

國立臺灣大學土木工程學研究所

碩士論文

Department of Civil Engineering

College of Engineering

National Taiwan University

Master Thesis

開挖引致順向坡坡體變形與破壞歷程之研究

A Study of Toe-excavation Induced Failure Process for a
Dip Slope with Rock Anchorage

黃玟崧

Huang, Wen-Sung

指導教授：林銘郎 博士

Advisor: Lin, Ming-Lang Ph.D.

中華民國 101 年 6 月

June, 2012

口委審定書

國立臺灣大學碩士學位論文 口試委員會審定書

坡趾開挖引致順向坡坡體變形與破壞歷程之研究

A Study of Toe-excavation Induced Failure Process for a Dip
Slope with Rock Anchorage

本論文係黃玟菘君 (R99521106) 在國立臺灣大學土木工程學系
碩士班完成之碩士學位論文，於民國一百零一年六月二十二日承下列
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)

李 錫 堤

董 家 鈞

王 泰 典

張 光 宗

系主任

呂 良 正

林 銘 郎

李 錫 堤

董 家 鈞

王 泰 典

張 光 宗

呂 良 正

(簽名)

致謝

轉眼間，研究所兩年即將告一段落。想想從大三下開始進入工程地質室以來，從在野外只會聽述學長以及專家們的講解外，到今天在野外有能力去觀察、並說出自己對某個問題的看法，有能力去進行實作甚至對一些災害案例進行一些評論。我想這都要感謝授業恩師-林銘郎教授，老師各方面的知識都相當淵博，每一次和老師出野外或是單獨 meeting 時總是能得到各式各樣的啟發與知識。老師指派的工作，不論是擔任 capstone 的助教或是撰寫調查報告等，雖然每一樣都不容易完成，但完成了，自己感覺就相對成長一點了。感謝老師，將出國的機會留給我們，讓我這隻「井底之蛙」有機會去外面的世界看看。就讀研究所這兩年，在老師的教授下，我覺得比起在大學時期的自己，各方面成長的幅度又更大了，真的很感恩老師您。

在工程地質的好夥伴，精通各式各樣電子儀器以及超注重 CP 值又是判釋專家的心凱大大，跟你學到很多電腦知識以及如何有效率的完成工作，我覺得我向你學到很多應用知識，甚至在講解自己研究的語言邏輯上也向你學習許多；非常了解各方面大地組專業知識的斯元大大，妳的學習知識面真的很廣泛，而且你也可以很有條理地敘述講解，還有妳那逆天般的熬夜意志力，我真的都快五體投地了。博士班的佩臻學姊，妳處理事務效率超高，本身的地質專業背景也讓我獲益良多，後面的學弟妹要請妳多多指導了。建安跟郁婷，你們比起當初進來時不論是在講解自己的研究或是處理事務的速度都大大進步了呢，碩二期間有些事情都麻煩你們真是感謝阿，希望你們未來一年好好加油。目前擔任助理的為東大大，要感謝你在 PFC 和桌遊方面的指導，希望有一天能玩到你獨家的桌遊。

大地組的夥伴們，作息超規律的志豪、卿老師愛將的糕餅、熱愛植物的琺瑯、在家做研究的卓翰、一起帶工程地質兼 FLAC 研究的夥伴宗翰、優秀的瑞慈姊、不論何時何地都很奔放的開玟大大和傅紹倫、喜愛騎自行車的孟維、遇到山路就

開始加速的車神宇翔、節儉達人漢鑫、手工達人渝紋、土力室實驗一哥志信、重訓與籃球切磋的好夥伴家齊、口琴的哲安、安妮老師愛將育祥和一起跑步的夥伴威伯，跟大家相處真的很快樂。

感謝一直栽培我的爸媽，謝謝你們讓我沒有後顧之憂地在台大學習了這麼久，順利在這邊完成了學位。感謝你們對我的信任，不論我想嘗試些甚麼，你們都無條件信任我。接下來當兵完出社會後，我會大步邁向人生下一階段，就是我向你們報答養育之恩的時候了。

黃政崧 謹誌

民國一百零一年七月於台北



摘要

在 2010 年 4 月 25 日無風無雨的情況下，位於台灣基隆市七堵區國道旁人工地錨邊坡，突然發生大規模的順向坡破壞。經由事後調查與本研究數值分析得知，早期於此順向坡坡趾處的橋台降挖工程，係引致滑動層強度大幅下降，造成坡體變形與地錨荷重紀錄增加最關鍵的因素。當時在橋台降挖區域進行地錨加固與回填後，坡體已暫時趨於穩定。然而，完工後至今，上邊坡岩體強度之長期弱化是影響邊坡穩定狀態的關鍵性因素。相較之下，護坡用的預力地錨因鋼鍵鏽蝕所造成之地錨效能衰減，對坡體穩定之影響程度，則不若橋台降挖與岩體強度弱化對坡體所造成之影響。

事件處為第三紀沉積岩所構成之順向坡，岩層走向為北 20~48 度東，傾向東南 12~18 度。此一順向坡上曾進行挖填方工程，並於下邊坡處打設預力地錨加固，係一人工錨碇邊坡。首先由 LEM(STABL)分析結果得知，若開挖時期的施工擾動讓滑動層強度已降至殘餘強度，坡體將趨於臨界狀態($F.S \approx 1$)。回填後，無論是岩體受長期風化而強度降低，或是地錨因鏽蝕而效能減弱，都足以使坡體趨於不穩定狀態($F.S < 1$)。

本研究進一步利用鑽探試驗資料、配合岩體評分法(GSI)評估當地岩體的強度參數，並使用 FDM(FLAC 5.0)進行橋台降挖階段之逆分析(back analysis)，藉由數值模型中因坡體變形所引致之地錨荷重增量與實際監測資料之比對，證明橋台降挖期間，滑動層強度因工程擾動有大幅度下降之情況。

利用校核過之數值模型分別討論岩體強度弱化(長期受風化、地下水入滲影響)與地錨效能損失(鋼鍵鏽蝕)對坡體長期穩定性之影響。數值結果說明，坡體因降挖區域進行預力地錨加固和緊急回填後，暫時趨於穩定。但完工後，在地錨效能衰減影響，滑動面的發展僅於坡趾處；受到上覆砂岩層與滑動層岩體強度持續弱化影響，才得以造成這幾十年間滑動面逐步由坡趾處向坡頂處發展，引致邊坡漸趨於不穩，終至破壞發生。

Abstract

On April 25, 2010, without rainfall and earthquake triggering a massive landslide (200000 m³) covered a 200m stretch of Taiwan's National Freeway No. 3, killing 4 people, burying three cars and destroying a bridge. The failure mode appears to be a dip-slope type failure occurred on a rock anchorage cut slope. Based on the investigations and the numerical analysis in this study, the toe-excavation at this dip-slope in 1998 was the most crucial factor. Although the excavated area had stabilized soon with rock anchors and backfills. The strength of rock mass had great effect on the stability of dip-slope after backfills.

The strike of Tertiary sedimentary strata is northeast-southwest and dip 12° ~15° toward southeast. Considering the strength of sliding layer had reduced from peak to residual strength which was caused by the disturbance of excavation, the limit equilibrium method (LEM) analysis was utilized in the back analysis at first. The results showed the stability condition of slope approached the critical state (F.S.≈1). The efficiency reduction of rock anchors and strength reduction of overlying stratum (sandstone) had been considered in following analysis. The results showed the unstable condition (F.S. <1).

This study also utilized the result of laboratory test, geological strength index(GSI) and finite difference method (FDM, FLAC 5.0) to discuss the failure process. The analysis indicated that the incremental load of anchors have similar tendency comparing to the monitoring records in toe-excavation stages. This result showed that the strength of the sliding layer was significantly influenced by toe-excavation.

The numerical model which calibrated with monitoring records in toe-excavation stage was used to discuss the failure process after backfilling. The efficiency reduction of rock anchors had less impact on the development of sliding surfaces. But the development of sliding surfaces were significantly influenced by the strength reduction of the rock mass. The sliding surface gradually developed from the toe of the dip-slope to the top of the dip-slope and the stability of the slope became more unstable in the process of rock mass strength reduction.

目錄

口委審定書	I
致謝.....	II
摘要.....	IV
ABSTRACT.....	V
表目錄	VIII
圖目錄	IX
第一章 緒論.....	1
1.1 研究動機和目的	1
1.2 研究流程	2
第二章 文獻回顧	6
2.1 順向坡類型	6
2.1.1 豚背構造之順向坡.....	6
2.1.2 混合滑動面之順向坡.....	6
2.1.3 含密集弱面之變質岩順向坡.....	6
2.2 國道三號相關報告與文獻回顧	7
2.2.1 大地工程學會調查報告(2011).....	7
2.2.2 國道三號相關研究.....	8
2.3 岩體評分法(GSI)	9
2.4 開挖對坡體之影響	12
2.5 預力地錨	13
第三章 研究方法	19
3.1 現地調查	19
3.2 順向坡穩定分析	19
3.2.1 極限平衡法-塊體分析法	19
3.2.2 極限平衡法-切片法(STABL).....	20
3.2 FLAC 程式簡介	20
3.3 預力地錨於 FLAC 中設定	22
3.3.1 設定參數公式和參數來源.....	22
3.3.2 預力地錨設定方式與校核.....	23
3.4 岩體參數來源與決定	26
3.5 數值分析流程	26
第四章 資料綜合評估	38

4.1 地形與地質概述	38
4.1.1 地形.....	38
4.1.2 地質.....	38
4.2 監測資料整理分析	39
4.3 滑動地質剖面圖製作	40
第五章 邊坡穩定性分析-STABL	52
5.1 分析剖面與地層輸入參數	52
5.2 邊坡穩定性分析因素與討論	53
5.2.1 初始階段.....	53
5.2.2 橋台開挖階段.....	54
5.2.3 回填後坡體長期穩定階段.....	55
5.3 分析結果總結	56
第六章 坡體變形數值分析-案例校核	68
6.1 初始邊坡狀態建立	68
6.1.1 網格尺寸與邊界條件設定.....	68
6.1.2 地層參數決定.....	69
6.1.3 建模流程.....	69
6.2 橋台降挖數值模擬	70
6.2.1 橋台降挖.....	70
6.2.2 補打預力地錨與預鑄場回填.....	72
6.3 分析結果總結	72
第七章 坡體變形數值分析-參數敏感度分析	86
7.1 坡體長期階段分析與成果	86
7.2 各項因素對破壞歷程的相對影響程度	88
7.2.1 坡趾降挖對坡體之影響.....	88
7.2.2 以坡趾降挖為前提下，岩體強度與地錨效能之影響.....	89
7.2.3 岩體強度對於順向坡整體穩定性之影響.....	90
7.3 分析結果總結	90
7.4 護坡措施探討	92
第八章 結論與建議	115
8.1 結論	115
8.2 建議	117
參考文獻	118
附錄 A 錨碇順向坡安全係數公式推導.....	121
附錄 B 論文口試—問題與答覆.....	126

表目錄

表 3-1 Cable 元素參數設定(預力地錨設定).....	28
表 3-2 Beam 元素參數設定(結構體設定).....	28
表 3-3 斷面積與預力於不同情況下之設定.....	28
表 4-1 地層岩性分類(依深度，由坡面往坡體內部).....	42
表 5-1 原始邊坡穩定分析所用之岩石強度參數(大地工程學會, 2011).....	57
表 5-2 原始邊坡穩定分析結果(大地工程學會, 2011).....	57
表 5-3 岩石直剪試驗結果(大地工程學會, 2011).....	57
表 5-4 調查報告中加入預鑄場開挖分析結果.....	58
表 5-5 考慮滑動層強度為殘餘強度之降挖階段分析結果.....	58
表 6-1 單壓強度整理表(GSI 輸入使用).....	73
表 6-2 初始狀態參數.....	73
表 6-3 初始狀態地錨設定參數.....	74
表 6-4 大埔順向坡上預力地錨設計尺寸.....	74
表 6-5 降挖階段參數調整(滑動層).....	75
表 6-6 軸力增量比較.....	75
表 6-7 回填參數表.....	76
表 7-1 影響岩體強度因子(有降挖擾動).....	94
表 7-2 長期穩定階段岩體強度參數(有降挖擾動).....	94
表 7-3 影響岩體強度因子(無降挖擾動).....	95
表 7-4 長期穩定階段岩體強度參數(無降挖擾動).....	95
表 7-5 滑動面發展之完成度.....	95
表 7-6 上邊坡預力地錨設置尺寸.....	96

圖目錄

圖 1-1 國道三號大埔順向坡災後空拍示意圖(照片來源：內政部空中勤務總隊)	3
圖 1-2 雨量站位置.....	4
圖 1-3 2010 年四月日雨量累積圖.....	4
圖 1-4 研究流程圖.....	5
圖 2-1 順向坡分類圖(a)(b)(c)(d)-(洪如江, 1994).....	14
圖 2-2 張裂縫之觀察-(a)順向坡坡頂殘留塊體(照片來源:內政部空中勤務總隊)	14
圖 2-3 節理岩體 GSI 地質強度指標(Hoek, 2007).....	15
圖 2-4 完整岩石的岩性係數 m_i (Hoek, 2007).....	16
圖 2-5 異質性岩體 GSI 地質強度指標(Marinos and Hoek, 2001).....	16
圖 2-6 不同狀況之擾動因子選擇(Hoek, 2002).....	17
圖 2-7 考慮岩體受深度影響之 GSI 調整(Marinos et al., 2005).....	17
圖 2-8 考慮岩體受水影響之 GSI 調整(Marinos et al., 2005).....	18
圖 2-9 地錨構件示意圖.....	18
圖 3-1 現地調查-(a)滑動源頭區殘留塊體(b)滑動層於野外露頭之產狀.....	29
圖 3-2 順向坡滑動條件(Hoek and Bray, 1981).....	29
圖 3-3 順向坡幾何模型--未考慮地錨拉力(Hoek and Bray, 1981).....	30
圖 3-4 順向坡幾何模型--考慮地錨拉力(Hoek and Bray, 1981).....	30
圖 3-5 FLAC 原理計算示意圖.....	30
圖 3-6 FLAC 分析各種大地工程問題的模型示意圖(Itasca, 2005).....	31
圖 3-7 Cable element 材料軸向強度曲線(Itasca, 2005).....	31
圖 3-8 Cable element 作用示意圖(Itasca, 2005).....	32
圖 3-9 Cable element 的漿體剪力強度(Itasca, 2005).....	32
圖 3-10 測試模型預力地錨設置示意圖.....	33
圖 3-11 小地錨組合成大地錨示意圖.....	33
圖 3-12 測試模型.....	34
圖 3-13 地錨設置方式不同之應力路徑比較圖--自由段.....	34
圖 3-14 地錨設置方式不同之應力路徑比較--錨碇段.....	35
圖 3-15 地錨效能折減之應力路徑.....	35
圖 3-16 岩石單壓強度試驗結果(大地工程學會, 2011).....	36
圖 3-17 台灣岩石工程性質(鄭富書等, 1994).....	36
圖 3-18 數值分析流程與破壞歷程對照圖.....	37
圖 4-1 國道 3 號高速公路在 3.1K 鄰近區域的衛星影像(瑞峻科技影像).....	43
圖 4-2 民國 68 年國道 3 號 3.1K 附近相片基本圖-紅線為滑動區域.....	43
圖 4-3 民國 83 年國道 3 號 3.1K 附近相片基本圖-紅線為滑動區域.....	44

圖 4-4 民國 95 年國道 3 號 3.1K 附近相片基本圖-紅線為滑動區域.....	44
圖 4-5 地調所五萬分之一地質圖	45
圖 4-6 區域地質圖(大地工程學會, 2011)	45
圖 4-7 區域地質調查鑽孔點位與剖面位置圖(大地工程學會, 2011)	46
圖 4-8 地層柱(岩性)分類圖(大地工程學會, 2011).....	46
圖 4-9 國道三號 3.1K 崩塌區域地質剖面圖 AA'(大地工程學會, 2011).....	47
圖 4-10 監測儀器位置分布圖(大地工程學會, 2011)	48
圖 4-11 水位觀測井變化情形(大地工程學會, 2011).....	48
圖 4-12 地錨荷重計變化情形(大地工程學會, 2011)	49
圖 4-13 監測資料重新處理-(a)水位觀測井變化(b)地錨荷重計變化.....	49
圖 4-14 滑動地質剖面圖採用之剖面方向	50
圖 4-15 研究中使用鑽孔位置分佈圖	50
圖 4-16 滑動地質剖面圖成果	51
圖 5-1 原設計分析剖面與學會分析剖面位置示意圖	59
圖 5-2 調查報告鑽孔位置分布與 E 剖面位置.....	59
圖 5-3 原設計預力地錨配置圖	60
圖 5-4 原設計剖面與調查分析剖面方位夾角示意圖	60
圖 5-5 與調查報告相同剖面-常時暴雨分析結果.....	61
圖 5-6 入滲情況一，從坡體後進行補注	61
圖 5-7 入滲情況二，從張裂縫位置進行補注	62
圖 5-8 張裂縫位置位於 1 倍 A 剖面滑動長度	62
圖 5-9 張裂縫位置位於 1.5 倍 A 剖面滑動長度	63
圖 5-10 張裂縫位置位於實際滑動面長度	63
圖 5-11 考慮滑動層為殘餘強度下橋台降挖常時穩定性分析	64
圖 5-12 考慮滑動層為殘餘強度下橋台降挖地震時穩定性分析	64
圖 5-13 考慮滑動層為殘餘強度下橋台降挖暴雨時穩定性分析	65
圖 5-14 回填後常時穩定性分析--上覆砂岩層強度降為殘餘強度	65
圖 5-15 回填後常時穩定性分析--地錨效能無折減	66
圖 5-16 回填後常時穩定性分析--地錨效能折減 20%	66
圖 5-17 回填後常時穩定性分析--地錨效能折減 50%	67
圖 6-1 分析模型幾何尺寸與邊界條件設定示意圖	77
圖 6-2 地下水位上升引致坡體密度變化配置圖	78
圖 6-3 初始狀態之孔隙水壓分佈圖	78
圖 6-4 初始階段與降挖階段之 GSI 選取範圍.....	79
圖 6-5 岩石直接剪力試驗結果(大地工程學會, 2011)	79
圖 6-6 初始邊坡狀態設置流程	80
圖 6-7 開挖影響區域找尋示意圖	80
圖 6-8 橋台降挖擾動區域決定	81

圖 6-9 降挖階段地錨軸力變化.....	81
圖 6-10 第一階降挖完成之塑性區(張力破壞區位於過稜線後表層坡體).....	82
圖 6-11 第二階降挖完成之塑性區(張力破壞區位於過稜線後表層坡體).....	82
圖 6-12 第一階降挖完成之剪應變(滑動面先由坡趾處開始發展).....	83
圖 6-13 第二階降挖完成之剪應變(滑動面開始從上邊坡處發展).....	83
圖 6-14 增設預力地錨後之塑性區分布.....	84
圖 6-15 回填完成之塑性區分布.....	84
圖 6-16 增設預力地錨後之剪應變.....	85
圖 6-17 回填完成之剪應變.....	85
圖 7-1 GSI 調整示意圖.....	97
圖 7-2 水位變動示意圖.....	97
圖 7-3 塑性區分布發展(由上到下, 階段 I → IV).....	98
圖 7-4 剪應變發展(由上到下, 階段 I → IV).....	99
圖 7-5 「有」「無」降挖工程之坡體塑性區發展.....	100
圖 7-6 「無」降挖工程之第四階段剪應變.....	101
圖 7-7 「有」降挖工程之第四階段剪應變.....	101
圖 7-8 塑性區發展-(a)地錨效能衰減對坡體影響(b)岩體強度弱化對坡體影響	102
圖 7-9 剪應變發展-(a)地錨效能衰減對坡體影響(b)岩體強度弱化對坡體影響	103
圖 7-10 岩體降至殘餘強度分析-塑性區分布.....	104
圖 7-11 岩體降至殘餘強度分析-剪應變分布.....	104
圖 7-12 岩體降至殘餘強度分析之軸力記錄變化.....	105
圖 7-13 滑動面發展完成度示意--以狀況(a)作為標準.....	105
圖 7-14 綜合比較各項因素對坡體影響.....	106
圖 7-15 橋台降挖後暴雨時穩定性分析.....	107
圖 7-16 橋台降挖後地震時穩定性分析.....	107
圖 7-17 邊坡補強之暴雨時穩定性分析--增設一階預力地錨.....	108
圖 7-18 邊坡補強之暴雨時穩定性分析--增設兩階預力地錨.....	108
圖 7-19 邊坡補強之地震時穩定性分析--增設四階預力地錨.....	109
圖 7-20 邊坡補強之地震時穩定性分析--增設五階預力地錨.....	109
圖 7-21 邊坡補強之常時穩定性分析.....	110
圖 7-22 邊坡補強之極端情況(暴雨+地震)穩定性分析.....	110
圖 7-23 FLAC 分析—上邊坡增設預力地錨模型示意.....	111
圖 7-24 塑性區發展-(a)增設預力地錨(b)無增設預力地錨.....	112
圖 7-25 剪應變發展-(a)增設預力地錨(b)無增設預力地錨.....	113
圖 7-26 滑動面發展程度比較(有無增設預力地錨).....	114

第一章 緒論

1.1 研究動機和目的

國道三號大埔段（北上 2.8 公里處，南下 3.1 公里處），於民國 99 年 4 月 25 日，一個無風無雨的日子，發生嚴重的順向坡坍滑事件，有將近 20 萬立方公尺的土石坍滑於國道 3 號上，覆蓋路段長約 200 公尺(圖 1- 1-d)，崩塌範圍係由源頭至高速公路邊坡，滑動面長度約 185 公尺(圖 1- 1-b)，該順向坡上曾進行過挖填方工程，並於下邊坡處打設預力地錨加固，係一人工錨碇邊坡。在一個沒有顯著豪雨、地震與颱風作用的日子中，發生如此大規模的邊坡崩滑事件，引起了社會與工程界高度關注。

在台灣較為人知的順向坡災害從 1997 年汐止林肯大郡順向坡滑動和 1999 年 921 大地震引發的草嶺、九份二山順向坡滑動，到現在 2010 年國道三號 3.1K 高速公路旁的順向坡滑動。從致災因子方面討論，草嶺、九份二山的順向坡滑動是由地震所引發(洪如江等人，2000)。汐止林肯大郡方面(紀宗吉等人，1998；陳堯中等人，1998)，是先在坡腳有大規模的開挖工程，開挖期間岩層面有出露的現象。在溫妮颱風期間，降雨期間地下水壓力升高，原有的地錨保護措施無法支撐坡體的下滑力而產生災害。而國道三號順向坡發生崩滑之前，由附近雨量站(圖 1- 2)的降雨紀錄了解到，破壞發生前，並無「大雨」或「豪雨」的情況(圖 1- 3)，且破壞當下也沒有地震發生，可見致災因素與早期順向坡破壞的致災因子有所不同。

從大地工程學會的調查報告了解，在國道三號興建工程期間，大埔順向坡坡趾處有一橋台降挖工程，由當時地錨荷重計與水位觀測井之監測紀錄資料可以說明橋台降挖工程對坡體已有一定程度的擾動。於橋台降挖區域進行緊急加固並回填雖讓坡體暫時穩定。但在降挖工程結束後，坡體穩定性長期受到岩體強度弱化與地錨效能衰減而逐漸趨於不穩(大地工程學會，2011)。

本研究希望透過現地調查和既有的調查資料(包含橋台降挖工程時期之監測資料、大地工程學會報告之試驗與鑽孔資料)，配合數值分析方法(STABL、FLAC)，針對此次順向坡的破壞機制進行討論。

本研究之目的：

1. 橋台降挖工程擾動對坡體變形之影響
2. 回填後岩體強度弱化與地錨效能衰減對於坡體長期穩定性之影響
3. 討論降挖擾動、岩體強度弱化與地錨效能衰減這三項因素在邊坡破壞歷程當中可能影響程度的大小

1.2 研究流程

研究流程如圖 1-4，先對大埔順向坡的背景與歷史做進一步了解，接下來收集相關文獻與現地調查並訂定數值分析流程。現地調查包含觀察此次滑動層之岩性，以利後續滑動面地質剖面圖之製作。而數值分析流程則分成三個階段：初始邊坡階段、坡趾橋台處降挖階段和回填後坡體長期穩定階段。先利用極限平衡法軟體(STABL)先針對三個階段可能發生的各種情況做探討（詳見第五章）。接下來建立有限差分法軟體(FLAC)的邊坡模型，橋台降挖階段之模擬將與監測資料(地錨荷重計紀錄)進行比對並討論降挖工程對坡體變形的影響。坡體長期穩定性的模擬部分將討論邊坡岩體強度弱化與地錨效能衰減對坡體穩定性以及滑動面發展之影響。最後嘗試以數值模型之成果討論降挖工程之擾動、岩體強度弱化與地錨效能衰減，哪一項因素是影響順向坡穩定性之關鍵

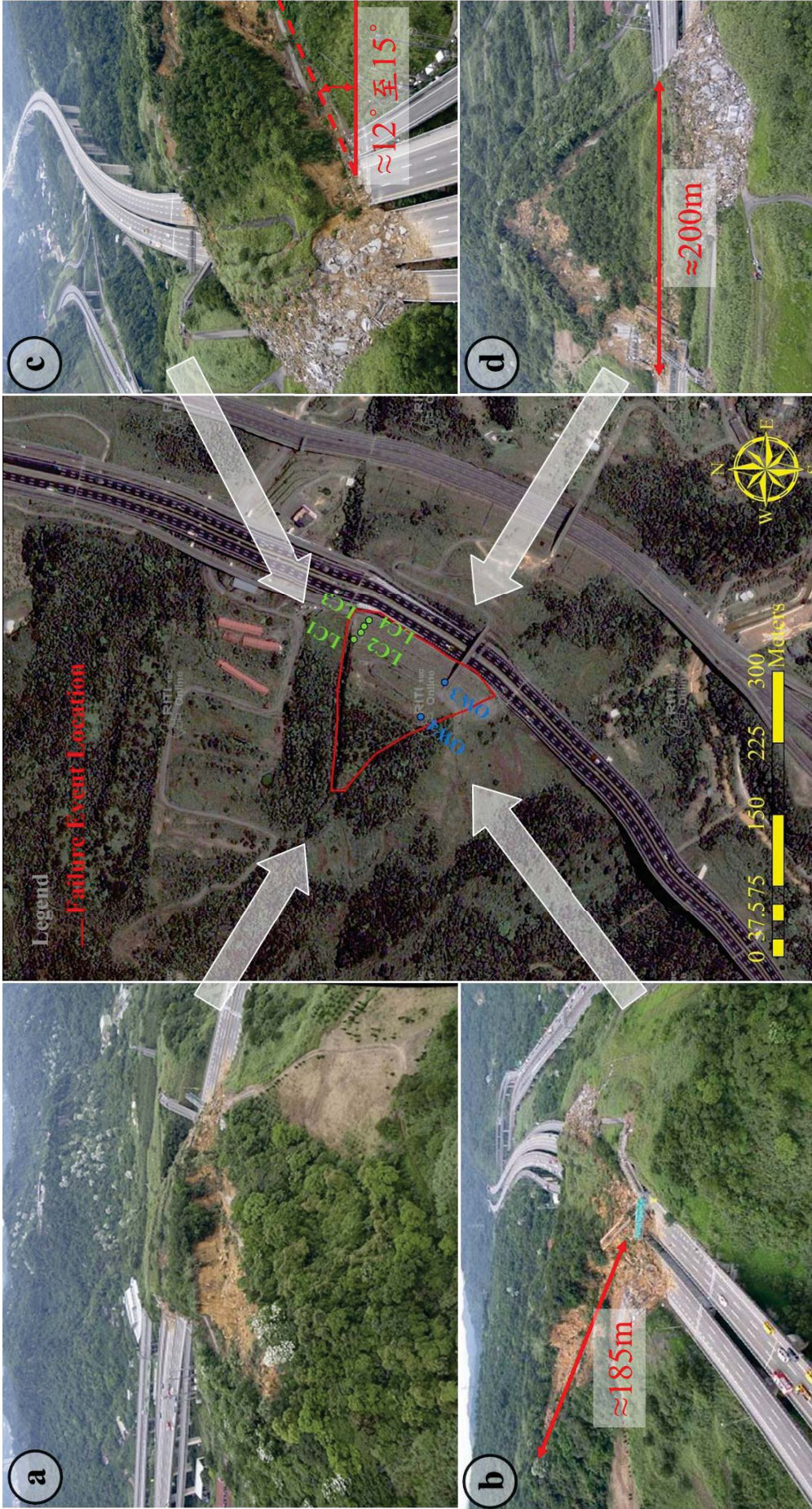


圖 1-1 國道三號大埔順向坡災後空拍示意圖(照片來源：內政部空中勤務總隊)

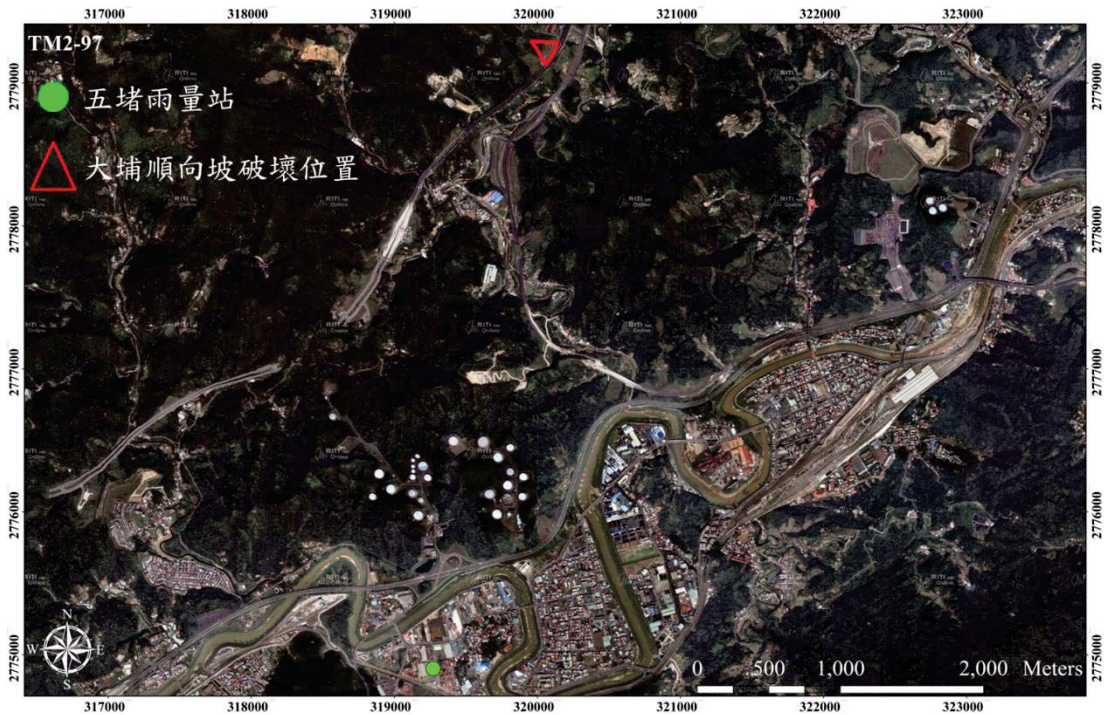
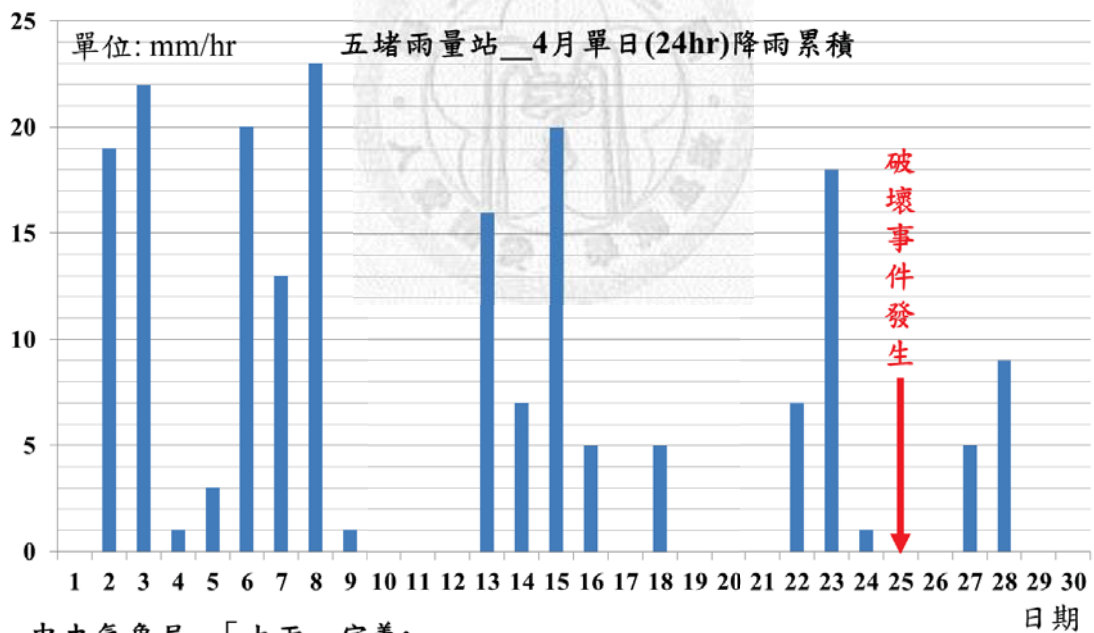


圖 1-2 雨量站位置



中央氣象局--「大雨」定義：
 24小時累積雨量達50毫米以上，
 其中至少有1小時雨量達15毫米以上之降雨現象。

圖 1-3 2010 年四月日雨量累積圖

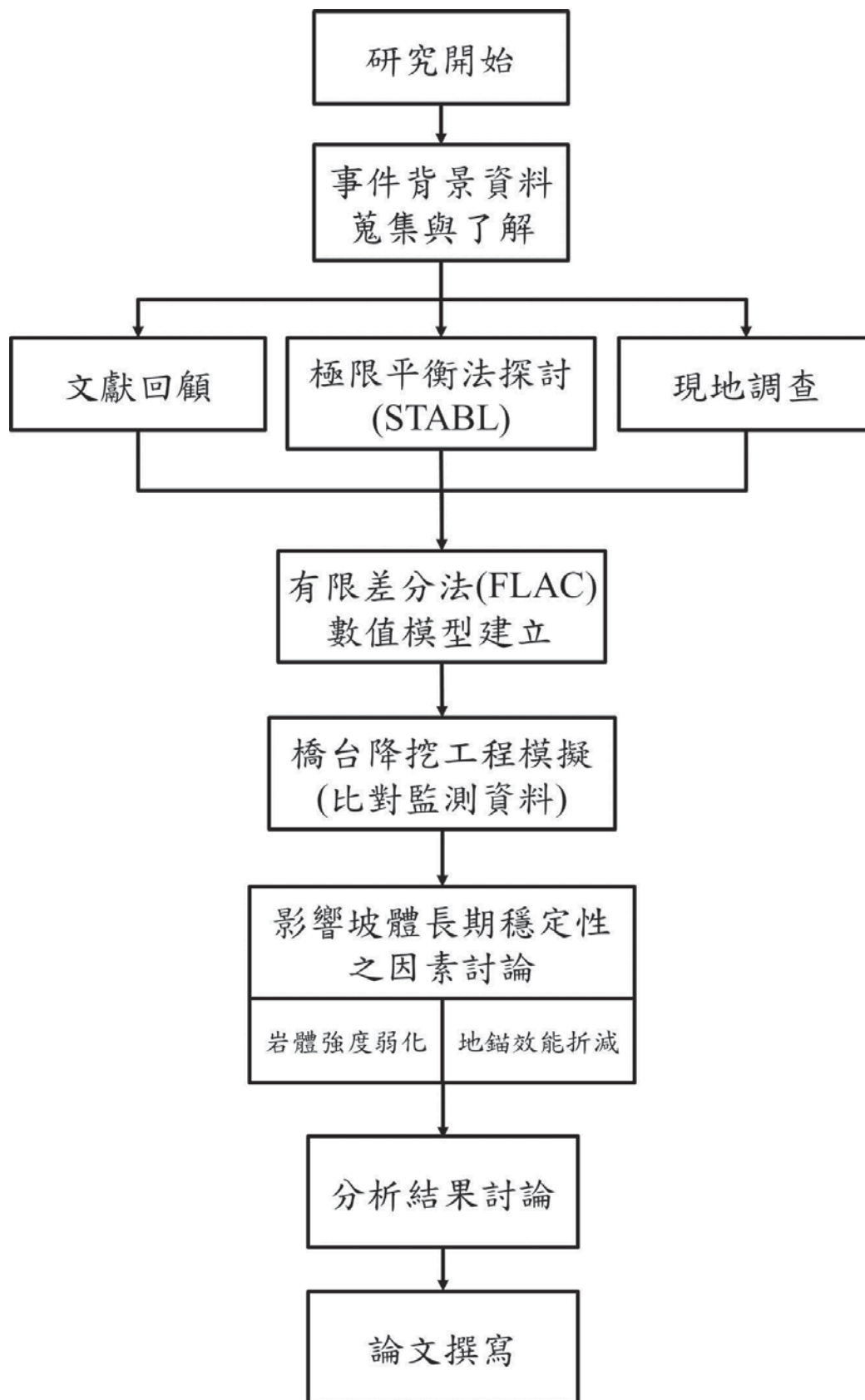


圖 1-4 研究流程圖

第二章 文獻回顧

2.1 順向坡類型

在台灣順向坡災害是一種很常見的地質構造災害，這邊簡略介紹常見順向坡之類別(洪如江，2002)。

2.1.1 豚背構造之順向坡

豚背構造(圖 2- 1-a)最常見於台灣西部沉積地層，一面為順向坡，另一面為逆向坡。順向坡面常為砂岩、石灰岩下接不透水頁岩或泥岩。逆向坡面常由崩積土堆積。是順向坡與崩積土坡之雙生，例如高雄之壽山或草嶺大崩山區。而在基隆河北側的順向坡是由脆裂之砂岩下接砂頁岩互層所構成(圖 2- 1-b)。

2.1.2 混合滑動面之順向坡

民國 76 年台北松山區四獸山之虎山發生順向坡滑動，其滑動面上中段是由砂岩與頁岩之界面所構成，然滑動面下段是以接近水平方向剪切砂岩而出。滑動面並不只有延著砂岩與頁岩界面發展(圖 2- 1-c)。

2.1.3 含密集弱面之變質岩順向坡

在板岩與片岩區的露頭上常可見密集的劈理面或片理面。此在開挖面上多有劈理面或片理面出露，但對於潛在滑動面的判釋，不如砂岩、頁岩界面般容易辨識(圖 2- 1-d)。

觀察這次國道三號邊坡破壞所滑落之塊體以及坡頂處殘留之岩塊，均可明顯看到張裂縫之存在(圖 2- 2)，推測可能是由風化作用所造成。此區地質環境以沉積岩為主，岩性包含砂岩、砂頁岩和頁岩。係屬脆裂之砂岩下接砂頁岩互層所構成之順向坡類型(圖 2- 1-b)。

2.2 國道三號相關報告與文獻回顧

2.2.1 大地工程學會調查報告(2011)

國道三號事件發生後，經由大地工程學會進行地形測量、地質調查、地球物理探測以及實驗室試驗(包含直剪、單軸壓縮等試驗)，針對各期工程資料進行彙整配合數值分析，推定可能之致災因素如下：

1. 此次邊坡為順向坡，破壞類型為平面破壞，於早期國道三號與台 62 線興建時期，有大規模之橋台降挖工程進行。降挖過程中有層面出露，引致坡體變形，進而造成當初設置在該順向坡的地錨荷重計讀數急遽變化，說明開挖對該順向坡相當程度影響。
2. 本處順向坡之上覆砂岩層節理發達且風化特徵明顯。地表水與地下水容易循著坡面裂縫處入滲，因而容易蓄積於上覆砂岩層下之不透水砂頁岩層，造成砂頁岩層強度持續下降。而風化與地下水入滲持續影響該順向坡整體性之岩體強度，致使坡體穩定性不斷下降。
3. 順向坡滑動現場所發現之地錨構件以及後續對殘存地錨施以內視鏡調查，發現地錨構件有明顯鏽蝕行為。地錨鏽蝕會降低地錨之抗拉能力以及邊坡之穩定性。

根據現有資料以及後續分析結果，大地工程學會報告中分析結論尚有進一步討論之空間，相關整理如下：

- (1) 於國道設計階段，邊坡穩定性分析係有考慮到規範準則所要求之安全係數標準。在保守設計考量底下，分析所使用之強度參數是有低於當時試驗結果之尖峰強度。然學會報中亦提到，該處順向坡體風化特徵明顯且岩層節理發達加上橋台降挖擾動，岩體強度可能比想像中的更低，加上岩石直剪試驗結果有應變軟化之情形。故在橋台降挖期間進行地錨的補強措施設計時，或許可以採取適當樣本進行試驗，求取應變軟化後之殘餘強度並納入設計考量中。

- (2) 不論學會還是原始設計報告，其 STABL 分析結果就常時分析而言，安全係數均已符合其規範要求。然學會報告中，在橋台降挖的常時分析中雖有加入坡面幾何形狀之改變，但並無考慮橋台降挖後，地錨荷重計紀錄上揚，可能隱喻滑動層強度已降為殘餘強度之情況。
- (3) 於學會 FLAC 3D 的分析中，已針對回填後的順向坡坡體進行地下水位變化、滑動層強度弱化與地錨效能折減進行分析。針對單一因子對坡體穩定性影響進行討論，對於滑動層以上岩體強度弱化對於坡體穩定性之影響較沒有討論。且分析流程沒有考慮到坡體於橋台降挖後應力狀態之改變，對於後續坡體穩定性影響。

2.2.2 國道三號相關研究

- 七堵大地滑之滑動機制研究(楊喬維，2010)

研究內容以小型直剪試驗配合現地取樣岩體來決定滑動介面之剪力強度 ($c = 3.67 \text{ kPa}$; $\phi = 29.84^\circ$)，並以雙滑動面之邊坡穩定分析程式討論。以滑動塊體與下方穩定塊體之接觸面積百分比(CR)，進行參數折減，得到當 CR=55%，坡體趨於不穩定($F.S \leq 1$)。然其分析亦只針對單一性質進行討論。程式中亦無加入地錨拉力，進行穩定性分析。

- 砂/頁岩互層順向坡強度折減對地錨荷重和坡體位移之影響(黃彥均，2011)

研究內容主要是討論順向坡滑動層強度弱化時對於地錨荷重和坡體變位量之影響，以 Plaxis 作為其數值分析工具，岩層參數同原始設計報告。主要結論有：分析砂頁岩互層之平面滑動案例時，可加入界面元素作為考慮層面間材料強度的影響；並提出以 100T 地錨荷重作為破壞警戒值。

分析流程中雖有橋台降挖，但其地錨荷重計之變化並無與任何監測資料進行比對，也未有考慮滑動層強度因降挖擾動而降低之情形。回填後坡體狀況並無進行相關討論。結論中提出 100T 作為警戒值，是在後續岩層強度之參數敏感度分析中所得之結果，但未有相應資料做為比對。

2.3 岩體評分法(GSI)

在本文中，數值模擬依序分成三個階段：邊坡初始階段、橋台降挖模擬階段與回填後坡體長期穩定階段。在各個階段中，地層材料強度會因為降挖擾動、風化等因素而下降，因此藉由大地工程學會調查報告的試驗數據，並搭配岩體評分法中的 GSI(Geological Strength Index)來決定各階段中材料強度參數。以下介紹 GSI 的理論背景：

最早由 Bieniawski 提出地質力學分類法，也稱為岩體評分法(RMR, rock mass rating)。Hoek 與 Brown(1980)提出一套量化節理岩體強度方法稱之為廣義岩石 Hoek-Brown 破壞準則。在 Hoek 等人尚未提出 GSI(Geological Strength Index)岩體評分法之前，以 RMR 評分與 Hoek-Brown 破壞準則相互結合以求取岩體強度。但在 RMR 值小於 20 分(very poor quality)的情形下很難區別岩體是否受到擾動過的。因此 Hoek 等人在 1995 提出了 GSI(Geological Strength Index)，GSI 是依據岩體的構造型態與不連續面性質來進行評分。針對岩體破碎與強度特性，由極差(岩體構造破碎且不連續面品質差)到極好(岩體構造完整且不連續面品質佳)，評分值介於 0 至 100 分之間。GSI 可與廣義 Hoek-Brown 破壞準則結合以量化岩體強度，之後不停修正並完善其圖表(1997；1998)(圖 2-3)

在實際應用上，GSI 的應用是基於廣義 Hoek-Brown 破壞準則的假設。假設條件為岩體是均質性(isotropic)，故理論上，GSI 不適用於評估構造控制破壞岩體，如平面破壞(planar failure)；或異質性(heterogeneous)岩體，如崩積層。因此，Marinos 與 Hoek(2001)嘗試以 GSI 評估異質性岩體強度，以 flysch 為例，其組成有砂岩(sandstone)、粉砂岩(siltstone)或頁岩(clayey shale)。文獻中以權重概念(weighted average)將構成複理岩(flysch)之不同種類岩材的強度與岩性係數(圖 2-4)同時考慮進去，把複理岩的強度視為一複合型材料強度來定量，並針對異質性岩體提出 GSI 圖表(圖 2-5)。

廣義 Hoek-Brown 破壞準則提出後，多次使用工程中，並根據不同的使用狀況進行研究與修正。Hoek 等人(2002)將施工擾動因素(D)納入考慮，根據不同之施工方法對岩體造成的影響，所取的 D 值有所不同(圖 2-6)。最新破壞準則版本為式(2-1)。

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \dots\dots\dots (2-1)$$

σ_1' 與 σ_3' ：破壞時最大最小之有效應力

σ_{ci} (MPa)：完整岩石的單壓強度

m_b ：岩體的材料參數，與岩體的材性質有關，可由式(2-2)求得

$$m_b = m_i \times \exp \left[\frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right] \dots\dots\dots (2-2)$$

D：為岩體擾動係數(Disturbance factor)，擾動程度從 0 到 1 之間

s、a：岩體特徵參數，可由式(2-3)、(2-4)求得

$$s = \exp \left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right) \dots\dots\dots (2-3)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \dots\dots\dots (2-4)$$

本研究為邊坡案例數值分析。邊坡坡高變化會影響坡體內部之應力條件，同時要將 Hoek-Brown 破壞準則轉化為 Mohr-Coulomb 破壞準則，也須要考慮在不同的高度下的應力範圍，應力條件之決定會影響岩體強度參數的評估，故 Hoek 等人(2002)同一篇文章中，使用 Bishop's circular failure analysis 的方式，計算不同坡高下之應力變化如式(2.5)

$$\frac{\sigma_{3max}'}{\sigma_{cm}'} = 0.72 \left(\frac{\sigma_{cm}'}{\gamma H} \right)^{-0.91} \dots\dots\dots (2-5)$$

σ_{3max}' ：為使用 Bishop's circular failure analysis 計算不同坡高下應力範圍

σ'_{cm} ：為岩體單壓強度，可由下式(2.6)取得

$$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \cdot \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s))(m_b/4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \dots\dots\dots (2-6)$$

$\gamma(\text{MN}/\text{m}^3)$ ：岩體單位重

$H(\text{m})$ ：坡高

不同高度的岩坡下，可由下式(2-7)、(2-8)求得 Mohr-Coulomb 破壞準則之岩體強度 c' 與 ϕ' 。

$$\phi' = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \dots\dots\dots (2-7)$$

$$c' (\text{MPa}) = \frac{\sigma_{ci} [(1+2a)s + (1-a)m_b \sigma'_{3n}] (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + \left(\frac{6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)} \right)^2}} \dots\dots\dots (2.-)$$

Hoek 與 Diederichs(2006)加入台灣與中國地區的試驗資料後，提出新的估計岩體彈性模數公式能更為全面的估計不同類型的岩體彈性模數，如下式(2.9)

$$E_{mm} (\text{MPa}) = E_i \left(0.02 + \frac{1-0.5D}{1 + e^{\left(\frac{60+15D-GSI}{11} \right)}} \right) \dots\dots\dots (2-9)$$

E_{mm} ：岩體彈性模數

針對 GSI 實際上的使用情形，Marinos 等人(2005)提出不同情況下，關於 GSI 選擇的建議。

- 隨著深度增加，擾動與風化作用對於岩體強度的影響越小，在不同深度下岩體評估的 GSI 值可以往左上進行調整(圖 2-7 白色部分)；在受過嚴重擾動的地區(例如:斷層通過等)，隨著深度增加，擾動依舊對岩體強度有影響，GSI 值調整幅度較小(圖 2-7 陰影部分)

- D(disturbance factor)表示岩體受到施工所造成的擾動程度強弱
- 高應力狀態下(地下深度 1000 米處)，在沒有受到構造擾動的情形下，岩體構造非常緊密，評估 GSI 的意義不大；反之，GSI 值依舊可以評估。
- 岩體的整體強度會隨著蓄積於不連續面的水和不連續面中填充材料的水分含量增加而降低。評估此一情況，GSI 值可以往右做調整(圖 2-8)；評估岩體強度隨風化程度增加而減弱，GSI 值降低做調整。但要注意的是，岩材單壓強度與岩性係數也須做相應的調降。

