

交通桿佈設思維之研究

徐耀賜*、蕭兆棟**、張舜棋***

一、前言

有安全之行車環境方可造就交通建設之成果，而交通安全改善工作是降低肇事率與社會成本損失之重要項目。欲進行交通安全的改善首先必須檢視交通工程設施本身之適用性。台灣地區交通運輸建設已發展成熟，政府單位對交通安全亦非常重視，然整體而言，部份交通安全設施仍有改善與補強之空間，以增進用路人的使用安全，並降低交通事故之發生率。

交通桿（Delineator Posts）是交通部頒佈交通工程手冊【1】中之正式稱呼，其在工程實務界亦有人以“安全警示桿”、“警示桿”、“警示柱”、“導桿”、“彈性桿”、“分隔桿”、“防撞桿”或“安全桿”稱之，其名稱不一而足。交通桿為常見之交通安全管制設施，其主要作用在於危險物警示及分隔交通車流，在台灣地區已有非常廣泛使用案例。

綜觀台灣地區之交通環境，由於人口稠密與複雜之混合車流，交通桿遭受車輛（含汽車、機車與自行車）撞擊之機會甚高。無可諱言，正確佈設與品質良好之交通桿於視距範圍內必可提供明顯之預警功能，其對增進交通安全必有正面助益。然當交通桿之警示功能減低或喪失，甚至於可能造成二度傷害。交通桿之角色將如何立足？

交通桿對增進交通安全確有助益，然直至今日為止，國內外尚未有任何學術單位與研究機構針對交通桿進行研究，各道路主管機關對交通桿之使用需求亦無完整具體之規範可循，有鑑於此，本文之研究重點即在於透過實地調查，針對各種型式之交通桿進行深入探討，比較其優劣，並提出相關建議以供道路主管機關或交通執法單位參卓。

二、相關規範及手冊

綜觀國內與公路規劃設計相關之官方規範或手冊，其中提到交通桿者僅有交通工程手冊【1】與道路交通標誌標線號誌設置規則【2】。

* 逢甲大學運輸科技與管理學系副教授

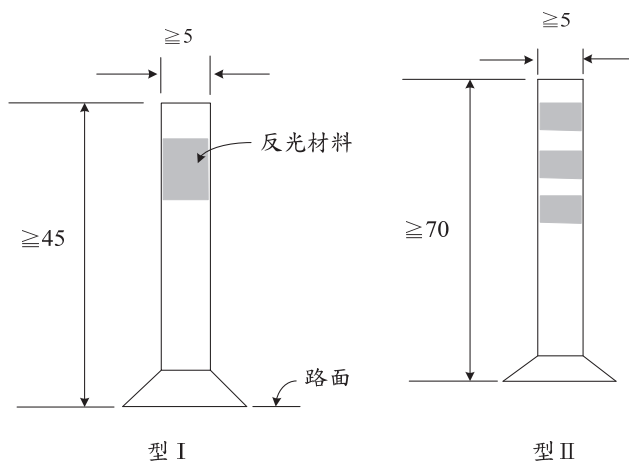
** 逢甲大學運輸科技與管理學系研究生

*** 逢甲大學運輸科技與管理學系碩士

依交通部於民國 99 年 12 月頒佈之交通工程手冊【1】，交通桿，設於日間或行車速限低於每小時 70 公里以下之路段者，高度至少 45 公分，面向用路人的寬度至少 5 公分；其設於夜間或行車速限每小時 70 公里以上之路段或必須明顯指引處者，高度至少 70 公分。當交通桿於夜間使用時，桿身亦應水平環繞反光材料，其基本型式如圖一所示。此外，交通部與內政部共同修訂之“道路交通標誌標線號誌設置規則”【2】中，針對交通桿之描述與交通工程手冊【1】可謂完全相同。

如仔細審視交通工程手冊【1】，吾人可清楚歸納出下列數重點：

1. 交通桿之角色並非定位於交通安全防護設施，而是類似於拒馬與交通錐，定位於道路施工時之交通安全管制設施(手冊中之第十章)，故有使用於日間與夜間之分野。因此，吾人可確定交通桿並非類似於護欄之安全防護設施，其主要角色係基於交通安全管制而提供用路人預警之功用。
2. 交通工程手冊【1】中僅強調交通桿之基本寬度、高度與速限，需求並未明言。此外，亦對其他尺寸未言及交通桿應為不可恢復性或可恢復性(亦稱回復性)，且未詳述其應使用於何處。
3. 政府單位頒佈之交通工程手冊【1】僅具有指導之意味，其並非完全不可改變，最重要者乃是主事者應依據道路交通狀況，並以交通安全之專業考量為依歸，採用合宜之交通安全設施。故工程實務中，交通錐乃是道路施工時最常採用之交通安全管制設施，其主要原因在於交通錐本身不須固定即有甚佳之穩定性。反之，交通桿乃細長形之構造，且必須有底座固定設施，參考圖二所示。



圖一 交通桿【1】，單位：cm



圖二 典型之交通桿

三、交通桿之分類

依交通桿受車輛撞擊後恢復原狀之性能而言，交通桿可分為“可恢復性”與“不可恢復性”兩種。可恢復性亦稱“回復性”意指交通桿於遭受撞擊時可依受力情況而順勢變形，且於撞擊過程之後可完全恢復原直立之狀。

如由交通桿之製造方式觀之，前述圖二所示之交通桿之桿身與底端擴大部係一體成形製造而成，然交通工程界亦常見組合型之交通桿（Assembly Delineator Posts），例如圖三所示為套入式組合型交通桿；圖四所示則為插針式組合型交通桿【6】。



圖三 套入式組合型交通桿



(a)桿身



(b)底座與插針



(c)組合後成型

圖四 插針式組合型交通桿【6】

前述圖二至圖四之三種交通桿中，最早出現於台灣交通工程界者乃圖四所示之插針式組合型交通桿，其為美國 Safe-Hit 公司【6】所研發之專利產品(Dura-Post【6】)，之後由台灣業者引進使用於各級道路中。圖二與圖三所示之交通桿則是由台灣本地之交通安全業者自行研發製造。

除了前述三種交通桿之外，圖五所示為彈簧連結式交通桿，其比前述各型交通桿較為細長，其頂端壓實扁平，桿身與底座則以彈簧構件連結之。彈簧構件之主要目的在於交通桿可承受任何角度之撞擊而順勢變形。



圖五 彈簧連結式交通桿

前述四種交通桿各有特色，孰優孰劣，殊難定論，然時至今日，經本研究團隊之實地勘查，前述四種交通桿在台灣各地均可見其使用實績。

四、交通桿之實地應用

吾人如實地仔細勘查，交通桿之實地應用並非用於道路施工時之交通安全管制，而是作為道路工程完工且通車後之常設性交通安全警示設施或其他已完成之工程結構體之警示工具。

4.1 分隔車流之警示

於分隔雙向車流標線上方設置交通桿通常位於市區、郊區多車道之雙黃實標線上，其主要功能明顯只是作為警示之用，提醒用路人勿跨越標線，圖六所示即為典型之例。此外，於快速道路匝道出、入口與平面道路交會處為免車流穿越清除區（Clear Zone），設置交通桿亦有明顯警示之功用，圖七與圖八所示即為典型之例。



圖六 市區道路雙黃實線標線上方之交通桿



圖七 快速道路匝道出口與平面道路交會處之交通桿



圖八 快速道路匝道入口與平面道路交會處之交通桿

市區或郊區多車道公路中，主線與側車道或分叉線、右彎車道間如有清除區或槽化島存在，為提升道路之警示功用，其上方亦可加設交通桿，圖九所示即為典型之例。



圖九 平面道路主線與側車道清除區上之交通桿

市區道路中，為警示用路人勿穿越，在設有反光標記或車道屏之雙黃實標線上增設交通桿亦有進一步警示用路人功能，圖十所示即為典型之例。



圖十 交通桿與反光標記及車道屏共用

於道路幾何線形（Alignment）不良之處，例如平面線形之急彎、縱斷線形之陡坡及弧形高架橋上考量最小停車視距（Minimum Sight Distance），為了增進行車安全，於分隔黃實標線上佈設交通桿亦可明顯提升道路之警示功能。圖十一、十二、十三所示均為典型之例。



圖十一 道路幾何線形急彎處之交通桿



圖十二 道路幾何線形不良處之交通桿



圖十三 高架橋上中央分隔標線上方之交通桿

停車場出入口處為了區隔出入車流亦可設置交通桿，如圖十四所示。此外，為了清楚界定不同型式停車格位之空間，佈設交通桿亦可作為明顯區隔之用，圖十五所示乃典型之例。



圖十四 停車場出口處之交通桿



圖十五 以交通桿分隔停車格位

於多路交叉路口處，交通桿亦可立於槽化區之邊緣線上，此舉亦可警示用路人，以維車流行之有序，圖十六所示即為典型之例。



圖十六 槽化區邊緣之交通桿

為了保障行人之安全，於行人專用標線上方佈設交通桿確可增進警示功能，提升行人之安全性，圖十七所示即為典型之例。



圖十七 行人專用標線處之交通桿

4.2 固定物旁之警示

道路工程設施中之固定物對交通安全有一定程度之威脅，其種類甚多，其可能是下列數種之一。而佈設交通桿之主要目的明顯皆是為了提升預警之功能，例如：

1. 交通島頭前緣

交通島之種類甚多，例如中央分向島、中央分隔帶、快慢車道分隔島、槽化島、庇護島等皆屬之，島頭部份如有警示不足時，亦可輔以交通桿加強之，圖十八所示乃典型之例。



圖十八 中央分隔島頭前之交通桿

2.出口匝道附近犄角區域內之橋墩柱或其他固定障礙物

對高架道路而言，於出口匝道與主線之交會處必有護欄端點形成之障礙物，故佈設交通桿亦可明顯提升警示功能，圖十九所示即為典型之例。讀者如仔細觀之，圖十九所示之交通桿直徑比其他圖示者稍大。



