

第四章 地滑地監測方法及成果

4-1 監測工作概要

本計畫執行之監測工作計畫期程至民國99年10月，共可分為地下水位監測、傾度管監測及地表變位監測等部份，其監測頻率及相關說明如下：

一、地下水位監測分析

計畫區域內目前共設置6只自記式電子水位計，裝設位置為B01、B03、B05、B07、B08、W01，水壓資料採自動記讀方式，每小時記讀一次，以監測計畫區域之地下水位變化情形。

二、傾度管監測分析

計畫區域傾度管監測共埋設8處孔位，每處孔位於颱風季節(6~9月)每個月量測一次，其餘期間每季量測一次，測讀方向分為平行及垂直坡向兩測向，每次測讀兩測向之水平變位情形。

三、地表變位監測分析

計畫區域共埋設坡面固定樁15處，採GPS-RTK(即時性動態測量)方式，於颱風季節(6~9月)每月量測一次，其餘期間每季量測一次。

相關監測儀器、數量及監測頻率整理如表4-1-1所示，傾度管及水位觀測井相關配置圖4-1-1所示。

表 4-1-1 監測儀器一覽表

編號	儀器名稱	數量	監測頻率	目的
1	自記式水位計	6 具	每小時 1 次	記錄地下水位變化情形
2	傾度管	8 孔	颱風季節(6~9月)每月量測 1 次，其餘期間每季量測 1 次	監測並推估潛在滑動面位置
3	坡面固定樁	15 處	颱風季節(6~9月)每月量測 1 次，其餘期間每季量測 1 次	監測邊坡地表變化情形

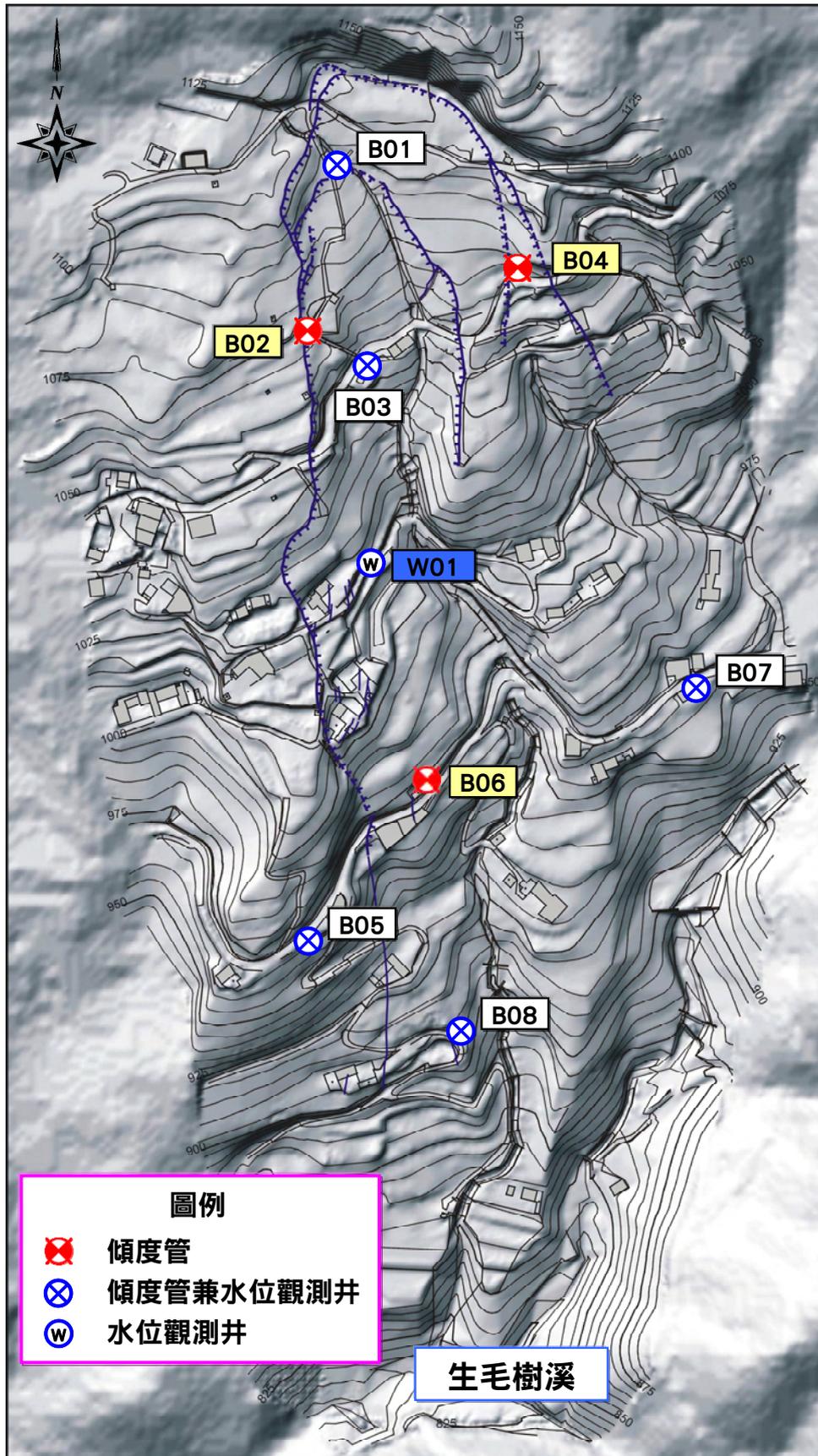


圖 4-1-1 傾度管及水位觀測井配置圖

4-2 地下水位監測分析

本計畫地下水位觀測係利用現有鑽探孔位，藉管壁上之進水孔鑽孔使地下水得以內外相互流通，進而量測鑽孔位置之水位分佈深度，使用美國 In-Situ 公司生產之 Level TROLL 100 型自記式水位計加以量測，將儀器置於各水位觀測井之地下水位下，用以記錄計畫區域地下水位變化資料。其原理係藉由量測水壓之變化情形，再將其轉換為水位讀數，量測頻率為每小時記錄一次，以確切掌握水位變化情形。地下水位監測相關設置情形整理如表 4-2-1 所示，儀器配置如圖 4-1-1 所示，水位觀測井裝設如圖 4-2-1 所示。自記式水位計儀器規格及照片如表 4-2-2 所示。

表 4-2-1 地下水位監測系統一覽表

編號	儀器別	裝設位置	開始監測日期	運作情形
1	自記式水位計	B01 鑽孔	2009/11/10	正常
2		B03 鑽孔	2009/11/09	正常
3		B05 鑽孔	2009/11/19	正常
4		B07 鑽孔	2009/11/10	正常
5		B08 鑽孔	2009/11/09	正常
6		W01 鑽孔	2009/11/19	正常

表 4-2-2 自記式水位計規格及照片

自記式水位計規格		
目的	監測地下水位變化	
廠牌	In-Situ Inc.	
型號	Level Troll 100	
尺寸	直徑 26.2mm×長 140mm(內含電池)	
重量	0.17kg	
準確度	水位：± 0.1%F.S. 溫度：±0.3 °C	
量測範圍	水位：76m (依水壓自行選擇) 溫度：-20~80°C (操作溫度)	
電源	3.6V 鋰電池 可使用 5 年或 2,000,000 筆資料	
記憶容量	0.5 MB flash 或儲存 32,000 筆	

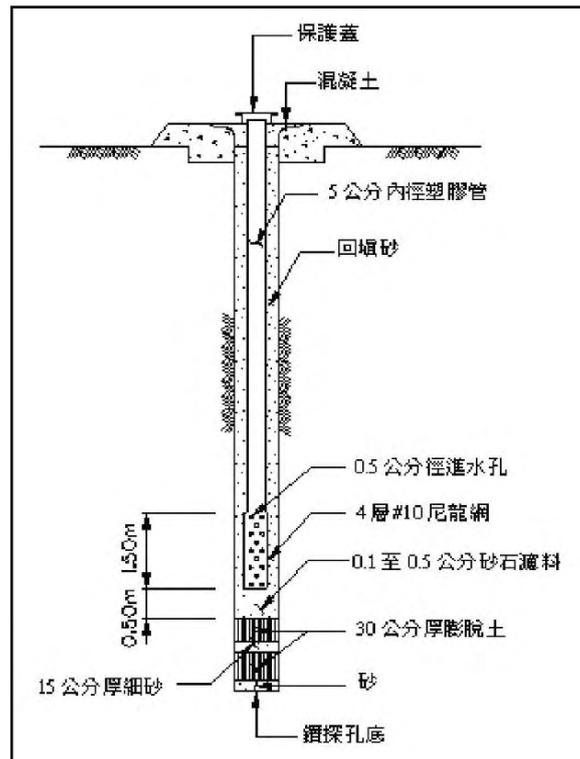


圖 4-2-1 水位觀測井裝設示意圖

4-3 傾度管監測分析

本計畫傾度管監測係利用現有鑽探鑽孔加以安裝，測量時利用探測器中之雙軸伺服加速器，偵測出傾度管中之角度，換算得水平距離，累積而求得變位量，經與初始值比對後，計算出地層之變形量。相關傾度管裝設情形如表4-3-1所示，孔位配置如圖4-1-1所示。

而孔內傾斜儀則使用美國SINCO公司型號50302510之雙軸感測器，相關儀器規格概要如表4-3-2所示。

表 4-3-1 傾度管監測系統一覽表

編號	儀器別	裝設位置	監測深度	開始監測日期	運作情形
1	傾度管	B01 鑽孔	40m	2009/11/19	正常
2		B02 鑽孔	40m	2009/11/19	正常
3		B03 鑽孔	40m	2009/11/19	正常
4		B04 鑽孔	40m	2009/11/19	正常
5		B05 鑽孔	40m	2009/11/19	正常
6		B06 鑽孔	40m	2009/11/19	正常
7		B07 鑽孔	52m	2009/11/19	正常
8		B08 鑽孔	40m	2009/11/19	正常

表 4-3-2 傾度管及儀器規格

目的	監測邊坡潛在滑動面位置	
測傾管規格		
廠牌	DONG-A GEOVAN CO., LTD	
規格	具雙向固定軌道，外徑 70.0mm，材質為 ABS，每支 3m。	
感應器規格		
廠牌	美國 Sinco 公司(Slope Indicator) 雙軸感應器	
型號	50302510	
滑軸間距	500mm	
感應器長度	700mm	
感應器外徑	28.5mm	
量測範圍	$\pm 53^\circ$	
精度	$\pm 0.01\%$ 量測範圍	
工作溫度	-20°C 至+50°C	
測讀器規格	美國 Sinco 50310900 Digital DataMate	

4-4 地表變位監測分析

4-4-1 RTK地表變位監測系統配置

本計畫區域共設置10處觀測點(坡面監測樁)，連同區域外3處GPS控制點，其相關樁位佈置如圖4-4-1所示，除上述13處監測樁外，本計畫另於海土崙溪沿線，選擇對空度較大之護岸結構鑽孔埋設鋼片及鋼標，共設置5處，用以監測海土崙溪沿線地表變位情形。

坡面固定樁尺寸為10x10x40(cm)之石樁，埋入地下30cm，再以混凝土固結，樁台中央鑽孔埋入鋼片及鋼標，現地之控制點及坡面固定樁照片如照片4-4-1~照片4-4-4所示。

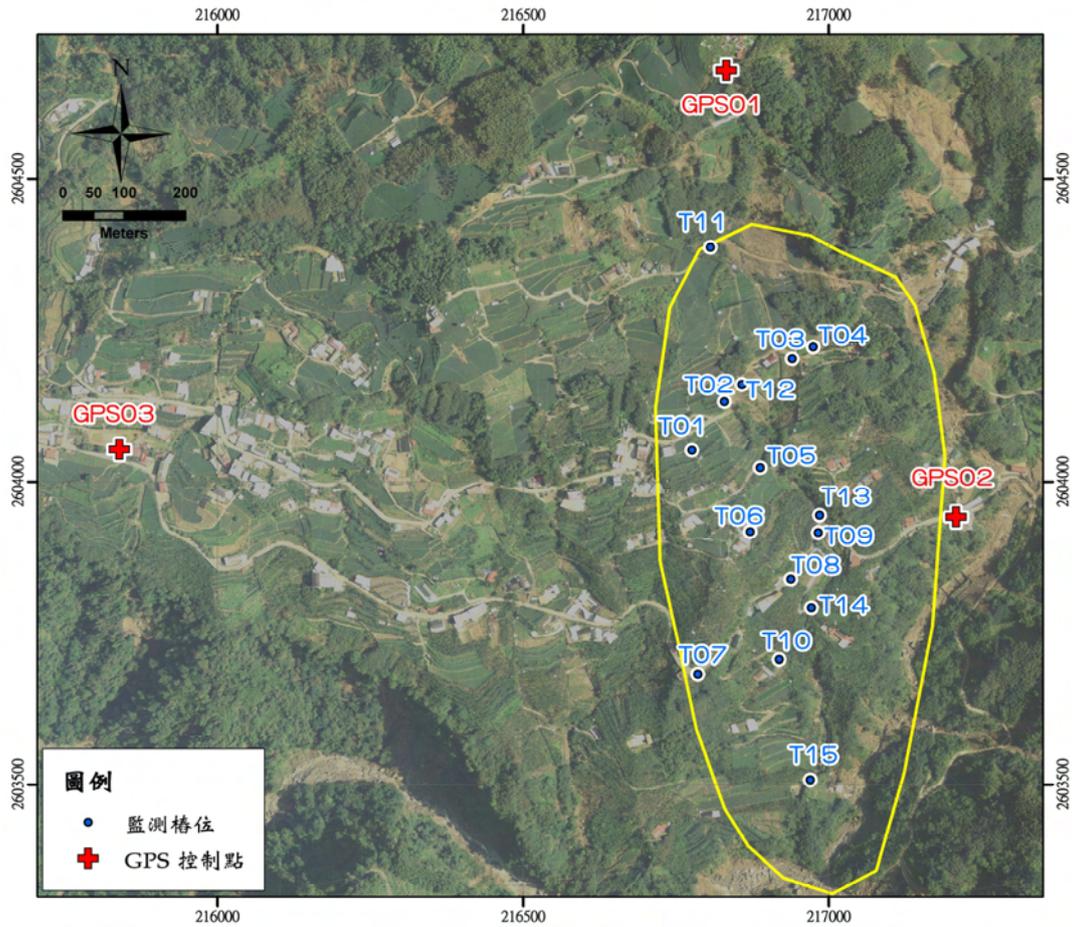


圖 4-4-1 RTK 地表監測系統配置圖



照片 4-4-1 控制點 GPS01



照片 4-4-2 控制點 GPS03



照片 4-4-3 坡面監測樁 T01



照片 4-4-4 坡面監測樁 T02

4-4-2 RTK作業方法

由於衛星定位技術發展，傳統測量方式已有了重大轉變，不再完全依賴平板儀、水準儀及經緯儀等的量測方法，而採用衛星接收儀藉著接收衛星訊號，即可精確得到點位坐標。隨著GPS(Global Positioning System)衛星定位的方法不斷的演進，從靜態測量(Static)、快速靜態測量(Rapid static)、虛擬動態測量(Pseudo-Kinematic)、動態測量(Kinematic)及結合無線電通訊設備之即時動態測量(Real-Time Kinematic, RTK)。由於目前網際網路及無線數據通訊傳輸技術蓬勃發展，GPS即時動態定位(RTK)已成為國際測繪科技與定位技術之主流，特別是結合衛星定位、寬頻網路數據通訊、Mobile Phone行動式數據傳輸、資料儲管及全球資訊網站(Web)等先進科技之核心定位技術-虛擬基準站(Virtual Base Station, VBS)為基礎之網路化即時動態定位(Network RTK)技術，在系統整體運用與資料供應層面上，更是現今世界各國積極建置營運之即時性、高精度的動態定位系統，不但可將GPS定位效率大幅提昇，更已達到公分級之精度。

本計畫採用VBS-RTK虛擬基準站即時動態定位測量方法來監測地表變位情形，其量測基本觀念係經由多個GPS參考站之間全天候連續的接收衛星資料，並經由電話線或其他通訊設備(GSM/GPRS)與控制計算中心連接，進而控制計算中心彙整所有參考站接收之資料，並產生區域改正參數之資料庫，藉以計算出任一移動站附近之虛擬參考站的相關資料。目前VBS-RTK定位技術已經被廣泛接受，並應用於各種測量作業上。

以下就靜態測量及VBS-RTK施測原理及作業方法作一扼要概述。

一、原理概述

(一)靜態(Static)基線測量原理(圖4-4-2)

GPS衛星接收儀器同時在兩個以上測點進行接收，而其中至少一測點已知位置，並被視為已知測點，其他測點為待求點。此測點對相同的GPS衛星(4顆以上)持續接收衛星訊號達30分鐘以上，甚至到數小時不等，視基線長度、衛星幾何分佈及大氣狀況而定。衛星幾何分佈愈佳、觀測時間愈長，則未定值及坐標之求解就愈精確。一般而言，基線在10公里以內者，接收1小時即可；但基線愈長則接收時間也就愈久。基線

測量的精度標準誤差小於 $5\text{mm}+1\text{ppm}$ 。此作業模式所觀測的基線，應構成某種閉合圖形，以便觀測成果的檢核，提高成果的可靠性及GPS網平差後的精度，主要適用於 5km 以上之高精度控制網測量。

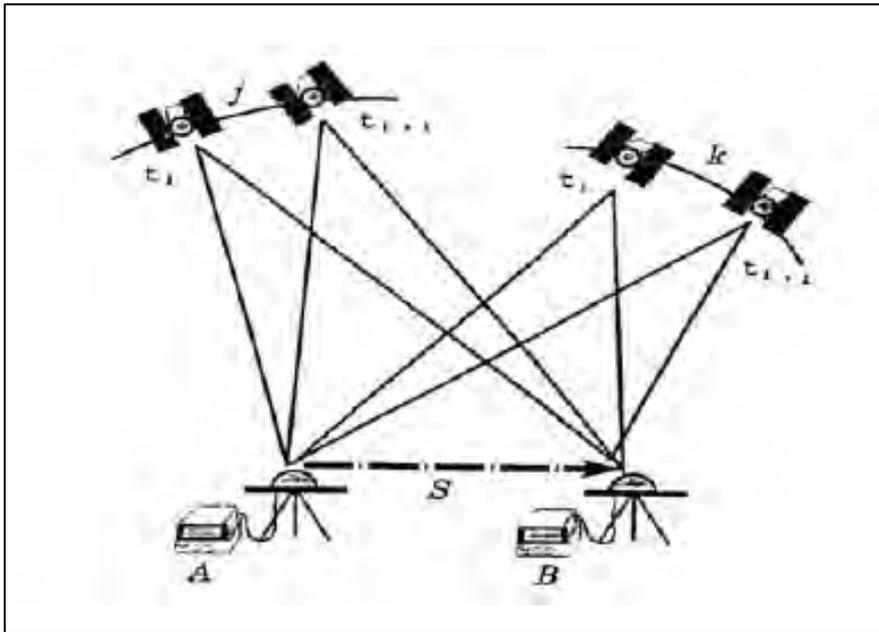


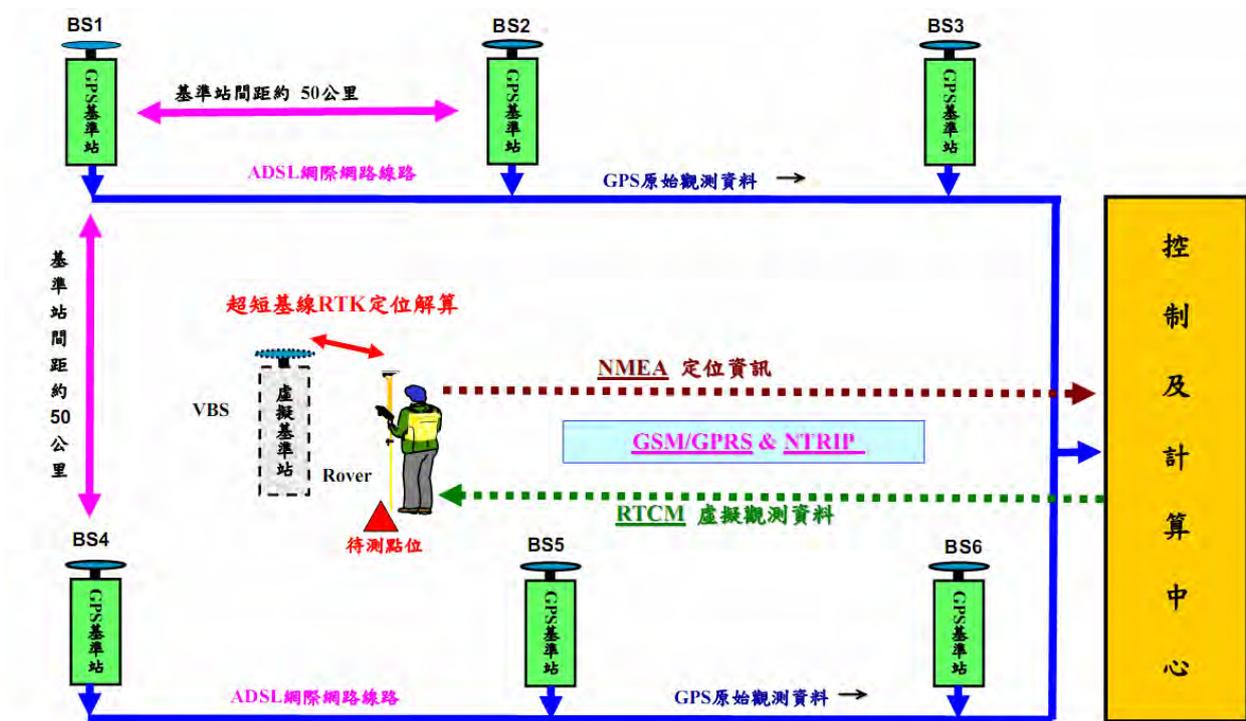
圖 4-4-2 靜態基線測量接收示意圖

(二)VBS-RTK即時動態定位技術(圖4-4-3)

VBS-RTK即時動態定位技術係採用多個衛星定位基準站所組成的GPS網絡來評估基準站涵蓋地區之定位誤差，再配合最鄰近的實體基準站觀測資料，產製一個虛擬的基準站做為RTK主站，所以移動站並不是接收某個實體基準站之實際觀測資料，而是經過誤差修正後的虛擬觀測數據，也就是RTK主站是經過人為產製的虛擬化基準站，其意義如同在移動站附近架設實體的基準站一樣，故稱之為虛擬基準站即時動態定位技術，簡稱VBS-RTK。

相較於傳統單主站式RTK即時動態定位技術之最大瓶頸，在於主站系統誤差改正參數之有效作用距離，因GPS定位誤差的空間相關性會隨著基準站與移動站距離的增加而逐漸失去線型誤差模型的有效性，因此在較長距離的情況下(一般大於 10公里)，經過差分計算處理後之觀測數據仍然含有很大的系統誤差，以致於造成定位成果不佳。故為克服單主站式RTK定位技術的缺陷，利用虛擬基準站即時動態定位技術求解區域性GPS多基準站網絡誤差模型如對流層、電離層及軌道誤差等，將可

有效增加傳統單主站RTK定位之作業範圍，亦即採用多個衛星定位基準站所組成的GPS網絡來評估衛星定位基準站涵蓋地區的GPS定位誤差，並配合最鄰近的實體基準站觀測資料，建構一個虛擬基準站(Virtual Base Station, VBS)做為RTK主站使用，此時該虛擬基準站的觀測數據將會與移動站衛星定位接收儀實際接收的觀測數據及誤差模型具有極高的相關性，當再進行RTK差分計算處理後，系統誤差即可徹底消除，使用者可快速且方便地獲得高精度、高可靠度及高可用性之即時動態定位成果。



(資料來源：內政部國土測繪中心)

圖 4-4-3 VBS-RTK 即時動態定位技術示意圖

二、VBS-RTK解算流程

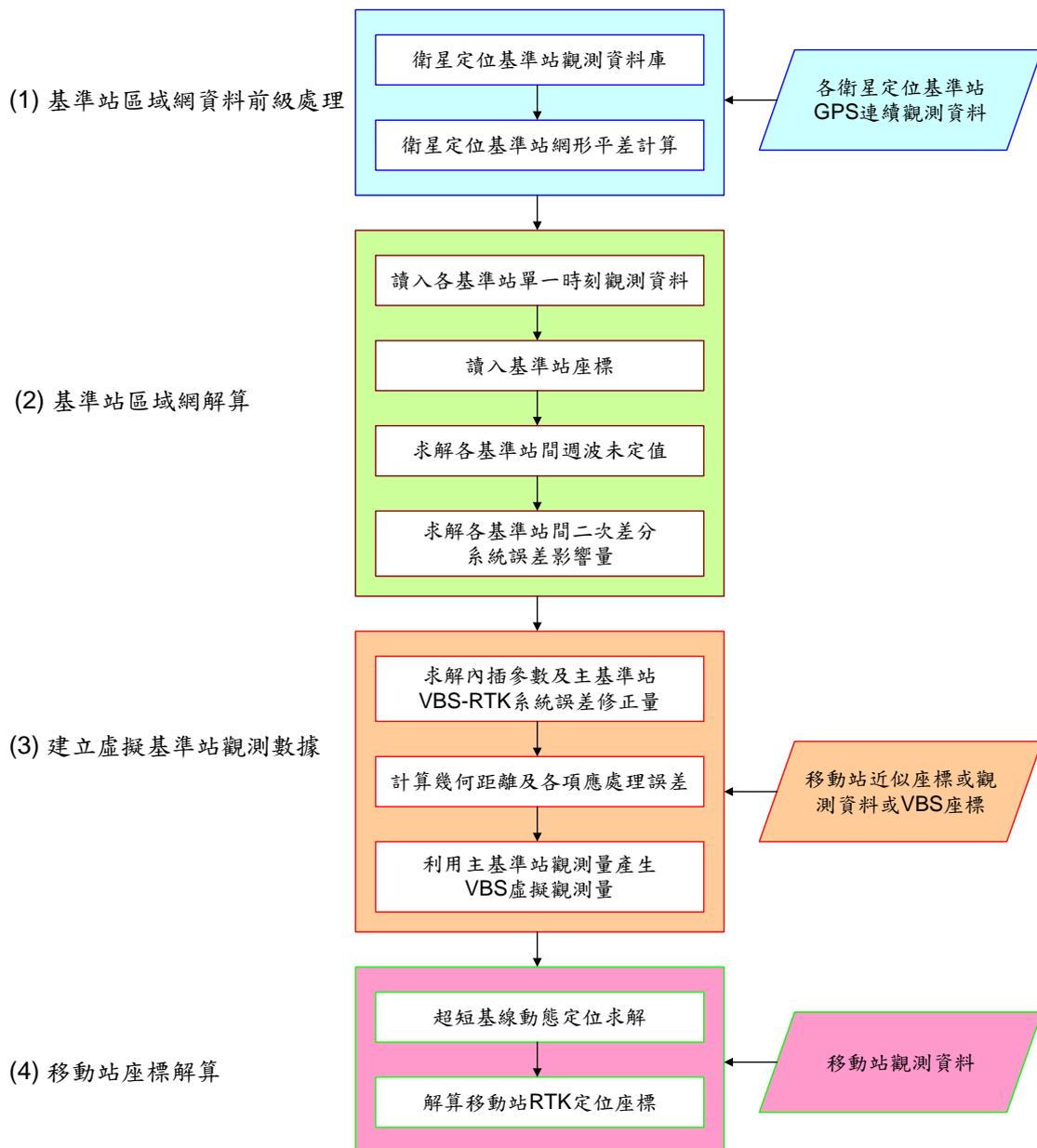
VBS-RTK定位技術進行即時性動態定位實際運作之步驟如下，流程圖如圖4-4-4所示：

- (一)基準站區域網資料前級處理：包含建立基準網觀測資料庫，並同時進行基準站之網形平差計算。
- (二)基準站區域網解算：控制及計算中心彙整計算各基準站連續觀測資

料及精確坐標，建立區域性誤差修正資料庫。

(三)建立虛擬基準站觀測數據：移動站利用無線數據通訊傳輸技術將衛星定位接收儀NMEA格式之位置資訊(通常為單點定位坐標)登錄於控制及計算中心後，由控制及計算中心依移動站位置坐標進行系統誤差內插計算，並結合最近的基準站實際觀測資料組成VBS虛擬觀測資料後，以RTCM格式回傳至移動站。

(四)移動站坐標解算：移動站接收儀進行「超短基線」RTK定位解算。



(資料來源：內政部國土測繪中心)

圖 4-4-4 VBS-RTK 即時動態定位技術解算流程圖

三、工作內容及觀測成果

本次坡面監測樁測量工作係應用GPS(Global Positioning System, GPS)靜態定位測量以及VBS-RTK虛擬基準站即時動態定位測量方法施測；於施測區域範圍外考慮測量點位之空間網型分佈選取及設置控制點位，由GPS靜態定位測量方法接收各測站衛星資料，依相對定位方法，於台灣大地基準1997(Taiwan Datum 1997； TWD97)平面座標系統及橢球高(Ellipsoid Height； h)高程系統下解算各控制點之空間三維座標；並利用VBS-RTK定位方法即時量測各觀測樁位之空間三維座標。現地量測之作業情形如圖4-4-5所示。

(一)成果計算座標系統

本計畫測量成果計算座標系統採TWD97二帶分度新國家座標系統，其計算參數說明如下：

- 1.地球原子：新國家坐標系統之參考橢球體採用1980年國際大地測量學與地球物理學協會(International Union of Geodesy and Geophysics簡稱為IUGG)公布之參考橢球體(GRS80)，其橢球參數如下：長半徑 $a=6378137$ 公尺；扁率 $f=1/298.257222101$
- 2.投影系統：橫麥卡脫二度分帶投影系統，中央子午線為121，且橫座標西移250,000 m，中央子午線之尺度比率為0.9999。
- 3.座標引測：基準點座標系統以TWD97新國家座標系統為基準，並與內政部衛星追蹤站聯測。

(二)測量精度

RTK即時動態測量是採即時差分方式解算出定位座標，其精度為 $10\text{mm}\pm 1\text{ppm RMS}$ 。(RMS：均方根誤差，ppm為 10^6)，因此精度計算式之後項對精度造成的影響甚微，其整體測量精度誤差約為 $\pm 10\text{mm}$ 。

(三)觀測成果

本計畫所使用之硬體設備儀器為Trimble 5800(設備規格如表4-4-1)，以VBS-RTK方式即時量測各監測樁之三維座標。

目前本計畫已完成坡面監測樁之埋設及座標定位初始值量測工作，後續將於每季進行坡面監測樁之變位量測，並於汛期期間(6~9月)

每月量測一次，RTK測量成果範例表如表4-4-2，相關解算報告及坡面監測樁埋設記錄詳見附錄一。



圖 4-4-5 坡面監測樁 VBS-RTK 定位測量現場作業照片

表 4-4-1 GPS 硬體設備規格及照片

Trimble 5800	
	一般規格 接收儀、GPS 天線及無線電數據機一體成型設計。 先進 Maxwell 4 Custom Survey GPS chip。 24 channel L1/L2 雙頻接收儀。 支援 WASS/EGNOS 衛星訊號。
	電源電壓 11~28VDC 外接電源、7.4V, 1.8Ah 可拆內藏充電鋰電池。 RTK 測量時使用內藏無線電，耗電瓦數不超過 2.5W。 單一電池最長可使用 5.5 小時。
	溫度 操作溫度：-40°C to +65°C 儲存溫度：-40°C to +75°C
	精度 (動態) 水平精度：±10mm+1ppm RMS 垂直精度：±20mm+1ppm RMS
	儲存裝置 資料儲存在 ACU 控制器中(內含 128MB 記憶體)，可儲存超過 3400 小時的原始觀測資料(6 顆衛星、15 秒紀錄一筆資料情況下)，接收儀無內藏記憶體。
	重量 接收儀：1.2kg(含內藏電池、內藏無線電、標準 UHF 天線)。 移整組動站：3.5kg(含接收儀、測桿、ACU 控制器及控制器座)。

4-5 監測資料綜合判釋

本計畫監測工作自執行計畫審查認可後，於民國98年10月開始進行現場鑽探及地形測量工作，至11月完成現場工作，並安裝傾度管、自記式水位計及坡面監測樁等監測儀器。監測資料自民國98年11月下旬起，開始本計畫監測相關事項，至目前為止，各監測工作已進行約一整個年度之量測，以下說明計畫邊坡各項監測工作之變化情形：

一、降雨量情形

經清查計畫區附近之雨量站，於計畫邊坡幼葉林山頂處發現中央氣象局設置之瑞里雨量站，與本次調查之區域之距離僅約200公尺，因此本計畫採用該雨量站之降雨資料進行後續之調查分析。

本計畫依雨量監測記錄，自民國98年8月至該年年底除10/3芭瑪颱風有較大之時雨量，達19.5mm/hr，累積雨量73.5mm，其餘降雨情形並不明顯。民國99年監測雨量至10月共累積達1,951.5mm，主要降雨型式以梅雨季降雨及夏季午後雷陣雨居多，其中以721豪雨降雨雨量最高，最大時雨量達74.5mm/hr，累積雨量86.5mm，其他降雨情況最大時雨量達41mm/hr，本年度颱風主要分佈於8月~9月間，共有8/30~8/31南修颱風、8/31~9/2萊羅克颱風、9/9~9/10莫蘭蒂颱風及9/17~9/20凡那比颱風等四場，除凡那比颱風最大時雨量達33.0mm/hr外，其餘颱風之降雨量並不明顯。在計畫執行期間區內並無發生重大破壞現象，相關降雨監測記錄如圖4-5-1所示。

