

淺層崩積土邊坡穩定工程案例
STABILIZATION FOR
A SHALLOW COLLUVIAL SLOPE

黃立煌，王建元，李志剛，顏東利
L. W. Wong, J. Y. Wang, J. G. Lee and T. L. Yen

原著載於1994岩盤工程研討會論文集，
1994年12月，389-398頁

Reprinted from
Proceedings of the 1994 Rock Engineering Symposium in Taiwan
December 1994,
pp. 389-398

STABILIZATION FOR A SHALLOW COLLUVIAL SLOPE

ABSTRACT

This paper describes the design considerations for the stabilization of a shallow colluvial slope from the geotechnical engineering and environmental protection points of view. The application and the testing results of soil nailing in rock and in colluvium are discussed. This case history demonstrates that well planned and implemented drainage system and slope protections are of vital importance for preventing construction hazards.

淺層崩積土邊坡穩定工程案例

黃立煌 王建元 李志剛 顏東利
亞新工程顧問公司

摘 要

本文以淺層崩積土邊坡穩定工程案例，說明穩定設計所需考慮之大地工程及環境維護之因素，並報導土釘於岩盤及崩積層之應用及拉力試驗結果。本案例並進一步說明妥善規劃及施工之排水系統與護坡工程，為防範施工期間發生工程災害之重要關鍵。

一、前 言

台灣西部麓山帶之地質，岩性多為第三紀之砂岩、頁岩及其互層組成之岩盤。受岩層態勢影響層面及節理傾斜，受溪流侵蝕及重力作用而易於崩滑，於岩盤上通常覆蓋崩積層。崩積層之厚度，於溪谷處較厚，達10至20公尺以上；於山脊稜線附近則較薄，大致上為0至5公尺。山坡地之整地工程，於山脊附近常遭遇淺層崩積層及岩盤界面間之穩定問題。本文以一處淺層崩積土邊坡破壞之案例，說明岩盤界面對邊坡穩定性之影響，及穩定工程所需考慮之因素，並特別介紹土釘及地下排水於淺層崩積土穩定措施之應用。

二、基地概況

2.1 地形概況

本基地位於苗栗縣銅鑼鄉與大湖鄉交界之觀音山，在大湖西方3公里之山脊處。基地地形如圖1所示，附近高程介於560至630公尺之間，東北側為一小山脊，地面植生為竹林密佈。基地原地表傾角約 30° 至 40° ，由東向西傾斜。於1988年整地成為一長100公尺寬50公尺之平台，高程約580公尺。平台南側為一高約20公尺之砂頁岩互層岩坡，坡面平均傾角約 65° 。平台東側即為高約50公尺之崩坍坡面，平均傾角約 40° 。北側為高約12公尺之崩積土坡面，平均傾角約 60° ，裸露之坡面可見崩積層之岩塊，大者約50公分，含量約佔40%。西側為一高約10公尺之填土坡面，平均傾角約 35° 。

