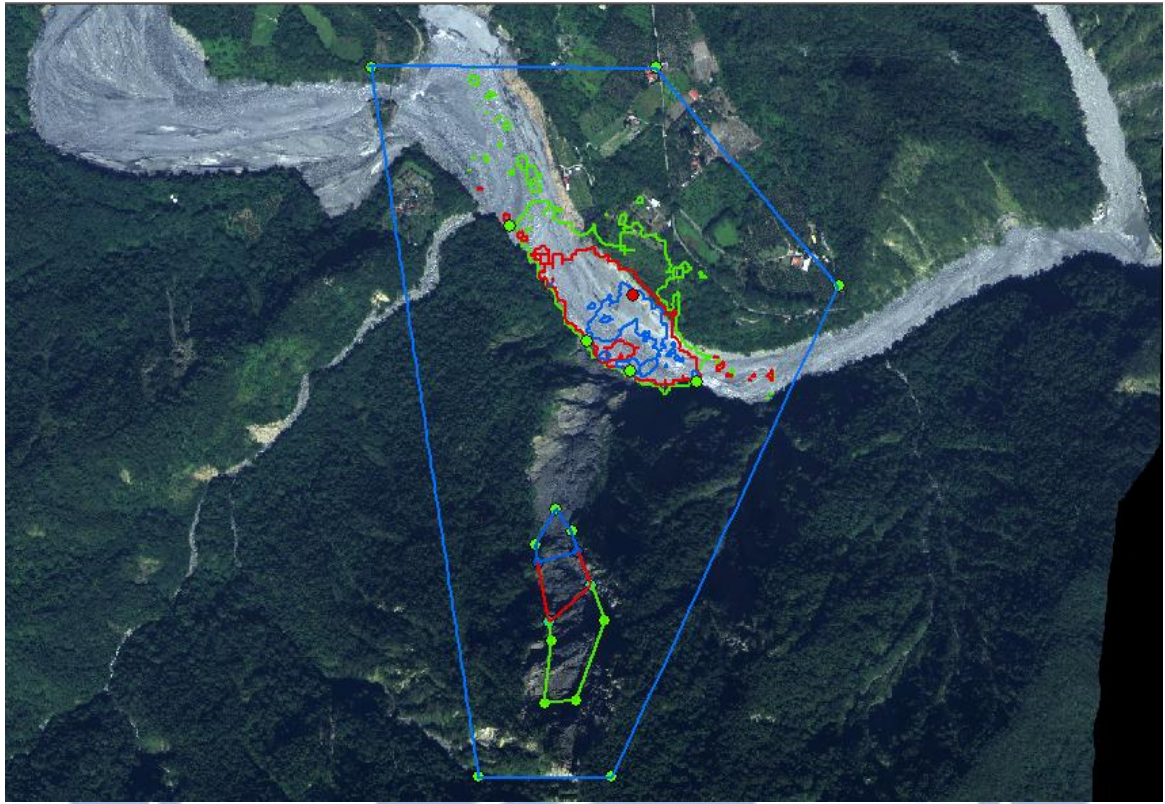
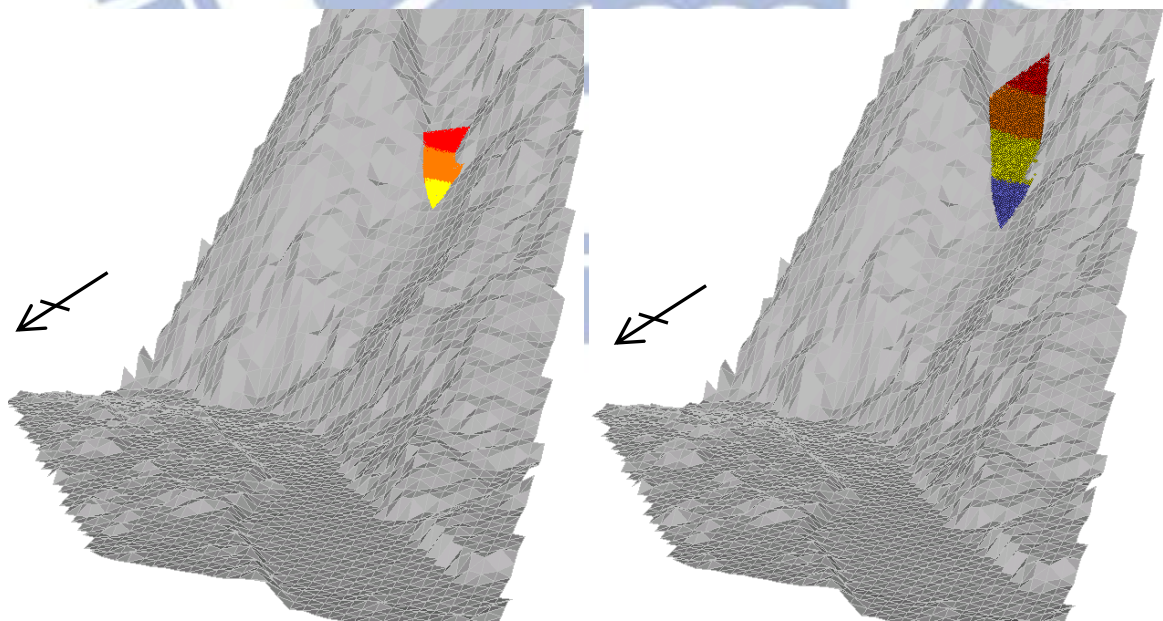


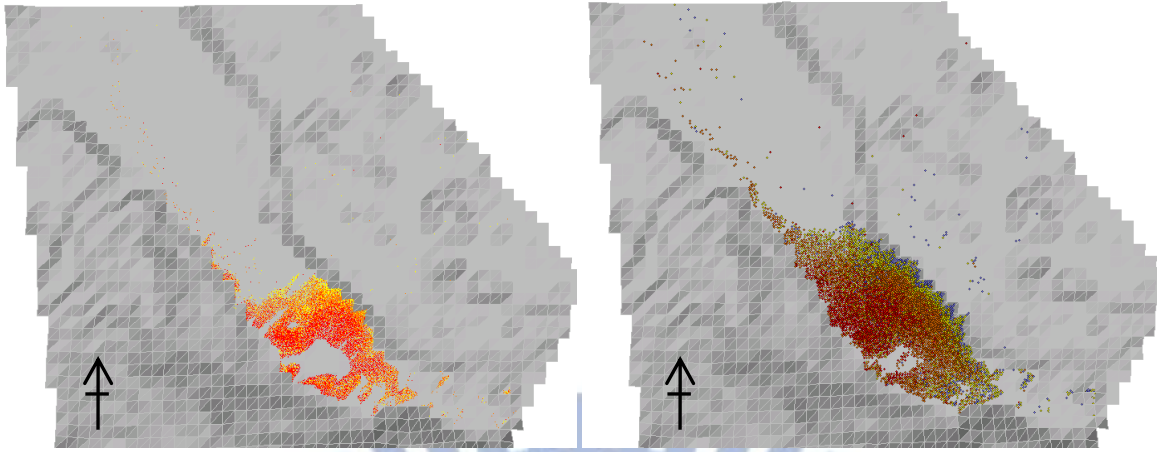
圖 5.11 不同崩滑量體之劃定與模擬堆積形態



(a) 小型崩滑體

(b) 中型崩滑體

圖 5.12 新建模型之初始狀態



(a) 小型崩滑體

(b) 中型崩滑體

圖 5.13 新建模型之堆積形態

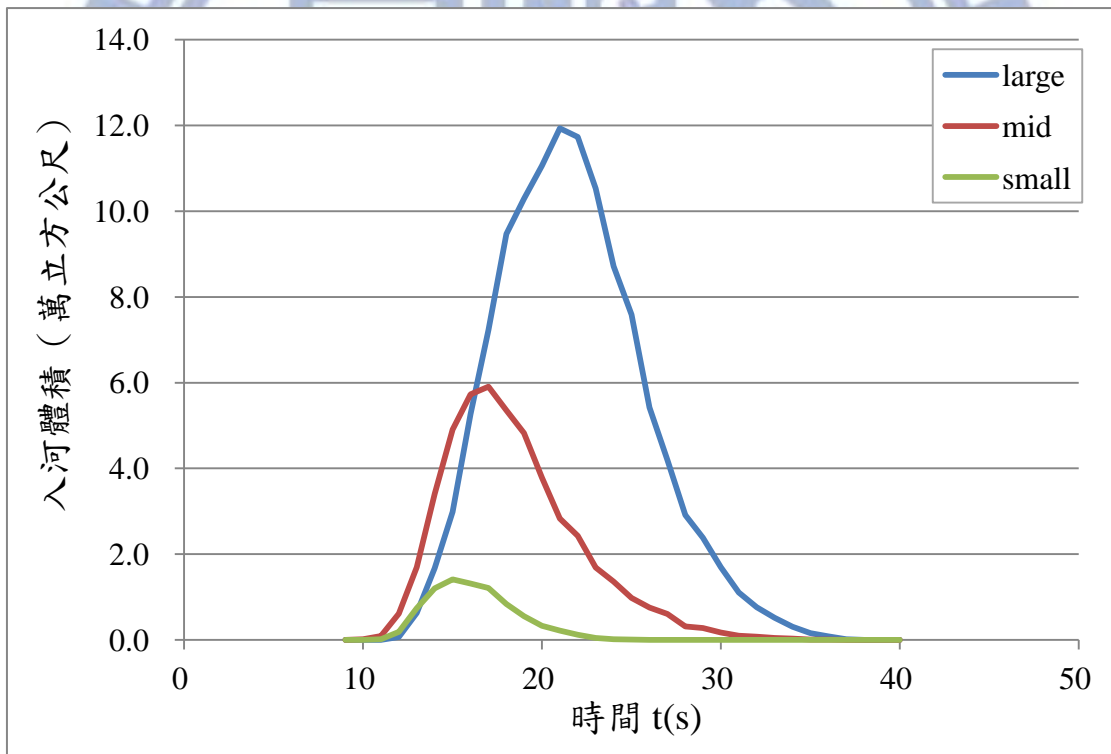


圖 5.14 不同崩塌量體隨時間之入河體積

## 5.4.2 崩滑塊體位置之影響

相同體積的滑落塊體若從不同高程之山坡位置滑下，因位能的不同使得運移過程及堆積形態必然不同，高程較高之滑落塊體所獲得之動能較大，下滑至河道後勢必往上、下游擴散，預期形成之天然壩壩寬（沿河道方向）較長，而壩高會因堆積範圍擴大而降低。本研究先以原崩塌量體進行位置高低之模擬，進一步再以中型崩塌量體假設於高程位置高、中、低開始崩落，分別進行塊體下滑之模擬，由於塊體範圍是以 ArcGIS 大略估算，故建製之塊體體積彼此難免略有差距，其模型建製之體積分別如表 5.5 所列。

表 5.5 不同位置之崩滑塊體體積

模型尺寸	顆粒半徑 (m)	模型塊體 體積(m <sup>3</sup> )	塊體下緣 高程(m)	塊體上緣 高程(m)
大量體-高位	2.0	118.9 萬	749.54	1197.48
大量體-低位	2.0	119.9 萬	503.17	835.84
中量體-高位	2.0	53.5 萬	959.35	1197.48
中量體-中位	2.0	48.4 萬	749.54	990.95
中量體-低位	2.0	50.6 萬	503.17	662.21

原崩塌量體之不同高程位置如圖 5.15 所示，以顆粒半徑 2 公尺建製之滑落塊體體積分別為 118.9 萬及 119.9 萬立方公尺，由模擬結果之堆積形態如圖 5.15 及圖 5.16(d)所示，位於高程較低之滑落塊體進入河道後，以較緩慢速度向上、下游擴散，如圖 5.16 所示，約下滑 7 秒已有顆粒進入河道，歷時 26 秒後所有顆粒皆進入河道，最後形成之天然壩壩寬（沿河道方向）為 562.6 公尺，壩高為 37 公尺。而綠色線條範圍之崩滑體經過 12 秒後塊體才開始大量進入河道，直到約 38 秒後才趨於穩定，最後形成之壩寬為 580.0 公尺，壩高為 40



公尺。

另一組中型崩滑量體之高程高、中、低位置與模擬堆積形態如圖 5.17 所示，塊體範圍為紅色與綠色之堆積長度相近，而藍色範圍之塊體相較之下堆積範圍小很多，三者之壩體寬度由高至低依序分別為 470.4、434.5 及 369.7 公尺，壩高分別為 27、27 及 18 公尺。

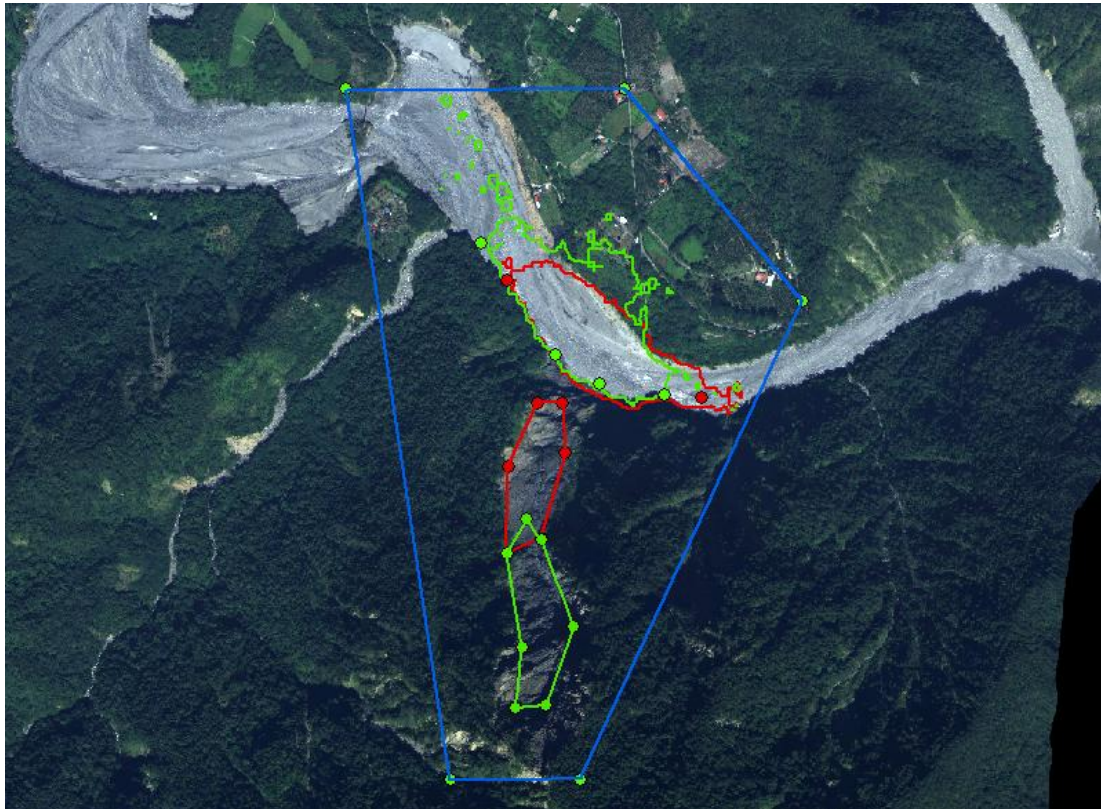
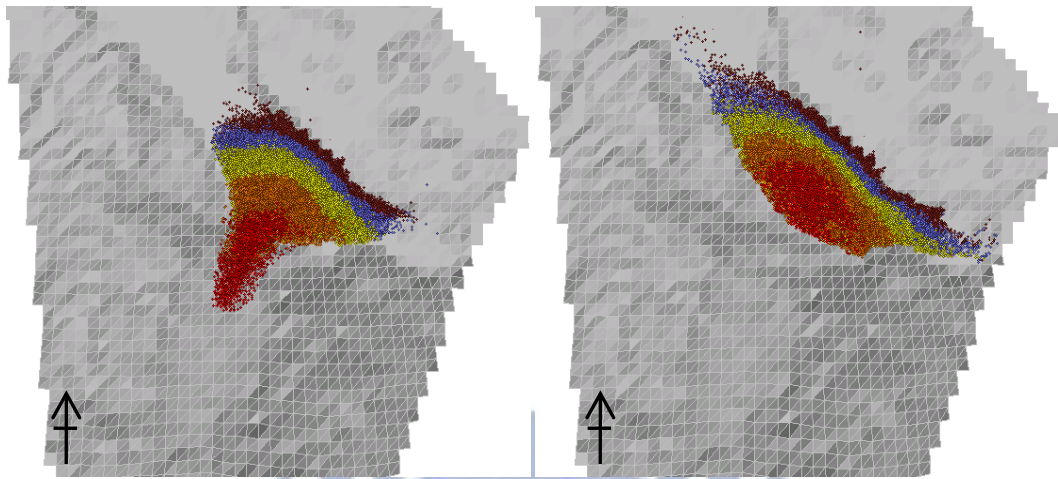


