

105-052-7884

MOTC-IOT-104- H1DB001

道路及橋梁災害防治技術整合 之研究（1/2）



交通部運輸研究所

中華民國 105 年 5 月

105-052-7884

MOTC-IOT-104-H1DB001

道路及橋梁災害防治技術整合 之研究（1/2）

著 者：賴瑞應、陳志芳、林雅雯、鄭明淵
張文忠、黃安斌、廖國偉、吳育偉

交通部運輸研究所

中華民國 105 年 5 月

國家圖書館出版品預行編目(CIP)資料

道路及橋梁災害防治技術整合之研究. (1/2) / 賴瑞
應等著. -- 初版. -- 臺北市：交通部運輸研究所，民
105.05
面；公分
ISBN 978-986-04-8577-6(平裝)

1.防災工程 2.道路工程 3.橋樑工程

445.5

105006899

道路及橋梁災害防治技術整合之研究 (1/2)

著者：賴瑞應、陳志芳、林雅雯、鄭明淵、張文忠
黃安斌、廖國偉、吳育偉

出版機關：交通部運輸研究所

地址：10548 臺北市敦化北路 240 號

網址：www.ihmt.gov.tw (中文版>中心出版品)

電話：(04)26587176

出版年月：中華民國 105 年 5 月

印刷者：九易數碼科技印刷有限公司

版(刷)次冊數：初版一刷 70 冊

本書同時登載於交通部運輸研究所臺灣技術研究中網站

定價：200 元

展售處：

交通部運輸研究所運輸資訊組•電話：(02)23496880

國家書店松江門市：10485 臺北市中山區松江路 209 號 F1•電話：(02) 25180207

五南文化廣場：40042 臺中市中山路 6 號•電話：(04)22260330

GPN：1010500627

ISBN：978-986-04-8577-6 (平裝)

著作財產權人：中華民國(代表機關：交通部運輸研究所)

本著作保留所有權利，欲利用本著作全部或部份內容者，須徵求交通部
運輸研究所書面授權。

105

道路及橋梁災害防治技術整合之研究
(1/2)

交通部運輸研究所

GPN: 1010500627

定價 200 元

交通部運輸研究所合作研究計畫出版品摘要表

出版品名稱：道路及橋梁災害防治技術整合之研究（1/2）			
國際標準書號 ISBN978-986-04-8577-6 (平裝)	政府出版品統一編號 1010500627	運輸研究所出版品編號 105-052-7884	計畫編號 104-H1DB001
本所主辦單位：港研中心 主管：邱永芳 計畫主持人：賴瑞應 共同主持人：陳志芳、林雅雯 聯絡電話：04-26587170 傳真號碼：04-26564418	合作研究單位：財團法人成大研究發展基金會 國立臺灣科技大學 計畫主持人：張文忠 共同主持人：鄭明淵 協同主持人：黃安斌、廖國偉、吳育偉 地址：臺南市大學路1號 臺北市大安區基隆路4段43號 聯絡電話：06-2757575~63128、02-2737-6663		研究期間 自 104 年 1 月 至 104 年 12 月
關鍵詞：淺層崩塌破壞、地震破壞潛勢、水工模型試驗			
摘要： 本研究針對公路邊坡可能遭遇之淺層崩塌破壞進行解析法分析並研發與解析法搭配之無線感測土層反應模組，發展不同於現有以雨量監測為指標之經驗法預警模式，以提高預警之準確與時效性。 另外，本研究精進「橋梁振動檢測模式」、「橋梁耐震側推分析模式」及「人工智慧耐震能力推論模式」，更新推論模式，以提高預測之準確性。如此，橋梁管理單位可以依據橋梁振動檢測、材料劣化及地震破壞潛勢之相關數據，做為橋樑災後通阻決策之依據。 在跨河橋梁水工模型試驗部分，本研究以長15公尺寬0.8公尺之試驗水槽，鋪設試驗底床及兩平行之橋墩進行渠漕水工模型橋墩保護冲刷試驗。不同保護方案之試驗結果顯示，砂腸袋工法結合織物模板為較佳的橋基保護方案。 成果效益與應用情形： 1. 開發客製化公路邊坡淺層崩塌監測與預警技術，提升預警準確度。 2. 提供橋梁管理單位於災前評估橋梁地震破壞潛勢，並依此進行維修補強。在災後應用移動式振動檢測，評估橋梁是否可開放通行。 3. 研提之橋基保護方案，將提供國道高速公路局未來施政的參考。			
出版日期	頁數	定價	本出版品取得方式
105 年 5 月	256	200	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可函洽本所免費贈閱；私人及私營機關團體可按定價價購。
機密等級： ☐ 密 ☐ 機密 ☐ 極機密 ☐ 絕對機密 （解密條件： ☐ 年 ☐ 月 ☐ 日解密， ☐ 公布後解密， ☐ 附件抽存後解密， ☐ 工作完成或會議終了時解密， ☐ 另行檢討後辦理解密） ☒ 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
INSTITUTE OF TRANSPORTATION
MINISTRY OF TRANSPORTATION AND COMMUNICATIONS**

TITLE: Research on Roads and Bridges of the Disaster Prevention Technology Integration (1/2)			
ISBN 978-986-04-8577-6 (pbk)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1010500627	IOT SERIAL NUMBER 105-052-7884	PROJECT NUMBER 104-H1DB001
DIVISION: Harbor & Marine Technology Center DIVISION DIRECTOR: Yung-Fang Chiu PRINCIPAL INVESTIGATOR: Jui-Ying Lai COMMON INVESTIGATOR: Jyh-Fang Chen, Ya-Wen Lin PHONE: (04) 26587170 FAX: (04) 26564418			PROJECT PERIOD FROM January 2015 TO December 2015
RESEARCH AGENCY: NCKU Research And Development Foundation, National Taiwan University of Science and Technology PRINCIPAL INVESTIGATOR: Wen-Jong Chang CO-PRINCIPAL INVESTIGATOR: Min-Yuan Cheng PROJECT STAFF: An-Bin. Huang, Guo-Wei Liao, Yu-Wei Wu ADDRESS: No.1, University Road, Tainan 701, Taiwan, R.O.C #43, Sec.4, Keelung Rd. , Taipei 106, Taiwan, R.O.C PHONE: 06-2757575~63128, 02-2737-6663			
KEY WORDS: shallow slope failure, earthquake damage potential, hydraulic model test			
ABSTRACT: To improve the limitations of rainfall-based slope warning system, a new technique that integrated the hydro-mechanical slope analysis and wireless sensing module for shallow ground response monitoring is under development to establish a customized, time-dependent warning system for shallow slope failures triggered by rainfalls. In addition, this study aims to improve vibration-metering model, bridge push over model and artificial intelligence prediction model. Therefore, the management can determine the bridge blockage actions based on the vibration data, material degradation assessment and earthquake damage potential detection. In hydraulic model test on crossing bridge protection works, the scour protection for bridge piers was investigated experimentally in this study. The flume, with a test section of 15m long and 0.8m wide, contains a sand bed and two parallel bridge piers. The experiments of abutment protection with different cases showed that the geotextile tube engineering methods combined with fabric form was better than the others.			
BENEFITS AND APPLICATIONS: 1. Develop customized, time-dependent warning system and procedure to improve the limitations of current empirical techniques. 2. The bridge management department can refer to the earthquake similarity results for bridge maintenance policy-making. In the post-earthquake vibration-metering model can be used to determine the bridge status. 3. This study can be provided abutment protection works to Taiwan area National Freeway Bureau for decision-making reference.			
DATE OF PUBLICATION May 2016	NUMBER OF PAGES 256	PRICE 200	CLASSIFICATION ☐ RESTRICTED ☐ CONFIDENTIAL ☐ SECRET ☐ TOP SECRET ☒ UNCLASSIFIED
The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications.			

道路及橋梁災害防治技術整合之研究(1/2)

目 錄

中文摘要	I
英文摘要	II
目錄	III
圖目錄	VII
表目錄	XIII
第一章 前言	1-1
1.1 研究緣起	1-1
1.2 研究目的	1-1
1.3 研究內容	1-2
第二章 水力力學耦合邊坡穩定分析	2-1
2.1 非飽和土壤力學	2-1
2.2 非飽和滲流分析	2-8
2.3 無限邊坡之水力力學耦合穩定分析	2-10
2.4 研究場址及二維水力力學耦合穩定分析	2-35
2.5 水力力學耦合分析於預警應用	2-44
第三章 土層監測模組研發	3-1
3.1 表層水文與運動反應量測	3-1
3.2 無線感測土層監測模組	3-5
3.3 研究成果	3-15

3.4 監測模組小結	3-30
第四章 移動式振動檢測模式驗證.....	4-1
4.1 移動式振動檢測模式驗證.....	4-1
4.2 洪水與地震安全臨界頻率.....	4-35
4.3 安全臨界頻率之土工試驗.....	4-42
第五章 人工智慧推論模式精進.....	5-1
5.1 新增橋梁耐震側推分析模式分析案例.....	5-1
5.2 新增橋梁洪水臨界頻率分析案例.....	5-32
5.3 人工智慧推論模式精進.....	5-34
第六章 橋梁地震防災決策支援.....	6-1
第七章 橋墩渠槽沖刷試驗.....	7-1
7.1 橋墩保護工法	7-1
7.2 試驗流程	7-2
7.3 試驗成果	7-5
7.4 小結	7-36
第八章 結論與建議.....	8-1
8.1 結論	8-1
8.2 建議.....	8-2
8.3 研究成果效益.....	8-2
8.4 提供應用情形.....	8-3
參考文獻.....	參-1

圖目錄

圖 2.1 非飽和土壤結構示意圖(Fredlund and Rahardjo, 1993).....	2-3
圖 2.2 氣水交界面之表面張力現象(Fredlund and Rahardjo, 1993).....	2-3
圖 2.3 非飽和土壤莫爾-庫倫破壞包絡線(Fredlund and Rahardjo, 1993)	2-5
圖 2.4 剪應力與基質吸力之破壞包絡線(Fredlund, 1995)	2-5
圖 2.5 典型的土壤含水量特徵曲線 (Fredlund, 1995)	2-6
圖 2.6 土壤含水量特徵曲線去飽和三階段 (Fredlund, 1995)	2-7
圖 2.7 土壤滲透係數與基質吸力之關係 (Fredlund, 1995)	2-7
圖 2.8 典型土壤之非飽和土壤特性曲線(Collins and Znidarcic, 2004)	2-9
圖 2.9 非飽和滲流分析結果比較.....	2-10
圖 2.10 無限邊坡之水力力學耦合穩定分析示意圖.....	2-11
圖 2.11 水力力學耦合試驗概念圖	2-15
圖 2.12 水力力學耦合試驗系統實體圖	2-15
圖 2.13 水力力學耦合試驗系統剪力盒實體.....	2-16
圖 2.14 試體容器實體圖	2-17
圖 2.15 側向變位量測裝置.....	2-18
圖 2.16 試體各層剪應變計算示意圖.....	2-18
圖 2.17 試驗材料粒徑分佈曲線.....	2-19
圖 2.18 試驗流程圖	2-21
圖 2.19(a) 水力力學試驗試體	2-22
圖 2.19(b) 壓力鍋試驗試體	2-22
圖 2.19(c) 單剪試驗試體	2-22

圖 2.20 試驗 A 示意圖	2-24
圖 2.21 基質吸力與含水量關係函數.....	2-25
圖 2.22(a) 應力應變曲線	2-26
圖 2.22(b) 孔隙水壓變化	2-26
圖 2.23 試驗土壤之強度參數.....	2-26
圖 2.24 試驗 A 入滲量及試體各層剪應變隨時間變化情形.....	2-27
圖 2.25 試驗 A 入滲深度隨時間變化歷時.....	2-28
圖 2.26 試驗 A 試體平均含水量隨時間變化情形.....	2-29
圖 2.27 試驗 A 試體平均剪力強度隨時間變化情形.....	2-29
圖 2.28 試驗 A 試體平均安全係數隨時間變化情形.....	2-30
圖 2.29 試驗 B 入滲量及試體各層剪應變隨時間變化情形.....	2-32
圖 2.30 試驗 B 入滲深度隨時間變化情形	2-32
圖 2.31 試驗 B 試體平均含水量隨時間變化情形	2-33
圖 2.32 試驗 B 試體平均剪力強度隨時間變化情形	2-34
圖 2.33 試驗 B 試體平均安全係數隨時間變化情形	2-34
圖 2.34 寶隆調查範圍監測儀器布置圖(鄭清江等 2009).....	2-36
圖 2.35 寶隆調查範圍水文地質模型與邊界條件(鄭清江等 2009)....	2-36
圖 2.36 寶隆調查範圍常時邊坡穩定性(FS=1.485)(鄭清江等 2009) .	2-37
圖 2.37 寶隆調查範圍變形性評估結果 (鄭清江等 2009).....	2-38
圖 2.38 寶隆 FLAC 模型.....	2-39
圖 2.39 寶隆 FLAC 常時分析臨界滑動面	2-39
圖 2.40 寶隆 FLAC 常時水平變位分佈圖	2-40
圖 2.41 監測點位分布圖	2-42

圖 2.42 監測點位孔隙水壓歷時	2-43
圖 2.43 穩定流況下水力行為	2-44
圖 2.44 穩定流況下邊坡穩定分析結果(FS=1.03)	2-45
圖 2.45 水力力學耦合分析位移歷時	2-46
圖 3.1 TI. FDC1004 電容數位轉換器(TI., 2015).....	3-3
圖 3.2 非接觸式電容量測之應用方法	3-3
圖 3.3 液位量測示意圖	3-4
圖 3.4 土壤三相圖(Das, 2006).....	3-5
圖 3.5 土層監測模組內部感測器架構示意圖	3-7
圖 3.6 Arduino Uno	3-9
圖 3.7 MPU-6050 (InvenSense).....	3-10
圖 3.8 SCA100T (Murata Electronics)	3-10
圖 3.9 土層監測模組與分佈式含水量監測示意圖	3-11
圖 3.10 FDC1004EVM 開發模組	3-12
圖 3.11 NRF24L01 模組(摘自 www.seeedstudio.com).....	3-14
圖 3.12 Arduino 編輯器	3-14
圖 3.13 使用 Microsoft Visual Studio C#編寫 GUI	3-15
圖 3.14 Arduino UNO 原型擴展板(Sparkfun)	3-16
圖 3.15 Arduino UNO 結合原型擴展板與電容感測器	3-16
圖 3.16 發射端外構	3-17
圖 3.17 發射端核心內盒	3-18
圖 3.18 發射端核心外盒	3-18
圖 3.19 含水量計殼層	3-19

圖 3.20 發射端內盒骨架	3-19
圖 3.21 內外盒通風間隙.....	3-20
圖 3.22 接收端之微控制器與搭載電路板.....	3-21
圖 3.23 接收端外殼.....	3-21
圖 3.24 組合後之接收端僅露出 USB 端口	3-22
圖 3.25 MPU-6050 模組(Arduino).....	3-22
圖 3.26 IMU 與傾斜角度之關係圖	3-23
圖 3.27 傾斜角度標定系統.....	3-23
圖 3.28 傾斜儀電路圖 (Murata).....	3-24
圖 3.29 傾斜儀測試板.....	3-25
圖 3.30 傾斜儀標定照片	3-25
圖 3.31 傾斜儀透過 Arduino Uno 標定結果	3-26
圖 3.32 傾斜儀透過電錶標定結果.....	3-26
圖 3.33 傾斜儀電壓轉換等效角度與參考角度關係圖.....	3-27
圖 3.34 測得電容值與土壤體積飽和度關係圖.....	3-27
圖 3.35 圖形化使用者操作介面 GUI.....	3-29
圖 3.36 儲存後之文字檔.....	3-29
圖 4.1(a) 舊東澳大橋試驗代碼 1 之歷時紀錄 (kine vs. second) (第一次 試驗，6/2)	4-11
圖 4.1(b) 舊東澳大橋試驗代碼 1 之頻譜(Volt vs. Hz) (第一次試驗，6/2)	4-11
圖 4.2(a)舊東澳大橋試驗代碼 1 之歷時 (kine vs. sec)(第 2 次試驗，6/2)	4-12
圖 4.2(b)舊東澳大橋試驗代碼 1 之頻譜(Volt vs. Hz)(第 2 次試驗，6/2)	

.....	4-13
圖 4.3(a) 舊東澳大橋試驗代碼 3 之歷時 (kine vs. sec)(第 1 次試驗, 6/2)	4-14
.....	4-15
圖 4.3(b) 舊東澳大橋試驗代碼 3 之頻譜(Volt vs. Hz) (第 1 次試驗, 6/2)	4-15
.....	4-16
圖 4.4(a) 舊東澳大橋試驗代碼 5 之歷時(kine vs. sec) (第 1 次試驗, 6/2)	4-16
.....	4-17
圖 4.4(b) 舊東澳大橋試驗代碼 5 之頻譜(Volt vs. Hz) (第 1 次試驗, 6/2)	4-17
.....	4-19
圖 4.5(a) 舊東澳大橋試驗代碼 5 之歷時 (kine vs. sec).....	4-19
圖 4.5(b) 舊東澳大橋試驗代碼 5 之頻譜(Volt vs. Hz)	4-19
圖 4.6(a) 舊東澳大橋試驗代碼 8 之歷時 (kine vs. sec).....	4-21
圖 4.6(b) 舊東澳大橋試驗代碼 8 之頻譜(Volt vs. Hz)	4-22
圖 4.7 典型的試驗 1 試驗結果(平行水流).....	4-28
圖 4.8 典型的試驗 8 試驗結果(平行水流) (11/11)	4-29
圖 4.9 中科院所研發之自動水平穩定調整機構.....	4-30
圖 4.10 本團隊初步開發的自動定平機構.....	4-30
圖 4.11 速度計上之電源線、網路傳輸線與 GPS 連接線孔槽	4-31
圖 4.12 以備用電源供應筆電與速度計之電力	4-31
圖 4.13 速度計上 LED 燈之檢核	4-32
圖 4.14 求心基座之定平設計-後視圖	4-33
圖 4.15 求心基座之定平設計-俯視圖	4-33
圖 4.16 求心基座圖	4-34
圖 4.17 各沖刷深度下之側推分析結果示意圖.....	4-37
圖 4.18 橋梁耐洪能力之容量曲線示意圖	4-37

圖 4.19 橋梁耐洪能力容量曲線圖建構之結果圖.....	4-38
圖 4.20(a) 各冲刷深度下之需求連線示意圖	4-39
圖 4.20(b) 各冲刷深度下之需求與容量連線示意圖	4-39
圖 4.21 決定受損頻率示意圖	4-40
圖 4.22 SAP2000 模型示意圖(樁基礎).....	4-41
圖 4.23 試驗所使用的壓克力橋梁.....	4-44
圖 4.24 台灣大學多功能水槽	4-45
圖 4.25 微型攝影機裝置示意圖	4-45
圖 4.26 裝置於帽梁之速度計	4-46
圖 4.27 本研究團隊之速度計	4-46
圖 4.28 一般市售之水壓計	4-47
圖 4.29 水壓計之裝設	4-47
圖 4.30 平均水壓力分佈圖	4-48
圖 4.31 水深與速度關係圖	4-48
圖 4.32 振動頻率變化圖	4-49
圖 4.33 墩柱冲刷量與分布情形	4-49
圖 5.1 本計畫規劃建置側推分析模式流程圖(1).....	5-2
圖 5.2 本計畫規劃建置側推分析模式流程圖(2).....	5-3
圖 5.3 典型塑鉸斷面曲率與彎矩之關係.....	5-8
圖 5.4 剪力強度 與韌性容量 之關係.....	5-10
圖 5.5 剪力強度對應彎矩與轉角之關係.....	5-11
圖 5.6 撓曲破壞模式	5-11
圖 5.7 撓曲剪力破壞模式	5-12

圖 5.8 剪力破壞模式.....	5-12
圖 5.9 劣化影響因子.....	5-18
圖 5.10 預測中性化初始時間之程式.....	5-20
圖 5.11 主筋面積折減時之鋼筋之應力應變關係圖(不考慮握裹力損失)	5-23
圖 5.12 主筋面積折減時之鋼筋之應力應變關係圖(考慮握裹力損失)	5-24
圖 5.13 北勢大橋竣工圖.....	5-25
圖 5.14 仙人橋竣工圖.....	5-25
圖 5.15 武嶺橋竣工圖.....	5-26
圖 5.16 武嶺橋 SAP2000 橋梁模型圖.....	5-27
圖 5.17 武嶺橋橋梁上部結構模型圖.....	5-27
圖 5.18 武嶺橋下部結構模型圖.....	5-28
圖 5.19 武嶺橋墩柱斷面示意圖.....	5-28
圖 5.20 垂直行車向(X 向)側推分析圖.....	5-29
圖 5.21 平行行車向(Y 向)側推分析圖.....	5-29
圖 5.22 橋梁洪水臨界頻率分析流程圖.....	5-32
圖 5.23 武嶺大橋耐洪性能點之決定圖(沖刷深度增量較大時).....	5-33
圖 5.24 武嶺大橋耐洪性能點之決定圖(沖刷深度增量較小時).....	5-34
圖 5.25 人工智慧橋梁耐震能力推論模式流程圖.....	5-36
圖 5.26 演化式支持向量機推論模式圖.....	5-40
圖 5.27 橋梁地震易損曲線範例圖.....	5-46
圖 5.28 「橋梁地震破壞潛勢」人機介面(一).....	5-47
圖 5.29 「橋梁地震破壞潛勢」人機介面(二).....	5-48

圖 5.30 橋梁洪水臨界頻率比值推論模式流程圖.....	5-49
圖 5.31 橋梁地震臨界頻率比值推論模式流程圖.....	5-53
圖 6.1 橋梁地震災害處理通報流程(1/2).....	6-2
圖 6.1 (續)橋梁地震災害處理通報流程(2/2)	6-2
圖 6.2 智慧型手機橋梁災情回報系統.....	6-3
圖 6.3 手機端橋梁定位介面.....	6-4
圖 6.4 選取橋梁	6-4
圖 6.5 選擇災情等級.....	6-5
圖 6.6 開啟相機拍攝橋梁現況(以新聞歷史照片為例).....	6-5
圖 6.7 填寫現況說明	6-6
圖 6.8 災情記錄表	6-6
圖 7.1 砂腸袋配合織物模板保護工.....	7-1
圖 7.2 橋墩保護工法渠槽試驗流程圖.....	7-2
圖 7.3 橋墩鋪設情形	7-3
圖 7.4 底床鋪設情形	7-4
圖 7.5 沖刷時間與沖刷深度之關係圖.....	7-4
圖 7.6 無保護工鋪設.....	7-6
圖 7.7 無保護工基礎沖刷情形.....	7-6
圖 7.8 無保護沖刷深度與範圍 3D 圖	7-7
圖 7.9 無保護工基礎沖刷坑等高線示意圖.....	7-7
圖 7.10 無保護工基礎沖刷縱斷面示意圖.....	7-8
圖 7.11 無保護工基礎沖刷橫斷面示意圖	7-8
圖 7.12 一層砂腸袋(底床下 0.5 公分)鋪設.....	7-9

圖 7.13 一層砂腸袋(底床下 0.5 公分)鋪設平面示意圖	7-9
圖 7.14 一層砂腸袋(底床下 0.5 公分)鋪設斷面示意圖	7-10
圖 7.15 一層砂腸袋(底床下 0.5 公分)基礎沖刷情形	7-10
圖 7.16 一層砂腸袋(底床下 0.5 公分)沖刷深度與範圍 3D 圖	7-11
圖 7.17 一層砂腸袋(底床下 0.5 公分)基礎沖刷坑等高線示意圖	7-11
圖 7.18 一層砂腸袋(底床下 0.5 公分)基礎沖刷縱斷面示意圖	7-12
圖 7.19 一層砂腸袋(底床下 0.5 公分)基礎沖刷橫斷面示意圖	7-12
圖 7.20 一層砂腸袋(底床下 1.5 公分)鋪設	7-13
圖 7.21 一層砂腸袋(底床下 1.5 公分)鋪設平面示意圖	7-13
圖 7.22 一層砂腸袋(底床下 1.5 公分)鋪設斷面示意圖	7-14
圖 7.23 一層砂腸袋(底床下 1.5 公分)基礎沖刷情形	7-14
圖 7.24 一層砂腸袋(底床下 1.5 公分)沖刷深度與範圍 3D 圖	7-15
圖 7.25 一層砂腸袋(底床下 1.5 公分)基礎沖刷坑等高線示意圖	7-15
圖 7.26 一層砂腸袋(試驗底床下 1.5 公分)基礎沖刷縱斷面示意圖 ..	7-16
圖 7.27 一層砂腸袋(試驗底床下 1.5 公分)基礎沖刷橫斷面示意圖 ..	7-16
圖 7.28 二層直立砂腸袋鋪設	7-17
圖 7.29 二層直立砂腸袋鋪設平面示意圖	7-17
圖 7.30 二層直立砂腸袋鋪設斷面示意圖	7-18
圖 7.31 二層直立砂腸袋基礎沖刷情形	7-18
圖 7.32 二層直立砂腸袋沖刷深度與範圍 3D 圖	7-19
圖 7.33 二層直立砂腸袋基礎沖刷坑等高線示意圖	7-19
圖 7.34 二層直立砂腸袋基礎沖刷縱斷面示意圖	7-20
圖 7.35 二層直立砂腸袋基礎沖刷橫斷面示意圖	7-20

圖 7.36 二層斜坡砂腸袋鋪設.....	7-21
圖 7.37 二層斜坡砂腸袋鋪設平面示意圖.....	7-21
圖 7.38 二層斜坡砂腸袋鋪設斷面示意圖.....	7-22
圖 7.39 二層斜坡砂腸袋基礎沖刷情形.....	7-22
圖 7.40 二層斜坡砂腸袋沖刷深度與範圍 3D 圖.....	7-23
圖 7.41 二層斜坡砂腸袋基礎沖刷坑等高線示意圖.....	7-23
圖 7.42 二層斜坡砂腸袋基礎沖刷縱斷面示意圖.....	7-24
圖 7.43 二層斜坡砂腸袋基礎沖刷橫斷面示意圖.....	7-24
圖 7.44 三層直立砂腸袋鋪設.....	7-25
圖 7.45 三層直立砂腸袋鋪設平面示意圖.....	7-25
圖 7.46 三層直立砂腸袋鋪設斷面示意圖.....	7-26
圖 7.47 三層直立砂腸袋基礎沖刷情形.....	7-26
圖 7.48 三層直立砂腸袋沖刷深度與範圍 3D 圖.....	7-27
圖 7.49 三層直立砂腸袋基礎沖刷坑等高線示意圖.....	7-27
圖 7.50 三層直立砂腸袋基礎沖刷縱斷面示意圖.....	7-28
圖 7.51 三層直立砂腸袋基礎沖刷橫斷面示意圖.....	7-28
圖 7.52 三層斜坡砂腸袋鋪設.....	7-29
圖 7.53 三層斜坡砂腸袋鋪設平面示意圖.....	7-29
圖 7.54 三層斜坡砂腸袋鋪設斷面示意圖.....	7-30
圖 7.55 三層斜坡砂腸袋基礎沖刷情形.....	7-30
圖 7.56 三層斜坡砂腸袋沖刷深度與範圍 3D 圖.....	7-31
圖 7.57 三層斜坡砂腸袋基礎沖刷坑等高線示意圖.....	7-31
圖 7.58 三層斜坡砂腸袋基礎沖刷縱斷面示意圖.....	7-32

圖 7.59 三層斜坡砂腸袋基礎沖刷橫斷面示意圖.....	7-32
圖 7.60 一層砂腸袋+織物模板鋪設	7-33
圖 7.61 一層砂腸袋+織物模板鋪設平面示意圖	7-33
圖 7.62 一層砂腸袋+織物模板鋪設斷面示意圖	7-34
圖 7.63 一層砂腸袋+織物模板基礎沖刷情形	7-34
圖 7.64 一層砂腸袋+織物模板沖刷深度與範圍 3D 圖	7-35
圖 7.65 一層砂腸袋+織物模板基礎沖刷坑等高線示意圖	7-35
圖 7.66 一層砂腸袋+織物模板基礎沖刷縱斷面示意圖	7-36
圖 7.67 一層砂腸袋+織物模板基礎沖刷橫斷面示意圖	7-36

表目錄

表 2-1 非飽和土壤應力狀態變數組合(Fredlund and Morgenstern, 1977)	2-2
表 2-2 試驗材料基本物理性質	2-19
表 2-3 試體內達未飽和平衡狀態時之各層含水量	2-23
表 2-4 試驗 A 及試驗 B 基本參數	2-24
表 2-5 試驗初始條件	2-31
表 2-6 寶隆水文地質單元參數(鄭清江等 2009)	2-37
表 2-7 寶隆非飽和水文參數	2-42
表 4-1 各橋梁試驗之目的及關係	4-6
表 4-2 各橋梁試驗結果	4-8
表 4-3 舊東澳大橋試驗項目	4-10
表 4-4 舊東澳大橋試驗代碼 1 之第一振態頻率值(第一次試驗, 6/2)	4-12
表 4-5 舊東澳大橋試驗代碼 1 之第一振態頻率值(第 2 次試驗, 6/2)	4-13
表 4-6 舊東澳大橋試驗代碼 3 之第一振態頻率值(第 1 次試驗, 6/2)	4-15
表 4-7 舊東澳大橋試驗代碼 3 之第一振態頻率值(第 2 次試驗, 6/2)	4-16
表 4-8 舊東澳大橋試驗代碼 5 之第一振態頻率值(第 1 次試驗, 6/2)	4-17
表 4-9 舊東澳大橋試驗代碼 5 之第一振態頻率值 (第 2 次試驗) ...	4-18
表 4-10 舊東澳大橋試驗代碼 7 之第一振態頻率值	4-20

表 4-11 各試驗結果與試驗 8 結果之比較	4-20
表 4-12 舊東澳大橋試驗代碼 8 之第一振態頻率值	4-22
表 4-13 各試驗結果與試驗 8 結果之比較 (8/17).....	4-23
表 4-14 舊東澳大橋試驗代碼 8 之第一振態頻率值 (8/17)	4-23
表 4-15 舊東澳大橋試驗代碼 8 風災前(6/2)後(8/17)之試驗結果比較	4-23
表 4-16 各試驗結果與試驗 8 結果之比較 (6/2).....	4-24
表 4-17 試驗 8 之平均值與標準差 (6/2).....	4-24
表 4-18 各試驗結果與試驗 8 結果之比較	4-25
表 4-19 各試驗結果與試驗 8 結果之比較	4-25
表 4-20 舊東澳大橋試驗代碼 8 風災前(6/2)後(8/17)之試驗結果比較	4-25
表 4-21 蘭陽大橋試驗項目	4-26
表 4-22 蘭陽大橋垂直水流方向之震動頻率試驗結果	4-27
表 4-23 蘭陽大橋平行水流方向之震動頻率試驗結果	4-27
表 4-24 蘭陽大橋垂直水流方向之震動頻率試驗結果(11/11).....	4-28
表 4-25 蘭陽大橋平行水流方向之震動頻率試驗結果(11/11).....	4-28
表 4-26 使用經驗公式計算冲刷深度與實測值之比較	4-49
表 5-1 選定特定面積折減率下(如 5%)之鹽害與中性化之主筋鋼筋腐蝕 量計算	5-21
表 5-2 選定特定面積折減率下(如 5%)，剪力筋之鹽害與中性化之鋼筋 腐蝕量計算	5-22
表 5-3 所選定分析橋梁.....	5-24
表 5-4 武嶺大橋 Ay、Ac 分析結果	5-30

表 5-5 北勢大橋 Ay、Ac 分析結果	5-31
表 5-6 仙人橋 Ay、Ac 分析結果	5-31
表 5-7 三座選定橋梁之耐洪臨界頻率比值	5-34
表 5-8 耐震能力影響因子	5-37
表 5-9 初始案例資料庫（節錄）	5-37
表 5-10 新增案例資料庫（節錄）	5-38
表 5-11 ESIM 系統架構參數設定	5-42
表 5-12 案例分組示意表	5-43
表 5-13 模式預測準確率	5-43
表 5-14 推論值與測推分析比較	5-44
表 5-15 橋梁分類之 Ac _n 及 Ay _n 之中值(節錄)	5-45
表 5-16 與 TELES 結果比較	5-45
表 5-17 簡易調查因子	5-50
表 5-18 初步篩選橋梁洪水臨界頻率比值(Rsc)影響因子	5-51
表 5-19 初步篩選橋梁地震臨界頻率比值(Rsc)影響因子	5-54
表 7-1 不同鋪設方案最大沖刷深度與範圍綜整比較表	7-37

第一章 前言

1.1 研究緣起

山區道路除為當地居民對外聯繫主要途徑，更具有觀光與國防之重要性，而台灣受造山運動影響導致地質脆弱之坡地分佈廣泛，且颱風與地震發生頻繁，整體天然環境因素導致坡地崩塌無法避免，因此邊坡崩塌時常導致人員損傷、交通中斷及經濟損失等。山區道路邊坡崩塌主要為地震與降雨引致，其中降雨引致之邊坡破壞其發生頻率與範圍遠較地震引致崩塌為高，且降雨引致邊坡破壞其具有一定延時與徵兆，使得此類災害之預警將較為可行且易發揮成效。本研究將針對公路邊坡可能遭遇之淺層崩塌破壞進行解析法分析並搭配簡易土層反應監測模組，研發不同於現有以雨量監測為指標之經驗法預警模式，以提高預警之準確與時效性，利於相關單位對此類災害預警及管理之決策參考。

另外，橋梁為台灣地區用來連絡河流兩岸之重要交通工程設施，然而台灣河川多屬坡陡流急，於洪水期間，橋墩或橋基之河床受到劇烈的沖刷，常導致橋梁傾倒而造成交通中斷的情況。再者由於橋梁為交通運輸與民生活動之重要管道，若因災害發生造成破壞，勢將對災後之聯絡、急難救助與物資運輸造成重大衝擊，嚴重影響救災工作之進行。本研究將針對橋梁管理單位提供一套移動式振動檢測模式，檢測橋梁安全狀態藉以判斷橋是否有異常情形發生；並建立橋梁耐震側推分析模式，提供橋梁地震防災決策支援。同時進行橋梁沖刷水工模型試驗，提供橋河共治區橋墩保護工法及其施設方式之建議，作為相關單位設置橋墩保護工決策之參考。

1.2 研究目的

本研究目的如下：

1. 結合解析法與邊坡無線土層監測模組，發展場址客製化淺層公路邊坡

降雨崩塌預警系統。

2. 研提移動式振動檢測模式，檢測橋梁安全狀態，並建立橋梁耐震側推分析模式，提供橋梁地震防災決策支援。
3. 藉由水工模型試驗，研提橋基保護方案，提升橋基耐洪能力，滿足運輸安全需求。

1.3 研究內容

本研究主要整合「公路邊坡崩塌監測之無線感測網路模組研發(1/2)」、「橋梁耐震能力與檢測評估分析模式之建立研究(1/2)」及「跨河橋梁固床水工模型試驗-以中沙大橋為例(1/2)」3個子計畫之主要研究成果(詳細內容請參閱各子計畫所出版之研究報告)，主要研究內容如下所示：

1. 水力力學耦合邊坡穩定分析。
2. 土層監測模組研發。
3. 移動式振動檢測模式驗證
4. 建置人工智慧推論模式
5. 開發橋梁地震防災決策支援機制
6. 橋墩渠槽沖刷試驗
7. 結論與建議

第二章 水力力學耦合邊坡穩定分析

公路邊坡不同之破壞形式，其滑動機制與致災因子顯著不同，因此其解析程序及對應之崩塌預警模式亦應分開考慮，本研究以較常見之淺層降雨崩塌為研究對象，以解析法整合地形、地質材料及水文特性之場址破壞機制分析，接著搭配水力力學耦合試驗深入了解降雨對土壤應力狀態之影響程度，以探討淺層邊坡滑動機制，並作為依時預警系統之理論架構。

2.1 非飽和土壤力學

2.1.1 非飽和土壤性質與基質吸力

土壤主要可分為飽和土壤及非飽和土壤，飽和土壤中的孔隙完全被水填滿，可分有兩相，即固相和液相；而非飽和土壤中的孔隙因包含水及空氣，故有固、液、氣三相，Fredlund and Morgenstern (1977) 提出非飽和土壤中尚有孔隙水及孔隙空氣交界面形成之收縮膜，為非飽和土壤之第四相，收縮膜交界面一側為孔隙氣壓，一側為孔隙水壓，由於兩側壓力不同，為達到壓力平衡，收縮膜會產生一張力，即基質吸力(matric suction)。

飽和土壤之應力狀態可使用 Terzaghi (1936)提出飽和土壤之有效應力(σ')可以兩個單一應力狀態變數—總應力 σ 與孔隙水壓 u 表示，公式即為 $\sigma' = \sigma - u$ ；而非飽和土壤應力狀態較複雜，Fredlund and Morgenstern (1977)建議由不同的參考壓力決定兩獨立應力狀態變數組合，以描述非飽和土壤力學行為，如表 2-1 所列，而實際之工程問題之孔隙氣壓為大氣壓力，即以孔隙氣壓作為參考壓力，故以 $(\sigma - u_a)$ 與 $(u_a - u_w)$ 作為非飽和土壤之應力狀態變數最為恰當，其中 $(\sigma - u_a)$ 為淨正向應力(net normal stress)， $(u_a - u_w)$ 則為基質吸力。

表 2-1 非飽和土壤應力狀態變數組合(Fredlund and Morgenstern, 1977)

參考壓力	應力狀態參數
孔隙氣壓， u_a	$(\sigma - u_a) \cdot (u_a - u_w)$
孔隙水壓， u_w	$(\sigma - u_w) \cdot (u_a - u_w)$
總應力， σ'	$(\sigma - u_a) \cdot (\sigma - u_w)$

Bishop (1959)提出非飽和土壤有效應力公式中應用此兩應力狀態變數如式(2.1)所示：

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \dots\dots\dots (2.1)$$

式(2.1)中 χ 為與飽和度相關之參數，飽和狀態為 0，完全乾燥狀態為 1。此應力狀態變數組合除符合實際工程條件外(Fredlund, 1979; Fredlund and Rahardjo, 1987)，並已廣泛的應用於分析非飽和土壤之力學行為(Alonso et al., 1990; Wheeler and Sivakumar, 1995)。

非飽和土壤總吸力為基質吸力(或稱為毛細吸力)與滲透吸力(osmotic suction)之加總，Krahn and Fredlund (1972)對土壤吸力之試驗結果顯示滲透吸力的變化甚小，而基質吸力之變化約等於土壤總吸力之變化，故將基質吸力視為土壤總吸力，並為非飽和土壤應力狀態變數之一。非飽和土壤之氣相與水相交界面(air-water interface)具有重要的力學影響，因此 Fredlund and Rahardjo (1993)將氣水交界面定義為除固、液、氣三項外之第四相稱之為收縮膜(contractile skin)，圖 2.1 為非飽和土壤結構示意圖。氣水交界面上之分子所受到不平衡之液體內聚力(圖 2.2a)，收縮膜產生表面張力使之平衡，收縮膜之受力情形如圖 2.2b 所示，其中 $u + \Delta u$ 即為孔隙氣壓 u_a ； u 為孔隙水壓 u_w ； T_s 為表面張力； R_s 為收縮膜之曲率半徑，由 Kelvin 毛細模型公式推導出式(2.2)：

$$(u_a - u_w) = \frac{2T_s}{R_s} \dots\dots\dots (2.2)$$

上式之 $(u_a - u_w)$ 為收縮膜上氣相與水相之壓差，即為基質吸力。由上式可知當土壤基質吸力上升時，收縮膜之曲率半徑減小、曲率越大。

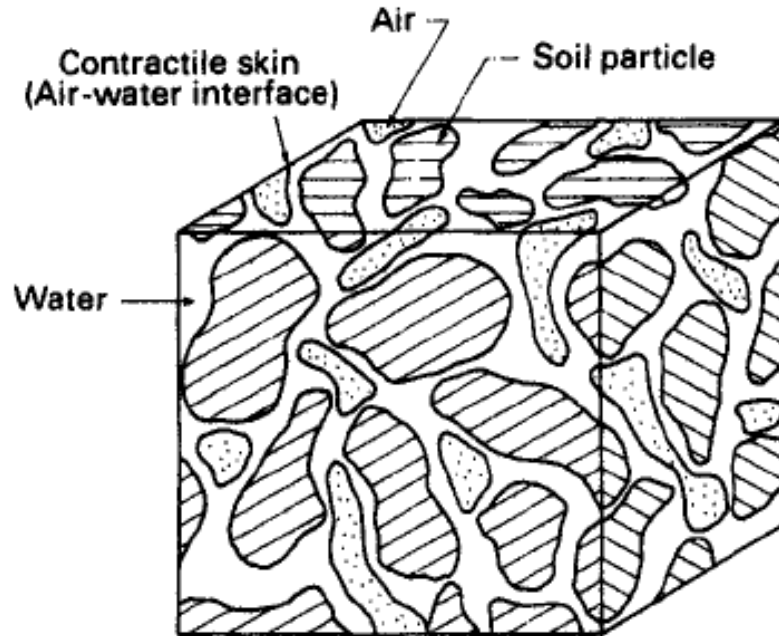


圖 2.1 非飽和土壤結構示意圖(Fredlund and Rahardjo, 1993)

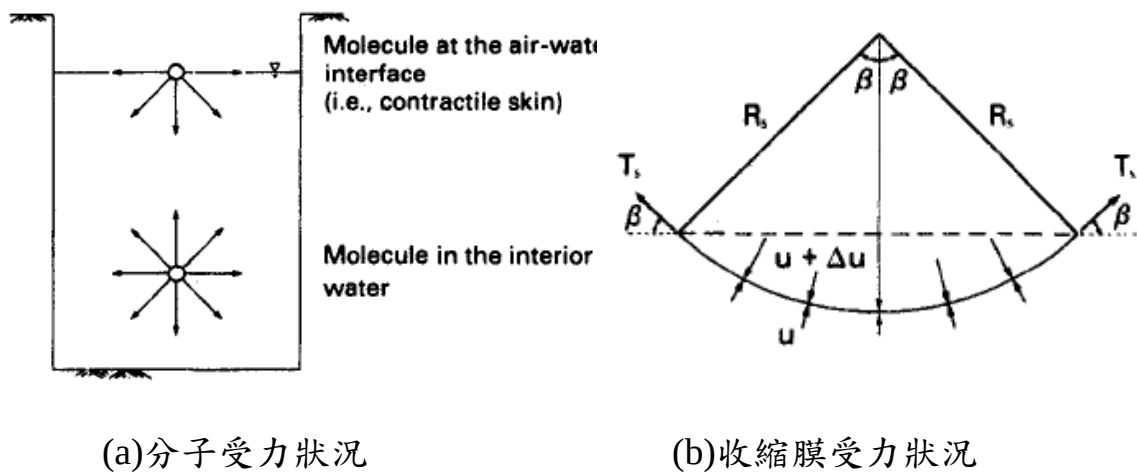


圖 2.2 氣水交界面之表面張力現象(Fredlund and Rahardjo, 1993)

2.1.2 非飽和土壤剪力強度

Fredlund et al. (1978)將淨正向應力與基質吸力兩獨立之應力狀態變數，代入衍伸莫爾-庫倫破壞準則(extended Mohr-Coulomb failure criteria)，其抗剪強度如式(2.3)：

$$\begin{aligned}\tau_f &= [c' + (u_a - u_w) \tan \phi^b] + (\sigma - u_a) \tan \phi' \\ &= c_t + (\sigma - u_a) \tan \phi \dots\dots\dots (2.3)\end{aligned}$$

式中 c' 與 ϕ' 分別為非飽和土壤有效凝聚力與摩擦角， ϕ^b 為基質吸力所提供之剪力摩擦角； c_t 稱為視凝聚力(apparent cohesion)，為有效凝聚力與基質吸力項之加總，其示意圖如圖 2.3 所示，圖為以剪力、淨正向應力與基質吸力繪製之三維圖，而圖中存在一破壞包絡面與所有莫爾圓相切，且剪力強度隨著淨正向應力線性遞增，基質吸力亦有相同趨勢。

Gan et al. (1988)以冰凍土進行多階段非飽和直剪試驗，結果則顯示剪力強度與基質吸力為非線性遞增關係，意即 ϕ^b 非為定值；Fredlund et al. (1995)之試驗結果如圖 2.4， ϕ^b 隨基質吸力增大而漸小；Oloo and Fredlund (1996)發表此非線性關係之原因在於當土壤達到殘餘含水量，其基質吸力對於土壤剪力強度之影響將可忽略。

2.1.3 土壤含水量特徵曲線

土壤含水量特徵曲線(soil-water characteristic curve, SWCC)為描述土壤含水量與基質吸力間關係之函數，含水量通常以體積含水量(θ)表示，亦可用重量含水量(ω)或飽和度(S_r)表示，典型的土壤含水量特徵曲線如圖 2.5，土水特徵曲線之斜率可視為土壤的儲水能力(storage capacity)。非飽和土壤因基質吸力改變，在吸水(wetting)及排水(drying)的過程中會產生遲滯效應，即在相同基質吸力下吸水曲線(wetting curve)上的含水量會低於排水曲線(drying curve)上的含水量，原因是排水後土壤顆粒排列變緊密。

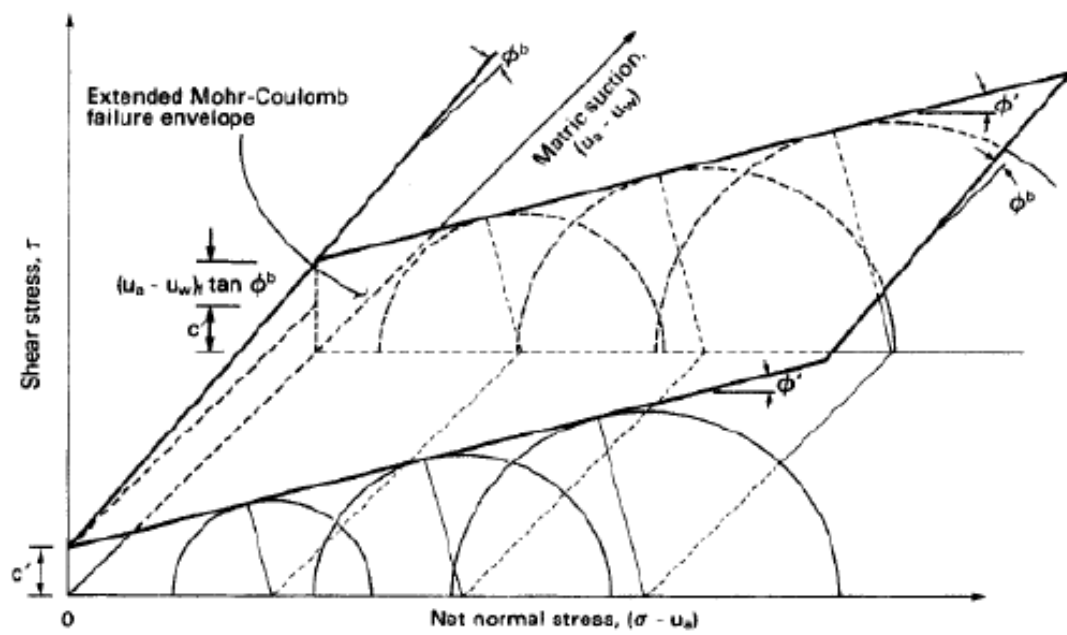


圖 2.3 非飽和土壤莫爾-庫倫破壞包絡線(Fredlund and Rahardjo, 1993)

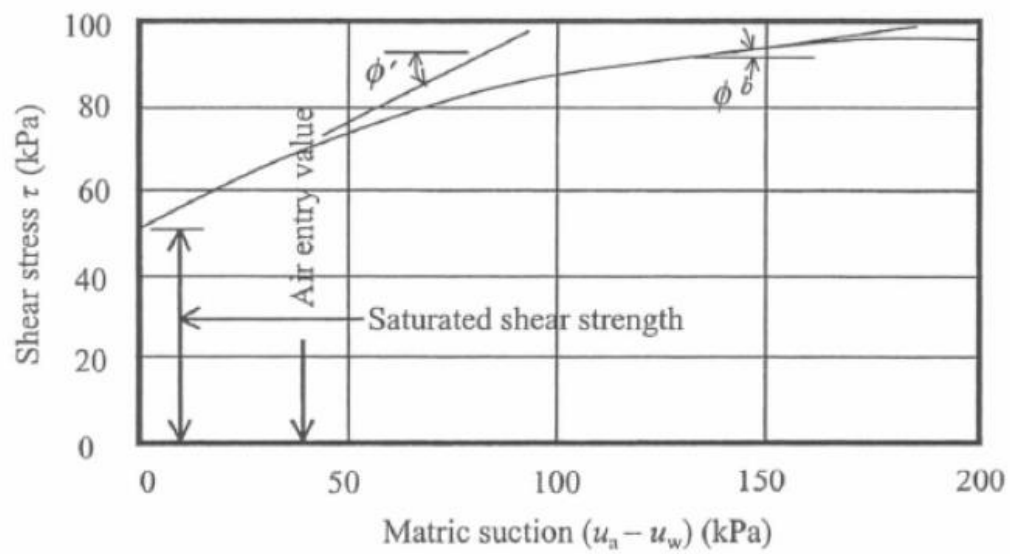


圖 2.4 剪應力與基質吸力之破壞包絡線(Fredlund et al, 1995)

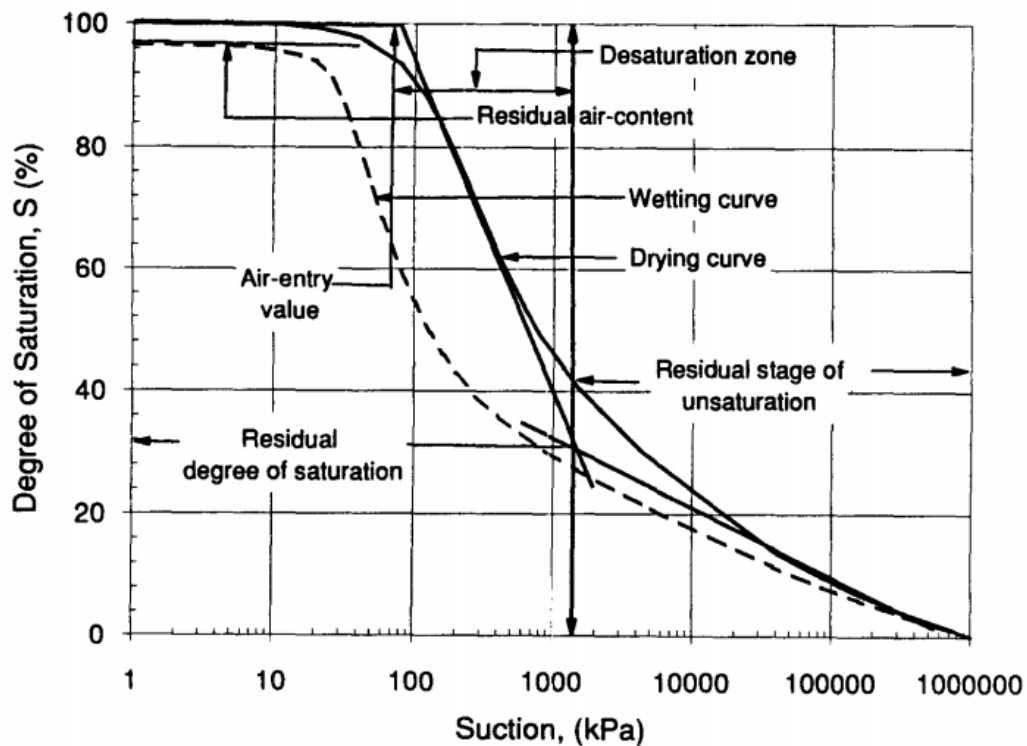


圖 2.5 典型的土壤含水量特徵曲線 (Fredlund et al, 1995)

土壤含水量特徵曲線去飽和的過程可分為三個階段，如圖 2.6 所示，邊界效應階段(boundary effect stage)，此階段幾乎所有孔隙都被水填滿，當基質吸力大於進氣值 $(u_a - u_w)_b$ (air-entry value)，空氣開始進入土壤孔隙；接著進入轉移階段(transition stage)，土壤開始去飽和，含水量隨基質吸力增加而明顯降低；最後進入殘餘階段(residual stage)，此階段含水量受基質吸力的影響快速降低達到殘餘含水量(residual water content)。另外，在非飽和土壤中，滲透係數亦會受到基質吸力的影響，如圖 2.7 所示。

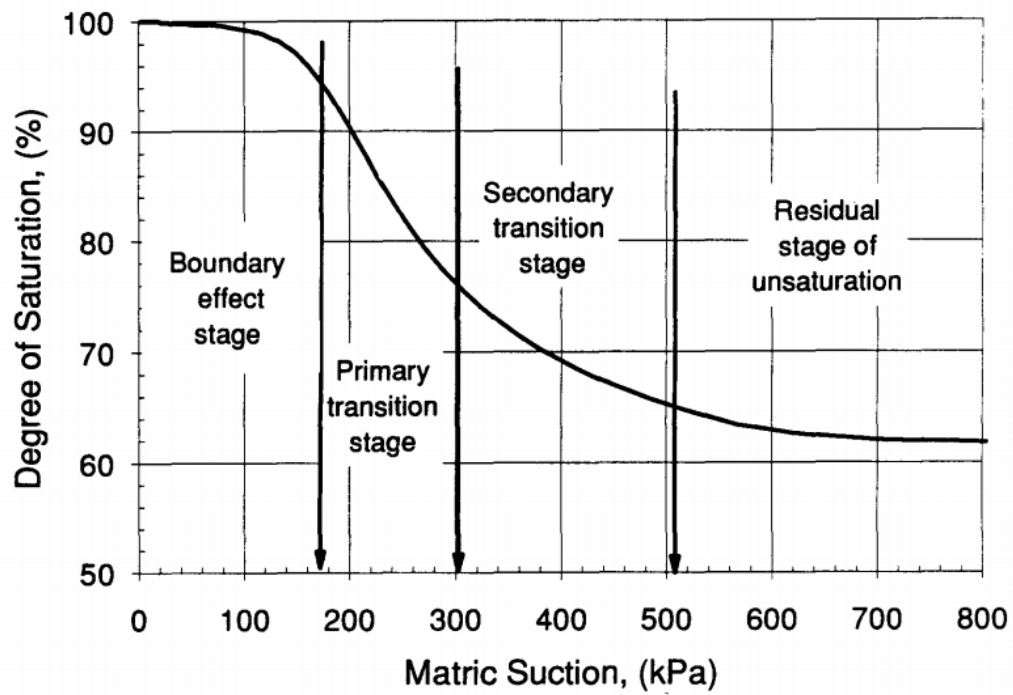


圖 2.6 土壤含水量特徵曲線去飽和三階段 (Fredlund et al, 1995)

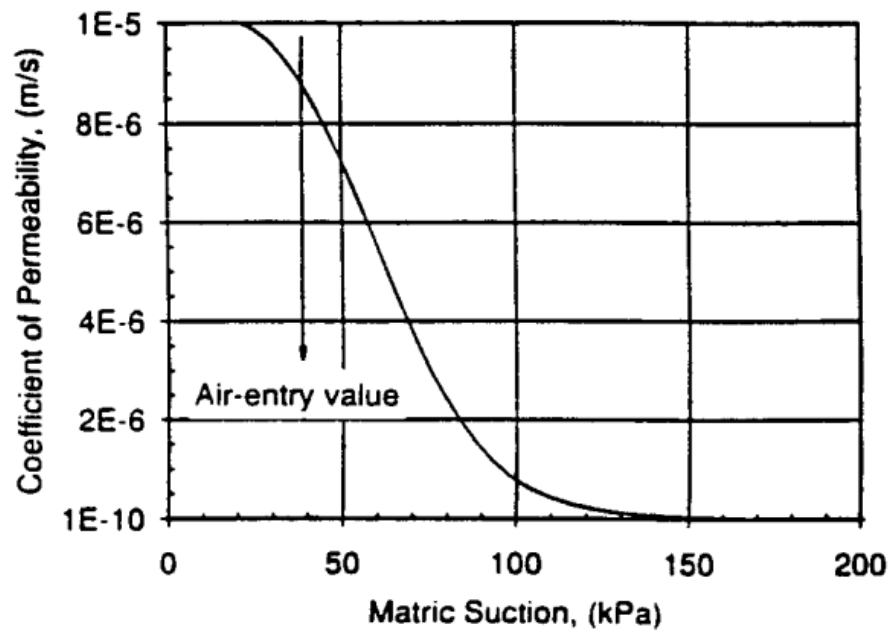


圖 2.7 土壤滲透係數與基質吸力之關係 (Fredlund et al, 1995)

2.2 非飽和滲流分析

實務上考慮滲透情形下的邊坡穩定分析，大部份利用提高地下水位以模擬降雨入滲過程中孔隙水壓增加的現象，但孔隙水壓的變化受到土壤本身的滲透特性控制而有不同的反應。因非飽和土壤之基質吸力及飽和土層滲流力之變化和孔隙水壓在邊坡內的分布有密切關係，為得到孔隙水壓分布隨滲透的變化情形，需了解滲透之水力學機制。

2.2.1 非飽和滲流控制方程式

假設水在非飽和土中的流動滿足達西定律，但和飽和土中滲流的不同為非飽和土之滲透係數為土壤含水量的函數，稱為基質吸力-滲透係數曲線，圖 2.8 為典型土壤之非飽和土壤特性曲線，而土壤含水量與孔隙水壓力的關係稱為土壤-水分特性曲線，因此非飽和滲流中滲透係數為孔隙水壓力的函數。土中水流動之控制方程式可依質量守衡的原理來推導建立，結合達西定律和流動控制方程式可推導出基本的地下水控制方程式，Freeze and Cherry(1979) 假設孔隙氣壓等於大氣壓力，且可自由進出土壤，提出在一均質、均向土壤內之三維流體流動之控制方程式可以 Richard' s equation 表示，以總水頭的形式表示為：

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[k(h_p) \frac{\partial h}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[k(h_p) \frac{\partial h}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[k(h_p) \frac{\partial h}{\partial z} \right] = \frac{\partial \theta(h_p)}{\partial t} \quad \dots\dots\dots (2.4)$$

式中 h =總水頭； θ =體積含水量； h_p =壓力水頭； k =土壤滲透係數(為壓力水頭之函數)，給定初始及邊界條件，可計算土壤內總水頭(或壓力水頭)隨時間之變化。

在自然邊坡中，若入滲率大於飽和滲透係數(k_{sat})，無法入滲之降雨會沿著邊坡表面流動，使邊坡表面之壓力水頭為零，故分析中上邊界之邊界條件並非以入滲率控制，而是以壓力水頭控制。滲流使非飽和之土柱隨時間飽和，使細顆粒土壤的基質吸力減少，並使其剪力強度下降。

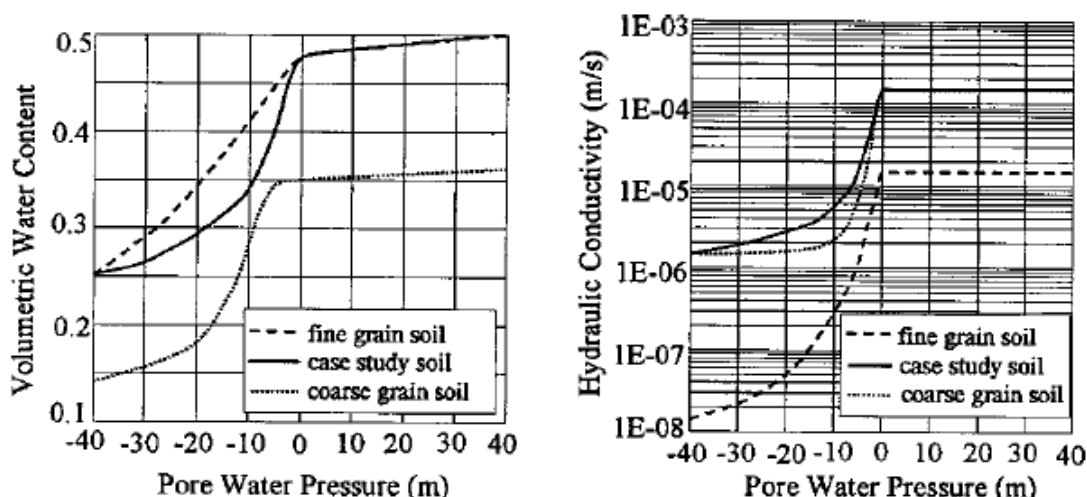


圖 2.8 典型土壤之非飽和土壤特性曲線(Collins and Znidarcic, 2004)

2.2.2 1D入滲分析

由於本研究初期目標為建立無限邊坡入滲引致之邊坡破壞依時預警系統，因此考慮一維入滲下分析。考慮一均質土體，根據質量守恆且土壤和水均不可壓縮，為了簡化計算，假設土壤滲透係數 k 不隨深度改變(即 $\partial k(h_p)/\partial z = 0$)，可得鉛垂向之一維 Richard 方程式如式 2.5：

$$M(h_p) \frac{\partial h_p}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left[k(h_p) \frac{\partial h_p}{\partial z} \right] \dots\dots\dots (2.5)$$

其中 z 為深度(地表為零且向下為正); h_p =壓力水頭; k =土壤滲透係數(為壓力水頭之函數)，可由土水特性曲線決定； M =孔隙水含容能力。

以 Crank-Nicolson 有限差分法，以求解深度之 $1/400$ 為 Δz ， Δt 則以 Hills 等人所建議的 Δt 限制式， $\Delta t \leq \Delta z/|V|$ ， $V=Q/(\theta(0, t)-\theta_i)$ ，即數值計算之可蘭穩定條件(CFL condition)，使每一計算時距之水流不會超過一個網格距離，可將式 2.5 式改寫為差分形式：

$$M(h_p) \frac{h_{p,j}^{n+1} - h_{p,j}^n}{\Delta t} = \frac{k_{j+\frac{1}{2}} \left[(h_{p,j+1}^{n+1} - h_{p,j}^{n+1}) + (h_{p,j+1}^n - h_{p,j}^n) \right]}{2\Delta z^2} \dots\dots\dots (2.6)$$

$$- \frac{k_{j-\frac{1}{2}} \left[(h_{p,j}^{n+1} - h_{p,j-1}^{n+1}) + (h_{p,j}^n - h_{p,j-1}^n) \right]}{2\Delta z^2}$$

為驗證一維分析模式之可靠度，以邊界條件和 Collins and Znidarcic (2004)相同，上邊界之使用壓力水頭=0m，下邊界條件為排水邊界，地下水位在 4m 處，基質吸力分佈為靜基質吸力分布，使用「典型」細顆粒土壤之水土特性曲線，解得之滲流分析結果和 Collins and Znidarcic (2004)以 2D 數值程式 SEEP/W 之結果比較如圖 2.9，可以發現趨勢大致上相同，但數值上有差異，可能是因為 SEEP/W 係利用有限元素法進行二維分析，而本研究為利用一維有限差分數值方法進行分析。

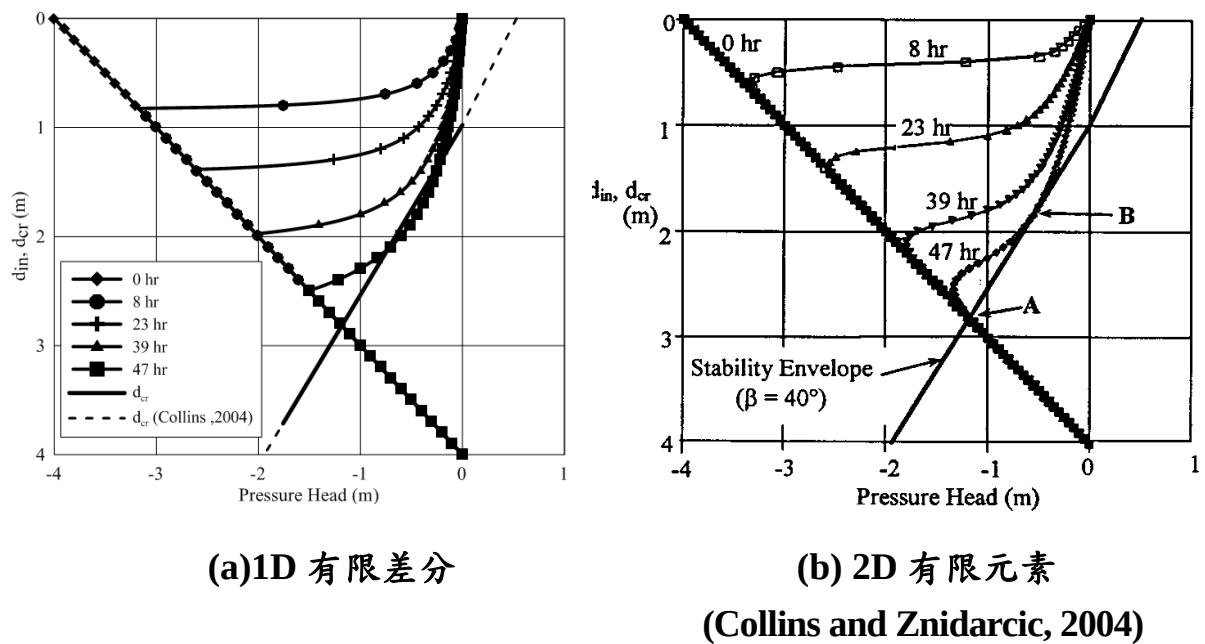


圖 2.9 非飽和滲流分析結果比較

2.3 無限邊坡之水力力學耦合穩定分析

2.3.1 無限邊坡水力力學耦合穩定分析理論

本研究參考 Collins and Znidarcic (2004)降雨下之無限邊坡穩定分

析概念，自行推導無限邊坡之水力力學耦合穩定分析，考慮一坡角為 β 之無限長邊坡，如圖 2.10，地下水位面位於 d_w 處， W 為自重， N 及 S 分別為作用在切片底部之正向應力及剪應力， d_{in} 為入滲深度，假設邊坡破壞會發生在臨界深度 d_{cr} 處。切片內飽和部分($z \leq d_{in}$)以有效應力進行分析，土壤單位重為飽和單位重 γ_s ，在土壤飽和部分會產生滲流，水平向滲流平行坡面，水力梯度為 $i_h = \sin \beta$ ，垂直向滲流由入滲造成，水力梯度 $i_v = 1$ ；切片內非飽和部分($z > d_{in}$)以總應力分析，土壤單位重為總體單位重 γ_t ，其基質吸力之大小隨深度改變，即 $h_c = d_w - z$ 。

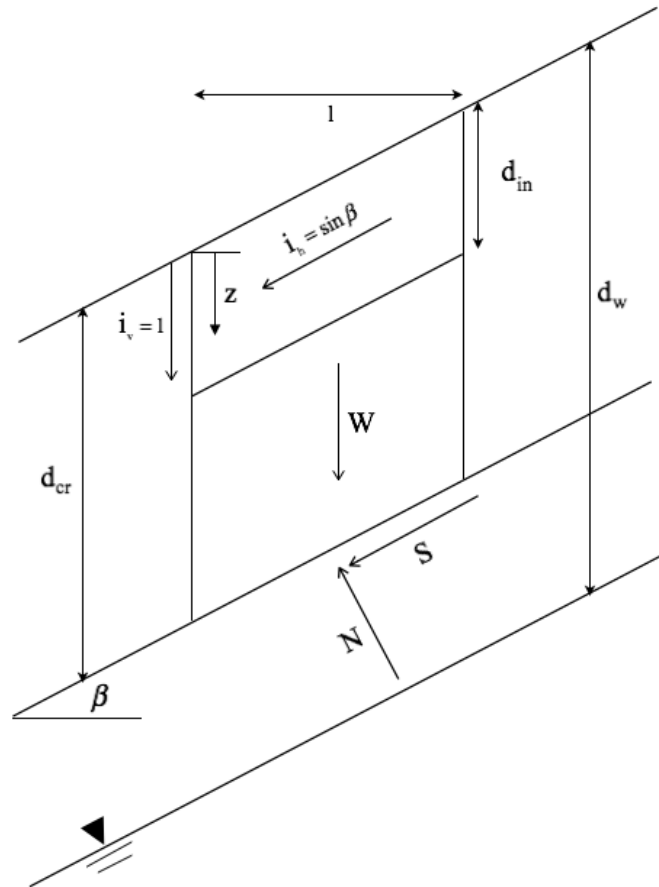


圖 2.10 無限邊坡之水力力學耦合穩定分析示意圖

自重 W 可分解為垂直坡面和平行坡面兩個分量，以式(2.7a)、(2.7b)表示：

$$W_N = [\gamma' \cdot l \cdot d_{in} + \gamma_t \cdot l \cdot (d_{cr} - d_{in})] \cdot \cos \beta \dots\dots\dots(2.7a)$$

$$W_S = [\gamma' \cdot l \cdot d_{in} + \gamma_t \cdot l \cdot (d_{cr} - d_{in})] \cdot \sin \beta \dots\dots\dots(2.7b)$$

其中 $\gamma' = \gamma_s - \gamma_w$ 。垂直滲流力 S_v 可分解為垂直坡面和平行坡面兩個分量，可以式(2.8a)、(2.8b)表示：

$$S_{vN} = i_v \cdot \gamma_w \cdot d_{in} \cdot l \cdot \cos \beta \dots\dots\dots(2.8a)$$

$$S_{vS} = i_v \cdot \gamma_w \cdot d_{in} \cdot l \cdot \sin \beta \dots\dots\dots(2.8b)$$

水平滲流力 S_h 可以式(2.9)表示：

$$S_h = i_h \cdot \gamma_w \cdot d_{in} \cdot l \dots\dots\dots(2.9)$$

故滑動面上之正向力 N 及剪力 S 可以式(2.10a)、(2.10b)表示：

$$\begin{aligned} N &= [\gamma' \cdot l \cdot d_{in} + \gamma_t \cdot l \cdot (d_{cr} - d_{in})] \cdot \cos \beta + i_v \cdot \gamma_w \cdot d_{in} \cdot l \cdot \cos \beta \\ &= [\gamma_s \cdot l \cdot d_{in} + \gamma_t \cdot l \cdot (d_{cr} - d_{in})] \cdot \cos \beta \dots\dots\dots(2.10a) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= [\gamma' \cdot l \cdot d_{in} + \gamma_t \cdot l \cdot (d_{cr} - d_{in})] \cdot \sin \beta + i_v \cdot \gamma_w \cdot d_{in} \cdot l \cdot \sin \beta + i_h \cdot \gamma_w \cdot d_{in} \cdot l \\ &= [\gamma_s \cdot l \cdot d_{in} + \gamma_t \cdot l \cdot (d_{cr} - d_{in})] \cdot \sin \beta + \gamma_w \cdot d_{in} \cdot l \cdot \sin \beta \dots\dots\dots(2.10b) \end{aligned}$$

除以 $l \cdot \sec \beta$ 可得到滑動面上之正向應力及剪應力，如式(2.11a)、(2.11b)：

$$\sigma = [\gamma_s \cdot d_{in} + \gamma_t \cdot (d_{cr} - d_{in})] \cdot \cos^2 \beta \dots\dots\dots(2.11a)$$

$$\tau = [\gamma_s \cdot d_{in} + \gamma_t \cdot (d_{cr} - d_{in})] \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta + \gamma_w \cdot d_{in} \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta \quad (2.11b)$$

代入衍伸莫爾-庫倫破壞準則：

$$\tau = c_t + \sigma \cdot \tan \phi' \dots\dots\dots(2.12)$$

可推導臨界滑動深度 d_{cr} 為：

$$d_{cr} = \frac{c_t}{\gamma \cos^2 \beta (\tan \beta - \tan \phi')} - \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_t} - 1 \right) \cdot d_{in} - \frac{\gamma_w}{\gamma_t} \cdot d_{in} \cdot \frac{\tan \beta}{\tan \beta - \tan \phi'} \dots\dots\dots (2.13)$$

由 $c_t = c' + \gamma_w \cdot h_c \tan \phi^b$ 、 $h_c = d_w - d_{cr}$ ，可將式(2.13)改寫為：

$$\left[1 + \frac{\gamma_w \cdot \tan \phi^b}{\gamma \cos^2 \beta (\tan \beta - \tan \phi')} \right] \cdot d_{cr} = \frac{c' + d_w \cdot \gamma_w \cdot \tan \phi^b}{\gamma \cos^2 \beta (\tan \beta - \tan \phi')} - \underbrace{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_t} - 1 \right) \cdot d_{in}}_{\text{垂直滲流}} - \underbrace{\frac{\gamma_w}{\gamma_t} \cdot d_{in} \cdot \frac{\tan \beta}{\tan \beta - \tan \phi'}}_{\text{水平滲流}} \dots\dots\dots (2.14)$$

若不考慮水平滲流的影響，並忽略入滲對土壤單位重的改變，可將式(2.11a)、(2.11b)改寫為：

$$\sigma = \gamma_t \cdot z \cdot \cos^2 \beta \dots\dots\dots (2.15a)$$

$$\tau = \gamma_t \cdot z \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta \dots\dots\dots (2.15b)$$

所對應之安全係數(FS)為：

$$FS = \frac{c_t + \gamma_t \cdot z \cdot \cos^2 \beta}{\gamma_t \cdot z \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta} = \frac{c_t}{\gamma_t \cdot z \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta} + \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} \dots\dots\dots (2.16)$$

當 $z = d_{cr}$ 時 $FS = 1.0$ ，則式(2.16)可轉換為：

$$1 - \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} = \frac{c_t}{\gamma_t \cdot d_{cr} \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta} \dots\dots\dots (2.17)$$

$$d_{cr} = \frac{c_t}{\gamma_t \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta} \cdot \frac{\tan \beta}{\tan \beta - \tan \phi'} = \frac{c_t}{\gamma_t \cdot \cos^2 \beta (\tan \beta - \tan \phi')} \cdot (2.18)$$

由 $c_t = c' + \gamma_w \cdot h_c(z) \tan \phi^b$ ，可將式(2.18)改寫為：

$$d_{cr} = \frac{c' + \gamma_w \cdot h_c(z) \tan \varphi^b}{\gamma_t \cdot \cos^2 \beta (\tan \beta - \tan \varphi')} \dots\dots\dots (2.19)$$

式(2.19)中基質吸力隨深度的分布 $h_c(z)$ 可由 1-D 滲流分析解得，並代入式(2.19)進行迭代計算得到 d_{cr} ，此架構為進行無限邊坡因降雨入滲引致淺層邊坡滑動之基礎，因入滲引起基質吸力改變為時間之函數，因此稱為具依時特性之滑動機制。

2.3.2 水力力學耦合試驗系統

本研究所研發之水力力學耦合試驗系統為 NGI 式單剪系統重新設計，模擬無限邊坡上之土壤元素，利用置於試體盒底座之高進氣陶瓷板控制試驗所需之不飽和條件，加入入滲邊界條件，進行非飽和邊坡降雨入滲破壞機制之理論與模擬驗證，其概念如圖 2.11 所示，考慮滑動面附近之土壤元素，其受一法線正應力與切線剪應力，其大小可由坡角計算之，土壤於此受力下產生單剪(Simple Shear)之變形，加入剪動前基質吸力與入滲條件，可模擬無限邊坡入滲破壞之行為，完整試驗系統包含剪力機構、含高進氣陶瓷板單剪盒、雙向伺服加載與監測系統，完整系統如圖 2.12 所示，各組成說明如下。

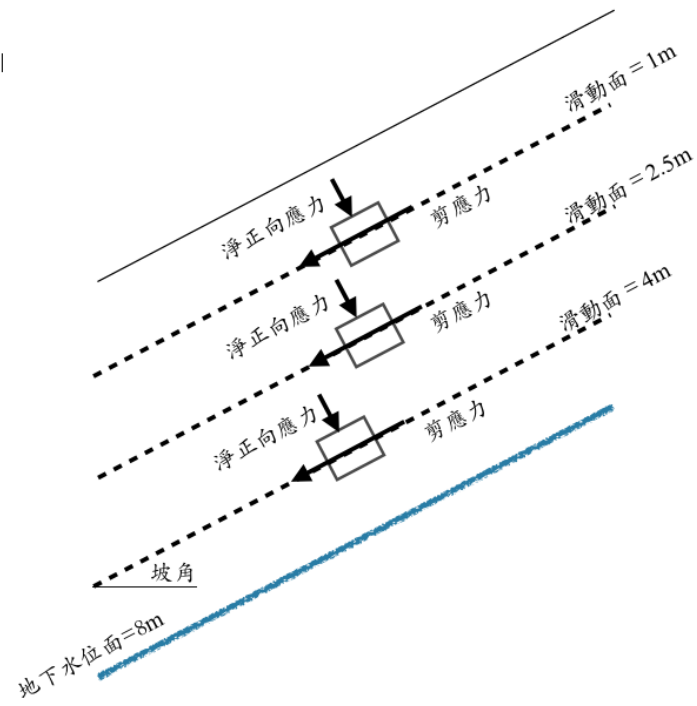


圖 2.11 水力力學耦合試驗概念圖



圖 2.12 水力力學耦合試驗系統實體圖

圖 2.13 為剪力機構，其平台尺寸為長 50cm、寬 50cm、高度可依試驗需求調整，調整範圍為 55cm-75cm，材料為鑄鐵，垂直向及水平向均裝設軸承以確保運動為直線運動，垂直向之運動及應力由軸桿連接試體盒頂蓋至加載系統進行控制，而水平向之運動及應力則透過預壓滑軌為基礎之平台，降低摩擦力，該平台連接試體盒底座至加載系統進行控制。

單剪盒共可分為三個部分，頂蓋、底座及堆疊鋼環，試體容器頂蓋直徑為 30cm，材質為不銹鋼，設計有排水路徑及 4 個可供空氣或水進出之通道，可連接至壓力系統；底座直徑為 30cm，高進氣陶瓷板鑲入底座並使用使矽利康密合，於陶瓷下方預留空間作為蓄水槽，以維持陶瓷之飽和度與提供試體排水或吸水所用。堆疊鋼環材質為鋁，鋼環內側與橡皮模膠合，每層鋼環間皆能自由滑動，可束制試體，使試體在實驗進行時保持 K_0 狀態，圖 2.14 為試體容器完成後實體圖。