關於 GSI 相關系列之文件均可從下列取得 <http://www.rockscience.com>

2.4 開挖對坡體之影響

在世界各地建設工程中，高速公路的建設通常伴隨著大規模的開挖工程。在進行開挖工程前，可利用數值分析方式去了解開挖對邊坡的影響(Bukovansky, 1976)，或是討論邊坡現今狀態受到多少之前開挖工程影響(Kalkani, 1981)。Stark 等人(2005)針對美國加利福尼亞州舊金山區域高速公路旁一邊坡進行案例分析，並整理一份表格，內容紀錄了從第一次挖坡後，邊坡與其上住宅周遭環境與監測資料變化情形(1955~1999)。坡體上的民宅與坡體在這段期間不斷有滑移的現象且降雨量大時，滑移量會明顯增加。而造成上述情形的原因是來自於拓建高速公路所進行的大規模削坡工程(cut slope)，工程中因砍掉坡腳(unloading the toe of the slope)，造成一深層滑動面的出露，引致坡體持續之變形。坡腳對於整個邊坡來說是最為重要的部分，若遭到河流側蝕(自然營力)或降挖工程(人為影響)使得坡腳能提供之支撐力消失或大幅減弱，容易引致坡體變形甚至可能造成大規模滑動(簡士堯，2009)。

2.5 預力地錨

地錨在土木工程應用上擁有長久的歷史，更為現今常見的護坡設施，主要功能在於將拉力透過結構體傳遞至周圍地層中並由地層的抗剪強度提供足夠的摩擦阻抗，使得地錨、結構體以及周圍地層達到一個平衡狀態。以下介紹地錨主要構件部分與相關力之傳遞行為，構件示意圖如圖 2-9，參考自地錨設計與施工準則暨解說第二版(1998)。

- 錨頭與台座：錨頭作用在於將拉力傳遞於結構體，此構件包含鎖定器與承壓板；地錨打設角度攸關是否將拉力順利傳遞，若打設角度並非垂直於結構物支承面時，通常需要適當角度的台座在承壓板底下，使錨頭軸心與地錨軸向力方向一致。
- 結構體：可將地錨的拉力均勻傳至其後方周圍地層
- 自由段：為錨頭與錨碇段之間的長度，主要組成鋼鍵，鋼鍵作為抗張材在施拉預力時會產生彈性變位量，可以把拉力傳遞至錨碇段，並將錨碇力傳至錨頭。為了在施拉預力時，抗張材能自由伸張，在自由段的抗張材通常使用塑膠套管使抗張材與漿體隔離，避免抗張材與漿體之間的摩擦行為影響到拉力之傳遞。邊坡護坡工程中，自由段長度需足以通過滑動層，致使錨碇段能施作於堅硬地層岩盤。
- 錨碇段：在鋼鍵安裝後，以水泥漿體固定鋼鍵，使其與四周地層緊密結合，形成錨碇作用，又稱為固定段。當拉力傳遞到錨碇段時，錨碇段與周圍地層的摩擦行為會產生錨碇力。

就本研究所蒐集到有限的資料顯示，在 Brady 和 Lorig(1988)提出如何在有限差分法(FLAC)中模擬岩栓、地錨補強岩體的效用後，對於如何在 FLAC 中模擬及討論地錨因鏽蝕造成效能衰減之情況，就所蒐集到的資料中並無相關討論。故在下一章節，對於該如何在 FLAC 中呈現地錨效能折減，會提出相關設置方式並做討論。

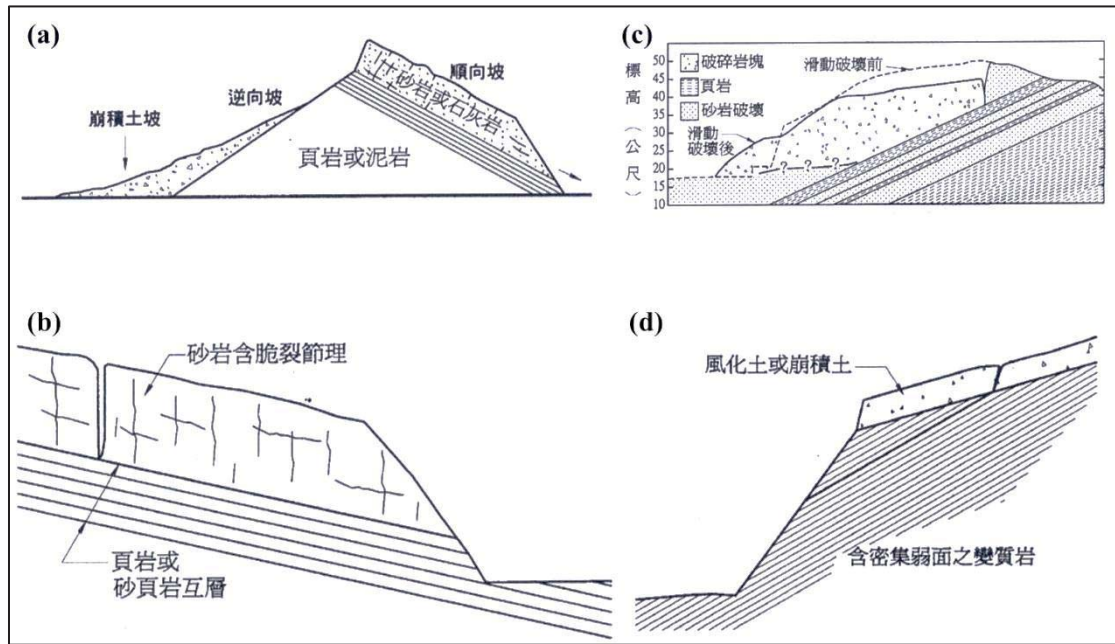


圖 2-1 順向坡分類圖(a)(b)(c)(d)-(洪如江, 1994)

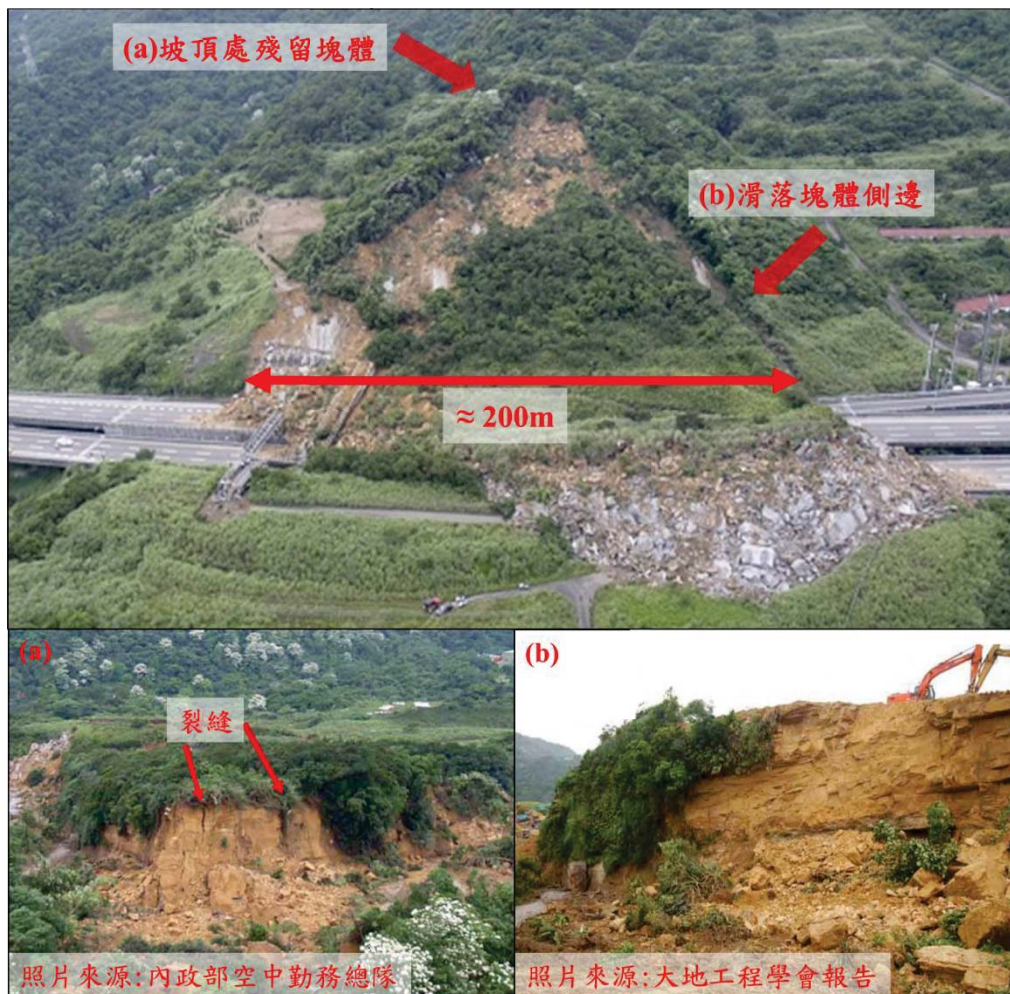


圖 2-2 張裂縫之觀察-(a)順向坡坡頂殘留塊體(照片來源:內政部空中勤務總隊)
(b)滑落地體(照片來源:大地工程學會報告)







<p>GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)</p> <p>From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.</p>		SURFACE CONDITIONS				
		VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	VERY POOR Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90			N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70			
	VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		60	50		
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity			40	30	
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces				20	
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	N/A	N/A			10

圖 2-3 節理岩體 GSI 地質強度指標(Hoek, 2007)

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerates* (21 ± 3)	Sandstones 17 ± 4	Siltstones 7 ± 2	Claystones 4 ± 2
			Breccias (19 ± 5)		Greywackes (18 ± 3)	Shales (6 ± 2) Marls (7 ± 2)
	Non-Clastic	Carbonates	Crystalline Limestone (12 ± 3)	Sparitic Limestones (10 ± 2)	Micritic Limestones (9 ± 2)	Dolomites (9 ± 3)
		Evaporites		Gypsum 8 ± 2	Anhydrite 12 ± 2	
Organic					Chalk 7 ± 2	
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9 ± 3	Hornfels (19 ± 4) Metasandstone (19 ± 3)	Quartzites 20 ± 3	
	Slightly foliated		Migmatite (29 ± 3)	Amphibolites 26 ± 6		
	Foliated**		Gneiss 28 ± 5	Schists 12 ± 3	Phyllites (7 ± 3)	Slates 7 ± 4
IGNEOUS	Plutonic	Light	Granite 32 ± 3	Diorite 25 ± 5		
		Dark	Gabbro 27 ± 3 Norte 20 ± 5	Dolerite (16 ± 5)		
	Hypabyssal		Porphyries (20 ± 5)		Diabase (15 ± 5)	Peridotite (25 ± 5)
	Volcanic	Lava		Rhyolite (25 ± 5) Andesite 25 ± 5	Dacite (25 ± 3) Basalt (25 ± 5)	Obsidian (19 ± 3)
		Pyroclastic	Agglomerate (19 ± 3)	Breccia (19 ± 5)	Tuff (13 ± 5)	

圖 2-4 完整岩石的岩性係數 m_i (Hoek, 2007)

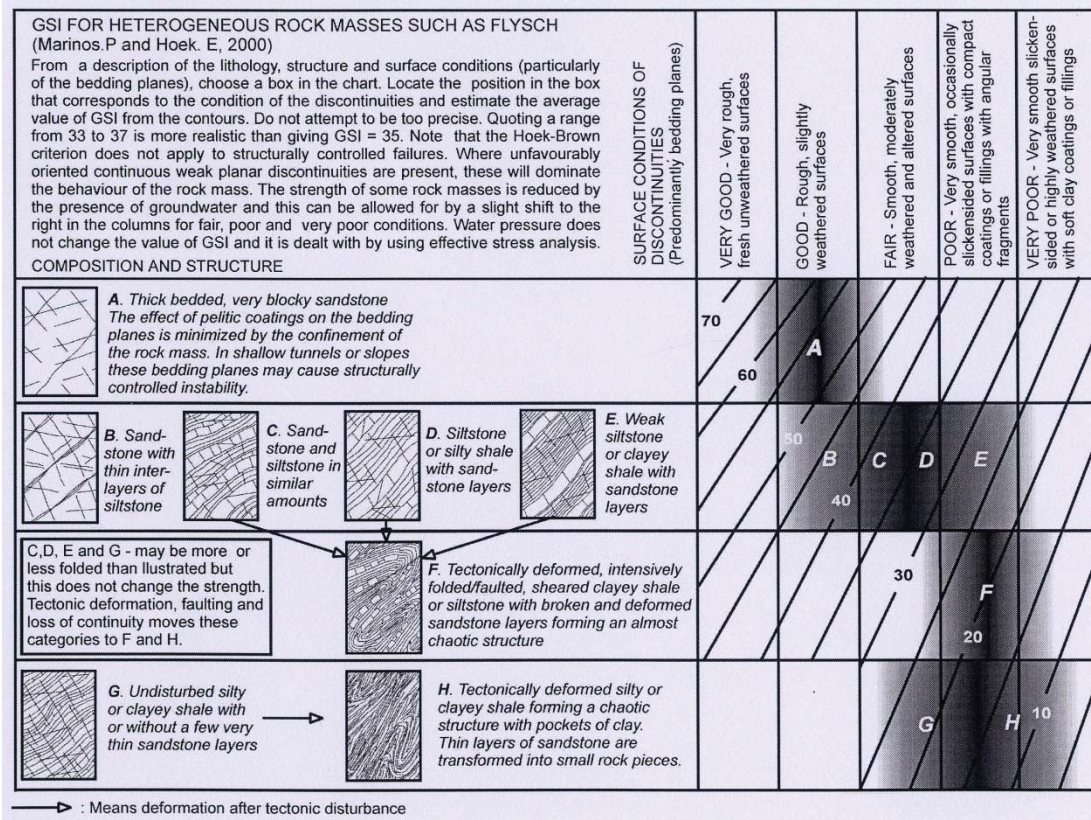


圖 2-5 異質性岩體 GSI 地質強度指標 (Marinos and Hoek, 2001)

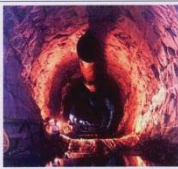


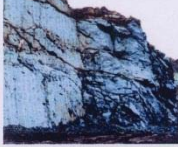

Appearance of rock mass	Description of rock mass	Suggested value of D
	Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.	$D = 0$
	Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass. Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert, as shown in the photograph, is placed.	$D = 0$ $D = 0.5$ No invert
	Very poor quality blasting in a hard rock tunnel results in severe local damage, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass.	$D = 0.8$
	Small scale blasting in civil engineering slopes results in modest rock mass damage, particularly if controlled blasting is used as shown on the left hand side of the photograph. However, stress relief results in some disturbance.	$D = 0.7$ Good blasting $D = 1.0$ Poor blasting
	Very large open pit mine slopes suffer significant disturbance due to heavy production blasting and also due to stress relief from overburden removal. In some softer rocks excavation can be carried out by ripping and dozing and the degree of damage to the slopes is less.	$D = 1.0$ Production blasting $D = 0.7$ Mechanical excavation

圖 2-6 不同狀況之擾動因子選擇(Hoek, 2002)

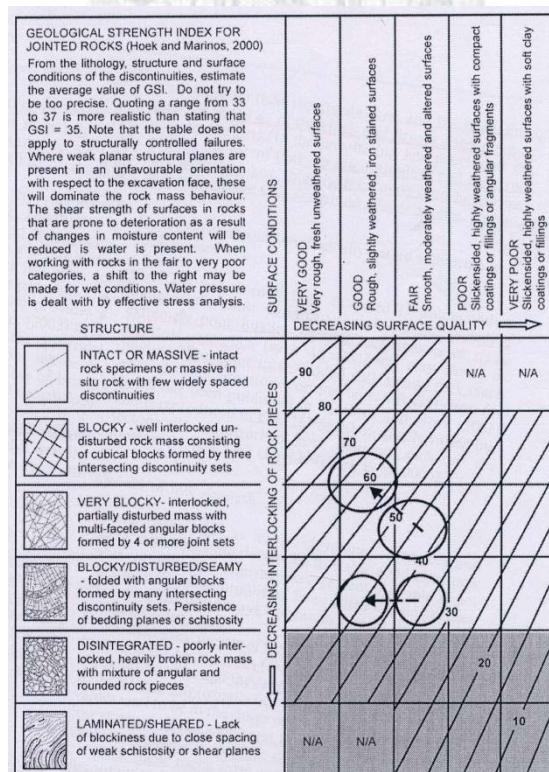


圖 2-7 考慮岩體受深度影響之 GSI 調整(Marinos et al., 2005)

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)
 From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.

STRUCTURE	SURFACE CONDITIONS	DECREASING SURFACE QUALITY →			
INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces				
BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	90			
VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	80	70		
BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity	POOR Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	60	50	40	N/A
DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces	VERY POOR Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings	40	30	20	
LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes		N/A	N/A		

↑ DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES ↓

圖 2-8 考慮岩體受水影響之 GSI 調整(Marinos et al., 2005)

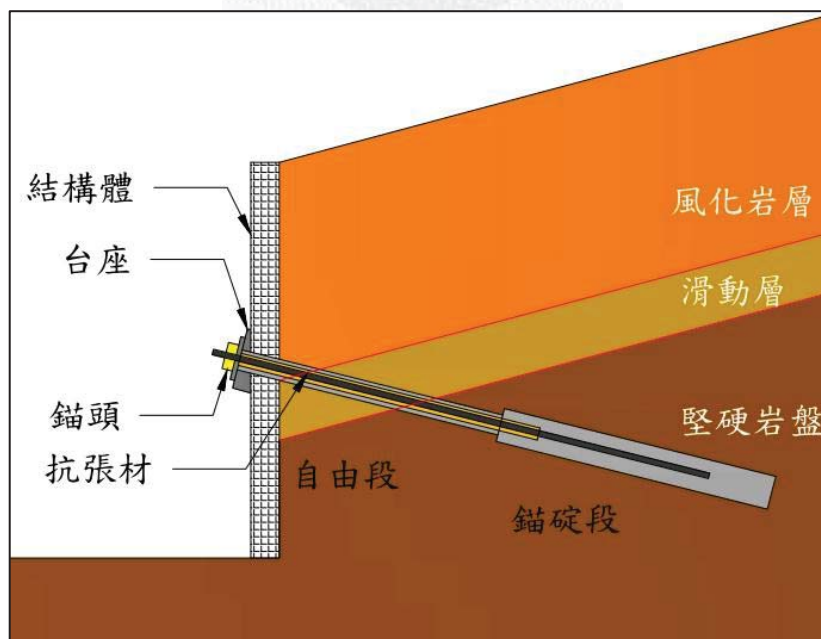


圖 2-9 地錨構件示意圖

第三章 研究方法

3.1 現地調查

國道三號與快速道路 62 號均通過大埔順向坡，道路興建期間，在大埔順向坡均有路塹降挖工程。國道三號上邊坡的部分乃此次崩塌主體，經由大地工程學會(2011)與青山顧問公司的鑽孔資料(2012)整理，了解坡體內部地層分布情形與各地層岩性情況。在現地調查過程中，向位於大埔順向坡下邊坡一處民宅借道，得以前往觀察滑動坡體之源頭區狀況(圖 3- 1-a)。並前往民宅鄰近處，62 號快速道路上邊坡處露頭觀察此次事件滑動層岩性-砂頁岩薄互層之產狀(圖 3- 1-b)。藉由整理好的鑽孔資料與透過現地調查中對於滑動層岩性與產狀之了解，進行後續滑動剖面地質圖製作。



3.2 順向坡穩定分析

3.2.1 極限平衡法-塊體分析法

在 Hoek 與 Bray 所著的 Rock Slope Engineering(1981)中，岩坡平面破壞 (順向坡滑動)的一般條件如下：

- 潛勢滑動面之走向需大致平行於坡面走向(夾角在 20° 左右)
- 潛勢滑動面必須在坡面上出露(daylight)，表示破壞面傾角要小於順向坡坡角-- $\psi_f > \psi_p$ (圖 3- 2-a)
- 破壞面傾角要大於破壞面之摩擦角-- $\psi_p > \varphi$ (圖 3- 2-a)
- 滑動塊體兩側無約束(圖 3- 2-b)，呈現一分離面(release surfaces)

在 Rock Slope Engineering 中，Hoek 與 Bray 提出計算一般順向坡滑動安全係數的公式(式 3-1)與考慮地錨拉力後的安全係數公式(式 3-2)。式中 W 為滑動岩塊之重量，U 為上頂力，V 為水平向之水壓力，A 為滑動面面積，c 為滑動面凝聚力， ψ_p 為滑動面傾角， φ 為滑動面摩擦角，t 為地錨拉力， θ 為地錨拉力與滑動

面法線之夾腳，滑動岩體取單位寬度。(圖 3-3、圖 3-4)

$$FS = \frac{cA + (W \cdot \cos \psi_p - U - V \cdot \sin \psi_p) \Gamma \tan \phi}{W \cdot \sin \psi_p + V \cdot \cos \psi_p} \dots\dots\dots (3-1)$$

$$FS = \frac{cA + (W \cdot \cos \psi_p - U - V \cdot \sin \psi_p + T \cdot \cos \theta) \Gamma \tan \phi}{W \cdot \sin \psi_p + V \cdot \cos \psi_p - T \cdot \sin \theta} \dots\dots\dots (3-2)$$

推導公式所用之順向坡幾何形狀與台灣常見之順向坡幾何型態略有不同，且台灣的順向坡目前多有施作預力地錨作為護坡工程。因此本研究利用相同之推導流程，針對台灣常見之順向坡型態提出一安全係數公式，並將此法與極限平衡法-切片法分析做比較，以校核切片法之可信度(詳見附錄 A)。

3.2.2 極限平衡法-切片法(STABL)

邊坡穩定分析工具-STABL，是美國普渡大學所開發之分析軟體。軟體中分析方法是採用極限平衡法中的切片法(如:Bishop、Janbu 或 Spencer 法)。分析圓弧形滑動面會採用 Bishop 分析法，分析平面滑動面會採用 Janbu 分析法或 Spencer 法。另外 STABL 也可分析邊坡有多層地下水位、邊坡受震、邊坡坡頂或坡面加載和邊坡上施加預力地錨時坡體穩定情形。研究中進行穩定分析時，會對橋台降挖當下滑動層可能已降為殘餘強度的情況加以考慮，並針對該邊坡各時期(降挖前、降挖期間與降挖後)可能影響坡體穩定之因素進行討論，內容請詳見第五章。

3.2 FLAC 程式簡介

FLAC 程式的計算原理為外顯有限差分法(Explicit finite difference method)，是美國 ITASCA Consulting Group 所發展數值分析軟體，本研究使用版本為 5.0。FLAC 常常被應用在大地工程的數值分析上，用來模擬土壤、岩石或其他達降伏限度後(yield limit)呈現塑性流(plastic flow)的材料所構成連續體之行為(圖 3-6)。FLAC 的原理是利用將想要分析的目標分割成有限的”區”(zone)，區與區之間以”格點”(grid)相連。對於系統內所有之格點，其運動方程式是以”時階”型態解之

(time stepping)，每一個時階計算流程如下：外力使系統產生運動，藉由運動方程式求得速度與位移，再由速度與位移求得應變，並經由選定的組成律計算新的應力增量(參考圖 3- 5)。不停地重複計算，直到不平衡力趨於零而達靜力平衡為止。這邊需要注意，FLAC 中的時階並非物理意義上的時間。

FLAC 中有提供許多不同的分析模式，視分析目的與材料性質加以選擇。本研究採用的材料組成模式為莫爾-庫倫塑性模式：在彈性階段所需的材料參數有材料密度(ρ)、體積模數(K)、剪力模數(G)，降伏階段所需要的材料參數有摩擦角(φ)、凝聚力(c)、張力強度(tensile strength)。

FLAC 中具有四種結構元素：Beam、Cable、Pile 和 Support 元素，其中 Cable 元素會於本研究中用來模擬預力地錨。可分成自由段材料設定與錨碇段材料設定兩部分來討論。

自由段與錨碇段均有鋼鍵。在 Cable 元素的理論公式，可用斷面積 A 與材料彈性模數 E 來描述鋼鍵軸向勁度，其軸向力的增量(ΔF^t)，可由軸向位移增量(Δu^t)計算而得(式 3-3)

$$\Delta F^t = -\frac{EA}{L}\Delta u^t \dots\dots\dots(3-3)$$

Cable 元素可以指定降伏拉伸力(yield)和降伏壓縮力(ycomp)，FLAC 採用的 Cable 元素強度曲線如圖 3- 7，所以 Cable 元素上軸力不能超過降伏拉力和降伏壓力。如果沒有指定 Cable 元素降伏拉伸力或降伏壓縮力，那麼 FLAC 便認為 Cable 元素在受拉或受壓方向的強度為零。

Cable 元素受到軸向力時，會對 Cable 元素上各個節點(node)所受到的不平衡力以及沿著界面上(grout)摩擦作用產生之摩擦力造成影響，FLAC 會根據這些變化去重新計算 Cable 元素在模型中的軸向位移。

Cable 元素如何模擬地錨錨碇段的概念示意如圖 3- 8。圖中的 Nodal point 和 Axial Stiffness of Steel 主要用於模擬鋼鍵的部分。而漿體(grout)與地層材料之間的摩擦行為，在 FLAC 中主要是由節點以外的彈簧系統表示。當鋼鍵/漿體之間與漿

體/地層之間有相對位移，單位長度漿體上受到的剪力可由漿體勁度 K_{bond} 來計算
(式3-4)

$$\frac{F_s}{L} = K_{bond}(u_c - u_m) \dots\dots\dots(3-4)$$

其中： u_c 為Cable元素的軸向位移； u_m 為周圍地層的位移； L 為元素單位長度

每單位長度上可承受的最大剪力 (F_s^{max}) 由漿體剪力強度 (S_{bond}) 與漿體界面的摩擦性質 ($S_{friction}$) 來決定(式3-5)

$$\frac{F_s^{max}}{L} = S_{bond} + \sigma'_c \times \tan(S_{friction}) \times \text{perimeter} \dots\dots\dots(3-5)$$

其中： σ'_c 為Cable元素上平均有效正向應力； $S_{friction}$ 為漿體界面的摩擦性質；
perimeter 為Cable元素的斷面積周長

漿體單位上的剪力-位移關係圖與剪力強度準則，如圖3-9所示

3.3 預力地錨於 FLAC 中設定

3.3.1 設定參數公式和參數來源

本研究中預力地錨的自由段與錨碇段均採用 Cable 元素進行模擬，Cable 元素主要有下列設定參數：鋼鍵斷面積(A)、鋼鍵彈性模數(E)、間距(Spacing)、鋼鍵降伏拉力(yield)、漿體勁度(K_{bond})、漿體剪力強度(S_{bond})。以下針對各參數進行說明。

根據當時的施工設計，在這個順向坡上的預力地錨設計，其設計拉力為 60t。設計間距(Spacing)為 2.6 米。抗張材由七股鋼鍵組成，鋼鍵斷面積(A)為 $7 \times 0.9871 = 6.9097 \text{ cm}^2$ 。鋼鍵降伏拉力為 1900 kg/cm^2 ，一股鋼鍵可承受降伏拉力為 $19000(\text{kg/cm}^2) \times 0.9871(\text{cm}^2) = 18754.9(\text{kg}) \approx 190000(\text{Nt})$ ，總共可承受約為 $1.33 \times 10^6(\text{Nt})$ 。鋼鍵的彈性模數設為 200GPa。

在 FLAC 中，決定漿體剪力強度 S_{bond} 有兩種考慮情況：破壞發生於漿體/地層交界面(式 3-6)；破壞發生於漿體/鋼鍵交界面(式 3-7)

$$S_{bond} = \pi(D + 2t)\tau_{peak} \dots\dots\dots (3-6)$$

$$S_{bond} = \pi(D)\tau_{peak} \dots\dots\dots (3-7)$$

$$\tau_{peak} = \tau_I \cdot Q_B \dots\dots\dots (3-8)$$

其中： $(D + 2t)$ 為鑽孔直徑； t 為水泥漿環厚度； τ_{peak} 為尖峰剪力強度； D 為鋼鍵直徑； τ_I 為 1/2 單壓強度(可視漿體或地層材料強度哪一個比較弱決定)；

Q_B 為漿體與四周地層的鍵結程度($Q_B = 1$ 代表鍵結程度十分良好)

本研究取原始設計報告參數(1994)，漿體的單壓強度為 21MPa， $\tau_I = \frac{21}{2} = 10.5\text{Mpa}$ ， $Q_B = 1$ ，並決定採用式(3-7)， D 由鋼鍵總斷面積反推(式 3-9)。

$$6.9097 \text{ cm}^2 = \frac{\pi}{4} D^2 \Rightarrow D = 2.966 \text{ cm} \dots\dots\dots (3-9)$$

漿體勁度 K_{bond} 由下列方程式決定(式 3-10)

$$K_{bond} \approx \frac{2\pi G}{10 \cdot \ln\left(1 + \frac{2t}{D}\right)} \dots\dots\dots (3-10)$$

其中： G 為漿體的剪力模數，一般取 11.5Gpa。

3.3.2 預力地錨設定方式與校核

自由段與錨碇段均採用 Cable 元素模擬，但兩者所需要的設定參數項目有所不同。在自由段中，抗張材外圍會有套管，套管與抗張材之間灌防鏽油，套管外與地層間灌入漿體，因此預力傳遞時，理論上來說，抗張材與地層間彼此因無作用。所以設定參數以鋼鍵斷面積(A)、鋼鍵彈性模數(E)、間距(Spacing)、鋼鍵降伏拉力(yield)四項參數為主。在錨碇段中，拉力會從抗張材經由水泥將體傳遞周

圍地層，進而產生摩擦行為，需要把漿體勁度(K_{bond})和漿體剪力強度(S_{bond})考慮進來，共有六項參數。本研究中，預力地錨參數初步決定，如表 3-1。FLAC 程式設定中，將自由段與錨碇段各以一段 Cable 元素進行設定，兩段以共同的節點 (node) 互相連接。結構體的部分，採用 Beam 元素作為模擬，輸入參數如表 3-2。

於 FLAC 中設置預力地錨時，作為自由段的 Cable 元素，其第一個節點要與 Beam 元素的節點以 slave 指令相連，這關係到地錨在施拉預力後的軸力發展分布。施拉預力的設定，以 FLAC 中內建的 tension 指令給定。施拉預力值大小給定需要知道設計拉力與設計間距後，將兩者相除，才能作為輸入參數。自由段的軸力隨著施拉預力的過程中發展，拉力透過抗張材傳遞到錨碇段，錨碇段與周圍地層的摩擦行為，進而發展出錨碇段上的軸力。因此在設置過程中，只在自由段施加 tesnion 指令，錨碇段的軸力由 FLAC 系統計算穩定過程中自行發展出來。預力地錨設置方式如圖 3-10。在這次國道三號順向坡上，原設計預力地錨的間距為 2.6 公尺，施拉 60t 的預力，在分析中輸入的 tension 值為 $60 \times 10^3 \times 9.81 / 2.6 \approx 226385 \text{ Nt}$ 。

為了在回填後坡體長期穩定階段能夠考慮到地錨效能衰減對於坡體應力狀態的影響，故預力地錨的設定方式利用「小地錨組合成大地錨」的概念進行設置，示意圖如圖 3-11。在參數設定方面，鋼鍵彈性模數(E)、鋼鍵降伏拉力(yield)、漿體勁度(K_{bond})、漿體剪力強度(S_{bond})等皆屬於材料性質參數，因此不做改動。主要針對鋼鍵斷面積(A)與預拉力(tension)輸入值做改動。設置過程中，原始地錨將被拆成複數個小地錨，這些小地錨都會設置在原始地錨的位置上。

為了解這種預力地錨設置方式對於模型計算成果的影響，這邊利用簡易模型進行一些測試。測試目的在於利用應力路徑觀察，此種預力地錨設定方式會不會影響到計算結果。測試模型設定尺寸與地層強度參數如圖 3-12 所示，先是自重平衡，接下來開挖後再計算一次自重平衡，最後設定預力地錨。測試情況分為單一地錨、兩小地錨組合與五小地錨組合，單一地錨設定採用表 3-1 之參數，這邊

設定施拉 2.6tons 的預力，地錨間距為 2.6m，因此輸入 tension 值為 9810 Nt。在兩小地錨與五小地錨的參數設定中，除了鋼鍵斷面積(A)與預拉力輸入值(tension)有所不同(表 3-3)，其餘參數設定同表 3-1。藉由比較不同測試情況下，利用設置在預力地錨自由段與錨碇段之監測點，畫出各階段應力路徑變化，並以不同顏色標示，來探討模型設置方式是否合宜。

由測試結果來觀察(圖 3-13、圖 3-14)，紅色部分為降挖後，應力路徑之變化情形；綠色部分為設置預力地錨後，應力路徑之變化。自由段與錨碇段在降挖階段之應力路徑變化都呈現解壓狀態，一開始 mean stress 減小和 deviatoric stress 增加說明地層中因降挖而圍束力減弱與變形量增加。自由段的應力路徑在後段計算過程中有 mean stress 增加之行為，應為 FLAC 中計算平衡之結果導致。設置預力地錨階段，自由段上設置 tension 指令作為預拉力之施加，應力路徑變化 mean stress 是有增加的趨勢，顯示網格鄰近圍束力量增，而 deviatoric stress 減小，說明變形受到抑制。而在錨碇段部分，沒有加上 tension 指令，因 FLAC 是考慮整個系統狀態的力平衡來進行運算，因此會有 mean stress 減少，deviatoric stress 增加的趨勢。在不同測試情況底下，自由段與錨碇段的應力路徑在最終都停留在相距不遠的位置上。說明在「小地錨組合成大地錨」的觀念下，所設定地錨設置方式是可行，對於 FLAC 程式計算成果之影響並不大。

對於有預力地錨保護的土體或岩體而言，地錨效能衰減代表其所提供之圍束能力減弱，故易有較大之變形產生。為驗證上述推論，模型測試中以五支小地錨的設置方式，拿掉一排小地錨作為效能折減模擬並進行計算，應力路徑如圖 3-15。紫色部分為進行地錨效能折減的應力路徑變化。從自由段部分的應力路徑來看，mean stress 減小表示網格鄰近圍束力量減小，而 deviatoric stress 增加表示有較大的變形。結果與推論相符，可用此法呈現地錨效能衰減對於坡體之影響。

3.4 岩體參數來源與決定

原始設計的地層強度是當時國道興建時期所訂定，對於挖方或填方邊坡穩定分析採用的地層強度參數多大同小異，較沒有針對單一邊坡分析去進行比較詳細的參數討論。而國道三號上邊坡的岩體強度在橋台降挖前、橋台降挖當下與回填後至破壞，各階段會有不同因素影響其強度。因此在研究中，FLAC 分析各階段的地層參數決定會利用大地工程學會報告的試驗結果並配合 GSI 進行相對應的調整。初始狀態的地層強度參數由大地工程學會報告中的岩石單壓強度試驗(圖 3-16)，並根據當地地質條件選取適當岩性(砂岩、砂頁岩和頁岩)的 m_i 值(圖 2-4)與 GSI 值(圖 2-5)。模數比(MR)則參考鄭富書等人(1994)蒐集台灣各地岩石試驗資料所整理出的台灣岩石工程性質表格(圖 3-17)來做選取。橋台降挖階段，利用納入擾動因子(D)考慮滑動層岩體強度受到橋台降挖影響而下降之情況。長期穩定階段，上覆砂岩層受到風化影響下，岩體的構造型態與不連續面性質的 GSI 值評分皆會降低。岩石材料性質的單壓強度與 m_i 值受風化影響而下降；地下水入滲引致滑動層岩體強度持續弱化行為，可以 GSI 做為考量依據(圖 2-8)。

3.5 數值分析流程

本研究中，數值分析均分成三個階段(圖 3-18)，分別為初始階段(Stage I)、橋台降挖工程階段(Stage II)以及回填後坡體長期穩定階段(Stage III)。

首先利用極限平衡法軟體(STABL)針對各個階段，可能影響坡體穩定性的因素做逐項討論，並加以考慮學會報告中尚待進一步討論之情況(詳見第五章)。接下來，為充分了解坡趾橋台工程降挖引致的坡體變形與地錨荷重計增加，以及邊坡回填暫趨於穩定後，岩體強度弱化與地錨效能衰減對坡體破壞歷程的影響。故利用 FLAC 針對三個階段進行相應模擬。由圖 3-18 所示，每一個階段都有相對應的邊坡歷史事件、真實時間點與 FLAC 進行模擬的重點。初始階段為國道基隆汐止段初步與細部設計時期的地質鑽孔調查以及在該順向坡上進行削坡與裝

設地錨工程。模型中以削坡與安裝地錨兩個動作建置初始邊坡狀態。時間點是到橋台降挖工程之前。橋台降挖工程階段，FLAC 模型建置包含坡趾處橋台兩階降挖工程，與降挖區域加固地錨與預鑄場回填，時間點是從 1998 年 1 月到 1999 年 8 月左右。回填後坡體長期穩定階段，FLAC 模型考慮長時間下地錨效能損失與岩體強度弱化對邊坡穩定性的影響，時間點是從預鑄場回填完成(1999 年 8 月)到順向坡坡壞發生(2010 年 4 月)。



表 3- 1 Cable 元素參數設定(預力地錨設定)

	自由段	錨碇段
E(Pa)	2×10^{11}	2×10^{11}
Spacing(m)	2.6	2.6
$A(m^2)$	6.9097×10^{-4}	6.9097×10^{-4}
Yield(Nt)	1.33×10^6	1.33×10^6
$K_{bond}(Nt/m^2)$	-	6×10^9
$S_{bond}(Nt)$	-	9.78×10^5
Tension指令(Nt)	226385	-

表 3- 2 Beam 元素參數設定(結構體設定)

	結構體
E(Pa)	3×10^{10}
Height(m)	0.3
Width(m)	1.0

表 3- 3 斷面積與預力於不同情況下之設定

地錨設置情況	$A(m^2)$	Tension(Nt)
單一地錨	6.9097×10^{-4}	9810
兩小地錨	3.455×10^{-4}	4905
五小地錨	1.392×10^{-4}	1962



圖 3-1 現地調查-(a)滑動源頭區殘留塊體(b)滑動層於野外露頭之產狀

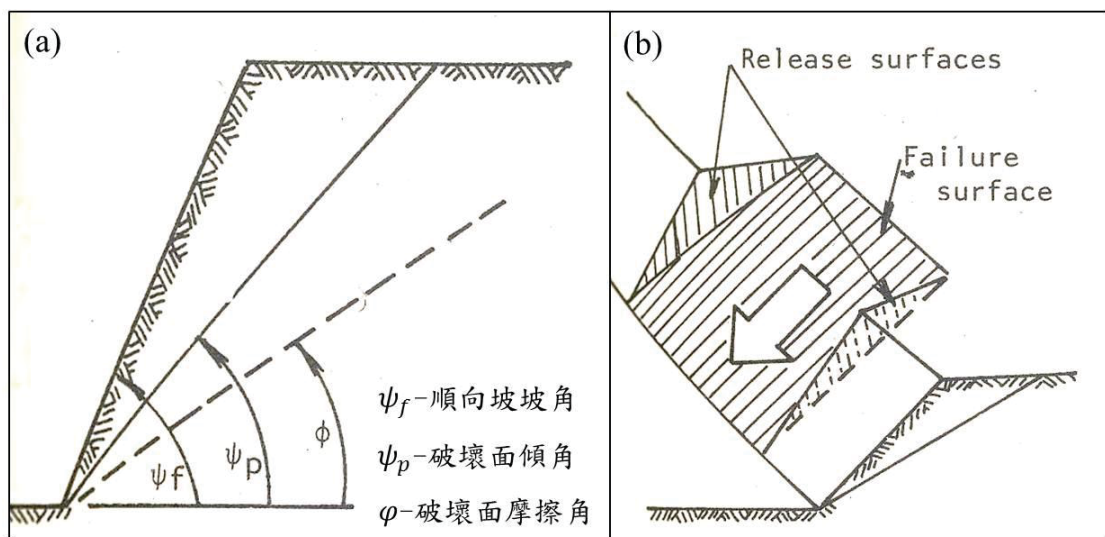


圖 3-2 順向坡滑動條件(Hoek and Bray, 1981)

(a)順向坡坡角、破壞面傾角、破壞面摩擦角關係圖(b)Release surfaces 示意圖

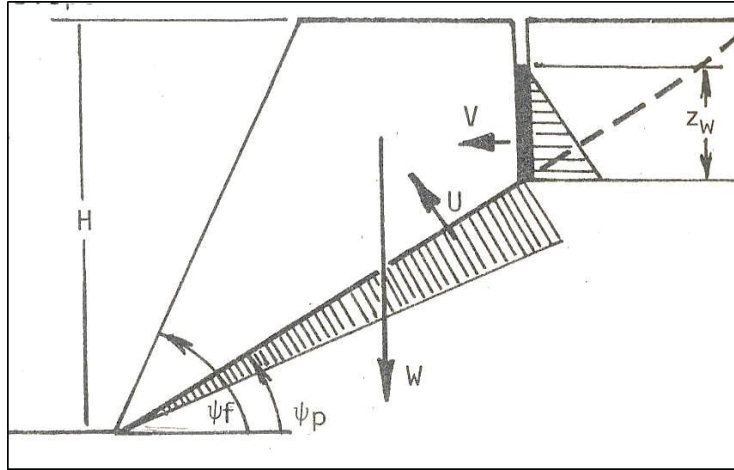


圖 3-3 順向坡幾何模型--未考慮地錨拉力(Hoek and Bray, 1981)

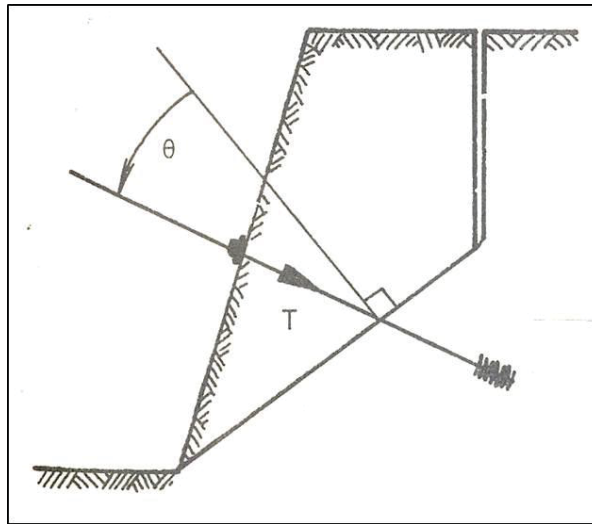


圖 3-4 順向坡幾何模型--考慮地錨拉力(Hoek and Bray, 1981)

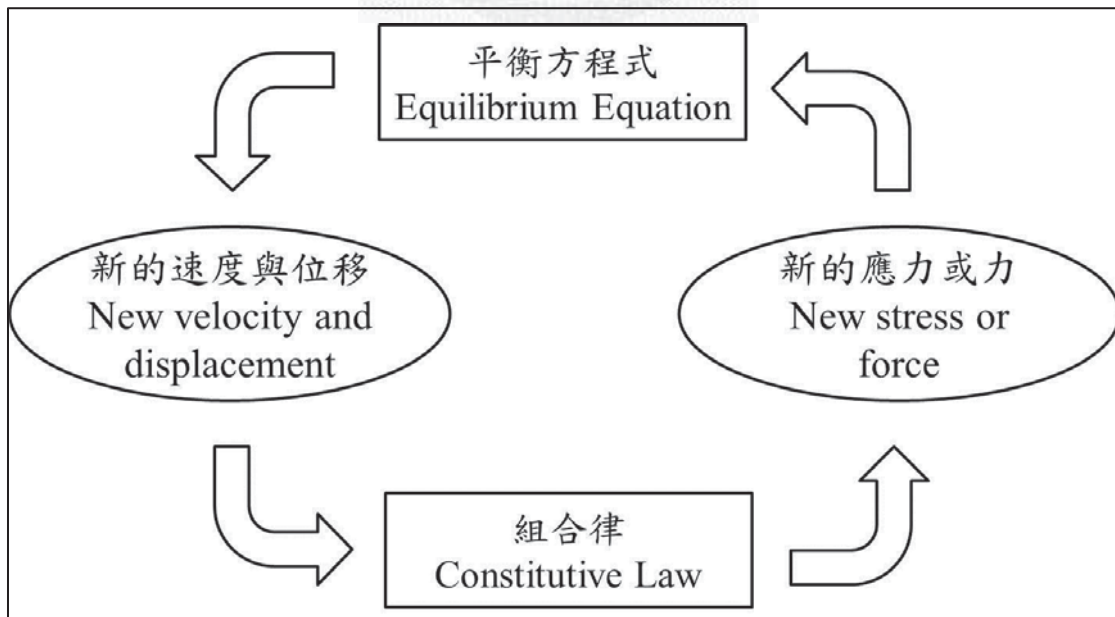


圖 3-5 FLAC 原理計算示意圖

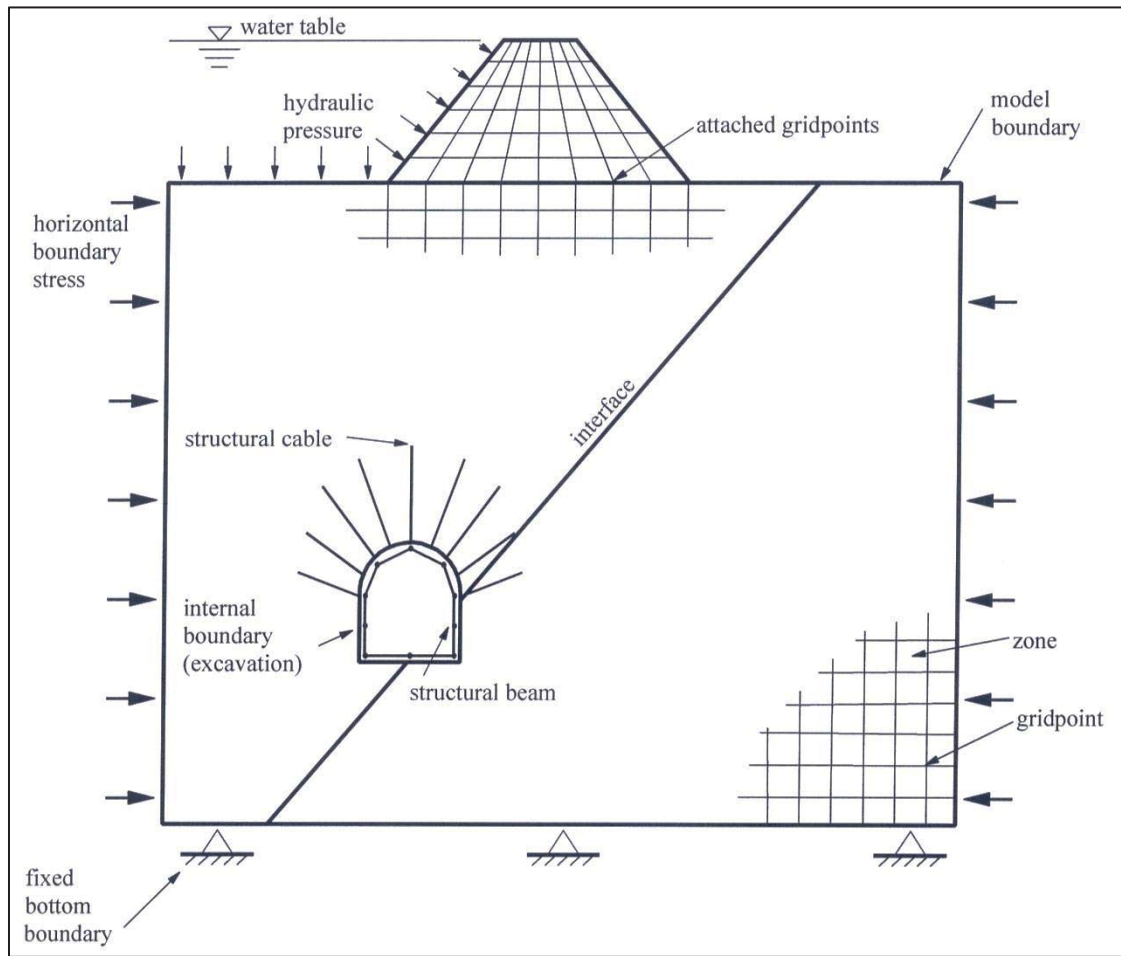


圖 3- 6 FLAC 分析各種大地工程問題的模型示意圖(Itasca, 2005)

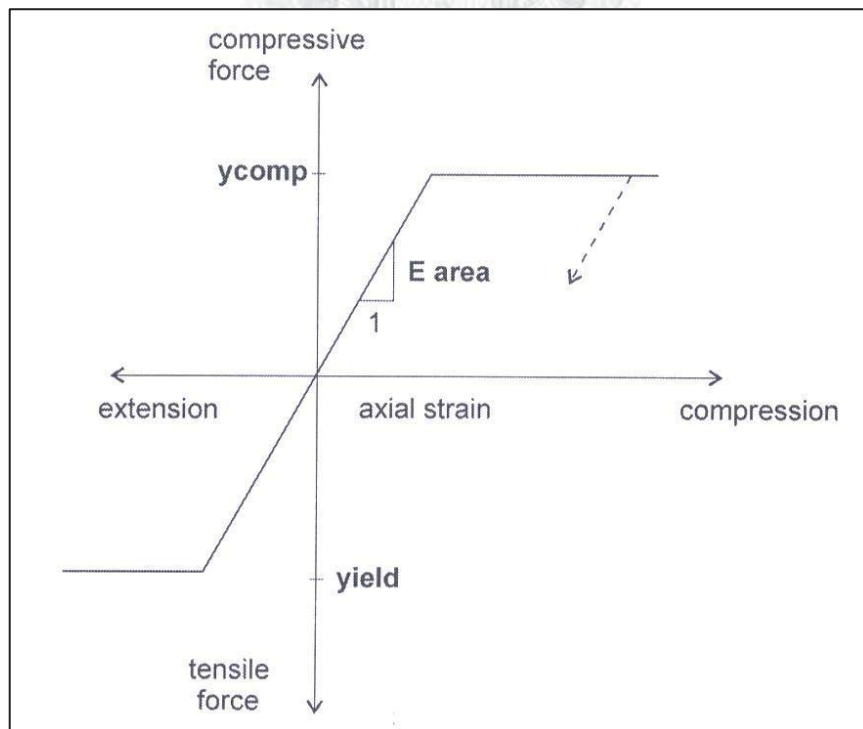


圖 3- 7 Cable element 材料軸向強度曲線(Itasca, 2005)

