
應用大規模崩塌潛勢與漸進破壞程度
於坡地災害預警
**Early warning of slope disasters
using large-scale landslide susceptibility
and progressive failure extent**
(成果報告書)

執行單位：國立中興大學

執行期間：111 年 01 月 18 日至 111 年 12 月 31 日

計畫主持人：張光宗 教授

行政院農業委員會水土保持局 編印

中華民國 111 年 12 月

(本報告書內容及建議純屬執行單位意見，僅供本局施政參考)

應用大規模崩塌潛勢與漸進破壞程度

於坡地災害預警

摘要

近年來水土保持局對大規模崩塌潛勢區進行潛勢分級，不過多屬於統計分級的型式，此外欲進一步評估邊坡警戒值，警戒值的訂定應先了解現存大規模崩塌潛在地的漸進破壞程度，而漸進破壞程度和邊坡崩塌前最大可承受的累積應變量有關，某些弱面方位的邊坡其崩塌前最大可承受的累積應變量較大，某些則較小。本研究計畫考慮岩體弱面方位並利用數值方法，除了以力學角度來評估大規模崩塌潛勢等級以外，還進一步評估該邊坡的漸進破壞程度。考慮邊坡坡度、材料強度、主要弱面方位、坡形將邊坡崩塌潛勢分為極高、高、中、低四級。此外考慮現存邊坡應變量以及邊坡最大可承受的累積應變量，將邊坡的漸進破壞程度分為危急、尚可、普通三級。綜合考慮後建立大規模崩塌潛勢地區警戒分級的方法，分為紅色、黃色、綠色警戒三級。如光華主要滑動區邊坡利用本研究方法，評估崩塌潛勢為高潛勢，漸進破壞程度約為 67%，也就是距離完全崩壞約還有 33% 的應變空間，屬於危急，綜合評估可判定屬於紅色警戒分級。

關鍵詞：弱面方位、大規模崩塌潛勢、漸進破壞程度、警戒、應變

目次

摘要.....	I
目次.....	II
表次.....	III
圖次.....	IV
第一章 緒論.....	1
第一節 動機與目的	1
第二節 相關研究	3
第二章 研究方法	12
第一節 邊坡模型的設計	14
第二節 非弱面材料參數的設定	15
第三節 弱面強度參數的反算	20
第四節 弱面方位的設定	22
第五節 坡形對邊坡穩定的影響	23
第六節 Fs 與立體投影圖的結合.....	24
第七節 崩塌潛勢的分級	25
第八節 漸進破壞程度的評估	25
第九節 大規模崩塌警戒分級	33
第三章 研究成果與討論	34
第一節 崩塌潛勢分級	34
第二節 漸進破壞程度	45
第三節 案例分析—光華	52
第四章 結論.....	56
參考文獻.....	57
附錄：審查意見與回覆	61

表次

表 1 不同岩性下的 GSI 分類表	6
表 2 臺灣地區岩盤類別建議表 (σ_{ci})	8
表 3 基於岩性分類的材料參數 (m_i)	9
表 4 非弱面參數的分類與設定	19
表 5 弱面強度參數的反算	22
表 6 簡化弱面方位的分類	30
表 7 大規模崩塌警戒分級表	33
表 8 非弱面材料之數值直剪試驗與對應之微觀參數設定	46
表 9 弱面之數值直剪試驗與對應之微觀參數設定	47
表 10 逐步折減之微觀參數	48
表 11 光華的警戒分級.....	55

圖次

圖 1 高風險 36 處大規模崩塌潛在地所在之地質區	5
圖 2 研究流程.....	13
圖 3 數值邊坡.....	15
圖 4 實際邊坡反算之 c 對 ϕ 的關係圖	18
圖 5 弱面的方位	23
圖 6 坡形定義.....	24
圖 7 邊坡的應變量	26
圖 8 Hertz-Mindlin (no slip) 兩顆粒球型接觸模型的示意圖	28
圖 9 EDEM 邊坡模型	31
圖 10 EDEM 模型中材料之鍵結情形	32
圖 11 EDEM 分離元素直剪試驗示意圖	32
圖 12 不同弱面與坡面相對方位之 15° 和坡的 F_s 分布圖(適用於平均 坡度 $\leq 17.5^\circ$ 的野外邊坡)	35
圖 13 不同弱面與坡面相對方位之 20° 緩坡的 F_s 分布圖(適用於 $17.5^\circ < \text{平均坡度} \leq 22.5^\circ$ 的野外邊坡)	37
圖 14 不同弱面與坡面相對方位之 25° 中度坡的 F_s 分布圖(適用於 $22.5^\circ < \text{平均坡度} \leq 27.5^\circ$ 的野外邊坡)	40
圖 15 不同弱面與坡面相對方位之 30° 陡坡的 F_s 分布圖(適用於 $27.5^\circ < \text{平均坡度} \leq 32.5^\circ$ 的野外邊坡)	42
圖 16 不同弱面與坡面相對方位之 35° 峭坡的 F_s 分布圖(適用於平均 坡度 $> 32.5^\circ$ 的野外邊坡)	43
圖 17 不同非弱面材料強度與坡度的邊坡受到 D/L 程度的影響	44
圖 18 逆向坡弱面低傾角於不同 Stage 下之鍵結圖	48
圖 19 逆向坡弱面高傾角於不同 Stage 下之鍵結圖	49

圖 20 順向坡弱面低傾角於不同 Stage 下之鍵結圖.....	50
圖 21 順向坡弱面高傾角於不同 Stage 下之鍵結圖.....	50
圖 22 不同 Stage 下的邊坡應變結果.....	51
圖 23 光華大規模崩塌潛在地	53
圖 24 光華之安全係數落點	54
圖 25 光華崩崖與滑動體長度	55

第一章 緒論

第一節 動機與目的

近年來針對可能遭受潛在大規模崩塌衝擊的聚落，已有計畫對 111 年公布之 36 處較危險大規模崩塌潛勢區進行現地調查與評估工作，探討 36 處的發生度、保全度以及活動度等。一般工程實務中進行的邊坡穩定分析常常未考慮弱面的影響。[張光宗 \(2019\)](#) 水保局創新研究計畫成果在沒有詳細的地質調查及地質材料的力學性質資料的狀況下，能針對不同邊坡地形與地質狀況來評估大規模崩塌潛在邊坡的潛勢，其中包括了坡址下切、凸坡、邊坡坡度、材料強度、順向坡、斜交坡、逆向坡等諸多有關地形與地質之因子，尤其是考慮地質弱面的影響，以及另外考慮有無滑動跡象，該計畫利用數值方法對已公布的大規模崩塌地進一步評估與分級，且發現弱面方位狀況對於邊坡穩定性影響頗多。本研究計畫延續於此之上，雖然該計畫中考慮一組弱面（主要弱面）情況下之討論完整，但是地形變化僅考慮有坡址下切或凸坡來提升一個潛勢，此外雖然考慮有無滑動跡象，但是難以進一步具體說明或量化，綜合以上優缺點本研究計畫分別加強且去蕪存菁：地形變化在現有成果下進行改變數值邊坡的凸坡程度或坡址下切程度進行探討，可得出坡形如何影響邊坡的穩定性；而滑動跡象方面，本研究計算不同邊坡至完全崩塌的最大可承受的累積應變量，再

計算現存大規模崩塌潛在地各自的已累積應變量，最後可求得漸進破壞程度。

現存的大規模崩塌潛在地有各自的邊坡滑移歷史，從過去的經驗中我們發現，大規模崩塌的案例中有些邊坡沒經歷明顯滑動即完全崩塌如小林村、國道三號案例，有些則是陸陸續續滑動但未完全崩塌如廬山、光華案例，這與邊坡的漸進破壞行為有關，邊坡漸進破壞是指破壞是漸漸累積而成，即滑動面慢慢發展形成，所以完全崩塌前會先有滑動或變形陸陸續續發生。不同的地質狀況、滑動面深度和形狀，漸進破壞的情況會不一樣。

目前水土保持局針對多年來調查監測的大規模崩塌潛勢區進行潛勢分級和欲訂定警戒值，其潛勢的分級使用一般的山崩潛勢分析方式，採用多個因子加以權重進行統計分析，然後另外訂出一雨量值或位移速率當作警戒值，不過警戒值的訂定應先了解現存大規模崩塌潛在地地的漸進破壞程度，而漸進破壞程度和邊坡崩塌前最大可承受的累積應變量有關。某些弱面方位的邊坡其崩塌前可承受的累積應變量較大，邊坡的局部地方或鑽孔監測到滑動跡象不一定代表有立即的危險；某些弱面方位的邊坡其崩塌前可承受的累積應變量較小，這類邊坡若有滑動跡象或不穩定，發生崩塌的機率較高。本研究成果除了以力學角度對大規模崩塌潛在地進行潛勢分級以外，進一步評估現存大規模

崩塌潛在地的漸進破壞程度，可對大規模崩塌潛在地監測與警戒發布提供參考。

第二節 相關研究

2.1 地形與地質特性

大規模崩塌通常為深層的破壞，與岩體的弱面（層面、節理面、劈理面）有關，且不同的弱面和坡面的相對方位對岩坡的穩定性有不同程度的影響，也會造成不同的破壞行為。多數被劃定為大規模崩塌潛勢地區的邊坡，經調查發現岩性多以變質岩和沉積岩為主（圖 1），變質岩坡和沉積岩坡等弱面較發達的邊坡，受不同的弱面與坡面的相對方位的影響尤其明顯，故岩坡弱面的探討對大規模崩塌潛勢的評估而言非常重要。

此外，岩體結構對強度的影響也很大，常見於許多岩體評估系統，如 GSI 地質強度指數 (Geological Strength Index) 就利用岩體結構與岩塊表面條件給定不同的 GSI 值 (0~100) 來評估岩體的強弱，GSI 值越大越接近完整岩石，Truzman (2009) 和 Marinos and Hoek (2001) 分別針對變質岩與沉積岩，加以分類不同岩體構造狀態，提出新的 GSI 分類表（表 1a~1b）。或因地質年代不同而顯現不同的岩石單壓強度 (σ_{ci})，公共工程委員會專案研究計劃 (2002) 建立台灣地區隧道岩體分類系統暨隧道工程資料庫，該案參考地質年代，並依據地質材料特

性及相關強度參數，將台灣地區的地質材料劃分為 A~D 四類，其中 A 岩類為岩芯單壓強度 (σ_{ci}) 大於 25MPa，B 岩類界於 5~25MPa，C 岩類則小於 5MPa，而 D 岩類為其他岩類，其單壓強度變動性較大，隨個案而異 (表 2)；另一方面，不同的岩性因其特性不同故一般具有不同的岩體強度，如 Hoek–Brown 破壞準則中就針對岩性做分類並給定岩性係數 (m_i)，而 Hoek (2007) 提出基於岩性分類的材料參數 m_i 值的新版本 (表 3)。

除了上述 σ_{ci} 、 m_i 、 GSI 等地質因子，地形因子對大規模崩塌潛勢的評估也是相當重要的，尤其是地形因子中的坡度，往往是許多邊坡穩定或崩塌潛勢研究的重點之一，而坡高不同造成邊坡內的應力狀況也不同。此外，坡形當中的凸坡也被認為是相對不安全的坡形，如 Sato et al. (2007) 根據 2005 年發生的巴基斯坦北部的地震，對巴基斯坦的一個地區的山坡地進行崩塌地分類，發現大規模的崩塌較容易出現在凸坡的地形。Chigira (2009) 也對日本 0514 號颱風觸發的 5 起大規模崩塌地進行調查，發現 5 起大規模崩塌均與凸坡有關。除了凸坡以外，在許多大規模崩塌案例中也常發現坡趾下切的存在，如國道三號、林肯大郡等。上述研究均顯示凸坡或坡趾下切等地形狀態對邊坡的穩定性不利。

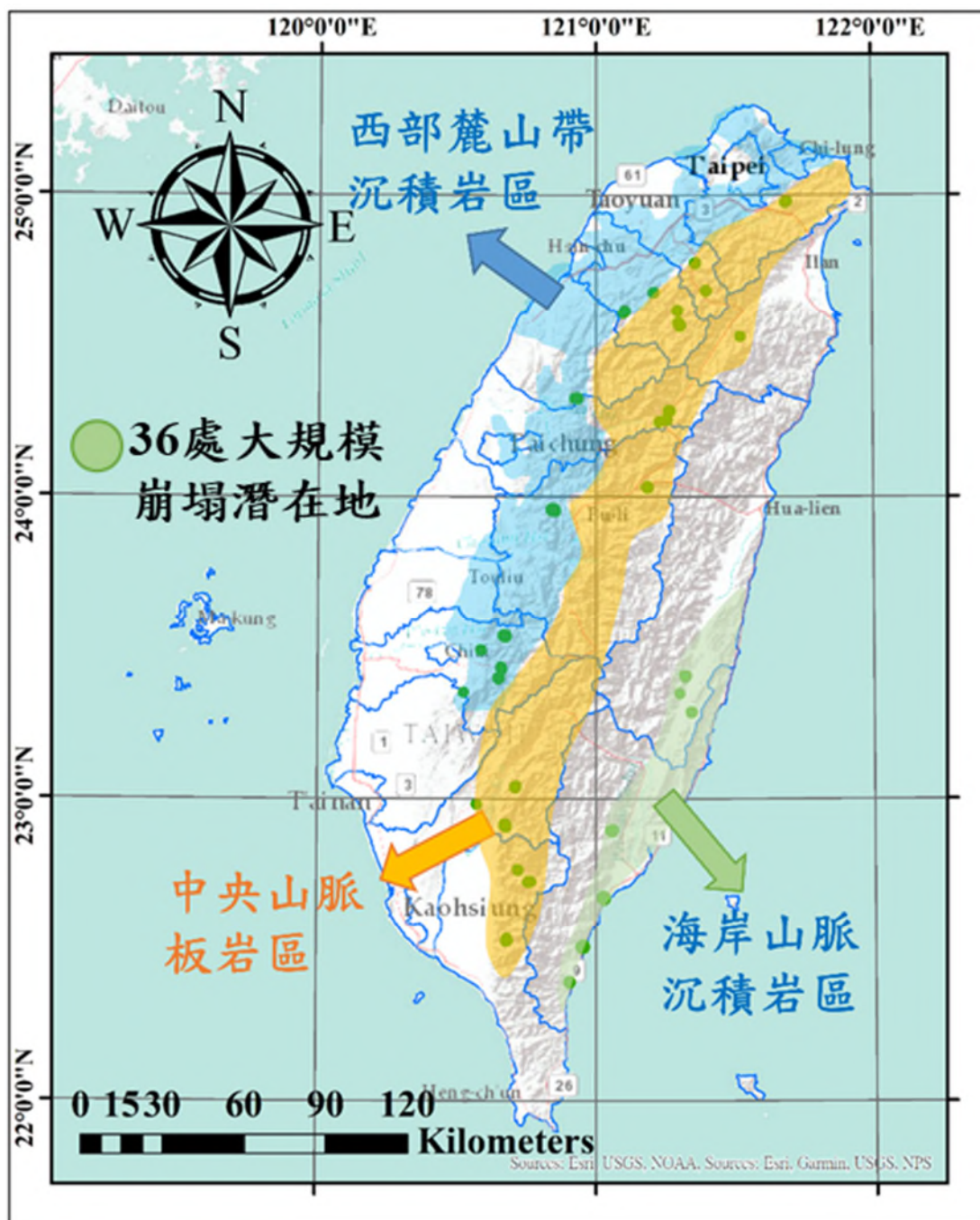
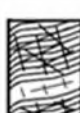
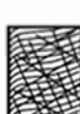
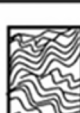


圖 1 高風險 36 處大規模崩塌潛在地所在之地質區

表 1 不同岩性下的 GSI 分類表

(a) 考慮變質岩 (修改自 Truzman, 2009)

利用岩石特徵估計地質之強度		表面情形				
估計地質強度之平均值(不需要太精準，如定義GSI=36~42比GSI=38較為符合實際情形)，另外使用Hoek-Brown破壞準則時應注意力作用的個別岩石塊體尺寸應小於挖掘時的尺寸。當個別塊體尺寸大於挖掘尺寸的四分之一時，結構破壞便不容易發生，也不會使用Hoek-Brown破壞準則。						
結構		減少表面品質				
非葉理岩體	葉理岩體	非常良好 非常粗糙、緊密、未受風化的表面	良好 粗糙、輕微風化，孔徑小於1mm，節理填充物為硬質	普通 些微粗糙、中等風化，孔徑1~5mm，節理填充物軟硬相間	不良 平滑、高度風化，孔徑大於5mm，節理填充物主要為軟質	非常不良 斷面有擦痕、高度風化，孔徑大於5mm，節理填充物為軟質
 完整、未破壞 岩體是完整結構，僅有少許不連續面		90	80	70	N/A	N/A
 非葉理狀/有破裂情形 岩體受到輕微擾動，形成方塊狀結構(由三組互相垂直的不連續面組成)	 葉理不明顯 岩體有部分破裂情形(由三組不連續的節理形成)，岩塊之間有薄的層面存在	80	70	60	50	40
 非葉理狀/破裂嚴重 岩體被四組或四組以上的不連續面切成不規則塊狀	 葉理中等發達 岩體有破壞情形(由相同比例的葉理狀岩塊和非葉理狀岩塊形成)	70	60	50	40	30
 非葉理狀/受擾動 岩體受多組相交的不連續面影響形成褶皺和分層的情形	 葉理發達 岩體破壞情形嚴重，出現褶皺或斷裂現象(主要為葉理狀岩塊，非葉理狀岩塊較少)	60	50	40	30	20
 非葉理狀/崩解 岩體破裂嚴重，破裂產生角形石塊和弧形石塊	 葉理非常發達 岩體高度破壞、褶皺，岩塊呈現葉理狀	50	40	30	20	10
 非葉理狀/細粉狀 岩體受破壞和剪裂作用成為細顆粒	 切斷/剪裂 岩體高度褶皺、剪斷現象，構造上受角礫岩的方位擾動	N/A	N/A	10	0	0

GSI=50

如：劈理較不發達之板岩

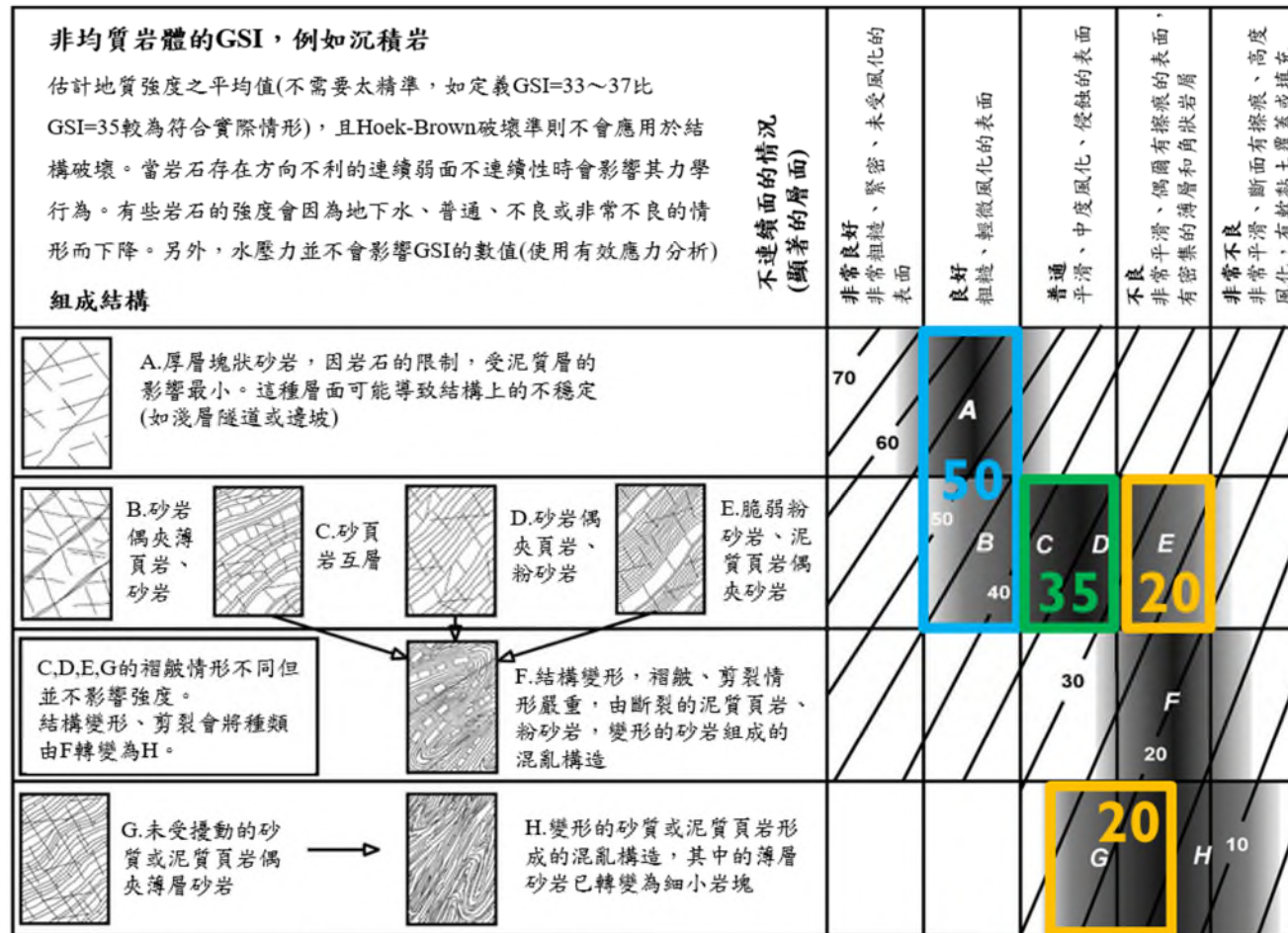
GSI=35

如：劈理中等發達之板岩

GSI=20

如：劈理發達之板岩

(b) 考慮沉積岩 (修改自 [Marinos and Hoek, 2001](#))



→：表示受到構造擾動後的形變

GSI=50

如：厚層砂岩偶夾薄頁岩、砂岩

GSI=35

如：砂頁岩互層、砂岩偶夾頁岩、粉砂岩

GSI=20

如：砂頁岩薄互層、頁岩偶夾砂岩、泥岩偶夾砂岩、頁岩、泥岩、砂質泥岩

表 2 臺灣地區岩盤類別建議表 (σ_{ci}) (修改自 公共工程委員會專案研究計畫, 2002)

