

國立臺灣大學工學院土木工程學系



碩士論文

Department of Civil Engineering

College of Engineering

National Taiwan University

Master Thesis

高陡逆向坡岩體特性調查及

軟硬岩層形成承載力破壞機制探討

Characterization of Rock Mass on High-steep Obsequent Slopes
and Bearing Failure Due to Different Strength of Rock Layers

謝沛宸

Pei-Chen Hsieh

指導教授：林銘郎 博士

Advisor: Ming-Lang Lin, Ph.D.

中華民國 107 年 6 月

June, 2018

國立臺灣大學碩士學位論文
口試委員會審定書

高陡逆向坡岩體特性調查
及軟硬岩層形成承載力破壞機制探討
Characterization of Rock Mass on High-steep Obsequent Slopes
and Bearing Failure Due to Different Strength of Rock Layers

本論文係謝沛宸君 (R05521106) 在國立臺灣大學土木工程學系
完成之碩士學位論文，於民國一〇七年六月二十九日承下列考試委員
審查通過及口試及格，特此證明

口試委員

林 銘 郎

(指導教授)

林 銘 郎

(簽 名)

董 家 鈞

董 家 鈞

王 泰 典

王 泰 典

黃 文 昭

黃 文 昭

系 主 任

謝 尚 賢

謝 尚 賢



致謝

時光荏苒，兩年寒暑轉眼即逝。猶記得初次踏入研究室，就著迷於滿櫃的岩石標本與地質圖，在一次次的野外調查過程中，逐漸摸索、找出自己的研究方向。

本文首要感謝兩年多來指導我的林銘郎教授，自大三下初識老師以來，從溪頭銀杏橋的設計、選址，乃至未來的進路，在各方面都提供我非常多的協助，並在茫茫大地中指引我研究的方向。老師實事求是、追求卓越的精神，是對我最紮實的訓練與身教；廣納百川、力圖創新的態度，給予我極大的自由空間，也開拓了我的視野。老師所教導的不只是知識，更是為人處事的道理以及回饋社會的胸懷。

感謝口試委員董家鈞教授、王泰典教授、黃文昭教授的指正，各位委員的建議對我是很重要的指引與鼓勵，本文也因此更加完整。此外承蒙韋凱學長的熱心協助，無論是新技術的教學或資料分享，都讓我的研究更多采豐富。

在這忙碌的兩年間，謝謝地質室團隊的所有夥伴，我們在臺灣各地留下足跡，流過許多汗水，在歡笑中一同成長茁壯。謝謝健宏學長、佩臻學姐對研究室的種種付出，營造了舒適又溫馨的研究環境，學長姐待人接物的圓融、積極負責的態度都是我學習的榜樣；而正學、亮均兩位學長的提點與傳承，也讓我在研究的途中不必繞遠路。謝謝好夥伴陸安，我們一起籌辦了大大小小的活動、克服各種難題，分擔了不少煩惱。謝謝鈞元、劭儒的協助，與你們不只是合作無間，研究也在與兩位的討論、幫忙下更順利推進。還有許多地質室的歷屆學長姊、學弟妹，各位都是最好的後盾，能在這裡完成碩士學位是我的榮幸。

最後由衷感謝我的父母親，這二十多年來養我育我，在求學路上總是支持我的選擇，並鼓勵我自由翱翔，使我能毫無後顧之憂地追尋知識、在喜愛的領域中盡情揮灑青春。

謝沛宸

民國一〇七年夏
於工程地質室



摘要

綜觀國內過去曾發生於岩石邊坡之災害案例，可發現逆向坡亦常有各種形式的邊坡破壞，造成之潛在危害並不亞於順向坡，值得深入探究其致災機制。例如 1993 年北二高新店隧道北口邊坡破壞、2008 年貓空纜車 T16 塔基邊坡滑動、2013 年康芮颱風造成萬里七甲尾地區崩塌等，皆發生於逆向坡區位。而高雄柴山之巨型古地滑案例、以及 2007 年國立海洋大學內一處邊坡破壞案例亦顯示，逆向坡有可能發生承載破壞。

本研究第一部分為「高陡逆向坡岩體特性調查」，係探討如何克服在逆向坡調查困難之課題。由於沉積岩區的逆向坡往往受差異侵蝕而形成陡峭的崖面，人員無法輕易接近調查節理面等岩體不連續面。又逆向坡常形成倒懸地形，在傳統測量技術與地形圖表現方法上，亦無法正確顯示倒懸之地形特徵。因此本研究運用近年發展迅速之無人飛行載具 (UAV) 攝影測量技術，嘗試以點雲資料轉換立面地形圖來判斷分析倒懸地形之範圍、體積，以及節理組之走向、間距。

本研究第二部分為「軟硬岩層形成承載力破壞」，分別於東北角八斗子、萊萊海岸地區，發現在逆向坡區位中，當節理發達之硬岩層覆蓋於較厚軟岩上時，硬岩層因差異侵蝕而倒懸於下方軟岩之上，其受節理切割的硬岩塊體可以於下方軟岩中發展出承載力破壞，並呈現弧形滑動的特徵。本研究運用傾斜平台製作縮尺物理試驗模型，初步觀察此種破壞之定性運動機制。同時利用 PFC^{3D} 離散元素法設計一系列數值模擬，釐清發生此種承載破壞的因素。

研究成果顯示，逆向坡承載破壞受到兩種因素主控。硬岩塊體之幾何形狀主要決定承載破壞的最終形式為滑動破壞或傾覆破壞，而硬岩與軟岩之強度比例主要影響破壞是否發生，至於促崩因子則有軟岩差異侵蝕、軟岩材料風化兩項。

關鍵字：逆向坡、承載破壞、節理組、倒懸

ABSTRACT



Rockfall failure and toppling failure are usually considered as the typical types of obsequent slopes failure. However, some field investigation cases on coastal area in northern Taiwan show that bearing failure could also be found in obsequent slopes. These cases are composed of a competent layer lying on an incompetent layer, or called the cap rock structure.

The first part in this research is developing a method to describe overhang topography and estimate the size of overhang part. The contours are computed based on dip direction of cliff from point cloud produced by UAV photogrammetry. Therefore, the position and volume of overhang part can be calculated. Also, joint sets are identified by point cloud.

The second part is to perform a small scale sandbox experiment to simulate bearing failure mechanism of the obsequent slope. The sandbox experiment demonstrates that bearing failure on obsequent slopes could be classified into two types, sliding (type I) and toppling (type II). The PFC^{3D} model is used to analyze the factor, including the dimension of cap rock block and strength of rock layers, of bearing failure on obsequent slopes.

The results show that the dimension of cap rock block and the dip angle of bedding are key factors of the failure type, sliding (type I) or toppling (type II). In addition, the ratio of normal stress of cap rock block to strength of incompetent layer is the key factor to decide whether the failure will happen or not.

Keywords: obsequent slope, bearing failure, joint sets, overhang.

目錄



致謝	i
摘要	ii
ABSTRACT	iii
目錄	iv
表目錄	vi
圖目錄	vii
第一章 緒論	1
1.1 研究動機與目的	1
1.2 研究流程及架構	3
第二章 文獻回顧	4
2.1 逆向坡破壞的形式與分類	4
2.2 岩石邊坡承載破壞研究	6
2.3 逆向坡承載破壞案例	9
2.4 攝影測量在岩坡調查之應用	13
2.5 PFC ^{3D} 軟體介紹	14
2.6 PFC 應用於工程地質破壞案例之模擬	18
第三章 高陡逆向坡調查方法及成果	20
3.1 案例位置及地質地形	20
3.2 以點雲資料做測線法判釋節理	24
3.3 以立面地形圖判斷倒懸地形	29
第四章 逆向坡軟硬岩層形成之承載力破壞	36
4.1 菜菜案例	36
4.2 八斗子案例	42
4.3 現地調查成果及現象分析	45
4.4 小結	47
第五章 物理模型砂箱試驗	48



5.1 試驗儀器及模型配置	48
5.2 物理試驗材料及方法	49
5.3 定性試驗結果	51
5.4 破壞型態初步探討	56
第六章 數值模擬逆向坡承載破壞	57
6.1 模擬物理試驗之數值模型建置	58
6.2 物理試驗模擬之微觀參數決定	59
6.3 硬岩塊體幾何形狀之影響	70
6.4 軟岩強度之影響	90
6.5 小結	96
第七章 現地案例應用	97
7.1 萊萊案例攝影測量及節理組分析	97
7.2 萊萊案例數值模擬	100
7.3 萊萊案例數值模擬成果討論	106
7.4 小結	114
第八章 結論與建議	115
8.1 結論	115
8.2 建議	116
參考文獻	117
附錄 A 碩士學位考試口試委員提問及回覆表	121
A.1 黃文昭委員	121
A.2 王泰典委員	122
A.3 董家鈞委員	123
附錄 B 原始程式碼	124
B.1 倒懸判斷 VBA 程式碼	124
B.2 數值模型 PFC ^{3D} 程式碼	127

表目錄



表 3.1	八斗子 SS3、SS1 砂岩層之節理判釋成果	28
表 3.2	沿垂直面或沿節理面計算倒懸塊體大小之差異	35
表 6.1	本研究設定之 PFC ^{3D} 單位系統	59
表 6.2	承载力試驗組數據表	62
表 6.3	於表 6.2 未列之其他共通參數	63
表 6.4	數值模擬物理試驗微觀參數總表	69
表 6.5	硬岩塊體幾何形狀試驗變數表	73
表 6.6	各試驗組成果及重心距、座長計算結果	85
表 6.7	軟岩強度試驗表	91
表 7.1	菜菜案例砂岩層之節理判釋成果	99
表 7.2	菜菜案例模型共通參數	100
表 7.3	菜菜案例 PFC ^{3D} 數值模擬變因表	103

圖目錄



圖 1.1	新店一號隧道北口地質剖面圖 (鄭文隆等, 1997)	1
圖 1.2	研究流程圖	3
圖 2.1	Varnes 提出之山崩分類 (圖取自 British Geological Survey 網站)	4
圖 2.2	Aydan (1989) 提出之岩坡破壞類型	5
圖 2.3	紐西蘭 Cornish Head 岬角承載破壞案例 (Cotton, 1942)	6
圖 2.4	英國懷特島南側海岸之軟硬岩構造形成滑動破壞 (Small, 1970)	6
圖 2.5	硬岩覆蓋在軟岩上的破壞種類 (Poisel 及 Eppensteiner, 1988)	7
圖 2.6	Hungr 及 Evans (2004) 描述之 Rock slump	7
圖 2.7	Huang 等人提出之岩坡承載破壞 (Huang, 2016)	8
圖 2.8	海洋大學案例 (林三賢等, 2007)	9
圖 2.9	海洋大學案例描繪示意圖	10
圖 2.10	柴山崩塌地地形發育圖 (王文能及潘國樑, 1982)	11
圖 2.11	泥岩覆蓋於崩積層上之露頭	12
圖 2.12	Tuckey 等人 (2016) 判斷不連續面之成果	13
圖 2.13	王泰典等人 (2017) 運用攝影測量調查岩坡節理	13
圖 2.14	PFC 數值軟體之運算循環流程 (改繪自 Itasca, 2003)	16
圖 2.15	PFC 數值軟體之接觸模式 (Itasca, 2003)	16
圖 2.16	平行鍵結之示意圖。(Itasca, 2003)	17
圖 2.17	翁正學 (2017) 運用 PFC ^{3D} 模擬物理試驗	19
圖 2.18	翁正學 (2017) 運用 PFC ^{3D} 模擬現地案例行為	19
圖 3.1	八斗子地區區域地質圖	21
圖 3.2	現地調查大比例尺地質圖	22
圖 3.3	調查區域全景及地層描繪	23
圖 3.4	八斗子地區點雲模型	24
圖 3.5	產製之點雲模型 (局部示意圖)	25
圖 3.6	匯出之點雲切片 (slice) 模型	26
圖 3.7	點雲切片之正射方向判斷節理	26
圖 3.8	八斗子 SS3 砂岩層之節理判釋成果	27
圖 3.9	八斗子 SS1 砂岩層之節理判釋成果	28
圖 3.10	傳統地形圖斷崖表示法	29
圖 3.11	立面地形圖與傳統地形圖示意圖	30
圖 3.12	八斗子海蝕崖產製之立面地形圖	31
圖 3.13	倒懸範圍判斷方法	32
圖 3.14	倒懸之不同計算定義	33
圖 3.15	分別以垂直面及節理面定義之倒懸範圍	34

圖 3.16	A-A'及 B-B'剖面按不同定義計算示意圖	34
圖 4.1	萊萊案例區域地質圖	37
圖 4.2	萊萊案例俯瞰圖及其描繪	38
圖 4.3	萊萊案例 A 及描繪圖	39
圖 4.4	硬頁岩中的節理及鏽染情形	41
圖 4.5	案例 C 示意圖	42
圖 4.6	案例 D 示意圖	43
圖 4.7	砂岩之節理延伸至頁岩中	44
圖 4.8	頁岩中節理之生長植物及鏽染現象	44
圖 4.9	逆向坡弧形滑動承載破壞之可能模式示意圖	46
圖 5.1	物理試驗砂箱設計圖	48
圖 5.2	砂箱試驗圖	49
圖 5.3	研磨石塊體尺寸	50
圖 5.4	石英砂及高嶺土之原料 (左) 及拌合情形 (右)	50
圖 5.5	第 I 型、第 II 型破壞示意圖	51
圖 5.6	第 I 型 (滑動) 破壞初始狀態	52
圖 5.7	第 I 型 (滑動) 破壞過程——弧形破壞面剪出	52
圖 5.8	第 I 型 (滑動) 破壞最終狀態	53
圖 5.9	第 II 型 (傾覆) 破壞初始狀態	54
圖 5.10	第 II 型 (傾覆) 破壞過程——砂岩塊體向外旋轉	54
圖 5.11	第 II 型 (傾覆) 破壞最終狀態	55
圖 5.12	第 II 型物理試驗與海洋大學案例剖面比較	55
圖 5.13	逆向坡承載破壞可能關鍵因子示意圖	56
圖 6.1	數值模擬流程架構圖	57
圖 6.2	PFC ^{3D} 數值模型基本配置	58
圖 6.3	承載力校核試驗數值模型配置	60
圖 6.4	承載力校核示意圖	61
圖 6.5	初始狀態	64
圖 6.6	1000 步發生衝孔剪力破壞	64
圖 6.7	5000 步發生局部剪力破壞	65
圖 6.8	50000 步發生全面剪力破壞	65
圖 6.9	PFC ^{3D} 鍵結強度與承載力試驗結果	67
圖 6.10	PFC ^{3D} 鍵結強度與換算凝聚力成果	68
圖 6.11	幾何形狀試驗模型配置	70
圖 6.12	指準層設置圖	72
圖 6.13	第 I 類及第 II 類破壞形式	74
圖 6.14	第 2 組試驗初始狀態	75
圖 6.15	第 2 組試驗 1000 步	76

圖 6.16	第 2 組試驗 4000 步	77
圖 6.17	第 2 組試驗 6000 步	78
圖 6.18	第 4 組試驗初始狀態	79
圖 6.19	第 4 組試驗 1000 步	80
圖 6.20	第 4 組試驗 4000 步	81
圖 6.21	第 4 組試驗 6000 步	82
圖 6.22	兩種型式破壞於數值模擬中之各階段對比圖	83
圖 6.23	砂岩重心距及座長定義圖	84
圖 6.24	砂岩塊體幾何形狀對破壞機制影響分類圖	86
圖 6.25	幾何形狀參數之符號及定義	87
圖 6.26	軟岩強度影響試驗之數值模型配置圖	90
圖 6.27	承載破壞導致滑落	92
圖 6.28	局部剪力破壞	92
圖 6.29	彈／塑性變形	93
圖 6.30	軟岩凝聚力與加載應力關係圖	94
圖 6.31	促崩因子	95
圖 7.1	萊萊地區攝影測量產製點雲	97
圖 7.2	萊萊案例正射影像圖	98
圖 7.3	萊萊地區 DSM 地形圖及等高線 (間距 10cm)	98
圖 7.4	萊萊案例測窗法節理組判釋	99
圖 7.5	各種微觀參數與承載力試驗成果圖	101
圖 7.6	各種微觀參數與換算凝聚力關係圖	101
圖 7.7	岩石強度分類整理表 (Bieniawski, 1989)	102
圖 7.8	第 I 型 (滑動) 破壞之初始狀態、5000 步、10000 步、最終狀態	104
圖 7.9	第 II 型 (傾覆) 破壞之初始狀態、20000 步、40000 步、最終狀態	105
圖 7.10	傾角 20 度之加載應力－凝聚力破壞型態圖	106
圖 7.11	傾角 22.5 度之加載應力－凝聚力破壞型態圖	107
圖 7.12	傾角 25 度之加載應力－凝聚力破壞型態圖	107
圖 7.13	萊萊案例不同傾角之破壞分區圖	108
圖 7.14	萊萊案例加載應力與參數 r 、倒懸量 O_c 之轉換關係圖	109
圖 7.15	萊萊案例不同傾角之破壞分區及參數轉換圖	111
圖 7.16	萊萊案例不同傾角之破壞分區及參數轉換圖之狀態變化	113



第一章 緒論

1.1 研究動機與目的

1.1.1 動機

國內過去對岩石邊坡災害的研究與評估，多僅注重於順向坡，然而綜觀過去曾發生於岩石邊坡之災害，可發現逆向坡亦常發生各種形式的破壞而導致災害發生。例如 1993 年北二高新店一號隧道（通車後更名為新店隧道）北口施工期間，因邊坡降挖引發之邊坡破壞事件（如圖 1.1）即為逆向坡之岩石邊坡破壞，而 2008 年貓空纜車 T16 塔基邊坡滑動、2013 年康芮颱風造成萬里七甲尾地區崩塌（青山工程顧問股份有限公司，2018）等，亦發生於逆向坡區位，可知逆向坡所造成之潛在危害並不亞於順向坡，其致災機制值得深入探究。

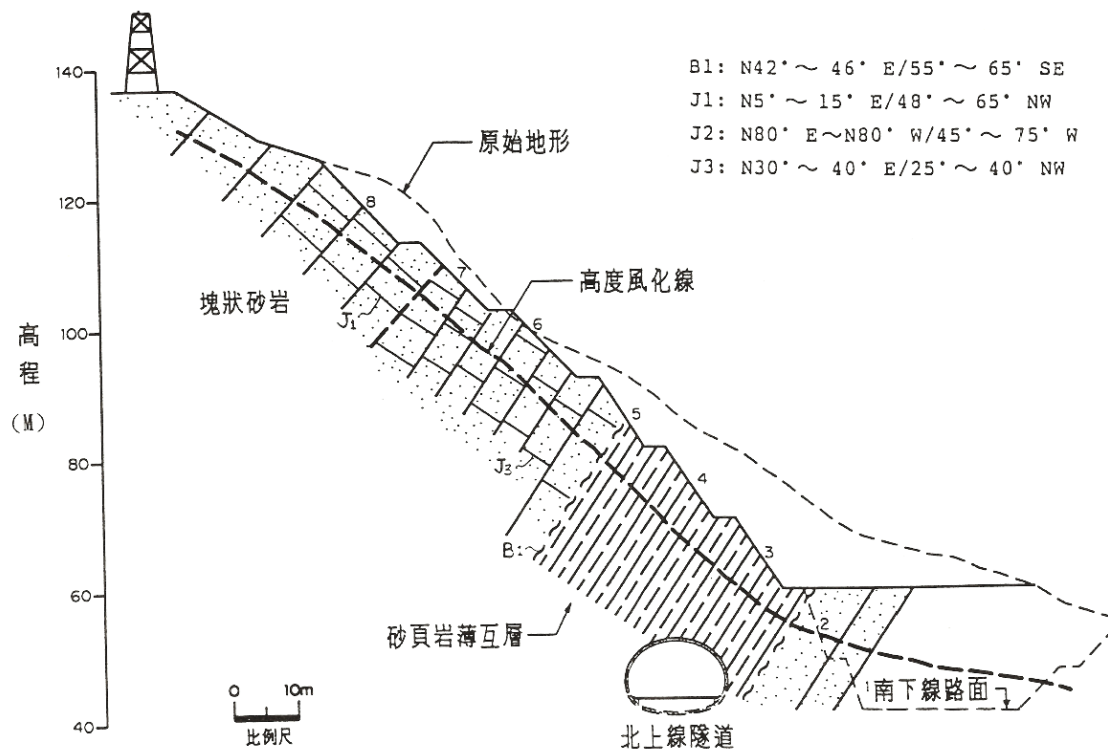


圖 1.1 新店一號隧道北口地質剖面圖（鄭文隆等，1997）

同時本研究在整理文獻回顧及現地調查過程中，發現逆向坡也可能出現承載破壞，例如高雄柴山古地滑、海洋大學邊坡等案例（詳 2.3 節）。

而逆向坡破壞機制研究，首先必須克服調查困難之課題。由於沉積岩區的逆向坡往往受差異侵蝕而形成陡峭的崖面，人員無法輕易接近調查節理面等岩體不連續面。又逆向坡經常形成倒懸地形，在傳統的測量技術與地形圖表現方法上，亦無法正確顯示倒懸之地形特徵。因此本研究首先運用近年發展迅速之無人飛行載具（UAV）攝影測量技術，嘗試運用點雲資料來判斷分析倒懸地形以及節理組。

1.1.2 目的

爰此，本研究擬探討「高陡逆向坡岩體特性調查」及「軟硬岩層形成承載力破壞機制探討」兩大主題。本研究之目的包含：

1. 提出應用攝影測量方法，如何協助在逆向坡區位進行岩體特性調查，包含節理特性判斷、倒懸地形量測等。詳見第三章。
2. 藉由觀察現地案例之破壞情形，提出逆向坡上的承載破壞模式，並透過概念模型簡化，以小尺度砂箱試驗觀察並重現逆向坡發生承載破壞的運動過程，並討論誘發此種破壞形式的可能影響因子。詳見第四、五章。
3. 嘗試以離散元素法軟體 PFC^{3D} 探討不同因子對逆向坡承載破壞的影響，包含岩石塊體幾何尺寸、岩石材料強度等。詳見第六章。
4. 進一步應用數值方法模擬現地尺度之山崩案例，詳見第七章。



1.2 研究流程及架構

本研究以野外調查之現象觀察資料為基礎，先建立運用攝影測量原理調查逆向坡岩體特性之方法，再根據觀察到的逆向坡承載破壞案例建立概念模型並進行小尺度砂箱試驗，復以離散元素法軟體 PFC^{3D} 模擬物理模型，分析不同變因對破壞模式的影響。最後整合逆向坡之調查方法與數值分析成果，嘗試對現地案例進行模擬。圖 1.2 為本研究之流程圖，以及對應本文之章節。

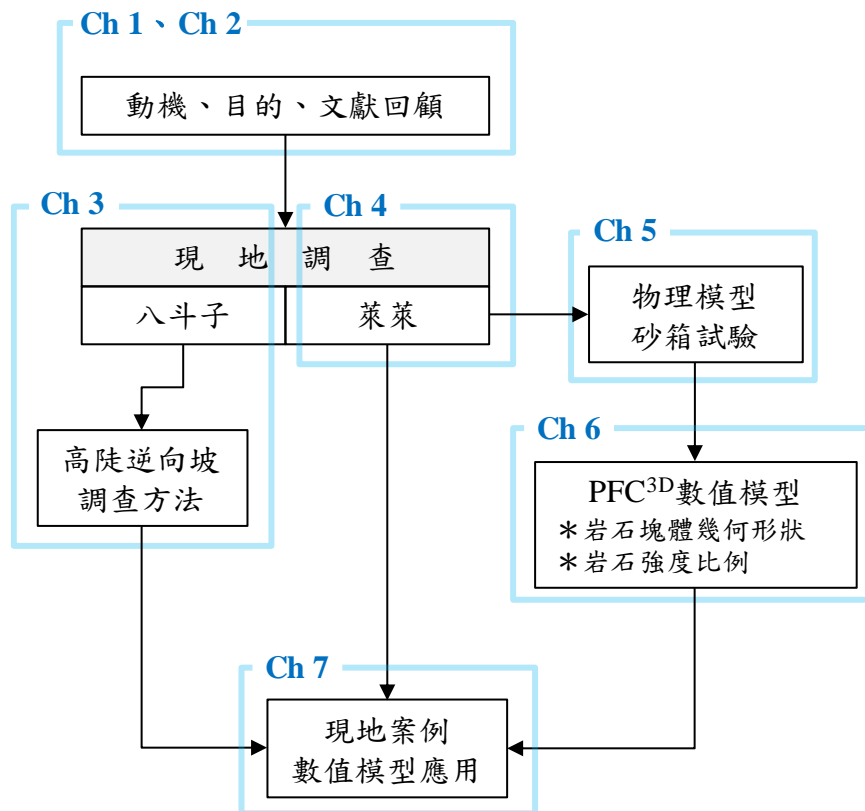


圖 1.2 研究流程圖

第二章 文獻回顧



2.1 逆向坡破壞的形式與分類

較常見之山崩分類，如 Varnes (1978) 所建議之分類法，如圖 2.1 所示。其中與本研究較相關者為岩石材料之破壞，共包含落石 (falls)、傾覆 (topples)、滑動 (slides)、複合型 (complex) 等。

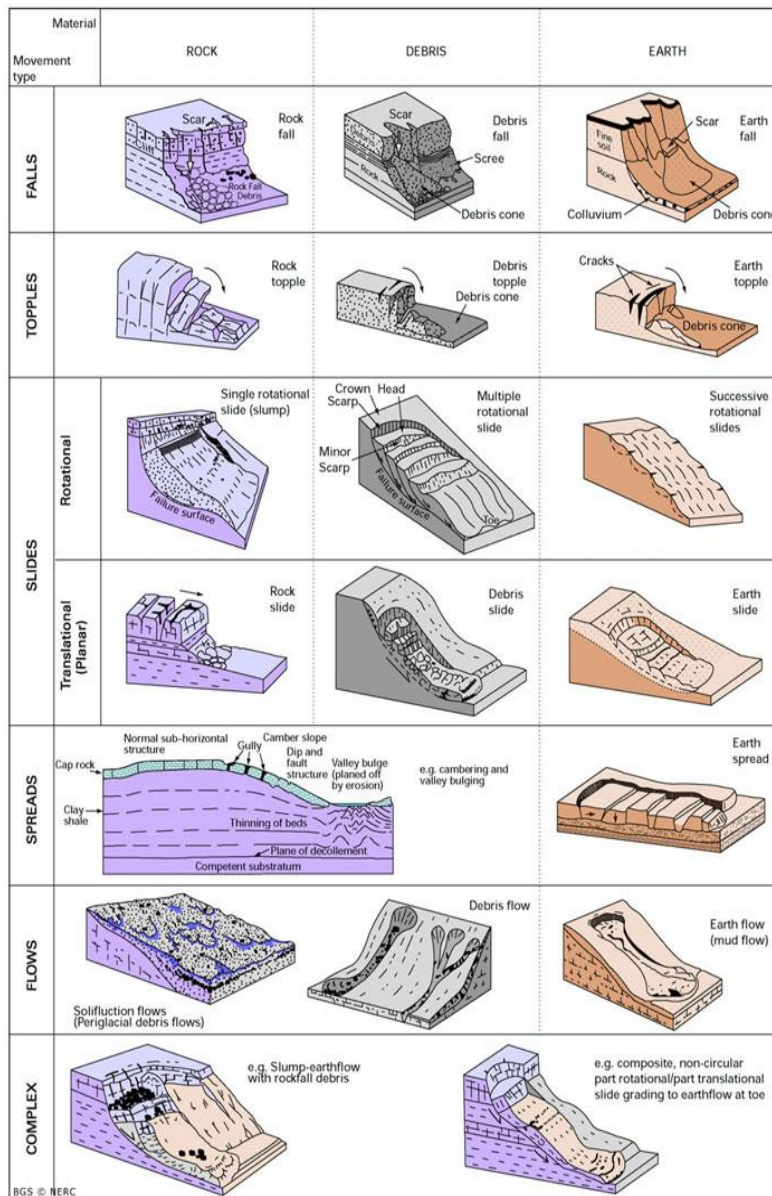


圖 2.1 Varnes 提出之山崩分類 (圖取自 British Geological Survey 網站)

對於岩坡的變形行為，則因地質條件的不同，而常有許多不同的分類方法，較常見者例如：Aydan(1989)、Cruden 及 Varnes(1996)、Goodman 及 Kieffer(2000)、Poisel 及 Preh (2004) 等，其中僅在 Aydan 的分類中可見有關緩傾角逆向坡的描述（圖 2.2 右上），其他分類法則多未提及。

上述所提之破壞模式中，較接近本研究所探討破壞形式者，為 Aydan 的分類中之「Bending Failure」。然而 Bending Failure 主要係描述岩石倒懸形成懸臂的部分，因彎矩作用而由上往下逐漸分裂，與本研究關心之既有節理面形成滑動塊體並不相同，且與觀察到的特徵並不相符。

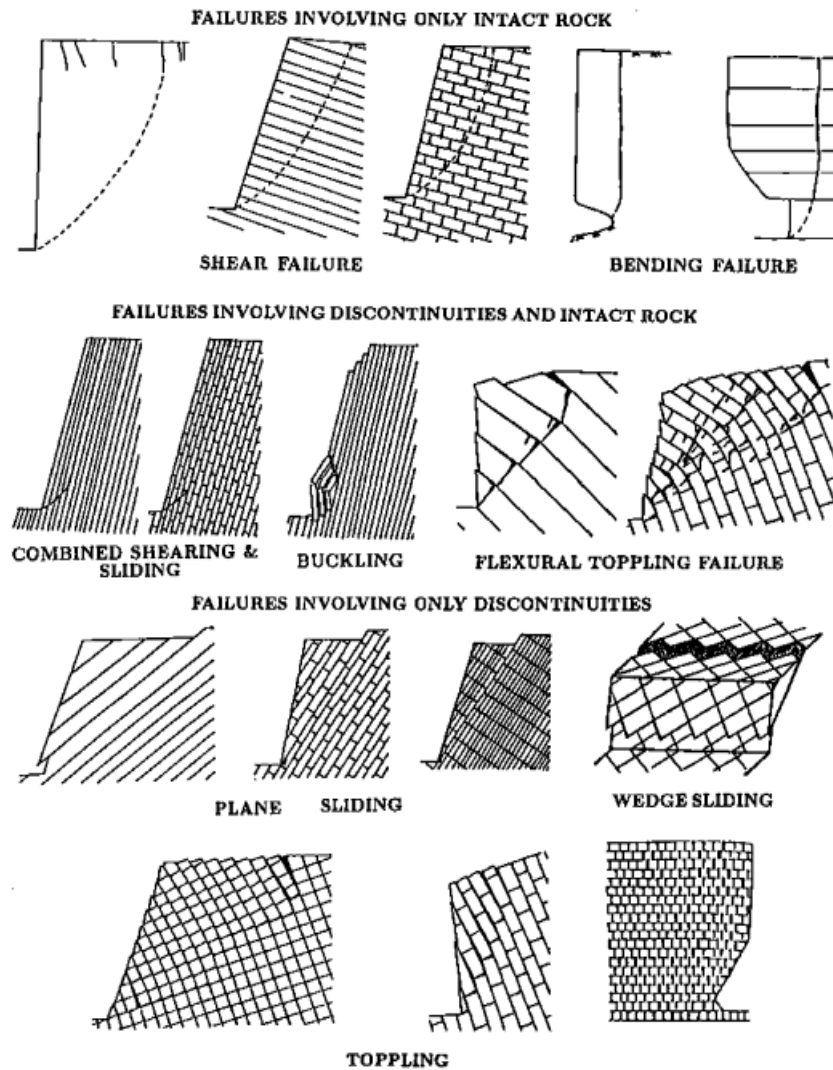


圖 2.2 Aydan (1989) 提出之岩坡破壞類型



2.2 岩石邊坡承載破壞研究

過去有關岩石邊坡因承載力不足造成之滑動破壞研究不多，其中較早期者如 Benson (1940) 以及 Cotton (1942) 對於紐西蘭南島 Waikouaiti 地區之 Cornish Head 岬角破壞案例之觀察，如圖 2.3。本案例為緩傾角之逆向坡，下部由軟弱之泥岩構成，上部則為砂岩、凝灰質礫岩、玄武岩等較硬岩層。在海水作用下，下部的泥岩弱化而引起整個岩坡發生大規模滑動破壞，並形成多道滑動面。

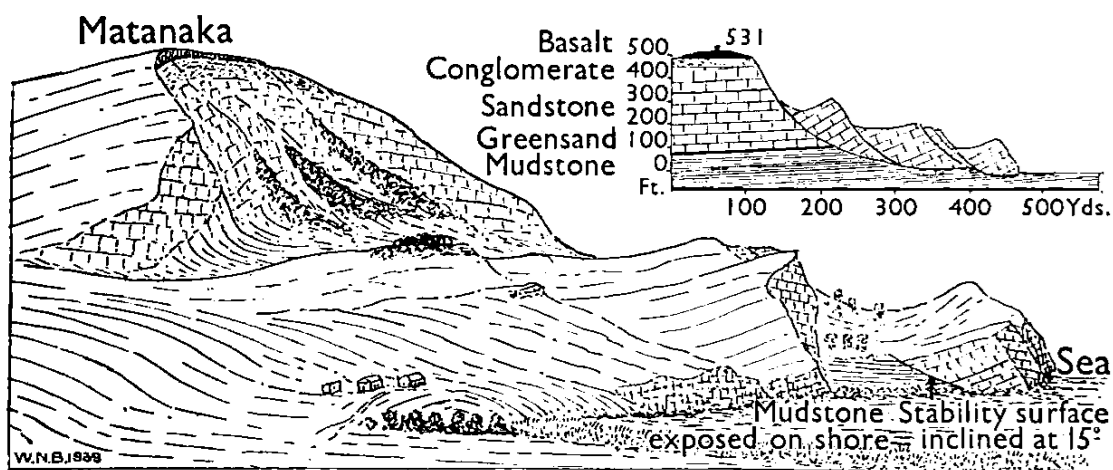


圖 2.3 紐西蘭 Cornish Head 岬角承載破壞案例 (Cotton, 1942)

另一案例位於英國懷特島 (Isle of Wight) 南側海岸的 Ventnor 地區，在 Small (1970) 的描述中稱為「Rotational land-slip」，由於較堅硬的石膏、砂岩下方有較軟的黏土，黏土受地下水弱化而形成多道滑動面，連同上方硬岩一起滑動。

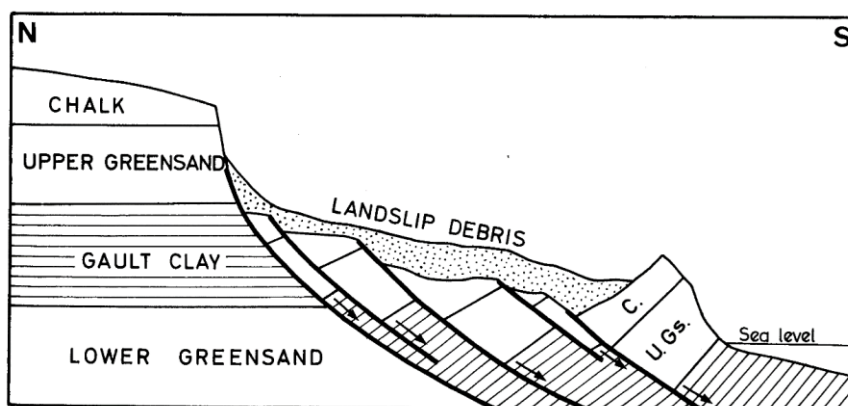


圖 2.4 英國懷特島南側海岸之軟硬岩構造形成滑動破壞 (Small, 1970)

對於硬岩覆蓋在軟岩上所形成的邊坡破壞，Poisel 及 Eppensteiner (1988) 則提出其破壞模式可分為：硬岩筆直移動 (translational and upright sliding down)、軟岩滑動 (circular failure in the base / rotational slide)、硬岩傾覆 (toppling) 等三種 (圖 2.5, 依序由左至右)。

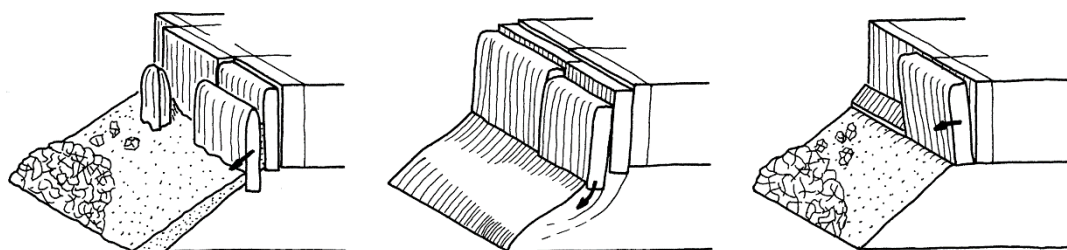


圖 2.5 硬岩覆蓋在軟岩上的破壞種類 (Poisel 及 Eppensteiner, 1988)

然而前述較早期研究之討論對象均為大型滑動體，其尺度在百公尺至公里等級。以類似承載破壞機制來解釋較小尺度岩石邊坡破壞者，在過去研究中則為數不多，較相似者有 Hungr 及 Evans (2004)，以 rotational sliding 或 slump failure 來描述弱岩構成的水平地層或逆向坡破壞，如圖 2.6。

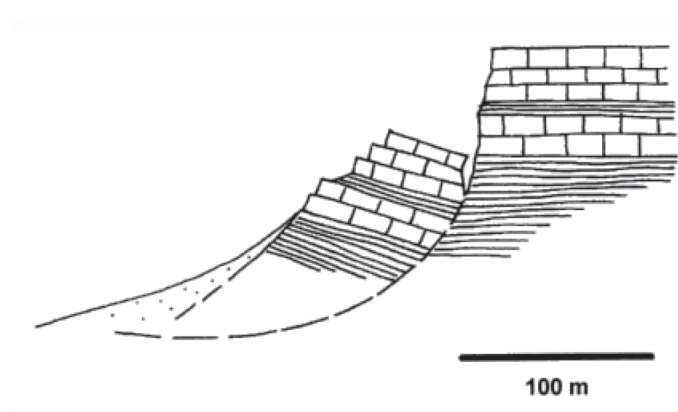


圖 2.6 Hungr 及 Evans (2004) 描述之 Rock slump

Hungr 及 Evans 認為此種弧形地滑，係岩石自體穩定問題，為潛移式破壞，並提出其發生塑性變形之極限強度可用以下公式計算

$$N_s = \frac{\gamma H}{\sigma_c}$$

其中， γ 為岩石之單位重， H 為坡高（坡頂至坡趾）， σ_c 為岩石單壓強度。以坡高 300 公尺且由較強岩石構成之遽變式山崩計算， $N_s = 26 \times \frac{300}{100000} = 0.07$ ；而坡高 40 公尺且由弱岩構成之小型快速破壞， $N_s = 22 \times \frac{40}{5000} = 0.17$ ；至於坡高 200 公尺且由更軟弱岩石構成之 slump 破壞， $N_s = 26 \times \frac{200}{2000} = 2.6$ 。因此 Hungr 及 Evans 建議潛移式的 slump 破壞需在 $N_s > 0.25$ 的情況下發生。同時 Hungr 及 Evans 亦以發生於法國東部 Massif de Platé 的崩塌為例，說明此種破壞為緩慢的潛移破壞。

然而上述分析僅將整個崩滑體視為均質材料，並未考慮實際上由不同岩層組成的課題，與國內觀察到的砂岩、頁岩地層或石灰岩、泥岩地層逆向坡不同。

近期有武漢中國地質大學之 Huang 等人（2016）以長江三峽水庫庫區一起崩塌為例，除了以 Hungr 及 Evans 的方法討論之外，對於岩石內部則以承載破壞描述，但並未探討其運動過程。

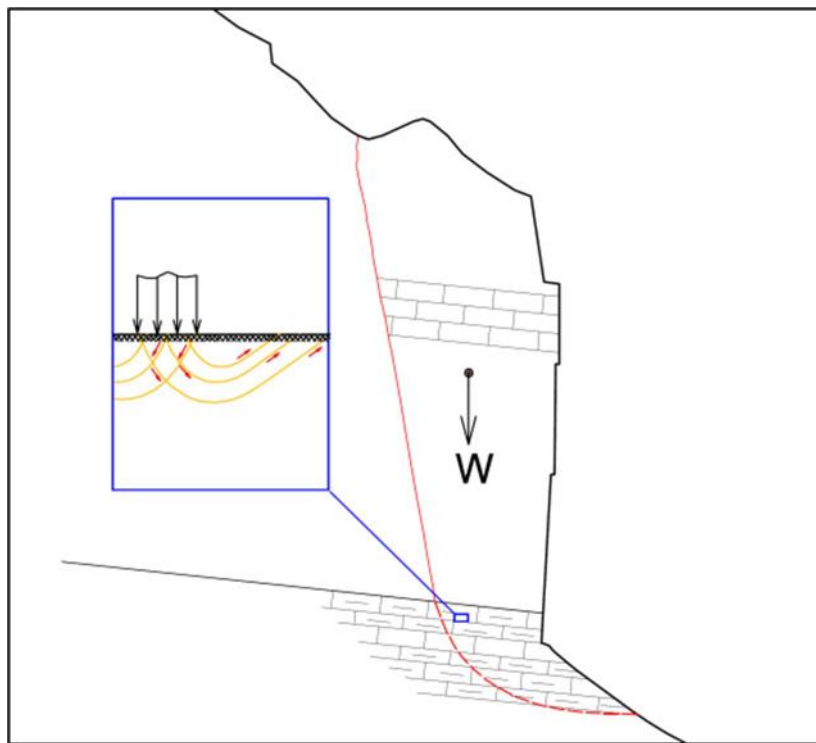


圖 2.7 Huang 等人提出之岩坡承載破壞 (Huang, 2016)



2.3 逆向坡承載破壞案例

除以上研究成果之外，本研究亦蒐集到國內兩起可能為逆向坡承載破壞之案例，分別位於基隆及高雄，皆為不同岩性構成之逆向坡。

2.3.1 海洋大學案例

本案例位於基隆市中正區，國立海洋大學校園內展示廳旁山坡，由林三賢等人（2007）提出研究分析。此邊坡出露地層為大寮層，由上部 9 公尺厚之厚層砂岩及下部出露 9 公尺厚之頁岩構成，坡面位態為 N11W/80N，而層面位態為 N80E/10S，因此為低角度逆向坡。

上部砂岩受兩組節理切割形成三角柱體（坡面側寬度 7.5 公尺，另兩邊長分別為 5、6 公尺），在該事件中崩落並於頁岩中形成凹槽狀形貌，凹槽深度由照片推算約 1.1 公尺，如圖 2.8。圖 2.9 為本案例之立體透視描繪示意圖。



圖 2.8 海洋大學案例（林三賢等，2007）

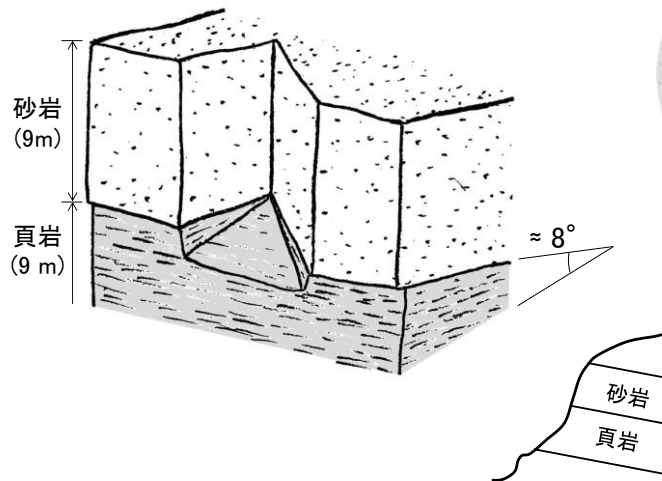


圖 2.9 海洋大學案例描繪示意圖

林三賢等人(2007)認為本案例之破壞機制，無論水壓力分析、平面破壞與楔形破壞分析、翻倒破壞分析等，均無法解釋此砂岩塊體為何崩落，而若以承载力分析來探討，則其結果顯示經未弱化頁岩之承载力原為 15500 kPa，弱化後頁岩承载力僅餘 250 kPa，弱化後頁岩承载力無法承受上部砂岩塊體 446.76 kPa 之荷載，而導致上部被發達節理切割之砂岩塊體產生滑動破壞。

本案例之研究已提及有可能為承載破壞，但對於崩落之運動過程並未進一步探討，亦未分析各種參數之影響。

2.3.2 高雄柴山案例

本案例位於高雄市鼓山區，壽山（又稱萬壽山）之西側坡面，地層由上部的高雄石灰岩與下部的古亭坑層泥岩共同構成，層面位態向東南傾，為顯著的單面山地形。本案例最早由王文能及潘國樑（1982）提出柴山西側坡面為一巨型古崩塌地，其崩崖長達三公里以上、崩崖高六十至百餘公尺，可能發生在至少距今 1800 年前，並認為該崩塌地之發育過程可分為以下三階段（圖 2.10）：

1. 幼年期：構成壽山顯著單面山地形之高雄石灰岩，在坡頂附近可能因接近半屏山背斜而有發達之張力節理裂隙，導致雨水入滲，進而弱化位於下部

之古亭坑層泥岩，最終引起泥岩與上覆石灰岩一起坍塌。崩塌後在主滑動面之上形成許多被剪切帶分隔之石灰岩塊體，其頂面向崩崖側傾斜，呈階梯狀剖面。

2. 成年期：滑落岩體持續受風化作用後再度崩塌，破裂為更小岩石碎塊。其滑動方向未必與第一次相同，且有活躍的潛動現象。目前之柴山案例位於此階段，而崩積層與泥岩之接觸面為原幼年期之主滑動面。
3. 老年期：未來地形持續發育，崩積層全數黏土化後，形成低緩的侵蝕坡，有較高穩定性。

