



MOTC-STAO-91-09

道路邊坡高效能監測系統研發 與崩塌預警基準制訂

著者：黃安斌、林志平、董家鈞、廖志中、潘以文

執行單位：國立交通大學防災工程研究中心

委託機關：交 通 部

中華民國 九十一年 十二月 三十一 日

本報告為研究案並不代表交通部意見

道路邊坡高效能監測系統研發與崩塌預警基準制訂

著 者：黃安斌、林志平、董家鈞、廖志中、潘以文

出版機關：交通部

地 址：台北市長沙街一段二號

網 址：www.motc.gov.tw/hypage.cgi?HYPAGE=business_7.htm

電 話：(02)23492900

出版年月：中華民國九十一年十二月

印 刷 者：鴻友股份有限公司

版(刷)次冊數：初版一刷 120 冊

本書同時登載於交通部網站

工 本 費：600 元

GPN：1009105681

(平裝)

交通部科技顧問室委託研究計畫出版品摘要表

出版品名稱：道路邊坡高效能監測系統研發與崩塌預警基準制訂			
國際標準書號(或叢刊書)	政府出版品統一編號	計畫編號	
	1009105681	MOTC-STAO-91-09	
主管：林志明 聯絡電話：02-23492860 傳真號碼：02-23122476 e-mail：tmlin@motc.gov.tw 承辦人：許書王 聯絡電話：02-23492861 傳真號碼：02-23122476 e-mail：sy_hsu@motc.gov.tw	研究單位：交通大學防災中心 計畫主持人：黃安斌 聯絡電話：03-5722803 傳真號碼：03-5734116 e-mail：abhuan@mail.nctu.edu.tw 研究人員：林志平、董家鈞、廖志中、潘以文 通信地址：新竹市大學路 1001 號 聯絡電話：03-5712121-54910	其他參與合作之研究團隊 研究期間 91年4月～91年12月 研究經費 伍佰伍拾萬元整	
關鍵詞：道路邊坡，光纖監測，TDR，預警基準，崩塌			
摘要：台灣多丘陵與山地，鐵公路系統大多位於山區。然而，台灣山區平均年降雨量高，每每大雨過後有很多路段都出現嚴重坍方或路基流失而造成阻斷，因此，山區道路邊坡的不穩定，直接影響道路使用者之安全。關於邊坡之整治，過去幾年之研究已提供許多重要之政策研擬參考方向，目前仍有許多重要之研究案正進行中或準備進行。然而，許多重要路段，或一再發生邊坡崩塌災害、或已有災害發生之潛能或徵兆、或因其重要性而有必要長期監控邊坡安全，均已設置或有必要設置邊坡安全監測系統，透過實測加以分析、研判並提供作為道路管理者之重要參考。本二年期研究計畫之主要目的包括：(1) 提升坡地監測系統之效能；(2) 使監測成果能充分反應監測坡地之實際狀況；(3) 監測系統之經濟化以及 (4) 配合監測或監視系統訂定適當之預警管理基準。第一年之研究執行期間為 91 年 4 月至 12 月，其工作項目包括：(1) 文獻蒐集與整理；(2) 傳統感測系統監測能量評估與彙整；(3) 實驗室光纖監測與 TDR 監測技術與監測系統之研發與量測研究；(4) 初步現地安裝與量測試驗研究以及 (5) 崩塌預警基準制訂。本計畫已研發成功光纖光柵彎曲變形監測管可以做地層移動監測之用。一系列使用 TDR 技術之監測系統包括地層錯動，水位監測，線性伸張以及雨量計等監測儀器也已研發完成。預警基準制訂包括道路邊坡崩塌分類、預警基準案例、預警基準訂定方法等工作項目都已完成。本報告詳述第一年研究工作之背景，內容及其成果。			
出版日期	頁數	工本費	本出版品取得方式
91年12月	325	600	凡屬機密性出版品均不對外公開，普通性出版品；公營、公益機關團體及學校，由本部依業務性質函送參考，其他需要者可函洽本部免費贈閱，或逕進入 www.motc.gov.tw 之科技研究項下下載。
機密等級： <input type="checkbox"/> 限閱 <input type="checkbox"/> 密 <input type="checkbox"/> 機密 <input type="checkbox"/> 極機密 <input type="checkbox"/> 絕對機密 (解密【限】條件： <input type="checkbox"/> 年 月 日解密， <input type="checkbox"/> 公布後解密， <input type="checkbox"/> 附件抽存後解密， <input type="checkbox"/> 工作完成或會議終了時解密， <input type="checkbox"/> 另行檢討後辦理解密) <input checked="" type="checkbox"/> 普通			
備註：本研究之結論與建議不代表交通部之意見			

**PUBLICATION ABSTRACTS OF RESEARCH PROJECTS
SCIENCE & TECHNOLOGY ADVISORS OFFICE
MINISTRY OF TRANSPORTATION AND COMMUNICATIONS**

TITLE : Developments of advanced highway slope stability monitoring technologies and guidelines of warning systems			
ISBN(OR ISSN)		GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER	PROJECT NUMBER
		1009105681	MOTC-STAO-91-09
DIRECTOR GENERAL : Lin, Tyh-Ming HONE : 02-23492860 FAX : 02-23122476 E-MAIL : trmlin@motc.gov.tw SPONSOR STAFF : S.W. Hsu. PHONE : 02-23492861 FAX : 02-23122476 E-MAIL : sy_hsu@motc.gov.tw		RESEARCH AGENCY : PRINCIPAL INVESTIGATOR : An-Bin Huang PHONE : 03-5722803 FAX : 03-5734116 E-MAIL : abhuang@mail.nctu.edu.tw PROJECT STAFF : C.P. Lin, C.C. Tung, J.J. Liao and Y.W. Pan ADDRESS : 1001 Ta Hueh Rd. Hsin Chu, TAIWAN PHONE : 03-5712121-54910	
PROJECT PERIOD	April, 2002 – December, 2002	PROJECT BUDGET	NT\$5,500,000
KEY WORDS : highway slopes, fiber optic sensors, TDR, warning mechanism, landslide			
ABSTRACT : A significant part of Taiwan is covered by mountains, most of the roadway systems are located in hilly areas. At the same time, Taiwan is rich in precipitation, serious landslides or loss of foundation materials often occur after rainfalls. The instability of the roadway slopes directly affects the safety of the highway users. There have been research efforts to establish policies for handling the safety of roadway slopes and some of the research works are underway. Many important sections of roadways have been monitored and analyzed either due to previous failure or signs of potential failure. The results of instrumentation have been used as a basis for the management of these roadways. The objectives of this two-year research project are to: (1) advance our capabilities in slope stability monitoring; (2) assure that the instrumentation data substantially reflect the actual conditions of the slope; (3) improve cost effectiveness of monitoring system; and (4) establish guidelines in developing a warning system that incorporates the instrumentation system. The execution of the first-year project started in April and ended in December of 2002. Major tasks include: (1) literature collection and organization; (2) evaluation of conventional slope stability monitoring systems; (3) laboratory developments of fiber optic and TDR sensors; (4) preliminary field implementation of fiber optic and TDR sensor systems, and (5) development of guidelines for the establishment of warning systems. A ground movement monitoring system based on fiber optic gratings has been developed. A series of TDR technology based sensor devices which include a ground disruption movement sensor, an extensometer, a ground water level sensor, and a rainfall metering device have also been developed. The warning system development which included classification of landslides types, case histories on the use of a warning system, methodology of establishing a warning system have been completed. This report describes details of the background, contents and accomplishments of the research in the first year.			
DATE OF PUBLICATION	NUMBER OF PAGES	PRICE	CLASSIFICATION
2002/12	325	600	<input type="checkbox"/> SECRET <input type="checkbox"/> CONFIDENTIAL <input checked="" type="checkbox"/> UNCLASSIFIED
The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications			



目錄

摘要	i
ABSTRACT	ii
目錄	I
表目錄	V
圖目錄	VII
精簡報告	XVI
一、前言	1
1.1 計畫目的	2
1.2 計畫工作項目與內容	2
二、道路邊坡崩塌監測系統之彙整與評估	6
2.1 道路邊坡崩塌現象與監測徵兆物理量	7
2.1.1 道路邊坡崩塌型態分類	7
2.1.2 道路邊坡崩塌徵兆物理量	11
2.2 監測系統規劃原則	15
2.2.1 監測系統之組成	17
2.2.2 邊坡崩塌監測物理量與合適之感測單元	17
2.2.3 邊坡崩塌監測頻率	23
2.2.4 監測資料記錄與傳送	23
2.3 傳統監測系統之彙整與評估	27
2.3.1 地表監測	29
2.3.2 地層中移動監測	32

2.3.3 地下水監測.....	51
三、光纖與 TDR 監測系統之監測與量測研究	59
3.1 光纖光柵監測系統.....	60
3.2 布里淵光時域反射.....	61
3.3 FBG 邊坡變形監測儀之研發.....	64
3.4 TDR 監測系統.....	72
3.4.1 TDR 基本原理.....	72
3.4.2 TDR 地層錯動變形監測	76
3.4.3 TDR 地下水位/水壓監測.....	104
3.4.4 時域反射伸縮計	116
3.4.5 TDR 雨量計.....	126
3.4.6 TDR 邊坡監測系統整合	127
四、初步現地安裝與量測研究.....	136
4.1 湖口台地試驗站	136
4.1.1 湖口台地之地形與區域地質概述	136
4.1.2 監測設備現地安裝	139
4.2 寶二水庫邊坡試驗.....	146
4.2.1 監測試驗配置	146
4.2.2 TDR 地下水位監測結果	151
4.2.3 TDR 變形監測結果.....	153
4.2.4 IPI 監測結果.....	155
五、道路邊坡崩塌預警基準制訂.....	160
5.1 道路邊坡崩塌預警之意涵與定義.....	160
5.1.1 邊坡變形階段分期	161

5.1.2 邊坡位移處理對策	161
5.1.3 邊坡崩塌預警管理時期區分	163
5.1.4 道路邊坡崩塌監測預警基準值之定義	166
5.2 道路邊坡預警基準制定考量之邊坡崩塌類型	167
5.3 道路邊坡崩塌預警對象之決定	169
5.4 道路邊坡監測系統之崩塌預警基準訂定原則	170
5.5 道路邊坡崩塌預警基準制定程序	171
5.5.1 前置決策	172
5.5.2 邊坡調查與評估	173
5.5.3 資料蒐集	173
5.5.4 監測資料分析	174
5.5.5 邊坡崩塌分析與預測	175
5.5.6 預警基準訂定	176
5.5.7 預警基準值之調整	176
5.6 道路邊坡崩塌預警基準制定方法	177
5.6.1 預警基準值制定方法學	177
5.6.2 預警基準制定之模式整理	177
5.7 預警基準制定方法案例研究與說明	181
5.7.1 道路邊坡落石災害預警基準制定案例探討	181
5.7.2 道路土石流災害預警基準制定案例探討	189
5.7.3 道路邊坡地滑災害預警基準制定案例探討	199
5.8 道路邊坡崩塌預警基準制定模式建議	255
5.8.1 落石邊坡預警基準制定模式	255
5.8.2 土石流預警基準制定模式	255

5.8.3 順向邊坡預警基準制定模式	256
5.8.4 崩積層與填土邊坡預警基準制定模式	256
5.8.5 人工保護邊坡預警基準制定模式	256
5.9 專家座談會意見整理	257
六、結論	262
七、參考文獻	265
附錄 A 期中及期末簡報意見處理情形	
附錄 B 專家座談會會議記錄	
附錄 C 預警基準草案	

表目錄

表 2.1 法恩氏斜坡塊體運動分類表	8
表 2.2 山崩形態之移動速度表	12
表 2.3 不同崩滑速度等級與可能崩滑破壞現象之定義	13
表 2.4 各類監測儀器之優缺點	22
表 2.5 邊坡崩塌監測頻率建議表	23
表 3.1 TDR 伸縮計標定結果.....	122
表 4.1 試驗地點之地層概況	140
表 5.1 道路監測預警及處理階段	162
表 5.2 山坡地工程施工中管理基準處理階段	163
表 5.3 警戒燈號.....	164
表 5.4 完工之山坡地邊坡管理值之意義及因應對策	165
表 5.5 日本高速道路調查會地滑之判定基準	169
表 5.6 國內外採用之落石影響因子表	186
表 5.7 地表位移速度與邊坡滑動之活動性分類準則表	205
表 5.8 傾斜變動種別一覽	205
表 5.9 地盤伸縮變動種別一覽	206
表 5.10 傾斜管應變變動種別一覽	206
表 5.11 維護階段預警基準值	207
表 5.12 邊坡穩定判斷建議之管理值	208
表 5.13 PLAXIS 設計參數	217
表 5.14 通霄土城氣象站雨量資料整理表	232
表 5.15 安全係數與水位提昇高度關係表	242
表 5.16 梨山各監測站危險地下水位高程表	248
表 5.17 梨山地區注意等級之 1、2、3 日累積降雨量表	248
表 5.18 梨山地滑地位移警戒基準值	249

表 5.19 TDR 監測成果.....	252
表 5.20 IPI 監測成果.....	252
表 5.21 擋土構造物與道路邊坡崩塌相關之預警基準建議.....	253
表 5.22 擋土構造物相關之預警基準建議.....	254
表 5.23 地表現象與邊坡崩塌之預警基準建議.....	254
表 6.1 自動化邊坡穩定位移監測系統之比較.....	264

圖目錄

圖 1.1 91 年預定進度甘梯圖	5
圖 2.1 運動型態	10
圖 2.2 邊坡崩滑速度分級圖	13
圖 2.3 道路邊坡崩塌監測與預警建議流程	16
圖 2.4 測傾儀照片	31
圖 2.5 傾斜度量測儀器中伺服加速度計量測系統	33
圖 2.6 現地試驗之地形狀況與量測數據	33
圖 2.7 傾斜探管照片	35
圖 2.8 孔內傾斜儀構造和配置圖	37
圖 2.9a 傾斜儀量測到角度變化量的數據 b 將角度換算成變位	38
圖 2.10(a)剪力滑動區域內的潛變數據(b)剪力滑動區域內的變形數據	39
圖 2.11 傾斜儀記錄表格	43
圖 2.12a 電腦軟體顯示出單一數據的圖形	44
圖 2.12b 電腦軟體顯示出的變形曲線	45
圖 2.13 歸零誤差和旋轉誤差	47
圖 2.14 傾斜管傾斜與感測器旋轉所造成之誤差	48
圖 2.15 伸縮儀	49
圖 2.16 開口式水壓計	53
圖 2.17 開口式水壓計	54
圖 2.18 氣壓感測式水壓計	55
圖 2.19 線圈電子感測式水壓計	56
圖 3.1 光纖光柵感測器的量測原理	61
圖 3.2 布里淵光時域反射之基本架構	62
圖 3.3 FBG-DP 變形監測儀	68

圖 3.4 變形監測儀在測傾管內之滑動	69
圖 3.5 室內量測之比較	69
圖 3.6 FBG-IPi 變形監測管	71
圖 3.7 FBG-IPi 實驗室標定結果	71
圖 3.8 TDR 系統之配置簡圖	74
圖 3.9 不同之阻抗不連續所產生之反射波形	76
圖 3.10 岩體變形監測	77
圖 3.11 TDR 變形監測之反射訊號與原理	78
圖 3.12 同軸纜線單向度剪力實驗設備	80
圖 3.13 剪力變形與反射係數之關係圖	80
圖 3.14 不同外徑同軸纜線的反射係數與剪力變形之關係	81
圖 3.15 TDR 反射訊號因同軸纜線長度之影響	82
圖 3.16 張力與剪力破壞之比較	84
圖 3.17 不同剪力帶之 TDR 波形	85
圖 3.18 射訊號電壓降的面積對時間關係的積分	85
圖 3.19 邊坡滑動示意圖	87
圖 3.20 模擬感測纜線實際變形之標定試驗設計概念	87
圖 3.21 壓痕變形寬度固定深度相異之傳輸纜線波形	93
圖 3.22 壓痕變形深度固定寬度相異之不一致波形表現	94
圖 3.23 阻抗長度數值模型元素示意圖	94
圖 3.24 壓痕處波形模擬反算波形結果	95
圖 3.25 相同壓痕變形寬度所對應不同深度反算結果	95
圖 3.26 相同壓痕變形深度所對應不同寬度反算結果	96
圖 3.27 藉阻抗長度數值模型算得壓痕寬度與實際值比較	96
圖 3.28 傳統方法與藉阻抗長度數值模型算得反射係數比較	97

圖 3.29 阻抗長度數值模型與傳輸纜線實際受壓情況的不同	97
圖 3.30 安裝電纜監測相對變形之示意圖	101
圖 3.31 同軸纜線種類特徵.....	102
圖 3.32 利用放大器提高纜線靈敏度之示意圖	102
圖 3.33 變形纜線底部止水裝置	103
圖 3.34 變形纜線之接頭樣式	103
圖 3.35 接頭處之防水與保護	103
圖 3.36 TDR 變形傳輸纜線圓柱型模型	104
圖 3.37 實驗室試驗與現地試驗之比較	104
圖 3.38 以中空同軸電纜量測地下水位	106
圖 3.39 地下水位量測之 TDR 反射訊號	106
圖 3.40 不同的感測器之比較	108
圖 3.41 TDR 反射訊號分析之示意圖	108
圖 3.42 利用感測器在空氣段量測水位之標定	110
圖 3.43 利用感測器在水中段長度量測水位之標定	111
圖 3.44 TDR 水位觀測感測器底端設計圖	112
圖 3.45 TDR 式水位觀測感測器底端之實物圖	112
圖 3.46 TDR 式水位觀測井之感測器安裝示意圖	113
圖 3.47 中心固定器之實物圖	113
圖 3.48 TDR 式立管水壓計之設計圖	114
圖 3.49 TDR 式立管水壓計之實物圖	115
圖 3.50 TDR 式水壓計之安裝示意圖	115
圖 3.51 TDR 伸縮計基本設計概念簡圖	118
圖 3.53 變位與反射波形關係圖	119
圖 3.54 TDR 伸縮計對應變位之全反射波形	120

圖 3.55 TDR 伸縮計標定曲線.....	120
圖 3.56 變位真值與標定參數計算之估算值相關性.....	121
圖 3.57 伸縮計安裝設置概念圖.....	125
圖 3.58 TDR 伸縮計二維變位量測系統概念圖.....	125
圖 3.59 TDR 雨量計設計概念圖.....	127
圖 3.60 現地邊坡監測系統.....	128
圖 3.61 TDR 監測系統連結示意圖.....	131
圖 3.62 資料擷取系統實體圖.....	131
圖 3.63 Datalogger 監測程式部分片段.....	133
圖 3.64 Raw Data 分類計算及置入資料庫過程示意圖.....	134
圖 3.65 TDR 網域與網際網路相關示意圖.....	135
圖 4.1 試驗站邊坡滑動示意圖.....	138
圖 4.2 鑽孔位置圖.....	139
圖 4.3 湖口試驗場地概況.....	140
圖 4.4 岩心.....	141
圖 4.5 30m 長 FBG-IPI 之組合示意圖.....	142
圖 4.6 傾斜管安裝情形.....	142
圖 4.7 傾斜管孔口保護.....	143
圖 4.8 TDR 變形纜線埋設過程.....	143
圖 4.9 水壓計安裝情形.....	144
圖 4.10 以濃縮皂土粒封層.....	144
圖 4.11 回填粗粒料.....	145
圖 4.12 TDR 水壓計安裝情形.....	145
圖 4.13 TDR 水壓計測試情形.....	146
圖 4.14 鑽孔配置圖.....	147

圖 4.15 IPI 配置圖.....	147
圖 4.16 變形感測器安裝示意圖.....	148
圖 4.17 水位感測器安裝示意圖.....	148
圖 4.18 水位－變形感測器安裝示意圖.....	149
圖 4.19 寶山第二水庫鄰近之大型邊坡試驗試坑.....	150
圖 4.20 順向坡加載試驗.....	150
圖 4.21 現地剖面示意圖.....	152
圖 4.22a 第 1 號與第 2 號水位觀測井之水位變化比較圖.....	152
圖 4.22b 第 3 號與第 4 號水位觀測井之水位變化比較圖.....	153
圖 4.22c 第 5 號與第 6 號水位觀測井之水位變化比較圖.....	153
圖 4.23 7 號變形感測器之 TDR 波形.....	154
圖 4.24 IPI 之水平變位圖.....	157
圖 4.25a IPIX 方向之日變位增量.....	157
圖 4.25b IPIY 方向之日變位增量.....	158
圖 4.26 反射係數、變形與實際加載重量間之關係圖.....	158
圖 4.27 反射訊號、變形與時間之關係圖.....	159
圖 4.28 IPI 量測之實際變形與反射係數間之關係圖.....	159
圖 5.1 地層滑動監測變形特性階段.....	161
圖 5.2 道路邊坡崩塌預警基準制定建議程序.....	172
圖 5.3 道路邊坡崩塌預警基準制定模式.....	178
圖 5.4 SMR 迴歸線與迴歸資料點的關係圖.....	186
圖 5.5 台十一線公路災害雨量預警基準.....	188
圖 5.6 台二十一線公路災害雨量預警基準.....	188
圖 5.7 土石流發生有效雨量與有效降雨強度關係圖.....	192
圖 5.8 大戶川流域有效雨量與有效雨量強度關係圖.....	193

圖 5.9 木津川上游流域有效雨量與有效降雨強度關係圖	193
圖 5.10 警戒、避難體制判定圖	194
圖 5.11 新興橋土石流各階段之預警基準	199
圖 5.12a 化岩、岩盤地滑	200
圖 5.12b 積土、黏質土地滑的模型	200
圖 5.13 地滑的幼年期	201
圖 5.14 地滑的青年期	201
圖 5.15 地滑的壯年期	201
圖 5.16 地滑的老年期	202
圖 5.17a 末端開放型滑動，岩盤滑動椅子型滑動面。	202
圖 5.17b 末端開放型滑動，崩積土滑動弧型滑動面。	202
圖 5.18a 末端閉鎖型滑動，風化岩滑動。	203
圖 5.18b 末端閉鎖型滑動，崩積土滑動。	203
圖 5.19a 退型滑動，崩積土滑動階段型滑動面。	203
圖 5.19b 退型滑動，黏質土滑動層狀型滑動面。	204
圖 5.20 案例 C 某填方邊坡滑動剖面 A-A 及傾斜觀測結果	210
圖 5.21 傾斜儀變形量與監測時間關係圖	211
圖 5.22 邊坡位移速度與邊坡破壞時間關係圖	211
圖 5.23 二次潛變速度與潛變破壞時間之關係圖	213
圖 5.24 迫近預測法之圖示解法	214
圖 5.25 案例 E 加勁路堤邊坡監測剖面	217
圖 5.26 加勁路堤未施作前變形分析結果	218
圖 5.27 加勁路堤於設計條件下變形分析結果	219
圖 5.28 加勁路堤於設計條件下保護措施失效時變形分析結果	219
圖 5.29 傾斜觀測管 A 位置水平位移預測	220

圖 5.30 傾斜觀測管 B 位置水平位移預測.....	220
圖 5.31 傾斜觀測管 C 位置水平位移預測.....	221
圖 5.32 案例 F 之道路平面圖	222
圖 5.33 逆向坡(左)與順向坡(右)側道路邊坡現況.....	222
圖 5.34 順向坡側道路邊坡現況及露頭	223
圖 5.35 順向坡側道路邊坡地質剖面圖	223
圖 5.36 案例 F 岩石邊坡位移預測分析圖	224
圖 5.37 臨界雨量曲線	225
圖 5.38 澳洲 Wollongong 城市附近地層滑動觸發之降雨.....	227
圖 5.39 案例 H 道路平面配置圖.....	228
圖 5.40 案例 H 道路北上側邊坡，桃芝颱風後整治過程，南往北拍攝	229
圖 5.41 案例 H 道路北上側邊坡上緣，與上圖相同拍攝方向	229
圖 5.42 案例 H 邊坡破壞地質破面與監測配置圖	230
圖 5.43 修復完工後尚保留颱風後未破壞部分橫格樑地錨	230
圖 5.44 通霄土城氣象站單日降雨量與水位觀結果	233
圖 5.45 通霄土城氣象站累積雨量及水位觀結果	233
圖 5.46 邊坡開挖至桃芝颱風來襲間通霄土城氣象站降雨事件按累積 雨量大小排序圖	234
圖 5.47 邊坡開挖至桃芝颱風來襲間通霄土城氣象站降雨事件依當日 雨量排序圖.....	234
圖 5.48 2001 年 4 月 22 日通霄土城氣象站之降雨組體圖.....	235
圖 5.49 2001 年 7 月 30 日通霄土城氣象站之降雨組體圖.....	235
圖 5.50 案例 H 邊坡修復完工後之情況.....	237
圖 5.51 案例 I 之地形與剖面位置	239
圖 5.52 A-A 剖面圖	241

圖 5.53 水位提昇高度與安全係數關係圖	241
圖 5.54 案例 J 之地質剖面圖	243
圖 5.55 案例 J 之地下水位觀測結果	244
圖 5.56 案例 J 邊坡位移與降雨關係	244
圖 5.57 地下水位升高與降雨關係	246
圖 5.58 7 號變形感測器之 TDR 波形	251
圖 5.59 反射訊號、變形與時間之關係圖	251
圖 5.60 討論過程之 1	260
圖 5.61 討論過程之 2	261

精簡報告

台灣多丘陵與山地，鐵公路系統大多位於山區。然而，台灣山區平均年降雨量高，每每大雨過後有很多路段都出現嚴重坍方或路基流失而造成阻斷。因此，山區道路邊坡的不穩定，直接影響道路使用者之安全。關於邊坡之整治，過去幾年之研究已提供許多重要之政策研擬參考方向，目前仍有許多重要之研究案正進行中或準備進行。然而，許多重要路段，或一再發生邊坡崩塌災害、或已有災害發生之潛能或徵兆、或因其重要性而有必要長期監控邊坡安全，均已設置或有必要設置邊坡安全監測系統，透過實測加以分析、研判並提供作為道路管理者之重要參考。監測系統實測物理量提供作為防災之參考，道路邊坡之安全監測涉及三個環節：(1) 確保安全監測所得之物理量為合宜之參考物理量；(2) 妥善進行監測所得物理量之詮釋；與 (3) 訂定合宜之預警基準應用於管理層次。結合參考物理量、物理量之詮釋及預警基準，道路防災管理方能落實。本二年期研究計畫之主要目的包括：(1) 提升坡地監測系統之效能；(2) 使監測成果能充分反應監測坡地之實際狀況；(3) 監測系統之經濟化以及 (4) 配合監測或監視系統訂定適當之預警管理基準。第一年之研究執行期間為 91 年 4 月至 12 月，其工作項目包括：(1) 文獻蒐集與整理 - 蒐集與整理因為地震、颱風、豪雨所造成之崩塌等自然災害與其他人為因素所引起之邊坡損壞案例，分析台灣地區道路邊坡崩塌之機制，並瞭解實際應用於道路邊坡監測系統運作現況，作為高效能監測系統研發之重要參考依據；(2) 傳統感測系統監測能量評估與彙整 - 蒐集現有常用邊坡安全監測儀器系統，包括：(A) 儀器種類、型式、監測目的、可能資料記錄型式等；(B) 監測設備之檢查與維護作業程序；(C)

安全監測相關量測作業程序；(D) 監測時機；(E) 監測警戒值之訂定；(3) 實驗室光纖監測與 TDR 監測技術與監測系統之研發與量測研究 - 研發以光纖與 TDR 監測為核心之邊坡安全監測技術，以便完成更高效能、更穩定、更精確性並具高可靠度的道路邊坡崩塌監測技術；(4) 初步現地安裝與量測試驗研究 - 選定一現地邊坡進行初步安裝與量測試驗研究，以便就光纖監測系統、TDR 監測系統與傳統感測器現地安裝問題進行初步試驗，並整理現地安裝、量測問題與工程單位互動協調等等過程建立資料，以便安裝、試驗過程所有經驗可供工程管理、維護與決策單位參考，並讓工程管理、維護與決策單位瞭解並熟悉該等新興監測技術之發展、功用與性能以及；(5) 崩塌預警基準制訂 - 蒐集國內外相關預警模式之分析與預警管理值設定之方法，比較並評估現有道路邊坡崩塌之預警管理，以便探討、並制訂各項監測項目之合理管理基準。

邊坡之安全監測常包括變形與水壓等物理量之量測，傳統監測之方法，需人工定時施測並擷取資料，效率與經濟效益不彰。近年來自動化監測系統逐漸受到重視，但自動化監測系統之價格昂貴、且儀器設備容易故障。光纖感測(Fiber Optic Sensor, FOS)和時域反射法(Time Domain Reflectometry, TDR)使用上孔(Up-hole)電子儀器，不容易故障且方便維修。當光纖受應力或溫度改變而產生應變時對於通過之光束的特性產生影響。FOS 就是利用此特性之改變來做監測。光纖一般的直徑約在 $125\ \mu\text{m}$ 左右，其主要成份是矽(silica)，它為非金屬，不易腐蝕或改變其性質。FOS 之感測器與訊號傳遞，如果設計方法適當，可以使用同一介質也就是同一條光纖，因此所佔體積甚小。時域反射儀是使用同軸電纜發射電磁波進行地層內部之監測。同軸電纜兼具資料之傳輸與監測感測器之功能，使用數位化方式進行資料之擷取，容易

自動化與遠端即時監測。而更重要的是，這兩種監測方法都具備多種監測功能，可使用同樣之電子儀器及多工器同時進行多點，分佈式之監測，可有效地建立高效率且經濟之監測系統。光纖感測有高靈敏度之優點但是其應變範圍有限，TDR 之優缺點則與光纖有互補之關係。使用 TDR 監測地層錯動可以直至 TDR 電纜被拉斷為止，但 TDR 之靈敏度遠低於光纖感測器同時 TDR 缺乏地層錯動方向之監測能力。因此，同時發展光纖與 TDR 之地層安全監測系統以充分發揮此兩種系統之互補功能。

道路邊坡崩塌預警基準之訂定所牽涉的問題複雜程度極高，每一處道路邊坡因重要性不同(國道、省道、縣道、鄉道、山區產業道路...)、應用監測之時機不同(調查、施工安全管理、長期管理維護...)、環境條件不同(包括地形、地質、氣候...)、破壞模式不同、發生速度不同、破壞規模及影響範圍不同等等，在安全管理值之訂定應有不同之思考邏輯。因此，強制訂出一體適用之邊坡崩塌預警基準值，於道路防災管理層面將產生不必要之困擾與誤解。本計畫以道路長期管理維護之安全監測為對象，從建立崩塌預警基準制訂方法著手，並以典型案例作為此一預警基準訂定程序之示範，主要目標為提出合宜之道路邊坡崩塌預警基準制定程序，提供作為道路防災管理之參考。

在光纖感測方面，本研究已發展成功多點式的光纖光柵感測器配合應變管之原理能夠做自動化，長時間、連續性地層變形監測。光纖感測器可與自動化監測結合成為早期預警系統，一旦具有滑動危險的地層發生鬆動就立刻預警。與傳統傾斜儀不同的是，光纖變形監測儀是量測發生於地層內之扭曲而非角度之傾斜，因此本研究所研發之儀器稱之為光纖扭曲儀。光纖光柵孔內扭曲量測儀器之功能與傳統孔內傾斜儀 (IPI) 類似，因此暫且稱之為光纖光柵孔內扭曲儀(FBG-IPI)，

其基本原理是將貼有光纖光柵之塑膠軟管放入地下傾斜管內或直接以灌漿的方式固定於地層內，做長期之監測而無須取出。在 TDR 監測技術方面，本計畫已研發完成包括地層錯動、水位監測、線性伸張以及雨量計等之 TDR 監測儀器系統。預警基準制訂包括道路邊坡崩塌分類、預警基準案例、預警基準訂定方法等工作項目都已完成。為了能夠長期觀察本研究所研發監測系統之功能，研究團隊在湖口台地，義民橋附近的鳳山溪北岸至台地之間設立一試驗站。台地面平均高度約 100 公尺，向南緩降至鳳山床的 20 公尺，高差 80 公尺，試驗站選定此區域內多崩坍地形的特徵。配合監測儀器及水壓計在測試場地之埋設與安裝，共進行 5 孔鑽孔，其中 3 孔深度為 30 公尺，分別安裝光纖監測儀器 FBG-IPI、IPI 及 TDR 變形纜線，以期讓光纖及 TDR 能與 IPI 作為比較；另外 2 孔深度約為 16 公尺，分別埋置 TDR 水壓計及傳統開口式水壓計，埋置深度分別為地下 16 公尺及地下 10 公尺二處，用以比較 TDR 水壓計之性能。根據關於道路邊坡崩塌預警基準文獻之研究與分析，提出道路邊坡崩塌預警基準制定之建議程序。

在未來的研究中，本研究團隊除了將進一步評估與改良本計畫所研發之監測系統外，也將進行軟硬體系統之整合，提出將新研發監測系統與崩塌預警基準機制整合之架構方案與實例。

一、前言

台灣多丘陵與山地，鐵公路系統包括鐵路、高速鐵路以及國道、省道、縣道至鄉道，甚至許多重要之產業道路均位於山區；因路網連結以及觀光之發展，山區道路的使用日益頻繁。然而，台灣山區平均年降雨量高，加上九二一地震對山坡之嚴重傷害，每遇大雨過後有很多路段都出現嚴重坍方或路基流失而造成阻斷。因此，山區道路邊坡的不穩定，不但造成社會成本嚴重損失，更直接影響道路使用者之安全。因此，邊坡整治以及有效率之災修、搶通成為道路管理者最重視的一環。

關於邊坡之整治，過去幾年之研究已提供許多重要之政策研擬參考方向，目前仍有許多重要之研究案正進行中或準備進行。然而，許多重要路段，或一再發生邊坡崩塌災害、或已有災害發生之危險或徵兆、或因其重要性而有必要長期監控邊坡安全，均已設置或有必要設置邊坡安全監測系統，透過實測加以分析、研判並提供做為道路管理者之重要參考。監測系統實測物理量提供做為防災之參考，涉及道路邊坡安全監測涉及三個環節：（1）確保安全監測所得之物理量為合宜之參考物理量（包括監測設備種類之選擇、正確且精準設置監測系統、量測之標準作業程序、有效之資料儲存與傳輸選擇）；（2）妥善進行監測所得物理量之詮釋（監測資料之分析及透過經驗或學理分析後之資料解釋）；與（3）訂定合宜之預警基準應用於管理層次（工程施工、維護或道路行車管制等管理措施）。結合參考物理量、物理量之詮釋及預警基準，道路防災管理方能落實。本二年期研究計畫涵蓋上述重要工作所面臨之問題，因此實有其重要性與急迫性。

1.1 計畫目的

本研究計畫之主要目的包括以下四項：

- (1) 提升坡地監測系統之效能
- (2) 使監測成果能充分反應監測坡地之實際狀況
- (3) 監測系統之經濟化
- (4) 配合監測或監視系統訂定適當之預警管理基準

1.2 計畫工作項目與內容

研究團隊在此計畫中採取下列方法，進行道路邊坡監測技術之研發，制訂預警基準以及研發技術之宣導。各工作項目、時間與步驟如下：

(1) 第一年：

(A) 文獻蒐集與整理

蒐集與整理因為地震、颱風、豪雨所造成之崩塌等自然災害與其他人為因素所引起之邊坡損壞案例，以分析台灣地區道路邊坡崩塌之機制，並瞭解實際應用於道路邊坡監測系統之運作現況，做為高效能監測系統研發之重要參考依據。

(B) 傳統感測系統監測能量評估與彙整

蒐集現有常用邊坡安全監測儀器系統，包括：(a) 儀器種類、型式、監測目的、可能資料記錄型式等。(b) 監測設備之檢查與維護作業程序。(c) 安全監測相關量測作業程序。(d) 監測時機。(e) 監測警戒值之訂定。

(C) 實驗室光纖監測與 TDR 監測技術與監測系統之研發與量測研究

研發以光纖與 TDR 監測為核心之邊坡安全監測技術，以便完成更高效能、更穩定、更精確性並具高可靠度的道路邊坡崩塌監

測技術。

(D) 初步現地安裝與量測試驗研究

選定一現地邊坡進行初步安裝與量測試驗研究，以便就光纖監測系統、TDR 監測系統與傳統感測器現地安裝問題進行初步試驗，並整理現地安裝、量測問題與工程單位互動協調等等過程建立資料，以便使安裝、試驗過程所有經驗可供工程管理、維護與決策單位參考，並讓工程管理、維護與決策單位瞭解並熟悉該等新興監測技術之發展、功用與性能。

(E) 崩塌預警基準制訂

蒐集國內外相關預警模式之分析與預警管理值設定之方法，比較並評估現有道路邊坡崩塌之預警管理，以便探討、並制訂各項監測項目之合理管理基準。本計畫已於 91 年 11 月 6 日舉辦專家座談會，意見整理如附錄 B。

希望結合本研究所研發之高效能道路邊坡崩塌監測技術與道路邊坡崩塌預警管理基準，經由長期實際道路邊坡崩塌監測之資料，以佐證新研發技術之可靠性與實用性。

(2) 第二年：

(A) 監測技術之改善與研發

配合光纖、TDR 監測技術之研發與改善，選擇較常用之監測儀器進行改善及研發，以提高其穩定性及耐久性。

(B) 監測技術評估

就國外新近發展之監測系統或監測工具進行蒐集整理，並評估其可行性。

(C) 現地監測與量測

就現地所安裝之監測儀器進行監測量測，找出滑動面之所在

，以掌握破壞機制與過程，並做為回饋分析根據，建立崩塌預警基準。

(D) 先進科技於邊坡崩塌監測之推廣講習會

本計畫結束前將舉行一場講習會，講習之內容為高效能邊坡監測系統之介紹以及崩塌預警基準制訂標準作業方法之介紹。預計講習時間為二天。邀請之對象包括中央及地方道路主管機關、顧問公司以及相關學術與專業技師單位。

圖 1.1 展示本計畫之甘梯圖，第一年之研究計畫工作於 91 年 4 月開始，主要之工作項目是文獻之蒐集與分析、實驗室光纖監測與 TDR 監測技術與監測系統之研發與量測研究、初步現地安裝與量測試驗研究，以及崩塌預警基準制訂。在文獻蒐集方包括監測儀器系統與預警管理基準相關之技術文獻。以光纖光柵技術為主之地層扭曲監測裝置 (FBG 扭曲儀) 已完成設計與雛形製作。TDR 監測技術在新竹縣寶二水庫工地進行初步試驗研究，做為長期監測研究之基地已選定在新竹縣湖口台地，試驗基地之鑽孔、TDR 變形纜線、水壓計皆已安裝完成。本報告敘述第一年工作項目之成果，第一章前言，敘述本計畫之目的、研究方法等；第二章傳統感測系統監測評估與彙整，敘述現有之感測系統之背景、進行監測之規劃與設計、地表與地層移動及地下水監測儀器之介紹、資料與記錄傳送之介紹；第三章敘述光纖與 TDR 監測系統之原理、量測系統、量測方法等；第四章初步現地安裝與量測，敘述湖口台地鑽探、監測儀器埋設結果及寶二水庫現地試坑 TDR 量測結果；第五章預警基準制訂，介紹道路邊坡崩塌分類、預警基準案例、預警基準訂定方法等；第六章結論，針對本報告完成之現況做一敘述。

	四月	五月	六月	七月	八月	九月	十月	十一月	十二月	備註
文獻蒐集與整理										
傳統感測系統監測能量評估與彙整										
實驗室光纖監測與 TDR 監測技術與監測系統之研發與量測研究										
初步現地安裝與量測試驗研究										
崩塌預警基準制訂										
					▲ 期中簡報				▲ 期末簡報	
工作進度估計百分比 (累積數)	20	30	35	40	50	70	85	100		
預定查核點	第一季: 傳統感測系統監測能量評估與彙整 第二季: 光纖與 TDR 監測系統實驗室監測與量測研究 第三季: 初步現地安裝與量測試驗研究 第四季: 崩塌預警基準制訂									
說明: (1)工作項目請視計畫性質及需要自行訂定。預定進度以粗線表示其起訖日期。 (2)「工作進度百分比」欄係為配合管考作業所需, 累積百分比請視工作性質就以上因素擇一估計訂定: 1.工作天數 2.經費之分配 3.工作量之比重 4.擬達成目標之具體數字。 (3)每季之「預定查核點」, 請在條形圖上標明※號, 並在「預定查核點」欄具體註明關鍵性工作要項。										

圖 1.1 91 年預定進度甘梯圖

二、道路邊坡崩塌監測系統之彙整與評估

就量測技術而言，邊坡穩定的監測可能是大地工程師所需要面對的一個極大挑戰。這其中一部份原因是我們通常在事前無法預知量測讀數與邊坡破壞間之絕對關係，這也說明為什麼本計畫需要同時研究預警值建立之機制。另一個原因是我們面對的邊坡其涵蓋之區域通常都很廣大。面對邊坡穩定監測的挑戰，我們第一個需要去做的是將邊坡破壞之危險量化（邊坡滑動破壞面之幾何形狀，以及發生破壞之條件），然後依照此一潛在破壞機制來設計監測系統。另一個需要解決的問題是我們要決定量測何種物理量。在此決定過程中我們應該對邊坡地表形狀、地質背景、地下水以及地層材料特性有詳盡之瞭解。最終的目標是選擇能夠靈敏的反應邊坡狀態之參數來做量測。但是受到儀器功能之限制與經濟之考量，並不是所有想要量測之物理量都可以精確而又輕易的得到。

過去二、三十年來，受資訊科技之賜，邊坡監測無論在量測儀器，資料處理與傳輸技術上都有快速而長足之發展，使我們監測邊坡之能力大為提升。美國交通研究會（Transportation Research Board）所發表之「Landslides Investigation and Mitigation」（Turner and Schuster, 1996）書中有 Mikkelsen 所著作之「11: Field Instrumentation」章節與本研究有很高之相關性，另一方面，美國墾務局 USBR 對於堆填壩之監測亦極為重視，因此亦曾出版與監測相關之手冊（USBR, 1987），關於傳統監測儀器系統之文獻回顧將以上述資料為藍本。

為進行道路邊坡崩塌監測系統之評估，本研究首先概略說明道路邊坡崩塌種類與其造成之災害，其次詳述邊坡崩塌現象監測徵兆物理量以及完整之監測規劃所涉及之各項原則，最後彙整傳統監測

系統之原理與儀器特性進行評估，做為本研究高效能監測系統研發之重要參考。其中邊坡崩塌現象監測所涉及之各項原則包括監測物理量與適合儀器種類之選擇、監測儀器之佈設、監測頻率與資料分析等，均與預警基準制定息息相關。此部份之整理亦可做為預警基準制定之重要參考。以下三小節分別針對（1）邊坡崩塌現象與徵兆物理量；（2）監測系統規劃原則；以及（3）傳統監測系統之彙整與評估進行說明。至於關於邊坡崩塌預警基準制定則詳見第五章。

2.1 道路邊坡崩塌現象與監測徵兆物理量

道路邊坡崩塌之監測，可視為道路邊坡管理非常重要之一環，一般而言，邊坡監測之應用時機可分為四大類：

- （1）邊坡特性調查
- （2）邊坡施工中安全監控
- （3）邊坡長期維護與防災管理
- （4）回饋設計及防災研究

四大類均為利用邊坡崩塌徵兆物理量之量測與分析，將所得成果做為不同目的使用時之參考。其中邊坡長期維護與防災管理對於道路管理單位而言顯得特別重要。為了瞭解道路邊坡崩塌徵兆物理量，首先必須進行道路邊坡崩塌之分類。

2.1.1 道路邊坡崩塌型態分類

在重力的影響下，邊坡土石不斷向下坡方向移動，稱為斜坡運動（Slope Movement）。造成斜坡運動的地質作用稱為斜坡作用（Slope Process）。

眾多對於邊坡崩塌的分類中，各有不同的分類依據，故有不同的分類型態。目前一般較常見的分類方式採用 Varnes（1978）之

分類法，Varnes 之分類方式是依照運動體的組成物質與運動形式兩個分類依據來區分，分類結果如表 2.1。

表 2.1 法恩氏斜坡塊體運動分類表
(Varnes, 1978)

移動型態 Type of Movement		塊體種類 Type of Material		
		岩盤 Bedrock	工程土壤 Engineering Soils	
			粗粒為主	細粒為主
墜落 Falls	岩石墜落 Rock fall	岩屑墜落 Debris Fall	土墜落 Earth Fall	
傾覆 Topples	岩石傾覆 Rock Topple	岩屑傾覆 Debris Topple	土傾覆 Earth Topple	
滑動 Slides	轉動 Rotational	岩石崩移 Rock Slump	岩屑崩移 Debris Slump	土崩移 Earth Slump
	移動 Translational	岩塊滑動 Rock Block Slide 岩石滑動 Rock Slide	岩屑塊滑動 Debris Block Slide 岩屑滑動 Debris Slide	土塊滑動 Earth Block Slide 土滑動 Earth Slide
側落 Lateral Spreads	岩石側落 Rock Spread	岩屑側落 Debris Spread	土側落 Earth Spread	
流動 Flows	岩石流動 Rock Flow (深蠕動 Deep Creep)	岩屑流動 Debris Flow	土流動 Earth Flow	
複合運動 Complex	複合兩種或兩種以上之運動方式			

表 2.1 中，運動體的組成物質可分為岩盤和工程土壤，其中工程土壤又可細分為顆粒較粗的土石和顆粒較細的土泥。斜坡運動形式可分為五大基本類型：墜落、傾覆、滑動、側落與流動，如圖 2.1。由兩種以上基本類型組合而成的運動則稱為複合運動 (Complex Slope Movement)。以下概述塊體之運動型態 (工研院能資所, 1989)。

(1) 墜落 (Falls)

墜落是體積大小不一的岩塊或土石以自由落體的運動方式向下掉落，多發生於陡峭邊坡或懸崖，速度極快。發生於公路邊坡

時可能傷及人車。砂頁岩互層構成的陡坡會因差異侵蝕的影響，導致上覆的砂岩失去支撐而墜落。

(2) 傾覆(Topples)

傾覆是岩塊向下坡方向傾斜而發生滾落的一種方式；岩層被兩組垂直節理切割成柱狀的岩塊最容易在自由面上發生傾覆或崩移。因山區闢建的公路，常有非常高聳的邊坡，甚至半隧道的型式，在這種邊坡傾翻破壞時有發生。傾翻發生的場合通常有一組高傾角不連續面（層面或節理面）向邊坡的內側傾斜。

(3) 滑動(Slides)

滑動是最常見的斜坡運動。滑動可分兩種，一種為平面式滑動，另外一種為旋轉式滑動。平滑的滑動面形狀近乎平面，如層面、節理面、斷層面或崩積土與岩盤界面等；旋滑的滑動面形成則是開口向上的曲面。平滑常沿著岩盤、層面、節理面或斷層面滑動，常因地層排水不良而觸動，但是也常因坡腳被切除而引發，因此以發生在路邊、山溝或河流的坡面最多；旋滑常發生於邊坡、河岸、公路旁及填土的地方，尤其是土層很厚或岩層破碎的地方，在滑動體內及冠部附近經常可見到張力裂縫。事實上，自然界的滑動很少有單一型式者，很多滑動均是在頭部為旋滑，在趾部則轉變為平滑或流動。

(4) 側落(Spreads)

側落幾乎是水平方向的滑動，滑動面底下通常是一種軟弱的岩層，因軟弱岩層發生塑性流動而影響上覆堅硬岩層。

(5) 流動(Flows)

流動像塑性流體一樣的移動，其速度可以從每秒數公分至每秒數百公尺。流動不一定要含水，有的邊坡在重力的作用下也會

慢慢地向下坡方向流動，稱為潛移（Creep），其移動速度很慢，每年可能只有數公釐至數公分，但已足以威脅基礎的安全。潛移可分為淺、深兩類。前者只有表土部分發生滑動，後者會導致岩層彎曲。

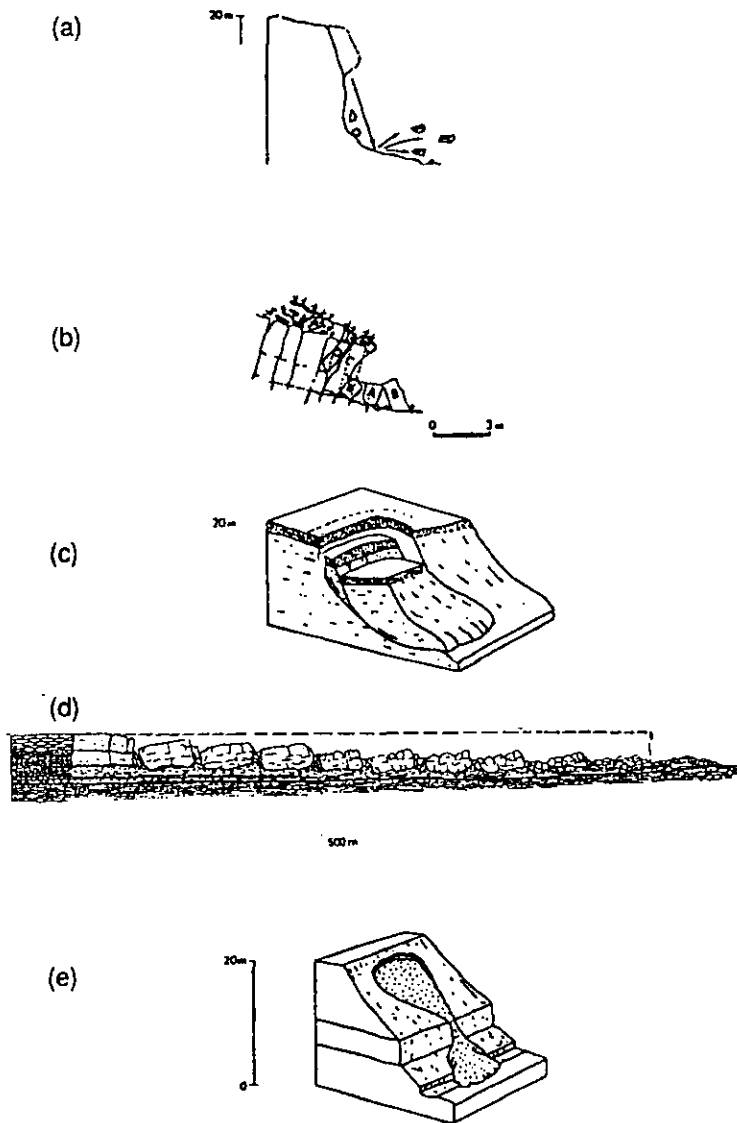


圖 2.1 運動型態(a)墜落、(b)傾覆、(c)滑動、(d)側落、(e)流動。虛線表示原本地表面；箭頭代表移動塊體的個別小石塊移動軌跡的部分(Turner and Schuster, 1996)

2.1.2 道路邊坡崩塌徵兆物理量

根據上述道路邊坡崩塌分類結果，基於邊坡外在與內在因素或誘因觸發邊坡崩塌，可進一步將邊坡崩塌徵兆物理量可分為兩類，一為直接徵兆物理量，另一為間接徵兆物理量。

(1) 直接徵兆物理量

邊坡崩塌即為斜坡塊體運動，因此位移即為此現象之直接徵兆物理量。邊坡移動可從地表面觀察（地表面物體傾斜、移動、地表開裂、隆起與下陷等）或地表面傾斜與位移量測得知，邊坡移動亦可由地下位移或變形量測得知。此直接物理量隨著不同邊坡崩塌種類而有不同之現象徵兆，包括位移量、位移速度、位移範圍及位移深度等。邊坡崩塌過程除產生位移以外，可能伴隨產生之現象尚包括地聲、水質變化與受剪破壞激發之超額孔隙水壓變化，亦屬於直接徵兆物理量。

邊坡崩塌直接徵兆物理量中以位移最為重要，而位移速度為此徵兆物理量重要之特徵。不同之斜坡塊體移動型態，將有不同之運動方式與速度，如潛移每年數公分；土崩每小時數百公里（潘國樑，1994）。根據日本高速道路調查會（1988）之研究，不同山崩型態之運動速度統計於表 2.2。

表 2.2 山崩形態之移動速度表
(日本高速道路調查會，1988)

	快		中		慢	
	(3m/s)	(0.3m/min)	(1.5m/day)	(1.5m/mon)	(1.5m/year)	(0.3m/5year)
岩石崩壞	██████████					
岩石片流動	██████████					
湍流土石流	██████████					
岩屑傾倒	██████████					
岩盤滑動	██████████	██████████	██████████	██████████	██████████	██████████
土砂崩落		██████████				
側方擴散		██████████				
急速土砂流		██████████				
岩屑流		██████████				
砂質流動		██████████	██████████			
土方猛落		██████████	██████████	██████████	██████████	██████████
慢速土砂流			██████████	██████████	██████████	
岩屑地滑			██████████	██████████	██████████	
層狀岩塊滑動				██████████	██████████	
岩盤猛落				██████████	██████████	██████████
層狀土質滑動					██████████	██████████

邊坡崩塌移動速度對於災害規模影響甚鉅。崩塌速度為邊坡破壞現象的特質，因此需要獨立定義。Turner and Schuster (1996) 整理邊坡崩塌位移速度並分為七級(圖 2.2)。根據其定義七種崩滑速度等級的破壞現象與規模如表 2.3。

速度等級	描述	速度 (mm/sec)	代表性速度
7	非常快	5×10^3	5 m/sec
6	很快	5×10^1	3 m/min
5	快	5×10^{-1}	1.8 m/hr
4	中等	5×10^{-3}	13 m/month
3	慢	5×10^{-5}	1.6 m/year
2	很慢	5×10^{-7}	16 mm/year
1	非常慢		

圖 2.2 邊坡崩滑速度分級圖

(Turner and Schuster, 1996)

表 2.3 不同崩滑速度等級與可能崩滑破壞現象之定義

(Turner and Schuster, 1996)

崩滑速度等級	可能崩滑破壞現象
7 非常快	大破壞的災難；因為塊體移動的影響，造成建築物毀壞與人員傷亡；安全逃脫希望不大。
6 很快	人員傷亡；速度太快以致於人們無法逃生。
5 快	盡可能疏散；結構物、財產和裝備儀器將會毀壞。
4 中等	一些臨時房屋及感覺遲鈍的結構物可以暫時支持。
3 慢	結構物改善可在移動下進行；如果整體移動不大，不敏感的建築物可以在時常的維修保養下而維持。
2 很慢	一些永久的結構物在移動下未損壞
1 非常慢	儀器無法察覺；結構物可能需要預防措施

崩滑速度很快與非常快之界限非常重要(等級 6 與等級 7 間)，此速度之界限約為人跑步的速度(5m/sec)。另一個速度界限介於慢與很慢等級之間(1.6m/year)，在此移動速度之下，建築物在崩滑過程中有可能不被損壞。

(2)間接徵兆物理量

邊坡崩塌塊體移動之發生，與許多因素有關，其中較相關之環境因素包括：邊坡地形條件、邊坡地質材料與構造條件、邊坡之地表與地下水文條件及氣候條件等等。另一方面，邊坡塊體移動與人為因素亦息息相關。根據工研院能資所(1989)之研究，影響斜坡運動的因素可分為內在或外在兩種：內在因素主要包括：(A)礦物組成的性質；(B)地質構造；(C)地下水的存在；(D)地形；(E)植生。外在因素主要包括：(A)岩層的風化；(B)孔隙水壓增加；(C)加重負載；(D)移去坡趾支撐；(E)下伏地層垮塌；(F)地震；(G)其他因素，如地下採礦或石灰岩溶洞造成地盤下陷等。

一般而言，地震、豪雨及因豪雨或其他因素而造成之地下水位變化是邊坡塊體移動之重要誘因，由理論與過往經驗均得知邊坡崩塌常伴隨上述物理量之變化。故震動、水壓或水位及降雨特性等外在因素均屬邊坡崩塌之間接徵兆物理量。至於內在影響因素與邊坡崩塌極為相關，此部份因素主要為邊坡之先天不變因素(除地下水之存在)，做為道路邊坡危險程度評估之重要參考，較不適合為崩塌監測之徵兆物理量。基於上述之徵兆物理量，邊坡監測之目的通常包括：

- (A) 在邊坡滑動已發生的情況下決定滑動體之深度與形狀，然後使用這些參數來計算滑動面上材料之剪力強度參數，做為改

進邊坡穩定工法設計之依據。

- (B) 決定滑動體之絕對垂直與橫向移動量及滑動之速度。
- (C) 監測與邊坡滑動息息相關之地下水位或孔隙水壓，提供有效應力分析之用。
- (D) 觀察介於安全邊緣之天然或開挖邊坡之穩定性，並確認施工或降雨對邊坡移動之影響。
- (E) 監測及評估各種控制或穩定工法之有效性。
- (F) 在偏遠地區將量測數據透過通訊系統傳出，為可能發生邊坡崩塌提出預警。

欲完成上述目的，監測系統應進行妥善之規劃、設置與維護，並適時進行量測，取得資料後應進行合適之分析，如此方得以提供做為達成上述目標之參考。以下將針對道路邊坡崩塌監測系統之規劃原則加以說明。

2.2 監測系統規劃原則

道路邊坡安全管理涉及層面極廣，其中利用監測做為道路邊坡安全管理之方法，應完整兼顧監測系統規劃、儀器設置與維護、監測資料取得、分析及預警，道路邊坡崩塌監測安全管理建議流程，詳見圖 2.3。

完整監測系統規劃程序應該包括以下各項：

- (1) 決定邊坡崩塌所需監測物理量。
- (2) 針對需要監測之物理量選擇適當感測器，並決定監測儀器安裝之深度、位置及數量。
- (3) 正確設置與維護。
- (4) 適時量測與資料擷取。
- (5) 決定監測所得數據分析、管理與展示方法。

(6) 因地、因時制宜之崩塌預警基準。

以下別針對第(1)~(4)項分別進行概述說明，第(5)、(6)項則將於第五章詳細說明。傳統上較為重要之監測儀器評析將詳述於2.3節。

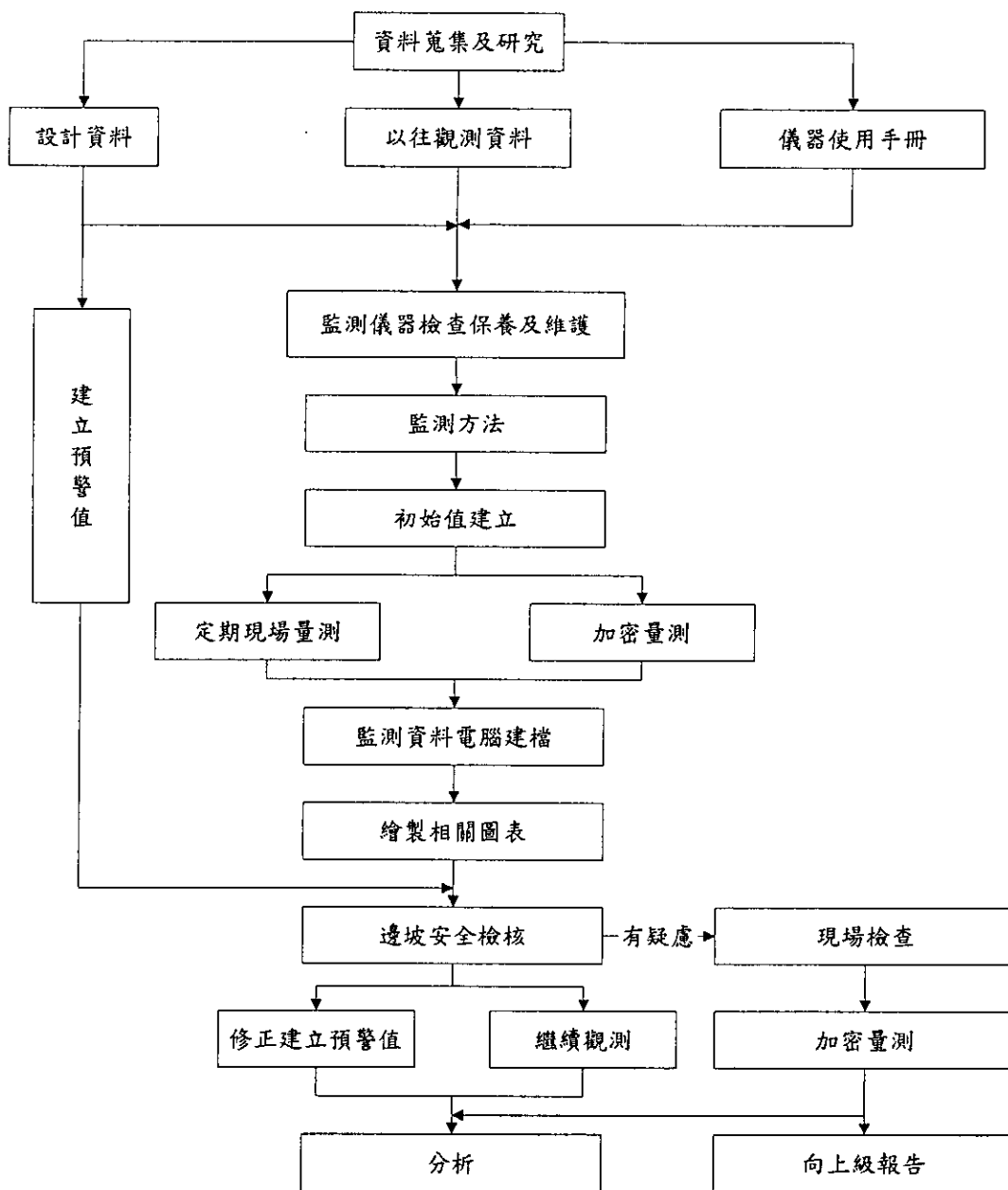


圖 2.3 道路邊坡崩塌監測與預警建議流程

(改繪自陳坤泉，2001)

2.2.1 監測系統之組成

監測系統可分為人工記讀系統及自動化系統，自動化系統組成包括：(1) 感測單元；(2) 資料擷取單元；(3) 資料傳輸單元；(4) 資料儲存、展現或分析單元；(5) 電源供應等五個單元。其中感測單元量測現地物理量或環境條件之變化，由資料擷取系統收集、記錄、篩選及判讀，並經由資料傳輸單元送達遠端之資料儲存單元儲存、展現或分析資料，必要時可發送警報。而電源供應單元負責供應現地或遠端設備所需之穩定電流。其中感測單元之規劃與監測物理量極為相關，以下針對監測物理量及合適監測儀器感測單元加以彙整說明。

2.2.2 邊坡崩塌監測物理量與合適之感測單元

綜合 2.1 節之直接物理量與間接物理量之說明，邊坡崩塌監測物理量主要可歸納為：

(1) 應變或位移監測

邊坡滑動必然有移動發生，移動之總量、速度及分佈通常是所需要量測之物理量中最重要。邊坡崩塌現象可分為地表與地層之移動，地表之垂直、水平位移、裂縫之擴張、及坡趾之隆起都可做為監測對象，因此可從邊坡表面之特性來判斷地層移動之嚴重性，但是最能夠顯示邊坡滑動即將發生之重要指標通常還是來自於土壤或岩層內部微量之移動。只靠坡面之觀察來決定邊坡之穩定是不足的，必須要與邊坡內部行為之監測相互配合。地層滑動的方向通常可以由裂縫之型態尤其是裂縫邊緣幾何形狀之匹配來推敲。

(2) 雨量、水位與水壓監測

降雨為邊坡崩塌重要之誘因，另一方面，在許多邊坡滑動之

問題中滑動體內之孔隙水壓也是重要參數。尤其是在有互層的情況下，過量之靜態孔隙水壓可能存在於某些岩層之中而造成崩塌。因此雨量、水位與水壓監測相當重要。

(3)應力監測

應力包括地層之現地應力與擋土構造物所受之應力，應力監測可檢討構造物之設計條件。

上述崩塌徵兆物理量之各類監測儀器及其合適之監測項目整理概述如下：

(1)應變或位移監測：

- (A) 地滑計(Surface Extensometer)：地表水平變位之監測
- (B) 沉陷觀測點(Settlement Mark)：地表或構造物沉陷量之監測
- (C) 沉陷計(Extensometer)：地層垂直變位之監測
- (D) 裂縫計(Crack Gauge)：地表或構造物裂縫寬度變化之監測
- (E) 應變計(Strain Gauge)：構造物受力變形產生應變之監測
- (F) 傾斜管(Inclinometer)：地層滑動面之深度、位移量及位移速度等之監測
- (G) 傾度盤(Tiltmeter)：地表、結構物或擋土護坡構造物傾斜變位之監測

(2)雨量、水位與水壓監測：

- (A) 水位觀測井(Observation Well)
- (B) 水壓計：開口式水壓計(Open standpipe Piezometer)、壓氣式水壓計(Pneumatic Piezometer)、電子式水壓計(Electrical Piezometer)
- (C) 流量計
- (D) 雨量計

(3) 應力監測：

- (A) 土壓計(Earth Pressure Cell)
- (B) 鋼筋計(Rebar Stressmeter)
- (C) 荷重計(Load Cell)

上述感測器，可裝設在擋土護坡之結構物上，或埋設於其周圍的地層中，用以觀測該擋土護坡結構或地盤與其周圍環境的相互作用及其變化。不同之感測器，將量測得不同物理量，包括應力、變形及水壓等。而不同塊體移動型態，其物理量之變化即有其極大之不同，因此監測感測器之選擇及位置之佈設，需對於問題有深入瞭解方得合宜。不正確之監測系統規劃將降低邊坡崩塌預警與安全管理功能。邊坡監測系統選擇考量說明如下：

每個邊坡都有其獨特性，規劃監測系統人員必須評估採用何種監測儀器、廠牌及裝設的程序，考量因素包括喪失監測結果的後果、工程費用、所需精確度、監測頻率、週遭環境、如何應用資訊及可用人力。工程費用包括儀器購置、裝設、觀測人力、資料處理及監測資料分析研判費用等。監測系統精確度及靈敏度必須配合大地工程及結構工程的規範。為了選用適合量測範圍及靈敏度監測儀器，最好事先預估量測值大小。監測儀器選擇還要考慮耐用性、防水性、防蝕性、穩定性及所需輸出訊號等特性。規劃設計監測系統時，必須考慮一些非常重要的因素，例如：服務性、遠距測讀性、施工配合性、纜線路線、避雷性及保護措施等。不同監測儀器有其限制性、精度與可靠度，做為預警基準用監測物理量應將此效應納入考量。

監測系統規劃為專業工作且須因地制宜。以下彙整與監測系統規劃有關之原則說明。USBR(1987)整理各類監測儀器優缺點如表 2.4。

- (1) 監測系統規劃除選擇恰當之監測儀器外，尚應考慮適當之數量、位置與深度。一般而言，傾斜管埋設深度應超過預期滑動面下一定深度，以確定其為不動點，否則應進行孔口測量。地滑計佈設應跨預期滑動體與不動點處，地下水位或水壓監測應接近預測滑動面，監測儀器佈設數量應足以交叉比對確認崩塌現象之真實性。
- (2) 在監測規劃之前需對於邊坡滑動原因及滑動之範圍做一估算。現場之觀察、地質資料與地下水滲流情況瞭解、降雨記錄評估、地表特徵，尤其是近來這些特徵之變化都可以提供線索。此過程中經驗與工程判斷之配合是必須的。
- (3) 至於儀器安裝之位置則需要對地質與地層狀況有通盤的瞭解，否則所量得數據可能毫無意義。如果監測系統安裝位置錯誤，不恰當或沒有貫穿滑動區域都會造成時間與金錢之浪費。如果從目視觀察即能決定邊坡滑動之深度，那麼地表之監測就足以決定邊坡滑動之速度。重點是地表監測應該延伸至滑動區域之外，並且觀察地表滑動裂縫雙邊之狀況。當我們需要量測某一軟弱或可能發生滑動區域內之孔隙水壓時，感測器安裝之位置尤其重要。因為大多數的數據都是以相對的方式來分析，因此必須提供穩定之基準值做為日後判斷位移或水壓改變之參考。
- (4) 如果已知地層移動是很明顯的沿著一剪力面進行，例如岩石層面或裂縫，那麼簡單的傾斜探管即足以決定破壞面之深

度。如果滑動區域廣泛而快速，精確度此時就比較不重要，簡略的傾斜儀即可。如果地層移動速度慢而滑動面之深度與分佈未知，此時就需要比較精密之傾斜儀量測。在某些情況下，伸縮儀或應變計也有可能更適合。

- (5)大地工程鑽探中最常用的開口式水壓計如果在細顆粒土壤中可能無法快速的反應土層內水壓之變化。此時比較適合使用氣壓、振弦或電子壓力感測器式之水壓計。

表 2.4 各類監測儀器之優缺點
(修改自 USBR, 1987)

種類	量測參數	優點	缺點
豎管式水壓計	孔隙水壓	簡單、可靠、使用歷史長久、不須精細的控制面板、便宜	偶而壓力反應時間慢、豎管必須近乎垂直，容易遭施工機械破壞
密閉液壓系統	孔隙水壓或總壓力	使用歷史長久、壓力反應時間很快、觀測管可水平裝設而延伸至中央監控中心，不易被施工機械破壞	須設置觀測站、有銹蝕的問題、須要定期排氣、有維護問題、使用期間故障率高、排氣飽和程序複雜
氣壓式系統	孔隙水壓或總壓力	觀測站高程和壓力計的高程無關、壓力反應時間很快	防止濕氣進入壓力管、使用歷史短於密閉液壓系統、複雜測讀程序、施工過程壓力管容易被損壞、不易修復
振弦式系統	孔隙水壓或總壓力	容易測讀及維護、壓力反應時間很快、潛在高靈敏度、適合自動測讀及資料擷取、頻率訊號傳輸可以很遠、可以測讀負值孔隙水壓、較不易遭受施工的損壞	對於溫度敏感、有無法穩定歸零的可能、對大氣壓力的變化敏感、容易因閃電而損壞
電阻式應變計系統	孔隙水壓或總壓力	觀測站高程與壓力計高程無關、壓力反應時間很快、潛在高靈敏度、適合自動測讀、可以測讀負值孔隙水壓	有無法穩定歸零的可能、可能對溫度、濕度、電線接續、電纜線長度及接頭的變化等因素敏感，因為這些因素會改變電路的電阻、一般不宜長時間使用
層別沉陷計	地中垂直位移	使用歷史久	可能有腐蝕的問題、裝設費用較貴
振弦式沉陷計	地中垂直位移	容易測讀、沒有垂直豎管干擾施工的問題	每台觀測站高程須已知、使用歷史有限、不宜量測小的位移量
移動式傾斜儀	地中側向位移	可靠而且精準、有相當的使用歷史	觀測人員須接受專業訓練
固定式傾斜儀	地中側向位移	可以裝設在難以接近的地點、可自動測讀、容易測讀	在鑽孔內僅可選擇數點測讀、購置費及裝設費用很昂貴
伸縮儀	二點間位移	非常精確而精準、高靈敏度、量測參考點不可得可採遠距電子測讀法	參考點設定應考慮量測裝置之銜程
傾斜計	地盤或岩盤旋轉量	重量輕、體積小、可為移動式或固定式	平行位移無法量測
沉陷釘	地表面垂直及水平位移	裝設費不貴、裝置簡單可靠、在任何時間皆可裝設	測讀須要大量人力，長期連續觀測費用昂貴、量測設備費用昂貴
結構物量測點	結構體垂直及水平位移	不貴、簡單、可靠	測讀須要大量人力，長期的連續觀測費用很昂貴
裂縫計	裂紋兩側相對位移	有各種不同類型可選擇，皆具簡單、便宜及可靠性質、可遠距測讀	

2.2.3 邊坡崩塌監測頻率

監測儀器必須能夠在所需時間內精確而有效的收集所需數據，做為預警用徵兆物理量，必須即時提供資訊做為預警參考，規劃適當之監測頻率相當重要，尤其是監測系統為手動擷取資料者，不恰當之監測頻率可能造成徵兆物理量來不及反應崩塌現象。

監測頻率應分三種不同時期考量，一為監測系統剛設置完成時，監測頻率較一般稍密集，待物理量變化趨於穩定後，可將監測頻率調整較低。然而，若監測結果有異常現象，或遭遇豪雨、地震時，有必要立即將監測頻率調整為較密集，以有效監控物理量之變化及邊坡崩塌現象。若監測系統為自動化系統，則監測頻率問題較不大，有些情況部分監測儀器之記錄功能是關閉的，當某一事先設定之觸發值到達時(如雨量或水位高度)，其記錄功能方開啟。以下提出三個不同時期各類監測儀器之監測頻率如表 2.5，每一邊坡之特性不同，合理之監測頻率應由專業人員根據邊坡特性決定。

表 2.5 邊坡崩塌監測頻率建議表

儀器種類	監測初期	穩定期	監測結果異常、 豪雨或地震
水壓計	每週一次	每季一次	每週二次
土壓計	每月二次	半年一次	每週一次
觀測井	每週一次	每季一次	每週二次
沉陷感測器	每月一次	半年一次	每週一次
傾斜計	每週一次	每季一次	每週二次
多點伸縮儀	每月二次	半年一次	每週一次
傾斜管	每週一次	每季一次	每週二次
地表量測點	每月一次	半年一次	每週一次
結構量測點	每月一次	半年一次	每週一次

2.2.4 監測資料記錄與傳送

過去十幾年，在野外資料自動化記錄的大地工程試驗設備發展有巨大的變革，資料的精密度及由野外傳送到辦公室內的速度也

因為電子化記錄而徹底的增加，資料處理的方法從單純的將資料輸入到筆記型電腦當中到全自動化的資料處理系統(ADAS, Automated Data Analysis System)。而這些技術的重心就在於微晶片持續不斷的創新，晶片越來越小、處理速度越來越快，而且每隔幾個月記憶體便有更大量的記憶容量。而多功能性、處理速度、輕巧、方便等功能在十幾年前甚至只是夢想而已。現在，資料處理甚至能簡單的在野外完成，而那些手抄的數值記錄如日期、時間、附註等的時期已經過時了。

一個成功的試驗儀器及自動化的資料收集需要結合許多不同領域的專業人員，包含土木工程、電子、通訊、試驗儀器及電腦等。這一類必要的結合因為壩體的試驗儀器而受到鼓舞。為了壩體安全監測而發展的一些試驗儀器及許多的自動化野外試驗資料蒐集的經驗也同時可以應用在其他包含地滑的大地工程問題上。基於水庫試驗儀器的使用經驗，Dunnicliff and Davidson (1991) 整理出各種不同的自動化資料擷取在各種大地工程試驗儀器及如何簡單的完成自動化操作。

自動化的資料擷取與傳輸能夠透過幾種方法，每個方法都反應出不同自動化、成本及技術的程度，一般可分成三種方法：

(1)具記憶體讀取系統 (Readout Boxes With Memory)；(2)多頻道資料擷取系統 (Multichannel Dataloggers)；(3)以電腦為基礎之整合型資料擷取系統 (Integrated Computer-based ADAS)。

(1) 具記憶體讀取系統

許多公司生產各式內建大量數位記憶體的資料讀取器，這些產品都具有重量輕、能抵抗天候變化、至少提供使用一天的電力及與個人電腦資料傳輸的功能，目前資料讀取器可處理包括傾斜

儀、電子感測式及氣壓感測式水壓計的訊號。典型的操作方式是將這些資料讀取器帶到現場，然後以手動的方式連接到一連串的試驗儀器後接收資料。這些從各種實驗儀器接收來的資料暫時儲存在資料讀取器的記憶體中，在一段適當的時間後再將資料下載到具有類似資料庫功能的個人電腦中，這種電子記錄的方式並不必要有專業人員。一個不常操作的使用者也能藉由使用說明而輕易的操作，有些資料讀入的錯誤是允許的，而不用重新開始整個擷取過程。

例如，在野外讀取一系列監測地滑的傾斜儀時，一開始會在室內先將資料讀取器以序列連結到具有資料庫管理程式的個人電腦，單一的資料庫檔案將會包含所有傾斜儀的資訊及所需注意事項及相關參數的讀數資料。在這個檔案中，任何傾斜儀安裝時的參數及前次讀取時的設定會包含在其中。在持續的資料擷取過程中，將這些傾斜儀的參數下載到資料讀取器的記憶體當中，並且做可能需要的修正。

在現地時，個別的傾斜儀讀數的過程就如同平常一般，將資料讀取器連接到傾斜儀探針上，並在選取讀數時開始動作。透過顯示器使用者可以選擇欲選取的傾斜儀，包含時間日期等資料就可自動記錄到記憶體當中，操作者可以快速的確認這些參數，之後資料擷取的過程便會開始，各個深度的讀數透過遙控的方式會記錄下來，在完成一系列的資料讀取後，這些資料會直接在野外檢查是否有錯誤及簡單的計算。接著在辦公室內，新的讀數會被更新到個人電腦當中，資料庫也會隨之更新，新的位移就會被繪製出來。

(2) 多頻道資料擷取系統

許多大地工程儀器的製造公司已經生產可應用於多種感測器的資料擷取系統，但是近年來一些功能更強大而可以同時接收數個不同訊號種類的資料擷取系統發展出來，在 1980 年代早期，Campbell Scientific 這家從事氣候與環境資料收集公司生產出第一台 CR10 儀器，這是第一台在北美洲被廣泛應用在大地工程方面的儀器，CR10 也成為大部分小型資料擷取系統的重心。

因為資料擷取系統必須長期放置在現地，因此比起僅在讀數時才攜帶至野外的資料讀取器(Readout Box)更加堅固。資料擷取系統必須承受不論是現地或氣候條件數天到數星期，甚至數個月，所以必須擁有充分的電力供應及大量的記憶體，省電型的資料擷取系統已經可在無人情況下使用數月到一整年之久，而利用太陽能充電電池更能延伸使用時間到數年之久。資料擷取系統可以利用遙控的方式監測一到數十個感測器，這些感測器則可以根據預先安排方式或藉由啟動裝置甚至是人工的方式啟動。

(3) 以電腦為基礎之整合型資料擷取系統

雖然資料擷取系統可以成為 ADAS 的核心，但是以電腦為核心的 ADAS 卻可以擁有更多強而有力及具有彈性的系統。一個以電腦為基礎的 ADAS 可以處理各式各樣的轉換器及監測所需要的訊號，ADAS 的使用可以使得成本降低及系統更容易操作，因為單獨一部電腦可以取代數台資料擷取系統，使得整合系統的效果更加健全。以電腦為核心的 ADAS 可以提供更強而有力的通訊功能並且可以允許數個遙控的使用者操作，包含系統建造商都可以藉此來監測及評估系統診斷試驗。ADAS 的核心是中央監測系統，也就是將主電腦及通訊硬體放置在室內，並用來接收從一到數

個現場所獲得的資料。可以利用直接連接到中央監測系統的區域監測單位(Local Monitoring Units, LMUs)在現地擷取資料，或是利用遠端遙控的方式將遙控監測單位(Remote Monitor Units, RMUs)將資料以無線電的傳輸方式傳回中央監測系統。每個單獨的RMU和LMU系統包含多工、訊號判別、控制、及通訊等程式化的模組以便接收各個感測器所獲得的資料。RMU及LMU可以被設計成直接將原始資料轉換成所需要的工程參數或根據預先設定的程序選擇讀數或由中央監測系統處理數據。

在 ADAS 上所有的構件可以放置在遙控位置，比如單一的滑坡或鄰近數個滑坡的位置。各種包括電話、微波、無線電甚至衛星等資料傳輸方式都可以用來連結 ADAS 中央電腦控制中心。Dunnicliff and Davidson (1991) 曾經提出在水壩監測中一些包含規格、設計及保養 ADAS 的建議。這些系統主要是為了一些大型的水壩計畫而發展，而對於許多地滑研究及監測活動來說相對花費較高。然而，目前已經有一些在可能造成重要的經濟衝擊或有安全疑慮的地區開始使用這類系統，隨著這種系統及電子產品的成本持續快速的降低，將來在地滑方面的使用將更普遍。

2.3 傳統監測系統之彙整與評估

在大多數邊坡監測狀況中以地表或地層中位移與孔隙水壓通常是最重要的。目前常用於道路邊坡之感測系統，大致有下列幾種：

(1) 傾度儀

主要目的為量測側向變形，其原理係利用埋設之傾斜觀測管，量測不同深度地層變位情形，藉以瞭解滑動面之位置與滑動速度或是該埋設區域地層之安全性及穩定性。將傾斜觀測管埋入後，以人工方式垂下量測傾斜感測器，若考慮自動化則可採用多節

點式傾度儀(Multi-sectional Slope Indicator or Little Dipper)，多節點式傾度儀之原理即是將數個或數十個一般量測傾度管之感測器串接在一起，固定埋設於傾斜觀測管內。

(2)水壓計

利用氣壓式或電子式水壓計，量測不同深度不同地層之水壓力及水壓力變化情形，可藉以分析擋土牆及邊坡之穩定及印證分析設計階段所採用之水壓力是否符合實際狀況。水壓計可分氣壓式水壓計、電子式水壓計(可分為電阻式及振弦式)。

(3)水平變位計

利用觀測地表在施工期間與完工後之邊坡位移變化。水平變位計乃利用所附錨錠鈹之水平管伸縮來量測邊坡因為滑動或其他因素所造成之水平變化量。其內部感測器型式常用的是 LVDT 式，其構造原理為線性滑動電阻，當變位量產生而滑動電阻上的電功輸出亦隨之改變，進而可以計算出變位計之變化量。

(4)位移沉陷測點

利用沉陷觀測點以水準測量方式觀測基地四周因開挖、抽水或邊坡滑動等作業所造成之沉陷。邊坡表面的垂直及水平位移可以在各測點利用經緯儀採水準及定點測量，測點型式種類可為塔式，或是在邊坡上任何指定的地點，這些測點的位移量測必須參考一個或數個不動點，這些不動點必須在邊坡破壞影響範圍之外。若需自動化則可考慮電子經緯儀加全功能測站(The Electronic Theodolites and Total Stations)，利用程式化之電子式經緯儀，將特殊稜鏡設置於邊坡或擋土牆上，並設定電子式經緯儀之掃瞄頻率，自動測讀計算各點之三向度位移。而電子式沈陷計亦可達到監控地表沉陷之目的，電子式沈陷計之原理為利用量測點與參考

點之水頭差變化量，以類似電子式水壓計之感測器測讀並計算沈陷量。邊坡或擋土牆在滑動的過程中，可能會產生向下之位移，因此可利用沈陷量做為指標。

(5) 轉盤式地滑計

轉盤式地滑計主要由一鋼製可轉動之圓盤及電壓測讀主體所構成，圓盤邊緣設有溝槽，上跨鈦鋼線，鈦鋼線一方連接一重錘設於邊坡上方之假設不動點，另一方則固定於斜坡上之滑動區內。當邊坡滑動時鈦鋼線隨著土體往下邊坡拉扯，圓盤亦跟著轉動並改變測讀系統之輸出電壓。

(6) 傾度儀(Tiltmeter)

傾度盤一般裝設於深開挖工程鄰近建物上，利用傾度儀做為鄰房傾斜量之量測。同樣的，可以安裝在擋土牆上，量測擋土牆之傾斜變位。若考慮自動化則可採電子式傾度儀。

(7) 其它

包括加速度計、土壓計、雨量計、岩栓、地錨荷重計、擋土結構網筋應力計等，可依個案考量，做為主要或輔助之感測器。

上述針對傳統常見邊坡崩塌監測儀器作一簡略之說明。以下之傳統監測系統之彙整與評估將分地表監測、地層監測及水壓監測分別進行較為詳細之說明。

2.3.1 地表監測

可用來做地表監測之儀器包括傳統測量設備，例如攜帶式測傾儀(Portable Tiltmeter)，及近來所研發之差分衛星定位系統(Differential Global Positioning System)。

(1) 傳統測量設備

光學測量設備，如傳統經緯儀與電子測距儀都可用來測量坡

面之垂直與橫向位移。首先在滑動區域外穩定之地層上設定基準點做為使用光學測量電子測距儀器量測各監測點位移參考。近來，全測儀(Total Station)之發展使得現場測量大為簡化而快速。在谷關壩之修復工程中於壩體下游即安裝全自動化全測儀，透過全測儀與各測點間角度與距離之量測，不斷的監視壩體下游邊坡表面幾何形狀之變化。邊坡表面裂縫之變化可以使用跨過裂縫之應變計或 LVDT 來監測裂縫之增減。在某些情況下邊坡滑動區域範圍並不清楚，此時尋找穩定可以安裝測量儀器之位置可能不易。

(2) 測傾儀

測傾儀(圖 2.4)可對地表之點位做檢測，但這樣的儀器有使用上之限制。測傾儀較常運用在邊坡位移之監測，包括露天開採之礦坑、高速公路及鐵路開挖。當岩體或土體的破壞包含旋轉的模式時，像是地滑就可以使用測傾儀。測傾儀之感測系統乃利用電子式感測器或伺服式加速度計。電子式感測器提供較大之靈敏度，而伺服式加速度計可量測較大之範圍。儀器基本之優點為重量輕、操作簡單及相對價格較低。電子式感測器配合自動資料擷取系統可廣泛應用在崩塌之監測。

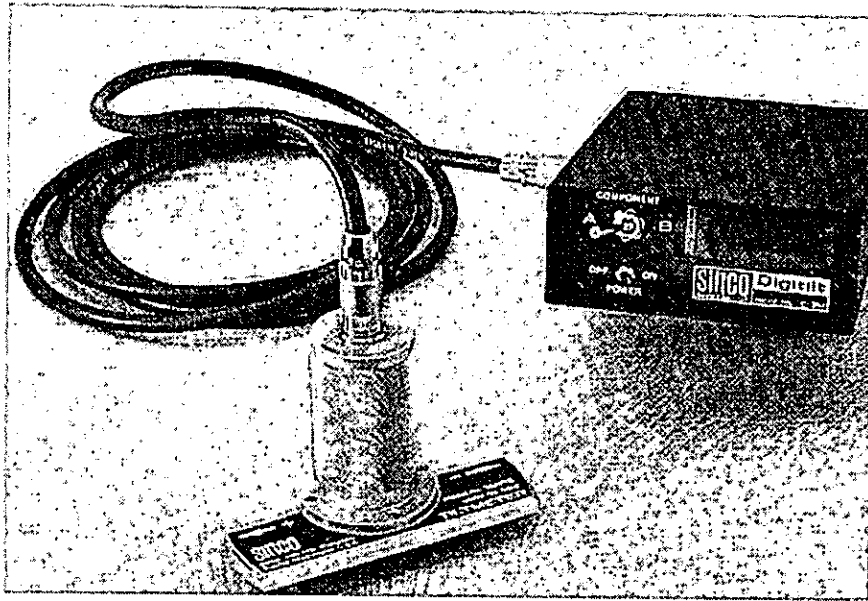


圖 2.4 測傾儀照片
(Wilson and Mikkelsen, 1978)

(3) 差分衛星定位系統

DGPS 乃是一種在崩塌區域監測地表位移之新興系統。在已知地區，一個基本測站可提供其他地區之測站做修正，亦可精確估算該區域一個或數個測站位置(Gilbert, 1995)。所有的測站使用同一衛星定位系統，同時觀察所有的測站包括基本測站，基本測站通常是不會滑動的地方。當使用衛星訊號監測時，如果基本測站產生滑動的時候，監測結果就會發生誤差。當基本測站沒有滑動時，就可以利用基本測站和其他測站相對的距離，判別測站的位置是否有改變。在基本測站位置已確定的情況下，利用 DGPS 來監測地滑之可行性很高。反之，當基本測站的位置不明確時，利用 DGPS 來監測地滑時會有誤差。所以須對基本測站的經緯度有明確的定義。

DGPS 是一套非常普遍的監測系統，在適當的情況下其精度可達 1 公分。通常量測大規模的地滑需要相當多的經費，但是使用 DGPS 時不論其花費或精度都可以接受。然而 DGPS 精度很容