二、地下水位情形

一般而言，地下水位的作用是造成地層滑動的主因之一，本計畫藉由地下水位之量測，得到水位之變動情形，並與降雨量比對得到相互之間的關係。

本計畫在地質鑽探鑽孔完成後，陸續以手持式地下水位計進行現場量測工作(如圖4-5-2(a))，另於鑽探完成後裝設自記式地下水位計(如圖4-5-2(b))，地下水位量測全面採連續記錄式，監測頻率為每小時1次，各孔位監測記錄成果如圖4-5-3~圖4-5-8所示。

由西元2009年12月至2010年10月監測資料所示，監測期間台灣唯

有發佈三次陸上颱風警報，且颱風期間計畫區降雨量皆未達40mm，故監測期間地下水變化受夏季午後雷陣雨影響居多。計畫區中央位置之鑽孔(B01、B03、B08及W01)，地下水監測變化情形(圖4-5-3、圖4-5-4、圖4-5-7、圖4-5-8)明顯看出2010年5月後因降雨次數增加，其中以B01地下水位上升約15~20m最為明顯。計畫區邊緣鑽探孔位(B05及B07)監測地下水變化情形(圖4-5-5、圖4-5-6)，B05地下水位維持約37m，B07變化情況則與B03、B08及W01相似。地下水位變化推究其可能原因如下：

- (一)計畫區北側茶園因地勢平坦，加上位於滑動裂隙頭部，降雨時此處易有積水現象，並增加雨水隨裂隙入滲機會，可能造成計畫區裂隙頭部地下水上升。
- (二)計畫區西側測線孔位(B05)，推估可能因位於接近山脊處，雨水不易匯集入滲，故地下水補注量不高。同時B05約38m處岩心有多處垂直裂縫且該處有鏽染現象，此處地下水流出機率相對較高。
- (三)計畫區東側線監測孔(B07)，地下水位變化情況與B03、B08及W01相似，地下水位除易受上坡之地下水補注外，東方距離約150m處即為生毛樹溪位置，地下水位可能易受該溪流長年流水影響。

綜上所述地下水監測記錄及地表地質相關影響因素推估，計畫區地下水位汛期間因降雨升高後，隨雨季結束逐漸下降。但因計畫區外北方地勢較高乃有機會蘊含地下水，並沿地層位態補充注入計畫區內，因此雖於乾季久未降雨但計畫區頭部處地下水位不致乾枯見底。除計畫區頭部外，坡體中段與坡趾處地下水位全年約於12m以上，以此推估地下水長期仍有區外之地下水注入計畫區。

計畫區地下水位高度除B01與B05位於岩盤外其餘監測水位高度皆位於崩積層範圍內，崩積層所含之地下水位隨土壤孔隙滲流較易受地形變化影響，本計畫配合地形測量與地下位監測結果建立地下水位高程，進行地下水流方向推估，以地下水位高差推估判別地下水流方向，如圖4-5-9所示，計畫區頭部北方為地勢陡峭之峭壁，該區東北及西北方地勢亦較計畫區高，地下水較易向計畫區頭部匯集；計畫區下邊坡處排水則向東南方及南方排入生毛樹溪。

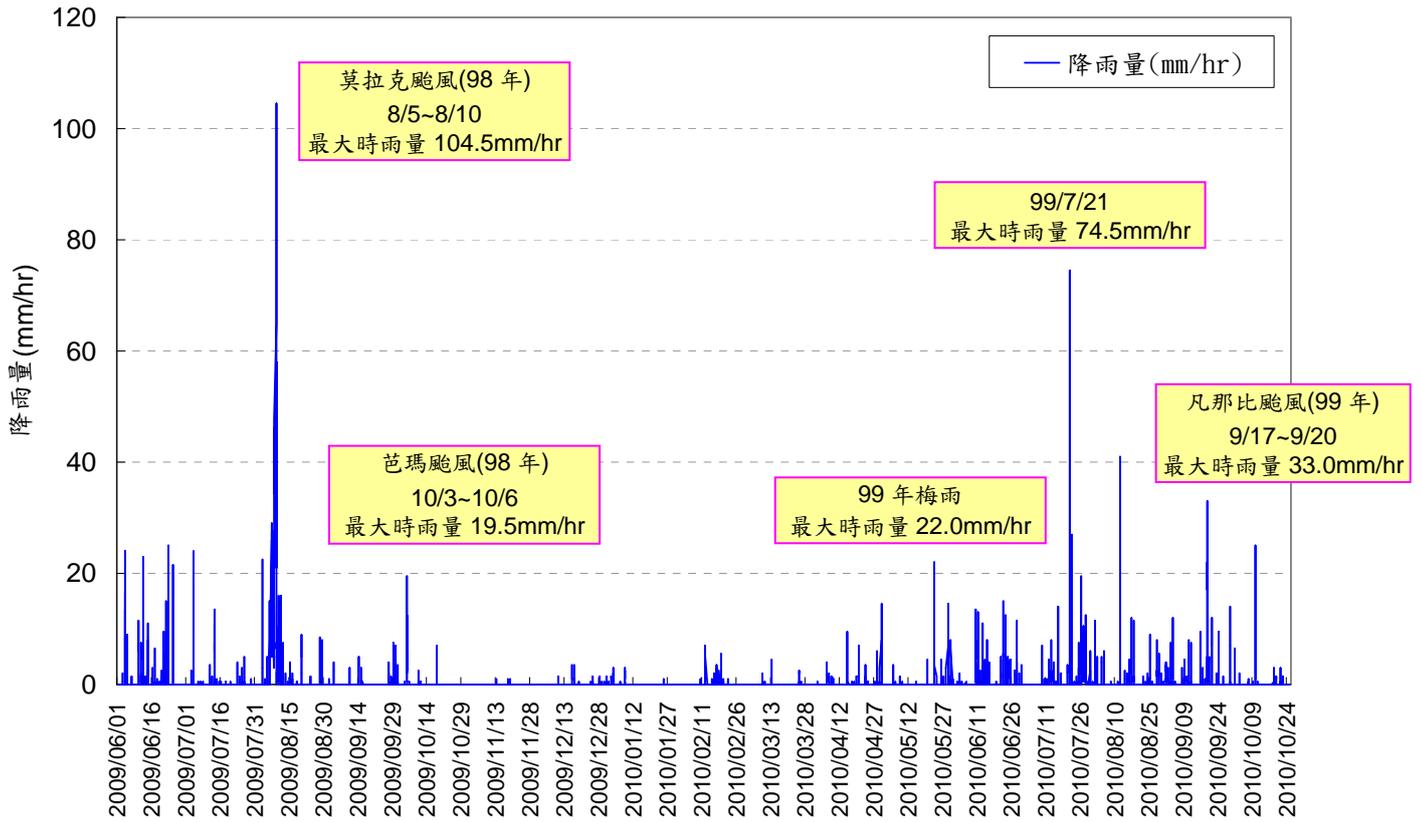


圖 4-5-1 降雨量監測記錄



(a) 手持式地下水位計



(b) 自記式地下水位計

圖 4-5-2 地下水位量測儀器現場照片

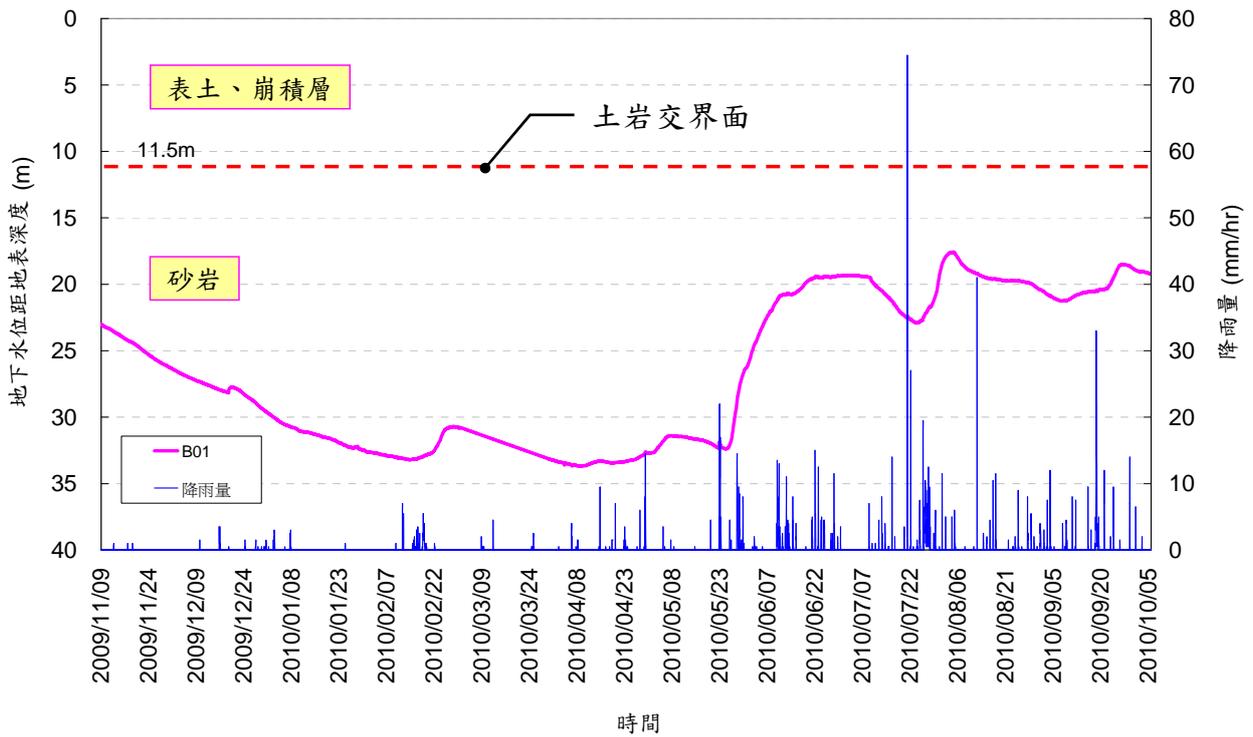


圖 4-5-3 B01 地下水位監測變化情形

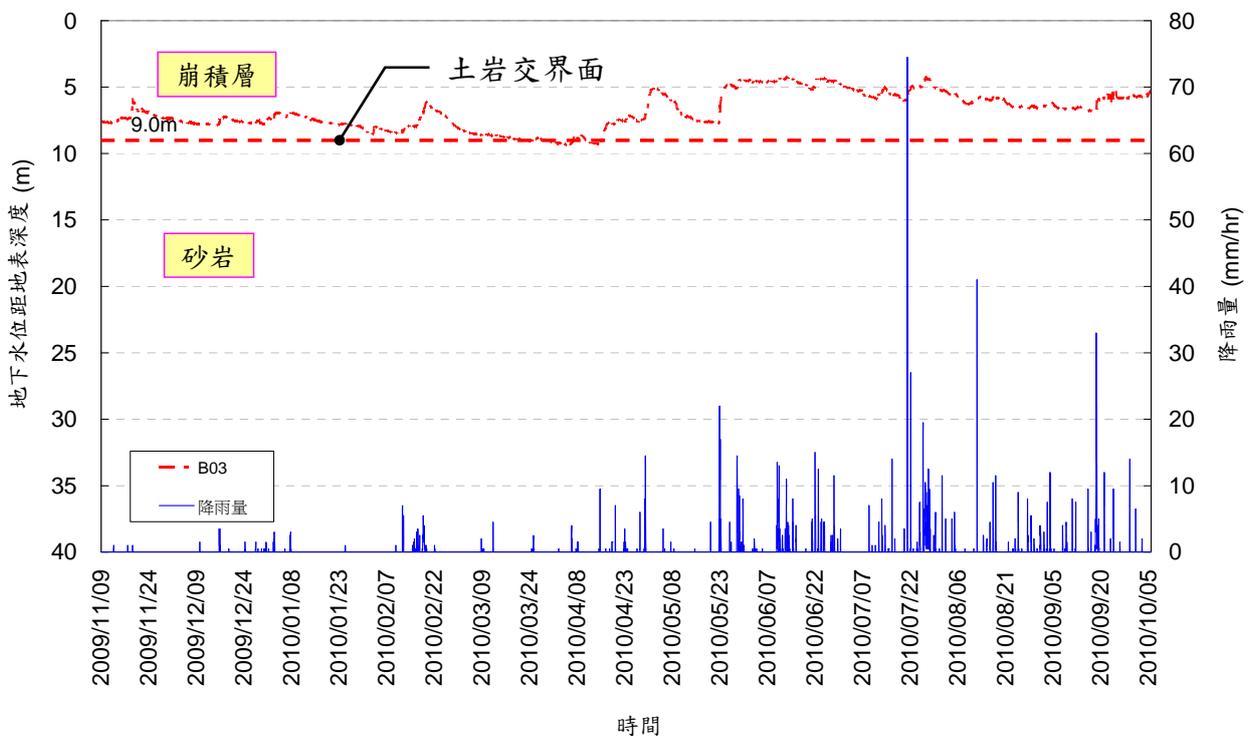


圖 4-5-4 B03 地下水位監測變化情形

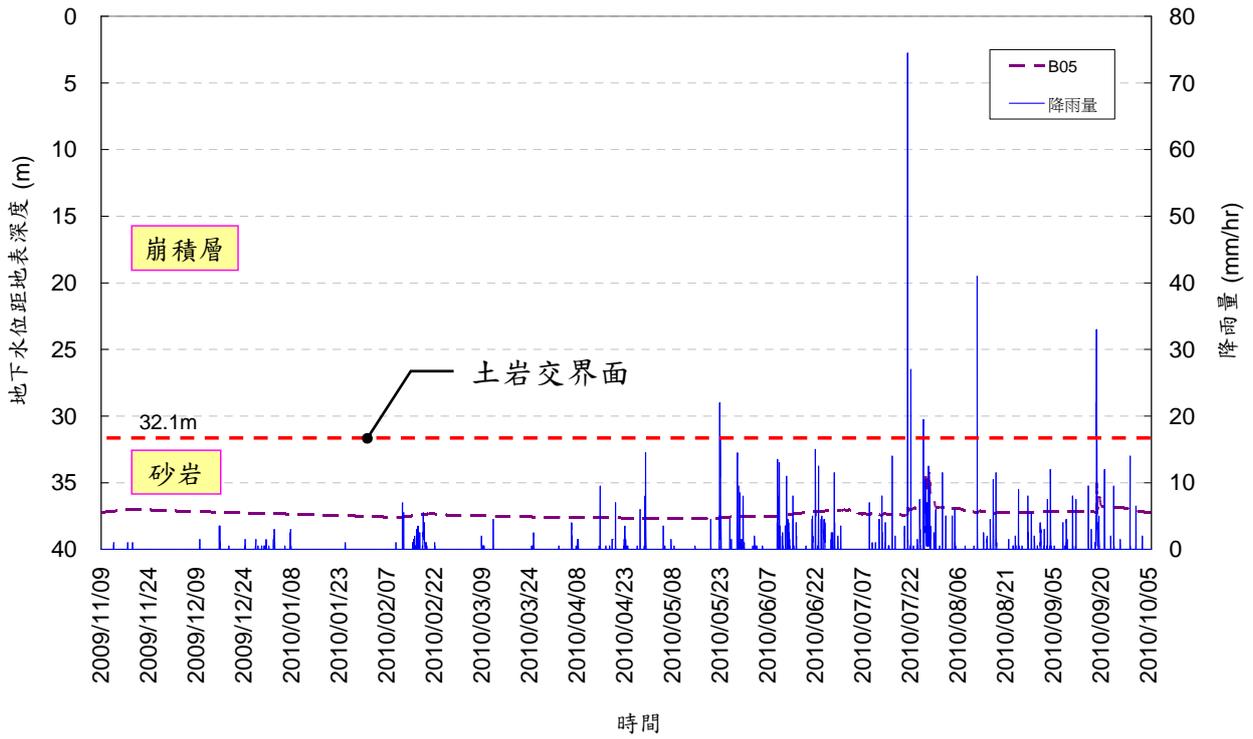


圖 4-5-5 B05 地下水位監測變化情形

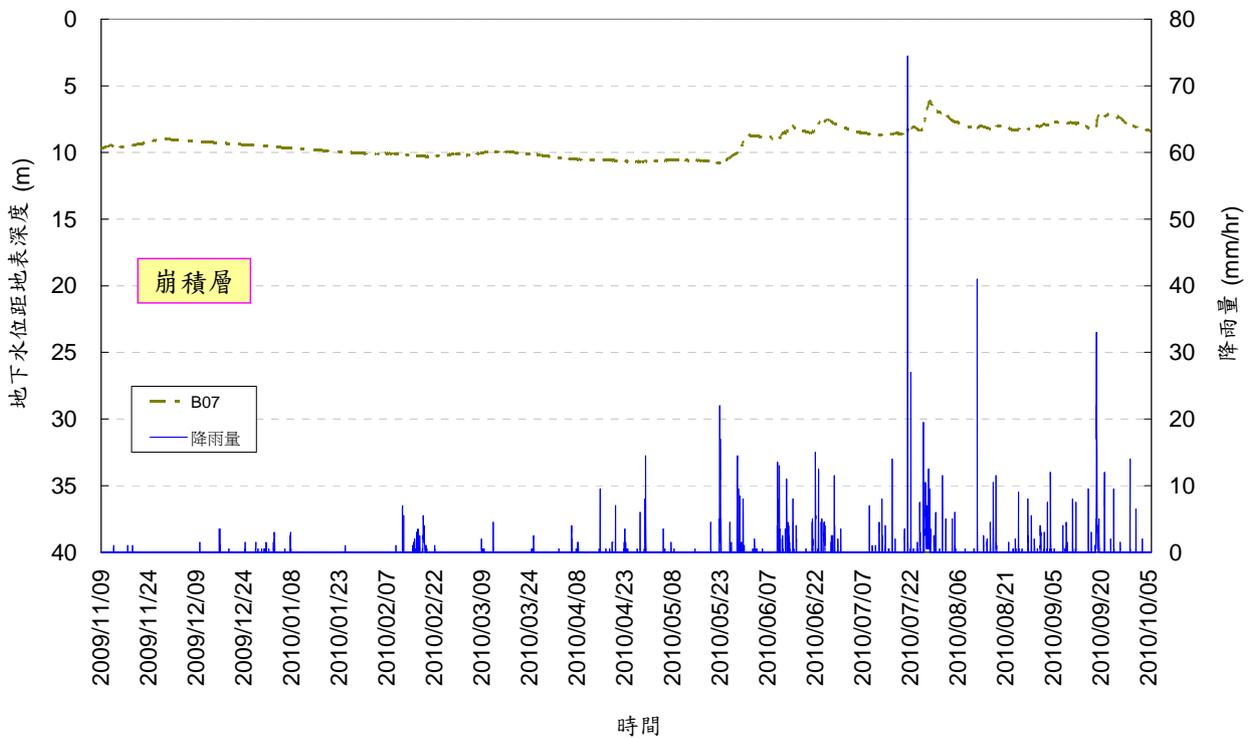


圖 4-5-6 B07 地下水位監測變化情形

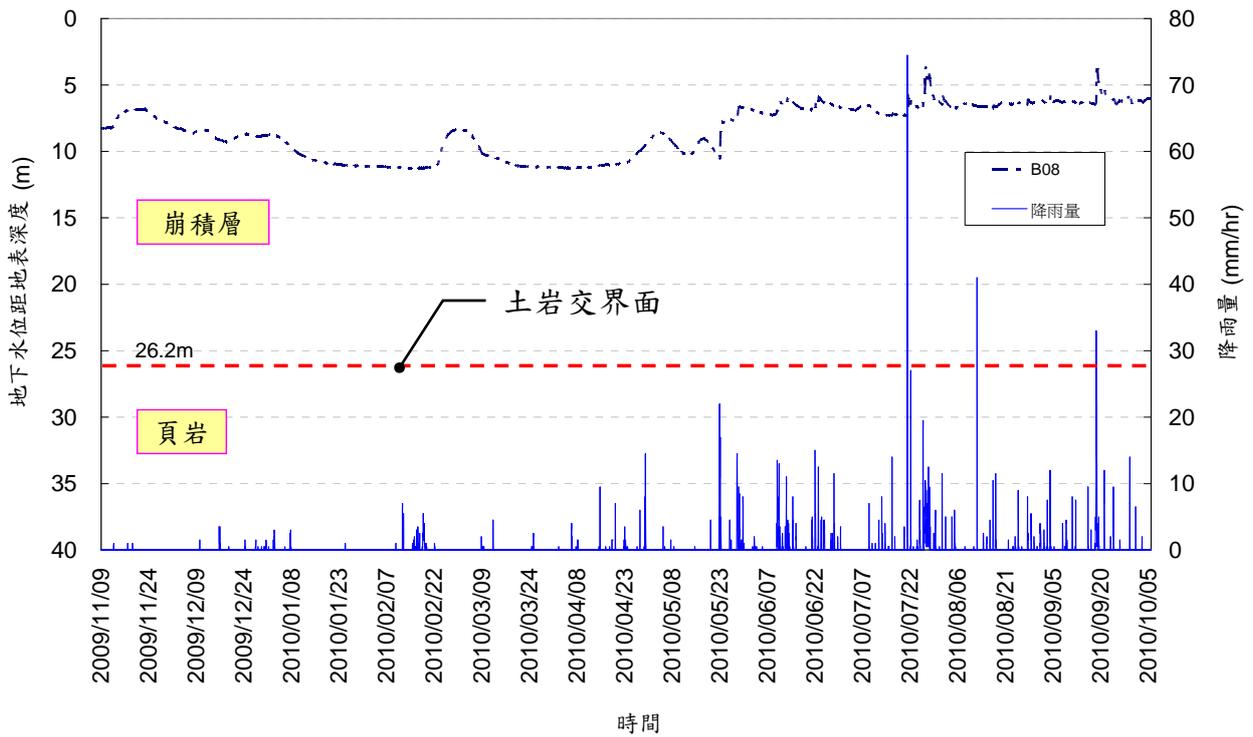


圖 4-5-7 B08 地下水位監測變化情形

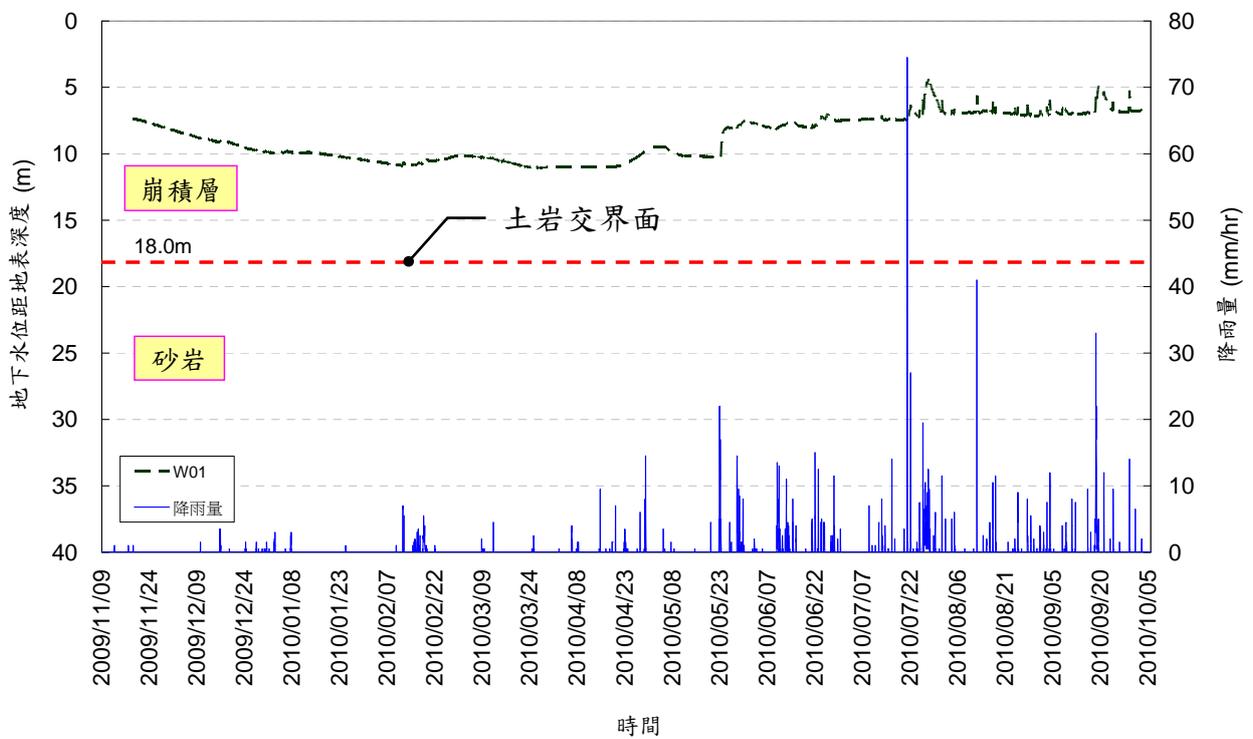


圖 4-5-8 W01 地下水位監測變化情形

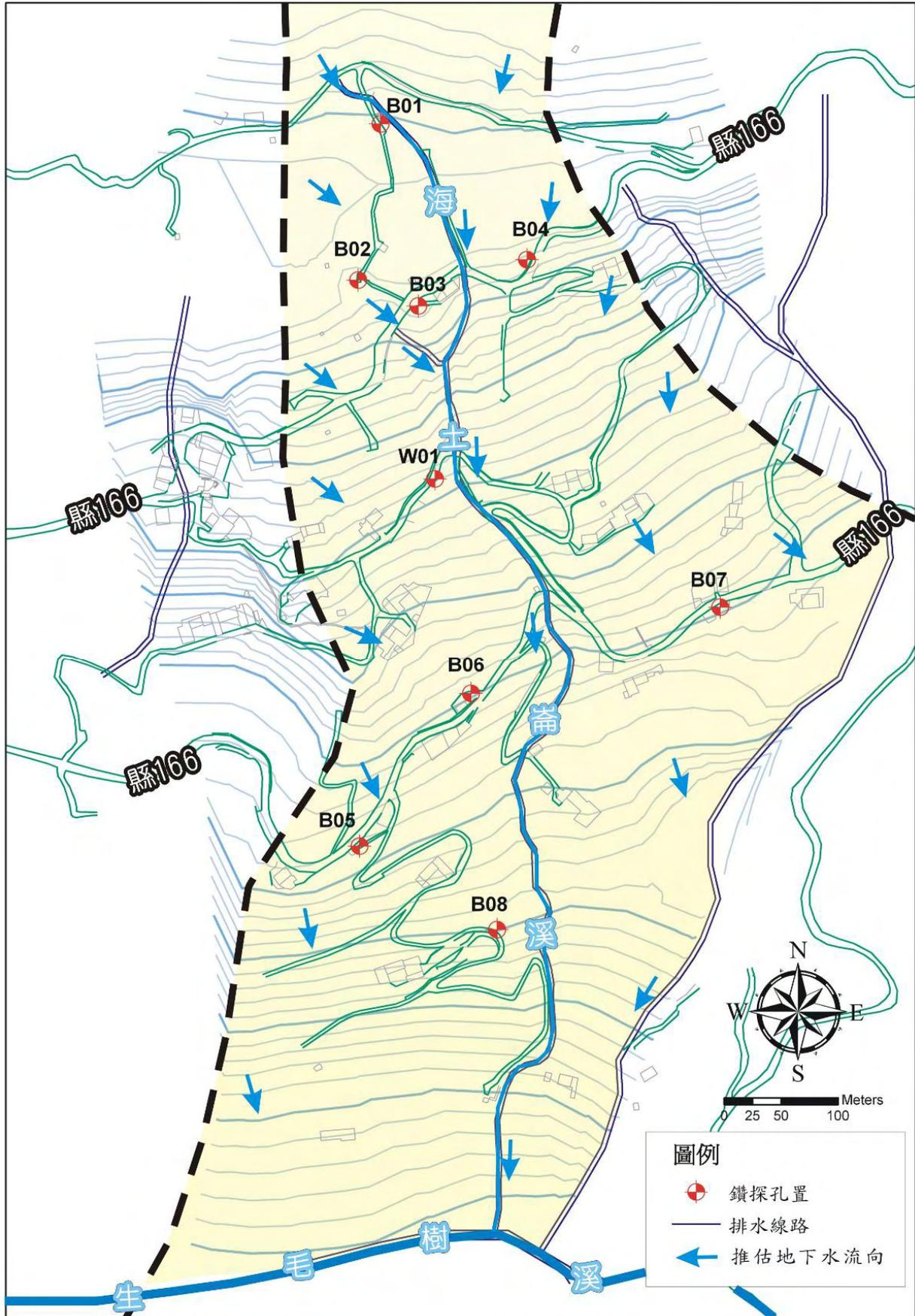


圖 4-5-9 地下水位高程等高線與推估流向圖

三、傾度管量測情形

為能更清楚的瞭解地層內部動態變動情形，本計畫於區域內共設置8處傾斜觀測管。現場鑽探工作於民國98年11月中旬完成後，即於11月19日進行傾度管第1次現場量測工作，工作照片及量測儀器如圖4-5-10所示。本計畫傾度管量測情形整理如圖4-5-11。監測頻率汛期期間(6~9月)每個月量測一次，其餘期間每季量測一次，另於凡那比風災後增加量測一次，共計9次。監測期間計畫區內降雨情況零星且無災害性降雨發生，歷經梅雨、夏季午後雷陣雨及多場颱風後，傾度管監測記錄與初始量測值比較並無明顯位移現象。



圖 4-5-10 傾度管現場量測及儀器照片

四、地表變位監測情形

本計畫於98年11月進行RTK地表變位監測第一次測量，該次量測結果定為各固定樁之初始座標值，做為未來判斷是否有無移動趨勢之依據。監測頻率每颱風季節(6~9月)每個月量測一次，其餘期間每季量測一次，共計8次。

監測結果顯示如表4-5-1、表4-5-2，所有量測記錄均小於量測誤差10cm範圍以內，其中以99年2月之T09 (0.059m)之二維方根差最大，其餘之量測記錄二維方根差均位於0.058m內。因量測結果差異變化不明顯，為確認量測結果是否有移動趨勢，將各次監測成果與之量測初始值差異放大500倍展繪至AutoCad分析比對，將測量差異量與依各樁位置特性推估可能位移方向進行比對，以利判別微小位移。

本計畫區內共設置15處地表變位監測固定樁，其分佈位置如圖4-5-12所示。T01~T04、T07~T09佈設於縣道166線路側及裂隙側邊；T06、T10佈設於計畫區中央位置，主要為輔助觀測使用；T11~T15佈設於海土崙溪排水設施結構物上。相關監測成果依其固定樁埋設位置分為以下三部份並分述如下：

(一)裂隙外監測固定樁：

T01：位於計畫區西側，於縣道166南側茶園內。監測位移差異約為南、北振盪，因無固定方向之位移差異，故推測無位移傾向。

T02：位於計畫區西側裂隙之區外邊緣，於縣道166西北側茶園內。監測位移方向並無固定方向位移傾向，推估無位移傾向。

T07：位於縣道166南側路邊，量測位方向偏北或東北，但亦有兩次向南偏移情況。因量測無固定方向偏移，推估應無位移傾向。

(二)滑動裂隙內監測固定樁：

T03：位於計畫區中間偏北，縣道166與東側主要裂隙滑動區內位置。依過去莫拉克風災造成之破壞方向應向西南方向位移，與監測結果向東或向南偏移情與現況不符，故評估該處監測位移屬測量誤差所致。

T04：位於T03東北側約15m處，監測結果發現變位差異性以向東或向南偏移。但現地裂隙調查滑動方向應向偏西南方向，因與現地情況不符，該監測成果無法證實T04處位置有地表變位情形。

T05：位於計畫區中央，詹宅東側約100m處。監測結果部分變位情況偏向東方，但仍有3次變位方向為向西或向北，因變位方向不明確應為測量誤差影響。

T06：位於計畫區中央偏西處之明月大船民宿前院。多次監測成果差異偏向東北、東方與東南方，並無固定位移方向，應為測量誤差所造成之結果。

T08：位於陳宅東北方10m處(縣道166南側路邊)。監測成果差異方向分別有西北方、東北方與東南方，因變位方向不定，差異性偏移量應為測量誤差結果。

T09：位於縣道166與海土崙溪相交處西南方約5m處。監測結果之差異位移方向分別有東方、東南方與西南方。因變位方向不定且無固定趨勢，監測成果不足以證明該處有位移情況。

T10：位於計畫區偏南方下坡農路右側。該處監測成果差異方向均偏向東，但依序監測值並無固定走向且有向南或向北偏移，所以該監測結果亦屬於測量誤差範圍內之成果。

(三)海土崙溪排水結構物監測固定樁：

T11：位於計畫區北側，海土崙溪與計畫邊緣相交處。該處監測成果差異方向偏向初始質之北方、東方與東南方，並無固定方向之差異性位移，評估應屬測誤差之結果。

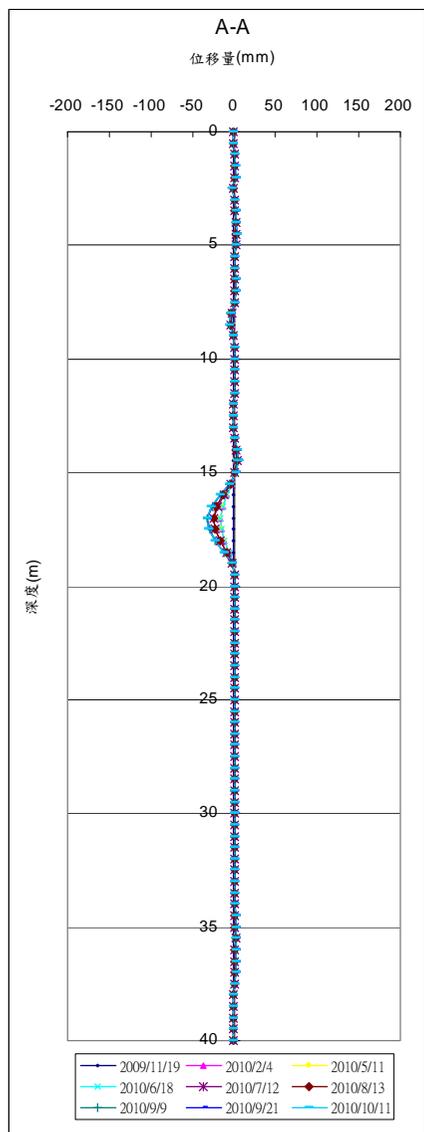
T12：位於邱宅西南方縣道166路旁。該處監測成果差異方向為向東北方位移，但現地因位於計畫區西側裂隙東方5~10m處，坡向為西北向東南高程逐漸遞減，滑動方向應由西北向東南位移。因監測成果與現況不符，評估監測成果應為測量誤差原因所造成。