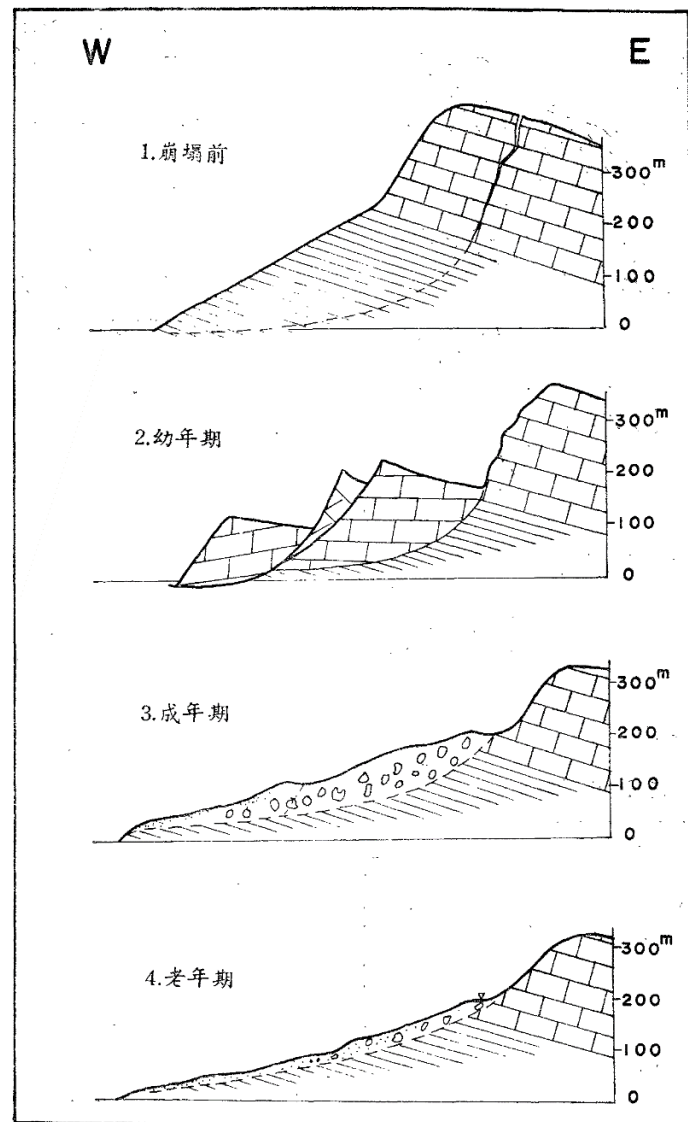


圖 2.10 柴山崩塌地地形發育圖 (王文能及潘國樑, 1982)

王文能 (2016) 並進一步以蓋岩構造 (cap rock structure) 來解釋柴山案例，其中蓋岩 (cap rock) 即指覆蓋於軟岩上之硬岩，因蓋岩的荷重及軟岩層的變形，使蓋岩分裂、向後傾斜，最後向下滑動。

而齊士崢等人 (2013) 亦認為柴山案例之古滑動面位於泥岩中，且趾部可能位於現今海平面以下，惟經由碳十四定年資料認為其發生年代為二萬八千年左右。

上述調查與研究成果皆指出柴山古地滑案例為發生於逆向坡區位之弧形滑動破壞，然而有關於此弧形滑動破壞之機制或原因，均未詳加討論。



圖 2.11 泥岩覆蓋於崩積層上之露頭

本研究在柴山海岸現地調查時亦發現一處露頭 (如圖 2.11)，圖中可見上部出露泥岩、下部則出露夾有珊瑚礁塊石之崩積層。但柴山地區的正常地層層序應為古亭坑層泥岩在下，高雄石灰岩及崩積層在上，故可推論應有位於泥岩中的滑動面在此剪出，方能使原本位於下部的泥岩覆蓋於表層崩積層之上。此露頭顯示之現象與王文能及潘國樑提出之概念模型相符，極可能為成年期階段在主滑動面上發育的小型崩塌之一。



2.4 攝影測量在岩坡調查之應用

隨著無人飛行載具 (UAV) 的普及，運用攝影測量於大地邊坡工程之調查愈來愈常見，相關研究與技術發展也日新月異。近期運用攝影測量進行岩坡調查者，例如 Tuckey 等人 (2016) 運用岩坡的三維地表模型 (DSM) 來圈繪出岩體中的不連續面。

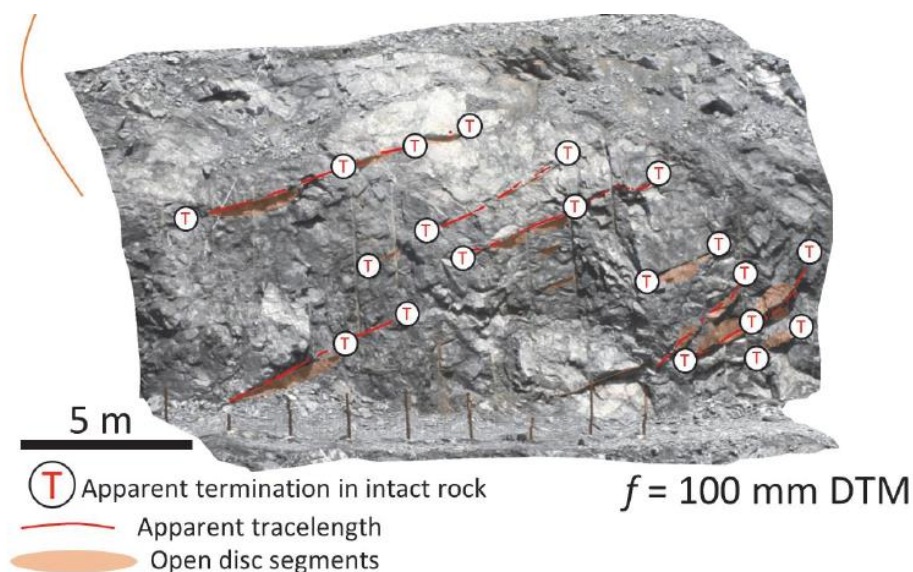


圖 2.12 Tuckey 等人 (2016) 判斷不連續面之成果

而國內對於此議題的研究，近期有王泰典等人 (2017) 等人運用在舊蘇花公路沿線的岩坡進行研究 (圖 2.13)，顯示攝影產製數值地表模型點雲判釋不連續面位態結果具代表性，說明可運用於複雜地形地貌環境、崩塌調查及監測作業。

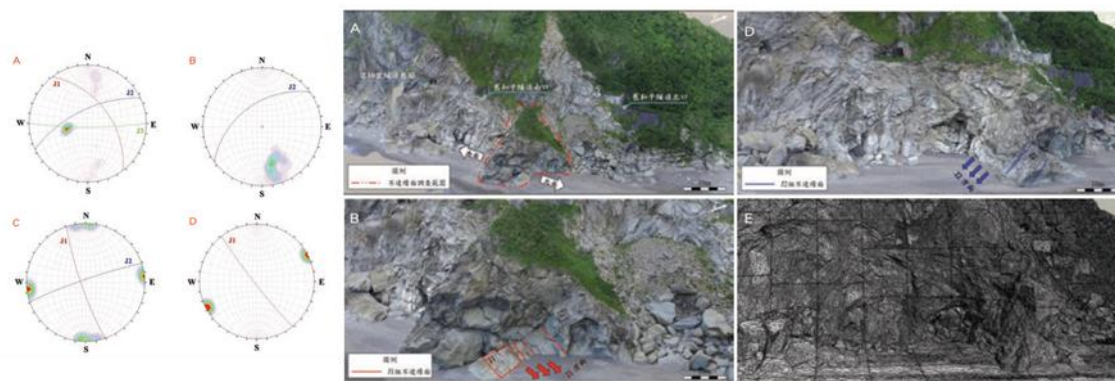


圖 2.13 王泰典等人 (2017) 運用攝影測量調查岩坡節理



2.5 PFC^{3D} 軟體介紹

本研究著重於探討逆向坡承載破壞之過程，其材料變位較大且塊體可能在破壞過程中發生分離、產生裂隙，因此數值模擬宜採離散元素法之軟體，以利於觀察破壞運動過程中材料產生的各種變化。

而擬於本研究中使用之數值模擬軟體為 Particle Flow Code in 3 Dimensions (以下簡稱 PFC^{3D})，係由美國 Itasca Consulting Group, Inc. 開發之離散元素法數值分析軟體，其模擬元素由球 (ball) 及牆 (wall) 組成，並可於球與球之間設定各種形式之鍵結 (bond)。一般在模擬運用上多以球元素及鍵結構成模擬材料，而以牆元素作為相對固定之邊界。以下為 PFC^{3D} 之原理介紹。

2.5.1 基本假設

參考 PFC^{3D} 軟體之操作手冊 (Itasca Consulting Group, Inc., 2003) 之說明及翁正學 (2017) 所作整理，PFC^{3D} 軟體基本假設如下：

1. 球顆粒視為剛體。
2. 若球顆粒彼此接觸，其間之接觸面積甚小，可忽略之。
3. 球顆粒間之接觸點行為係軟接觸 (soft contact) 方式，且球顆粒雖為剛體但允許接觸點重疊。
4. 球顆粒間之重疊量與接觸力、接觸勁度有關，可藉由力—位移關係式 (Force-Displacement Law) 計算得知。但其重疊量皆遠小於顆粒尺寸。
5. 鍵結強度可存在於球顆粒間之接觸點。
6. 所有的球顆粒均為正球體。

PFC^{3D} 軟體之優點包含：

1. 球顆粒的位移量限制不受傳統位移諧和條件之約制，可模擬大位移量之變形行為。



2. 塊體可用若干球元素以鍵結連結來模擬，因此當鍵結所受應力大於其強度時，會因鍵結斷裂而引致整個塊體分裂，可模擬實際狀況中材料受力而導致之斷裂。

PFC^{3D} 軟體之缺點包含：

1. 由於離散元素法之特性，模擬過程所需之運算時間較長。尤其球元素及牆元素數量較多時，將大幅增加運算時間。
2. 軟體所需輸入之參數均為微觀參數，並非傳統材料力學所認知之巨觀參數（如材料之彈性模數 E 、土壤之強度參數 c 、 ϕ 等），在缺乏通用之轉換規則情況下，必須費心將兩者校正、轉換。
3. PFC^{3D} 軟體之功能並不包含模擬水之行為，因此模擬含水之情況時，必須以改變微觀參數來模擬水對材料造成之行為。惟本研究暫不討論水的影響，故本項不構成影響。

綜合而言，PFC^{3D} 適合用於模擬包含大量位移之山崩塊體運動行為，但模型建立與運算較為複雜，且須另外進行參數轉換。

2.5.2 運算原理

PFC 數值軟體（包含 PFC^{2D}、PFC^{3D}）係利用外顯時間（time explicit）方法計算，每步驟的計算均將各元素現在的所有物理狀態依照物理原理計算後，得到一定時間間隔後各元素在未來的所有物理狀態。其中的時間間隔稱時階（time step），時階的長短會影響模擬成效，理論上時階愈小則計算愈精細、愈接近巨觀行為表現，但所需計算時間也愈多。

在 PFC 之計算方法中，每步驟最初先計算各元素之位置及相鄰元素之重疊量或相對位移，以力—位移關係式計算各元素在當下所受之不平衡力，再依牛頓第二定律計算經過一個時階後，各元素的位置及速度，即完成一個步驟（圖 2.14）。

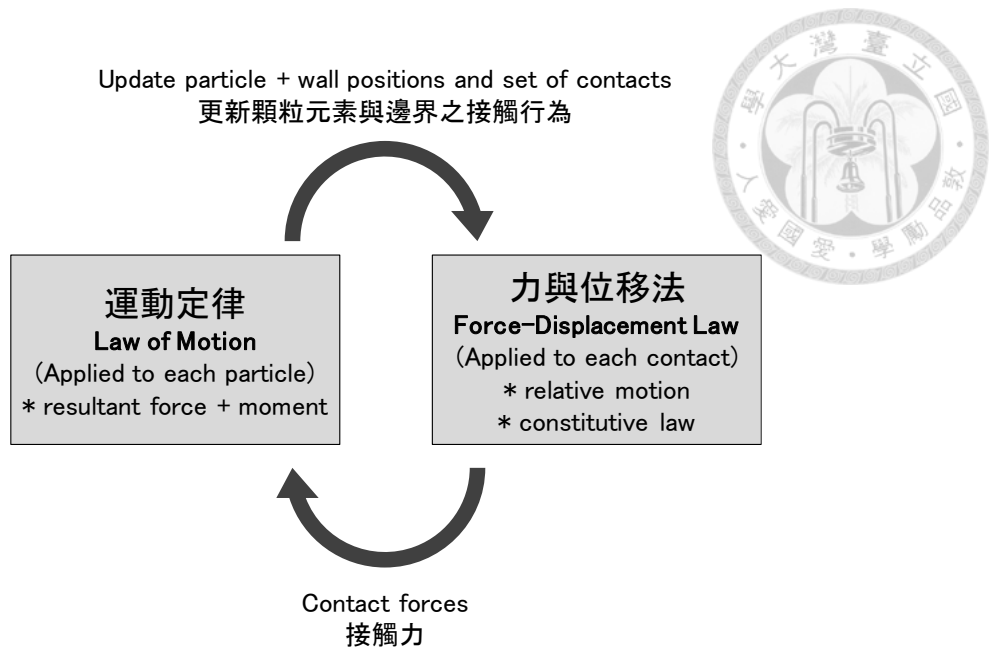


圖 2.14 PFC 數值軟體之運算循環流程 (改繪自 Itasca, 2003)

由於 PFC 模型中包含球、牆兩種元素，因此接觸模式有「球-球模式」及「球-牆模式」兩種 (圖 2.15；左為球-球之行為，右為球-牆之行為)。並內建三種接觸點之組成模型：勁度模型 (stiffness model)、滑動模型 (slip model)、鍵結模型 (bonding model)，藉由彈簧、阻尼和摩擦係數的影響，重複循環運算至模型達平衡狀態。

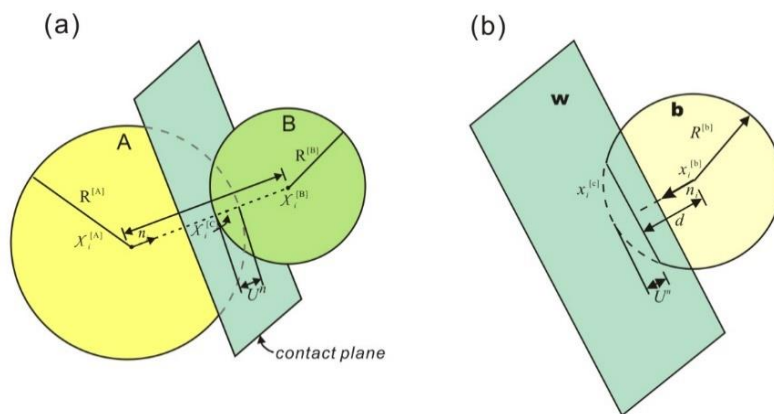


圖 2.15 PFC 數值軟體之接觸模式 (Itasca, 2003)



2.5.3 鍵結模式

鍵結之目的係使相鄰兩球元素之間存在鍵結，並可對鍵結給定勁度及強度。若球元素之間的作用力超過鍵結之指定強度，則該鍵結將會斷裂。

鍵結模型可分為兩種，分別為接觸鍵結（contact bond）及平行鍵結（parallel bond）。接觸鍵結僅於球元素之接觸點傳遞力，而平行鍵結則將鍵結假想為圓柱狀之物體將兩端之球元素連結（圖 2.16；左為圓球模式；右為僅存在 PFC^{2D} 之圓盤模式）。因平行鍵結為圓柱狀物體，故不僅可以傳遞力，亦能傳遞力矩。

接觸鍵結可視為一對彈簧作用於接觸點，必須給定之微觀參數包含：正向接觸鍵結強度 F_c^n 、切向接觸鍵結強度 F_c^s （物理意義：力）。

平行鍵結則可視為一組彈簧均勻分布在接觸平面上，必須給定之微觀參數包含：正向勁度 k_n 、切向勁度 k_s （物理意義：應力÷位移）以及正向強度 σ_c 、切向強度 τ_c （物理意義：應力），另須指定平行鍵結之半徑 R 。

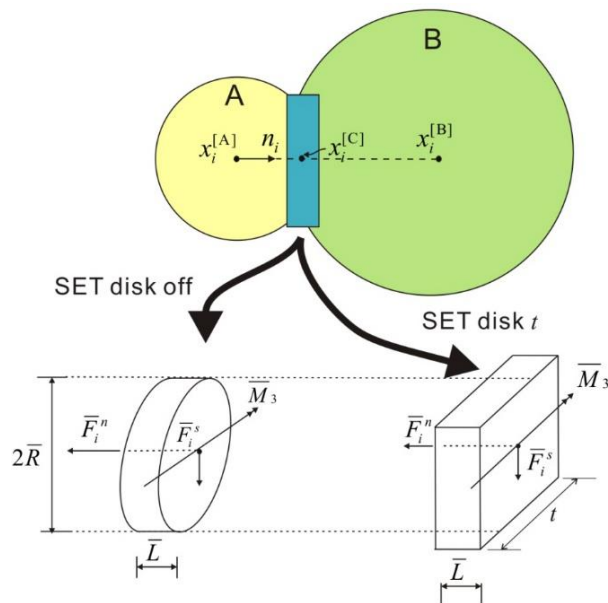


圖 2.16 平行鍵結之示意圖。(Itasca, 2003)



2.6 PFC 應用於工程地質破壞案例之模擬

在大地工程領域，普遍採用的分析工具多為有限元素法軟體，然而受限於有限元素法軟體之特性，其材料元素網格無法分離，因此難以模擬較大位移的情形，不利於觀察邊坡破壞的崩積體運動過程。至於 PFC 則為離散元素法軟體，球顆粒元素的位移量不受限制，能較準確模擬崩塌塊體於發生破壞後之移動行為，並可觀察過程中塊體的碰撞、破裂等變化。因此就本研究擬探討之課題而言，PFC 實屬較適切之軟體。

基於上述 PFC 的特性，因此國內外皆有將 PFC 應用於山崩模擬的研究。如 Thompson 等人 (2009) 以 PFC^{2D} 模擬美國聖海倫斯火山 (Mount St. Helens) 的崩塌，藉由監測不同區域球元素之能量、應力、位移和速度在崩塌過程的變化，以描述山崩行為。並另外給予不同區域元素不同顏色，以利觀察崩塌體的變形過程和堆積順序。唐昭榮等人 (Tang *et al.*, 2009) 以現地調查及災前災後地形、地質構造為基礎，運用 PFC^{2D} 來模擬草嶺地區在九二一地震時引發之大規模崩塌，並分析不同微觀參數的影響，校核參數並探討其運移過程。Poisel 等人 (2009) 則在奧地利 Lärchberg-Galgenwald 山崩案例區，以監測資料及地形地質調查成果為基礎，利用 PFC^{2D} 及 PFC^{3D} 探討後續可能發生的山崩機制，並模擬崩塌體運動歷程及堆積範圍，以模擬成果做為參考，進行山崩危害及不同治理方案效益的評估。此外，近期亦有以 PFC 模擬降雨引發之邊坡破壞研究，例如羅佳明等人 (Lo *et al.*, 2014) 以 PFC^{3D} 模擬蘇花公路 115.9K 邊坡在梅姬颱風期間發生之邊坡崩塌，其中有關降雨造成邊坡材料弱化，係透過逐漸降低摩擦係數來達成。

翁正學 (2017) 亦利用 PFC^{3D} 探討烏來忠治案例的崩塌歷程，並以數值模型模擬重現物理試驗所觀察到現象，包含材料參數隨時間受水流弱化、水流在顆粒層內產生的滲流力、水流對塊狀岩體產生上揚水壓力等，最後以現地實際尺度與地形，模擬崩塌發生之先後順序與運動歷程，分別詳圖 2.17 及圖 2.18。

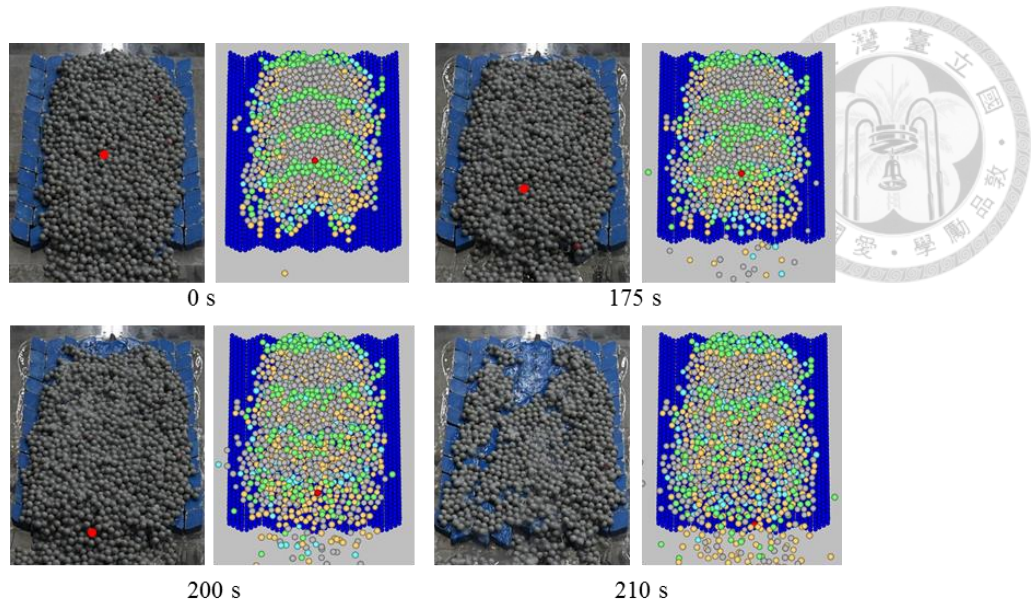


圖 2.17 翁正學 (2017) 運用 PFC^{3D} 模擬物理試驗

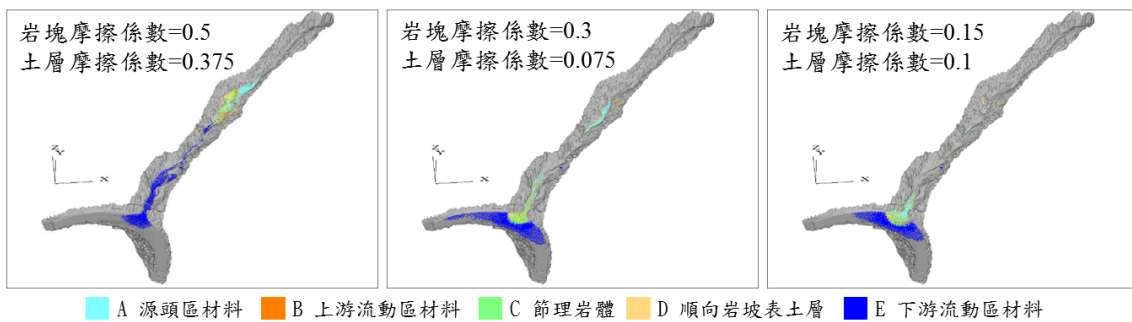


圖 2.18 翁正學 (2017) 運用 PFC^{3D} 模擬現地案例行為

而在材料模擬方面，除前述翁正學 (2017) 之研究以 PFC^{3D} 模擬覆蓋於節理岩塊上具有凝聚力之表土層，翁培軒 (2016) 則在探討平移斷層錯動引致凝聚性覆土地表變形之研究中，先以含水量 50% 的純高嶺土代表凝聚性覆土，置入 20 公分邊長之錯動砂盒中進行物理試驗，再利用 PFC^{3D} 來模擬、相互校核微觀參數。因此 PFC^{3D} 亦可模擬有凝聚力之材料，能運用於本研究擬探討之發生承載破壞的軟岩。

第三章 高陡逆向坡調查方法及成果



逆向坡破壞機制研究，首先必須克服調查困難之課題。由於沉積岩區的逆向坡往往而形成陡峭的崖面，人員無法輕易接近調查。另一方面逆向坡經常受差異侵蝕形成倒懸地形，在傳統的測量技術與地形圖表現方法上，均無法正確顯示倒懸之地形特徵。因此本研究首先運用近年來發展迅速之無人飛行載具 (UAV) 攝影測量技術，嘗試發展出應用點雲資料來判斷分析倒懸地形以及節理組之技術。

本研究選擇基隆市八斗子地區作為範例區，探討此技術之可行性。為整合起見，本章定義了崖面上的 X、Y、Z 軸如下，以利說明。

X 軸：崖面之走向。與 Y 軸構成水平面。

Y 軸：崖面之傾向 (dip direction)。與 X 軸構成水平面。

Z 軸：垂直地表方向。

3.1 案例位置及地質地形

八斗子地區位於基隆港東方約四公里，為略呈梯形向北突出之半島，南側原有東西向之狹窄水道與臺灣本島陸地分隔，日人為建北部發電所而將水道填海造陸後形成半島至今。八斗子半島出露之地層為大寮層，地層走向約呈東西方向，向南傾 10~20 度不等，形成了典型的單面山地形，並在半島北面海岸有發達的海蝕平台與崖高約 100 公尺之海蝕崖，該海蝕崖主要即由大寮層內之中段砂岩 (野柳砂岩段) 構成，現場調查可測得最厚之砂岩段層厚約達 30 公尺。八斗子半島地區區域地質圖詳圖 3.1 (修改自黃鑑水及劉桓吉，1988)。

大寮層中段砂岩為石灰質砂岩，層厚約 50 公尺，常造成明顯之同斜山脊。發生於 2013 年 8 月 31 日之北寧路落石事件，其落石源頭即為本段砂岩，事件發生位置即位於八斗子半島西側約一公里處。

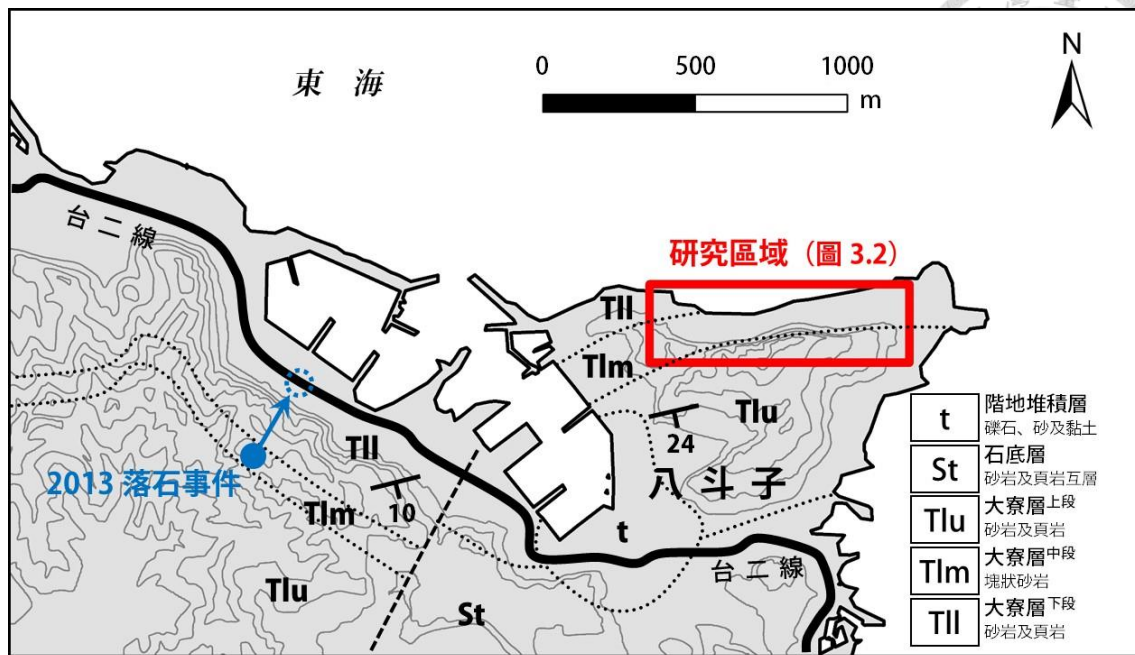


圖 3.1 八斗子地區區域地質圖

八斗子半島北面海岸有一處向內凹之海灣，稱為落嶺灣（臺灣省文獻委員會，1996），形成良好的海蝕平台與海蝕崖地形，露頭連續且節理清晰可辨，適合作為本研究發展調查方法之案例地點。

由於五萬分之一地質圖之尺度尚不足以作為本研究調查分析之用，因此自行於現地進行調查，製作落嶺灣及附近海岸之大比例尺地質圖，如圖 3.2。大比例尺地質圖底圖之都市計畫千分之一地形圖及正射影像，取自基隆市政府都市計畫書圖查詢 (https://upgis.klcc.gov.tw/kl_land/MapQuery/index.asp)。

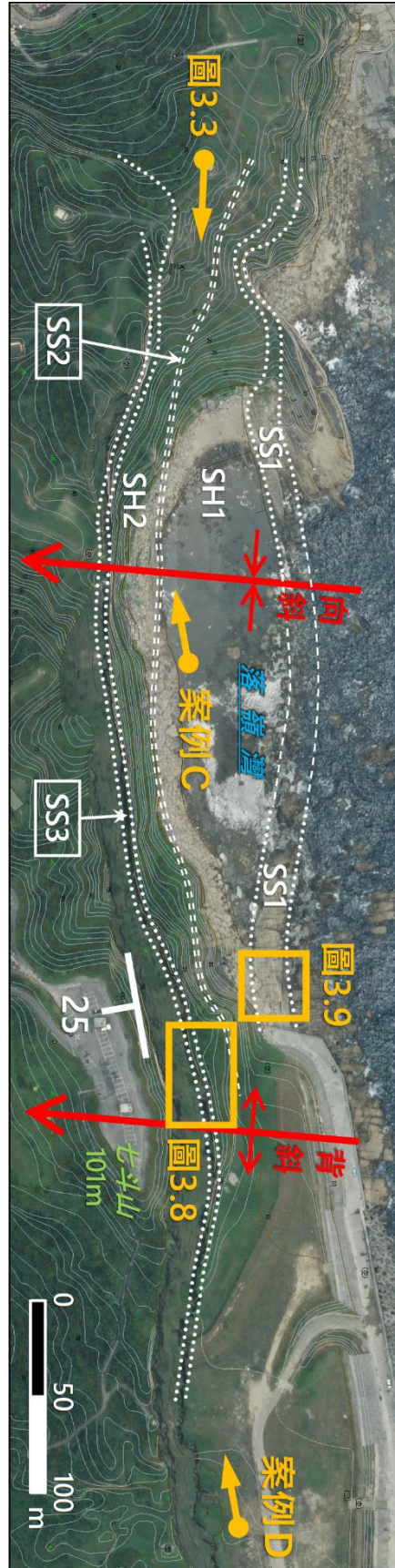


圖 3.2 現地調查大比例尺地質圖

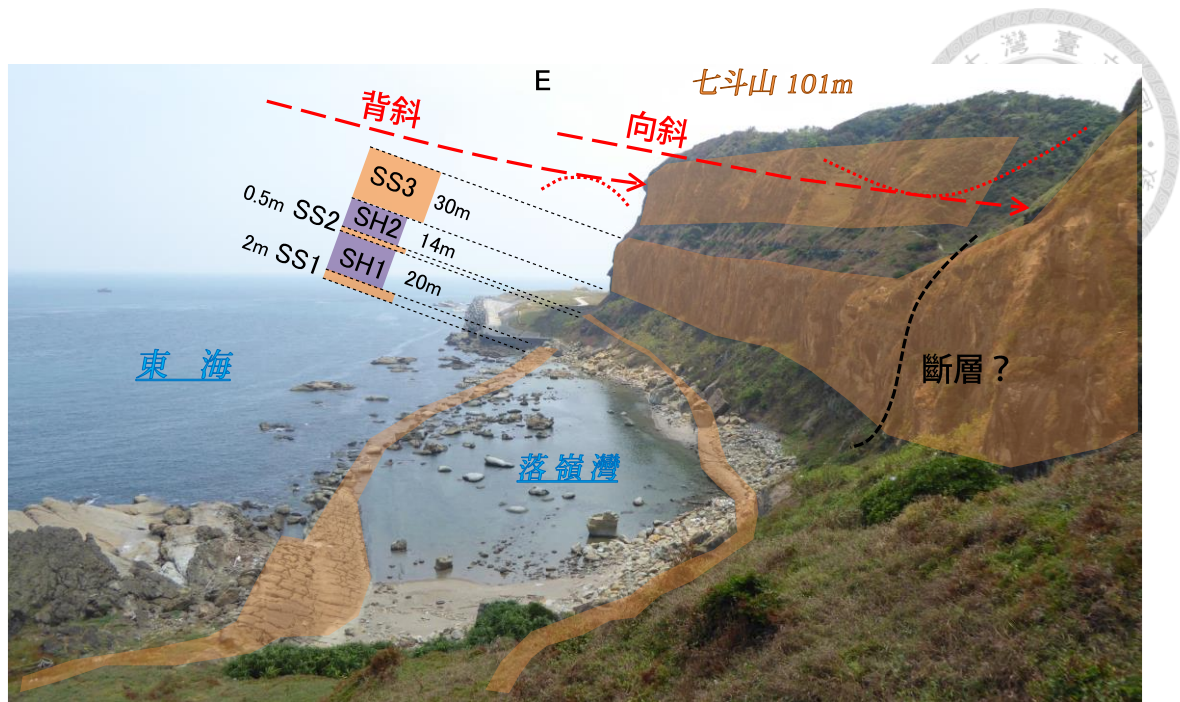


圖 3.3 調查區域全景及地層描繪

本研究經現地調查，將落嶺灣附近依照岩性分為五個地層單位，按層序由下而上分別為：SS1、SH1、SS2、SH2、SS3，其中 SS 代表砂岩、SH 代表頁岩，層厚分別約 2、20、0.5、14、30 公尺。又根據層面位態分布判斷，此處之地質構造有向斜、背斜各一，兩者之褶皺軸部分別約略通過落嶺灣、七斗山，其軸部走向均接近南北向，且向南傾沒。此區域地形主要即由砂岩、頁岩之差異侵蝕以及褶皺所控制，向斜、背斜分別形塑了內凹的落嶺灣以及較高聳的七斗山。其中向斜軸部可能已經略為形成破裂面，但未發現明顯的層位落差。

SS1 出露於落嶺灣兩側海蝕平台上，通過落嶺灣部分未出露於低潮位以上，但可由兩側地層對比而辨認之。SS2 層厚僅 0.5 公尺，夾於兩較厚之頁岩層 SH1、SH2 之間，多遭崩積層掩覆而僅有零星露頭，較完整出露位置為落嶺灣底，該處高程接近平均海水面。SS3 應屬野柳砂岩段之一部，為構成海蝕崖之最下部厚層砂岩，有多處顯著的倒懸地形。



3.2 以點雲資料做測線法判釋節理

本研究採用中興工程顧問社黃韋凱研究員產製並協助提供之點雲資料，航拍執行日期為 105 年 3 月 30 日。

飛航範圍四界，東至潮境公園原垃圾掩埋場；西至落嶺灣以西之緩坡；北至海岸線以北之海面；南至七斗山頂一〇一高地平台。最終可建立點雲之整體範圍包含圖 3.2 之全部區域，適合分析海蝕崖及海蝕平台之出露岩層。

本次航拍之地面控制點於現場以噴漆標註，共設置 8 處，再以 RTK 系統連接國土測繪中心之 e-GPS 以量測該控制點座標與高程。其中控制點平面座標採用 TWD97 座標系統，高程座標系統則採用正高系統，平面及高程座標誤差約為 0.8 cm 及 1.7 cm，配合航高約 50~150 公尺，最終產製之點雲解析度可達 4 cm，產製之點雲全貌如圖 3.4 所示。



圖 3.4 八斗子地區點雲模型



本節接著以八斗子之 SS3 地層為案例區，探討運用攝影測量判斷高陡坡面上節理特性之方法，其步驟如下：

1. 使用無人飛行載具 (UAV) 產製高精度點雲模型，如圖 3.5。
2. 在 CloudCompare 中，使用「Cross section」功能製作點雲「切片 (slice)」，並調整切片厚度至 25 公分，匯出包含原始點雲之切片圖形，如圖 3.6。
3. 將點雲切片轉至正射方向，以人工判斷節理走向，如圖 3.7。
4. 彙整判釋之節理資料。

為簡化問題，本研究先假設 SS3 塊狀厚層砂岩中的節理均為高角度節理，且與層面垂直。

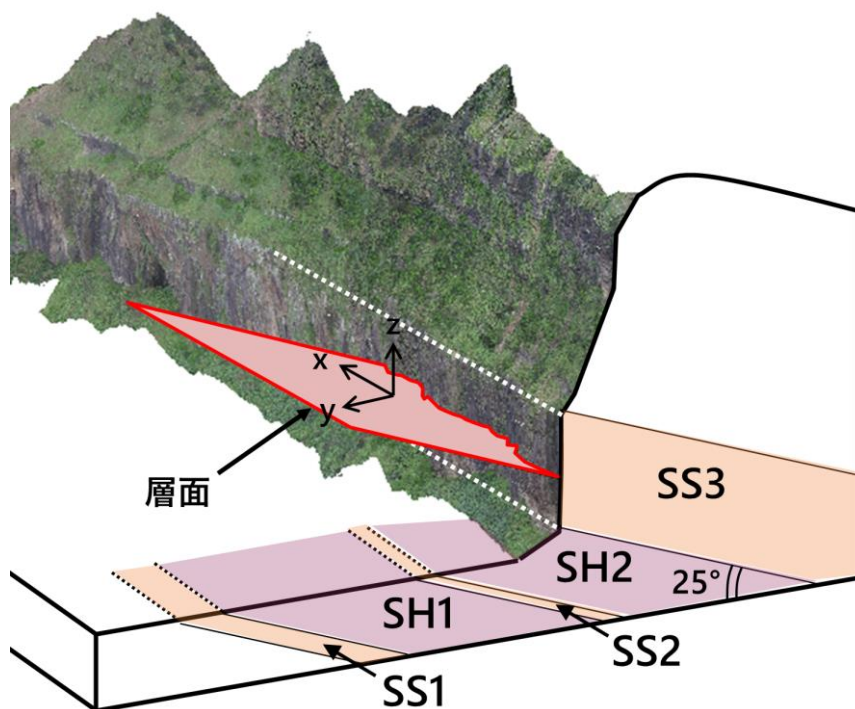


圖 3.5 產製之點雲模型 (局部示意圖)

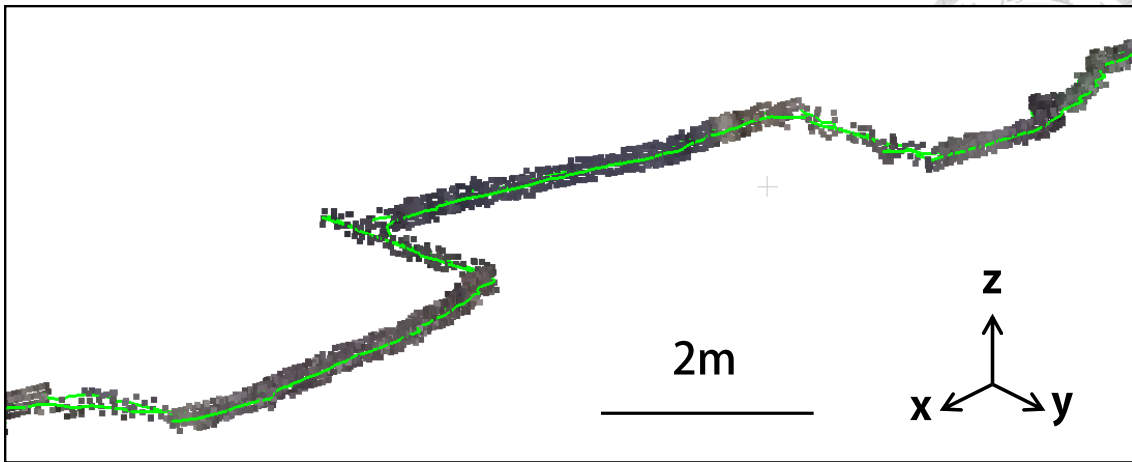


圖 3.6 匯出之點雲切片 (slice) 模型

由於點雲資料中需要完整的三維表面，才能在切片中觀察出節理面，因此無人機操作時必須朝向崖面拍攝。而節理判釋部分，目前初步採人工解讀，從點雲切片之 Z 方向觀察、紀錄較明顯的直線線段 (圖 3.7)。部分節理面因拍攝光線等問題而使點數較少 (如圖 3.7 之垂直線段)，但仍可由人工經驗判斷其可能為節理面。

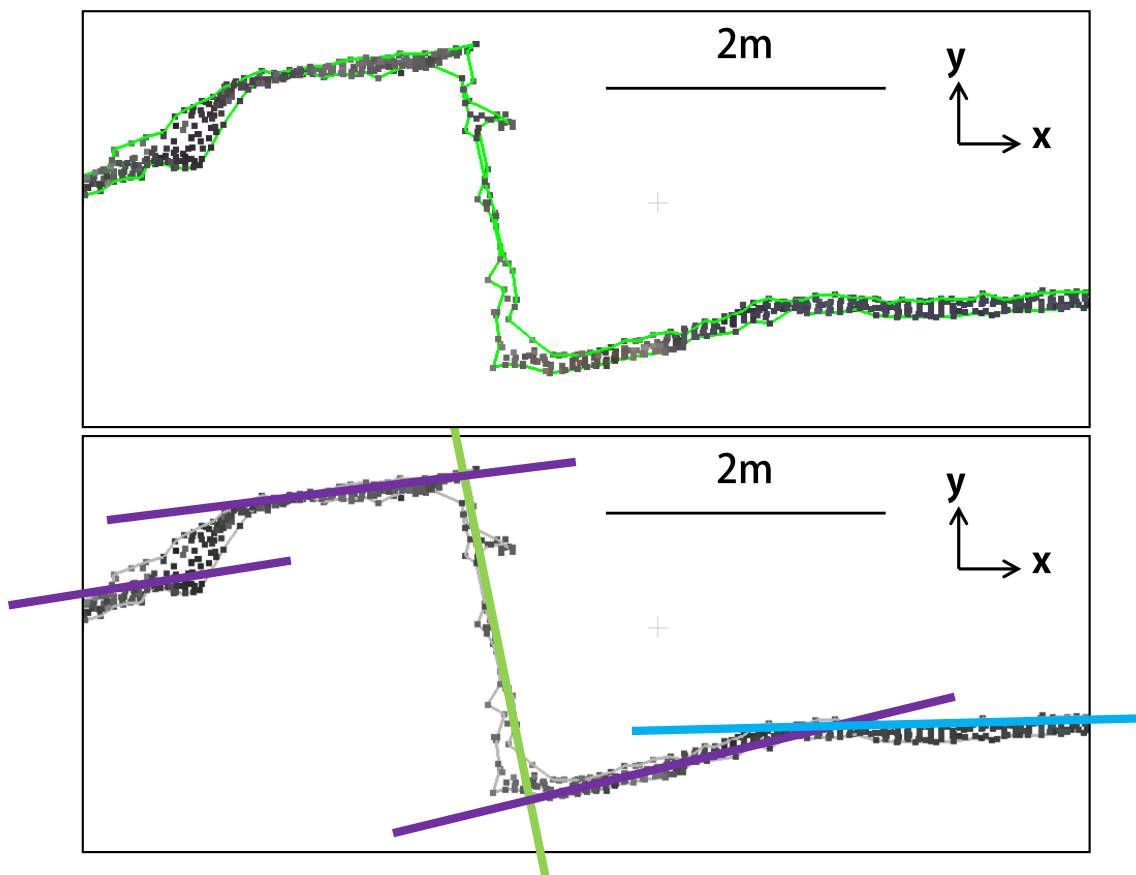


圖 3.7 點雲切片之正射方向判斷節理



本研究運用上述步驟，就 SS3 砂岩層做一條 80 公尺長測線，共計判釋出五組節理組，分別為 J1、J2、J3、J4、J5，呈現於圖 3.8，並將節理之走向、間距資料統計如表 3.1。

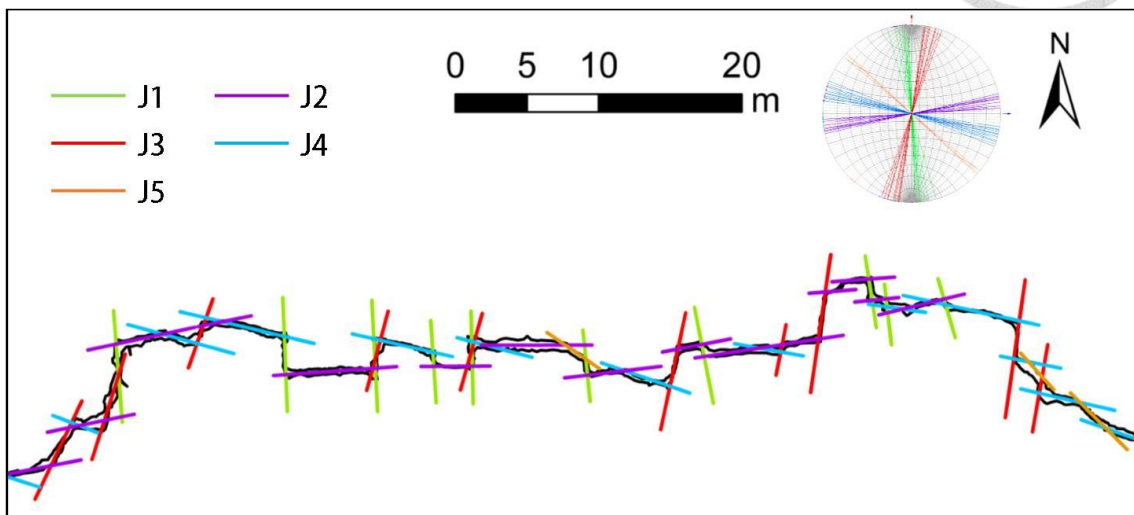


圖 3.8 八斗子 SS3 砂岩層之節理判釋成果

其中 SS3 有兩組明顯正交之節理 (J1 及 J2、J3 及 J4)，可能與此處位於七斗山附近之背斜軸部有關，造成此處節理密集，惟仍待後續更全面觀察方能理解節理分布與地質構造之關聯。

而除了上述的 SS3 砂岩層可用三維點雲資料進行節理分析，位於海蝕平台上之 SS1 砂岩層亦可運用三維點雲所產製的正射影像判釋出四組節理 (如圖 3.9 所示，亦分別命名為 J1、J2、J3、J4)，並搭配 Pahl (1981) 提出之測窗估計法得出節理延續性。測窗估計法之公式 (符號採用 Priest (1993) 之版本) 如下：

$$\mu_L = \frac{w \cdot h(1 - \theta_c + \theta_t)}{(w \cdot \cos \phi + h \cdot \sin \phi)(1 + \theta_c - \theta_t)}$$