易受到植被及天氣的影響。除此之外，DGPS 是一套監測大規模地滑很經濟的系統。

2.3.2 地層中移動監測

過去 20 年間，傾斜度量測儀器開始發展，其最大的貢獻就是用來幫助分析和描述地滑。傾斜度量測儀器廣泛的使用於監測地滑，也有在壩體、堤岸或其他建築物中當作監測儀器使用。地層傾斜度量測儀器有兩種形式，一種為傾斜探管(Inclinometer Probe, IP)另一種為孔內傾斜儀(In-Place-Inclinometer, IPI)，這兩種儀器都使用同一種感測器。

傾斜度感測器有一重要的基本元件，就是伺服加速度計(Servo-accelerometers)，如圖 2.5 所示。本儀器可以用來量測平面內的傾度，傾斜度量測儀器中通常都裝置兩個傾斜度感測器，以量測兩個垂直的方向。伺服加速度計中放置一個隨著重力場永遠朝下的物體，並且和線圈或是扭力馬達連接，當此物體受力擺動時會產生電流，電流透過線圈傳輸到控制器，即可求出物體偏移的角度，溫度的影響可以忽略。加速度計系統從 30 到 50 度的解析度約為 10 秒，圖 2.6 顯示一般傾斜度感測器的量測數據。

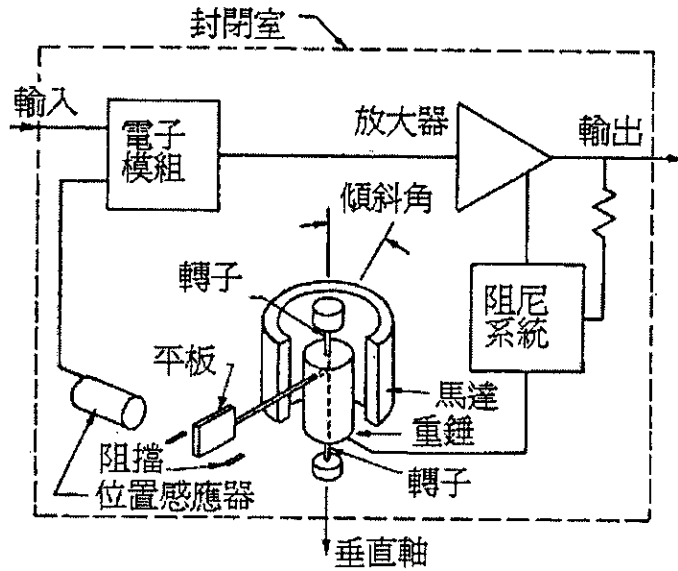


圖 2.5 傾斜度量測儀器中伺服加速度計量測系統
(Wilson and Mikkelsen, 1978)

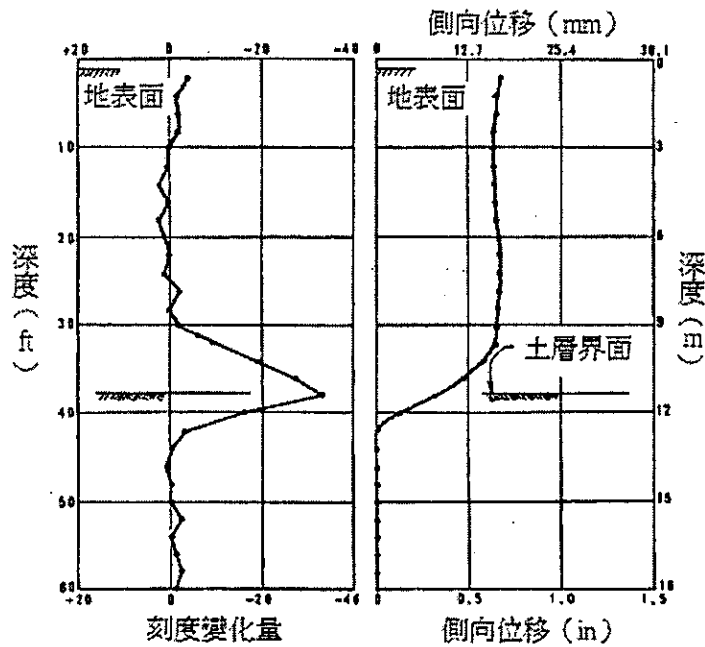


圖 2.6 現地試驗之地形狀況與量測數據
(Wilson and Mikkelsen, 1978)

(1) 傾斜探管

普遍使用的傾斜探管是由 S.D. Wilson 從 1952 年開始於 Harvard University 所研發，現今被大量的製造與使用。傾斜探管

通常包括感測器(由金屬外殼包護)、輪子(裝在金屬外殼上)、電纜(連接感測器)。使用時將將傾斜探管放入傾斜管(Inclinometer Casing)中，並利用電纜將儀器上下移動，量測到的訊號可藉由電纜傳送到資料擷取系統。

傾斜探管由四個主要的部分組成：

- (A)裝置於地表下的傾斜管：通常是用塑膠、鐵或鋁製造，並且在管子的橫向及縱向設有溝槽，便於感測器上下移動。
- (B)感測器：通常裝上金屬外殼及輪子，方便上下移動。
- (C)電纜：用以控制感測器上下移動及傳送訊號，通常電纜上劃有刻度。
- (D)電源供應器、資料擷取系統、資料展示器等：通常可以儲存和展示資料。

傾斜探管(圖 2.7)藉由固定在感測器的電纜沿著縱向或是橫向上下移動，當量測完一個方向後將傾斜探管取出，把傾斜探管放入和先前方向相差 90 度的方向，然後由量測到的訊號換算成角度繼而求出變位。將傾斜探管從孔內的底部拉到頂部時，通常以等間距往上拉，根據 Gould and Dunnicliff (1971)所提出的報告，讀數間距必須小於 1.5 公尺，否則很難反應地表下隨著深度而改變之位移，即間距太大時解析度不夠。當傾斜探管內裝的感測器型式不一樣的時候，精度也不一樣，通常在深 33 公尺的套管中，所量測到的變位值，其精度可以達到 1.3 到 2.5 公釐(精度 1:10000)。

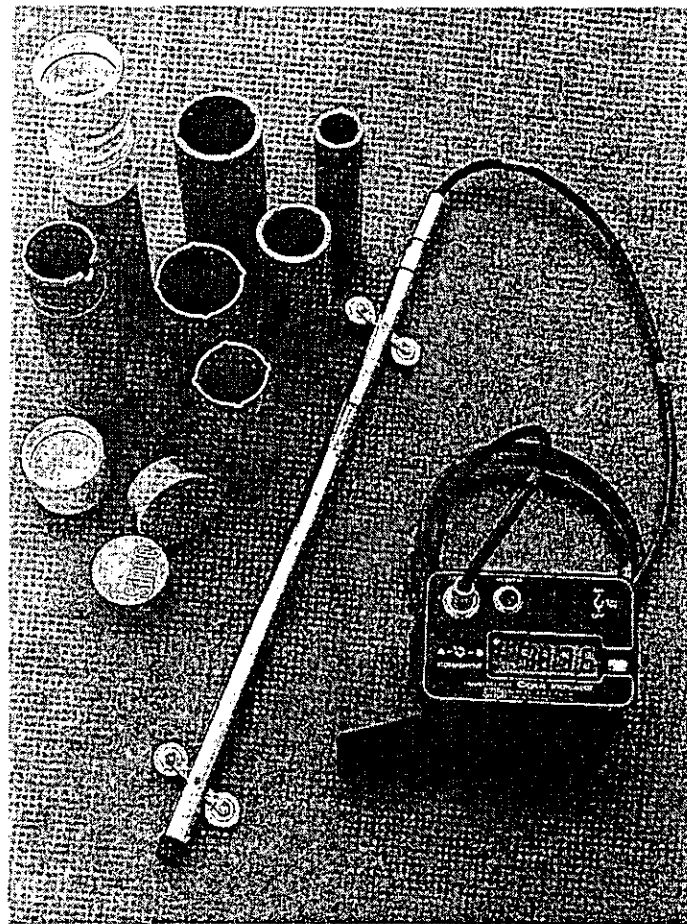


圖 2.7 傾斜探管照片
(Green and Mikkelsen, 1988)

(2) 孔內傾斜儀

孔內傾斜儀(圖 2.8)的感測器通常為伺服加速度計或電解式感測器，可以量測一或二維之位移，兩個孔內傾斜儀之間由一根金屬桿連接起來，將所有孔內傾斜儀連接後，在孔頂將孔內傾斜儀固定住，然後量測土體變形。感測器是藉由支架固定於傾斜管中，每個感測器之間的距離愈靠近，量測到的變位精度也愈高。感測器的位置也可以隨時調整，而且可以和傾斜探管同時使用。

使用孔內傾斜儀時需量測角度的變化及感測器的間距，求出每一個感測器間的相對位移，這些相對位移可以求出每一個感測器的總位移。在同一個孔內可以任意改變感測器的間距。感測器

可以量測到角度變化值約為正負 30 度。理論上，在 1 公尺的深度內變位的精度可以達到正負 0.01 公釐。實際上，在 1 公尺的深度內變位的精度為正負 0.04 公釐，即精度為 1：25000，即精度為傾斜探管的 2.5 倍。所以在監測和預警系統中可以使用孔內傾斜儀。

雖然每一個孔中可以裝設孔內傾斜儀的數目有限，而且比傾斜探管來較為複雜昂貴。然而它主要的優點是在讀取訊號上的連續性和精確性，非傾斜探管可比擬，孔內傾斜儀可以遠距離的擷取訊號，並且可以和預警系統相互連接。使用傾斜探管最大的問題在於定位，在傾斜探管往上拉的過程中，每一次拉的位置都不一樣。而孔內傾斜儀如果因為任何理由移動，也只是整體上下移動，每一個感測器間的距離還是沒有改變，所以不會影響其精確性。傾斜探管可以利用量測正反兩面的讀數來減少儀器本身造成的誤差，而孔內傾斜儀卻無法這麼做，所以需要更精確、更靈敏的感測器。某些計畫會同時使用孔內傾斜儀和傾斜探管，其目的是用來互相檢核。因為孔內傾斜儀的精度高，所以可以用來量測較小的變形，例如岩體的變形，同時可以用來估計滑動速度。並且可以連續的量測和記錄，進而得到連續的變形曲線，這是很多儀器做不到的。

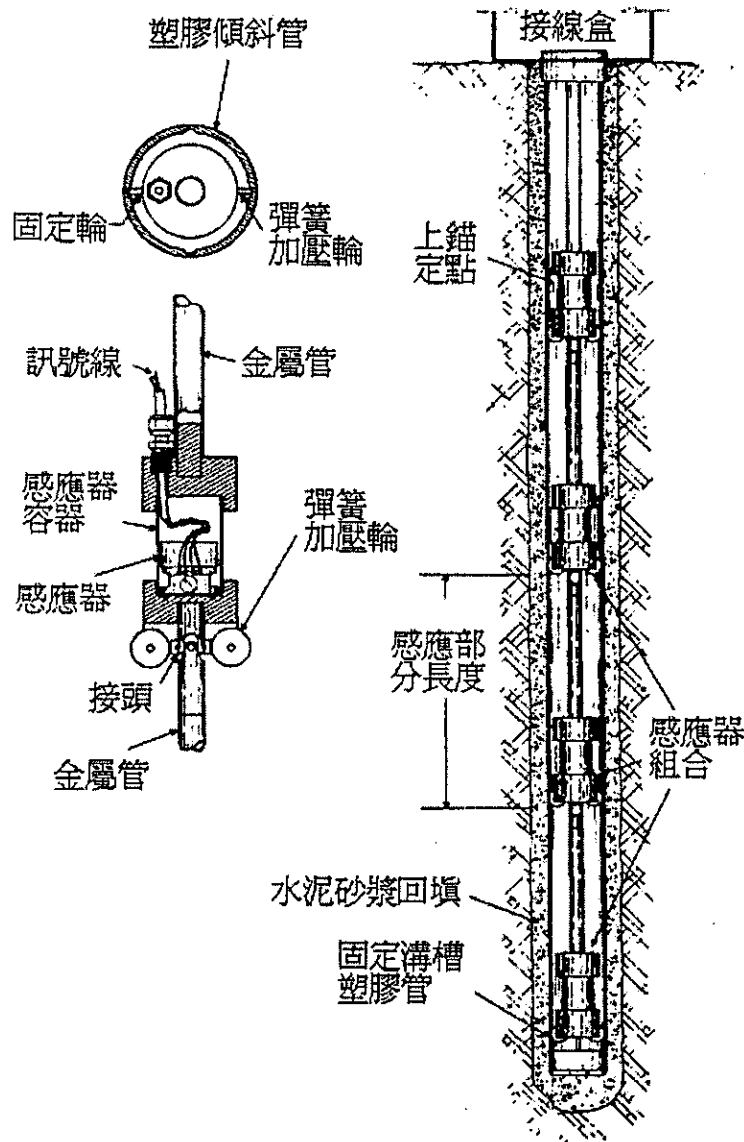


圖 2.8 孔內傾斜儀構造和配置圖
(Wilson and Mikkelsen, 1978)

(A) 傾斜儀操作原理

使用傾斜儀主要目的是找出地滑中的相對於穩定區域的滑動面或滑動區域，所以在量測前先設定一個合理的間距，決定傾斜管中所需量測的點數，之後量測傾斜管中所有的點，量測出相對於垂直面的角度偏移量。計算變位時傾斜管的底部需當作固定端，所以在裝設傾斜管時，傾斜管的底部需裝設在穩定區域，之後將底部量測到的角度變化量當作基準，求出變位和深度的關係，

重複以上的動作就可以知道隨著時間改變，位移和深度的關係，如圖 2.9 所示。

使用傾斜儀時通常都會量測兩個相互垂直的方向 A 和 B，所以可量測出垂直和平行滑動面的位移，藉由量測傾斜管中任意兩點的相對位移和時間關係，可以推估滑動速度，如圖 2.10 所示。但是要求出滑動速度需要花很長的時間，所以必須使用一些輔助工具，包括自動化資料擷取系統、個人電腦及建立資料庫的軟體等基本的設備。

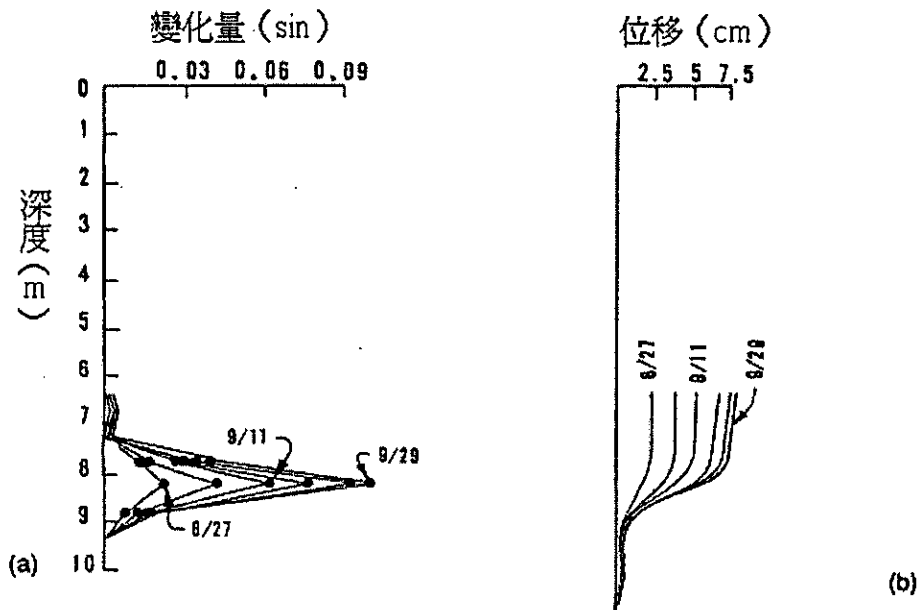


圖 2.9a 傾斜儀量測到角度變化量的數據 b 將角度換算成變位
(Wilson and Mikkelsen, 1978)

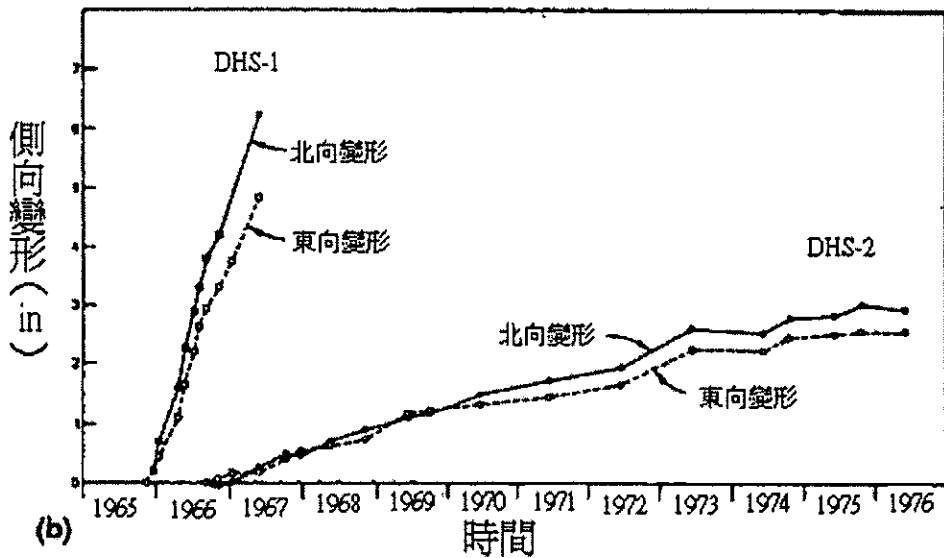
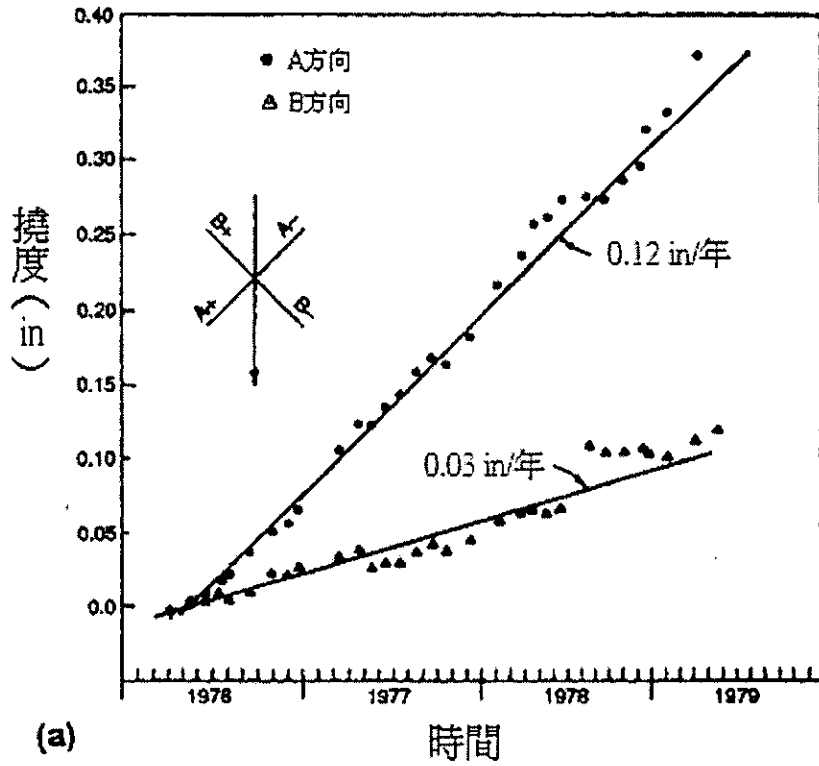


圖 2.10(a) 剪力滑動區域內的潛變數據 (b) 剪力滑動區域內的變形數據 (Green and Mikkelsen, 1988)

(B) 傾斜管之安裝

傾斜管之安裝首先在滑動的邊坡上鑽取一個垂直的孔，鑽孔時要經過土壤或岩石，孔的底部須鑽到穩定的地盤，即使經過很長的時間也不會移動，有時鑽孔深度必須達到 200 公尺。然後放

入傾斜管，倒入回填料，將傾斜管和孔壁間的空隙填滿。傾斜管安裝是否成功要靠經驗和技術、現地土壤、岩石、地下水狀況及安裝深度來決定。安裝完畢的傾斜管在開始使用後，必須可以讓傾斜探管自由地上下移動，不會受到任何的干擾，這一點是最重要的。在量測完畢以後，從傾斜管底部往上算 6 公尺，這部分最好不可以有側向位移產生，如這部分有側向位移產生，就必須將傾斜管頂部當作固定端來計算。每一根傾斜管的長度約為 1.5 公尺到 3 公尺，每兩根傾斜管之間用套管連接起來，且傾斜管底部必須用鋁或塑膠製成的蓋子將其封住。如果鑽孔內有水或是穩定液，必須在傾斜管內裝水用以抵抗上浮力，有時候還要再加上額外的重量，例如砂袋或穩定液。

傾斜管和孔壁間的空隙可以用砂、礫石或水泥漿等材料回填，至於使用何種材料需看現地土壤、岩石、地下水狀況而定。回填料的多寡會影響初始值的量測，所以要小心選擇回填的材料，一般來說水泥漿是很適合的材料，但並不是每一種狀況下都可以使用，例如鑽孔中有碎石的時候，水泥漿很難穿透過去。傾斜管通常是大量的製造，有時候裡面的溝槽會成螺旋形，當安裝完畢後，溝槽更可能會被扭曲，因此可能在某些深度溝槽的方向和孔口附近溝槽的方向會不一樣，有時候長 24 公尺的傾斜管溝槽的方向會有 18 度的差距，所以在安裝完傾斜管以後要用螺旋度指示器來檢核，一般來說溝槽的方向改變通常是發生在傾斜管之間用套管連接起來的部分。總而言之，傾斜管會成螺旋狀的原因來自於製造和安裝，這些誤差可以量測得到，所以不會造成傾斜儀量測上的誤差，當要決定滑動方向時才會造成誤差，這個時候就要量測出偏移的角度來修正滑動的方向。當溝槽的表面不是很光

滑的時候會造成數據讀取上的誤差，重複讀取同一個深度下的數據時會不盡相同。當塑膠製傾斜管在安裝前受到日曬後，傾斜管會產生局部的彎曲，造成相對的溝槽會不平行，繼而造成量測上的重大誤差。

(C) 傾斜儀數據之讀取

處理傾斜儀所量測到的數據時，都必須用到初始值，所以初始值的量測就顯得很重要，量測初始值的時候最少要量測兩次，如果兩次量測到的數據有不一樣的地方就必須再讀一次。要成功的量測到數據有兩個地方要特別注意，第一是在往上拉的過程中觀測讀數並且記錄下來所需的時間，第二是儀器的保養。使用相同的量測技術和儀器所得到的結果通常是比較理想的。

當決定使用傾斜探管來量測初始值時，首先選取使用傾斜管的頂部或底部當作固定端，再選定一固定溝槽的方向，以後再量測時都要依照這個步驟。一般而言，傾斜儀需要量測兩個方向，以圖 2.11 為例，圖中 A 方向為主要變形的方向，並把預期會產生變形的方向設為正的變形。例如，一個邊坡有地滑的現象，就必須量測和邊坡垂直的方向，並且把向外的變形設為正的。

使用傾斜探管量測讀數時，是量測和邊坡垂直的方向，量測完一個方向後，將傾斜探管取出，之後把傾斜探管放入和之前方向相差 180 度的方向，再量測一遍。把這兩次得到的數據互相檢核減少誤差，有一個檢核的方法就是把兩次量測到的數據個別累加起來看看是否一樣，如果不一樣就表示有誤差的產生或是溝槽的方向不平行。誤差的來源包括抄寫上的誤差、實驗上的缺陷或不適當的量測方法。現地量測後，把兩次量測到的數據個別累加起來看是否一樣，可以避免抄寫上的錯誤。

(D) 傾斜儀數據整理

讀取數據後，接著計算位移，此過程需要有系統的規劃和訓練。現地讀取數據的時候要先準備一張表格，清楚的記錄下數據，避免整理時造成混淆。成功的變位數據也可用來檢核儀器可靠度的一個方法。當建立了變位數據後，可用來和先前量測到的數據比較，並且用來推估現地的材料特性。有時候野外數據的誤差會逐漸累積，所以在處理數據時，要對於變位的形式和地層行為有基本知識。

很多小型的計畫都是使用手工記錄讀數，所以常用一些特別的記錄表格，這些表格可以用來幫助將數據輸入電腦。將數據輸入電腦後，可以使用電腦來做一些複雜的處理。圖 2.11 是一張記錄的表格。過去數年間傾斜儀最主要的進步就是資料擷取的部分。個人電腦可以用來當做資料收集系統，取代人工記錄讀數並且可以即時的記錄下數據。現在的傾斜儀都有資料自動擷取系統，可以將讀到數據記錄、儲存、建檔且縮短量測時間。並且可以很快的將數據累加起來檢驗有無錯誤及傾斜管的螺旋度。

INCLINOMETER DATA SHEET
 COMPUTER ENTRY FORM
 FORTRAN II VERSION

SINCO Slope Indicator Company
 Seattle, Washington U.S.A.

1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40

W-2,5,3,-0,1 H,I,L,L,S,I,D,E,A,B,U,A,D,U,C,T,A,N,C HO
 ① JOB No. ② JOB TITLE (MAY EXTEND THRU COL 40) MOV M

B-1 7 1,1,0,C,T,7,6 13,10 20
 ③ HOLE No. ④ SET No. ⑤ DATE ⑥ TIME ⑦ STAT INT

0,3,9 3,8 1,2,0,0 3
 ⑧ INS ⑨ No. READ ⑩ REV ⑪ R-SCALE ⑫ D-SCALE ⑬ ERROR A ⑭ ERROR B

2,0,0,0,0 A,1 A,2 B,1 B,2
 ⑮ INST. CONST. ⑯ DIR. A+ ⑰ DIR. A- ⑱ DIR. B+ ⑲ DIR. B-

A-Z ADJ B-Z ADJ

DEPTH	DIR. A +	DIR. A -	DIR. B +	DIR. B -
2.0	1.24	-1.25	2.40	-2.36
4.0	2.10	-1.80	1.81	-1.80
6.0	2.70	-2.03	2.02	-1.96
8.0	2.67	-2.64	2.35	-2.35
10.0	2.63	-2.51	1.98	-2.18
12.0	2.46	-2.45	1.80	-1.59
14.0	2.34	-2.34	1.30	-1.31
16.0	2.31	-2.45	1.24	-1.21
18.0	2.52	-2.50	1.01	-1.00
20.0	2.51	-2.59	2.4	-3.9
22.0	2.63	-2.66	5	-4
24.0	3.19	-3.20	1.4	-1.9
26.0	3.46	-3.20	-1.9	1.6
28.0	3.55	-3.54	-4.4	5.1
30.0	2.99	-2.85	6.8	-4.0
32.0	4.36	-4.36	6	-1.8
34.0	5.49	-5.33	1.06	-1.07
36.0	2.87	-2.77	1.10	-1.06
38.0	2.78	-2.83	1.18	-1.26
40.0	2.63	-2.58	1.59	-1.47
42.0	1.94	-1.93	1.48	-1.53
44.0	1.83	-1.83	1.90	-1.94
46.0	1.90	-1.90	1.73	-1.86
48.0	1.70	-1.71	1.41	-1.45
50.0	3.10	-2.05	1.35	-1.60

UPPERMOST WHEEL
 DIGITAL SENSOR MODEL 50325
 UPPERMOST WHEEL
 POLARITY OF TILT ANGLE

圖 2.11 傾斜儀記錄表格

(Green and Mikkelsen, 1988)

用來儲存和顯示結果的軟體已有重大的改進，可以很快速、簡單的操作(圖 2.12)。一般來說這類軟體都包含以下特徵：

- (a) 利用簡單的摺疊式選擇單，所以佔的空間很小且附有操作手冊。
- (b) 不論在任何時候，可以同時處理由不同的傾斜管傳來的數

據，並且儲存。

(c) 可以連接不同的印表機，當有合適的裝備時也可以將圖表顯示成彩色。

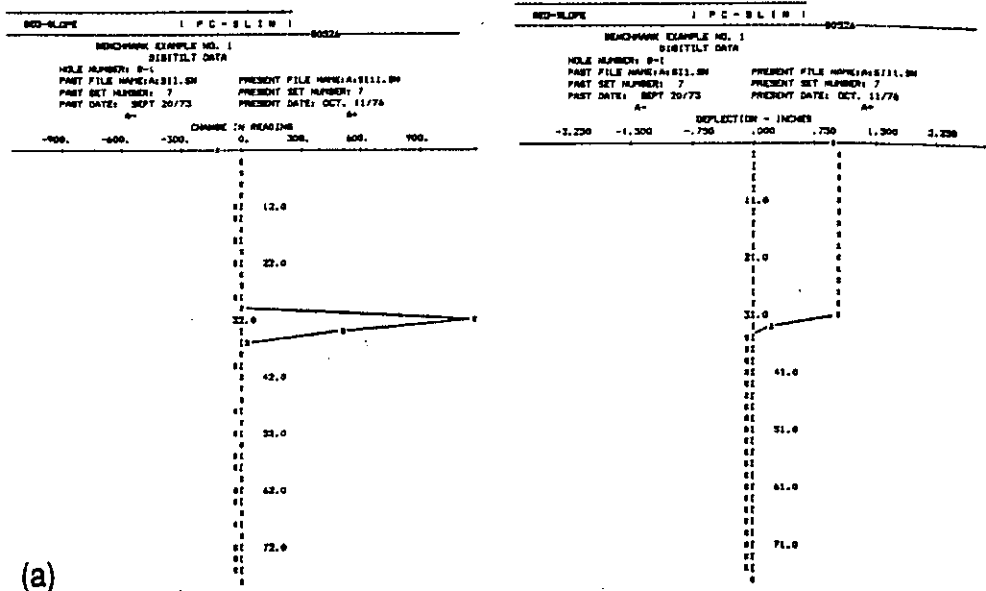
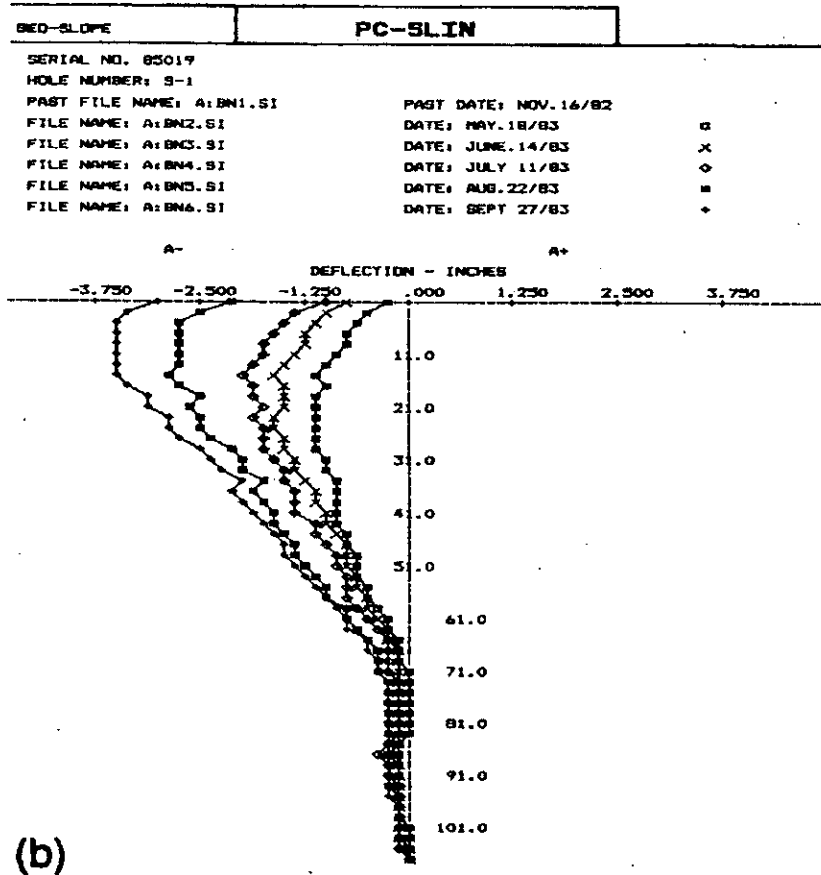


圖 2.12a 電腦軟體顯示出單一數據的圖形
(Green and Mikkelsen, 1988)



(b)

圖 2.12b 電腦軟體顯示出的變形曲線
(Green and Mikkelsen, 1988)

最近發展的軟體系統可以建立和管理資料庫，另一些軟體可以連接自動化資料擷取系統傳輸傾斜儀的數據，這類的軟體可以幫助操作人員很快的判別和評估複雜的資料。當這類軟體系統獲得新資料時，可在幾分鐘內完成資料分析。因此有更多的時間可去檢核和分析並且校正因儀器本身產生的誤差。從 1970 年代開始就有軟體可以校正傾斜儀本身產生的誤差。因為操作快速、簡單的軟體系統，還有感測器精度的增加，大大的增加傾斜儀的精度。

(E) 傾斜儀數據評估與分析

有時計算出來的結果會很難以解釋，這是因為量測儀器的問題。幾乎所有的傾斜儀都有這種問題，所以要詳細的瞭解傾斜儀

原理，為何會有這種問題產生，如此才能解讀數據的意義。首先要瞭解以下的問題：

- (a) 這是否是地滑的行為？
- (b) 地滑的速度是多少？
- (c) 地滑的深度為何？

重複幾次確實的調查後，傾斜儀量測孔內特定深度下的方位隨著時間變化的情形，傾斜探管可以量測孔內所有深度下的方位變化情形。有時候在長時間的量測下，可由數據中找到滑動面和滑動速度，通常滑動區域的厚度只有幾英尺，因此在這一個很小的區域裡面方位改變量的總合可以用來代表地滑的大小和速度。

傾斜儀量測數據的品質，會因傾斜管扭曲而產生誤差，稱為歸零誤差和旋轉誤差(圖 2.13)。當傾斜管有傾斜的現象時，必須修正感測器所量測讀數，而傾斜管扭曲所造成的誤差影響也很大。這兩個誤差發生的位置通常是在剪力滑動區，因此如何預估和計算這一段時間內的數據就很重要。為了得到正確的量測資料，在裝設傾斜管時要盡量將傾斜管裝設成垂直，否則誤差會因為傾斜管的傾斜和感測器旋轉而產生。圖 2.14 中顯示因傾斜管傾斜 1 度造成感測器旋轉 $0.02(\sin\alpha)$ ，在 30 公尺長的傾斜管中誤差可達好幾公分，此外感測器會因為輪子和滑動架的變形而產生誤差。

正確的變位和深度關係圖，深度應有 33 公尺所畫出來的圖形才有參考價值。雖然在正確的範圍下操作儀器，在一段時間以後也會有正負好幾公分的誤差，圖形中某一部分也會有很小的扭曲。所以要將注意力放在這一段扭曲的部分，因為這就是儀器量測上產生誤差的時間。最後要記住一點，傾斜儀可以正確的量測到特定深度下的傾角而不是位移。

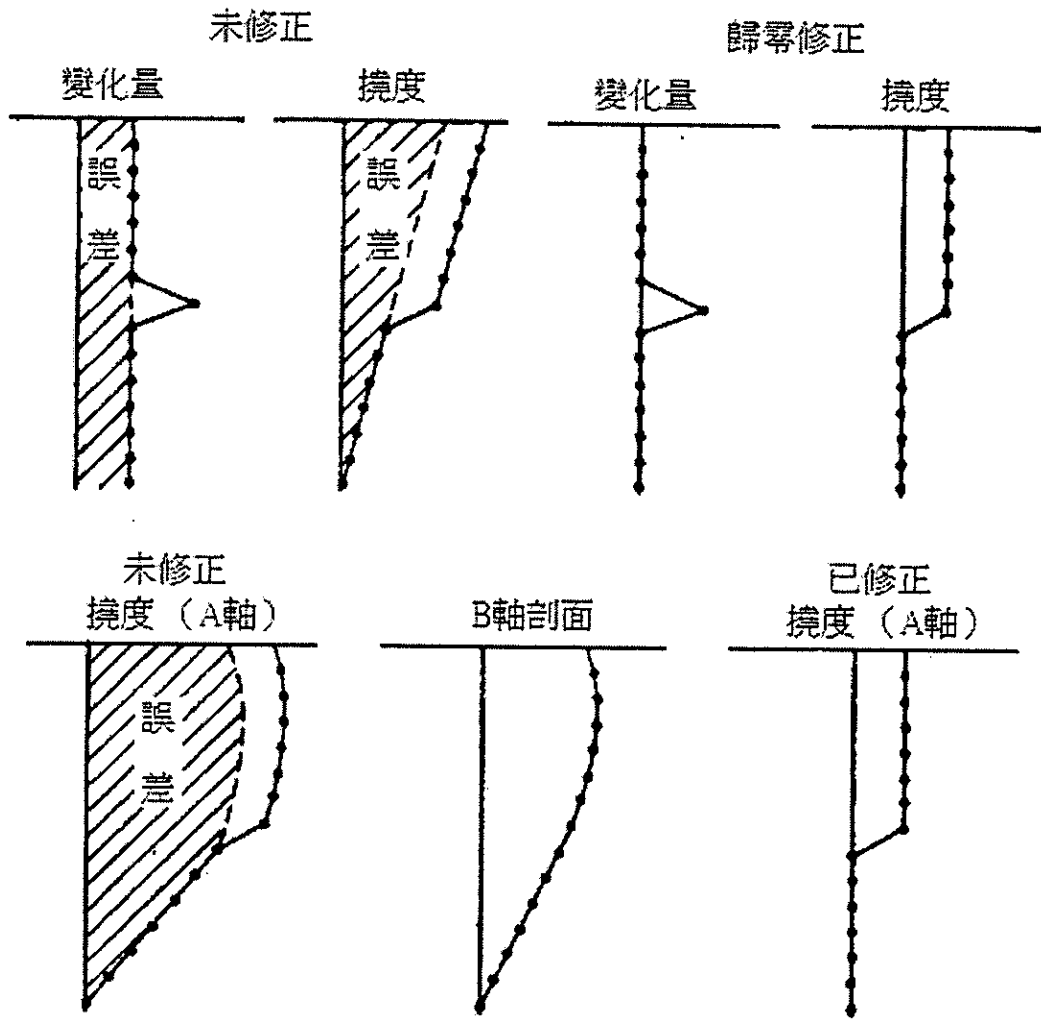


圖 2.13 歸零誤差和旋轉誤差
(Green and Mikkelsen, 1988)

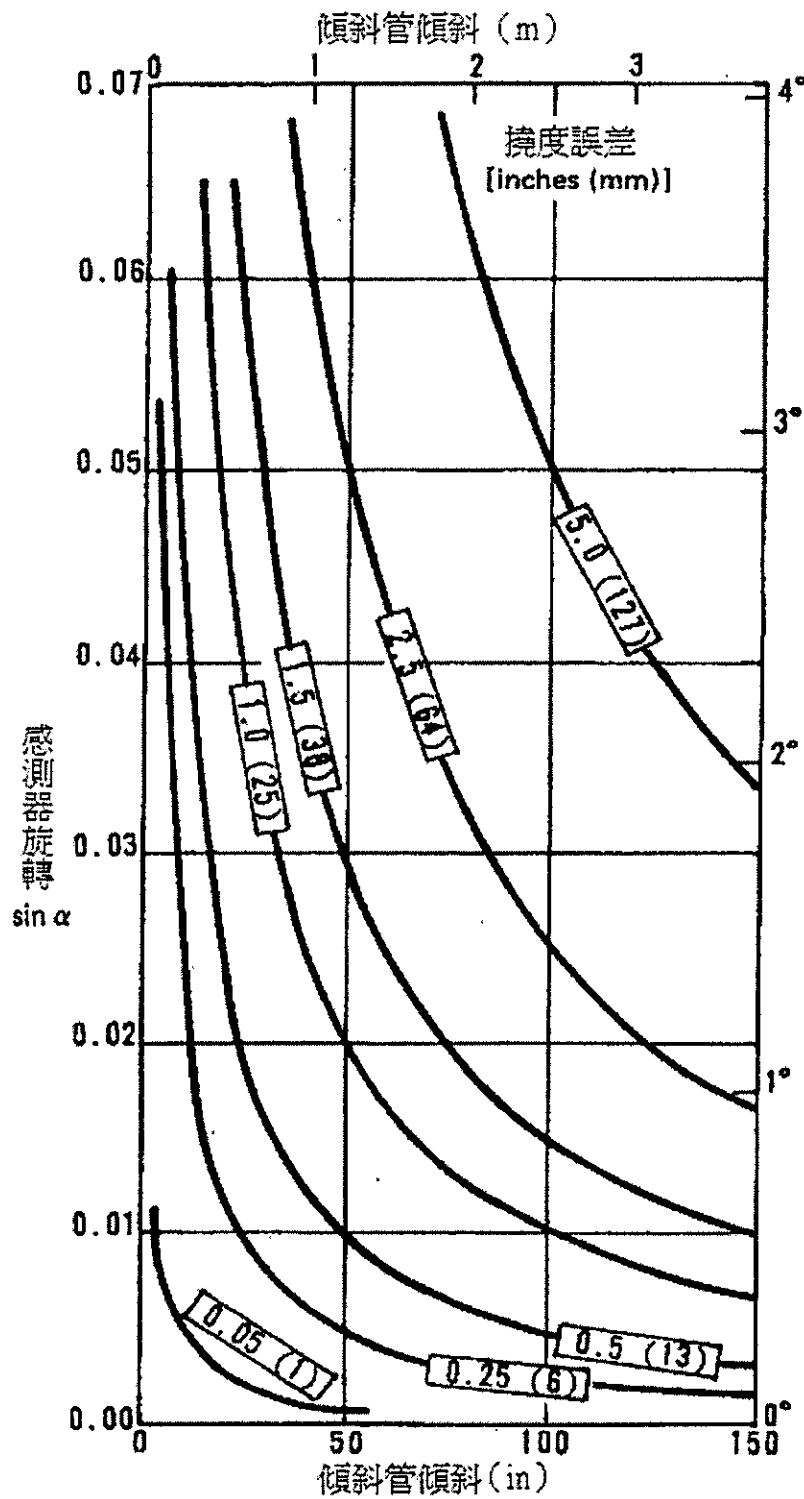


圖 2.14 傾斜管傾斜與感測器旋轉所造成之誤差
(Wilson and Mikkelsen, 1978)

(3) 伸縮儀

伸縮儀及應變計可量測錨定在鑽孔中已知兩點間距間所連接的鋼索或鋼桿的長度變化情況，圖 2.15 為一般商業化的設備。當

量測長度小於或等於 1 公尺時，這類裝置通常被稱為應變計而不是伸縮儀。當成伸縮儀使用時，所量測的精度與重複性與感測單元類別、伸縮範圍、連結的鋼索或鋼桿種類及張力施加方式有關，呆載重是最適合拿來提供鋼索固定張力，如果無法使用呆載重，則具有固定張力的彈簧也可以接受，雖然可能會有一些黏滯性。最簡單的人工量測方式就是使用刻度尺或測微計，而線性變形的變換器，如電壓計或震動線圈(Vibrating Wire)等也可以當成感測器，這些變換器可藉由連接到簡單的電壓計讀數。靈敏度約在所量測範圍的 0.1%左右，但是重複性與精度可能不會高於 0.55 公釐，這與錨定與連接的方式有關，然而這些參數在地滑的應用上來說已經足夠。

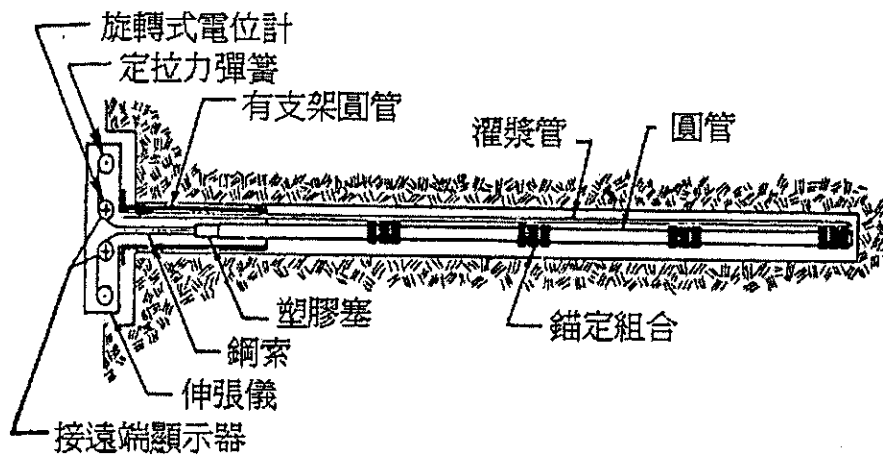


圖 2.15 伸縮儀

(Wilson and Mikkelsen, 1978)

(A)應變計

以上這些設備拿來當應變計時，重複性與精度事實上與靈敏度相同。因此，在一個用水泥漿固定的 3 公尺長結合鋼鋼棒並具有 25 公釐的伸縮儀中，使用相對較便宜的儀器就可以量測到單位應變達到 0.0001 之解析度。

(B)鋼桿及鋼索伸縮儀

鋼索伸縮儀可以反應出因沿著鋼索的摩擦力、感測器或固定張力彈簧的黏滯效應所造成鋼索內的張力變化，特別是在錨定點與感測器間距離較長的情況下，而這些設備的靈敏度也受到以上的因素所影響。例如，一個典型的設備可能具有 33 公尺長的 16 號不鏽鋼索，提供 67 牛頓拉力，如果感測器需要 1.11 牛頓才會啟動，則感測器所能監測到的最小的長度變化量為 0.15 公釐，而這就是伸縮儀的靈敏度。最新的繪圖應該保有各個錨定點到感測器間的距離變化並且計算各錨定點間的改變量，並且特別注意應該提供長度改變比率，因為任何長度改變的比例可能是即將發生破壞的前兆。

伸縮儀的讀數也特別對溫度敏感，如果連結桿為金屬製，溫度的增加會造成長度的增長，以致於降低實際上伸縮儀的讀數。例如，在前段中所敘述的伸縮儀受到平均溫度攝氏 12 度的改變量，相同的鋼索長度將會改變 3 公釐，這個長度的改變量相當於這個儀器靈敏度的 20 倍。季節性的溫度改變可能在感測讀數上顯示出相近的結果。溫度的變化不單會造成鋼索長度的改變，土地也會隨之擴張或收縮。電線的電阻也會隨著溫度而改變，除非這些改變都被正確的修正，否則都會造成讀數上的誤差。

(C)傾斜伸縮儀

地滑活動集中沿著一個相對較薄的剪力區，傾斜儀只能量測大約小於 2 到 5 公分的位移，當位移量超過傾斜儀外管的直徑，傾斜儀會因為無法通過而失去作用。在這種狀況下，具有鋼索及錨頭的伸縮儀可以提供一個連續監測位移的方法。有時候伸縮儀的鋼索及錨頭可以在損壞的傾斜儀套管中安裝。在傾斜儀外管被

壓壞前，使用傾斜儀詳細的測量可以決定出剪力區的厚度，而未來使用傾斜伸縮儀也可以藉此校正。或者利用安裝一個跨越剪力區的傾斜伸縮儀來提供最大的靈敏度及使得誤差最小。

2.3.3 地下水監測

地下水位及孔隙水壓監測可以使用之商業化水壓計有很多，但必須針對每個不同的狀況加以選擇最適合的水壓計。

(1) 開口式水壓計

最常見的水位記錄方式就是直接在無套管的鑽孔或是觀測井中觀察水位，這個觀測方式最大的缺點在鑽孔可能使得不同水位高度的地下水層相互連結，使得所記錄的水位高度可能在進一步分析時缺乏代表性。不論使用何種設備，不同的含水層應該個別密封，並且在不同的水壓計要分開監測，這不只是為了得到較好的量測結果，並且可以避免不必要的污染。

開口式水壓計有不同的豎管直徑、種類、及不同體積的集水區域，其中最簡單的種類僅僅是一個在監測位置上方加上套管的監測井(圖 2.16)，而水位高度則以一支探針直接量測，在這種狀況之下所得到的靜水頭代表的是整個監測區域的平均水位，而這個監測結果可能比實際的自由水位高或是低。這種監測方式在一般透水性較低的土壤中，可能需要很長的一段時間才能使得水位高度達到一個穩定的狀態。不論如何，要在低透水性的土壤中量測地下水位會因為時間因素使得所適合的量測儀器相當有限，在部分飽和的土壤中所得到的水位其代表性也難以評估。

時間遲滯的狀況可以減少豎管直徑或增加透水石面積的方式來減少達到穩定狀態所需要的時間。Casagrande 開口式水壓計(圖 2.17)由鑽孔前端封口部分嵌入透水石及直徑為一公分的塑膠豎管

所組成，適當的安裝下，根據過去的經驗這類水壓計適用於許多土壤狀況，特別是需要長時間讀取數據的情況，這是因為水壓計是非金屬所組成可以抵抗鏽蝕。一些尚未被驗證的水壓計可靠度經常安裝在 Casagrande 水壓計附近以驗證其可靠度。在邊坡滑動監測上如果較關注短時間內水壓的反應，則應該採用壓力感測式水壓計。

(2) 壓力感測式水壓計

電子及氣壓感測式的水壓計在水壓計市場中與 Casagrande 水壓計相較之下大部分是備用地位，過去十年中這些儀器有許多重要的改善，目前已有一些商業化的產品，並且清楚的分類為適合於短期或長期監測，不論是電子式或氣壓感測式感測器都越來越便宜及容易獲得。氣壓感測式水壓計由頂端閥門所構成如圖 2.18 所示，閥門的開啟或關閉藉由連結兩根軟管到地表或邊坡上任何適合的位置，當氣體經由出氣管排出時，進氣管內的氣壓恰好等於水壓力時。氣壓感測式水壓計有以下優點：(A)因為閥門反應時所改變的體積相當小，幾乎可以忽略水壓反應的延遲效應，(B)容易操作，(C)管線清潔容易，(D)長期穩定性。而主要的缺點在於缺乏除氣設備。

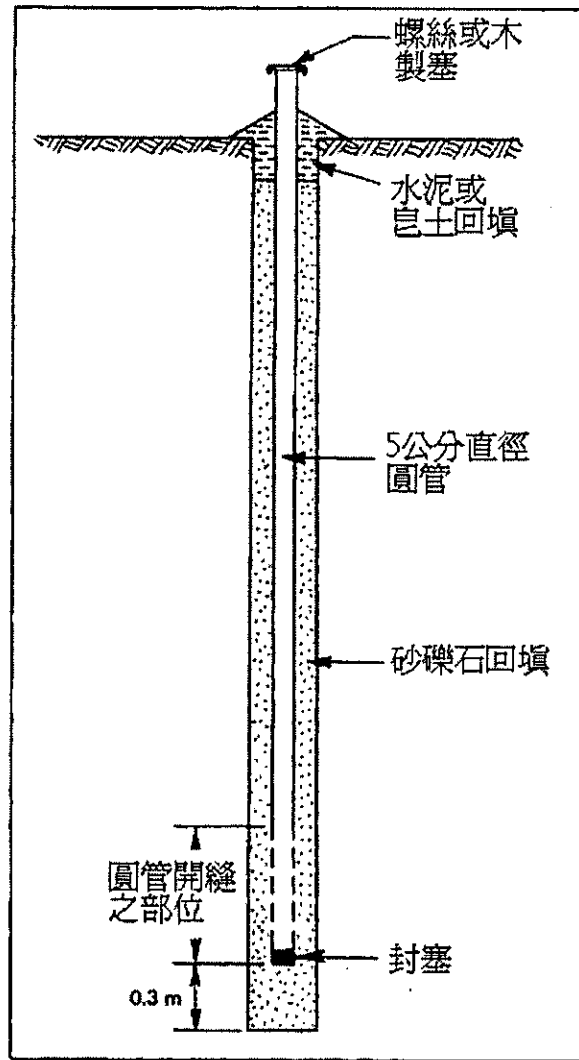


圖 2.16 開口式水壓計
(Wilson and Mikkelsen, 1978)

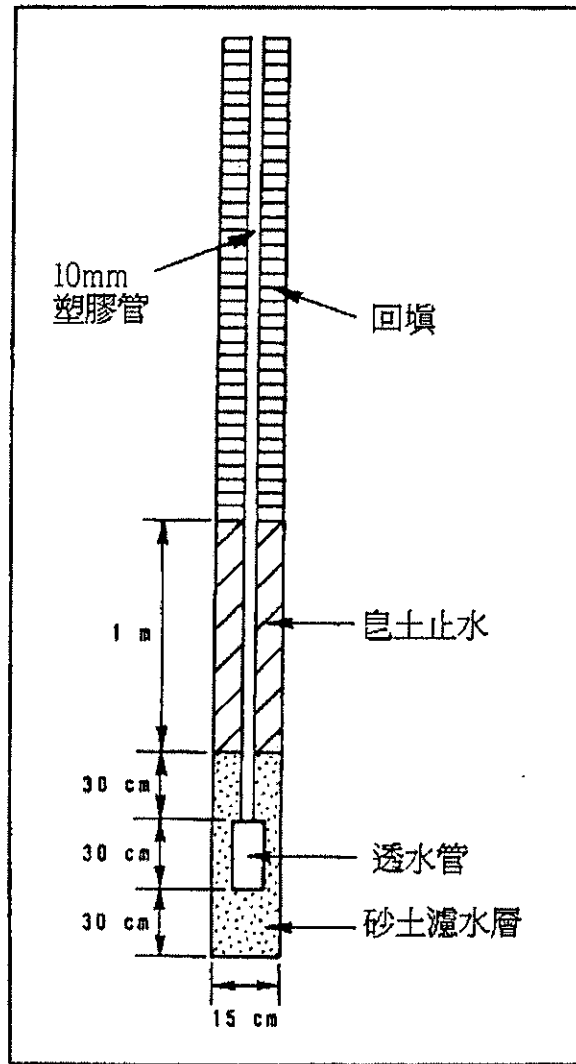


圖 2.17 開口式水壓計
(Wilson and Mikkelsen, 1978)

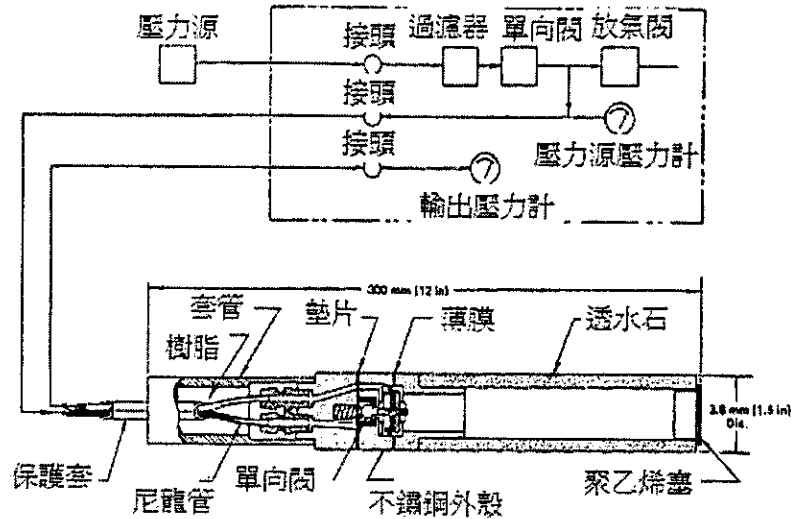


圖 2.18 氣壓感測式水壓計

(Wilson and Mikkelsen, 1978)

電子感測式水壓計是利用孔隙壓力作用在隔膜上來感測水壓力，隔膜反應水壓情況為比例關係，再利用各式電子轉換器來量測水壓力，一般最常見的轉換器為線圈或應變計，這些裝置通常具有極快的反應時間，並且有很高的靈敏度，然而這些裝置不能受潮也不能在現地重新校正。資料傳輸距離超過限制而監測時間短時較適合使用電阻式應變計。因為它會受到環境因素的影響並且在長期使用時穩定性較低，因此電阻式應變計在需要長期而可靠讀數的監測中較不常使用。圖 2.19 為一個典型的使用線圈電子感測式水壓計，一般來說這類水壓計在長期使用上會有較好的穩定性，但是並非所有這類水壓計都有如此的特性。

雖然比較貴，多點式水壓計在較深的地滑地下水位監測中能提供更多的優勢。這種裝置在 1970 年代所發展，並應用在地滑監測中，這種系統此後也變成可靠商用產品。近來隨著微電子技術的發展，將資料傳輸及監測功能整合之系統能提供更多的優勢，例如整合地表資料擷取的 MP 系統，這些系統徹底改變了傳統在水庫及

地滑的地下水位監測及資料擷取方式。

MP 系統可在單一的鑽孔內提供間距約 1.5 公尺多點地下水位或壓力監測，結合閘門及栓塞可以在鑽孔內監測不同位置水壓的情況，如果需要，還可以進行透水試驗，這種系統安裝深度可以超過 300 公尺。

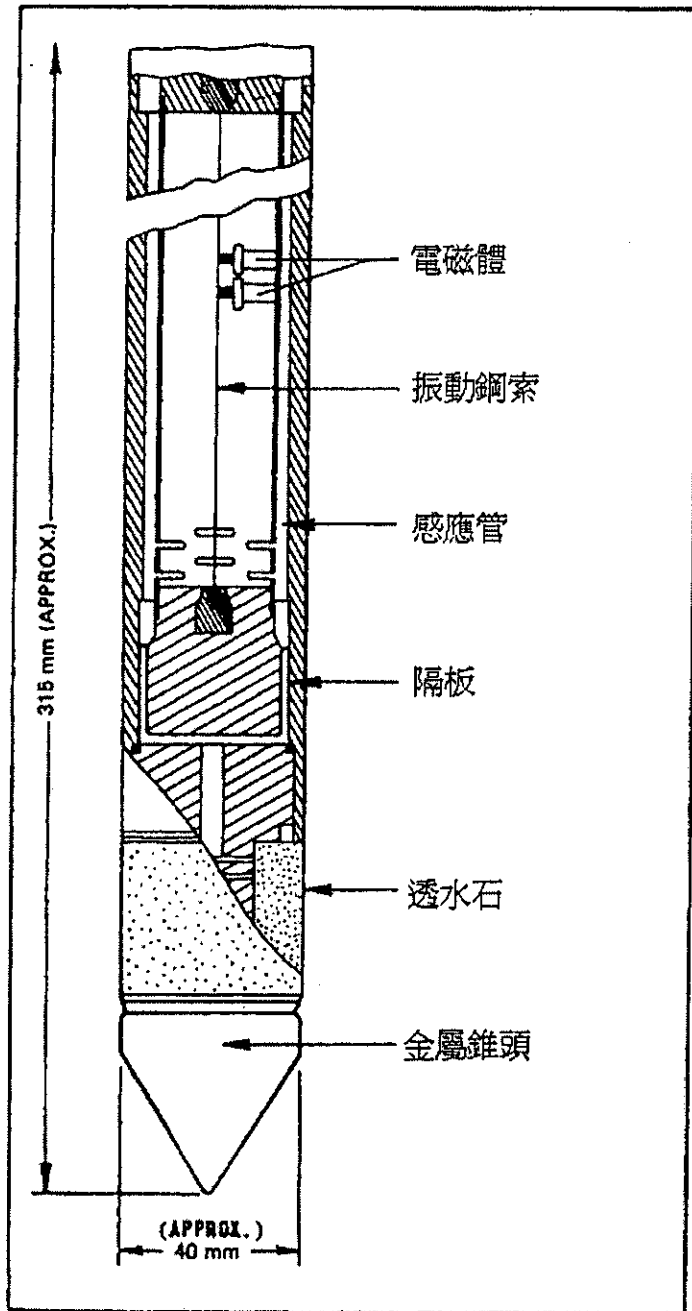


圖 2.19 線圈電子感測式水壓計
(Wilson and Mikkelsen, 1978)

地滑監測中，水壓計通常安裝在延伸到岩層或土壤的鑽孔中，利用鑽探資料所估計之地下水位及滑動面位置來決定水壓計的安裝位置。最簡單的開口式水壓計是在鑽孔內安置一軟管所組成，而監測水壓的部分必須是透水的，這個部分可以是透水材料或將軟管埋在細砂當中，以便水流能自由流入又能避免土壤顆粒進入水壓計當中，水壓計必須放置在鑽孔中央，周圍再用乾淨砂包覆當成濾層材料，隔開土壤及水壓計。

在水壓計的頂端安置不透水栓塞是必要的，不論是 Casagrande 水壓計、氣壓感測式、電子式水壓計配置在管中都可以用類似的方法封口，一個可用的安裝方式是在鑽孔與水壓計之間投入皂土並以環狀落錘將其搗實，有些丸狀或碎屑狀皂土顆粒比重可以沈入水中，並不需要使用落錘搗實。另一種方式就是將皂土漿灌入砂土濾層上方，這種封口的方式可以經由直徑 1.3 到 2.0 公分的管子直接將水泥漿打入孔中。

在單一鑽孔內安裝單一，最多到兩個水壓計時通常會有比較好的效果，因為皂土的封口有時會很難施做而且儘管在有防範措施下，仍然會有輕微的滲漏發生。然而在特殊情況下，多點式的水壓計也曾經被 Vaughan (1969) 成功的使用。

中等到軟弱的土壤中可能更適合將水壓計直接壓入地表下，結合鋼管將水壓計安置於地下，在水壓計的尖端必須堅硬以抵抗壓入地下時可能的損壞，並且要設計使得造成的擾動達到最小。Casagrande、氣壓感測式，或其他一般的電子感測式水壓計都可以利用這個方式安裝，而且具有密封及安裝快速的優點。使用氣壓感測式水壓計還是可以快速反應水壓的變化。因為這類的水壓計並沒有辦法在安裝完成後自動將尖端完全濕潤，因此必須在使用前先行

泡水，並且保持完全濕潤直到安裝至定點。這樣的步驟可以確保在低透水性的黏土中能更快速的在安裝完成後反應孔隙壓力的變化。不論是氣壓感測式或電子感測式水壓計都應該在安裝前及安裝過程中不斷的檢查機能是否正常，並且要特別注意在將電子感測式水壓計壓入土壤中時預防超過容許的壓力範圍。

水壓計讀數首先應該繪製時間與降雨或其他可能影響孔隙壓力的資料，如果有裝設排水設施，則滲流量應該要記錄並且繪製圖表。如果可能，每支水壓計的靈敏度應該定期檢查，以用來決定它的反應速度。

根據上述傳統監測儀器之評估，現有利用傾度儀量測傾斜觀測管之傾斜變化有若干缺點，分述如下：

- (1) 儀器本身長度固定，量測的範圍有限。
- (2) 儀器本身為剛性材料，當測傾管嚴重扭曲時，儀器就無法通過，量測便中斷。
- (3) 儀器內部的零件複雜，價格昂貴，維修不易，現地維修更是不可能，因此比較不合適做為長期自動量測的現地監測儀器。

為改善上述缺憾，本研究發展光纖光柵(Fiber Bragg Grating, FBG)、布里淵光時域反射(Brillouin Optic Time Domain Reflectometry, BOTDR)和時域反射法(Time Domain Reflectometry, TDR)做為大地工程中邊坡穩定監測感測器。另一方面，為因應邊坡崩塌複雜現象，複合式多功能邊坡監測系統之研發亦有其必要性，本研究亦將利用 TDR 之優點研發具多功能之整合式 TDR 邊坡自動化監測系統。本研究所進行之監測系統研發於第三章中將有詳細之介紹。

三、光纖與 TDR 監測系統之監測與量測研究

邊坡安全監測包括變形與水壓等物理量之量測，傳統監測方法需人工定時施測並擷取資料，效率與經濟效益不彰。近年來自動化監測系統逐漸受到重視，但自動化監測系統之價格昂貴且儀器設備容易故障。光纖感測(Fiber Optic Sensor, FOS)和時域反射法(Time Domain Reflectometry, TDR)使用上孔(Up-hole)電子儀器，不容易故障且方便維修。當光纖受應力或溫度改變而產生應變時對於通過之光束的特性產生影響，FOS 就是利用此特性之改變來做監測。光纖一般的直徑約在 $125\ \mu\text{m}$ 左右，其主要成份是非金屬矽(Silica)，不易腐蝕或改變其性質。FOS 感測器與訊號傳遞，如果設計方法適當，可以使用同一介質也就是同一條光纖，因此所佔體積甚小。時域反射儀是使用同軸電纜發射電磁波進行地層內部之監測。同軸電纜也兼具資料之傳輸與監測感測器之功能，使用數位化方式進行資料之擷取，容易自動化與遠端即時監測。更重要的是，這兩種監測方法都具備多種監測功能，可使用同樣之電子儀器及多工器同時進行多點，分佈式之監測，可有效地建立高效率且經濟之監測系統。

交通大學防災工程研究中心於數年前開始從事光纖光柵(Fiber Bragg Grating, FBG)、布里淵光時域反射(Brillouin Optic Time Domain Reflectometry, BOTDR)監測和時域反射法監測應用於大地工程中邊坡穩定監測技術之研發。本章旨於簡單介紹這三種監測方法之基本原理，並敘述本計畫中針對這些監測技術所做之研發狀況。

3.1 光纖光柵監測系統

光纖光柵感測器的量測原理，是在光纖核心中一段縱向折射率週期性變化排列〈光柵〉，其間週期性折射率改變間距以 Λ 表示，一般常使用的寬頻光源，如發光二極體、冷光二極體、半導體雷射注入光纖中，只有波長為 λ_B 的光會被反射回來(圖 3.1)，

$$\lambda_B = 2n\Lambda \quad (3.1)$$

其中

n :光纖纖心的有效折射率

Λ :折射率週期性改變的間距

當光柵受到外力產生應變時，造成原本間距 Λ 的改變增加量為 $\Delta\Lambda$ ，帶入(3.1)式可以得到下式：

$$\Delta\lambda_B = 2n\Delta\Lambda \quad (3.2)$$

根據應變的定義

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l} = \frac{\Delta\Lambda}{\Lambda} \quad (3.3)$$

得到

$$\Delta l = \left(\frac{\Delta\Lambda}{\Lambda}\right)l = \left(\frac{2n}{\frac{\lambda_B}{2n}}\right) \times l \quad (3.4)$$

因此

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l} = \frac{\Delta\lambda_B}{\lambda_B} \quad (3.5)$$

光纖感測器與傳統電阻量測器最大的不同點，在於光纖的多工特性，不受限於傳統電子迴路一對一訊號傳輸要求，只要在光柵製作時安排不同波長的光柵製作於同一條光纖上，利用足夠強度的寬

頻光源，或安排多點光源串接於光耦合器，就可以在同一時間內一次量測數點至數百點的應變訊號。若以傳統的電路排列需要安置數百條的電線，且電線之間彼此因為電磁效應會相互的干擾，產生雜訊，影響量測結果的準確性；光纖感測器不但只需一至二條的光纖即可，不佔空間，另外沒有電磁干擾的問題，只要光源足夠就可以大量使用，準確性不減。

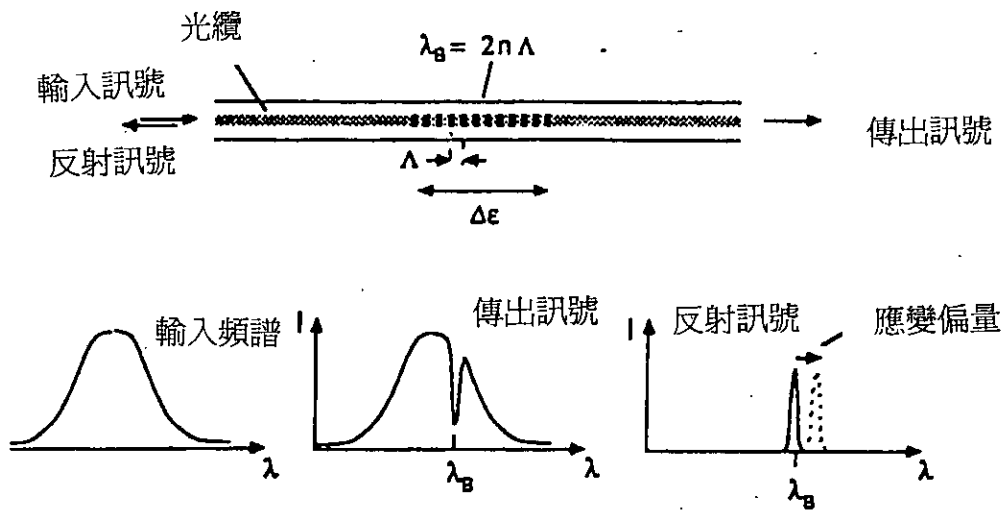


圖 3.1 光纖光柵感測器的量測原理

(Kersey, 1993)

3.2 布里淵光時域反射

光纖中入射光與音波相互作用的結果，會造成光纖折射率的變動，因而產生散射的現象。在散射的過程中，音波扮演的角色如同一往前移動之布拉格光柵(Bragg Grating)，此光柵使部分的光被往後散射，此散射的現象稱之為布里淵散射(Brillouin Scattering)。受到都朴勒效應(Doppler Effect)，往後散射光之頻率比入射光低，此降低的頻率稱為 Brillouin 頻率 ν_B 。此 ν_B 會隨光纖受溫度之影響或應變而改變。圖 3.2 顯示 Kurashima et al. (1993) 所建議將布里淵散射與光時域反射結合在一起，也就是布里淵光時域反射(Brillouin Optic Time

Domain Reflectometry, BOTDR)之基本架構。BOTDR 根據相干性偵測(Coherent Detection)之原理，使用一頻率 ν 脈波雷射(Pulse Laser)與頻率為 $\nu - \Delta\nu$ 之連續波雷射(Continuous Wave Laser)做為光源。以 $\Delta\nu$ 之調整來決定 ν_B ，在 BOTDR 試驗的過程中不斷的以 $\Delta\nu$ 之調整來決定不同時間所接收到之 ν_B ，然後得到時域下 ν_B 之分佈。脈波光傳遞時間 t 與距離 D 之關係為

$$D = \frac{ct}{2n} \quad (3.6)$$

其中

c : 光在真空狀態下傳遞之速度(3×10^8 m/sec)

n : 光纖之折射率(1.3 到 1.5 之間)

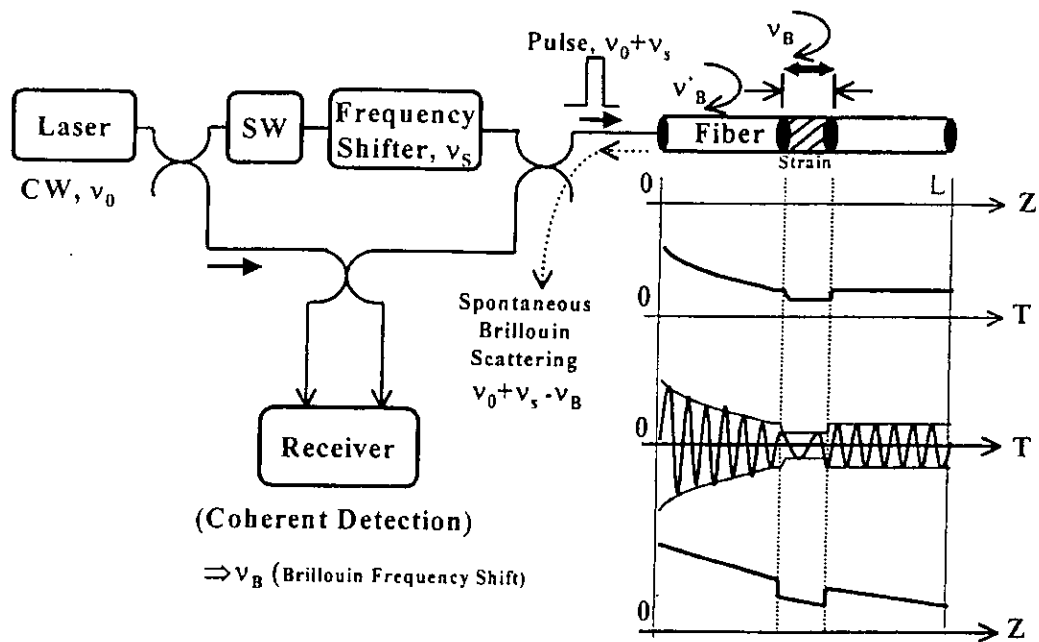


圖 3.2 布里淵光時域反射之基本架構

(Kurashima et al., 1993)

根據公式(3.6)即可將 v_B 在時間的分佈轉換成距離之分佈。

$$v_B = \frac{2nV_A}{\lambda_p} \quad (3.7)$$

其中

V_A : 聲波在光纖內之傳播速度(約 5.96 km/sec)

λ_p : 脈波雷射光之波長(1000 到 1600 nm 之間)

V_A 與 n 尤其是 V_A 受溫度或應變之影響最大，因此透過 V_A 和 n 與溫度或應變之關係，即可根據 v_B 來決定溫度或應變在光纖上之分佈。BOTDR 讀數之精確度(讀數之穩定性以及與理論值之接近程度)與空間解析度(讀數所反應某一長度光纖內溫度或應變之改變)受入射光脈波寬度 w 以及輸出峰值功率之影響。根據蔣博文(2001)，理想之脈波寬度為 100 ns，輸出峰值功率在 23 dBm 左右。以脈波寬度 w 的脈波做 BOTDR 量測時，在時域上同一單點所得之訊號將包括此點及光纖內此點以前一部份之反應，所偵測到之光纖長度 L (也就是空間解析度)為：

$$L = \frac{c}{2n} w \quad (3.8)$$

因此，若使用 w 為 100 ns 之光源，其空間解析度即為 10m，當輸出峰值功率在 23 dBm 時所能感測溫度與應變之解析度(最小之改變量)，分別為 2°C，與 20 - 60 $\mu\epsilon$ 。蔣博文(2001)已發展出利用光纖核心含有溫度係數不同成分的方法，將單一感測光纖內所量得之溫度與應變之分佈加以分離而無須使用額外之輔助。蔣博文(2001)同時也發展出使用分解 Brillouin 散射光訊號頻譜的方法，將 BOTDR 空

間解析度降至 1m 以下。BOTDR 可以感測單一光纖之長度在 10 km 以上。因此以現有之 BOTDR 技術，使用單一光纖可以監測此光纖 10 km 長度內，以 1m 為距離單元之應變與溫度變化之分佈。每一讀取數據與結果轉換之週期在 1 分鐘以下，可連續的做監測。

由於 BOTDR 有這些特性，它非常適合做長距離，分佈式之應變監測。藉由應變量來決定監測範圍內任何一點是否有異常之變形。但是 BOTDR 也有其缺點，包括解析度較低以及資料擷取週期較慢等。因此 BOTDR 比較不適合做動態(例如對結構體震動)，或者需要靈敏度高(例如應變量低於 $20 \mu\epsilon$)情況下的監測。

3.3 FBG 邊坡變形監測儀之研發

在現用的土木監測方法中，用來監測地層滑動最常使用的機制莫過於藉由埋設傾斜管，利用測傾儀定時量測地層的變位。在土木施工上普遍使用的電子測傾儀，儀器中心具有一保持鉛垂位置的裝置，當儀器順著測傾管傾斜時，即可量測出與鉛垂線的夾角，同時記錄儀器的深度跟斜率。但是現有的測傾儀有若干缺點：

- (1)儀器本身長度固定，量測的範圍有限。
- (2)儀器本身為剛性材料，當測傾管嚴重扭曲時，儀器就無法通過，量測便中斷。
- (3)儀器內部的零件複雜，價格昂貴，維修不易，現地維修更是不可能，因此比較不適合做為長期自動量測的現地監測儀器。

因為傾斜管已在土木工程界廣泛的使用，為了與現有系統之匹配，研究團隊所研發之變形監測儀乃參考目前現地地層滑動量測普遍使用的測傾儀而設計，但其位移量測是以應變管之量測方式與三次仿樣內插技術而非傾斜角度。

應變管於邊坡變形監測上的應用，首先由日本學者所提出(陳至揚，2001)，其原理是將應變片以等距離鋪設之方法黏貼於測傾管上，再將測傾管埋入地下。其結果之解釋可以粗略的將不同深度的相鄰測點量測值，以折線累積應變畫出橫向位移柱狀圖，由柱狀圖判斷滑動面的位置。或者，利用三次仿樣(Spline Function)內插法，假設較合理的邊界條件，利用三次多項式在相繼兩點間做多項式分段近似，然後以應變隨深度積分的方式計算橫向位移隨深度之改變。應變片之黏貼間隔，在黏土質中建議為 90cm 以下、風化岩層以 45cm 較為妥當。受到前述每一應變片需要單獨訊號線之限制，如果以此密集之間距黏貼應變片在實用上有極大之挑戰。因此傳統使用應變片做應變管之觀念並未被工程界廣泛的使用。

利用應變管搭配多點式的光纖感測器使其能夠自動化監測，獲得長時間、連續性、多測點的詳細監測資料，而同時不會有大量訊號線之困擾。光纖感測器可與自動化監測結合成為早期預警系統，一旦具有滑動危險的地層發生鬆動就立刻預警。與傳統傾斜儀不同的是，光纖變形監測儀是量測發生於地層內之扭曲而非角度之傾斜，因此本研究所研發之儀器稱之為光纖扭曲儀。此系統之研發分成三個階段做漸進式之系統開發。第一階段為發展裝有滾輪，使用光纖光柵做為監測單元之扭曲量測儀器。本儀器設計與傳統傾斜探管外型上有許多類似之處，因此暫且稱之為光纖光柵扭曲探管(Fiber Bragg Grating Distortion Probe, FBG-DP)。光纖光柵之成本雖然在快速的降低，但現有之單價仍高(單價從 2001 年初之新台幣 18000 元降至 2002 年 5 月份之新台幣 3000 元)，扭曲探管所使用之光纖光柵最低可以只用兩個，因此成本較低，但其缺點是每次使用必須使用人工將 FBG-DP 放入傾斜管不利於自動化操作，同時受到監測儀器

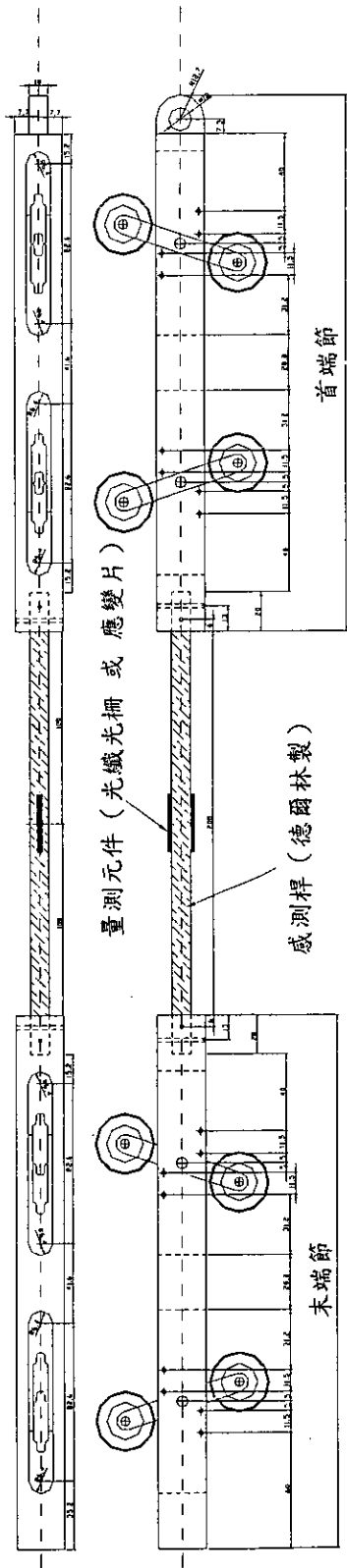
在傾斜管移動之影響其精密度必然比較不理想。光纖光柵扭曲探管最主要之功能是可行性評估與協助資料擷取與分析系統之建立。第二階段為光纖光柵孔內扭曲量測儀器之研發，其功能與傳統 IPI 類似，因此暫且稱之為光纖光柵孔內扭曲儀(FBG-IPI)貼有光纖光柵之軟管放入地下傾斜管內做長期之監測而無須取出。FBG-IPI 需要使用多點之 FBG，每米 FBG-IPI 使用 4 個 FBG，因此價格比較昂貴，但是此價格仍然較傳統 IPI 低廉。第三階段為 BOTDR 孔內扭曲量測儀器之研發，此系統與 FBG-IPI 觀念類似，扭曲應變使用 BOTDR 而非 FBG 來量測，因此稱之為 BOTDR-IPI。BOTDR-IPI 之優點為價格極為低廉，可供 BOTDR 量測所使用之單模光纖每米單價為新台幣 5 元。

本計畫於初期即完成第一階段之研發，也就是 FBG-DP 之研發。FBG-DP 變形監測儀之設計概念圖與實體照片展示於圖 3.3。由成對導輪區分為若干節，依構造不同大致可分為首端、末端跟中間段，導輪、夾具與節為鋼製，而節與節間的感測材料為德爾林製圓條，圓條中央為成對的感測器，感測器的安裝位置在導輪連線的同一軸線上，方向亦相同，成對安裝於相隔 180 度的兩條導輪軸線上。量測方式與電子測傾儀相同，置放入一般傾斜管中，由兩端的導輪順著傾斜管兩端的凹槽滑行做上下移動，如圖 3.4 所示。每節中央應變感測元件，在傾斜管因為地層滑動而發生扭曲的時候，通過彎曲段傾斜管的扭曲儀亦會跟著彎曲，量測傾斜管的彎曲變化量，再套用三次仿樣法即可求出傾斜管在地層中變位彎曲的狀況。圖 3.5 展示兩種方法所得之結果與實際在傾斜管外以線性位移監測儀器直接量測所得結果之比較，變形監測儀的優點如下：

(1) 變形監測儀無須重新埋入新的傾斜管或是應變管，利用現有

的傾斜管即可使用，而對於新放置的傾斜管也不必增加截面積，減少放置的困難。

- (2) 變形監測儀放置於現有的傾斜管內，應變感測儀器並不與現地的土層緊密接觸，較不易受砂礫摩擦損壞。
- (3) 變形監測儀的監測長度較電子測傾儀長，且隨需求可以增長使用，最終將使變形監測儀與傾斜管同長，將變形監測儀放入傾斜管後就無須移動，達到自動化隨時量測的目標。
- (4) 應變管內外的量測點為固定位置，變形監測儀可在傾斜管內鉛垂方向自由滑動，量測點位置可以依據實際需求來選擇，尤其是在地滑附近的區域需要增點做密集量測時，變形監測儀可以滿足其需求。
- (5) 扭曲儀的核心材料為韌性材料，可彎曲的幅角較電子測傾儀大，針對地滑較嚴重的區域可以做較為詳盡的量測。



單位：mm

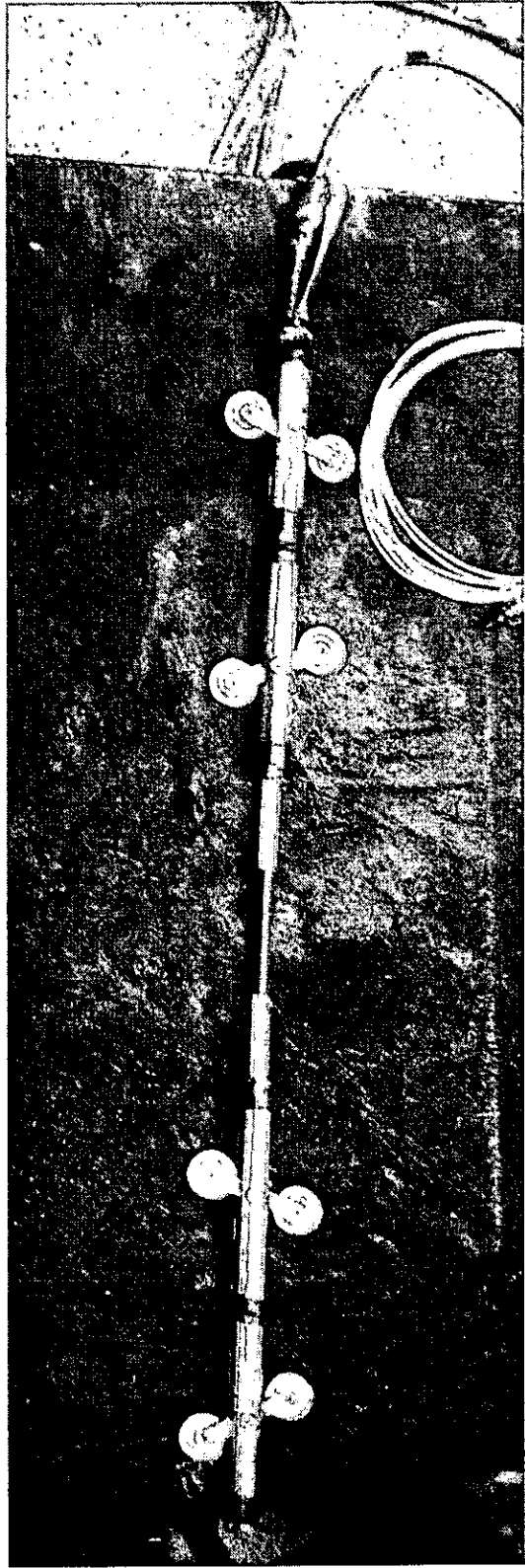


圖 3.3 FBG-DP 變形監測儀

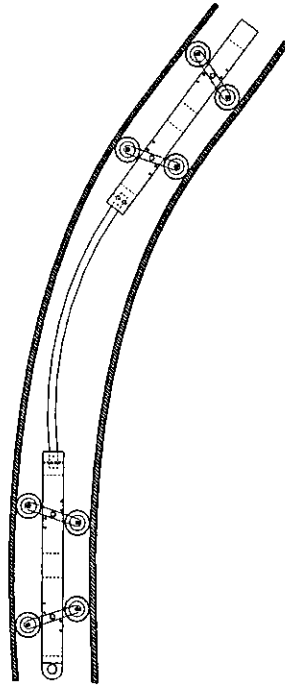


圖 3.4 變形監測儀在測傾管內之滑動

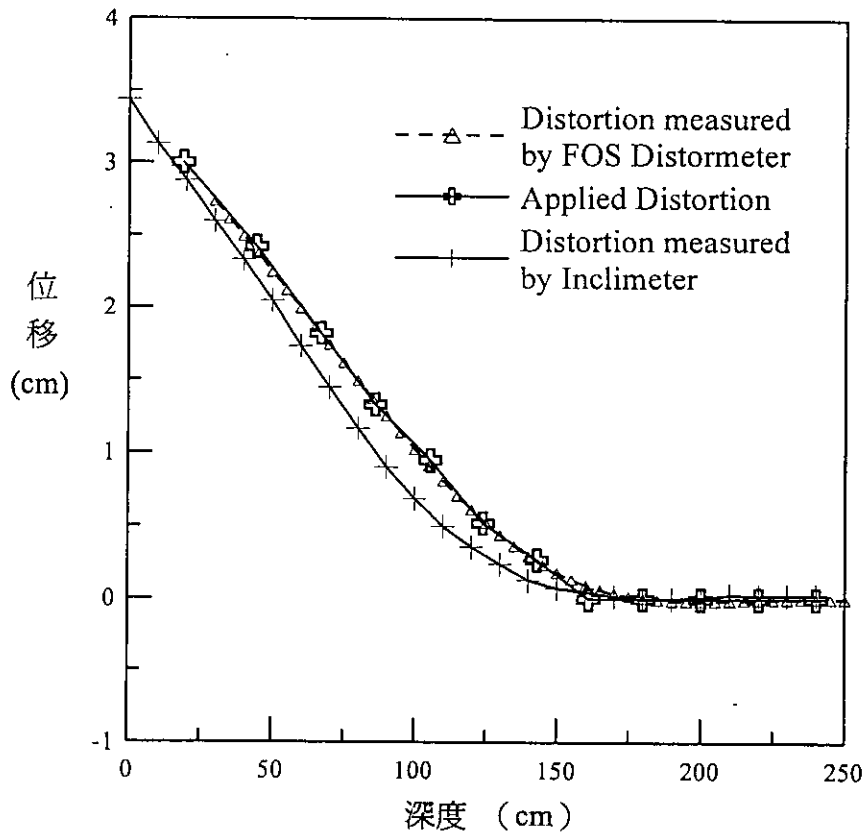


圖 3.5 室內量測之比較

第二階段也就是光纖光柵孔內扭曲量測儀器(FBG-IPI)之研發工作正在進行之中。FBG-IPI 利用應變管搭配多點式的光纖感測器使其能夠自動化監測，獲得長時間、連續性、多測點的詳細監測資料，同時不會有大量訊號線之困擾。光纖感測器可與自動化監測結合成為早期預警系統，一旦具有滑動危險的地層發生鬆動就立刻預警。研究團隊所研發之 FBG-IPI 變形監測管是將光纖光柵黏貼於一 PVC 管外。PVC 管外相隔 180 度黏貼成對的光纖光柵應變感測器，每節 PVC 管 1.5 至 2m 長。依照所需監測之深度將 PVC 管與光纖連結在一起成為一整體之監測系統。PVC 管上每 50cm 裝有一支架，其大小與形狀與傾斜管及其內部之凹槽相匹配。PVC 管之連結在現場進行，連結完成之 PVC 管隨即放入一般傾斜管中。傾斜管因為地層滑動而發生扭曲的時候，PVC 管亦會跟著彎曲，經由光纖光柵量測 PVC 管的彎曲變化量，再套用三次仿樣法即可求出傾斜管在地層中變位彎曲的狀況。圖 3.6 展示兩節裝完成之 FBG-IPI 之實體照片。圖 3.7 展示一 2m 長，以 50cm 間距，相隔 180 度黏貼成對光纖光柵之 FBG-IPI 在室內標定的結果。此 FBG-IPI 所使用之 PVC 管直徑 34mm，一端固定另一端沿黏貼 FBG 之平面移動。PVC 管外安裝三個 LVDT 以提供獨立之 PVC 管移動距離參考數據，FBG 所量得之應變量經過前述之三次仿樣，然後積分推算出 PVC 管移動之分佈。根據圖 3.7 所展示之試驗結果，當 FBG-IPI 之扭曲斜率在 1:10000(每米位移 0.1mm)以上時即可感測其位移。