T13：位於計畫區中央，海土崙溪擋土牆上方。監測結果差異性位移偏向西北方、東北方及東南方，並無固定之偏移趨勢，因判別該處之地表變位樁並無明顯移動之情形。

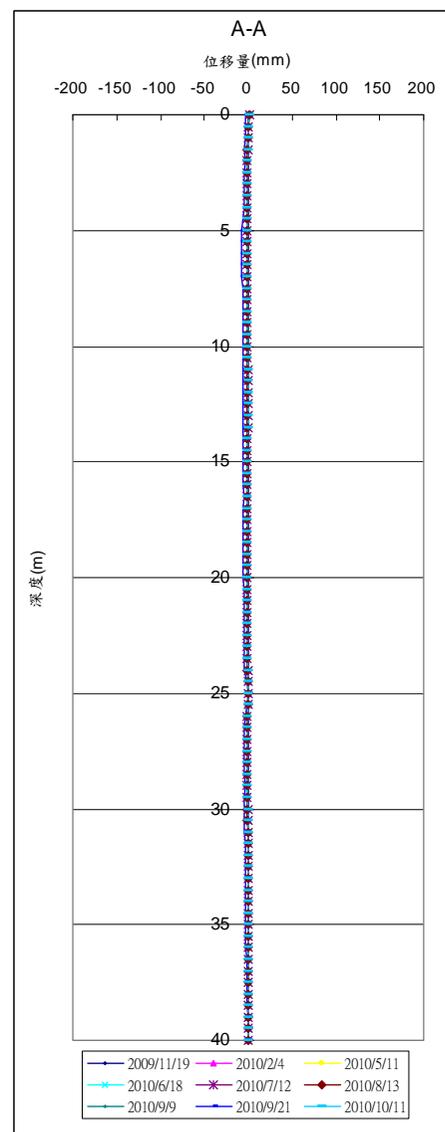
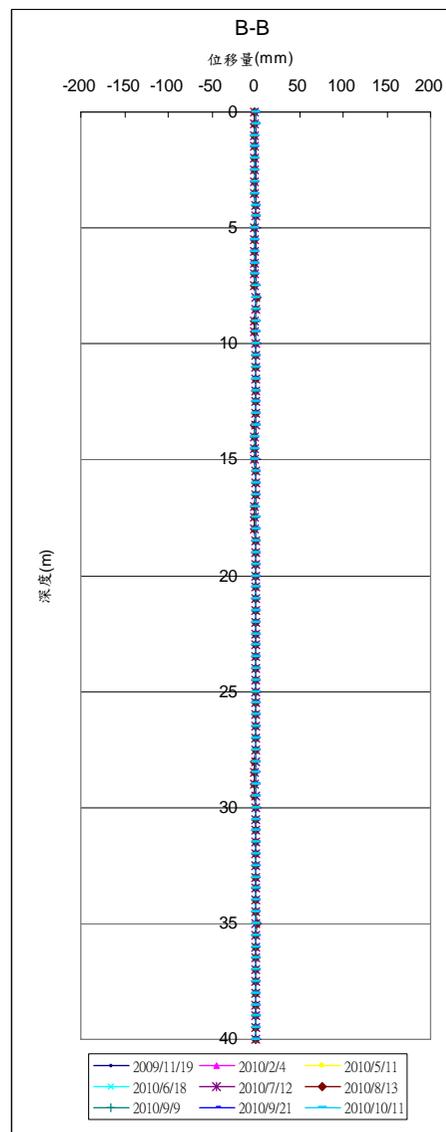
T14：位於計畫區中央偏南，海土崙溪便橋上方。監測結果差異方向分別有東方、東南方、南方、西方及北方，並無固定之移動變異方向。

T15：位於計畫區南方位置，海土崙溪之左側護岸結構物上。監測結果較明顯之變位方向為向東與向南，但同樣無相同方向之變位傾向，固判斷為測量誤差造成之偏移。

以上T01~T15之地表變位樁測量結果中，裂隙外監測固定樁(T01、T02與T07)因位滑動區外，與預期評估無變位情況相符。其餘之變位樁測量成果如前述多數並無明顯之固定變位傾向，位移差異性之誤差與位移方向與裂隙外固定樁情況相似，應為測量誤差造成之偏移。

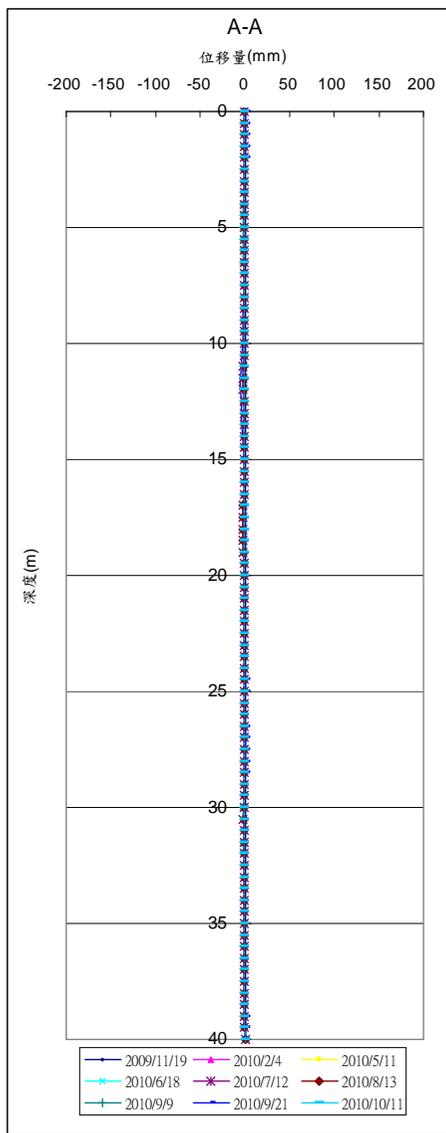


(B01)

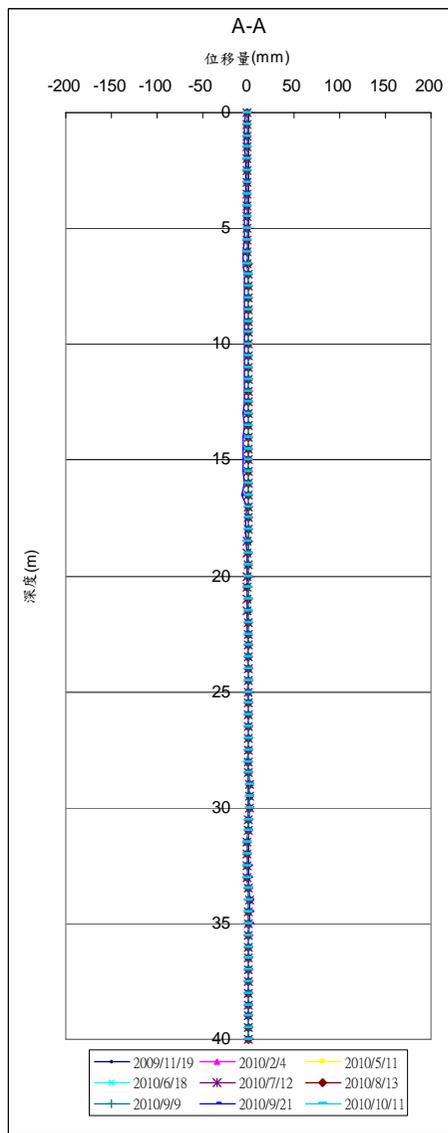
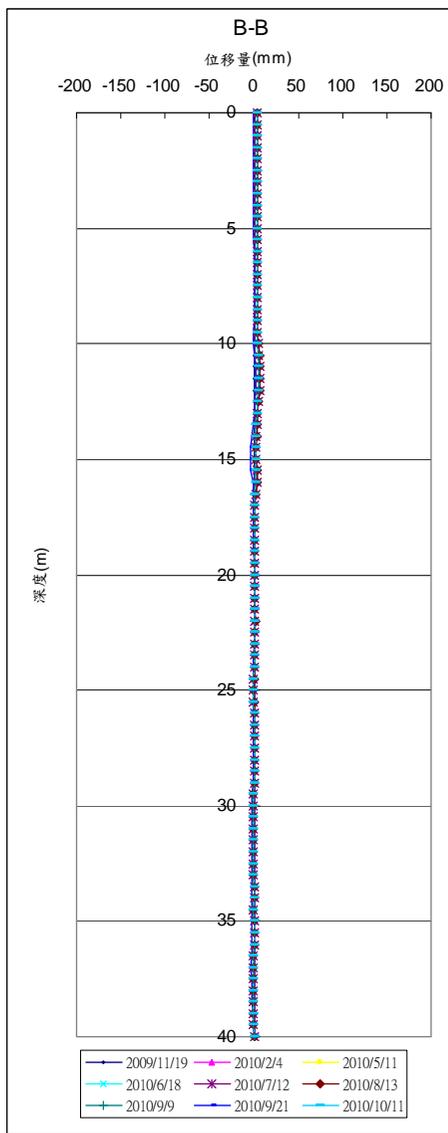


(B02)

圖 4-5-11 傾度管量測成果(1/4)

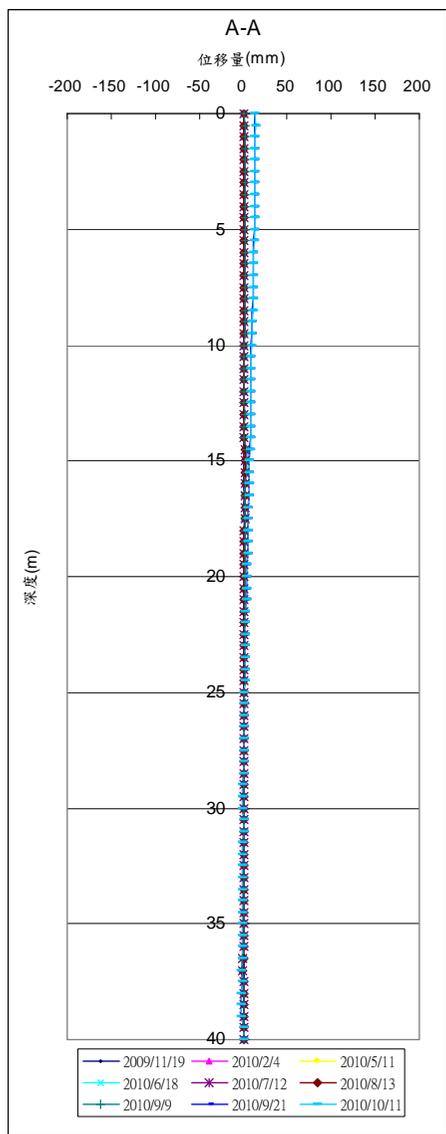


(B03)

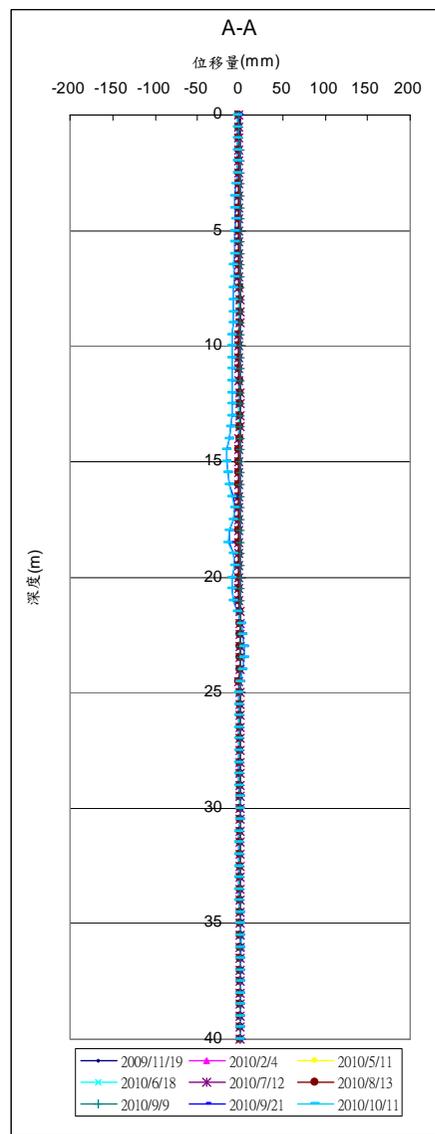
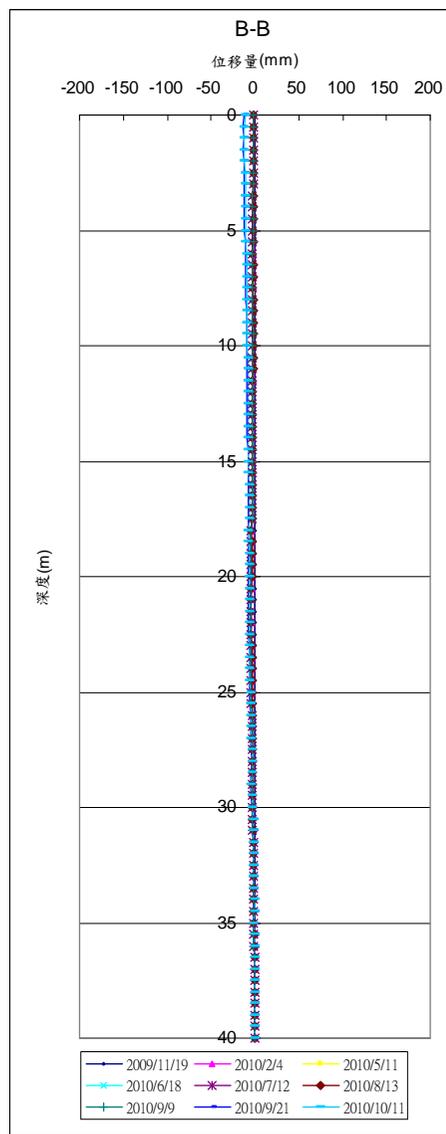


(B04)

圖 4-5-11 傾度管量測成果(2/4)

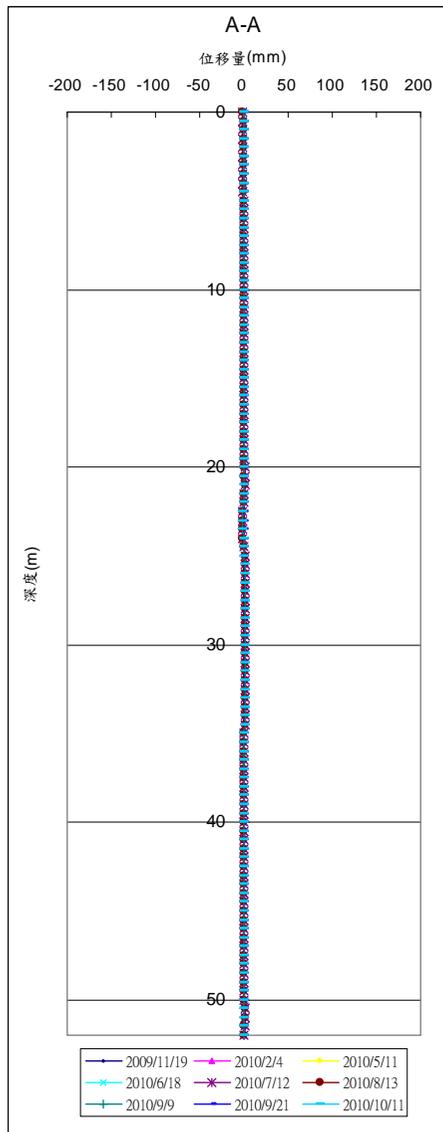


(B05)

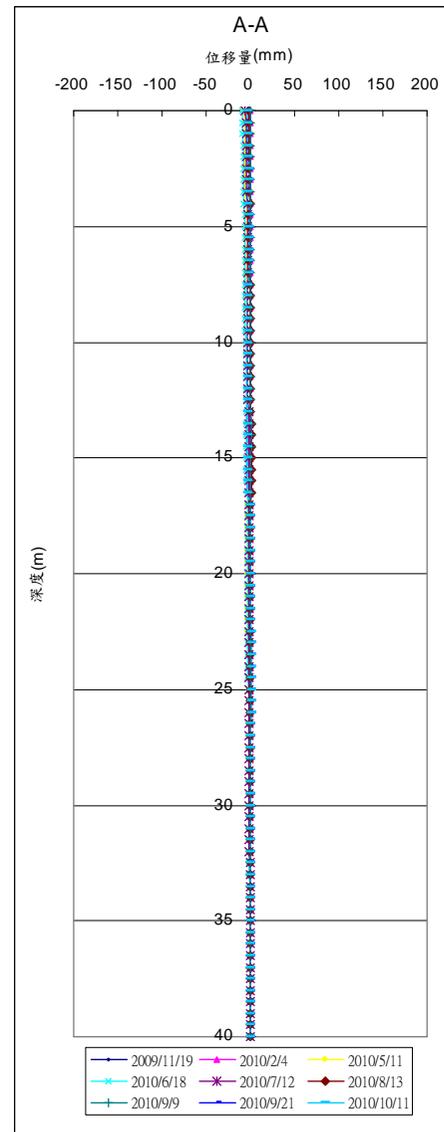
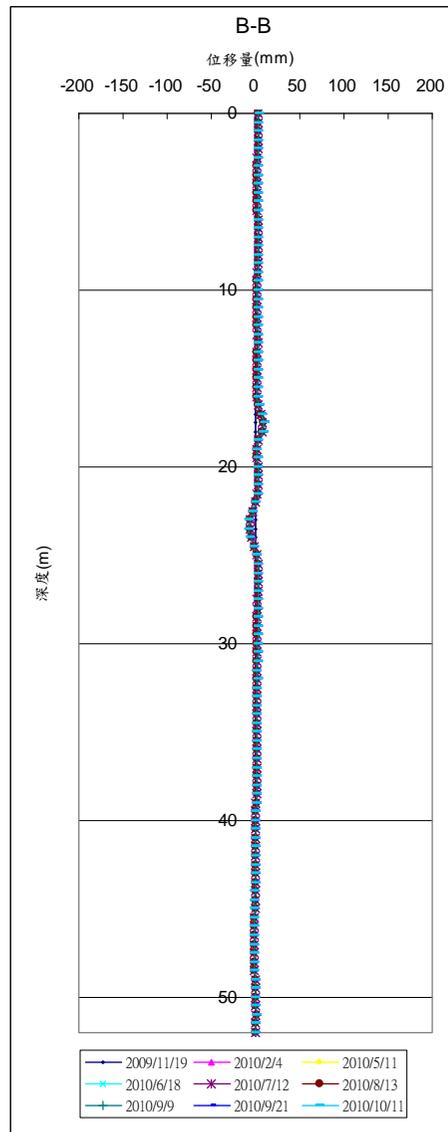


(B06)

圖 4-5-11 傾度管量測成果(3/4)



(B07)



(B08)

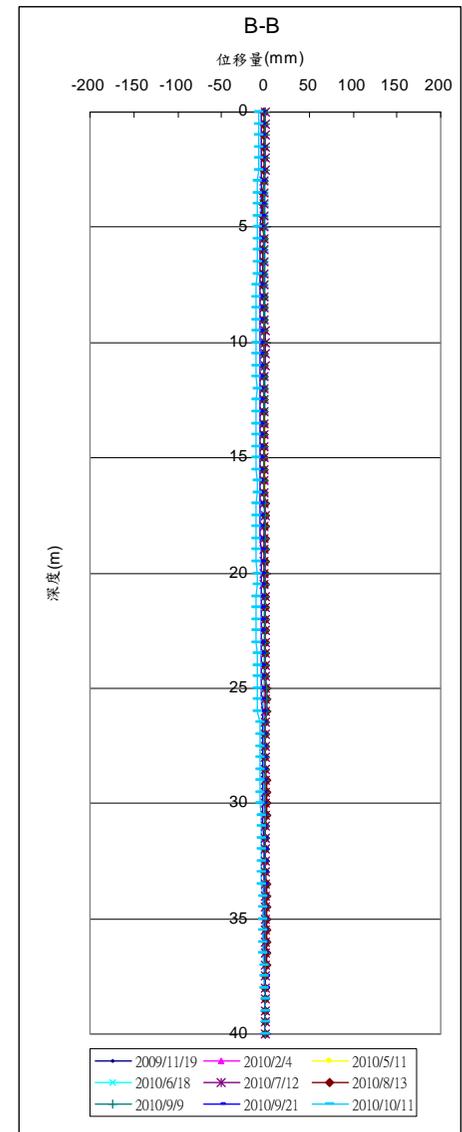


圖 4-5-11 傾度管量測成果(4/4)

表 4-5-1 RTK 測量成果座標

97 座標

點號	98 年 11 月		99 年 2 月		99 年 5 月		99 年 6 月		99 年 7 月		99 年 8 月		99 年 9 月		99 年 10 月	
	E	N	E	N	E	N	E	N	E	N	E	N	E	N	E	N
T01	216776.22	2604052.18	216776.20	2604052.16	216776.21	2604052.17	216776.22	2604052.19	216776.21	2604052.21	216776.21	2604052.15	216776.21	2604052.21	216776.23	2604052.19
T02	216829.42	2604131.86	216829.41	2604131.83	216829.40	2604131.89	216829.44	2604131.88	216829.44	2604131.88	216829.43	2604131.84	216829.42	2604131.90	216829.44	2604131.87
T03	216940.25	2604202.80	216940.26	2604202.76	216940.25	2604202.79	216940.30	2604202.79	216940.29	2604202.80	216940.25	2604202.78	216940.27	2604202.79	216940.28	2604202.76
T04	216974.93	2604222.54	216974.94	2604222.53	216974.93	2604222.55	216974.97	2604222.55	216974.97	2604222.53	216974.93	2604222.50	216974.95	2604222.54	216974.97	2604222.50
T05	216888.18	2604023.05	216888.18	2604023.03	216888.15	2604023.06	216888.20	2604023.07	216888.20	2604023.08	216888.22	2604023.02	216888.19	2604023.07	216888.23	2604023.04
T06	216871.52	2603916.37	216871.54	2603916.34	216871.51	2603916.37	216871.57	2603916.35	216871.55	2603916.38	216871.54	2603916.35	216871.53	2603916.40	216871.56	2603916.35
T07	216786.20	2603682.18	216786.22	2603682.17	216786.20	2603682.20	216786.23	2603682.23	216786.22	2603682.21	216786.19	2603682.16	216786.19	2603682.21	216786.22	2603682.21
T08	216938.20	2603838.89	216938.19	2603838.91	216938.21	2603838.91	216938.23	2603838.91	216938.20	2603838.90	216938.22	2603838.88	216938.18	2603838.92	216938.22	2603838.88
T09	216982.79	2603914.90	216982.84	2603914.88	216982.81	2603914.89	216982.83	2603914.93	216982.80	2603914.89	216982.79	2603914.89	216982.77	2603914.87	216982.81	2603914.89
T10	216919.07	2603706.06	216919.08	2603706.04	216919.08	2603706.07	216919.10	2603706.10	216919.12	2603706.06	216919.10	2603706.03	216919.09	2603706.08	216919.09	2603706.06
T11	216806.67	2604387.11	216806.68	2604387.10	216806.71	2604387.10	216806.68	2604387.07	216806.72	2604387.12	216806.70	2604387.06	216806.67	2604387.13	216806.71	2604387.11
T12	216858.33	2604160.26	216858.36	2604160.26	216858.34	2604160.27	216858.36	2604160.29	216858.34	2604160.30	216858.35	2604160.27	216858.36	2604160.30	216858.35	2604160.31
T13	216985.17	2603943.82	216985.19	2603943.83	216985.20	2603943.87	216985.16	2603943.84	216985.18	2603943.86	216985.21	2603943.79	216985.20	2603943.85	216985.22	2603943.82
T14	216971.64	2603791.10	216971.66	2603791.10	216971.61	2603791.10	216971.61	2603791.10	216971.64	2603791.10	216971.64	2603791.05	216971.63	2603791.12	216971.69	2603791.08
T15	216969.74	2603507.53	216969.73	2603507.52	216969.72	2603507.54	216969.74	2603507.54	216969.73	2603507.54	216969.74	2603507.48	216969.74	2603507.54	216969.77	2603507.53

表 4-5-2 RTK 測量差異成果

單位：m

點號	98 年 11 月、 99 年 2 月差異			98 年 11 月、 99 年 5 月差異			98 年 11 月、 99 年 6 月差異			98 年 11 月、 99 年 7 月差異			98 年 11 月、 99 年 8 月差異			98 年 11 月、 99 年 9 月差異			98 年 11 月、 99 年 10 月差異		
	ΔE	ΔN	二維 方根差	ΔE	ΔN	二維 方根差															
T01	-0.02	-0.01	0.023	-0.02	0.00	0.018	0.00	0.01	0.012	-0.01	0.03	0.028	-0.01	-0.03	0.034	0.00	0.03	0.030	0.00	0.01	0.012
T02	-0.01	-0.03	0.031	-0.02	0.02	0.033	0.02	0.02	0.028	0.02	0.02	0.026	0.01	-0.02	0.022	0.00	0.04	0.038	0.02	0.01	0.021
T03	0.01	-0.04	0.039	0.00	-0.01	0.010	0.05	0.00	0.047	0.04	0.00	0.035	0.00	-0.01	0.014	0.02	-0.01	0.017	0.03	-0.04	0.045
T04	0.01	-0.02	0.018	0.00	0.01	0.009	0.04	0.00	0.040	0.04	-0.01	0.036	-0.01	-0.04	0.043	0.01	0.00	0.014	0.04	-0.04	0.055
T05	0.00	-0.02	0.016	-0.03	0.02	0.032	0.02	0.02	0.030	0.02	0.03	0.039	0.04	-0.02	0.046	0.01	0.02	0.028	0.05	-0.01	0.055
T06	0.02	-0.03	0.036	-0.01	0.00	0.011	0.05	-0.02	0.050	0.03	0.01	0.031	0.02	-0.02	0.027	0.01	0.03	0.027	0.04	-0.02	0.045
T07	0.02	-0.01	0.022	0.01	0.02	0.020	0.03	0.04	0.056	0.02	0.03	0.037	-0.01	-0.02	0.017	0.00	0.03	0.030	0.02	0.03	0.040
T08	-0.01	0.03	0.029	0.00	0.02	0.019	0.02	0.02	0.031	0.00	0.01	0.014	0.02	-0.01	0.019	-0.02	0.04	0.041	0.01	0.00	0.014
T09	0.05	-0.02	0.059	0.03	-0.01	0.030	0.04	0.03	0.049	0.01	-0.01	0.014	0.01	-0.01	0.013	-0.01	-0.03	0.031	0.02	-0.01	0.024
T10	0.01	-0.01	0.020	0.01	0.01	0.011	0.03	0.04	0.052	0.05	0.00	0.048	0.03	-0.03	0.040	0.02	0.02	0.028	0.02	0.00	0.023
T11	0.01	-0.01	0.014	0.04	-0.01	0.043	0.02	-0.03	0.038	0.05	0.02	0.058	0.03	-0.04	0.051	0.00	0.03	0.028	0.04	0.01	0.043
T12	0.03	0.00	0.032	0.01	0.01	0.014	0.04	0.03	0.050	0.01	0.04	0.043	0.02	0.01	0.022	0.03	0.04	0.050	0.03	0.05	0.053
T13	0.01	0.00	0.015	0.03	0.05	0.055	-0.01	0.02	0.024	0.01	0.03	0.035	0.04	-0.03	0.047	0.02	0.03	0.033	0.04	0.00	0.044
T14	0.02	0.01	0.023	-0.03	0.00	0.026	-0.03	0.00	0.031	0.00	0.00	0.001	0.00	-0.04	0.043	-0.01	0.02	0.024	0.05	-0.02	0.050
T15	-0.01	-0.01	0.009	-0.02	0.02	0.023	0.01	0.02	0.017	-0.01	0.01	0.014	0.00	-0.05	0.048	0.00	0.01	0.012	0.04	0.01	0.038

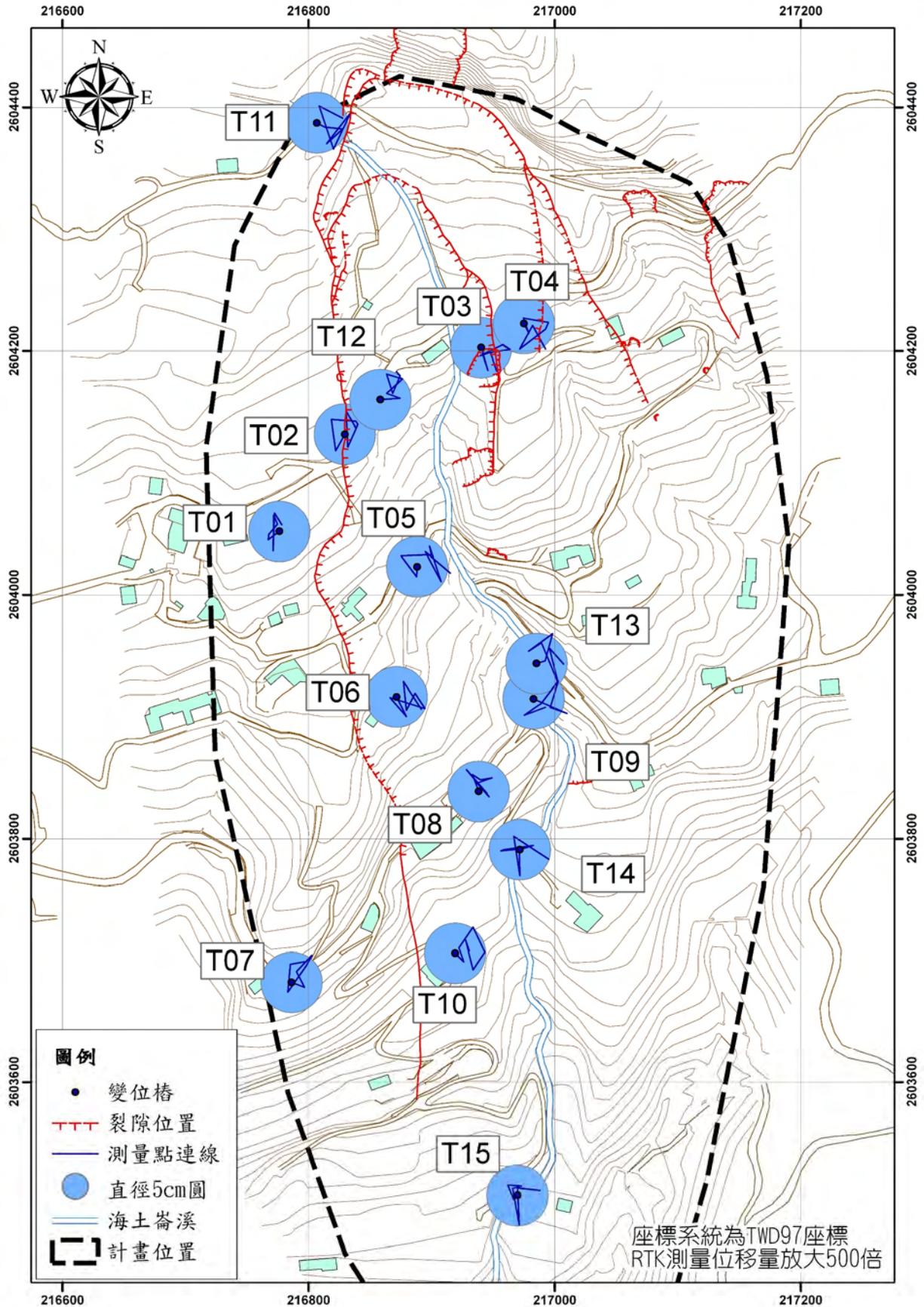


圖 4-5-12 地表變位監測成果圖

五、整體綜合說明

經彙整前述各項監測資料後，對於各項監測間之關聯性進行綜合說明。在本計畫期間，降雨情形並不明顯，並無強烈颱風豪雨之侵襲，最大降雨發生於民國99年7月21日之午後雷陣雨，其時雨量達74.5 mm/hr，但其延時短暫，因此對計畫區並無造成災情發生。另在豪雨後之地下水位變化情形中，可見在豪雨後地下水位有上升情形，其中以B01孔最為明顯，上升約15~20m；B05孔地下水位則維持在地表下約37m處，推估可能因位於接近山脊處，雨水不易匯集入滲，且該孔約38m處岩心有多處垂直裂縫及鏽染現象，地下水流出機率相對較高。其他孔位地下水位變動不大，約在地表下5~10m變動，監測水位高度皆位於崩積層範圍內。