區域		西部麓山帶及平原		雪山山脈	脊梁山脈及恆春半島	海岸山脈	外島地區		
年代		北部	南部				馬祖 澎湖 金門		
新 生 代	第四紀	更新世 全新世	店子湖層 大南澳層 安山岩	六雙層 二重溪層 炭下察層		太平層 四溝層 恆春石灰岩	卑南山礫岩 美崙礫岩	小門礫岩	
		晚漸新世	卓蘭層	六重溪層	北寮頁岩	古亭坑層			
		上新世	錦水頁岩	法水溪層	竹頭崎層	南勢崙砂岩	八里灣層		
		早新世	二園層	魚藤坪砂岩	烏嘴層	茅埔頁岩	蓋子寮頁岩	馬鞍山層	
		晚新世	大埔層	桂竹林層	十六份頁岩	中崙層	鹽水坑頁岩	利吉層	
		漸新世	南莊層	上橋基砂岩	南莊層	長柱坑層	紅花子層	三民頁岩	
		中新世	水裡坑層	打熟頁岩	北寮砂岩	出磺坑層	碧重頁岩	牡丹層 (恆春層)	
		早中新世	大坑層	石底層	出磺坑層	碧重頁岩	水山層	潮州層	
		晚中新世	五指山層	蚊子坑層	巴陵層	粗坑層			
		古 生 代	古生代	白堊紀					
侏羅紀									
三疊紀									
二疊紀									
石炭紀									
泥盆紀									
石炭紀									
二疊紀									
三疊紀									
侏羅紀									

$\sigma_{ci}=25\text{MPa}$

$\sigma_{ci}=15\text{MPa}$

$\sigma_{ci}=5\text{MPa}$

A岩類

B岩類

C岩類

D岩類

註：本表不包括全新世以來未固結之沖積層與堆積材料。

表 3 基於岩性分類的材料參數 (m_i) (修改自 Hoek, 2007)

岩石種類	分類	組	質地			
			粗糙	中等	細	非常細
沉積岩	碎屑狀		礫岩 (21±3) 角礫岩 (19±5)	砂岩 17±4	粉砂岩 7±2 雜砂岩(混濁砂岩) (18±3)	黏土岩 4±2 頁岩 (6±2) 泥灰岩 (7±2)
			mi=17			
	非碎屑狀	含碳酸鹽礦物	結晶石灰岩 (12±3)	亮晶石灰岩 (10±2)	微晶石灰岩 (9±2)	白雲岩 (9±3)
		蒸發岩		石膏 8±2	硬石膏(無水石膏) 12±2	
含有機物					白堊石灰岩 7±2	
變質岩	非葉理狀		大理岩 9±3	角岩 (19±4) 變質砂岩 (19±3)	石英岩 20±3	
	輕微葉理狀		混合岩(混成岩) (29±3)	角閃岩 26±6	片麻岩 28±5	
	葉理狀			片岩 12±3	千枚岩 (7±3)	板岩 7±4
火成岩	深成岩	顏色淺	花崗岩 32±3 花崗閃長岩 (29±3)	閃長岩 25±5	mi=7	
		顏色深	輝長岩 27±3 蘇長岩 20±5	粗粒玄武岩 (16±5)		
	半深成岩(淺成岩)		斑岩 (20±5)		輝綠岩 (15±5)	橄欖岩 (25±5)
	火山岩	熔岩		流紋岩 (25±5) 安山岩 25±5	英安岩 (25±3) 玄武岩 (25±5)	黑曜岩 (19±3)
		火成碎屑岩	集塊岩 (19±3)	角礫岩 (19±5)	凝灰岩 (13±5)	

$m_i=17$

如：砂岩

$m_i=12$

如：砂頁岩互層、片岩

$m_i=7$

如：頁岩、粉砂岩、泥岩、板岩、千枚岩

2.2 數值方法

數值方法大致上可分為連續體方法與不連續體方法，連續體方法常見的有有限元素法(FEM)、有限差分法(FDM)、邊界元素法(BEM)及材料質點法(MPM)等，不連續體方法常見的有離散元素法(DEM)、不連續變形分析法(DDA)與鍵結顆粒模型(BPM)等。此外數值方法中也較易考慮自然邊坡材料具有的非均質性與異向性等，不同方法發展出各式各樣的本構模型(Constitutive model)來模擬自然邊坡材料具有的非均質性與異向性，如 [Yeh et al. \(2020\)](#) 利用有限元素軟體 PLAXIS 中的岩體節理異向性模型探討不同弱面方位邊坡的穩定性。雖然針對邊坡穩定性而言有限元素法可能是有效且不錯的方法，但是對於模擬邊坡的變形與崩塌行為，使用傳統的拉格朗日方法的有限元素法，當網格變形嚴重時會讓數值模擬出現難以收斂的狀況，因此分離元素法可能較為適合。分離元素法軟體已廣泛應用於有弱面岩體或岩坡的研究，如 [邱昶瀚 \(2012\)](#) 利用 UDEC 進行數值模擬分析，著重於探討岩坡傾倒之漸進式破壞歷程，包含各歷程之應力調整、節理面錯動、張力裂縫急速發展等。[丁璇 \(2014\)](#) 利用 UDEC 模擬岩坡破壞，包含一組規則節理岩坡之傾倒與順向坡滑動破壞，探討其漸進式破壞過程與力學行為。[Meng et al. \(2018\)](#) 則是利用 PFC 模擬邊坡破壞與崩落之漸變過程，包括破壞發生時出現張力裂縫，以及後續發展成滑動面等

過程。高風險之 36 處大規模崩塌潛在地分布於弱面發達的地質區，如中央山脈板岩帶的岩層常見延續性良好的劈理面，西部麓山帶與東部海岸山脈的沉積岩層則常見延續性良好的層面，[Dong et al. \(2006\)](#)證明這種材料狀況與橫向等向性材料 (Transversely isotropic material) 的行為一致，而相較其他方法來說，分離元素法的優勢在可基於節理岩體粒子的接觸模型來反應出橫向等向性材料的行為 ([Itasca Consulting Group Inc. 2014](#))。

第二章 研究方法

本研究計畫考慮岩體的主要弱面，如沉積岩的層面或變質岩的葉理面，設計不同坡度的簡單邊坡模型，利用有限元素法軟體 PLAXIS 中的岩體節理異向性模型，分別設定非弱面材料的參數、弱面的方位與強度參數，再利用強度折減法來得到邊坡的安全係數，探討不同強度、坡度或弱面與坡面的相對方位的邊坡穩定性，利用立體投影圖將安全係數視覺化探討邊坡穩定性，然後針對實際邊坡的狀況，加以考慮凸坡或坡趾下切的影響，依據不同凸坡程度折減不同程度的安全係數，最後依據安全係數的大小將邊坡崩塌潛勢分為極高、高、中、低四級。另一方面，本研究折減分離元素法軟體 EDEM 的邊坡模型強度，評估不同弱面方位條件下邊坡崩塌前的最大可承受的累積應變量，接著利用遙測影像或地形剖面圖來判釋崩崖的長度以及推測滑動體長度，可求得現存大規模崩塌潛在邊坡的已累積應變量，兩應變量相除後可以得到應變比，即漸進破壞程度，依據漸進破壞程度將現存邊坡分為危急、尚可、普通。因此本研究計畫除了可評估大規模崩塌潛勢等級以外，還可評估該邊坡的漸進破壞程度，最後對現存大規模崩塌潛勢地區進行警戒分級，如光華，探討是否有立即性的危害，本研究流程如圖 2。

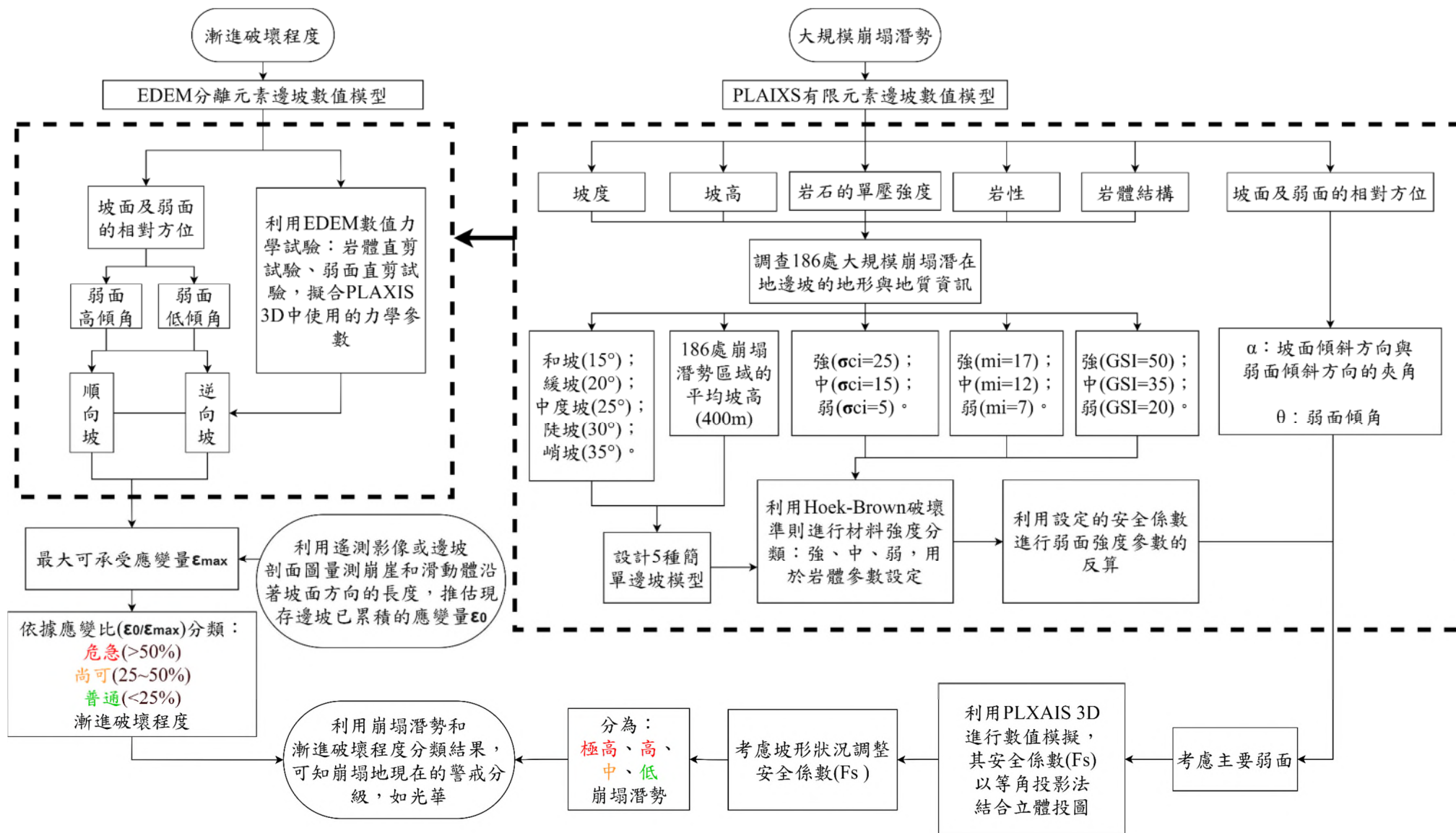
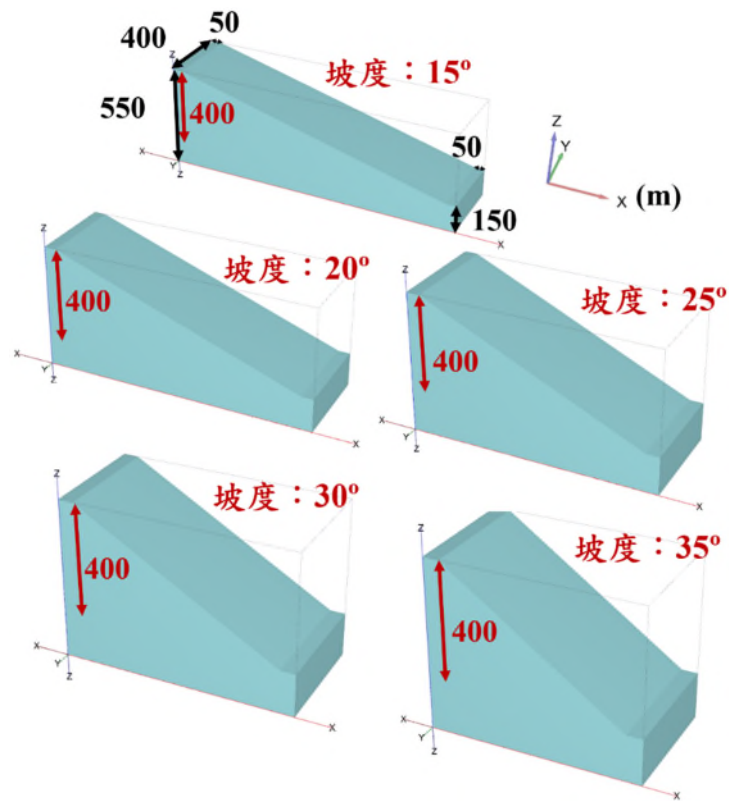


圖 2 研究流程

第一節 邊坡模型的設計

考慮 108 年度匡列具有重要保全之 186 處大規模崩塌潛勢區域的平均坡度介於 $12^{\circ}\sim 47^{\circ}$ ，本研究將平均坡度設計分為 5 個等級： 15° 和坡、 20° 緩坡、 25° 中度坡、 30° 陡坡以及 35° 峭坡，可分別適用於平均坡度 $\leq 17.5^{\circ}$ 、 $17.5^{\circ}\sim 22.5^{\circ}$ 、 $22.5^{\circ}\sim 27.5^{\circ}$ 、 $27.5^{\circ}\sim 32.5^{\circ}$ 、 $>32.5^{\circ}$ 的實際邊坡。此外，統計 186 處大規模崩塌潛勢區域的坡高，共有 75% 落再 200~600m，且平均坡高約 400m，因此本數值模型設計坡高為 400m 定值，綜上考慮坡度與坡高來設計本研究的邊坡模型 (圖 3a)，設定模型四周邊界和底部的變形的邊界條件為 Fully Fixed，並分別設定邊坡模型的非弱面材料參數、弱面強度參數與弱面方位如圖 3b 所示意。



(a)

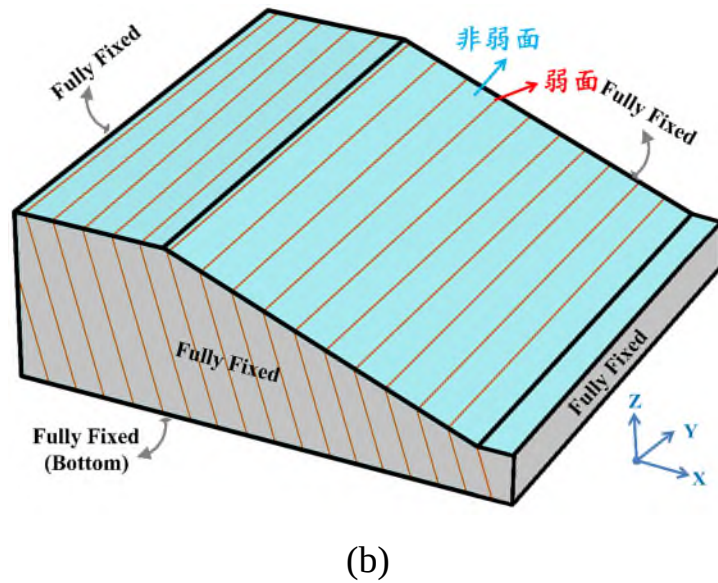


圖 3 數值邊坡 (a) 設計坡度與尺寸 (b) 非弱面材料和弱面的設定以及邊界條件

第二節 非弱面材料參數的設定

非弱面材料的力學性質以岩體來評估，而廣義的 Hoek-Brown 破壞準則常被用來定義岩體的力學性質，由岩石的單壓強度 (σ_{ci}) 及參數 m_b 、 s 與 a 決定，其中 m_b 可由材料參數 (m_i) 及 GSI 地質強度指數的經驗式來推估，而 s 與 a 可由 GSI 及因子干擾因子 (D) 的經驗式來推估 (對於自然邊坡而言因子 D 為 0)。岩石的單壓強度 (σ_{ci})：根據公共工程委員會專案研究計畫 (2002) 的結果：A 岩類 ($UCS \geq 25$ MPa)、B 岩類 ($5 \leq UCS < 25$ MPa)、C 岩類 ($UCS < 5$ MPa) 本研究將 σ_{ci} 簡化分為 3 個等級：強 (25MPa)、中 (15MPa)、弱 (5 MPa) (表 2)，用來分別設定本研究材料參數的 σ_{ci} 。

岩性材料參數 (m_i): 根據 [Hoek et al. \(2007\)](#) 可依不同岩性給定不同的 m_i 值(2~35), 考慮 182 處大規模崩塌潛勢區域的岩性多為具有平面分層的變質岩及沉積岩, 將 m_i 簡化分為 3 個等級: 強 (17)(如砂岩等)、中 (12)(如片岩、砂頁岩互層等)、弱 (7)(如頁岩、粉砂岩、泥岩、板岩、千枚岩等)([表 3](#)), 用來分別設定本研究材料參數的 m_i 。

岩體結構與岩塊表面條件參數 (GSI): 根據 [Truzman \(2009\)](#)、[Marinos and Hoek \(2001\)](#) 分別針對變質岩與沉積岩, 加以分類不同岩體構造狀態, 提出新的 GSI 分類表, 可依不同岩體結構給定不同的 GSI 值 (5~75), 本研究分類並簡化分為 3 個等級 ([表 1a~1b](#)): 強 (50) ([表 1a](#) 中的 Little and Moderately Foliated, [表 1b](#) 中的 A and B; 分別對應[表 1a](#) 中的劈理較不發達之板岩, [表 1b](#) 中的厚層砂岩偶夾薄頁岩、砂岩); 中 (35)([表 1a](#) 中的 Foliated, [表 1b](#) 中的 C and D; 分別對應[表 1a](#) 中的劈理中等發達之板岩, [表 1b](#) 中的砂頁岩互層、砂岩偶夾頁岩、粉砂岩); 弱 (20)([表 1a](#) 中的 Very Foliated, [表 1b](#) 中的 E and G; 分別對應[表 1a](#) 中的劈理發達之板岩, [表 1b](#) 中的砂頁岩薄互層、頁岩偶夾砂岩、泥岩偶夾砂岩、頁岩、泥岩), 用來分別設定本研究材料參數的 GSI。

本研究考慮自然邊坡 (干擾因子 D 為 0) 以及上述地質分類結果的參數設定值, 除此之外, 還需考量 σ_3 的應力上限 ($\sigma_{3,max}$), 當 $\sigma_{3,max}$

太小時 φ 偏大 c 偏小， $\sigma_{3,max}$ 太大時 φ 偏小 c 偏大。我們利用 Hoek-Brown 破壞準則 (式 1~式 6)，並嘗試不同的應力上限值 $\sigma_{3,max}$ 來得到不同的凝聚力 c 與內摩擦角 φ 等，分為三種強度 (強、中、弱) 計算各強度的 c 與 φ 的平均值，考慮 Hoek and Bray (1981) 對 20 處不同地質條件狀況的實際邊坡案例，進行邊坡破壞時的 c, φ 的反算，並繪製成關係圖，本研究將計算出的各強度的 c 與 φ 的平均值與上述 c, φ 的關係圖進行比較，找到擬合度較好的情況，確立了應力上限值 $\sigma_{3,max}$ 為 1.3 MPa (圖 4)。最後將非弱面材料的強度分類結果 (強、中、弱) 應用於本研究邊坡模型的非弱面材料的參數 (表 4)。

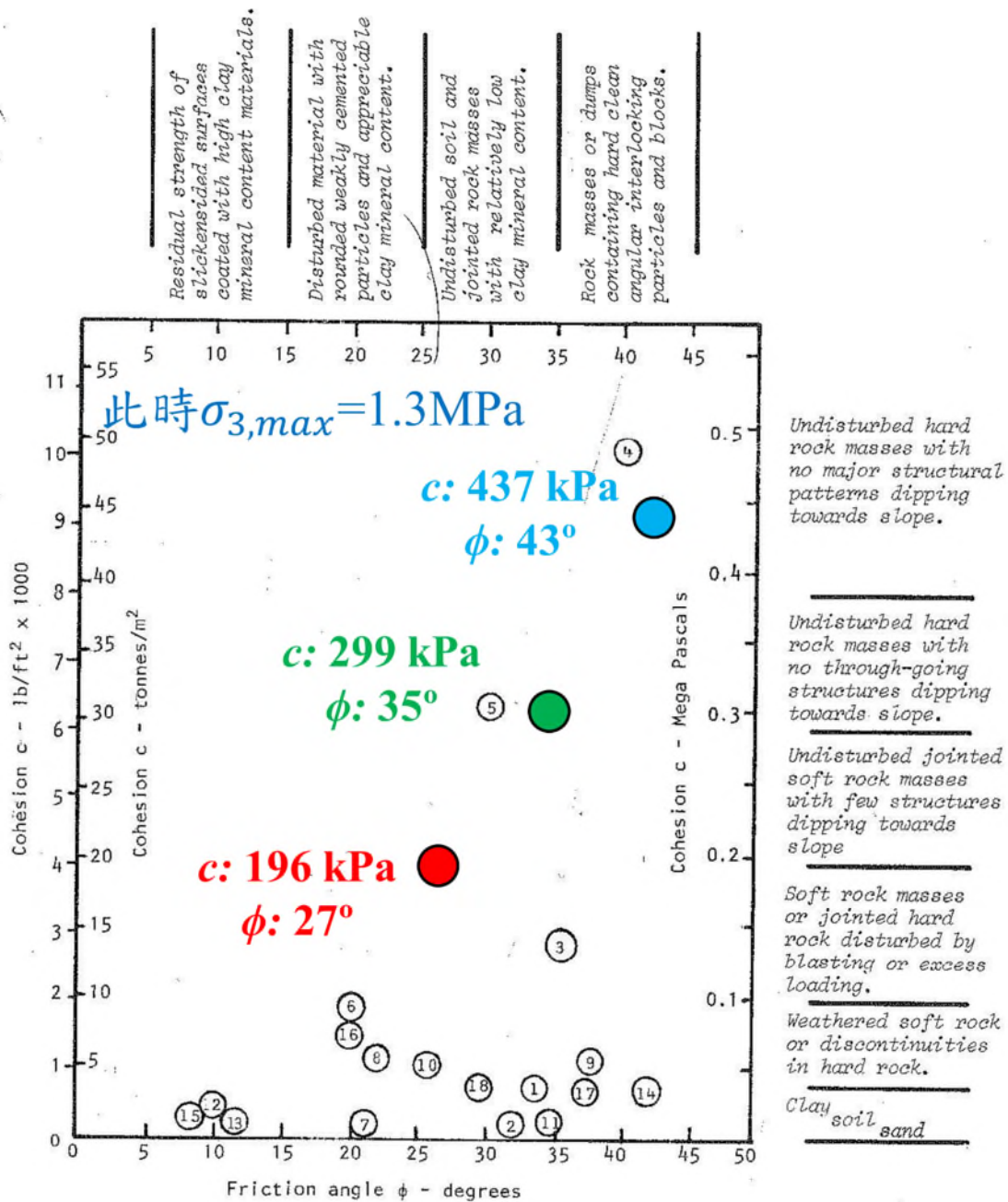


圖 4 實際邊坡反算之 c 對 ϕ 的關係圖 (修改自 Hoek and Bray, 1981)