圖 2.13 水力力學耦合試驗系統剪力盒實體

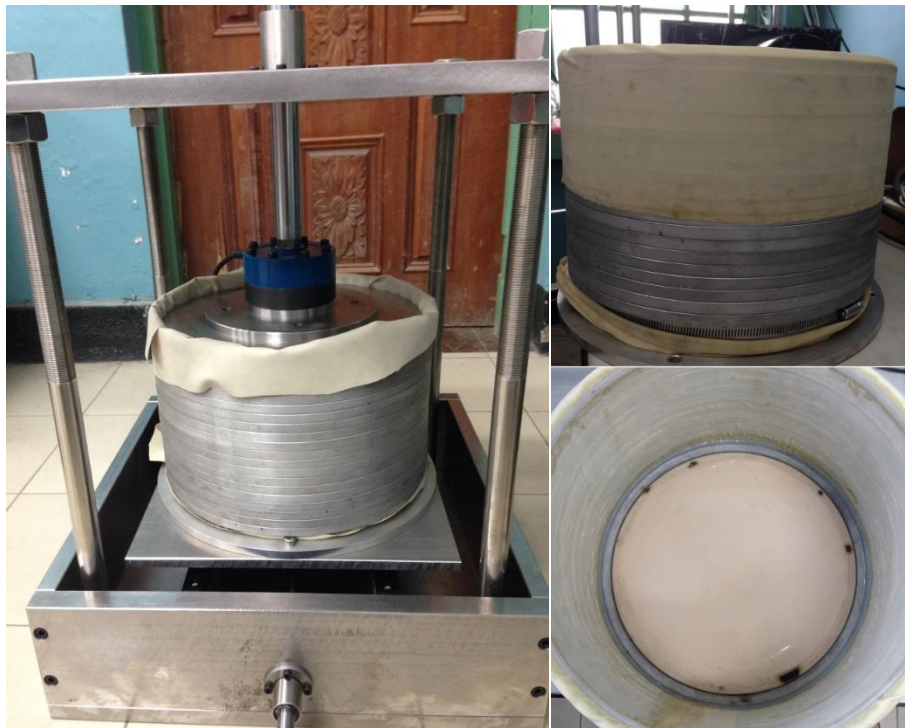


圖 2.14 試體容器實體圖

側向變位量測裝置包含 6 個 LDT，6 個 LDT 固定在支架上，如圖 2.15 可分別測得試體 6 個不同高程之變位量。當試體非飽和狀態平衡後，根據邊坡坡角及假設滑動面位置給予正向應力及剪應力，待正向應力及剪應力達到設定值後，水開始由試體頂蓋入滲，並由側向變位量測裝置分析變位情形，將試體分為 5 層，如圖 2.16，由每層上下兩個 LDT 量測值及該層厚度可計算各層之剪應變量。

2.3.3 試驗材料基本物理性質

本研究之試驗材料取材於台灣南部現地土壤，試驗前須對土壤進行基本物理試驗，將現地土壤烘乾過篩後，取通過標準篩號 20 號(孔徑 0.84 mm)之細顆粒土壤為主要試驗材料。基本物理試驗包括粒徑分析試驗、比重試驗、液塑限試驗及滲透係數試驗，試驗步驟均採用 ASTM 試驗規範，其物理性質如表 2-2 所列。

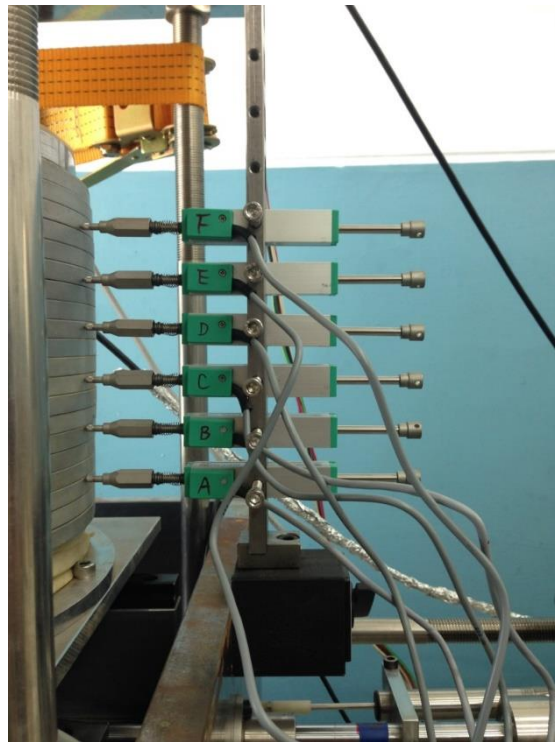


圖 2.15 側向變位量測裝置

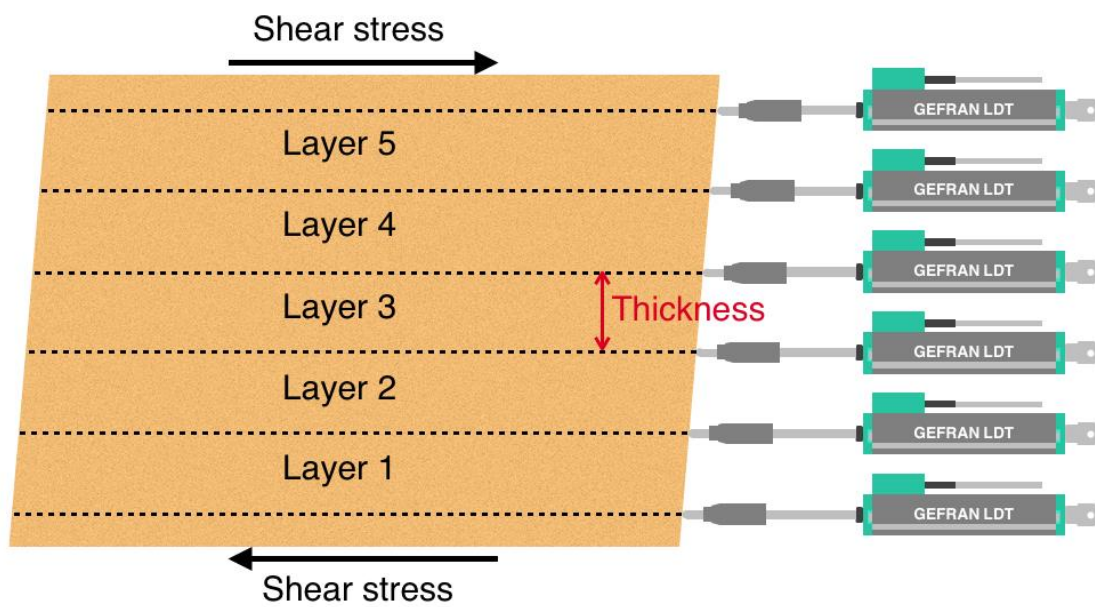


圖 2.16 試體各層剪應變計算示意圖

表 2-2 試驗材料基本物理性質

比重(G_s)	2.67
液性限度(LL, %)	22
塑性指數(PI, %)	2
USCS 土壤分類	SM
飽和滲透係數(k_{sat})	$1 \times 10^{-3} \text{cm/s}$

本試驗材料比重(G_s)2.67，液性限度(LL)與塑性指數(PI)分別為 22%、2%，統一土壤分類法(USCS)為 SM，飽和滲透係數 k_{sat} 為 $1 \times 10^{-3} \text{cm/s}$ ，圖 2.17 為試驗材料之粒徑分佈曲線。

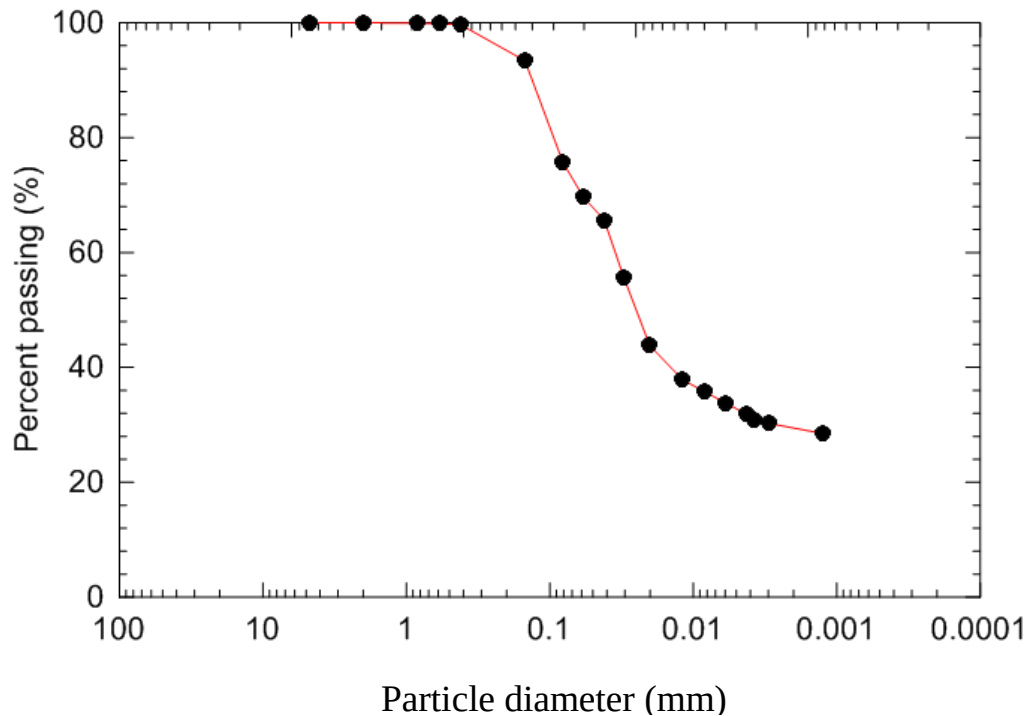


圖 2.17 試驗材料粒徑分佈曲線

2.3.4 試驗規劃

本研究之試驗流程如圖 2.18 所示，試驗主要目的為求出入滲量、側向變位及土壤強度間之關係，首先進行試體製作，待達到非飽和平衡狀態後，提供淨正向應力及剪應力，接著進行入滲試驗。

本試驗以初始總體單位重及初始含水量計算所需土重及水重，再以濕搗(moist tamping)之方式製作重模試體，經分層搗實後完成試體製作。水力力學試驗儀試體直徑為 30.5cm、高度為 18cm，壓力鍋試驗試體直徑為 6.3cm、高度為 2.5cm，而壓密不排水單剪試驗試體直徑為 10cm、高度為 2.5cm，詳細架設流程如下：

1. 將試驗材料以烘箱烘乾 24 小時以上(溫度 110°C)，試體架設前取出使其冷卻至室溫。
2. 以初始總體單位重 18kN/m^3 ，含水量 15% 均勻攪拌後，分為 6 層以濕搗法製作水力力學試驗儀試體，層與層間須均勻刮花，使試體均勻，避免層與層之間產生弱面，如圖 2.19(a)。

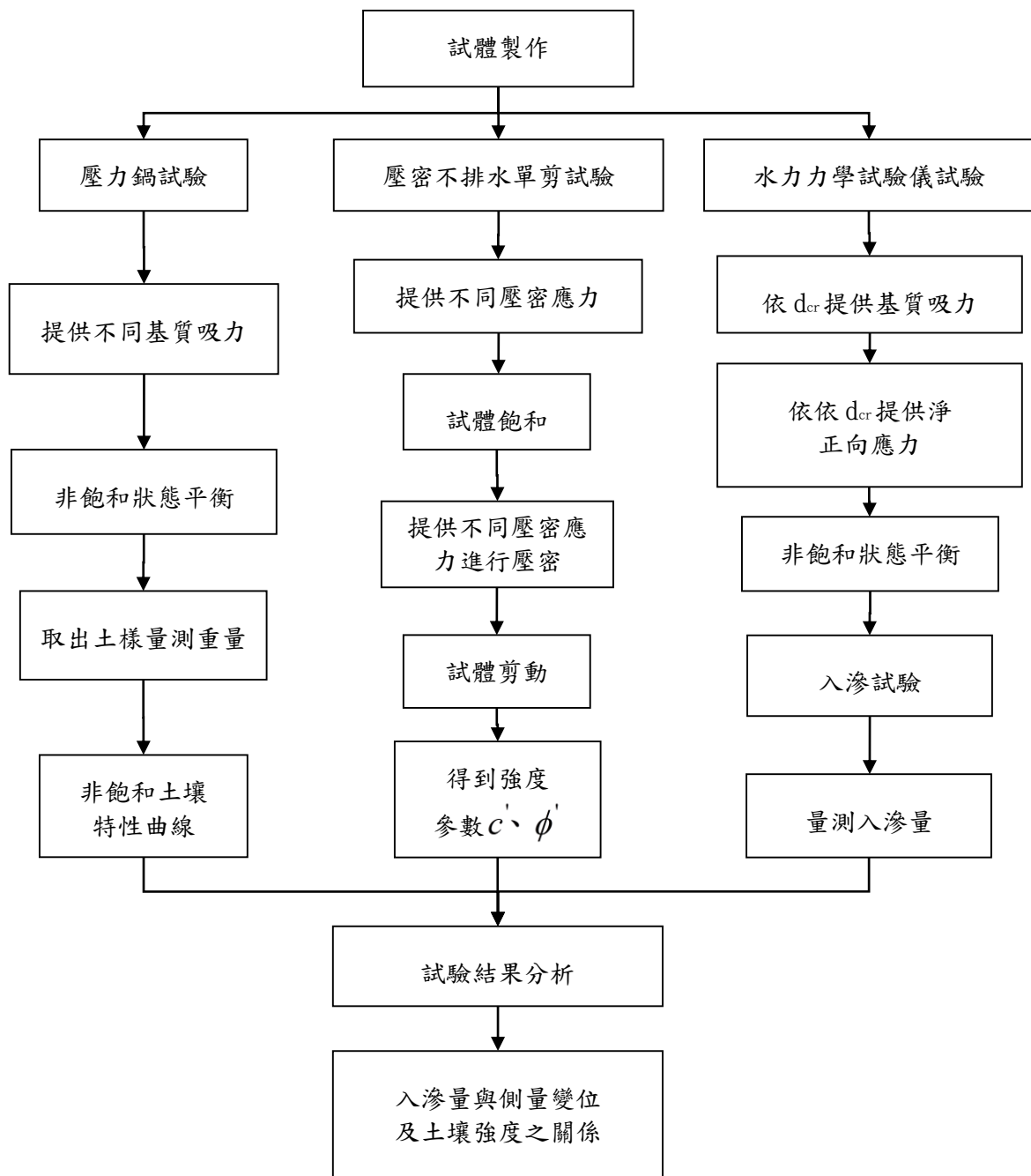


圖 2.18 試驗流程圖

3. 以初始總體單位重 18kN/m^3 ，含水量 15% 均勻攪拌後，以濕搗法製作壓力鍋試驗試體，如圖 2.19(b)。
4. 以初始總體單位重 18kN/m^3 ，含水量 15% 均勻攪拌後，以濕搗法製作壓密不排水單剪試驗試體，如圖 2.19(c)。

5. 壓力鍋試驗、水力力學試驗根據欲控制之基質吸力連接壓力面板提供孔隙氣壓和孔隙水壓。
6. 壓密不排水單剪試驗連接壓力面板提供反水壓。



(a)



(b)



(c)

圖 2.19 (a)水力力學試驗試體 (b)壓力鍋試驗試體 (c)單剪試驗試體

非飽和平衡狀態為平均淨應力與基質吸力於試體中達到穩定之狀態，多位學者均有不同之定義準則，Wheeler and Sivakumar (1995)以比水體積小於 0.001/day 之標準判定為非飽和平衡狀態；而 Ng et al. (2007)以含水量變化小於 0.05%/day 定義為達到平衡；本研究以總體積變化量作為平衡狀態判定之準則，故引用 Ng et al. (2007)之含水量判定數據，以總體積變化小於 0.05%/day 時表示非飽和狀態達到平衡，本試驗大約需要 4~6 天達到非飽和平衡狀態，表 2-3 為試體達非飽和平衡狀態時不同高度處之含水量，誤差不大。

表 2-3 試體內達未飽和平衡狀態時之各層含水量

含水量量測高度	含水量
15cm	15.5%
12cm	15.1%
9cm	14.9%
6cm	14.5%
3cm	13.7%

本試驗可分為三部分進行：

1. 進行壓密不排水單剪試驗，試驗控制之初始條件為壓密應力，分別為 25kPa、50kPa、75kPa，得到試驗土壤之有效摩擦角 ϕ' 及凝聚力 c' 。
2. 試驗 A：以水力力學耦合數值分析所使用之參數，進行水力力學耦合試驗，即地下水位為 4m、坡角為 30° ，並根據分析得到之 d_{cr} ，計算 d_{cr} 之應力狀態，假設基質吸力隨滑動深度變化為線性，即滑動深度 1m 處基質吸力為 30kPa、2.5m 處為 15kPa、4m 處為 0kPa，計算 d_{cr} 之應基質吸力，其試驗示意圖如圖 2.20、試驗初始條件如表 2-4，接著進行入滲試驗，完成試驗後進行飽和滲透係數 k_{sat} 之率定。

3. 試驗 B：接著以不同坡角、不同地下水位及率定後之飽和滲透係數進行水力力學耦合數值分析計算 d_{cr} ，根據 d_{cr} 之應力狀態及基質吸力再次進行水力力學耦合試驗，其試驗基本參數如表 2-4。

試體架設控制之總體單位重為 18 kN/m^3 ，而 A、B 部分試驗之應力計算均假設：滑動面以上土體總體單位重為 17.5 kN/m^3 。

表 2-4 試驗 A 及試驗 B 基本參數

試驗編號	A	B
滑動面深度 d_{cr} (m)	1.5	由水力力學耦合數值分析計算
地下水位深度 (m)	4	5
基質吸力 (kPa)	25	35
淨正向應力 (kPa)	22.5	根據 d_{cr} 給定應力狀態
剪應力 (kPa)	13.1	

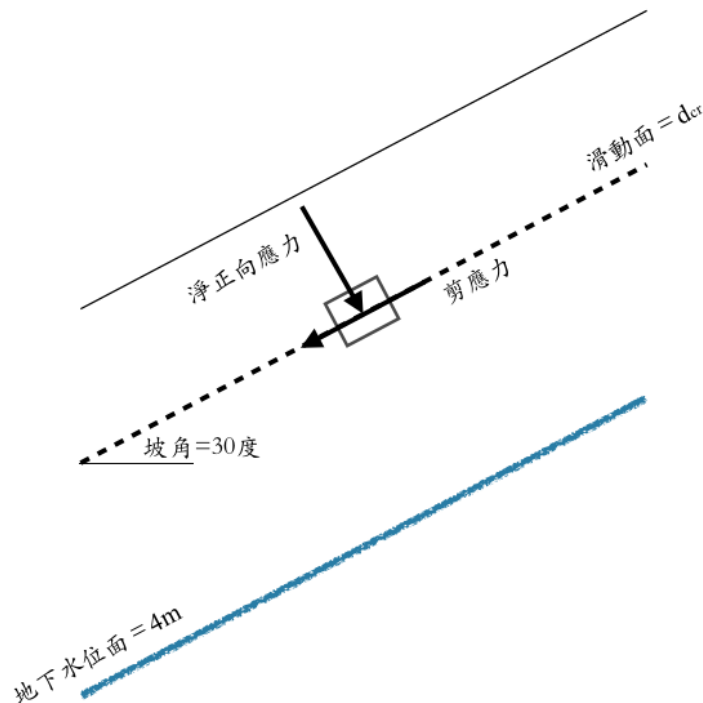


圖 2.20 試驗 A 示意圖

2.3.5 試驗結果與分析

(a) 壓力鍋試驗結果

土餅試體置於壓力鍋試驗內密封後，將壓力鍋一端連接至一氣壓，該氣壓值即為孔隙氣壓(u_a)，而另一端連接至室壓，孔隙水壓值等於室壓(u_w)，使試體在不同孔隙氣壓下平衡，為了符合入滲試驗之情況，進行吸水(wetting)試驗，即先給予一較大之基質吸力，待平衡之後，分階段降低基質吸力並量測含水量試驗結果如圖 2.21，式(2.20)為以指數迴歸得到試體基質吸力(ψ in kPa)和含水量 w (in %)之關係。

$$\psi = 1.87E13 \exp(-1.92 \times w) \dots\dots\dots (2.20)$$

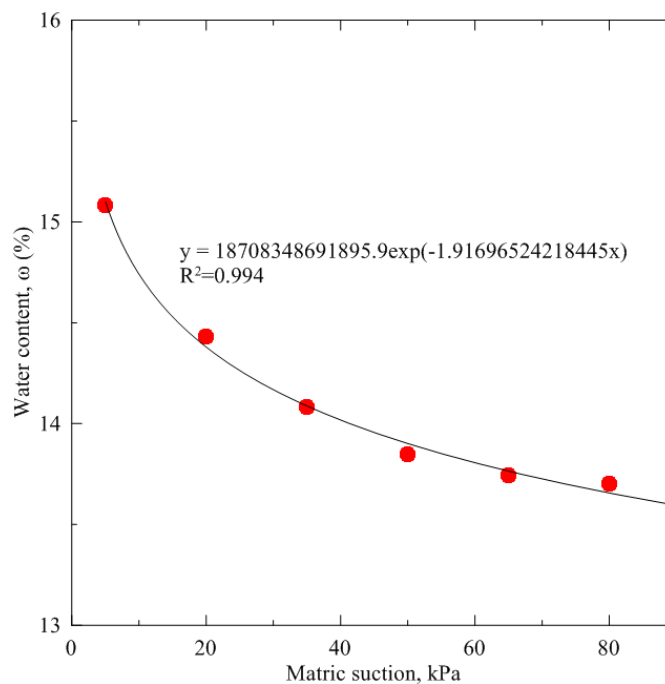


圖 2.21 基質吸力與含水量關係函數

(b) 壓密不排水單剪試驗結果

試體架設完成後，將試體頂蓋及底蓋連接至一反水壓，待試體達到飽和後，進行預壓密，使試驗材料為過壓密狀態，完成後施加正向應力，維持試體體積不變(固定垂直向變位)並剪動。試驗

結果應力應變曲線如圖 2.22(a)，孔隙水壓變化如圖 2.22(b)。進行三個不同正向應力下之壓密不排水單剪試驗後，以最大剪應力為破壞點，可得到土壤強度參數，如圖 2.23 所示，得到試驗材料之有效摩擦角 $\phi' = 24.6^\circ$ 、凝聚力 $c' = 1.3\text{kPa}$ 。

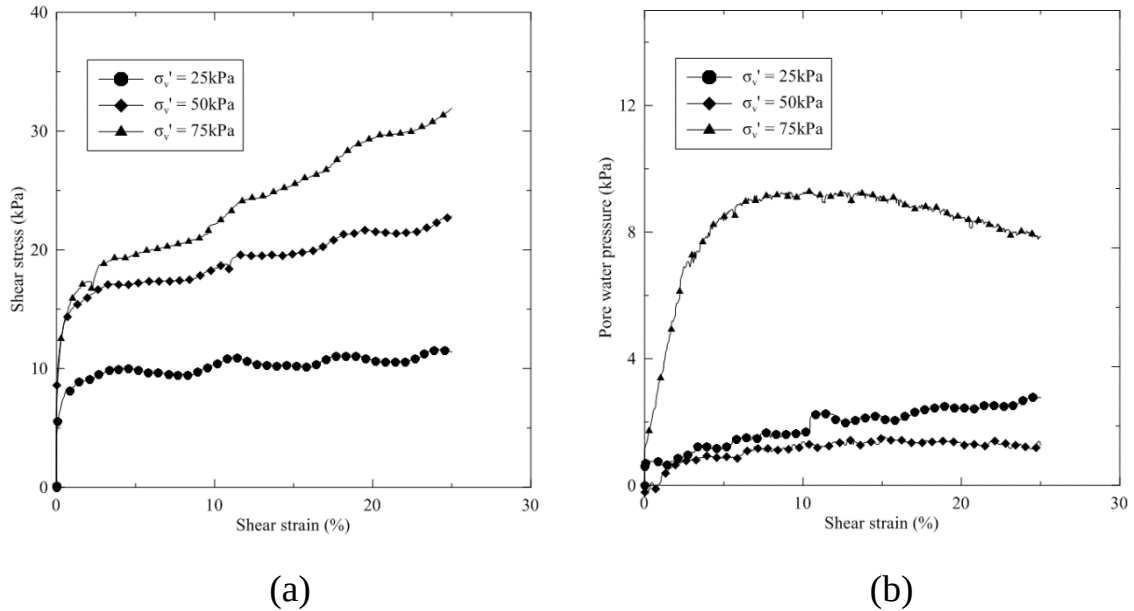


圖 2.22 壓密不排水單剪試驗(a)應力應變曲線(b)孔隙水壓變化

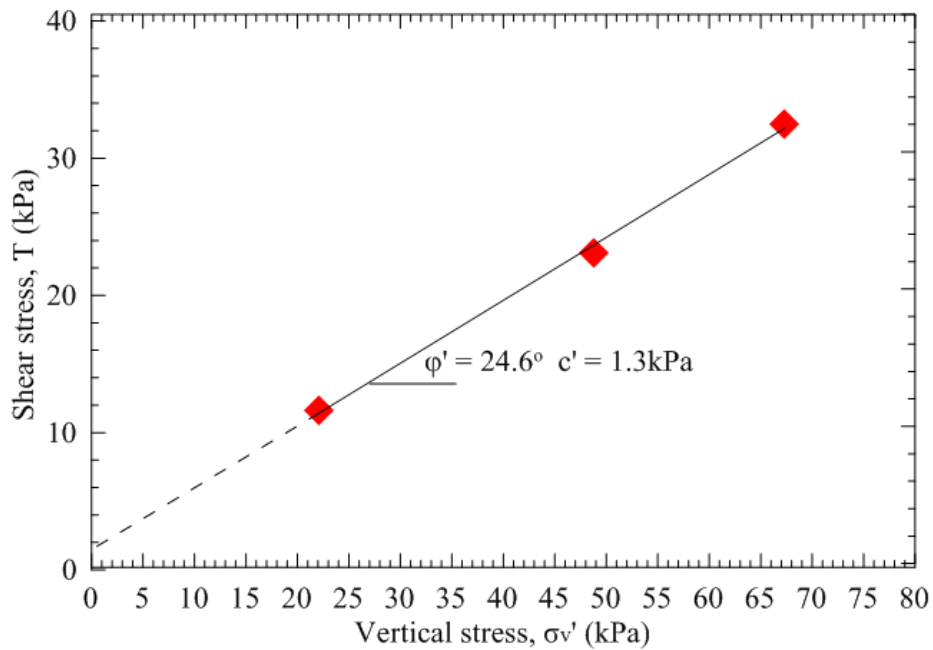


圖 2.23 試驗土壤之強度參數

2.3.6 水力力學耦合試驗結果與分析

(a) 試驗A

試體架設完成後，將試體頂蓋連接至一氣壓，該氣壓值即為孔隙氣壓(u_a)，而底蓋連接至室壓，孔隙水壓值等於室壓(u_w)，先施加一預壓密應力，預壓密完成後再根據試驗條件正向應力，待試體達到非飽和平衡狀態，接著施加剪應力，剪應力施加完成後側向變位分布如圖 2.24，可以看出試驗試體的側向變位近乎線性分布，表示試體內之剪應力是均勻的，剪應力施加完成後，進行入滲試驗。

圖 2.24 為入滲體積與分層剪應變歷時，由各層剪應變的變化可以觀察到，入滲開始後，試體各層並無產生明顯的剪應變，在入滲開始後約 25000 秒後，試體開始滑動，各層之剪應變增加，這是由於水滲入試體，使基質吸力降低，造成基質吸力提供的剪力強度下降，最後試體剪力強度降低到無法提供足夠的阻抗(即剪應力>剪力強度)。

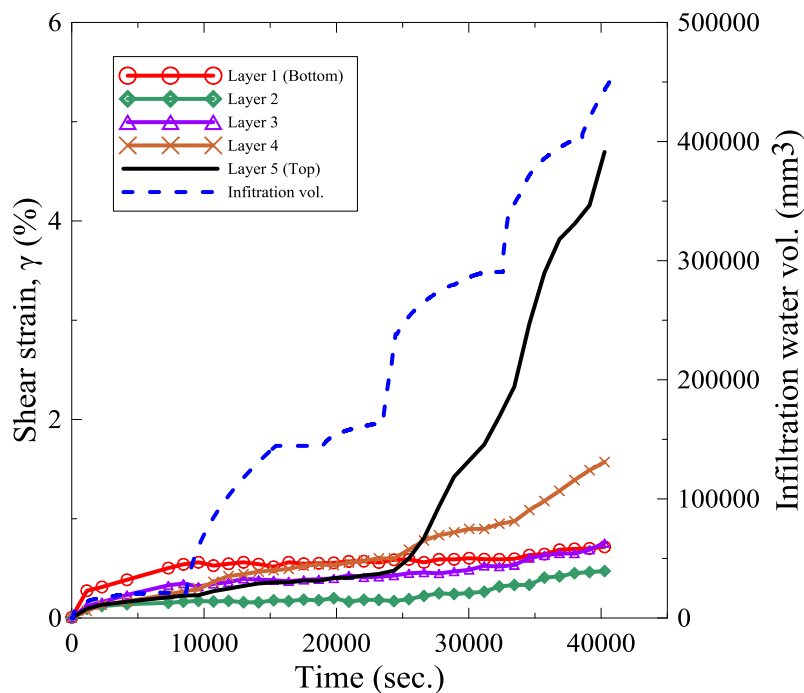


圖 2.24 試驗 A 入滲量及試體各層剪應變隨時間變化情形

圖 2.25 為試驗過程中入滲深度變化與分層剪應變歷時，試體在入滲開始後 25000 秒時發生破壞的範圍在 7cm 處(Layer 4、Layer 5)；而從圖中可以發現在入滲開始後約 14000 秒處，入滲深度已達到 7cm 處，試體卻尚未發生破壞，這是由於實際上土壤的入滲行為不會是完全飽和後水才往下入滲，故假設飽和後水才會繼續向下入滲推估得到之破壞時間會較實際破壞時間短，為較保守之假設為破壞時間之下限。

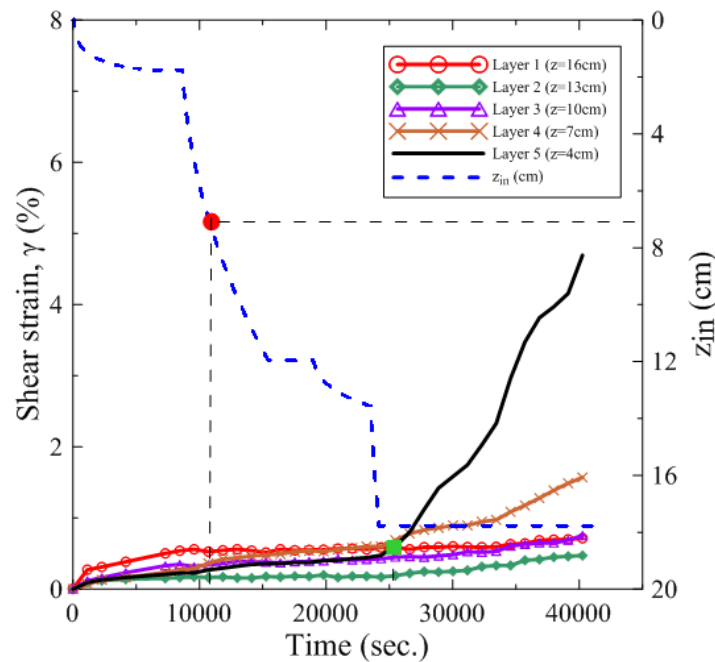


圖 2.25 試驗 A 入滲深度隨時間變化歷時

圖 2.26 為試體平均含水量與分層剪應變隨時間變化情形，根據耦合分析得到破壞時之基質吸力，及壓力鍋試驗結果反推破壞時試體平均含水量(圖 2.26 中水平虛線)。入滲造成土樣平均含水量改變(圖 2.26 中虛線)，當含水量達到破壞含水量時，試體產生破壞。圖 2.27 為試驗中試體平均剪力強度隨時間變化情形，根據水力力學耦合分析得到破壞時之基質吸力，將試體含水量變化透過壓力鍋試驗結果轉換為基質吸力之變化，套用至衍伸莫爾-庫倫破壞準則可以得到試體剪力強度的變化，發現剪力強度隨入滲量增加而降低(圖 2.27 中藍色虛線)，當剪力強度小於剪應力(圖 2.27 中水平虛線)時，試體預期產生破壞。

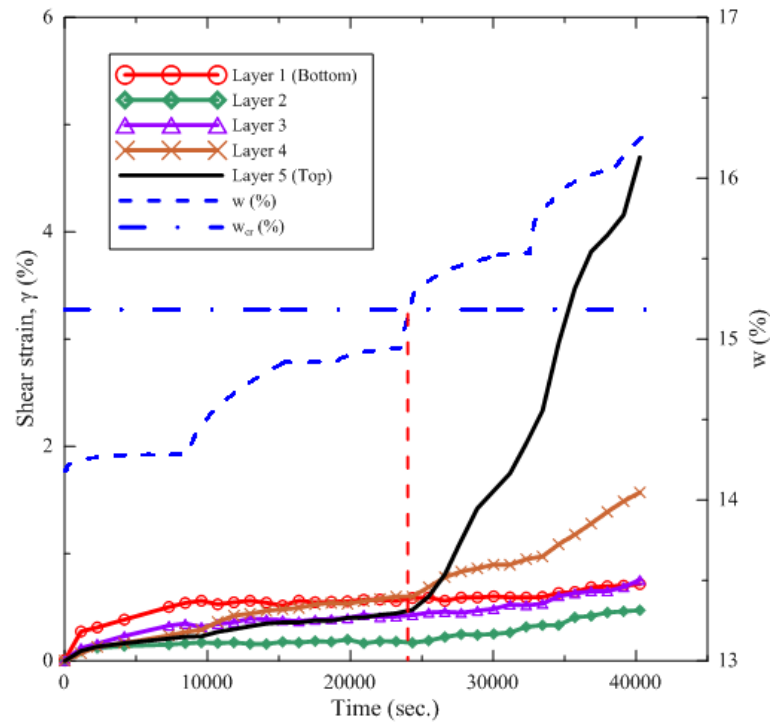


圖 2.26 試驗 A 試體平均含水量隨時間變化情形

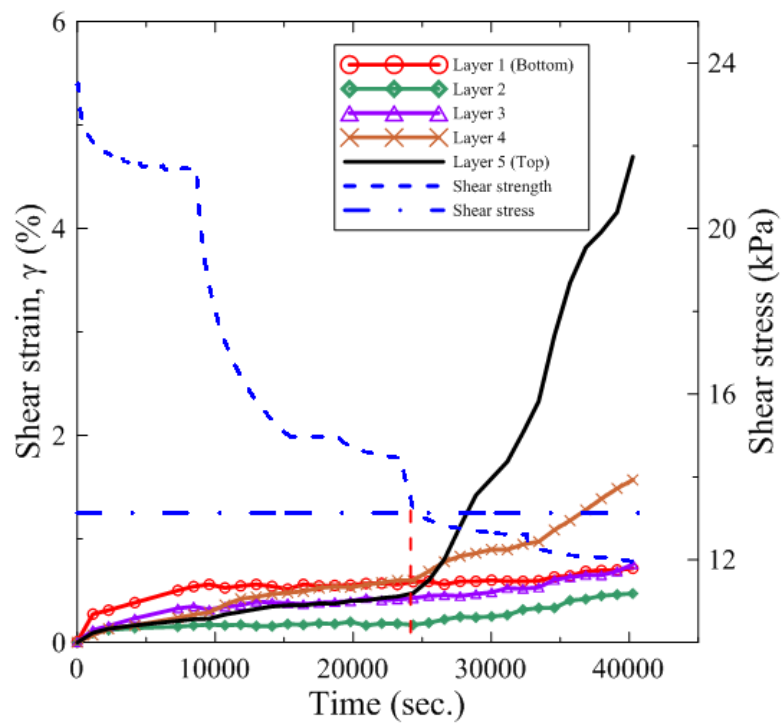


圖 2.27 試驗 A 試體平均剪力強度隨時間變化情形

圖 2.28 為試驗中試體平均安全係數隨時間變化情形，安全係數為剪力強度除以剪應力得到，可以發現安全係數隨入滲量增加而降低(圖 2.28 中藍色水平虛線)，當安全係數小於 1 時時，試體預期產生破壞。

將水力力學耦合數值分析得到之理論破壞時間，和試驗入滲開始至破壞所需時間比較，當飽和滲透係數為 $1 \times 10^{-3}(\text{cm/s})$ 時，理論之破壞時間為 91.7 小時，而試驗之破壞時間約為 6.9 小時，其差異為降雨由地表入滲至 1.5m 深度之時間，經以式(2.6)之一維計算後，其入滲至 1.5m 所需時間約為 81 小時，修正後破壞時間為 87.9 小時，理論與實驗時間誤差為 4.1 %，其誤差主要來源為飽和滲透係數 k_{sat} 及非飽和滲透係數變化曲線之擬合，整體而言其結果應可接受。

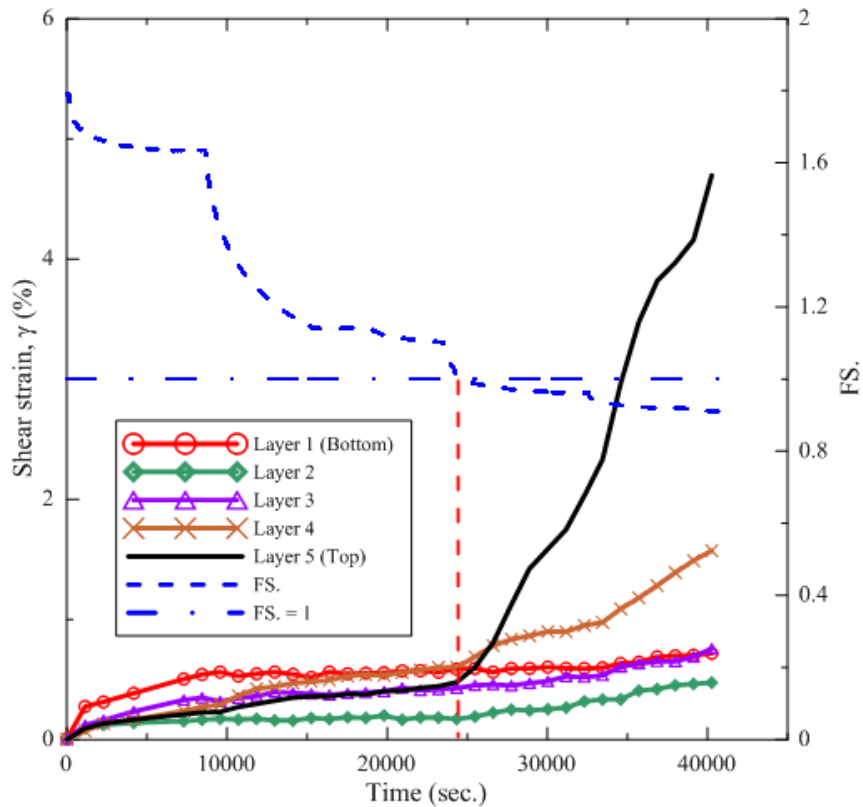


圖 2.28 試驗 A 試體平均安全係數隨時間變化情形

(b) 試驗B

本實驗以不同地下水位及飽和滲透係數進行水力力學耦合數值分析計算 d_{cr} ，水力力學耦合數值分析， d_{cr} 為 1.5m，根據臨界破壞深度(d_{cr})計算得到試驗初始條件如表 2-5。

表 2-5 試驗初始條件

滑動面深度 d_{cr} (m)	1.5
地下水位深度 (m)	5
基質吸力(kPa)	35
淨正向應力, kPa	22.7
剪應力, kPa	13.1

圖 2.29 為試驗過程中入滲量及試體各層剪應變之變化情形，由各層剪應變的變化可以觀察到，入滲開始後，試體各層並無產生明顯的剪應變，在入滲開始後約 33000 秒後，試體開始滑動，各層之剪應變增加。圖 2.30 為試驗過程中入滲深度之變化，試驗試體確實發生破壞的範圍亦在 7cm 處(Layer 4、Layer 5)、在入滲開始後 33000 秒時；而從圖中可以發現在入滲開始後約 28000 秒處，入滲深度亦達到 7cm 處，試體卻尚未發生破壞，故破壞時間之下限(Lower bound)約為入滲開始後 28000 秒。

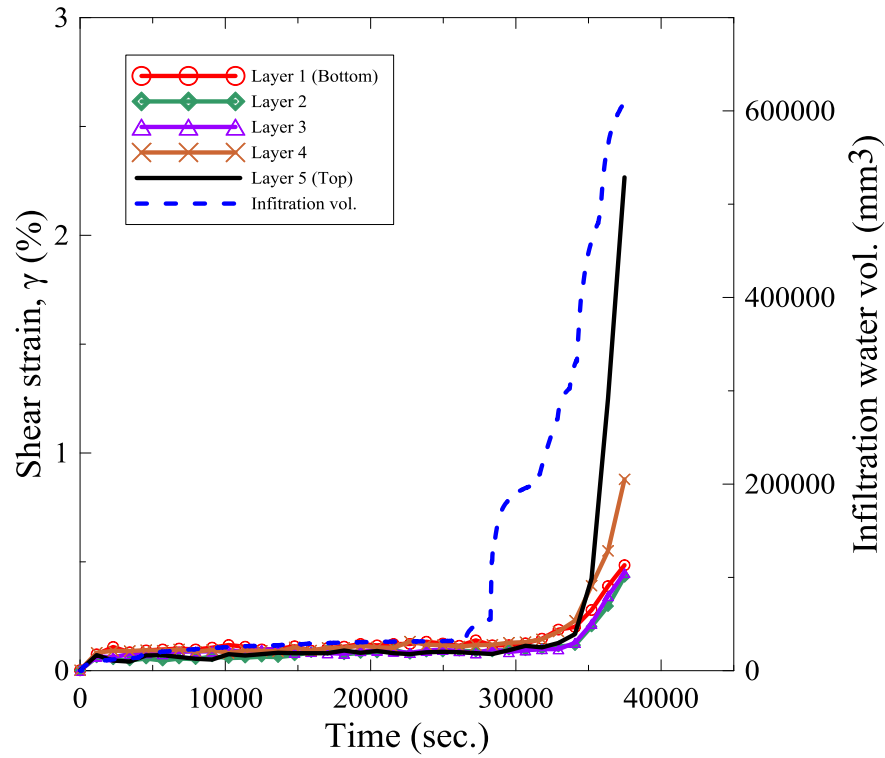


圖 2.29 試驗 B 入滲量及試體各層剪應變隨時間變化情形

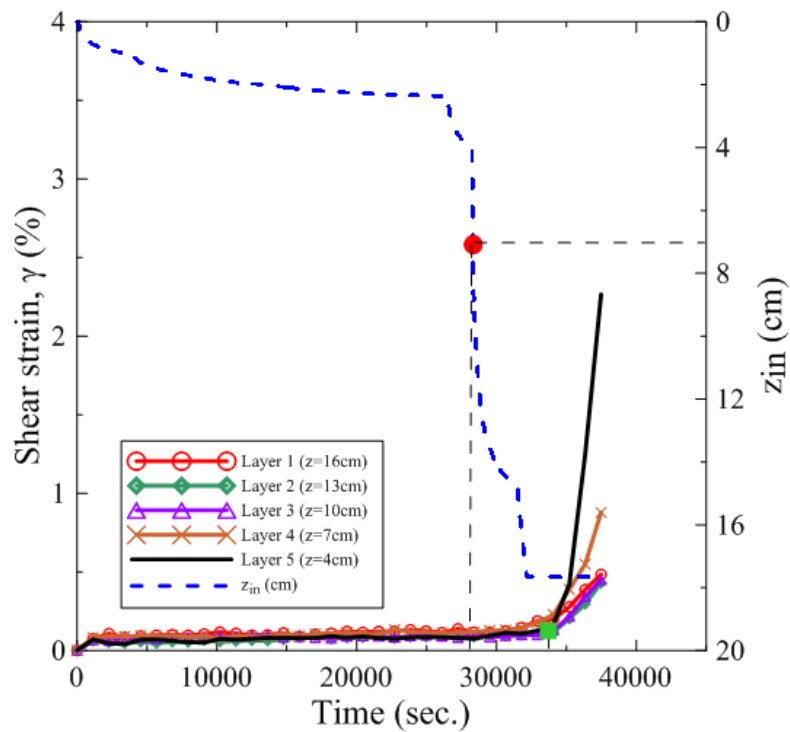


圖 2.30 試驗 B 入滲深度隨時間變化情形

圖 2.31 為試驗過程中試體平均含水量隨時間變化情形，在入滲開始後 32000 秒時，含水量達到破壞含水量，試體產生破壞。圖 2.32 為試驗過程中試體平均剪力強度隨時間變化情形，試體產生破壞時，剪應力大於剪力強度。圖 2.33 為試驗過程中試體平均安全係數隨時間變化情形，試體產生破壞時，安全係數小於 1。由圖 2.31 至圖 2.33 可以觀察到，試驗實際破壞時間接近破壞時間之上限(Upper bound)。

以水力力學耦合數值分析得到之自深度 1.5m 起算之理論破壞時間為 9.4 小時，而試驗之破壞時間約為 9.2 小時，誤差約 2%，比較試驗 A 及 B 顯示初始土壤具較大基質吸力時 (或較深地下水位)，其破壞時間會延遲，此符合較大基質吸力時其非飽和滲透係數較低，入滲速率較慢。此外由剪應變與時間歷時發現土壤滑動前其剪應變速率大幅增加，此與以位移為預警指標之架構吻合，初步結果顯示所發展之無限邊坡水利力學耦合分析模式具依定之可靠度。

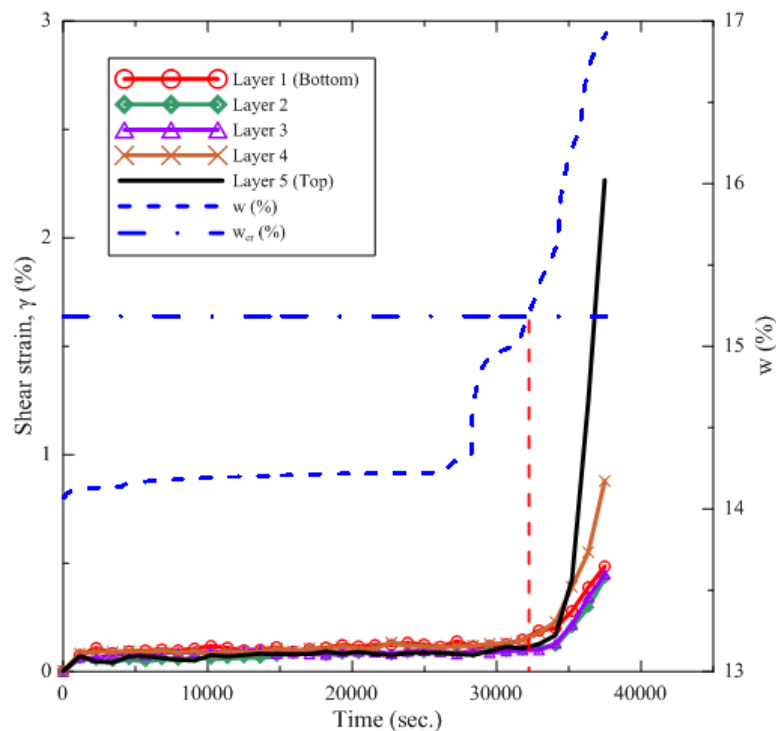


圖 2.31 試驗 B 試體平均含水量隨時間變化情形

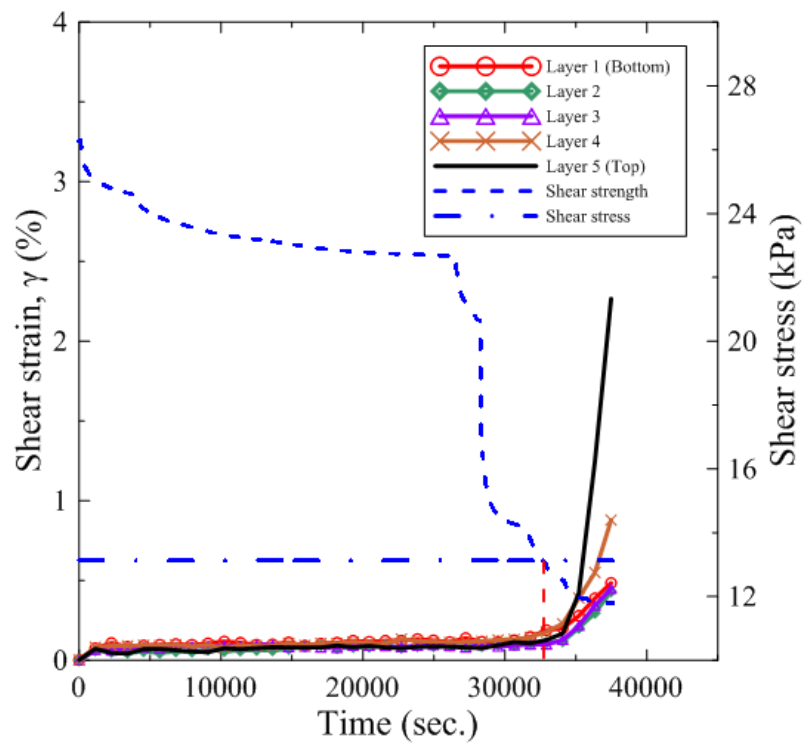


圖 2.32 試驗 B 試體平均剪力強度隨時間變化情形

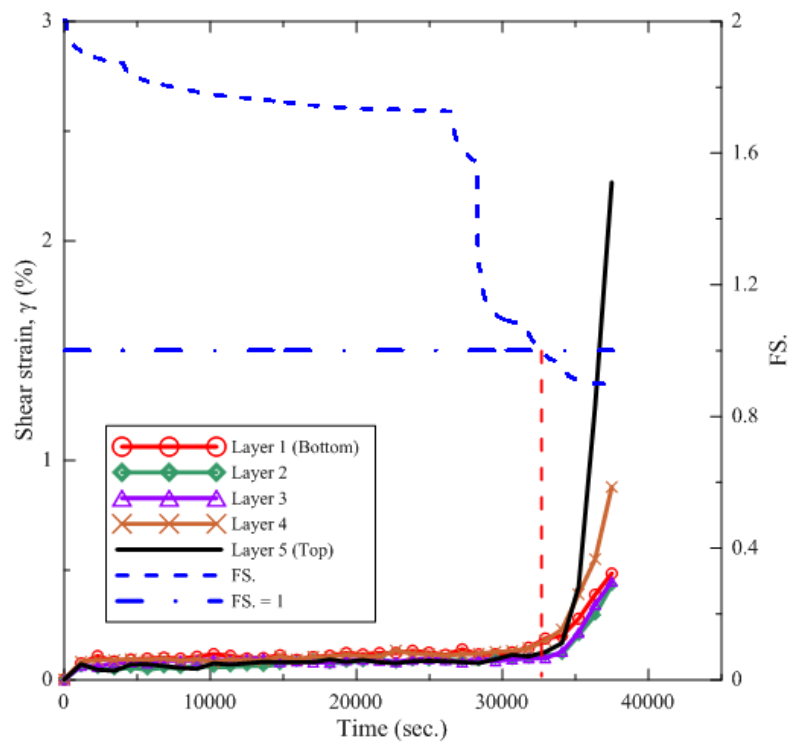


圖 2.33 試驗 B 試體平均安全係數隨時間變化情形

2.4 研究場址及二維水力力學耦合穩定分析

2.4.1 研究場址選定

為配合淺層邊坡破壞條件及後續監測模組安裝測試便利性，本年度需選定候選場址一處並進行場址穩定性分析及二維水力力學耦合分析，候選場址須符合下列條件：

- (1) 現地需有軟弱土層，且為陡坡地形，破壞面為非飽和土層之淺層破壞。
- (2) 具有相關幾何、水文及地質參數，並有現地監測資料參考。
- (3) 須為鄰近道路之邊坡，且具高破壞潛勢或有破壞歷史。
- (4) 鄰近具有有線通訊及電源供應，以裝設監測主機。

滿足前兩項之需求案例多為學術研究之案例，其中水文地質參數並不常見，國內僅有經濟部地調所於「集水區水文地質對坡地穩定性影響之調查評估計畫」(2007) 有相關調查。因此由此計畫研究之研究場址進行篩選，該計畫中尚包含降雨入滲對崩塌地邊坡穩定之耦合分析，但其為假設入滲條件並將入滲與力學分析分開計算，且非飽和土壤強度計算亦以簡化法計算，因此可作為本研究之雛形。

綜合考慮上述條件，本年度選定高雄甲仙區寶隆崩塌地，鄭清江等(2009)以此場址進行降雨引致邊坡淺層崩塌分析，寶隆崩塌地航照及監測儀器配置如圖 2.34 所示，其水文地質模型如圖 2.35 所示，包含崩積層、風化岩層及基盤岩層，基盤岩層為不透水層，各層水文及強度參數如表 2-6 所示。鄭清江等(2009)以 SEEP/W 進行降雨入滲及滲流水文分析，以滲流分析成果帶入極限平衡邊坡穩定分析 SLOPE/W 及有限元素變形分析 SIGMA/W，結果分別如圖 2.36 及 2.37 所示。

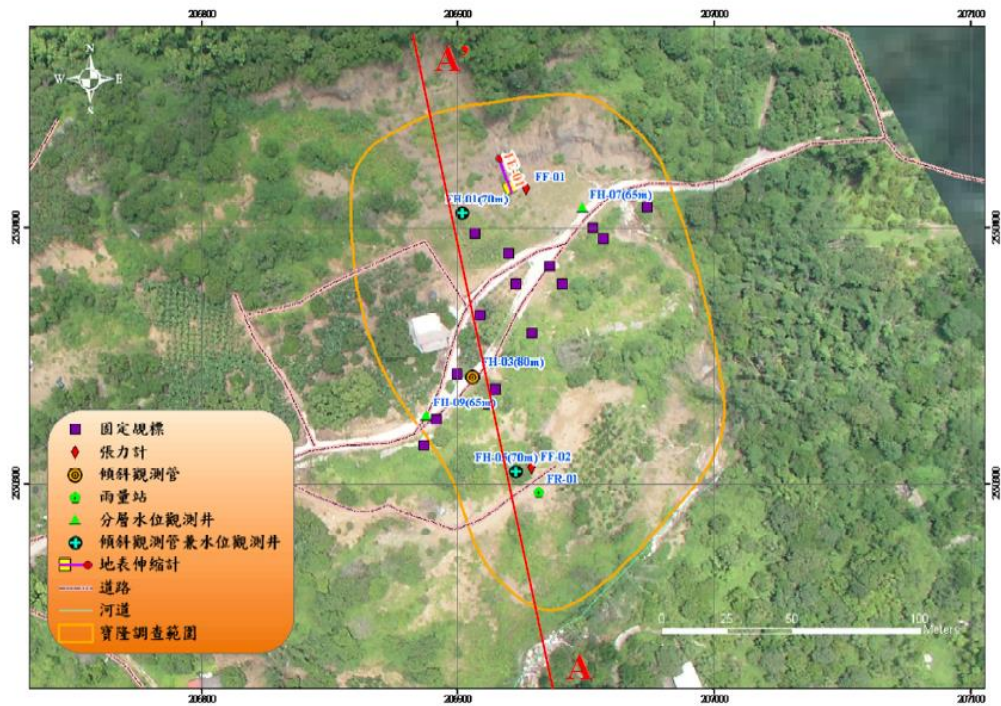


圖 2.34 寶隆調查範圍監測儀器布置圖(鄭清江等 2009)

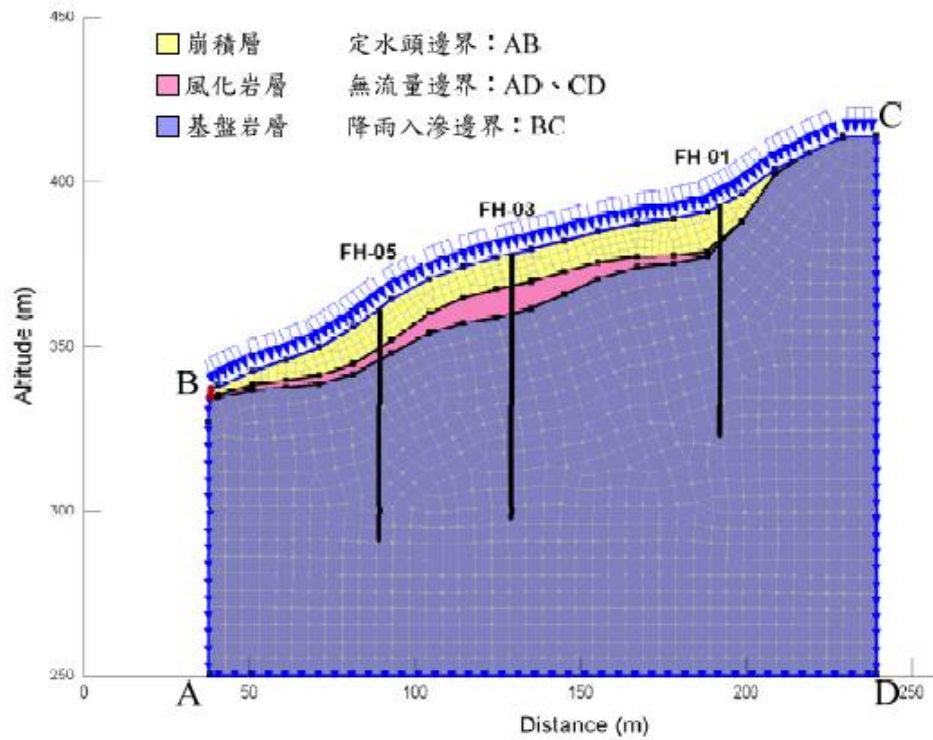


圖 2.35 寶隆調查範圍水文地質模型與邊界條件(鄭清江等 2009)

表 2-6 寶隆水文地質單元參數(鄭清江等 2009)

水文地質單元 參數名稱	崩積層	風化 岩層	基盤 岩層
飽和透水係數 $K_s \times 10^{-6}$ (m/sec)	50	1.9	0.01
飽和體積含水量 ω (%)	0.35	0.11	0.10
單位重 γ_t (kN/m ³)	20.0	25.3	25.7
摩擦角 ϕ (deg)	27	32	40
凝聚力 c (kPa)	25	100	500
彈性模數 $E \times 10^5$ (kPa)	35	3.0	0.35
柏松比 μ	0.33	0.32	0.22

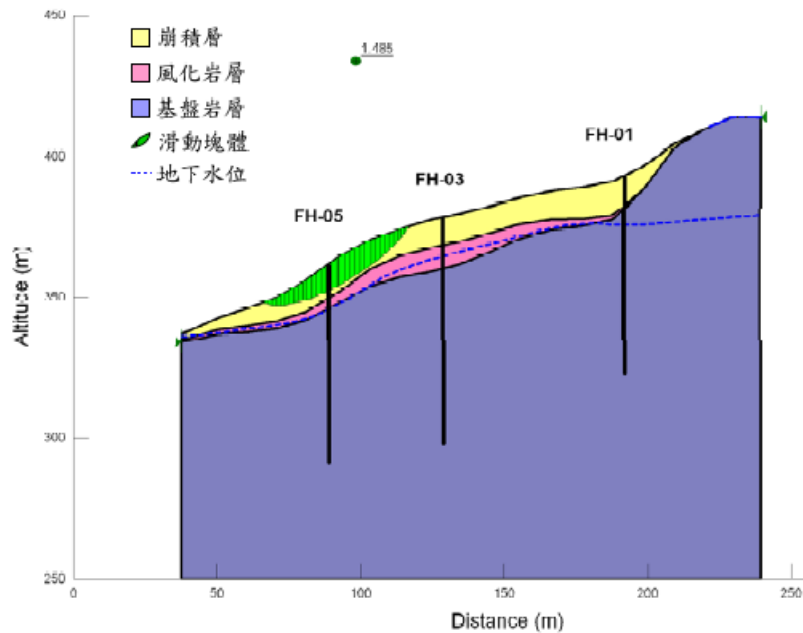


圖 2.36 寶隆調查範圍常時邊坡穩定性(FS=1.485) (鄭清江等 2009)

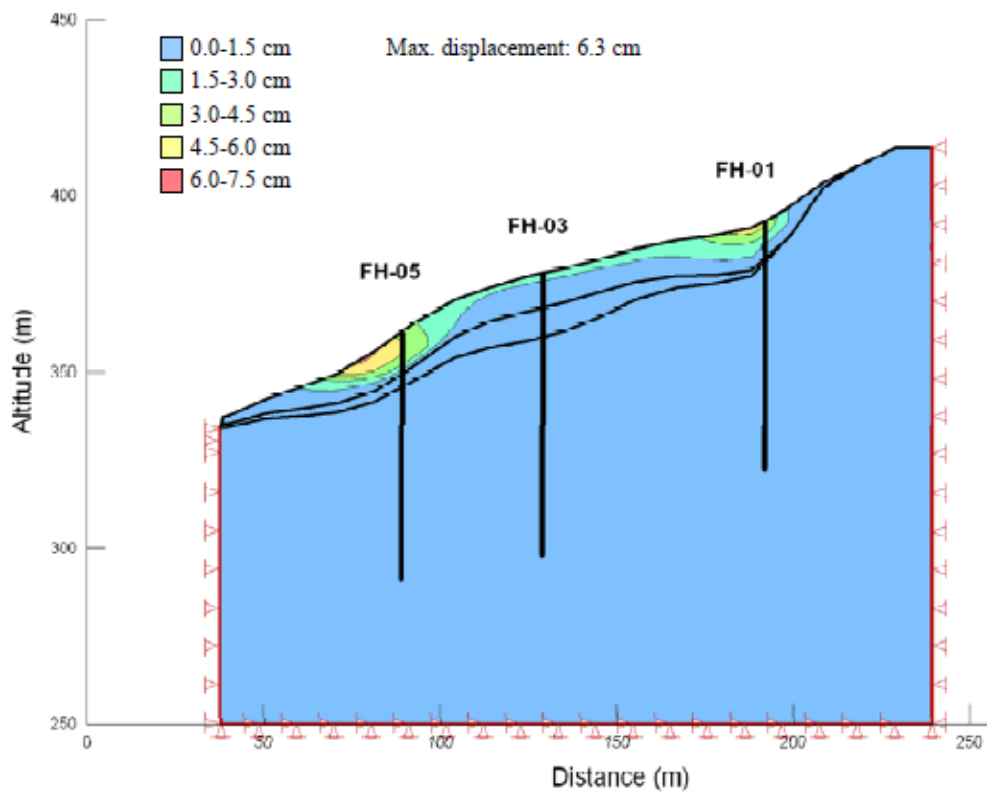


圖 2.37 寶隆調查範圍變形性評估結果 (鄭清江等 2009)

2.4.2 研究場址邊坡穩定分析

為與經濟部地調所研究成果進行比較，因此本研究徵得經濟部地調所同意及協助，取得研究分析模型之數位資料，建立 FLAC 數值模型(如圖 2.38 所示)，其以強度折減法所求得之邊坡滑動面如圖 2.39 所示，對應之安全係數 1.48 與地調所成果吻合，其常時變形性分佈如圖 2.40 所示，與圖 2.36 常時邊坡穩定分析及圖 2.37 之變形分析成果高度相近，但以 FLAC 之單一架構可進行前人以二個程式組合之成果，可簡化分析步驟。

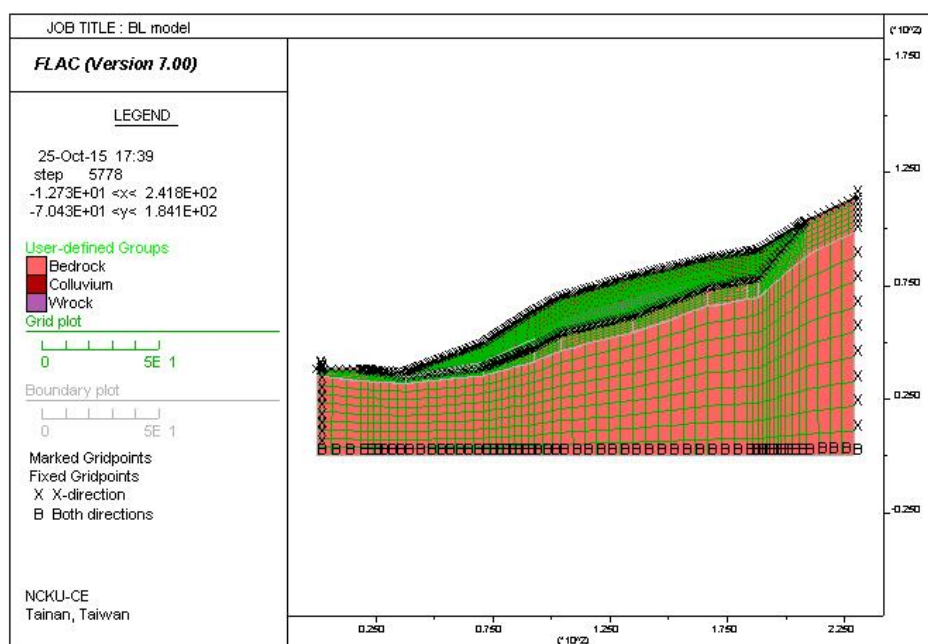


圖 2.38 寶隆 FLAC 模型

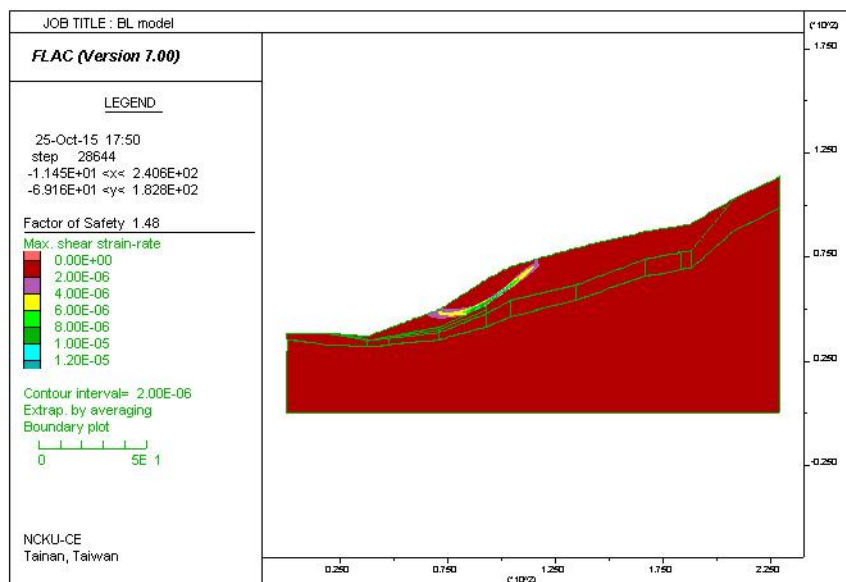


圖 2.39 寶隆 FLAC 常時分析臨界滑動面

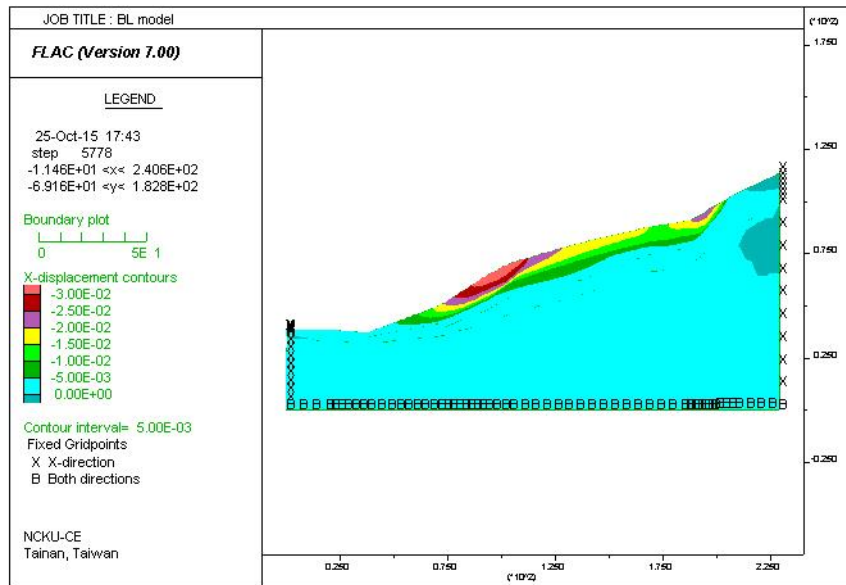


圖 2.40 寶隆 FLAC 常時水平變位分佈圖

2.4.3 研究場址水力力學耦合分析

為進行非飽和土層水力力學耦合分析，本研究以 FLAC 程式中之兩相流模組(Two-phase flow module)進行非飽和滲流分析，並開啟力學分析功能，於暫態滲流分析過程中同步進行力學計算，以有限差分型式進行非線性大變形模擬，且力學計算中考慮非飽和土壤基質吸力改變對有效應力之影響，更新土壤彈性參數及強度，適切模擬非飽和土層邊坡因降雨引致之破壞過程模擬。

分析時以修正之 Mohr-Coulomb 彈塑性組構模式，簡化式(2.3)並考慮其剪力強度($\tau^{\max}$)為:

$$\tau^{\max} = (\sigma - u_a) \tan \phi + S_w(u_a - u_w) \tan \phi + c' \dots\dots\dots (2.19)$$

式中 S_w 為水之飽和度，基質吸力($u_a - u_w$)以 P_c 代表，其與水飽和度之關係以 van Genuchten (1980)建議之關係式表示如下:

$$P_c(S_w) = P_0(S_e^{-1/a} - 1)^{(1-a)} \dots\dots\dots (2.20)$$

式中 a 為土壤常數， S_e 為有效飽和度，其定義為：

$$S_e = \frac{S_w - S_r}{1 - S_r} \dots\dots\dots (2.21)$$

式中 S_r 為土壤殘餘飽和度，低於此值土壤水力與力學特性不再變化；
 P_0 參考基質吸力，其值為：

$$P_0 = \frac{\rho_w g}{\alpha} \dots\dots\dots (2.22)$$

式中 ρ_w 為水之密度， α 為土壤常數。

非飽和滲透係數亦以常用之 van Genuchten (1980) 準則表示，其與相對飽和度之關係為：

$$k_r = S_e \left[1 - (1 - S_e^{(1-a)})^a \right]^2 \dots\dots\dots (2.23)$$

式中 k_r 為相對滲透係數，不同飽和度之滲透係數($k(S_e)$) 與飽和滲透係數 k_{sat} 為：

$$k(S_e) = k_r * k_{sat} \dots\dots\dots (2.24)$$

研究場址分為崩積層(Colluvium)及基岩(Bedrock)，相關水力參數如表 2-7 所示，力學參數則與表 2-6 相同。以圖 2.40 所示之網格，選用力學邊界為兩側垂直邊界於水平向固定，底部則為雙向固定。水力邊界則以底部為滲流邊界，坡頂表面設為保持飽和狀態並固定其孔隙水壓力為 0，初始基質吸力為表 2-7 之 P_c 值，初始飽和度為崩積層之平均值，以此初始與邊界條件進行水力力學耦合模擬，分析時監測上下邊坡交界處不同深度之反應，監測點位如圖 2.41 所示。

模擬過程中不同深度孔隙水壓力歷時如圖 2.42 所示，孔隙水壓變化可分成兩階段，第一階段表面飽和入滲開始後，水由表層開始以垂直向下流動進行入滲，不同深度土層基質吸力降低，當土層飽和後其

基質吸力為 0 並產生正的孔隙水壓力，其值與深度相近，來源為靜水壓，第二階段為而當飽和土層達到一定厚度後開始產生約略平行坡面之滲流，此時孔隙水壓因滲流而大幅增加，此與 2.3 節之假設相同，且此時因孔隙水壓增加導致安全係數大幅降低。

表 2-7 寶隆非飽和水文參數

參數	Colluvium	Bedrock	意義
Porosity	0.486	0.1	孔隙率
kat	5e-9	1e-12	飽和滲透係數
fmodulus	2e9	2e9	水體積模數
saturation	0.53978	0.53978	初始飽和度
vga	0.336	0.1	VG parameter a
vgpcw	0.5	0.5	VG water parameter b
vgpncw	0.5	0.5	VG air parameter
vgp0	15000	15000	VG P0
Pc	-45203	-45203	初始 From Pc(Sw)

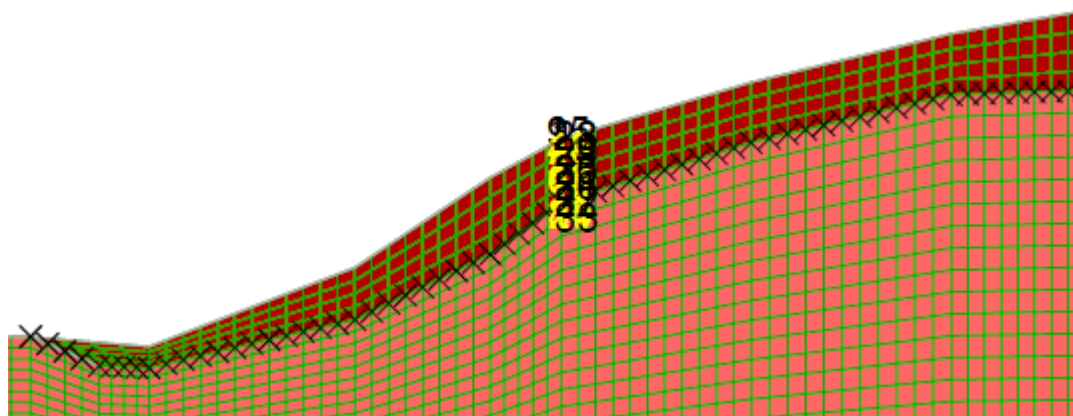


圖 2.41 監測點位分布圖

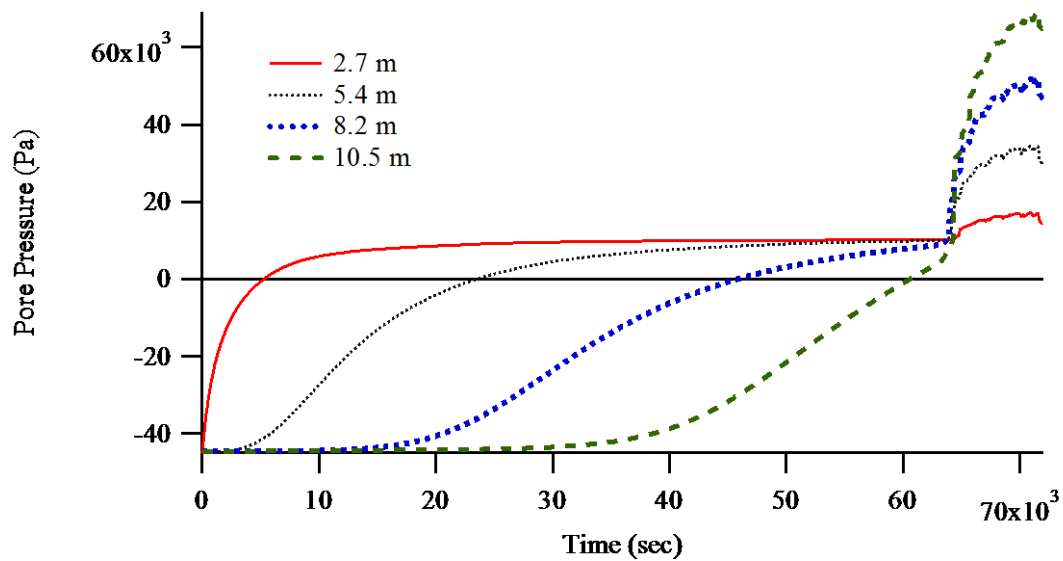
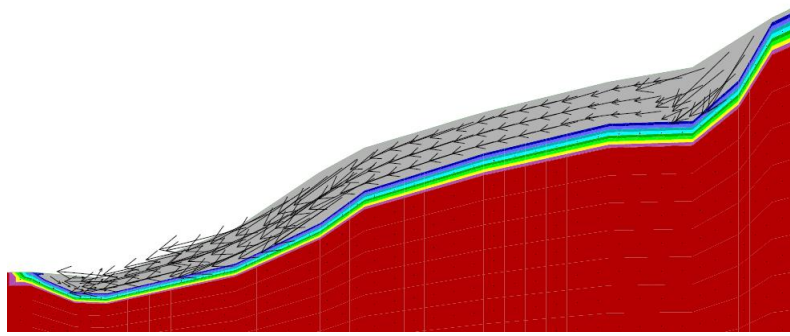


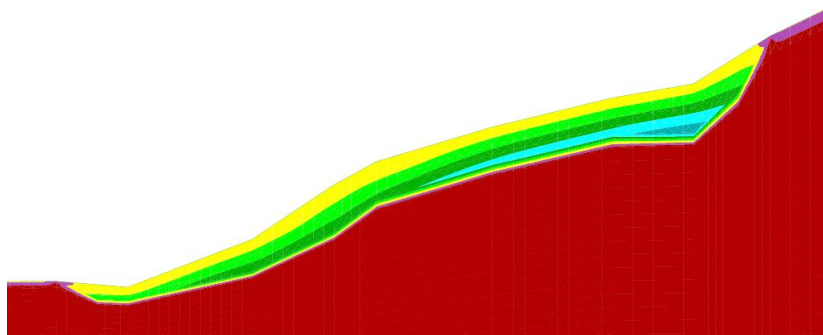
圖 2.42 監測點位孔隙水壓歷時

圖 2.43 為當崩積層均達飽和狀態時之穩定狀態下之流況與孔隙水壓分佈，崩積層均達飽和且產生平行邊界之流況，而其孔隙水壓力分佈為隨深度增加而增加，此流況下邊坡穩定分析結果與位移分佈如圖 2.44 所示，位移集中於下邊坡，且最大水平位移發生於上下邊坡交界，位移向量顯示其表面傾角最大，此時安全係數為 1.03，接近破壞。與地調所分析結果比較其於莫拉克降雨時最小安全係數為 1.125，對應之地表最大位移量約為 6.3cm，發生於邊坡中段，其差異為流況分析選取階段差異，地調所分析並無水平流況考慮，僅假設地下水位上升至地表，另外分析結果顯示，若現有使用參數及地質模型具可信度，此邊坡不易產生滑動。

水力力學耦合分析中監測點之水平與垂直變位歷時如圖 2.45 所示，崩積層與基岩交界無顯著位移發生，最大位移量發生於地表，且由圖 2.42 水壓歷時比較顯示，水壓力與位移變化發生時間差異有限，發生整體滑動前具有一定警戒時間，而由水平與垂直位移之比值顯示其破壞前地表具有顯著傾斜角發生，此特點為監測模組量測物理量與訂定警戒值之依據。