在滑動體位移觀測部份，由於監測期間計畫區內降雨情況零星且無災害性降雨發生，歷經梅雨、夏季午後雷陣雨及多場颱風後，傾度管監測記錄與初始量測值比較並無明顯位移現象。在地表變位監測部份，測量成果如前述多數並無明顯之固定變位傾向，量測記錄二維方根差均位於0.058m內，應為測量誤差造成之偏移。

由於本計畫監測期程間降雨情況並不明顯，地下水位變化亦不大，因此在滑動體調查及地表變位部份並無得到較明顯滑動變位情形，建議後續持續進行相關監測工作。

第五章 計畫區現況分析

5-1 現況排水分析

地層受到雨水或其他排水沖刷及濕潤，會造成地層土壤增加重量及其他物理性質變化，因而產生山坡地土石崩落甚至形成土石流。故地滑地調查排水現況為影響土地安定重要因素，本計畫排水現況經排水流向及地形現況分有A~P共16大區，每區依排水情況分成1~10不等分區(圖5-1-1)，以利計算排水各類性質參數(如表5-1-1)。另因涉及排水分區集水範圍超出本計畫範圍，計畫區內地形以現地測量為地形依據，區外未行地形測量部份以農林航測所5m×5m數值地形做為地形參考資訊。

5-1-1 地表洪峰逕流量推估

推估逕流量時，係採用合理化公式法 (Rational Formula)求得。其適用範圍為集水區面積1,000公頃以內，本計畫範圍約40公頃，採用合理化公式適合性佳。合理化公式如下：

$$Q_p = \frac{1}{360} CIA$$

式中：

Q_p ：洪峰流量 (立方公尺/秒)。

C ：逕流係數 (無單位)。

I ：降雨強度 (公釐/小時)。

A ：集水區面積 (公頃)。

逕流係數(C)為逕流量與降雨量的比值，其決定分為無開發計畫區及開發整地區兩大類；表5-1-2為水土保持技術規範之參考值。本計畫範圍之集水區狀況，部分為茶園、檳榔園，屬開發整地區整地後之山嶺區，因此逕流係數取0.9進行分析。

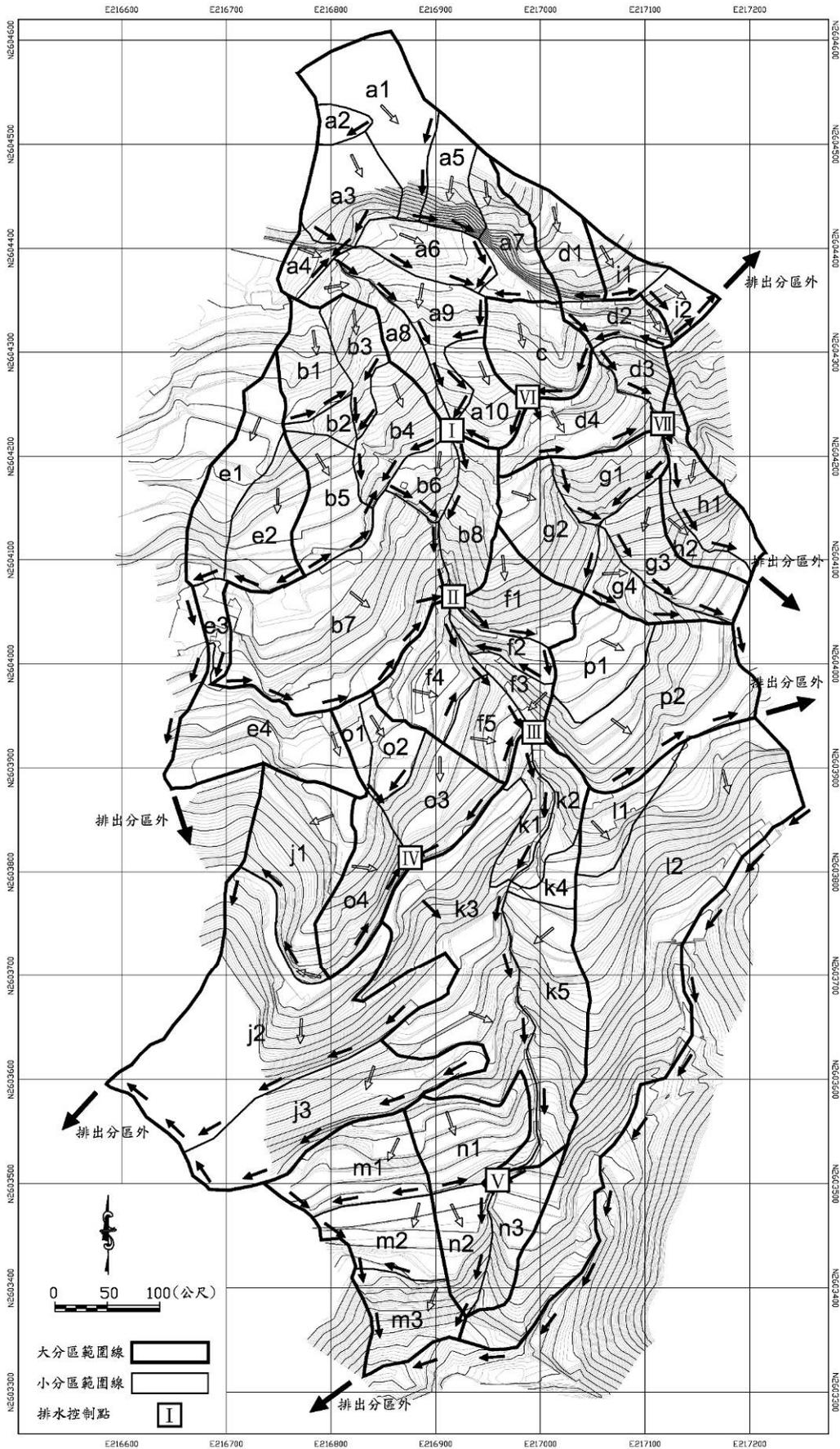


圖 5-1-1 排水分區位置圖

表 5-1-1 本計畫區各排水分區特性統計表(1/2)

排水分區	集流面積 A(ha)	坡面長度 l(m)	排水溝長度 L(m)	高度差 H(m)	
A	a1	1.08	97.28	108.78	83.00
	a2	0.15	40.23	27.99	4.00
	a3	0.72	89.04	26.69	3.00
	a4	0.22	27.10	32.72	9.00
	a5	0.45	27.29	76.51	68.00
	a6	0.57	9.59	126.42	11.00
	a7	0.63	45.33	106.16	67.00
	a8	0.49	59.69	188.99	41.81
	a9	0.77	32.10	177.47	37.54
	a10	0.47	83.27	96.05	8.00
B	b1	0.55	97.66	28.36	1.00
	b2	0.15	70.48	9.89	1.00
	b3	0.45	81.48	86.45	12.00
	b4	0.65	89.35	73.29	2.00
	b5	0.73	97.55	14.86	11.00
	b6	0.35	41.68	43.42	13.80
	b7	2.63	95.85	249.11	22.00
	b8	0.64	98.88	62.77	18.00
C	c	0.79	90.75	53.77	8.35
D	d1	0.58	94.44	80.46	44.00
	d2	0.35	54.34	74.86	7.00
	d3	0.33	49.84	36.50	15.00
	d4	0.82	53.58	119.13	13.00
E	e1	0.84	85.30	148.69	40.00
	e2	0.77	81.69	140.37	17.00
	e3	0.21	40.87	69.98	11.00
	e4	1.28	1.28	84.77	181.27
F	f1	0.71	67.24	64.34	24.00
	f2	0.28	34.94	80.71	8.00
	f3	0.25	25.68	77.71	19.00
	f4	0.73	79.84	47.00	11.00
	f5	0.49	65.89	28.54	2.00

表 5-1-1 本計畫區各排水分區特性統計表(2/2)

排水分區		集流面積 A(ha)	坡面長度 l(m)	排水溝長度 L(m)	高度差 H(m)
G	g1	0.60	39.33	81.64	12.00
	g2	0.76	83.66	64.89	5.00
	g3	0.74	92.25	102.11	25.00
	g4	0.39	53.27	102.11	25.00
H	h1	0.64	73.36	157.85	61.77
	h2	0.24	20.87	119.51	53.08
I	i1	0.26	75.78	30.20	2.00
	i2	0.27	54.92	47.02	1.00
J	j1	1.32	60.81	159.47	1.00
	j2	3.38	70.03	307.89	21.00
	j3	1.63	63.94	252.34	2.00
K	k1	0.36	29.64	123.66	22.93
	k2	0.41	33.17	120.03	19.32
	k3	2.66	83.57	307.58	70.16
	k4	0.22	73.19	61.23	8.00
	k5	1.30	98.35	183.00	38.00
L	l1	0.48	76.30	70.63	6.00
	l2	5.16	90.40	689.90	108.00
M	m1	0.94	82.97	114.46	2.00
	m2	0.69	80.91	88.18	3.00
	m3	0.67	51.11	97.14	11.00
N	n1	0.84	85.79	45.79	3.00
	n2	0.50	48.57	85.66	30.00
	n3	0.56	98.19	102.82	32.64
O	o1	0.17	32.15	81.87	6.74
	o2	0.35	64.01	74.47	2.00
	o3	0.79	81.69	108.75	2.00
	o4	0.79	46.71	105.87	1.00
P	p1	0.74	71.15	116.64	1.00
	p2	1.74	30.63	222.05	14.00

表 5-1-2 逕流係數 C 值之選擇參考表

集水區 狀況	陡峻 山地	山嶺區	丘陵地或 森林地	平坦 耕地	非農業使用
無開發計畫區之 逕流係數	0.75~0.90	0.70~0.80	0.50~0.75	0.45~0.60	0.75~0.95
開發整地區整地後 之逕流係數	0.95	0.90	0.90	0.85	0.95~1.00

根據水土保持技術規範第19條規定，集流時間(t_c)可表示為

$$t_c = t_1 + t_2$$

$$t_1 = l/v$$

式中， t_c =集流時間；

t_1 =流入時間(雨水經地表面由集水區邊界至河道所需時間)(hr)；

t_2 =流下時間(雨水流經河道由上游至下游所需時間)(hr)，

l =漫地流流動長度(km)，

v =漫地流流速(一般採用0.2~0.6m/sec，本計畫採用0.4 m/sec)。

流下速度之估算，於人工整治後之規則河段，應根據各河斷面、坡度、粗糙係數、洪峰流量之大小，依曼寧公式計算；天然河段得採用下列芮哈(Rziha)經驗公式估算：

$$t_2 = L/W$$

其中， $W = 72(H/L)^{0.6}$

t_2 =流下時間(hr)

W =流下速度(km/hr)

H =溪流縱斷面高差(km)

L =溪流長度(km)

降雨強度參考水土保持技術規範第16條規定之推估，採用無因次降雨強度公式推估，其公式如下：

$$\frac{I_t^T}{I_{60}^{25}} = (G + H \log T) \frac{A}{(t + B)^C}$$

$$I_{60}^{25} = \left(\frac{P}{25.29 + 0.094P} \right)^2$$

$$A = \left(\frac{P}{-189.96 + 0.31P} \right)^2$$

$$B = 55$$

$$C = \left(\frac{P}{-381.71 + 1.45P} \right)^2$$

$$G = \left(\frac{P}{42.89 + 1.33P} \right)^2$$

$$H = \left(\frac{P}{-65.33 + 1.836P} \right)^2$$

式中，

T：重現期距(年)

t：降雨延時或集流時間(分)

I_t^T ：重現期距T年，降雨延時t分鐘之降雨強度(mm/hr)

I_{60}^{25} ：重現期距25年，降雨延時60分鐘之降雨強度(mm/hr)

P：年平均降雨量 (mm)

A、B、C、G、H：係數。

重現期T採用25年一次頻率之降雨強度計算，降雨延時t依據現地特性(集流面積、排水溝長度、高差、坡面長)與漫地流流速(一般0.2~0.6 m/sec，取平均0.4)分析而得；年平均降雨量P則採用中央氣象局瑞里雨量站之年平均雨量3,271.6mm(本計畫統計西元1971~2009年雨量資料)。運算所得之洪峰逕流量(Q_p)如表5-1-3所示。

表 5-1-3 各排水分區之洪峰逕流量

排水分區	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P
面積(ha)	5.54	6.14	0.79	2.10	3.10	2.45	2.49	0.89	0.52	6.33	4.94	5.64	2.31	1.90	2.11	2.48
Q_p (cms)	2.32	2.51	0.33	0.86	1.30	1.02	1.04	0.36	0.22	2.58	2.04	2.29	0.97	0.78	0.87	1.04
集流時間 (mins)	6.73	11.30	3.92	8.68	5.81	6.28	5.89	3.29	5.97	10.70	9.39	8.96	10.90	5.93	9.25	6.90

5-1-2 現有排洪量分析

為有效檢核現地排水系統之成效，本計畫選取 I、II、III、IV、V、VI、VII、等7個流量控制點，各點控制之排水區域如表5-1-4，控制點位置詳圖5-1-1。

表 5-1-4 控制點所檢核之排水分區

控制點	I	II	III	IV	V	VI	VII
排水區域	A	A+B	A+B+F	O	A+B+F+K+O	C	D
逕流量 Q_p (cms)	2.32	4.83	5.85	0.87	8.76	0.33	0.86

檢核計畫區內既設排水尺寸中，經測量與現地調查，圖5-1-1排水分區位置圖所示之 I、III、IV、VI、VII排水控制點，皆設置混凝土管涵通過路面，管涵直徑介於0.60~1.50m間，海土崙溪測量高程約EL.1,000m處為排水控制點II，以暗渠形式排水，其斷面積為4.0m²。另海土崙溪混凝土結構物終點處設排水控制點V，以梯形溝斷面排水，斷面積為22.2m²。

當地表逕流匯入坡地排水系統之後，一般以曼寧公式(Manning's formula)分析，其公式如下：

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

式中， V ：平均流速(公尺/秒)。

A ：通水斷面積(平方公尺)。

R ：水力半徑(= A/P ；公尺)。

P ：潤周長(公尺)，即與水接觸斷面之長度。

S ：底床坡度(無單位)。

n ：曼寧粗糙係數(公尺^{1/6})。

因此，根據定量流連續方程

$$Q = A \cdot V$$

可得水流流量為

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

計畫區內目前之排水管涵皆屬鋼筋混凝土構造物，因此曼寧粗糙度係數定義為0.012；另於海土崙溪中因有部分土石落於溪內，並時常可見植物生長於其中，因此梯形溝曼寧粗糙度係數定義為0.02。經曼寧公式與定量流連續方程式演算結果如表5-1-5所示，由演算結果發現所檢核之排水設施斷面尺寸皆可容納洪峰逕流。

表 5-1-5 控制點之排洪量演算結果

控制點	平均流速 V (m/sec)	排水斷面積 A (m ²)	排洪量 Q _o (cms)	逕流量 Q _p (cms)	排水效果
I	9.5	0.25	2.41	2.32	OK
II	8.12	0.61	4.97	4.83	OK
III	11.77	0.49	5.91	5.85	OK
IV	10.24	0.1	1.03	0.87	OK
V	7.22	1.31	9.47	8.76	OK
VI	10.07	0.07	0.7	0.33	OK
VII	8.6	0.11	0.95	0.86	OK

本計畫現況排水設施經檢核其排水能力皆可容納洪峰逕流量，因計畫區開發初期於山坡地開發梯田種植稻米，既有階梯狀坡面有助減緩雨水對坡地直接沖蝕。但於民國98年莫拉克颱風造成本區地層滑動，滑動區域內之相關排水設施因此受損，由前述計畫區內排水現況調查之結果，區內排水系統現況實有修復及改善之必要。

5-2 邊坡穩定分析

依據本計畫調查結果所得之地層剖面、地下水位資料、土層力學參數等資訊，辦理邊坡穩定分析，本計畫邊坡滑動區初步研判，屬於崩積土層與岩層界面間之複合型滑動，採用加拿大Calgary大學之SLOPE/W程式進行邊坡穩定性分析，可由分析成果得到最可能發生之邊坡破壞面與安全係數值。

一、分析程式

本計畫所採用之邊坡安全分析程式為加拿大Calgary大學所發展之SLOPE/W程式，其主要功能為邊坡穩定分析，可分析簡單或複雜的邊坡穩定問題，亦可從事邊坡保護工法之設計。

本程式係利用極限平衡理論來計算土壤或岩石邊坡之穩定安全係數，所推導之相關方程式包含切片底面之正向力方程式及安全係數方程式。

二、分析剖面

由3-2-2節崩崖及裂隙調查中，可知計畫區域主要崩崖及滑動現象發生在B01孔至W01孔之區間，分析之剖面位置如圖5-2-1，由剖面之地形資料配合地質鑽探調查之地質剖面資訊，並與現地地表地質調查成果整合繪製了其地質剖面圖，進行現況邊坡穩定分析。

三、分析相關參數

(一)地層參數

由鑽探所得岩心取代表性之試體進行力學試驗以求得代表性地層之強度參數，作為穩定分析之參數基準，其中覆土層採用總應力法，岩層採用殘餘剪力強度，所採用的地層參數如表5-2-1所示。

(二)地下水位

地下水位的位置也是影響邊坡穩定的重要因素之一，在進行分析時，考慮兩種地下水狀況：平時與暴雨時。其中平時地下水位之選取，

為本計畫執行期間量測觀測值中，選取各水位井量測之最高水位值進行分析；暴雨狀況時則將水位線設定與原地面高程。

(三)地震力

依台灣地區震區畫分圖畫分，本計畫區採用0.33g為水平地震加速度，而地震時之土壓力係數採用ATC-6規範之建議，用475年回歸期地震地表加速度之半，取 $K_h=Z/2=0.33*1.0/2=0.17$ ， $K_v=K_h/2=0.08$ 。

(四)邊坡穩定分析安全係數(F.S.)之選定

安全係數則依水土保持手冊「工程方法篇」1.5.3節規定分為下列三種狀況：

- 1.常時：安全係數1.5以上。
- 2.地震：依工址地表加速度之大小、工程用途及重要性作適當之分析，安全係數1.2以上。
- 3.暴雨時之地下水高水位，安全係數1.1以上。

四、分析模式

本計畫邊坡穩定分析，採用潛在滑動面固定區塊(Block specified)搜尋法進行分析計算，搜尋最可能破壞之滑動面位置，進而得知其安全係數。

五、現況邊坡穩定分析結果

根據上述分析剖面及參數設定進行各情況之分析結果，破壞區位主要發生在崩積層之深度，沿著砂岩層界面滑動，安全係數在平時為1.83，暴雨及地震時皆約略小於安全準則規定之安全係數，表示在暴雨、地震情形下，計畫邊坡有滑動的可能，因此須進行相關治理工程，以改善邊坡穩定性。相關邊坡穩定分析結果整理如表5-2-2，各條件情形之分析成果如圖5-2-2所示。

表 5-2-1 邊坡穩定分析之基本參數表

材料分層	γ_m (t/m ³)	γ_{sat} (t/m ³)	C (t/m ²)	ϕ (°)	K_h	K_v
崩積層	2.10	2.13	3.15	27.72	0.17	0.08
砂岩	2.26	2.39	0.00	29.47		

表 5-2-2 邊坡穩定分析結果表

條件	安全係數	安全準則	說明
常時	1.830	1.50	O.K
暴雨	1.089	1.10	N.G
地震	1.195	1.20	N.G

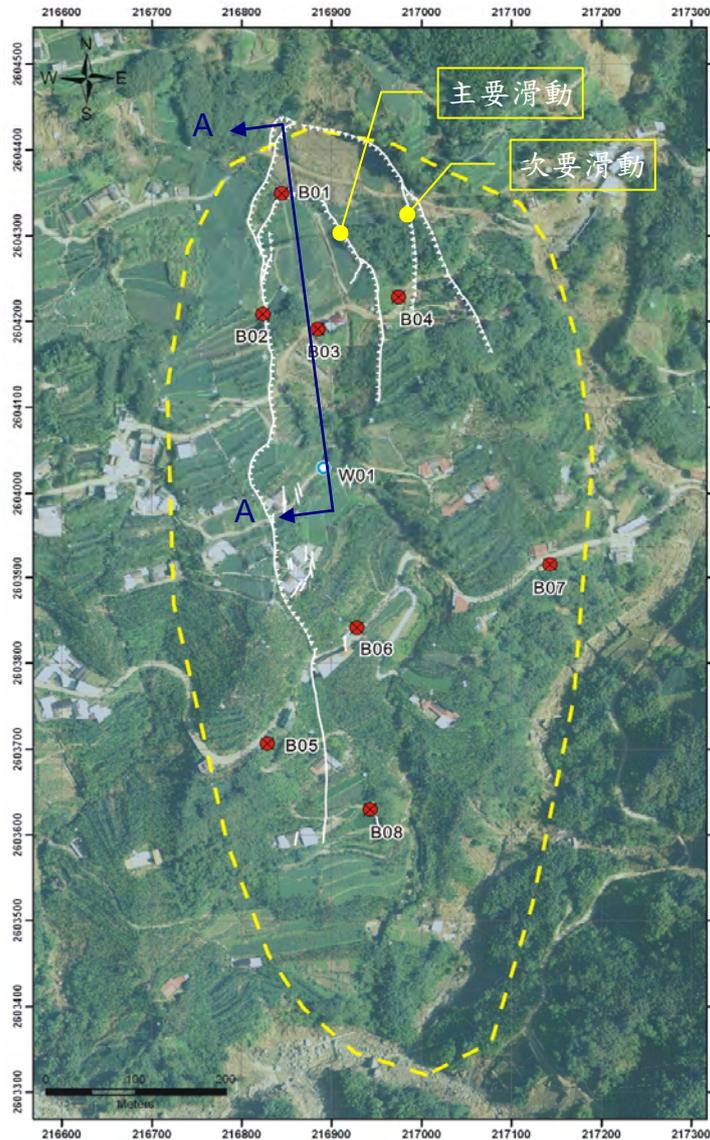
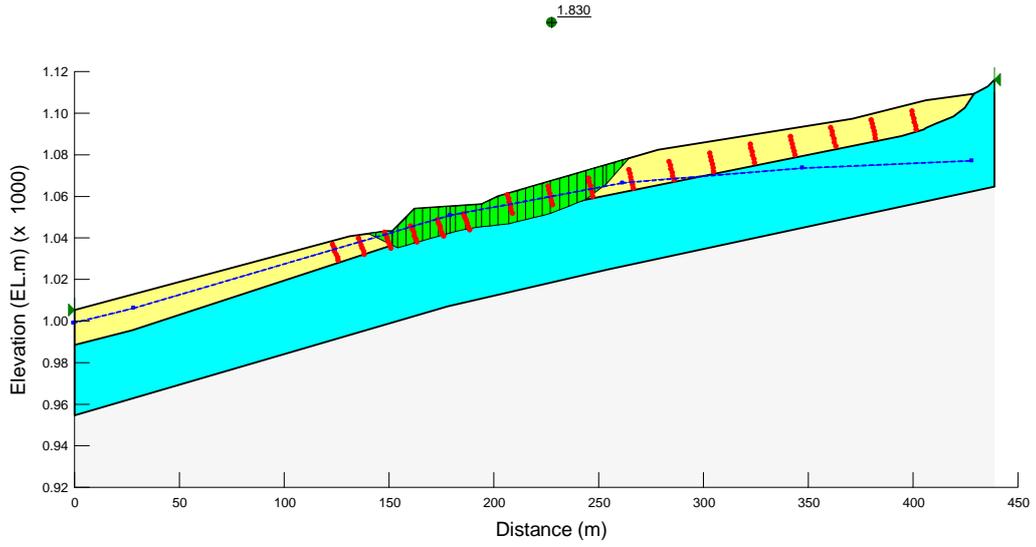
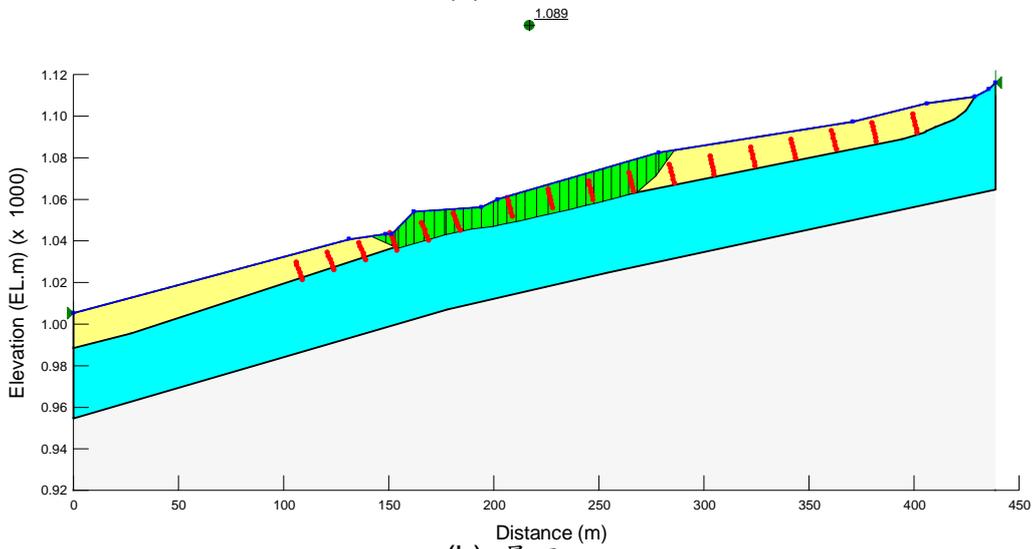


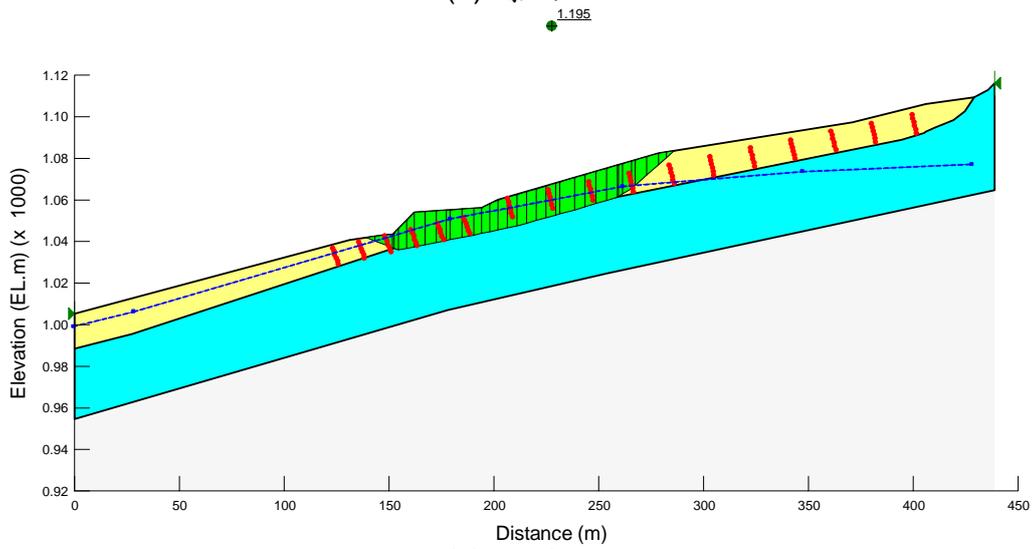
圖 5-2-1 邊坡穩定分析剖面位置圖



(a) 常時



(b) 暴雨



(c) 地震

圖 5-2-2 邊坡穩定分析成果圖

5-3 地質調查成果綜合評估

本計畫進行的地質調查工作包含地表地質調查、地質鑽探(含力學試驗)及地球物理探測等。其中，根據地表地質調查及地質鑽探成果，繪製了地質平面圖及剖面圖，做為各項規劃設計之參考依據。在地質平面及剖面圖完成後，又陸續完成了各項探測工作，本章節即進行探測結果與推估地層剖面資料間之對比與討論。

一、岩層透水試驗

在各項力學試驗中，岩層透水試驗能具體反應各地層間因岩性不同所導致的滲透性差異。本次於所有鑽孔進行岩層透水試驗，透水試驗深度與鑽孔之地質鑽探剖面對比如圖5-3-1所示，相關數據如表5-3-1。

表 5-3-1 各鑽孔透水試驗深度及成果表

孔號	編號	試驗深度(m)	透水性(Lugeon)	岩性
B01	L01	13~17	3.24	砂頁岩互層
	L02	23~28	0.16	砂岩
B02	L03	18~23	12.85	砂岩
B03	L04	25~30	0.88	砂岩
	L05	30~35	0.20	砂岩偶夾薄層頁岩
B04	L06	20~25	6.01	砂岩
B05	L07	33~38	21.20	砂岩
B06	L08	26.5~28	102.63	砂頁岩互層
	L09	33~37	39.35	砂頁岩互層
B07	L10	24~29	28.79	崩積層
	L11	32~27.5	8.81	崩積層
B08	L12	30~35	6.22	頁岩

註：W01 孔為水位井，岩心無取樣。

試驗結果顯示同一岩性的透水性變化極大。砂岩為0.16~12.85；頁岩為6.22；崩積層為8.81~28.79；砂頁岩互層為3.24~102.63；砂岩偶夾薄層頁岩為0.2。砂岩因其透水性相對於頁岩而言較佳，故其透水性較高，部分試驗的砂岩以及砂岩偶夾薄層頁岩可能因其顆粒受鈣質膠結物

膠結，透水孔道被填滿，造成透水值低於頁岩。崩積層因其由大小岩塊組成且膠結鬆散，不具任何層理，故於不同深度之透水值亦不相同。砂頁岩互層可能因為地下水流經或地下含水層造成岩體泡水，透水值偏高。

二、地電阻探測

本計畫地電阻影像剖面探測工作共計佈置1條測線(RIP)，測線長度為1,000公尺。經比對露頭電阻率及測線上鑽孔資料(B01、B03、W01、B06及B08)，可得知本測線上地下水位面大部份位在崩積層內，深度約在地表下5.0m~30m。在岩層方面，大致可推論出崩積層或表土層因受地表人工結構物、地下水及夾有岩塊，因此電阻率分佈較廣，電阻率1~400 Ω -m，厚度6.0m~35m；在測線0m~675m主要以砂岩為主，電阻率大於50 Ω -m，但中間夾有三處砂岩夾頁岩或砂頁互層的地層，其電阻率集中於20~50 Ω -m，但局部可能因含水、泥或破碎使得電阻率降至2 Ω -m，此三處地層主要分佈於200m~230m、300m~560m及580m~600m；675m~1000m主要以頁岩為主，由於局部破碎及含水，因此電阻率介於2~40 Ω -m。地電阻探測成果與地質剖面對比如圖5-3-2所示。大抵而言，地電阻探測成果與地質剖面是相當吻合的。

