

# 土木水利

The Magazine of The Chinese Institute of Civil and Hydraulic Engineering

December  
2015

社團法人中國土木水利工程學會  
104年年會

國立臺灣大學土木工程學系  
社團法人中國土木水利工程學會  
聯合主辦

迎接  
大未來



20-21 Nov., 2015



ISSN 0253- 3804



9 770253 380006

NT\$300



Volume 42, No. 6

社團法人  
中國土木水利工程學會 發行  
CIVIL AND HYDRAULIC ENGINEERING

104年年會  
在台灣大學盛大舉辦  
特別報導

洪如江教授談  
土木工程的  
天、工、開、物

# THE FIRST

# 全國第一

率先運用 **BIM**  
成功申請建造執照的營造廠

**BIM**(Building Information Modeling)



冠德集團



# 根基營造

KEDGE CONSTRUCTION

誠信 | 品質 | 服務 | 創新 | 永續

創新科技的專業。品質為先的服務 根基團隊是您。最佳選擇！

# 土木水利

社團法人中國土木工程學會會刊



104年年會焦點人物

上左一：行政院張善政副院長專題演講

左二：工程獎章得獎人楊偉甫次長

左三：程禹傑出工程師獎得獎人陳豫先生

左四：呂良正理事長致詞

下：國際論壇來賓大合照

## 先進工程

- 混凝土工程
- 鋼結構
- 運輸工程
- 鋪面工程
- 資訊工程
- 工程管理
- 非破壞檢測
- 先進工程

## 永續發展

- 永續發展
- 國土發展
- 水資源工程
- 大地工程
- 海洋工程
- 環境工程
- 景觀工程
- 綠營建工程
- 能源工程
- 天然災害防治工程
- 工程美化
- 營建材料再生利用

## 國際兩岸

- 國際活動及亞洲土木工程聯盟
- 兩岸活動
- 亞太工程師

## 教育學習

- 工程教育
- 終身學習
- 土木史
- 工程教育認證
- 大學教育
- 技專院校
- 學生活動

## 學會活動

- 學會選舉
- 學術活動
- 土水法規
- 介紹新會員
- 專業服務
- 學會評獎
- 學會財務
- 年會籌備
- 會務發展
- 會士審查
- 公共關係 [工程倫理]

## 出版活動

- 中國土木工程學會會刊
- 土木水利雙月刊

## 分會

- 土水學會
- 土水南部分會
- 土水部分會
- 土水東部分會

發行人：呂良正

出版人：社團法人中國土木工程學會

主任委員：宋裕祺 (國立台北科技大學土木工程系教授)、(兼總編輯)、(編輯出版委員會)

副主任委員：王華弘 (明新科技大學土木工程與環境資源管理系副教授)

委員：王昭烈、李維森、周中哲、周功台、周頌安、徐景文、高邦基、張添晉、劉格非、陳立憲 (依姓氏筆劃排序)

定價：每本新台幣300元、每年六期共新台幣1800元 (航郵另計)

繳費：郵政劃撥 00030678 號 社團法人中國土木工程學會

會址：100055 台北市中正區仁愛路二段一號四樓

電話：(02) 2392-6325 傳真：(02) 2396-4260

網址：<http://www.ciche.org.tw>

電子郵件信箱：service@ciche.org.tw

美編印刷：中禾實業股份有限公司

地址：22161 新北市汐止區中興路98號4樓之1

電話：(02) 2221-3160

## 社團法人中國土木工程學會第二十二屆理監事

理事長：呂良正

常務理事：曹壽民 張荻薇 楊偉甫 歐善惠

理事：王昭烈 朱旭 李元唐 宋裕祺 沈景鵬 林其璋 吳瑞賢  
胡宣德 高宗正 莫若楫 許泰文 陳仲賢 陳彥伯 陳國慶  
廖學瑞 歐來成 劉恒昌 謝啟蕙

常務監事：周南山

監事：李建中 李順敏 林志棟 張培義 楊永斌 壽克堅

秘書長：倪惠妹

## 中國土木工程學會任務：

1. 研究土木水利工程學術。
2. 提倡土木水利最新技術。
3. 促進土木水利工程建設。
4. 提供土木水利技術服務。
5. 出版土木水利工程書刊。
6. 培育土木水利技術人才。

土木水利雙月刊已列為技師執業執照換發辦法之國內外專業期刊，土木工程、水利工程、結構工程、大地工程、測量、環境工程、都市計畫、水土保持、應用地質及交通工程科技師適用。

## 中國土木工程學會和您一起成長！

中華郵政北台字第 518 號 執照登記為雜誌 行政院新聞局出版事業登記証 局版臺誌字第 0248 號

## 特別報導

- 📖 第二十二屆理事長的話 呂良正 3  
📖 104年年會在台灣大學盛大舉辦 秘書處 4

## 木鐸集

- 📖 土木工程的天、工、開、物 洪如江 8

## 土木與文明

- 📖 溪湖糖廠文化性資產認證紀實 — 系統範圍：製糖工場、五分車站及其鐵道系統  
李文彬／黃荻昌／黃宇新 16

## 工程技術及發展

- 📖 添加高強度端鈎型鋼纖維之高強度鋼筋混凝土橋柱之耐震行為研究  
劉光晏／廖文正／葉智強 24
- 📖 台灣劣化混凝土橋梁鋼筋腐蝕危害地圖之建立與應用  
宋裕祺／邱建國／曾惠斌／林曜滄／許家銓／陳尚德／穆大邦 36
- 📖 近景攝影技術之應用開發 — 以道路邊坡穩定監測為例 邱永芳／李良輝／胡啟文／張庭榮 43
- 📖 後置式膨脹錨栓之耐震性能測試 鄭皓澤／柴駿甫／廖文義／林凡茹／林震宇 56
- 📖 無人飛行系統大面積航測精度評估 — 以小金門（烈嶼）為例  
蔡秉宏／林秋芬／黃美甄／張國楨 67

## 學會資訊看板

- 📖 開拓國際新視野青年工程師體驗之旅 王華弘／宋爾軒 76
- 📖 中國土木水利工程學會能源委員會 — 2015年能源論壇研討會報導 劉維祥 84



## 第22屆理事長的話

感謝所有會員朋友們、理監事們對我的支持與鼓勵，讓我有機會連任。在過去兩年中，學會已完成一些改革，除了內部組織再造、財務改善之外，各委員會也積極舉辦各項活動。此外，我們也將過去一天的年會，另加上半天的國際論壇，讓國際友會講者能與國內同行有更多交流的機會。學會也積極拓展對外關係、不論是國內外，無論是產官學，包括各學會、各公會，我們都廣伸觸角、積極服務，期望建構土木水利工程學會成為一個客觀專業的交流平台。

自 103 年 5 月起，學會首度結合土木水利各領域專家學者，撰寫土木產業白皮書。目前白皮書已進入完稿階段，預定在 105 年春正式公布發表，希望引起政府對土木產業的重視。在 104 年 6 月，我們受工程會委託，開始土木基本法的研究案，目前第一階段工作即將完成。整合古今中外，研究國內外法律及我國現況問題之後，已提出「土木建設基本法」的基本架構建議給工程會參考。第二階段的法律條文研議工作可望在 105 年開始。在土木法研究案中我們納入了部分白皮書的內容，剖析我國土木工程的現況問題，讓工程會與政府能夠了解，更做為將來立法的根據。這兩項工作都相當有意義，感謝所有執行團隊、工作人員及顧問專家，不計報酬、任勞任怨，團結合作為所有土木人而努力，相當令人感動。

感謝過去大家的認同，未來兩年更希望大家繼續給予批評與指教。回顧過去，展望未來，土木水利工程學會是屬於大家的，土木的未來要靠我們一起共同努力。請大家繼續支持學會，感謝大家！

呂良正

104.12.15

### 社團法人中國土木水利工程學會公告

- 日期：中華民國 104 年 11 月 11 日  
 字號：(104) 土水 (21) 發字第 198 號  
 主旨：為公告本學會第二十二屆理事、監事選舉結果。  
 依據：人民團體選舉罷免辦法及本學會章程。
- 公告事項：選舉結果：
- 一、會員呂良正當選為第二十二屆理事長。
  - 二、會員曹壽民、張荻薇、楊偉甫、歐善惠先生等四位當選為第二十二屆常務理事。
  - 三、會員王灼烈、朱旭、李元唐、宋裕祺、沈景鵬、林其璋、吳瑞賢、胡宣德、高宗正、莫若禕、許泰文、陳仲賢、陳彥伯、陳國慶、廖學瑞、歐來成、劉恒昌、謝啟萬等十八位當選為第二十二屆理事。
  - 四、會員周南山當選為第二十二屆常務監事。
  - 五、會員李建中、李順敏、林志棟、張培義、楊永斌、壽克堅等六位當選為第二十二屆監事。
  - 六、會員王仲宇、李咸亨、胡湘麟、徐力平、高銘堂、謝佳伯等六位當選為第二十二屆候補理事。
  - 七、會員陳清泉、黃燦輝等二位當選為第二十二屆候補監事。

第二十一屆理事會理事長

呂良正



社團法人中國土木工程學會  
104年年會

# 在 台灣大學盛大舉辦

11月20日

## 國際論壇 Anticipating a Grand Future: Experience Sharing of Megaprojects



國際論壇大合照



理事長致詞



國際論壇主講人  
台灣 / 陳彥伯局長



韓國貴賓、右為韓國主講人 Mr. Young Ung Kim



國際論壇主講人  
ARUP Group / Director Ian Taylor



國際論壇主講人  
台灣 / 劉格非教授



國際論壇主講人  
日本 / Dr. Makoto Kanai



國際論壇主講人  
中國 / 劉西拉教授



150人會場座無虛席



主持人王華弘教授帶領提問

11月21日

## 年會大會



理事長致詞



Prof. Tamon Ueda  
代表外賓致詞



行政院張善政副院長  
專題演講



年會參與情形

104年  
榮譽榜

工程獎章

楊偉甫先生  
工程事業類獎章



歐善惠主任委員、楊偉甫次長與呂理事長

程禹傑出  
工程師獎



得獎人陳豫先生



104年程禹傑出工程師獎首次舉辦，中興社施顏祥董事長親臨頒獎，程禹夫人亦坐著輪椅蒞臨並致詞，盛情感人。

程禹夫人致詞內容



先夫程禹本名程錫仁。日本佔據家鄉後，逃到後方，成為流亡學生的時候，因為立志效法大禹治水，自行改名程禹。隨政府來到臺灣，從北大轉學到臺大，就讀土木工程學系。畢業後進入臺灣電力公司，投入土木水利工程事業。先後參與石門水庫、曾文水庫、達見水庫、義興攔砂壩等設計建造工程。有一次和朋友郊遊時，程禹別具慧眼發現臺北近郊有一處山谷可以興建水庫。後經臺北市政府徵選水庫地點而採用，開始著手規劃設計。在民國68年開工建造，76年完工。就是當今供給臺北市水質優良、水源充沛的翡翠水庫。程禹在長官的提拔及同仁的合作下，才有今天卓越的成就。所有的榮耀歸功團隊，歸向崇高至上的主。

恭喜陳豫先生得獎，名字跟程禹相近，使我感到親切又高興，相信程禹在天之靈也有同感。

感謝中興工程顧問社捐贈中國土木水利工程學會，設置「程禹傑出工程師講」，繼續完成程禹為終生熱愛的土木水利工程，培養新秀、獎勵後進的意願。最後祝大家工作愉快、身體健康，謝謝。

104年國家級土木文化資產認證

溪湖糖廠 / 台灣糖業股份有限公司



溪湖糖廠徐繼聖廠長領取證書



台糖公司  
陳昭義董事長致謝詞

會士



新任會士：李順敏先生、曾景琮先生、王仲宇先生（代）

104年中國土木水利工程學會論文獎



宋裕祺、張國鎮、陳正興、翁作新、劉光晏  
陳家漢、董學宜、王修駿、邱毅宗  
振動台多層剪力砂箱實驗模擬橋梁基樁位於乾砂與飽和砂動力行為之分析與探討

林聖峰、張文鑑、李隆正、蕭宏達  
蔡惠峰、宋裕祺、廖泰杉  
遠距離裂縫量測系統及其裝置



顏上堯、李新起、陳怡君  
油料管線鋪設工程人機作業指派最佳化模式之研究



鄭明淵、邱建國、邱永芳  
吳育偉、徐梓隆、吳宏興  
林正軒  
創新生物共生演算法（SOS）在橋梁生命週期風險評估與維護策略之研究



楊泓斌、劉楨業、陳振川、陳柏寰、羅宜筠  
複合相變混凝土牆板之熱學性質與應用於台灣氣候條件之研究



莊文傑、曾相茂、張憲國  
基隆港與高雄港潮汐對稱性的分析探討

## 104年學生獎學金

**曾養甫獎學金：**陳捷瑩、林芳儀  
**家源獎學金：**周維苓  
**朱光彩獎學金：**蔡宜真、葉子鈺

### 中國土木水利工程學會獎學金：

黃楸祐、余以諾、胡沛竹、簡孟笙、許育誠、莊敬攸、陳瑋庭、李昭蓉、黃亭雅、簡啟倫、紀貞耀、蔡容正、郭采蓉、溫勛惠、詹佳蓉、林吉堃、江明豪、黃俊豪、張子展



## 104年工程美化暨環境景觀獎

### 工程美化與景觀類



高雄市政府工務局  
 高雄市世界貿易展覽會議中心  
 統包工程



台北市政府捷運工務局南區工程處  
 台北市都會區大眾捷運系統  
 R09 (大安森林公園) 車站工程



根基營造股份有限公司  
 財團法人海峽交流基金會  
 新建辦公大樓



台北市政府工務局新建工程處  
 中山北安路 501 巷林蔭大道工程

### 工程生態與環境類



台北市政府工務局大地工程處  
 103 年度土石流潛勢溪流改善及  
 設施維護工程 (第一期)



高雄市政府工務局新建工程處  
 旗津區海岸線保護工程



台北市政府工務局水利工程處  
 陽港 3 調洪沉砂池新建工程



行政院農業委員會  
 林務局南投林區管理處  
 日月潭巒大區 29 林班坡面處理及  
 坑內坑溝處理工程

## 104年 BIM 技術優良獎

中興工程顧問股份有限公司  
 林口國宅暨 2017 世大運選手村新建統包工程第一標  
 台灣世曦工程顧問股份有限公司  
 台北捷運三鶯線  
 根基營造股份有限公司  
 新北市永和、汐止、樹林國民運動中心興建統包工程  
 亞新工程顧問股份有限公司  
 新北市立聯合醫院三重院區急重症大樓新建統包工程  
 台賓科技有限公司  
 和平國小暨籃球運動館新建工程



技術優良獎 - 全部得獎單位合照



推薦單位感謝狀 - 全體合照

## 104年 BIM 技術優良 績優個人

高宗正先生



高宗正先生

## 2015 大專學生工程創意競賽優勝



金獎：木款隊（員份纜車）  
國立台灣大學土木工程學系



銀獎：不要纜著我（文景纜車）  
國立臺北科技大學土木工程系



銅獎：TMTW 土木熱火（旗津跨港纜車）  
國立聯合大學土木與防災工程學系



大會禮成由鄭家齊教授  
領唱大禹歌

11月21日下午

### 工程建設論壇

曾景琮副董事長 / 榮工工程股份有限公司  
大林電廠煤倉滑模施工

蕭永盛正工程師 / 中興工程顧問有限公司  
大甲溪發電廠 青山分廠復建計畫

康仕仲教授 / 國立台灣大學土木工程學系  
工程大數據 @ 日本 JSCE 年會



夏明勝副局長  
交通部公路總局



曾景琮副董事長



蕭永盛正工程師

### 水利工程論壇

曹華平副署長 / 經濟部水利署  
打造海綿臺灣策略

林元鵬組長 / 經濟部水利署  
智慧化水資源管理推動策略

李丁來處長 / 台灣自來水公司  
降低自來水漏水率之問題與未來商機

張廣智組長 / 經濟部水利署  
水再生利用推動現況與所面臨的問題



林元鵬組長



張廣智組長

### 土木文化資產論壇

黃荻昌教授、李安如教授 / 雲林科技大學、紐約市立大學  
臺北捷運的文化資產內涵及其呈現新論

蘇昭旭教授 / 阿里山鐵路督導委員、高雄餐旅大學航運系助理教授  
阿里山森林鐵路 --- 世界文化遺產潛力點

徐力平博士 / 台灣營建研究院  
台灣隧道及大壩之文化資產簡述

陳清泉教授 / 國立台灣大學土木工程學系  
教堂建築之文化意涵



洪如江教授



黃荻昌教授



工程創意競賽發表



工程創意競賽參展作品陳列



工程美化論壇



BIM 發表會



各論壇互動熱烈

秘書處



洪如江／臺灣大學土木工程學系名譽教授、中國土木水利工程學會會士

## 天

天，指「自然」(Nature)。

在中國，老子道德經：

『人法地，地法天，天法道，道法自然。』

對自然的了解，不只是追求土木工程與自然的和諧；而且也可以向自然學習，用於土木工程的设计之中。

荷花葉片的表面，是一種「奈米材料」，其孔隙遠小灰塵顆粒的規模，所以不受灰塵顆粒的污染，也不受水分子的附著。這是清水混凝土追求的目標。

蝴蝶翅膀，是一種奈米材料，近乎透明，自然豔麗。新世紀工程材料的目標：奈米級纖維玻璃所構築的彩色水晶宮？

青蜓翅膀，材料是奈米級；但在結構上，剛柔並濟，使得飛行時之震動處於最有利於青蜓的狀態。這對土木工程結構的動力學設計，具啟示作用。

## 工

工，指「工程科技」(Engineering Technologies)與「藝術」(Arts)。

舉例而言，英國土木工程學會(ICE, 1828)的會章，認定土木工程(Civil Engineering)是一種藝術(art)：

“The art of directing the **Great Sources of Power in Nature** for the use and convenience of man . . .”

ICE 在 1978 年大會中，某引言人建議將 1828 定義中的“the use and convenience of man”修改為：

“the protection of all life on this planet and the peaceful survival of the human race”

工程科技，包括：

- 能源科技
- 材料科技
- 資訊(包括數據)科技
- 生物科技(包括環境科技)

在現代科學與工程科技還沒有出現之前，土木工程師靠「工程經驗」與「工程判斷」，也能夠建設出傑出的工程結構，但付出極為龐大資源。

## 開

開，指「作業」(Operations)，包括「作業程序」與「作業方法」。

大規模土木工程的「作業程序」，大致如下：

- 構想與可行性研究(分析)；
- 規劃(初步規劃，定案規劃)；
- 模型試驗(例如拱壩的水工模型試驗、橋樑的風洞試驗)；
- 基本設計(功能與工程幾何型態設計)；
- 先導工程(例如長大隧道的導坑)的施作；
- 發包(包括招標、審標、決標、定約)；
- 施工及細部設計；
- 使用(或營運)；
- 除役(拆除，或復育，或回收再利用)。

土木工程「作業方法」的演進（參考圖 1 至圖 5），大致如下：

- 手工藝作業方法；
- 機械化作業方法；
- 自動化作業方法；
- 三維列印（3-D Printing）作業方法。



圖 1 手工具整地（郭清江博士攝）

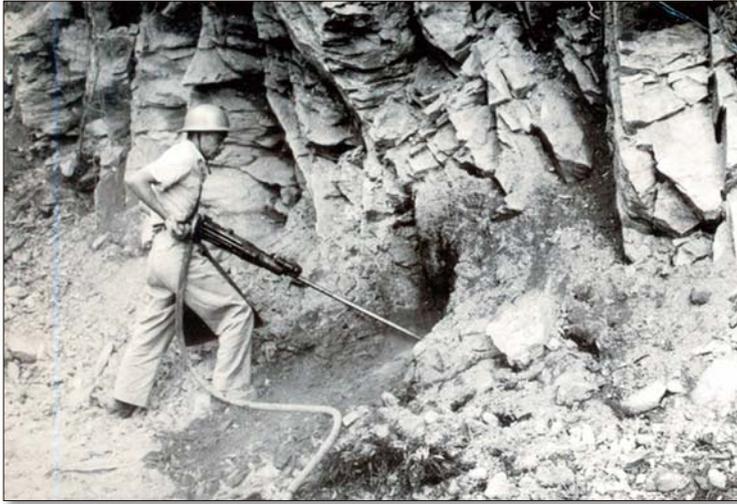
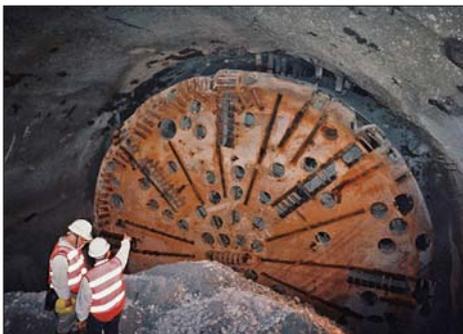


圖 2 手持式氣動挖土鑽  
（資料來源：退輔會榮民森林保育事業委員會）



圖 3 推土機整地作業  
（洪如江攝）



← 圖 4 雪山隧道主坑鑽機（TBM）洞內維修中  
（洪如江攝）



圖 5 爆炸開挖  
（資料來源：台灣區國道新建工程局）

## 物（土木工程的成品） 「點」狀的土木工程

一座橋、壩、城堡、燈塔、或房屋，一片停車場、停機坪、廣場、或公園綠地，不論大小，都只能算是一個「點」狀的土木工程。參考圖 6 至圖 11。



千秋萬世的土木工程，已經屹立兩千多年了，不像兩千年內會倒塌的樣子  
圖 7 羅馬在法國南部所建的嘉德水道橋（Pont du Gard, 9BC~）全景（洪以昇攝）



圖 6 趙州橋全景，橋長 50.82 m，橋寬 9 m，主拱高長比 0.38（洪如江攝）



圖 8 美國胡佛壩，高 221 公尺，蓄水 352 億立方公尺（洪以啟攝）

圖 9 馬雅古文明的城堡金字塔，墨西哥齊泰以薩（Chichen Itza）（洪如江攝）



圖 10 古埃及酷夫（Khufu, 2589-2566BC）的大金字塔全景（洪如江攝）↑



圖 11 台灣大甲溪的德基大壩，高 180 公尺（洪如江攝）→

## 「線」形的土木工程

一條公路、機場跑道、鐵路、渠道、隧道、管溝，不論胖瘦，是「線」形的土木工程。參考圖 12 至圖 15。



圖 13 台灣高速鐵路試車中 (連永旺先生攝)

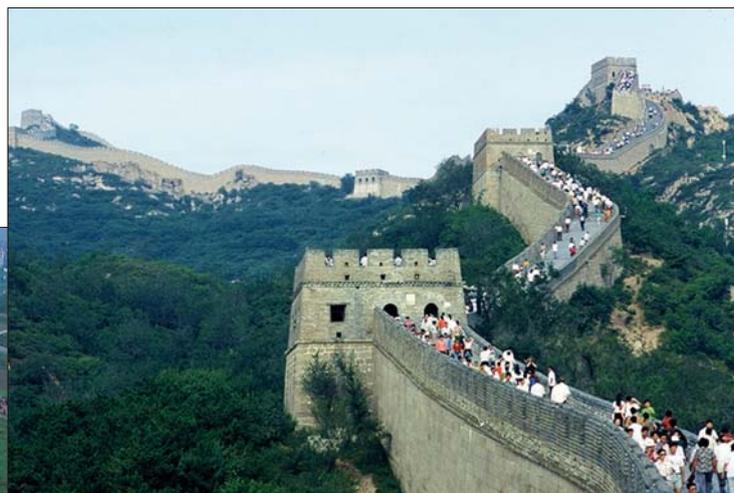


圖 12 戰略之城：中國萬里長城 (221BC-206BC 完成)  
(洪如江攝)



圖 14 台灣嘉南大圳北幹線 14k 附近渠道 2  
(嘉南農田水利會提供)

圖 15 中國南水北調穿黃(河)工程簡介看板  
(洪如江攝)

## 「二度空間」的土木工程「網絡」

組合許多點、線工程而形成一個「二度空間」的土木工程「網絡」(net work)，例如：秦始皇所建的「馳道」，羅馬之路 (Roman Roads)，嘉南大圳，許多城市的地面電車、等等工程網絡。參考圖 16 至圖 17。



圖 16 古絲路 (洪如江攝於澳門博物館)

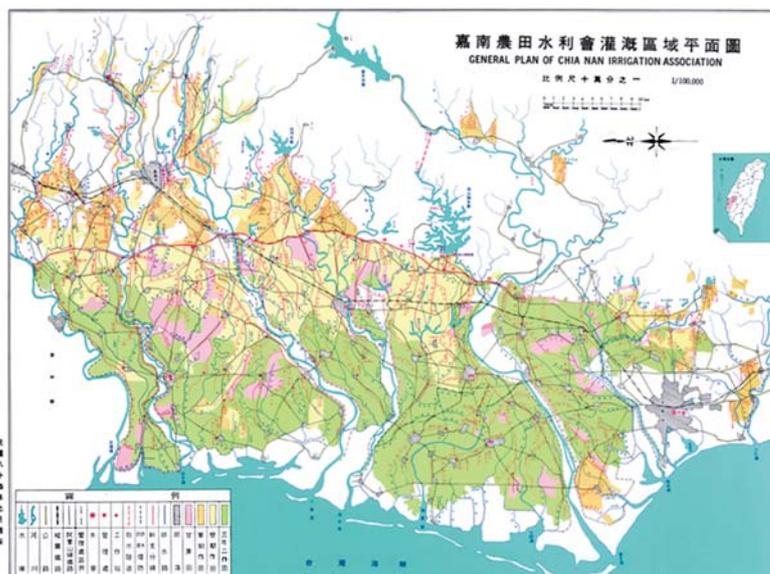


圖 17 台灣嘉南灌溉區域平面圖 (嘉南農田水利會提供)

### 「三度空間」的土木工程系統

由於「科技」與「作業」（程序及方法）的進步，開發高架空間（圖 18）、地下空間（圖 19，圖 20），甚至於水下空間。例如台北捷運網絡、台灣的高速公路網絡、歐洲與中國的高速鐵路網絡、等等，使土木工程迅速邁向「三度空間」的土木工程系統。



圖 18 台灣中山高速公路五楊段（洪如江攝）



圖 19 日本東京地下防災用存水空間（陳正興攝）



圖 20 一座大型水力發電廠房上層（洪如江攝於中國大陸長江葛州壩電廠）

### 「四度空間」的土木工程

動、植物也可以是一個土木工程的部分或全部。借動、植物之助，發展出有生命、隨時間而增強（至少，是長壽）的土木工程結構物或系統，成為「四度空間」的土木工程。參考圖 21 至圖 24。

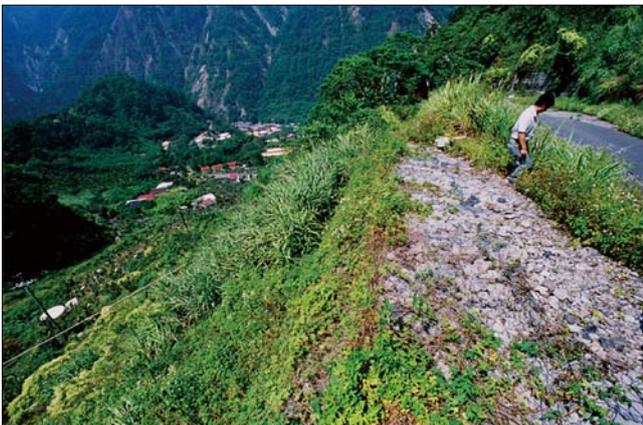


圖 21 蛇籠在鐵線腐爛之前，藤類植物接力保護，藤條隨時間而變得更粗更強壯（洪如江攝）



圖 22 彰化海邊的磊石矮牆，以藤類植物網捆綁之，越久越強（洪如江攝）



圖 23 崩坍之路坡以植物修復保護之 (台三線公路) (洪如江攝)



圖 24 美國加州桔郡的一條渠道，以植物護岸為主 (洪如江攝)

宋代蔡襄（西曆 1012-1067）在泉州建洛陽橋（西曆 1053-1059）。當時並無深橋基技術，蔡襄令船夫收集帶殼牡蠣混合花崗石塊，堆積橋墩周圍。牡蠣帶殼隨時間成長，將石塊膠固。進一步閱讀，參考：『宋史蔡襄傳』：「種蠣於礎以為固」；『福建通誌』：「會蔡襄守郡，踵而成之，以蠣房散置石基，益膠固焉。」；明『王慎中記』記萬安橋：「址石所壘，蠣輒封之。」；茅以昇主編（民國 83 年）『中國古橋技術史』（明文書局出版，台北市）。

日本竹中工務店研究中心，其研究之一為多孔隙混凝土的植生（圖 25 至圖 29）。



圖 25 多孔隙混凝土作為植生之基材 (洪如江攝於日本竹中工務店研究中心)



圖 26 多孔隙混凝土版的植生試驗 → (洪如江攝於日本竹中工務店研究中心)



圖 27 多孔隙混凝土版植草試驗 → (洪如江攝於日本竹中工務店研究中心)



圖 28 多孔隙混凝土版植生小灌木試驗 (洪如江攝於日本竹中工務店研究中心)

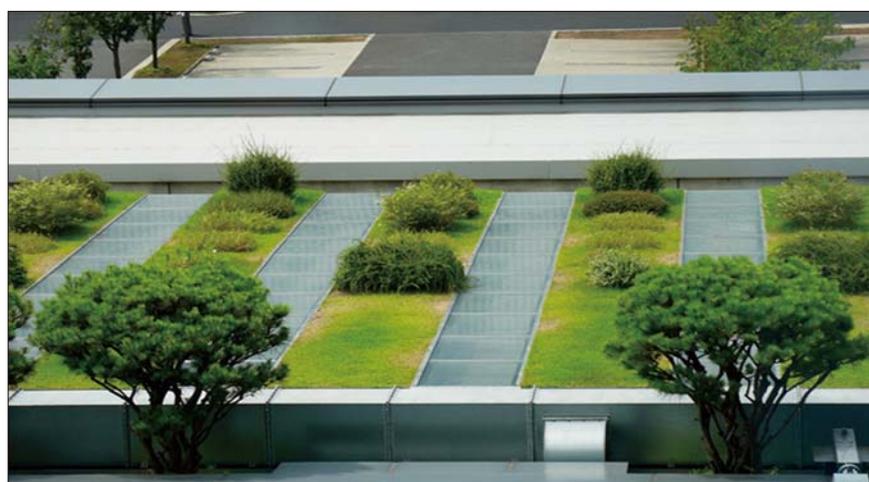


圖 29 屋頂部分植生 (洪如江攝於日本竹中工務店相關高樓)

## 人造環境與人性的流露

孟母三遷，替兒子找個良好的生活環境。

台北大眾捷運系統，提供一個安全及友善的人造環境，使用者自然地流露出善良的人性。參考圖 30 與圖 31。同樣的台北人，在台北街頭的表現就不一樣（圖 32）。台北正在演出了一部「雙城記」（The Two Cities）的戲碼。



圖 30 台北捷運系統，提供安全及友善的人造環境，使用者自然流露出善良的人性（洪如江攝）



圖 31 台北捷運系統電車的博愛座：永遠虛位以待老弱婦孺（洪如江攝）



圖 32 台北市街頭的汽機車景觀（洪如江攝）



北歐拉普蘭（Lapland）地區的公路規劃、設計、與使用，讓野生動物也有權跑上公路（圖 33），展現眾生平等的理念。

圖 33 眾生平等的文明工程：北歐拉普蘭（Lapland）地區公路的規劃、設計、與使用，都保留野生動物上路面的權利（洪如江攝）

## 人造環境之美的力量

李仁芳教授（2015）主張：美麗風土是涵養創新的力量。

李教授以「美得如夢似幻」形容劍橋大學與牛津大學的建築與草坪（圖 34）。而大草坪間的康河之美（圖 35），也由於徐志摩的絲文而傳頌華人社會。以諾貝爾獎得主為指標，劍橋大學 91 人，Cavendish 實驗室 29 人；牛津大學也有 64 人。



圖 34 英國劍橋大學某學院及其前的大草坪與康河（洪如江攝）

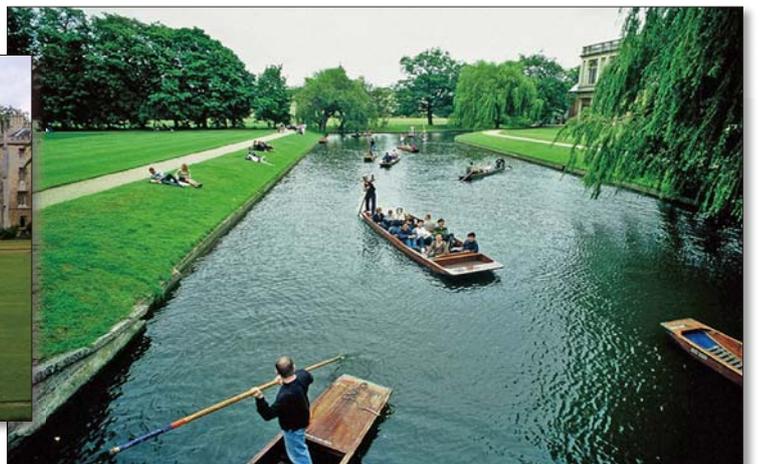


圖 35 英國劍橋大學康河的優美景緻（洪如江攝）

李仁芳教授又指出，印度僅有的兩位諾貝爾物理獎得主（Raman；Chandrasekhar）與一位名震世界的數學天才（Ramanujan），都是南印度一個半徑 30 公里內小區域昆巴可南（Kumbakonam）一帶（好幾座美得驚人的寺廟）的人。

捷克布拉格的查理士橋橋面上，每天人山人海，豎立橋欄的石雕神像與橋樑之美（圖 36），固然是很大的吸引力；但是河道與兩邊河岸的自然環境及建築群，才是根本（圖 37）。



圖 36 捷克布拉格查理士橋上的雕塑、藝術家及觀光客（洪如江攝）



圖 37 捷克布拉格查理士橋所在河道與兩岸的自然環境及建築群的和諧之美（洪如江攝）

中國河北的趙州橋（圖 6），土木工程師們最想參訪的石拱橋。

美國舊金山的金門大橋（圖 38），一座最恰當的橋放在一個最恰當的自然環境之中，也是訪客最多的景點之一。

法國巴黎塞納河畔（圖 39），美而浪漫，世界文化之都的許多美之一景。



圖 38 美國舊金山的金門大橋，一座最恰當的橋放在一個最恰當的自然環境之中（洪以暎攝）



圖 39 美而浪漫的巴黎賽納河畔（王鶴翔攝）

## 參考文獻

1. 李仁芳（2015），巷弄創業家，聯經出版。
2. 洪如江（民國 95 年），「土木工程與人類文明」，中國土木水利工程學會會刊，土木水利，第 33 卷，第 1 期，第 15-28B 頁。
3. 洪如江，民國 101，「土木工程與文化」，土木水利，第 39 卷，第

2 期，第 46-64 頁。

4. 洪如江，民國 103，「城市文明躍昇的傳奇 — 台北捷運系統」，捷運系統，第 48 期，第 1-10 頁。
5. Pannell, J.P.M. (1964), An Illustrated History of Civil Engineering, Thames and Hudson, London.