(a)日間



(b)夜間

圖十九 快速道路主線與匝道出口交會處之交通桿【4】

3.中央或路側護欄末端、固定障礙物邊緣

凡道路範圍內或其周遭可能造成事故之固定物旁側佈設交通桿皆可提升警示功能，增進行車安全，圖二十、二十一所示即為典型之例。



圖二十 固定障礙物旁之交通桿



圖二十一 混凝土護欄旁與交通島上方之交通桿

4.路側警示

凡路側有危及用路人行車安全之疑慮時，例如路樹、電力桿或無加蓋之排水溝，佈設交通桿亦有明顯預警之功用，圖二十二所示乃典型之例。



圖二十二 以交通桿作為路側警示之典型案例

五、現有交通桿之使用缺失

前述交通桿之實地應用甚廣，其警示與提昇交通安全之功能實不容置疑，然經實地勘查之資料佐證，各型式之交通桿亦有不同形態之使用缺失。

1.交通桿受撞擊後之情形

一體成形式交通桿承受撞擊後，除非其可完全恢復原狀，否則常見之損壞模式大致有數種（參考圖二十三），例如：

- 受撞擊後有明顯變形且無法恢復原狀
- 受撞擊後交通桿破損
- 受撞擊後完全傾倒在地
- 交通桿下端明顯折斷



(a)受撞後變形且無法恢復原狀



(b)受撞後破損



(c)受撞後完全傾倒不起



(d)桿身底部折斷

圖二十三 交通桿受撞擊後之缺失例

連續佈設式之交通桿亦可能因佈設有缺失或多次承受撞擊而多根毀損，圖二十四所示即為典型之例。此外，交通桿受撞擊後亦可能上、下部完全分離，只剩基座存留在地，典型之例如圖二十五所示。



圖二十四 多根交通桿斷裂、折損與傾倒



(a)套入式組合型



(b)插針式組合型



(c)彈簧連結式

圖二十五 交通桿受撞擊後上、下部完全分離之例

圖二十六所示則是交通桿受撞擊後，桿身攔腰斷裂之情況，桿身上端呈不規則之尖銳狀。



圖二十六 交通桿受撞擊後斷裂之例

多根交通桿受撞擊後可能基座脫離而散落路面，如未再補齊，則原佈設連續性交通桿之警示功能必打折扣，圖二十七所示即為一例。



圖二十七 多根交通桿受損消失未補齊之例

2. 固定設施

交通桿底座與道路表面間之固定方式有三大類，即：

- a. 黏結式，如圖二十八所示。黏結式交通桿之原始製造商乃美國之“Safe-Hit, a division of Energy Absorption Systems, A Quixote Company”【6】，其詳細內容可參考文獻【6】之內容。
- b. 植筋式或錨碇式，如圖二十九所示。此法意指採用螺栓組件將交通桿之底座固定於路面。
- c. 埋設式。交通桿底座如採埋設式，路面下方須有一鋼筋混凝土基座，施工較複雜，較不具經濟性，故埋設式交通桿在工程界中之實例較少見。



圖二十八 底座黏結式交通桿



(a) 一體成形式



(b) 套入式組合型

圖二十九 錨碇式交通桿

黏結式交通桿受撞擊時最常見之缺失乃底座黏結效果不佳而致整根交通桿完全脫離路面，如圖三十所示。



圖三十 黏結式交通桿受撞擊後脫離原位

錨碇式交通桿固定設施最常見之缺失如圖三十一及圖三十二所示，可能是螺栓組件鬆脫或未完全鎖入級配層中。此外，有些情況是交通桿受撞擊後，因螺栓被拉起而致桿身稍斜，未恢復直立之狀。



(a)螺栓固定不確實



(b)螺栓脫落

圖三十一 固定設施未鎖緊或付之厥如



圖三十二 固定螺栓移位而致交通桿未能直立

3.反光材料

反光材料之主要功用在於夜間於車輛前燈之照射下能發揮反光之功能，以增進交通安全。故交通桿受擦撞後而滯留痕跡或反光材料有瑕疵或脫落，原有警示功能必打折扣，其對交通安全必有負面之影響，圖三十三所示乃典型之例。此外，多數交通桿亦有因長期使用後，可能因風吹日曬雨淋等氣候因素而致原為黃色之桿身顏色漸變暗之情況。



圖三十三 典型交通桿反光材料缺失之例

4.交通桿之相鄰間距

直至今日為止，相鄰兩交通桿之間距究竟應為何?此無任何規範可資依循，全憑主事者依經驗法則自行判斷，其中最重要者，間距太大則小汽車或機車亦可能穿越而過。以圖三十四所示為例，其間距甚大，車輛可輕易穿越或迴轉。



圖三十四 相鄰兩交通桿之間距太大【4】

5.設置位置

交通桿能否發揮原預期之功能與設置位置之正確與否息息相關。例如圖三十五所示之例亦有可爭議之處，其主要原因在於交通桿立於虛標線之上，以致同向車流無法變換車道。



圖三十五 設置位置有爭議之交通桿【3】

六、材質需求

由前述立論，欲發揮交通桿之交通安全功能，理想之回復性交通桿應具備下列特性，即：

1. 質軟：能承受車輛來自 360 度不同方向之撞擊而變形彎曲
2. 恢復性：受撞擊變形後可完全恢復原狀
3. 抗壓性：交通桿即使受車輪輾壓亦不可毀損
4. 反光性：交通桿應有充足之優質反光材料以發揮反光性能

經本研究調查，交通桿最常用之材質為聚乙烯(Polyethylene, PE)與聚氨酯(Polyurethane, PU)。

聚乙烯材質特性【5】可歸納如下：

1. 質輕－PE80 密度約 0.94 g/cm^3 ，PE100 密度約 0.96 g/cm^3 ，重量約鑄鐵之 1/8。
2. 易熱塑性：容易加工
3. 容易回收再製造
4. 耐輻射且化學穩定性良好
5. 耐寒性佳，最低溫可至 -40°C
6. 電絕緣性能極優，不會受電解質腐蝕
7. 具延展性：延伸斷點 PE80 > 700%，PE100 > 600%
8. 抗剝蝕性佳：優於鋼材 8 倍
9. 熱傳導性低，僅約玻璃之一半
10. 表面平滑，未若金屬管易與氧氣作用生鏽結殼

聚氨酯，簡稱 PU，或 PU 塑膠，其材質特性【5】(參考表一)為：

有極佳耐高壓、抗振動、耐腐蝕、耐磨損、耐氣候、耐曲折性能、輕便、使用方便靈活、便於布管作業、耐久、伸縮自如、使用簡單、有優良的耐溫隔熱與優越之隨意彎曲性能。

此外，在製造 PU 塑膠時在預聚體加入發泡劑，使 PU 塑膠內含有許多氣泡，就成為 PU 泡棉。PU 塑膠大致上可分為熱塑性，熱固性，合成彈性 PU 橡膠三種。

表一 典型 PU 交通桿之材質規範

硬度(Shore D)	≤ 40	CNS3555
比重	≤ 1.0	CNS3541
抗拉強度	$\leq 150 \text{ kgf/cm}^2$	CNS3553
斷裂點伸長率	$\leq 500\%$	CNS3553
100%抗拉應力	$\leq 30 \text{ kgf/cm}^2$	CNS3553
撕裂強度	$\leq 50 \text{ kgf/cm}$	CNS3559

針對交通桿之檢測標準與程序，較常見者如下所言：

1. 檢測項目與程序

- (1) 撞擊：小汽車以時速 $60\pm 2\text{km/h}$ 正撞（由車頭進入經過車身），撞擊高度以該車保險桿高度為準。同方向連續撞擊 10 次，每次間隔 2 分鐘。撞擊 10 次後，10 分鐘後量測超軟彈性分隔桿是否仍保持 10 度以內之彎曲。
- (2) 輾壓：同一測試件，小汽車以時速 $30\pm 2\text{km/h}$ 由左側車輪輾壓（前輪加後輪）同方向連續 5 次，每次間隔 2 分鐘，輾壓 5 次後，10 分鐘後量測超軟質彈性分隔桿是否仍保持 10 度以內之彎曲。

2. 結果表示：彎曲角度以電子角度計量測，角度計上緣距測試件上緣 10 公分，讀值至小數點下一位。

七、結論與建議

本文已將交通桿之分類、使用現況及其可能缺失進行初步之探討，其結論可歸納為：

1. 交通桿在交通工程手冊【1】中之使用時機與相關規範尚有不足，實有再補強之空間。此外，官方認可之其他相關規範亦亟待建立。
2. 交通桿乃交通工程手冊【1】中之正式稱呼，惟工程實務上之稱呼甚多，例如“安全警示桿”、“防撞桿”、“警示柱”、“警示桿”、“安全桿”、“導桿”、“彈性桿”、“分隔桿”…，不一而足。為方便之計，宜以官方名稱為準，統一以交通桿稱之。
3. 依實地調查，台灣地區之交通桿型式有四大類，其固定方式有三種，而目前最常使用之交通桿乃 PE 一體成形製造，其固定方式則屬螺絲鉗者最多。此現象或與單價考量或有關，通常回復性能較佳之交通桿之單價約為不可回復式之兩倍，甚至超過。
4. 交通桿本身實非“防撞桿”，其主要功能純為警示之用，應可承受“無心”之撞，意即車輛無意中撞擊亦應不會造成交通事故或人車傷害，故理想之交通桿應可承受 360 度車輛之撞擊與輾壓後，可自動回復原位繼續發揮警示之功能。
5. 品質不佳或設置有誤之交通桿可能造成二次傷害，其中尤以機車為甚，例如螺栓未確實固定，凸出部份易對輾壓過之車輛造成傷害，甚至造成交通事故。
6. 交通桿之警示功能無庸置疑，然佈設地點如有爭議，例如多車道之白虛標線上方，則其對同向車流必有妨礙。

本文充其量只是針對交通桿進行一系列實地觀察而得之心得，吾人確信交通桿對增進交通安全必有助益，惟其亦有可再研究之處，諸如：

- 各式相關規範之詳細研擬
- 針對不同交通設施佈設交通桿準則之考量

- 更適回復性材質之實驗
- 針對不同交通設施最適交通桿尺寸之研擬
- 一體成形式交通桿可否兼具警示與碰撞緩衝之功能
- 針對不同路面狀況之交通桿固定方式
- 佈設交通桿對道路景觀是否有影響
- 各式交通桿造成交通安全二次傷害之研究