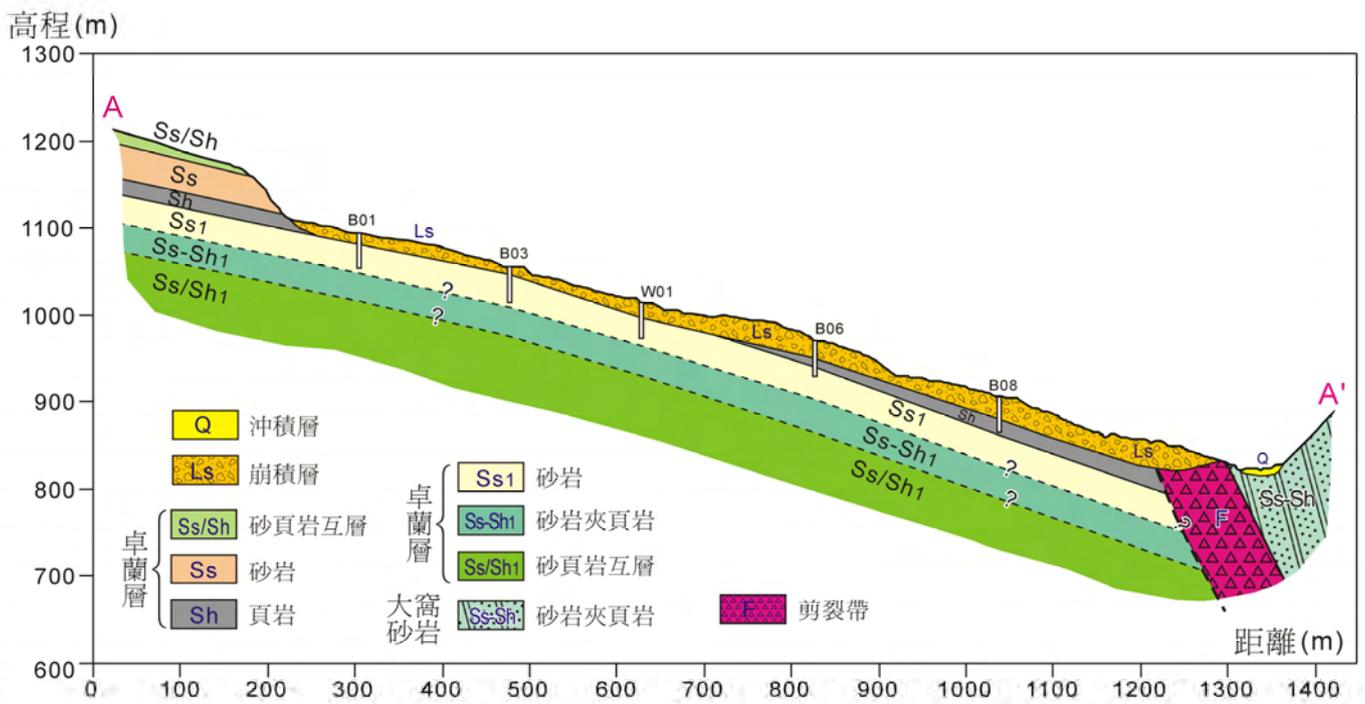
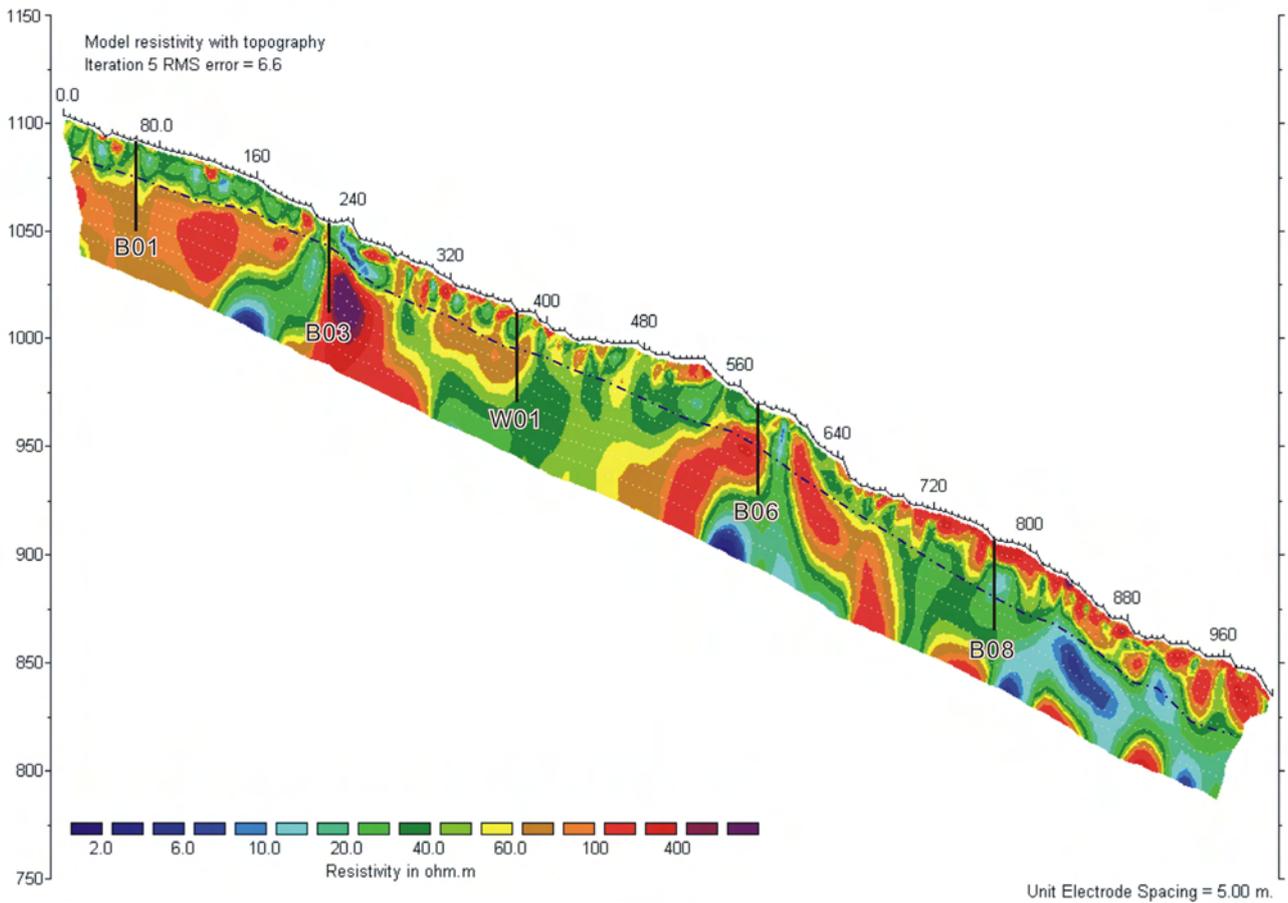


圖 5-3-2 地電阻探測成果與地質剖面對比圖

5-4 邊坡滑動破壞原因之探討

根據地表地質調查及鑽探的結果顯示，本地區的地層屬於上新世的卓蘭層，主要岩性由細粒至粉砂質層狀砂岩構成，與頁岩常呈薄互層組成。本區位處草嶺背斜之東南翼部，地層位態約為東北—西南走向，與區域地質構造走向相近，向東南傾斜約15~30度，在地形上構成順向坡，而若地形上再有順向見光之情形，則有發生滑動破壞之可能。

然而本計畫區域所在邊坡被生毛樹溪的支流海土崙溪縱向貫穿，將計畫區域分為左右二岸之地形區塊，因此在地形及位態考量上，海土崙溪有沖蝕坡腳造成趾部側向支撐發生解壓破壞之可能，由邊坡之地滑崩崖及裂隙分佈涵蓋了海土崙溪左右二岸之區域即可驗證。計畫區域各岩層排列結構及裂隙分佈關係之3D示意圖，如圖5-4-1所示。

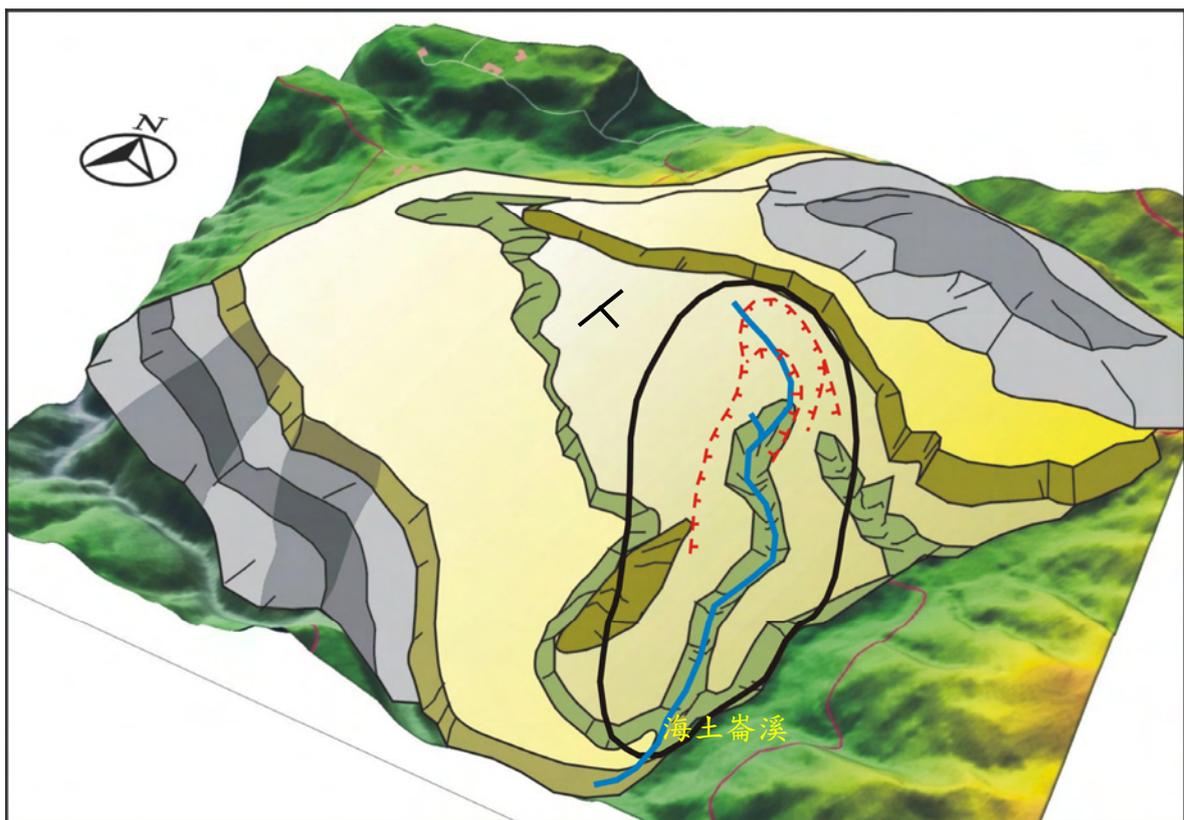


圖 5-4-1 計畫區域立體地層結構及裂隙示意圖

在莫拉克颱風前本計畫區域即有諸多裂隙產生，其中有多條裂隙通過當地居民的房舍並造成損害。莫拉克颱風後，許多既有裂隙擴大，尤其是

地滑區的頭部，形成明顯的崩崖，崩崖主要沿著茶園延伸，東西側崩崖穿越B03孔附近之縣道166時，造成路面、擋土牆之下陷、損壞，計畫區域莫拉克颱風災害前後現況照片及其相對位置如圖5-4-2、圖5-4-3所示。可明顯看出上邊坡區塊部份滑動崖陷落後，滑動土體往海土崙溪擠壓而破壞之現象(如圖5-4-2、圖5-4-3之箭頭)。

在滑動機制部份，由地質鑽探、地表地質調查成果及颱風災害後現場情況，研判本地滑的滑動土體為覆蓋於基盤岩層上的古崩積層，因豪雨使得崩積土體含水過重而沿平整的砂岩層面往下方移動。由B03孔鑽探成果中，崩積層厚度約為9公尺，B01孔之崩積層厚度則為11.5公尺，崩積層深度之下即為新鮮砂岩層，因此由上述滑動機制推論及鑽探岩心成果可推估主要滑動面滑動深度於B03孔附近約9公尺，B01附近之滑動面深度約11.5公尺，計畫區域推估滑動面如圖5-4-4所示。地滑區的主崩崖出露在計畫區域北側崖壁的下方，即海土崙溪的源頭附近，往東西兩側向下延伸；主崩崖下方不遠尚有一規模較小的次崩崖出現，其滑動方向同主崩崖，應為同一滑動土體因長度過長而分裂產生。

綜上所述，造成本計畫邊坡滑動破壞之可能原因，可從以下兩方面來探討說明：

一、促使潛在滑動面剪應力增加之因素

- (一)野溪側向沖蝕解壓：坡體滑動破壞在計畫範圍向東越過海土崙野溪及東側山脊線後即趨於穩定，顯示海土崙野溪對於滑動破壞具有關鍵性之影響，若從裂隙分佈與野溪位置加以判斷，極有可能因為野溪沖蝕後，使邊坡失去側向支撐發生解壓破壞。
- (二)強降雨地下水入流：因雨水或地表水流入計畫邊坡上的張力裂縫中，致使水壓力增加產生側向推力。
- (三)坡頂或坡面荷重增加：計畫邊坡上填方、廢土的堆積、耕作整坡等。

二、促使潛在滑動面剪力強度減小之因素

- (一)孔隙水壓增加：雨水滲入地層中、地下水位上升等因素，使得潛在破壞面之上頂力增加，致使剪力強度降低。

(二)邊坡裸露：海土崙野溪沿岸因發生崩塌而有邊坡裸露情形，將加速風化侵蝕的進行。



圖 5-4-2 計畫區域莫拉克颱風災害前後照片位置圖



(1)莫拉克颱風前邊坡現況(98/2/3)



(2)莫拉克颱風前邊坡現況(98/2/3)



(3)莫拉克颱風後崩崖陷落(98/8/24)



(4)排水設施滑動擠壓破壞(98/8/24)



(5)西側崩崖通過縣道 166 道路下陷(98/8/24)



(6)東側崩崖通過縣道 166 道路下陷(98/8/24)

圖 5-4-3 計畫區域莫拉克颱風災害前後現況照片圖

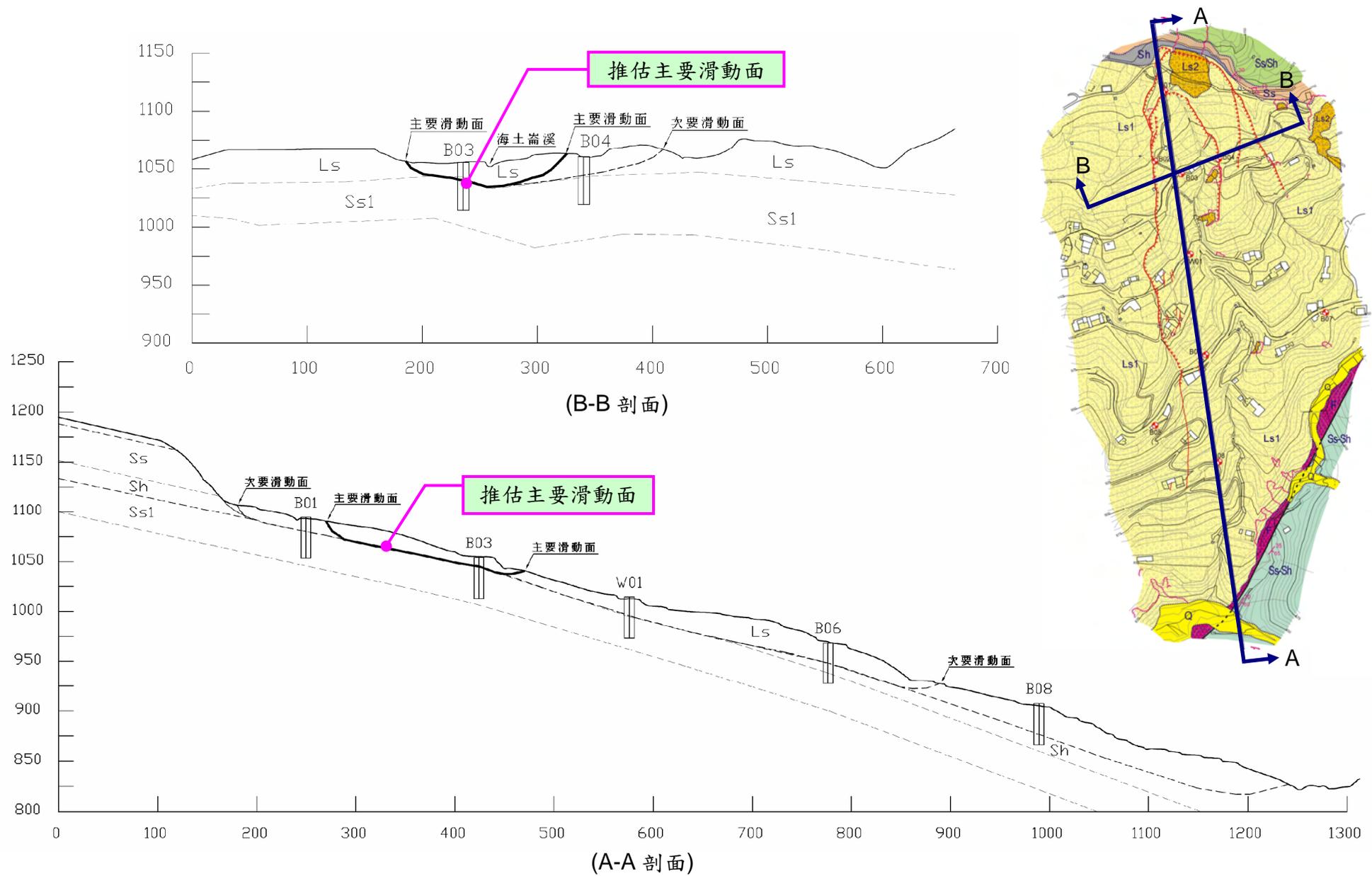


圖 5-4-4 計畫區域推估滑動面示意圖

第六章 治理工程規劃與設計

6-1 治理目標與對策

6-1-1 治理對策分析

地滑地治理對策通常以減輕邊坡下滑力及增加邊坡抗滑力為主要研擬方針，而常用的治理方法則常透過降低地下水壓、減輕邊坡荷重、施加地錨與排樁抵抗滑動以及保護坡趾等方式，茲整理一般地滑地常見之整治工法如圖6-1-1所示。

整治工程除了應考慮經濟性外，整個計畫的緩急程度亦不容忽視，故整治工程應依各種調查結果擇一或組合數種工法，做最有效的應用。本計畫將綜合現場調查、地質鑽探及力學試驗及監測資料分析結果，檢討地滑地發生原因或機制與規模後，針對其破壞型態提出整治對策，以確實有效的進行地滑地治理。由於計畫區內邊坡滑動破壞機制不盡相同，處理方式亦因其發生型態之不同而有所差異，據此選定不同之邊坡工法，其示意圖如圖6-1-2所示。

6-1-2 治理級序評估

為評估本計畫區整治工程之緩急順序，依地形、水系特性及裂隙崩崖分佈情況，初步規劃將計畫區分為上下兩個區塊，約以W01孔從中劃分(如圖6-1-3)，進行治理級序評估說明。經查詢水保局土石流防災資訊網，本計畫區域中之海土崙溪並非土石流潛勢溪流，以下針對前述劃分之治理分區，分別以(1)保全對象、(2)崩塌及裂隙分佈、(3)既有治理工程等項目進行評估治理之優先與否，相關說明如後所述。

一、保全對象

崩塌及地滑災害為常見之自然現象，惟其發生過程容易傷及周邊內的人口、房屋、農地及公共建設等經濟生活，相關影響立即顯現，因此治理級序之首要評估項目即為保全對象之統計。

保全對象共選定兩個主要因素，分別為對建物之危害及對交通設施之危害。在建築物部分因公共建築一般使用人數較多，故其治理級序等級最高，另外保全戶數越多，其級序也越高。經統計本計畫邊坡上下兩

個區塊，其保全戶數分別為10戶及6戶，另在歷年災害中，上邊坡區塊之邱宅、詹宅等房屋建物，有4戶有明顯之裂隙破壞。在交通設施之危害方面，縣道166分別在上下邊坡橫向穿越本計畫區兩次，其中在莫拉克颱風災後，B03孔附近之上邊坡區塊道路有下陷之現象，長度約200~300公尺，其他縱橫交錯之鄉道、農路亦有損壞現象。在下邊坡區塊部份則無明顯破壞。

二、崩塌及裂隙分佈

由3-2-2節「地滑區崩崖及裂隙調查」中，可得知本計畫區域崩崖及陷落主要分佈在上邊坡B01孔附近，東西側崩崖沿著茶園延伸抵達茶園下方的縣道166，並造成路面陷落及擋土牆的斷裂。而在下邊坡區塊部份，裂隙沿著邊坡的排水系統抵達B06孔附近的縣道166，至此崩崖兩側的地形落差已不明顯，而以裂隙之型式出現，越往下游裂隙跡象已漸不明顯。

三、既有治理工程

在本計畫區域中，海土崙溪從中貫穿，將計畫邊坡分為左右二區塊，目前整治情形及莫拉克颱風後相關排水設施現況情形如圖6-1-4所示，由圖中可知，海土崙溪在下邊坡區塊大多已施設排水構造物，並且在莫拉克颱風後其設施皆無損壞之情形，可維持正常之排水功能。

在上邊坡區塊則因坡體向下滑動，造成部份排水設施擠壓損壞，土石並滑落至排水溝中，影響通洪之順暢，除排水構造物損壞及土石阻塞河道外，B03孔下方部份河段尚無施設排水構造物，坡面逕流及河道水流沖刷造成邊坡坍塌破壞，並且崩落土砂順著水流往下游流，造成部份跌水工、集水井淤積堵塞。

根據上述針對各評估項目之說明，上邊坡區塊在保全對象之評估、滑動破壞之情形、坡面現況穩定性及既有排水設施現況等部份，其治理急迫性皆相對較高，因此本計畫在治理相關規劃中，主要先行考慮上邊坡區塊之穩定治理，但計畫區域之排水治理工作，則需進行全區之考量，然而目前排水損壞及尚未施設之部分應進行相關工程改善，以利坡面排水能快速的排至下游生毛樹溪，減少地表水滲入地下，造成邊坡不穩定。

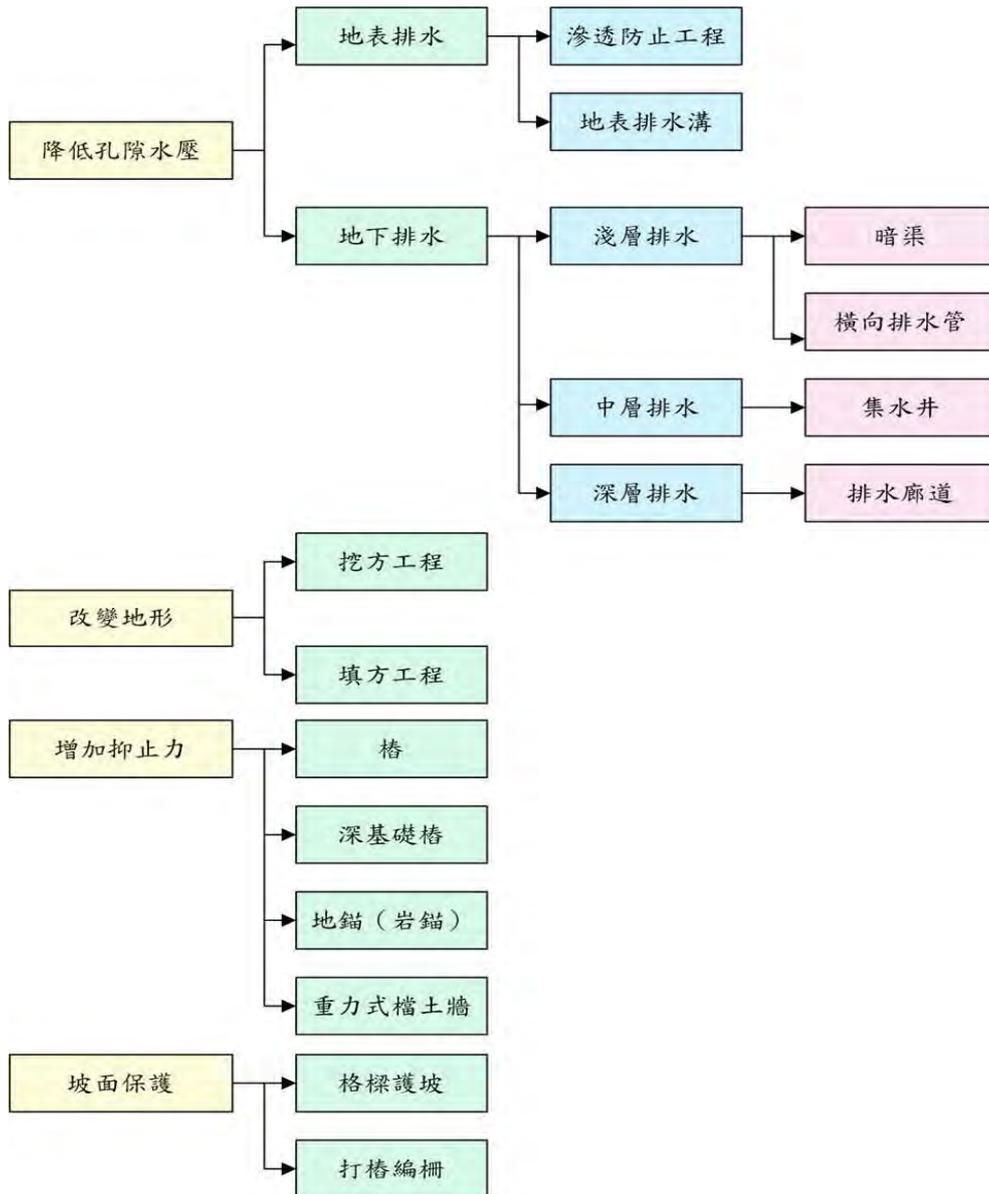


圖 6-1-1 地滑地整治工法



圖 6-1-2 地滑地處理工法選擇示意圖

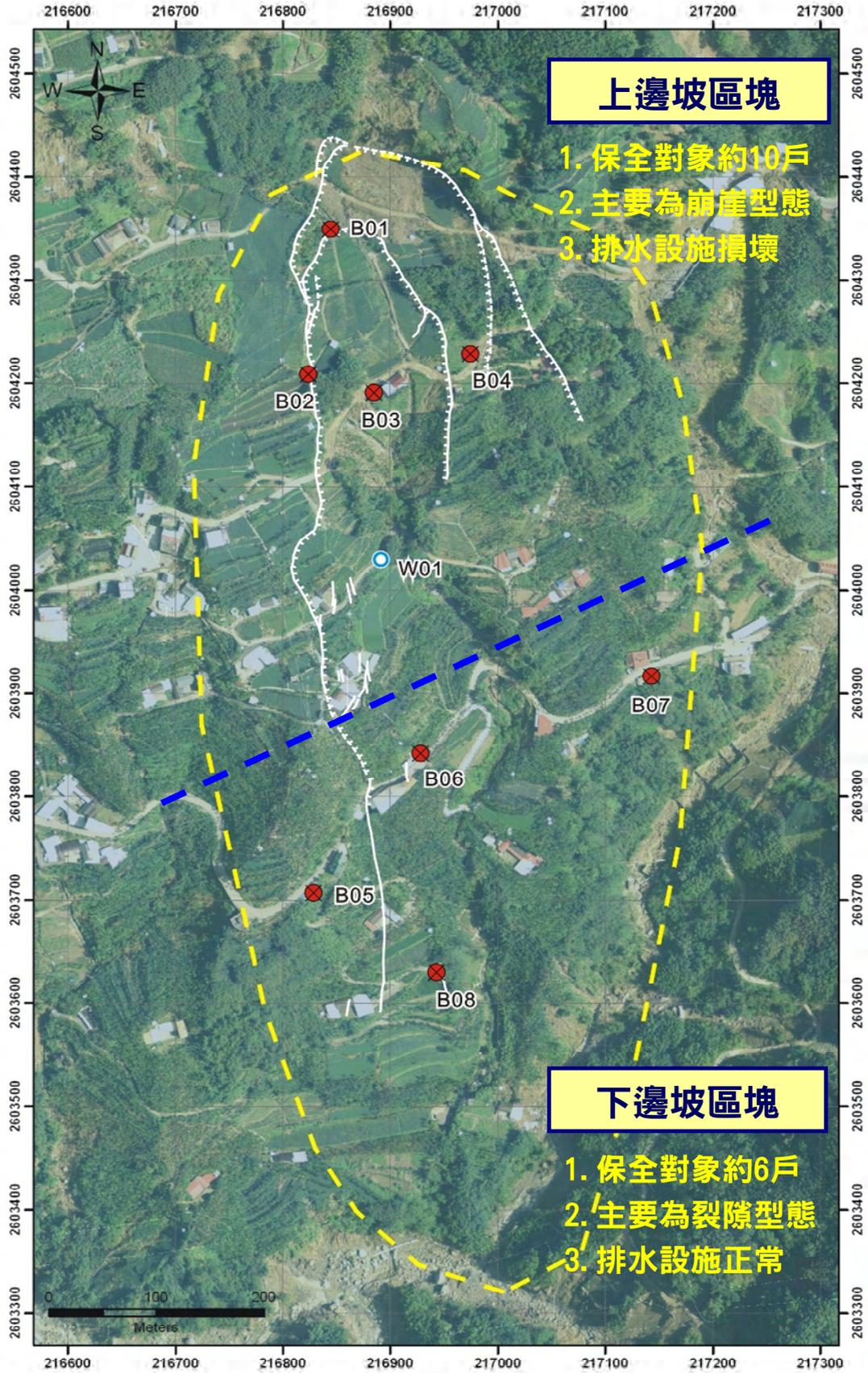


圖 6-1-3 計畫區治理級序評估劃分示意圖



圖 6-1-4 既有排水設施圖

6-1-3 治理目標研擬

常用之地滑處理方案，分為抑制工程及抑止工程兩大類，其對應防治工法如表6-1-1所示。

其中抑制工程是指以改變邊坡之地形或地下水等自然環境，來穩定邊坡的各種工程設施，如整坡、排水等；而抑止工程是指以工程結構來抗制滑動，具即效性，如打樁、擋土牆等。為進一步瞭解各工法之效用及優缺點，茲將各種常用之抑止工法及排水工法之功能、應用適用性及優缺點等整理表列如表6-1-2及表6-1-3所示，並檢討本計畫之可用工法。分別針對排水工程及抑止工程說明如下：

表 6-1-1 邊坡穩定常用之防治工法

防治工法	工程設計
抑制工程	1.地表排水工程(滲透防止工程、排水溝) 2.淺層地下水排除工程(暗渠、橫向排水孔、地下水截斷工程) 3.深層地下水排除工程(橫向排水孔、集水井、排水隧道、截水牆) 4.挖方工程 5.填方工程 6.排氣工程 7.河川構造物(防砂壩、護岸、固床工) 8.擋土工程
抑止工程	1.佈樁工程 2.深基礎樁 3.岩錨 4.填方工程 5.河川構造物(防砂壩、護岸、固床工) 6.擋土牆

一、排水工程

排水工程主要之目的在攔截地表或地下水，並加以誘導排除，避免邊坡因水的影響(如孔隙水壓升高、抗剪強度降低、含水量增加)而破壞。為整治目前滑動坡地，規劃適當之排水工程將是必要的。除了必要的地表排水外，地下水排除是最有效的地滑整治工程，包括地下暗渠、橫向集水管、集水井、排水廊道等，簡述如下：

(一)地表排水工法

地表排水通常使用截流溝、滲透防止工程。一方面攔截地表水滲入地滑區內以防助長滑動，另一方面將地下水排除工程所排出之地下水迅速誘導至地滑區外。通常使用之地表排水工法有排水溝、截流溝等。為淺層之排水工法，排水深度則視設施之大小而定，大約由地表面至地下3公尺區間。

(二)暗渠工程

暗渠工程乃為排除接近地表之淺層地下水並收集入滲水，藉以增加滑動體之強度來穩定地滑，並可預防雨水滲入深層之地下水。工程位置宜置於滑落崖下部地形變化處，及坡面之凹陷部等易於蓄集地表水處。為淺層之排水工法，排水深度一般以不大於2公尺為宜，以免因大量挖掘土方而誘發滑動。

(三)橫向集水管工法

本工法乃利用鑽孔排水，其鑽孔仰角常大於 5° ，以地下水能自然流出為原則，並儘可能貫穿含水層，藉以排除地下水，適用於有地下水存在之廣大崩滑區。其排水深度為排除暗渠工程所無法排除之淺層及較深層之地下水，深度範圍則視地形高程而定，約3~10公尺。

(四)集水井工法

集水井工法係以集水井為主，配合水平或上傾之鑽孔，再插入PVC管(集水管)而成，俟集水管收集到地下水，再利用排水管排至排水系統。集水井工法通常用於中層之排水，其排水深度約為10~30公尺。

(五)排水廊道

若以集水井工法仍無法克服之深層地下水，則可施以排水廊道，此工法工程經費高且工期長，採用之前需審慎檢討。排水廊道工法用於深層排水，於廊道內部向外鑽設集水孔，有助於降低地下水位，穩定邊坡之功能。其排水深度為地下排水工法中範圍最大，視其集水管鑽設長度其地表高程而定，約可達10~50公尺。

二、抑止工法

基本上計畫區之地表植生良好，就表6-1-3所列各項工法檢討如下：

(一)地錨工法

地錨工法是將滑動體與穩定之基盤連結在一起，藉預力鋼鍵傳遞至堅實之地層中，以增加土層抗滑能力。地錨通常以斜角度裝設於地層中，與擋土結構合併使用，以保持邊坡之穩定。基本上地錨之錨碇端須貫穿滑動面至堅實之基盤，方能發揮錨碇效用。

(二)土釘工法

本工法係藉由密間距之加勁材配合面版，將現場土壤加勁形成一穩定之現場重力結構，並增加土壤之抗剪強度，以抵擋滑動力，且在滑動面上，加勁材可藉由土壤提供之被動土壓力，產生剪力及彎矩以抵抗主動區之滑動，達到穩定開挖面之擋土目的。

(三)擋土牆工法

本工法係於適當處施做R.C.擋土牆，以擋土牆本身之結構抵抗邊坡之下滑力。本計畫區域現有沿坡面蜿蜒而上之農路，因地滑而有多處損壞，勢必重新修整，建議可於重修道路時新建擋土牆，並搭配橫向排水。

(四)土牆工法

本工法係採回填夯實之方式得到一剪力強度較高之土牆以抵抗邊坡之滑動。土牆一般多用於邊坡坍塌後之整治，主要係考量邊坡坍塌後之地形勢必要重新修整，而利用整坡之同時，將坍塌物(包括土、石)挖除重新回填夯實，與原有邊坡形成一體，除可達整地之目的，亦可達邊坡擋土穩定之功效。土牆內亦可加鋪加勁材料成為加勁擋土牆。

(五)擋土排樁工法

一般邊坡穩定工程大都以修坡方式或擋土牆來處理，如本案分析結果若屬深層滑動之情況下，亦可採用擋土排樁兼作擋土牆基礎處理，排樁需穿越滑動面，若有必要並可配合預力岩錨以增加其穩定效果。

表 6-1-2 排水工法比較表

類別	工法名稱	一般用途		應用的崩滑型式			設置部位	適用條件及限制	備註
		防止	治理	崩落	滑動	流潰			
表面排水	排水溝	○	○	1	1	1	崩滑區域上方	對於各類型崩滑均適用	可考慮採用
	坡面處理	○	○	3	3	3	崩滑體表面	石砌或漿砌坡面，或設置可控制滲透水之透水層	
	刮面坡面	○	○	1	1	1	崩滑體表面	對任何型崩滑均有益	
	封塞裂縫	○	○	2	2	2	整個崩滑區	對任何型崩滑均有益	可考慮採用
	封塞節理及裂縫	○	○	3	3	N	整個崩滑區	用於岩石邊坡	可考慮採用
地下排水	橫向排水	○	○	N	2	2	可截除地下水	用於有地下水之廣大崩滑區	可考慮採用
	地下排水溝	○	○	N	1	3		用於土層較淺，而有地下水	可考慮採用
	排水廊道	○	○	N	3	N		用於深廣而有相當滲透性	
	集水井	○	○	N	3	3		用於滑動體較深且有地下水	可考慮採用
	垂直砂樁	○	○	N	2	3		軟弱黏土層	