(a) 飽和度分佈及流線



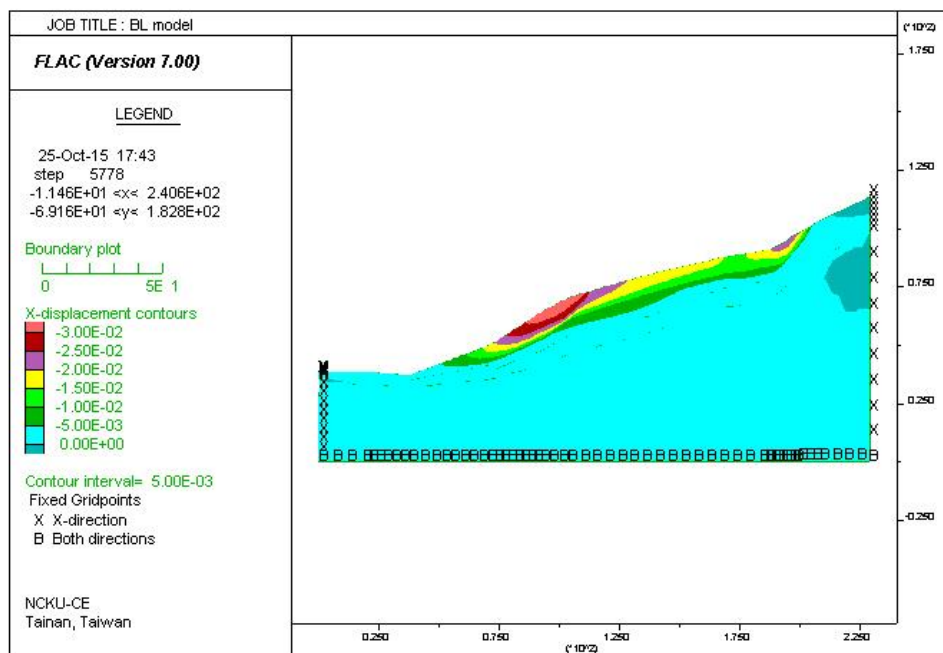
(b) 孔隙水壓力分佈圖

圖 2.43 穩定流況下水力行為

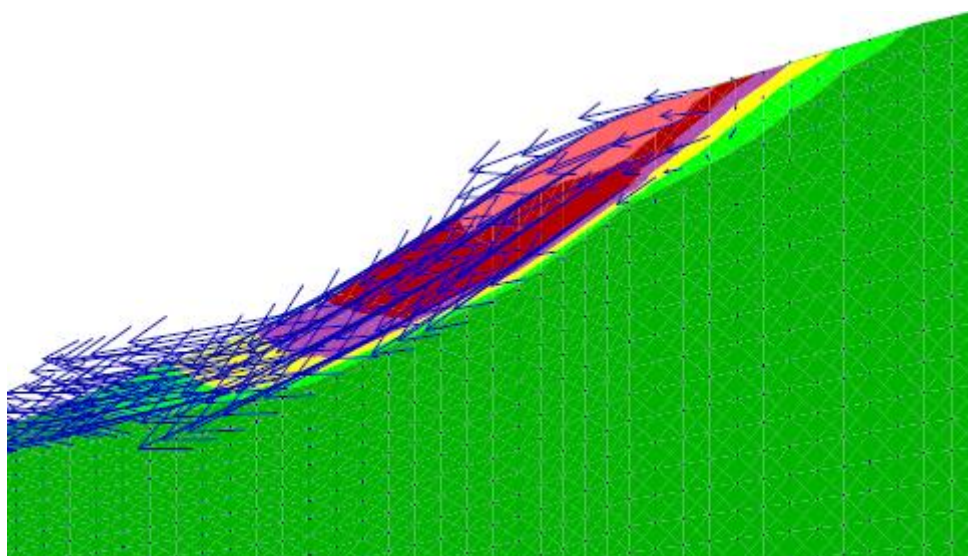
2.5 水力力學耦合分析於預警應用

本研究主軸為發展監測模組與具依時性預警架構，其組成包括硬體組成與對應之分析模式，本章所進行之無限邊坡解析及二維數值水力力學耦合分析為預警監測之解析法分析模式，其結果可作為發展表層無線監測模組與預警架構之連結。

由無限邊坡與二維分析結果顯示非飽和水力分析中之滲透係數對破壞時間預測具有重要影響，但是此類參數求取不易，且會受降雨前地下水位或基質吸力大小之影響，因此相當複雜，而解決途徑之一為於降雨時進行現地監測水分變化，由其表層入滲流況推估，並可據以更新破壞時間推估曲線，此為無線監測模組需具有之功能。

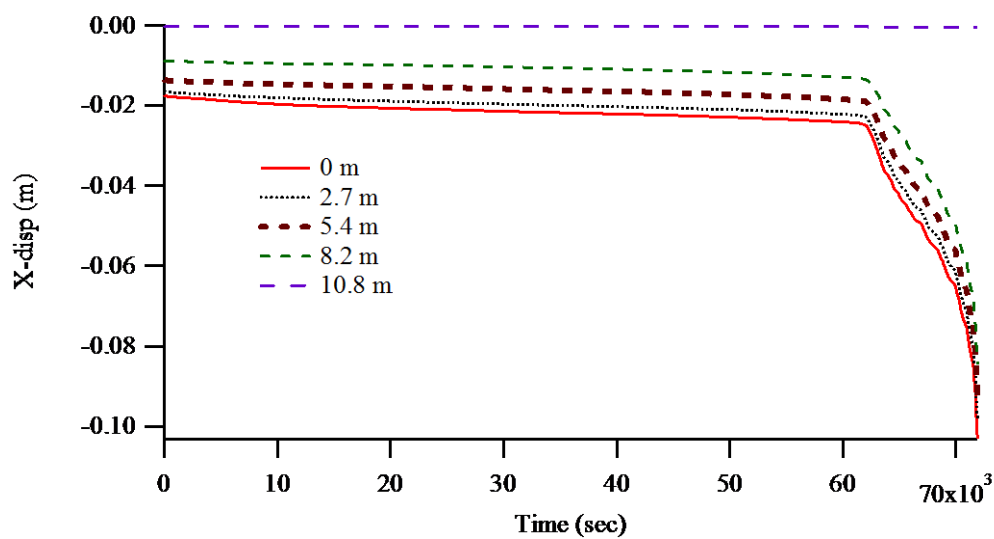


(a) 滑動面與水平位移分佈

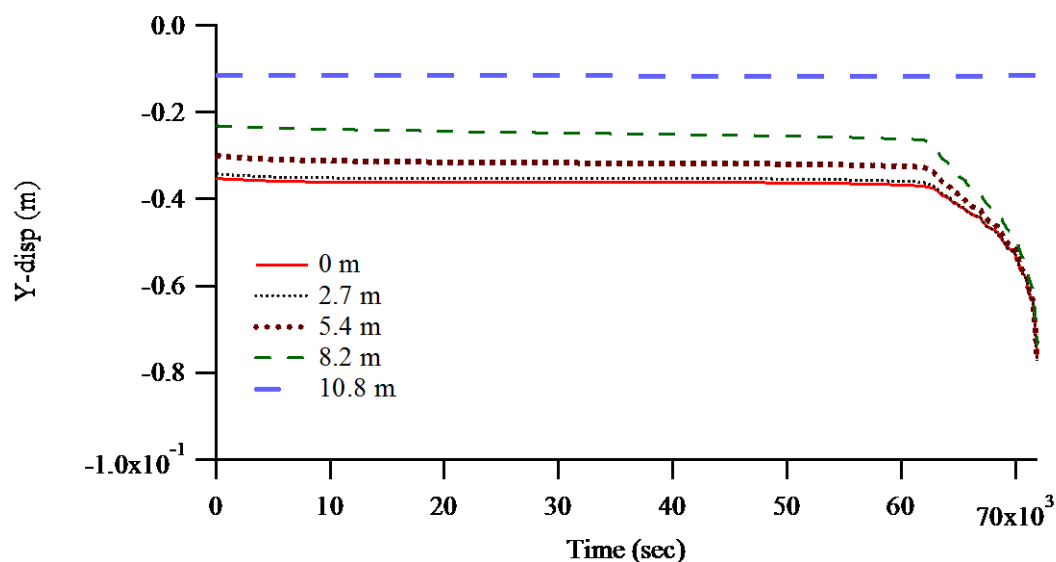


(b) 位移向量

圖 2.44 穩定流況下邊坡穩定分析結果(FS=1.03)



(a) 水平位移歷時



(b) 垂直位移歷時

圖 2.45 水力力學耦合分析位移歷時

若現地符合無限邊坡條件，則可由現地土層參數及量測推估之滲透係數推估滑動深度及滑動之時間。若現地須進行二維分析，則由初期以合理假設之參數進行耦合分析，求得地表傾角與運動量分佈，作為無線監測模組安裝位置之依據，安裝時依滑動面選取包括最大運動及無顯著反應處，由初期無顯著破壞之監測值可先進行模式修正，兩

季時由即時表層入滲及運動量據以修正依時預警歷時曲線及滑動面位置，相關不同階段之門檻值可由管理單位需求進行後續制定。由相關耦合分析結果顯示，以表層入滲行為與表層運動量監測推估破壞過程理論上可行，相關表層無線監測模組可依此成果進行硬體規劃，二者具不可切割性。

第三章 土層監測模組研發

本研究目的為發展一簡易土層監測模組，廣設於具淺層崩坍潛勢之邊坡表層，監測地表傾角及淺層土壤含水量，各模組間以無線傳輸方式將資料傳至監測主機，由遠端人員進行判讀或自動判讀以達即時預警之目的，提前進行相關減災行動。本研究將採用廣為應用於消費性電子產品及醫療器材之微機電系統 (Micro Electro-Mechanical System, MEMS) 感測器，客製化具無線網路通訊功能且可監測地表傾角、土壤含水量之土層監測模組，形成分佈式邊坡表層監測網路，利用此類電子產品可大量生產，達到大幅降低成本。由前章水力力學耦合分析成果，本研究將進行一分佈式土壤含水量計之研發，透過量測多個深度土層電容值變化，間接測得各個深度土壤含水量，現地監測降雨時浸潤面隨時間之變化，提供非飽和土壤水力與強度參數，進行非飽和邊坡耦合穩定分析。

3.1 表層水文與運動反應量測

3.1.1 基質吸力量測量測

國內外研究已提出充分證據顯示土壤邊坡淺層崩塌主要之機制在於非飽和土壤內基質吸力($u_a - u_w$)，也就是負孔隙水壓受降雨入滲影響而降低或消失進而使得土壤強度降低，進而導致崩塌。評估不飽和邊坡破壞模式所需主要強度參數分別為($u_a - u_w$)及 ϕ^b 。

既有應用於現地之非飽和土壤內基質吸力量測方法可分為直接法與間接法兩種。直接方法使用張力計(Tensiometer)直接量測土壤內基質吸力。張力計使用一飽和之高進氣吸力值陶瓷(High Air Entry Ceramic)量測周圍土壤之負孔隙水壓，但此類陶瓷製作成本相當高，且陶瓷內之孔隙水在負壓下會逐漸汽化為水蒸氣而形成氣泡，此現象稱為穴蝕效應(Cavitation)，形成之氣泡將阻礙孔隙水的聯通而影響量測，故張力

計因須定期重新飽和其高透氣陶瓷，無法應用於長期邊坡安全監測。

間接量測方法係將取自現場試驗土樣依據現場孔隙比大小重模後，求得土壤體積含水量與基質吸力之關係曲線，稱之為土壤水分特性曲線(soil-water characterization curve, SWCC)，透過量測現地土壤體積含水量，藉由 SWCC 曲線間接推估現場土壤基質吸力大小。

已知土壤體積含水量(以下簡稱含水量)量測方式有下列二種方法：(1) 土壤電阻率(R, Resistivity)，(2) 土壤介電常數(ϵ_r , Relative permittivity)，而土壤電阻率主要受土壤種類、土壤組構及土壤飽和度影響(林哲毅，1999)，其中土壤種類與土壤組構具有區域性，若欲透過量測土壤電阻率間接量得土壤含水量或飽和度，需先調查監測區域內之土壤種類與組構，其中土壤組構須透過現地試驗或取現地非擾動土樣方可測得，此法顯得相當不經濟。

土壤介電常數雖亦受上述土壤參數影響，但由於土壤固體介電常數(3~5)與空氣介電常數(=1)相當接近，而水介電常數在20度時為80.1，100度時為55.3，皆遠大於土壤固體以及空氣之介電常數，若將土壤視為空氣，其所產生之誤差小於5%，即土壤種類與土壤組構對土壤介電常數影響相當有限，且介電係數值主要受水佔有比例影響，即土壤含水量或飽和度對介電係數具有顯著影響，因此透過量測土壤介電常數以間接量測土壤含水量方法可省去土壤參數之調查，因此量測介電常數為取得土壤含水量較經濟的方法(林哲毅，1999)。

3.1.2 電容量測土壤含水量原理

介電常數可藉由平行板電容(parallel-plate capacitor)之特性，量測土壤電容間接獲得，平行板電容特性關係式為：

$$C = \epsilon A / D \dots\dots\dots (3.1)$$

式中：C=電容， ϵ =介電常數，A=平行板面積，D=平行板間距。透過式(3.1)可知平行板間土壤之電容值與其介電常數成正比，其餘參數皆可控制，故透過量測平行板間土壤電容值即可量得土壤之介電常數。

目前量測電容最經濟可靠之方案為利用德州儀器(TI., Texas Instruments)所販售之 FDC1004 轉換器(如圖 3.1 所示)，FDC1004 係一 4 頻道電容/數位轉換器(Capacitance/Digital Converter)，量測範圍為 ± 15 pF，解析度可達 0.5 fF，工作電壓 3V，工作電流僅 0.75 mA，並透過 I2C 介面傳輸，屬於非接觸式電容量測，其應用方法如圖 3.2 所示，由左而右分別為：(1)姿勢感測(Proximity Detection, Isolated Sensor - No GND)，(2)液位感測(Liquid Level Sensing, Parallel Fingers)，及(3)材料檢測(Material Analysis, Parallel Plate)。



圖 3.1 TI. FDC1004 電容數位轉換器(TI., 2015)

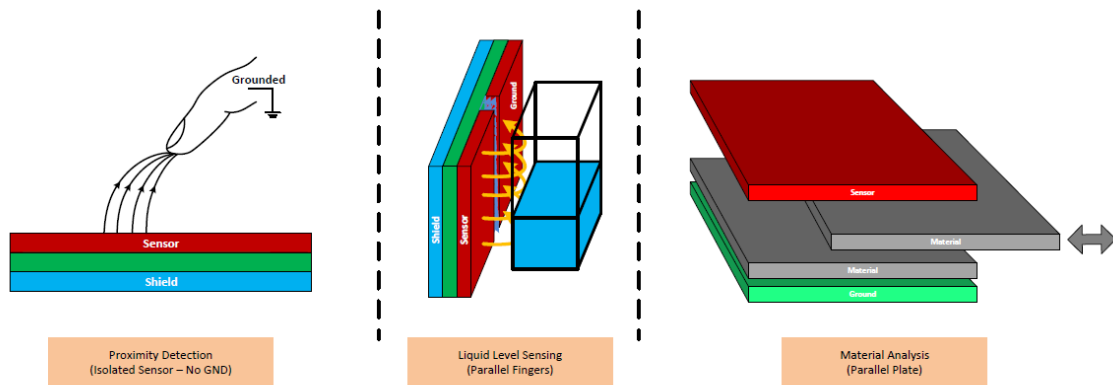


Figure 3. Basic Implements for Capacitive Sensing

圖 3.2 非接觸式電容量測之應用方法

液位量測(圖 3.3)即量測待測目標內液體與氣體比例，可透過下列二式獲得液面位置：

$$C_{meas} \propto h_w \varepsilon_w + (h_L - h_w) \varepsilon_a \dots\dots\dots (3.2)$$

式中 h_L = 最大液位高， h_w = 液位高， ε_w = 水介電常數， ε_a = 空氣介電常數。

$$Level = h_{RL} \frac{C_{level} - C_{level}(0)}{C_{RL} - C_{RE}} \dots\dots\dots (3.3)$$

式中 h_{RL} = 單位參考液位高(通常=1)， C_{level} = 液位電容量測值， $C_{level}(0)$ = 液位電容乾燥值， C_{RL} = 參考液位電容量測值， C_{RE} = 參考環境電容量測值。

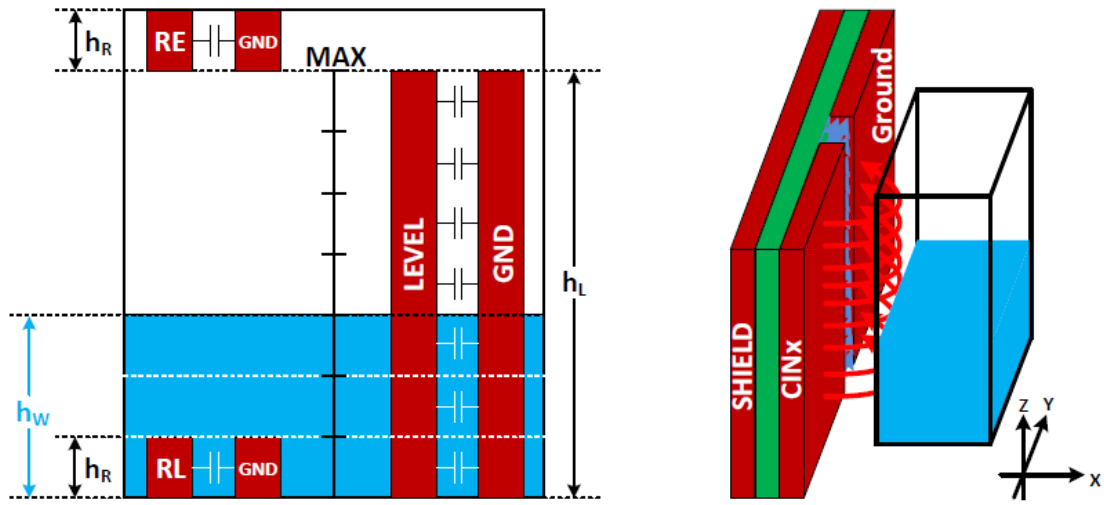


圖 3.3 液位量測示意圖

土壤雖包含液體、氣體、固體三相(如圖 3.4 所示)，較液位量測多一固相，但固相介電常數為一常數，不受含水量變化而改變，又式 3.3 中 $\frac{h_{RL}}{C_{RL} - C_{RE}}$ 為常數，則式(3.3)可簡化為下式：

$$\begin{aligned} C_{level} - C_{level}(0) &= (h_a \varepsilon_a + h_w \varepsilon_w + h_s \varepsilon_s) - (h_a \varepsilon_a + h_w \varepsilon_a + h_s \varepsilon_s) \\ &= h_w (\varepsilon_w - \varepsilon_a) \dots\dots\dots (3.4) \end{aligned}$$

由式(3.4)得知固相影響因子因其為常數，在消除乾燥初始值時得以將之消除，故含水量計算與液位計算相同，式(3.4)顯示此方法可行性相當高。

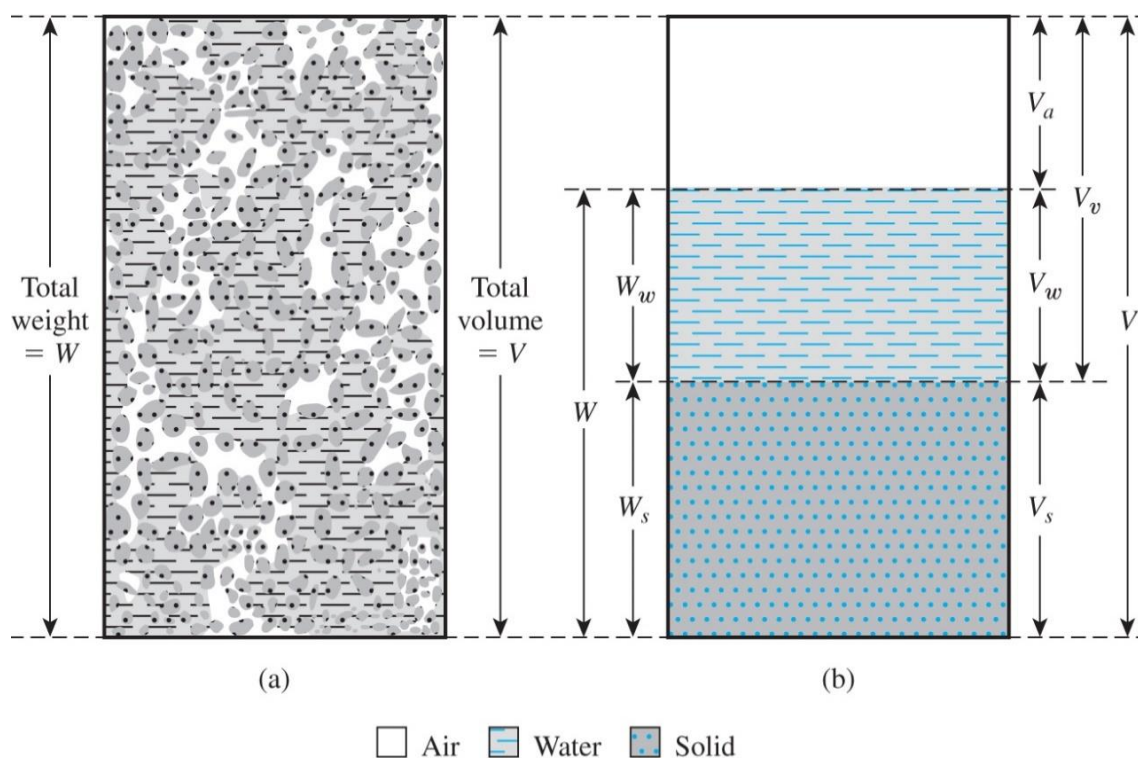


圖 3.4 土壤三相圖(Das, 2006)

3.2 無線感測土層監測模組

3.2.1 土層監測模組架構

受消費性電子產品大量使用之影響，微機電系統感測器近來快速發展。此類感測器有以下之優點：

1. 體積微小：常用 MEMS 感測器長寬在 3mm，厚度在 1 mm 以下。
2. 低耗電：其功率通常以 μw 來標示，非常省電。
3. 介面簡易：MEMS 輸出數據大多使用標準之數位介面，容易與其他感測器及通訊模組整合。
4. 低成本：本研究所需之 MEMS 感測器單價大都在 10 元美金以下，部分在 1 元美金以下，可提高監測目標區之佈設密度。系統整合與製作容易，可以輕易在市場上找到配合廠商做系統整合，相關線路

板製作與量產，所需零件可以輕易在國內取得。

本計畫主軸為開發一適用於因降雨造成之淺層邊坡滑移且具有即時、無線、自動化特點之邊坡表層監測模組，所整合之感測器種類與功能如下：

1. 三軸向重力感測器(G sensor)：量測 xyz 三軸向線性加速度，反應相對於重力方向傾斜角度變化，透過積分後可得三軸向上之位移量。
2. 三軸向陀螺儀(Gyroscope sensor)：量測 xyz 三軸向旋轉角加速度，與 G sensor 整合形成一慣性量測單元(Inertial Measurement Unit, IMU)，使用各加速度隨時間之積分來計算地表監測模組的運動軌跡。提供地表加速度、傾斜及位移等參數，作為邊坡滑移與地震時之即時參數。IMU 已廣泛的應用於飛行器，汽車導航，娛樂與運動器材之中，做為軌跡追蹤主要感測單元(廖文選，2010)。
3. 傾斜儀(Tiltmeter/Inclinometer)：量測雙軸向傾斜量變化，透過一只傾斜儀提供 xy 二軸向上高精度及高靈敏度之傾斜量測。
4. 電容/數位轉換器(Capacitance/Digital converter)：非接觸式量測周圍環境電容變化，間接量得土壤之含水量。

上述感測器除傾斜儀外皆為 MEMS 感測器，成本低廉且已發展成熟，感測架構如圖 3.5 所示。

所研發之 MEMS 動態感測器(傾斜儀)、通訊、數據及訊號處理/紀錄與電源供應模組將全部裝置於一防雨密閉盒中(圖 3.5 中實線圓)，並於其外覆以耐候層(圖 3.4 中虛線圓)以降低其受日曬之影響其耐久性並提升其防雨性，其下方將連結分佈式含水量計，感測器位置側向管壁將以塑料取代金屬，使其得以透過非接觸式量測方法量測周圍土壤之含水量。

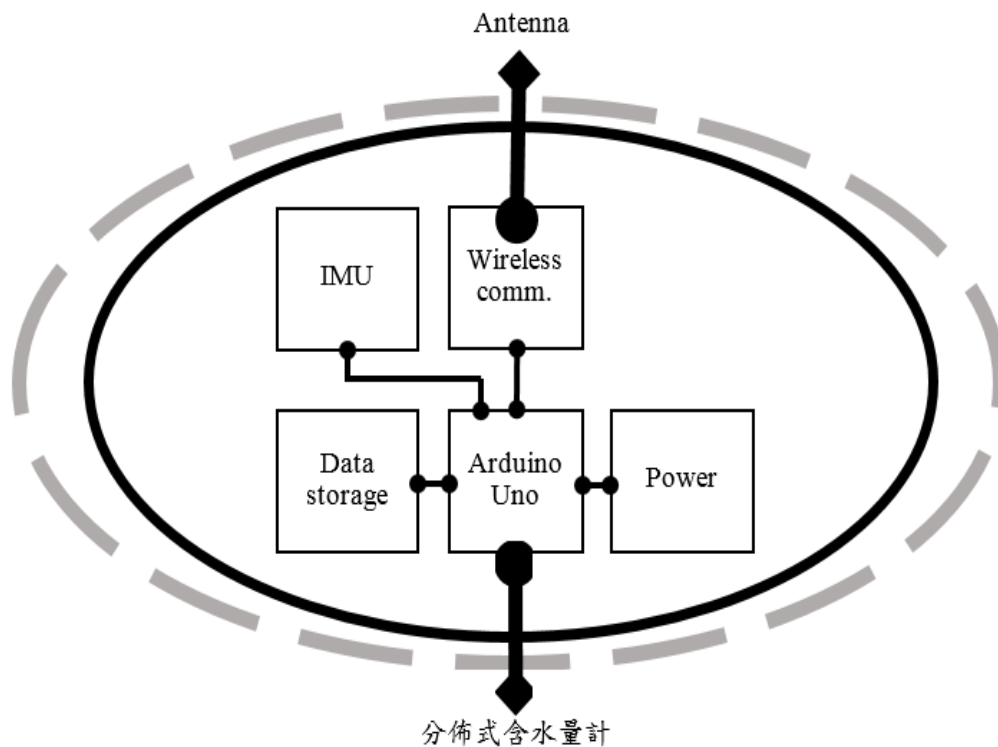


圖 3.5 土層監測模組內部感測器架構示意圖

3.2.2 土層監測模組組成

土層監測模組結合各感測器所測得之參數，未滑動時可律定現地參數，以修正解析法預警模式，配合依時預警模式，可進行即時邊坡穩定預測，並透過設立警戒值，適時在邊坡災害產生前提前發布預警。為達上述目的，在地層監測模組內將裝有紀錄卡與無線數據傳輸系統，以無線訊號傳送至管理單位，若無線傳輸受到天候等不可抗力因素所阻礙，則由紀錄卡負責感測器數據之紀錄。

所發展之無線土層監測模組包括(1)微處理器、(2)慣性量測單元、(3)傾斜儀、(4)分佈式含水量計、(5)無線傳輸模組及(6)圖形化使用介面，除感測器外各部分說明如下：

(1) 微處理器

計畫採用市售開放式原始碼之微控制器，目前常見之市售開放

式原始碼的軟硬體平台主要有四種：(1)Arduino、(2) 樹莓派 (Raspberry Pi)、(3)Linkit、及(4)Intel Edison。其中 Intel Edison 由於成本較高，且發售於 2014 年 9 月，實際使用狀況尚不明確，Linkit 則缺乏記憶體管理單元 (Memory Management Unit, MMU)，故本研究暫不考慮採用上述二者作為微控制器。

樹莓派為一微型化電腦，而 Arduino 則為微處理器，因此樹莓派在功能上勝過 Arduino，但是 Arduino 包含 I/O 腳位，多可直接與電子元件連結，使得開發難度相對低於樹莓派，透過 USB 介面連結電腦便可更改其操作程序，使得 Arduino 在開發上較具優勢，且樹莓派需要掛載擴充面板方可提供足夠數量的輸入端，使得 Arduino 在空間上略勝一籌。故本計畫決定採用 Arduino 作為土層監測模組之微處理器，後期若 Arduino 無法滿足將來衍生功能，則再改採用微型化電腦，以提供足夠之處理能力，相關轉換相對於重新開發之難度較低。

本研究採用 Arduino Uno (如圖 3.6 所示)版本之微處理器，其搭載 ATmega328 微處理器，其時脈高達 16MHz，且具 14 支數位 I/O 接腳，其中包含有一組 SPI (Serial Peripheral Interface Bus)介面以及一組 I²C (Inter-Integrated Circuit)介面，I²C 更支援單一匯流排最多可和 112 個節點通訊，足以應付多數模組間之數位資料傳輸。另外配有 6 支類比訊號接腳，可透過微控制器內含之 ADC (Analog/Digital Converter)將類比訊號轉換成數位訊號，亦可作為數位 I/O 接腳使用，滿足土層監測模組的功能需求，其尺寸僅長 2.7" (約 6.9cm)、寬 2.1" (約 5.4cm)，符合監測模組尺寸要求，所用工作電壓為 5V，輸入電壓介於 7~12V 也適用多數市售充電電池，基於上述理由，本年度採用 Arduino Uno 作為土層監測模組之微處理器。

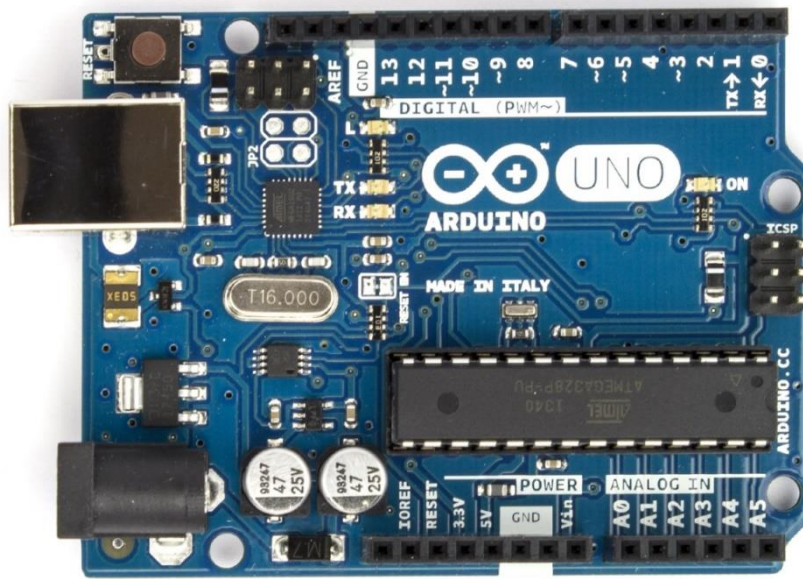


圖 3.6 Arduino Uno

(2) 慣性量測單元(IMU)

IMU 已廣泛的應用於飛行器，汽車導航，娛樂與運動器材之中，做為軌跡追蹤主要感測單元，IMU 至少具備有一個三軸向重力感測器以及一個三軸向陀螺儀，由此二感測器分別提供：(1)三軸向線性加速度及(2)三軸向角速度。上述二者共計六項物理量為循跡運算所必須之物理量，故 IMU 亦稱作六軸動態感測器。

目前已有九軸動態感測器，其係指除上述六項必要物理量外，增設一三軸向磁力計(3-axis Magnetometer)，提供 IMU 一絕對參考準位以避免六軸 IMU 經由積分所產生之誤差累積，由於本研究軌跡量測可視為靜態量測，誤差累積並不明顯，為簡化軟體與韌體之開發，故本研究先選擇六軸 IMU 作為動態感測器。由於軌跡運算相當複雜，而 InvenSense 所生產之 MPU-6050 六軸 IMU(圖 3.7)內建一 MCU，除了同一般六軸 IMU 可提供三軸向之線性加速度與角速度外，該 MCU 已嵌入運算韌體，可將六軸資料轉換成軌跡運算所需之歐拉角(Euler angles)，大幅簡化韌體開發難度並提升 CPU 運

算效能，考量土層監控模組所蒐集之六軸資料將來可運用於軌跡運算，故本研究採用 InvenSense 所生產之 MPU-6050。

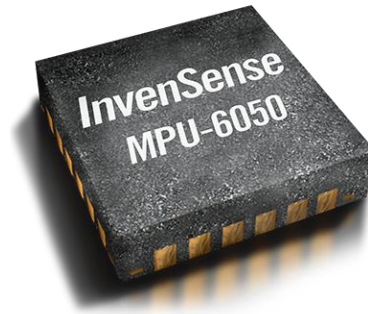


圖 3.7 MPU-6050 (InvenSense)

(3) 傾斜儀

傾斜儀可以觀察長期地表傾斜角度之變化，耦合分析顯示地表傾角於滑動前持續產生變化，由於土層監測模組對傾斜儀之解析度要求相對較高，本研究以市售高精度傾斜儀以 Murata Electronics 所生產之傾斜儀 SCA100T(圖 3.8)具有 ± 90 度量測範圍下最低之解析度，可達 0.0035 度(10Hz BW 類比輸出)，支援比例類比電壓與數位 SPI 輸出，與微控制器間通訊相當彈性，故採用其作為土層監測模組之傾斜儀，其缺點為價格高昂。



圖 3.8 SCA100T (Murata Electronics)

(4) 分佈式含水量計

現有市售現地含水量計成本相當高，且體積甚大，不利於整合進監測模組，因此本計畫研發簡易含水量計，透過量測土壤介電係數，間接量測土壤含水量變化，透過間接方法評估土壤內基質吸力。透過多組電阻裝置於一電阻探棒表面(圖 3.9)，所研發之簡易含水量計可進行分佈式地層含水量量測，同時監測探棒長度內多深度土層之含水量，提供降雨時浸潤面隨時間與降雨量的變化。

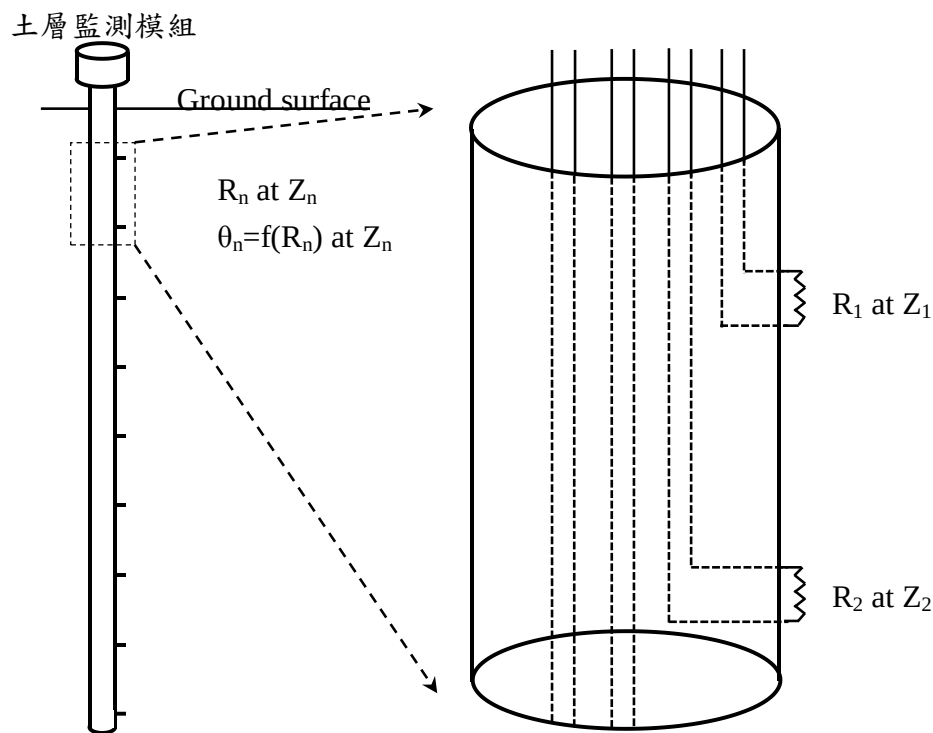


圖 3.9 土層監測模組與分佈式含水量監測示意圖

含水量量測由電容改變間接推估，所需硬體主要為 FDC1004 電容轉換器，由於 FDC1004 封裝甚小，腳位皆位於底面，無法焊接至電路板上，需打件方可進行測試，而打件成本甚高，故決定開發階段採用 FDC1004EVM 開發模組(圖 3.10)，以利進行含水量量測測試。該開發模組包含微控制器、FDC1004 模組以及液位量測感測器，可直接透過微控制器上之 USB 與電腦傳輸進行測試，且提供免費現成之 GUI，便於開發，開發模組屬於可拆式設計，待確認感

測器無誤後可拆除微控制器，將 FDC1004 模組與感測器直接與 Arduino Uno 連接進行測試。

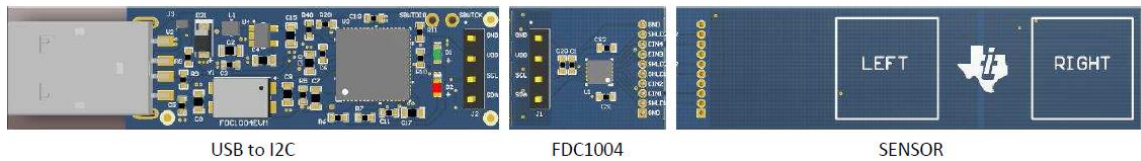


圖 3.10 FDC1004EVM 開發模組(摘自 [www.TI.com](http://www.ti.com))

(5) 無線傳輸模組

無線數據傳輸平台有許多選擇，如 Wi-Fi，藍牙，GSM 與 Zigbee 等相關技術可以在市場上購得。由於邊坡滑移多發生於強降雨時，而水對電磁波的傳遞具有相當程度的屏蔽效應，因此無線傳輸平台的選擇須將穿透屏蔽能力納入考量，而增加傳輸距離以及採用傳輸網路陣列則可降低中繼站數量，降低能源與成本需求，亦為選擇上之考量。為此，各種適用於本案之無線通訊模組條列如下：

1. RF：最為廣泛使用之無線訊號傳輸模組，由於具有智能調整以及可延伸傳輸的特性，使其幾乎適用各種狀況，對多系統平台的支援也使其更便於擷取。其傳輸距離約 650m(此處討論之傳輸距離皆以戶外無訊號屏蔽環境為例)。
2. XBee：採用低速率無線個人區域網(WPAN, Wireless Personal Area Network)，具有多種頻段訊號發送能力，可因應環境條件選擇高頻或低頻發送訊號，低頻訊號傳輸較不受水的訊號屏蔽所影響。支援雙向傳輸，可藉此建立土層監測模組間的傳輸網路陣列，傳輸距離約 750m。
3. CC1200DK：適用長距離數據傳輸，外接天線模組可使其傳輸距離達到 2.3km。
4. RC522：採用 RFID 傳輸技術，傳輸距離短，但具有最強的訊號遮蔽穿透能力可穿透 1m 水深。

5. CE0700：採用手機 GSM 傳輸技術，只要鄰近區域有基地台即可傳輸數據，無須另外架設傳輸中繼站。

其中，RFID 傳輸技術優勢為極短距離內高穿透傳輸，但不適用長距離傳輸，故 RC522 僅可作為回收用途，無法作為主要通訊方式，將來在評估土層監測模組回收之可行性後可考慮是否另行裝設。考慮災害時常伴隨惡劣天候條件，GSM 傳輸技術則仰賴基地台與監測地區距離，且有監測需求地區基地台密度通常較低，容易受到降雨造成之訊號屏蔽影響，故不列入考慮。XBee 係屬 ZigBee 傳輸技術之衍生，此類傳輸技術具有資料不同步的缺點，且耗電量約為 RF 的 10 倍左右，將減少監測模組在災害間之運作時間。相較於 CC1200DK，RF 具有低功耗、高速率、多頻點、低應用成本以及便於開發等優勢，故本計畫以 RF 傳輸技術的衍生技術 NRF24L01 作為本案主要無線傳輸模組。

由於 NRF24L01 之電路與元件已完全模組化(圖 3.11)，使其便於開發，而其低工作電壓(1.9V~3.6V)與工作電流(<25mA)使其具備低功耗之優勢，高速傳輸(2Mbps)並支援多達 125 頻點，滿足多點通信與跳頻通訊之需求。NRF24L01 集成了所有與 RF 協議相關的高速信號處理功能，包括自動重發丟失數據包和自動產生應答信號，使其得以自動檢測並重發遺失的封包，重發時間及重發次數可透過軟體控制，並可自動存取未收到應答信號的封包，自動應答功能在收到有效數據後，模組將自動送出應答信號，無須另行編程載波檢測。NRF24L01 內部具有固定頻率檢測硬體 CRC 偵錯和對多點通道地址控制，封包傳輸錯誤計數器及載波檢測功能則可用於跳頻設置，提供同時最大 6 組接收通道地址設置，並可有選擇性地開啟接收通道標準排針 Dip2.54mm 介面，便於嵌入式應用。NRF24L01 的 SPI 介面可以利用微控制器的 SPI 介面連接或以 I/O 接腳進行模擬，內部具有 FIFO(First In, First Out)與各種高低速微處理器接腳，便於使用低成本微控制器。

(6) 圖形化使用介面(GUI, Graphical user interface)

為簡化並加快對各土層監測模組之監控，需發展一圖形化使用者介面，透過 GUI 可不必透過 Arduino 編輯器(圖 3.12)更改 Arduino 韌體(firmware)，即可達到對土層監測模組以及接收端之 Arduino 進行必要之控制與資料擷取。為簡化程式開發成本與時間，本研究 GUI 使用 Microsoft Visual Studio 進行編寫(圖 3.13)，並以 C++ 語言作為 GUI 開發語言。

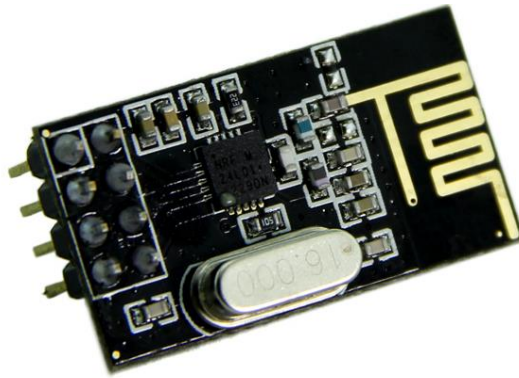


圖 3.11 NRF24L01 模組(摘自 www.seeedstudio.com)

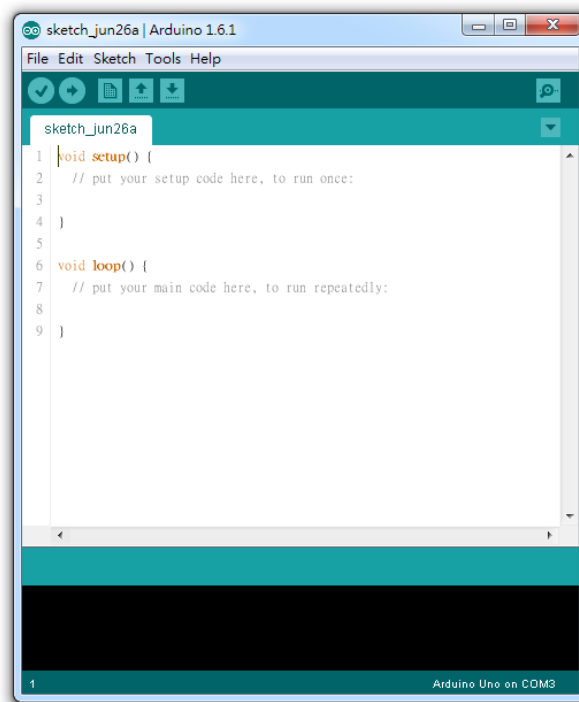


圖 3.12 Arduino 編輯器

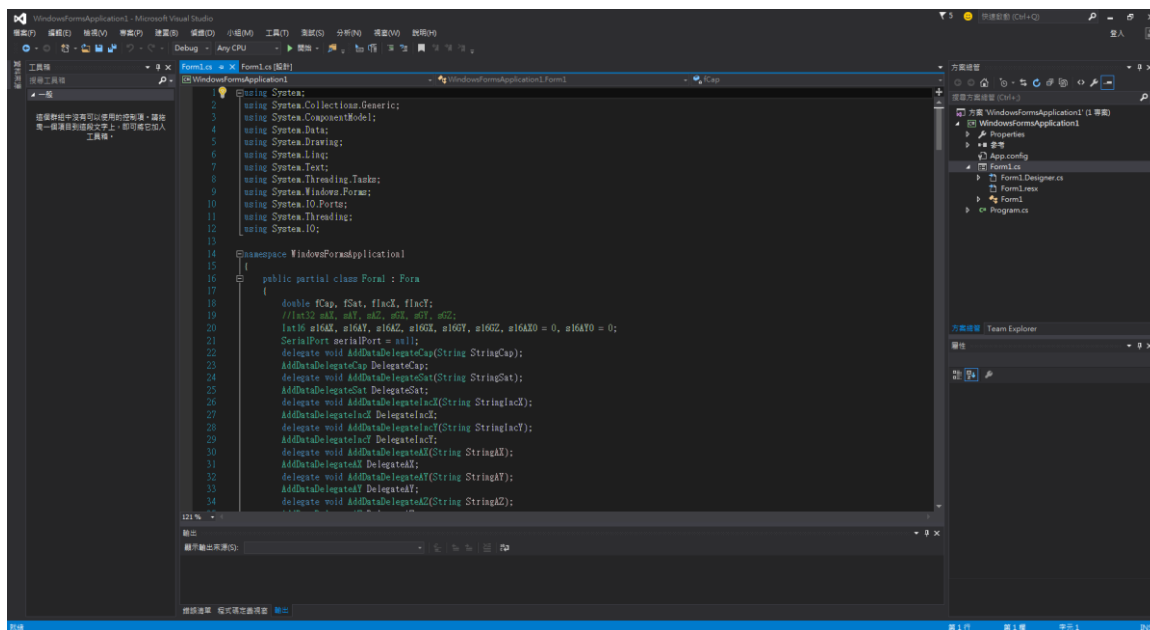


圖 3.13 使用 Microsoft Visual Studio C#編寫 GUI

3.3 研究成果

本節介紹研發之土層無線監測模組，並依序展示本研究所採用之各感測器標定情形，建議土層監測模組之安裝程序，最後討論其成果以作為後續研究之參考。

(1)土層無線監測模組

土層監測模組可分為發射端與接收端兩部分，發射端係指由微控制器結合各感測器所構成之土層監測模組，裝置於待測地點並持續透過無線傳輸將各感測器所獲取之資料送出；接受端則指單純由微控制器結合無線傳輸模組之無線接收系統，並不具備量測功能，裝設於現地之伺服電腦進行資料收集，並儲存至伺服電腦以供管理單位透過遠端監控並存取監測數據。

Sparkfun 推出一可相容 Arduino UNO 的原型擴充板(圖 3.14)可直接固定於作為微控制器 Arduino UNO 之排針母座上如圖 3.15 所示，本研究採用該原型擴充板，並將發射端方面除電容感測器以外之感測器皆

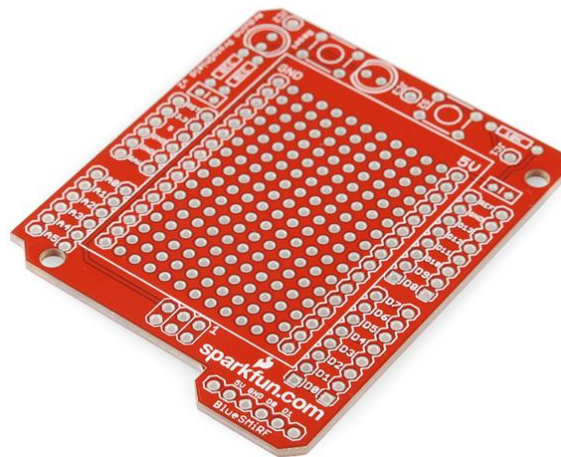


圖 3.14 Arduino UNO 原型擴展板(Sparkfun)

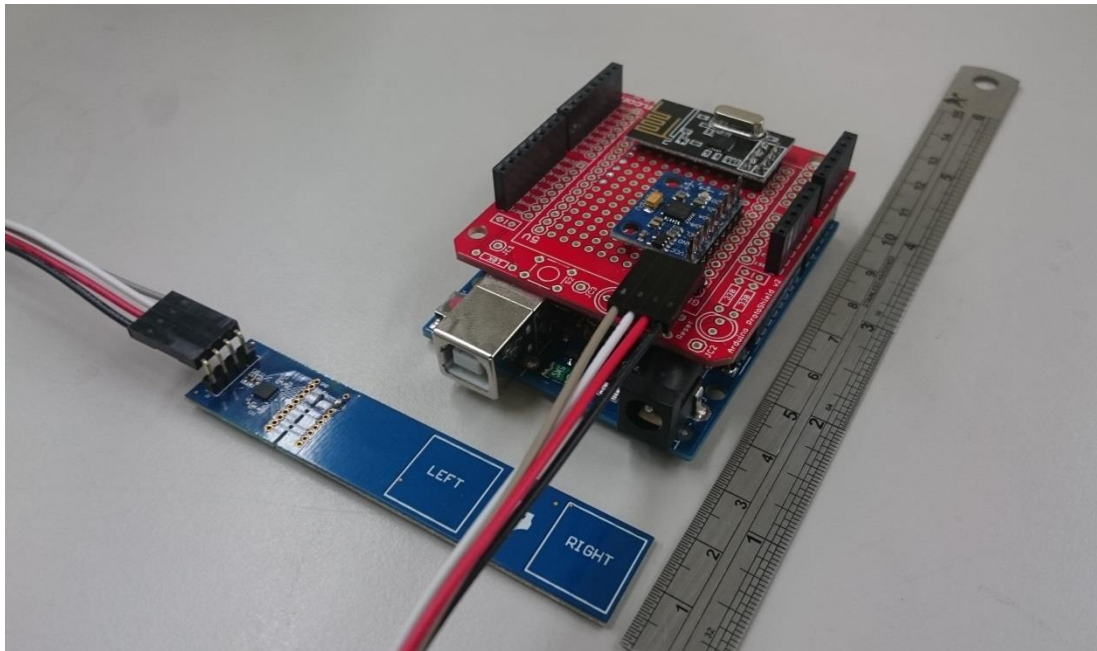


圖 3.15 Arduino UNO 結合原型擴展板與電容感測器

固定於該原型電路板上，並設有電容感測器排線接口，如此減少了線材走線所佔用之體積以及線接頭鬆脫之風險。發射端除了包含微控制器外，更搭載 4 顆鋰電池作為戶外供電系統，將來可加入太陽能板與供電控制器以提升土層監測模組續航能力。圖 3.16 為本研究所研發之土層監測模組發射端之外構，發射端的外構設計可大致分為三部分：

1. 核心內盒(圖 3.17)：負責搭載微控制器、IMU、無線傳輸模組、供電系統。
2. 核心外盒(圖 3.18)：提供防雨、防曬與散熱之保護殼層
3. 含水量計(圖 3.19)：裝置電容感測器(圖 3.15 左下)之防水殼層



圖 3.16 發射端外構

核心內盒包含一骨架如圖 3.20 所示，其下方固定有電池盒，其上則用以固定微控制系統與感測器電路，骨架主要功能為固定微控制器、感測器電路板以及電池盒，其上支撐設計將抵住外盒頂部，使骨架緊密與內外盒緊密貼合避免內外相對震動，外盒與感測器電路板與微控制器間留有空間(圖 3.17 中顯示支撐高過內盒部分)，搭配外盒與內盒間預留之空隙(圖 3.21)使其具有隔熱與散熱作用，外盒預留之通風孔(圖 3.21 外盒壁上垂直向開孔)高度皆低於內盒高以確保雨水無法進入內盒，使其通風散熱同時達到防雨的需求。

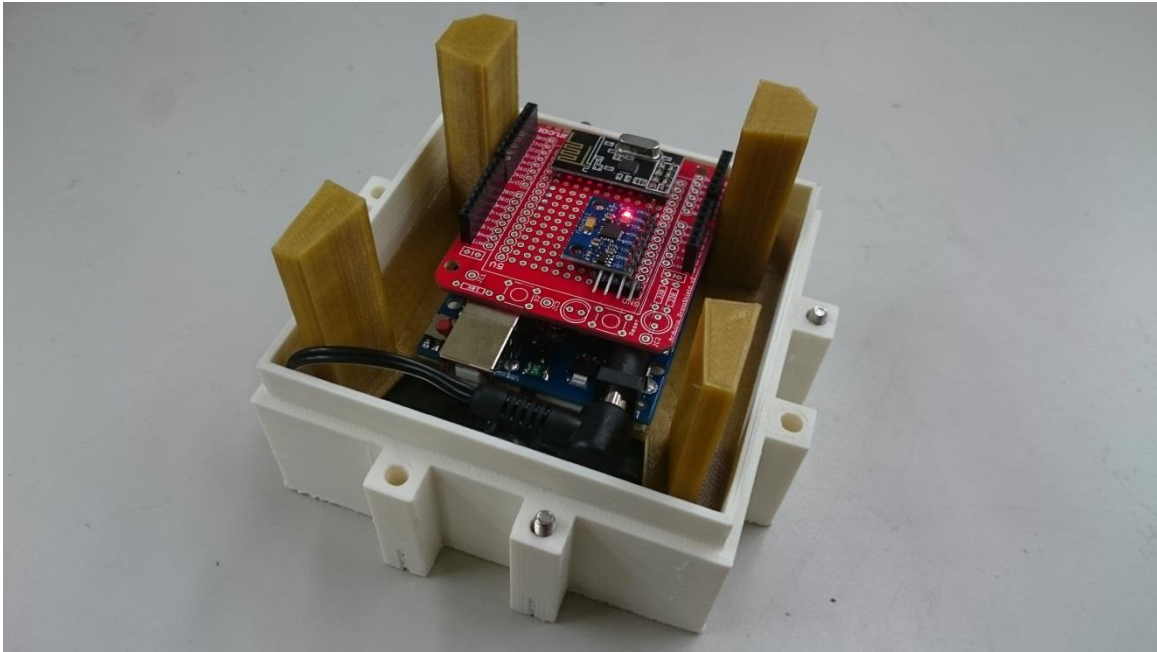


圖 3.17 發射端核心內盒

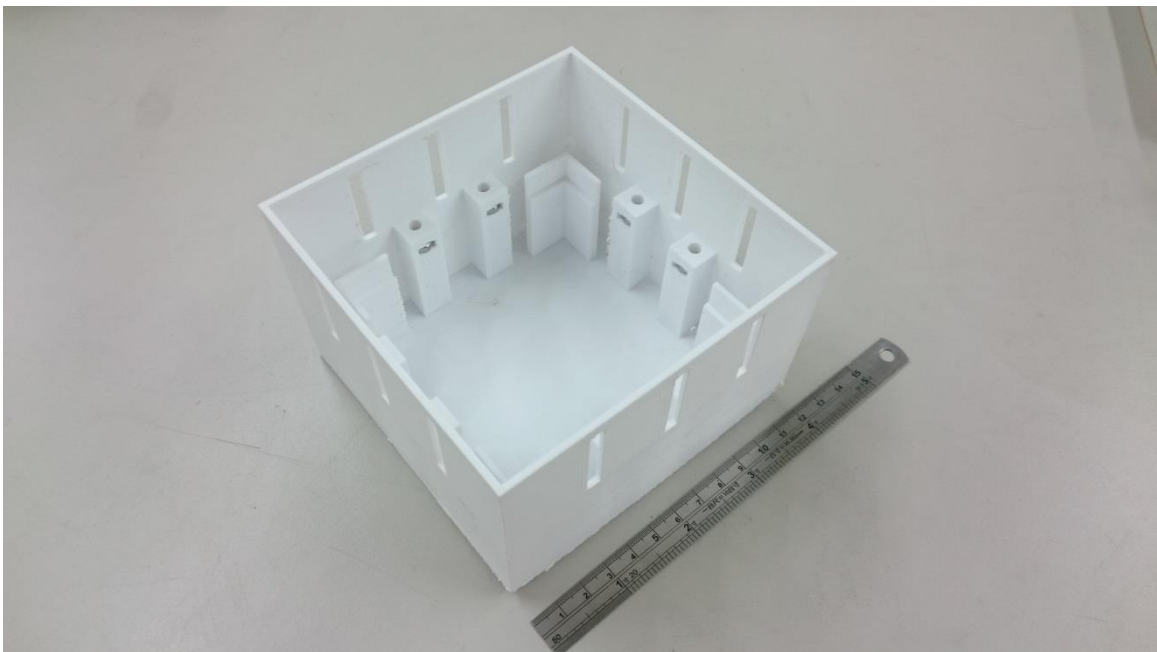


圖 3.18 發射端核心外盒



圖 3.19 含水量計殼層

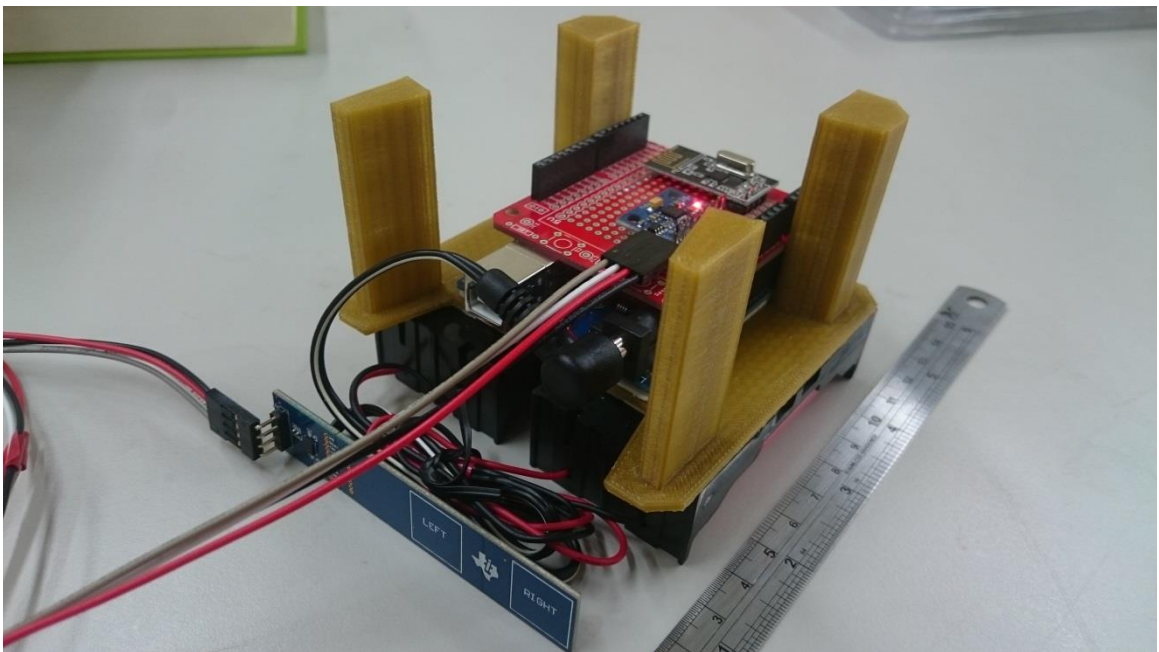


圖 3.20 發射端內盒骨架

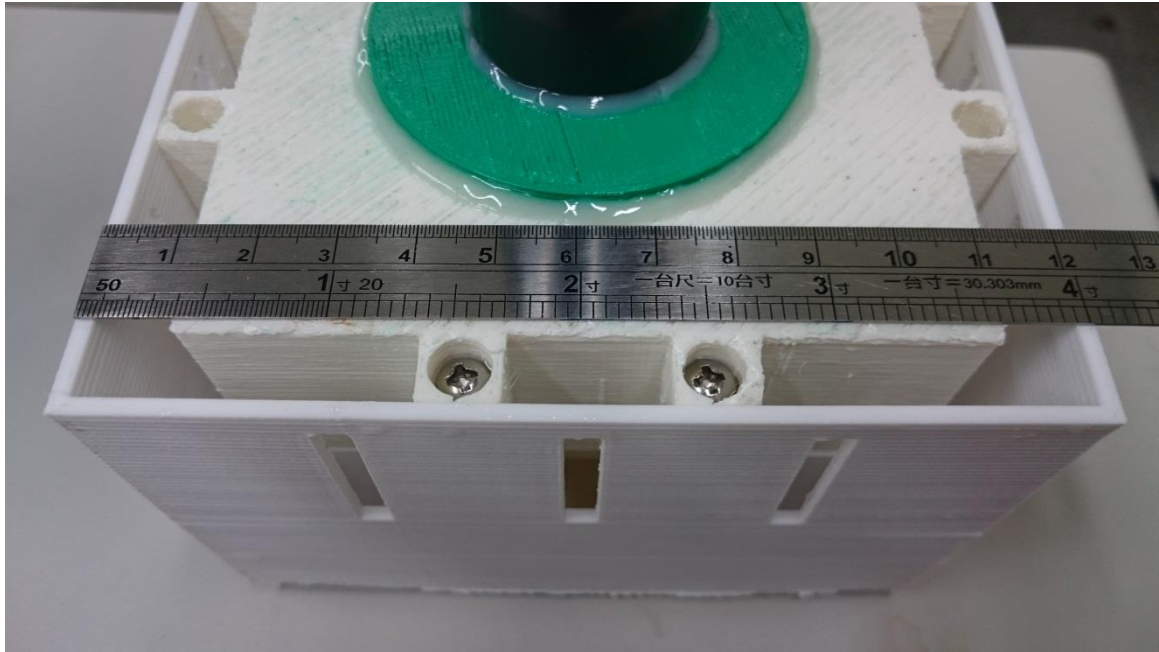


圖 3.21 內外盒通風間隙

內盒下方以一連結器連結一長 80cm 之高密度 PCV 管(UPVC)如圖 3.16 所示，UPVC 管下方與含水量計黏合，接縫處皆以膠充填使其完全防水，電容感測器則以一 90cm 長之 4 芯排線穿過 UPVC 水管連結至感測器電路板上之排線接口，未來將在管壁上多處增設開口，並裝置多處含水量計於其表面，使其得以分佈式量測淺層土壤飽和度。

接收端包含一微控制器與一搭載無線傳輸模組之電路板，該電路板之針腳設計使其得以直接固定於 Arduino UNO 如圖 3.22 所示，並透過一 USB 傳輸線與電腦連接，接收端連結至電腦後僅需啟動本研究所開發之 GUI 即可顯示土層監測模組回傳之數據。

本研究亦製作一接收端專用外殼如圖 3.23 所示，避免電路板與微控制器接觸金屬導致短路，並預留有一 USB 開孔(圖 3.24)，並不影響其功能性。

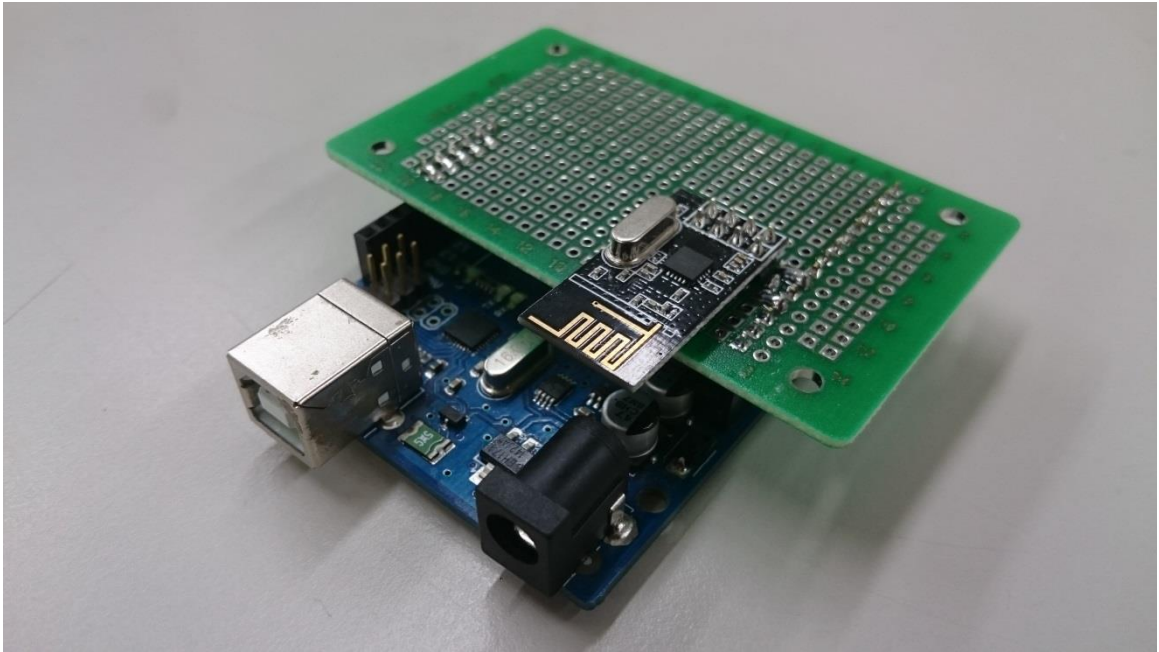


圖 3.22 接收端之微控制器與搭載電路板

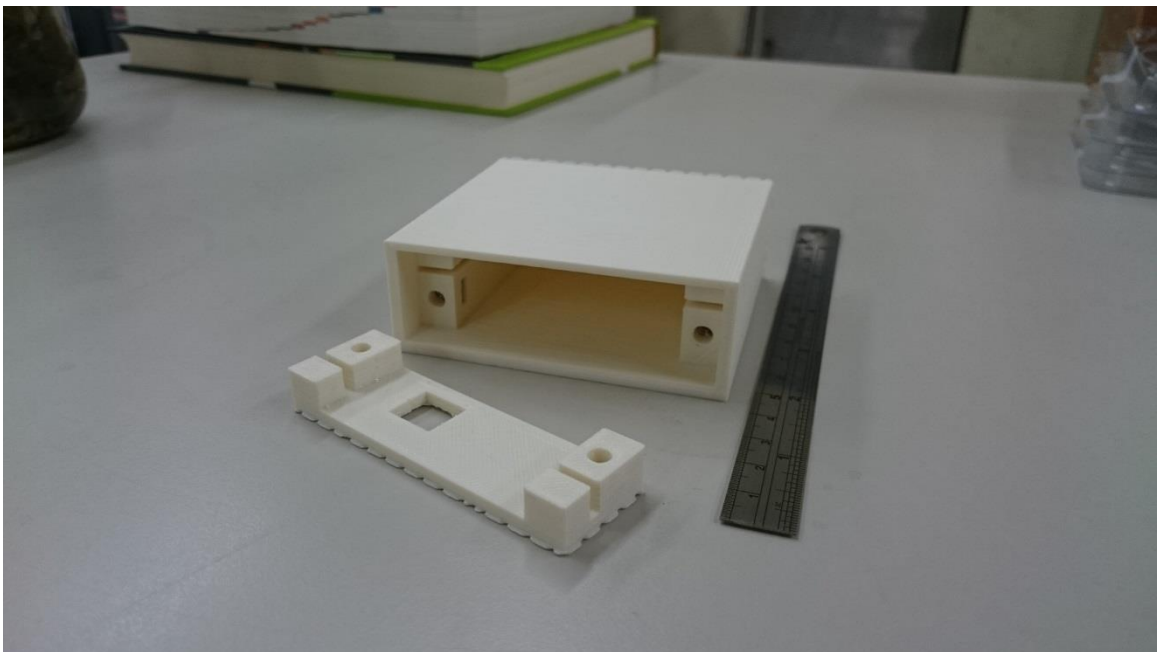


圖 3.23 接收端外殼



圖 3.24 組合後之接收端僅露出 USB 端口

(2)慣性量測單元

MPU-6050 已經廣泛使用並有許多市售之模組可直接使用(圖 3.25)，由於 MPU-6050 之 IC 封裝較不易使用傳統焊槍與熱風槍進行焊接，因此本研究直接使用市售之模組以節省開發成本。IMU 亦可提供傾斜角度資訊，圖 3.26 顯示 MPU-6050 所測得之 X 向與 Y 向線性加速度與同向傾斜角度變化之關係，結果相當線性且高重複性，惜雜訊較大，浮動值達 0.5 度是其缺點。圖 3.27 則展示所使用之傾斜角度標定系統。



圖 3.25 MPU-6050 模組(Arduino)

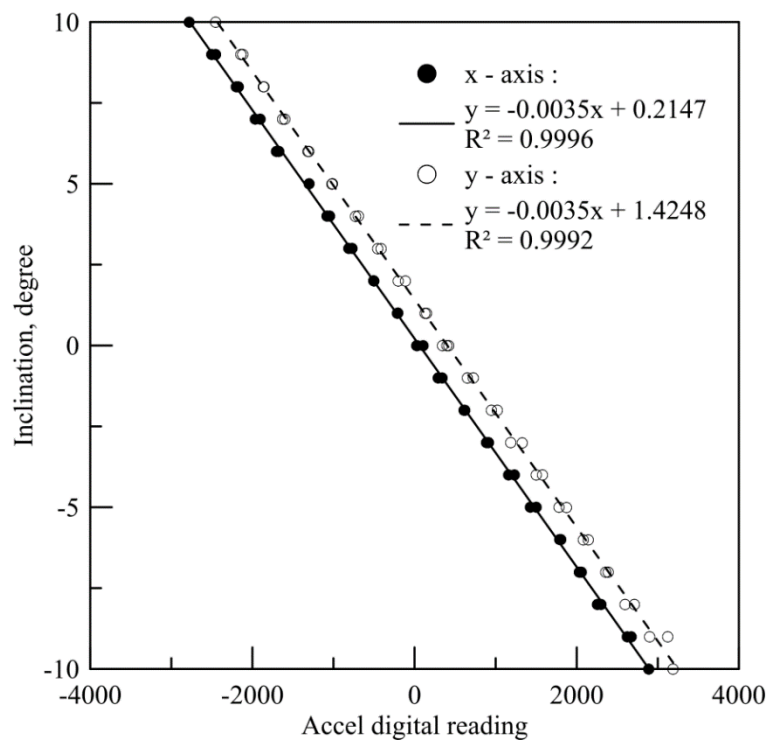


圖 3.26 IMU 與傾斜角度之關係圖

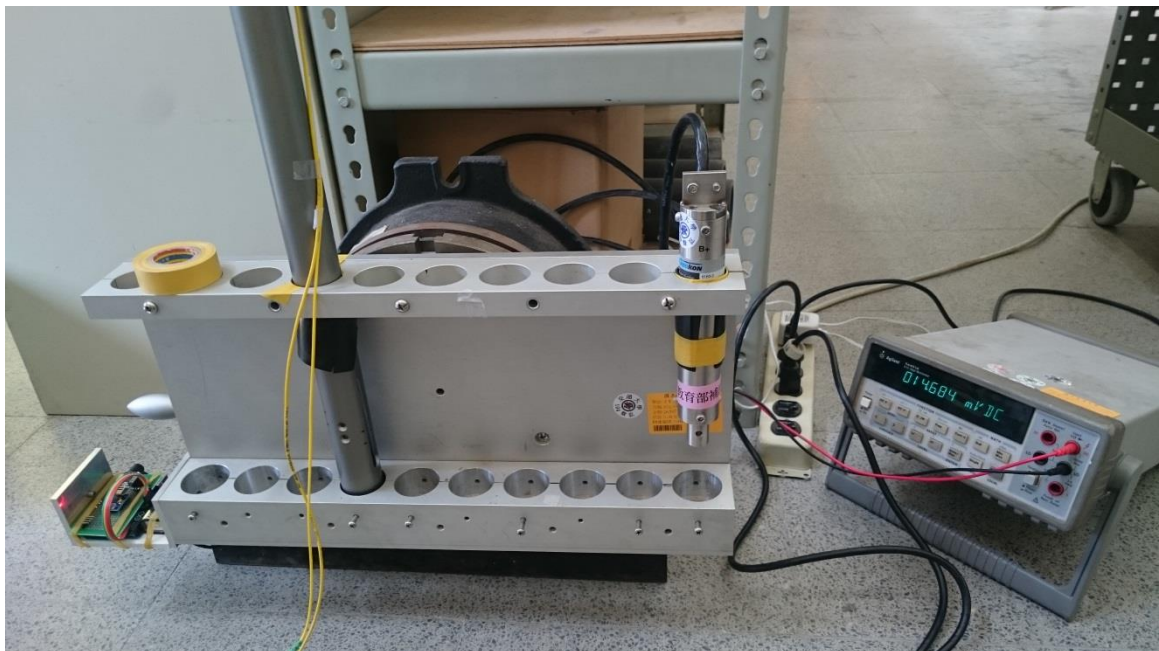


圖 3.27 傾斜角度標定系統

(3)傾斜儀

根據 Murata Electronics 建議之電路圖(圖 3.28)製作一 SCA100T 測試板(圖 3.29)，並將 SCA100T 分別透過 Arduino Uno 以及精密電錶與電源供應器進行比例類比電壓輸出標定(如圖 3.30)，並以一振弦式傾斜儀作為參考基準，Arduino 標定結果展示如圖 3.31，電錶標定結果展示如圖 3.32，圖 3.33 則展示電錶量得電壓經過 Murata Electronics 建議之電壓-角度關係轉換後之角度與振弦式傾斜儀量測角度間之關係，結果顯示 SCA100T 具有足夠之線性、重複性以及解析度。但其售價高昂，單價即超過土層監測模組其他元件之總和，故建議將來針對重要監測點之土層監測模組選擇性加裝。

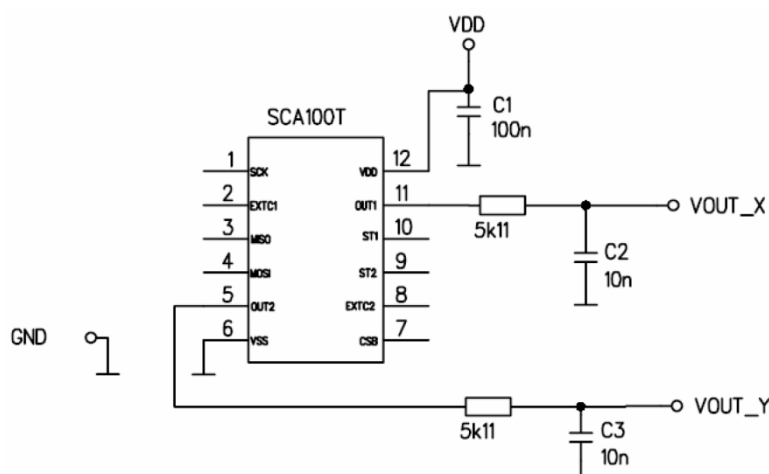


圖 3.28 傾斜儀電路圖 (Murata)

(4)土壤介電常數量測(ϵ_r , Relative permittivity)量測

本研究實測後發現使用 FDC1004 EVM 即可辨識土壤含水量，故直接採用 FDC1004 EVM 作為含水量計核心。經過多種測試結果顯示 FDC1004 EVM 與土壤間之隔層約 0.5mm 時所測得之電容值最最具代表性，圖 3.34 展示含水量計測得之電容值與土壤體積飽和度之關係圖，測試之土壤為麥寮砂，Wobschall & Lakshmanan (2005) 研究指出土壤介電常數與其體積飽和度理論應呈二次曲線之關係，與圖 3.34 結果相似。