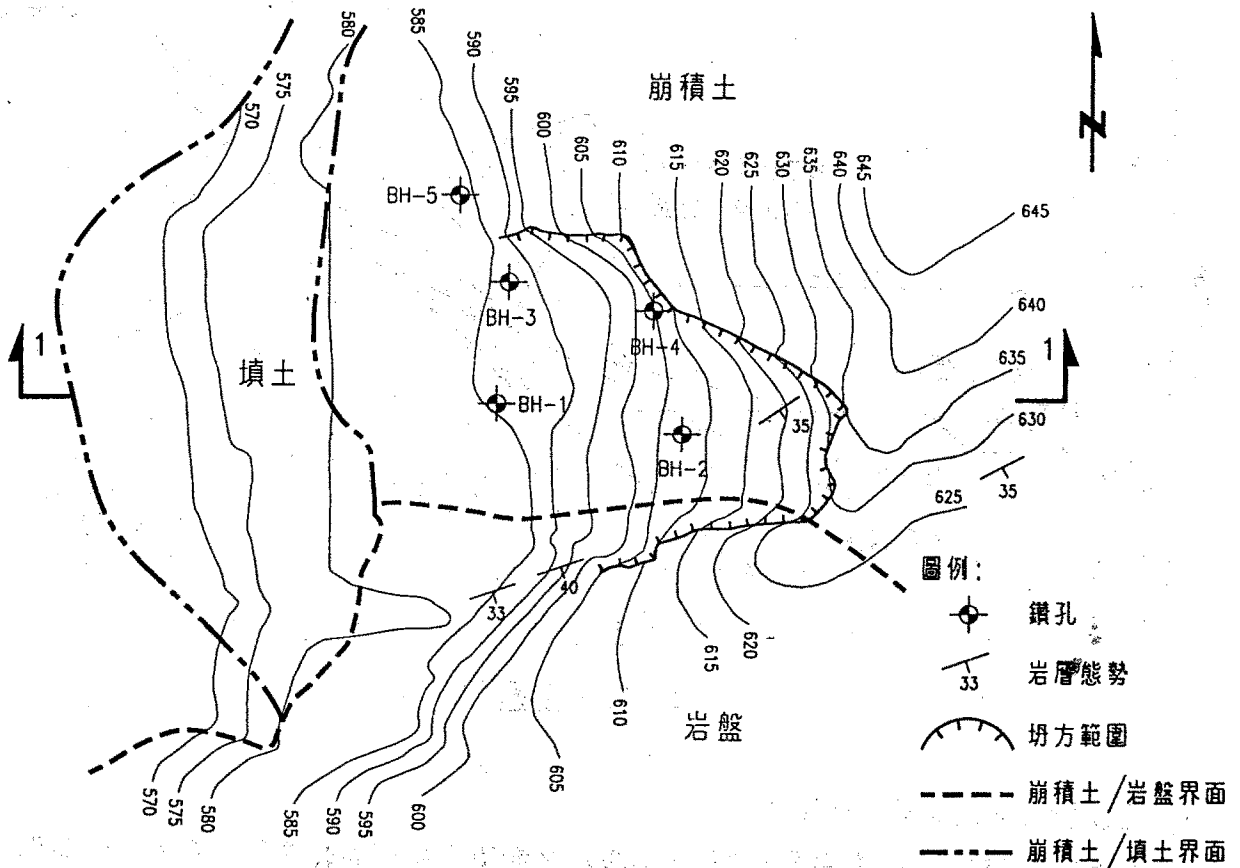


圖 1 基地地形圖

2.2 地質概況

在地質構造上而言，基地位於出磺坑背斜之軸部附近。依據地質文獻資料顯示，出磺坑背斜為一稍不對稱之斷層背斜，約呈北北東走向，背斜軸兩翼之傾角約 50° 至 80° ，受此背斜斷層構造之影響，基地附近出露之地層包括中新世中期之南港層及中新世晚期之南莊層，本基地之地層屬南莊層。

根據地表地質調查及鑽探結果綜合研判，本基地之地質狀況主要為厚約5至30公尺之崩積層，覆蓋於由厚層砂岩及砂頁岩互層組成之南莊層岩層上。

本基地岩層大致上可分為上下二段，上段岩性為厚層砂岩夾薄葉層頁岩，分佈於近坍方頂部高程600公尺以上地區，其餘則屬下段，岩性由薄至薄葉層之砂頁岩互層所組成。由現場露頭顯示本基地岩層走向約呈北 50° 至 60° 東，向東南傾斜 30° 至 40° 。

本基地邊坡剖面如圖2所示，崩積層於基地中央處厚約30公尺，其厚度向東及向南漸減，至東側稜線處崩積層厚度只有3至5公尺，而南側與岩坡交界處為崩積層之邊緣，其厚度約0.5至1公尺。