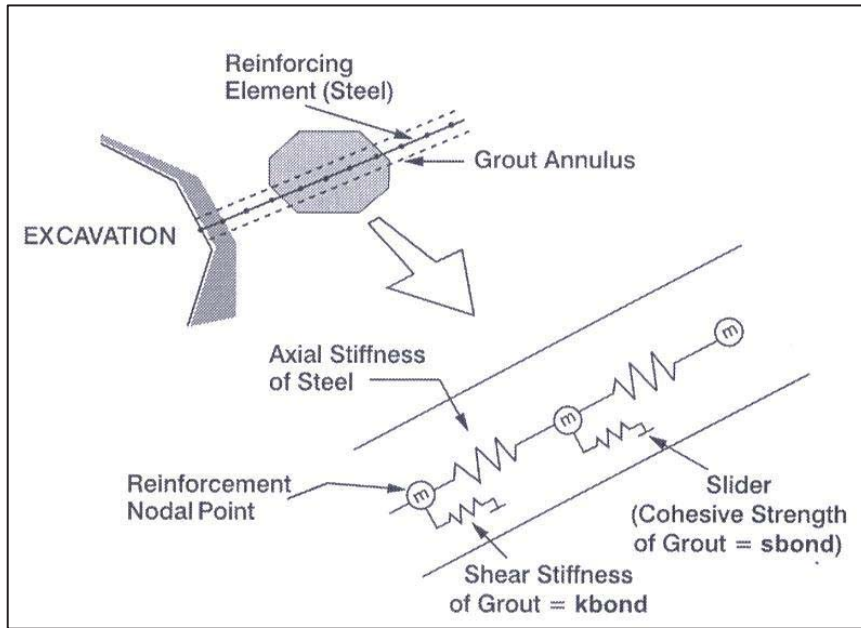


圖 3- 8 Cable element 作用示意圖(Itasca, 2005)

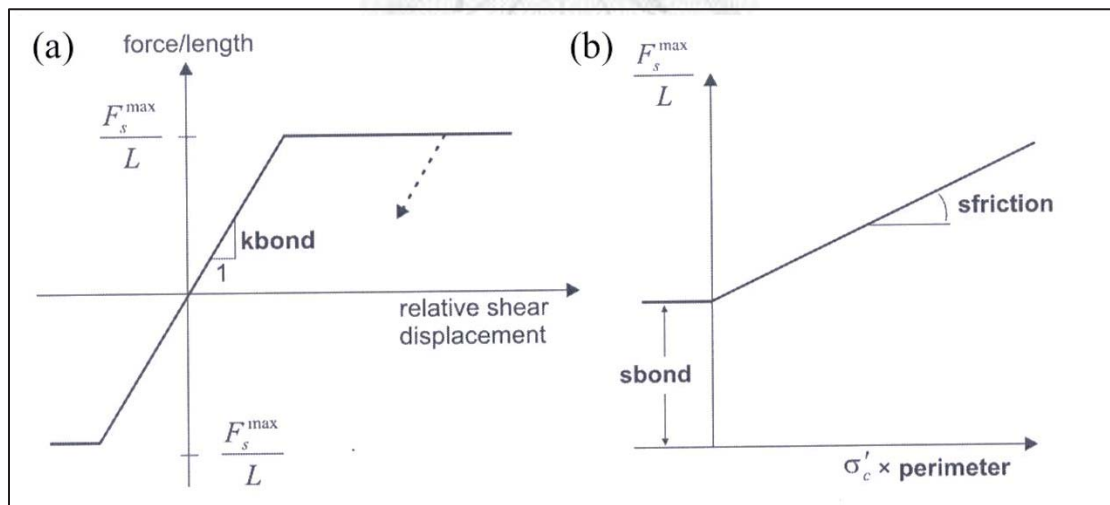


圖 3- 9 Cable element 的漿體剪力強度(Itasca, 2005)

(a) 漿體單位長度上剪力-位移關係 (b) 漿體剪力強度準則

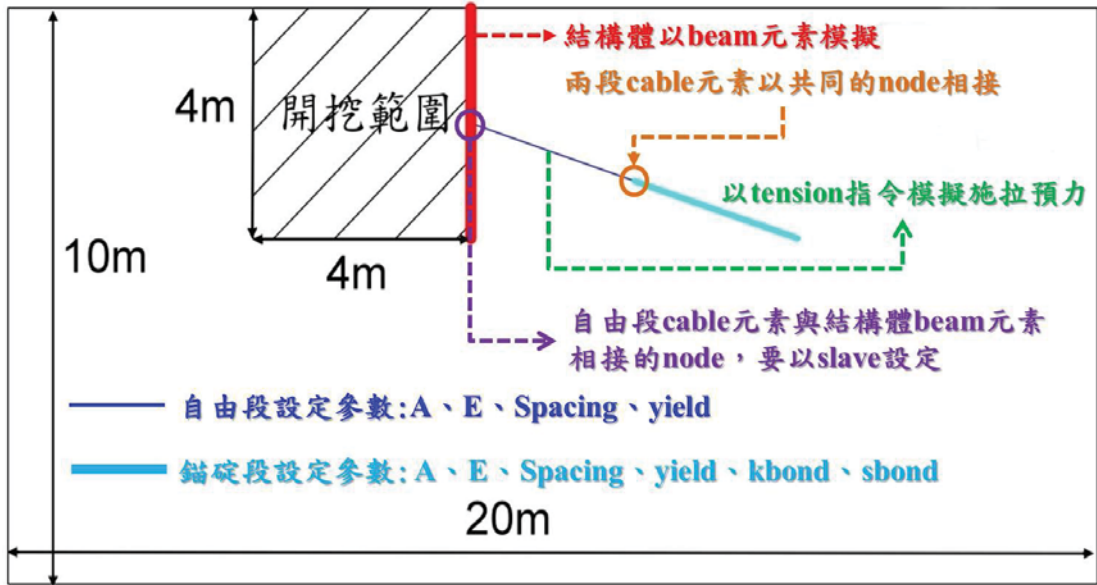


圖 3- 10 測試模型預力地錨設置示意圖

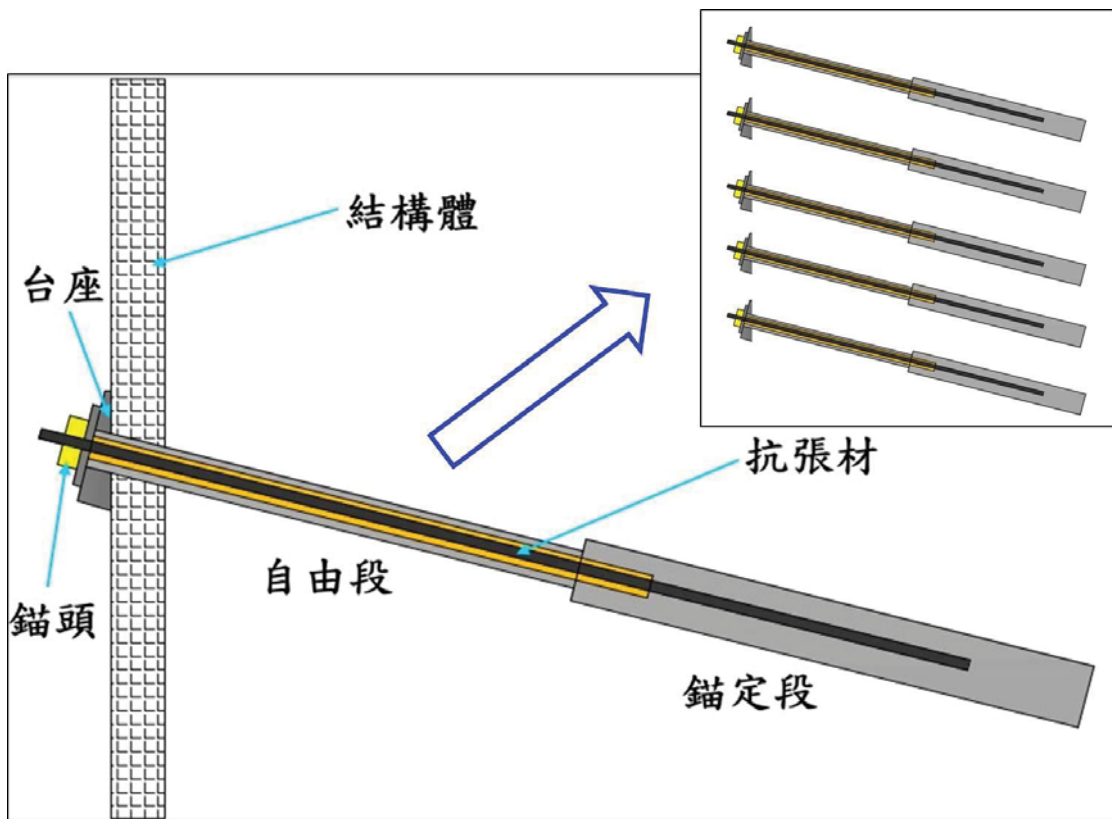
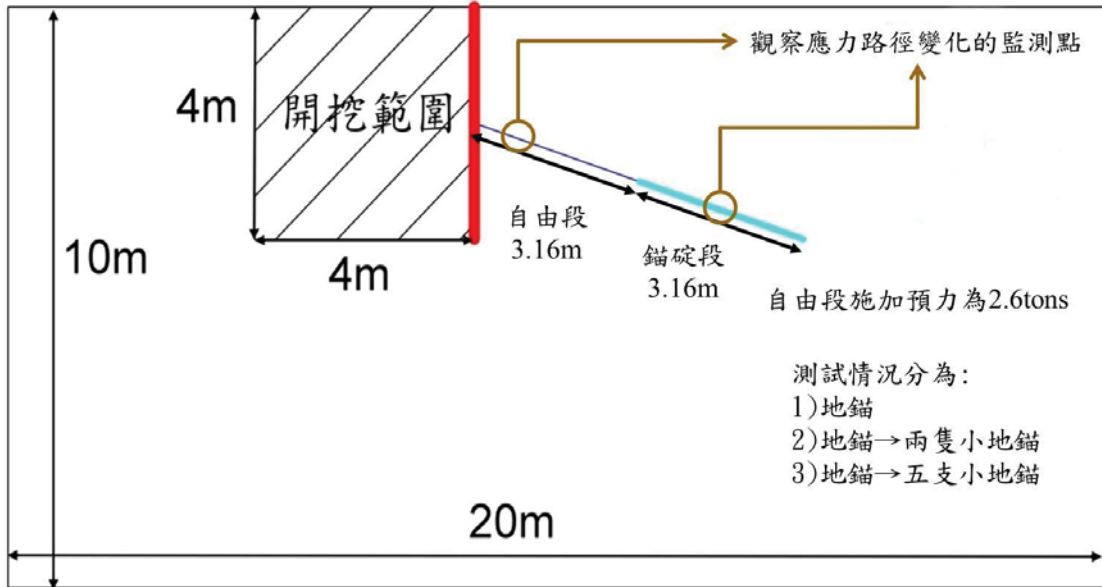


圖 3- 11 小地錨組合成大地錨示意圖



Unit Weight (kg/m ³)	Friction Angle(°)	Cohesion (Pa)	Shear Modulus (Pa)	Bulk Modulus (Pa)	Tensile Strength (Pa)
1600	20	20e3	3.15385e8	6.8333e8	1.8e3

← 測試模型
使用的地層參數

圖 3-12 測試模型

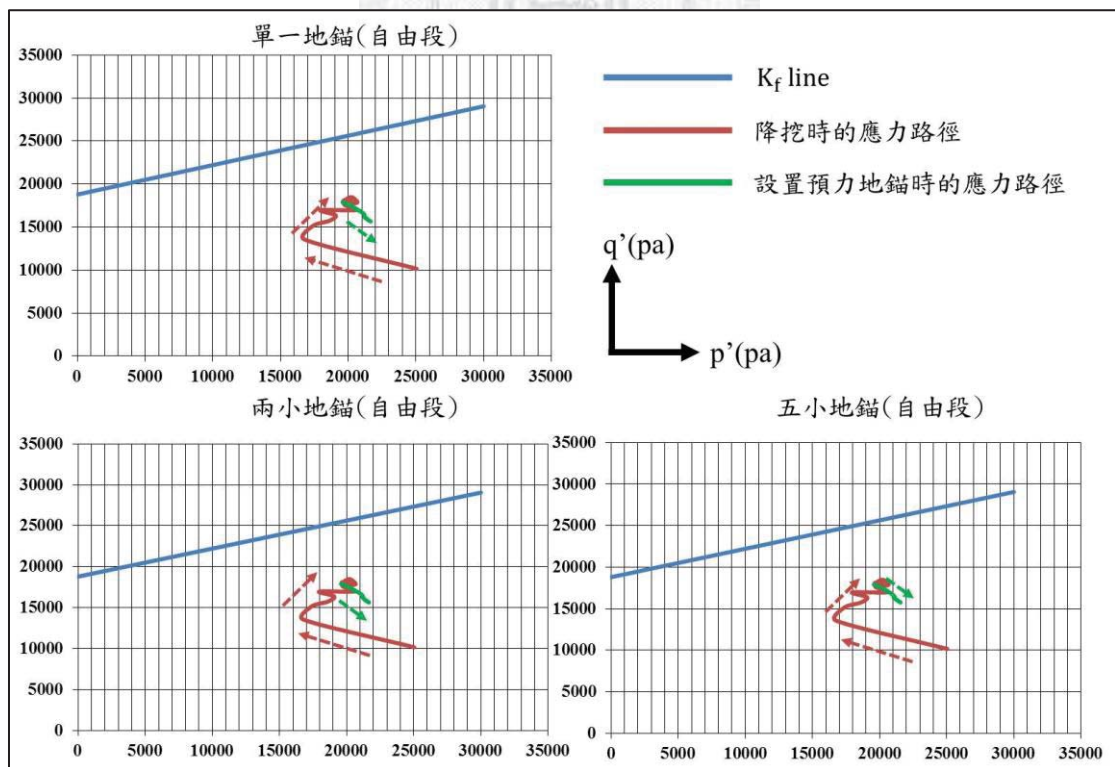


圖 3-13 地錨設置方式不同之應力路徑比較圖--自由段

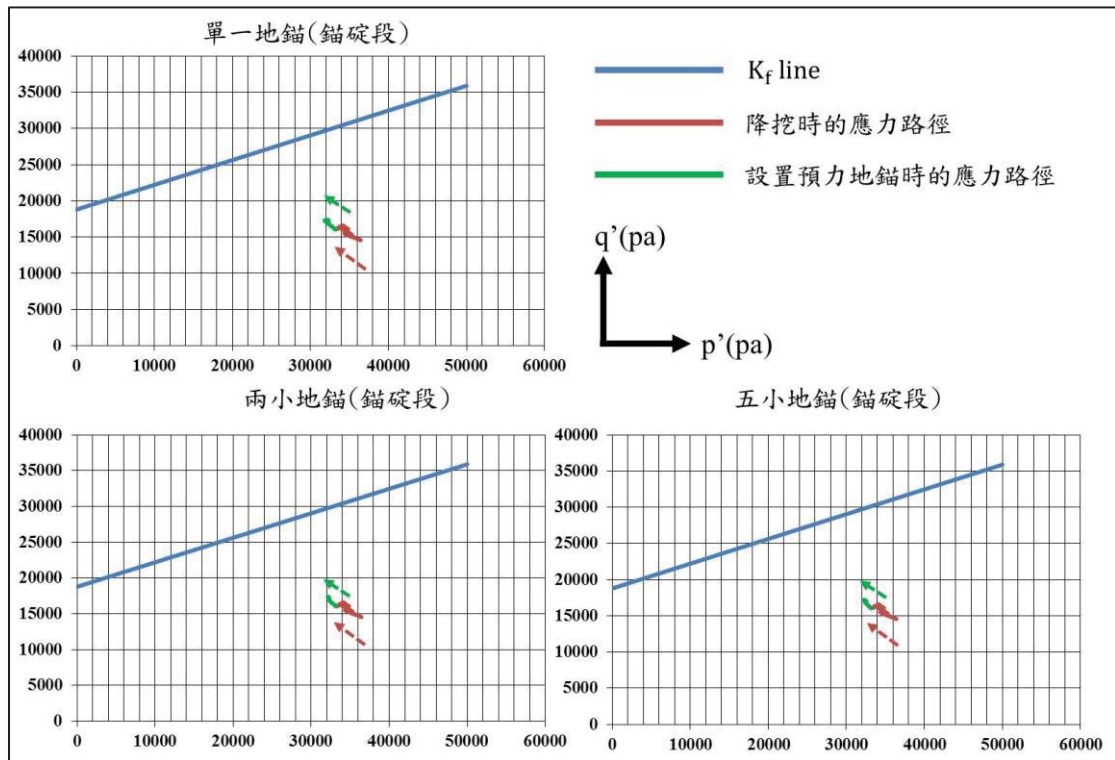


圖 3- 14 地錨設置方式不同之應力路徑比較--錨碇段

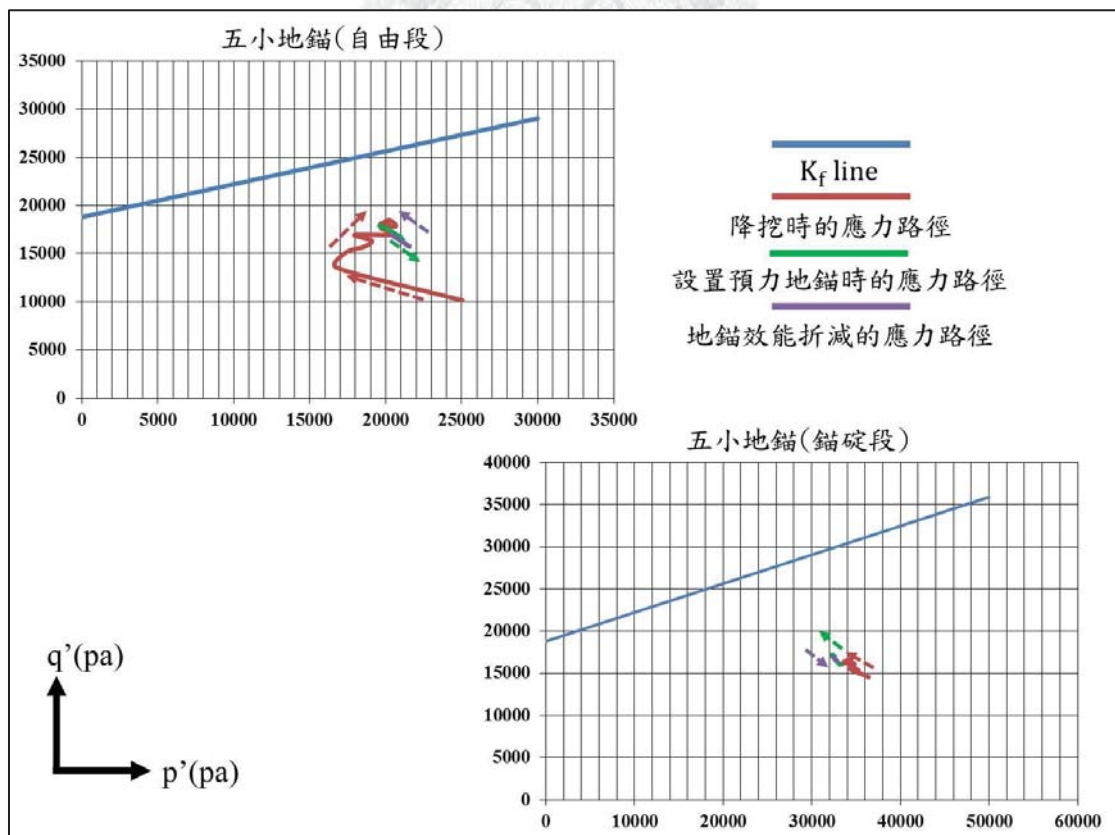


圖 3- 15 地錨效能折減之應力路徑

試驗編號	孔號	深度 (m)	含水量 $W_n(\%)$	單位重 $\gamma(t/m^3)$	單壓強度 $\sigma_c(kg/cm^2)$	破壞應變 $\epsilon_f(\%)$	破壞模式	岩性
RUC-1	B-1	4.40-4.60	5.0	2.55	43.5	1.7	完整岩心破壞	頁岩夾薄砂岩
RUC-2	B-1	9.00-9.20	7.4	2.40	24.7	1.2	完整岩心破壞	風化砂岩
RUC-3	B-2	2.70-3.00	3.9	2.53	58.0	1.6	完整岩心破壞	頁岩夾薄砂岩
RUC-4	B-2	23.00-23.20	4.0	2.59	58.6	1.3	完整岩心破壞	砂頁岩互層
RUC-5	B-3	11.60-11.80	10.2	2.25	122.0	0.7	完整岩心破壞	風化砂岩
RUC-6	B-3	33.60-33.80	2.9	2.54	59.1	0.8	完整岩心破壞	砂頁岩互層
RUC-7	B-4	3.05-3.30	3.6	2.61	99.8	1.6	完整岩心破壞	頁岩夾薄砂岩
RUC-8	B-4	10.10-10.40	6.1	2.37	174.3	0.7	完整岩心破壞	砂岩
RUC-9	B-5	6.80-7.00	6.0	2.43	267.7	0.9	完整岩心破壞	砂岩
RUC-10	B-5	23.00-23.20	2.6	2.60	225.8	0.9	完整岩心破壞	砂岩
RUC-11	B-6	9.10-9.30	8.1	2.31	125.3	1.1	完整岩心破壞	風化砂岩
RUC-12	B-6	34.80-35.00	2.6	2.62	64.5	0.9	沿層面破壞(15°)	砂頁岩互層
RUC-13	B-7	7.70-7.90	9.2	2.32	176.4	1.2	完整岩心破壞	砂岩
RUC-14	B-7	17.60-17.90	3.8	2.59	41.4	1.3	完整岩心破壞	頁岩夾薄砂岩
RUC-15	B-8	16.00-16.20	2.8	2.61	108.3	1.4	完整岩心破壞	頁岩夾薄砂岩
RUC-16	B-8	30.80-31.00	4.4	2.48	438.6	0.8	完整岩心破壞	砂岩
RUC-17	B-9	10.30-10.50	7.7	2.38	192.2	1.3	完整岩心破壞	砂岩
RUC-18	B-9	18.00-18.20	2.6	2.62	75.1	1.2	完整岩心及沿層面破壞(10°)	砂頁岩薄互層
RUC-19	B-10	15.70-15.90	8.1	2.32	222.3	0.9	完整岩心破壞	砂岩
RUC-20	B-10	31.80-32.00	3.5	2.59	69.5	1.4	完整岩心破壞	頁岩夾薄砂岩

圖 3-16 岩石單壓強度試驗結果(大地工程學會, 2011)

岩種		模數比 (E/σ_c)		強度比		包生比		破壞應變 (%)		單位重 (t/m^3)	
沉積岩	砂岩	246 ±307(307)		-				1.22 ±1.26 (509)		2.54 ±0.20 (1099)	
	頁岩	262 ±270(32)	243 ±299	-	-	0.29 ±0.10 (309)		1.21 ±0.18 (77)	1.28 ±1.28	2.56 ±0.04 (162)	
	泥岩	155 ±96(32)		-				2.28 ±1.66 (34)		2.44 ±0.11 (132)	2.53 ±0.19
	粉岩	—		-	-			3.4 ±0.71 (2)		2.11 ±0.04 (2)	
火成岩	安山、花崗岩	431 ±109 (7)		-				1.03 ±0.12 (3)		2.66 ±0.08 (87)	
	凝灰岩	237 (1)	407 ±122	-	-	0.21 ±0.04 (8)		0.65 ±0.50 (11)	0.70 ±0.46	2.56 ±0.14 (12)	2.65 ±0.09
	玄武岩	—		-				0.3 (1)		2.73 (1)	
變質岩	板岩	797 ±781 (12)		-				0.93 ±0.62 (29)		2.72 ±0.04 (41)	
	石英岩	201 ±50 (17)	929 ±2725	-	-	0.22 ±0.10 (93)		0.61 ±0.19 (25)	0.78 ±0.51	2.59 ±0.06 (52)	2.69 ±0.08
	岩種不明	1328 ±3622 (64)		-				0.78 ±0.52 (117)		2.73 ±0.049 (197)	

(註: ± 號之後為標準差, 括號內為資料筆數)

圖 3-17 台灣岩石工程性質(鄭富書等, 1994)

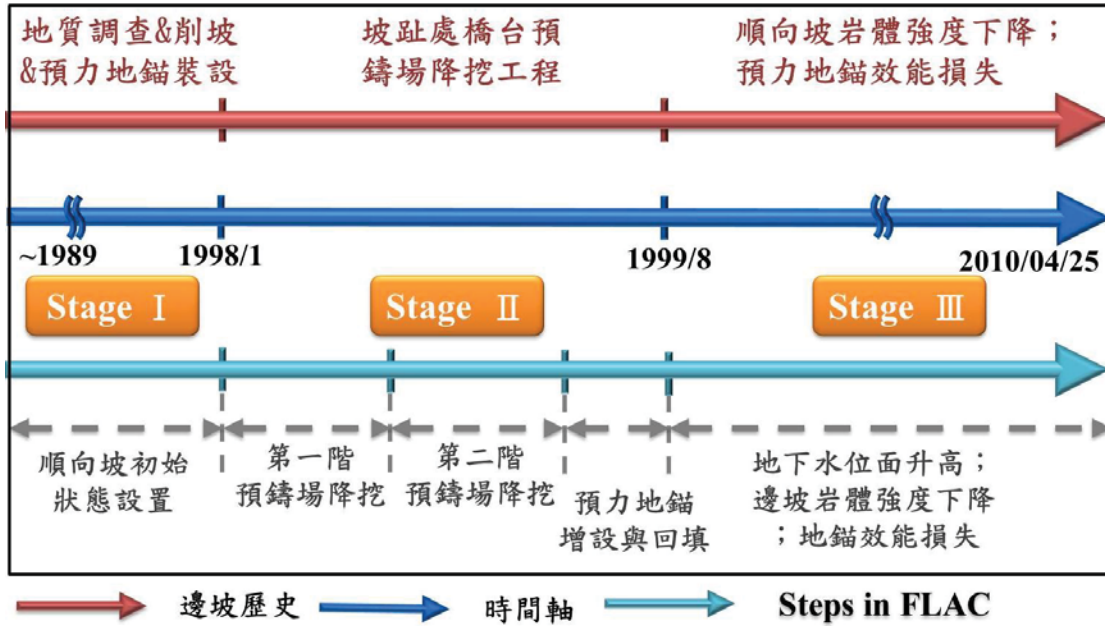


圖 3-18 數值分析流程與破壞歷程對照圖



第四章 資料綜合評估

4.1 地形與地質概述

4.1.1 地形

觀察國道三號 3.1K，地形面呈現突出的三角熨斗狀(圖 4-1)，此乃順向坡之特徵。周圍鄰近區域也多有此類順向坡地形，而且此熨斗狀兩側由兩組節理控制整體地表之形貌，構成兩側存在著自由面，符合 Hoek 與 Bray(1981)所提出岩坡平面破壞條件之一---兩側有 release surfaces 存在。此類地形特徵是有利於產生順向之平面型破壞。下面藉由農航所的五千分之一相片基本圖，針對周圍細部地形變遷做一敘述：

- 民國 68 年(圖 4-2)：由地形線與相片可以明顯觀察出三角熨斗狀，在滑動體的坡面上，有墾地的痕跡，有一些果樹苗，北側有一條小路直往順向坡稜線後方。推測有小規模開發。
- 民國 83 年(圖 4-3)：在東側靠下邊坡處，似乎有小規模淺層表土滑動現象，等高線與 68 年(圖 4-2)的比較，較為外凸零亂。再由等高線變化得知，北側農路因北二高施工基地的關係，農路拓寬，地貌遭受改變。
- 民國 95 年(圖 4-4)：國道三號高速公路及 62 號快速道路完工後，大埔跨越橋，通往本坡體邊坡之南側，局部地區有開發行為出現，並擴及至稜線後方

4.1.2 地質

國道三號大埔順向坡所處的地質環境，係屬於台灣西部麓山帶沉積岩地區。經由地調所地質圖(圖 4-5)與學會報告(圖 4-6)了解到，崩塌事件區域地層係由大寮層與石底層所構成，其走向均為東北-西南走向，向東南方傾斜。以下對地質做一描述：

- 大寮層:全層約後 500 到 600 公尺,是在大陸棚淺海環境下沉積的地層,主要由黑色頁岩夾薄紋層粉砂岩、泥質細砂岩(灰色)或部分砂頁岩薄紋層。全層富含海相化石,部分層間含有貝類或有孔蟲化石,可做為指準層。按照岩性可分為上、中、下三段,上段以暗灰色頁岩夾薄紋層砂岩或砂頁岩為主;中段主要是以厚層塊狀細粒泥質砂岩為主;下段以厚層黑灰色頁岩為主,偶夾砂岩。
- 石底層:其整合於大寮層之上,厚約 350 致 450 公尺,是在濱海環境下沉積的地層。石底層以厚層或塊狀砂岩夾砂頁岩互層為主,局部地層夾有頁岩或泥質細砂岩。不含海相化石,夾有數層薄煤層,層面間含有多量黑色炭質物。

大地工程學會在這個地方施作 10 個鑽孔,鑽孔分佈如圖 4-7。由圖 4-7 上走向與傾角位態紀錄,其地層走向為北 20~48 度東,傾向東南 12~18 度(圖 5-4)。根據鑽孔岩心所製作出來的鑽孔柱狀圖與配合現地調查(地層岩性分類請參考圖 4-8;鑽孔柱狀剖面圖請參考圖 4-9),研判這次崩塌滑動面上、下岩層屬於大寮層中段厚砂岩其上之岩層。而滑動層之岩性應屬「砂頁岩薄互層及薄紋層」。

4.2 監測資料整理分析

邊坡(尤其是坡趾處)周圍的降挖工程或是削坡工程都會引致坡體應力場產生變化造成坡體變形。坡體變形會直接反映在監測資料紀錄。在民國 87 年 1 月坡趾處的橋台預鑄場降挖工程之前,順向坡上已有安裝地錨荷重計、水位觀測井等監測儀器,其配置如圖 4-10。水位計 OW4 之監測數據與地錨荷重計編號 LC1~LC4 之監測數據參考圖 4-11、圖 4-12 和圖 4-13。以下針對監測數據之變化先進行描述,最後推測造成數據變化之可能性原因:

- 地錨荷重計：民國 87 年 1 月進行第一階降挖工程，降挖深度 3m。開始降挖時，編號 LC4 的荷重計讀數急遽上升，由 72.3T 上升至 87.4T。第二階降挖工程期間，讀數上升至 90.2T 左右。而編號 LC2 及 LC3 在橋台降挖期間亦由 70 逐漸上升至 77T 左右。民國 88 年 8 月完成預鑄場回填作業，LC4 讀數已增至約 96T，而 LC3 與 LC2 亦增至 84T 左右。而 LC1 的紀錄變化較無規律，推測是設置距離橋台開挖區較遠，受到降挖工程擾動影響較小才有此一現象。地錨荷重計是非常靈敏的監測儀器，因此在橋台降挖期間，降挖工程擾動到周邊區域，受擾動的區域中其地錨荷重計讀數的變化會有十分明顯的變動。從橋台降挖期間讀數的變化，編號 LC4、LC3 與 LC2 的紀錄，均說明坡體持續受到降挖工程之擾動。
- 水位觀測井：由水位紀錄發現，開始量測水位初期，水位計的變化大致能反應雨量之相對變化。在橋台降挖開始之前，水位最高紀錄為 119.91m。在橋台降挖以後，水位變動趨勢明顯減緩，尤其在民國 87 年 10 月中左右有累積降雨量達 1400mm，但最高水位紀錄僅 111.83m，整體水位提升不高。不符合過去降雨時，觀測井水位會有明顯的變化分布。推測降挖期間上邊坡可能已有張裂縫延伸至滑動面，或上覆岩層有多道張裂縫發展出來，當降雨入滲於地表時，水會沿著張裂縫或沿著滑動面流動與排出。造成地層內滲流情況改變，可能使原本量測水位的地層中，其水位變得不易上升，因此無法反應出降雨的強弱與實際上的水位狀況。

4.3 滑動地質剖面圖製作

由野外調查實際觀察到砂頁岩薄互層之產狀，再於學會報告中的地質柱狀圖與岩心箱照片實際體會到隨鑽孔深度岩性之變化，遂於此嘗試研究中滑動地質剖面圖之製作。滑動地質剖面圖所選取之剖面，係考慮當時塊體滑動方向與堆積狀況，沿著滑動方向畫出一延伸至快速道路 62 號上邊坡之剖面(圖 4- 14)，該剖面走向係有在紀錄範圍值內(北 20~48 度東)。使用學會報告(2011)與青山顧問公司

(2012)在該順向坡鄰近區域的鑽孔岩心資料，開始進行剖面圖製作。學會報告所施作的鑽孔中，B-1、B-2 與 B-4 是在上邊坡處塊體滑落的面上施作鑽孔，其餘鑽孔多分佈於下邊坡處或鄰近區域，而青山顧問公司之鑽孔(AI-01~06;AW01-04)多分布於下邊坡處，鑽孔位置分佈如圖 4- 15。

滑動地質剖面圖製作過程中，採用之岩性分類是仿效學會報告中地層柱分類，各分類在地質柱狀圖中會採用相對應之顏色，如表 4- 1。觀察岩心照片，依照岩性變化將各鑽孔岩心依序做好分層後，選取較接近滑動剖面的鑽孔，將其成果投影到剖面上，成果如圖 4- 16。由學會報告了解，滑動面上、下地層岩性為分類 6(砂頁岩薄互層及薄紋層)與分類 5(黑灰色頁岩，夾粉砂岩薄紋層)。從滑動地質剖面圖成果，將各鑽孔分類 5 與分類 6 分界處連線，作為此次崩塌災害之滑動面延伸示意。

滑動地質剖面圖成果可幫助後面 FLAC 分析中，幾何模型裡地層分佈的設定。大埔順向坡破壞事件中，滑落之塊體岩性包含有分類 6、分類 7(層狀砂岩，偶夾頁岩薄紋層)、與分類 8(砂頁岩薄互層及薄紋層)以及覆土層。滑動層岩性主要是分類 6。分類 8 的岩性雖與滑動層相同，但在滑動地質剖面成果中，滑動層以上的地層分布主體是以分類 7 的岩性為主，分類 8 於其中所佔的比例不高，因此會與分類 7 與覆土層一起被歸類為上覆砂岩層。這一次破壞案例中，滑動塊體岩性是以分類 6~8 為主，而分類 5 以下被一起歸類到頁岩層，視為較不易產生變形與破壞之堅硬岩盤。

表 4-1 地層岩性分類(依深度，由坡面往坡體內部)

岩性代號	類別	岩性描述
		覆土層
SS/SH	8	砂頁岩薄互層及薄紋層
SS	7	層狀砂岩，偶夾頁岩薄紋層
SS/SH	6	砂頁岩薄互層及薄紋層
SH	5	黑灰色頁岩，夾粉砂岩薄紋層
SS-f	4	灰色強烈生痕含化石砂岩
SS/SH	3	砂頁岩薄互層及薄紋層
SH	2	黑灰色頁岩夾粉砂岩薄紋層
SS-m	1	灰色泥質塊狀砂岩含分散化石



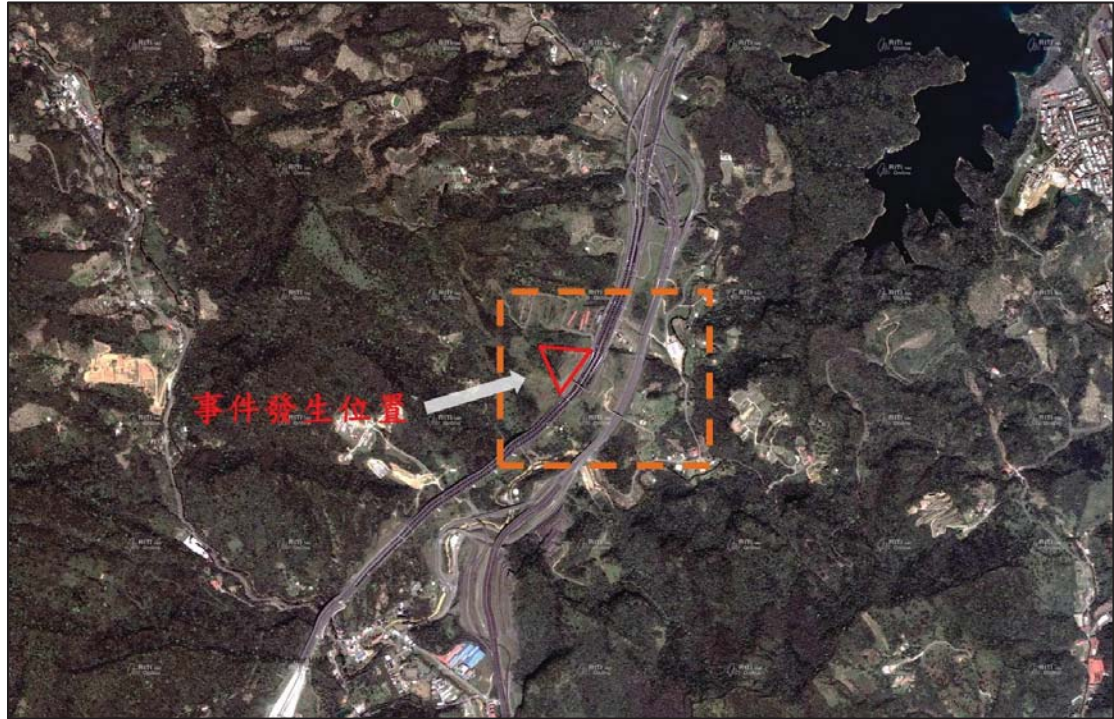


圖 4-1 國道 3 號高速公路在 3.1K 鄰近區域的衛星影像(瑞峻科技影像)

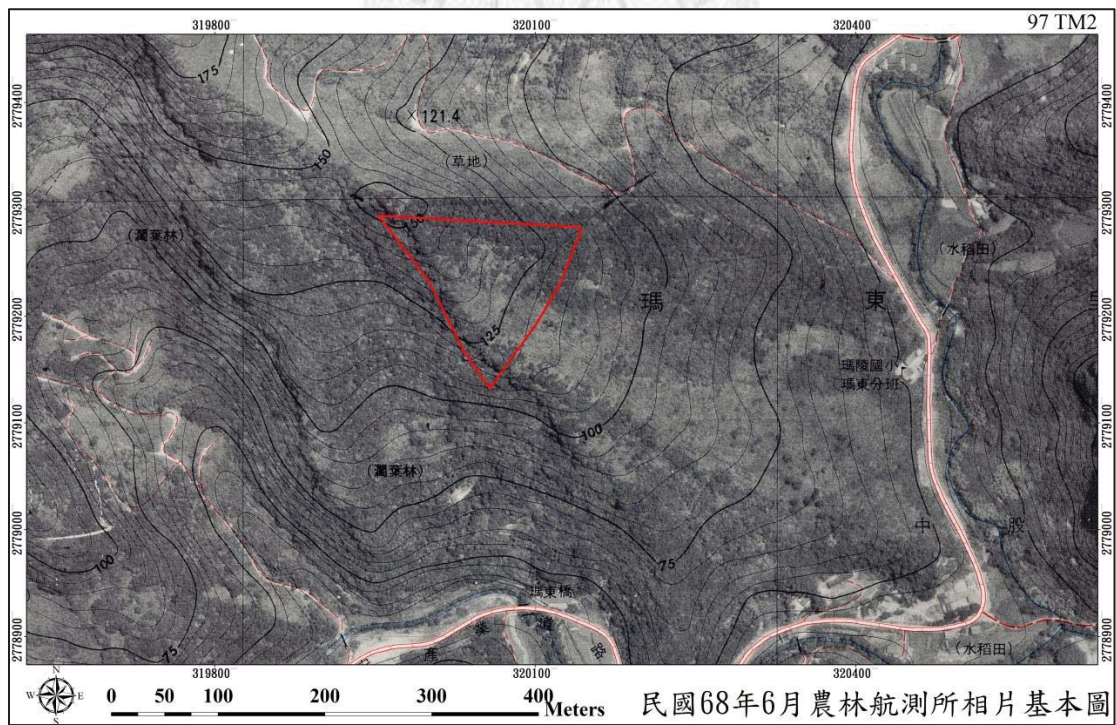


圖 4-2 民國 68 年國道 3 號 3.1K 附近相片基本圖-紅線為滑動區域

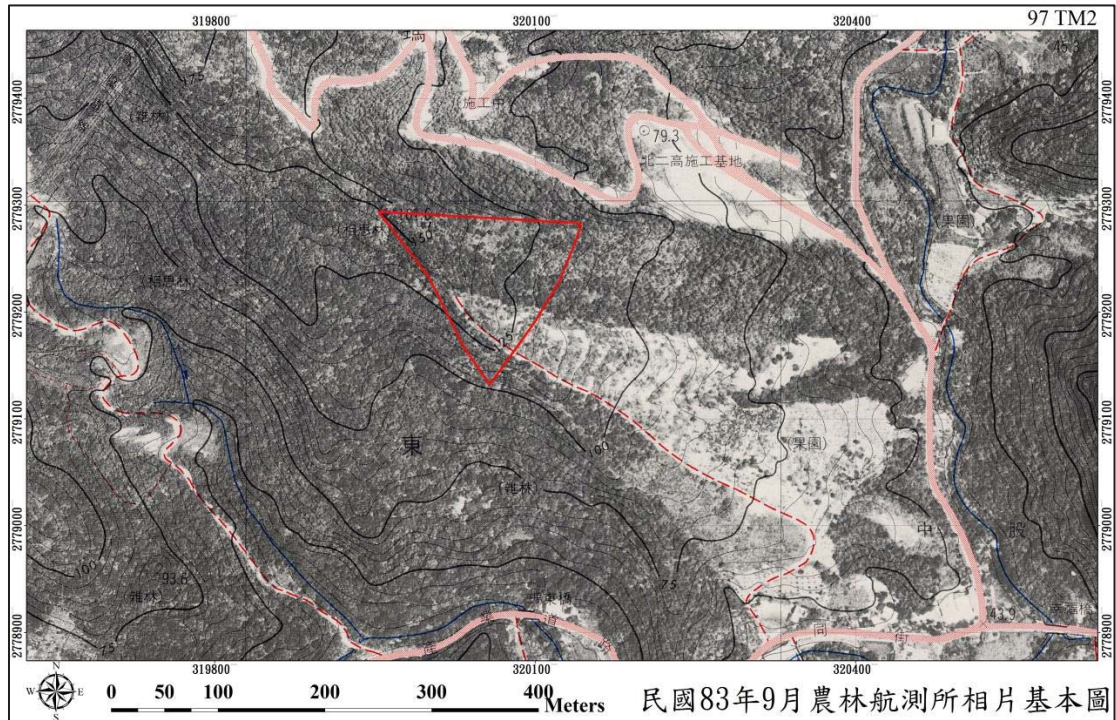


圖 4-3 民國 83 年國道 3 號 3.1K 附近相片基本圖-紅線為滑動區域

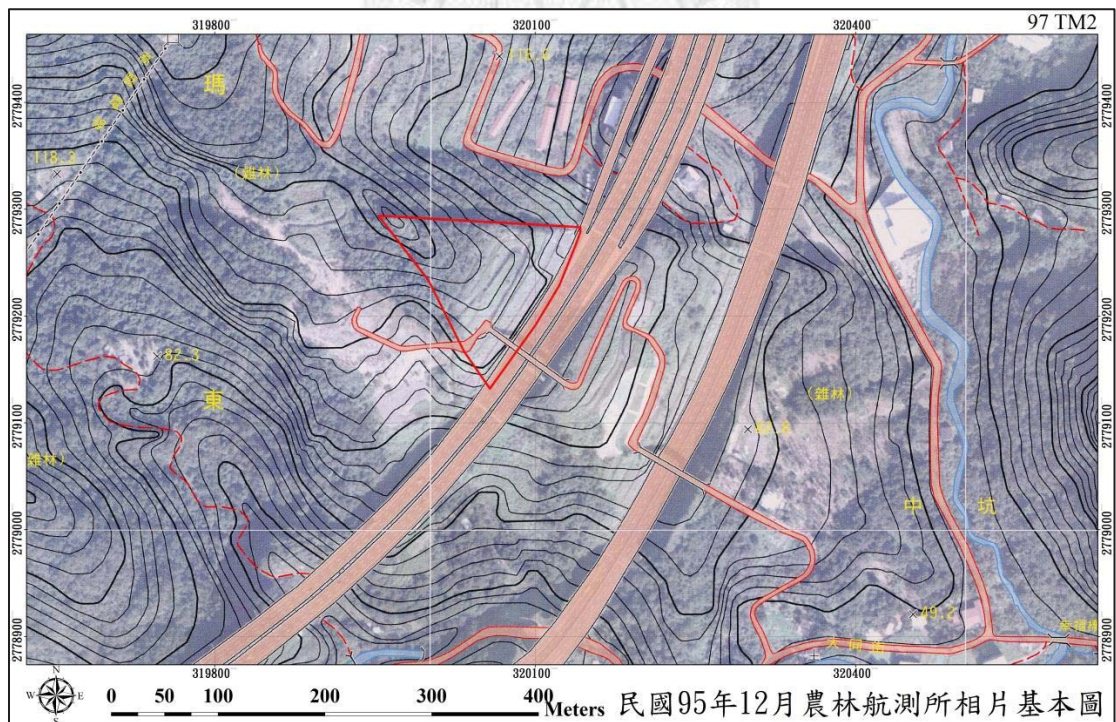


圖 4-4 民國 95 年國道 3 號 3.1K 附近相片基本圖-紅線為滑動區域

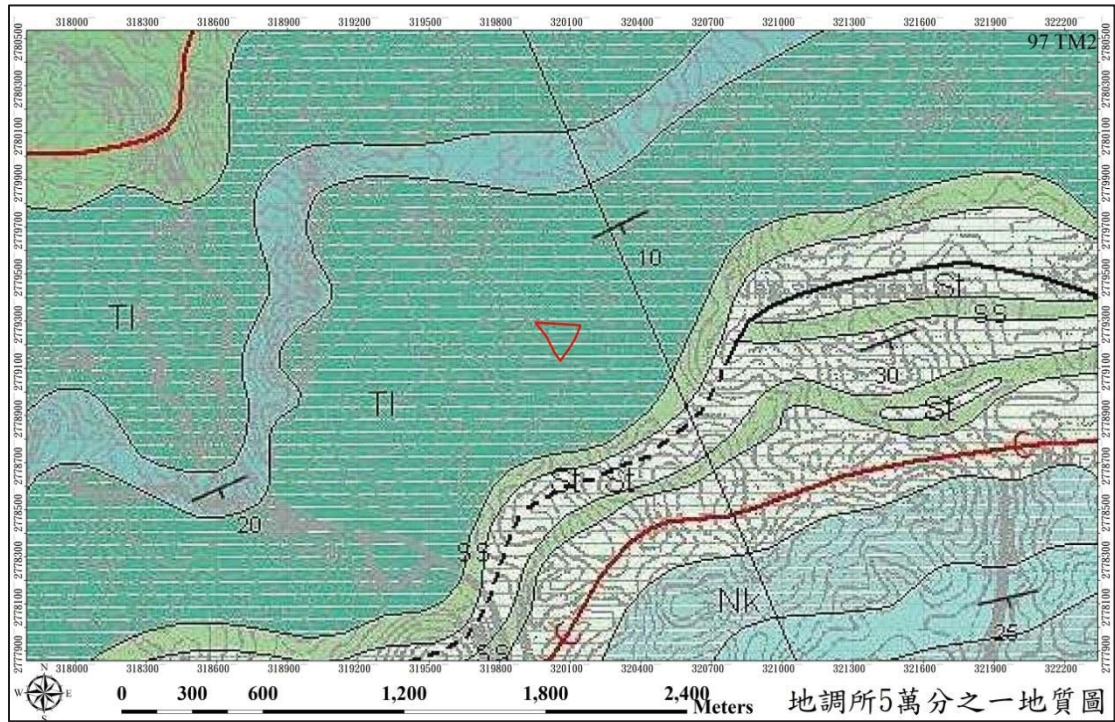


圖 4-5 地調所五萬分之一地質圖

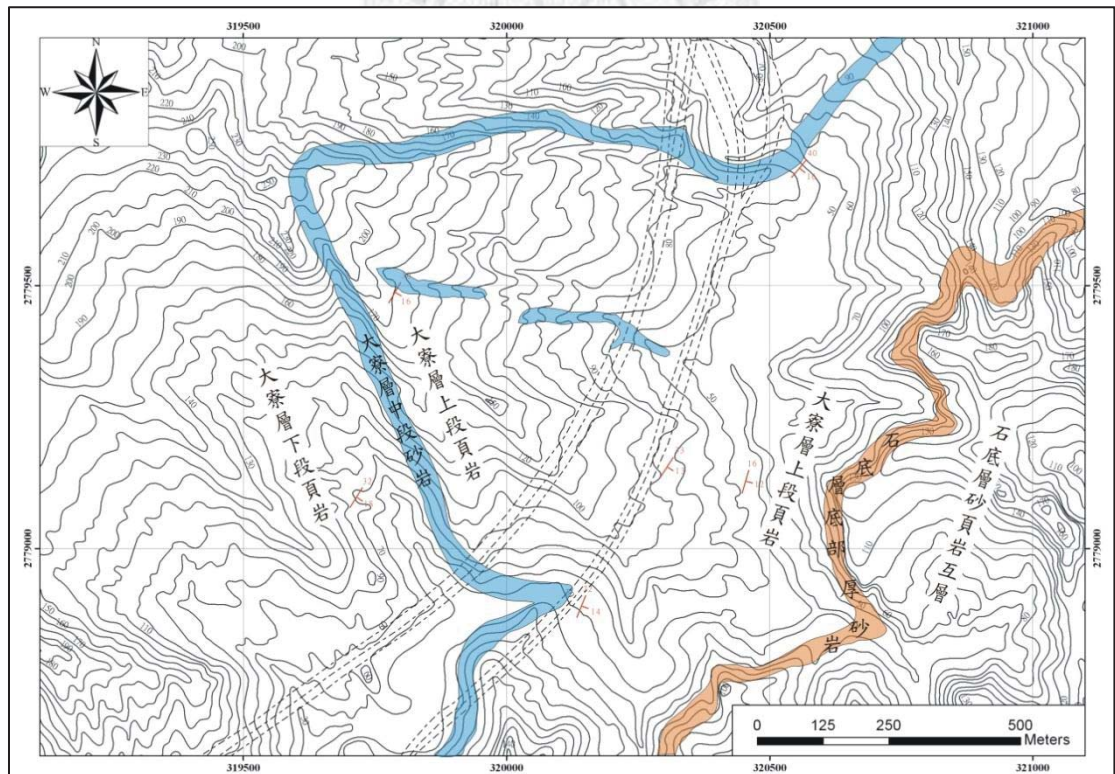


圖 4-6 區域地質圖(大地工程學會, 2011)