FBG-IPI 變形監測管的優點如下：

- (1) 與現有的傾斜管配合使用，傾斜管安裝之技術非常普遍且成熟，減少放置的困難。首先安裝傾斜管然後將變形監測管插入即可，變形監測管若受損可以輕易的拔出做抽換或維

- 修。
- (2) 變形監測管放置於現有的傾斜管內，應變感測儀器並不與現地的土層親密接觸，較不易受砂礫摩擦損壞。
 - (3) 變形監測管插入傾斜管後就無須移動，達到自動化隨時量測的目標。
 - (4) 變形監測管使用韌性材料，可彎曲的幅角較電子測傾儀大，針對地滑較嚴重的區域可以做較為詳盡的量測。

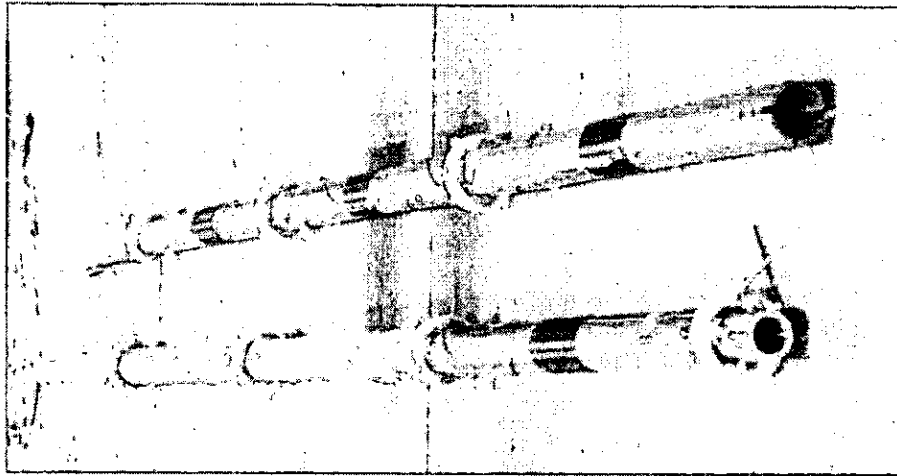


圖 3.6 FBG-IPi 變形監測管

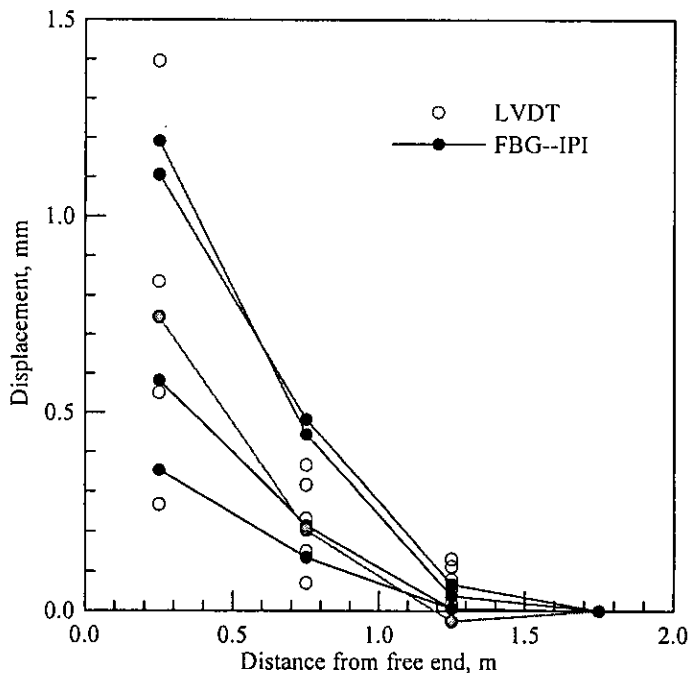


圖 3.7 FBG-IPi 實驗室標定結果

3.4 TDR 監測系統

邊坡破壞大都能藉由監測系統加以預知，亦即藉由適當設計及可靠的監測系統可事前獲知，邊坡是否有異常現象。邊坡監測計畫包括選擇適當監測參數並觀察其隨時間之變化，與邊坡穩定最為相關之參數為地下水位及邊坡位移量。

常用坡地穩定監測系統的包括雨量計、水壓計、傾斜管、地表位移計等儀器，監測方式可從便宜、短期到昂貴、長期之監測系統不等，由於道路邊坡常位於偏遠及不易到達之地區，監測系統必須具備自動化及遠端傳輸之功能，拜電子設備及遠端通訊演進之賜，這樣的坡地監測系統現已成為經濟可行的方案。

監測儀器之穩定性、耐久性及精度足以影響邊坡監測之判讀及觀測品質，目前常用儀器之耐久性部份僅有 1~2 年，不符合邊坡長期觀測使用目的。此外，其相互間使用上之搭配是否能合宜，其效能是否能夠充分發揮均是值得探討之課題。為開發一穩定、耐久及有效的監測系統，並同時能在更經濟的條件下達成此一目的，本研究引進時域反射(Time Domain Reflectometry, TDR)監測技術，並開發可同時量測邊坡位移、地下水位及降雨量之整合型坡地遠端自動監測系統，本章節介紹該系統儀器之開發，初步現地安裝與評估於 4.2 節說明。

3.4.1 TDR 基本原理

時域反射法(Time Domain Reflectometry, TDR)是以電磁波為基礎之探測法，其基本原理與雷達相同，但電磁波之傳遞僅侷限於傳輸纜線(Transmission Line)。因此，雷達量測為三維的波傳問題，而時域反射儀量測為一維的波傳問題。圖 3.8 為 TDR 儀器之簡圖

，它包含階躍脈衝電壓產生器(Step Generator)、訊號採樣器(Sampler)與示波器(Oscilloscope)，脈衝產生器產生電壓脈衝傳至同軸纜線，訊號採樣器擷取並透過示波器顯示由同軸纜線傳回之反射訊號。同軸纜線由一組內、外導線所組成，外導線以封閉的方式包圍內導線；感測器(Sensor)為同軸纜線之延伸使得電磁波傳進所要量測之材料或環境中。

時域反射法之基本原理與雷達相同，由製波器發射一電磁脈衝進入同軸電纜及感測器，並由示波器記錄由於電纜阻抗不連續所造成之反射。電纜阻抗由電纜或感測器斷面幾何及其內部介質之介電度決定，因此當感測器斷面因受力而變形時，或絕緣介質不同時，將產生阻抗不連續。當電磁波遇到阻抗不連續所產生之回彈訊號為接收器所接收，再透過電磁波速與時差之計算，便可知道阻抗不連續處之位置。在大地工程監測方面，依應用原理可歸類為三：第一，利用 TDR 反射訊號監測當電纜受到外在環境之影響造成電纜幾何形狀或感測器長度之改變，例如岩石或土壤之相對變位造成埋置其中之電纜幾何形狀改變(Dowding et al., 1988, Aimone-Martin et al., 1994)；第二、利用 TDR 之反射訊號量測感測器內不同介質之界面位置，例如地下水位之監測(Dowding et al., 1996)；第三、將欲量測之材料做為感測器之介質，利用反射訊號量測材料之介電度與導電度，以進一步推估材料之基本物理性質，例如土層之含水量與土壤顆粒種類(Topp et al., 1980, Lin et al., 2000)。本計畫利用第一項原理製作地層內部相對變位感測器及地表位移計，地下水位感測器與雨量計則利用第二項原理。

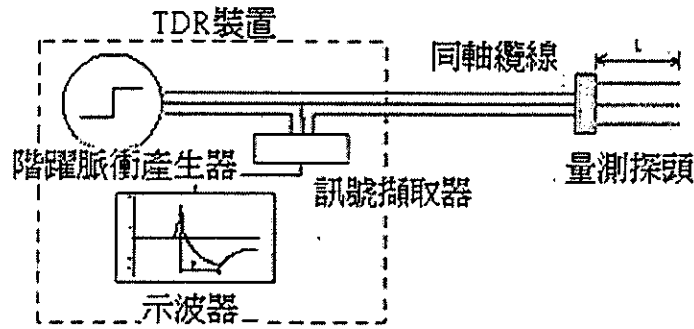


圖 3.8 TDR 系統之配置簡圖

TDR 量測系統之傳輸纜線包括同軸纜線與感測器，電磁波在傳輸纜線中之傳遞由 Maxwell 方程式控制，因為傳輸電纜之特殊電磁場結構，電磁波在傳輸纜線中之傳遞可以用導線之電流與正負導線之電壓來描述，因此 Maxwell 方程式可以簡化成電壓與電流之波動方程式，波動方程式之解答中兩個最重要的元素分別為特徵阻抗(Characterisitic Impedance)與傳遞常數(Propagation Constant)。特徵阻抗是纜線之電壓與電流之比值，它是纜線之本質特性，為纜線幾何形狀與纜線介質之電磁性質(介電度與導電度)之函數，當纜線中因特徵阻抗不同而產生阻抗不連續時，電磁波會在阻抗不連續面產生反射波與折射波；傳遞常數是傳輸纜線另一項本質特性，為纜線介質之電磁性質的函數，它控制了電磁波在纜線中傳遞之速度與衰減。

同軸纜線與感測器之絕緣介質一般採用低衰減(低導電度)之材料，因此其衰減特性可忽略，電磁波在傳輸纜線中傳遞之速度由介質之介電度決定：

$$v = \frac{c}{\sqrt{\epsilon_r}} \quad (3.10)$$

其中 c 為光速， ϵ_r 為介質之介電常數。傳輸纜線之阻抗為纜線

之斷面幾何與介電度決定，以同軸纜線為例可表示為：

$$Z = \frac{\ln\left(\frac{b}{a}\right)}{2\pi} \sqrt{\frac{\mu_0}{\epsilon_0}} \frac{1}{\sqrt{\epsilon_r}} = \frac{Z_p}{\sqrt{\epsilon_r}} \quad (3.11)$$

其中 a 為內導線之外徑、 b 為外導線之內徑、 μ_0 為真空之磁導率(Magnetic Permeability)、 ϵ_0 為真空之介電常數、 Z_p 為介質為真空時($\epsilon_r^* = 1$)之阻抗。當入射之方波 V_i 於電纜中遇到阻抗不連續 (Z_0 與 Z_t 之交界)時將產生反射與透射射，反射波可表示為：

$$V_r = \rho V_i \quad (3.12)$$

其中反射係數為電纜阻抗之函數

$$\rho = \frac{V_r}{V_i} = \frac{Z_t - Z_0}{Z_t + Z_0} \quad (3.13)$$

圖 3.9 顯示電磁波經過阻抗 Z_0 遇到不同阻抗 Z_t 時產生不同之反射，若 $Z_t = Z_0$ (即 $\rho = 0$ ，沒有阻抗不連續面)，則不會產生反射訊號，當 $Z_t > Z_0$ 時， $\rho > 0$ ，可觀察到一正的反方波，當 $Z_t < Z_0$ 時， $\rho < 0$ ，可觀察到一負的反方波。阻抗不連續之位置 x 可由波速 v (式(3.10))與電磁波碰到不連續面回彈為接收器所接收之時差 TD 求得：

$$x = v * TD \quad (3.14)$$

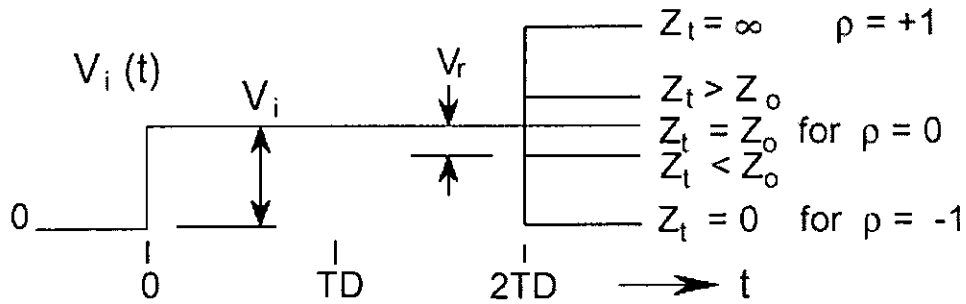


圖 3.9 不同之阻抗不連續所產生之反射波形

3.4.2 TDR 地層錯動變形監測

(1) TDR 錯動變形監測原理

在 TDR 量測系統與傳輸纜線的原理中得知，由 TDR 製波器發出之脈衝訊號在遇到斷面材質不同(即纜線阻抗不連續)，或幾何形狀不同時會產生反射訊號。因此我們可以應用此項原理用來監測岩體變形，首先必須在所要量測變形的岩石上鑽孔，放入同軸纜線，然後用水泥漿填塞，以期其與岩塊形成一體。然後，隨著岩體變形，在同軸纜線發生破壞，TDR 反射之波形亦會隨變形之增加而增加，而目前許多研究指出，變形的大小不僅可量化，且在某些例子中，我們亦能分辨其為剪力或張力變形(Dowding et al., 1988, Dowding et al., 1989, Su and Chen, 2000)。

當同軸纜線安裝填漿於鑽孔後，TDR 發射一電壓脈衝送至纜線下方，至纜線底部反射回來，而其間所遭遇受剪、受張等情況使同軸線產生缺陷(幾何形狀之改變)，會個別對輸入之脈衝產生影響，而其疊加的效果，便輸出於示波器上。如圖 3.10 所示，大壩底下所埋設的兩枝同軸纜線，其有因不均勻沈陷而使電纜線受張，亦有因節理旁岩層相對位移而使電纜線受剪者，若能對其個別於波形產生之影響有所瞭解，則可對輸出之波形，及疊加之效

果有所判別、瞭解。如圖 3.11 所示，由 TDR 產生電磁波經同軸纜線至變形感測纜線時，即於接頭位置產生一起點反射，而於 TDR 之波形上顯現一凸起之反射波形；電磁波繼續前進當遇到凹痕時，又產生一反射訊號，而於 TDR 之波形上顯現一向下凹之反射波形；當電磁波至 cable 之末端時，即產生一終點反射，於 TDR 之波形上顯現上揚之反射波形。

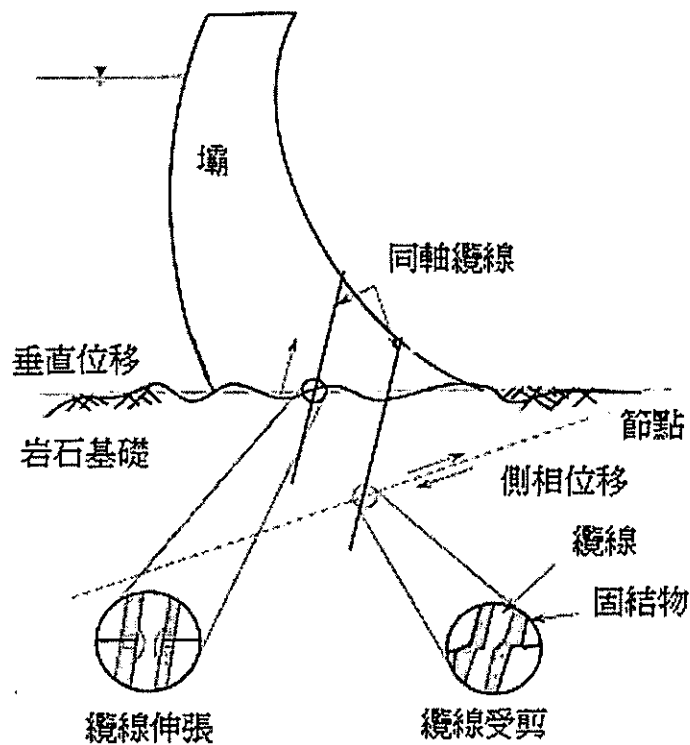


圖 3.10 岩體變形監測

(O'Connor and Dowding, 1999)

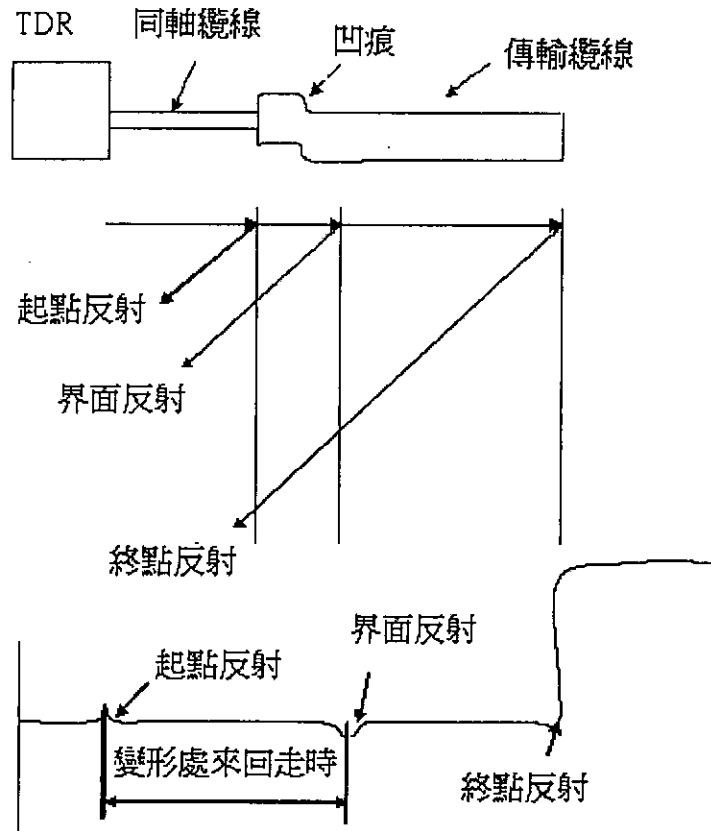


圖 3.11 TDR 變形監測之反射訊號與原理

局部之應變及(或)薄剪動常發生於支撐開挖邊緣、土堤下、不穩定邊坡內，在這些大應力梯度的環境，土壤應變變得相當大且集中在薄的剪動帶(區)，以致會導致土壤之漸進式破壞。假若能安裝一組同軸纜線/薄水泥漿系統，使其可隨著土壤受剪變形而變形，如同前面之電纜線隨岩石節理面剪動，則此系統便可直接反應土壤之局部剪動行為，並且透過自動監測的程序來求得廣泛風化岩石、軟岩及土壤之薄剪動帶所引致的邊坡不穩定情況。

在 TDR 量測土壤變位時，需重視周遭澆置薄水泥漿之特質與順應性。纜線之設計旨在量測土壤之變形，而薄水泥漿所扮演的角色係固定纜線並將土壤之變形傳遞至纜線上，因此在選用纜線周遭的澆置材料時，澆置材料的強度與勁度需與土壤相當，若材

料之強度與勁度小於土壤之強度與勁度，則此材料將吸收一小部分之變形；反之，若材料強度、勁度大於土壤，則所測得的變形，不全然反應真實的土壤應變。

目前對於土壤邊坡滑動之變位遙測，多限制在使用一些費人力的手工量測，如傾斜管，它是經由事先於地上鑽孔，然後搭接、埋置傾斜管，再定期派人員至現地垂放傾斜儀，然後換算成土層剖面位移。而 TDR 設備在埋置後，透過資料自動之擷取，可達遙測、即時及自動之資料蒐集，且它有力量測出非常薄的剪動帶。

(2) TDR 錯動變形之標定

Dowding et al. (1989) 使用不同直徑之電纜線施作剪力試驗，將包裹纜線之水泥漿塊體兩端固定，於中間施加壓力將裹電纜線之塊體斷成三截以模擬岩體受剪之狀況如圖 3.12 所示，典型之 TDR 波形與變位之關係，如圖 3.13 所示，當剪應變增加時，所得之反射釘狀波形亦更加明顯，直到最終電纜線被剪壞為止，形成一種開放迴路(Open Circuit)，而產生正向之反射。剪動過程之變位與受剪處反射波之大小有良好之線性關係，但此線性關係依各電纜線直徑之不同有所差異，而圖 3.14 呈現出不同外徑的同軸纜線，經由實驗所獲得其反射係數與剪力變形關係圖，影響圖 3.14 中斜率的因素包括同軸纜線的外徑大小及剪力變形的位罝。Pierce et al. (1994) 在單向度剪力實驗的結果分析中亦顯示，同軸纜線的長度對於訊號傳輸上具有顯著的影響，如圖 3.15 與所示。當採用同軸纜線愈長時，TDR 變形反射波形之振幅愈小。然而，此衰減程度取決於同軸纜線的衰減特性，選擇低衰減之同軸纜線可減低因訊號衰減所引致解析度與靈敏度之降低。

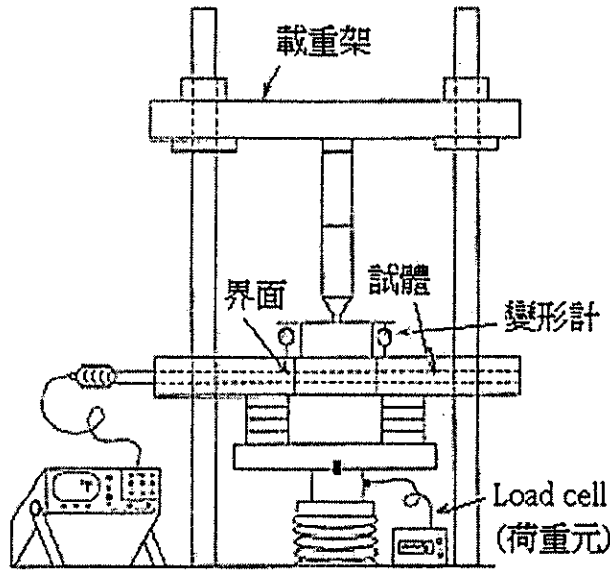


圖 3.12 同軸纜線單向度剪力實驗設備
(Dowding et al., 1989)

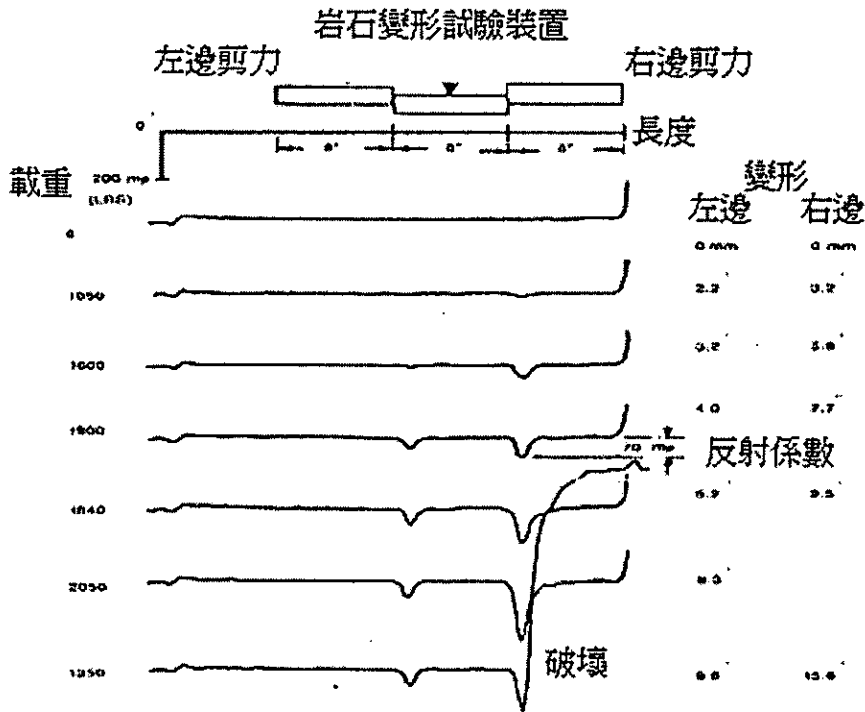


圖 3.13 剪力變形與反射係數之關係圖
(Dowding et al., 1989)

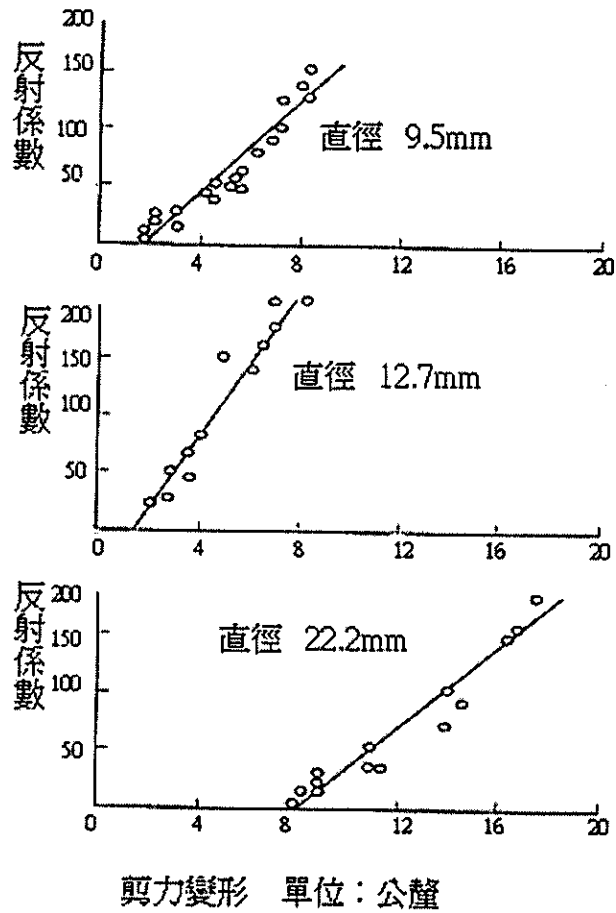


圖 3.14 不同外徑同軸纜線的反射係數與剪力變形之關係
(Dowding et al., 1989)

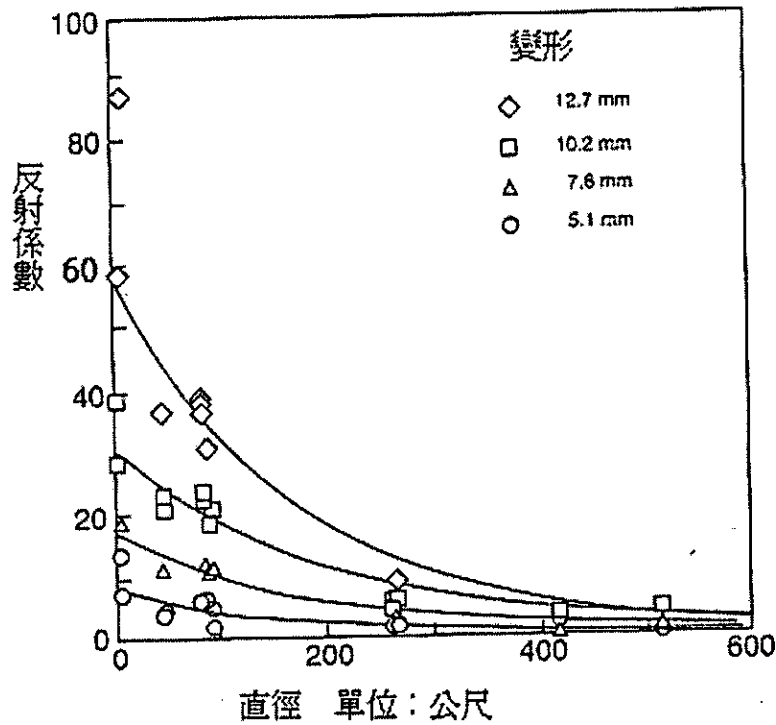


圖 3.15 TDR 反射訊號因同軸纜線長度之影響
(Pierce et al., 1994)

圖 3.16 比較電纜線受張與受剪之不同波形反應，圖 3.16a 為受張力之波形，其較為寬且扁，且這寬的凹形隨拉力變形的增加而寬度增加，直到破壞。儘管張力變形之低敏感度，在電纜線破壞時還是可以辨識出來(張力變形在破壞時只產生一開放迴路)。受剪之波形反應則較為敏銳，反射波形窄而尖銳，且當剪力變形很大時，外側導體可能與內側導體接觸而產生封閉迴路(Closed Circuit)，如圖 3.16b 所示。此外，因不同之受剪破壞模式，TDR 對土層剪力變形的波形反應亦有所不同，如圖 3.15 所示，若為極薄之剪動帶(圖 3.17a)，波形類似岩石節理滑動之模式，若剪動區域稍厚，則產生兩釘狀波形(圖 3.17b)，若其剪動區域為廣泛、普遍之剪動區，則波形不明顯，約略看出有兩個起伏(圖 3.17c)。此外，Su and Chen (1998)考量當同軸纜線上具有多區段變形時，則在訊號分析上會產生多點不連續界面與多種不同阻抗，可能造成

訊號之間的干擾。所以建議以反射訊號電壓降的面積對時間關係的積分如圖 3.18，以取代原有以最大電壓降的方法，做為量化剪力變形與反射係數的方法，然而這種變形量化方式仍無法考慮纜線長度與剪力帶寬度之影響。

由上述討論得知，受到電纜長度、電纜斷面尺寸、及多區段變形之影響，TDR 反射訊號之大小與變形間之關係並無唯一性。因此，目前 TDR 僅能提供變形之相對變化；此外，TDR 變形之靈敏度受到電纜於地層內部變形型態之影響，若地層無明顯之薄層滑動面，則 TDR 之反射訊號不甚明顯。TDR 具備空間上連續監測之獨特優點，但上述量化與靈敏度之問題使得其應用受限。本研究將針對此兩項缺點進行研究與改良，在量化分析方面，目前已建立考慮上述影響因子之 TDR 波傳理論與數值模擬，將進一步利用波傳理論與室內實驗尋求較佳之量化方式，為了增加同軸纜線對地層滑動之靈敏度，本研究擬定改良現有感測電纜之型式，使其增加對地層滑動之靈敏度。

由圖 3.17 可知，TDR 對大規模、廣泛的剪動帶分辨率較低。但相對地，一般傾斜儀之同側兩輪之間距為 60cm，對於局部之相對錯動變形造成平均效果，若薄剪動帶變形持續，則傾斜儀將因此而無法下探，此外，在資料的獲取方面，傾斜管量測需耗費人力與常受限天候的記錄觀測，量測一剖面常需半小時或者更多；而定置型傾斜儀之間距受到電纜線安裝與經費之限制，間距可能大於 2m，無法正確解釋薄剪動帶之滑動變形。相較於傾斜儀，TDR 具有空間上之連續監測之獨特優點，可以量測非常薄之剪動帶，且 TDR 只需按一個鈕即可完成資料擷取與分析，其數位化之量測方式亦可輕易地採用遠端控制及訊號之自動擷取，非常

適合邊坡穩定之監測。此外，TDR 不需特製套管，設備之成本與施工性亦優於傾斜儀，可利用同一 TDR 反射儀及多工器同時監測多孔資料，其感測器即為其傳輸纜線之一部分，並無其任何容易故障之他電子元件，且由 TDR 反射訊號可得知整個傳輸線(包括感測器與延長線)之狀況，從而可自動得知線路之問題所在。

綜合上述之比較，若能在 TDR 變形量化分析及靈敏度上有所提升，對邊坡監測之技術將有很大的貢獻。

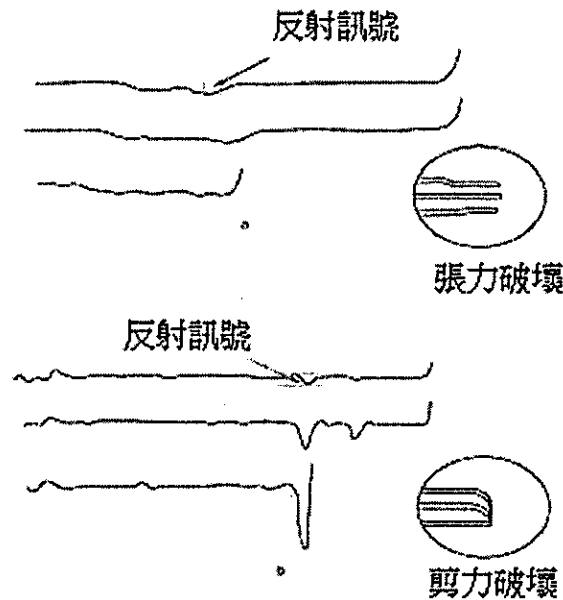


圖 3.16 張力與剪力破壞之比較

(Su, 1987)

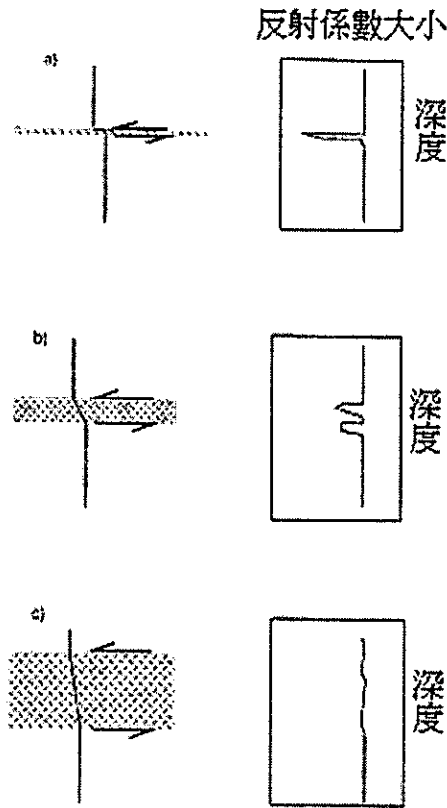


圖 3.17 不同剪力帶之 TDR 波形
(O'Connor et. al., 1995)

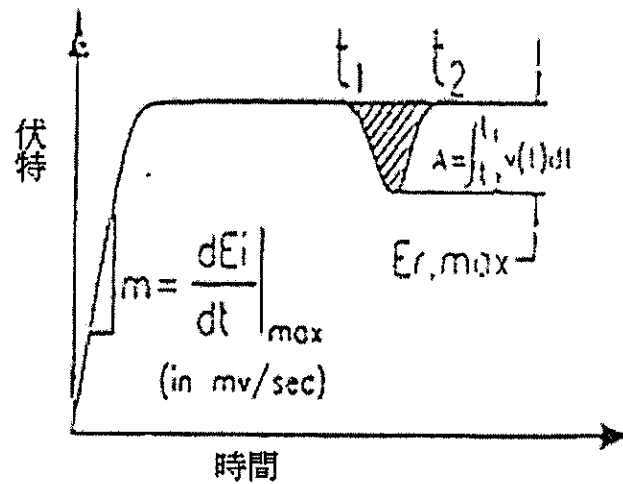


圖 3.18 射訊號電壓降的面積對時間關係的積分
(Su and Chen, 1998)

由以上之文獻得知，以往實驗模型並無法真實模擬實際現地的地層滑動破壞模式，過去之室內標定試驗只著重於傳輸纜線受直剪之變形與 TDR 反射波形間之關係，而沒有真正模擬變形傳輸纜線於邊坡產生滑動破壞時之實際變形破壞模式。圖 3.19 顯示傳輸纜線於邊坡產生滑動破壞時之實際變形破壞模式，錯動變形感測纜線於滑動破壞之邊坡中承受了拉伸破壞、剪力破壞等，其破壞模式受到剪力帶寬度之影響，而非單純的直剪試驗所能夠模擬。圖 3.20 則為錯動變形感測纜線破壞段之細部模擬圖，由圖中可見當 TDR 錯動變形感測纜線埋設於產生滑動破壞之邊坡時，纜線本身除了承受周圍之圍壓外，更因邊坡的滑動而產生相對性之剪動，進而造成變形傳輸纜線之受剪破壞，且剪力帶寬度深深地影響 TDR 傳輸纜線之初始靈敏度及反射訊號大小與錯動變形量之大小。因此本計畫該部分之研究導向 TDR 錯動變形感測纜線與大型直剪試驗之結合，以研發出較能模擬真實現地狀況之剪力盒試驗，並將以此標定盒進行一系列模擬感測纜線埋設於現地之受剪試驗，進而探討現地邊坡滑動破壞時剪力帶寬度、灌漿強度等影響 TDR 反射訊號之因素，亦可用以評估不同感測纜線於不同地質材料中之行為，研擬感測纜線之設計準則。此 TDR 錯動變形標定試驗與過去之 TDR 纜線直剪試驗不同，其標定盒可調整剪力帶寬度，並可施加垂直應力，模擬現地之覆蓋土壓，目前已完成初步設計，將於近期內製作。

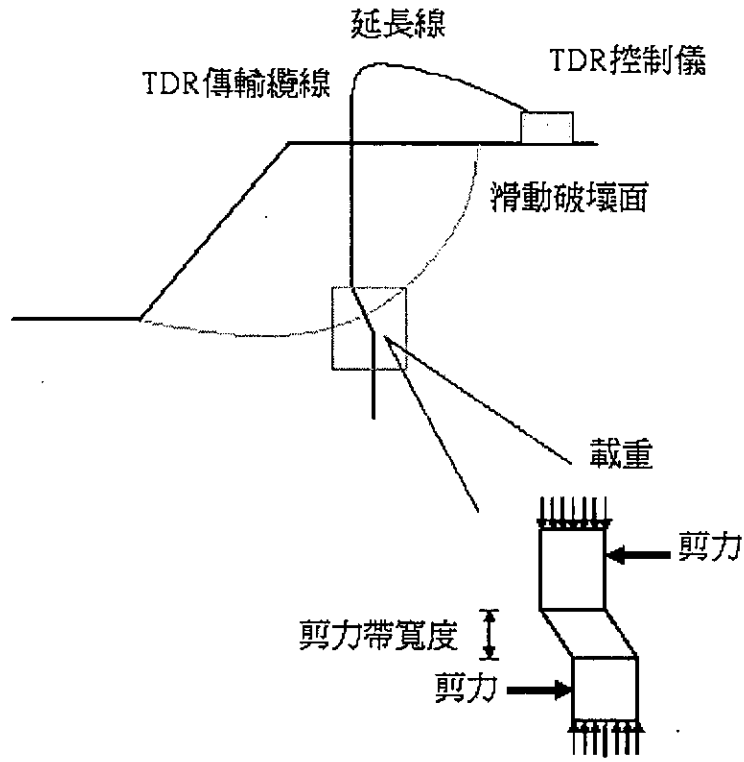


圖 3.19 邊坡滑動示意圖

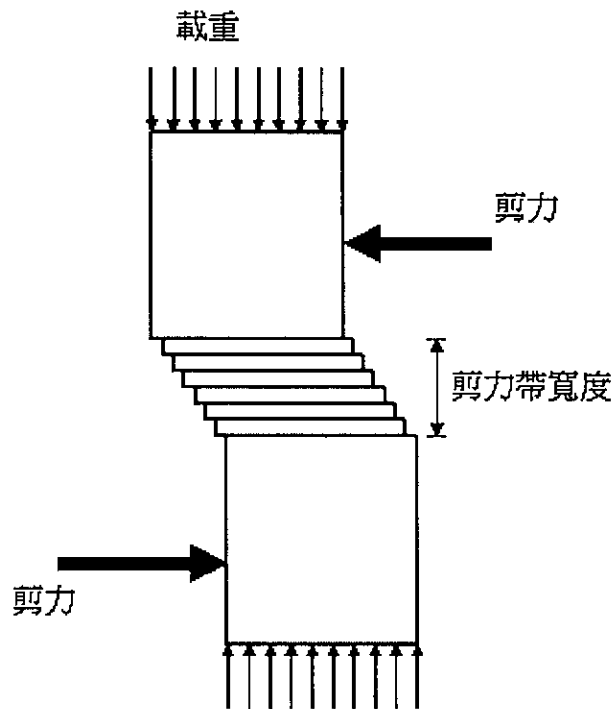


圖 3.20 模擬感測纜線實際變形之標定試驗設計概念

(3) TDR 錯動變形之量化分析(Z-P Profile 數值模擬研究)

在 TDR 錯動變形之量化方面，除可藉由標定盒進行試驗歸納結果外，亦可由波傳理論研究量化分析，希望藉由理論分析與符合現地情況之試驗結果，相輔相成，完成 TDR 錯動變形量化較為可靠、簡便之方法。

已知當入射之電磁方波 V_i 於傳輸纜線系統中遇到阻抗不連續(不同阻抗 Z_0 與 Z_1 所產生之界面)，將產生反射波 V_r 與透射，如式(3.12)、(3.13)及圖 3.9 所示。因此當纜線受壓或受伸縮導致變形，例如受壓產生壓痕(Crimp)，該壓痕將造成纜線幾何的改變並在該處產生阻抗不連續，造成反射係數的改變並反映在波形上。圖 3.21 為壓痕變形寬度固定而受壓深度有所不同(Z_1 改變)之傳輸纜線波形，可看得到式(3.13)控制之反射係數(ρ)與變形有相互的關係，並據以反映於 TDR 反射波形上(V_r)。

但若改以觀察圖 3.22 所示，壓痕變形深度固定但其寬度相異之試驗結果，可發現雖然壓痕變形量一樣，但不同寬度之壓痕所反應之反射訊號大小不同，因此反射訊號與變形量大小之關係不具有唯一性。壓痕於纜線中造成兩不連續面，分別產生正反射與負反射，因此造成如波谷之反射訊號。但由於入射方波具有一定的上升時間(Rising Time)，因此在同一壓痕深度($D = 2.5 \text{ mm}$)下，壓痕寬度較小($B = 6 \text{ mm}$ 、 $B = 12 \text{ mm}$)的波形的反射訊號無足夠之時間反應該壓痕深度最終之反射量(如壓痕寬度大($B = 24 \text{ mm}$ 、 $B = 36 \text{ mm}$)者所示)，電磁波於壓痕寬度內之走時小於正反負反射所需之上升時間，而使得正負反射重疊，降低反射訊號大小。由此可見，式(3.13)的關係主要是由壓痕深度所造成的影響，如果在此壓痕變形深度固定但其寬度相異的情況下仍採用傳統之式

(3.13)經由反射值(V_r)來計算反射係數與壓痕變形間的關係，將會獲得不正確之結果。故有必要考慮壓痕(變形)寬度之影響來進行量化探討。

(A)原理與實驗

如上所討論，TDR 反射波形行為除了主要受到阻抗不連續(由壓痕深度控制)影響外，另外壓痕寬度(長度)亦影響該行為。因此針對此二控制參數，阻抗(Z)與長度(L)作深入的探討。Heimovaara (1994) 提出以有限元素的概念將原本連續的 TDR 傳輸纜線系統分成個別的元素，每一元素包含獨立的阻抗(Z_i)與長度(L_i)，以此模擬 TDR 反射波形，並經由 Lin(1999)進一步改良，也證明該方法可有效地用於反算及模擬 TDR 波形：

$$V_r = f(Z_i, L_i) \tag{3.15}$$

其中函數 f 可由波傳理論推導得到，藉由頻譜分析法，可寫成一程式函數。本計劃利用此一數值模型概念藉由反算方法，由反射波形求解各元素之阻抗(Z_i)與長度(L_i)，分離壓痕寬度與深度對 TDR 傳輸纜線系統的交互影響，以取得比傳統反射係數關係式更佳的阻抗長度關係。其使用之阻抗長度數值模型如圖 3.23 所示，將壓痕一處分離，該元素對應之阻抗(Z_2)與長度(L_2)，而未遭受壓痕變形之前後段纜線為另外兩個元素亦各有其對應之阻抗(Z_1 、 Z_3)與長度(L_1 、 L_3)，再利用解反算問題之程式方法解得 3 元素之 6 個參數。

為了獲得不同寬度與深度之變形，分別選擇尺寸分別為 6 mm、12 mm、24 mm、36 mm 之寬度 B 製作一系列剛性塊體，用在實驗時在纜線上施加對應寬度之壓痕(Crimp)；而壓痕深度 D

則是利用伺服馬達加壓裝置施以對應 0.5 mm 固定間距的步數 (60473 步) 漸次施加於試驗纜線上，總共有 0 mm、0.5 mm、1.0 mm、1.5 mm、2.0 mm、2.5 mm、3.0 mm 七種尺度，故綜合規劃之試驗共有 28 組不同的組合。在獲得此 28 組配對壓痕寬度與壓痕深度所得之 TDR 波形後，即利用式(3.15)與圖 3.23 所示阻抗長度數值模型進行反算分析。相關研究成果總結如下所述。

(B) 模擬反算波形結果

針對上一節所述，分別對於規劃之 28 組試驗所得波形，以阻抗長度數值模型進行反算分析，每一組試驗資料在 TDR 波形上的反算與模擬皆得到良好結果。圖 3.24 即是本次研究中典型的壓痕處波形模擬反算波形結果。可以觀察得利用阻抗長度數值模型進行 TDR 傳輸系統相關分析的適用性。但值得注意的是雖然試驗規劃深度包含 0 mm、0.5 mm 兩種壓痕深度，但是經由試驗發現，TDR 傳輸纜線系統對此兩種壓痕深度的變形並不十分敏感，該反射量大小略與環境噪音相近，經觀察確實無法明確地對應在反射波形上。因此接下來的討論將針對餘下之 1.0 mm(略有反射波形，但仍不十分顯著，參見圖 3.21)、1.5 mm、2.0 mm、2.5 mm、3.0 mm 進行研究成果討論。

(C) 阻抗長度模型反算結果

證明利用阻抗長度數值模型分析壓痕寬度與深度對 TDR 傳輸纜線系統的交互影響的適用性後，接著探討不同壓痕寬度與深度與阻抗長度數值模型關係。圖 3.25 為相同壓痕變形寬度($B = 36$ mm)所對應不同深度的反算結果，雖然相同壓痕變形寬度有 $B = 6$ mm、12 mm、24 mm、36 mm 四種尺寸，並有四張對應圖例，但其他寬度的反算結果皆與圖 3.25($B = 36$ mm)有相同的行為表現。

可由圖 3.25 觀察得，經由阻抗長度數值模型所反算之壓痕處長度 L_2 (即變形寬度， B') 不論在何種深度其反算結果皆接近實際壓痕寬度 B ，不過亦存在隨深度增加，該反算長度(壓痕寬度)隨之略為增加之傾向。而且雖然實際的寬度尺寸之間有等比的倍數關係，但由不同壓痕變形寬度波形所反算之 B' 卻無此關係。

因此進一步比較藉阻抗長度數值模型算得壓痕寬度與實際值(圖 3.27)，其中壓痕深度 $D = 1.0 \text{ mm}$ 者因其波形僅略有不十分顯著的反射波形，其估算之壓痕寬度超出圖外。觀察餘下結果，圖 3.25 顯示寬度越小之試驗所反算之 B' 越大於實際值 B ，隨試驗壓痕寬度 B 越大 B' 越接近實際值。圖 3.26 則為相同壓痕變形深度所對應不同寬度反算結果，可觀察得圖 3.26 與圖 3.21 所示情況一樣，雖是相同壓痕深度($D = 2.5 \text{ mm}$)，但隨寬度不同仍存在而下降的反射值大小不同(圖 3.21)以及對應的阻抗值大小不同(圖 3.26)之傾向。其中反算 12 mm、24 mm、36 mm 四種尺寸波形所得之阻抗值(深度)大小較為相近，而寬度 6 mm 的反算阻抗值僅為一半大小左右；而且不論是何種固定之深度，皆有如圖 3.26 中寬度 24 mm 的反算阻抗值最小，寬度 36 mm 略大並與寬度 24 mm 接近，而寬度 12 mm 與 6 mm 逐次增加之現象。

(D) 與傳統方法之比較

已知傳統計算反射係數(ρ)之方法為式(3.13)，係與反射值變量大小成關係，因此可由本次研究所規劃之試驗波形計算得；而藉由此次研究，亦可得到規劃試驗所得波形的阻抗長度數值模型反算結果，利用式(3.13)的最右項可將壓痕處與前端纜線反算得的阻抗換算為傳統方法所採用之反射係數(ρ)，藉以比較之。如圖 3.28 所示，在壓痕深度為 1.0mm 時，各寬度的對應反射係數相近

，但隨壓痕深度增加，壓痕寬度大者與寬度小者的反射係數相差越大；呈現如先前所討論，如圖 3.26 所示寬度 24 mm 的反射係數與寬度 36 mm 接近，而寬度 12 mm 與 6 mm 各有其逐次增加之現象。雖然本次研究所採用之阻抗長度數值模型計算之反射係數與傳統計算反射係數之方法結果接近，尚無法更有效地克服小壓痕寬度所造成壓痕深度估算值過小，但圖 3.28 也顯示阻抗長度數值模型確實有將該影響向下修正(圖中之實線)。

總結上述之研究成果，(a)阻抗長度模型反算結果存在隨深度增加，該反算長度(壓痕寬度)隨之略為增加之傾向；(b)寬度越小之試驗所反算之 B' 越大於實際值 B ，隨試驗壓痕寬度 B 越大 B' 越接近實際值，和(c)雖是相同壓痕深度($D = 2.5$ mm)，但隨寬度不同仍存在而下降的反射值大小不同的趨勢。這些結論可能由於阻抗長度數值模型與傳輸纜線實際受壓行為相異所致。圖 3.29 顯示阻抗長度數值模型與傳輸纜線實際受壓情況的不同，實現部分為阻抗長度數值模型與圖 3.23 相同，虛線則是真實纜線受壓時，於施壓塊體兩側因中間部分受壓凹陷連帶漸進變形之情況。由於阻抗長度數值模型考慮的是有限元素的概念，並不包含該漸進變形段，而是以急遽的變化段模擬之，因此產生上述結果。且由於每次實驗的纜線性質相同，受壓時該施壓寬度兩側漸進變形段長度行為應是相同，亦即該虛線斜率與水平向長度隨受壓深度而變化；因此當壓痕寬度小，該施壓寬度兩側的與壓痕寬度比值較大，若以阻抗長度數值模型的元素模擬勢必包含較多因漸進變化段造成的誤差，導致圖 3.28 所示，壓痕寬度小的反算 B' 比實際質 B 大上許多(因漸進變化段造成的誤差)，而隨壓痕寬度漸大，漸進變化段在阻抗長度數值模型的元素中所造成的誤差比例漸小；呈現試驗壓痕寬度 B 越大 B' 越

接近實際值的情形。

因此，雖然研究成果顯示阻抗長度數值模型能確實有將小壓痕寬度所造成壓痕深度估算值過小的問題修正，但由於模型元素與實際狀況仍有相異之處，故在未來有必要對於該部分進行進一步的研究探討，例如將漸進變化段切割成適當的有限元素，考慮其中再去模擬；或研究如樁動態非破壞性檢測般非離散式的模擬。

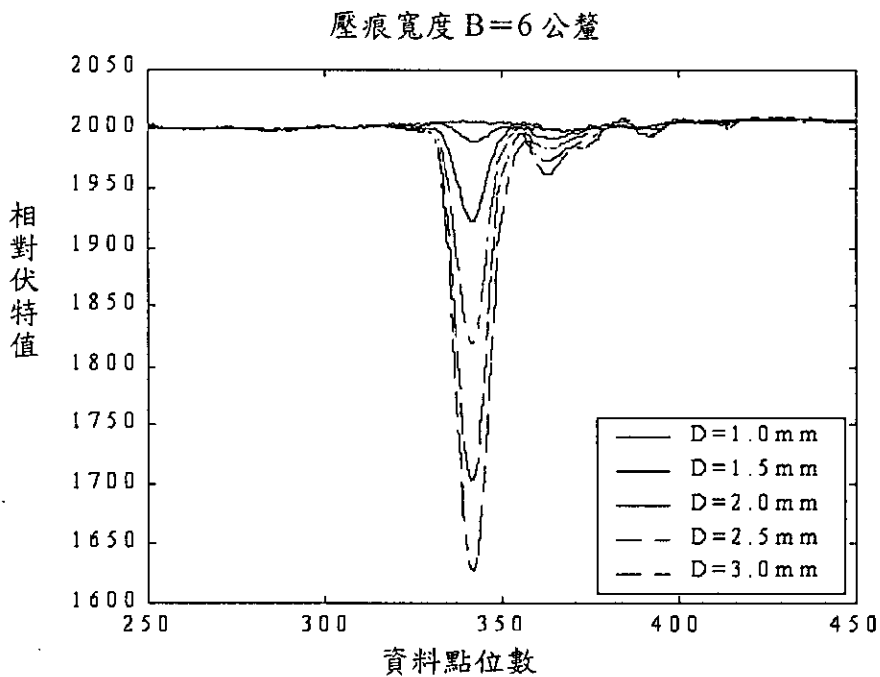


圖 3.21 壓痕變形寬度固定深度相異之傳輸纜線波形

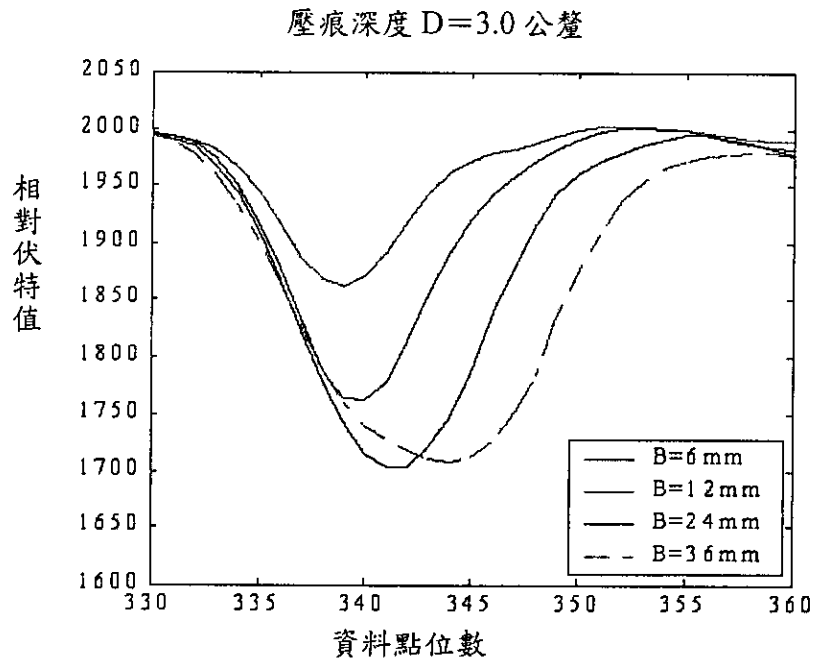


圖 3.22 壓痕變形深度固定寬度相異之不一致波形表現

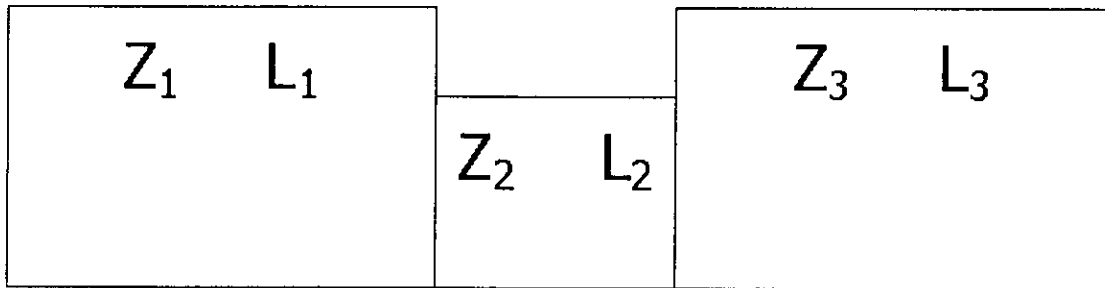


圖 3.23 阻抗長度數值模型元素示意圖

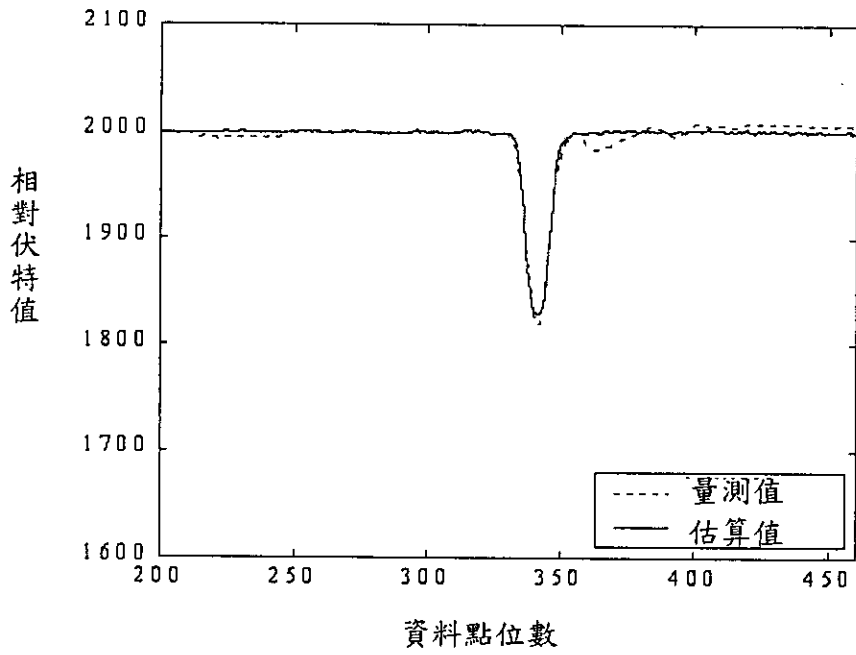


圖 3.24 壓痕處波形模擬反算波形結果

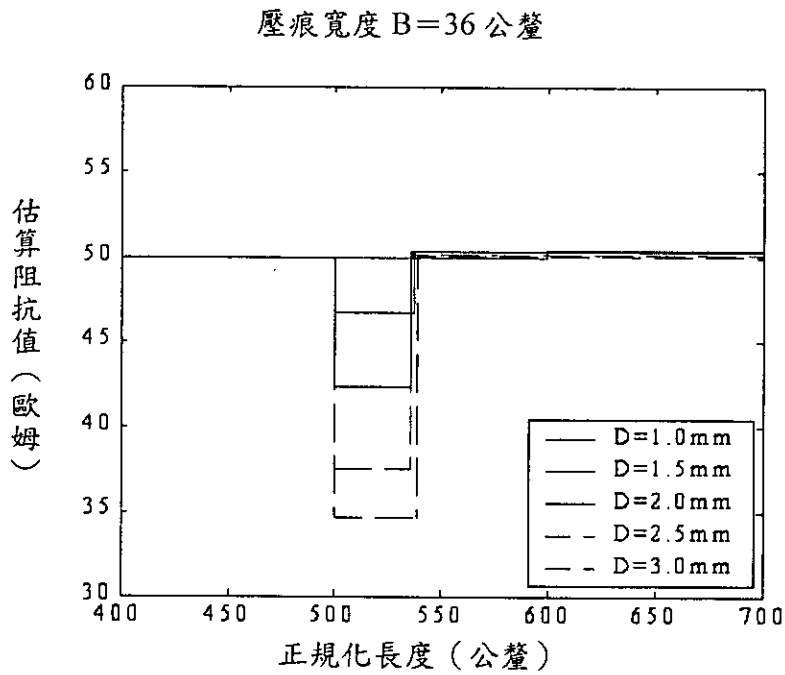


圖 3.25 相同壓痕變形寬度所對應不同深度反算結果

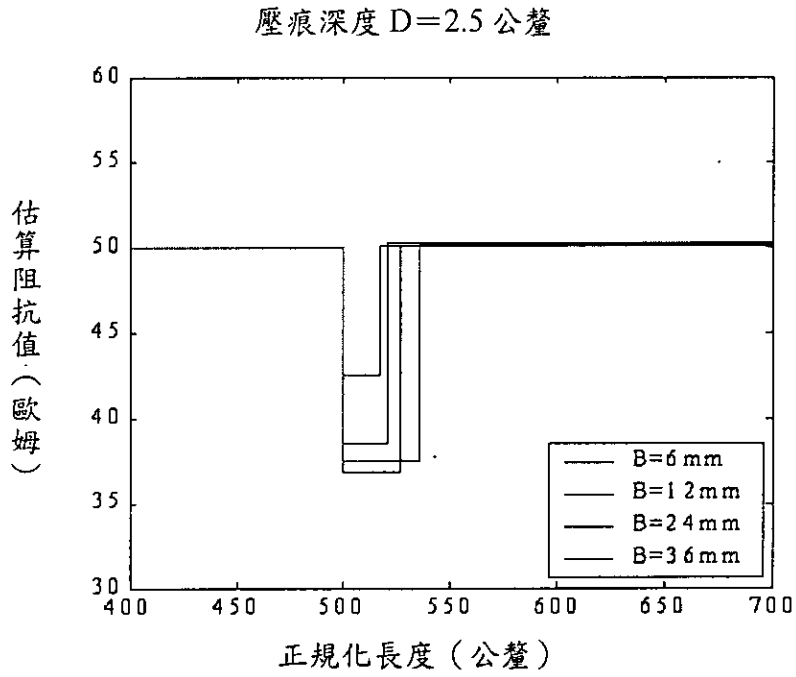


圖 3.26 相同壓痕變形深度所對應不同寬度反算結果

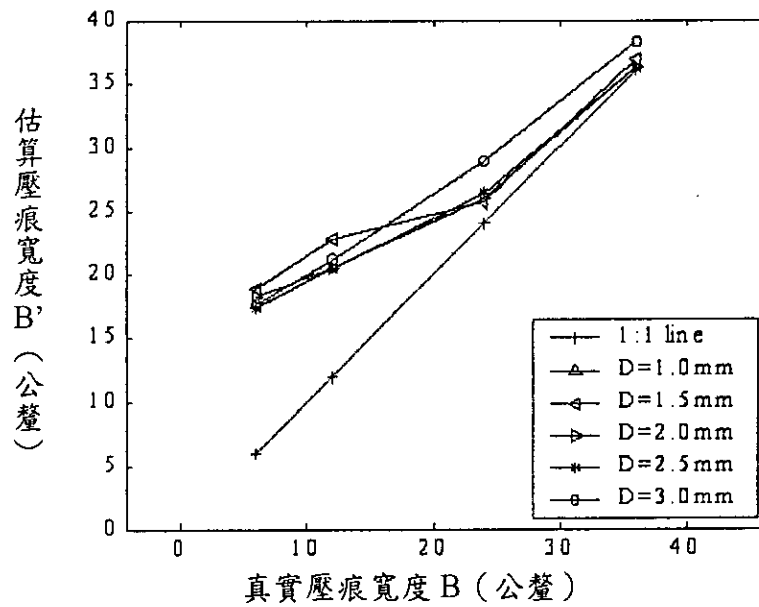


圖 3.27 藉阻抗長度數值模型算得壓痕寬度與實際值比較

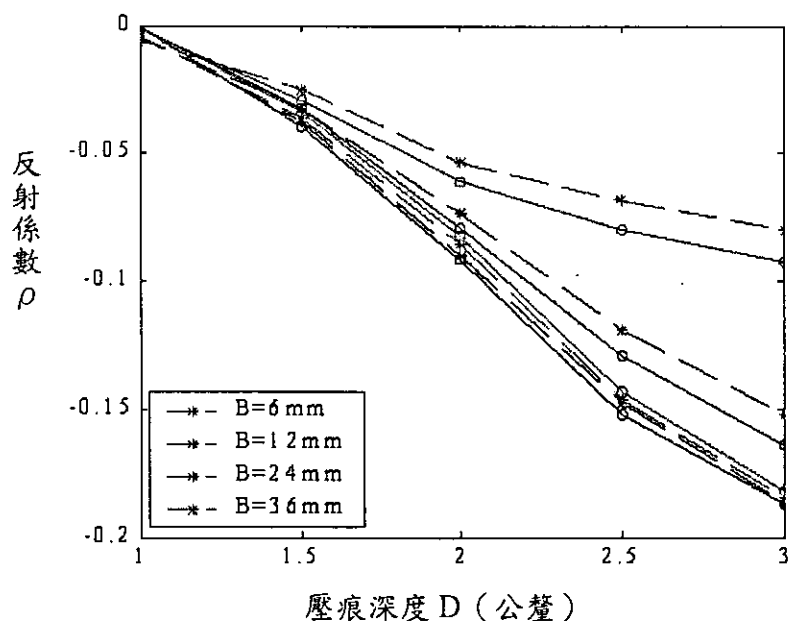


圖 3.28 傳統方法與藉阻抗長度數值模型算得反射係數比較
(虛線為傳統方法、實線為數值模型)

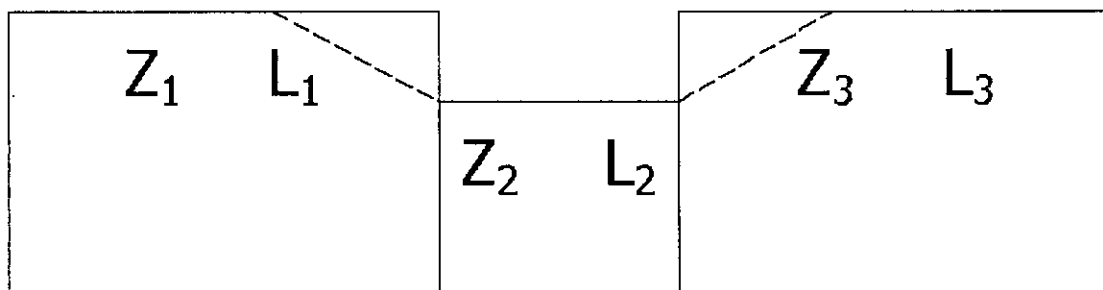


圖 3.29 阻抗長度數值模型與傳輸纜線實際受壓情況的不同

(4) TDR 地層滑動監測實務考量

TDR 地層相對變形之現地安裝如圖 3.30 所示，TDR 監測系統中，同軸纜線的安置扮演相當重要的角色，其現地安裝需要考慮下列幾項要素：

(A) 鑽孔

同軸纜線裝置於鑽孔時，必須考慮下列幾項問題：

- (a) 鑽孔的尺寸通常為 4 英吋，尺寸可視情況增減，但須考慮回填所需之空間。
- (b) 在裝置同軸纜線之後，孔內是否會產生坍塌的現象，若需要時，可以套管保護孔壁以防止坍塌。
- (c) 須注意因同軸纜線與孔壁的表面摩擦力過大，造成同軸纜無法線貫入預定深度。

(B) 電纜型式

在現地變形監測作業上，一般使用同軸纜線的型式如圖 3.31 所示，可分為平滑外壁鋁製外導體纜線、螺旋狀銅製外導體纜線、編織狀鋁製外導體纜線、螺旋狀中空銅製纜線，而在同軸纜線材質特性主要配合現地量測作業，同軸纜線對於 TDR 現地變形量測之影響，可分為幾項主要因素：

- (a) 同軸纜線的外導體直徑：直徑越大，所能量測之變形範圍越大，但靈敏度較低；外導體半徑越大時，所需之鑽孔越大。
- (b) 同軸電纜可容許最小彎矩半徑：同軸電纜可容許最小彎矩半徑越大時，同軸電纜感測變形之靈敏度越佳。
- (c) 同軸纜線外導體型式採用固體鋁製導體，使同軸纜線較易受力而產生永久變形，並且可提高剪力變形的靈敏度。
- (d) 同軸纜線之介電性質與衰減特性。
- (e) 同軸纜線的張力強度。

由同軸纜線型式之選擇上可知，為了提高變形傳輸纜線之靈敏度而需注意變形傳輸纜線之外導體直徑、可容許最小彎曲半徑

等問題，所以提高變形傳輸纜線之靈敏度是相當重要的課題。除了在同軸纜線型式之選擇上下手以提高其靈敏度外，使用某些能提高變形傳輸纜線之靈敏度的方法也是相當可行的。如圖 3.32 為利用變形放大器(Amplifier)提高纜線靈敏度之示意圖，由圖中可見由於變形放大器之作用，使得傳輸纜線在尚未達到標準 TDR 纜線彎曲半徑時便產生 TDR 反射波形，因此 TDR 變形傳輸纜線之靈敏度將大大提升。

(C)感測電纜之準備

- (a) 選擇適當之感測電纜。
- (b) 將電纜之塑膠外皮剝去，以增加電纜之膠結力。
- (c) 將電纜之底部以防水物質加以封住，如圖 3.33 所示。
- (d) 電纜之頂部接頭，須避免不良接頭產生過大之反射訊號與損失，如圖 3.34 所示。
- (e) 等距離之預先凹痕(Crimps)並非必需，但可於反射訊號上標示距離。
- (f) 盡量減少延長電纜(Lead Cable)之長度以避免訊號之能量損失。
- (g) 注意接頭處之防水與保護，如圖 3.35 所示。

(D)灌漿密封

在 TDR 量測地層變位時，需重視周遭澆置薄水泥漿之特質與順應性。纜線之設計旨在量測地層之變形，而薄水泥漿所扮演的角色係固定纜線並將地層之變形傳遞至纜線上，因此在選用纜線周遭的澆置材料時，澆置材料的強度與勁度需與地層相當，若材料之強度與勁度小於地層之強度與勁度，則此材料將吸收一小部分之變形；反之，若材料強度、勁度大於地層，則所測得的變形

，不全然反應真實的地層應變。而在裝置過程中，水泥漿體應具有相當的膠粘強度足以灌置水泥漿體於孔洞內降低水泥漿體的收縮性，進而使岩塊間錯動變形即為同軸電纜所承受的錯動變形。

因此我們將於現地使用之變形傳輸纜線製成一石膏模型如圖 3.36 所示，將石膏模型靜置 3-4 天，使石膏模型完全凝固並具有一定之強度，以及另一石膏模型靜置 30 分鐘後，再利用實驗室之直剪盒試驗以模擬現地之剪動情形，並將實驗之結果與寶山第二水庫現地實驗之資料加以比較，結果之比較圖如圖 3.37 所示，因為直剪盒需先行剪壞包覆在 TDR 變形傳輸纜線外的石膏後，才能剪動到 TDR 變形傳輸纜線，所以此次石膏模型靜置 3-4 天的實驗中當直剪盒剪動達 4mm 後，才出現 TDR 反射波形，而當直剪盒剪動量達 10mm 時，TDR 變形傳輸纜線則出現斷路現象，石膏模型靜置 30 分鐘的實驗中當直剪盒剪動亦達 4mm 後，才出現 TDR 反射波形，與石膏模型靜置 3-4 天的實驗相同，而當直剪盒剪動量達 12mm 時，TDR 變形傳輸纜線才出現斷路現象，但此一結果與石膏模型靜置 3-4 天的實驗則有所不同。上述之室內直剪試驗，並未施加垂直荷載，由於室內試驗與現地試驗之材料與應力不同，兩種實驗室直剪盒試驗結果與寶山第二水庫現地試驗之結果具有明顯之差異，而且因為實驗室直剪盒試驗之剪動破壞面間距(剪力帶寬度)較小，亦即剪力帶寬度的不同導致 TDR 變形傳輸纜線之初始靈敏度有所不同或因為二者外部的包裹物強度不同導致 TDR 變形傳輸纜線之初始靈敏度有所差異，實驗室之直剪盒試驗於真實剪動量達 4mm 後便出現 TDR 反射波形，而現地試驗則需剪動量達 10mm 後才出現 TDR 反射波形。因此，有必要製作前節所述之標定盒，以考慮各種因素對於反射訊號之影響，

並據以提出較為合理之量化方法。

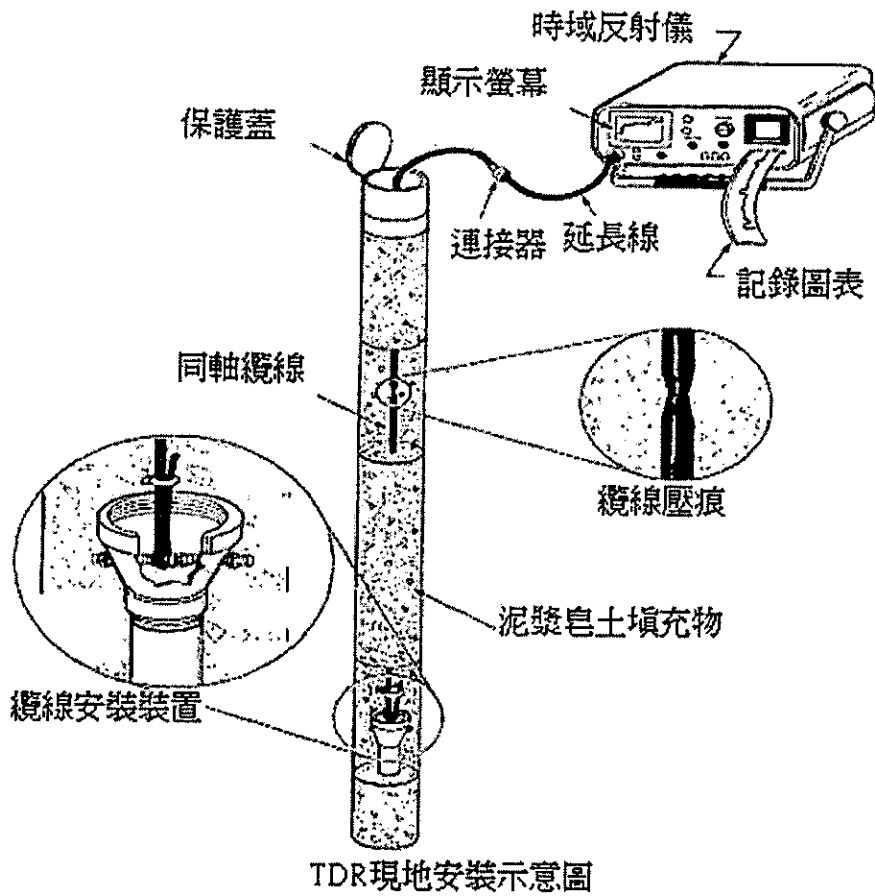


圖 3.30 安裝電纜監測相對變形之示意圖
(Dowding et al., 1989)

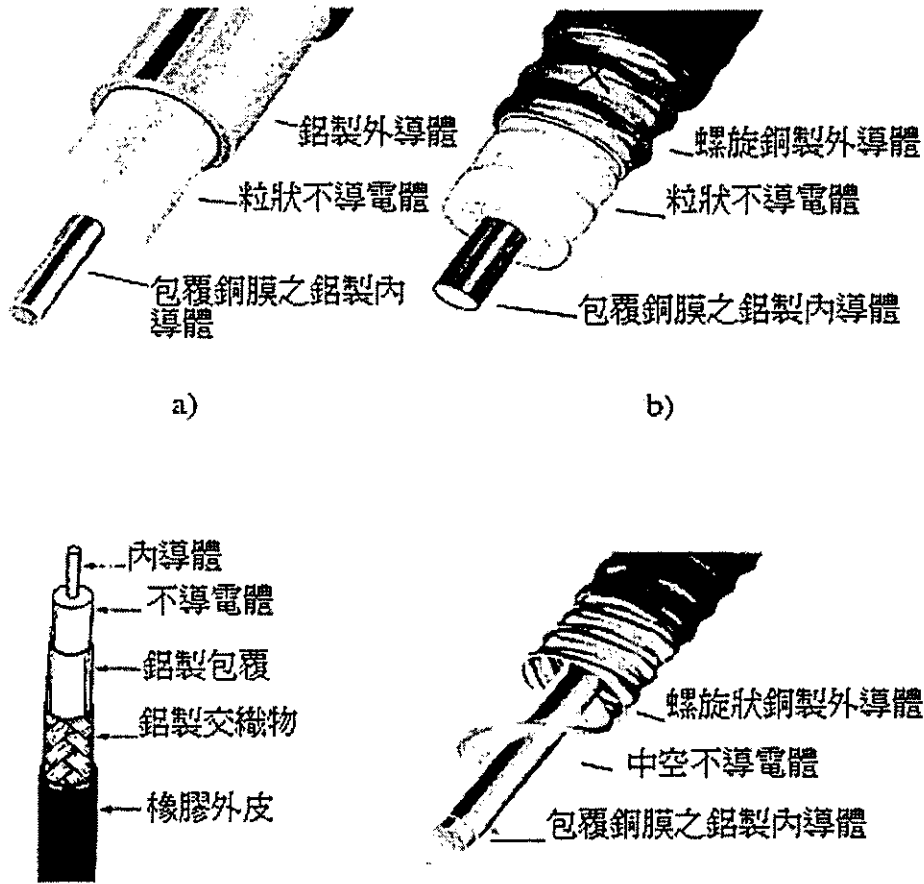


圖 3.31 同軸纜線種類特徵 (a) 鋁製平滑面 (b) 波浪狀銅製外導體 (c) 編制狀鋁製外導體 (d) 波浪狀銅製電線 (O'Connor and Dowding, 1999)

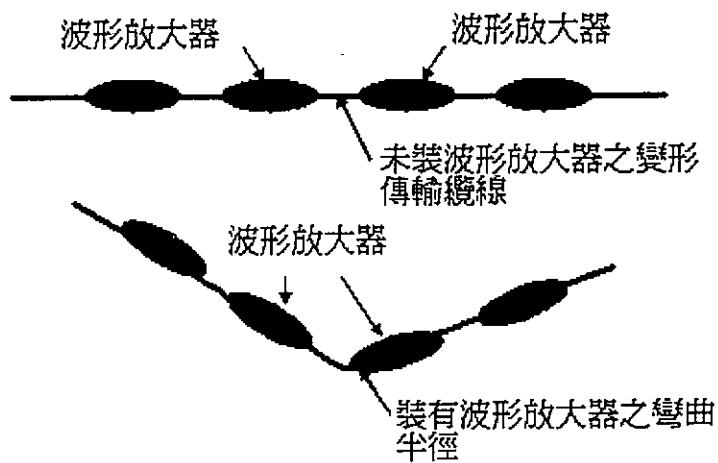


圖 3.32 利用放大器提高纜線靈敏度之示意圖

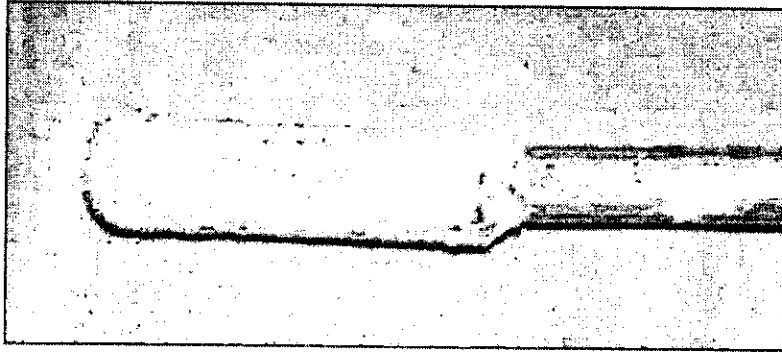


圖 3.33 變形纜線底部止水裝置

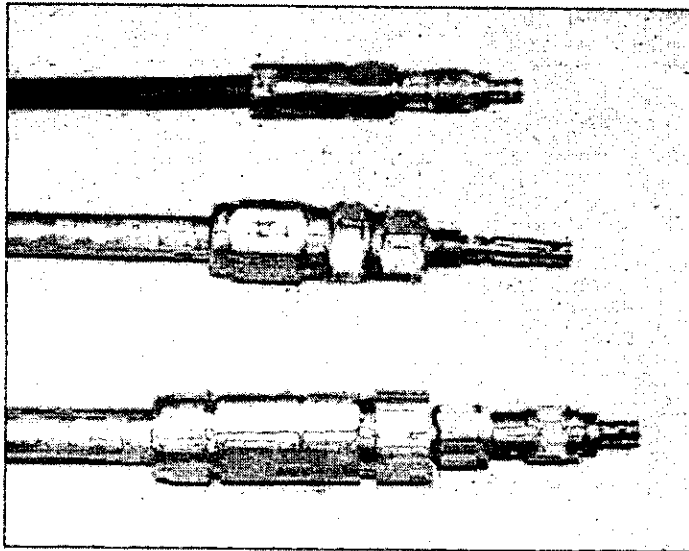


圖 3.34 變形纜線之接頭樣式

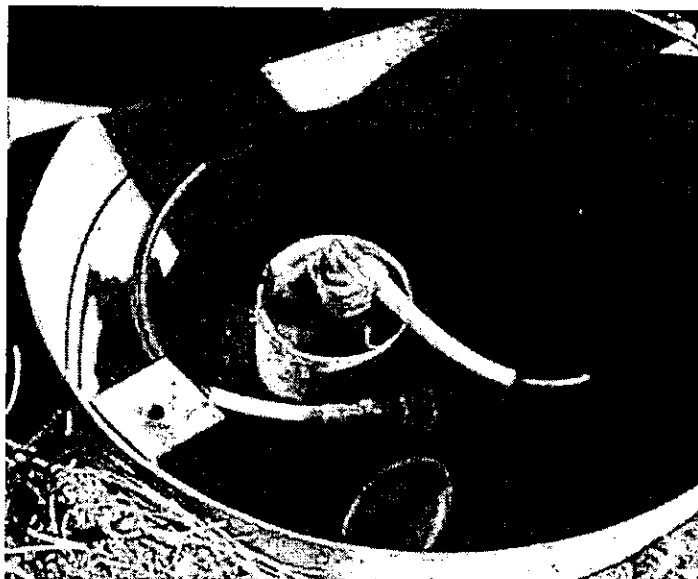


圖 3.35 接頭處之防水與保護

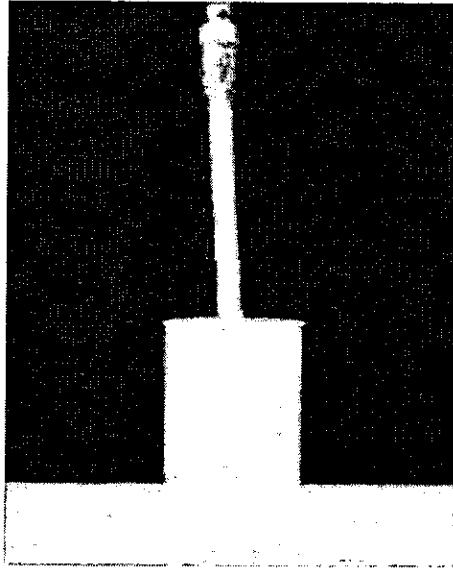


圖 3.36 TDR 變形傳輸纜線圓柱型模型

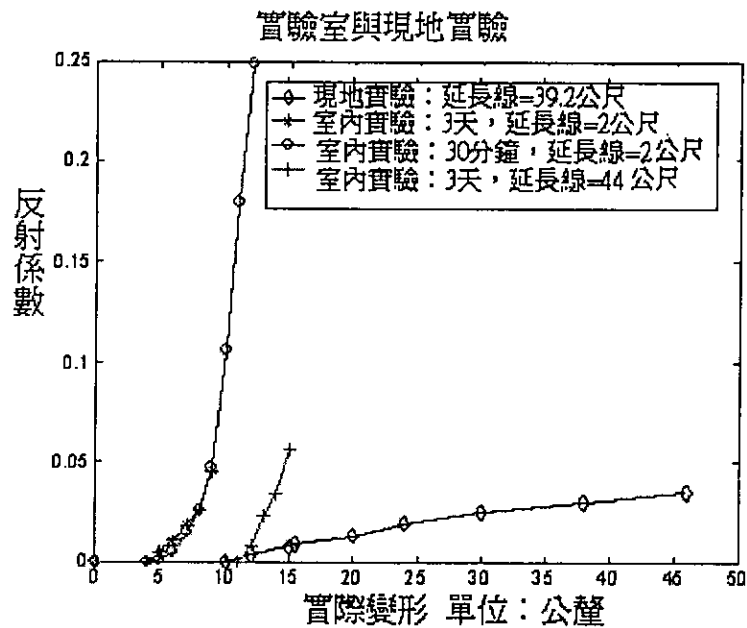


圖 3.37 實驗室試驗與現地試驗之比較

3.4.3 TDR 地下水位/水壓監測

(1) TDR 水位監測之原理

傳統水位之量測需使用如蜂鳴器之水位指示器以人工定時量測，然而，邊坡之不穩定常發生於惡劣氣候，受限於人員安全考量無法立即得知邊坡之水位變化，近年來自動化之監測系統逐漸

受到重視，但自動化監測系統之價格昂貴、且水中之儀器設備容易故障。時域反射法(TDR)係將電子儀器置於地表面上(Up-hole)，不容易故障且方便維修，其感測器即為其傳輸纜線之一部分，並無其它任何容易故障之電子元件，且由 TDR 反射訊號可得知整個傳輸線(包括感測器與延長線)之狀況，從而可自動得知線路之問題所在。

時域反射儀的原理是由製波器發射一電磁脈衝進入同軸電纜及感測器，並由示波器記錄由於電纜阻抗不連續所造成之反射。電纜阻抗是由電纜或感測器內介質的介電度決定。當介質改變時，將產生阻抗不連續。利用 TDR 之原理可製作地下水位感測器。如圖 3.38 所示。

當水位上升至中空電纜內某一位置時，TDR 之反射訊號如圖 3.39 所示。其中起點反射是由同軸電纜與感測器之接頭所引起，界面反射為空氣與水之阻抗不連續面。終點反射為感測器開放迴路之反射訊號。亦即，當地下水位上升至感測器的任一位置時，感測器中的介質由空氣轉換成水時，經由 TDR 的反射訊號，即可輕易判讀出水位介面阻抗不連續處。空氣的介電度為 1，水的介電度約為 80，電磁波之速度與介質之介電度平方根成反比，因此利用來回走時及已知介質之波速，即可求得地下水位之高度(參考公式 3.14)。