其中 w 為測窗寬度； h 為測窗高度； ϕ 為節理方向與測窗高度方向之夾角。節理參數則定義為

$$\theta_c = \frac{n_c}{n} \quad ; \quad \theta_t = \frac{n_t}{n}$$

上述 n_c 為兩端皆在測窗內 (contained) 的節理數量； n_t 為兩端皆在測窗外

(transect) 的節理數量； n 為所有測窗內可見節理總數量（包含僅一端在測窗內之節理，dissect）。

統計所得 SS1 砂岩層中之節理平均走向、間距及延續性，並列於表 3.1 中。

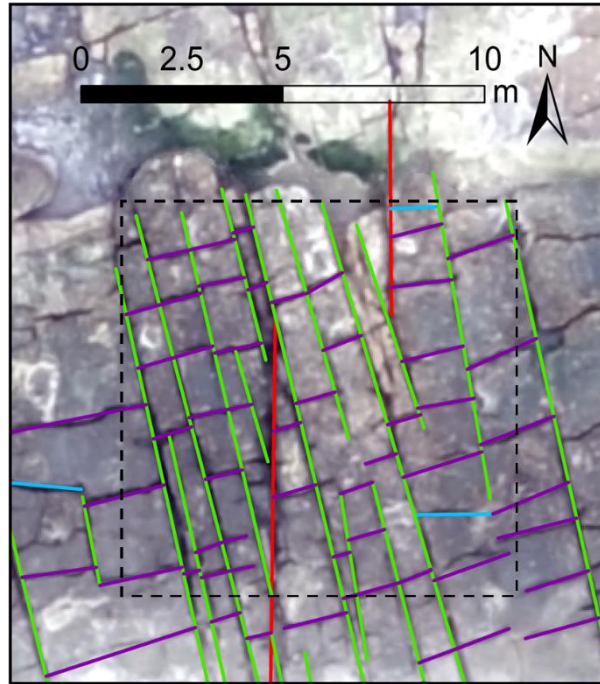


圖 3.9 八斗子 SS1 砂岩層之節理判釋成果

表 3.1 八斗子 SS3、SS1 砂岩層之節理判釋成果

位置	節理組	數量	走向 (°)		間距 (m)		平均延續性 (m)
			平均	標準差	平均	標準差	
SS3	J1	10	N5W	4.1	6.35	3.66	
	J2	13	N82E	2.9	1.67	0.89	
	J3	10	N14E	3.9	7.29	4.59	
	J4	13	N75W	4.0	1.88	1.23	
	J5	2	N47W	0.8	16.12	—	
SS1	J1	14	N12W	2.3	0.87	0.54	9.73
	J2	40	N70E	3.6	1.23	0.31	0.98
	J3	2	N1E	0.2	2.81	—	9.82
	J4	2	N89E	0.5	7.23	—	3.27

註：SS3 之 J5、SS1 之 J3 及 J4 因在觀察範圍中僅有兩道，無法計算標準差。



3.3 以立面地形圖判斷倒懸地形

在討論逆向坡破壞特性與機制時，由於岩性不同造成之差異侵蝕向來是評估落石等災害的關鍵，其中最為顯著的特徵即為倒懸地形。

傳統地形圖中對於等高線的表示方法，大多規定等高線不能相交，至多只能以數條等高線相切、重合表示幾近垂直的地形。這是由於傳統地形圖的原理是將整個地形投影到水平面，且假設地形不會有倒懸現象。即使是現代常用的數值地形模型（DTM）網格資料，也是依照同樣的原則製作，亦即任意的位置只能有一個高程值。若將倒懸地形同樣投影至水平面，在傳統地形圖的等高線法中會造成多條等高線相交，而DTM則會導致同一位置出現三個以上的高程值，即使勉強表示，也往往造成判讀上的困難，因此無論古今，在一般地形圖的測製過程中無可避免都忽略了倒懸地形。圖3.10為近百年前日人測繪的1/25000地形圖以及近代測繪的1/1000地形圖，對於八斗子北側斷崖皆不約而同捨棄等高線，改以斷崖圖例表示。



圖 3.10 傳統地形圖斷崖表示法

為了解決此問題，本研究嘗試將地形投影到垂直面，亦即將實際地形的 Y 軸作為地形圖的高程方向。在垂直面上投影的情況下，倒懸地形會呈現為外凸之山丘，因此可以清楚顯示倒懸地形的位置與大小，並可進一步估算其量體，如圖 3.11。本研究選定前述八斗子地區之海蝕崖為對象，其流程如下：

1. 首先使用 UAV 進行攝影測量作業，其過程中必須包含朝向崖面拍攝之影像，否則僅有正射影像仍無法建立倒懸地形的內凹部分。
2. 利用三維建模軟體 Pix4D 等，建立三維點雲模型。
3. 將三維點雲模型利用 CloudCompare 軟體沿實際地形 X 軸旋轉 90 度，使原 Y 軸指向 Z 軸。
4. 旋轉後的三維點雲模型轉為 DTM，即可產製如圖 3.12 之立面地形圖。

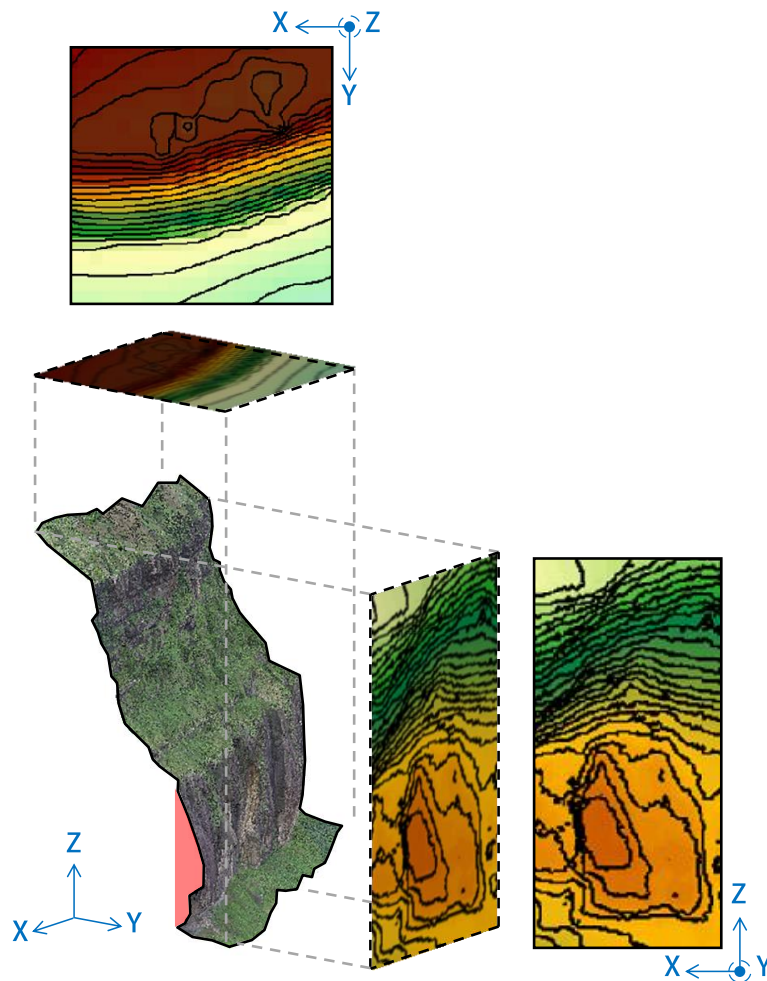


圖 3.11 立面地形圖與傳統地形圖示意圖

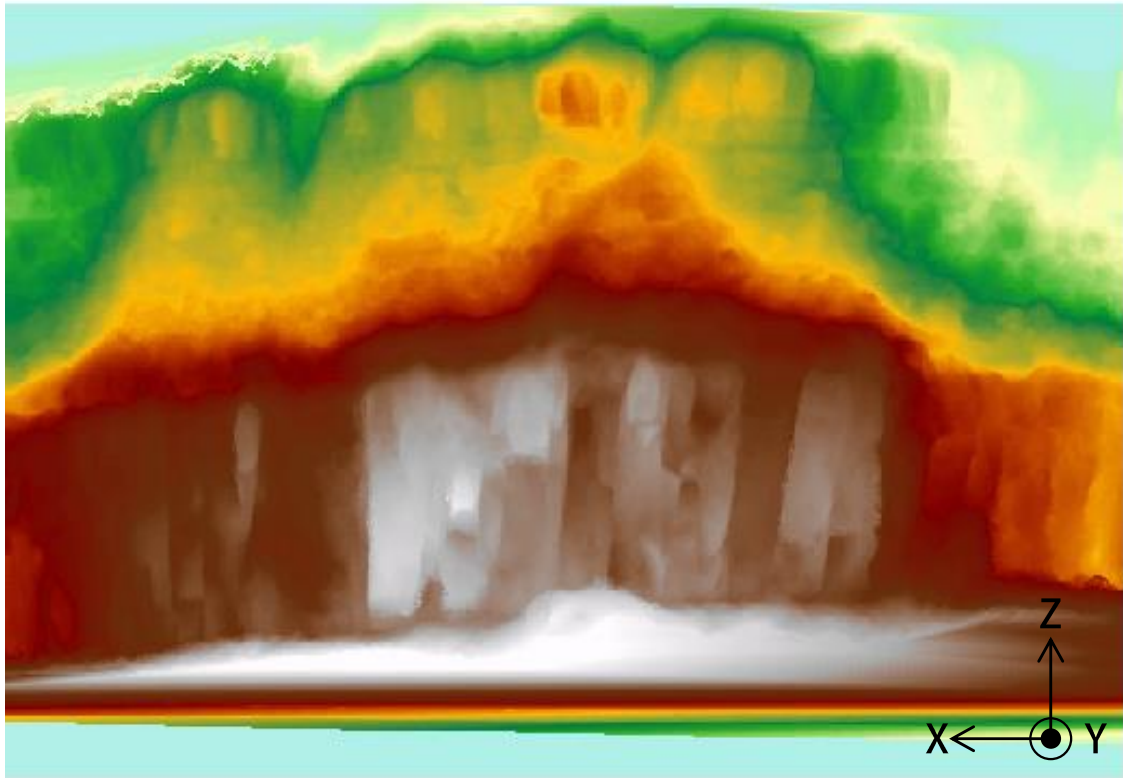


圖 3.12 八斗子海蝕崖產製之立面地形圖

產製圖 3.12 之立面地形圖後，已可清楚呈現海蝕崖立面上的起伏形貌，然而若要進一步分析倒懸地形之範圍及量體，尚須以立面地形資料加以計算。倒懸地形之計算分為兩階段，首先要先確定倒懸之範圍，其次為算出倒懸量體體積，詳細步驟如下：

1. 匯出原始 DTM 資料至 Excel 表格內，此時網格橫座標為 X，縱座標為 Z，網格資料為 Y。
2. 參考圖 3.13，針對每個固定 X 座標的剖面（亦即 Excel 中的每個縱欄），由坡趾開始向上逐網格檢視 Y 值大小。
3. 在正常無倒懸之地形面，隨著 Z 值上升時 Y 值應逐漸減小，若遇到 Y 值不減反升，即代表地形開始倒懸，如圖 3.13 之 A 點所示，此時之 Y 值記錄為「基準值」。
4. 沿 Z 值上升過程中，仍持續逐格檢視網格之 Y 值。若 Y 值大於基準值，表示仍在倒懸範圍內，此時同時將 Y 值減去基準值，即可得該點之倒懸



外凸高，並另存倒懸外凸高數值。

5. 若 Y 值小於基準值，表示倒懸範圍已經結束，如圖 3.13 之 B 點所示。
6. 重複步驟 3~5，繼續沿 Z 值上升方向檢視 Y 值大小，直到海蝕崖地形面結束。
7. 將倒懸區域、倒懸外凸高之資料匯入、套疊原立面地形圖 DTM，即可圈出倒懸區域並利用倒懸外凸高以積分方法得倒懸總體積。

上述資料在 Excel 中之處理，係利用本研究自行撰寫之 Excel VBA 巨集批次處理。Excel VBA 原始程式碼參見附錄 B.1。

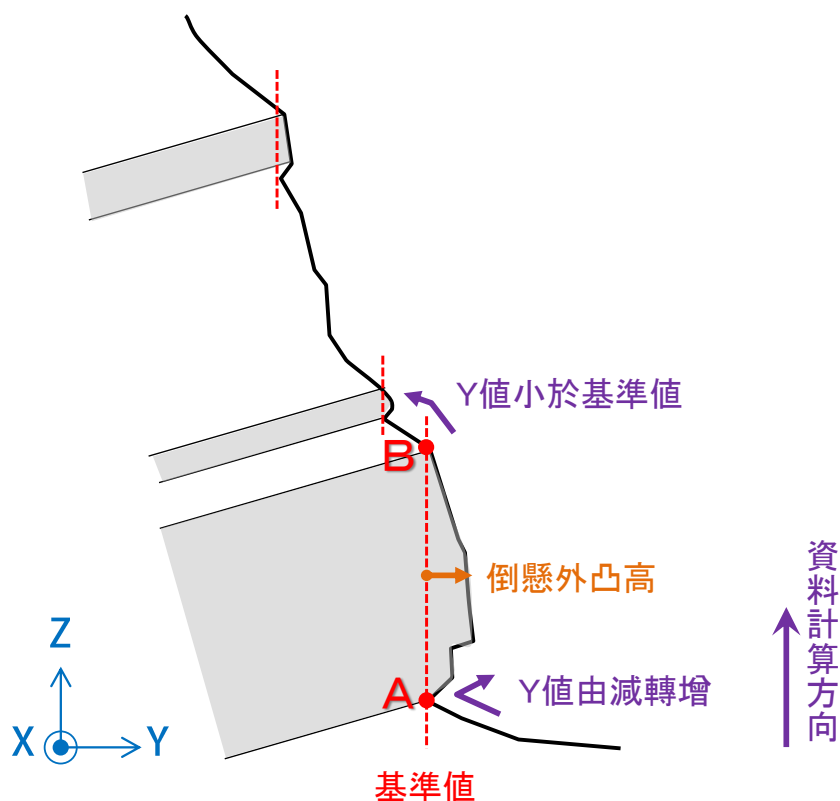


圖 3.13 倒懸範圍判斷方法

前述方法在計算倒懸塊體之範圍或體積時，僅依照地形學邏輯，以垂直方向來定義何謂倒懸計算，其結果未必符合實際潛在的最大落石塊體體積。以八斗子案例而言，透過現場調查與三維點雲資料分析，可發現厚層砂岩塊體中有發達的節理組，表示倒懸塊體後方發展之裂隙將受控於節理組。因此若以評估落石之工程角度觀



之，計算倒懸塊體時，應以節理組的平均傾角 80° 作為基準面，而非垂直面，其差異如圖 3.14 所示，圖中紅線為垂直面，藍線為節理面。

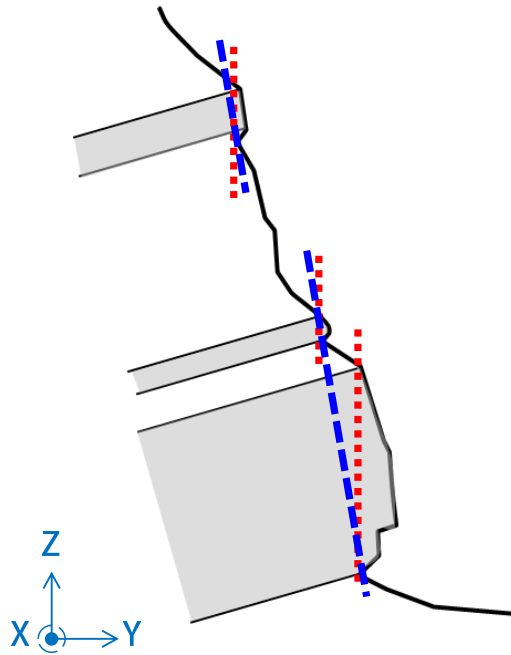


圖 3.14 倒懸之不同計算定義

重新以節理面來定義倒懸塊體之成果如圖 3.15，圖中紅線所圈範圍為依據原本之垂直面定義計算所得，而藍線所圈範圍為根據平均傾角 80° 作為基準面修正後，計算得到之倒懸範圍。觀察圖中兩者分布差異可發現，以節理面計算所得之範圍均較垂直面之範圍更大，且無論倒懸塊體之底部或頂部均可見此現象，惟頂部範圍擴大較為明顯。此係因倒懸計算之基準起點 A 點，在不同定義下位置變化有限，而倒懸迄點 B 點之位置則會明顯受到節理面傾角影響，後退較多且高程增加。

實際以圖 3.15 中範圍及量體較大之兩塊倒懸塊體分析，其剖面位置及剖面圖參見圖 3.15 及圖 3.16，分別命名為 A-A' 及 B-B' 剖面。同樣的地形面在不同倒懸定義之下，分別以垂直面及節理面計算之倒懸塊體面積及體積差異如表 3.2 所示，在體積部分最大可見逾 2 倍之差，對於工程設計而言已是無法忽略的誤差，顯見配合調查節理組等不連續面的位態，以正確評估倒懸塊體位置及量體是極為重要的。

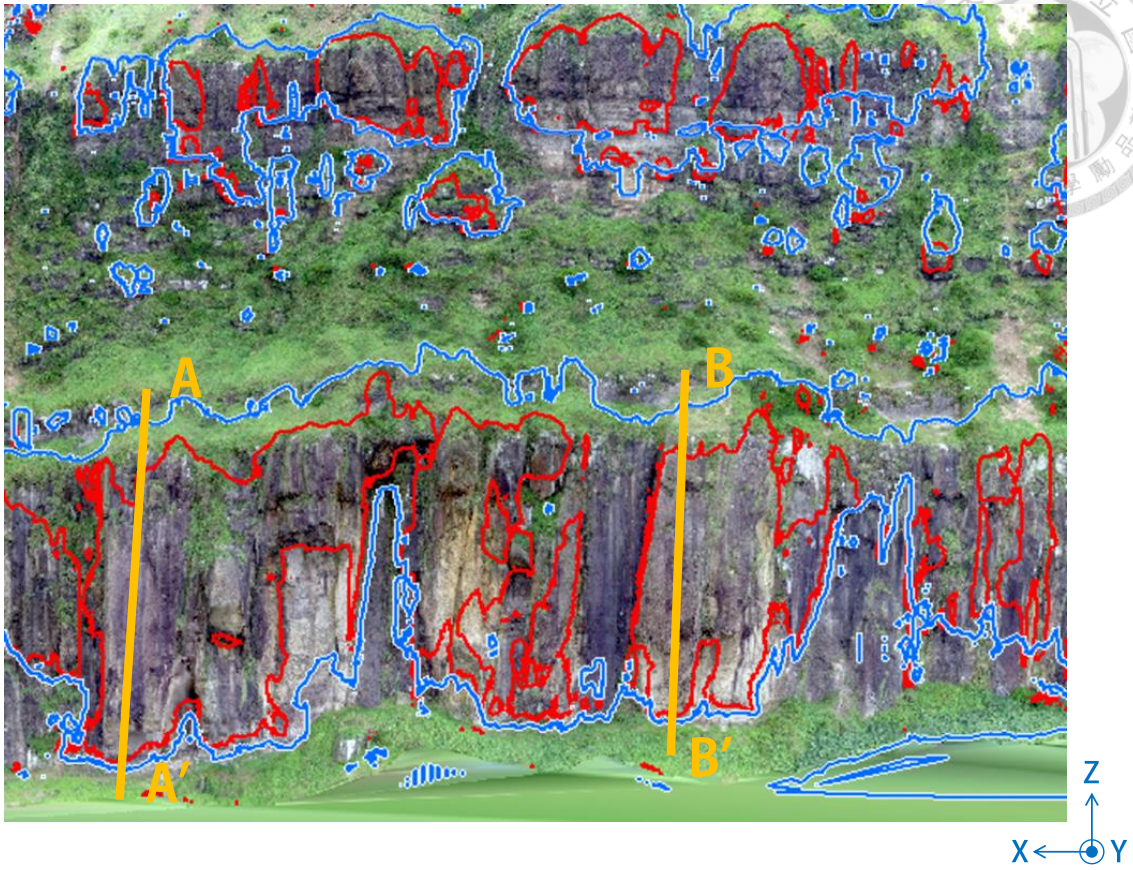
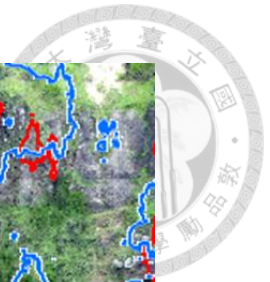


圖 3.15 分別以垂直面及節理面定義之倒懸範圍

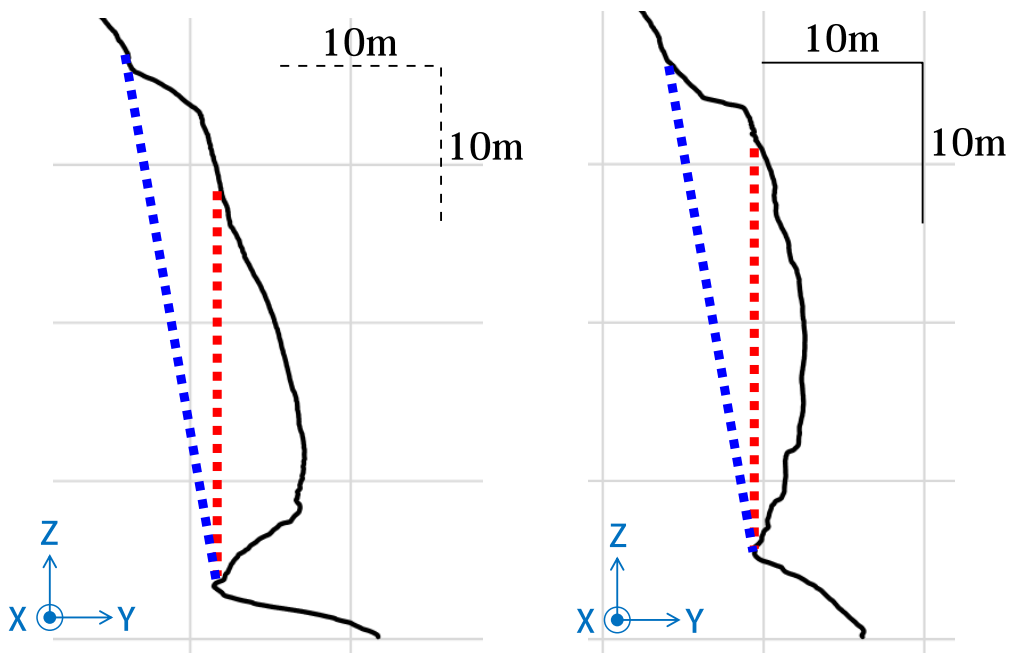


圖 3.16 A-A'及 B-B'剖面按不同定義計算示意圖

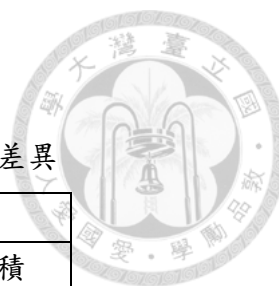


表 3.2 沿垂直面或沿節理面計算倒懸塊體大小之差異

計算定義	A-A'剖面		B-B'剖面	
	面積 (m ²)	體積 (m ³)	面積 (m ²)	體積 (m ³)
沿垂直向	196.9	622.8	167.4	308.0
沿節理面	287.9	1305.1	190.0	744.7

第四章 逆向坡軟硬岩層形成之承载力破壞



逆向坡在過去的普遍認知中，大多認為可能發生的災害類型為落石以及傾覆破壞，工程設施亦主要僅針對此兩種破壞類型作設計。然而本研究於東北角海岸地區發現數個逆向坡承載破壞之案例，分別位於東北角海岸之萊萊、八斗子地區，茲分述如後。

4.1 萊萊案例

4.1.1 位置及地質地形

萊萊地區之行政區劃屬新北市貢寮區，位於三貂角西南方約兩公里，為雪山山脈主稜南側緊鄰太平洋之沿海地區，具有發達的海蝕平台地形，並以優良磯釣場所而聞名。萊萊地區在區域地質上位於鶯仔瀨向斜南翼，出露地層為雪山山脈帶之大桶山層，岩性以硬頁岩為主，間夾薄層灰色泥質砂岩或粉砂岩。大桶山層在本區域為構成雪山山脈主稜南側之地層，區域地層走向約為北偏東 60 度，向北傾 10~20 度不等，出露於三貂角至大溪漁港間綿延十餘公里之海岸線，形成許多逆向坡與斜交坡地形，亦可由航照中辨認出明顯的地層，詳圖 4.1（修改自黃鑑水及劉桓吉，1988；黃鑑水及何信昌，1989）之五萬分之一地質圖。

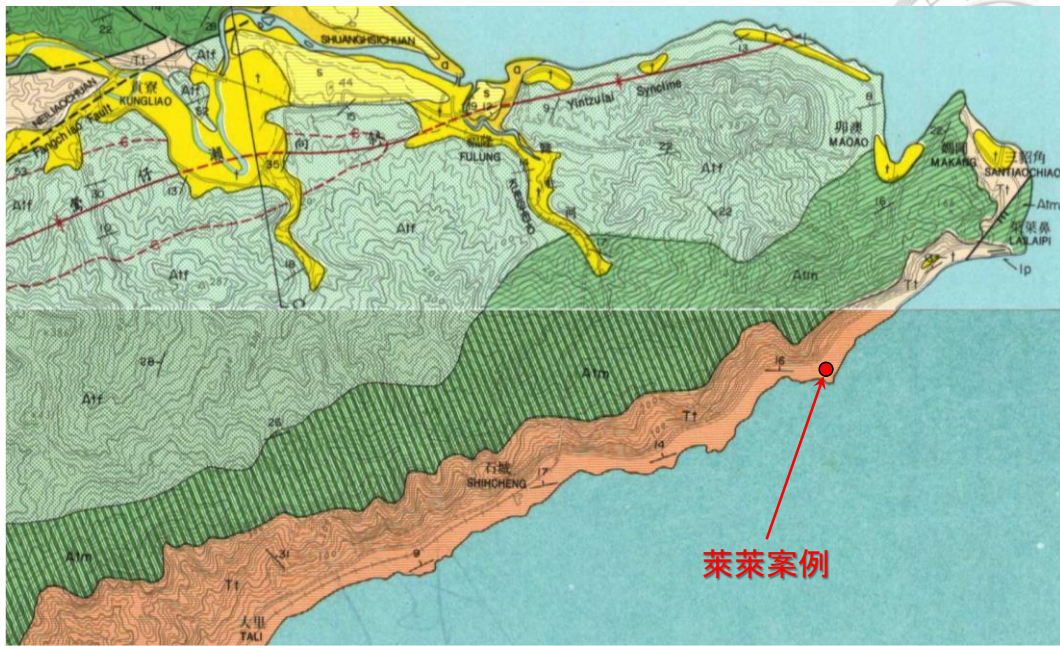


圖 4.1 萊萊案例區域地質圖

萊萊案例坐落於海蝕平台上，其經緯度座標為 E 121.98300，N 24.99232；TWD97 座標為 X 349233，Y 2765287。出露地層屬大桶山層，現地可概略分為兩種岩性，分別為上部約 3 公尺厚之砂岩層以及下部出露 1 公尺厚之硬頁岩層。現地量得之地層走向為北偏西 57 度，向北傾 20 度。

4.1.2 承載破壞案例

本研究於萊萊地區之海蝕平台發現兩處逆向坡承載破壞之案例，分別命名為案例 A、案例 B，其全景俯瞰圖參見圖 4.2。

1. 案例 A：因硬頁岩、砂岩之差異侵蝕，致使位於上部之砂岩層形成倒懸塊體，該塊體受節理切割而與後方砂岩層分離，並已下壓於下方硬頁岩中，產生約 3.5 公分之沉陷。
2. 案例 B：上方之砂岩塊體已經滑落至海蝕平台上，下方的硬頁岩中殘留有弧形之滑動面。

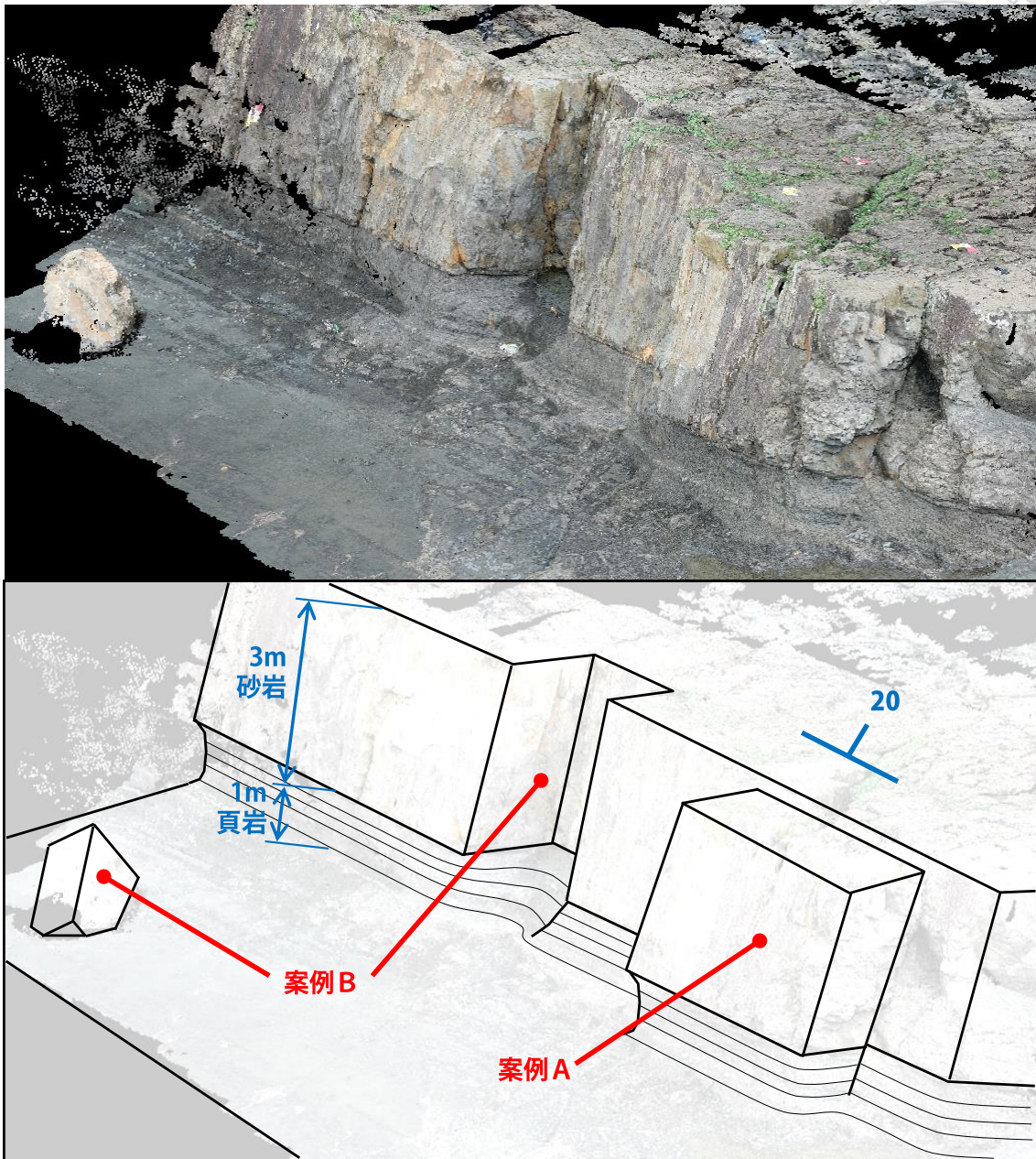


圖 4.2 萊萊案例俯瞰圖及其描繪

在案例 A 中，上方外凸之砂岩塊體，雖已呈現倒懸狀態，但並未向前旋轉而發展出落石或傾覆破壞，而是沿著後方貫穿整個岩層之節理發展滑動，擠壓下部岩層。而案例 B 之破壞雖已發生，但由下方硬頁岩中之弧形滑動面，可知當時發生的破壞形式為弧形滑動承載破壞，落石或傾覆破壞均難以形成類似的弧形面。

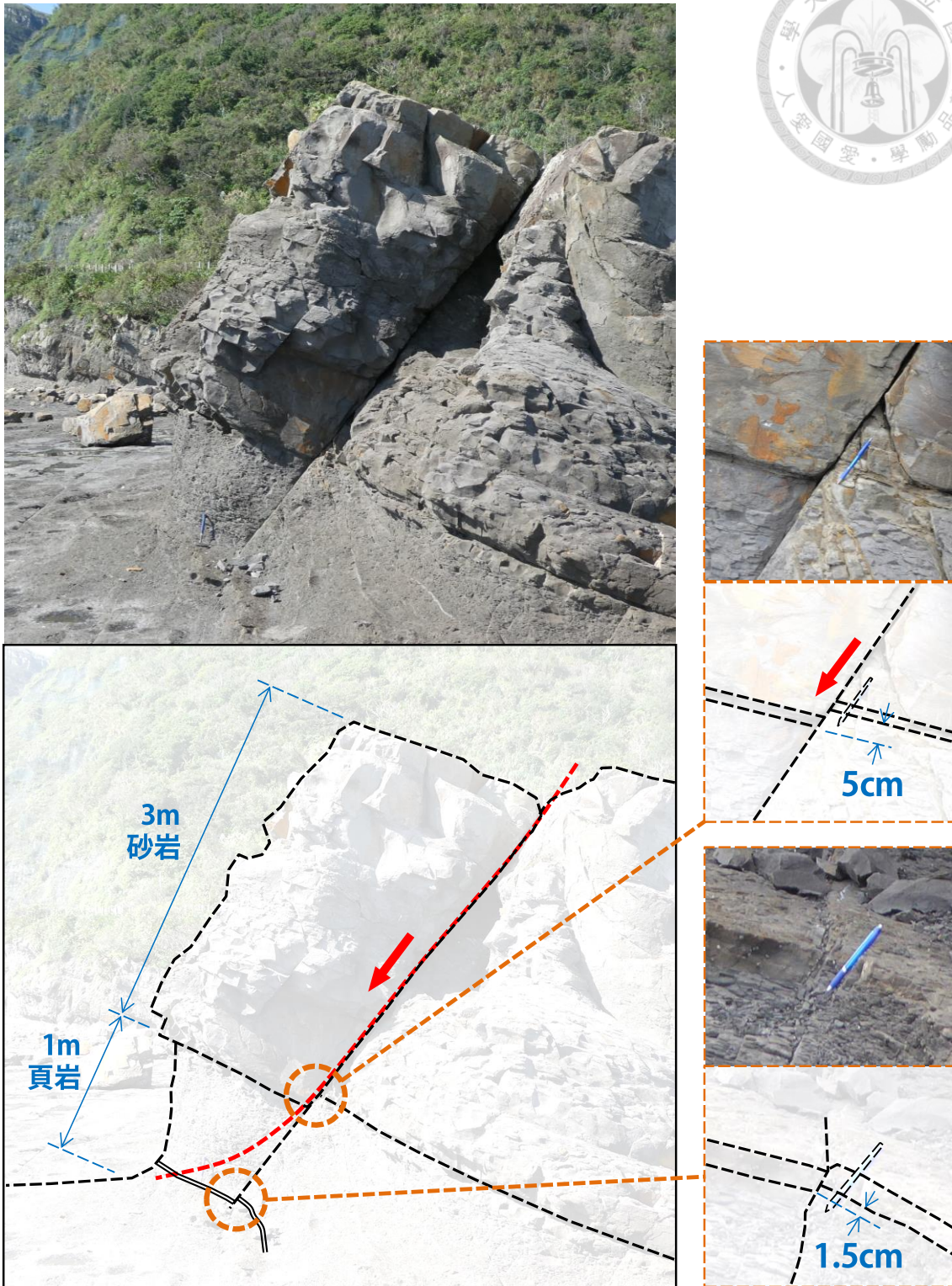


圖 4.3 萊萊案例 A 及描繪圖

萊萊案例 A 因為有貫穿至硬頁岩中之裂隙，因此判斷沉陷量需考慮裂隙是否有相對錯動發生，必須觀察多個指準層才能確定。案例 A 除了在砂岩與硬頁岩交

界處可作為指準層，坡趾附近之硬頁岩中亦夾有一層薄層砂岩，恰可做為檢核錯動量之用。

現地觀察成果繪製於圖 4.3，其中在砂岩與硬頁岩交界處觀察到錯移 5 公分，而坡趾附近薄層砂岩之錯移量則僅有 1.5 公分。考慮到坡趾附近薄層砂岩較可能受到上部加載的影響，因此推測 1.5 公分為裂隙本身在褶皺發育過程中，受大地應力造成之錯移量。再將砂岩與硬頁岩交界處觀察到之錯移量減去 1.5 公分，可初步推算案例 A 的砂岩塊體已經下壓沉陷約 3.5 公分。

4.1.3 硬頁岩中的節理

在現地觀察過程中，發現普遍存在菜菜案例區的現象之一是硬頁岩中發達的節理組。此處所謂硬頁岩中之節理，並非構成鉛筆狀構造之小尺度節理，而是有數公尺以上良好延續性之節理。

除了前述案例 A 中可明顯觀察到之節理，案例 B 之殘餘硬頁岩中也有發達的節理存在，如圖 4.4。這些節理面上往往都有鏽染現象，顯示此節理早已成為水流通道，可能造成硬頁岩之弱化。



圖 4.4 硬頁岩中的節理及鏽染情形



4.2 八斗子案例

八斗子地區為第三章的研究區域，在調查過程中也發現承載破壞之案例，茲敘述如後。本案例地點之環境背景說明已於 3.1 節中介紹，此處不再贅述。

4.2.1 承載破壞案例

在八斗子地區發現之承載破壞案例計有兩處，分別命名為案例 C、案例 D。

1. 案例 C：發生於 SS2 及 SH1 之間，見圖 4.5。由於向斜軸的影響，此處 SS2 相當接近海平面，造成 SS2 下方之 SH1 有明顯的差異侵蝕，且 SH1 受海水浸潤弱化，進而促使 SS2 下壓引發 SH1 內承載破壞的發生。海面上亦有兩塊疑似先前因承載破壞而滑落停留在海灘上之砂岩塊體。

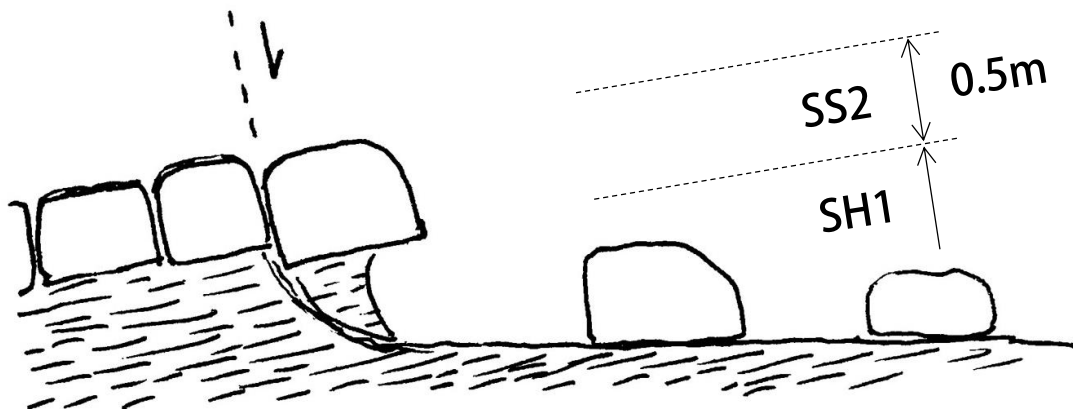
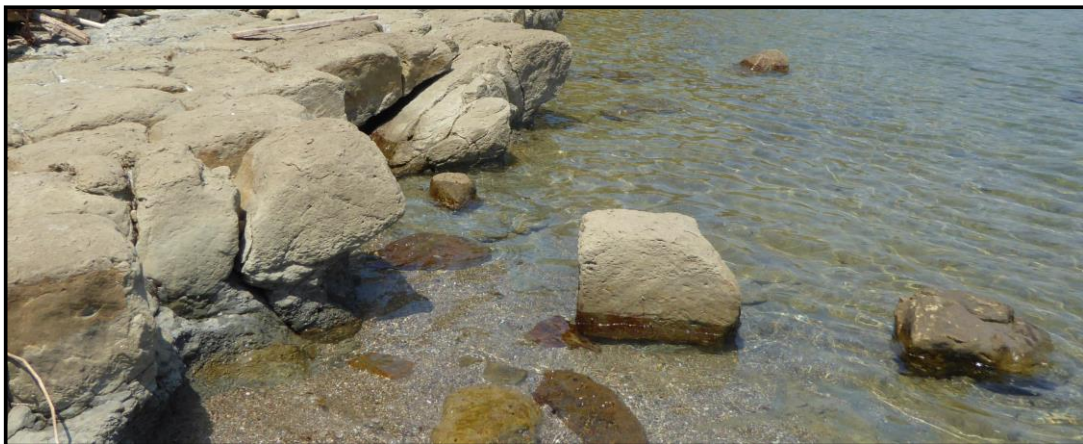


圖 4.5 案例 C 示意圖

2. 案例 D：位於 SS3 及 SH2 之間，見圖 4.6。本案例由於地表植被覆蓋較多不易確認，但由過去照片中研判有向後翻轉的趨勢，可能亦為承載破壞。

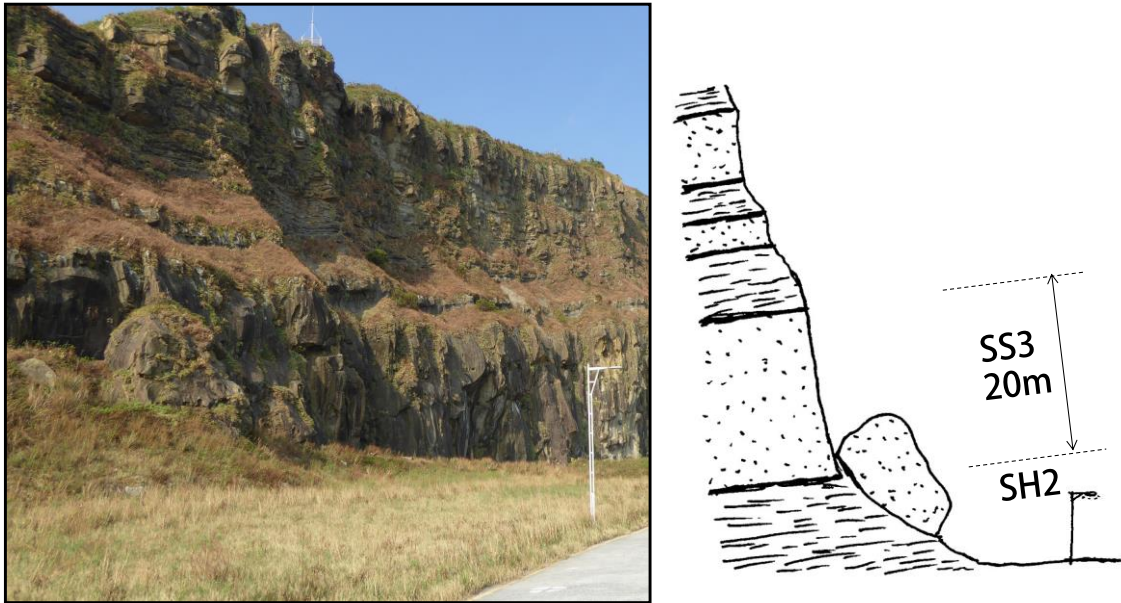


圖 4.6 案例 D 示意圖

案例 C、D 之位置，標示於圖 3.2。

4.2.2 頁岩中的節理

與萊萊地區相同，在八斗子地區也發現頁岩中有節理組存在。其中間距尺度較小者，可能是由砂岩中的節理延伸發展而形成，如圖 4.7。

此外在較厚的頁岩（如 SH2）中也存在延續性達數公尺以上的節理組，然而其間距亦可達數公尺以上，因此除非有大範圍連續的良好露頭，否則在現地調查時並不易發現。現地可觀察到有植物沿此種節理裂隙生長的現象，並且在裂隙兩側可形成鏽染帶，顯示此種頁岩中的節理已經成為岩體中水的通道，如圖 4.8。



圖 4.7 砂岩之節理延伸至頁岩中



圖 4.8 頁岩中節理之生長植物及鏽染現象



4.3 現地調查成果及現象分析

根據在萊萊地區、八斗子地區現場調查成果，並配合 2.3 節蒐集到國內過去兩起案例之破壞特性，本研究初步認為，逆向坡若要發展出弧形滑動之承載破壞，需要以下幾種條件配合：

1. 軟硬岩層交錯：上部為較硬岩層，下部為較弱岩層。亦可稱為蓋岩構造 (cap rock structure)。
2. 下部軟岩需達一定厚度：因承載破壞之弧形滑動面需要一定厚度以上才能發展，因此下部軟岩層厚與上部硬岩塊體之邊長需達一定的比例之上。例如厚砂岩層中的薄層夾泥層，就不易發生弧形滑動之承載破壞。
3. 上部硬岩需具有發達節理組：切割硬岩形成個別塊體之節理組亦為重要因子，第一塊滑動的塊體因緊貼後方節理組，因此較不易產生旋轉，而是沿著節理面向下滑動，促進弧形滑動的發生。
4. 差異侵蝕的程度：下部軟岩受差異侵蝕後，因支撐面積減少、加載應力提高而有助於發展承載破壞，但也會促使上部硬岩成為倒懸塊體，因此在發展出弧形滑動之承載破壞前，上部硬岩之倒懸塊體不能外凸至自身發生傾覆或掉落。
5. 軟岩中也會存在節理裂隙，可促進軟岩的弱化，誘發承載破壞，或形成軟岩中的弧形滑動邊界。

圖 4.9 為依據現地調查成果與現象分析後，綜合前述各項而初步推論之逆向坡弧形滑動承載破壞模式圖。

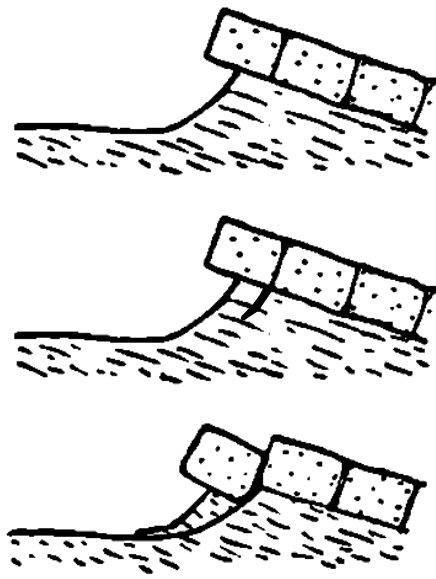


圖 4.9 逆向坡弧形滑動承載破壞之可能模式示意圖



4.4 小結

1. 符合以下條件的逆向坡，有可能出現因上部岩層加載引起下部岩層發生弧形滑動之承載破壞：(1)軟硬岩層交錯：上部為較硬岩層，下部為較弱岩層；(2)下部軟岩需達一定厚度；(3)上部硬岩需具有發達節理組。
2. 傳統認知中認為頁岩中沒有節理，但現地調查顯示頁岩中仍有節理存在，且可能成為水通道促進軟岩弱化、誘發弧形滑動之承載破壞，或是構成破壞邊界。