圖 5.15 大型崩滑體於不同位置之劃定與模擬堆積形態



(a) 初始位置 (0 秒)

(b)  $t = 10$  秒



(c)  $t = 20$  秒

(d)  $t = 34.6$  秒 (final)

圖 5.16 大型崩滑體於低高程之模擬過程 (由南往北之俯視圖)

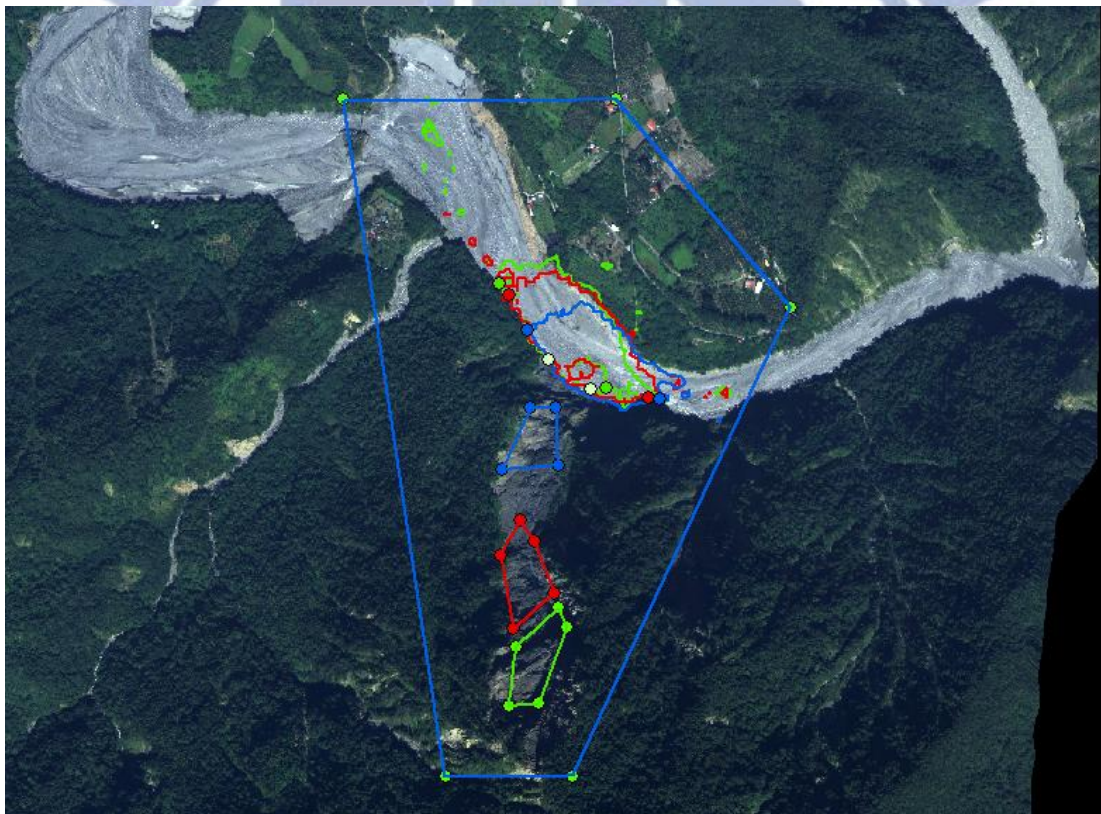


圖 5.17 中型崩滑體於不同位置之劃定與模擬堆積形態

將以上 5 個模型之天然壩壩體尺寸列於表 5.6，壩體之寬高比皆大於門檻值 3，由滑落體不同位置之模擬結果顯示，相同滑落體積之堆積範圍的大小與高度相近，而高程較高之塊體滑落後，因獲得之動

能較大，故持續往下游運移，而高程位置於高、中、低之塊體模擬堆積結果也有同樣趨勢。

表 5.6 模擬塊體不同位置之天然壩壩體尺寸

模型尺寸	壩寬 (m)	壩體最大 厚度(m)	天然壩之 寬高比
大量體-高位 (large-high)	580.0	40	14.5
大量體-低位 (large-low)	562.6	37	15.2
中量體-高位 (mid-high)	470.4	27	13.7
中量體-中位 (mid-mid)	451.2	27	16.7
中量體-低位 (mid-low)	369.7	18	20.5

原本預期高程較低之滑落體進入河道後較不易擴散，所形成天然壩之壩寬較小、壩高較高，由表 5.6 之壩寬與壩頂高最大值並未出現此預期現象。進一步利用 ArcGIS 繪製塊體堆積之剖面（如圖 5.18 所示），分別為沿河道方向（A-1 至 A-2）及塊體滑動方向（B-1 至 B-2），圖 5.19 及圖 5.20 顯示低高程的滑落塊體堆積於河道之剖面為矩形狀，且堆積區內之較大高程位於上游處；中位及高位的滑落塊體堆積於河道之型狀，則偏向河道右岸與下游處。由上述結果顯示，模擬結果符合預期之低位塊體壩寬較小，中位與高位因動能較大多堆積於河道右岸，故壩體最高處較低位塊體高，但高度跨越河道方向之壩頂高較不對稱，因為溢流必然發生在壩頂最低處，所以最低壩頂高程將控制壩體之留存與否。若以壩頂最低處之高度定義壩高，則差異並不顯著。即使堰塞湖仍未蓄滿，壩體內之滲流力可能促使管湧發生，使壩體溢流前即發生潰決，而沿河道之壩寬直接決定水力坡降，所以沿河道之壩寬可能對形成堰塞湖更具重要性。若比較滑落體由不同位置滑落之

模擬結果，同樣崩滑量體下，滑落塊體落差越低，壩寬越短，滲流作用下最大水力坡降可越大，溢流前即潰決之機會也將會越大。

圖 5.21 及圖 5.22 進一步繪出天然壩堆積之縱剖面（沿河道方向）與橫剖面（沿塊體滑動方向），圖中最低曲線為原河床剖面。可觀察河道於崩崖底下之高程較低，不同位置的滑落體造成天然壩壩頂之最低高程並無並無一可具結論性之規則，但差異並不太大，且皆位於崩崖下；由圖 5.21 可看出河道上有堆積物，但因切割之縱剖面並非水流之最低點，導致產生下游比上游高之錯覺。

另外將塊體顆粒隨時間之入河體積繪於圖 5.23，由圖顯示相同體積之滑落體於不同位置落下後，其入河體積隨時間變化之波形幾乎一致，只因距離河道之遠近而有時間上的差異。相同位置不同體積（紅線與黃線、紫線與藍線）之滑落體，由於較大塊體需較多時間進行塊體碎解與運移，使顆粒鍵結逐漸破壞與滑移時間較小型滑落體慢。

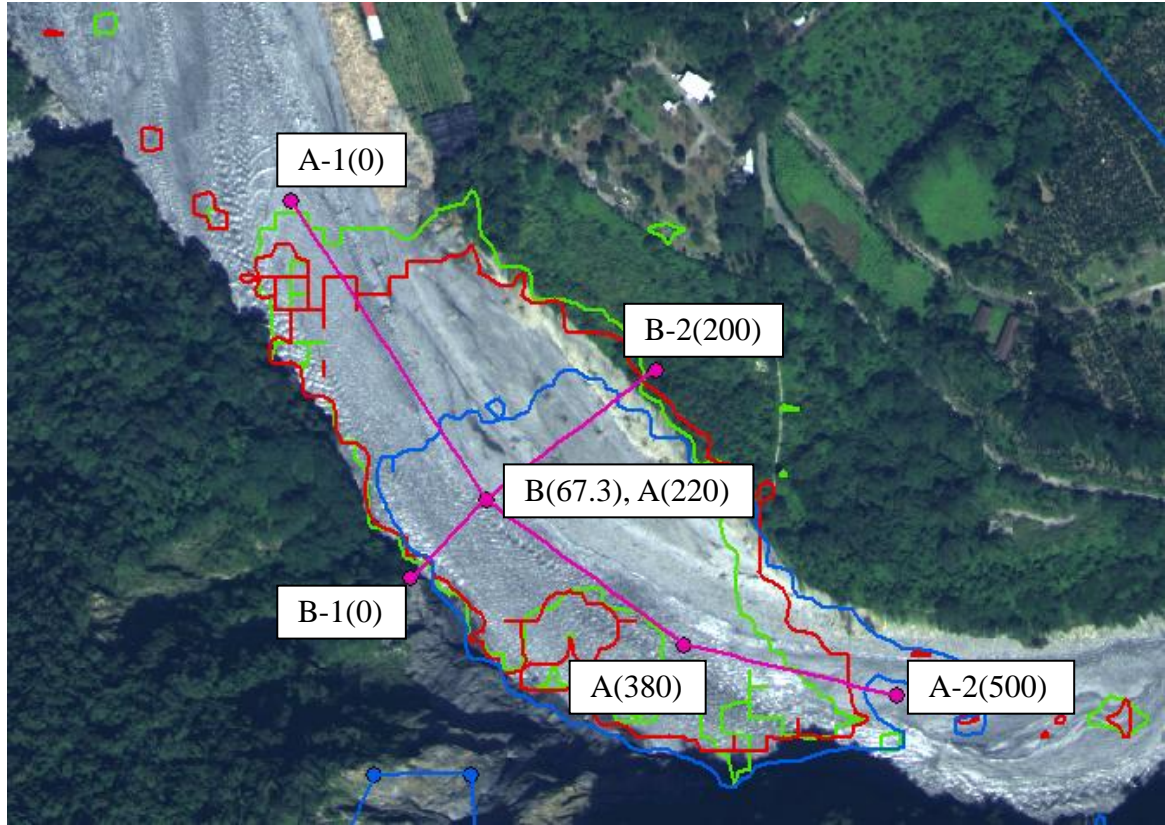


圖 5.18 堆積高程剖面線之位置

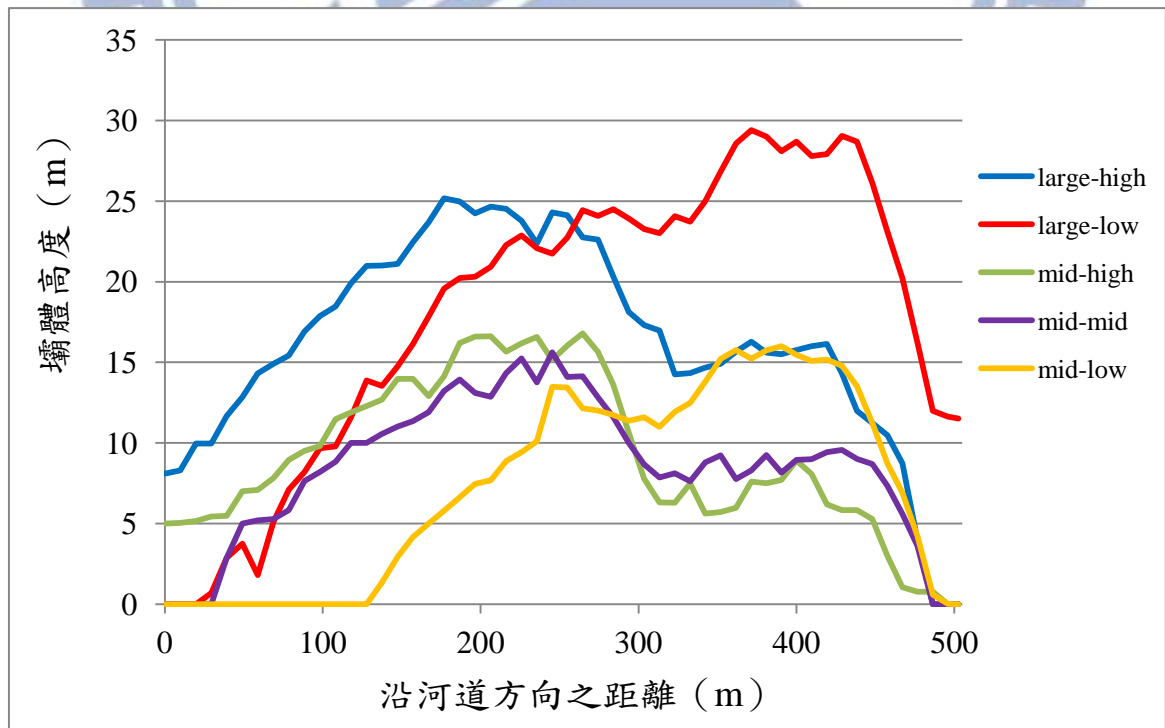


圖 5.19 沿河道方向之堆積壩高 (由下游至上游)

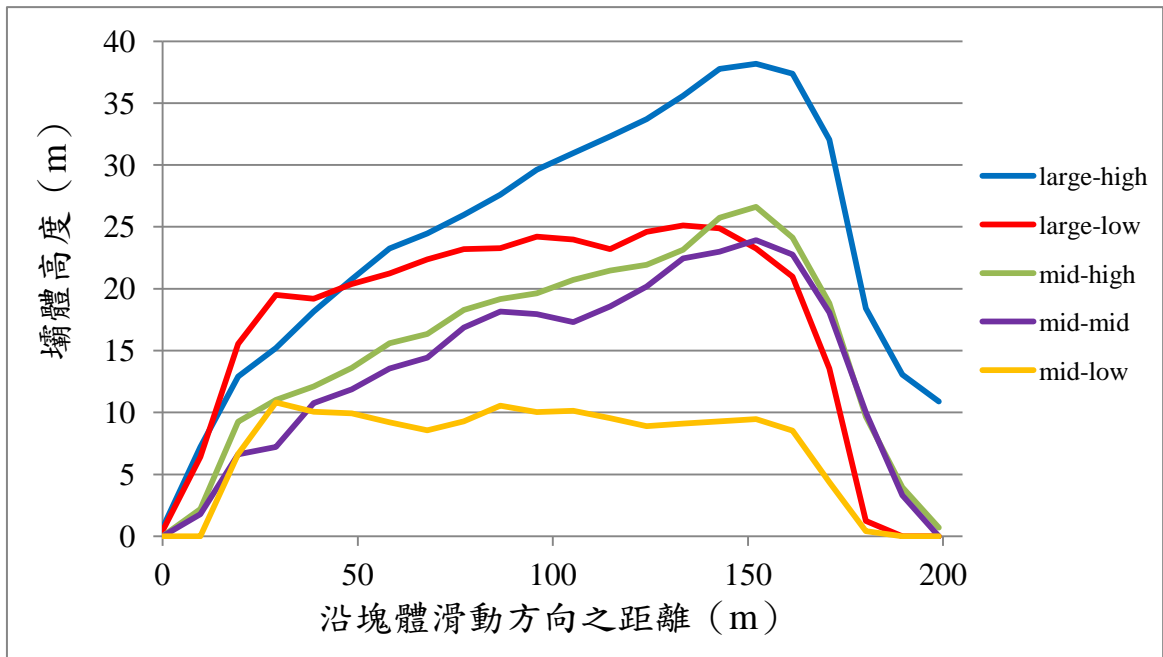


圖 5.20 沿塊體滑動方向之堆積壩高

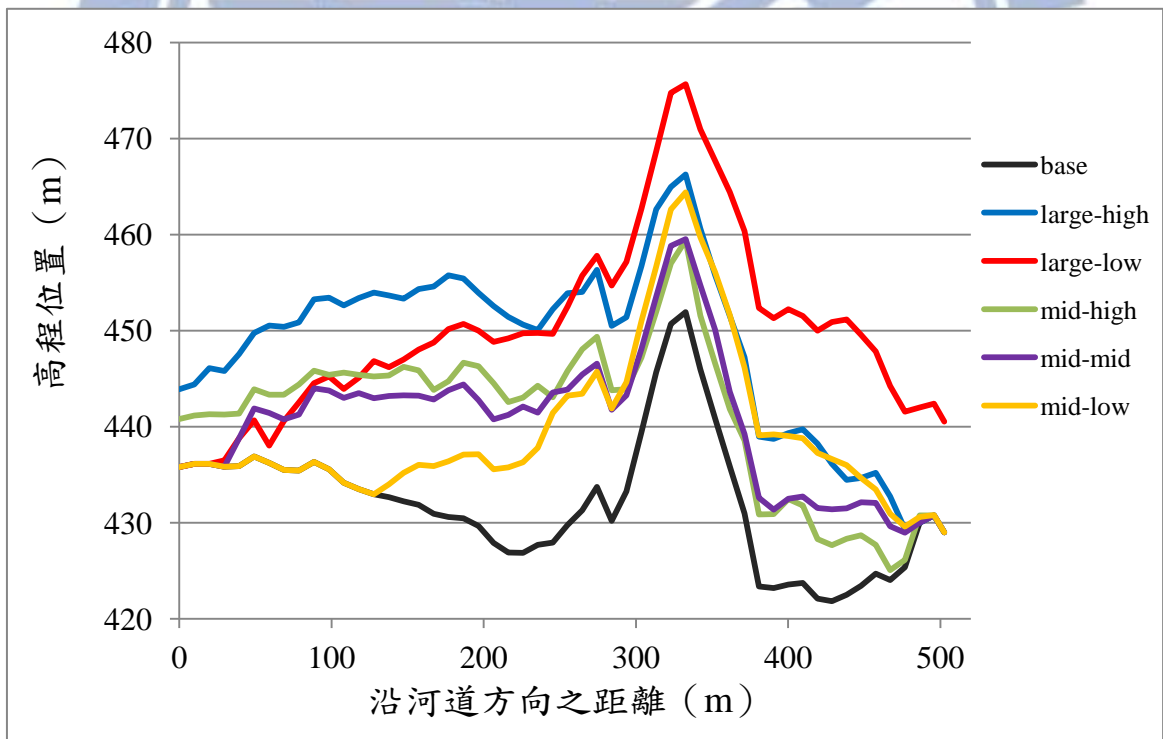


圖 5.21 天然壩堆積之縱剖面 (沿河道方向)