表 4 非弱面材料參數的分類與設定

mi = 17		σ_{ci} (MPa)		
		25	15	5
G S I	50	c: 522 kPa, φ : 48° E : 5E6 kPa	c: 434 kPa, φ : 44° E : 3.9E6 kPa	c: 300 kPa, φ : 35° E : 2.2E6 kPa
	35	c: 399 kPa, φ : 43° E : 2.1E6 kPa	c: 339 kPa, φ : 39° E : 1.6E6 kPa	c: 239 kPa, φ : 30° E : 9.4E5 kPa
	20	c: 285 kPa, φ : 38° E : 8.9E5 kPa	c: 245 kPa, φ : 34° E : 6.9E5 kPa	c: 174 kPa, φ : 26° E : 4E5 kPa
mi = 12		σ_{ci} (MPa)		
		25	15	5
G S I	50	c: 489 kPa, φ : 45° E : 5E6 kPa	c: 400 kPa, φ : 41° E : 3.9E6 kPa	c: 270 kPa, φ : 32° E : 2.2E6 kPa
	35	c: 363 kPa, φ : 40° E : 2.1E6 kPa	c: 306 kPa, φ : 36° E : 1.6E6 kPa	c: 212 kPa, φ : 27° E : 9.4E5 kPa
	20	c: 254 kPa, φ : 34° E : 8.9E5 kPa	c: 217 kPa, φ : 31° E : 6.9E5 kPa	c: 152 kPa, φ : 23° E : 4E5 kPa
mi = 7		σ_{ci} (MPa)		
		25	15	5
G S I	50	c: 451 kPa, φ : 40° E : 5E6 kPa	c: 357 kPa, φ : 36° E : 3.9E6 kPa	c: 229 kPa, φ : 27° E : 2.2E6 kPa
	35	c: 315 kPa, φ : 36° E : 2.1E6 kPa	c: 261 kPa, φ : 31° E : 1.6E6 kPa	c: 175 kPa, φ : 23° E : 9.4E5 kPa
	20	c: 212 kPa, φ : 30° E : 8.9E5 kPa	c: 179 kPa, φ : 26° E : 6.9E5 kPa	c: 123 kPa, φ : 19° E : 4E5 kPa
非 弱 面 材 料 的 參 數	強	c: 437 kPa, φ : 43°, γ : 26 kN/m ³ , G: 1.5E6 kPa, ν : 0.3		
	中	c: 299 kPa, φ : 35° γ : 26 kN/m ³ , G: 7.3E5 kPa, ν : 0.3		
	弱	c: 196 kPa, φ : 27° γ : 26 kN/m ³ , G: 3.2E5 kPa, ν : 0.3		

第三節 弱面強度參數的反算

本研究採用 PLAXIS 中的 Iso-JRMC 異向性模式，除了需要設定非弱面材料（即岩體）參數以外，還需要設定弱面方位與強度參數，此外本研究設計同坡高（400m）、不同坡度（15°和坡、20°緩坡、25°中度坡、30°陡坡、35°峭坡）與非弱面材料參數（強、中、弱）的簡單邊坡模型 共 15 組。然而需考量現實案例中，和緩岩坡的強度通常較弱，陡峭岩坡的強度通常較強，為了簡化，如表 5 所示，本研究將較不易於存在現實情況下的坡度與非弱面材料強度的搭配排除，即表 5 中「極少出現」之坡度與非弱面材料的強度的搭配，最後利用此 13 組（4 組為「較少出現」、其餘 9 組為「較常出現」）進行後續的分析與探討。此外，尚需考慮對於同樣等級的非弱面材料的強度下，坡度較陡峭的邊坡的安全性應越低，換句話說，非弱面材料強度同為弱的三種坡（和坡、緩坡、中度坡），邊坡安全係數應為和坡 > 緩坡 > 中度坡較為合理。另外，由於邊坡安全係數的值可能會隨著分析方法或應用目的而異，根據 Chowdhury et al. (2009) 討論有關滑坡管理或自然邊坡的合理的安全係數，提及針對滑坡管理的合理安全係數約為 1.15~1.5 左右，而針對自然邊坡的合理安全係數約為 1.2 左右。加上考慮 Yeh et al. (2020) 研究強度異向性對邊坡穩定的影響，其結果指出當坡面與弱面的傾向與傾角一致時（典型順向坡），安全係數較低。

再加上許多關於邊坡數值模擬的研究，其弱面強度參數多以 0 或趨近 0 來設定凝聚力，並搭配不同內摩擦角來定義之 (Hou et al., 2014; Wu et al., 2018; Sattler and Paraskevopoulou, 2019)。綜上考量，如表 5 所示，本研究考慮「較常出現」之坡度與非弱面材料的強度的搭配，定義在非弱面材料強度為弱的情況下，和坡、緩坡與中度坡的典型順向坡的安全係數分別為 1.3、1.2 與 1.1；在非弱面材料強度為中的情況下，陡坡的典型順向坡的安全係數為 1.2；在非弱面材料強度為強的情況下，峭坡的典型順向坡的安全係數為 1.3。以反算的方式得到 15° 和坡、20° 緩坡、25° 中度坡、30° 陡坡及 35° 峭坡的弱面強度參數，分別為： $\phi = 6.5^\circ, 12.8^\circ, 17.1^\circ, 18^\circ$ 及 20° (c 均假設為 0 kPa)，意即每種坡度僅對應於一組弱面強度參數，該組參數應用於同坡度但不同非弱面材料強度的邊坡。

必須要加以說明的是，實際邊坡雖然可能存在不只一組弱面，不過倘若欲考量兩組以上弱面的影響時，不同弱面組的相對幾何方位與夾角較複雜而難以考慮周延，且不同弱面的強度差異也將對邊坡穩定性造成不同的影響，此外不同弱面的強度差異大小如果沒有做實驗室力學試驗會較難決定（如沉積岩的層面與節理面），因此本研究將分析收斂為僅探討主要弱面（一般為沉積岩層面或變質岩葉理面）對邊坡穩定性的影響。

表 5 弱面強度參數的反算

		邊坡模型的坡度				
		15° (和坡)	20° (緩坡)	25° (中度坡)	30° (陡坡)	35° (峭坡)
非 弱 面 材 料 的 強 度	弱	(典型順向坡 FS設為1.3)	(典型順向坡 FS設為1.2)	(典型順向坡 FS設為1.1)	(較少出現)	(極少出現)
	中	(較少出現)			(典型順向坡 FS設為1.2)	(較少出現)
	強	(極少出現)	(較少出現)			(典型順向坡 FS設為1.3)
反算的弱面		c: 0 kPa	c: 0 kPa	c: 0 kPa	c: 0 kPa	c: 0 kPa
強度參數		φ : 6.5°	φ : 12.8°	φ : 17.1°	φ : 18°	φ : 20°
註：典型順向坡為弱面方位與坡面方位一致的邊坡						

第四節 弱面方位的設定

坡面與弱面的相對方位 (α, θ) : α 定義為坡面傾斜方向與弱面傾斜方向的夾角、 θ 定義為弱面傾角，如圖 5 所示。由於邊坡模型均設定邊坡朝正 x 方向，因此以每 10° 為一個單位來改變 α (range: 0°~180°) 或 θ (range: 0°~90°)，設計出不同坡面與弱面的相對方位 (α, θ) ，根據不同坡面與弱面的相對方位來計算邊坡的弱面方位，當 $\alpha=0^\circ$ 且 θ =邊坡坡度時為典型順向坡，依此類推。

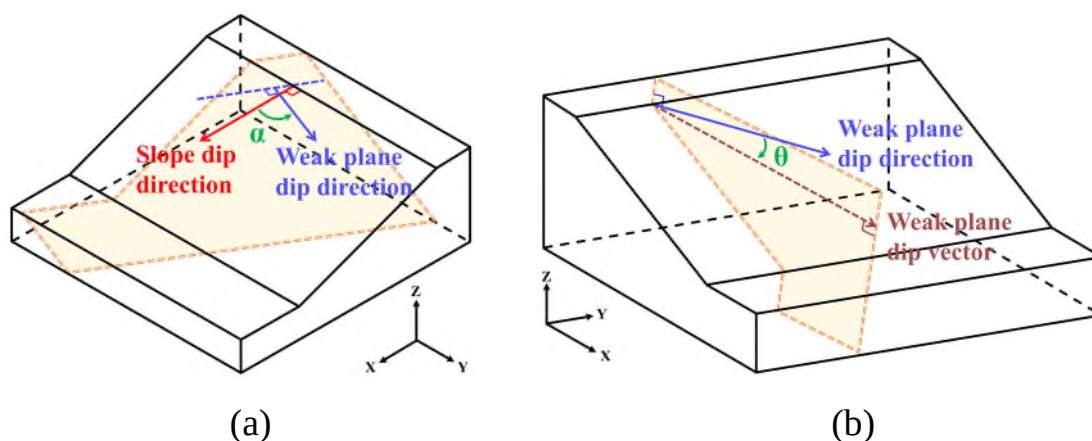
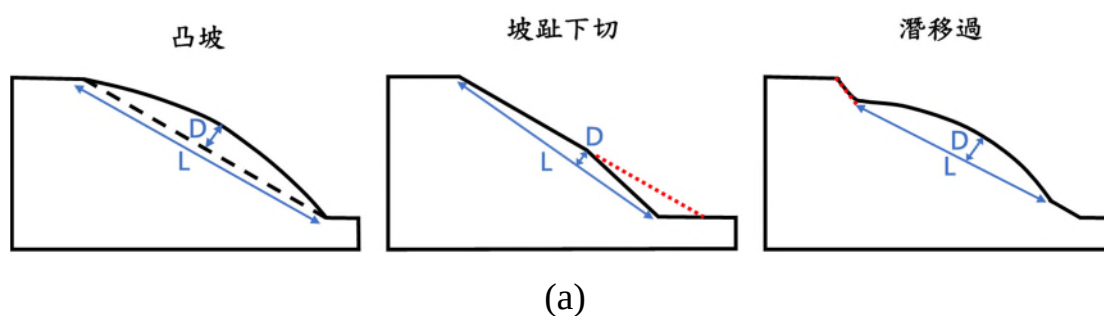
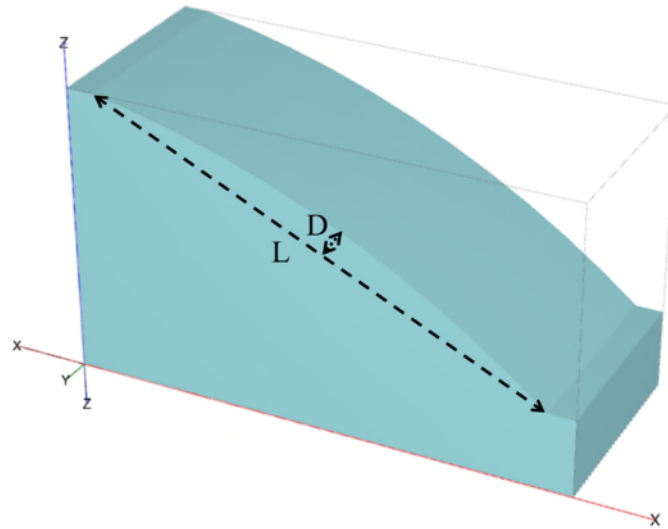


圖 5 弱面的方位 (a) 弱面 α 定義示意圖 (b) 弱面 θ 定義示意圖

第五節 坡形對邊坡穩定性的影響

Hoek and Bray (1981) 利用極限平衡法來探討坡形對邊坡穩定性的影響，參考其定義 D/L 程度繪製如圖 6 來示意，其中 L 為坡長， d 為坡面於垂直坡長方向上的最大深度差，以凸坡為例，當 D/L 程度越大則地形越凸。本研究針對 5 種設計的數值邊坡 (圖 3a)，改變 D/L 程度來探討坡形對邊坡穩定性的影響。





(b)

圖 6 坡形定義 (a) D/L 程度 (b) 以坡度 25° 邊坡且 D/L 為 0.066 之
數值模型為例

第六節 F_s 與立體投影圖的結合

製作立體投影圖有 2 種方法：等角投影法 (Equal angle projection) 與等面積投影法 (Equal area projection)，其差別如其名，等角投影法使得參考球面 (3D) 上一定形狀的多邊形投影至立體投影圖面 (2D) 後，其各個內角仍保持不變，等面積投影法則使得面積保持不變。參考 [Tomás et al., \(2012\)](#) 將 SMR 與常見的立體投影圖分析結合，使評估方式視覺化，本研究選用較常用的等角投影法，採下半球投影方式，將不同坡面與弱面的相對方位 (α, θ) 情況的安全係數 (F_s) 與立體投影圖相結合，亦即依立體投影圖當中各經緯線的交點給予 F_s ，並繪製 F_s 的等值線，投影方式如下：

$$r' = r \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2}\right)$$

其中 r' 為投影點與立體投影圖面中心點的距離； r 為參考球的半徑； θ 為球心至球面上任意點的向量傾角。

第七節 崩塌潛勢的分級

本研究針對主要弱面情況下，利用立體投影圖將 F_s 視覺化，此外由於自然邊坡的形貌多是非線性的，本研究考慮凸坡與坡趾下切對於大規模崩塌潛在地的邊坡的穩定性是不利的，在崩塌潛勢成果上改變簡單邊坡模型的坡形，參考 [Hoek and Bray \(1981\)](#) 設計不同邊坡的 D/L 程度來分析影響邊坡穩定性的坡形狀況，後續針對實際邊坡的狀況，考慮主要弱面計算該弱面方位情況下的安全係數，接著再利用地形剖面圖，如 ArcGIS 的 3D Analyst tool 中 Interpolate line 和 Profile graph 可分析地形剖面，決定凸坡程度 (D/L)，依據不同 D/L 程度折減不同程度的安全係數，最後依安全係數的大小分為：極高、高、中、低崩塌潛勢。

第八節 漸進破壞程度的評估

探討這個議題，本研究採用分離元素法 EDEM 軟體進行，分離元素法的優勢在於材料可以大變形，而有限元素法則不行，因此這個議題不能使用 PLAXIS 進行。本研究先利用 EDEM 建立實際尺寸的簡

單邊坡模型，並於 EDEM 模型中設定不同的弱面方位並利用強度折減的方法來使邊坡變形。需要補充說明的是 PLAXIS 模型中 Iso-JRMC 模式無需考慮弱面間距，即可視為 PLAXIS 當中認定弱面為無限多組，而 EDME 模型則需要假設弱面間距，因此本研究對不同弱面方位邊坡設定固定弱面間距來進行探討。為了比較不同弱面方位情況下邊坡變形至崩塌之最大可承受的累積應變量，我們參考 Chigira (2009) 量化野外邊坡變形的的方法，修改如圖 7 的邊坡變形示意圖，定義邊坡變形區域的平均應變如下式：

$$\bar{\varepsilon} = \frac{d}{l}$$

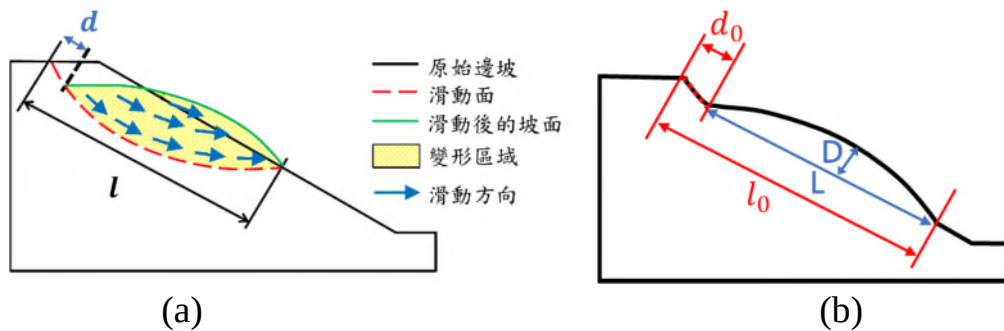


圖 7 邊坡的應變量 (a) 數值模型中滑動體頭部位移 d 與滑動體長度

l (沿著坡面方向) (b) 野外邊坡利用地形特徵計算 d_0 與 l_0

其中， $\bar{\varepsilon}$ 是邊坡滑動體的平均應變； d 是滑動體頭部沿著坡面方向的位移； l 是滑動體沿著坡面方向的長度 (圖 7a)。本研究利用分離元素法來進行實際尺寸邊坡的變形模擬，利用強度折減的方式來使邊坡變形至崩塌，利用滑動體頭部沿著坡面方向的位移 d 與滑動體沿著坡

面方向的長度 l 計算 $\bar{\varepsilon}$ ，可評估不同弱面方位條件下邊坡最大可承受的累積應變量 ($\bar{\varepsilon}_{max}$)。由於本研究利用實際尺寸完成，因此比較可以對實際邊坡進行應用，而為了瞭解現存邊坡至今已累積的應變量($\bar{\varepsilon}_0$)，可利用崩崖沿著坡面方向的長度來計算 d_0 (圖 7b)，此外現存許多大規模崩塌潛在地，不難發現邊坡潛移造成的頭部崩崖與趾部隆起如圖 7b 所示，因此本研究考慮以崩崖起點和隆起處終點之距離視為滑動體長度 l_0 ，不過如果該崩塌潛在地有調查到明顯滑動面則會以調查結果為主來計算 l_0 ，因此可計算：

$$\bar{\varepsilon}_0 = \frac{d_0}{l_0}$$

利用邊坡至今已累積的應變量 $\bar{\varepsilon}_0$ 與該弱面方位邊坡至完全崩塌之最大可承受的累積應變量 ($\bar{\varepsilon}_{max}$) 進行比較，計算平均應變比 $\frac{\bar{\varepsilon}_0}{\bar{\varepsilon}_{max}}$ ，或稱漸進破壞程度，可估算距完全崩塌還有多少可累積應變空間。最後，本研究可依據平均應變比 $\frac{\bar{\varepsilon}_0}{\bar{\varepsilon}_{max}}$ 對崩塌急迫性進行分類，>50%者屬於危急、25~50%者屬於尚可、<25%者屬於普通。

EDEM 於 2006 年由 DEM Solutions Ltd. 發展並推出，用來模擬和分析顆粒系統、顆粒處理流程、和顆粒相關生產或研發等等。此外 EDEM 已被全球 300 多家學術機構用於研究當中。EDEM 的粒子接觸模型的示意圖如圖 8 所示，而 Hertz-Mindlin (no slip) 模型所使用的函式被詳細定義在 EDEM 的理論手冊 (DEM Solutions Ltd., 2014)。

EDEM 中的 Hertz-Mindlin with bonding 模型係具有鍵結力的 Hertz-Mindlin 基本接觸模型，用於模擬破碎、斷裂等問題，採用小顆粒黏結成大塊材料，外力作用下顆粒間黏結力會發生破壞，從而產生破碎及斷裂效果，適合用於具有弱面之岩坡的變形與崩塌模擬。

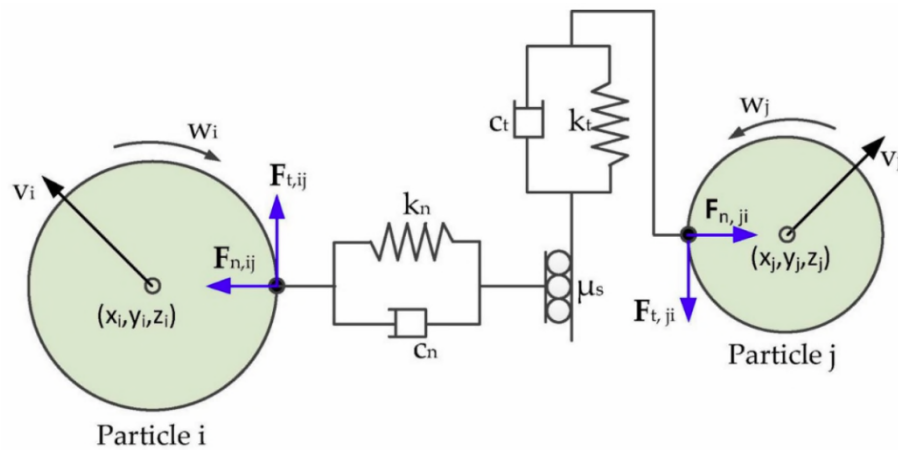


圖 8 Hertz-Mindlin (no slip) 兩顆粒球型接觸模型的示意圖 (Li et al., 2017)

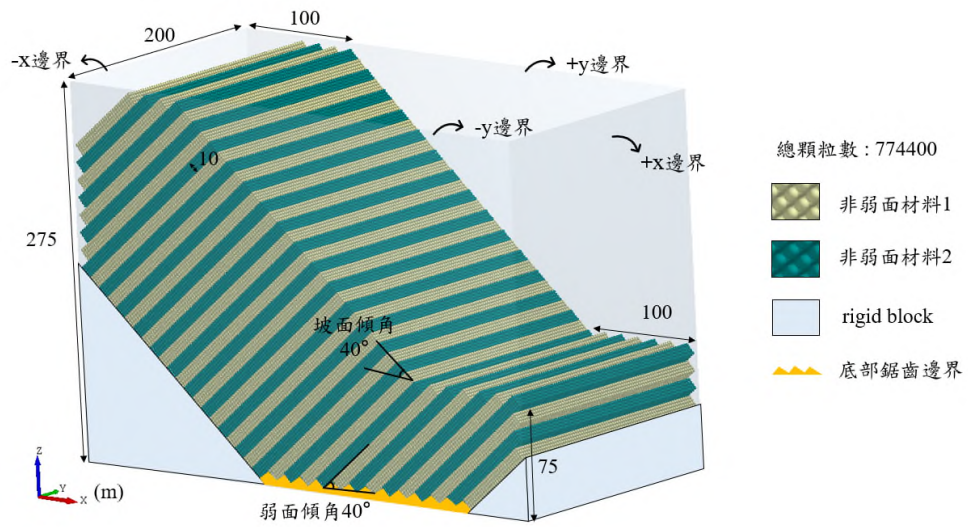
考量分離元素法運算需要耗費大量時間，加上崩塌潛勢的結果可得知順向坡和逆向坡較不安全，鎖定較不安全的順向坡和逆向坡進行討論，將弱面方位進行簡易分類 (表 6)，選擇具代表性的邊坡弱面方位，簡化所需要探討邊坡的數量，使研究得以順利進行。本研究利用 EDEM 建立實際尺寸的簡單邊坡模型，考慮簡化後弱面方位的分類 (表 6) 建立 EDEM 模型，尺寸與邊界如圖 9 所示，分別設定 $\pm x$ 面的邊界條件，限制材料在邊界的 x 方向的位移，但在 y 、 z 方向可移動； $\pm y$ 面的邊界條件，限制材料在邊界的 y 方向的位移，但在 x 、 z 方向