第五章 物理模型砂箱試驗

由於目前在現地觀察到的現象，僅有破壞的初始狀態（萊萊案例 A、八斗子案例）與最終狀態（萊萊案例 B、八斗子案例），對於此種破壞的運動過程尚無充分資料可供驗證。因此為了釐清逆向坡上的承載破壞現象，本研究首先根據萊萊案例 A，製作一組縮尺砂箱試驗，以下將介紹試驗材料及方法。

5.1 試驗儀器及模型配置

物理試驗儀器採用黃紹宸（2015）設計之「滲流傾斜儀」作為基礎，於其面板上再加設一組本研究設計之壓克力製砂箱進行試驗，其設計圖詳見圖 5.1。砂箱內部之長、寬、高分別為 60、30、30 公分，並由邊緣延伸四支基腳以勾住滲流傾斜儀之底板。其中一側短邊設置 2x8 公分之開口，供清理或排水之用。

原滲流傾斜儀由傾斜儀和定水頭供水塔組成，為具有壓克力板與三道出水口之設備套組。而本研究僅使用該滲流傾斜儀之調整角度功能，以利在填充試體過程中調整角度，並模擬不同傾角之逆向坡。

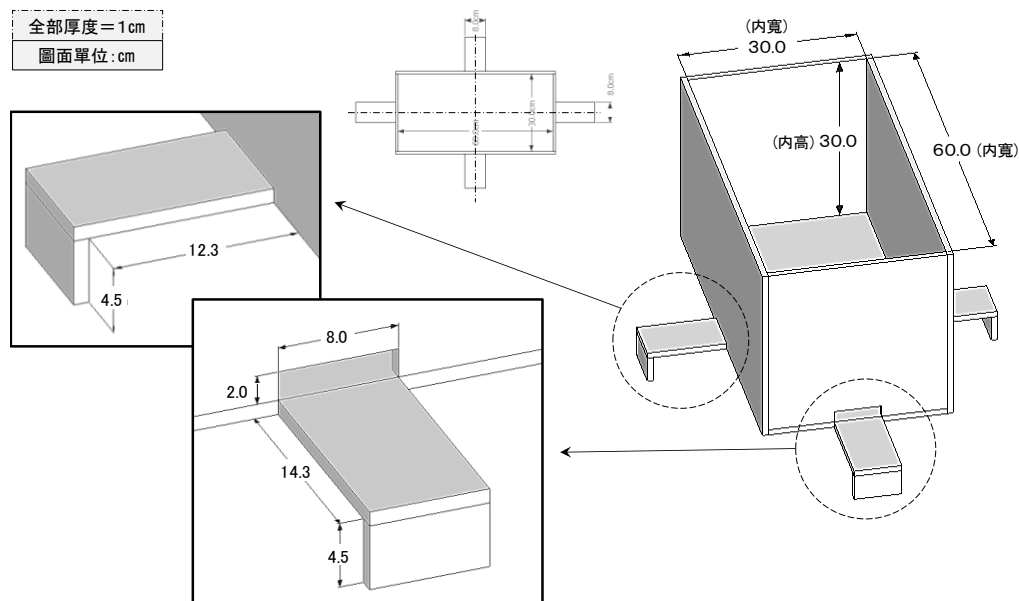


圖 5.1 物理試驗砂箱設計圖



5.2 物理試驗材料及方法

在縮尺砂箱試驗中，使用石英砂與高嶺土混合以模擬下部較弱的軟岩（頁岩或硬頁岩），而以研磨石塊體作為上部受節理切割的硬岩（砂岩）塊體。圖 5.2 為試驗材料放置於壓克力製砂箱內之情形，下部軟岩層及上部硬岩層在砂箱試驗箱中之出露層厚分別為 7 公分及 5.5 公分，模擬之地層傾角為 15 度。圖中砂岩層之缺口處為放置黑色模擬砂岩塊體之用。

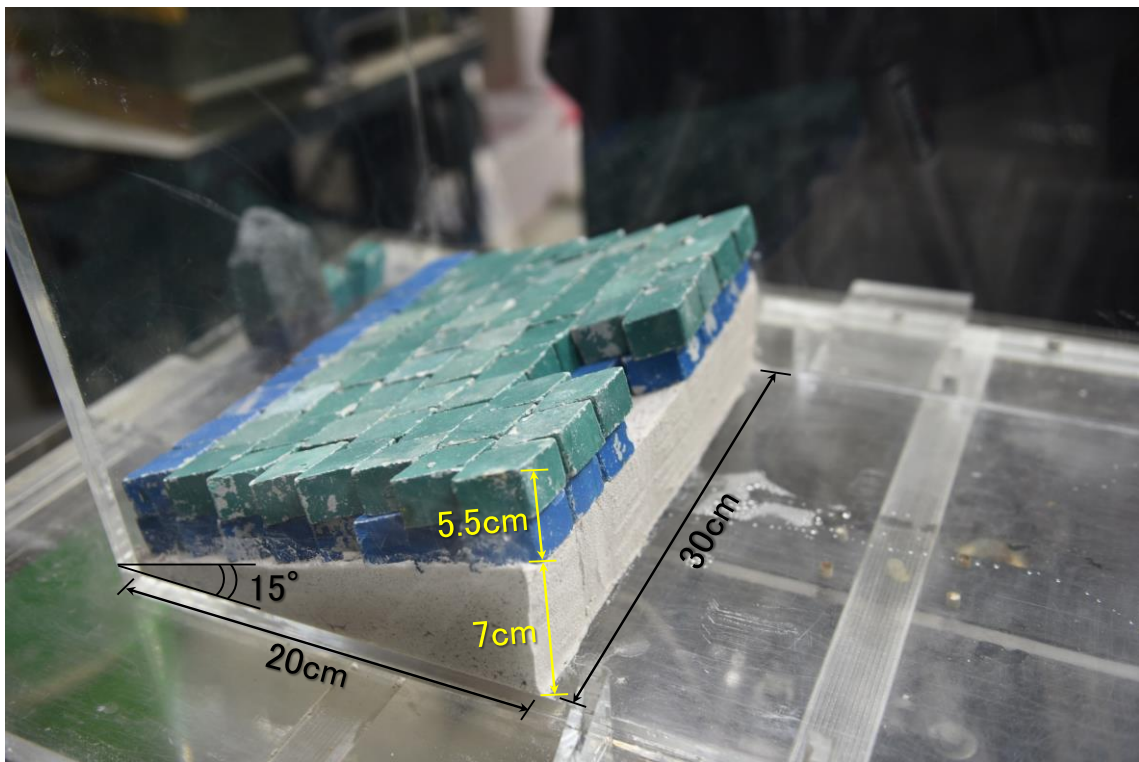


圖 5.2 砂箱試驗圖

其中模擬上部硬岩層之研磨石為邊長 3 公分之菱形塊體（圖 5.3），惟其平面形狀並非本研究關心之重點，採用研磨石模擬硬岩層之主要目的僅為製造垂直於層面且切割岩層之節理組。另選擇一塊黑色塊體（底面長 6 公分、底面寬 4 公分、高 9 公分）做為模擬加載後發生承載破壞之滑動塊體，並有倒懸外凸量。試驗方式為直接於黑色塊體上施加垂直方向的額外載重，觀察下部的弱岩層中是否有承載破壞的現象。

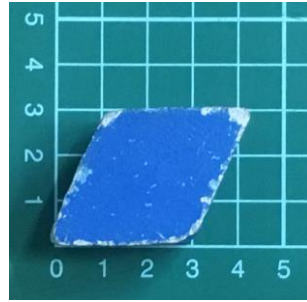


圖 5.3 研磨石塊體尺寸

在現地案例中，下部軟岩多為原有或弱化後具有凝聚力之材料，如頁岩、硬頁岩等。因此在砂箱試驗中選擇高嶺土做為模擬軟岩之材料。然而純高嶺土過黏且缺乏自立性，不僅操作不易，也難以模擬較陡峭的逆向坡面。因此本研究在高嶺土中混入石英砂，以提高材料自立性。

高嶺土與石英砂之配比，參考洪如江等人（1978）對於砂土、黏土之複合土研究顯示，當黏土佔 30% 以上時，其顆粒間由基質接觸，因此力學性質由填充基質之黏土主控。本研究因此決定模擬軟岩之試驗材料採用 30% 高嶺土與 70% 石英砂混合而成，重量含水量 20%。



圖 5.4 石英砂及高嶺土之原料（左）及拌合情形（右）



5.3 定性試驗結果

物理砂箱試驗結果顯示，砂岩塊體發生承載破壞後可能出現兩種破壞形式，本研究分別命名為第 I 型（滑動，sliding）破壞與第 II 型（傾覆，toppling）破壞，如圖 5.5 所示。兩種形式之試驗情形及破壞過程分述如後。

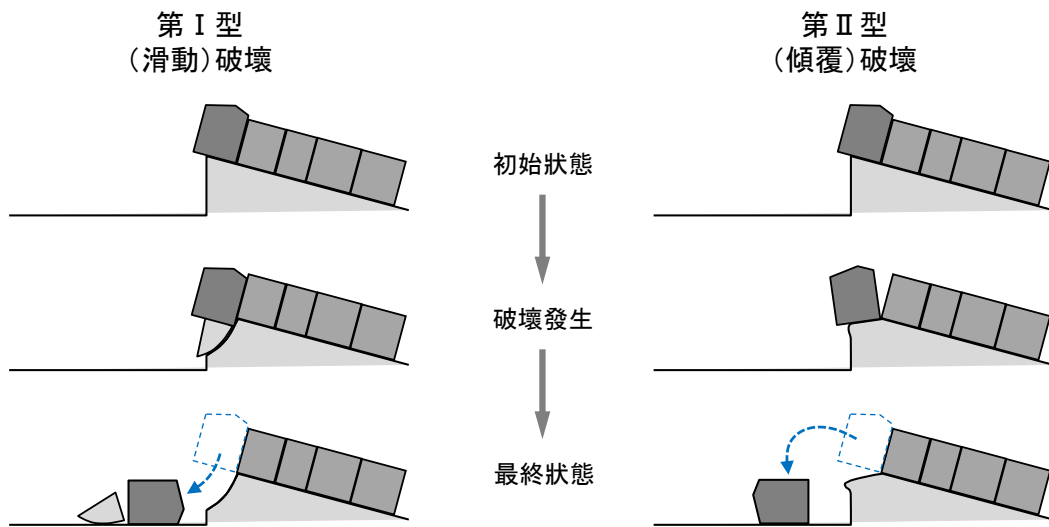


圖 5.5 第 I 型、第 II 型破壞示意圖

5.3.1 第 I 型（滑動）破壞

第 I 型（滑動）破壞之砂箱試驗成果如圖 5.6～圖 5.8 所示。其中圖 5.6 為初始狀態，表示砂岩塊體之黑色塊體倒懸量為 0.4 公分。圖 5.7 為軟岩中之全面破壞剛發生時，黑色砂岩塊體沿後方節理面開始向下滑動，擠壓下部弱岩後，可見軟岩中滑動面剪出。圖 5.8 為破壞之最終狀態，黑色塊體持續滑落、推擠軟岩並停留於海蝕平台上，並於下部軟岩層中留下弧形滑動面。

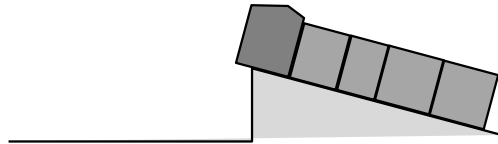
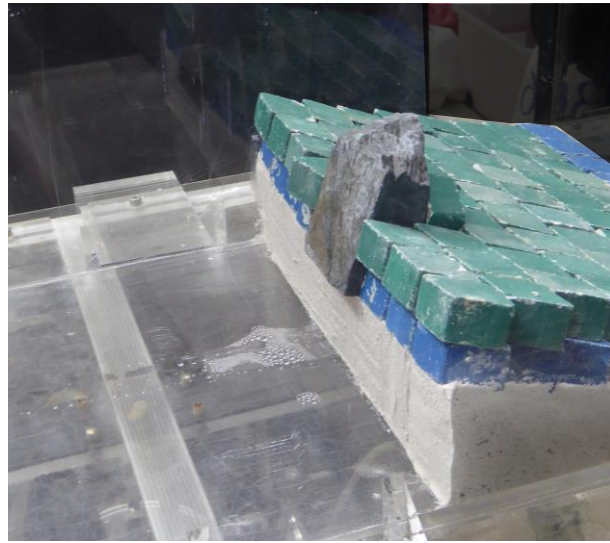


圖 5.6 第 I 型（滑動）破壞初始狀態

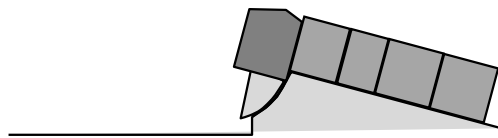
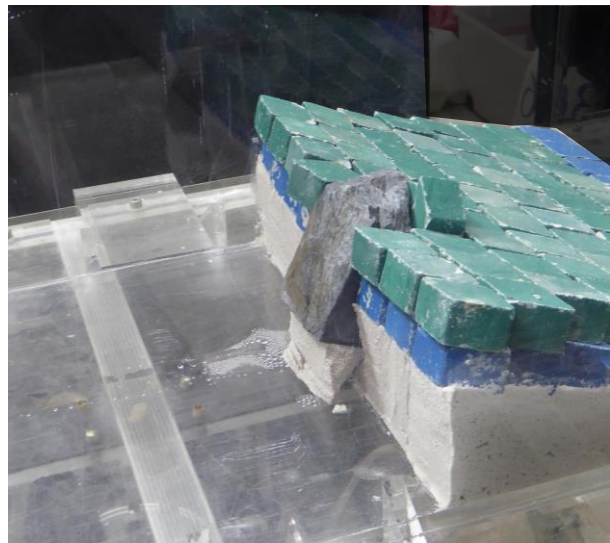


圖 5.7 第 I 型（滑動）破壞過程——弧形破壞面剪出

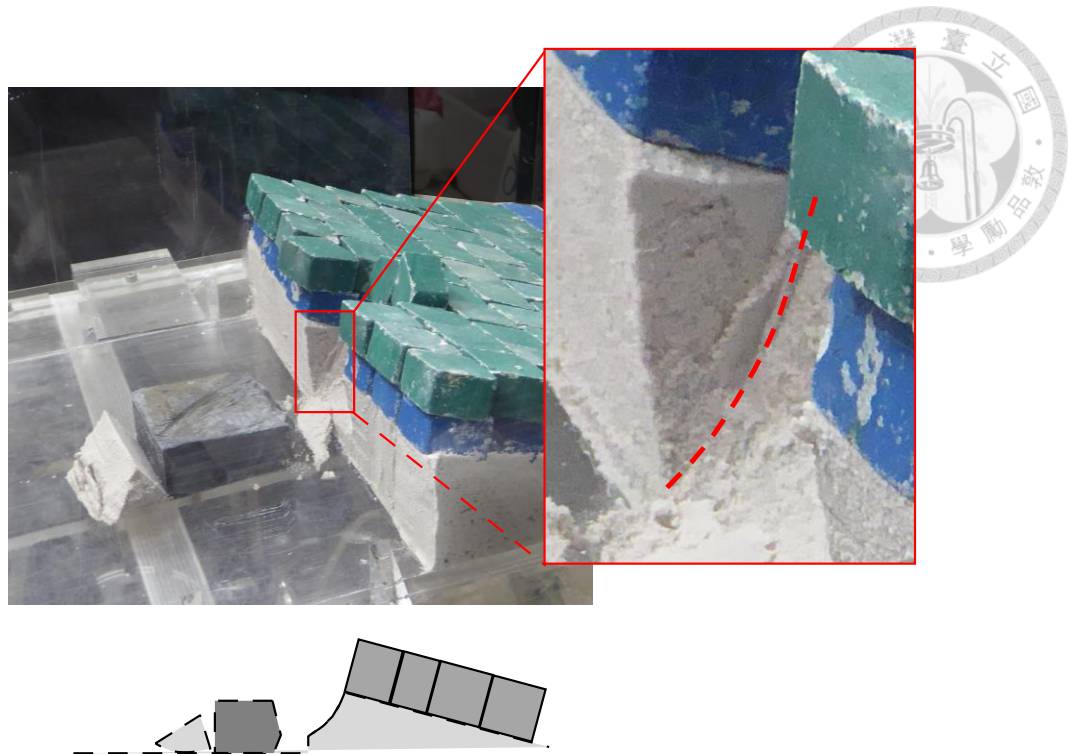


圖 5.8 第 I 型（滑動）破壞最終狀態

第 I 型（滑動）破壞之物理試驗成果，與萊萊案例、八斗子案例之推測破壞模式相同，均為上部硬岩作用於下部軟岩上之應力，引致軟岩中發生承載破壞並形成弧形破壞面。

5.3.2 第 II 型（傾覆）破壞

第 II 型（傾覆）破壞之砂箱試驗成果如圖 5.9～圖 5.11 所示。其中圖 5.9 為初始狀態，表示砂岩塊體之黑色塊體倒懸量增加為 0.8 公分，其餘參數均與第 I 型物理試驗條件相同。圖 5.10 為傾覆即將發生前，黑色砂岩塊體已經將外側軟岩壓壞，並因此向前旋轉。圖 5.11 為破壞之最終狀態，黑色塊體翻落至平台上，並於下部軟岩層中留下矩形破壞面。

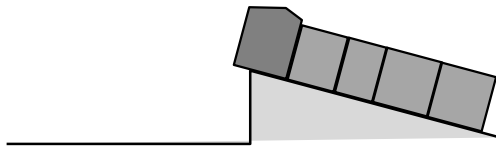
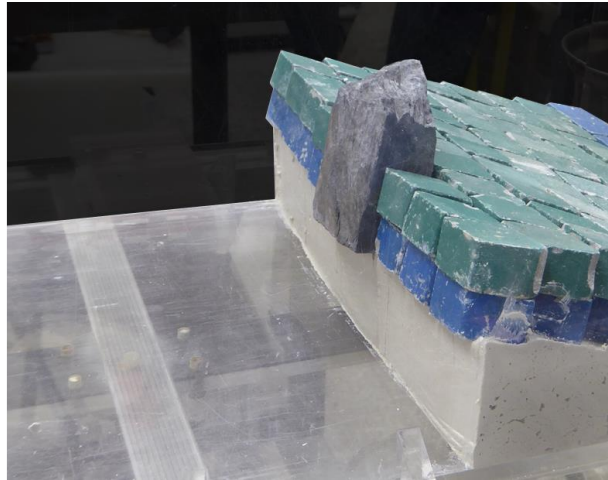


圖 5.9 第 II 型（傾覆）破壞初始狀態

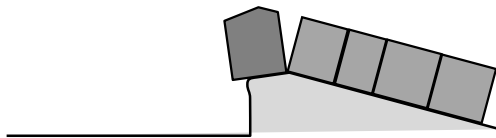
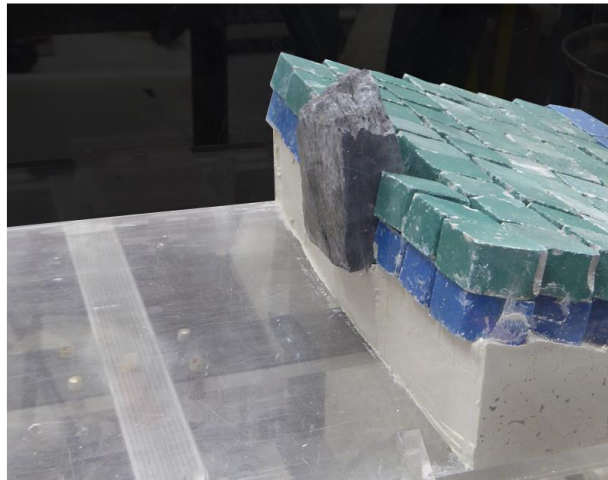


圖 5.10 第 II 型（傾覆）破壞過程——砂岩塊體向外旋轉

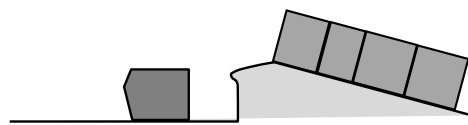
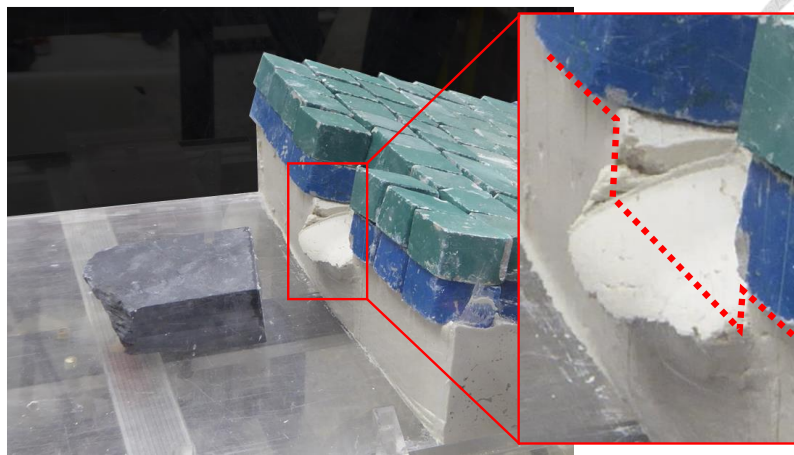


圖 5.11 第 II 型（傾覆）破壞最終狀態

第 II 型（傾覆）破壞之物理試驗成果，與 2.3.1 節海洋大學案例相似，均可觀察到軟岩中之破壞面在坡面上形成矩形斷面，且破壞面均呈現向外傾斜。圖 5.12 為第 II 型物理試驗與海洋大學案例之剖面比較，兩者尺度雖相差 100 倍，但仍可推測其具有相同破壞模式。

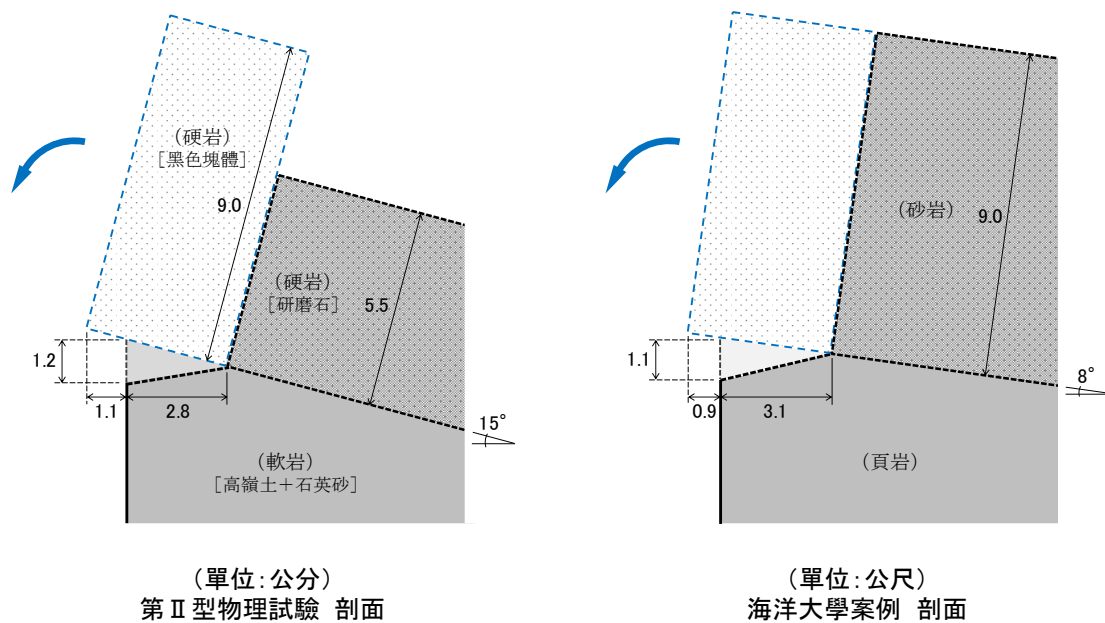


圖 5.12 第 II 型物理試驗與海洋大學案例剖面比較



5.4 破壞型態初步探討

本章物理試驗結果顯示，當逆向坡之硬岩層覆蓋於軟岩層上時，軟岩中發生之承載破壞可能引致兩種不同最終型態的破壞模式，分別為第 I 型（滑動型）、第 II 型（傾覆型）。

在此兩種破壞模式之物理試驗中，砂岩塊體倒懸量為唯一不同參數（第 I 型為 0.4 公分；第 II 型為 0.8 公分），因此推測砂岩塊體的幾何形狀可能為決定此兩種破壞類型之重要因子。後續將於次章中運用數值模擬工具，進一步量化探討硬岩塊體幾何形狀對於決定破壞模式之關係，並探討硬岩、軟岩強度比例的影響，如圖 5.13 所示。

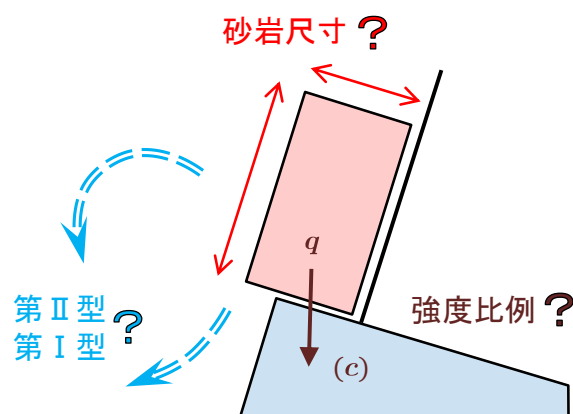


圖 5.13 逆向坡承載破壞可能關鍵因子示意圖



第六章 數值模擬逆向坡承載破壞

由於影響逆向坡承載破壞之參數甚多，因此本研究進一步以數值模擬軟體來協助探討不同變因下逆向坡承載破壞是否發生以及其力學機制。

造成邊坡破壞之原因眾多，包含岩石材料強度、土壤材料強度、降水或地下水之影響等。然而對初步理解逆向坡承載破壞而言，須先行探討單純之力學機制，因此本研究採用 PFC^{3D} 軟體作為數值模擬工具，以模擬逆向坡承載破壞的機制，並探討不同參數下對破壞行為的影響。

圖 6.1 為本章數值模擬流程與架構。

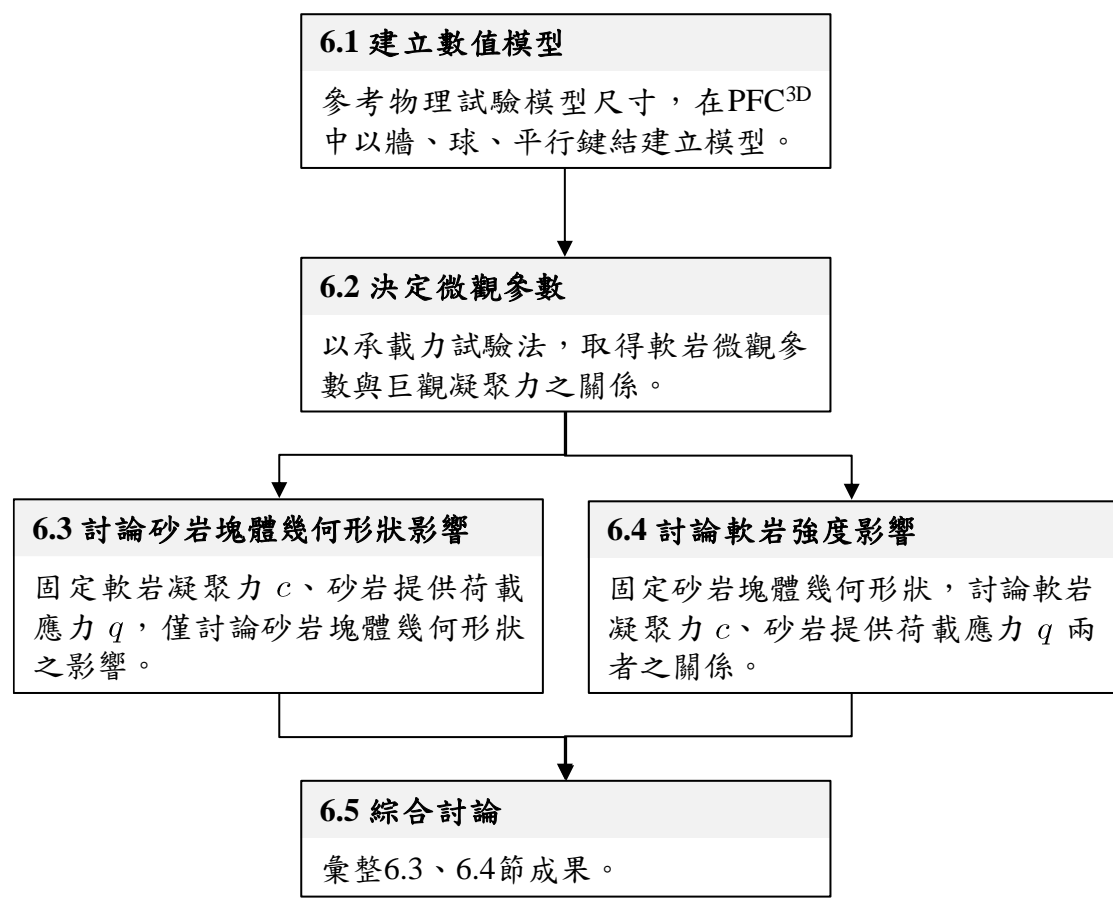


圖 6.1 數值模擬流程架構圖



6.1 模擬物理試驗之數值模型建置

數值模型建立方法與模擬對象分別說明如下：

1. 牆元素：以牆元素模擬砂箱試驗的壓克力板，或真實世界中相對固定的岩層或物體。
2. 下部軟岩層：以球元素加上平行鍵結模擬下部軟岩材料，為具有凝聚力之材料。
3. 上部砂岩塊體：以球元素加上平行鍵結構成，並在模擬過程中將整個砂岩塊體設為剛體。

數值模型之尺寸與物理模型之砂箱試驗相仿，砂箱之長寬高各約 40、30、40 公分。軟岩之幾何外觀可調整參數包括：地層傾角、坡度以及層厚等。砂岩塊體之幾何外觀可調整長寬高以及倒懸量，如圖 6.2。

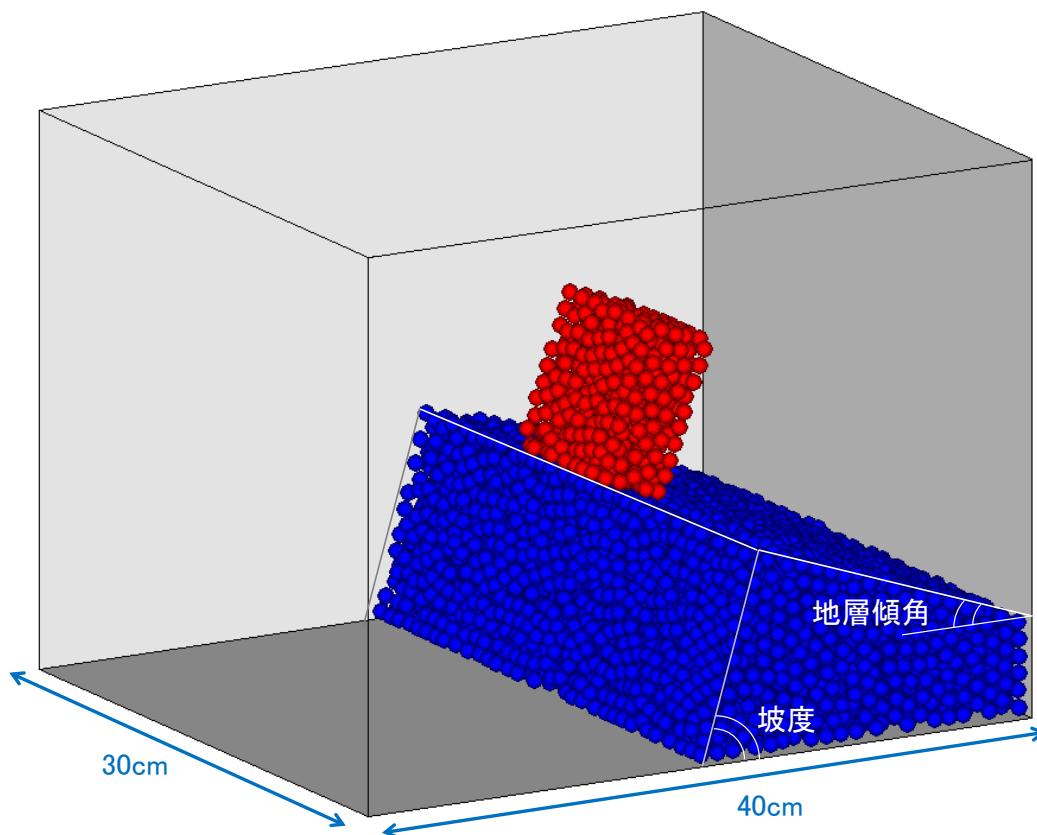


圖 6.2 PFC^{3D} 數值模型基本配置



在 PFC^{3D} 中並無預設單位，須由使用者自行定義一致的單位系。本研究採用之單位如表 6.1 所示。

表 6.1 本研究設定之 PFC^{3D} 單位系統

物理量	單位
長度	m
密度	kg/m ³
力	N
應力	Pa
加速度	m/s ²
球、平行鍵結勁度	N/m
平行鍵結強度	Pa

6.2 物理試驗模擬之微觀參數決定

PFC^{3D} 在模擬時輸入之參數均為微觀參數，但仍需透過適當的校核才能轉換為可供科學討論或工程應用的巨觀參數。因本研究探討之軟岩層材料性質較接近黏土，因此本研究提出以基礎承載破壞之方式，求得巨觀之軟岩凝聚力。

6.2.1 承載力試驗反算軟岩性質

基於 Terzaghi (1943) 推導出的基礎承載力理論，土壤發生全面剪力破壞時，其極限載重為

$$q_u = c' N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

由於本研究的試體相當於基礎直接放置於土壤表面，因此 $q = 0$ ；又軟岩材料摩擦角幾乎為 0，由定義可得 $N_\gamma = 0$ ，因此上式可簡化為：

$$q_u = c' N_c$$

其中 N_c 為摩擦角 ϕ 之無因次係數，在 $\phi = 0^\circ$ 時， $N_c = 5.7$ 。

因此在假設軟岩材料之摩擦角幾乎可忽略的情形下，使用承載力破壞試驗法



可初步校核 PFC^{3D} 中的微觀參數與對應之巨觀凝聚力大小。

6.2.2 承载力校核試驗數值模型配置

前述 Terzaghi 之承载力理論，係假設條型基礎長度為無限長，因此理論上可使用二維數值模型來建立承载力破壞之模型。然而在本研究所探討的逆向坡承载破壞中，引致承载破壞的上部硬岩塊體並非無限延長，因此以採用三維數值模型為宜，以利觀察邊界狀況。考量到為了與後續的數值模型能直接互相對照微觀參數，在此階段仍決定採用三維數值模型作承载力試驗。

PFC^{3D} 中的承载力校核試驗模型配置如圖 6.3 所示，藍色球表示待測凝聚力之軟岩材料，紅色球表示加载之條形基礎。圖中紅色球外圍之牆係建模時作為模板支用，在重力平衡完成後即行刪除，故不影響承载力校核試驗。為了降低邊界條件之影響，使數值模型儘量與原始假設無限長之條型基礎相仿，因此將條形基礎兩側接觸之牆指定其摩擦係數為 0，以維持平面應變的特性。

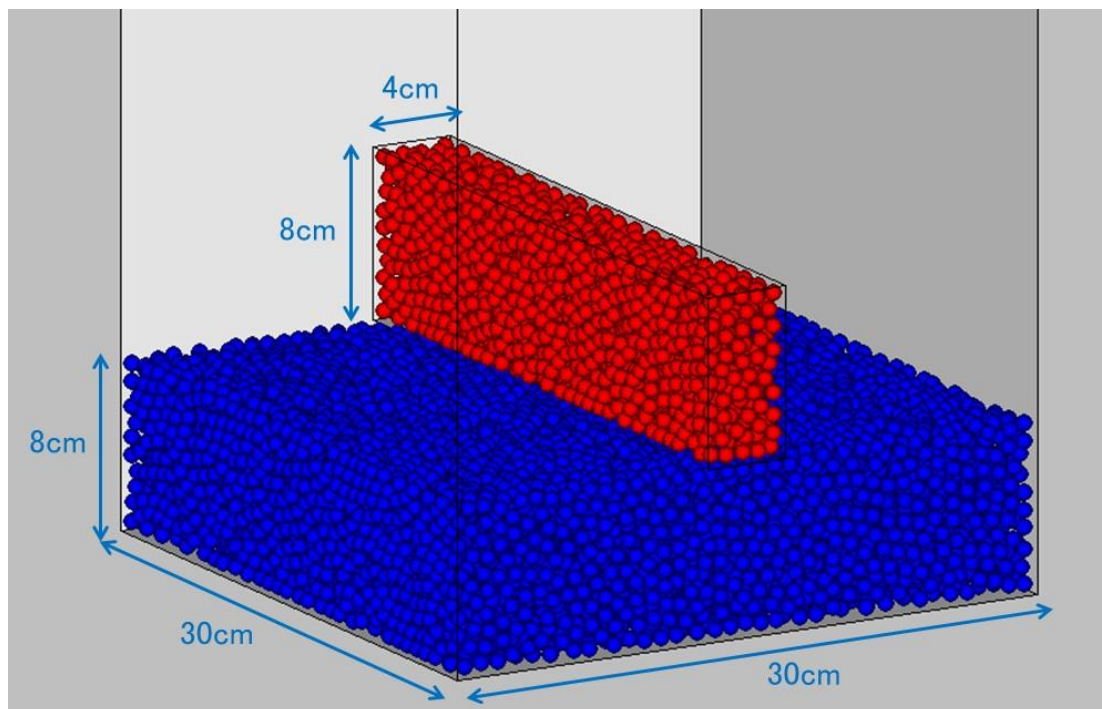


圖 6.3 承载力校核試驗數值模型配置



6.2.3 校核方法

淺基礎的破壞模式，一般可分為全面剪力破壞、局部剪力破壞、衝孔剪力破壞三種，而在 Terzaghi 之承載力理論中，係以全面剪力破壞來定義極限承載力。在全面剪力破壞的情形下，上部模擬條形基礎之砂岩塊體會沿任意一側發生滑動，導致傾斜。因此本研究校核承載破壞之方法如下：

1. 以球及平行鍵結建立特定參數之軟岩。
2. 於軟岩上方生成相當於條狀基礎之砂岩，並給定某一密度。
3. 重力平衡後，開始模擬砂岩塊施加荷載於軟岩之情形，直到最大不平衡力小於 0.001 N 以下，方認定已達到穩定。
4. 觀察砂岩塊體是否因全面剪力破壞而導致翻轉。

換言之，本研究將藉由改變砂岩的球密度 ρ_s ，來產生不同的荷載應力 q ，觀察最終破壞情形來判斷是否大於軟岩的極限承載力 q_u ，如圖 6.4 所示。

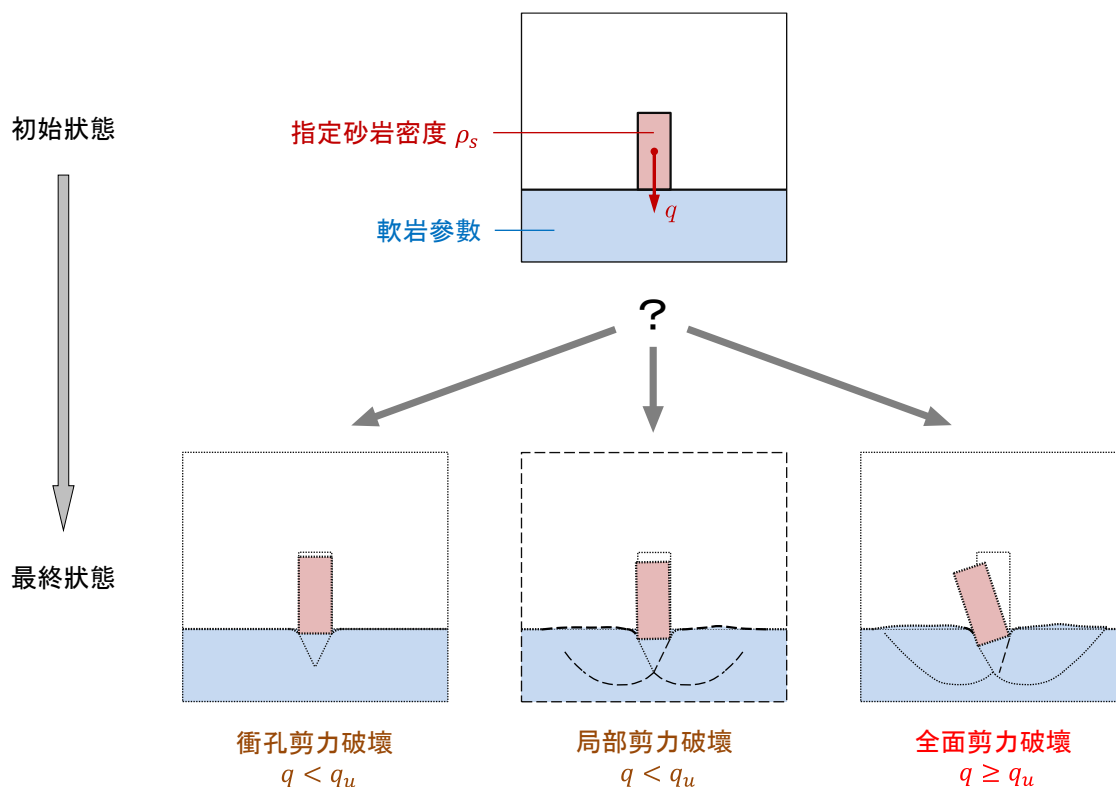


圖 6.4 承載力校核示意圖



由於 PFC^{3D} 中可調整的微觀參數相當多，本研究嘗試調整軟岩球顆粒勁度、平行鍵結之半徑、強度、勁度以及鎖定部分球體(翁正學, 2017)等不同參數或方法，觀察對於軟岩巨觀凝聚力的影響。

初步嘗試成果顯示上述變因中較敏感且易於在數值模型中操作者為平行鍵結勁度，此結論與翁孟嘉等人(2007)於過去研究中提出「顆粒勁度提高對於承載力之增加極為顯著」相似。惟該論文並未採用平行鍵結，而本研究則發現當平行鍵結半徑與球半徑相當時，平行鍵結之勁度變化亦有同樣的顯著效果。因此為簡化起見，本研究採用調整軟岩之平行鍵結勁度來產生不同的巨觀凝聚力。

表 6.2 為承載力試驗各組試驗之微觀參數以及最終破壞結果。共通之微觀參數列於表 6.3。

表 6.2 承載力試驗組數據表

試驗編號	軟岩				砂岩	換算正向應力 ^{**} (kPa)	是否發生全面剪力破壞		
	平行鍵結				球				
	正向強度 (N/m)	切向強度 (N/m)	正向勁度 (N/m)	切向勁度 (N/m)	密度 (kg/m ³)				
1	1e13	5e12	1e10	1e10	10000	5.04	×		
2					30000	15.12	○		
3			5e10	5e10	50000	25.19	×		
4					100000	50.39	○		
5			1e11	1e11	20000	10.08	×		
6					100000	50.39	×		
7					200000	100.78	○		
8					2e11	2e11	200000	100.78	×
9							400000	201.56	○
10					1e12	1e12	40000	20.16	×
11			400000	201.56			×		
12			600000	302.34			×		
13			1000000	503.91			×		
14						2000000	1007.81	○	

※註：換算方法見第 6.2.5 節。



表 6.3 於表 6.2 未列之其他共通參數

材料別	球					平行鍵結
	半徑 (m)	密度 (kg/m ³)	摩擦 係數	正向 勁度 (N/m)	切向 勁度 (N/m)	半徑 (m)
軟岩	0.004	2200	0.5	1e5	1e5	0.004
砂岩	0.004	變數	0.5	1e6	1e6	0.004

6.2.4 試驗過程

建模流程係先產生下部軟岩後，再生成上部砂岩塊體，其詳細步驟如下：

1. 在砂箱空間中隨機生成軟岩球顆粒，給予重力貫降，直到確認最大不平衡力小於 0.1 N（以下簡稱達穩定平衡）。
2. 為建立水平地表面，將指定高度以上之球顆粒刪除。
3. 剩餘之球顆粒給予平行鍵結。
4. 使軟岩解壓膨脹直到穩定平衡為止。過程中若軟岩解壓膨脹量過大，必須反覆執行步驟 2 以修飾表面，確保軟岩表面平整，否則後續生成砂岩塊體時，砂岩與軟岩之球顆粒會發生重疊而干擾試驗成果。
5. 依照指定之砂岩塊體參數，於軟岩上產生另一組模板牆，並使砂岩重力貫降至模板內，直到穩定平衡。
6. 仿照步驟 2 及 3，刪除多餘之球顆粒後，給予砂岩平行鍵結。
7. 刪除砂岩頂部之模板牆，使砂岩解壓膨脹直到穩定平衡為止。若未執行本步驟，在試驗開始時砂岩會因解壓膨脹而出現無法控制之彈跳與受力。
8. 以 clump 指令將砂岩塊體設為剛體，並刪除所有剩餘之砂岩模板牆。
9. 開始執行，前 20000 步內每 1000 步截圖記錄一次，20000 至 100000 步間每 5000 步截圖記錄一次。此紀錄間隔係多次操作後之經驗值，可視需要調整。

以表 6.2 之試驗組編號 4 為例，各階段狀態如圖 6.5 至圖 6.8 所示。

圖 6.5 為初始狀態，砂岩塊體及軟岩皆已各自達穩定平衡，且砂岩已恰好放置於軟岩頂部。為清楚觀察球顆粒之運動行為，上部砂岩塊及下部軟岩皆僅以位移向量場表示，不直接顯示球顆粒。但軟岩中設置之三層水平指準層，仍顯示球顆粒並分層設色。圖 6.6 顯示執行 1000 步後，砂岩塊體首先於接觸面正下方發展出三角形區域，並產生衝孔剪力破壞。

