

霧社水庫右山脊板岩邊坡變形調查及修復工程設計

李嶸泰^{[1]*} 江政恩^[1] 黃崇仁^[1] 徐家聲^[2] 康宏呈^[2]

摘要 民國 95 年 6 月連續豪雨，造成霧社水庫長期潛變 (creep) 之右山脊表層沉陷位移、部份格梁地錨開裂、路面下陷、電廠入口邊坡崩塌等多項災害。經地質調查後發現，右山脊岩層係由板岩所組成，惟因風化及解壓程度不一造成其中部分板岩岩質堅硬緻密，而部分之板岩則岩質軟弱。

經分析右山脊邊坡監測資料結果並考量各工法優劣後，規劃邊坡穩定工程包括新設排水廊道及擋土排樁，另外還包括地表排水、維護工程、排洪隧道補強及護岸修復工程。

關鍵詞：豪雨、潛變、地質調查、邊坡穩定。

Investigation and Repair Design of the Slate Slope Deformation Zone on the Right Ridge of Wu-She Dam

Jung-Tai Lee^{[1]*} Chen-En Chiang^[1] Chung-Ren Huang^[1] Chia-Sheng Hsu^[2]
Hung-Cheng Kang^[2]

ABSTRACT The heavy rainfall in Wu-She area on June 2006 caused surface settlement, cracks on anchor cells, surface subsidence, and slope failure on the right ridge of Wu-She reservoir, which had suffered a long-term creep in the past. The geological investigation showed the right ridge of Wu-She reservoir was composed of slate. Due to different weathering and different pressure release levels, parts of the slate were a hard and dense rock, but some parts were very weak. From monitoring records analysis and considering the pros and cons of the various slope stability methods, a rehabilitation project including drainage tunnels, pile wall, surface drainage, maintenance, reinforcement of tunnel spillway and river bank repair, is proposed.

Key Words : Heavy rainfall, long-term creep, geological investigation, slope stability.

一、前言

本文係針對霧社水庫右山脊下游側崩塌地邊坡進行治理工法之探討，此崩塌地有投 83 號道路從山腰通過，此公路為山區唯一聯外道路，坡趾處又有重要排洪設施，而長久以來板岩邊坡即有潛變滑移跡象，為確保道路暢通及水庫排洪等設施之安全，自 1980 年迄今每隔約 10 年即需進行崩塌地之修復。本文乃檢討此

地區歷年來所採用之邊坡治理工法成效，並提出適用性建議，以作為板岩邊坡治理工法選用之參考。

二、治理區板岩地質特性

治理區域位於中央山脈西麓濁水溪上游，依經濟部中央地質調查所出版之五萬分之一台灣地質圖—圖幅第二十六號—霧社 (羅偉等, 2002) 及台灣電力公司

[1] 中興工程顧問股份有限公司大地工程部

Dept. of Geotechnical Engineering, Sinotech Engineering Consultants, Ltd., Taipei, Taiwan.

[2] 台灣電力公司萬大發電廠水土保持組

Dept. of Soil and Water Conservation, Wanta Power Plant, Taiwan Power Company, Nantau, Taiwan.

* Corresponding Author. E-mail: lee2406@mail.sinotech.com.tw

「萬大電廠擴充暨松林分廠水力發電工程技術服務工作—地質調查評估報告」(中興工程顧問公司, 2007)顯示, 本區附近出露之地層主要屬廬山層, 岩性以板岩為主, 間夾少量變質砂岩。主要地質構造為霧社復向斜及眉溪斷層, 區域地質圖如圖 1。

崩塌區邊坡依位置不同可分為崩塌區 I、II 及 III, 主要係為板岩所組成。本區之板岩劈理發達, 並且常因重力潛移作用造成劈理轉折 (圖 2)。因山坡地勢陡峭, 坡面淺部解壓作用顯著。而局部劈理發達之板岩其抗風化能力、抗水性及抗變形能力均較一般板岩為差, 且遇水及風化作用後, 其強度更會急遽降低。根據各項地質調查資料, 繪製本區岩層分佈如圖 3 所示。地質剖面 (圖 3 之 A-A 剖面), 詳如圖 4 所示。

綜合而言, 本治理區崩塌地邊坡除地形陡峭, 河谷解壓顯著之不利因素外, 岩質軟弱風化, 高傾角劈理發達, 岩層因解壓作用且受重力下滑影響, 板岩易受擾動而形成鬆動帶, 坡面淺部解壓作用顯著, 且板岩中劈理面發達, 故坡面淺部之板岩易受風化擾動, 形成一鬆動帶, 常呈地表水下滲管道等, 另受重力下滑之影響, 擾動帶內之板岩其劈理面位態呈不規則之變化, 均係形成邊坡蠕動之不利條件。另由以往橫坑

開挖所見之地質狀況顯示, 由於解壓節理深度不一, 且岩盤風化程度及岩質強弱不同, 邊坡各處鬆動帶深度也不同, 發育深度並非一致, 部份岩盤具錯移或下滑拖曳情形。



圖 2 治理區板岩劈理發達

Fig.2 Cleavage of slate are well developed in the research area

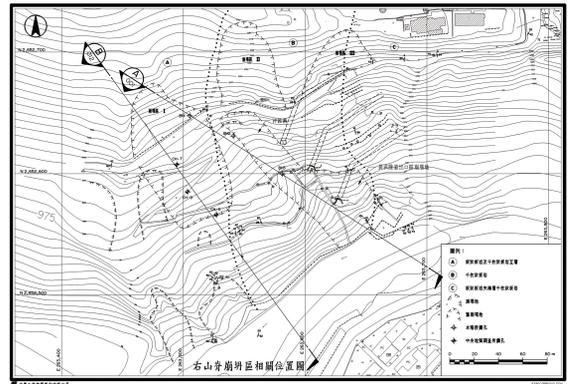
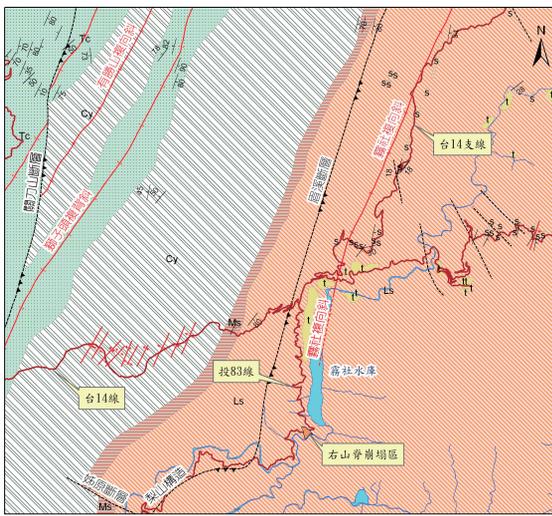


圖 3 治理區崩塌地之岩層分佈圖

Fig.3 Field condition of landslide and distribution of rock stratum in research area