可移動；此外，為了防止材料橫向滑動，於模型底部額外設定鋸齒邊界。另外，為了控制顆粒總數、提高電腦運算速度，將邊坡模型的部分區域材料設為 Rigid block 如圖 9 所示，因為本研究著重於量測邊坡崩塌前坡頂的最大應變量，Rigid block 的區域較不影響模擬結果。

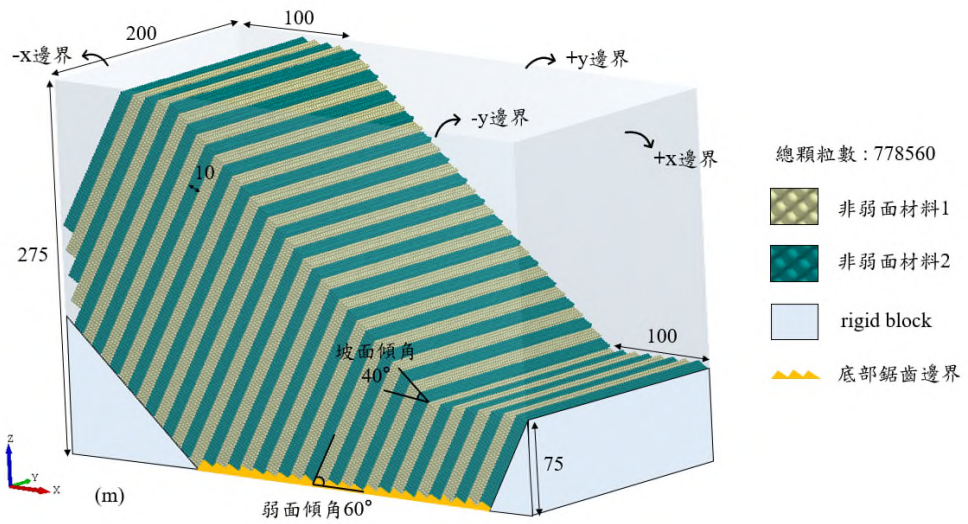
由於 EDEM 中無法直接建置弱面，本研究建立顆粒與顆粒間鍵結參數均相同的非弱面材料 1 與非弱面材料 2 用來組成邊坡模型 (圖 9)，設定材料厚度均為 10 m，即固定弱面間距為 10 m。兩種非弱面材料均由直徑 2.5 公尺的球形顆粒組成。各自非弱面材料顆粒間設定鍵結，為圖 10 中之藍色鍵結，然後兩種非弱面材料顆粒間沒有設定鍵結來達到弱面的效果，即為圖 10 中沒有生成鍵結的面。強度方面則進行 EDEM 分離元素的直剪力學試驗 (Direct shear test) (圖 11)，分別對非弱面材料以及弱面進行直剪試驗用來確立初始微觀參數，然後逐步折減微觀參數讓邊坡變形，計算邊坡的應變量，找到邊坡變形至完全崩塌之最大可承受的累積應變量 ($\bar{\epsilon}_{max}$)。

表 6 簡化弱面方位的分類

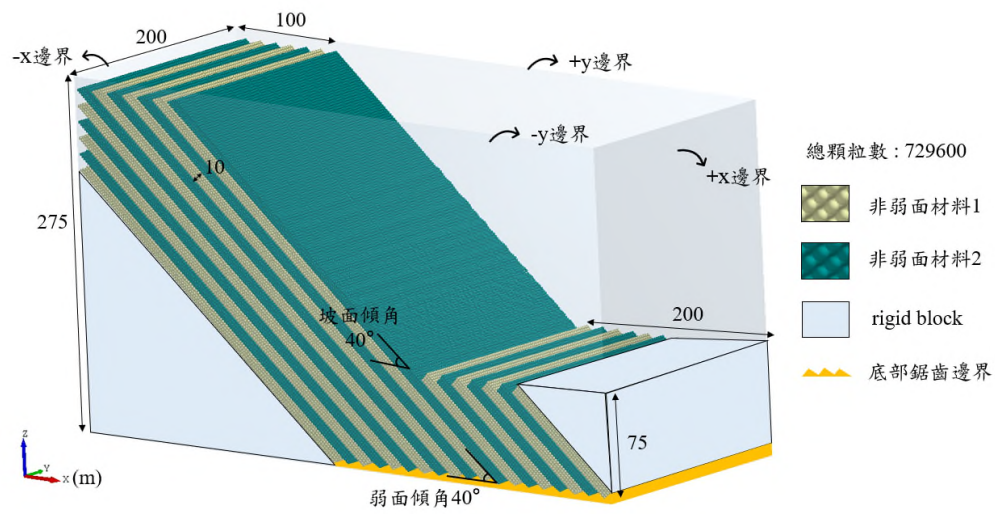
	逆向坡 ($\alpha=180^\circ$)	順向坡 ($\alpha=0^\circ$)
弱面低傾角 ($\theta=40^\circ$)	$\bar{\varepsilon}_{a, \max}$	$\bar{\varepsilon}_{c, \max}$
弱面高傾角 ($\theta=60^\circ$)	$\bar{\varepsilon}_{b, \max}$	$\bar{\varepsilon}_{d, \max}$



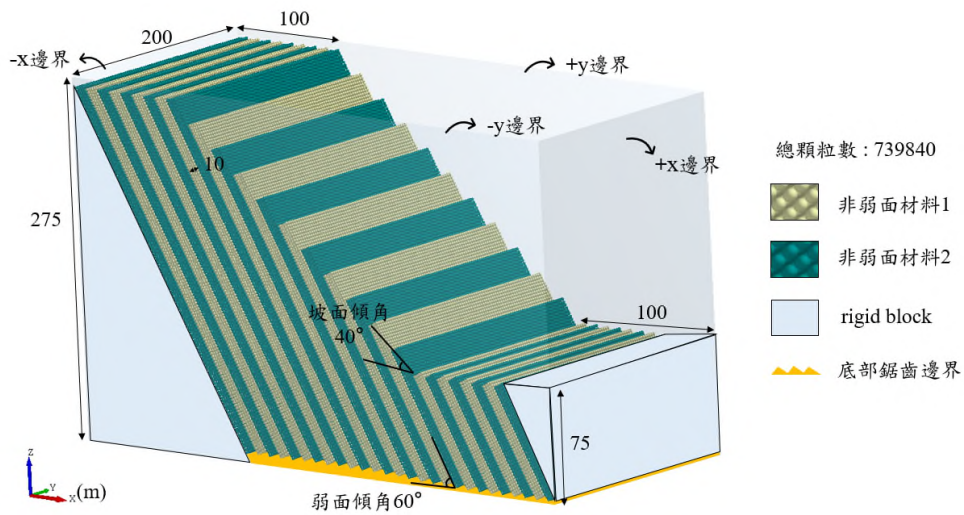
(a)



(b)



(c)



(d)

圖 9 EDEM 邊坡模型 (a) 逆向坡弱面低傾角 (b) 逆向坡弱面高傾角 (c) 順向坡弱面低傾角 (d) 順向坡弱面高傾角

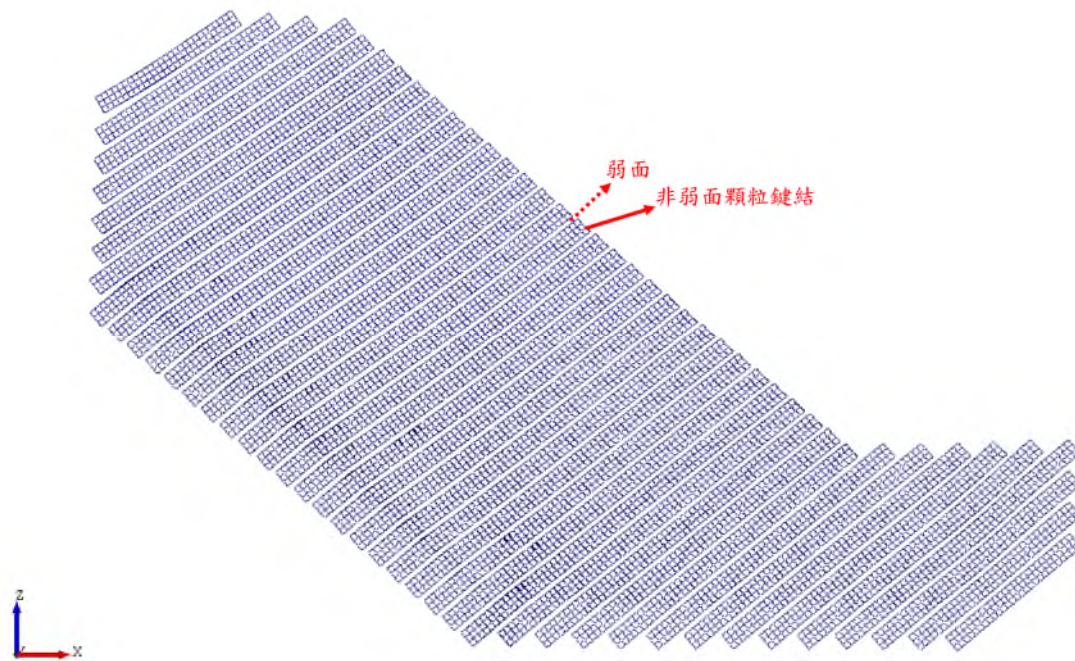


圖 10 EDEM 模型中材料之鍵結情形

(以逆向坡弱面低傾角為例)

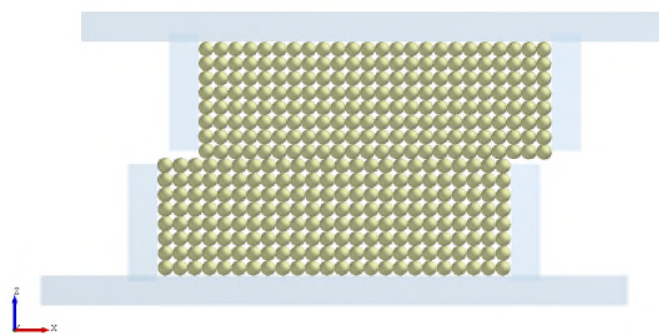


圖 11 EDEM 分離元素直剪試驗

第九節 大規模崩塌警戒分級

本研究考慮不同坡度與材料強度的邊坡，依弱面方位以及坡形可得到不同的安全係數，利用安全係數將邊坡區分為：極高、高、中、低崩塌潛勢。此外利用遙測影像或地形剖面圖量測崩崖和滑動體沿著坡面方向的長度，推估現存邊坡至今已累積的應變量($\bar{\varepsilon}_0$)，接著利用數值方法分析得到邊坡變形至完全崩塌之最大可承受的累積應變量($\bar{\varepsilon}_{max}$)，評估現存大規模崩塌潛在地的漸進破壞程度($\frac{\bar{\varepsilon}_0}{\bar{\varepsilon}_{max}}$)，將現存邊坡分為危急、尚可、普通。依據上述成果最後可彙整成大規模崩塌警戒分級表(表 7)，可分為紅色、黃色、綠色警戒分級。

表 7 大規模崩塌警戒分級表

		崩塌潛勢分級			
		極高	高	中	低
漸進破壞 程度	危急				
	尚可				
	普通				



建議優先處理且需進行高密度監測與管理之大規模崩塌潛在地



建議第二順位處理且應進行中密度監測與管理之大規模崩塌潛在地



建議第三順位處理且可進行低密度監測與管理之大規模崩塌潛在地

第三章 研究成果與討論

第一節 崩塌潛勢分級

崩塌潛勢分級的結果如圖 12~圖 16 所示，利用立體投影圖的方法將 F_s 視覺化，每一個黑點代表弱面的方位。在數值分析結果當中，弱面與坡面方位相近的順向坡，以及高傾角弱面的逆向坡，均顯示出不利於邊坡穩定的趨勢。本研究除了考量不同材料強度和坡度的邊坡在不同弱面方位條件下 F_s 的分布結果，額外設計不同 D/L 程度的數值邊坡來分析不同材料強度不同坡度邊坡在不同坡形狀況下的穩定性。結果發現不同材料強度和坡度的邊坡受到 D/L 程度的影響不同，不過可看出大致呈線性折減 (圖 17)，且緩坡斜率較大，亦即緩坡的穩定性受坡形影響較大。本研究計算不同材料強度和坡度邊坡的回歸線性斜率，利用不同斜率來分別針對圖 12~圖 16 的安全係數結果，考慮野外邊坡的 D/L 程度來進行安全係數折減，即折減後的安全係數 = 考慮弱面方位的安全係數 + (斜率 $\times$ D/L)，折減後的安全係數才是最後判斷崩塌潛勢的依據。考慮不同坡度或弱面方位邊坡之 F_s 的分布變化，劃分不同潛勢的 F_s 的範圍訂定崩塌潛勢，最後將 $F_s < 1.3$ 定為極高潛勢； $F_s = 1.3 \sim 1.6$ 定為高潛勢； $F_s = 1.6 \sim 1.9$ 定為中潛勢； $F_s > 1.9$ 則定為低潛勢。

		邊坡模型的坡度				
		15° (和坡)	20° (緩坡)	25° (中度坡)	30° (陡坡)	35° (峭坡)
非弱面材料的強度	弱	(典型順向坡 FS設為1.3)	(典型順向坡 FS設為1.2)	(典型順向坡 FS設為1.1)	(較少出現)	(極少出現)
	中	(較少出現)			(典型順向坡 FS設為1.2)	(較少出現)
	強	(極少出現)	(較少出現)			(典型順向坡 FS設為1.3)
反算的弱面強度參數		c: 0 kPa ϕ : 6.5°	c: 0 kPa ϕ : 12.8°	c: 0 kPa ϕ : 17.1°	c: 0 kPa ϕ : 18°	c: 0 kPa ϕ : 20°
註：典型順向坡為弱面方位與坡面方位一致的邊坡						

邊坡坡度：15°，
非弱面強度：弱

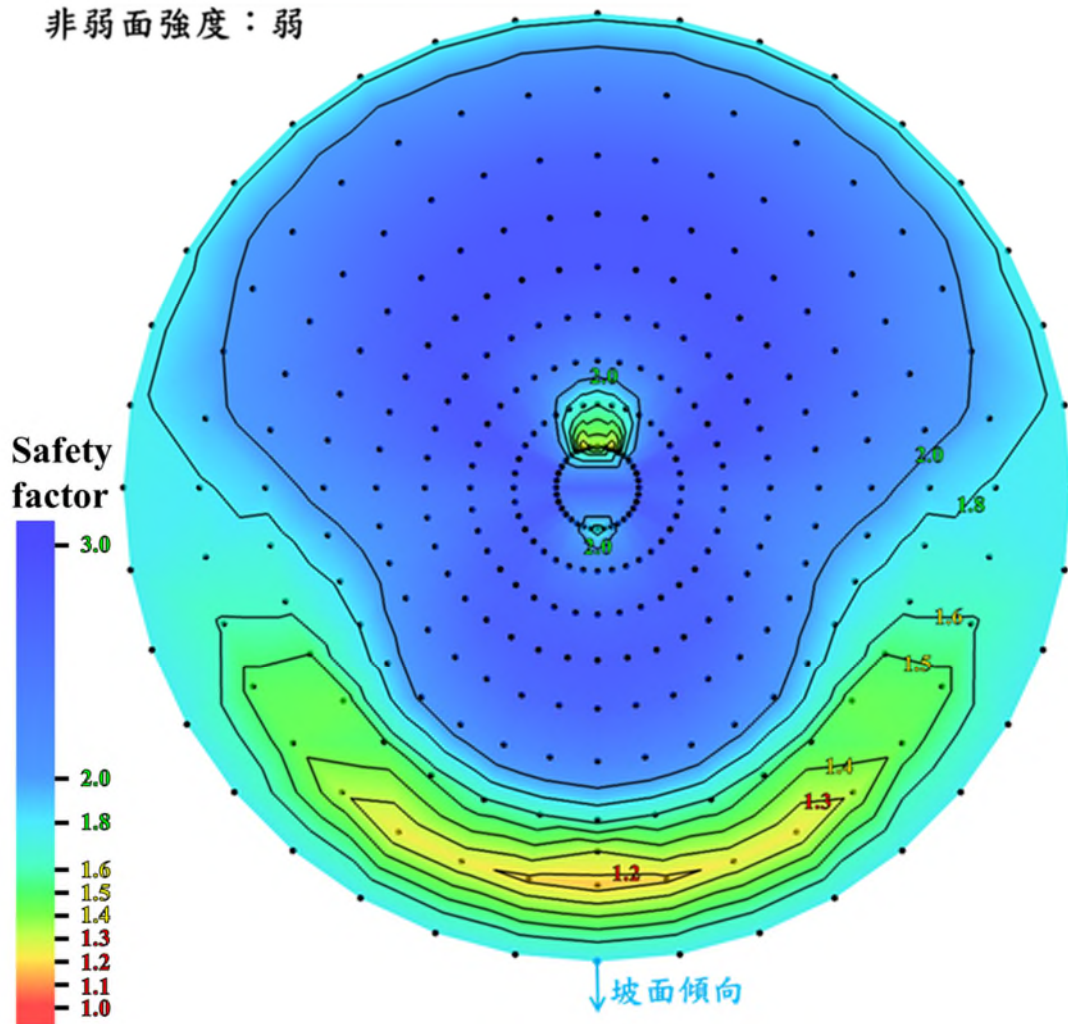
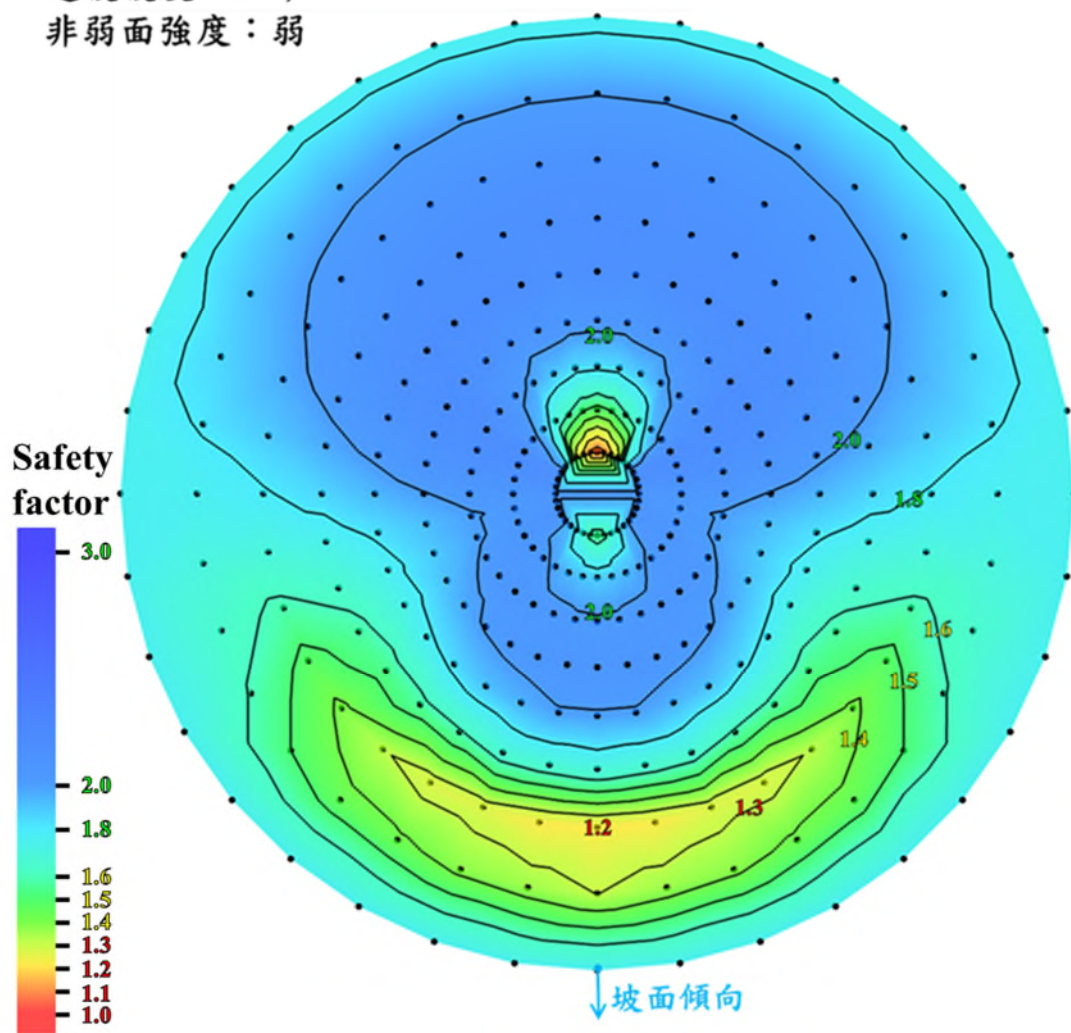


圖 12 不同弱面與坡面相對方位之 15°和坡的 Fs 分布圖

(適用於平均坡度 $\leq 17.5^\circ$ 的野外邊坡)

		邊坡模型的坡度				
		15° (和坡)	20° (緩坡)	25° (中度坡)	30° (陡坡)	35° (峭坡)
非弱面材料的強度	弱	(典型順向坡 FS設為1.3)	(典型順向坡 FS設為1.2)	(典型順向坡 FS設為1.1)	(較少出現)	(極少出現)
	中	(較少出現)			(典型順向坡 FS設為1.2)	(較少出現)
	強	(極少出現)	(較少出現)			(典型順向坡 FS設為1.3)
反算的弱面強度參數		c: 0 kPa φ: 6.5°	c: 0 kPa φ: 12.8°	c: 0 kPa φ: 17.1°	c: 0 kPa φ: 18°	c: 0 kPa φ: 20°
註：典型順向坡為弱面方位與坡面方位一致的邊坡						