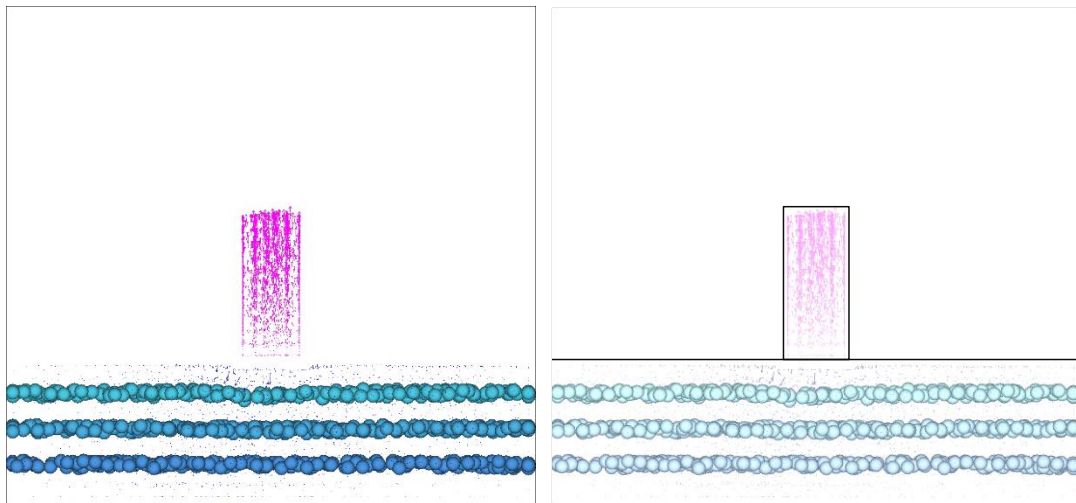


圖 6.5 初始狀態

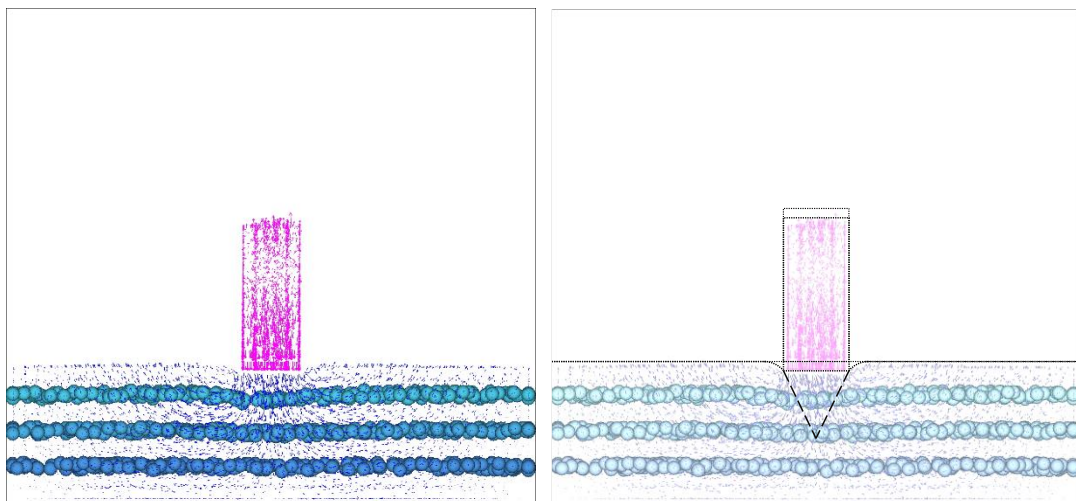


圖 6.6 1000 步發生衝孔剪力破壞

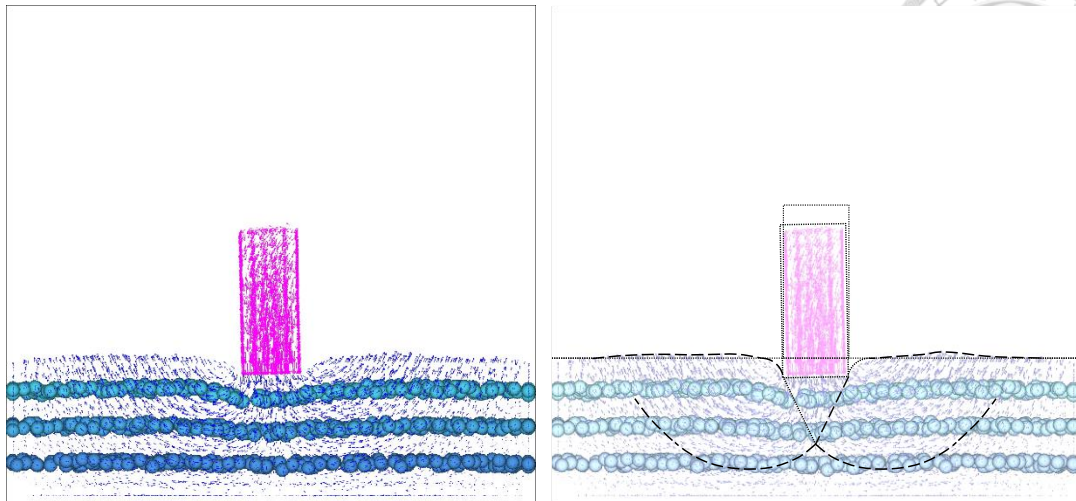


圖 6.7 5000 步發生局部剪力破壞

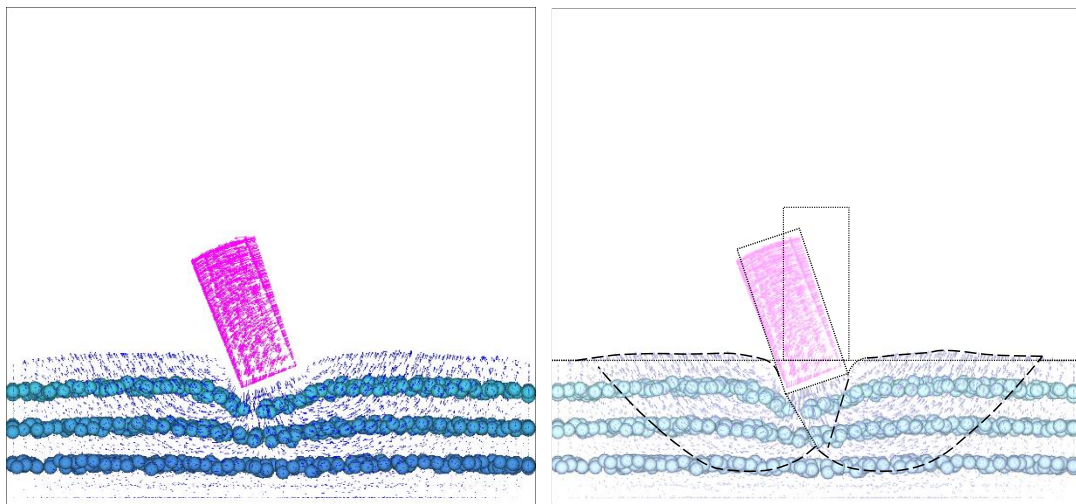


圖 6.8 50000 步發生全面剪力破壞

至圖 6.7 所示之 5000 步時，砂岩塊體持續貫入軟岩中，觀察軟岩位移向量場可發現，兩側亦開始出現滑動區域，並造成表面有隆起現象，惟剪裂面尚未剪出至軟岩表面，此時狀態為局部剪力破壞。右圖中所繪之實線，表示指準層球顆粒已遭到截切而發生相對位移，暗示已有剪力破壞行為發生；而虛線則表示指準層仍維持連續或有部分褶皺產生，但位移向量場中可看出明顯的滑動趨勢。

圖 6.8 為執行至 50000 步時，最終發生全面剪力破壞之狀態，砂岩塊體已發生旋轉，並在軟岩中沿右側發展出剪出地表之滑動面，顯示在此條件下，砂岩塊體施加之應力已超過軟岩能提供之極限承载力。



其餘各組試驗均比照上述各階段原則，判斷在該組條件下軟岩是否已達全面剪力破壞。各組試驗結果同樣彙整於表 6.2。

6.2.5 轉換巨觀參數

構成上方砂岩之球元素數量約 2300 顆（不同模型中會因賈降導致球元素數量略有出入，但此誤差可忽略），以球半徑 0.004 公尺計算，球體總體積為

$$V = 2300 \times \frac{4}{3} \pi (0.004)^3 = 6.164 \times 10^{-4} \quad (m^3)$$

又相當於條型基礎接觸面積之砂岩底面長、寬分別為 0.3、0.04 公尺，以此計算砂岩塊體對下方施加之應力大小 q 為

$$q = \frac{P}{A} = \frac{\rho_s \times g \times V}{0.3 \times 0.04} \Rightarrow q = \rho_s \times 5.039 \times 10^{-1} \quad (Pa)$$

由上述計算可知，砂岩之球密度 ρ_s 可直接對應到相當於條型基礎之加載應力。因此將表 6.2 之各項試驗成果，依破壞或未破壞分類後，繪製如圖 6.9。本圖為兩對數圖，可發現隨著軟岩平行鍵結之勁度提高，其所能承受之極限加載應力亦逐漸提升，且兩者之間略呈線性關係。

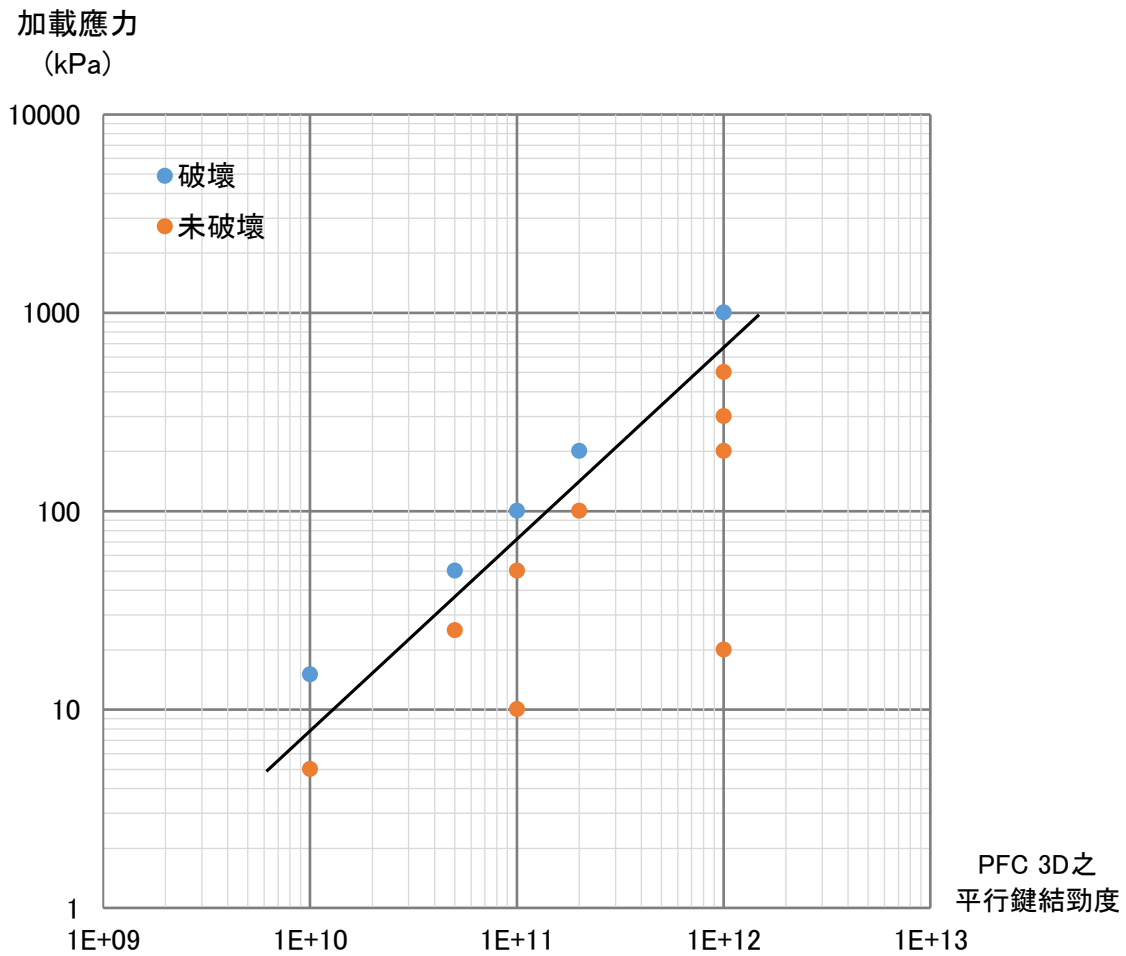


圖 6.9 PFC^{3D} 鍵結強度與承載力試驗結果

再假設軟岩材料幾乎無摩擦角，因此帶入 Terzaghi 之極限承載力公式，得

$$q_u = c' N_c = \rho_s \times 5.039 \times 10^{-1}$$

$$\Rightarrow \rho_s \times 5.039 \times 10^{-1} = c' \times 5.7$$

$$\Rightarrow c' = \rho_s \times 8.84 \times 10^{-2} \quad (Pa)$$

依此將圖 6.9 之成果再分別換算對應之凝聚力後，可得圖 6.10。



換算凝聚力
(kPa)

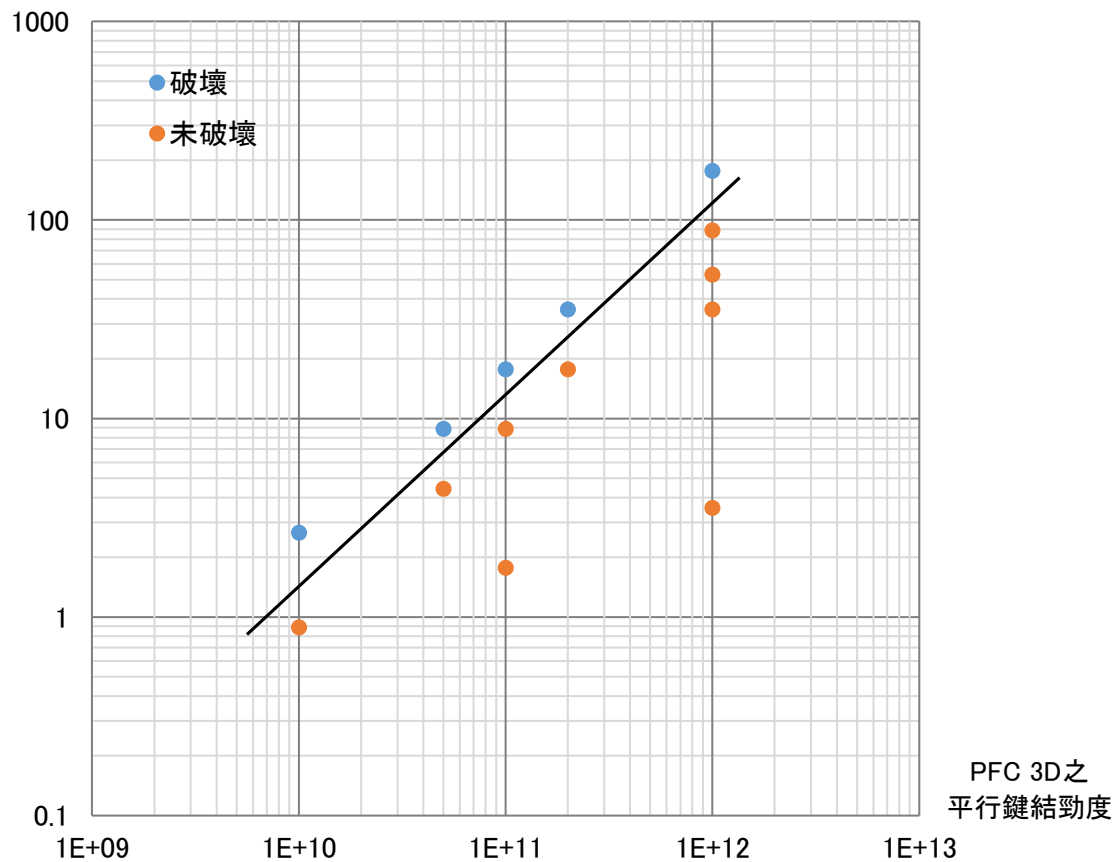


圖 6.10 PFC^{3D} 鍵結強度與換算凝聚力成果

參考一般常見的黏土，其凝聚力多介於 5~20 kPa，相當於 PFC^{3D} 平行鍵結勁度 1e11 左右，因此上述微觀參數應可有效代表現地軟岩之巨觀性質。

6.2.6 砂岩塊體及其他微觀參數

依據第四章結論之初步討論以及物理砂箱試驗模型成果，在逆向坡承載破壞中，上部砂岩塊體主要角色係提供載重於下部頁岩，因此砂岩塊體之內部微觀參數，並非決定承載破壞與否之關鍵變因，且在 PFC^{3D} 中可以使用 clump 指令，將整個砂岩塊體視為剛體，因此本研究不另外探討除密度外之砂岩各項微觀參數。茲將

PFC^{3D} 模型中各微觀參數整理如表 6.4 所示。

表 6.4 數值模擬物理試驗微觀參數總表

			一般 情況	建模 過程
時階 (time step)		秒	0.0001	0.002
牆	正向勁度	N/m	1e14	
	切向勁度	N/m	1e14	
	摩擦係數	-	0.5	
			軟岩	砂岩
球	半徑	m	4e-3	4e-3
	密度	kg/m ³	2200	變數
	正向勁度	N/m	1e5	1e5
	切向勁度	N/m	1e5	1e5
	摩擦係數	-	0.5	
平行鍵結	半徑	m	4e-3	4e-3
	正向勁度	N/m	變數	1e13
	切向勁度	N/m	變數	1e13
	正向強度	N/m ²	1e13	1e13
	切向強度	N/m ²	5e12	5e12





6.3 硬岩塊體幾何形狀之影響

為了觀察逆向坡承載破壞之樣態，本研究先選擇一組固定之軟岩及砂岩塊體力學參數，單純討論當上方硬岩塊體幾何形狀變化時，是否對於逆向坡承載破壞有所影響。

6.3.1 數值模型配置

由於本節僅探討砂岩塊體之幾何形狀影響，因此在 PFC^{3D} 之數值模型中，固定地層傾角為 20 度、坡度 75 度；軟岩高 10 公分、寬 15 公分；軟岩微觀參數根據前節成果，選擇平行鍵結 1e11 組，換算凝聚力約為 15 kPa。

砂岩塊體之可變參數包含：砂岩高、砂岩寬、砂岩倒懸量。砂岩塊體在縱向上之長度，在模型設計中亦可調整，但在本節中均固定採 8 公分。

以上各項幾何參數之位置與定義，詳圖 6.11 說明。

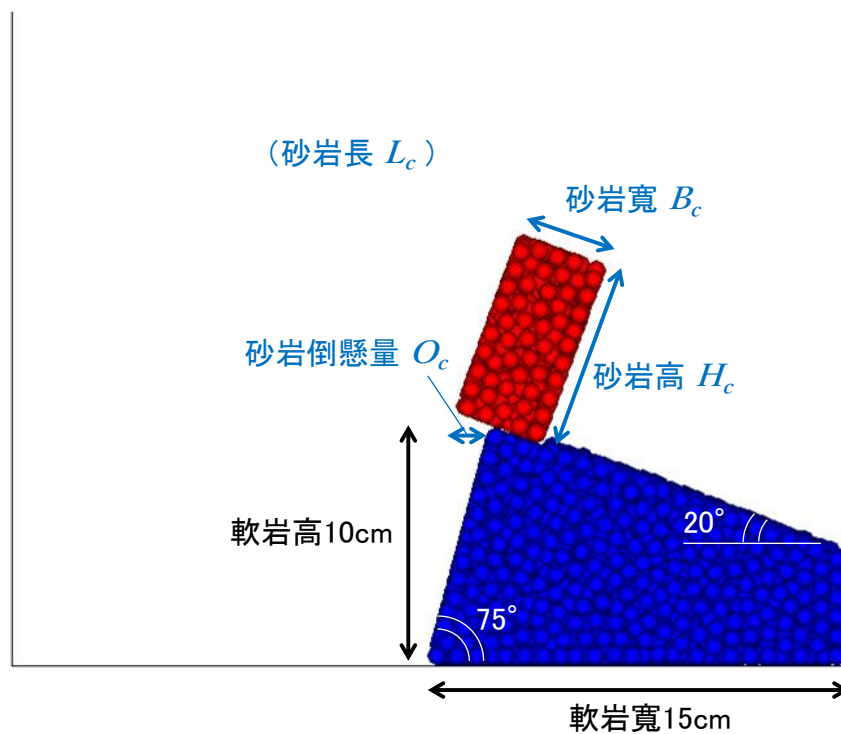


圖 6.11 幾何形狀試驗模型配置



建模流程係先產生下部軟岩後，再生成上部砂岩塊體，其具體步驟如下：

1. 在砂箱空間中隨機生成軟岩球顆粒，給予重力貫降，直到確認最大不平衡力小於 0.1 N（以下簡稱達穩定平衡）。
2. 依照指定之地層傾角及坡度，產生一組模板牆。將模板牆抬升後，刪除模板牆以上之球顆粒。
3. 剩餘之球顆粒給予平行鍵結。
4. 刪除覆於層面之模板牆，使軟岩解壓膨脹直到穩定平衡為止。過程中若軟岩解壓膨脹量過大，必須反覆執行步驟 2、3 以修飾表面，確保符合所指定之幾何形狀，否則後續生成砂岩塊體時，砂岩與軟岩之球顆粒會發生重疊而干擾試驗成果。
5. 依照指定之砂岩塊體參數，於軟岩上產生另一組模板牆，並使砂岩重力貫降至模板內，直到穩定平衡。
6. 仿照步驟 2 及 3，刪除多餘之球顆粒後，給予砂岩平行鍵結。
7. 刪除砂岩頂部之模板牆，使砂岩解壓膨脹直到穩定平衡為止。若未執行本步驟，在試驗開始時砂岩會因解壓膨脹而出現無法控制之彈跳與受力。
8. 以 clump 指令將砂岩塊體設為剛體。除模擬節理面之砂岩塊體背板外，刪除所有剩餘之模板牆。
9. 開始執行，前 20000 步內每 1000 步截圖記錄一次，20000 至 100000 步間每 5000 步截圖記錄一次。

此外，為了便於觀察軟岩變化情形，本研究另在 PFC^{3D} 模擬中的砂岩塊體下方，設置數道指準層，如圖 6.12 所示。此外，為觀察運動行為，後續之模擬成果皆以顆粒位移向量場表示。

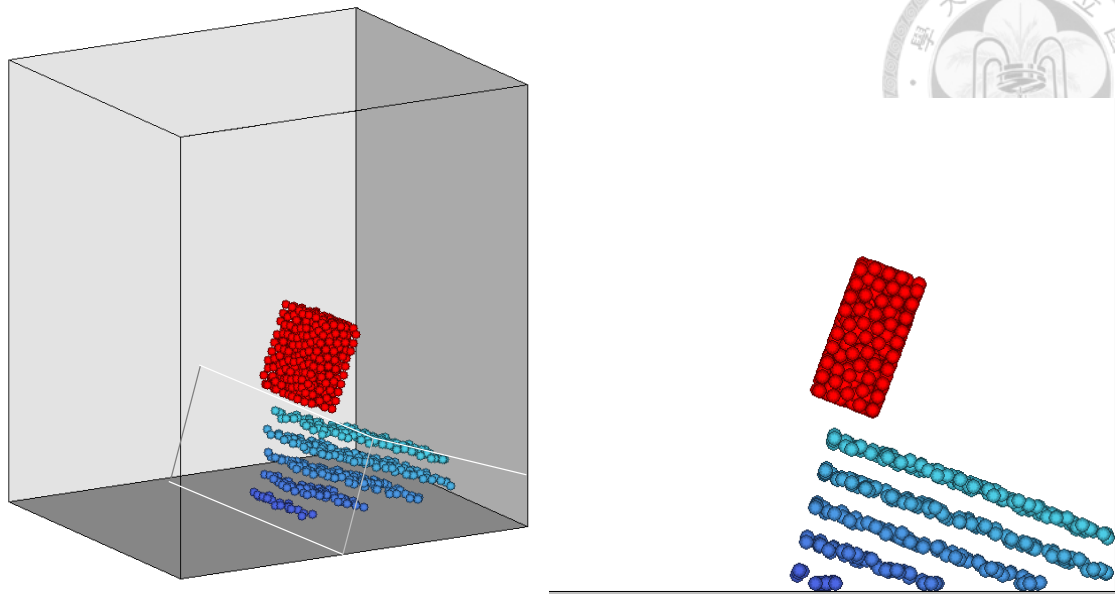


圖 6.12 指準層設置圖

6.3.2 試驗組參數

本節所探討之變因僅有砂岩塊體之幾何形狀，包含砂岩高、砂岩寬、砂岩倒懸量三項變數。然而考慮到承載破壞發生與否之關鍵因素，為砂岩塊體施加之荷重應力大小與軟岩所能提供之極限承載力。以本研究探討之對象而言，若忽略砂岩塊體在背側節理面之摩擦力，則其施加於軟岩之荷重應力 q 為

$$q = \frac{P}{A} = \frac{\rho_s \cdot g \cdot V \cdot \cos \theta}{A}$$

上式中， ρ_s 為砂岩密度， V 為砂岩塊體體積， A 為軟岩接觸面積。其中 V 、 A 可分別用砂岩高 (H_c)、砂岩寬 (B_c)、砂岩倒懸量 (O_c) 三項變數，以及砂岩塊體在縱向之寬度 (L_c) 定義

$$V = H_c \cdot B_c \cdot L_c$$

$$A = L_c \cdot (B_c \cdot \cos \theta - O_c)$$

代回荷重應力定義，得

$$q = \frac{\rho_s \cdot g \cdot H_c \cdot B_c \cdot \cos \theta}{B_c \cdot \cos \theta - O_c}$$

由上式可明顯看出，當改變砂岩塊體幾何形狀時，亦會因砂岩塊體之體積改變造成總自重發生變化，以及砂岩塊體與軟岩間接觸面積亦隨之改變，造成砂岩塊體施加之荷重應力大小不一。為避免徒增後續比較分析成果之困難，本節固定砂岩塊體之球顆粒密度為 80000 kg/m^3 ，而砂岩高、砂岩寬、砂岩倒懸量三項變數，則須符合上式之關係，以確保施加之荷重應力大小一致。

各組試驗之三項變數如下：

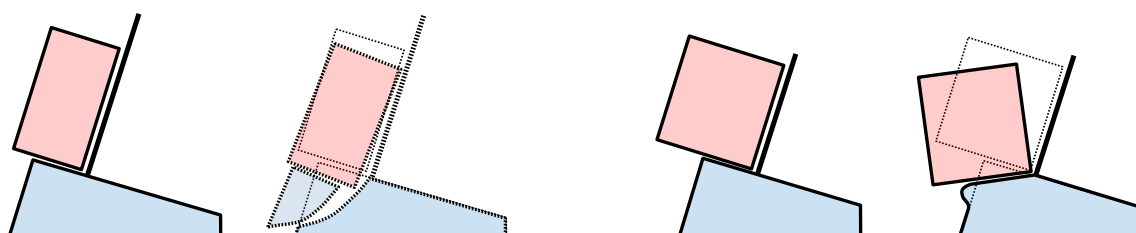
表 6.5 硬岩塊體幾何形狀試驗變數表

編號	砂岩寬 (cm)	砂岩高 (cm)	砂岩倒懸量 (cm)
1	3.0	10.67	0.56
2	4.0	8.00	1.50
3	4.5	7.11	1.97
4	5.0	6.40	2.44
5	6.4	5.00	3.76
6	6.0	8.00	2.25
7	6.6	7.27	2.81
8	5.0	12.80	0.18
9	6.0	10.67	1.12
10	6.8	9.41	1.87
11	7.5	8.53	2.53
12	8.0	8.00	3.00
13	10.0	6.40	4.88
14	8.0	10.00	1.87
15	10.0	8.00	3.75
16	9.0	10.67	1.68
17	12.0	8.00	4.50



6.3.3 試驗成果分類

表 6.5 各項試驗成果，與 5.3 節物理砂箱試驗成果同樣可依照破壞型態分為滑動、傾覆兩種形式（圖 6.13），同樣命名為第 I 型、第 II 型。



(第 I 類) 承載破壞

(第 II 類) 傾覆破壞

圖 6.13 第 I 類及第 II 類破壞形式

1. 第 I 型：承載破壞引致滑動破壞。砂岩塊體在軟岩中形成弧形滑動面，並倚靠背側節理面下滑，滑動過程中砂岩塊體向後旋轉。
2. 第 II 型：承載破壞引致傾覆破壞。砂岩塊體壓壞軟岩之端點，造成砂岩塊體與背側節理分離，並向前旋轉，最後傾覆。

以下以表 6.5 中第 2、4 組為例，分別展示第 I 型、第 II 型在 PFC^{3D} 數值模擬中試驗經過，並說明兩種類型破壞型式之發展過程。

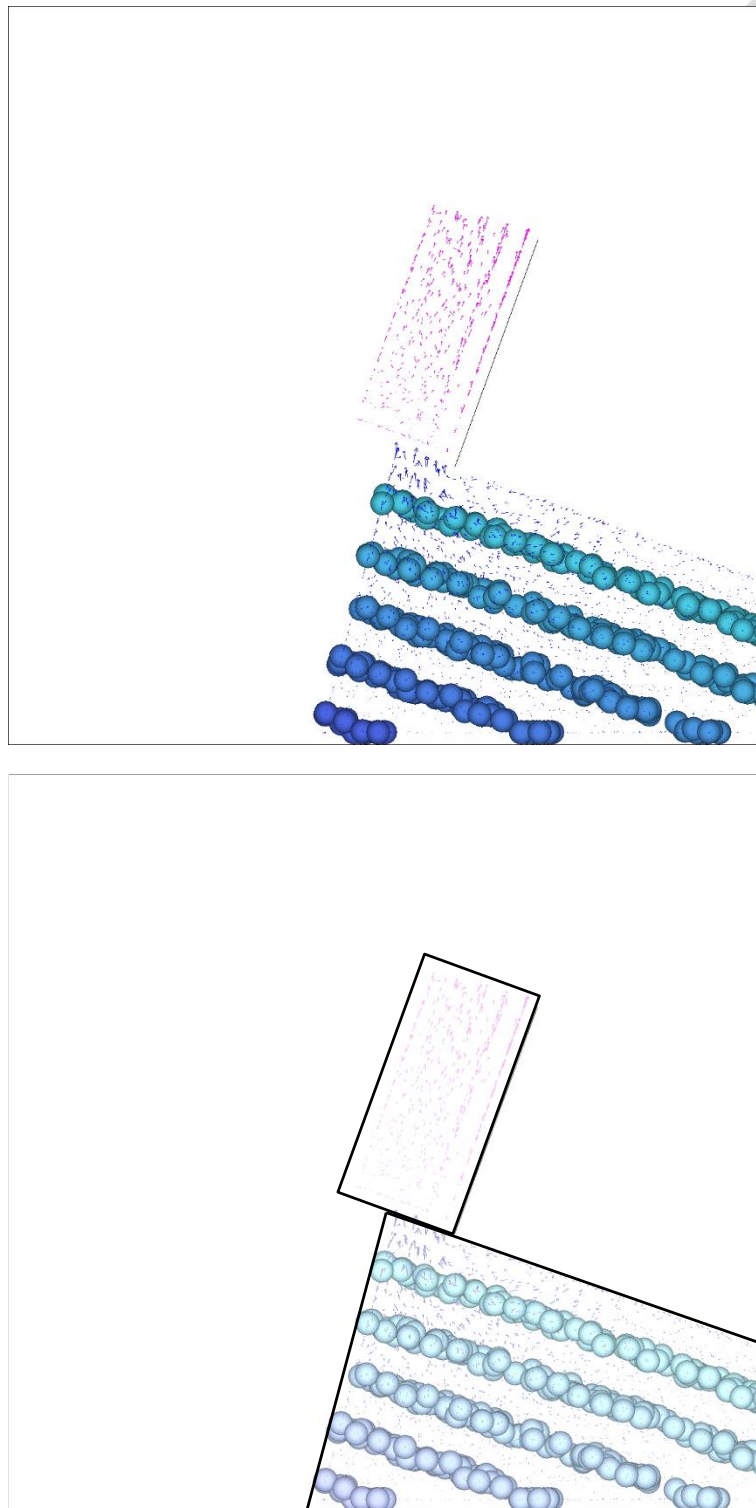


圖 6.14 第 2 組試驗初始狀態

第 2 組試驗之砂岩寬為 4 公分、高 8 公分，倒懸量為 1.5 公分，圖 6.14 為其初始狀態。

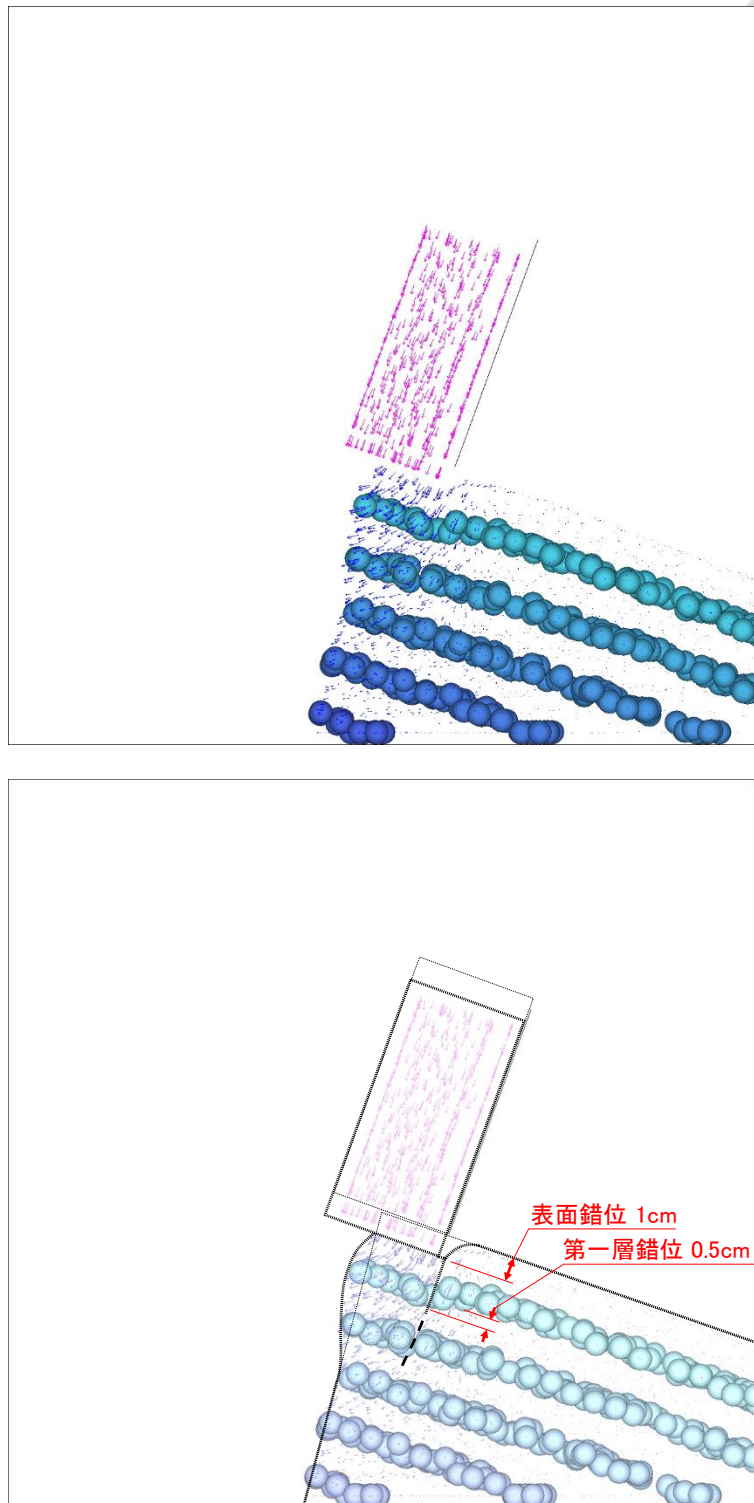


圖 6.15 第 2 組試驗 1000 步

運算 1000 步後，軟岩表面已經出現 1 公分之沉陷量，且坡面因擠壓而外凸。此沉陷量隨深度增加而減少，至第一指準層時僅有 0.5 公分錯位，第二指準層則尚無變化發生。此現象符合菜菜案例 A 的狀態。