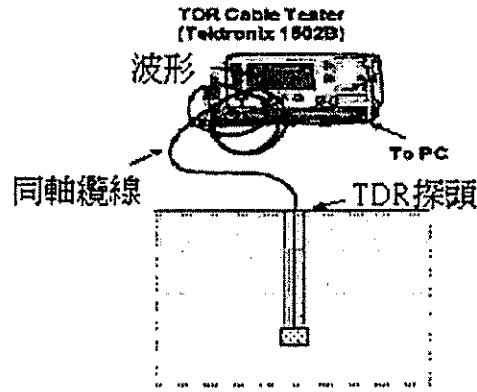


圖 3.38 以中空同軸電纜量測地下水位

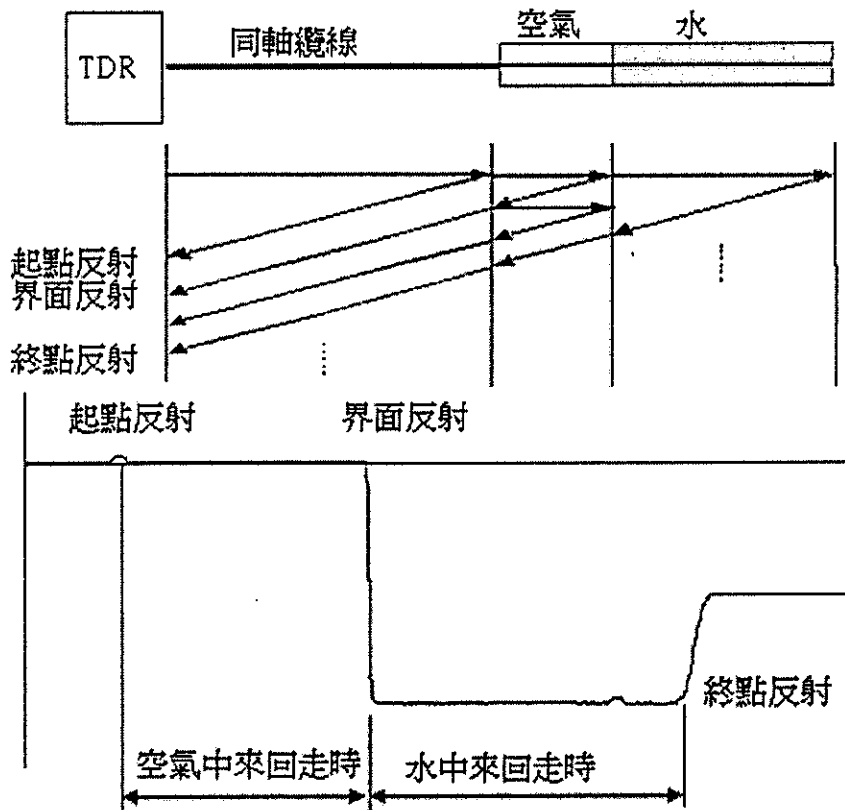


圖 3.39 地下水位量測之 TDR 反射訊號

(2) TDR 水位監測之改良與標定

(A) 硬體改良部分

Ross (1974, 1976)與 Dowding et al. (1996) 曾經提出利用 TDR 來監測水位，其感測器的型式包括雙絞線與中空螺旋同軸電纜線

。其中雙絞線感測器之界面反射訊號較平滑，且當水位上升或下降時，會有水滯現象產生，因此以中空同軸電纜做為水位感測器較為適宜。本研究嘗試不同的中空同軸電纜來量測水位高度，以尋求最佳的水位感測器型式。部分之感測器如圖 3.40 所示，為了使同軸電纜能夠量測水位，必須使其為中空且能導水，中空同軸纜線內外導體的絕緣型式除了螺旋型式的絕緣體外，本研究亦發現如圖 3.40 最左邊所示之中空星形絕緣體的同軸纜線。中空星形絕緣體之感測纜線優於中空螺旋型之感測纜線的主要因為，在其最敏感的內導體完全被星形絕緣體所包覆，因此電磁波在感測纜線上傳遞的速度變慢，提高了水位量測的解析度；其次此量測纜線的 TDR 反射波形，在開放端有明顯的正反射訊號，如圖 3.41 所示，因此可藉此波形分析感測器在中空部分與浸水部分的長度，並可相互查核整條感測纜線的全長；再者濕氣的影響可忽略不計，原因仍是內導體在最敏感之處，並沒有直接接觸水氣，因此其影響可以忽略。此外，由於其特殊設計，中空星形絕緣體的同軸纜線具有操作性優良的優點，可容易的捆成捲而不造成纜線變形且攜帶方便。

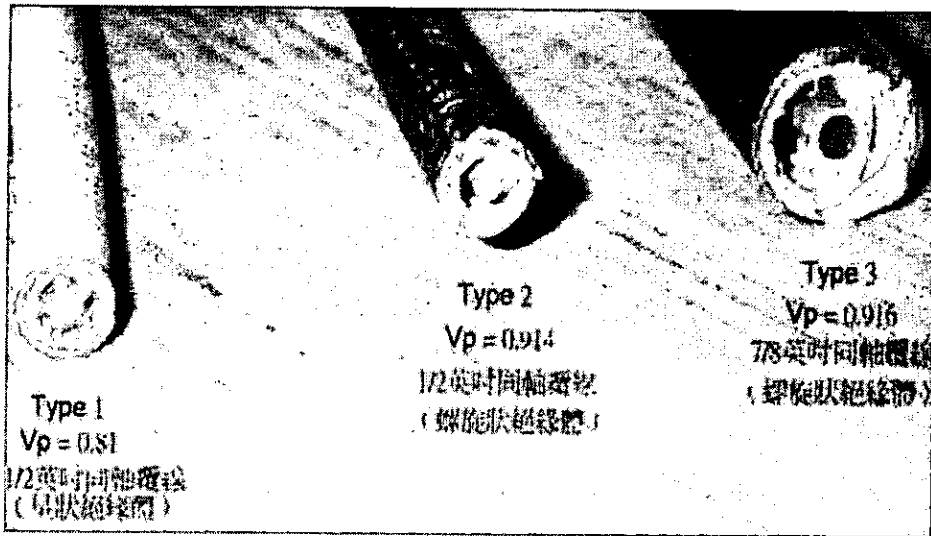


圖 3.40 不同的感測器之比較

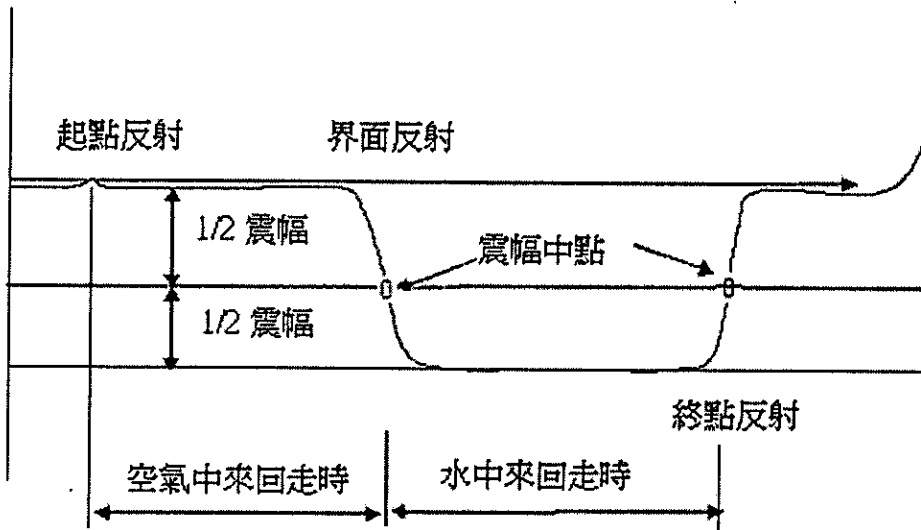


圖 3.41 TDR 反射訊號分析之示意圖

(B)軟體改良部分

本計畫在 TDR 水位量測的波形分析上，採用新的分析方式，是以 TDR 波形反射訊號之震幅的一半，做一水平線，此水平線與 TDR 波形相交兩點，如圖 3.41 所示，此兩點即定義為入水點與出水點。此種分析方法經由多次的計算，可得到良好解析結果，並且可搭配程式自動化求得水位高度。

(C)標定部分

水位之計算係利用反射訊號之來回走時與感測纜線之波速計算求得，其中纜線之波速常以其與光速之比值表示($V_p = v / c$)，為標定及評估 TDR 之水位量測並模擬現地狀況，於實驗室裝設了一 520 公分之透明水位監測管，利用 TDR 纜線中空部分與浸水部分之反射訊號，如圖 3.41 所示，量測水位之標定結果如圖 3.42 與圖 3.43 所示，橫軸分別為利用相對波速 $V_p=1.0$ (即光速)，計算各走時所對應之距離；縱軸為實際距離。結果顯示，兩者具有良好之線性關係，但該直線未經過原點，其與縱軸之截距 b ，即反應起點反射點與水位感測器起點之差距，由其斜率可換算纜線之實際波速。由上述之試驗標定，得到中空星形絕緣體同軸纜線當介質為空氣時的 $V_{p1} = 0.7821$ ；當介質為水時的 $V_{p2} = 0.3603$ ，將所計算的結果整理成公式(3.16)與(3.17)，式中 t_1 、 t_2 與 t_3 分別延長線與感測器之接頭、入水的與開放端； b_1 、 b_2 分別起始點截距。以中空部分量測水位之平均誤差為 0.55 cm，而以浸水部分量測水位之平均誤差為 0.47 cm。經檢討此誤差是由於標定試驗的水管架設於 1~2 樓的柱子上，標定時水位的高度無法有效讀取，只能憑目視判斷，因此 TDR 系統之水位量測的準確度應該更高(以坡地工程要求之精度而言，平均誤差在 0.55 cm 以內，也已經夠準確了)。如上所述，當 V_p 越小時，可得到越高的解析度。本次儀器所設定之取樣率所對應之空間解析度約為 1cm，但反射點之位置，利用自行推導之內差法可增加其空間解析度，使得誤差甚至小於空間解析度，顯示 TDR 水位量測之準確度。

$$\begin{aligned}
 L_1 &= V_{p1} \times \frac{(t_2 - t_1) \times c}{2} + b_1 \\
 &= 0.7820 \times \frac{(t_2 - t_1) \times c}{2} + b_1
 \end{aligned} \tag{3.16}$$

$$\begin{aligned}
 L_2 &= V_{p2} \times \frac{(t_3 - t_2) \times c}{2} + b_2 \\
 &= 0.3603 \times \frac{(t_3 - t_2) \times c}{2} + b_2
 \end{aligned} \tag{3.17}$$

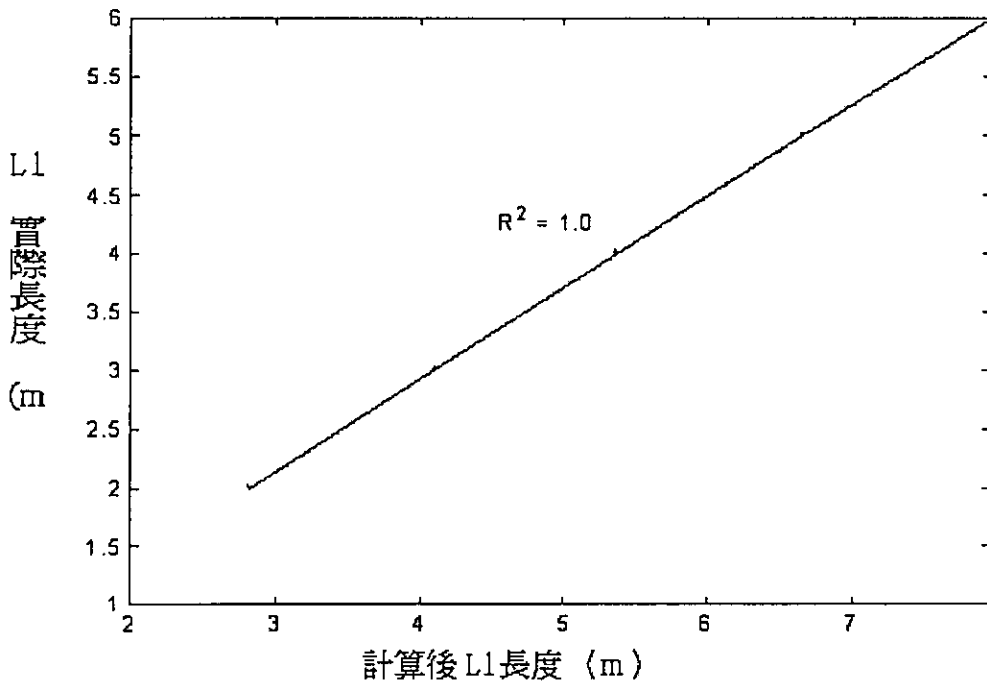


圖 3.42 利用感測器在空氣段量測水位之標定

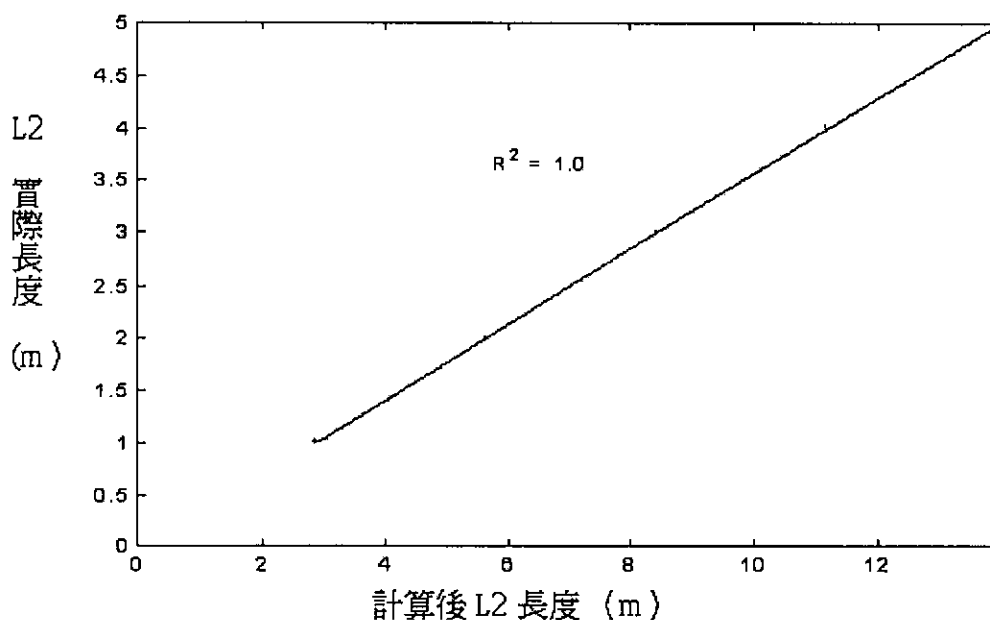


圖 3.43 利用感測器在水中段長度量測水位之標定

(3) TDR 水位/水壓感測器之實務考量

(A) TDR 水位觀測井之感測器設計

本計畫所採用的 TDR 式水位觀測之感測器底端設計如圖 3.44 所示，實物如圖 3.45 所示，安裝示意如圖 3.46 所示。水位觀測井之感測器底端是以不鏽鋼所製成，採用不鏽鋼的目的，是要使 TDR 系統所使用的量測纜線增加自重，因而可保持垂直的狀態。此水位觀之感測器底端的設計可直接將 TDR 的量測纜線旋轉鎖住，可提供一足夠之強度，不致鬆脫滑落。底端的設計亦提供了另一種功能，可使 TDR 所使用的中空感測器底部，不直接接觸孔底，不會因施工處理過程或地下水流所夾雜淤泥而堵塞住。如圖 3.47 所示為一中心固定器，其主要目的是使水位感測器能置於孔徑中心，並且有懸吊整個感測器自重的作用。

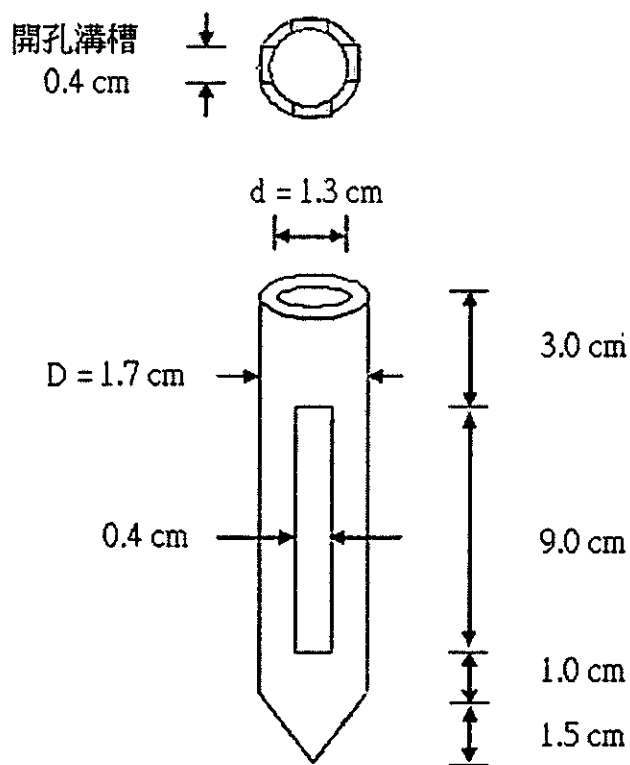


圖 3.44 TDR 水位觀測感測器底端設計圖



圖 3.45 TDR 式水位觀測感測器底端之實物圖

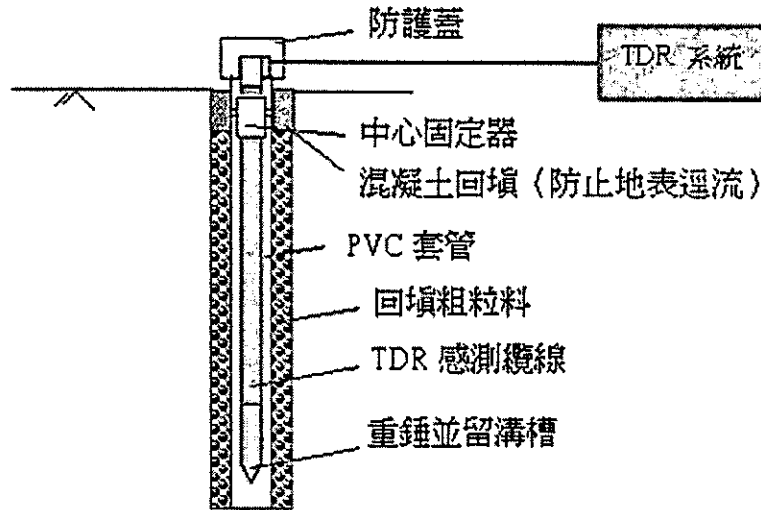


圖 3.46 TDR 式水位觀測井之感測器安裝示意圖

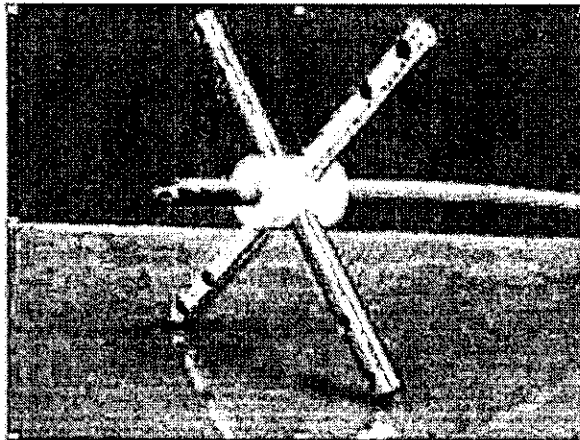


圖 3.47 中心固定器之實物圖

(B) TDR 式立管水壓計之設計

本計畫所採用之 TDR 式水壓計設計如圖 3.48 所示，實物如圖 3.49 所示，安裝示意如圖 3.50 所示。此水壓計的設計可直接將 TDR 的量測纜線旋轉鎖住，並提供一足夠之強度，不致使之鬆動滑落，施工上簡易，有別於傳統的開口式立管水壓計，需以膠水黏著並且需等待膠水乾涸方能施工。TDR 式的水壓計底端是以不鏽鋼與陶瓷兩種材料所製成，有別於傳統所用的 PVC 與陶瓷材質

。採用不鏽鋼的目的，是要使 TDR 系統所使用的立管，亦即量測纜線保持垂直的狀態。另水壓計最底部亦有一錨定設計，目的是使 TDR 式水壓計能於現地施工時，將立管置於鑽孔的中心位置，且當過濾器完全被粒料所回填時，可產生一反力裝置，此時地面上的操作人員可將立管拉伸，更能確保立管的垂直度。

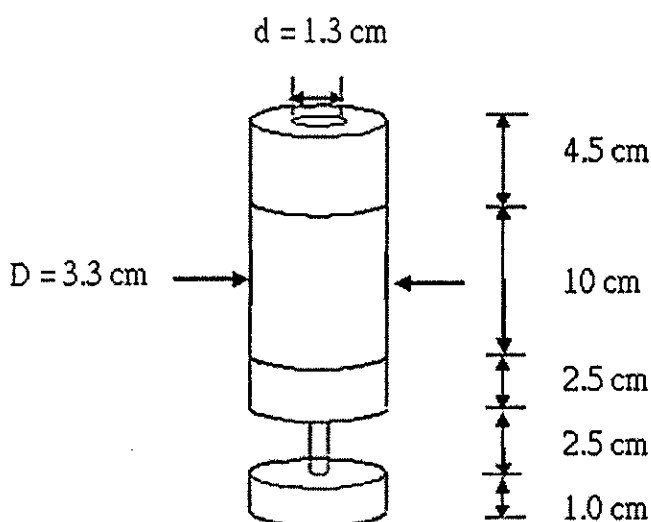


圖 3.48 TDR 式立管水壓計之設計圖

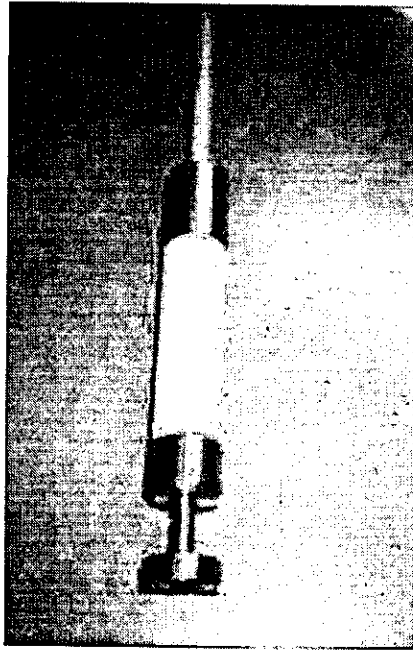


圖 3.49 TDR 式立管水壓計之實物圖

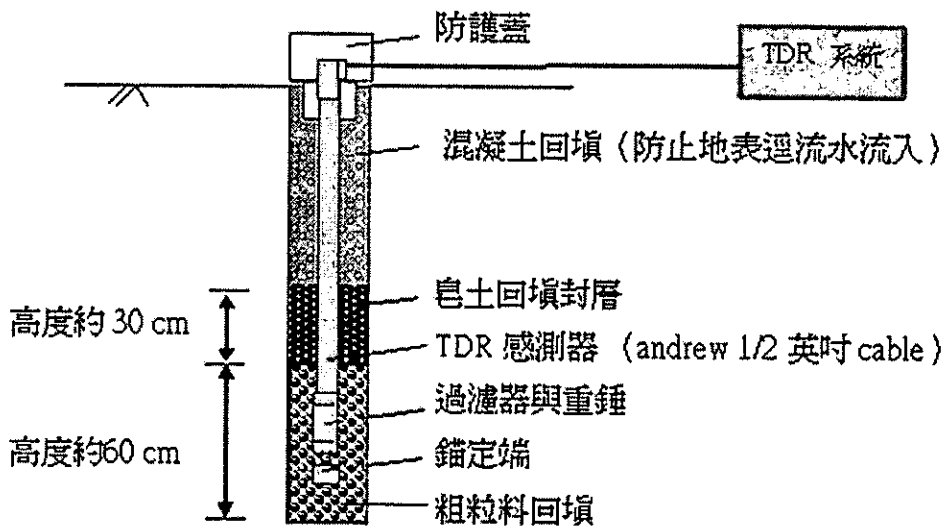


圖 3.50 TDR 式水壓計之安裝示意圖

本計畫所使用的 TDR 水位/水壓感測器，亦可更新傳統的水位/水壓觀測井之孔位。對於舊有的水壓觀測井孔，可將本計畫所使用的 TDR 式水位觀測纜線，直接置入開口式立管中，當成水位觀測井來監測。對於新鑽的孔，則可直接將 TDR 式的水壓計置入孔內並加以回填封層即可。

(C)時間遲滯

當開口式水壓計埋設於地表下某固定深度時，水位或水壓的改變，需要時間來平衡，無法馬上反應於水壓計之上，亦即實際壓力改變的時間與記錄壓力的時間有所差異，此延遲的效應稱為時間遲滯(Time lag)。水壓計所量測到的水位是地下水流經水壓計底端的過濾器而得，而土壤的滲透性影響此一地下水流量所需之時間。在已知時間下，水在水壓計內之實際高度與理論高度之比，稱為平衡比(Equilibrium Ratio)，習慣上將之定義為基本時間遲滯(Basic Time Lag)。當水壓計內的水位達到孔隙水壓或水位高度改變的 90% 時所需的時間，被定義為時間遲滯(Time Lag)。時間遲滯與開口式水壓計開口之面積成正比，由於 TDR 中空水位感測電纜之中空部分面積遠小於一般實務界所採用之一英吋管，一英吋管之時間遲滯為 1/2" 中空星形同軸纜線的 8 倍，若採用更小之中空星形同軸纜線，可再降低其時間遲滯。因此，TDR 水位/水壓量測系統，所需反應的時間少，優於傳統的開口式立管水壓計，為所有手動或自動化開口式水壓計中時間遲滯最小者，除了動態量測外，應可滿足大部分之監測需求。

3.4.4 時域反射伸縮計

(1) 時域反射伸縮計之量測原理

已知 TDR 製波器發射一電磁脈衝進入同軸電纜，可由示波器記錄由於傳輸纜線系統中阻抗不連續所造成之反射，若於傳輸線中設計一可隨外部位移而移動之阻抗不連續面，則可用以量測相對位移量(林志平等，2002)。地表與孔內之位移伸縮計具有經濟、連續與自動監測之優點，也常用於邊坡及土石流之監測(Corominas et al., 2000)，本計畫根據上述原理製作利用時域反射

技術之 TDR 伸縮計(TDR Extensometer)，可利用時域反射儀之多工特性，同時監測變位、水位等不同參數，可有效利用時域反射儀，降低整體監測之成本，而 TDR 伸縮計亦可有效輔助地層錯動之監測，量化地層之滑動量。

由 TDR 傳輸纜線系統原理中可知，不同介質界面處，存在系統阻抗不連續界面，由 TDR 製波器發出之脈衝訊號遇到該處會產生反射訊號。據此原理，於 TDR 傳輸纜線系統延伸出一感測器，感測器基本設計概念簡圖如圖 3.51，其樣品如圖 3.52 所示。在該感測器內設計一個可以與外部變位連動之阻抗不連續界面，並經過適當配置使得界面產生元件的移動量 ΔL_{inner} 與感測器傳輸系統外的外部變位量 ΔL_{outer} 連動($\Delta L_{inner} = \Delta L_{outer}$)。如圖 3.53 所示， ΔL_{inner} 可由反射訊號之走時求得，藉由計算界面變位量 ΔL_{inner} ，即可求得相同的外部變位量 ΔL_{outer} 。本 TDR 伸縮計其對應起始與最大伸長之實際波形圖如圖 3.54 所示，該圖右上角放大小圖顯示 TDR 伸縮計波形穩定範圍，本計劃選取適當的範圍，利用該範圍內穩定的波形變化關係進行波形分析。

(2) 時域反射伸縮計之標定

本計劃使用 Tektronix® Metallic Time Domain Reflectometry 1502C 進行 TDR 伸縮計之標定，取樣頻率設定為最高解析， $\Delta t = 6.67 \times 10^{-12}$ sec，依此設定進行進行數位式資料擷取。變位的標定方法採用精度為 0.002 cm 之系統，令每次量測水平變位值間距固定為 0.5 cm，用以求得 $L = g(t)$ 之標定關係。待標定完畢，為瞭解本 TDR 伸縮計之精度，隨機選取任意幾個水平變位，利用標定參數反算水平變位值與實際水平變位值進行比較。

$$L_{est} = R_1 \times L_{real} + R_2 \quad (3.18)$$

標定結果與量測結果整理於表 3.1、圖 3.55、與圖 3.56。

(A)有效位數與精度

- (a) 以公分為單位，有效位數為小數一位，即 0.1 公分(1 公釐)；準確度為 ± 0.05 公分(± 0.5 公釐)。
- (b) 由圖 3.55 觀察標定曲線結果，具有一致性(線性變化)；以線性回歸標定之 $R^2 = 1.0000$ ；而以 TDR 伸縮計標定參數所求得的估計水平變位與實際水平變位之相關性極高， $R^2 = 0.9997$ ，最大偏移量小於 0.05 公分。
- (c) 為估算 TDR 伸縮計可靠度，圖 3.56 之中 5.3 及 6.5 公分兩處實際為重複施作兩次量測以標定參數計算之結果，其估算值亦十分相近，幾乎重疊；並特意選擇 5.3、5.4、5.5 公分間距 0.1 公分之三點檢核量測精度，證明有極高的精度。

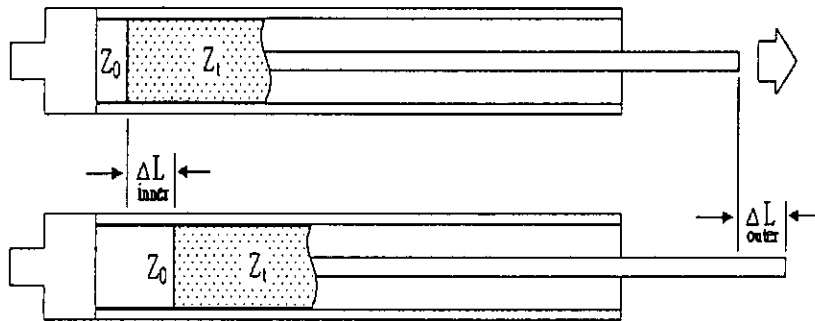


圖 3.51 TDR 伸縮計基本設計概念簡圖

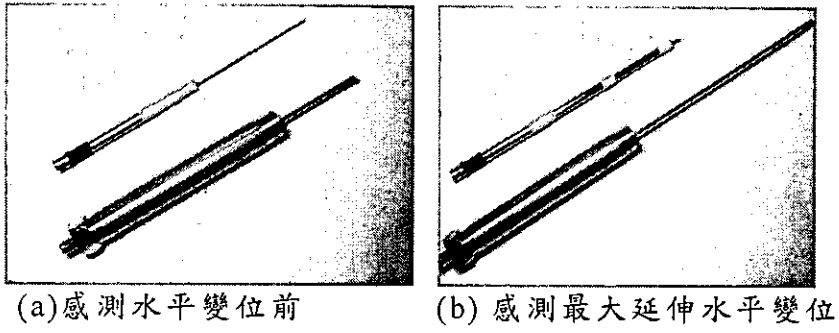


圖3.52 TDR伸縮計

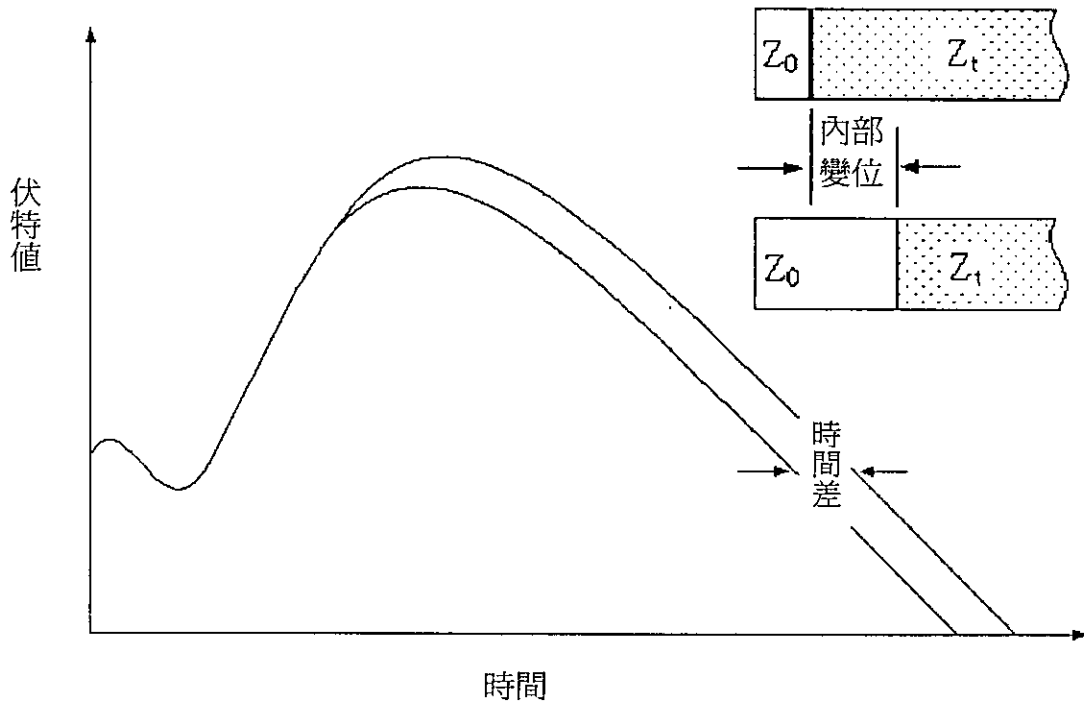


圖 3.53 變位與反射波形關係圖

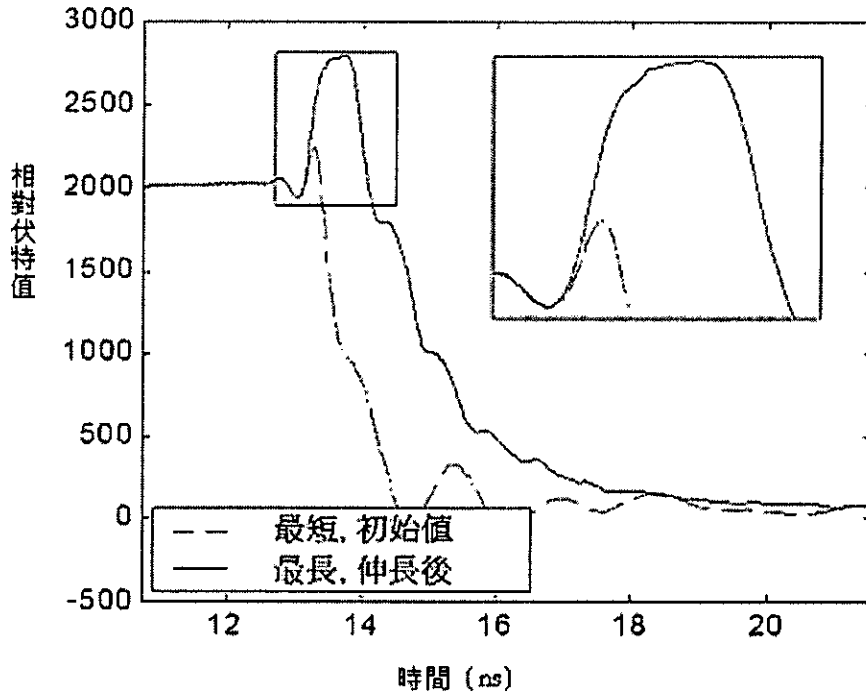


圖 3.54 TDR 伸縮計對應變位之全反射波形

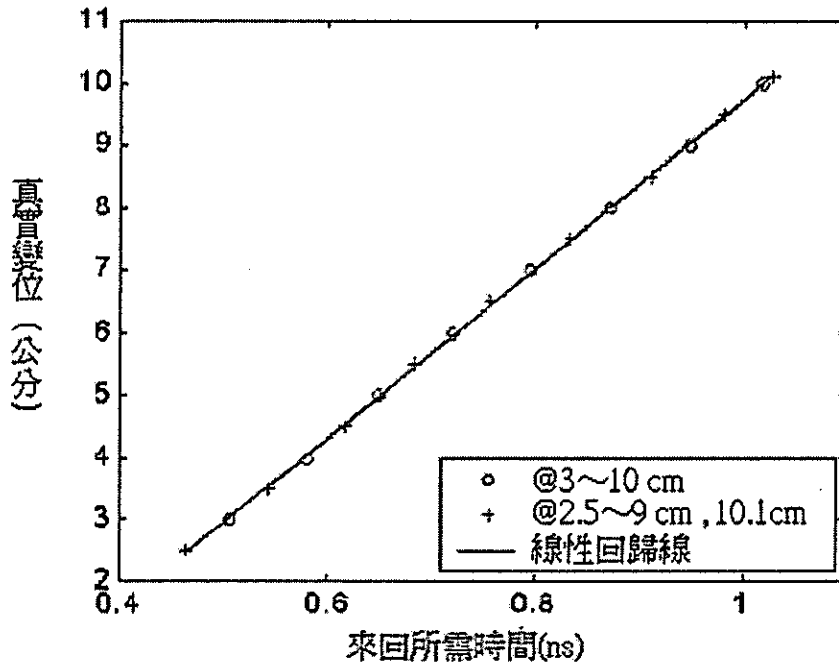


圖 3.55 TDR 伸縮計標定曲線

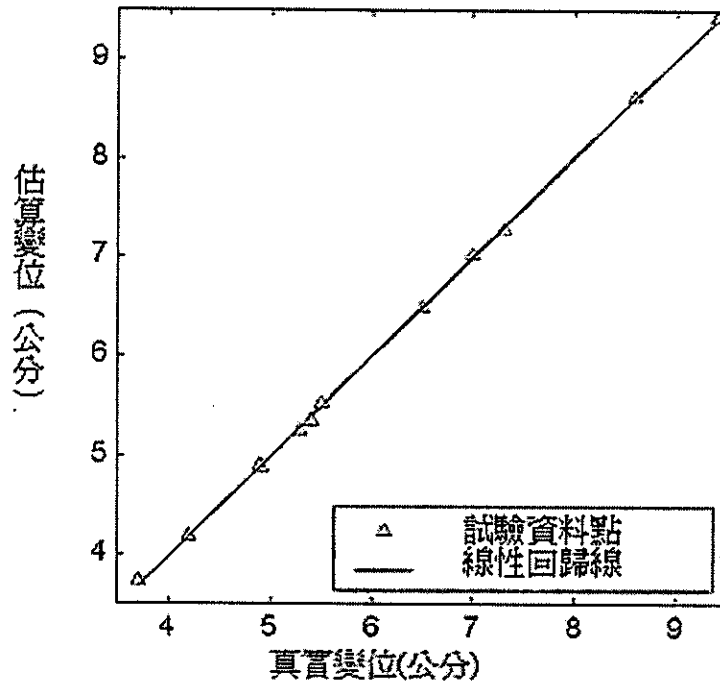


圖 3.56 變位真值與標定參數計算之估算值相關性

(B) 與傳統感測器之比較

傳統感測器可分為機械式與電子式，機械式感測器無複雜高昂的電子式零件，設置成本低廉，但相對地準確度較低，範圍為 0.5~3mm，且需要人工定期至現場記錄資料，無法提供即時性的量測訊息。電子式感測器則具有遠端自動化之優點，其感測元件為複雜精密的電子感測零件構成(如 LVDT)，雖然可使得量測準確度達 0.03~0.5mm，但成本隨準確度成比例提高。此外，易受資料傳輸纜線狀況、溫度等環境因素影響(Dunifflic 1993, Dunifflic, 1998)。較之傳統感測器，時域反射伸縮計之優點在於：

- (a) 其準確度不受跨距或變位範圍之影響，適合長跨距、大變位範圍之量測。
- (b) 感測器本身可不含任何電子零件，無須供電，不易損壞，製作感測器之成本低，且由反射波形可檢測感測器之狀態，提供自我診斷之功能，兼具傳統機械式伸縮計成本低以

及傳統電子式伸縮計準確度高、自動監測之優點。

表 3.1 TDR 伸縮計標定結果

	Calibrated Parameters P1, P2, Linear Fitting	Compare Correlations R1, R2, Linear Fitting	Maximum of error , cm
Calibration	0.0913 -3.8388	1.0038 -0.0315	0.0482

(3) 時域反射伸縮計安裝實務考量

上一章節標定與結果顯示本計劃所設計研發之 TDR 伸縮計具有以下特徵：

- (A) TDR 伸縮計為內部變位式，外部為兼具傳輸及保護雙用之金屬導體，具有強度夠、水密性佳與體積變動極小之特性，在將來野外實地施作實驗時具有極大之優勢。
- (B) 利用時域反射儀之高頻取樣，變位量測可達 $< 0.5 \text{ mm}$ 之準確度，且其準確度不受跨距或變位範圍之影響，適合長跨距、大變位範圍之量測。
- (C) 可配合同樣是利用時域反射技術，依照不同感測目的研發之量測感測器，建立單一整合型系統，如時域反射自動化邊坡穩定監測系統。
- (D) 感測器本身可不含任何電子零件，無須供電，不易損壞，製作感測器之成本低，且由反射波形可檢測感測器之狀態，提供自我診斷之功能。

因此，在獲得實驗室中良好的標定與結果後，本計劃研究提出其後續相關概念，俾以利用本 TDR 伸縮計於現地設置安裝與量測。在提出 TDR 伸縮計實地之應用前，已知傳統伸縮計已在

工程領域行之多年，並發展出相應之相關配置，故吾人需先就傳統伸縮計在現地的應用進行探討。傳統伸縮計的應用領域多屬於監測變位方面，其監測變位項目主要可分為：

- (A)地表變位監測：量測如潛在邊坡滑動、岩石節理裂縫等變位，提供定點監測，進行安全性探討；並可藉由量測結果反饋於邊坡滑動分析之數值模擬等。
- (B)孔內沉陷監測：事先鑽掘預定孔位裝設伸縮計，量測孔內定點沉陷變位(如岩錨預力或鬆弛導致孔底變形)；若配合複數伸縮計，可進行多點量測(如層間變位計)。

而為達到以上目的，需設置伸縮計於適當地點，並加以錨定(Anchor)成為量測的固定端，方可施行正確的量測，而伸縮計的安裝設置方式則如下列所示：

- (A)地表式伸縮計(Surface Extensometer)：

為裝設並錨定在地表面定點上之伸縮計。一般用於地表水平變位量測。

- (B)孔內式伸縮計(Borehole Extensometer)：

若地表存在頻繁交通或並行其他項目施工，可將伸縮計設置於一孔洞內，避免設於地表時遭受損壞。

當伸縮計安裝設置完畢，必須將待監測的點位變位量傳遞到伸縮計上，故需要一變位傳遞元件如實地將變位量傳遞，該元件主要分為兩類：

- (A)桿件伸縮計(Rod Extensometers)：

由於桿件相對為剛體，雖桿件方向需與伸縮計呈平行之設計，且桿件本身存在較大自重，重量與彎曲度隨長度而增加；若要

進行地表變位監測，由於桿件平行地表與重力方向垂直，故桿件長度不可太長，故桿件多半是用於桿件方向與重力方向一致的孔內上下方向變位監測上。

(B)鋼索伸縮計(Wire Extensometers)：

相對於桿件，鋼索可搭配滑輪而改變方向，如裝設下孔式伸縮計於垂直地表的孔洞內後，藉由滑輪使得原本平行於地表變位的鋼索轉 90 度傳遞至伸縮計；經由適當的鋼索滑輪配置，將變位藉由滑輪鋼索自由改變傳遞方向。雖然鋼索具有以上優點，但前提是該鋼索需受一張力使得鋼索緊繃，方能等效反映變位量。故多以重錘式提供鋼索張力，此外本計劃亦建議使用彈簧張力。

伸縮計安裝設置概念圖可如圖 3.57 所示。綜觀而言，傳統伸縮計之安裝設置經驗可提供 TDR 伸縮計設置之借鏡，雖然傳統伸縮計藉由設置方式、傳遞方式有多樣性的變化，但多半仍為一維的變位量測。亦即假設變位方向與伸縮計感測方向互為平行，當變位包含除了原先假設之一維方向分量以外之方向分量，則需利用鋼索伸縮計藉由滑輪的配置，使該變位合力方向轉為與伸縮計感測方向相平行(二維)。或者是利用球狀節點(Ball Joint)使桿件伸縮計能上下左右的轉動，以調整至與該分量合力方向平行(三維)。儘管利用滑輪或球狀節點，所量得之變位乃合力方向之變位，而非原先感興趣的一維分量，為此本計劃提出如圖 3.58 所示概念，利用能量測旋轉角度之儀器(如 Tilter)搭配伸縮計設置，在藉由該角度 θ 算出分量 u 、 v 。

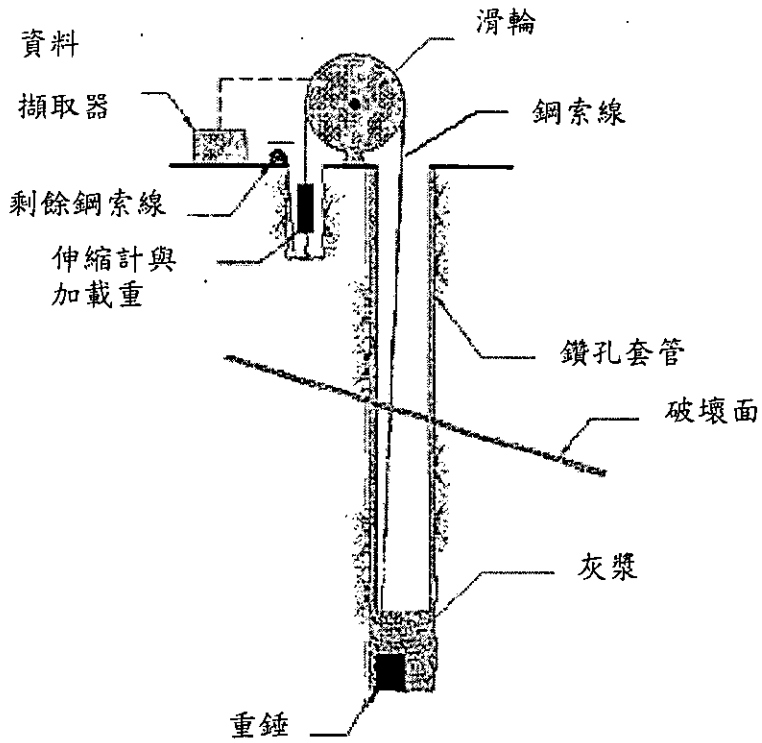


圖 3.57 伸縮計安裝設置概念圖
(Corominas et al., 2000)

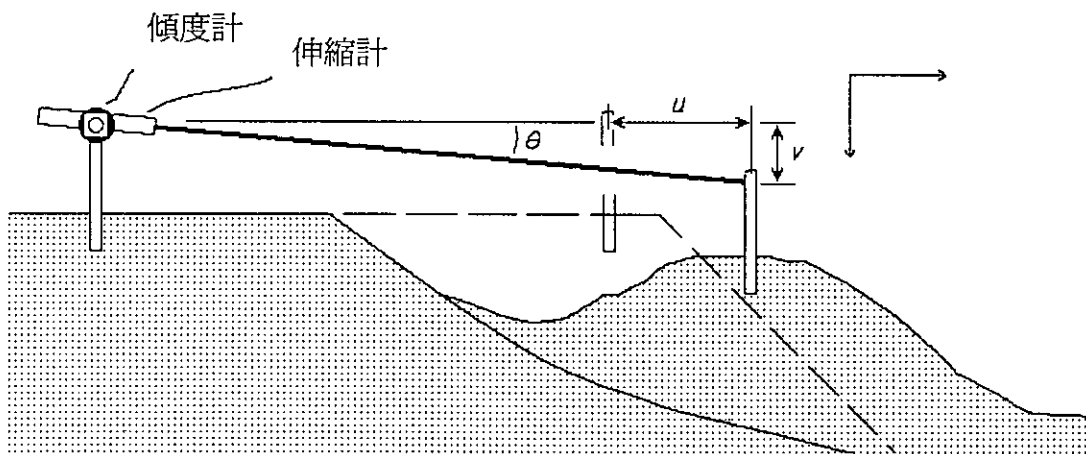


圖 3.58 TDR 伸縮計二維變位量測系統概念圖

3.4.5 TDR 雨量計

雨量與邊坡穩定具有間接關係，可提供邊坡穩定預警判斷之綜合性參考，亦常應用於落石邊坡之預警值。由於地形及大氣之變化，場址之降雨量常與最近雨量站之降雨量不同，若能於場址收集實際雨量資訊，並與邊坡之地下水位進行比較，有助於對於邊坡之地下水文特性有所瞭解。傳統雨量計易受風之影響，對於豪雨之量測常有低估之現象，若能設計 TDR 雨量計解決上述問題，並與其他 TDR 邊坡監測元件整合，成本低廉、耐久、不易損壞。TDR 雨量計量測之基本原理與 TDR 水位量測原理相同。TDR 雨量計之設計概念，仍以 TDR 水位量測系統的同軸感測器為主軸，搭配一圓錐斗型式之雨量收集器及自動雨量抽取器，其設計型式如圖 3.59 所示。錐口寬廣的目的是要能收集局部區域之代表性降雨量，錐身細長的目的是要有足夠的容量能容納天候驟變時，錐口所收集的暴雨量，且可提高雨量計量測之解析度，集水口僅露出地面約 15 公分，可降地風吹之影響，並防止水濺。雨量計所收集之雨水，可於定期保養時人工排除，或當圓錐口所收集的水量達到預設的高度時，利用自動雨量抽取器將水往外抽出，此時錐身又空出原有的容量，可繼續收容錐口所收集的雨量。

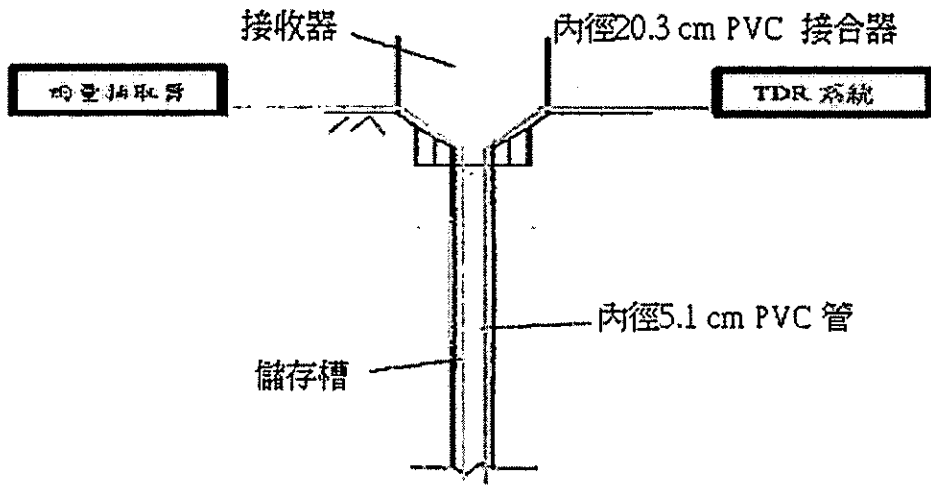


圖 3.59 TDR 雨量計設計概念圖

3.4.6 TDR 邊坡監測系統整合

(1) TDR 自動化監測系統

有別於傳統的監測方式，TDR 監測系統最大的優點為其多功能且多工之上孔式整合型監測，加上自動化、無線通訊、遠端伺服器後，可構築一系列完整的監測系統。目前已研發的 TDR 監測感測器一般在邊坡監測的幾何配置如圖 3.60 所示，多孔、多工的特性可大大的降低成本，另外全系統已將監測的資料完全數位化，同時具有自我診斷的機制，能立即且正確反應系統錯誤，可快速的修復及維護。

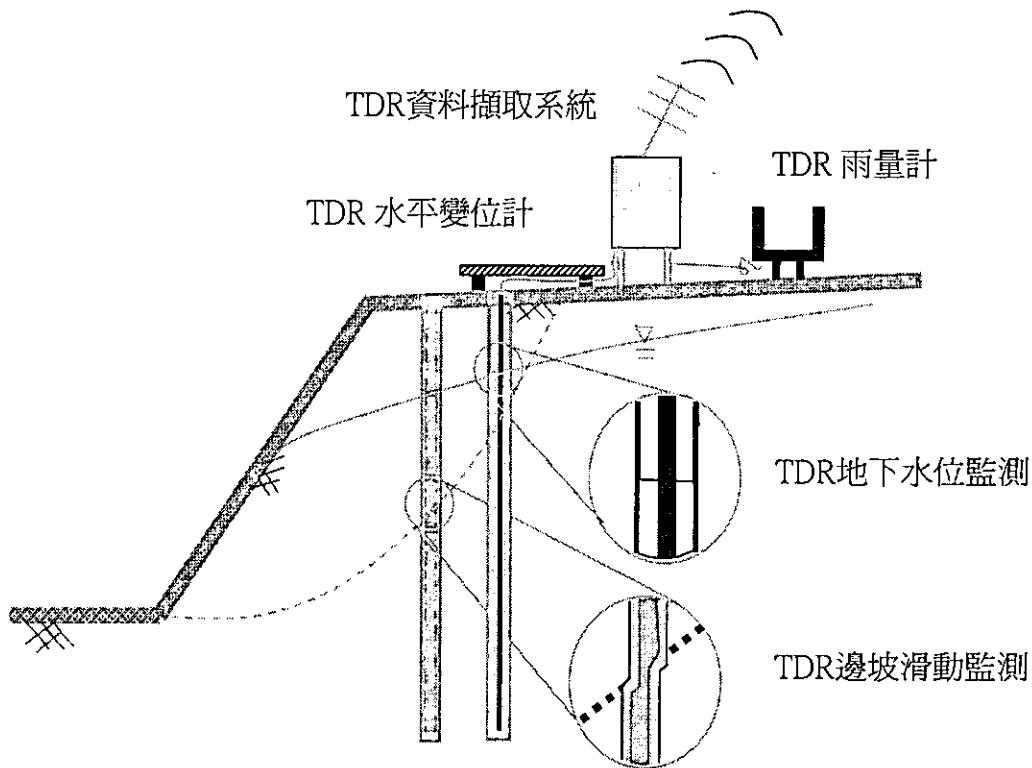


圖 3.60 現地邊坡監測系統

TDR 監測系統的感測器包括 TDR 水位/水壓感測器、TDR 錯動變形感測器、TDR 水平變位計或孔內變位計、TDR 雨量計等，可同時多工多孔運作。TDR 自動監測系統也支援多數的傳統數位量測儀器，如電子式水壓計、傾斜儀等，可與 TDR 感測器搭配使用，資料儲存處理各自獨立，不會相互衝突。在 TDR 監測系統的限制方面，雖然在同一個監測站可同時監測數十個以上的監測孔，但時域反射儀與各孔之間距最好不可超過 1 公里，因 TDR 反射訊號會隨著傳輸距離的加大而衰減，故在監測規畫階段，須決定監測站數目，才可確保 TDR 監測系統能夠發揮最大的效能。

(2) TDR 監測系統硬體設備

本監測系統主要是利用時域反射儀(TDR)產生脈衝導入感測器(Sensor)內，再將感測器的反射訊號用資料擷取器(Datalogger)

記錄其波形，以 ASCII 文字格式儲存於內建記憶體內，同時資料擷取器連接行動數據機(Modem)，再利用遠端電腦下載即時資料，以達到自動化監測的目的。此外，因考慮內建記憶體空間不足的問題，本監測系統另外加裝 Storage，如此可在現場儲存數日的監測資料。各元件功能細述如下：

- (A)感測器(Sensor)：TDR 監測系統可視需要裝設不同功能的感測器，目前可監測的範圍包地層錯動變形、地下水位高度、雨量、水壓量測、水平變位等。
- (B)資料擷取器(Datalogger)：本計畫使用數位量測資料擷取器可視為現場的小型電腦，可透過程式載入的方式控制其運作，依據所擷取資料形態的不同，套用不同的參數執行程式。內建一組 128KB 的記憶體，可外接 12V 電源，預留四排接孔可連接不同的量測系統，如 TDR、水壓計及傾斜儀。
- (C)時域反射儀(TDR)：本計畫所使用之時域反射儀(TDR)內含一脈衝電壓產生器，產生脈衝電壓傳至同軸電纜線，由訊號採樣器擷取由同軸纜線傳回之反射訊號，此反射訊號可由 Datalogger 自動下載，借由波形之判斷可決定欲量測之資料值，如地下水位高度與地層錯動變形。
- (D)多工器(Multiplexer)：目的在於使同一資料擷取系統連接數個感測器，擴充監測系統之效能與經濟效益，本計畫使用的多工器一片可增加 8 個感測器，可多片串聯，最多可支援 256 個感測器同時運作。
- (E)資料儲存器(Storage)：俗稱硬碟，可擴充 Datalogger 之內建暫存記憶體，透過程式可將 Datalogger 擷取的資料記錄於硬碟中儲存；若硬碟與 Datalogger 和數據機同時串接使用，亦可透過無

線傳輸方式直接下載硬碟資料。

- (F)資料傳輸及行動數據機(Communication & Modem)：本計畫除使用資料儲存器儲存外，另外有三種方式可將監測資料作遠端傳輸，有無線電(Radio)、無線電話(Phone Modem, GSM)和網際網路(TCP/IP)進行遠端資料擷取，可視現場狀況決定傳輸方式。
- (G)電源(Battery and Solar Panel)：現場監測系統各元件均使用 12V 直流電源，本系統提供一 12V 蓄電池，蓄電池可接 110V 交流電蓄電，若在野外無固定電源時可外接太陽能電板蓄電。為維持 Datalogger 及 TDR 之正常運作，需維持 9.6V 以上之電壓。
- (H)保護(Security)：Datalogger、TDR 100、Multiplexer 等較精密儀器將使用一塑鋼盒(40 X 45 X 25cm)加以保護，若作適當的處理亦可有良好的防水功能，外殼附兩套直徑為 1cm 的鎖孔，可上鎖防竊。
- (I)伺服器(Server)：未來將藉由電腦伺服器(Server)做為本監測系統自動控制及資料處理中心，透過數據機可利用無線傳輸的方式分別連接 Datalogger 及 Storage；連接 Datalogger 可隨時監控現場監測儀器的運作狀況，連接 Storage 可下載即時的監測資料。電腦伺服器同時運作資料庫軟體，同步記錄及計算龐大的監測資料。
- (J)遠端電腦(Client Computer)：遠端的個人電腦未來可透過網際網路的通道與伺服器連接，利用網頁介面與使用者做即時連結，以達到真正自動化監測的目標。

圖 3.61 為 TDR 監測系統架構示意圖，從現場感測器擷取資料到使用者得知即時的監測資料，此一系列的過程可由此圖示完整說明。圖 3.62 為 TDR 資料擷取系統硬體元件實體圖。

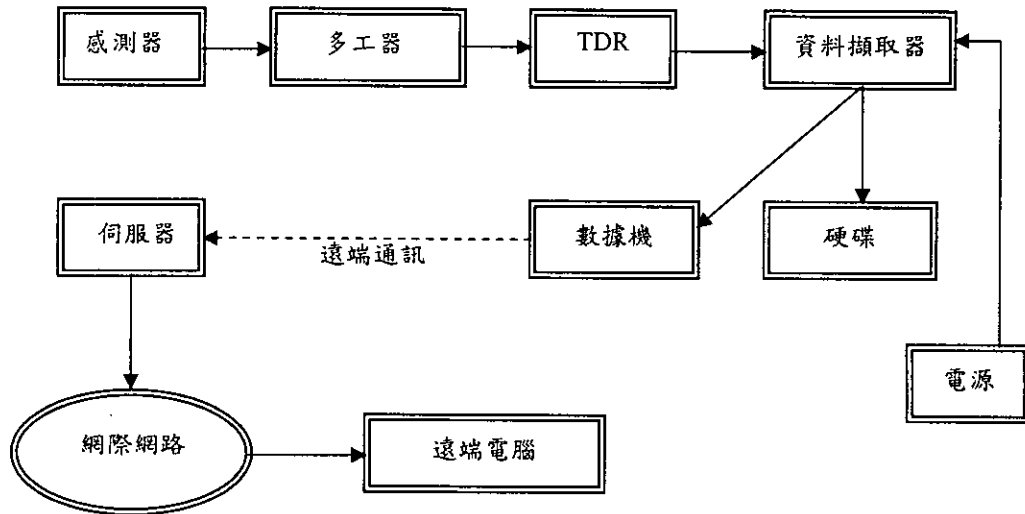


圖 3.61 TDR 監測系統連結示意圖

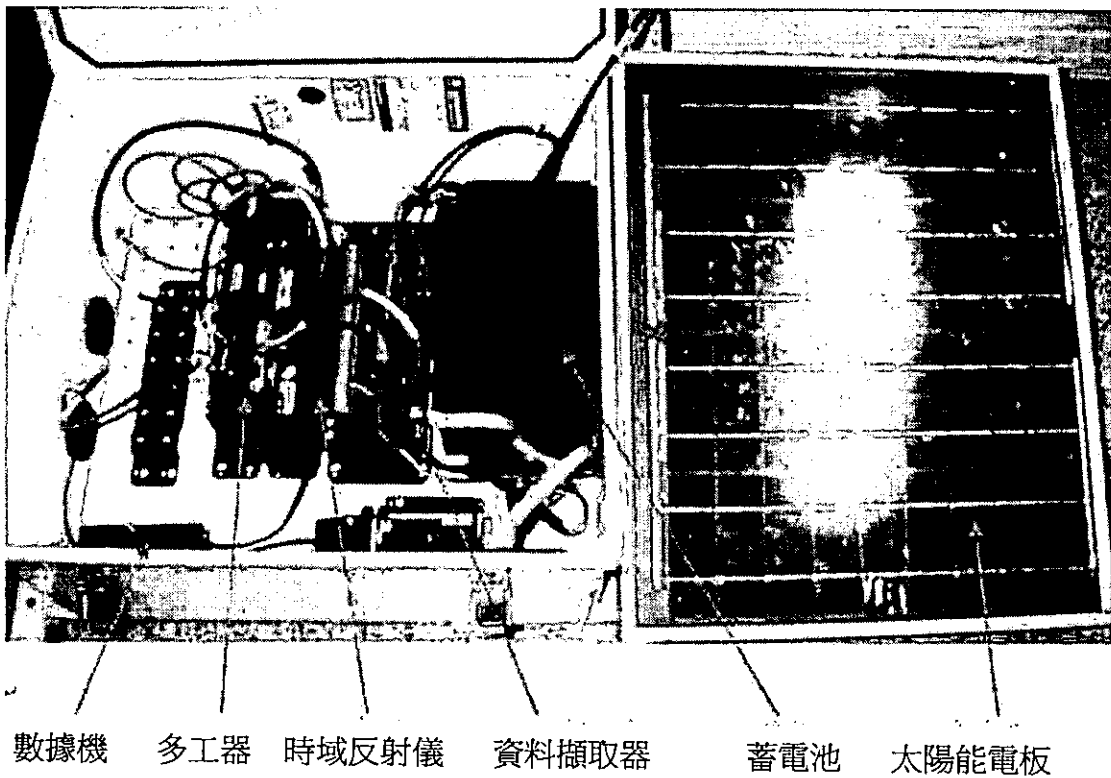


圖 3.62 資料擷取系統實體圖

(3) TDR 監測系統軟體架構

TDR 監測系統各硬體元件須配合固定的應用程式才可執行，如 PC208W、PCTDR 等；在遠端伺服器內，同時架設資料庫與網頁伺服器，與網際網路連接，以提供客戶在遠端監控的便利性。

從現場的資料擷取，經伺服器資料庫，到網路架構都須適當的軟體相互協調方能順利運作。

(A)資料擷取

在資料擷取之控制軟體方面，Datalogger 須使用 PC208W 下達程式指令始可運作，其中操作細項可分為 setup、connect、program 及 status 等選項，相關的硬體設定、通訊連結、程式運作都須由 PC208W 來控制執行。Datalogger 擷取到由 TDR 感測器回傳的反射訊號，先記錄於記憶體內，再儲存於硬碟中，依據程式所下的參數來設定資料的儲存格式，或是回傳至遠端伺服器的時間間隔，此處回傳的檔案為最初的原始資料(Raw data)，須經由遠端伺服器再做進一步的處理。

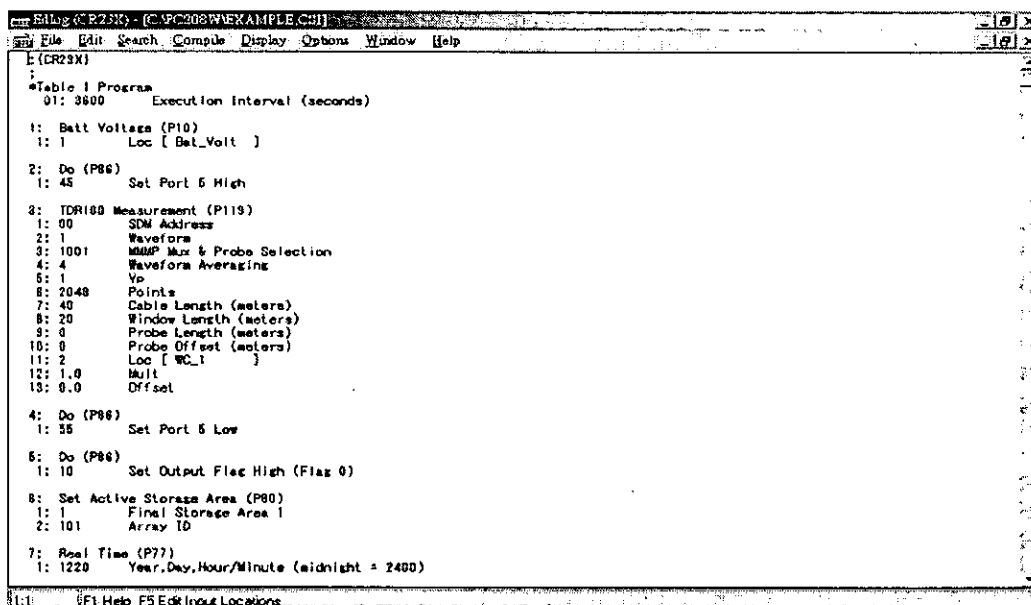
圖 3.63 為 TDR 監測程式碼的部分片段，目的是將 TDR 以一小時間隔的時間把探測到的 TDR 反射波形記錄於 Storage 中。

(B)伺服器資料庫

因現場傳回的檔案為原始資料(Raw Data)，由人工直接判讀非常的不方便，也因須進一步完成自動化的過程，所以將 Raw Data 存入伺服器後即進行處理，利用 Java 語言撰寫的分類程式，將 Raw data 依各個不同性質的監測資料加以分類，如此易於人工判讀且方便存檔備分。將 Raw Data 分類後，同樣以 Java 撰寫的程式做細部計算，將不同類別的監測資料計算出可判斷的數值，或繪出 TDR 原始波形，最後將這些結果依檔頭索引置入資料庫(Database)中，為與網頁做互動式連接，本系統使用 XML 語言格式做為資料庫與網頁相互溝通的橋樑。圖 3.64 為 Raw data 分類計算及置入資料庫過程的示意圖，目的是將零亂的原始檔案作有系統的分類，之後置入資料庫以便網頁搜尋。

(C) 網路架構

為求 Anytime、Anywhere 即時自動化監測的目標，本系統架構已延伸至與網際網路的結合，在主要的伺服器主機(TDR Server)上架設 Database Server、Web Server、Application Server 及 Authenticated Server，配合 Dns Server 和其它 TDR 工作群組，組合成一 TDR 網域，此設計完全模擬企業網路在 Internet 上的架構，如此可增加本系統在企業網路與網際網路上執行的可行性。在網際網路上，未來只要客戶在任何時間、任何地點使用遠端電腦連接上網，透過 Authenticated Sever 通過驗證，即可在 Web Server 的網頁上點擊(Click)所欲知的資訊，如現場即時的水位高度、地層錯動的位置或是即時降雨量，在數秒鐘內即可用網頁的介面呈現於客戶終端機螢幕前，相信可提供客戶最大的便利性，也相信此 TDR 自動化邊坡監測系統會成為未來邊坡穩定監測的主流之一。圖 3.65 為 TDR 網域在網際網路上的相關示意圖。



```
E:\CR23M
1
2
3: Table 1 Program
   01: 3600   Execution Interval (seconds)
4
5: 1: Batt Voltage (P10)
   1: 1     Loc [ Bat_Volt ]
6
7: 2: Do (P86)
   1: 45   Set Port 5 High
8
9: 3: TDR100 Measurement (P119)
   1: 00   SDM Address
  2: 1     Waveform
  3: 1001  MUX & Probe Selection
  4: 4     Waveform Averaging
  5: 1     Vc
  8: 2048  Points
  7: 40   Cable Length (meters)
  8: 20   Window Length (meters)
  9: 0     Probe Length (meters)
 10: 0    Probe Offset (meters)
 11: 2    Loc [ WC_1 ]
 12: 1.0  Mult
 13: 0.0  Offset
14
15: 4: Do (P86)
   1: 55   Set Port 5 Low
16
17: 5: Do (P86)
   1: 10   Set Output Flec High (Flec 0)
18
19: 6: Set Active Storage Area (P80)
   1: 1    Final Storage Area 1
   2: 101  Array ID
20
21: 7: Real Time (P77)
   1: 1220 Year,Day,Hour/Minute (midnight = 2400)
```

圖 3.63 Datalogger 監測程式部分片段

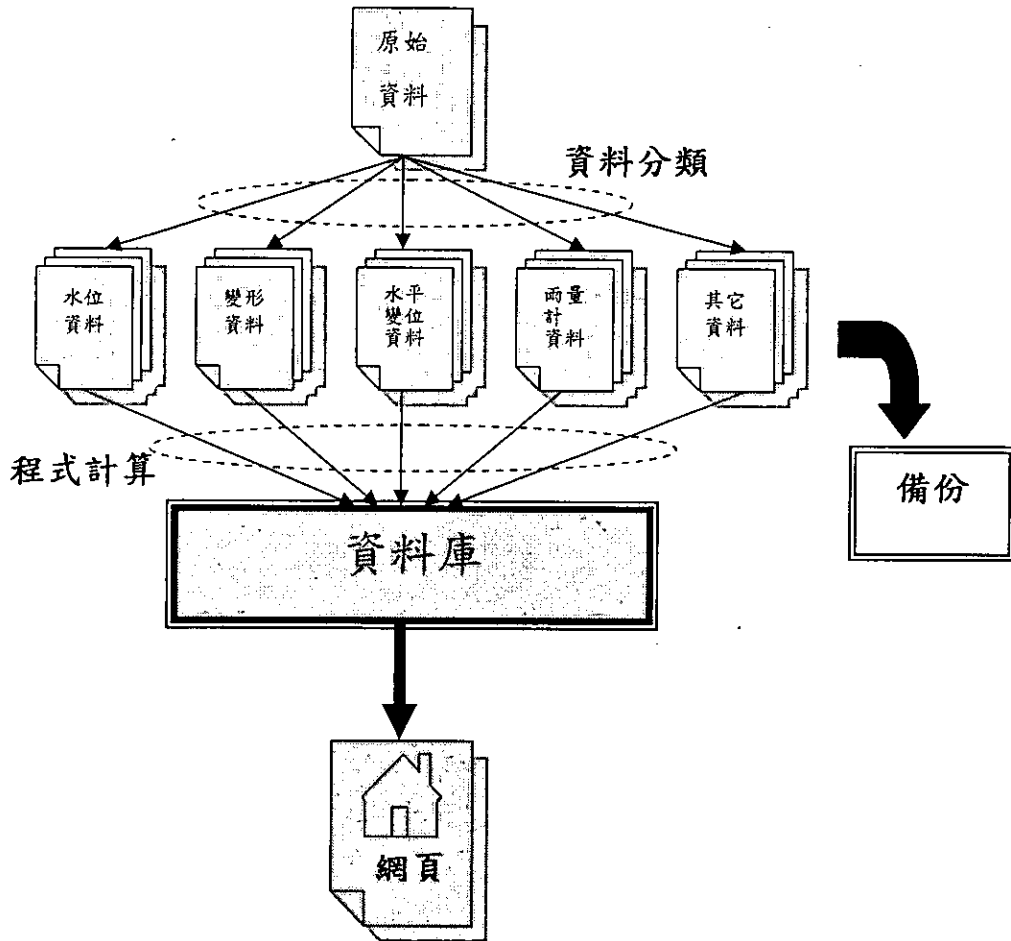


圖 3.64 Raw Data 分類計算及置入資料庫過程示意圖

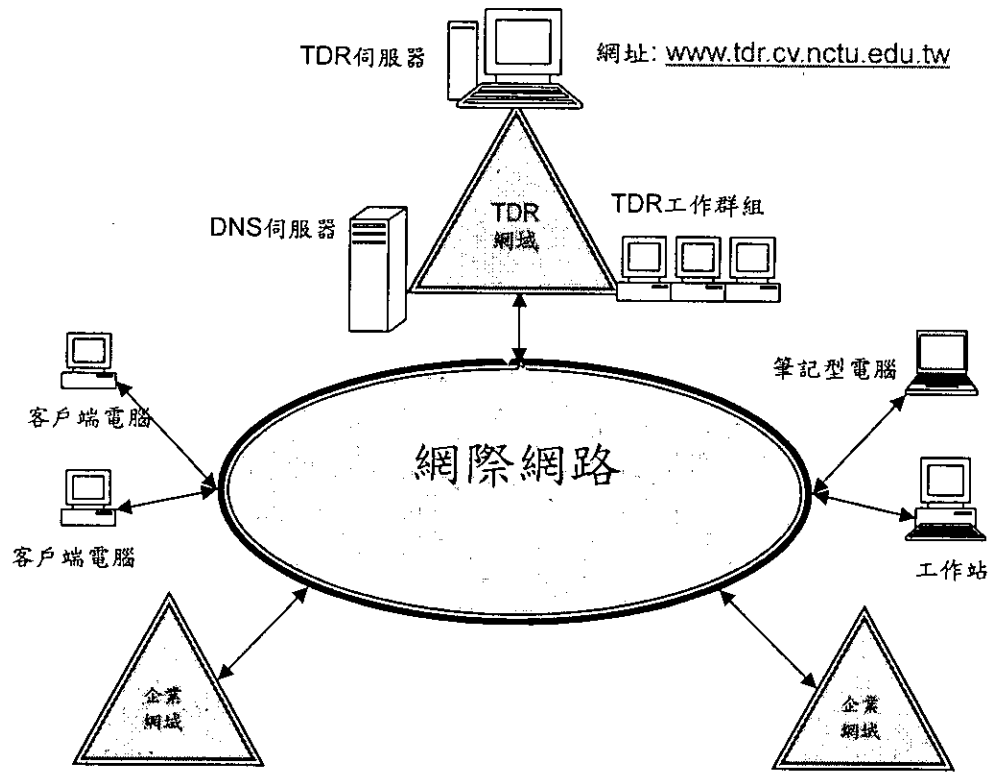


圖 3.65 TDR 網域與網際網路相關示意圖

四、初步現地安裝與量測研究

4.1 湖口台地試驗站

4.1.1 湖口台地之地形與區域地質概述

湖口台地整體大致呈東高西低的形貌，等高線 300 公尺以上部分均位在台地東側。台地南邊之鳳山溪在義民橋附近向西北轉折，造成南岸的沈積河岸及北岸的侵蝕岸。

試驗站選定在義民橋附近的鳳山溪北岸至台地之間。台地面平均高度約 100 公尺，向南緩降至鳳山溪床，高程約 20 公尺，高差 80 公尺，此區域內多崩坍地形的特徵，如圖 4.1 所示。

根據該區域地質調查資料，其出露的地層有更新世楊梅層、店子湖層，全新世階地堆積層及沖積層，前兩種地層特性說明如下：

楊梅層為構成湖口台地之基盤岩層，其與上覆之店子湖層呈不整合接觸，多出露於台地邊緣之崩崖或侵蝕谷。根據楊梅層岩性差異，可以分為下段的照鏡段及上段的照門段(塗明寬與陳文政，1990)，岩性均以砂岩及泥岩為主，但是在上段含有礫石夾層及貝殼碎片等。崩塌區多為照門段岩層，僅少部份為照鏡段岩層，兩段岩層在調查區中可以細分為二小段及七小段。

店子湖層為湖口台地附近分布最廣的岩層，主要岩性為礫石層與表層之紅土組成，紅土與礫石層之間常呈不規則的凸鏡體交錯疊置狀，此層的傾角相當平緩，但是在台地的邊緣有隨地形變化之情形，店子湖層的厚度各處不同，依據鑽井資料，最厚可達 17.5 公尺。

湖口台地主要的地質構造有湖口背斜、湖口斷層(古兆禎，

1963；湯振輝，1963；柏尼刺，1977)與不整合面。不整合面的證據極為清楚，但是湖口背斜與湖口斷層，在地表均未見到露頭證據，因此其位置、形態、存在性或斷層的活動性，均僅能以間接證據推斷。

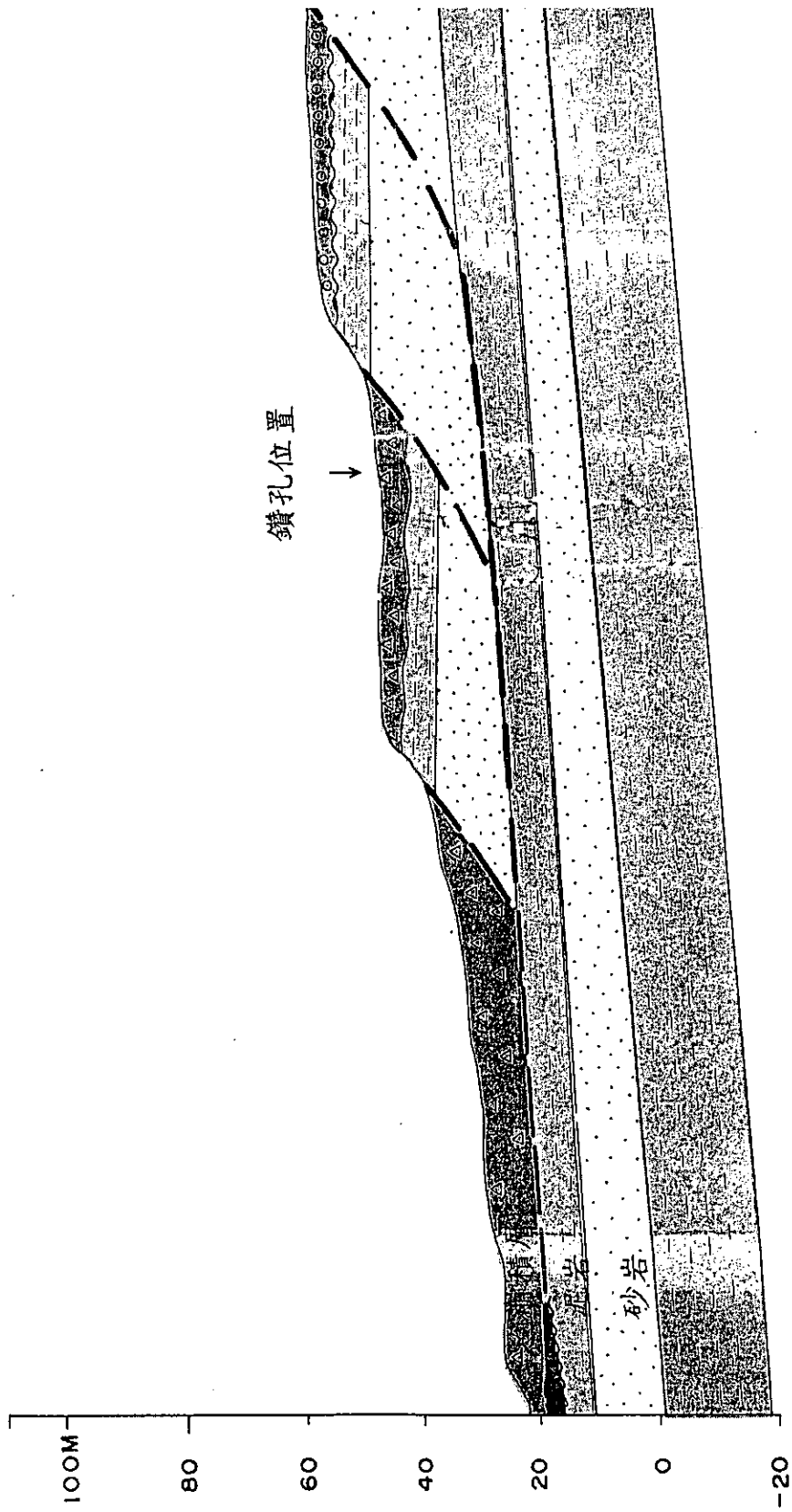


圖 4.1 試驗站邊坡滑動示意圖
(中央地質調查所, 1994)

4.1.2 監測設備現地安裝

為配合監測儀器及水壓計在測試場地之埋設與安裝，共進行 5 孔鑽孔，其中 3 孔深度為 30 公尺，分別安裝光纖監測儀器 FBG-IPI、IPI 及 TDR 變形纜線，以期讓光纖及 TDR 能與 IPI 做為比較；另外 2 孔深度約為 16 公尺，分別埋置 TDR 水壓計及傳統開口式水壓計，埋置深度分別為地下 16 公尺及地下 10 公尺 2 處，用以比較 TDR 水壓計之性能。鑽探位置與現場概況分別如圖 4.2 與圖 4.3 所示，鑽探機械採用傳統型 KHI 鑽機，並且取其中 1 孔做全程取樣，根據鑽孔資料所得之地層剖面如表 4.1 所示，取出之土樣如圖 4.4 所示。

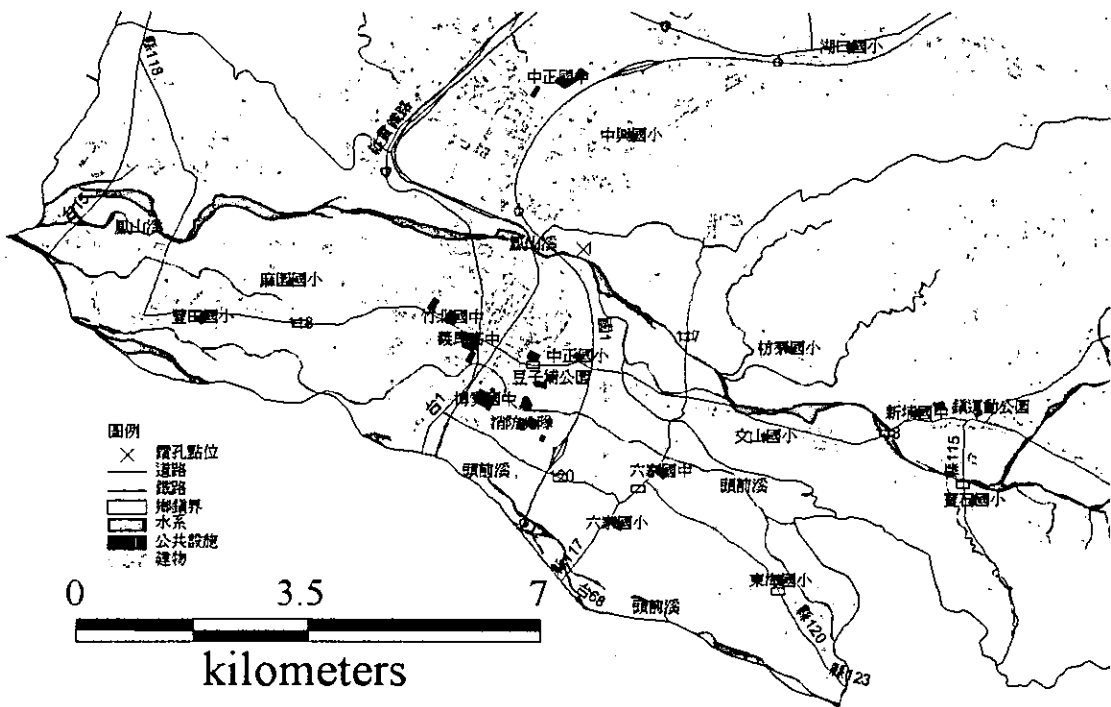


圖 4.2 鑽孔位置圖



圖 4.3 湖口試驗場地概況

表 4.1 試驗地點之地層概況

層次	平均深度(m)	地層說明
I	0.0~3.4	表層棕色粉土質粘土偶夾卵石
II	3.4~5.6	黃棕色粉土質細砂偶夾卵石
III	5.6~7.2	灰棕色粉土質細砂
IV	7.2~8.4	黃棕色細砂偶夾卵石
V	8.4~12.6	灰色泥岩及粉土質細砂互層
VI	12.6~13.3	黃棕色細砂夾卵石
VII	13.3~19.0	灰色粉土質細砂及泥岩互層
VIII	19.0~29.3	灰色中、細砂
IX	29.3~30.0	灰色泥岩

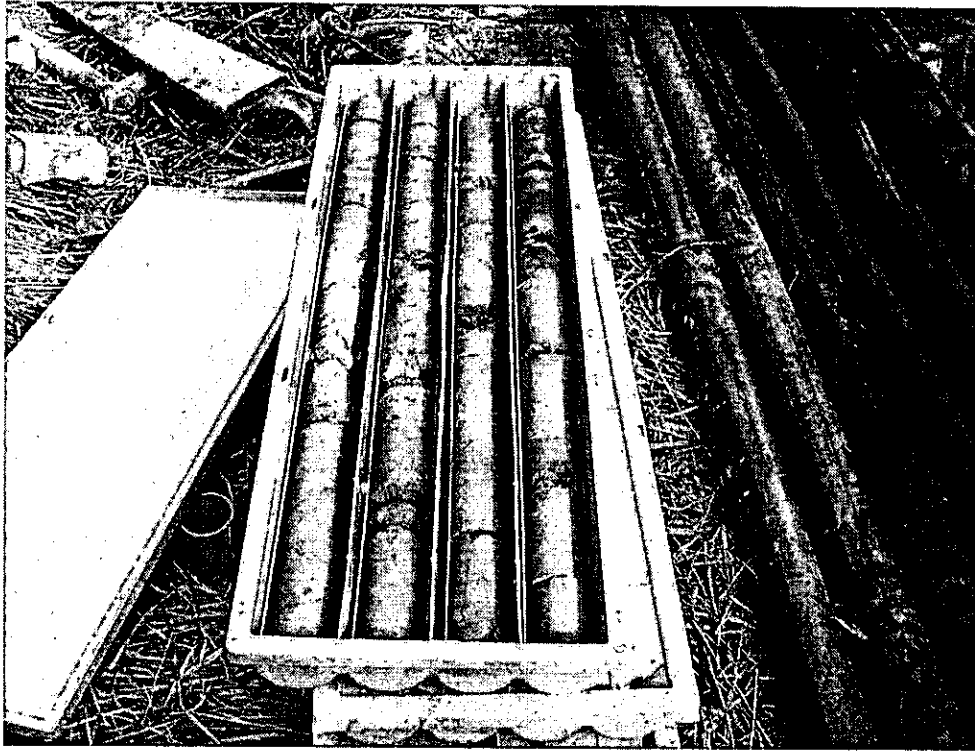


圖 4.4 岩心

將安裝於現場之 30m 長 FBG-IPI 光纖變形監測管已完成設計，其概念圖展示於圖 4.5，現正製作之中。裝設光纖監測儀器之傾斜管尺寸為 2.75"，而 IPI 使用傾斜管尺寸為 3.34"，安裝過程如圖 4.6 所示，管外回填採用配比分別為水泥：皂土：水=1：0.3：2.5，完成後並做孔口保護，如圖 4.7 所示，最後並以 GPS 量測其座標。在 FBG-IPI 製作完成後即可插入現場傾斜管內開始監測地層之移動。TDR 變形纜線埋設過程如圖 4.8 所示，其回填灌漿如上述，並將水泥漿製作成圓柱試體，供日後進行單壓強度試驗。水壓計埋設在 16 公尺深度的地方，水壓計型號為 PW-4111，安裝情況如圖 4.9 所示。水壓計的上下方以皂土粒封層(圖 4.10)，中間約回填 80 公分之粗粒料(圖 4.11)，上部則以細砂回填之。TDR 水壓計埋設深度為 16 公尺及 10 公尺二個位置，其安裝程序與傳統式水壓計相同，如圖 4.12 所示，安裝完成後並做初步的測試，如圖 4.13 所示。