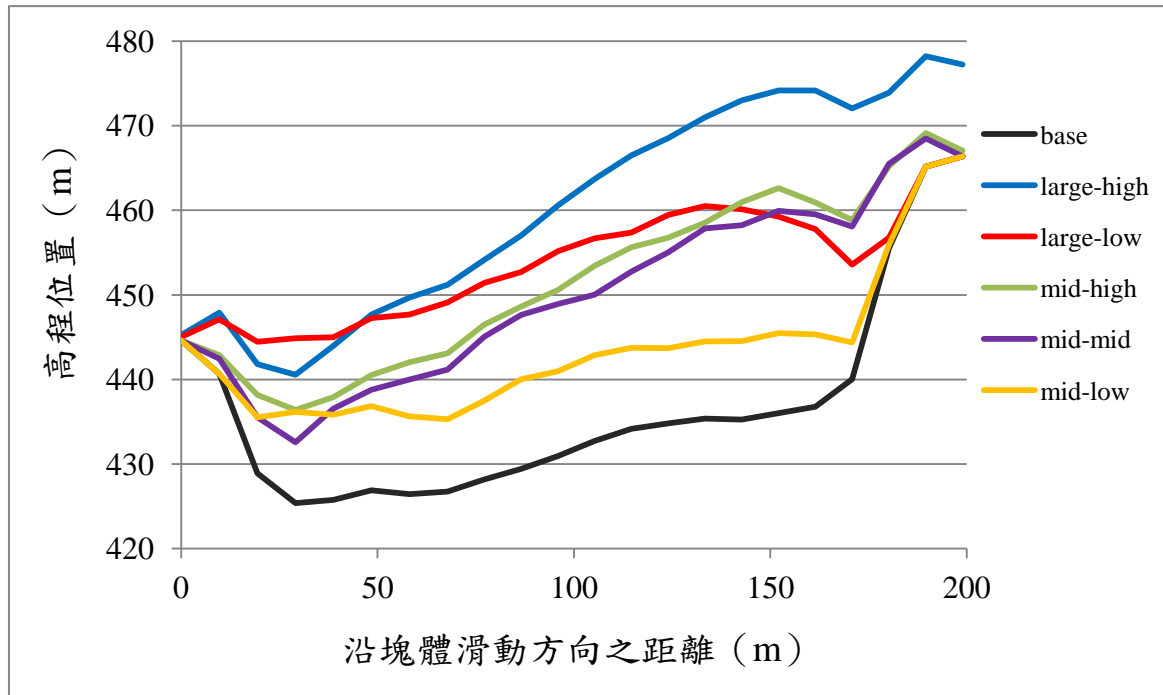


圖 5.22 天然壩堆積之橫剖面 (沿塊體滑動方向)

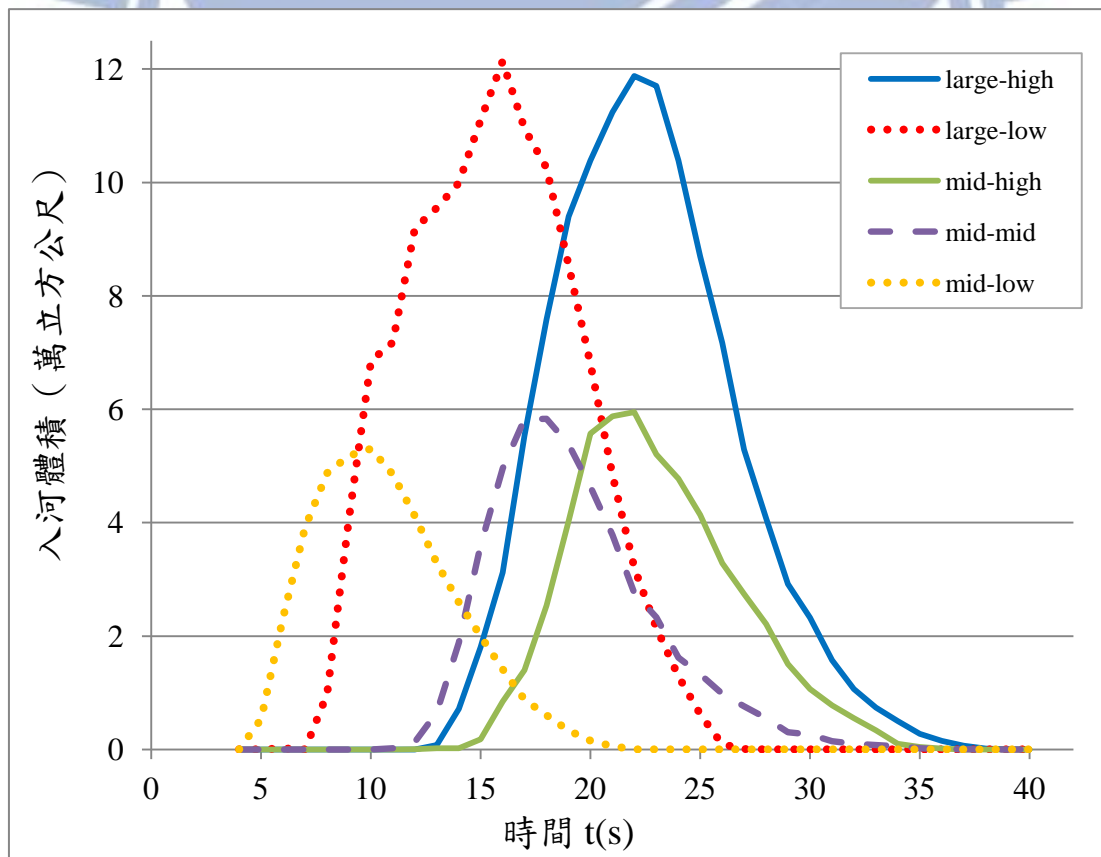


圖 5.23 不同位置的崩滑體隨時間之入河體積

## 第六章 結論與建議

### 6.1 結論

本研究利用顆粒體離散元素法(Granular discrete element method)模擬邊坡塊體運移之過程，藉由追蹤顆粒隨時間之位置、速度、鍵結強度，以瞭解滑落塊體之滑移距離、速度變化及塊體裂解行為等相關議題。本研究主要藉由三維離散元素程式 PFC<sup>3D</sup> 模擬塊體下滑，經方法驗證後，探討其未來做為研究影響邊坡崩滑體堵塞河道形成堰塞湖潛勢之工具的可行性，綜合以上各章之研究成果，可獲下列結論：

1. 由參數率定之結果得知，單壓試驗之試體直徑約為顆粒半徑 25~30 倍或試體顆粒總數約 10,000 顆以上結果較為理想。
2. 由塊體下滑模擬之參數研究發現，應依照現地實際情況選擇適當阻尼係數；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；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。
3. 由塊體下滑模擬之滑移路徑顯示，滑動/崩落體邊緣之顆粒因受到限制較少，其運動速度與滑移距離最遠。
4. 由草嶺、九份二山及小林村三個實際大型地滑案例之驗證，以及合流坪之模擬結果顯示，若控制適當微觀參數，則本研究之模擬方法應可合理模擬大型邊坡崩、滑之運移過程。
5. 由合流坪堰塞湖進行案例重建之經驗顯示：就無詳細調查資料之堰塞湖重建天然壩幾何形狀，應能具有實務應用之可行性。



6. 由合流坪虛擬案例所進行之因素探討結果顯示：

- (1) 當體積小於 10 萬立方公尺之滑落塊體無法阻斷河道。塊體平均單位時間之入河體積皆遠大於濁水溪寶石橋流量站之平均流量。
- (2) 滑落塊體之落差高程越大（原崩、滑體高程與河床之高差），則堆積範圍愈往下游擴散。
- (3) 低落差滑落塊體之堆積剖面較為均勻、對稱（矩形狀），高落差滑落塊體之堆積剖面則較不對稱。
- (4) 因為溢流必然發生在壩頂最低處，所以最低壩頂高程將控制壩體之留存與否。不同落差的滑落體造成天然壩壩頂之最低高程，並無一可具結論性之規則、但差異不大，且皆位於崩崖下。
- (5) 低落差滑落塊體之堆積沿河道方向之壩寬較短，壩寬越短，滲流作用下最大水力坡降可越大，溢流前即潰決之機會也會越大。
- (6) 相同體積之塊體入河流量相似，只因距離河道之遠近而有時間上的差異。

## 6.2 建議

1. 由驗證結果顯示本研究之模擬方法與實際崩滑案例相符合，並可用於探討不同崩滑量體與落距等虛擬案例。限於時程，本研究只能就有限之滑落體條件進行參數探討，未來可進一步就其它可能之重要影響因子加以探討，譬如崩/滑型態、地質條件、邊坡之地文參數、

河道之蜿蜒、河寬、河床剖面型態、水系...等等因子之影響，皆宜深入探討之。

2. 國內、外有許多已知發生過堰塞湖，卻無詳細調查資料之堰塞湖案例，對於相關研究造成阻礙，若藉由本研究之模擬方法，利用災前、災後航空照片及適當之微觀參數，進行古、老堰塞湖等案例重建，即可獲得有用資訊，以供後續研究之參考。
3. 本研究皆以已發生堰塞湖之案例進行模擬，模型建製方式是在崩塌後之地形上建立滑動塊體，未來若能推測可能發生崩塌之區域，即可修改災前地形並模擬該區發生地滑/崩塌阻塞河道之情形，進而研判其形成堰塞湖的潛勢。
4. 本研究是以乾顆粒流進行模擬，對於因降雨而形成之堰塞湖無法準確描述，雖然小林村案例之模擬結果尚有參考價值，未來若能合理考慮岩土體與水之交互作用，譬如考慮多相體之運動行為或組合體之黏滯流行為，應有可能更貼切考量其運移行為。

## 参考文献

1. Azzoni, A., Barbera, G. L., and Zaninetti, A., “Analysis and prediction of rockfalls using a mathematical model.”, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science* 32, 709–24, 1995.
2. BAE Systems, SOCET GXP Version3.2 User’s Manual., 2010.
3. BAE Systems, SOCET SET Version5.6 User’s Manual., 2011.
4. Casagli, N., Ermini, L., “Geomorphic analysis of landslide dams in the Northern Apennine.” *Transactions of the Japanese Geomorphological Union* 20, 219–249, 1999.
5. Clerici, A. and Perego, S., “Simulation of the Parma River blockage by the Corniglio landslide (Northern Italy) ,” *Geomorphology* 33, pp1–23, 2000.
6. Crosta G. B., Calvetti F., Imposimato S., Roddeman D., Frattini P., Agliardi F., “Granular flows and numerical modelling of landslides.”, Report of DAMOCLES project, August 2001.
7. Costa, J. E., Schuster, R. L., “The formation and failure of natural dams”, *Geological Society of America Bulletin*, v.100, p.1054-1068, 13 figs., 7 tables, July 1988.
8. Cundall, P. A. and Hart, R. D. (1989), ”Numerical Modeling of Discontinua”, Keynote Address, Proceeding of the 1st U.S. conference on discrete element methods (Golden , Colorado , October 1989) , pp.1-17,1989. Golden, Colorado : CSM Press , 1989 ; to be published in the *Journal of Engineering Computations*, 1992 ; to be published in *Comprehensive Rock Engineering*, 1992.
9. Erismann, T. H., “Flowing, rolling, bouncing, sliding: Synopsis of basic mechanisms”, *Acta Mech.*, 64, pp.101-110, 1986.

10. Ermini, L., Casagli, N., 2003. Prediction of the behaviour of dams using a geomorphological dimensionless index. *Earth Surface Processes and Landforms* 28, 31–47.
11. Fukuoka, H., “Variation of the friction angle of granular materials in the high-speed high-stress ring shear apparatus: influence of re-orientation, alignment and crushing of grains during shear”, *Bull. Disaster Prevention Res. Inst. Kyoto Univ.*, 41(Part 4), pp.243-279, 1991.
12. Giani, G. P., Giacomini, A., Migliazza, M., and Segalini, A., “Experimental and theoretical studies to improve rockfall analysis and protection work design”, *Rock Mech. Rock Engng.*, 37(5), pp.369-389, 2004.
13. Giani, G. P., “Rock slope stability analysis”, 1992.
14. Hart, R., Cundall, P. A., Lemos, J., “Formulation of a three – dimensional distinct element model --- Part II. Mechanical calculations for motion and interaction of a system composed of many polyhedral blocks.”, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol.25, Issue 3, pp. 117-125, 1988.
15. Hutter, K., Koch, T., Plüss, C. and Savage, S. B., “The dynamics of avalanches of granular materials from initiation to runout. Part II. Experiments.” *Acta Mechanica*, 109, 127-165., 1995.
16. Iverson, R. M., “Physics of debris flows. ”, *Rev. Geophys.*, 35, pp.245-296
17. Kai-Chun Yang, Hung-Pin Huang, “Relationship between size segregation phenomenon and flow characteristics.”, *Journal of Taiwan Agricultural Engineering*, Vol.55, No.4, December 2009.
18. Morgenstern, N. R., *Geotechnical aspects of environmental control: Proc. 11th ICSMFE*, S. Francisco, vol. 1, pp.155-186, 1985.

19. Pudasaini S. P., Hutter K., Hsiau S., Tai S., Wang Y., Katzenbach R., “Rapid flow of dry granular materials down inclined chutes impinging on rigid walls.”, *Phys. Fluids* 19(5) (2007)
20. Ritchie A. M., “Evaluation of rockfall and its control.”, *Highway Research Record* 17, 13–28. Washington, DC: Highway Research Board, National Research Council., 1963.
21. Reynolds, O., 1885, “On the dilatancy of media composed of rigid particles in contact”, *Philos. Mag. Ser. 5*, Vol. 50-20
22. Scheidegger, A. E., “On the prediction of the reach and velocity of catastrophic landslides”, *Rock Mechanics*, Vol. 5, pp.231-236, 1973.
23. Schuster, R. L., “Landslide dams – a worldwide phenomenon.” , *Proceedings Annual Symposium of The Japanese Landslide Society, Kansai Branch, 27 April, Osaka*, pp. 1–23(1993)
24. Schuster, R. L., Costa, J. E., 1986. “Landslide Dam: Processes, Risk and Mitigation.”, A perspective on landslide dams. In Schuster, R.L. (Ed.), *American Society of Civil Engineers. Geotechnical Special Publication*, vol. 3, pp. 1–20.
25. Savage, S. B., “The mechanics of rapid granular flows”, *Advances in Applied Mechanics*, Vol.24, pp.289–366, 1984.
26. Särkkä, P. and Eloranta, P., “Rock Mechanics: A challenge for society”, *ISRM Regional Symposium Eurock 2001, Espoo, Finland, 4-7 June 2001*.
27. Takahashi, T. “*Debris flow*”, *IAHR Monograph*, Balkema, Rotterdam., 1981.
28. Teufelsbauer, H., Wang, Y., Chiou, M. C., and Wu, W., “Flow-obstacle interaction in rapid granular avalanches: DEM simulation and comparison with experiment”, *Granul. Matter* 11, pp.209-220, 2009.