2.3 土壤及岩石工程特性

土壤及岩石之性質及強度除影響邊坡穩定程度外，並與整治工程設計有關。本基地

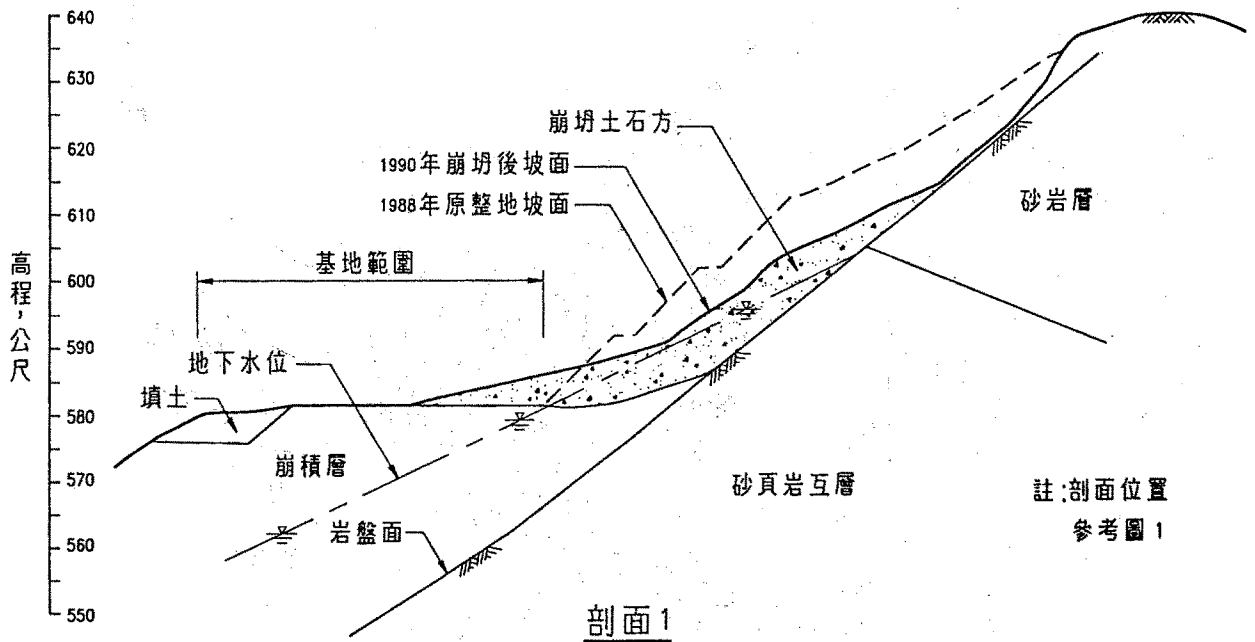


圖 2 崩坍後邊坡

崩積土及岩石之性質分述如下。

試驗室試驗結果及現場觀察顯示，本基地之崩積土主要為黃棕色粉質砂，含風化砂岩塊，具低塑性。崩積岩塊直徑約2公分至數公尺，含量約佔40%。一般物理性質試驗結果顯示，崩積土細顆粒平均單位重 20.9kN/m^3 ，自然含水量介於7至21%之間，標準貫入值約6至74之間。三軸壓縮強度試驗結果之有效凝聚力 c' 為0及有效內摩擦角 ϕ' 為 37° 。

本基地之岩層有砂頁岩互層及砂岩夾薄層頁岩二種。岩層近地表3至5公尺處，呈中度至輕度風化，有鐵染現象。3至5公尺以下為新鮮岩層，呈淺灰色至灰色。砂岩夾薄層頁岩，質中硬至硬，單位重 25 至 26kN/m^3 之間，含水量 2.4 至 5.9% ，單軸抗壓強度為 5.2 至 12.1MPa ，節理面直接剪力強度凝聚力 c' 為0，摩擦角 ϕ' 為 24.5° 。砂頁岩互層，質軟，單位重 26kN/m^3 ，含水量約 1.6% ，節理面之直接剪力強度試驗結果得出凝聚力 c' 為0，摩擦角 ϕ' 為 23.5° 。

2.4 地下水狀況

本基地於6個鑽孔內共裝設9支水壓計，分別位於崩積層及岩層內。根據水壓計觀測結果及地表滲水位置綜合研判，地下水之分佈位於崩積層底部，高於岩盤面平均約13公尺。由於崩積土為相對透水層，而相對不透水岩盤自東向西傾斜、因此崩積層內之地下水亦呈向西滲流之狀況。如圖2所示，在穩定滲流狀況時地下水位面傾角約為 25° 。

三、邊坡破壞原因評估

本基地於1988年2月整地完成後，至1990年8月間，分別於1989年10月、1990年6月及1990年8月降雨期間，發生三次坍方，危及平台設備之安全。

綜合邊坡穩定分析及現場觀察，基地東側邊坡之破壞原因主要有下列各項：

- (1) 原設計挖土坡面傾角 45° ，每10公尺高設3公尺寬平台，最高約30公尺，如圖2所示。挖土坡平均坡面傾角約 38° ，坡度甚陡，已高於崩積土剪力強度之內摩擦角 37° ，因此邊坡穩定程度已然偏低。
- (2) 基地東南側岩坡出露，崩積土層厚度漸薄，岩盤面及地下水位接近地面，形成高地下水水位狀況。
- (3) 原設計坡面雖有排水溝設置，惟邊坡本身已在不穩定狀態，導致排水溝開裂及破壞，降雨時逕流大量入滲，造成地下水水位大幅升高，降低土壤有效剪力強度，導致坍方發生。

四、穩定工程設計考慮

對此類淺層崩積土坡之整治工程方案，其措施一般可考慮挖除崩積土，或於坡趾設置擋土措施等。惟本基地平台上設置之所有設備仍需於整治工程施工期間維持外，工作平台亦需維持寬40公尺之空間，以確保施工不會導致災害，危及現有設備安全。整治措施曾考慮採用全面挖除崩坍土方之方案，惟此方案將增加北翼現有崩積土坡面之高度，而進一步降低其安全程度，而且開挖土方數量甚大，除運棄路程甚長外，尋覓容納此數量土方之場地亦甚困難。