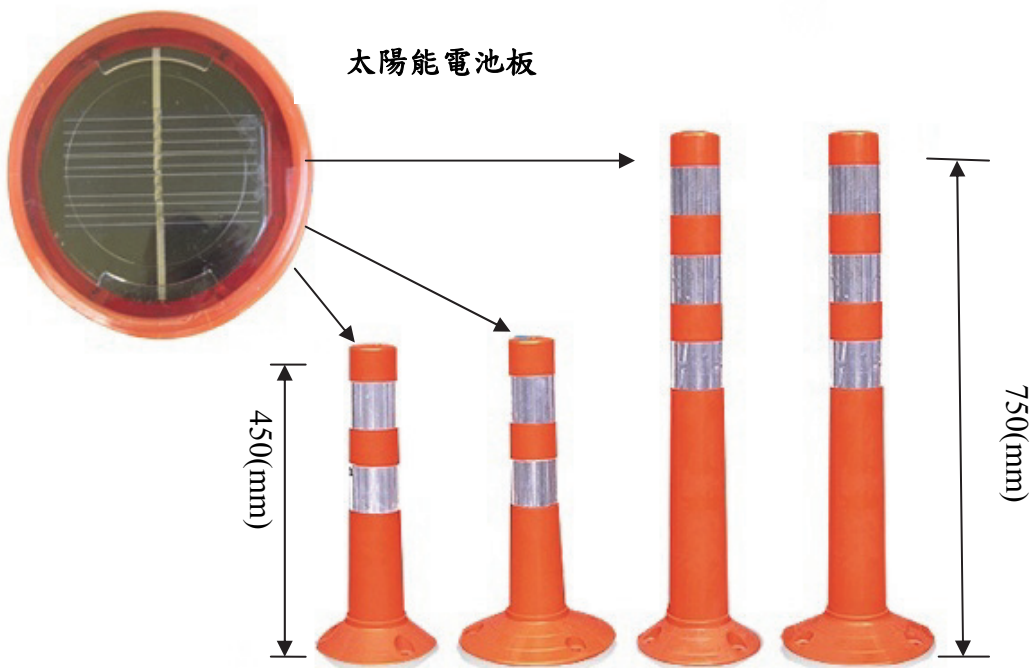
隨著節能減碳與環境永續發展議題之延燒，近年來以太陽能作為主動發光源之交通桿亦已問世，圖三十六至三十八所示皆為典型之例。



圖三十六 以太陽能為主動發光源之交通桿【7】



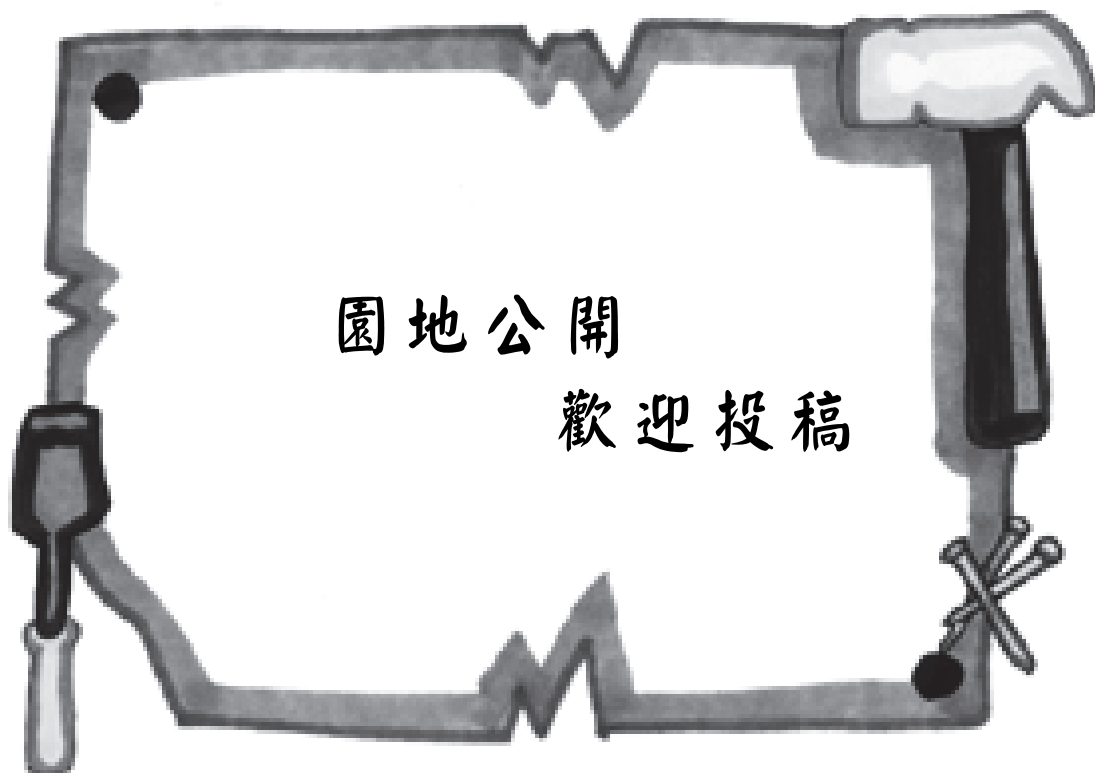
圖三十七 典型夜間自發光式交通桿【8, 9】



圖三十八 太陽能應用於交通桿之例【9】

參考文獻

1. 交通工程手冊，中華民國交通部頒布，民國 99 年 5 月修訂。
2. 道路交通標誌標線號誌設置規則，中華民國交通部與內政部，民國 101 年 6 月修訂
3. 台灣明尼蘇達礦業製造股份有限公司(3M)，交通安全電子報，2012 年 6 月
4. <http://www.mobile01.com/topicdetail.php?f=294&t=1992161&p=1>
5. <http://tw.knowledge.yahoo.com/question/question?qid=1609061203668>
6. <http://www.safhitlx.com>
7. <http://www.yee-yuan.com.tw>
8. <http://www.youtube.com/watch?v=WuJEelWun4s>
9. <http://shindosafety.com/roadway-safety/traffic-safety-equipments/>



破壞力學及突變理論在岩石邊坡之應用

白郁宇*

一、概述

從 20 世紀 60 年代以來，國外研究者對高速滑動邊坡的研究，多數是研究由勢能-動能轉化導致的遠程高速滑動邊坡，但邊坡失穩中還有一類破壞力要超過僅由勢能-動能轉化導致的遠程高速滑動邊坡，稱為劇烈式滑動邊坡，此類邊坡滑動的特點是突然爆發，迅猛崩滑。

邊坡崩塌的發生是內因（岩體特性、工程結構形式等）和外因（外界擾動類型及其特性等）聯合作用的結果。從哲學角度考慮，系統從穩定狀態向不穩定狀態轉化，是一個量變到質變的過程。當量變累積到一定程度時，系統達到臨界平衡狀態，任何微小的外界擾動都可能使系統跨越臨界點，發生失穩破壞。根據非線性科學的觀點，在臨界點處，擾動的誘發作用主要通過放大效應來實現。由於這時系統處於不穩定狀態，任何微小的擾動都會被放大，微小的擾動在臨界點附近會轉變成巨大擾動，這種巨大擾動驅動事物向新的狀態演變，這種微擾動稱為臨界微擾動失穩效應〔1〕，這種臨界微擾動失穩破壞現象往往是突發的，無前兆的非線性動力過程。

1980 年，英國數學家 P.T.Saunders 出版《An Introduction to Catastrophe》一書，明確指出：“作為數學的一部分，突變理論是關於奇異點的理論”。突變理論的主要之點，在於觀察某系統或過程，從一穩定狀態到另一穩定狀態的躍進，所謂穩定，是指系統或過程某一狀態的持續出現，外界干擾可能使系統偏離某一狀態，產生不穩定，而干擾消除後又恢復原狀，繼續出現穩定。因此穩定性不僅指事物不變，還指事物有一定的抵抗干擾的能力。一個系統所處的狀態可用一組參數來描述，當系統屬於穩定時，表示該系統狀態的某個函數取惟一的極值（如能量取極小），當參數在某個範圍內變化，該函數有不只一個極值時，該系統必處於不穩定狀態，從數學的角度觀察一個系統是否穩定，常要求出某函數的極值，導數為零的點就是最簡單的奇異點，或稱為臨界點，因此突變現象又稱為“不穩定奇異點”。

根據三組砂岩直接剪力試驗結果顯示砂岩剪裂面呈現韌性（ductile）性質（風化土亦會有此種現象），既應力-應變曲線在峰值強度後依然變化平緩，不像在單軸情況下當載重達到峰值後便很快導致載重大幅下降而使得試體在短時間內失穩。此說明砂岩在受剪達峰值強度後仍然能保持相當

* 土木技師、應用地質技師

程度上的穩定，但此時的試體內部已經出現宏觀裂紋，也就是說試體已經破壞，但不能說明它已經完全失穩。當材料的潛變在某個 t 時刻之前是穩定的，當進入 t 時刻以後的時間區域，材料會在很短的時間內發生失穩破壞。基於以上分析可知，潛變失穩破壞與砂岩直接剪力試驗單調加載的失穩破壞是兩種不同的失穩機制。潛變失穩採用突變理論進行分析，直接剪力作用下的失穩則採用材料的強度理論分析。

國道 1 號 4k+820 南下邊坡發生崩塌，根據現場崩落之土碴及岩塊堆積情形，崩落岩盤部分是完全風化岩盤，部分是高度風化岩盤，部分是中至輕度風化岩盤。崩落之土碴屬微濕狀態，崩落之岩塊為乾燥狀態，因此可知，不是因為地下水滲流壓力造成岩盤崩落。本文擬根據現場地表地質調查、高速公路路面微震動監測、鑽探岩心、破壞力學及突變理論，探討岩盤崩塌的原因及為何岩盤會突然崩塌。

二、地形與地層

崩塌邊坡位於屬基隆河北畔，基隆河在此附近呈現典型的曲流。河流兩側的地形十分不對稱，凸出的一側切割山坡，凹入的一側形成河階地。從大的角度看，這一段基隆河谷大致上是沿著區域性向斜構造（八堵向斜）的軸部蜿蜒流動。崩塌位置位於由基隆河及瑪陵坑溪沖刷岩層所形成山脊的前沿。