29. Varnes, D. J., "Slope movement types and processes", in Special Report 176: Landslide analysis and control (R. L. Schuster and R. J. Krizek eds.), TRB, National Research Council, Washington D. C., pp.11-33, 1978.
30. Wang, Y. and Hutter, K., "Granular Material Theories Revisited", N. J. Balmforth and A. Provenzale (Eds.): LNP 582, (Book: Geomorphological fluid mechanics, Springer) pp.79-107, 2001.
31. Wu, Jian-Hong, Chen, Chun-Hwa, "Application of DDA to simulate characteristics of the Tsaoling landslide", Computers and Geotechnics, 38, pp.741-750, 2011.
32. 王新榮、陳時錦、劉亞忠,「有限元素法及其應用」,中央圖書,台北,1997年。
33. 田畑茂清、水山高久、井上公夫,「天然ダムと災害」,古今書院,第191頁,2002年。
34. 李錫堤,「山崩及土石流災害分析的方法學回顧與展望」,台灣公共工程學刊,第五卷,第一期,第1-29頁,2009年。
35. 李錫堤,「小林村災變之地質背景探討」,土工技術,第122期,pp.87-94,2009年。
36. 李昀珊,「豪雨引致短期存在堰塞湖天然壩壩體形壯重建方法探討」,碩士論文,國立中央大學應用地質研究所,2011年。
37. 柴賀軍、劉漢超、張倬元、徐志文,「中國堵江滑坡的分布、成因和基本特徵研究」,成都理工學院學報,第27卷,第3期,第302-307頁,2000年。
38. 唐昭榮、羅佳明、胡植慶、林銘郎,「遽變式山崩之PFC3D模擬初探—以草嶺與小林村為例」,土工技術,第122期,pp.147-156,2009年。
39. 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,2010年。
40. 許淑玲,「坡度與含水量對崩塌性狀的影響」,碩士論文,國立中興大

學水土保持研究所，2007年。

41. 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，2008年。
42. 張家瑋，應用分離元素法探討紅葉坪地區地滑演化，碩士論文，國立台灣大學土木工程研究所，2007年。
43. 黃立政，土石流災害防治實務，教育部教材編撰計畫，2000年。  
(<http://www2.kuas.edu.tw/prof/ljhuang/www/debris/newpage4.htm>)
44. 彭健豪，九份二山地滑區滑動歷程與堆積行為之研究，碩士論文，國立台灣大學土木工程研究所，2008年。
45. 楊凱鈞，黃宏斌，「粒徑篩分現象與流體特性之關係」，農業工程學報，第55卷，第4期，2009年12月。
46. 經濟部水利處，「九二一地震草嶺崩塌地處理報告」，2000年。
47. 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」，2004年。
48. 廖志中、董家鈞、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」，The 10<sup>th</sup> Conference on current researches in geotechnical engineering in Taiwan, Oct.2-4, 2003.
49. 農委會水土保持局，「九份二山堰塞湖水土保持治理規劃」，2000年。
50. 蔣志宏，分離元素法應用於土石流行為之研究，碩士論文，朝陽科技大學營建工程研究所，2007年。
51. 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，42(3)：175-183，2011年。

## 附錄 A. 九份二山堰塞湖案例之模擬結果

### 參數率定

九份二山崩塌區之地層由老至新分別為中新世的炭寮地頁岩、石門層、樟湖坑頁岩、桂竹林層等，主要滑動塊體為桂竹林層及部分樟湖坑頁岩，依據中央地質調查所之「中寮圖幅（2008）」記載，桂竹林層之岩性組合為砂岩、砂頁岩互層，而樟湖坑頁岩為頁岩間夾砂岩，砂岩強度為 23 MPa 至 46 MPa，頁岩強度約 10 MPa 或是更低，本研究以單壓強度 10 MPa 作為參數率定之目標，一般岩石破壞應變範圍介於 0.1% ~ 1.0%，若假設應變達 1% 時試體破壞，則楊氏模數為 1 GPa，單壓試驗模擬結果如表 A-1 及圖 A-1 所示。

表 A-1 九份二山模擬單壓試驗之結果比較表

試驗報告		微觀參數設定	
楊氏模數 (GPa)	1.0	Radius	4.4~6.6
		Density	2600
單壓強度 (MPa)	10	Porosity	0.39
		friction	tan(20°)
殘餘摩擦角	20°	$k_n = k'_n$ (N/m)	2.3e10
模擬結果		$k_s = k'_s$ (N/m)	9.2e9
楊氏模數 (GPa)	0.99	pb_kn ( $\bar{k}_n$ ) (N/m)	2.42e8
		pb_ks ( $\bar{k}_s$ ) (N/m)	9.68e7
單壓強度 (MPa)	10.19	pb_strength (Pa)	1.8e7



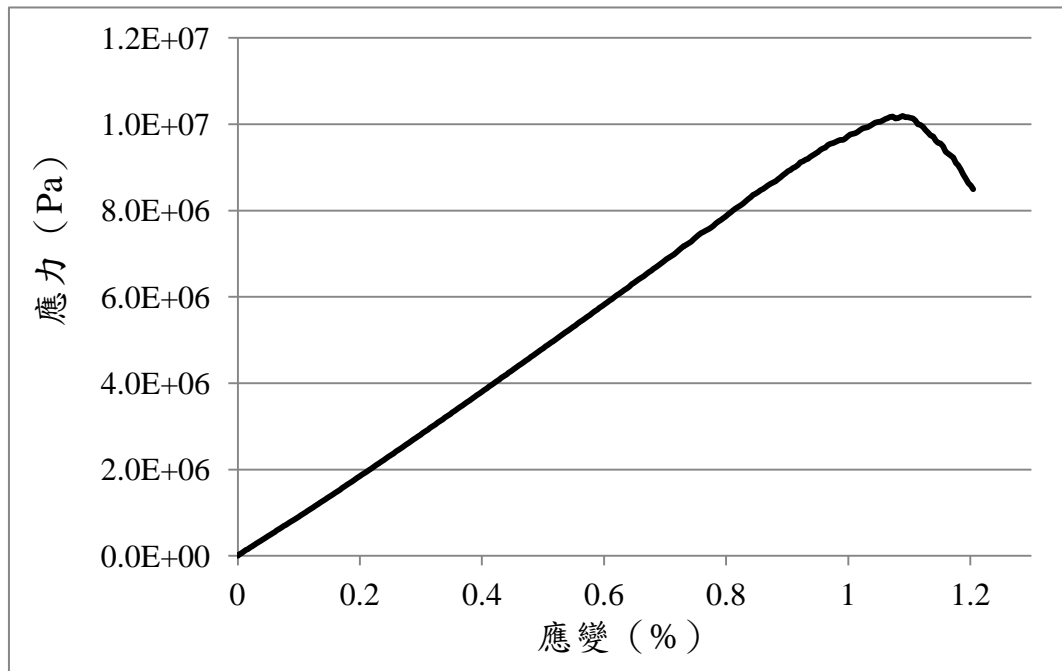
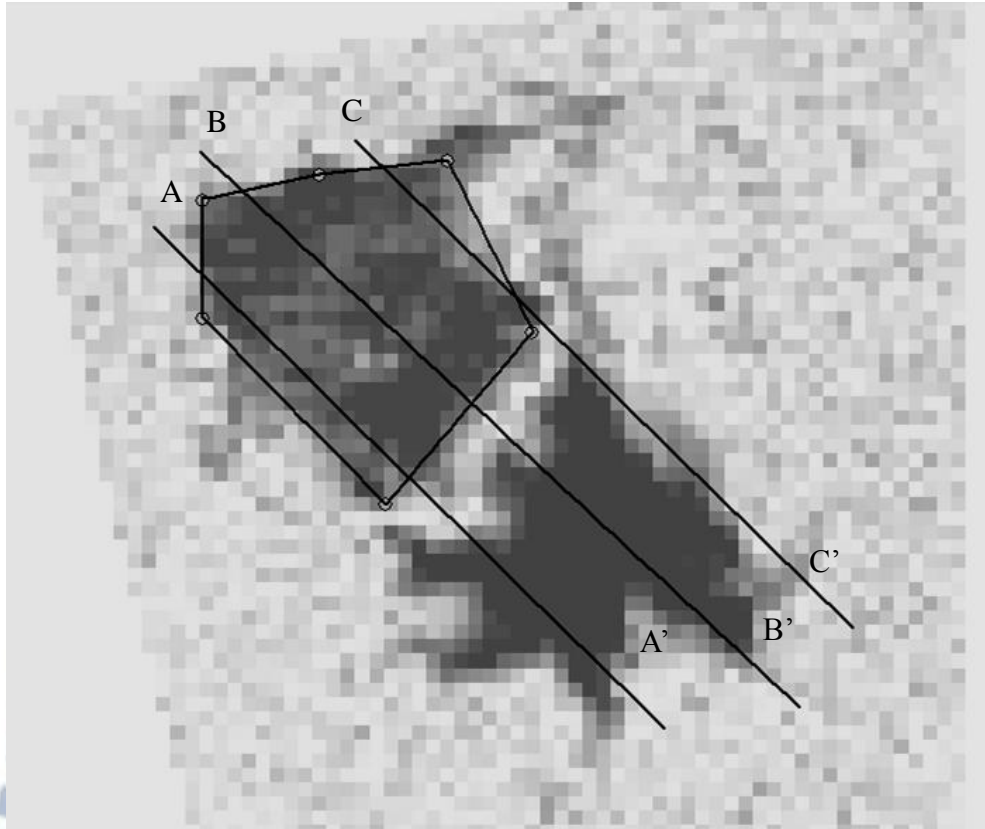


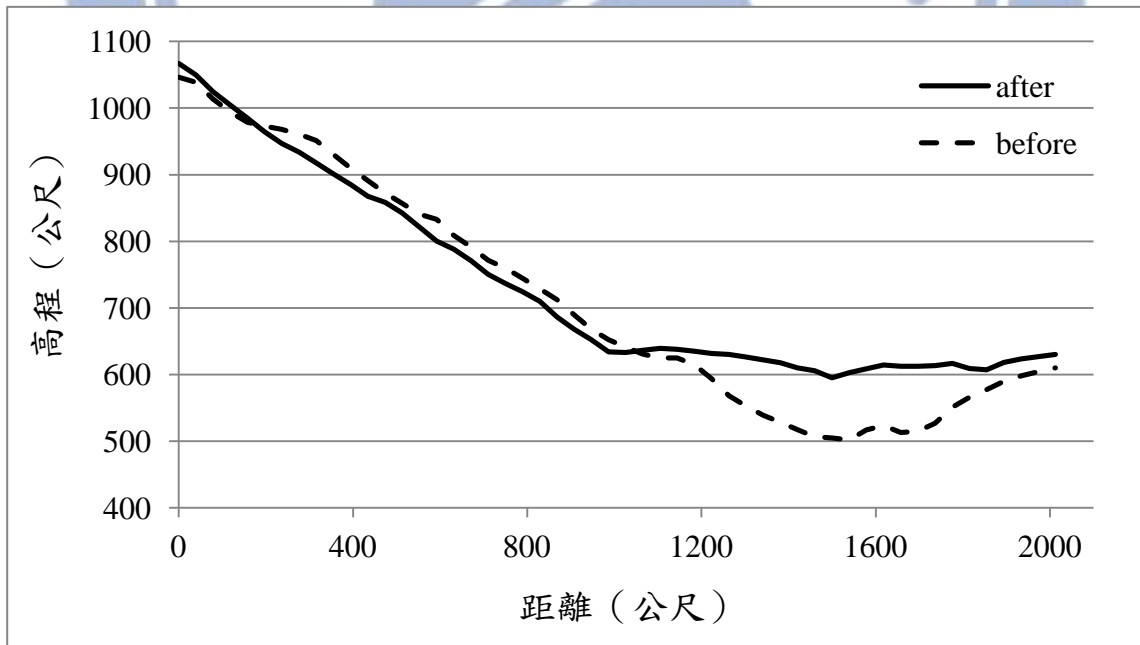
圖 A-1 九份二山案例之單壓試驗模擬結果

### 地形判釋及參數探討

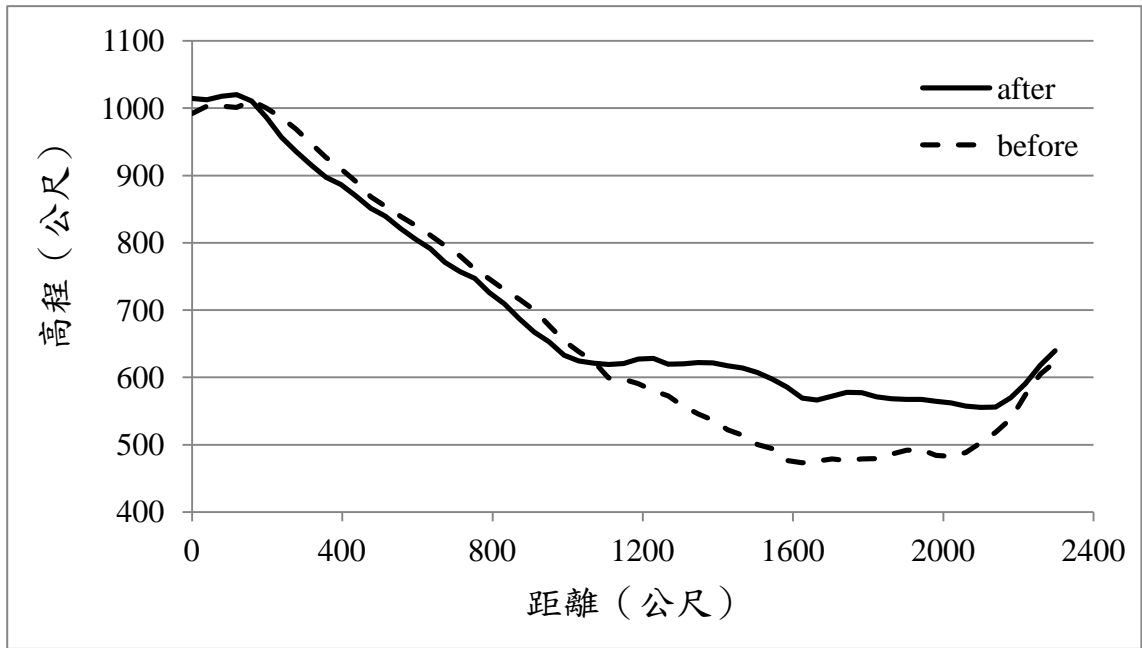
由農委會水保局（2000）及唐昭榮（2010）等文獻資料，皆顯示九份二山的崩塌區與堆積區於坡角處有部分重疊，不同於草嶺地滑之崩塌區與堆積區為完全分離的情況，繪製三條剖面進一步比較災前及災後之高程變化如圖 A-2 所示，確實於坡角處有部分重疊，若要準確描述滑動面位置則需深入探討，但限於時程，本研究僅以災前及災後之數值高程模型（DEM）進行崩塌區與堆積區之判釋，未來可進一步對地形資料進行修正。模型建製過程如章節 4.2 所述，且經參數率定結果顯示，以鍵結強度  $1.8e7$  Pa 之率定結果較接近單壓強度之目標值 10 MPa，並由文獻回顧與初步參數測試後，將針對表 A-2 所列之微觀參數進行參數探討。