基於上述考慮，整治工程設計採用小規模挖除崩坍土石方，儘量按現有地形以土釘穩定現有崩積土坡面，減少開挖及回填之土方量，以儘量達到基地內挖填方數量平衡。本基地穩定工程設計包括下列各項，其措施如圖3及圖4所示。

- (1) 崩坍區坡頂崩積土清除至岩盤面，坡趾以填土坡增加穩定，填土坡並設置排水層以控制地下水水位。
- (2) 北翼原有崩積土坡以土釘及地下排水予以穩定。
- (3) 崩積土及填土坡面以植草保護，南翼現有岩坡以噴漿保護，以防止逕流沖蝕破壞。
- (4) 岩坡、填土坡、崩積土坡面皆於坡頂及坡趾設置排水溝，其垂直間距8至10公尺，以防止沖蝕破壞坡面及減少逕流入滲。

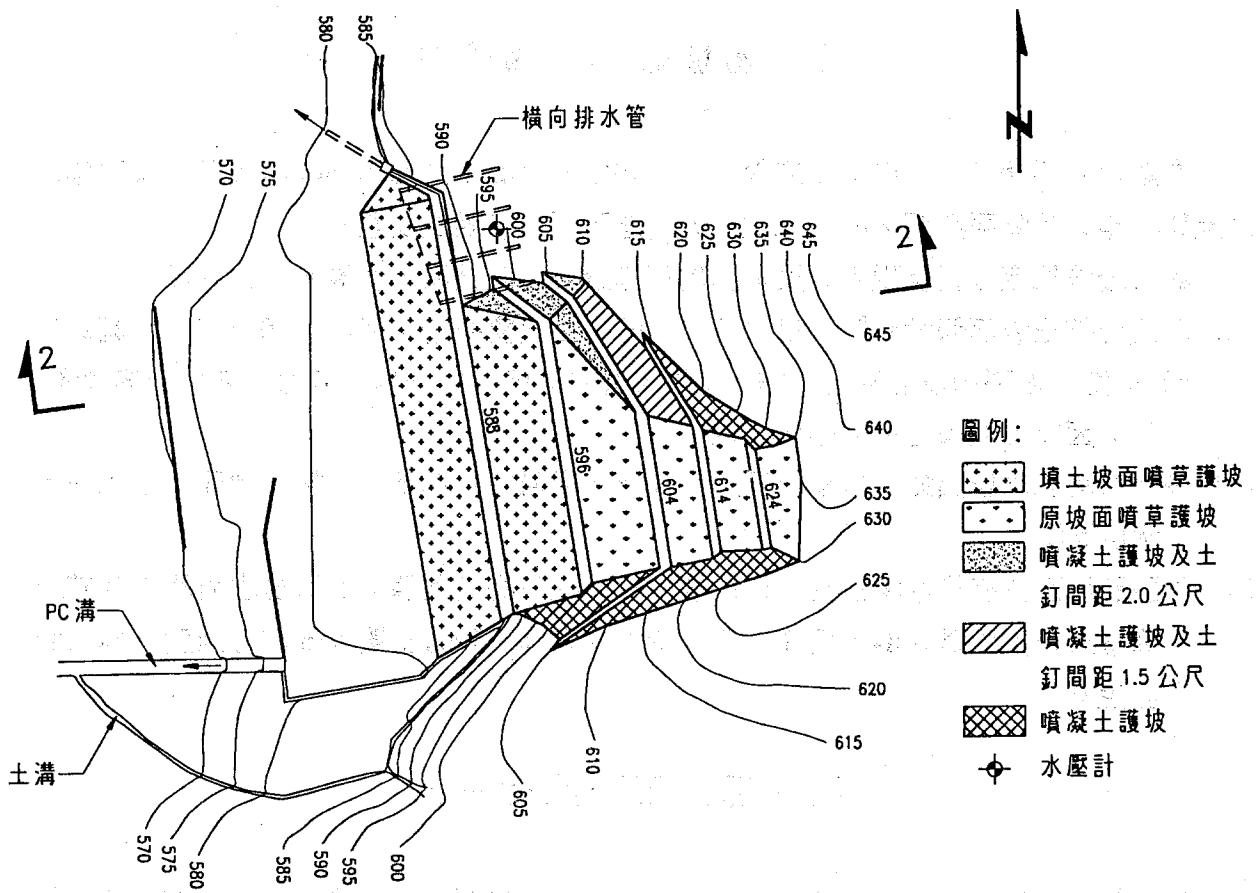


圖 3 穩定工程平面配置圖

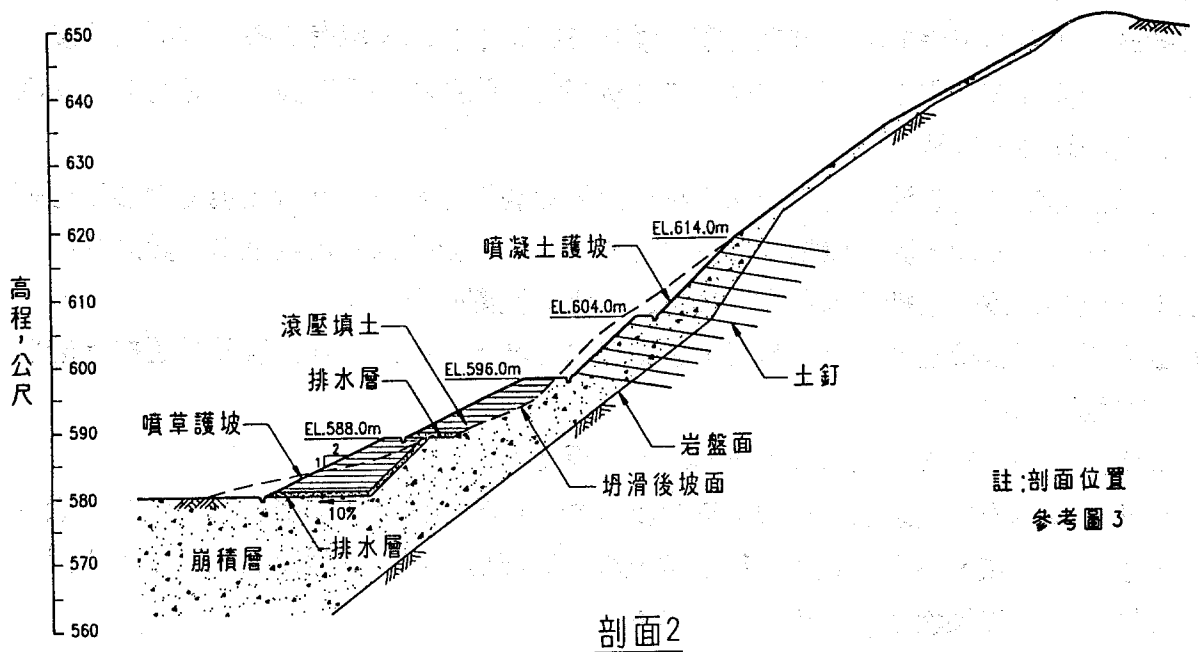


圖 4 穩定工程標準斷面圖

五、穩定工程施工

穩定工程於1991年9月開始動工，並於1992年3月完成。相關之土方工程，土釘、地下排水、地面排水系統及坡面保護工程之施工，分別說明如下：

5.1 土方工程

本邊坡崩坍範圍自高程637公尺之稜線至高程580公尺之坡趾平台間。整治工程挖除高程637至624公尺間厚約2至5公尺之崩積土至岩盤面為止，崩積土挖除後出露之岩坡面傾角介於 45° 至 55° 之間，以植草保護。挖除之土方供填土坡施工材料之用。