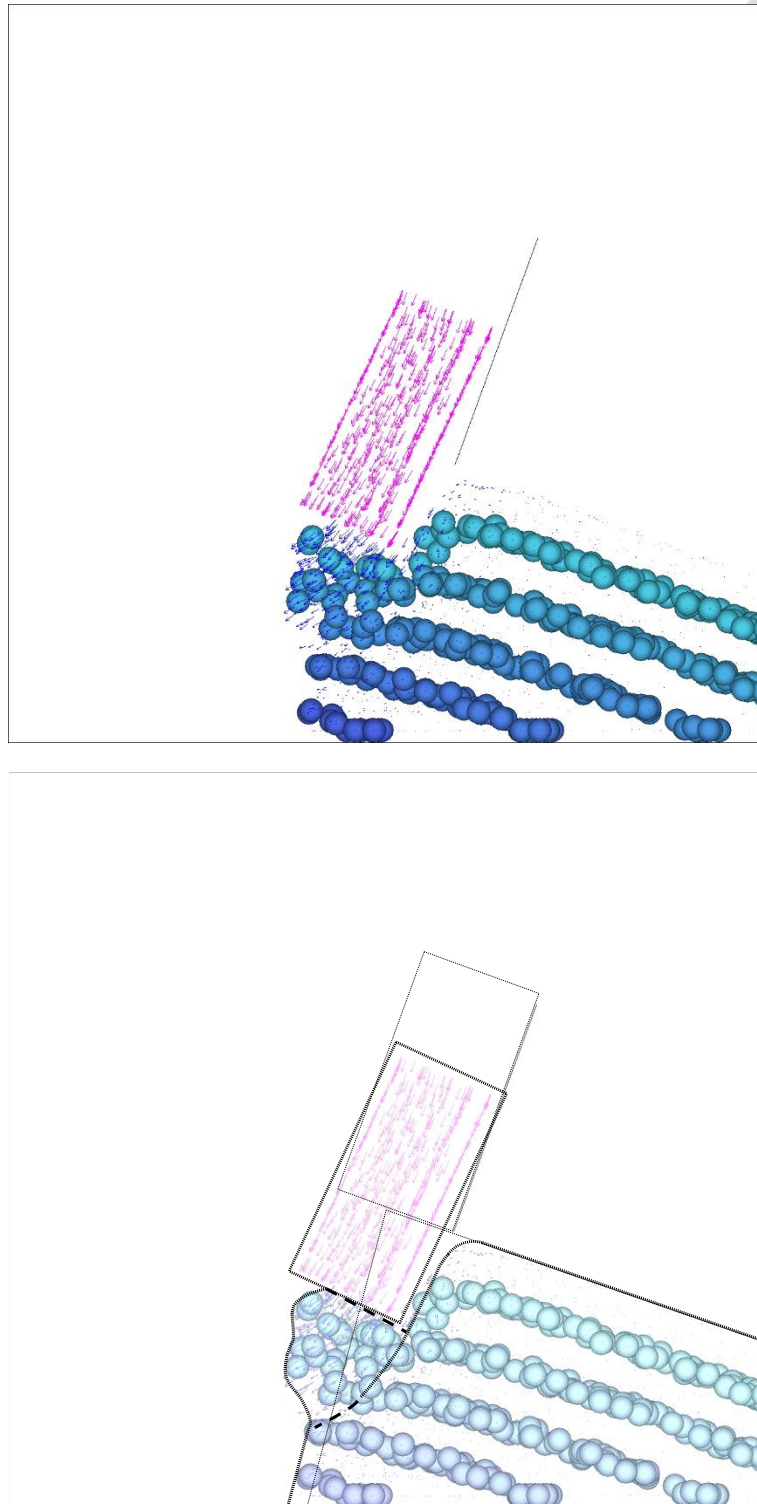


圖 6.16 第 2 組試驗 4000 步

運算 4000 步時，軟岩外凸更為明顯，第一、二指準層皆已遭到滑動面剪切破壞，但此時滑動面仍未完全剪出至坡面。

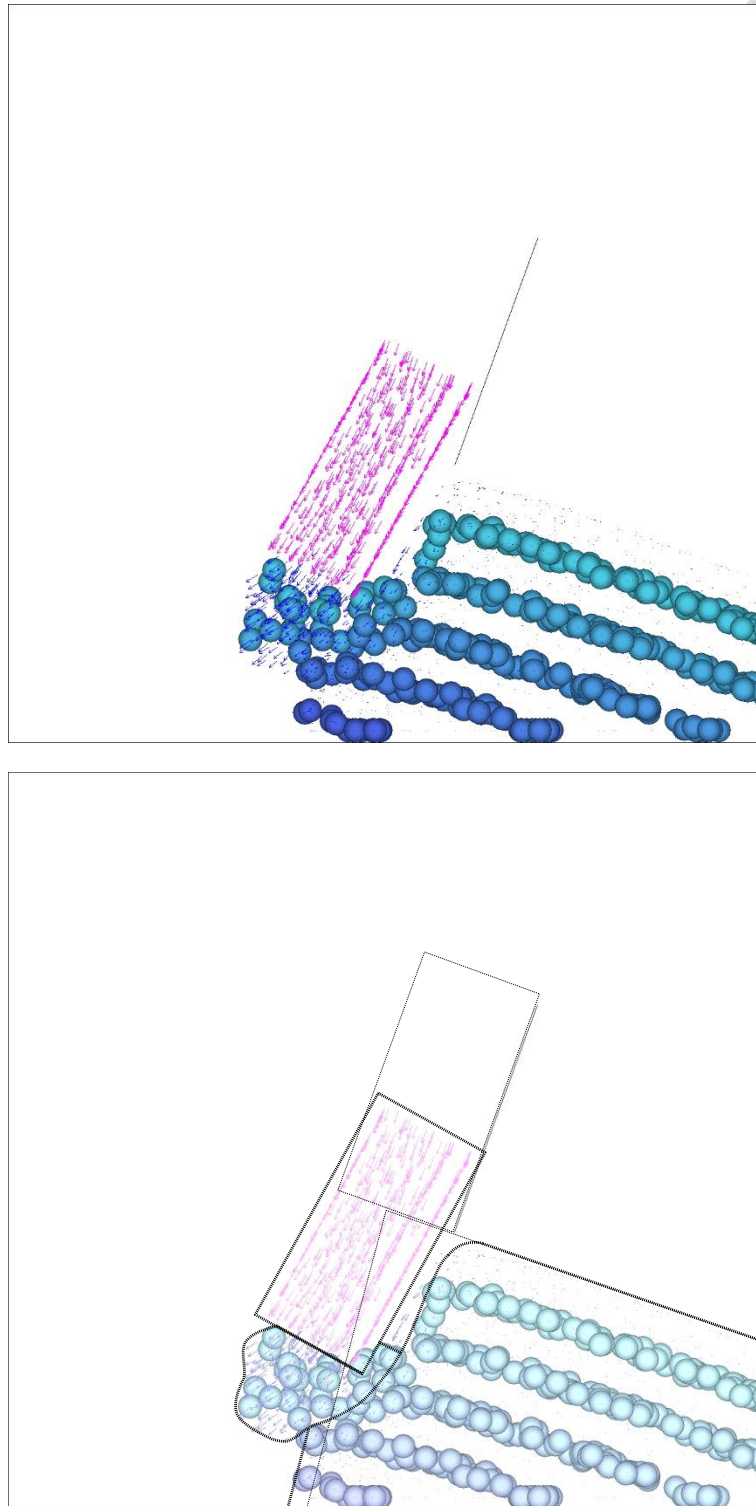


圖 6.17 第 2 組試驗 6000 步

繼續運算至 6000 步時，軟岩已經完全剪出，形成滑動體開始向外滑動，砂岩塊體亦產生明顯的向後旋轉。

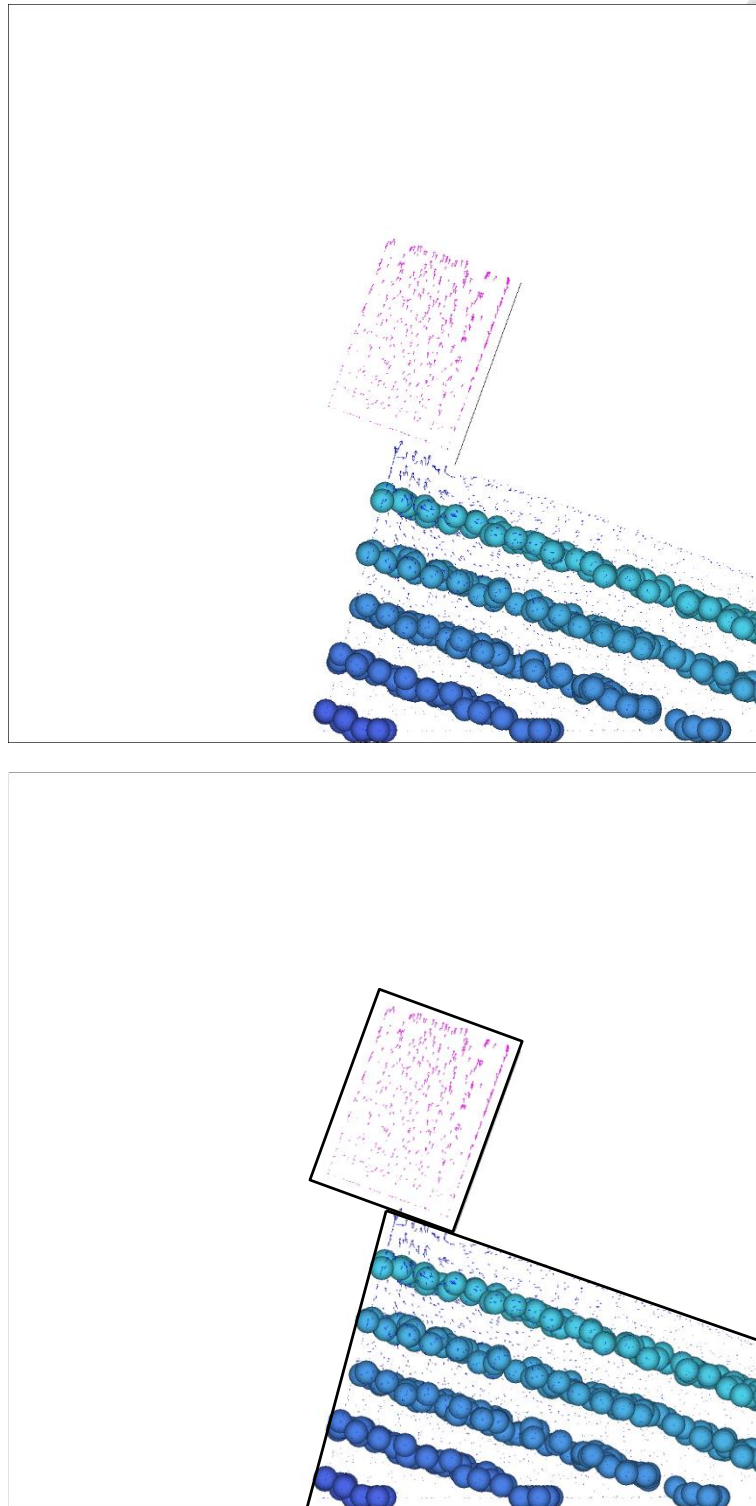


圖 6.18 第 4 組試驗初始狀態

第 4 組試驗之砂岩寬為 5 公分、高 6.4 公分，倒懸量為 2.44 公分，圖 6.18 為其初始狀態。

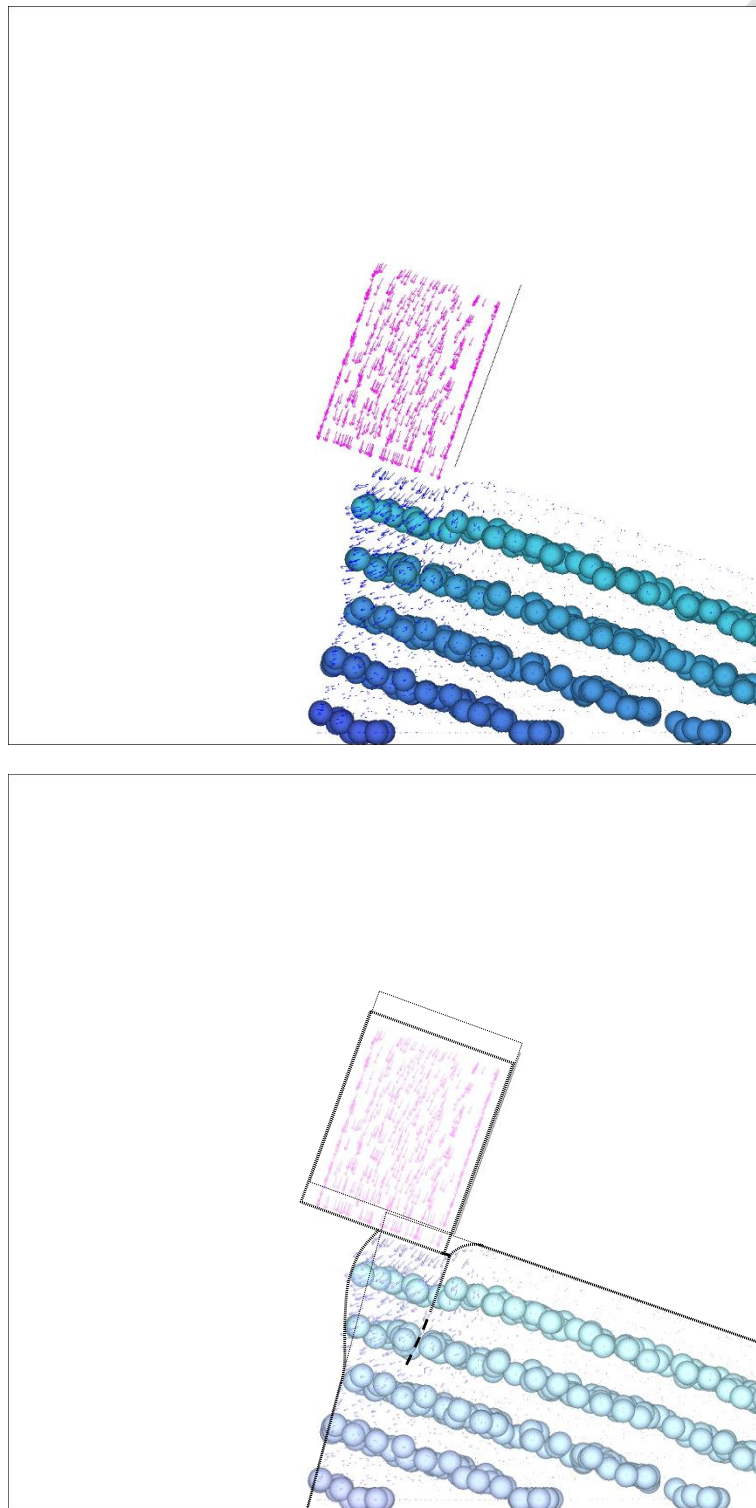


圖 6.19 第 4 組試驗 1000 步

運算 1000 步後，軟岩表面已出現 1 公分之沉陷量，並隨深度增加而減少，且坡面因擠壓而外凸，此與第 2 組試驗之情形相同。

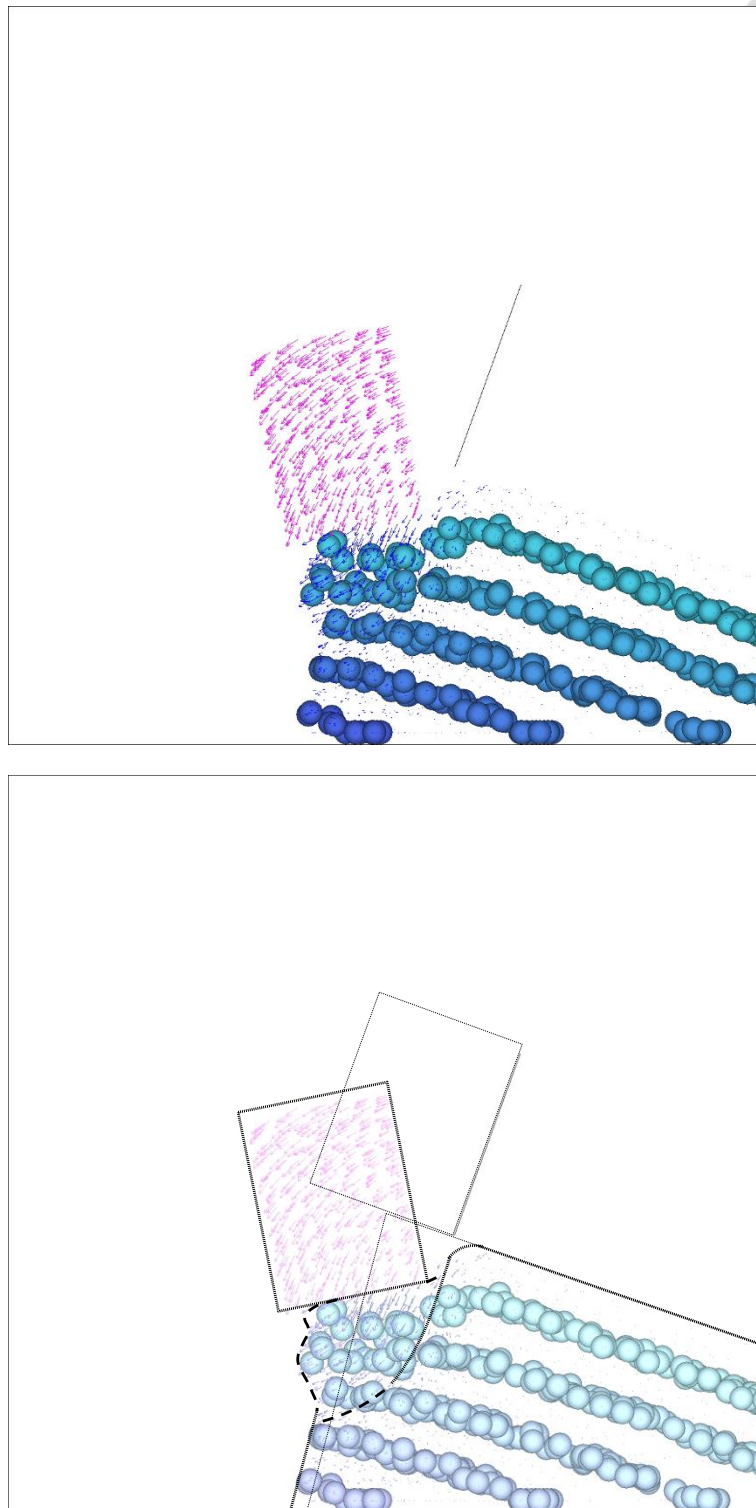


圖 6.20 第 4 組試驗 4000 步

第 4 組運算至 4000 步時，開始出現異於第 2 組的變化。在滑動面仍未完全剪出至坡面前，外側原已外凸之軟岩產生較大沉陷，此差異沉陷的現象造成砂岩塊體向前旋轉。

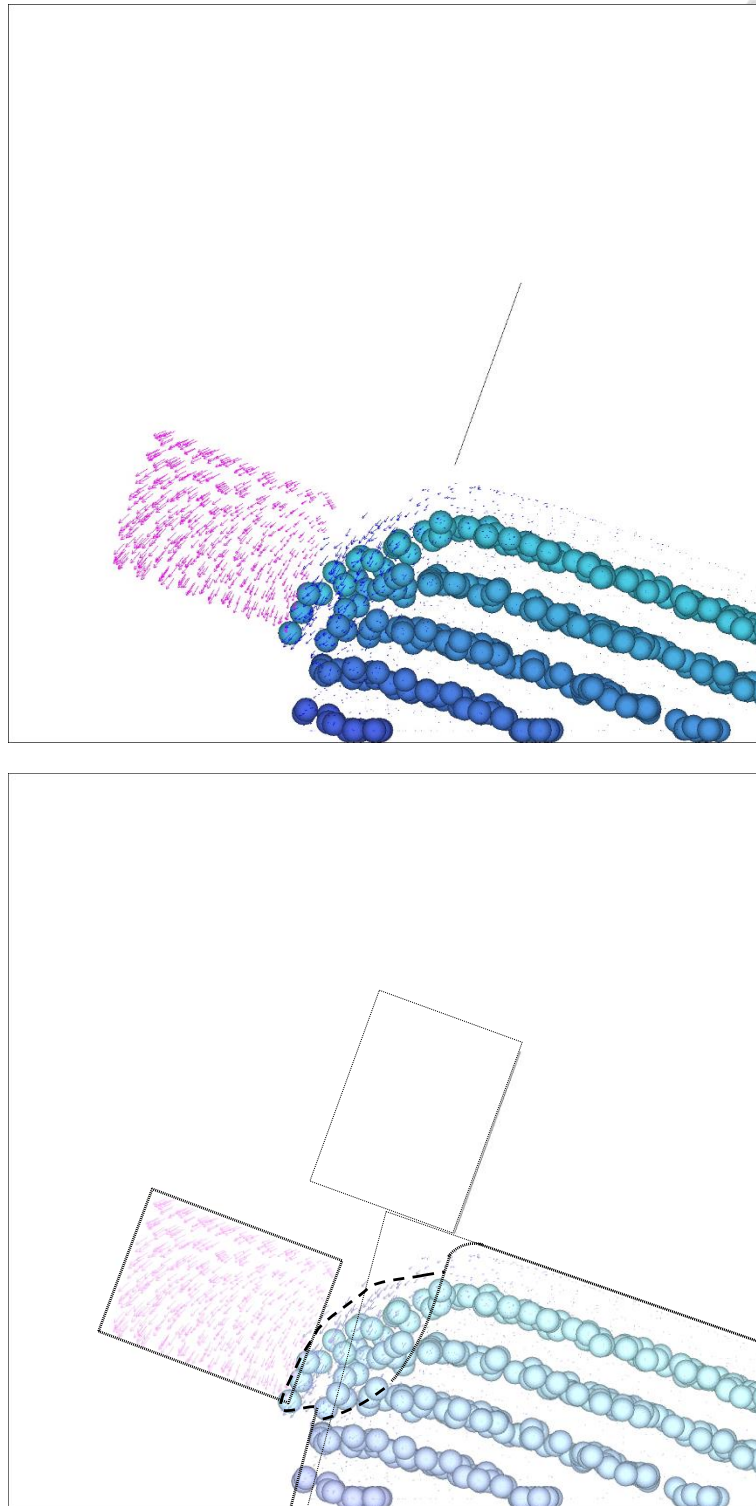


圖 6.21 第 4 組試驗 6000 步

繼續運算至 6000 步時，砂岩塊體持續向前旋轉，即將傾覆掉落，且軟岩上殘留向外傾斜的低緩破壞面。此狀態類似海洋大學案例中頁岩的殘留破壞面。



圖 6.22 為彙整圖 6.14 至圖 6.21，兩種型式破壞於數值模擬中各階段之對比及解釋。對照本圖與前章所述之物理試驗成果（圖 5.5），其破壞過程與最終狀態均相似，顯示物理試驗與數值模擬之成果可互相校核。

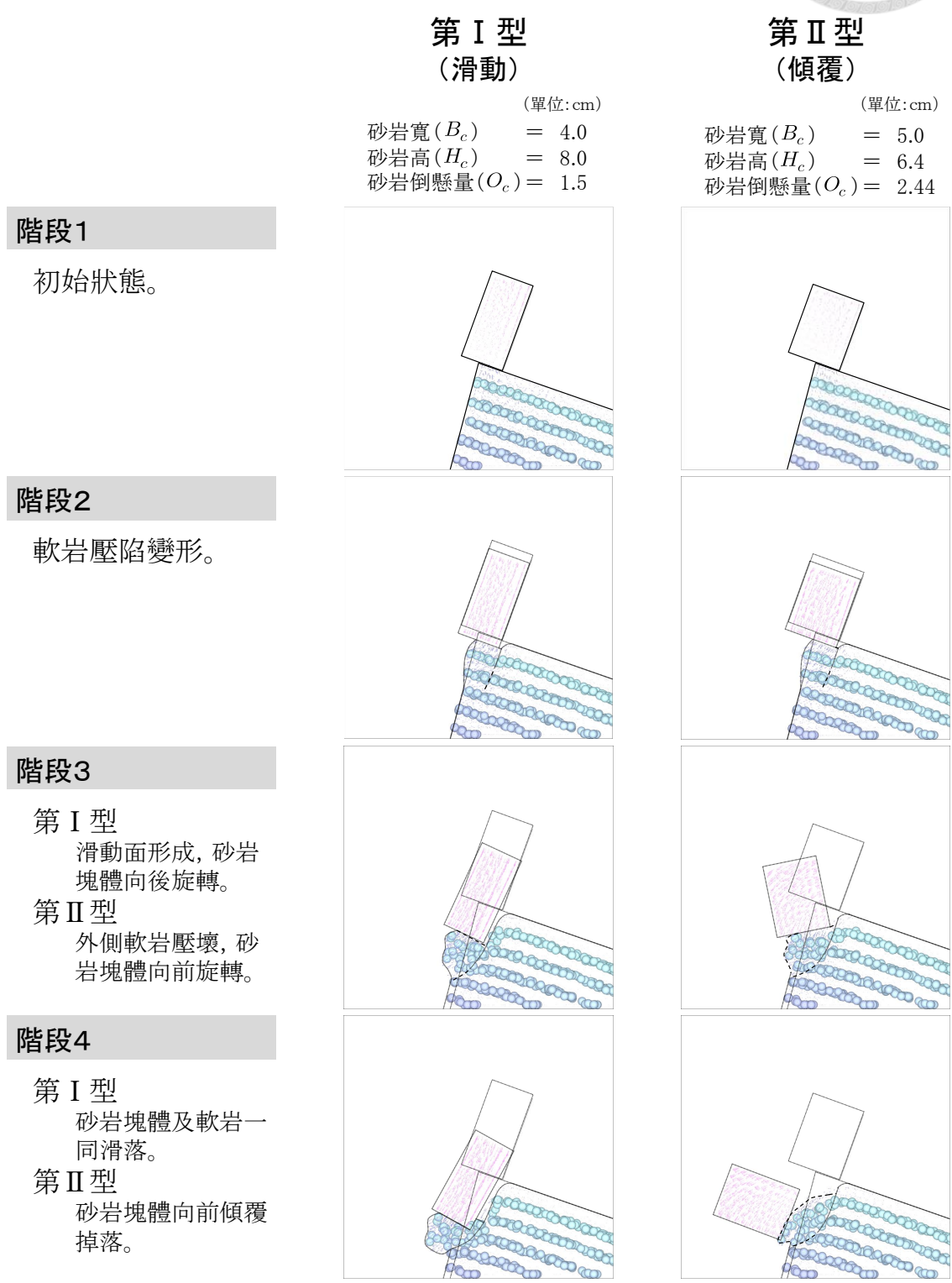


圖 6.22 兩種型式破壞於數值模擬中之各階段對比圖



6.3.4 砂岩塊體幾何形狀綜合討論

前述的第 I 型及第 II 型破壞模式，均為逆向坡上有蓋層構造時，因下方軟岩層發生承載破壞，而引致上方硬岩塊體變形，但其變形的發展過程不同，最終演變為滑動或傾覆破壞。

細觀本節進行的數值模擬以及物理砂箱試驗，第 I 型及第 II 型兩者之間絕大多數條件及參數均相同，僅砂岩塊體之尺寸有細微差異，因此初步可推論砂岩尺寸為決定破壞形式的關鍵參數。

以前述第 2、4 組試驗觀察破壞過程，其最主要之差異在於 4000 步左右，即圖 6.22 之階段 3。此階段時，第 I 型之砂岩塊體仍倚靠於後方節理面，並繼續向下發展滑動；然而第 II 型則因外側軟岩受到較大壓縮，產生差異沉陷，以致砂岩塊體開始向外旋轉，最終肇致兩者產生完全不同的破壞模式。

藉由以上現象觀察，第 II 型破壞可能是因為重心位置較第 I 型破壞更偏向外側，而導致外側軟岩較容易被壓壞。因此本研究初步假設，砂岩塊體的重心位置不同，可能影響了力的作用位置或分布，才導致不同的破壞模式。為便於探討重心位置是否有顯著之影響，本研究定義兩項有關尺寸之新參數，分別為「重心距」以及「座長」(seat length)，其位置詳圖 6.23。

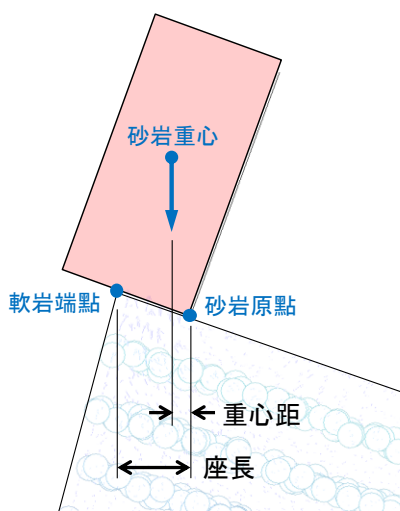


圖 6.23 砂岩重心距及座長定義圖

其中「砂岩原點」定義為砂岩最內側、最低點之角隅；「軟岩端點」定義為軟岩最高點之位置；「砂岩重心」即砂岩塊體之重心，在數值模擬中砂岩塊體雖為球顆粒組成，但此處只考慮巨觀之力學表現，因此得逕以砂岩塊體之長、寬、高計算重心位置。

本研究定義之「重心距」為砂岩原點至砂岩重心之水平投影距離，且規定以砂岩原點向坡面外側方向為正；若遇重心在水平面之投影位置落在砂岩塊體背側節理面上，則以負號表示之。而「座長」則定義為砂岩塊體座落於軟岩上之水平投影長度，即砂岩原點至軟岩端點距離在水平面之投影長，座長數值必須大於零，否則砂岩塊體將直接掉落。表 6.6 列出了依照上述定義而將表 6.5 中各組試驗重新計算之座長、重心距以及試驗結果分類。

表 6.6 各試驗組成果及重心距、座長計算結果

編號	砂岩寬 (cm)	砂岩高 (cm)	砂岩倒懸量 (cm)	座長 (cm)	重心距 (cm)	試驗結果
1	3.0	10.67	0.56	2.26	-0.41	I
2	4.0	8.00	1.50	2.26	0.51	I
3	4.5	7.11	1.97	2.26	0.90	I
4	5.0	6.40	2.44	2.26	1.25	II
5	6.4	5.00	3.76	2.26	2.15	II
6	6.0	8.00	2.25	3.39	1.45	I
7	6.6	7.27	2.81	3.39	1.86	II
8	5.0	12.80	0.18	4.52	0.16	I
9	6.0	10.67	1.12	4.52	0.99	I
10	6.8	9.41	1.87	4.52	1.59	I
11	7.5	8.53	2.53	4.52	2.06	II
12	8.0	8.00	3.00	4.52	2.39	II
13	10.0	6.40	4.88	4.52	3.60	II
14	8.0	10.00	1.87	5.65	2.05	I
15	10.0	8.00	3.75	5.65	3.33	II
16	9.0	10.67	1.68	6.78	2.40	I
17	12.0	8.00	4.50	6.78	4.27	I

再將表 6.6 之數值，以座長、重心距分別為橫縱軸作圖，得圖 6.24。觀察本圖可發現，斜率約為 0.45 之過原點直線可將第 I、II 型破壞區分，顯見座長及重心距足以作為區分何種破壞模式之代表性參數。各分區代表意義如下：

1. 最下方紫色區域，代表重心距為負，亦即重心位置落在砂岩塊體後方節理面上，使得塊體只會沿著節理面發生滑動，亦屬第 I 型（滑動）破壞。除非有其他如節理裂隙水壓等外力作用，否則砂岩塊體極難發生傾覆。
2. 水藍色區域表示重心距小於 0.45 倍的座長，此時因重心位置較接近砂岩原點，發生破壞時不易向前翻轉，因此發生第 I 型（滑動）破壞。
3. 橘黃色區域為重心距介於 0.45~1 倍的座長，此時因重心位置較接近外側，發生破壞時容易向前翻轉，因此發生第 II 型（傾覆）破壞。
4. 綠色區域表示重心距大於座長，即圖中斜率為 1 之粗黑直線以上區域，塊體處於不穩定狀態，不納入討論。

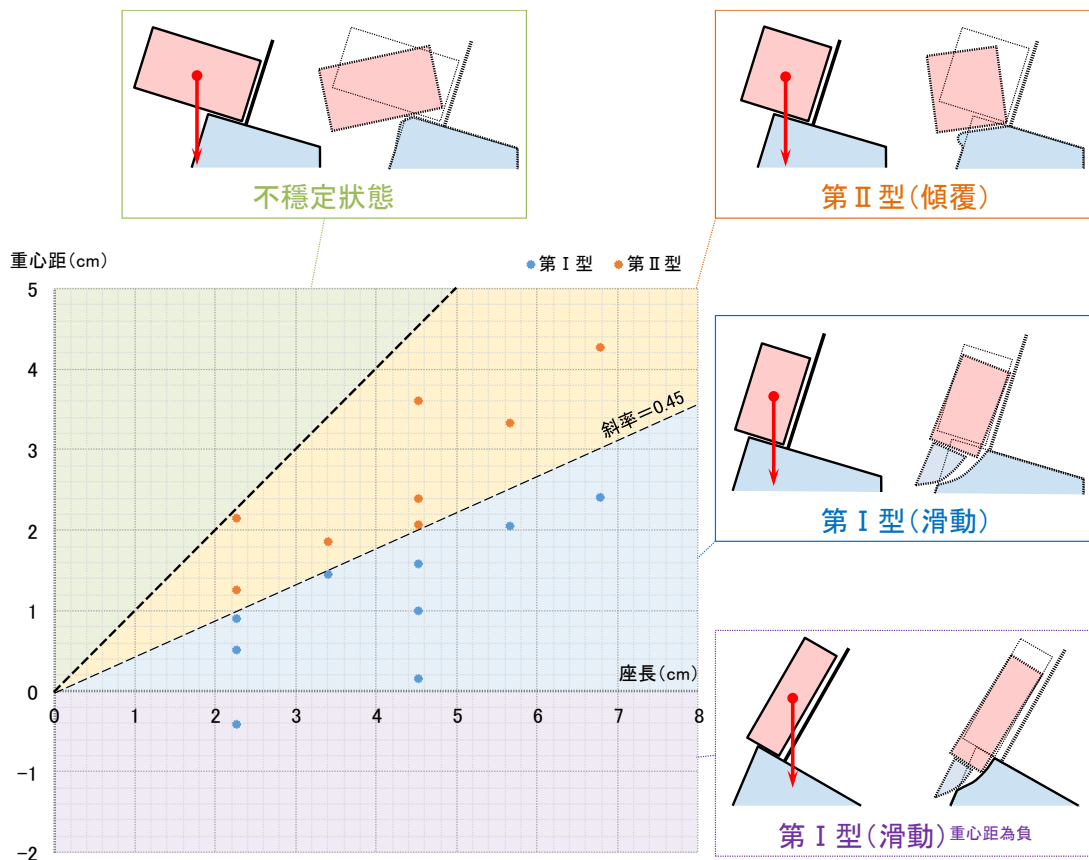


圖 6.24 砂岩塊體幾何形狀對破壞機制影響分類圖



6.3.5 轉換參數

為利於簡化及轉換參數起見，茲將前述成果按圖 6.25 之各項幾何形狀參數重新整理之。

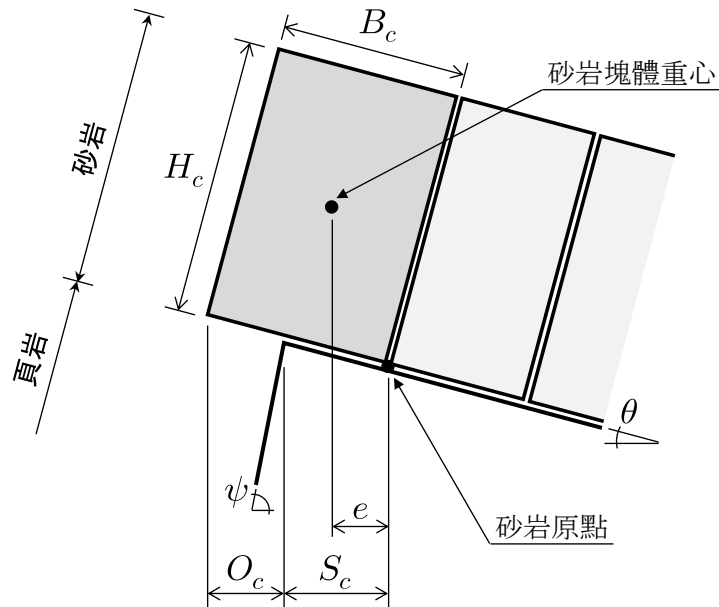


圖 6.25 幾何形狀參數之符號及定義

其中 B_c 、 H_c 分別為蓋岩（硬岩，砂岩）塊體之寬度、高度，此處係假設塊體斷面均為矩形且節理面皆與層面垂直。 O_c 、 S_c 、 e 分別為蓋岩塊體之倒懸量、座長、重心距，其定義同前小節所述且皆為水平面上之投影長。而 θ 、 ψ 分別為地層層面傾角角度及軟岩坡面坡度，在本研究中設定 $\theta = 20^\circ$ ， $\psi = 75^\circ$ 。

由於圖 6.24 之成果顯示座長及重心距兩者為代表性參數，爰將重心距 (e) 及座長 (S_c) 之比例定義為新參數「重心位置偏移比例 (r)」，即

$$r = \frac{e}{S_c}$$

且在本研究模擬之條件 $\theta = 20^\circ$ 、 $\psi = 75^\circ$ 下，

$$\begin{cases} r < 0.45, & \text{第 I 型破壞} \\ r > 0.45, & \text{第 II 型破壞} \end{cases}$$

即為蓋岩塊體之幾何形狀對於第 I、II 型破壞之區分參數，未來針對不同角度



之 θ 、 ψ 條件探討後亦可沿用此定義得出不同之區分數值。

復考量重心距及座長皆非可直接量測所得之參數，因此宜再轉換為其他物理量，並定義 λ 、 ϵ 兩項標準化參數。

第一項標準化參數為「蓋岩塊體形狀之高寬比(λ)」，其定義為蓋岩塊體高度(H_c)與寬度(B_c)之比值，即

$$\lambda = \frac{H_c}{B_c}$$

其數值愈大則塊體愈瘦高，愈小則塊體愈矮胖， $\lambda = 1$ 則為正方形塊體。依本研究在現地進行之調查成果，以及物理、數值模型探討範圍而言，建議其數值範圍在 $0.5 < \lambda < 4$ 之間為宜，其餘範圍是否適用仍有待探討。

第二項標準化參數定義為倒懸量(O_c)相對於蓋岩寬度投影長之比例，或可視為差異侵蝕率(ϵ)，即

$$\epsilon = \frac{O_c}{B_c \cdot \cos \theta}$$

蓋岩與軟岩之差異侵蝕愈發達則蓋岩倒懸量愈大，故在蓋岩塊體幾何形狀不變之情況下，此參數之大小同時代表差異侵蝕發達程度及倒懸程度。由圖 6.25 之定義可知，倒懸量(O_c)、座長(S_c)及蓋岩寬度投影長之間具有以下關係式

$$O_c + S_c = B_c \cdot \cos \theta$$

或以差異侵蝕率表示倒懸量(O_c)及座長(S_c)則為

$$O_c = \epsilon \cdot B_c \cdot \cos \theta$$

$$S_c = (1 - \epsilon) \cdot B_c \cdot \cos \theta$$

由於座長數值必大於零，且倒懸量之範圍應介於 $0 \leq O_c < B_c \cdot \cos \theta$ ，即得差異侵蝕率之理論數值範圍 $0 \leq \epsilon < 1$ 。然而實際上若倒懸量增加至蓋岩塊體重心位置落在軟岩外時，塊體即已發生翻落，故 ϵ 實際存在之上限值仍受地層傾角影響。以水平地層($\theta = 0$)為例， $\epsilon = 0$ 表示尚未倒懸，而增加至 $\epsilon \geq 0.5$ 時塊體重心即落在坡面外而發生翻落。

就實務面而言，在野外調查或分析過程中較容易取得之參數為蓋岩塊體高度 (H_c)、寬度 (B_c)、倒懸量 (O_c) 及地層傾角 (θ) 等四項，將重心距 (e) 及座長 (S_c) 以此四項參數表示後，代回重心位置偏移比例 (r) 之定義，即

$$\begin{aligned} r &= \frac{e}{S_c} \\ &= \frac{\frac{B_c}{2} \cdot \cos \theta - \frac{H_c}{2} \cdot \sin \theta}{B_c \cdot \cos \theta - O_c} \\ &= \frac{B_c \cdot \cos \theta - H_c \cdot \sin \theta}{2(B_c \cdot \cos \theta - O_c)} \end{aligned}$$

代入兩項標準化參數 (λ 、 ϵ)，得

$$r = \frac{1}{2} \left(\frac{1 - \lambda \tan \theta}{1 - \epsilon} \right)$$

在本研究模擬之條件 $\theta = 20^\circ$ 時，

$$\begin{cases} r < 0.45, & \text{第 I 型破壞} \\ r > 0.45, & \text{第 II 型破壞} \end{cases}$$



6.4 軟岩強度之影響

基於前節之成果，已可得知軟岩微觀參數與巨觀參數（凝聚力）之關係，因此本研究首先探討軟岩強度對逆向坡承載破壞之影響。其中軟岩牆度係以凝聚力為代表。

6.4.1 數值模型配置

由於本節僅探討軟岩強度對破壞行為之影響，因此為減少變因，將模型各尺寸參數全部固定，包含軟岩、砂岩之地層傾角、坡度、層厚等。各部分尺寸如圖 6.26 所示。

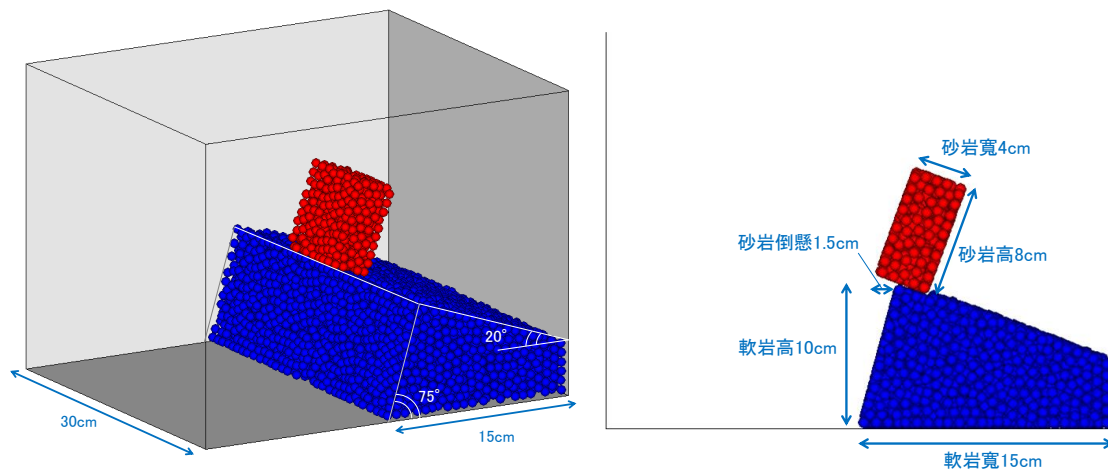


圖 6.26 軟岩強度影響試驗之數值模型配置圖

6.4.2 試驗方法

根據 6.2 節之成果，在 PFC^{3D} 軟體中可藉由改變軟岩之平行鍵結勁度，來產生不同凝聚力的軟岩。參考一般常見的黏土性質，其凝聚力多介於 5~20 kPa，而國際岩石定義 (I.S.R.M., 1981) 之軟岩為單壓強度 100 kPa 以下，因此本節選擇凝聚力為 7、15、25 kPa 之三種軟岩進行試驗，觀察各自需要若干的加載應力才會發



生承載破壞。

模型建置及試驗流程如下：

1. 參考 6.2 節之成果，以球及平行鏈結建立特定參數之軟岩。
2. 於軟岩上方生成相當於條狀基礎之砂岩，並給定某一密度。
3. 重力平衡後，開始模擬砂岩塊施加荷載於軟岩之情形，直到最大不平衡力小於 0.001 N 以下，方認定已達到穩定。
4. 觀察軟岩的破壞行為，以及砂岩塊體的運動狀況。

三種凝聚力之軟岩，分別對應之砂岩密度及破壞情形結果整理如表 6.7。

表 6.7 軟岩強度試驗表

編號	軟岩	砂岩	換算	破壞狀況
	凝聚力	球密度	加載應力	
	(kPa)	(kg/m ³)	(kPa)	
1	7	10000	7.53	彈／塑性變形
2		25000	18.83	局部剪力破壞
3		40000	30.12	承載破壞
4	15	10000	7.53	彈／塑性變形
5		40000	30.12	局部剪力破壞
6		80000	60.25	承載破壞
7		120000	90.37	承載破壞
8	25	50000	37.66	彈／塑性變形
9		100000	75.31	局部剪力破壞
10		150000	112.97	承載破壞
11		200000	150.62	承載破壞

其中破壞狀況之分類，根據不同的最終情況，可分為三類：

1. 承載破壞，且砂岩向後方旋轉，如圖 6.27。
2. 局部剪力破壞，如圖 6.28。
3. 彈／塑性變形，如圖 6.29。

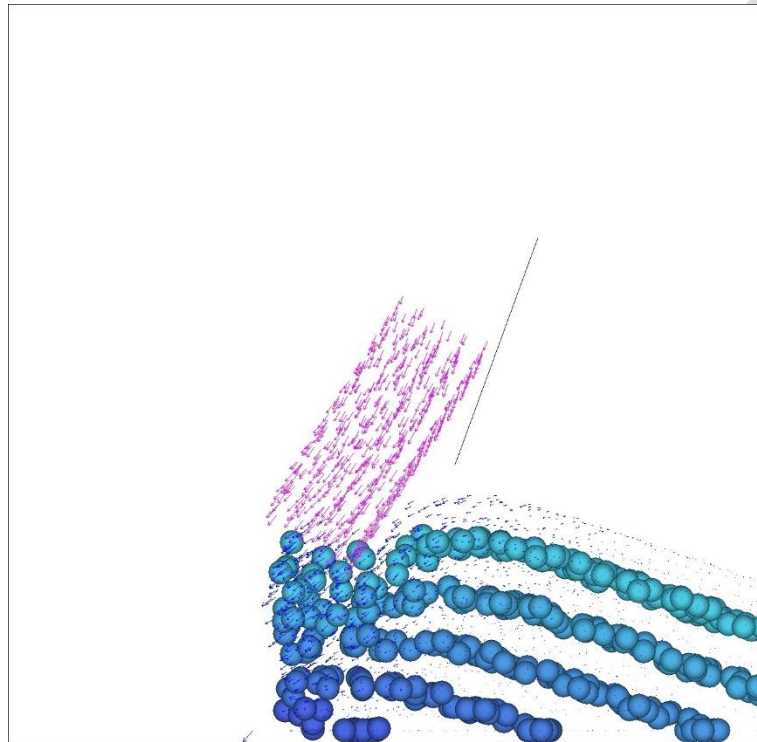


圖 6.27 承載破壞導致滑落

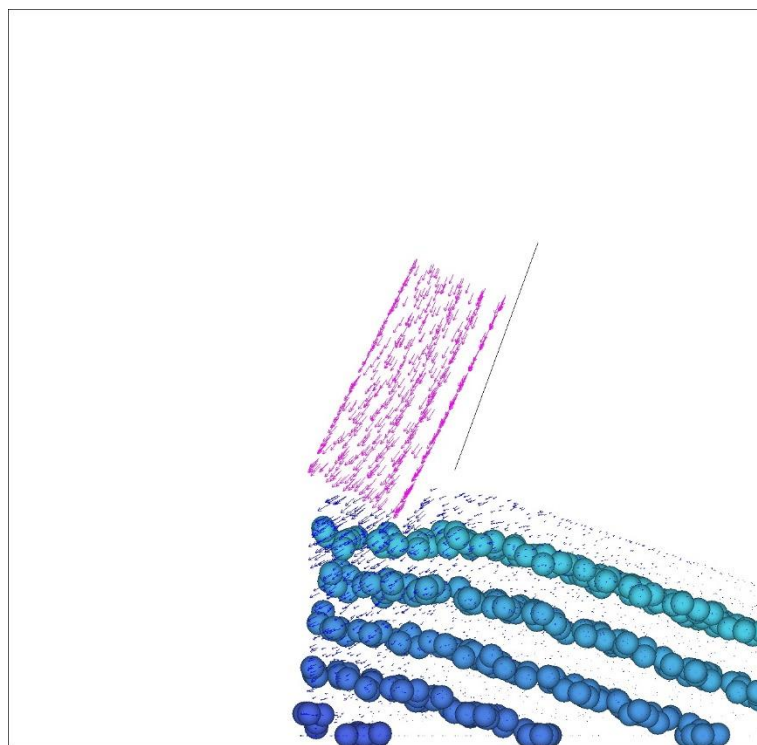


圖 6.28 局部剪力破壞

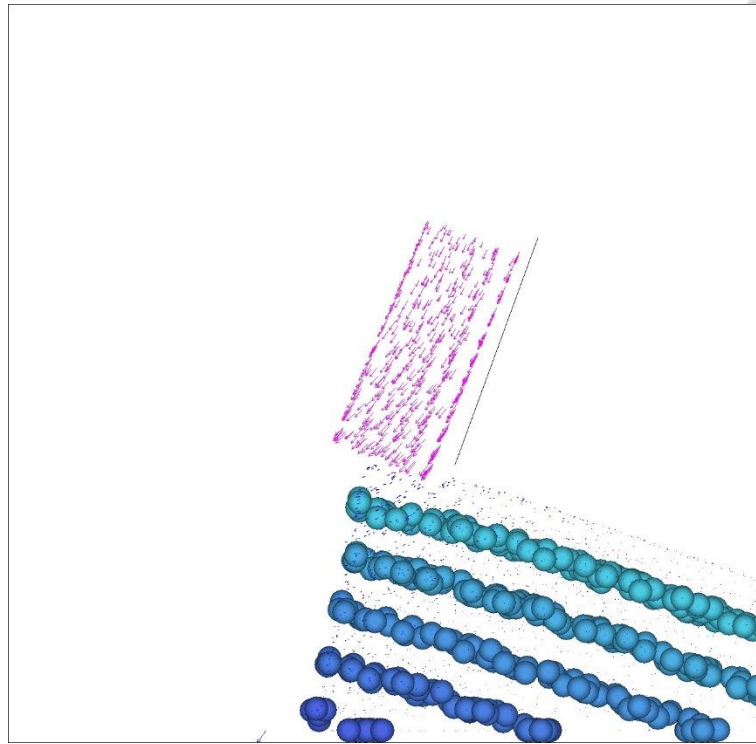


圖 6.29 彈／塑性變形

6.4.3 成果討論

將表 6.7 各項試驗成果，以軟岩凝聚力以及加載應力為橫、縱軸作圖，得圖 6.30。本圖中可依據破壞結果型態分布分為三區，其中彈／塑性變形與局部剪力破壞之分界線為

$$q = 1.615c$$

局部剪力破壞與全面剪力破壞之分界線為

$$q = 3.3c$$

此即軟岩在目前模擬條件下，對逆向坡承載破壞之極限承載力。若砂岩塊體提供的加載應力 $q > 3.3c$ ，則將發生承載破壞。

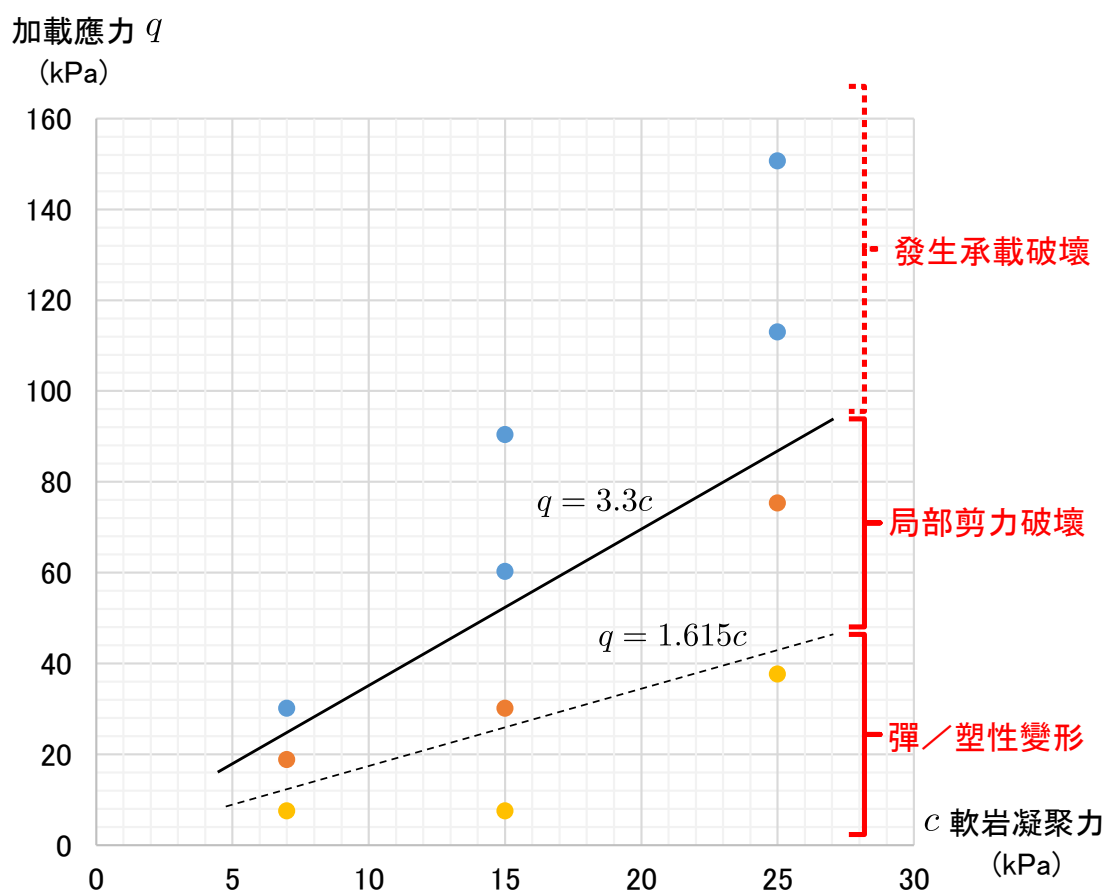
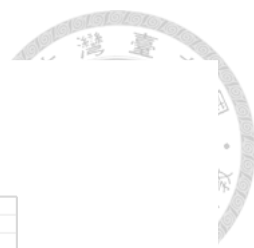


圖 6.30 軟岩凝聚力與加載應力關係圖

考慮到實際的現地狀況，砂岩塊體之重量或密度通常不會無故增加，因此較為合理的促崩條件發展過程，可分為以下兩種促崩因子主控：

1. 差異侵蝕：差異侵蝕會導致倒懸量增加，間接使砂岩塊體底部之接觸面積減少，而導致砂岩加載應力提高。
2. 材料風化：因雨水入滲、自然風化等因素，導致軟岩凝聚力下降。

兩種促崩因子之發展路徑繪於圖 6.31。實際狀況下，未發生破壞前之狀態應位於彈／塑性變形區，之後隨著差異侵蝕、材料風化兩項因子的發展，在圖 6.31 中逐漸向左上方移動，逐漸達局部剪力破壞，最後遇全面剪力破壞邊界時即發生承載破壞。