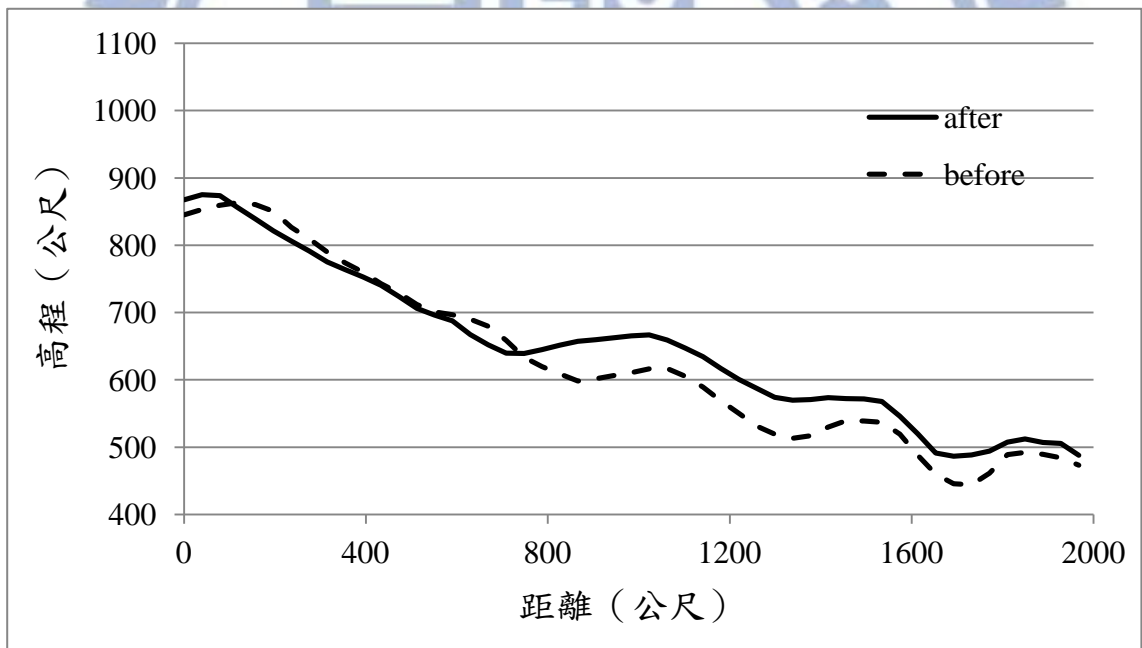
(a) 九份二山之剖面線位置



(b) A-A'剖面



(c) B-B'剖面



(d) C-C'剖面

圖 A-2 九份二山之剖面

表 A-2 九份二山之微觀參數設定

固定之參數			
Radius	4.4~6.6	$k_n = k'_n$ (N/m)	2.3e10
Density	2600	$k_s = k'_s$ (N/m)	9.2e9
Porosity	0.39	pb_kn ( $\bar{k}_n$ ) (N/m)	2.42e8
		pb_ks ( $\bar{k}_s$ ) (N/m)	9.68e7
探討之參數組合			
friction coefficient		0.12、0.15、0.18	
parallel bond strength (Pa)		1e7、1.8e7、3e7	
對應之單壓強度 (MPa)		5.8、10.2、16.6	

### 不同摩擦係數之模擬結果

圖 A-3 為相同鍵結強度模型在不同摩擦係數下之模擬結果，如同章節 4.3.1 之草嶺案例討論，此案例以 35 公尺等高線作為堆積範圍之劃定，並間隔 25 公尺往上繪製等高線，如圖 A-3(a)所示，其中綠色等高線較橘色等高線低一階。圖 A-3(b)至圖 A-3(d)為不同摩擦係數之堆積形態，其中綠色部分為顆粒位置，由於顆粒平均直徑達 11 公尺，為了將較為鬆散之堆積顆粒過濾後，繪製出以 15 公尺往上間隔 25 公尺之紅色等高線。

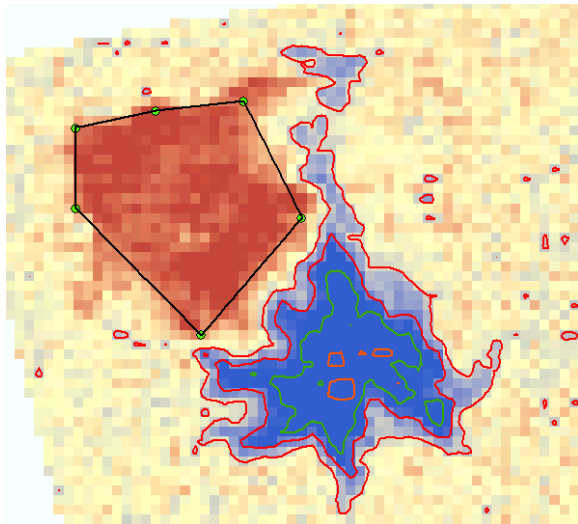
比較不同摩擦係數之模擬堆積結果顯示，當摩擦係數為 0.12 時，顆粒堆積範圍較往下游擴散，而摩擦係數 0.15 及 0.18 之堆積形態皆有較佳的結果。在圖 A-3(c)及(d)的堆積形態顯示，模擬結果之堆積區範圍無法完全涵蓋 DEM 所劃定之堆積區，可能原因為坡角處之地形沒有完全正確，以及滑落塊體右上方並無全部建製出來，但由模擬結

果顯示，堆積於韭菜湖溪及澀仔坑溪之天然壩體與實際堆積範圍尚屬寫實。

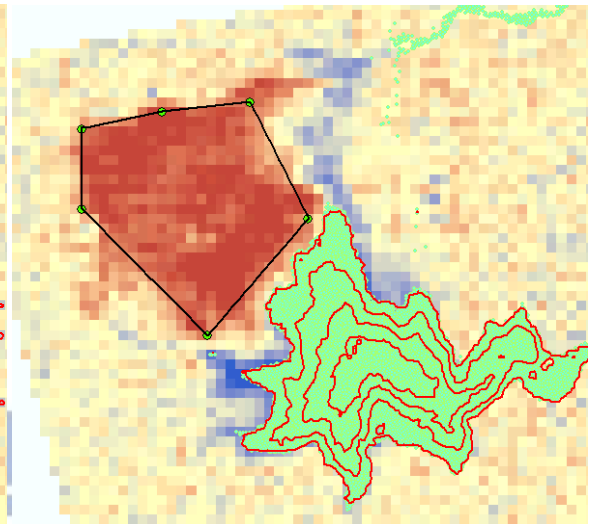
依據草嶺案例之經驗顯示，摩擦係數愈小塊體滑移速度愈快，此案例探討之摩擦係數為 0.12、0.15 及 0.18，所記錄到的最大速度皆位於滑落塊體之下層，對應之最大速度分別為 56 m/s、48.2 m/s 及 43.3 m/s，此結果與唐昭榮（2010）模擬弱鍵結之最大滑移速度可達每秒 56 公尺相近。

### 不同鍵結強度之模擬結果

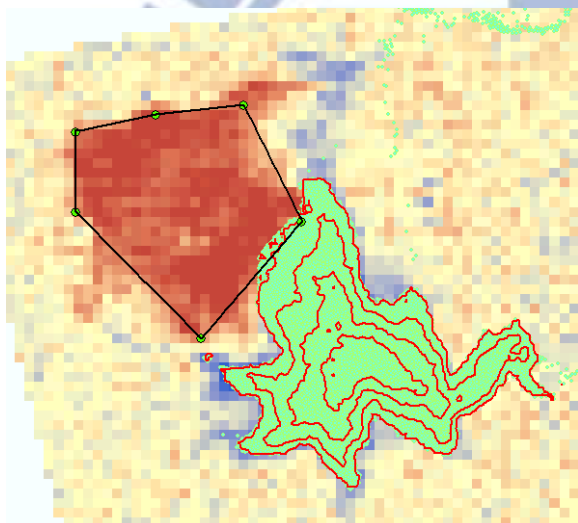
圖 A-4 是固定摩擦係數為 0.15 時之三種不同鍵結強度的模擬結果，分別為  $1e7$  Pa、 $1.8e7$  Pa 及  $3e7$  Pa，三者堆積範圍差異不大，但鍵結強度愈大繪製之等高線愈呈現凹凸不平的情況，不同於圖 A-3 之堆積等高線為平滑且依序上升，推估可能原因為鍵結強度愈大之塊體破裂程度愈小，使得堆積顆粒愈是呈現塊狀，由圖 A-5 亦顯示鍵結強度為 30 MPa 之模型，於模擬結束後尚有許多鍵結未破裂。



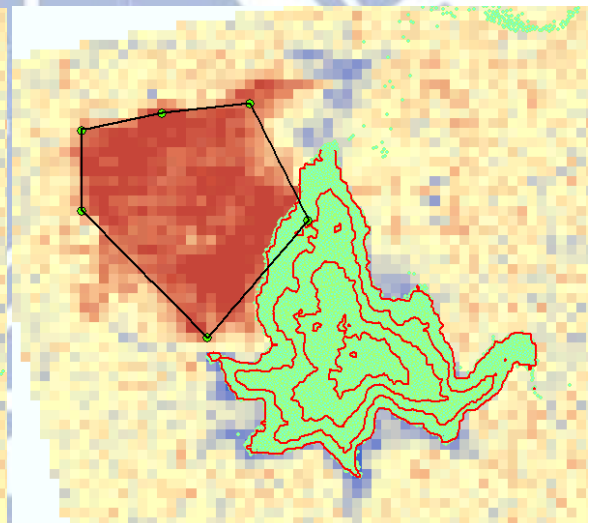
(a) 堆積區之等高線



(b) friction coefficient = 0.12

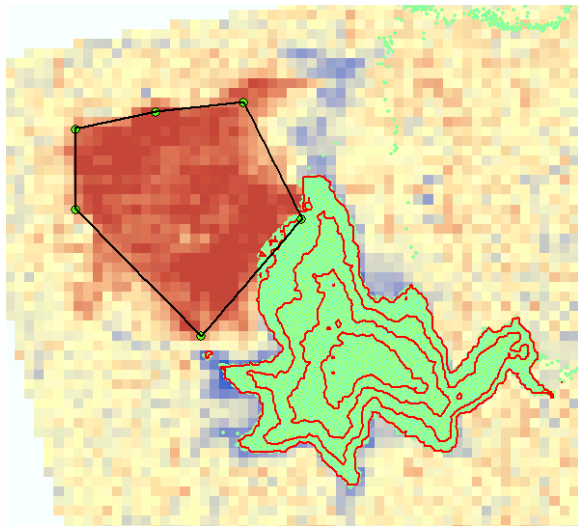


(c) friction coefficient = 0.15

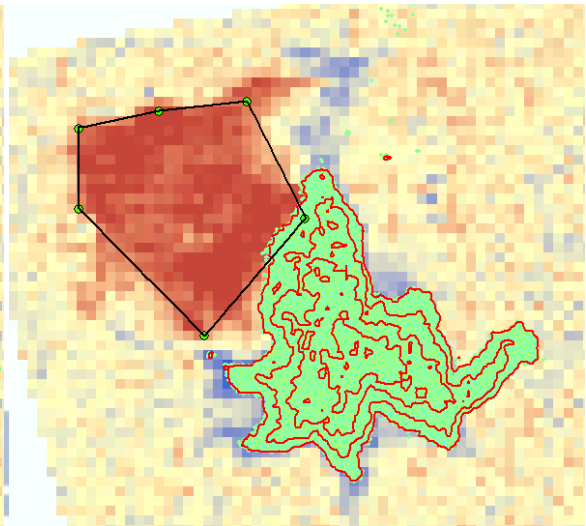


(d) friction coefficient = 0.18

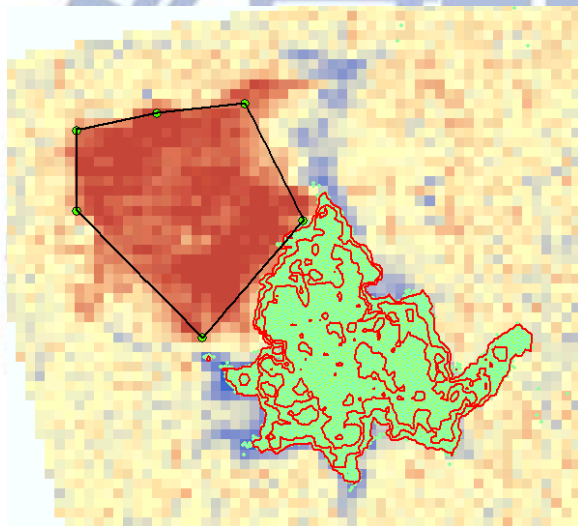
圖 A-3 不同摩擦係數之模擬結果 (九份二山)



(a)  $pb\_strength = 1.0e7 \text{ Pa}$



(b)  $pb\_strength = 1.8e7 \text{ Pa}$



(c)  $pb\_strength = 3.0e7 \text{ Pa}$

圖 A-4 不同鍵結強度之堆積形態 (九份二山)

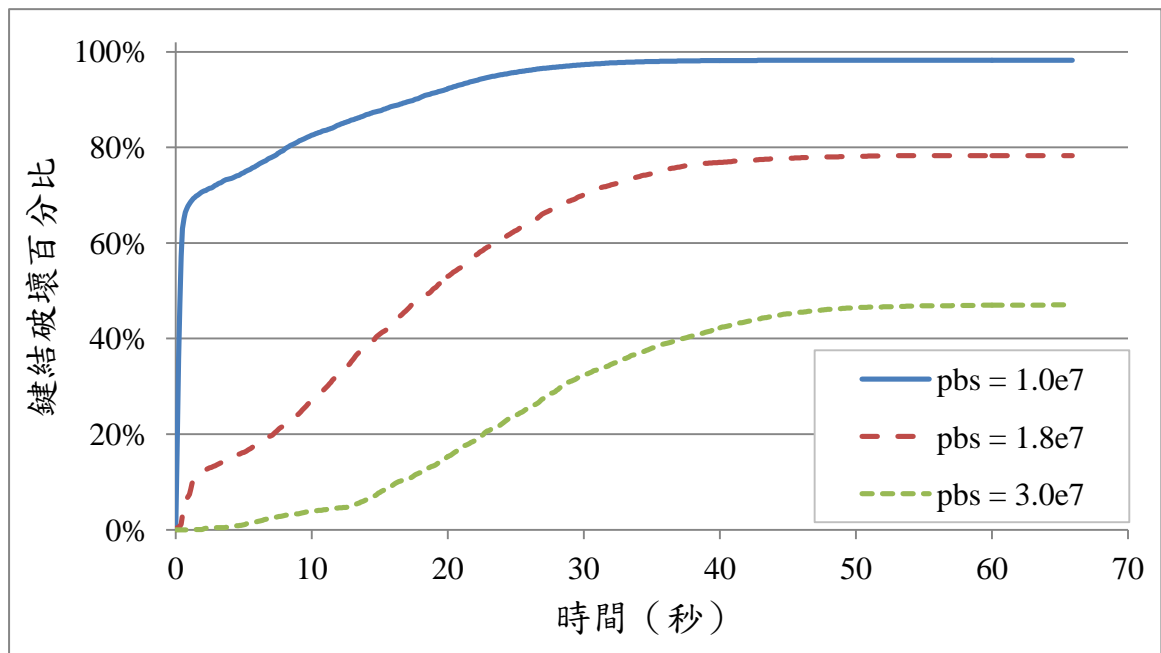


圖 A-5 不同鍵結強度隨時間之鍵結破壞百分比 (九份二山)





## 附錄 B. 小林村堰塞湖案例之模擬結果

### 參數率定

小林村主要崩塌區位於獻肚山，主要地層為糖恩山砂岩、鹽水坑頁岩及崩積層，依據中央地質調查所之「玉井圖幅（2008）」記載，糖恩山砂岩新鮮岩石之平均單壓強度約 25 MPa 至 40 MPa，受擾動、風化等因素影響導致岩體強度最小可降至 2 MPa；鹽水坑頁岩為塊狀頁岩偶夾砂岩之岩組，由於頁岩強度較軟弱，常常不到 10 MPa，與砂岩之平均單壓強度約略為 10 MPa。

小林村山崩主要與莫拉克颱風帶來超大降雨量有關，破紀錄的豪雨使得山坡無法負荷而誘發山崩，崩滑土體內部之強度亦會因滲水等因素而降低，在參數率定部分將參考唐昭榮（2010）所採用之楊氏模數為 200 MPa，顆粒之強度取 1 MPa 作為微觀參數，而微調殘餘摩擦角以達單壓強度之目標值，模擬結果如表 B-1 與圖 B-1 所示。另外，受到崩滑體刮除之 590 高地，經李錫堤等人（2009）現地調查結果顯示為風化之砂岩，將假設其單壓強度為 10 MPa，楊氏係數為 1 GPa，則轉換微觀參數之模擬單壓試驗結果如表 B-2 及圖 B-2 所示