1：常用 2：偶而採用 3：甚少採用 N：不考慮採用

表 6-1-3 抑止工法比較表

工法名稱	功能	適用條件及優點	使用限制及缺點	備註
地 錨	藉鋼鍵將滑動土體與穩定之基盤連成一體以抵抗滑動	滑動面下方具有堅實之基盤	1.需貫穿滑動面 2.固定端握裹力須足夠 3.潛變	
土 釘	由密間距之加勁材，將土壤加勁形成一穩定之重力結構，並增加土壤之抗剪強度	須貫穿滑動面達一定深度	需貫穿滑動面	
擋土牆	為 RC 擋土構造物，以本身之結構抵抗邊坡之下滑力	基礎須位於滑動面下方允許大量土方開挖	1.土方開挖時之臨時穩定不易掌控 2.不適用太深之滑動區	可考慮採用
土 牆	以回填夯實形成一柔性之重力式擋土牆以抵抗滑動土體	適用於回填邊坡 柔性結構，允許較大變位 土牆底部承载力需足夠	1.回填土方需有較大空間 2.雨天無法回填 3.土牆開挖之臨時穩定不易掌握	
擋土排樁	以混凝土樁植入滑動面下一定深度，並以切斷滑動面，並以結構本身強度抵抗滑動	可穩定較深滑動面 不需大量開挖及回填	1.施工機具及附屬機具較佔空間 2.若採打擊式則噪音較大	可考慮採用

6-1-4 治理對策

一、治理對策說明

依據目前對計畫區域現場調查及資料收集分析結果，計畫區地層主要以厚層砂岩與頁岩交互組成之卓蘭層為主，其上覆蓋由砂、泥、黏土等混合風化岩塊或岩屑構成之未固結崩積層，其結構鬆散強度低，地表水易入滲增加土體荷重，而造成邊坡破壞。另民國98年莫拉克颱風豪雨之侵襲(時雨量104.5mm，24小時累積雨量1,080.5mm)，使得計畫區多處崩塌、坡面沖蝕、裂縫及坑溝。由於強降雨是造成計畫區邊坡滑動之主要因素，如何有效排除地表水防止入滲為治理工程之首要課題。除此之外，並因應邊坡破壞規模施作相關工程結構物之抑止措施來抵抗滑動，以達坡體穩定之功效。

治理主要原則為減少降雨逕流入滲機會，並排除積蓄於坡體內之地下水，以降低滑動坡體內之超額負重，增加坡體穩定性。而為減少降雨逕流入滲坡體的機會，將透過坡面排水改善以及集水暗管的施設，將表層以及淺層的地下水迅速排出坡面，減低入滲逕流量；至於深處之地下水則透過解壓井方式，將坡體內之地下水排出。

本計畫初步建議整治工程對策分為(1)坡面排水系統改善；(2)海土崙溪溯源作用抑止；(3)崩積層整體滑動抑止工法及(4)坡體地下水解壓等方面著手，各治理對策簡述如下：

(一)坡面排水系統改善

為減少豪雨時地表逕流滯留邊坡坡體，應全面改善計畫邊坡坡面排水系統，使降雨迅速流入下游生毛樹溪。本計畫主要的排水方法可分為以下幾部分：

- 1.坡面設置橫向及縱向排水溝收集坡面地表逕流，並將水迅速排除至安全區外，避免降雨滲入土體。由於縣道166橫向穿越本計畫邊坡兩次，其道路邊溝排水皆已施設完成，並排入縱向之海土崙溪中，將坡面地表逕流有效且安全的導至下游生毛樹溪。若縱向排水坡度過於陡峻，為避免陡坡排水能量太大，而產生縱向侵蝕，必要時可採相關消能設施消除過多能量，如跌水工、消能池等相關設施。

2.本計畫並於縱向排水溝下方設置排水暗管，用以排除接近地表之淺層地下水並收集入滲水，藉以增加滑動體之強度來穩定地滑，並可預防雨水滲入深層之地下水。

(二)海土崙溪溯源作用抑止工法

海土崙溪於B03孔下方部份河段尚無施設排水構造物，坡面逕流及河道水流沖刷常造成邊坡坍塌破壞，由溪流現況研判，此區段有向源侵蝕作用現象。為抑止海土崙溪溯源作用，防止溪流坑溝向兩岸繼續擴張，造成計畫邊坡淺層崩積層破壞，溪流兩側溝壁宜進行邊坡保護處理，設置護岸70公尺及翼牆式固床工4座，用以保護邊坡，穩定溪流溝床，並可調整溝床坡降、固定流路、攔阻泥砂、穩定坑溝溯源作用。

(三)崩積層整體滑動抑止工法

根據本計畫地表地質調查及現地裂縫調查結果顯示，計畫區依地形、崩崖、裂隙及滑動塊體之分布型態，主要滑動土體推測即為覆蓋於基盤岩層上的古崩積層，因豪雨使得崩積土體含水過重而沿平整的砂岩層面往下方移動，於海土崙溪源頭附近為主崩崖，往東西兩側向下延伸，並於B02及B04孔附近之縣道166產生陷落。崩崖續往下方延伸，其地形落差已不明顯，以裂隙之型式出現。因此本計畫區目前邊坡活動性以B02、B03、B04孔上方至B01孔之範圍為最大，由現況邊坡穩定分析結果中，亦可發現此區在暴雨及地震狀態時其安全係數皆於規範規定之臨界值附近，因此針對此區域需進行相關治理工程進行補強。

為保護滑動坡體的穩定及考慮計畫區內居住人民及房屋等保全對象之安全，並維持縣道166暢通，於道路上邊坡處採用擋土排樁配合其他治理工法處理。

(四)坡體地下水解壓

為排除不利於地滑穩定之地下水，防止地下水位上升，降低滑動體之孔隙水壓，於邊坡內地下水位較高之處，規劃解壓井工程，以期發揮重點排除中層地下水之功效。解壓井工程係藉由深度低於地下水層之豎

井，藉由橫向集水管匯集含水層內之地下水，再利用排水孔排出地表，以降低坡體之地下水位，後續將針對本計畫區地質及地下水狀況進一步討論此工法之可行性。

6-2 治理計畫與管制配合事項

本計畫區依調查成果綜合研判分析並擬定治理改善工程計畫，依規畫內容、所需經費，分年分期編例計畫及經費與相關管理法規，以改善計畫區現況。

6-2-1 治理計畫內容

一、坡面排水系統改善

由5-1節計畫區域現況排水檢討結果可知，目前計畫區內之海土崙溪上游排水設施因民國98年受莫拉克風災嚴重受損外，現地其餘既有排水設施已於民國99年10月大致已修復完畢。本計畫以水土保持手冊規定為設計原則，計畫區排水除既設受損排水設施需進行修復外，該修復位置下游之野溪因無護岸或其他護坡工程，初步評估需增設排水設施以改善坡面排水與邊坡穩定問題。另於海土崙溪海拔高程約EL.980m處，既設排水以直徑1.5m管涵排水，管涵長度超過85m。莫拉克風災此管涵因受阻塞，以致排水漫流至路面掏空旁邊既設擋土牆基座，民國99年1月經現場工作會議審查評估將改設明溝方式改善排水現況。新設排水設施由海土崙溪下游至上游共有縱向矩形溝(型式一)、固床工、護岸、箱涵與矩形溝(型式二)，另設有草溝將滑動頭部之排水加速排至海土崙溪，工程規劃佈置詳圖6-2-1，預估可防止野溪刷深與改善阻塞既設排水設施所造成之相關災害。

由初步工程佈置規劃結果將原16個排水分區整合劃分成59個，其中A、B、F、K、N與O排水匯集於海土崙溪後向南排入生毛樹溪，其餘10個排水分區水流則向計畫區外排出(圖6-2-2)，各規劃之排水分區面積、溝長、坡度等特性與經由逕流量合理化推估公式計算所得之洪峰逕流量、集流時間示於表6-2-1。

期能規劃新增溝渠之有效宣洩逕流斷面，特將計畫排水區依地形地

勢判別其水系區域，並選定4個流量控制點檢核通洪斷面，各點所分配排水區域與控制洪峰流量統計如表6-2-2所示，排水設施斷面尺寸經曼寧公式與定量流連續方程式檢核各控制點之排洪量，演算結果如表6-2-3所示，經檢核各排水設施斷面尺寸皆可容納洪峰逕流。為使本計畫區之排水系統整體化，共規劃設計矩型溝(型式一)40公尺、護岸70公尺、固床工4座、箱涵9公尺及矩型溝(型式二)150公尺，並於銜接及適當位置放設跌水工8座及消能池5座，期能加速排除邊坡之地表逕流水，坡面排水治理工程剖面圖如圖6-2-3~圖6-2-5所示，排水溝渠各構造物標準斷面如圖6-2-6所示。

圖 6-2-1 治理工程平面圖

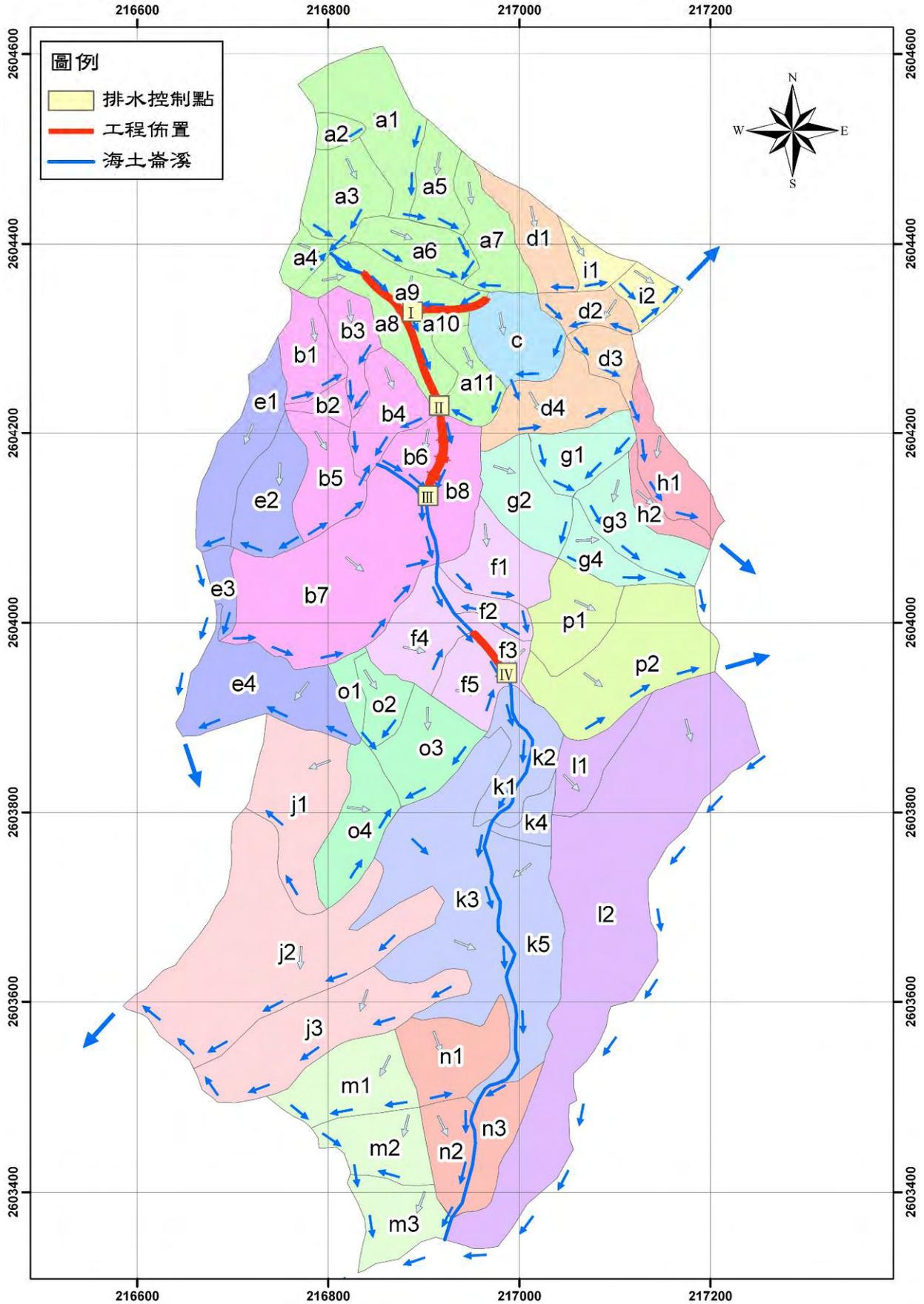


圖 6-2-2 新排水分區與流量控制點

表 6-2-1 新排水分區之特性與洪峰逕流量(1/2)

排水分區	集流面積 A(ha)	坡面長度 l(m)	排水溝長度 L(m)	高度差 H(m)	洪峰逕流量 Q _p (cms)	集流時間 t _c (mins)
a1	1.08	97.28	108.78	83	0.44	4.16
a2	0.15	40.23	27.99	4	0.07	1.75
a3	0.72	89.04	26.69	3	0.30	3.79
a4	0.22	27.10	32.72	9	0.10	1.19
a5	0.45	27.29	76.51	68	0.19	1.21
a6	0.57	9.59	126.42	11	0.24	0.86
a7	0.63	45.33	106.16	67	0.26	2.01
a8	0.49	59.69	188.99	41.81	0.20	2.88
a9	0.50	36.54	64.18	16	0.11	1.65
a10	0.30	46.12	58.59	16	0.22	2.03
a11	0.47	83.27	96.05	8	0.19	3.83
b1	0.55	97.66	28.36	1	0.22	4.25
b2	0.15	70.48	9.89	1	0.07	2.97
b3	0.45	81.48	86.45	12	0.19	3.63
b4	0.65	89.35	73.29	2	0.26	4.25
b5	0.73	97.55	14.86	11	0.30	4.08
b6	0.35	41.68	43.42	13.8	0.14	1.81
b7	2.63	95.85	249.11	22	1.07	4.88
b8	0.64	98.88	62.77	18	0.26	4.23
c	0.77	90.75	53.77	8.35	0.32	3.92
d1	0.58	94.44	80.46	44	0.24	4.03
d2	0.35	54.34	74.86	7	0.14	2.52
d3	0.33	49.84	36.50	15	0.14	2.13
d4	0.82	53.58	119.13	13	0.34	2.61
e1	0.84	85.30	148.69	40	0.34	3.83
e2	0.77	81.69	140.37	17	0.32	3.82
e3	0.21	40.87	69.98	11	0.09	1.88
e4	1.28	1.28	84.77	181.27	0.55	0.10
f1	0.71	67.24	64.34	24	0.30	2.90
f2	0.28	34.94	80.71	8	0.12	1.73
f3	0.25	25.68	77.71	19	0.10	1.22
f4	0.73	79.84	47.00	11	0.30	3.42
f5	0.49	65.89	28.54	2	0.20	2.86
g1	0.60	39.33	81.64	12	0.25	1.85

表 6-2-1 新排水分區之特性與洪峰逕流量(2/2)

排水分區	集流面積 A(ha)	坡面長度 l(m)	排水溝長度 L(m)	高度差 H(m)	洪峰逕流量 Q _p (cms)	集流時間 t _c (mins)
g2	0.76	83.66	64.89	5	0.32	3.74
g3	0.74	92.25	102.11	25	0.30	4.04
g4	0.39	53.27	102.11	25	0.17	2.42
h1	0.64	73.36	157.85	61.77	0.26	3.29
h2	0.24	20.87	119.51	53.08	0.10	1.03
i1	0.26	75.78	30.20	2	0.11	3.29
i2	0.27	54.92	47.02	1	0.11	2.68
j1	1.32	60.81	159.47	1	0.54	5.32
j2	3.38	70.03	307.89	21	1.39	4.20
j3	1.63	63.94	252.34	2	0.65	6.50
k1	0.36	29.64	123.66	22.93	0.15	1.52
k2	0.41	33.17	120.03	19.32	0.18	1.68
k3	2.66	83.57	307.58	70.16	1.09	4.10
k4	0.22	73.19	61.23	8	0.09	3.22
k5	1.30	98.35	183.00	38	0.53	4.49
l1	0.48	76.30	70.63	6	0.20	3.44
l2	5.16	90.40	689.90	108	2.09	5.52
m1	0.94	82.97	114.46	2	0.39	4.54
m2	0.69	80.91	88.18	3	0.29	3.93
m3	0.67	51.11	97.14	11	0.29	2.43
n1	0.84	85.79	45.79	3	0.34	3.77
n2	0.50	48.57	85.66	30	0.21	2.16
n3	0.56	98.19	102.82	32.64	0.23	4.26
o1	0.17	32.15	81.87	6.74	0.08	1.64
o2	0.35	64.01	74.47	2	0.14	3.21
o3	0.79	81.69	108.75	2	0.32	4.40
o4	0.79	46.71	105.87	1	0.33	3.39
p1	0.74	71.15	116.64	1	0.31	4.65
p2	1.74	30.63	222.05	14	0.73	2.25

表 6-2-2 流量控制點分配區域與逕流量加總

控制點號	分配排水區域	控制區域逕流量總和(cms)
I	a6+a9	0.35
II	a1+a2+a3+a4+a5+a6+a7+a8+a9+a10+a11	2.32
III	a1+a2+a3+a4+a5+a6+a7+a8+a9+a10+a11+b6+b8	2.72
IV	a1+a2+a3+a4+a5+a6+a7+a8+a9+a10+a11 +b1+b2+b3+b4+b5+b6+b7+b8+f1+f2+f3+f4+f5	5.85

表 6-2-3 控制點之排水設施排洪量演算結果

控制點	排水設施	寬 W(m)	深 H(m)	側邊 (1:m)	排洪量 Q_o (cms)	逕流量 Q_p (cms)	排水效果
I	拋物線型草溝	1.5	0.5	-	0.37	0.35	OK
II	矩形溝 (型式二)	2.4	1.50	0	2.49	2.32	OK
	箱涵	2	1.50	0	4.36	2.32	OK
III	護岸及固床工	3.5	1.50	0.3	2.73	2.72	OK
IV	矩形溝 (型式一)	2	1.50	0	5.87	5.85	OK

圖 6-2-3 排水改善工程縱向剖面圖(A 段)

圖 6-2-4 排水改善工程縱向剖面圖(B1 段)

圖 6-2-5 排水改善工程縱向剖面圖(B2 段)(1/2)

圖 6-2-5 排水改善工程縱向剖面圖(B2 段)(2/2)

圖 6-2-6 排水改善工程標準斷面圖

二、海土崙溪溯源作用抑止工法

海土崙溪於B03孔下方部份河段尚無施設排水構造物，坡面逕流及河道水流冲刷常造成邊坡坍塌破壞，並且崩落土砂順著水流往下游流，造成下游跌水工、集水井淤積堵塞，其現況照片如圖6-2-7所示。由溪流現況研判，此區段有向源侵蝕作用之現象。向源侵蝕多發生於河或溝的源頭，為河流下切作用而使河溝逐漸向上延伸之現象。常伴有侵蝕崩塌，崩塌物質又不斷地被運至下游，經年不間斷的作用，最後在源頭造成特殊之湯匙狀地貌。

為抑止海土崙溪溯源作用，防止溪流坑溝向兩岸繼續擴張，造成計畫邊坡淺層崩積層破壞，溪流兩側溝壁宜進行邊坡保護處理，設置護岸及固床工設施工程，用以保護邊坡，並可配合植生工法施作，兼顧環境生態及溪流安全。

海土崙溪溯源作用抑止工法共規劃設計護岸70公尺、固床工4座，並於銜接及適當位置設置跌水工及消能池設施，本計畫於此80公尺河段規劃4座翼牆式固床工，每20公尺設置一座，構築固床工以穩定溪流溝床，並可調整溝床坡降、固定流路、攔阻泥砂、穩定坑溝溯源作用，工程設計平面圖如圖6-2-8所示，護岸及固床工標準斷面如圖6-2-9。相關水理分析已在前述坡面排水改善工程中說明，經檢討其流量、流速皆符合規範規定。

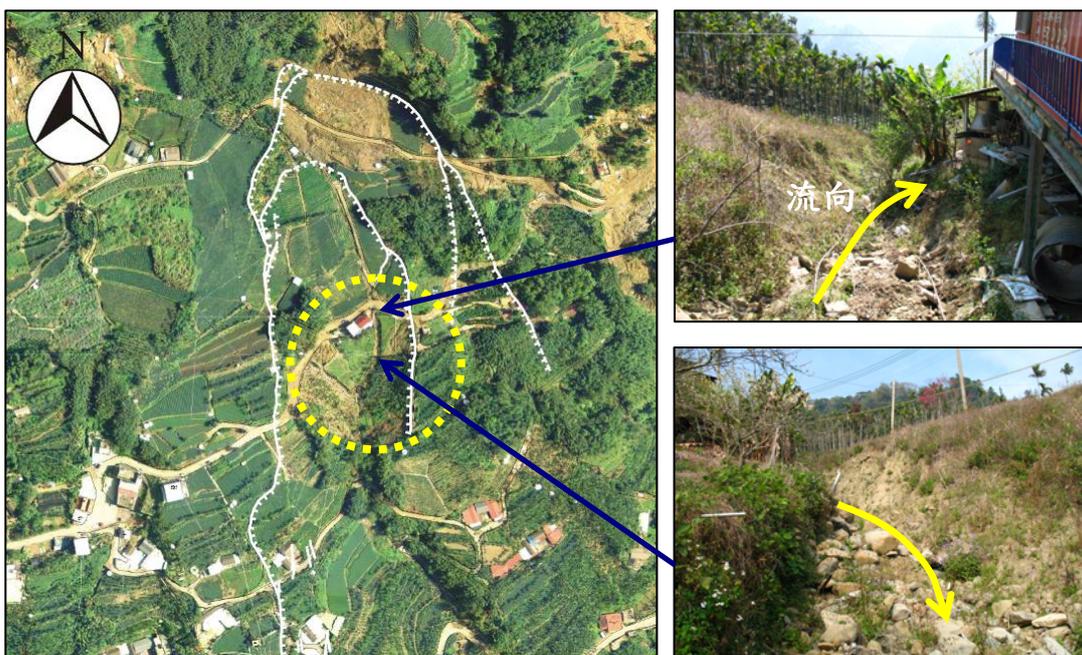


圖 6-2-7 海土崙溪尚未治理段冲刷現況照片

圖 6-2-8 海土崙溪溯源作用抑止工法平面圖

圖 6-2-9 海土崙溪溯源作用抑止工法標準斷面圖

三、崩積層整體滑動抑止工法

由5-4節邊坡滑動破壞原因及6-1-2節治理級序評估之探討中，可知目前計畫區地滑及崩塌活動度以上邊坡區塊為目前最活躍，其中B03鑽孔上方有海土崙溪側向解壓之影響，下方邊坡則為地形突然變化點，且海土崙溪於此區段邊坡尚無整治，常可見邊坡崩塌之現象。由邊坡穩定分析及現況崩崖及裂隙調查中，皆可見此區域為最可能破壞之位置，因此需採取一些抑止工程方法來進行治理工作，目前規劃建議沿縣道166邊緣佈設擋土排樁方式加以治理，以增加抗滑力，避免邊坡產生滑動，造成縣道166交通中斷。以下分別說明崩積層整體滑動抑止工法之設計與穩定檢核結果。

(一)崩積層整體滑動抑止工法設計

擋土排樁之設計大致可區分為三步驟：(1)決定不穩定邊坡所需之額外抗滑力，使能滿足設計之安全係數；(2)決定排樁之幾何，包含直徑 D 、間距 S 與長度 L ，使能提供合適之抗滑力；(3)擋土排樁之結構設計，使具有足夠混凝土與鋼筋之強度與用量，以符合最大剪力與彎矩之要求。

首先決定不穩定邊坡所需之額外抗滑力，採用SLOPE/W穩定分析之治理前暴雨狀況結果，計算未改善坡體之破壞驅動力及抗滑力，計算得總驅動力(D)約為973.66T，總抗滑力(R)為1,060.71T，另由擋土排樁預定打設位置計算排樁以上滑動體(切片14~36)之驅動力與抗滑力，求得排樁所需提供之力，經計算排樁所需提供之力 E_b 為59.60T。

由前述計算得之排樁所需提供抗力進行排樁樁體設計，由滑動層造成之推力計算基樁各深度之彎矩、剪力、變位，進而設計排樁之幾何(長度、樁徑等)及結構配筋。設計採用之樁長為20公尺，樁徑採用 $\phi 100\text{cm}$ ，計算之設計彎矩為84.95(t-m)，詳細之排樁設計如附錄五所示。

排樁結構設計完成後，並依其配筋檢核不動層之貫入長度，經計算不動層所需貫入長度與滑動層長度加總約19.57公尺，亦滿足設計排樁總長20公尺之範圍。且在此設計長度內，排樁已穿越崩積層貫入砂岩層中，更能增加邊坡之穩定性，另由B03孔鑽探岩心成果可知，崩積層厚度約9公尺，崩積層其下至鑽探孔底40公尺處皆為新鮮之厚層砂岩，

本計畫排樁長度僅貫入砂岩層中，施工型式為全套管基樁，非打擊樁型式，因此排樁貫入岩層並不會有切斷順向坡岩層，造成下邊坡滑動之疑慮。

綜上所述，本計畫排樁設計樁長20公尺，樁徑採 $\phi 100\text{cm}$ ，樁中心間距2公尺，排樁間以繫梁連成一體以增加整體勁度，繫樑施作並配合道路側坡擋土使用，其工程設計平面及橫斷面圖如圖6-2-10、圖6-2-11所示。

(二)治理工程成效穩定性檢核

經本計畫以邊坡穩定分析程式SLOPE/W分析在施作擋土排樁治理改善後，於常時、暴雨及地震等狀況下整體之穩定性，結果顯示經由擋土排樁改善後坡體安全係數，在常時可達1.995，暴雨時安全係數可達1.438及地震時安全係數可達1.297，均滿足規範規定之穩定性要求。各分析成果如表6-2-4及圖6-2-12所示。

表 6-2-4 崩積層整體滑動抑止工法治理前後穩定分析結果表

條件		安全係數	安全準則	說明
治理前	常時	1.830	1.50	O.K
	暴雨	1.089	1.10	N.G
	地震	1.195	1.20	N.G
治理後	常時	1.995	1.50	O.K
	暴雨	1.438	1.10	O.K
	地震	1.297	1.20	O.K

圖 6-2-10 崩積層整體滑動抑止工法規劃平面圖

圖 6-2-11 崩積層整體滑動抑止工法橫剖面圖(1/3)

圖 6-2-11 崩積層整體滑動抑止工法橫剖面圖(2/3)

圖 6-2-11 崩積層整體滑動抑止工法橫剖面圖(3/3)

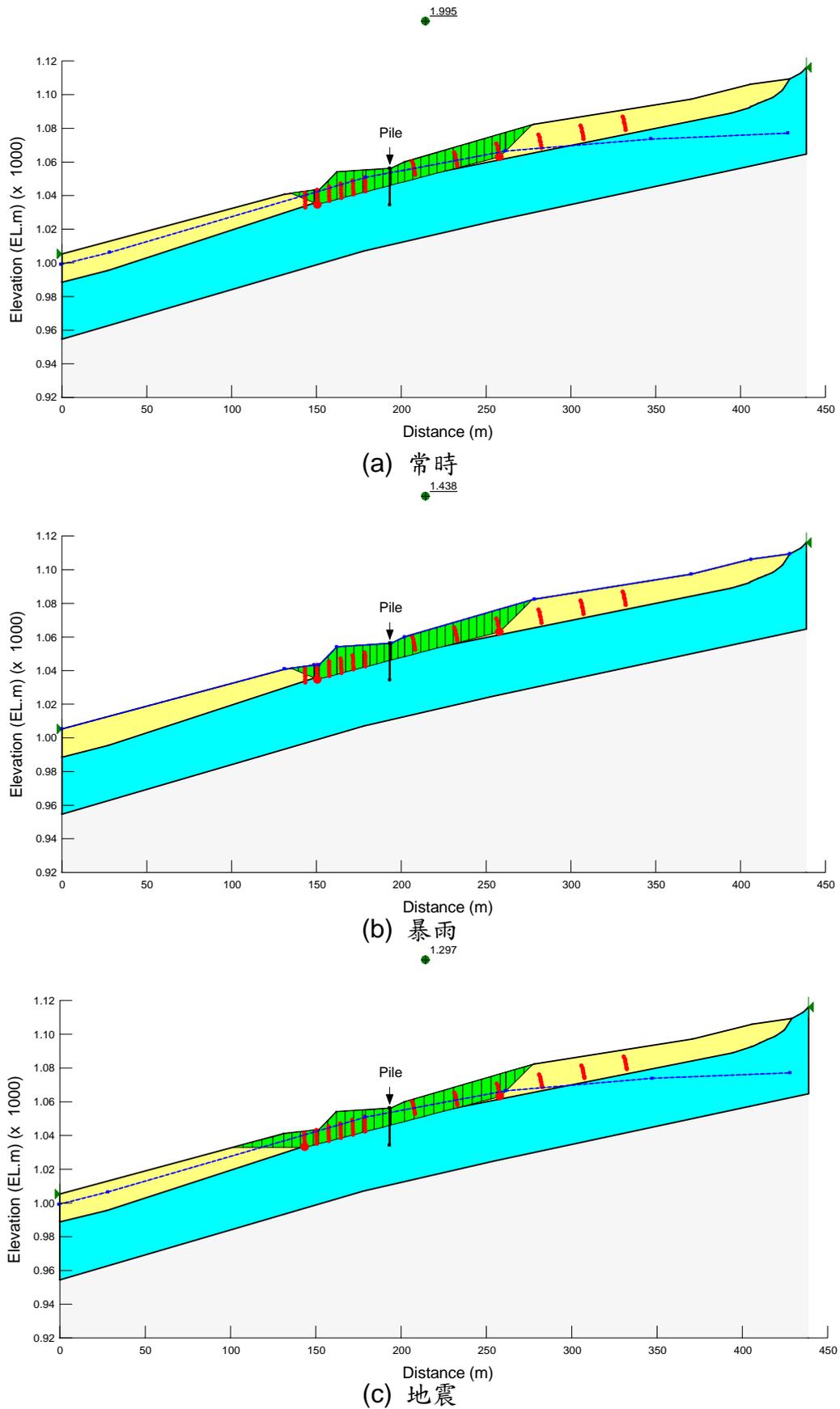


圖 6-2-12 崩積層整體滑動抑止工法治理後穩定分析成果圖

四、坡體地下水解壓

坡體地下水排除工程係藉由深度低於地下水層之解壓井，藉由橫向集水管匯集含水層內之地下水，再利用排水孔排出地表，以降低坡體地下水位，增加穩定性，以下說明本計畫解壓井工程佈設規劃及分析工程設置之成效評估。

(一)解壓井工程規劃

解壓井之設置位置，主要根據地下水調查成果加以施設，由地下水位監測及地形地質剖面相關成果推估，本地滑地中地下水匯集處大致位於B03、W01孔附近，另由3-5節地下水檢層分析成果可知，W01孔大約於地表下深度22~33m處有地下水流動現象，所以規劃於此區域設置解壓井，以達到排除地下水之功用。

初步規劃解壓井之設置深度分別為W1深度25公尺，W2深度20公尺。因設置深度較深，解壓井口徑採用3.5公尺直徑，並採用鋼襯版型式，因其材料較輕，於山區現場施工容易。解壓井底部並設置 $\phi 100\text{mm}$ 排水管，採重力式排水將解壓之地下水排至下游海土崙溪排水系統中。

集水管之設置深度一般將依鑿井過程之地質記錄再酌予調整，目前規劃之設置深度係根據附近鑽孔岩心地質剖面及地下水監測記錄作為參考，將集水管均勻佈設於井底部10公尺範圍內，並將集水井延伸穿過岩盤面，以排除坡體可能存在之受壓地下水，集水管長度則設計為50公尺。解壓井工程平面、剖面圖詳圖6-2-13~圖6-2-15。

(二)坡體地下水解壓成效評估

本計畫依規劃之解壓井佈設位置及集水管打設範圍，進行坡體地下水改善之三維水文地質模擬，其分析架構主要以3-7節建立之模式為基本，並將W1、W2解壓井及集水管之模型加入分析，解壓井邊界於設置之網格點設定壓力水頭為零，並使用數值模式中之井套件，設定抽水量模擬解壓井中抽水馬達排出水量，進行解壓井設置後之三維水文模擬。

由解壓井改善前後地下水位高程變化圖中(圖6-2-16)，可見在本計畫區地質材料條件下，解壓井設置後僅於井附近之B03及W01孔地下水位有下降現象(圖6-2-16(b)(c))，B03孔下降約2公尺，W01孔下降約8公尺，其餘孔位幾無變化。

另由圖6-2-17可以得知在分析時間內，解壓井改善前後之地下水位等高線變化，僅於W1及W2解壓井周圍及集水管扇形分佈範圍可明顯看見地下水位等高線變化之現象，解壓井之地下水排除效果並不顯著。