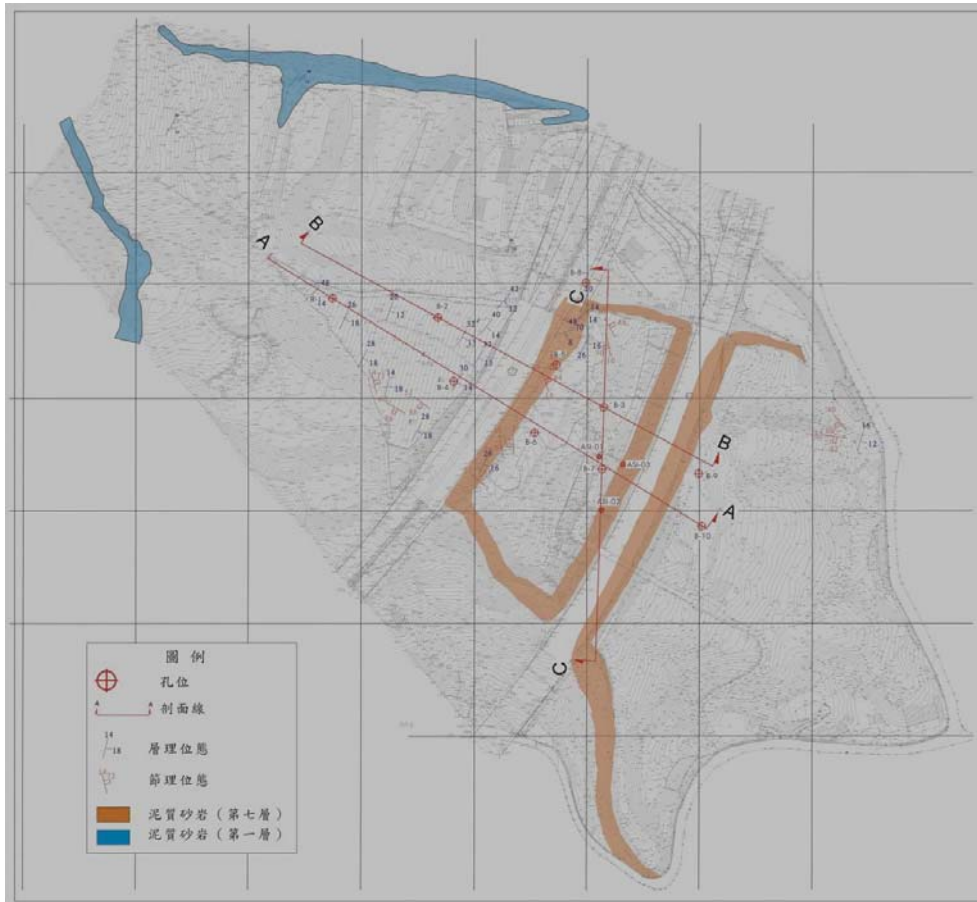
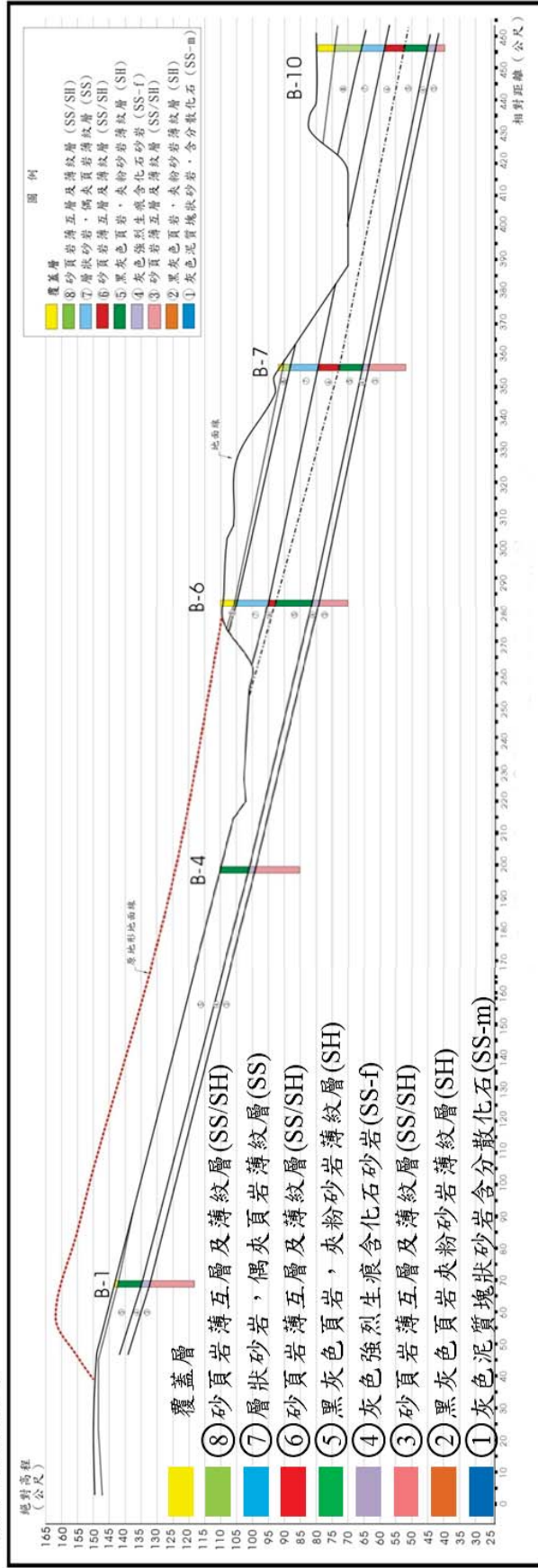


圖 4-7 區域地質調查鑽孔點位與剖面位置圖(大地工程學會, 2011)



圖 4-8 地層柱(岩性)分類圖(大地工程學會, 2011)

絕對高程(公尺)



相對距離(公尺)

圖 4-9 國道三號 3.1K 崩塌區域地質剖面圖 AA'(大地工程學會, 2011)

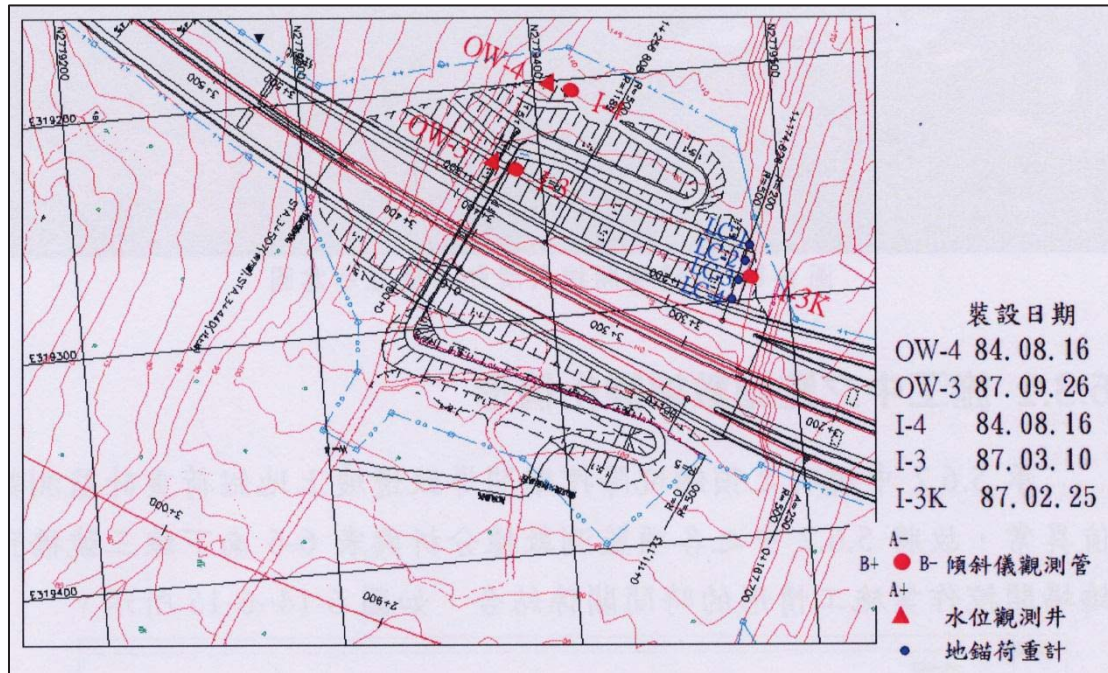


圖 4-10 監測儀器位置分布圖(大地工程學會, 2011)

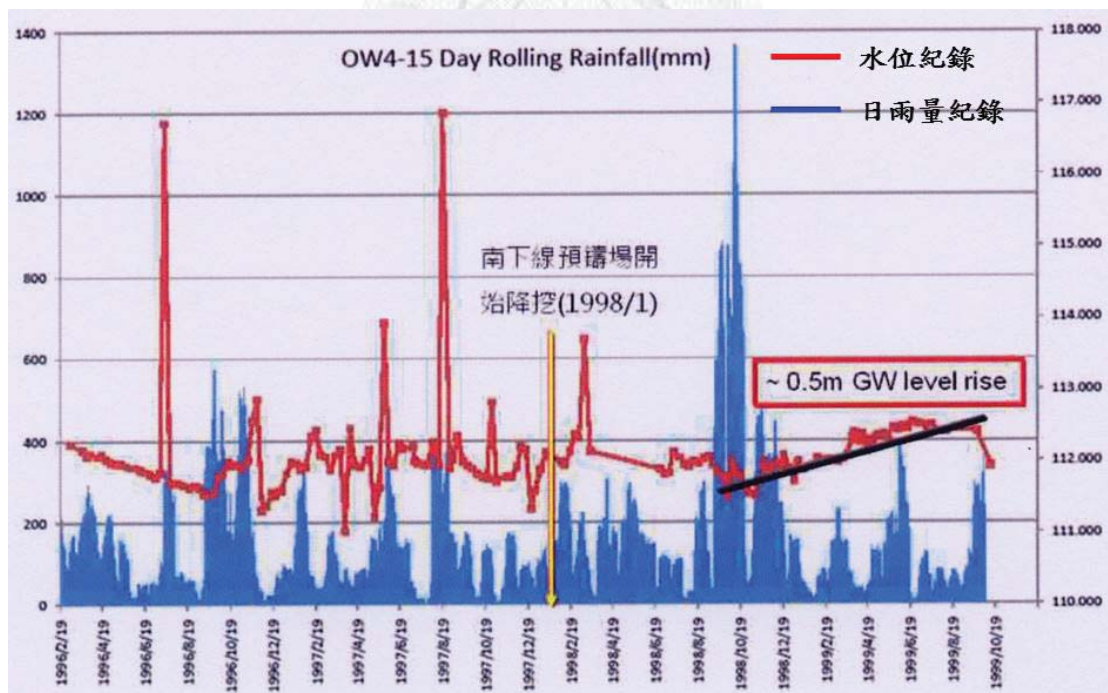


圖 4-11 水位觀測井變化情形(大地工程學會, 2011)

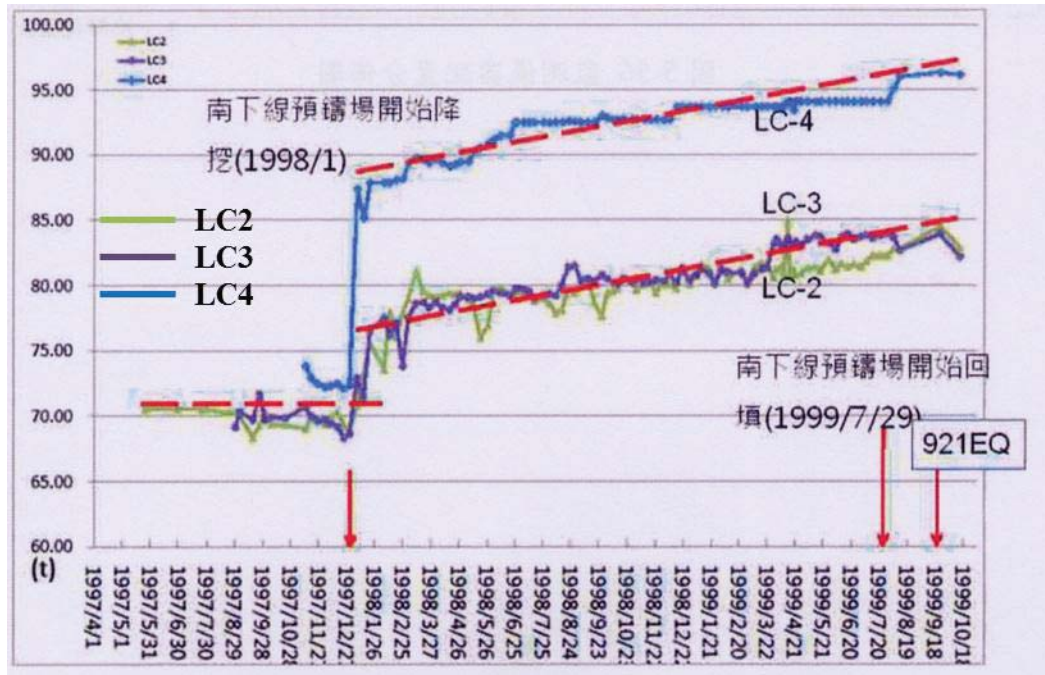


圖 4-12 地錨荷重計變化情形(大地工程學會, 2011)

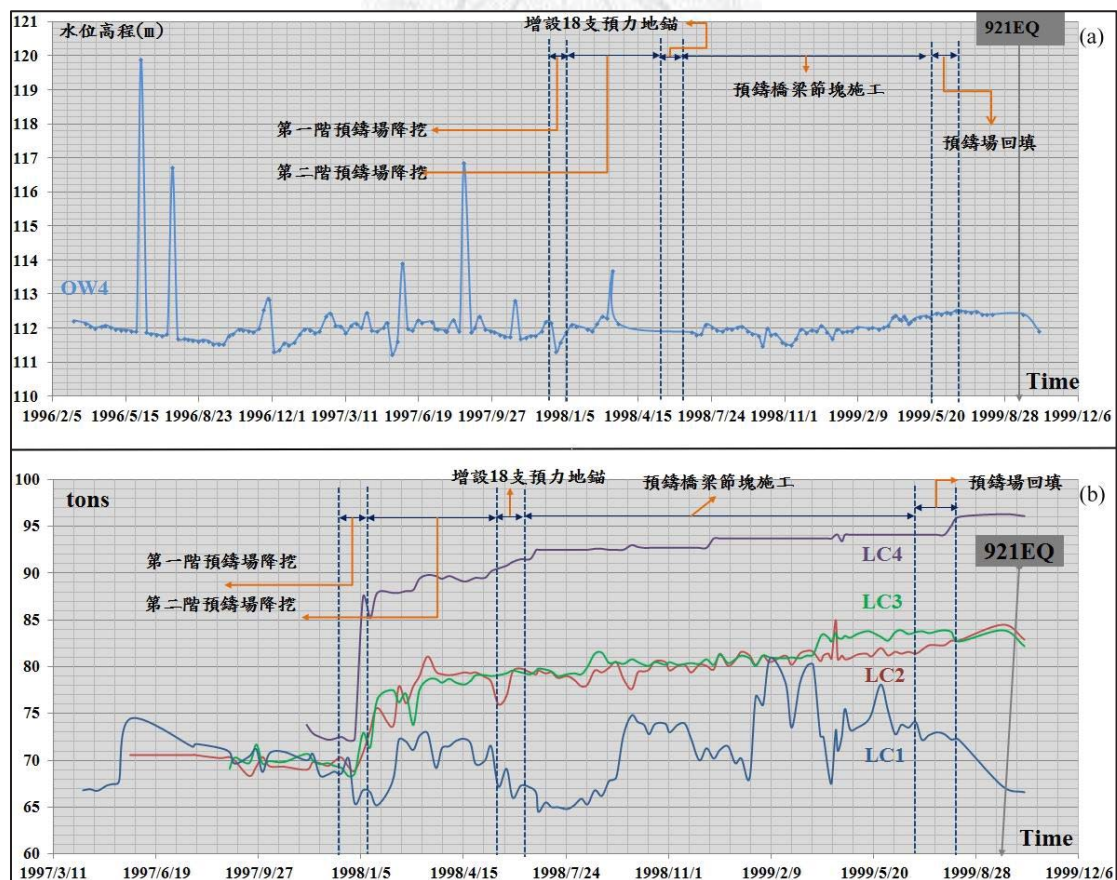


圖 4-13 監測資料重新處理-(a)水位觀測井變化(b)地錨荷重計變化

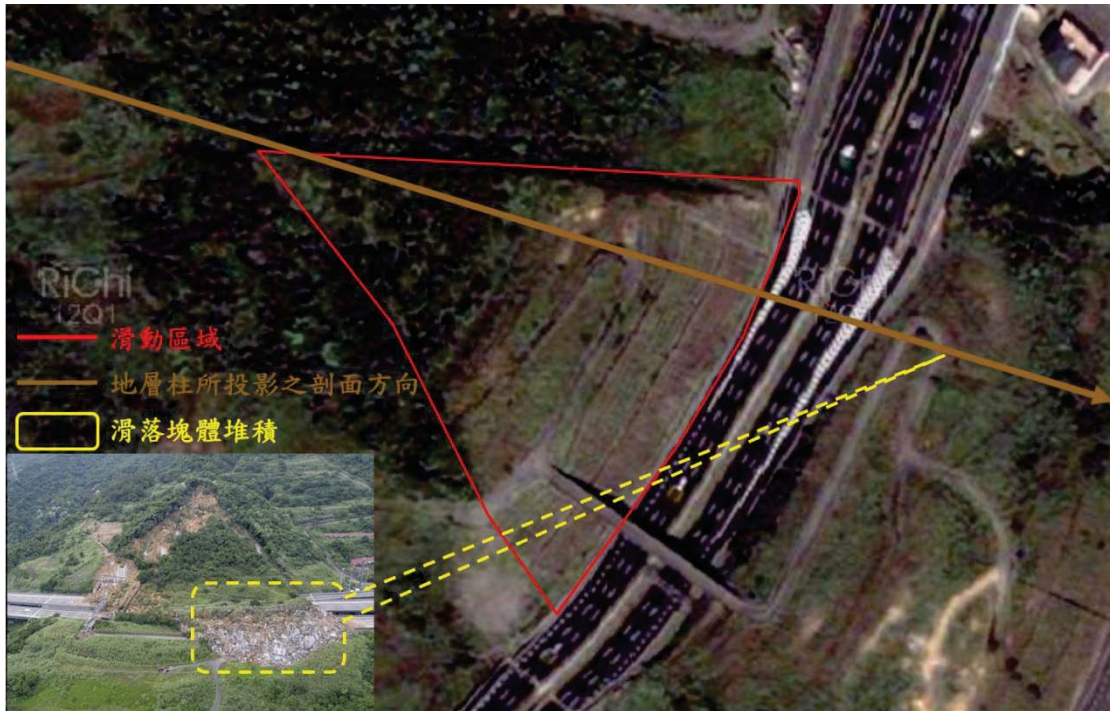


圖 4-14 滑動地質剖面圖採用之剖面方向

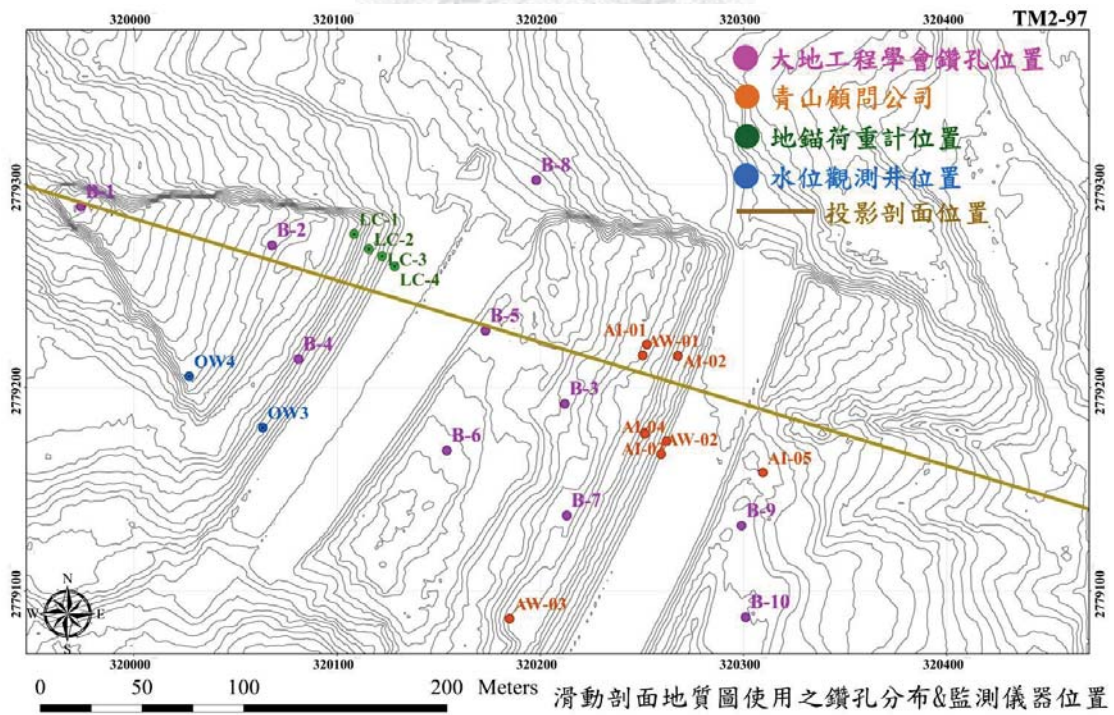


圖 4-15 研究中使用鑽孔位置分佈圖

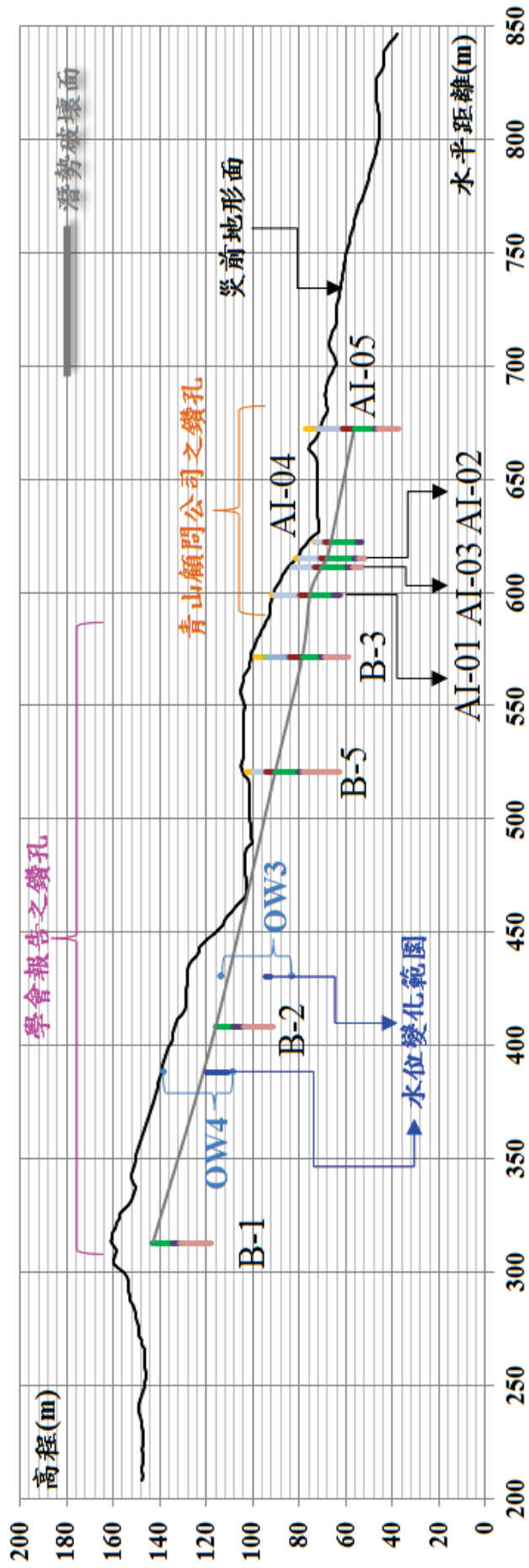


圖 4-16 滑動地質剖面圖成果

第五章 邊坡穩定性分析-STABL

此一章節乃利用 STABL 討論各個階段中可能影響坡體穩定性的因素，並加以考慮學會報告中尚待進一步討論之情況。例如：橋台降挖期間，滑動層強度已降為殘餘強度之情況；回填後，滑動層以上岩體強度弱化與地錨效能衰減對坡體穩定性分析之影響。

5.1 分析剖面與地層輸入參數

進行邊坡穩定性分析之前，先了解原始設計所選擇之剖面位置是否合宜。位於圖 5-1 中 A、B 兩條剖面，係原始設計報告中穩定分析所採用之剖面。採用參數如表 5- 1，分析結果均有符合規範要求(表 5- 2)，但分析剖面與這次國道三號邊坡破壞滑動剖面是有其差異。第一個是滑動的方向，原設計報告的剖面方位與實際滑動剖面的方位有一夾角。第二個是滑動剖面包含的範圍，原設計報告分析剖面位置位於整體邊坡的左下方，剖面較短，但實際滑動面範圍包括了破壞邊坡坡頂位置與坡趾處，剖面較長。故大地工程學會報告中，重新取了兩條剖面 E、F(圖 5- 1)作為穩定性分析剖面，在本研究中，選取了剖面 E 作為分析剖面，一方面在於 E 剖面包含破壞邊坡的坡頂與坡趾處，剖面方位也較接近邊坡滑動方向；另一方面也是為了跟學會報告中之分析成果做比較，故選擇 E 剖面來進行分析。分析用參數也是用原始設計報告之參數(表 5- 1)。

這次的滑動層岩性為砂頁岩薄互層。大地工程學會於該邊坡上佈設的鑽孔位置如圖 5- 2，針對滑動層的岩性進行取樣，進行直接剪力試驗，所得砂頁岩薄互層強度參數如表 5- 3，殘餘強度最小值可達 $c = 0(\text{kg}/\text{cm}^2)$ 以及 $\varphi = 14^\circ$ ，與這次滑動的地層傾角相近。

在此節討論的邊坡穩定分析，分析的破壞模式為順向坡的平面破壞模式，使用 Janbu 切片法進行分析。在設定地錨方面，在順向坡上原有兩階共 10 排地錨(原

設計圖，圖 5-3)，同一階所有地錨以單一支做取代，地錨預拉力輸入的值為 60T 乘以地錨支數。STABL 分析時地錨拉力是沿著剖面的方向往坡體內部，考慮到原設計剖面與此章節採用之剖面方位不同，將地錨拉力的輸入設定進行角度修正(圖 5-4)。

5.2 邊坡穩定性分析因素與討論

根據前面章節之數值分析流程圖(圖 3-18)，STABL 分析流程的三個階段，會根據不同的情況進行討論。初始階段，考慮的因素包含地下水位高低與張裂縫位置不同；降挖階段，考慮狀況包含滑動層岩層強度因降挖擾動已降至殘餘強度，以及殘餘強度的情況下，降挖期間遇到暴雨地下水位升高之情形；長期穩定階段，考量上覆砂岩層強度弱化與地錨效能衰減各別對穩定分析結果影響。

為求與學會報告結果進行比較，在同樣設定條件底下，大地工程學會在暴雨時的分析結果 F.S. 為 1.39，本文 STABL 模型的分析結果 F.S. 為 1.41(圖 5-5)。以下各階段皆以這個模型設定為基本，進行下面分析。

5.2.1 初始階段

在初始狀態下，地下水位會隨著降雨入滲位置不同而有所改變，在這邊假設暴雨時，地下水位的兩種情況：

- 狀況一：雨水從順向坡後進行補注，地下水位比暴雨時水位略高，安全係數由 1.35 降至 1.33(圖 5-6)
- 狀況二：雨水從張裂縫位置入滲進行補注，地下水位提升至張裂縫處，安全係數由 1.35 降至 1.22(圖 5-7)

以上兩種暴雨時地下水位分析結果，安全係數還是可達到邊坡設計規範要求 (F.S. ≥ 1.2)。這個結果顯示在降挖工程前，地下水位雖會影響邊坡的穩定性，但影響有限。

在順向坡構造中，平面破壞的破壞面發展是由張裂縫往下貫通到滑動層。而張裂縫位置不同會影響到分析剖面長短，也會影響選擇之剖面是否有代表性。邊坡穩定性分析中，選擇的剖面越長，滑動塊體越大，地下水對滑動面所造成的上舉力也越強，因此邊坡穩定性會下降。在原設計報告中，A 與 B 剖面長度較短，不足以包含整個真實破壞面，在分析上可能會有高估安全係數情況。為了說明這種情況，利用 E 剖面搭配常時地下水位條件，變動張裂縫的不同位置進行分析(張裂縫位置假設為 1 倍 A 剖面滑動長度與 1.5 倍剖面滑動長度位置)。由結果得知，張裂縫位置從接近坡趾處往後方稜線移動時，安全係數由 1.65 降到 1.51，過了稜線後回升至 1.54。推測是過了稜線後，地下水位不再增加，對坡體穩定影響減緩，才讓安全係數回升。(圖 5-8、圖 5-9、圖 5-10)

5.2.2 橋台開挖階段

在橋台預鑄場開挖階段中，學會報告的分析結果(表 5-4)在降挖前後並無明顯的變化，顯示降挖對邊坡整體的影響程度微乎其微。但從監測儀器紀錄變化，不論是地錨荷重計或是水位觀測井的紀錄變化，都可以反應出降挖對於這個順向坡是有具體的影響。

- 為建造橋台之預鑄場開始降挖以後，降挖過程中有岩層面出露(daylight)情況。於此段期間，地錨荷重計讀數急遽上升，顯示地錨是處於受到拉力的狀態。顯示順向坡可能沿著滑動面產生變形或者是破壞，引致滑動層的強度下降。
- 水位觀測井的水位狀況，降挖開始前會隨著雨量大小反應出不同的變化幅度。降挖開始之後，水位的變化幅度減緩，無法反應出雨量大小的變化。例如：民國 87 年 10 月中左右有累積降雨量達 1400mm，但最高水位紀錄僅 111.83m。

因此在橋台降挖分析過程，先設定常時地下水位條件，在考慮滑動層受到降挖影響而強度下降至殘餘強度的情況， $c_r = 0\text{kpa}$ 與 $\phi_r = 14^\circ$ (表 5-3)。常時穩定

分析的安全係數由 1.54 降到 1.05(圖 5- 11)，地震時穩定分析的安全係數由 0.96 降到 0.63(圖 5- 12)。以上分析結果，安全係數均可以看到明顯的變化，說明了降挖對坡體所造成的擾動，影響到岩層強度，進一步影響到整體邊坡的穩定性。

在滑動層強度為殘餘強度的條件下，考慮暴雨時的邊坡穩定情況，其分析結果安全係數由 1.35 降至 0.94(圖 5- 13)。說明了受到降挖擾動坡體，遇上暴雨的情況，會使邊坡從臨界狀態趨於不穩定狀態，可能會使順向坡產生破壞。橋台降挖分析結果與比較，整理如表 5- 5。

5.2.3 回填後坡體長期穩定階段

橋台降挖工程結束後，坡體在十幾年間持續保持著看似穩定的狀態，在這個階段的分析將以常時地下水位和滑動層岩體強度因降挖擾動而降到殘餘強度的條件下，各別討論岩體強度弱化與地錨效能折減兩個因子對穩定性分析結果的影響。

首先是岩體強度部分，在回填穩定後，順向坡整體受到開挖坡面的影響，岩體長時間受到風化影響下，導致上覆岩層的節理更加發達，雨水更容易入滲岩隙之中。上覆砂岩層可能因坡體變形產生多組張裂縫導致岩體整體的凝聚力下降，因此將上覆砂岩層強度設定為殘餘強度值($c = 0 \text{ kpa}$ ， $\varphi = 32^\circ$)來進行分析，安全係數降至 0.97(圖 5- 14)，顯示坡體趨於不穩定。

由學會報告了解，在順向坡破壞現場發現的地錨構件有鏽蝕的痕跡，而鏽蝕進一步影響到地錨的抗拉能力。說明從地錨裝設完成到破壞發生的期間內，地錨的抗拉能力逐漸下降。為了解地錨效能的損失對回填後邊坡穩定性的影響，同調查報告，從 0%、20%、50%的地錨效能折減率，進行穩定性分析。從地錨效能無折減到折減 20%、50%，安全係數從 1.05 降至 1.00 再降至 0.92。顯示坡體也會因地錨效能的折減而趨於不穩定。

5.3 分析結果總結

基本上，初始階段的安全係數結果都有符合標準規範的要求。降挖階段的分析中，若把降挖工程擾動到坡體，引致滑動層岩體強度降至殘餘強度此一因素考慮進去，穩定分析結果安全係數為 1.05，坡體處於臨界狀態($F.S. \approx 1$)。回填後，已受到施工擾動的坡體，其坡體穩定性長期受到岩體強度弱化與地錨效能衰減影響。若分別考量上覆岩層強度降至殘餘強度或者是地錨效能折減 50%，其安全係數從 1.05 分別降為 0.97 與 0.92，更說明坡體穩定性從臨界狀態趨於不穩定 ($F.S. \leq 1$)與這兩項因素有相當的關聯。為充分了解橋台降挖引致坡體變形與順向坡的破壞歷程。下面章節，會利用 FLAC 討論降挖工程、回填後岩體強度弱化與地錨效能衰減對坡體穩定性的影響。



表 5-1 原始邊坡穩定分析所用之岩石強度參數(大地工程學會, 2011)

	γ_t (t/m ³)	c (t/m ²)	ϕ °	
			A 剖面	B 剖面
砂岩層	2.1	3.0	32	32
砂頁岩層 (滑動層)	2.1	1.0	20	20
頁岩層	2.1	3.0	32	28

表 5-2 原始邊坡穩定分析結果(大地工程學會, 2011)

剖面	安全係數要求	分析結果
A (3K+405)	常時(≥1.5)	1.54
	地震(≥1.1)	1.10
	暴雨(≥1.2)	1.42
B (3K+380)	常時(≥1.5)	1.61
	地震(≥1.1)	1.12
	暴雨(≥1.2)	1.41

表 5-3 岩石直剪試驗結果(大地工程學會, 2011)

試驗 狀況	試驗編號	孔號	尖峰剪力強度		殘餘剪力強度	
			c_p (kg/cm ²)	ϕ_p (°)	c_r (kg/cm ²)	ϕ_r (°)
乾式 直剪	RDS(D)-4	B-6	0.28	22.5	0.0	19.8
	RDS(D)-5	B-7	3.2	28.5	0.0	22.7
濕式 直剪	RDS(W)-3	B-3	0.9	27.7	0.0	23.2
	RDS(W)-4	B-5	1.1	26.2	0.0	14.1

表 5-4 調查報告中加入預鑄場開挖分析結果

剖面	安全係數要求	分析結果
E (常時)	常時(≥ 1.5)	1.55
	地震(≥ 1.1)	0.96
	暴雨(≥ 1.2)	1.39
E (加入預鑄場)	常時(≥ 1.5)	1.54
	地震(≥ 1.1)	0.96
	暴雨(≥ 1.2)	1.38

表 5-5 考慮滑動層強度為殘餘強度之降挖階段分析結果

剖面	安全係數要求	分析結果
E (調查報告， 加入預鑄場)	常時(≥ 1.5)	1.54
	地震(≥ 1.1)	0.96
	暴雨(≥ 1.2)	1.38
E (考慮滑動層 為殘餘強度)	常時(≥ 1.5)	1.05
	地震(≥ 1.1)	0.63
	暴雨(≥ 1.2)	0.94