崩落岩盤所在地層屬南港層，由厚層青灰色細粒石灰質砂岩和深灰色頁岩所組成，沉積環境為淺海相。厚層塊狀砂岩經常形成陡壁懸崖，砂岩為石屑質的混濁砂岩或亞濁砂岩。

三、邊坡崩塌現況描述

國道 1 號南下 4k+820 之既有邊坡（詳見圖 3-1）為一東西走向之 2 階式噴凝土保護邊坡，第一階坡高約 7m，坡度約 70° 。根據崩落後的現場露頭，崩塌區出露之南港層厚層塊狀砂岩有兩組節理，節理面均有銹染（詳見圖 3-2 及圖 3-3）。而無銹染之張裂面是在岩盤崩落過程中因剪張力而撕裂所產生，有銹染之張裂面則是在岩盤崩落前已生成。節理面粗糙夾泥（詳見圖 3-3），節理面乾燥。崩落岩盤主控弱面詳見圖 3-4，圖 3-4 中龜裂岩盤之裂縫在岩盤崩落過程中受到擾動而擴張。根據圖 3-5 土碴及岩塊堆積情形，圖 3-1 中之 A-A 剖面為完全風化岩盤，圖 3-1 中之 B-B 剖面為中至輕度風化岩盤，A-A 剖面與 B-B 剖面之間為高度風化岩盤。



圖 3-1 崩塌岩盤範圍



圖 3-2 有銹染的節理 A



圖 3-3 有銹染的節理 B



圖 3-4 崩落岩盤主控弱面



圖 3-5 土碓及岩塊堆積情形

四、地表地質調查及微震動量測

地表地質調查範圍詳見圖 4-1，圖中①②③④⑤⑥⑦⑧⑨表示現地調查露頭位置，A、B、C、D 表示節理編號。露頭①為青灰色厚層塊狀砂岩，層理不明顯，有兩組節理，分別為節理 C、節理 D，節理 C 的位態 80/265（傾角/傾向），節理 D 的位態 69/337，節理持續性約 1~2 公尺；露頭②③④⑤位於 F 匝道匯入萬里瑞濱線之入口沿線開挖邊坡，露頭②為深灰色頁岩，露頭③為青灰色砂岩，露頭④為深灰色頁岩，露頭⑤為青灰色砂岩。由於頁岩較砂岩軟弱，在褶皺過程中，剪裂面主要發生在砂岩層內，頁岩層幾乎未出現剪裂面；露頭⑥為青灰色砂岩，露頭⑦為深灰色頁岩。露頭⑧為青

灰色砂岩；露頭⑨為青灰色砂岩，夾薄層泥，有一組垂直節理；在崩落岩盤處之厚層青灰色砂岩，根據現場露頭有兩組節理 A、B（詳見圖 3-2 及圖 3-3），節理 A 的位態 82/262，節理 B 的位態 45/348，兩組節理之持續性約 1~2 公尺；圖 3-2 節理 A 下方之滑動面在噴凝土後量測到該面的位態為 30/167。將在露頭⑨及露頭②③④⑤所量得層面位態、節理位態及滑動面位態進行立體投影，經立體投影得到岩層層面位態 31/151，既層面走向為北偏東 61°，向東南傾。崩塌位置之中山高邊坡坡面走向為東西向，其與層面之走向夾角為 29°，屬於斜交坡，滑動面在噴凝土後量測到的位態（30/167）與層面位態（31/151）大致是一致的。

由於高速公路路面不平整，重車行走會在路面產生微震動（如圖 4-2 所示），此微震動波會傳至邊坡，邊坡長期承受微震動力。於高速公路路肩及第一階坡頂安裝微震動儀（如圖 4-3 所示）量測微震動速度及加速度，量測時間連續 1 小時，部分量測結果如圖 4-4。由圖 4-4 可知坡頂垂直車流方向及重力方向之最大加速度約 9mm/sec^2 ，路肩垂直車流方向及重力方向之最大加速度約 1.6mm/sec^2 。



圖 4-1 地表地質調查範圍

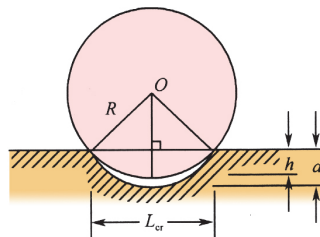


圖 4-2 路面不平整示意圖



圖 4-3 量測坡頂微震動速度及加速度

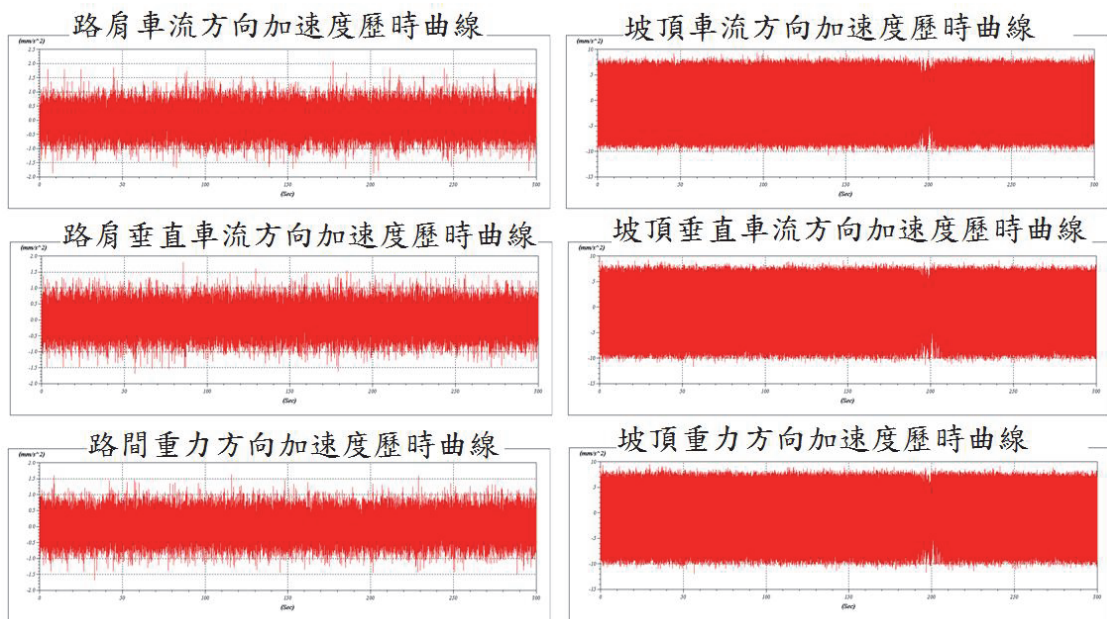


圖 4-4 路肩及坡頂加速度歷時曲線

五、鑽探岩心

現地鑽孔位置詳見圖 4-1。鑽探是為瞭解崩塌處及其周圍中山高邊坡岩盤之破碎程度及風化程度，並配合地表地質調查結果及試驗成果，建立邊坡可能的破壞模式及可靠地估計岩盤強度與變形特性，以便進行邊坡安全評估。又位在中山高第一階之鑽孔 BH02、BH03、BH04、BH05 之鑽探成果，用來研判第一階邊坡節理及裂隙的分布及風化情形。

5.1 岩盤地下水入滲及風化深度

根據鑽探所取得之岩心，就各孔節理深度及地下水流痕跡（裂面銹染）彙整於如表 5-1。鑽孔 BH01 及 BH06 地下水流痕跡深至地表下 7.1~11.8 公尺，其位瑪陵坑溪溪谷之坡頂，溪谷解壓，節理或裂隙開張，地表水較易滲入，圖 5-1 為 BH06 旁之露頭地表水沿近地表之裂隙滲入。

鑽孔 BH02、BH03 及 BH05 水流痕跡深至地表下 2.3~4.9 公尺，只臨中山高，第一階邊坡高約 7 公尺。BH04 地下水流痕跡深至地表下 7.6 公尺，BH04 近邊坡邊緣，臨瑪陵坑溪溪谷及中山高，所以地下水流痕跡較 BH02、BH03 及 BH05 深，又 BH05 較 BH02、BH03 近瑪陵坑溪，其地下水流痕跡又較 BH02、BH03 深。BH04 地表下 5.5 公尺有一處軟化泥帶，此軟化泥帶之岩心形狀為楔形狀，無受剪痕跡，又根據鑽孔 BH05 及 BH06 並未有軟化泥帶出現，因此推測此軟化泥帶係局部現象。

由上述鑽探結果可知，距離瑪陵坑溪越近，地表水入滲岩盤之深度越深，意謂岩盤的風化程度越高。

表 5-1 節理位於地表下之深度及水流痕跡

孔號	深度(m)	傾角	水流痕跡	註
BH01	4.7	$\theta=57^\circ$	銹染	
	5.4	$\theta=54^\circ$	銹染	
	7.1	$\theta=50^\circ$	銹染	
	14.4	$\theta=54^\circ$	無銹染	節理裂隙分歧
	18.5	$\theta=69^\circ$	無銹染	梳文區 F 節理
	19.1	$\theta=69^\circ$	無銹染	梳文區 F 節理
	22.6	$\theta=75^\circ$	無銹染	梳文區 F 節理
	23.7	$\theta=71^\circ$	無銹染	梳文區 F 節理
BH02	0~2	$\theta=90^\circ$	銹染	節理裂隙分歧
	2.3	$\theta=0^\circ$	銹染	水平裂隙
BH03	3.8	$\theta=65^\circ$	銹染	
	12.1		無銹染	裂隙

	20	$\theta=90^\circ$	無銹染	節理裂隙分歧
BH04	0.55~0.7		銹染	風化帶
	1.2~1.45		銹染	風化帶
	5.5~5.7		無銹染	浸水軟化泥
	7.6	$\theta=45^\circ$	銹染	
	8	$\theta=60^\circ$	無銹染	
	9.5	$\theta=55^\circ$	銹染	節理裂隙分歧
	17.5	$\theta=60^\circ$	無銹染	
	19.4	$\theta=75^\circ$	無銹染	
BH05	2.8	$\theta=56^\circ$	銹染	風化帶
	4.4~4.9	$\theta=56^\circ$	銹染	
BH06	2.7	$\theta=70^\circ$	銹染	
	5.6	$\theta=76^\circ$	銹染	
	6.1	$\theta=0^\circ$	銹染	水平裂隙
	7.2	$\theta=30^\circ$	銹染	原生弱面
	8.6	$\theta=62^\circ$	銹染	
	11.5~11.8	$\theta=63^\circ$	銹染	風化帶