填土坡自高程596至580公尺間分兩階施築，坡面傾角 27° ，施工方式先將原有崩坍之土石挖除，較大石塊不適合填土之用者移離工地，其餘之土方用作填築材料。承商採分層滾壓，每層鬆土厚30公分，以挖土機作壓實機具，縱向及橫向各滾動三次。現場密度試驗測得壓實後之土壤乾密度，以ASTM-D1556修正法所求得之結果，平均為 18.3 kN/m^3 ，與本工地填土材料以AASHTO T-180C方法所測得最大乾密度 18.2 kN/m^3 比較，符合最低壓實程度95%之要求。

填土坡底部有寬5至12公尺，由不織布及碎石級配材料組成，厚30公分之排水層，其坡度2%至10%，分別設置於高程580公尺及588公尺處，用以控制地下水位。承商施築時於開挖至設計高程後，鋪設一層不織布，再將排水料均勻置於其上，以機具滾壓後，於其上再鋪一層不織布形成排水層。其後再於排水層上施築填土坡。

於施築高程580公尺之排水層前，由於地下水位高於開挖面，不利填土作業。承商沿臨時開挖面坡趾施挖一臨時集水溝，將滲流之地下水經該水溝排至集水井，以抽水機抽出。經數天之抽水後，將地下水位控制至工作面高程以下，填土作業始可順利進行。