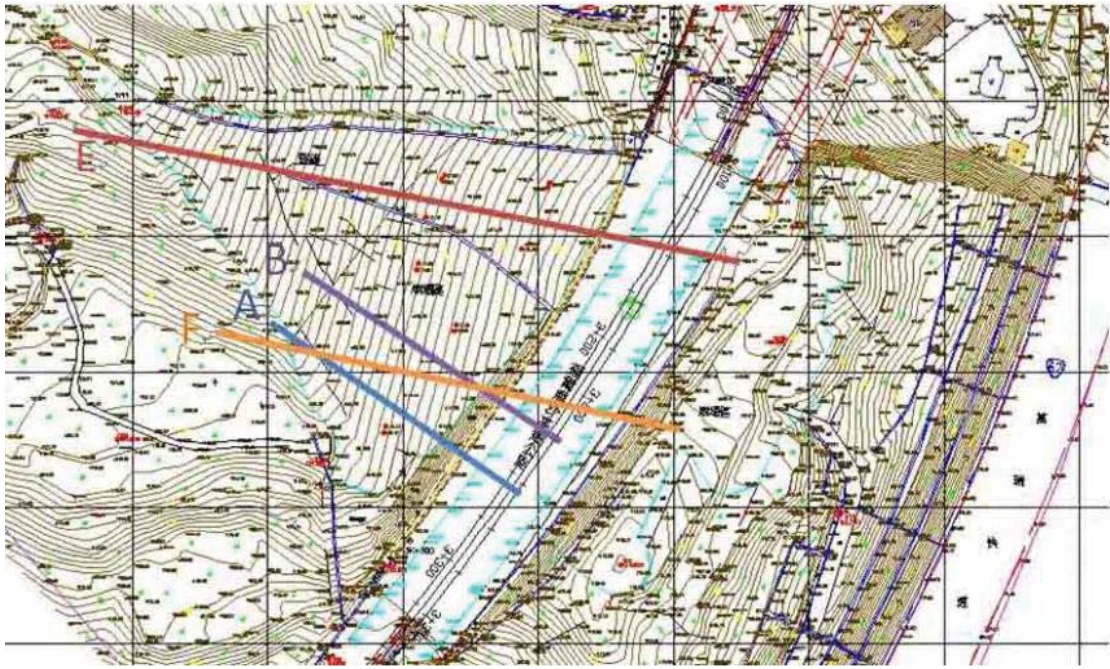


圖 5-1 原設計分析剖面與學會分析剖面位置示意圖

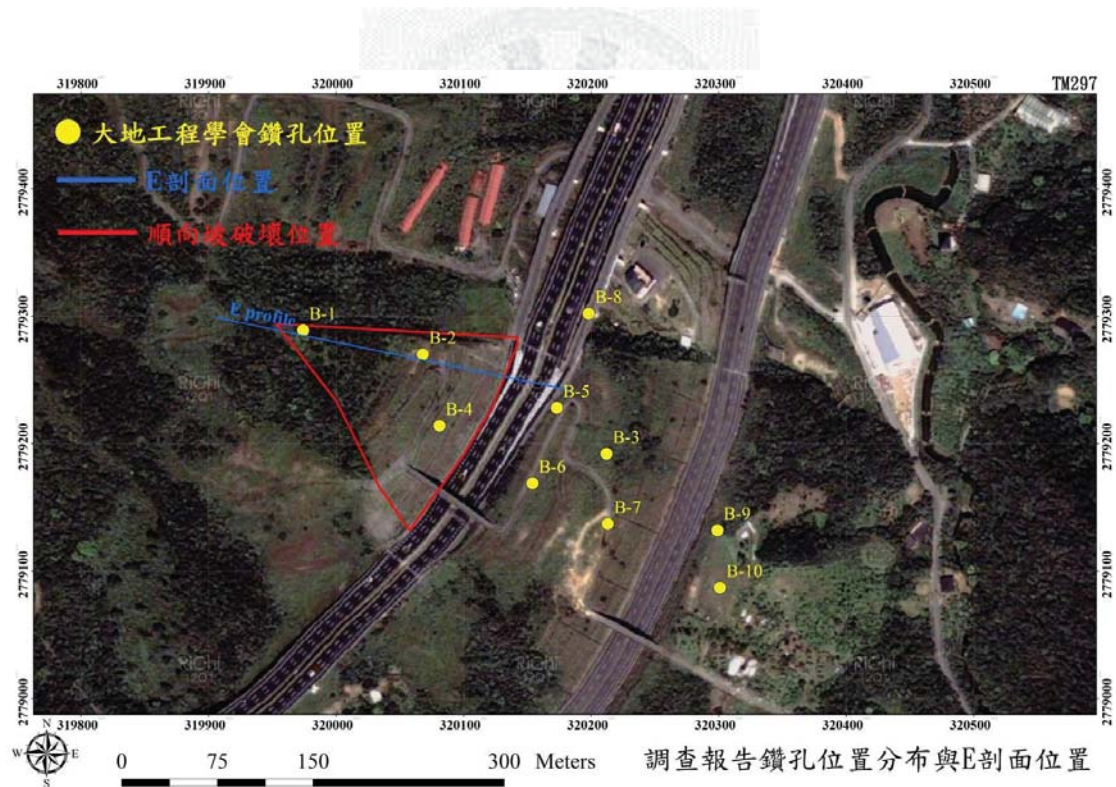


圖 5-2 調查報告鑽孔位置分布與E剖面位置

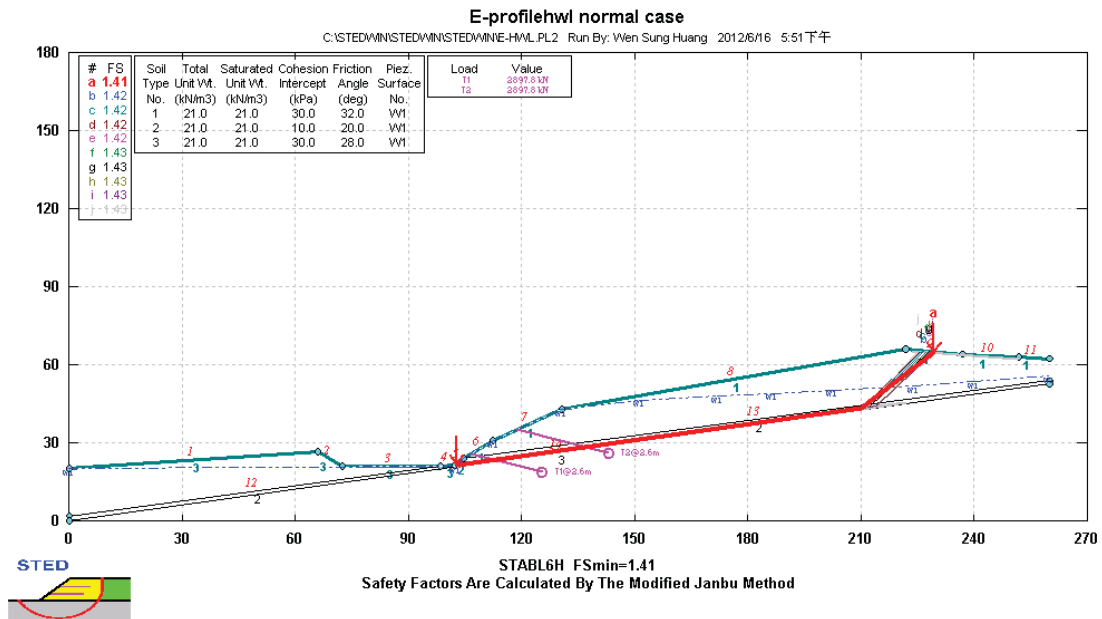


圖 5-5 與調查報告相同剖面-常時暴雨分析結果

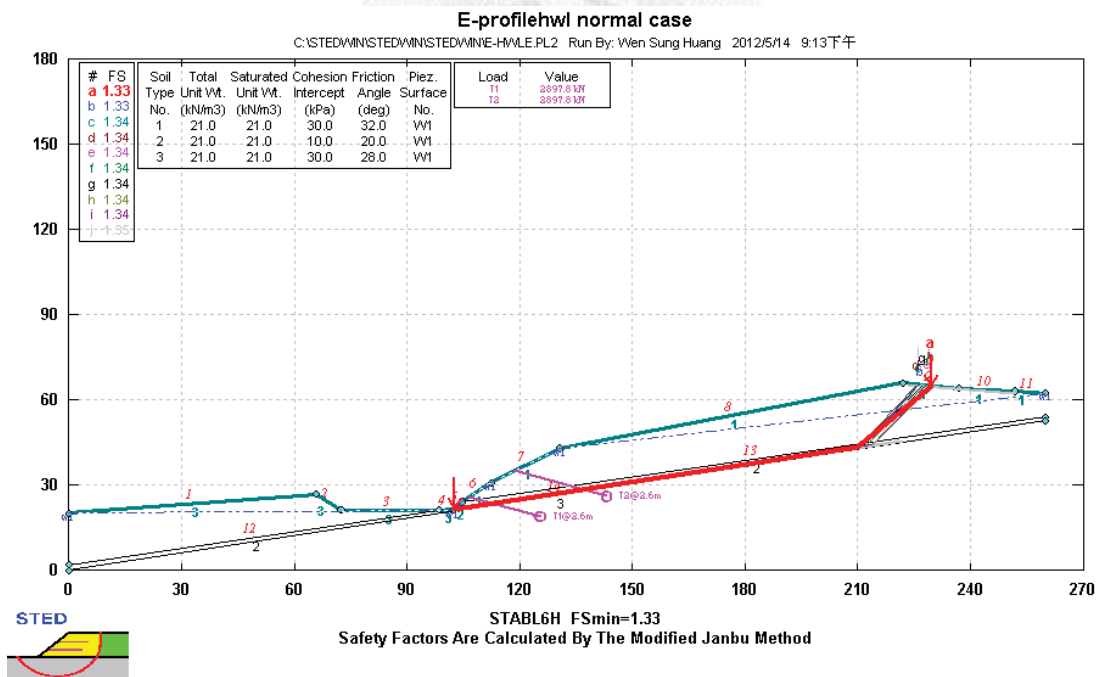


圖 5-6 入滲情況一，從坡體後進行補注

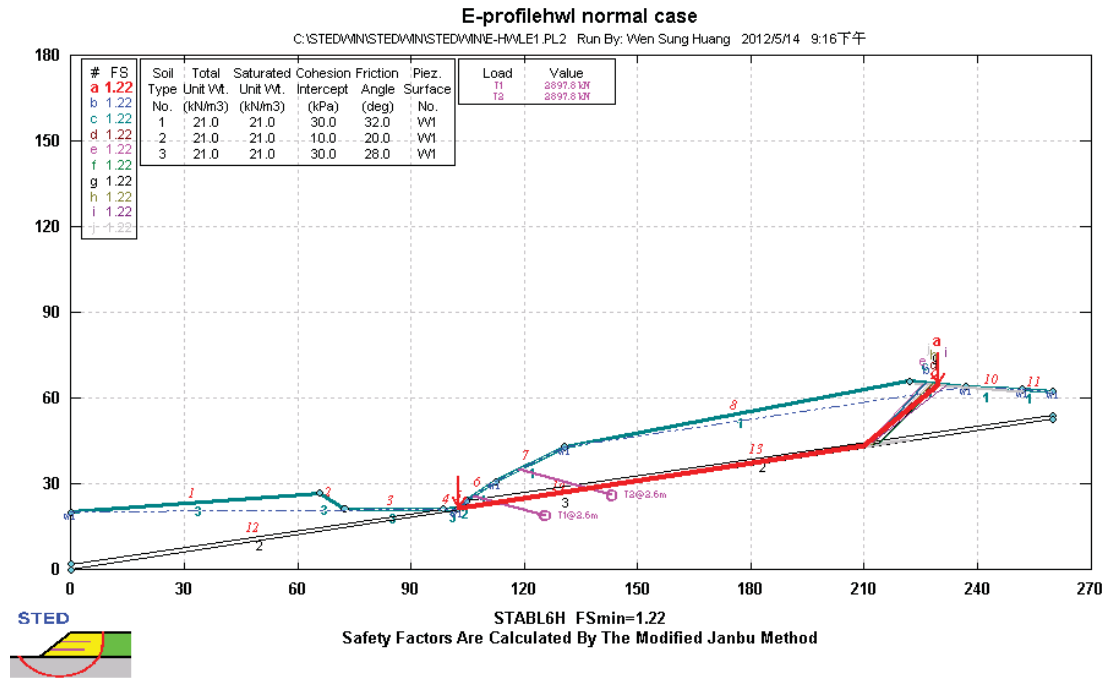


圖 5-7 入滲情況二，從張裂縫位置進行補注

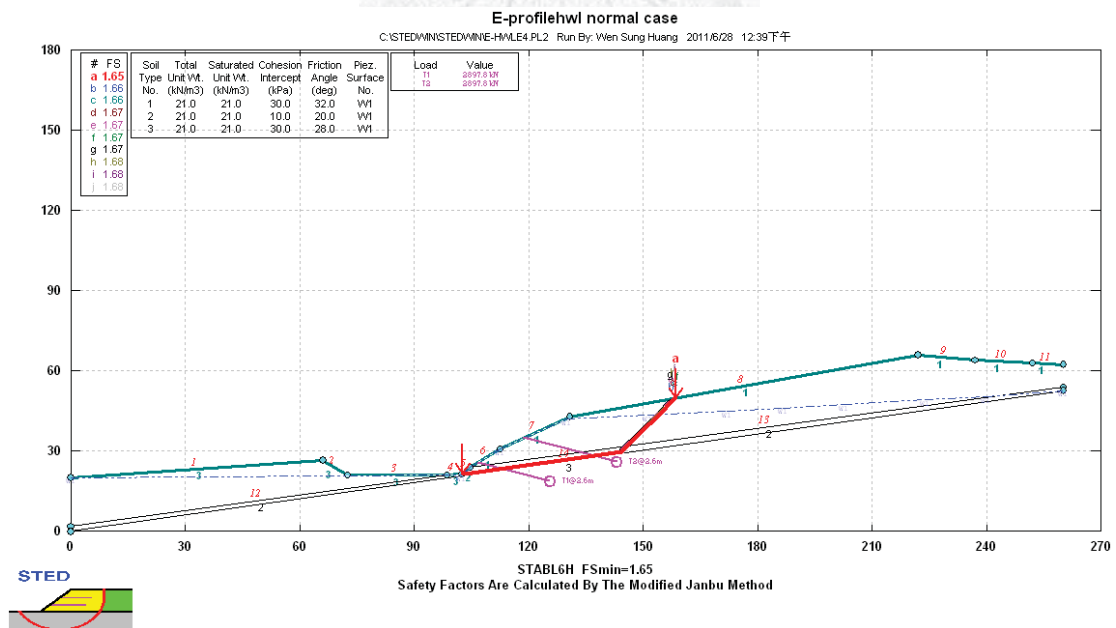


圖 5-8 張裂縫位置位於 1 倍 A 剖面滑動長度

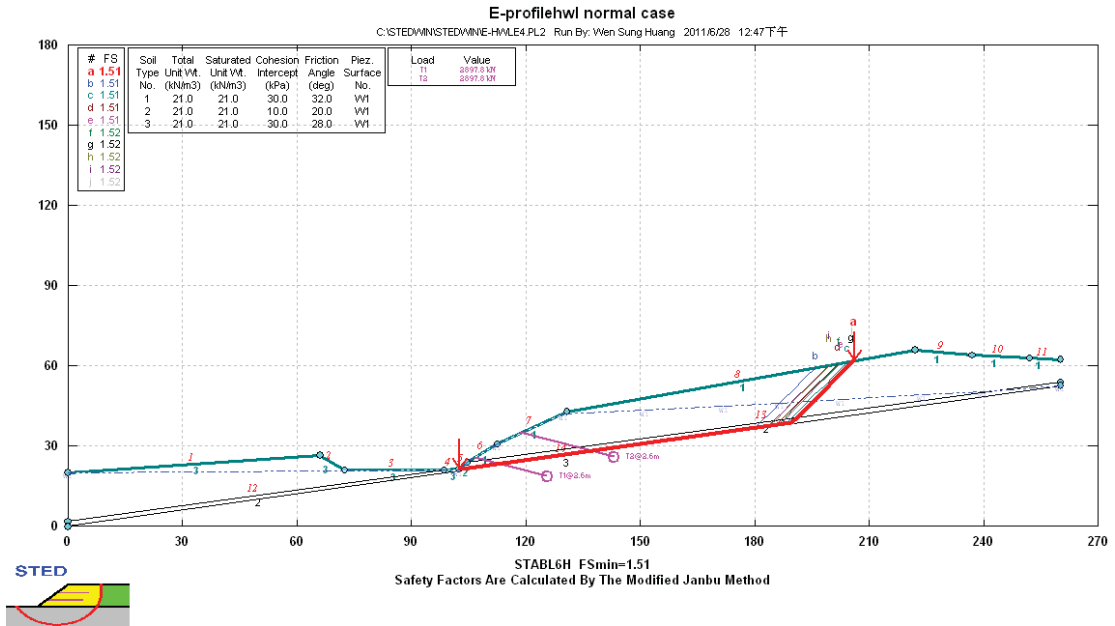


圖 5-9 張裂縫位置位於 1.5 倍 A 剖面滑動長度

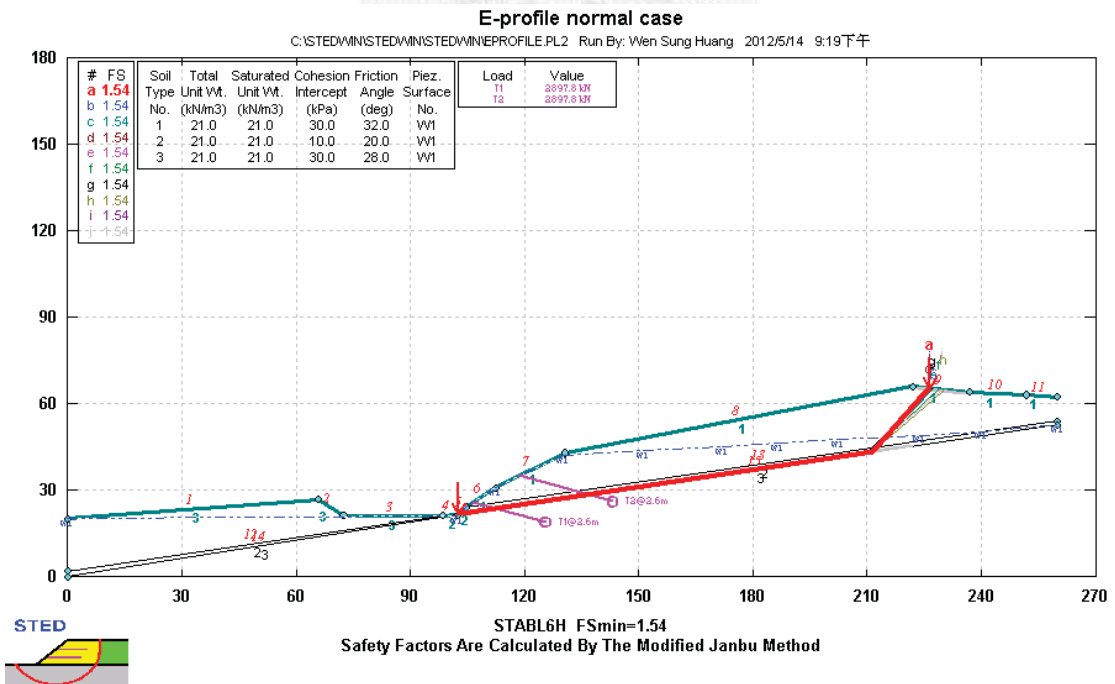


圖 5-10 張裂縫位置位於實際滑動面長度

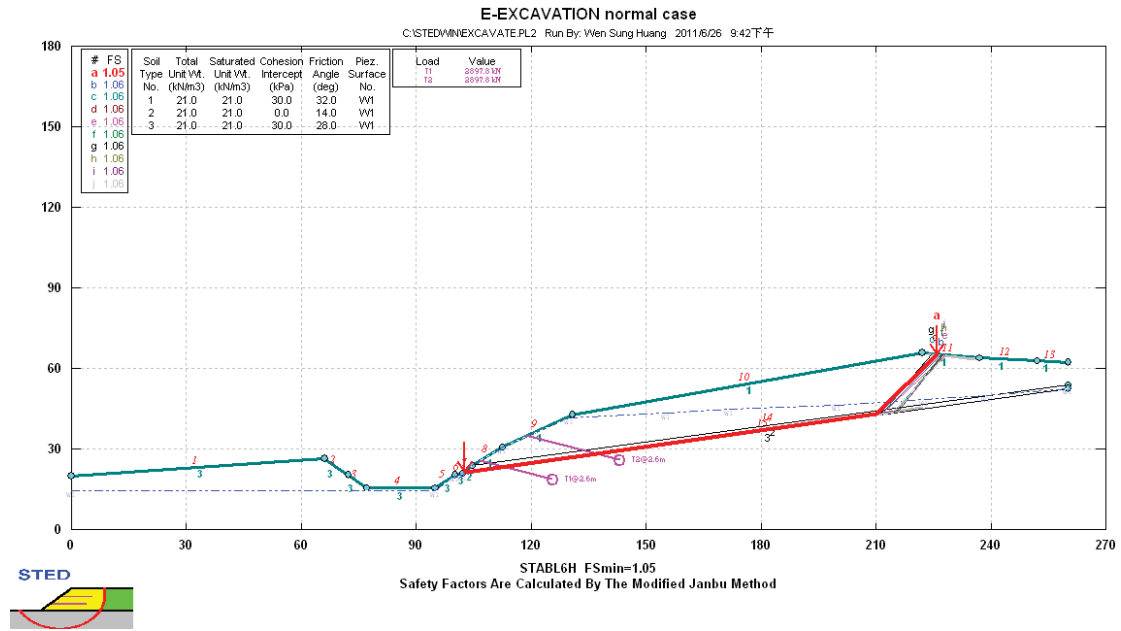


圖 5- 11 考慮滑動層為殘餘強度下橋台降挖常時穩定性分析

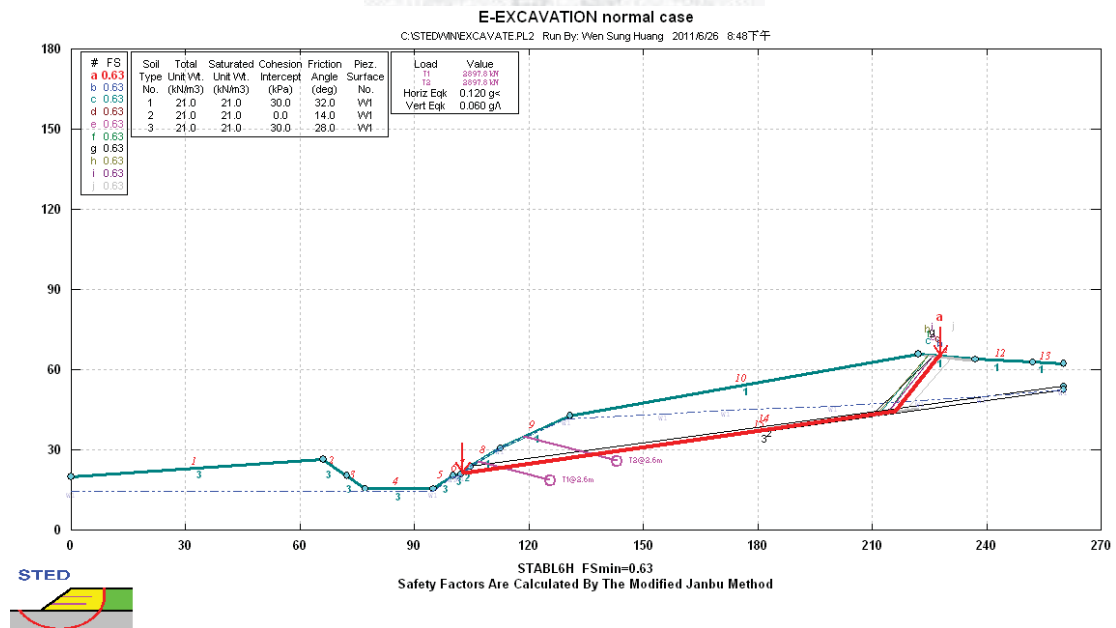


圖 5- 12 考慮滑動層為殘餘強度下橋台降挖地震時穩定性分析

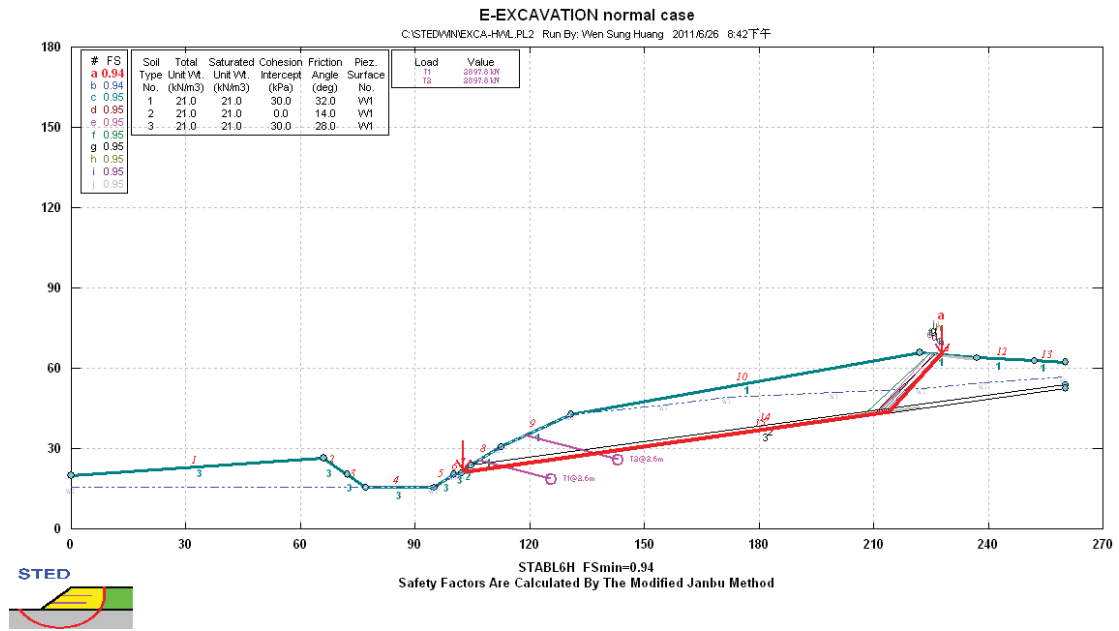


圖 5-13 考慮滑動層為殘餘強度下橋台降挖暴雨時穩定性分析

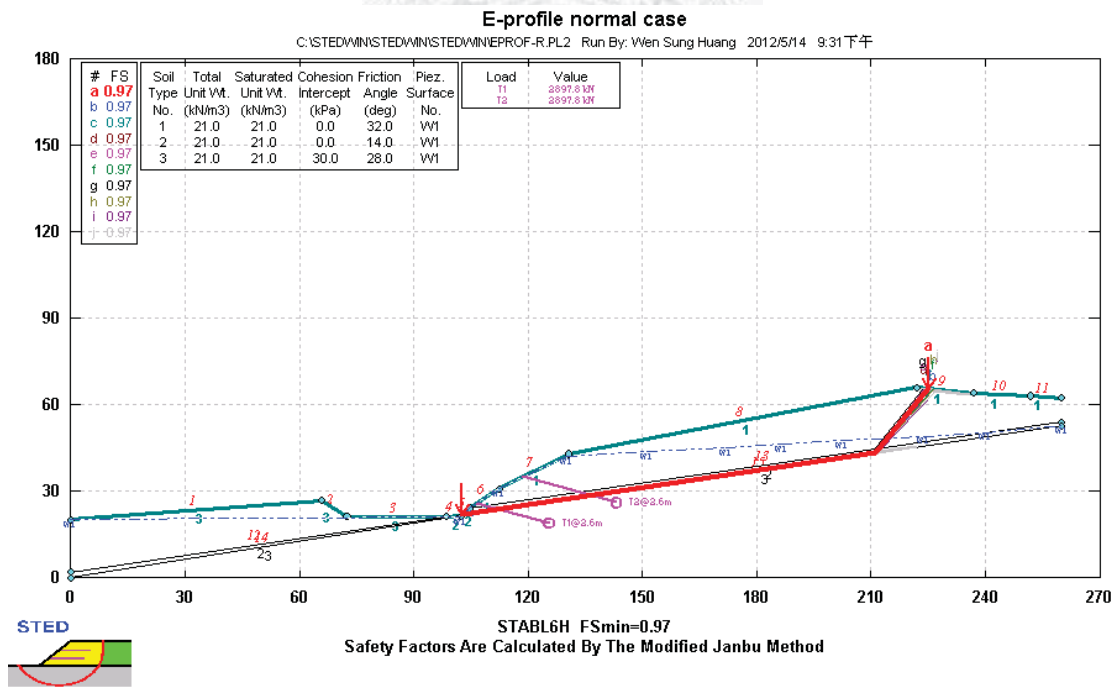


圖 5-14 回填後常時穩定性分析--上覆砂岩層強度降為殘餘強度

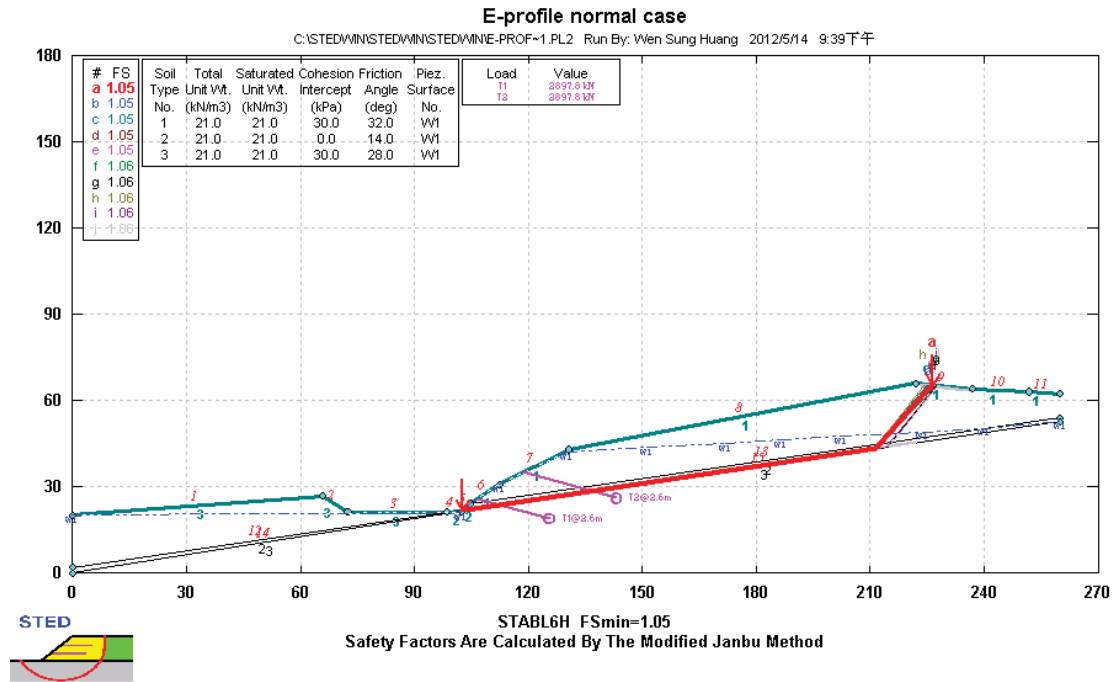


圖 5-15 回填後常時穩定性分析--地錨效能無折減

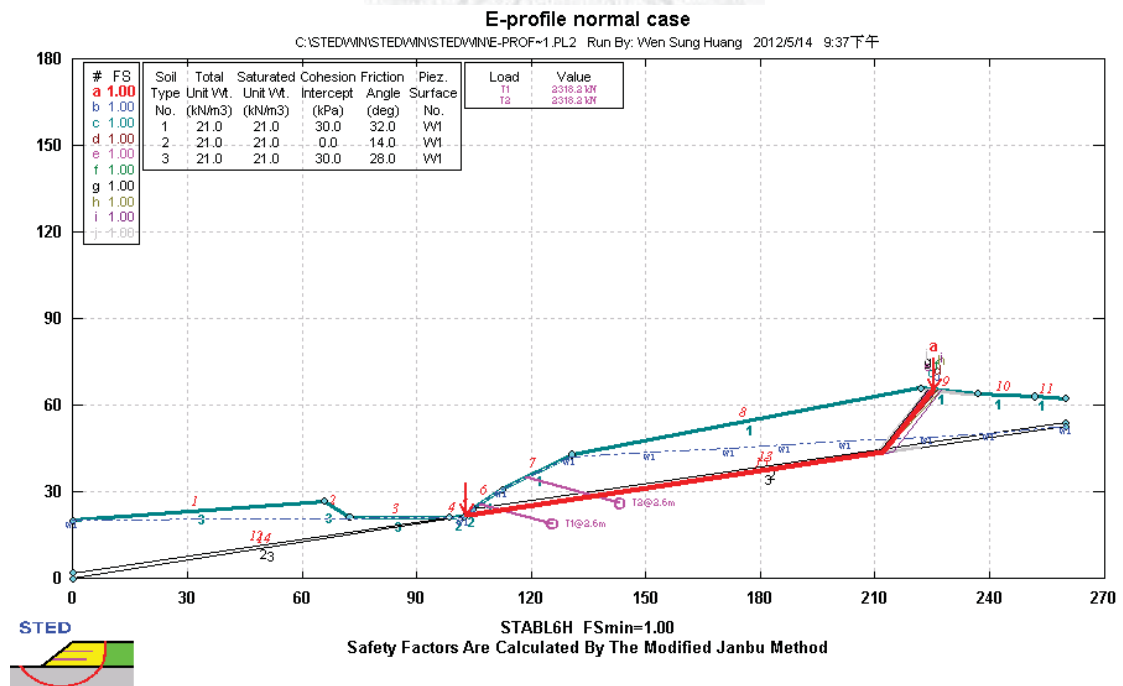


圖 5-16 回填後常時穩定性分析--地錨效能折減 20%

E-profile normal case

C:\STED\MIN\STED\MINE-PROF~1.PL2 Run By: Wen Sung Huang 2012/5/14 9:38下午

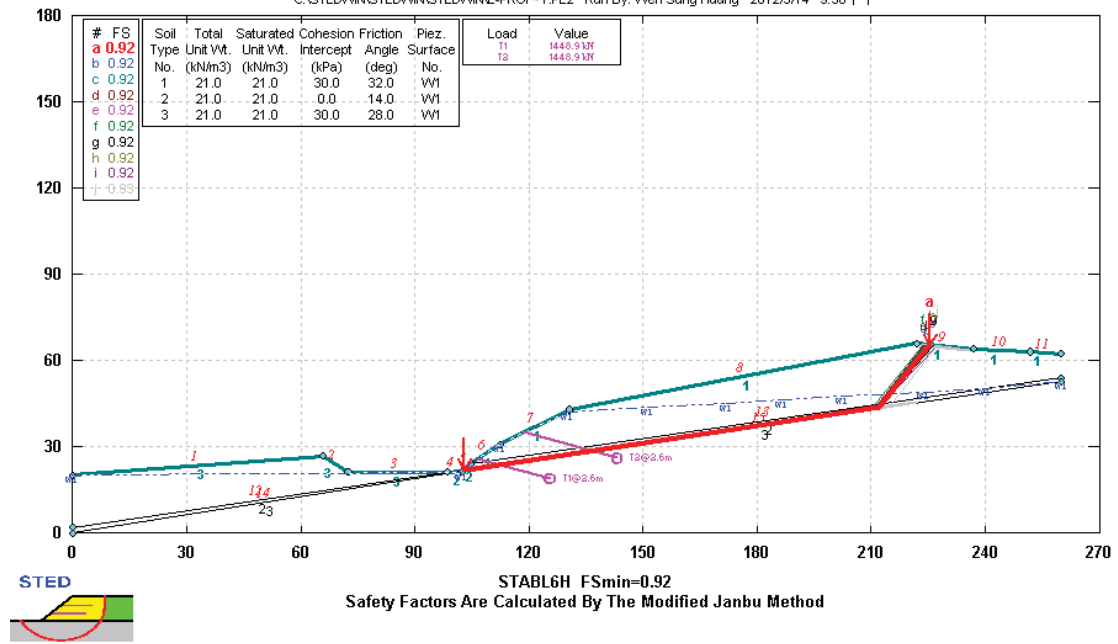


圖 5-17 回填後常時穩定性分析--地錨效能折減 50%



第六章 坡體變形數值分析-案例校核

從前面章節的極限平衡法分析中，我們了解到影響這次順向坡破壞事件的主要因素有：橋台降挖工程的擾動、岩體長期受風化與地下水入滲引致強度弱化與地錨效能逐漸衰減這三項因素。但極限平衡法-切片法中，主要假設係不考慮坡體變形，破壞發生時為剪力破壞，計算某一情形下，切片底部力之平衡以求取安全係數。實際情形中，坡體應力狀態之改變是會引致坡體變形，坡體變形又會影響到坡體內部應力狀態的平衡，進而影響到滑動面的發展、岩體的強度與監測儀器的資料紀錄等。因此在此一章節，除了介紹 FLAC 數值分析模型相關設定外，也會利用 FLAC 進行降挖擾動引致的坡體變形模擬，並討論其坡體狀態。

6.1 初始邊坡狀態建立

6.1.1 網格尺寸與邊界條件設定

由第四章的地質柱狀圖製作，FLAC 分析中，地層分為上覆砂岩層、滑動層(砂頁岩薄互層)以及頁岩層等三層。FLAC 中網格大小設定為 $1\text{m} \times 1\text{m}$ 。模型的幾何尺寸方面(圖 6-1)，實際剖面水平距離為 272 公尺，地層傾角設定為 13 度左右，滑動層厚度約 4m。於製作地質柱狀圖同時，也有將水位觀測井投影到地質柱剖面上，係圖 4-16 中的 OW4 與 OW3。並將水位變動範圍(亮藍色線條)一併放上去，並依此決定初始邊坡狀態之水位面。地下水位的給定是採用 FLAC 內建的程式語言，利用給定座標點的方式指定地下水位面。在程式中，需要給定地層材料的孔隙率與水的密度，孔隙率設定為 0.25，水密度為 $1000(\text{kg}/\text{m}^3)$ 。計算過程中，若網格中心點位置是在地下水位面以下，其地層材料密度變為飽和密度；若位置是在地下水位面以上，其材料密度則保持初始設定值(圖 6-2)。孔隙水壓是根據地下水位面下的網格中心點距離地下水位面多少計算的，並無考慮到滲流造成的水壓變化，初始狀態的地下水壓分佈如圖 6-3。

邊界條件主要是以力學邊界為主，在分析模型左右邊界設定水平方向不會有位移發生，在下邊界設定垂直、水平方向不會有位移發生。

6.1.2 地層參數決定

在各階段地層材料設定上，本研究會採用加拿大 Rocscience.Inc 研發之 RocLab，藉由輸入單壓強度、GIS 值、 m_i 、D、MR 與坡高，決定分析過程中材料強度輸入值。

首先根據滑動地質剖面圖的成果，從大地工程學會報告的岩石單壓強度試驗(圖 3-16)，選擇取樣深度在上覆砂岩層、滑動層以及頁岩層中的試驗，採用平均單壓強度與乾密度作為 RocLab 中輸入參數，單壓強度與材料密度整理如表 6-1。在地質強度因子(GSI)選擇中，選擇 B、C 和 G 區塊分別作為上覆砂岩、滑動層與頁岩層的 GSI 值範圍(圖 6-4)，擾動因子(D)先設定為 0。模數比(MR)輸入，以第三章裡台灣岩石工程性質表格(圖 3-17)作為選取對象。於不同深度下的岩體其強度參數也有所差異，根據圖 6-1，上覆砂岩層、滑動層以及頁岩層於模型中厚度以及各層距地表面的深度選擇一中間值作為坡高需輸入的參數。RocLab 輸出之強度參數會與調查報告中的岩石直剪試驗結果做初步對照(圖 6-5)，若求取的參數大小相距不遠即可採用。初始狀態參數如表 6-2。

6.1.3 建模流程

建立在初始邊坡狀態時，邊坡狀態設置包含削坡與設置預力地錨這兩個動作，建模流程簡述如下(圖 6-6)：

- 網格數設定完成後，由於本研究是針對順向坡進行分析，故將網格一邊固定不動，另一邊抬升至與水平夾角為地層傾角之角度。再給定地形面與設定好左右兩邊的力學邊界後，輸入地層材料參數。為求第一次進行重力平衡時能快速計算收斂，會先給定較大的地層強度參數值進行計算。

- 進行削坡動作，變成國道三號在災前的地形面，再進行一次重力平衡計算。
- 進行預力地錨的設置，坡面上共有 10 排預力地錨，打設傾角為 20 度，自由段與錨碇段的尺寸則參照原始施工設計圖，完成後進行重力平衡計算。設定參數(表 6-3)與地錨尺寸(表 6-4)
- 給定初始地層強度參數(表 6-2)，並事先設定出開挖區域，方便之後橋台降挖階段模擬。完成後進行重力平衡計算。給定地下水位面再進行最後一次平衡計算。

以上計算流程順序係為了避免在進行降挖階段模擬前，初始狀態的重力平衡後有太多網格呈現塑性破壞狀態，所進行的調整。

6.2 橋台降挖數值模擬

在降挖階段的數值流程中，包含了橋台預鑄場分階降挖、補打預力地錨以及預鑄場回填。由調查報告了解，當時預鑄場進行降挖時，發生過這次事件之滑動層(砂頁岩薄互層)有層面出露的情形。滑動層的層面出露加上降挖工程的擾動，引致滑動層岩體強度下降，造成坡體變形與地錨荷重計的讀數急遽上升。本節重點在於建立適當的降挖流程並配合 GSI 調整滑動層強度參數，呈現當時因降挖而地錨荷重讀值急遽上升之情形，並與監測資料進行軸力增量的比對，期望使數值模型的狀態接近於當時順向坡坡體的狀態。

6.2.1 橋台降挖

不論何種工程，施作當下都會對周遭環境產生擾動。GSI 岩體分類法，利用擾動因子(D)，將施工擾動對於岩體強度的影響考慮進去。然施工擾動影響區域有其範圍性，從前面章節中認知到滑動層強度受到橋台降挖擾動程度比較大。因此數值分析裡滑動層的強度參數會配合擾動因子(D)進行調整。

一般來說，位於開挖區域周圍的地層，在降挖過程中，其應力路徑是呈現解壓行為。距離開挖區域越遠，解壓行為越不顯著(圖 6-7)。進行橋台降挖分析前

需先將工程擾動區域找出。先於滑動層裡設監測點，進行第一階降挖後，計算收斂後，配合各監測點應力路徑變化幅度，將滑動層分成擾動區 1 和擾動區 2。擾動區 1 表示受到影響程度較大，擾動區 2 表示影響程度較小(圖 6-8)。

決定好擾動區域後，於進行降挖前先將位移歸零，以利觀察分析中剪應變之發展。數值流程分成兩階降挖，每一階段包含開挖與調整岩層強度兩個動作，每施行一個動作進行一次計算收斂。降挖第一階，擾動區 1 所受影響最劇烈，故調整該區滑動層的 GSI 值與考慮 D 因子；擾動區 2 受影響程度較小，僅調整 GSI 值。降挖第二階，由於擾動區 1 之岩體強度下降，使坡腳處支撐力大幅減弱，上邊坡處岩體承受更大作用力且坡體持續受到橋台降挖擾動，故加入 D 考量擾動區 2 岩體強度進一步下降之情況。

從軸力變化圖(圖 6-9)，最靠近坡趾處的 LC4 軸力增量在第一階降挖中最大，第二階降挖中增量減緩。LC3 軸力增量第一階降挖中較小，在第二階降挖中增量增加較多，大致符合監測資料的變化幅度。軸力增量表比對如表 6-6，LC4 與 LC3 軸力增量與監測資料的增量情形符合。

從塑性區分布(圖 6-10、圖 6-11)，上邊坡的坡面在降挖中持續有張力破壞區存在，可能在降挖工程進行時，表層坡體已有的張裂縫又進一步發展。學會報告中，在崩塌源頭區殘留之滑動塊體後方有張裂縫分布(圖 2-2-a)，與張力破壞區位置是在過稜線後之表層坡體的情形一致。剪力破壞區在兩階降挖過程中，除了在坡趾處持續沿滑動層向上發展。位於上邊坡坡體內部的滑動層，也有剪力破壞區沿滑動層持續向坡趾處發展的趨勢。從剪應變分布中(圖 6-12、圖 6-13)，第一階降挖，開挖區域中滑動層的層面出露以及邊坡坡趾處位於擾動區 1 之內，坡腳支撐力減弱故造成應力集中的情況，滑動面先由坡趾處開始發展。在第二階降挖，除了開挖區域與坡趾處持續有剪應變集中的情形，於上邊坡地層內亦開始有剪應變(滑動面)之發展。可推斷，包含滑動層在內的坡體於橋台降挖過程中已有變形之趨勢。

6.2.2 補打預力地錨與預鑄場回填

橋台降挖工程期間，在地錨荷重計讀值持續上升的情況下，於橋台降挖區域進行增設預力地錨的緊急補強措施，增設兩層共 18 支 60T 的預力地錨。分析模型中，也在降挖區域增設兩層預力地錨，設置方式採用單一地錨設置方式和初始邊坡模型建置時預力地錨設置的方式不同，設定參數如表 3-1，兩層地錨之自由段與錨碇段均為 10 公尺，打設角度為 20 度。回填部分，由下而上分成兩階回填，原設計報告說明回填材料以開挖所得之岩塊與岩屑為主。由於開挖出來的岩塊相對於初始狀態比較起來是破碎許多的，故將前面橋台降挖階段所開挖掉的岩層其強度參數以 GSI 進行調整後作為回填材料，回填參數如表 6-7。

從塑性區分布，增設預力地錨後，上邊坡過稜線坡面處依舊有張力破壞區出現(圖 6-14)；在回填過後，整體邊坡在系統計算收斂後並無任何破壞區域存在，呈現穩定的狀態(圖 6-15)。降挖區域鄰近的剪應變分布範圍在增設預力地錨後減小。坡趾與上邊坡坡體內部的剪應變分布在增設預力地錨與回填後，與橋台降挖階段完成時的剪應變分布相比，相差甚微(圖 6-16、圖 6-17)。

6.3 分析結果總結

在橋台降挖階段，工程擾動區域決定的結果中，發現 LC4 是位於該擾動區域內(圖 6-8)。因為地錨荷重計是非常靈敏的監測儀器，這也說明監測資料紀錄中，為何第一階降挖時 LC4 荷重計讀數上升幅度相較於其他三個荷重計讀數要來的大之原因。橋台降挖的模擬成果透過比對地錨荷重計的軸力增量，來校正數值流程。在軸力增量的比對成果相符的情況下，數值模型可說是相當趨近於當時順向坡之坡體狀態，也說明滑動層在降挖工程中，其岩層強度係有受到降挖擾動與層面出露的影響而有大幅度下降的狀況。在進行增設預力地錨與橋台預鑄場回填後，由坡體的塑性區分布，可看出坡體暫趨於穩定。

表 6-1 單壓強度整理表(GSI 輸入使用)

岩性	平均單壓強度 σ_c (MPa)	標準差 σ_c (MPa)	平均乾單位重 γ_t (t/m ³)	標準差 γ_t (t/m ³)
上覆砂岩層	17.34	5.836	2.16	0.095
砂頁岩層 (滑動層)	7.37	-	2.55	-
頁岩層	8.34	6.357	2.44	0.115

表 6-2 初始狀態參數

	岩性	上覆砂岩層	砂頁岩層 (滑動層)	頁岩層
輸入參數	σ_{ci} (MPa)	17.34	7.37	8.34
	模數比(MR)	300	300	300
	GSI	50	40	25
	m_i	17	11.5	6
	D	0	0	0
	γ_t (t/m ³)	2160	2550	2440
	坡高(m)	10	17	40
輸出參數	c(kPa)	158	108	103
	ϕ (degree)	58.74	42.69	27.15
	σ_t (MPa)	0.024	0.007	0.005
	E_m (MPa)	1597.98	353	149.76
參數來源 (圖 3-17)	poission ratio(ν)	0.35	0.38	0.40

表 6-3 初始狀態地錨設定參數

	自由段	錨碇段
E(Pa)	2×10^{11}	2×10^{11}
Spacing(m)	2.6	2.6
A(m ²)	1.4×10^{-4}	1.4×10^{-4}
Yield(Nt)	1.33×10^6	1.33×10^6
K _{bond} (Nt/m ²)	-	6×10^9
S _{bond} (Nt)	-	9.78×10^5
Tension指令(Nt)	<u>45277</u>	-

表 6-4 大埔順向坡上預力地錨設計尺寸

	位置	設計拉力 (T)	岩錨俯角	水平間距 (m)	自由段長 (m)	錨碇段長 (m)
第一階	第一排	60	20°	2.6	24	10
	第二排	60	20°	2.6	22	10
	第三排	60	20°	2.6	20	10
	第四排	60	20°	2.6	18	10
	第五排	60	20°	2.6	14	10
第二階	第一排	60	20°	2.6	14	10
	第二排	60	20°	2.6	12	10
	第三排	60	20°	2.6	10	10
	第四排	60	20°	2.6	8	10
	第五排	60	20°	2.6	4	10

表 6-5 降挖階段參數調整(滑動層)

		初始狀態	第一階降挖	第二階降挖
擾動區 1	調整因子	GSI=40 D=0	GSI=15 D=0.7	GSI=15 D=0.7
	E_m (Mpa)	353	53.4139	53.4139
	c (kpa)	108	26.668	26.668
	ϕ (degree)	42.69	19.4868	19.4868
	σ_t (Mpa)	0.008	0.000306	0.000306
擾動區 2	調整因子	GSI=40 D=0	GSI=15 D=0	GSI=15 D=0.6
	E_m (MPa)	353	80.5886	55.5571
	c (kpa)	108	54.063	31.0
	ϕ (degree)	42.69	33.4139	22.003
	σ_t (MPa)	0.008	0.001056	0.000366

表 6-6 軸力增量比較

單位 (tons)	第一階降挖		第二階降挖	
	監測資料	FLAC	監測資料	FLAC
LC4	$\Delta 15.1$	$\Delta 17.51$	$\Delta 2.8$	$\Delta 4.60$
LC3	$\Delta 4.3$	$\Delta 1.95$	$\Delta 6.1$	$\Delta 5.25$
LC2	$\Delta 1.9$	$\Delta 0.6$	$\Delta 7.6$	$\Delta 1.77$
LC1	$\Delta 1.4$	$\Delta 0.51$	$\Delta 4.7$	$\Delta 0.65$

表 6-7 回填參數表

岩性	上覆砂岩層	砂頁岩層 (滑動層)	頁岩層
調整因子	GSI(50→5)	GSI(40→5)	GSI(25→5)
E_m (Mpa)	138.856	59.0179	66.7855
c (kpa)	30.618	31.214	40.379
φ (degree)	39.8297	26.8722	17.8069
σ_t (Mpa)	0.00079	0.0005	0.00108



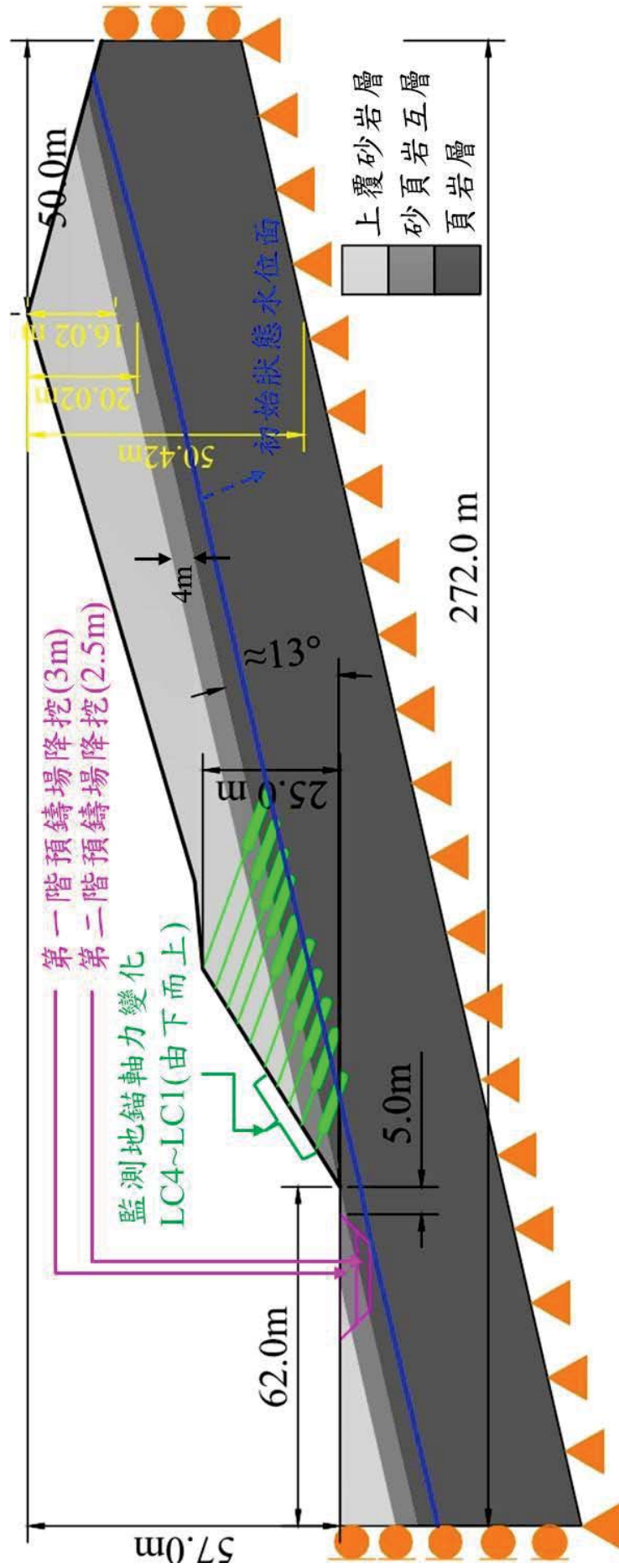


圖 6-1 FLAC 分析模型幾何尺寸與邊界條件設定示意圖

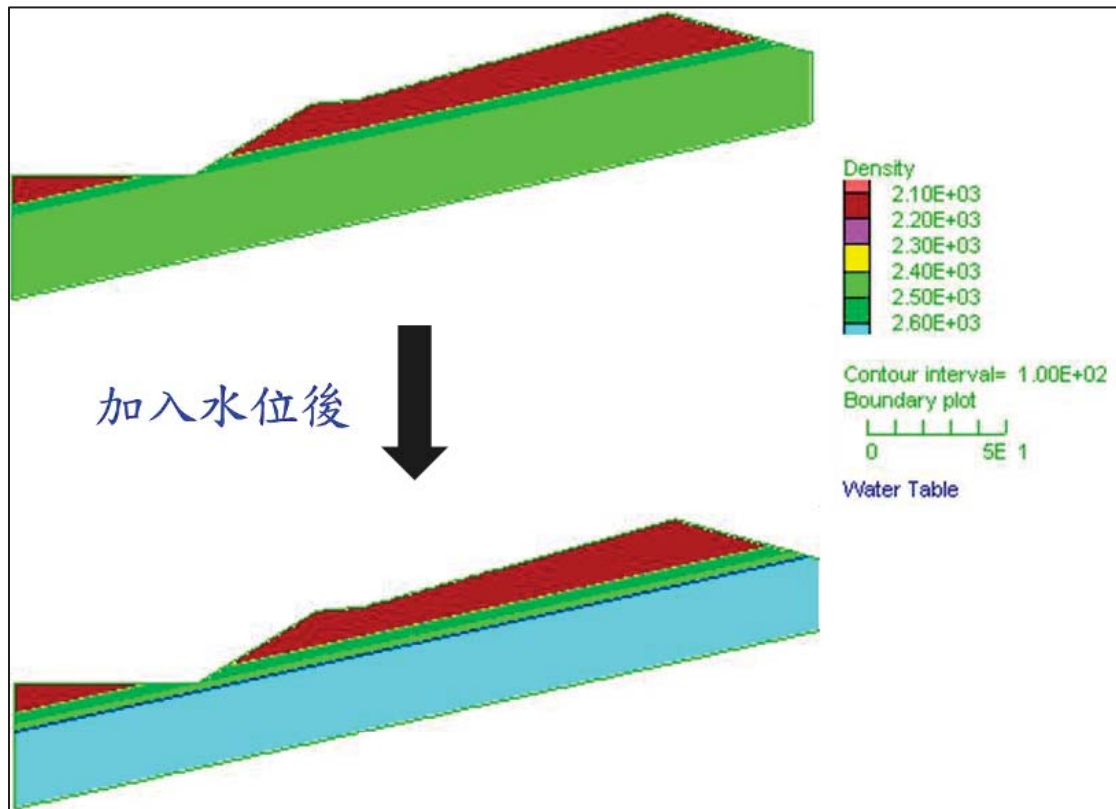


圖 6-2 地下水位上升引致坡體密度變化配置圖

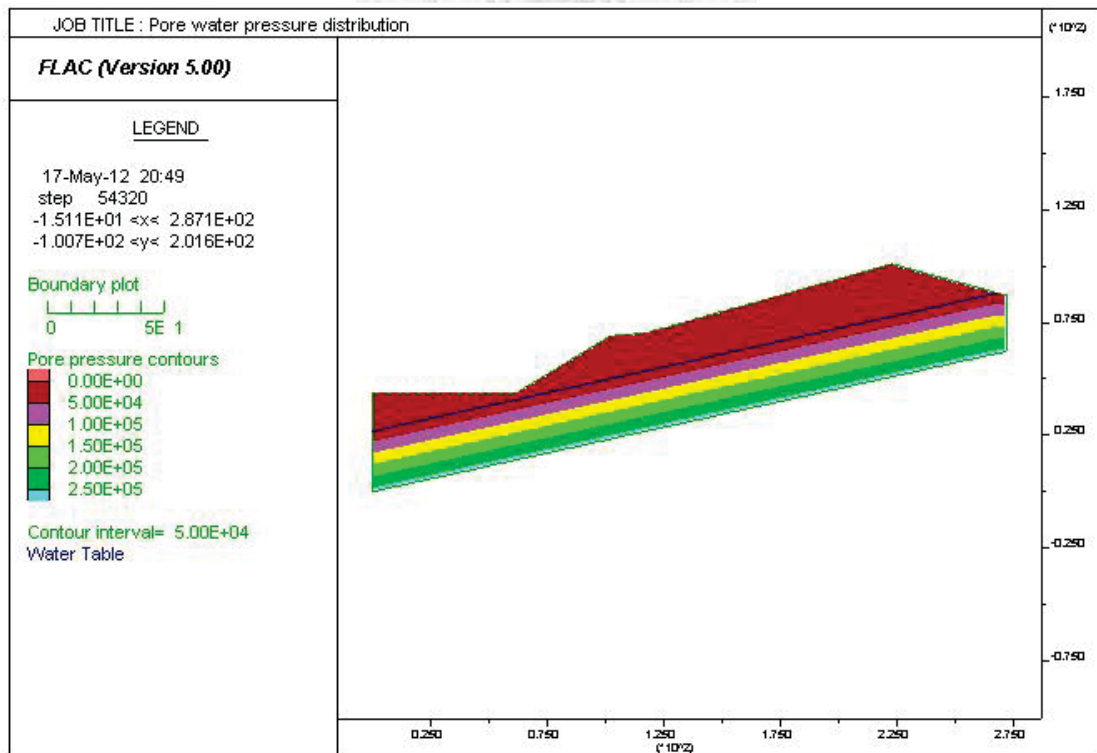
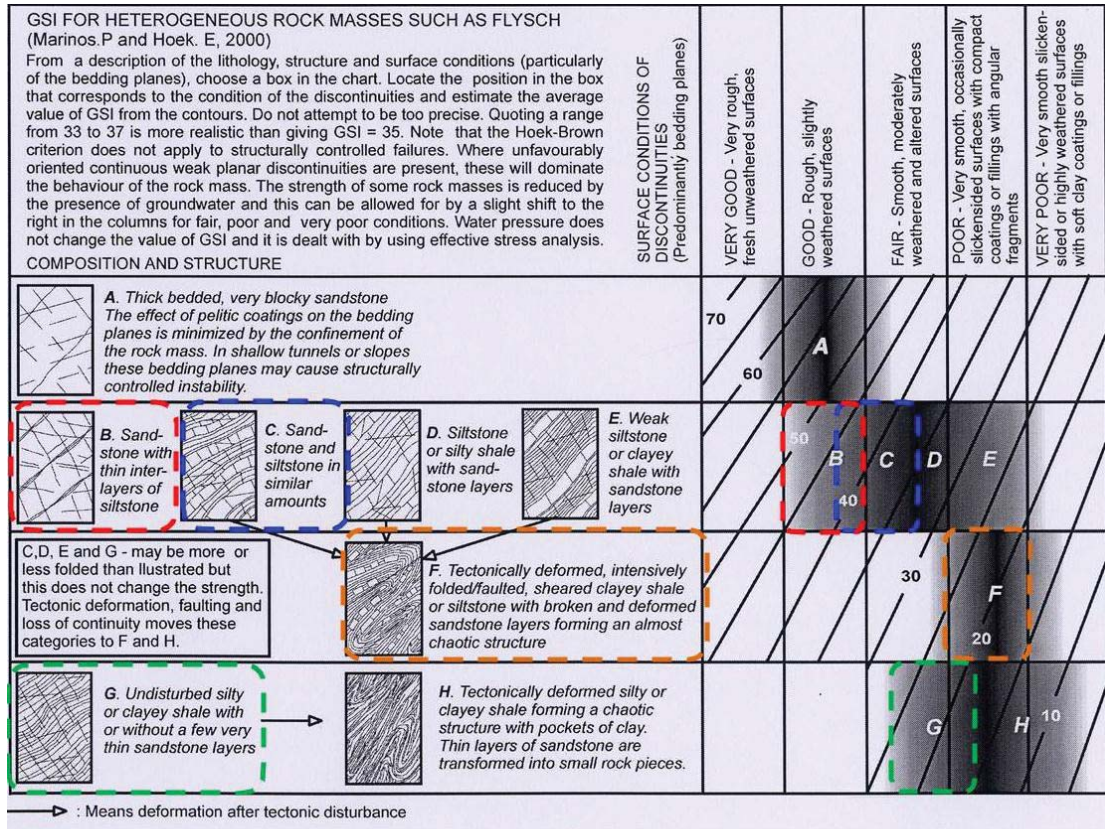