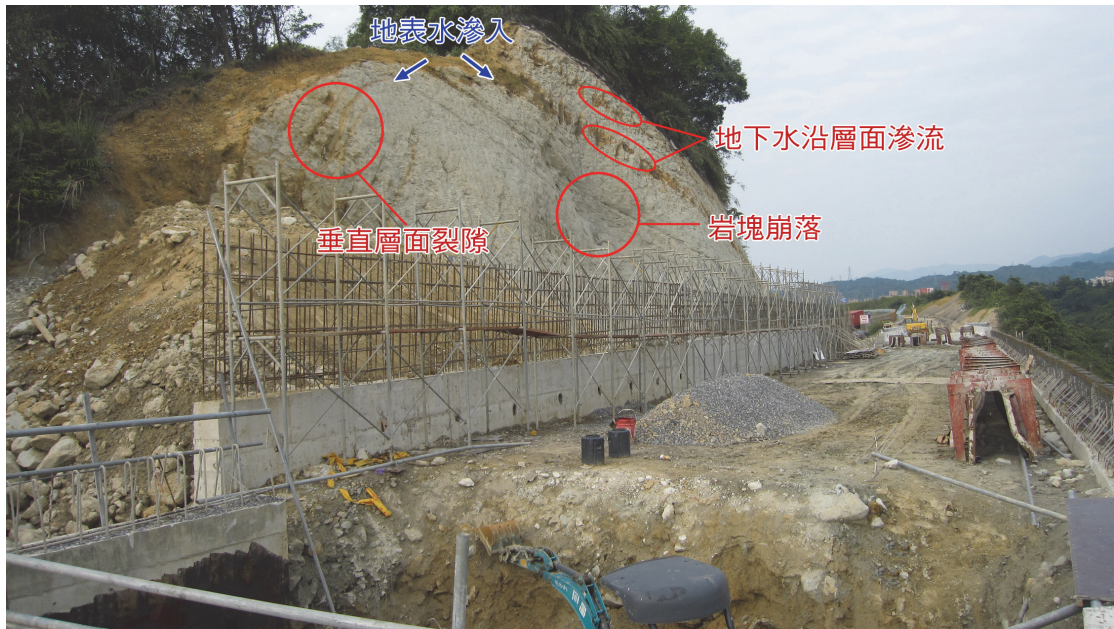


圖 5-1 鑽孔 BH06 旁露頭地表水沿近地表之裂隙滲入

5.2 岩盤節理緊密程度及持續性

由鑽孔岩心可知，崩落岩盤處邊坡之岩性為厚層塊狀砂岩，其厚度大於 20 公尺。相同岩性，節理之緊密程度及持續性與岩層厚度及構造變形程度有關〔2〕，岩層越厚，節理の間距越疏，節理的持續性越長（如圖 5-1、圖 5-2）。岩層曲率越大，節理の間距越密，崩坍處位於向斜翼部，節理の間距較疏。又根據 BH01（圖 5-3）孔深度 18~20 公尺與 22~24 公尺處之節理及 BH06 孔深度 12~20 公尺處為緊密節理（雁形節理，其主要裂面只有一個），因此推定崩落岩盤處周圍厚層塊狀砂岩有梳紋區（hackle zone，梳紋又稱羽紋，指環繞在鏡區以及霧區之外，斷裂延伸已不再沿原有單一的裂面發展，形成許多斷面起伏彼此交錯的交錯跡，這些小斷面間的交錯跡代表局部斷裂延伸的延伸方向）存在；鑽孔 BH02（圖 5-4）、BH03 及 BH04 岩心之節理裂隙有分歧現象，分歧現象顯示分歧作用與分歧枝反應節理裂面延伸時的應力值大小，應力值越大，分歧作用越明顯且分枝越多，分歧作用顯示節理的延伸可能在較低的應力下產生。因此推測表 5-1 鑽探結果之節理並非主節理（main joint），其持續性不長。



圖 5-2 薄層砂岩緊密節理

根據節理位態之立體投影分析，圖 3-2 之節理 A 與圖 4-1 節理 C 為同一組節理，其走向與層面走向垂直，傾角近垂直。圖 3-3 之節理 B 與圖 4-1 之節理 D 為同一組節理，節理走向與層面走向一致，節理傾角與層面傾角近垂直，兩組節理均為伸張節理，從截切關係來看，節理組 B 普遍終止於節理組 A，因此可能節理組 A 先節理組 B 形成。

表 5-1 所述之節理傾角 $45^{\circ}\sim 82^{\circ}$ ，與節理 A~節理 D 之傾角相似，又崩落岩盤處雖臨八堵向斜，但在崩塌位置周圍之厚層塊狀砂岩並未發現褶皺晚期的 X 型節理，所以可推測崩落岩盤處周圍岩盤無 X 型節理存在。

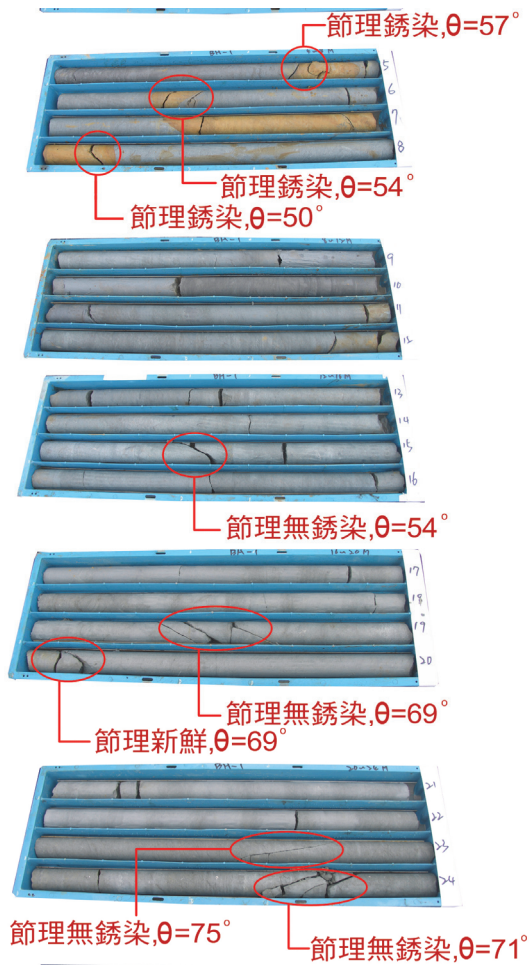


圖 5-3 鑽孔 BH01 岩心箱



圖 5-4 BH02 孔深度 13.8m 處裂隙分歧

根據崩塌位置周圍露①及露頭②現況顯示，節理疏鬆，根據表 5-1 鑽探結果之節理深度，計算得到節理之平均間距約 2.5 公尺。因此崩塌位置周圍岩盤節理疏鬆，節理持續性約 2~3 公尺。

5.3 弱面的粗糙程度

根據現地所調查露頭及鑽探所得之岩心，崩塌位置周圍厚層砂岩層之層理不明顯。根據岩心在鑽探過程所造成之裂面以鑽孔 BH02 岩心為例（詳見圖 5-5），其斷裂面粗糙不平（詳見圖 5-6），其斷裂過程承受大的張應力，該裂面為沿沉積過程所產生之原生弱面裂開；伸張節理之節理面粗糙不平（詳見圖 5-7、圖 5-8），表示裂面在形成過程中承受大的張應力；節理 A~節理 D（圖 3-2、圖 3-3、圖 4-1）之節理面粗糙平順，在節理生成過程伸張方向承受可能為微小壓力或微小張力。鑽孔 BH-02 深度 0~2.3 公尺近垂直伸張節理裂面之裂形特徵不同於節理 A~節理 D 之節理面裂形特徵，表示此節理面不同於節理 A~節理 D，其裂面在形成過程承受大的張應力。



圖 5-5 鑽孔 BH02 岩心沿沉積弱面斷裂



圖 5-6 原生弱面斷裂面粗糙不平

5.4 未崩塌岩盤強度參數

岩石試驗以崩塌區旁之鑽孔 BH04 所取樣岩心進行試驗，岩石 I 型及 II 型之斷裂韌度 (fracture toughness) [3] 可由試驗結果之岩石單軸抗張強度、單軸抗壓強度求得 (詳見表 5-2、表 5-3) [4]。根據 Griffith 理論 [5]，岩石單壓強度為 8 倍抗張強度，由於本試驗岩石存在多數初始微裂隙或缺陷，因此採用岩石單壓強度為 15 倍抗張強度。

由第四節地表地質調查及第五節鑽探岩心所述岩盤地下水入滲及風化深度、岩盤弱面持續性及緊密程度及弱面的粗糙程度，依岩盤節理分布情形 (interlocking and joint alteration, Hoek and Brown 1998 [6])，岩盤構造 (Structure) 屬於厚塊狀 (Blocky)，節理面狀況屬於佳 (Good)，既

節理面粗糙輕度風化或鏽染，岩體 $GSI=60\sim70$ ，砂岩 m_i 採用 17，邊坡高度採用 20 公尺，求得岩盤強度參數。



圖 5-7 鑽孔 BH-02 節理面粗糙不平



圖 5-8 鑽孔 BH-03 節理面粗糙不平

表 5-2 岩石抗張強度與斷裂韌度

項目		試驗成果		
抗張試驗 (巴西人法)	(kg/cm^2)	1.4	24.6	4.5
	$K_{IC}(\text{MPa}\sqrt{\text{m}})$	0.285	2.902	0.318
	$K_{IIC}(\text{MPa}\sqrt{\text{m}})$	0.062	2.166	0.089
	深度 (m)	0.25-0.3	1.3-1.35	17.22-17.27

表 5-3 岩石單壓強度與斷裂韌度

項目		試驗成果					
岩石 單壓 試驗	(kg/cm ²)	97.5	238.5	125.9	53.0	55.2	82.0
	K _{IC} (MPa√m)	0.767	0.851	0.784	0.740	0.741	0.757
	K _{IIc} (MPa√m)	0.163	0.233	0.177	0.141	0.142	0.155
	深度 (m)	0.85-1	1.65-1.8	3.75-3.9	5.8-5.95	10.85-11	17-17.15