穩定工程填土，除排水料必需由基地外運入外，所有材料皆為本基地原有之挖土材料。共計挖方14300立方公尺，填方12800立方公尺，所運棄之1500立方公尺，主要是不適於填土之大塊石，經坍方破壞之原水溝及擋土牆混凝土塊。承商處理該不適用材料之方法為於距基地1.5公里處租用一處面積約300平方公尺之坡地作為棄土區，由於地面傾斜約 20° ，承商利用運棄之大塊石先行於棄土區周圍堆砌成高約3公尺之重力式擋土牆，再於擋土牆後方分層堆置運棄之土方，以維持棄土區之安全。

5.2 土釘工程

北翼原有崩積土坡，部份地區坡面過陡，而且與岩盤面交接處因覆蓋厚度甚淺，易發生岩盤面滑動之不穩定情況，設計上以土釘作為穩定措施。土釘為本基地邊坡穩定之較特別設計。其主要構造為直徑32公厘高拉力鋼筋，裝設於直徑100公厘之鑽孔內，鋼

筋與鑽孔間以灌漿填充而成。基本上土釘為抗拉結構，設計原則與地錨相近，在邊坡穩定工程上已多所應用(Elias and Juran,1991)。在崩積土及岩盤界面較淺之狀況時，由於滑動土方量較低，所需之拉力較少，及土釘能以適當之長度貫入岩盤，能獲較佳之握裹力，因此適合作為崩積土坡面穩定措施。考慮腐蝕作用，可能對土釘長期性功能之影響，鋼筋除以水泥漿包裹抗蝕外，設計時並假設周緣2 公厘為腐蝕保護層，則直徑32公厘鋼筋所組成之土釘，其設計拉力採用130kN。

本基地設計之土釘長10公尺，間距1.5或2.0公尺，貫入岩盤內2 至3 公尺。承商之施工方式為在崩積土坡噴漿護坡施作後，於坡面上以10° 俯角，以氣鑽式鑽孔，鑽鑿深10公尺，直徑100 公厘之孔，於孔內砂塵清除後，置入直徑32公厘高拉力鋼筋，同時以內徑14公厘之PE灌漿管以膠帶固定於鋼筋上，一併置於孔底，然後灌注水泥漿。水泥漿之設計28天強度為30 MPa 。實際採樣之50公厘方塊試體強度，平均為30.9 MPa 。

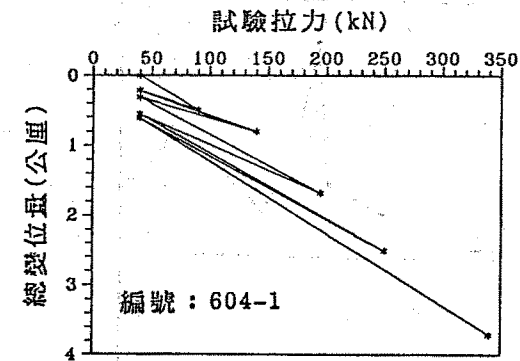
土釘在全面施工前曾先進行土釘施拉試驗，以驗證土釘於本基地地質之適用性。本基地於岩盤及崩積土共進行土釘試驗四支，惟其中一支土釘於拉力90kN時即產生12mm伸長量，研判為灌漿不良而受破壞。其餘三支最大拉力為設計拉力之2 倍，分四階重覆施拉，並量取各階之伸長量。於完成預定之2 倍設計拉力試驗後，再施拉至土釘之極限拉力340kN 。施拉結果如圖5 所示，並按GC0(1989) 之建議進行彈性及塑性變位之分析，經分析之土釘試驗結果如表1 所示。根據最大試驗拉力反推算，岩盤及崩積土與固定端灌漿體界面間之極限握裹應力分別為2.04MPa 及0.66MPa ，圖6 為土釘施拉時之塑性伸長量變化情形，顯示固定端位於岩盤之土釘有較低之塑性伸長量。

表 1 土釘試驗結果綜合表

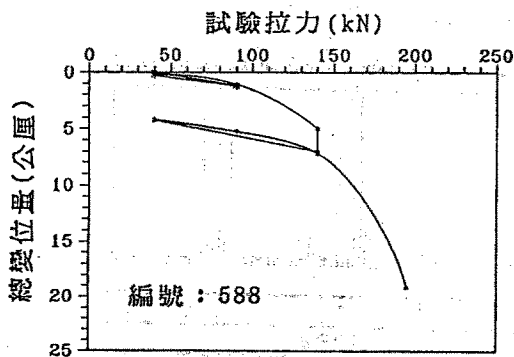
土 層	土釘編號	自 由 端 長 (公尺)	固 定 端 長 (公尺)	最大試 驗拉力 (kN)	破 壞 拉 力 (kN)	估計極限 握裹力 (MPa)	設計拉力時 塑性變形量 (公 厘)
砂頁岩 互層	582	5.8	4.2	340	270	2.04	1.6
	604-1	1.5	8.5	341	341	1.27	0.3
崩積層	588	3.4	6.6	195	140	0.66	4.1