地理位置索引圖

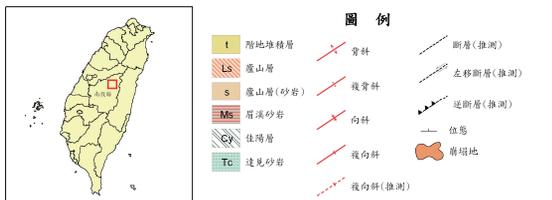


圖 1 本治理區地質圖

Fig.1 Region geological map of research area

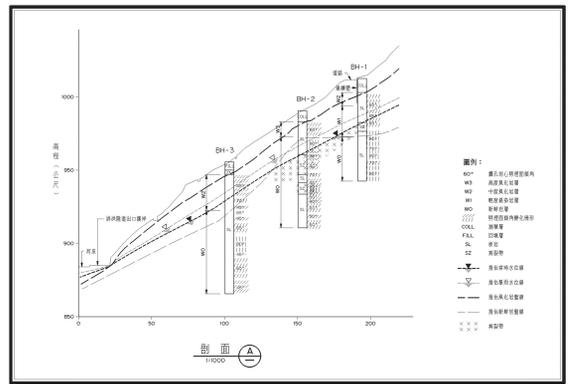


圖 4 治理區岩層剖面圖

Fig.4 Profile of rock stratum in research area

三、治理區歷年治理概況與崩塌機制評估

1. 歷年治理措施

本治理區自 1985 年起依影響程度不同由下游而上劃分為崩塌區 I、II 及 III 等不同區域，運用不同治理工法進行多次邊坡治理，其中以崩塌區 III 因邊坡位置直接位於排洪設施上方，影響程度最大，故施予之整治措施亦最多；相對而言，崩塌區 I 因距離主要排洪設施較遠，故治理措施較為精簡，各崩塌區歷年來之治理工程略述如後，並標示如圖 5。

2. 近年來豪雨災損

本治理區自 921 地震進行局部修復後，迄今並未再進行大規模之修復工作，惟統計 2000 年以來之日雨量變化見圖 6，其中以 2008 年 9 月 15 日之辛樂克颱風帶來單日雨量 481 毫米為最大，其次為 2004 年 7 月 5 日之敏督利颱風 (435 毫米) 及 2006 年 6 月 10 日之豪雨 (348 毫米)。由現場邊坡滑動破壞之情況而言，2006 年之 69 豪雨造成崩塌地損壞最為嚴重。研判其可能原因有二，其一是 2006 年 5 月底開始的連續 18 日降雨，其中 6 月 9 日至 11 日連續 3 天的雨量更高達 530 毫米，當時乃歷年第 3 高且與本區板岩地層裂隙水不易排出及遇水強度驟降有關。其二是自 2001 年整治後，即無再進行補強維護，故歷年颱風 (包括 2004 年敏督利颱風) 所造成之損壞逐漸累積，邊坡變形量過大，而導致

本次較嚴重災損發生。

近年來各豪雨所造成本區崩塌地損壞情況整理描述如後 (中興工程顧問公司，2008)：

(1) 2004 年 7 月敏督利颱風

2004 年 7 月敏督利颱風挾帶豐沛雨量侵襲中台灣，霧社地區降下單日 435 毫米的雨量，連續 3 日雨量亦達 773 毫米，均創下當時本區域最大降雨紀錄，惟在本崩塌區僅造成河岸下游側一處小規模的崩塌 (見圖 7) 及崩塌區 I 道路基輕微下陷，對崩塌區 I~III 等均未造成嚴重變形，但多處擋土結構及排水溝已有裂縫產生，排水孔可能亦有阻塞現象。

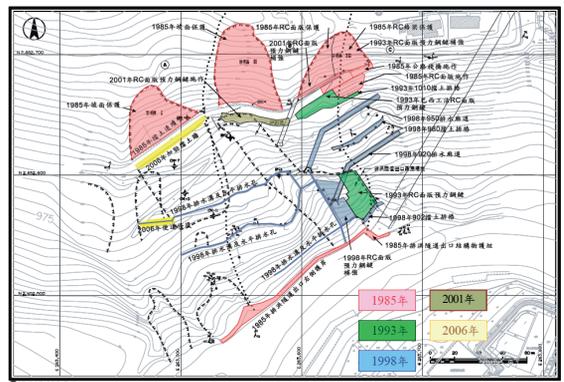


圖 5 本治理區域歷年治理措施圖

Fig.5 Repair works in research area over these years

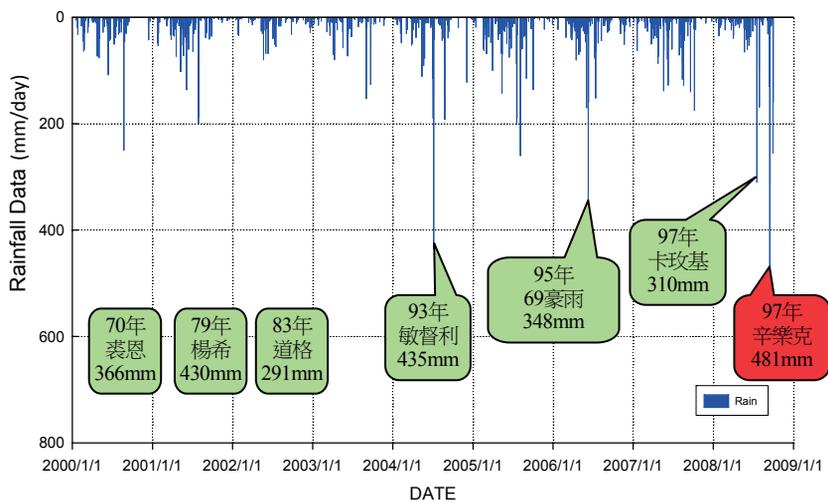


圖 6 2000 年至 2008 年本治理區域日雨量記錄

Fig.6 Daily rainfall records from 2000 to 2008

(2) 2006 年 5~6 月豪雨

2006 年 5 月下旬至 6 月上旬期間台灣中部地區出現長達 18 天之連續降雨，早已使山區表層土壤及岩盤之含水量大幅增加，其中霧社地區單日最大雨量為 6 月 10 日之 348mm，造成上游水庫入流量急遽升高，山區土壤飽和造成本區域崩塌地及道路多項損害，其中又以治理工程設置較少的崩塌區 I 路基下陷達 2.4 公尺為較嚴重(圖 8)。設置於本區之測傾管同樣於 2006 年 6 月 15 日後量測到累積變位量大幅增加之現象(圖 9)，且上下坡方向之變位較平行河岸方向之變位大，此應與投 83 號公路坍塌有關，滑動深度呈依位置而不同約在 16~35 公尺不等。

另由地表位移觀測點(圖 10)顯示，本次豪雨對崩塌地的影響是全面性的，但由於歷次治理

措施如預力鋼腱、排水廊道及擋土排樁等均集中於崩塌區 II 及 III，故於此次災損相對而言較輕；而僅施作地表截排水及深層水平排水管之崩塌區 I 則嚴重許多。由此證明設置於崩塌區 III 的排水廊道及擋土排樁已達到預期的效果，而僅有地表截排水設施之崩塌區 I 則可能因 2004 年敏督利颱風時已阻塞或龜裂，而於此次豪雨中受損嚴重。

(3) 2008 年 8~9 月颱風

2008 年夏季台灣出現連續颱風豪雨，其中 9/11~9/16 的辛樂克颱風帶來超大豪雨，對於 2006 年 69 豪雨坍塌又修復的路基又造成再次坍塌(圖 11)，對崩塌區內原有治理措施之衝擊又更甚於 2006 年之 69 豪雨(圖 12)。