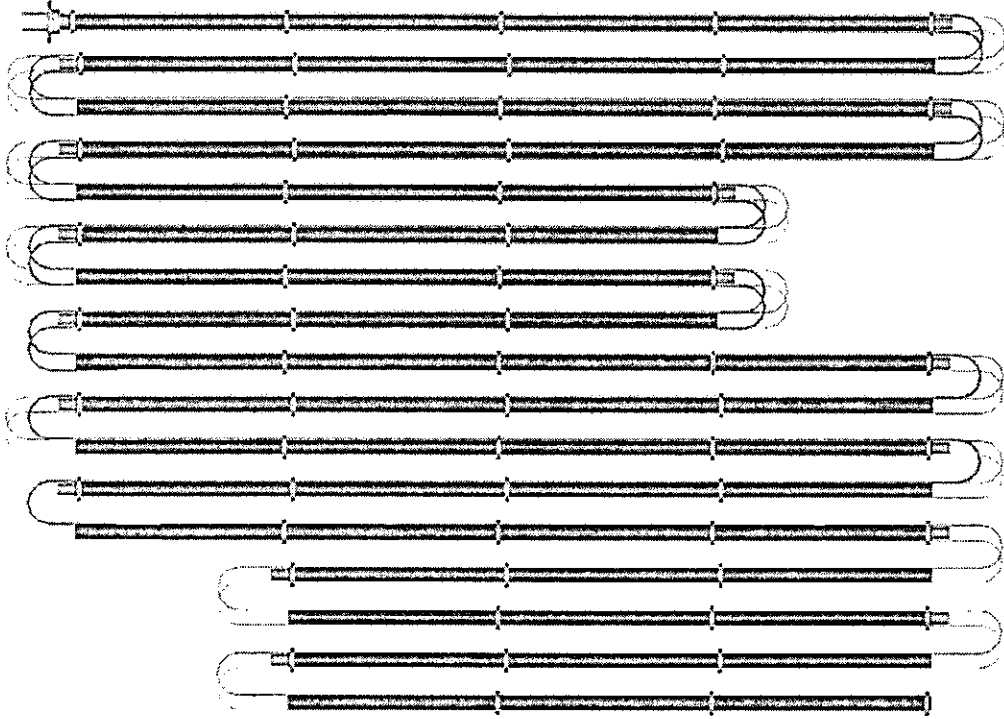


圖 4.5 30m 長 FBG-IPI 之組合示意圖



圖 4.6 傾斜管安裝情形

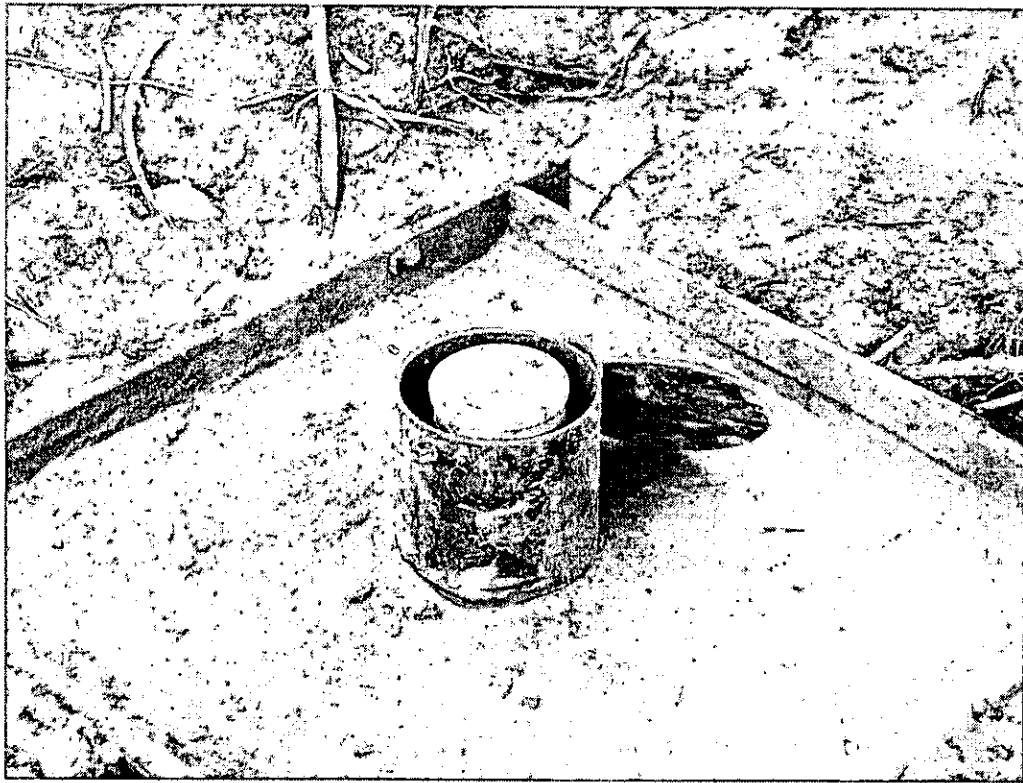


圖 4.7 傾斜管孔口保護

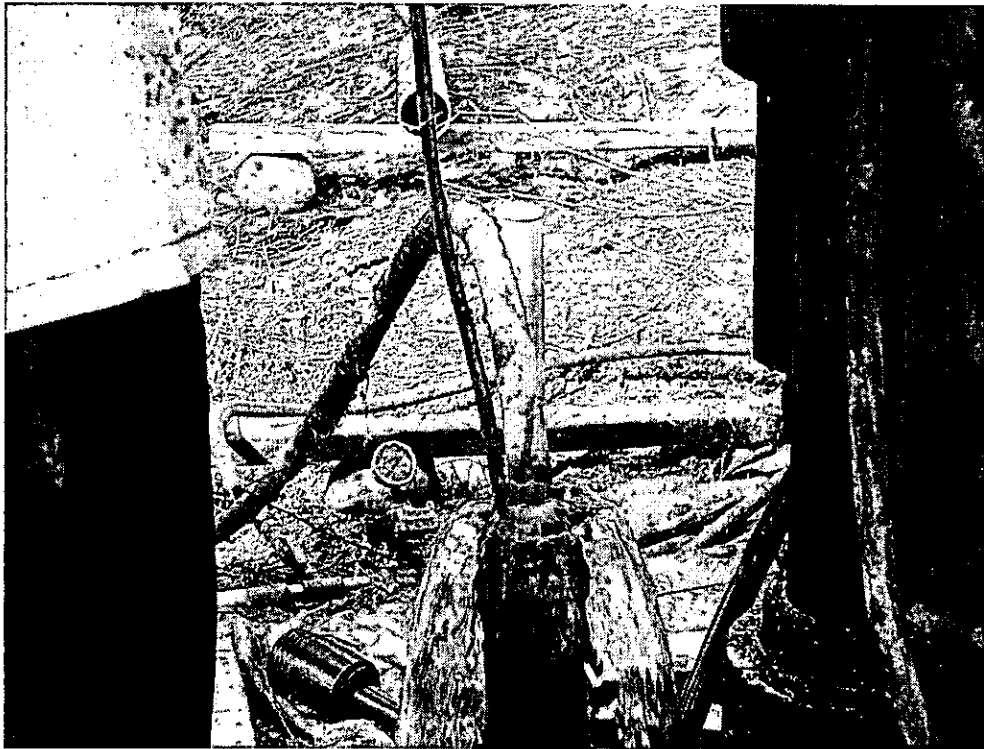


圖 4.8 TDR 變形纜線埋設過程

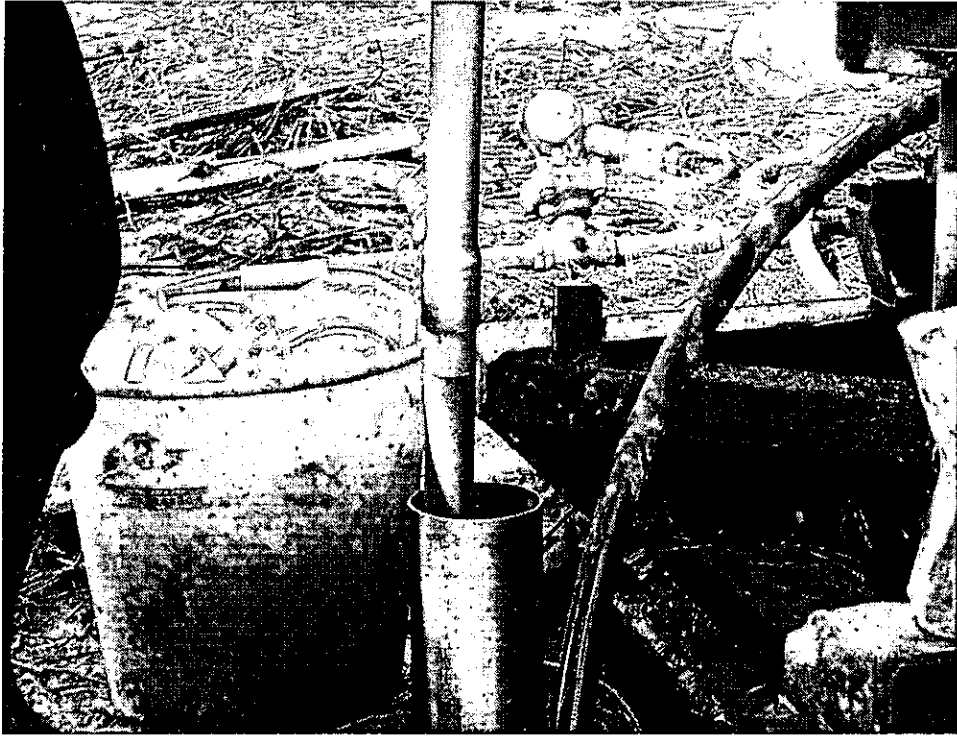


圖 4.9 水壓計安裝情形

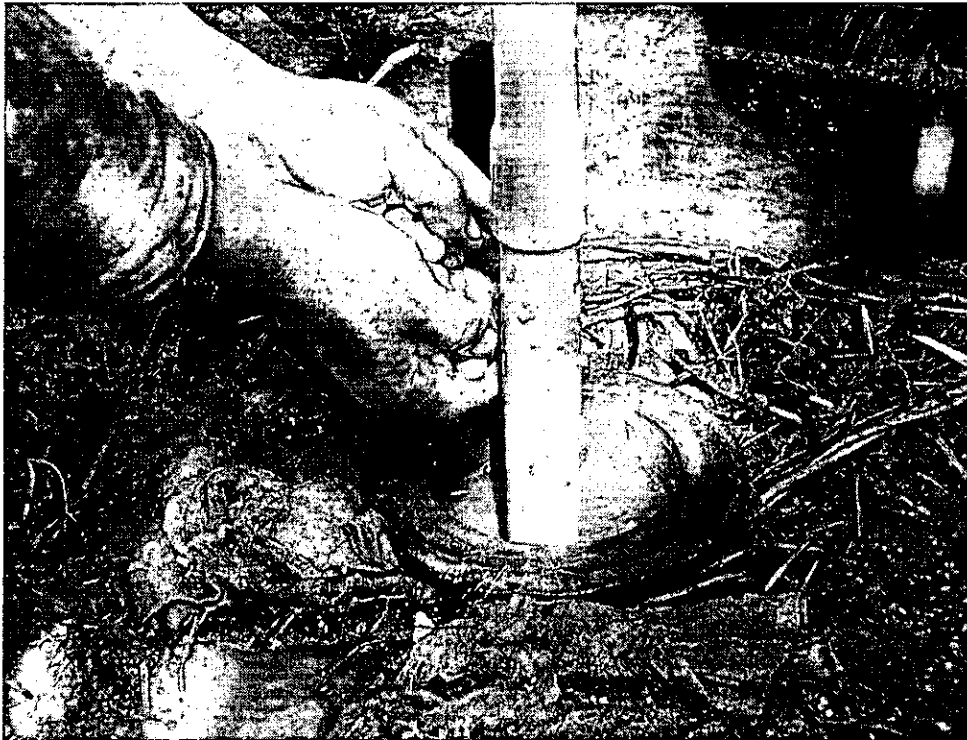


圖 4.10 以濃縮皂土粒封層



圖 4.11 回填粗粒料

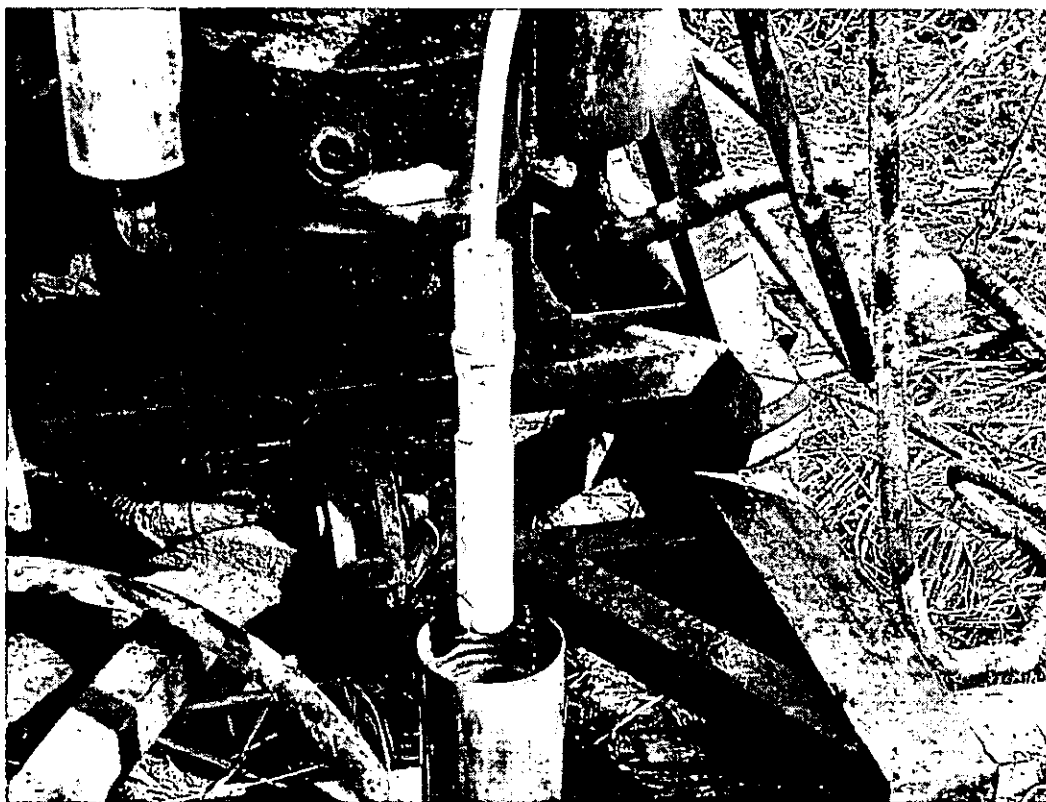


圖 4.12 TDR 水壓計安裝情形

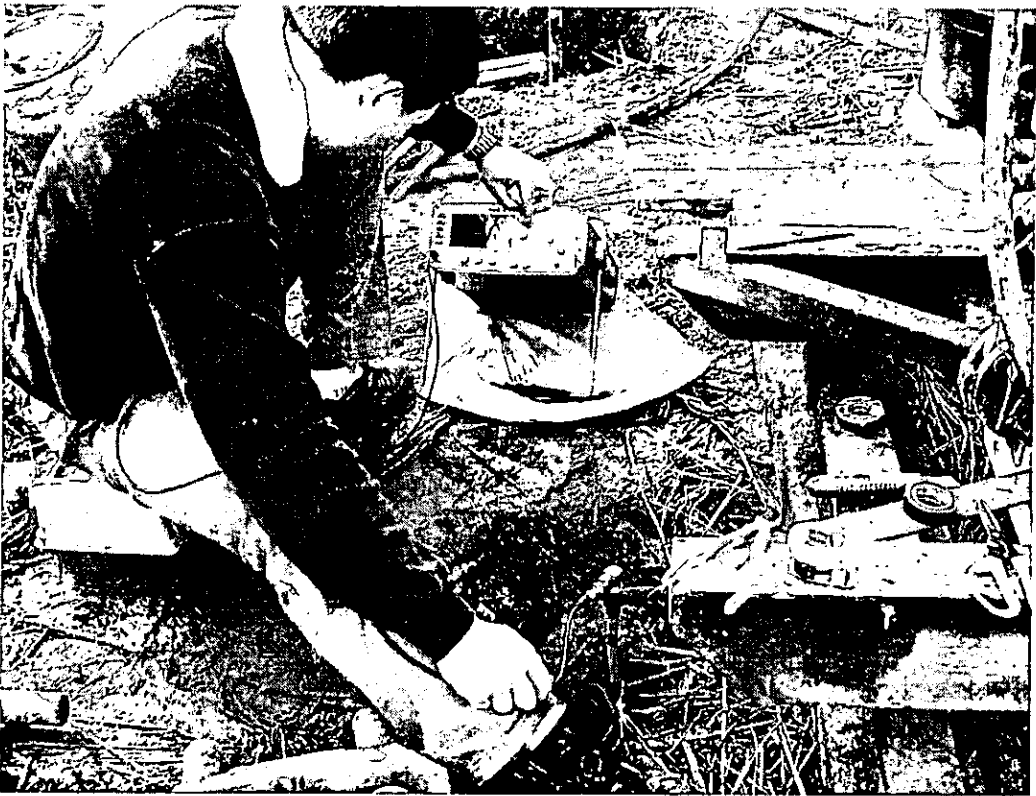


圖 4.13 TDR 水壓計測試情形

4.2 寶二水庫邊坡試驗

4.2.1 監測試驗配置

為研究軟岩之剪力強度及其破壞機制，相關計畫於寶山第二水庫附近進行一大型試坑試驗，為了試驗 TDR 系統量測變形與量測水位之可行性，本研究配合該計畫裝設了多孔 TDR 變形感測器與水位感測器。另外為了測試孔內式傾斜儀(In-place Inclimeter, IPI)並比較傳統變形監測與 TDR 變形監測，亦設置一孔 IPI(In-place Inclimeter)。此大型試坑邊坡監測之規劃如圖 4.14，圖中所示，no.1、2、3、4、5、6 為 TDR 水位監測，no.7、8、9、10、11、12、13、14 為 TDR 變形監測，而 no.15 為測試以單孔 TDR 立管式水壓計同時監測變形與水位。no.16 為 IPI 傾斜管所在之處，傾斜管管口位於順向坡坡頂，傾斜儀之方位如圖 4.14 所示，X 方向朝開挖面為正，傾斜儀在傾斜管內的配置，由管口至管底編號依序

為 1-5 號，位置分別為地下 0.5m，1.5m，2.5m，3.5m，5.5m 如圖 4.15。各孔之監測纜線及詳細位置均清楚標示於配置圖內，TDR 變形感測器、水位感測器與水位-變形感測器之安裝示意圖如圖 4.16，圖 4.17，圖 4.18 所示。

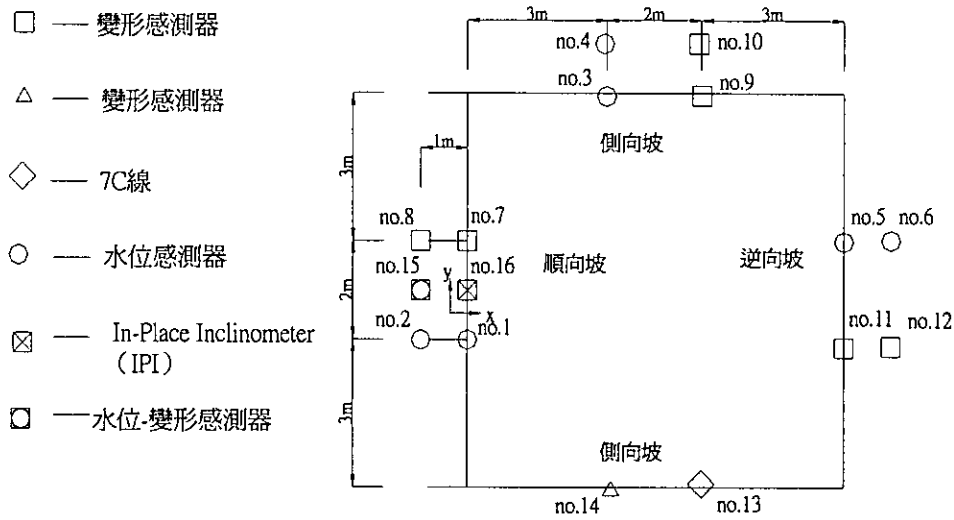


圖 4.14 鑽孔配置圖

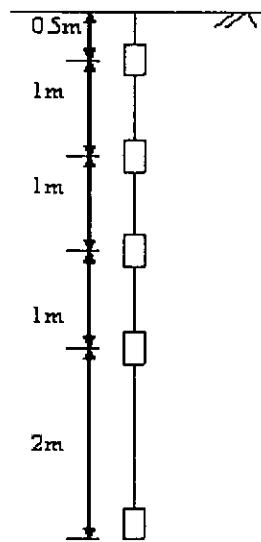


圖 4.15 IPI 配置圖

*變形感測器安裝示意圖：

1. Trilogy
AP012J50, 1/2英寸, 50歐母
2. Trilogy
AT058J50, 5/8英寸, 50歐母
3. Cablewave
FXA12-50, 1/2英寸, 50歐母

TDR變形傳輸纜線：

- { Trilogy AP012J50 } *6
- { Trilogy AT058J50 } *1
- { Cablewave FXA12-50 } *1

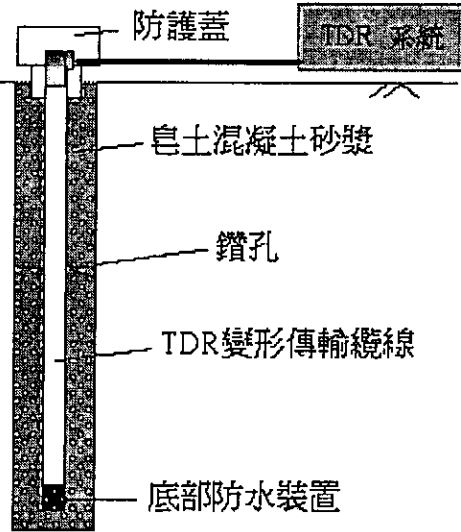


圖 4.16 變形感測器安裝示意圖

*水位感測器安裝示意圖：

1. Andrew
HS4RP50, 1/2英寸, 50歐母

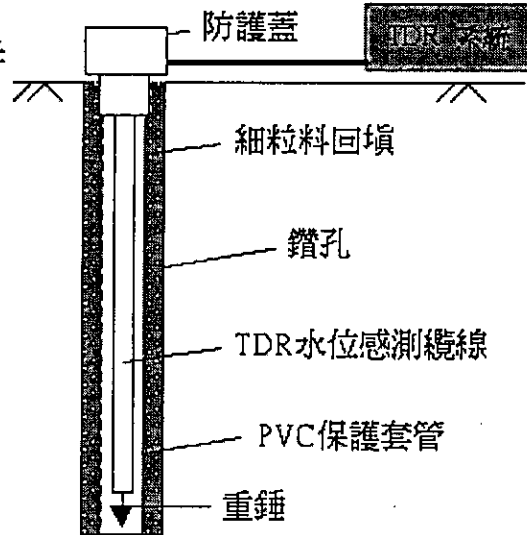


圖 4.17 水位感測器安裝示意圖

*變形-水位感測器安裝示意圖：

 1. Andrew
 HS4RP50, 1/2英寸, 50歐母

*皂土混凝土砂漿之配比：

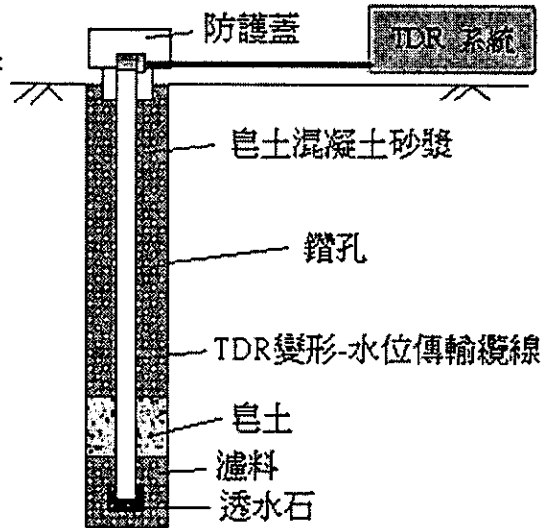
 皂土：3kg
 水泥：50kg
 水：60kg


圖 4.18 水位－變形感測器安裝示意圖

寶山第二水庫鄰近之大型邊坡試驗的開挖尺寸為 8m*8m、深為 3m 之邊坡，如圖 4.19 所示，共有順向坡、逆向坡各一與兩個側向坡等四個邊坡，於各邊坡上裝有變形感測器與水位感測器，以及傳統監測變形儀器(IPI)，實驗首先將試坑蓄水(於 7 月 6 日蓄滿水)，目的在於使邊坡之土層軟化促進邊坡之破壞，並測試 TDR 水位感測器之成效。經過一段時間浸泡後，於 7 月 18 日進行急洩降並於 20 日於各邊坡後方開一槽溝蓄水，其目的在於加速邊坡破壞，但邊坡並未因急洩降而產生破壞跡象。經計算後得知需加載約 100 噸才足以造成邊坡之破壞，故決定將邊坡之尺寸縮小，以降低所需加載之總重量，並於 30 日進行邊坡加載試驗，於各邊坡上進行加載，如圖 4.20 所示，目的在於測試邊坡逐漸破壞時，TDR 變形感測器與 IPI 監測之成效。

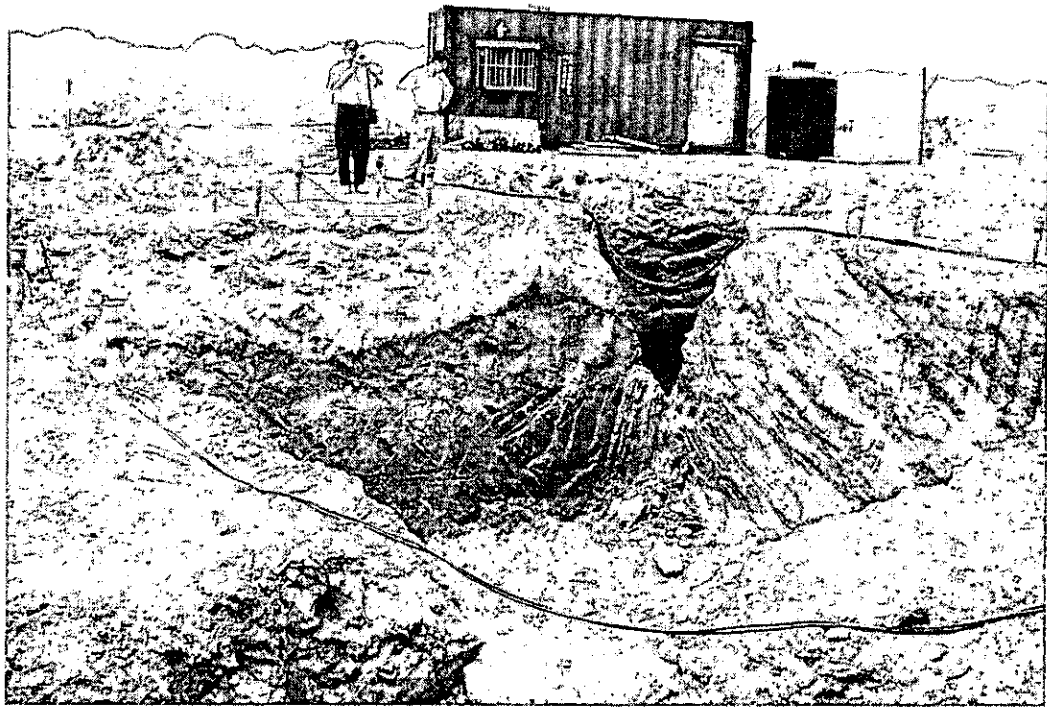


圖 4.19 寶山第二水庫鄰近之大型邊坡試驗試坑

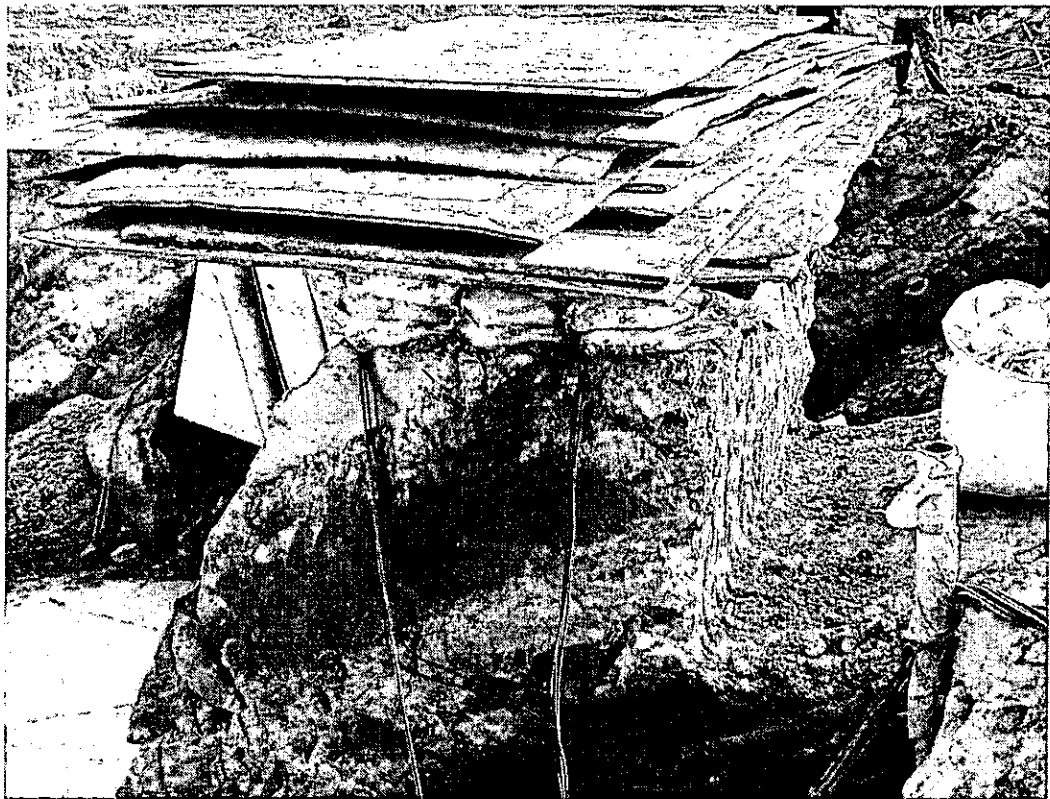


圖 4.20 順向坡加載試驗

4.2.2 TDR 地下水位監測結果

本現地試驗於 7 月 1 日開始蓄水，但因蓄水速度不足，僅約蓄 1m 深的水位。7 月 3 日水位升高至 2m 高度。7 月 5 日水位升至 2.6m 的高度。7 月 3、4、6 日下大雨，造成每一孔監測井水位驟昇。試坑開挖深度平均約 3.3m。各孔之水位變化如圖 4.22 所示，水位之變化亦隨七月份降雨而波動。圖 4.22 之正方形為 7 月 5 日下午 1700 至現地直接量測水位觀測井內的水位高，與 TDR 所量測到之水位相當吻合，蓄水邊坡於 7 月 18 日進行急洩降，並於 20 日於邊坡後方開挖一槽溝蓄水，各水位感測器均能顯示水位之變化。

理論上，靠近開挖面的水位觀測井孔內的水位應高於外側的觀測井，如圖 4.21 所示。亦即，第 1、3、5 號的水位觀測井內的水位會應分別高於第 2、4、6 號的水位觀測井，如圖 4.22 所示，逆向坡第 5 號之水位高於第 6 號(圖 4.13c)，側向坡第 3 號略高於第 4 號(圖 4.22b)，而順向坡由於一泥岩層存在，第 1 號水位遠高於第 2 號(圖 4.22a)，如圖 4.21 所示，其滲透係數小，水不易滲入，致使第 2 號的水位觀測井中僅有些許的水進入，由各邊坡之滲流特性，可看出本工址地下水文特性之非等向性。

本次之 TDR 水位監測測試，相當成功，TDR 自動監測系統可同時監測多孔之水位觀測井而無須增加儀器之成本，系統更穩定且整體監測設備更具耐久性，遠超越傳統的監測方式。時域反射法(TDR)將電子儀器置於地表面上(Up-hole)，不容易故障且方便維修，其感測器即為其傳輸纜線之一部分，並無其任何容易故障之他電子元件，且由 TDR 反射訊號可得知整個傳輸線(包括感測器與延長線)之狀況，從而可自動得知線路之問題所在。

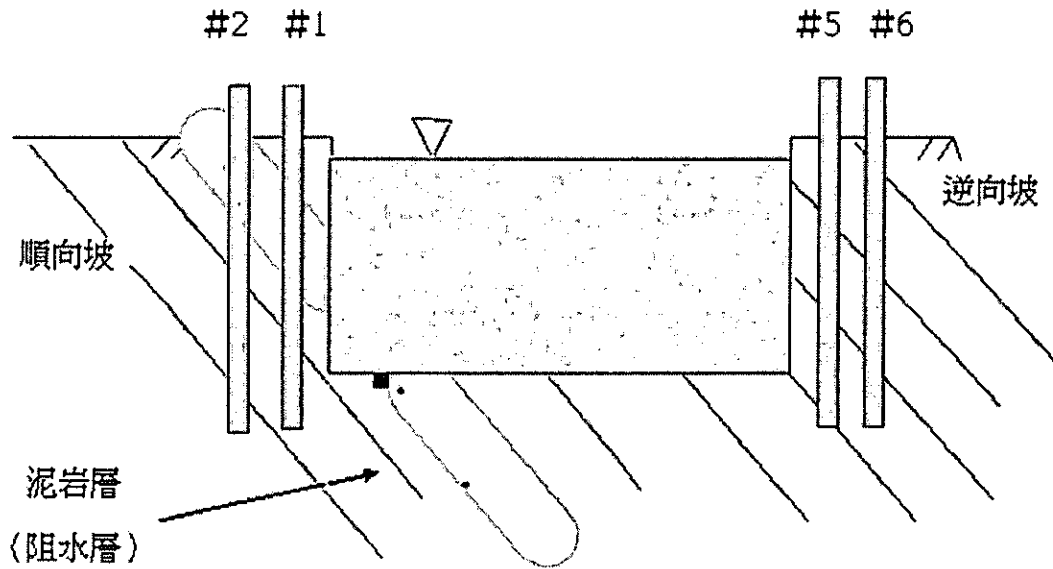


圖 4.21 現地剖面示意圖

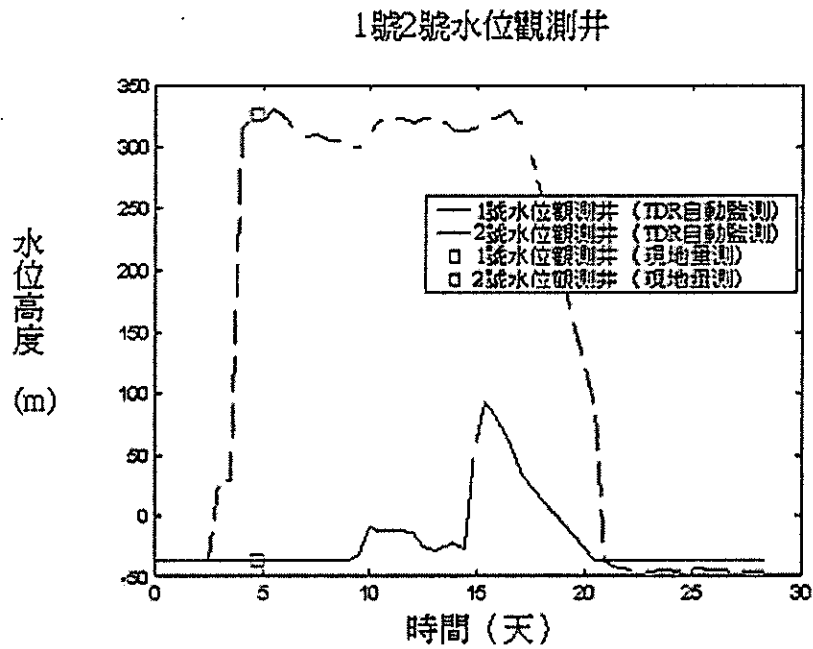


圖 4.22a 第 1 號與第 2 號水位觀測井之水位變化比較圖

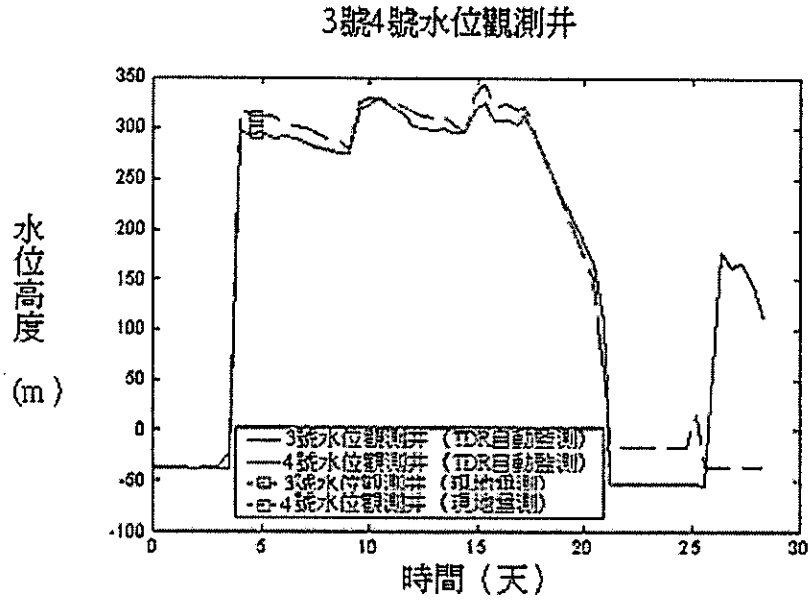


圖 4.22b 第 3 號與第 4 號水位觀測井之水位變化比較圖

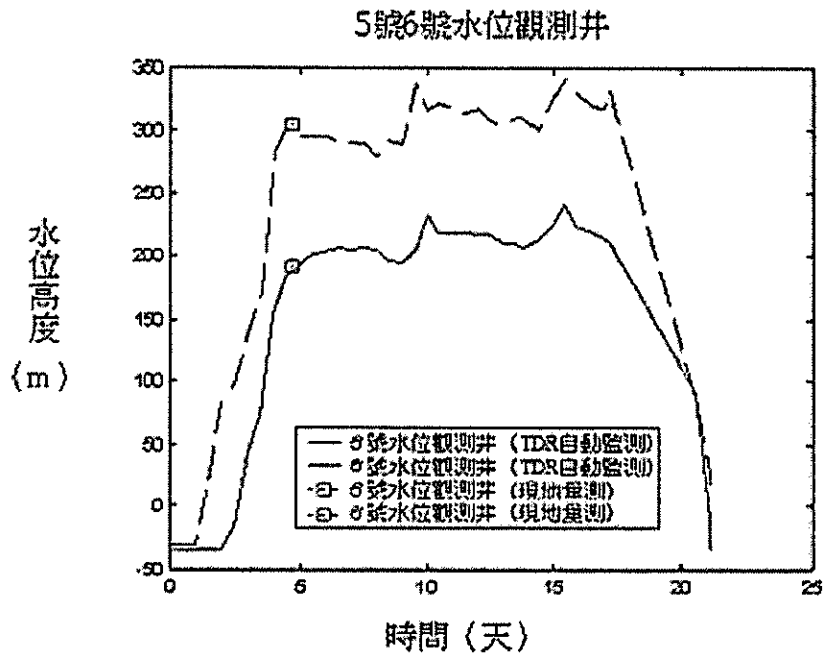


圖 4.22c 第 5 號與第 6 號水位觀測井之水位變化比較圖

4.2.3 TDR 變形監測結果

在側向坡與逆向坡部分，由於加載後之破壞型態為基礎之局

部瞬間破壞，並無產生大規模之滑動破壞，部分 TDR 感測電纜並沒有受到變形，而受到變形之 TDR 感測電纜又因加載之初未注意加載的速度與監測之頻率，僅能得到破壞面之位置，而未能得到反射訊號與變形之關係。

在順向坡同時設有 TDR 變形監測與傾斜管，透過 IPI 之監測結果可具體瞭解邊坡之變形量，經由此變形之資訊，控制加載速度，使其漸漸接近臨界破壞，而 TDR 更以最短之時間間格加以記錄，而得 TDR 變形反射訊號之波形隨著邊坡滑動之變化情形。此邊坡於滑動破壞前在 no. 7 與 no. 8 孔之間產生張力裂縫，因此滑動面未經過 no.8 TDR 變形感測電纜，由圖 4.23 中明顯看出 no.7 在離地表面約 1.5m (該距離由波速與走時計算而得)處有一明顯之凹痕，此即是 TDR 變形反射訊號，在經持續緩慢加載後，TDR 反射訊號大小隨著邊坡滑動之增加而增加。下一節將進一步探討 TDR 反射訊號與 IPI 變形之關係。

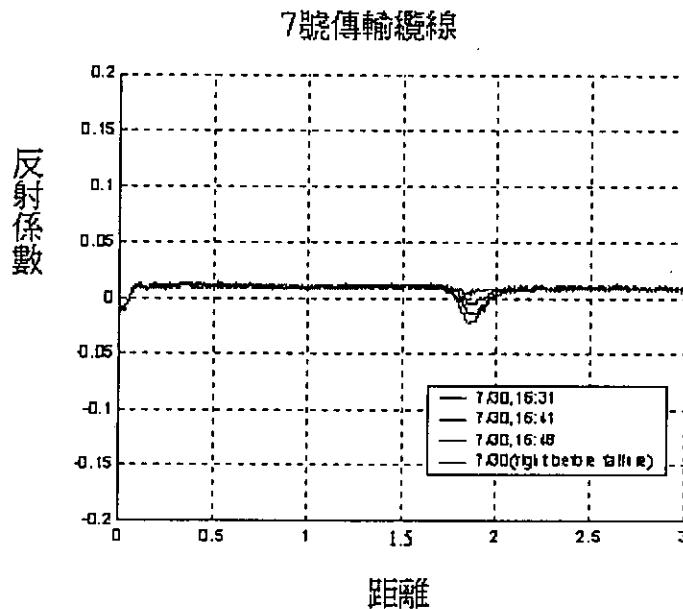


圖 4.23 7 號變形感測器之 TDR 波形

4.2.4 IPI 監測結果

由 IPI 量測所得邊坡於蓄水後、急洩降及加載過程中之變形如圖 4.24 所示，其中 X 方向之變位遠大於 Y 方向，顯示邊坡朝開挖面滑動。試坑開挖完畢後 IPI 監測到所得之變位值仍舊相當小，顯示該工址軟岩極具穩定性，蓄水後(浸水其間)邊坡每日變形量如圖 4.25 所示，X 方向於滿水後，有一較大之增量，但隨後又隨著時間遞減，顯示軟岩雖遇水軟化，但強度仍大，經過應變重分佈後，邊坡趨於穩定。由於日變位量逐漸趨於穩定，故決定進行洩水、邊坡尺寸之縮小以及邊坡加載等動作。急洩降後邊坡變形並無增加，至 7 月 18 日，邊坡之累積變形量約為 5 mm，斜率最大處位於地下 1.5m。縮小邊坡尺寸後，進行邊坡的加載試驗，邊坡隨載重逐漸增加其變形量也漸漸增加，如圖 4.26 所示。載重增加之初變形增量很小，當載重為 30 公噸時，可觀察到邊坡於兩觀測孔(no.7 與 no.8)之間產生張力裂縫，張力裂縫產生後之變形量隨載重增加之速度明顯增加，當載重加至 35 公噸時，張力裂縫有漸增之趨勢，於是，立即停止加載，讓邊坡產生漸進式破壞，圖 4.26 顯示變形量於最大載重(35 公噸)後隨時間之變化，張力裂縫隨時間持續擴大，滑動面漸漸形成，邊坡經過十多分鐘之應變重分佈後，突然產生迅速之滑動破壞，滑動面於 IPI 處位於地下 1.5m，與 IPI 斜率最大點吻合。

TDR 反射訊號之大小亦顯示於圖 4.26 與 4.27。如圖 4.27 所示，於加載初期 TDR 並未測得顯著的反射訊號，直至載重為公 10 噸時，TDR 方測得因感測電纜變形而產生之反射訊號，於張力裂縫產生前，TDR 反射係數與 IPI 變形量之增加速度平緩，而以 TDR 反射係數之增加較為明顯，當加載至 30 公噸時，TDR 反射係數與

IPI 變形量之增加速度皆顯示急速加快之趨勢。圖 4.27 顯示，漸進破壞期間 TDR 反射係數與 IPI 變形量之增加趨勢大致相同。

由上述結果可顯示 IPI 與 TDR 皆能有效地預知邊坡之破壞，而達到預警之效果，圖 4.28 顯示 IPI 量測之變形量(δ)與反射係數間(ρ)之關連性，結果亦顯示當 IPI 變形為 10mm 時，TDR 方產生反射訊號，但隨後 IPI 變形之增加與 TDR 反射係數之增加具有一致性，雖然 IPI 變形量與 TDR 反射係數間之關係並非一直線，但有良好之相關性，此外，TDR 與 IPI 讀數相差 20 秒，因此破壞前變形速度較快，兩者之讀數嚴格上來說並非同一實際變形量下之讀數，因此該處之相關性稍有不同之趨勢。

由本次邊坡試驗之結果發現，IPI 測試之結果相當成功，但 IPI 之設備較為昂貴，本試驗邊坡高度僅 3 公尺，一般之道路邊坡高度常超過 10~20 公尺，因此在感測器之成本與安裝上將面臨挑戰，且 IPI 電子元件長期之表現仍有待評估。TDR 初期變形監測之靈敏度較低，此與滑動面之特性及灌漿回填有關，但仍能有效預知滑動破壞，目前即將開發成功之 TDR 地表位移計可望彌補 TDR 初期變位與量化上之問題，且 TDR 能夠同時監測地下水位，目前亦擬利用同樣之原理設計 TDR 雨量計，此 TDR 多功能整合型邊坡監測系統可望成為邊坡預警經濟、有效之利器。

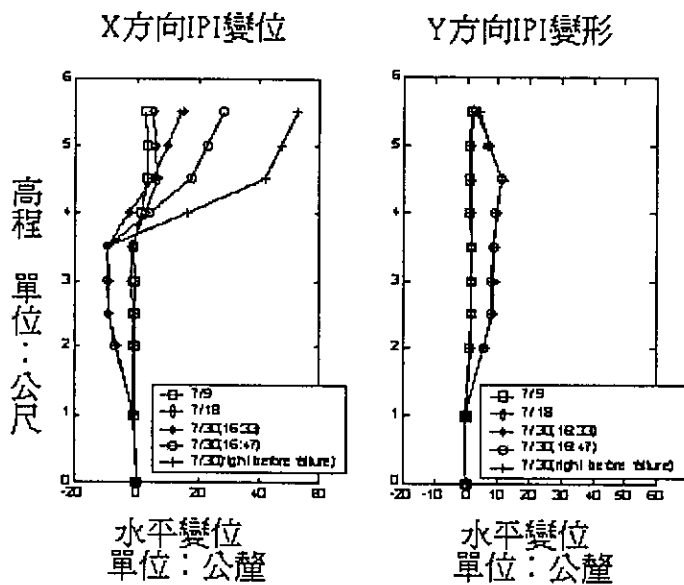


圖 4.24 IPI 之水平變位圖

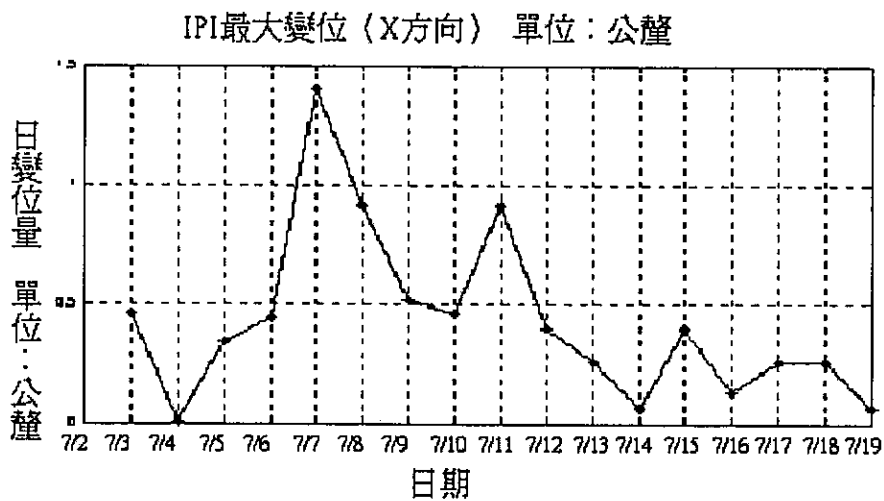


圖 4.25a IPI X 方向之日變位增量

IPI最大變位〈Y方向〉 單位：公釐

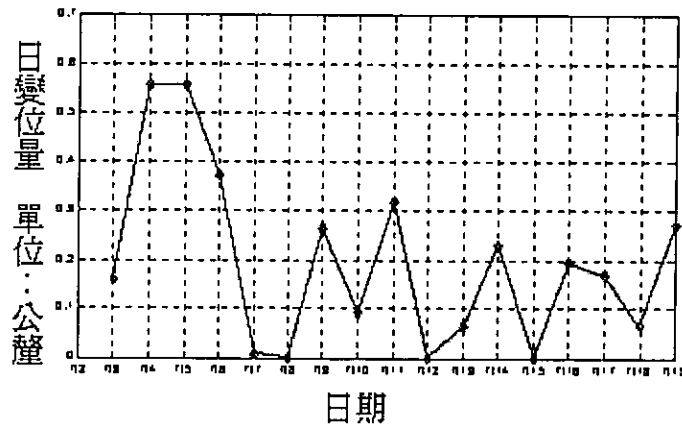


圖 4.25b IPIY 方向之日變位增量

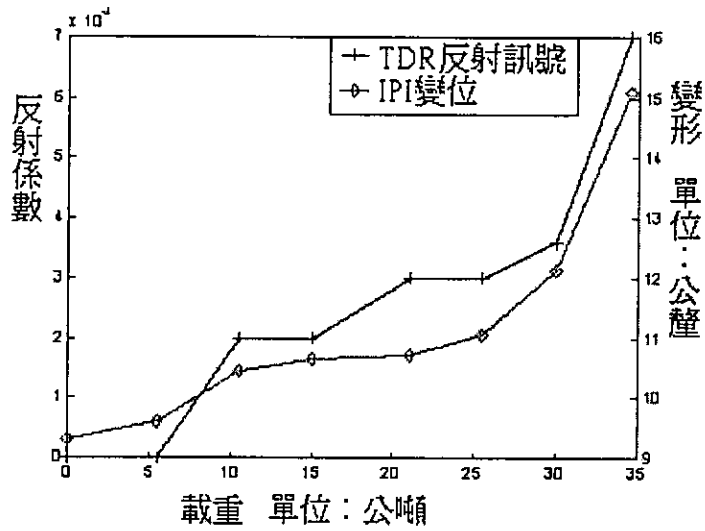


圖 4.26 反射係數、變形與實際加載重量間之關係圖

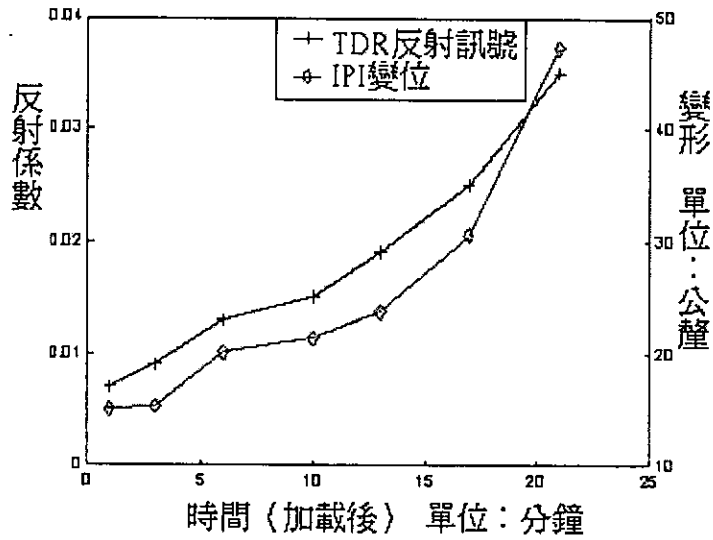


圖 4.27 反射訊號、變形與時間之關係圖

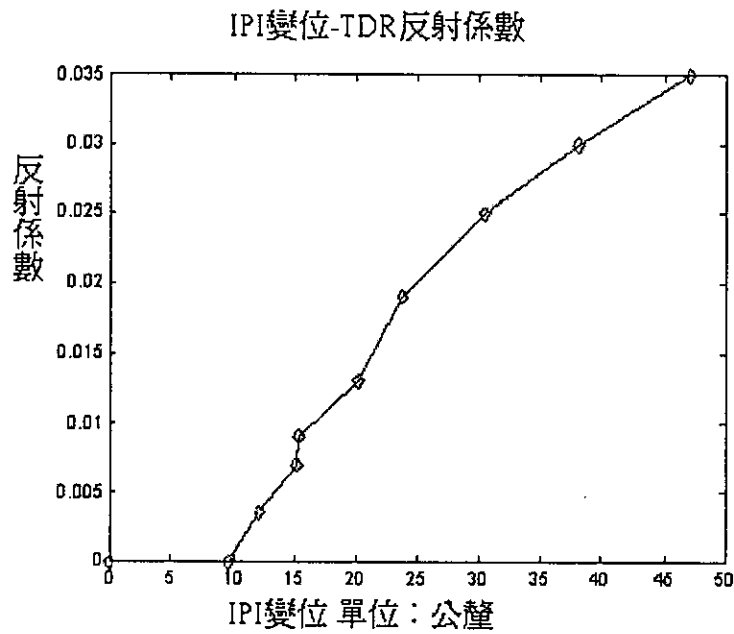


圖 4.28 IPI 量測之實際變形與反射係數間之關係圖

五、道路邊坡崩塌預警基準制訂

道路邊坡崩塌預警基準之訂定所牽涉的問題複雜程度極高，每一處道路邊坡因重要性不同(國道、省道、縣道、鄉道、山區產業道路...)、應用監測之時機不同(調查、施工安全管理、長期管理維護...)、環境條件不同(包括地形、地質、氣候...)、破壞模式不同、發生速度不同、破壞規模及影響範圍不同等等，在安全管理值之訂定應有不同之思考邏輯。因此，強制訂出一體適用之邊坡崩塌預警基準值，於道路防災管理層面將產生不必要之困擾與誤解。

本計畫以道路長期管理維護之安全監測為對象，從建立崩塌預警基準制訂方法著手，並以典型案例做為此一預警基準訂定程序之示範，主要目標為提出合宜之道路邊坡崩塌預警基準制定程序，提供做為道路防災管理之參考。

5.1 道路邊坡崩塌預警之意涵與定義

道路邊坡崩塌預警主要目的為降低邊坡崩塌災害，崩塌預警之意涵為根據各邊坡崩塌徵兆觀察、記錄或量測成果，於邊坡崩塌事發前提出警告，並為道路管理單位採取不同防災措施之重要參考。

監測系統實測物理量提供做為防災之參考，涉及三個環節：(1)確保安全監測所得之物理量為合宜之參考物理量(包括監測設備種類選擇、監測系統設置位置、量測方法、資料儲存與傳輸)；(2)妥善進行監測所得物理量之詮釋(監測資料之分析及透過經驗或學理分析後之資料解釋)；與(3)訂定合宜之預警基準。結合參考物理量、物理量之詮釋及預警基準，道路防災管理方能落實。上述三個環節中第一項已於第二章中加以說明，第五章將以第二、三項為說明重點。

5.1.1 邊坡變形階段分期

根據日本高速道路調查會(1988)之定義，地層滑動監測所得之變形特性可劃分為四個階段，各階段之定義如圖 5.1。

- (1)第一階段：雜訊，並非真實地滑變動所產生的訊息。
- (2)第二階段：監測邊坡之位移累積性的變動，認為地滑變動。
- (3)第三階段：監測邊坡之變形持續增加，地表產生龜裂現象。
- (4)第四階段：變形速度隨時間增加而增加，直至崩壞發生。

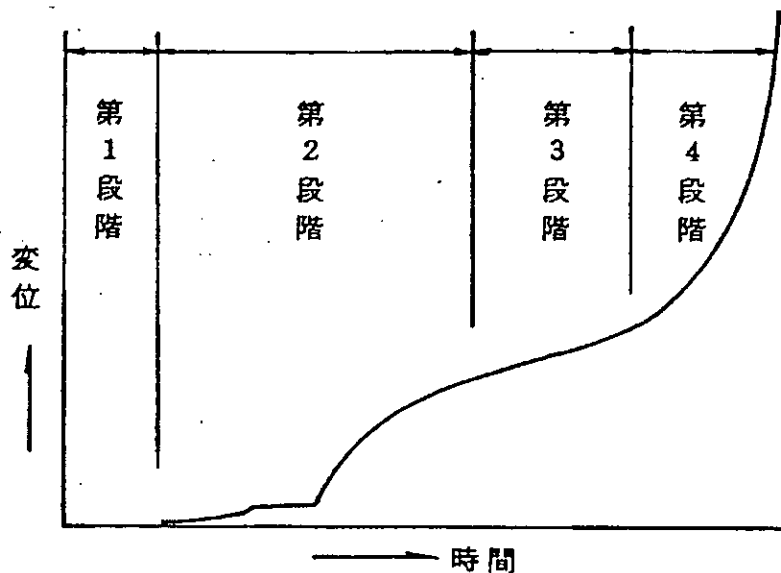


圖 5.1 地層滑動監測變形特性階段
(日本高速道路調查會，1988)

5.1.2 邊坡位移處理對策

對應上述各階段變形之發生，應有不同預警基準及不同處理對策。若依上述觀測得之變位速度來區分，可將預警分期與管理階段分為：(1)加強監測、(2)注意、(3)警戒和(4)高度警戒等四階段。處理對策相對應可採：(1)加強監測階段需增加監測之頻率；(2)注意階段需檢討地滑發生之對策；(3)警戒階段需提緊急應變對策；(4)高度警戒階段需考慮人員疏散和避難。

道路監測預警及處理階段會因道路建設階段不同(一般、施工階段、長期管理維護階段)而有所不同。本研究根據日本高速道路調查會(1988)蒐集之不同研究報告案例統計分析，於 30 個案例中，有十個案例訂立 1 個預警管理值、七個案例訂立 2 個預警管理值、十個案例訂立 3 個預警管理值、另外有三個案例訂立 4 個預警管理值。其中，三個管理值即相當於將監測變形特性區分為四類。下表為摘自日本高速道路調查會(1988)蒐集之研究案例。

表 5.1 道路監測預警及處理階段
(日本高速道路調查會，1988)

分類處置名稱	維持管理階段
處理的具體表現	警戒管制、住戶避難(1) 行人禁止、長駐觀測、列車停止(2) 固定警備、限制運轉、列車停止(3) 列車停止運轉、避難(4)
滑動危險度的表現	平常、異常、非常(5) 日常變化、要注意、要警戒、嚴重警戒(6) 警報發生(7) 警報(8)

註：(1)南伊豆·雲見將管理基準區分為警戒管制、住戶避難

(2)信越線·小諸將管理階段區分為禁止行人、常駐監視、列車停止

(3)上越線·湯檜曾將管理階段區分為固定警備、運轉限制、列車停止

(4)高場山將管理階段區分為列車停止運轉、避難

(5)國道 33 號·柳谷將管理基準區分為平常時、異常時、非常時；處理方式分別為：加強觀測、崩壞預測檢討、全面禁止通行。

(6)東北道·東山將管理階段區分為：日常變化、要注意、要警戒、嚴重警戒

(7)北陸道·笠取山設定一警戒值，達警戒值即加強觀測、交通管制

(8)中國道·川東設定一警戒值，達警戒值即發送警報

綜合上述文獻，日本道路邊坡崩塌預警分期與處理對策大概可區分為以下三類等級：

- (1) 對策檢討與實施、注意、加強檢查；
- (2) 中止作業、暫時退避、警戒管制、禁止行人；
- (3) 住戶避難、禁止通行、列車停止、嚴重警戒。

5.1.3 邊坡崩塌預警管理時期區分

梨山地滑地之整治預警基準值管理區分亦為三階段(中華水土保持學會, 2000), 分別為: 注意、警戒與避難。廖洪鈞、廖瑞堂(1999)建議山坡地工程施工中之邊坡崩塌預警分期可採用三期, 三期所對應之觀測值分別為預警值、警戒值與行動值, 三期概括之意義與應採取之處理如表 5.2 所示。

表 5.2 山坡地工程施工中管理基準處理階段
(廖洪鈞、廖瑞堂, 1999)

項目	預警值	警戒值	行動值
概括之意義	1. 在設計預期範圍內 2. 可接受之變化量 3. 應該是安全之範圍	1. 大於設計值, 但在容許範圍。 2. 可接受之變化量, 但可能接近臨界值。	1. 大於設計值且接近降伏或不容許之情況。 2. 有發生山坡滑動之可能性。
應採取之處理	1. 正常施工與監測 2. 注意後續之變化	1. 正常施工, 密集觀測。 2. 召會檢討, 研判安全性, 尋找原因並研擬補救措施, 並決定補救措施之執行時機。	1. 暫停施工、密集之監測。 2. 於達行動值前執行補救措施。

若將上述安全管理等級以燈號表示, 可分別以安全(綠燈)、注意(藍燈)、警告(黃燈)及危險(紅燈)等四種燈號做為分級依據。此四個等級之分級界線即為表 5.2 之預警值、警戒值、危險值。各監測項目所量取之量測值若低於預警值, 則屬於綠燈等級且表示處於安全狀態; 量測值若介於預警值與警戒值之間, 則屬於藍燈等級且表示處於須注意狀態; 量測值若介於警戒值與危險值之間, 則屬於黃燈等級且表示處於警告之狀態; 量測值若大於危險值, 則屬於紅燈

等級且表示處於危險之狀態，茲將其間之關係如表 5.3 所示。

表 5.3 警戒燈號

(綠燈)	第一	(藍燈)	第二	(黃燈)	第三	(紅燈)
(安全)	預警值	(注意)	警戒值	(警告)	危險值	(危險)

以施工中之邊坡安全管理為例，各種等級之狀態出現時，其處置方式為：

- (1)綠燈等級：繼續施工，依正常頻率觀測。
- (2)藍燈等級：繼續施工，並注意施工中之變化率，依正常頻率觀測
- (3)黃燈等級：繼續施工，增加觀測頻率並準備應變措施。
- (4)紅燈等級：暫停施工，檢討原因，採適當措施後方可復工。

有關預警值、警戒值、行動值與監測值之間對道路邊坡安全管理之判斷方式如下：

- (1)最佳狀況：

$$\text{監測值} = \text{管理值} < \text{警戒值} < \text{行動值}$$

- (2)一般狀況：

$$\text{監測值} < \text{管理值} < \text{警戒值} \leq \text{行動值}$$

$$\text{管理值} < \text{監測值} < \text{警戒值} \leq \text{行動值}$$

- (3)需檢討狀況：

$$\text{管理值} < \text{警戒值} < \text{監測值} < \text{行動值}$$

- (4)最糟狀況：

$$\text{管理值} < \text{警戒值} = \text{行動值} < \text{監測值}$$

施工中與完工維護管理階段之預警基準可有不同之考慮，關於已完工之山坡地邊坡管理值，廖瑞堂(2001)將其分為警戒值與行

動值，其意義及因應對策如表 5.4。

表 5.4 完工之山坡地邊坡管理值之意義及因應對策
(廖瑞堂，2001)

	警戒值	行動值
意義	1.當觀測值大於警戒值，表示邊坡已略有不穩定徵兆。 2.觀測結果已超出設計標準，具較高潛在之危險。	1.邊坡或擋土牆已確定為不穩定。 2.邊坡或擋土措施已發生位移或已瀕臨破壞。
因應對策	1.須加強監測頻率，並密切注意其變化趨勢。 2.須檢討影響邊坡穩定之各項因子，評估其長期安全性。	1.需立即進行緊急補強及長期整治。 2.須以更密集的觀測頻率，監測邊坡的安全。 3.觀測值有明顯加速現象時，人員必須強制疏散。

根據上述文獻之整理，本研究建議道路邊坡崩塌預警分期與處理對策可將管理階段區分為三等級：注意、警戒與避難，其意義及處理對策分別為：

(1) 注意等級

監測物理量達到某一低限標準，表示監測物理量之反應開始有較明確之意義，若以位移而言可對應於圖 5.1 之第二階段之開始，監測邊坡之位移累積性的變動。此時採取之對策可能包括：檢查監測系統有無異常，比較不同位置與不同種類之監測物理量是否有同樣趨勢，原未啟動之監測儀器開始加入資料擷取，道路邊坡管理人員應注意邊坡行為，加強巡查邊坡表面，並持續觀察邊坡行為與監測值之反應變化，直至邊坡行為與監測值之反應朝向安全側變化。

(2) 警戒等級

警戒值之意義在於觀測結果已超出設計標準或考慮，具較高之危險，或表示邊坡略有不穩定徵兆。此一管理等級可對應圖 5.1 之第二階段與第三階段之分界，亦即超過警戒值表示監測邊

坡之變形穩定地持續增加，地表可能開始產生龜裂現象。此時採取之對策可能包括：加強監測頻率，並密切注意其變化趨勢，同時著手檢討影響邊坡穩定之各項因子，評估邊坡安全性。道路邊坡管理人員應開始進行應變對策，如次要路段道路警示或適度管制，重要路段應開始準備進行邊坡加固補強之先期作業。

(3) 避難等級

避難等級之意義可對應於行動值，表示邊坡或擋土牆已確定為不穩定，邊坡或擋土措施已發生位移或已瀕臨破壞。此一管理等級可對應圖 5.1 之第三階段與第四階段之分界，亦即超過行動值變形速度隨時間增加而增加，直至崩壞發生。此時採取之對策可能包括：以更密集的觀測頻率，監測邊坡的安全，並立即進行緊急補強及長期整治，若觀測值有明顯加速現象時，人員必須強制疏散，道路必須進行管制，禁止人車通行。

以重要道路邊坡而言，當監測值達到危險值後應立刻採取補強加固措施，然而對於非人力可避免崩壞之邊坡，或允許破壞發生之邊坡，監測之另一功能在於崩壞時間預測，此一崩壞時間之預測若能準確至通知行車停止所需之反應時間之內(此一反應時間為考慮人、車通過淨空區、煞車區加上前置警示區合計長度所需之時間，范正成，1999)。崩壞時間之預測若逐漸接近反應時間時，即可考慮發布交通管制或疏散之措施。

5.1.4 道路邊坡崩塌監測預警基準值之定義

上述之根據上述文獻之整理，崩塌監測預警基準值之定義如下：根據邊坡崩塌現象所區分之各管理階段界限值，或稱為監測管理基準值。根據地盤變形特性，可區分為注意、警戒與避難階段，

實際觀測或量測得之物理現象到達各界限值即應預警，並根據事先研擬之各管理階段處理對策，進行適當之處理。預警基準值可能為位移、水壓、水位或降雨特性等直接或間接崩塌現象徵兆物理量。不同時機、不同目的與不同徵兆物理量，可有不同管理階段分期及所對應之不同崩塌預警基準值。不同監測儀器亦應搭配適當之管理階段分期與預警基準值，預警之發布應根據多項監測物理量搭配解釋後方進行。

5.2 道路邊坡預警基準制定考量之邊坡崩塌類型

如前所述，邊坡崩塌型態依據斜坡運動型態可分為墜落、傾覆、滑動、側落與流動，不同塊體運動其運動速度差異極大，即使單純之邊坡滑動一類，其位移速度變動範圍即相當廣。邊坡崩塌位移速度決定監測對象及預警之方式，若災害發生速度極快，如岩塊墜落，監測對象恐以間接之環境因素改變(如降雨)，較直接監測材料移動更為合適。因此，預警基準訂定之研究實有必要針對崩塌類型作區分。

台灣山坡地災害型態描述常用山崩、地滑、土石流三個名稱。如前所述，山崩為塊體運動之通稱，因此本研究將改以落石為預警基準研究崩塌類型之一，本研究之落石泛指運動型態屬墜落與傾覆之邊坡崩塌，包括墜落材料屬於岩盤與土壤。落石為台灣山區道路常見之災害，因其發生速度極快，因此一般監測位移之方法並不太適合應用於落石災害預警。

本研究之土石流乃泛指運動型態屬流動之邊坡崩塌，源於其移動特性複雜，因此需要不同監測感測器相互整合、解釋、分析與研判，方能建立合理之預警基準，國內已有諸多學者針對土石流之監測技術進行探討，交通部亦有多項研究計畫針對此一問題進行完整

之探究。

地滑，亦即屬於五種塊體運動型態中之滑動，地滑之監測預警為本研究主要探討對象，根據 Varnes(1978)之分類，滑動之運動模式可分為轉動(旋滑)與移動(平移)，根據材料不同又可分為岩盤滑動與土壤滑動。邊坡崩塌類型分類可根據邊坡形成方式再加以區分，道路邊坡依形成方式可分為自然邊坡與人工邊坡，人工邊坡可再分為挖方邊坡、填方邊坡及半挖半填之邊坡。不論是自然邊坡或人工邊坡，地層滑動均可依材料之不同區分為土層及岩層滑動兩種，大部份土壤內之滑動屬圓弧形滑動及沿岩盤界面之非圓弧型滑動，岩坡滑動可區分為平面滑動(即順向坡滑動)、楔形滑動、傾倒滑動等，另外岩坡滑動後堆積於坡腳形成之崩積層，最易形成沿新鮮岩盤或原有地表面間之非圓弧型滑動，台灣一般山區公路較大規模之滑動災害以崩積層滑動(或稱老坍方滑動)及平面滑動(或稱為順向坡滑動)為主。另外，於台灣亦常見大填方之道路發生下邊坡路基滑動或流失，此一滑動型態於本研究中亦歸於地滑。

綜合考慮崩塌機制及預警之特殊性，本研究將預警基準崩塌類型分為落石、地滑及土石流三大類。其中落石與土石流之預警因型態特殊，或因已累積相當研究成果，本研究將僅綜合回顧成果並加以整理敘述。至於地滑災害之預警基準制定將為本研究探討之對象。其中，關於台灣道路崩塌機制研究，於本年度交通部同時有一並行之研究計畫「臺灣地區道路邊坡崩塌發生機制及防治效益評估方法研究與應用」，因此關於道路邊坡崩塌機制之劃分於本研究中將僅作概略之文獻回顧。

為能配合該計畫之邊坡建檔分類目標，本研究之預警基準制定將配合其分類。其中邊坡崩塌運動型態屬於墜落與傾覆者(包括土壤

與岩石，編碼屬 RFA, RTO, SFA, STO)，預警基準制定方式屬落石，若邊坡崩塌運動型態屬流動類者(包括土壤與岩石，編碼屬 RFL, SFL)，預警基準制定方式屬土石流，其他運動型態(編碼屬 RSL, RSP, SSL, SCR, SSP)則預警基準制定方式屬地滑。

5.3 道路邊坡崩塌預警對象之決定

一般而言，經常性致災之道路邊坡為第一優先應進行常態性監測之邊坡，其次，道路管理單位應對所屬道路進行邊坡檢查與建檔，對於具有邊坡崩塌潛在危險之路段，進行詳細之調查與分析，以評估該邊坡之崩塌危險性。若對於邊坡崩塌危險性較高之路段，應進一步進行監測，以瞭解邊坡之活動性。

日本高速道路調查會(1988)提供判斷坡地是否滑動的定性和定量標準如表 5.5 所示。其中有關定性的標準由觀測值隨時間而累積增加，多個監測儀器顯示同樣的地層趨勢，及觀測結果可確認滑動面等等，對用來早期發現地滑的徵兆有很大的幫助，同時表 5.5 可做為決定邊坡預警基準制定需要性之參考。

表 5.5 日本高速道路調查會地滑之判定基準
(日本高速道路調查會，1988)

監測儀器	定量的判定標準	定性的判定標準	
地表伸縮儀	>0.5mm/日	1. 觀測值隨時間而累積增加 2. 多個監測儀器顯示同樣的地層趨勢 3. 與降雨、下雪有連動性之累積變化 4. 觀測結果可確認地滑面	
孔內伸縮儀	>0.5mm/日		
光波測距儀	固定式		>5mm/回
	移動式		>10mm/回
傾度盤	>10 秒/7 日		
管式應變計	>50~100 μ /7 日		
孔內傾斜儀	>1mm/10m/回		

5.4 道路邊坡監測系統之崩塌預警基準訂定原則

如前所述，監測系統實測物理量之分析、研判及提供做為防災之參考，包括三個重要環節：(1)如何確保安全監測所得之物理量為正確適當之參考物理量(包括監測種類之選擇、正確精準設置監測系統、量測之標準作業程序、有效之資料儲存與傳輸)；(2)如何詮釋所量測之物理量(監測資料之分析及透過經驗或學理分析後之資料解釋)；與(3)如何應用所量測之物理量及訂定防災管理層次(工程施工、維護及緊急處理等管理措施)。

各項邊坡監測項目均有其觀測上之特性，相互間皆亦有其關聯性，一般以準確性較高及與邊坡安全性較有直接關連之監測儀器量測值為主。警戒值之訂定可依據各觀測儀器經驗上之主觀研判，抑或根據設計條件做為基準，若能根據實際分析結果，預測破壞點，配合長期觀測而逐步調整管理值為最佳。

預警基準值之訂定應視不同風險忍受程度、不同構造物、不同監測設備、不同評估分析工具而有不同考慮。邊坡工程之設計分析過程，自土壤參數、地下水位與水壓、擋土壁體甚至開挖過程之模擬，所採用分析方法或參數之不確定性，多透過安全係數加以考慮，因此，邊坡工程最終之設計可謂為預測值，此可透過安全監測對邊坡行為之預測是否與現地邊坡之行為相符，及邊坡長期行為之變化加以反應。預警之發佈攸關重大，因此預警值之訂定絕對不能草率為之，同時對於各監測儀器監測值(曲線)有偏離預期之趨勢時，須小心辨識是否由人為錯誤或儀器功能異常等因素引起。

管理值之訂定應將風險評估之觀念引入，將邊坡破壞之發生以統計方式考慮，以改善定值方式考慮所面臨之盲點。監測系統量測值為安全管理之重要基準，因此資料之正確與否相當重要。管理值

之訂定應考慮道路路段之重要性、邊坡破壞危險程度、邊坡發生破壞後之危害程度等等，不同邊坡對於風險承受能力不同，因此預警值訂定之保守程度即應有所不同。

有了不同之監測值，再結合該地區之特性，如地形、行政支援、人口分佈、產業結構、經濟分析、法律責任等考量後，訂定適當之預警值，當監測結果超過預警值就可以根據研擬妥當之對策進行處置。

5.5 道路邊坡崩塌預警基準制定程序

源於邊坡破壞機制對於邊坡監測與預警極為相關，因此若欲對於山坡地塊體運動進行監控，首要工作應先針對監測對象所處之水系、地形、坡度、坡向、地質、氣象條件做深入之調查與分析，以做為監測規劃、未來資料詮釋與預警基準訂定時之重要背景資料。

完整監測邊坡之基本資料，至少應包括環境資料、施工過程資料、邊坡重要性及危害程度等。另一方面，災害歷史資料蒐集與分析，亦為另一重要參考資料。

正因不同道路、不同路段、不同位置與不同影響程度，均將影響道路管理單位對於該邊坡崩塌風險之忍受程度，加上不同邊坡對於風險承受能力不同，因此預警值訂定之保守程度即應有所不同。根據本研究分析，道路邊坡崩塌預警基準制定程序之建議如圖 5.2 所示。

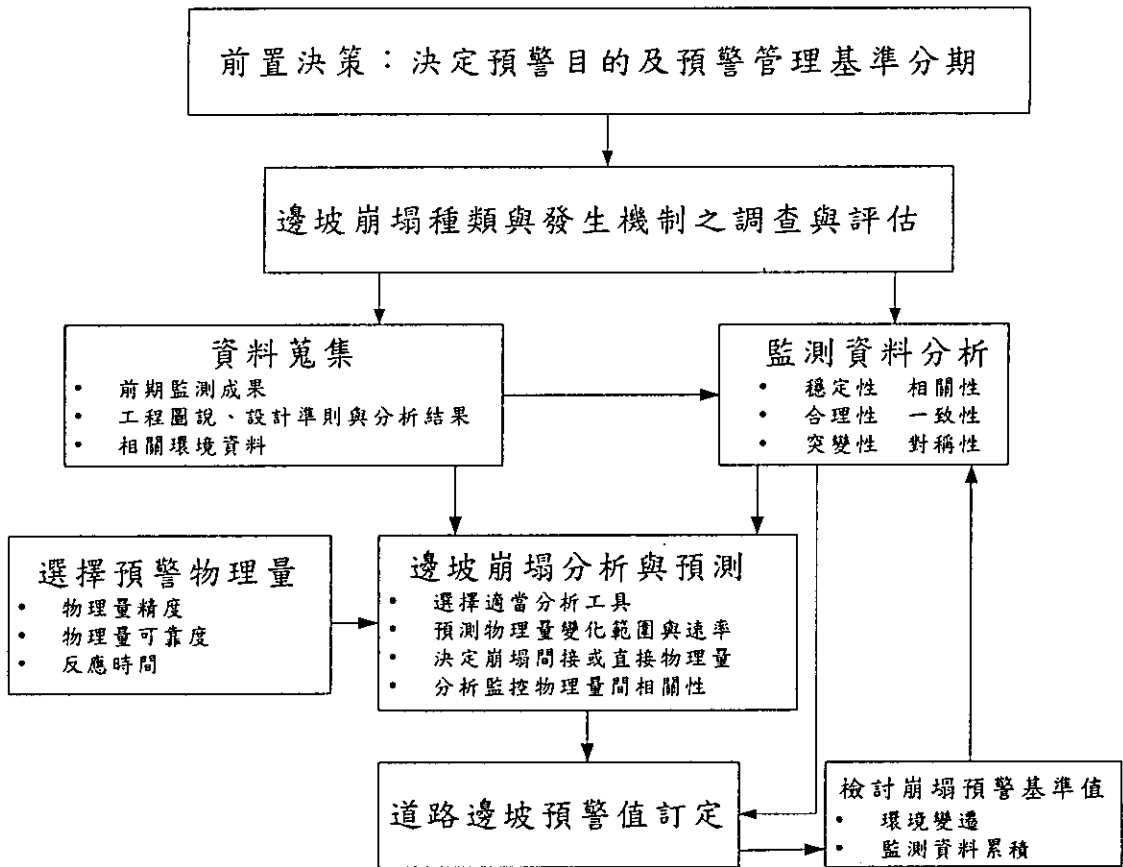


圖 5.2 道路邊坡崩塌預警基準制定建議程序

根據圖 5.2，欲進行道路邊坡崩塌預警基準之訂定，應循序進行以下之步驟：

5.5.1 前置決策

根據我國公路法，公路分為國道、省道、縣道及鄉道等四級，四級道路服務功能與等級及設計標準均有所不同，鐵路系統方面目前以台鐵為主，未來將有高速鐵路加入。不同道路對邊坡崩塌造成災害之忍受程度有所不同，本研究建議將國道(包括快速道路)及高速鐵路訂為第一等級，省道及台鐵鐵路訂為第二等級，縣道及鄉道訂為第三等級，做為監測預警基準訂定時風險忍受程度不同之參考條件之一。然而，監測之規劃以及預警基準制定，除考慮道路分級以外，道路邊坡崩塌後對保全對象可能造成之危害亦應納入考量

，因此道路等級並非為監測規劃以及預警基準制定之唯一標準。

監測與減災防災有甚高之關聯性，因此，除道路等級外，邊坡破壞後對道路使用之影響程度與影響範圍(亦包括其他保全對象)、道路邊坡崩塌之危險性與危害度評估、何時、何地需進行監測與預警、預警之管理基準分期及相對應之處置措施等，均與監測預警基準訂定有關，必須於預警基準訂定前先加以衡量與評估。

另一方面，預警之準確度及所剩餘之反應時間一般恰成反比，因此，需要越準確之預警必須接受越短之反應時間，此一假警報之容忍程度亦應於前置決策時一併考量。

5.5.2 邊坡調查與評估

於預警基準訂定前，應針對該邊坡進行詳盡之調查與評估，並完整蒐集足夠之邊坡崩滑資訊，以釐清道路邊坡可能之崩塌種類與機制，包括地質條件、滑動範圍、滑動深度及活動性等。隨問題道路邊坡逐步建檔管理後，此部份之資訊將逐步完整，有利於預警基準之訂定。其中前期監測成果對於此工作相當有幫助。

5.5.3 資料蒐集

崩塌預警基準值訂定前，應完整建立監測道路邊坡之基本資料。其中最為重要之資料蒐集為過往監測成果，以瞭解邊坡之滑動機制、滑動深度、範圍與活動性等。其次應蒐集包括環境資料、邊坡施工過程資料、邊坡重要性(含保全對象)及危害程度等，以做為建立監測預警基準值之重要參考。其中道路邊坡本身之特性應蒐集資料應包括：環境特性與邊坡工程設計條件及施工過程，如地質、地形與水文條件(尤其是降雨資料)、邊坡存在時間及狀況、崩塌歷史、擋土護坡構造物等。上述資料詳述於後：

- (1)與安全監測值取得或分析評估有關之規劃、設計、施工報告及重要之會議記錄。
- (2)監測系統相關之竣工圖及設計圖；前期監測成果。
- (3)各項設計準則，包括：設計荷重、荷重條件、材料性質、設計安全係數、容許應力、容許沉陷。
- (4)安定分析及應力分析與結構設計成果。
- (5)監測物理量相關之環境資料，包括：地震、降雨、地形、地質等。

5.5.4 監測資料分析

監測資料應進行妥善之分析，以做為邊坡評估、現象預測及預警基準訂定之重要參考。

監測資料分析，一般係將觀測數據以適當比例依時間繪成曲線，並將影響該觀測值之因素曲線繪在一起，以利比較研判。曲線中可顯示觀測值之長期、短期或異常之突變，再依曲線之變化趨勢，與過去觀測資料、理論分析及自然現象之預期趨勢相比較，以做為預警基準之訂定參考與修正之依據。其中主要係根據各項監測值所繪過程曲線之穩定性、相關性、合理性、一致性、突變性及對稱性加以研判評估。

- (1) 穩定性：當監測量過程曲線變化之規律與趨勢成穩定狀態，則屬正常；如原因量不變而效應量之趨勢隨時間不斷向不利方向增長，則屬不穩定之異常狀態。
- (2) 相關性：平常監測值中原因量與效應量都會成一定之相關性，如其相關性較以往有所改變，則屬異常。
- (3) 合理性：監測量之變化趨勢符合自然界之物理現象則屬正常，否則屬異常。

- (4) 一致性：在相同條件下(即原因量相同)，效應量之變化型態應為一致或相似；同一位置使用不同儀器所量測之同一物理量亦應符合一致性，則屬正常，否則屬異常。
- (5) 突變性：監測量之變化過程中，如有不符合預期中或不按規律之突變，則屬異常。如為單一之突變，則可能屬人為之錯誤，如為重複或連續之突變，則可能屬儀器或系統之故障或結構已有異常現象。
- (6) 對稱性：如監測儀器埋設於具對稱之位置，則其監測量之變化亦應具對稱性，否則應為異常。

上述之分析成果，除可間接做為邊坡現象模擬時之參考，並進一步根據現象模擬成果進行預警基準訂定外，亦可直接透過統計模式分析法協助訂定崩塌預警基準。因預警之發佈攸關重大，對於各監測儀器監測值(曲線)有偏離預期之趨勢時，須小心辨識是否由人為錯誤或儀器功能異常等因素引起。

5.5.5 邊坡崩塌分析與預測

依據影響監測量之各項外界因素，以理論或數值模式分析所得之結果，推估於不同條件下該災害現象各種監測量之預期值，或以監測儀器長期之觀測值，利用迴歸分析方式，建立監測量與影響該監測量之外在因素間之關係式。其中相當重要之關鍵為慎選適當之分析工具，分析目的包括瞭解或預測邊坡行為、崩塌機制、崩塌範圍與深度、崩塌速度等，每個邊坡都有其獨特性，分析者必須經評估後採用適當之分析工具。

道路邊坡穩定分析工作將以邊坡崩塌機制與穩定性探討為重點，首先決定崩塌機制，其次應分析破壞或滑動位置與範圍，並評估邊坡崩塌方式及影響程度，崩塌機制研判部分，以岩坡為例，可

利用資料蒐集及現地調查之不連續面位態進行岩楔破壞分析，此一成果，配合坡向與坡度調查所得之資料，將可做為道路邊坡破壞機制之重要輸入資料。至於崖錐堆積或崩積層較常見之破壞模式為圓弧型破壞，檢核圓弧型破壞之方法可利用切片法進行極限平衡分析，或透過有限元素及有限差分法進行，若有滲流問題時，亦應一併分析。

崩塌機制與分析方法決定後，應循序進行：(1)選擇監測邊坡與崩塌相關之各種間接或直接物理量，(2)透過分析預測各種物理量可能變化之範圍與變化速度，(3)分析各種物理量間相關性，並進行評估。

選擇適當邊坡監測與崩塌相關之各種間接或直接物理量時，應先評估其與邊坡崩塌之關連性，另外，亦應評估各類物理量所量測得之精度、可靠程度及徵兆產生後之反應時間等等。

5.5.6 預警基準訂定

預警基準之訂定，可依據經驗上之主觀研判，抑或參考設計條件或模擬結果。邊坡崩塌預警基準之訂定方法，一般可利用設計單位其設計理念計算所得，再折減或增加若干百分比做為監控儀器量測結果之警戒值與行動值，當監測值變化太大，或其值已逼近行動值，即應採取適當之應變措施。預警基準值可能為多項監測物理量合併考量之結果。

5.5.7 預警基準值之調整

預警基準值不應一成不變，隨著環境變遷及監測資料累積應適時檢討崩塌預警基準值，較佳之預警基準訂定方式，應以實際模擬結果，預測邊坡行為，並配合長期觀測逐步調整預警基準值。

5.6 道路邊坡崩塌預警基準制定方法

5.6.1 預警基準值制定方法學

訂定預警基準值，一般可採用決定模式分析法、統計模式分析法、混合模式分析法或包絡線圖示法等方法，分述如下：

(1) 決定模式分析法

依據影響監測量之各項外界因素，以理論分析法如有限元素法等分析所得之關係式，以推估該監測量之預期值，一般此法較適用於危險值之推估。

(2) 統計模式分析法

以監測儀器長期之觀測值，利用迴歸分析方式，建立監測量與影響該量之外在因素間之關係式，一般此法較適用於警戒值之推估。

(3) 混合模式分析法

以混合決定模式法與統計模式法來推估監測量之預期值或警戒值。其方法乃將決定模式分析法中較不易精確分析之分量，如溫度與時效影響等之分量，利用統計模式分析法計算，而可較精確分析之分量如水位仍利用決定模式分析法。

(4) 包絡線圖示法

將各儀器歷年之監測值經校核篩選後，分別點繪於橫軸表示其他影響行為之主要外在因素，縱軸表示儀器監測值之方格紙上，並將其上下之最大及最小值連接成包絡線，此包絡線即為對應各該外在因素之警戒範圍。