5.3 地下排水

根據現場觀察，北翼之崩積土坡上排水溝有裂縫出現，顯示其邊坡穩定安全係數，稍低於穩定之安全係數。穩定工程措施除坡頂段以土釘穩定外，尚包括坡趾設置填土坡，並以橫向地下排水管降低地下水位。



(a) 砂頁岩互層



(b) 崩積層

圖5 土釘施拉及變位量測結果

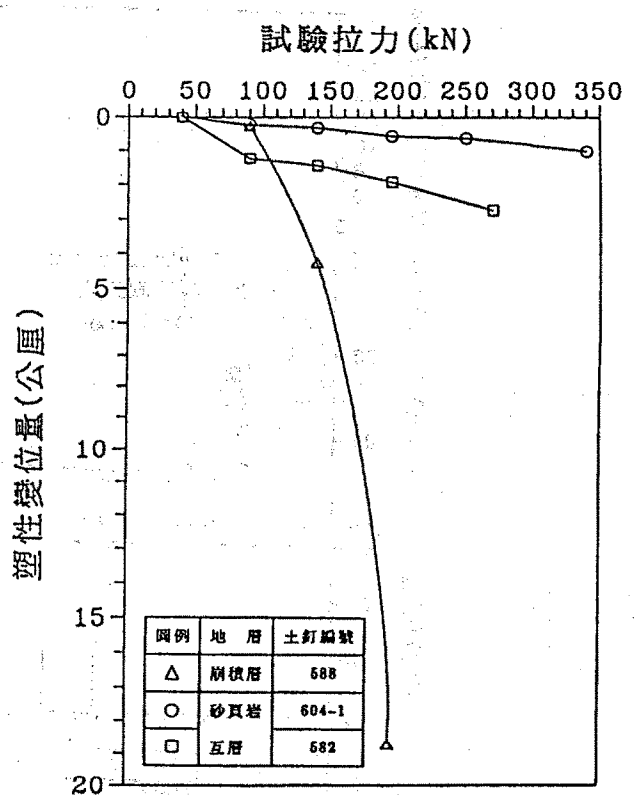


圖6 土釘抗力試驗之塑性變位量

承商於坡趾填土前先行裝設橫向地下排水管，其位置在平台東北側之北翼崩積土坡坡面，共設四支，每支長20公尺，間距5公尺，以 6° 仰角設置。裝設時採用之鑽孔外徑100公厘，排水管材料為外徑80公厘軟式透水管。承商並於軟管內加設外徑7.5公厘之打孔PVC管，置於軟式透水管內，以利軟管安放至預定長度。透水管安放後，管口以外徑100公厘PVC管連接，將排出之地下水引導至平台北側之地面排水系統。

橫向排水管設置後之效果可經由裝設於兩支排水管間之水壓計予以檢驗。水壓計之地下水位高程及地下排水管流量觀測結果如圖7所示，顯示兩地下排水管間之地下水位，由地下排水管裝設前之高程584.4公尺，洩降至高程583.6公尺，下降幅度0.8公尺。於1992年2月降雨期間，地下排水管之流量由平常晴天時之0.8升/分，增至16.7升/分；同時地下水位雖因降雨而上升，但僅升高至高程584.3公尺，低於地下排水管裝設前之晴天下水位，顯示橫向地下排水管發揮控制地下水位上升幅度之功能。

5.4 排水系統及護坡工程

邊坡整治工程或土方工程通常受降雨因素而影響施工安全及施工進度。例如降雨時逕流沖刷可導致沖蝕破壞，填土材料經浸水後含水量過高而難以滾壓，及沖刷至施工區下方之土砂可能造成基地內及鄰近地區之災害。安全之施工有賴於施工期間排水措施之