# 溪湖糖廠 文化性資產認證紀實

## 一 系統範圍：製糖工場、五分車站及其鐵道系統

李文彬／台電再生能源處組長、中國土木水利工程學會土木歷史與文化委員會委員

黃荻昌／臺北市政府捷運工程局總工程司室正工程司、台北科技大學兼任副教授、  
土木歷史與文化委員會委員兼台灣土木史專題彙編主編

黃宇新／土木歷史與文化委員會行政、攝影助理

2015年10月18日土木水利工程學會土木歷史與文化委員會陳清泉主委率領他的認證團隊到溪湖糖廠出任務，團隊成員包括黃樹培先生、陳椿亮先生及本文作者李文彬先生與黃荻昌副主委／教授等4位專家學者與行政／攝影助理黃宇新。這一天正巧也是該廠2015糖鐵文化節（圖1），使得這趟任務不只是甜蜜之旅，還讓幾位委員重溫昔日搭乘五分車的回味，為認證活動帶來無以名狀的感動。一大早9時30分在高鐵台中站集合後搭乘糖廠專車前往彰化溪湖，50分鐘的車程在黃教授沿路與溪湖糖廠陳冠翰課長、歐建宏主辦，在願景作法與行程細節問答下，不覺得路途遙遠。



圖1 溪湖糖廠2015糖鐵文化節

到達糖廠，廠方安排在會議室簡報（圖2）。徐繼聖經理／廠長將糖廠近百年的歷史逐一鋪陳開來（圖3～圖4），我們彷彿經過時光隧道回到台灣早年種蔗製糖的年代，五分車鐵枝路就以各個糖廠為中心，延伸到彰化平原各角落，除了載運甘蔗外，也串連員林、溪湖、鹿港等各鄉鎮，成為庶民日常的交通工具。簡報後進行詢答，由於行前數天委員會提供所有委員兩篇與今天評選有關的論文<sup>1</sup>，委員行前對今天驗證的系統範圍業已有所瞭解，因此縮小了與現場的隔閡。簡報及委員詢答後，今天特別節目上場囉—搭乘346五分火車（圖5～圖8），這編號346果真是如假包換的燒煤蒸汽火車頭，聽說每次啟動鍋爐燒水到能拖動車



圖2 溪湖糖廠簡報及委員詢答

1. 包括兩篇文章：(1) 李文彬、黃荻昌（2012年04月）。土木文化資產活化再利用案例及省思—以溪湖糖廠糖鐵意象規劃為實作例。土木水利，39(2)。(2) 黃荻昌（2014年12月）。溪湖糖廠觀光鐵道樂活場域之傳承與精進故事—歸返海德格四元合一世界與其安居世界意象的展現 The three refinement story for 346 Steam Locomotive in Xihusugar refinery-A learning from Martin Heidegger and kyoto Rail. 中華民國運輸學會2014年學術論文研討會，暨南大學。

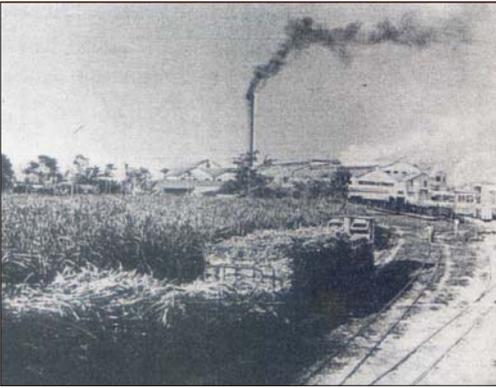


圖 3 昔日溪湖糖廠製糖工場與載甘蔗蒸氣五分車

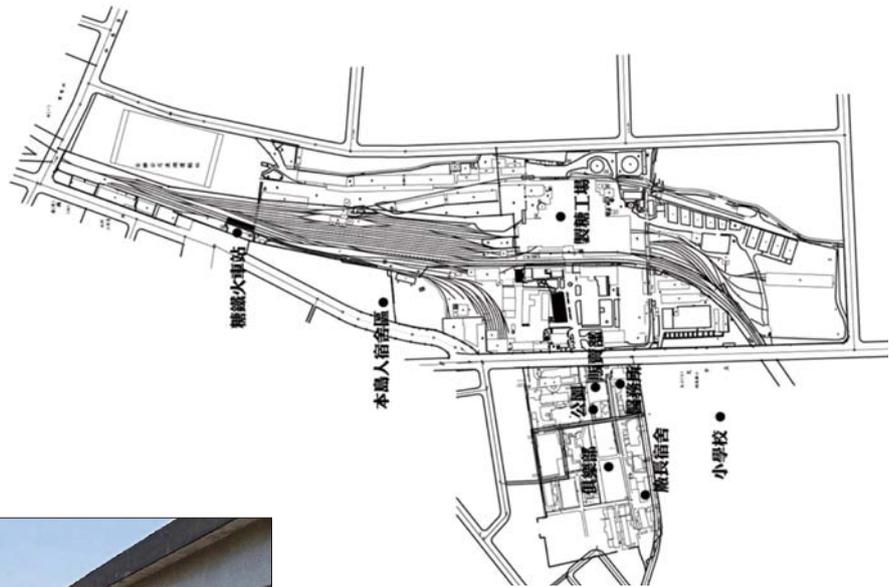


圖 4 昔日溪湖糖廠製糖工場、溪湖車站及鐵道系統



圖 5 委員與廠方於 346 火車前合影

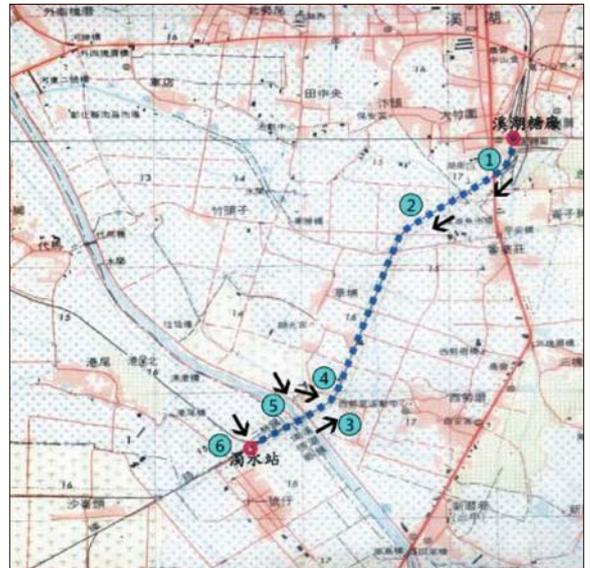


圖 6 搭乘 346 五分火車懷舊之旅



圖 7 懷舊之旅的美麗景致

廂就要 1 小時，所以每逢週日才出來跑一跑，平日就由小老弟柴油機車頭服勤。汽笛一鳴，火車頭拖著長一串車廂，很神氣地開出了廠區，彰水路上的車子都停下來等，坐在車上的我們就形同小朋友一般興奮地揮手，車行速度不快，略有顛簸，撲鼻而來是那種久未聞過卻又熟悉的煤煙味，對於年少時從溪州坐著五分車到田尾上學的黃樹培委員，這是開啟那段青春回憶的鑰匙！隨車導覽的志工沿路介紹周圍原野的作物，熟練風趣的說詞將農村特有的習俗、氣味與俚語傳送給車上的老老少少，完全是在地的古早味，天氣

晴朗，10 月天的陽光照在身上還微微發熱，很快就被車行走的天然涼風吹散了，所有委員在終點站與 346 火車頭留影（圖 9,10）。

回到廠區已近中午，我們下車步行穿過蒸汽火車展示館，那裡陳列著好幾輛古早年代的火車頭如編號 604、326、364 等（圖 11），過去長年牽引勞動，現在都老朽不動了，那為什麼 1948 年在比利時製造的 346 這麼老歹命還要拖車呢？其實能動的國寶火車頭才神氣啊！這裡面有一個陳永春先生讓它復活的故事<sup>2</sup>（圖 12）。沿著鐵枝路走到正在復建的五分車站，這棟日式



圖 8 346 蒸氣小火車倘佯在彰化平原中



圖 9 終點站是每位遊客最喜歡照相所在



圖 10 認證團隊在五分火車頭前合影

2. 可欣賞中華電信 MOD 中「相遇」一片，記錄了陳永春修復 346 火車頭的歷程。



圖 11 蒸汽火車展示館



圖 13 溪湖五分車站原貌



圖 12 訪談陳永春先生 [黃菽昌、楊清仁]



圖 14 溪湖五分車站修復情形

木構造建物啟建於大正 10 年，現已被彰化縣政府公告登錄為縣定歷史建築，經多年廢棄失修無人聞問，直到廠方決定朝「糖業鐵道文化園區」發展才重獲青睞（圖 13,14）；復建後將來 346 火車可能改從本車站發車，乘客可在車站上車或下車，觀賞站內多媒體播放昔日糖鐵火車縱貫嘉南平原行駛至高屏的盛況影片。綜觀周邊的環境，溪湖五分車站與車場的確具有糖鐵文化的豐富資源：扇形鐵道遺跡、檢修車場、各式車廂、車台迴轉盤、三線式軌道等設施，所以下午認證委員的討論中，大家對糖鐵文化園區的發展願景均有識一同（圖 15）；另一方面在參觀過製糖工場、文物館後，委員亦提示廠方：製糖工場更是溪湖糖廠的珍寶，它的規模與設備完善堪與世界上知名的製糖農工業遺址相提並論（圖 16 ~ 圖 18），具有國際級的水準，至於廠方原擔心廠房認證

將影響維修之效率與土地資產的活化其實是過慮了。本學會的文資認證不具法律管制效力，僅著重在宣揚傳承與文史教育；另外這些年來廠方整理閒置空地完成生態池、草原鐵雕、櫻花林及蔗埕森林步道等也都是環境教育場所認證的加分項目。

因此初步評審，委員們都肯定溪湖糖廠對文明之貢獻與其歷史、教育、科技、休閒遊憩各面向的價值，進一步分級評鑑則建議列為「國家級土木文化資產」，但範圍非侷限於廠方原提報的「糖業鐵道文化園區」部分。10 月 23 日土木歷史與文化委員會開會審議通過認證團隊之結論，委員們對「國家級」之認證均有共識，標的物名稱仍取大家熟悉的「溪湖糖廠」，範圍則界定「主要以其製糖工場、五分車站及鐵道系統」以兼容廣納。

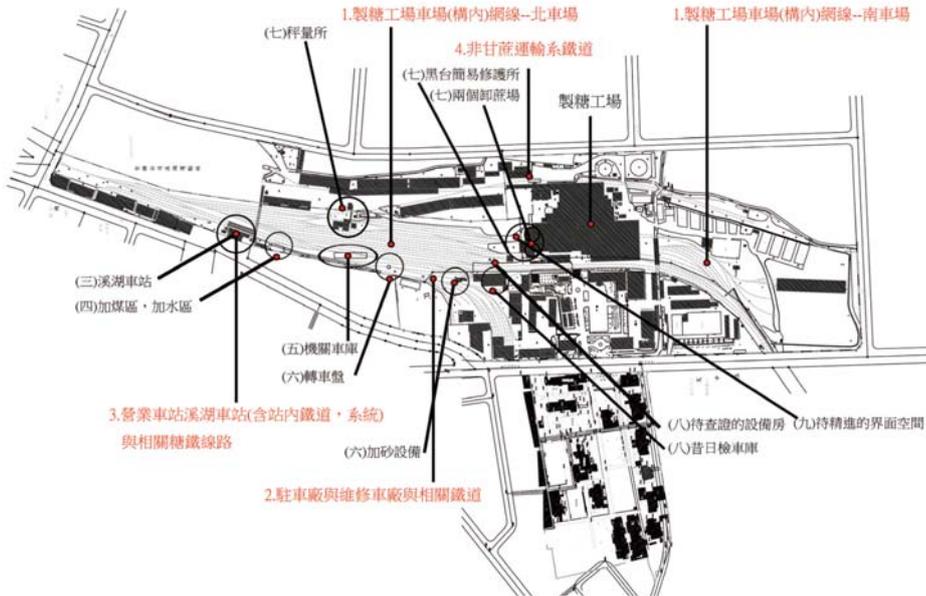


圖 15 大車場展示與修復計畫

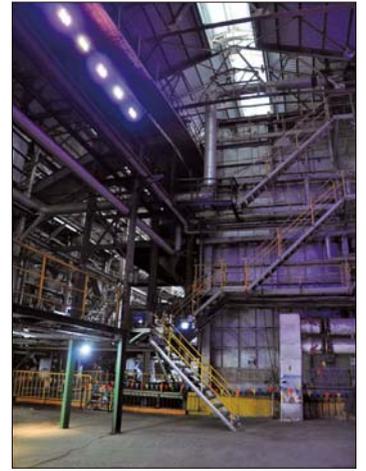


圖 16 有天光灑下的製糖工場高挑構造



圖 17 製糖工場有兩套壓榨機系列



圖 18 壓榨機上的大齒輪

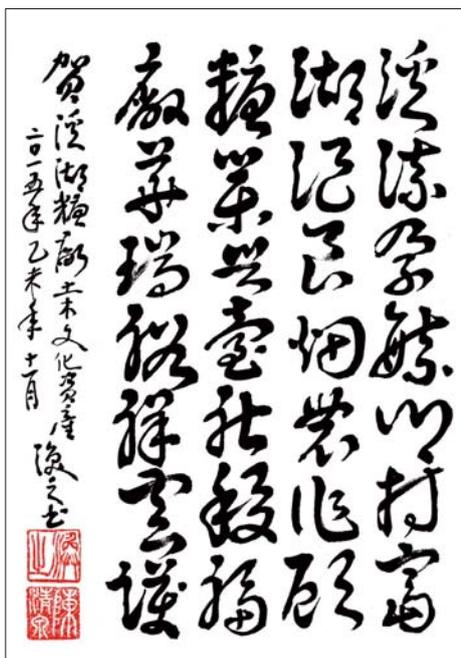
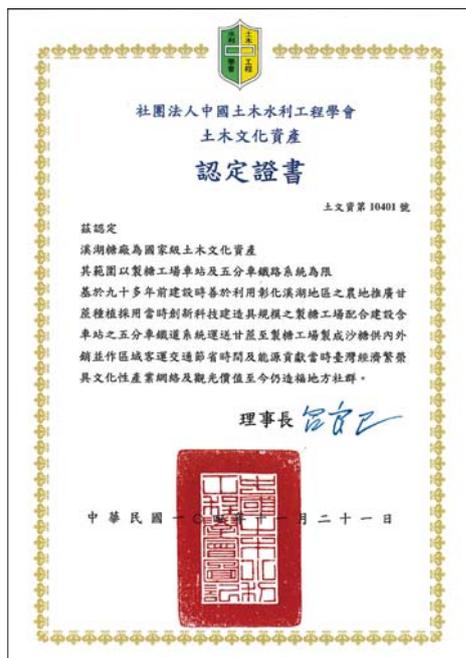


圖 19 陳主委的草書詩作



陳主委一如過去發表乙酉草書詩作以示慶賀(圖 19)，詩謂：「溪流孕毓鄉村富，湖澗良畑農作顧，糖業興臺社稷福，廠華瑞裕祥雲護。」把溪湖糖廠 4 個字巧妙地嵌入詩頭文字裡，成為本案風雅有趣的一面，也頌讚糖廠過去對國家經濟與地方交通的貢獻，我們期待它成功地轉型為文化觀光與環境教育的場域，11 月下旬中的土水年會將給它公開授證表揚，為本年度的文資認證作業劃下圓滿的句點。

CECI



台灣世曦  
工程顧問股份有限公司



Creativity · Excellence · Conservation · Integrity

台北市11491內湖區陽光街323號  
No. 323 Yangguang Street, Neihu District, Taipei City 11491, TAIWAN  
Tel:(02) 8797-3567 Fax:(02) 8797-3568  
<http://www.ceci.com.tw> E-mail:pr@ceci.com.tw

# 用心 做好每一件事情

匠心，才得以淬煉「專業」品質  
誠心，才足以貫徹「人本」信念  
悉心，才可以恢宏「關懷」情懷  
台灣世曦永遠以「心」為出發  
持續履行對土地、對人民不變的承諾  
一個幸福溫馨的生活家園

# 捷運萬大線啓動

## 帶動都市再生與發展 迎接經濟共榮圈

捷運萬大-中和-樹林線第一期興建路段由捷運中正紀念堂站起，向西沿南海路下方過和平西路後接西藏路轉萬大路、經地下穿越果菜市場及新店溪後，至新北市保順路、保生路轉中山路、連城路至金城路，並於金城路北側農業區設置機廠及設一支線車站鄰莒光路，全長約9.5公里（含機廠支線約700公尺），共設9座地下車站及1座機廠。

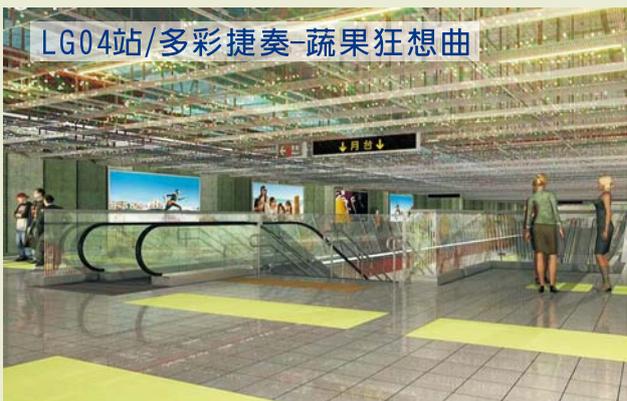
捷運萬大-中和-樹林線第一期興建路段

- 臺北市轄段
- 新北市轄段

臺北市轄段為中正萬華復興計畫推動線段，含4座地下車站，除可擴大捷運系統之服務範圍，發揮整體運輸效益外，亦可滿足中正、萬華地區各精華地帶間旅運需求，帶動沿線都市再生與發展。



萬大線臺北市轄段車站主題意象圖

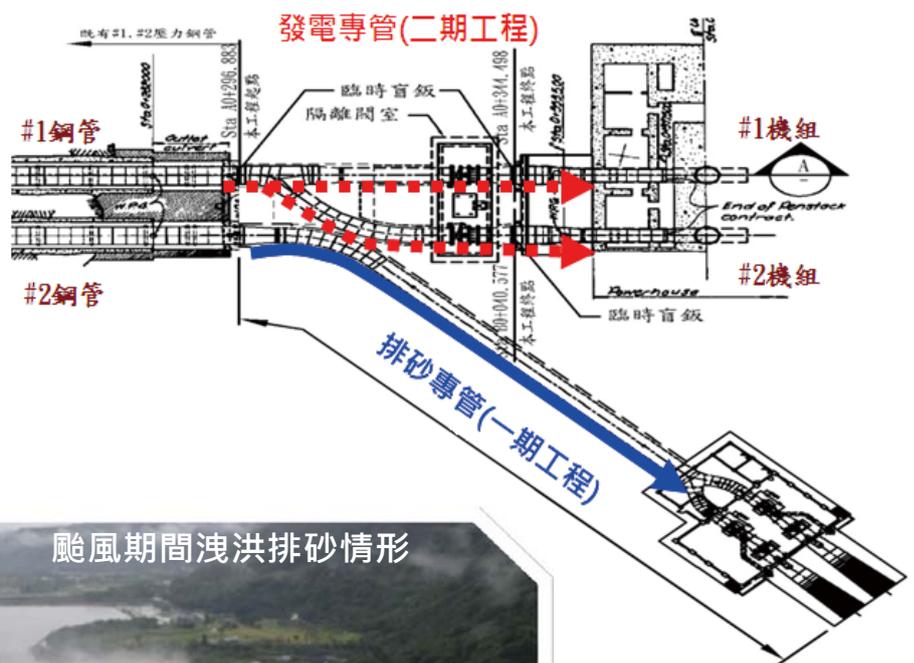




尊重專業 Esteem Professionalism  
 保證品質 Ensure Quality  
 提昇效率 Enhance Efficiency  
 確保工安 Emphasize Safety  
 服務客戶 Embrace Clients

## 石門水庫集水區整治計畫-電廠防淤二期工程

石門電廠防淤二期工程自101年12月12日開工，104年7月31日完工，工程經費約2億6千萬元。石門電廠防淤工程計畫係為有效解決颱風期間取水及維持庫容，本防淤計畫分成二期工程，**第一期**工程係將既有電廠2號機壓力鋼管改建為**排砂鋼管**(排砂水量由54cms增加為**300cms**)以增加排砂率，減少水庫淤積，延長水庫壽命。**第二期**工程為維持電廠之功能，乃將原電廠1號機壓力鋼管增設**分歧管**及**複葉閘**使2號機組恢復發電功能。目前二期工程已完工，恢復石門水庫既有發電效益。



# 添加高強度端鉤型鋼纖維之 高強度鋼筋混凝土橋柱之耐震行為研究

劉光晏／國家地震工程研究中心研究員兼交通大學土木工程系合聘副教授

廖文正／國立臺灣大學土木工程系助理教授

葉智強／國立臺灣大學土木工程系碩士

## 摘要

應用高強度混凝土 ( $f'_c > 70$  MPa) 及高強度鋼筋 ( $f_y > 685$  MPa) 於結構物上具有縮減斷面尺寸、增加使用空間及節省材料用量等優點。但高強度混凝土為脆性材料，若添加鋼纖維可改善保護層早期剝落及橫向鋼筋過於密集的問題。因此，本研究應用高強度端鉤型鋼纖維於圓形鋼筋混凝土橋柱，探討鋼纖維取代塑鉤區部分橫向鋼筋後之耐震行為。實驗結果顯示，高強度鋼筋混凝土橋柱 (New RC\_D75\_10T) 可具備與一般強度材料橋柱 (RC\_D76\_7T) 相近之強度與韌性。添加 1.5% 體積取代率之端鉤型鋼纖維後，實心圓柱之箍筋間距可放大 2 倍 (New RC\_D65SF\_20T)，空心圓柱之繫筋可移除 (New RC\_H75SF\_10)，位移韌性除滿足公路橋梁耐震設計規範之規定外，並達到改善施工性與抑制裂縫目的。此外，本研究發展以 TEASPA 及 OpenSees 為主之分析模式，可分別有效模擬側推與遲滯迴圈行為。

## 前言

高強度混凝土與高強度鋼筋近幾十年來發展已漸趨成熟，其特性為縮減斷面尺寸、節省材料用量與減輕構件重量等，在實體結構應用上有許多優勢。但高強度混凝土為脆性材料，破壞時為炸裂性破壞，因此在應用上有其隱憂，本研究將探討在符合設計規範的配置下高強度混凝土應用於橋柱的可行性。另一方面為了確保橋柱的韌性行為因此在塑鉤區的橫向配筋

會較為密集，此現象可能造成混凝土澆置品質不佳。綜合前面所述，如要兼顧塑鉤區的施工品質及良好的韌性可考慮於鋼筋混凝土中加入新材料，取代部分橫向鋼筋以增加圍束效果，同時確保良好的施工性。因此，本研究發展以端鉤型鋼纖維取代部分橫向鋼筋的橋柱，透過配比設計及反覆載重實驗，驗證材料與結構行為。最後以 TEASPA 及 OpenSees 進行試體側推及反覆載重之模擬，建立高強度鋼筋混凝土及添加端鉤型鋼纖維橋柱之模擬方法。

## 橋柱實驗規劃

### 試體設計

本研究共計 5 座橋柱試體，相關設計參數如表 1 所示、斷面圖如圖 1 所示。對照組為 1999 年所進行之普通強度鋼筋混凝土圓形橋柱 1 座<sup>[1]</sup>；實驗組為高強度鋼筋混凝土圓形橋柱 4 座，其中 2 座含有端鉤型鋼纖維，如圖 2 所示。有關試體之命名方式簡述如下。RC：一般強度鋼筋混凝土；NEW；New RC（高強度鋼筋混凝土）。D：圓形實心橋柱；H：圓形空心橋柱。76、65 及 75：直徑分別為 76、65 及 75 cm。7、10 及 20：箍筋間距分別為 7、10 及 20 cm。SF：含有鋼纖維，體積體取代率為 1.5%。T：代表含有十字型或徑向繫筋。NEW\_D65\_10T 及 NEW\_H75\_10T 參考 2009 年版公路橋梁耐震設計規範<sup>[2]</sup>配置橫向鋼筋，但提高混凝土與主筋強度。NEW\_D65SF\_20T、NEW\_H75SF\_10 則以前述兩座試體為基準，進一步採用鋼纖維混

土，澆置於距離基礎 100 公分的範圍內。此外，NEW\_D65SF\_20T 之箍筋間距放大為 20 公分，為 NEW\_D65\_10T 箍筋間距的 2 倍。NEW\_H75SF\_10 將繫筋移除，藉此與 NEW\_H75\_10T 比較鋼纖維混凝土取代橫向鋼筋的可行性。

本實驗試體之設計原則係使實驗組各橋柱具有與對照組 RC\_D76\_7T 相近之撓曲強度 (1534 kN-m)。根據 ACI 318-14 規範計算結果，NEW\_D65\_10T 及 NEW\_H75\_10T 之撓曲強度分別為 1510 及 1560 kN-m。針對 NEW\_D65SF\_20T 及 NEW\_H75SF\_10，計算時如保守假設鋼纖維未提高混凝土極限壓應變及開裂後的拉拔強度，則撓曲強度與前者相同，亦十分接近對照組結果。

有關剪力強度之檢討，實心橋柱採用公路橋梁耐震設計規範<sup>[2]</sup>、空心橋柱則採用蔡益超等人<sup>[3]</sup>提出之計算方式，計入空心的影響及徑向繫筋的貢獻。鋼纖維橋柱的混凝土剪力強度  $V_c$ ，建議採用林安理<sup>[4]</sup>提出的剪力強度預測公式以計入鋼纖維的剪力效應，計算結果如表 2 所示。

有關橋柱橫向圍束鋼筋用量，NEW\_D65\_10T 及 NEW\_H75\_10T 規範 [2] 進行設計。當選用 D13 為橫向鋼筋，由下列公式取  $\rho_s$  之大者可換算箍筋間距，如表 3 中。NEW\_D65SF\_20T 及 NEW\_H75SF\_10 則依前述結果但改變間距或根數。

$$\rho_s = 0.45 \frac{f'_c}{f_{yh}} \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \quad (1)$$

$$\rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_{yh}} \left( 0.5 + \frac{1.25P_e}{f'_c A_g} \right) \quad (2)$$

其中， $A_c$  為柱心之面積 (算至螺箍筋、閉合圓箍筋或橫向箍筋之外緣)，(cm<sup>2</sup>)； $A_g$  為柱之全斷面積，(cm<sup>2</sup>)； $f'_c$  為混凝土之規定抗壓強度，(kgf/cm<sup>2</sup>)； $f_{yh}$  為橫向箍筋之規定降伏強度，(kgf/cm<sup>2</sup>)； $P_e$  為柱之係數化軸力，(kgf)。

計算結果顯示，NEW\_D65\_10T 及 NEW\_H75\_10T 的 10 公分箍筋間距符合規範。NEW\_D65SF\_20T 為放大 NEW\_D65\_10T 的箍筋間距 2 倍與加入鋼纖維混凝土所形成的對照組，而 NEW\_H75SF\_10 為拿掉 NEW\_H75\_10T 的所有繫筋並加入鋼纖維混凝土所形成的對照組。此外，在不同橋柱形式下 (實心、空心) 可以比較由中空斷面彌補因斷面縮減而造成的勁度減少的可行性。

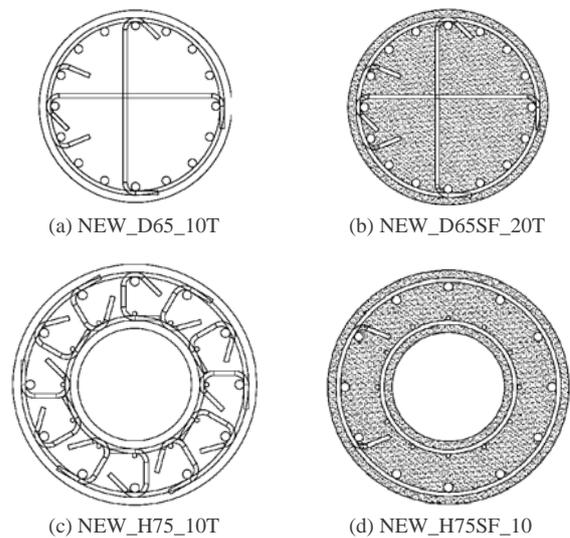


圖 1 橋柱試體斷面圖



圖 2 Dramix RC-80/30-BP 圓形斷面端鉤型鋼纖維

表 1 橋柱試體設計參數

橋柱名稱	高度 m	外(內) 直徑 cm	鋼纖維 取代率 %	$f'_c$ MPa	主筋			箍筋			軸力 kN
					n-No.	$\rho_g$ %	$f_y$ MPa	No.@s cm	$\rho_s$ %	$f_{yt}$ MPa	
RC_D76_7T	3.25	76	-	21	34-D19	2.15	420	D10@7	0.93	280	1400
NEW_D65_10T	3.25	65	-	70	16-D25	2.44	685	D13@10	1.35	420	1400
NEW_D65SF_20T	3.25	65	1.5	70	16-D25	2.44	685	D13@20	0.68	420	1400
NEW_H75_10T	3.25	75(35)	-	70	12-D25	1.76	685	D13@10	2.49	420	1400
NEW_H75SF_10	3.25	75(35)	1.5	70	12-D25	1.76	685	D13@10	1.69	420	1400