六、現地應力場的變化

考量 F 匝道開挖及結構物施工時所造成邊坡解壓及加壓之影響而改變邊坡的應力場之變化情形。分析結果顯示假設結構物 2 公尺厚之混凝土橋台，其荷重為 48000N/m²，使用 FLAC3D 進行靜力彈性分析，並利用 history 指令紀錄第一階坡頂垂直下方每隔 1 公尺處之最大主應力及最小主應力之變化情形（如圖 6-1 所示）。根據分析結果，第一階坡頂垂直下方 5 公尺處往下應力場在 F 匝道開挖及結構物施工過程中，應力大小發生變化，不同於未施工前的應力大小。根據分析結果，繪製圖 6-2，圖 6-2 中綠色表示岩盤應力無變化不受 F 匝道開挖及鋼筋混凝土施工影響，土黃色表示岩盤應力有所改變。又根據靜力彈塑性分析，整體邊坡仍在彈性狀態（詳見圖 6-3、圖 6-4、圖 6-5），惟第一階坡頂出現剪力－張力破壞狀態，說明第一階坡頂長期承受因重力作用所產生的剪力及張力。

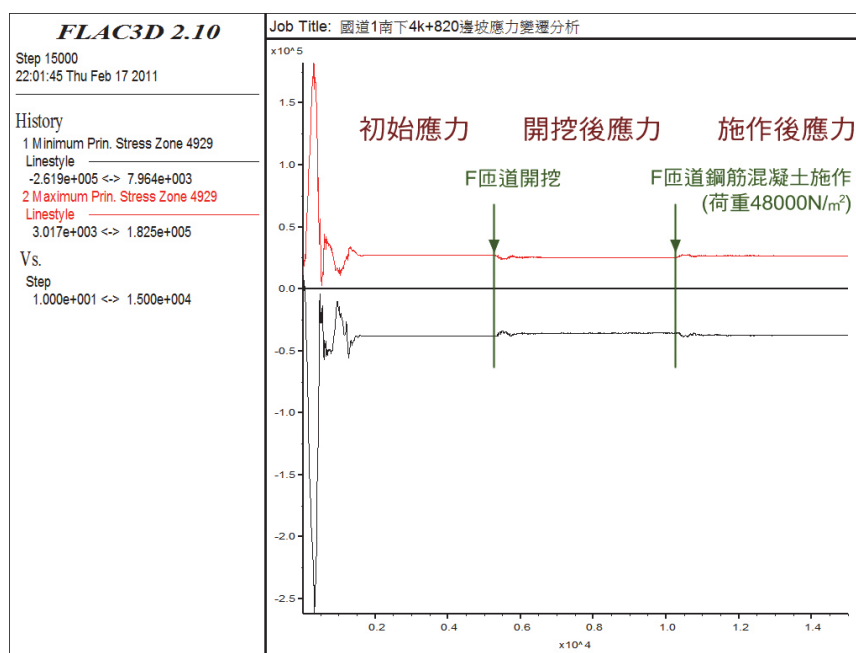


圖 6-1 監測點 1、2 施工前後應力未改變

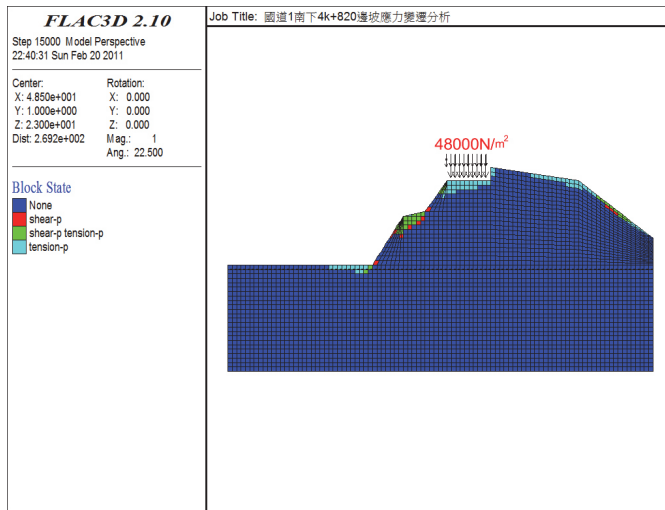


圖 6-5 F 匝道結構物完成後邊坡狀態

七、岩盤崩落模式

根據圖 3-2 及圖 3-3，無鏽染之張裂面是在岩盤崩落過程中因張力而撕裂所產生，有鏽染之張裂面則是在岩盤崩落前已生成。圖 3-5 之龜裂岩盤因上述張力作用使裂隙及節理張開形成裂縫，崩落岩盤範圍止於由有鏽染節理面 A 所形成之龜裂岩盤面。根據第三節所述崩落岩盤風化程度，其分布位如圖 7-1，左側部份為完全風化岩盤，中間部份為高度風化岩盤，右側部份為中至輕度風化岩盤。圖 7-1 新鮮未鏽染岩石在岩盤崩落過程中被剪斷，而形成崩落岩盤不平整主控弱面（詳見圖 3-4），主控弱面位態大致與岩層層面位態一致。

根據上述，假設無鏽染張裂面之抗張力為 T ，新鮮未鏽染岩石抗剪力為 S ，不平整主控弱面抗滑動力為 R ，驅使岩盤崩落的外力（重力、（微）震動力、地下水滲流壓力等）為 F ， $F=F_{左}+F_{中}+F_{右}$ ，則在 $T+S+R<F$ 的情況下，岩盤突然崩落。將左側部份與中間部份視為一體 A，假設 A 體與右側部份（B 體）間存在一相互作用之拖曳力 SS ，若 $SS \geq F_{左}+F_{中}-R$ ，則 A 體不會崩落。但是在 $T+S-F_{右}<SS$ 的情況下，岩盤突然崩落。

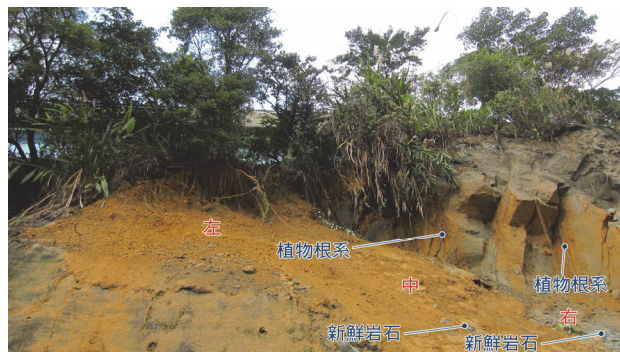


圖 7-1 崩落岩盤風化程度位置

八、岩盤崩落原因

圖 3-4 中的龜裂岩是在這次岩盤崩落過程中被撕裂。圖 3-2 中有銹染張裂面（次生裂面）是在岩盤崩落前已存在，其裂紋成長路徑如圖 8-1 所示，對邊坡而言，圖 8-1 中的壓力，為近平行於坡面的壓應力。根據數值分析結果，中山高邊坡開挖完成後，第一階坡頂下方 2~3 公尺的壓應力（最大主應力）為 0.1MPa（詳見圖 8-2 所示），其作用方向與節理面 B（圖 3-3）夾角 β 約 55° 。節理面 B 之長度 $a=1.5\text{m}$ ，由於節理面 B 有鏽染，表示岩盤崩落前該節理面未緊閉，故不考慮節理面的摩擦力，計算得到受壓裂紋端部的應力強度因子 $K_I=0.146 \text{ MPa}\sqrt{\text{m}}$ 及 $K_{II}=0.102 \text{ MPa}\sqrt{\text{m}}$ ，根據表 5-2 及表 5-3 第一階坡頂下 1m 至 4m 砂岩之斷裂韌度 $K_{IC}=0.784\sim 2.902 \text{ MPa}\sqrt{\text{m}}$ 及 $K_{IIC}=0.177\sim 2.166 \text{ MPa}\sqrt{\text{m}}$ ，根據 Irwin 準則， $K_I=K_{IC}$ 及 $K_{II}=K_{IIC}$ ，裂紋才會開始擴展，可能的裂紋擴展角度 $\theta_m=90^\circ\sim 105^\circ$ （如圖 8-3 所示， σ -criterion），此 θ_m 與圖 3-2 有銹染張裂面裂紋成長路徑相同。又裂紋擴展方向最後平行坡面最大主應力方向，次生裂紋長度約 1.0 公尺。將此種損傷裂紋等效為平行於最大主應力方向的兩條裂紋〔8〕，裂紋擴展之極限條件 $K_I=K_{IC}$ ，根據表 5-2 及表 5-3 高度風化砂岩至輕度風化砂岩之斷裂韌度 $K_{IC}=0.784 \text{ MPa}\sqrt{\text{m}}$ ，求得可能的裂紋擴展長度 $L=0.021$ 公尺。根據圖 8-4（ $\beta=55^\circ$ 、 $a=1.5\text{m}$ 、 $K_{IC}=0.784$ ），裂紋長度 1.0 公尺所對應的坡面壓應力（最大主應力）1.0 MPa 大於 0.22MPa。根據上述，表示此次生裂紋在中山高開挖邊坡前就已形成，中山高開挖邊坡後，持續受到地表滲水的風化。

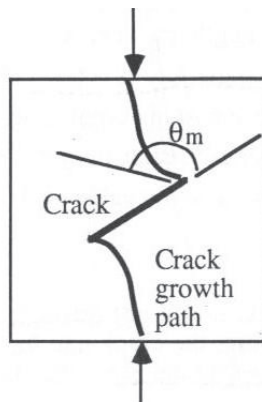


圖 8-1 壓應力作用下裂隙成長路徑〔7〕

根據第七節，若 $SS \geq F_{左} + F_{中} - R$ ，則 A 體不會崩落，但是在 $T + S - F_{右} < SS$ 的情況下，岩盤突然崩落。可知增加 $F_{左} + F_{中}$ 或 R 減小，使得 SS 增大，又 T 或 S 減小及 $F_{右}$ 增大，使得岩盤突然崩落。 S 、 T 及 R 因風化作用而減小， $F_{左}$ 、 $F_{中}$ 及 $F_{右}$ 與重力、（微）震動力及含水量有關。