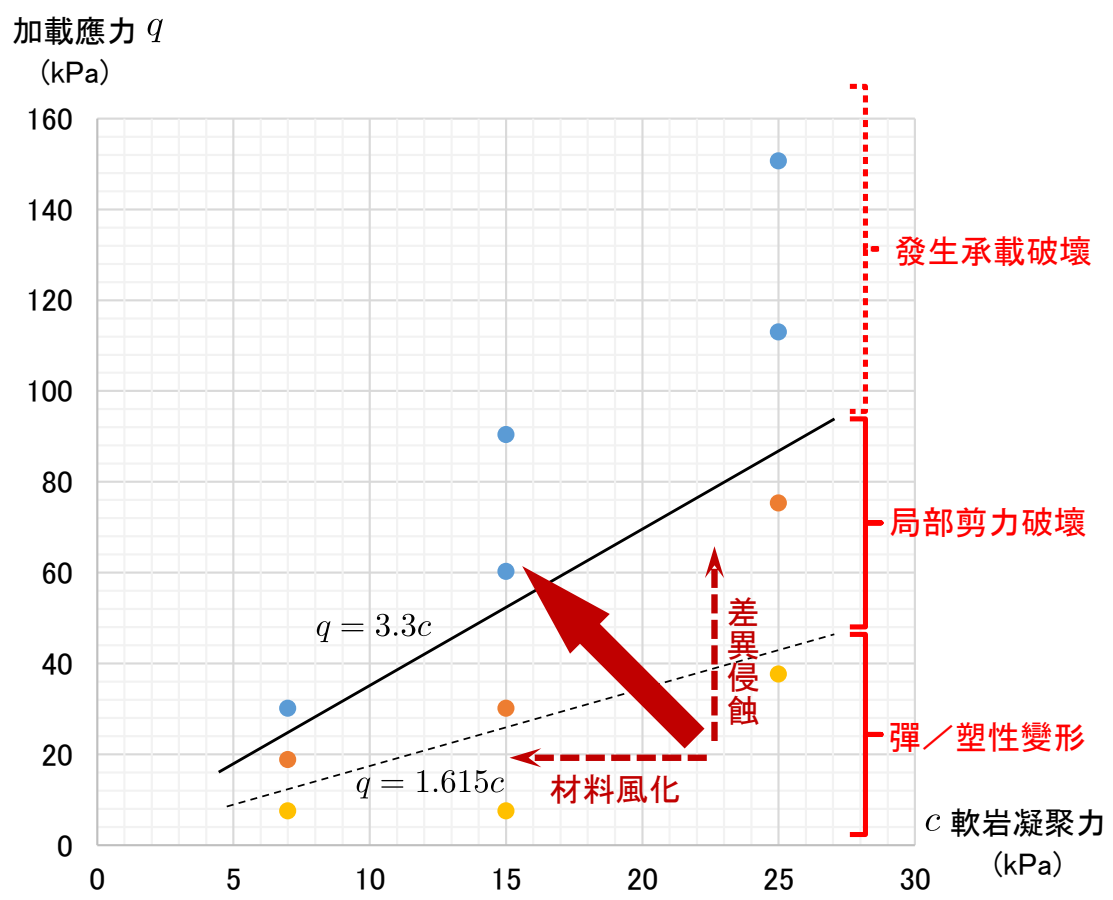


圖 6.31 促崩因子



6.5 小結

1. 承载力破坏检核法，可做为理解 PFC^{3D} 微观参数之工具，在本案例中成功运用其原理，进行多组试验后，得出球颗粒微观参数（平行键结劲度）对巨观参数（凝聚力）之关系。
2. 砂岩的几何形状会影响破坏的形态，端视砂岩重心位置而定，可能会有传统认知上的倾覆破坏，或是出现本研究所探讨的承载破坏现象。
3. 在本研究目前采用的数值模拟条件下，软岩对逆向坡承载破坏之极限承载力为 $q = 3.3c$ ，而 $1.615c < q < 3.3c$ 则会发生局部剪力破坏。
4. 实际状况中，逆向坡承载破坏的促崩因子有差异侵蚀、材料风化两项，在两者共同作用下，使其状态在加载应力与软岩凝聚力关系图上逐渐往左上方移动，最终导致承载破坏发生。



第七章 現地案例應用

本章將結合第三章之調查方法，以及第六章之數值模擬成果，應用於萊萊案例，以模擬現地案例的狀況。

7.1 萊萊案例攝影測量及節理組分析

7.1.1 攝影測量成果

本研究利用無人飛行載具，於 107 年 1 月 27 日至萊萊案例現場，以攝影測量方式對本案例詳細拍照，最後以 PhotoScan 軟體完成點雲製作，如圖 7.1。

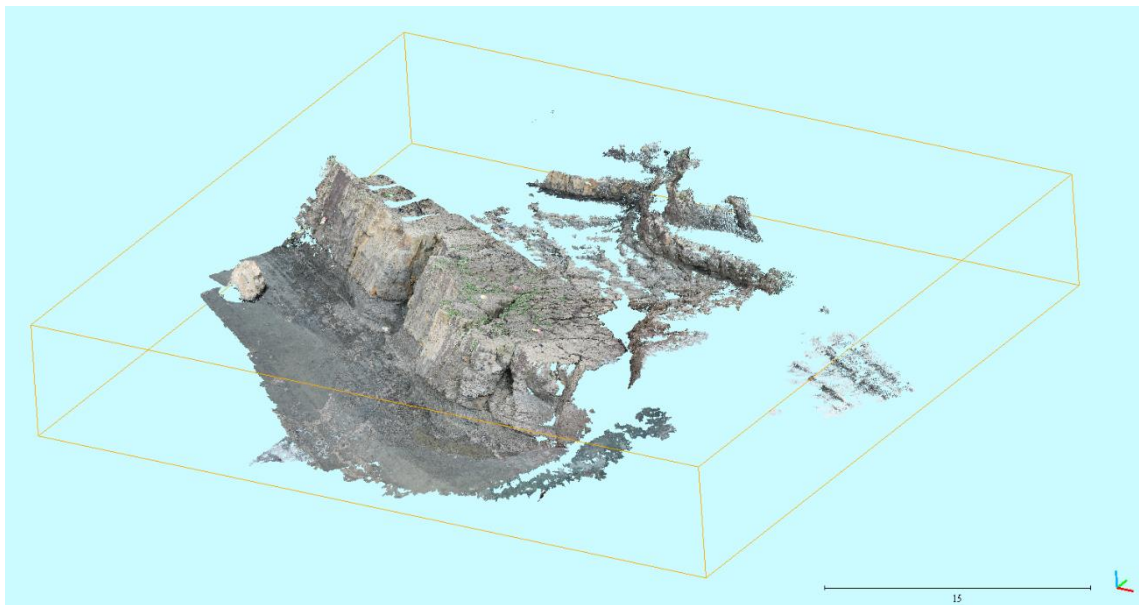


圖 7.1 萊萊地區攝影測量產製點雲

根據產製之點雲，可初步再獲得正射影像圖以及轉成 DSM 製作之等高線圖，分別如圖 7.2、圖 7.3。圖中紅框所示為案例 A 塊體。

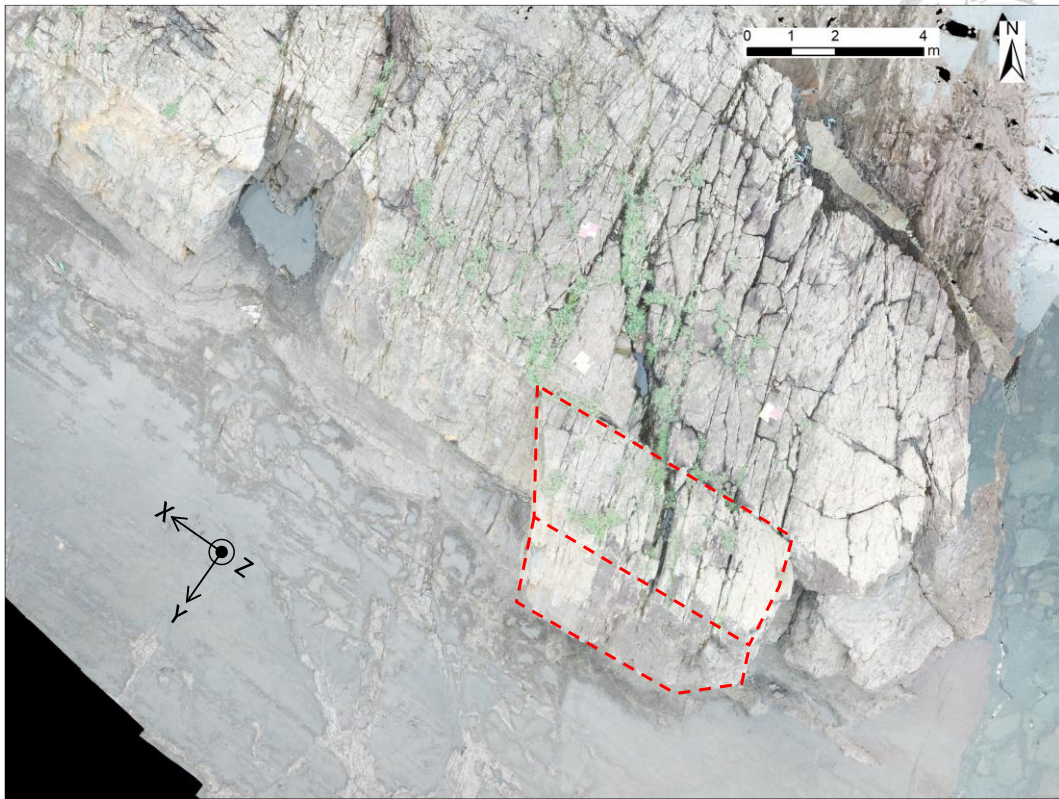


圖 7.2 萊萊案例正射影像圖

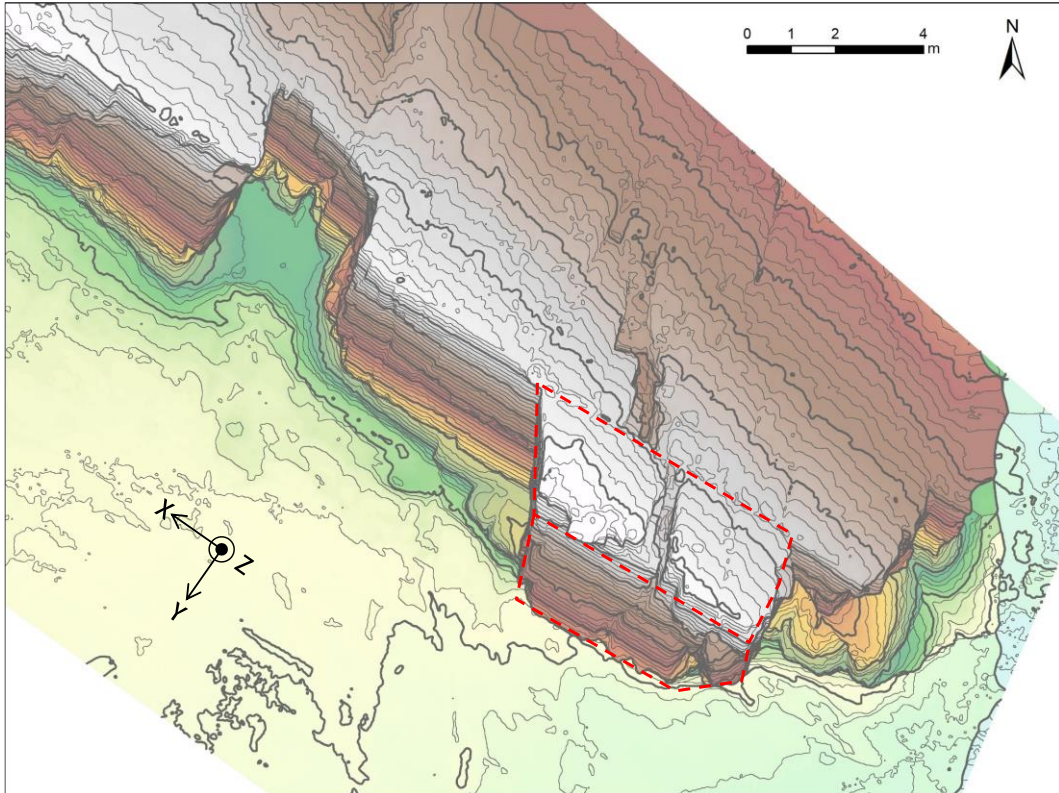


圖 7.3 萊萊地區 DSM 地形圖及等高線 (間距 10cm)



7.1.2 節理組判斷

使用上述點雲模型產製之高精度正射影像，可進一步判釋萊萊案例之砂岩節理組，共可辨認出五組節理，如圖 7.4。而節理走向及運用測窗法統計所得平均間距、延續性，成果列於表 7.1。

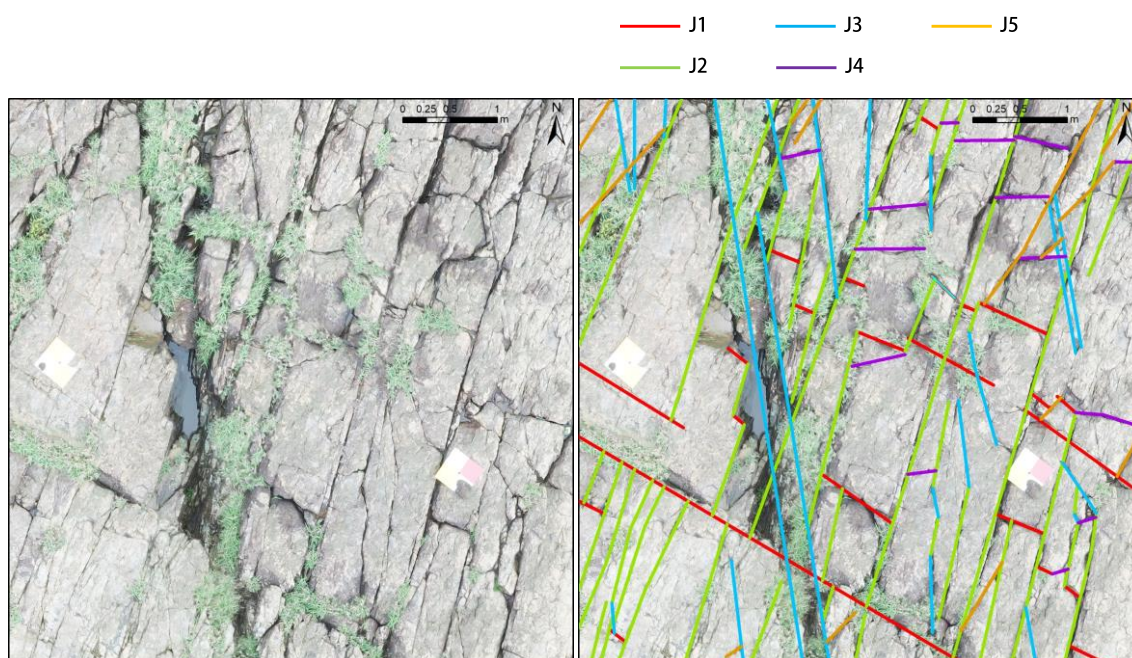


圖 7.4 萊萊案例測窗法節理組判釋

表 7.1 萊萊案例砂岩層之節理判釋成果

位置	節理組	組數	走向		間距 (m)		延續性 (m)
			平均	標準差	平均	標準差	
砂岩	J1	22	N55W	3.04	0.42	0.16	14.31
	J2	38	N17E	2.86	0.22	0.04	10.32
	J3	19	N10W	1.48	0.50	0.19	9.48
	J4	14	N83E	3.35	0.46	0.15	12.33
	J5	13	N37E	5.22	0.93	0.67	12.27



7.2 萊萊案例數值模擬

本節以萊萊案例 A 為數值模擬對象，同樣使用 PFC^{3D} 觀察未來可能的破壞機制與過程。以下依序說明模型建置、參數校核、模擬成果。

7.2.1 數值模型建置

萊萊案例之數值模型，建置流程同 6.1 節，此處不再贅述。而模型微觀參數則配合模型尺度，調整球半徑及平行鍵結半徑為 0.08 公尺；至於砂岩之球密度，考慮本節為模擬實際情形，砂岩塊之性質不應變動，因此固定為 3700 kg/m³。此密度係由假設砂岩實際密度 2200 kg/m³，以 PFC^{3D} 模型中的實測孔隙率 0.4 反算而得。表 7.2 為本節 PFC^{3D} 模型中採用之共通參數。

表 7.2 萊萊案例模型共通參數

材料	球			平行鍵結
	半徑 (m)	密度 (kg/m ³)	摩擦係數	半徑 (m)
軟岩	0.08	2200	0.5	0.08
砂岩	0.08	3700	0.5	0.08

7.2.2 微觀參數校核

比照 6.2 節之方法，本研究首先以承載破壞來校核軟岩的微觀參數。然而本章之模擬為實際尺度，模型之微觀參數敏感特性與 6.2 節之縮尺試驗不同，僅改變平行鍵結勁度無法使軟岩強度有明顯差異，因此本節嘗試改變之微觀參數包括：球勁度、平行鍵結勁度、平行鍵結強度等三種。

圖 7.5 為各組微觀參數條件下之極限承載力。圖中顯示，球勁度與極限承載力成正相關，然其操作性不佳，在固定其他參數情形下無法產生穩定且明顯的變化；平行鍵結勁度則對極限承載力貢獻不大，甚至為負相關；平行鍵結強度則不僅與極限承載力成正相關，亦有較佳的操作性。圖 7.6 為換算凝聚力之關係圖。

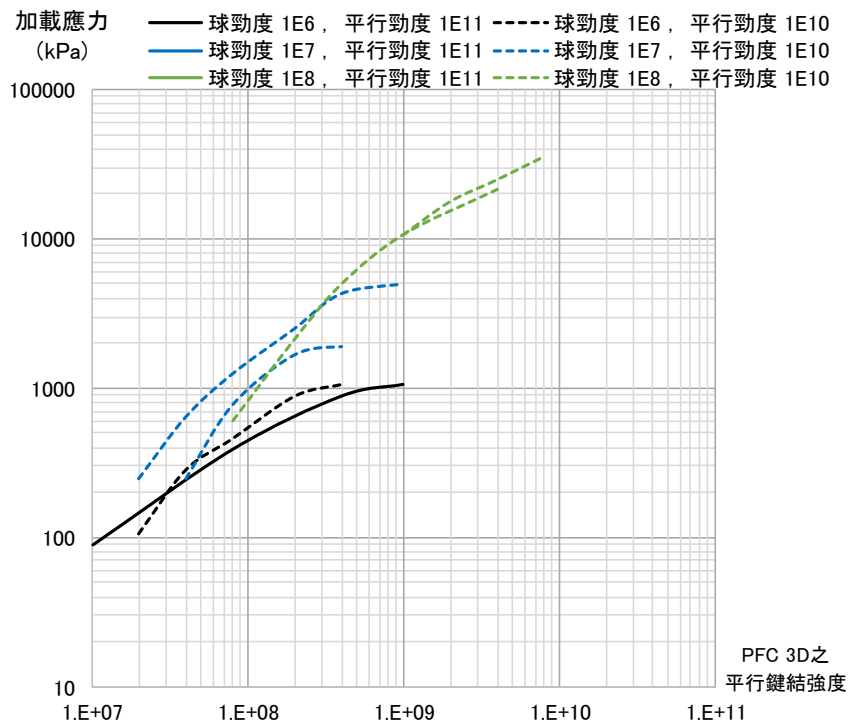


圖 7.5 各種微觀參數與承載力試驗成果圖

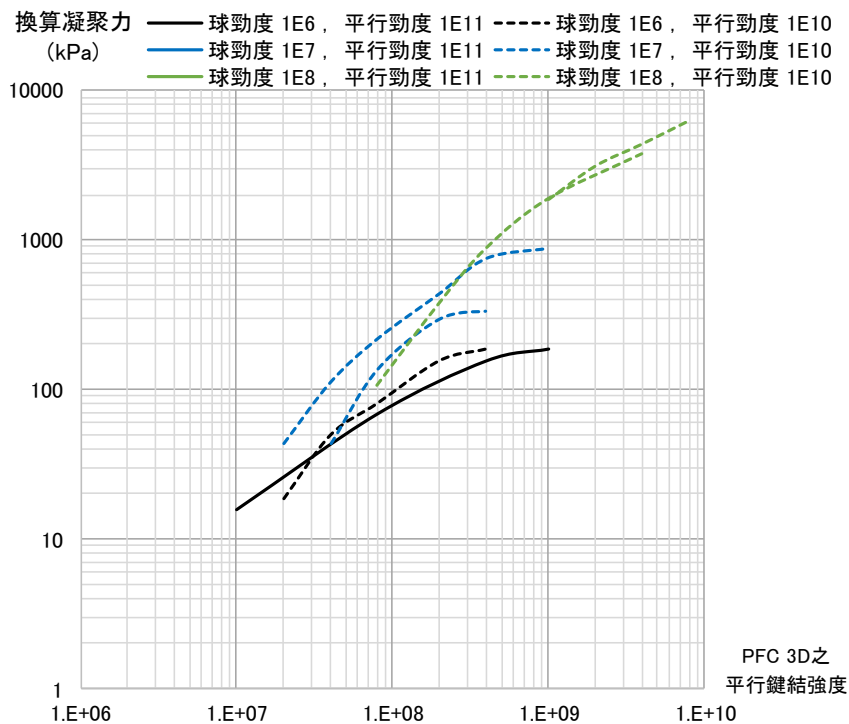


圖 7.6 各種微觀參數與換算凝聚力關係圖



依據 I.S.R.M. (1981) 之定義，並參考 Bieniawski (1989) 對於岩石強度分類之整理列表 (如圖 7.7)，多以單壓強度 1 MPa 為界，大於 1 MPa 者方稱為岩石，小於 1 MPa 者則定義為土壤。

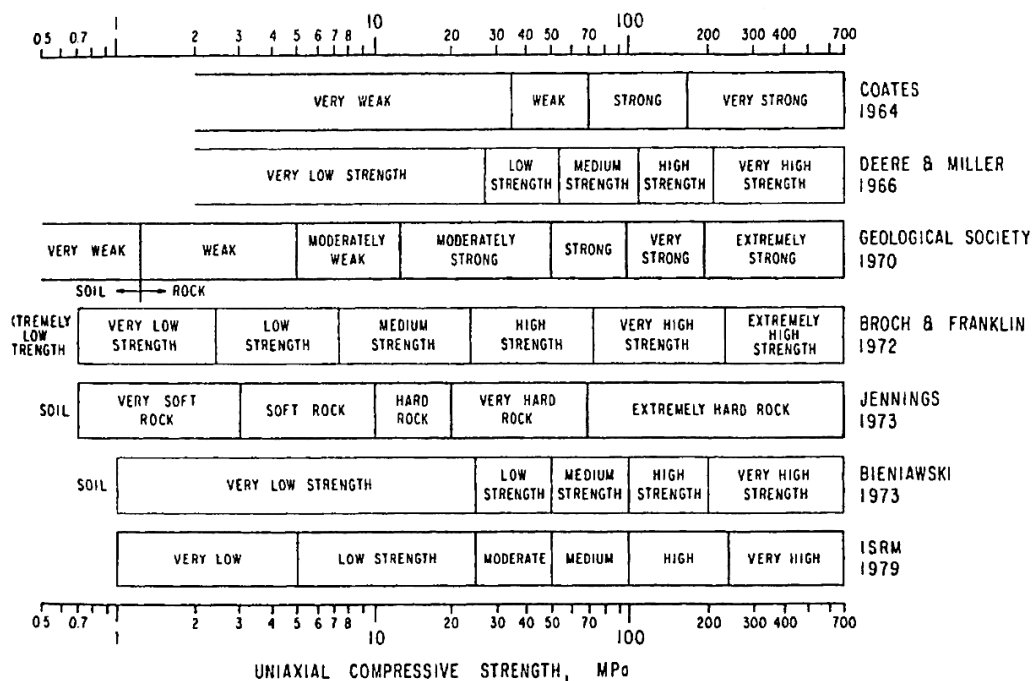


圖 7.7 岩石強度分類整理表 (Bieniawski, 1989)

又本研究假設軟岩為純凝聚性材料，摩擦角為 0。依據莫爾-庫倫破壞公式

$$\sigma_1 = 2c \sqrt{\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}} + \sigma_3 \cdot \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

假設在無圍壓 (即 $\sigma_3 = 0$) 情況下，代入 $\phi = 0^\circ$ 可得

$$\sigma_1 = 2c$$

即單壓強度為凝聚力之兩倍。

綜整以上討論，本研究因主要探討軟岩弱化引致之承載破壞，因此宜選用單壓強度 1 MPa (即凝聚力 500 kPa) 上下之材料。對照圖 7.6，採用「球勁度 1E8，平行鍵結勁度 1E10」之組合，配合平行鍵結強度變化即可符合所需，故選為本章試驗採用之軟岩參數。



7.2.3 數值模擬變因及成果

萊萊案例數值模擬之變因，包含以下三項：

1. 軟岩凝聚力。
2. 砂岩倒懸量。
3. 地層傾角。

其中第 1、2 項，即為第六章小結所提之兩項主要變因「材料風化導致軟岩凝聚力下降」、「差異侵蝕造成加載應力提高」；而第 3 項則可視為對砂岩塊體重心位置之影響。在實際的案例中，砂岩塊體之幾何形狀以及地層傾角通常均較為恆定，使得砂岩塊體重心位置也不易隨時間發生變化。然而考慮到在實際的地層中，地層傾角常有約 5~10 度不等的起伏變化，因此同一區域同一地層的相似案例仍可能會因傾角變化而有不同結果。於現地量測到萊萊案例之地層傾角大約在 20~25 度之間，因此本研究考慮選擇 20、22.5、25 度三種不同傾角納入變因，以同時觀察地層傾角的影響。

表 7.3 萊萊案例 PFC^{3D} 數值模擬變因表

變因	倒懸量 O_c (m)	0~極值	極值出現於 $r=1$
	軟岩凝聚力 c (kPa)	100~1000	依校核成果設定微觀參數
	地層傾角 θ ($^\circ$)	20、22.5、25	
固定參數	砂岩塊高 H_c (m)	3.6	$\lambda = \frac{3.6}{1.8} = 2$
	砂岩塊寬 B_c (m)	1.8	
	坡面角度 ψ ($^\circ$)	90	

試驗過程即以三項變因，比照 6.3 及 6.4 節之方法，構成一系列試驗，並觀察其最終破壞情形為何者。以下各以一例，說明發生第 I 型（滑動）、第 II 型（傾覆）破壞之各階段情形。



第 I 型（滑動）破壞：圖 7.8 為傾角 22.5 度、凝聚力 185 kPa、倒懸 1.2 公尺等條件下，發生破壞之各階段情形。

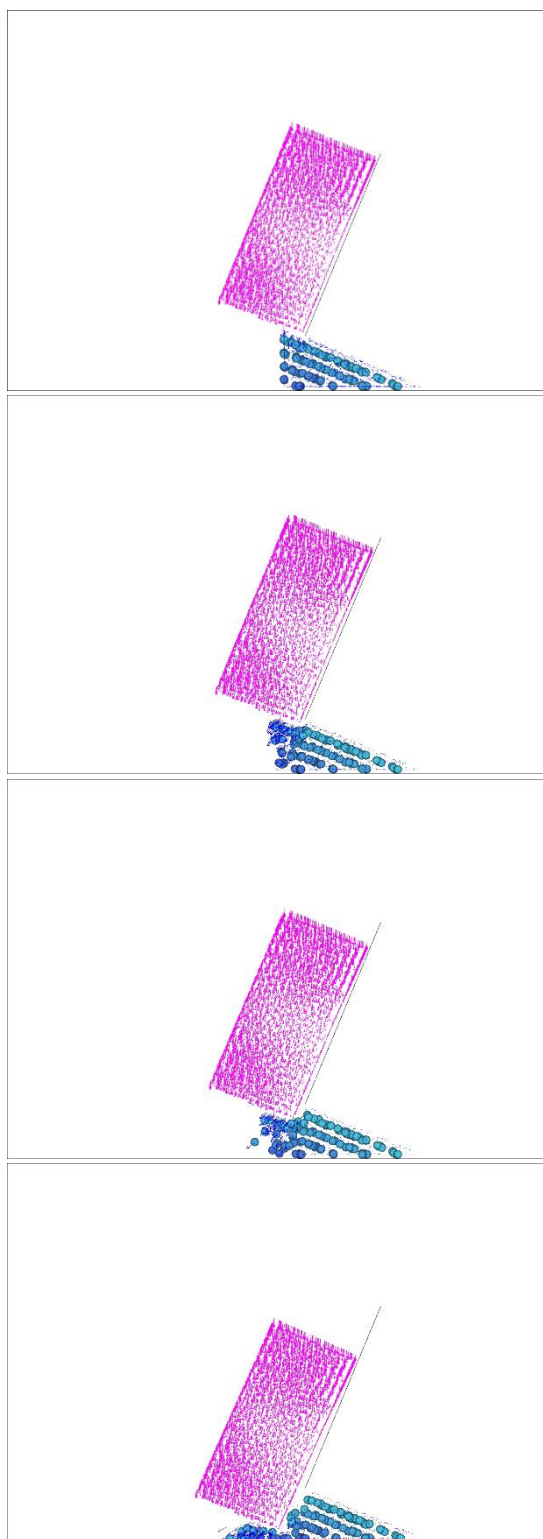


圖 7.8 第 I 型（滑動）破壞之初始狀態、5000 步、10000 步、最終狀態



第II型（傾覆）破壞：圖 7.9 為傾角 22.5 度、凝聚力 373 kPa、倒懸 1.3 公尺等條件下，發生破壞之各階段情形。

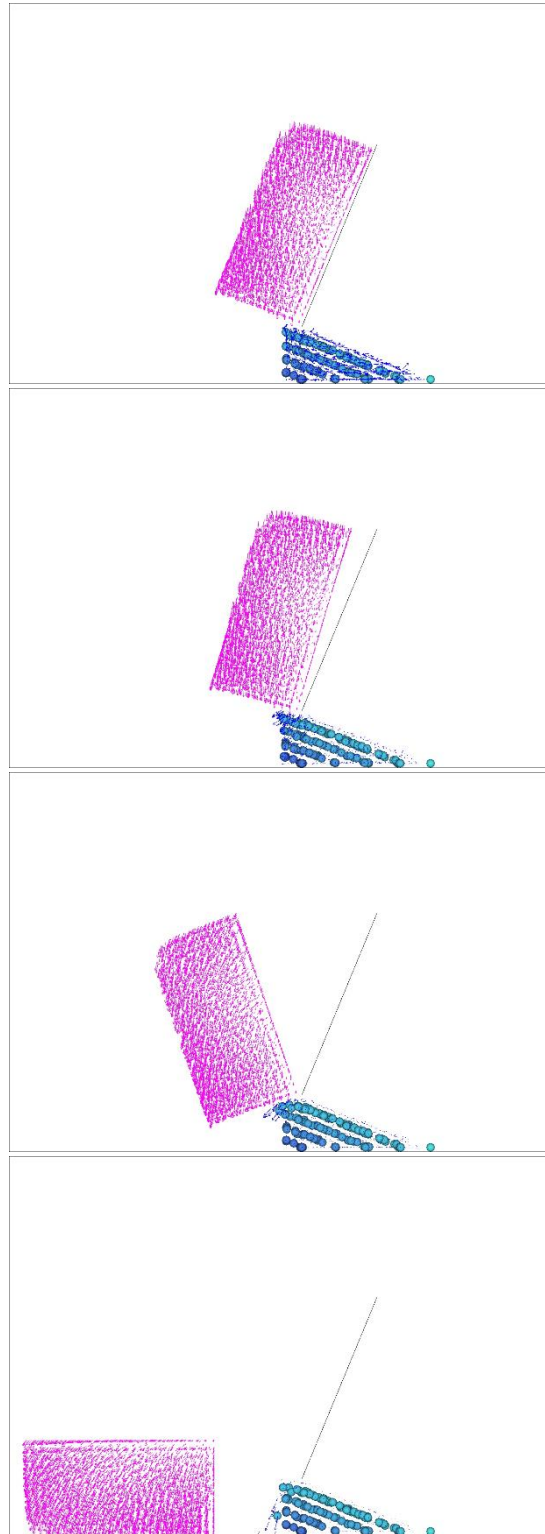


圖 7.9 第II型（傾覆）破壞之初始狀態、20000 步、40000 步、最終狀態



7.3 萊萊案例數值模擬成果討論

7.3.1 不同傾角之破壞情形

由於參數眾多不易比較，因此先比照圖 6.30，將上述各組試驗，以軟岩凝聚力為橫軸、換算砂岩塊體之加載應力為縱軸作圖，並將最後破壞形式分為未破壞、第 I 型（滑動）、第 II 型（傾覆），分別標記於圖上。圖 7.10~圖 7.12 分別為傾角 20、22.5、25 度情況下，各組試驗繪製於加載應力—凝聚力圖之成果。其中灰色點表示在最終狀態時並未發生破壞，藍色點表示最終發生第 I 型（滑動）破壞，橘色點表示最終發生第 II 型（傾覆）破壞。另本節並未再細分彈／塑性變形與局部剪力破壞之差異，均歸入未破壞類別。

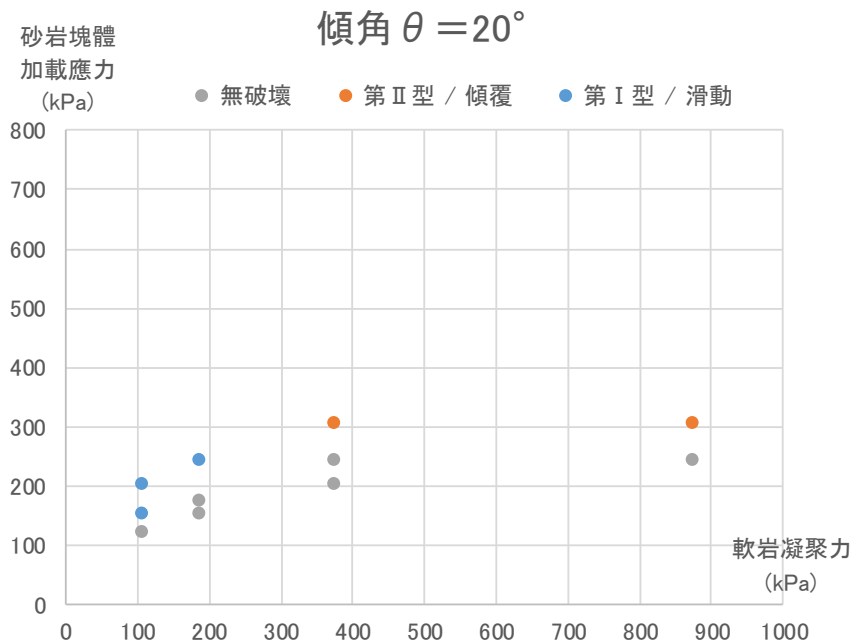


圖 7.10 傾角 20 度之加載應力—凝聚力破壞型態圖

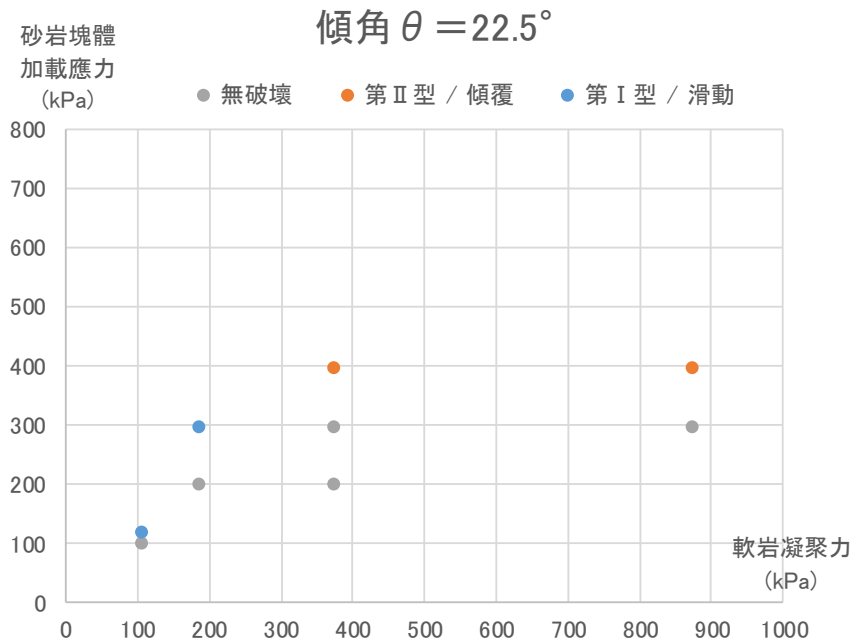


圖 7.11 傾角 22.5 度之加載應力—凝聚力破壞型態圖

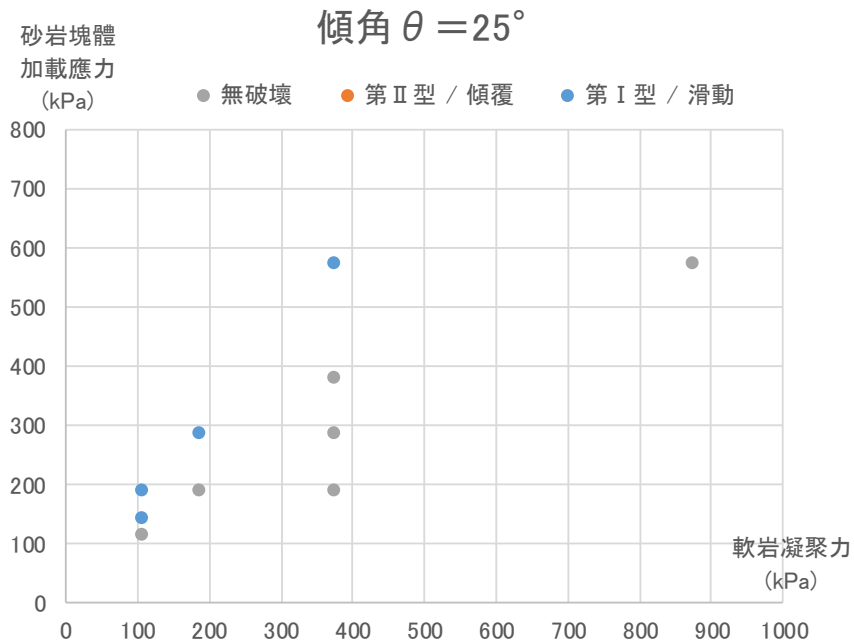


圖 7.12 傾角 25 度之加載應力—凝聚力破壞型態圖

觀察以上三張圖可發現，在傾角 20 度時，加載應力上升到約 300 kPa 即會發生第 II 型（傾覆）破壞，而在加載應力未達 300 kPa 時，只有軟岩凝聚力弱化到約 200 kPa 以下才會發生第 I 型（滑動）破壞。而傾角 25 度時，則僅會發生第 I 型（滑動）破壞，且軟岩弱化到 400 kPa 即可發生。至於傾角 22.5 度，其破壞分布類似 20 度情形，但第 II 型（傾覆）破壞要加載應力提高到約 400 kPa 才會發生。

將以上三種傾角之破壞分區，可繪製破壞分區圖如圖 7.13。整體而言，第 I 型（滑動）破壞邊界大致呈過原點的斜直線，與圖 6.30 之成果相同；而第 II 型（傾覆）破壞則在加載應力達一定大小後即會發生，與軟岩凝聚力較無關聯，且傾角越大，此水平邊界亦隨之提高。

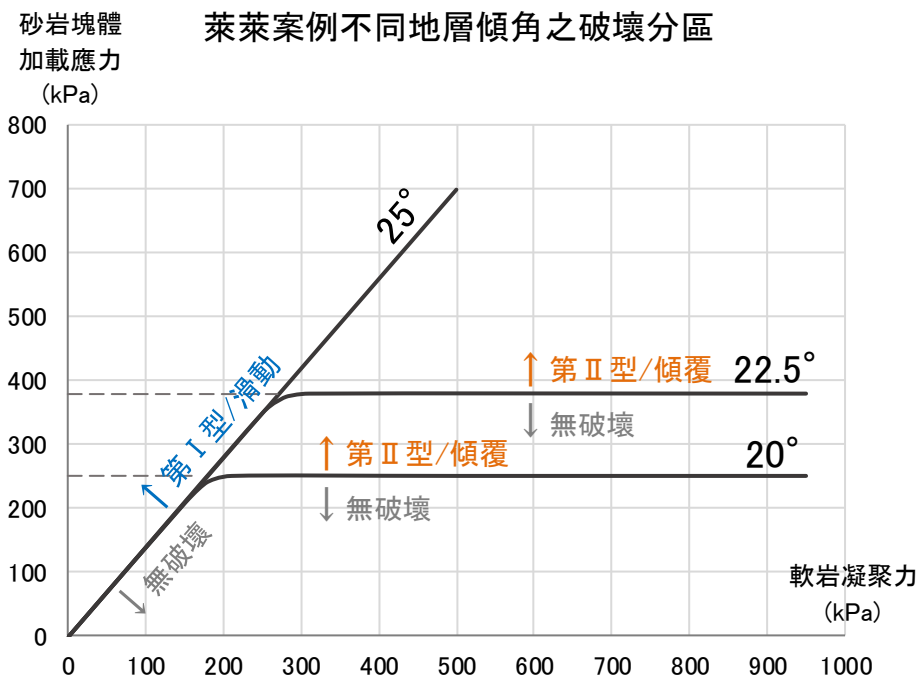


圖 7.13 萊萊案例不同傾角之破壞分區圖



7.3.2 各參數對破壞分區之影響

由於在試驗過程及實際情形中，加載應力的提升都是藉由倒懸量增加而達成，其每單位長度之關係為

$$q = \frac{F}{A} = \frac{Mg \cos \theta}{\frac{S_c}{\cos \theta}} = \frac{Mg \cos^2 \theta}{B_c \cdot \cos \theta - O_c}$$

或以差異侵蝕率 ϵ 表示為

$$q = \frac{Mg \cos \theta}{\frac{(1 - \epsilon) \cdot B_c \cdot \cos \theta}{\cos \theta}} = \frac{Mg \cos \theta}{(1 - \epsilon) B_c}$$

對現地案例而言，砂岩塊體重量 Mg 、砂岩塊體寬 B_c 、地層傾角 θ 皆為定值，因此加載應力 q 與倒懸量 O_c 、差異侵蝕率 ϵ 之間均可以兩兩相互轉換、對應。又本研究定義之新參數「重心位置偏移比例 (r)」，於第六章已推導

$$r = \frac{e}{S_c} = \frac{1}{2} \left(\frac{1 - \lambda \tan \theta}{1 - \epsilon} \right)$$

因此對特定案例而言， r 亦只與 ϵ 有關。

綜上所述，可將萊萊案例之各項幾何參數繪製如圖 7.14 之轉換對照圖。

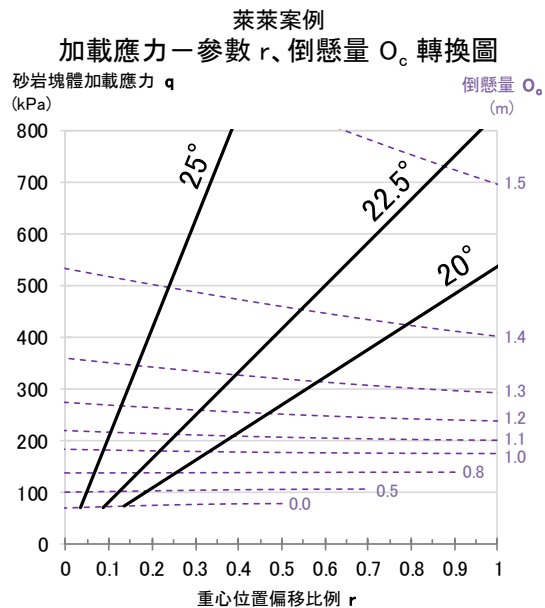



圖 7.14 萊萊案例加載應力與參數 r 、倒懸量 O_c 之轉換關係圖



藉由圖 7.14 可查詢，在已知地層傾角 θ 與倒懸量 O_c 時，分別對應之砂岩塊體加載應力 q 與參數 r 。例如傾角 20 度、倒懸 1.1 公尺時，加載應力約為 210 kPa、參數 r 約為 0.38；而傾角 25 度、倒懸 1.3 公尺時，加載應力約為 350 kPa、參數 r 約為 0.17。至於此圖之右邊界，依據定義， r 必須小於 1 否則會變為不穩定而翻落。因此地層傾角 20 度時，大約在倒懸量 1.45 公尺(此狀態之加載應力約為 540 kPa)時， r 恰等於 1，塊體即將進入不穩定狀態。因此以地層傾角 20 度而言，倒懸量至多僅能到 1.45 公尺。

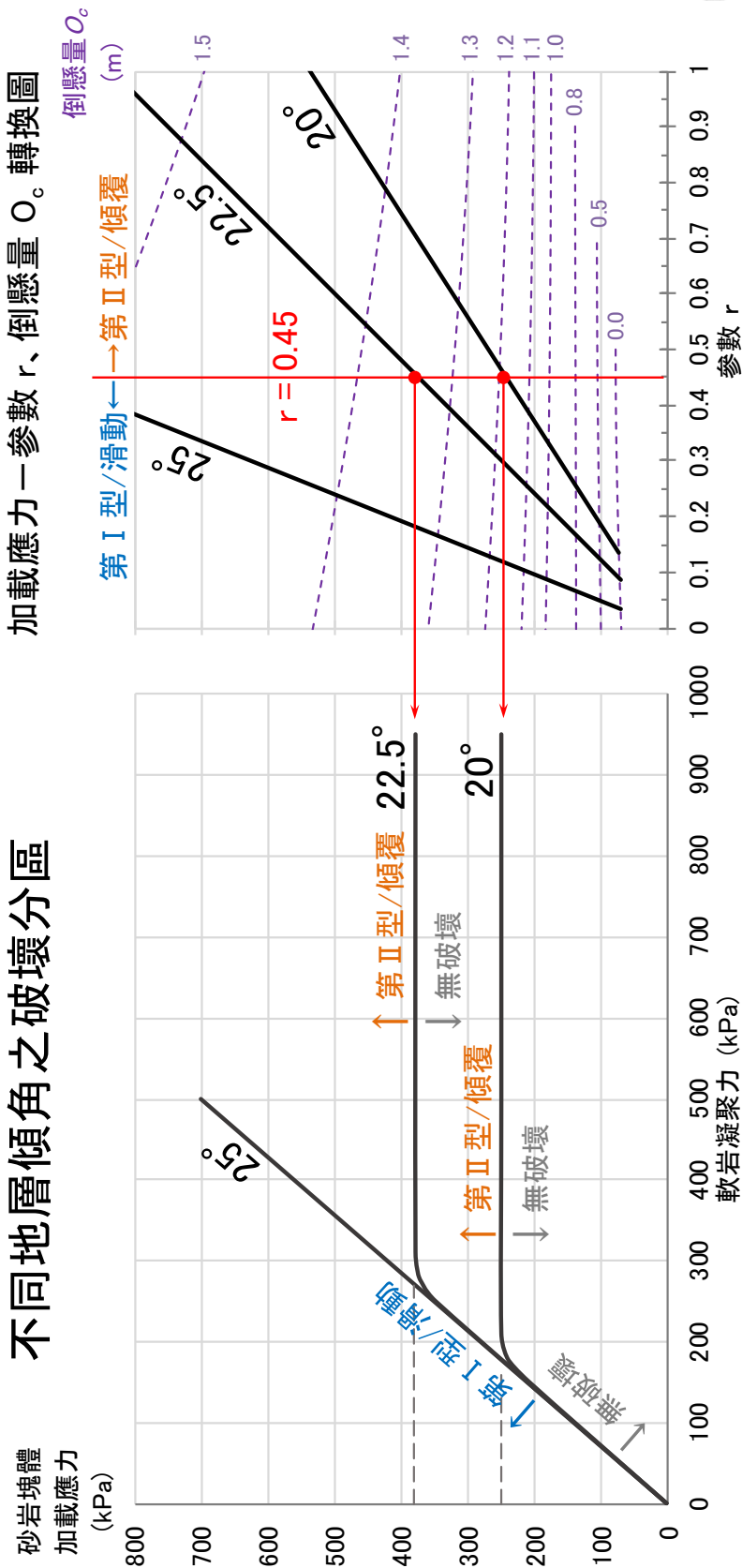
再將圖 7.13、圖 7.14 整合對照，使縱軸之加載應力對齊，可得圖 7.15。參考第六章小結「 $r < 0.45$ 為第 I 型(滑動)破壞； $r > 0.45$ 為第 II 型(傾覆)破壞」，在參數轉換圖取 $r = 0.45$ 與各傾角之交點，即為區別第 I 型、第 II 型之加載應力與倒懸量，且此時之加載應力亦相當於破壞分區之第 II 型破壞邊界水平線。