邊坡坡度：20°，
非弱面強度：弱



(a)

		邊坡模型的坡度				
		15° (和坡)	20° (緩坡)	25° (中度坡)	30° (陡坡)	35° (峭坡)
非弱面材料的強度	弱	(典型順向坡 FS設為1.3)	(典型順向坡 FS設為1.2)	(典型順向坡 FS設為1.1)	(較少出現)	(極少出現)
	中	(較少出現)			(典型順向坡 FS設為1.2)	(較少出現)
	強	(極少出現)	(較少出現)			(典型順向坡 FS設為1.3)
反算的弱面強度參數		c: 0 kPa ϕ : 6.5°	c: 0 kPa ϕ : 12.8°	c: 0 kPa ϕ : 17.1°	c: 0 kPa ϕ : 18°	c: 0 kPa ϕ : 20°
註：典型順向坡為弱面方位與坡面方位一致的邊坡						

邊坡坡度：20°，
非弱面強度：中

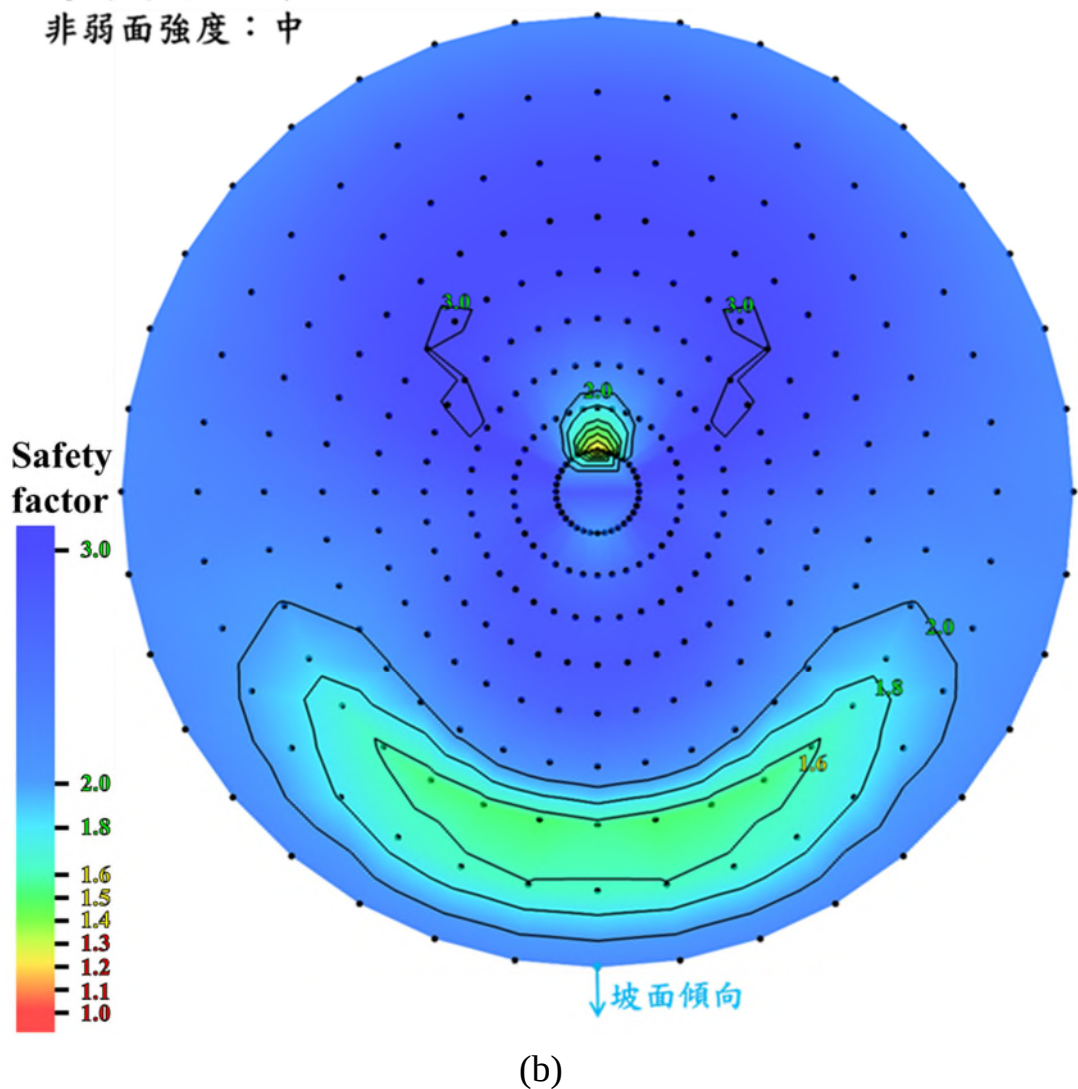
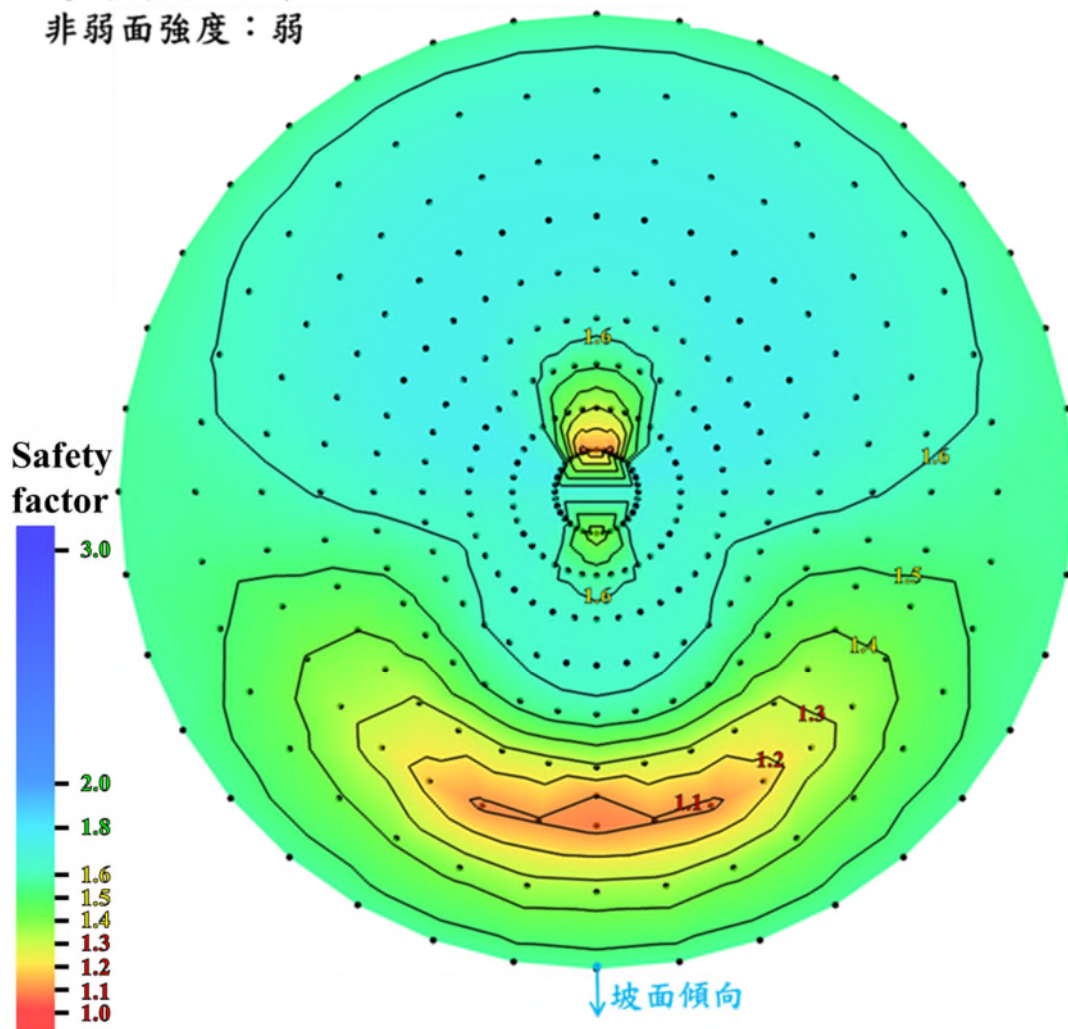


圖 13 不同弱面與坡面相對方位之 20°緩坡的 Fs 分布圖

(適用於 17.5°<平均坡度≤22.5°的野外邊坡)

		邊坡模型的坡度				
		15° (和坡)	20° (緩坡)	25° (中度坡)	30° (陡坡)	35° (峭坡)
非弱面材料的強度	弱	(典型順向坡 FS設為1.3)	(典型順向坡 FS設為1.2)	(典型順向坡 FS設為1.1)	(較少出現)	(極少出現)
	中	(較少出現)			(典型順向坡 FS設為1.2)	(較少出現)
	強	(極少出現)	(較少出現)			(典型順向坡 FS設為1.3)
反算的弱面強度參數		c: 0 kPa ϕ : 6.5°	c: 0 kPa ϕ : 12.8°	c: 0 kPa ϕ : 17.1°	c: 0 kPa ϕ : 18°	c: 0 kPa ϕ : 20°
註：典型順向坡為弱面方位與坡面方位一致的邊坡						

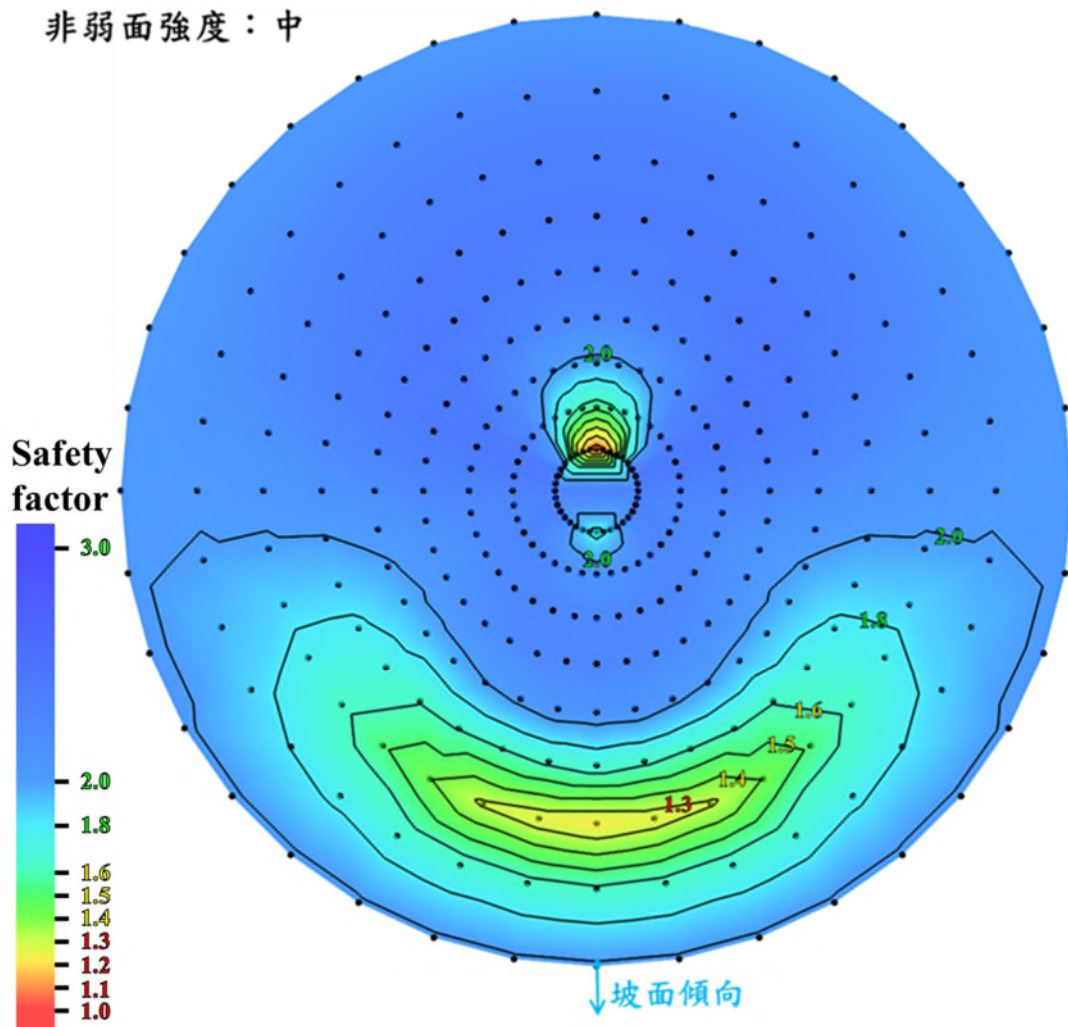
邊坡坡度：25°，
非弱面強度：弱



(a)

		邊坡模型的坡度				
		15° (和坡)	20° (緩坡)	25° (中度坡)	30° (陡坡)	35° (峭坡)
非弱面材料的強度	弱	(典型順向坡 FS設為1.3)	(典型順向坡 FS設為1.2)	(典型順向坡 FS設為1.1)	(較少出現)	(極少出現)
	中	(較少出現)			(典型順向坡 FS設為1.2)	(較少出現)
	強	(極少出現)	(較少出現)			(典型順向坡 FS設為1.3)
反算的弱面強度參數		c: 0 kPa ϕ : 6.5°	c: 0 kPa ϕ : 12.8°	c: 0 kPa ϕ : 17.1°	c: 0 kPa ϕ : 18°	c: 0 kPa ϕ : 20°
註：典型順向坡為弱面方位與坡面方位一致的邊坡						

邊坡坡度：25°，
非弱面強度：中



(b)

		邊坡模型的坡度				
		15° (和坡)	20° (緩坡)	25° (中度坡)	30° (陡坡)	35° (峭坡)
非弱面材料的強度	弱	(典型順向坡 FS設為1.3)	(典型順向坡 FS設為1.2)	(典型順向坡 FS設為1.1)	(較少出現)	(極少出現)
	中	(較少出現)			(典型順向坡 FS設為1.2)	(較少出現)
	強	(極少出現)	(較少出現)			(典型順向坡 FS設為1.3)
反算的弱面強度參數		c: 0 kPa ϕ : 6.5°	c: 0 kPa ϕ : 12.8°	c: 0 kPa ϕ : 17.1°	c: 0 kPa ϕ : 18°	c: 0 kPa ϕ : 20°
註：典型順向坡為弱面方位與坡面方位一致的邊坡						

邊坡坡度：25°，
非弱面強度：強

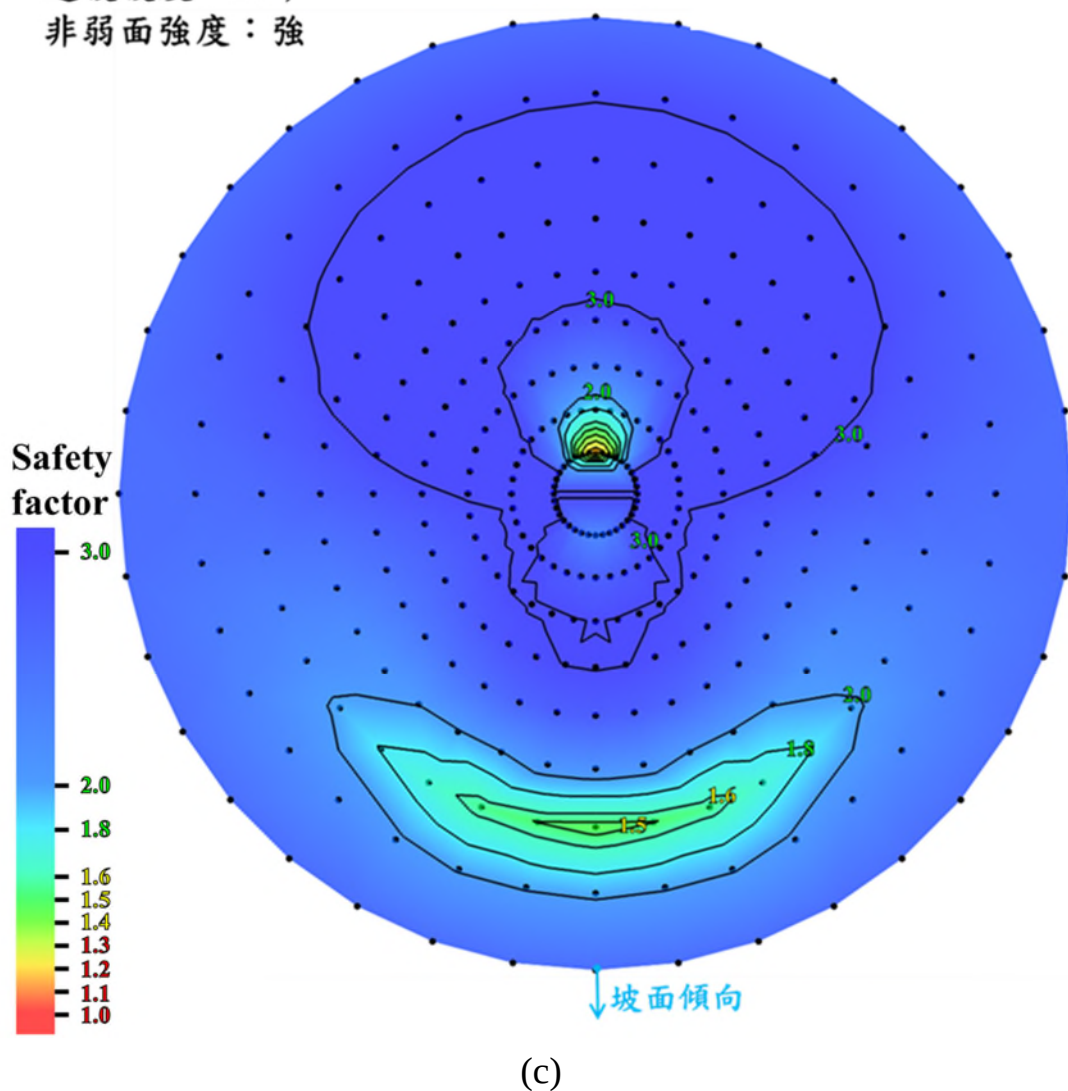
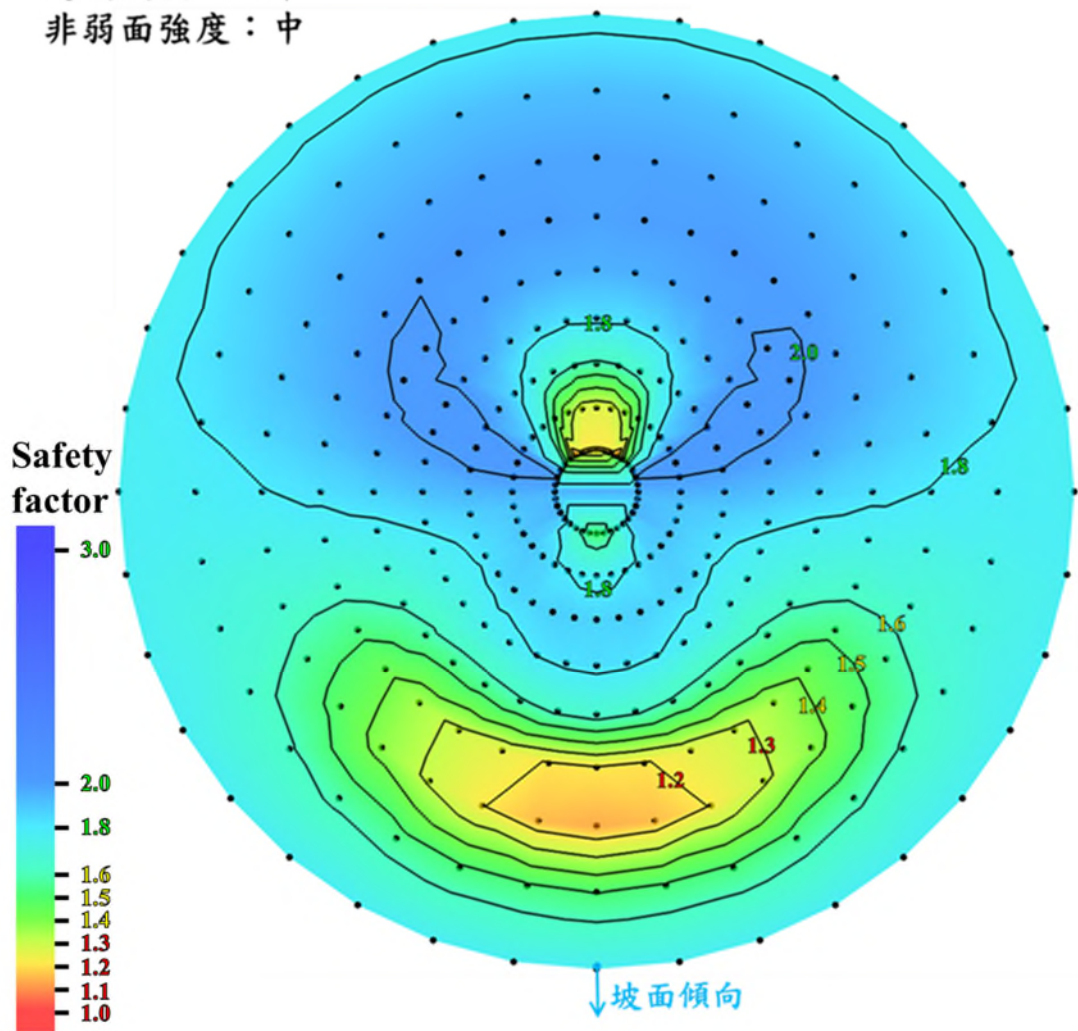


圖 14 不同弱面與坡面相對方位之 25°中度坡的 Fs 分布圖

(適用於 22.5°<平均坡度≤27.5°的野外邊坡)