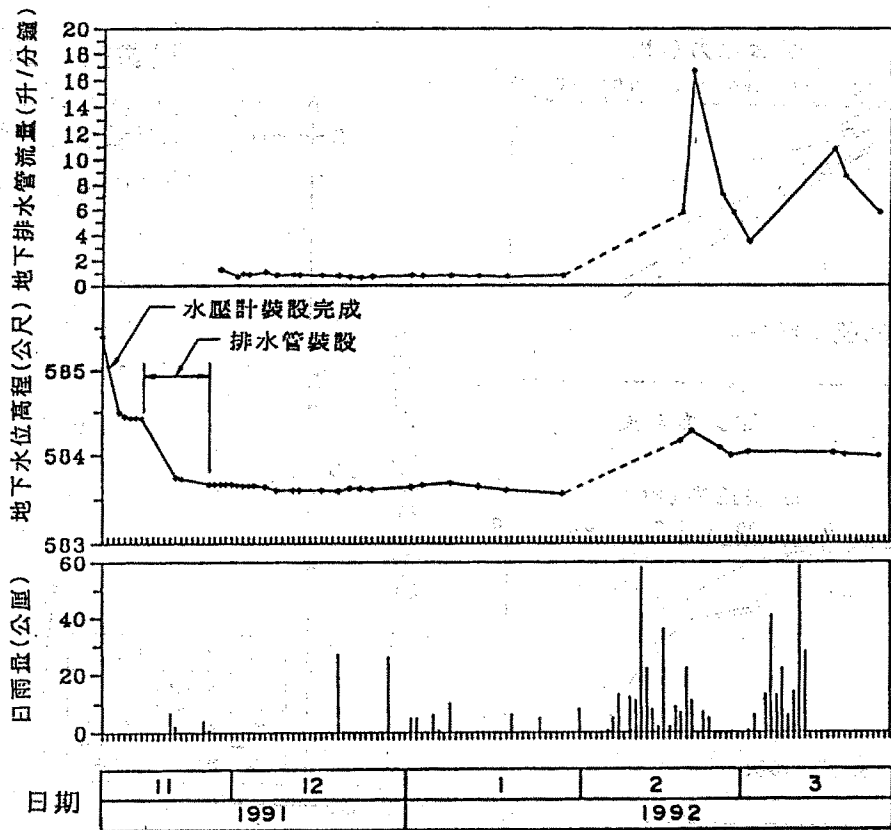


圖7 地下水與地下水排水量關係

設置。

承商於施工之初期即先行施築沿崩坍區外圍之排水溝，並於坡頂稜線處以高約300公厘之臨時土堤防止逕流流入土方工程區內。此外，每完成一階之挖方坡面時，承商隨即施築該階平台上之排水溝。

同樣，承商於完成岩坡面或崩積土之開挖後，隨即進行噴漿護坡或植生護坡作業，儘量縮短裸露坡面遭受逕流沖刷之時間。填土坡及高程598至604公尺崩積土坡，坡面傾角分別為 27° 及 35° ，其植生護坡係於坡面完成後，以噴草方式一次噴灑完成。高程604至640公尺之岩坡面，其坡面傾角介於 45° 至 55° 之間，承商採用人工植草方式完成植生護坡作業。

整治工程之七個月施工期間，雖曾經歷多次颱風豪雨，最大降雨量為59公厘/日，但因上述排水溝及護坡工程之儘早施作，而從未發生逕流沖刷等災害，除於施工期間維持良好之水土保持措施外，施工進度亦不致延誤。

六、施工後情形

第三節說明本基地崩坍皆發生於降雨期間，本穩定工程於1992年3月完工至1994年

10月共30個月期間，曾經歷三個雨季。根據中央氣象局苗栗大湖站提供1991至1993年之雨量記錄，此期間曾發生之豪雨包括1992年7月7日之179公厘/日及1993年6月2日之256公厘/日，而本基地之邊坡仍維持穩定，除顯示可接受考驗外，並證明本工程之設計及施工達到長期穩定目標。

七、結 論

- (1) 崩積層厚度較淺之邊坡，地下水位通常位於岩盤面以上，除降雨時地下水位易於上升而降低坡面之穩定度外，在坡趾遭挖除之狀況下亦易於導致坡面之不穩定而破壞。在適當之情形下，岩盤面較淺之處有利於採用土釘作為穩定措施之一。同時地下排水對邊坡穩定亦甚為重要。
- (2) 周密之工程規劃及設計有助於減低工程對環境之衝擊。本基地採用挖填方平衡之設計原則，已將棄土量降至最低，加上施工時棄土區之妥善規劃，對環境維護提供優良之典範。
- (3) 排水系統及護坡作業隨土方工程之進展而儘早設置，以及施工期間臨時排水系統之設立，為防範工程災害及確保工程順利之重要關鍵。

誌 謝

本文所用之相關資料，承中國石油公司台灣油礦探勘總處同意引用，特予誌謝。此外，亞新公司潘國樑博士、郭文祥先生提供許多寶貴意見，及前亞新公司同仁唐嘉俊先生提供各項施工資料，使本文得以順利完成，亦特此誌謝。

參考文獻

1. Elias, V. and Juran, I., Soil Nailing for Stabilization of Highway Slopes and Excavation, FHWA-RD-89-198, Federal Highway Administration(1991).
2. Geotechnical Control Office, Model Specification for Prestressed Ground Anchors, Civil Engineering Services Department, Hong Kong, 2nd Edition(1989).