圖 6-3 初始狀態之孔隙水壓分佈圖



上覆砂岩層 砂頁岩互層 頁岩層 開挖後GSI調整

圖 6-4 初始階段與降挖階段之 GSI 選取範圍

試驗編號	孔號	深度 (m)	正向應力 (kg/cm ²)	尖峰強度		殘餘強度		岩性	剪力面
				C _p (kg/cm ²)	φ _p (degree)	C _r (kg/cm ²)	φ _r (degree)		
RDS(D)-1	B-1	3.00-4.00	2.0/ 5.0/ 8.0	2.5	28.0	0.0	25.0	頁岩	完整岩心
RDS(D)-2	B-2	4.00-5.00	2.0/4.0/5.0/7.0	2.6	30.0	0.0	28.0	頁岩	完整岩心
RDS(D)-3	B-4	2.60-3.60	2.0/5.0/7.0/8.0	1.5	26.7	0.0	22.0	頁岩	完整岩心
RDS(D)-4	B-6	16.60-17.00	2.0/5.0/7.0	0.28	22.5	0.0	19.8	砂頁岩互層	層面
RDS(D)-5	B-7	18.00-19.00	2.0/4.0/5.0/6.0	3.2	28.5	0.0	22.7	頁岩	完整岩心
RDS(D)-6	B-8	16.00-17.00	2.0/4.0/5.0/7.0	0.7	36.5	0.0	29.0	砂頁岩互層	完整岩心
RDS(W)-1	B-1	0.00-1.00	2.0/4.0/5.0/7.0	2.1	29.0	0.0	17.2	頁岩	完整岩心
RDS(W)-2	B-2	3.40-3.80	2.0/3.0/5.0/7.0	0.5	46.0	0.0	22.0	頁岩	完整岩心
RDS(W)-3	B-3	16.00-17.00	2.0/5.0/7.0	0.9	27.7	0.0	23.2	砂頁岩互層	層面
RDS(W)-4	B-5	16.00-17.00	2.0/3.0/5.0/7.0	1.1	26.2	0.0	14.1	頁岩	完整岩心
RDS(W)-5	B-9	38.00-39.00	2.0/3.0/5.0/7.0	0.5	34.6	0.0	21.0	砂頁岩互層	完整岩心
RDS(W)-6	B-10	10.25-11.00	2.0/4.0/5.0/7.0	1.4	37.0	0.0	24.6	砂頁岩互層	完整岩心
RDS(W)-7	B-6	22.40-22.50	1.0/2.0/4.0	-	-	0.0	21.5	頁岩	基本摩擦角
RDS(W)-8	B-6	17.30-17.40	2.0	-	-	0.0	20.0	砂頁岩互層	層面

圖 6-5 岩石直接剪力試驗結果(大地工程學會, 2011)

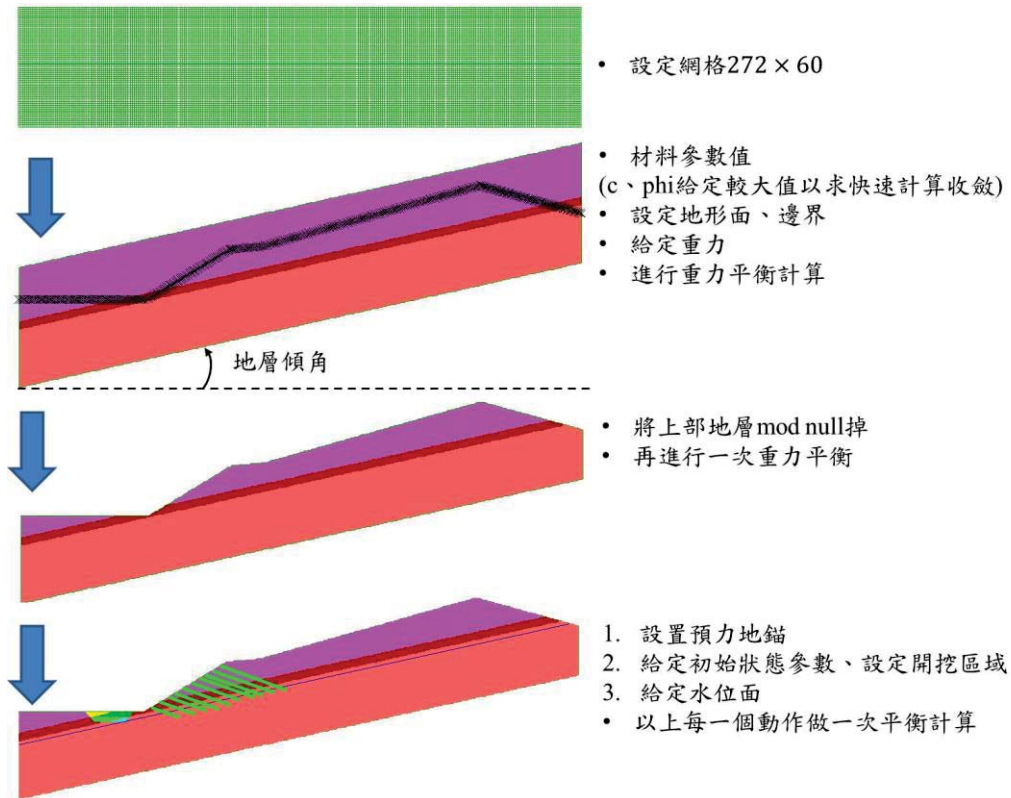


圖 6-6 初始邊坡狀態設置流程

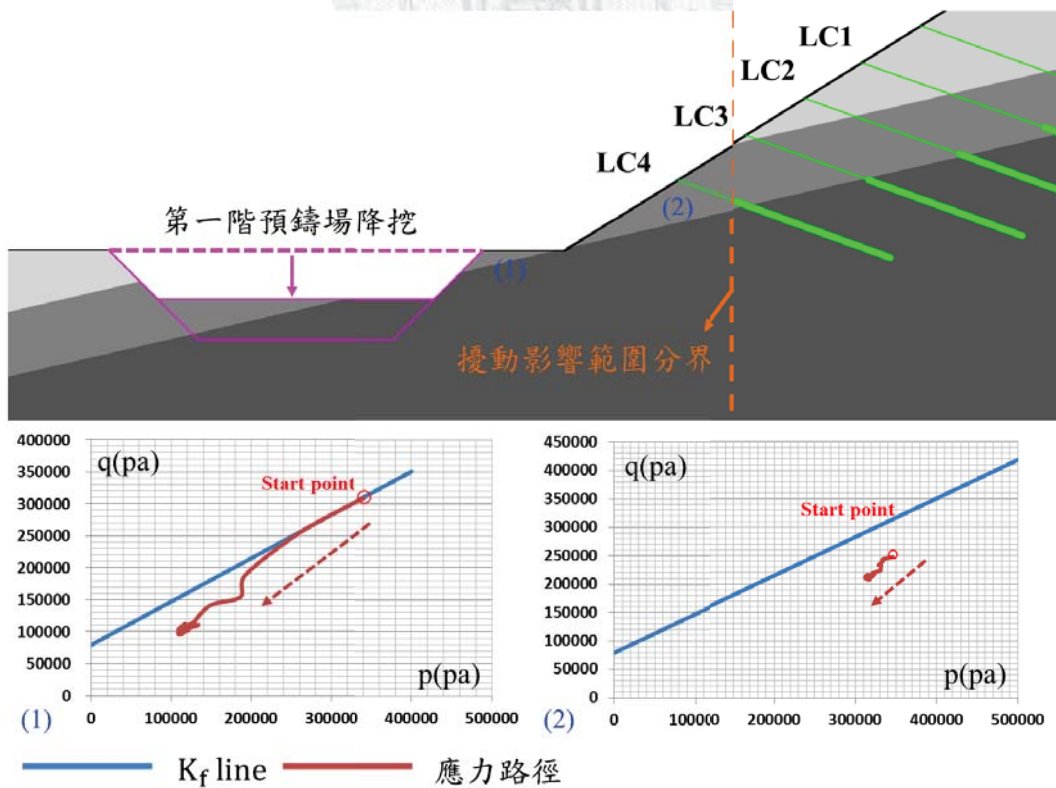


圖 6-7 開挖影響區域找尋示意圖

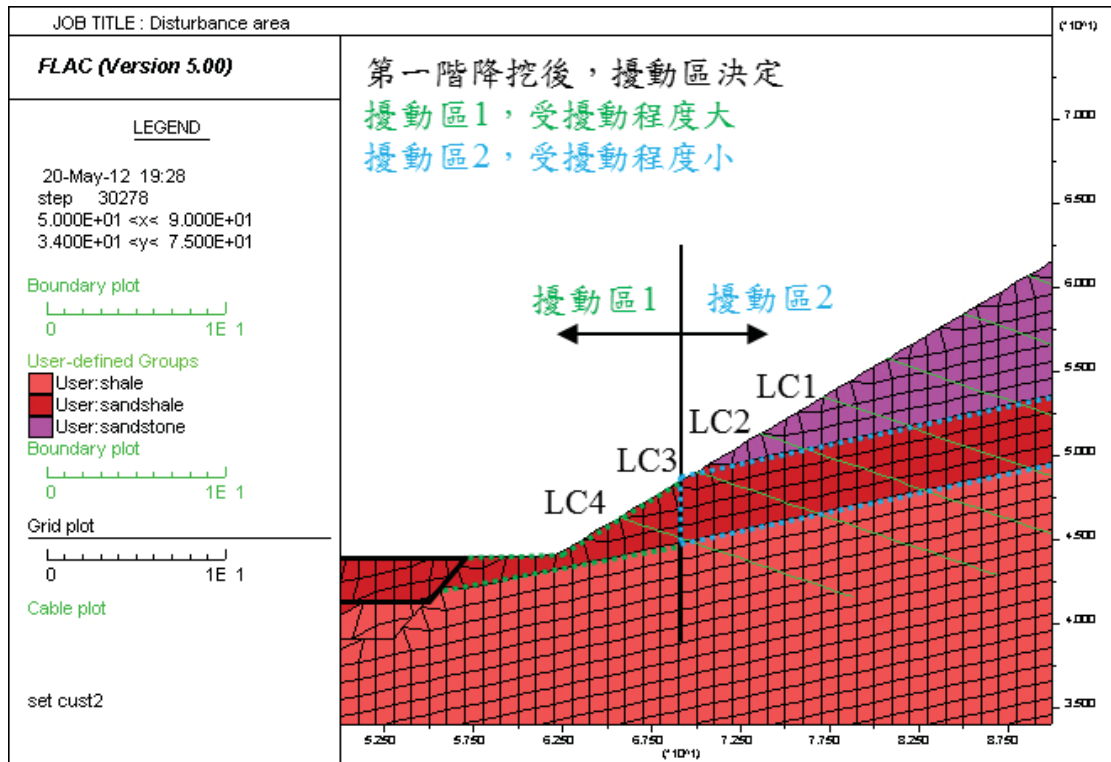


圖 6-8 橋台降挖擾動區域決定

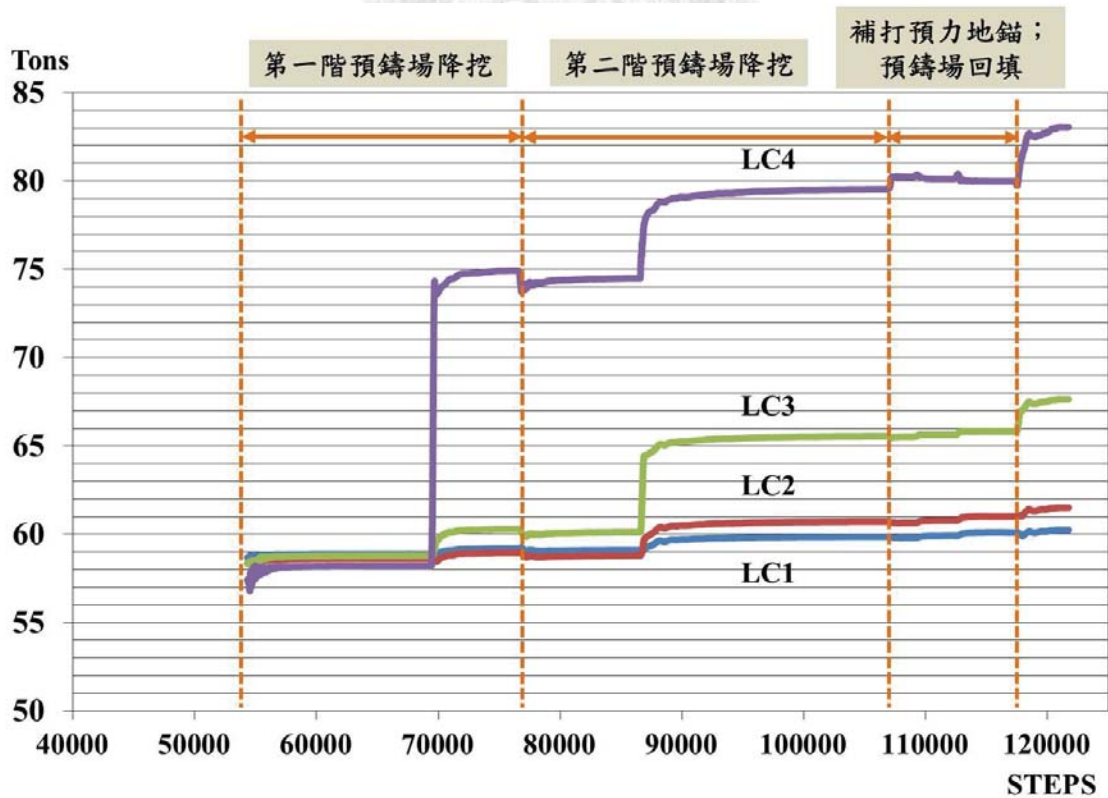


圖 6-9 降挖階段地錨軸力變化

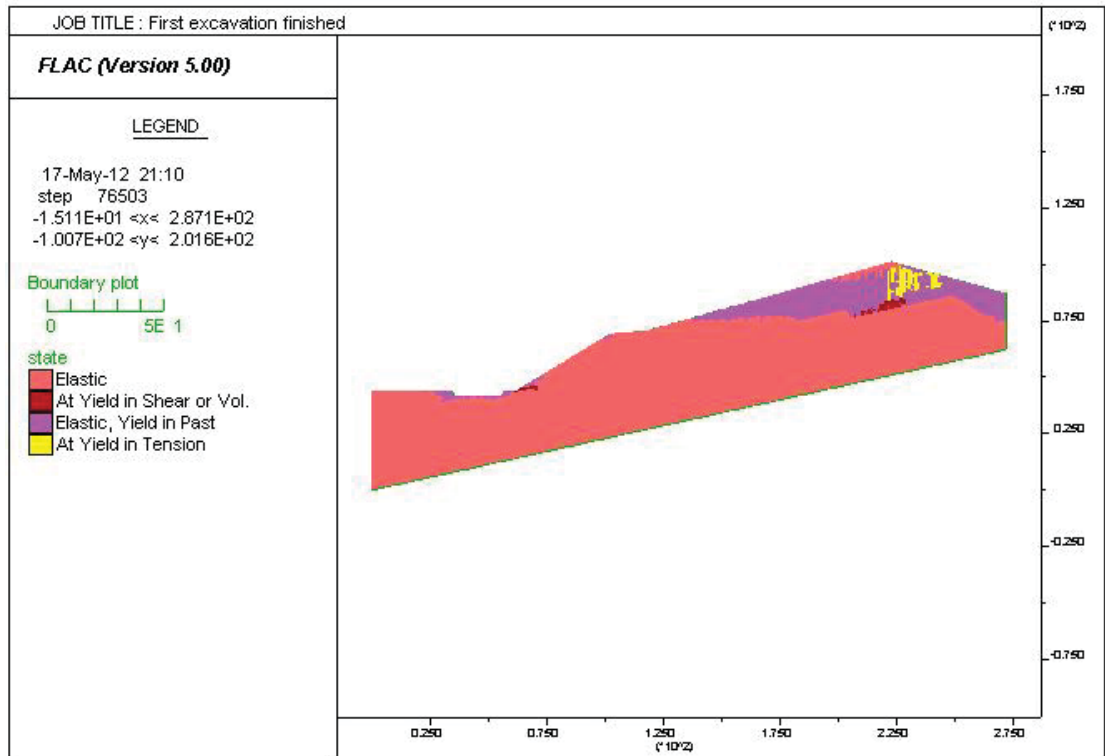


圖 6- 10 第一階降挖完成之塑性區(張力破壞區位於過稜線後表層坡體)

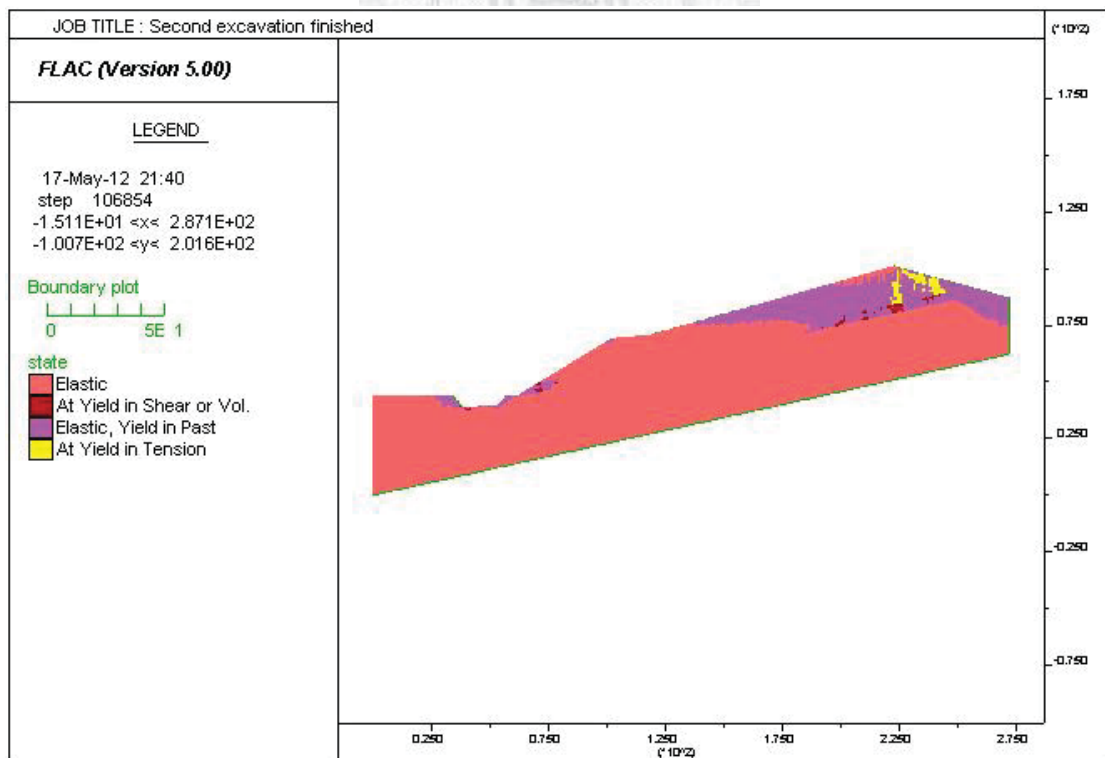


圖 6- 11 第二階降挖完成之塑性區(張力破壞區位於過稜線後表層坡體)

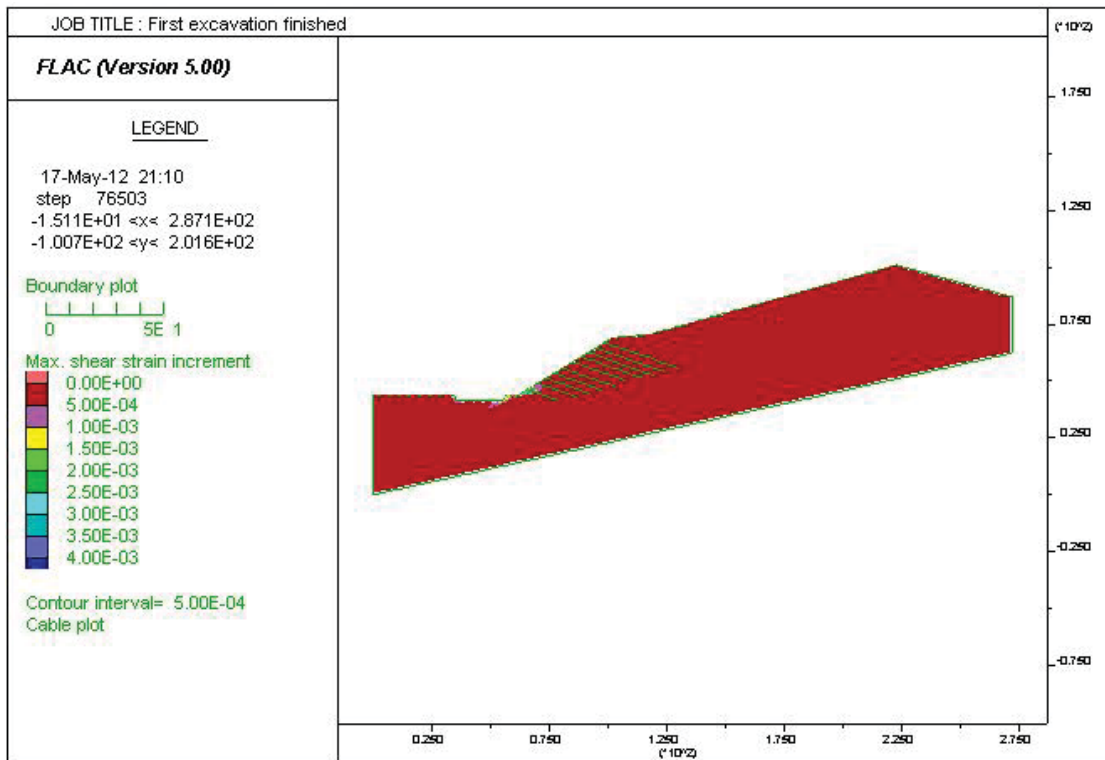


圖 6-12 第一階降挖完成之剪應變(滑動面先由坡趾處開始發展)

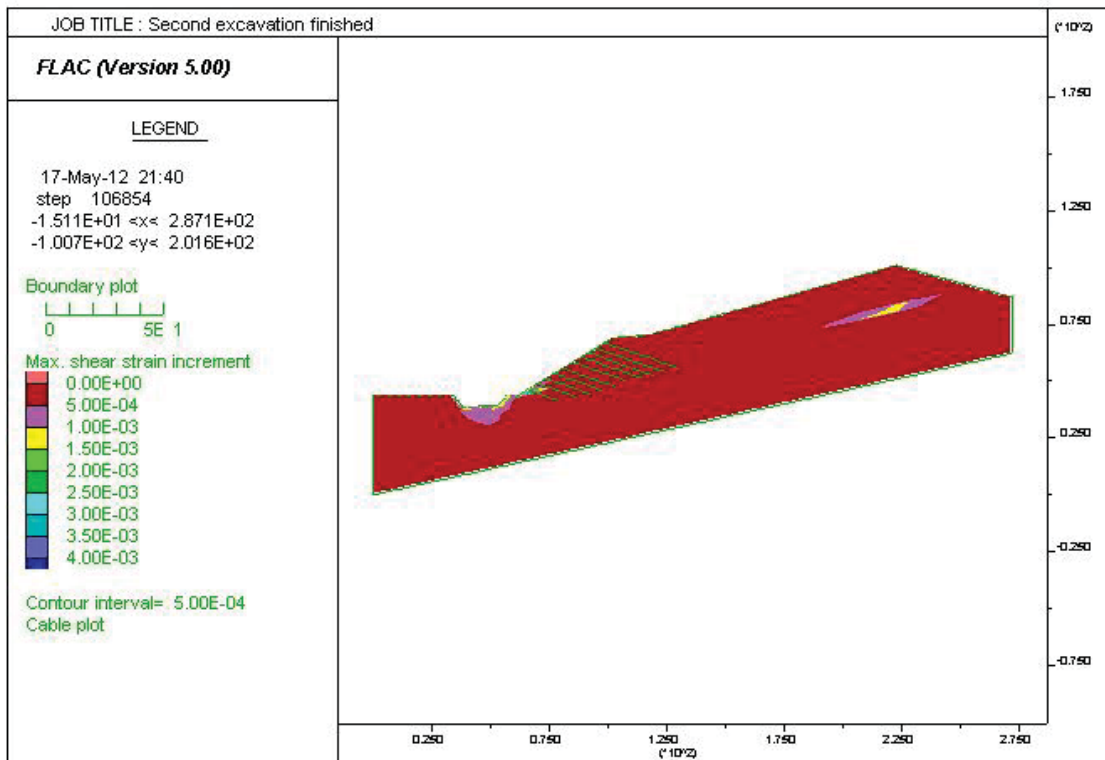


圖 6-13 第二階降挖完成之剪應變(滑動面開始從上邊坡處發展)

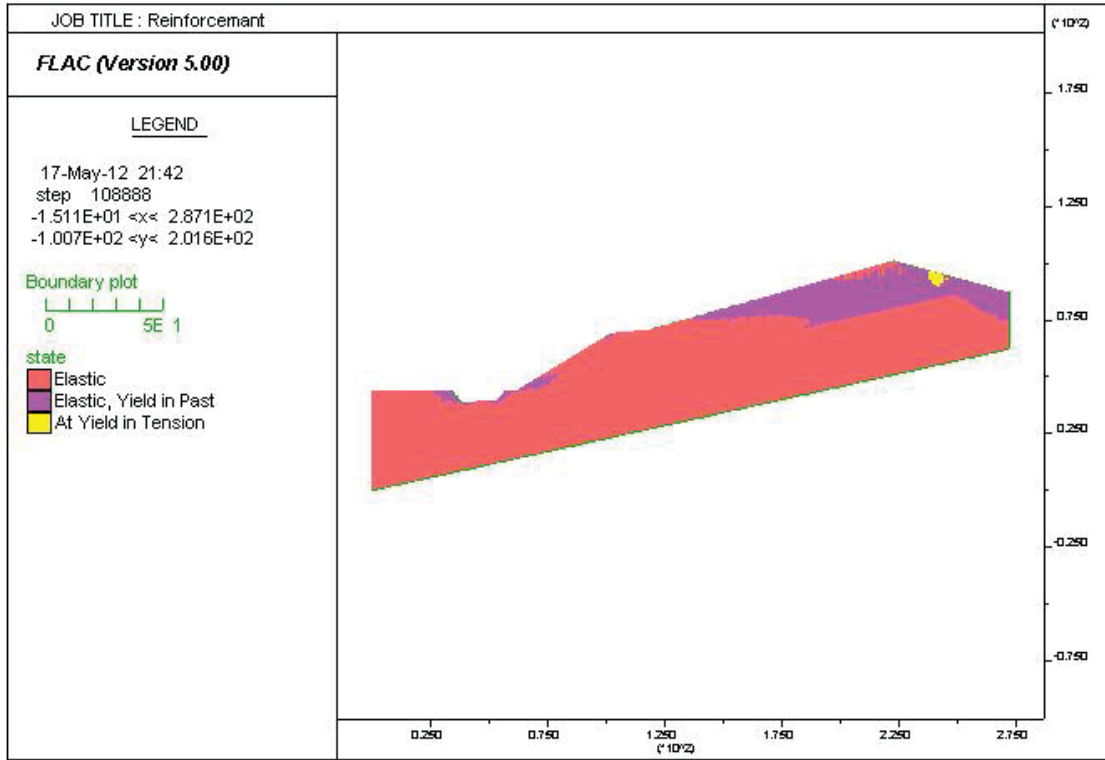


圖 6- 14 增設預力地錨後之塑性區分布

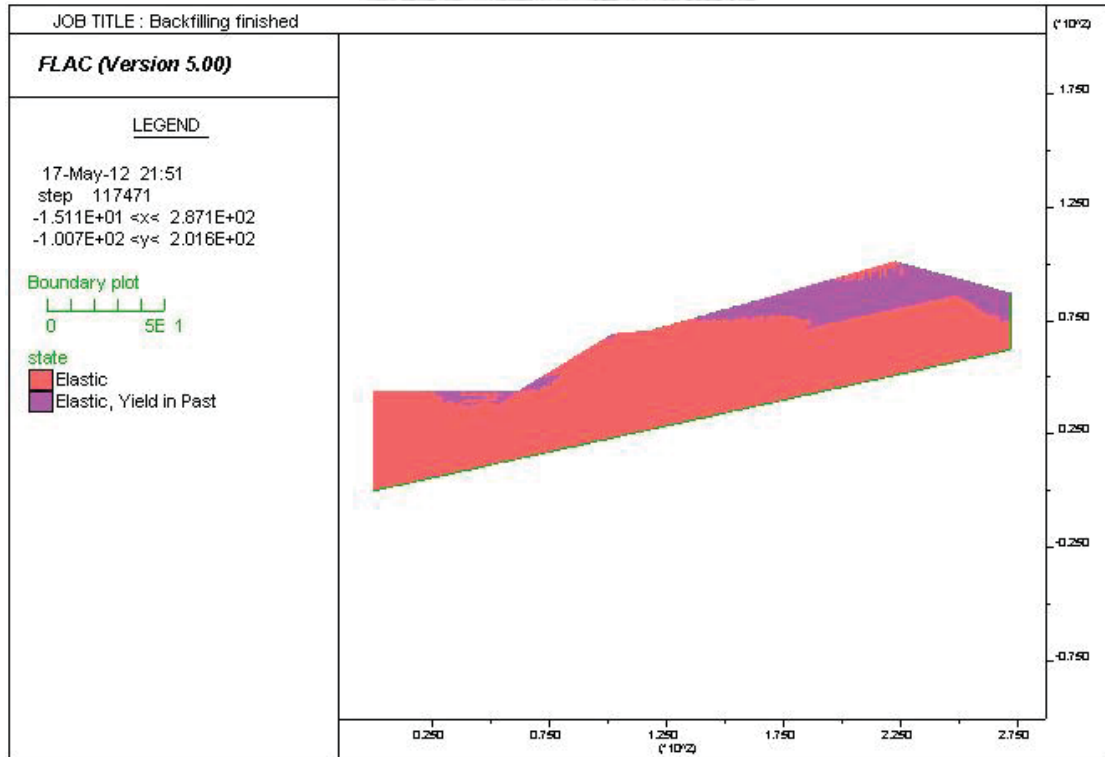


圖 6- 15 回填完成之塑性區分布

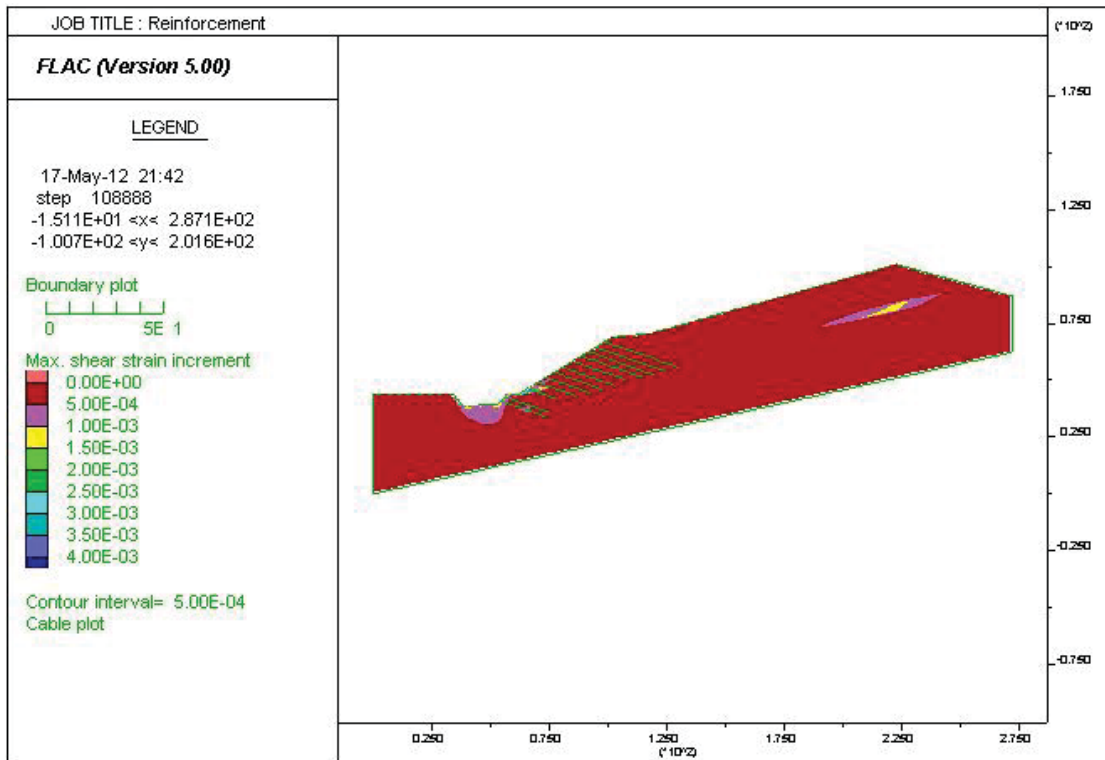


圖 6- 16 增設預力地錨後之剪應變

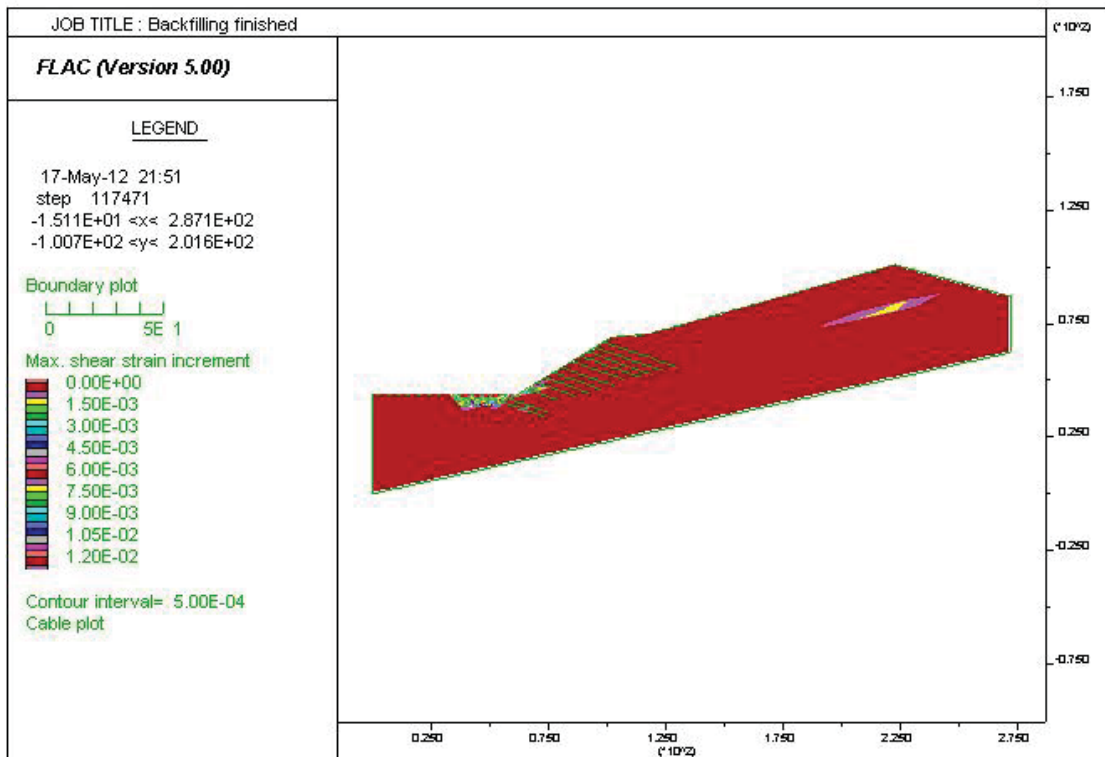


圖 6- 17 回填完成之剪應變

第七章 坡體變形數值分析-參數敏感度分析

前一章，從數值模擬結果確實說明了，國道三號順向坡在橋台降挖期間受到強烈的工程擾動，尤其是滑動層的岩體強度更有大幅度下降的情形。在這種狀況下，當時(1998)坡體狀態極可能趨於臨界穩定狀態。雖說經過增設預力地錨與降挖區域回填後，坡體暫時趨於穩定。於 2010 年該順向坡卻突然發生大規模崩坍，經由學會調查，整體性岩體強度弱化與地錨效能衰減乃是主要因素。前一章中，經過校正後的 FLAC 降挖回填模型，將繼續討論上述兩個因素對於坡體狀態的影響。並於最後討論降挖擾動、岩體強度弱化與地錨效能衰減在這次順向坡破壞歷程所佔的影響程度大小。

7.1 坡體長期階段分析與成果

在第五章的分析結果中，說明受到降挖影響之坡體，在滑動層強度已降至殘餘強度的情形下，上覆砂岩層的強度也會影響坡體的穩定性分析。於第六章橋台降挖的分析中，則說明了滑動層強度受降挖擾動確實有大幅度下降，然其強度相對於試驗結果中的殘餘強度值仍是略高。故岩體強度弱化將同時考慮上覆砂岩受風化影響引致的強度下降與滑動層因地下水蓄積導致岩體強度受浸水軟化而持續下降。風化會影響到岩材性質，上覆砂岩調整因子包含單壓強度、 m_i 和 GSI。浸水軟化以調整滑動層的 GSI 值為主，GSI 調整示意如圖 7- 1。調整過的 GSI 值輸入 Roclab 所得到的材料強度參數，會以學會報告中直接剪力試驗結果的殘餘強度值(圖 6- 5)作為強度調整之下限值。

地錨鋼鍵因鏽蝕造成斷面積減小，進而造成預力損失和降低地錨抗拉能力。相對於周圍地層來說，地錨所提供之圍束能力漸漸衰減。在初始邊坡模型建置流程中，預力地錨的設定係利用第三章中「小地錨組合成大地錨」的概念進行設置，當一排小地錨被拿掉相當於失去部分圍束力，以此步驟來呈現地錨效能衰減對於順向坡坡體的影響。

此階段流程，會先將地下水位作一抬升(圖 7- 2)，作為在降挖工程後，地表水或地下水沿著坡面處張裂縫，蓄積於滑動層的情況。數值流程分成四個階段(I、II、III、IV)，每一個階段包含：拿掉一排地錨→計算收斂→調整岩體強度→計算收斂，交替進行地錨效能衰減與岩體強度下降。四個階段中，GSI 等因子調整(表 7- 1)與調整後之岩體強度參數(表 7- 2)如下表。分析中，先將位移歸零再進行上述流程，來觀察滑動面如何發展。

分析結果如圖 7- 3 和圖 7- 4。在地錨效能衰減與岩體強度下降交替作用下，四個階段中過稜線後的坡面處持續有張力破壞區的存在，說明該區的張裂縫從橋台降挖就開始持續不停的發展。

坡趾處所受到地錨效能衰減與岩體強度下降的影響是最大的，這點可以從降伏區發展情形與坡腳處的剪應變量越來越大得知。前面兩階段的剪應變發展，說明滑動面的發展先由坡趾處沿滑動層向上發展。但同時從塑性區分布得知，上邊坡滑動層內的塑性區一直有往坡趾處發展的情形，只是剪應變量上沒有這麼顯著。第三階段的發展中，剪應變與塑性區分布都可以觀察到坡趾處與上邊坡內的滑動面發展有貫通的趨勢。第四階段的塑性區分布，過稜線後的坡面上有張力破壞區的存在，坡體中的剪力破壞區亦分布於上覆砂岩層和滑動層之間。剪應變分布，上邊坡滑動面發展是先由滑動層向上經砂岩層延伸至接近坡面，再向下沿滑動層發展，到最後幾乎與從坡趾處向上發展之滑動面相連。觀其滑動面整體與平面型破壞相似，也與這次事件的破壞面型態相符，證明此兩項因素於破壞歷程中佔有重要的位置。

7.2 各項因素對破壞歷程的相對影響程度

從前面章節，不論從 STABL 或是以 FLAC 進行分析都已說明降挖擾動、岩體強度弱化與地錨效能衰減在國道三號順向坡的破壞歷程中占有一定的分量。這三項因素對於破壞歷程的影響程度也是本研究中想要嘗試探討的。

7.2.1 坡趾降挖對坡體之影響

這邊進行「有」或「無」橋台降挖工程對於坡體之影響。降挖工程引致滑動層岩體強度大幅下降，因此不考量橋台降挖流程的 FLAC 模型，其滑動層強度不受擾動因子(D)之影響。在長期坡體穩定狀態的流程中，同樣進行地下水位抬升與四個階段的岩體強度弱化與地錨效能衰減。沒有考慮降挖影響的數值分析中，其 GSI 等因子調整與調整後的岩體強度參數如表 7- 3 和表 7- 4 所示。為求比較「有」或「無」降挖流程對於剪應變之發展，在初始邊坡設置完後將位移歸零。

沒有考慮降挖影響的坡體狀態就相當於初始邊坡狀態，有考慮降挖影響的坡體狀態就相當於橋台降挖分析中，完成兩階回填後的坡體狀態。故兩邊一開始的塑性區分布(圖 7- 5)就能明顯看出，坡趾處與上邊坡塑性區分布較少。一開始的地下水位抬升和兩個階段的地錨效能折減與岩體強度弱化，沒有降挖的坡體相對於有降挖的坡體，其塑性區發展較無顯著變化。在第三階段，有降挖的坡體其塑性區分布有貫通的趨勢；沒有降挖的坡體，因為岩體強度弱化而在下邊坡面開始有較明顯的塑性區發展出來，剪力破壞區分布於上覆砂岩層與滑動層。第四階段，比較整體的塑性區發展與分布，兩邊的張力破壞區均位於過稜線後的表層坡體，剪力破壞區均分布於上覆砂岩層與滑動層，然上邊坡處與坡趾之間的塑性區發展分布有很大的不同。可以從剪應變在最後階段的分布了解到，無降挖擾動坡體之滑動面雖有發展出平面型破壞的趨勢，但上邊坡處之滑動面僅發展到上覆砂岩層與滑動層界面附近，且坡趾與上邊坡處滑動面發展貫通趨勢不顯著(圖 7- 6)；有降挖的坡體滑動面發展較為完整，也較與事件滑動面相符(圖 7- 7)。

由上述討論，說明了降挖對於事件滑動面發展之影響。若無降挖工程導致滑動層的層面出露，致使其強度大幅下降。考量地錨效能衰減與岩體強度弱化較嚴重的情況下，坡體還是相對穩定的。

7.2.2 以坡趾降挖為前提下，岩體強度與地錨效能之影響

前一小節以數值方式呈現，降挖擾動對於坡體中的滑動面發展有顯著的影響。對於國道三號這個已被降挖擾動的坡體而言，回填後暫且趨於穩定的這段時間，地錨效能衰減與岩體強度弱化對於坡體中滑動面發展的影響程度輕重，也是本研究想嘗試討論的重點之一。因此將地錨效能衰減與岩體強度弱化兩項因素各別討論，同樣分四個階段來進行。統一在初始邊坡設置完後將位移歸零。

從塑性區的發展，地錨效能的衰減對下邊坡坡趾處影響是較大的；從剪應變之發展，坡趾處應變量持續有增大趨勢，坡趾處滑動面持續沿滑動層向上發展。但在橋台降挖模擬中，上邊坡內部發展出的滑動面並沒有繼續發展的行為。

(圖 7-8-a、圖 7-9-a)

在岩體強度弱化的分析過程中，過稜線後的坡面都持續有張力破壞區的存在，且大部分都位於上覆砂岩層。說明國道三號順向坡的上覆砂岩層，在這幾十年的風化影響下，其節理分布與張裂縫發展更加發達；剪力破壞區一開始分佈於滑動層中，亦可說明其強度受到雨水或是地下水之影響。後兩個階段剪力破壞區分布在滑動層與上覆砂岩層，整體塑性區的發展逐漸有貫通的趨勢；剪應變之發展，最明顯的就是上邊坡處的剪應變開始由滑動層往上覆砂岩層中發展，並持續向坡趾處發展延伸。(圖 7-8-b、圖 7-9-b)

從上述討論，在滑動層強度受降挖擾動導致強度大幅度下降的情況下，整體性的岩體強度弱化在滑動面發展的過程中，使其發展趨於平面型破壞，比起地錨效能衰減更具有影響力。

7.2.3 岩體強度對於順向坡整體穩定性之影響

從前一小節之結果，說明了岩體強度弱化對於回填後坡體穩定狀態與滑動面發展中扮演關鍵性的角色。於前一小節，在上覆砂岩層與滑動層強度已降至第四階段的岩體強度後，再將砂岩層與滑動層強度分階降至殘餘強度($c_r = 0 \text{ kpa}$; $\phi_r = 14^\circ$)。在岩體已為殘餘強度的情況底下，將 FLAC 最後的計算成果視為破壞發生。將塑性區(圖 7-10)與剪應變(圖 7-11)兩者做比對，可以發現剪力破壞區的分布與剪應變量分布情形一致。在剪應變圖中，與事件破壞面相似之滑動面有發展出來，從過稜線後之表面坡體經砂岩層到滑動層最後連接到坡趾。在破壞發生時，上邊坡有剪應變集中之情形。若地錨沒有發生鏽蝕，依然發揮其最大功能。地錨軸力所記錄到的最大值也低於初始設定的地錨降伏拉力(圖 7-12)。

上述結果說明對一個可能滑動的順向坡而言，僅在其下邊坡部分施作預力地錨等保護措施，對於提高順向坡整體的穩定性效果不大。若順向坡整體的岩體強度因風化等作用降至殘餘強度值，沒有相應護坡措施的上邊坡容易有破壞產生。

7.3 分析結果總結

從前面分析結果中的塑性區分布和剪應變發展，討論了「有」或「無」降挖工程對於坡體之影響。後面針對已經受到降挖擾動的坡體，考量地錨效能衰減與岩體強度弱化對於坡體維持穩定性，何者扮演關鍵性因子。為了討論各項因素對於破壞歷程中滑動面發展的相對影響程度，將坡體受到各項因素擾動前、後的坡體狀態整理如圖 7-14，並編號(a)~(f)。舉例來說：狀況(a)代表橋台降挖、岩體強度弱化與地錨效能折減這三項因素都有考慮，狀況(d)代表僅考慮岩體強度弱化與地錨效能折減兩項因素，其餘以此類推。並嘗試以塑性區分布與滑動面發展完成度進行討論。

滑動面發展的完成度示意如圖 7-13 所示。將初始邊坡的塑性區與狀況(a)的塑性區分布做比較。在狀況(a)下發展出來的塑性區用來當作滑動面發展，並將狀況(a)滑動面發展的完成度當作 1。狀況(b)~(f)滑動面完成度如表 7-5。

從(a)、(d)，滑動面發展程度與塑性區發展可以看出受到降挖工程擾動的坡體，其滑動面之發展較完整，故橋台降挖可說是最關鍵的因素，原因就在於滑動層強度因橋台降挖期間岩層面的出露而有大幅度的下降，致使坡體已沿滑動面有變形的趨勢，才導致回填後，滑動面因岩體強度弱化與地錨效能衰減而逐漸發展起來。再來從(b)、(e)結果中，受到降挖擾動過的坡體，在岩體強度弱化下其滑動面發展的也比較完整，且完成度也比較大；無降挖擾動之坡體，同樣在岩體強度弱化下其滑動面發展之完成度較小。更再一步說明工程降挖擾動是最關鍵的因素。最後從(b)、(c)，塑性區的發展說明岩體強度之弱化對於被擾動過的坡體，其後續穩定狀態與滑動面發展完成度都是關鍵性因素。從滑動面發展的完成度與前面 7.2.2 小節中之塑性區、剪應變分布，地錨效能衰減對於坡體內部滑動面的發展僅於順向坡坡腳處，對於整體穩定性影響不大。

綜合以上比較結果，說明這次大埔順向坡之破壞歷程中，橋台降挖工程是最重要的關鍵因子，接下來在回填後到破壞發生前這幾十年間，順向坡整體性的岩體強度弱化，是這幾十年中滑動面逐漸朝平面型破壞發展的重要因素；地錨效能衰減是關係到下邊坡坡趾處滑動面之發展，但對於整體滑動面的發展，其影響程度是較不顯著。

7.4 護坡措施探討

由前面參數敏感度數值分析之結果，說明在橋台降挖工程結束後，影響大埔順向坡穩定性與內部滑動面發展關鍵因素是整體順向坡的岩體強度。由 7.2.3 結果說明，當岩體強度降至殘餘強度引致坡體無法保持穩定時，上邊坡相對於有預力地錨保護之下邊坡，剪應變較為集中且剪應變量較大(圖 7-11)。此小節嘗試討論歷經橋台降挖工程後的順向坡，要設置何種護坡措施以保持其穩定性。

在順向坡的護坡措施中，最為常見的就是預力地錨的設置。大埔順向坡在坡壞發生前，作為護坡用的預力地錨乃設置在下邊坡坡腳處。第五章邊坡穩定分析中，橋台降挖結束後，因滑動層強度已降至殘餘強度，常時穩定分析之安全係數為 1.05(圖 5-15)係小於規範標準(常時穩定分析， $F.S. \geq 1.5$)。暴雨(圖 7-15)以及地震(圖 7-16)之邊坡穩定分析結果也均小於規範標準(暴雨穩定分析， $F.S. \geq 1.2$ ；地震穩定分析， $F.S. \geq 1.1$)。

護坡措施決定仍以預力地錨為主，並在上邊坡處分階增設預力地錨，五排預力地錨為一階。先進行 STABL 分析，目的是了解需要設置多少數量的地錨才能使安全係數分析結果符合規範要求，設置尺寸如表 7-6。

回填後暴雨時穩定性分析，安全係數為 0.96(圖 7-15)。上邊坡增設一階地錨，安全係數升至 1.11(圖 7-17)；增設兩階地錨，安全係數升至 1.29(圖 7-18)，符合規範要求。常時地下水位的地震時分析，安全係數為 0.63(圖 7-16)。上邊坡增設到四階地錨，安全係數才升至 1.00(圖 7-19)；增設五階地錨，安全係數升至 1.13(圖 7-20)，符合規範要求。

上邊坡處增設五階預力地錨，加上原坡腳處的兩階預力地錨。於此護坡設置下，常時穩定分析結果可達 2.18(圖 7-21)；同時考慮暴雨加上地震的極端狀況，其分析結果為 1.03(圖 7-22)，顯示坡體穩定性有極大之提升。

在 STABL 分析達到目的後，接著進行 FLAC 分析，了解預力地錨設置數量對於坡體內部滑動面發展與穩定性影響。模型設置如圖 7-23，在橋台降挖區域回填以及地下水位抬升後進行上邊坡預力地錨設置，每增設一階預力地錨後，計算收斂一次直到五階地錨設置完畢。同 7.3 節中狀況(b)，進行四個階段的岩體強度弱化，觀察塑性區與剪應變發展，並與之做比較。

在塑性區之發展(圖 7-24)，有增設預力地錨之模型在岩體強度下降過程裡，過稜線後坡面張力破壞區分布變得較不明顯，顯示上覆砂岩層的張裂縫發展受到抑制。相較於沒有增預力地錨之模型，剪力破壞區主要分布於滑動層。分布於滑動層與上覆砂岩層間的剪力破壞區明顯減少；剪應變之發展(圖 7-25)，上邊坡處的剪應變由滑動層往上覆砂岩層的發展趨勢變得不顯著。再由滑動面發展完成度比較(圖 7-26)，增設預力地錨的模型，滑動面發展的較不連貫，使邊坡呈現較穩定的狀態。



表 7-1 影響岩體強度因子(有降挖擾動)

	I	II	III	IV
調整因子	上覆砂岩層			
GSI	50→40	40→30	30→10	10→5
m_i	17→16	16→15	15→14	14→13
σ_{ci} (MPa)	17.34→ 13.34	13.34→9.34	9.34→3	3→3
調整因子	擾動區 1(D=0.7)、擾動區 2(D=0.6)			
GSI	15→10	10→9	9→8	8→7

表 7-2 長期穩定階段岩體強度參數(有降挖擾動)

岩體強度		I	II	III	IV
上 覆 砂 岩 層	E_m (MPa)	638.928	228.035	27.4535	24.0236
	c (kPa)	101.87	66.411	20.8995	15.3846
	ϕ (degree)	54.4235	48.4894	30.1932	26.9207
	σ_t (MPa)	0.009044	0.003178	0.000261	0.000179
擾 動 區 1	E_m (MPa)	50.6094	49.563	49.1003	48.6775
	c (kPa)	19.128	17.686	16.275	14.899
	ϕ (degree)	16.1272	15.4235	14.7101	13.9876
	σ_t (MPa)	0.000195	0.000178	0.000163	0.000149
擾 動 區 2	E_m (MPa)	51.4354	50.811	50.2406	48.7192
	c (kPa)	22.731	21.127	19.547	17.999
	ϕ (degree)	18.6262	17.9075	17.1743	16.4269
	σ_t (MPa)	0.000236	0.000216	0.000198	0.000181

表 7-3 影響岩體強度因子(無降挖擾動)

	I	II	III	IV
調整因子	上覆砂岩層			
GSI	50→40	40→40	30→10	10→5
m_i	17→16	16→15	15→14	14→13
σ_{ci} (MPa)	17.34→ 13.34	13.34→9.34	9.34→3	3→3
調整因子	滑動層(D=0)			
GSI	40→30	30→20	20→10	10→5

表 7-4 長期穩定階段岩體強度參數(無降挖擾動)

岩體強度		I	II	III	IV
上覆砂岩層	E_m (MPa)	638.928	228.035	27.4535	24.0236
	c(kPa)	101.87	66.411	20.8995	15.3846
	φ (degree)	54.4235	48.4894	30.1932	26.9207
	σ_t (Mpa)	0.009044	0.003178	0.000261	0.000179
滑動層	E_m (MPa)	179.938	100.98	67.44	59.0179
	c(kPa)	85.486	64.907	42.746	31.214
	φ (degree)	39.491	35.5446	30.3151	26.8722
	σ_t (MPa)	0.003271	0.001539	0.000724	0.000497

表 7-5 滑動面發展之完成度

	完成度
初始邊坡	0
橋台降挖階段	0.45
狀況(a)	1
狀況(b)	0.9
狀況(c)	0.5
狀況(d)	0.5
狀況(e)	0.4
狀況(f)	0.1

表 7-6 上邊坡預力地錨設置尺寸

階數	設計拉力 (T)	岩錨俯角	水平間距 (m)	自由段長 (m)	錨碇段長 (m)
第一階	60	20°	2.6	26	10
第二階	60	20°	2.6	26	10
第三階	60	20°	2.6	28	10
第四階	60	20°	2.6	30	10
第五階	60	20°	2.6	30	10



GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)
 From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.