		邊坡模型的坡度				
		15° (和坡)	20° (緩坡)	25° (中度坡)	30° (陡坡)	35° (峭坡)
非弱面材料的強度	弱	(典型順向坡 FS設為1.3)	(典型順向坡 FS設為1.2)	(典型順向坡 FS設為1.1)	(較少出現)	(極少出現)
	中	(較少出現)			(典型順向坡 FS設為1.2)	(較少出現)
	強	(極少出現)	(較少出現)			(典型順向坡 FS設為1.3)
反算的弱面強度參數		c: 0 kPa ϕ : 6.5°	c: 0 kPa ϕ : 12.8°	c: 0 kPa ϕ : 17.1°	c: 0 kPa ϕ : 18°	c: 0 kPa ϕ : 20°
註：典型順向坡為弱面方位與坡面方位一致的邊坡						

邊坡坡度：30°，
非弱面強度：中



(a)

		邊坡模型的坡度				
		15° (和坡)	20° (緩坡)	25° (中度坡)	30° (陡坡)	35° (峭坡)
非弱面材料的強度	弱	(典型順向坡 FS設為1.3)	(典型順向坡 FS設為1.2)	(典型順向坡 FS設為1.1)	(較少出現)	(極少出現)
	中	(較少出現)			(典型順向坡 FS設為1.2)	(較少出現)
	強	(極少出現)	(較少出現)			(典型順向坡 FS設為1.3)
反算的弱面強度參數		c: 0 kPa ϕ : 6.5°	c: 0 kPa ϕ : 12.8°	c: 0 kPa ϕ : 17.1°	c: 0 kPa ϕ : 18°	c: 0 kPa ϕ : 20°
註：典型順向坡為弱面方位與坡面方位一致的邊坡						

邊坡坡度：30°，
非弱面強度：強

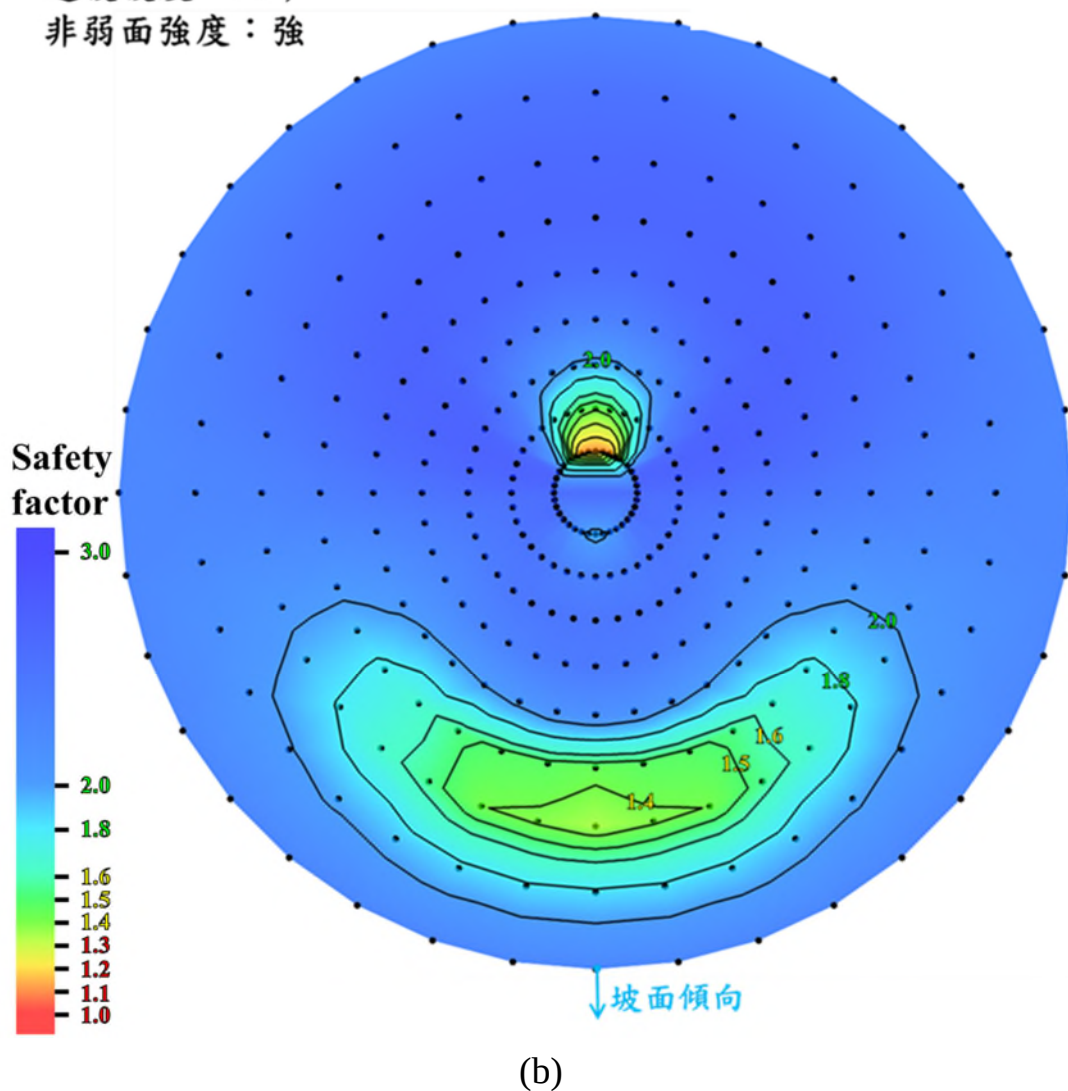


圖 15 不同弱面與坡面相對方位之 30°陡坡的 Fs 分布圖

(適用於 27.5°<平均坡度≤32.5°的野外邊坡)

		邊坡模型的坡度				
		15° (和坡)	20° (緩坡)	25° (中度坡)	30° (陡坡)	35° (峭坡)
非弱面材料的強度	弱	(典型順向坡 FS設為1.3)	(典型順向坡 FS設為1.2)	(典型順向坡 FS設為1.1)	(較少出現)	(極少出現)
	中	(較少出現)			(典型順向坡 FS設為1.2)	(較少出現)
	強	(極少出現)	(較少出現)			(典型順向坡 FS設為1.3)
反算的弱面強度參數		c: 0 kPa ϕ : 6.5°	c: 0 kPa ϕ : 12.8°	c: 0 kPa ϕ : 17.1°	c: 0 kPa ϕ : 18°	c: 0 kPa ϕ : 20°
註：典型順向坡為弱面方位與坡面方位一致的邊坡						

邊坡坡度：35°，
非弱面強度：強

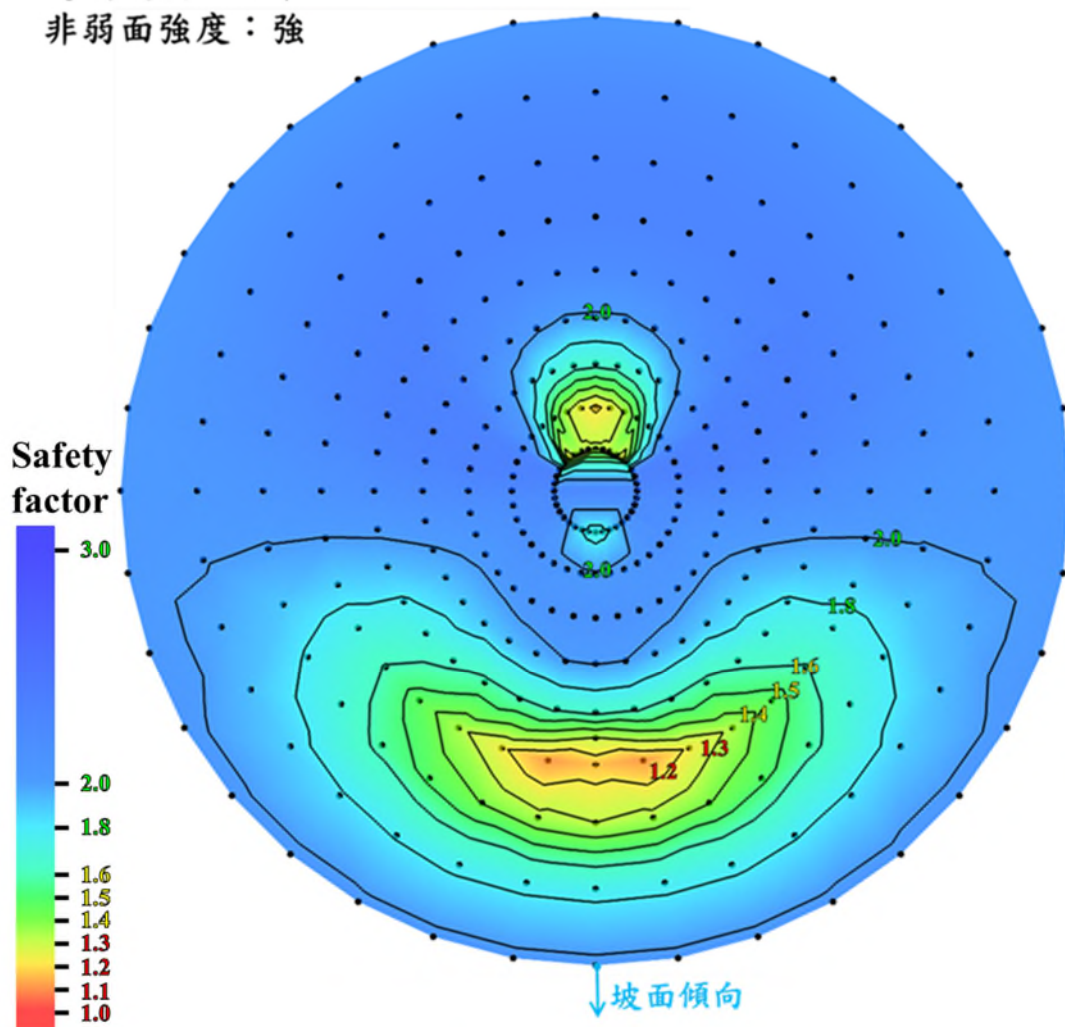
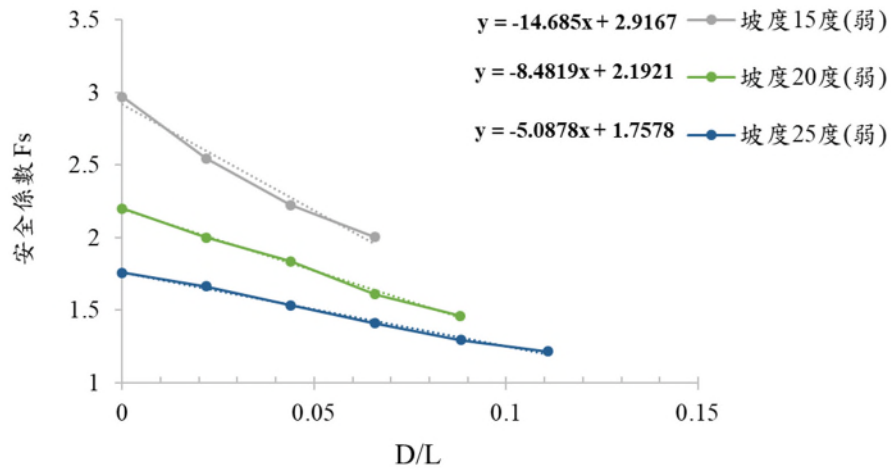
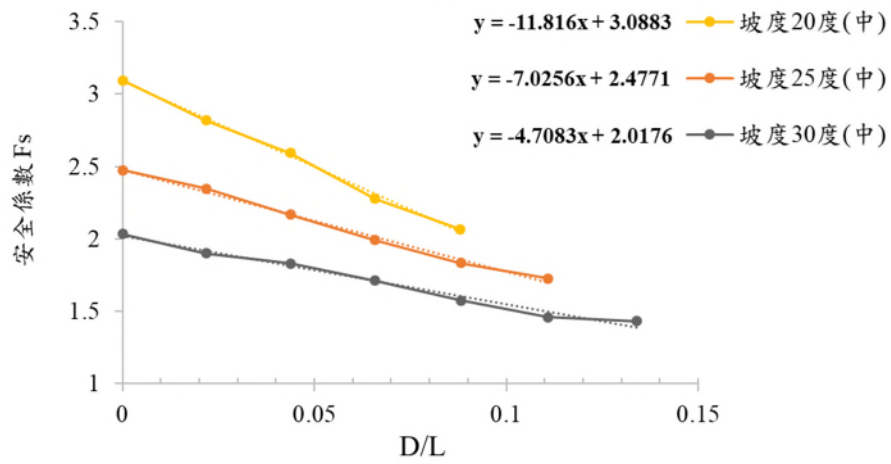


圖 16 不同弱面與坡面相對方位之 35°峭坡的 Fs 分布圖

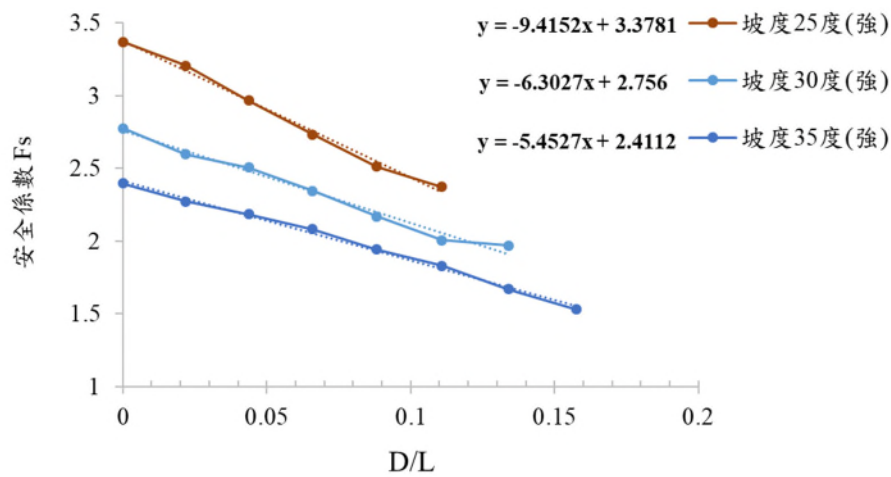
(適用於平均坡度>32.5°的野外邊坡)



(a)



(b)



(c)

圖 17 不同非弱面材料強度與坡度的邊坡受到 D/L 程度的影響

(a) 弱岩體 (b) 中岩體 (c) 強岩體

第二節 漸進破壞程度

首先需要利用數值直剪試驗來確立材料的初始微觀參數，如表 8~表 9 所示，本研究考慮滑動面深度 50 m 的應力狀態，給定正向應力分別為 1000、1300、1600 kPa，分別利用分離元素材料和弱面直剪試驗得到實際尺寸邊坡的材料和弱面強度。確立邊坡的初始微觀參數後 (Stage 0)，再以強度折減的方式逐步降低鍵結之勁度、強度、非弱面顆粒以及弱面之摩擦係數 (表 10)，直至邊坡崩塌。考慮滑動面切穿視為崩塌。使用 EDEM 中 particle-bonding 模型可以觀察鍵結斷裂的情況，藉此來觀察崩塌滑動面的生成，如圖 18~圖 21 所示，不同弱面方位的邊坡於折減到不同的 Stage 的時候滑動面切穿，可以看出順向坡弱面低傾角折減較少 Stage 即崩塌，逆向坡高傾角則可折減較多 Stage 才崩塌，將不同 Stage 下的邊坡應變結果彙整成圖 22，最大可承受的累積應變量依序是：逆向坡弱面高傾角>逆向坡弱面低傾角>順向坡弱面高傾角>順向坡弱面低傾角。此外可後續利用遙測影像或地形剖面圖量測崩崖和滑動體沿著坡面方向的長度，推估現存邊坡至今已累積的應變量 ($\bar{\varepsilon}_0$)，利用已累積的應變量以及最大可承受的累積應變量，計算應變比 ($\frac{\bar{\varepsilon}_0}{\bar{\varepsilon}_{max}}$) 來評估現存大規模崩塌潛在地的漸進破壞程度，將現存邊坡依漸進破壞程度分為**危急** (>50%)、**尚可** (25~50%)、**普通** (<25%)，如光華，請參見第三章第三節。

表 8 非弱面材料之數值直剪試驗與對應之微觀參數設定

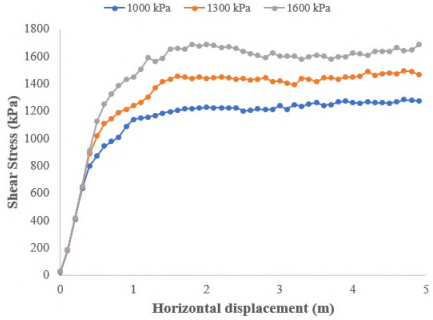
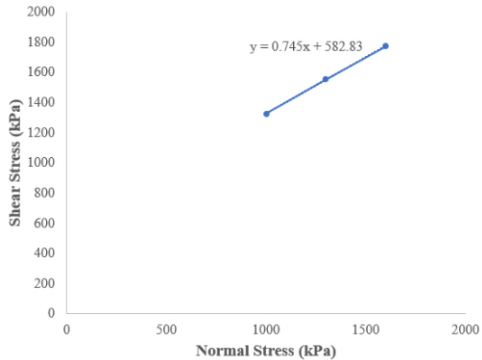
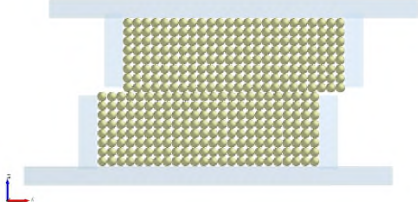
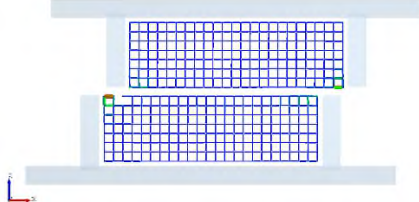
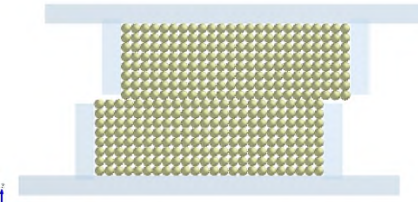
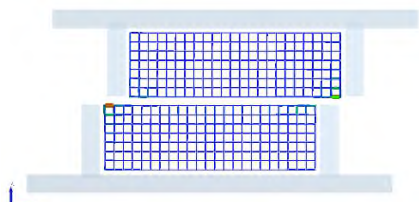
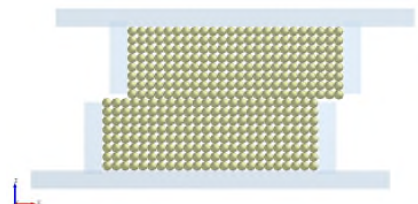
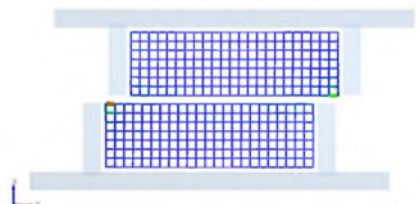
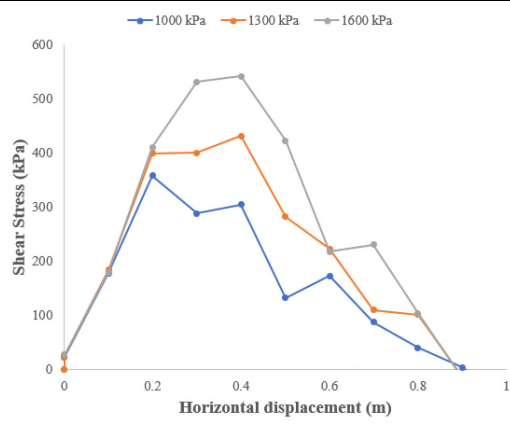
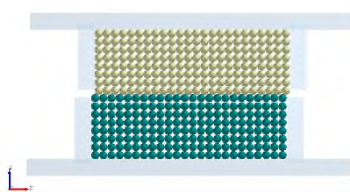
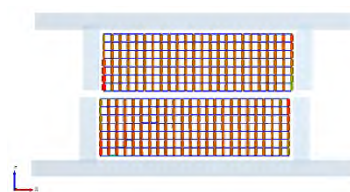
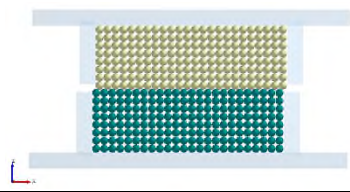
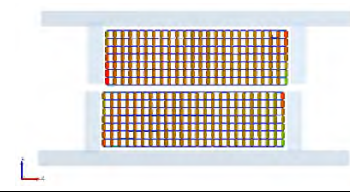
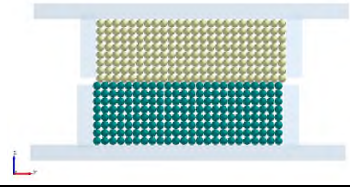
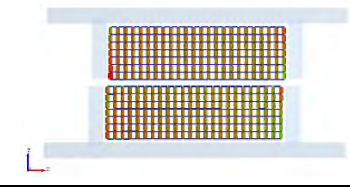
分離元素法之微觀參數		數值直剪試驗得到的非弱面強度	
球型顆粒直徑 (m)	2.5	凝聚力 (kPa)	582.8
顆粒總數	9216	摩擦角 (°)	36.7
顆粒有效模數 (kPa)	1.3×10^7		
材料密度 (kg/m^3)	2600		
柏松比	0.3		
非弱面顆粒恢復係數	1		
非弱面顆粒靜摩擦係數	0.93		
非弱面顆粒滾動摩擦係數	0.23		
鍵結法向勁度 (N/m^3)	4×10^7		
鍵結切向勁度 (N/m^3)	4×10^7		
鍵結法向強度 (Pa)	4×10^7		
鍵結切向強度 (Pa)	4×10^7		
直剪盒密度 (kg/m^3)	7000		
直剪盒有效模數 (kPa)	1×10^9		
直剪盒恢復係數	0.8		
直剪盒靜摩擦係數	1		
直剪盒滾動摩擦係數	0.5		
正向應力:1000 kPa (顆粒圖)		正向應力:1000 kPa (鍵結圖)	
			
正向應力:1300 kPa (顆粒圖)		正向應力:1300 kPa (鍵結圖)	
			
正向應力:1600 kPa (顆粒圖)		正向應力:1600 kPa (鍵結圖)	
			