本次於治理措施最少而滑動最為嚴重之崩塌區 I 新設之水位觀測井則首次記錄本崩塌區即時雨量與地下水位之相關性，見圖 13。圖中顯示對本崩塌地影響較大者有鳳凰、辛樂克及薔蜜颱風，其中又以辛樂克單日累計 481 毫米的雨量又刷新 2004 年敏督利颱風之紀錄，連續 3 日累



圖 7 2004 年敏督利颱風造成下游河岸崩塌

Fig.7 Collapse of downstream river bank caused by Typhoon MINDULLE 2004



圖 8 2006 年 69 豪雨造成路基下陷

Fig.8 Settlement of road foundation caused by extremely heavy rain on June 9, 2006

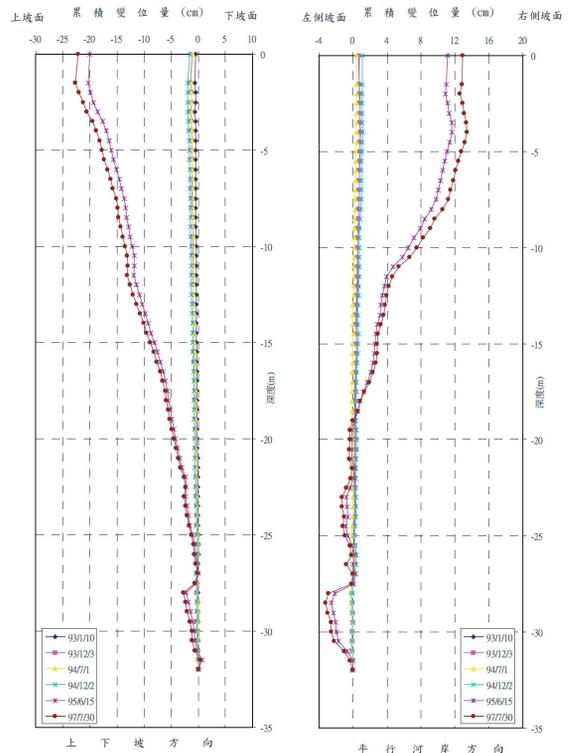


圖 9 2006 年 69 豪雨造成測傾管滑動變位

Fig.9 Deformation results of inclinometer caused by extremely heavy rain on June 9, 2006

計雨量為 927 毫米亦創下本地區有史以來之紀錄。檢視辛樂克颱風豪雨期間本區每小時地下水位之相關圖如圖 14，圖中顯示地下水位於豪雨期間明顯抬升，位於上邊坡監測井 (BH1) 之水位瞬間最高抬升達 31 公尺，而最大雨量到達前 12 小時雨勢稍歇，否則地下水位將更高而非維持定值，降雨過後 24 小時，水位亦仍較常時高達 14 公尺，之後以每日 1~3 公尺之降幅漸漸恢復穩定，位於下邊坡之監測井 (BH2 與 BH3) 亦於同時間升高 16~19 公尺，顯示本區地下水位極易受降水影響而於數小時內升高，停止降雨後約 2~4 周後始恢復原有水位。依據本區水文地質條件，推估可能原因如下：

- ① BH1 水位井相對而言位於上邊坡，且位於擋土連續壁後方，研判山脊地表水往下邊坡匯流時，淺層逕流受擋土連續壁阻隔而導致地下水急遽升高，待地下水進出量體達穩定後即隨雨量減少而水位下降，但仍需 2~4 周始能恢復降雨前之地下水位。
- ② 根據地質資料顯示，本區板岩易受風化擾動而形成鬆動帶，板岩又呈高角度且不規則變化，暴雨時初期地下水路徑受高角度層面位態影響排水不及而導致地下水暴升，待板岩鬆動帶浸水飽和膨脹後，地下水並無法快速消散，致使 2~4 周後始能恢復正常水位。

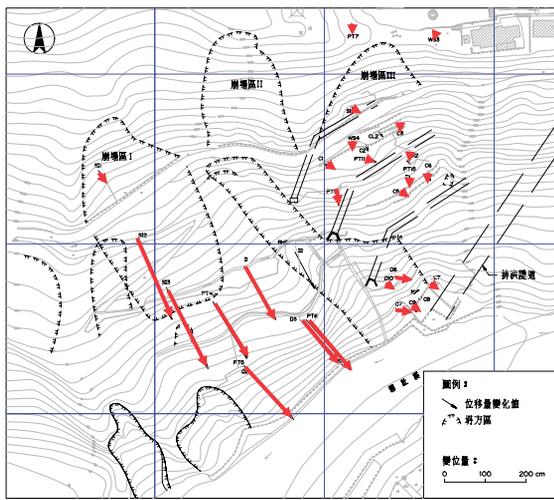


圖 10 2006 年 69 毫米造成崩塌區地表變位嚴重
Fig.10 Serious surface deformation caused by extremely heavy rain on June 9, 2006

3. 崩塌機制研判

一般岩坡工程之破壞模式可分為圓弧型破壞、平面破壞、楔型破壞、翻倒型破壞等四種 (Hoek et. al., 1977)，岩坡破壞模式與弱面位態之關係彙整如表 1 所示。根據中央地質調查所針對本區孔內岩體裂隙位態調查成果結合立體投影分析 (經濟部中央地質調查所, 2007)，整理本區崩塌地立體投影分析成果顯示崩塌地於地表下 6 至 80 公尺間具有兩組不利於邊坡穩定之弱面 (傾角分別約為 39 度及 56~57 度) 存在，其中局部鑽孔內之主控弱面約略平行坡面，易形成平面破壞，另高傾角劈理受平行坡面之弱面影響易造成岩體翻覆變形 (圖 15)，但整體而言若考量岩盤風化及破碎程度，於厚層風化劇烈之覆蓋層鬆動帶則易形成圓弧型破壞。再加上本地區地形陡峭，河谷解壓顯著，岩



圖 11 辛樂克颱風再度造成路基下陷
Fig.11 Settlement of road foundation caused by Typhoon SINLAKU



圖 12 辛樂克颱風再度造成排水廊道口變形
Fig.12 Deformation at entrance of drainage tunnel by Typhoon SINLAKU

質軟弱風化, 高傾角劈理發達, 常呈地表水下滲管道。劈理發達之板岩具有岩質軟弱, 表層劈理多且不規則, 風化劇烈, 覆蓋層厚及含火成岩侵入體等特徵。局部為強烈擾動之千枚狀板岩, 更易形成滑動塊體, 每逢降雨地下水位升高時益形惡化。

此外潛變行為與岩石所受應力比 (SSR) 有關, 應力比之定義如圖 16 所示。當應力比小於 0.5 左右, 僅發生彈性變形; 應力比在 0.5 至 0.8 之間, 將發生一階

潛變; 當應力比高於 0.8 時, 則有明顯之二階潛變發生; 應力比達 1.0, 則岩盤達破壞狀態, 岩盤產生塑性行為。本區表層風化帶初始應力比大致在 0.6 至 0.9 之間, 故亦有長期潛變之行為, 致歷年來崩坍潛移仍持續產生 (陳錦清等, 1997)。故於暴雨期間如何加強地表截水、深層排水, 縮短其排水時間及克服潛變問題為本區治理首要考量之因素。