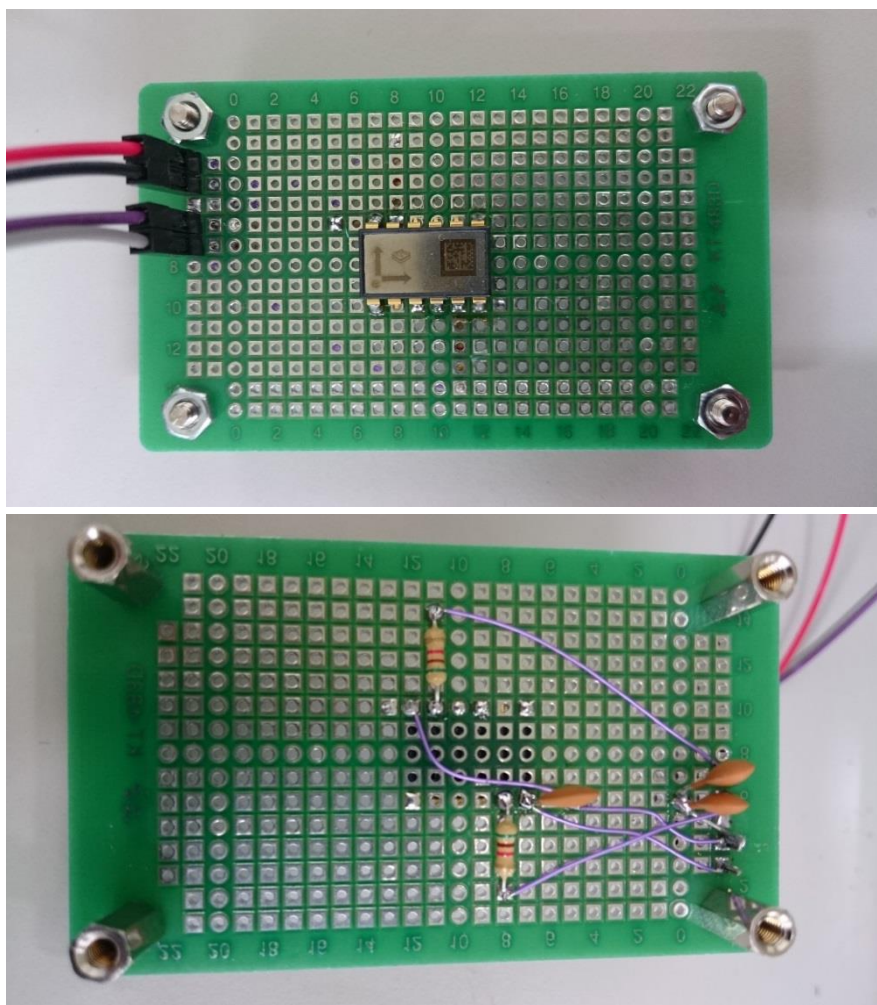


圖 3.29 傾斜儀測試板



圖 3.30 傾斜儀標定照片

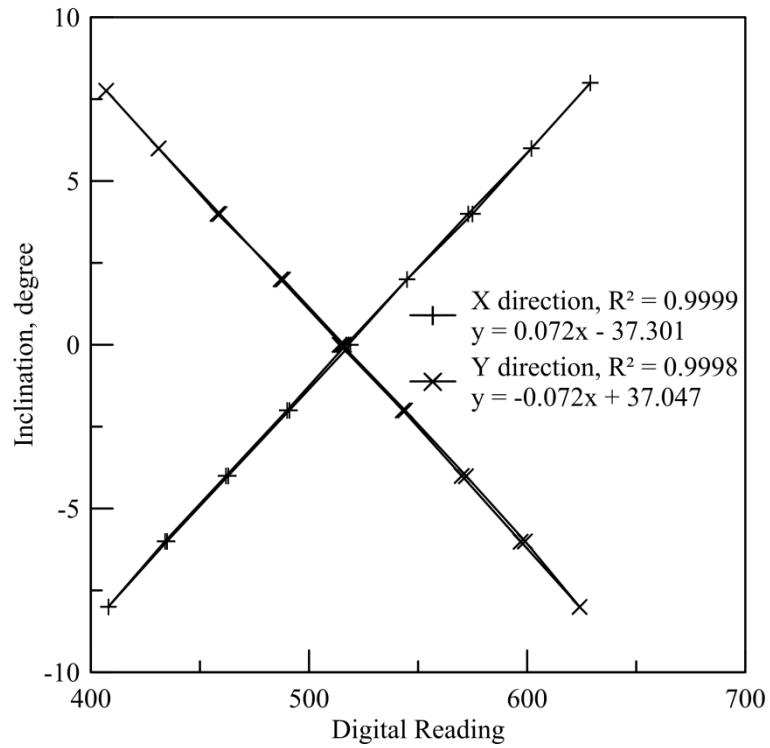


圖 3.31 傾斜儀透過 Arduino Uno 標定結果

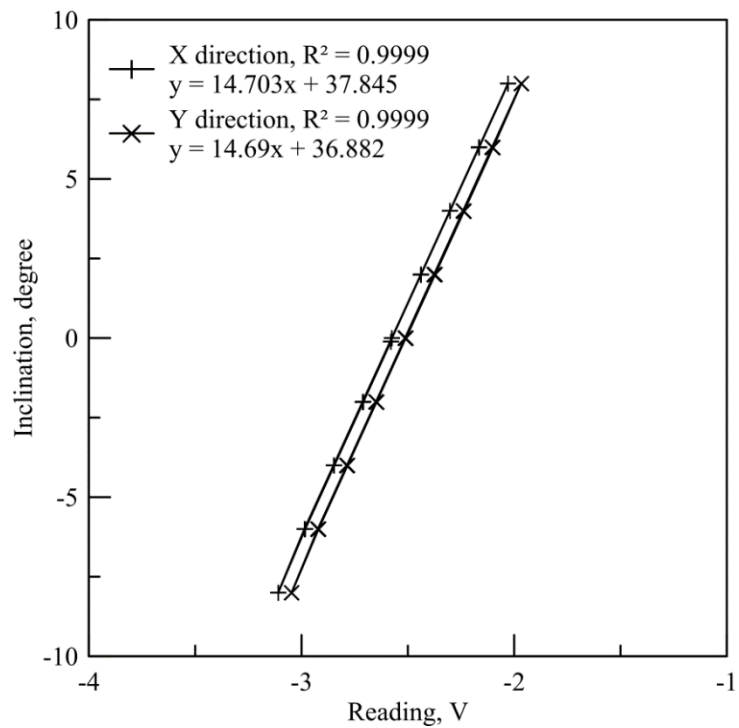


圖 3.32 傾斜儀透過電錶標定結果

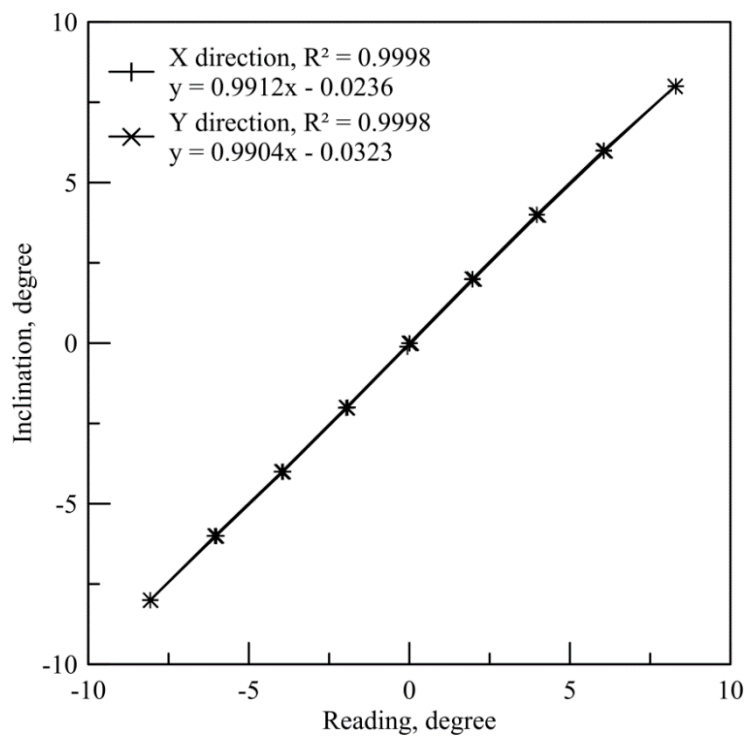


圖 3.33 傾斜儀電壓轉換等效角度與參考角度關係圖

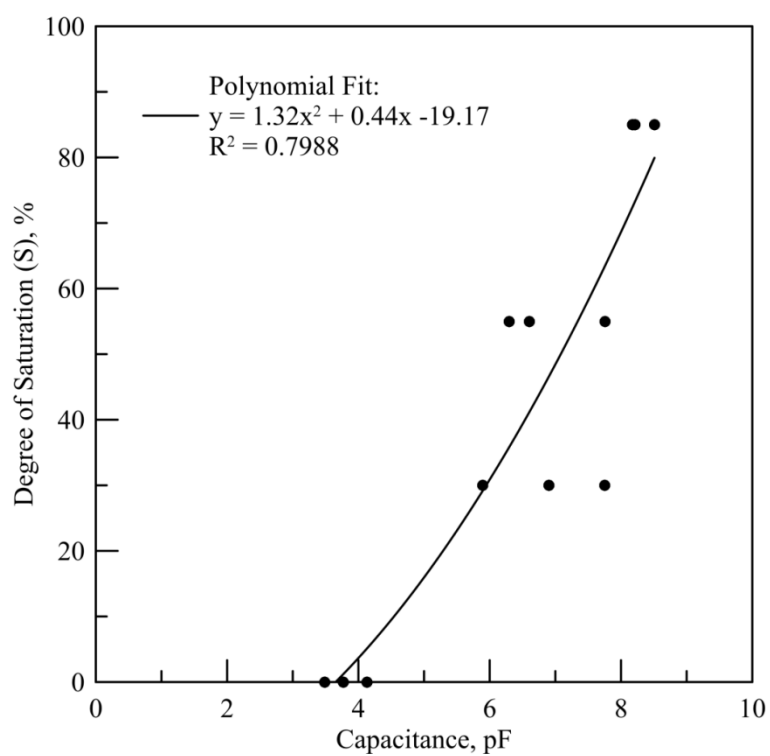


圖 3.34 測得電容值與土壤體積飽和度關係圖

(5)圖形化使用者介面(GUI, Graphical user interface)

本研究 GUI 採用 Microsoft Visual Studio 進行編寫(圖 3.13)，並以 C++ 語言作為 GUI 開發語言。完成之 GUI 展示如圖 3.35，GUI 可控制接收端 Arduino Uno、接收無線模組所發射之訊號，並將接受到之資料進行編譯，換算成有效數據後顯示於 GUI 內，有效數據包括土壤體積飽和度變化、兩向度之傾斜角變化，並具備傾斜角度歸零與所有資料儲存功能。

GUI 之操作方法：

1. 自 ” Serial Port ” 下拉選單選取並設定序列埠 (Serial port)。
2. 點擊 ” Start ” 按鈕即可開始量測。
3. 量測結束後點擊 ” Stop ” 按鈕即停止量測，但注意此時資料尚未完成儲存。
4. 點擊 ” Save ” 按鈕即可將資料全數儲存至電腦 D:\Arduion file\Arduino.txt 中。或點擊 ” Start ” 按鈕以繼續進行量測。

儲存後之檔案格式為.txt 文字檔(圖 3.36)，儲存時各資料皆以逗點分隔，使用 Excel 內建之 ” 資料剖析 ” 功能即可將各項資料分離，便於數據之分析與應用，資料儲存順序為：

系統日期(mon, day, year), 系統時間(hour, min, sec), 土壤體積飽和度(%), 電容值(pF), X 向傾斜角度($^{\circ}$), Y 向傾斜角度($^{\circ}$), X 向加速度數值, Y 向加速度數值, Z 向加速度數值, X 向角速度數值, Y 向角速度數值, Z 向角速度數值, 歸零 X 向加速度準位數值, 歸零 Y 向加速度準位數值歸零按鈕則提供管理單位可於完成安裝後使用，點擊該按鈕將儲存當下所測得之 X、Y 向加速度數值作為參考準位，X、Y 向傾斜角度計算將以該準位作為零點，但不影響儲存之三軸向加速度與角速度數值，僅影響儲存之 X、Y 向之傾斜角度，且歸零時之參考準位將作為末二項數值一併儲存入文字檔中。

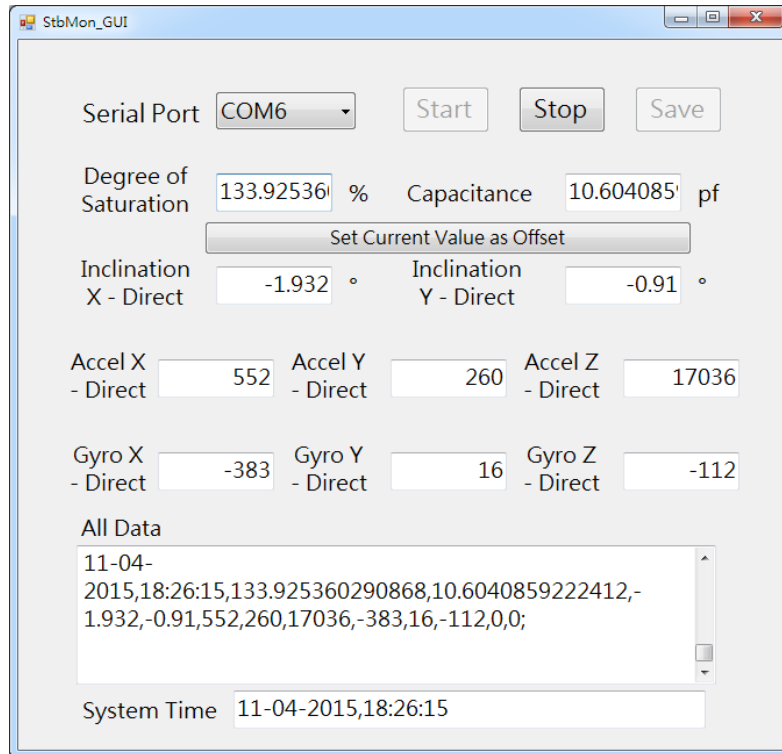


圖 3.35 圖形化使用者操作介面 GUI

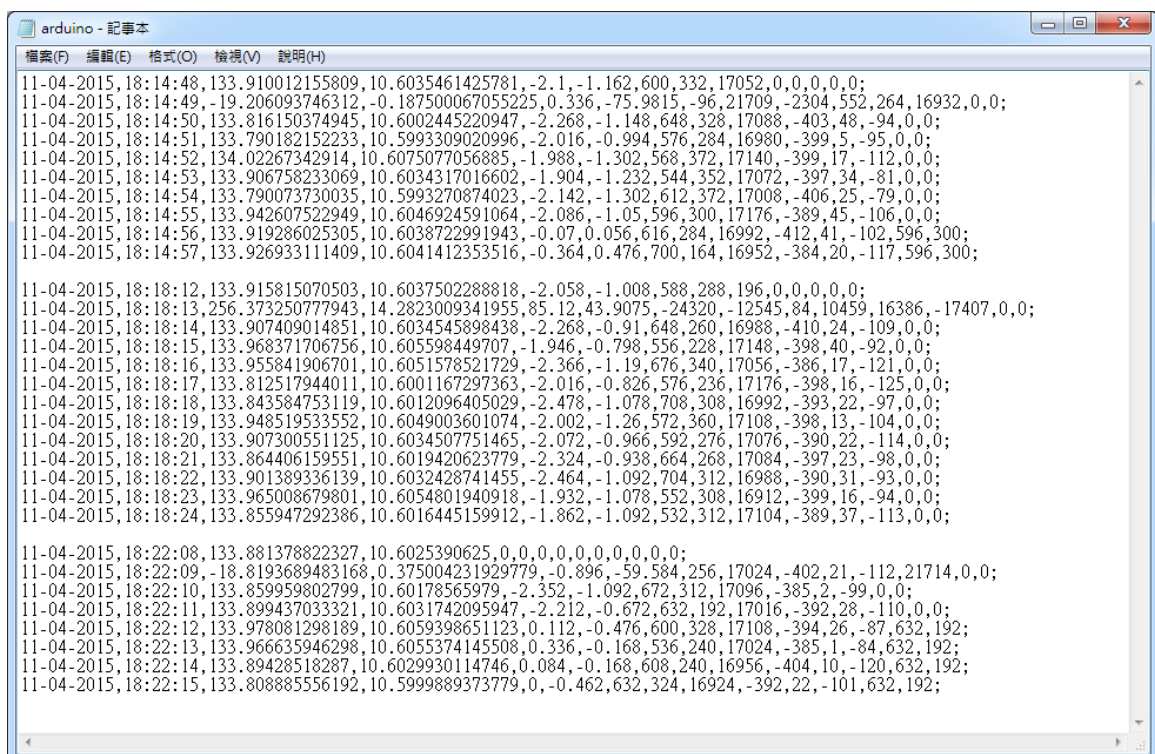


圖 3.36 儲存後之文字檔

(6)建議安裝程序

由於土層監測模組之含水量計有防水之需求，採取貫入方式安裝有可能破壞其防水功能，因此建議採預鑽孔埋設後回填安裝方式，安裝流程如下：

1. 使用手鑽(Hand auger)於安裝地點鑽掘一深度 0.5m 之鑽孔。
2. 將土層監測模組置入鑽孔中，並向下貫入 80mm。
3. 含水量計上下 50mm 區間以粗砂回填。
4. 其餘深度以皂土漿回填至地表。

3.4 監測模組小結

本研究採用廣為應用於消費性電子產品及醫療器材之微機電系統，如此可大幅降低成本，增加監測範圍。本研究所研發之土層無線監測模組備有下列元件：

1. 微控制器 Arduino UNO
2. 慣性量測單元 MPU-6050
3. 傾斜儀 SCA100T
4. 電容/數位轉換器 FDC1004 EVM
5. 無線傳輸模組 nRF24L01+

藉由上述元件量測資料可推估淺層土壤之體積飽和度以及地層傾斜角度，並藉由無線傳輸模組將資料傳至監測主機，由遠端人員透過本研究開發之圖形化人機介面進行判讀或自動判讀以及時預警，提前進行相關減災行動。

本研究並針對各感測器進行標定，結果顯示各感測器皆符合本研究目的之需求，惟因傾斜儀單價高昂，故建議將來針對重要監測點之土層監測模組選擇性加裝，以滿足低成本大範圍的需求。

第四章 移動式振動檢測模式驗證

4.1 移動式振動檢測模式驗證

跨河橋梁之耐洪能力主要受到橋梁本身結構、河川環境、水文條件與河岸防護措施等眾多因素之影響，為一個跨領域的複雜問題。因此，完整的評估分析通常需要藉助歷年水文資料的收集與統計分析、橋體非破壞性檢測評估與沖刷深度的丈量或計算等不同領域的整合使能完成，其分析過程通常十分耗時，在有限的時間與經費的條件下，若欲對大量的橋梁進行詳細評估，顯然有執行上的困難。

若橋基受到嚴重的沖刷，則橋墩的振動頻率將隨之下降，許多學者注意到此一現象並針對洪水前後之橋墩頻率變化率進行研究，冀能藉由此參數之變動，判斷橋梁健康之依據；例如陳正興等(2009)嘗試從頻率的下降程度診斷出結構是否安全或結構破壞的原因。因此，振動頻率的取得為本檢測的重點項目之一；目前量測振動頻率的振動感測器約略可區分為固定式、攜帶式及移動式三類，固定式係指量測儀器(如速度計或加速度計)長期安裝於橋梁結構體上，攜帶式亦須固定安裝於結構體上，惟通常當試驗完畢之後，即自結構體中移除，屬短期量測；移動式則將量測儀器安裝於具行動性的交通工具如汽車等；因移動式之量測儀器並非直接設置於受測結構物上，故亦稱非直接式量測。移動式設備因不須於每座橋梁架設儀器，故振動感測器的需求數量相對於固定式或攜帶式量測，可以大幅降低，進而減少檢測的整體經費，缺點則有(1)無法建立長時監測資料，(2)台灣目前相關技術並不成熟，仍需時間開發及(3)所量測的振動頻率因設備置於車中，其精準度尚待確認。

當橋梁現場傳送的振動訊號送達資料整合的電腦時，尚需分析工具對訊號進行處理，以模態分析為例，一般可分為頻域法及時域法兩種；頻域法有傳統的傅立葉轉換(Fouier Transform)及正規化平均Welch頻譜法；時域法則有隨機空間識別法(Stochastic Subspace ID)。一般儀器廠商均針對自家儀器進行分析工具軟體的開發，因此，選擇量測儀

器時，應將軟硬體之各項功能一併列入考量。

以下將針對(1)橋梁檢測與乘載評定之文獻回顧、(2)移動式非破壞性振動檢測可行性評估及(3)現地試驗結果等分別說明。

4.1.1 橋梁檢測與承載評定之文獻回顧

目前我國眾多公路橋梁因建造已達一定時間，各結構元件已呈現老化、劣化等問題，並且，由於地理位置的因素，地震及颱風發生的機率相對較高，兩者所伴隨的土石流及洪水問題也相對嚴重，加上海島型氣候的影響，混凝土結構中的鋼筋具有腐蝕劣化的潛在可能，以上種種，導致台灣的橋梁於使用壽命內經常需要花費相當的經費維護，鑑此，橋梁檢測的技術與應用便顯得相當重要；橋梁檢測可確認橋梁各元件損害程度、並據此判斷是否需要補強計畫，且完整的檢測資料建立有助於後續既有橋梁承載能力之評定。

一般而言，檢測與承載評定可細分為三階段：橋梁檢查、橋梁荷載試驗及評定分析。橋梁檢查包含橋梁各項歷史資料的收集，如建造年代與相關規範、歷史最高洪水位及結構形式及材料種類。橋梁檢查可以目視檢測或以非破壞性檢測進行，目前台灣橋梁檢查以「台灣地區橋梁維護管理系統TBMS」來進行檢測作業之紀錄。橋梁荷載試驗依外力形式可分為靜載試驗或動載試驗，一般量測的項目有位移、應變、裂縫、頻率、阻尼及振態。進行橋梁承載力評定時應將各項影響因素納入考量，如原設計規範、施工品質與方法、劣化程度及橋梁型式。

定量分析並不容易；橋梁承載力的評估方法尚無定論，可約略區分為以下三類：(1)透過理論分析計算：例如以側推分析推估橋梁的承載能力，為確保分析時所需之資料完整，檢測量測的內容宜於作業早期即予整合；(2)實物調查比較，即由實際交通情況之統計資料，判定橋梁之承載力，為動態荷載評定法之一；(3)實物荷載實驗法，如車行載重試驗；陳正興等(2009)¹利用車行載重試驗觀察到當橋梁結構因外力受到損害時，結構參數會隨著改變，其中又以振動頻率最為明顯，進一步針對洪水水位與頻率之關係進行定性的觀察，並於荷重試驗時，

將橋梁受力機制區分為以下三類進行結構的頻率量測：(a)樁帽與基樁均埋置於土層中、(b)樁帽裸露而基樁未裸露與(c)兩者均裸露。上述規劃的重點在於探討當不同洪水位沖刷橋梁基礎時的頻率反應，該理論可應用於當封橋管制之後，以頻率變化作為是否開放通行之參考依據。

4.1.2 移動式非破壞性振動檢測可行性評估

移動式非破壞性振動檢測擁有潛在的經濟效益及本身具有的機動性之優點，即使如此，此法亦有無法建立長期監測資料之缺點。不過如前所述，此法為橋梁檢測之新技術與概念，仍有許多重要的關鍵點需要加以驗證，說明如下：

- 1.因量測儀器係裝置於車輛之中，其所接收之訊號的傳遞媒介包含了橋梁及車子本身，惟橋梁工程師僅對橋梁部分有興趣，故需確認所收集的震動訊息確實包含橋梁的部分。例如先前的研究，主要以墩柱振動頻率之變化作為橋量沖刷程度的判斷依據。移動式量測因儀器係裝置於車上，推測其所得之振動頻率大多來自於橋面板，此頻率是否可作為判斷指標，應列入觀察重點，因此，本研究於後續的現地試驗中，將儀器同時設置於墩柱與非墩柱部分，並比較數據用以驗證於非墩柱設置儀器是否仍可以取得墩柱的振動頻率。
- 2.所取得之振動頻率是否具有隨洪水前後(沖刷前後)而變化的特質。因為現地試驗受限於洪水是否發生之條件(例如若執行計畫該年並無洪水與沖刷情事)，無法確定墩柱頻率變化的趨勢，因此，本研究擬定於台大水工試驗所進行縮尺寸試驗，驗證沖刷深度與振動頻率間的關係。

根據以上考量，本研究將應用先本中心100年度建立之「移動式振動檢測模式」與其他檢測方式進行相關課題的研究。振動檢測的方式眾多，於進行現地檢測前，應先確認適合的檢測方式。選定符合目標之試驗橋梁，利用多種振動檢測方法，針對橋墩處水流方向進行頻率量測，以下說明本研究團隊先前對於檢測方式的經驗，並依據之前試

驗的結果，選取適合國內橋梁振動頻率檢測方式並應用於本研究。

首先，本研究團隊曾經兩度進行橋梁震動的試驗，兩次進行的方式不盡相同，以下將詳細說明期間的演進過程，最後再說明於本年度的檢測。以下先說明檢測方式的分類原則：

1. 有無外力作用於橋梁：可分為兩類：(1)等速動態載重試驗(有)及(2)微振量測(無)。(1)項中，外力來源又可分為大型卡車(6 噸)、小型休旅車(1.5 噸)及小型自用車(1.5 噸)三種；外力作用於橋梁之速度有 10 公里/小時、20 公里/小時及 40 公里/小時等。
2. 儀器是否直接置於橋梁結構體上，則可分為以下兩類；(1)直接量測(有)及(2)非直接量測(無)；直接量測係指量測儀器直接置於橋梁結構體上，非直接量測係指量測儀器置於小自客或無動力拖車(斗)中。
3. 量測儀器移動與否，則可以分為移動式與靜止式量測；其中，移動式量測中，儀器可能設置於小型自用車之行李箱中或小拖車上。靜止式量測時，儀器可能設置於橋面板橋墩上方處、小自客後行李箱中及小拖車中。

綜合上述，本研究團隊於100年度已進行評估的試驗項目計有：

- (1) <等速動態載重法 - 非直接量測 - 移動>
- (2) <等速動態載重法 - 非直接量測 - 靜止>
- (3) <等速動態載重法 - 直接量測 - 靜止>
- (4) <微振法 - 非直接量測 - 靜止>
- (5) <微振法 - 直接量測 - 靜止>

另外根據定義，以下三種組合為不可能實現之情形：

- (6) <等速動態載重法 - 直接量測 - 移動>：若為直接量測，表示儀器係直接設置於橋梁結構體上，則儀器自然不可能為移動狀態。

(7) <微振法 - 非直接量測 - 移動>：既然是微振法，表示沒有外力來源，如此，沒有具移動性之車輛可提供儀器放置。

(8) <微振法 - 直接量測 - 移動>：理由同第七個量測法。

以上各檢測方式的名稱過長，進一步精簡如下：

(1) <移動式量測法>

(2) <等速動態載重法 - 非直接量測>

(3) <等速動態載重法 - 直接量測>

(4) <微振法 - 非直接量測>

(5) <微振法 - 直接量測>

其中，經觀察知，在五個試驗法中，僅有第一個量測法其儀器為移動形式，故精簡為<移動式量測法>；而第二個至第五個試驗則其儀器均為靜止狀態，故省略。

本研究曾於100年度之「橋梁通阻檢測分析模式建立之研究」計畫中，曾對四座橋梁進行五次試驗，各個試驗之目的及關係如下表4-1所示。

表4-1 各橋梁試驗之目的及關係

橋梁名稱	試驗重點	試驗結果	相對應措施
1. 牛鬥橋	(1)測試將量測儀器置於車內的可行性(移動式量測法之可行性評估) (2)確認港研提供之儀器與本團隊操作該儀器之準確性	(1)<移動式量測法>之可行性尚無法由此次試驗結果驗證。 (2)本團隊操作港研儀器之準確性已確認	(1) 於思源橋試驗中再次測試<移動式量測法>之可行性，並改用加速度計作為量測儀器
2. 思源橋	驗證<移動式量測法>之準確性	以加速度置於車內確可量測橋梁振動，準確性尚待驗證	於執信橋試驗之<移動式量測法>中，增加無動力小拖車之試驗，並加大外力來源(卡車)以增加試驗成功之機率
3. 執信橋(第一次)	(1)非直接量測法可行性探討 (2)外加载重(等速動態載重法)對量測結果影響之探討 (3) <移動式量測法>可行性再探討	(1)非直接量測法確實可行(橋面板)，橋墩方面，仍有改善空間 (2)外加载重對量測結果有正面效果，以車速20公里/小時最佳 (3)因一般小自客之高阻尼特性，不適用於<移動式量測法>中，加設無動力小拖車，為較可行之方案	(1)先行估算東勢大橋之振動頻率，若仍與現租用之小拖車相近，應另行設計或尋找其他小拖車
4. 執信橋(第二次)	沖刷前後頻率之比較(前提為今年的雨量對執信橋確有沖刷的事實)	兩次量得之頻率並無明顯之不同，原因為今年的降雨量並未對執信橋造成顯著之沖刷	
5. 集集橋	增加試驗案例之資料數	順利完成資料收集	

本研究於102年度之「移動式橋梁振動檢測及訊號分析與傳輸通報系統」計畫中，因鑒於若可在不影響交通的情形下可取得振動頻率，應為較理想的檢測方式，故此次檢測相較於前次試驗，主要是增加這項考量。此研究的檢測方式說明如下；

1. 儀器(速度計)直接置於橋面版上，橋梁上無任何行車。
2. 儀器(速度計)直接置於橋面版上，橋梁上行車正常。
3. 儀器(速度計)置於小拖車上，汽車靜止未發動，橋梁上無任何行車。
4. 儀器(速度計)置於小拖車上，汽車靜止未發動，橋梁上行車正常。
5. 儀器(速度計)置於小拖車上，汽車靜止但發動，橋梁上行車正常。
6. 儀器(速度計)置於小拖車上，汽車已10km/hour等速前進，橋梁上行車正常。

若上述各方法均可行，最佳選擇之優先順序為：6、5、4、3、2、1；上述順序亦反映出各量測法中，對訊號的干擾程度。

第6個量測法為最優先選擇主因為其符合機動性佳、儀器可以設置於車上不須搬動，且不需進行任何交通管制計畫，除滿足利用單一儀器快速量測多個橋梁的目的，對交通衝擊最小且對施作性最佳；第5個量測法相較於第6個量測法，其量測過程中，除機動性稍為不理想(因試驗車輛必須短暫停止但不需熄火)，需時較第一個量測方法稍久，但有相當程度的機動性，且同樣地，因儀器設置於小拖車上不須機常搬動，故為第二優先；第4個量測法與第5個量測法類似，唯一不同處在於量測時引擎需要熄火；第3個量測法與第4個量測法一樣，唯須進行交通管制，對橋梁交通的衝擊較大；第1及第2個量測法則直接將速度計置於橋面版，其中第1個量測法因排除橋面上來往車輛的干擾，在訊號蒐集過程中干擾最小，故所求得之頻率可視為該橋之最正確的頻率，第2個量測法則為第1個量測法之對照組。

以上各量測方法進一步精簡如下：

1. <直接-無行車>
2. <直接-有行車>

3. <間接-無行車-靜止-未發動>

4. <間接-有行車-靜止-未發動>

5. <間接-有行車-靜止-發動>

6. <間接-有行車-移動>

以上名稱與先前相近，目的在於精簡各試驗名稱，增加本報告之閱讀性。此三座橋梁試驗之重點與結果如下表4-2所示。

表4-2 各橋梁試驗結果

橋梁名稱	試驗代碼	試驗重點	試驗結果
6.台中東勢大橋	2、4、6	尋找最佳量測方式	(1) 試驗方式2與4的結果較接近
7.台中天福大橋	1、2、3、4、6	比對橋上有無行車對頻譜之影響	(1) 試驗方式1~4的結果接近，橋上是否有車輛通行，對第一振態(小於5Hz)的讀取並沒有太大的影響 (2) 小拖車似乎具有過濾超過10Hz水流向振動的機制
8.苗栗西湖大橋	1~6	1.比對橋上有無行車對頻譜之影響 2.增加試驗資料 3.比對汽車發動引擎對頻譜之影響	(1) 雖然試驗方式1~4的結果相對接近，但已不符合t test (2) 引擎發動對第一振態(小於5Hz)的讀取並沒有太大的影響

台灣全國橋梁逾二萬座，本研究依據以下幾點選擇試驗對象：

1. 因非直接量測技術於國內尚未成熟，為專注於技術開發，以簡支直線型橋梁為優先。
2. 為配合整體研究規劃，試驗橋梁需有竣工圖，以利相關後續研究之分析。
3. 可以同時取得橋面板處與橋墩處之震動內容，藉以評估由橋面板所取得之振動頻率是否與橋墩處相近。

根據上述原則，本研究目前選擇宜蘭「蘭陽大橋」與「舊東澳大橋」(位於台9號)進行現地試驗。檢測的方式根據以上兩次試驗經驗擬

定如下：

1. 儀器(速度計)直接置於橋面版上，橋梁上無任何行車。
2. 儀器(速度計)直接置於橋面版上，橋梁上行車正常。
3. 儀器(速度計)置於小拖車上，汽車靜止未發動，橋梁上無任何行車。
4. 儀器(速度計)置於小拖車上，汽車靜止未發動，橋梁上行車正常。
5. 儀器(速度計)置於小拖車上，汽車靜止但發動，橋梁上無任何行車。
6. 儀器(速度計)置於小拖車上，汽車靜止但發動，橋梁上行車正常。
7. 儀器(速度計)置於小拖車上，汽車已10km/hour等速前進，橋梁上行車正常。
8. 儀器(速度計)直接置於墩柱上，橋梁上無任何行車。
9. 儀器(速度計)直接置於墩柱上，橋梁上行車正常。

因為每座現地橋梁的條件並不相同，每座橋梁將視個別情況選擇適宜的試驗方式，例如舊東澳大橋因已無交通功能，在多數的時間下並無行車，因此，無法執行上述第2、第4、第6與第9個試驗項目。

4.1.3 現地試驗結果

本研究於104年6月2日與8月17日赴蘭陽大橋與舊東澳大橋進行現地試驗，其間中央氣象局公布的蘇迪勒颱風警報日期為8月6日至9日，因此，上述兩次試驗可視為風災前與風災後之比較試驗，希望藉由風災前後的資料的收集，歸納出橋梁振動頻率是否有明現變動之跡象。以下試驗結果的說明原則為：以舊東澳大橋為例，共試驗兩次(6/2與8/17)，且每次試驗均進行兩次重複的量測，而每次量測均分為車行方向與水流方向，因此，共有2(天)×2(次)×2(方向)×5(量測方式)=40(個試驗結果/每座橋)。因為試驗的結果數目較多，以下僅在第1次試驗結果說明時提供詳細的量測數據或分析過程(例如列出每一次量測的頻譜

分析)，其餘的試驗結果則僅列出最終的數值(例如振動頻率)。

4.1.3.1 舊東澳大橋試驗結果

舊東澳大橋的試驗項目如表4-3所示，

表4-3 舊東澳大橋試驗項目

試驗方式	儀器位置	橋梁振動外力來源	試驗代碼
直接-無行車	橋面版	無	1
間接-無行車-靜止-未發動	拖車	無	3
間接-無行車-靜止-發動	拖車	橋上隨機車輛	5
間接-有行車-移動	拖車	橋上隨機車輛	7
直接-無行車	墩帽	無	8

原則上，進行振動量測時因該將三軸方向的分量皆納入考慮；因為本研究在進行量測時均有施作定平作業，因此，垂直方向的分量應可忽略。除此之外，每一個試驗均進行分別量測垂直或平行水流方向之試驗結果(同時)，以下分別說明其試驗結果：

(1) 舊東澳大橋垂直水流方向試驗結果(6/2)

每個試驗代碼均重複試驗10次，每次取樣時間長度為12秒，以直接-無行車-橋面版試驗(試驗代碼1)為例，其10次的頻譜如圖4.1所示。

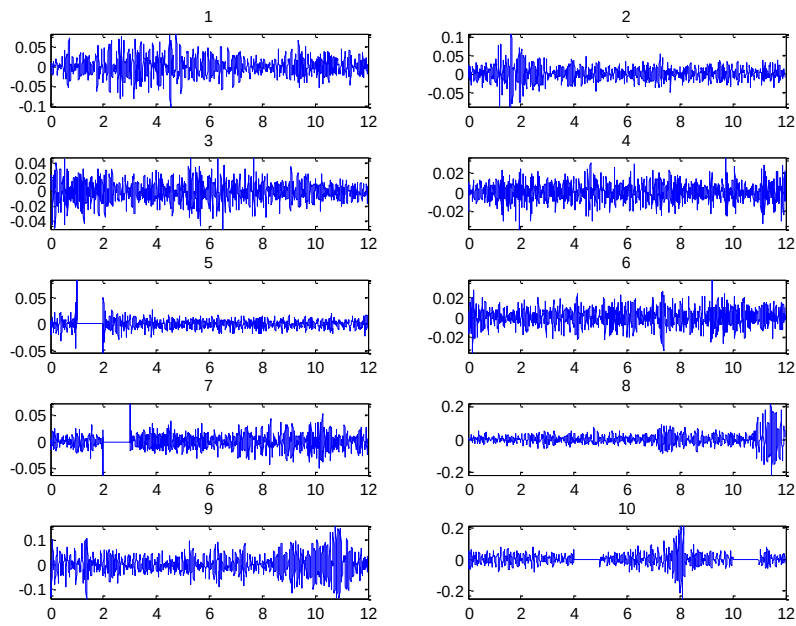


圖 4.1(a) 舊東澳大橋試驗代碼 1 之歷時紀錄 (kine vs. second) (第一次試驗，6/2)

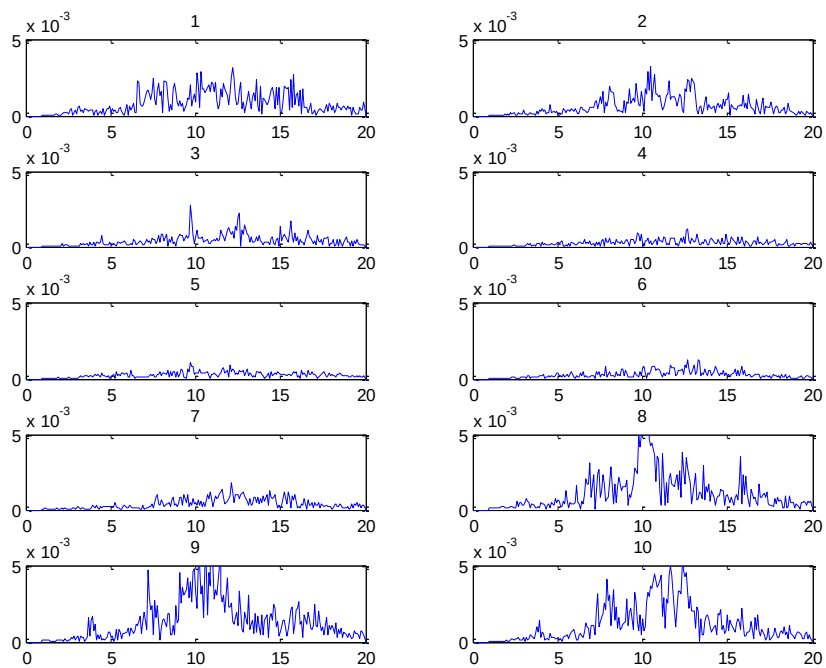


圖 4.1(b) 舊東澳大橋試驗代碼 1 之頻譜(Volt vs. Hz) (第一次試驗，6/2)

若以具有最大能量的頻率值作為第一振態的頻率，則相對應於圖4.1的第一振態頻率值如表4-4所示。

表4-4 舊東澳大橋試驗代碼1之第一振態頻率值(第一次試驗，6/2)

Frequency corresponding to maximum energy (Hz)	
1	12.17
2	10.50
3	9.67
4	12.67
5	9.67
6	13.25
7	12.08
8	10.25
9	11.42
10	12.33
平均	11.40

本研究重複上述試驗過程(即上述試驗施做2次)，第2次所得的結果如圖4.2與表4-5所示。

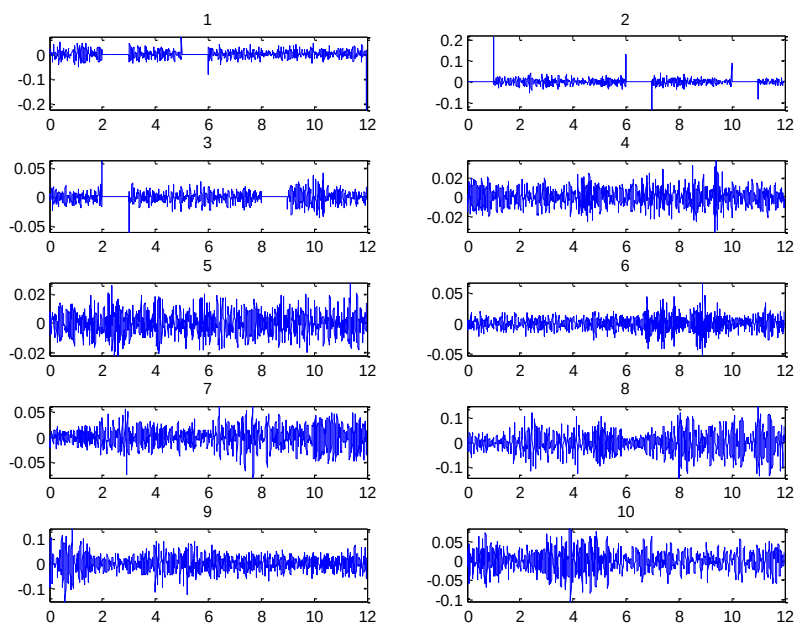


圖 4.2(a) 舊東澳大橋試驗代碼 1 之歷時 (kine vs. sec)(第 2 次試驗，6/2)

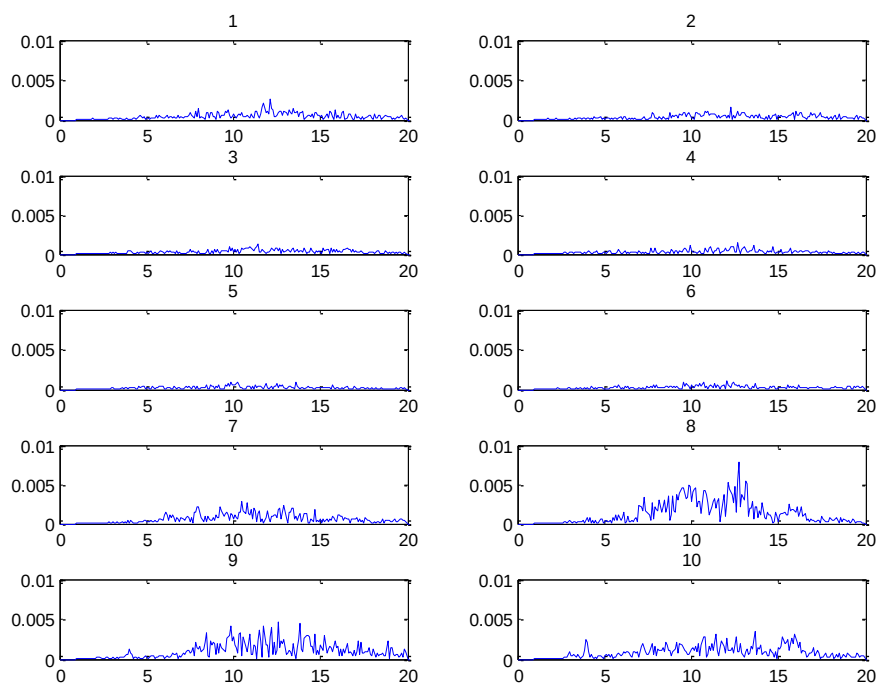


圖 4.2(b) 舊東澳大橋試驗代碼 1 之頻譜(Volt vs. Hz)(第 2 次試驗，6/2)

表4-5 舊東澳大橋試驗代碼1之第一振泰頻率值(第2次試驗，6/2)

Frequency corresponding to maximum energy (Hz)	
1	12.08
2	12.25
3	11.42
4	12.67
5	10.25
6	12.00
7	10.50
8	12.75
9	12.58
10	13.67
平均	12.00

第2次試驗所得之第一振態頻率之平均值為12.00，與第1次試驗結果11.40相近。一般決定第一振態的頻率時，除了現場的量測資料外，還會與數值模行(例如有限元素)進行交互驗證，因為本研究的目標為探討僅使用現場資料是否可充分地作為橋梁健康的依據，因此，本研究並沒有進行上述驗證。然而，在沒有驗證的情形下，僅憑最大能量決定第一振態的頻率值，存有一定的風險。

間接-無行車-靜止-未發動試驗(試驗代碼3)的10次的頻譜如圖4.3所示，相對應的第一振態頻率如表4-6所示。

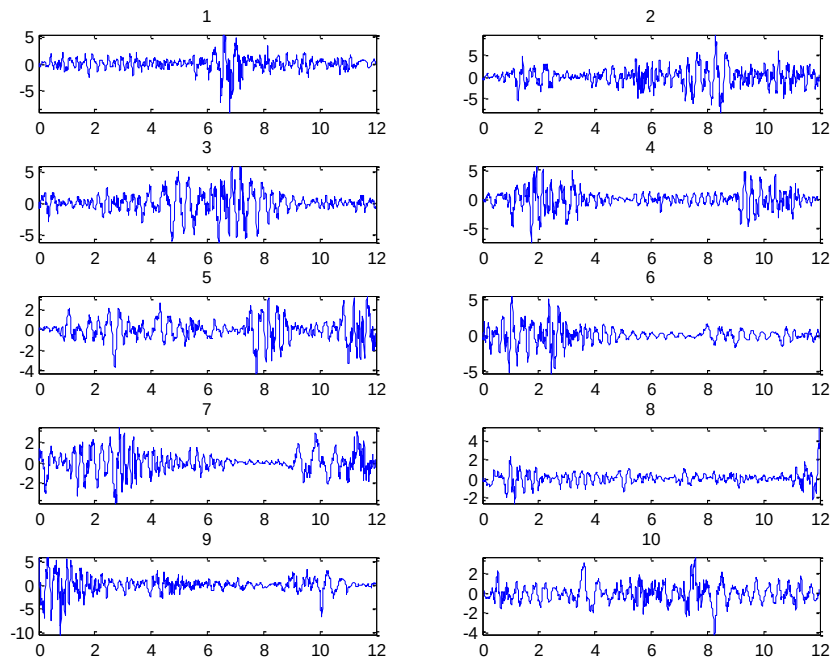


圖 4.3(a) 舊東澳大橋試驗代碼 3 之歷時 (kine vs. sec)(第 1 次試驗, 6/2)

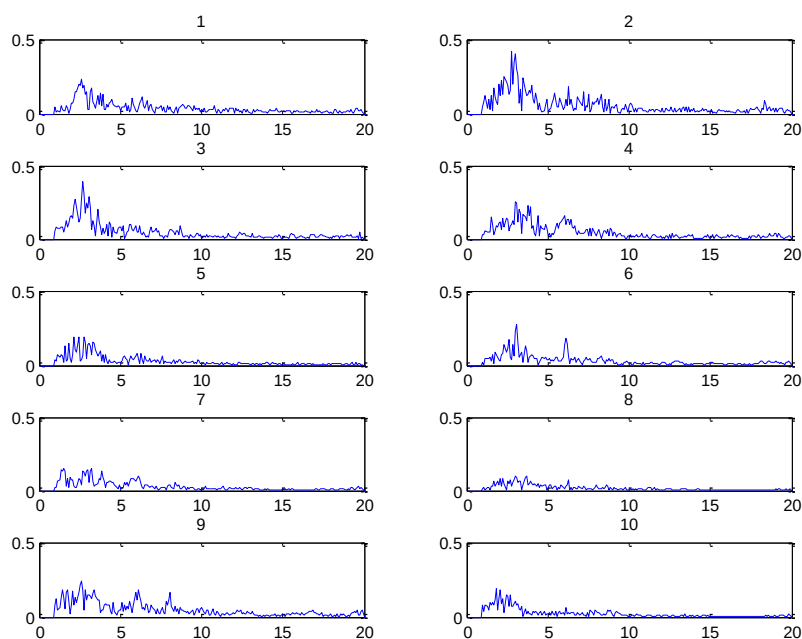


圖 4.3(b) 舊東澳大橋試驗代碼 3 之頻譜(Volt vs. Hz) (第 1 次試驗，6/2)

表4-6 舊東澳大橋試驗代碼3之第一振態頻率值 (第1次試驗，6/2)

Frequency corresponding to maximum energy (Hz)	
1	2.58
2	2.75
3	2.67
4	3.00
5	2.17
6	3.08
7	3.25
8	3.67
9	2.58
10	1.83
平均	2.76

試驗代碼3與試驗代碼1最主要的差別在於儀器置放的位置，由表4-5與表4-6的結果顯示，儀器置放的位置顯然的對於取得頻率的

內含有明顯的影響。表4-7為試驗代碼3的第2次試驗結果，其結果與第1次試驗相近(2.76 vs. 2.10)。

表4-7 舊東澳大橋試驗代碼3之第一振態頻率值 (第2次試驗，6/2)

Frequency corresponding to maximum energy (Hz)	
1	1.50
2	2.75
3	1.08
4	2.50
5	2.75
6	1.67
7	1.42
8	2.17
9	1.83
10	3.33
Ave.	2.10

間接-無行車-靜止-發動試驗(試驗代碼5)的10次的頻譜如圖4.4所示，相對應的第一振態頻率如表4-8所示。

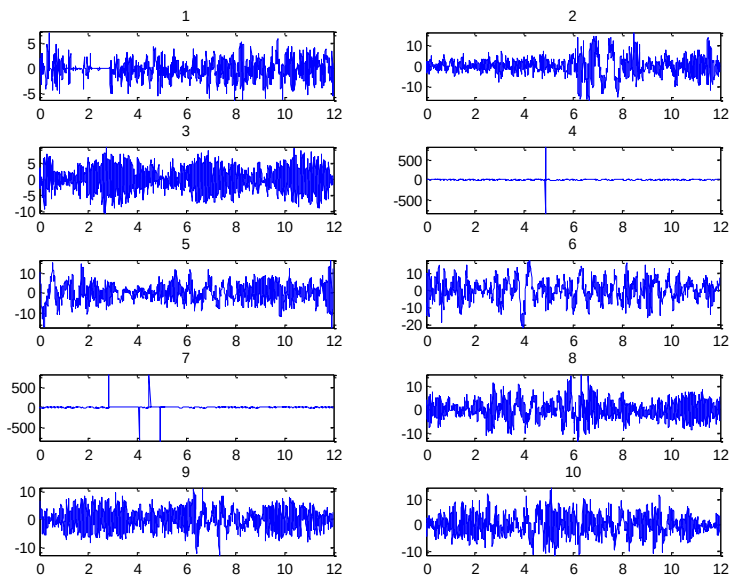


圖 4.4(a) 舊東澳大橋試驗代碼 5 之歷時(kine vs. sec) (第 1 次試驗，6/2)

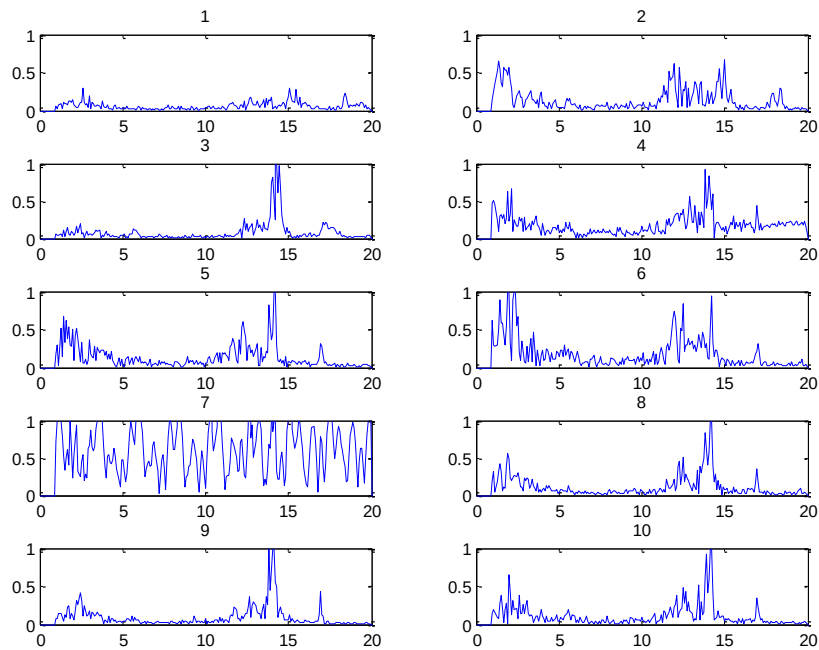


圖 4.4(b) 舊東澳大橋試驗代碼 5 之頻譜(Volt vs. Hz) (第 1 次試驗，6/2)

表4-8 舊東澳大橋試驗代碼5之第一振態頻率值 (第1次試驗，6/2)

Frequency corresponding to maximum energy (Hz)	
1	2.58*
2	15.00
3	14.25
4	13.83
5	14.17
6	2.33*
7	3.58*
8	14.17
9	14.08
10	14.17
平均	14.23

*outlier

表4-9 舊東澳大橋試驗代碼5之第一振態頻率值 (第2次試驗)

Frequency corresponding to maximum energy (Hz)	
1	14.08
2	14.00
3	14.25
4	14.33
5	14.25
6	14.08
7	14.08
8	14.33
9	14.08
10	14.33
平均	14.18

試驗代碼5與試驗代碼3最主要的差別在於引擎是否有啟動，由表4-7與表4-8的結果顯示，引擎啟動與否顯然的對於取得頻率的內含有明顯的影響。表4-9為試驗代碼3的第2次試驗結果，其結果與第1次試驗相近(14.23 vs. 14.18)。

間接-有行車-移動試驗(試驗代碼7)的10次的頻譜如圖4.5所示，相對應的第一振態頻率如表4-10所示。

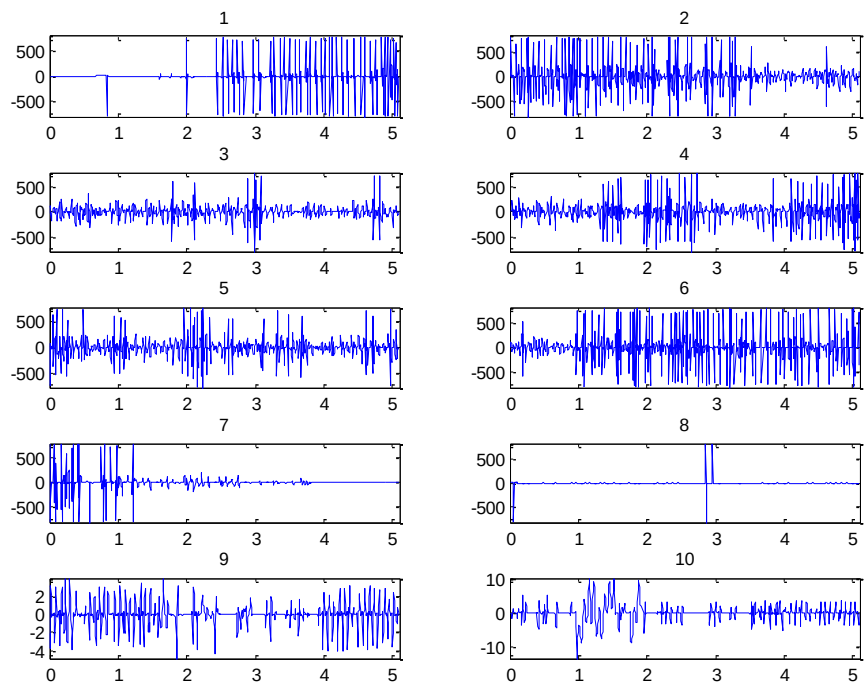


圖 4.5(a) 舊東澳大橋試驗代碼 5 之歷時 (kine vs. sec)

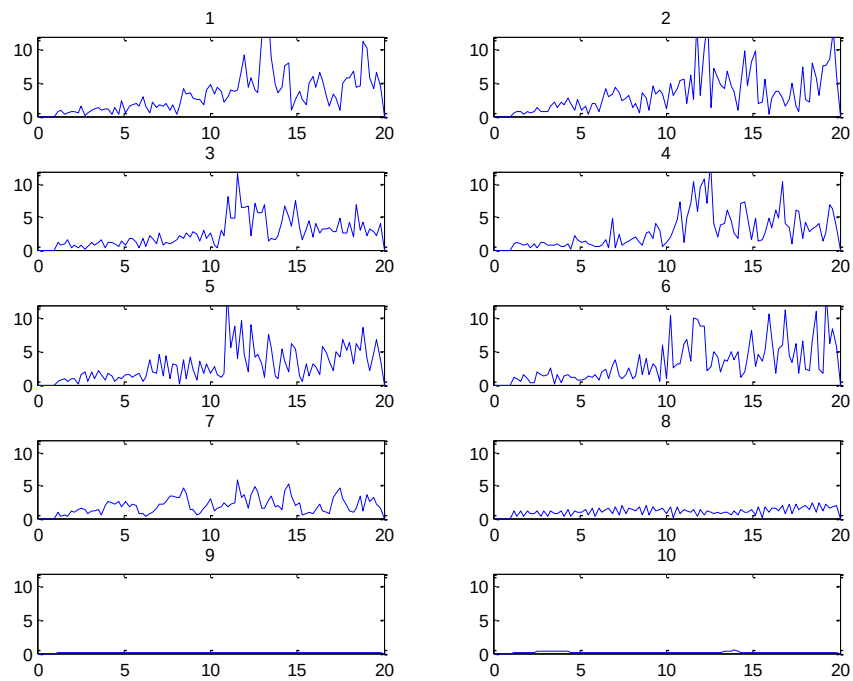


圖 4.5(b) 舊東澳大橋試驗代碼 5 之頻譜(Volt vs. Hz)

表4-10 舊東澳大橋試驗代碼7之第一振態頻率值

Frequency corresponding to maximum energy (Hz)	
1	13.33
2	11.76
3	11.57
4	12.55
5	10.98
6	19.22*
7	11.57
8	18.82*
9	13.73
10	13.92
平均	12.42

*outlier

試驗代碼7與其他試驗最主要的差別在於儀器是處於行進狀態，由上圖(振譜)的結果顯示，路面粗糙度、伸縮縫等對取得資料具有關鍵性的影響，導致難以決定第一振態頻率。本試驗代碼沒有進行第2次試驗。

本試驗進行時係利用兩台速度計同時量測位於橋面版上與墩帽上兩個測點上之數值，因此，上述每一組試驗(除試驗代碼7外)，均有對應(對應的意思為在相同的時間所量測的試驗)的試驗8，如表4-11所示。

表4-11 各試驗結果與試驗8結果之比較

試驗編號	試驗1	試驗3	試驗5	試驗7
平均值	11.40 (11.88)	2.76 (11.71)	14.18 (10.50)	13.75

()代表所對應的試驗8之試驗結果。

由於試驗8係將儀器直接置於墩帽上，其所量測的資料最能代表墩柱的振動特性，故可將其他試驗項目的結果與之比較。由表4-13可知，將儀器置於橋面版所量得的頻率最接近置於墩帽上所取得的頻率；其他的試驗方式，明顯地與試驗8的結果，有一段差距。表4-13可知在多次的量測過程中，試驗代碼8的結果相當穩定(平均值分別為11.88、11.71與10.50)，差異性並不大。圖4.6與表4-12為試驗8其中一次的詳細結果，提供參考。

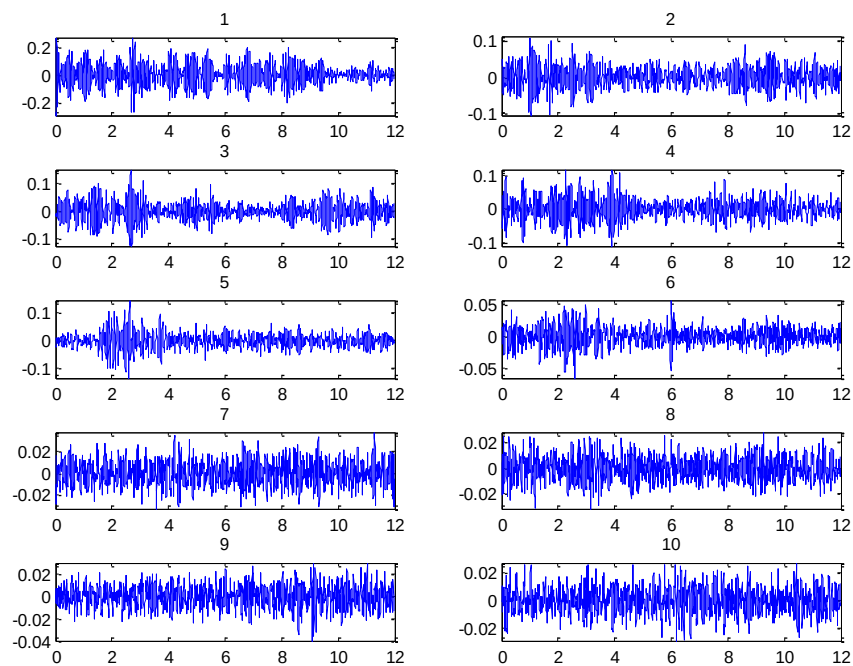


圖 4.6(a) 舊東澳大橋試驗代碼 8 之歷時 (kine vs. sec)

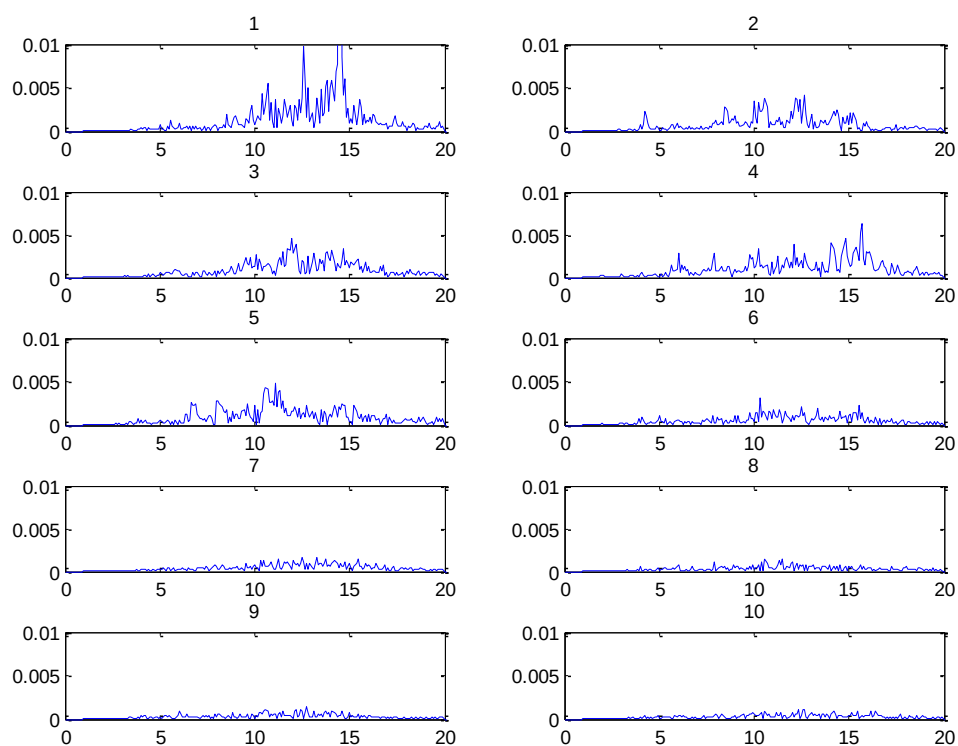


圖 4.6(b) 舊東澳大橋試驗代碼 8 之頻譜(Volt vs. Hz)

表4-12 舊東澳大橋試驗代碼8之第一振態頻率值

Frequency corresponding to maximum energy (Hz)	
1	14.50
2	12.67
3	11.92
4	15.67
5	11.08
6	10.33
7	12.50
8	11.50
9	12.75
10	12.33
平均	12.50

(1) 舊東澳大橋垂直水流方向試驗結果(8/17)

在過程操作跟設定上，並無異於上次(6/2)的試驗，故僅列出試驗結果如表4-13與表4-14所示。表4-13顯示的趨勢與6/2試驗的結果相近，僅有試驗1的結果與試驗8比較接近。另由表4-14可知，試驗8的結果在多次測試下仍然相當穩定，變異性不大。另外由表4-15可知，試驗5(儀器置於小拖車上)的試驗結果具有較高的不確定性。

表4-13 各試驗結果與試驗8結果之比較 (8/17)

試驗編號	試驗1	試驗3	試驗5	試驗7
平均值	10.23 (10.11)	2.62 (10.93)	6.30 (10.36)	13.64

()代表所對應的試驗8之試驗結果。

表4-14 舊東澳大橋試驗代碼8之第一振態頻率值 (8/17)

試驗編號	試驗8	試驗8	試驗8
頻率	10.11	10.93	10.36
平均值	10.47		
標準差	1.83		

表4-15 舊東澳大橋試驗代碼8風災前(6/2)後(8/17)之試驗結果比較

試驗日期	6/2	8/17
試驗代碼1	11.40	10.23
試驗代碼3	2.76	2.62
試驗代碼5	14.18	6.30
試驗代碼7	13.75	13.64
試驗代碼8	11.36	10.47

*表格中之數值為各次試驗之平均值

(2) 舊東澳大橋平行水流方向試驗結果 (6/2)

基本上，平行方向所進行的試驗項目與垂直方向相同，兩者的差異僅在於速度計的方向；因此，此節不再重複說明試驗的過程，各試驗的振譜也一併省略，以下直接就試驗結果進行說明。水平方向的試驗結果如表4-16與表4-17所示。表4-16顯示，將儀器至於橋面版的結果十分接近試驗8的結果(儀器置於墩帽上)，而其他試驗方式(如試驗1、3、5與7)則與試驗8的結果均有所差距，此結論與垂直方向的結論一致。同垂直水流方向之結果，試驗8本身的差異並不大，如表4-17所示。

表4-16 各試驗結果與試驗8結果之比較 (6/2)

試驗編號	試驗1	試驗3	試驗5	試驗7
平均值	12.28 (10.74)	5.98 (11.71)	5.87 (10.93)	12.10

()為相對應試驗8之結果

表4-17 試驗8之平均值與標準差 (6/2)

試驗編號	試驗 8	試驗 8	試驗 8
頻率	10.74	11.71	10.93
平均值	11.13		
標準差	0.05		

(3) 舊東澳大橋平行水流方向試驗結果 (8/17)

8/17水平方向的試驗結果如表4-18與表4-19所示。表4-18顯示，將儀器至於橋面版的結果十分接近試驗8的結果(儀器置於墩帽上)，而其他試驗方式(如試驗1、3、5與7)則與試驗8的結果均有所差距，此結論與6/2的結論一致。同6/2之結果，試驗8本身的差異並不大，如表4-19所示。表4-20可知將儀器置於小拖車上並移動，量測的數據具有較高的不確定性。

表4-18 各試驗結果與試驗8結果之比較

試驗編號	試驗1	試驗3	試驗5	試驗7
平均值	13.93 (11.77)	4.98 (11.50)	5.98 (10.77)	16.48

()為相對應試驗8之結果

表4-19 各試驗結果與試驗8結果之比較

試驗編號	試驗 8	試驗 8	試驗 8
頻率	11.77	11.50	10.77
平均值	11.35		
標準差	0.51		

表4-20 舊東澳大橋試驗代碼8風災前(6/2)後(8/17)之試驗結果比較

	6/2	8/17
試驗代碼1	12.28	13.93
試驗代碼3	5.98	4.89
試驗代碼5	5.87	5.98
試驗代碼7	12.10	16.48
試驗代碼8	11.13	11.35

*表格中之數值為各次試驗之平均值

4.1.3.2 蘭陽大橋試驗結果

(1) 蘭陽大橋試驗結果

蘭陽大橋的試驗項目與舊東澳大橋最大不同處在於試驗當時為不影響既有交通並未進行局部封橋，因此，所有須將小拖車吊掛於小自客的試驗項目均未施作，蘭陽大橋的試驗項目如表4-21所示。

表4-21 蘭陽大橋試驗項目

試驗方式	儀器位置	橋梁振動外力來源	試驗代碼
直接-無行車	橋面版	無	1
直接-有行車	橋面版	橋上隨機車輛	2
間接-無行車-靜止-未發動	拖車	無	3
間接-有行車-靜止-未發動	拖車	橋上隨機車輛	4
直接-無行車	帽梁	無	8
直接-有行車	帽梁	橋上隨機車輛	9

基本上，除了上述試驗項目與舊東澳大橋略有不同外，試驗的理念與步驟均類似。因此，本節，同樣地，不再重複說明試驗的過程，各試驗的振譜亦省略，以下直接就試驗結果進行說明。

表4-22與表4-23分別為蘭陽大橋垂直與平行水流方向之震動頻率試驗結果；由結果顯示，雖然試驗8(平行)在兩次試驗間仍然具有良好的穩定性，但在垂直向則不太理想，其他試驗則更呈現高度的不確定性。另外先前在舊東澳大橋中，試驗1與試驗8的結果均十分相近，然而，無論是平行或垂直向，這兩個試驗結果在蘭陽大橋的部分均相差甚遠。另外，以平行方向為例，試驗1的前後兩次試驗結果也相差甚多(根據現地觀察，明顯地，並非是橋梁受損所致)，基於上述種種因素，本研究於11/11零晨赴蘭陽大橋進行第3次試驗，希望比較在交通量較少時的試驗結果。

表4-22 蘭陽大橋垂直水流方向之震動頻率試驗結果

	垂直水流方向之震動頻率					
試驗編號	試驗 1	試驗 2	試驗 3	試驗 4	試驗 9	試驗 8
6/2	4.53	4.49	4.33	12.71	13.80	13.11
8/17	3.29	5.55	10.08	11.73	14.33	15.35

表4-23 蘭陽大橋平行水流方向之震動頻率試驗結果

	平行水流方向之震動頻率					
試驗編號	試驗 1	試驗 2	試驗 3	試驗 4	試驗 9	試驗 8
6/2	5.4	5.72	12.93	13.86	12.00	8.47
8/17	16.00	16.58	5.64	5.37	14.75	8.52

根據上述，11/11的試驗主要希望釐清

- (1) 前後兩次(如試驗1、2、3、4與9)的結果為何具有如此大的差異?
- (2) 試驗1與試驗8的結果是否相近?

表4-24與4-25為試驗的結果，由結果可知:

- (1) 試驗1、2、3、4與9的結果並未如先前的試驗數據所示，具有較大的差異。但垂直方向的試驗9與平行方向的試驗2仍然有很大的不同。這兩個試驗橋上均有車輛隨機行駛，可能為此結果之原因。
- (2) 試驗1與試驗8仍然有極大的差距。圖4.7與圖4.8所示為典型的試驗1與試驗8之頻譜，由此二頻譜可知，其譜形非常類似，且在頻率3、6、10、16與19(Hz)處，均為兩個試驗之相對高能量的頻率處，表示若能有效濾除雜訊，試驗結果1仍可能十分接近試驗結果8。
- (3) 除了上述利用濾波器外，未來亦可針對不同的支撐進行調查，深入了解不同支承對量測結果的影響。濾波器的濾波範圍除可利用大量的有限元素模型預測外，亦可參考國內外相關文獻進行進一步的探討。

表4-24 蘭陽大橋垂直水流方向之震動頻率試驗結果(11/11)

	垂直水流方向之震動頻率					
試驗 編號	試驗 1	試驗 2	試驗 3	試驗 4	試驗 9	試驗 8
第一次	2.80	3.33	3.91	3.33	10.67	19.17
第二次	2.73	2.74	4.00	4.12	2.74	19.96

表4-25 蘭陽大橋平行水流方向之震動頻率試驗結果(11/11)

	平行水流方向之震動頻率					
試驗 編號	試驗 1	試驗 2	試驗 3	試驗 4	試驗 9	試驗 8
第一次	3.13	3.10	6.65	5.84	15.80	19.13
第二次	3.12	9.65	6.61	6.04	15.30	19.96

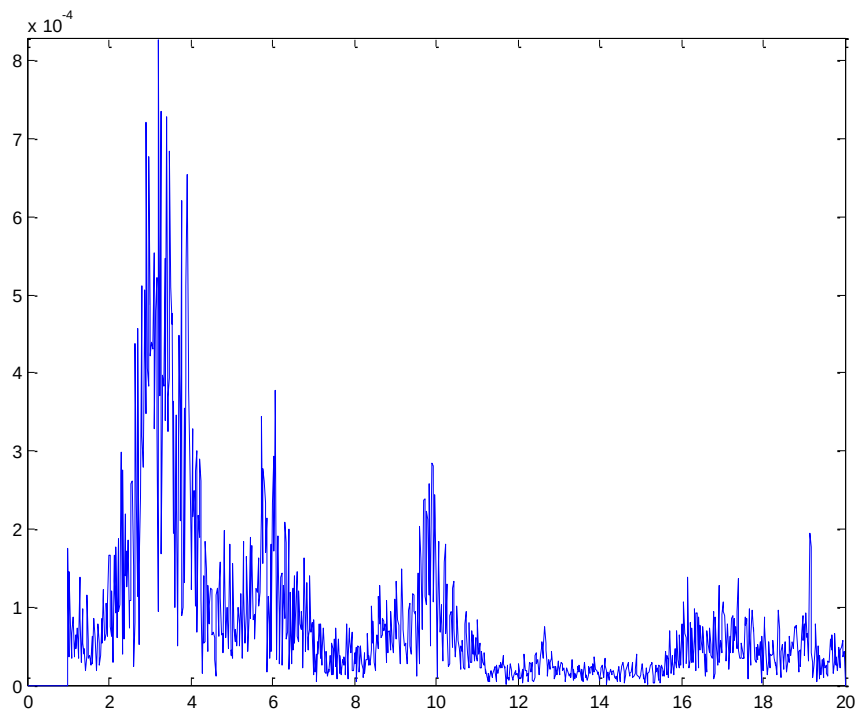


圖 4.7 典型的試驗 1 試驗結果(平行水流)

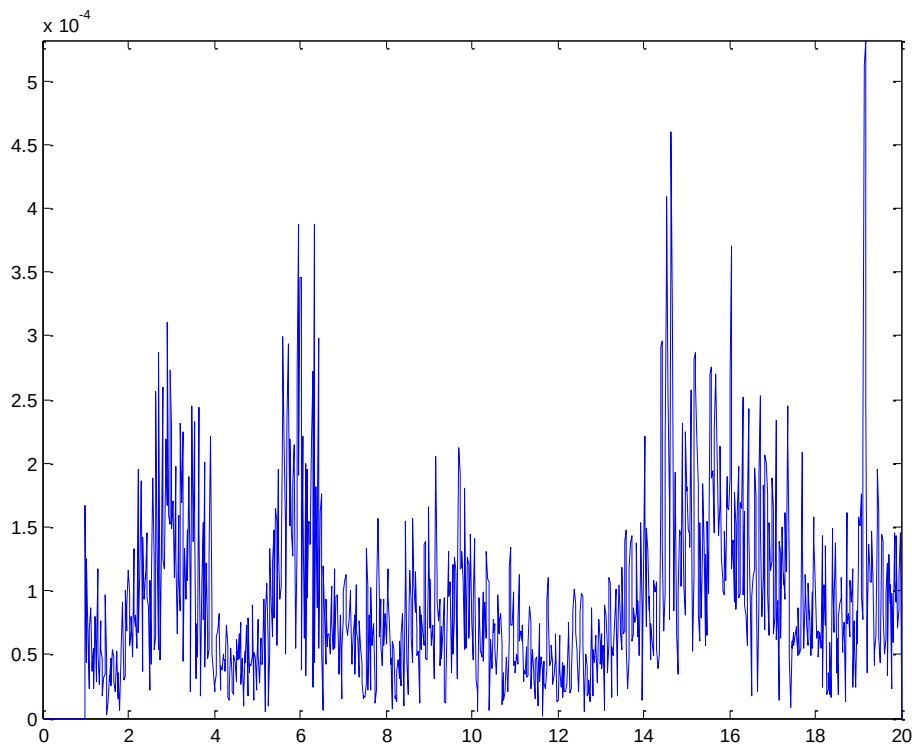


圖 4.8 典型的試驗 8 試驗結果(平行水流) (11/11)

以上試驗結果大致上的趨勢為將儀器置於橋面可獲得較理想的結果，然而，現場試驗時，需要作業時間確認儀器是否準確地水平放置，理想上若可以自動整平，將簡化與加速實際作業的時間。經查，中科院曾開發一「自動水平穩定調整機構」，如圖4.9所示，此機構包括一機座平台，一承載平台與一連桿組，該連桿組係設於該機座平台與該承載平台之間，作為動力調節之機構，該連桿組包括有一侷限連桿及複數制動伸縮連桿組，該侷限連桿一端係固結於該機座平台，該侷限連桿另一端係設有一接頭，用與該承載平台相連接，該制動伸縮連桿組係包括有一電動缸及被該電動缸所驅動之致動連桿，該電動缸係以一虎克接頭連接該機座平台，該致動連桿係設有一接頭，用與該承載平台相連接；該電動缸係為一馬達所驅動，該馬達係連接一電腦；藉此，以達到具有二個旋轉自由度的並聯式的水平調整機構，而能適用於搜索雷達、衛星天線、砲塔及穩定平台等需要轉動或維持在特定姿態角度場合之自動水平穩定調整機構。

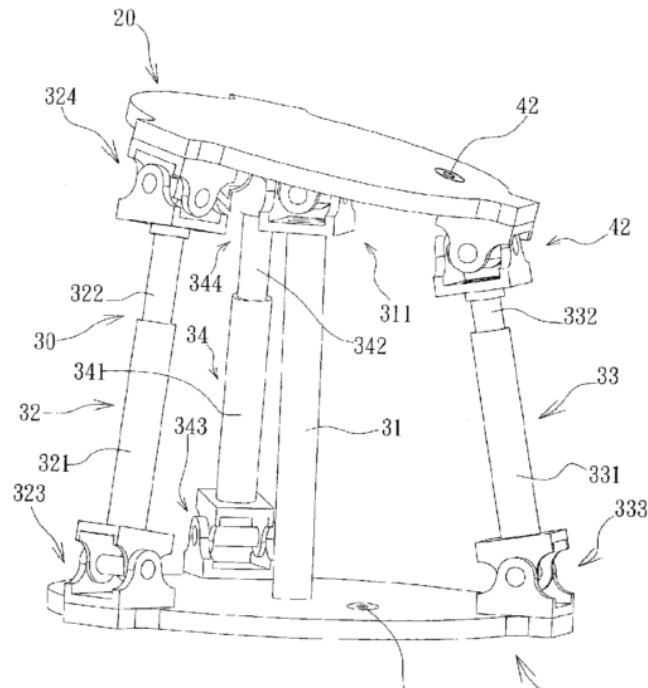


圖 4.9 中科院所研發之自動水平穩定調整機構

本研究與此專利研發人員進行討論後，基於類似的設計理念，設計出一個具有自動調整水平的機構，如圖4.10所示。此機構藉由單軸加速感應器偵測平台是否傾斜，經回饋控制設計，由線性驅動器修正平台之誤差，進而達到自動定平的結果。由圖中可知，本團隊利用三隻成直角三角形之線性驅動器於底平面上構成一個卡式座標以利修正誤差，整個機構係利用Arduino開發版設計研發，目前測試達預期目標，此原型設計或可運用於未來進一步的研究案。



圖 4.10 本團隊初步開發的自動定平機構

4.1.4 本研究建議之標準量測施作流程

(1) 將量測相關器材及車子行駛至第一個量測點。

(2) 至量測點後開始安裝儀器，安裝步驟如下：

- ◆ 自箱子取出速度計後，將其電源線、網路傳輸線、GPS 連接線接至速度計上相對應的孔槽，如圖 4.11。

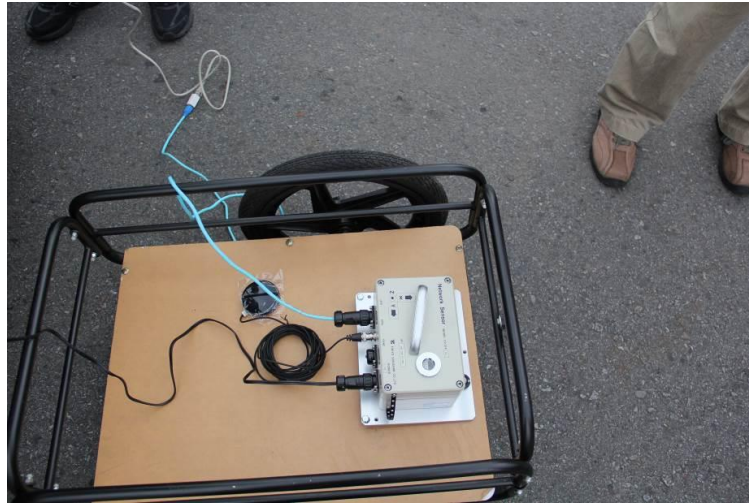


圖 4.11 速度計上之電源線、網路傳輸線與 GPS 連接線孔槽

- ◆ 開啟筆記型電腦並確認是否有足夠的電力。
- ◆ 將筆電電源線及速度計之電源線插入電瓶中，並確保在量測時有足夠的電力，以避免量測中途斷電之問題產生，如圖 4.12。



圖 4.12 以備用電源供應筆電與速度計之電力

- ◆ 確定電源均安置好後，開啟速度計之電源開關(其電源開關於電源孔槽之下方)。
- ◆ 查看速度計上方之 LED 燈(於左至右數來第四個燈)是否有亮起綠燈，若亮起綠燈即完成開機的動作，若無請確認電源是否有插在電瓶中，亦或是電瓶之開關無啟動，如圖 4.13。



圖 4.13 速度計上 LED 燈之檢核

- ◆ 確認速度計上方之 LED 燈(於左至右數來第三個燈)是否有在閃爍橘燈，若無請確認速度計之相關設定是否有開啟連續紀錄的選項。
 - ◆ 確認速度計上方之 LED 燈(於左至右數來第二個燈)至否有在閃爍紅燈，其動作是確認 GPS 是否有接收到訊號，若無請進一步確認是否有將 GPS 接收器完整接好，並置於較寬廣的地方。
- (3) 完成好相關儀器之安裝步驟後，確認速度計之水準氣泡是否於中心，若沒有則微調旋轉鈕完成定平之動作，避免量測之數據不準確的問題。本研究目前利用求心基座輔助速度計之定平，如圖 4.14~4.16 所示；