5.6.2 預警基準制定之模式整理

根據上述之預警基準制定方法說明，本研究根據文獻中蒐集

得崩塌預警基準制定之各類模式，加以整理、彙整如圖 5.3。

圖 5.3 將崩塌預警基準制定之模式分為根據經驗及現象模擬與預測兩大類。兩類均可利用直接或間接邊坡崩塌徵兆物理量做為預警項目，然其現象模擬模式則有所不同，可區分為直接位移預測模式及間接崩塌預測模式。

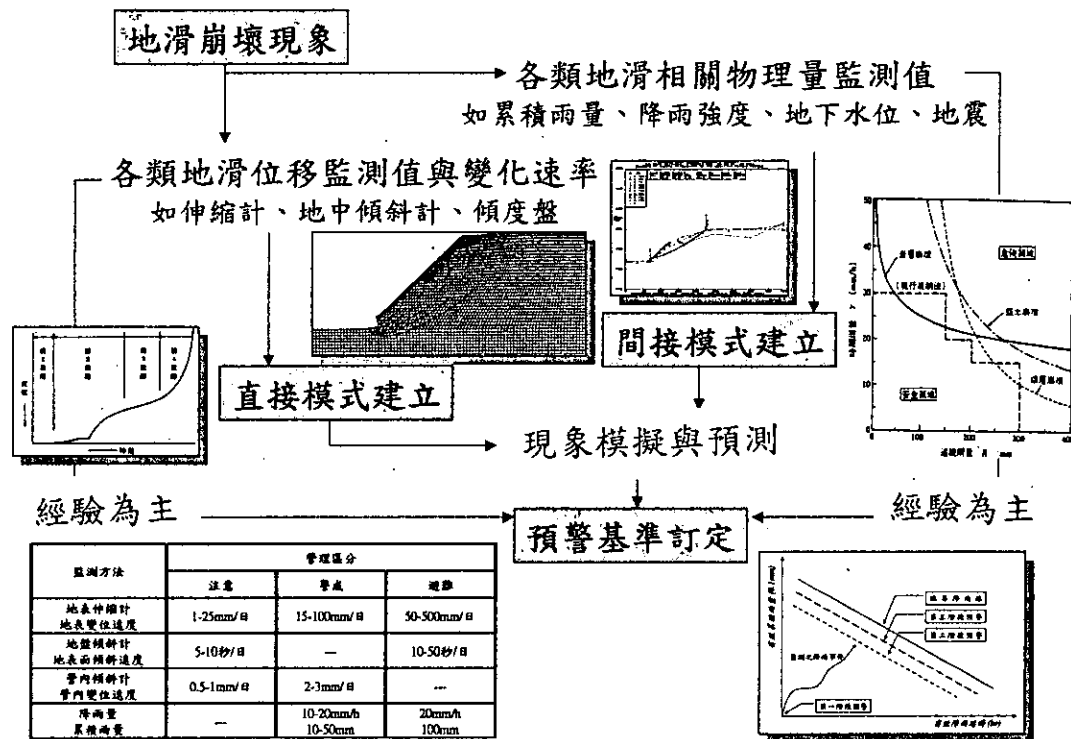


圖 5.3 道路邊坡崩塌預警基準制定模式

(1) 直接根據位移之預測訂定預警基準值

(A) 趨勢預測法

透過歷史經驗統計或由潛變模式計算位移之趨勢，預測崩塌發生之時間歷程，可做為預警值訂定之參考，此一方法定出之預警值多為地盤之位移速度或累積位移值，由位移速度與崩塌時間之相關性即可提供做為預警基準值訂定參考，預警基準值訂定應同時考慮各基準值對應之處理手段、處理手段對應所需時間。

舉例而言，若採取緊急應變措施所需時間約 1 週，根據日本經驗，應於位移速度達 3cm/day 前預警，並採取行動。相關之模式如齋藤、山口、針生、福園等學者建立之方法。日本道路公團則根據坑口地區之經驗，以表列方式提出地盤位移活動性之分級，若關心地區能累積大量資料建立類似此一表之內容，則亦可提供做為決定預警值之重要參考。

此類模式所建立之預警基準需要累積大量崩壞資料，因此統計分析後建立之模式，適用僅限於條件相同之邊坡。同時於長期預測部分，其變異性可能相當大，預警基準訂定時應注意其可信性。至於短期趨勢預測法精度較高且曾成功預警，惟反應時間即相對變短。

(B) 建立力學模式預測變位量或變位速度

精確之變形特性掌握將使得此一方法變為可能，對於漸進式破壞控制之邊坡而言，位移之增加將伴隨安全係數之降低，因此變形量即可望成為預警值訂定之標準物理量。此一力學分析模式亦可考慮材料之不確定性、地下水位高低之不確定性及其他之不確定性。經統計分析破壞之機率後，亦可做為非定值式之預警值訂定方法之一。

(2) 間接根據與位移或崩壞相關之物理量訂定崩塌預警基準

(A) 孔隙水壓

因邊坡破壞即屬於地質材料受剪破壞，因此地質材料受剪膨脹或收縮時，孔隙水壓將可能有急劇變化，因此，孔隙水壓急劇變化可視為邊坡崩壞之重要徵兆。根據實驗室與現場記錄發現，崩壞發生前 10~20 分鐘將有孔隙水壓急劇上升之情況(日本高速道路調查會，1988)。此一現象對於於不排水條件下施工階段之路堤

填築預警有相當之適合性，且廣泛應用於水壩填築過程中施工品質及安全監控之監測指標之一。然一般而言，此一現象發生後，距離崩壞之剩餘反應時間相對較短。

另一方面，孔隙水壓上升將造成有效應力下降，因而誘發位移或崩塌。利用物理模式之建構(如極限平衡法、有限元素法或有限差分法)，可適度建立地下水位或水壓與崩壞之相關性，另外累積大量邊坡崩壞或位移資料與水位間之相關性亦可提供做為預警基準訂定之參考。

此類模式受限於地下水文條件之瞭解相當不易，水壓或水位資料之可靠度應注意與檢核。

(B) 累積降雨量或降雨強度

降雨與邊坡崩壞之相關性眾所皆知，此一影響植基於地表逕流之沖刷及雨水入滲增加水壓力、降低有效應力。此一方面預警值之訂定可分為兩個層次，一乃利用經驗值統計迴歸降雨量與邊坡崩壞關係，藉以訂定預警基準，惟此一方法需累積地區性經驗，且與監測邊坡之地質、水文地質、水文、地文、氣象條件相當有關。另一方式為建立該邊坡降雨與地下水壓或水位上升之物理模式，再利用水位或水壓與邊坡崩壞之相關性，訂定預警基準，梨山地區地滑地之預警基準訂定即採用此一方法進行。

因降雨的監測自動化較易進行，故可利用降雨記錄配合相關之圖表來研判坡地發生崩壞的可能性，惟降雨與地滑之相關性與各項環境因子極為相關，故以降雨做為預警之基準需透過個案完整之分析，不同地區無法一體適用。

(C) 地震

與水位資料相同，地震可以擬靜態方式考量為一加速度，並

分析臨界加速度，透過適當安全係數之考量，即可以地震造成之加速度做為預警值。惟地震之發生目前仍未能有可掌握之方式可預測，因此此一誘因做為邊坡崩塌預測可行性較低。

(3) 根據長期監測資料統計分析法

由過去監測值之統計變動範圍，找出合理、正常之監測曲線包絡線，即可做為預警值訂定之參考。以下將提出本研究初步整理之監測預警基準訂定模式，並利用案例研究加以說明。

5.7 預警基準制定方法案例研究與說明

根據 5.2 節之說明，本研究將預警基準訂定分為落石、地滑與土石流三大類，其中落石與土石流之預警基準訂定國內已有完整之案例與方法可供參考，本研究將摘錄重要之預警基準訂研究成果於後。關於地滑之預警基準訂定，本研究採案例探討方式，配合上述預警基準模式整理成果加以說明。

5.7.1 道路邊坡落石災害預警基準制定案例探討

(1) 落石致災相關因子回顧

危石由於其本為孤懸或鬆動之岩石，墜落前或許曾有輕微擾動，亦可能在毫無徵兆情況下由空中墜落、跳動或滾動掉落路面造成災害。在地震或降雨後常受擾動而大規模滑落。造成落石之因素可分為地形、地質、環境及誘因四類，分別簡單說明如下：

- (A) 地形：就邊坡落石危險度來說，一般以地形外貌來做評估：坡高越高、坡度越陡及突懸越突出，其所造成落石的危險度比相對的岩坡要來得高。
- (B) 地質：地質因素是影響邊坡落石坍方的一項重要因子，通常越破碎、節理越發達的岩層其造成落石的可能性也相對增大

，而其破碎程度又受風化程度及岩性所影響。因此這些皆為影響落石發生的考慮因素。

(C) 環境：環境包含了多項因素，如植生、溫差和浮石等等。落石邊坡的危險度會因所處地理環境的差異而有著不同的環境影響因子。

(D) 誘因：誘因有多種，簡單地說，此因子若會造成落石的產生，此類的因子皆可歸為落石產生的原因，如地震、降雨、湧水、人為活動等。

其中與落石相關性較高之因子包括：岩性、岩石強度、不連續面、坡度、氣候等，簡單討論如下。

(A) 岩性

Abele (1972) 調查發現岩性對於落石的發生並無明顯關係。日本建設省也針對日本境內發生過落石的地點做過調查，同樣發現會發生落石的岩性相當多，並無特定岩性。江晏佃 (1999) 提出一般岩性對落石的影響，可能因為不連續面的存在，而相較影響不大，雖然未在評估表中將岩性考量進去，可是岩性的差異會反應在岩石強度上與地形因子(坡高、坡度)中，通常變質砂岩之強度會比硬頁岩高，且岩性與邊坡的地形間有極密切關係。如含砂岩段地質，出現的邊坡大多地勢陡峻、邊坡的坡高較大、坡度也較陡。而在含頁岩段之地質部份，出現的邊坡則坡高較小且坡度較緩。前者的邊坡常有落石崩塌型災害，後者則是比較安全的路段。

(B) 岩石強度

Abele (1972) 所做的研究認為岩石強度對於落石的發生無簡單對比關係。因為落石的發生需構成岩塊，此因素主要由不連續

面來影響，即使岩石強度很高，但在不連續面發達的條件下，也是很有可能發生落石的。

(C) 不連續面

Riek and Currie (1974)和 Cruden (1975)調查岩坡破壞時，認為岩石邊坡中的不連續面對於岩石邊坡的穩定性有相當大的影響。Hoek and Bray (1977)則進一步利用力學上的計算證明了岩塊的穩定性與邊坡的不連續位態有關，且不同的不連續面位態組合會有不同的破壞行為，同時說明了岩塊的穩定程度亦與不連續面間的凝聚力和摩擦力有關，並發展出一套利用投影圖來分析岩坡破壞形式與計算安全係數方法。林銘郎 (1992)在調查台灣太魯閣峽谷的解壓節理時，認為解壓節理的存在可能造成落石坍方災害的發生，且其破壞模式有下列三種：岩板滑動破壞模式、岩板挫屈破壞模式及岩板倒懸破壞模式。

(D) 坡度

日本建設省調查日本境內 89 個 5 年內落石發生案例，發現坡度與穩定性有極大關係(日本道路協會，1983)。黃鎮臺和夏龍源 (1989)在調查北濱公路南雅里路段之岩坡崩塌時，認為當地岩坡破壞的原因計有：地勢陡峭，節理面形成順向坡，不連續面延續性佳，節理面傾角大於其摩擦角而小於其坡角，即坡趾節理面透空引發上邊坡岩塊掉落。

(E) 氣候

多位學者如 Bjerrum and Jorstad (1968)，Grove(1972)都提到落石與氣候有關。尤其是冰凍-融解的過程，由於造成急遽的體積變化與溫度變化，導致裂隙發育與風化加劇，被認為是高山或寒冷地區落石形成的主因之一(Ives, 1973；Johnston, 1973)。日本建設

省河川局砂防部(1982)亦指出降雨量與降雨強度為影響落石之重要因素。

落石為山區道路常見之坍方型式之一。落石發生速度極快，徵兆發現時反應時間多已不足，預警必須以間接徵兆物理量為主，或以邊坡危害程度做為長時間之警告。本研究將土、石崩落或岩楔破壞等發生速度極快之邊坡崩塌列入落石災害中一併探討。

道路落石邊坡之預警可有兩種邏輯，一為透過分析評估後，公佈並警示危險路段，做為用路人之參考，另一邏輯為找出誘發落石之相關因素，透過落石之誘發因素臨界條件監控進行預警。以下分別說明之。

(2) 落石危害度分析--危險道路邊坡與警示

落石之預警，可先透過落石危害度評估方法，找出危害度較高之邊坡，透過固定警示標示可一定程度發揮道路災害管理之目標。關於落石危害度評估之研究，亦對於道路邊坡落石災害預警基準訂定有相當之重要性。落石危害度評估主要分為傳統性評估(人工監測、經驗法則)與電腦化評估(自動擷取、學習法則)等兩類(廖志中等，1998)。

根據廖志中等人(1998)之研究，風險評估大致上可將落石危害度區分為三大部份：對行車安全危害度、對周邊設施危害損失、對交通量阻斷之社會成本損失。三部分均可以機率觀念計算其危害度。綜合以上三種落石造成危害損失，可整體評估出該邊坡危害度年損失值 C 。

$$C = C_1 + C_2 + C_3 \quad (5.1)$$

根據廖志中等人(1998)利用類神經網路方法分析結果，921 大地震後新中橫公路(126k 至 151k)共可區分 162 個潛在危險邊坡，其中 151 處屬於落石坡，3 處屬於土石流，3 處屬於植生茂密(已用型框植生法處理)，5 處屬於具有較大退縮距離之落石邊坡；經由類神經網路分析，其中 48%屬於高危險度落石邊坡(4 級坡 34 個、3 級坡 39 個)，52%屬於低危險度落石邊坡(2 級坡 29 個、1 級坡 49 個)。而 114 個較具危害度落石邊坡分級經由類神經網路分析，其中 43%屬於高危害度落石邊坡(4 級坡 31 個、3 級坡 18 個)，57%屬於低危害度落石邊坡(2 級坡 24 個、1 級坡 41 個)。根據研究結果發現高危害度與高危險度路段並不完全一致。

利用類神經網路學習系統針對新中橫公路(126k 至 151k)提出因降雨引致落石危險度預報，結果顯示，以 130k 至 133k、136k 至 140k 與 145k 至 148k 最易因降雨引致落石，與高危險度邊坡分佈大致吻合。因此廖志中等人(1998)建議道路管理者於該路段近期內有兩至三天之豪大雨，應加強宣導並呼籲民眾盡量不要使用研究路段，情況特殊時宜暫時封閉道路。

(3)由觸發落石之誘因間接預測落石之發生

落石若欲透過某些徵兆物理量進行監測與預警，則首要應評估監測所得徵兆物理量是否提供足夠之反應時間。如前所述，落石之發生速度極快，又為常見之崩塌方式，若利用位移做為崩塌預警基準則並不切實際。因道路邊坡崩塌預警基準，不一定必須利用直接之物理量進行分析，若能將觸發落石之影響因子與落石之發生建立相關性，則應可由間接方式，透過觸發條件之監控達到預警之目的。廖志中等人(1998)之研究整理國、內外與落石相關之影響因子如下表。

表 5.6 國內外採用之落石影響因子表

因素	項目			
地形	坡高	坡度	坡型	
地質	風化度	節理	岩性	表土
氣候	降雨積雪	凍結溶解	日夜溫差	風力
浮石狀態	浮石安定狀態	浮石形狀	浮石數目	
其他	整治工程	植生		
誘因	集水面積	湧水及滲水	人為活動	

陳時祖(1995)研究分析造成邊坡崩塌的原因，發現多數邊坡之崩塌都不是由單一因子所造成。但崩塌事件在平時鮮少發生，惟在暴雨來臨時則崩塌事件屢見不鮮，可見降雨對崩塌的確有相當大之影響。陳時祖(1995)以 SMR 值與累積雨量的自然對數值做迴歸分析，其結果顯示崩塌岩坡最大 SMR 值與崩塌前累積雨量有較大相關性，而與降雨強度相關性較小，且 SMR 值愈大的岩坡需要愈高的累積雨量才能引起崩塌(如圖 5.4)。

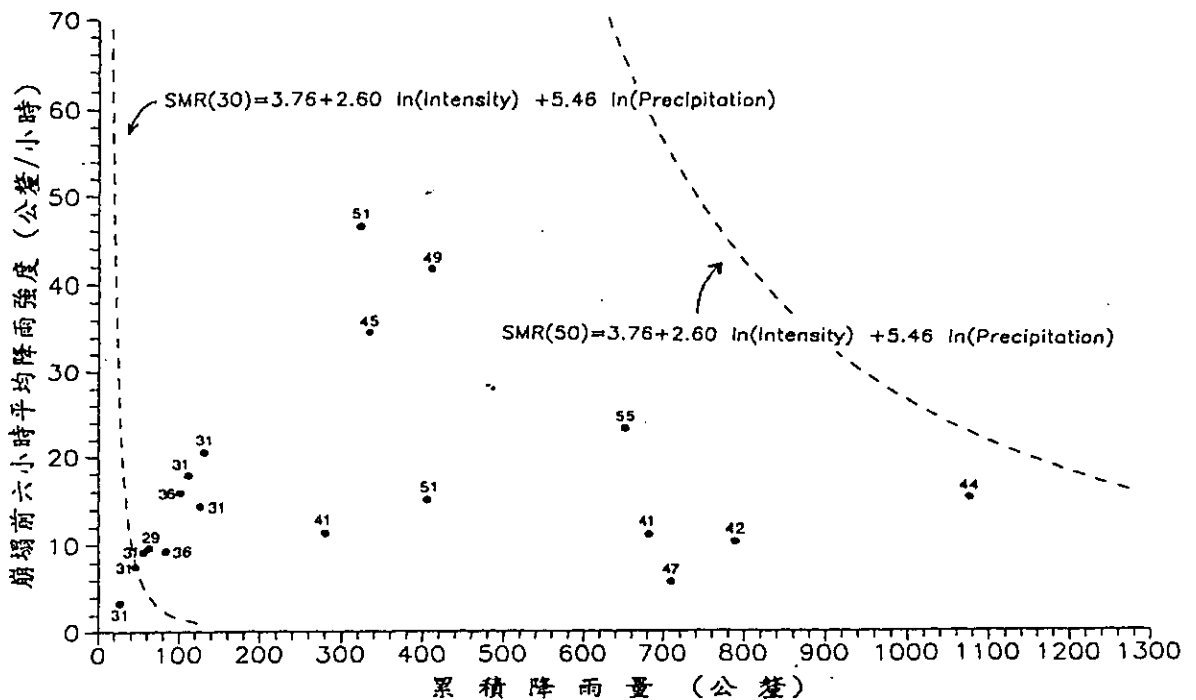


圖 5.4 SMR 迴歸線與迴歸資料點的關係圖

(陳時祖，1995)

為研究雨量資料跟落石發生關係，可針對不同之氣象因子(如降雨強度、累積雨量等)做指標研究，觀察各氣象因子對災害發生間關係的連結，可依序以單一氣象因子做研究，逐漸擴展到多因子研究，找出適合預測之因子為何。江晏佃(1999)嘗試以各種參數組合模式與利用 1987~1997 年間 56 個造成落石災害之降雨事件做分析，摒除單一氣象因子與落石有絕對關係。研究發現落石發生的機制，非由單一降雨量因素所影響，該研究亦進一步將雙變數氣象因子作迴歸分析，同時考量兩個雨量因子(累積雨量、落石當日降雨量)做為雨量學習輸入因子。根據過去之經驗與上述研究成果得知，降雨與落石相關性極高，因此降雨應為適合之監測徵兆物理量，以降雨特性之監控做為邊坡落石警示有其可行性。

國立成功大學防災研究中心(1998)曾針對台十一線與台二十一線公路災害預警進行相關研究。該研究根據災害發生(根據台十一線民國 78 年至迄 87 年的災害搶修記錄，及台二十一線民國 82 年迄 87 年的災害搶修記錄)時間及鄰近雨量站降雨記錄，藉由雨量分析程式，分析單場降雨的相關係數(包括有降雨的延時、尖峰及平均降雨強度、累積雨量等)，再將各場降雨的有效累積雨量及平均有效降雨強度繪製成雨量分佈圖，結果如圖 5.5 及圖 5.6。藉由統計方式得以分出山崩發生與否之發生雨量線(C.L.)，再取一定的前置安全雨量做為警戒及避難之參考，而得避難基準線(Emergency Line, E.L.)及警戒基準線(Warning Line, W.L.)。以做為警戒及人車管制警報降雨標準，使公路主管單位及來往人車能提高警覺，並適時的封鎖危險路段，避免因公路災害引起的人車傷亡。

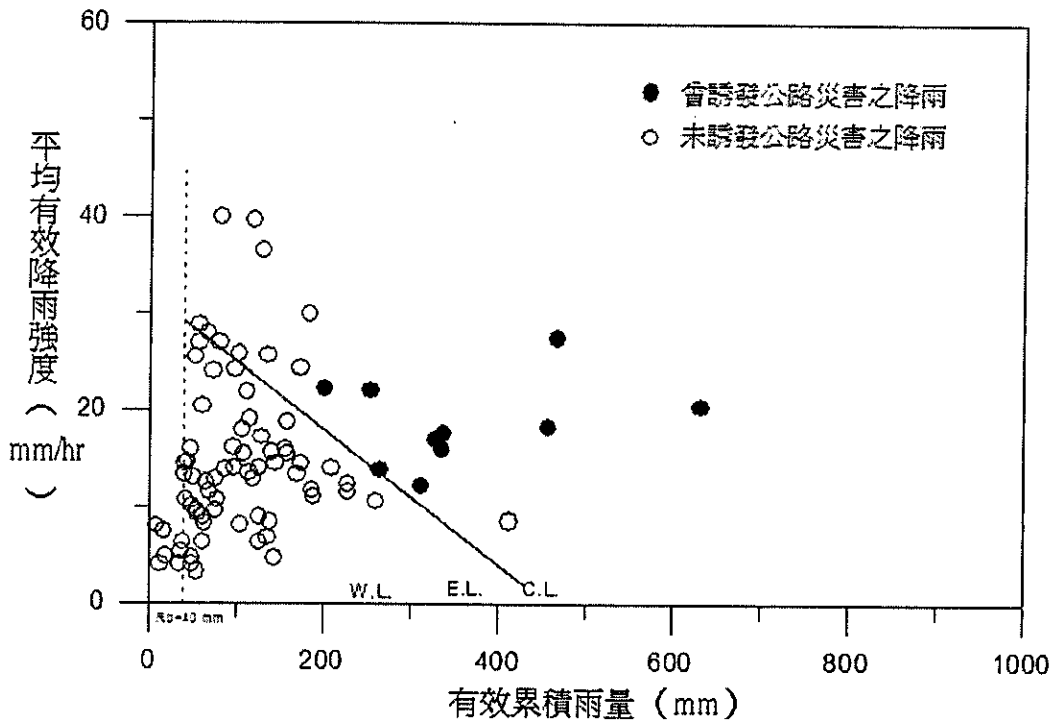


圖 5.5 台十一線公路災害雨量預警基準
(國立成功大學防災研究中心, 1998)

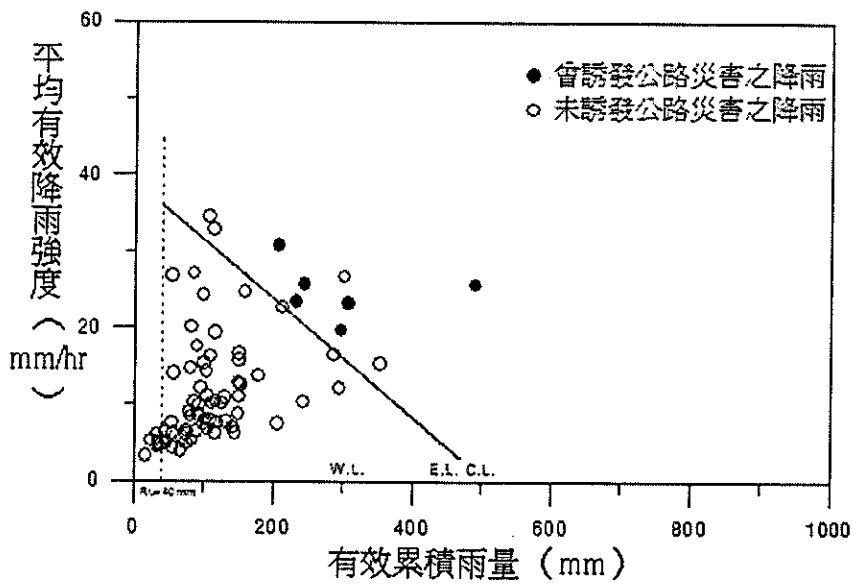


圖 5.6 台二十一線公路災害雨量預警基準
(國立成功大學防災研究中心, 1998)

根據國立成功大學防災研究中心(1998)研究所得結果，台十一線公路在有效平均降雨強度 20mm/hr 及有效累積雨量超過

250mm 即有致災的危險；台二十一線公路在有效平均降雨強度 25mm/hr 及有效累積雨量超過 250mm 即有致災的危險。該研究建議採此雨量基準，先藉由兩公路災害的雨量監測及災害發生雨量的加入，再由基準預報的準確率，逐步調整預警基準。惟因地質、水文、地文與氣象條件不同，不同道路路段之預警基準應有所不同，然而，任一特殊路段落石之預警基準可仿照該研究之方法加以訂定。

根據國立成功大學防災研究中心(1998)研究，公路災害預警基準—災害發生臨界降雨線設定流程建議採以下步驟：

- (A)公路災害發生記錄收集：藉由相關文獻及公路維修養護記錄的收集，輔以溪流附近民眾的訪查，可以收集到公路災害發生較確切的時間。
- (B)公路災害發生降雨資料比對：整理歷年來公路災害發生的時間，並比對由各附近雨量站得到的詳細有效累積雨量及有效降雨強度資料，得出公路災害發生降雨資料。
- (C)統計模式演算：將歷年來預警系統設置地點附近公路災害發生及未發生的降雨資料，藉由多變量統計分析的模式演算，求出 C.L. 並劃定危險及安全降雨區域。
- (D)測試及修訂標準：演算後求出的雨量基準，參照警戒及人車管制警報發佈的預警時間需要，分別制定警戒及管制的預警降雨基準。這些建立的基準，尚須經過測試及參考設置地點的現地情況修改以符合現況。

5.7.2 道路土石流災害預警基準制定案例探討

(1) 土石流致災相關因子回顧

土石流對道路系統之威脅以橋涵系統最為嚴重，故此一方面

之研究相當重要，流動型崩塌對於道路系統之影響，於國內近年來大規模且深入之研究探討下已有完整之成果，而有關於土石流預警部分之研究亦已相當完整。本研究僅摘錄部分與土石流發生相關因子探討之文獻。

土石流是發生於陡峭之溪谷或斜面，崩塌鬆散之土石岩屑，受地表逕流或地下水位上升之影響，失去原有之安定狀態，高濃度之土砂石伴隨水在重力作用下沿著斜面流動之現象。按組成可分為泥流、水石流、土石流與顆粒流。

自然環境中，土石流為自然過程產生之地質現象，當水、土壤、礫石及坡度等四項基本因素達到臨界組合時，混合後沿溪谷或侵蝕溝產生集體運動的流動體即為土石流。土石流依據地形特性可分為：發生區、流動區、堆積區，三區之劃分與地形坡度有極大之相關性。山坡地之地質脆弱區易產生崩塌，而崩塌地區常有土石堆積(發生區)，遭遇豪雨時，鬆動的土石常在雨水滲入後匯流而下(流動區)，即可能引發土石流。土石流流動至下游較平緩處人民生活範圍時(堆積區)，即可能造成生命財產的損失。

臺灣地區因地形陡峭且高溫多雨，岩性破碎又構造複雜，加上位居活動板塊邊界，地震頻繁，因此土石流災害時有所聞。甚多學者分別就土石流發生的相關因子、危險區域劃分及預報進行相關研究。

鄭瑞昌、江永哲(1986)提出土壤特性，坡度，坡向，地表狀況對土石流發生造成影響。其中發生土石流的臨界坡度，隨著礫石含量之遞增，而有遞減的趨勢，經由採取現地土石進行土壤力學試驗及水槽試驗結果，大致在 15 度以上便會發生土石流。

游繁結(1987)在對土石流發生研究機制的研究中，依無限邊

坡理論，推導出土壤特性、坡度與土石流發生之關係式。

范正成(1999)以陳有蘭溪為主要研究對象進行土石流發生危險因子之檢定分析，顯示溪床平均坡度、集水區平均寬度、內摩擦角及土壤粒徑大於四號篩百分比等四項因子與土石流發生關係較為密切；范正成並於 2001 年針對台灣地區道路橋涵系統土石流危險區觀測與預警之研究報告中將引致土石流的誘發因子修正為集水區有效面積、溪床平均坡度、土地利用因子、主要河川長度及土壤粒徑大於四號篩百分比等五項因子。

根據相關研究可發現，水為影響土石流之重要因子，因此以降雨做為預警徵兆物理量有其適合性，水位、水壓及土石流之移動亦可做為預警之徵兆物理量，另外，道路所處土石流危險區之位置為上游發生區、中游流動區或下游堆積區，亦影響預警之反應時間。

土石流之預警可分為短、中、長期之預報。土石流監測感測器有三類：第一類為間接元件，如雨量與地下水電導度測量，這一類資料與土石流之發生屬間接關係，在其它條件配合下，可對土石流之發生做機率上之預測，多用於長期預報。第二類為遙測元件，這一類元件是在土石流發生前後由於土石流造成之地形、地貌改變或其造成之聲響、影像等資料，用遙測方式來取得，如衛星照片、航照、攝影影像、電磁波、地聲等，這一類資料可提供土石流中、長期之預測。第三類為接觸式元件，這一類是在土石流通過河道時來感測其產生之力量所得數據，包括鋼索、土壓計、水壓計、傾斜儀、水位計、流速計、加速計等，這種元件可依元件裝設位置與預警對象位置不同而提供短期預報。

上述感測器所得之物理量應互相引用佐證，例如電磁波可測

地下水，其結果可與地下水位資料互相檢定，接觸式元件之剪力計與壓力計之時間變化曲線，可與地聲探測之結果互相驗證。而雨量預測更可直接由河川水位與地下水位變化來驗證。上述之研究部分於國內已有完整之資料(尤其是以降雨資料做為土石流監測預警基準)，部份研究已進行中。

(2) 國外土石流發生臨界條件之預警基準制定之相關研究

(A) 有效降雨強度與有效降雨量

瀨尾克美、橫部幸裕(1978)，就日本六甲山系，大戶川流域、木津上游流域及日本全國的土石流發生降雨記錄進行分析，並定義土石流危險區和安全區域之分界線(安全境界線)為：

$$ER = \frac{a}{b+I} \quad (5.1)$$

其中， I ：有效降雨強度(mm/hr)； ER ：有效降雨量(mm)。

圖 5.7~圖 5.9 分別為上述地區有效雨量與有效降雨強度之關係示意圖。根據上述之研究成果，即可提供做為警戒、避難參考(如圖 5.10)。

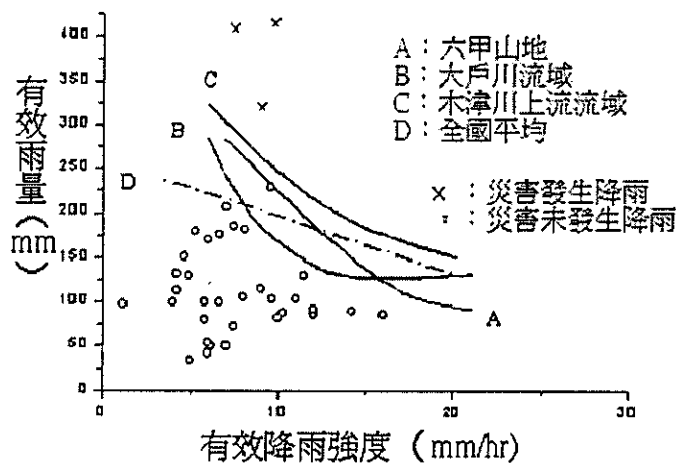


圖 5.7 土石流發生有效雨量與有效降雨強度關係圖

(瀨尾克美、橫部幸裕，1978)

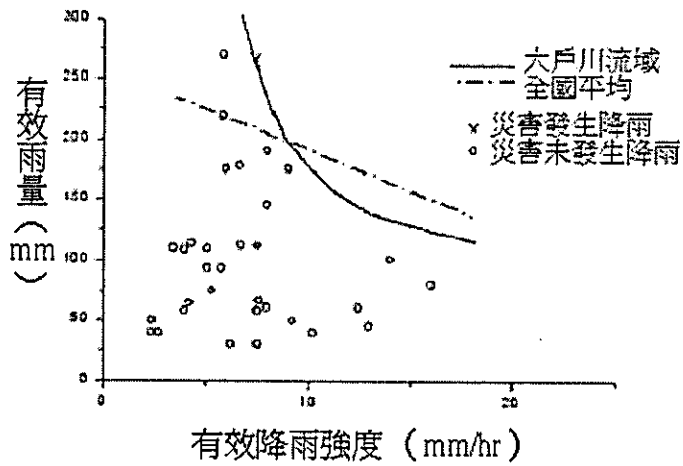


圖 5.8 大戶川流域有效雨量與有效雨量強度關係圖
(瀨尾克美、橫部幸裕，1978)

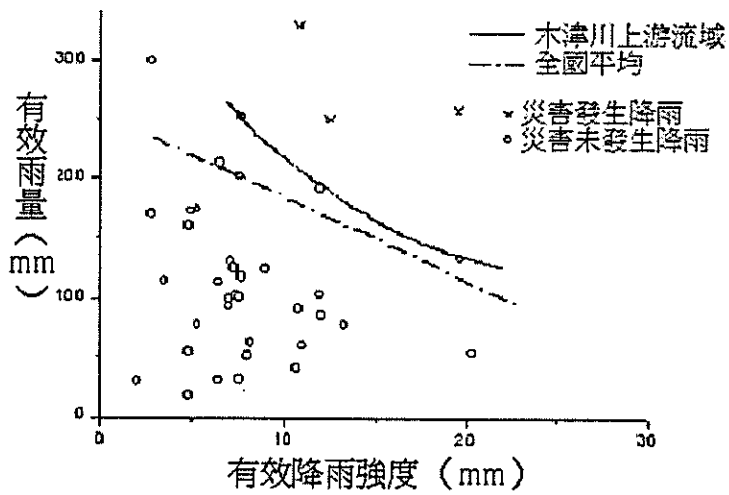


圖 5.9 木津川上游流域有效雨量與有效降雨強度關係圖
(瀨尾克美、橫部幸裕，1978)

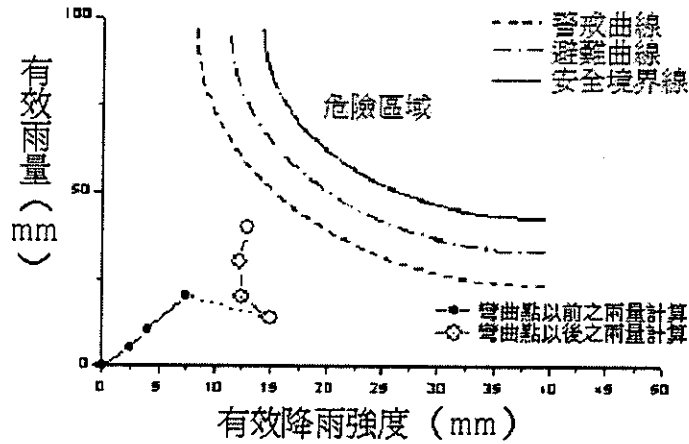


圖 5.10 警戒、避難體制判定圖
(瀨尾克美、橫部幸裕，1978)

(B) 降雨強度、降雨延時與累積降雨量

青木佑久(1980)，分析日本共 23 場降雨事件所造成的 46 場土石流災害，得到以下的結論：

- (a) 考慮前期降雨(Antecedent Rainfall)的情況下，強度大的降雨延時數小時或普通的降雨延時 12 小時以上，再加上持續 3~6 小時強度約 30~40 mm/hr 的降雨，即會發生土石流災害(此時累積降雨量將達到 100 mm 以上)。
- (b) 若累積降雨量在 150~200 mm 以上，即使小於上述的降雨強度也會發生土石流的災害。累積降雨量達 400 mm 以上一定會發生土石流災害。災害發生前之前期短時間雨量會隨著降雨延時之增大而減小。

(C) 降雨強度與降雨延時

Caine (1980) 將發生過土石流的降雨強度 $I(\text{mm/hr})$ 與降雨延時 $T(\text{hr})$ 以統計方式決定土石流發生臨界關係式：

$$I = 14.82T^{-0.39} \tag{5.2}$$

(D) 有效降雨量與降雨延時

Keefner(1987)結合理論與經驗的方式來推求土石流臨界降雨量公式。當土壤內孔隙壓力越大時，土壤內有效應力越小，土壤剪力強度亦變小，則土壤內某一潛在滑動斜面便容易產生滑動。造成土壤滑動所需的臨界孔隙壓力為：

$$u_c = \rho_m g H \left(1 - \frac{\tan \theta}{\tan \phi_o}\right) + \frac{c}{\tan \phi_o} \quad (5.3)$$

其中 c 是土壤凝聚力、 ϕ_o 是土壤有效摩擦角、 ρ_m 為土壤密度， θ 為滑動面之角度。欲到達臨界孔隙壓力所需之單位面積臨界水量為 Q_c ，則當有效降雨量大於或等於臨界孔隙壓力所需臨界水量 Q_c 時，即會形成地滑而造成土石流。Keefner 以迴歸分析的方式，利用土石流發生雨量資料及延時，求出土石流發生之臨界降雨條件式。

$$(I - I_o)T \geq Q_c \quad (5.4)$$

其中 I ：平均降雨強度(mm/hr)

I_o ：流失雨量強度(mm/hr)，降雨中對增加土壤孔隙水壓力沒有貢獻的部分

$I - I_o$ ：有效降雨強度(mm/hr)

Q_c ：使土壤孔隙水壓達到造成土壤滑動之臨界水量(mm)。

(3)我國土石流發生臨界條件之預警基準制定

(A) 定值式土石流發生臨界條件之預警基準

謝正倫等人(1992)利用累積雨量 R (mm)與降雨強度 I (mm/hr)的關係來建立土石流之發生條件。根據花蓮縣歷年來發生土石流及未發生土石流之有效累積雨量 R 與有效降雨強度 I 資料，利用

統計的方法繪出土石流臨界降雨量。結果顯示當降雨強度大時，即使在低累積雨量下，亦可能發生土石流；反之，當降雨強度小時，在高累積雨量下，亦會有引發土石流之可能性。

范正成、毛振泰(1997)研究花蓮縣土石流發生處降雨之特性，推求土石流發生時，最大五分鐘降雨強度(I5)及最大十分鐘降雨強度(I10)。其中在銅門村之 I5 至少為 117.3 mm/hr (R2=0.6878)，在榕樹村之 I5 至少為 97.3 mm/hr (R2=0.6519)；在銅門村之 I10 至少為 103.25 mm/hr (R2=0.7766)，在榕樹村之 I10 至少為 96.3 mm/hr (R2=0.7205)。

范正成、王聖岑(1998)以集水區模型試驗，分析花蓮縣銅門村土石流與降雨及逕流間的關係。經由定量模型試驗與現地量測分析結果發現，將銅門村實際土石流發生時的降雨資料進行分析試驗，土石流發生時之尖峰逕流約為 7.36 (cms)，而尖峰流量發生時間為該場降雨開始後 30.58 小時。

范正成、姚政松(1997)認為土石流的發生不僅與發生地區之降雨特性有關，與發生地區的地形、地質等特性亦有極密切的關係，單以降雨來討論土石流的發生是不夠的。因此，范正成(1997)以花蓮及台東地區為例，進一步探討集水區之水文及地文特性對土石流發生臨界降雨量的影響。

范正成(1999)另由曾發生土石流的九個一級溪流樣本，配合通過檢定的危險因子，進行三維費雪區別函數分析，建立土石流發生臨界降雨線之預測公式。

$$Y = -11.42X - 55.97Z + 3652 \quad (5.5)$$

其中 X：有效降雨時間；Y：有效累積降雨量。

$$Z = S + 0.05M - 0.05(\phi \times \#4) \quad (5.6)$$

其中 S：溪床平均坡度(%)；M：土地利用因子； ϕ ：內摩擦角

(degree)；#4:土壤粒徑大於四號篩百分比(%)； W :集水區平均寬度(km)

范正成等人(1998)針對南投地區進行土石流發生危險因子與臨界降雨線之研究，提出南投縣土石流發生之臨界降雨線 a 、 b 值迴歸公式如下：

臨界降雨量公式

$$Y=aX+b \quad (5.7)$$

$$a = 10^{-3} \left[\begin{array}{l} -0.106(NO4) + 0.059(NO200) - 0.832(n) + 0.00112(A) \\ + 0.224(L) - 0.0293(S) + 4.24(C) - 122.597 \end{array} \right]$$

$$b = -2.377(NO4) + 0.308(NO200) - 36.254(n) - 0.113(A) - 5.722(L) - 1.232(S) - 233.325(C) + 147.364$$

(B) 機率式土石流發生臨界條件之預警基準

預警系統是土石流發生時緊急處理之重要依據，然而，預警系統若太過於靈敏，即可能產生假警報，不夠靈敏的預警系統，當遇到真正土石流發生，卻又可能造成更大的災害。范正成(2001)於臺灣地區道路橋涵系統土石流危險區觀測與預警之研究(三)中，採用機率式土石流臨界降雨線之概念提供土石流災害預警之參考。所謂機率式土石流臨界降雨線並非評估一個地區的土石流發生之機率，其意義為：若臨界降雨線上某一條線對應土石流發生機率值 10%，而某一降雨延時之累積雨量值恰在線上，則在此降雨條件下之有 10% 會發生土石流。這就是以臨界降雨線的觀點所定義的土石流發生機率。

范正成(2001)將土石流即時預警系統分成三個階段。在降雨因子到達某一危險等級後，發出第一階段之警示，使土石流防災監測控制中心之人員有所警覺，同時現場分析系統開始即時地追

縱該降雨事件。隨之即時分析系統研判及計算未來一段時間內危險因子將到達的程度，當危險因子到達一土石流可能發生標準時，發出第二階段之警示，同時自動回傳系統可將警示資訊傳回，提供有關單位參考並因應，如隨即亮起黃色警告燈誌並告知來往車輛注意安全，並通知當地居民及相關之行政機關適時的進行交通管制措施。當危險因子達到土石流可能即將發生的警訊標準時，發出第三階段之警示，如由權責機關隨即以紅色燈誌警示，警告當地居民避難，在電子看板上告知土石流即將發生之危險訊息，可同時發佈間歇性警示鳴笛，並告知附近居民隨時警戒。三階段之預警值訂定如下(范正成，2001)：

- (a) 第一階段警示：設定當降雨強度超過 10mm/24hr 時，由信號回傳機傳回一訊號做為第一階段之警示，表示研究區域正有一獨立雨場發生，讓土石流防災監測中心人員能有所警覺，並持續監控此雨場是否引發土石流。
- (b) 第二階段警示：以 25%之機率線做為第二階段之警示基準，其意義為當第一階段之警示回傳後，若降雨量持續增加，達到第二階段之臨界基準時，即發出第二階段之警示，同時自動回傳系統可將警示資訊傳回，提供有關單位參考並因應。
- (c) 第三階段警示：以 50%機率線做為第三階段之警示門檻值。若雨量持續累積，達到第三階段之預警值時，除傳回相關之訊號至監測中心外，權責機關亦可以紅色燈誌警示，警告車輛人員禁止通行、當地居民隨時警戒或進行避難。

不同地區之預警基準有所不同，茲摘錄范正成(2001)研究成

果中新興橋之機率式土石流發生臨界條件之預警基準如圖 5.11。根據此一研究方法即可用於不同道路路段，訂定出不同道路路段之不同之預警基準值。

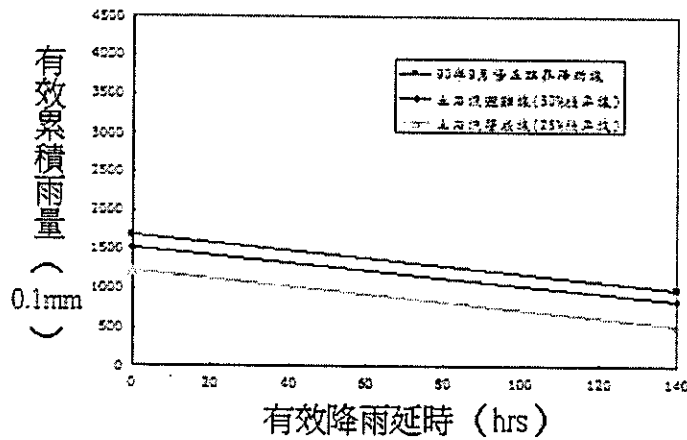
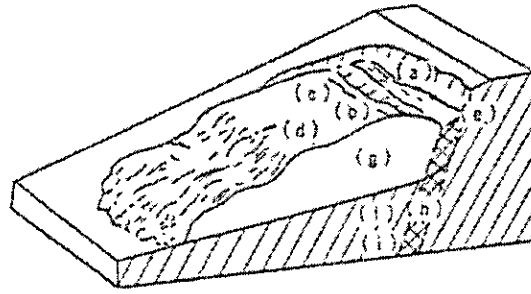


圖 5.11 新興橋土石流各階段之預警基準
(范正成, 2001)

5.7.3 道路邊坡地滑災害預警基準制定案例探討

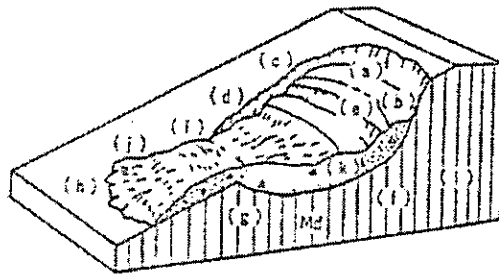
地滑為本研究預警基準制定之主要對象，地滑除可依據 Varnes(1978)所提出之運動型態及運動組成物質進行分類外，根據藤原(1976)與渡(1971)之研究，可將地滑地依據地質特性、地滑時期及地滑面形狀加以區分。

地滑地之地質特性可區分為岩盤、風化岩、崩積土、黏質土四大類(藤原, 1976)。滑動的模型分為兩種：風化岩與岩盤、崩積土與黏質土(圖 5.12)。此分類可分別對比於 Varnes(1978)之平移、岩盤邊坡滑動與旋滑、土壤邊坡滑動。



- | | |
|---------------|----------|
| (a) 滑落崖(主要裂縫) | (f) 滑動面 |
| (b) 張力裂縫 | (g) 移動岩塊 |
| (c) 側面裂縫 | (h) 破碎帶 |
| (d) 壓縮裂縫 | (i) 基盤岩 |
| (e) 陷沒帶(帶狀陷沒) | |

圖 5.12a 化岩、岩盤地滑
(藤原，1976)



- | | |
|---------------|----------|
| (a) 滑落崖(主要裂縫) | (g) 腳部 |
| (b) 張力裂縫 | (h) 舌端部 |
| (c) 側面裂縫 | (i) 隆起部 |
| (d) 壓縮裂縫 | (j) 末端壓出 |
| (e) 二次裂縫 | (k) 崩積土 |
| (f) 滑動面 | (l) 基盤岩 |

圖 5.12b 積土、黏質土地滑的模型
(藤原，1976)

渡(1971)將地滑區分為四個時期：幼年期、青年期、壯年期、老年期，四個不同地滑時期示意如圖 5.13~圖 5.16。其中台灣常用之老崩積層或古崩積層即可對比為地滑地之壯年、老年期。梨山地滑地即可歸於壯年至老年期。藤原(1976)根據地滑地之滑動面形狀，將地滑地種類再區分為三類：末端開放型(圖 5.17)、末端閉鎖型(圖 5.18)與後退型(圖 5.19)。不同滑動面形狀滑動之速度及滑動變形

特徵均有所不同。

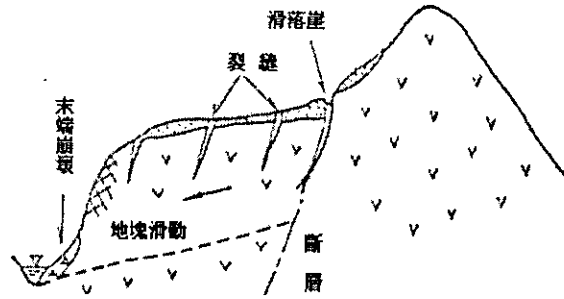


圖 5.13 地滑的幼年期
(渡，1971)

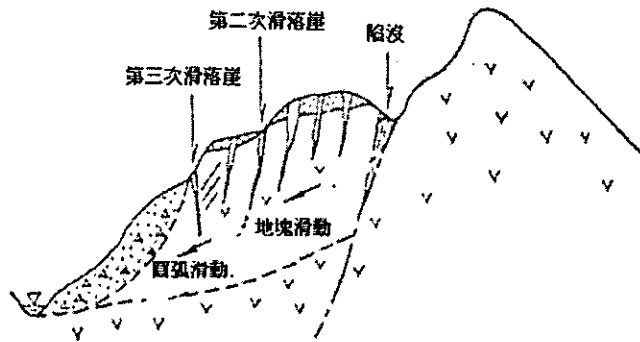


圖 5.14 地滑的青年期
(渡，1971)

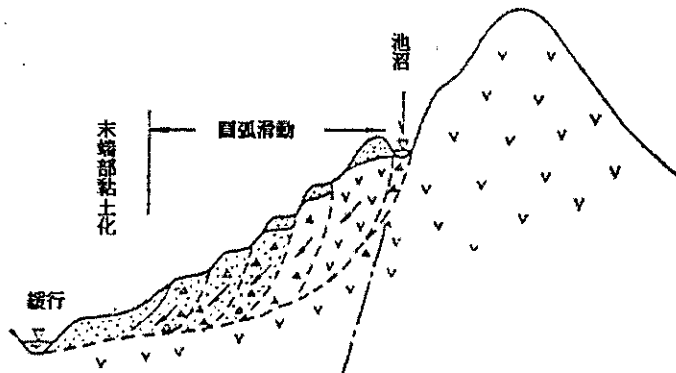


圖 5.15 地滑的壯年期
(渡，1971)

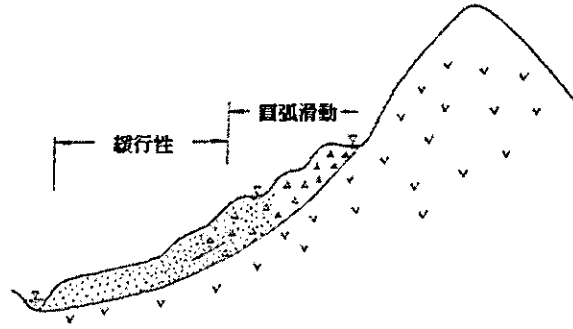


圖 5.16 地滑的老年期
(渡，1971)

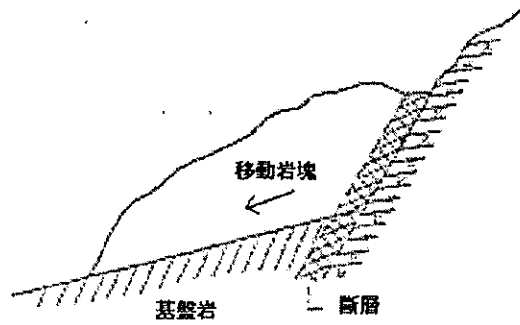


圖 5.17a 末端開放型滑動，岩盤滑動椅子型滑動面。
(藤原，1976)

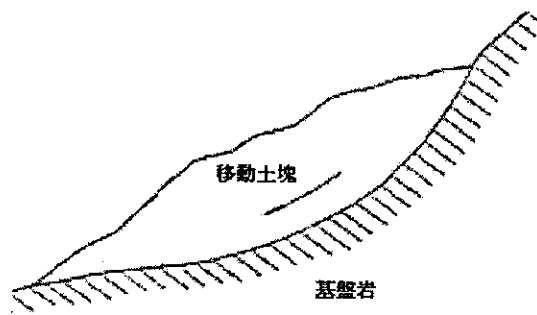


圖 5.17b 末端開放型滑動，崩積土滑動弧型滑動面。
(藤原，1976)



圖 5.18a 末端閉鎖型滑動，風化岩滑動。

(藤原，1976)

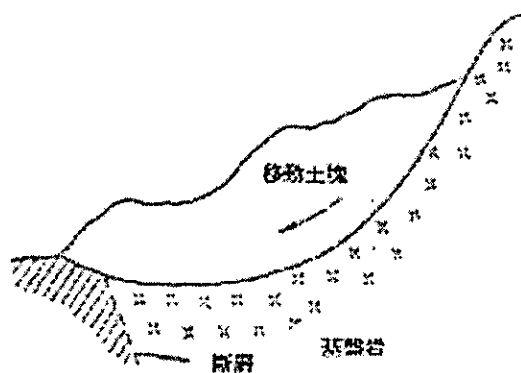


圖 5.18b 末端閉鎖型滑動，崩積土滑動。

(藤原，1976)

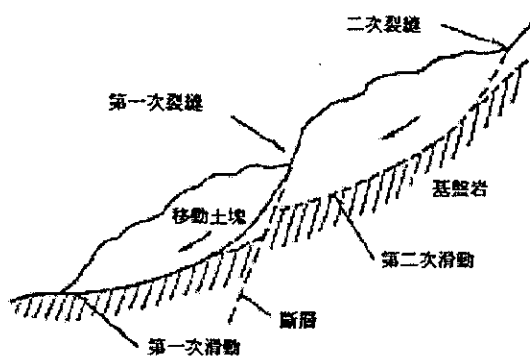


圖 5.19a 退型滑動，崩積土滑動階段型滑動面。

(藤原，1976)

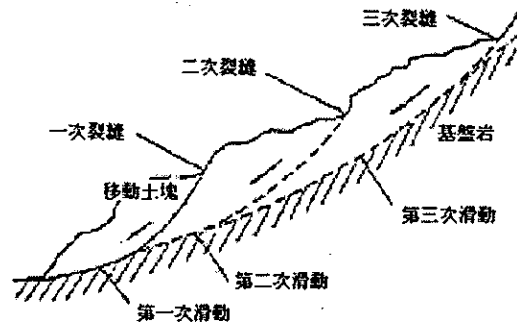


圖 5.19b 退型滑動，黏質土滑動層狀型滑動面。

(藤原，1976)

促使邊坡發生滑動的誘因包括有：地表水(地面逕流、地下水的滲透)、降水(雨水等的滲透)、地下水(水位上昇、孔隙水壓增大)、地下水的流動(滲流管湧)、人為開發(開挖取土、回填土、結構物如擋土牆或隧道等之興建)與地震等。廖洪鈞、林郁欽(2001)透過統計方法，發現邊坡崩塌主因素之重要性依序為邊坡水文、人為因素、邊坡地質；在子因素方面之重要性依序為排水設施、挖填方夯實度、坡腳開挖、邊坡維護、岩盤層態、邊坡保護設施種類。根據文獻資料及實務經驗，地層滑動與「水」的作用相當有關聯，尤以地下水位的異常變動常是地層擠壓滑移的徵兆與肇因，故若能對其進行調查與監測，則可提供做為評估崩塌邊坡之穩定性與預警工作執行參考依據。

(1) 直接根據文獻統計值訂定預警基準

台灣傳統之邊坡崩塌預警基準訂定方式，主要多以參考文獻統計結果決定之。一般預警基準值可以位移量、位移速度及位移加速度為訂定標的。USBR(1987)對邊坡位移警戒標準值如下：總位移量 $> 25\text{mm}$ ，位移速度 $> 6\text{mm/日}$ ，位移加速度 $> 0.0025\text{mm/日/日}$ 。

日本地滑對策技術協會(1978)所訂定之地表位移速度與邊坡

滑動之活動性分類準則，根據不同監測儀器觀測得之位移速度所代表之地滑活動性研判及滑動型態，分別整理如表 5.7。藤原(1976)之研究統計為透過傾斜觀測、地盤伸縮觀測及應變觀測所得之變動量，與不同活動性之地盤相關性詳表 5.8~表 5.10。

表 5.7 地表位移速度與邊坡滑動之活動性分類準則表
(日本地滑對策技術協會，1978)

變動種別	日變位量 (mm)	月變位量 (mm)	一定方向 之累積傾向	活動性判斷	滑動型態
緊急變動	20 以上	500 以上	非常顯著	急速崩壞	崩壞型、泥流型
確定變動	1 以上	10 以上	顯著	活潑運動	崩積土滑動、深層滑動
準確定變動	0.1 以上	2.0 以上	略顯著	緩慢運動	黏土滑動、回填土滑動
潛在變動	0.02 以上	0.5 以上	稍稍有	繼續觀測	黏土滑動、崖錐滑動

表 5.8 傾斜變動種別一覽
(日本道路公團，1983)

變動種別	日平均變動 量(秒)	累積變動值 (秒/月)	傾斜量的累 積傾向	傾斜運動方向與 地形之相關性	總合判定	
					變動判定	活動性
變動 A	5 以上	100 以上	顯著	有	確定	活潑運動中
變動 B	1~5	20~100	稍顯著	有	準確定	緩慢運動中
變動 C	1 以下	20 以下	略有	有	潛在	繼續觀測必要
變動 D	3 以上	無 (斷續變動)	略有	無	異常	局部地盤變動 或其他

表 5.9 地盤伸縮變動種別一覽
(日本道路公團，1983)

變動種別	日變位量 (mm)	累積變動值 (mm/月)	朝一定方向 的累積傾向	變動型態(伸縮 、收縮、斷續)	總合判定	
					變動判定	活動性
變動 A	1 以上	10 以上	顯著	伸張	確定	活潑運動中，表層、深層滑動
變動 B	0.1~1	2~10	稍顯著	伸張及斷續	準確定	緩慢運動中，黏質土、崩土地滑
變動 C	0.02~0.1	0.5~2	略有	伸張及收縮	潛在	繼續觀測必要
變動 D	0.1 以上	無(斷續變動)	無	無規則性	異常	局部地盤變動或其他

表 5.10 傾斜管應變變動種別一覽
(日本道路公團，1983)

變動種別	累積變動 值(μ /月)	變動形態		滑動面存在的地形 與地質的可能性	總合判定	
		累積傾向	變動狀態		變動面種別	活動性
變動 A	5000 以上	顯著	累積變動	有	確定	顯著活動的岩盤、崩積土
變動 B	1000 以上	稍顯著	累積變動	有	準確定	緩慢活動
變動 C	100 以上	略有	累積、斷續 攪亂	有	潛在	滑動面存在有無的 斷定決定有無繼續 觀測的必要
變動 D	1000 以上(短期間)	無	斷續、攪亂	無	異常	沒有滑動面、地滑 以外的要因

日本對地滑之研究起步較早，監測系統預警基準針對不同監測儀器也早有訂定值。根據中華水土保持學會(2000)之資料進行整理，建議各類監測儀器於地滑管理基準值訂定可參考表 5.11，由表可發現預警基準值之範圍相當廣。此類模式所建立之預警基準需要累積大量實測崩壞資料，因此統計模式結果適用於條件相同之邊坡。

表 5.11 維護階段預警基準值
(整理自中華水土保持學會，1999)

監測方法	管理區分		
	注意	警戒	疏散
地表伸縮計 地表變位速度	0.5-25mm/日	5-100mm/日	50-500mm/日
地盤傾斜計 地表面傾斜速度	5-10 秒/日	---	10-50 秒/日
管內傾斜計 管內變位速度	0.5-1mm/日	2-5mm/日	>10mm/日
地中伸縮計 地盤變位速度	1~10mm/日	10-100mm/日	>100mm/日
降雨量 累積雨量	---	10-20mm/h 10-50mm	20mm/h 100mm

台灣過去長期監測資料累積案例有限，因此若欲透過經驗法則訂定之監測預警基準應特別注意其適用性。累積本土化之監測經驗，以做為預警基準之參考相當重要，雖然本土案例不多，本研究仍將蒐集所得之案例，各類儀器接近破壞前變形速度加以統計分析，結果敘述如下：

■ 案例 A 台三線 345k

嘉義縣大埔鄉台三線 345k 曾文水庫旁泰山段地滑地(許中立等人，2002)，於 1991~1992 年間發生大規模滑動，為整治需要，此一區域於 1996~1997 年間佈設多項監測系統，經監測成果分析，發現此一地滑屬於表土與風化岩盤介面滑動，滑動深度約為 3~4 公尺，地表傾斜日平均變動量為 10.04~17.20 秒/日。最大之伸縮計觀測值為 14cm，此一位移觀測伴隨明顯之地表裂縫，而此一地表位移與裂縫發生於颱風期間，因此此一地滑與豪雨有相當高之關聯性。

■ 案例 B 台十八線五彎仔

台十八線五彎仔附近某地滑地屬風化岩塊與崩積層滑動(陳玠文等人, 2001), 該地區邊坡穩定性和滑動行為與區域性之降雨及地下水位有密切關聯。當無明顯降雨的情況下, 該地區之地表伸縮量平時約為 0.2mm/日, 當降雨量達 193mm 時地表伸縮量達 1.8mm/日, 該地區之地中傾斜觀測管管內變位速度約為 0.4~1.2mm/日, 根據研究結果對於引致明顯地地滑增量之啟動累積降雨量則為 100~270mm。

根據上述案例統計可發現, 大部分之地滑地地表或地盤中變位速度與觸發滑動之累積雨量與表 5.12 之統計結果尚稱符合, 然而欲根據經驗訂定預警基準仍有賴大量且長期之監測資料案例分析方得以定出。下表為摘錄自廖瑞堂(2001)有關於山坡地工程邊坡穩定判斷之建議管理值供參考。

表 5.12 邊坡穩定判斷建議之管理值
(廖瑞堂, 2001)

觀測項目	考量之因素	警戒值	行動值	採用監測儀器
地層移動	1.位移傾向 2.位移速度	略有一致位移 傾向 0.5mm/月	有一定位移 傾向 2mm/月	傾斜觀測管 地滑計
地下水位 及水壓	設計地下水位及 水壓	設計水壓	-	水位觀測井 水壓計
地面沉陷	容許沉陷量	不影響使用性	-	沉陷點或沉陷釘

註: 1.不同之坡地須依其地層種類及擋土型式等特性訂定管理值, 本表僅供參考。

2.各觀測值必須已排除誤差及干擾因素後再用作判讀。

■ 案例 C 山谷大填方邊坡之破壞

台二線西濱公路某路段, 原地形為 V 字型河谷, 出露地層為五指山層, 往南 300 公尺即為木山層, 在靠近海邊則有小面積之

沖積層出現。地層主要為白色極粗至中粒石英砂岩偶夾暗灰色頁岩組成。局部砂岩中石英較粗，粒徑為 0.5~0.8 公分，石英含量平均在百分八十左右，局部可高達百分九十以上。本路段附近砂岩大都形成陡峭的山嶺，在本層最上部與木山層之分界線，有一層厚約 40 公尺的灰色頁岩，常被侵蝕成狹峻的山谷。本路段附近岩層主要由中粒石英砂石偶夾暗灰色頁岩組成，岩層風化程度相當高，頁岩部分被侵蝕成峽峻之山谷。

本區之主要地質構造為崁腳逆斷層。崁腳逆斷層沿瑪鍊溪向東北延伸，經瑪鍊港內，中幅子至萬里附近出海，向西南則經外雙溪延伸至台北盆地附近消失。本斷層位於本路段西北方約 1.5 公里，此一斷層為一低角度逆斷層，呈北 60 度東之走向，斷層之斷面向東南傾斜。斷層下盤為厚層砂岩夾薄頁岩，上層則為厚層白色粗粒砂岩為主之五指山層。本斷層距本基地甚遠，對本區應無影響。

本區之後砂岩中有三組明顯的節理，其位態分別為(1)北 32 度東，向西北傾斜 76 度，(2)北 22 度西，向西南傾斜 74 度，(3)北 57 度西，向西南傾斜 84 度。此三組節理間距、開口及充填物質變化甚大。於本路段崩塌區南側一處開挖面測得岩層位態為北 72 度東，向東南傾斜 38 度，由岩層之位態及崩塌區之坡面位態，可推得崩塌區約略屬順向坡地形，此一路段於施工時進行大規模填方，填方位置主要於原山谷處，83 年 7 月間此處邊坡發生滑動，此後，地層仍持續緩慢蠕動，至 84 年 1 月間再次發生較大之下滑運動，地面產生一條落差近 1 公尺之裂縫。根據 83 年第一次滑動後至 84 年第二次滑動間鑽探與監測結果發現，滑動發生於填土與原地形界面，滑動深度最大達 11 公尺左右，根據監

測結果進行分析，可將傾斜變化量套繪於 A-A 剖面結果如圖 5.20 所示，平均滑動方向南偏東 40 至 50 度之間。

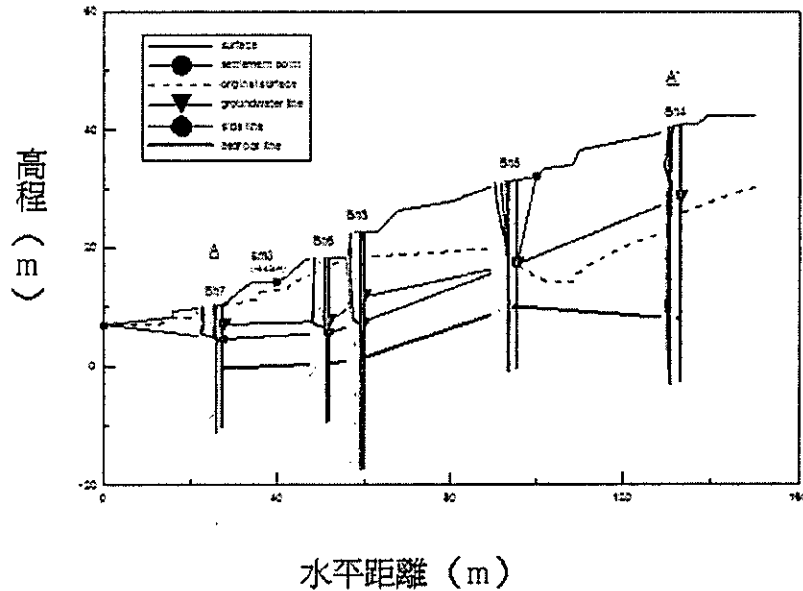


圖 5.20 案例 C 某填方邊坡滑動剖面 A-A 及傾斜觀測結果

從案例監測資料分析，孔內傾斜儀隨著監測時間增加有快速增加的現象，如圖 5.21，表示在監測過程此案例邊坡仍持續在活動，且監測過程約至 40 天左右，變形量持續增加，到了第 60 天時，變形量已從約 10mm 變形至約 70mm，此一急速增加之變形可與表 5.11 之預警基準相比較。

根據本案例多處傾斜觀測管及地表位移觀測結果，破壞前最後一次測得之傾斜觀測管管內變形速度介於 0.76~2.75mm/日，測得之地表變形速度介於 0.85~1.47mm/日，此一監測結果距離第二次發生大規模破壞時間約餘 2~3 個月。由本案例之探討可發現，本案例邊坡若能根據表 5.16 之預警基準進行適當之補強處理，應能有效抑止邊坡破壞或減少邊坡破壞之影響。

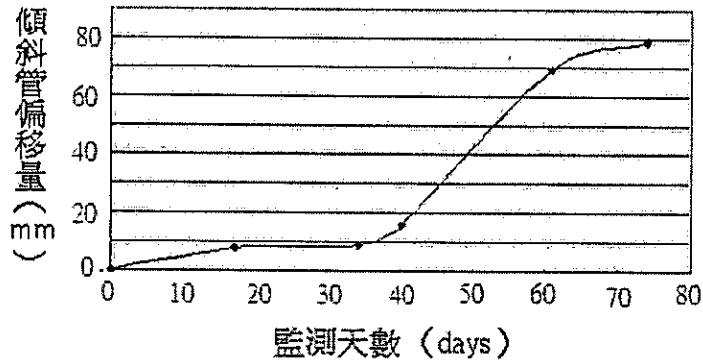


圖 5.21 傾斜儀變形量與監測時間關係圖

(2) 由位移速度與崩壞時間或由潛變模式評估變形趨勢訂定預警基準

透過潛變模式計算位移量或應變量之趨勢或由經驗統計位移速度與破壞時間之相關性，預測崩壞發生之時間歷程，亦可做為預警值訂定之參考。圖 5.22 為摘自日本高速道路調查會(1988)之邊坡位移速度與邊坡破壞時間關係圖，由位移速度與緊急處理所需反應時間之相關性即可提供訂定預警基準值重要參考。

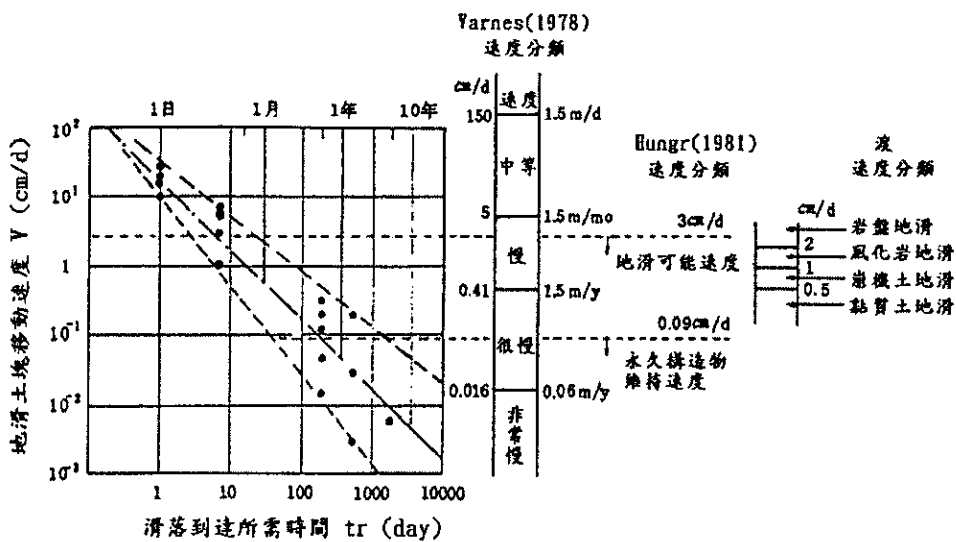


圖 5.22 邊坡位移速度與邊坡破壞時間關係圖

(日本高速道路調查會，1988)

反應時間可根據不同處理手段而有不同，此一案例之預警基準訂定方法如下：

(A) 警戒值

警戒值之設定可考慮道路邊坡問題分析評估所需時間及邊坡補強或其他處置所需反應時間，此一反應時間一般約需一周至一個月。根據日本文獻資料分析統計(圖 5.22，邊坡位移速度與邊坡破壞時間相關性；日本高速道路調查會，1988)，若採取緊急應變措施所需時間約 1 個月，應於位移速度達 5mm/day 前預警，若採取緊急應變措施所需時間約 1 週，應於位移速度達 30mm/day 前預警，並採取行動。惟透過經驗建立之圖 5.22，其變異性相當高，亦即根據圖 5.22 由位移速度推測破壞時間，可能之誤差範圍相當大。

齋藤之概略預測法(李德河，1984)可做為警戒值設定之參考。齋藤與上澤(Saito et.al., 1961)將世界各國曾發表過的潛變破壞數據加以分析整理，求出等應變速度或最小應變速度與潛變破壞所需時間的關係如圖 5.23。由圖 5.23 得潛變方程式：

$$\log_{10}t_r = 2.33 - 0.916\log_{10}\varepsilon \times 10^4 \pm 0.59 \quad (5.8)$$

上式中 t_r =潛變破壞時間(分)， ε =等應變速度或最小應變速度(%/分)。

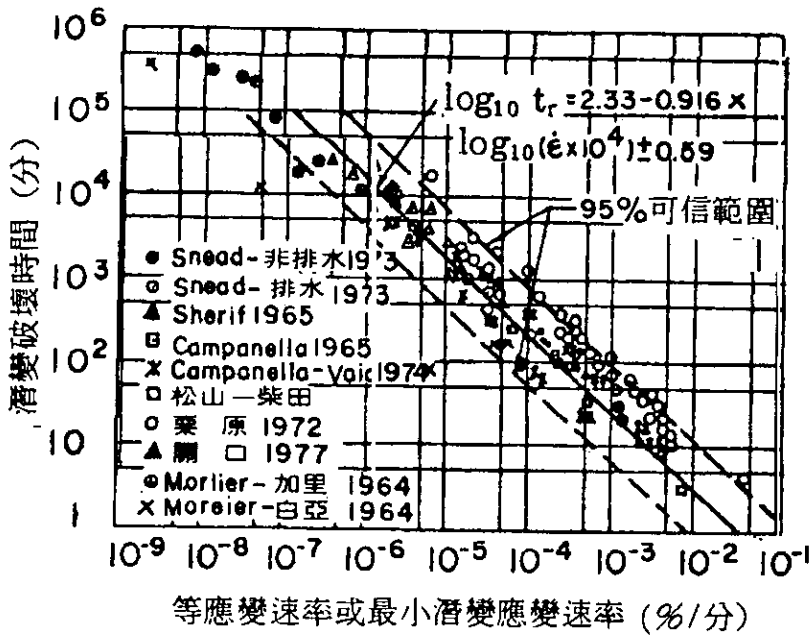


圖 5.23 二次潛變速度與潛變破壞時間之關係圖
(齋藤，1981)

當潛變繼續進行，進入三次潛變段中時，土體越近破壞其應變速度越增加，而使 $\log t_r$ 與 $\log \dot{\epsilon}$ 不再保有直線關係。然而在此段中的任意時刻 t ，土體之應變速度與該時刻到土體破壞為止所剩的殘存時間之間存在著反比例的關係，即應變速度越大表示距土體破壞時間越近。以二次潛變段中的等應變速度來求得邊坡潛變破壞時間，由圖 5.23 中顯示出 95% 可信度範圍之上下限，其所對應的破壞時間相差約 10 倍，因此於使用此一方法預測破壞時間應注意其準確性。

(B) 危險值

危險值之訂定，因可能涉及交通管制或疏散，需較為準確之預測結果，故應基於可能崩壞邊坡之監測資料累積值進行分析，不應事先訂定。齋藤之迫近預測法或精密預測法(李德河，1984)均可做為崩壞時間預測之參考。

迫近預測法乃以三次潛變段中應變速度與破壞殘存時間成反

比例的關係來餘側邊坡破壞時間的方法，此法中基準線位置的選取將會影響到預測的結果，越早進行預測工作準確性越高(Saito, 1969)

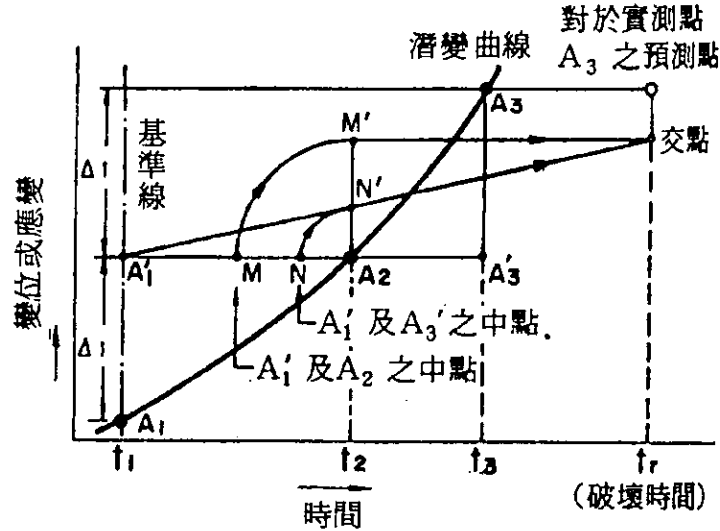


圖 5.24 迫近預測法之圖示解法 (Saito, 1979)

精密預測法主要根據應變 ϵ 與破壞殘存時間之對數值 $\log(tr-t)$ 之間成線性關係之特性，利用試誤法選定適切 $\log tr$ 值，則在半對數圖上所繪出諸多 $(\epsilon, \log(tr-t))$ 點應排列成直線，經此便可找出最可能發生邊坡破壞的時間。此種預測法之圖示手續非常簡便，同時所測定的數據皆能全部並列於圖上，始預測者能夠完全掌握現場邊坡變化的狀況，而隨時修正預測值，此法可信度可說是相當高。

■ 案例 D 日本國有鐵路與國道邊坡崩塌預測

迫近預測法準確且成功預測了日本國有鐵道飯山線高場山隧道地滑破壞，發生滑動破壞前一天，即 1970 年 1 月 21 日的 17:00，由於土體移動速度急增，日本國鐵總部及現場監視指揮部同時

發布可能發生崩壞的警告，隨後每隔一小時變進行破壞時間的預測工作，最後一次預測是在 1 月 21 日之 24:00。結果得最終預測值為 22 日的 1:30 將發生破壞，與實際的 1:24 有 6 分鐘差距，但準確度已非常高。

至於半對數表示之精密預測法亦成功使用於日本國道 33 號柳谷岩盤邊坡崩壞預測，1979 年 7 月及 8 月中，在日本國道 33 號柳谷村中發生二次岩盤破壞。在 7 月 20 日發生的崩壞中，當天 6:00 時所預測得知結果為 $t_r=8:00$ ，在 9:00 時又預測得 $t_r=12:00$ ，可是在 9:28 時岩體就發生崩壞。預測值與實際值監的偏差可能是由於岩盤坡面有極不規則的移動方式所造成。8 月 27 日發生第二次崩壞，在 12:00 以前車輛還是照常通行，但在 12:00 的解析中預測得崩壞時間為 12:30，於是立即下達禁止通行令，關閉交通，實際的崩壞事發生在 12:50，因此此一預測與預警可說是相當成功。

由上述諸例，可知破壞時間的預測工作，可進行到非常接近破壞之處為止。然而土體移動並不意味著其必將發生崩壞或大滑動，有些邊坡土體發生鬆動現象，以致被判定為非崩壞不可，可是突然中途停止滑動而暫保平穩之事亦常見。所以非到最後關頭，是無法預料滑動土體在下一階段中將有何種行為發生。

依經驗而言約為數十天左右。若破壞預測在實際破壞發生前一週進行的話，其準確度在 2 至 3 日的範圍內。若是崩壞的前一天做預測的話，則可預測破壞時刻到數個小時的範圍內。然而此一預測方法有賴於自動監測擷取到破壞為止之監測數據方得以竟其功。

上述之預警值訂定，應進一步將地質條件納入考慮。根據藤

原(1976)針對地滑地質區分為岩盤、風化岩、崩積土、黏質土四大類。四大類之崩壞運動速度分別為：岩盤 $>20\text{mm/day}$ ；風化岩 $20\sim 10\text{mm/day}$ ；崩積土 $10\sim 5\text{mm/day}$ 及黏質土 $<5\text{mm/day}$ 。因此利用上述崩壞速度及反應時間訂定預警基準值，可將四類不同地質條件之運動速度不同納入考慮。亦即岩盤崩壞之預警基準訂定應選擇較黏質土為保守。

(3)由預測之邊坡變位量訂定預警基準

精確之變形特性掌握將使得此一預警基準訂定方法變為可能，對於屬於漸進式破壞控制之邊坡而言，位移之增加將伴隨安全係數之降低，因此變形量亦適於成為預警值訂定之物理量。依據此模式進行預警基準訂定方法兩案例分別示於後。

■ 案例 E 填方邊坡上方加勁路堤及路堤基礎加固

案例 C 之邊坡崩塌後經重新整治，以加勁方式構築路堤，其基礎佈設地錨與排樁以防止邊坡位移，為瞭解路堤工程穩定性，此處將進行長期監測邊坡穩定性(目前尚未開始監測)，此一案例之剖面及三支傾斜觀測管 A、B、C 監測位置如下圖：

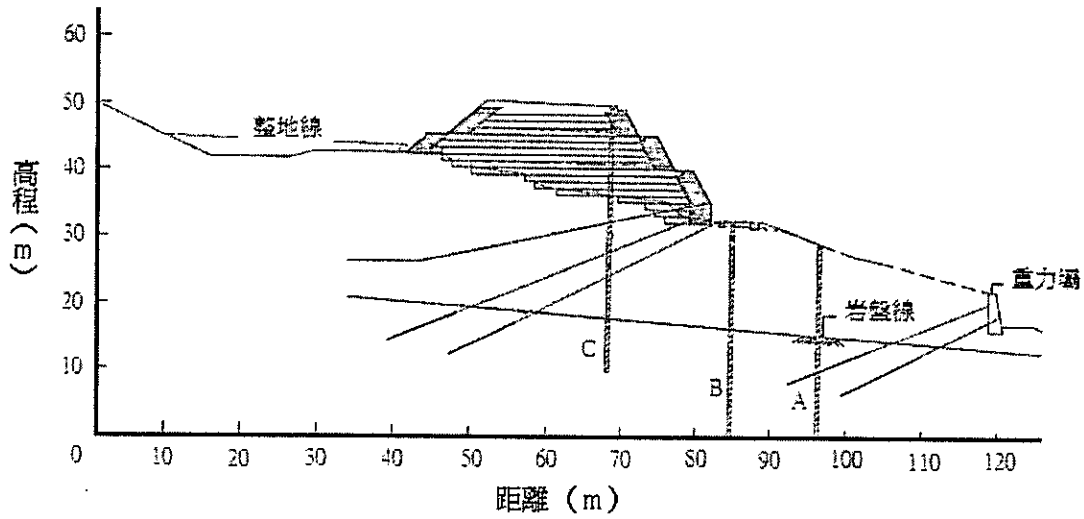


圖 5.25 案例 E 加勁路堤邊坡監測剖面

根據有限元素程式 PLAXIS 分析(PLAXIS 設計參數如表 5.13)
 ，可進行此一邊坡之現象模擬，首先利用本邊坡整治前崩塌現象
 與記錄作參數校正分析。根據上述參數校正分析變位預測如圖
 5.26，此一分析結果最大地表位移量約為 0.76m。此一結果與案
 例 C 中 84 年 1 月間發生第二次下滑運動，最大地表位移量達 1
 公尺之結果相接近，因此後續分析採用表 5.13 之參數進行分析。

表 5.13 PLAXIS 設計參數

	乾單位重 [kN/m ³]	濕單位重 [kN/m ³]	楊氏模數 [kN/m ²]	柏松比 nu	凝聚力 [kN/m ²]	摩擦角 phi
岩盤	22	22	40000	0.3	10000	0
填方土	16	20	8000	0.3	1	30

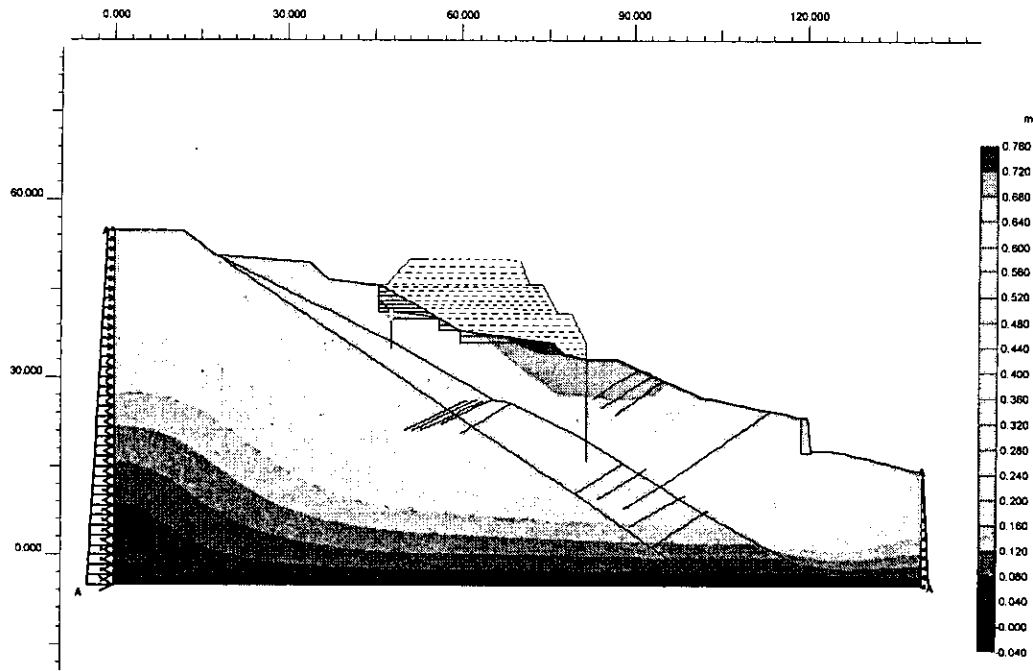


圖 5.26 加勁路堤未施作前變形分析結果

根據設計條件，重新分析此一加勁邊坡之位移量，可發現變形將能控制於 5mm 左右(如圖 5.27)，然而若保護措施突然失效，變形量可能高達 85cm(如圖 5.28)，常時變形量應介於此二條件之間，此一分析結果可做為預警基準訂定之參考。

根據圖 5.28 預計設置之三支傾斜觀測管位置處進行變位預測，分析結果最大水平位移量分別為 0.71m；0.75m；及 0.76m，水平位移圖分別如圖 5.29~圖 5.31 所示。