表 B-1 小林村原崩塌區之模擬單壓試驗結果

參考資料		微觀參數設定	
楊氏模數 (MPa)	200	Radius	4.4~6.6
單壓強度 (MPa)	1.0	Density	2000
		Porosity	0.39
		friction	tan(13°)
模擬結果		$k_n = k'_n$ (N/m)	4.4e9
楊氏模數 (MPa)	199.4	$k_s = k'_s$ (N/m)	1.76e9
單壓強度 (MPa)	1.04	pb_kn ( $\bar{k}_n$ ) (N/m)	4.63e7
		pb_ks ( $\bar{k}_s$ ) (N/m)	1.85e7
殘餘摩擦角	13°	pb_strength (Pa)	1.5e6

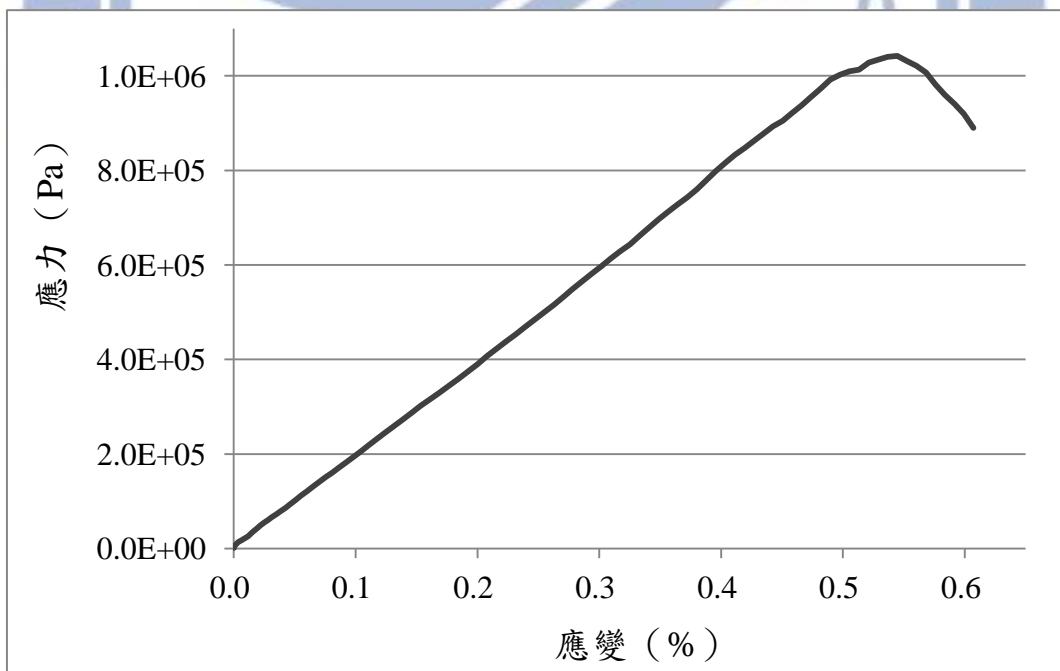


圖 B-1 小林村原崩塌區之單壓試驗結果

表 B-2 小林村 590 高地之模擬單壓試驗結果

參考資料		微觀參數設定	
楊氏模數 (GPa)	1.0	Radius	2.8~4.2
單壓強度 (MPa)	10.0	Density	2600
殘餘摩擦角	20°	Porosity	0.39
		friction	tan(20°)
		$k_n = k'_n$ (N/m)	1.70e10
		$k_s = k'_s$ (N/m)	6.80e9
模擬結果			
楊氏模數 (MPa)	1.03	pb_kn ( $\bar{k}_n$ ) (N/m)	3.38e8
單壓強度 (MPa)	10.7	pb_ks ( $\bar{k}_s$ ) (N/m)	1.35e8
		pb_strength (Pa)	1.8e7

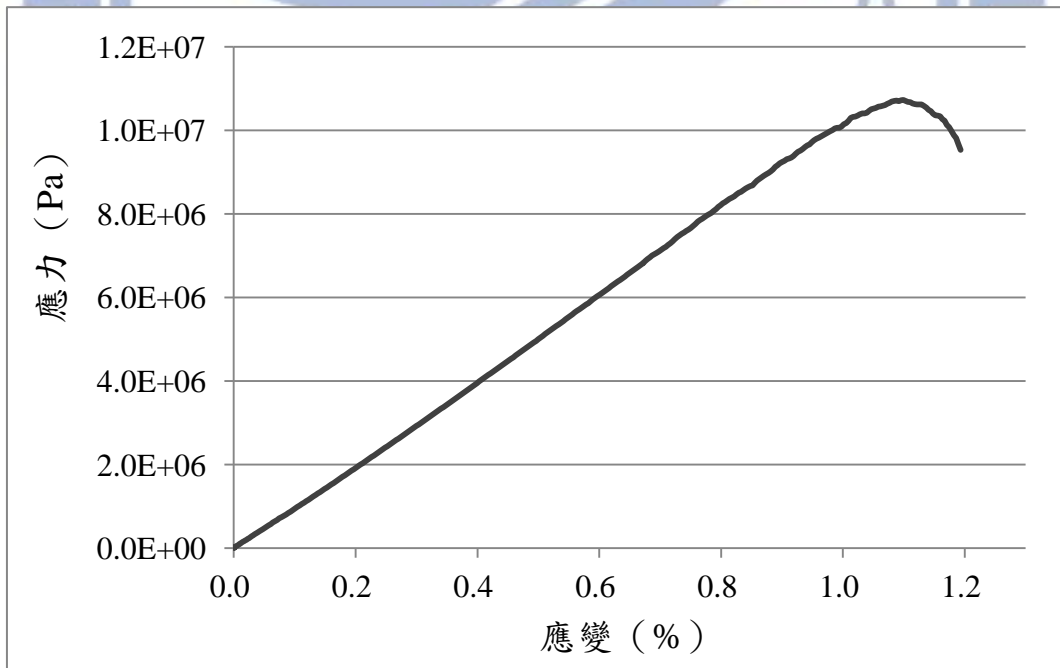
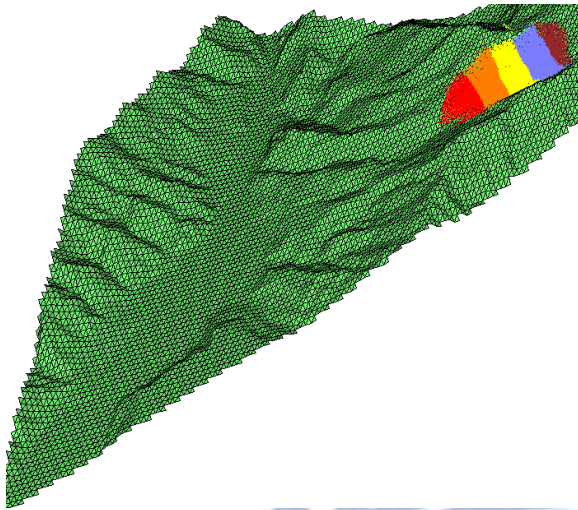


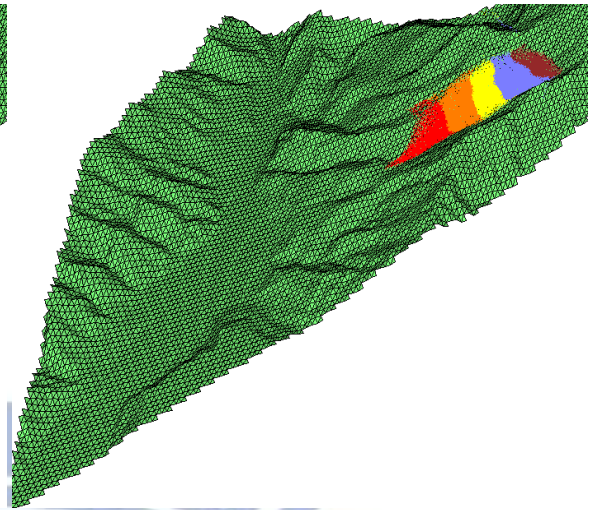
圖 B-2 小林村 590 高地之單壓試驗結果

## 未考慮 590 高地之模擬結果

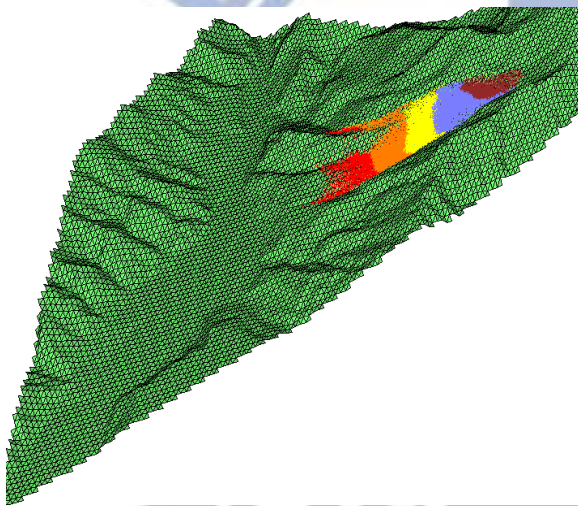
由文獻回顧已知 590 高地受到滑落塊體刮除並進入小林村落，若以先前流程建立之模型已將 590 高地移除，其模擬運動過程如圖 B-3 所示，假設摩擦係數為 0.1、鍵結強度為 1 MPa，在土石下滑 20 秒時，北方少部分塊體受到地形的切割，而南方之塊體已到達 590 高地；在第 40 秒時（圖 B-3(d)），已有大量土石進入到小林部落上方的階地，並且有散開之跡象；在第 60 秒時，進入小林村的顆粒分散成多個路徑並衝過村落到達河道對岸，造成河道阻斷開始形成堰塞湖。由模擬過程可明顯看出若無 590 高地之阻擋，則大量土石會進入小林村落，使得小林村第一時間就可能遭遇到滅村，但其不然，仍然有生還者存在，由此可知 590 高地的地形變化對於小林村之塊體滑移過程是有其重要性的，故將建製 590 高地，使模擬過程更為寫實。