STRUCTURE	SURFACE CONDITIONS	DECREASING SURFACE QUALITY
INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces	90
BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	80
VERY BLOCKY- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	70
BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity	POOR Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	60
DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces	VERY POOR Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings	50
LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes		40
		30
		20
		N/A
		N/A

砂岩層調整 → 滑動層調整 →

圖 7-1 GSI 調整示意圖

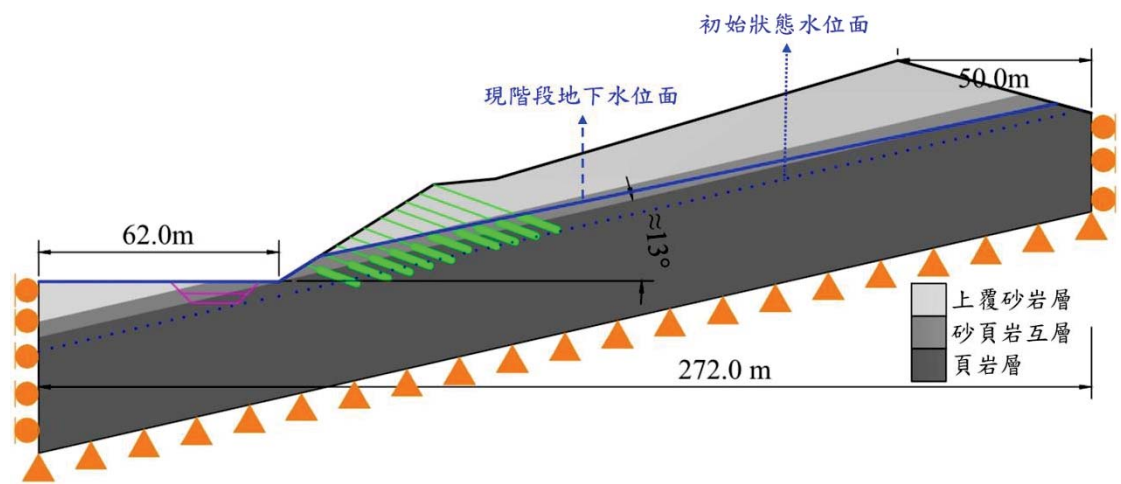


圖 7-2 水位變動示意圖

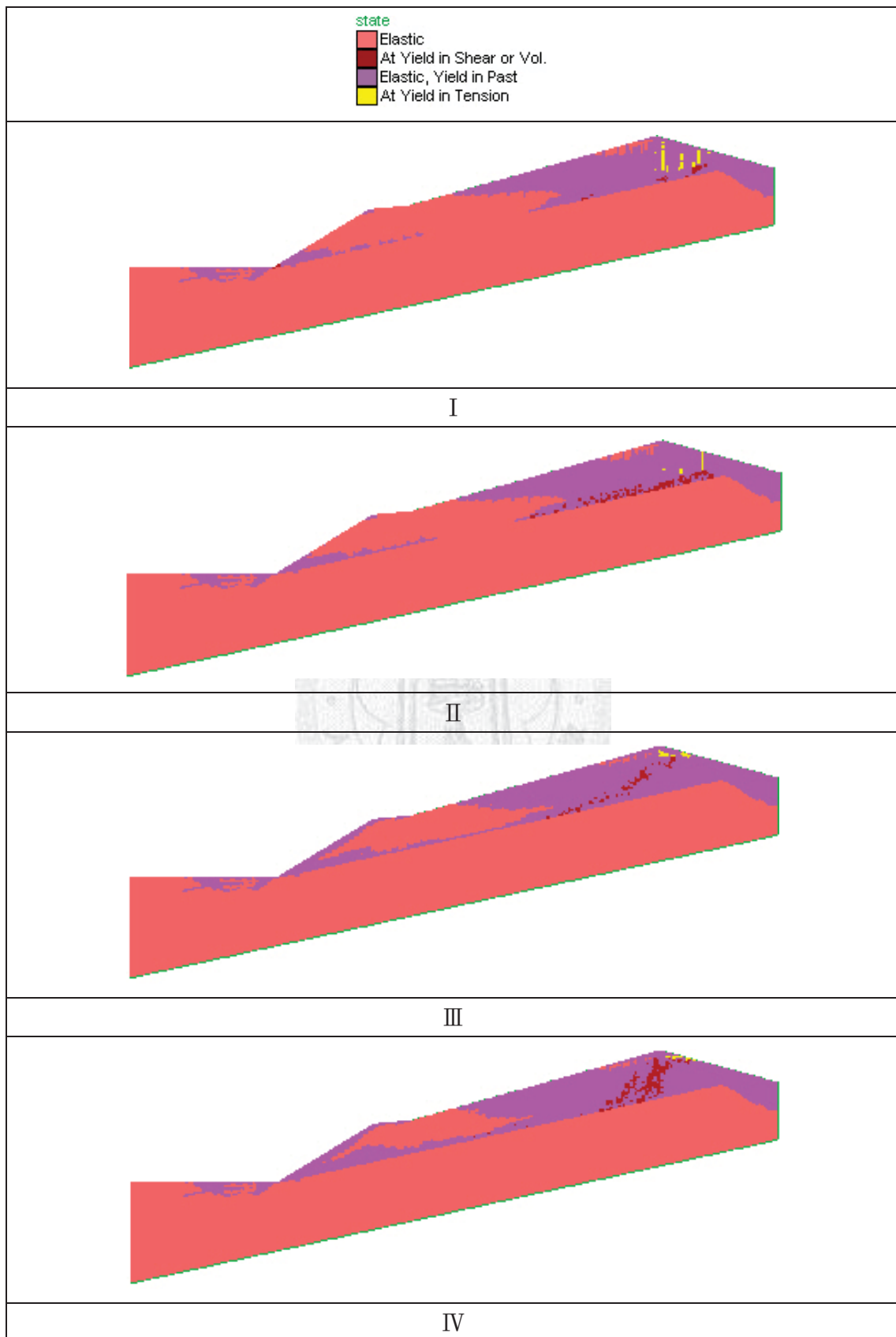


圖 7-3 塑性區分布發展(由上到下，階段 I → IV)

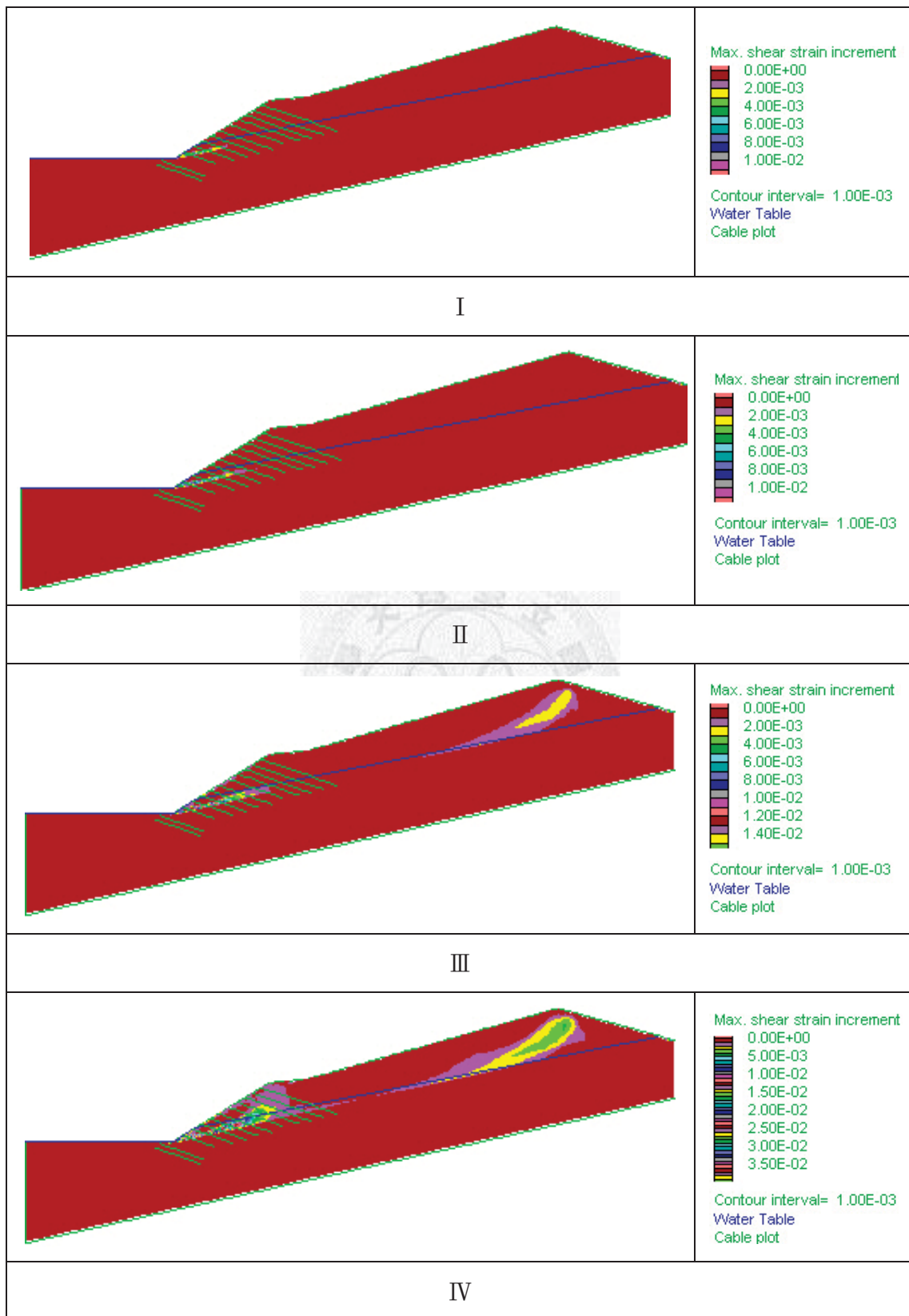


圖 7-4 剪應變發展(由上到下，階段 I → IV)