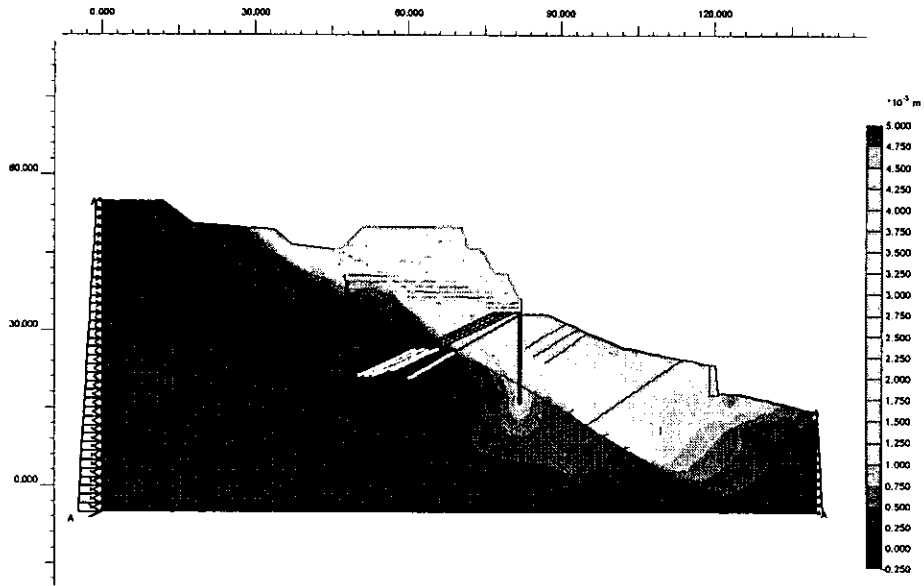


圖 5.27 加勁路堤於設計條件下變形分析結果

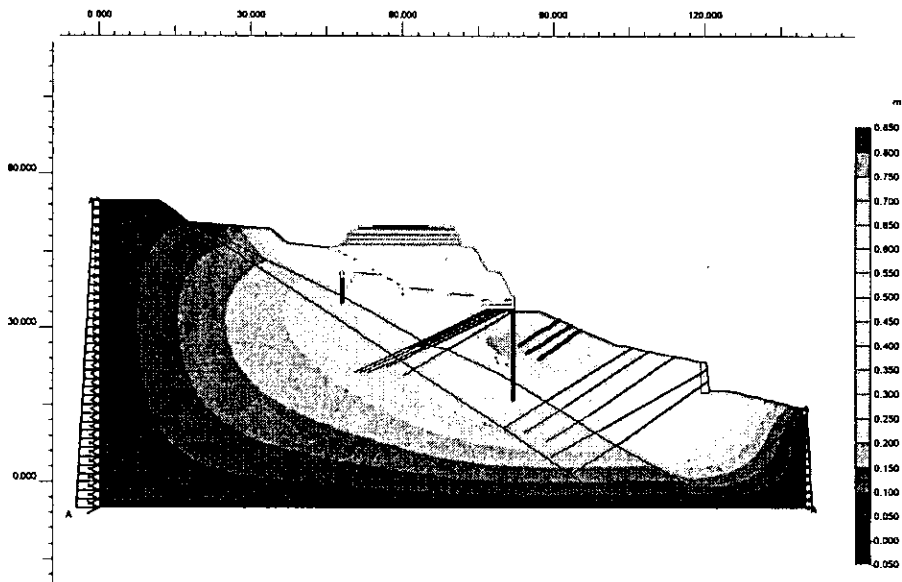


圖 5.28 加勁路堤於設計條件下保護措施失效時變形分析結果

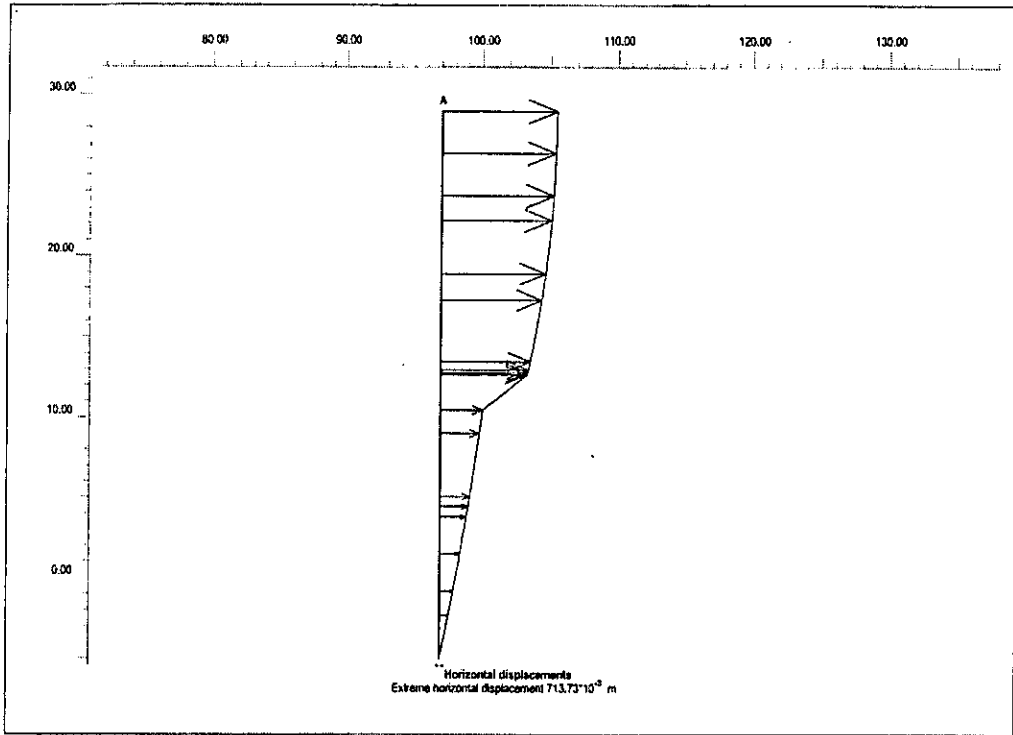


圖 5.29 傾斜觀測管 A 位置水平位移預測

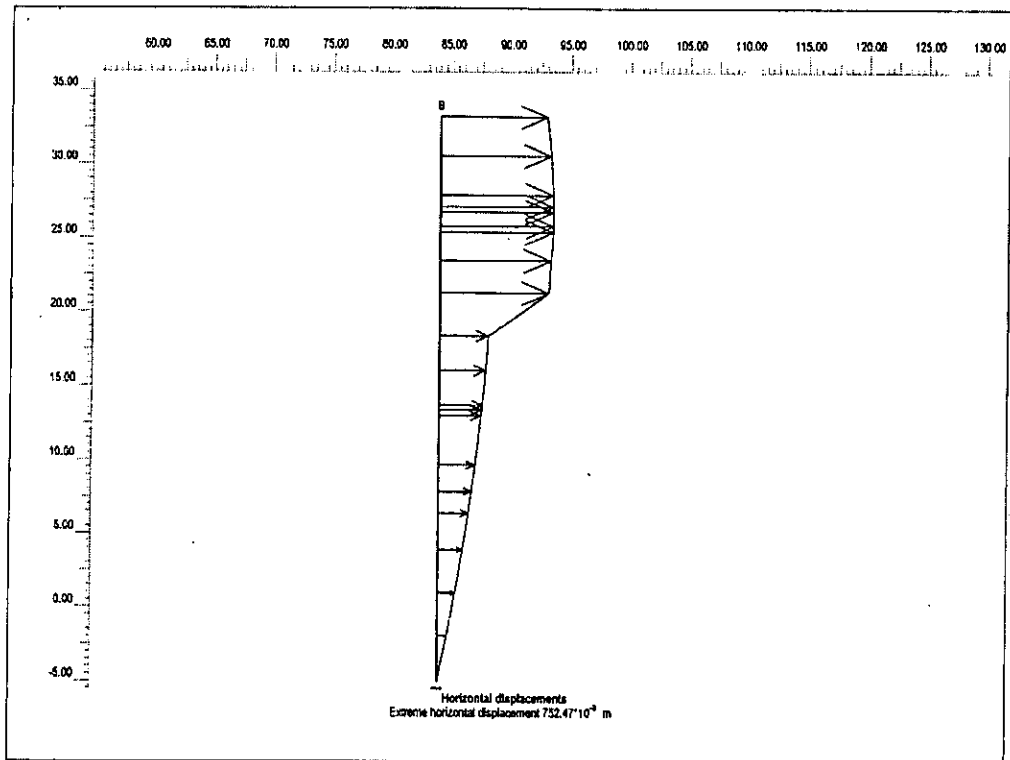


圖 5.30 傾斜觀測管 B 位置水平位移預測

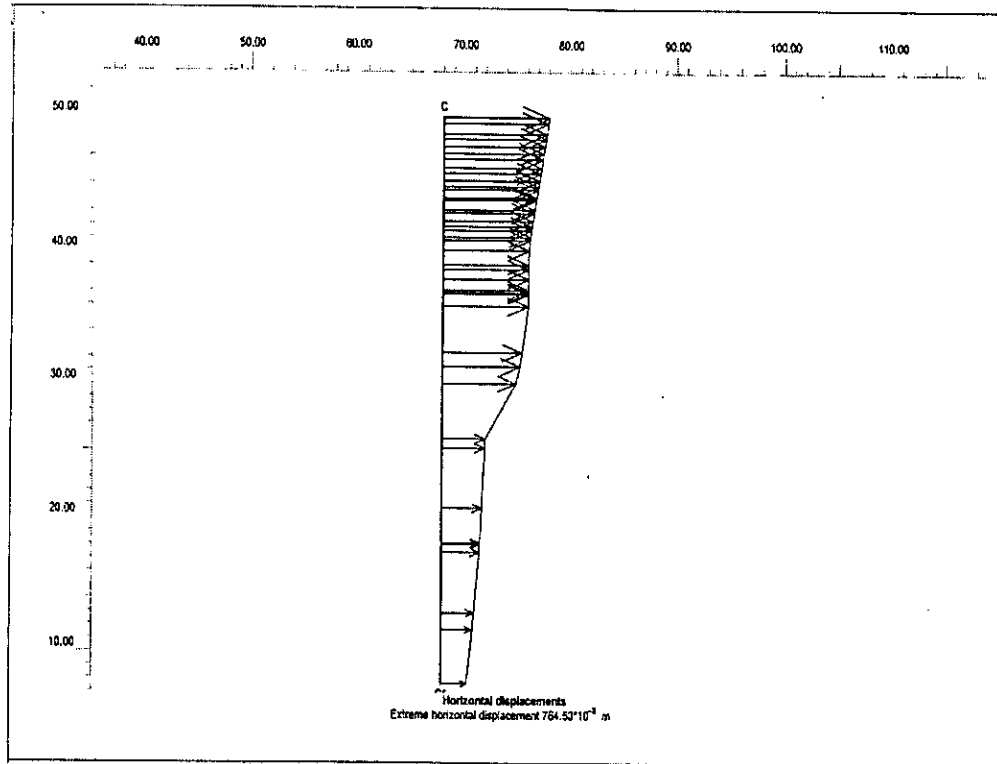


圖 5.31 傾斜觀測管 C 位置水平位移預測

根據邊坡位移預測計算結果可做為預警基準訂定之參考。以此案例為例，可利用最大預測變位量之百分比做為最大允許位移量，並做為預警基準值訂定之參考，預警基準亦可由地表最大位移加以訂定。當最大允許位移量訂出後，預警基準亦可透過各階段所需處置反應時間為基礎，反推變形速度之預警基準。

■ 案例 F 岩釘保護之岩石邊坡

本邊坡為路塹開挖邊坡，出露地層為五指山層，距離案例 C 約 1 公里左右，岩層走向與道路中心線一致，因此道路一側為順向坡，另一側則為逆向坡(如圖 5.32)。現況照片詳見圖 5.33~5.34。本案例層面位態為北偏東 45 度，向東傾 48 度；坡面位態為北偏東 55 度，向東傾 46 度，因岩層傾角略大於邊坡開挖傾角，因此研判此一邊坡岩層面破壞之機會較低，較可能之破壞模式為風

化岩層之淺層破壞。此一邊坡地質剖面請參考圖 5.35。

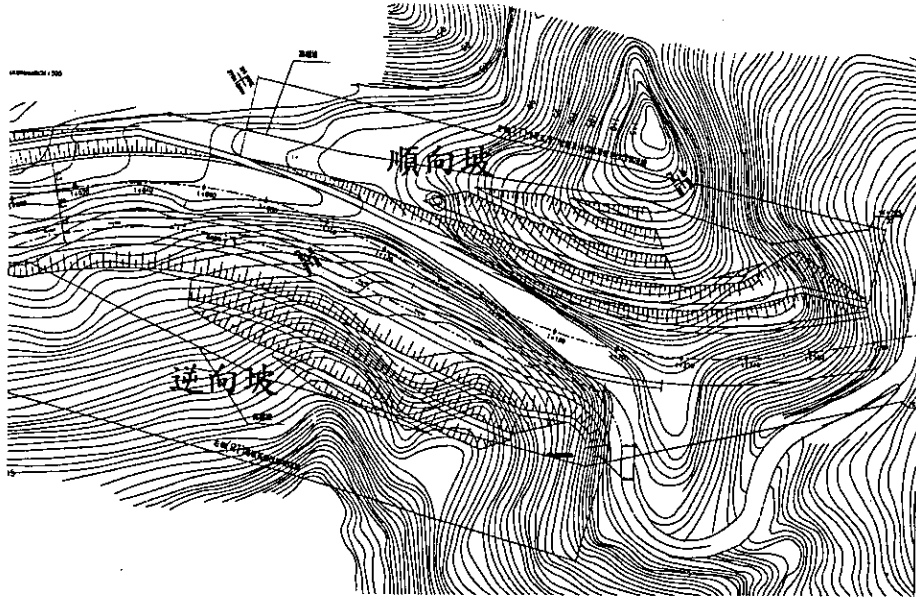


圖 5.32 案例 F 之道路平面圖

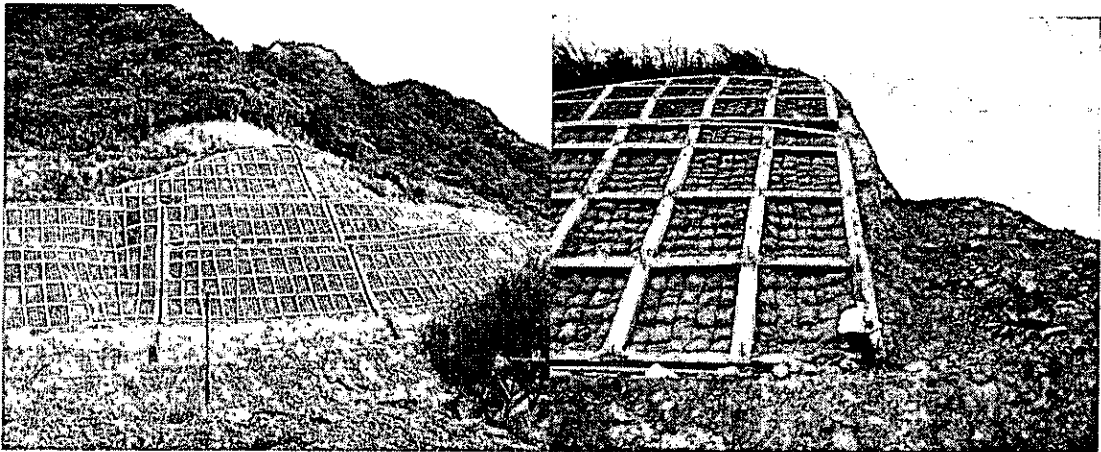
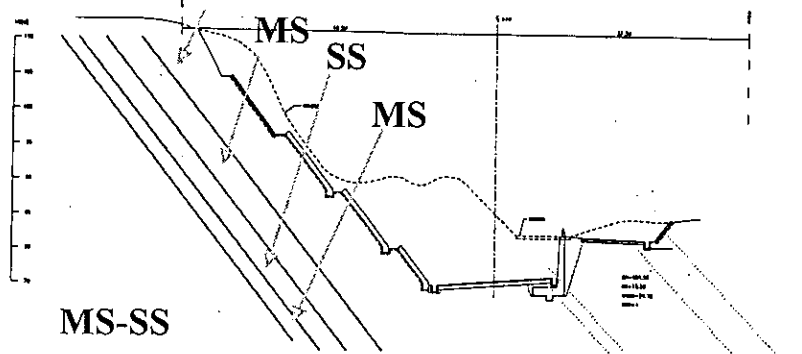
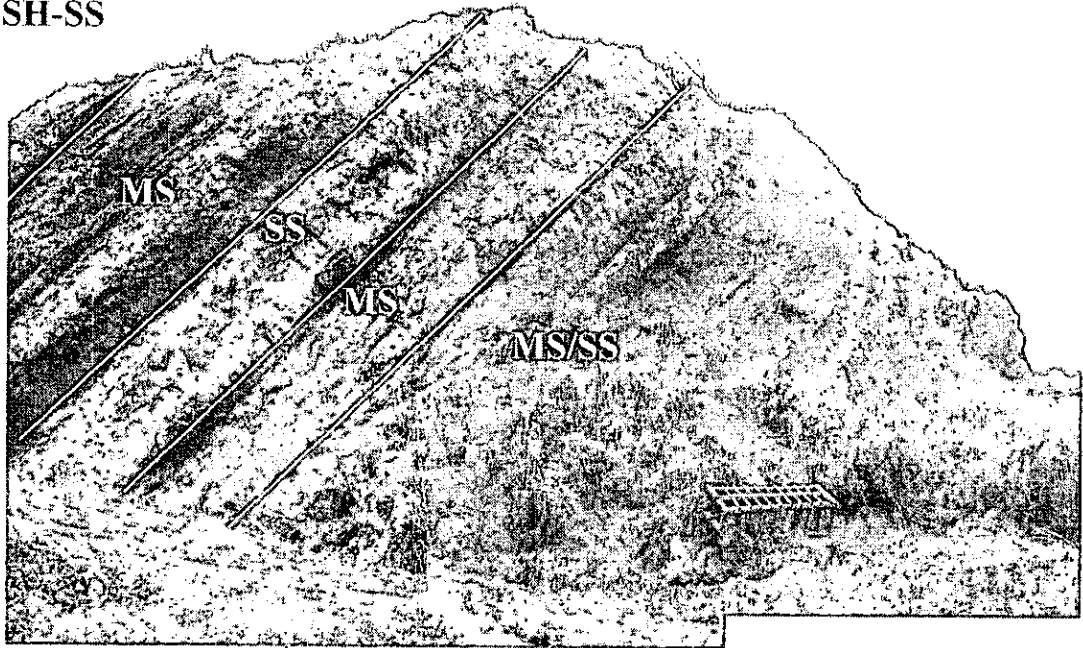


圖 5.33 逆向坡(左)與順向坡(右)側道路邊坡現況

SH-SS



MS-SS

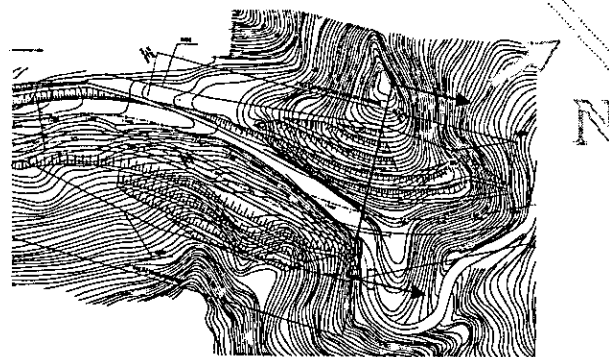


圖 5.35 順向坡側道路邊坡地質剖面圖

前一案例之分析邏輯亦可應用於本案例岩盤邊坡，若以有限元素程式 PLAXIS 分析案例 F(分析參數同表 5.13)，考慮分階段開挖及第一階岩釘功能喪失後之邊坡變形性，分析邊坡位移結果如圖 5.36，由圖 5.36 可知若部分擋土措施功能喪失則最大預測邊坡位移量為 65mm。

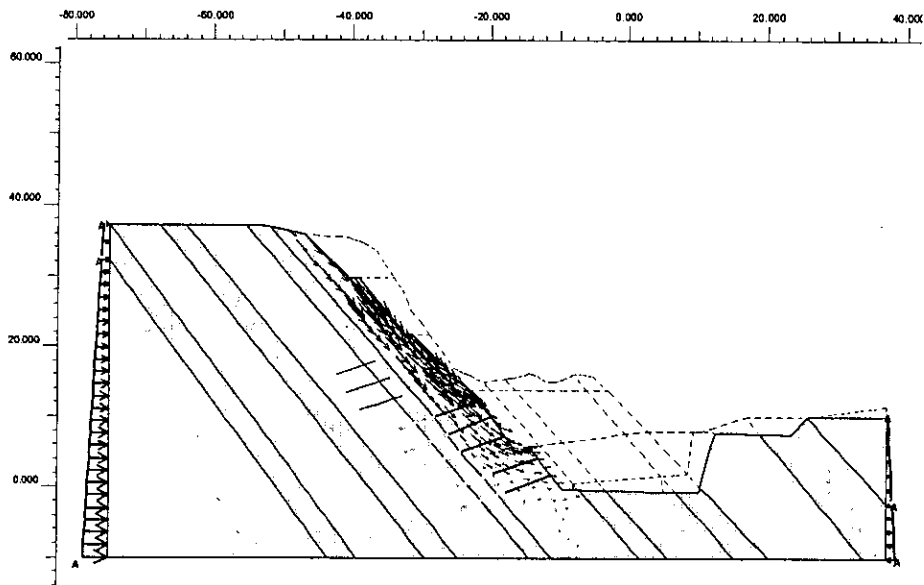


圖 5.36 案例 F 岩石邊坡位移預測分析圖

根據圖 5.36 之地表位移量之預測值，即可做為最大地表位移之預警值、警戒值及危險值之訂定參考。參考案例 E，透過各階段所需處置反應時間為基礎，亦即可據以訂定變形速度之預警基準值。

然而此類分析方法之準確性完全取決於參數選擇，因此，預警基準之設定應與長期觀測資料分析評估後，進行檢討，若能配合施工中之分階段開挖進行監測值之分析回饋，則參數之選擇將較為可信。另一方面，此一分析方法無法模擬邊坡滑動乃為剪力帶形成之特性，亦應做為分析者應用於預警值訂定時之考量。

(4)以累積降雨量或降雨強度訂定預警基準

降雨與邊坡崩壞之相關性眾所皆知，此一影響基於地表逕流之沖刷及雨水入滲增加水壓力、降低有效應力。此一方面預警值可利用經驗值統計迴歸降雨量與邊坡崩壞關係，藉以訂定預警基準，惟此一方法需累積地區性經驗，且與監測邊坡之地質、水文地質、水文、地文、氣象條件相當有關。

地盤工程學會(1998)蒐集降雨記錄與邊坡崩壞之相關性文獻，提出邊坡產生(1)表層崩壞、(2)深層崩壞和(3)填土崩壞與降雨特性之關係如圖 5.37 所示。

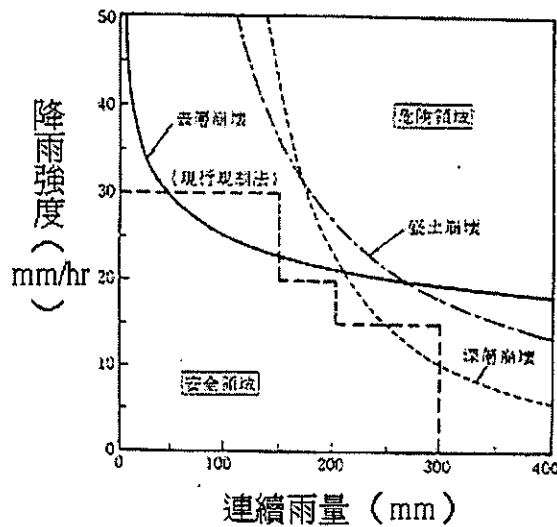


圖 5.37 臨界雨量曲線
(地盤工程學會，1998)

其中影響邊坡滑動之降雨特性以降雨強度及累積降雨量為主。降雨預警基準之危險值訂定，可分別依據該邊坡地層特性或滑動不同機制，如表層崩壞、深層崩壞和填土崩壞邊坡，參考圖 5.37 之觀念根據統計加以訂定，至於警戒值與預警值則可考慮以適當平行上述曲線之臨界雨量線視邊坡因降雨而滑動之敏感性加以訂定。

■ 案例 G 澳洲 Illawarra 地區的 Wollongong 城市崩積層邊坡

澳洲 Illawarra 地區的 Wollongong 城市，亦透過觀測之降雨量與邊坡位移之相關性，建立降雨特性與地層滑動之相關性。此一區域西方有 300~500 公尺的峭壁由砂岩所組成，本研究地區的山崩型式很複雜並多樣，如土石流、岩屑滑動、岩屑流動、岩石墜落及複合形運動，自從 1995 發展山崩資料庫後有 478 個山崩記錄，不同山崩的頻率便能夠從這個資料庫而被估計。研究區西方峭壁坡址上堆積有厚度不一的崩積層，並有濃密的植物覆蓋其上。本研究地區主要以潛移型的滑動為主，大多皆在激烈的豪雨之後發生，在累積降雨量很高之後，會產生超額孔隙水壓，進而觸發了本地的山崩，主要滑動面為崩積層與岩盤之介面，滑動深度約為 1.5~8 公尺，此一區域邊坡潛移運動平均滑動為每日 0.1~15.6mm 以下。傾斜觀測管內之位移速度一般時期約為 0.0002~0.07mm/日，尖峰變形速度約為 0.0036~2.09 mm/日。

根據 24 小時、7 日、30 日、60 日、90 日及 120 日的累積降雨量，並與傾斜儀監測的資料相結合，可以決定觸發山崩的降雨量門檻如圖 5.38。因邊坡移動緩慢而不可由視覺觀察的出來的，故此一區域於 23 個地點設置有 57 支傾斜儀與水壓計，觀測其間已達十數年之久。

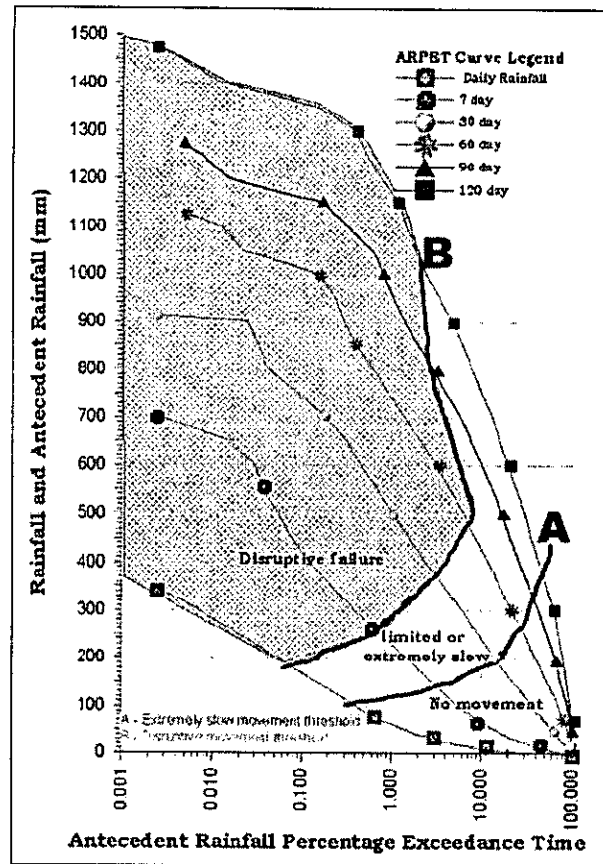


圖 5.38 澳洲 Wollongong 城市附近地層滑動觸發之降雨
(Phil Flentje and Robin Chowdhury, 2002)

Wollongong 大學使用降雨量分析與觀察方法來監控與預警山崩，在 1998 年 8 月的暴風雨期間，於山崩發生前 12 小時發出警報，撤離了約 130 位居民，成功預警。上述研究成果可做為利用降雨特性做為邊坡滑動之預警基準，若欲以圖 5.38 做為預警基準訂定之參考，則可考慮以 B 線為危險值，至於注意及警戒之階段設定可以 A 線與 A 線與 B 線之間做為參考值。

然而，不論欲以圖 5.37 或圖 5.38 做為預警基準訂定之參考，統計分析時均應將地層條件與不同邊坡崩壞機制分開考慮。其中，降雨引致岩盤滑動之情況較為特殊，以下另以一處道路順向邊坡滑動案例加以探討。

■ 案例 H 新建高速公路順向坡滑動

本案例開挖日期為 90 年 3 月，在 90 年 7 月 30 日桃芝颱風侵台時，邊坡坍塌，造成原本安設好的監測儀器全部毀壞，也使得邊坡上的格樑地錨完全脫落，造成巨大損失，經過近年的搶救，終於在 91 年 10 月整治完畢，監測儀器也能持續監測。

此道路工程為路塹開挖，道路兩側北上坡側為順向坡，南下坡側則為逆向坡，因此，在逆向坡上除零星破碎外，並無大規模破壞，而在順向邊坡側則於桃芝颱風來襲時大量滑動，造成施工單位嚴重損失。本案例之道路平面圖如圖 5.39 所示，桃芝颱風後搶修中之照片則如圖 5.40 與圖 5.41 所示。

此案例地質狀況為台地卵礫石層下覆灰黑色泥岩與黃棕色砂岩夾泥岩，兩者間以不整合接觸。本案例崩塌邊坡剖面圖如圖 5.42 所示，滑動介面為泥岩，豪雨來襲泥岩軟化結果，才造成大規模滑動，原設計以坡面植生與格樑地錨為主(如圖 5.43)，目前施工單位已修復完成，除了排樁與石籠護坡外，也利用透水材料的回填與增設地下排水盲溝，降低邊坡地下水以增加邊坡穩定性。

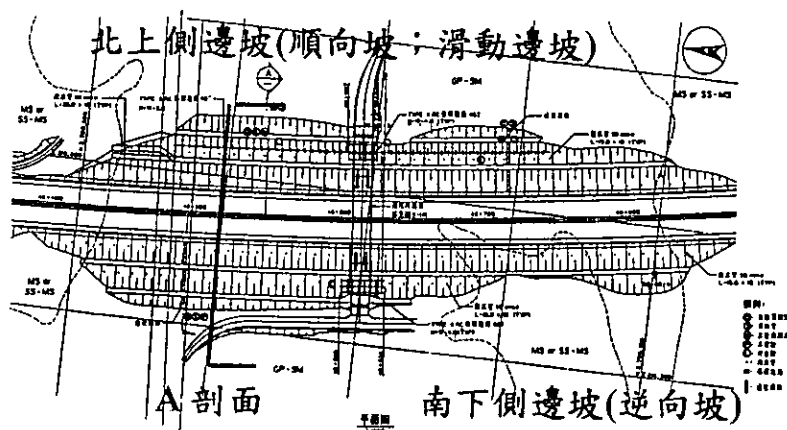


圖 5.39 案例 H 道路平面配置圖

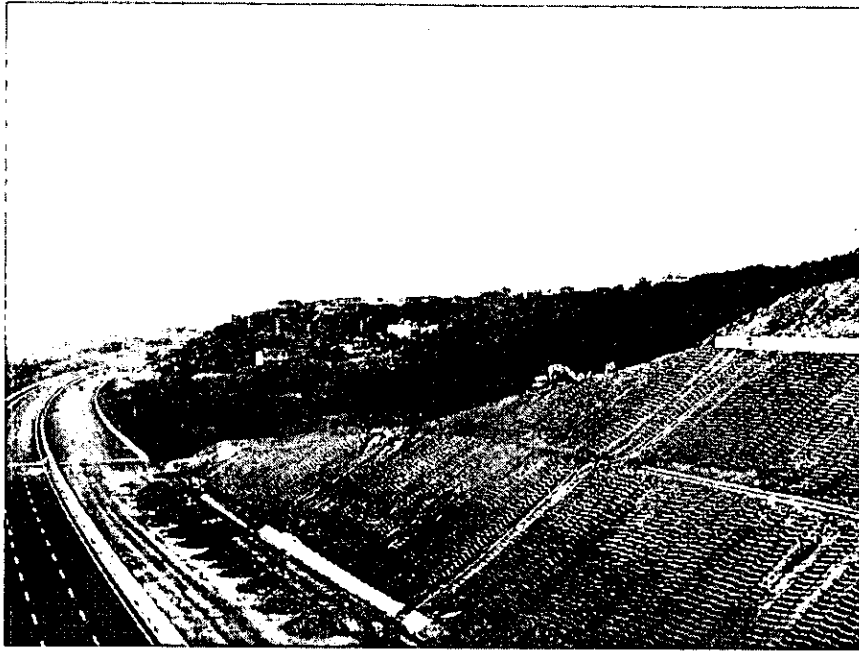


圖 5.40 案例 H 道路北上側邊坡，桃芝颱風後整治過程，南往北拍攝

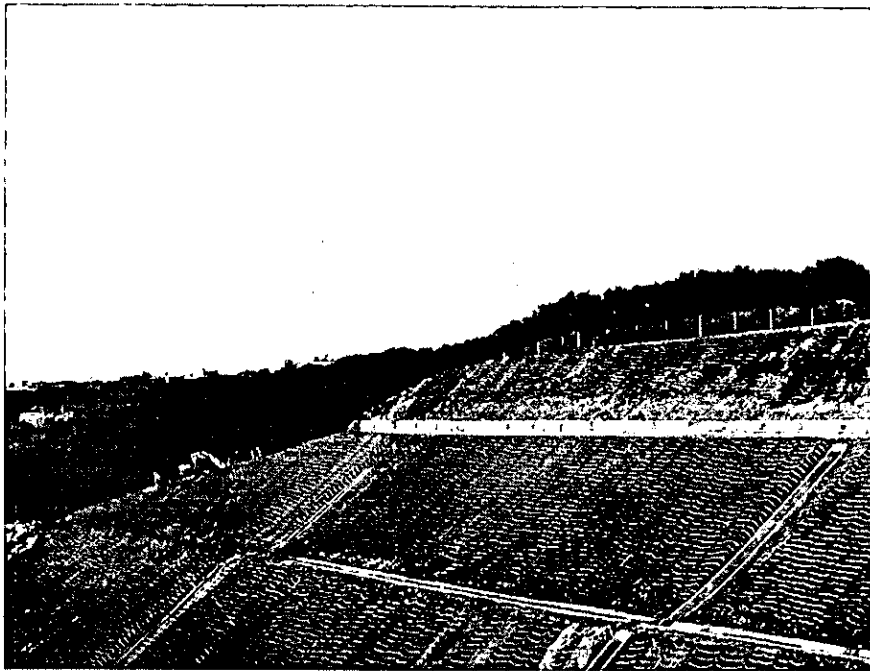


圖 5.41 案例 H 道路北上側邊坡上緣，與上圖相同拍攝方向

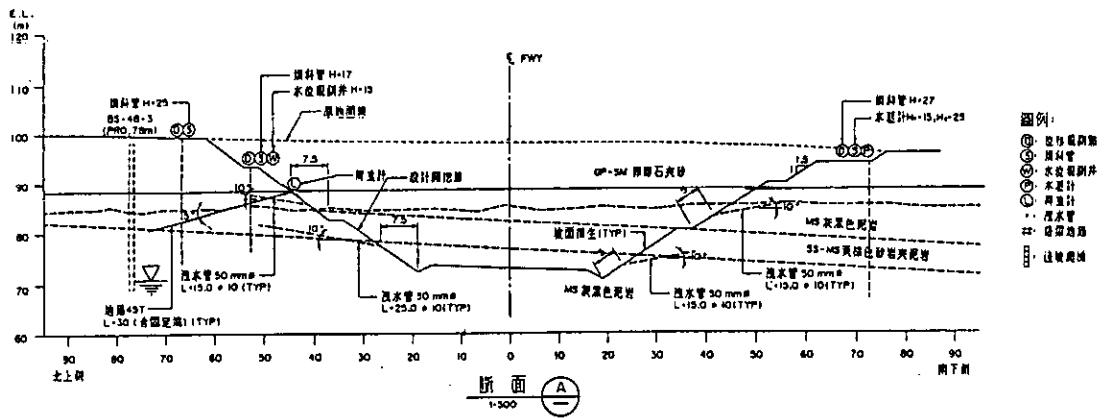


圖 5.42 案例 H 邊坡破壞地質破面與監測配置圖

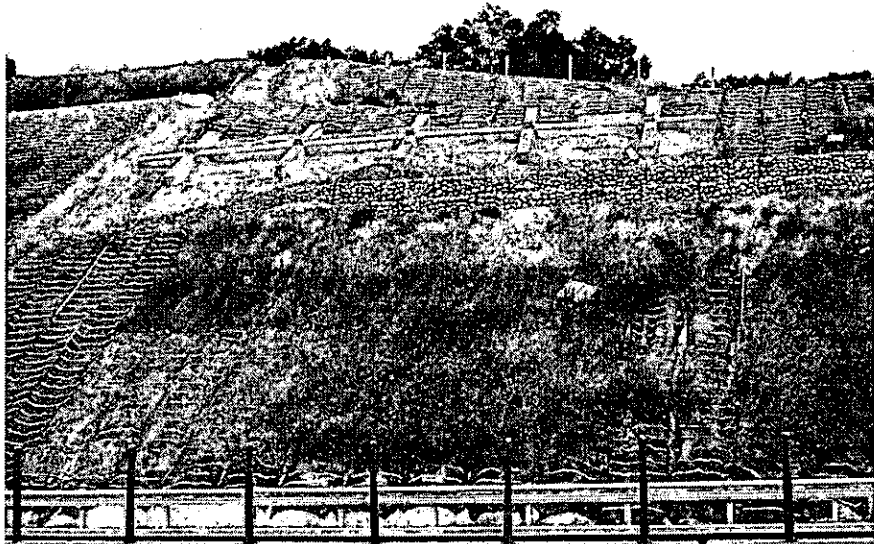


圖 5.43 修復完工後尚保留颱風後未破壞部分橫格樑地錨

本案例邊坡破壞於 7 月 30 日，當天因颱風帶來豪雨，累積降雨量 359.5mm，最大時雨量為 86.5mm/hr，當晚 11 點即造成邊坡破壞，事前監測儀器(手動)監測值並未表現出跡象可供預警。為探討本案例邊坡崩壞與雨量之相關性，本研究蒐集中央氣象局通霄土城氣象站自 2001 年 3 月份起至 2001 年 7 月份止之降雨資料(如表 5.14)。

圖 5.44 為三月份起開挖至桃芝颱風來襲間單日降雨量與水位觀結果情形。圖 5.45 為累積雨量及水位觀結果情形。由圖可發現地下水位趨勢與降雨事件有其相關性，但地下水位上升幅度相當低，142 天之水位變化幅度不及 1 公尺。此一結果可能與觀測井埋設位置有關。茲將 160 天左右之降雨事件按累積雨量大小及逐日降雨資料排序，排序圖如圖 5.46 與圖 5.47。2001 年 4 月 22 日及 7 月 30 日之逐時降雨組體圖詳圖 5.48 與圖 5.49。



表 5.14 通霄土城氣象站雨量資料整理表

起始日期			終止日期			每場降雨之單日降雨量(mm)										總和
年	月	日	年	月	日											
2001	3	8	2001	3	8	5.0										5.0
2001	3	11	2001	3	12	3.5	2.5									6.0
2001	3	21	2001	3	21	5.5										5.5
2001	3	25	2001	3	25	25.5										25.5
2001	3	27	2001	3	28	34.0	2.5									36.5
2001	4	3	2001	4	11	36.0	6.5	1.5	1.0	2.0	23.5	2.0	6.0	16.0		94.5
2001	4	16	2001	4	23	1.0	0.5	14.0	8.0	129.0	31.0	5.0	0.5			189.0
2001	4	25	2001	4	26	0.5	2.0									2.5
2001	5	3	2001	5	3	0.5										0.5
2001	5	7	2001	5	10	3.5	4.0	10.5	8.0							26.0
2001	5	14	2001	5	14	1.0										1.0
2001	5	18	2001	5	22	9.0	10.5	24.0	0.5	36.5						80.5
2001	5	29	2001	5	31	10.5	6.0	0.5								17.0
2001	6	2	2001	6	2	8.0										8.0
2001	6	5	2001	6	5	0.5										0.5
2001	6	13	2001	6	15	17.5	49.0	4.0								70.5
2001	6	20	2001	6	20	9.0										9.0
2001	6	23	2001	6	23	3.5										3.5
2001	6	25	2001	6	26	2.5	1.0									3.5
2001	7	4	2001	7	4	1.0										1.0
2001	7	6	2001	7	6	6.5										6.5
2001	7	10	2001	7	10	0.5										0.5
2001	7	12	2001	7	12	10.5										10.5
2001	7	17	2001	7	17	8.5										8.5
2001	7	25	2001	7	26	2.5	3.0									5.5
2001	7	30	2001	7	31	359.5	3.5									363.0

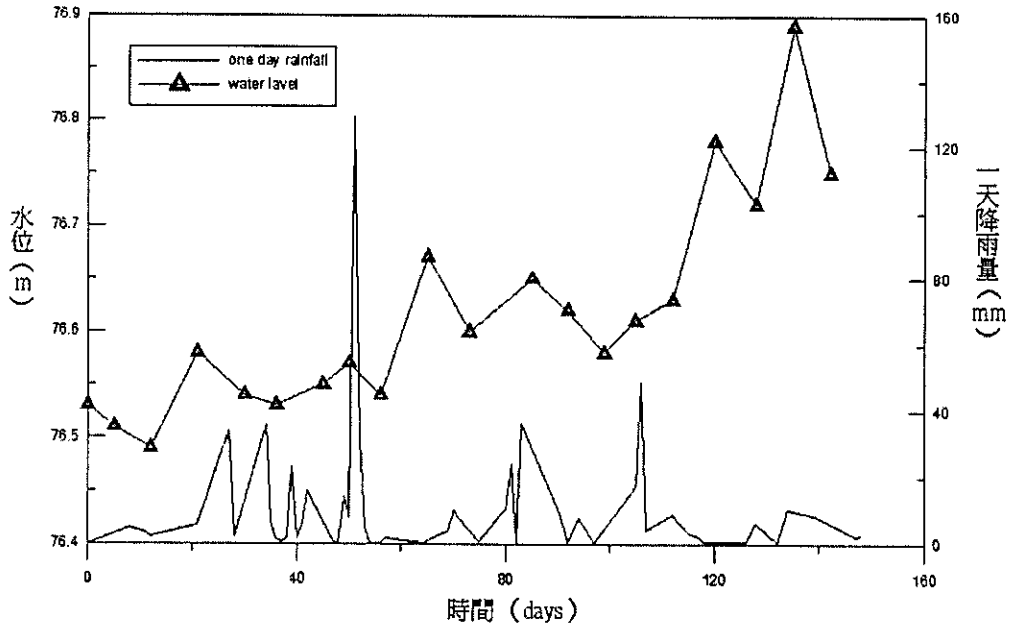


圖 5.44 通霄土城氣象站單日降雨量與水位觀結果

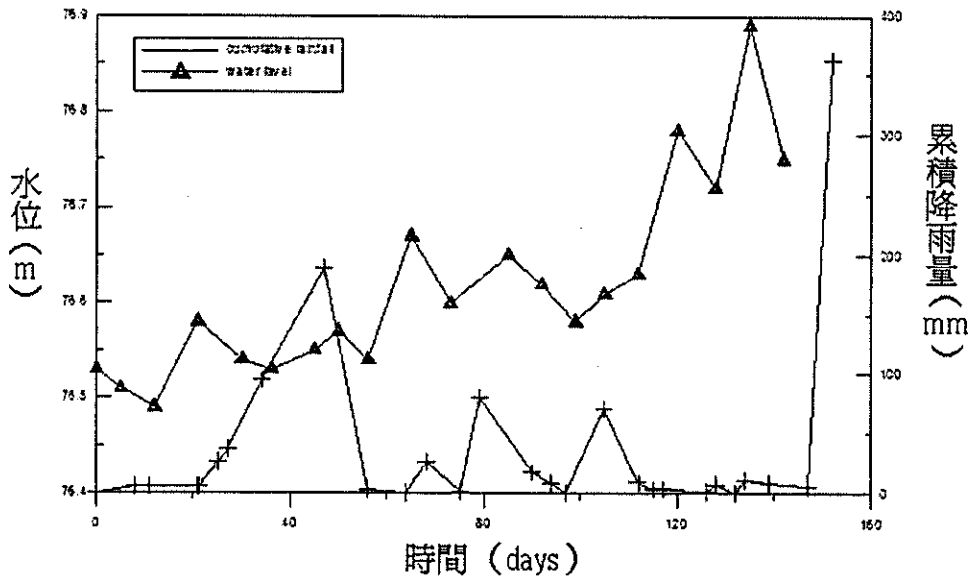


圖 5.45 通霄土城氣象站累積雨量及水位觀結果

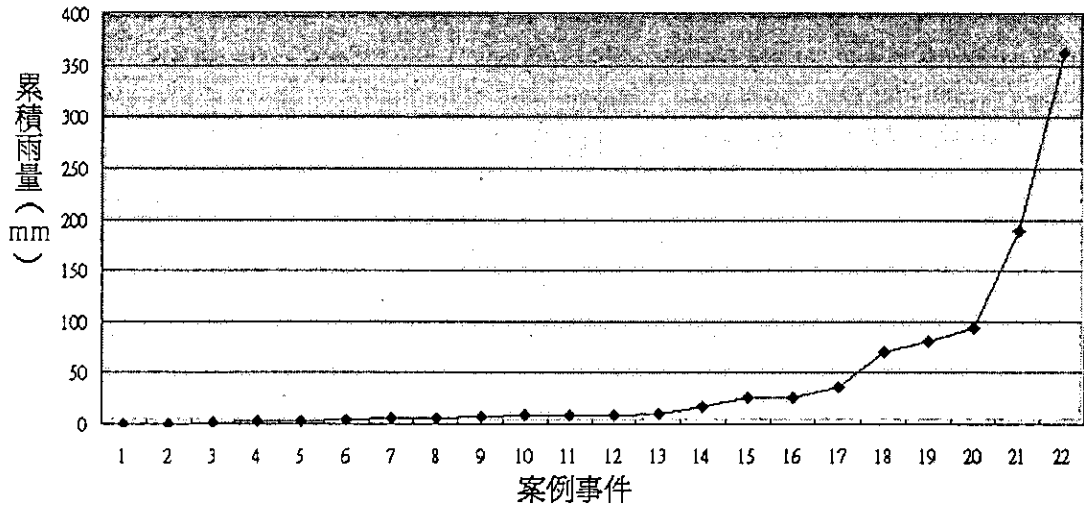


圖 5.46 邊坡開挖至桃芝颱風來襲間通霄土城氣象站降雨事件按累積雨量大小排序圖

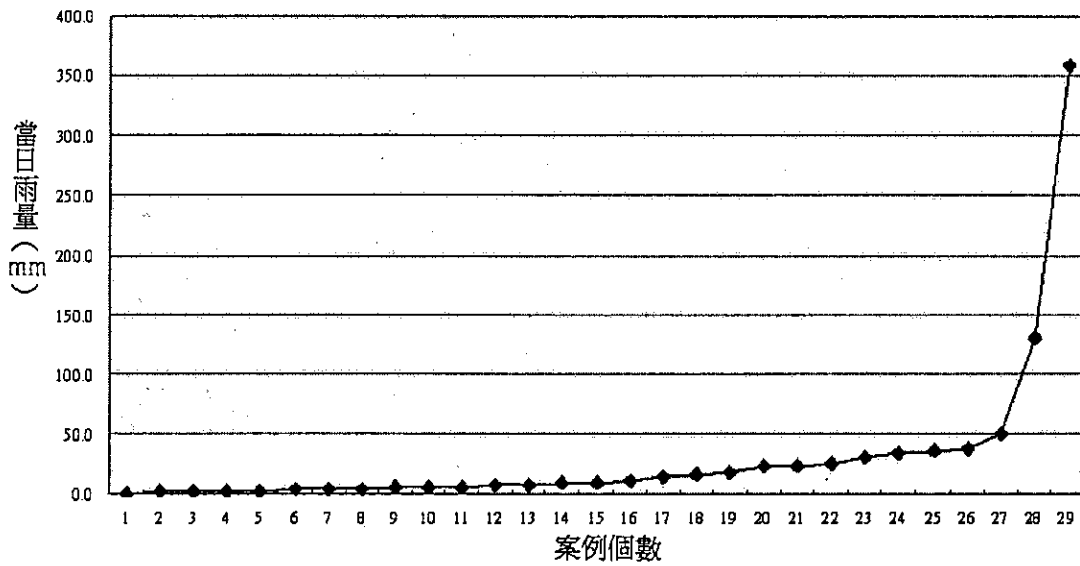


圖 5.47 邊坡開挖至桃芝颱風來襲間通霄土城氣象站降雨事件依當日雨量排序圖

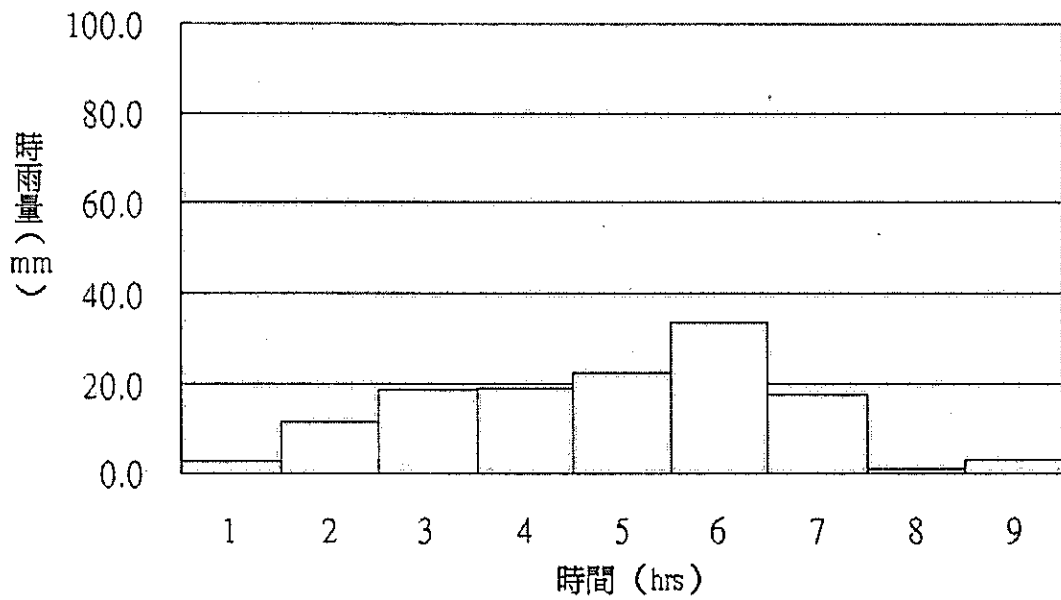


圖 5.48 2001 年 4 月 22 日通霄土城氣象站之降雨組體圖

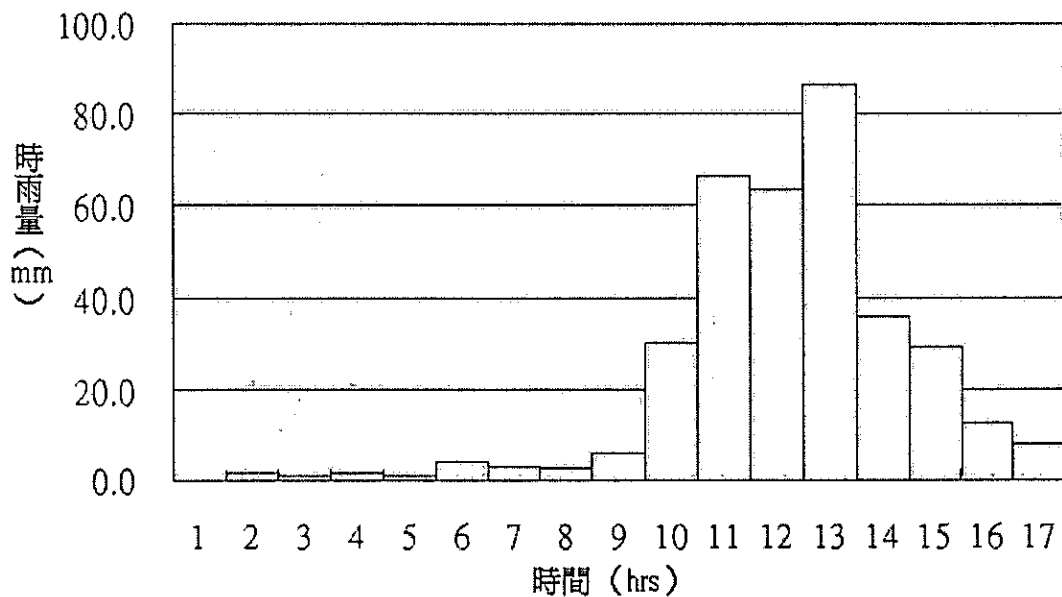


圖 5.49 2001 年 7 月 30 日通霄土城氣象站之降雨組體圖

由圖 5.44 與圖 5.45 可知該邊坡開挖後約 45 天，曾經遭遇一場累積雨量近 189mm 之降雨，單日降雨量達 129mm，另一方面，根據逐時降雨資料分析，最大降雨強度為 33.5mm/hr，然而卻未造成此邊坡大規模滑動，因此，累積雨量 189mm、單日降雨量

129mm 及降雨強度 33.5mm/hr 是預警基準值訂定之重要指標。

本案例屬順向坡岩層滑動，根據案例分析可考慮以累積雨量 150mm 為預警值，200mm 為警戒值，250mm 為危險值。降雨強度則可考慮以時雨量 35mm/hr 為預警值，60mm/hr 為警戒值，85mm/hr 為危險值。若本案例有即時位移或水位資料，則可能進一步分析實際觸發邊坡位移之雨量與地下水位，以提高預警基準訂定之可信度。

由本研究案例發現，此一邊坡破壞速度屬於立即性。在破壞當日下午 3 點為當日最大時雨量(86.5mm/h)，而當時累積雨量已達 268.5mm，而根據當地居民口述破壞時間為當晚 11 點，因此若在時雨量與累積雨量達某特定值時發布警戒避難警告，以本案例而言尚有 8 個小時足夠做為人員交通管制，因此，在人員損傷上能造成最少損失。因順向坡邊坡破壞之發生速度極快，若欲提早預警，則可能必須透過準確度較低之間接預測法(如降雨)做為預警指標，否則，變形或其他監測資料擷取與傳輸必須是即時性。未來針對可能發生突發性坍塌之邊坡滑動，可利用即時性降雨資料發布警告，也可透過地質條件近似的邊坡做一預警值整理，針對未來有相同性質之邊坡則可以套用，利用越多筆相似邊坡破壞資料做為統計回饋，預警基準值的準確度就會大大提昇。本案例完工後之照片如圖 5.50 所示。本案例水位與傾斜觀測均屬於手動記錄式的，破壞發生前很多可進行案例分析之重要參考資料均未取得，相當可惜，因此為進行此類順向坡之預警或學術研究，水位與位移即時監控確有其必要性。

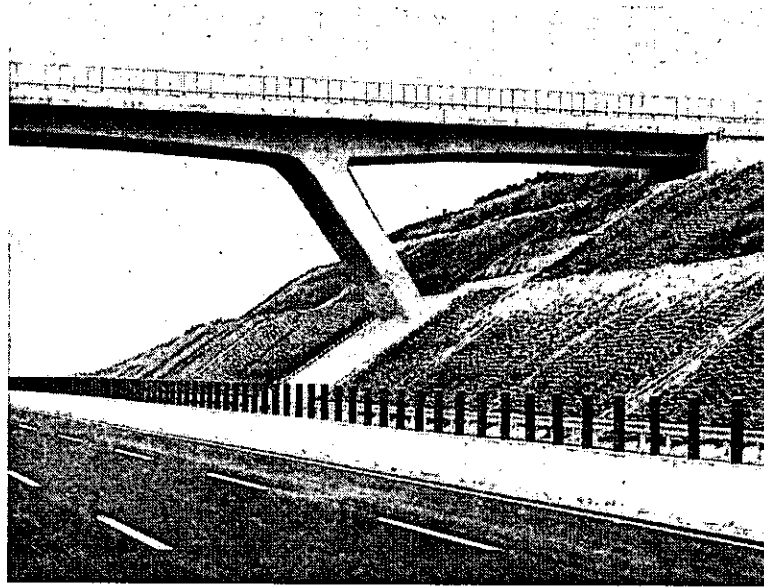


圖 5.50 案例 H 邊坡修復完工後之情況

(5) 根據孔隙水壓或水位訂定預警基準

邊坡破壞屬於地質材料受剪破壞，因此地質材料受剪膨脹或收縮時，孔隙水壓將可能有急劇變化，因此孔隙水壓急劇變化可視為邊坡崩壞之重要徵兆，根據實驗室與現場記錄發現，崩壞發生前 10~20 分鐘將有孔隙水壓急劇上升之情況，此一現象發生後，距離崩壞之剩餘反應時間相對較短。

另一方面，孔隙水壓上升將造成有效應力下降，因而誘發位移或崩塌。利用物理模式之建構(如極限平衡法、有限元素法或有限差分法)，可適度建立地下水位或水壓與崩壞之相關性，另外累積大量邊坡崩壞或位移資料與水位間之相關性亦可提供做為預警基準訂定之參考。因為降雨後地下水位並未能即時表現，因此降雨量並未能充分表現地下水位提昇，所以由地下水訂定滑動預警基準值較為準確，往後，得知地下水位上下，便可由地下水位高程，得到安全係數，進而得到各個基準值。

此類模式受限於地下水文條件之瞭解相當不易，水壓或水位資料可信度應注意。另一方面，以孔隙水壓(特別是受剪破壞造成

孔隙水壓激增型)做為預警基準訂定標準時，應特別注意水壓觀測系統之反應時間。

■ 案例 I 山谷大填方邊坡之破壞

本案例與案例 C 為同一處道路邊坡，此處地形原為 V 字型河谷，附近岩層主要由中粒石英砂岩偶夾暗灰色頁岩組成，頁岩部分被侵蝕成山谷。依據鑽探與土壤試驗報告，地層可以分成以下幾類，(A)棕黃色破碎砂岩塊含沉泥質砂夾少量黏土(回填土)，(B)風化棕黃色砂岩，(C)風化白灰色砂岩，(D)風化灰黑色頁岩，(E)黑灰色泥岩，(F)極風化白灰色砂岩夾灰色泥岩。

本案例邊坡於 83 年 7 月間發生滑動，造成既有重力式擋土牆前移、破碎，坡趾民宅傾斜、龜裂，居民紛紛棄居外逃。此後，地層仍持續緩慢蠕動，至 84 年 1 月間再次發生較大之下滑運動，使原已產生前移之擋土牆進一步前移，地面亦產生一條落差近 1 公尺之裂縫。本案例邊坡於 83 年 7 月 30 日裝設完成 8 支傾斜觀測管，又於同年 9 月 30 日加裝 3 支。監測系統裝設位置如圖 5.51。

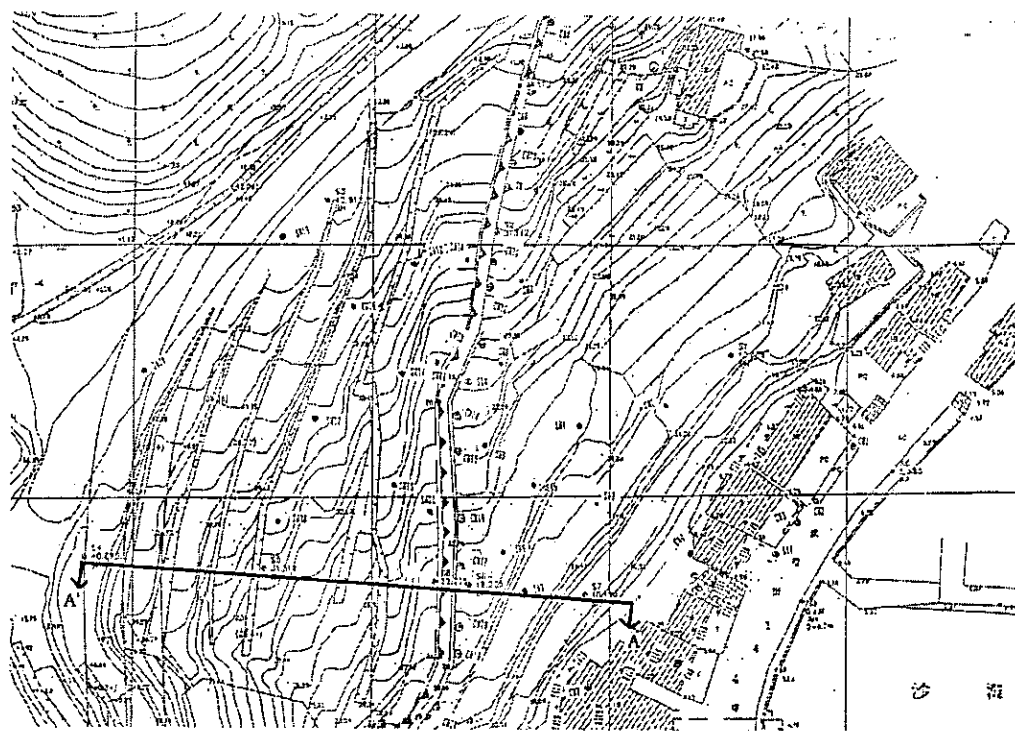


圖 5.51 案例 I 之地形與剖面位置

本路段整地施工前，基地及其上游排水主要由兩條小山溝匯集於基地，形成一個谷溝，地表水由基地外之山脊流入海中，最遠之距離不過 1 公里，平時此一山溝水量甚少或無水，但於雨季或颱風暴雨時流量驚人，填土整地後於原有谷溝，設一 $2\text{m}\times 2\text{m}$ 之排水箱涵代替原有自然水路。箱涵因地層滑動之故，有部分破裂，而上下游之調節池因未鋪設部透水底層，亦有滲水之虞。

根據本基地之水位觀測井量測結果顯示，地下水位與降雨量有明顯關係。颱風時及其後數天內地下水位有較明顯之升高，隨後趨於穩定，平常無明顯變化。因回填土之穩定性與地下水位極其相關，因此利用水位的上升做為邊坡之預警基準有其適合性，本案例填方下方排水箱涵受邊坡位移而斷裂，因此研判其破壞應與地下水位有關。

本案例進行地下水位與邊坡穩定相關性探討，以做為預警基

準訂定之參考。邊坡穩定分析工具採用美國普渡大學所發展之 STABL 6 程式進行邊坡穩定分析，該程式係利用極限平衡法進行二維邊坡穩定分析；本研究以 Bishop 方法對圓弧滑動進行安全係數計算，分析剖面詳見圖 5.52。本研究改變地下水位分別計算邊坡滑動的安全係數，並利用安全係數的變化做為預警基準訂定之參考。根據邊坡穩定分析結果，不同地下水位上升高度所對應之安全係數如圖 5.53 所示，由圖 5.53 可得水位上升與安全係數下降之相關性。另整理出安全係數與水位自常時水位上升高度關係表如表 5.15。

根據 USBR 之相關規定，穩定的設計安全係數=1.2，蘊釀中的破壞安全係數=1.0。此二安全係數可做為警戒值與危險值訂定之參考，另一方式，一般常時安全係數定為 1.5，因此安全係數 1.5 對應之地下水位可做為訂定預警基準注意階段之門檻值。

因地下水位上升與豪雨有關，而豪雨時常非手動監測所能監控之時間點，水位上升高度以即時且屬自動取得為佳，所以在水位量測儀器則需要要求為自動量測自動發射型，避免人工監測手計式造成預警緩不濟急。

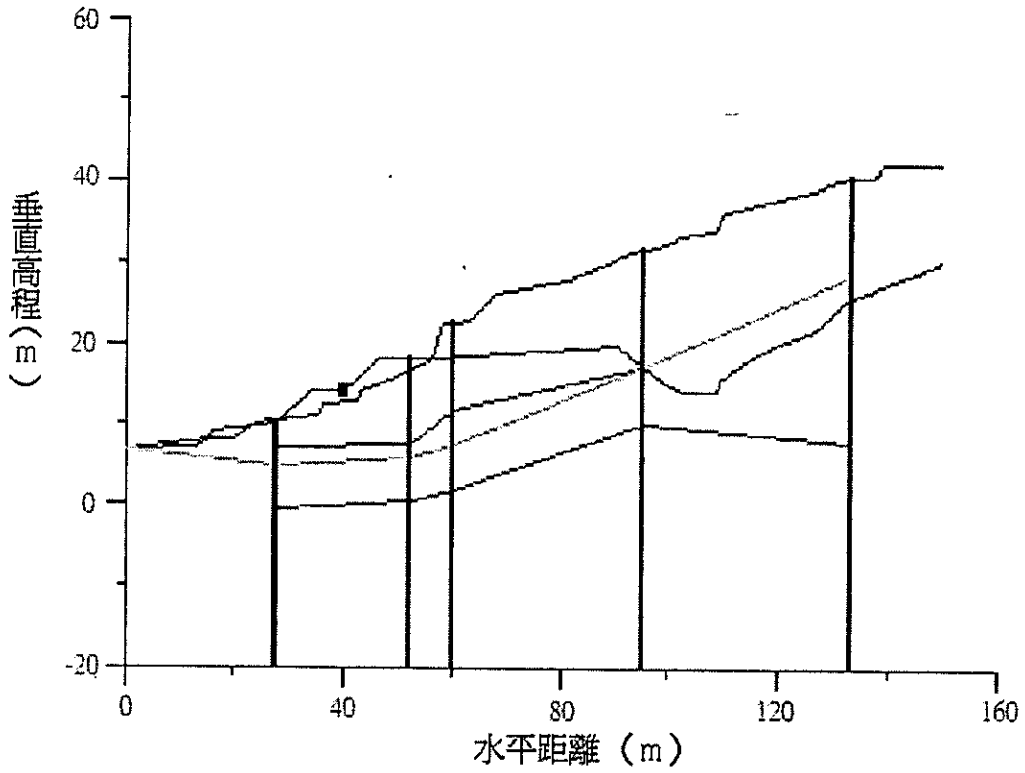


圖 5.52 A-A 剖面圖

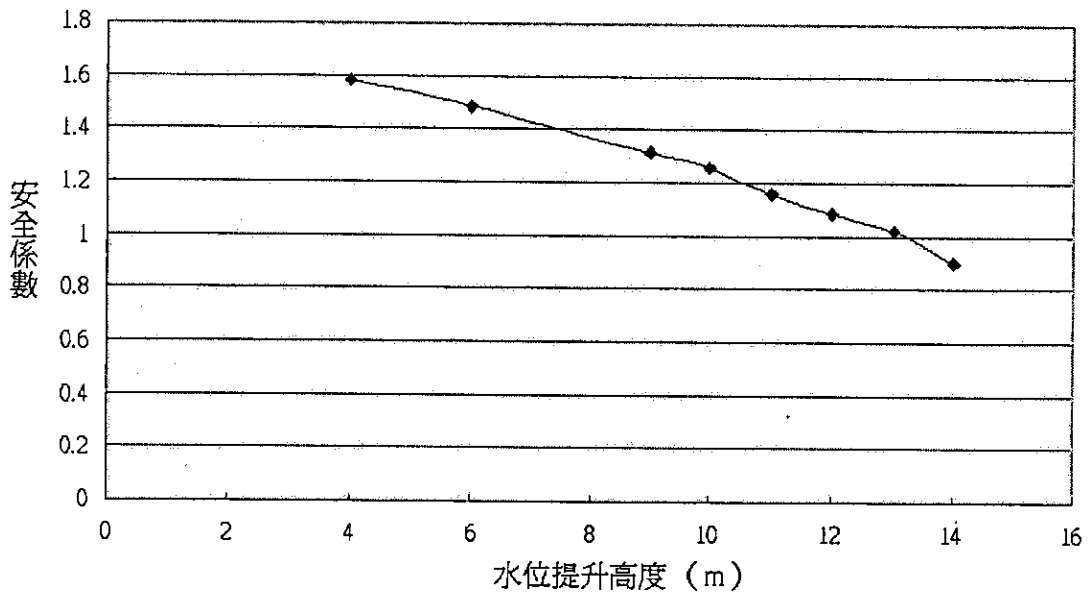


圖 5.53 水位提昇高度與安全係數關係圖

表 5.15 安全係數與水位提昇高度關係表

安全係數	1.5	1.4	1.3	1.2	1.1	1.0
水位上昇高度(m)	5.7	7.6	9.3	10.6	11.8	13.2

(6)根據降雨與地下水位(壓)上升模式，利用水位(壓)與邊坡崩壞相關性訂定降雨量或降雨強度之預警基準

因降雨的監測自動化較易進行，故可利用降雨記錄配合相關分析研判坡地發生崩壞的可能性，惟降雨與地滑之相關性與各項環境因子極為相關，故以降雨做為預警之基準需透過個案完整之分析，不同地區無法一體適用。梨山地區崩積層地滑地之預警基準訂定即採用此一方法進行，本研究亦引用黃立煌(1985)之崩積土邊坡水壓或水位與降雨關係之研究，作一整理與說明於後。

■ 案例 J 西部麓山帶崩積層

本案例面積約 2 公頃，地形自西北向東南傾斜，高程由 370 公尺降至 300 公尺，平均坡度約為 20 度。地質分區屬台灣西部麓山帶丘陵地，岩層由砂岩、頁岩及其互層所構成，屬第三紀中新世沉積岩，岩層層面走向大致為北偏東 70 度，向東南傾斜約 30 度，形成順向坡地形，崩積層堆積厚度約有 20 公尺至 25 公尺。本案例地質剖面詳見圖 5.54。

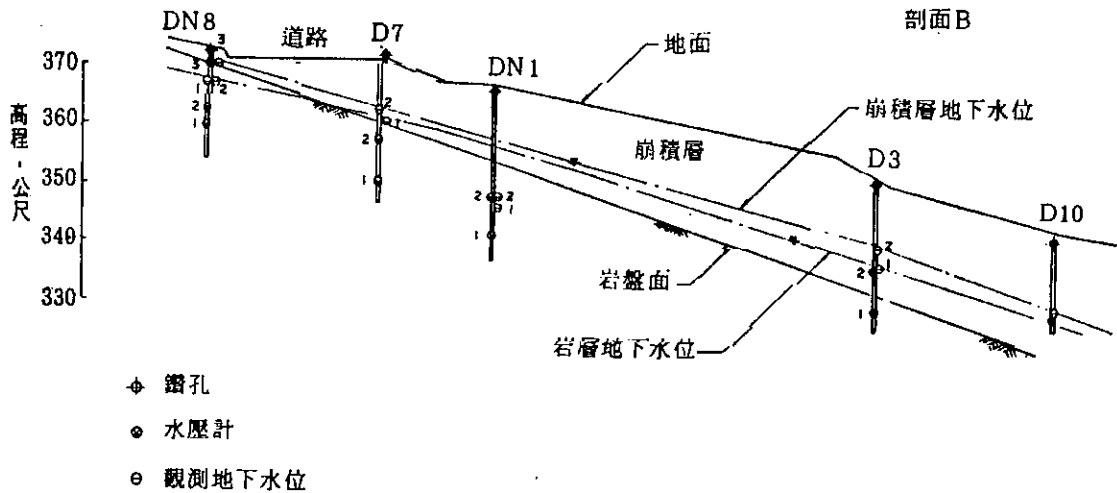


圖 5.54 案例 J 之地質剖面圖

(黃立煌，1985)

為瞭解崩積層穩定性與水壓及降雨間之關係，本案例共裝設 40 支水壓計或觀測井。水壓計或觀測井依裝設地層位置可分為三類：(A)裝設於崩積土層內之水壓計，(B)裝設於崩積土層及岩層介面之水壓計，(C)裝設於岩層內之水壓計。由於頁岩透水性低，不易透水，而砂岩具有節理，常成為岩層中之含水層，因此在岩層裝置水壓計時原則上選擇砂岩節理較發達處。至於崩積土層之水壓計或觀測井原則上盡量埋設於崩積層與岩層介面上，以做為邊坡穩定分析輸入資料，部分鑽孔未達岩層者則仍將該部分之水壓計裝設於崩積土層內。圖 5.55 為具代表性之 P8-1，P8-3 及 D10 水壓計觀測記錄，以顯示地下水位與降雨間之相關性。由途中可觀察得地下水位變化與降雨的確有相當高之相關性。

由於本案例崩積層為一不穩定區域，除地下水位觀測外同時亦有進行位移觀測。根據記錄所得邊坡之滑動速度與三日降雨量間之關係(如圖 5.56)，顯示本案例邊坡移動直接受降雨之影響，雨量越大邊坡移動速度亦越高。另根據觀測結果，降雨後地下水位亦迅速升高，因而邊坡之穩定程度亦隨之降低。由此可知邊坡

穩定及地下水位之變化，皆與降雨有極密切之關係。

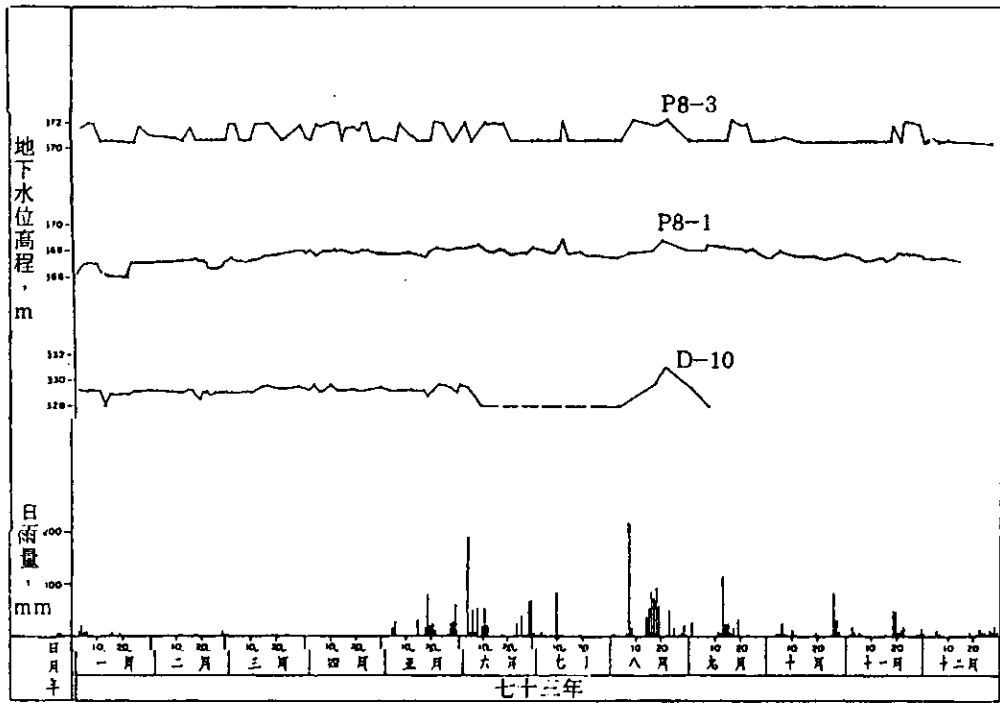


圖 5.55 案例 J 之地下水位觀測結果
(黃立煌，1985)

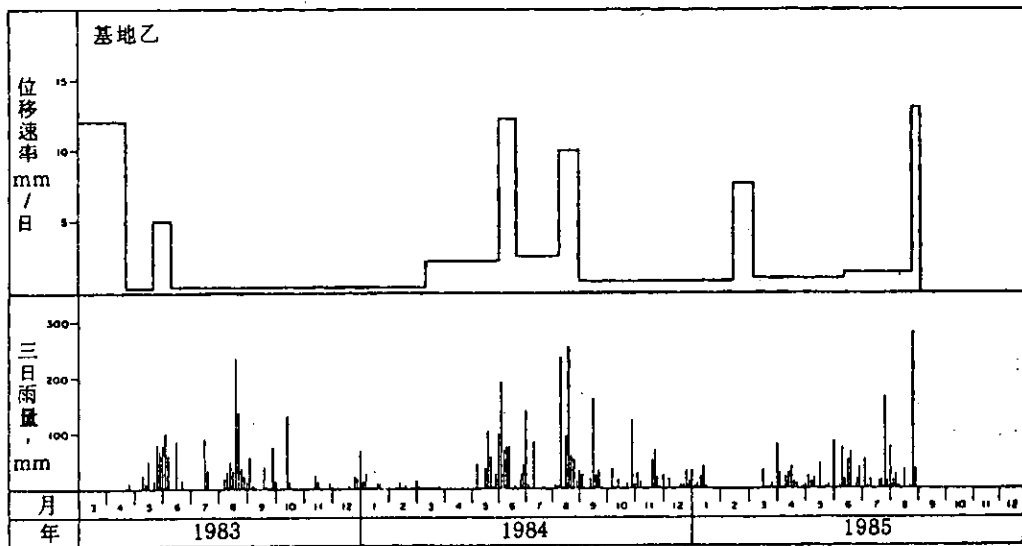


圖 5.56 案例 J 邊坡位移與降雨關係
(黃立煌，1985)

於邊坡穩定分析及設計時，通常需考慮設計年限內可能出現之最高地下水位。因此地下水位高低需進行合理之預測，預測方法可分理論預測方法與水壓計觀測分析方法，分別敘述如下：

(A) 理論預測方法

影響地下水位變化之因素，包括降雨、地形、地質、入滲量、流出量等主要項目。單就地質因素而言，即已顯示其複雜性。因此理論預測方法尋求地下水文之變化，在應用上無可避免有其侷限性，Lumb(1975)之潮濕帶觀念(Wetting Band Concept)，為一較簡單之理論模式，能預測降雨與地下水升高之關係。地下水位升高之預測，可用下列公式表示

$$h=kt/n(S_0-S_f) \quad (5.9)$$

其中 h =地下水位上升高度； kt =土壤滲透係數； t =降雨延時； n =土壤孔隙率； S_0 =降雨前土壤飽和度； S_f =降雨後土壤飽和度。以 73 年 6 月 3 日之暴雨為例，根據設於本案例附近之雨量計記錄，6 小時內降雨 190 公厘，以山地農牧局台北地區十年頻率暴雨公式算，土壤孔隙率 0.4，降雨前後飽和度變化 0.2，根據 Lumb 公式，地下水位上升為 1.5 公尺，與水壓計觀測結果極為相近。

(B) 水壓計觀測分析之方法

每一水壓計量測結果已包含了各種相關因素，因此利用水壓計觀測結果所得之地下水位與降雨關係，應較能反映同一地理環境之地下水文狀況。經由水壓計觀測，分析降雨前及降雨後地下水位上升高度與日雨量間之關係，求出其關係曲線，則在設計暴雨頻率下之地下水位升高幅度即可從該關係曲線讀出。圖 5.57 表示水壓計之地下水升高及降雨關係曲線。

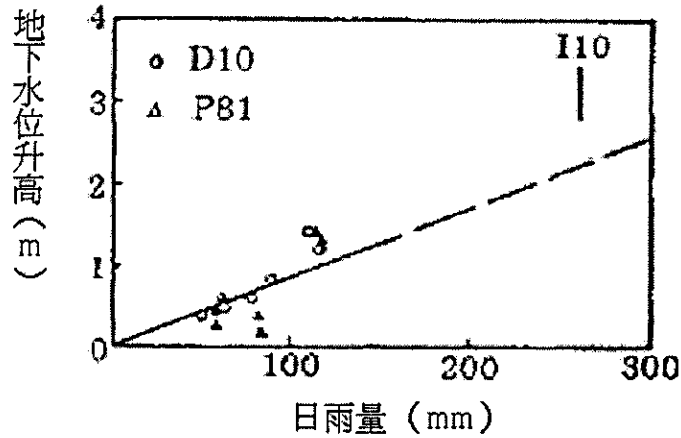


圖 5.57 地下水位升高與降雨關係
(黃立煌，1985)

Lumb 之地下水位升高預測公式不適用於預測岩層之地下水位狀況。當具有適當且足夠之數據時，可合理推測土層或崩積層棲止水位之升高。如要研究地下水位與降雨兩者之關係函數，水壓計之量測頻率需要增加，至少於降雨期間觀測頻率應提高，以記錄得尖峰地下水位及發生時間。另一方面，水壓計資料分析方法，能合理預測各含水層地下水位與降雨變化之關係，至於延時之影響仍需進一步分析研究。由於每一水壓計所在之地理位置不同，因此各水壓計皆有其獨特之地下水變化與雨量關係曲線，此方面分析時應仔細分析其特性，以免引致錯誤之判斷。

■ 案例 K 大規模崩積層滑動

梨山地滑區域警基準之訂定為台灣地滑預警基準訂定中最完整之案例，因此於本研究進行其預警基準訂定作重點說明。本案例位於中橫公路台 8 線與宜蘭支線(台 7 甲線)交會處之梨山村一帶，在此研究案例中，梨山地滑區在過去歷史中都會發生大規模地盤滑動，地質主要成分為崩積層與破碎板岩所組成，滑動深度為地表下 50 米左右，由於滑動表土面裂隙發達，因此，地表水

或降雨會很容易滲入，引起地下水位上升與降低邊坡穩定度造成滑動。84 年度起此處地滑地分三年設置六個監測站，每個監測站內並裝有地表傾斜計、地表伸縮計、地下水位計、管內傾斜儀、雨量計。

在監測站所得資料報告中提及當一場降雨的累積雨量少於 5mm 時，地下水位幾乎已無上升的情形，而累積雨量在 5~10mm 時，有的監測站地下水位最大上升量為 0.9m(大部分低於 0.2m)，利用多變數迴歸分析將水位上升量與累積雨量、平均降雨強度、實效雨量、降雨前水位進行分析。結果發現地下水位的上升量與累積雨量及實效雨量的相關性較高，平均降雨強度次之，降雨前的地下水位最低且為負相關，亦即降雨前的地下水位越高愈不利於地下水位上升。

梨山地滑地的預警管理準則由降雨、地下水位與各種變形量等單項或多項組合來訂定。

(A)建立降雨與地下水位之相關性

本案例利用動態模式擬合與以轉換函數模擬地下水位變化，利用各監測站所測得之一小時降雨量及一小時地下水位資料，先對各監測站之資料選取多場代表性降雨，並建構其時間序列之 ARIMA 模式，接著再與地下水位變化建立輸入(降雨量)－輸出(地下水位變化)間關係之轉換函數。假設單位延時之單位有效降雨輸入轉換函數，再根據轉換函數對其本身之資料擬合程度，選取代表該滑動土體之最佳轉換函數，並以其分析討論，將其他各場代表性降雨輸入，模擬地下水位變化情形。針對降雨與地下水位之關係訂定方法採用以多變量迴歸分析與以類神經網路建立關係模式。

(B)建立地下水與降雨之相關性

雨量與地下水位變動關係的建立，一直是地滑地監測系統主要的項目。梨山地滑地之預警基準訂定根據現地之地質及地表狀況做詳盡之邊坡穩定分析，並根據邊坡穩定分析之安全係數訂定出地下水位危險值之範圍，接著於降雨時，將觀測資料輸入轉換函數，而經由轉換函數可於較早之時間得知地下水位變化量，如此可提早預估邊坡之穩定性。危險地下水位如表 5.161，透過危險地下水位可反推危險雨量。

表 5.16 梨山各監測站危險地下水位高程表

監測站	B1		B4	B5	B9		B13	C1
危險區分	注意	警戒	注意	注意	注意	警戒	注意	注意
地下水位高程(m)	1885	1900	1900	1948	1900	1904	2042	1878

(C) 透過降雨頻率分析直接訂定注意等級之預警值

另一方面，梨山地區地滑地亦透過利用降雨頻率分析，得 10 年頻率之 1、2、3 日累積降雨為預警指標，做為危險注意的警戒，危險指標雨量列為表 5.17。

表 5.17 梨山地區注意等級之 1、2、3 日累積降雨量表

累積降雨量	1 日	2 日	3 日
注意等級預警值	260mm	380mm	433mm

(D)其他變形監測之預警值

此外，針對變形量較為緩慢的地質條件，建議由地層變形量來做區隔，將地表伸縮計、地表傾斜儀、孔中傾斜儀監測值依照等級不同所訂定之基準值表如表 5.18。根據此一案例說明可瞭解，邊坡滑動有其獨特性，若欲進行預警基準之訂定，應透過完整之學理分析及長期觀測方得逐漸修正完備。

表 5.18 梨山地滑地位移警戒基準值

儀器	靈敏度	精度	記錄(每日最大變化)	注意	警戒	疏散
地表伸縮儀	0.025mm	1mm	1cm	1mm/小時	1cm/日	加速變形
地表傾斜儀	9"	0.01' : 36"	0.1'	0.01'/小時	0.1'/日	加速變形
孔內傾斜儀(置入式)	0.01' : 36"	0.05' : 180"	(無法明確判釋)	無建議值	無建議值	無建議值

(7)利用 TDR 做為預警基準訂定之參考

為瞭解現地邊坡之軟岩足尺寸強度大小與軟岩邊坡之破壞機制，本計畫於寶二水庫開挖大型試坑(開挖尺寸為 8m×8m×3m)，進行邊坡誘發破壞試驗。寶二案例屬西部麓山帶地質區，出露之地層為上新世晚期至更新世早期之卓蘭層及更新世之楊梅層(或頭崙山層)為主。

經適當選擇試坑之方位，由試坑開挖四周與岩石層面所得之邊坡面可得順向坡、逆向坡、側向坡等邊坡型態。為掌握滑動面與其機制，在順向坡、逆向坡、側向坡三側，分別於坡頂與坡面埋設定置式傾斜儀(IPI)與時域反射儀(Time Domain Reflectometry，簡稱 TDR)進行剪動帶監測設施。

實驗過程屬邊坡載重試驗，利用小砂包堆積至高度超過 TDR 保護管高度，即開始使用鋼板加載，於加載至 33 公噸附近，可明顯看到張力裂縫及活動面的裂縫，IPI 有突然之變化增加，觀察 TDR 變位計反應也量測到訊號反應。當加載至 34.5 公噸時，發現張力裂縫明顯增加，且裂縫規模擴大，直到抗滑力無法阻擋下滑力時，就立即產生滑動破壞，破壞為瞬間產生，但是由 TDR 變位計與 IPI 傾斜管的觀察得知，在邊坡破壞之前即可有效量測到滑動位置與滑動狀況。

透過 IPI 與 TDR 變形監測，可具體瞭解邊坡之變形量，經由此變形之資訊，控制加載速度，使其漸漸接近臨界破壞，而 TDR 更以最短之時間間格加以記錄，而得 TDR 變形反射訊號之波形隨著邊坡滑動之變化情形。此邊坡於滑動破壞前在編號第 7 號與編號第 8 號孔位之間產生張力裂縫，因此滑動面未經過編號第 8 號 TDR 變形感測電纜，由圖 5.58 中明顯看出編號第 7 號在離地表面約 1.5 公尺（該距離由波速與走時計算而得）處有一明顯之凹痕，此即是 TDR 變形反射訊號，再經持續緩慢加載後，TDR 反射訊號大小隨著邊坡滑動之增加而增加。邊坡 TDR 與 IPI 之監測結果，分別繪圖如圖 5.59 及表列如表 5.19 與表 5.20。

由本案例亦發現，此一順向坡破壞因屬加載實驗故發生速度極快，我們可透過 TDR 反射係數變化率即時性發布達危險值之警報。崩壞時間之預測若逐漸接近反應時間時，即可考慮發布交通管制措施。透過後續持續研究及案例的累積與資料回饋，未來可望得到 TDR 發布警報之反射係數變化率危險值，如表 5.19，若以每分鐘 0.00133 之反射係數變化率為發布警報之基準，則根據圖 5.59 可發現反應時間尚有 8 分鐘，8 分鐘之反應時間已足夠進行行車管制。以 TDR 即時監測與即時傳輸之特性，做為邊坡預警監測具有可行性。然上述之預警基準訂定仍有賴持續之研究案例累積修正、調整。

7號傳輸纜線

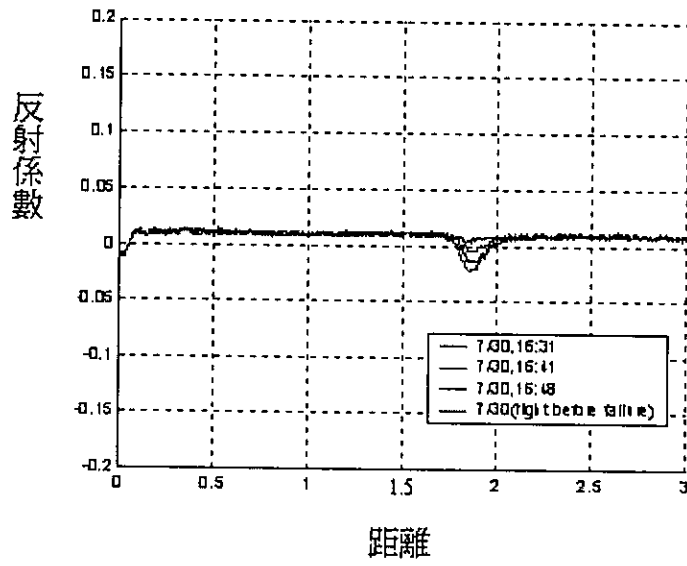


圖 5.58 7 號變形感測器之 TDR 波形

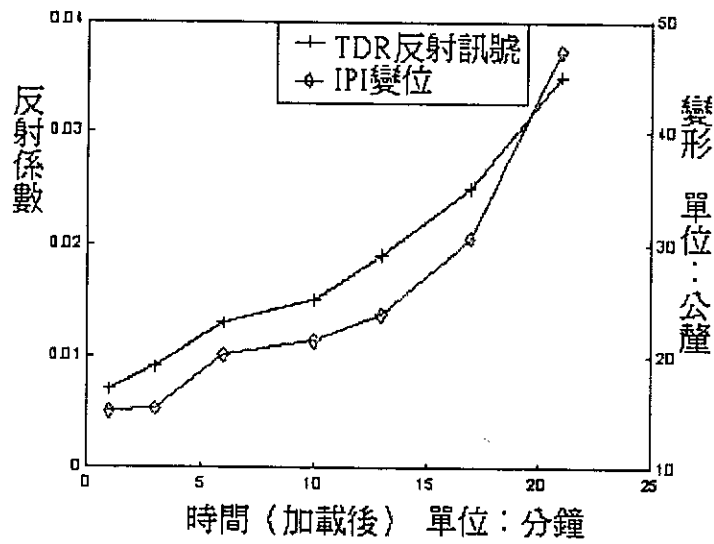


圖 5.59 反射訊號、變形與時間之關係圖

表 5.19 TDR 監測成果

time(min)	TDR (reflectioncoefficient)	射係數變 化率
0	0.0070	
1	0.0070	0.00000
3	0.0090	0.00100
6	0.0128	0.00127
10	0.0150	0.00055
13	0.0190	0.00133
17	0.0250	0.00150
21	0.0350	0.00250