因此運用圖 7.15 右方之參數轉換圖，即可查得左方各傾角之破壞分區圖。以地層傾角 22.5 度為例，在右方的參數轉換圖中可知 $r = 0.45$ 時，倒懸量約為 1.35 公尺、加載應力約為 380 kPa。再對應到左圖，可知其破壞分區為：

1. 軟岩凝聚力 270 kPa 以下，視加載應力與軟岩凝聚力組合而定，在斜直線上方會發生第 I 型(滑動)破壞。
2. 軟岩凝聚力 270 kPa 以上，加載應力逾 380 kPa，或相當於倒懸量逾 1.35 公尺，會發生第 II 型(傾覆)破壞。

換言之，圖 7.15 右側之參數轉換圖係決定「在目前幾何參數下之最終破壞形式為何」，左側之破壞分區圖則決定「在目前強度參數下之發生破壞與否」。


不同地層傾角之破壞分區



加載應力—參數 r 、倒懸量 O_c 。轉換圖

圖 7.15 萊萊案例不同傾角之破壞分區及參數轉換圖





再以圖 7.16 為例，說明幾何形狀、材料強度之狀態變化於圖中顯示情形。假設 A_1 狀態為初始狀態，凝聚力 900 kPa、倒懸 0.8 公尺，並可由右圖查得加載應力為 130 kPa，此時不會發生破壞。若 A_1 狀態幾何參數固定，僅軟岩弱化至 100 kPa 以下（即 A_2 狀態），則發生滑動破壞，此時因倒懸量不變，故在右圖中仍位於同一點，且 $r < 0.45$ 。

若 A_1 狀態之軟岩參數不變，僅倒懸量逐漸增加，其加載應力亦逐漸增加，在右圖中將逐漸移動至 B_1 、 C_1 狀態，且 B_1 狀態之 $r < 0.45$ ， C_1 狀態之 $r > 0.45$ 。再對照左圖，可知 B_1 尚未破壞、而 C_1 已經發生傾覆破壞。

至於尚未破壞的 B_1 狀態，若倒懸量不變而軟岩持續弱化則會變為 B_2 狀態，於左圖中可查知為滑動破壞。而軟岩若先弱化至約 450 kPa，倒懸量再持續增加，則可到達 C_2 狀態，並於左圖中可查知為傾覆破壞。 A_2 、 B_2 、 C_2 之倒懸量分別與 A_1 、 B_1 、 C_1 相同，因此在右圖中其位置亦與 A_1 、 B_1 、 C_1 重合。

惟上述成果之應用，在其他參數條件下仍有所侷限，尚未完全明朗。因目前本研究僅探討地層傾角 20 度左右之情形，對於更緩或更陡地層傾角之情況，或是坡度改變時，是否仍有同樣破壞分區，以及是否以 $r=0.45$ 為破壞類型分界，尚待更多試驗釐清。



7.4 小結

1. 地層傾角同樣約為 20 度左右時，於 PFC^{3D} 數值模擬萊萊案例的現地尺度亦顯示由參數 r 決定其破壞模式為滑動或傾覆。此與第六章縮尺砂箱試驗的結果相同，顯示參數 r 在現地尺度中亦可用於評估最終可能發生的破壞形式為第 I 型（滑動）或第 II 型（傾覆）破壞。
2. PFC^{3D} 數值模擬成果顯示，在萊萊案例情況下破壞分區係由兩種因素決定。其一為加載應力與軟岩凝聚力之比例決定是否發生第 I 型（滑動）破壞；其二為加載應力超過一定大小則會發生第 II 型（傾覆）破壞，且其大小與參數 r 有關。兩項因素共同決定上方蓋岩塊體是否發生破壞，以及會發生何種破壞。

第八章 結論與建議



8.1 結論

8.1.1 高陡逆向坡調查方法

1. 藉由八斗子海蝕崖之案例，本研究發現運用攝影測量所得點雲資料可於懸崖上調查厚層砂岩中之節理組，並計算其走向與間距。
2. 運用將地形投影到垂直面之立面地形圖方法，可清楚展示逆向坡上倒懸塊體的地形特徵，並能計算出其位置、區域大小以及倒懸體積。

8.1.2 逆向坡承載破壞

1. 本研究在東北角海岸發現之多個案例顯示，當節理發達之蓋岩（硬岩）覆蓋於較軟岩層上時，蓋岩因差異侵蝕而發生倒懸，且受節理切割的蓋岩塊體可以於下方軟岩中發展出承載力破壞並呈現弧形滑動的特徵。
2. 縮尺砂箱物理試驗能重現此種破壞機制之運動模式，並可依蓋岩塊體運動方式，將承載力破壞分為第 I 型（滑動）及第 II 型（傾覆）破壞。
3. 根據 PFC^{3D} 數值模擬成果發現，上方蓋岩的幾何形狀會影響破壞的型態，且與蓋岩塊體之重心位置有關。重心位置愈近內側，塊體傾向發生第 I 型（滑動）破壞；而重心位置愈近外側，愈容易發生第 II 型（傾覆）破壞。兩者皆因下方軟岩之承載力不足而導致破壞，但軟岩受壓沉陷發展之過程不同，最終引致上方蓋岩的變形行為不同。
4. 承上，蓋岩塊體之重心位置可用本研究定義之重心位置偏移比例（ r ）量化評估其偏向內、外側，且無論在砂箱尺度或現地尺度中均可應用。本研究目前成果顯示，在地層傾角約 20 度，坡度大於 75 度時，區別破壞形式

之邊界約為 $r=0.45$ 。

5. 在本研究目前採用的數值模擬條件下，縮尺試驗成果顯示軟岩對逆向坡承載破壞（均為第 I 型破壞）之極限承載力為 $q=3.3c$ ，而 $1.615c < q < 3.3c$ 則會發生局部剪力破壞。而在實際狀況中，逆向坡承載破壞的促崩因子有差異侵蝕、材料風化兩項，在兩者共同作用下，分別使其加載應力提高、軟岩凝聚力下降，最終導致承載破壞發生。

8.2 建議

8.2.1 高陡逆向坡調查方法

1. 本研究目前在產生點雲切片後，對節理之劃分仍以人工目視判斷，未來值得考慮開發自動判釋之方法。
2. 倒懸地形分析成果，未來若與節理分析之成果再進一步整合，可以更準確的計算落石量體，提升對逆向坡潛在災害評估的成效。

8.2.2 逆向坡承載破壞

1. 影響逆向坡承載破壞之因素眾多，本研究尚未完整納入不同地層傾角、坡面角度，或是局部弱化、軟岩中節理等因素，因此還未能提出完整的力學通式，未來應朝此方向繼續深入探討。
2. 有鑑於過往對於逆向坡承載破壞之型態研究甚少，亦非設計逆向坡防災工程之重點，未來就逆向坡之邊坡工程設計，應多加留意此種破壞類型。例如應如何防止軟岩弱化、防止軟岩中的滑動面產生。
3. 整合本研究第一部分及第二部分，未來可自動化計算岩坡倒懸量，並評估是否可能發生承載破壞。

參考文獻



- 王文能、潘國樑 (1982)。高雄壽山崩塌地之地質與地形。礦業技術，20(3)，195-204。
- 王文能 (2016)。崩塌的地質特性與防災。台南市：中華防災學會出版委員會。
- 王泰典、莊海岳、蘇威元、邱雅筑、羅百喬 (2017)。無人載具攝影產製數值地表模型在隧道洞口段及倒懸邊坡崩塌調查的應用。地質，36(3)，55-60。
- 林三賢、楊賢德、廖振程 (2007)。層狀岩石邊坡破壞案例分析暨災後補強探討。第三屆全球華人岩土工程學術論壇 (頁 177-178)，新竹。
- 青山工程顧問股份有限公司 (2018)。新北市萬里區七甲尾路段落石安全評估工作報告書。
- 洪如江、詹勳山、楊彰文、何鏗鏘、魏烈舫、陳振才、鄭在仁、馬灼津、陳煌銘 (1978)。複合土工程性質初步研究。國立臺灣大學工程學刊，23，1-12。
- 翁正學 (2017)。向上裂隙水對順向坡穩定性及破壞行為之影響。國立臺灣大學土木工程學研究所碩士論文。
- 翁孟嘉、童士恒、俞肇球、彭詩容、蔡源福、李宏輝 (2007)。以顆粒觀點評估淺基礎承载力之研究。第十二屆大地工程研討會論文。
- 翁培軒 (2016)。平移斷層錯動引致凝聚性覆土地表變形與淺基礎變位特性探討。國立臺灣大學土木工程學研究所碩士論文。
- 黃紹宸 (2015)。地下水透過節理向上滲流對邊坡穩定的影響。國立臺灣大學土木工程學研究所碩士論文。
- 黃鑑水、劉桓吉 (1988)。五萬分之一臺灣地質圖說明書，圖幅第 5 號「雙溪」。經濟部中央地質調查所。
- 黃鑑水、何信昌 (1989)。五萬分之一臺灣地質圖說明書，圖幅第 10 號「頭城」。經濟部中央地質調查所。



葉致翔 (2017)。應用光達地形進行沉積岩層繪製及順向坡自動化圈繪之研究。國

立臺灣大學土木工程學研究所博士論文。

臺灣省文獻委員會 (1996)。臺灣地名辭書。卷十七：基隆市。南投：臺灣省文獻委員會。

齊士崢、呂政豪、任家弘、何立德、陳永森、周漢文、林淳惠、薛忞侑 (2013)。

高雄壽山的古巨型地滑研究。國家公園學報，23(2)，53-66。

鄭文隆、胡純仁、王希光 (1997)。北二高新店一號隧道鄰近邊坡開挖問題探討。

北二高困難隧道案例研討會。中華民國隧道協會。

AYDAN, Ö. (1989). *The stabilization of rock engineering structures by rockbolts*. Doctoral Thesis, Nagoya University.

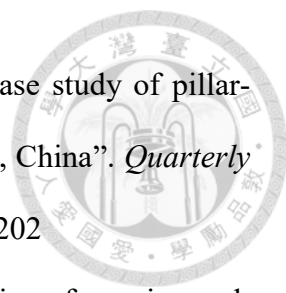
BENSON, W. N. (1940). "Landslides and Allied Features in the Dunedin District in Relation to Geological Structure, Topography, and Engineering". *Transactions and Proceedings of the Royal Society of New Zealand*, 70, 249-263.

BIENIAWSKI, Z. T. (1989). *Engineering Rock Mass Classifications: A Complete Manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil, and Petroleum Engineering*. New York: John Wiley & Sons.

British Geological Survey (2018). "How does BGS classify landslides?". Retrieved from: https://www.bgs.ac.uk/research/engineeringGeology/images/landslip_types_large.jpg

COTTON, C. A. (1942). *Geomorphology: An Introduction to the Study of Landforms* (3rd ed.). Christchurch, New Zealand: Whitcombe & Tombs.

CRUDEN, D. M. and VARNES, D. J. (1996). "Landslide types and processes". In: TURNER, A. K., SCHUSTER, R. L. (Eds.), *Transportation Research Board Special Report 247, Landslides: Investigation and Mitigation* (pp. 36-75). Washington D.C.: National Academy Press.

- 
- HUANG, B.-L., ZHANG, Z.-H., YIN, Y.-P. and FEI, M. (2016). “A case study of pillar-shaped rock mass failure in the Three Gorges Reservoir Area, China”. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 49, 195-202
- HUNGR, O. and EVANS, S. G. (2004). “The occurrence and classification of massive rock slope failure”. *Felsbau*, 22(2), 16-23.
- International Society for Rock Mechanics (I.S.R.M.) (1981). *Rock Characterization, Testing and Monitoring—ISRM Suggested Methods*. London: Pergamon.
- Itasca Consulting Group, Inc. (2003). *PFC^{3D} Ver. 3.0 User's Manual*. Minneapolis, MN: Itasca Consulting Group Inc.
- LO, C.-M., LEE, C.-F., CHOU, H.-T. and LIN, M.-L. (2014). “Landslide at Su-Hua Highway 115.9k triggered by Typhoon Megi in Taiwan”. *Landslides*, 11(2), 293-304.
- PAHL, P. J. (1981). “Estimating the mean length of discontinuity traces”. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 18(3), 221-228.
- POISEL, R. and EPPENSTEINER, W. (1988). “A contribution to the systematics of rock mass movements”. *Landslides: Proceedings of the 5th International Symposium on Landslides, vol. 2*, Lausanne, 1353-1357.
- POISEL, R. and PREH, A. (2004). “Rock slope initial failure mechanisms and their mechanical models”. *Felsbau*, 22(2), 40-45.
- POISEL, R., ANGERER, H., PÖLLINGER, M., KALCHER, T. and KITTL, H. (2009). “Mechanics and velocity of the Lärchberg–Galgenwald landslide (Austria)”. *Engineering Geology*, 109(1), 57-66.
- PRIEST, S. D. (1993). *Discontinuity Analysis for Rock Engineering*. London: Chapman & Hall.

SMALL, R. J. (1970). *The Study of landforms: A Textbook of Geomorphology*. London: Cambridge University Press.

TANG, C.-L., HU, J.-C., LIN, M.-L., ANGELIER, J., LU, C.-Y., CHAN, Y.-C. and CHU, H.-T. (2009). "The Tsaoling landslide triggered by the Chi-Chi earthquake, Taiwan: Insights from a discrete element simulation". *Engineering Geology*, 106(1-2), 1-19.

TERZAGHI, K. (1943). *Theoretical soil mechanics*. New York: John Wiley & Sons.

THOMPSON, N., BENNETT, M. R. and PETFORD, N. (2009). "Analyses on granular mass movement mechanics and deformation with distinct element numerical modeling: implications for large-scale rock and debris avalanches". *Acta Geotechnica*, 4(4), 233-247.

TUCKEY, Z., PAUL, J. and PRICE, J. (2016). "Discontinuity survey and brittle fracture characterisation in open pit slopes using photogrammetry". In: DIGHT, P. M. (Ed.), *Proceedings of the First Asia Pacific Slope Stability in Mining Conference*, Australian Centre for Geomechanics, Perth, 587-600.

VARNES, D. J. (1978). "Slope movement types and processes". In: SCHUSTER, R. L. & KRIZEK, R. J. (Eds.), *Transportation Research Board Special Report 176, Landslides: Analysis and Control* (pp. 11-33). Washington D. C.: National Academy of Science.

附錄A 碩士學位考試口試委員提問及回覆表



A.1 黃文昭委員

<p>論文題目所謂「高陡」之意義為何？因文中案例均為低角度逆向坡。</p>	<p>感謝委員提醒。題目所稱「高陡」係指地形上較高且陡峭之逆向坡，亦即本文第三章屬之。已於摘要及第一章補充文字說明，以免混淆。</p>
<p>簡報第 11 頁（本文圖 2.2）所稱 Bending Failure 與本研究提出破壞機制之異同？</p>	<p>Bending Failure 為外凸倒懸之岩塊，因重力造成之彎矩於岩層中發展出裂隙，且裂隙發展方向為由上至下，最終折斷並引致軟岩破壞。此種破壞型式與本文所謂承載破壞不同，本文探討情況係上部硬岩中已有節理組完整貫穿硬岩層，先形成可獨立滑動之硬岩塊體後，再於下方軟岩中發展承載破壞。</p>
<p>安全係數如何決定？是否可用加載應力來評估？</p>	<p>以第 I 型（滑動）破壞而言，由於加載應力與凝聚力之間為比例關係，因此初步評估可用兩者之比值來評估是否發生破壞或計算安全係數，後續研究可往此方向嘗試探討。</p>
<p>萊萊案例中軟岩之厚度是否不足？太過接近 PFC^{3D} 模型邊界？</p>	<p>萊萊案例數值模型係根據現地尺寸設計，確有距離模型邊界過近的問題，未來修正時將補足厚度。惟觀察破壞過程中軟岩變形狀況，在承載破壞發生前期尚未受到邊界影響，故對於塊體屬滑動或傾覆破壞應不致有太大影響。</p>
<p>（書面意見）平行鍵結與 C 之關係的驗證中，破壞面如何決定？</p>	<p>本研究因只需找出平行鍵結勁度與凝聚力 C 之關係，因此僅以觀察位移向量場方式概略描繪破壞區域，並輔以指準層協助判斷是否已發展出破裂面。未來可考慮在 PFC^{3D} 運算過程中加入監測球或是紀錄其他參數，精進破壞面位置與位移量量測。</p>



A.2 王泰典委員

<p>第三章之建模精度為何？應說明其解析度、方法、誤差等資訊。</p>	<p>感謝委員建議，已補充相關資訊於第三章。本研究之點雲資料，係利用無人機拍攝後，配合自行設置之 8 處地面控制點，再以 RTK 系統連接國土測繪中心之 e-GPS 以量測控制點座標與高程（正高），平面及高程座標誤差約為 0.8 cm 及 1.7 cm。配合航高約 50~150 公尺，最終產製之點雲解析度可達 4 cm。</p>
<p>簡報第 26 頁，藍色成果是想像或基於測得之數據？</p>	<p>藍色範圍係假設倒懸塊體沿傾角 80 度發生破壞時，倒懸量體之範圍。而傾角 80 度則是參考現地調查所得節理面之傾斜角大約在 70~90 度之間而假設之。</p>
<p>側邊陰影部分如何處理？</p>	<p>無人機拍攝時不僅由正上方拍攝，亦針對崖面而改以立面拍攝（鏡頭往水平方向拍攝，與本研究提出之立面地形圖相同視角），因此產製之點雲或 DSM 尚可辨識出倒懸部分受陰影影響而顏色較黑的部分。</p>
<p>倒鉤地形是否也能處理？</p>	<p>目前倒鉤地形（倒懸內側再凹入）還無法以本研究的方法解決，可能須搭配地面光達等技術，補足內凹部分。</p>
<p>圖 3.8 有關 SS3 節理判釋之成果，比較不同高程之結果是否一致？</p>	<p>研究過程中已比較圖 3.8 上下各數公尺高程之節理，判釋結果皆相似。未來運用不同高程之結果，亦可求得各節理面之傾角。</p>
<p>走向之標準差如何計算？</p>	<p>走向標準差由量測得到之原始角度值計算。因假設此區均為高角度節理，因此並未考慮傾角之影響。</p>
<p>是否整合 SS3、SS1 之方法相互驗證？八斗子較不易做研究，或可考慮龍洞。</p>	<p>因 SS3 只能在表面測量節理，而 SS1 側面之節理面多已受海蝕影響，而難以使用點雲測線法判釋，因此不易互相比較。未來可找龍洞等其他案例，能同步施測點雲測線法及測窗法，互相校核驗證點雲測線法之可靠度。</p>
<p>承載破壞的上方塊體，與鄰近塊體之間是否有相互作用？牆摩擦係數、角度的影響？</p>	<p>目前本研究只假設單一塊體的行為，亦即破壞只與下部軟岩有關。改變牆摩擦係數部分，目前初步以 PFC^{3D} 模型測試，發現對結果的影響不大。角度則有明顯影響，因角度會決</p>

	定重心距的大小，再影響最終破壞形式。
重心距是否足以代表整個破壞模式？	不一定，因為可能影響破壞形式、破壞與否的參數相當多，本研究先固定地層傾角約 20 度、坡面傾角 75 度以上，節理面與層面垂直等條件，在上述前提下，重心位置偏移比例 (r) 的大小可以決定破壞形式。其他參數變動時，是否同樣僅以參數 r 即可決定，是否同樣以 r=0.45 為界，仍待進一步研究。

A.3 董家鈞委員

前人研究中是否討論過不同類型破壞形式之分類？若無則為本研究之重要結論。	本研究顯示之逆向坡破壞最終可能發展為兩種不同類型破壞模式，分別為第 I 類承載破壞及第 II 類傾覆破壞。其中第 II 類在前人提出的分類方法中相當常見，而第 I 類亦有少數案例報導（如 2.3 節所述），然而目前尚未蒐集到過去研究指出軟硬岩層構成之逆向坡發生承載破壞時，可能依照幾何形狀而出現此兩種破壞模式。
重心距的描述，應盡可能標準化，例如以參數表示塊體比例、倒懸比例等。	謝謝委員建議，已經修正為以蓋岩塊體之高寬比 (λ)、差異侵蝕率 (ϵ) 來表示重心位置偏移比例 (r)。
簡報第 29 頁(案例 A)，位移量差異如何做成此解釋？	案例 A 除了軟硬岩交界處有層位落差 5 公分，底部坡趾附近尚有一層厚約 5 公分之薄層砂岩可做為指準層，其錯移量則僅有 1.5 公分。由於兩處指準層相距僅 1 公尺，較不可能為褶皺發育過程中造成之既有錯位量，因此推測可能為上部砂岩塊體已經下壓，使得軟硬岩交界處層位落差大於坡趾薄層砂岩。
八斗子案例 C，外側已掉落於海面上之塊體，是否可能為傾覆掉落再旋轉為現在的樣子？	此案例確實較難確切證明為滑動而非傾覆，但考慮實際的塊體尺寸與高度，若砂岩塊體傾覆則較可能翻滾一圈，頭上腳下落於海蝕平台上。然而現場於海蝕平台上的塊體，由邊緣判斷皆未倒置，因此推測為以滑動方式降至海蝕平台上。

附錄B 原始程式碼



B.1 倒懸判斷 VBA 程式碼

第三章之倒懸判斷，係利用 Excel VBA 巨集撰寫，程式碼見次頁。執行本程式前，必須先建立三個工作表，名稱分別為：Input、Overhang、Deviation。其中 DTM 資料須匯入於 Input 工作表內，而計算得出之倒懸範圍、倒懸量 DTM 則分別生成於 Overhang、Deviation 兩張工作表內。必須設定的參數如下表：

參數名	參數意義	單位	說明
i	列號， 須輸入初值	—	(i,j)初值為 DTM 資料左上角於 Excel 內之列號、欄號。以 ArcGIS 輸出之 DTM 而言，通常為 (7,1)。
j	欄號， 須輸入初值	—	
cellSize	DTM 網格邊長	同 DTM 單位	單位慣用公尺。
jointAngle	節理面與垂直 面夾角	度	此角度指節理面與垂直面之夾角，為 (90°-傾角)。
levelInitial	基準值初值	同 DTM 單位	單位慣用公尺。由於 DTM 邊緣常有 0 值、無資料等情形，為免造成判斷錯誤，因此須設定基準值初值。一般需設定大於 DTM 數值之任意值，以本文範例 DTM 而言，設定 50 為宜。



```
Sub overhang()

Dim i, j, level, cellSize, jointAngle
Dim iInitial, levelInitial, inputValue, nextValue

i = 7          '列號，起始值 7
j = 1          '欄號，起始值 1
cellSize = 0.1 '網格大小（同高程單位）
jointAngle = 10 '節理面夾角（度）

levelInitial = 100 '基準值初值

iInitial = i
level = levelInitial

'欄迴圈
Do

    '列迴圈
    Do

        inputValue = Worksheets("Input").Cells(i, j)
        nextValue = Worksheets("Input").Cells(i + 1, j)

        '判斷輸入之高程值是否大於目前基準值？
        If inputValue > level Then

            '是，即為倒懸。
            Worksheets("Overhang").Cells(i, j) = inputValue
            Worksheets("Deviation").Cells(i, j) = inputValue - level

        Else

            '否，即非倒懸。
            Worksheets("Overhang").Cells(i, j) = 0
            Worksheets("Deviation").Cells(i, j) = 0

        End If

        '計算下一格之基準值變化。
        level = level - cellSize * Tan(jointAngle * WorksheetFunction.Pi() / 180)

        '若下一格較小且小於基準值，表示已離開倒懸區域且為正常地形，以下一格輸入高程為新基準值。
        If nextValue < inputValue And nextValue < level Then

            level = nextValue

        End If

        i = i + 1

    Loop While Worksheets("Input").Cells(i, j) <> ""
    '輸入無資料，則已至該欄末。

    j = j + 1

    i = iInitial
    level = levelInitial

Loop While Worksheets("Input").Cells(i, j) <> ""
'輸入無資料，則完成全部欄位。

End Sub
```



以下為範例 DTM，匯入 Input 工作表內。

	A	B	C	D	E	F
1	ncols		5			
2	nrows		14			
3	xllcorner	330000				
4	yllcorner	2780000				
5	cellsize	1				
6	NODATA_value	-9999				
7		0	0	0	0	0
8		0	0	10	11	0
9		20	20	21	21	21
10		23	23	22	21	22
11		22	21	20	22	20
12		21	20	19	20	21
13		20	21	21	22	21
14		22	22	23	21	21
15		25	26	24	23	21
16		24	23	23	22	20
17		22	20	21	20	19
18		20	18	19	19	18
19		19	17	18	17	18
20		17	17	17	16	17
21						
22						

在 jointAngle = 0 條件下，可得倒懸範圍、倒懸量 DTM 分別如下：

	A	B	C	D	E	F
1						
2						
3						
4						
5						
6						
7	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	21
13	0	21	21	22	21	21
14	22	22	23	21	21	21
15	25	26	24	23	21	21
16	24	23	23	22	0	0
17	22	0	21	0	0	0
18	0	0	0	0	0	0
19	0	0	0	0	0	0
20	0	0	0	0	0	0
21						

	A	B	C	D	E	F
1						
2						
3						
4						
5						
6						
7	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	1
13	0	1	2	2	1	1
14	2	2	4	1	1	1
15	5	6	5	3	1	1
16	4	3	4	2	0	0
17	2	0	2	0	0	0
18	0	0	0	0	0	0
19	0	0	0	0	0	0
20	0	0	0	0	0	0
21						

在 jointAngle = 10 條件下，可得倒懸範圍、倒懸量 DTM 分別如下：

	A	B	C	D	E	F
1						
2						
3						
4						
5						
6						
7	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	21
13	0	21	21	22	21	21
14	22	22	23	21	21	21
15	25	26	24	23	21	21
16	24	23	23	22	20	20
17	22	20	21	20	19	19
18	20	0	19	19	0	0
19	19	0	18	0	18	18
20	0	17	0	0	0	0
21						

	A	B	C	D	E	F
1						
2						
3						
4						
5						
6						
7	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	1.176327
13	0	1.176327	2.176327	2.176327	1.352654	1.352654
14	2.176327	2.352654	4.352654	1.352654	1.528981	1.528981
15	5.352654	6.528981	5.528981	3.528981	1.705308	1.705308
16	4.528981	3.705308	4.705308	2.705308	0.881635	0.881635
17	2.705308	0.881635	2.881635	0.881635	0.057962	0.057962
18	0.881635	0	1.057962	0.057962	0	0
19	0.057962	0	0.234289	0	0.176327	0.176327
20	0	0.176327	0	0	0	0
21						



B.2 數值模型 PFC^{3D} 程式碼

以萊萊案例 PFC^{3D} 模型為例，以下為原始程式碼。

1. 設定軟岩幾何參數：

```
=====
;01a DefineParameter_A.txt
;定義縮尺寸、軟岩尺寸
=====

def Parameter

    X0 = 0.0
    Y0 = 5.0
    Z0 = 0.0

    shB = 6.0
    shH = 1.2
    shW = 2.0
    shDip = 22.5

    slDip = 90.0

    plB = 5.0
    plH = 0.0
    boxH = 20.0

end

def ComputeParameter

    shDipR = shDip / 180 * pi
    slDipR = slDip / 180 * pi

    if slDip = 90 then
        shY1 = Y0 - 0
    else
        shY1 = Y0 - shH / tan(slDipR)
    end_if

    shX1 = X0
    shX2 = X0 + shW

    shY2 = Y0
    shZ1 = Z0 + shH - shB * tan(shDipR)
    shZ2 = Z0 + shH

    boxY1 = Y0 - plB
    boxY2 = Y0 + shB
    boxZ1 = Z0 - plH
    boxZ2 = Z0 + boxH

end

Parameter
ComputeParameter
```

2. 設定砂岩塊體參數：

```
=====
;01b_DefineParameter_B.txt
;定義砂岩尺寸、強度
=====

def Parameter_B

    ssB = 1.8
    ssH = 3.6
    ssW = 2.0
    ssOH = 0.4

end

def ComputeParameter_B

    ssX1 = (shW / 2) - (ssW / 2)
    ssX2 = (shW / 2) + (ssW / 2)
    ssY1B = shY2 - ssOH
    ssY1T = ssY1B + ssH * sin(shDipR)
    ssY2B = ssY1B + ssB * cos(shDipR)
    ssY2T = ssY2B + ssH * sin(shDipR)
    ssZ1F = shH + ssOH * tan(shDipR)
    ssZ1B = ssZ1F - ssB * sin(shDipR)
    ssZ2F = ssZ1F + ssH * cos(shDipR)
    ssZ2B = ssZ1B + ssH * cos(shDipR)

end

Parameter_B
ComputeParameter B
```



3. 軟岩分層：

```
=====
;03_R3_LayerShBall.txt
;軟岩分層
=====
def LayerShBall

    layerD = 0.04
    layerShift = 0.0
    layerSpan = 0.25

    initialY = shY1
    initialZ = shZ2 + (shY2 - shY1) * tan(shDipR) - layerShift

    dY = 0.01
    dZ = dY * tan(shDipR)

    searchY1 = initialY
    searchY2 = initialY + dY
    searchZ1 = initialZ
    searchZ2 = initialZ + layerD

    i = 1 ;層數計算
    m = 1 ;控制外圈閉閉

    loop while m = 1

        layerName = 'ShL' + string(i)

        n = 1 ;控制內圈閉閉

        command
            group layerName owner ShBallCenter range x ssX1 ssX2 y searchY1 searchY2 z searchZ1 searchZ2
        end_command

        loop while n = 1

            searchY1 = searchY1 + dY
            searchY2 = searchY2 + dY
            searchZ1 = searchZ1 - dZ
            searchZ2 = searchZ2 - dZ

            command
                group layerName range x ssX1 ssX2 y searchY1 searchY2 z searchZ1 searchZ2
            end_command

            if searchY2 > boxY2 then
                n = 0
            end_if

            if searchZ1 < boxZ1 then
                n = 0
            end_if

        end_loop

        searchY1 = initialY
        searchY2 = initialY + dY
        searchZ1 = initialZ - layerSpan * i
        searchZ2 = searchZ1 + layerD

        greenIndex = 1 - i * 0.1

        command
            plot add ball rgb 0.3 greenIndex 0.9 range group layerName
        end_command

        if searchZ1 < boxZ1 then
            m = 0
        end_if

        i = i + 1

    end_loop

end

LayerShBall
```





4. 主程式 Part 1 :

```
##### PART 01 #####
new
set gen_error off ;當 generate 指令生海時，關閉警告

call 01a_R3_DefineParameter_A.txt

;=====建外牆
wall id=1 kn=1e14 ks=1e14 f=0.5 face (shX1, boxY1, boxZ1) (shX2, boxY1, boxZ1) (shX2, boxY2, boxZ1) (shX1, boxY2, boxZ1)
wall id=2 kn=1e14 ks=1e14 f=0.5 face (shX1, boxY1, boxZ1) (shX1, boxY2, boxZ1) (shX1, boxY2, boxZ2) (shX1, boxY1, boxZ2)
wall id=3 kn=1e14 ks=1e14 f=0.5 face (shX1, boxY1, boxZ1) (shX1, boxY1, boxZ2) (shX2, boxY1, boxZ2) (shX2, boxY1, boxZ1)
wall id=4 kn=1e14 ks=1e14 f=0.5 face (shX2, boxY1, boxZ1) (shX2, boxY1, boxZ2) (shX2, boxY2, boxZ2) (shX2, boxY2, boxZ1)
wall id=5 kn=1e14 ks=1e14 f=0.5 face (shX1, boxY2, boxZ1) (shX2, boxY2, boxZ1) (shX2, boxY2, boxZ2) (shX1, boxY2, boxZ2)
;=====建中牆
wall id=6 kn=1e14 ks=1e14 f=0.5 face (shX1, shY1, boxZ1) (shX1, shY1, boxZ2) (shX2, shY1, boxZ2) (shX2, shY1, boxZ1)
;=====生球
generate id=1, 19999 rad=0.08, 0.08 x=shX1, shX2 y=shY1, boxY2 z=boxZ1, 10.0
generate id=20000, 39999 rad=0.08, 0.08 x=shX1, shX2 y=shY1, boxY2 z=10.0, boxZ2

def DetermineType
    if plH # 0 then
        command
            generate id=40000, 49999 rad=0.08, 0.08 x=shX1, shX2 y=boxY1, shY1 z=boxZ1, boxZ2
        end_command
    end_if
end

DetermineType

property den=20000 fric=0.5 kn=1e8 ks=1e8 ;實際時採用之球體參數
;=====設定球群組
group ShBall range id=1, 49999
group SsBall range id=50000, 69999
;=====顯示設定
plot add wall white ; 1 牆為白色
plot add ball blue range group ShBall ac off ; 2 軟岩球為藍色
plot add ball red range group SsBall ac off ; 3 硬岩球為紅色
plot add pbond orange range group ShBall ac on ; 4 鑿結為橘色
plot set rotation (0, 0, 270)
plot set perspective off
;=====調降
cyc 1 ;要先跑一次才能使用 set dt 指令
set dt 0.002 ;調整 time step
set g 0 0 -9.81 ;設定重力
cyc 10000
;=====逐步穩定
prop xvel 0 yvel 0 zvel 0
prop xdis 0 ydis 0 zdis 0
prop xspin 0 yspin 0 zspin 0
cyc 10000
prop xvel 0 yvel 0 zvel 0
prop xdis 0 ydis 0 zdis 0
prop xspin 0 yspin 0 zspin 0
cyc 10000
;=====建抬升需要之牆
wall id=7 kn=1e14 ks=1e14 f=0.5 face (shX1, shY2, shZ2) (shX2, shY2, shZ2) (shX2, boxY2, shZ1) (shX1, boxY2, shZ1) zv=0.3
wall id=8 kn=1e14 ks=1e14 f=0.5 face (shX1, shY2, shZ2) (shX1, boxY2, shZ1) (shX2, boxY2, shZ1) (shX2, shY2, shZ2)
wall id=9 kn=1e14 ks=1e14 f=0.5 face (shX1, shY1, Z0) (shX2, shY1, Z0) (shX2, shY2, shZ2) (shX1, shY2, shZ2) zv=0.3
wall id=10 kn=1e14 ks=1e14 f=0.5 face (shX1, shY1, Z0) (shX1, shY2, shZ2) (shX2, shY2, shZ2) (shX2, shY1, Z0)
wall id=11 kn=1e14 ks=1e14 f=0.5 face (shX1, boxY1, Z0) (shX2, boxY1, Z0) (shX2, shY1, Z0) (shX1, shY1, Z0) zv=0.3
wall id=12 kn=1e14 ks=1e14 f=0.5 face (shX1, boxY1, Z0) (shX1, shY1, Z0) (shX2, shY1, Z0) (shX2, boxY1, Z0)
wall id=13 kn=1e14 ks=1e14 f=0.5 face (shX1, boxY1, boxZ2) (shX1, boxY2, boxZ2) (shX2, boxY2, boxZ2) (shX2, boxY1, boxZ2)
;=====抬升 7、9、11 號牆
set dt 0.002
set g 0 0 -9.81
cyc 5000
;=====刪掉 7、9、11 號牆以上的球，移除 6 號牆
del ball range z shZ2 boxZ2
del wall 7 9 11
del wall 6
;=====存檔：軟岩形狀完成
save R3_ShBall_1e8.sav
;=====檔名為球勁度
##### END 01 #####
```

5. 主程式 Part 2 :



```

##### PART 02 #####
;=====給軟岩鍵結
def SetPBProperty

    PBkn = 1e10
    PBks = 1e10
    PBns = 2e8
    PBss = 1e8
    PBr = 8e-2

end

SetPBProperty

property den=2200 fric=0.5 range group ShBall
property pb_kn=PBkn pb_ks=PBks pb_n=PBns pb_s=PBss pb_r=PBr range group ShBall
;=====跑 10000 步平衡
set dt 0.002
set g 0 0 -9.81
cyc 10000
;=====刪除上牆，再跑 10000 步平衡
del wall 8 12
set dt 0.002
set g 0 0 -9.81
cyc 10000
;=====重建抬升需要之牆
wall id=7 kn=1e14 ks=1e14 f=0.5 face (shX1, shY2, shZ2) (shX2, shY2, shZ2) (shX2, boxY2, shZ1) (shX1, boxY2, shZ1) zv=0.3
wall id=9 kn=1e14 ks=1e14 f=0.5 face (shX1, shY1, Z0) (shX2, shY1, Z0) (shX2, shY2, shZ2) (shX1, shY2, shZ2) zv=0.3
wall id=11 kn=1e14 ks=1e14 f=0.5 face (shX1, boxY1, Z0) (shX2, boxY1, Z0) (shX2, shY1, Z0) (shX1, shY1, Z0) zv=0.3
;=====抬升 7、9、11 號牆
set dt 0.002
set g 0 0 -9.81
cyc 10000
;=====刪掉 7、9、11 號牆以上的球
del ball range z shZ2 boxZ2
del wall 7 9 11
;=====刪除上牆，再跑 10000 步平衡
del wall 8 12
set dt 0.002
set g 0 0 -9.81
cyc 10000
;=====重建抬升需要之牆 (第二次)
wall id=7 kn=1e14 ks=1e14 f=0.5 face (shX1, shY2, shZ2) (shX2, shY2, shZ2) (shX2, boxY2, shZ1) (shX1, boxY2, shZ1) zv=0.3
wall id=9 kn=1e14 ks=1e14 f=0.5 face (shX1, shY1, Z0) (shX2, shY1, Z0) (shX2, shY2, shZ2) (shX1, shY2, shZ2) zv=0.3
wall id=11 kn=1e14 ks=1e14 f=0.5 face (shX1, boxY1, Z0) (shX2, boxY1, Z0) (shX2, shY1, Z0) (shX1, shY1, Z0) zv=0.3
;=====抬升 7、9、11 號牆 (第二次)
cyc 10000
;=====刪掉 7、9、11 號牆以上的球 (第二次)
del ball range z shZ2 boxZ2
del wall 7 9 11
;=====刪除上牆，再跑 10000 步平衡 2，補強鍵結
del wall 8 12
property pb_kn=PBkn pb_ks=PBks pb_n=PBns pb_s=PBss pb_r=PBr range group ShBall
cyc 10000
prop xvcl 0 yvel 0 zvel 0 range group ShBall
prop xdis 0 ydis 0 zdis 0 range group ShBall
prop xspin 0 yspin 0 zspin 0 range group ShBall

plot show

;=====存檔：軟岩含強度
save 07001200.sav
;=====檔名為日期時間
##### END 02 #####

```



6. 主程式 Part 3 :

```
##### PART 03 #####
call 01b_R3_DefineParameter_B.txt

;=====建模板牆
wall id=50 kn=1e12 ks=1e12 f=0.5 face (shX1, ssY1B, ssZ1F) (shX1, ssY2B, ssZ1B) (shX2, ssY2B, ssZ1B) (shX2, ssY1B, ssZ1F)
wall id=51 kn=1e12 ks=1e12 f=0.5 face (shX1, ssY2B, ssZ1B) (shX2, ssY2B, ssZ1B) (shX2, ssY2T, ssZ2B) (shX1, ssY2T, ssZ2B)
wall id=52 kn=1e12 ks=1e12 f=0.5 face (ssX1, ssY1B, ssZ1F) (ssX1, ssY2B, ssZ1B) (ssX1, ssY2T, ssZ2B) (ssX1, ssY1T, ssZ2F)
wall id=53 kn=1e12 ks=1e12 f=0.5 face (ssX2, ssY1B, ssZ1F) (ssX2, ssY1T, ssZ2F) (ssX2, ssY2T, ssZ2B) (ssX2, ssY2B, ssZ1B)
wall id=54 kn=1e12 ks=1e12 f=0.5 face (ssX1, ssY1B, ssZ1F) (ssX1, ssY1T, ssZ2F) (ssX2, ssY1T, ssZ2F) (ssX2, ssY1B, ssZ1F)
wall id=55 kn=1e12 ks=1e12 f=0.5 face (ssX1, ssY1B, ssZ1F) (ssX2, ssY1B, ssZ1F) (ssX2, ssY2B, ssZ1B) (ssX2, ssY2B, ssZ1B)
;=====建上方延伸牆
wall id 56 kn=1e12 ks=1e12 f=0.5 face (ssX1, ssY1T, ssZ2F) (ssX1, ssY2T, ssZ2B) (ssX1, ssY2T, boxZ2) (ssX1, ssY1T, boxZ2)
wall id 57 kn=1e12 ks=1e12 f=0.5 face (ssX2, ssY1T, ssZ2F) (ssX2, ssY1T, boxZ2) (ssX2, ssY2T, boxZ2) (ssX2, ssY2T, ssZ2B)
wall id 58 kn=1e12 ks=1e12 f=0.5 face (ssX1, ssY1T, ssZ2F) (ssX1, ssY1T, boxZ2) (ssX2, ssY1T, boxZ2) (ssX2, ssY1T, ssZ2F)
wall id 59 kn=1e12 ks=1e12 f=0.5 face (ssX1, ssY2T, ssZ2B) (ssX2, ssY2T, ssZ2B) (ssX2, ssY2T, boxZ2) (ssX1, ssY2T, boxZ2)
;=====群組中央軟岩
group ShBallCenter owner ShBall range x ssX1 ssX2 z Z0 shZ2
;=====分層中央軟岩

call 03_R3_LayerShBall.txt

;=====生砂岩球
generate id=50000, 99999 rad=0.08, 0.08 x=ssX1, ssX2 y=ssY1T, ssY2T z=ssZ2B, boxZ2
;=====砂岩群組、給彈性性質
group SsBall range id=50000, 99999
property den=3700 fric=0.1 kn=1e8 ks=1e8 range group SsBall
;=====設定輸出畫面
plot add ball range group ShBallCenter blue ac off
plot add displacement range group SsBall magenta scale 0.02
plot add displacement range group ShBallCenter blue scale 0.02
plot set rotation (0, 0, 270)
plot set size 10
plot set center (ssX1, Y0, shZ2)
set plot jpg quality 2 size 2048 1536
;=====置降砂岩
set dt 0.01
set g 0 0 -25
cyc 110000
;=====建抬升需要之牆、刪除13號牆
wall id 60 kn=1e12 ks=1e12 f=0.5 face (ssX1, ssY2T, ssZ2B) (ssX1, ssY1T, ssZ2F) (ssX2, ssY1T, ssZ2F) (ssX2, ssY2T, ssZ2B) zv=0.3
wall id 61 kn=1e12 ks=1e12 f=0.5 face (ssX1, ssY2T, ssZ2B) (ssX2, ssY2T, ssZ2B) (ssX2, ssY1T, ssZ2F) (ssX1, ssY1T, ssZ2F)
wall id 62 kn=1e12 ks=1e12 f=0.5 face (ssX1, ssY2T, boxZ2) (ssX2, ssY2T, boxZ2) (ssX2, ssY1T, boxZ2) (ssX1, ssY1T, boxZ2)
del wall 13
;=====抬升 60 號牆
set dt 0.001
set g 0 0 -9.81
cyc 3000
;=====刪掉 60 號牆以上的球
del balls range z ssZ2F boxZ2

cyc 10000

;=====存檔、軟岩含強度
save 07001200_ss10.sav
;=====檔名為軟岩檔名_砂岩編號

##### END 03 #####
```



7. 主程式 Part 4 :

```
##### PART 04 #####
;=====調整砂岩性質
property den=3700 fric=0.5 kn=1e8 ks=1e8 range group SsBall
;=====補強軟岩鍵結
property pb_kn=PBkn pb_ks=PBks pb_n=PBns pb_s=PBss pb_r=PBrr range group ShBall
;=====改牆摩擦力
wall id 2 f=0.0
wall id 4 f=0.0
wall id 51 f=0.0
wall id 54 f=0.0
wall id 55 f=0.0
;=====給砂岩鍵結、解壓平衡、給剛體
property pb_kn=1e12 pb_ks=1e12 pb_n=1e12 pb_s=5e11 pb_r=8e-2 range group SsBall
cyc 20000
del wall 50 52 53 56 57 58 59 60 61 62
cyc 20000
del wall 54
cyc 10000
clump id 1 range group SsBall
del wall 8 10 54 55
;=====跑, 前10000步每1000步輸出
set plot jpg quality 2 size 2048 1536
set dt 0.0001
set g 0 0 -9.81
;=====設定存檔前綴名
def FileDate
    filedate = '225-03292200_4206s_'
end
FileDate
def Run1
    n = 1
    loop n (1,20)
        fileName = filedate + string(n - 1) + '.K.jpg'
        command
            plot show
            plot hardcopy file fileName
            plot close
            cyc 1000
        end_command
    end_loop
end
Run1
def Run2
    n = 1
    loop n (1,19)
        fileName = filedate + string( 5 * n + 15 ) + '.K.jpg'
        command
            plot show
            plot hardcopy file fileName
            plot close
            cyc 5000
        end_command
    end_loop
end
Run2
##### END 04 #####
```