表 9 弱面之數值直剪試驗與對應之微觀參數設定

分離元素法之微觀參數		數值直剪試驗得到的弱面強度	
球型顆粒直徑 (m)	2.5	凝聚力 (kPa)	46.4
顆粒總數	9216	摩擦角 (°)	18.1
顆粒有效模數 (kPa)	1.3×10^7		
材料密度 (kg/m ³)	2600		
柏松比	0.3		
非弱面顆粒恢復係數	1		
非弱面顆粒靜摩擦係數	0.93		
非弱面顆粒滾動摩擦係數	0.23		
弱面恢復係數	1		
弱面靜摩擦係數	0.38		
弱面滾動摩擦係數	0.1		
鍵結法向勁度 (N/m ³)	4×10^7		
鍵結切向勁度 (N/m ³)	4×10^7		
鍵結法向強度 (Pa)	4×10^7		
鍵結切向強度 (Pa)	4×10^7		
直剪盒密度 (kg/m ³)	7000		
直剪盒有效模數 (kPa)	1×10^9		
直剪盒恢復係數	0.8		
直剪盒靜摩擦係數	1		
直剪盒滾動摩擦係數	0.5		
正向應力:1000 kPa (顆粒圖)		正向應力:1000 kPa (鍵結圖)	
			
正向應力:1300 kPa (顆粒圖)		正向應力:1300 kPa (鍵結圖)	
			
正向應力:1600 kPa (顆粒圖)		正向應力:1600 kPa (鍵結圖)	
			

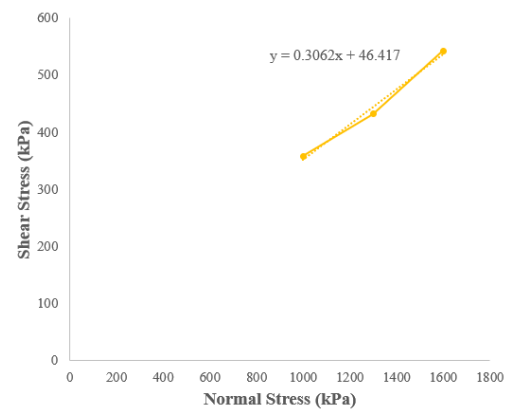
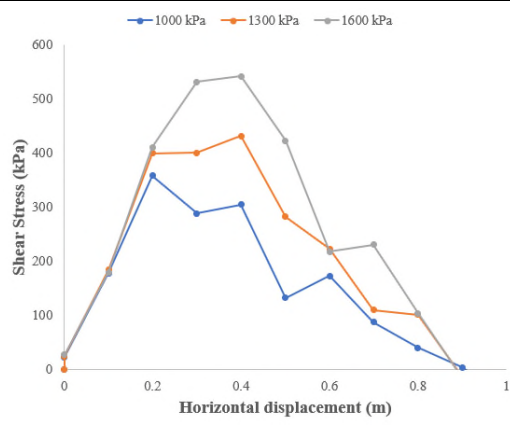


表 10 逐步折減之微觀參數

Stage	0	1	2	3	4
鍵結法向勁度(N/m ³)	4×10^7	7×10^6	1×10^6	5×10^5	3×10^5
鍵結切向勁度(N/m ³)	4×10^7	7×10^6	1×10^6	5×10^5	3×10^5
鍵結法向強度 (Pa)	4×10^7	7×10^6	1×10^6	5×10^5	3×10^5
鍵結切向強度 (Pa)	4×10^7	7×10^6	1×10^6	5×10^5	3×10^5
非弱面顆粒靜摩擦係數	0.93	0.70	0.47	0.23	0
弱面靜摩擦係數	0.38	0.29	0.19	0.10	0
非弱面顆粒滾動摩擦係數	0.23	0.17	0.12	0.06	0
弱面滾動摩擦係數	0.1	0.08	0.05	0.03	0

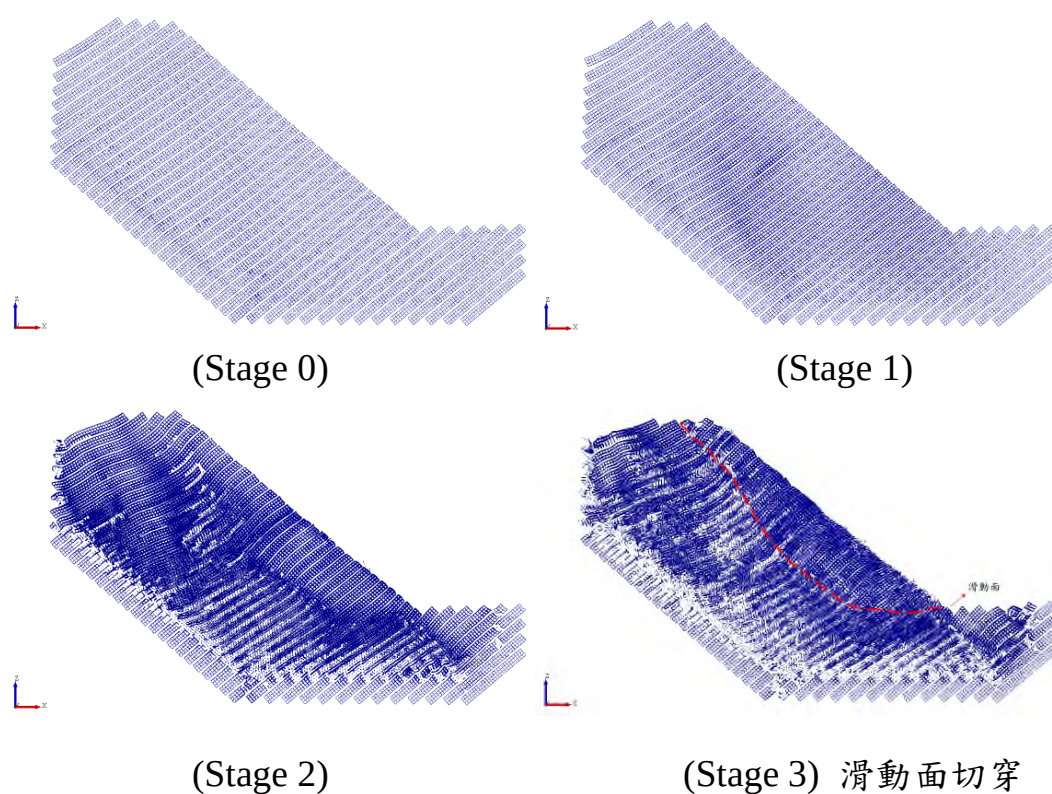


圖 18 逆向坡弱面低傾角於不同 Stage 下之鍵結圖

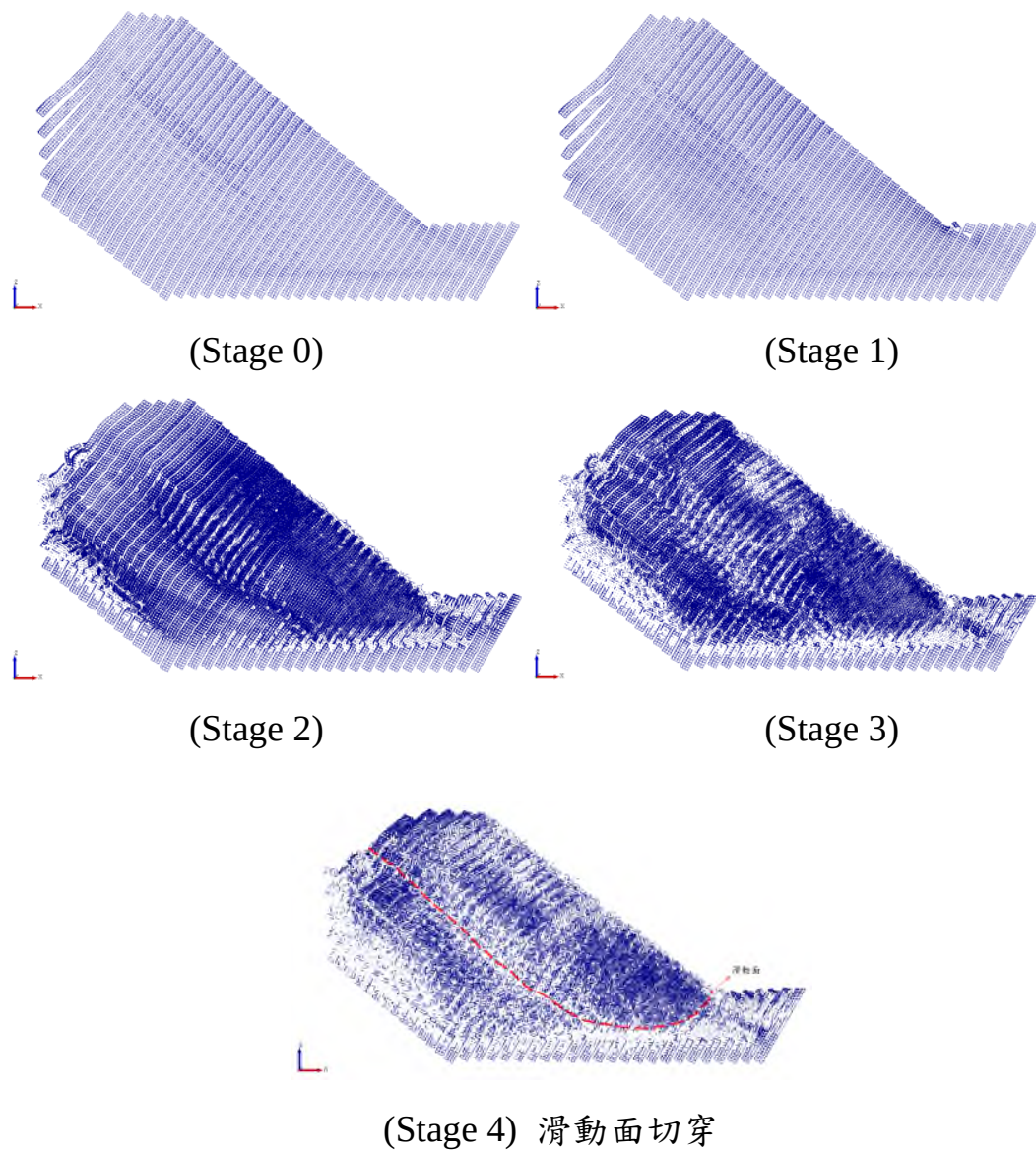


圖 19 逆向坡弱面高傾角於不同 Stage 下之鍵結圖

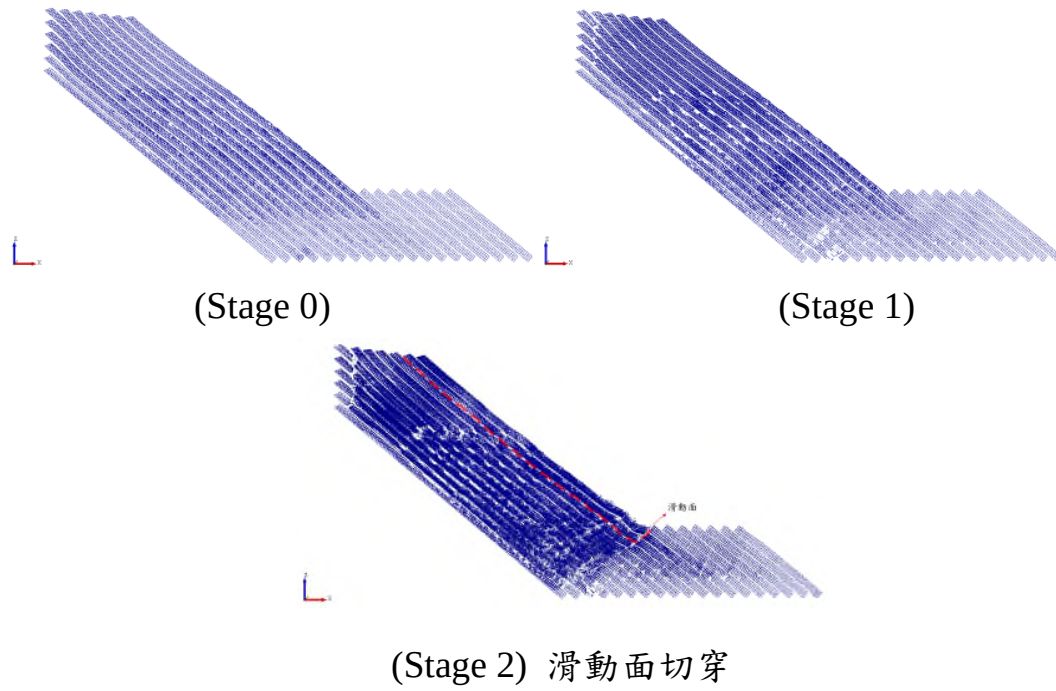


圖 20 順向坡弱面低傾角於不同 Stage 下之鍵結圖

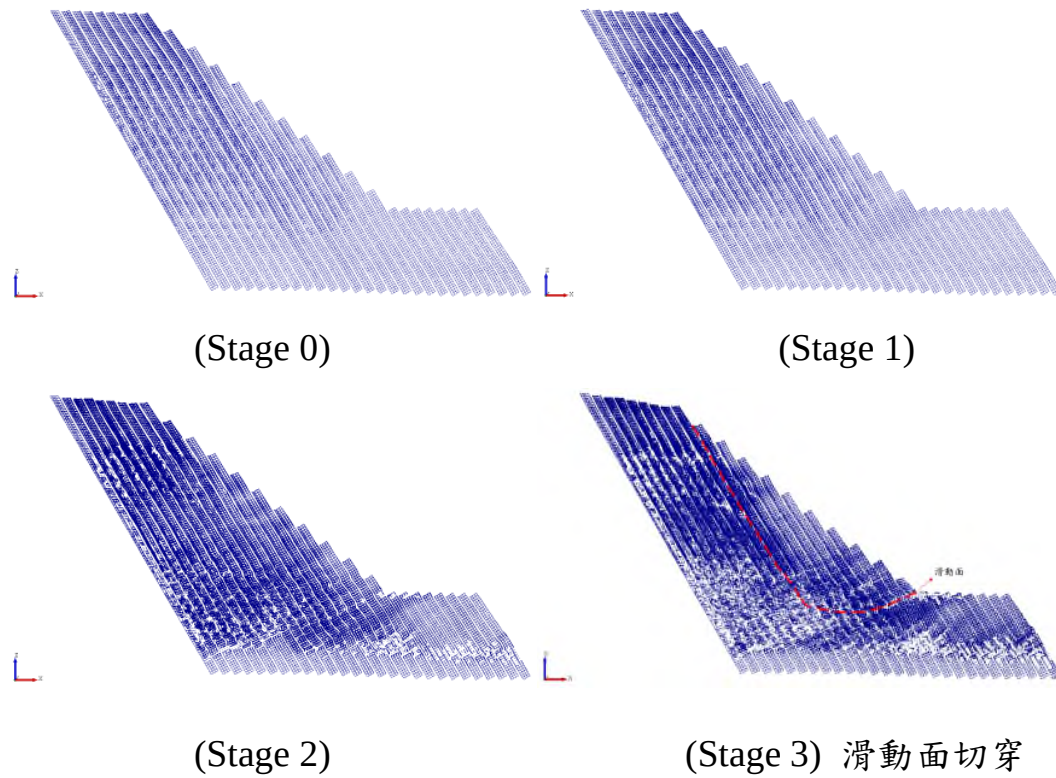


圖 21 順向坡弱面高傾角於不同 Stage 下之鍵結圖

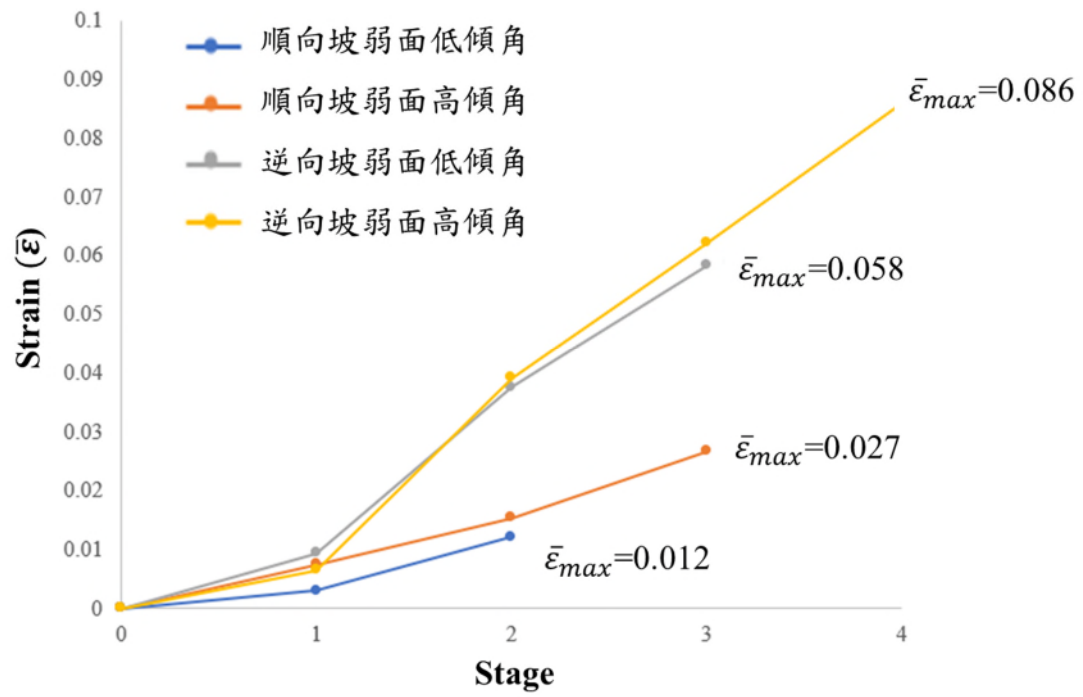


圖 22 不同 Stage 下的邊坡應變結果

第三節 案例分析—光華

以大規模崩塌潛勢地區序號1之桃園市-復興區-T002(光華)之主要滑動區為例，如圖 23a 所示，由地質調查所之地質資料整合查詢系統可以得知該潛勢區位於乾溝層，屬於表 2 中 A 岩類 $\sigma_{ci}=25\text{MPa}$ ；岩性以黑色堅硬緻密的硬頁岩及砂質的硬頁岩為主 $m_i=7$ (表 3)；硬頁岩為輕度變質岩，一般誠緻密塊狀或略有葉理狀，但不似板岩和片岩等具有明顯的葉理狀構造，屬於變質岩中 $\text{GSI}=50$ 的類別 (表 1)，因此強度分類屬於強 (表 4)。平均坡度為 37° (圖 23b) 可應用本研究中不同弱面與坡面相對方位之 35° 峭坡的 F_s 分布結果 (圖 16)。該潛勢區的 α 與 θ 分別約為 180° 與 55° (圖 23c)，繪製於圖 16 可得到當考慮主要弱面的影響下，該邊坡的安全係數約為 1.8 (圖 24)，接著判釋 D/L 的程度約 0.06 (圖 23c)，利用材料強度為強的 35° 坡之地形結果來折減安全係數，回歸線性斜率為 -5.4527 (圖 17)，乘以 0.06 約為 -0.33，因此該大規模崩塌潛在地的折減後的安全係數約為 1.47，可判斷為高潛勢。



(a)

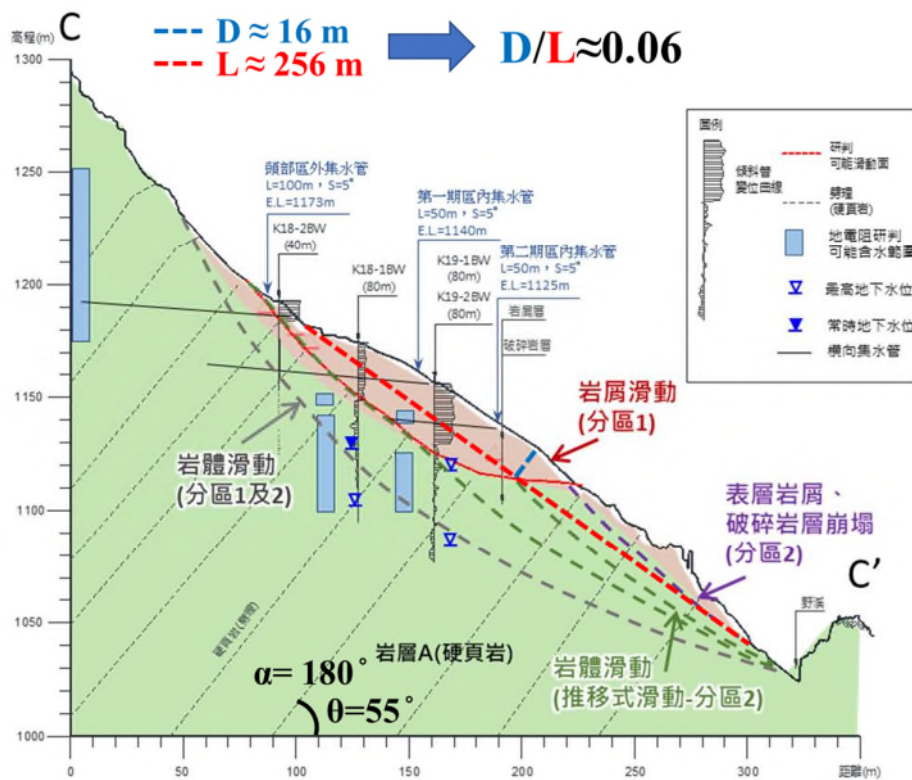
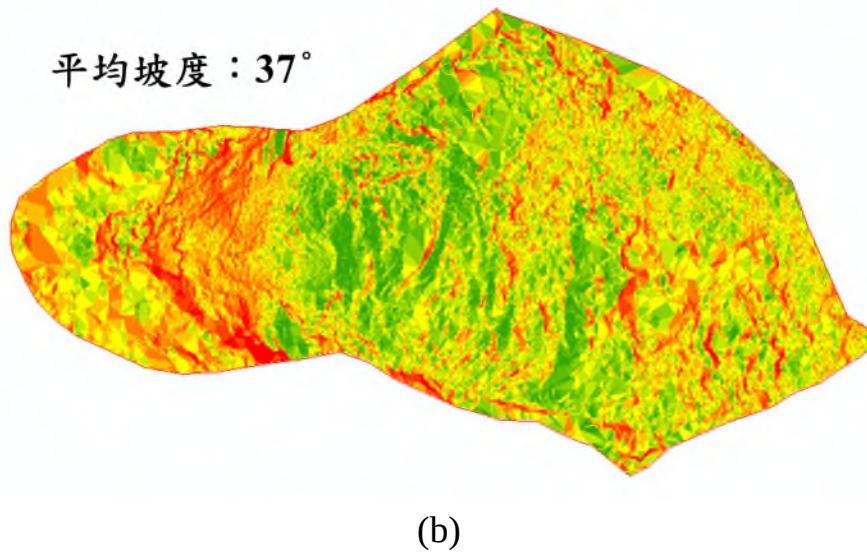