表 2(a) 實心圓形橋柱剪力強度

試體名稱	$A_g$	$A_e$	$f'_c$	$f_{yt}$	$F$	$V_s$	$V_c$	$V_n$
	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	kgf/cm <sup>2</sup>	kgf/cm <sup>2</sup>		tf	tf	tf (kN)
NEW_D65_10T	3318	2655	700	4200	0.308	80.34	23.74	104.08 (1020)
NEW_D65SF_20T	3318	2655	700	4200	0.308	40.17	114.7	154.87 (1518)

表 2(b) 空心圓形橋柱剪力強度

試體名稱	$\alpha$	$A_g$	$A_e$	$f'_c$	$f_{yt}$	$D$	$D'$	$c$	$V_s$	$V_c$	$V_n$
		cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	kgf/cm <sup>2</sup>	kgf/cm <sup>2</sup>	cm	cm	cm	tf	tf	tf (kN)
NEW_H75_10T	0.6	3456	2765	700	4200	68.73	41.27	20.72	135.8	21.2	157 (1539)
NEW_H75SF_10	0.6	3456	2765	700	4200	38.73	41.27	21.57	91.9	115.7	207.6 (2034)

表 2(c) 鋼纖維混凝土剪力強度

試體名稱	$A_g$	$F_{eff}$	$d$	$a$	$r$	$f'_c$	$v_{it}$	$V_c$
	mm <sup>2</sup>		cm	cm		MPa	MPa	kN
NEW_D65SF_20T	331831	2.679	59.96	325	0.0252	70	4.234	1124
NEW_H75SF_10	345575	2.679	69.96	325	0.0183	70	4.101	1134

表 3(a) 橫向圓束鋼筋設計用量 (式 (1) 計算結果)

試體名稱	$f'_c$	$f_{yt}$	$A_g$	$A_c$	$\rho_s$	$s$
	MPa	MPa	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>		cm
NEW_D65_10T	70	420	331831	282743	0.013	10.41
NEW_H75_10T	70	420	345575	259181	0.025	9.98

表 3(b) 橫向圓束鋼筋設計用量 (式 (2) 計算結果)

試體名稱	$f'_c$	$f_{yt}$	$A_g$	$A_c$	$\rho_s$	$s$
	MPa	MPa	mm <sup>2</sup>	N		cm
NEW_D65_10T	70	420	331831	1401400	0.012	11.77
NEW_H75_10T	70	420	345575	1401400	0.011	22.68

## 橋柱材料與配比

NEW\_D65\_10T 及 NEW\_H75\_10T 試體採用高強度混凝土，設計強度為 70MPa，配比如表 4 所示；NEW\_D65SF\_20T 及 NEW\_H75SF\_10 於塑鉸區採用高強度鋼纖維混凝土，設計強度為 70MPa，其配比如表 5 所示，非塑鉸區則採用表 4 之配比。粗粒料採花蓮 0.5" 碎石，寬厚比粒形分布約在 3 以下（其比重約 2.66，吸水率約 0.7%）。細粒料採花蓮砂和大陸砂各一半，比重分別為 2.62 及 2.60，細度為 2.8 ± 0.2。爐石採用中聯爐石股份有限公司 4000 型，比重 2.9。砂灰採用中聯提供之砂灰，比重 2.21。強塑劑採用松江實業股份有限公司之高性能聚羧酸流動化劑，比重介於 1.035 ~ 1.075，代號為好泥友 HP100。上述 4 座橋柱均採用台灣東和鋼鐵廠所提供之 SD685 D25 螺紋鋼筋作為主筋，箍筋則採用 D13 之 SD420W 竹節鋼筋。鋼纖維為比利時進口 Dramix RC-80/30-BP 材料，長度約 3 cm，直徑約 0.38 mm，長細比  $\alpha_f$  為 79，彈性模數 200 GPa。添加鋼纖維的橋柱其體積取代率皆為 1.5%。

表 4 高強度混凝土配比 (單位: kgf/m<sup>3</sup>)

成分	水泥	細粒料	粗粒料	水	摻劑	爐石	砂灰
用量	400	719	844	165	14.88	170	50

表 5 高強度鋼纖維混凝土配比 (單位: kgf/m<sup>3</sup>)

成分	水泥	細粒料	粗粒料	水	摻劑	爐石	鋼纖維	砂灰
用量	372	1000	400	215	9.28	255	118	50

## 試體配置與加載方式

本研究於國家地震工程研究中心之反力牆區進行反覆側推實驗，配置方式如圖 3 所示。基礎以 4 根 69 mm 高拉力螺桿穿過基礎預留孔後，透過鋼墊片鎖固於強力樓板。柱頂之垂直力係透過軸力系統施加，由橫梁、油壓千斤頂、高拉力螺桿、油壓幫浦、及地面之鉸接裝置組成。油壓幫浦採回饋控制，能提供穩定之軸力。水平力由 1 支油壓制動器提供，上限值為 1000 kN。

量測系統有鋼筋應變計，用以量測各層間變位角下的鋼筋應變值。柱身側邊平行剪力方向則每 15 公分架設 1 支角度計，可量測距柱底 100 公分內的角度變化。距柱底 100 公分內另繪製，間距 10 公分之方格，

以便於實驗過程中描述裂縫位置。

加載歷程為先加載軸力，圓形橋柱約 1400 kN，待軸力穩定後接著以位移控制加載側力，依層間變位角 0.25%、0.5%、0.75%、1%、1.5%、2%、3%，直到有明顯的主筋挫曲或斷裂時停止（此時側力值約為最大側力值的 50 ~ 60%）。每個層間變位角 2 個迴圈，如圖 4 所示。



圖 3 試體配置圖

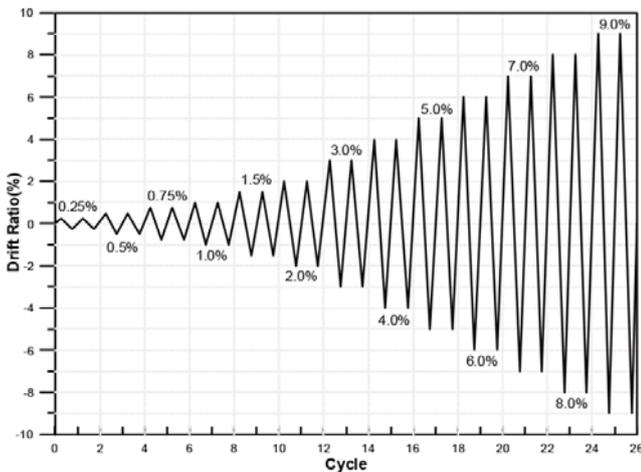


圖 4 位移控制加載歷程圖

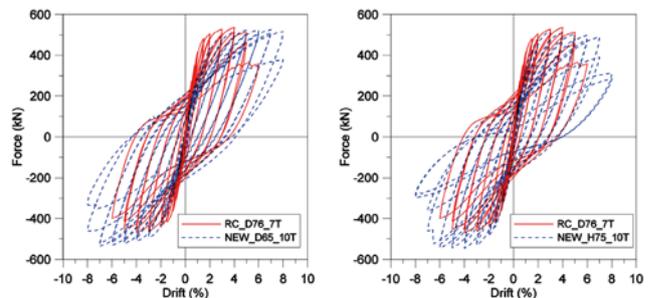
## 實驗結果探討

### 遲滯迴圈比較

圖 5 所示為 NEW\_D65\_10T 及 NEW\_H75\_10T，分別與 RC\_D76\_7T 之遲滯迴圈比較。由圖 5 可知，當使用高強度鋼筋混凝土的圓形橋柱（實心、空心），如可滿足規範之圍束規定，可發揮較普通強度鋼筋混凝土橋柱優良的變形與消能能力。NEW\_D65\_10T 至 8% 橋柱才有明顯側力值下降，NEW\_H75\_10T 也至 7% 的第二迴圈才有明顯的側力值下降，均較 RC\_D76\_7T 的表現為佳。

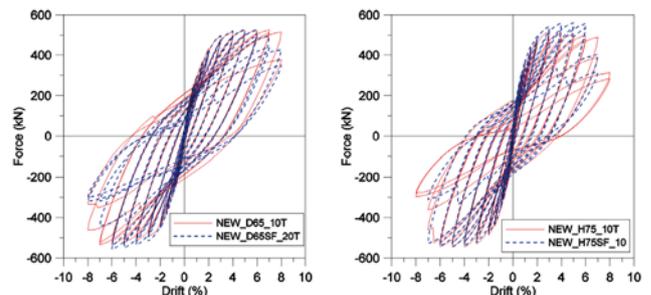
圖 6 希望比較不同橋柱型式加入鋼纖維之效果。當探討鋼纖維替代部分橫向鋼筋的行為表現時，NEW\_D65SF\_20T 為將 NEW\_D65\_10T 的箍筋間距放大為 2 倍並加入 1.5% 的鋼纖維，2 支橋柱在層間變位角 6% 之前表現都相同，代表鋼纖維確實能發揮圍束效果，過了 6% 之後添加鋼纖維的橋柱圍束效果較差，因此側力值遞減較快，2 支橋柱都實驗至 8% 時停止。NEW\_H75SF\_10 則是將斷面繫筋移除並加入 1.5% 鋼纖維，2 支橋柱在層間變位角 6% 之前表現也幾乎相同，過了 6% 之後添加鋼纖維的橋柱也較先發生側力值下降的現象，最後 NEW\_H75SF\_10 較 NEW\_H75\_10T 提早 1 個層間變位角停止實驗。因此，添加鋼纖維取代部分橫向鋼筋是可行的，鋼纖維能取代橫向鋼筋並提供圍束效果，使原本韌性較差的橋柱在層間變位角上的表現獲得改善。

圖 7 所示為比較不同型式之橋柱在遲滯迴圈上表現的差異。在初始勁度方面 NEW\_H75\_10T 較 NEW\_D65\_10T 大，原因主要是 NEW\_H75\_10T 擁有較大的斷面剛度。兩者側力值幾乎相同，但 NEW\_H75\_10T 到達極限側力的時間點較 NEW\_D65\_10T 早，會在層間變位角 3% ~ 4% 時達到最大值；而 NEW\_D65\_10T 會慢慢增加，直到 4% 之後才會漸漸達到最大值。NEW\_H75\_10T 在層間變位角約 6% ~ 7% 時就會開始產生破壞，推測是因為空心柱後期的圍束效果較差。



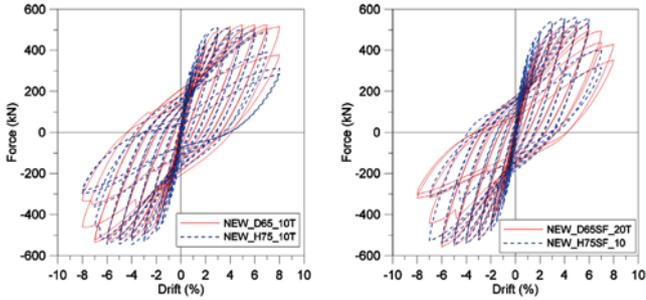
(a) RC\_D76\_7T 與 NEW\_D65\_10T (b) RC\_D76\_7T 與 NEW\_H75\_10T

圖 5 高強度與普通強度鋼筋混凝土橋柱遲滯迴圈比較



(a) NEW\_D65\_10T 與 NEW\_D65SF\_20T (b) NEW\_H75\_10T 與 NEW\_H75SF\_10

圖 6 有 / 無添加鋼纖維之高強度鋼筋混凝土橋柱遲滯迴圈比較



(a) NEW\_D65\_10T 與 NEW\_H75\_10T (b) NEW\_D65SF\_20T 與 NEW\_H75SF\_10  
圖 7 實心斷面與空心斷面橋柱遲滯迴圈比較

### 位移韌性

本研究的位移韌性求取方法為參照 FEMA 356<sup>[5]</sup> 先將試體遲滯迴圈包絡線轉換為等效的完全彈塑性 (EPP) 模型, 再根據 EPP 中的降伏層間位移 ( $\Delta_y$ ) 以及極限層間位移 ( $\Delta_u$ ), 計算位移韌性 ( $\mu = \Delta_u/\Delta_y$ )。參考圖 8,  $K_e$  為有效勁度,  $K_i$  為初始勁度,  $V_y$  為降伏側力,  $V_i$  為最大側力,  $\alpha$  為後降伏斜率,  $\delta_i$  為極限位移。根據試體強度—位移包絡線, 轉換成 EPP 模型的步驟如下:

1. 定義極限位移 ( $\delta_i$ ) 對應的側力值為力量—位移曲線下降段中最大側力的 80%。
2. 設定  $\alpha = 0$  因為完全彈塑性模型取塑性段斜率的零。
3. 假定降伏側力  $V_y$  為某值, 該值不能大於最大側力。
4. 取  $0.6V_y$  的水平線與真實力量—位移所得的交點與原點連線, 並往上延伸至  $V_y$ , 超過  $V_y$  後為一條水平線, 延伸至  $\delta_i$  後停止。
5. 此時原本的力量—位移曲線會有本身曲線下的面積, 以上述方法得到的 EPP 模型也會有其雙線性以下的面積, 重複調整  $\delta_i$ , 直到兩者面積相等為止停止, 代表兩者消散的能量相同。

表 6 所列為各橋柱依 EPP 模型之計算結果。比較 RC\_D76\_7T 與 NEW\_D65\_10T、NEW\_H75\_10T, 因為 NEW\_D65\_10T 使用高強度材料所造成的斷面縮減會大幅增加降伏位移, 因此使位移韌性較 RC\_D76\_7T 小; 而這樣的現象可藉由 NEW\_H75\_10T 的空心斷面加大勁度改善, 可以有效降低降伏位移, 並且使位移韌性大幅上升, 達到比 RC\_D76\_7T 更佳的结果。此外, NEW\_D65SF\_20T 藉由添加鋼纖維增加圍束效果, 能彌補原本韌性較差的行為, 使位移韌性 (4.54) 接近 NEW\_D65\_10T 的表現。NEW\_H75SF\_10 鋼纖維提供的圍束效果明顯較差, 不如 NEW\_H75\_10T 理想。

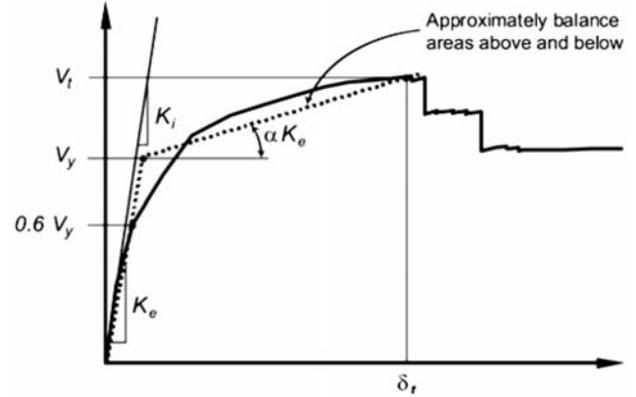


圖 8 FEMA 356 降伏位移計算方式

表 6 橋柱位移韌性

試體名稱	RC_D76_7T	NEW_D65_10T	NEW_D65SF_20T	NEW_H75_10T	NEW_H75SF_10
$\Delta_y$ (%)	1.00	1.75	1.76	1.16	1.23
$\Delta_u$ (%)	5.54	8.00	8.00	7.47	6.71
$\mu = \Delta_u/\Delta_y$	5.52	4.58	4.54	6.44	5.45

從比較中可得知以鋼纖維填補韌性是可行的, 可以使原本韌性較差的橋柱 (箍筋間距放大 2 倍或移除斷面繫筋) 達到與符合規範的橋柱接近的表現。意即, 鋼纖維能取代部分的橫向鋼筋提供圍束效果。另外根據規範<sup>[2]</sup>, 所有橋柱都符合規範位移韌性  $\geq 3$  之要求。

### 有效勁度

有效勁度的計算採用完全彈塑性模型, 將其降伏值與原點相連的斜率當作有效勁度  $K_e$ 。單曲率橋柱之側向勁度如下所示:

$$K_e = \frac{3EI_{eff}}{L^3} \quad (3)$$

由實驗值所推估之  $K_e$  及 (3) 式可反算  $EI_{eff}$  值, 計算結果如表 7 所示。一般應用上因無法準確獲得  $EI_{eff}$ , 因此許多規範都用經驗公式推估。首先採用斷面的計算彈性模數值與全斷面慣性矩, 相乘得到全斷面剛度  $E_c I_g$  值, 再乘以一經驗係數便可以得到有效勁度值  $EI_{eff}$ 。

本研究節分別採用規範 [2] 與文獻<sup>[6]</sup> 計算彈性模數, 如下所示:

$$E_c = 15000\sqrt{f'_c} \quad (4)$$

$$E_c = k_1 k_2 \times 3.35 \times 10^4 \times \left(\frac{\gamma}{2400}\right)^2 \times \left(\frac{f'_c}{60}\right)^{1/3} \quad (5)$$

表 7 有效勁度與有效剛度

試體名稱	RC_D76_7T	NEW_D65_10T	NEW_D65SF_20T	NEW_H75_10T	NEW_H75SF_10
$K_e$ (tf/mm)	1.58	0.91	0.88	1.31	1.35
$EI_{eff}$ ( $10^7$ kN-m <sup>2</sup> )	1.808	1.041	1.007	1.499	1.545

其中， $k_1$  為粒料修正係數， $k_2$  為摻料修正係數，分別如表 8 及表 9 所示。針對本次實驗之橋柱取  $k_1 = 1.0$ 、 $k_2 = 0.95$  進行計算，最後求出  $EI_{eff}$  與  $E_c I_g$  之比值，並與規範中的經驗係數比較。ACI [7] 建議取  $0.5 E_c I_g$  作計算，而 FEMA 356 [5] 對於柱軸力小於  $0.3Agf_c$  者之有效勁度建議亦為  $0.5 E_c I_g$ 。

由表 10、表 11 可知採用規範 [2] 之  $E_c I_g$  值較大，則  $EI_{eff}/E_c I_g$  較小。主要原因為規範 [2] 計算方法對於高強度混凝土會有高估的現象。如使用文獻 [6] 建議值計算，高強度材料的比值介於  $0.3 \sim 0.4$  之間，較一般的經驗值低。而普通強度材料的橋柱 RC\_D76\_7T 的比值約為  $0.5$ ，與一般的經驗值相仿。

表 8 粒料修正係數對照表 [6]

$K_1$	Type of Coarse Aggregate
1.20	Crushed Limestone, Calcined Bauxite
0.95	Crushed Quartzitic Aggregate, Crushed Andesite, Crushed Basalt, Crushed Claysate, Crushed Cobble Stone
1.00	Coarse Aggregate Other Than the Above

表 9 摻料修正係數對照表 [6]

$K_2$	Type of Addition
0.95	Silica Fume, Ground Granulated Blasted-Furnace Slag, Fly Ash Fume
1.10	Fly Ash
1.00	Addition Other Than the Above

表 10 全斷面剛度  $E_c I_g$  (單位：107 kN-m<sup>2</sup>)

試體名稱	RC_D76_7T	NEW_D65_10T	NEW_D65SF_20T	NEW_H75_10T	NEW_H75SF_10
$E_c I_g$ [2]	3.56	3.512	3.512	5.93	5.93
$E_c I_g$ [6]	3.416	2.715	2.715	4.645	4.645

表 11 有效剛度  $EI_{eff}$  與全斷面剛度  $E_c I_g$  比值

試體名稱	RC_D76_7T	NEW_D65_10T	NEW_D65SF_20T	NEW_H75_10T	NEW_H75SF_10
$EI_{eff}/E_c I_g$ [2]	0.508	0.296	0.287	0.253	0.261
$EI_{eff}/E_c I_g$ [6]	0.529	0.378	0.366	0.323	0.333

### 勁度遞減

試體在反覆側推實驗中會因為破壞愈趨嚴重，裂縫愈來愈多而造成側向的勁度遞減。判定試體在不同層間變位角的側向勁度可由遲滯迴圈得出，參照 FEMA 356 [5] 對於遲滯迴圈內有效勁度的定義如下：

$$k_{eff} = \frac{|F^-| + |F^+|}{|\Delta^-| + |\Delta^+|} \quad (6)$$

其中， $|F^-|$ 、 $|F^+|$  分別代表某一遲滯迴圈中的最小側力值及最大側力值， $|\Delta^-|$ 、 $|\Delta^+|$  分別某一遲滯迴圈中的最小位移/最大位移，必需與  $F^-$ 、 $F^+$  相對應。

圖 9 所示為側向有效勁度與層間變位角之關係。比較 NEW\_D65\_10T 與 NEW\_D65SF\_20T，如圖 9(a) 所示，在層間變位角為  $0.25\%$  時 NEW\_D65SF\_20T 的值較 NEW\_D65\_10T 小，但超過  $0.25\%$  後至  $6\%$  之前兩者勁度的遞減表現一模一樣，可見將箍筋間距放大且加入鋼纖維對於側向勁度的表現並無明顯的影響。比較 NEW\_H75\_10T 與 NEW\_H75SF\_10，如圖 9(b) 所示，2 支橋柱在側向勁度的遞減上有相同的趨勢，這樣的趨勢一直維持至  $7\%$ 。比較 NEW\_D65\_10T 與 NEW\_H75\_10T，如圖 9(c) 所示，2 支橋柱的形式不同，NEW\_D65\_10T 因為直徑小所以一開始的勁度較小，NEW\_H75\_10T 則擁有較大的初始勁度。從  $0.25\%$  至  $4\%$  之間 NEW\_D65\_10T 的側向勁度都是小於 NEW\_H75\_10T 的，但可以看到 NEW\_H75\_10T 的側向勁度的遞減速度比較快，在  $4\%$  左右 2 支橋柱擁有相同的側向勁度，且遞減速度也相近，這樣的情況一直維持至  $6\%$ ，之後 NEW\_H75\_10T 因圍束效果差所以遞減速度較 NEW\_D65\_10T 快，但在  $8\%$  時 NEW\_D65\_10T 側向勁度也快速遞減，最後破壞時 2 支橋柱擁有相同側向勁度。比較 NEW\_D65SF\_20T 與 NEW\_H75SF\_10，如圖 9(d) 所示，情況和 NEW\_D65\_10T 與 NEW\_H75\_10T 一樣，在  $4\%$  之前 NEW\_D65SF\_20T 側向勁度較小，但遞減速度也較慢，至  $4\%$  時 2 支橋柱用有相同的側向勁度。即使在最後破壞的階段 NEW\_H75SF\_10 也只比 NEW\_D65SF\_20T 略小。

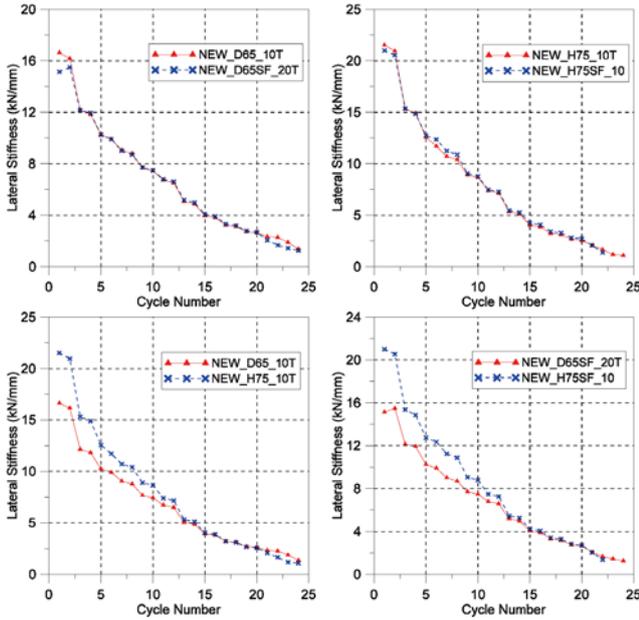


圖 9 側向有效勁度與層間位移角關係圖

### 鋼纖維效益換算等效橫向鋼筋量之評估

由於鋼纖維能夠提供剪力強度以及圍束效果，但兩者的界定並不明顯，在現今大部分的規範中對於橫向鋼筋的間距規定也是剪力間距與圍束間距取小者配置即可，換言之規範並無明確指出哪些橫向鋼筋承受剪力，哪些橫向鋼筋用以圍束，而是取較小間距值當作設計。根據這樣的想法，本研究使用位移韌性當作指標，將鋼纖維的效益分為剪力強度與圍束效果，從兩者效益分別回推其等效的橫向鋼筋量，再將換算所得的值與實驗結果比較，釐清以哪個角度換算鋼纖維的效益可能較為合理。

### 以剪力換算等效橫向鋼筋量之評估

針對實心圓形橋柱，鋼筋提供之剪力強度可分為箍筋及繫筋之貢獻，根據規範 [2] 其計算方法如下：

$$V_s = \frac{\pi A_h f_{yt} D}{2s} + \frac{A_v f_{yt} D}{s} \quad (7)$$

其中， $A_h$  為圓形箍筋單根斷面積，(cm<sup>2</sup>)、 $f_{yt}$  為剪力鋼筋降伏強度，(kgf/cm<sup>2</sup>)、 $D$  為圓柱圍束區域之直徑，(cm)、 $s$  為剪力鋼筋垂直間距，(cm)。

針對空心圓形橋柱，鋼筋提供之剪力強度可分為外箍筋  $V_{sh}$ 、內箍筋  $V'_{sh}$  及徑向繫筋  $V_{sc}$  之貢獻，根據蔡益超等人 [3] 之計算方法如下：

$$V_s = V_{sh} + V'_{sh} + V_{sc} \quad (8)$$

$$V_{sh} = \frac{\pi A_h f_{yt} D}{2s} \quad (9)$$

$$V'_{sh} = \frac{\pi A_h f_{yt} D'}{2s} \quad (10)$$

$$V_{sc} = \frac{\sum A_h f_{yt} (1 - \alpha)}{4s} \quad (11)$$

其中， $D$  為橋柱圍束區域外緣直徑，(cm)、 $D'$  為橋柱圍束區域內緣直徑，(cm)、 $f_{yc}$  為繫筋降伏強度，(kgf/cm<sup>2</sup>)、 $\sum A_s$  為每層繫筋總面積，(cm<sup>2</sup>)、 $\alpha$  為開孔率，為圍束區域內緣直徑除以圍束區域外緣直徑。

鋼纖維提供之剪力強度可參考林安理 [4] 建議方法。本研究中由於橋柱所受的軸力比低，可用此公式預估鋼纖維混凝土柱之剪力強度。其預測公式如下：

$$v_u = \left( 0.15\sqrt{f'_c} + 70\rho \frac{d}{a} \right) F_{eff} \quad (12)$$

$$F_{eff} = 1 + \frac{F_{po}}{0.7\sqrt{f'_c}} \quad (13)$$

$$F_{po} = \left( \frac{L_f}{d_f} \right) V_f \tau_{eq} \quad (14)$$

其中， $v_u$  為鋼纖維混凝土梁剪力強度，(MPa)、 $f'_c$  為混凝土抗壓強度，(MPa)、 $\rho$  代表撓曲鋼筋比，為主筋面積  $A_s$  除以有效面積  $b_w d$ 、 $d$  為有效深度，(mm)、 $a$  為剪力跨度，(mm)、 $F_{eff}$  為纖維效益參數 (Fiber Effective Factor)、 $F_{po}$  為纖維拉拔參數 (Fiber Pull-Out Factor)。

$F_{eff}$  值必須扣掉混凝土的貢獻，所以要將表 2(c) 中  $F_{eff}$  值扣掉 1，剩餘的值就是鋼纖維所能提供的剪力強度。

將 NEW\_D65SF\_20T 的橫向鋼筋與鋼纖維的剪力強度相加即可得到  $V_{total}$ ，再用相同的橫向鋼筋配置換算回等效的箍筋間距  $s_{eq}$ ，計算方式如下：

$$V_{total} = \frac{\pi A_h f_{yt} D}{2s_{eq}} + \frac{A_v f_{yt} D}{s_{eq}} \quad (15)$$

NEW\_H75SF\_10 並不是放大箍筋間距，而是拿掉繫筋，因此換算繫筋數量的計算過程中，等號兩邊的內

外箍筋的剪力強度都會抵消，因此直接計算鋼纖維的剪力強度當成  $V_{total}$  並換算成等效的繫筋數量  $n$  即可，計算方式如下：

$$V_{total} = n \frac{A_h f_{yt} (1 - \alpha) D}{4s} \quad (16)$$

表 12 所列為以剪力換算等效鋼筋量與位移韌性關係。NEW\_D65SF\_20T 換算後可以得到比 NEW\_D65\_10T 更小的箍筋間距，而 NEW\_H75SF\_10 換算後可以得到比 NEW\_H75\_10T 還要多跟的環向繫筋，根據這樣的結果推論含鋼纖維的橋柱在反覆側推實驗的表現應該會比不添加鋼纖維的橋柱來的好。但 NEW\_D65\_10T 及 NEW\_H75\_10T 之位移韌性比 NEW\_D65SF\_20T 及 NEW\_H75SF\_10 佳，顯然使用剪力強度換算鋼纖維的貢獻並不恰當，因為鋼纖維的剪力強度並不會完全發揮，反而造成明顯高估的現象。

表 12 以剪力換算等效鋼筋量與位移韌性關係

試體名稱	NEW_D65_10T	NEW_D65SF_20T	NEW_H75_10T	NEW_H75SF_10
$V_{total}$ (kN)		1035		657
位移韌性	4.58	4.54	6.43	5.45
等效箍筋量	$s = 10$ cm	$s = 7.6$ cm	$n = 12$ 肢	$n = 18$ 肢
實驗用鋼筋量		$s = 10$ cm		$n = 12$ 肢

### 以圍束換算等效橫向鋼筋量之評估

鋼纖維可提供混凝土開裂後裂縫的橋接，保護層較一般混凝土不易剝落，因此能夠提供核心混凝土較佳的圍束。對於鋼纖維在圍束效果的取代採用韌性比的概念，其換算方式為分別計算橫向鋼筋的圍束效果以及鋼纖維的圍束效果，再藉由韌性比將兩種韌性效益疊加，最後再換算成鋼筋混凝土柱的等效橫向鋼筋。

鋼筋混凝土柱的圍束效果主要由橫向鋼筋提供，而鋼纖維混凝土柱的圍束效果則主要由鋼纖維提供。Skeikh 及 Uzumeri<sup>[8]</sup> 提出了鋼筋混凝土柱的有效圍束係數模型，用以描述鋼筋混凝土柱的韌性，而隨著此參數提高則柱體的韌性也跟著增加，因此定義鋼筋混凝土柱的韌性參數如下：

$$TI_t = \frac{k_e \rho_s f_{yt}}{f'_c} \quad (17)$$

其中， $k_e$  為有效圍束折減因子、 $\rho_s$  為箍筋比、 $f_{yt}$  為橫向鋼筋降伏強度 (MPa)、 $f'_c$  混凝土抗壓強度 (MPa)。而  $k_e$  定義為有效圍束面積  $A_e$  與核心混凝土面積  $A_{cc}$  之比值，如下式所示：

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} \quad (18)$$

$$A_e = \frac{\pi}{4} \left( d_s - \frac{s'}{2} \right)^2 \quad (19)$$

$$A_{cc} = A_c (1 - \rho_{cc}) \quad (20)$$

其中， $A_c$  為外圍箍筋中心線以內之面積、 $\rho_{cc}$  為縱向鋼筋面積與核心混凝土之比值、 $s'$  為橫向箍筋間的淨間距、 $d_s$  為橫向箍筋算至中心線的直徑長度。