圖 4.14 求心基座之定平設計-後視圖



圖 4.15 求心基座之定平設計-俯視圖

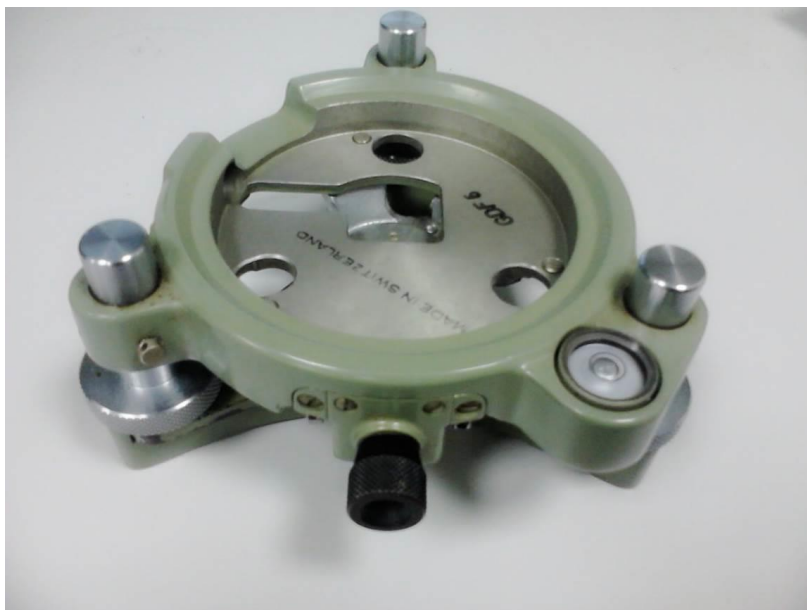


圖 4.16 求心基座圖

(4) 完成上述之步驟後，開啟電腦內 Tokyo Sokushin\CV-374V 中之「CV373cnf」，進入初始介面後選右上方之「SEARCH」鍵來搜尋速度計之 IP 位置並選定，按下下方「OK」鍵後即可進入設定介面並確認介面中之參數是否與下述之設定相同。

- ◆ 確認「CONTINUOUS RECORD」之選項是否有勾起。
- ◆ 確認「SAMPING FREQUENCY」之選項為 200Hz。
- ◆ 確認「TRIGGER LOGIC」之選項為 OR、2AND、AND 其中一種。
- ◆ 另外進入在 Tokyo Sokushin\CV-374V 的 RTD.ini 檔，其選項「RTD_SAMP」、「RTD_NUMD」需與 CV373cnf 中「AMPING FREQUENCY」之選項一致，即同時為指定的 Hz，若無相同則無法進行量測動作，確認相同後並儲存該檔案。

(5) 在設定確認無誤後按下下方之「WRITE」鍵後，需等待 1 分鐘讓速度計重新開機，此時進入命令提示字元視窗(cmd)鍵入「ping 192.168.10.200(速度計之 IP)」，約略等待 1 分鐘後，若此時命令提示字元視窗顯示成功連線後即完成相關設定。

(6) 上述之設定完成後，回至 Tokyo Sokushin\CV-374V 資料夾中開啟「SensChk」之程式來確定是否有完成設定且是否有亮起綠燈之圖案，若有亮起圖案即可按下右邊的「RTD start」鍵來開啟量測介面。

(7) 量測時須注意以下之事項

- ◆ 由於速度計之自動量測之功能是每十分鐘才紀錄資料並存於儀器中(例：11:10 儲存一筆、11:20 儲存一筆，以此類推)；因此若量測的資料有跨越兩段儲存時間之問題(例：起始量測時間為 11:59)，建議稍後如 12:00 再開始進行量測，因為速度計是每 10 分鐘儲存一筆資料。
- ◆ 若量測完成後，須等分針至每 10 分鐘後才可進行筆電與速度計之關機動作，否則會有資料遺失的問題。
- ◆ 需記錄當前量測之時間，以便後續作業的便捷。
- ◆ 若測點於橋面版上時，需確認速度計之擺放方向是否與前次量測之方向相同(於速度計左下方有 X、Y 軸之貼紙供參考)。

(8) 若第一個量測點完成後，即可移動拖車至下一個量測點並完成定平之動作，此時僅須注意上述之注意事項即可，待量測時間到時在移至下一個量測點，反覆此動作至全部測點均完成。

4.2 洪水與地震安全臨界頻率

4.2.1 洪水載重下之安全臨界頻率

現地試驗量測橋梁所得之振動頻率，僅能定性描述洪水前後之頻率變化，不足以作為界定橋梁安全與否的依據，故尚須界定一個「安全臨界數值」作為判定的基礎。本研究將分別以數值與水工試驗的方式對此議題進一步深入研究，以下分三方向針對安全臨界頻率進行探討，分別為：(A)概述「安全臨界頻率」、(B)「安全臨界頻率」之數值

模型、(C)「安全臨界頻率」之土工試驗。

(A)安全臨界頻率之定義

洪水前後之頻率比值定義如下：

$$R_s = \frac{f_{sa}}{f_{sb}} \dots\dots\dots (4.1)$$

其中， f_{sa} 為洪水後橋墩的量測振動頻率(第一振態)， f_{sb} 為洪水前橋墩的量測振動頻率(第一振態)， R 為兩者之比值。若 $R_s < R_{sc}$ 則該橋梁有安全上的疑慮，不建議開放通行， R_c (安全臨界頻率比值)定義如下

$$R_{sc} = \frac{f_{aa}}{f_{ab}} \dots\dots\dots (4.2)$$

其中， f_{aa} 為橋墩達到極限受損時的振動頻率(第一振態)， f_{ab} 為橋墩原設計或未受損的振動頻率(第一振態)。極限受損之定義為任一橋梁之側向抵抗力等於洪水施加於該橋梁的外力。

(B)「安全臨界頻率」之數值模型

「臨界頻率比值」之計算受到橋梁是否已達極限受損狀態而定，極限受損狀態則需藉由橋梁之容量與需求計算而得，而橋梁之容量(側向抵抗力)與需求(洪水施加於該橋梁的外力)則視沖刷深度而異；即不同沖刷深度下橋梁的容量與需求均不同。橋梁的容量曲線可經由側推分析而得，而需求曲線則為水流力所引致之側向力。容量與需求之認定，以下將逐一說明。

a. 容量

橋梁結構耐震容量曲線通常以橋梁側推分析所得之基底剪力(Base shear)與位移(Displacement)之曲線表示；本研究定義橋梁基礎耐洪能力之容量為側推分析中之降伏點。針對不同沖刷深度分別進行側推分析(水流方向)，如圖4.17所示，並將各側推分析之降伏點連成一曲線，即為橋梁耐洪能力之容量包絡線，如圖4.18與圖4.19所示。

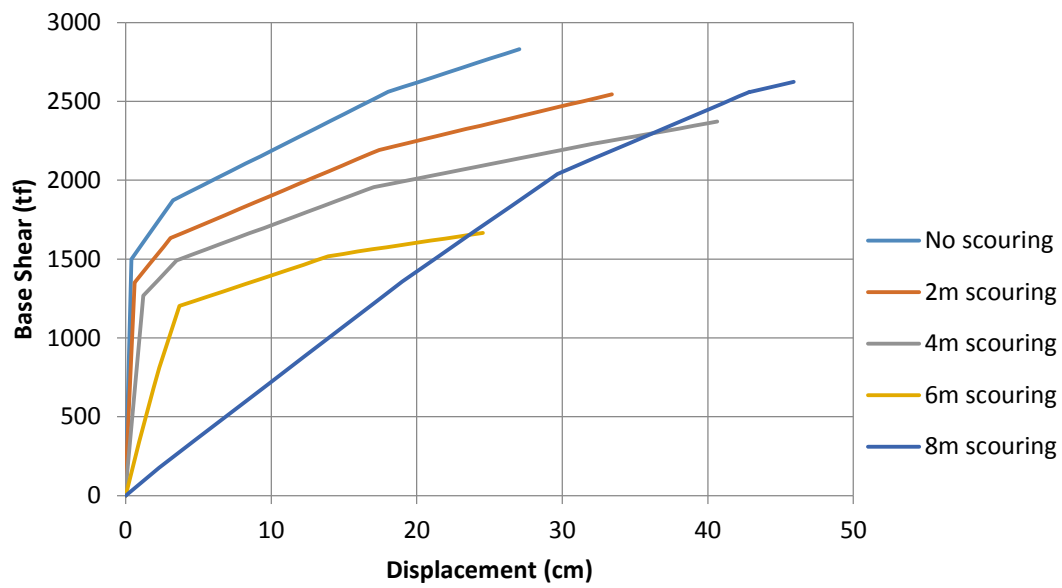


圖 4.17 各冲刷深度下之側推分析結果示意圖

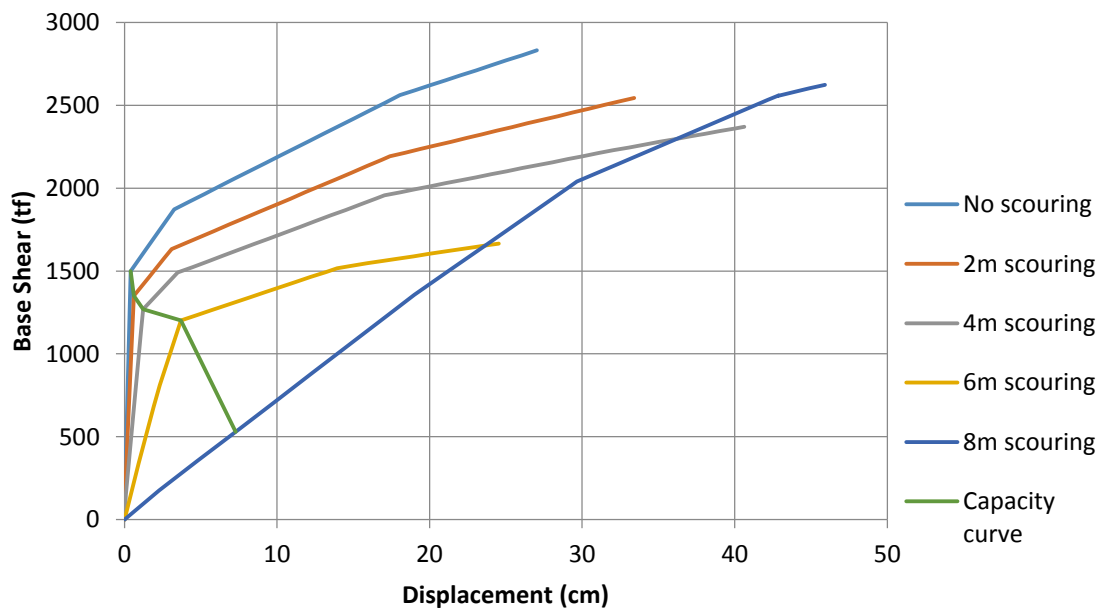


圖 4.18 橋梁耐洪能力之容量曲線示意圖

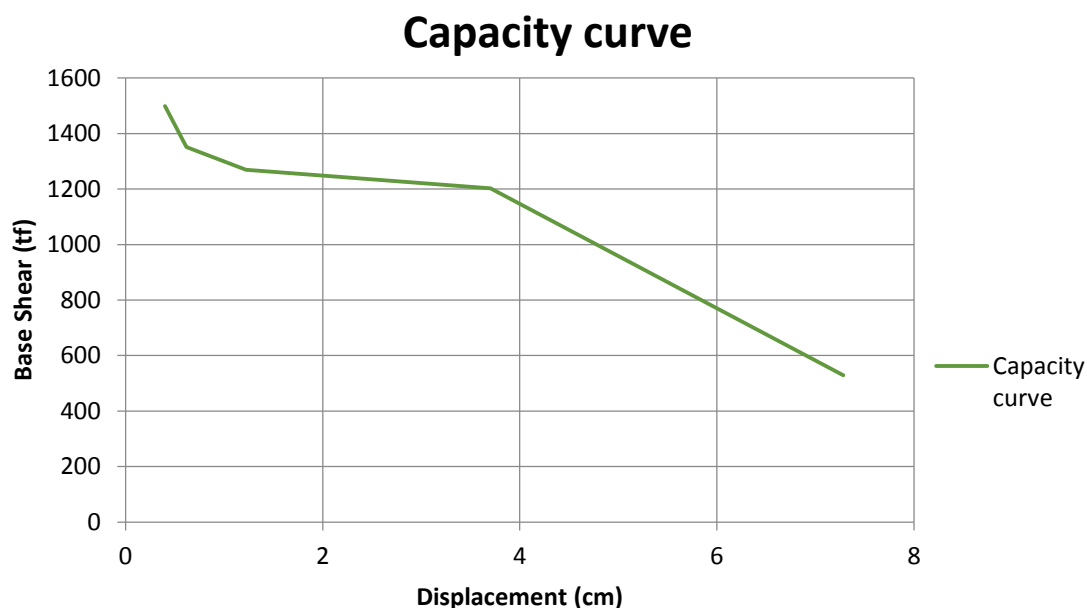


圖 4.19 橋梁耐洪能力容量曲線圖建構之結果圖

b.需求

橋梁基礎耐洪能力之需求定義為洪水所引致的總基底剪力，水流力對橋墩、樁帽、群樁之影響依據98年「公路橋梁設計規範」所述，水流壓力依式(4.3)計算之。

$$P_{avg} = \frac{52.5K(V_{avg})^2}{1000} \dots\dots\dots (4.3)$$

其中；

P_{avg} ：平均水流壓力 (tf/m²)

V_{avg} ：平均水流速 (m/sec)

K：水流作用力常數。平頭墩時為 1.4，圓頭墩時為 0.7，尖頭墩其角度小於或等於 30°時為 0.5。

將水流作用力以水流壓力與水流流經橋墩面積之乘積計算而得，並將水流作用力對應於由側推分析後所得之各冲刷深度的側推曲線，可對應出各冲刷深度之位移，將其連成一曲線，即為本研究對於橋梁結構體需求之認定，圖 4.20 為相同橋梁各冲刷深度下之需求與容量連線。

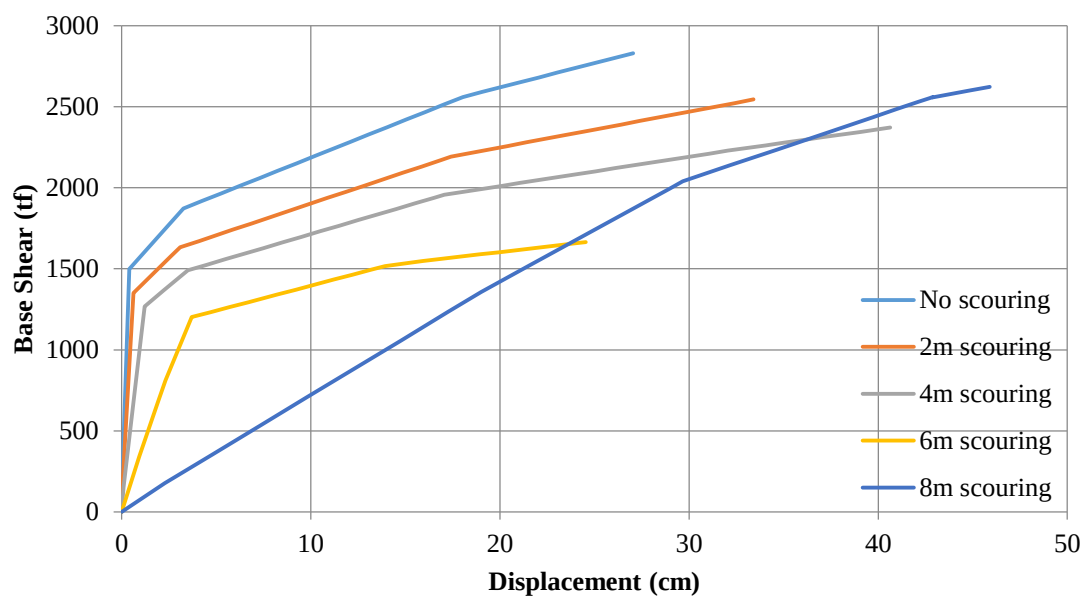


圖 4.20(a) 各冲刷深度下之需求連線示意圖

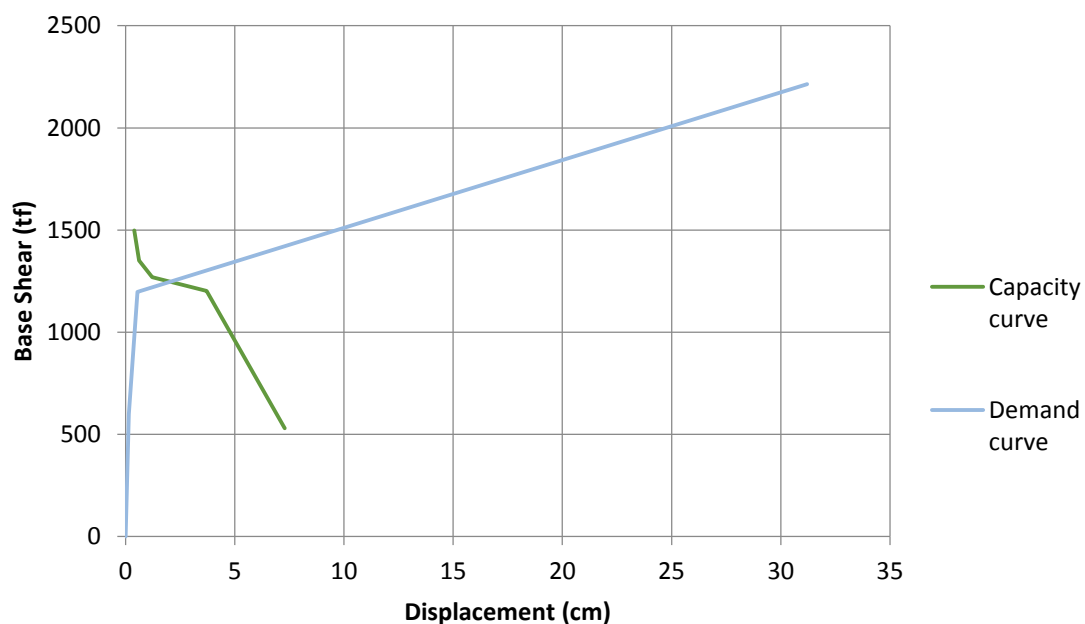


圖 4.20(b) 各冲刷深度下之需求與容量連線示意圖

c. 安全臨界頻率之計算

由前述橋梁容量與需求之認定，可知橋梁結構體執行側推分析後，可得到其各冲刷深度下之容量，並可依據水流側向力得到橋梁結構體之需求。極限受損時頻率之計算以如圖 4.21 為例，容量需求曲線相交

於沖刷 4m 與沖刷 6m 之間，根據沖刷 4m 與沖刷 6m 的橋梁結構分別執行模態分析得到此兩種狀態下之橋梁振動頻率，並透過內插方式求出 B 點(相交點)之頻率，此即本文定義之極限受損頻率。由未受損與極限受損頻率，求得兩者之比值即可得安全臨界頻率比值 R_c 。

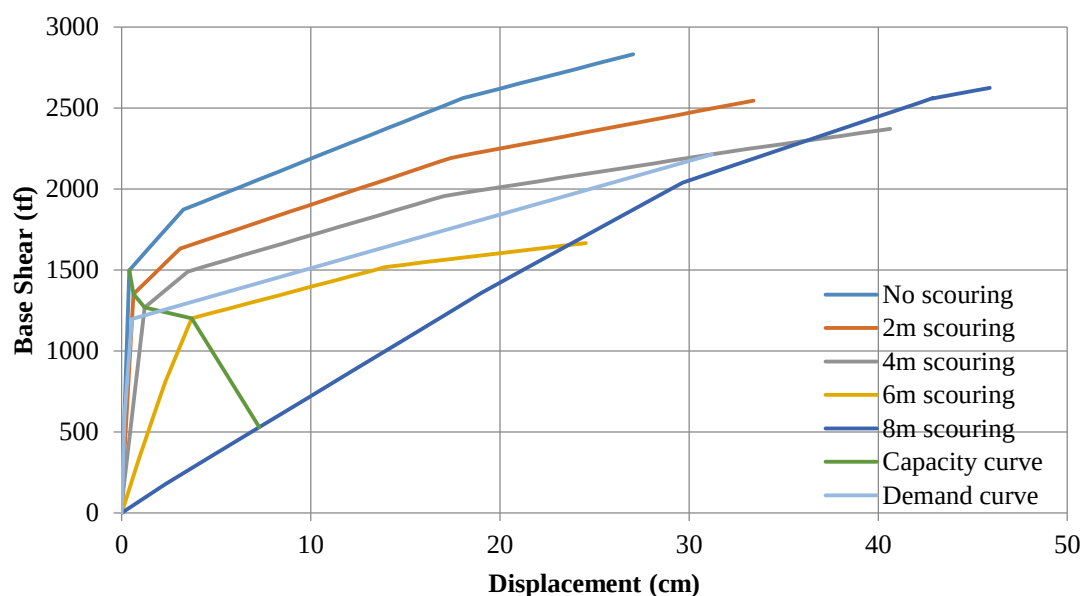


圖 4.21 決定受損頻率示意圖

d.側推分析

上述關於容量與需求之認定需要進行側推分析，均需進行側推分析，因本研究的第三階段<新增橋梁耐震側推分析模式分析案例>亦需進行側推分析，故詳細的側推分析內容將於該章節詳細說明。然而，計算容量與需求之側推分析與推估 A_y 、 A_c 的側推分析並不相同，例如前者有考慮沖刷深度，後者則無；又如前者之側推力分佈係參考動水壓力的分布，後者則係參考第一振態的振形。決定容量與需求之側推分析中，土壤的性質需要納入數值模型中；通常，基礎處之土壤以等值土壤彈簧方式納入分析模式中。基礎周圍根據不同的埋入深度，設置相對應的水平等值土壤彈簧；而基礎底部則設置一垂直等值土壤彈簧。土壤彈簧的勁度依現地工址土壤性質的差異而有所不同。以樁基礎為例，其水平地盤反力係數 k 至今已有相當多的經驗公式，最簡便的為利用標準貫入 N 值去推算，以下為赤井高橋及福岡宇都之經驗公式。

赤井高橋之經驗公式:

$$k_h=0.502N^{0.37} \dots\dots\dots (4.4)$$

福岡宇都之經驗公式:

$$k_h=0.691N^{0.406} \dots\dots\dots (4.5)$$

本研究之土壤彈簧係依據公路橋梁耐震設計規範之補充研究規定。另因本研究主要考量橋梁受到洪水沖刷(水平力)下對於振動頻率之影響，垂直方向的破壞並不在考慮範圍之內，故本研究的垂直等值土壤彈簧假設為剛性。王鶴翔等(2011)指出基樁最大彎矩發生位置，隨土壤進入非線性程度與範圍而變化，塑鉸發生位置不易預測，蘇建鴻(2005)則假設土壤為線性，且塑鉸僅可能產生於樁頂及墩底，如何設計潛在的塑性角的位置將於後續研究執行時一併檢討，SAP2000 模型示意圖如圖 4.22 所示。

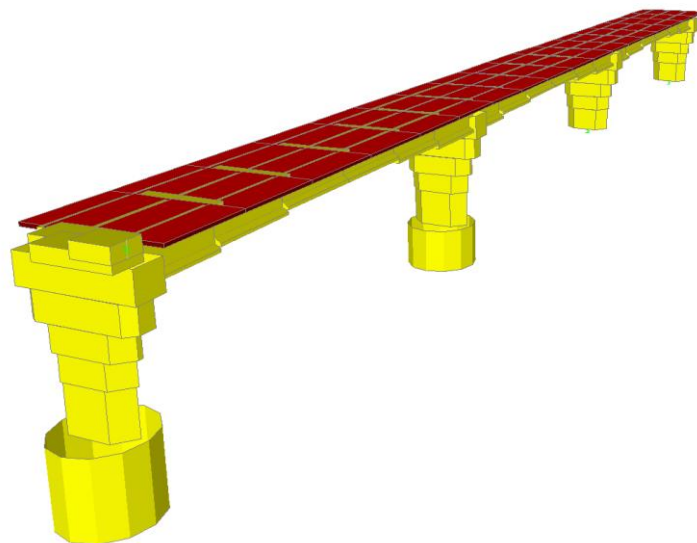


圖 4.22 SAP2000 模型示意圖(沉箱基礎)

4.2.2 地震載重下之安全臨界頻率

前節所討論之安全臨界頻率主要係考慮橋梁基礎受洪水沖刷時的狀況，本節將討論橋梁承受地震作用力下的安全臨界頻率。如前節內容，本研究將利用目前學術界與工程界廣泛接受的側推分析作為計算的工具，本研究所研擬的研究過程其最大的原則為在既有的流程作業

下，計算安全臨界頻率。詳細步驟說明如下：

- (1)、決定橋梁之振動單元與建立有限元素分析模型。
- (2)、建立墩柱之彎矩-轉角曲線：結合墩柱三種破壞模式如剪力破壞、撓曲-剪力破壞與撓曲破壞模式，並僅以彎矩主軸(SAP2000中之M3)設定塑性鉸性質。
- (3)、進行側推分析並繪製橋梁之容量曲線。
- (4)、將容量曲線轉換成容量譜取得橋梁崩壞性能點之 S_a 與 S_d 值。
- (5)、利用下式(4.6)計算崩壞性能點之週期

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a g \dots\dots\dots (4.6)$$

其中， g 為重力加速度， T 為週期。

- (6)、利用下式(4.7)計算安全臨界頻率

$$R_{ec} = \frac{T_c}{T_o} \dots\dots\dots (4.7)$$

其中， T_c 為橋梁崩壞性能點所對應之週期， T_o 為橋梁原設計或未受損前(原始)之週期。

本節所提出的計算流程與目前國內在計算 A_y 與 A_c 的流程非常類似，除可減低計算量並因符合耐震設計與評估的概念，容易理解。

4.3 安全臨界頻率之土工試驗

4.3.1 試驗目的

本研究土工試驗的目的計有：

- 1.量測縮尺模行之臨界頻率並比較橋梁在沖刷前後於帽梁(墩柱)之頻率變化趨勢。
- 2.量測樁基礎橋梁之沖刷深度之分佈。

3.量測動水壓之分布並作為後續SAP2000決定需求之參考。

上述試驗目的中，有些是為了瞭解沖刷深度與振動頻率間的關係(如第一點)，有些則是為了後續分析之需要，例如水流速之分布將作為SAP2000側推分析時，計算各橋墩(同一個振動單元)側向推力之參考。側推分析時(決定耐洪臨界頻率)，需要計算個橋墩之側向力之分布與橋墩間最大側向力之相對比值，根據規範規定，動水壓為流速之函式，因此，一旦各橋墩的相對流速值決定後，其側向推力的相對值也可同時決定。

4.3.2 試驗設計

台大水工所之多功能水槽之操作原則為藉由控制上游流量與下游的尾水板，調整所需的水位與流速。以100重現期為例，蘭陽大橋的流量為8500cms，流速為2.27m/s。以下說明試驗相關事項。

(1) 試驗時之流量

水工試驗的首要步驟為確認原流況與模型間具有相同之福祿數，即縮尺模型的建置必須確認對應於實驗對象環境，設置模型尺寸的另一個原則為在已知的試驗場地條件下，選擇較有利(大)的縮尺比例；在此條件下設計模擬之幾何與水理參數如流速、流量與曼寧係數。例如，若水位高縮尺規模為1/36，則時間與流速的縮尺比例將為1/6。本研究試驗流量採用國內一般設計時常用之100年頻率洪水，根據上述原則，蘭陽溪100年重現期之洪峰流量為8500cms，經適當計算試驗部分之比例後(如1/3)，則於多功能水槽之流量為0.364 (cms)。本試驗將依上述計算方式，分別針對200、100與50年重現期洪水之流量進行試驗。

(2) 試驗時之水流速

蘭陽大橋100重現期之平均流速為2.27m/s，則試驗時所對應的流速為 $2.27/6=0.378\text{m/s}$ 。本試驗將依上述計算方式，分別針對200、100與50年重現期洪水之流速進行試驗。

(3) 試驗時之水位高

蘭陽大橋100重現期之水位高為9.3公尺，其對應之試驗水深為約為26公分，如同流量之設計，本試驗將分別針對200、100與50年重現期之水深進行試驗。

(4) 試驗橋梁模型

目前研究的橋型設定為簡支、單一墩柱與具有樁基礎之橋梁，試驗所使用的壓克力橋梁如圖4.23所示。

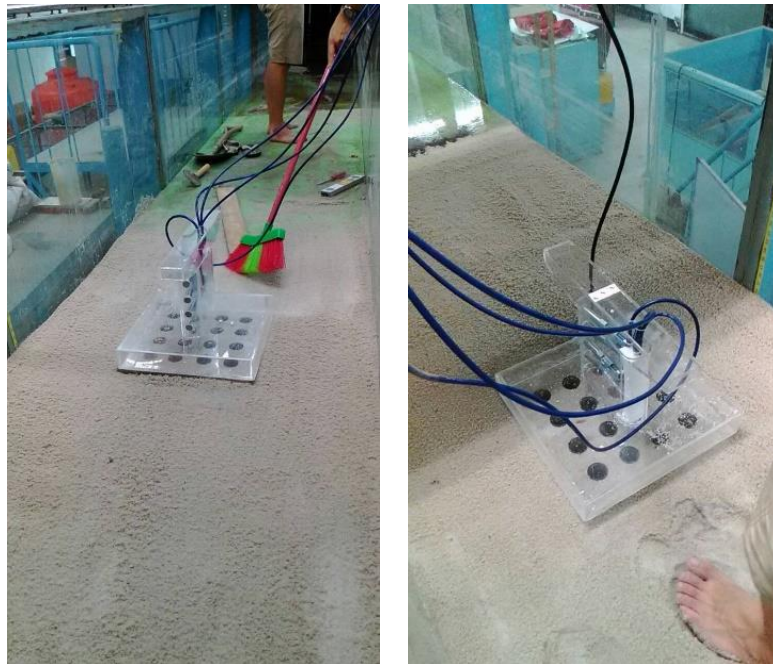


圖 4.23 試驗所使用的壓克力橋梁

(5) 試驗水槽

本研究租借國立台灣大學水工試驗所之多功能水槽進行試驗。此水槽長36 m、寬1.0 m、高1.1 m，其上游端為整流池，下游端的沈砂池，水槽中之水位尾的控制係藉由尾水段末端之百葉式閘門。試驗時利用抽水機將蓄水池的水傳送至水箱(定水頭)，並配合水槽上游端之流量控制閥，控制試驗所需的流量(圖4.24所示為台大水工試驗所之多功能水槽)。



圖 4.24 台灣大學多功能水槽

(6) 量測儀器

<微型攝影機>

雖然亦可使用鉛錘量測沖刷深度，為避免干擾水流，本研究使用微型攝影機量測沖刷深度。如同許多文獻的試驗模型，本研究同樣地將採用壓克力製作橋梁結構體(中空)，並於樁帽處裝設微型攝影機，配合於樁身塗以不同顏色，方便試驗時以攝影機即時觀察沖刷深度之變化。圖4.25所示為沖刷深度儀器設置之示意圖。

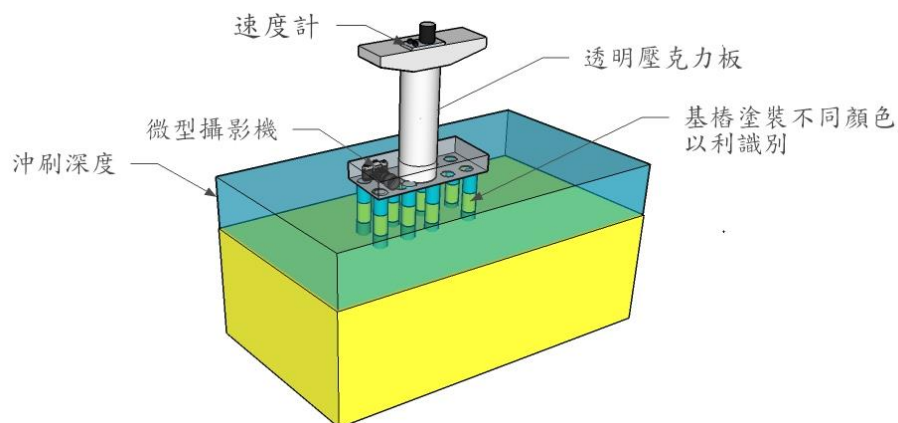


圖 4.25 微型攝影機裝置示意圖

<速度計>

本研究將於帽梁(如圖4.26)與橋面板處(如圖4.27)裝設速度計紀錄橋墩沖刷時橋梁頻率的變化趨勢，做為計算安全臨界頻率使用。本研究團隊目前所有的速度計為東京測振股份有限公司(Tokyo Sokushin Co., Ltd.)所生產的單向微震伺服速度計VSE-15，可靈敏感測結構物的振動反應，如圖4.27所示。

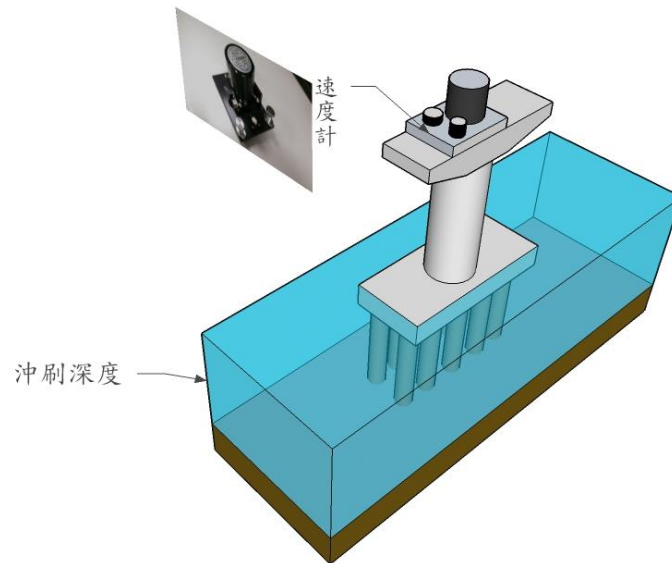


圖 4.26 裝置於帽梁之速度計



圖 4.27 本研究團隊之速度計

<水壓計>

動水壓至少有兩種量測方式:1.利用水壓計(如圖4.28)或2.以MEMS進行。未來研究執行時，本研究團隊將針對上述兩種方式

進行評估。目前假設使用水壓計量測動水壓，為了解動水壓在墩柱垂直向上的分佈，本研究擬於墩柱上設置多個儀器以取得相關資訊(如圖4.29所示)。



圖 4.28 一般市售之水壓計

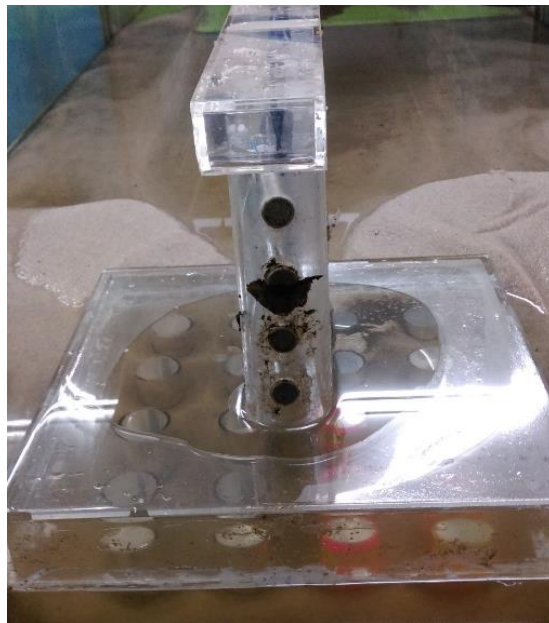


圖 4.29 水壓計之裝設

4.3.3 試驗結果

本研究所完成試驗的時間約為3小時20分，流速平均為35.21(cm/s)，平均水深為 25.58 cm，水槽寬為 1m，流量為 $Q=35.21 \times 25.58 \times 100 \times 10^{-6} = 0.09 \text{ (m}^3/\text{s)}$ 。圖4.30為四隻不同水壓計所量測之水壓狀況，由水壓分布的情形可以明確地看出，在縮尺試驗中，因為流速並不是很大，所得之水壓比較接近靜水壓的分布，而非動水壓的分布。圖4.31為水深與流速的量測結果，此結果如預期地顯示出水深與流速呈現一個拋物線的關係。

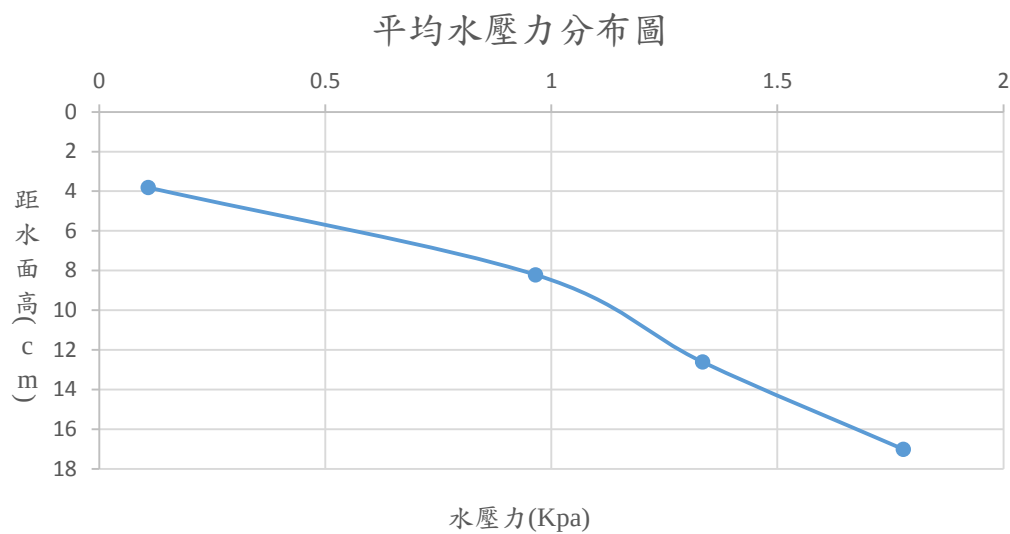


圖 4.30 平均水壓力分佈圖

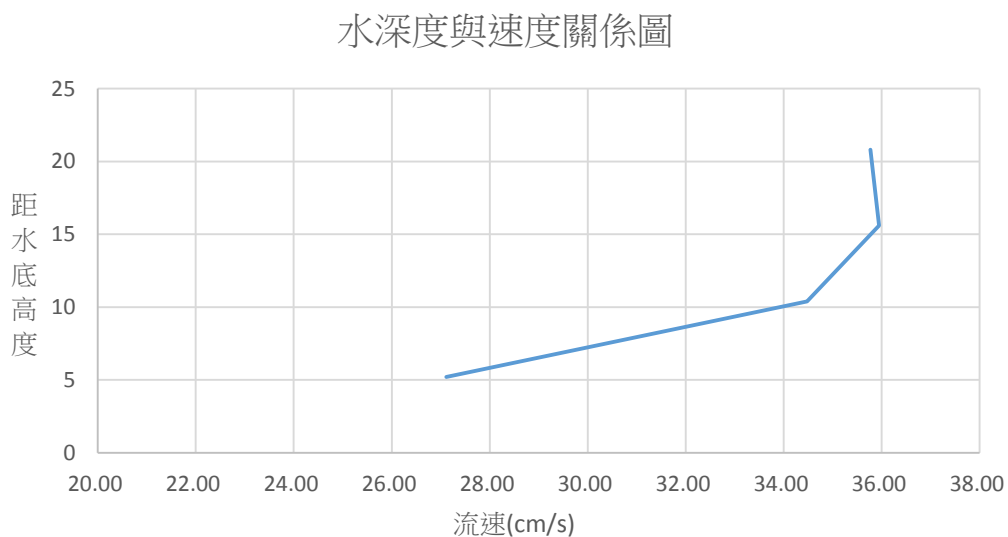


圖 4.31 水深與速度關係圖

圖4.32所示為振動頻率歷時變化圖，其中速度計的數據為兩分鐘為一單位並進行快速傅立葉轉換以求得振動頻率，共約取100份數據，由試驗中了時得知，此次小模型具有沖刷的現象，而由圖4.32發現，其頻率雖然有低起伏，但仍可觀察出頻率具有遞減的趨勢，經初步計算，最終時與最初時的頻率比約為0.8，因次，藉由此小模型可以確認，一旦橋梁發生具規模的沖刷時，其頻率的改變量有可能可以作為橋梁健康與否的判斷指標。圖4.33為墩柱沖刷量與分布的情形圖，由圖可知，

第一排的樁具有最高的沖刷深度值，依序遞減，沖刷深度的分布符合預期地，呈現一個類似馬蹄形狀的沖刷坑，其中，第一排樁的平均沖刷深度為8.6 cm，其值介於三個常用的經驗公式之間，如表4-26所示。

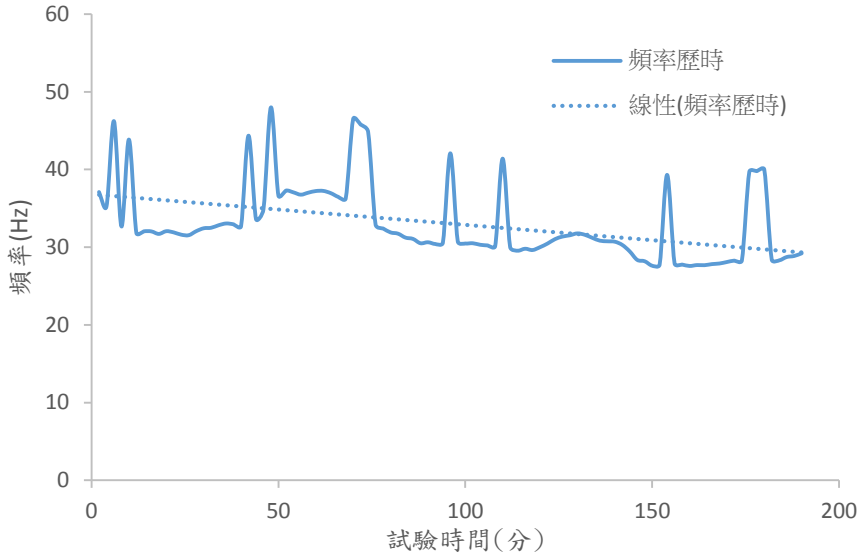


圖 4.32 振動頻率變化圖

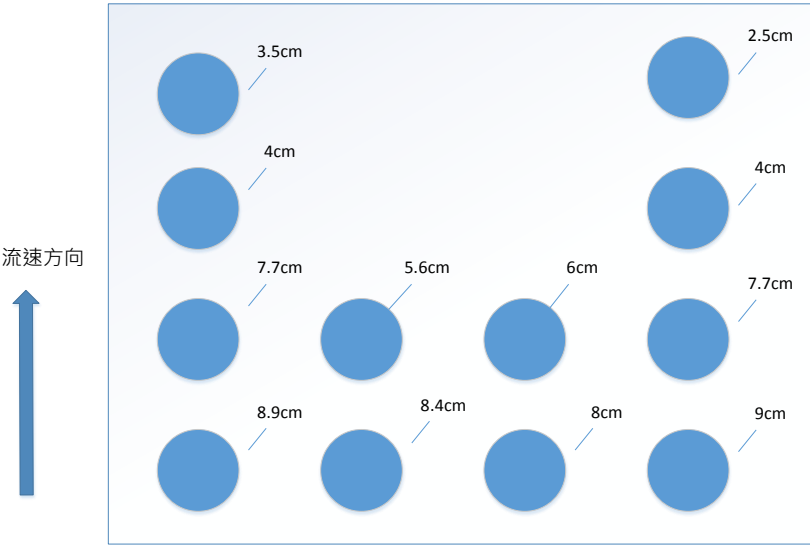


圖 4.33 墩柱沖刷量與分布情形

表4-26 使用經驗公式計算沖刷深度與實測值之比較

Shen (1966)	Neil (1964)	Jain (1984)	試驗(平均)
11.56 cm	10.65 cm	7.80 cm	8.6 cm

第五章 人工智慧推論模式精進

5.1 新增橋梁耐震側推分析模式分析案例

本研究已於100年度之「橋梁耐震側推分析模式」一案中建立詳細的橋梁側推分析模式，該模式主要可以分為三個主要步驟：

- (1) 進行橋梁構件之腐蝕程度評估；將鋼筋及混凝土之材料參數加以修正，而得到鋼筋及混凝土新的材料性質參數，如圖5.1所示。
- (2) 將此上述之參數輸入至Xtract軟體進行分析(初次輸入之柱軸力以靜力分析求得)，以求取鋼筋受腐後構件之斷面強度。並將根據Xtract軟體分析所得到之構件斷面強度加以分析，並進行斷面破壞模式之判定，以得到在利用SAP2000側推分析時所需之塑鉸資料。然後，將所需之資料輸入SAP2000後進行側推分析，如圖5.2所示。
- (3) 在進行側推分析時，要檢核橋梁橋柱構件之軸向力是否會收斂。若橋柱構件之軸向力不會收斂，則必須將前一次側推分析所得之新的柱軸向受力，重輸新入Xtract中，然後重複圖5.2之步驟，直到柱構件之軸向力收斂為止。

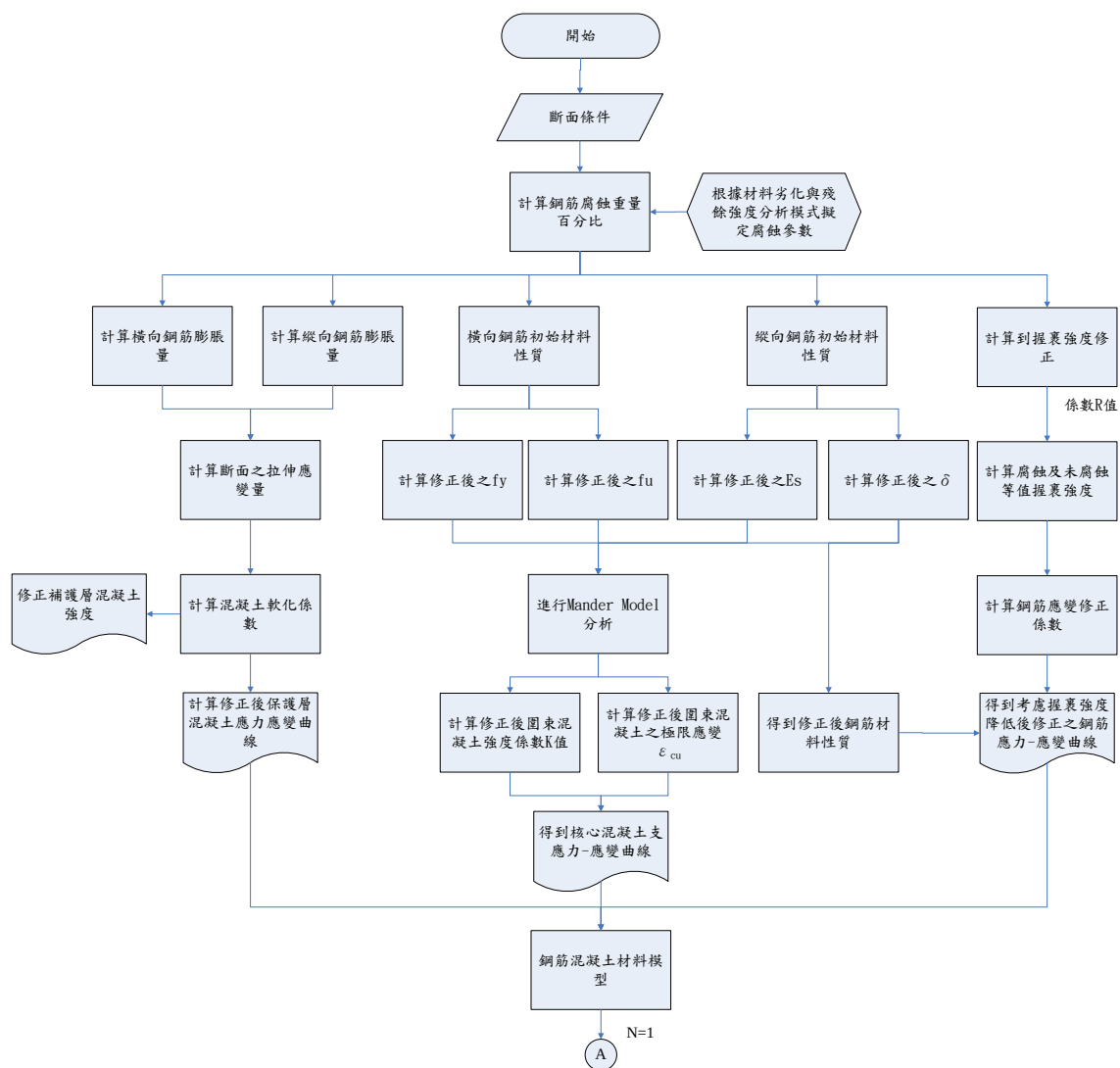


圖 5.1 本研究規劃建置側推分析模式流程圖(1)

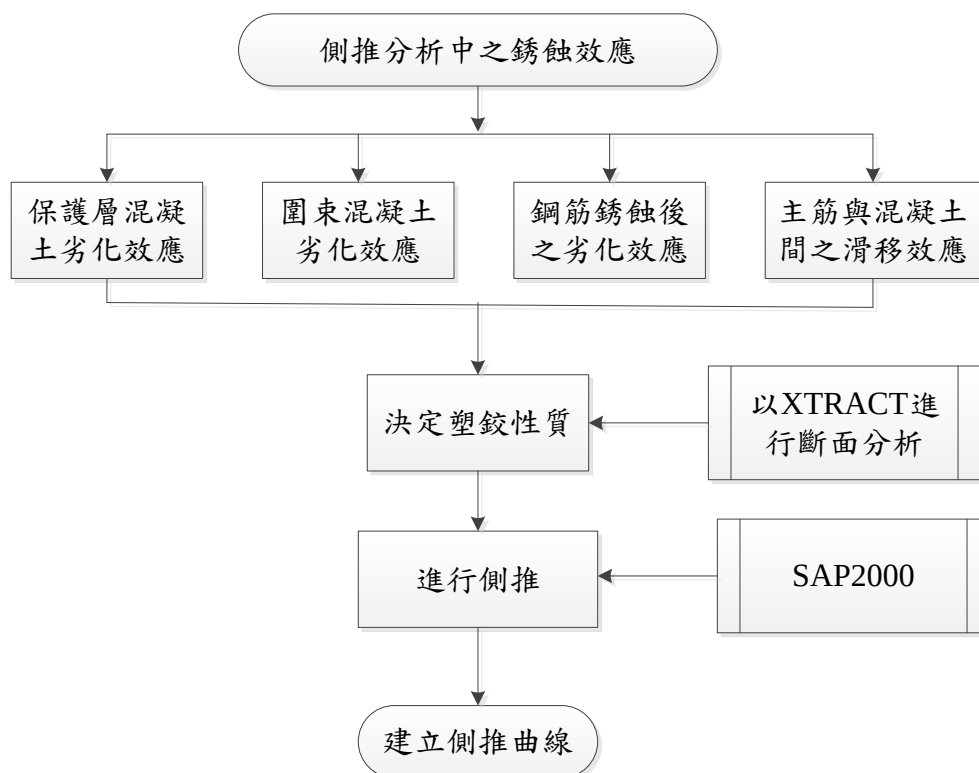


圖 5.2 本研究規劃建置側推分析模式流程圖(2)

5.1.1 模式分析工作

模式建置主要工作可分為：1.建置塑鉸分析模式；2.建置側推分析模式。工作內容與理論背景詳述如下。

1.建置塑鉸分析模式

本階段預計利用 Matlab (The MathWorks. 2010) 為平台，開發程式以求橋柱塑鉸的特性。塑鉸的材料模型將採用其完整線性與非線性行為，同時根據本研究第四階段研究成果，考慮劣化對材料性質的影響。塑鉸受撓曲與剪力作用的行為，將考慮撓曲與剪力各自獨立以及交互作用的影響。以下進一步詳述擬採用的混凝土與鋼筋的材料模型，以及塑鉸的撓剪行為。

混凝土材料模型

進行柱體中混凝土的應力-應變分析時，其斷面的混凝土將分成：(1)圍束區；與(2)無圍束區，以下分述擬採用的行為模型。

(1) 圍束區內之混凝土：即核心混凝土，指受橫向箍筋所包圍之區域。

有關圍束混凝土之應力－應變曲線的理論於近三十年來發展的相當多，一般有關受箍筋圍束混凝土的應力-應變曲線，Mander 等人所發展之圍束混凝土組成律（Mander et al. 1984與Mander et al. 1988）為國內學者常採用的分析模式之一，本階段研究針對試體構架特性亦採用此理論進行分析，其方法敘述如下：

Mander等人（1988）提出之適用於矩形及圓形RC 斷面之圍束混凝土組成律，係假設在一緩慢應變速率(slow strain rate)與單向載重(monotonic loading)條件下，由橫向鋼筋圍束之混凝土軸向壓應力 f_c 隨著圍束混凝土壓應變 ε_c 之增加而遞增，於 f_c 到達一最高值 f'_{cc} 後開始遞減，最終到達一極限應變 ε_{cu} 後才產生破壞。對於矩形斷面之圍束應力-應變曲線，其中圍束混凝土之縱向壓應力強度 f_c 計算如下：

當圍束混凝土應變在 $0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}$ 時，

$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^r} \dots\dots\dots (5.1)$$

式中：

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \dots\dots\dots (5.2)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \dots\dots\dots (5.3)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \dots\dots\dots (5.4)$$

$$E_c = 15000 \sqrt{f'_c} \quad \text{kgf/cm}^2 \dots\dots\dots (5.5)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \dots\dots\dots (5.6)$$

式中： f'_{cc} =圍束混凝土之抗壓強度； x =正規化之混凝土應變； ε_c

=圍束混凝土之壓應變； ε_{cc} =圍束混凝土於應力 f'_{cc} 時之壓應變； ε_{c0} =無圍束之混凝土在抗壓強度 f'_c 時之壓應變（Mander 建議 ε_{c0} 可取為 0.002）； r =參數； E_c =混凝土之彈性模數； E_{sec} =圍束混凝土之割線模數。其中 f'_{cc} 值與圍束應力 f'_1 有關，考量橫向鋼筋並非對所有的核心混凝土均能產生圍束作用。因此在計算圍束應力時，對於不同的橫向鋼筋配置方式，必須乘上其有效圍束係數 k_e 來進行折減：

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6B'D'_h}\right) \left(1 - \frac{s'}{2B'}\right) \left(1 - \frac{s'}{2D'_h}\right)}{1 - \rho_{cc}} \dots\dots\dots (5.7)$$

式中： w'_i =相鄰軸向鋼筋之淨間距； s' =橫向鋼筋之淨間距； ρ_{cc} =縱向鋼筋之斷面積總合與圍束區域內混凝土斷面面積之比值； D'_h =混凝土斷面受圍束部分之 x 向長度； B' =混凝土斷面受圍束部分之 y 向長度。由於矩形斷面一般均採用矩形橫向鋼筋配置，因此圍束應力 f'_1 在 x 向和 y 向不一定相同， x 向及 y 向之有效圍束應力 f'_{1x} 與 f'_{1y} 可由下列計算方式而得：

$$f'_{1x} = k_e f_{1x} \dots\dots\dots (5.8)$$

$$f'_{1y} = k_e f_{1y} \dots\dots\dots (5.9)$$

其中， f_{1x} 及 f_{1y} 分別為斷面之橫向鋼筋圍束應力，計算如下：

$$f_{1x} = \frac{A_{sx}}{sB'} f_{yh} = \rho_x f_{yh} \dots\dots\dots (5.10)$$

$$f_{1y} = \frac{A_{sy}}{sD'_h} f_{yh} = \rho_y f_{yh} \dots\dots\dots (5.11)$$

式中： ρ_x ， ρ_y =矩形斷面在 x 向及 y 向之橫向鋼筋體積比； f_{yh} =橫向鋼筋之降伏強度； A_{sx} ， A_{sy} =矩形斷面在長向及短向之橫向鋼筋總面積； s =橫向鋼筋之間距。根據上式可分別求出兩個不同方向之有效圍束應力，再比較 f'_{1x}/f'_c 與之 f'_{1y}/f'_c 大小，大者為最大圍束應力比，小者則為最小圍束應力比，經由查表，可得到圍束抗壓強

度比 f'_{cc}/f'_c ，即可進而求得矩型斷面中圍束區域內的混凝土抗壓強度。而圍束混凝土之極限壓應變 ε_{cu} 可由下式表示：

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \rho_s \varepsilon_{su} \frac{f_{yh}}{f'_{cc}} \dots\dots\dots (5.12)$$

式中： ρ_s =橫向鋼筋量比； ε_{hu} =橫向鋼筋之極限應變。

(2)無圍束之混凝土：指橫向箍筋外未受任何圍束之混凝土。只要針對前述圍束混凝土相關計算公式令圍束應力 $f'_1 = 0$ ，並改變下列之參數，代入圍束混凝土的公式計算即可： $f'_{cc} = f'_c$ ； $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0}$ ； $x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}}$ ；

$$E_{sec} = \frac{f'_c}{\varepsilon_{c0}} \text{。}$$

上述僅適用於 $\varepsilon_c < 2\varepsilon_{c0}$ ，但當混凝土應變增加至 $\varepsilon_c > 2\varepsilon_{c0}$ 時，則混凝土之應力-應變曲線會呈現線性減少至混凝土剝落應變 ε_{sp} ，一般採用混凝土剝落應變 $\varepsilon_{sp} = 0.005$ 。因此無圍束混凝土應力 f_c 與應變 ε_c 之關係如下所示：

(1)當 $\varepsilon_c < 2\varepsilon_{c0}$ 時

$$f_c = \frac{f'_c x r}{r - 1 + x^r} \dots\dots\dots (5.13)$$

(2)當 $\varepsilon_c > 2\varepsilon_{c0}$ 時

$$f_c = f'_c \left(\frac{2r}{r - 1 + x^r} \right) \left(1 - \frac{\varepsilon_c - 2\varepsilon_{c0}}{\varepsilon_{sp} - 2\varepsilon_{c0}} \right) \dots\dots\dots (5.14)$$

(3)當 $\varepsilon_{sp} < \varepsilon_c$ 時

$$f_c = 0 \dots\dots\dots (5.15)$$

鋼筋材料模型

鋼筋材料模型擬採用 Mirza and MacGregor (1979) 所提出之應力-應變曲線模式，可分成三個階段：(1)彈性階段、(2)塑性階段和(3)應變

硬化階段，而三個階段之鋼筋應力與應變之關係如下所示：

(1)彈性階段：當 $0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_y$ 時， $f_s = E_s \varepsilon_s$

式中： ε_y =鋼筋之降伏應變； E_s =鋼筋之彈性模數。

(2)塑性階段：當 $\varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}$ 時， $f_s = f_y$

式中： f_y =鋼筋之降伏強度； ε_{sh} =縱向鋼筋達應變硬化階段之起始應變，對於一般鋼筋($f_s = 2800 \text{ kgf/cm}^2$)可取 $\varepsilon_{sh} = 14\varepsilon_y$ ，若為高強度鋼筋($f_s = 4200 \text{ kgf/cm}^2$)則採用 $\varepsilon_{sh} = 5\varepsilon_y$ 。

(3)應變硬化階段：當 $\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$ 時，

$$f_s = f_y \left[\frac{m(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2}{60(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})(60 - m)}{2(30r_s + 1)^2} \right] \dots\dots\dots (5.16)$$

式中：

$$m = \frac{(f_{su}/f_y)(30r_s + 1)^2 - 60r_s - 1}{15r_s^2} \dots\dots\dots (5.17)$$

$$r_s = \varepsilon_{cu} - \varepsilon_{sh} \dots\dots\dots (5.18)$$

式中： f_{su} =鋼筋之極限強度，本階段研究取 $f_{su} = 1.5f_y$ ； ε_{cu} =鋼筋之極限應變，對於一般鋼筋($f_s = 2800 \text{ kgf/cm}^2$)可取 $\varepsilon_{cu} = 0.14 + \varepsilon_{ch}$ ，若為高強度鋼筋($f_s = 4200 \text{ kgf/cm}^2$)則取 $\varepsilon_{cu} = 0.12$ 。

塑鉸撓剪行為

本研究擬採用Sung et al (2005)與陳彥豪(2005)所提出的方法模擬塑鉸受聯合撓曲與剪力作用的行為，根據該模式，塑鉸受撓剪行為，依破壞模式不同，可區分為三種：(1)撓曲破壞；(2)撓剪破壞；以及(3)剪力破壞。以下先詳述預測撓曲行為的彎矩與曲率分析，接著闡述剪力強度的預測模式，最終詳述撓剪各自獨立或交互作用的三種破壞模式。

撓曲行為

本研究擬採斷面彎矩與曲率分析求取撓曲行為，該分析藉由漸增斷面曲率值，在滿足材料組成率（式5.1至5.18）、變形諧和（平面在撓曲旋轉後仍保持平面）與力平衡三大條件下，逐步求得相對應的彎矩值，最終建立完整斷面彎矩與曲率關係。圖5.4顯示典型彎矩與曲率關係。由圖5.3可知，該關係在達開裂彎矩 M_{cr} 與曲率 ϕ_{cr} 前保持線性，開裂後中性軸移動，受壓區縮減，勁度下降，但彎矩與曲率關係仍近似線性，直至第一根縱向鋼筋降伏，所對應之彎矩與曲率分別為降伏彎矩 M_y 與降伏曲率 ϕ_y ，降服後彎矩與曲率關係開始軟化，呈現顯著轉折，隨著曲率進一步增加，最終材料達其極限應變，其定義如前節所述，此時彎矩與曲率分別為極限彎矩 M_u 與極限曲率 ϕ_u 。

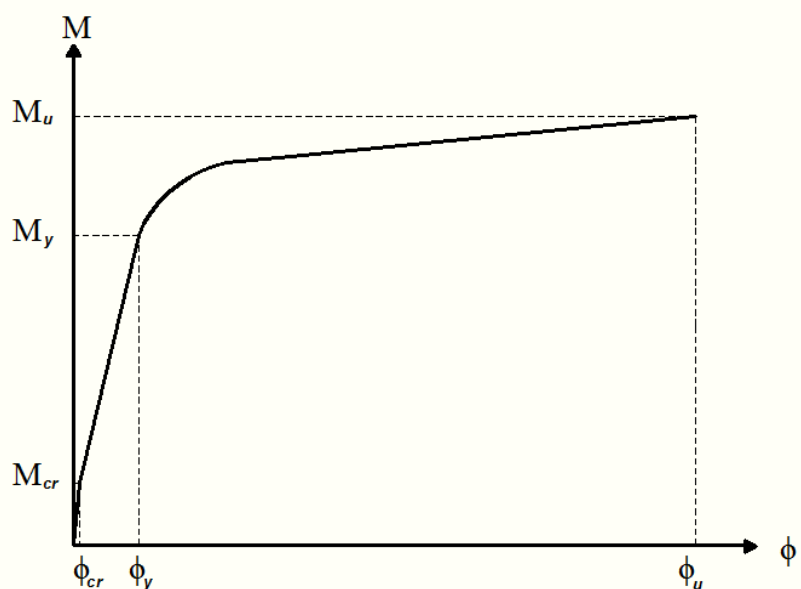


圖 5.3 典型塑鉸斷面曲率與彎矩之關係

剪力行為

塑鉸剪力行為之求取，本研究擬採用國內橋梁耐震設計規範（交通部，2008）之模式，該模式乃參考Priestley等人（1994）與Aschhiemand等人（1992）之研究，考慮鋼筋混凝土柱在承受地震力作用時，混凝土的剪力強度會隨柱韌性之增大而呈現遞減的現象。該模式規定橋墩之標稱剪力強度 V_n (kgf) 計算如下：

$$V_n = V_c + V_s \dots\dots\dots (5.19)$$

箍筋提供之剪力強度 V_s (kgf) 計算如下，但不得超過 $2.12\sqrt{f'_c}A_e$ (kgf)：

$$V_s = \frac{\pi A_h f_{yh} D}{2 \alpha} \quad (\text{圓形斷面}) \dots\dots\dots (5.20)$$

$$V_s = A_{sh} f_{yh} \frac{d}{a} \quad (\text{矩形斷面}) \dots\dots\dots (5.21)$$

橋柱塑鉸區混凝土剪力強度 V_c (kgf) 依下式計算：

$$V_c = 0.53(k + F)\sqrt{f'_c}A_e \dots\dots\dots (5.22)$$

$$k = \frac{R_{max} - R}{R_{max} - 1} \geq 0 \dots\dots\dots (5.23)$$

$$R = \frac{\theta}{\theta_y} \dots\dots\dots (5.24)$$

$$R_{max} = \frac{\theta_u}{\theta_y} \dots\dots\dots (5.25)$$

式中： A_{sh} =沿剪力方向箍筋之總斷面積(含輔助繫筋) (cm^2)； d = 沿剪力方向柱之有效深度(cm)； a =剪力鋼筋之垂直間距(cm)； A_e =有效剪力面積，可取為 $0.8A_g$ (cm^2)； F =與軸力有關之調整係數， $F = \frac{N}{140A_g}$ (軸力為壓力時)， $F = \frac{N}{35A_g}$ (軸力為拉力時)； N =軸力(kgf)，壓力時取正值，拉力時取負值； k =混凝土剪力強度折減因子； A_g =柱之全斷面積(cm^2)； D =圓柱圍束區域之直徑(cm)。根據前述定義，圖5.4顯示剪力強度 V_n 與韌性容量 R 之關係。由圖可知，在韌性尚未發揮前，剪力強度保持定值，韌性發揮後，剪力強度隨韌性呈線性遞減直至韌性容量 R_{max} 。

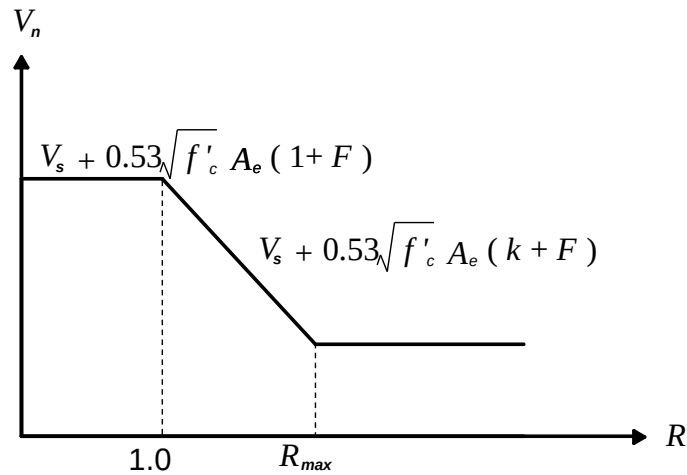


圖 5.4 剪力強度 V_n 與韌性容量 R 之關係

塑鉸破壞模式

塑鉸破壞模式之決定，需先將剪力行為以塑鉸斷面彎矩與曲率關係表達，再與撓曲行為相互比較，詳述如下。

(1)以塑鉸斷面彎矩與曲率關係表達剪力行為：

假設柱固定端至自由端或反曲點之長度為 l ，在其自由端受一水平的集中力 V ，則固定端彎矩 M 與剪力 V 的關係如下：

$$M = V \times l \dots\dots\dots (5.26)$$

而韌性 R 的定義為：

$$R = \frac{\theta_u}{\theta_y} = 1 + \frac{\theta_p}{\theta_y} \dots\dots\dots (5.27)$$

式中： θ_u =構材最大總轉角； θ_y =構材降伏轉角； θ_p =最大塑性轉角，其值為 θ_u 與 θ_y 之差。透過式(5.26)與(5.27)，可分別將剪力強度 V_n 與韌性容量 R 之關係，轉換成彎矩與轉角之關係，如圖5.5所示：

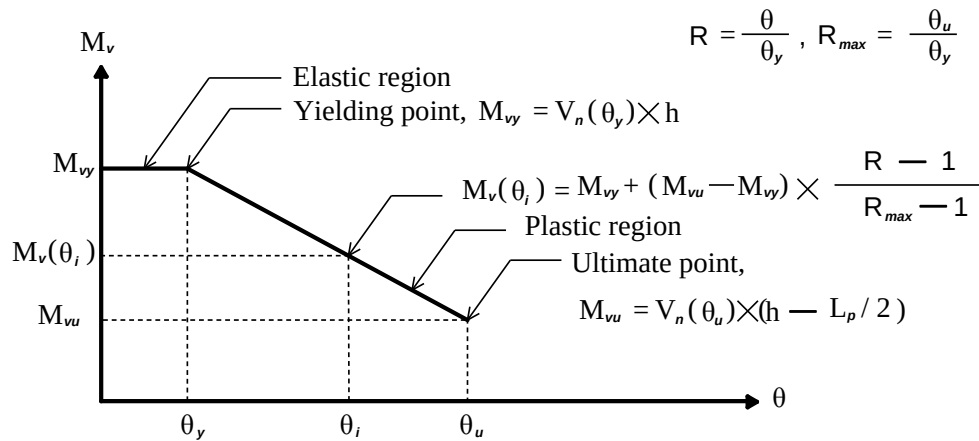


圖 5.5 剪力強度對應彎矩與轉角之關係

(2)建立塑鉸特性：

塑鉸破壞模式可由撓曲行為（圖5.4）與剪力行為（圖5.5）之比較獲得，破壞模式確認後，塑鉸特性即可建立：塑鉸特性於載重施加之初由撓曲曲線表示，若達最大轉角前皆不與剪力曲線交會，如圖5.6所示，則其行為為構件韌性充分發揮的撓曲破壞模式，其特性可由撓曲曲線表達，如圖中紅線所示；若在降服轉角與最大轉角之間與剪力曲線交會，如圖5.7所示，則其破壞模式為韌性部分發揮的撓剪破壞，其特性在交會後由剪力曲線表達，如圖中紅線所示；若在轉角小於降服轉角前與剪力曲線交會，如圖5.8所示，則為突然無預警的剪力破壞模式，其特性在交會後亦由剪力曲線表達，如圖中紅線所示。

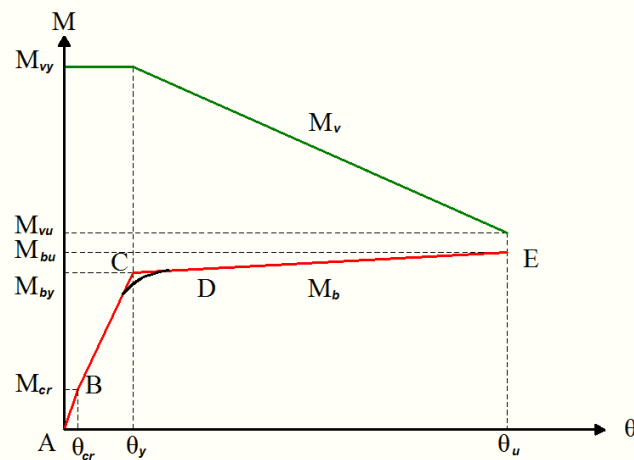


圖 5.6 撓曲破壞模式

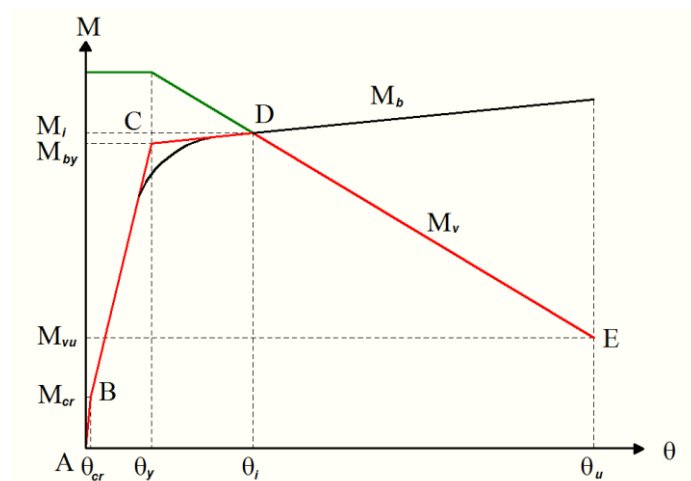


圖 5.7 撓曲剪力破壞模式

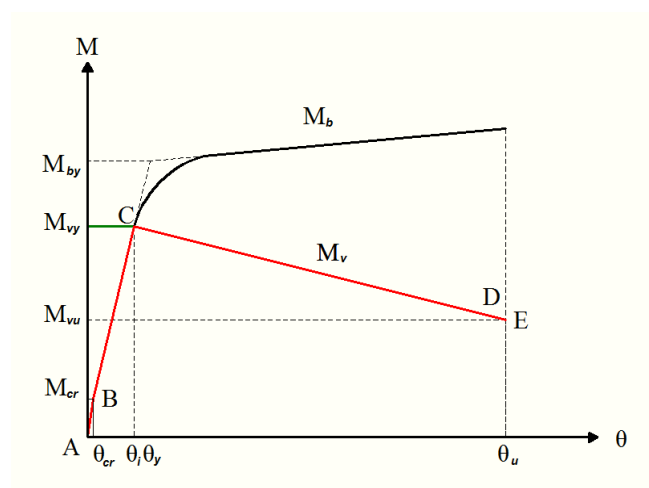


圖 5.8 剪力破壞模式

(2) 建置側推分析模式

本研究擬建置的側推分析模式可分為五個部分：(1)建置橋梁有限元素模型；(2)匯入塑鉸特性；(3)建立容量曲線；(4)建立容量震譜；(5)求取 A_y 與 A_c 值。本階段研究將以SAP2000 (CSI 2010) 軟體為平台，建置前述側推分析模式；並擬利用Matlab (The MathWorks. 2010) 為平台，開發程式求取塑鉸特性，該程式將與SAP2000整合，使側推模式更為迅速、有效率。建置橋梁有限元素模型時，將考慮土壤與結構之互制效應，以及本中心跨河橋梁計畫案對於橋墩裸露深度之研究結果。以下進一步闡述擬採用的土壤與結構互制行為，容量曲線與震譜建置方法，以及求取 A_y 與 A_c 值之方法。

基礎與土壤互制行為

關於基礎與土壤互制行為中勁度之模擬，本階段研究將採用目前工程界普遍所採用之分析理論方法。即基礎受力後之斷面力與地層反力是依據彈性基礎之有限梁理論分析。其結構分析模式均考慮基礎為梁元素模擬，而基礎周遭及底面之地層則視為支承彈簧，作為模擬實際地層之應力與應變行為，地層則假設為完全彈塑性體。等值土壤彈簧即沿著基礎不同深度設置水平等值土壤彈簧，並於底面設置垂直等值土壤彈簧。然而，影響土壤彈簧之參數涉及甚廣，通常係依工址土壤性質而定，大致上包含了土壤種類、地質條件、基礎型式以及施工方式等。在此複雜的情況欲進行等值土壤彈簧之模擬有其困難，因此根據橋梁工址現場鑽探資料，並參考相關經驗公式，係較為簡化且為目前工程界所接受的方式。而本階段研究將引用公路橋梁耐震設計規範所規定之等值彈簧做為分析之依據。以下針對本階段研究所引用的等值土壤彈簧進行介紹。

由於本次研究的橋墩種類皆為沉箱基礎，故只列出沉箱基礎部分的公式：

(1) 地盤反力係數：

$$\begin{cases} k_H = 1.2k_{H_0} \left(\frac{B_H}{30}\right)^{-3/4} \\ B_H = \sqrt{A_H} \end{cases} \dots\dots\dots (5.28)$$

其中

k_{H_0} ：水平向地盤反力係數基準值(kg/cm^3)

B_H ：垂直於荷重方向之等值荷重寬度(cm)

A_H ：水平向荷重面積(cm^2)

(2) 地盤反力係數基準值：

$$\begin{aligned} k_{H_0} &= \frac{1}{30} E_D = k_{v_0} \\ E_D &= 2(1 + \nu_D)G_D \dots\dots\dots (5.29) \end{aligned}$$

$$G_D = \frac{r_t}{10g} V_{SD}^2$$

其中

k_{v_0} ：鉛垂向地盤反力係數基準值(kg/cm³)

E_D ：土壤動態性模數(kg/cm²)

ν_D ：土壤動態柏松比(poisson's ratio)

G_D ：土壤動態剪力彈性模數(kg/cm²)

r_t ：土壤單位體積重(t/m³)

V_{SD} ：土層之剪力波速(m/sec)

$$V_{SD_i} = C_v \times V_{S_i}$$

$$C_v = \begin{cases} 0.8 & (V_{S_i} < 300\text{m/s}) \\ 1.0 & (V_{S_i} \geq 300\text{m/s}) \end{cases}$$

V_{SD_i} ：計算土壤彈簧常數用之第i層土壤平均剪力波速

V_{S_i} ：第i層土壤平均剪力波速

C_v ：修正係數

有關土壤動態柏松比 ν_D 之值對於沖積層及洪基層土壤於水位之上取為0.45，水位之下則取為0.5，而對於軟岩及硬岩則分別取為0.4及0.3。

(3)土壤與基礎結構互制之彈簧常數

$$K_y = 2b \left(\frac{1}{2k_{H1}l_1} + k_{H2}l_2 + k_{H3}l_3 \right) + k_{SB}A_B \dots\dots\dots(5.30)$$

$$K_z = k_v A_B$$

$$K_{\theta x} = 2b \left[\frac{1}{4k_{H1}l_1^3} + \frac{1}{3k_{H2}l_2^3} + \frac{1}{k_{H3}l_3^3} + k_{H2}(l_l + l_2)l_1l_2 \right. \\ \left. + k_{H3}(l_l + l_2 + l_3)(l_l + l_2)l_3 \right] + k_{SB}A_B l^2 + k_v I_B$$

$$K_{y\theta x} = -2b \left[\frac{1}{3k_{H1}l_1^3} + k_{H2}l_2 \left(l_l + \frac{1}{2l_2} \right) \right. \\ \left. + k_{H3}l_3 \left(l_l + l_2 + \frac{1}{2l_3} \right) \right] - k_{SB}A_B l$$

其中，

l ：沉箱於耐震設計用地盤面下之深度

l_1, l_2, l_3 ：土層厚度

$2b$ ：沉箱寬度

A_B ：沉箱底部面積

I_B ：沉箱底部二次慣性矩

k_{H1}, k_{H2}, k_{H3} ：各土層之水平向地盤反力係數

K_y ：沉箱底部垂直向地盤反力係數

k_{SB} ：沉箱底部水平向地盤反力係數

容量曲線與容量震譜

對於容量曲線(Capacity Curve)之求取，本研究擬在受分析橋梁上加上一組，按照該橋梁主要震動型態分配之水平力，然後照比例增加該水平力直到橋梁極限狀態，以求橋梁由初始線性至非線性階段，完整水平位移與總橫力的關係，該關係稱為容量曲線(Capacity Curve)。獲得容量曲線後，再以下述公式將其轉換成加速度與位移譜格式(Acceleration-Displacement Response Spectra, ADRS)，轉換後容量曲線稱為容量震譜(Capacity spectrum)，震譜的橫軸代表譜位移 S_d ，縱軸代表譜加速度 S_a 。

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \dots\dots\dots (5.31)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{deck}}{(PF_1 \times \phi_{deck,1})} \dots\dots\dots (5.32)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N w_i / g \right] \left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]} \dots\dots\dots (5.33)$$

$$PF_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]}{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]} \dots\dots\dots (5.34)$$

式中： S_a =譜加速度值； V =基底剪力； W =重力載重； α_1 =第一振態的振態質量係數(modal mass coefficient)； S_d =譜位移值； Δ_{deck} =上部結構(superstructure)質心位移； PF_1 =第一振態的參與因子(Participation factor)； $\phi_{deck,1}$ =第一振態振形在上部結構質心的振幅； w_i =第*i*層的結構重量； $\phi_{i,1}$ =第一振態振形在第*i*層的振幅； g =重力加速度。