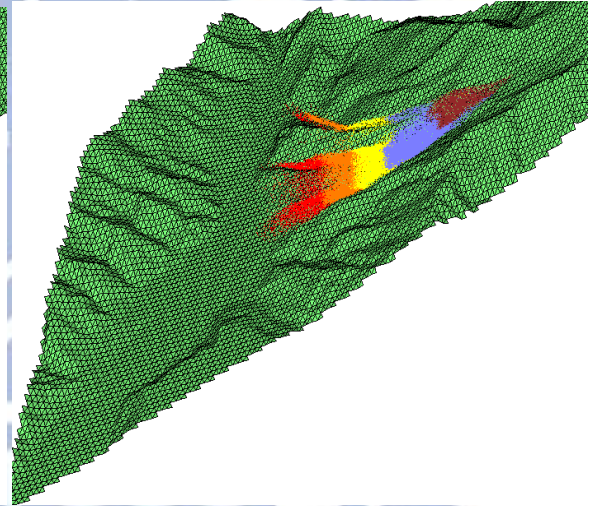
(a)  $t = 10$  秒



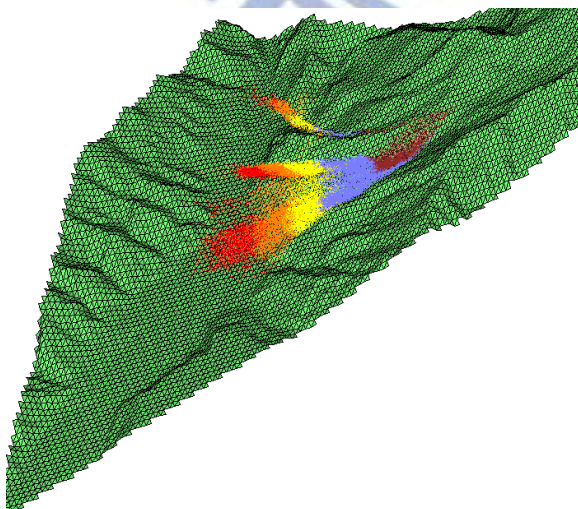
(b)  $t = 20$  秒



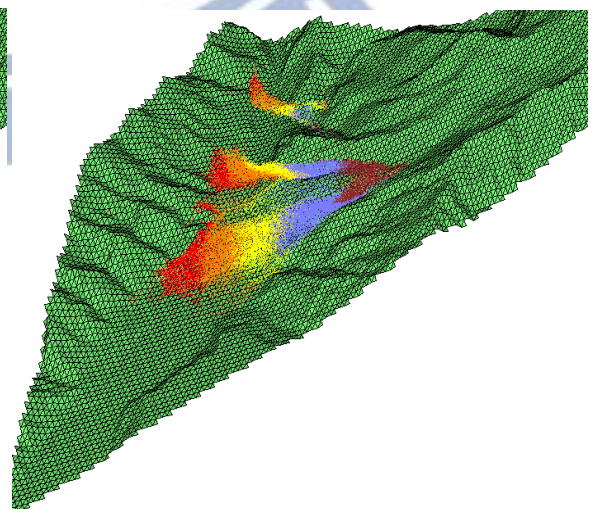
(c)  $t = 30$  秒



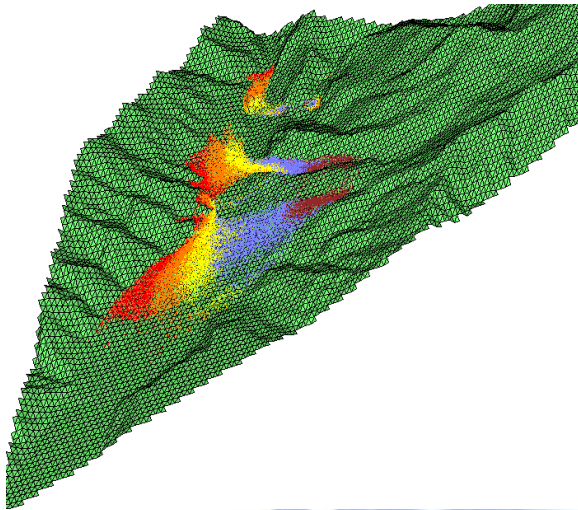
(d)  $t = 40$  秒



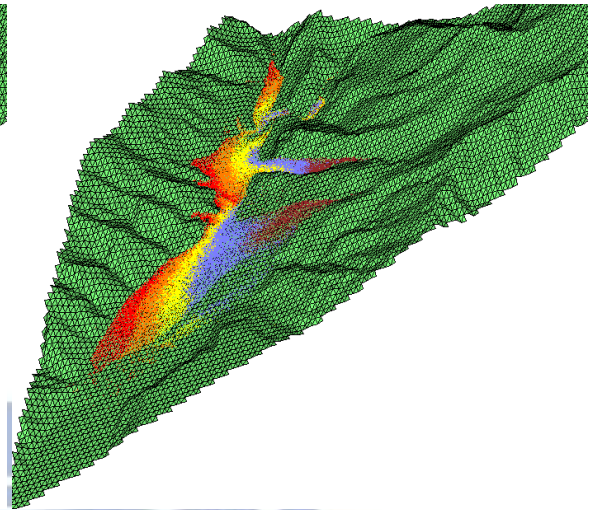
(e)  $t = 50$  秒



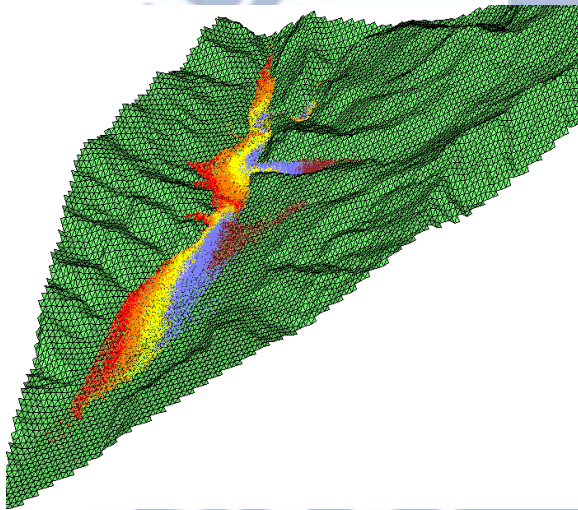
(f)  $t = 60$  秒



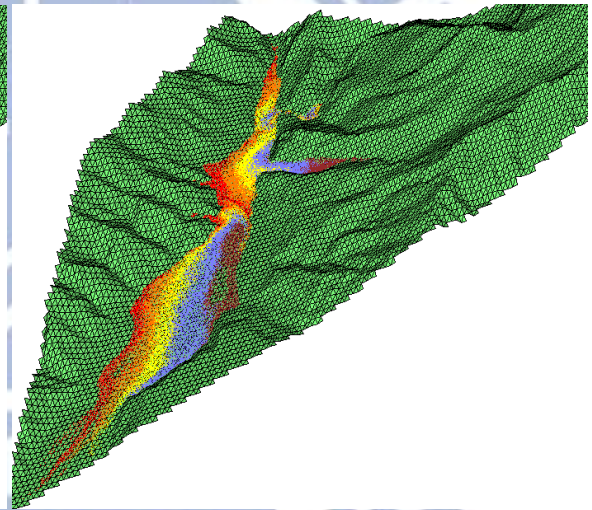
(g)  $t = 70$  秒



(h)  $t = 80$  秒



(i)  $t = 90$  秒



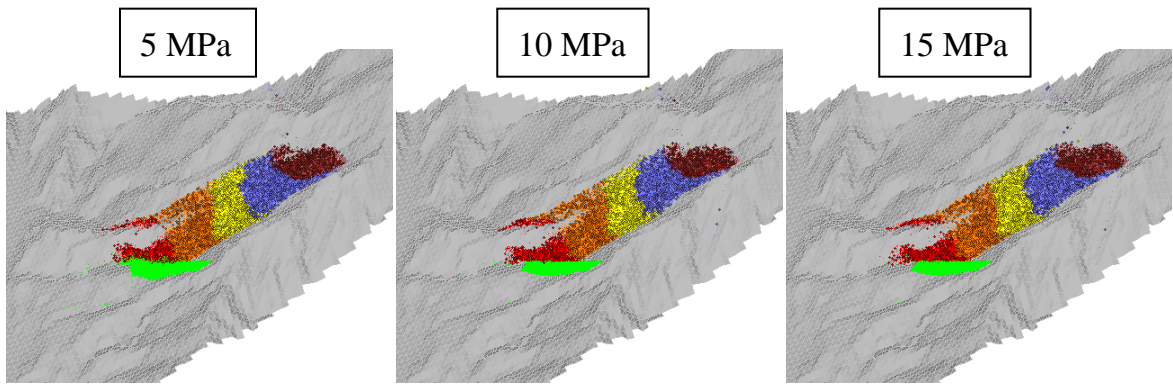
(j)  $t = 148$  秒 (final)

圖 B-3 未考慮 590 高地之模擬過程

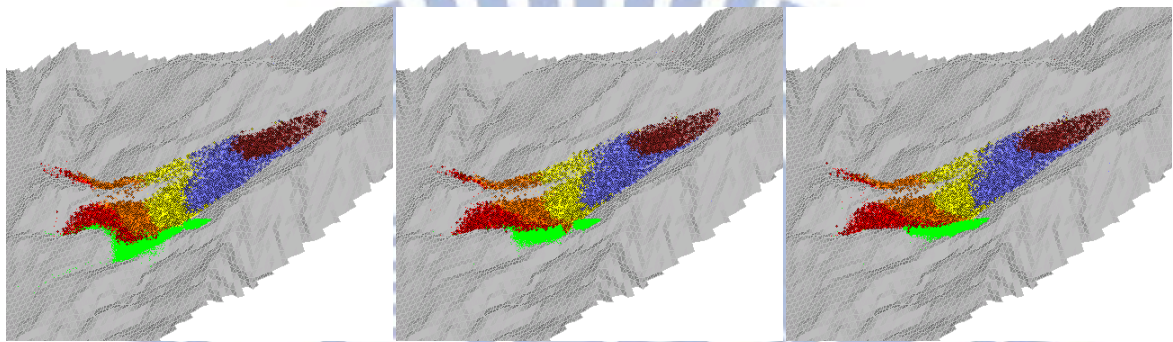
## 微觀參數之測試結果

重新建製之小林村案例模型增加了 590 高地，其顆粒之微觀參數則需考慮到原滑落體與 590 高地的塊體，由於 590 高地為原崩滑體撞擊後才開始破裂，故其微觀參數必須使塊體在運動初期保持穩定；進一步需要探討的是 590 高地可抵擋滑落體的衝擊多少時間，由於運動過程無法完全驗證，故本研究僅以微觀參數與運動趨勢之關係做探討。

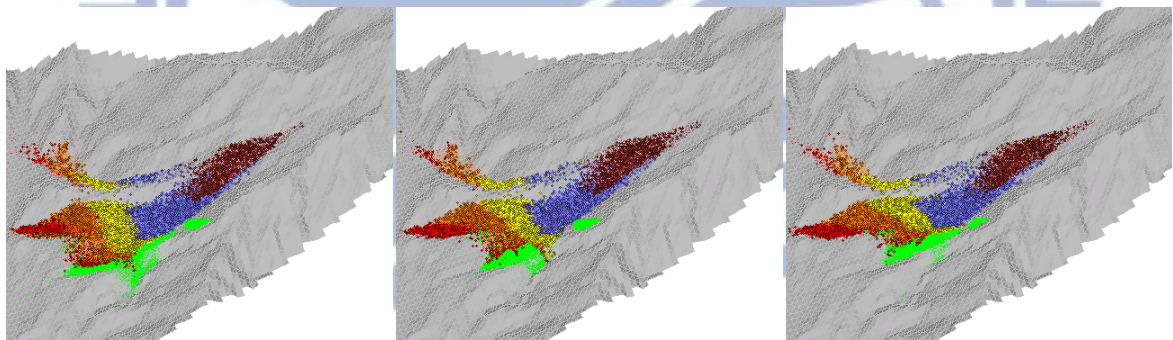
初步針對 590 高地進行測試，假設鍵結強度為 5 MPa、10 MPa、15 MPa，以及摩擦係數 0.4、0.5、0.6，由模擬結果顯示，當摩擦係數為 0.4 及 0.5 時，於模擬剛開始及崩滑體一碰觸到 590 高地的時候，590 高地則發生滑移現象，故認為以摩擦係數 0.6 之模擬結果較為合適。不同鍵結強度之模擬過程如圖 B-4 所示，由左至右依序為鍵結強度 5 MPa、10 MPa、15 MPa，由上至下分別為 30 秒至 60 秒，當鍵結強度為 5 MPa 時，崩滑體撞擊到 590 高地後不久即產生破裂、變形，且於 50 秒時已有許多顆粒進入到小林村上方階地；當鍵結強度為 15 MPa 時，590 高地於 50 秒後才有明顯的破裂跡象。由於無法驗證 590 高地之鍵結強度，因此後續之探討將假設鍵結強度為 10 MPa。



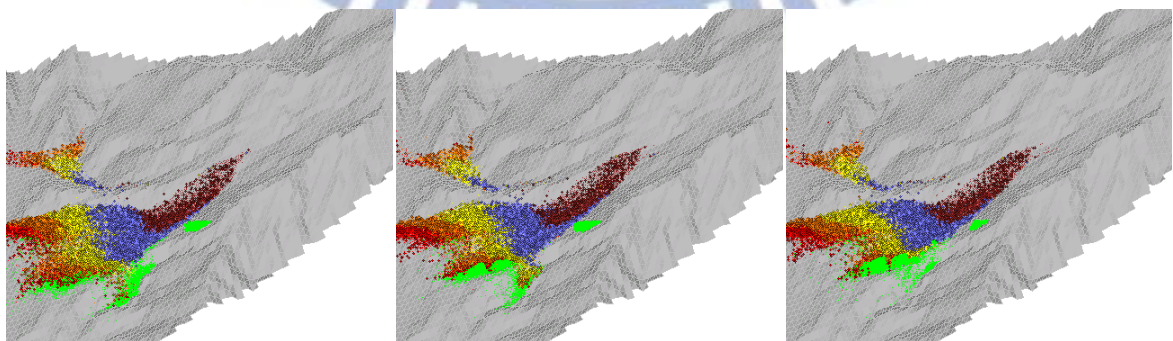
(a) 第 30 秒之模擬過程



(b) 第 40 秒之模擬過程



(c) 第 50 秒之模擬過程



(d) 第 60 秒之模擬過程

圖 B-4 590 高地之不同鍵結強度模擬過程

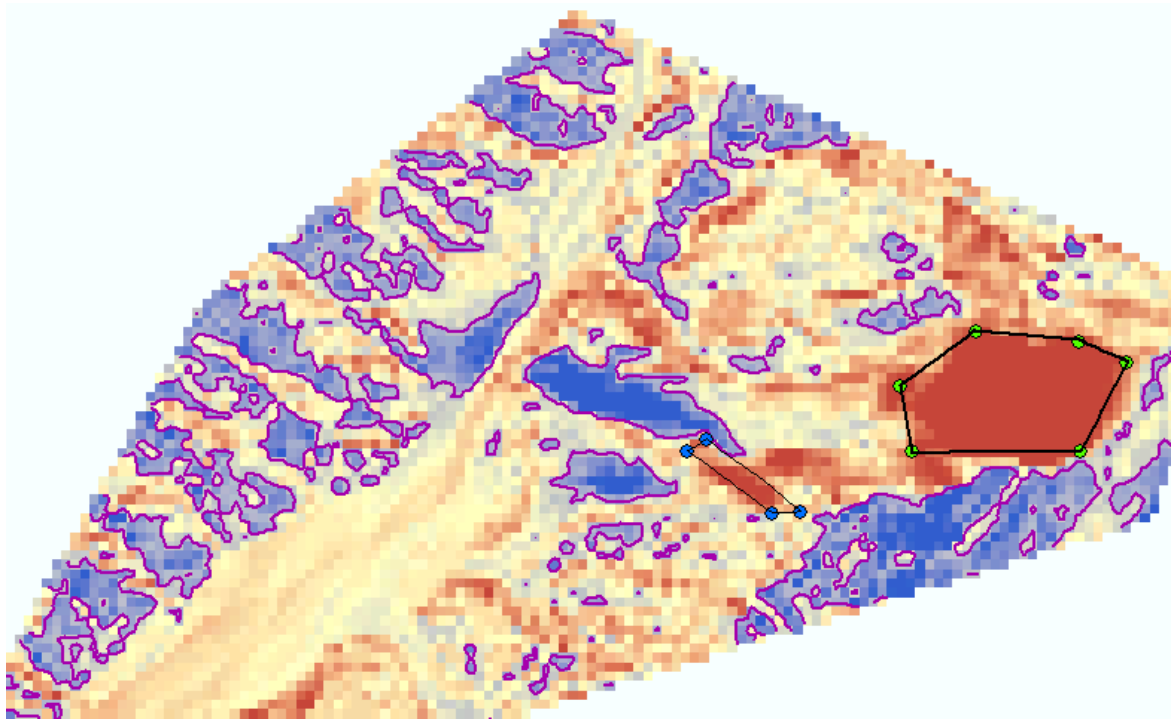


圖 B-5(a)為本研究所使用之 DEM，由章節 4.2 已討論過此 DEM 之精度不夠準確，故將繪製堆積高度 20 公尺之等高線（以紫色線表示），可看出其天然壩體已破壞且沖刷殆盡，圖 B-5(b)更可以確定殘餘堆積區與小林村落的相對位置，由 DEM 判釋之殘餘堆積區為黃線所圈之區域，並將參數測試之模擬堆積結果套入以進行比較。

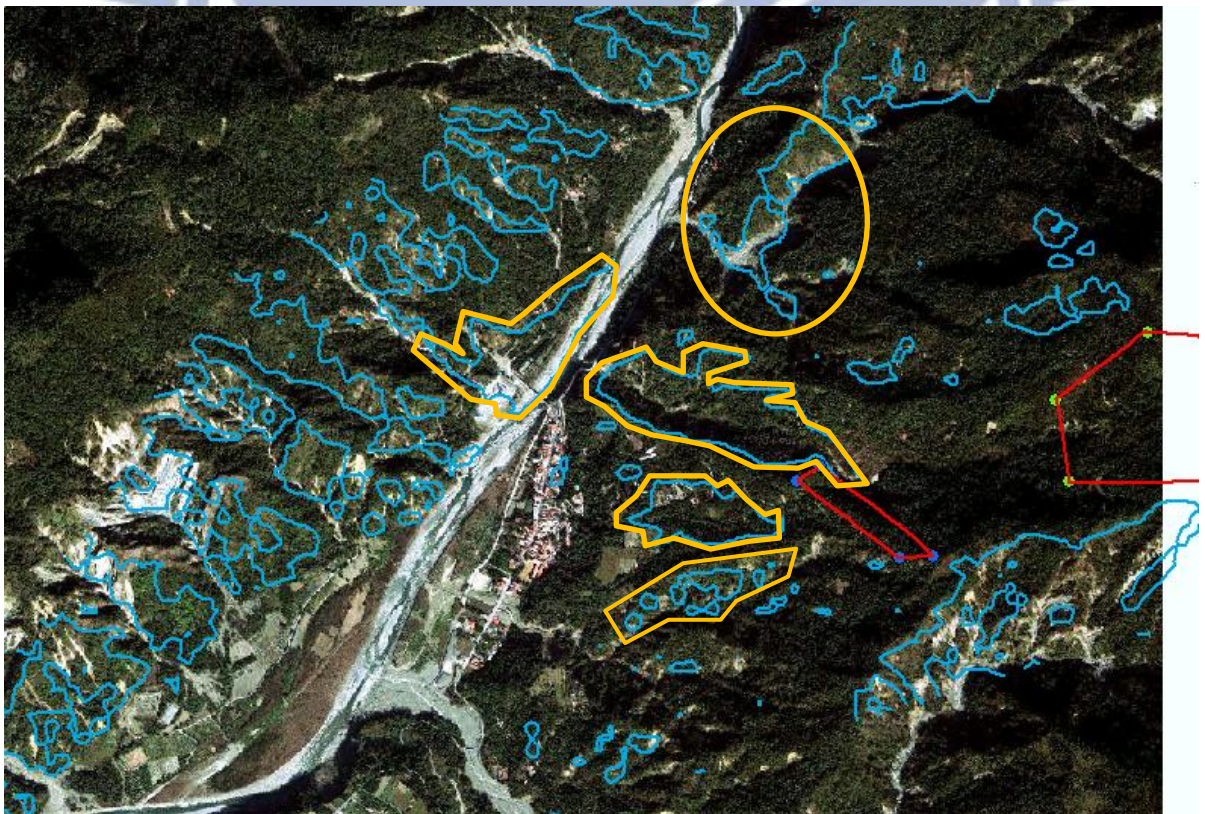
將測試原崩滑塊體之鍵結強度為 0.5 MPa、1 MPa、5 MPa，其模擬結果之堆積形態差異不大，圖 B-6 顯示不同鍵結強度於不同時間之模擬過程及最後堆積形態，當鍵結強度愈強，塊體運移初期較為完整、移動速度較慢，且所膠結之塊體愈大，於下滑運動所獲得之動能愈大，故撞擊 590 高地之作用力可能愈大，圖 B-6(d)顯示，當鍵結強度為 5 MPa 時，堆積於河道之顆粒較為緊密。

由草嶺及九份二山之模擬經驗得知，滑落塊體體積愈大，則其所需之摩擦係數愈小，因此初步估計小林村案例之摩擦係數應介於 0.15 至 0.2 之間，將分別測試摩擦係數為 0.2、0.18、0.16，其測試模擬堆積結果如圖 B-7 所示，當摩擦係數愈大則顆粒堆積範圍愈往上源堆積，代表顆粒不易滑落，當摩擦係數為 0.16 時，已有大量顆粒滑入河道，但是在 590 高地處仍有許多顆粒堆積，推估可能原因係因為小林村案例為豪雨所造成，以至於摩擦係數需小於因地震造成之崩塌地滑，因此進一步針對摩擦係數 0.1 及 0.13 做測試，其模擬過程如圖 B-8 及圖 B-9 所示，可明顯看出摩擦係數 0.1 之滑移速度較快，且崩滑體堆積範圍較偏於河道之趨勢，由堆積形態（圖 B-9(f)）認為摩擦係數 0.13 較為合適。