除數值模擬分析結果外，本計畫並由地質鑽探成果、現地透水試驗、地下水檢層分析及地下水位監測成果佐證說明計畫區水文地質材料之特性。

- 1.地質鑽探及現地透水試驗：計畫區域地質情形大致可區分為兩個單位，即位於表面的崩積層，以及其下的堅實岩盤，以灰色砂岩為主，岩體完整而少有擾動跡象。由土層及岩層透水試驗結果中，崩積土層之透水係數約 1.02×10^{-4} cm/sec~ 9.89×10^{-5} cm/sec，在透水性材料分界上，通常以 10^{-4} cm/sec為界，因此可知本計畫區域之崩積層透水性不高，分類上屬低滲透性材料。在岩層透水試驗中，除B06孔外，其餘孔位透水係數約0.15~30.30 Lugeon，亦屬於低滲透性材料。
- 2.地下水檢層分析：本計畫於W01孔進行地下水檢層試驗，由分析結果研判，於深度GL-22m~GL-33m地下水略有流動現象，但經比對同為卓蘭層之「中崙小段地滑地」地下水檢層試驗結果，有流動現象之試驗值在60分鐘內其比電阻值已接近「無鹽初始值」，如圖6-2-18所示。由兩場試驗比較，本計畫區之卓蘭層流動現象相對不明顯。
- 3.地下水位監測成果：由4-5節地下水位監測成果中，本計畫區B03、W01、B07、B08等孔位之地下水位約略於5公尺區間變動，且皆位於崩積層範圍內，由監測結果可知計畫區之地下水變化並不明顯。

綜上所述，經由本計畫地質鑽探、現地透水試驗及地下水檢層分析成果，可知計畫邊坡地層材料之透水性及流動性皆不明顯，且經由三維水文數值分析成果亦有相同結果，解壓井設置後僅降低井及集水管周圍之地下水位，對整體地下水位之解壓效果並不顯著。

因此對於坡體地下水解壓工法，經數值分析及調查成果看來，成效研判應不明顯，無法有效排除坡體地下水位，評估結果不採用此工法。

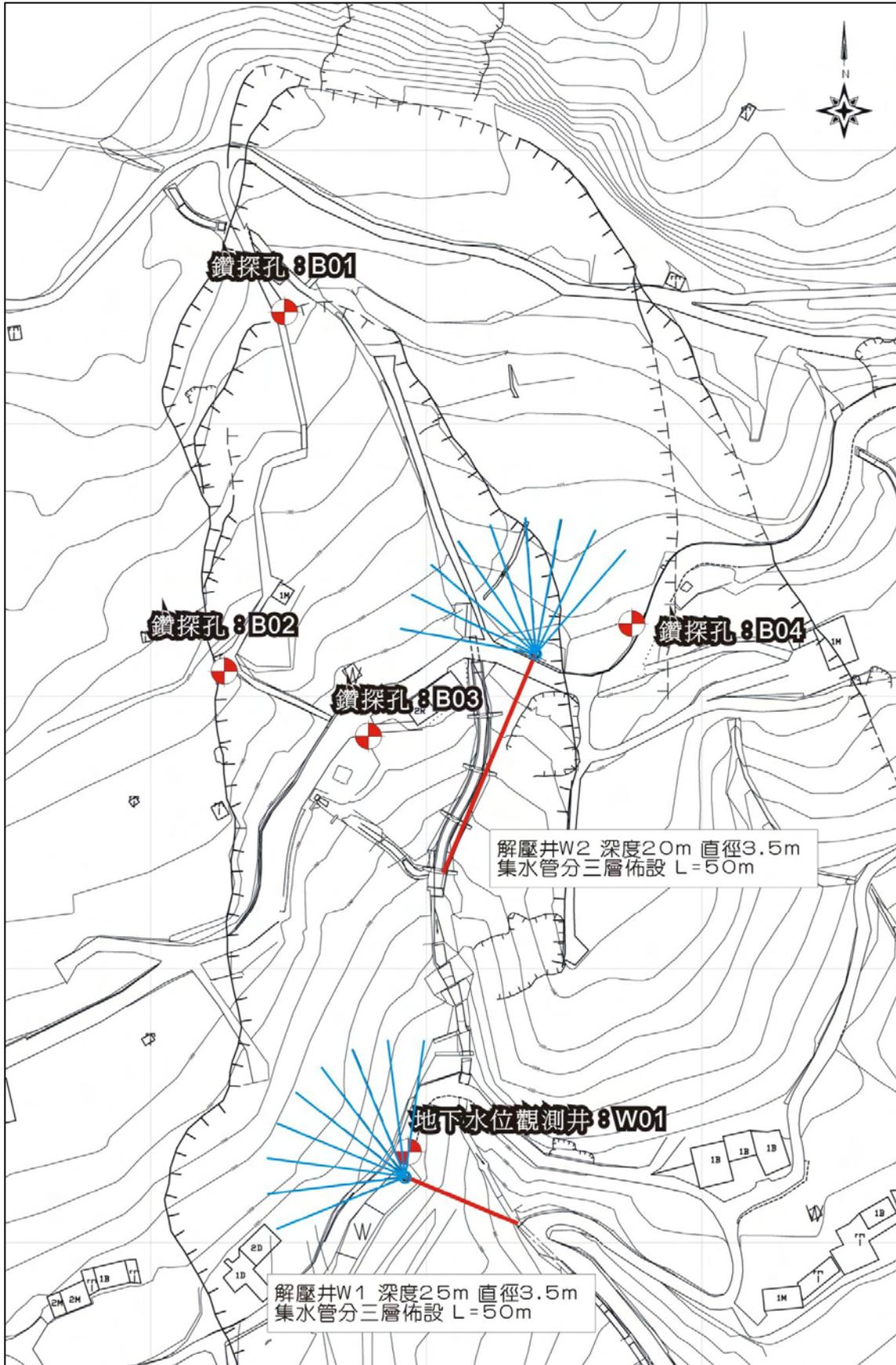


圖 6-2-13 解壓井工程平面圖

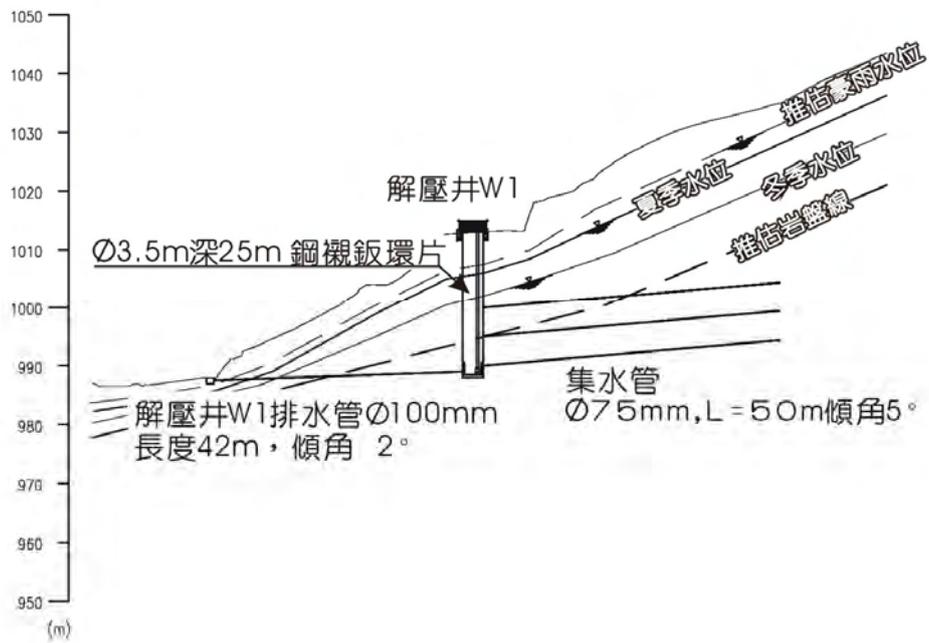


圖 6-2-14 解壓井 W1 縱斷面圖

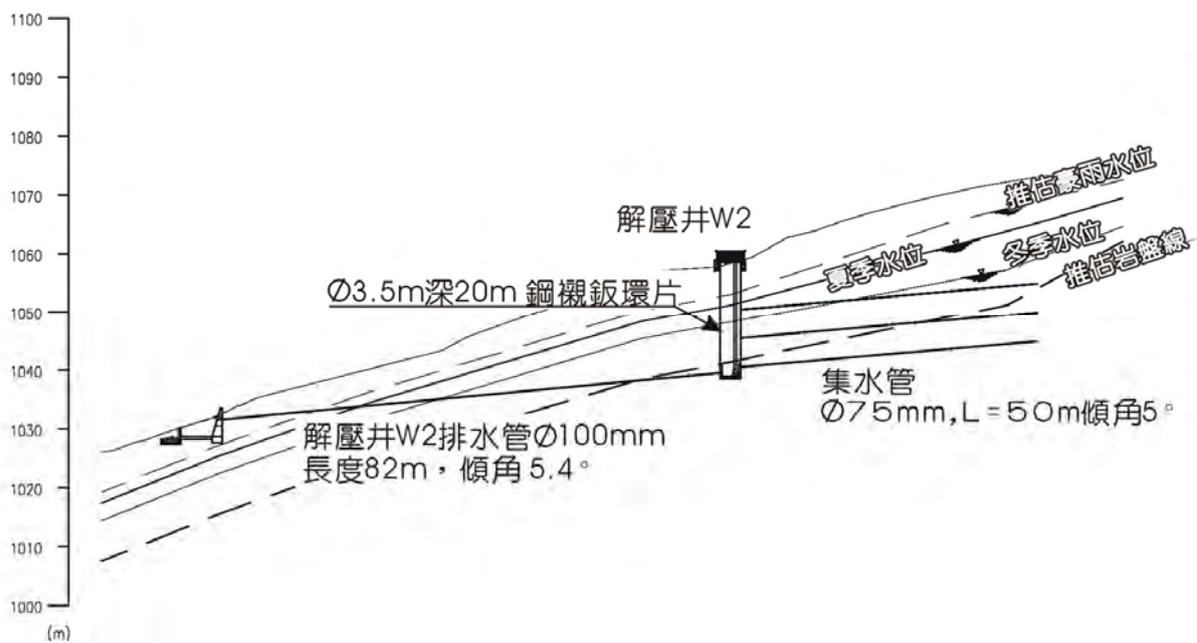
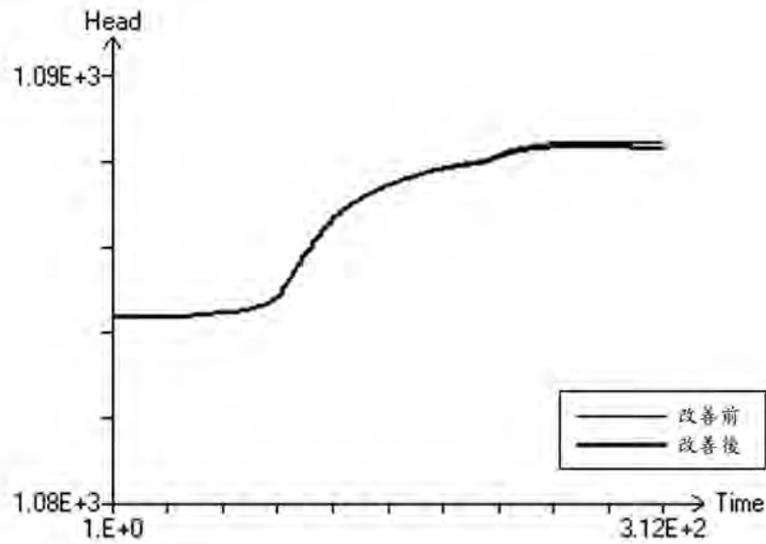
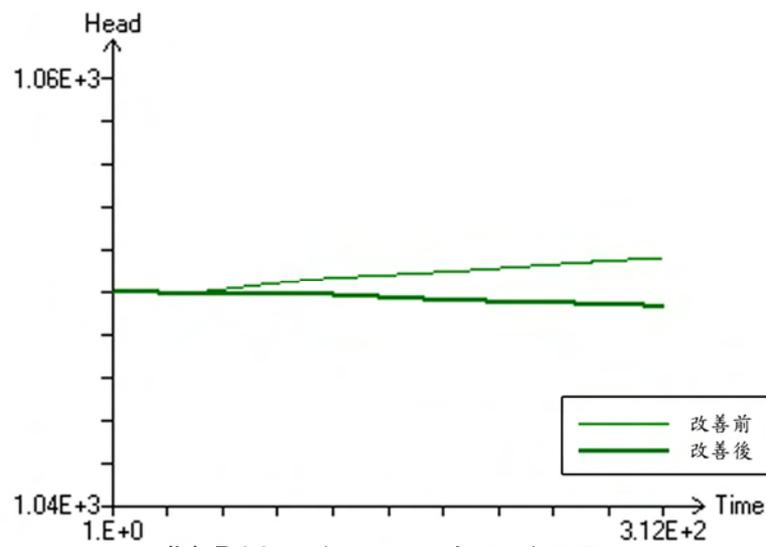


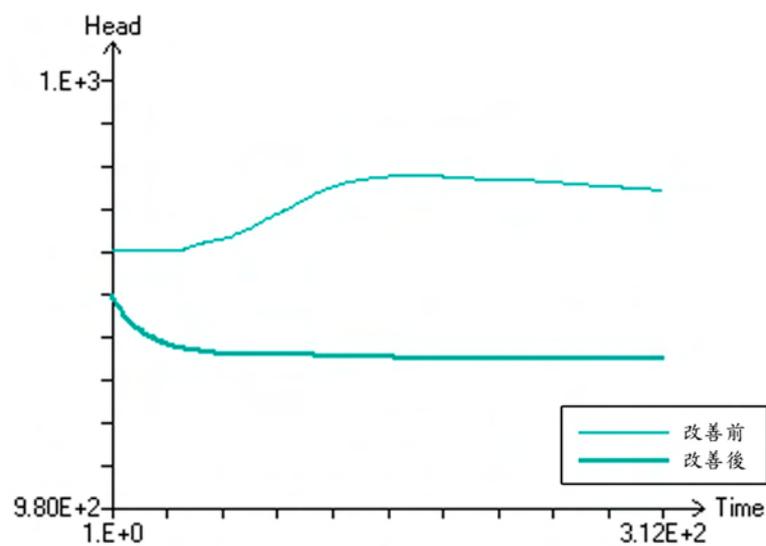
圖 6-2-15 解壓井 W2 縱斷面圖



(a) B01孔地下水位高程變化圖

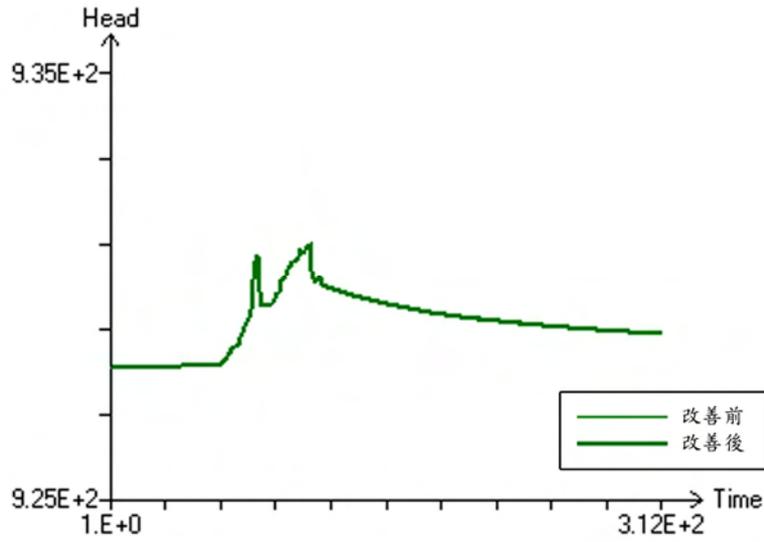


(b) B03孔地下水位高程變化圖

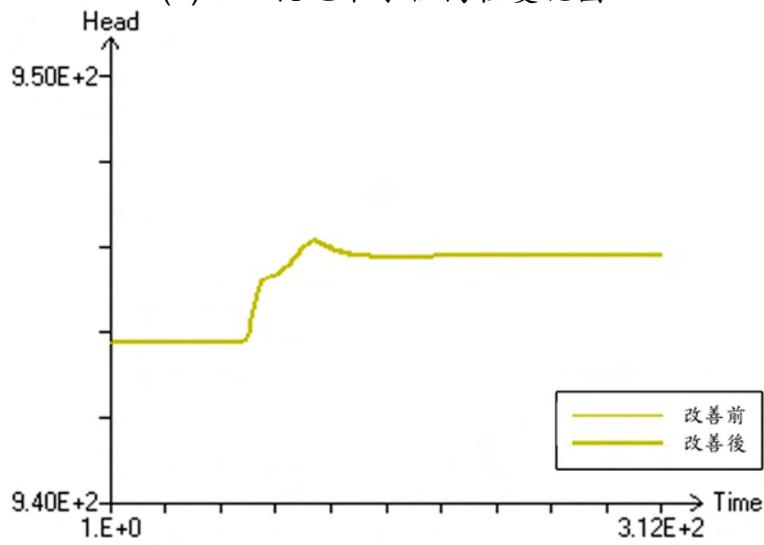


(c) W01孔地下水位高程變化圖

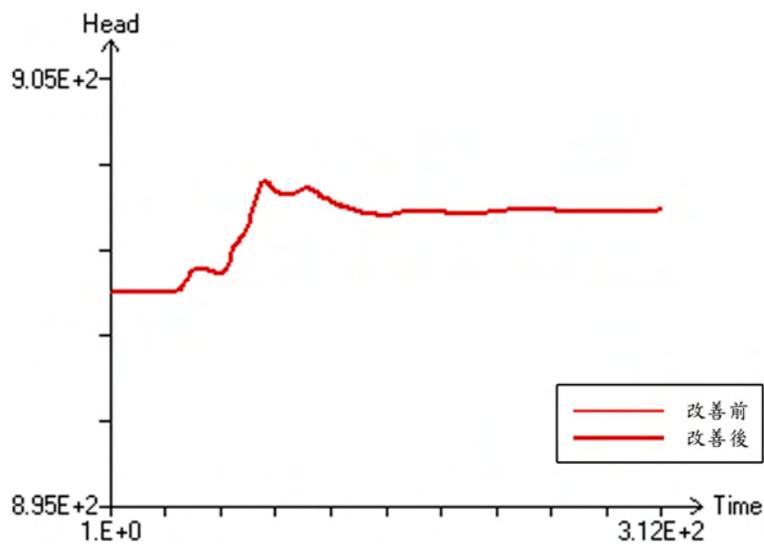
圖 6-2-16 解壓井改善工程地下水位變化圖(1/2)



(d) B05孔地下水位高程變化圖

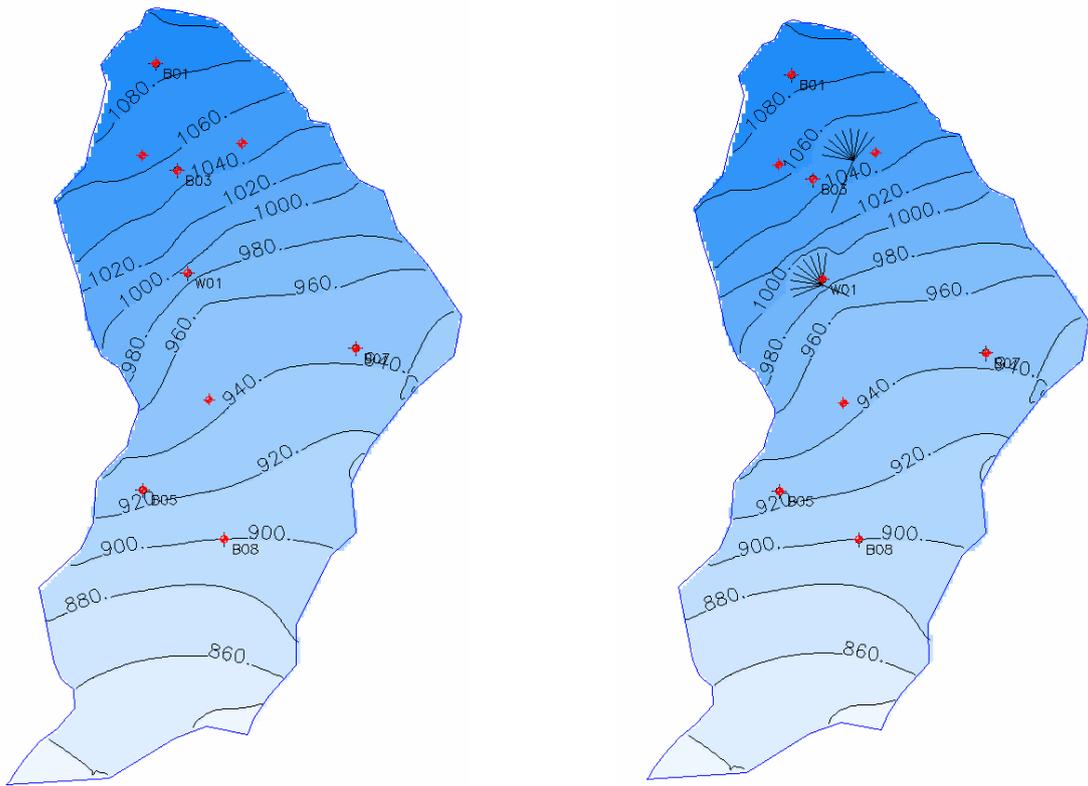


(e) B07孔地下水位高程變化圖



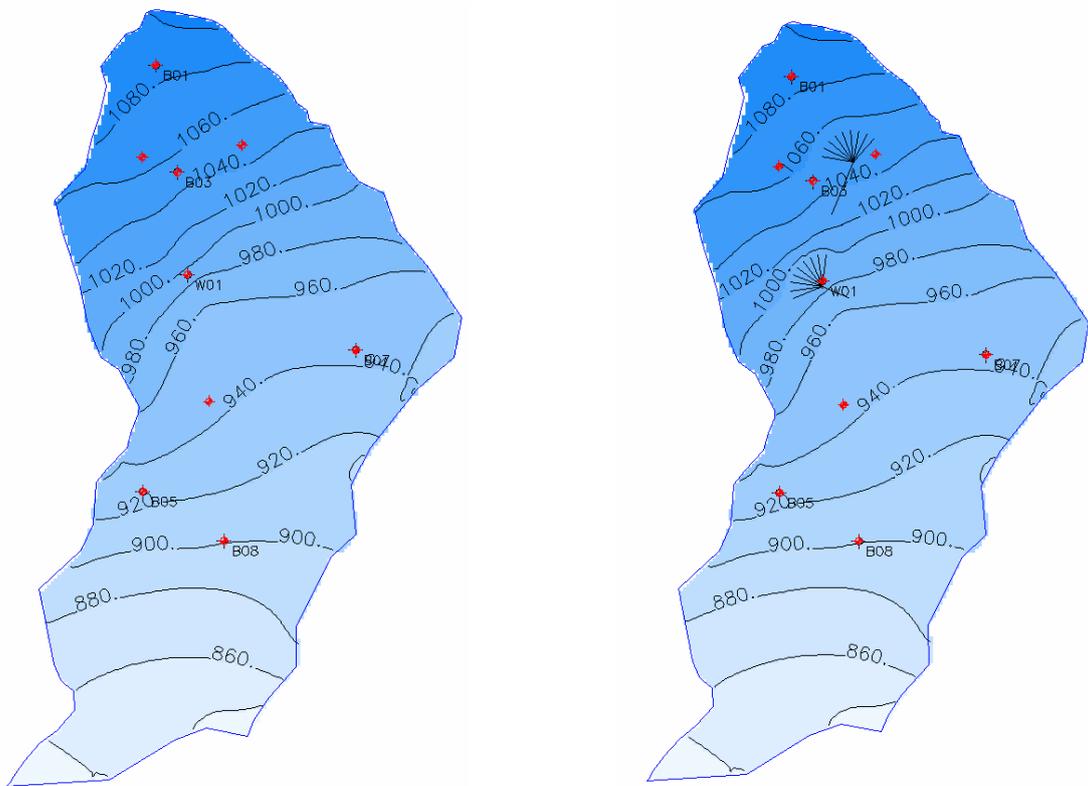
(f) B08孔地下水位高程變化圖

圖 6-2-16 解壓井改善工程地下水位變化圖(2/2)



(1) 1天(24hr)改善前

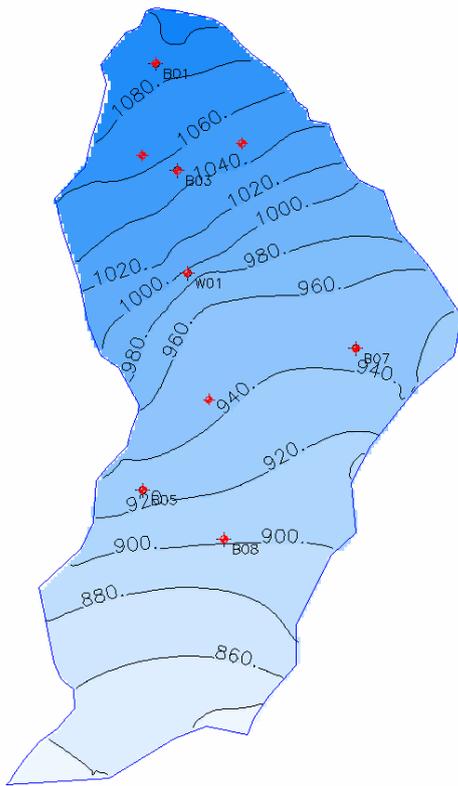
(2) 1天(24hr)改善後



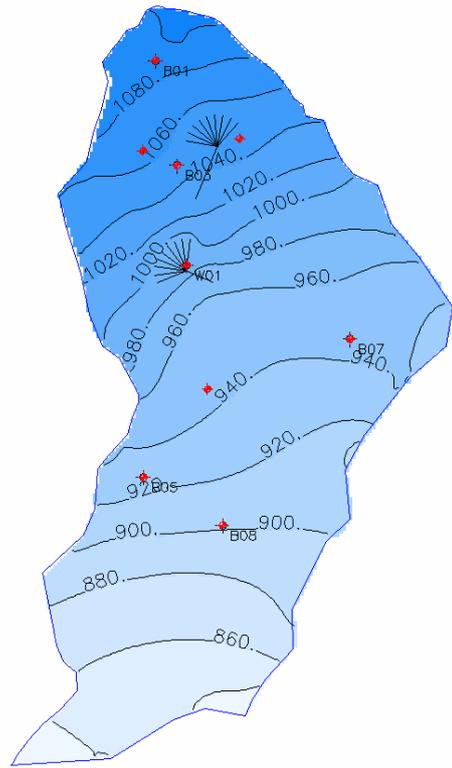
(3) 3天(72hr)改善前

(4) 3天(72hr)改善後

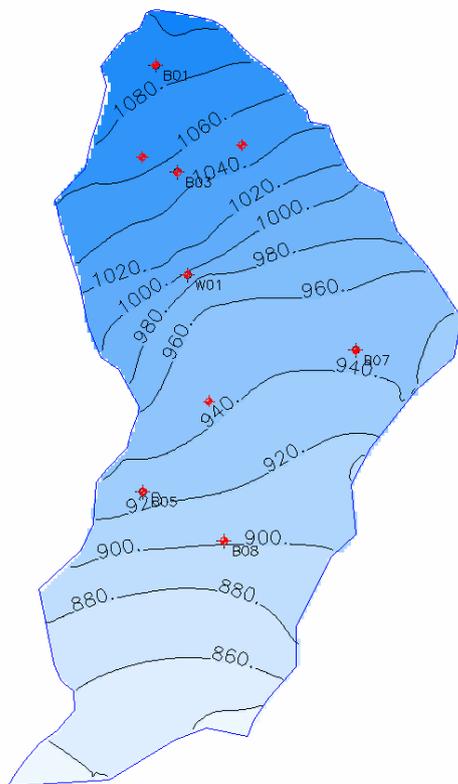
圖 6-2-17 解壓井改善前後地下水位等高線變化圖(1/3)



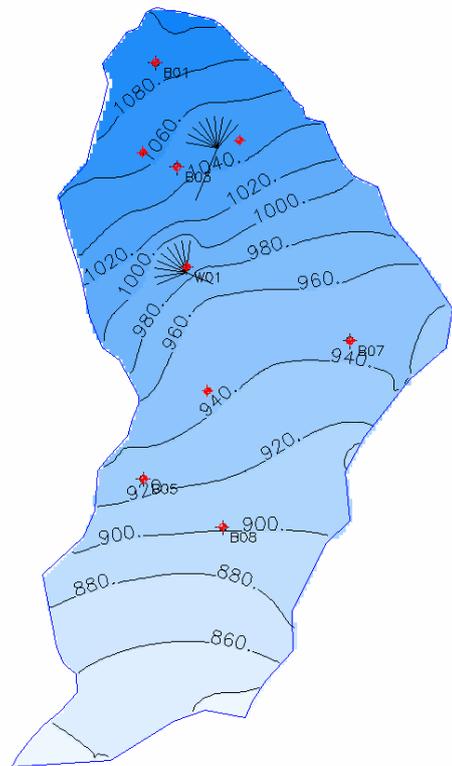
(5) 5天(120hr)改善前



(6) 5天(120hr)改善後

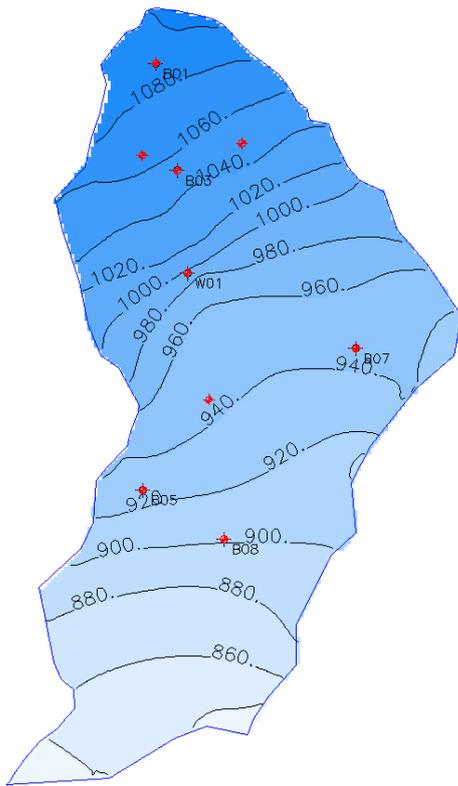


(7) 7天(144hr)改善前

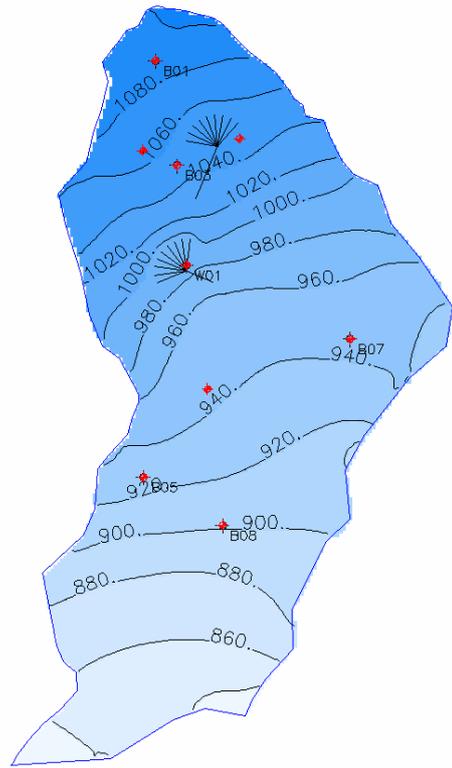


(8) 7天(144hr)改善後

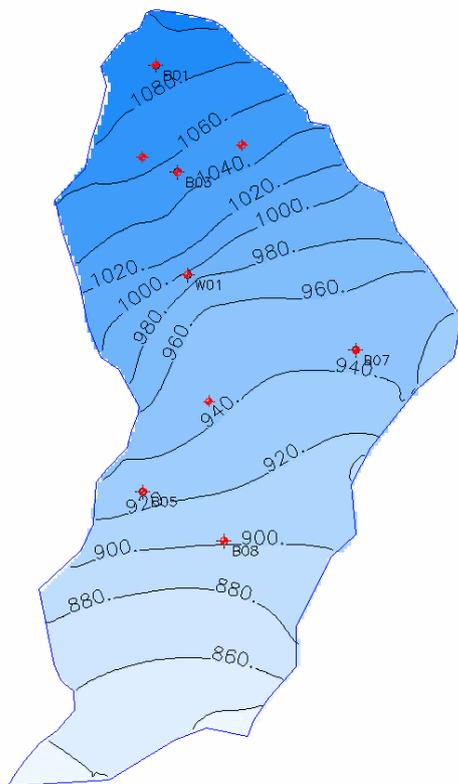
圖 6-2-17 解壓井改善前後地下水位等高線變化圖(2/3)



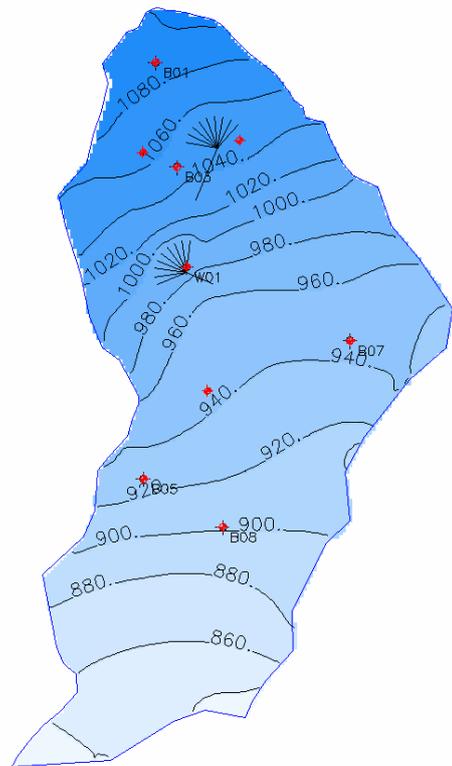
(9) 9天(216hr)改善前



(10) 9天(216hr)改善後



(11) 11天(264hr)改善前



(12) 11天(264hr)改善後

圖 6-2-17 解壓井改善前後地下水位等高線變化圖(3/3)