Fanella 和 Naamman<sup>[9]</sup> 提出的圍束指數 (Reinforcing Index, RI)，即鋼纖維體積取代率 ( $V_f$ ) 與長細比 ( $\alpha_f$ ) 之乘積，可以看出材料韌性會隨著圍束指數提高而成長。Foster<sup>[10]</sup> 提出鋼纖維混凝土的圍束力與鋼纖維與漿體間的握裹強度有正比關係，進而推導出鋼纖維與漿體之間的等效握裹強度 ( $\tau_{eq}$ )，以此表示不同形式鋼纖維的影響參數。實驗結果顯示，材料韌性與材料強度呈現反比的現象。綜合前述各項參數，定義鋼纖維混凝土韌性相關之無因次參數如下式所示：

$$TI_f = \frac{V_f \alpha_f \tau_{eq}}{f'_c} \quad (21)$$

鋼筋混凝土柱中如加入鋼纖維會有增加韌性的效益產生，意即加入鋼纖維可以使原本的鋼筋混凝土柱有更好的韌性表現。但鋼纖維的增韌效益並不是線性的關係，當箍筋間距較小時，鋼纖維能發揮的效益就較小；當箍筋間距逐漸放大時，鋼纖維發揮的效益逐漸加大，但也有其上限值。曾笠維<sup>[11]</sup> 根據迴歸結果將鋼纖維鋼筋混凝土柱的  $TR$  值以及鋼纖維增韌係數  $\chi_f$  定為：

$$TR = 0.48 TI_t^{0.18} + \chi_f TI_f \quad (22)$$

$$\chi_f = \begin{cases} 0.025 \frac{s}{d} - 0.0025 \geq 0 & \frac{s}{d} \leq 0.5 \\ 0.01 & 0.5 < \frac{s}{d} \leq 1 \end{cases} \quad (23)$$

根據公式將需要的參數及韌性比計算結果列於表 13。NEW\_D65\_10T 與 NEW\_H75\_10T 因為本身圍束良好所以  $TI_t$  值本來就比較高，而 NEW\_D65SF\_20T 與 NEW\_

H75SF\_10 則因為原本圍束差而  $TI_t$  值比較小。NEW\_D65SF\_20T 的鋼纖維的增韌係數為 0.0058，較 NEW\_H75SF\_10 的 0.0011 大，原因是鋼纖維的增韌效益和箍筋本身的間距有很大的關係，當箍筋的間距愈大時，鋼纖維所能提供的效益就愈大。

將鋼纖維的增韌效益計入整體的韌性比之後，可以發現 NEW\_D65\_10T 的韌性比只比 NEW\_D65SF\_20T 略大一些，差值約為 0.1，代表藉由鋼纖維的添加能補足大部分的圍束需求，且可以預期 NEW\_D65SF\_20T 的表現會比 NEW\_D65\_10T 略差一些。而 NEW\_H75\_10T 和 NEW\_H75SF\_10 的韌性比則差距較大，差值約為 0.5，主要原因為增韌係數太小，造成鋼纖維的韌性參數貢獻小，所以可以預期 NEW\_H75SF\_10 的表現會比 NEW\_H75\_10T 差。

表 14 所示為以韌性比回推的等效鋼筋混凝土橫向鋼筋量。基本上，位移韌性和等效橫向鋼筋量呈現正相關。NEW\_D65SF\_20T 的等效箍筋間距為 12 公分，比 NEW\_D65\_10T 略大 2 公分，所以表現也略差。NEW\_H75SF\_10 換算所得的等效環向繫筋量只有 2.4 根，NEW\_H75\_10T 為 12 根，這樣的差異使 NEW\_H75SF\_10 的位移韌性值明顯較小。綜合前述討論，以圍束的觀點能將鋼纖維的效益較合理的換算。原因為橋柱是撓曲破壞，當由圍束不足造成鋼筋的挫曲以及拉斷，因此橋柱實驗裡圍束可以完全的發揮，也使得鋼纖維的效益以圍束的觀點來換算會很合理。

表 13 韌性比參數及計算結果

試體名稱		NEW_D65_10T	NEW_D65SF_20T	NEW_H75_10T	NEW_H75SF_10
$s$	cm	10	20	10	10
$s'$	cm	8.73	18.73	8.73	8.73
$d$	cm	59.96	59.96	69.96	69.96
$d_s$	cm	58.73	58.73	68.73	68.73
$r_{cc}$		0.0299	0.0299	0.0256	0.0256
$k_e$		0.883	0.728	0.900	0.900
$\rho_s$	%	0.9791	0.4895	1.76	1.07
$f_{yt}$	MPa	420	420	420	420
$f'_c$	MPa	70	70	70	70
$TI_t$		5.189	2.139	9.505	5.779
$\chi_f$		-	0.00584	-	0.00107
$TI_f$		-	14.051	-	14.051
$TR$		0.646	0.632	0.720	0.673

表 14 以圍束換算等效鋼筋量與位移韌性關係

試體名稱	NEW_D65_10T	NEW_D65SF_20T	NEW_H75_10T	NEW_H75SF_10
位移韌性	4.58	4.54	6.43	5.45
等效箍筋間距	10 cm	12 cm	-	-
等效繫筋肢數	-	-	12	2.4

## 分析與實驗結果比較

### 非線性靜力側推分析

本研究採用 TEASPA 程式<sup>[12]</sup>進行側推分析。TEASPA 為國家地震工程研究中心所提出的一套耐震評估程式，主要用於校舍結構之耐震評估作業。本研究採用其中的輔助分析程式 COLPH，可設定彎矩及剪力非線性鉸性質，如圖 10 與圖 11，再將結果放入 ETABS 模型中進行側推分析以獲得橋柱之側推曲線，最後可藉由比較實驗值與側推值評估此套方法的準確性及適用性。

計算撓曲強度時假設高強度混凝土可適用 ACI 318-11<sup>[7]</sup>之等值矩形應力塊方法，高強度鋼筋則假設為完全彈塑性模式，故材料參數僅使用  $f'_c$ 、 $f_y$  與  $f_{yt}$ ，並未定義材料應力應變曲線。此外，有關剪力強度開始下降之位移  $\Delta_s$  與軸力喪失之位移  $\Delta_a$ ，分別採用手冊所建議之公式予以評估，如下所示：

$$\frac{\Delta_s}{H} = \frac{3}{100} + 4\rho'' - \frac{1}{40} \frac{v_m}{\sqrt{f'_c}} - \frac{1}{40} \frac{P}{A_g f'_c} \geq \frac{1}{100} \quad (24)$$

$$\frac{\Delta_a}{H} = \frac{4}{100} \frac{1 + (\tan \theta)^2}{\tan \theta + P \frac{s}{A_{st} f_{yt} d_c \tan \theta}} \quad (25)$$

其中， $\rho''$  為橫向鋼筋總面積  $A_{st}$  與箍筋圍束區  $bs$  之面積比， $b$  為柱寬、 $s$  為箍筋間距； $v_m$  為最大標稱剪應力  $V_m/bd$ ， $V_m$  為標稱彎矩強度  $M_n$  與柱高  $H$  之比值、 $d$  為有效深度。 $d_c$  為核心混凝土由箍筋心到心之距離； $\theta$  ( $\theta = \tan^{-1}(H/h)$ ) 為最大裂縫角度； $h$  為沿剪力方向之柱深， $\theta$  須小於 65 度。

COLPH 在分析時假設初始勁度為  $0.7E_c I_g$ ，從圖 12 可知不管是普通材料橋柱或是高強度材料橋柱模擬值和實驗值都非常相近，代表可以準確的模擬初始勁

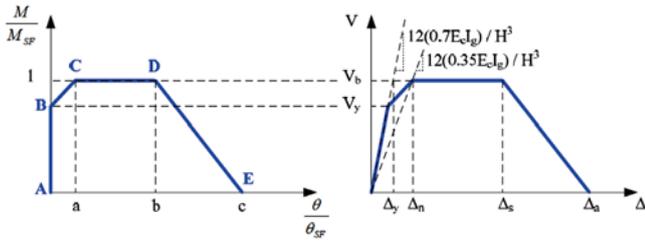


圖 10 TEASPA 彎矩非線性鉸性質與側向載重位移曲線

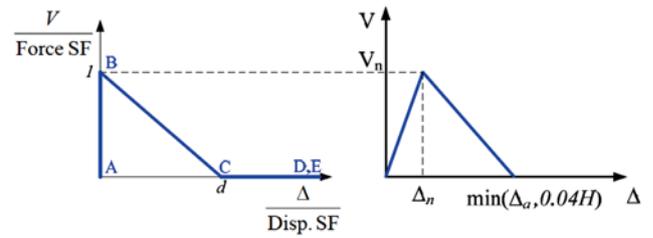


圖 11 TEASPA 剪力非線性鉸性質與側向載重位移曲線

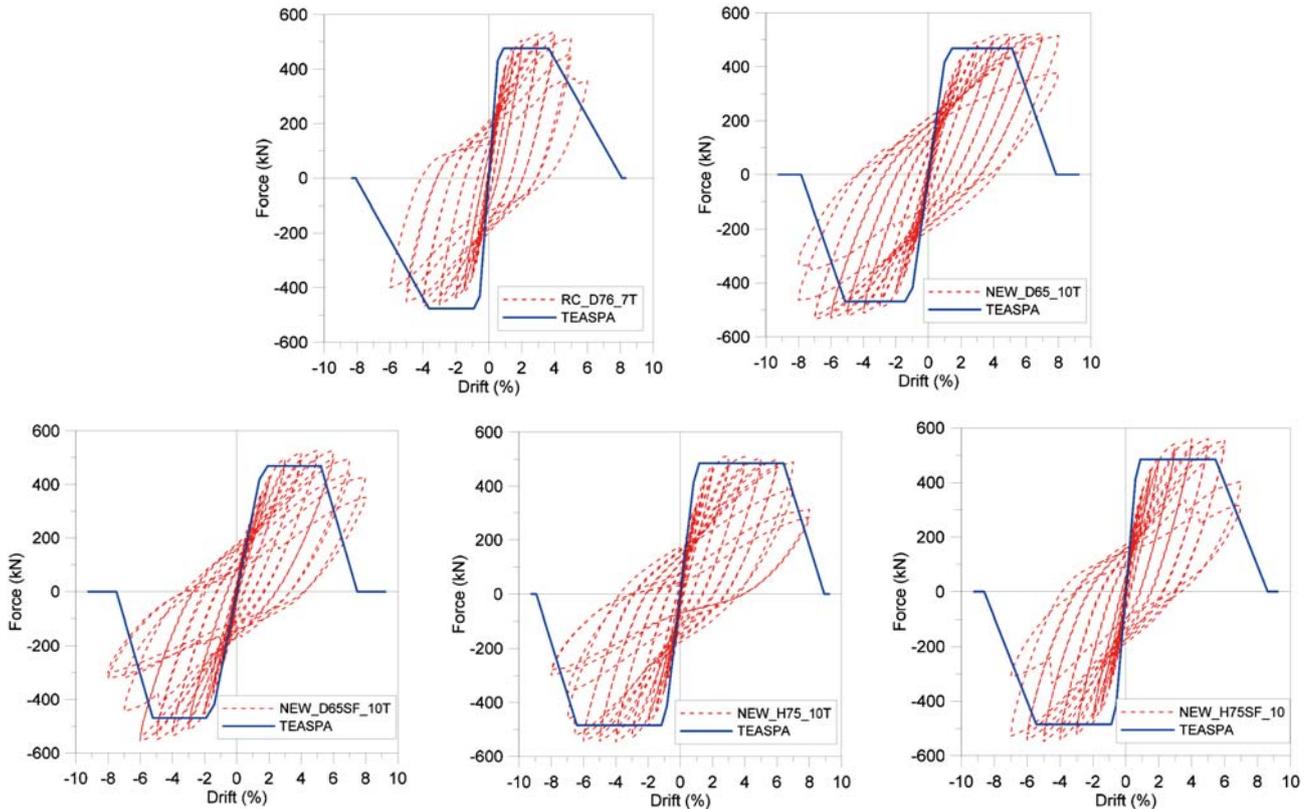


圖 12 TEASPA 分析值與實驗遲滯迴圈比較

度，不會有預測的勁度過小而造成誤判週期過大的情形。表 15 所示為最大側力強度之比較，預測結果與實驗值之比值約介於 1.05 ~ 1.16 之間，其差異主要與鋼筋的應變硬化行為有關。由於 COLPH 假設鋼筋為完全彈塑性，但實際上鋼筋之極限強度與降伏強度比約介於 1.05 ~ 1.25，故由 COLPH 所評估之極限側力結果較為保守尚屬合理。

針對破壞點的預測整體而言偏向保守。RC\_D76\_7T 破壞點的預測較為準確，正方向的預測較實驗值早了約 1%，負方向則與實驗值相同。對於 NEW\_D65\_10T、NEW\_D65SF\_20T 的預測極為保守，比實驗值都早 2% 以上就破壞。NEW\_H75\_10T、NEW\_H75SF\_10 的預測似乎較為準確。推測可能原因為 COLPH 主要針對撓剪破壞試體，因此對於撓曲破壞模式之橋柱會趨於保守。

表 15 TEASPA 分析最大側力值與實驗值比較

試體名稱		RC_D76_7T	NEW_D65_10T	NEW_D65SF_20T	NEW_H75_10T	NEW_H75SF_10
實驗值	kN	537.5	522.9	526.9	509.1	560.7
分析值	kN	476.2	468.8	468.8	484.9	484.9
實驗值 / 分析值	%	1.13	1.12	1.12	1.05	1.16

### 反覆載重分析

本研究採用 OpenSees [13] 模擬橋柱反覆側推的行為。未圍束混凝土模擬保護層的行為，對於不含鋼纖維混凝土使用的模型為 Concrete04。對於含鋼纖維的未圍束混凝土根據阮德俊 [14] 建議使用 Concrete04 和 Concrete01 進行模擬，並使用 Parallel Material 將兩個混凝土模型並聯起來。圍束混凝土模型都使用 Concrete04 模型。鋼筋模型採用 Hysteretic Material Model，此模型可以模擬雙線性的遲滯模型。此外，根據文獻 [15] 於柱底建立剪力與滑移彈簧（圖 13），以模擬橋柱的反覆側推行為。

分析模型如圖 14 所示，圖 15 所示為各橋柱模擬結果。所有橋柱在初始勁度與最大側力的模擬效果都很準確，尤其高強度（鋼纖維）鋼筋混凝土橋柱的模擬值和實驗值幾乎相同，可以反映試體反覆側推實驗初期的行為，且此現象代表柱底以滑移彈簧調整橋柱的勁度有很不錯的結果。針對 NEW\_D65SF\_20T 與 NEW\_H75SF\_10，含有鋼纖維的橋柱在模擬上以圍束換算等效橫向鋼筋量的方法，將鋼纖維的效益轉為箍筋間距以及繫筋數量，再代入 OpenSees 中進行分析。

對於極限側力的模擬上也有相當高的準確性，可參考表 16 的極限側力值比較，所有橋柱實驗值和分析值的誤差都落在 10% 之內，且所有橋柱在每個層間變位角的預測值都和實驗值接近，只有 NEW\_H75\_10T

在正方向略為微高估。

關於開始破壞點的預測，不管是普通強度鋼筋混凝土橋柱或是高強度（鋼纖維）鋼筋混凝土橋柱都有很不錯的模擬結果，與實驗值非常貼近，因此能準確預測橋柱試體的破壞。整體迴圈的模擬上飽滿程度都會略小於實驗值，但與實驗值差距不大。建議可以調整鋼筋模型的參數以進一步模擬試體 Pinching 的行為，讓整體遲滯迴圈有更相近的模擬。

### 結論與建議

採用高強度混凝土與高強度鋼筋之圓形橋柱，在低軸力比條件下，當橫向鋼筋配置符合公路橋梁耐震規範之規定，根據 NEW\_D65\_10T 與 NEW\_H75\_10T 實驗結果顯示，在層間變位角較普通強度材料之橋柱 RC\_D76\_7T 有更好的表現。因此橋柱採用高強度材料加上適當圍束可以取代普通強度材料的橋柱，並且能節省材料用量以及減輕構件重量。

以鋼纖維取代部分的橫向鋼筋，無論放大箍筋間距或不放置繫筋均是可行的。實驗結果顯示，NEW\_D65SF\_20T 及 NEW\_H75SF\_10 於添加 1.5% 體積比之鋼纖維後，因鋼纖維所提供之圍束效果，使原本橫向鋼筋配置不符合規範之位移韌性獲得改善，最終結果與符合規範之橋柱有接近的表現。

表 16 OpenSees 分析最大側力值與實驗值之比較

試體名稱		RC_D76_7T	NEW_D65_10T	NEW_D65SF_20T	NEW_H75_10T	NEW_H75SF_10
實驗值	kN	537.5	522.9	526.9	509.1	560.7
分析值	kN	510.7	530.1	545.1	563.5	557.5
誤差	%	-5.0	1.4	3.5	10.7	-0.57

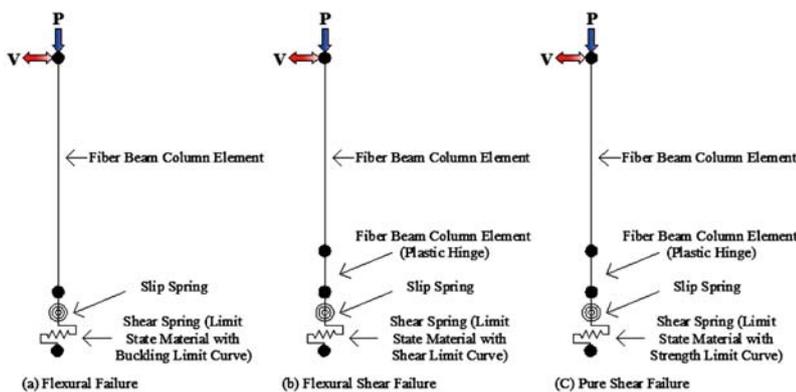


圖 13 單柱 OpenSees 模型 [13]

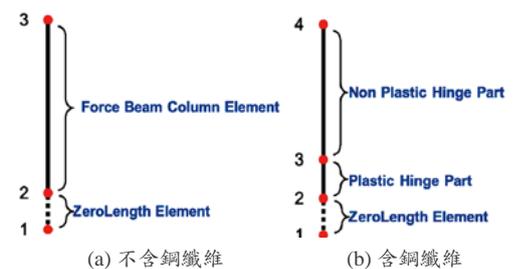


圖 14 分析模型示意圖

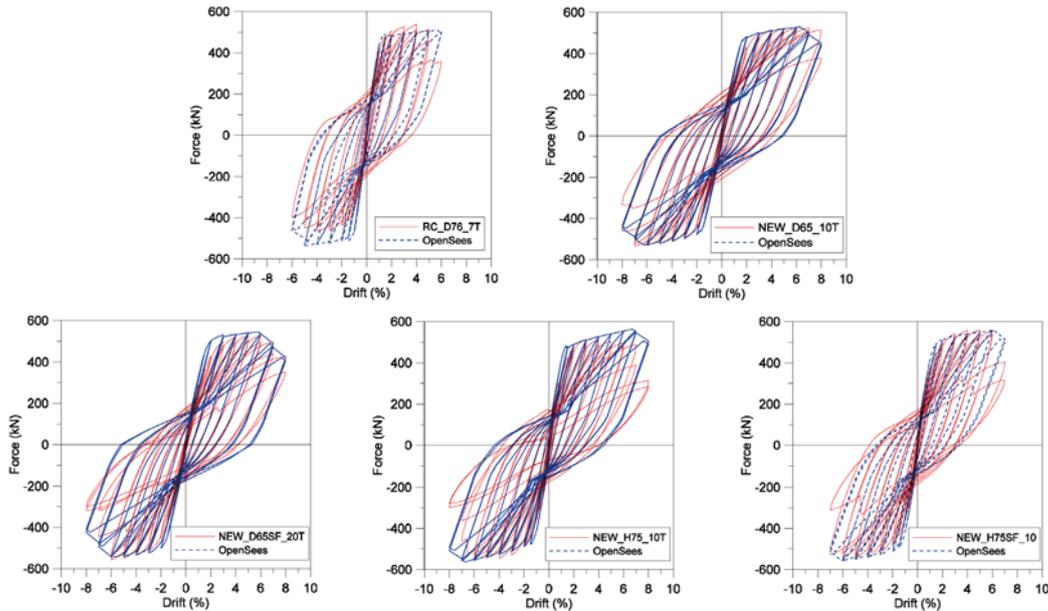


圖 15 OpenSees 分析值與實驗遲滯迴圈比較

應用高強度材料之橋柱試體（包含加入鋼纖維的橋柱），在強度表現上與現行規範所設計之橋柱相似，且位移韌性上均可達到公路橋梁耐震設計規範之規定（位移韌性 $\geq 3$ ），表示實驗的橋柱都有良好的強度與變形能力，可推廣至實際橋梁工程。

TEASPA 程式可用於評估高強度混凝土橋柱之單向側推行為，有效掌握初始度與最大側力強度，惟對於破壞點之位移預測較為保守。

OpenSees 程式可用於評估高強度混凝土橋柱之反覆側推行為，無論是初始勁度、最大側力或破壞點等，預測上都有不錯的成果，因此很適合模擬橋柱的韌性行為。

雖然添加鋼纖維的混凝土為 SCC，但加入鋼纖維後會產生流動性變差以及氣泡問題，因此對於鋼纖維混凝土構件以及抗壓圓柱試體都必須震動以及搗實，避免微小孔洞造成強度的折減。

橋柱中換算鋼纖維的等效橫向鋼筋量應以「圍束」的角度進行代換，所得的數值會較為合理且準確。

## 誌謝

本文得以順利完成，感謝國家實驗研究院國家地震工程研究中心支持實驗經費，副技術師周志雄先生協助實驗設備操作，技術員陳安志、劉天佑、梁立勳、徐振豪先生等協助實驗試體安裝，以及佐理研究員江奇融協助實驗準備及記錄，在此謹申謝忱。

## 參考文獻

- 黃震興、謝有明、鄭橙標、周志雄，「RC 橋柱之鋼板包覆耐震補強」，國家地震工程研究中心，1999。
- 交通部，「公路橋梁耐震設計規範」，2009。
- 蔡益超、賴彥魁，「中空鋼筋混凝土橋柱韌性、剪力強度與補強之理論分析 (III)」，國家地震工程研究中心，2000。
- 林安理，「中剪跨鋼纖維混凝土梁剪力強度預測研究」，碩士論文，國立台灣大學土木工程學研究所，台北，2013。
- FEMA, "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings," FEMA 356, Washington D.C., USA, 2000.
- Tomosawa, N., and Noguchi, T., "Relationship Between Compressive Strength and Modulus of Elasticity of High-Strength Concrete," Dept. of Architecture, Fac. Of Engineering, Univ. of Tokyo, 1993.
- ACI Committee, 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary," American Concrete Institute, 2011.
- Sheikh, S. A., and Uzumeri, S.M., "Strength and ductility of tied concrete columns," J. Struct. Div., A.S.C.E., 106(5), 1079-1102, 1980.
- Fanella, David A., and Naaman, Antoine E., "Stress-Strain Properties of Fiber Reinforced Mortar in Compression," J. Am. Concr. Inst., 82(4), 475-483, 1985.
- Foster, S. J., Liu, J., and Sheikh, S. A., "Cover Spalling in HSC Columns Loaded in Concentric Compression," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 124, No. 12, pp. 1431-1437, 1998.
- 曾笠維，「以鋼纖維取代橫向箍筋於 New RC 柱之應用評估」，碩士論文，國立台灣大學土木工程學研究所，台北，2014。
- 蕭輔沛、鍾立來、葉勇凱、簡文郁、沈文成、邱聰智、周德光、趙宜峰、翁樸文、楊耀昇、褚有倫、涂耀賢、柴駿甫、黃世建，「校舍結構耐震評估與補強技術手冊第三版」，國家地震工程研究中心，報告編號：NCREE-13-023，台北，2013。
- Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H., and Fenves, G. L., "OpenSees Command Language Manual," 2007.
- 阮德俊，「高強度鋼纖維鋼筋混凝土柱的軸壓及反覆側推行為模擬研究」，碩士論文，國立台灣大學土木工程學研究所，台北，2013。
- Kuang-Yen Liu, Witarto and Kuo-Chun Chang, "Composed analytical models for seismic assessment of reinforced concrete bridge columns," Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Volume 44, Issue 2, pages 265-281, February 2015.

# 台灣劣化混凝土橋梁 鋼筋腐蝕危害地圖之建立與應用

宋裕祺／國立台北科技大學土木工程系教授暨國家地震工程研究中心組長

邱建國／國立台灣科技大學營建工程系副教授

曾惠斌／國立台灣大學土木工程系教授

林曜滄／台灣世曦工程顧問股份有限公司第一結構部協理

許家銓／國家地震工程研究中心 助理研究員

陳尚德／國立台北科技大學土木與防災研究所碩士

穆大邦／國立台北科技大學土木與防災研究所碩士生

## 摘要

中性化與鹽害均會造成鋼筋混凝土橋梁之鋼筋腐蝕，隨著劣化持續加據，鋼筋有效斷面積亦隨之減少、鋼筋與混凝土之間握裹力逐漸變差，導致結構物承載能力衰退和使用機能不足，進而影響橋梁耐久性。

本文蒐集國內鋼筋混凝土橋梁之檢測報告及台灣大氣腐蝕劣化因子調查資料，利用非線性回歸方法分析，建立以地理網格為基準之台灣鋼筋混凝土橋梁劣化評估模式，預測中性化深度、鹽害深度與鋼筋銹蝕速率等時變特性，並利用 Google Fusion Table 將影響鋼筋混凝土橋梁的劣化參數及鋼筋斷面積損失率，製成鋼筋腐蝕危害地圖，得以展現鋼筋腐蝕潛勢區域之分布，可供為橋梁耐久性評估與設計之用。

## 前言

本文旨在探討混凝土劣化模式對鋼筋混凝土橋梁之衰退特性，以混凝土中性化及鹽害為研究主軸。以台灣地區為研究項目，蒐集影響橋梁劣化之相關參數，建立以網格為基準之橋梁劣化模式，並將劣化橋梁衰退資訊以危害地圖做視覺化之呈現。混凝土中性化預測模式加入二氧化碳因子作為修正；鹽害模式則

蒐集台灣現有之飛來鹽實測值，藉由非線性差值進行修正。

依據不同劣化模式導致之鋼筋腐蝕資訊建立鋼筋腐蝕危害地圖。根據地圖，可輕易瞭解災害趨勢之發展，針對嚴重地帶進行較詳細的探討。

## 危害地圖網格化及環境參數之分析與調查

本文建立依網格為基礎之鋼筋混凝土橋梁鋼筋腐蝕劣化模式，將台灣進行國土網格化，其網格大小為 1 Km × 1 Km，隨著地理位置不同，其劣化嚴重性則有所不同。為瞭解各地區環境參數對鋼筋腐蝕模式之影響，蒐集了包括年平均溫度、年平均濕度及台灣飛來鹽量分布等環境資訊，計算台灣各地之鋼筋混凝土橋梁鋼筋腐蝕情形，並且透過 Google 所提供之 Google Fusion Table 服務建立所對應之劣化環境參數危害圖。

在年平均溫度方面，本研究採用邱清安與林博雄所建議之各月平均氣溫之迴歸式（如表 1 所示），將計算所求得之各月平均氣溫加總後取平均值即可得年平均溫度值（年平均溫度之計算如式 1 及圖 1 所示）。

表 1 各月平均氣溫 (T1 ~ T12) 之迴歸式

月平均氣溫	迴歸式	月平均氣溫	迴歸式
T1	57.398 - 0.00461E + 0.00001038X - 0.0000163Y	T7	28.622 - 0.00568E
T2	64.407 - 0.00444E + 0.000008993X - 0.0000186Y	T8	28.288 - 0.00565E
T3	66.225 - 0.00436E + 0.00000571X - 0.0000181Y	T9	32.747 - 0.00535E - 0.00000767X - 0.0000015Y
T4	56.226 - 0.00472E - 0.0000044X - 0.0000122Y	T10	44.389 - 0.00498E - 0.00000567X - 0.00000694Y
T5	46.342 - 0.00511E - 0.00000863X - 0.00000705Y	T11	49.22 - 0.00476E - 0.0000015X - 0.0000103Y
T6	34.397 - 0.00541E - 0.0000047X - 0.00000215Y	T12	52.256 - 0.00469E + 0.000005803X - 0.0000133Y

註：E 為海拔高度。X 與 Y 為 TM 二度分帶座標。

$$Temp = Average \left( \sum_{i=1}^{12} T_i \right) \quad (1)$$



圖 1 網格化年平均溫度

而年平均濕度值 (RH) 係依據中央氣象局所公佈之測站年平均濕度值 (如表 2 所示), 按測站與橋梁之地理座標進行內插而得。全台灣年平均濕度之分佈如圖 2 所示。

表 2 各測站統計之相對濕度值 (單位: %) (節錄)

地名	平均	統計期間
大武	75.6	1971-2000
臺東	75.6	1971-2000
恆春	76.7	1971-2000
臺中	77.1	1971-2000
臺北	77.7	1971-2000
高雄	77.7	1971-2000
梧棲	77.9	1977-2000
新竹	78.3	1992-2000
臺南	78.4	1971-2000
花蓮	78.8	1971-2000

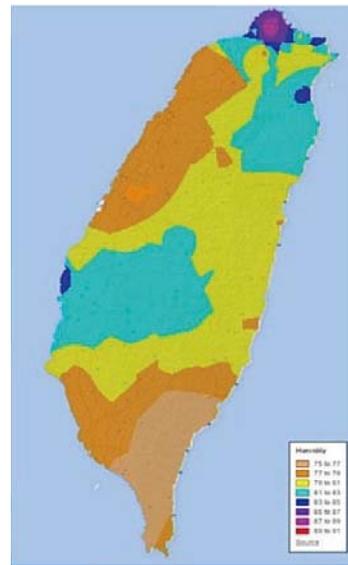


圖 2 網格化年平均濕度

本研究由 2013 年台灣大氣腐蝕劣化因子調查資料年報 (2013) 中擷取各試驗點所量測之飛來鹽量 (mg/dm<sup>2</sup>/day), 按試驗點與橋梁之地理座標進行內差而得。台灣飛來鹽量之分布如圖 3 所示。

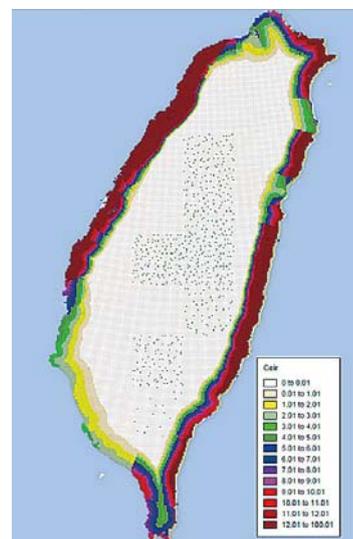


圖 3 網格化飛來鹽之分布圖

## 橋梁鹽害分析模式之建立

混凝土之鹽害深度與混凝土表面氯離子濃度及氯離子擴散係數有關，本研究以 Weyers (1998) 建議之公式計算混凝土鹽害深度：

$$C(x, t) = C_i + (C_s - C_i) \left[ 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{x}{2\sqrt{D_c t}} \right) \right] \quad (2)$$

式中， $C(x, t)$  為時間  $t$  時與混凝土表面距離  $x$  處之氯離子濃度 ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )； $C_i$  為混凝土中氯離子起始濃度 ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )； $C_s$  為混凝土表面氯離子濃度 ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )； $D_c$  為氯離子擴散係數，本研究參考日本土木學會 (2008) 建議之一般混凝土氯離子擴散係數 (如式 3 所示)； $\operatorname{erf}$  為誤差函數。

$$\log D_c = -6.77(w/c)^2 + 10.1(w/c) - 3.14 \quad (3)$$

式中， $D_c$  為氯離子擴散係數， $w/c$  為水灰比。

本研究根據蕭輔沛等人 (2012) 建立適用於台灣地區之本土化公式，由飛來鹽預測公式 (如表 3 所示) 計算橋梁附近之氯鹽量，再計算混凝土表面附著氯鹽量 (如式 4 所示)。

$$C_s = 13.137 \times C_{air}^{0.6394} \quad (4)$$

式中， $C_s$  為混凝土表面附著氯鹽量 ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )， $C_{air}$  為飛來鹽量。

本文亦參考由交通部運研所出版 2013 年台灣大氣腐蝕劣化因子調查資料年報 (2013) 中所測得 60 筆試驗點之氯鹽沉積速率 ( $\text{mg}/\text{m}^2/\text{day}$ )，並依據所在位置進行內插求值及進行飛來鹽量修正。