表 5.20 IPI 監測成果

time(min)	IPI deformation(mm)	變位速度
0	15	
1	15	0.00
3	15	0.00
6	20	1.67
10	21	0.25
13	23	0.67
17	30	1.75
21	47	4.25

(8)其他擋土結構物之監測預警基準訂定

前述之監測預警基準以監控地盤反應徵兆物理量為主，然而許多道路邊坡已有不同之擋土護坡工程結構物之存在，邊坡結構物受力變形行為，可透過裝設於擋土構造物上之荷重計、鋼筋計、應變計、裂縫計等加以瞭解，同時邊坡結構物受力變形行為亦常能反應出邊坡之異常變動，惟此一部份涉及邊坡地盤與結構互制之行為，徵兆物理量之變化複雜。考慮構造物結構特性，邊坡崩塌之預警基準可透過構造物之受力變形特性加以訂定，一般而言，其預警基準以考慮該構造物之設計條件為主，根據文獻資料

整理，提出擋土結構物之監測預警基準訂定建議如表 5.21 與表 5.22。以下各類擋土構造物相關之監測預警基準考慮條列如下：

- (A) 地錨荷重計之預警基準可採地錨設計拉力、驗收試驗地錨預力設計拉力及鋼筋容許拉力做為預警參考物理量。
- (B) 擋土構造物鋼筋應力計之預警基準可採(1)鋼筋降伏應力或(2)鋼筋容許應力做為預警參考物理量。
- (C) 擋土構造物牆背地下水位之預警基準可採設計水位高為預警參考物理量。
- (D) 擋土構造物傾斜之預警可採角變量或角變量變化率為預警參考物理量。
- (E) 擋土構造物內或其旁地盤變形之預警可採位移速度為預警參考物理量，然而此一變形變化率應考慮構造物之剛性，一般較無擋土構造物之邊坡設定值為低。

表 5.21 擋土構造物與道路邊坡崩塌相關之預警基準建議
(整理自蕭文雄、林建宏，2001)

監測項目	預警值	警戒值	行動值
地錨荷重	1. 設計拉力	1. 大於 1.2 倍設計拉力 或小於 0.8 倍設計拉力 2. 驗收試驗地錨預力 $\times(1\pm 20\%)$	1. 大於 1.5 倍設計拉力 或小於 0.6 倍設計拉力 2. 驗收試驗地錨預力 $\times(1\pm 40\%)$ 3. 鋼筋容許拉力
擋土構造物 鋼筋應力	1. 設計應力	1. 容許應力(考慮臨時結構短期應力可提升 1.2 或 1.5 倍) 2. $0.4 \times F_y$	1. 降伏應力 2. $0.6 \times F_y$
擋土構造物牆背地下水位	1. 到達設計水位 90%	1. 到達設計水位	1. 到達設計水位 110%
擋土構造物傾斜量	1. 1/500	1. 1/360 2. 2 秒/日以上或 60 秒/ 月以上	1. 1/250 2. 4 秒/日以上 120 秒/ 月以上
擋土構造物內或其 旁地盤移動	1. 2.0mm/月(有一定 位移傾向)	1. 2.0~10.0mm/月(有一 定位移傾向)	1. >10.0mm/月(有一定 位移傾向)

表 5.22 擋土構造物相關之預警基準建議
(廖瑞堂，2001)

觀測項目	考量之因素	警戒值	行動值	採用監測儀器
擋土牆傾斜量	1. 傾斜傾向 2. 傾斜速度	略有一致位移 傾向 30 秒/月	向固定方向傾 斜 60 秒/月	結構物傾斜盤 電子式傾斜儀
地下水位及水壓	設計地下水位及 水壓	設計水壓	—	水位觀測井 水壓計
地錨荷重計	1. 設計拉力 2. 鋼筋容許拉力	設計拉力	鋼筋降伏應力	地錨荷重計
擋土牆鋼筋應力	1. 鋼筋設計應力 2. 鋼筋降伏應力	設計應力	降伏應力	鋼筋計
擋土牆裂縫	容許裂縫寬度	1mm	—	裂縫計
建物(鄰房)沉陷	1. 容許沉陷及差 異沉陷 2. 容許傾斜量	不影響使用性 1/500	—	結構物傾斜盤 結構物沉陷點

註: 1. 不同之坡地須依其地層種類及擋土型式等特性訂定管理值，
本表僅供參考。

2. 各觀測值必須已排除誤差及干擾因素後再用作判讀。

(9) 目視檢查之重要性

邊坡之崩塌，常伴隨明顯之地表現象，惟當其有明顯地表徵兆時，多半已超過本研究所定義之注意階段，亦即有地表現象時大致上邊坡已進入應警戒之狀態，根據地表現象本研究訂定相關預警基準如下：

表 5.23 地表現象與邊坡崩塌之預警基準建議

預警分期	警戒值	危險值
地表現象	1. 滑動體頭部出現裂隙或下陷 2. 電桿、圍牆等發生變形 3. 開挖面出露層面或滑動面 4. 邊坡出現湧水 5. 擋土構造物產生裂縫	6. 邊坡上緣之張力裂隙互相連通，且裂隙寬度與錯動不斷增大 7. 滑動體趾部出現隆起、放射狀壓力裂隙、小規模塌方等 8. 趾部突然出現湧泉，或是已有之泉水變濁或乾涸等 9. 地體震動、地鳴、沒風但樹林的枝葉卻沙沙作響、電桿搖動等 10. 動物異常反應等 11. 擋土構造物牆面裂縫穩定發展

5.8 道路邊坡崩塌預警基準制定模式建議

綜合 5.7 節之模式整理，本研究嘗試根據不同地質條件之道路邊坡進行預警基準制定模式建議，彙整說明如下：

5.8.1 落石邊坡預警基準制定模式

落石邊坡包括崩塌運動模式屬墜落與傾覆者，因此類邊坡崩塌速度極快，且發生時間與地點具有稍高之變異性，因此小規模定點預測成功率可能較低，因此落石邊坡預警應以較為廣域之路段做為預警對象。

落石邊坡路段之預警可分為兩類，其一為預先統計分析危險路段，進行警告與標示。另一為統計落石發生誘因與落石發生之相關性，預警徵兆物理量應以屬間接徵兆物理量之降雨特性做為主要方法，臨界雨量線之預警模式為經驗證具有可行性之方法。

5.8.2 土石流預警基準制定模式

土石流泛指崩塌運動模式屬於流動者，一般而言，土石流可分為溪床型土石流與崩塌型土石流，前者發生之地點與時間相較於落石而言較易掌握，因此得以進行定點預警，後者因發生地點與時間均不易預測，因此較適於廣域之路段預警。土石流預警模式可分為短、中、長期之預警，短期預警以土石流發生之實際物理現象做為監測對象，多為定點預警，長期預警多以降雨特性此一土石流發生誘因做為預警基準制定之方法，定值式與機率式之預警模式均已於特定路段進行完成之建立，未制定之路段皆可仿照相同方式進行預警基準制定。

5.8.3 順向邊坡預警基準制定模式

屬平面型運動之順向岩層邊坡崩塌，相較於其他旋滑型之地層滑動，速度明顯較快，因此崩塌預警基準制定若欲依據位移做為徵兆物理量，建議應選擇自動化監測設備，若預警基準制定模式選擇以直接物理量位移之經驗法則為主，建議應於經驗區間中選擇較保守之值。另外，利用崩塌誘因如雨量做為搭配之預警基準可有效增加反應時間。

5.8.4 崩積層與填土邊坡預警基準制定模式

崩積層與填土邊坡之破壞運動型態多屬旋滑型，一般移動速度較為緩慢，長期監測建立位移監測潛變曲線，利用以日本為主之經驗值做為預警基準制定模式於台灣具有可行性，而根據潛變模式進行破壞時間預測對於重要路段之預警亦經過實例驗證確屬可行(惟需依賴自動化監測資料方屬可行)。另外，此類邊坡崩塌與地下水位或水壓相關性甚高，因此建立地下水位或水壓與安全之相關性做為預警基準，亦可適度搭配前述根據位移速度做為預警基準合併解釋。建立降雨與地下水位或水壓之相關性模式對於已知滑動特定邊坡崩塌預警提供第三種有效之選擇。

對於不確定崩塌位置之大規模崩積層，廣域路段預警較為可行，適當之模式選擇應以誘發崩積層位移之間接物理量為主，如降雨特性。臨界降雨線之模式經實例驗證具可行性，唯適量之位移監測(地表或地下位移)與地下水位或水壓監測對於現象之詮釋仍屬必要。

5.8.5 人工保護邊坡預警基準制定模式

人工保護邊坡之邊坡預警基準制定模式應以工程設計條件為

主，並綜合構造物之位移與應力做為預警基準制定之徵兆物理量，至於地盤位移速度仍可做為預警基準值之一，然因人工構造物造成地盤整體勁度提高，可能造成邊坡崩塌之發生加速、加劇，因此地盤位移速度之預警標準應適度考慮此一效應，於邊坡崩塌分析時，亦應將結構物失效之可能性納入分析時考慮，變位分析結果亦可做為崩塌預警基準制定之參考。

5.9 專家座談會意見整理

本中心於九十一年十一月六日下午三時在國立交通大學舉辦交通部所委辦「道路邊坡高效能監測系統研發與崩塌預警基準制定」之子計劃「崩塌預警基準制定」座談會，與會者為古志生教授、李維峰博士、林四川博士、林志平博士、許書王博士、黃安斌教授、董家鈞博士、廖志中教授、廖瑞堂博士、褚炳麟教授、潘以文教授、蘇苗斌教授。與會諸位討論熱烈(如圖 5.60~5.61)、不吝賜教，給予許多寶貴意見(如附錄 B)，並在各章節案例探討時加以考慮。以下茲將諸位委員所提意見彙整如下：

本次座談會參與人員表示同意，預警基準以程序制定較訂出固定值為恰當，未來各道路管理單位，應針對其所屬監測之道路邊坡進行個案預警基準訂定。茲根據與會專家提供寶貴之意見加以分類整理如下：

(1) 最佳預警基準訂定程序

- (A) 由目測、體檢、設置監測系統，再談建立預警系統，從而訂定預警基準值是正確的思考方向。
- (B) 這過程需要從業人員深入個案才可能正確的發揮功能。

(2) 預警系統設置時機之考量

- (A) 定期有系統的進行道路邊坡體檢及安全評估很重要，根據現

場工程管理人員的目視檢測，以及邊坡週遭環境之初期徵兆
勘查資料，進行體檢及評估，其結果可做為選擇預警系統配
置之重要參考。

(B) 並非所有邊坡都需要配置預警系統，何處、何時需設置監測
系統，應根據道路等級及滑動危害度決定。建議以有危險邊
坡、有保全對象、中斷將造成重大損失以及非工程方法可抑
制滑動之邊坡，做為預警基準訂定之對象。

(C) 一般實務上監測計畫與預警似乎多未能合併思考，因此監測
計畫應根據邊坡之用途以及地形地質條件，規劃適宜的監測
項目、數量以及預警基準。

(3) 為提高預警用監測資料可信程度，建議考慮

(A) 說明監測儀器所需之足夠數量，以避免監測值之代表性及準
確性不足，影響預警管理之實用性及可靠性。

(B) 多加考慮監測資料之複核、查驗、校正。

(C) 儀器之精度、可能誤差及其適用性應強調及說明。

(D) 邊坡量測或監測頻率，建議應依各不同管理階段，制定不同
的監測頻率，以便獲得更多且有用的分析資料，做為決策之
依據。而環境因素突然改變亦應調整或檢討與監測相關之應
變措施。

(4) 預警值訂定之相關意見

(A) 預警基準之定義應清楚說明。管理基準分成二個或三個值建
議可再考量。

(B) 預警基準訂定應考量到路等級，破壞模式，以及結構物失效
影響等因素。

(C) 欲以降雨強度及累積雨量建立與地下水位之關係時，應特別

注意水位反應時間以及地緣效應。崩塌前 10~20 為孔隙水壓急劇上升可能不見得適用於所有個案，一般應無反應時間速度的問題。

- (D) 採用雨量做為預警之基準，應注意雨量站配置之位置是否有代表性。Woolongong 的案例說明需要很多儀器與長期觀測才能建立適當的基準，並非可一體適用於全國很簡易的基準。
 - (E) 以變形(應變)速度做為預警基準時，應考量應變行為與時間之非線性關係。摘自日本的位移速度與破壞時間範圍極廣，應用時應注意其範圍。以應變量做為預警基準時應注意，由有限元素法計算而得之變形位移量，並非破壞的界線。
 - (F) 預警案例說明不要太強調崩塌發生時間，以免使用者誤用相關資料。
 - (G) 盡可能不要採用單一物理量為預警基準值。建議可考量不同監測儀器相對應之警戒值，並提綜合考量(研判)之依據。
 - (H) 設有結構物之邊坡，需整體考慮其穩定性。
 - (I) 本研究預警基準制定以案例探討為要研究方法，因此案例應將條件作清楚之說明。
 - (J) 寶二的個案，TDR 目前資料可能嫌太少，梨山的個案亦可以再深入討論。
- (5)與預警基準制定草案有關之意見：
- (A) 準則訂定時應特別注意可行性與說服力。
 - (B) 快速破壞形式之邊坡應注意其危險性，而不是著重於預警。
 - (C) 管理基準之適用性以及如何避免濫用應注意，如果邊坡已屬不穩定則需加以處理，而非僅靠監測來預警。
 - (D) 除滑動以外之邊坡災害應納入考慮。

- (E) 假警報發生之容忍程度有多高應作清楚之說明。
 - (F) 國內案例分析結果可與國外制定標準相比較。
- (6) 單一預警資訊易造成誤判，因此複合式監測系統之研發有其重要性，此外，高效能之意涵為經濟、耐久與可靠，加上多功能複合性，兼顧此四項特性之監測系統研發即為本研究計畫之主要目的。



圖 5.60 討論過程之 1



圖 5.61 討論過程之 2

六、結論

本研究已按照原規劃之目標與執行方法完成第一年之工作項目，其重要結論如下：

- (1) 本計畫已完成使用光纖光柵感測元件之地層移動監測系統 FBG-IPI，以及根據 TDR 技術而研發之一系列監測器包括地層錯動量測系統、線性伸張儀、水壓計和雨量計等。表 6.1 列出傳統 IPI、FBG-IPI 與 TDR 等系統之比較。於湖口設定試驗站，在 3 孔 30m 深以及 2 孔 16m 深之鑽孔內現地安裝 FBG-IPI、TDR 地層錯動量測系統及水壓計做長期之觀察與預警基準之測試。
- (2) 預警基準訂定可分為落石、地滑與土石流三大類，其中落石與土石流之預警基準訂定國內已有完整之案例與方法可供參考，本研究已摘錄重要之預警基準訂研究成果。關於地滑之預警基準訂定，本研究採案例探討方式，配合上述預警基準模式整理成果加以說明。
- (3) 任何案例在安全管理值之訂定應有不同之思考邏輯，強制訂出一體適用之邊坡崩塌預警基準值，於道路防災管理層面將產生不必要之困擾與誤解。
- (4) 監測系統實測物理量提供作為防災之參考，涉及三個環節：(A)確保安全監測所得之物理量為合宜之參考物理量；(B)妥善進行監測所得物理量之詮釋；與(C)訂定合宜之預警基準。結合參考物理量、物理量之詮釋以及預警基準，道路防災管理方能落實。
- (5) 欲作為恰當之預警基準物理量，必須(A)選擇恰當之監測儀器、(B)設置足夠之數量、(C)佈設恰當之位置與深度、(D)正確之

- 設置與長期維護、以及(E)適當之監測頻率。
- (6) 管理值之訂定應考慮道路路段之重要性、邊坡破壞危險程度、邊坡發生破壞後之危害程度等等，因此預警值訂定之保守程度即應有所不同。安全管理等級可以依破壞模式等情況只區分為二至三等級。
- (7) 以重要道路邊坡而言，當監測值達到危險值後應立刻採取補強加固措施，然而對於非人力可避免崩壞之邊坡，或允許破壞發生之邊坡，監測之另一功能在於崩壞時間預測，崩壞時間之預測若逐漸接近反應時間時，即可考慮發布交通管制或疏散之措施。但需要透過案例累積與回饋才能使預測系統精確高。
- (8) 預警基準不論採用上述何種方法學，重要內涵不外乎為：(A) 資料蒐集、(B) 監測資料分析以及(C) 災害現象模擬與分析。完整監測邊坡之基本資料，至少應包括環境資料、施工過程資料、邊坡重要性以及危害程度等。另一方面，災害歷史資料蒐集與分析，亦為另一重要參考資料。
- (9) 道路邊坡崩塌預警基準之訂定，可循序進行以下之步驟：(A) 前置決策；(B) 邊坡調查與評估；(C) 資料蒐集；(D) 監測資料分析；(E) 邊坡崩塌分析與預測；(F) 預警基準訂定；(G) 預警基準值之調整。
- (10) 邊坡之崩塌，常伴隨明顯之地表現象，惟當其有明顯地表徵兆時，多半已超過本研究所定義之注意階段，亦即有地表現象時大致上邊坡已進入應警戒之狀態，因此目試檢查也可說是最簡易的察覺警戒的方法。

表 6.1 自動化邊坡穩定位移監測系統之比較

	IPI	FBG--IPI	TDR
監測原理	量測傾斜角	使用應變管原理量測扭曲度	根據電纜受錯動所產生介電性質之改變
解析度 (斜率)	視感測器而定， 1/1000 至 1/25000	視應變管半徑而定， 1/5000 至 1/10000	1/1000 以下
量測範圍	視傾斜管扭曲度與 IPI 長度相對尺寸而 定，儀器之有效監測 傾斜角範圍是 $\pm 30^\circ$	光纖所能承受最大應 變量為 1%，可以用應 變管半徑之大小來調 整其解析度與量測範 圍，以將其表現最佳 化	幾公釐到幾公分 ，視感測器之設 計而定，靈敏度 高則範圍較小。
訊號傳遞介 質	輸出電壓類比訊號， 每一 IPI 使用單獨之 訊號線	以光為訊號傳遞介質	以電磁波為訊號 傳遞介質
耐久性	中	高	高
工作度	高	中	高
經濟性	成本高，維修不易	成本中等，維修容易 ，維修費低。	成本低，維修容 易，維修費低
限制條件	訊號線體積大，傾斜 管內空間有限，受制 於訊號線之體積，所 能安置之 IPI 數量有 限。 儀器本身為剛性材料 ，當測傾管嚴重扭曲 時，儀器容易受損。	光纖監測為全新之技 術，儀器設備尚未大 量生產，監測儀器資 料擷取系統費用高昂 。	1. 無方向性。 2. 可由反射訊號 之變化速度瞭解 邊坡之穩定性， 但位移量化(絕對 值)之方法仍在改 良中。

七、參考文獻

1. 工業技術研究院能源與資源研究所，1989，台灣省重要都會區環境地質資料庫。
2. 中華水土保持學會，2000，“梨山地滑地區管理準則之研究”，台灣省政府農林廳水土保持局第二工程所。
3. 中興大學水土保持研究所，1990，“花蓮縣銅門村土砂災害之研究調查”。
4. 日本土砂災害之預知與對策編輯委員會，1985，“土砂災害之預知與對策”，日本土質工學會。
5. 日本文部省自然災害特別研究成果 No.A-57-4，“扇狀地洪水及土砂災害發生之防止減輕研究”，第 84-85 頁。
6. 日本地盤工程學會，1998，“切工法面的調查”。
7. 日本建設省河川局砂防部，1982，“坡面崩壞防止工事之設計實例”，日本全國治水防砂協會。
8. 日本砂防學會(1992)，“土砂災害對策-扇狀地對策、土石流對策等(1)”，山海堂，pp274-287。
9. 日本高速道路調查會，1988，“地すべり危険地における動態觀測施工に關する研究(その3)報告書”，日本道路公團。
10. 日本道路公團，1983，“設計要領第二集”。
11. 日本道路協會，1983，“落石對策便覽”，pp.35-41。
12. 日本道路協會，1986，“道路土工斜面安定工指針”，日本道路本工委員會。
13. 古兆禎，1963，“臺灣西北部臺地之空照地質學的研究”，中國地質學會會刊第 6 號，第 51~60 頁。

14. 江晏佃，1999，“山區道路落石危險度與危害度之評估與預測”，國立交通大學，碩士論文。
15. 池谷 浩、水山高久，1982，“土石流流動及堆積相關研究”，土研報，第 157 號，第 88-153 頁。
16. 李德河，1984，“邊坡破壞時間之預測”，土工技術雜誌第七期，第 7~12 頁。
17. 亞新工程顧問公司，1987，“公路局中部橫貫橫貫公路邊坡維護管理系統建立工作服務報告”，台灣省交通處公路局。
18. 林四川、徐振煌、周楊國、卓卿仁，2001，“環境敏感地質之道路邊坡坍塌整治案例探討”，第九屆大地工程學術研討會論文摘要集。
19. 林志平、湯士弘(民國 91 年)，時域反射伸縮計，專利申請，國立交通大學智慧財產權中心編號 02(專)A024。
20. 林銘郎，洪如江，1992，“峽谷地區河谷解壓節理與落石災害”，地質防災技術研討會論文集，台灣，新竹，第 13-41 頁。
21. 青木佑久，1980，“過去土石流災害降雨特徵之研究”，土木技術，22-2，pp.71-76。
22. 柏尼刺，1977，“臺灣的第四紀斷層活動與地盤升降”，中國地質學會專刊第 2 號，第 43-56 頁。
23. 范正成，1999，“陳有蘭河流域一級溪流土石流臨界降雨線及其與地文因子之關係”，第八屆大地工程學術研究討論會，屏東科技大學，pp.273-274。
24. 范正成，王聖岑，1998 “利用集水區模型與人工降雨定量推估花蓮縣銅門村土石流發生處之尖峰逕流量”，台灣水利，第 46 卷，第 2 期，民國八十七年六月，PP.1~11. (NSC-84-2621-P-002-

028 B)

25. 范正成，王聖岑，1998，“利用集水區模型與人工降雨定量推估花蓮縣銅門村土石流發生處之尖峰逕流量”，台灣水利，第46卷，第2期，民國八十七年六月，PP.1~11. (NSC-84-2621-P-002-028 B)
26. 范正成，吳明峰，彭光宗，1999，“一級河川土石流發生臨界降雨線之研究”，第八屆大地工程學術研究討論會，屏東縣恆春，民國88年8月18-20日。
27. 范正成、毛振泰，1997，“花蓮縣秀林鄉土石流發生處降雨特性分析”，中華水土保持學報，第二十八卷第一期，民國八十六年三月，PP.47-57. (NSC-82-0414-P002-026-B)
28. 范正成、毛振泰，1997，“花蓮縣秀林鄉土石流發生處降雨特性分析”，中華水土保持學報，第二十八卷第一期，民國八十六年三月，PP.47-57. (NSC-82-0414-P002-026-B)
29. 范正成、姚政松，1997，“台灣東部地區土石流發生的水文及地文條件之初步研究”，中國農業工程學會八十六年度學術研討會，台南市。中華民國八十六年十二月十七日。PP.525~532.
30. 范正成、姚政松，1997，“台灣東部地區土石流發生的水文及地文條件之初步研究”，中國農業工程學會八十六年度學術研討會，台南市。中華民國八十六年十二月十七日。PP.525~532.
31. 范正成、彭光宗，張國良，1998，“土石流危險因子與臨界降雨線關係之研究”，中國農業工程學會八十七年度學術研討會，台北市，民國八十七年十二月二十二日。PP.221~228.
32. 國立交通大學防災工程研究中心，2000，“寶山第二水庫工程計畫壩體動態分析與試驗期末報告”，經濟部水利處中區水資

- 局，pp.2-15~2-16。
33. 國立成功大學防災研究中心，1998，“地質危險區公路及河川橋樑之維護管理與防救災對策之研擬~以台十一線及二十一線為例期末研究報告”，台灣省交通處公路局。
 34. 捷統工程顧問股份有限公司，1998，“北迴線 NO+720 至 N1+020 間邊坡監測防災警示系統工程施工計畫書”。
 35. 許中立、陳德天、李金來，2002，“嘉義大埔泰山段地層滑動問題之探討”，坡地防災學報，第一卷，第一期，pp.57~70。
 36. 陳至揚，2001，“光纖光柵感測扭曲儀之研發”，交通大學土木工程系碩士論文。
 37. 陳坤泉，2001，“土石壩監測要領與研判”，水庫安全監測講習會。
 38. 陳玠文、張睦雄、郭治平、簡世杰，2001，“監測系統於邊坡滑動機致之個案探討”，第九屆大地工程學術研討會論文摘要集。
 39. 陳時祖，1995，“阿里山公路沿線公路邊坡崩塌與雨量關係之研究”，行政院國家科學委員會，防災科技研究報告 83-14 號。
 40. 游繁結、陳重光，1987，“十八重溪土石流災害之探討”，農林學報，37(1)：第 1-18 頁。
 41. 游繁結、陳重光，1987，“豐丘土石流災害之探討”，中華水土保持學報，18(1)：第 76-92 頁。
 42. 渡，1971，“地すべりの型と對策”，地すべり，Vol. 8，No. 1。
 43. 湯振輝，1963，“湖口背斜石油地質”，臺灣石油地質第二號，第 241-252 頁。

44. 黃立煌，1985，“崩積土邊坡水壓計資料分析”，地工技術雜誌第十二期，第 26~34 頁。
45. 塗明寬、陳文政，1990，“五萬分之一臺灣地質圖說明書”，圖幅第七號-中壢，中央地質調查所，第 23-37 頁。
46. 新亞建設開發股份有限公司，2002，第二高速公路後續計劃西湖大甲段第 C312 標通宵-苑裡段工程監測系統工程觀測報表，交通部台灣區國道新建工程局。
47. 楊錦釧、唐世彥，1994，“土石流發展段之數值模擬(I)”，行政院國家科學委員會防災科技研究報告 NSC82-0414-P009-002B。
48. 經濟部中央地質調查所，1994，“新竹縣新埔鎮湖口台地南緣崩塌地調查與整治方案規劃計畫”。
49. 葉克家、連和政，1994，“土石流堆積模式之研究(I)”，行政院國家科學委員會防災科技研究報告 NSC82-0414-P009-003B。
50. 廖志中、潘以文、莊士弘，1998，“落石潛在危險度不確定性評估模式”，岩盤工程研討會論文集。
51. 廖洪鈞，1999，“山坡地開發安全監測工程技術”，都市防災及山坡地災害防治研討會論文集。
52. 廖洪鈞、林郁欽，2001，“坡地社區邊坡崩塌機率之電子評估表”，第九屆大地工程學術研討會論文摘要集。
53. 廖洪鈞、郭瑞柏、廖瑞堂、黃國書，2001，“網路技術於坡地安全監測之應用”，第九屆大地工程學術研討會論文摘要集。
54. 廖洪鈞、廖瑞堂，1999，“坡地社區開發安全監測手冊”，內政部營建署研究報告。
55. 廖瑞堂，2001，“山坡地護坡工程設計”，科技圖書股份有限

公司。

56. 廖瑞堂、陳昭維、徐適康，2001，“自動化監測在坡地防災急救災工程運用案例”，第九屆大地工程學術研討會論文摘要集。
57. 蔣博文，2001，“利用自發性布里淵散射技術之分佈型應變與溫度感測”，國立交通大學光電研究所碩士論文。
58. 鄭瑞昌、江永哲，1986，“土石流發生特性之研究”，中華水土保持學報，17(2)：第 50-69 頁。
59. 蕭文雄、林建宏，2001，“山坡地社區防災與風險管理機制之探討”，台北都會區地質災害研討會論文集。
60. 謝正倫等，1998，“地質危險區公路及河川橋樑之維護管理與防救災對策之研擬~以台十一及二十一線為例”期末報告，台灣省交通處公路局研究計畫。
61. 謝正倫等人，1992，“花東兩縣土石流現場調查與分析”，中華水土保持學會，第 23 卷第二期第 109~122 頁。
62. 謝豐隆，2000，“落石邊坡危險度與危害度分級與預報”，國立交通大學，碩士論文。
63. 謝獻仁，1998，“類神經網路於落石坡危險度評估”，國立交通大學，碩士論文。
64. 瀨尾克美、橫部幸裕，1978，“土砂害降雨量之研究”，新砂防，Vol.108，pp.14-18。
65. 藤原 明敏，1976，“地すべりの解析と防止對策”，理工圖書。
66. AIMONE-MARTIN, C.T., ORAVECZ, K.I., AND NYTRA, T.K., 1994, “TDR Calibration for Quantifying Rock Mass Deformation at WIPP Site, Carsbad, New Mexico, “Proceedings of the Symposium

- on Time Domain Reflectometry in Environmental” , Infrastructure and Mining Applications, Evanston, Illinois, U.S., Bureau of Mines., Special Publication SP 19-94., pp.507-517.
67. Ayyub, B.M. and Chao, R.J., 1997., “Uncertainty modeling in civil engineering with structural reliability applications” , In Uncertainty modeling and analysis in civil engineering, pp.3-32.
68. Bunce, C.M., 1994., “Risk analysis for rock fall on highways”, M.Sc. dissertation, the Department of Civil Engineering, University of Alberta, Canada.
69. Bunce, C.M., Cruden, D.M., and Morgenstern, N.R., 1997. “Assessment of the hazard from rock fall on a highway”, Can.Geotech.J.34, pp.344-356.
70. Bunce, C.M., Cruden, D.M., and Morgenstern, N.R., 1997., “Assessment of the hazard from rock fall on a highway”, Can.Geotech.J.34, pp.344-356.
71. Burland, J.B., and J.F.A. Moore., 1974., The Measurement of Ground Displacement Around Deep Excavations. In Field Instrumentation in Geotechnical Engineering, John Wiley&Sons, Inc. New York, pp.70-84.
72. Caine, N., 1980, The rainfall intensity-duration control of shallow landslides and debris flows, Geografiska Annaler, Vol.62, pp.23-27.
73. Corominas, J., Moya, J., Lloret, A., Gili, J.A., Angeli, M.G, Pasuto, A., and Silvano, S., 2000, “Measurement of Landslide Displacements Using a Wire Extensometer”, Engineering Geology, Vol.55, pp.149-166.
74. DOWDING, C.H., HUANG, F.C., AND MCCOMB, P.S., 1996, “Water Pressure Measurement with Time Domain Reflectometry Cables”, Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol.19, No.1, pp.58-64.

75. DOWDING, C.H., SU, M.B., AND O'CONNOR, 1988, "Principles of Time Domain Reflectometry Applied to Measurement of Rock Mass Deformation", *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol.25, pp.287-297.
76. DOWDING, C.H., SU, M.B., AND O'CONNOR, 1989, "Measurement of Rock Mass Deformation with Grouted Coaxial Antenna Cables", *Rock Mechanics and Rock Engineering*, Vol.22, pp.1-23.
77. Dunicliff, J. and Green, G.E., (Consultant) 1998, "Geotechnical Instrumentation Reference Manual", National Highway Institute U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration, Washington, D.C., No.13241-Module 11.
78. Dunicliff, J. and Green, G.E., 1993, "Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance", John Wiley & Sons, New York.
79. Dutro, H.B., and R.D. Dickinson., 1974 Slope Instrumentation Using Multiple-Position Borehole Extensometers. In *Transportation Research Record 482*, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp.9-17.
80. Fell, R., Finlay, P.J. and Mostyn, G.R., 1996, "Framework for assessment the probability of sliding cut slopes", *Proc. 7th Int. Symp. on Landslides*, Trondheim, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, Vol.1, pp.201-208.
81. Finlay, P.J., 1996, "The risk assessment of slopes", PhD Thesis, School of Civil Engineering, University of New South Wales.
82. Gillon, C. 1995., How to Do Differential GPS Without Known Coordinates for Your Base Station. *Earth Observation Magazine*, Vol. 4, No.4 (April), pp.50-51.
83. Gould, J.P., and C.J. Dunicliff., 1971, Accuracy of Field Deformation Measurements. In *Proc., Fourth Pan-American Engineering*, San Juan, American Society of Civil Engineers, New

- York, Vol.1, pp.313-366.
84. Green, G.E., and P.E. Mikkelsen., 1988, Deformation Measurements with Inclinometers. In Transportation Research Record 1169, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp.1-15.
 85. Heimovaara, T.J., 1994, "Frequency Domain Analysis of Time Domain Reflectometry Waveforms : Measurement of the Complex Dielectric Permittivity of Soils", Water Resources Vol.30, No.2, pp.189-199.
 86. Hungr, O. and Beckie, R.D., 1998, "Assessment of the hazard from rock fall on a highway:Discussion", Can.Geotech.J.35, pp409-410.
 87. Hutchinson, J.N., 1988, "General Report : Morphological and geotechnical parameter of landslides in relation to geology and hydrogeology", In landslides, Proc. Fifth Int. Symp on.
 88. Keefer, D.K., 1987, Real-time landslide warning during heavy rainfall, Science, Vol. 238, 921-925.
 89. Keefer, D.K., Wilson, R.C., Mark, R.K., Brabb, E.E., Brown, W.M., Ellen, S.D., Harp, F.L., Wieczoreck, O.F., Alger, C.S. and Zatzkin, R.S., 1987, "Real time Landslide warning during heavy rainfall", Science, Vol.238, pp.921-925.
 90. Kersey, A.D., 1993, "Multiplexed Fiber Optic Sensors", Proceedings, SPIE, Vol.CR44, pp.200-225.
 91. Kurashima, T., Horiguchi, T., Izumita, H., Furukawa, S., and Koyamada, Y., 1993, "Brillouin Optical-Fiber Time Domain Reflectometry", IEICE Trans. Commun. Vol.E76-B, No.4, pp.382-389.
 92. Lin, C.P., 1999, "Time Domain Reflectometry for Soil Properties", PhD, thesis, Purdue University, U.S.
 93. Lin, C.P., Drnevich, V.P., Feng, W., and Deschamps, R.J., August, 2000, "Time Domain Reflectometry for Compaction Quality Control", Use of Geophysical Methods in Construction, Geotechnical

- Special Publication No.108, ASCE. pp.15-34.
94. Moon, A.T., Olds, R.J., Wilson, R.A. and Burman, B.C., 1992, "Debris flow zonation at Montrose Victoria", In Landslides, Proc. Sixth Int. Symp. On Landslides (Ed. Bell, D.H.), Christchurch, New Zealand, A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, Vol.2, pp.1015-1022.
 95. Morgan, G.C., Rawlings, G.E. and Sobkowicz, J.C., 1992, "Evaluating total risk to communities from large debris flows", In Geotechnique and natural hazards, pp.225-236.
 96. O'CONNOR, K.M. AND DOWDING, C.H., 1999, GeoMeasurement by Pulsing TDR and Probes, CRC.
 97. O'CONNOR, K.M., PETERSON, D.E., AND LORD, E.R., 1995, "Development of a Highwall Monitoring System using Time Domain Reflectometry", Proc., 35th U.S. Sym. Rock Mdch., Reno, Nevada, June, pp.79-84.
 98. Phil, F. and R., Chowdhury., 2002, Uncertainties in rainfall-induced landslide hazard.
 99. Pierson, L.A., 1992, "Rockfall hazard rating system", In Rockfall Prediction and control and landslide case histories, Transportation Reserch No.1343, pp.6-13.
 100. Pirce, C.E., Bilaine, C., Huang, F.C., and Dowding, C.H., 1994, Effects of Multiple Crimps and Cable Length on Reflection Signatures from Long Cables, Proceedings of the Symposium on Time Domain Reflectometry in Environmental, Infrastructure, and Mining applications, Northwestern University Evanston, Illinons, Step 7-9, pp.540-554.
 101. Preemchitt, J., Brand, E.W. and Chen, P.Y.M., 1994, "Rain-induced landslides in Hong Kong 1972-1992", Asia Engineer, June, pp.43-51.
 102. Romana, M.R., 1993, "A Geomechanics Classification for Slope : Slope Mass Rating", Comprehensive Rock Engineering Vol.3,

- pp.575-599.
103. Ross G.F., 1976, "Apparatus and Method for Sensing a Liquid with a single Wire Transmission Line", U.S. Patent No.3, 995, 212.
 104. Ross, G.F., 1974, "Apparatus and Method for Measuring the level of a Contained Liquid", U.S. Patent No.3, 832, 900.
 105. Spring, G.S. and Hummer, J., 1995, "Identification of hazardous highway locations using knowledge-based GIS: A case study", Transportation Research Record 1497, Transportation Research Board, pp.83-90.
 106. Stewart, J.C., Martin, K.L. and Jenetta, A.R., 1993, "U.S. Department of Energy uses GIS to evaluate waste management alternatives", Geo Info Systems 3, No.7. pp.60-63.
 107. SU, M.B., 1987, Quantification of Cable Deformation with Time Domain Reflectometry, Ph.D. Dissertation, Northwestern Univ., Evanston, IL, 112 pp.
 108. Su, M.B., and Chen, Y.J., 2000, "TDR Monitoring for Integrity of Structural Systems", Journal of Infrastructure Systems, Vol.6, No.2, pp.67-72.
 109. Takahashi, T., 1980, "Debris flow on prismatic open channel", J. Hydr. Div., ASCE, Vol.106, No.3, pp.381-396.
 110. Talahashi, T., 1991, "Debris Flows", International Association for Hydraulic, Research.
 111. TOPP, G.C., DAVIS, J.L., AND ANNAN, A.P., 1980, "Electromagnetic Determination of Soil Water Content and Electrical Conductivity Measurement Using Time Domain Reflectometry", Water Resources Research, Vol. 16, pp.574-582.
 112. Turner, A.K., and Schuster, R.L., 1996, "Landslides Investigation and Mitigation", Special Report 247, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 673p.
 113. USBR, 1987, Embankment Dam Instrumentation Mnaual.

114. Van, C.J., 1993, "Application of geographic information systems to landslide hazard zonation : a review of principles and practice", ITC Publication No.15, ITC, Enschede, The Netherlands.
115. Varnes, D.J., 1978, "Slope Movement Types and Processes in Schuster and Krizek eds Landslides-Analysis and Control", T.R.B. Special Report 176.
116. Wadge, G., Wislocki, A., and Pearson, E.J. 1993, "Spatial Analysis in GIS for Natural Hazard Assessment", in Goodchild, M.F., Parks, B.O. and Steyaert, L.T. (eds.) Environmental Modelling with GIS. Oxford University Press, Oxford. pp.332-338.
117. Wadge, G., Wislocki, A., Pearson, E.J. and Whittow, J.B., 1993, "Mapping natural hazards with spatial modelling systems" in Mather, P.M. (ed.) Geographical Information Handling - Research and Applications, John Wiley & Sons, Ltd. pp.239-250.
118. Wang, H.N., Ho, K.S. and Chan, Y.C., 1997, "Assessment of consequence of landslides", Proceedings of the integration workshop on landslide risk, Hawaii, U.S.A., pp.111-149.

附錄 A

期中、期末報告審查意見處理情形

「道路邊坡高效能監測系統研發與崩塌預警基準制訂」

期中簡報意見處理情形

一、開會時間：民國九十一年九月四日

二、會議地點：交通部 102 會議室

三、主持人：交通部科技顧問室 周主任

四、結論：

1. 基準制訂時，應先定義清楚制訂基準的項目與範圍。
2. 基準制訂格式，可以參考交通部已完成之研究報告。
3. 基準值制訂時，應邀集相關學術或工程單位之專家學者舉辦座談會，蒐集各方意見以供參考。
4. 期末審查會，擬在交通大學舉辦。
5. 本次期中審查會原則通過。

五、意見處理情形：

審查意見	處理情形
<p>台灣大學 林教授</p> <ol style="list-style-type: none">1. 現地監測之佈設應配合道路邊坡之實際需求。2. 現地佈設儀器對於惡劣氣候下，監測儀器之穩定性及訊號傳輸情形應詳加考慮。	<ol style="list-style-type: none">1. 將考量這方面之需求。2. 以目前通訊的技術，RF 或 GSM 通訊應可克服氣候之影響，且於通訊傳輸前可先連接資料儲存器，如此資料擷取器可控制並確保斷線後之資料傳輸之連續性。至於監測儀器之穩定性正為本計畫之 TDR 與光纖研發之主要目標。

<p>3. 所發展新儀器與傳統儀器之優缺點應詳加比較，包含適用範圍、量測值、可靠性、準確性、耐久性及經費需求等項目。</p> <p>4. 應提出對於不同破壞機制下，儀器適宜佈設之建議。</p> <p>5. 應選取適當案例現址進行監測比較及預警基準之設定情形。</p> <p>6. 研究案中監測研發與預警基準研究應相互配合，而非個別進行。</p> <p>7. 預警基準部分之內容界定，究為方法研究或 SOP，只包括坍塌或應包括落石、土石流等。</p> <p>8. 所發展技術之量測範圍與預警所需數值範圍之差異。</p>	<p>3.不同位移監測系統比較如表 6.1 所示。</p> <p>4.在完整瞭解監測系統之使用性後會提出建議。</p> <p>5.本計畫共選擇數個監測案例進行預警基準設定之說明，另外，配合寶二研究案例，本研究亦進行 TDR 預警可行性探討，下一年度本研究將持續利用現地實驗站監測成果進行預警基準制定之分析與研究。</p> <p>6.遵照辦理。配合寶二研究案例，本研究亦進行 TDR 預警可行性探討，請參考 P.234。</p> <p>7.本計畫以崩塌預警基準值訂定方法之研究為主，研究對象以坍塌為主，然而落石與土石流之預警基準亦將於本計畫中回顧與建議。請參考 P.159~P.166 第 5.6.1~5.6.3 節。</p> <p>8.根據寶二現地試驗案例，本研究發展之量測系統精度作為崩塌預警所需具有可行性。</p>
<p>中興大學 褚教授</p> <p>1. 本報告書第二、三章內容主要</p>	<p>1.預警基準之制定文獻蒐集已增</p>

<p>是整理美國傳統感測系統之監測評估，但第五章之內容則主要針對多日本國內各機構對邊坡預警基準制訂之文獻，二者似乎很不一致，請問主要之考量何在？</p> <p>2. 就位移監測系統而言，報告書中介紹了許多不同之監測儀器，內容很豐富。但對使用者或決策者而言，如能針對各不同儀器就精度、量測範圍、穩定性、耐久性、工作度、資料擷取與傳送、限制條件與經濟性等各方面之優缺點，製作一總表進行扼要、重點比較，將更具參考價值。</p> <p>3. 就過去之資料可知，TDR 作為邊坡張裂或剪裂之定性量測已是成熟之技術，但對量量化的技術，可能尚處於摸索、研發階段。因此，此一技術做為邊坡崩塌預警基準之監測儀器，可能還尚欠成熟，本計畫是否有準備將 TDR 監測結果納入邊坡安全管理基準值之訂定？</p> <p>4. 本報告書中，有少數錯別字與筆誤，請調整。</p>	<p>加其它國家與國內文獻。</p> <p>2. 遵照辦理，請參考表 6.1。</p> <p>3. 根據寶二現地試驗案例，本研究發展之量測系統精度作為崩塌預警所需具有可行性。詳 P.234。然而此一方面之技術仍有賴繼續研究發展以增加 TDR 監測成果之定量解釋，研究之方法包括理論研究與標定試驗之設計，初步成果詳見 3.4.2.2 及 3.4.2.3 節。</p> <p>4. 遵照辦理</p>
---	---

<p>5. TDR 現地變形監測目前只有 sensor7 的資料有效，建議增加一些其他實測案例做比較，以驗證其可靠性及準確性。</p> <p>6. P.119~P.123 中，圖 5.5~圖 5.13，文字不清楚，圖中日文建議譯成中文。</p> <p>7. 邊坡安全管理基準值之訂定，建議應依不同監測儀器分別訂定才合理。此外各不同管理階段中之邊坡位移量測頻率亦應不同。管理值應依不同之精度或監測頻率訂定。</p>	<p>5.由於側向坡 (Sensor 11, 12) 與逆向坡 (Sensor 9,10) 因為加載速度過快產生局部及突然破壞，未紀錄到破壞瞬間之資料，順向坡之 Sensor 8 因為在張力裂縫後方，因此並未產生滑動。</p> <p>6.遵照辦理，已修正完成。</p> <p>7.遵照辦理，監測頻率之考量已於期末報告增加說明。第 5.7.3 節。</p>
<p>台灣大學 范教授</p> <p>1. 計畫中擬用傳統及較先進之光纖監測與 TDR 監測技術來做研發，對國內監測技術之提升有其貢獻，值得肯定。</p> <p>2. 在本計畫執行期限中，建議對奈米科技在檢測設備上之應用加以探討。</p> <p>3. 監測及預警基準，除使用傳統之物理量外，其他方面，如水質，也可進行探討。</p>	<p>1.謝謝指教</p> <p>2.在第二年度計畫中將收集相關資料</p> <p>3.水質可作為監測邊坡崩塌徵兆物理量，已增列於期末報告中，此一方面之定量詮釋尚待後續之研究以擴展預警基準設定之層面。</p>



<p>4. 監測及預警系統之穩定及傳訊應多做探討，例如，在惡劣環境下，電源供應及無線傳輸。</p> <p>5. 各種監測儀器及技術，應做比較。</p>	<p>4.在第二年度計畫中經過長期使用本計畫所研發之系統後將詳加探討</p> <p>5.遵照辦理。請參考表 6.1。</p>
<p>中央大學 李教授</p> <p>1. 文獻資料收集豐富，報告撰寫細心，文獻引用清楚，符合一般慣例要求。</p> <p>2. 本計畫之意義應包括推廣功能，建議日後對新技術能有較詳細的說明與討論。</p> <p>3. 建立預警機制時，對各量測量與警戒值等資料，建議考量不同原理量測設備間之量測數值是否會有差異，以提供日後執行參考。</p> <p>4. 第五章各圖建議中文化。</p> <p>5. 建議在預警基準進行時，可舉辦專家座談會。</p>	<p>1.謝謝指教</p> <p>2.將在第二年度做研討會推廣本計畫所研發之技術</p> <p>3.不同監測儀器受限於儀器精度之不同，預警基準值設定之考慮即可能有所差異，期末報告已提出相關之說明，以提供日後執行參考。</p> <p>4.遵照辦理，請參考第五章各圖。</p> <p>5.遵照辦理，請參考附錄之專家座談會會議相關資料。</p>
<p>公路總局</p> <p>1. 是否能對傳統監測、光纖監測、TDR 監測等系統進行優缺點比較。</p> <p>2. 在何種道路邊坡情況，做何種監測比較符合效益。</p> <p>3. 建議報告內容之撰寫方式，可</p>	<p>1.遵照辦理，請參考表 6.1。</p> <p>2.這將因個案而定不易在本報告中做一般之敘述</p> <p>3.遵照辦理</p>

<p>以易於基層的人員研讀及應用。</p>	
<p>國工局</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 當進行長期監測時，監測儀器之維修及相關之配合相當重要，欲執行現地安裝監測儀器時，一些相關的配合措施必須更為注意。 2. 監測儀器之現地展示及相關量測數據之展示，可能會有助於工程單位易於瞭解這些先進監測儀器。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 將記取建議 2. 將在第二年度做研討會推廣本計畫所研發之技術
<p>運研所</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 是否能將報告中所提及三種監測方法之監測結果予以量化比較，例如，精度、耐久性等。 2. 崩塌預警基準訂定與原則是否應包含落石與土石流，以利工程單位參考。 3. 孔內光纖與 TDR 邊坡監測系統之研發，是否有現地試驗與試驗結果與 IPI 做比較。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 遵照辦理。請參考表 6.1。 2. 本計畫研究對象以坍塌為主，然而落石與土石流之預警基準亦將於本計畫中完整回顧與建議。 3. 計畫裝在湖口設立試驗站做現場比較
<p>北市工務局</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 監測系統之穩定性與可靠性很重要。 2. 道路邊坡崩塌與降雨量及降雨延時關係很大，但地質狀況 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 贊成 2. 地質狀況之影響對預警基準制定影響甚鉅，期末報告中已於不

<p>亦是重點之一，是否應該將此項因素納入考量。</p>	<p>同案例中加強說明此一重要觀念。</p>
<p>營建研究院</p> <p>1. 預警基準預警值訂定是否應該考慮道路分級。</p>	<p>1. 預警基準設定應考慮道路分級以及各道路之危害度，此一觀念已於期末報告加強說明，如 5.2 節。</p>
<p>鐵工局</p> <p>1. P.115 中，圖 5.2 及圖 5.3 之意義為何？請說明。</p> <p>2. P.118 下段提及封閉道路，其開放時機為何？另下雨與落石之關係似乎可以確立，是否有更精確之預警方法？</p> <p>3. P.135 中第二高速公路監測案例，個人認為邊坡滑動應先為局部發生塑性變化後引致全面性破壞，故其問題點應在監測點之選擇，本報告可否提供如何提供選擇之建議。</p>	<p>1. 期末報告已重新編排並撰寫，此二圖經考慮其需要已刪除。</p> <p>2. 預警封閉道路後之開放時機應視各道路管理單位判斷危害情況是否消失而定。落石之預警國內之研究已相當成熟並整理於期末報告中。詳如 5.6.1 節。</p> <p>3. 監測系統之規劃極為專業，且應視監測各案例地質、地形、施工性、氣象條件... 等因素而定，實難具體建議，然本計畫仍遵委員之意見於期末報告中提出監測規劃原則性之建議。</p>
<p>公路總局 吳處長</p> <p>1. 地滑災害相關因子所牽涉範圍很廣，應將各項原因列上，不能只歸責於道路構築，以免未來把研究報告做為向有關單位求償之依據。</p> <p>2. 本報告收集資料很齊全，但大</p>	<p>1. 已修正相關文字說明。</p> <p>2. 遵照辦理。</p>



<p>部分均以外國之實驗報告資料，最好能對全省一些有規模之崩塌地區做現場調查，以取得符合本省情況之資料，供有關單位參考。</p> <p>3. 土石流著作很多，但實際能提供應用的很少，應對各災區做詳細調查，並研擬出一套可行的預警系統。</p> <p>4. 預警基準之訂定，應慎重考慮，以免發生高屏大橋之烏龍情況。</p>	<p>3. 本研究摘錄范正成(2002)針對土石流預警之研究成果作一說明，以提供道路管理單位未來預警基準制定參考。詳如 5.6.3 節。</p> <p>4. 假警報對預警而言造成極大之困擾，然而一般而言精準之預警與剩餘之反應時間為負相關，此一觀念本計畫已加強說明，以作為未來預警基準制定之參考。</p>
---	---



「道路邊坡高效能監測系統研發與崩塌預警基準制訂」

期末簡報意見處理情形

- 一、開會時間：民國九十一年十二月九日
- 二、會議地點：交通大學電子資訊大樓第三會議室
- 三、主持人：交通部科技顧問室林主任 志明
- 四、意見處理情形：

審查意見	處理情形
<p>主席</p> <ol style="list-style-type: none">1. 與會專家委員及各機關代表所提意見，請研究單位依據合約，進行期末報告修正，並將各專家委員及各機關代表所提意見及回應錄列於研究報告附錄中。2. 期末報告內容及各研究子項之整合、章節之調整等，請研究團隊再審慎檢討並予改善。3. 研究報告格式製作請與本室承辦人聯繫，另若有中英文對照請彙錄於附錄中。4. 本研究報告內容，請研究單位在費心綜整，並請計畫主持人、協同主持人務必再費心費力完成審閱後再送部憑辦。	<ol style="list-style-type: none">1. 遵照辦理。2. 遵照辦理，已將第二章及第五章部分章節重新整理。3. 已跟貴室聯繫，且已取得研究報告格式製作說明，謝謝。另外，目前無中英文對照。4. 遵照辦理，將儘速完成研究報告。

陳天健 博士

- | | |
|--|---|
| <ol style="list-style-type: none">1. 崩塌預警基準訂定內容中，引述危險度、危害度、潛勢、潛能等名詞，宜明確定義，報告內用詞宜一致。2. 就防災目的，預警可分為許多不同之規模，如大而粗廣的警戒，用於路線之管理；或小而繁細的邊坡警戒。建議本案亦可針對雨量、地震等，較適用大而廣路段管理、應用之基準。3. 建議可更明確針對各種規模程度之預警，提出崩塌預警基準模式，以供工程單位應用及全國相關作業之統一。4. 直接以國、省、縣及鄉道，作為道路風險分級準則，是否合 | <ol style="list-style-type: none">1. 危險度所指為崩塌發生可能性大小，危害度所指為崩塌發生後損失嚴重性，至於潛勢與潛能已儘可能避免使用。本研究中相關用詞已依據委員建議加以明確定義並力求統一。2. 以雨量作為預警基準本報告已納入相關案例討論中，至於地震因子，因為目前地震預測尚不成熟，在反應上不易立即做有效疏散之事前動作，因此未以地震因子作為預警參考因子。關於大區域屬路段之預警以及小區域屬特定邊坡定點之預警觀念，本報告已遵照委員之建議於 5.8 節補充說明。3. 在崩塌預警值制定上，因考量崩塌種類以及地質條件之不同，建議採用預警基準制定之模式應有不同，此一部份本報告基於 5.7 節案例之探討，增列 5.8 節之說明，針對不同類型或地質條件之邊坡崩塌預警基準制定模式進行建議。4. 僅以道路分級作為預警基準制定風險承受能力之唯一標 |
|--|---|

<p>適，請再斟酌。</p>	<p>準確實不恰當，本研究已針對此一部份於 5.5 節進行補充說明，建議預警基準制定前尚應考慮邊坡破壞後對道路使用之影響程度與影響範圍(亦包括其他保全對象)、道路邊坡崩塌之危險性與危害度評估。</p>
<p>中央大學 李釗教授</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 報告內容包括傳統與光纖監測系統之簡介、現地試驗與預警基準制定等，內容與文獻資料蒐集豐富、完整。其中尤以新監測系統研發，值得肯定。研究單位執行本計畫之求好企圖心明顯強烈。 2. 建議檢討本計畫之定位，係屬研究開發或工程實務型計畫，或二者兼備。 3. 建議預擬期末報告之閱讀者。通過高、普考之公務人員、大地技師，亦或專家學者。此點與本計畫之定位有關。 4. P.137，圖 4.22 是否有更多現地量測之 data 點，以供明確比 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 謝謝指教。 2. 本計畫包含新儀器研發與預警基準制訂，在研發過程中，必盡力使二個主題結合，並且以研究開發與工程實務為目標。 3. 研究報告希望以淺顯易懂的文字取代艱深的敘述，以使本報告能夠適合基層單位以上人員閱讀。 4. 此部分為在寶二水庫初步試驗，明年度在湖口台地試驗

<p>對。</p> <p>5. 各圖座標英文說明文字與括號間請空格。</p> <p>6. 預警基準制定未見列於第二年工作項目。</p>	<p>站，預期會有更多的量測數據。</p> <p>5. 謝謝指教，將再次修改之。</p> <p>6. 預警基準制訂未在合約第二年工作項目中。</p>
<p>鐵工局 蔡崇義主任</p> <p>1. 預警裝置以目前而言，仍有諸多問題需予以克服。如監測系統之耐久性，如何有效的傳輸、維護與保養，以及在收到預警時，是否有時間進行疏散或改善等。故建議在邊坡的生命週期當中，預警裝置之設置費用及維護，邊坡改善費用等，應與設計的安全係數，進行綜合評估利弊，在安全性與經濟性均顧及情況下，採用適當的措施，以維安全。避免收到預警仍無法阻止災害發生。 (建議於 92 年度內提供)</p>	<p>1. 謝謝提供寶貴意見，在明年度的工作中，會針對所提之問題進行研究。</p>
<p>公路總局 顏召宜 先生</p> <p>1. 崩塌預警基準制定章節的資料，稍顯零亂，請再做有系統的整理</p> <p>2. 對第一次崩塌之可能坡地，如何去發現及實施預防性的監</p>	<p>1. 遵照辦理，已將第五章部分內容合併至第二章，部分章節進行合併或重新分節。</p> <p>2. 根據此一建議增列 5.3 節道路邊坡崩塌預警對象之決定，建</p>

<p>測與預警，請補充。</p>	<p>議邊坡管理者應針對所轄之邊坡進行邊坡檢查與建檔，配合調查資料對有疑慮之邊坡進行進一步之調查與分析，對於較高潛能之邊坡應進一步監測，以了解邊坡活動性，並作為是否需進行整治或制定預警基準之參考。</p>
<p>運研所 林雅雯 小姐</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 在結論章節中，只提到崩塌預警之部分，在光纖與 TDR 監測系統方面，應該多加著墨。 2. 5.4 節預警分級中，對於行動值、管理值、危險值等訂定時，應建議如何改善這些狀況。 3. 關於提升 TDR 的靈敏度，除報告及簡報提及的部分外，是否還有其他方法？另外，是否有具體研究成果？ 4. 在制定基準值時，破壞前反射係數，對其有無影響？ 5. 圖 5.12 與圖 5.13，應有所整合。 6. 明年度是否有出版使用手 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 因為光纖與 TDR 屬於研發的部分，尚有很多細節需釐清，所以此部分的結論較少著墨，盼明年度此方面有更多研究成果，一定會詳細說明。 2. 遵照辦理，已補充說明於 5.1.3 節。 3. 目前僅有此方法二種方法。至於具體研究成果，會在明年度提出。 4. 反射係數在制訂基準時並無影響。 5. 圖 5.3(原圖 5.13)為圖 5.2(原圖 5.12)之預警基準制定方法說明。 6. 倘若研發成果豐碩，將會考慮

冊？	出版使用手冊。
<p>鐵路局 李德康 先生</p> <p>1. 報告中，關於錯別字、文意不符、格式、參考文獻等方面，請修正。</p>	<p>1. 謝謝指正，對於報告中錯別字、格式錯誤等問題，將會謹慎校閱修改。</p>
<p>高工局 王建國 先生</p> <p>1. 報告中各方程式中的符號代表意義應加以說明。</p> <p>2. 各解說圖中，為求一致性，建議中文化，如圖 5.24。</p>	<p>1. 關於報告中各種符號所代表的意義，已加強說明。</p> <p>2. 遵照辦理，圖 5.22(原圖 5.24) 已中文化。</p>

附錄 B

專家座談會意見整理

交通部所委辦「道路邊坡高效能監測系統研發與崩塌預警基準制定」之子計劃「崩塌預警基準制定」座談會意見彙整如下：

褚炳麟教授

1. 邊坡崩塌預警基準值之制定中，監測儀器之數量應訂定清楚，以確立監測值之代表性及準確性，提昇預警管理之實用性及可靠性。此外，監測資料之複核、查驗、校正相當重要，建議多加考慮。
2. 邊坡量測或監測頻率，建議應依各不同管理階段，制定不同的監測頻率，以便獲得更多且有用的分析資料，作為決策之依據。
3. 公路邊坡幅員廣大，因此坡地現場之監測儀器不可能埋設太多，故現場工程管理人員的目視檢測，以及邊坡週遭環境之初期徵兆勘查資料，相當重要。此外，監測系統之監測資料應與現地勘查結果比對，相當重要。

林四川博士

1. 本計畫著重預警基準訂定應考慮之因素、訂定程序並提供實際案例以供參考，值得肯定。
2. 準則訂定時應特別注意可行性，並做必要之提醒，避免誤用。
3. 並非所有邊坡都需要配置預警系統，因此定期有系統的進行道路邊坡體檢及安全評估很重要。依體檢及評估結果建議預警系統配置之位置。
4. 降雨強度及累積雨量，與地下水位之關係應特別注意提醒其時間遞延之效應。
5. 如採用雨量作為預警之基準，應注意雨量站配置之位置是否有代表性。

廖瑞堂博士

1. 何處、何時需設置監測系統，在報告中應根據道路等級及滑動潛能，可再強調說明。
2. 儀器可能誤差應強調及說明。
3. 管理基準分成二個或三個值為佳，建議可再考量。(管理基準：預警、警戒、危險，當初為一深開挖，但用於別處或許太細了，所以不一定要強調三個基準值)
4. 訂定管理基準之適用性，如何避免濫用應特別說明強調，如果邊坡已屬不穩定邊坡則需加以處理，而非僅靠監測來預警。

古志生教授

1. 建立邊坡預警準則訂定之程序而非定訂單一數值，應各邊坡案例專案處理。
2. 案例說明應為各類型邊坡之預警準則訂定程序之試用。
3. 盡可能不要採用單一物理量為預警基準值。
4. 快速破壞形式之邊坡應注意其危險性，而不是著重於預警。(若為快速滑動物體時，則不需訂定基準值(無意義)，而是可朝向訂定危險度與危害度)
5. 預警基準可能為變動的而非定值，影響者眾多。ex: 邊坡滑動規模、前期崩壞特性...等
6. 設有結構物之邊坡，需整體考慮其穩定性。(結構物也可朝向注意應力變化，)

李維峰博士

1. 國內案例分析結果與國外制定標準比較。

2. 預警基準應考量道路等級，破壞模式，以及結構物失效影響等因素。
3. 以變形(應變)速率作為預警基準應考量應變行為與時間之間可能的非線性關係。
4. 建議可考量不同監測儀器相對應之警戒值，並提綜合考量(研判)之依據→Optimization of Instrumentation and Warning systems.
5. (道路邊坡>落石、路基流失>填土、構造物破壞、地錨抑起)
6. (FHWA, preliminary report 預警值得擬定手冊)
7. (災害鑑定)

手冊

1. 構造物的損壞及修復
2. 災害類型、影響交通量
3. 人命安全環境
4. 重要性

林志平教授

1. 預警是 case study，要把條件說明清楚，例如案例中有關 TDR 部分，對象為 on loading，並非針對自然邊坡
2. 監測計劃與預警似乎脫勾，依用途、地形地質提供適宜的監測項目
3. 何時才要配置<會造成極大損害<非人力
4. 案例不要強調預警時間，無法精準預測破壞時間，會造成誤用

潘以文教授

1. 針對特定危險邊坡

2. approach 多大的假警報是可容忍的，報告應提供不確定性

蘇苗彬

座談的方式提供意見非審查意見只供參考

1. 計畫名為崩塌預警基準，應先與委託單位溝通確定，一般預警基準應指預先發布警告或警報的基準值，報告中前後不太一致，應再思考。
2. 目測、體檢、設置監測系統，再談建立預警系統，從而訂定預警基準值是正確的思考方向，這過程需要從業人員深入個案才可能正確的發揮功能
3. 對自然邊坡、人為邊坡或未調查區域的邊坡應有不同的思考，對公路單位來說，才可符合實際需求。尤其對公路局的防災而言，滑動可能不必然是最主要面對的災害，是否需要多考慮其他的邊坡破壞模式。案例中有些仍值得談論的部分：
 - A. 案 A 中時間傾斜量圖是否發生破壞，填方累積 8cm 可能未達破壞。管內傾斜需得考慮其最大可測得的範圍。而摘自日本的位移速度與破壞時間應注意其範圍如 1cm/Day 可以是兩天也可以為 20 天。
 - B. 案 B 中所引用之概念可能需再考慮，填方觀測到的變形位移量，並非破壞的界線。(壓密現象當預警值不適合)
 - C. 根據降雨特性來建立，Woolongong 的案例說明需要很多儀器與長期觀測才能建立適當的基準，而非可一體適用於全國很簡易的基準。
 - D. 案例 D 中，崩塌前 10~20 為孔隙水壓急劇上升，可能不見得適用於所有個案，一般應無反應時間速度的問題，一般而言水位

觀測仍是很重要的部分。

E. E 案仍屬於填方的概念。

F. 梨山的個案可以再深入討論，整體報告今年底會完成。寶二的個案，TDR 目前資料可能嫌太少，變化亦太小。

4. 整體而言調查與檢查是非常重要的，道路主管單位應不斷執行，再依其必要性建立必要的安全監測系統。再依危險性建立預警基準值。建議本計畫可以加強對可使用儀器的掌握，評定其適用性，編定成資料供現地使用。
5. (亦用簡單方式如竹竿，可簡易判斷路基是否有流失滑動)
6. (基準值再考慮上有時不能只採用單一值，有時需搭配另一值，如每日變形量與累積變形量，有時變形率低但總變形量已達到)

附錄 C
預警基準草案

道路邊坡崩塌預警基準制定準則（初擬）

1 通則

本準則適用於交通部所屬各級道路系統，提供各道路管理單位進行所屬危險道路邊坡崩塌監測預警值訂定時之參考。

【解說】：高風險性道路邊坡應透過監測系統，長時間監控其變化，並加以分析、評估，以瞭解邊坡行為以及邊坡之穩定性，並透過預警基準之設定，作為道路管理單位安全管理或緊急應變之參考。

道路邊坡崩塌預警基準制定所牽涉的問題複雜程度極高，每一處道路邊坡因重要性不同(國道、省道、縣道、鄉道、山區產業道路...)、應用監測之時機不同(調查、施工安全管理、長期管理維護...)、環境條件不同(包括地形、地質、氣候...)、破壞模式不同(山崩、地滑、土石流...)、發生速度不同、破壞規模以及影響範圍不同等等。各道路管理單位，應依據所屬道路邊坡特性，視需要提出各該路段邊坡崩塌預警值。

2 道路邊坡崩塌預警之意涵

道路邊坡崩塌預警主要目的為降低邊坡崩塌災害，崩塌預警之意涵為根據各種邊坡崩塌徵兆觀察、紀錄或量測成果，於邊坡崩塌事發前提出警告，並作為道路管理單位採取不同防災或緊急應變措施之重要參考。

【解說】：崩塌預警之意涵為根據各種邊坡崩塌徵兆觀察、紀錄或量測成果，於邊坡崩塌事發前提出警告，並作為道路管理單位採取不同防災或緊急應變措施之重要參考。

監測系統監測值作為道路安全管理時參考，涉及三個重要環節：

- (1)確保安全監測所得之物理量為合宜之參考物理量(包括監測設備種類選擇、監測系統設置位置、量測方法、量測頻率、資料儲存與傳輸)；
- (2)妥善進行監測所得物理量之詮釋(監測資料透過經驗或學理分析後之資料解釋)；
- (3)訂定合宜之預警基準。

結合正確之參考物理量、妥善物理量之詮釋以及合適之預警基準，道路防災管理方能落實。

3 道路邊坡崩塌預警基準制定之道路分級

根據不同道路等級之道路邊坡對崩塌風險忍受程度不同，崩塌預警基準制定之道路分級分為三級：國道(包括快速道路)以及高速鐵路訂為第一等級，省道及台鐵鐵路訂為第二等級，縣道及鄉道訂為第三等級。

【解說】：根據公路法，我國公路分為四級，包括國道、省道、縣道及鄉道，四級道路服務功能與等級以及設計標準均有所不同。鐵路系統方面則包括台鐵與高速鐵路。

不同道路邊坡崩塌對交通衝擊或造成災害之風險忍受程度不同，因此將預警基準制定之道路分級分為三級：國道(包括快速道路)以及高速鐵路訂為第一等級，省道及台鐵鐵路訂為第二等級，縣道及鄉道訂為第三等級。道路管理單位可依據其道路服務特性、設計標準以及邊坡特性作特殊考量。

監測之規劃以及預警基準制定，除考慮道路分級以外，道路邊坡崩塌後對保全對象可能造成之危害亦應納入考量。

4 道路邊坡安全監測應用時機

道路邊坡安全監測應用時機包括：(1)道路邊坡崩塌斜坡特性調查，(2)施工中安全監控；(3)斜坡長期維護與防災管理以及(4)回饋設計及防災研究。

【解說】：道路邊坡監測系統應用時機可由四個層面切入：

- (1)斜坡特性調查(如瞭解滑動面深度與滑移速率等)
- (2)施工中安全監控
- (3)斜坡長期維護與防災管理
- (4)回饋設計及防災研究

不同應用時機之監測資料對於道路防災管理工作有不同之貢獻，而不同應用層面之監測系統，亦應有不同之規劃與預警基準制定。

5 道路邊坡崩塌監測預警基準值之定義

邊坡崩塌監測預警基準值即為崩塌現象所區分之各管理階段界限值，或稱為監測管理基準值。

待擬

6 道路邊坡崩塌監測預警處理原則

重要道路邊坡，當監測值達到危險值後應立刻採取補強加固措施，然而對於非人力可避免崩壞之邊坡，或允許破壞發生之邊坡，應慎重分析並預測可能崩壞時間，以作為發布交通管制或疏散措施之參考。

【解說】：以重要道路邊坡而言，當監測值達到危險值後應立刻採取補強加固措施。對於非人力可避免崩壞之邊坡，或允許破壞發生之邊坡，監測之功能在於推測邊坡崩壞時間，並作為緊急處理時機選擇之參考。邊坡崩壞推測時間若逐漸接近緊急處理所需反應時間時，即可考慮發布交通管制或採取疏散之措施。

發布交通管制或疏散措施之反應時間，可考慮人、車通過淨空區、煞車區加上前置警示區合計長度所需之時間(范正成,2002)。

7 道路邊坡崩塌型態

依據邊坡崩塌運動形式，道路邊坡崩塌可分為五大基本類型：墜落、傾覆、滑動、側落與流動，由兩種以上基本類型組合而成的運動則稱為複合運動。依據邊坡崩塌運動體的組成物質，道路邊坡崩塌可分為岩盤和土壤邊坡崩壞。

依據崩塌機制以及預警之特殊性，不同崩塌類型預警基準可分(1)落石；(2)地滑；以及(3)土石流三大類分別制定。本預警基準制定以地滑型態之道路邊坡崩塌為對象。

【解說】：依據邊坡崩塌運動形式，道路邊坡崩塌可分為五大基本類型(如圖 2)，並分述如下：

1. 墜落 (falls)

墜落是體積大小不一的岩塊或土石以自由落體的運動方式向下掉落，多發生於陡峭邊坡或懸崖，速度極快。砂頁岩互層構成的陡坡會因差異侵蝕的影響，導致上覆的砂岩失去支撐而墜落。發生於公路邊時可能將傷及人車。

2. 傾覆 (topples)

傾翻是岩塊向下坡方向傾斜而發生滾落的一種方式；岩層被兩組垂直節理切割成柱狀的岩塊最容易在自由面上發生傾翻或崩移。傾翻發生的場合通常有一組高傾角不連續面（層面或節理面）向邊坡的內側傾斜。因山區闢建的公路，常有非常高聳的邊坡，甚至半隧道的型式，

在這種邊坡傾翻破壞時有發生。

3.滑動 (slides)

滑動是最常見的斜坡運動。滑動可分兩種，一種為平面式滑動，另外一種為旋轉式滑動。平滑的滑動面形狀近乎平面，如層面、節理面、斷層面或崩積土與岩盤界面等；旋滑的滑動面形成則是開口向上的曲面。平滑常因地層排水不良而觸動，但是也常因坡腳被切除而引發，因此以發生在路邊、山溝或河流的坡面最多；旋滑亦常發生於邊坡、河岸、公路旁及填土的地方，尤其是土層很厚或岩層破碎的地方，在滑動體內及冠部附近經常可見到張力裂縫。事實上，自然界的滑動很少有單一型式者，很多滑動均是在頭部為旋滑，在趾部則轉變為平滑或流動。

4.側落 (spreads)

側落幾乎是水平方向的滑動，滑動面底下通常是一種軟弱的岩層，因軟弱岩層發生可塑性流動而影響上覆堅硬岩層。

5.流動 (flows)

流動為像可塑性流體一樣的移動，其速度可以從每秒數公分至每秒數百公尺。流動不一定要含水，有的邊坡在重力的作用下也會慢慢地向下坡方向流動，稱為潛移(creep)，其移動速度很慢，每年可能只有數公厘至數公分，但已足以威脅道路安全。潛移可分為深、淺層，淺層只有表土部分發生滑動，深層會導致岩層彎曲。

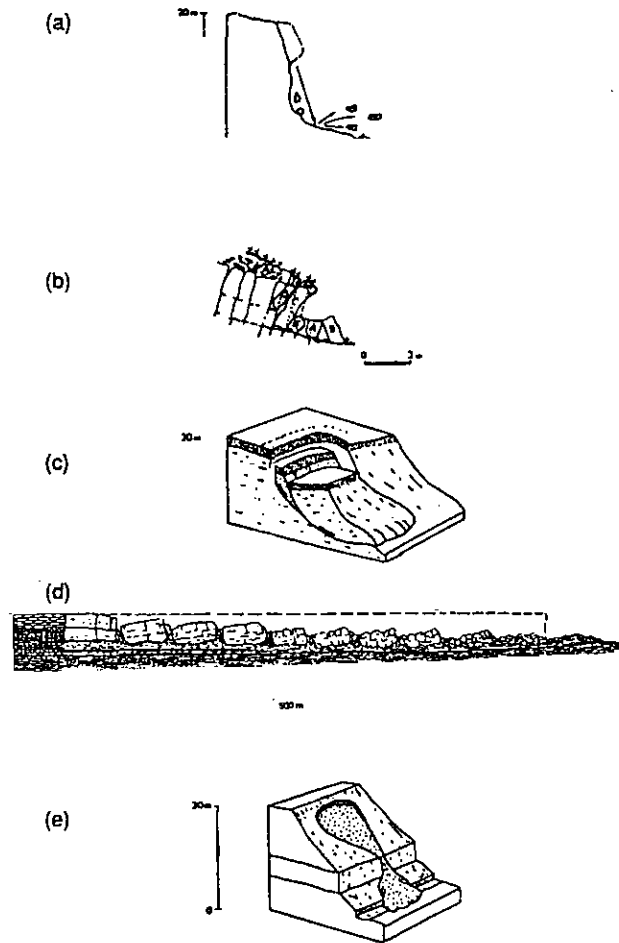


圖 2 道路邊坡崩滑型式 (a) 墜落、(b) 傾覆、(c) 滑動、(d) 側落、(e) 流動。(Turner and Schuster, 1996)

除上述分類外，台灣坡地災害型態描述常用『山崩』、『地滑』、『土石流』三個名稱。

『落石』泛指運動型態屬墜落與傾覆之邊坡崩塌，包括墜落材料屬於岩盤與土壤。由於其本為孤懸或鬆動之岩石，墜落前或許會有輕微擾動，亦可能在毫無徵兆情況下由空中墜落、跳動或滾動掉落路面造成災害。在地震或降雨後常受擾動而大規模滑落。造成落石之因素可分為地形、地質、環境及誘因四類，其中與落石相關性較高之因子包括：岩性、岩石強度、不連續面、坡度、氣候等。落石為山區道路最常見之坍方型式之一，因落石發生速度極快，徵兆發現時反應時間多已不足，預警必須以間接徵兆物理量為主，或以邊坡危害程度作為長時間之警告。土、石崩落或岩楔破壞等發生速度極快之邊坡崩塌應納入落石災害考慮。

『土石流』運動型態屬於流動，多發生於陡峭之溪谷或斜面，崩塌鬆散之土石岩屑，受地表逕流或地下水位上升之影響，失去原有之安定狀態，高濃度之土砂石伴隨水在重力作用下沿著斜面流動之現象。土石流對道路系統危害以橋涵系統最為嚴重，國內近年來大規模且深度之研究探討下已有完整之成果(范正成,2002)，關於土石流預警之研究亦已相當完整。源於其移動特性複雜，因此需要不同監測感測器相互整合、解釋、分析與研判，方能建立合理之預警基準。根據相關研究可發現，降雨特性為影響土石流之重要因子，因此以降雨作為預警徵兆物理量有其適合性，水位、水壓以及土石流之移動亦可作為預警之徵兆物理量，另外，道路所處土石流危險區之位置為上游發生區、中游流動區或下游堆積區，亦影響預警之反應時間。

『地滑』運動型態屬於滑動。邊坡滑動類型分類可根據邊坡形成方式再加以區分，道路邊坡依形成方式可分為自然邊坡與人工邊坡，人工邊坡可再分為挖方邊坡、填方邊坡以及半挖半填之邊坡。不論是自然邊坡或人工邊坡，地層滑動均可依材料之不同區分為土層及岩層滑動兩種，大部份土壤內之滑動屬圓弧形滑動及沿岩盤界面之非圓弧型滑動，岩坡滑動可區分為平面滑動(即順向坡滑動)、楔形滑動以及傾倒等，另外岩坡滑動後堆積於坡腳形成之崩積層，最易形成沿岩盤或原有地表面間之滑動，台灣山區道路較大規模之滑動災害以崩積層滑動(或稱老坍方滑動)及平面滑動(或稱為順向坡滑動)為主。另外，於台灣亦常見大填方之道路發生下邊坡路基滑動或流失。

本預警基準制定以地滑型態之道路邊坡崩塌為對象。

8 地滑型道路邊坡崩塌分類

地滑型邊坡崩塌類型可依據地質特性、地滑時期以及地滑面形狀加以區分。

待擬

9 道路邊坡崩塌徵兆物理量區分

道路邊坡崩塌徵兆物理量可分為兩類，一為直接徵兆物理量，另一則為間接徵兆物理量。

待擬

10 道路邊坡崩塌速度與災害規模

不同道路邊坡塊體移動型態，將有不同之運動方式與運動速度。邊坡崩塌移動速度對於災害規模影響甚鉅，不同邊坡崩塌移動速度即有不同規模、不同影響範圍與影響方式。

待擬

11 地滑型邊坡崩塌徵兆物理量之監測

地滑型邊坡崩塌邊坡位移量或位移速度常選擇作為預警徵兆物理量，邊坡位移量測配合降雨紀錄、地下水壓、水位之量測等間接物理量，對於監測基準訂定亦極有幫助。

【解說】：地滑型邊坡崩塌因破壞前常累積可觀之變形量，直接量測材料變形或位移極為有效，邊坡位移量或位移速度常選擇作為預警徵兆物理量。另因邊坡滑動常與地下水壓極其相關，而降雨亦常影響地下水，因此邊坡位移量測配合降雨量或地下水壓、水位之量測，常對於監測基準訂定極有幫助。

12 地滑型邊坡適當崩塌徵兆物理量之取得

欲取得適當之預警基準物理量，必須(1)選擇恰當之監測儀器、(2)設置足夠之數量、(3)佈設恰當之位置與深度、(4)正確之設置與長期維護、以及(5)適當之監測頻率。

待擬

13 地滑型邊坡活動性與滑動之判定

道路管理單位制定預警基準之必要性，應參考不同監測儀器觀測得之位移速度，由位移速度監測值進行地滑活動性以及滑動型態研判。

待擬

14 道路邊坡監測系統之崩塌預警基準訂定原則

預警基準值之訂定應視不同風險忍受程度、不同構造物、不同監測設備、不同評估分析工具而有不同考慮。

預警基準制定應結合該道路路段特性，如地形、行政支援、人口分佈、產業結構、經濟分析、法律責任等考量後，訂定適當之預警值。

預警基準制定應善用各物理量間之相關性，交互使用經驗準則與理論分析準則，並根據長期監測值逐步修正預警基準。

【解說】：道路邊坡監測系統之崩塌預警基準訂定原則如下：

- 1.各項邊坡監測項目均有其觀測上之特性，相互間皆亦有其關聯性，一般以準確性較高及與邊坡安全性較有直接關連之監測儀器量測值為主。警戒值之訂定可依據各觀測儀器經驗上之主觀研判，抑或根據設計條件做為基準，若能根據實際分析結果，預測破壞點，配合長期觀測而逐步調整管理值為最佳。
- 2.預警基準值之訂定應視不同風險忍受程度、不同構造物、不同監測設備、不同評估分析工具而有不同考慮。
- 3.邊坡工程之設計分析過程，自土壤參數、地下水位與水壓、擋土壁體甚至開挖過程之模擬，所採用分析方法或參數之不確定性，多透過安全係數加以考慮，因此，邊坡工程最終之設計可謂為預測值，此可透過安全監測對邊坡行為之預測是否與現地邊坡之行為相符，以及邊坡長期行為之變化加以反應。
- 4.監測系統量測值為安全管理之重要基準，因此資料之正確與否相當重要。各監測儀器監測值(曲線)有偏離預期之趨勢時，須小心辨識是否由人為錯誤或儀器功能異常等因素引起。
- 5.管理值之訂定應考慮道路之重要性、邊坡破壞危險程度、邊坡發生破壞後之危害程度等等，不同邊坡對於風險承受能力不同，因此預警值訂定之保守程度即應有所不同。根據不同路段之特性，如地形、行政支援、人口分佈、產業結構、經濟分析、法律責任等考量後，訂定適當之預警值，當監測結果超過預警值就可以根據研擬妥當之對策進行處置。

15 道路邊坡監測崩塌預警基準制定程序

道路邊坡崩塌預警基準之訂定，應循序進行以下之步驟：(1)前置決策、(2)邊坡調查與評估、(3)資料蒐集、(4)監測資料分析、(5)邊坡崩塌分析與預測、(6)預警基準訂定、(7)預警基準值之調整。

待擬

16 道路邊坡崩塌預警基準制定方法

預警基準制定一般可採用決定模式分析法、統計模式分析法、混合模式分析法或包絡線圖示法等方法。

待擬

17 地滑型道路邊坡預警基準制定模式

崩塌預警基準制定模式分為四大類，包括：(1)經驗法則；(2)根據長期監測資料統計分析法；(3)現象模擬與預測-直接根據位移之預測訂定預警基準值；(4)現象模擬與預測-間接根據與位移或崩壞相關之物理量訂定崩塌預警基準。

道路邊坡預警基準應根據上述一或多種模式之組合加以制定。

待擬

18 道路邊坡擋土結構物之監測預警基準訂定

道路邊坡結構物受力變形行為，可透過裝設於擋土構造物上之監測系統監測值加以了解，同時邊坡結構物受力變形行為亦常能反應出邊坡之異常變動。考慮構造物結構特性，邊坡崩塌預警基準可透過構造物之受力變形特性加以訂定。

【解說】：許多道路邊坡已有不同之擋土護坡工程結構物之存在，邊坡結構物受力變形行為，可透過裝設於擋土構造物上之荷重計、鋼筋計、應變計、裂縫計等加以了解，同時邊坡結構物受力變形行為亦常能反應出邊坡之異常變動，惟此一部份涉及邊坡地盤與結構互置之行為，徵兆物理量之變化複雜。

考慮構造物結構特性，邊坡崩塌之預警基準可透過構造物之受力變形特性加以訂定，一般而言，其預警基準以考慮該構造物之設計條件為主。以下各類之擋土構造物相關之監測預警基準考慮條列如下：

1. 地錨荷重計之預警基準可採(1)地錨設計拉力；(2)驗收試驗地錨預力設計拉力；或(3)鋼腱容許拉力作為預警參考物理量。
2. 擋土構造物鋼筋應力計之預警基準可採(1)鋼筋降伏應力或(2)鋼筋容許應力作為預警參考物理量。
3. 擋土構造物牆背地下水水位之預警基準可採設計水位高為預警參考物理量。
4. 擋土構造物傾斜之預警可採角變量或角變量變化率為預警參考物理量。
5. 擋土構造物內或其旁地盤變形之預警可採位移速率為預警參考物理量，然而此一變形變化率應考慮構造物之剛性，一般較無擋土構造物之邊坡設定值為低。

以下根據文獻資料整理，提出擋土結構物之監測預警基準訂定建議如表 15 與表 16。

表 15 擋土構造物與施工中道路邊坡崩塌相關之預警基準建議

監測項目	預警值	警戒值	行動值
地錨荷重	1. 設計拉力	1. 大於 1.2 倍設計拉力或小於 0.8 倍設計拉力 2. 驗收試驗地錨預力 \times ($1\pm 20\%$)	1. 大於 1.5 倍設計拉力或小於 0.6 倍設計拉力 2. 驗收試驗地錨預力 \times ($1\pm 40\%$) 3. 鋼腱容許拉力
擋土構造物鋼筋應力	1. 設計應力	1. 容許應力(考慮臨時結構短期應力可提升 1.2 或 1.5 倍) 2. $0.4\times F_y$	1. 降伏應力 2. $0.6\times F_y$
擋土構造物牆背地下水水位	1. 到達設計水位 90%	到達設計水位	到達設計水位 110%
擋土構造物傾斜量	1. 1/500	1. 1/360 2. 2 秒/日以上或 60 秒/月上	1. 1/250 2. 4 秒/日以上 120 秒/月上
擋土構造物內或其旁地盤移動	1. 2.0mm/月(有一定位移傾向)	1. 2.0~10.0mm/月(有一定位移傾向)	1. >10.0mm/月(有一定位移傾向)

整理自蕭文雄、林建宏(2001)、廖瑞堂等人(2001)、林四川等人(2001)



表 16 山坡地社區擋土構造物相關之預警基準建議(廖瑞堂,2001)

觀測項目	考量之因素	警戒值	行動值	採用監測儀器
擋土牆傾斜量	1.傾斜傾向 2.傾斜速率	略有一致位移傾向 30 秒/月	向固定方向傾斜 60 秒/月	結構物傾斜盤 電子式傾斜儀
地下水位及水壓	設計地下水位及水壓	設計水壓	-	水位觀測井 水壓計
地錨荷重計	1.設計拉力 2.鋼鍵容許拉力	設計拉力	鋼建降伏應力	地錨荷重計
擋土牆鋼筋應力	1.鋼筋設計應力 2.鋼筋降伏應力	設計應力	降伏應力	鋼筋計
擋土牆裂縫	容許裂縫寬度	1mm	-	裂縫計
建物(鄰房)沉陷	1.容許沉陷及差異沉陷 2.容許傾斜量	不影響使用性 1/500	-	結構物傾斜盤 結構物沉陷點

註: 1.不同之坡地須依其地層種類及擋土型式等特性訂定管理值, 本表僅供參考。

2.各觀測值必須已排除誤差及干擾因素後再用作判讀。

19 目視檢查

邊坡之崩塌, 常伴隨明顯之地表現象, 預警基準制定時應將地表現象納入考慮, 且道路管理單位應重視地表現象所代表警示之意義。

【解說】: 邊坡之崩塌, 常伴隨明顯之地表現象, 惟當其有明顯地表徵兆時, 多半已超過本研究所定義之注意階段, 亦即有地表現象時大致上邊坡已進入應警戒之狀態, 根據地表現象本研究訂定相關預警基準如下:

表 17 地表現象與邊坡崩塌之預警基準建議

預警分期	警戒值	危險值
地表現象	<ul style="list-style-type: none"> ● 滑動體頭部出現裂隙或下陷 ● 電桿、圍牆等發生變形 ● 開挖面出露層面或滑動面 ● 邊坡出現湧水 ● 擋土構造物產生裂縫 	<ul style="list-style-type: none"> ● 邊坡上緣之張力裂隙互相連通, 且裂隙寬度與錯動不斷增大 ● 滑動體趾部出現隆起、放射狀壓力裂隙、小規模塌方等 ● 趾部突然出現湧泉, 或是已有之泉水變濁或乾涸等 ● 地體震動、地鳴、沒風但樹林的枝葉卻沙沙作響、電桿搖動等 ● 動物異常反應等 ● 擋土構造物牆面裂縫穩定發展

20 新監測系統之研發與預警

邊坡監測系統仍於持續發展中，新的監測系統運用於道路邊坡崩塌預警前，應經過現地之測試後累積大量經驗後方制定預警基準，並應隨長時間之監測值持續修正預警基準值。

待擬

落石及土石流預警準則相關資料

道路邊坡落石災害預警基準

道路落石邊坡之預警分為兩類，(1)透過分析評估，公佈並警示危險路段，作為用路人之參考，(2)找出誘發落石之相關因素，透過落石之誘發因素臨界條件監控進行預警。

相關條文及解說待擬

道路土石流災害預警基準

土石流之預警可分為短、中、長期之預報。不同土石流監測感測器適合不同預報時機。不同感測器所得之物理量應互相引用佐證，以增加預警之正確性。

相關條文及解說待擬