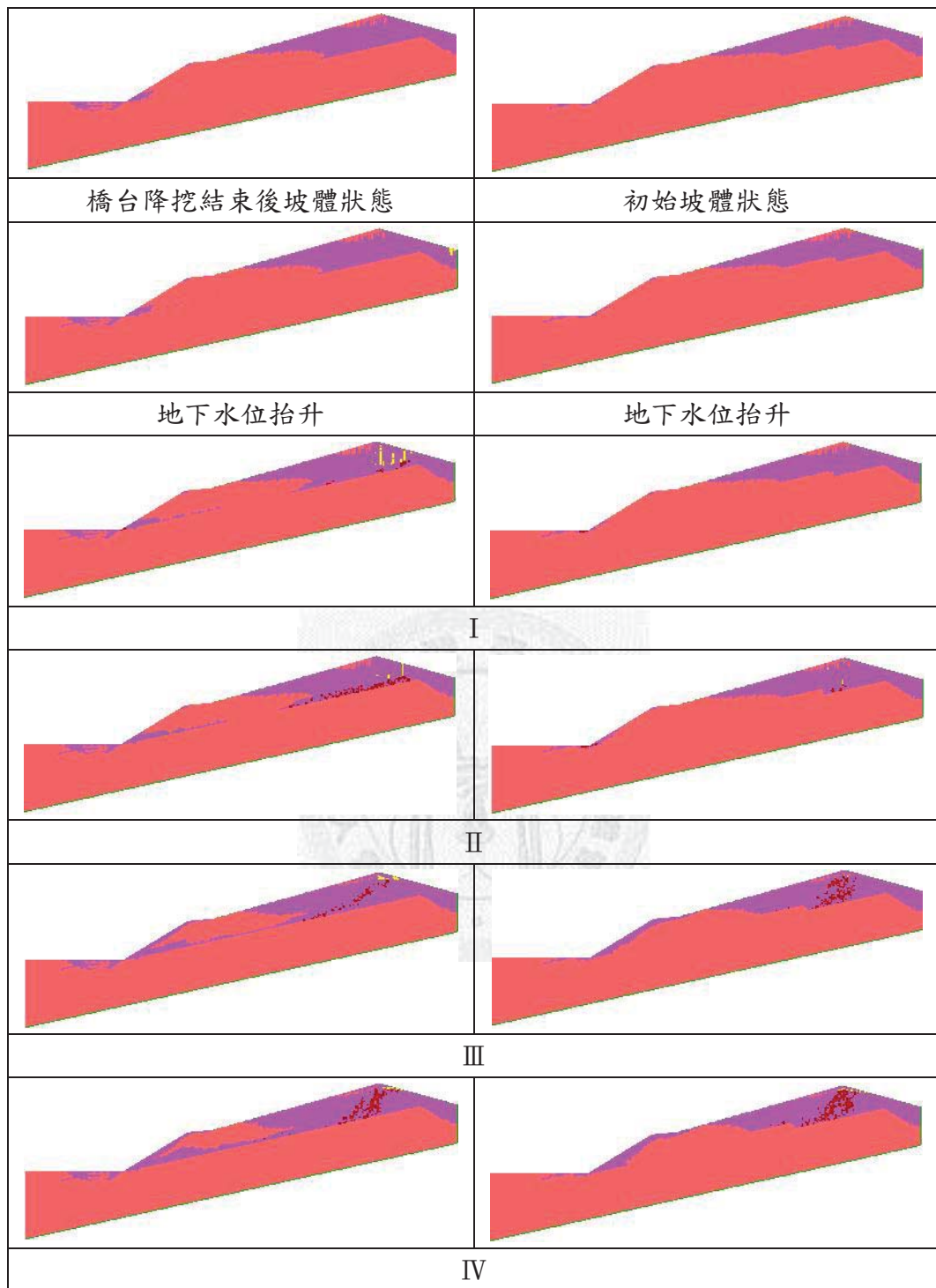


圖 7-5 「有」「無」降挖工程之坡體塑性區發展

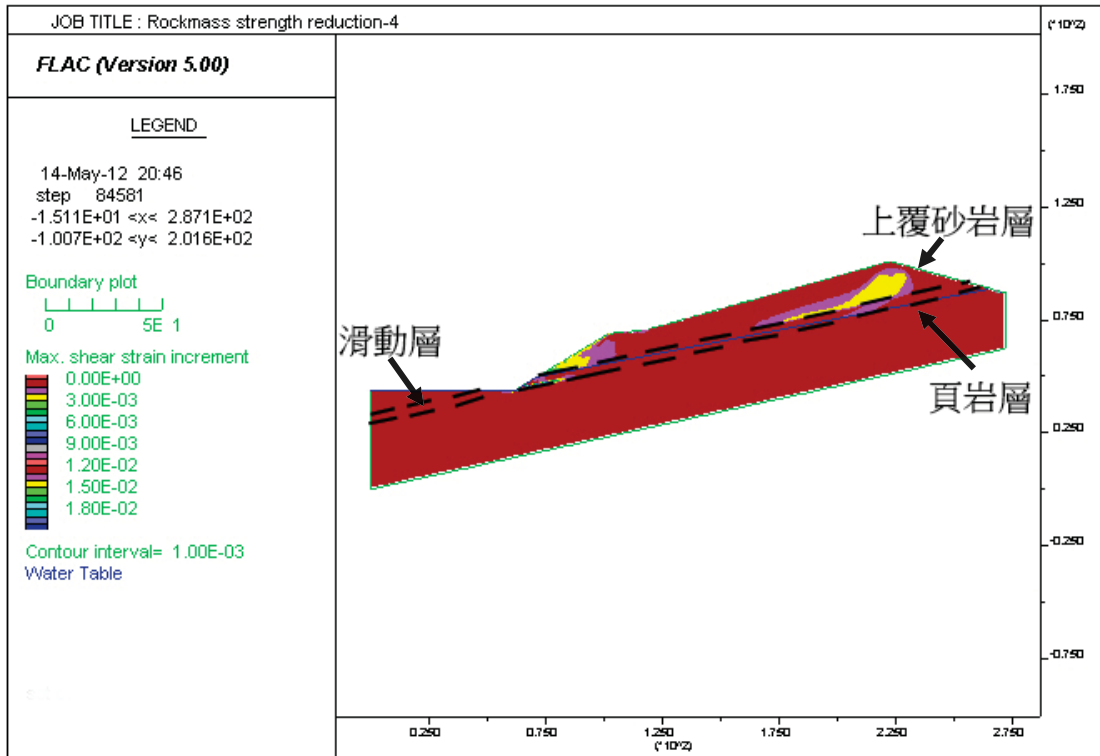


圖 7-6 「無」降挖工程之第四階段剪應變

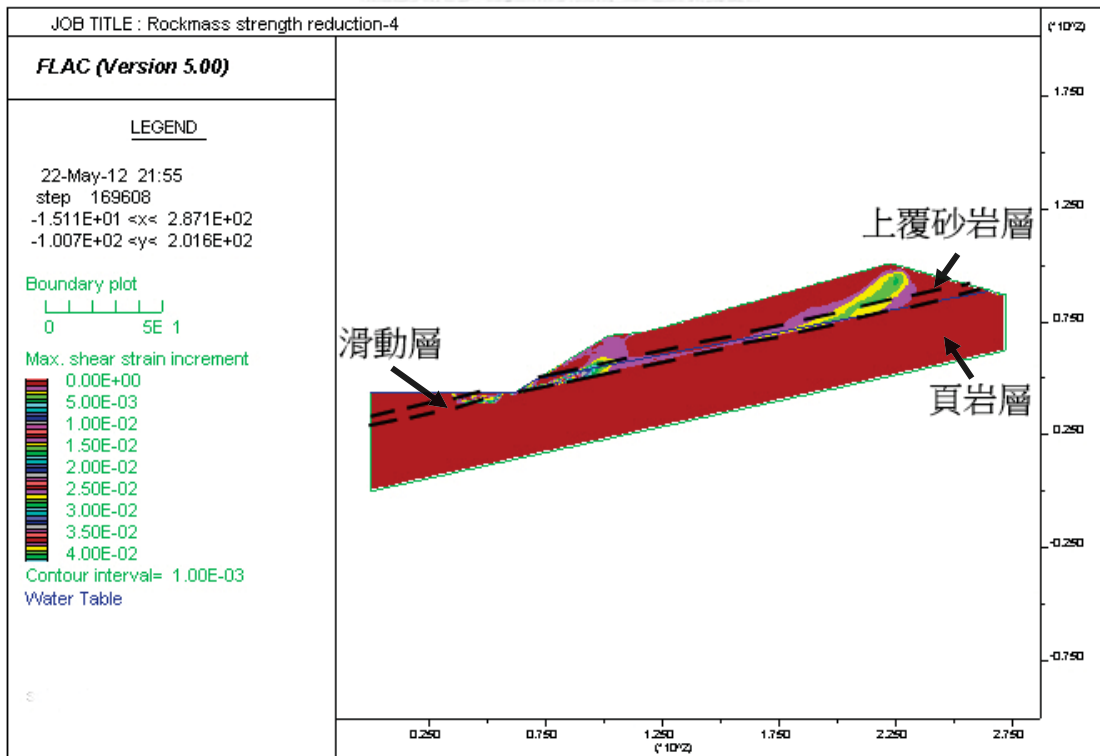


圖 7-7 「有」降挖工程之第四階段剪應變

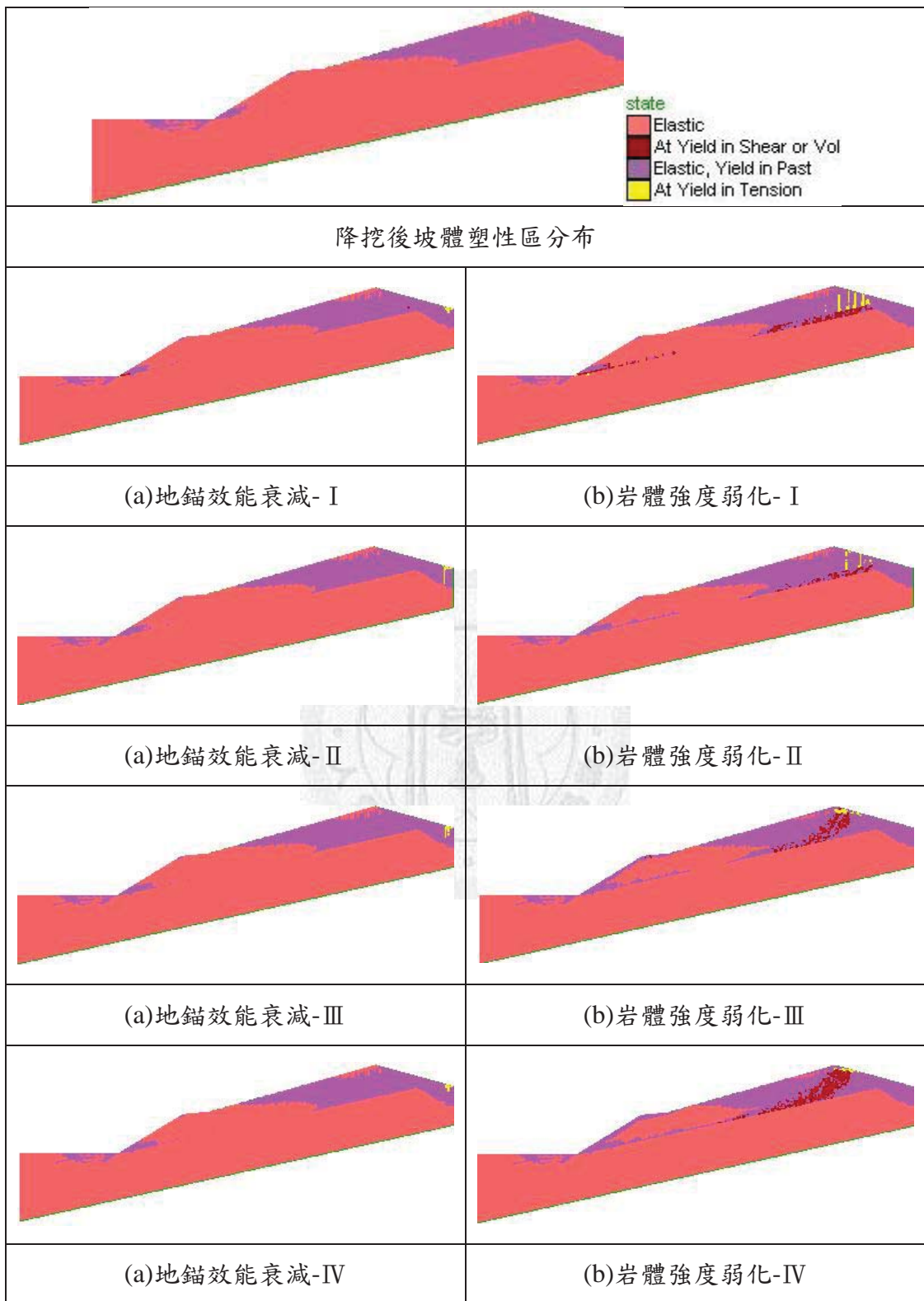


圖 7-8 塑性區發展-(a)地錨效能衰減對坡體影響(b)岩體強度弱化對坡體影響

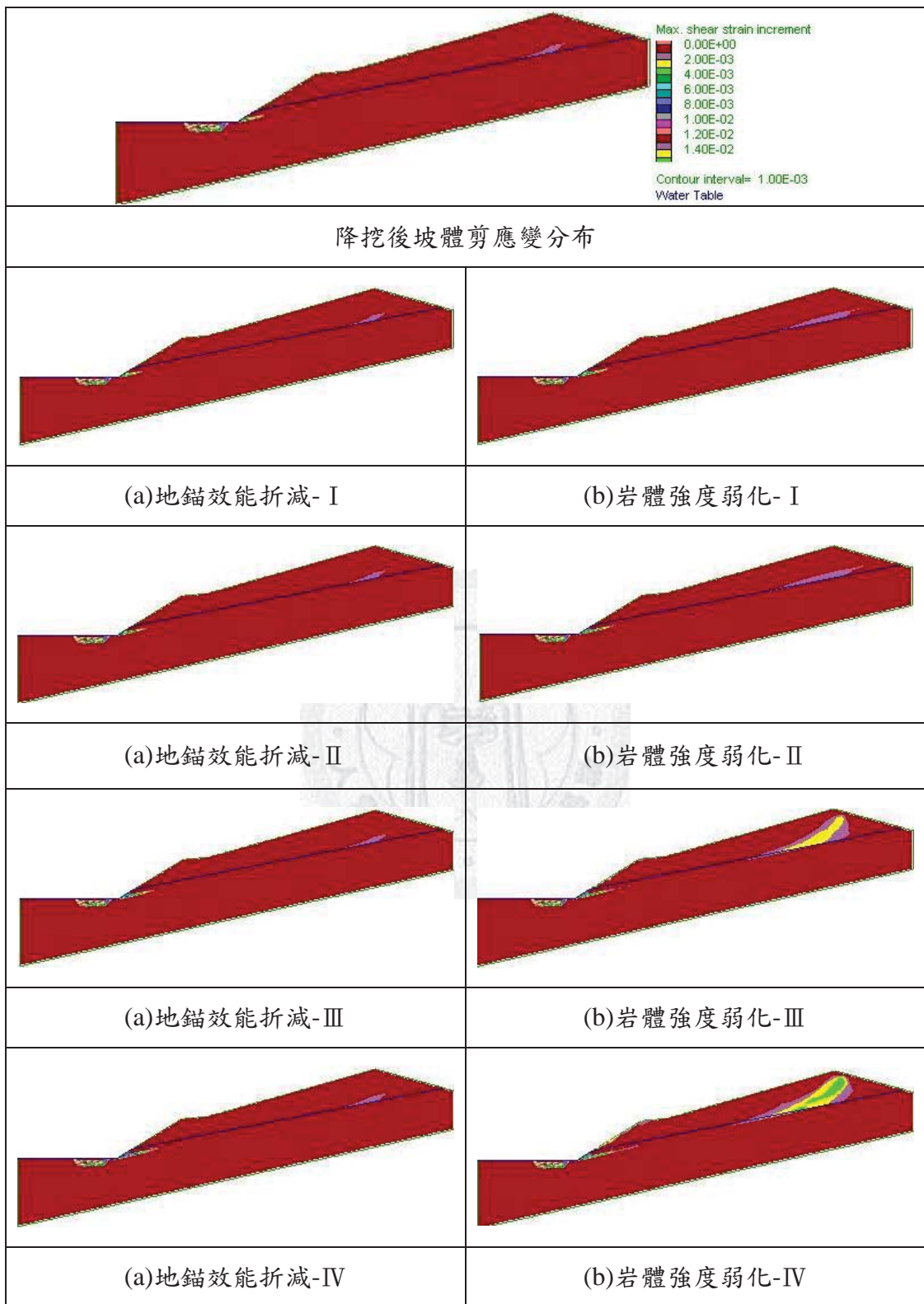


圖 7-9 剪應變發展-(a)地錨效能衰減對坡體影響(b)岩體強度弱化對坡體影響

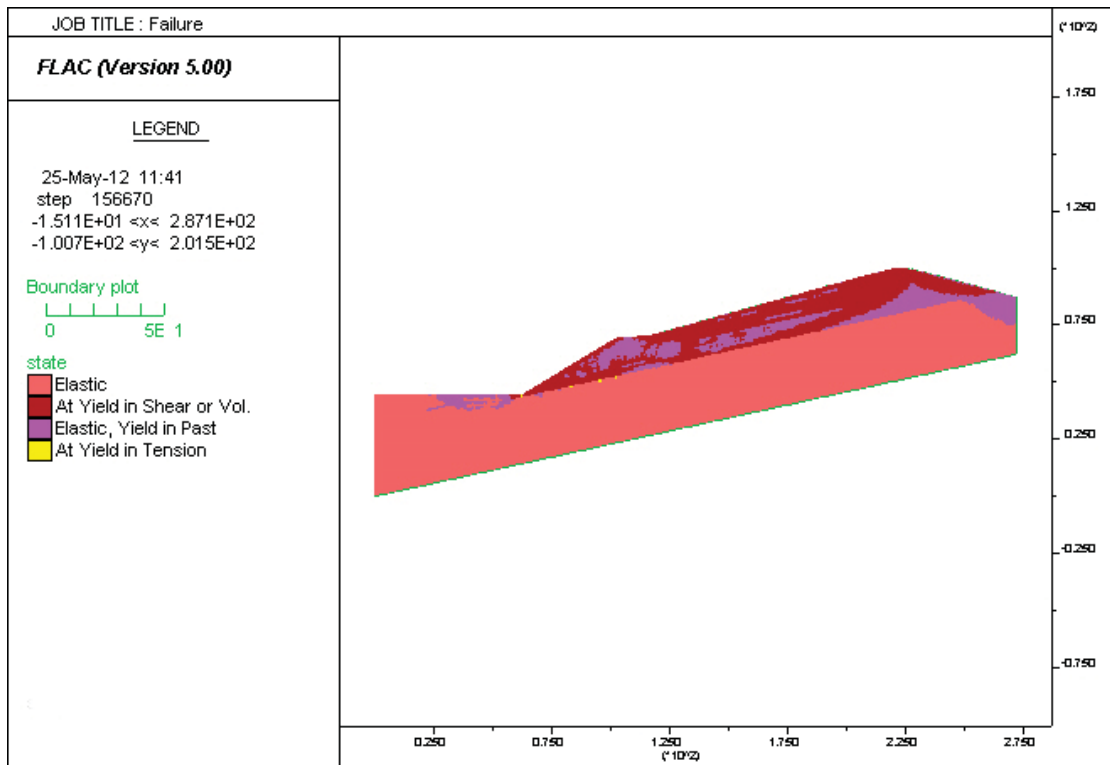


圖 7- 10 岩體降至殘餘強度分析-塑性區分布

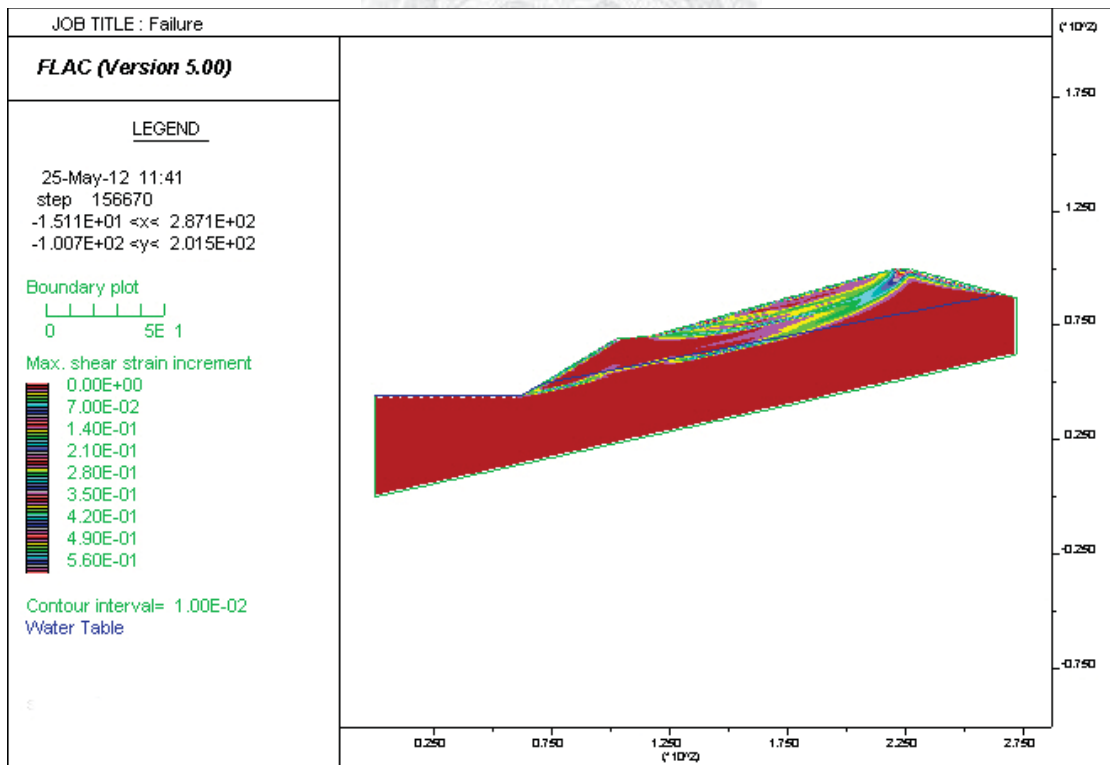


圖 7- 11 岩體降至殘餘強度分析-剪應變分布

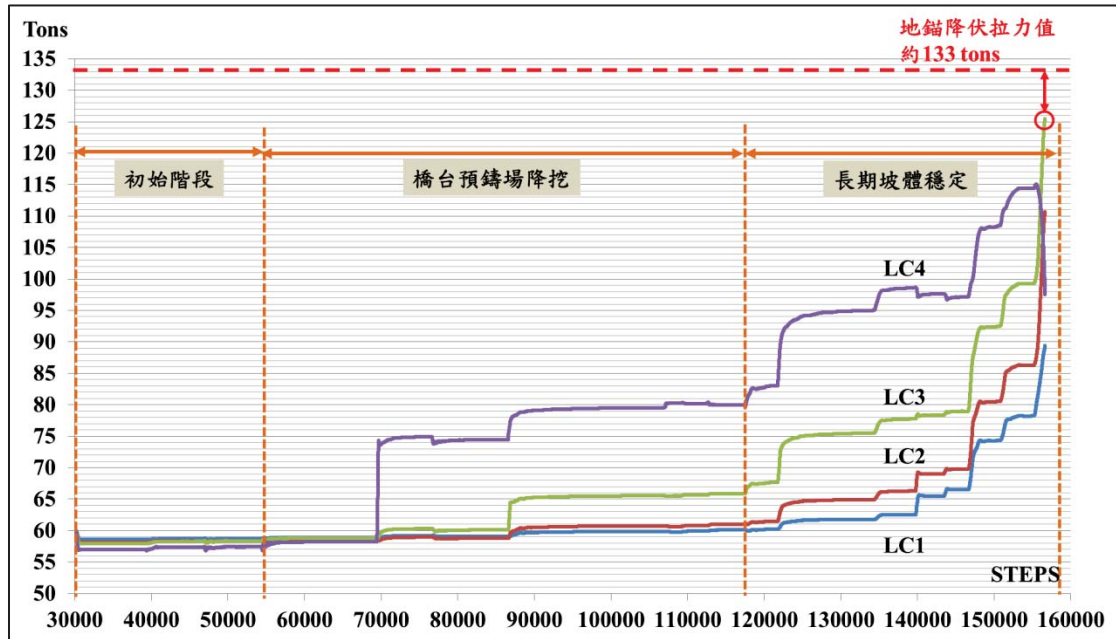


圖 7-12 岩體降至殘餘強度分析之軸力記錄變化

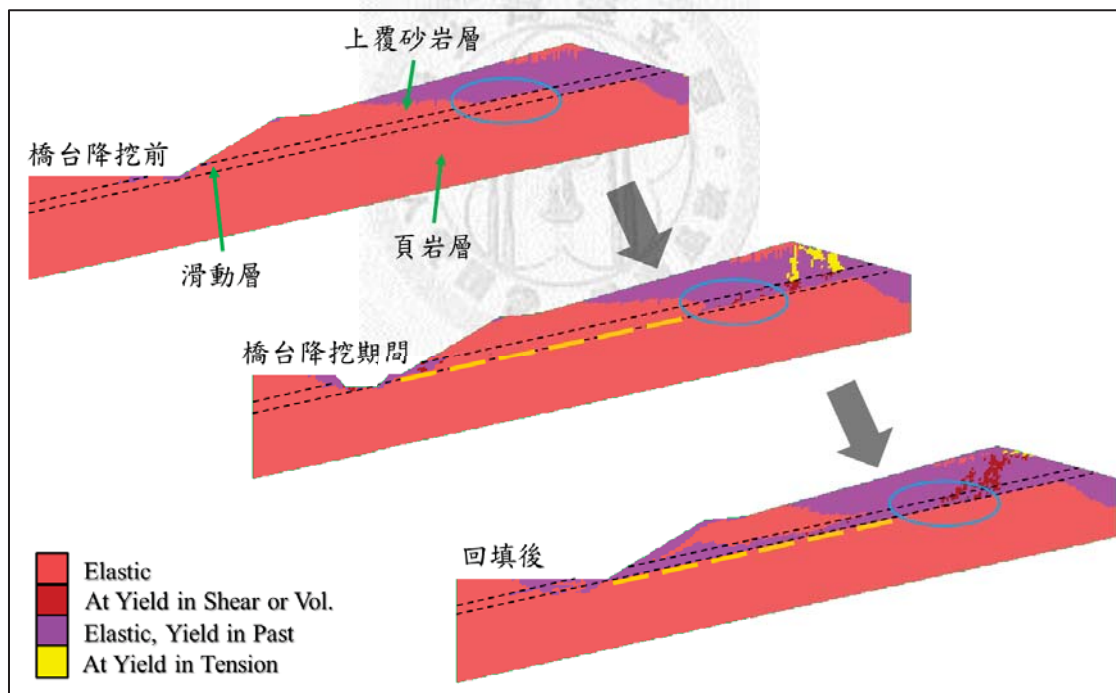


圖 7-13 滑動面發展完成度示意--以狀況(a)作為標準

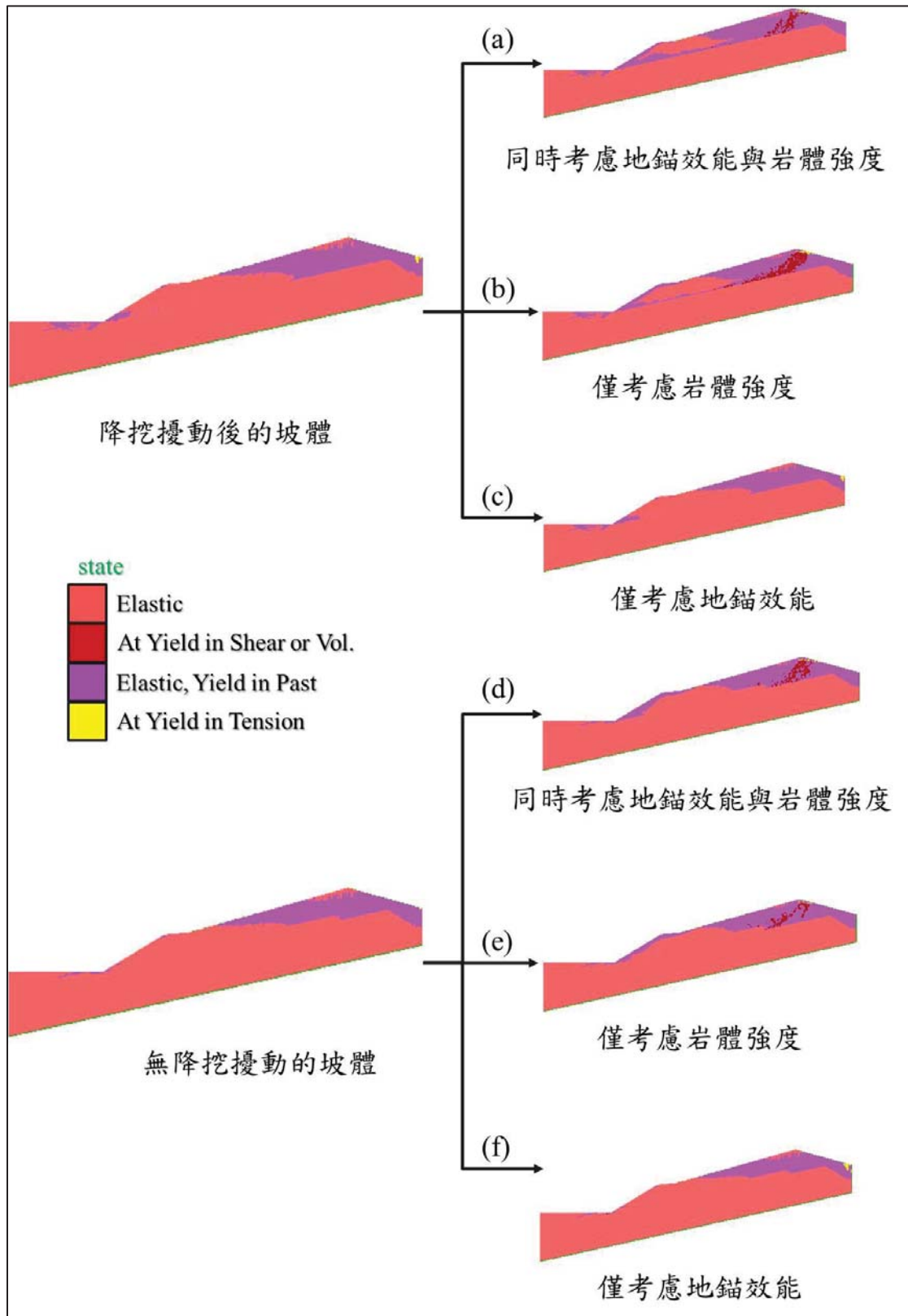


圖 7-14 綜合比較各項因素對坡體影響

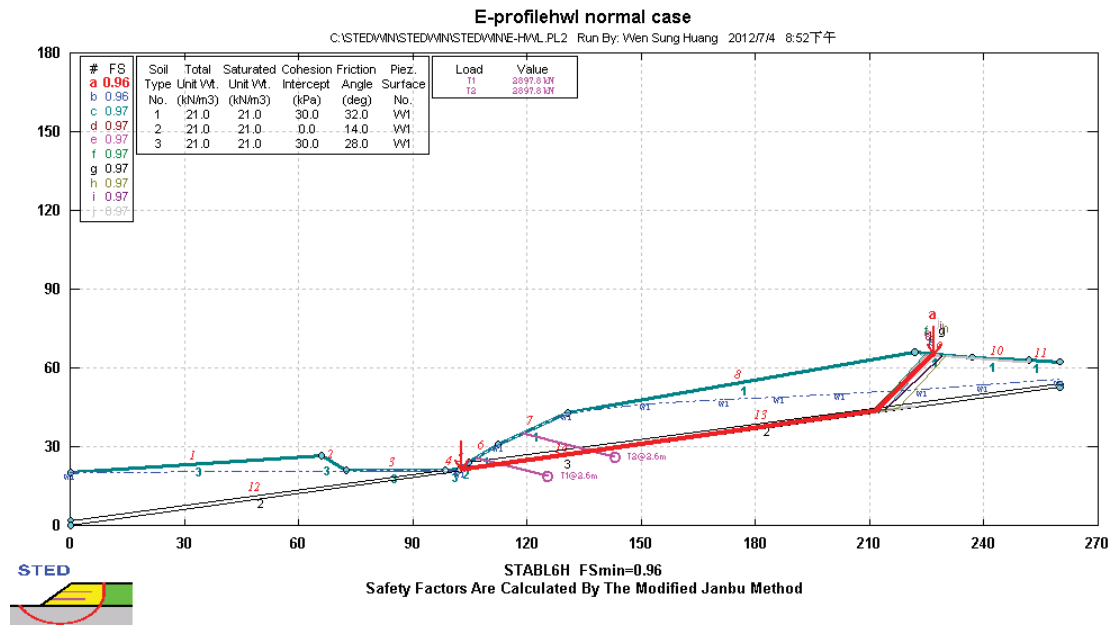


圖 7- 15 橋台降挖後暴雨時穩定性分析

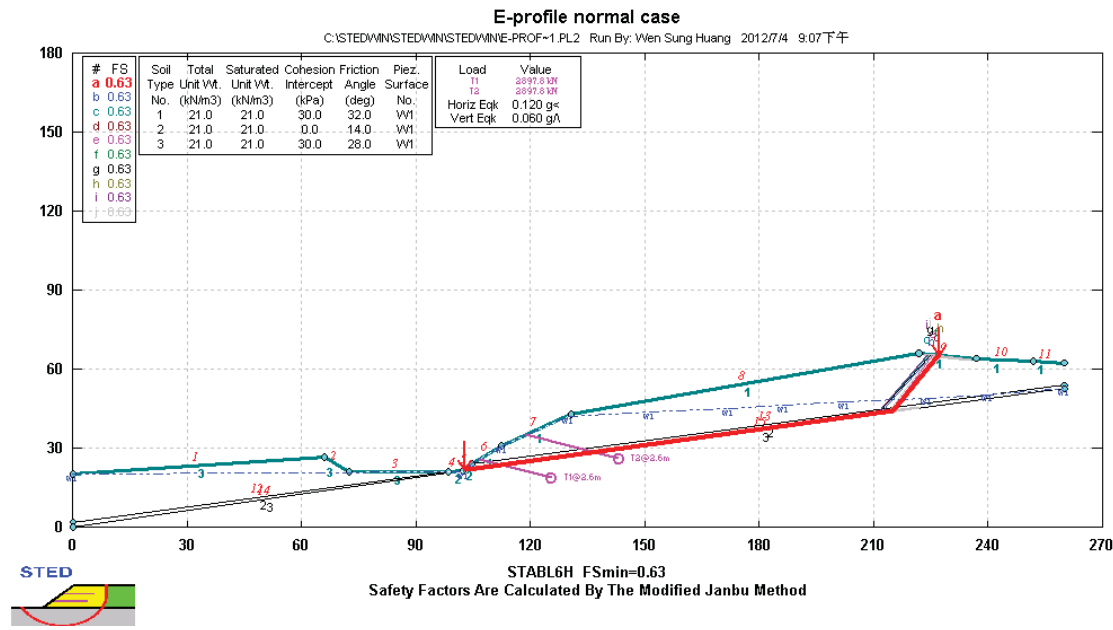


圖 7- 16 橋台降挖後地震時穩定性分析

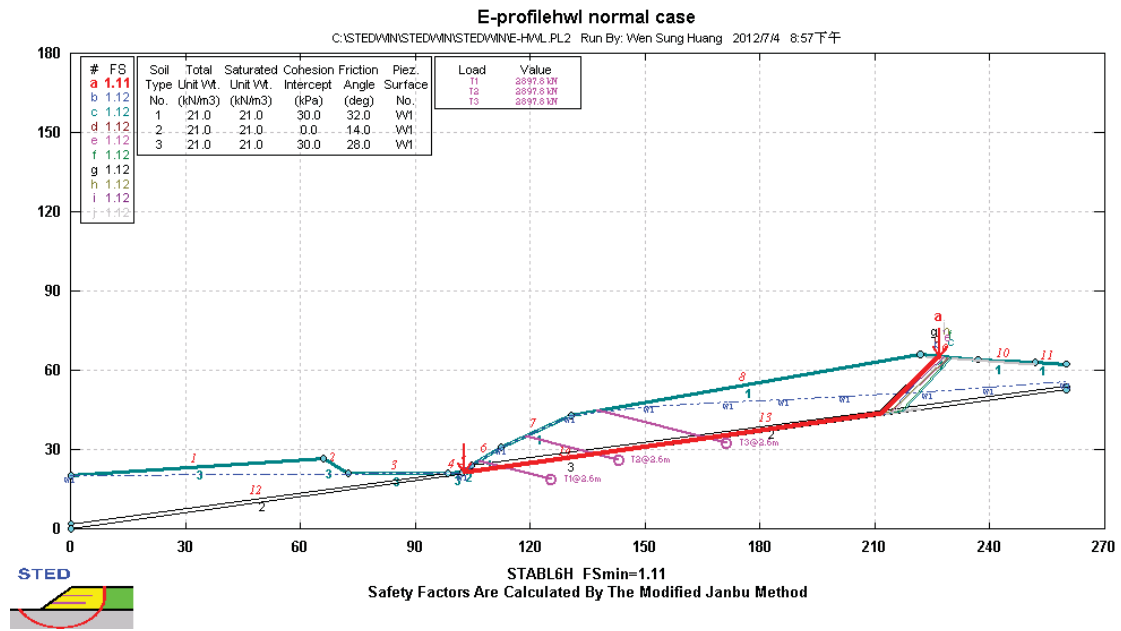


圖 7-17 邊坡補強之暴雨時穩定性分析--增設一階預力地錨

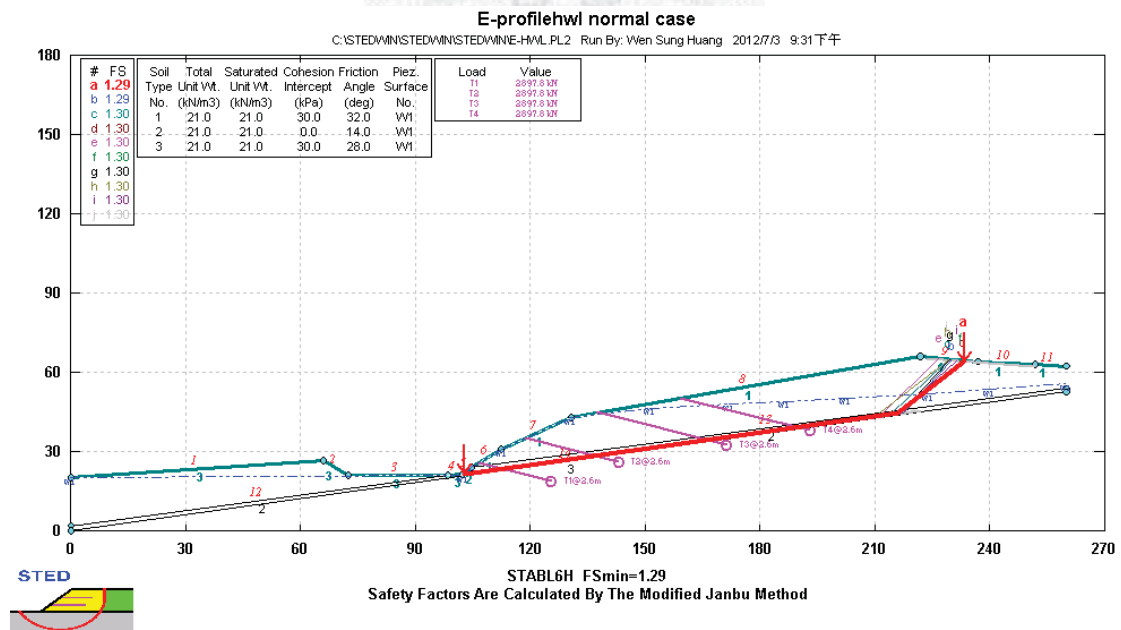


圖 7-18 邊坡補強之暴雨時穩定性分析--增設兩階預力地錨

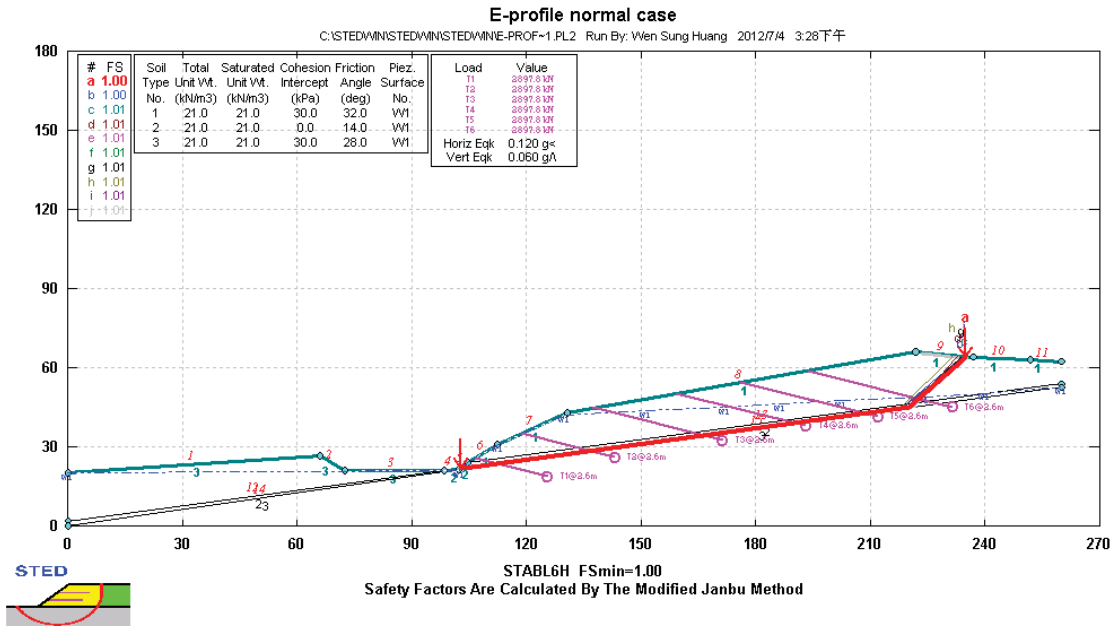


圖 7-19 邊坡補強之地震時穩定性分析--增設四階預力地錨

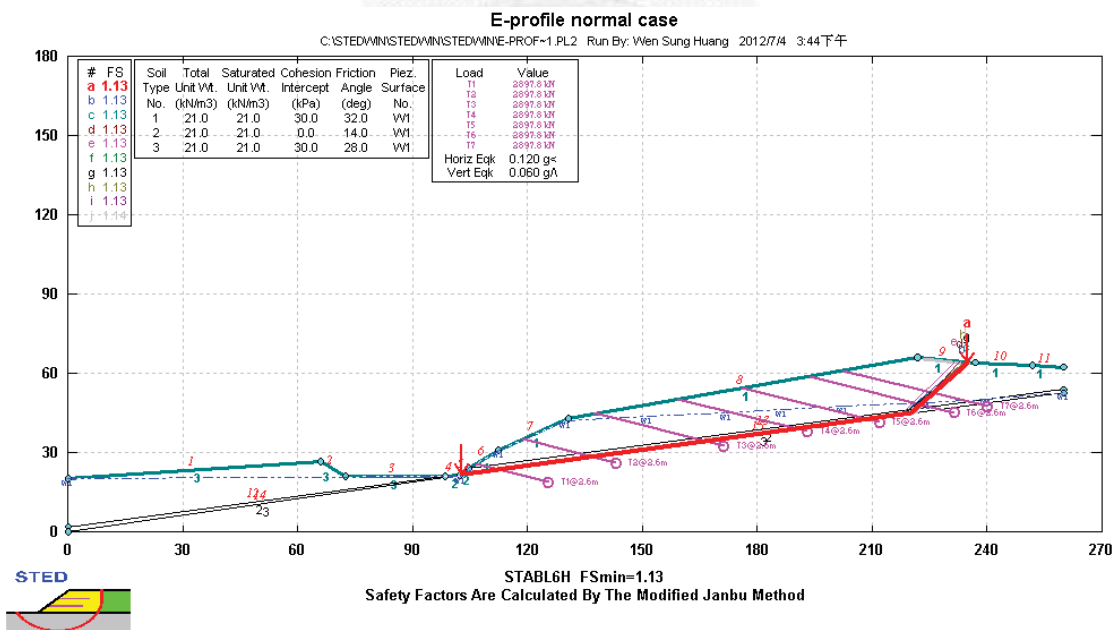


圖 7-20 邊坡補強之地震時穩定性分析--增設五階預力地錨

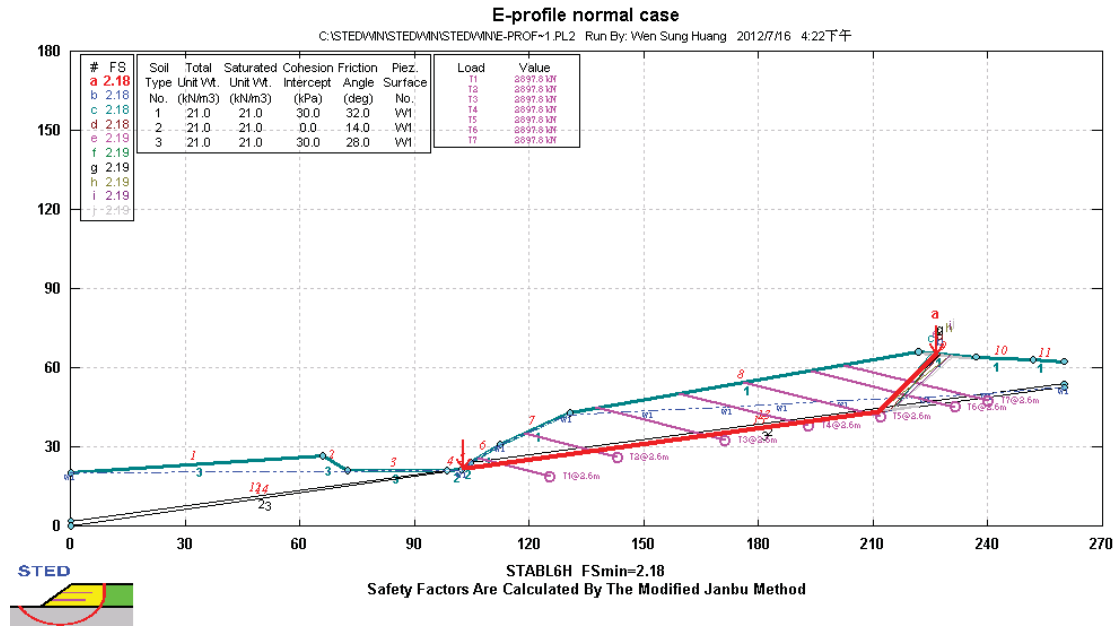


圖 7-21 邊坡補強之常時穩定性分析

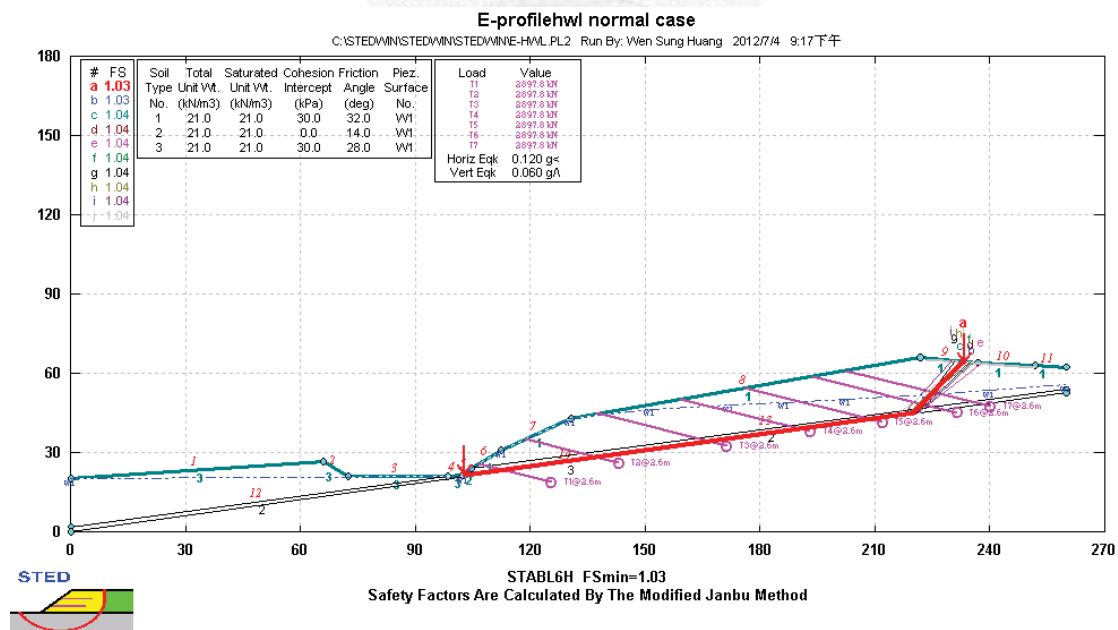
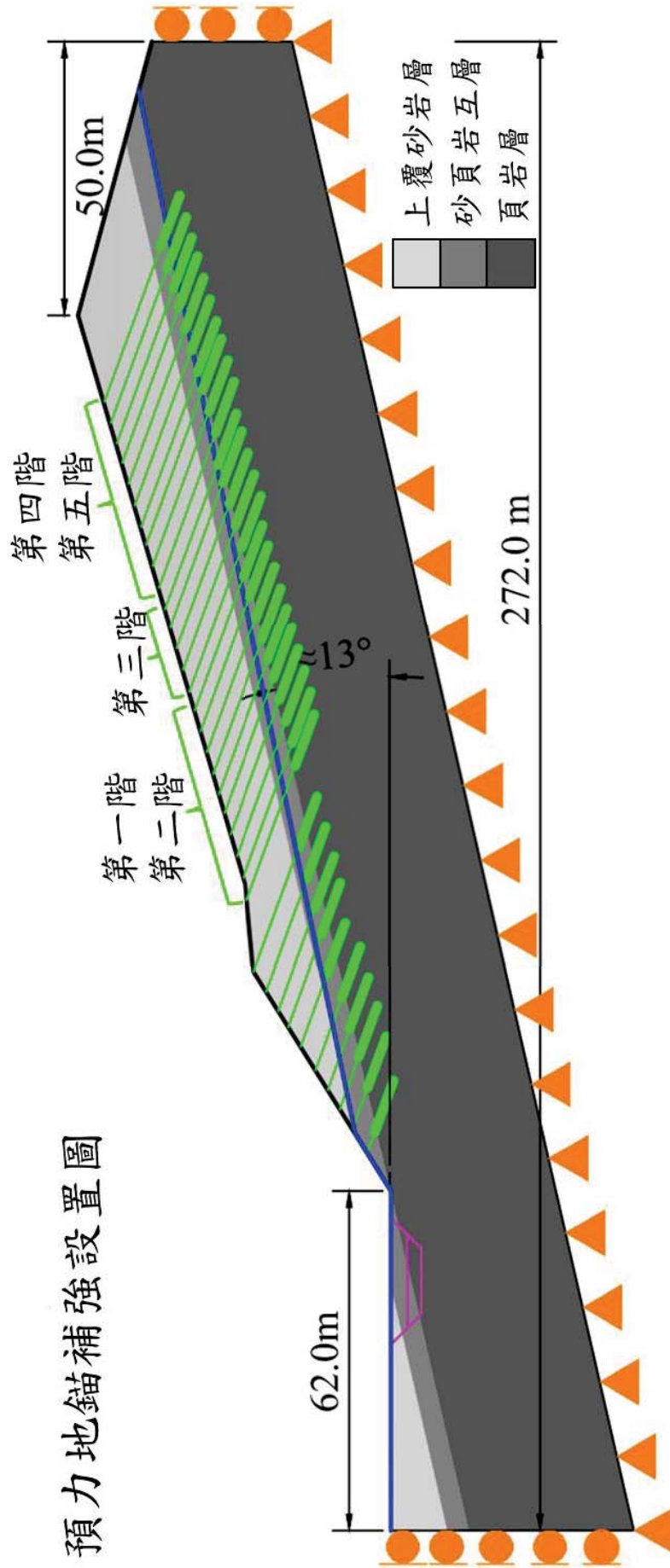


圖 7-22 邊坡補強之極端情況(暴雨+地震)穩定性分析



預力地錨補強設置圖

圖 7-23 FLAC 分析—上邊坡增設預力地錨模型示意

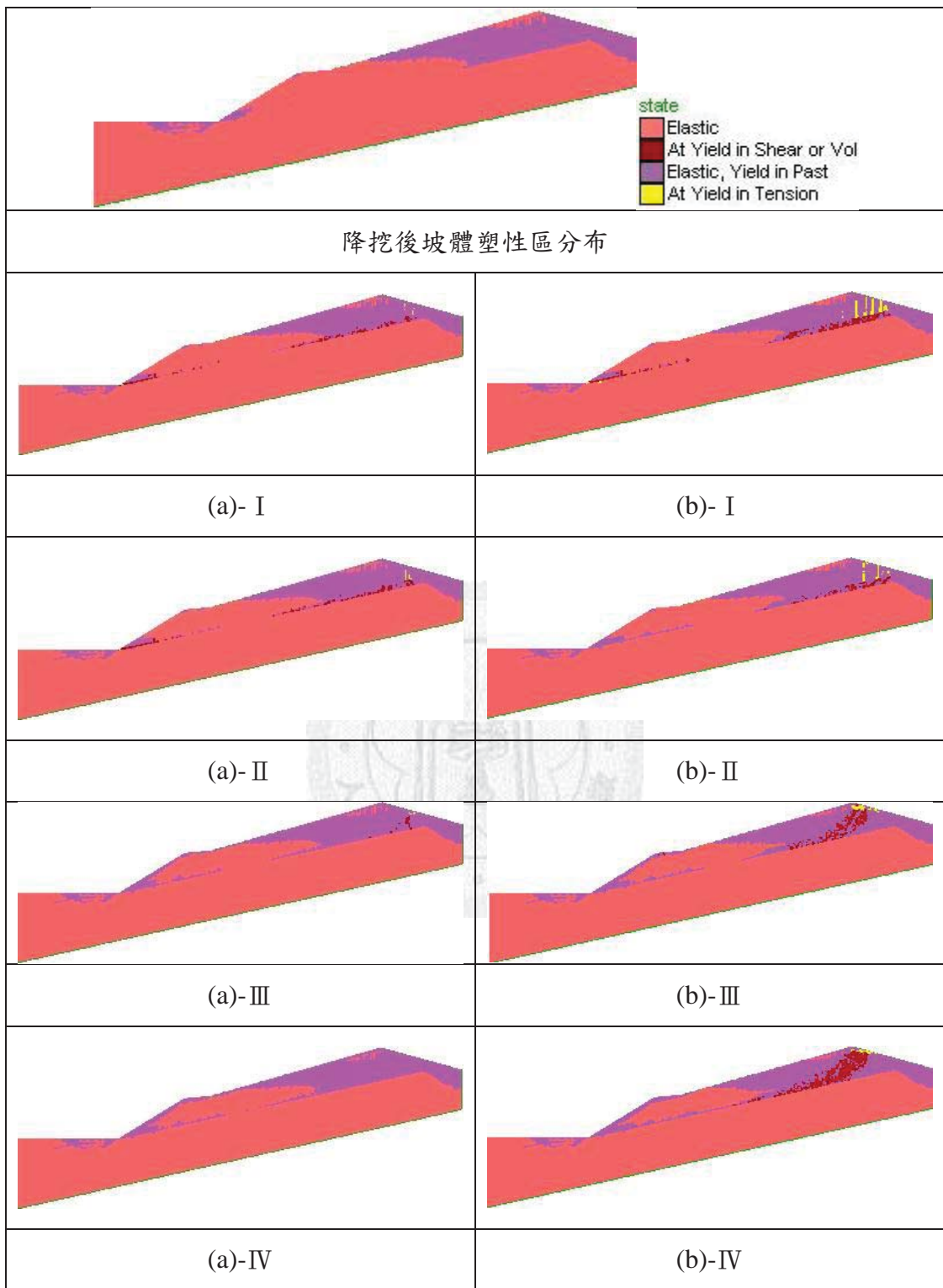


圖 7-24 塑性區發展-(a)增設預力地錨(b)無增設預力地錨

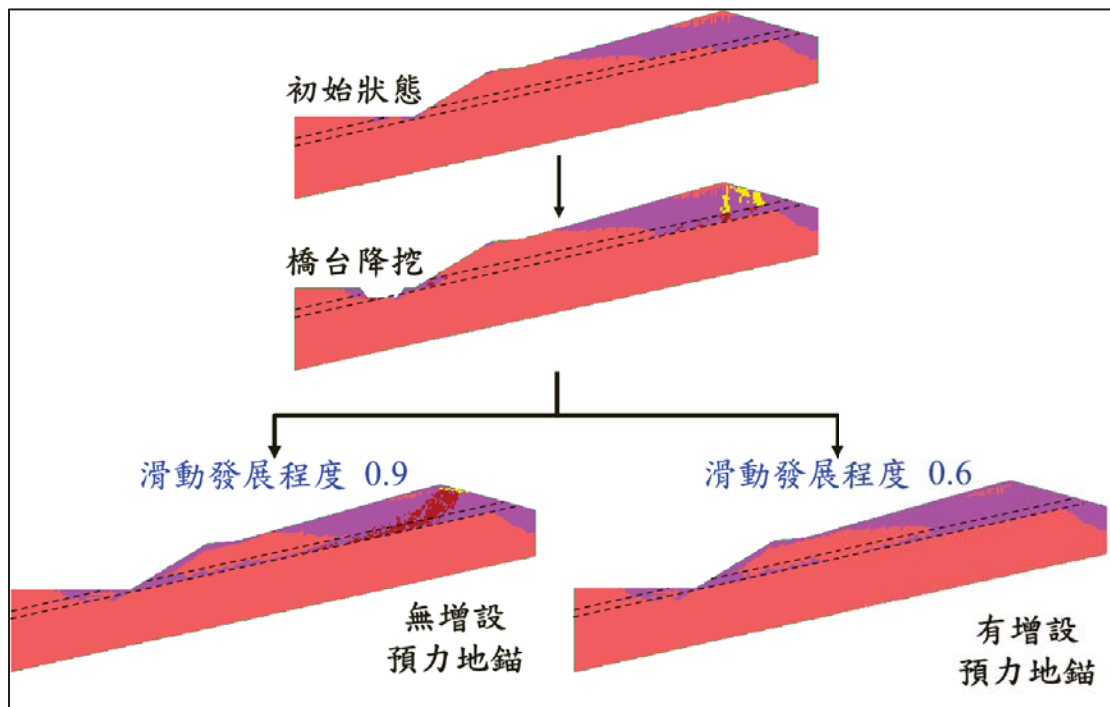


圖 7-26 滑動面發展程度比較(有無增設預力地錨)



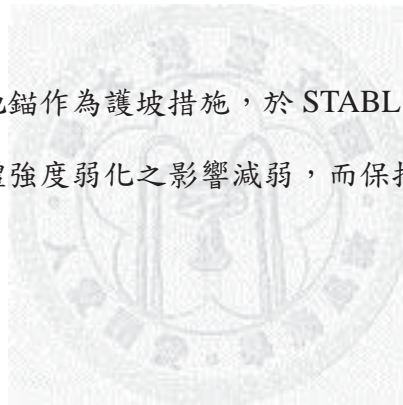
第八章 結論與建議

8.1 結論

本研究經由國道三號調查報告與周邊資料的整理(包含監測資料)、極限平衡與數值模擬分析，可歸納出以下結論：

- (1) 由國道三號 3.1K 大埔順向坡的地形來說，其地貌特徵是相對凸出之三角面熨斗狀地形，兩側之坡地相對低下。這類順向坡地形特徵，三角面的兩邊可能是由兩組構造節理控制了地形形貌，在兩側之坡地因侵蝕移去，構成兩側之自由面，符合平面型破壞條件之一，「滑動塊體兩側無約束」。須盡量避免在這種地貌特徵下進行降挖或削坡工程。若無法避免，施工中須考慮岩體強度大幅度下降對坡體穩定性之影響，以及若真有可能產生順向坡滑移，應針對可能滑動之塊體進行全面性補強，避免只針對局部坡體做補強。
- (2) 地錨荷重計是非常靈敏的監測儀器，在橋台降挖期間，工程擾動區域中的地錨荷重計讀數的變化會有十分明顯的變動。從地錨荷重計記錄，不論在第一階或是第二階降挖期間，讀數都持續上升，足以說明順向坡坡體持續受到工程之擾動。而水位觀測井紀錄的變動，說明受到擾動影響之坡體，地層內的滲流情況產生改變，造成水位觀測井無法有效反應降雨的強弱與坡體中實際上的水位狀況。
- (3) 初始階段中不論考慮極端水位或張裂縫位置不同的情況下，其結果都能符合標準規範的規定。在降挖階段中，滑動層受到岩層面出露與開挖擾動引致其岩體強度可能降至殘餘強度，使安全係數從 1.54 降到 1.05，坡體趨於臨界穩定狀態。FLAC 分析中，利用試驗資料搭配 GSI，進行降挖階段的反算分析。數值模擬的軸力增量與監測資料的增量比對相符，說明了滑動層受降挖工程擾動造成岩體強度有大幅度下降這一事實。從塑性區與剪應變之發展，更可推斷，包含滑動層在內的坡體在當下已經沿著滑動面有變形之趨勢。

- (4) 坡體長期穩定階段的極限平衡分析中，在滑動層強度已降至殘餘強度的情形下，上覆砂岩層強度弱化與地錨效能折減皆會讓安全係數降至 1 以下，使坡體變成不穩定狀態。FLAC 分析中，校核過的數值模型，進行坡體長期穩定分析，從塑性區與剪應變於各個階段下的分布發展，均說明回填後受到岩體強度弱化與地錨效能衰減的影響下，坡體內部滑動面逐漸發展出來，邊坡整體漸趨於不穩定。
- (5) 由塑性區分布圖(圖 7- 14)與滑動面發展的完成度(表 7- 5)比較，可說明國道三號大埔順向坡之破壞歷程中，橋台降挖工程是最重要的關鍵影響因子。在回填後，岩體強度弱化是坡體是否繼續保持穩定與滑動面發展的關鍵。地錨效能衰減僅對於坡趾處滑動面發展有影響，對於整體滑動面發展的影響程度較不顯著。
- (6) 在上邊坡增設預力地錨作為護坡措施，於 STABL 和 FLAC 分析中，均顯示邊坡穩定性受到岩體強度弱化之影響減弱，而保持更加穩定的狀態。



8.2 建議

- (1) 本研究中，由水位觀測井紀錄得知降挖後地層內的滲流產生改變，但地下水文狀況受限於資料無法了解當時地下水分布情形。但過往順向坡災害中地下水始終扮演一關鍵性角色，例如汐止林肯大郡災變。若往後有周邊區域相關的水文資料，配合適當之設定重建當時地下水分布，進一步討論降挖過程中或者是回填後的坡體，地下水滲流對於坡體之影響性。
- (2) 本研究，以數值分析討論各項因素對於坡體穩定性，尚有許多假設。例如：該順向坡有沒有發生過滑動??，若曾發生過滑動，分析中滑動層的強度性質更需進一步配合試驗進行考慮。
- (3) 由於大埔順向坡的滑動體兩側為自由面，因此岩體的潛變行為受到本身岩材性質與風化程度等影響，對於回填後到破壞發生前，坡體內部滑動面發展之關聯性也是值得用數值模擬(FLAC-creep 模組)進一步去探討
- (4) 大埔順向坡與林肯大郡都是人工錨碇邊坡，前者預力地錨只施作於下邊坡處，後者預力地錨不僅施作於坡腳，上坡面處也有設置地錨。但兩者的致災因子卻不相同，大埔順向坡主要致災因子是橋台降挖擾動與岩體強度弱化，林肯大郡主要致災因子是降雨期間的地下水壓升高與地錨施工數量不足設計數量。該如何讓一個順向坡長期維持其穩定性，是否利用地錨保護措施對於邊坡整體做一個全面性的補強就足夠??也有待進一步探討。

參考文獻

1. 洪如江、林美聆、陳天健、王國隆(2000)，921 集集大地震相關之坡地災害、坡地破壞特性、與案例分析，地工技術雜誌第 81 期，第 17-32 頁。
2. 洪如江(2002)，順向坡之破壞與穩定，地工技術雜誌第 94 期，第 5-18 頁。
3. 紀宗吉、林朝宗、劉桓吉(1998)，林肯大郡地層滑動災變之原因，地工技術雜誌第 68 期，第 67-74 頁。
4. 陳堯中、廖洪鈞、林宏達、陳志南(1998)，汐止林肯大郡災變原因，工技術雜誌第 68 期，第 29-40 頁。
5. 中華民國大地工程學會(2011)，國道三號 3.1 公里崩塌事件原因調查工作總結報告，交通部。
6. 青山工程顧問有限公司(2012)，台 62 線順向坡地質鑽探、分析、監測及測量設計技術服務，交通部。
7. 楊喬維(2010)，七堵大地滑之滑動機制研究，碩士論文，逢甲大學土木工程學系。
8. 黃彥均(2011)，砂/頁岩互層順向坡強度折減對地錨荷重和坡體位移之影響，碩士論文，國立台灣科技大學。
9. 簡士堯(2009)，低凝聚力材料趾部受侵蝕崩塌滑動模式研究，碩士論文，國立台灣大學土木工程學系。
10. 中國土木水利工程學會(1998)，地錨設計與施工準則暨解說（第二版），科技圖書。
11. 鄭富書、朱家德、黃燦輝(1994)，台灣一些軟弱岩石的工程性質，岩盤工程研討會論文集，第 259-267 頁。
12. 台灣世曦工程顧問股份有限公司(1994)，第二高速公路後續計畫-基隆汐止段細部設計，國道新建工程局。

13. Brady, B., Lorig, L. (1988). Analysis of rock reinforcement using finite difference methods. *Computers and Geotechnics*, pp.123-149.
14. Bukovansky, P. M. (1976). High road cuts in a rock mass with horizontal bedding, *16th U.S. Sym. Rock Mech.*, pp.71-76.
15. Hoek, E., Brown, E. T. (1980). Empirical strength criterion for rock masses. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE 106*, pp.1013-1035.
16. Hoek, E., Bray, J. W. (1981). *Rock slope engineering (Third edition)*. London: The Institution of Mining and Merallurgy.
17. Hoek, E., Brown, E. T. (1997). Practical estimates for rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences & Geomechanics. Abstracts*, Vol. 34, pp.1165-1186.
18. Hoek, E., Marinos, P. and Benissi, M. (1998). Applicability of the geological strength index(gsi) classification for very weak and sheared rock masses.The case of the athens schist formation. *Bulletin of the Engineering Geology & the Enviroment*, Vol. 57, pp.151-160.
19. Hoek, E., Torres, C. C. and Corkum, B. (2002). Hoek-brown failure criterion-2002 edition, Proceeding NARMS-TAC Conference. pp.267-273.
20. Hoek, E., Diederichs, M. S. (2006). Empirical estimation of rock mass modulus. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, Vol 43, pp.203-215.
21. Hoek, E. (2007). Practical rock engineering. Available from:
< <http://www.rocscience.com> >
22. Itasca Consulting Group., 2005, "FLAC: Fast Lagrangian Analysis of Continua," version 5.0, Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis, Minnesota.
23. Kalkani, E. C. (1981). Comparision of zero-stress contours to surface erosion for excavated slopes in stratified rock. *Engineering Geology*, Vol 17, pp.55-60.

24. Marinos, P., Hoek, E. (2001). Estimation the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as flysch. *Bulletin of the Engineering Geology & the Environment(IAEG)*, Vol 60, pp.85-92.
25. Marinos, V., Marinos, P. and Hoek, E. (2005). The geological strength index: applications and limitations. *Bulletin of the Engineering Geology & the Environment*, Vol 64, pp.55-65.
26. Stark, T. D., Arellano, W. D., Hillman, R. P., Hughes, R. M., Joyal, N. and Hillebrandt, D. (2005). Effect of toe excavation on a deep bedrock landslide. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, Vol 19(3), pp.244-255.



附錄 A 錨碇順向坡安全係數公式推導

從 Hoek 與 Bray 所著的 Rock Slope Engineering 中，關於岩坡平面型破壞用的安全係數計算公式，其邊坡幾何形狀與台灣較為常見順向坡幾何形狀是不一樣的。在台灣順向坡較為常見的型態為圖 A-1，在下邊坡處坡度較陡且有地錨保護工，在上邊坡的坡面基本上與地層面平行，假設張裂縫為垂直節理面。在這邊會以圖 A-1 的幾何形狀為基礎，推導出安全係數公式。公式推導流程如下：

$$F.S. = \frac{cL + [W \cos \beta + T \sin(\beta + \theta) - U - V \sin \beta] \tan \varphi}{W \sin \beta + V \cos \beta - T \cos(\beta + \theta)} \dots \text{式 A-1}$$

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w \times Z_w \times L \dots \text{式 A-2}$$

$$V = \frac{1}{2} \gamma_w \times Z_w^2 \dots \text{式 A-3}$$

$$W = \gamma D \left[L - \frac{D}{2(\tan \alpha \cos^2 \beta - \sin \beta \cos \beta)} \right] \dots \text{式 A-4}$$

其中 L 為滑動面長度(m)；c 為凝聚力(KN/m²)；φ 為摩擦角；α 為下邊坡坡角；β 為地層傾角；θ 為地錨設置角度；W 為滑動塊體重量(KN/m)；

D 為岩層厚度(m)；γ_w 水的單位密度(KN/m³)；γ 岩體單位密度(KN/m³)；

Z 為張裂縫深度(m)；T 為地錨拉力(KN/m)，輸入時設計預拉力要除以間距

將(式 A-2)、(式 A-3)、(式 A-4)帶入(式 A-1)整理，利用一些符號代表算式：

$$Q = L - \frac{D}{2 \cos \beta (\tan \alpha \cos^2 \beta - \sin \beta)} \dots \text{式 A-5}$$

$$R = \frac{Z_w}{Z} \dots \text{式 A-6}$$

$$P = \frac{\gamma_w R D}{2 \cos \beta} \dots \text{式 A-7}$$

最後得到的公式如下：

$$F.S. = \frac{cL + [\gamma D Q \cos \beta + T \sin(\beta + \theta) - P(L + R D \tan \beta)] \tan \varphi}{\gamma D Q \sin \beta + P R D - T \cos(\beta + \theta)} \dots \text{式 A-8}$$

其中 R 代表了張裂縫中有水的比例

對於最後的得到之公式，附錄中利用加拿大 Rocscience Inc.研發之 SLIDE5.0 透過相同參數與幾何條件的設定，檢驗所得之公式是否適用。SLIDE 中相較於 STABL 有較多的切片法可供選擇，由於此公式是針對平面型破壞來進行，這邊採取 Janbu corrected 切片法，同內文第五章中 STABL 採用的切片法類型是一樣的。檢驗用之模型如圖 A-2，設定參數如表 A-1。地錨設計拉力為 60ton，間距為 1m，支撐類型選擇 End Anchored。在這邊要注意 SLIDE 中張裂縫的設定，在 tension crack property 中，water level 要選擇 use water table 這一選項，這樣在考慮不同水位的情況下，程式中就會自動去偵測張裂縫中積水比例。

在初始設定條件下，公式所計算出的安全係數為 2.140，SLIDE 為 2.209(圖 A-3) 接下來陸續對下列各種情況進行參數敏感度分析並與 SLIDE 分析做對照

1. 情況一：R=1，強度參數不變，地錨拉力 0~600(KN/m)，L=100m
2. 情況二：R=1，phi 不變，c 從 0~20kPa，地錨拉力 600(KN/m)，L=100m
3. 情況三：R=1，c 不變，phi 從 14~30 度，地錨拉力 600(KN/m)，L=100m
4. 情況四：R=1，強度參數不變，地錨拉力 600(KN/m)，L=50、100、200m
5. 情況五：強度參數與地錨拉力不變，L=100m，R 從 0.1~1

安全係數比較請參考表 A-2、表 A-3、表 A-4、表 A-5 和表 A-6。影響安全係數變化幅度由大到小的因子排序為：摩擦角(ϕ)、孔隙水壓比(R)、凝聚力(c)、地錨拉力(T)、滑動面長度(L)。在岩體摩擦角接近層面傾角的狀況下，安全係數從 2.140 降到 1.157，坡體趨於臨界狀態。若岩體凝聚力降至 12kPa，則安全係數會降至 0.993 使坡體變成不穩定狀態。說明在影響順向坡穩定性的因素中，即使順向坡滑動面的坡度不高，摩擦角在影響穩定性的因素中也扮演了一個重要角色。

※利用這個公式必須注意到滑動面長度與岩層厚度之間的關係，若滑動面長度(L)太短，幾何形狀所相應的岩層厚度(D)最大值就會下降

表 A-1 初始測試參數

設定項目	設定值
L(m)	100
D(m)	10
α	60
β	14
θ	15
c(kPa)	20
φ	30
T(KN/m)	600
γ (KN/m ³)	21
γ_w (KN/m ³)	10
R	1

表 A-2 情況一

T(KN/m)	公式	SLIDE
600	2.140	2.209
500	2.097	2.165
400	2.055	2.122
300	2.015	2.08
200	1.976	2.04
100	1.938	2.001
0	1.901	1.963

表 A-3 情況二

c(kPa)	公式	SLIDE
20	2.140	2.209
16	2.058	2.127
12	1.976	2.046
8	1.894	1.964
4	1.813	1.882
0	1.731	1.8

表 A-4 情况三

phi	公式	SLIDE
30	2.140	2.209
26	1.871	1.93
22	1.620	1.669
18	1.383	1.422
14	1.157	1.187

表 A-5 情况四

L	公式	SLIDE
50	2.157	2.259
100	2.140	2.209
200	2.132	2.182

表 A-6 情况五

R	公式	SLIDE
0.1	3.017	3.024
0.2	2.939	2.637
0.3	2.853	2.581
0.4	2.762	2.526
0.5	2.666	2.696
0.6	2.566	2.417
0.7	2.463	2.364
0.8	2.356	2.312
0.9	2.249	2.26
1	2.140	2.209

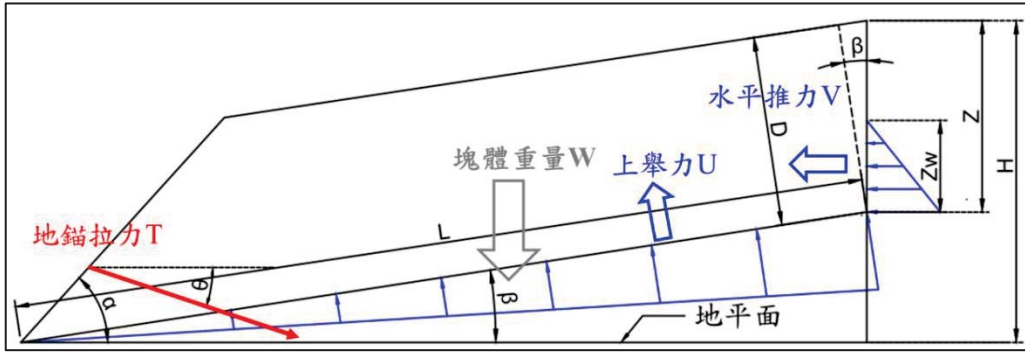


圖 A-1 台灣常見順向坡之幾何型態

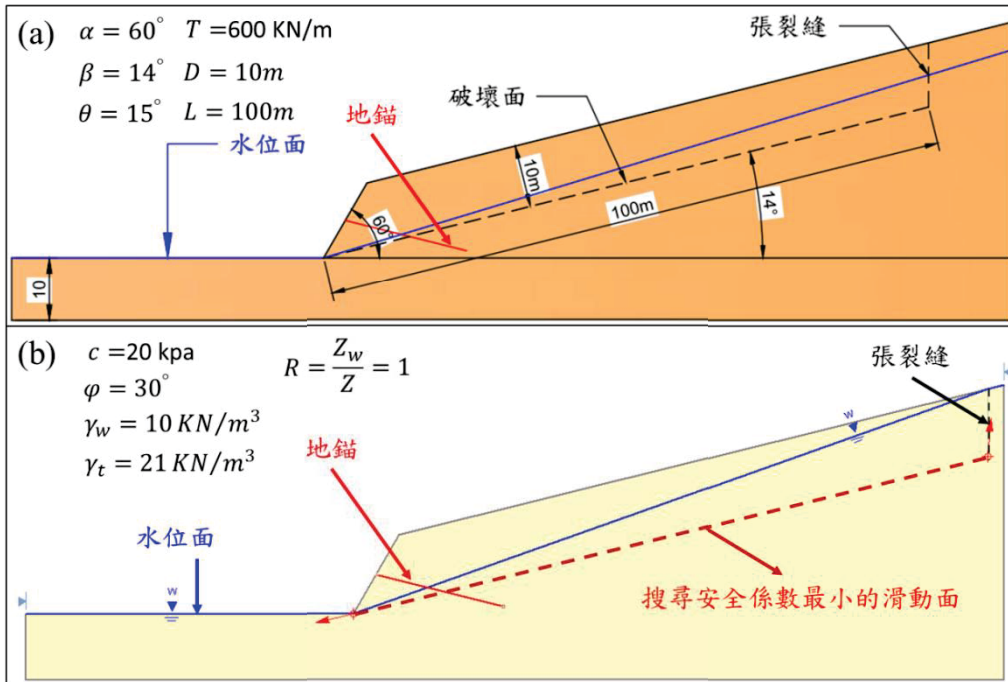


圖 A-2 測試模型設定-(a)模型幾何示意圖(b)參數與邊界設定 in SLIDE

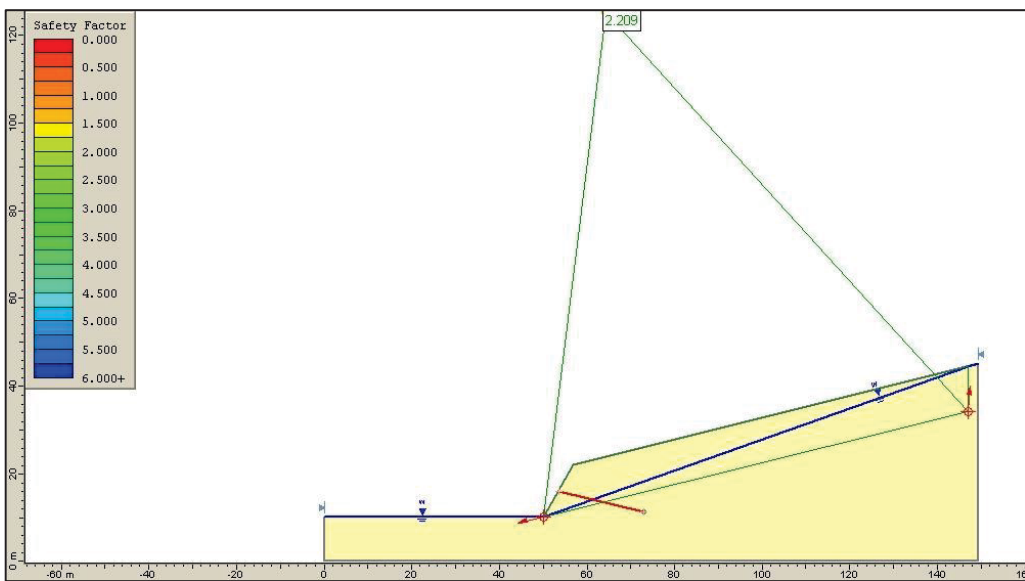



圖 A-3 初始設定參數-安全係數為 2.209

附錄 B 論文口試—問題與答覆

提問人	問題與建議	回覆
王泰典老師	在 FLAC 中，以「小地錨設組成大地錨」的設置模式，同一位置的 struct element 軸力變化是否一致??	是，透過設立監測點量測數值。在同一個位置上疊加的 struct element 上面的軸力變化於計算收斂過程中係為一致。
	測試地錨效能折減中，對於分析模型中的步驟與應力路徑結果交代得更確實	感謝老師，文中已修正
	初始狀態的 FLAC 數值模型中，各地層(砂岩層、滑動層、頁岩層)GSI 選擇依據??	係根據圖 2- 5 裡，各種岩層描述所建議之 GSI 值範圍，配合大埔順向坡地質條件環境選定適當之 GSI 值。
	風化岩層強度弱化，如何以岩性係數、單壓強度、GSI 考慮地層強度折減需在內文中清楚交代	感謝老師，文中已修正
	在 FLAC 分析過程，是採用有效應力分析法??	是，分析中係採用有效應力分析。
	長期穩定分析中，滑動層強度折減比例是否一樣??	是，滑動層的 GSI 調整幅度一致。
	若考慮 strain-softening 的概念，強度原本較小的地層，在弱化過程中，強度下降之幅度會較大，這樣分析會更精確。	感謝老師建議。
	圖說裡資料引用寫法修正	感謝老師，文中已修正
	大地工程學會資料引用，增加學會報告圖片例說明，以更加清楚	感謝老師，圖例說明已增
	用字需更精確:「考慮岩體強度、地錨效能」→「考慮岩體強度 弱化 、地錨效能 衰減 」	感謝老師，文中已修正
	根據本研究結果，若現在有需要檢測一個順向坡，檢測的項目應該為何。	檢測項目當以地錨荷重計與傾斜管為主。地錨荷重計的持續記錄，從紀錄之變化，有助於

		<p>了解與推測造成坡體變形之主要因素為何。</p> <p>在一個邊坡的坡頂到坡腳範圍內，若許可均應設置傾斜管，傾斜管設置深度應考慮地層分布情形，以量測潛在滑動面之位移。</p>
董家鈞老師	<p>邊坡變形的過程中會一直改變下水文狀況。降挖後，水位井 OW4 紀錄顯示後續水位持續累積。若水位井監測有持續記錄，或許也能解釋為何為何大埔順向坡會在一個無風無雨的情形下破壞。除了岩體強度持續弱化，外在因素改變可能跟破壞發生有關(地下水位)。</p>	感謝老師的建議
張光宗老師	<p>為何研究中分析剖面走向不是摘要中所提到的地層走向與位態??</p> 	<p>大埔順向坡坡面並非一平整的面，在該坡面上不同位置量測到的地層走向與位態並不一致。摘要中，地層之走向與位態紀錄係根據學會報告 P.28(圖 5.4)，故有範圍值。滑動地質剖面之選取考慮當時塊體堆積，選擇滑動可能性較大之剖面。選取之剖面其方位是有位於走向紀錄之範圍值內</p>
	數值模型中滑動層，為何設 4 米厚度??	係根據滑動剖面地質圖成果所決定。
	內文 p.11，文獻引用修正	感謝老師指正，文中已修正
	p.69，建模流程順序中，地下水位最後才給，會不會對後續數值分析成果有所影響。	建模流程順序對於後續分析(降挖階段、長期階段)成果影響不大。內文中，建模流程係為了避免在進行降挖階段模擬前，初始邊坡狀態有太多網格呈現塑性破壞狀態。
	內文 p.72 表格，參數引用來源修正	感謝老師指正，文中已修正

	數值模型為什麼要設置傾斜	除了減少網格計算數目。因為此次分析乃順向坡破壞案例，平面型破壞面之發展係沿強度差異地層之間發展，此種設置方式有助於呈現平面型破壞之發展過程
--	--------------	---