鹽害混凝土中鋼筋銹蝕之過程依照不同時期，將

有不同的腐蝕速度，蕭輔沛等人 (2012) 將鋼筋銹蝕分為潛伏期、進展期、加速期前期及加速期後期等四大階段 (如圖 4 所示)。

橋梁構件建設完成後至鋼筋開始腐蝕這段期間定義為潛伏期；依照日本 JCI (2004) 及 AIJ (2004) 之定義，當氯離子由混凝土表面擴散至鋼筋表面並超過臨界腐蝕氯離子濃度 (本文在此假設為  $0.6 \text{ kg}/\text{m}^3$ ) 時，鋼筋開始腐蝕，混凝土構件將進入進展期。此時之腐蝕速率依照邱建國 (2012) 之研究成果，可由式 (9) 表示。

當混凝土表面開始產生裂縫至混凝土保護層剝落之期間則定義為加速期前期，依照蕭輔沛等人之建議，此時鋼筋銹蝕速率與進展期相同。而當鋼筋之重量減少率超過混凝土開裂臨界腐蝕重量減少率時，則視為混凝土保護層剝落，此時進入加速期後期，本研究定義混凝土開裂臨界腐蝕重量減少率  $V_{cr} = 3.28\%$ 。本時期外層鋼筋已無混凝土保護，鋼筋銹蝕速率將近似於裸鋼之銹蝕速率，加速期後期鋼筋腐蝕速率如式 (6) 所示 (蕭輔沛、邱建國、涂豐鈞，2012)。

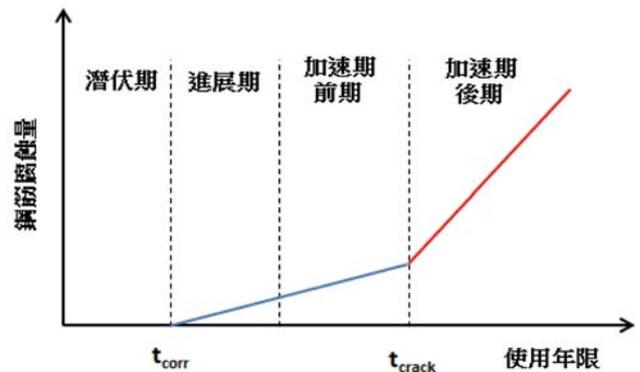


圖 4 鹽害混凝土中鋼筋之銹蝕速率示意圖 (蕭輔沛、邱建國、涂豐鈞，2012)

表 3 飛來鹽預測公式 (蕭輔沛、邱建國、涂豐鈞，2012)

測站	飛來鹽預測公式	測站	飛來鹽預測公式
桃園	$C_{air} = 0.4606 \times u^{-3.9654} \times d^{-1.9076}$	高雄	$C_{air} = 0.0539 \times u^{-2.916} \times d^{-1.0454}$
蘇澳	$C_{air} = 0.0526 \times u^{-4.0179} \times d^{-1.2749}$	核三廠	$C_{air} = 0.1111 \times u^{-2.3821} \times d^{-1.1637}$
台中	$C_{air} = 0.1588 \times u^{-5.5253} \times d^{-0.9235}$	花蓮	$C_{air} = 0.0992 \times u^{-2.5298} \times d^{-1.3061}$
台塑六輕	$C_{air} = 0.3089 \times u^{-3.8131} \times d^{-1.3932}$		

$$V_{corr}(t) = \left(\frac{1}{c}\right)^{0.5} \times (0.578 \times Cl(t) + 0.023(w/c) - 1.52) \quad (5)$$

式中， $V_{corr}(t)$  為平均鋼筋年重量減少率 (%/year)； $Cl$  為鋼筋表面氯鹽量 ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )； $c$  為鋼筋保護層厚度 (mm)； $w/c$  為水灰比。

$$\begin{aligned} V_{crack}(\text{北部}) &= e^{-0.0809T} \times (RH - 0.45)^{0.2288} \times d^{-0.0374} \\ V_{crack}(\text{中部}) &= e^{-0.0513T} \times (RH - 0.45)^{0.938} \times d^{-0.0522} \\ V_{crack}(\text{南部}) &= e^{-0.0169T} \times (RH - 0.45)^{1.765} \times d^{-0.0601} \\ V_{crack}(\text{東部}) &= e^{-0.0934T} \times (RH - 0.45)^{0.28} \times d^{-0.0875} \end{aligned} \quad (6)$$

### 橋梁中性化分析模式之建立

根據王傳輝 (2004)、蘇進國 (2005) 及陳尚德 (2015) 之研究成果，混凝土中性化深度可表示為中性化速度係數  $K$  與時間  $t$  (year) 之關係如下式：

$$D_c = K\sqrt{t} \quad (7)$$

經由非線性迴歸，建立本土化以網格為基準之中性化速度係數預測模型，如下式：

$$\begin{aligned} &K(f'_c, Temp, RH, \alpha, \beta) \\ &= \left( 0.4316 \times \frac{280}{f'_c} + 2.8 \times \frac{Temp}{50} - 12.195 \times RH(1 - RH) \right. \\ &\quad \left. + 0.184 \times \frac{\alpha}{4} + 2.855 \times \frac{\beta}{3} + 2.763 \right) \end{aligned} \quad (8)$$

式中， $f'_c$  為混凝土抗壓強度 ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ )； $Temp$  為年平均溫度 ( $^{\circ}\text{C}$ )； $RH$  為年平均濕度 (%)； $\alpha$  為石化工業區距離之等級； $\beta$  為人口密度之等級。

混凝土中性化過程可區分為潛伏期、進展期、加速期及劣化期等四大階段 (如圖 5 所示)。根據蘇進國 (2005) 先前之研究成果，進展期之鋼筋銹蝕速率預測模式如下：

$$R_{corr}^{prop}(t) = 1.022 \times 10^{-3} \exp^{0.04 \times Temp} \left(\frac{RH - 45}{100}\right)^{\frac{2}{3}} c^{-1.36} t^{1.83} \quad (9)$$

其中， $t$  為橋梁之使用年期 (year)、 $RH$  為年平均濕度 (%)、 $c$  為保護層厚度 (mm)、 $Temp$  為年平均溫度 ( $^{\circ}\text{C}$ )。加速期之銹蝕速率，參照牛荻濤 (2003) 結合電化學原理與實際工程銹蝕速度分析結果，加速期之鋼筋銹蝕速率  $R_{corr}^{acee}(t)$  可取為進展期者之 2.5 倍，即  $R_{corr}^{acee}(t) = 2.5R_{corr}^{prop}(t)$ ；劣化期之速率則假設為與加速期相同， $R_{corr}^{dete}(t) = R_{corr}^{acee}(t)$ 。依據 2.3.1 節所得進展期之鋼筋銹蝕速率  $R_{corr}^{prop}(t)$  與加速期之鋼筋銹蝕速率  $R_{corr}^{acee}(t)$ ，可分別求得進展期與加速期之鋼筋銹蝕深度，如下所示：

$$\delta_{prop}(t) = R_{corr}^{prop}(t) \times (t - t_i) \quad (10)$$

$$\delta_{acee}(t) = \delta_{prop}(t_{cr}) + R_{corr}^{acee}(t) \times (t - t_{cr}) \quad (11)$$

進展期與加速期之分界點，定義為混凝土因鋼筋銹蝕引致體積膨脹造成混凝土保護層發生開裂之時間  $t_{cr}$ 。根據工研院材料銹蝕電流密度評估表以及按 Faraday 定律計算之鋼筋瞬時銹蝕速度，可估算出混凝土保護層開裂時之鋼筋銹蝕速率約為  $R_{corr}^{crack} = 5.805 \times 10^{-3} (\text{mm}/\text{year})$ 。因此，將  $R_{corr}^{prop}(t)$  與  $R_{corr}^{crack}$  聯立求解即可獲致  $t_{cr}$ 。

而根據一般大氣環境鋼筋開始銹蝕的條件，可以得到鋼筋開始銹蝕時間為

$$t_i = \left(\frac{c - D_0}{K_{measured}}\right)^2 \quad (12)$$

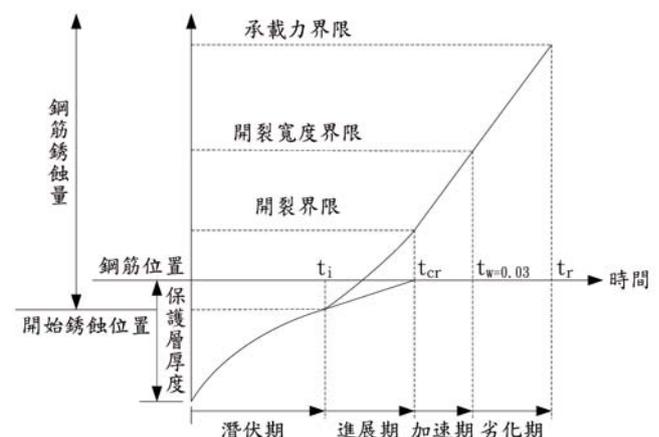


圖 5 混凝土中性化過程示意圖

式中， $D_0$  為中性化殘量 (mm)，可表示如下：

$$D_0 = 5.9063(-RH^2 + 1.5RH - 0.45)(c - 5)(\ln f'_c - 2.3) \quad (13)$$

式中， $RH$  為環境年平均濕度 (%)、 $c$  為混凝土保護層厚度 (mm)、當  $c > 50$  mm 時，取  $c = 50$  mm； $f'_c$  為混凝土抗壓強度 (MPa)。

## 劣化橋梁之強度衰減特性之分析

### 鹽害橋梁強度衰減特性

鋼筋銹蝕不僅造成鋼筋斷面積損失，還會直接影響結構物的力學性能。以混凝土鹽害導致鋼筋發生均勻銹蝕而言，鋼筋失重率與鋼筋的斷面積損失率近乎等同，而且鋼筋極限拉應力的降低量與鋼筋的斷面積損失率大約呈現正比關係。因此，本文採用牛荻濤 (2003) 之建議公式如下：

$$\eta(t) = \left[ 1 - \frac{A_{s, \text{left}}(t)}{A_{s, \text{total}}} \right] \times 100\% \quad (14)$$

$$f_{y, \text{corr}}(t) = [1 - 1.077\eta(t)]f_y, \quad t \geq t_i \quad (15)$$

式中， $f_{y, \text{corr}}(t)$  為銹蝕鋼筋之降伏強度 (MPa 或 kgf/cm<sup>2</sup>)， $f_y$  為鋼筋之初始降伏強度 (MPa 或 kgf/cm<sup>2</sup>)， $\eta(t)$  為銹蝕鋼筋之斷面積損失率 (%)； $A_{s, \text{total}}(t)$  與  $A_{s, \text{left}}(t)$  分別為鋼筋銹蝕前、後之斷面積 (mm<sup>2</sup>)， $t_i$  為鋼筋開始銹蝕之時間 (year)。

### 中性化橋梁強度衰減特性

混凝土中性化後，混凝土有呈現更為緻密的現象，因此有些學者認為混凝土抗壓強度會有增加的趨勢，然有些學者則認為中性化會使混凝土材質變差，抗壓強度恐因而降減。本研究參考王傳輝 (2004) 之研究成果，假設中性化混凝土之抗壓強度與未中性化前相同，不考量其增減效應。而中性化混凝土之有效斷面計算方式如下：

$$\begin{cases} B_e(t) = B - 2 \times D_c(t) & , \quad t \geq t_{cr} \text{ and } D_c(t) \geq c \\ H_e(t) = H - 2 \times D_c(t) & , \quad t \geq t_{cr} \text{ and } D_c(t) \geq c \end{cases} \quad (16)$$

式中， $B_e(t)$  為混凝土斷面有效寬度 (mm)， $H_e(t)$  為混凝土斷面有效深度 (mm)， $B$  與  $H$  分別為混凝土未劣化前之斷面寬度 (mm) 與深度 (mm)， $D_c(t)$  為中性化深度 (mm)， $C$  為混凝土保護層厚度 (mm)。中性化混凝土有效斷面之示意圖如圖 6 所示。

中性化導致之鋼筋銹蝕則採用與鹽害橋梁相同之計算方式。

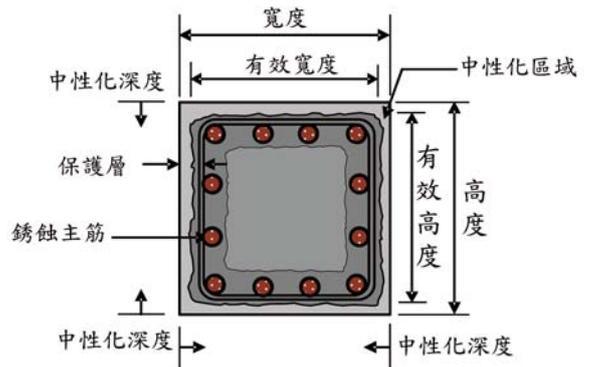


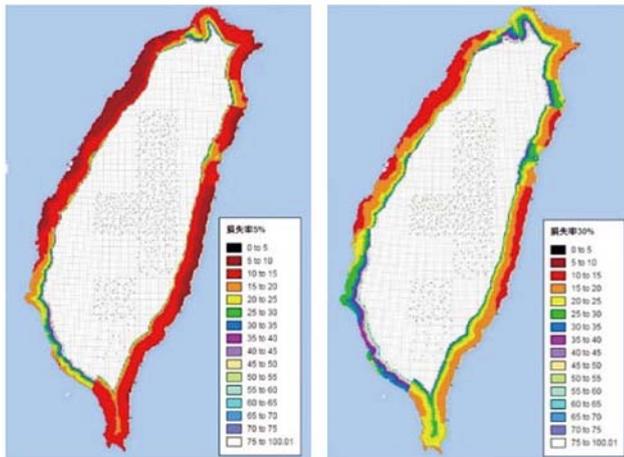
圖 6 中性化混凝土有效斷面

## 台灣混凝土橋梁鋼筋腐蝕危害地圖之建立與應用

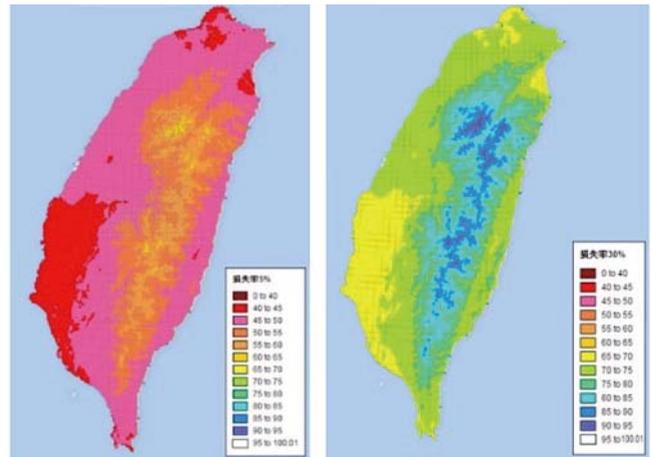
為瞭解台灣各地環境對混凝土橋梁劣化之影響，本研究以前述之劣化橋梁分析模式及網格化台灣地區劣化環境資料為基準，建立台灣地區鋼筋混凝土橋梁鋼筋腐蝕危害度地圖。

由前述之劣化鋼筋混凝土橋梁強度衰減特性可知，橋梁強度之衰減主要係起因於鋼筋混凝土有效斷面積減少。排除化學摻料之影響因素，本研究將針對台灣地區各網格進行一般鋼筋混凝土橋梁鋼筋有效斷面積損失率之分析，求得每一網格達到鋼筋斷面積腐蝕之目標值所需之時間，每一網格之分析結果如圖 7 及圖 8 所示。

鹽害導致之鋼筋腐蝕受到距離遠近而有明顯地影響，透過圖 3 可知新竹及花東一帶飛來鹽量較高，故此可知沿海一帶之鋼筋腐蝕較為嚴重 (如圖 7 所示)。中性化作用則以二氧化碳濃度較高者為嚴重區域，根據本文建立之中性化模式，考量工業區及人口密集區兩者因素，可得知雲林及高雄有石油工業而有較嚴重之中性化現象，北部則以人口密集等因素加速中性化反應 (如圖 8 所示)。



(A)  $\eta = 5\%$  (B)  $\eta = 30\%$   
圖 7 鹽害危害度地圖 (Cover = 5 cm)



(A)  $\eta = 5\%$  (B)  $\eta = 30\%$   
圖 8 中性化危害度地圖 (Cover = 5 cm)

將鋼筋腐蝕危害圖中特定網格之橋梁劣化資訊（鋼筋斷面積損失率、使用年期及保護層厚度）製成橋梁鋼筋腐蝕危害資訊表。透過查圖查表方式，可用於為評估一座使用未知年的橋梁，利用橋梁所在地及當地環境特性，保守預估橋梁現況之鋼筋斷面積損失情形，且根據原使用壽命之設計值以評估該橋再繼續使用多久後即判定為補強維修之時間點。

在設計方面，倘若在某地有橋梁工程興建之必要，依據工程師設計考量之鋼筋斷面積損失率最大容許值及使用年限之設計值，透過查圖瞭解該處之中性化反應及鹽害效應下，找出適合當地之保護層最小厚度容許值。

本研究以一個位於新竹沿海地帶之網格為例，依據當地環境參數建立起不同保護層厚度下，使用年期與鋼筋斷面積損失率之關係圖，並將數據整理繪製成三維圖，如圖 9 所示。由圖 9 中資訊歸納不同使用年期對應不同鋼筋斷面積損失率的條件下，搜尋符合條件之保護層厚度最小容許值，彙整如表 4 所示。透過圖 9 觀察出該地區受到鹽害作用之嚴重性，當曲面切線斜率從 0 開始增加的時間點為鋼筋開始腐蝕時間，而該地區考量不同保護層厚度發生鋼筋開始腐蝕之時間甚早，最早於 5 年以內，最晚至 15 年，可說明此地飽受海鹽侵蝕，若在此地興建工程時，可根據設計者需求考量保護層厚度，假定考量使用設計年為 15 年時，鋼筋斷面積損失率達到 30% 為目標值，則由圖 12 可得知，不考慮特殊防蝕工程條件下，保護層厚度

為 40 mm，並不符合設計者設計需求；而保護層厚度為 100 mm，雖可達到設計目標需求，但設計值過於保守，故 70 mm 為這三者中最佳之選擇。另外，設計者為了更詳細探討保護層厚度之設計值，可依循表 4 中內容，考慮橫軸使用年期為 15 年且縱軸鋼筋斷面積損失率為 30%，得到 70 mm 的數值，意義為當結構體在 15 年的鋼筋損失率達到 30% 之保護層厚度最小容許值。表格中有無內容之空格之說明，當混凝土抗壓強度為 350 kgf/cm<sup>2</sup> 時，搜尋不到保護層（當保護層厚度為 30 mm ~ 100 mm）在使用 30 年之久而鋼筋斷面積損失率為 0%，此時使用者可能需要尋求品質更好的混凝土或是將水灰比之設計值降低。

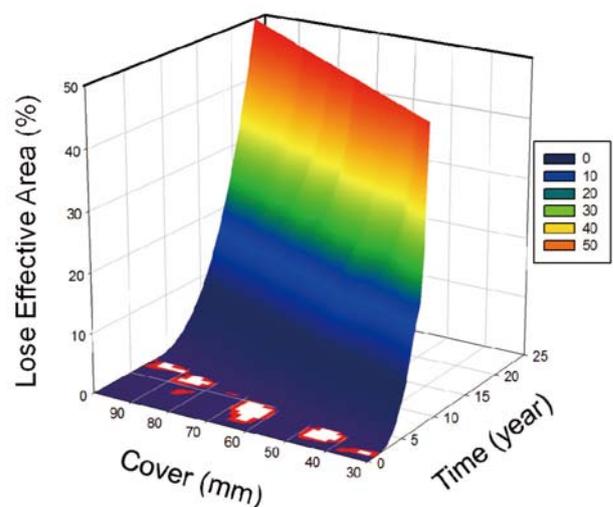


圖 9 不同保護層厚度、使用年期與鋼筋斷面積損失率之關係圖 (沿海地區)

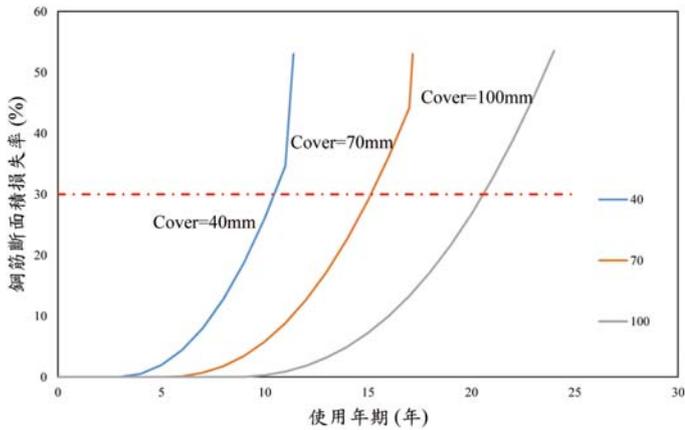


圖 10 不同保護層厚度、使用年期與鋼筋斷面積損失率之關係圖（沿海地區）

表 4 使用年期與鋼筋損失率得該區保護層厚度最小容許設計值（單位：mm，考慮區域：沿海地區）

使用目標 年期 (yr)	保護層厚度 最小容許值 (mm)					
	0	5	10	15	20	25
鋼筋斷面積 容許損失率 (%)						
0	30	40	80			
10		30	60	80		
20		30	50	70	100	
30		30	40	60	90	
40		30	40	60	80	100
50		30	30	60	70	100

### 結論

為瞭解台灣劣化混凝土橋梁鋼筋腐蝕趨勢，本文基於中性化機理、鹽害機理及部分學者建立之經驗預測公式建置以網格為基準之橋梁劣化模式，並透過鋼筋腐蝕程度時變性的簡易評估，將劣化橋梁之強度衰減特性以危害地圖進行視覺化之呈現，所獲的結論如下：

1. 以網格為基準之中性化深度預估模式進行預測不同區域之中性化深度；其中，考慮二氧化碳之相關因子，著重於石化工業區及人口密集區為中性化效應帶來的影響。另外，配合網格為基準之橋梁鹽害預測模型，並修正各地飛來鹽量之預測更能使預測結果符合現況。

2. 依據不同劣化模式，計算鋼筋斷面積損失率，以鋼筋腐蝕為危害地圖之資訊，將鋼筋斷面積損失之結果以視覺化呈現，能直覺地瞭解危害之災損範圍及發展趨勢。
3. 透過不同劣化模式的危害地圖可明確瞭解特定地區的危害災損程度較高。為了明確考慮該處之危害損失資訊，將危害地圖進行單一網格詳細的劣化資訊評估，以便探討設計需求或是評估預測橋梁劣化之發展。

### 參考文獻

1. 邱清安、林博雄，「由測站資料推估台灣之氣溫與降水之空間分布」，大氣科學，第 32 卷，第 4 期，2004，第 329-350 頁。
2. 中央氣象局，「臺灣年平均濕度」，地面氣象觀測網站，2010，[http://www.cwb.gov.tw/V7/eservice/docs/overview/observation/metro/sfc\\_obs.htm#濕度](http://www.cwb.gov.tw/V7/eservice/docs/overview/observation/metro/sfc_obs.htm#濕度)。
3. 邱永芳、羅建明、陳桂清、柯正龍、謝明志，「2013 年臺灣大氣腐蝕劣化因子調查資料年報」，交通部運輸研究所，104 年 6 月。
4. 日本土木學會 (JSCE)，コンクリート構造物の信頼性設計法に關する研究小委員會 (336 委員會) 成果報告書，第三篇耐久性信頼評價，2008。
5. 蕭輔沛、邱建國、涂豐鈞，「考慮劣化與震損影響之 RC 校舍耐震能力評估研究」，國家地震工程研究中心，2012 年 12 月。
6. 莊育泰，「劣化 RC 牆生命週期耐震能力研究」，碩士學位論文，邱建國教授指導，國立臺灣科技大學，臺北，臺灣，2012。
7. 王傳輝，「台灣地區鋼筋混凝土橋中性化效應之耐久性評估」，碩士學位論文，宋裕祺教授指導，國立台北科技大學，臺北，臺灣，2005 年 1 月。
8. 蘇進國，「模糊遺傳算法在橋梁耐震性能設計之應用與耐震維修補強生命週期成本最小化之研究」，博士學位論文，宋裕祺教授指導，國立台北科技大學，臺北，臺灣，2008 年 6 月。
9. 陳尚德，「鋼筋混凝土橋梁鋼筋腐蝕危害地圖建立與應用」，碩士學位論文，宋裕祺教授指導，國立台北科技大學，臺北，臺灣，2015 年 7 月。
10. 牛荻濤，「混凝土結構耐久性與壽命預測」，科學出版社，2003。
11. Sung, Y.C., Su, C.K., "Time-dependent Seismic Fragility Curves on Optimal Retrofitting of Neutralized Reinforced Concrete Bridges", Structure and Infrastructure Engineering, Vol.7, No.10, October 2011, p.p. 797-805.
12. Sung, Y. C., Su, C. K., "Seismic Evaluation of Existing Bridges: Theory And Application", International Training Program for Seismic Design of Structures, National Center For Research on Earthquake Engineering, October 26, 2005, Taipei, Taiwan.
13. 陳威成，「由生命週期成本分析探討鋼筋混凝土消防廳舍耐震設計及補強基準」，博士論文，蔡益超教授指導，國立台灣大學土木工程系，台北，2012。
14. 邱永芳、羅建明、陳桂清、柯正龍、謝明志，「2013 年臺灣大氣腐蝕劣化因子調查資料年報」，交通部運輸研究所，台北，2013。



# 近景攝影技術之應用開發

## — 以道路邊坡穩定監測為例

邱永芳／交通部運輸研究所港灣技術研究中心主任

李良輝／國立高雄應用科技大學土木工程系副教授

胡啟文／交通部運輸研究所港灣技術研究中心副研究員

張庭榮／國立高雄應用科技大學土木工程系研究生

### 開發背景

臺灣位於歐亞板塊和菲律賓海板塊的聚合邊界，為造山運動活躍的活動構造區，地處多山且地質年輕破碎，加上東北季風與西南氣流及夏季颱風影響，行經山區之公路，常因瞬間豪大雨過後引發邊坡崩塌，造成道路坍方或路基流失，交通因此阻斷甚至造成人車傷損。隨著地球氣候急遽變化，集中降雨愈趨明顯，造成山坡地發生滑動及土石流破壞之道路通行安全更重要的威脅。

為因應 98 年莫拉克風災，交通部於 101 年頒佈「公路養護規範」，供各級公路養護管理機關依據該規範考量其特殊需求去訂定養護制度與養護手冊，並依手冊規範進行定期檢測及特別檢測作業，檢測並記錄邊坡滑動之跡象，研判擋土結構物是否結構功能降低或尚失，以利及早發現問題並進行養護維修整建去防止災害產生。而經由現場工程師目視之檢測紀錄來判定邊坡現況，常因目視檢測紀錄數據之量化受限於人為主觀因素及本職學能而無法完全真實記錄邊坡各種破壞表徵，且常造成不同檢測人員因量化標準不一，而有不同結果之判定，無法完整描述邊坡目前之狀態。

實務上常運用於邊坡監測上之量測設備為地表地滑計、位移計、水壓計、土中水位計、土中傾斜儀、地錨荷重計、土中沈陷計、伸縮儀、土壓計…等，藉由量測邊坡地表及土壤移動變化之紀錄來得知邊坡穩定狀況。近年來，隨著科技發展，開始將衛星定位系統技術（Global Positioning System, GPS）、合成孔徑

雷達干涉技術（Interferometry Synthetic Aperture Radar, InSAR）、時間域反射技術（Time Domain Reflectometry, TDR）、布裏淵散射光時域反射技術（Brillouin Optical Time Domain Reflectometry, BOTDR）及三維雷射掃描技術（Light Detection And Ranging, LiDAR）運用於邊坡滑動監測上，實可得不錯的監測成果，惟各監測方法皆有其限制及適用條件，公路養護管理機關必須依於有限的預算及被監測區域範圍之條件下去選擇使用之。相較於前述幾種監測技術，本研究發展之近景攝影測量技術應用在邊坡穩定之監測上具有成本較低、機動性高及精度高之特點，可被廣泛地使用在災害潛勢區域之經常性調查及災後即時影像之蒐集，作為風險評估、災害預防及災後重建參考依據之用。本研究利用近景攝影測量技術之特性，開發一般非量測型之普通數位相機（圖元 1000 萬畫素以上），採用多視點攝影的方式對被監測區域進行攝影，使用攝影測量軟體獲取被監測區域的三維表面點雲（為大量空間點資料的集合，其每點均含有三維座標點資料，可精準保存目標物不規則表面變化的實際尺寸與影像空間資訊）模型，透過自動匹配兩期影像控制點，將監測區域後期的相對三維數值模型轉換到前期的絕對三維數值模型中，然後分別生成數值高程模型（Digital Elevation Mode, DEM），並對兩期 DEM 模型進行疊加比對，計算坡體滑動的絕對位移量和局部變化區域的位置以及面積大小，從而實現後期監測過程中無需量測控制點就可以完成坡體監測，瞭解坡體滑動完整之歷史變遷資訊。

## 多視立體視覺近景測量技術

近年來，多視立體視覺中三維重建技術，以從運動恢復結構 (Structure from Motion, SfM) 演算法重建場景，起初 SfM 是以攝影測量衍生出來之方法，透過記錄相機行進路線，並求得相機姿態參數，接著運用三角測量進一步重建三維場景。隨著時代改變，SfM 演算法場景重建流程，以重建相機的位置與場景為三維重建之關鍵。以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 (Epipolar Geometry) [1] 關係進行場景重建，求取相機相對應位置，並探討其與基礎矩陣 (Fundamental Matrix) [2,3] 之關係，以及基礎矩陣之解算方法，進而求得場景空間之具體座標進行三維重建。

### 多視立體視覺演算法理論之簡述

所謂核線幾何是指三維空間中的物體，與二維平面影像間相互轉換之空間幾何對應關係，如圖 1 所示， $C$  和  $C'$  是拍攝兩張影像分別的攝影機曝光中心 (Principal Point)，形成的左、右影像平面分別為  $R$  和  $R'$ 。點  $M$  為場景空間的任一點，稱之為共軛點 (Conjugate Point)，點  $M$  在左、右影像平面上分別為  $m$  與  $m'$ ，亦為場景空間點  $M$  在影像中的投影，點  $M$  與相機的像主點  $C, C'$  三點所確定的平面為  $\pi$ ，平面  $\pi$  與影像平面  $R, R'$  的交線分別為  $L$  及  $L'$ ， $m$  與  $m'$  必定是在相關聯的核線上，此為核線幾何之約束條件，亦是 SfM 演算法的基本原理，以下為核線幾何之相關元素：

- (1) 基線 (Base Line)：為連接  $C$  和  $C'$  兩相機之像主點之間的直線。
- (2) 核點 (Epipolar Point)： $e$  和  $e'$  為基線在影像平面上的交點。

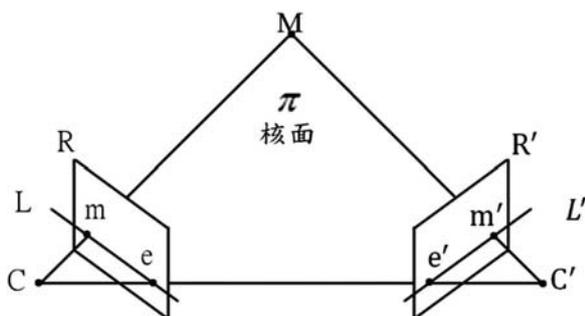


圖 1 場景空間與影像之核線幾何關係圖

- (3) 核面 (Epipolar Plane)：為場景空間點  $M$  與兩曝光中心所組成。
- (4) 核線 (Epipolar Line)：為核面與影像平面的交線。