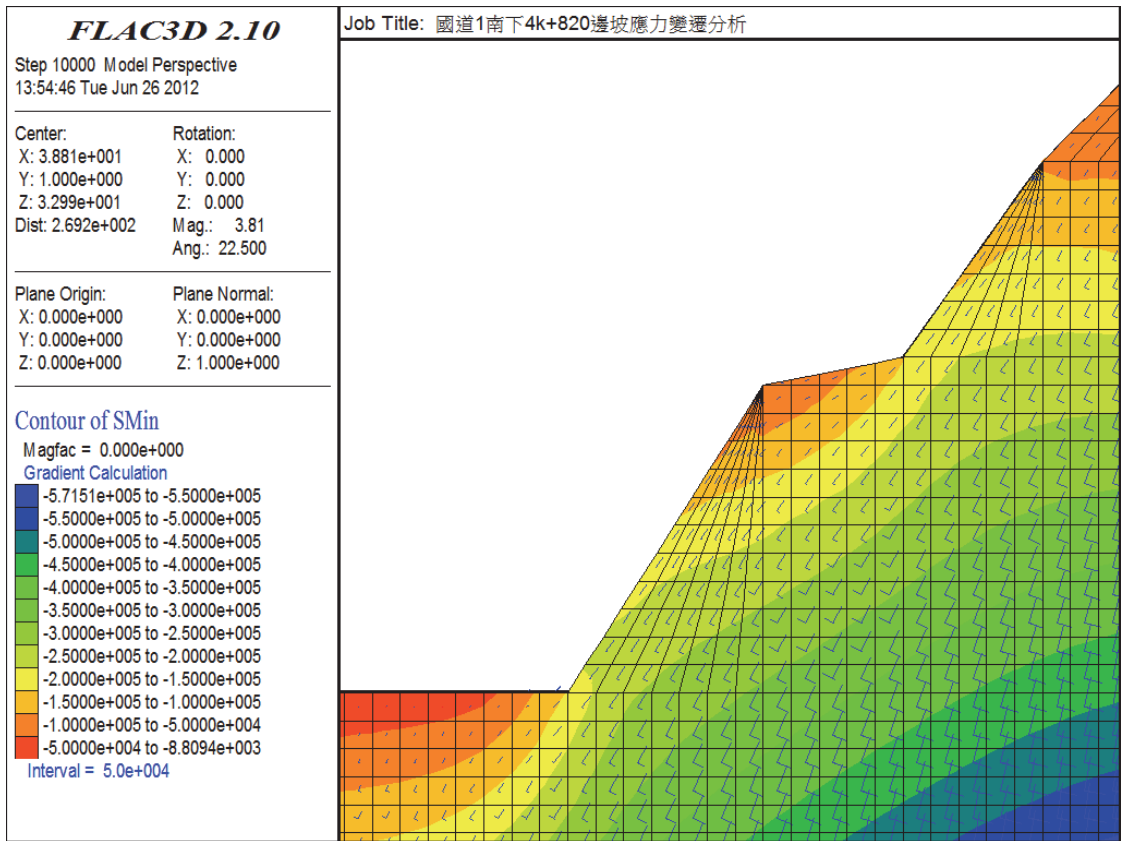


圖 8-2 邊坡主應力方向 (中山高開挖完成後)

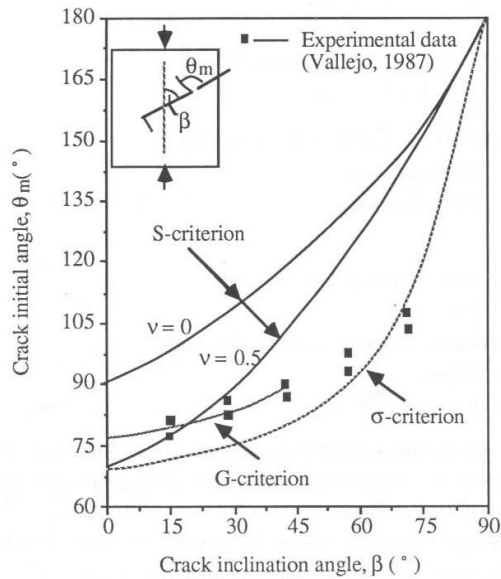


圖 8-3 裂紋擴展角度 [7]

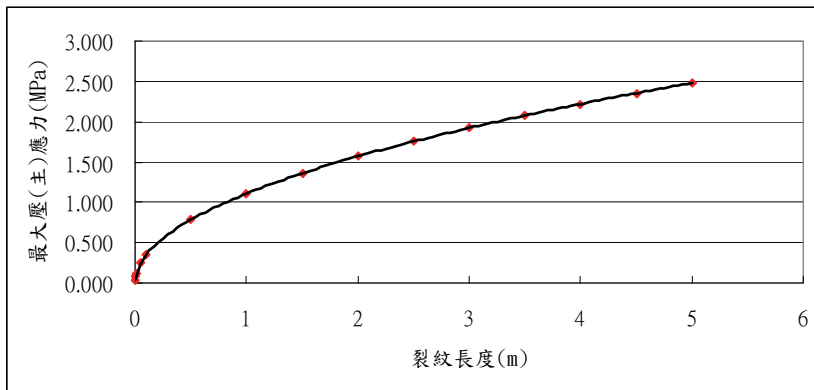


圖 8-4 裂紋長度與坡面最大主應力

根據三組砂岩直接剪力試驗結果（圖 8-5）顯示砂岩剪裂面呈現韌性（ductile）性質，類似疏鬆砂 [9]，其近似雙曲線形式如式(1)及式(2)所示（Kondner, 1963）（Duncan 和 Chang, 1970）。若岩石所承受之應力達到或超過長期強度值，潛變變形規律與岩石材料受力後呈現出的力學屬性特別是與潛變破壞特性有關。潛變韌性破壞，對應潛變變形過程具有第 I、第 II、第 III 階段潛變，而且加速變形階段持續一定時段後，岩石發生失穩破壞。A 體在潛變過程中，由於受到拖曳力 SS 的牽制並未失穩而崩落，但在潛移過程中 B 體同時受到拖曳力 SS 作用使 B 體之裂縫因受拉剪而擴大，並造成邊坡噴凝土的破裂（詳見圖 3-1）。

$$\tau = \gamma / (a + b \gamma) \quad (1) \quad (\text{Kondner, 1963})$$

$$\tau = \gamma / ((1/G_0) + (R_f \gamma / \tau_f)) \quad (2) \quad (\text{Duncan 和 Chang, 1970})$$

其中 R_f ，稱為破壞率， $R_f = \tau_f / \tau_{ult}$ ， τ_{ult} 為剪應力漸近值， τ_f 為抗剪強度， τ_{ult} 稍大於 τ_f ，為初始切線剪力模數。

B 體裂縫潛變斷裂，其在裂紋失穩擴展之前存在一亞臨界擴展階段，在此階段即使外載重不變，裂紋也將隨時間緩慢增加，裂紋長度是受載重時間 t 的函數。B 體之裂紋長度的增加，使得無銹染張裂面之抗剪張力 T 減少。為應用突變理論來說明 B 體失穩崩落，引入函數 Φ ：

$$\Phi(l, F_1, F_2, \dots, F_n) = - \int g(l, F_1, F_2, \dots, F_n) dl + g_c l \quad (3)$$

l 為決定裂紋尖端位置的長度變量， F_1, F_2, \dots, F_n 是載重參數， g 是裂紋尖端的能量釋放率 [10]， g_c 是裂紋擴展達到平衡狀態時的臨界能量釋放率。

$$g = (1 - \mu)(K_I)^2 / 2G \quad (4)$$

$$g_c = (1 - \mu)(K_{Ic})^2 / 2G \quad (5)$$

$$g = g_c \quad (6)$$

根據突變理論， $\partial \Phi / \partial l = 0$ 對應平衡狀態，由(3)式得到：

$$g(l, F_1, F_2, \dots, F_n) = g_c \quad (7)$$

本例 B 體之載重參數為 $F_{右}$ 及 SS ，(7)式是裂紋擴展的臨界條件（平衡條件）。 $\partial^2\Phi/\partial l^2=0$ （或 $\partial g/\partial l=0=\partial K_I/\partial l$ ）是裂紋穩定擴展與失穩擴展的條件，當 $\partial^2\Phi/\partial l^2<0$ 時裂紋失穩擴展， $\partial^2\Phi/\partial l^2>0$ 時裂紋穩定擴展。 $F_{右}$ 及 SS 滿足(7)式控制裂紋的平衡，稱為勢能函數 Φ 的臨界點，或稱為突變點。圖 8-6 為 B 體承受 $F_{右}$ 及 SS 的示意圖（詳見圖 3-4），圖中顯示裂紋承受拉剪狀態。圖 8-7 所示節理面承受外力時，裂紋容易擴展，分支裂紋沿 σ_1 方向延伸擴展，擴展模式如圖所示。假設節理面與 σ_3 方向成 α 角，可得分支裂紋尖端的應力強度因子近似為〔11〕：

$$K_I=5.18c(J_s \cos \alpha + \sigma_3 \sin \alpha)/(\pi l)^{1/2} + 1.12 \sigma_3 (\pi l)^{1/2} \quad (8)$$

$$\partial K_I/\partial l < 0 \quad (\text{裂紋失穩擴展條件}) \quad (9)$$

$$\text{推得 } J_s \cos \alpha + \sigma_3 \sin \alpha > 0.453l \quad (10)$$

由(9)式可知當裂紋長度穩定擴展到 l 時，只要 J_s 或 σ_3 微小增加，裂紋產生失穩擴展，使岩盤突然崩落。(9)式中， $\sigma_1=f_1(F_{右}, SS)$ ， $\sigma_3=f_3(F_{右}, SS)$ ， J_s 為節理面上的驅動力， $J_s=f(\sigma_1, \sigma_3, f_s, c_s)$ 。 f_s 為節理面的摩擦力， c_s 為節理面上的凝聚力，從節理 B 之銹染情形， f_s 及 c_s 可視為為零，所以 $J_s=f(F_{右}, SS)$ 。 $F_{右}$ 或 SS 的微小增加，會造成 J_s 或 σ_3 微小增加，造成 $F_{右}$ 或 SS 的微小增加的原因有岩盤含水量的增加、(微)震動力及岩盤風化。