橋梁在地震下的加速度與位移反應的求取，首先將代表工址的加速度與位移譜合併，轉換成加速度與位移譜格式(ADRS)，再將容量震譜疊加其上，求取兩譜的交會點，得橋梁受該工址地震下最大加速度與位移反應，此點又稱為性能點(performance point)。性能點的求取，需考量阻尼比異於5%時之修正，該修正可依橋梁有效阻尼比 β_{eff} ，由現行橋梁耐震設計規範(2008)內插得短週期與一秒週期結構之阻尼比調整係數 B_S 與 B_1 ，將水平譜加速度係數 S_{DS} 與 S_{D1} 調整為 S_{DS}/B_S 與 S_{D1}/B_1 。橋梁有效阻尼比 β_{eff} 可由下式求取。

$$\beta_{eff} = \beta_e + \beta_{eqv} \dots\dots\dots (5.35)$$

式中： β_e =結構物固有阻尼比（一般取5%）； β_{eqv} =等值黏滯性阻尼比，需考慮因上部結構、下部結構及基礎土壤互制等值彈簧等之額

外阻尼貢獻，其算法如下所示。

$$\beta_{eqv} = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_S} \dots\dots\dots (5.36)$$

式中： E_D =整體結構遲滯迴圈消散能量，求取方法可參照 ATC-40(1996)； E_S =遲滯迴圈最大彈性能。

求取 A_y 、 A_c 值

由容量曲線與容量震譜的求取過程中，可知對應橋梁降服狀態的容量震譜座標（ a_y 、 d_y ），與極限狀態的容量震譜座標（ a_c 、 d_c ），此兩狀態所分別對應的地表加速度即為降服地表加速度 A_y 與崩塌地表加速度 A_c ， A_y 與 A_c 值可用以下公式求取。

$$A = \frac{aB(\beta_{eff})}{C} \dots\dots\dots (5.37)$$

式中： a =橋梁降服加速度 a_y 或崩塌加速度 a_c ； A 為地表加速度，若 $a=a_y$ ，則 $A=A_y$ ，若 $a=a_c$ ，則 $A=A_c$ ； $B(\beta_{eff})$ =阻尼比調整係數，如上節所述； C =反應譜地表加速度與反應譜值之比例。

鹽害、中性化與握裹強度之考慮

本研究之材料劣化評估除推定橋梁各構件之腐蝕發生時間外，並進行各劣化材料性質預測，並將所得結果回饋至橋梁耐震能力評估階段。本研究依橋梁所處劣化環境條件以建立鋼筋腐蝕曲線，進而推估其鋼筋降伏強度折減曲線、極限握裹強度折減曲線與鋼筋彈性模數折減曲線等。以鋼筋腐蝕為例，本研究主要考慮的劣化效應計有鹽害與中性化，其影響因子如圖5.9所示。

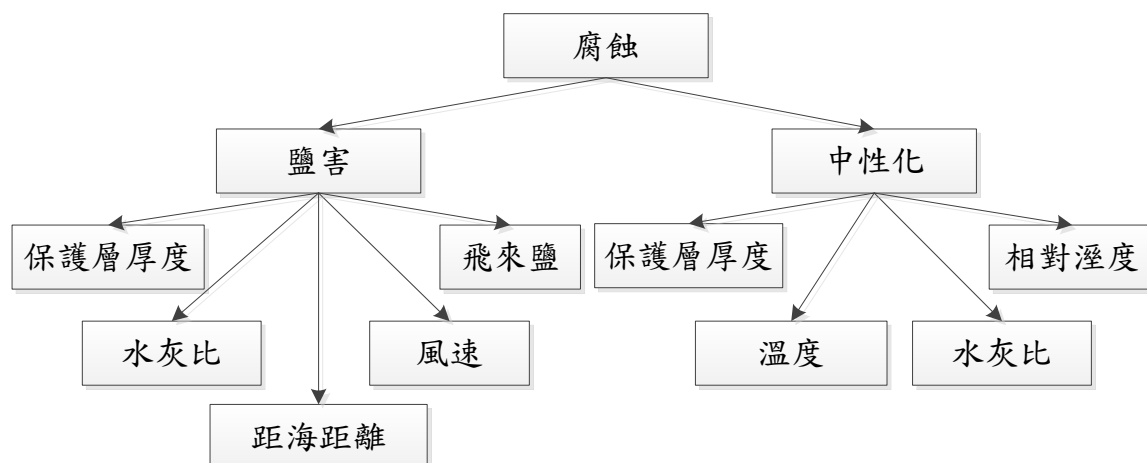


圖 5.9 劣化影響因子

對鹽害而言，鋼筋腐蝕可定義為最外層鋼筋之氯鹽量大於鋼筋腐蝕臨界氯鹽量，依內政部營建署結構混凝土施工規範CNS3090氯鹽量限制為0.3kg/m³。日本建築學會建議當中性化深度大於等於保護層厚度之機率大於10%時可視為鋼筋開始腐蝕。

鹽害造成鋼筋開始腐蝕的時間預測須利用飛來鹽衰減公式、混凝土表面附著氯鹽公式、以及氯離子擴散方程式等，以下分別說明。

一般以飛來鹽衰減公式預估橋梁所在位置之氯鹽量，而橋梁附近環境之氯鹽量未必完全殘留於混凝土表面，須利用混凝土表面附著氯鹽量公式，計算出混凝土表面附著氯鹽量 C_0 ，本研究利用以下公式計算混凝土表面氯鹽濃度。

$$C_{air} = 1.5 \times (1.29 \times r \times u^{0.386} \times d^{-0.952}) \dots\dots\dots (5.38)$$

$$C_0 = 0.988 \times C_{air}^{0.379} \dots\dots\dots (5.39)$$

C_{air} ：飛來氯鹽量(mdd)

C_0 ：表面氯鹽濃度(kg/m³)

r ：風比率(海風吹拂時間比率)

u ：平均風速(m/s)

d ：海岸線距離(km)

得知飛來鹽衰減公式後，就可以得知某座橋梁的飛來鹽量 C_{air} ，將飛來鹽量代入公式 5.40 得到混凝土表面附著氯鹽量 C_0 。

當混凝土處於腐蝕的環境下，外界的危害因子經由混凝土內部之連通孔隙，藉由擴散的方式，逐漸到達鋼筋表面，氯離子濃度與時間之關係，可以從 Fick's 定律來推估，如 5.40 式所示。氯離子從混凝土表面擴散至鈍化膜間的時間 t ，其中 D_c 為氯離子擴散係數。

$$Cl = C_0 \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{0.1 \times c}{2\sqrt{D_c t}} \right) \right] \dots\dots\dots (5.40)$$

Cl ：鋼筋位置氯鹽量(kg/m³)

C_0 ：混凝土表面氯鹽量(kg/m³)

c ：擴散距離，為混凝土保護層厚度(mm)

D_c ：氯離子擴散係數

$$\log D_c = -6.77(W/C)^2 + 10.1(W/C) - 3.14 \text{ (cm}^2/\text{年)} \dots\dots\dots (5.41)$$

t ：材齡(年)

erf ：誤差函數

上述公式可以預測(或決定)鋼筋開始腐蝕的時間；

當確定鋼筋已開始腐蝕後，可以依下式計算鋼筋直徑變化量；

$$d_b(t, T_{corr}) = \begin{cases} d_{bi}, t \leq T_{corr} \\ d_b(t) = d_{bi} - \frac{1.0508(1 - (w/c))^{-1.64}}{d_c} (t - T_{corr})^{0.71}, T_{corr} < t \leq T_f \\ 0, t > T_f \end{cases} \dots\dots\dots (5.42)$$

w/c ：水灰比(龍門橋為 0.55)。

d_{bi} ：原始鋼筋直徑量(mm)。

d_b ：折減鋼筋直徑量(mm)。

T ：材齡(年)。

T_{corr} ：開始腐蝕時間。

T_f ：鋼筋完全折減時間(年)。

通常普通波特蘭水泥 (Normal Portland Cement) 其PH 值高達12~13，呈強鹼特性。環境中若含有 0.03%弱酸性的CO₂ 通過混凝土未完全充滿水的毛細孔道向內部氣態擴散並溶解在孔隙水裏，此時發生碳化反應，生成碳酸鈣混凝土碳化反應產生的 CaCO₃(碳酸鈣)，其PH 值約在8.5~10 之間(中性)，遠低於原本之PH 值，此即稱為中性化。中性化能使混凝土的孔隙率降低以充實混凝土的緻密性，進而減緩CO₂ 的擴散速率，但是亦會引發鋼筋脫鈍，在有足夠水和氧氣的條件下即產生自然電化學銹蝕。本研究計算中性化腐蝕量的步驟如下：

潛伏期：

當鋼筋腐蝕機率超過10%之時間點視為”鋼筋腐蝕發生點”，其中，本研究利用台灣科技大學邱建國教授所開發的程式(如下圖 5.10)預測開始腐蝕的時間。

環境條件	地區	台北	
平均溫度(°C)	23.5	平均相對濕度(%)	76.6
鋼筋直徑(mm)	16	保護層厚度(cm)	6.5
中性化深度變異係數(建議值)	0.379015	水灰比(0.55)	0.55
保護層厚度變異係數(建議值)	0.2	中性化速度係數A (cm/√年)	

腐蝕時間與機率預測	規範機率(%)規範為10%	10	進展期腐蝕臨界量(直徑mm)	
開始腐蝕時間(year)		加速前期腐蝕臨界量(直徑mm)		
腐蝕機率(%)				
開始腐蝕時中性化深度(cm)				

執行按鈕			
☐ 100年	☐ 50年	計算	清除

圖 5.10 預測中性化初始時間之程式

(1) 進展期(開始腐蝕後)：

平均腐蝕量約 3×10^{-3} (mm/year)

c: 保護層厚度(mm)

ϕ : 鋼筋直徑(mm)

(2) 加速度期:

平均腐蝕量約 7×10^{-3} (mm/year)

保護層剝落或剝離發生之臨界量: $\Delta r_{cr} = 52(c / \phi) \times 10^{-3}$ (mm).. (5.43)

c: 保護層厚度(mm)

ϕ : 鋼筋直徑(mm)

根據上述，我們已經可以決定鹽害與中性之起始時間與後續之鋼筋折減量，因此，表 5-1 與表 5-2 所示為選定特定面積折減率下(如 5%)下，主筋與剪力筋之鹽害與中性化鋼筋腐蝕量計算結果。

表5-1 選定特定面積折減率下(如5%)之鹽害與中性化之主筋鋼筋腐蝕量計算

主筋 (初始直徑 = 16mm)				
年	氯離子 濃度	鹽害之直徑折減 (mm)	中性化之直徑折減 (mm)	面積折減率(含鹽害與 中性化)
202.00	0.28	0.00	0.41	5.00%
305.00	0.29	0.00	0.82	10.00%
366.00	0.30	0.00	1.25	14.99%
423.00	0.30	0.06	1.65	20.16%

表5-2 選定特定面積折減率下(如5%)，剪力筋之鹽害與中性化之鋼筋
腐蝕量計算

剪力筋 (初始直徑 = 13mm)				
年	氯離子濃度	鹽害之直徑折減 (mm)	中性化之直徑折減 (mm)	面積折減率(含鹽害與中性化)
202	0.30	0.00	0.46	6.98%
305	0.30	1.34	1.00	32.79%
366	0.31	2.28	1.43	48.87%
423	0.31	3.03	1.83	60.70%

材料強度折減

鋼筋楊氏係數、鋼筋降伏強度、鋼筋極限強度與極限應變的折減係數計算如下：

$$E_{cs} = (1 - 1.15(R_{avg}))E_{ss} \dots\dots\dots (5.44)$$

$$F_{cu} = (1 - 1.57(R_{avg}))F_{su} \dots\dots\dots (5.45)$$

$$F_{cy} = (1 - 1.98(R_{avg}))F_{sy} \dots\dots\dots (5.46)$$

$$\varepsilon_{cu} = (1 - 2.59(R_{avg}))\varepsilon_{su} \dots\dots\dots (5.47)$$

E_{ss} : 鋼筋腐蝕前之楊氏係數 (N/mm²)。

F_{sy} : 鋼筋腐蝕前之降伏強度(N/mm²)。

F_{su} : 鋼筋腐蝕前之極限強度(N/mm²)。

ε_{cu} :鋼筋之極限應變

R_{avg} : 平均斷面減少率(%)。

根據上述，在設定的主筋折減率下，鋼筋的應力應變關係如圖 5.11 所示。

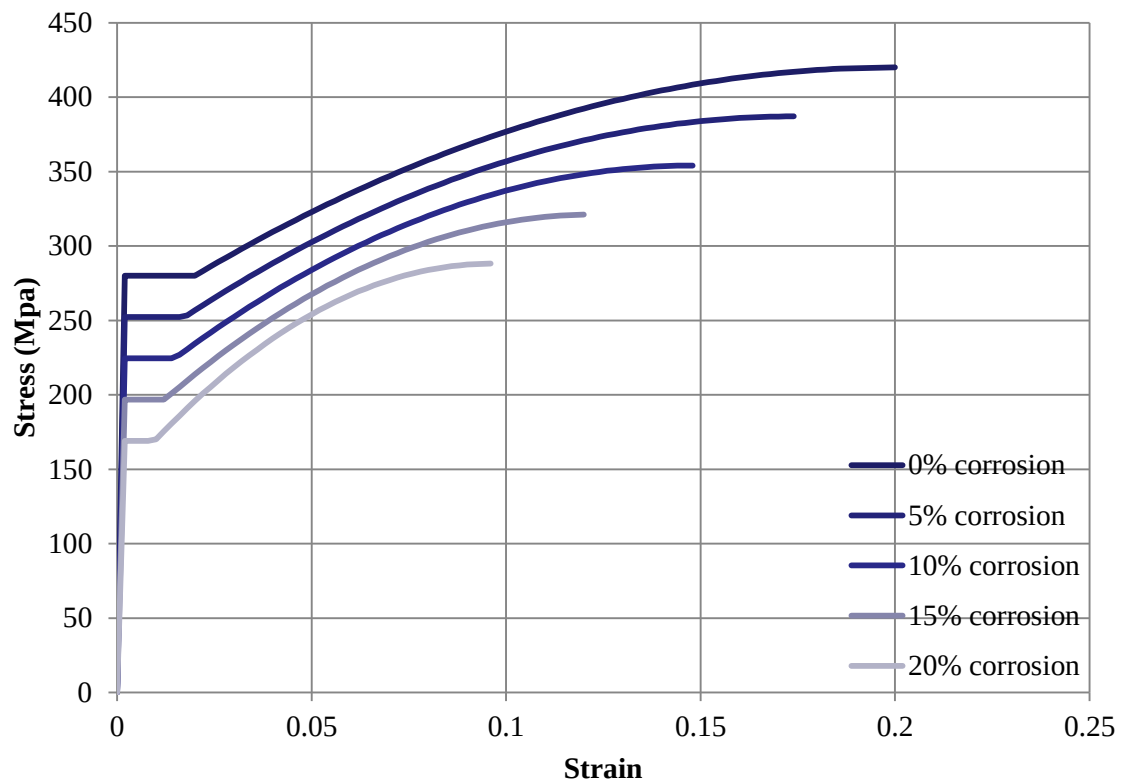


圖 5.11 主筋面積折減時之鋼筋之應力應變關係圖 (不考慮握裹力損失)

本研究考慮主筋及箍筋受腐後混凝土軟化造成握裹強度降低，對鋼筋應力及應變之影響。當鋼筋受腐後若鋼筋要達到未受腐前之相同的應力，其所需之伸展長度需要更長。本研究將鋼筋受腐後所需之伸展長度，模擬等效成達到其應力所需之應變長度，此為造成鋼筋受腐後極限應變變大的原因。圖5.12所示為考慮握裹力損失下之應力應變關係。

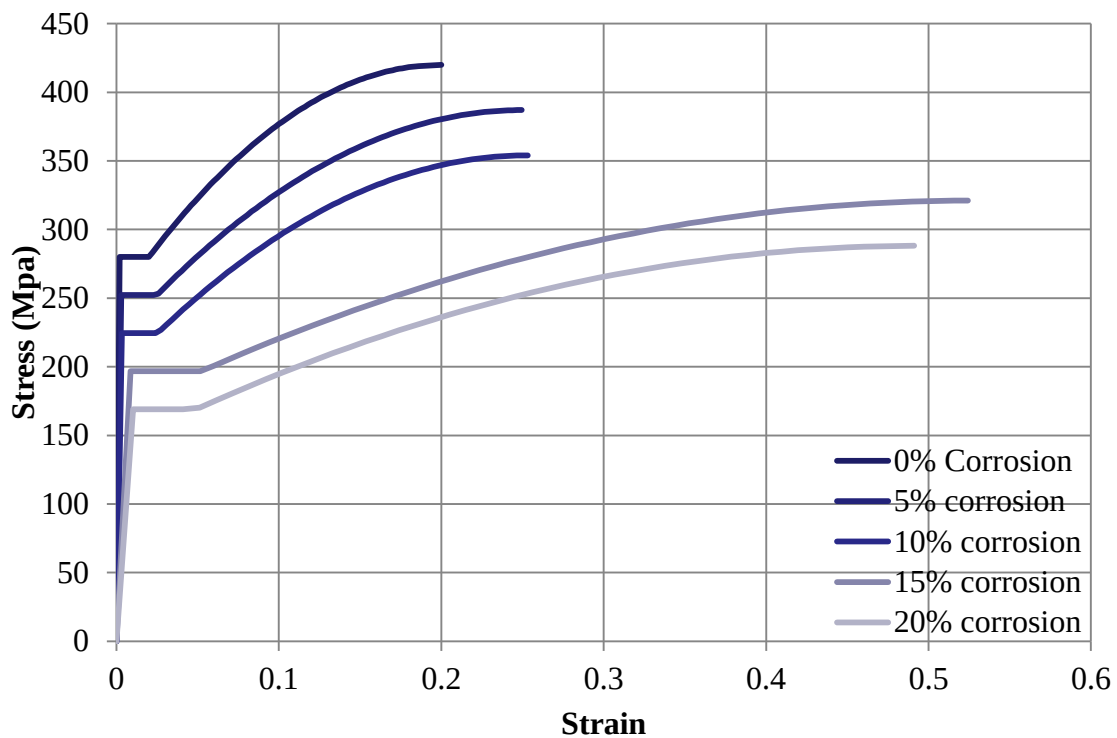


圖 5.12 主筋面積折減時之鋼筋之應力應變關係圖 (考慮握裹力損失)

5.1.2 選定分析橋梁

本研究選擇表5-3中三座橋梁，分別為北勢大橋、仙人橋與武嶺橋，竣工圖說節錄如圖5.13~圖5.15所示，後續將根據上述流程，分別完成側推分析。

表5-3 所選定分析橋梁

編號	工務段	路線名稱	橋名	竣工年	跨越河川
1	苗栗工務段	台 13 線 11k+500	北勢大橋	66	後龍溪
2	南投工務段	台 14 線 47k+441	仙人橋	74	烏溪
3	復興工務段	台 3 線 37k+040	武嶺橋	75	大漢溪

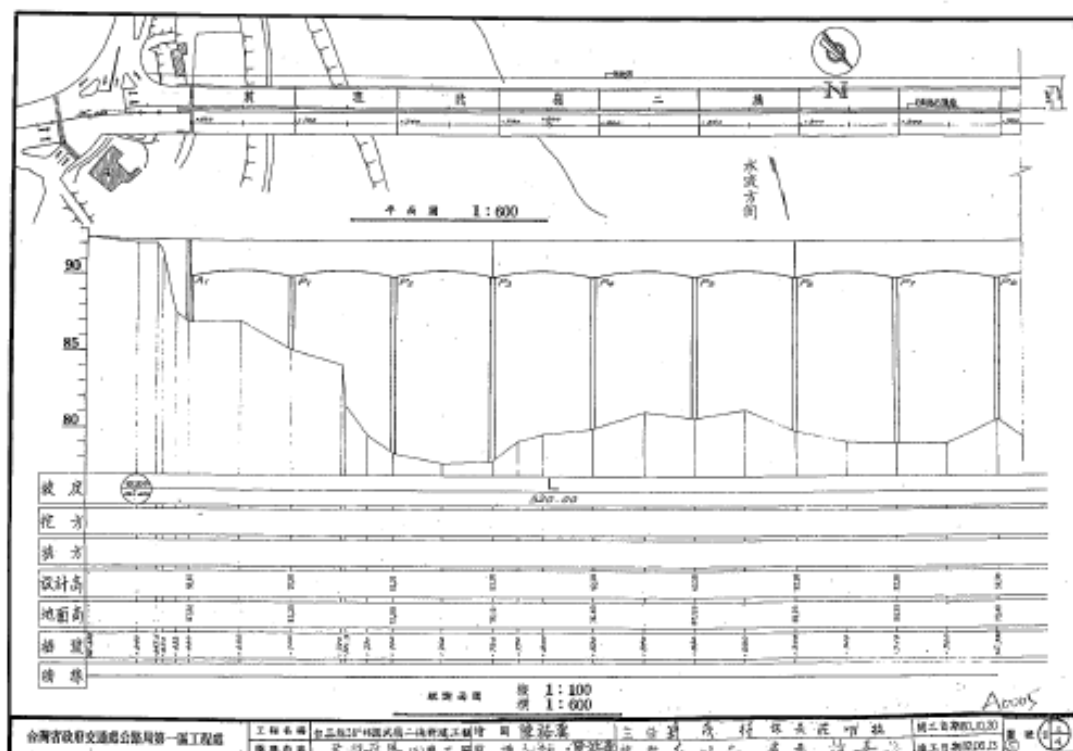


圖 5.15 武嶺橋竣工圖

5.1.3 選定橋梁分析結果

選定橋梁分別為(1)北勢大橋，(2)仙人橋，(3)武嶺大橋，以下分別說明：

5.1.3.1 武嶺大橋

武嶺大橋之整體有限元素模型如圖5.16所示，建立模型時係以振動單元為依據，根據竣工圖，此橋之振動單元有3跨，如圖所示。一般而言，竣工圖上於墩帽處(或伸縮縫處)會說明是否可移動(moveable)，若不可移動，則假設為鉸接。

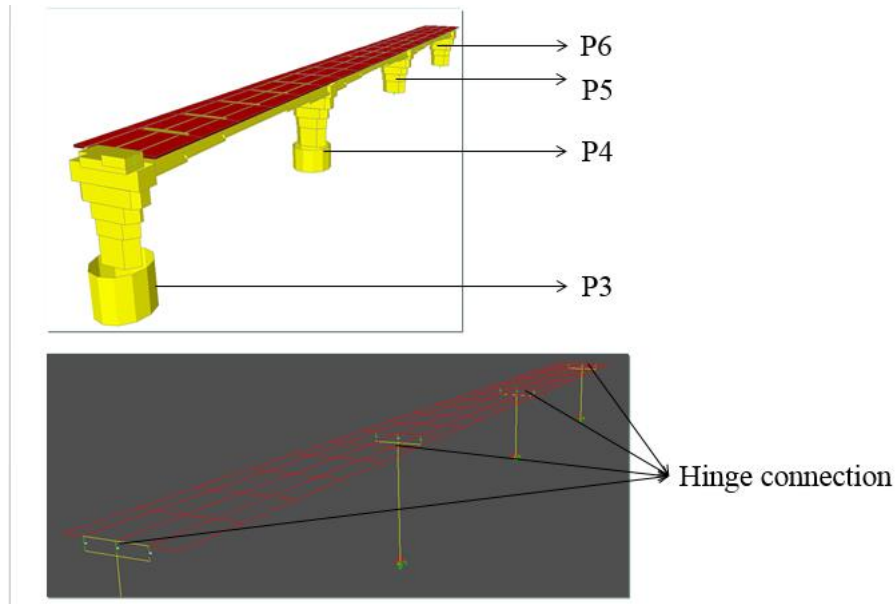


圖 5.16 武嶺橋 SAP2000 橋梁模型圖

圖5.17所示為武嶺橋上部結構之細部模擬：包括橫膈梁、預力梁與橋面版等。其中，由圖可知，本研究以三個斷面模擬預力梁之漸變斷面。圖5.18所示為橋梁下部之模型圖，其中，類似於上部結構的作法，本研究用三個不同的斷面模擬墩柱斷面的變化(section A~C)，而沉箱則以section D模擬。塑性鉸可能產生的位置分別為墩柱與沉箱的最底部(section C and D)，如圖5.19所示。

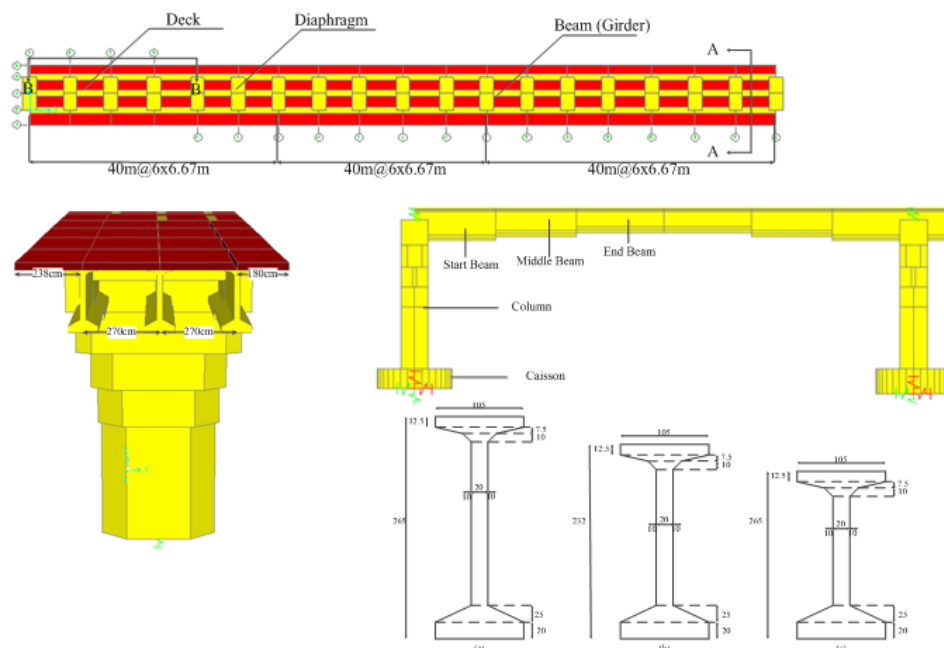


圖 5.17 武嶺橋橋梁上部結構模型圖

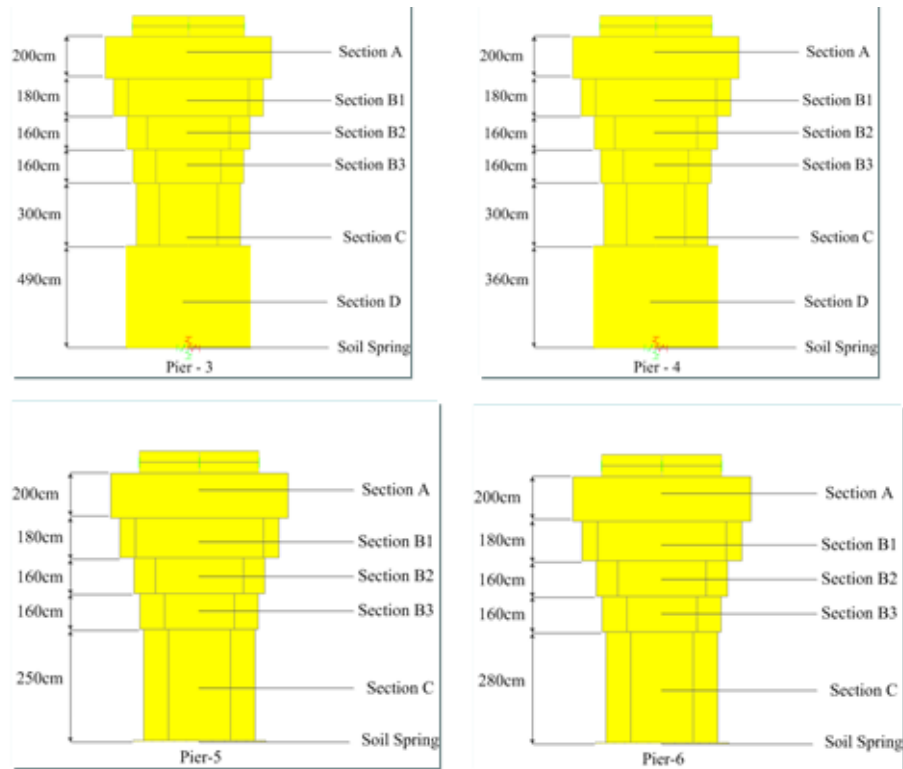


圖 5.18 武嶺橋下部結構模型圖

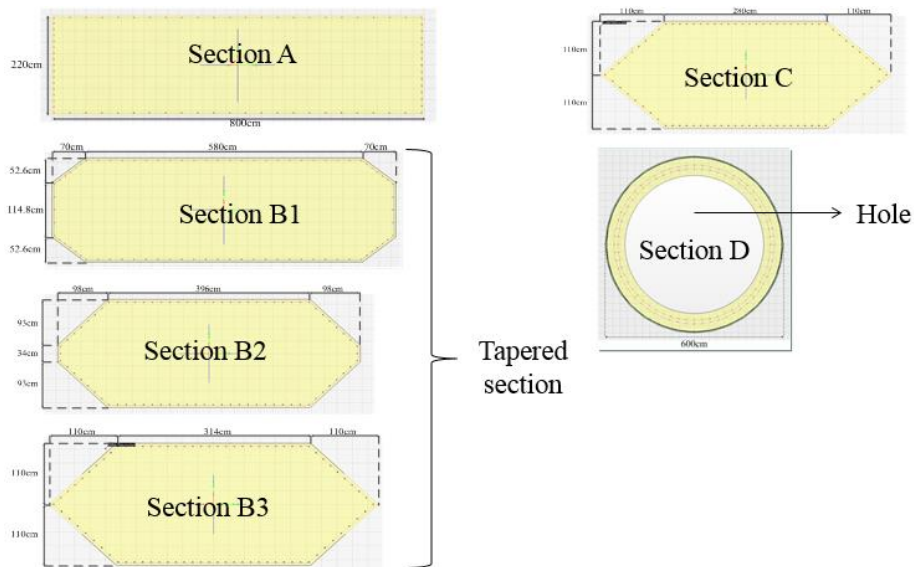


圖 5.19 武嶺橋墩柱斷面示意圖

武嶺大橋側推分析的結果如圖5.20與5.21所示，其中圖5.20之側推方向為垂直於車行方向，而圖5.21之側推方向則與車行方向平行。根據以上所述，武嶺大橋在無劣化及各個預設劣化狀況下之降伏地表加速度與崩塌地表加速度如表5-4所示。

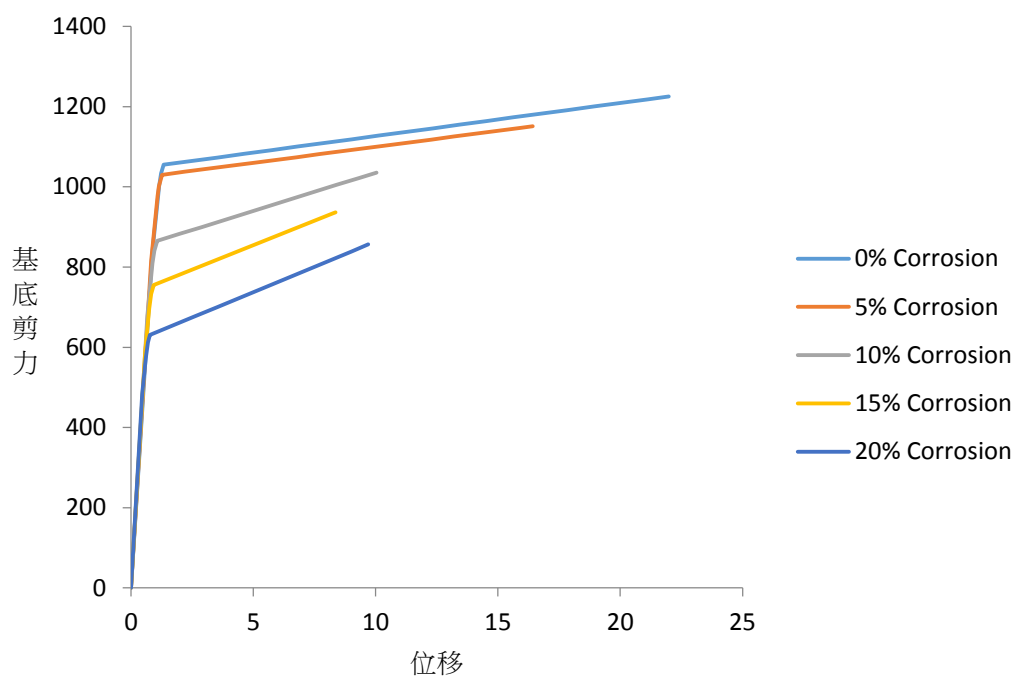


圖 5.20 垂直行車向(X 向) 側推分析圖

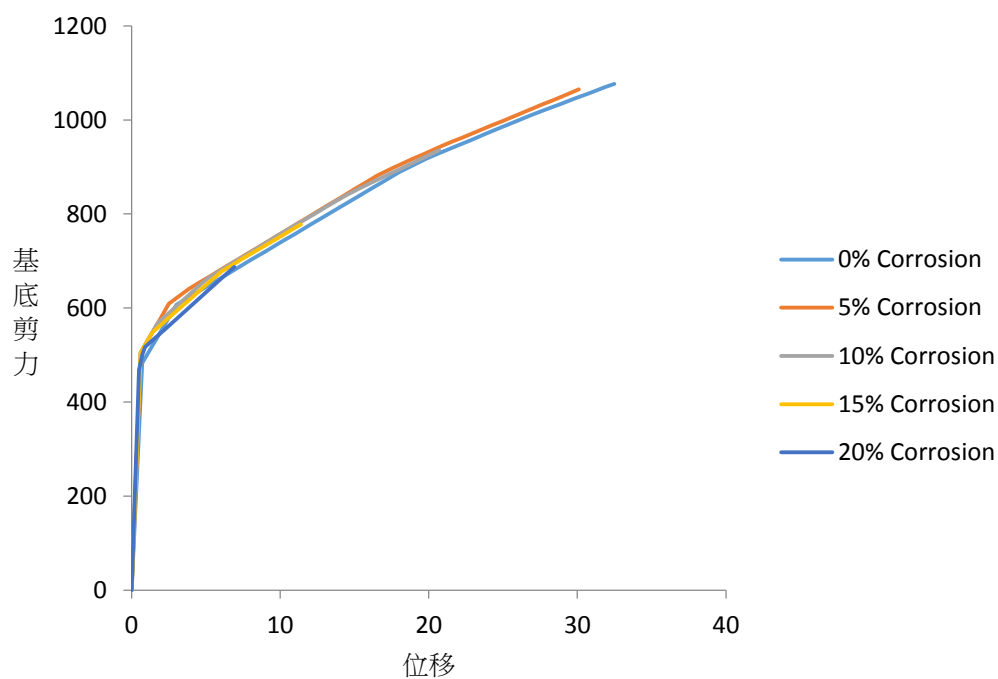


圖 5.21 平行行車向(Y 向)側推分析圖

表5-4 武嶺大橋 A_y 、 A_c 分析結果

行車向(X)	側推結果(tf-m)		降伏地表加速度(A_y)		崩塌地表加速度(A_c)		服務年度
	位移(cm)	基底剪力	PGA	位移(cm)	PGA	位移(cm)	
0% 損失百分比	21.98	1225.64	0.068	1.328	0.250	21.98	0
5% 損失百分比	16.43	1151.12	0.061	1.272	0.202	16.428	202
10%損失百分比	10.03	1035.85	0.052	1.066	0.149	10.033	305
15%損失百分比	8.37	9636.68	0.042	0.828	0.128	8.366	366
20%損失百分比	9.7	856.40	0.038	0.776	0.131	9.700	423
河流方向(Y)	側推結果(tf-m)		降伏地表加速度(A_y)		崩塌地表加速度(A_c)		服務年度
	位移(cm)	基底剪力	PGA	位移(cm)	PGA	位移(cm)	
0% 損失百分比	32.48	1076.84	0.105	3.023	0.318	32.480	0
5% 損失百分比	30.09	1064.81	0.100	2.504	0.301	30.088	202
10%損失百分比	20.71	935.49	0.074	1.275	0.243	20.707	305
15%損失百分比	11.40	777.73	0.051	0.609	0.174	11.400	366
20%損失百分比	6.91	687.64	0.047	0.498	0.133	6.911	423

5.1.3.2 北勢大橋與仙人橋

因為這兩座橋梁的分析過程與武嶺大橋類似，因此，其過程不再說明，這兩座橋在無劣化及各種預設劣化狀況下之降伏地表加速度與崩塌地表加速度如表5-5與表5-6所示。

表5-5 北勢大橋 A_Y 、 A_C 分析結果

行車向(X)	側推結果(tf-m)		降伏地表加速度(A_Y)		崩塌地表加速度(A_C)		服務年度
	位移(cm)	基底剪力	PGA	位移(cm)	PGA	位移(cm)	
0% 損失百分比	35.525	1039.461	0.0791	0.427	0.359	35.525	0
5% 損失百分比	33.406	993.877	0.0744	0.406	0.339	33.406	29
10%損失百分比	29.356	872.351	0.0717	0.394	0.302	29.356	61
15%損失百分比	24.222	638.073	0.0391	0.250	0.226	24.222	98
20%損失百分比	26.162	598.430	0.03854	0.248	0.229	26.162	138
河流方向(Y)	側推結果(tf-m)		降伏地表加速度(A_Y)		崩塌地表加速度(A_C)		服務年度
	位移(cm)	基底剪力	PGA	位移(cm)	PGA	位移(cm)	
0% 損失百分比	10.108	1414.853	0.1067	0.348	0.227	10.108	0
5% 損失百分比	9.178	1347.81	0.1007	0.328	0.211	9.178	29
10%損失百分比	8.970	1266.405	0.0995	0.324	0.204	8.970	61
15%損失百分比	7.437	960.389	0.05995	0.192	0.157	7.437	98
20%損失百分比	7.998	906.39	0.05996	0.192	0.1595	7.998	138

表5-6 仙人橋 A_Y 、 A_C 分析結果

行車向(X)	側推結果(tf-m)		降伏地表加速度(A_Y)		崩塌地表加速度(A_C)		服 務 年 度
	位 移 (cm)	基底剪力	PGA	位移(cm)	PGA	位移(cm)	
0% 損失百分比	1.523	22989.172	0.431	1.193	0.722	1.523	0
5% 損失百分比	1.417	21426.865	0.426	1.184	0.658	1.417	798
10%損失百分比	1.329	20132.558	0.421	1.175	0.559	1.329	926
15%損失百分比	1.239	18821.686	0.418	1.170	0.524	1.239	1010
20%損失百分比	1.173	17848.262	0.403	1.127	0.475	1.173	1097
河流方向(Y)	側推結果(tf-m)		降伏地表加速度(A_Y)		崩塌地表加速度(A_C)		服 務 年 度
	位 移 (cm)	基底剪力	PGA	位移(cm)	PGA	位移(cm)	
0% 損失百分比	1.277	29326.046	0.448	0.824	0.675	1.277	0
5% 損失百分比	1.223	27935.811	0.436	0.800	0.635	1.223	798
10%損失百分比	1.023	23518.391	0.369	0.661	0.532	1.023	926
15%損失百分比	1.094	25016.879	0.358	0.626	0.571	1.094	1010
20%損失百分比	1.319	29941.713	0.396	0.708	0.666	1.319	1097

5.2 新增橋梁洪水臨界頻率分析案例

針對所選定橋梁分析洪水作用下臨界頻率的計算，詳細的計算流程如圖5.22所示。首先，預先選定數個沖刷深度值，並根據沖刷深度與河床斷面，決定振動單元中各個墩柱在計畫洪水位之流速比值，並根據規範計算各墩柱所承受動水壓之比值；同時，因為沖刷深度的存在，墩柱(或沉箱)的塑鉸性質與位置亦隨之改變需要重新計算。針對不同沖刷深度進行側推分析後，根據各個降伏點的連線可以決定跟橋梁的容量包絡線；並依據規範規定之動水壓值與側推分析所提供之力與位移的關係，決定該橋梁的需求包絡線。兩個包絡線的交點即為耐洪性能點，並根據此性能點決定臨界頻率，繼而計算臨界頻率比值。

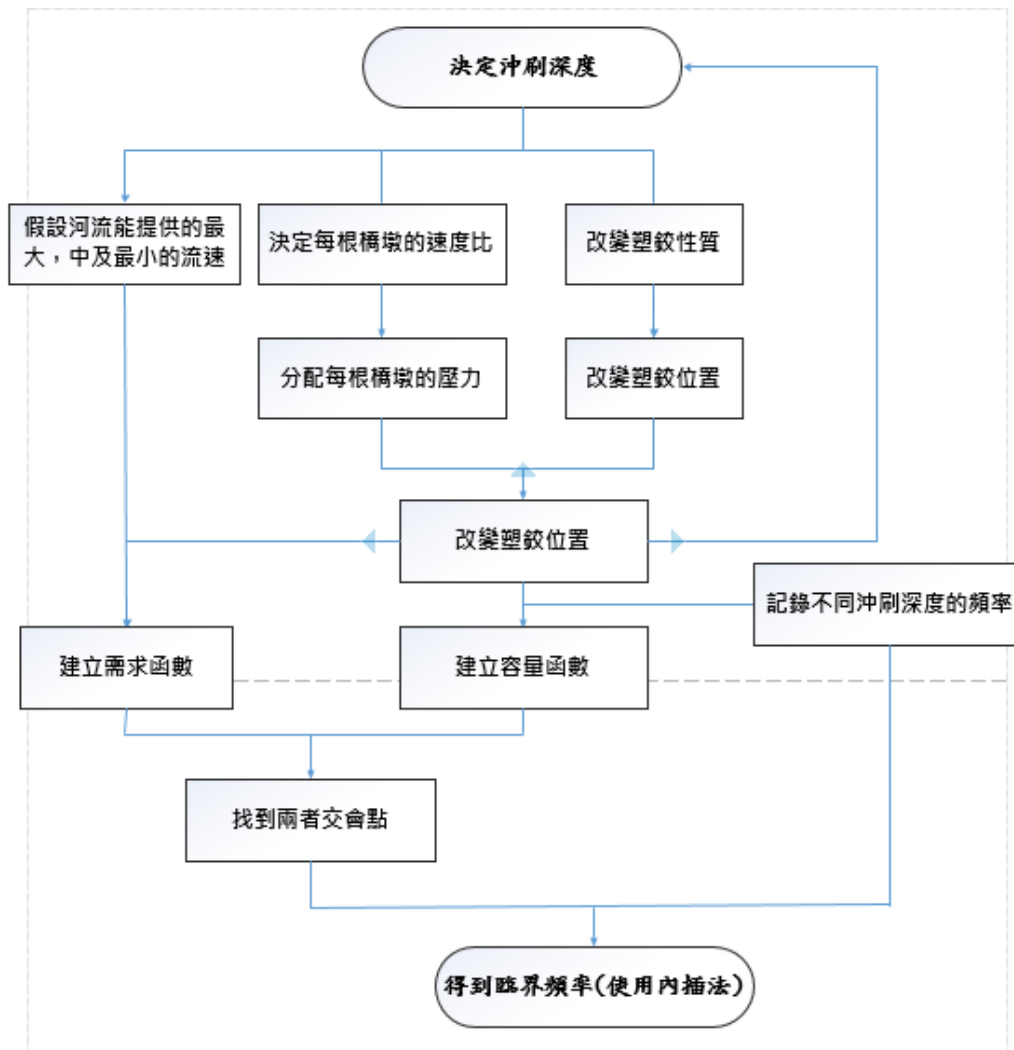


圖 5.22 橋梁洪水臨界頻率分析流程圖

值得注意的是，本研究所提出的耐洪性能點受到流速與水位高的影響，亦即，不同的流速與水位高將導致不同的性能點，也將有不同的臨界頻率比值。因為流速是一個變數，目前本研究選定兩個不同的流速作為計算的依據，分別為4m/s與7m/s。因為流速與水位高具有拋物線的關係，因此上述兩個流速值係指在無沖刷的情形下，振動單元中具有最高水位墩柱的流速，其他墩柱的流速則視河床斷面圖與計畫洪水位並依拋物線關係決定其流速大小。另、當沖刷發生時，墩柱水位高亦隨之改變，此時流速亦須根據拋物線關係進行修正。

圖5.23與圖5.24為武嶺大橋在流速7m/s時之耐洪性能點決定圖，兩圖的差異為側推分析時沖刷深度增量的大小；經比較兩圖可知，沖刷深度增量須審慎選擇，增量過小將增加分析的成本；增量過大則所求得之臨界頻率(性能點)將有較大的偏差。根據分析結果(表5-7)，所選定的三座橋梁之耐洪臨界頻率比值最保守的估計約為0.72，此值與日本學者Nishimura在觀察約1000座現地量測橋梁資料的結論相近(0.7 ~ 0.85)。

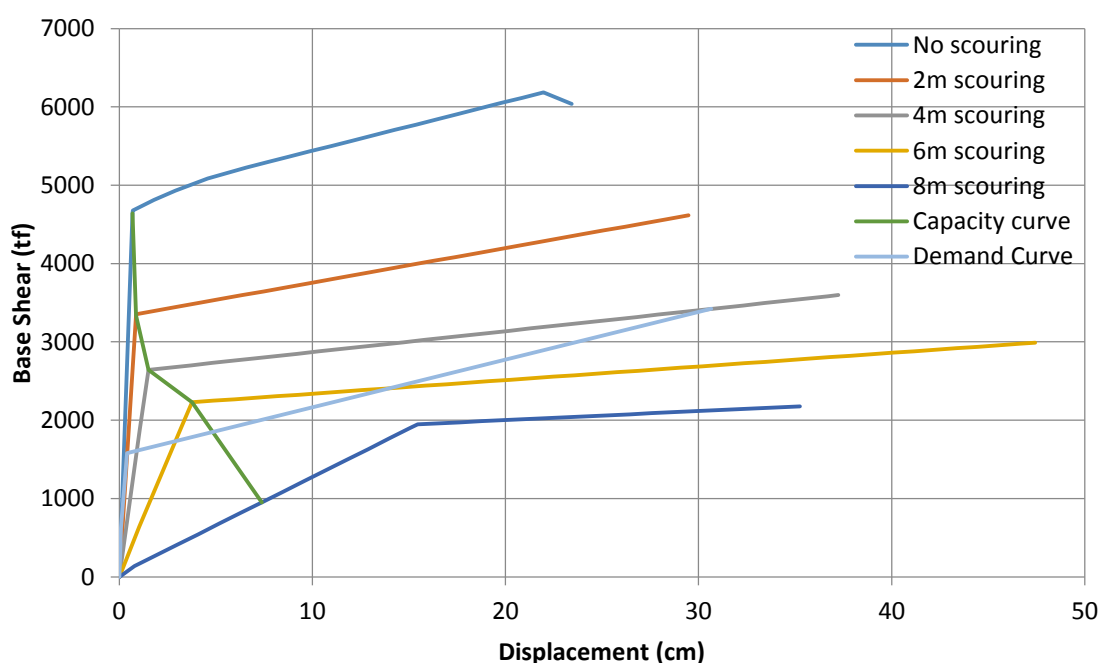


圖 5.23 武嶺大橋耐洪性能點之決定圖 (沖刷深度增量較大時)

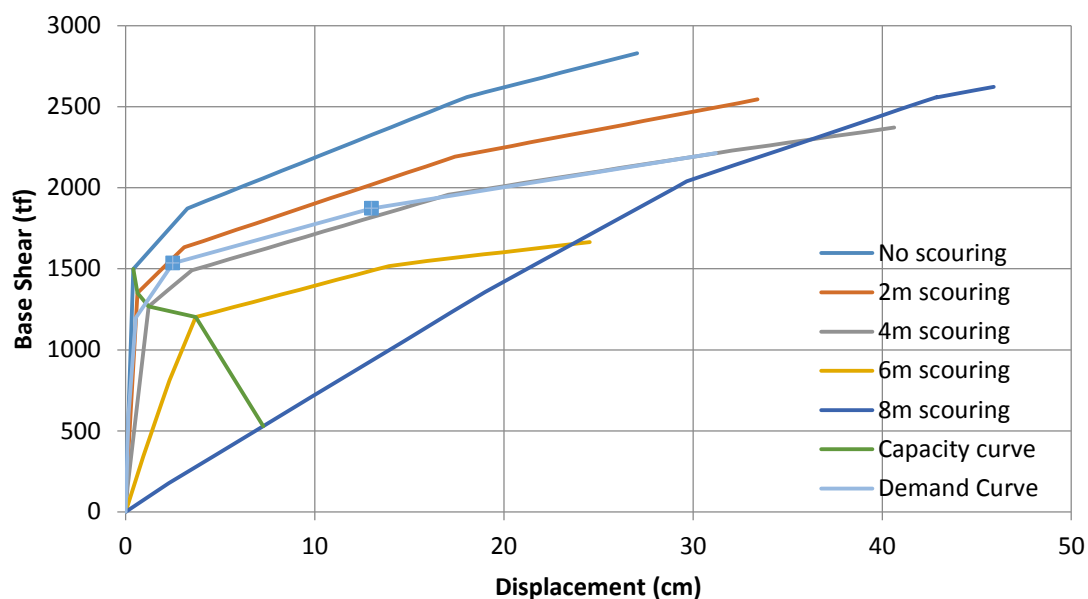


圖 5.24 武嶺大橋耐洪性能點之決定圖 (沖刷深度增量較小時)

表5-7 三座選定橋梁之耐洪臨界頻率比值

流速	7 m/s			4 m/s		
橋梁	武嶺	北勢	仙人	武嶺	北勢	仙人
R_C	0.72	0.51	0.66	0.42	0.26	NA

5.3 人工智慧推論模式精進

此階段將分別針對a.橋梁耐震能力人工智慧推論模式、b.橋梁洪水臨界頻率比值推論模式與c.橋梁地震臨界頻率比值推論模式三部分介紹。

5.3.1 橋梁耐震能力人工智慧推論模式

為避免災害發生時，造成橋梁損壞導致交通中斷、居民受困甚或是人員傷亡等事件的發生，對現有橋梁進行全面檢測勢在必行。然而國內橋梁數量高達數萬座，若應用簡易評估方式以目視進行調查，雖然快速但其結果較不準確。如皆採用細部評估，其結果雖然較準確，但需耗費時間及成本，且僅能由具備專業經驗之人員評估，在有限經

費與專業人力下，將無法對每座橋梁做詳細結構分析。若能針對同樣橋梁歷史案例找出簡易評估因子與細部評估 A_y 、 A_c 之映射關係，據此推論其他橋梁之 A_y 、 A_c 值，如此可求得在容許誤差內之 A_y 、 A_c 值，將大幅節省人力成本。

過去研究「橋梁通阻檢測分析模式建立之研究」中，已針對公路總局「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」中橋梁121筆細部評估結果，應用人工智慧推論模式透過案例(橋梁耐震能力評估結果)學習，找出輸入(簡易調查耐震能力影響因子)與輸出(A_y 、 A_c)之映射關係。並額外加入24座含劣化因素細部評估得之橋梁 A_y 、 A_c 值，共120筆(24座橋梁各五種劣化程度)案例庫。再應用「人工智慧機械學習推論模式」進行案例訓練學習，以提高預測準確率。最後，全台省縣道二千多座橋梁即可根據上述推論模式求得 A_y 與 A_c 值，繪製出地表震動影響下橋梁地震易損度曲線，並定義出不同地表震動下橋梁可能的損壞機率。

為提升模式耐震能力預測準確度，將前一階段所分析3座橋梁，包含北勢大橋、仙人橋與武嶺橋(各5種劣化程度)共15筆案例加入人工智慧歷史案例庫，並重新進行模式更新。

此研究同樣沿用「橋梁通阻檢測分析模式建立之研究」中之推論方法，以快速混雜基因演算法融合支持向量機建置一「人工智慧機械學習推論模式」，透過快速混雜基因演算法搜尋模式最適參數值，應用支持向量機分析迴歸輸入(簡易調查耐震能力影響因子)與輸出(細部評估 A_y 、 A_c)之映射關係，進而發展出一最佳化推論模式。此推論模式之優點為可藉由案例資料庫之更新與新增案例數，提升模式預測準確率。

本階段流程如圖5.25所示，分別為「新增案例庫」、「建置人工智慧橋梁推論模式」及「橋梁耐震能力推論」。以下將分階段詳細說明各流程。

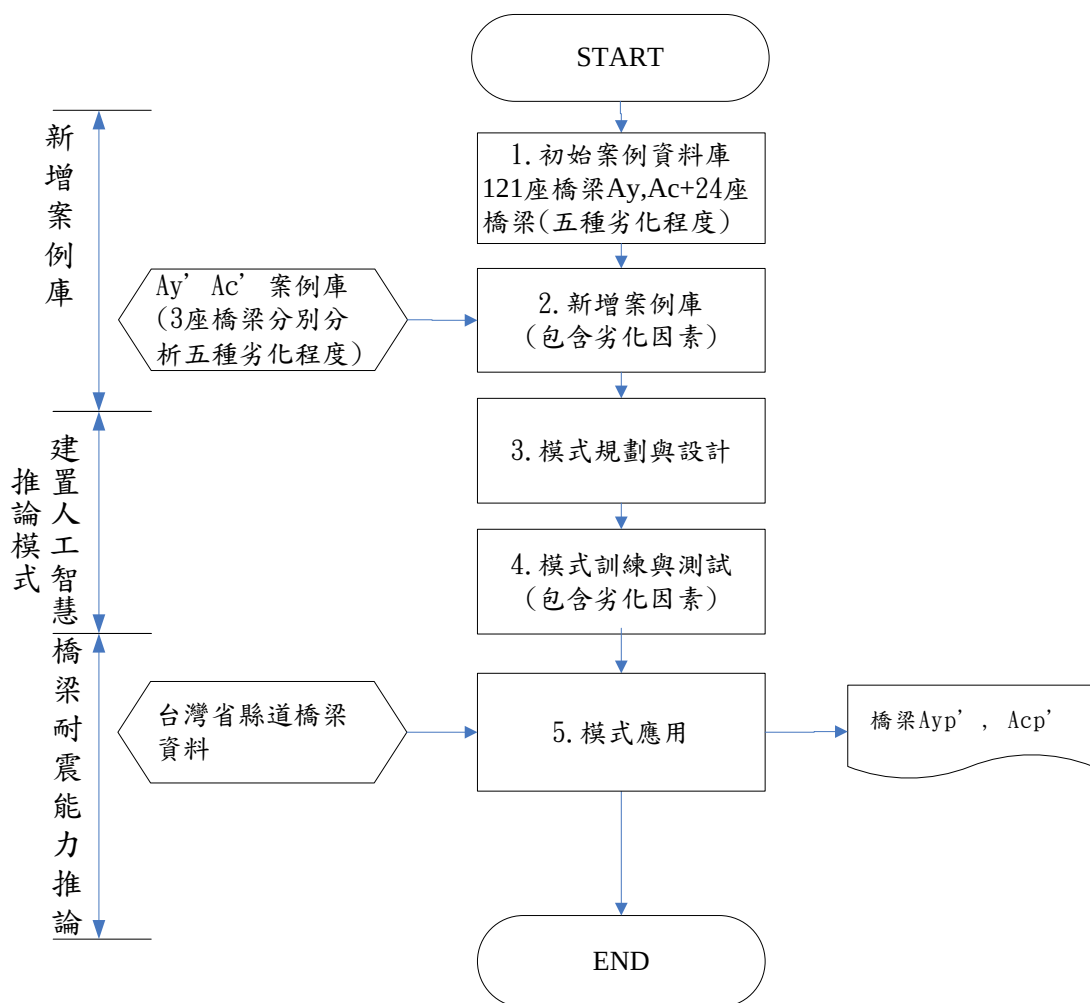


圖 5.25 人工智慧橋梁耐震能力推論模式流程圖

●新增案例庫

1. 初始案例資料庫

本研究根據「橋梁通阻檢測分析模式建立之研究」中所確立以11項影響因子加上總鋼筋腐蝕量(氯離子造成鋼筋腐蝕量+中性化造成鋼筋腐蝕量)與橋齡共13項作為橋梁耐震能力影響因子表(表5-8)，進行案例收集。其中土壤液化類別參考TBMS定義，分為堅實、中等、軟弱地盤及臺北一區、臺北二區、臺北三區和臺北四區。

表5-8 耐震能力影響因子

主要影響因子	定性/定量
1.設計水平加速度	定量
2.基樁裸露深度	定量
3.結構型態	定性
4.單跨最大跨距	定量
5.歪斜角	定量
6.橋長	定量
7.橋寬	定量
8.主梁型式	定性
9.振動單元數	定量
10.土壤液化類別	定性
11.支承裝置	定性
12.鋼筋斷面腐蝕率	定量
13.橋齡	定量

首先收集文獻「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」中RC橋梁細部評估結果(未考慮劣化因素)共計121筆，與「橋梁通阻檢測分析模式建立之研究」中24座橋梁(各5種劣化程度)共計120筆，累計共241筆案例，如下表5-9所示。

表5-9 初始案例資料庫（節錄）

案例編號	輸出因子		輸入因子												
	Ay	Ac	設計水平加速度	基樁裸露深度	結構型態	單跨最大跨距	歪斜角	橋長	橋寬	主梁型式	振動單元數	土壤液化類別	支承裝置	鋼筋斷面腐蝕率	橋齡
1	0.126	0.537	0.000	0.026	0.000	0.034	1.000	0.009	0.171	0.325	43.860	0.200	0.673	0.000	0.209
2	0.141	0.468	0.000	0.026	0.000	0.034	1.000	0.009	0.171	0.325	43.860	0.200	0.673	0.580	0.209
3	0.133	0.422	0.000	0.026	0.000	0.034	1.000	0.009	0.171	0.325	43.860	0.200	0.673	1.160	0.209
4	0.027	0.257	0.000	0.026	0.000	0.034	1.000	0.009	0.171	0.325	43.860	0.200	0.673	2.320	0.209
5	0.021	0.122	0.000	0.026	0.000	0.034	1.000	0.009	0.171	0.325	43.860	0.200	0.673	4.060	0.209

案例編號	輸出因子		輸入因子												
	Ay	Ac	設計水平加速度	基樁裸露深度	結構型態	單跨最大跨距	歪斜角	橋長	橋寬	主梁型式	振動單元數	土壤液化類別	支承裝置	鋼筋斷面腐蝕率	橋齡
6	2.580	3.240	0.000	0.000	0.000	0.017	1.000	0.001	0.349	0.325	8.772	0.200	0.000	0.000	0.483
7	2.400	3.000	0.000	0.000	0.000	0.017	1.000	0.001	0.349	0.325	8.772	0.200	0.000	0.580	0.483
8	2.320	2.870	0.000	0.000	0.000	0.017	1.000	0.001	0.349	0.325	8.772	0.200	0.000	1.160	0.483
9	1.860	2.330	0.000	0.000	0.000	0.017	1.000	0.001	0.349	0.325	8.772	0.200	0.000	2.320	0.483
10	1.560	1.910	0.000	0.000	0.000	0.017	1.000	0.001	0.349	0.325	8.772	0.200	0.000	4.060	0.483

：

241	0.062	1.010	0.058	0.000	0.000	0.055	1.000	0.004	0.232	0.325	8.772	0.000	0.673	4.060	0.483
-----	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

2.新增案例庫

根據前一階段之3座橋梁側推分析結果(含五種劣化程度)15筆資料作為新增之模式訓練案例，建立訓練案例庫，如下表5-10示。

表5-10 新增案例資料庫（節錄）

案例編號	輸出因子		輸入因子												
	Ay	Ac	設計水平加速度	基樁裸露深度	結構型態	單跨最大跨距	歪斜角	橋長	橋寬	主梁型式	振動單元數	土壤液化類別	支承裝置	鋼筋斷面腐蝕率	橋齡
1	0.1	1.71	0.251	0.105	0.000	0.048	0.871	0.020	0.298	0.325	35.088	0.400	0.673	0.580	0.483
2	0.09	1.51	0.251	0.105	0.000	0.048	0.871	0.020	0.298	0.325	35.088	0.400	0.673	1.160	0.483
3	0.09	1.27	0.251	0.105	0.000	0.048	0.871	0.020	0.298	0.325	35.088	0.400	0.673	2.320	0.483
4	0.08	0.85	0.251	0.105	0.000	0.048	0.871	0.020	0.298	0.325	35.088	0.400	0.673	4.060	0.483
5	0.05	0.82	1.000	0.000	0.000	0.083	1.000	0.018	0.344	0.325	61.404	0.400	0.673	0.000	1.000

：

12	0.18	2.4	0.361	0.000	0.000	0.041	1.000	0.017	0.272	0.325	78.947	0.400	0.673	1.160	0.209
13	0.15	2.32	0.361	0.000	0.000	0.041	1.000	0.017	0.272	0.325	78.947	0.400	0.673	2.320	0.209
14	0.13	1.86	0.361	0.000	0.000	0.041	1.000	0.017	0.272	0.325	78.947	0.400	0.673	4.060	0.209
15	0.11	1.56	0.058	0.000	0.754	0.041	1.000	0.009	0.234	0.325	8.772	0.200	0.673	0.000	0.483

●建置人工智慧橋梁耐震能力推論模式

傳統上橋梁耐震能力評估的缺點主要分為1.依賴人員專業知識、2.繁雜的結構計算。在依賴人員專業知識方面：由於橋梁耐震能力評估領域的問題具有複雜、不確定與隨環境變動的特性，因此，在解決相關問題時多依賴該領域專家經驗與知識進行決策。然而這些屬於專家的經驗與知識會隨著專家記憶淡忘與離職或退休而失去，因此如何傳遞有用的專業知識非常困難。在繁雜的結構計算方面：解決橋梁耐震能力問題多是依賴複雜結構軟體計算，如第三階段之詳細橋梁側推分析過程，然而台灣橋梁數量龐大，計算過程耗時與費力，將影響決策的時效性與有效性。

為了改善上述橋梁耐震能力評估之缺點，目前文獻中以人工智慧模擬人類決策行為來解決問題的方法陸續被提出。其中，支持向量機（Support Vector Machine, SVM）為結合統計學VC維度理論（Vapnik-Chervonenks Dimension）與結構風險最小化原理（Structure Risk Minimization Theory）所發展之一種機械學習演算法，SVM在Vapnik等人提出後發展迅速，目前已成功的應用在決策輔助及預測中(Cheng & Wu, 2009)。然而此模式必須先決定其參數的數值，才能使模式的結果最佳化。

3.模式規劃與設計

為解決SVM推論模式最佳化問題，Cheng與Wu於2009年提出一最佳化決策模式「演化式支持向量機推論模式」(Evolutionary Support Vector Machine Inference Model, ESIM) (Cheng & Wu, 2009)，此模式融合SVM與快速混雜基因演算法(Fast Messy GA)，模式中SVM用於歸納輸入變數與輸出變數間複雜的關係；而快速混雜基因演算法(fmGA)搜尋SVM所需的最佳參數(C與 γ)，藉此提高SVM的預測準確度。本研究冀望藉由此模式透過過去案例與經驗學習，歸納出結構分析之邏輯，以提昇橋梁耐震評估分析的時效性。模式架構如圖5.26所示。

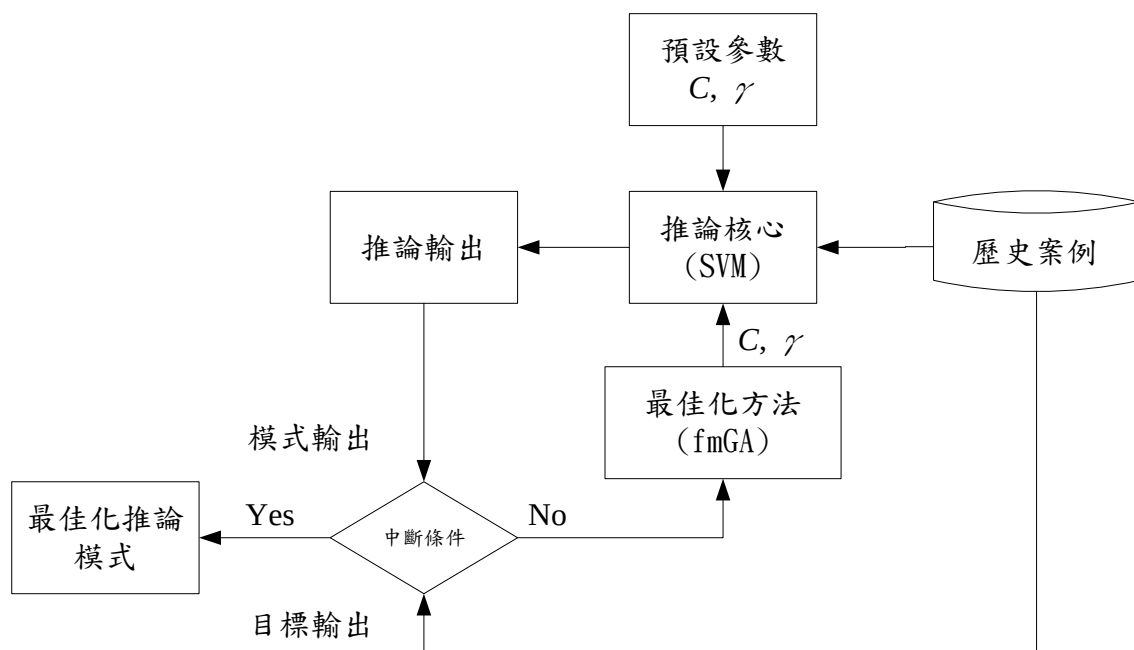


圖 5.26 演化式支持向量機推論模式圖

本研究將依循ESIM之運作流程，進行以下步驟：(1)收集歷史案例庫(241+15座經細部評估結果)包含橋梁之降伏加強度(A_y)與崩塌加速度(A_c)作為輸出，上一步驟所確認之橋梁耐震能力影響因子為輸入。(2)運用ESIM進行模式之訓練與學習，找出最佳化之 C 與 γ ，及輸入與輸出之映射關係。(3)根據所得到之最佳化推論模式，進行模式驗證與測試，其步驟說明如下：

預設參數 C 與 γ ： C 與 γ 值可能依案例與問題特性而有不同設定，本研究建議其預設值 C 與 γ 可分別設定為1及 $1/M$ ，其中 M 為變數個數。

歷史案例：首先在預測模式之前，必須先尋找影響因素，並且建立影響因子集合(本研究採用橋梁耐震能力影響因子)作為預測的輸入變數。

推論核心(SVM)：在此步驟中，本研究以241+15=256座之耐震評估結果做為歷史案例，並以案例影響因子作為輸入因子，細部評估耐震值(A_y 及 A_c)作為輸出。將此輸入與輸出數值輸入SVM中進行模式的初始訓練，SVM將以預設之 C 與 γ 值作為模式中第一次訓練設定值。

推論輸出：此步驟將求算模式輸出值與實際值之誤差，再以誤差

倒數為適應函式，其適存度越大表示此模式架構越佳。

中斷條件：此流程將持續運作，直到符合某些條件，如達到符合的適存度或數世代演算中適存度無明顯增加(表示已達收斂)。

最佳化方法(fmGA)：此步驟中，應用快速混雜基因演算法尋找下一世代中較適合之C與 γ 參數值。

最佳化推論模式：根據上述最佳化演算，可留下最佳之基因組合。將基因解碼為支持向量機模式之C與 γ 值，即可求得最佳之推論模式，後續階段即可應用此模式進行橋梁耐震能力推論。

為了驗證與測試模式之準確度，本研究與交通部公路總局「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」文獻中所提出評估方法求得之橋梁 A_y 、 A_c 進行比較，驗證本模式之可行性。採用均方根誤差(Root Mean Square Error, RMSE)作為衡量公式，如式(5.48)所示。

$$RMSE = \left(\frac{\sum_{i=1}^M e_i^2}{M} \right)^{1/2} \dots\dots\dots (5.48)$$

RMSE：均方根誤差。

M：測試案例數。

e_i ：實際值與預測值之差。

橋梁耐震能力預測模式中中共有13個輸入變數(影響因子)，2個輸出變數(A_y 、 A_c)。為了找出這其中的映射關係，ESIM需設定之模式架構變數範圍與模式學習參數，模式架構參數設定如表5-11所示。

表5-11 ESIM系統架構參數設定

設定項目	設定值/方法
SVM 學習設定	regression
SVM 核心函數(kernel function)	radial base function
fmGA 執行迴圈內外迴圈 (EPOCH*ERA)	100
SVM 容錯參數 C	0~200
SVM 核心函數參數(gamma) γ	0.0001~1
fmGA 切割機率(Cut)	0.02
fmGA 結合機率(Splice)	0.02
fmGA 突變機率(Mutation)	0

4.模式訓練與測試

系統建構完成後，依 ESIM 使用步驟建構橋梁耐震能力預測模式，對訓練案例進行模式訓練(Training)及測試(Testing)。並採用人工智慧推論模式所建議驗證方法-K 組交叉驗證(K-fold cross-validation)，K 值建議採用 10，方法為將數據集分成十份，輪流將其中 9 份當做訓練集，剩餘 1 份做測試集，最後將 10 次的結果平均評估為模式之準確度。步驟如下：

步驟一、案例輸入

將表 256 筆案例資料輸入案例資料庫，首先將案例先以亂數排列後，再分成 10 組。

將案例分組後，取其中 1 組作為測試案例(斜線部分)，其餘 9 組當成訓練案例，如表 5-12，製作出 train-1 ~ train-10 與 test-1 ~ test-10 檔案，將 train-1 ~ train-10 與 test-1 ~ test-10 按次成對輸入 ESIM 之 Training File 及 Test File 案例資料庫中。

表5-12 案例分組示意表

組 別	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X
組別 編號	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6
	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7
	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9
	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10

步驟二、模式訓練

案例推論模式經參數設定後，ESIM 系統即進行最佳模式搜尋。搜尋 100 個世代，可找出其最佳預測模式。

步驟三、模式測試

模式訓練完成後，經由模式測試可瞭解此推論模式之推論誤差與學習精度，各組訓練案例與測試案例準確率如表 5-13 所示。

表5-13 模式預測準確率

組別	訓練預測誤差(g)		測試預測誤差(g)	
	Ay	Ac	Ay	Ac
I	0.178	0.077	0.166	0.357
II	0.088	0.123	0.165	0.259
III	0.296	0.082	0.082	0.168
IV	0.293	0.133	0.152	0.251
V	0.091	0.223	0.183	0.262
VI	0.081	0.124	0.243	0.267
VII	0.144	0.092	0.109	0.212
VIII	0.090	0.079	0.200	0.273
IX	0.291	0.085	0.149	0.225
X	0.078	0.192	0.189	0.188
平均	0.163	0.121	0.164	0.246

分組後經 ESIM 訓練及測試後，分別計算出準確率，在模式訓練階段推論 Ay 平均誤差為 0.163g，推論 Ac 平均誤差為 0.121g。在模式測試階段推論 Ay 平均誤差為 0.164g，推論 Ac 平均誤差為 0.246g。

與前一階段三座橋梁不同鋼筋腐蝕劣化程度側推分析所得之 Ay 與 Ac 進行比較，如表 5-14 所示。在 Ay 部分平均誤差為 0.011g，Ac 平均誤差為 0.031g，其誤差值為可接受之範圍內。

表5-14 推論值與測推分析比較

橋梁名稱	劣化程度 (%)	Ay(g)			Ac(g)		
		推論值	實際值	誤差	推論值	實際值	誤差
仙人橋	0	0.356	0.448	-0.092	0.577	0.635	0.058
	5	0.349	0.436	-0.087	0.576	0.532	0.044
	10	0.340	0.369	-0.029	0.576	0.675	0.099
	15	0.334	0.358	-0.024	0.573	0.571	0.002
	20	0.332	0.396	-0.064	0.567	0.666	0.099
北勢大橋	0	0.166	0.107	0.060	0.343	0.318	0.025
	5	0.144	0.101	0.043	0.300	0.301	0.001
	10	0.120	0.100	0.021	0.245	0.227	0.018
	15	0.098	0.060	0.038	0.239	0.243	0.004
	20	0.081	0.060	0.021	0.208	0.211	0.003
武嶺大橋	0	0.213	0.105	0.108	0.175	0.204	0.029
	5	0.172	0.100	0.072	0.165	0.174	0.009
	10	0.130	0.074	0.056	0.152	0.157	0.005
	15	0.090	0.051	0.039	0.140	0.160	0.019
	20	0.049	0.047	0.002	0.087	0.133	0.046
Ay 誤差平均值				0.011	Ac 誤差平均值		0.031

目前公路總局所採用TELES系統係根據民國98年委託臺灣世曦公司之計畫案「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」[交通部公路總局，2009]之成果，在未細評橋梁之耐震能力推估方式，將依其橋梁類型由下表5-15查得到一Ac_n及Ay_n，依其橋址所在(行政區)及設計年代規範(49 年、76 年、84 年、89 年)轉換求得該橋之Ac 及Ay 值。

表5-15 橋梁分類之 Ac_n及Ay_n之中值(節錄)

類別	1C	2C	3C	4C	5C	6C	7C		15S
Ay _n	0.393	0.393	0.247	0.386	0.266	0.323	0.425		0.454
Ac _n	1.158	1.158	0.304	0.432	0.353	0.414	0.485		0.664

世曦所提出方法係由表5-15之中值針對各橋梁所在地、設計年代進行上下範圍之調整，與本研究所提方法比較結果如表5-16所示。

表5-16 與TELES結果比較

組別	ESIM 測試預測誤差(g)		TELES 採用方法(台灣世曦)誤差(g)	
	Ay	Ac	Ay	Ac
平均	0.164	0.246	0.268	0.391

由表5-16可看出TELES之Ay之平均誤差0.268g、Ac之平均誤差為0.391g，ESIM在Ay誤差部分可改善約38% $((0.268-0.164)/0.268=38\%)$ ，在Ac誤差部分可改善約37% $((0.391-0.246)/0.391=37\%)$ ，整體效益可減少橋梁耐震能力評估錯誤之問題發生。

●橋梁耐震能力推論

5.模式應用

根據上一階段所得之推論模式，匯入台灣省縣道橋梁13項影響因子，進行預測得到各橋梁之Ay、Ac推論值。根據所推論之Ay及Ac值繪

製橋梁地震易損曲線，易損曲線主要用來描述橋梁在地震作用下超越不同損害程度的機率，本研究參考文獻交通部公路總局所定義，易損性曲線常以對數常態分佈(log-normal distribution)之機率分布函數表示，此方法僅需兩個參數(平均值與變異數)即可繪製。其橫軸為地表加強度(PGA)，縱軸則為超越不同損害狀態的機率，其值介於0至1之間。易損曲線包含四條曲線，如圖5.27所示。分別描述在不同地表加速度下，超越輕微損害(由 A_y 繪製)、完全損害的機率(由 A_c 繪製)，並在此範圍內均分繪製超越中度損害、超越嚴重損害曲線。例如PGA為0.8g時，完全損壞機率為25%，嚴重破壞機率48%，中度損壞機率70%，輕微損壞機率92%。

橋梁通行失敗機率亦參考「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」[交通部公路總局，2009]做法，其計算方法如下:失敗機率(P)= $0.01(\text{輕微損壞機率}-\text{中度損壞機率})+0.2(\text{中度損壞機率}-\text{嚴重破壞機率})+0.8(\text{嚴重破壞機率}-\text{完全損害的機率})+\text{完全損害的機率}$ 。根據此公式計算案例之失敗機率 $P=0.01(92-70)+0.2(70-48)+0.8(48-25)+25=47\%$ ，本研究預設通行失敗機率超過百分之五十時為通報標準，其通行失敗機率大小可作為震後橋梁管理人員巡檢之優先順序，橋梁管理人員可優先巡檢失敗機率較高之橋梁，避免用路人使用高破壞機率之橋梁並造成人員傷亡損失。

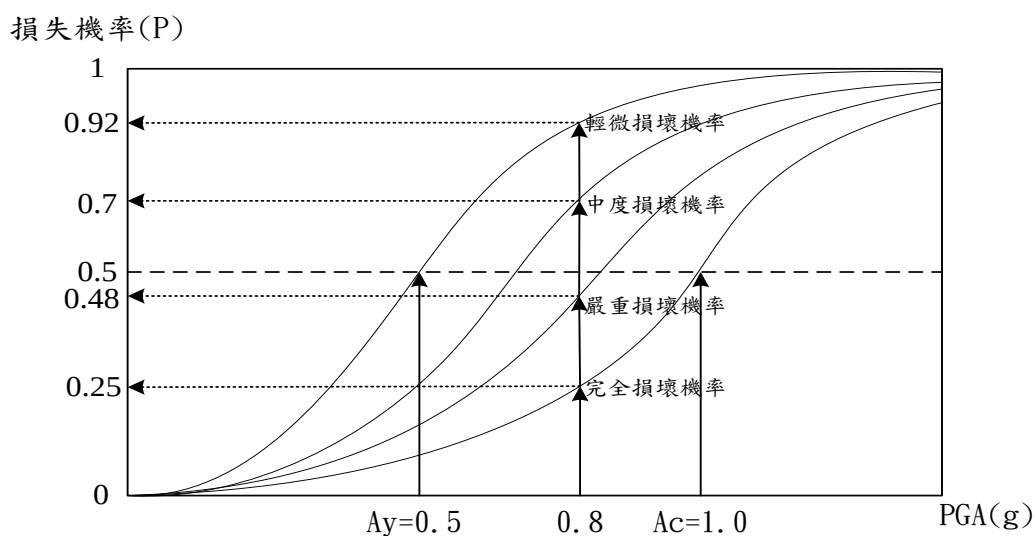


圖 5.27 橋梁地震易損曲線範例圖

本研究亦將上述之成果整合到「公路防救災決策支援系統」(Taiwan Road Early Nature Disaster prevention System, TRENDS)。預計將功能放置於「災害資訊管理模組」的「橋梁地震破壞潛勢」功能，如圖5.28所示，此功能以Google Map作為底圖，並利用GIS Server的Geoprocess Service畫出震度分級圖並套疊在Google Map上。同時系統將通行失敗機率大於50%橋梁視為危險橋梁，頁面左方表格分別列出橋名、工程處、工務段、PGA、P、P_T(TELES計算通行失敗機率)、P_E(本研究計算通行失敗機率)、P(P_T及P_E較保守考量下兩者取大值)，並會在Google Map上點繪出危險橋梁位置。圖5.28以921地震為模擬事件，紅色星星為地震震央，暗紅色點即為在921地震通行失敗機率大於50%之橋梁所在位置，地圖上各顏色則依中央氣象局分級方式，將各地震度分為八個等級，可參考頁面右方圖例。