以上僅針對單一微觀參數進行討論，由於運動機制過於複雜，目前尚未測試出合適之微觀參數。

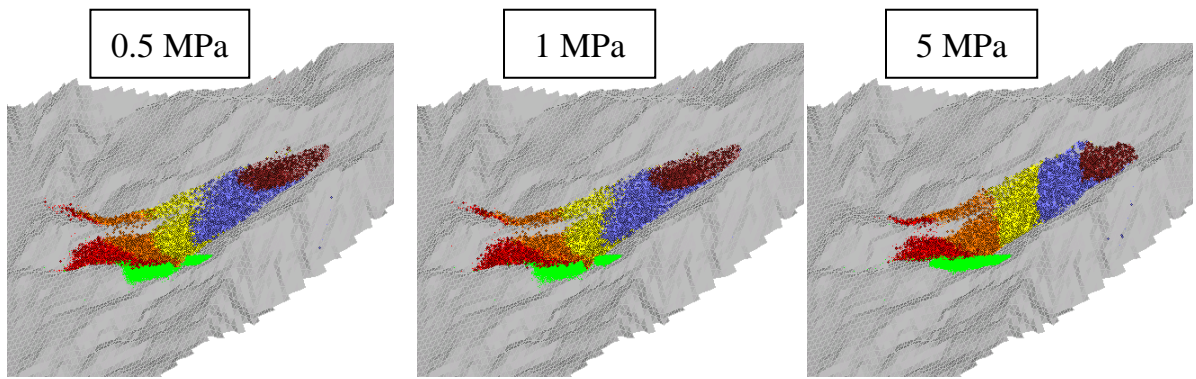


(a) 堆積 20 公尺之等高線

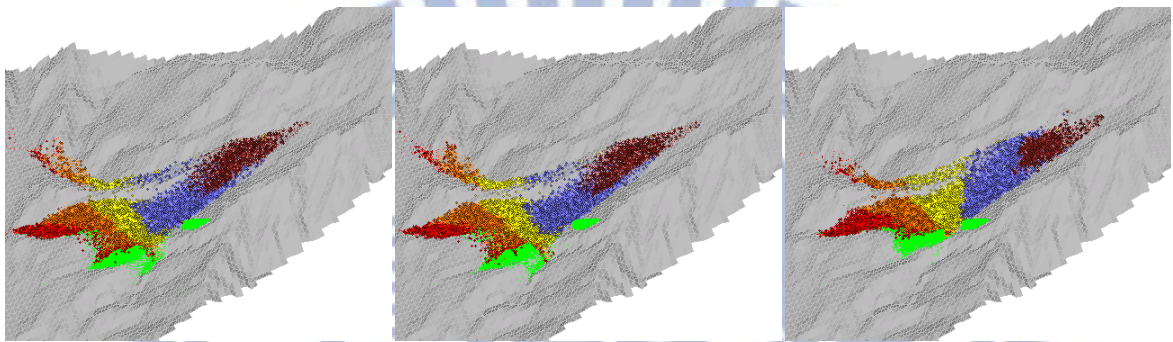


(b) 小林村之影像圖

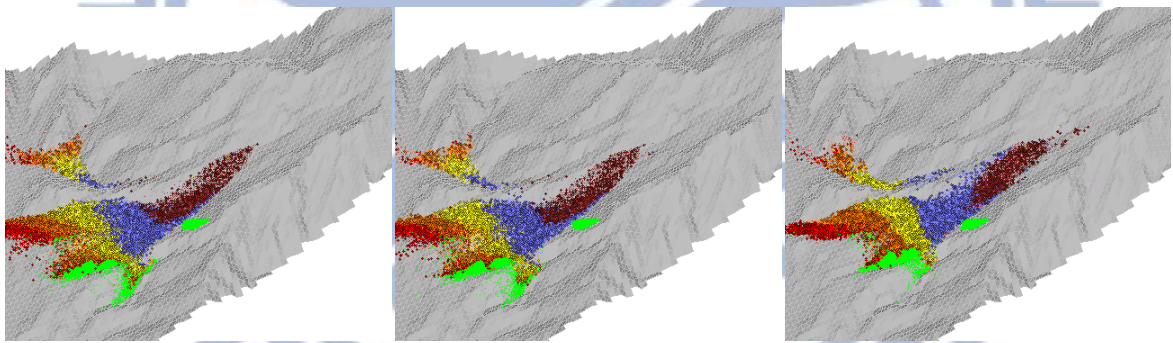
圖 B-5 小林村案例之 DEM 影像判釋



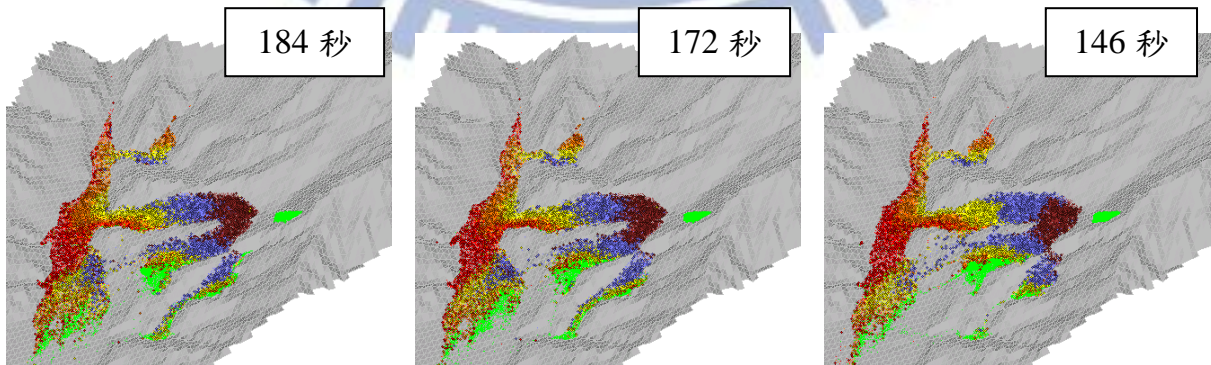
(a) 第 40 秒之模擬過程



(b) 第 50 秒之模擬過程

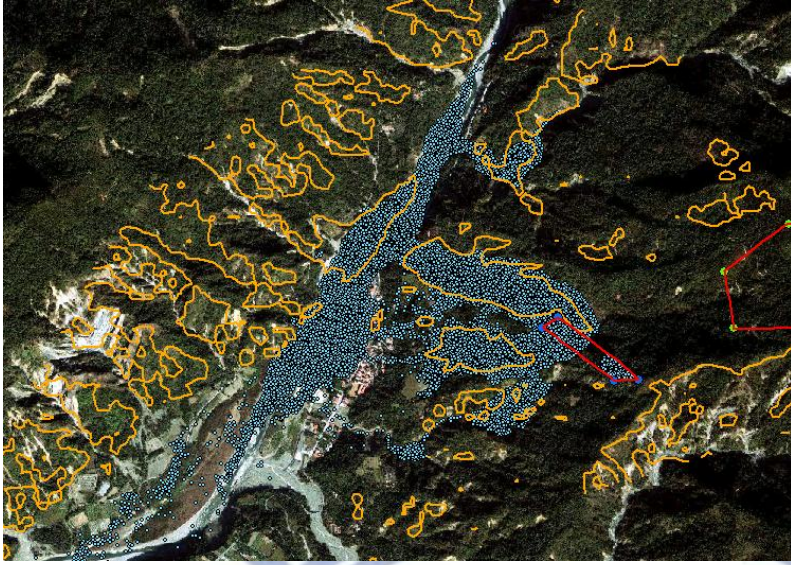


(c) 第 60 秒之模擬過程

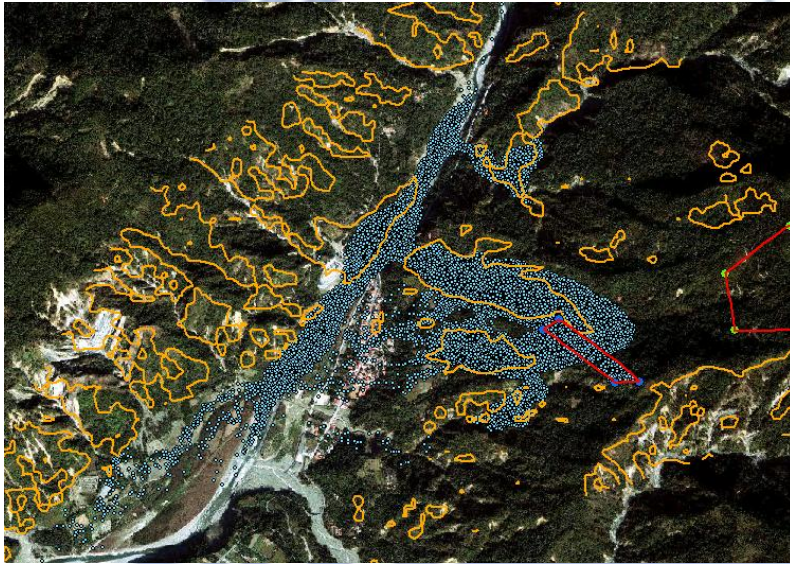


(d) 最後堆積形態

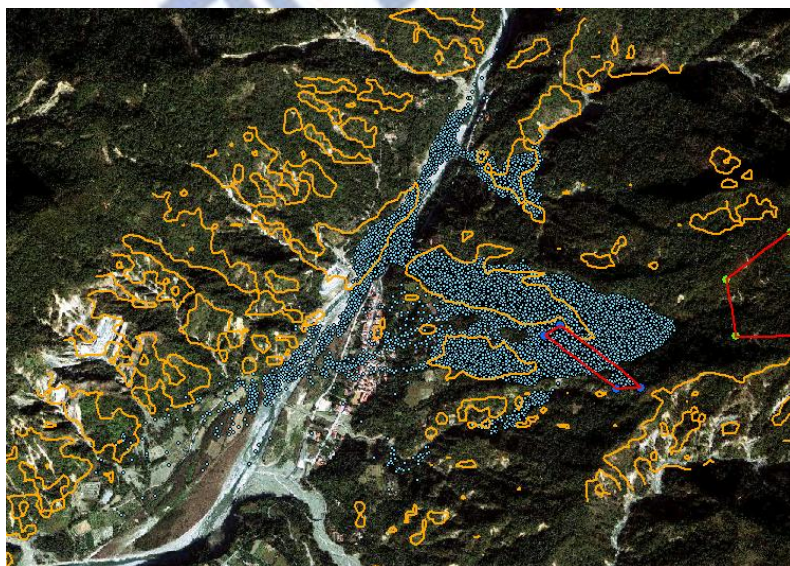
圖 B-6 不同鍵結強度之模擬過程



(a) 摩擦係數 0.16

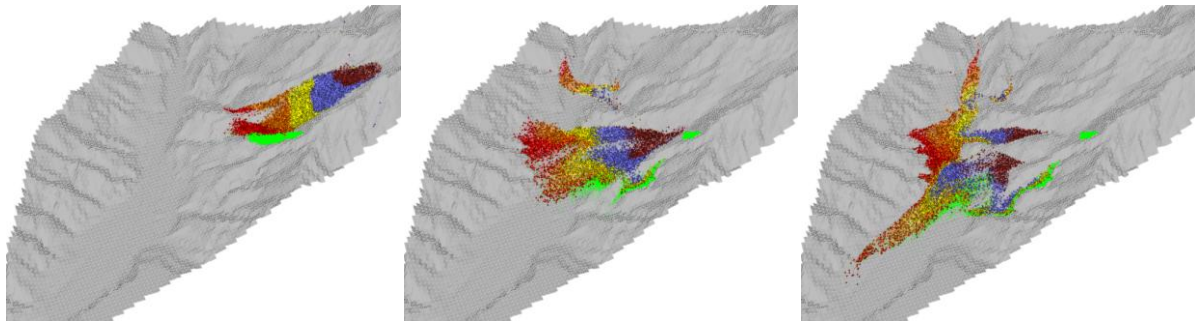


(b) 摩擦係數 0.18



(c) 摩擦係數 0.20

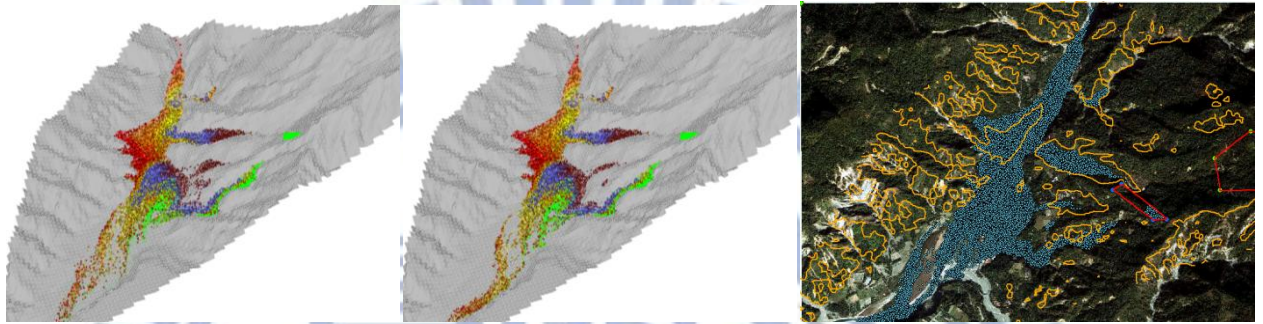
圖 B-7 不同摩擦係數之堆積形態



(a)第 30 秒

(b)第 60 秒

(c)第 90 秒

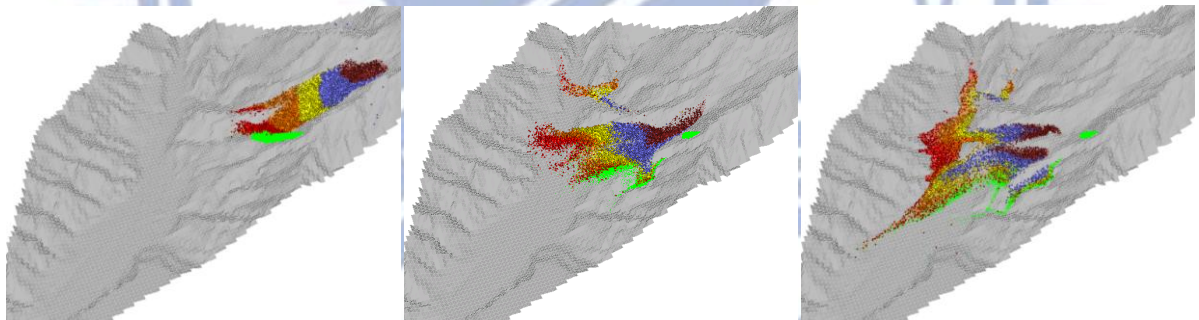


(d)第 120 秒

(e)第 150 秒

(f)第 156 秒(final)

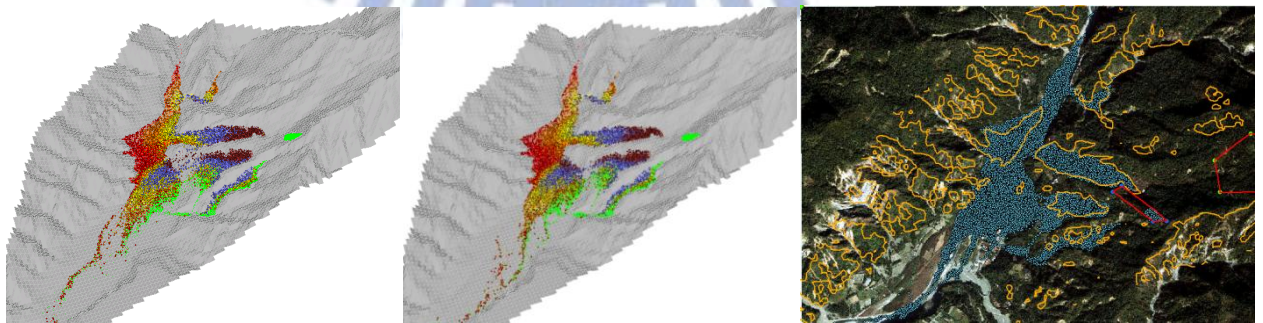
圖 B-8 摩擦係數 0.1 之模擬過程



(a)第 30 秒

(b)第 60 秒

(c)第 90 秒



(d)第 120 秒

(e)第 150 秒

(f)第 207 秒(final)

圖 B-9 摩擦係數 0.13 之模擬過程