假設拍攝影像  $R$  及  $R'$  之相機內方位參數分別為  $k_1$  及  $K_2$ ， $M$  到像點  $m$  及  $m'$  的變換矩陣 (投影矩陣) 為  $P_1$  及  $P_2$ ，則場景空間點  $M$  與像點  $m$  及  $m'$  之關係式為

$$m = P_1 M \quad (1)$$

$$m' = P_2 M \quad (2)$$

投影矩陣與相機內外方位參數之關係式為

$$P_1 = k_1 [I | 0] \quad (3)$$

$$P_2 = k_2 [R | t] \quad (4)$$

其中  $R, t$  為相機外方位參數分別為旋轉矩陣及平移向量。

利用場景空間與影像之核線幾何關係，可導出像點  $m$  和  $m'$  之關係為

$$m'^T F m = 0 \quad (5)$$

其中矩陣  $F$  被稱為基礎矩陣，基礎矩陣表示了兩影像間之轉換關係。而假設兩影像所對應的內部參數矩陣分別為  $K$  和  $K'$ ，則它們之間的本質矩陣  $E$  (Essential Matrix) 可定義為：

$$E = K'^T F K \quad (6)$$

目前拍攝影像以數位相機為主流，可由影像之可交換圖檔格式 Exif (Exchangeable image file format) 資訊內容取得圖像解析度、焦距、感測器尺寸等參數資訊，進而求得相機之內方位參數  $K_1$  及  $K_2$ ，因此相機之內方位參數可視為已知之條件。

推求基礎矩陣的方法有很多種，最常被使用的有八點法、七點法、RANSAC (RANDOM SAMPLE CONSENSUS)、LMeds (Least Median squares) 等方法，較為簡單且最廣為使用的為八點演算法，基本上只需要 8 組共軛點位就可以計算出基礎矩陣  $F$ ，由已知之內方位參數  $K$ ，再求得本質矩陣  $E$ ，再藉由分解本質矩陣  $E$  即可得到旋轉矩陣  $R$  及平移向量  $t$ ，再得到投影矩陣

$P_1$  及  $P_2$ ，最後可計算出每一個匹配點所相對應之場景空間點  $M$  之具體坐標。

依據上述多視立體視覺演算法得知，利用多視立體視覺之優點在於利用大量多餘觀測之概念，利用線性求解核線幾何，再推攝像站外方位參數，而相機率定步驟為攝影測量中最高關鍵之問題之一，現今演算法可透過自率定方式，利用現地影像進行相機率定，該方式將可大大提高拍攝焦距選擇之便利性，並可降低相機率定之門檻，讓相機率定變成一件輕鬆容易的事情。利用多視立體影像中稠密點雲之匹配方式，可大量獲取 DEM 資料，因此多視立體視覺近景測量方式可針對單點進行監控，亦可進行面的前後期資料比對監測，本研究將針對多視立體視覺演算法運用於邊坡滑動監測上之計算精度與使用可行性做進一步探討。

### 拍攝距離與測量精度

本研究首先採用單一相機進行拍攝，利用相機對邊坡進行多張影像序列拍攝，而監測精度取決於像素大小 (Pixel Size)，以目前相關實驗報告均證明，利用多視立體影像測量精度可到達次像素 (Sub-Pixel) 等級，意旨如果測量精度須滿足 1cm，那拍攝之像素大小將不可大於 1cm，以此將可以滿足測量之精度。

如圖 2 所示，由於每一像素之寬度與焦距長，相對於地面解析度 (Ground Sample Distance, GSD) 與拍攝距離為相似三角形，其幾何關係可表示為式 (7)，可按每次巡檢或監測工作所需之精度需求，並配合拍攝相機焦距、感光元件規格及解析度，帶入式 (7) 關係式，可決定每次工作所需最大拍攝距離。

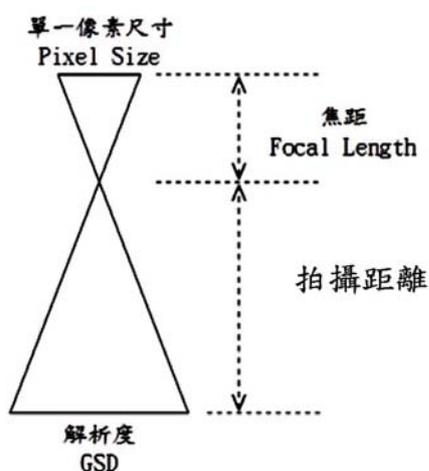


圖 2 相機感光元件與地面解析度之幾何關係

$$\frac{\text{Pixel Size}}{\text{Focal Length}} = \frac{\text{GSD}}{\text{拍攝距離}} \quad (7)$$

### 編碼標設計方案

編碼標可使近景攝影測量中進行自動量測，於控制點部分將可自動量測並進行約制，檢核部分將可透過自動化量測功能，與前期資料進行比對以完成全自動量測之用途，因此如何選用適合用於邊坡量測之編碼標須考慮的因素如下：

#### ● 相似性

編碼標主要為攝影測量中自動識別的唯一手段，因此編碼標設計的成功於否決定了自動識別及量測成果之關鍵，相機的攝像原理為仿射投影之成像幾何，且攝影測量是以立體視覺原理為基礎之量測方式，如圖 3 所示，這樣的圖形是無法用來表示不同的編碼，因為經過轉換後相似性太高，因此編碼標必須需要滿足平移、縮放、旋轉、仿射之特性，方能適用於邊坡發生滑動後，檢測之編碼標產生位移、旋轉或因道路阻斷致使需從另一方向進行拍攝... 等攝像幾何情況改變時，均可在任何方向均輕易辨識標碼標位置。

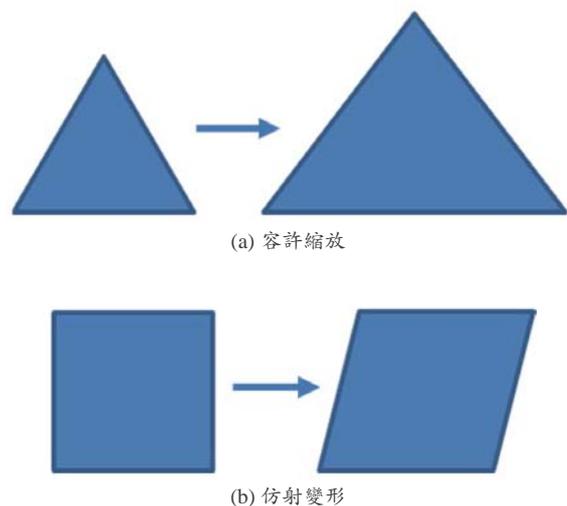


圖 3 編碼標需滿足之特性

#### ● 編碼總數量足夠

物體於三維場景重建過程中會產生平移、縮放及旋轉之問題，而三維的座標轉換包含了 1 個尺度參數、3 個平移參數及 3 個旋轉參數共 7 個轉換參數，如式 (8) 及圖 4 所示，必須透過座標系統的轉換才可使兩期 DEM 資料精確的比對。而為解得此 7 個轉換參數，至

少需要 3 個已知控制點，若設置多於 3 個已知控制點時，即可利用最小二乘法求得 7 個轉換參數的最或是值，因此在編碼標數量之選用上，必須設置至少 3 個以上做為已知控制點，才可確保使兩期 DEM 於一致的座標系統上進行比對，另於公路邊坡之敏感位置（如：坡頂、坡角、路面、錨碇座 … 等）可以增設編碼標做為監控使用，而數量上則可依實際需求進行設置。

$$\begin{bmatrix} X_2 \\ Y_2 \\ Z_2 \end{bmatrix} = (1+m) \begin{bmatrix} X_1 \\ Y_1 \\ Z_1 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 & \varepsilon_Z & -\varepsilon_Y \\ -\varepsilon_Z & 0 & \varepsilon_X \\ \varepsilon_Y & -\varepsilon_X & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X_1 \\ Y_1 \\ Z_1 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \Delta X_0 \\ \Delta Y_0 \\ \Delta Z_0 \end{bmatrix} \quad (8)$$

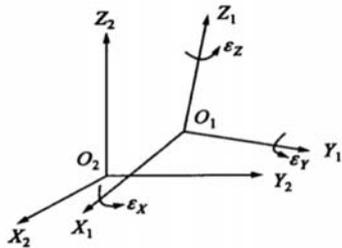


圖 4 兩期不同三維座標系統間之轉換模型（布爾莎 — 沃爾夫 (Bursa-wolf) 模型）

● 特徵簡單，易於識別

為了減少圖形處理的複雜度，提高辨識準確率和降低處理時間，編碼圖案應盡量做到特徵簡單，最好是由適合用圖像處理進行識別的基本幾何元素構成，因此圓形為最簡單的幾何圖形。

● 尺度適當

編碼標的尺寸過小，成像面積小，不利於資訊的識別；尺寸過大則無法貼附於量測平面上，會產生扭曲等問題。

本研究模擬拍攝距離可被辨識如下圖 5 所示，對編碼標進行不同距離拍攝，再推估編碼標形狀大小佔多少像素可被辨識出來，實驗結果如表 1 所示，證明編碼標直徑至少需大於 34 像素，在影像中才能被自動量測出來。

根據拍攝距離與量測精度關係式（式(7)），可計算出拍攝距離之地面解析度大小，再由地面解析度與編碼標不得小於 34 pixel 之原則計算出編碼標最小需要之尺寸，例如拍攝距離 10 公尺，GSD 為 0.319cm，則編碼標直徑最少要大於 10.8cm (0.319cm × 34 = 10.8cm)，依此類推計算所設置之編碼標大小。

● 易於從背景中分離

邊坡之顏色多為植被、土壤及岩石所組成，以綠、紅及灰色系為主，因此利用黑白色系相間之標誌進行目標物識別，方能順利與背景影像中進行分離，並偵測編碼標黑色與白色各佔百分比作為判識依據。

綜上所述，Schneider 編碼標（如圖 6）具有適合邊坡量測及上述各點之特性，本研究將採此編碼標進行道路邊坡穩定監測可行性及相關精度之探討。

表 1 編碼標自動識別比較表

辨識標大小 (像素)	93	78	55	34	26	18
是否被辨識	是	是	是	是	否	否



圖 5 編碼標大小與自動量測編碼標比例實驗

## 實驗規劃與成果分析

本研究實驗場地選擇高雄市鼓山區壽山，該區域為壽山動物園、忠烈祠等高雄市重要地標必經之路，道路旁山坡均有施作地錨護坡，本實驗道路邊坡實驗均在此執行實驗及相關控制檢核點實測作業。實驗區長度約為100公尺，邊坡高度約7公尺，實驗區如圖7所示，實驗區現場如圖8所示，使用一般消費型數位相機 Sony A55 及搭配單眼鏡頭 Sony DT16-50mm F2.8。

本研究針對多視立體影像三維重建後之精度、自動量測可行性及兩期 DEM (面狀) 比較分析，規劃 (1) 以移動及固定拍攝方式探討多視立體視覺近景測量技術之精度，控制點部分採用全站儀進行三次元三角測量，以驗證精度及穩定度，(2) 為探討自動量測之方法，利用佈設編碼標，使得在近景測量過程中，需要人工點選控制點或檢核點之步驟可以自動執行，以探討全自動監測之可行性，(3) 利用編碼標進行監測點相關模擬實驗進行兩期 DEM 比較，以分析整體邊坡活動，共 3 組實驗進行分析探討。

### 多視立體影像拍攝方式

本研究提出兩種拍攝方式：

方式 1：為採用單一相機，進行影像序列式拍攝，該方式透過移動相機位置進行拍攝來模擬公路管養單位於一般邊坡 (非高潛勢滑動邊坡) 巡查之工作模式，手持相機或架設於移動車輛邊移動

邊拍攝，如圖 9 所示。

方式 2：透過多台固定相機同時對監測區進行拍攝，來模擬公路管養單位對於高潛勢滑動邊坡連續監測之工作模式，配合後端影像處理及資料傳輸、比對及分析，達到連續監測之目的，如圖 10 所示。

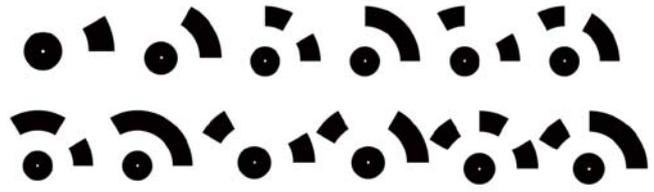


圖 6 Schneider 編碼標 (節錄)



圖 7 實驗區鳥瞰圖

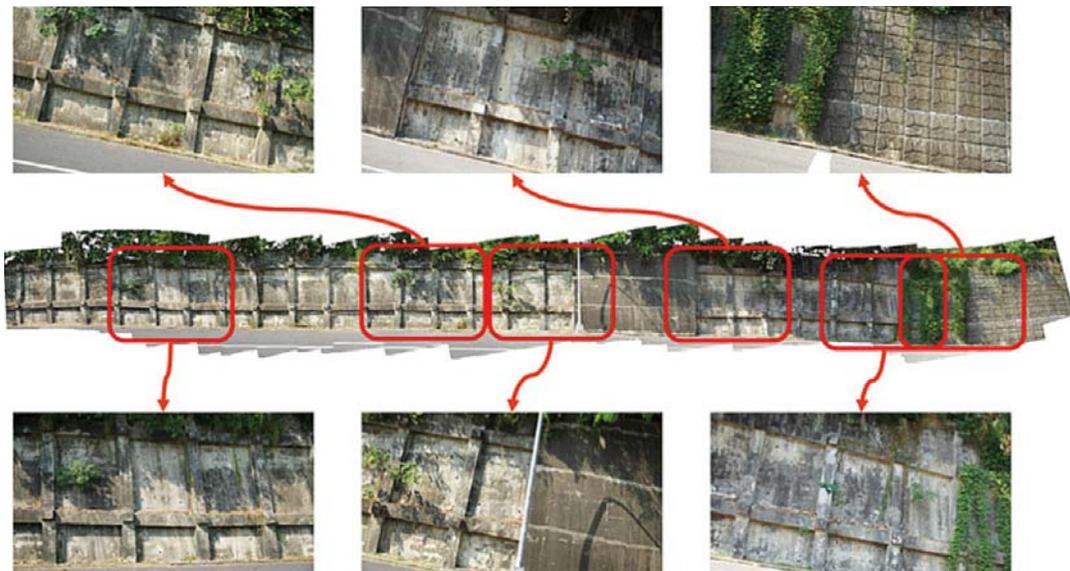


圖 8 實驗區現場照片

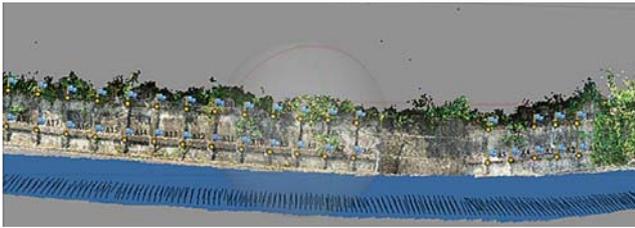


圖 9 拍攝方式示意圖 (影像序列拍攝方式)

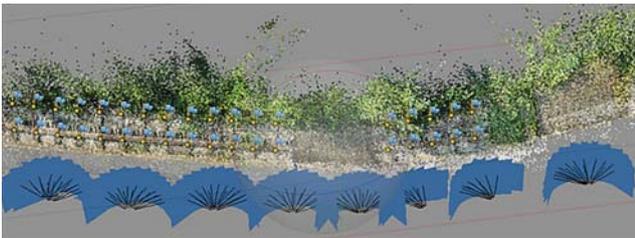


圖 10 拍攝方式示意圖 (多機旋轉拍攝)

### 控制測量

控制點實測部分採用全測站經緯儀實測，使用假定坐標系統，對地錨區進行現地實測，本次實驗規劃地錨特徵點及自動量測標兩個部分。

地錨特徵點，主要針對地錨明顯之區域（如：錨碇塊之角隅點）進行測量，於本實驗中，可用於驗證攝影測量精度及自動量測精度使用。自動量測標部分則假設

佈設自動量測位置為邊坡不易滑動區域，用來將模型座標進行控制使用，再透過佈設在邊坡上自動量測標檢核點進行比較，用此進行邊坡自動量測用途使用。實測分佈如圖 11 所示，地錨特徵點位於每個地錨之右下角，自動量測標則位於邊坡最下方，接近地表之處。

特徵點實測共計 36 點，控制點為黃色點位，紅色點位為檢核點，使用控制點及檢核點編號為 A 開頭及 B 開頭點位編號，控制點及檢核點採用地錨右下角特徵（自然點位）做為量測點位。自動控制標控制實測共計 10 點以 T 開頭，如表 2 所示。

### 相機率定

相機率定方式，以移動相機之拍攝方式為採用現場自率定，可於拍攝影像序列時一併進行相機率定，於固定焦距下，對一距離目標進行至少 80% 以上覆蓋率進行拍攝，利用大量重疊的方式進行相機率定參數求解。由於以多台固定相機同時拍攝之方式在攝影幾何上非常弱，因此若旋轉攝影的方式順便執行相機率定功能，會使得求解參數有所偏差，因此必須先利用移動相機之拍攝方式，事先對單一目標先進行相機率定，再將此相機率定參數重新帶回計算。

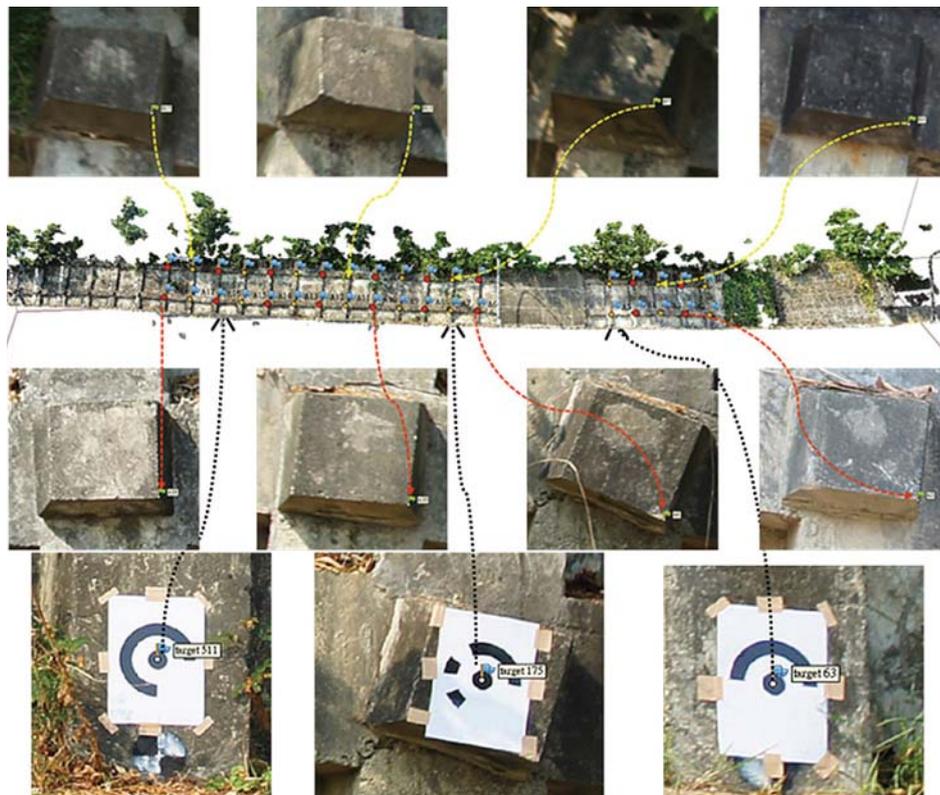


圖 11 實測控制點分佈 (放大點位節錄)

### 以移動及固定拍攝方式探討多視立體視覺近景測量技術之精度

#### ● 以移動相機拍攝方式之精度探討

以沿道路邊坡護坡地錨進行移動拍攝(圖9)，使用拍攝焦距為35mm定焦鏡，拍攝距離約14.5公尺，控制點部分實驗結果如表3所示，檢核點實驗結果如表4所示。控制點及檢核點均方根誤差(Root-Mean-Square Error, RMSE)如表5所示，本實驗組平均像素大小為3.88公分，計算以像素之均方根(Root Mean Square, RMS)為0.40像素。

#### ● 以多台固定相機同時拍攝方式之精度探討

本實驗為模擬利用多部固定攝影站以旋轉攝影方式，進行長期連續性的邊坡監測作業(圖10)，使用拍攝焦距為35公厘定焦鏡，拍攝距離約14.5公尺，控制點部分實驗結果如表6所示，檢核點實驗結果如表7所示。控制點及檢核點RMSE如表8所示，本實驗組平均像素大小為1.00公分，計算以像素之RMS為0.39像素。

#### ● 移動及固定拍攝方式之精度成果分析

由以上實驗數據證明，多視立體視覺用於近景攝影測量，精度驗證部分，控制點及檢核點精度均可小於0.5像素，證明多視立體視覺近景測量技術之穩定度非常好，精度穩定，對於監測使用上絕對能夠扮演此任務。

而此方法之測量精度以像素而言可達到0.5像素以內，因此只要確定拍攝影像之平均像素大小，將可以決定測量精度，例如拍攝之影像像素大小為1公分，測量精度將可小於0.5公厘；拍攝之影像像素大小為2公分，測量精度將可小於1公分，依此類推。

### 佈設編碼標做為自動量測之探討

由前述以移動及固定拍攝方式探討多視立體視覺近景測量技術之精度結果分析

表2 控制點、檢核點及自動編碼標實測資料

控制點				檢核點				自動編碼標			
點號	N坐標	E坐標	H高程	點號	N坐標	E坐標	H高程	點號	N坐標	E坐標	H高程
A1	51.166	13.639	-1.043	B1	51.263	12.712	1.851	T31	50.948	13.749	-2.077
A2	48.55	13.795	-0.778	B2	48.738	12.883	2.126	T63	45.954	13.895	-1.7
A3	46.126	13.812	-0.549	B3	46.293	13.064	2.31	T249	40.928	13.554	-1.263
A4	43.587	13.765	-0.37	B4	43.737	13.12	2.61	T255	28.81	10.797	-0.175
A5	41.149	13.622	-0.307	B5	41.354	13.098	2.7	T231	24.08	9.251	0.364
A6	28.978	10.913	0.837	B6	29.529	10.234	3.886	T455	19.358	7.746	0.916
A7	26.621	10.126	1.064	B7	27.177	9.385	4.096	T501	14.769	6.185	1.492
A8	24.328	9.305	1.336	B8	24.882	8.606	4.293	T511	10.009	4.487	1.933
A9	22.041	8.561	1.573	B9	22.625	7.851	4.557	T975	5.381	2.727	2.5
A10	19.688	7.825	1.868	B10	20.269	7.126	4.81	T1455	0.714	0.993	3.116
A11	17.286	7.047	2.186	B11	17.836	6.308	5.1				
A12	14.902	6.218	2.454	B12	15.502	5.573	5.384				
A13	12.626	5.386	2.678	B13	13.115	4.732	5.67				
A14	10.243	4.551	2.875	B14	10.816	3.853	5.921				
A15	7.944	3.687	3.133	B15	8.415	2.992	6.149				
A16	5.625	2.788	3.429	B16	6.062	2.145	6.435				
A17	3.279	1.88	3.798	B17	3.725	1.249	6.82				
A18	0.907	1.014	4.165	B18	1.406	0.333	7.148				

表3 移動拍攝下全站儀實測與近景測量誤差分析表(控制點)

Label	X/East	Y/North	Z	Error	X error	Y error	Z error	Xest	Yest	Zest
	實測資料(m)			誤差分析(m)			近景量測(m)			
A1	13.639	51.166	-1.043	0.0372	0.0277	0.0248	0.0017	13.6113	51.1412	-1.0447
A3	13.812	46.126	-0.549	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	13.8120	46.1260	-0.5490
A5	13.622	41.149	-0.307	0.0055	0.0047	0.0001	0.0028	13.6267	41.1491	-0.3042
A7	10.126	26.621	1.064	0.0316	0.0066	0.0285	0.0121	10.1326	26.6495	1.0761
A9	8.561	22.041	1.573	0.0235	0.0060	0.0213	0.0081	8.5670	22.0623	1.5811
A11	7.047	17.286	2.186	0.0155	0.0033	0.0129	0.0078	7.0503	17.2989	2.1938
A13	5.386	12.626	2.678	0.0045	0.0023	0.0039	0.0001	5.3837	12.6299	2.6779
A15	3.687	7.944	3.133	0.0168	0.0130	0.0087	0.0064	3.6740	7.9353	3.1266
A17	1.88	3.279	3.798	0.0383	0.0270	0.0193	0.0192	1.8530	3.2597	3.7788
B1	12.712	51.263	1.851	0.0299	0.0105	0.0244	0.0138	12.7015	51.2386	1.8372
B3	13.064	46.293	2.31	0.0136	0.0022	0.0056	0.0122	13.0618	46.2874	2.2978
B5	13.098	41.354	2.7	0.0158	0.0147	0.0043	0.0040	13.1127	41.3583	2.6960
B7	9.385	27.177	4.096	0.0360	0.0215	0.0253	0.0140	9.4065	27.2023	4.1100
B9	7.851	22.625	4.557	0.0305	0.0180	0.0205	0.0137	7.8690	22.6455	4.5707
B11	6.308	17.836	5.1	0.0213	0.0190	0.0059	0.0078	6.3270	17.8419	5.1078
B13	4.732	13.115	5.67	0.0130	0.0108	0.0047	0.0054	4.7428	13.1103	5.6754
B15	2.992	8.415	6.149	0.0172	0.0157	0.0063	0.0031	2.9763	8.4087	6.1459
B17	1.249	3.725	6.82	0.0316	0.0063	0.0288	0.0113	1.2427	3.6962	6.8087

表4 移動拍攝下全站儀實測與近景測量誤差分析表(檢核點)

Label	X/East	Y/North	Z	Error	X error	Y error	Z error	Xest	Yest	Zest
	實測資料(m)			誤差分析(m)			近景量測(m)			
A2	13.795	48.55	-0.778	0.0266	0.0243	0.0106	0.0024	13.7707	48.5394	-0.7804
A4	13.765	43.587	-0.37	0.0136	0.0133	0.0030	0.0002	13.7517	43.5840	-0.3698
A6	10.913	28.978	0.837	0.0286	0.0096	0.0256	0.0085	10.9226	29.0036	0.8455
A8	9.305	24.328	1.336	0.0265	0.0055	0.0250	0.0070	9.3105	24.3530	1.3430
A10	7.825	19.688	1.868	0.0165	0.0049	0.0147	0.0057	7.8299	19.7027	1.8737
A12	6.218	14.902	2.454	0.0086	0.0074	0.0033	0.0030	6.2254	14.9053	2.4570
A14	4.551	10.243	2.875	0.0096	0.0071	0.0019	0.0062	4.5439	10.2411	2.8688
A16	2.788	5.625	3.429	0.0283	0.0210	0.0112	0.0154	2.7670	5.6138	3.4136
A18	1.014	0.907	4.165	0.0487	0.0341	0.0207	0.0280	0.9799	0.8863	4.1370
B2	12.883	48.738	2.126	0.0255	0.0090	0.0234	0.0046	12.8920	48.7146	2.1306
B4	13.12	43.737	2.61	0.0000	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
B6	10.234	29.529	3.886	0.0375	0.0313	0.0197	0.0065	10.2653	29.5487	3.8925
B8	8.606	24.882	4.293	0.0318	0.0158	0.0243	0.0132	8.6218	24.9063	4.3062
B10	7.126	20.269	4.81	0.0229	0.0095	0.0186	0.0095	7.1355	20.2876	4.8195
B12	5.573	15.502	5.384	0.0094	0.0016	0.0076	0.0054	5.5714	15.5096	5.3894
B14	3.853	10.816	5.921	0.0055	0.0008	0.0048	0.0025	3.8538	10.8112	5.9235
B16	2.145	6.062	6.435	0.0285	0.0243	0.0147	0.0025	2.1207	6.0473	6.4325
B18	0.333	1.406	7.148	0.0443	0.0259	0.0339	0.0119	0.3071	1.3721	7.1361

註：N/A 為近景攝影遮蔽問題

表 5 移動拍攝下控制點及檢核點 RMSE

控制點(m)				檢核點(m)			
Max DX	Max DY	Max DZ	Max Total	Max DX	Max DY	Max DZ	Max Total
0.028	0.029	0.019	0.038	0.021	0.034	0.028	0.049
Min DX	Min DY	Min DZ	Min Total	Min DX	Min DY	Min DZ	Min Total
0	0	0	0	8.00E-04	0.002	3.00E-04	0
EVxVx	EVyVy	EVzVz	EVV	EVxVx	EVyVy	EVzVz	EVV
0.004	0.005	0.002	0.01	0.005	0.006	0.002	0.013
RMSE X	RMSE Y	RMSE Z	Total RMSE	RMSE X	RMSE Y	RMSE Z	Total RMSE
0.014	0.017	0.01	0.014	0.018	0.018	0.01	0.016
平均Pixel Size(cm) :				3.883495146			
RMS(Pixel)				0.4			

表 6 固定站拍攝下全站儀實測與近景測量誤差分析表 (控制點)

Label	X/East	Y/North	Z	Error	X error	Y error	Z error	X est	Y est	Z est
	實測資料(m)			誤差分析(m)				近景量測(m)		
A1	13.639	51.166	-1.043	0.0116	0.0113	0.0025	0.0004	13.6277	51.1635	-1.0434
A3	13.812	46.126	-0.549	0.0188	0.0145	0.0085	0.0082	13.7975	46.1175	-0.5408
A5	13.622	41.149	-0.307	0.0056	0.0048	0.0028	0.0005	13.6268	41.1462	-0.3065
A7	10.126	26.621	1.064	0.0079	0.0026	0.0043	0.0061	10.1234	26.6167	1.0701
A9	8.561	22.041	1.573	0.0109	0.0090	0.0009	0.0062	8.5700	22.0401	1.5792
A11	7.047	17.286	2.186	0.0103	0.0042	0.0018	0.0093	7.0512	17.2878	2.1953
A13	5.386	12.626	2.678	0.0046	0.0043	0.0012	0.0010	5.3817	12.6248	2.6770
A15	3.687	7.944	3.133	0.0066	0.0026	0.0060	0.0008	3.6844	7.9380	3.1322
A17	1.88	3.279	3.798	0.0159	0.0130	0.0052	0.0077	1.8670	3.2738	3.7903
B1	12.712	51.263	1.851	0.0089	0.0003	0.0062	0.0064	12.7123	51.2692	1.8446
B3	13.064	46.293	2.31	0.0076	0.0041	0.0007	0.0063	13.0681	46.2937	2.3037
B5	13.098	41.354	2.7	0.0047	0.0025	0.0031	0.0024	13.1005	41.3571	2.6976
B7	9.385	27.177	4.096	0.0113	0.0111	0.0023	0.0002	9.3961	27.1793	4.0962
B9	7.851	22.625	4.557	0.0117	0.0098	0.0062	0.0003	7.8608	22.6312	4.5573
B11	6.308	17.836	5.1	0.0125	0.0108	0.0062	0.0006	6.3188	17.8422	5.1006
B13	4.732	13.115	5.67	0.0039	0.0025	0.0018	0.0023	4.7295	13.1168	5.6723
B15	2.992	8.415	6.149	0.0050	0.0038	0.0022	0.0024	2.9882	8.4172	6.1466
B17	1.249	3.725	6.82	0.0066	0.0021	0.0007	0.0062	1.2469	3.7257	6.8138

表 7 固定站拍攝下全站儀實測與近景測量誤差分析表 (檢核點)