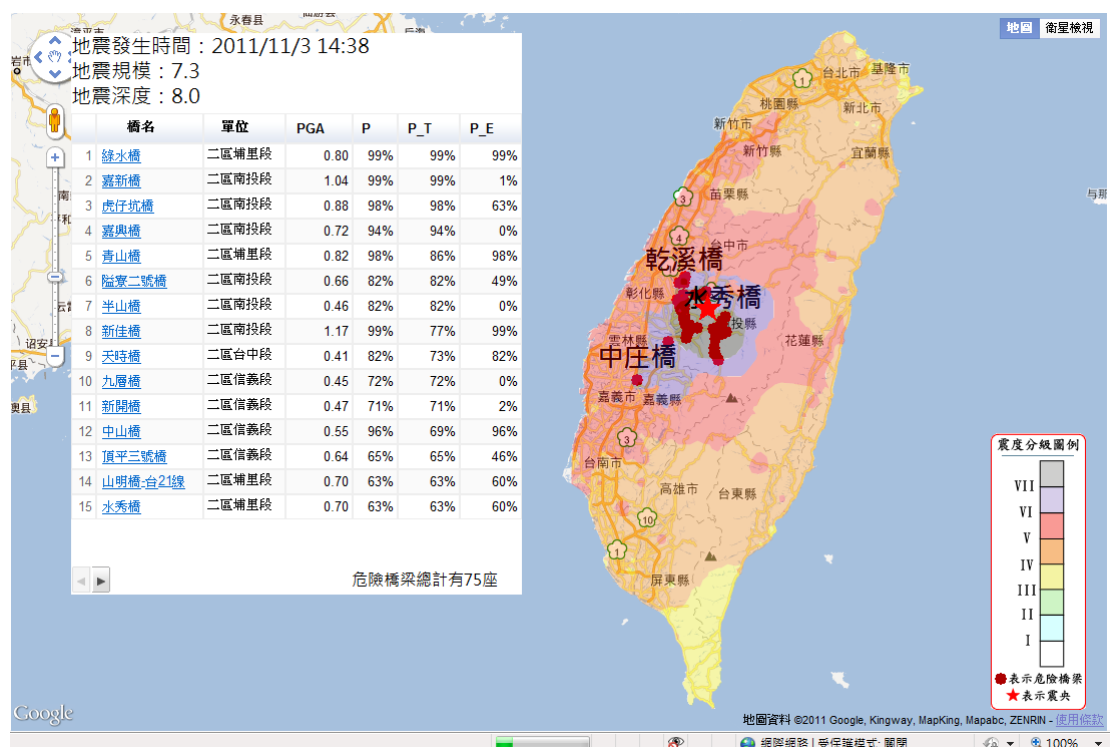


圖 5.28 「橋梁地震破壞潛勢」人機介面(一)

系統為了讓使用者能夠快速了解橋梁地震破壞潛勢狀況，提供「文查圖」及「圖查文」的功能。「文查圖」功能可以應用右邊表格，點選所要查詢橋梁，即能夠快速找到橋梁所在位置；「圖查文」的功能則可由圖片找尋到橋梁基本資料。如圖5.29所示，使用者想查詢「新街

橋」，點擊橋名，則地圖能夠快速幫你找到「新街橋」位置，並且放置一個標籤，讓使用者馬上知道橋梁所在位置。

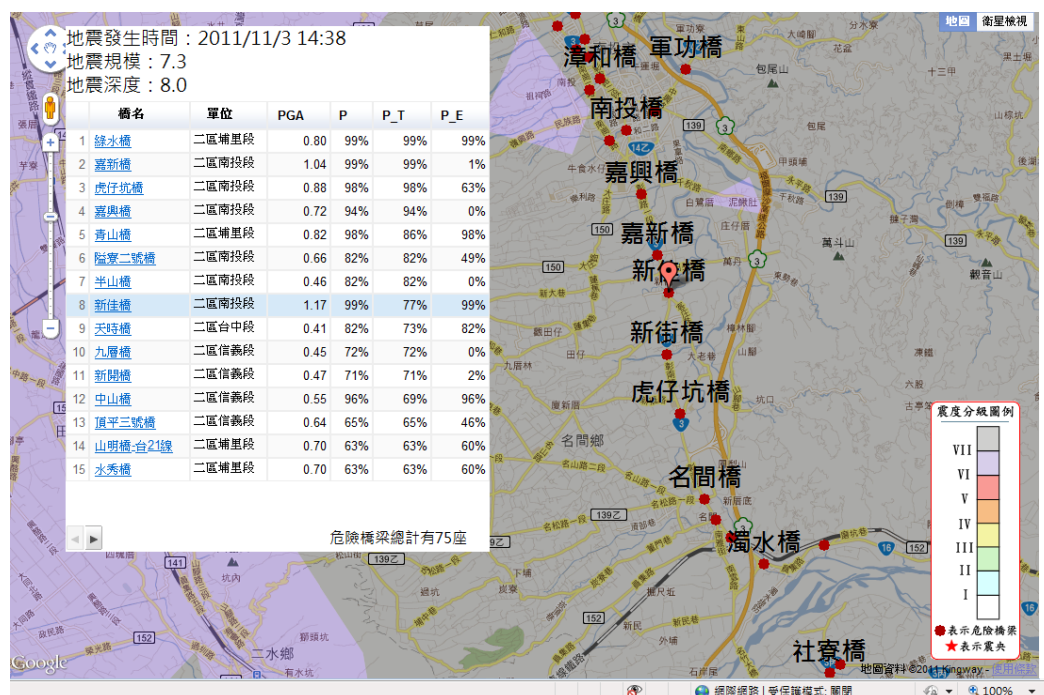


圖 5.29 「橋梁地震破壞潛勢」人機介面(二)

5.3.2 橋梁洪水臨界頻率比值推論模式

根據第二階段成果，可在現地試驗量測橋梁所得之振動頻率，但僅能定性描述洪水前後之頻率變化，不足以作為界定橋梁安全與否的依據，故尚須界定一個安全臨界數值作為判定的基礎。而安全臨界頻率值之計算受到橋梁是否已達極限受損狀態而定，極限受損狀態則需藉由橋梁之容量與需求計算而得，而橋梁之容量(側向抵抗力)與需求則視沖刷深度而異；即不同沖刷深度下橋梁的容量與需求均不同。至於各橋梁之容量(側向抵抗力)則需由側推分析所求得，因此同樣面臨在有限經費與時間下無法對所有橋梁進行側推分析之問題。後續在應用移動式振動檢測方式至全國各橋梁時，亦無法決定各橋梁之臨界頻率值。因此，本階段將初步擬定「橋梁受損警戒值人工智慧推論模式」之架構，以作為下一年度推論各橋梁臨界頻率值之基礎，其流程如圖5.30所示。

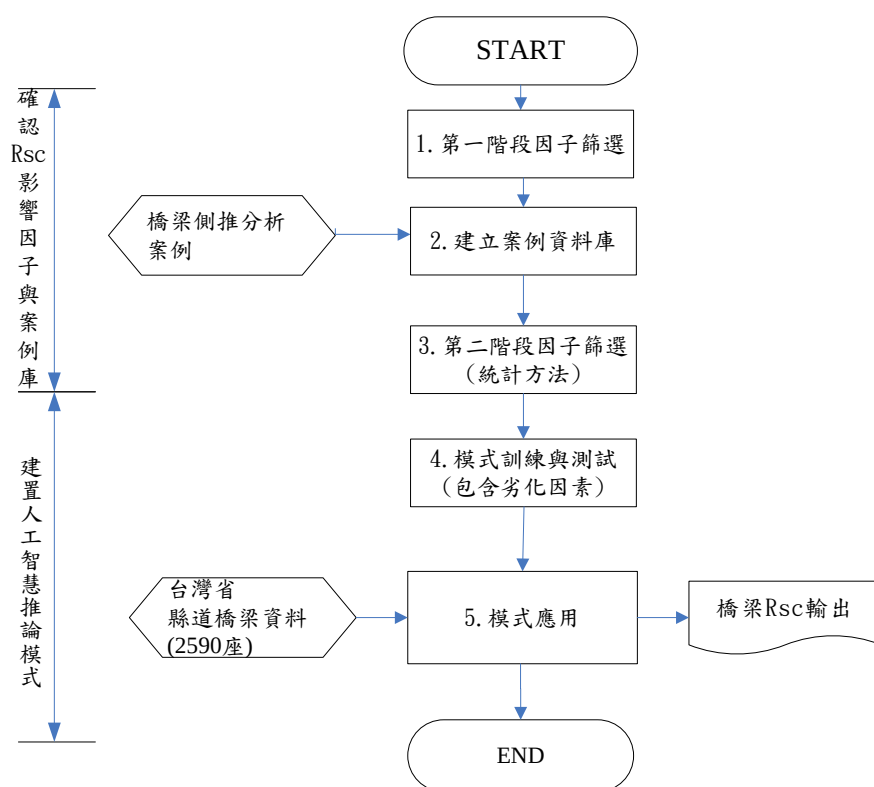


圖 5.30 橋梁洪水臨界頻率比值推論模式流程圖

而洪水前後之頻率比值定義如下：

$$R_s = \frac{f_{sa}}{f_{sb}} \dots\dots\dots (5.49)$$

其中， f_{sa} 為洪水後橋墩的量測振動頻率(第一振態)， f_{sb} 為洪水前橋墩的量測振動頻率(第一振態) R_s 為兩者之比值。 $R_s < R_{sc}$ 則該橋梁有安全上的疑慮，不建議開放通行， R_{sc} (橋梁安全耐洪臨界頻率比值)定義如下：

$$R_{sc} = \frac{f_{aa}}{f_{ab}} \dots\dots\dots (5.50)$$

其中， R_{sc} 為橋梁安全耐洪臨界頻率比值， f_{aa} 為橋墩達到極限受損時的振動頻率(第一振態)， f_{ab} 為橋墩未受損的振動頻率(第一振態)。極限受損之定義為任一橋梁之側向抵抗力等於洪水施加於該橋梁的外力。

●確認 R_{sc} 影響因子與案例庫

將以橋梁屬性資料調查表為基礎，並結合文獻中所收集之影響因子，運用敏感度分析、相關係數及問卷調查等方式進行篩選，找出影響橋梁臨界頻率值較高之因子，並初步建置橋梁洪水沖刷後側推分析案例，並應用統計分析篩選出人工智慧推論模式之輸入因子。

1. 第一階段因子篩選

本研究根據橋梁基本資料及初步評估屬性列出以下 33 項因子，再將其分成三類，分別為定量因子、定性因子及其他因子如表 5-17 所示。

表5-17 簡易調查因子

定量因子	1.單垮最大垮距	6. 橋長
	2.橋寬	7. 橋梁座標
	3.震動單元數	8. 土壤液化類別
	4.基樁裸露深度	9. 歪斜角
	5.設計水平加速度	10.垮數
定性因子	11.結構型態	17.橋墩基礎
	12.橋墩型式	18.橋台基礎
	13.橋台型式	19.防落設施
	14.支承裝置	20.地盤種類
	15.橋梁分類	21.設計年代
	16.主梁型式	
其他因子	22.橋梁名稱	28.公路總局橋梁編號
	23.工程處	29.竣工年
	24.工務段	30.竣工月
	25.道路等級	31.ID
	26.路線名稱	32.跨越河川或道路
	27.里程數	33.附設維生管線

第一階段因子篩選之原則為採用既有橋梁資料庫欄位，來源如TBMS與TELES系統中欄位，避免資料缺漏之問題。並考量橋梁洪水臨界頻率受結構、支承、基礎、沖刷深度、土壤等因素問題，初步篩選影響因子如表5-18所示。

表5-18 初步篩選橋梁洪水臨界頻率比值(Rsc)影響因子

定性(12 項)	定量(10 項)
1.結構型態	1.單跨最大跨距
2.橋墩型式	2.橋寬
3.橋台型式	3.震動單元數
4.支承裝置	4.基樁裸露深度
5.橋梁分類	5.設計水平加速度
6.主梁型式	6.橋長
7.橋墩基礎	7.土壤液化類別
8.橋台基礎	8.歪斜角
9.防落設施	9.跨數
10.地盤種類	10.鋼筋斷面腐蝕量
11.設計年代	
12.跨越河川	

2.建立案例資料庫(明年度研究內容)

明年度研究中，將由側推分析軟體SAP2000建立橋梁洪水臨界頻率比值(Rsc)案例資料庫，利用橋梁結構型式與現地土層資料分析出橋梁洪水臨界頻率比值，本研究將橋梁劣化程度設定5種程度，建置27座橋梁(5種劣化程度)共有135筆案例資料庫。

3.第二階段因子篩選(明年度研究內容)

明年度研究中，將以第一階段因子篩選為基礎，並結合文獻中所

收集之影響因子，運用敏感度分析及相關係數等方式進行篩選，找出影響橋梁洪水臨界頻率比值(Rsc)較高之因子，並應用統計分析篩選出人工智慧推論模式之輸入因子。

●建置人工智慧推論模式(明年度研究內容)

本階段同樣採用「演化式支持向量機推論模式」(ESIM)作為推論核心。後續年度中，建置橋梁洪水臨界頻率比值案例資料庫後，即可應用橋梁洪水臨界頻率比值推論模式進行案例訓練，找出輸入影響因子(橋梁初評項目與劣化影響因素)與輸出(橋梁洪水臨界頻率比值(Rsc))之映射關係，進而推論公路總局轄下省縣道橋梁之洪水臨界頻率比值(Rsc)。

5.3.3 橋梁地震臨界頻率比值推論模式

而地震前後之頻率比值定義如下：

$$R_e = \frac{T_a}{T_b} \dots\dots\dots (5.51)$$

其中， T_a 為地震後橋墩的量測振動週期， T_b 為地震前橋墩的量測振動週期， R_e 為兩者之比值。 $R_e < R_{ec}$ 則該橋梁有安全上的疑慮，不建議開放通行， R_{ec} (橋梁安全耐震臨界頻率比值)定義如下：

$$R_{ec} = \frac{T_c}{T_o} \dots\dots\dots (5.52)$$

其中， R_{ec} 為橋梁安全耐震臨界頻率比值， T_c 為橋梁崩壞性能點所對應之週期， T_o 為橋梁未受損前(原始)之週期。極限受損之定義為任一橋梁之側向抵抗力等於地震施加於該橋梁的外力。

橋梁地震臨界頻率比值推論模式與 5.2.2 章節步驟雷同，唯一不同為因子篩選階段，此階段因子篩選將選出對於橋梁地震臨界頻率比值(Rec)相關性較高的影響因子，應用統計分析篩選出人工智慧推論模式之輸入因子。本階段將初步擬定「橋梁地震臨界頻率比值推論模式」之架構，其流程如圖 5.31 所示。

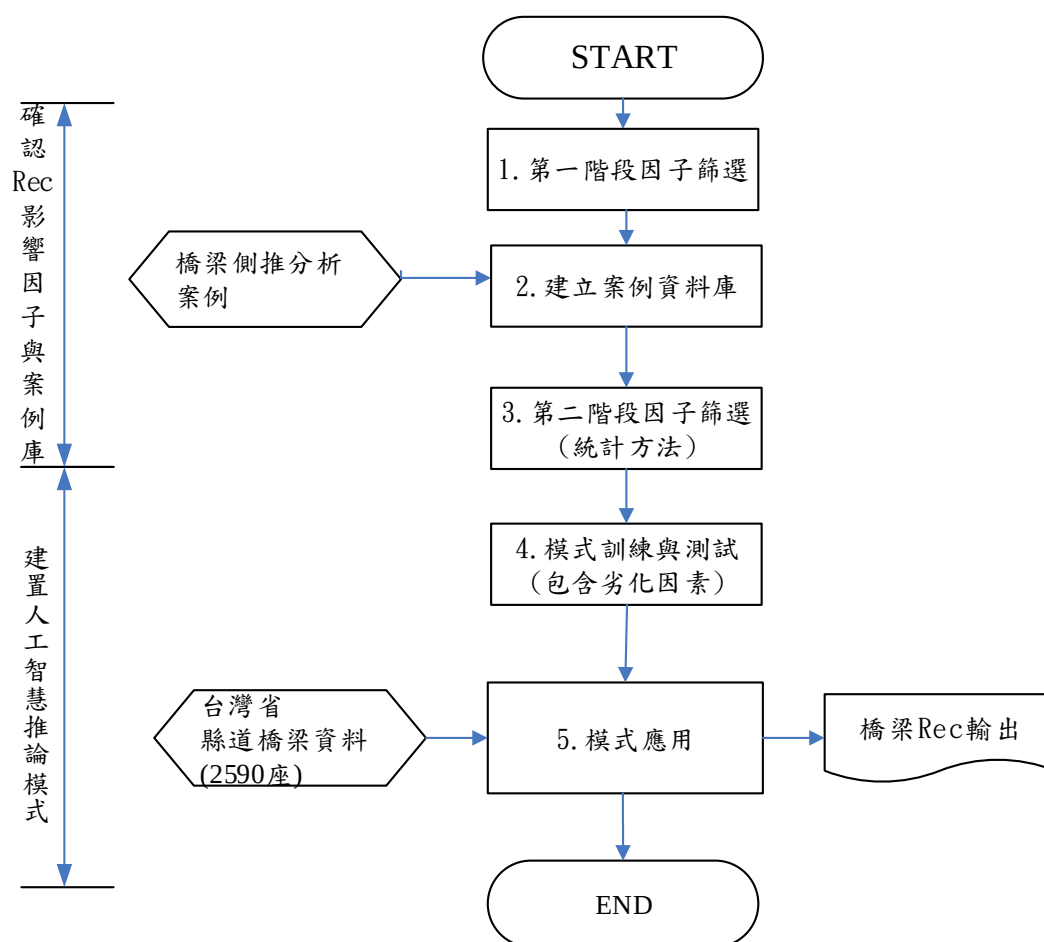


圖 5.31 橋梁地震臨界頻率比值推論模式流程圖

●確認 Rec 影響因子與案例庫

由於此研究人工智慧模式將輸出橋梁地震臨界頻率比值(Rec)，因此建立案例庫需建立橋梁地震臨界頻率比值影響因子案例庫。

1. 第一階段因子篩選

第一階段因子篩選如同前一節 5.2.2，初步篩選橋梁地震臨界頻率比值(Rec)影響因子。而地震臨界頻率與跨越河川無關係，故定性因子為 11 項，定量因子 10 項，如表 5-19。

表5-19 初步篩選橋梁地震臨界頻率比值(Rsc)影響因子

定性(11 項)	定量(10 項)
1.結構型態	1.單跨最大跨距
2.橋墩型式	2.橋寬
3.橋台型式	3.震動單元數
4.支承裝置	4.基樁裸露深度
5.橋梁分類	5.設計水平加速度
6.主梁型式	6.橋長
7.橋墩基礎	7.土壤液化類別
8.橋台基礎	8.歪斜角
9.防落設施	9.跨數
10.地盤種類	10.鋼筋斷面腐蝕量
11.設計年代	

2.建立橋梁地震臨界頻率比值案例資料庫(明年度研究內容)

由側推分析軟體 SAP2000 建立橋梁地震臨界頻率比值(Rec)案例資料庫，利用橋梁結構型式與現地土層資料分析出橋梁地震臨界頻率比值(Rec)，同樣將橋梁劣化程度設定 5 種程度，27 座橋梁(5 種劣化程度)共有 135 筆案例資料庫。

3.第二階段因子篩選(明年度研究內容)

將以第一階段因子篩選為基礎，並結合文獻中所收集之影響因子，運用敏感度分析及相關係數等方式進行篩選，找出影響橋梁地震臨界頻率比值(Rec)較高之因子，並應用統計分析篩選出人工智慧推論模式之輸入因子。

●建置人工智慧推論模式(明年度研究內容)

本階段同樣採用「演化式支持向量機推論模式」(ESIM)作為推論核心。建置橋梁地震臨界頻率比值(Rec)案例資料庫後，即可應用橋梁地震臨界頻率比值(Rec)推論模式進行案例訓練，找出輸入影響因子(橋梁初評項目與劣化影響因素)與輸出(橋梁地震臨界頻率比值(Rec))之映射關係，進而推論公路總局轄下省縣道 2590 座橋梁之橋梁地震臨界頻率比值(Rec)。

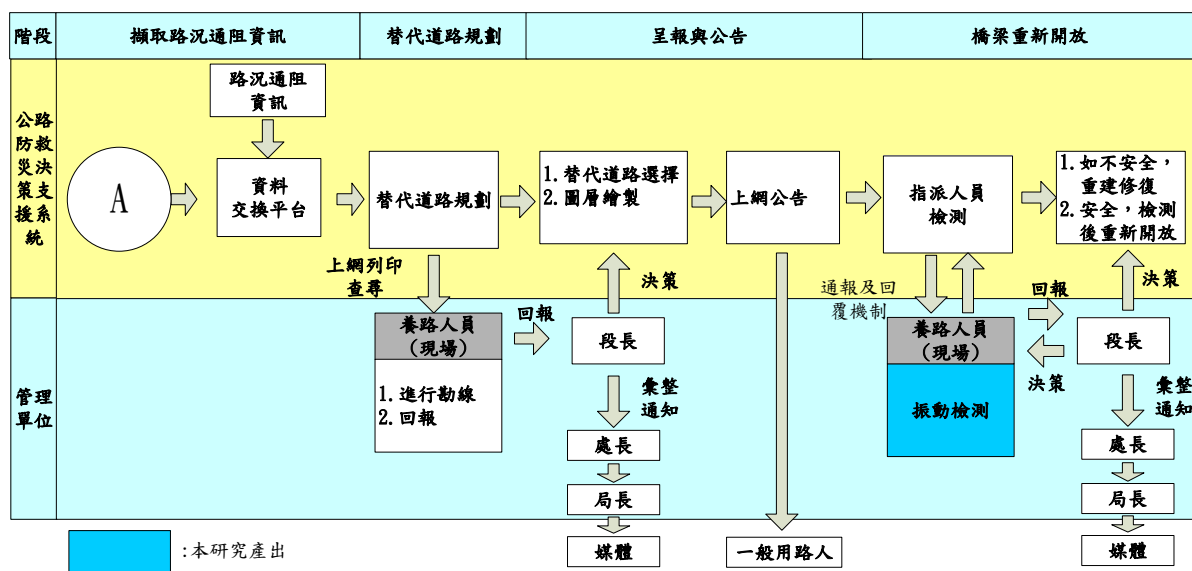
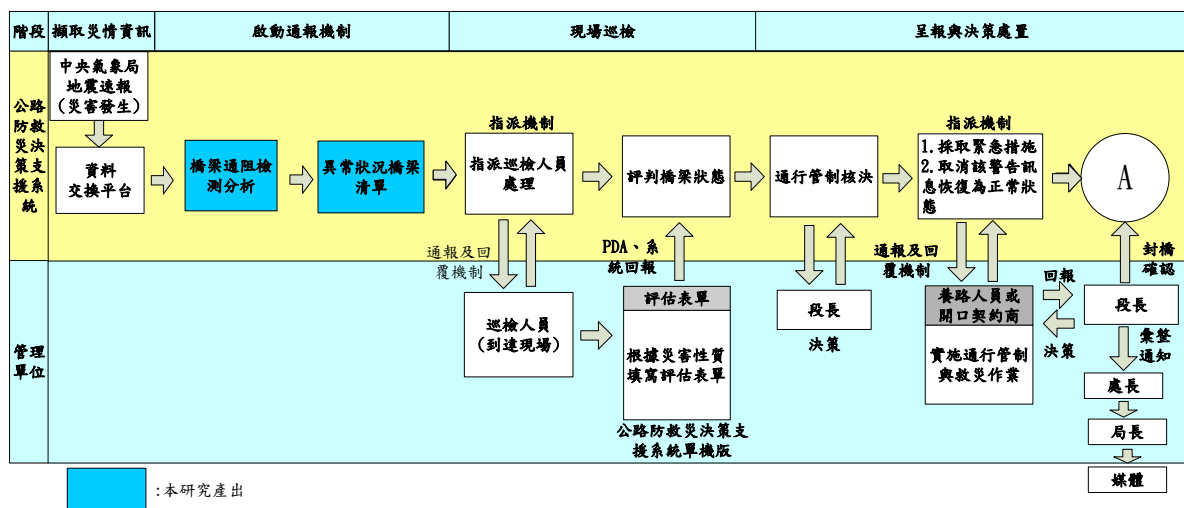
第六章 橋梁地震防災決策支援

本研究之主要目的期望提供公路管理單位地震災害的決策輔助，讓公路管理單位面臨地震災害有所依據及參考，得以短時間做出最佳決策。故本階段參考公路防救災決策支援系統(TRENDS)之地震災害處理通報機制，並加入本研究「橋梁通阻檢測分析模組」及「振動檢測」成果，得以強化TRENDS原本地震災害處理通報流程之效果，提升公路系統震後應變效能，減輕不必要的生命財產損失。

修正之地震災害處理通報機制，如圖6.1中。當地震災害發生後，藉由資料交換平台擷取中央氣象局地震速報。「橋梁通阻檢測分析模組」則會自動啟動運作，將通行失敗機率大於50%橋梁列出，並建立異常狀況橋梁清單。接著，TRENDS自動啟動指派機制通知公路總局值班人員進行巡檢。巡檢人員接獲通報後，則至現場利用PDA進行巡檢表單填寫並回傳系統。系統經評估若無危險則回復正常狀態，如具危險之橋梁後，通知段長核決後，採取緊急措施。

當採行緊急措施時，如圖6.1(續)所示，實施指派相關人員進行通行管制，TRENDS則會執行替代道路規劃建議，提供段長參考。橋梁封橋管制後，公路管理單位可以配合本研究所建議移動式非破壞振動檢測流程，藉此解析沖刷深度或橋梁破壞時所造成頻率的影響，判斷橋梁之安全狀態，進而作為橋梁封橋管制後是否開放通行之決策參考。

上述中詳細指派機制、替代道路規劃等，請參考鄭明淵等「公路防救災決策支援系統建立之研究4/4」之成果。



由於災害發生時，道路、橋梁皆處於中斷情形，各級長官皆以直升機作為勘災之交通工具，而搭乘直升機時觀看橋梁之角度為似空照圖。因此為了便於直升機勘災時將災情點選回傳，本研究將開發一套橋梁災情回報軟體，此軟體規劃以HTML5語法架構完成，HTML5是HTML最新的修訂版本，2014年10月由全球資訊網協會（W3C）完成標準制定。並應用其Geolocation API，使得程式可取得使用者所在地理位置，並在Web應用的協助下完成位置感知服務（location-aware services）。

HTML5為網頁架構之程式，可在不同作業系統中運作，如apple的ios、google的android或microsoft的windows phone。因此軟體可於智慧型手機或平板中運作(如圖6.2所示)，利用手機或平板內建之衛星定位功能，系統畫面將與直升機所在位置同步。並結合橋梁資料庫中各橋梁經緯度座標，於系統畫面中將各橋梁名稱標示套疊於Google Map上，使用者僅需點選災情標註，即可將此橋梁標示為中斷狀態，並可以手機或平板拍照或錄影回傳，進行災情回報功能。



圖 6.2 智慧型手機橋梁災情回報系統

系統畫面將以Google MAP為底圖(如圖6.3)，根據所在地點顯示周邊橋梁名稱。



圖 6.3 手機端橋梁定位介面

點選災情回報按鈕後，可開啟平板或手機內建相機拍攝橋梁現況，以過去后豐大橋斷橋案件為例，可拍攝現地斷橋狀況並回傳。如圖6.4所示，點選橋梁下拉選單列出附近橋梁。

新增資料	
選擇橋梁	后豐大橋 ▼
選擇災情	安全 ▼
上傳圖檔	選擇檔案 尚未選取檔案

上一個 下一個 完成

✓ 后豐大橋
枋寮橋
南雙連橋

圖 6.4 選取橋梁

選擇災情等級，依公路總局定義分為安全、注意、警戒與行動四種(圖6.5)。

新增資料	
選擇橋梁	后豐大橋 ▼
選擇災情	行動 ▼
上傳圖檔	選擇檔案 1 張照片

上一個 下一個 完成

注意

警戒

✓ 行動

圖 6.5 選擇災情等級

上傳圖檔部分可拍攝現地斷橋狀況並回傳。以過去后豐大橋斷橋案件為例，如圖6.6所示可直接由手機相機拍攝現場照片。



圖 6.6 開啟相機拍攝橋梁現況(以新聞歷史照片為例)

並於橋梁災情說明欄位加註文字說明，如圖6.7。最後按下確定鍵即可將災情回傳至TRENDS中

圖 6.7 填寫現況說明

點選首頁災情列表按鈕後，可條列災情巡查結果之記錄清單，如圖6.8。

橋梁災情紀錄				
橋名	時間	狀況	說明	現場狀況
和盛橋	2015/10/12 15:12	注意	水位偏高	
后豐大橋	2015/10/12 15:12	行動	發生落橋	

圖 6.8 災情記錄表

第七章 橋墩渠槽沖刷試驗

本研究橋墩渠槽沖刷試驗，主要目的為針對中沙大橋的橋基與河床高程現況，研提未來橋基受河水沖刷之保護工法及鋪設範圍，以供高速公路局中工處未來施政的參據。

7.1 橋墩保護工法

依據「國道 1 號中沙大橋墩基沖刷治理計畫委託技術服務工作」及「跨河橋梁保護工法之研究」之研究成果，建議橋基以砂腸袋保護工來保護。另外，現況水利署第四河川局及中工處也在中沙大橋之上游與下游高灘地之護岸，以砂腸袋配合織物模板來保護高灘地免於河水沖刷破壞，成效似乎不錯，如圖 7.1 所示。且以施工性及經濟性評估，確實砂腸袋與織物模板可就近取得砂源製作，應該比其他蛇籠及塊石保護工等取材方便經濟，爰此，本研究採砂腸袋與織物模板來進行保護工方案試驗。



圖 7.1 砂腸袋配合織物模板保護工

7.2 試驗流程

橋墩沖刷及保護工法渠槽試驗流程如圖 7.2 所示，其試驗流程說明如下：

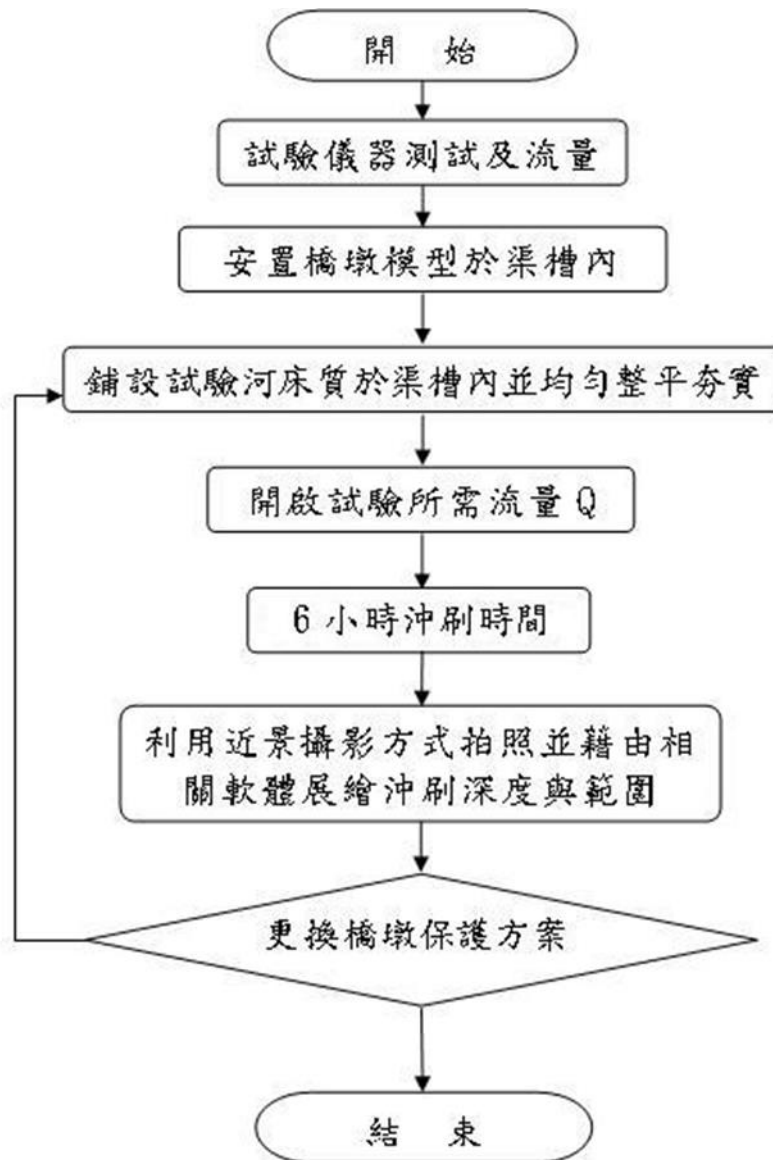


圖 7.2 橋墩保護工法渠槽試驗流程圖

1. 試驗儀器測試及流量率定

2. 試驗橋墩安置

本試驗為考慮束縮沖刷效應，故以平行雙橋墩進行試驗，在進行沖刷試驗前，先將試驗用橋墩置於渠槽動床試驗段，除控制兩橋墩之間距(35 公分)外，也須使其與渠槽兩側邊壁等距離，並確定試驗用橋墩保持鉛垂，另外，依據中工處 104 年度委託敦陽工程顧問有限公司辦理之「南投段及斗南段轄區橋涵隧道檢測工作(104)」成果報告，針對中沙大橋之測量成果指出，P15~P45 橋墩原建基礎有裸露情況，基礎裸露約 0.3~0.9 公尺，爰此，本試驗橋基頂部將依模型縮尺 100 分之一的比例，高於河床 1 公分，相關佈置如圖 7.3 所示。

3. 底床質鋪設

試驗所選用之底床質為經篩選過之均勻粒徑細砂。為確保試驗的準確性，在每一次試驗前均將底床質充分攪拌並均勻鋪設於渠槽中，再以木板整平，如圖 7.4 所示。



圖 7.3 橋墩鋪設情形



圖 7.4 底床鋪設情形

4. 試驗流量控制

利用閘閥控制流量，首先以小流量將試驗砂淹沒，並以尾水板來抬升水位到試驗水位高，再將流量慢慢增大到臨界流速之流量，固定閘閥開度，直到試驗完成，再將閘閥控制開度關閉停止進水。

5. 試驗沖刷時間選定

試驗沖刷時間之選定，以無保護措施之橋墩沖刷試驗中，每隔一段時間量測其墩前沖刷深度，沖刷時間與沖刷深度之關係如圖 7.5 所示。由圖中得知在沖刷時間 5~6 小時間，向下刷深跡象已有大幅減緩之趨勢，故選定 6 小時作為往後每組試驗的沖刷時間。

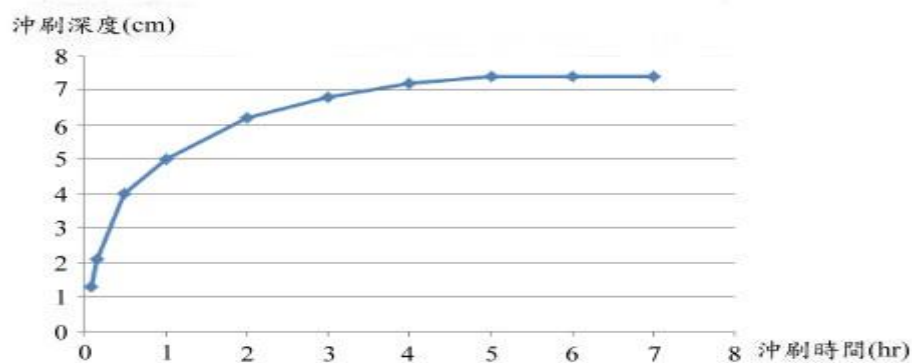


圖 7.5 沖刷時間與沖刷深度之關係圖

6. 量測沖刷深度與範圍

6 小時沖刷試驗結束後，關閉流量閘閥，待水排除後，以近景攝影三維重建技術(透過一般數位相機利用多視角所拍攝的多張序列影像，進行影像匹配，再經由匹配後所得之影像特徵點，以核線幾何關係進行場景重建，以大量多餘觀測進而解算求得場景空間之具體座標，並進行三維密點雲模型重建)，得到縱斷面沖刷剖面圖及沖刷坑範圍。

7. 更換橋墩保護方案並重複試驗步驟 3 至步驟 6。

7.3 試驗成果

依據周憲德教授於 88 年發表於中國土木水利工程學刊之「蛇籠保護方式對橋墩局部沖刷之影響」論文顯示，蛇籠保護工低於沖刷坑則較無保護之功效，但若高於試驗底床則會加深最大沖刷深度，故其蛇籠保護工頂層高程應位於沖刷坑內較適當，因此，本研究將以無保護之橋墩先進行對照組之沖刷試驗，以瞭解其沖刷深度與範圍，以供後續相關保護工鋪設深度與範圍之參考。

1. 無保護措施

在無保護措施下如圖 7.6 所示，其沖刷結果如圖 7.7 所示，以近景攝影測量展繪之沖刷深度及範圍 3D 圖如圖 7.8 所示，等高線圖、縱斷面剖面及橫斷面剖面圖，如圖 7.9~7.11 所示。由圖可知，兩橋墩最大沖刷深度及範圍略有不同，此為鋪設之人為誤差所致。最大沖刷深度為 7.4 公分，墩基前最大沖刷橫斷面約 26.6 公分，後續保護工方案之鋪設深度將以試驗底床下 0~7.4 公分之範圍鋪設。



圖 7.6 無保護工鋪設

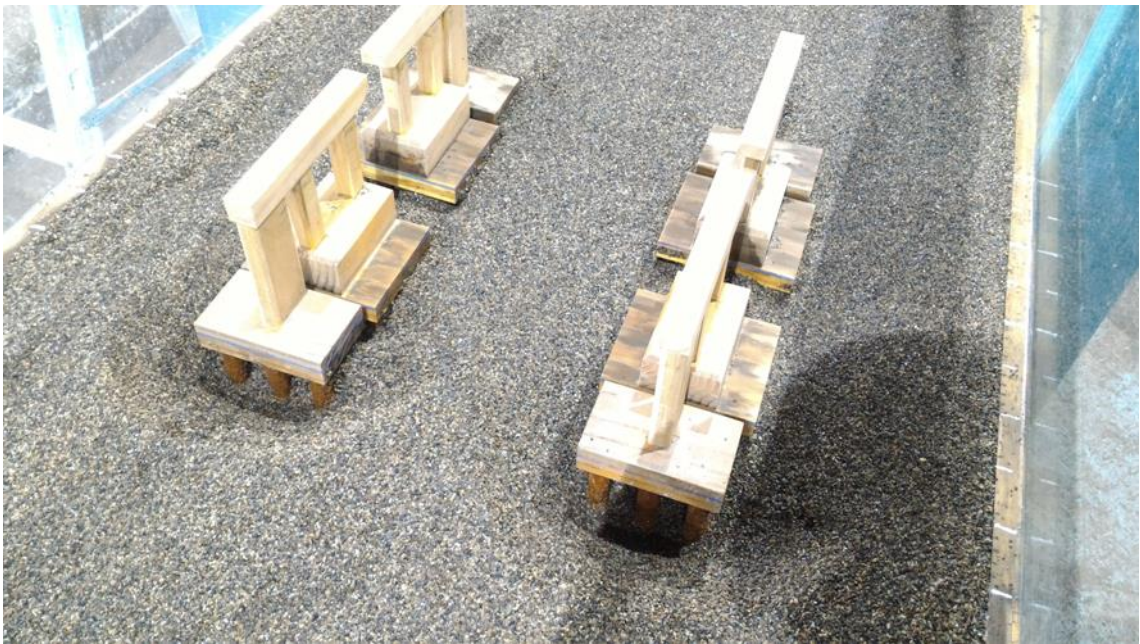


圖 7.7 無保護工基礎沖刷情形



圖 7.8 無保護沖刷深度與範圍 3D 圖

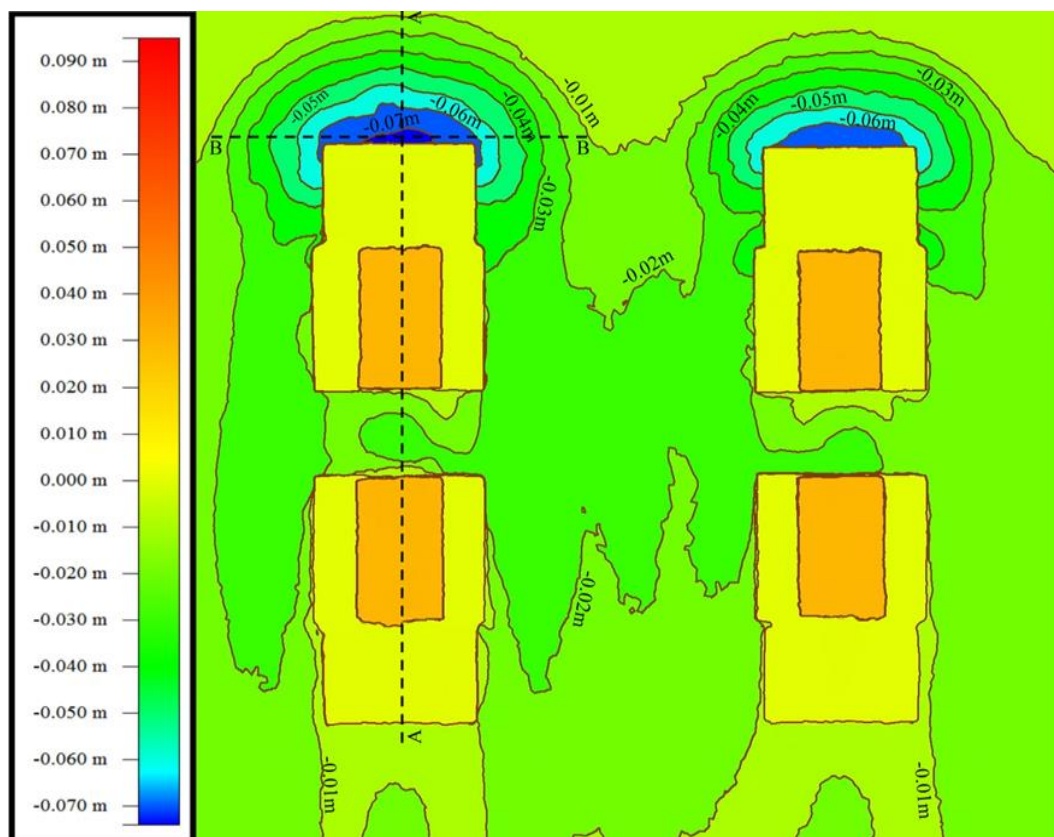


圖 7.9 無保護工基礎沖刷坑等高線示意圖

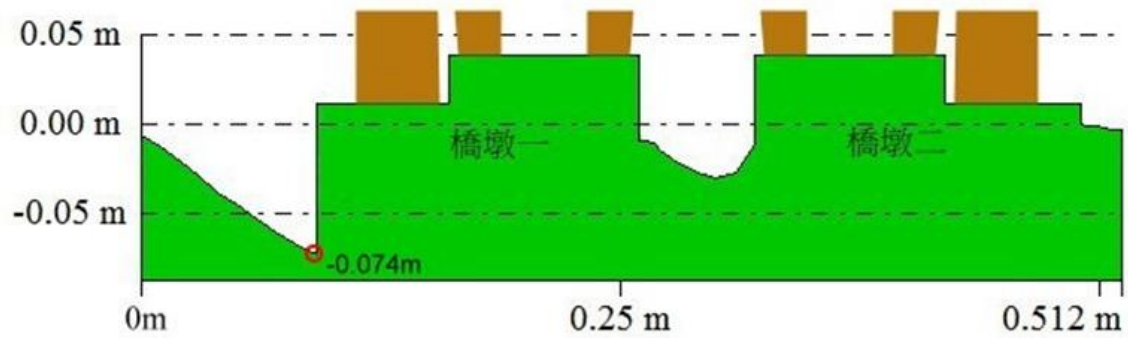


圖 7.10 無保護工基礎沖刷縱斷面示意圖

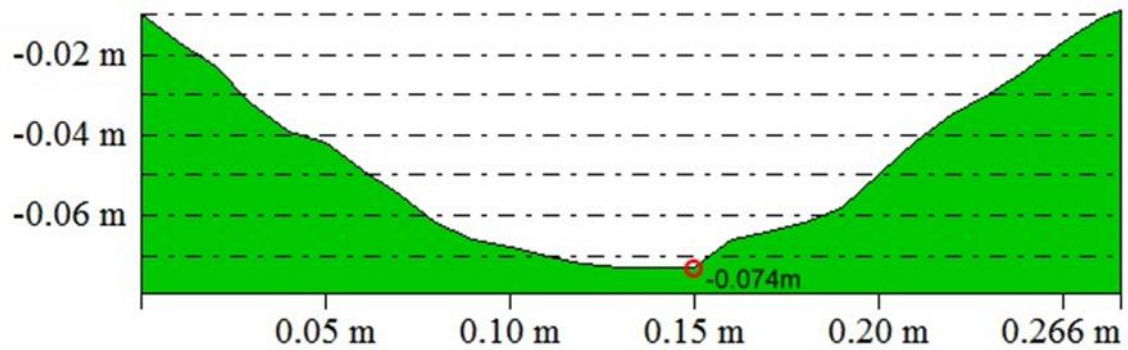


圖 7.11 無保護工基礎沖刷橫斷面示意圖

2. 鋪設一層砂腸袋(試驗底床下 0.5 公分)

鋪設一層砂腸袋(試驗底床下 0.5 公分)如圖 7.12 所示，其鋪設相關尺寸示意圖如圖 7.13 及圖 7.14 所示，其沖刷結果如圖 7.15 所示，以近景攝影測量展繪之沖刷深度及範圍 3D 圖如圖 7.16 所示，等高線圖、縱斷面剖面及橫斷面剖面圖，如圖 7.17~7.19 所示。由圖可知，兩橋墩最大沖刷深度及範圍有些差異，此為鋪設之人為誤差所致。最大沖刷深度為 5.5 公分，墩基前最大沖刷橫斷面約 26 公分，相較無保護狀態，沖刷深度與範圍均有減少。



圖 7.12 一層砂腸袋(底床下 0.5 公分)鋪設

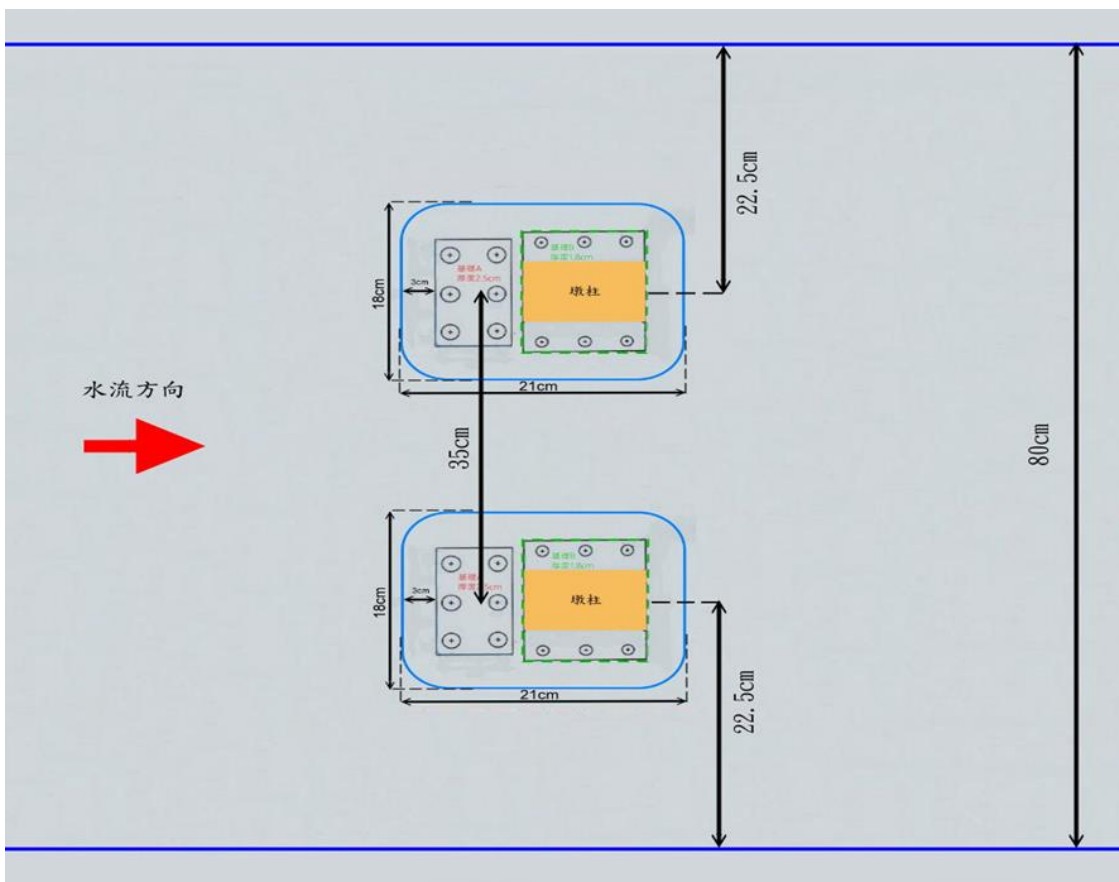


圖 7.13 一層砂腸袋(底床下 0.5 公分)鋪設平面示意圖

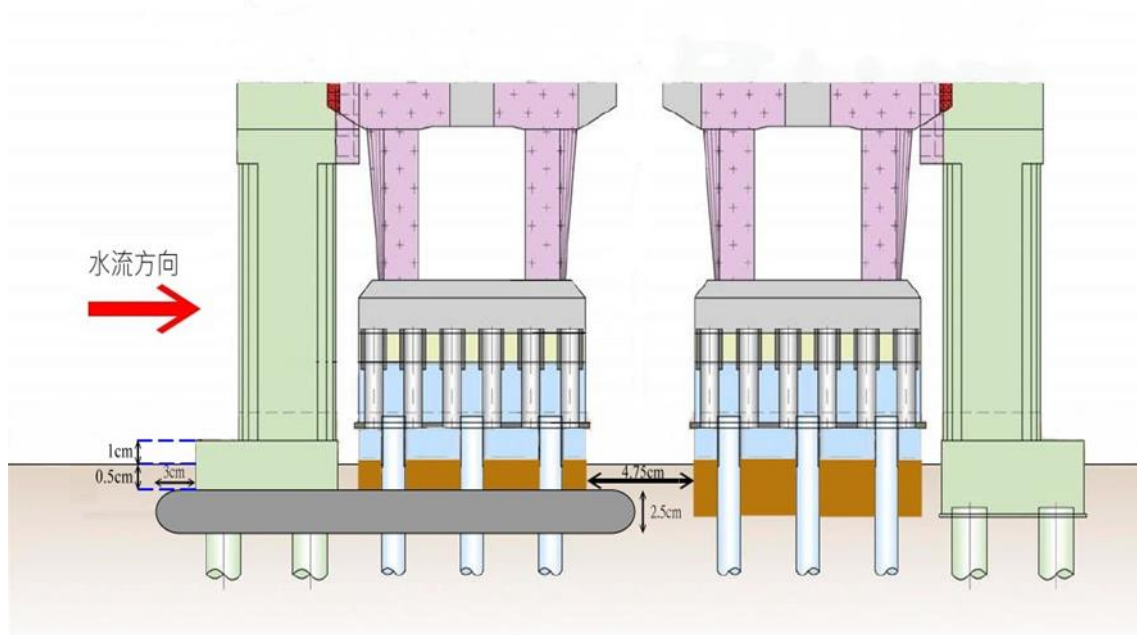


圖 7.14 一層砂腸袋(底床下 0.5 公分)鋪設斷面示意圖



圖 7.15 一層砂腸袋(底床下 0.5 公分)基礎冲刷情形

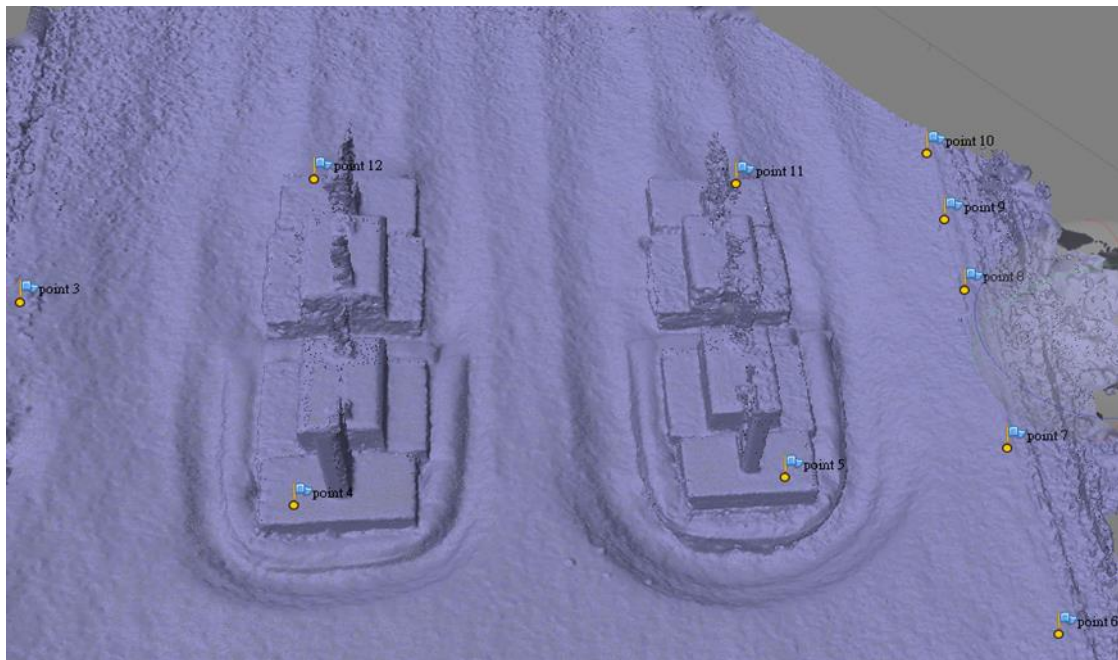


圖 7.16 一層砂腸袋(底床下 0.5 公分)冲刷深度與範圍 3D 圖

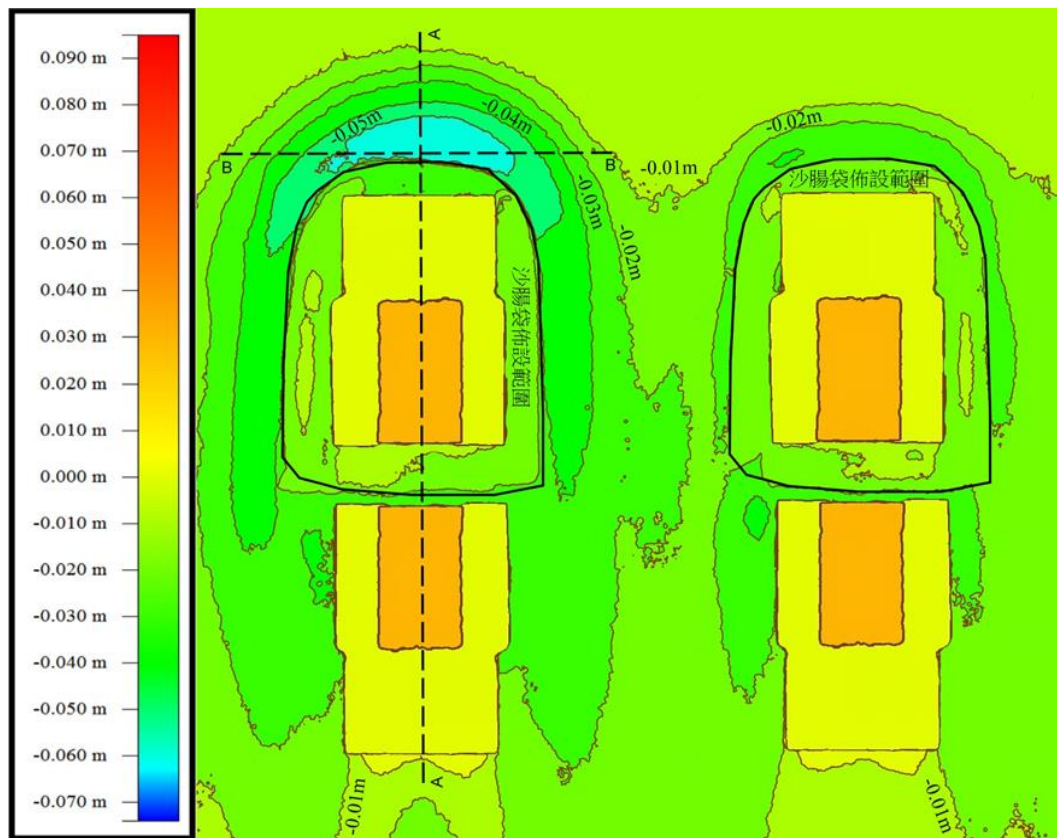


圖 7.17 一層砂腸袋(底床下 0.5 公分)基礎冲刷坑等高線示意圖

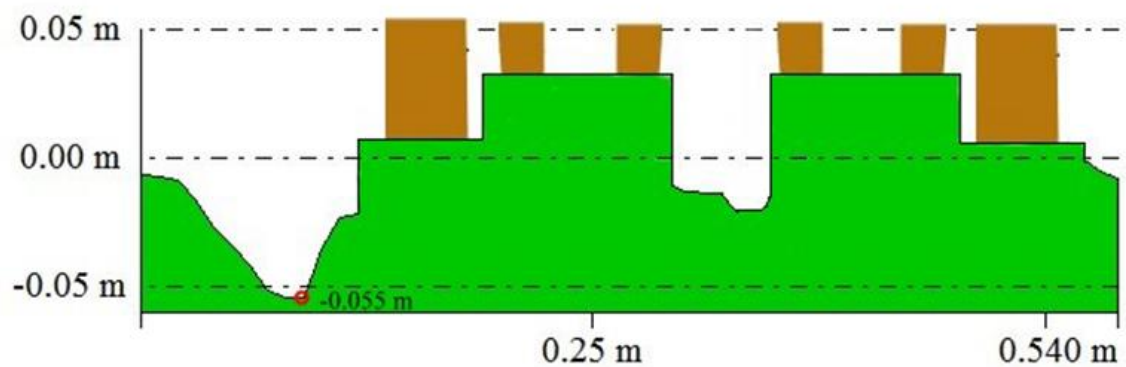


圖 7.18 一層砂腸袋(底床下 0.5 公分)基礎沖刷縱斷面示意圖

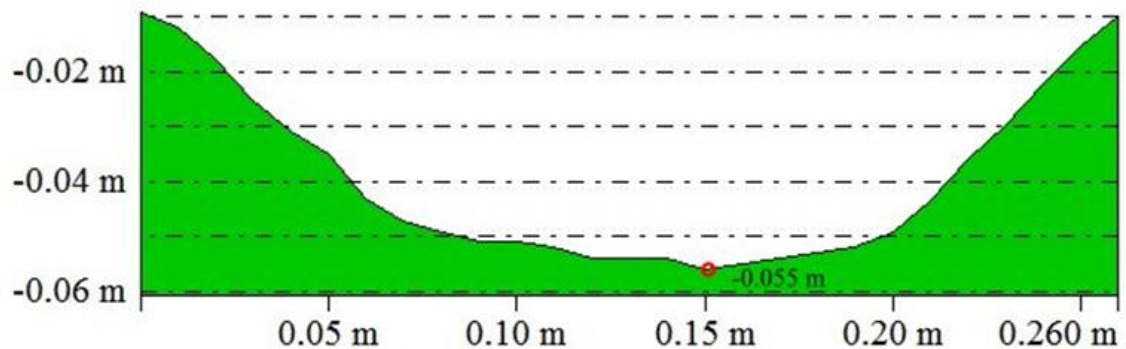


圖 7.19 一層砂腸袋(底床下 0.5 公分)基礎沖刷橫斷面示意圖

3. 鋪設一層砂腸袋(試驗底床下 1.5 公分)

鋪設一層砂腸袋(試驗底床下 1.5 公分)如圖 7.20 所示，其鋪設相關尺寸示意圖如圖 7.21 及圖 7.22 所示，其沖刷結果如圖 7.23 所示，以近景攝影測量展繪之沖刷深度及範圍 3D 圖如圖 7.24 所示，等高線圖、縱斷面剖面及橫斷面剖面圖，如圖 7.25~7.27 所示。由圖可知，兩橋墩最大沖刷深度及範圍略有不同，此為鋪設之人為誤差所致。最大沖刷深度為 4.5 公分，墩基前最大沖刷橫斷面約 23 公分，均較鋪設高程在試驗底床下 0.5 公分為佳，因此後續之砂腸袋頂部高程將以試驗底床下 1.5 公分鋪設。

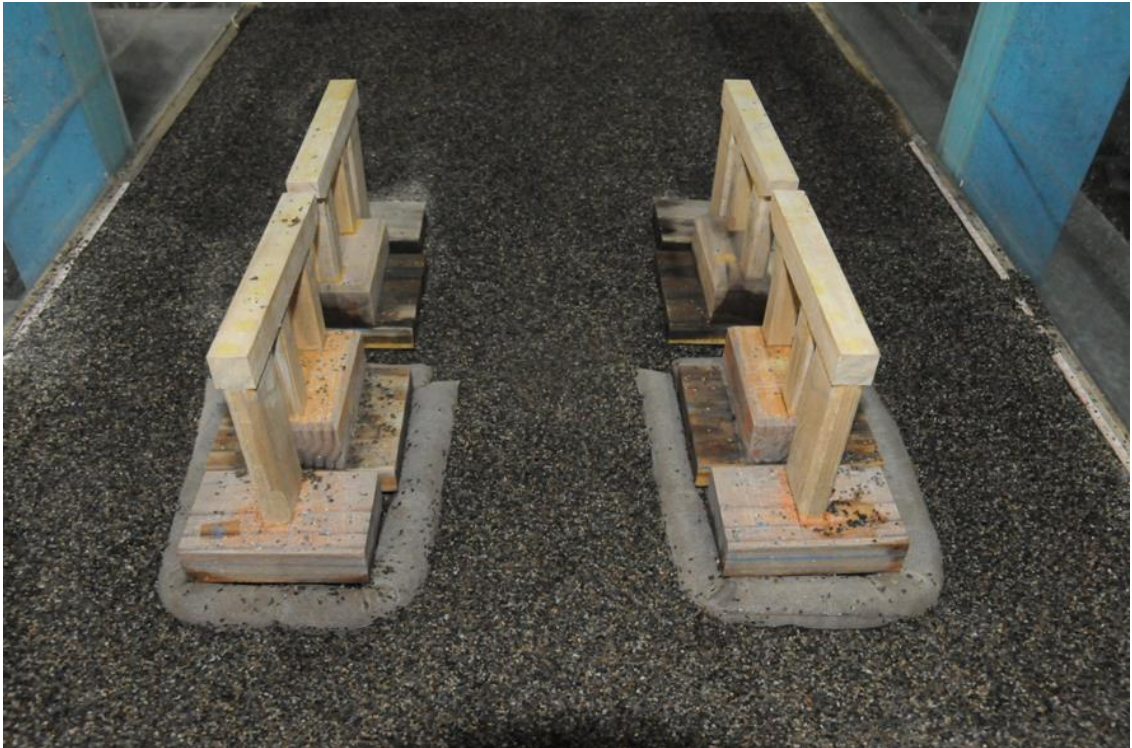


圖 7.20 一層砂腸袋(底床下 1.5 公分)鋪設

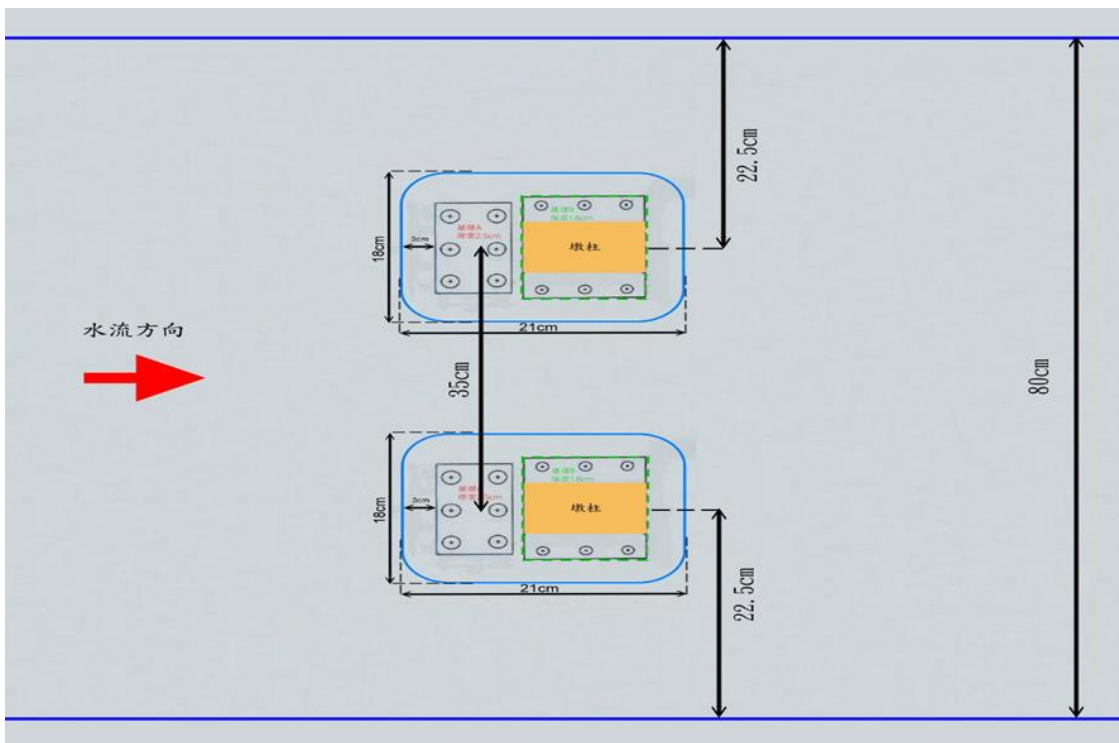


圖 7.21 一層砂腸袋(底床下 1.5 公分)鋪設平面示意圖

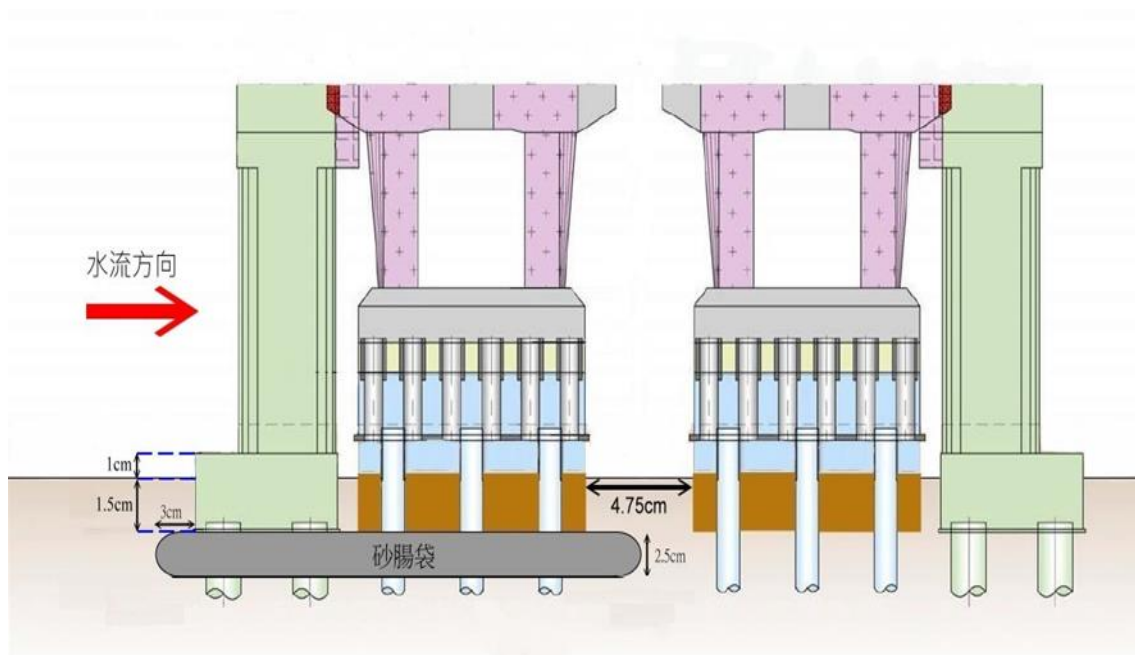


圖 7.22 一層砂腸袋(底床下 1.5 公分)鋪設斷面示意圖



圖 7.23 一層砂腸袋(底床下 1.5 公分)基礎沖刷情形

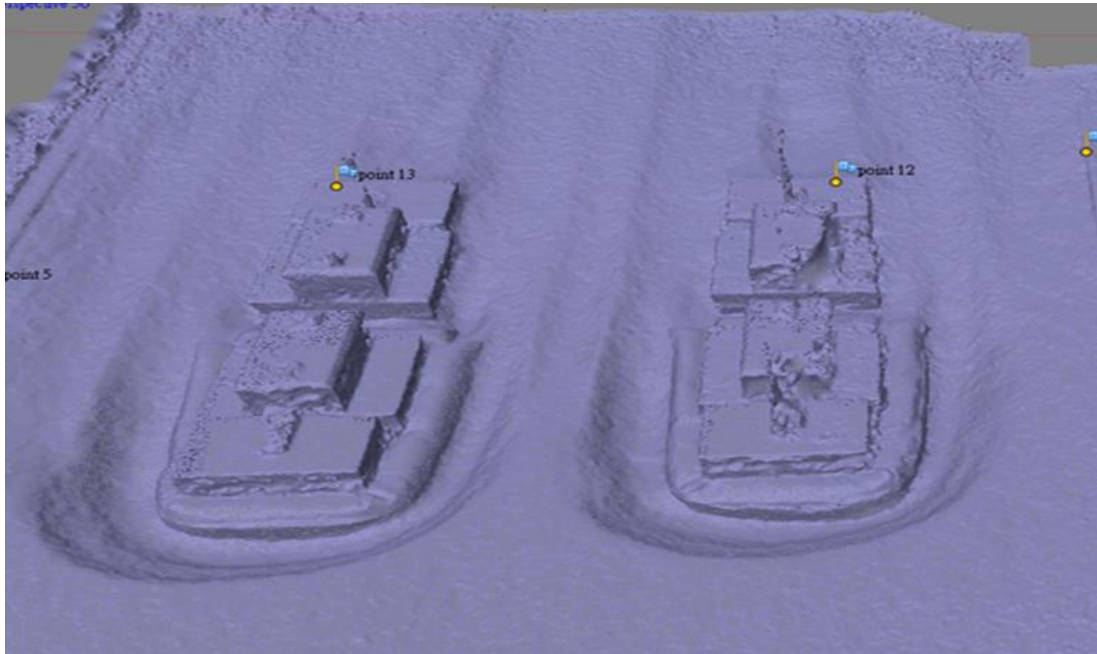


圖 7.24 一層砂腸袋(底床下 1.5 公分)沖刷深度與範圍 3D 圖

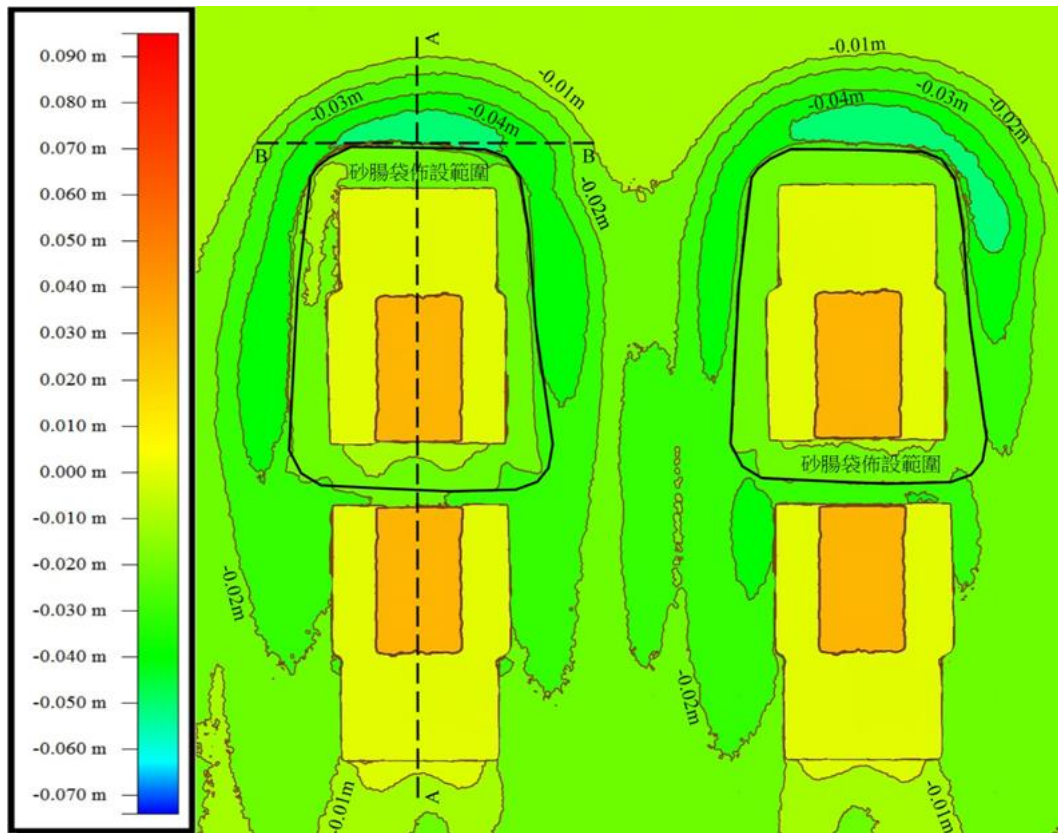


圖 7.25 一層砂腸袋(底床下 1.5 公分)基礎沖刷坑等高線示意圖

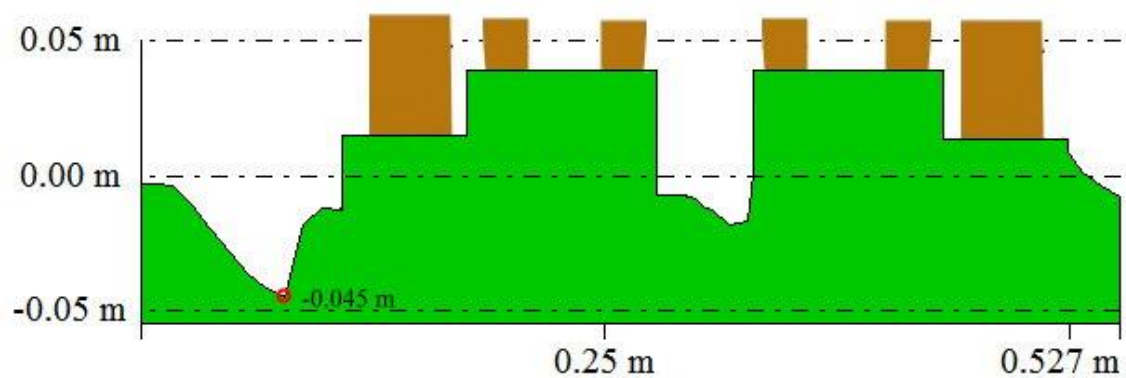


圖 7.26 一層砂腸袋(試驗底床下 1.5 公分)基礎沖刷縱斷面示意圖

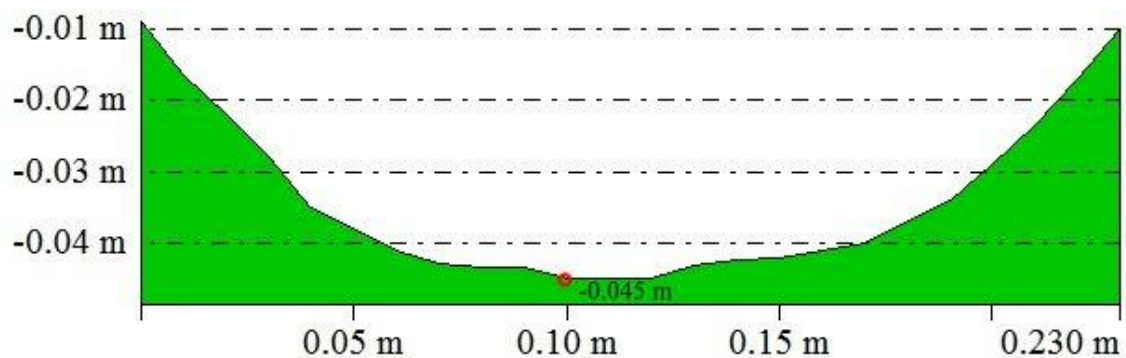


圖 7.27 一層砂腸袋(試驗底床下 1.5 公分)基礎沖刷橫斷面示意圖

4. 鋪設二層直立砂腸袋

鋪設二層直立砂腸袋，如圖 7.28 所示，其鋪設相關尺寸示意圖如圖 7.29 及圖 7.30 所示，其沖刷結果如圖 7.31 所示，以近景攝影測量展繪之沖刷深度及範圍 3D 圖如圖 7.32 所示，等高線圖、縱斷面剖面及橫斷面剖面圖，如圖 7.33~7.35 所示。由圖可知，兩橋墩最大沖刷深度及範圍略有不同，此為鋪設之人為誤差所致。最大沖刷深度為 5.6 公分，墩基前最大沖刷橫斷面約 25.1 公分，沖刷結果反而較一層砂腸袋嚴重，顯示二層直立砂腸袋的鋪設方式不佳。