表 1 岩坡破壞模式與弱面位態關係表

Table 1 Relationships between mode of rock slope failure and dip of weakness plane

破壞模式	立體投影圖特徵	Hoek & Bray 假設條件
圓弧型破壞	無特定的滑動平面, 且極點呈散亂分布	-
平面破壞	與坡面傾向相反處會出現一個極點高度密集區	弱面傾向與坡面傾向約一致者, 且坡角 > 傾角 > 內摩擦角
楔型破壞	會出現兩個極點的密集區	兩弱面交線之傾向與坡面傾向約一致者, 且該交線傾角小於坡角
翻倒型破壞	坡面傾向處會出現一個極點密集區	弱面傾向與坡面傾向約相反 (逆向坡), 且坡角 > (90-傾角) + 內摩擦角 (高傾斜角度弱面)

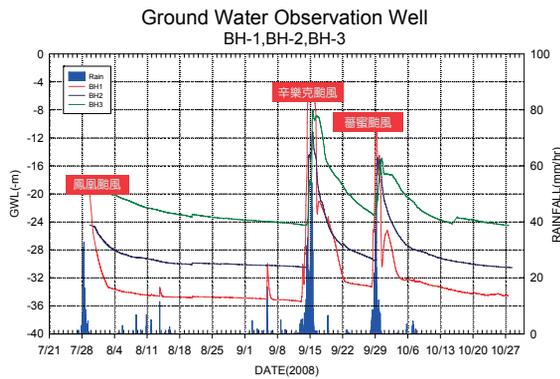


圖 13 2008 年 7-9 月雨量與地下水水位之關係圖

Fig.13 Relationships between rainfall and groundwater table during July to September 2008

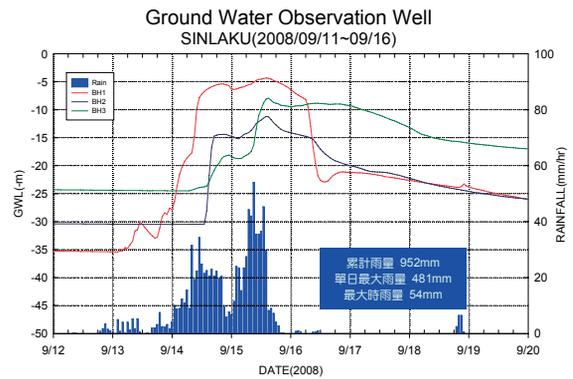


圖 14 辛樂克颱風期間雨量與地下水水位之關係圖

Fig.14 Relationships between rainfall and groundwater table during Typhoon SINLAKU

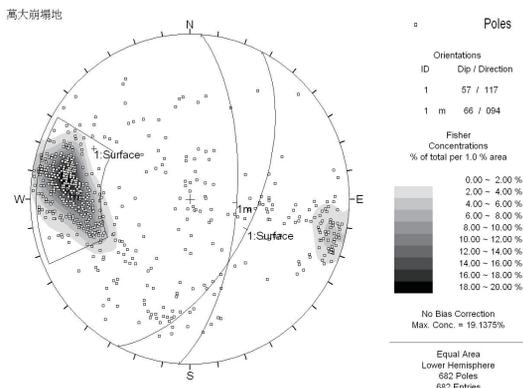


圖 15 本崩坍區立體投影分析圖

Fig.15 Joint analysis result of the landslide area

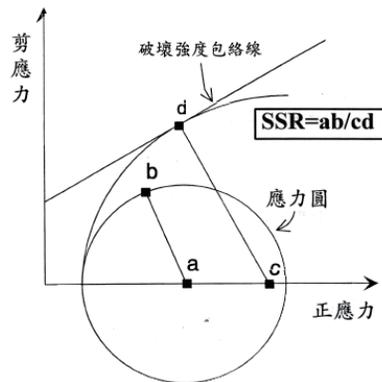


圖 16 岩石應力比 (SSR) 定義示意圖

Fig.16 Diagram of definition of SSR

四、治理工法成效評估

歷經 2006~2008 年一連串颱風豪雨的侵襲，崩塌區因治理措施的不同而成效明顯有所差異，崩塌區 III 為主要治理工法集中區而受損明顯較輕微，相對而言崩塌區 I 則變位嚴重。故同一地區不同治理工法應可比較及檢討在板岩地區之適用性及提供未來進行治理修復工程時之參考 (蘇苗彬等人, 2003)。

1. 地表截排水工法

大量降雨之地表水入滲而導致地下水升高，土壤有效應力降低，往往是造成邊坡不穩定之重要因素之一，而板岩地區常又伴隨千枚狀板岩遇水軟化，強度降低，更容易造成邊坡不穩定，故究其原因如何減少地表逕流入滲至邊坡應為最直接有效的方法。一般常見之地表截排水系統為鋼筋混凝土之水平截流溝及縱向排水溝 (圖 17)，本崩塌區於歷次治理工程中均設置地表截排水系統，但初期 1~2 年尚可達到預定成效，但時間一久，土石雜草阻塞溝面，地表水無法順利宣洩而隨處漫流，導致截排水系統失效，此原因常見於一般邊坡，只要定期維護清除水溝內土石雜草即可避免地表排水溝失效。

另一因素則為板岩地區之特徵-潛變蠕動，根據監測資料顯示，本崩塌區潛變蠕動量約為每年 5~10 公分，故排水溝往往因無法承受大量變形而產生錯動，一旦鋼筋混凝土水溝產生龜裂甚至錯動開裂，即無法達到預期之排水功能，更甚者地表逕流經由裂縫入滲至邊坡造成局部沖刷，更是造成邊坡不穩定之因素之一 (圖 18)。

然而無論如何，地表截排水工程為邊坡穩定工法中最直接、最有效且最經濟的工法，惟應考量不同地質條件因地制宜。尤其是板岩地區設置地表截排水溝應考慮定期維護及潛變蠕動問題，如有錯動應及時修復，必要時亦可採較為柔性之皺紋鋼板溝，梨山地層滑動之整治亦多有採用。

2. 深層排水工法

國內常見的深層排水工法有地表水平排水管、排水廊道及大口徑集水井工法，其施工方法迥然不同，各有其優缺點，亦需視地形地質需要選擇合適之工法。

(1) 地表水平排水管

地表水平排水管為最經濟之深層排水工法，施作長度依現地調查結果訂定，通常為 20~40

公尺不等，此工法常見於一般邊坡穩定措施，但如運用於板岩地層則需考慮以下問題：

- ① 板岩地層層面及劈理複雜，以本區崩塌地為例，千枚狀板岩劈理面傾角值在 45~90 度，形成之裂隙亦呈高角度分佈，地下水脈不易掌握，以本區施作經驗，相鄰兩水平排水管往往會得到完全不同的結果，故在板岩地區施作水平排水孔通常僅能以量取勝效益不大，以本崩塌區之經驗，出水孔數約佔總孔數量 10%以下，如能事前探查水脈流向，可提高排水管出水機率 (圖 19)。
- ② 板岩地區因擾動較大，部份裂隙有黏土礦物填充，千枚狀板岩因岩質軟弱，遇水常有細料會沿滲水路徑排出，易使排水管產生阻塞，故板岩地區之排水管應定期檢測是否阻塞，並以高壓水予以沖洗疏通。
- ③ 板岩地區易有潛變蠕動之現象，而排水管長達 20~40 公尺，往往會因邊坡變形而遭剪斷，此亦是板岩地區水平排水管成效不佳的原因之一。