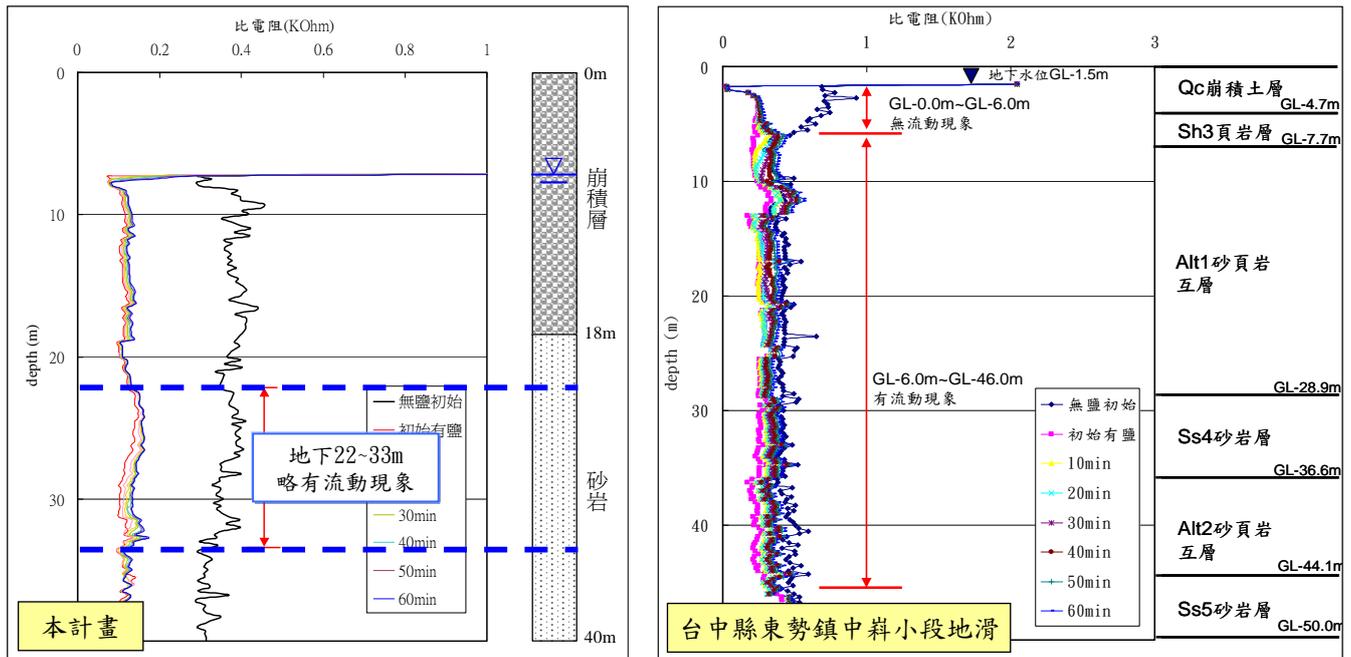


圖 6-2-18 不同計畫區之卓蘭層地下水檢層試驗成果比較圖

五、治理成效監測及評估

治理工程陸續推動後，相關監測工作應持續進行，以作為成效評估及後續治理方案之參考；而計畫治理期間相關地滑監測資料則可提供地方機關及居民作為防災、避災之預警機制。

後續治理成效監測工作應以現有之調查監測系統為基礎，目前建置之調查監測系統現況大致良好，後續監測調查仍可利用，相關監測項目之後續建議規劃方案，概要說明如下：

(一)降雨量觀測

中央氣象局設置之瑞里雨量站位處計畫邊坡幼葉林山頂處，與本計畫區距離僅約200公尺，因此建議持續採用該雨量站之降雨資料進行後續之調查分析。

(二)地下水位觀測

計畫區域內目前鑽設之水位觀測井共有6孔，分別為B01、B03、W01、B05、B07、B08，目前孔位情形皆良好，建議後續監測工作以中心軸線之B01、B03、W01、B08等4處孔位進行電子式連續記讀方式觀測地下水位變化情形，監測頻率至少1次/小時，地下水位必須併同降雨量資料彙整分析，以作為地下水位變化之判斷參考。

(三)滑動層監測

為能清楚的瞭解地層內部動態變動情形，本計畫於區域內共設置8處傾斜觀測管，除B07孔深度為52m外，其餘7孔深度皆為40m，目前孔位情形皆屬良好，建議後續持續監測，以判別地下滑動面變位情形。建議量測頻率為颱風季節(6~9月)每月每孔1次，其餘期間每季量測1次，遇強震、暴雨或其他特殊情況應加密監測，為期12個月。

本計畫建議後續相關監測系統配置如圖6-2-19所示。治理成效監測及評估工作所需經費約100萬元，詳如表6-2-5所示。

表 6-2-5 後續治理成效監測及評估經費概算表

編號	項目	單位	數量	單價(元)	總價(元)	備註
1	監測系統維護	全	1	80,000	80,000	既有監測系統日常維護，含雨量資料蒐集
2	地下水位觀測	孔	4	50,000	200,000	包含地下水位儀器及資料蒐集整理
3	滑動層監測(8孔)	孔次	72	3,000	216,000	每站於6-9月每月監測一次，其餘每季監測一次，監測期間1年
4	監測資料綜合評估及建議	全	1	300,000	300,000	
5	規劃報告編印	全	1	150,000	150,000	
6	稅什費	全	1	54,000	54,000	
合計					1,000,000	

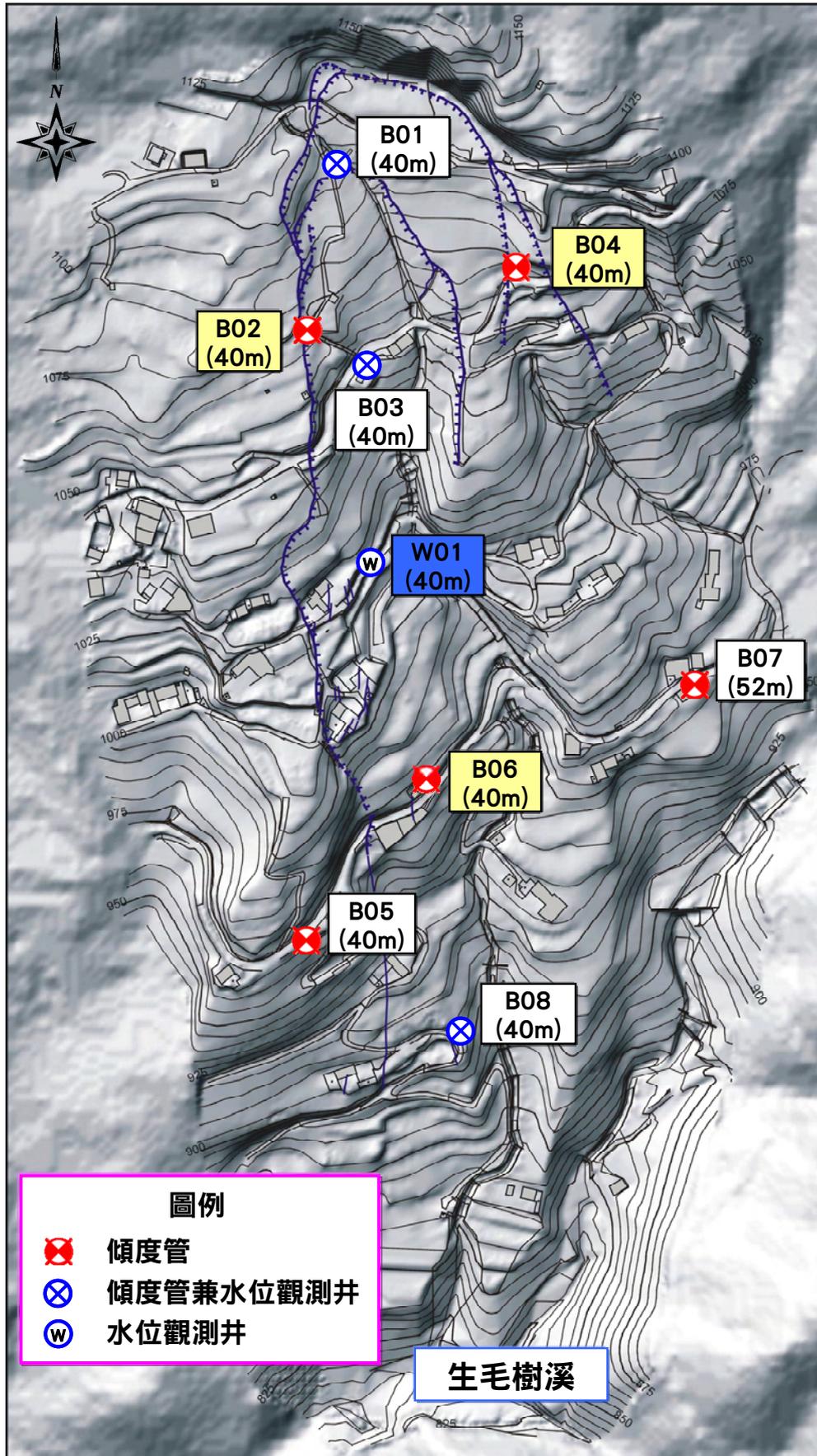


圖 6-2-19 治理監測系統配置圖

6-2-2 工程經費與分年、分期實施計畫

一、整體治理工程經費

依前節工程設計規劃中，本計畫主要工程項目可分為為(1)坡面排水系統改善工程及海土崙溪溯源作用抑止工程；(2)治理成效監測評估及(3)崩積層整體滑動抑止工程等部份，預估整體治理所需經費約3,298.9萬元，工程經費總表及分析表詳如表6-2-6及表6-2-7所示。

表 6-2-6 整體治理工程經費總表

項次	工作項目	金額(元)
壹、坡面排水改善工程及海土崙溪溯源作用抑止工程		
一	發包工程費	10,104,200
1	施工費	7,720,370
2	雜項工程費	935,100
3	環保安衛費	98,555
4	施工品質管理費	116,555
5	廠商利潤、管理及保險費	752,468
6	營業稅	481,152
二	間接工程費(含空污費、工管費及服務費)	892,800
小計		10,997,000
貳、治理成效監測及評估		
一	治理成效監測及評估(第一年)	1,000,000
二	治理成效監測及評估(第二年)	1,000,000
小計		2,000,000
參、崩積層整體滑動抑止工程		
一	發包工程費	18,483,500
1	施工費	15,746,290
2	雜項工程費	240,220
3	環保安衛費	159,892
4	施工品質管理費	177,892
5	廠商利潤、管理及保險費	1,279,039
6	營業稅	880,167
二	間接工程費(含空污費、工管費及服務費)	1,508,500
小計		19,992,000
總計(壹+貳+參)		32,989,000

表 6-2-7 整體治理工程施工費明細表

項次	工程項目	單位	數量	單價(元)	金額(元)
一、坡面排水改善工程及海土崙溪溯源作用抑止工程					
1	矩型溝(型式一)	公尺	42	10,000	420,000
2	矩型溝(型式二)	公尺	151	20,000	3,020,000
3	護岸	公尺	71	13,000	923,000
4	固床工	座	4	195,500	782,000
5	箱涵	公尺	10	30,000	300,000
6	HDPE 暗管	公尺	151	6,350	958,850
7	拋物線型草溝	座	82	2,000	164,000
8	新設管涵	公尺	5	4,000	20,000
9	跌水工	座	8	79,065	632,520
10	消能池	座	5	100,000	500,000
小計					7,720,370
二、崩積層整體滑動抑止工程					
1	擋土排樁	公尺	1,460	10,600	15,476,000
2	既設排水修復	公尺	85	2,050	174,250
3	其他	式	1	96,040	96,040
小計					15,746,290

二、分年分期實施計畫

邊坡治理工程之規模可根據崩塌之嚴重性、保全對象之重要性及經費之狀況，作為決定之參考準則，本計畫針對計畫地滑地擬定整體治理對策，其內容詳如前節所述，初步規劃工程經費約參仟捌佰伍拾萬元。考量主辦機關人力配合及年度經費預算編列，將工程項目依保全對象之急迫性分項，依調查結果優先辦理滑動潛勢較大之區域，後續再就治理成效逐年逐步推動以進行全區域之整治，規劃建議將本計畫區治理工程分為兩期工程進行，以下分別說明：

第一期工程主要先進行坡面排水改善工程，包含(1)整治修復海土崙

溪之排水設施，將因地滑破壞之排水構造物及部份尚未施作之排水設施整治完成；(2)海土崙溪溯源作用抑止工程，於B03下方坡面設置4處穩定表層崩積土之大型固床工，其兩翼深埋至坡體內，排水路沿線並設置護岸工程保護坡面。整體之坡面排水改善工程設施共包含矩形溝、護岸固床工、箱涵、HDPE暗管、拋物線型草溝、及跌水消能設施，工程經費約1,099.7萬元，整治完成後可使坡面逕流順利排入海土崙溪排水設施中，並快速匯入下游生毛樹溪主流，減少坡面逕流沖蝕時間，並可避免溪谷向源侵蝕造成崩積層之淺層滑動破壞。除坡面排水改善工程外，在第一期治理工程中並建議持續針對計畫邊坡進行監測工作，除可對治理工程進行成效評估外，並能持續提供監測資料以供後續警戒與工程設計參考，後續監測分為兩個年度工作，主要內容包含降雨量資料蒐集、地下水位觀測(4孔)、滑動層傾度管監測(8孔)，每年度工作經費約100萬元。第一期治理工程總經費約1,299.7萬元。

第二期工程為崩積層整體滑動抑止工程，主要為維護地滑高潛勢區域保全對象之安全及166縣道通行順暢，規劃建議沿縣道166邊緣佈設擋土排樁方式加以治理，以增加抗滑力，避免邊坡產生滑動，工程內容包含擋土排樁及沿線既設路側溝排水修復，擋土排樁樁長20公尺，樁徑採 $\phi 100\text{cm}$ ，樁中心間距2公尺，排樁間以繫梁連成一體以增加整體勁度為。第二期工程採用材料勁度高之擋土排樁以主動之方式進行滑動坡體抑止處理，利用構造物之力學強度抵抗滑動力，具有即效性，但其所需經費亦較高，約1,999.2萬元，因此建議先進行第一期坡面排水及海土崙溪溯源抑止工程，俟第一期整體治理工程完成後，定期檢視工程之成效，並觀察計畫區有無再次滑動破壞之現象，視需要進行第二期崩積層整體滑動抑止工程之整治。

本計畫整體治理規劃分年分期實施計畫如表6-2-8所示，共分為二個期別，總工程經費約為3,298.9萬元。

表 6-2-8 計畫區整體治理規劃分年分期實施計畫

期別		工程名稱	工作內容	工程經費(仟元)
第一期	第一年	坡面排水改善工程及海土崙溪溯源作用抑止工程	1.矩型溝(型式一): 42m 2.矩型溝(型式二): 151m 3.護岸: 71m 4.固床工: 4 處 5.箱涵: 10m 6.HDPE 暗管: 151m 7.拋物線型草溝: 92m 8.新設管涵: 5m 9.跌水工: 8 座 10.消能池: 5 座	10,997
		治理成效監測	1.雨量資料蒐集 2.地下水位觀測: 4 孔(每小時連續記讀) 3.傾度管監測: 8 孔 4.監測成果綜合分析	1,000
		小計		11,997
	第二年	治理成效監測	1.雨量資料蒐集 2.地下水位觀測: 4 孔(每小時連續記讀) 3.傾度管監測: 8 孔 4.監測成果綜合分析	1,000
		小計		1,000
總計(第一期)				12,997
第二期	崩積層整體滑動抑止工程	1.擋土排樁: 1,460m 2.既設排水修復: 85m	19,992	
	小計		19,992	
總計(第一期+第二期)				32,989

6-2-3 管理建議事項

為落實地滑地治理規劃工作之執行成效得以彰顯，除所提各項實施策略及工作內容外，建議下列各項管理工作：

一、治理計畫之評估與考核

本計畫之各項工作，係為解決本計畫區地滑地災害之相關問題，於實際執行時常有工程計畫異動或變更，故本計畫執行情形與辦理成效，應依治理成效評估制度每年檢討一次，並於第三年依前兩次考核結果評估成效並提出修正計畫，列為各機關施政績效重要考核之參考。

二、治理工程之時效與品管

本治理計畫之工作項目依經費考量與工程緩急採分年分期之方式實施，對於各期程治理工程之規劃、設計、發包、施工等均需投注相當之人力及物力，所以應加強協調機關內適度調整人力支援，務求減少工程保留款，如期完成年度計畫，且依據現有之工程品質抽驗作業要點，加強工程品質施工抽驗，以確保工程之品質與安全。同時應建立全盤性之資料處理系統，使計畫所有相關之工程內容、經費流向、現場調查等資料均能透過資訊處理完整呈現。

三、治理計畫後續之管理與維護

除了持續加強整治工程後續維護工作，並重視管理人員之增列，除使其具備維護重於治理之觀念外，應在經營管理的決策過程中，創造非官方組織、個人、學術團體、社區居民等共同參與的空間及管道，以擴大參與的層面及落實民主的內涵，並喚醒計畫區居民對自家環境之關懷與參與，建立社區、計畫區共同體之意識，一同維護水土資源，達成永續經營的目標。

6-2-4 相關法規

本計畫區位於梅山鄉瑞里村，符合「水土保持法」第三條規定標高在一百公尺以上者定義為山坡地，故屬水土保持法所述之山坡地範圍內。為避免開發行為對環境造成衝擊及產生水土流失等災害，以及工程進行用地需求等工程問題，應依民國92年12月17日修正之「水土保持法」第六條、第八條、第十一條、第十二條及第二十五條規定為法令依據，整合如表6-2-9。

另於民國95年5月1日「水土保持法施行細則」及民國95年6月14日「山坡地保育利用條例」有針對水土保持工程進行實，用地徵收、交換或地上物拆除所定訂之相關實行辦法，如表6-2-9整合細部內容與實施辦法。

如前述「工作項目及內容」中，本計畫之「細部工程規劃」項目，遵照民國99年10月15日修正之「水土保持技術規範」為工程設計依據準則，使其各項設施與工作項目皆能符合水土保持有關處理與維護之規定，以達水土保持及安全開發之目的。

表 6-2-9 水土保持相關法規整合表

法規	條文	條文內容
水土保持法	第三條 (專用名詞定義)	三、山坡地：係指國有林事業區、試驗用林地、保安林地，及經中央或直轄市主管機關參照自然形勢、行政區域或保育、利用之需要，就合於下列情形之一者劃定範圍，報請行政院核定公告之公、私有土地： () 標高在一百公尺以上者。 () 標高未滿一百公尺，而其平均坡度在百分之五以上者。
	第六條(水土保持專業技師簽證)	水土保持之處理與維護在中央主管機關指定規模以上者，應由依法登記執業之水土保持技師、土木工程技師、水利工程技師、大地工程技師等相關專業技師或聘有上列專業技師之技術顧問機構規劃、設計及監造。但各級政府機關、公營事業機構及公法人自行興辦者，得由該機關、機構或法人內依法取得相當類科技師證書者為之。
	第八條(一般水土保持範圍)	下列地區之治理或經營、使用行為，應經調查規劃，依水土保持技術規範實施水土保持之處理與維護： 四、修建鐵路、公路、其他道路或溝渠等。 九、其他因土地開發利用，為維護水土資源及其品質，或防治災害需實施之水土保持處理與維護。
	第十一條 (林區水土保持)	國、公有林區內水土保持之處理與維護，由森林經營管理機關策劃實施；私有林區內水土保持之處理與維護，由當地森林主管機關輔導其水土保持義務人實施之。
	第十二條(非農業使用之水土保持計畫)	水土保持義務人於山坡地或森林區內從事下列行為，應先擬具水土保持計畫，送請主管機關核定，如屬依法應進行環境影響評估者，並應檢附環境影響評估審查結果一併送核： 三、修建鐵路、公路、其他道路或溝渠等。
	第二十五條(水土保持用地之撥用及徵收)	為辦理水土保持之處理與維護需用公有土地時，主管機關得辦理撥用；土地權屬私有者，主管機關得依法徵收之。遇因緊急處理需徵收土地時，得報經行政院核准先行使用土地。
	水土保持法 施行細則	第三十一條 (強制拆除或清除之程序)
山坡地保育利用條例	第十三條 (土地交換分合)	政府為增進山坡地之利用或擴大經營規模之需要，得劃定地區，辦理土地重劃、局部交換或協助農民購地，並輔導農民合作經營、共同經營或委託經營。
	第十四條 (用地徵收及補償)	政府為實施山坡地保育、利用，興建公共設施之需要，得徵收或收回左列土地： 一、私有地。 二、未繳清地價之放領地。 三、放租地。 前項土地有特別改良或地上物者，由政府予以補償；其為放領地者，並發還已交繳之地價。

第七章 效益評估

預期效益評估將依照整體治理規劃設計執行程度，主要可分為有形效益及無形效益，前者包括計畫區內災害直接與間接損失之減免，後者則涵蓋民眾生命之保障、生活品質之提升等，茲針對上述效益進行分析。

一、直接效益

(一) 維護保全對象安全

計畫區內約有16戶民宅，經現地調查發現計畫區中有少數民宅座落於裂隙之上或建於滑動裂隙旁，經調查於上邊坡區塊地滑破壞高潛勢區塊共有5戶民宅，每當豪大雨就可能使山坡地滑動，若裂隙持續擴大維恐對當地居民造成更大生命及財產威脅。為保全高滑動潛勢區域居民身家財產安全，實有必要治理本計畫地滑及崩塌之邊坡，如以人員生命保護效益來計算，其計量方式為人口數×生命價值，若以每戶5人估計，保護人口數約25人，直接保護人口數估計約10%(2.5人)，以生命價值每人1,320萬元計(參考水土保持局「集水區整體調查規劃參考手冊，民國97年)，則人命保護效益為3,300萬元。如以房屋每棟受損修復費以20萬元計，計畫區內建物受損估計為20%，其保護效益約64萬元。總效益為3,364萬元，依經濟分析年限30年計算，每年效益為1.265%，約為42.6萬元。

(二) 防止道路坡面崩塌，維持道路暢通

治理工程完成後，可降低因地滑及崩塌災害造成之區內縣道166及縱橫向農路損壞情形，並且維持縣道166之路基穩定，保持道路暢通。縣道166為連結計畫區與其他鄉鎮之道路，附近農戶種植之經濟作物須仰賴此條道路運輸，種植區域約20公頃，因此，若道路因路基崩塌將造成當地居民之經濟往來受損，影響當地居民生計。

道路路基崩塌修復工程費，每年約需編列50萬元進行障礙清除、路基修復等工程費用，因此在維持道路暢通方面每年可得效益為50萬元。

(三) 農作區域保護

依現場調查資料，計畫區邊坡現況大多開墾種植農作物，其中以茶葉、竹子、柿子及檳榔為大宗，並有其他零星作物，治理工程保護面積約為3公頃，其年收益依訪談調查結果估計為每公頃200萬元，合計其收益為600萬元，估計稅收約20%，稅後年收益為480萬元，治理工程將可保護區域內之農作不受地滑及崩塌破壞影響。

二、間接效益

間接效益主要針對直接效益以外，較無法量化之無形效益，經分析主要為經濟效益、社會效益、生態環境效益等方面，現簡述如下：

(一)經濟效益

- 1.改善計畫區環境，增加計畫區土地利用價值。
- 2.生態、環境、經濟之整合，增加計畫區生產力。

(二)社會效益

- 1.保護人民生命財產安全、穩定人心、提升居民積極進取心與生產力。
- 2.保護計畫區內公共設施、交通動線與公共設備安全。
- 3.事前預防治理，可避免發生大規模地滑災害所耗費之救援救災人力物資。

(三)生態環境效益

計畫區地滑地治理前、後之生態環境差異，主要在於減少災害，綠化大地、改良區域土地環境，治理後可避免因地滑現象而引致之災害一再發生，減少工程施工頻率，生態工法更可改善動植物之棲息環境。因此在生態環境效益方面，可分為以下三項。

- 1.規劃自然型態之治理工法，強化自然生態環境，增強環境抗災能力。
- 2.強化山坡地監測管理，確保水土資源永續利用。
- 3.自然、人文環境協調，塑造水與綠之生活環境。

由於間接效益難以量化，因此，本計畫採用直接效益總和之20%來加以計算之，其金額為 $572.6\text{萬元} \times 20\% = 114.52\text{萬元}$ 。

三、效益評估

(一)本計畫年計成本

一般土木工程設施耐用壽齡以30年為經濟分析年限，本計畫區治理總費用約3,298.9萬元，其中施工工程費為2,858.77萬元，年計成本包括年利息、年償債基金與年運轉維護費用，茲分述如下：

1.年利息

以總投資額6%計算，約為197.93萬元。

2.年償債基金

工程投資攤還基金，依經濟分析年限30年計算，每年平均攤還，加上年利率6%以複利計算，則年償債基金為總投資額之1.265%，約為41.73萬元。

3.年運轉及維護成本

係以建造工程費3%為計算依據，約為85.76萬元。

4.年計成本

上述各項總合325.43萬元即為本計畫年計成本。

(二)本計畫年計效益

本計畫採用益本比進行效益評估，由上述資料得知，本計畫之直接效益為572.60萬元，間接效益為114.52萬元，合計年計效益為687.12萬元。

(三)效益評估

整體治理規劃效益評估之評估模式最終可以益本比之模式作明確之估算，而本計畫之益本比定義如下：

$$I=B\div C$$

其中，I=益本比；B=整體治理後計畫區域之年計效益；C=整體治理計畫投資之年計成本，故本計畫之益本比 $I=687.12\text{萬元}/325.43\text{萬元}=2.11$ ，由此可知本計畫實施有其經濟效益，因此本計畫屬經濟可行。

表 7-1-1 本計畫治理工程經濟效益分析表

年計效益	直接效益	維護保全對象安全	保護效益約 42.6 萬元。	572.60	687.12
		維持道路暢通	維持道路暢通方面每年可得效益為 50 萬元。		
		農作區域保護	治理工程保護面積約為 3 公頃，其年收益依訪談調查結果估計為每公頃 200 萬元，合計收益為 600 萬元，估計稅收約 20%，稅後年收益為 480 萬元。		
	間接效益	經濟效益	以直接效益之 20% 估計，無形效益之年效益為 114.52 萬元。	114.52	
		社會效益			
		生態環境效益			
年計成本	總投資額	3,298.9 萬元		--	325.43
	年利息	以總投資額之 6% 計算		197.93	
	年償債基金	依經濟分析年限 30 年計算，每年平均攤還，加上年利率 6% 以複利計算，則年償還基金為總投資額之 1.265%		41.73	
	年運轉及維護成本	以建造工程費之 3% 為計算依據		85.76	
益本比=					2.11

第八章 結論與建議

8-1 結論

- 一、本地滑區於民國97年9月豪雨後發生滑動，為求徹底瞭解地滑發生原因以謀求解決對策，故於民國98年8月20日辦理此次整體治理調查規劃工作。然而在計畫尚未執行前即發生莫拉克颱風(民國98年8月8日)，其最大時雨量高達104.5mm，造成計畫邊坡嚴重受創，既有裂隙擴大，尤以地滑區的頭部，形成明顯的主崩崖，使得本地滑區的型態更加完整而明顯。
- 二、計畫區出露之地層主要為卓蘭層，岩性以細粒至粉砂質砂岩為主，夾有灰色的頁岩。地層位態約為東北—西南走向，與區域地質構造走向相近，向東南傾斜約15~30度，在地形上構成順向坡，由現地調查結果並無發現岩盤見光之情形。計畫區域下方有鹿窟斷層通過，其走向為北北東，經調查對本地滑並無影響。
- 三、本地滑的滑動土體推測為覆蓋於基盤岩層上的舊崩積層，因豪雨使得崩積土體含水過重而沿平整的砂岩層面向下方移動。地滑區的主崩崖出露在計畫區域北側崖壁的下方，往東西兩側向下延伸。滑動裂隙與道路交會處皆有以下陷之現象，落差可達2~3公尺，滑動崩崖越往下邊坡越不明顯，轉以裂隙型式出現，至下方海土崙溪與生毛樹溪匯流附近前，裂隙已不復見。
- 四、本計畫現況排水設施經檢核其排水能力皆可容納洪峰逕流量，但莫拉克颱風造成本區地層滑動，滑動區域內之相關排水設施因此受損，區內排水系統現況實有修復及改善之必要。
- 五、治理對策主要先進行坡面排水改善工程，整治修復海土崙溪全線排水，及海土崙溪溯源作用抑止工程(護岸、固床工)，除上述工程外，在第一期治理工程中並建議持續針對計畫邊坡進行監測工作，除可對治理工程進行成效評估外，並能持續提供監測資料以供後續警戒與工程設計參考。第二期工程為崩積層整體滑動抑止工程，主要為維護地滑高潛勢區域保全對象安全及166縣道通行順暢，規劃建議沿縣道166邊緣佈設擋土排樁方式加以治理。

- 六、整體治理工程分為兩期工程進行，第一期工程包含(1)坡面排水系統改善工程；(2)海土崙溪溯源作用抑止工程及(3)治理成效監測評估，工程經費約1,299.7萬元。第二期工程為崩積層整體滑動抑止工程，主要為維護地滑高潛勢區域保全對象安全及166縣道通行順暢，規劃沿縣道166邊緣佈設擋土排樁加以治理。因其所需經費較高，約1,999.2萬元，建議先進行第一期治理工程，俟第一期整體治理工程完成後，檢視其工程成效，並觀察計畫區有無再次滑動破壞之現象，視需要進行第二期治理工程。兩期工程總經費約為3,298.9萬元。
- 七、經計算本計畫之經濟效益，其益本比約2.11，由此可知相關治理工程實施有其經濟效益，屬經濟可行。

8-2 建議

經整體治理調查規畫後，針對本計畫提出以下幾點建議：

- 一、坡面排水處理為邊坡治理之第一要務，建議需先辦理海土崙溪整體排水之治理工程，修復損壞之排水設施並新建不足之部分，使坡面逕流可迅速排除，降低雨水入滲。
- 二、為能清楚的瞭解地層內部動態變動情形，本計畫於區域內共設置8處傾斜觀測管，其中6孔可兼作水位觀測井，目前孔位情形皆屬良好，建議後續應編定監測計畫持續監測，以判別地下滑動面變位情形，並對治理成效進行評估。
- 三、本計畫益本比達2.11，在考慮保全對象安全及工程經濟可行之情況下，建議先進行第一期治理工程，俟第一期整體治理工程完成後，檢視其工程成效，並觀察計畫區有無再次滑動破壞之現象，視需要進行第二期治理工程。

參考文獻

- 1.行政院農委會水土保持局，「水土保持法相關法規」，2003。
- 2.行政院農委會水土保持局，「水土保持技術規範」，2010。
- 3.行政院農委會水土保持局，「集水區整體調查規劃參考手冊」，2008。
- 4.行政院農委會水土保持局，「水土保持手冊」，2006。
- 5.台灣省政府農林廳水土保持局，「崩塌地調查、規劃與設計手冊(地滑篇)」，1992。
- 6.日本砂防・地すべり技術センター，「砂防・地すべり設計實例」，1988。
- 7.國科會工程科技推展中心，「1998 瑞里地震災害調查研討會」，1988。
- 8.台灣省政府農林廳水土保持局「農村區域綱要性規劃報告—嘉義縣梅山」，1997。
- 9.行政院農業委員會水土保持局土石流防災應變系統。
- 10.經濟部中央地質調查所，<http://www.moeacgs.gov.tw/app/index.jsp>。
- 11.中央氣象局，<http://www.cwb.gov.tw/>。
- 12.水文水資源資料管理供應系統，<http://gweb.wra.gov.tw/wrweb/>。
- 13.GUYOD, H. (1964) 'Use of geophysical logs in soil engineering', American Society for Testing and Materials Symposium on Soil Exploration, Special Technical Publication No. 351, pp. 74—85.
- 14.Keller and Frischknecht, (1966), Electrical methods in geophysical prospecting, Pergamon, Oxford.
- 15.藤原明敏，「地すべりの解析と防止対策」理工圖書株式會社，1979。
- 16.Wen-Hsing Chiang Wolfgang Kinzelbach 著；丁澈士、蘇惠珍譯，「三維地下水模式：PMWIN」，五南圖書出版股份有限公司，2004。
- 17.Spitz Karlheinz, A practical guide to groundwater and solute transport modeling, New York : John Wiley, 1996。
- 18.葉信富，降雨入滲對坡地穩定影響之研究-以清水溪流域為例，國立成功大學碩士論文，2004。

19. 蔡崇堯，隘寮溪古河道影響屏東沖積平原地下水流場之研究，國立成功大學碩士論文，2006。
20. 楊豐榮，山岳隧道開挖湧水及其對鄰近水文環境影響之研究，國立成功大學碩士論文，2009。
21. 黃勝麟，曾文溪河道影響嘉南平原間地下水流場之研究，國立成功大學碩士論文，2009。
22. 行政院農委會水土保持局台中分局，「台中縣東勢鎮中崙小段地滑地整體治理調查規劃-地下水檢層分析」，2010。

附錄一
地形測量成果

附錄二
地質鑽探取樣記錄表

附錄三
地質鑽探岩心照片

附錄四
鑽探試驗成果

附錄五
擋土排樁計算書

附錄六
地質技師簽證資料

附錄七
審查意見及辦理情形