圖 7.28 二層直立砂腸袋鋪設

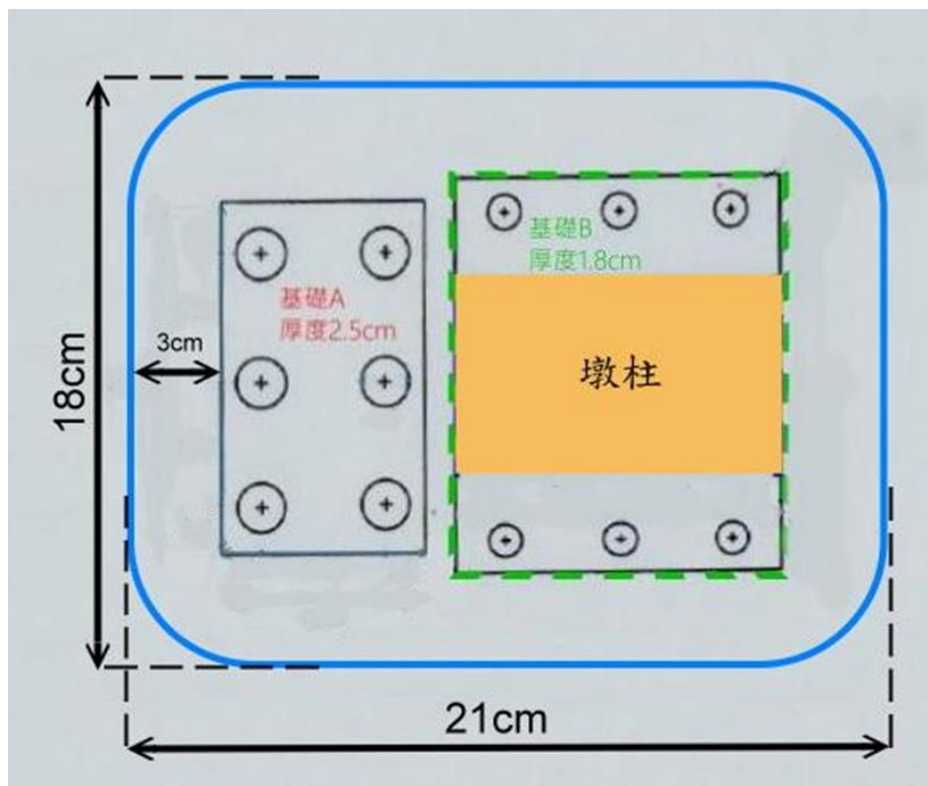


圖 7.29 二層直立砂腸袋鋪設平面示意圖

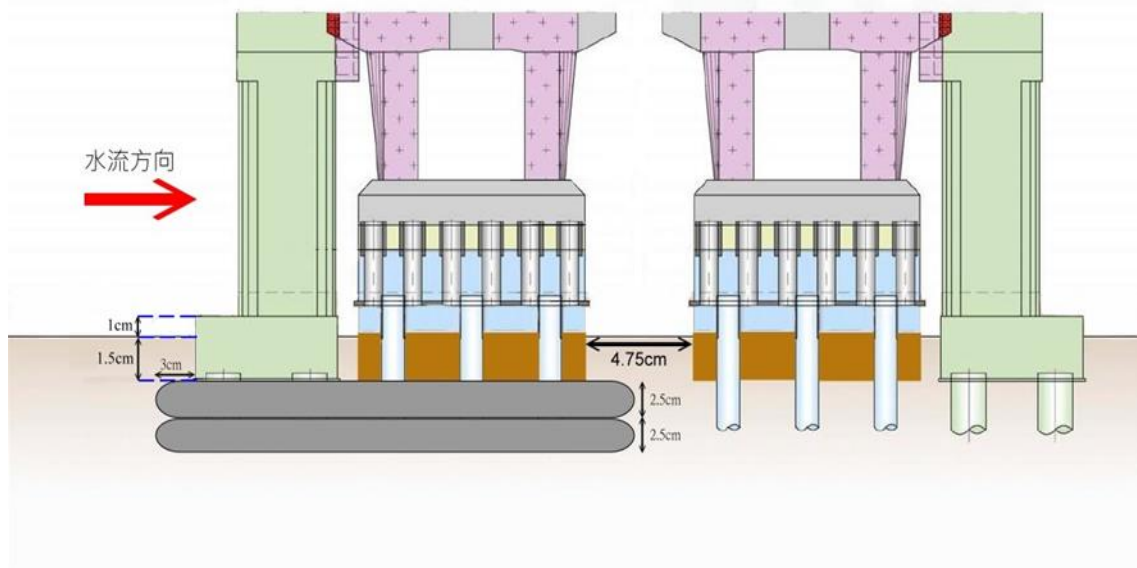


圖 7.30 二層直立砂腸袋鋪設斷面示意圖



圖 7.31 二層直立砂腸袋基礎沖刷情形

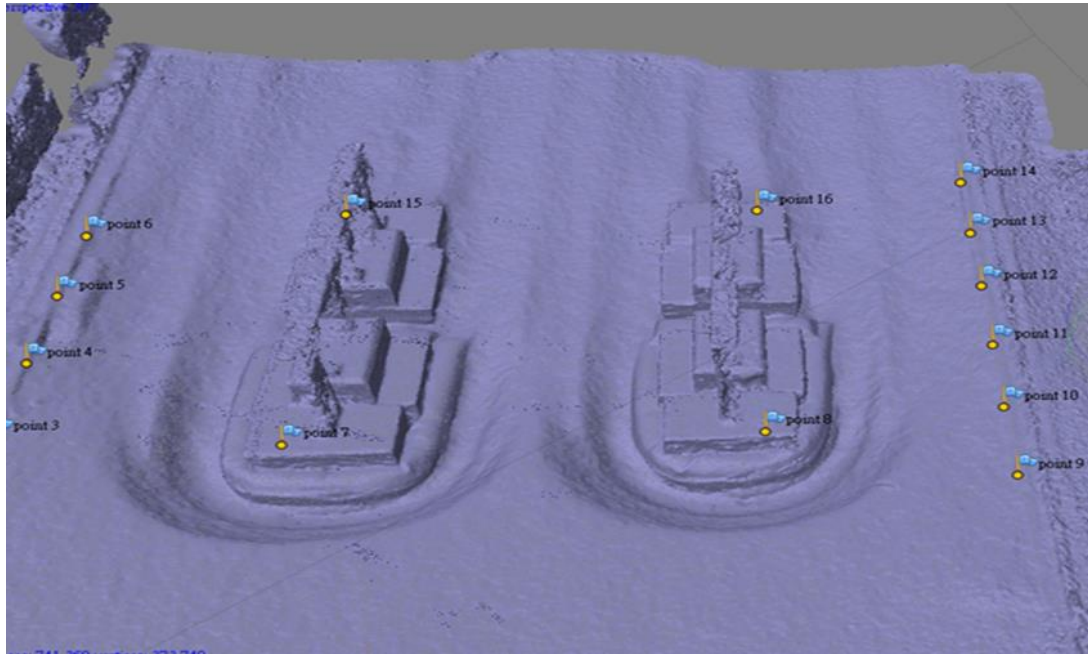


圖 7.32 二層直立砂腸袋冲刷深度與範圍 3D 圖

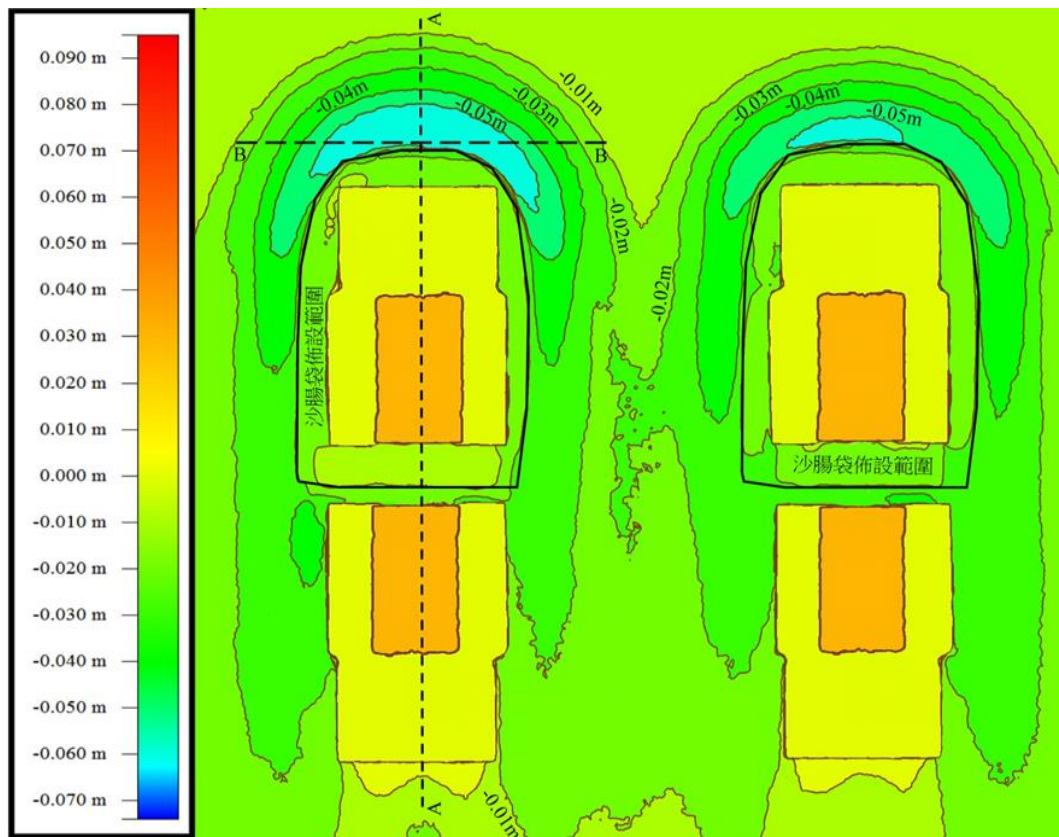


圖 7.33 二層直立砂腸袋基礎冲刷坑等高線示意圖

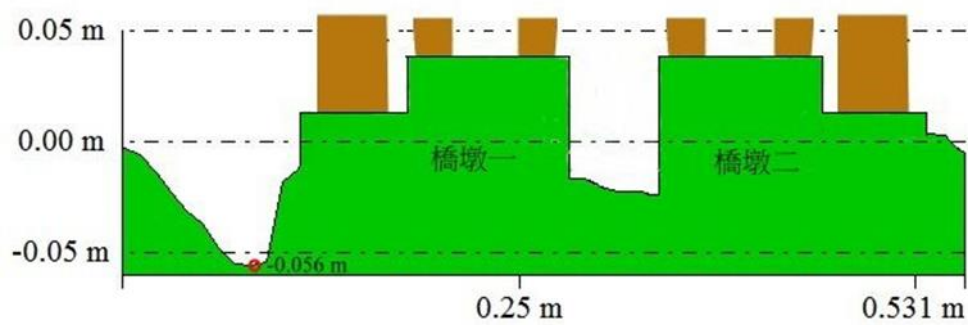


圖 7.34 二層直立砂腸袋基礎沖刷縱斷面示意圖

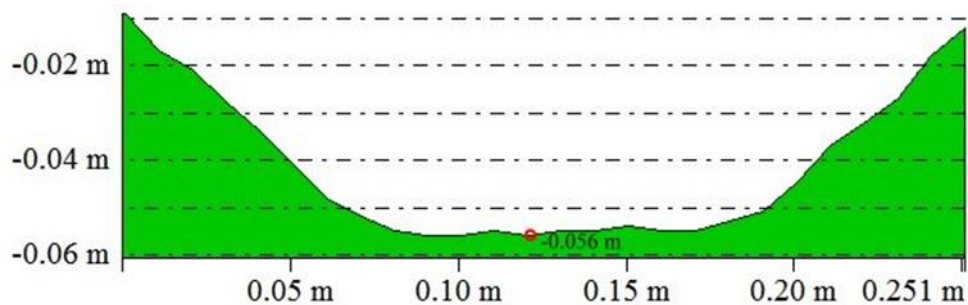


圖 7.35 二層直立砂腸袋基礎沖刷橫斷面示意圖

5. 鋪設二層斜坡砂腸袋

鋪設二層斜坡砂腸袋，如圖 7.36 所示，其鋪設相關尺寸示意圖如圖 7.37 及圖 7.38 所示，其沖刷結果如圖 7.39 所示，以近景攝影測量展繪之沖刷深度及範圍 3D 圖如圖 7.40 所示，等高線圖、縱斷面剖面及橫斷面剖面圖，如圖 7.41~7.43 所示。由圖可知，兩橋墩最大沖刷深度及範圍略有不同，此為鋪設之人為誤差所致。最大沖刷深度為 3.4 公分，墩基前最大沖刷橫斷面約 27.1 公分，均較二層直立砂腸袋佳，沖刷深度也比鋪設一層砂腸袋減少，顯示保護效果較一層砂腸袋佳。



圖 7.36 二層斜坡砂腸袋鋪設

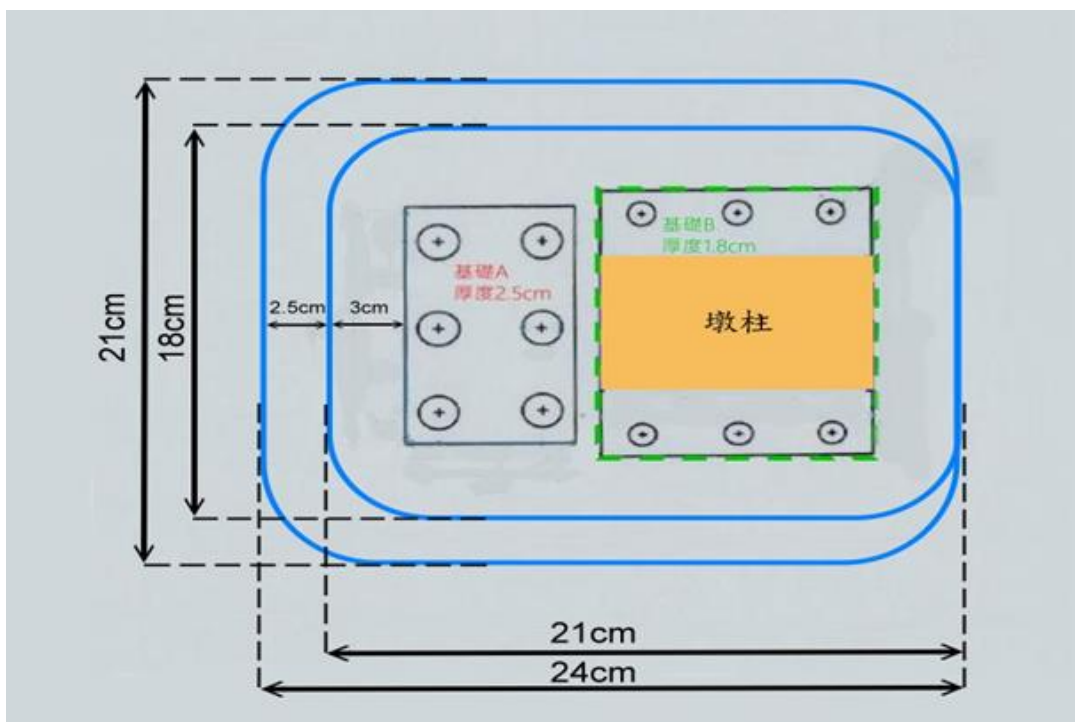


圖 7.37 二層斜坡砂腸袋鋪設平面示意圖

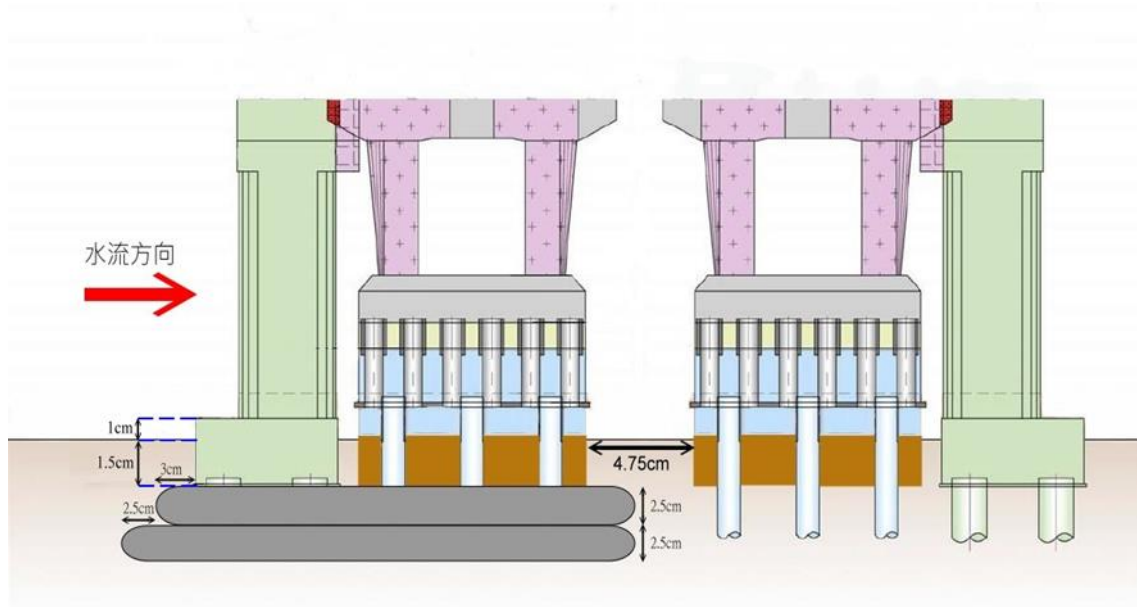


圖 7.38 二層斜坡砂腸袋鋪設斷面示意圖



圖 7.39 二層斜坡砂腸袋基礎沖刷情形

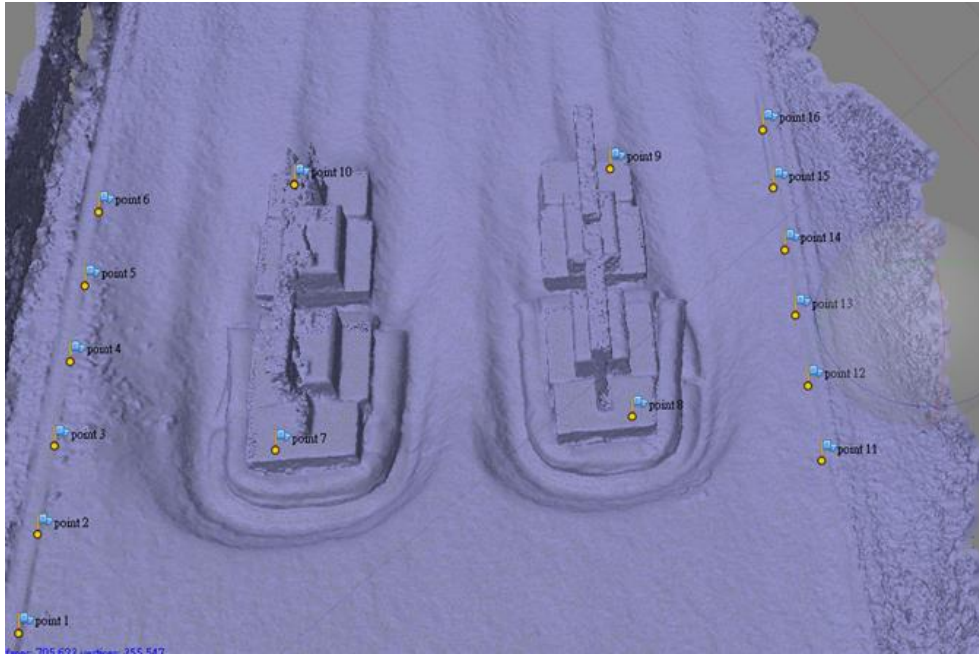


圖 7.40 二層斜坡砂腸袋沖刷深度與範圍 3D 圖

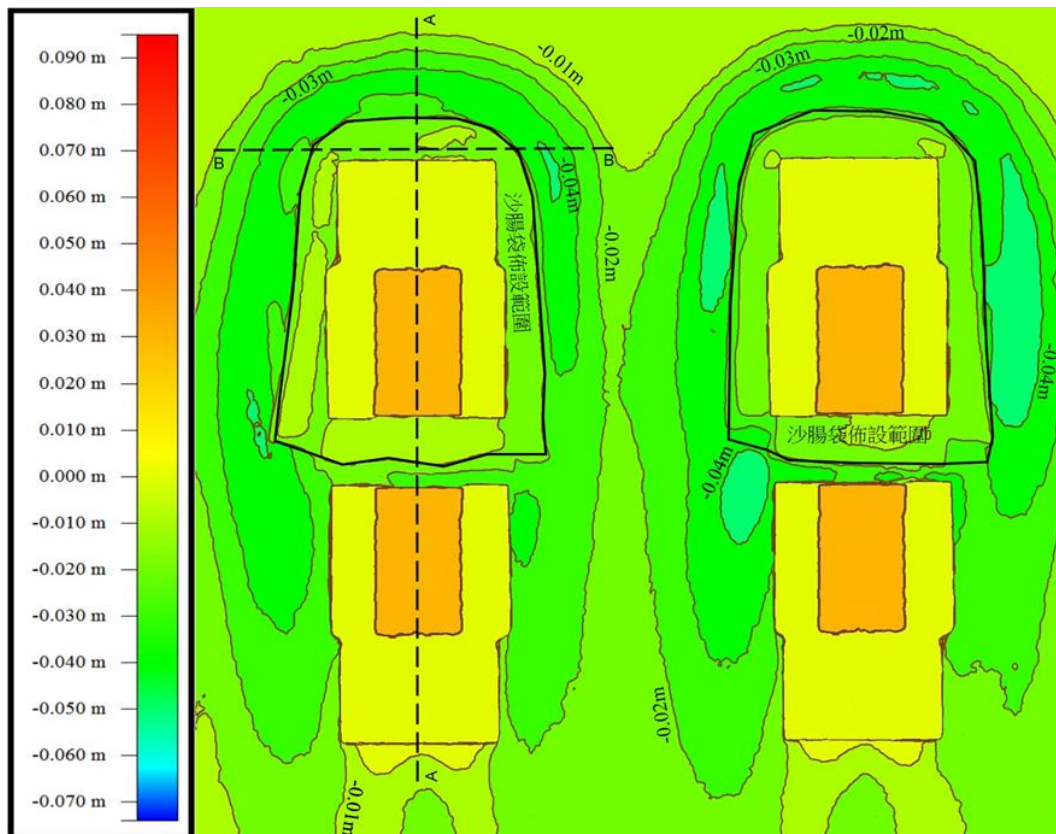


圖 7.41 二層斜坡砂腸袋基礎沖刷坑等高線示意圖

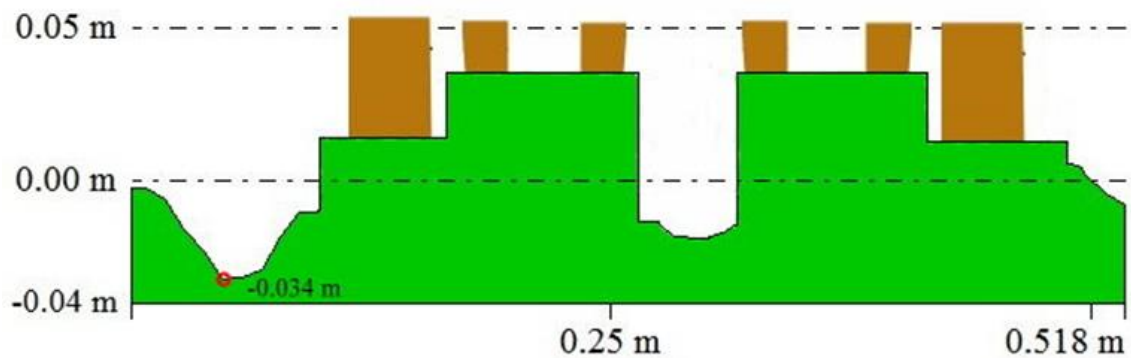


圖 7.42 二層斜坡砂腸袋基礎沖刷縱斷面示意圖

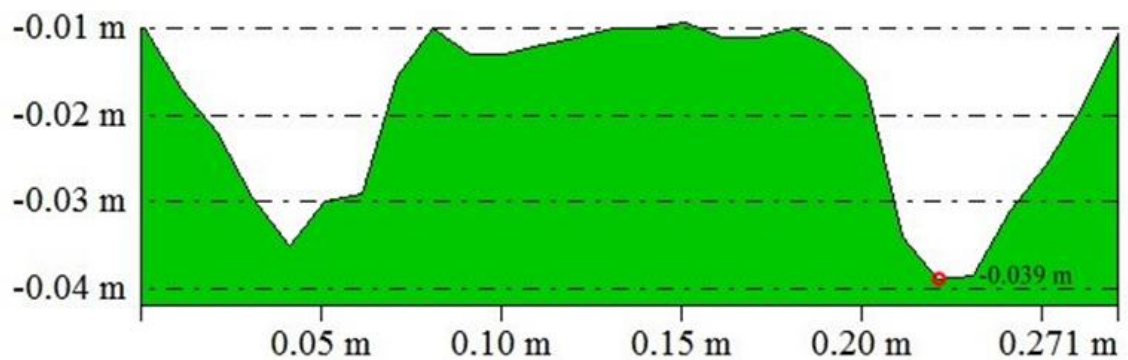


圖 7.43 二層斜坡砂腸袋基礎沖刷橫斷面示意圖

6. 鋪設三層直立砂腸袋

鋪設三層直立砂腸袋，如圖 7.44 所示，其鋪設相關尺寸示意圖如圖 7.45 及圖 7.46 所示，其沖刷結果如圖 7.47 所示，以近景攝影測量展繪之沖刷深度及範圍 3D 圖如圖 7.48 所示，等高線圖、縱斷面剖面及橫斷面剖面圖，如圖 7.49~7.51 所示。由圖可知，兩橋墩最大沖刷深度及範圍略有不同，此為鋪設之人為誤差所致。最大沖刷深度為 6.2 公分，墩基前最大沖刷橫斷面約 26.2 公分，沖刷結果反而較一層及二層砂腸袋嚴重，顯示直立式砂腸袋的鋪設方式不佳。



圖 7.44 三層直立砂腸袋鋪設

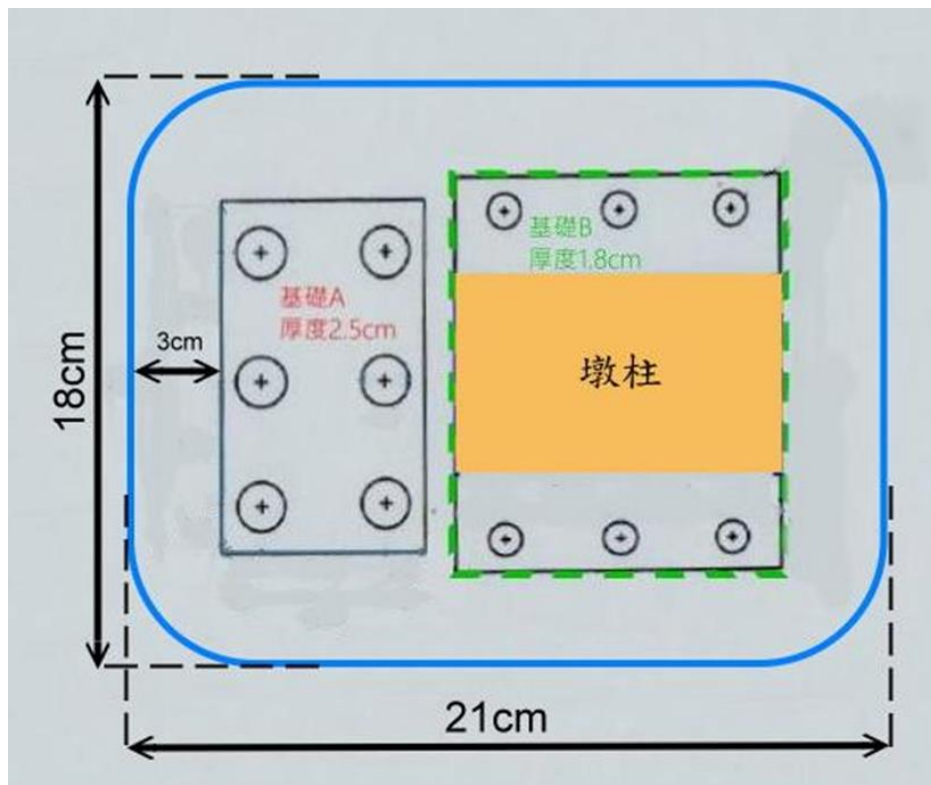


圖 7.45 三層直立砂腸袋鋪設平面示意圖

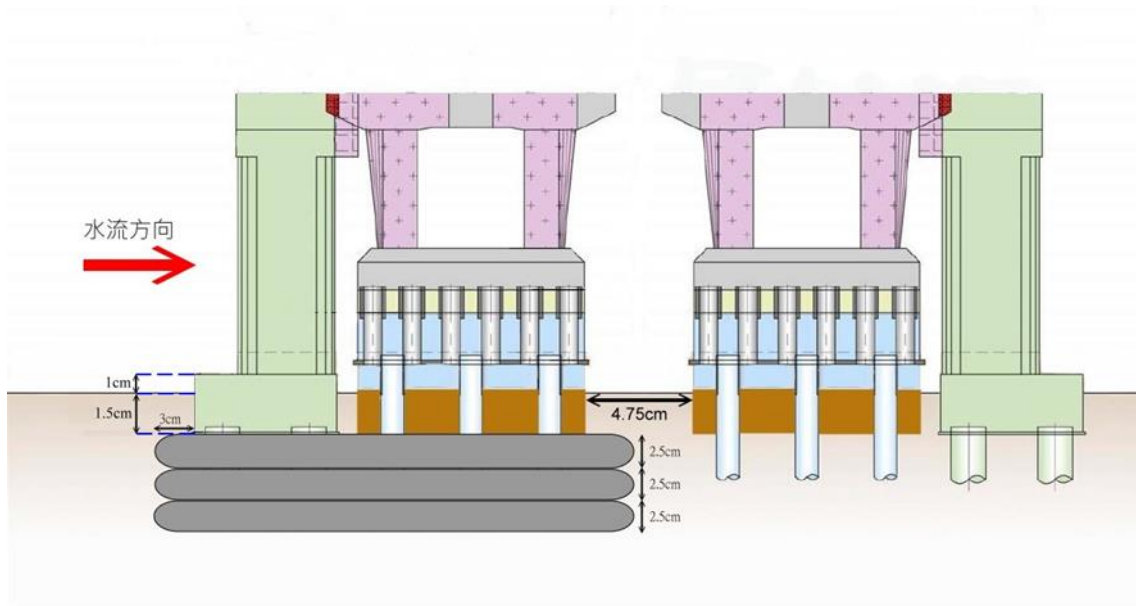


圖 7.46 三層直立砂腸袋鋪設斷面示意圖



圖 7.47 三層直立砂腸袋基礎沖刷情形



圖 7.48 三層直立砂腸袋沖刷深度與範圍 3D 圖

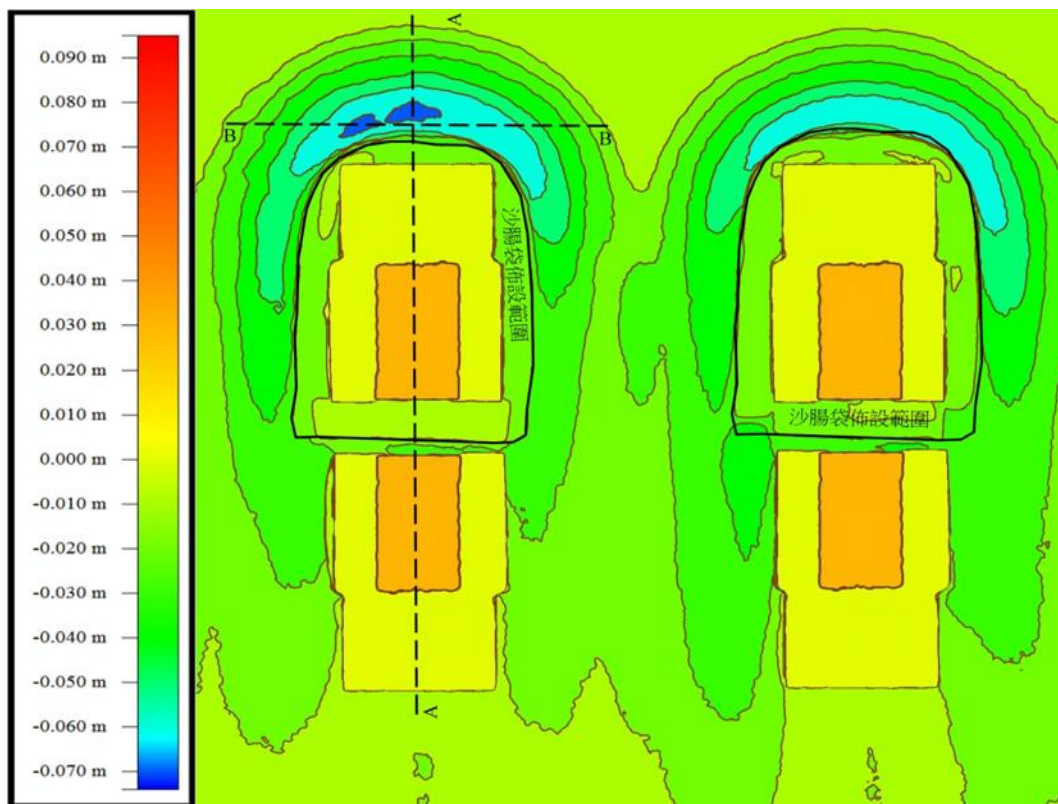


圖 7.49 三層直立砂腸袋基礎沖刷坑等高線示意圖

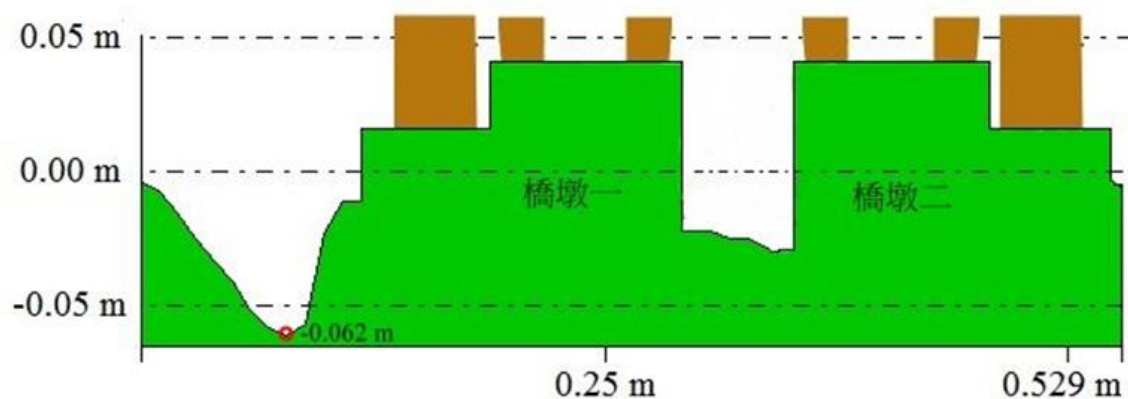


圖 7.50 三層直立砂腸袋基礎沖刷縱斷面示意圖

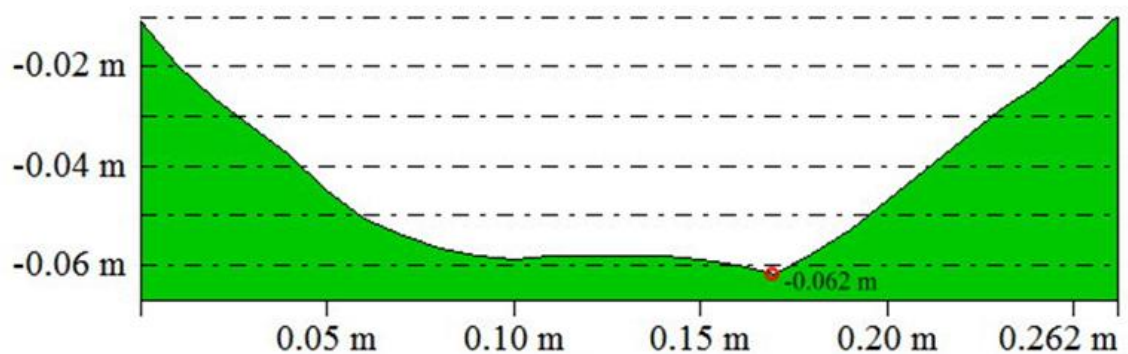


圖 7.51 三層直立砂腸袋基礎沖刷橫斷面示意圖

7. 鋪設三層斜坡砂腸袋

鋪設三層斜坡砂腸袋，如圖 7.52 所示，其鋪設相關尺寸示意圖如圖 7.53 及圖 7.54 所示，其沖刷結果如圖 7.55 所示，以近景攝影測量展繪之沖刷深度及範圍 3D 圖如圖 7.56 所示，等高線圖、縱斷面剖面及橫斷面剖面圖，如圖 7.57~7.59 所示。由圖可知，兩橋墩最大沖刷深度及範圍略有不同，此為鋪設之人為誤差所致。最大沖刷深度為 3.2 公分，墩基前最大沖刷橫斷面約 26.7 公分，沖刷深度較二層斜坡砂腸袋少，顯示保護效果較二層斜坡砂腸袋佳。



圖 7.52 三層斜坡砂腸袋鋪設

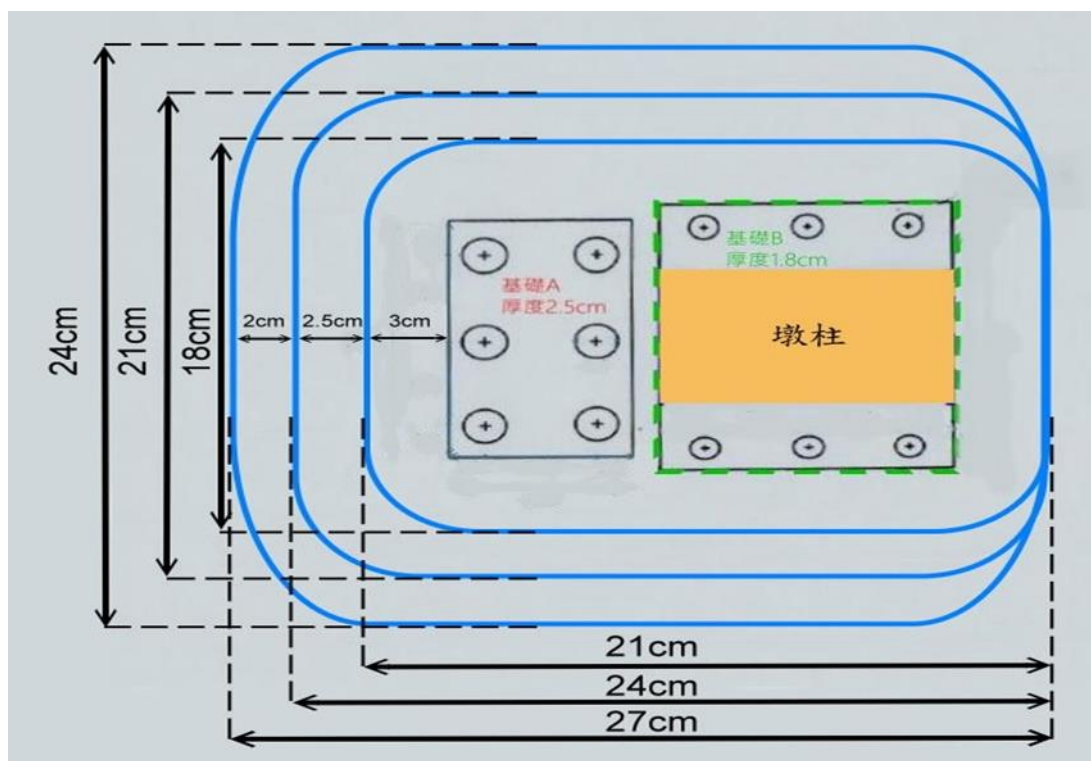


圖 7.53 三層斜坡砂腸袋鋪設平面示意圖

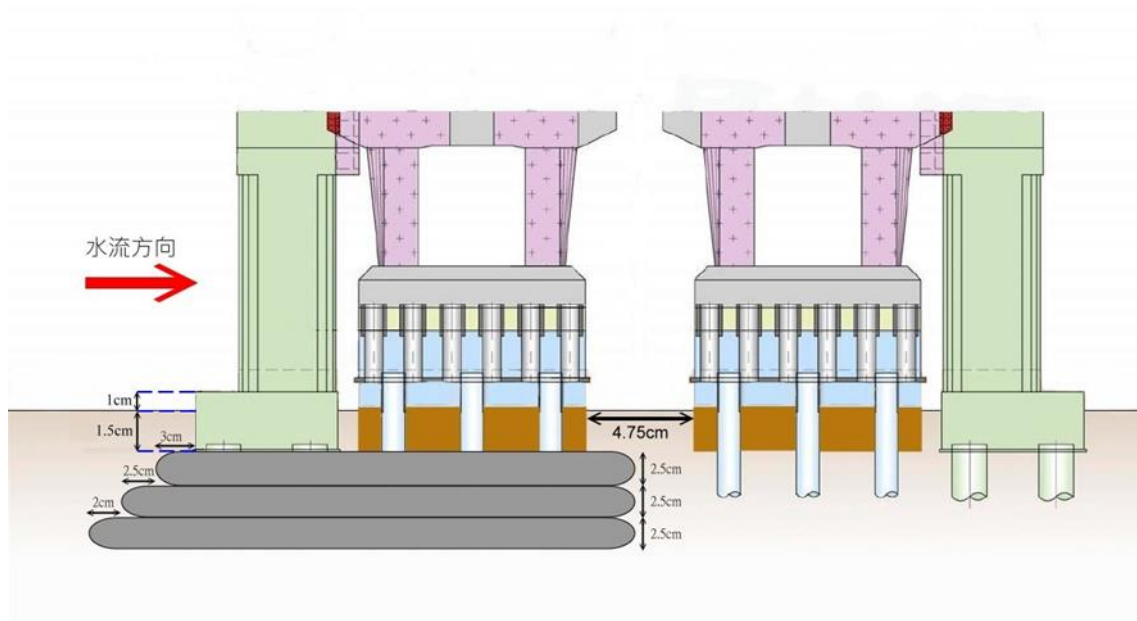


圖 7.54 三層斜坡砂腸袋鋪設斷面示意圖



圖 7.55 三層斜坡砂腸袋基礎沖刷情形



圖 7.56 三層斜坡砂腸袋沖刷深度與範圍 3D 圖

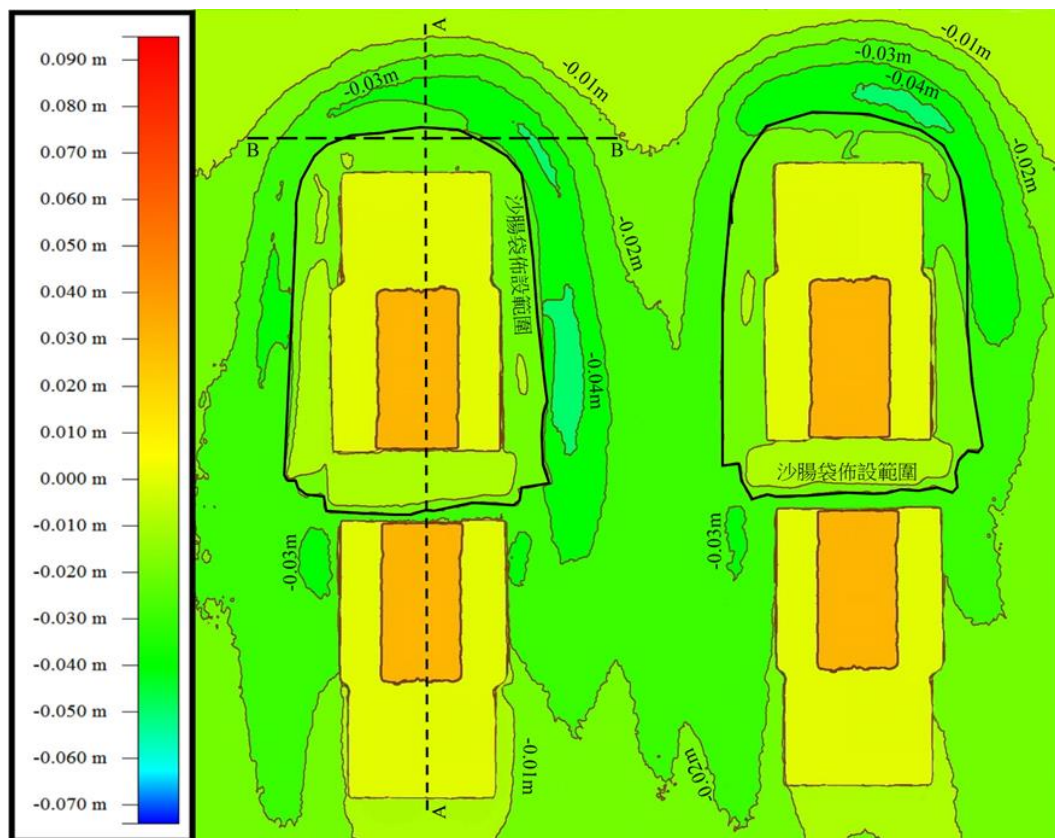


圖 7.57 三層斜坡砂腸袋基礎沖刷坑等高線示意圖

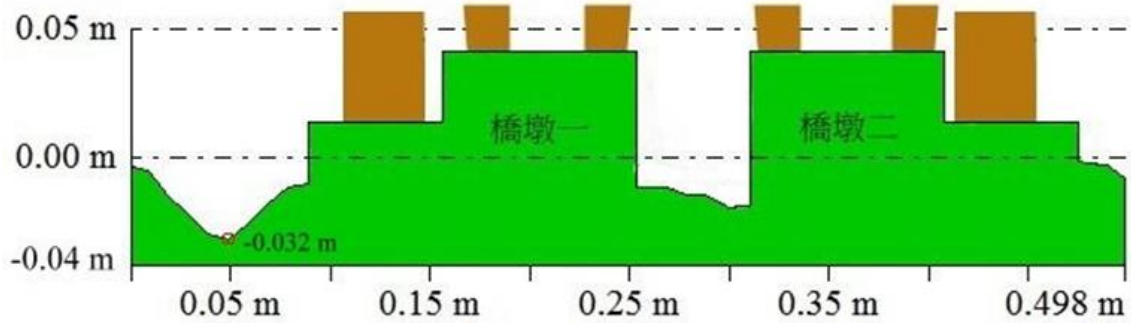


圖 7.58 三層斜坡砂腸袋基礎沖刷縱斷面示意圖

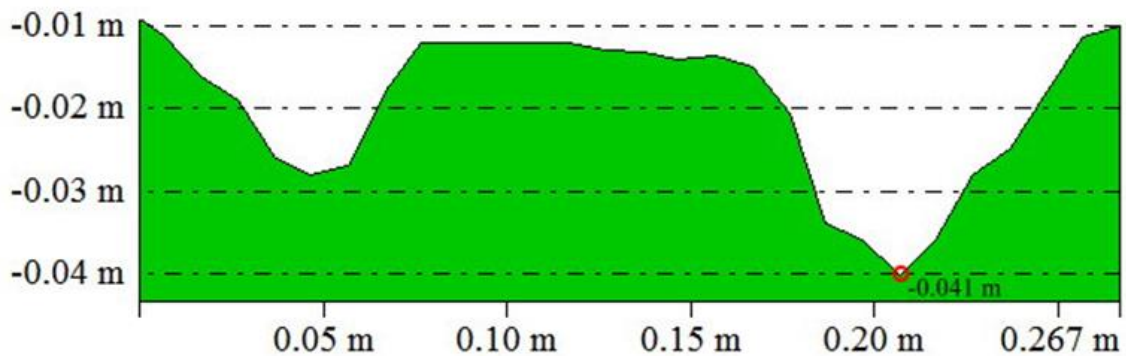


圖 7.59 三層斜坡砂腸袋基礎沖刷橫斷面示意圖

8. 鋪設一層砂腸袋(試驗底床下 1.5 公分)+織物模板

鋪設一層砂腸袋(試驗底床下 1.5 公分)+織物模板如圖 7.60 所示，其鋪設相關尺寸示意圖如圖 7.61 及圖 7.62 所示，其沖刷結果如圖 7.63 所示，由圖顯示織物模板均無露出，顯示織物模板無沖刷受損的疑慮，以近景攝影測量展繪之沖刷深度及範圍 3D 圖如圖 7.64 所示，等高線圖、縱斷面剖面及橫斷面剖面圖，如圖 7.65~7.67 所示。由圖可知，兩橋墩最大沖刷深度及範圍略有不同，此為鋪設之人為誤差所致。最大沖刷深度為 2.2 公分，墩基前最大沖刷橫斷面約 19.2 公分，沖刷深度及沖刷範圍均較所有方案少，顯示此方案之保護效果最佳。

另外，本研究試著將本方案埋入高程提高 1 公分，即砂腸袋埋入

試驗底床下 0.5 公分，織物模板埋入試驗底床下約 3 公分處，試驗結果織物模板部分裸露並產生變位，顯示織物模板有沖刷受損的疑慮，故維持原鋪設方案。

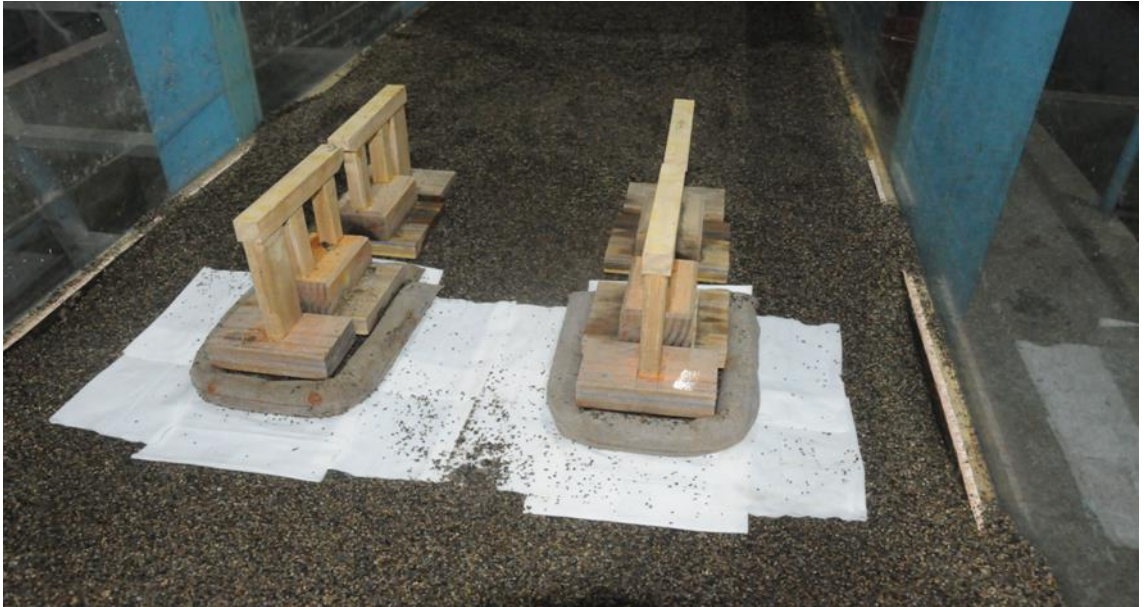


圖 7.60 一層砂腸袋+織物模板鋪設

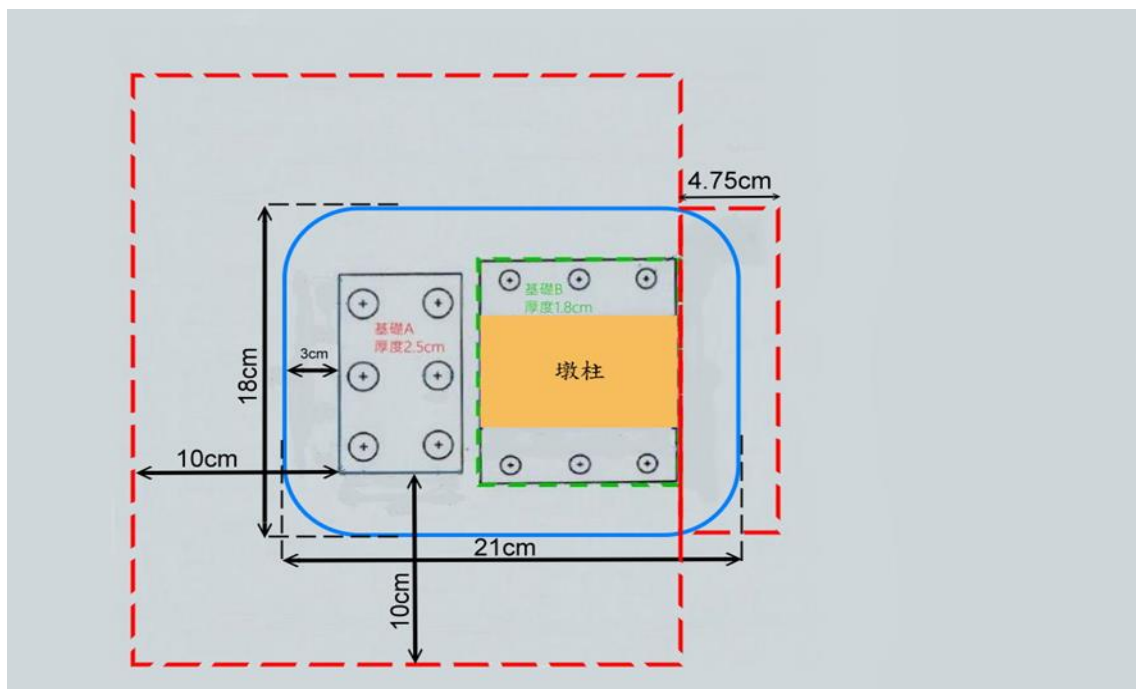


圖 7.61 一層砂腸袋+織物模板鋪設平面示意圖

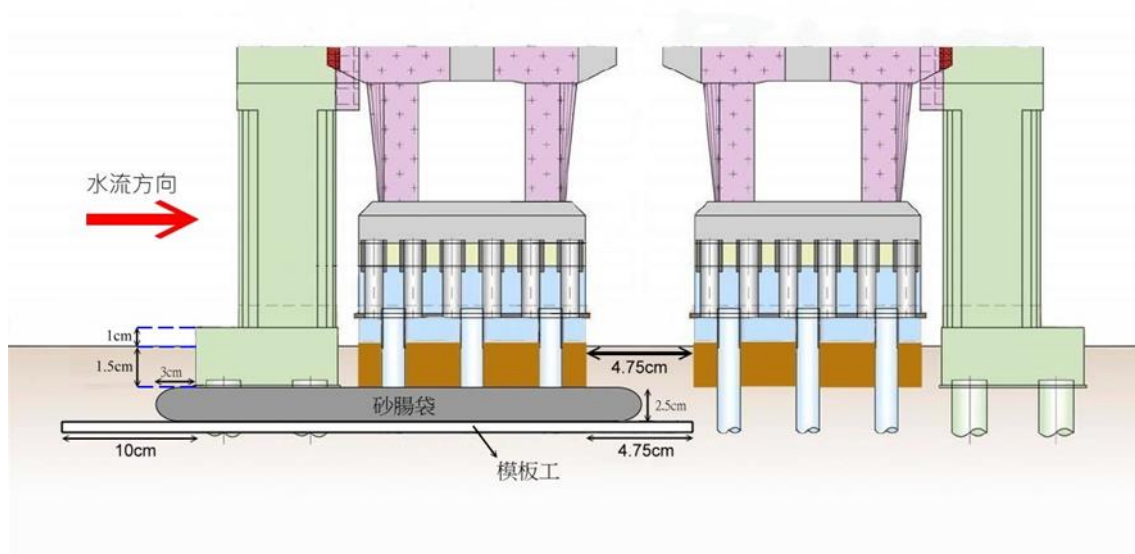


圖 7.62 一層砂腸袋+織物模板鋪設斷面示意圖

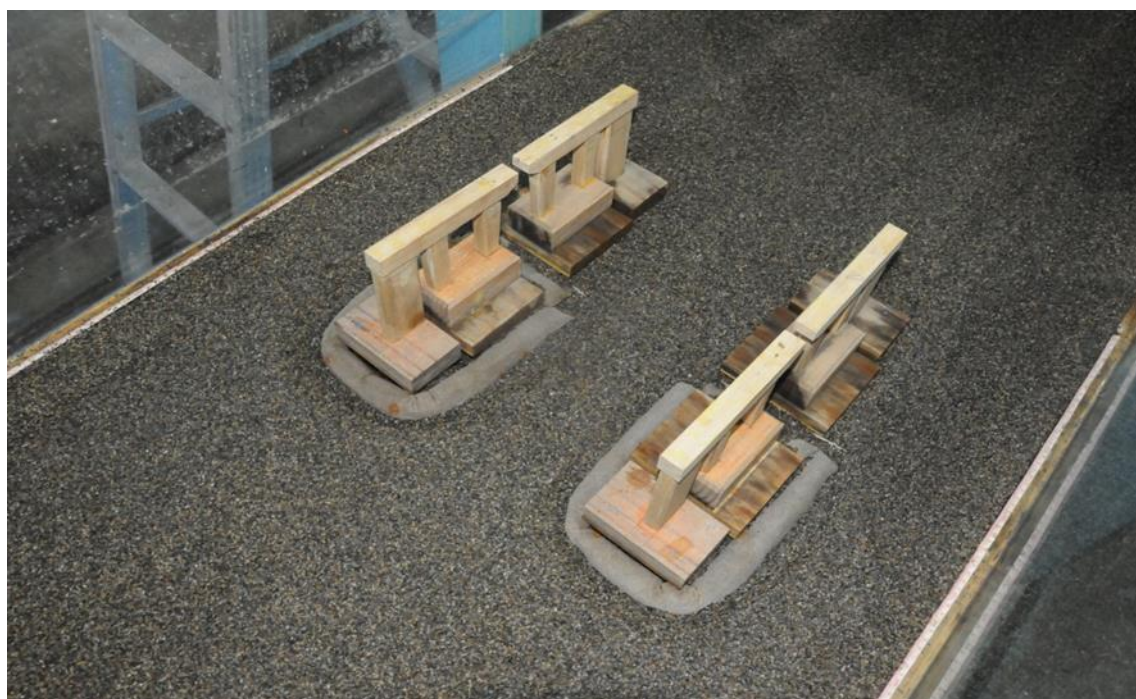


圖 7.63 一層砂腸袋+織物模板基礎沖刷情形



圖 7.64 一層砂腸袋+織物模板沖刷深度與範圍 3D 圖

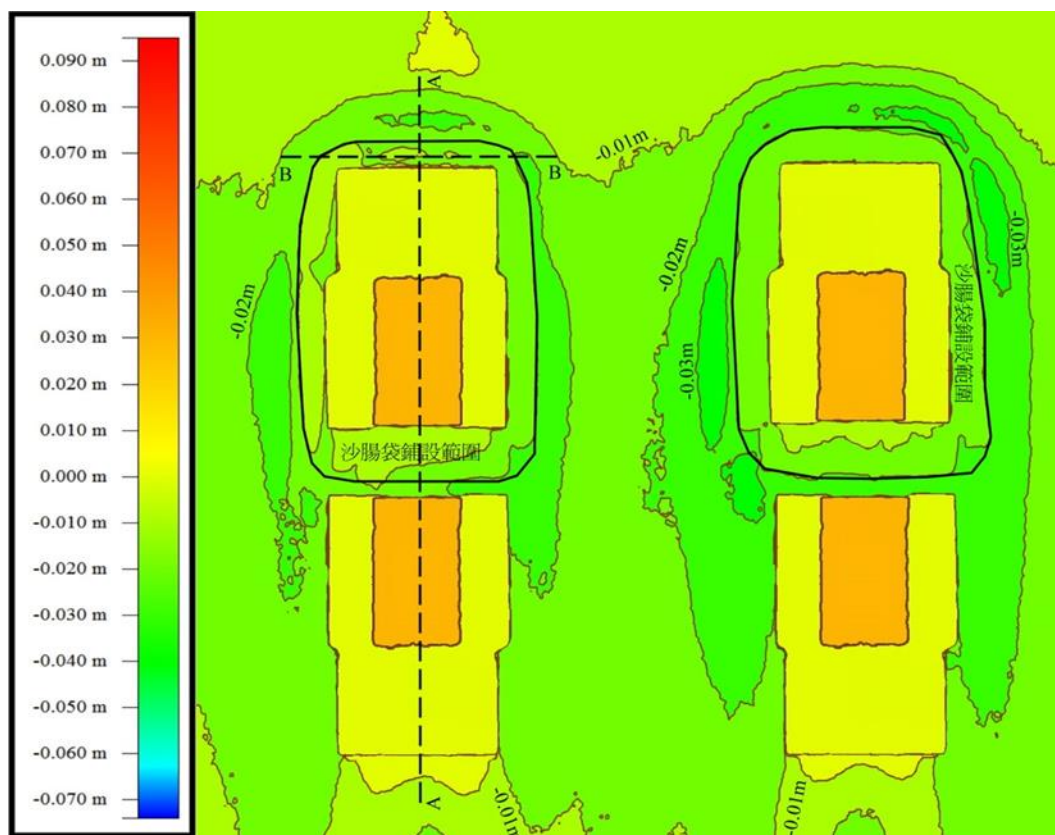


圖 7.65 一層砂腸袋+織物模板基礎沖刷坑等高線示意圖

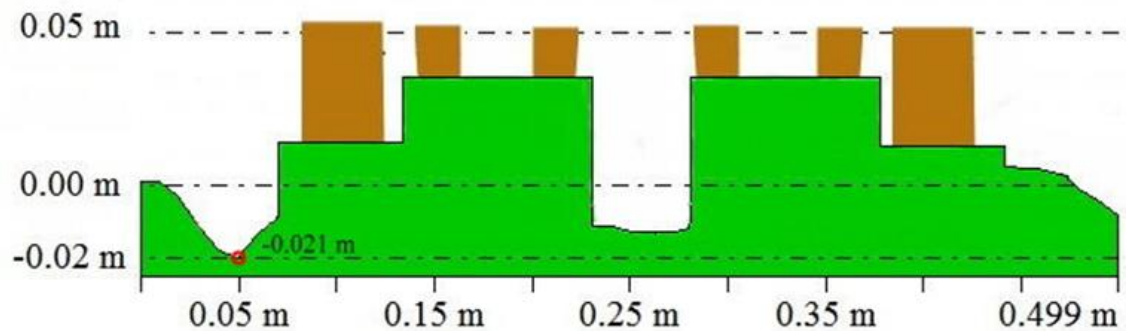


圖 7.66 一層砂腸袋+織物模板基礎沖刷縱斷面示意圖

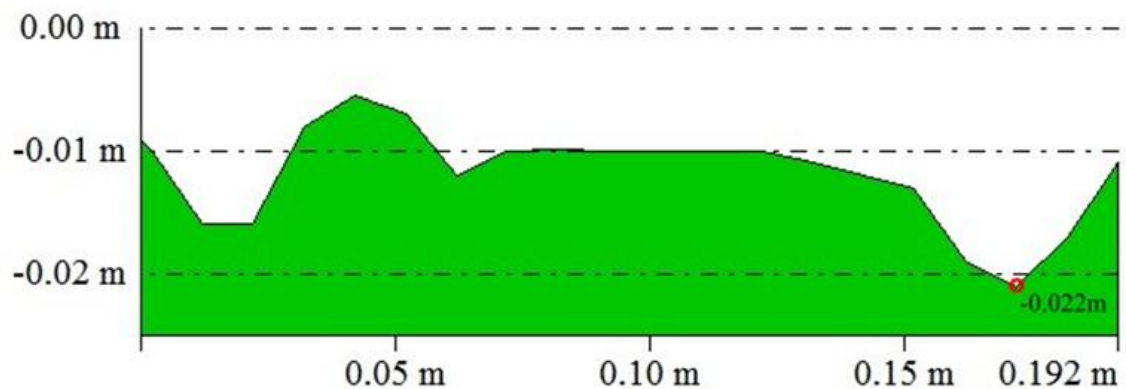


圖 7.67 一層砂腸袋+織物模板基礎沖刷橫斷面示意圖

7.4 小結

由本章 8 種鋪設方案(不考慮砂腸袋破損)的試驗結果，如表 7-1 所示，比較試驗結果顯示：

1. 保護工之頂部設置於試驗底床下 1.5 公分較設置於底床下 0.5 公分為宜。
2. 保護工之排列方式斜坡式較直立式之保護效果佳。
3. 直立式鋪設方案，三層不如二層的保護效果，二層不如一層的保護效果，顯示直立式鋪設方式，鋪的越多越深沖刷越嚴重，未來

保護工不宜以直立式之方式鋪設。

4. 斜坡式鋪設方案，三層比二層的保護效果好，二層比一層的保護效果好。
5. 所有試驗方案以一層砂腸袋(試驗底床下 1.5 公分)+織物模板之鋪設方式保護效果最佳，未來國道高速公路局中工處可以參考此方案設置保護工。

表 7- 1 不同鋪設方案最大沖刷深度與範圍綜整比較表

鋪設方案	最大沖刷深度	沖刷範圍
無保護	7.4 公分	26.6 公分
一層砂腸袋(試驗底床下 0.5 公分)	5.5 公分	26 公分
一層砂腸袋(試驗底床下 1.5 公分)	4.5 公分	23 公分
二層直立砂腸袋	5.6 公分	25.1 公分
二層斜坡砂腸袋	3.4 公分	27.1 公分
三層直立砂腸袋	6.2 公分	26.2 公分
三層斜坡砂腸袋	3.2 公分	26.7 公分
一層砂腸袋(試驗底床下 1.5 公分)+ 織物模板	2.2 公分	19.2 公分

註：上述數據為一次之試驗結果

第八章 結論與建議

山區道路邊坡崩塌主要為地震與降雨引致，其中降雨引致之邊坡破壞其發生頻率與範圍遠較地震引致崩塌為高，且降雨引致邊坡破壞其具有一定延時與徵兆，使得此類災害之預警將較為可行且易發揮成效。本研究針對公路邊坡可能遭遇之淺層崩塌破壞進行解析法分析並搭配簡易土層反應監測模組，研發不同於現有以雨量監測為指標之經驗法預警模式，以提高預警之準確與時效性，利於相關單位對此類災害預警及管理之決策參考。

另外，本研究針對橋梁管理單位提供一套移動式振動檢測模式，檢測橋梁安全狀態藉以判斷橋是否有異常情形發生；並建立橋梁耐震側推分析模式，提供橋梁地震防災決策支援。同時進行橋梁沖刷水工模型試驗，提供橋河共治區橋墩保護工法及其施設方式之建議，作為相關單位設置橋墩保護工決策之參考。

8.1 結論

1. 本研究完成無限邊坡因入滲引致淺層滑動依時分析架構，考慮非飽和土層水文與力學性質，並發展大型模型試驗設備，結果顯示所發展之架構完整可行。
2. 本研究所研發之無線監測模組原型已完成相關硬體元件組裝整合，並進行相關韌體與圖形介面撰寫，可作為後續整合元件製作之依據，並已完成資料處理程序之流程建立。
3. 本研究確認適用於臺灣區域移動式振動檢測方法並到蘭陽大橋與舊東澳大橋進行共計 6 次量測試驗，試驗結果將儀器置於橋面可獲得較理想的結果。
4. 初擬橋梁地震臨界頻率比值推論模式與橋梁洪水臨界頻率比值推論模式，做為後續橋梁於地震或洪水災害後開放通行之參考依據。

5. 以砂腸袋作為橋基保護工之鋪設方式，斜坡式較直立式之保護效果佳。
6. 試驗方案以一層砂腸袋(試驗底床下 1.5 公分)+織物模板之鋪設方式保護效果最佳，未來國道高速公路局中工處可以參考此方案之鋪設，來設置保護工保護橋基，以減少河水之沖刷。

8.2 建議

1. 本年度雖選定研究場址作為解析法測試，但該場址目前為穩定狀態，為便於解析法分析破壞測試及下一年度安裝場址選定與佈設規劃，可能要另覓陡坡、一定厚度表土層與具細顆粒土壤之場址。
2. 由於入滲量測具一定難度及不確定性，因此後續將考慮以現有感測模組，發展現地單點水文參數測定方法。
3. 移動式振動頻率量測過程，目前仍需人力與準備時間，並可能受現地外在因素影響，建議未來考量自動化量測方法與開發相關設備，以降低人員操作之門檻。
4. 各橋梁之地震與洪水臨界頻率比值會因橋梁之結構類型、土壤狀況等變數而有所不同，如以傳統橋梁結構分析方法求得各橋梁之比值將花費相當人力、時間與經費。建議後續建置橋梁臨界頻率案例資料庫，並由人工智慧推論模式推論其餘橋梁之臨界頻率比值。
5. 本研究僅針對橋墩做渠槽局部沖刷試驗，後續可以進行大型水工平面試驗，將整座橋梁上下游來進行模擬試驗，以提供完整的解決方案，或者挑選中沙大橋適當的橋墩來進行現地試驗以驗證研究成果。

8.3 研究成果效益

1. 完成山區公路邊坡降雨崩塌無線感測網路模組開發，提升公路總局

山區公路邊坡預警準確度。

2. 建立橋梁耐震能力評估與通阻檢測分析模式，提供公路總局各工程處防災業務之應用。
3. 藉由水工模型試驗，研提橋基保護方案，提升橋基耐洪能力，滿足運輸安全需求。

8.4 提供應用情形

1. 提供公路總局於災前能依照橋梁破壞潛勢分析結果，進行檢測與擬定維護優先順序策略之使用。
2. 提供公路總局針對山區公路邊坡預警監測使用，提升預警準確度。
3. 本研究研提之橋基保護方案，將提供國道高速公路局中工處未來施政的參據。
4. 本研究所進行的不同保護工鋪設試驗案例，可提供本所及相關單位後續研究之參採。

參考文獻

1. 陳正興、張森源、胡邵源、周公台、鍾毓東，建築技術規則建築構造編基礎構造設計規範（含解說），內政部建築研究所，1998。
2. 林哲毅，「土壤電阻率與含水特性關係之探討」，國立交通大學土木工程系，碩士論文，1999。
3. 周憲德、戴華鎔、陳世清，蛇籠保護方式對橋墩局部沖刷之影響，中國土木水利工程學刊第十一卷第二期 p311-p316，1999。
4. 王仲宇、陳振華，「橋梁結構之檢測、監測與評定作業」，土木技術，第四卷，第四期，2001。
5. 黃安斌、林志平、廖志中、潘以文、湯士弘、簡旭君、吳政達、葉致翔、盧吉勇、楊培熙，「先進邊坡監測系統之研發」，中國土木水利學會會刊，第二十九卷第二期，第 65-78 頁，2002。
6. 李維峰等人，「台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（二）」，MOTC，2003。
7. 劉佩玲，「貝氏統計在結構系統模態與動態識別之應用」，行政院國家科學委員會專題研究計畫成果報告，2004。
8. 王仲宇、陳銘鴻、王顥霖、黃進國、蔡欣局、劉正偉、黎萬正、陳嘉佑、林嘉欣，「交通部台灣區國道 1 號中山高速公路大安溪橋、大甲溪橋及烏溪橋動力特性及沖刷監測系統規劃期末報告」，國立中央大學工學院橋樑工程研究中心，2005。
9. 陳彥豪，基礎裸露橋梁耐震能力評估，國立台灣大學土木工程研究所碩士論文，蔡益超教授指導，2005。
10. 李維峰、張嘉峰、梅興泰，「以振動量測檢驗橋基沖刷」，營建知訊，vol. 304，第 54-65 頁，2008。

11. 交通部公路總局，「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」，2009。
12. 陳正興、李維峰與梅興泰，「公路橋梁振動量測與分析」，第六屆公共工程非破壞檢測技術研討會，2009。
13. 張嘉峰、簡臣佑，「目測檢測紀錄數位化，橋梁全方位管理」，營建資訊，第 315 期，2009。
14. 張嘉峰、梅興泰，「以振動頻率檢測橋基沖刷」，營建知訊，vol. 315，第 50-55 頁，2009。
15. 吳從龍，「山區道路邊坡崩塌潛勢之研究」，逢甲大學交通工程與管理所，碩士論文，2009。
16. 財團法人中興工程顧問社，「易淹水地區上游集水區地質調查與資料庫建置(第 2 期 98 年度)－集水區水文地質對坡地穩定性影響之調查評估計畫(2/3)」，經濟部中央地質調查所研究報告，成果報告，2009。
17. 鄭清江、譚志豪、鍾明劍、李錦發、費立沅，「莫拉克降雨引致高屏地區邊坡淺層崩塌災害勘查與穩定性數值分析案例」，土工技術，第 122 期 (2009 年 12 月) 第 133-142 頁，2009。
18. 廖文選，「以 DSP 實現 GPS 與 IMU 感測器整合系統」，國立交通大學機械工程學系，碩士論文，2010。
19. 柯永彥，張為光，劉光晏，洪曉慧，陳正興，張國鎮，基於振動量測之鋼筋混凝土橋墩損傷評估，第十屆中華民國結構工程研討會，p.268，2010。
20. 張達德、陳柏麟、黃鋼、何暖軒、聞玉珮，「沖刷橋墩基礎的 HHT 振動頻率特性分析與判讀研究」，Rock and Soil Mechanics，vol. 31(7)，第 2241-2246 頁，2010。
21. 交通部運輸研究所，「跨河橋梁保護工法之研究」，2011。

22. 柯永彥、張為光、陳正興，「橋墩基礎裸露對橋梁結構振動反應之影響」，中國土木水利工程學刊，23 卷 1 期，P.103-P.110，2011。
23. 林其穎，陳俊仲，張國鎮，「橋梁沖刷監測預警系統建置之試驗研究」，國家地震工程研究中心，2011。
24. 鄭明淵等，「橋梁通阻檢測分析模式建立之研究」交通部運輸研究所，2011。
25. 張為光，李維峰，梅興泰，陳正興，結構健康監測暨損傷診斷，土木水利，第三十八卷，第三期，P.17-25，2011。
26. 張鈞誠，利用振動頻率判別橋墩基礎裸露之可行性研究，交通大學碩士論文，2012。
27. 張達德、蔡育秀、李宏徹、楊凱鈞，「無線感測網路應用於邊坡穩定即時監測系統的研究」，第十五屆大地工程學術研討會，2013。
28. 鄭明淵等，「移動式橋梁振動檢測及訊號分析與傳輸通報系統」交通部運輸研究所，2013。
29. 交通部台灣區國道高速公路局中工處，「國道 1 號中沙大橋墩基沖刷治理計畫委託技術服務工作」，2013。
30. Alonso, E. E., Gens, A. and Josa, A. (1990). "A constitutive model for partially saturated soils." *Géotechnique*, 40(3), pp.405-430.
31. Anderson, S.A., and Sitar, N. (1995). "Analysis of rainfall-induced debris flows." *Journal of Geotechnical Engineering*, 121(7), pp. 544-552.
32. Bishop, W. (1959). "The principle of effective stress.", Lecture delivered in Oslo, Norway, 1955; published in *Technisk Ukeblad*, 106(39), pp. 859-863.
33. Cascini, L., Cuomo, S., Pastor M, and Giuseppe Sorbino, G. (2010). "Modeling of Rainfall-Induced Shallow Landslides of the Flow-Type."

- Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 136(1), pp. 85-98.
34. Chong, C.Y. Kumar, S.P. (2003). "Sensor networks: Evolution, opportunities, and challenges." Proc. IEEE, August.
 35. Collins, B.D., and Znidarcic, D. (2004). "Stability analyses of rainfall induced landslides." Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering , 130, pp. 362–372.
 36. Eberhardt, E. (2008). "Twenty-ninth Canadian Geotechnical Colloquium: The role of advanced numerical methods and geotechnical field measurements in understanding complex deep-seated rock slope failure mechanisms." Canadian Geotechnical Journal, 45, pp. 484–510.
 37. Edlefsen, N.E. and Anderson, A. B. C. (1943) "Thermodynamics of Soil Moisture." Hilgardia, 15, pp. 31-298.
 38. Fredlund, D. G. and Morgenstern, N. R. (1977). "Stress state variables for unsaturated soils." Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 103(5), pp.447-466.
 39. Fredlund, D. G., Morgenstern, N. R. and Widger, R. A. (1978). "The shear strength of unsaturated soils." Canadian Geotechnical Journal, 15(3), pp.313-321.
 40. Fredlund, D. G. and Rahardjo, H (1987). "Soil mechanics principles for highway engineering in arid regions." Transportation Research Record, 1137, pp.1-11.
 41. Fredlund, D. G. and Rahardjo, H. (1993). " Soil mechanics for unsaturated soils. " New York, Wiley.
 42. Fredlund, D. G., Xing, A., Fredlund, M. D. and Barbour, S. L. (1995). "The relationship of the unsaturated soil shear strength to the soil-water characteristic curve." Canadian Geotechnical Journal, 32(3), pp.440-448.

43. Gen, K. M., Fredlund, D. G. and Rahardjo, H. (1988). "Determination of shear strength parameters of an unsaturated soil using the direct shear test." *Canadian Geotechnical Journal*, 25(3), pp.500-510.
44. Huang, A.B., Lee, J.T., Ho, Y.T., Chiu, Y.F., and Cheng, S.Y. (2012). "Stability Monitoring of Rainfall Induced Deep Landslides Through Pore Pressure Profile Measurements." *Soils and Foundations*, 52(4), pp. 737-747.
45. Krahn, J. and Fredlund, D. G. (1972). "On total matric and osmotic suction." *Journal of Soil Science*, 114(5), pp.339-348.
46. Kurahashi, T., Yajima, Y., & Sasaki, Y. (2008). "Landslide disasters and hazard maps along national highways in Japan. ", In: *The 2nd East Asia Landslides Symposium*, Seoul, Korea, May 22–23, 2008.
47. Muraleetharan, K. K. and Granger, K. K. (1999). "The use of miniature pore pressure transducers in measuring matric suction in unsaturated soils." *Geotechnical Testing Journal*, 22(3), pp.226-234
48. Oloo, S. Y. and Fredlund, D. G. (1996). "A method for determination of b for statically compacted soils." *Canadian Geotechnical Journal*, 33, pp.272-280
49. P.L. Liu and C.Y. Yu, "Damage Detection of Structures with Bayesian Approach using Static Test Data", *Journal of the Institute of Civil and Hydraulic Engineering*, Special Issue, pp. 831-838, 2004.
50. Richards, B. G. (1965) "Measurement of the Free Energy of Soil Moisture by the Psychrometric Technique Using Thermistors.", in *Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas, A Symp. in Print.* Australia: Butterworths, pp. 39-46.
51. Ridley, A. M. and Burland, J. B. (1995). "Measurement of suction in materials which swell." *Applied Mechanics Reviews*, 48(9), pp.727-732

52. S.A. Mirza and J.G. MacGregor, “Variability of mechanical properties of reinforcing bars.” Jour. Struct. Div., ASCE, 105(ST5) : 921-937, 1979.
53. S. Hoon, “A Bayesian Probabilistic Approach to Damage Detection for Civil Structures”, PhD. Dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, U.S.A., 1998.
54. Terzaghi, K. (1936). “The shear resistance of saturated soils.”, *Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Cambridge, 1, pp.54-56
55. Texas Instruments (2015). “FDC1004 4-Channel Capacitance-to-Digital Converter for Capacitive Sensing Solutions.” Literature Number: SNOSCY5B
56. Texas Instruments (2015). “TI Designs: Capacitive-Based Liquid Level Sensing Sensor Reference Design.” Literature Number: TIDU736A
57. Texas Instruments (2014). “FDC1004EVM User Guide.” Literature Number: SNAU163B
58. Texas Instruments (2015). “TI Designs: Capacitive-Based Liquid Level Sensing Sensor Reference Design.” Literature Number: TIDU736A
59. Uchimura T, Towhata I, Wang L and Seko I. (2008). “Simple and low-cost wireless monitoring units for slope failure. ”, In: *Proc. of the First World Landslide Forum*, International Consortium on Landslides (ICL), Tokyo, pp. 611–614.
60. Varnes, D. J. (1978). “Slope movement types and processes.”, In: *Special Report 176: Landslides: Analysis and Control* (Eds: Schuster, R. L. & Krizek, R. J.), Transportation and Road Research Board, National Academy of Science, Washington D. C., pp. 11-33.
61. van Genuchten M. (1980). “A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils.” *Journal of Soil Science Society of America*, 44, pp. 892–898.

62. Wang, D. (2014). "FDC1004: Basics of Capacitive Sensing and Applications." Texas Instruments, Literature Number: NOA927
63. Wang, D. (2015). "Capacitive Sensing: Out-of-Phase Liquid Level Technique." Texas Instruments, Literature Number: SNOA925
64. Watson, K. K. (1967). "A recording field tensiometer with rapid response characteristics." *Journal of Hydrology*, 5, pp.33-39
65. Wheeler, S. J. and Sivakumar, V. (1995). "An elasto-plastic critical state framework for unsaturated soil." *Géotechnique*, 45(1), pp.35-53