(2) 排水廊道工法

如前所述，1998 年本崩塌區 III 曾於高程 950 公尺及 920 公尺各施作排水廊道乙處，長度分別為 83.72 公尺及 85.56 公尺，設計標準圖如圖 20 所示。

國內大型邊坡滑動治理工程中，排水廊道常是最有效之深層排水工法，由於相較其他治理工程其施工費用較高，故評估其排水效益時應予特別留意。排水廊道於板岩地區施作亦會遇到潛變

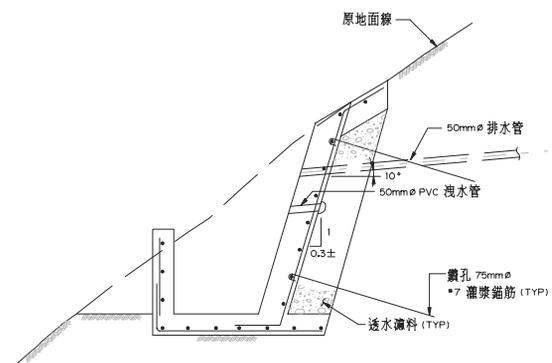


圖 17 - 一般常見邊坡地表截排水標準圖

Fig.17 Standard drawing of slope surface drainage



圖 18 地表排水區潛變蠕動產生錯動
Fig.18 Slope surface drainage was deformed by creep



圖 19 水平排水管滲出水
Fig.19 Water flowed out of the horizontal drains

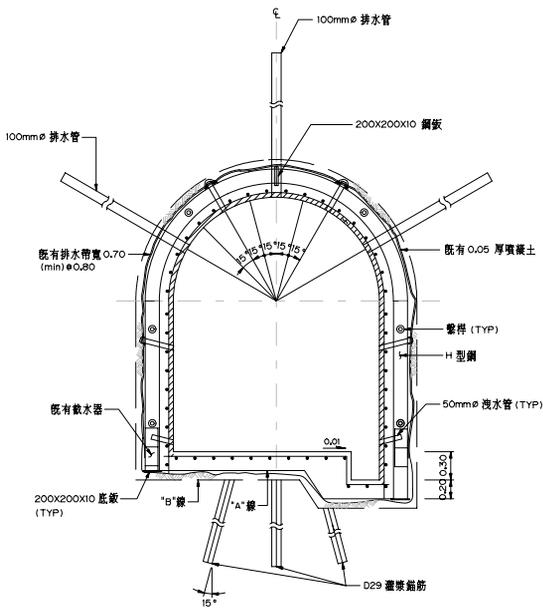


圖 20 排水廊道設計標準圖
Fig.20 Standard drawing of drainage tunnel

蠕動的問題，尤其於廊道轉折位置常有應力集中現象而導致混凝土襯砌龜裂錯動，仰拱底板亦會開裂而致水量流失影響排水效能之評估，由圖 21 之廊道量水堰監測資料顯示，大致而言排水廊道之滲水量隨雨量不同而起伏，顯示排水廊道大致功能正常，但內外水量堰於近年來有不一致現象，現場勘察亦發現部份底板開裂，顯示排水廊道已受邊坡變形影響，應予補強維修。另於排水廊道末端為無襯砌排水段，廊道斷面僅以鋼支保配合混凝土預鑄板作為內襯（詳圖 22 所示），現場顯示其排水效果十分良好，並可吸收板岩之潛變變形，應可作為日後設計施工之參考。

- (3) 大口徑集水井工法
 深層排水工法中，排水廊道在邊坡上屬線狀排水，而大口徑集水井則屬點狀排水，二者均有良

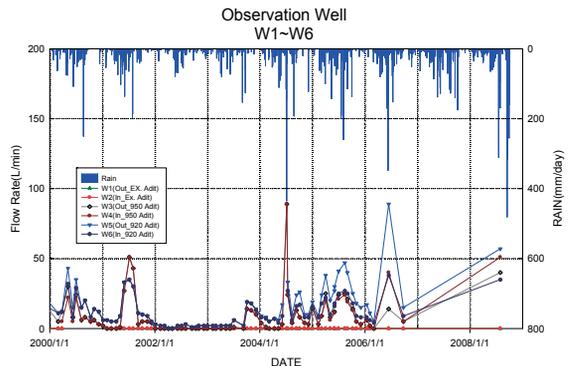


圖 21 排水廊道量水堰監測值
Fig.21 Monitoring data of measuring weir at drainage tunnel



圖 22 鋼支保+混凝土預鑄板之排水廊道照片
Fig.22 Photo of drainage tunnel with steel rib and precast panels

好之深層排水效果，而且後者除具排水功能外尚可兼具部份擋土功能。但在實際應用上，大口徑集水井內需施鑽水平集水孔及排出水孔，故其內徑通常在 3.5 公尺以上，而集水孔之深度及位置視其地下水分佈而定，但排出水孔則需於井內最低處，標準設計圖見圖 23，其他完工案例照片見圖 24。本崩塌區內並未設置大口徑集水井，考量原因如下：

- ① 本崩塌區若設置大口徑集水井，其深度將達 45 公尺，以目前之工地安全設施標準，施工將較困難，施工費用亦將大幅增加。
- ② 本崩塌區潛變位移嚴重，因地形因素，其排水孔長度將超過 50 公尺，評估結果排水孔恐將錯動變形而失效，一旦失效則集水井需以抽水馬達將積水排出，並重新施鑽排出水孔，維護不易。

3. 預力鋼腱工法

預力鋼腱因具備機動性高、初期效果顯著等優點，可能是國內處理岩層邊坡穩定工法中運用最為廣泛者，而預力鋼腱需配合 H 型鋼、混凝土格梁、混凝土面板等外部擋土設施始有其穩定效果，本崩塌區亦於歷次之治理措施中均設置大量預力鋼腱予以強力穩定。由於本區板岩崩塌區具潛變蠕動之特徵，預力鋼腱自由端可能因板岩潛變作用或伸長或縮短，故預力可能因此而增加或減少。預力之施加須經數值分析結果驗證其預力值可使邊坡安全係數符合法規之要求。本區域之預力設計值採用 45t 及 60t 二種，穩定效果良好。

1985 年邊坡治理初期係以傳統固定預力方式施作，錨頭考慮防銹蝕因素而全面密封，往往預力鋼腱已超出原設計預力值而不知。

1992 年起本崩塌地全面改用可復拉式地錨配合混凝土格梁及混凝土面板進行邊坡及路基之補強穩定工作，其優點為隨時可依預力鋼腱之受力情況予以調整。市面上可用之可復拉式預力鋼腱錨頭型式見圖 25。複合鎖定式錨頭為以鋼棒及鋼絞線轉接器，將固定端之鋼絞線結合成鋼棒螺柱，並以螺帽調整鋼棒與承壓板之位置藉以調整固定端之預力值，其優點為利用轉接器一體成型之錨頭可減少銹蝕機會，且以螺帽方式全面進行鋼絞線施拉較為容易，其缺點為因轉接器須於工廠中壓製成型，無法於現場施作，故鋼腱長度需預先訂製，不易於現場調整長度。夾片鎖定式錨