Label	X/East	Y/North	Z	Error	X error	Y error	Z error	X est	Y est	Z est
	實測資料(m)			誤差分析(m)				近景量測(m)		
A2	13.795	48.55	-0.778	0.0033	0.0029	0.0012	0.0010	13.7921	48.5512	-0.7770
A4	13.765	43.587	-0.37	0.0071	0.0028	0.0064	0.0011	13.7622	43.5806	-0.3689
A6	10.913	28.978	0.837	0.0078	0.0017	0.0066	0.0037	10.9147	28.9714	0.8407
A8	9.305	24.328	1.336	0.0084	0.0050	0.0032	0.0059	9.3100	24.3248	1.3419
A10	7.825	19.688	1.868	0.0043	0.0021	0.0002	0.0037	7.8271	19.6878	1.8717
A12	6.218	14.902	2.454	0.0045	0.0002	0.0014	0.0043	6.2182	14.9006	2.4583
A14	4.551	10.243	2.875	0.0051	0.0017	0.0048	0.0005	4.5493	10.2382	2.8755
A16	2.788	5.625	3.429	0.0137	0.0113	0.0062	0.0045	2.7767	5.6188	3.4245
A18	1.014	0.907	4.165	0.0138	0.0084	0.0009	0.0109	1.0056	0.9061	4.1541
B2	12.883	48.738	2.126	0.0074	0.0016	0.0044	0.0057	12.8846	48.7424	2.1317
B4	13.12	43.737	2.61	0.0162	0.0142	0.0058	0.0051	13.1058	43.7428	2.6049
B6	10.234	29.529	3.886	0.0223	0.0186	0.0065	0.0104	10.2526	29.5225	3.8756
B8	8.606	24.882	4.293	0.0139	0.0138	0.0009	0.0015	8.6198	24.8829	4.2915
B10	7.126	20.269	4.81	0.0097	0.0052	0.0082	0.0008	7.1312	20.2772	4.8108
B12	5.573	15.502	5.384	0.0065	0.0012	0.0062	0.0012	5.5742	15.5082	5.3852
B14	3.853	10.816	5.921	0.0039	0.0015	0.0033	0.0013	3.8515	10.8193	5.9197
B16	2.145	6.062	6.435	0.0042	0.0033	0.0015	0.0022	2.1417	6.0605	6.4328
B18	0.333	1.406	7.148	0.0174	0.0172	0.0003	0.0028	0.3158	1.4063	7.1452

表 8 固定站拍攝下控制點及檢核點 RMSE

控制點(m)				檢核點(m)			
Max DX	Max DY	Max DZ	Max Total	Max DX	Max DY	Max DZ	Max Total
0.015	0.009	0.009	0.019	0.011	0.008	0.011	0.022
Min DX	Min DY	Min DZ	Min Total	Min DX	Min DY	Min DZ	Min Total
4.00E-04	7.00E-04	2.00E-04	0.004	3.00E-04	2.00E-04	5.00E-04	0.003
EVxVx	EVyVy	EVzVz	EVV	EVxVx	EVyVy	EVzVz	EVV
0.001	3.00E-04	4.00E-04	0.002	0.001	4.00E-04	4.00E-04	0.002
RMSE X	RMSE Y	RMSE Z	Total RMSE	RMSE X	RMSE Y	RMSE Z	Total RMSE
0.008	0.004	0.005	0.006	0.009	0.005	0.005	0.004
平均Pixel Size(cm) :				1.00896861			
RMS(Pixel)				0.39			

可知，其精度可達到監測之用途，為進一步驗證自動化量測方法之可行性，本實驗佈設自動辨識編碼標，使其進行自動量測控制點及監測點之動作，並進行相關精度驗證。

如圖 12 所示，於控制點及監測點佈設編碼標，並假設設置控制點區域為不易變動區域，再透過控制點進行兩期資料比對，作為自動監測之依據使用。

● 以移動相機拍攝方式之精度探討

同樣以沿道路邊坡護坡地錨進行移動拍攝 (圖 9)，本實驗模擬連續拍攝兩次，主要驗證兩次自動量測於監測點之精度分析。使用拍攝焦距為 50 公厘定焦鏡頭，拍攝距離約 14.5 公尺。

兩次拍攝實驗成果如表 9 所示，另監測點成果如表 10 所示。控制點及監測點 RMSE 如表 11 所示，第 1 次拍攝控制點總均方根誤差為 0.2 公厘，第 2 次拍攝總均方根誤差為 0.3 公厘，兩次監測點均方根誤差為 0.8 公厘，監測點最大誤差為 1.7 公厘。因兩次拍攝時間相近，且本實驗區地錨護坡為穩定之情況，故可視為無位移之狀態，依本實驗組成果可達 0.2 公厘，其成果證明該方式可用於監測點使用，對於自動監測應用上，具有充分條件扮演監測方式使用。

● 以多台固定相機同時拍攝方式之精度探討

本實驗組探討利用架設固定攝影機旋轉攝影方式，對道路邊坡護坡地錨進行拍攝 (圖 10)，規劃以連續拍攝兩次，主要驗證兩次自動量測於檢核點之精度分析。使用拍攝焦距為 50 公厘定焦鏡頭，拍攝距離約 14.5 公尺。

兩次拍攝實驗成果如表 12 所示，另監測點成果如表 13 所示。控制點及監測點 RMSE 如表 14 所示，第 1 次拍攝控制點總均方根誤差為 0.18 公厘，第 2 次拍攝總均方根誤差為 0.42 公厘，兩次監測點均方根誤差為

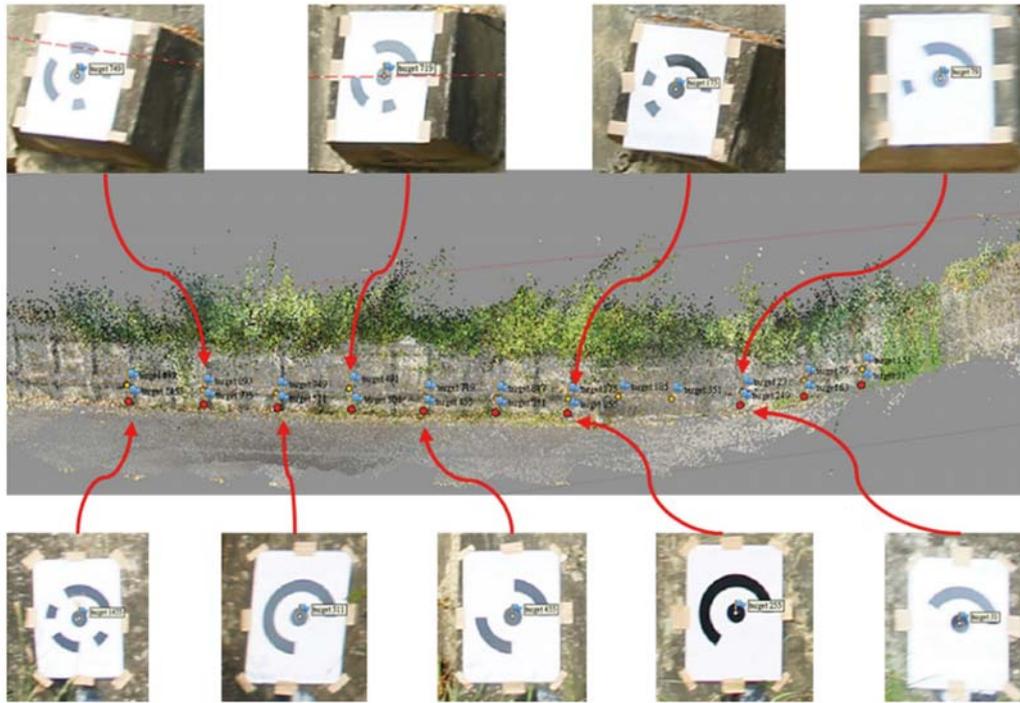


圖 12 實驗 2 控制點及檢核點佈設編碼標之分布示意圖

表 9 兩次移動拍攝之控制點成果

Label	X	Y	Z	Error	X error	Y error	Z error	X est	Y est	Z est
	實測資料(m)									
第1次拍攝										
T1455	0.993	0.714	3.116	0.0046	-0.0041	-0.002	0.0009	0.9889	0.712	3.1169
T975	2.727	5.381	2.5	0.0015	0.0011	-0.001	0	2.7281	5.38	2.5
T511	4.487	10.009	1.933	0.004	0.003	-0.0024	0.0011	4.49	10.0066	1.9341
T501	6.185	14.769	1.492	0.0024	0.002	0.0003	-0.0012	6.187	14.7693	1.4908
T455	7.746	19.358	0.916	0.0024	0.0009	0.0008	-0.0021	7.7469	19.3588	0.9139
T231	9.251	24.08	0.364	0.0051	-0.0027	0.0042	0.0001	9.2483	24.0842	0.3641
T255	10.797	28.81	-0.175	0.0046	0.0014	0.0043	0.0001	10.7984	28.8143	-0.1749
T249	13.554	40.928	-1.263	0.0027	-0.0018	0	0.0019	13.5522	40.928	-1.2611
T31	13.749	50.948	-2.077	0.0068	0.0059	-0.0035	0	13.7549	50.9445	-2.077
T63	13.895	45.954	-1.7	0.0058	-0.0056	-0.0008	-0.0009	13.8894	45.9532	-1.7009
第2次拍攝										
T1455	0.993	0.714	3.116	0.0067	-0.0048	0.0043	-0.002	0.9882	0.7183	3.114
T975	2.727	5.381	2.5	0.0016	0.0014	0.0007	0.0004	2.7284	5.3817	2.5004
T511	4.487	10.009	1.933	0.0042	0.0002	-0.0038	0.0019	4.4872	10.0052	1.9349
T501	6.185	14.769	1.492	0.0043	-0.0041	0.0013	-0.0003	6.1809	14.7703	1.4917
T455	7.746	19.358	0.916	0.0015	0.0007	0.0009	-0.001	7.7467	19.3589	0.915
T231	9.251	24.08	0.364	0.0079	0.0068	-0.0019	0.0035	9.2578	24.0781	0.3675
T255	10.797	28.81	-0.175	0.0051	0.0038	-0.0033	-0.0005	10.8008	28.8067	-0.1755
T249	13.554	40.928	-1.263	0.0063	0.0053	-0.0016	-0.0029	13.5593	40.9264	-1.2659
T31	13.749	50.948	-2.077	0.0099	-0.0089	0.003	0.0032	13.7401	50.951	-2.0738
T63	13.895	45.954	-1.7	0.0023	-0.0005	0.0004	-0.0022	13.8945	45.9544	-1.7022

表 10 兩次移動拍攝之監測點成果

Label	X	Y	Z	Error	X error	Y error	Z error	X est	Y est	Z est
	第1次拍攝(m)									
T151	13.612	50.9907	-0.8771	0.0122	0.0019	-0.0052	-0.0108	13.6101	50.996	-0.8663
T175	10.844	28.8776	1.0352	0.0153	-0.0124	0.0087	-0.0021	10.8565	28.869	1.0373
T185	11.9	32.2209	0.8966	0.0147	-0.0126	0.0076	-0.0002	11.9121	32.213	0.8968
T23	13.577	40.9818	-0.1169	0.0174	-0.0172	0.0023	0.0015	13.5938	40.98	-0.1184
T351	13.052	35.7708	0.3486	0.0147	-0.0125	0.0059	0.0049	13.0646	35.765	0.3437
T491	5.8384	14.859	2.9401	0.0135	-0.0093	0.0029	-0.0094	5.8477	14.856	2.9496
T719	7.7403	19.5483	2.0379	0.0095	-0.0078	0.0011	-0.0053	7.748	19.547	2.0431
T749	4.4651	10.1185	3.0527	0.0096	-0.0078	0.0036	-0.0042	4.4729	10.115	3.0569
T79	13.772	45.9665	-0.3835	0.0156	-0.015	-0.0004	-0.0044	13.7869	45.967	-0.3791
T831	0.9306	0.7758	4.3501	0.014	-0.0139	-0.0013	-0.0008	0.9445	0.7771	4.3509
T847	9.2259	24.2009	1.4978	0.02	-0.0179	0.007	-0.0055	9.2438	24.194	1.5034
T893	2.6999	5.4943	3.5983	0.0094	-0.0089	-0.0001	-0.0031	2.7088	5.4945	3.6014

表 11 兩次移動拍攝之控制點及監測點精度成果

第1次拍攝控制點(m)				第2次拍攝控制點(m)				監測點精度(m)			
Max DX	Max DY	Max DZ	Max Total	Max DX	Max DY	Max DZ	Max Total	Max DX	Max DY	Max DZ	Max Total
0.00586	0.00433	0.00193	0.00685	0.00681	0.00426	0.00351	0.0099	0.00195	0.00867	0.00489	0.02001
Min DX	Min DY	Min DZ	Min Total	Min DX	Min DY	Min DZ	Min Total	Min DX	Min DY	Min DZ	Min Total
0.00563	0.00354	0.00206	0.00151	0.00886	0.00378	0.00295	0.0015	0.01791	0.00517	0.01084	0.00943
ΣVxVx	ΣVyVy	ΣVzVz	ΣVV	ΣVxVx	ΣVyVy	ΣVzVz	ΣVV	ΣVxVx	ΣVyVy	ΣVzVz	ΣVV
0.00011	0.00006	0.00001	0.00018	0.00021	0.00006	0.00005	0.00032	0.0018	0.00027	0.00034	0.00241
RMSE X	RMSE Y	RMSE Z	Total RMSE	RMSE X	RMSE Y	RMSE Z	Total RMSE	RMSE X	RMSE Y	RMSE Z	Total RMSE
0.00333	0.00247	0.00111	0.00248	0.00458	0.00248	0.00213	0.00325	0.01223	0.00477	0.00534	0.00818

表 12 兩次固定拍攝之控制點成果

Label	X	Y	Z	Error	Xerror	Yerror	Zerror	Xest	Yest	Zest
	實測資料(m)			誤差分析(m)			近景量測(m)			
第1次拍攝										
T1455	0.993	0.714	3.116	0.005	0.0038	0.0031	0.0005	0.9968	0.7171	3.1165
T975	2.727	5.381	2.5	0.0029	0.0026	0.0012	0.0001	2.7296	5.3822	2.5001
T511	4.487	10.009	1.933	0.0036	-0.0023	-0.0026	0.0008	4.4847	10.0064	1.9338
T501	6.185	14.769	1.492	0.0048	-0.0046	-0.0003	-0.0013	6.1804	14.7687	1.4907
T455	7.746	19.358	0.916	0.0035	-0.0023	-0.0017	-0.0021	7.7437	19.3563	0.9139
T231	9.251	24.08	0.364	0.0024	0.0002	-0.0021	0.0012	9.2512	24.0779	0.3652
T255	10.797	28.81	-0.175	0.0016	0.0011	-0.0012	0.0001	10.7981	28.8088	-0.1749
T249	13.554	40.928	-1.263	0.0028	0.0003	0.0022	0.0017	13.5543	40.9302	-1.2613
T31	13.749	50.948	-2.077	0.0019	0.0017	-0.0002	-0.0009	13.7507	50.9478	-2.0779
T63	13.895	45.954	-1.7	0.0016	-0.0004	0.0016	-0.0001	13.8946	45.9556	-1.7001
第2次拍攝										
T1455	0.993	0.714	3.116	0.0197	0.0193	-0.0037	0.0021	1.0123	0.7103	3.1181
T975	2.727	5.381	2.5	0.004	-0.0026	0.0029	-0.0009	2.7244	5.3839	2.4991
T511	4.487	10.009	1.933	0.0054	-0.0052	-0.0011	-0.0001	4.4818	10.0079	1.9329
T501	6.185	14.769	1.492	0.0069	-0.0067	0.0008	-0.0012	6.1783	14.7698	1.4908
T455	7.746	19.358	0.916	0.0045	-0.0038	-0.0012	-0.0019	7.7422	19.3568	0.9141
T231	9.251	24.08	0.364	0.0028	-0.0011	-0.0017	0.002	9.2499	24.0783	0.366
T255	10.797	28.81	-0.175	0.0043	0.0028	-0.003	0.0013	10.7998	28.807	-0.1737
T249	13.554	40.928	-1.263	0.002	0.0018	0.0004	0.0009	13.5558	40.9284	-1.2621
T31	13.749	50.948	-2.077	0.0032	-0.0005	0.003	-0.0008	13.7485	50.9511	-2.0778
T63	13.895	45.954	-1.7	0.0027	0.0027	-0.0004	-0.0004	13.8977	45.9536	-1.7004

表 13 兩次固定拍攝之監測點成果

Label	X	Y	Z	Error	Xerror	Yerror	Zerror	Xest	Yest	Zest
	第1次拍攝(m)			誤差分析(m)			第2次拍攝(m)			
T151	13.6085	50.9963	-0.879	0.0127	0.0119	-0.0018	-0.004	13.5966	50.998	-0.875
T175	10.8439	28.876	1.033	0.005	-0.0015	0.0022	-0.0042	10.8454	28.874	1.0372
T185	11.9001	32.2209	0.8944	0.0049	0.0001	0.0029	-0.004	11.8999	32.218	0.8984
T23	13.5786	40.9864	-0.1189	0.0041	-0.0016	0.0025	-0.0029	13.5803	40.984	-0.116
T351	13.0522	35.7716	0.3466	0.0043	-0.0003	0.0034	-0.0026	13.0525	35.768	0.3492
T491	5.8322	14.8624	2.9372	0.0047	0	-0.0007	-0.0046	5.8321	14.863	2.9418
T499	0.9125	0.7777	4.3469	0.0629	-0.0591	-0.0213	0.0018	0.9716	0.799	4.345
T719	7.7352	19.5503	2.0354	0.0037	0	0.0003	-0.0037	7.7352	19.55	2.0391
T749	4.4602	10.1221	3.0498	0.0038	0.0022	-0.0015	-0.0027	4.458	10.124	3.0525
T79	13.7768	45.9706	-0.3855	0.0044	-0.0018	0.0012	-0.0038	13.7786	45.969	-0.3817
T831	0.937	0.784	4.3454	0.006	0.0025	-0.005	-0.0022	0.9345	0.789	4.3476
T847	9.2271	24.1992	1.4958	0.0041	-0.0001	0.0004	-0.0041	9.2272	24.199	1.4999
T893	2.6992	5.5008	3.5949	0.0042	0.0027	-0.0019	-0.0026	2.6965	5.5027	3.5975

表 14 兩次固定拍攝之控制點及監測點精度成果

第1次拍攝控制點(m)				第2次拍攝控制點(m)				監測點精度(m)			
Max DX	Max DY	Max DZ	Max Total	Max DX	Max DY	Max DZ	Max Total	Max DX	Max DY	Max DZ	Max Total
0.00382	0.00312	0.00169	0.00495	0.01927	0.00302	0.00212	0.01973	0.01188	0.00338	0.00185	0.00285
Min DX	Min DY	Min DZ	Min Total	Min DX	Min DY	Min DZ	Min Total	Min DX	Min DY	Min DZ	Min Total
0.00464	0.00262	0.00207	0.00161	0.00673	0.00368	0.00193	0.00203	0.05909	0.02133	0.00462	0.0037
ΣVxVx	ΣVyVy	ΣVzVz	ΣVV	ΣVxVx	ΣVyVy	ΣVzVz	ΣVV	ΣVxVx	ΣVyVy	ΣVzVz	ΣVV
0.00006	0.00003	0.00001	0.0001	0.00049	0.00005	0.00002	0.00055	0.00366	0.00052	0.00015	0.00434
RMSE X	RMSE Y	RMSE Z	Total RMSE	RMSE X	RMSE Y	RMSE Z	Total RMSE	RMSE X	RMSE Y	RMSE Z	Total RMSE
0.0024	0.00185	0.0011	0.00186	0.00697	0.00216	0.00133	0.00428	0.01678	0.00634	0.00343	0.01054

1.05 公厘，監測點最大誤差為 5.9 公厘，其實驗成果較移動拍攝方式精度略差，主要是因為固定站旋轉攝影間接影響編碼標識別之數量。

● 移動及固定拍攝方式之精度成果分析

以移動拍攝方式之實驗結果（表 5 及表 11）比較有無使用編碼標之量測精度，可以說明使用編碼標之量測結果更為精準，且該方法為全自動量測，若於自動監測上使用，能減少人工介入之問題。另外於模擬固定站旋轉攝影實驗中，監測點精度微幅下降，由實驗數據研判，可能是因為固定站旋轉攝影導致編碼標自動識別時，無法順利進行量測，因此導致量測數量有所減少，但可說明了使用自動量測標之方式有其可行性。

以密集點雲之面狀三維重建資料進行邊坡監測之探討

● 多視立體視覺近景測量之三維重建

主要驗證利用面狀區域進行分析，實驗佈設編碼標位置假設為邊坡不易滑動區域，且利用佈設編碼標方式進行自動量測，最後產生密集點雲的方式進行分析。

本實驗以點雲進行面狀量測，因此建議使用相同地面解析度進行密集點雲生成，否則距離計算將會因地面解析度不同而有所影響，點雲距離計算方法如下圖 13 所示，因點雲間距有所不同將導致量測精度有所偏差。

本實驗共拍攝兩組實驗分別產製密點雲，一組實驗採用沿邊坡水平移動拍攝方式（圖 9），另一組採用模擬固定站旋轉拍攝方式進行（圖 10）。使用拍攝焦距為 35 公厘定焦鏡，拍攝距離約 14.5 公尺。相關精度驗證已於前述實驗中證明，本實驗中成果與上述成果相當，不

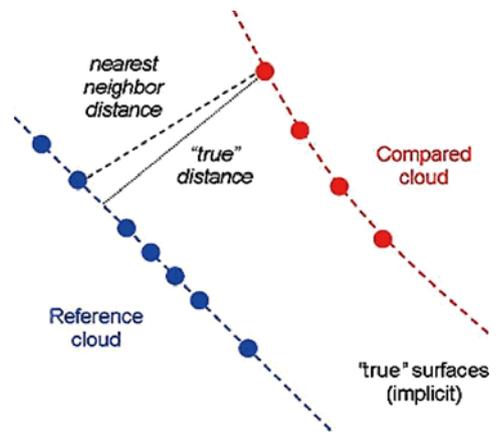


圖 13 點雲量測距離方法

再詳述。圖 14 為兩期 DEM 套疊差異分析圖、圖 15 為兩期 DEM 套疊差異分析距離計算圖。

兩期 DEM 差異距離計算如下圖 15 所示，圖 15(a) 為 XYZ 方向計算兩期差異距離圖，使用顏色方式進行顯示，主要誤差均於 5 公分左右，而大部分則小於 1 公分，顏色變化劇烈區域為植被物區，因此產生較大的誤差，圖 15(b)~(d) 為使用 X、Y、Z 三個分量所計算之結果，其中以 X 方向誤差較其他兩個方向較大。

● 多視立體視覺近景測量與地面 Lidar 比較

本實驗規劃與地面 Lidar 進行比較，使用地面 Lidar 為 Leica Scan Station 2，對本實驗區進行掃描動作，掃描密度以 1 公分點雲間距進行掃描，其掃描成果如圖 16 所示。

為了驗證近景攝影測量與 Lidar 掃描三維重建精度之成果比較，於實驗區架設兩站 Lidar 進行掃描，以能進行套疊比對，再透過佈設控制點進行連結，最後再透過這些控制點與本次近景攝影坐標系統進行轉換。圖 17 為兩組套疊差異分析距離計算圖，兩組差異距離計算如下圖 18 所示，圖 18(a) 為 XYZ 方向計算兩期差異距離圖，使用顏色方式進行顯示，實驗成果顯示越接近 Lidar 擺設位置，兩組差異值甚小（如圖 18，藍色色塊）；反之，越遠離 Lidar 擺設位置，則兩組差異值越大（如圖 18，黃紅色塊），平面誤差可達 10cm 左右，可以說明運用近景攝影測量所重建之三維模型精度可達 Lidar 掃描精度之水準，而本研究因沿道路邊坡進行移動拍攝，在拍攝距離不變之條件下，而使近景攝影測量所重建之三維模型能保持精度一致，相較之下 Lidar 是以固定位置進行掃描，其造成兩組有差異值之原因，應為隨 Lidar 掃描距離加長之原因，而使精度有所損失。

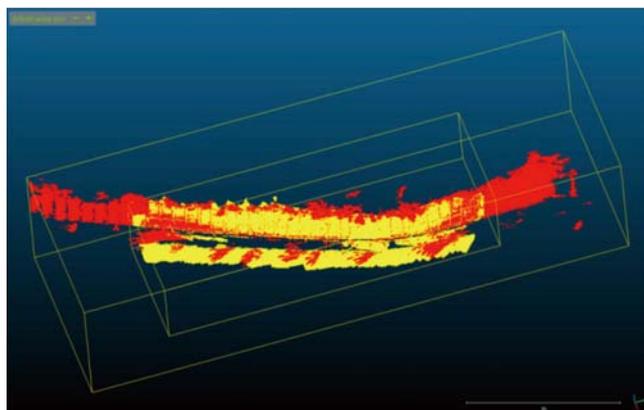
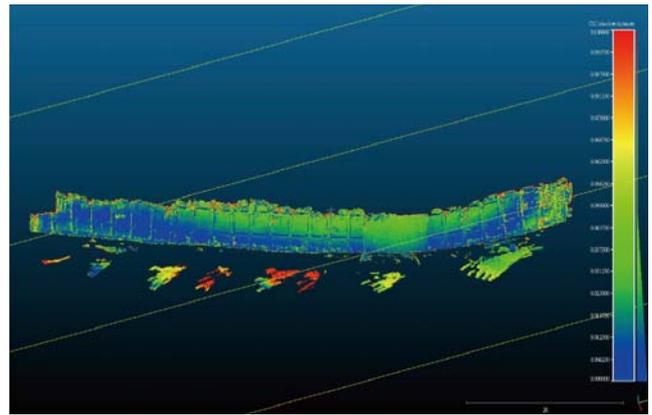
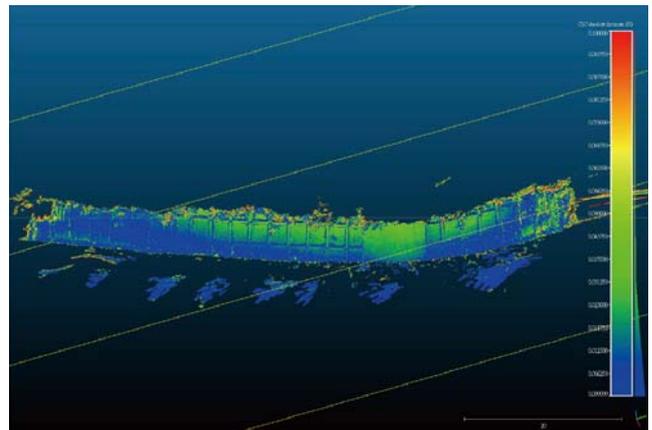


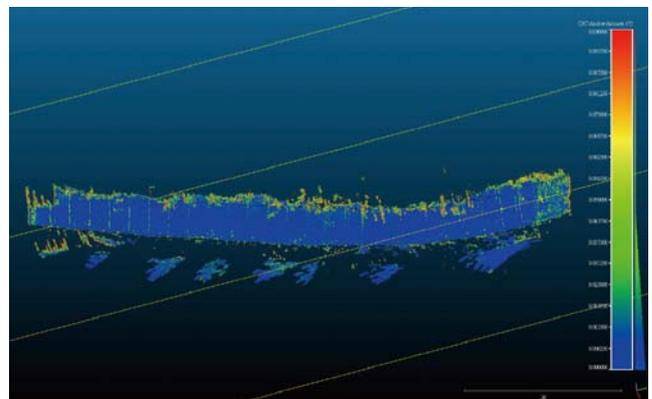
圖 14 兩期 DEM 套疊差異分析



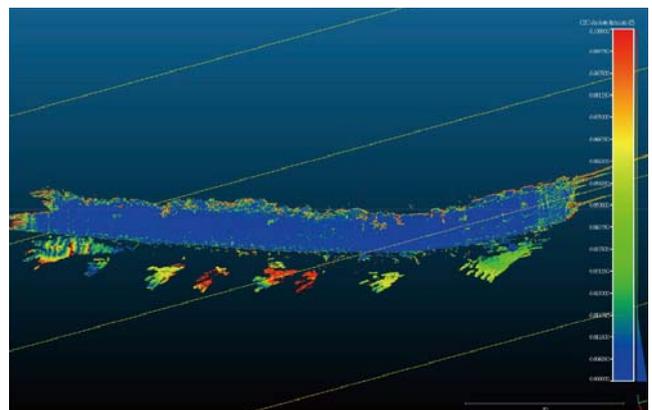
(a) 距離差異分析 (XYZ) 0~10 公分範圍



(b) 距離差異分析 (X 方向) 0~10 公分範圍



(c) 距離差異分析 (Y 方向) 0~10 公分範圍



(d) 距離差異分析 (Z 方向) 0~10 公分範圍

圖 15 距離差異分析

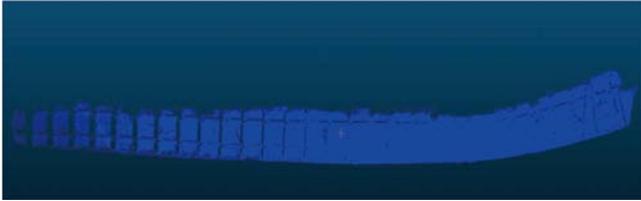


圖 16 Lidar 掃描成果

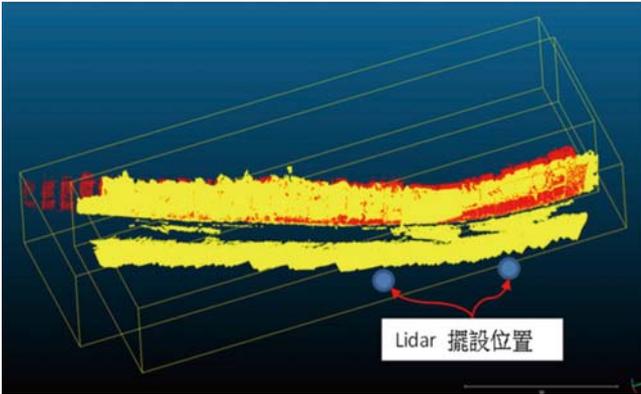


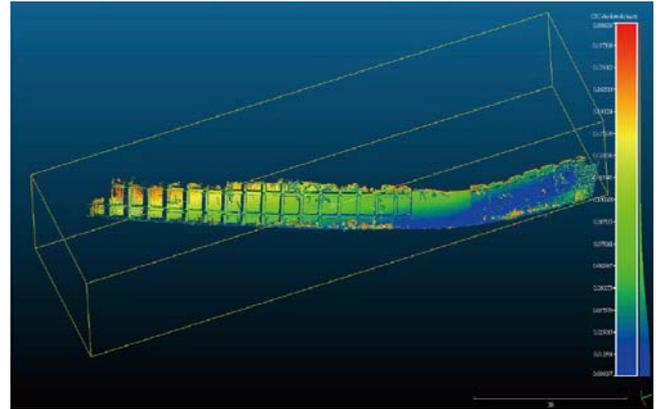
圖 17 Lidar 掃描成果與近景測量三維重建成果比較

### ● 實驗成果分析

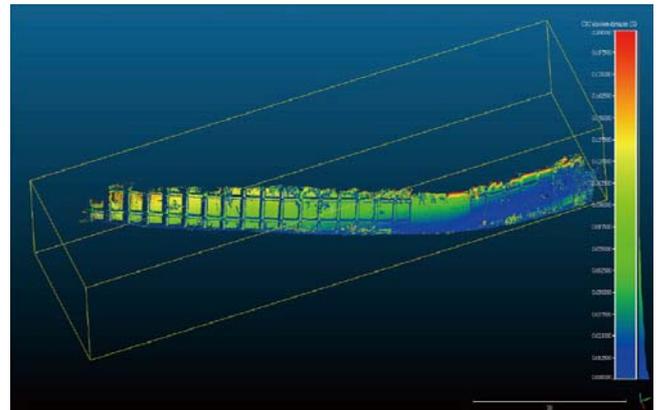
本實驗主要驗證利用密集點雲之面狀三維重建之兩期 DEM 資料比較進行邊坡監測，實驗成果會受三維重建密集點雲密度有關，平均地面解析度為 2.4 公分，密集點雲採用格點取樣方式進行三維重建，重建結果比較精度均於 5 公分左右，應為邊坡表面植被影響，因而產生較大的誤差，上述成果均在平面方向 (X) 比較差，其餘方向均小於 2.5 公分。另外本實驗組中加入 Lidar 比較，Lidar 會因為掃描距離之關係，間接影響掃描密度，因此對平面精度上會有所損失。