圖 23 光華大規模崩塌潛在地 (a) 地質 (b) 坡度 (c) 滑動方向之剖面圖 (c-c'剖面位置如圖 25) (修改自 水土保持局 110 年度雪霧閣及光華地區潛在大規模崩塌調查監測計畫)

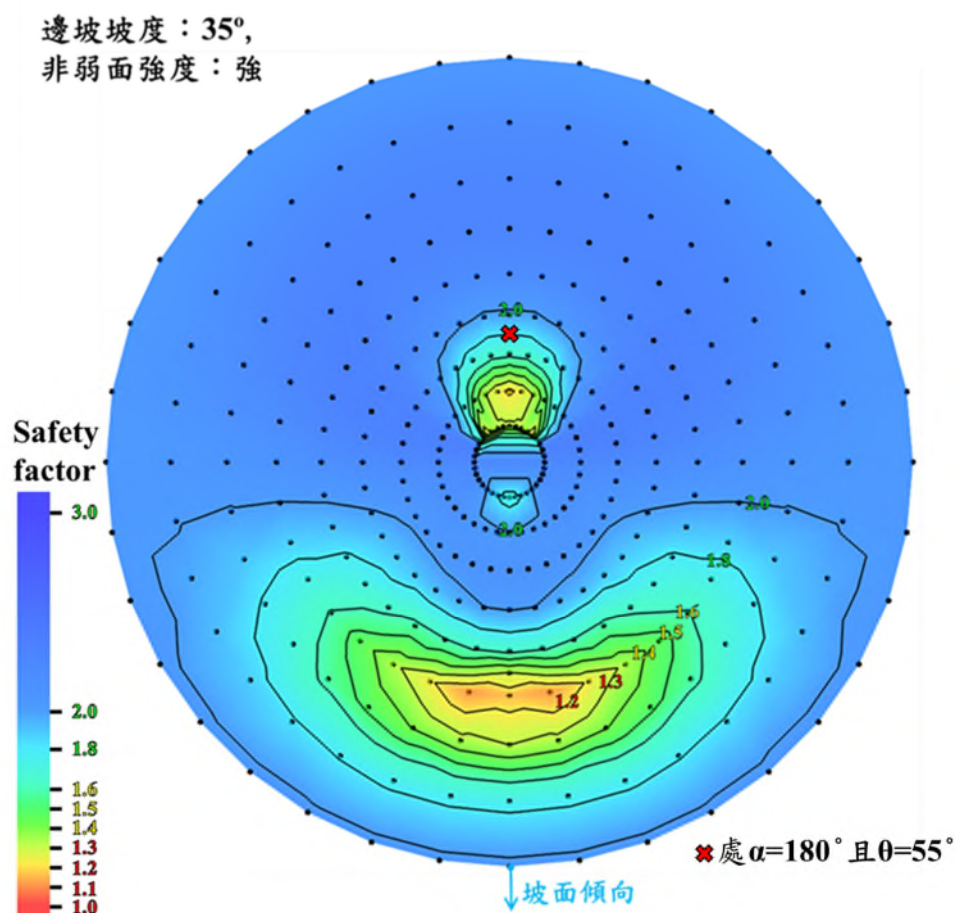


圖 24 光華之安全係數落點

考慮 $\alpha=80^\circ$ 且 $\theta=55^\circ$ ，邊坡的最大可承受的累積應變量 ($\bar{\epsilon}_{max}$) 可參考本研究逆向坡弱面高傾角的結果為 0.086 (圖 22)，然後利用水土保持局 109 年度雪霧鬧及光華地區潛在大規模崩塌調查監測計畫成果，找到崩崖與滑動體長度，判釋 $\bar{\epsilon}_0$ 的程度約 0.058 (圖 25)，可得到應變比 $\frac{\bar{\epsilon}_0}{\bar{\epsilon}_{max}} = 0.67$ ，即光華主要滑動區邊坡的漸進破壞程度為 67%，屬於**危急**。最後將崩塌**高潛勢**與漸進破壞程度**危急**繪製於表 7 可評估光華屬於**紅色**警戒分級，為建議優先處理且需進行高密度監測與管理之大規模崩塌潛在地 (表 11)。

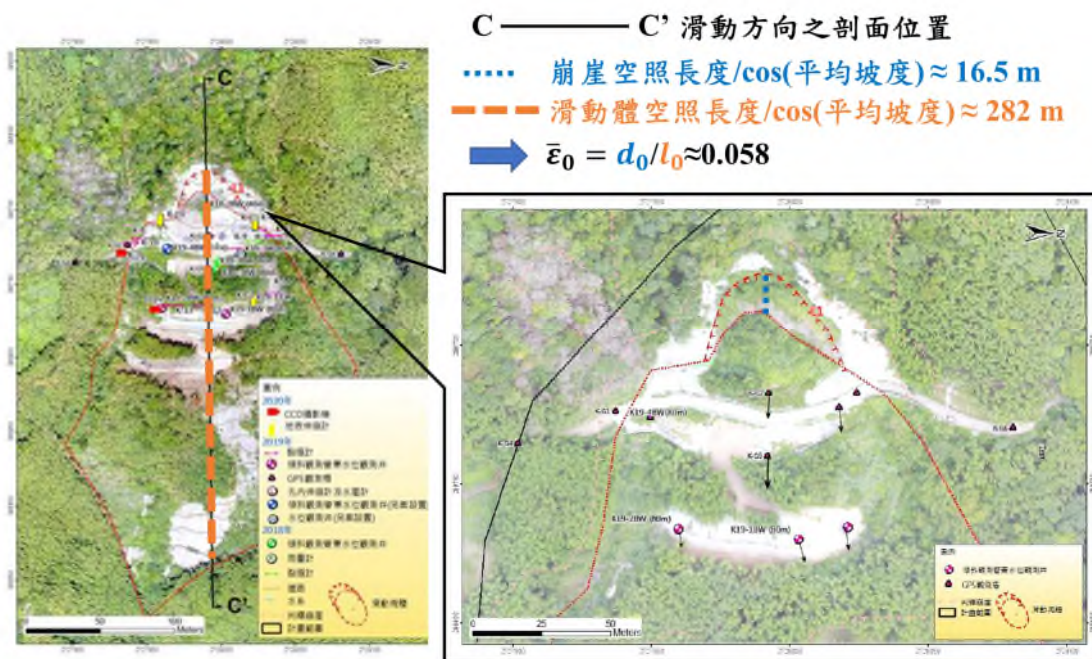


圖 25 光華崩崖與滑動體長度 (修改自 水土保持局 109 年度雪霧鬧及
光華地區潛在大規模崩塌調查監測計畫)

表 11 光華的警戒分級

		崩塌潛勢分級			
		極高	高	中	低
漸進破壞 程度	危急				
	尚可				
	普通				



建議優先處理且需進行高密度監測與管理之大規模崩塌潛在地



建議第二順位處理且應進行中密度監測與管理之大規模崩塌潛在地



建議第三順位處理且可進行低密度監測與管理之大規模崩塌潛在地

第四章 結論

本研究計畫除了評估大規模崩塌潛勢等級以外，還加以評估該邊坡的漸進破壞程度。考慮邊坡坡度、材料強度、主要弱面方位、坡形將邊坡崩塌潛勢分為極高、高、中、低四級。此外考慮現存邊坡應變量以及邊坡最大可承受的累積應變量，將邊坡的漸進破壞程度分為危急、尚可、普通三級。綜合考慮後建立大規模崩塌潛勢地區警戒分級的方法，分為紅色、黃色、綠色警戒三級。如光華主要滑動區邊坡利用本研究方法，評估崩塌潛勢為高潛勢，漸進破壞程度約為 67%，也就是距離完全崩壞約還有 33% 的應變空間，屬於危急，綜合評估可判定屬於紅色警戒分級，建議優先處理且需進行高密度監測與管理，研究成果可提供整治、監測與管理之優先順序參考。

參考文獻

1. 丁璇 (2014),「山谷兩側兼具傾倒與順向坡構造之坍滑機制」國立台灣科技大學營建工程學系碩士學位論文。
2. 水土保持局 (2020) 109 年度雪霧鬧及光華地區潛在大規模崩塌調查監測計畫。
3. 水土保持局 (2021) 110 年度雪霧鬧及光華地區潛在大規模崩塌調查監測計畫。
4. 公共工程委員會專案研究計劃 (2002),「台灣地區隧道岩體分類系統暨隧道工程資料庫(第三期)」,計畫編號:PCC91—技—03, 2002。
5. 邱昶瀚 (2012),「陡峭岩坡之傾倒機制探討」國立台灣科技大學營建工程學系碩士學位論文。
6. 張光宗、林怡綾、葉柏村 (2017),「弱面與邊坡相對方位影響岩坡穩定性之研究」,水土保持系學報, 49(3), 2119-2130。
7. 張光宗 (2019),「大規模崩塌潛勢評估與分級系統」,水保局創新研究計畫,編號:SWCB-108-218。
8. Anbalagan, R., Sharma, S., and Raghuvanshi, T.K. (1992). Rock mass stability evaluation using modified SMR approach. In Proceedings 6th Natural Symposium on Rock Mechanics, 258-268.
9. Bieniawski, Z.T. (1989). Engineering rock mass classifications: a

complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering. John Wiley and Sons.

10. Chen, Z. (1995, September). Recent developments in slope stability analysis. In 8th ISRM Congress. OnePetro.
11. Chigira, M. (2009). September 2005 rain-induced catastrophic rockslides on slopes affected by deep-seated gravitational deformations, Kyushu, southern Japan. *Engineering Geology*, 108(1-2), 1-15.
12. Chowdhury, R., Flentje, P., and Bhattacharya, G. (2009). *Geotechnical slope analysis*. Crc Press.
13. Daftaribesheli, A., Ataei, M., and Sereshki, F. (2011). Assessment of rock slope stability using the Fuzzy Slope Mass Rating (FSMR) system. *Applied Soft Computing*, 11(8), 4465-4473.
14. DEM Solutions Ltd. (2014). *EDEM 2.6 theory manual*.
15. Dong, J. J., Tzeng, J. H., Wu, P. K., and Lin, M. L. (2006). Effects of anisotropic permeability on stabilization and pore water pressure distribution of poorly cemented stratified rock slopes. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, 30(15), 1579-1600.
16. Hoek, E., and Bray, J. D. (1981). *Rock slope engineering*. CRC Press.
17. Hoek, E., Carranza-Torres, C., and Corkum, B. (2002). Hoek-Brown failure criterion-2002 edition. *Proceedings of NARMS-Tac*, 1(1), 267-273.
18. Hoek, E. (2007). Rock mass properties. Chapter 11, *Practical rock engineering*.
19. Hou, Y., Chigira, M., and Tsou, C.Y. (2014). Numerical study on deep-seated gravitational slope deformation in a shale-dominated dip

- slope due to river incision. *Engineering geology*, 179, 59-75.
20. Hudson, J.A., and Harrison, J.P. (2000). *Engineering rock mechanics: an introduction to the principles*. Elsevier.
 21. Itasca Consulting Group Inc. (2014) *PFC2D manual*, version 5.0 Minneapolis, Minnesota.
 22. Li, T., Peng, Y., Zhu, Z., Zou, S., and Yin, Z. (2017). Discrete element method simulations of the inter-particle contact parameters for the mono-sized iron ore particles. *Materials*, 10(5), 520.
 23. Marinos, P., and Hoek, E. (2001). Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as flysch. *Bulletin of engineering geology and the environment*, 60(2), 85-92.
 24. Meng, J. J., Wang, Y. X., Zhao, Y. L., Ruan, H., and Liu, Y. (2018). Stability analysis of earth slope using combined numerical analysis method based on DEM and LEM. *Tehnički vjesnik*, 25(5), 1265-1273.
 25. Rahim, I. A., Tahir, S., and Musta, B. (2009). Modified slope mass rating (M-SMR) system: a classification scheme of interbedded crocker formation in Kota Kinabalu, Sabah, Malaysia. In *Proceeding of the 8th seminar on science and technology*, Tuaran, Sabah.
 26. Romana, M. (1985). New adjustment ratings for application of Bieniawski classification to slopes. In *Proceedings of the international symposium on role of rock mechanics*, Zacatecas, Mexico (pp. 49-53).
 27. Romana, M. (1993). A geomechanical classification for slopes: slope mass rating. In *Rock testing and site characterization*, Pergamon, 575-600.
 28. Sato, H.P., Hasegawa, H., Fujiwara, S., Tobita, M., Koarai, M., Une, H., and Iwahashi, J. (2007). Interpretation of landslide distribution

- triggered by the 2005 Northern Pakistan earthquake using SPOT 5 imagery. *Landslides*, 4(2), 113-122.
29. Sattler, T., and Paraskevopoulou, C. (2019). Implications on characterizing the extremely weak Sherwood sandstone: case of slope stability analysis using SRF at two oak quarry in the UK. *Geotechnical and Geological Engineering*, 37(3), 1897-1918.
 30. Tomás, R., Cuenca, A., Cano, M., and García-Barba, J. (2012). A graphical approach for slope mass rating (SMR). *Engineering geology*, 124, 67-76.
 31. Truzman, E.I. (2009). Metamorphic rock mass characterization using the Geological Strength Index (GSI). In 43rd US Rock Mechanics Symposium and 4th US-Canada Rock Mechanics Symposium, American Rock Mechanics Association.
 32. Wu, J.H., Lin, W.K., and Hu, H.T. (2018). Post-failure simulations of a large slope failure using 3DEC: The Hsien-du-shan slope. *Engineering geology*, 242, 92-107.
 33. Yeh, P. T., Lee, K. Z. Z., and Chang, K. T. (2020). 3D Effects of permeability and strength anisotropy on the stability of weakly cemented rock slopes subjected to rainfall infiltration. *Engineering Geology*, 266, 105459.

附錄：審查意見與回覆

附錄一、期初審查

意見	回覆
1.表 1~表 3 提供坡體之重要岩性資料與分類，建議能中文化並說明清楚，以提供執行或管理單位之參考。	謝謝委員意見，由於包含許多專有名詞，有部分還需要確認，將於期末報告補上。
2.滑動體之長度 l_0 如何估算，請補充說明。	謝謝委員意見，以補充至 p.25~26。
3.完全崩塌之最大可承受累積應變量($\bar{\epsilon}_{max}$)與弱面或坡體地質材料之關係，建請深入探討。	謝謝委員意見，待不同弱面方位之分離元素數值邊坡模型分析結果均完成後，將更深入討論此議題。
4.建議針對脆弱性崩塌或塑性崩塌之弱面特性進行探討。	謝謝委員意見，後續可能於研究邊坡漸進破壞程度過程中，一併加以討論。
5.本研究所要採用的方法和探討的問題，都是非常經典和標準的課題，本計畫精神是「創新研究」，	謝謝委員意見，本研究使用數值方法分析比較不同類型邊坡(坡高、坡度、強度、弱面方位等)的

請說明本研究創新之處。	大規模崩塌潛勢與漸進破壞程度，最後利用大規模崩塌警戒分級表如表 7 來判釋不同邊坡的警戒分級。現存研究計畫雖多有針對某個邊坡進行分析討論穩定性，但是少有針對弱面方位進行研究；也有判釋潛勢的研究計畫但少有以數值方法進行者，多以統計或加權方法為主。
6.請說明未來要如何應用本計畫之研究成果，於坡地災害預警的實務工作上。	謝謝委員意見，以大規模崩塌潛勢地區桃園市-復興區-T002 (光華) 為例進行應用示範，請參見第三章第三節。
7.本計畫依據邊坡模型的坡度、非弱面材料強度進行弱面強度之反算，其設定坡度超過 35 度即為峭坡。此部分坡度是否為邊坡坡度，一般坡地之地表坡度常高於 35 度，抑或此部分之評估僅針對	謝謝委員意見，本研究建模進行前對大規模崩塌潛勢地區 186 處進行坡度統計，發現大規模崩塌潛勢地區邊坡坡度介於 12~47°，坡度介於 35~40°者僅有 4 處，大於 40°者僅有 3 處。

順向坡，請補充說明。	
8. 研究中需要變形之應變量資料，其研究場址是否足以提供足夠之監測數據、或足夠之地質鑽探資料等做為推估所需，其是否已經選定光華大崩塌為研究場址；或者採用數值模擬資料作為應變量資料之提供。?	謝謝委員意見，本研究數值分析使用現地邊坡的尺寸，其成果除了可以進行不同邊坡最大可承受的累積應變量的分析比較，也應可視為野外邊坡應變量的參考值，後續將選擇野外研究場址有較足夠的資料者搭配數值分析得到的參考值進行討論，如光華。
9. 請補充說明模式及參數選定原因及原則。	謝謝委員意見，PLAXIS 之 Iso-JRMC 異向性模式改善了傳統岩體節理異向性模式，除了探討之弱面，其他材料無法發展破壞面的缺點，實際大規模崩塌案例表明除了弱面與弱面間的錯動以外，可能發生材料的破壞。針對邊坡穩定性有限元素法可能是有效且不錯的方法，但是對於模擬邊坡的變形與崩塌行為，分離元

	素法較為適合，因此在漸進破壞程度議題上本研究選擇 EDEM 分離元素法軟體進行。另外本研究考慮廣義的 Hoek-Brown 破壞準則，因此參數的選定和原則如第二章研究方法第二節所述。
10.請補充說明模式中之假設、簡化、忽略之條件，並說明如何應用在坡地災害預警。	謝謝委員意見，已補充於第二章研究方法中。
11.請將 2019 年研究成果，重點說明於第一章並補充與本年度之延續性。	謝謝委員意見，已補充於第一章緒論。
12.本研究預計針對大規模崩塌考量穩定分析做警戒分級，建議可將此分級結果，再檢視水保局已建置監測系統之區域及以 TCP-InSAR 做活動性資料做比對驗證其成果。	謝謝委員意見，後續將考慮檢視已建置監測系統之區域之活動性資料，以及利用 TCP-InSAR 資料進行比對驗證與討論。

附錄二、期中審查

意見	回覆
1. 本研究所做的假設和模擬，可信賴的程度為何？這需要有實際的數據來支持。因此建議除了186處大規模崩塌潛勢區之外，應回頭尋找過去十年曾經發生過大規模崩塌之區域，回溯災害發生前之資料和各種條件，用本研究所提出之方法進行預警，看看這些區域在達到條件時，是否成功預警？而在沒有達到條件的其他時間中，是否也沒有發出預警？	謝謝委員意見，針對崩塌潛勢分級，已於張光宗 (2019) 水保局創新研究計畫成果裡對過去曾經發生過大規模崩塌之區域進行判釋，九份二山、國道三號、草嶺、小林村皆可判釋為極高潛勢。針對漸進破壞程度，由於邊坡崩塌前的調查與監測資料不足，所以較難了解邊坡崩塌前累積了多少應變量。本研究考慮地質弱面方位，探討邊坡最大可承受的累積應變量，僅能針對尚未完全崩塌的現存邊坡，考慮該邊坡已累積應變量，計算該邊坡目前的漸進破壞程度，一個完好的邊坡均會從普通→尚可→危急，本研究僅可了解邊坡目前的狀態，與時間

	無關聯。若需要與時間關聯需要利用降雨或地震來分析邊坡變形→崩塌，崩塌的預警是後續的研究方向。
2. 本研究成果要如何呈現，並讓各分局及其他機關關注大規模崩塌潛勢區者，可以很方便操作並得到預警結果。建議將成果上傳到水保局 BigGIS 上，方便與其他圖資套疊，如有特殊資料轉換、處理或展示的需求，也可請 BigGIS 團隊協助。	謝謝委員意見，本研究建立一套方法來結果可以評估大規模崩塌潛勢等級以外，還加以評估該邊坡的漸進破壞程度，最後以光華為例得到該邊坡目前狀態為紅色警戒，屬於建議優先處理且需進行高密度監測與管理之大規模崩塌潛勢地區，後續可以應用在其他大規模潛勢地區，得到不同的警戒分級。
3. 依報告大規模崩塌之破壞可能多為漸進式，則本研究之災害預警，其預警之尺度(時間)為何？是否可加以分析及說明？	謝謝委員意見，本研究僅可了解邊坡目前的狀態，與時間無關聯。若需要與時間關聯需要利用降雨或地震來分析邊坡變形→崩塌，

	時間相關的崩塌預警是後續的研究方向。
4. 本計畫選用之研究均為大規模崩塌潛勢區，建議由歷史案例找出已發生事件，藉由事前事後分析以驗證其適用性。	謝謝委員意見，請參見回覆 1。
5. 依據研究流程有提到最後階段可得知各崩塌地潛勢及漸進破壞程度，如光華。文中並未見對光華崩塌之研究結果？	謝謝委員意見，已於期末報告對光華邊坡進行崩塌潛勢及漸進破壞程度之評估，請參見第三章第三節。
6. 依本研究說明最後成果為各潛勢區予以綜合評估率定出優先處理順序，似與計畫名稱擬應用於坡地災害預警部分不儘相同，請補充說明。	謝謝委員意見，本研究對邊坡崩塌潛勢及漸進破壞程度進行評估，最後可得到警戒分級與建議優先處理順序。其中，一個邊坡的漸進破壞程度均會從普通→尚可→危急，了解邊坡目前的累積應變量以及最大可承受的累積應變量，對坡地災害預警有很大的幫助，如光華主要滑動區邊坡的

	漸進破壞程度約為 67%，也就是 距離完全崩壞約還有 33%的應變 空間。
--	--

附錄三、期末審查

意見	回覆
1. 與實際案例結合，並量化比對	謝謝委員意見，本研究針對光華主要滑動區邊坡進行評估，崩塌潛勢為高潛勢，漸進破壞程度約為 67%，也就是距離完全崩壞約還有 33% 的應變空間，屬於危急，綜合評估可判定屬於紅色警戒分級，建議優先處理且需進行高密度監測與管理，後續可以利用本研究方法於其他大規模崩塌潛勢區域。
2. d_0 的觀察是否會因外在因素不容易判釋，以及 l_0 的長度要如何決定，是觀察航照或是現地調查？	謝謝委員意見，若沒有明顯的崩崖 d_0 可能會不容易判釋，不過針對大規模崩塌潛勢地區，除了現地調查以外，一般利用高精度 dem 或水保局 H.O.S.T 地圖等等，不難發現崩崖的存在。而 l_0 方面，若現地有調查出明顯的滑動

	面，則可以直接判釋 l_0，若無可以考慮利用崩崖的始點至坡趾隆起處的終點來當作 l_0，可以觀察航照圖或地形圖來決定之。
--	---