頭則與一般傳統式錨頭類似，係以逐條鋼腱複拉後重新調整夾片，此型式之錨頭最大優點在無需特殊設備即可進行複拉，但缺點為夾片容易銹蝕崩壞，且須預留較長鋼絞線而逐條鋼腱複拉不易控制最終複拉結果。

本崩塌區之預力鋼腱均採複合鎖定式錨頭（圖 26），至今已逾 10 年，部份預力值異常之鋼腱曾於 2001 年 921 地震之後續補強工程中進行複拉，效果良好（圖 27）。

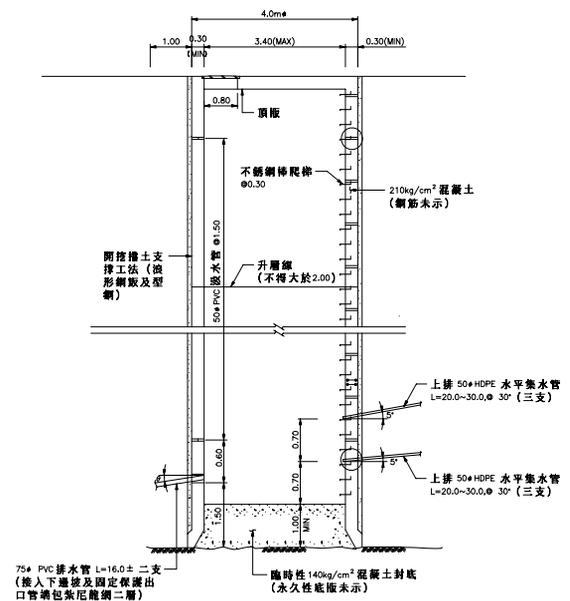


圖 23 大口徑集水井設計圖

Fig.23 Standard drawing of drain well with large diameter



圖 24 大口徑集水井完工案例

Fig.24 Standard drawing of drain well with large diameter

4. 擋土排樁工法

擋土排樁於邊坡穩定工法中屬重型擋土工程，藉由基樁本身之勁度以達邊坡抗滑的目的，排樁之設計深度以穿過可能滑動深度為原則，並經數值分析結果驗證其安全性。本崩塌區目前施作 3 排擋土排樁用以阻擋板岩邊坡因潛變及暴雨所引起之滑動。惟因考慮人工開挖之施工空間及適度的提高排樁勁度，除加大樁徑外，同時將連結基樁之間之鋼筋混凝土繫梁亦加厚加寬，使整體排樁勁度提高 (圖 28)，本區排樁標準設計圖見圖 29。

另一方面在施作擋土排樁的同時亦可能導致地下水位的升高，在設計時不可不慎，通常在設計擋土排樁的同時亦會在其上邊坡佈置深層水平排水管或排水廊道以減少水位升高之衝擊。

5. 綜合治理規劃

由本地區之監測系統評估可知，埋設於崩塌區 I 之水位井及測傾管多有發現滑動點甚至斷管現象，若將其各個可能滑動點及斷管位置繪於剖面中，則可繪出崩塌區 I 之整體滑動面如圖 30 所示，最深滑動面達 45m，且每遇豪大雨瞬間地下水位往往上升超過 10m 以上，故適當的擋土及排水措施為本區治理所考量之重點。

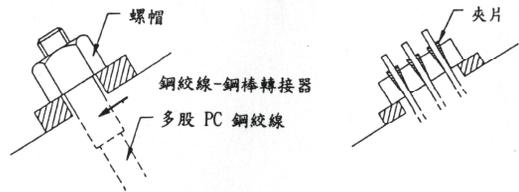
經衡量地形現況，為避免大量開挖整地，將於現有高程 945m 的排水溝位置施作直徑 2.0m、間距 4m、深度 48m 的擋土排樁，以期對整體邊坡進行最直接之穩定作用；並於高程 920m 處施作排水廊道，將可對崩

塌區 I 水位上升過高之現象有所改善。惟廊道出入口除可規劃於下游河道轉彎處進入，亦可由現有 920 廊道內轉折處出發。另一方案為擋土排樁與大型集水井共構，增加深層排水效果以改善豪雨造成地下水位上升之現象，但集水井設置應配合現有地形以便能將井內水順利排出。綜合治理規劃示意如圖 31 所示。

(1) 整體地表排水規劃

完善的地表排水規劃將可有效避免地表逕流進入崩塌岩體，由多次現地勘察發現豪雨時因現有地表排水設施不足或已阻塞，雨水於道路表面漫流或沿地表裂縫滲入岩體，造成地下水位升高及岩體軟化，嚴重影響邊坡穩定性。

目前規劃構想將全面改善此路段之排水系統，包括增建路側溝及橫向截水溝；同時於坡體內高程 965m 及 920m 各開挖設置排水廊道，廊道出入口為下游河道轉彎處，往上游施作，將可對崩塌區水位上升過高之現象有所改善。



(a)複合鎖定式

(b)夾片鎖定位

圖 25 可復拉式預力鋼筋錨頭型式示意圖

Fig.25 Diagram of wedge-type for re-tensile prestressed ground anchor

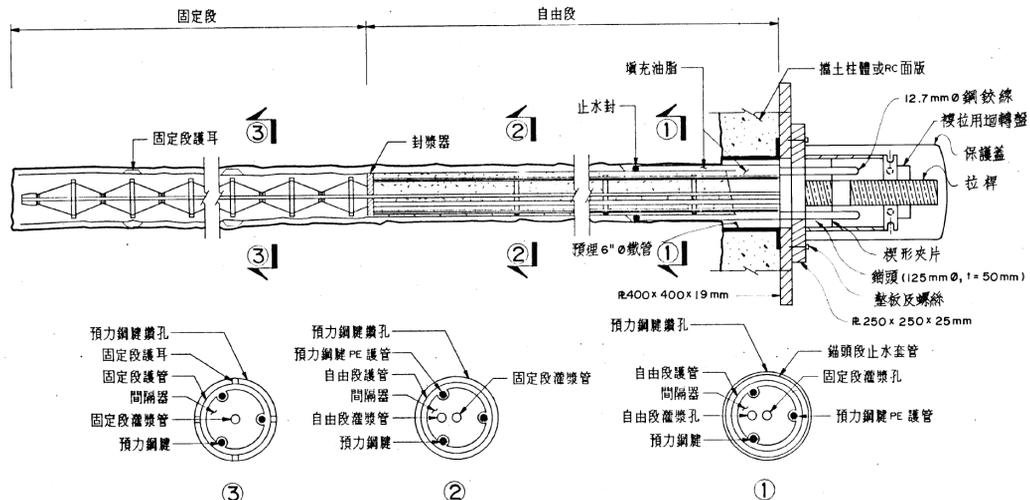


圖 26 可復拉式預力鋼筋錨頭鎖定位設計圖

Fig.26 Design drawing of wedge-type for re-tensile prestressed ground anchor

(2) 護岸及邊坡穩定措施

排洪隧道出口右側護岸及邊坡，於 950609 豪雨中受損嚴重，由於護岸緊臨排洪隧道出口，且護岸及鄰近邊坡易受排洪震動影響其穩定性，其中混凝土面版之護岸已龜裂錯動，後方土石淘刷嚴重，研判部份地錨已失效，故重作護岸將有其必要性。新設護岸頂部施作高程將設定為