九、工程應用

對於有危險的岩盤的主控弱面（圖 9-1），求得尖端（O 點）的破壞強度因子，參考式（9）對破壞強度因子求導數，並推得如式（10）。

十、結論

節理 B 之次生裂紋在中山高開挖邊坡前就已形成，中山高開挖邊坡後，持續受到地表滲水及氣候溫度變化的風化。由於 A 體與 B 體長期潛移及持續風化，使節理 B 之次生裂紋長度 l 穩定擴展。由於連日細雨，使 A 體含水量增加，同時 A 體及 B 體在（微）震動力共同作用下，使裂紋產生失穩擴展，造成 $T+S<SS+F_{右}$ ，致使岩盤突然崩落。

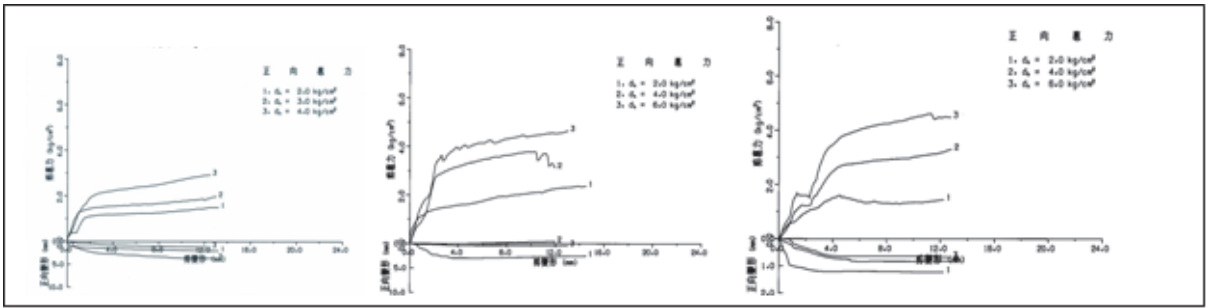


圖 8-5 砂岩直接剪力試驗

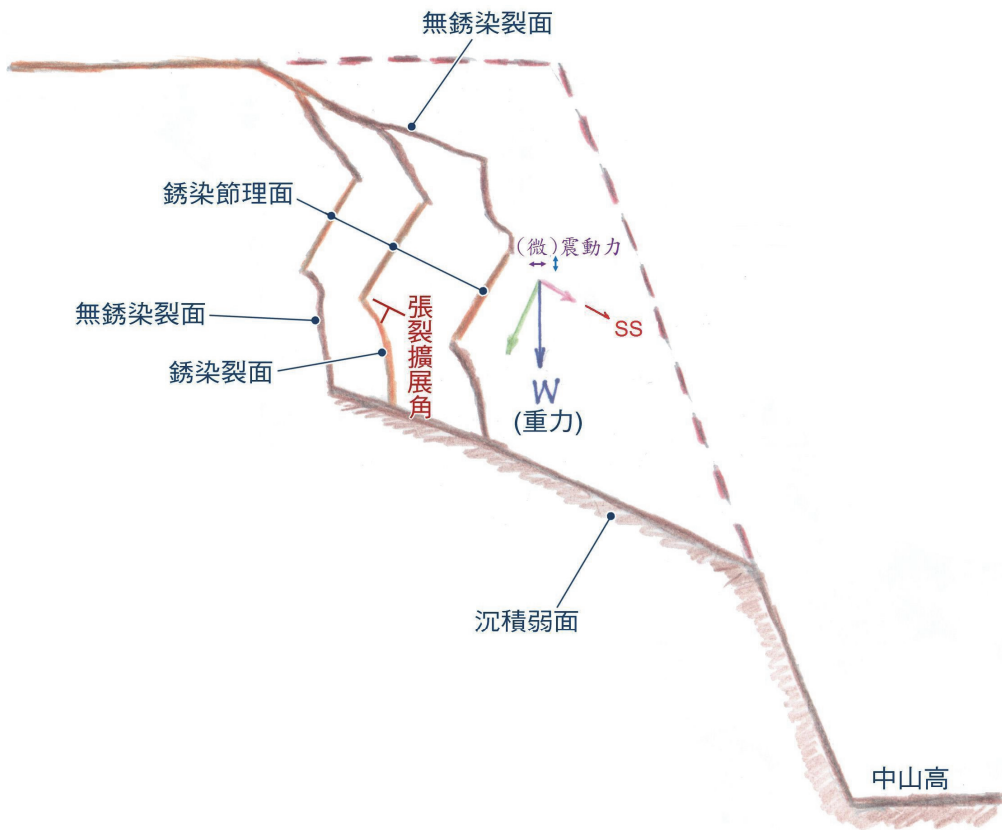


圖 8-6 B 體承受 $F_{右}$ 及 SS 示意圖

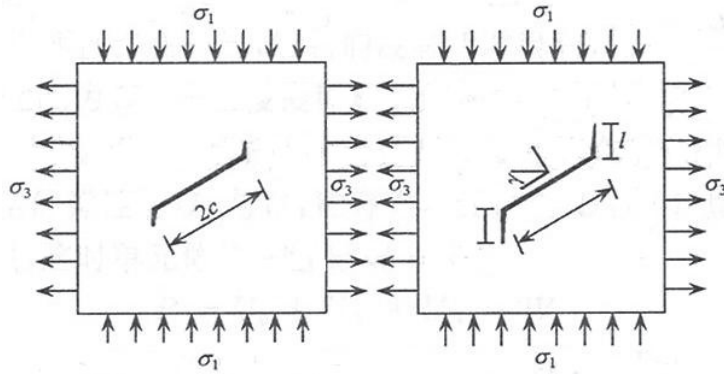
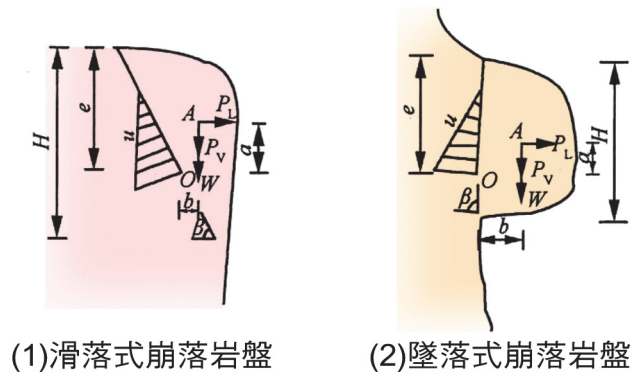


圖 8-7 拉剪應力狀態下裂紋擴展示意圖



(1) 滑落式崩落岩盤

(2) 墜落式崩落岩盤

圖 9-1 岩盤崩落模式

參考文獻

1. 許強、黃潤秋、王來貴 (2002) 外界擾動誘發地質災害的機理分析 [J]. 岩石力學與工程學報, 21(2):280-284。
2. NEVILLE J. PRICE (1968) FAULT AND JOINT DEVELOPMENT in Brittle and Sem-brittle Rock, PERGAMON PRESS, p141~148.
3. Irwin, G.R. (1957) Analysis of stresses and strains near the end of a crack, J. Appl. Mech., 24, p361.
4. B.N. Whittaker, R.N. Singh and G. Sun (1992) Rock Fracture Mechanics Principles, Design and Applications, ELSEVIER, Chap 10.
5. Griffith, A.A. (1924) The theory of rupture, Proc. 1st Int. Congr. Appl. Mech., p56~63.
6. Hoek E, Brown ET (1998) Practical estimates of rock mass strength. Int J Rock Mech Min Sci 34 : 1165~1186.

7. B.N.Whittaker, R.N.Sigh and G.Sun (1992) Rock Fracture Mechanics Principles,Design and Applications,ELSEVIER,p116~117.
8. 朱維申、李樹材、陳衛忠 (2002) 節理岩體破壞機理和錨固效應及工程應用，科學出版社，第 74~75 頁。
9. Braja M.Das (1983) Advanced Soil Mechanics,虹橋書店,p405.
10. Dietmar Gross and Thomas Seelig (2011) Fracture Mechanics with an Introduction to Micromechanics,Springer,p97.
11. Kemeny J. and Cook N.G.W. (1986) Effective Moduli,Non-Linear Deformation and Strength of a Cracked Elastic Solid.Int,J.Rock Mech.Min.Sci.& Geomech.Astr.,Vol.23,No.2.

勘 誤 表

期別	頁數行數	原文	更正
38 卷 10 期	第 2 頁前言第 3 行	台 20 線昌仁橋、進徑橋	昌仕橋、進涇橋
38 卷 10 期	第 2 頁前言第 8 行	供請參致	供請參考
38 卷 10 期	第 2 頁第 12 行	清檢測證明	請檢測查明
38 卷 10 期	第 3 頁第 3 行	是否可改慮	是否可考慮
38 卷 10 期	第 4 頁第 7 行	，及旗美溪..	，及旗山溪..
38 卷 10 期	第 8 頁第 20 行	公路右側至..	公路左側至...
38 卷 10 期	第 8 頁第 21 行	。但左側路基下方亦...	。但右側路基下方亦...
38 卷 10 期	第 8 頁第 24 行	二十一、台 3 線 58k+...	二十一、台 20 線 58k+...
38 卷 10 期	第 8 頁第 27 行	，而細礦溪與旗山溪	，而油礦溪與旗山溪
38 卷 10 期	第 10 頁第 17 行	第六項明德橋第七項...	刪除第六項第七項
38 卷 10 期	第 10 頁第 24 行	建議併入第六項明德橋、第七項勤和橋第 3 點意見及第 8 項東莊橋	建議併入明德橋、勤和橋第 3 點意見及東莊橋第 2 點意見.刪除第六項第七項第 8 項
38 卷 10 期	第 11 頁第 5 行	，由於荖濃溪淤高及桃源溪，由於荖濃溪淤高及桃源溪上游....	刪除重複之，由於荖濃溪淤高及桃源溪
38 卷 10 期	第 14 頁第 14 行	1.本橋跨越山溪	本橋跨越旗山溪
38 卷 10 期	第 18 頁第 9 行	路線降低變更為等跨 24m	路線降低變更為單跨 24m
38 卷 10 期	第 19 頁第 17 行	，桃源中梅山村以西之..	，桃源鄉梅山村以西之..