895m，同時考量整體邊坡坡趾之穩定性及增加坡趾排水，將有必要於護岸後方施作擋土排樁及排水措施，以增加護岸的穩定性。

除此之外，亦將於崩塌區坡面於高程 995m 及 905m 向下各施作 2m 直徑、間距 4m、深度 45m (高程 995m) 及 50m (高程 995m) 擋土排樁乙排，樁頭施作繫梁及預力地錨以穩定邊坡。

五、結 論

本文針對各種調查及治理工法在板岩地區之效益評估提出相關經驗及說明，經整理結論如下：

1. 本地區板岩呈高角度劈理，整體透水性佳但水脈不易掌握，又有劈理發達至呈千枚狀之板岩高度風化，其遇水會有軟化且強度驟降之情況，致使板岩地區邊坡崩塌嚴重治理困難。

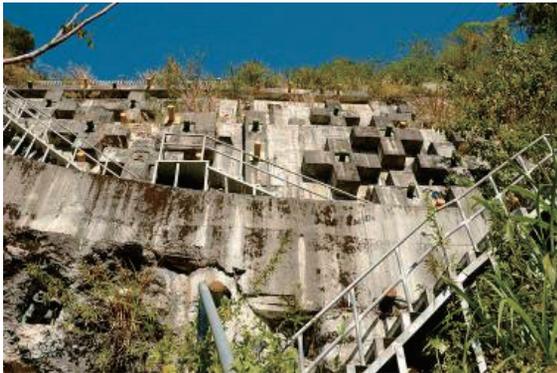


圖 27 崩塌區以可複拉式預 鑄組合面版治理
 Fig.27 Landslide area repaired by re-tensile pre-stressed ground anchor and concrete facing

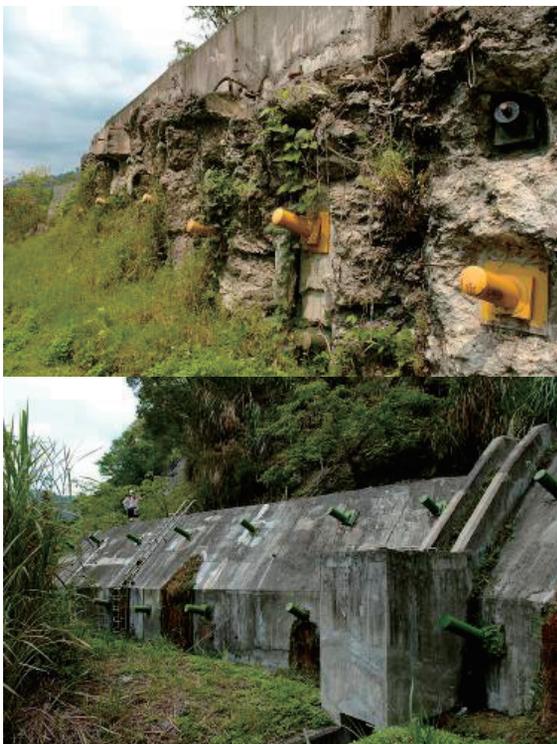


圖 28 高程 1010 公尺及 902 公尺之排樁
 Fig.28 Pile wall at EL. 1010 and EL.902

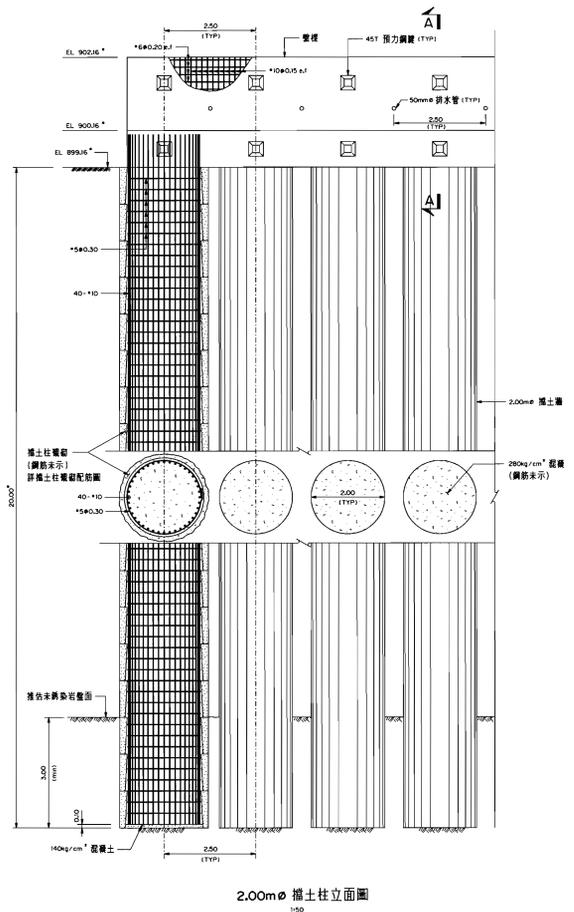


圖 29 擋土排樁設計圖
 Fig.29 Design drawing of pile wall

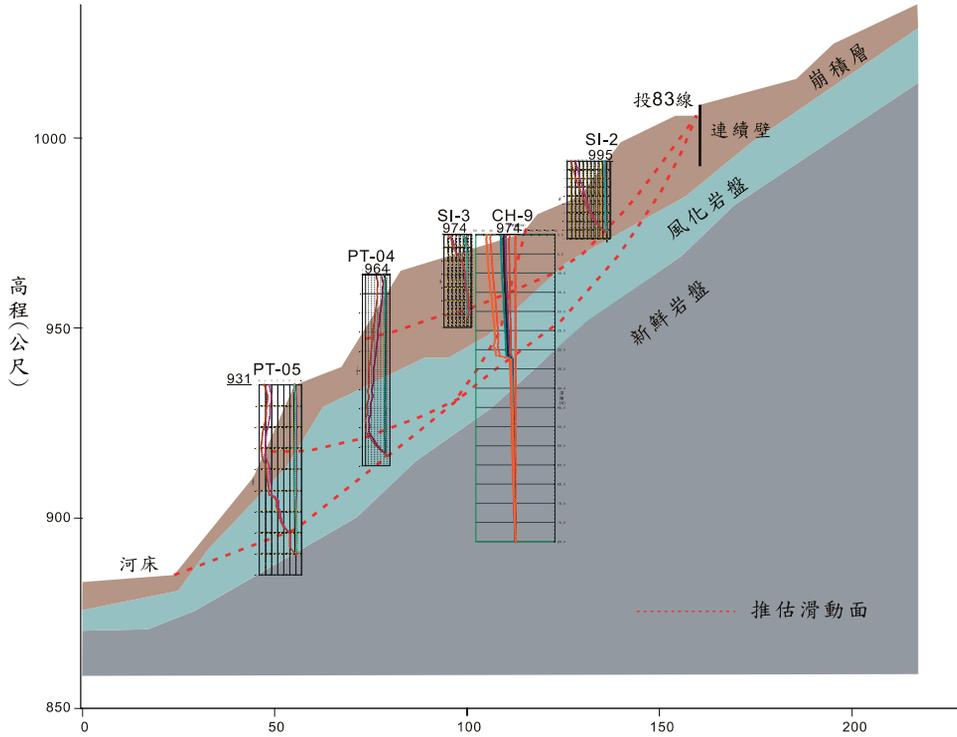


圖 30 可能滑動面之推估示意圖

Fig.30 Diagram of possible sliding surface

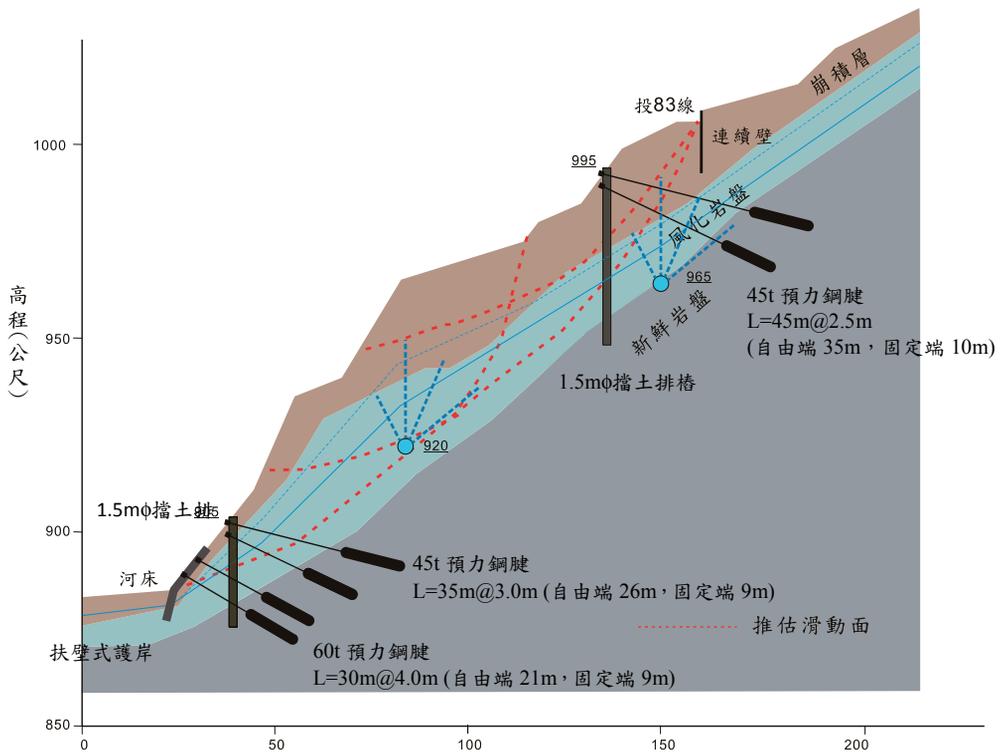


圖 31 崩場區治理規劃圖

Fig.31 Master plan of landslide area treatment

2. 調查方法可藉由地質鑽探、地球物理探測、航照判釋等手段進行，惟仍需歷年豐富的監測資料加以輔助（如雨量資料、測傾管資料、水位觀測井資料...等）並相互比對，方能了解其真正之滑動機制，並擬定治理方案。
3. 雖截排水溝在具潛變之板岩邊坡有龜裂錯動之虞，但地表截排水設施仍為邊坡整治之重要且必要之治理工法之一。
4. 排水廊道是最具深層排水效果之工法之一，惟應用於板岩邊坡時，應留意混凝土襯砌變形開裂而導致漏水問題，必要時可不設置鋼筋混凝土襯砌而僅以鋼支配合預鑄混凝土版作為支撐結構，不僅可增加排水面積亦可吸收邊坡潛變變形。
5. 大口徑集水井於板岩地區亦是可行之深層排水工法且可兼具部份擋土功能，惟施作時應留意排水管過長易受剪而失效，且應設置緊急抽排水系統，在後續維護上較不易。
6. 足夠勁度之擋土排樁在板岩地區可以有效阻擋邊坡土體之滑移潛變，但應考量地下水可能因此而升高，故工程實務上常與排水廊道配合施作。
7. 在潛變板岩地區運用可複拉式地錨，可依據不同時期及邊坡變化狀況予以調整預力，避免預力鋼腱失效。

綜前所述，各種邊坡治理工法在具有潛變蠕動特性的板岩地區均有其適用性及限制性，於選擇治理工法應能因地制宜，始能達到預期效果，但無論工法為何，絕對不可能期望邊坡從此一勞永逸，及時的監測系統配合完善的邊坡維護工作才是決定邊坡治理成效之重要關鍵。

參考文獻

- [1] 羅偉及楊昭男 (2002)，「五萬分之一台灣地質圖－圖幅第二十六號－霧社」，經濟部中央地質調查所，台灣。(Lo, W. *et al.* (2002). *Taiwan Geological Map, No. 26, Wu-She*, Central Geological Survey of MOEA, Taiwan, ROC. (in Chinese))
- [2] 中興工程顧問股份有限公司 (2007)，「萬大電廠擴充暨松林分廠水力發電工程技術服務工作－地質調查評估報告」，台灣電力股份有限公司。(Sinotech engineering consultants, LTD. (2007). *The evaluation and survey of geological investigation report – Wanda power plant*, Taiwan Power Company, Taiwan, ROC. (in Chinese))
- [3] 中興工程顧問股份有限公司 (2008)，「霧社水庫排洪隧道右山脊 950609 豪雨災害修復工程調查評估規劃設計委託服務-評估及修復改善方案規劃成果報告」，台灣電力股份有限公司。(Sinotech engineering consultants, LTD. (2008). *The evaluation & repair planning report of landslide hazard at right ridge on Wu-She Dam on June 9, 2008*, Taiwan Power Company, Taiwan, ROC. (in Chinese))
- [4] 中興工程顧問股份有限公司 (2008)，「霧社水庫排洪隧道右山脊 950609 豪雨災害修復工程調查評估規劃設計委託服務-調查工作成果報告」，台灣電力股份有限公司。(Sinotech engineering consultants, LTD. (2008). *The investigation report of landslide hazard at right ridge on Wu-She Dam on June 9, 2008*, Taiwan Power Company, Taiwan, ROC. (in Chinese))
- [5] Evert Hoek & John Bray (1977), *Rock Slope Engineering*, Institution of Mining & Metallurgy, London.
- [6] 經濟部中央地質調查所，「易淹水地區上游集水區地質調查與資料庫建置」，(2007)。(Central Geological Survey of MOEA (2007). *Geomorphological and Geological Database Construction for the Watersheds Area*, Taiwan, ROC. (in Chinese))
- [7] 陳錦清等，「軟弱岩盤潛變與隧道二次襯砌設計」，中興工程顧問社 (1997)。(Chen, J. C. *et al.* (1997). *Creep and Secondary Lining Design in Soft Rock*, Taiwan, ROC. (in Chinese))
- [8] 蘇苗彬，徐登文，壽克堅 (2003)，「梨山地區地層滑動整治計畫圖表與解說彙編」，行政院農委會水土保持局。(Su, M. B. *et al.* (2003). *Li-Shan : a Pictorial Guide of Remediation Plans for Li-Shan Landslides*, Soil and water conservation Bureau, Council of Agriculture, Executive Yuan, Taiwan, ROC. (in Chinese))

2011年12月05日 收稿
2012年02月21日 修正
2012年03月22日 接受

(本文開放討論至2013年6月30日)