### 結論

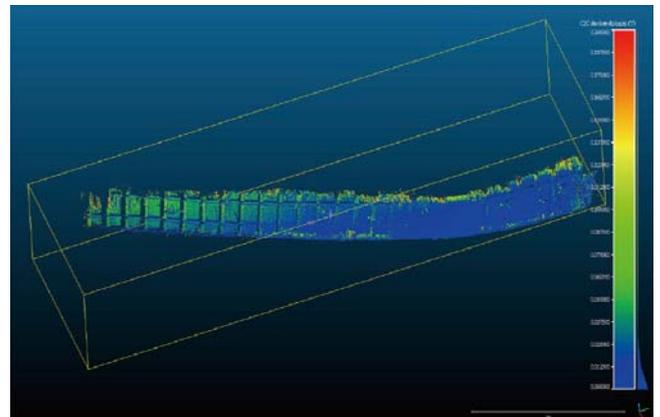
本研究對整體點雲的重建精度，平均可達 0.5~0.6 個像素，故利用影像技術對「點、線、面」的重建精度已可滿足監測工作之需求，相較於 Lidar 掃描測量技術，因 Lidar 會隨掃描距離，間接影響掃描密度，而使平面精度有所損失，以相同之拍攝距離比較，近景攝影測量所得精度已可達 Lidar 掃描技術之水準，且具成本低、拍攝快速方便之機動性及精度高之優點，開發成果將可推廣至公路養護管理機關運用於經常性巡查作業及連續性自動監測作業上，將可降低設備投資與維護檢測人力等成本，具有實地運用之可行性。



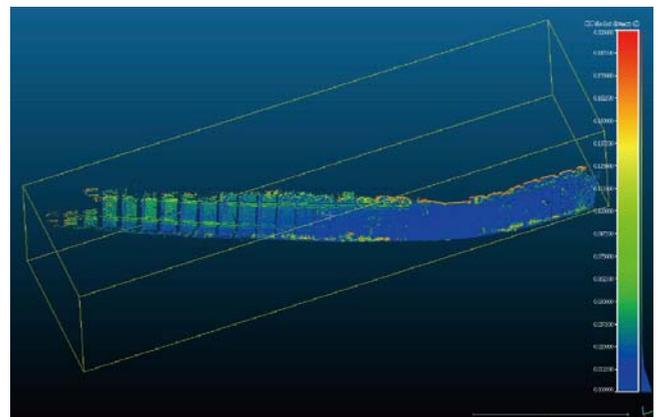
(a) 距離差異分析 (XYZ) 0~20 公分範圍



(b) 距離差異分析 (X 方向) 0~20 公分範圍



(c) 距離差異分析 (Y 方向) 0~20 公分範圍



(d) 距離差異分析 (Z 方向) 0~20 公分範圍

圖 18 Lidar 掃描與三維近景重建距離差異分析

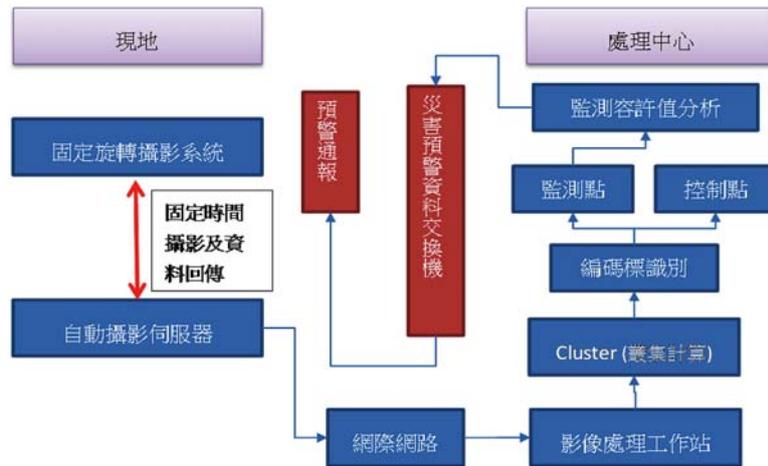


圖 19 道路邊坡自動攝影監測系統規劃架構圖

本研究雖以近景攝影測量技術為基礎，探討用於道路邊坡監測上之可行性，更可大量應用於其它工程領域上，將影像資訊量化為工程可使用之三維數值模型，若再掛載於無人飛行機 (Unmanned Aerial Vehicle, UAV) 載具上，可以更即時、安全且近距離地取得過去不易到達之影像資料，其相較於一般傳統測量，具有成本較低、迅速且成果精度高等特性，無論是運用在平時維護管養或是災後調查及重建階段上，可做為平時監控記錄及追蹤與災後調查比對使用，皆可輔助工程人員快速地量化並記錄工址現況。惟光線充足與否及通視程度為構成影像之主要因素，於氣候因素不佳條件下，如：夜晚、雨天、霧霾、植被遮蔽...等，皆無法進行有效之攝影，必須搭配輔助光源或其它監測儀器來改善，亦為後續需進行克服之方向，但整體來說近景攝影技術相較於傳統測量具有相當的優勢及其多樣性的開發應用潛能，遂以漸被各界接受並廣泛地使用。

## 後續應用方向

本研究於實驗中規劃單相機進行移動拍攝及固定站旋轉拍攝兩種方案，主要為模擬並提供公路管養單位於不同潛勢類型邊坡之監測方式，其中針對固定站旋轉拍攝，後續運用上則可配合現地伺服器及網路傳輸設備之建置，進而規劃為自動化監測預警系統，架構圖如圖 19 所示，分為現地拍攝系統及處理中心兩部分，藉由現地架設固定旋轉攝影機組，由影像伺服器對攝影系統固定時間進行拍攝動作，透過影像伺服器對處理中心影像工作站進行計算任務需求，再由網際網路進行傳遞，

影像工作站可透過叢集計算，達到快速運算目的，並由編碼標進行自動識別，將控制點資料進行載入，最後透過監控點位進行比對，與前期監測點位進行位移分析，若超出警戒值，由本所港研中心研發之災害預警資料交換機進行資料交換及預警通報。若監測現場無寬頻網際網路服務，則可改為將影像處理中心設置於現地架設影像處理工作站，由現地進行相關解算及預警分析，最後再透過簡訊服務 (Short Message Service, SMS) 發佈相關災害預警訊息，達自動化監測之目的。

## 參考文獻

1. Charles Loop, Zhengyou Zhang., Computing Rectifying Homographies for Stereo Vision, Microsoft Research, 1999.
2. Olivier D, Faugeras. Proceedings of European Conference on Computer Vision, 1992.
3. Olivier D. Faugeras; Quang-Tuan Luong and Steven Maybank, Proceedings of European Conference on Computer Vision, 1992.
4. Pollefeys M., Gool L. V., Vergauwen M. et. al., Visual Modeling with A Hand-Held Camera, International Journal of Computer vision, 2004, 59(3), pp. 207-232.
5. Szeliski, R., Computer Vision: Algorithm and Applications, USA. Springer Co., 2011.
6. 孫敏「多視幾何與傳統攝影測量理論」, 北京大學學報 (自然科學版), 43 (4): 453-459. (Sun, M. (2007) "Multiple View Geometry and Traditional Photogrammetry Theory," ACTA Scientiarum Naturalium Universitatis Pekinensis, 43(4): 453-459, 2007. (in Chinese))
7. 張庭榮, SIFT 演算法於立體對影像匹配與影像檢索應用之研究, 國立高雄應用科技大學碩士論文 (2008)。
8. 陳俊君, 立體視覺三維重建影像匹配方法的研究, 國立高雄應用科技大學碩士論文 (2014)。
9. 邱永芳、呂良輝、胡啟文, 道路邊坡滑動自動攝影監測系統之研究, 交通部運輸研究所報告 (2015)。

# 後置式膨脹錨栓之耐震性能測試

鄭皓澤／行政院原子能委員會核能研究所 研發助理工程師

柴駿甫／國家地震工程研究中心 研究員

廖文義／國立台北科技大學土木工程學系 教授

林凡茹／國家地震工程研究中心 助理研究員

林震宇／國家地震工程研究中心 佐理研究員

## 摘要

後置式膨脹錨栓為藉由膨脹擴座產生錨定力以抵抗拉力與剪力，因其施工方便及可調整度高，實務工程上已廣泛被應用於非結構物與連接物之固定。為探討常見後置式錨栓安裝於無裂縫與有裂縫混凝土基材之耐震性能，本研究依據 ACI 355.2 規範後置式錨栓測試相關規定，進行拉力與剪力破壞試驗、耐震試驗與反覆載重試驗，比較在不同基材下其性能之差異性。由試驗結果得知，混凝土之裂縫對錨栓承載力影響甚大，其極限承載力與彈性勁度比無裂縫之混凝土降低許多，破壞模式亦有所不同。此外，比較各組試驗資料可知，錨栓經由反覆載重後之極限承載力與破壞試驗直接所測得之極限承載力差距甚微。最後，以 ACI 318 規範附錄 D 之公式計算膨脹錨栓承載力並與試驗值比較，ACI 318 規範計算強度與試驗比較下仍屬保守，另由計算強度值與試驗值的差異也可看出各種設計參數之影響程度，本論文試驗結果與建議期能為將來膨脹錨栓相關設計上之參考。

## 研究動機

台灣建築物大部分是鋼筋混凝土結構，遇到地震或自然破壞等災害，都會造成建築物基礎、柱、樑等結構強度降低或受損，若非結構物設備在震中也受到損壞，則可能發生漏水或淹水等嚴重的二次災害。所

以重要建築物內如何提升非結構物設備的耐震能力，使其不會在地震中因震動損壞降低本身能力，便是一件很重要的課題。錨栓在營建工程上的應用極為廣泛，在於非結構物連接上，扮演極重要的角色，依施作方式不同分為預埋式及後置式，而後置式錨栓由於施工簡易，已廣泛被工程界應用於多種不同的結構物與連著物上，不論在新建結構物或老舊建築的維修及改建方面均提供了比預埋式錨栓更大的使用彈性。因此，本文主要針對後置式錨栓進行研究，其屬於非結構物中不可或缺的角色，依摩擦力方式有化學錨栓、水泥砂漿填塞錨栓及膨脹錨栓，其中以膨脹錨栓在國內建築物中使用率甚高，膨脹錨栓之抗拉強度影響因素包括錨栓種類、外管徑、埋入深度、混凝土強度、錨栓擴座力、混凝土埋置邊距與二個以上間距之錨栓等，但是業界對於膨脹錨栓之擴座錨定原理並非全然瞭解，使得正確的施工程序不受重視，且已施作完成的膨脹錨栓是否完善亦無從檢核，因此可能影響其強度而使無法滿足實際地震力下的相對強度。

地震災害後，醫院在救災當中最重要的一環，當設計醫院時，所需考慮的項目甚多，除了一般建築物所具有的結構體及設備物外，還必須包括滿足不同醫療工作所需的管線及醫用設備。當醫院有大量傷患時，這些設備之設置目的在於協助醫護人員提供必要的緊急醫療與援助，進而有效率的執行各種醫療救護工作。然而審視設計醫院的過程，便會發現對於建築

物抵抗地震能力的比重，只著重於主結構體，而醫院內其餘各部分，都沒能發揮有效的耐震能力。美國加州對於醫院的耐震設計中，雖自 1970 年代起便已致力於提昇非結構物的耐震性能，但在 1994 年的北嶺地震中，仍有好幾間醫院因為非結構物沒有完善的耐震考慮，導致醫院無法在震後立即使用<sup>[1]</sup>。在九二一地震之後，災區中大部分醫院建築結構耐震方面皆有傑出的表現，至少都能達到保有原貌及仍有顧及建築物內人員安全的程度，不幸的是院內功能性設施的損壞，導致醫療設備物無法發揮正常的性能，使得醫院醫療功能受阻甚至無法運作，未能在災後第一時間發揮緊急醫療功能，因此醫院中各項非結構物若能保有足夠的耐震強度，便相對提高了醫療設備的經濟價值。

近年來各項工程建設中經常使用吊桿懸吊重要管線，因此鋼筋混凝土與吊桿間的確實接合，是非常重要的課題。在施工時所使用材料的性質與錨定物的各項條件，都與安全有密切的關係，故擬定一套完善的接合設計規範是有其必要性。有鑑於工程界及學術界對膨脹錨栓的受力行為尚未能充分了解，且相關的設計規範未能建立，基於以上考量，本研究乃選擇敲擊式膨脹錨栓埋設於鋼筋混凝土中作為研究的主體，以國內進行懸吊式設備物耐震設計為參考依據，建立一套承受抗拉及抗剪之反覆載重的測試模式，施作於無裂縫與有裂縫之混凝土基材，嘗試探討在不同的基材所表現的力學行為與耐震強度，期望能提供結構設計者有所依據。

## 試驗標準與測試波

本節先介紹膨脹錨栓試驗所使用之相關規範與試驗所採用之測試波。ACI 355.2「Qualification of Post-Installed Mechanical Anchors in Concrete and Commentary (ACI 355.2-07)」<sup>[2]</sup> 為 ACI 318 規範附錄 D<sup>[3]</sup> 認可之後置式膨脹錨栓測試準則，測試對象包括無裂縫或有裂縫之混凝土基材中的後置式膨脹錨栓，試驗結果可用以確認膨脹錨栓強度是否高於規範之設計強度值，或是依據 ACI 355.2 規範<sup>[2]</sup> 之試驗結果，作為 ACI 318 規範附錄 D<sup>[3]</sup> 錨定設計之設計參數值。

## 拉力測試波

主要測試錨栓於裂縫混凝土與無邊距效應之影響下，而受到地震拉力負載時之耐震性能情況。進行此試驗，混凝土基材裂縫寬度應在 0.5 mm 以上，採用正弦拉伸載重如圖 1 所示。假定各試驗之錨栓鋼材極限強度值皆相同，分為三階段施加反覆拉力，反覆次數各為 10 次、30 次及 100 次，第一階段的拉力值為  $N_{eq}$ ，其為錨栓極限承载力之 50%；第二階段的拉力值  $N_i$  為  $0.75N_{eq}$ ；而第三階段的拉力值  $N_m$  則是  $0.50N_{eq}$ ，此  $N_{eq}$  值由下式計算之：

$$N_{eq} = 0.5F_{u, test, 3} \sqrt{\frac{f_{c, test, 12}}{f_{c, test, 3}}} \quad (1)$$

其中， $F_{u, test, 3}$  為拉力極限承载力平均值， $f_{c, test, 12}$  為受震模擬試驗之混凝土抗壓強度， $f_{c, test, 3}$  為破壞試驗（本文稱為 Case I）之混凝土抗壓強度，另外，本試驗用之混凝土抗壓強度皆相同，故  $f_{c, test, 12}$  與  $f_{c, test, 3}$  值相等。

## 剪力測試波

主要測試錨栓於裂縫混凝土與無邊距效應之影響下，而受到地震剪力負載時之耐震性能情況。進行此試驗，混凝土基材裂縫寬度應在 0.5 mm 以上，採用正弦剪力載重如圖 2 所示，且裂縫面應平行於施力方向。假定各試驗之錨栓鋼材極限強度值皆相同，分為三階段施加反覆剪力，反覆次數各為 10 次、30 次及 100 次，第一階段的剪力值  $\pm V_{eq}$ ，其定為極限承载力  $F_{5\%}$  之 50%；第二階段的剪力值  $\pm V_i$  為  $0.75 \pm V_{eq}$ ；而第三階段的剪力值  $\pm V_m$  則是為  $0.50 \pm V_{eq}$ ，上述之  $\pm V_{eq}$  值由下式計算之：

$$F_{5\%} = F_m(1 - Kv) \quad (2)$$

$$V_{eq} = 0.5 \cdot F_{5\%} \quad (3)$$

Load level	$N_{eq}$	$N_i$	$N_m$
Number of cycles	10	30	100

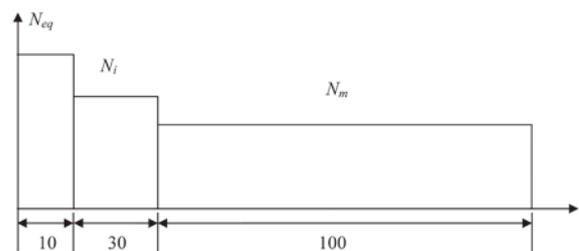


圖 1 ACI 355.2 之拉力受震模擬試驗測試波

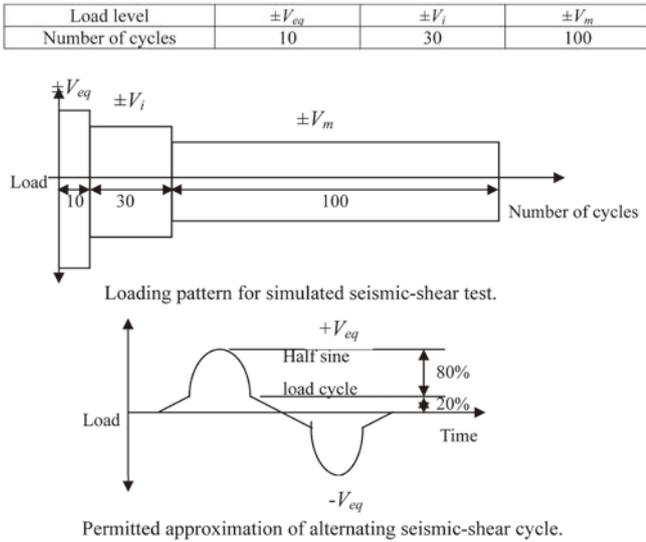


圖 2 ACI 355.2 之剪力受震模擬試驗測試波

其中， $F_m$  為極限承載力平均值， $K$  為統計常數（如表 1 所示）， $v$  為變異係數。

表 1 統計常數  $K$

Number of tests	$K$
2	13.090
3	5.310
4	3.957
5	3.400
6	3.091

## 拉力試驗

本拉力試驗之目的在探討敲擊式膨脹錨栓承受拉力之力學行為，其包含破壞模式、極限承載力及力量與變位的關係。探討膨脹錨栓於拉力試驗中，由兩種（有無裂縫）不同混凝土基材比較其結果，本研究採用之試驗條件如下：

1. 混凝土塊基材設計強度為 210 kgf/cm<sup>2</sup>
2. 不考慮邊距及埋置深度影響
3. 於無裂縫、有裂縫影響下比較拉力強度的折減情況

## 試驗架構與儀器配置

### 1. 混凝土

本研究試驗用之混凝土設計強度為 210 kgf/cm<sup>2</sup>，混凝土基材分為無裂縫與有裂縫兩種試體，其尺寸分別為 300 × 30 × 15 cm 與 240 × 30 × 15 cm 兩種試體設計圖如圖 3 所示，錨栓埋置深度皆為 4 cm，為避免邊距效應之影響，依 ACI 318 規範附錄 D [3] 之埋置點

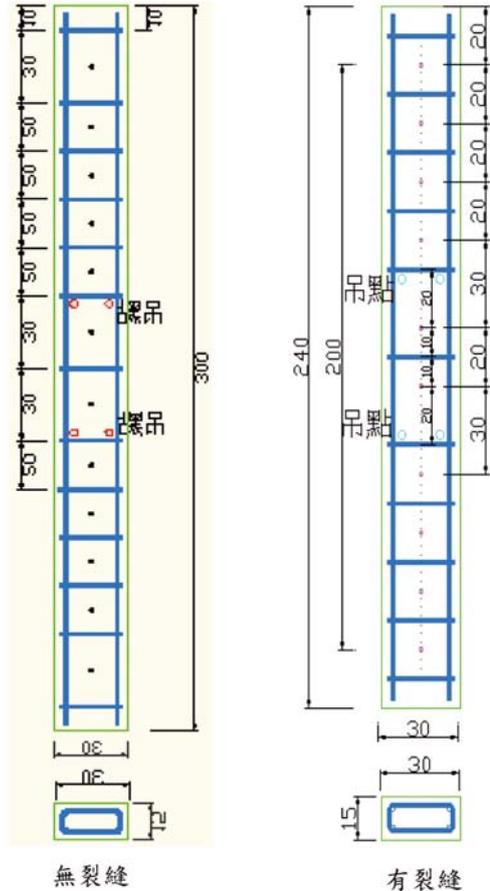


圖 3 拉力試驗不同尺寸之矩形混凝土塊

與邊距均預留 1.5 倍以上的距離，於試體澆置完後，經實際 28 天抗壓試驗結果，混凝土 28 天抗壓強度為 234 kgf/cm<sup>2</sup>。無裂縫混凝土試體共有兩組，為避免混凝土強度不同兩組皆是採同一批混凝土進行灌置，每一組試體之錨栓邊距、深度都相同，錨栓埋置數量總共有 12 個孔位，依試驗方式不同分配不同點數施作，再將其結果討論與比較；有裂縫混凝土試體亦共有兩組，同樣採同一批混凝土灌置，每一組試體之錨栓邊距、深度都相同，錨栓埋置數量總共 8 個孔位。混凝土表面裂縫製作之方法，參考 ACI 355.2 規範 [2] 進行，其裂縫寬度都在 0.5 mm 以上，且深度都達 9 cm 以上，且裂縫面應垂直於施力方向。

### 2. 試驗設備與配置

參考 ASTM E488 [4] 之拉力試驗設備如圖 4 所示。加入本試驗配置自行設計組裝之膨脹錨栓拉力試驗設備如圖 5 所示，用以量測膨脹錨栓埋設於無裂縫與有裂縫之混凝土基材，求得單獨拉力作用時，力量與位移之關係。

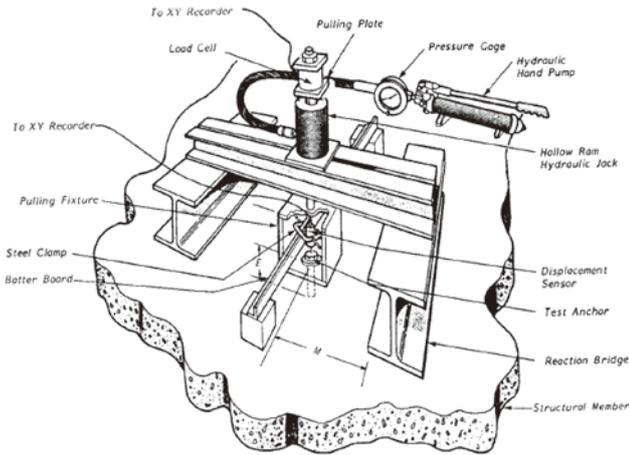


圖 4 ASTM E488 拉力試驗機制

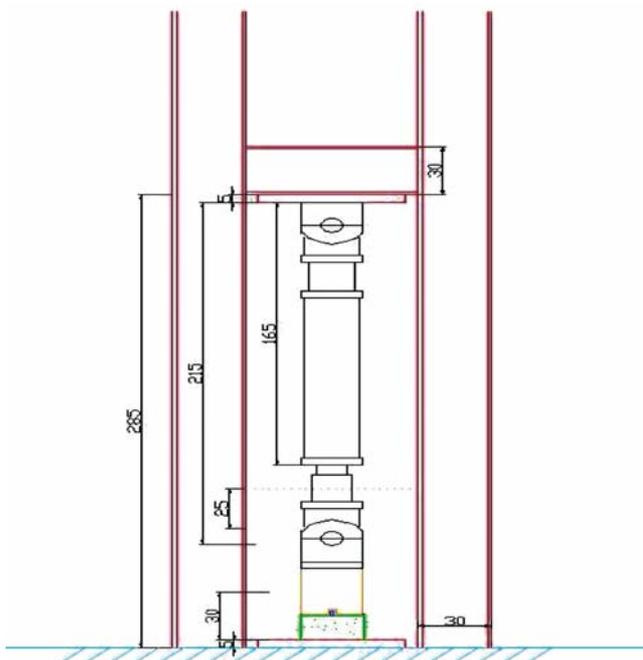


圖 5 拉力試驗配置與示意圖

## 試驗方法與參數

### 1. 試驗方法

先進行破壞試驗求得膨脹錨栓之極限承載力。為了瞭解膨脹錨栓於受震過後之極限承載力變化，將上述試驗結果運用於 ACI 355.2 規範<sup>[2]</sup>之測試波測試，待施加完畢後，再以破壞試驗之步驟作用拉力至錨栓破壞為止；為了更明確得知膨脹錨栓於彈性範圍之曲線情況，先進行反覆載重試驗測試，試驗完畢後之結果再與上述試驗相互比較。

### 2. 試驗參數

#### (1) 破壞試驗 (Case I)

前置作業完成後，啟動資料擷取器與油壓機，並以位移控制方式執行試驗，以連續式之加載速率（每秒 0.1 mm）施加於錨栓上，由千斤頂帶動箱型接合器拖動螺桿施加拉力於膨脹錨栓上直到破壞。

#### (2) 受震模擬試驗 (Seismic test)

膨脹錨栓之受震模擬試驗，目的在模擬震動發生時錨栓強度之變化情形。試驗配置如同上述，因試驗機制無法以地震歷時方式輸入，為了模擬動態地震力之情況，加載方式選用 ACI 355.2 規範<sup>[2]</sup>與破壞試驗 (Case I) 之降伏強度依圖 1 規定製作如圖 6 所示之波形，並以力量控制方式執行試驗，使反覆拉力載重垂直於剪力面施作。分為三階段施加反覆拉拔力，反覆次數各為 10 次、30 次及 100 次，加載頻率均為 200 Hz（週期為 0.005 sec）進行試驗。第一階段的拉力值  $N_{eq}$ ，本文其定為錨栓破壞試驗 (Case I) 極限承載力之 50%；第三階段的拉力值  $N_m$  為降伏強度之 25%；而第二階段的拉力值  $N_i$  則是  $N_{eq}$  與  $N_m$  之中值。另一方面，ACI 355.2 規範<sup>[2]</sup>之拉力加載歷時主要適用於有裂縫混凝土，為了使有無裂縫之混凝土試驗結果能相互比較，而使用無裂縫混凝土之承載力代替有裂縫混凝土之極限承載力，作為受震模擬試驗中  $N_{eq}$  大小的依據。為了求得無裂縫之承載力，由破壞試驗 (Case I) 的結果找出各點曲線上前段較陡之彈性勁度，再以梯形積分公式計算出各點曲線所圍至位移 4 mm 之面積，求出各點面積與彈性勁度之平均值，並利用已知條件得出承載力。

#### (3) 破壞試驗 (Case II)

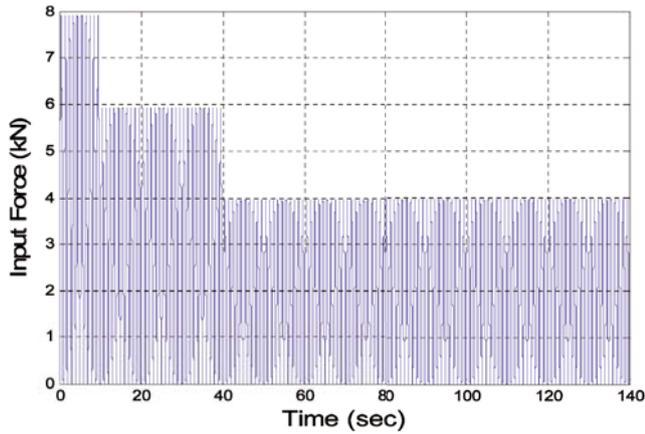


圖 6 拉力受震模擬試驗測試波

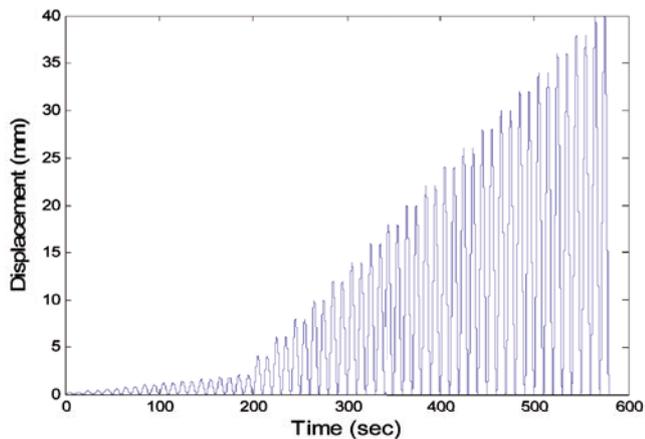


圖 7 拉力反覆載重試驗測試波

膨脹錨栓經由受震模擬試驗完畢後，並以位移控制方式執行試驗，以連續式之加載速率（每秒 0.1 mm）施加於錨栓上，由千斤頂帶動箱型接合器拖動螺桿施加拉力於膨脹錨栓上直到破壞為止，Case II 與 Case I 不同處僅在於 Case II 為先經受震模擬試驗再拉拔至破壞。

(4) 反覆載重試驗

膨脹錨栓之反覆載重試驗，目的在討論承受反覆載重下錨栓試驗之力變形曲線變化情況。試驗配置如同上述，加載方式選擇使用正弦波形作為反覆拉力之施加方式，並以位移控制方式執行試驗，如圖 7 所示，由階梯方式一直加至最大位移 40 mm。由圖中可看出，此測試波之每兩個迴圈產生一個振幅，以連續式之加載速率（每 20 秒 0.2 mm）施加於錨栓上，測試波前 200 秒為較小之振幅，此段目的是為了得知錨栓於彈性階段之曲線變化情況；而於 200 秒後之加載速率為每 20 秒 0.4 mm，此段則為了得知錨栓於塑性階段之曲線變化情況。

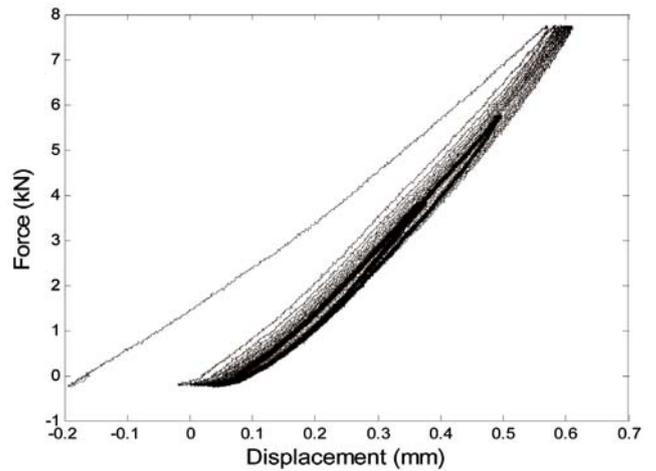


圖 8 受震模擬試驗之力與變位關係圖

試驗結果與參數

1. 拉力試驗

(1) 拉力破壞試驗（Case I）

本試驗不論是無裂縫混凝土或有裂縫混凝土之錨定破壞模式，均為錨栓拔出破壞並伴隨混凝土部分承拉面碎裂現象，亦為 ACI 318 規範附錄 D [3] 所列之膨脹錨栓常見的拉力破壞模式之一。

試驗中依不同基材之混凝土試驗結果如表 2 所示，錨栓承載力方面，錨栓並無因經過受震後有明顯降低。另一方面，由表中明顯看出，無裂縫混凝土相較於有裂縫混凝土之試驗結果較高，故證實裂縫對於膨脹錨栓之承載力與彈性勁度影響甚大。

表 2 拉力試驗結果

		試驗方法	平均點數	極限承載力 (kN)	彈性勁度 (kN/mm)
混凝土基材	無裂縫	破壞試驗 (Case I)	4	17.93	17.79
		受震模擬試驗	4		17.94
		破壞試驗 (Case II)	4	17.49	18.56
		反覆載重試驗	6	19.12	16.34
	有裂縫	破壞試驗 (Case I)	5	14.32	4.00
		受震模擬試驗	6		13.62
		破壞試驗 (Case II)	2	17.48	10.76
		反覆載重試驗	3	15.68	13.25

(2) 拉力受震模擬試驗與破壞試驗 (Case II)

如圖 8 所示，以測試所得之極限拉力強度 50% 作為加載振幅，並依據 ACI 355.2 [2] 規定之加載歷時進行加載。圖中可觀察出，試驗斜率大致相近，由於 ACI 355.2 [2] 測試波之特性，可看出試驗大致上分為三組迴圈，依序往下遞減。若由表 2 拉力破壞試驗 (Case I) 結果與受震模擬試驗後之拉力破壞試驗 (Case II) 結果可看出，受震模擬試驗後之錨栓承载力相近於破壞試驗 (Case I) 之錨栓，代表受震模擬試驗之加載對破壞強度影響有限。

(3) 拉力反覆載重試驗

同拉力破壞試驗，本試驗不論是無裂縫混凝土或有裂縫混凝土之錨定破壞模式，均為錨栓拔出破壞並伴隨混凝土部分承拉面碎裂現象。

試驗中依不同基材之混凝土試驗結果如表 2 所示，由表中明顯看出，無裂縫混凝土相較於有裂縫混凝土之試驗結果較高，故證實裂縫對於膨脹錨栓之承载力與彈性勁度影響甚大。

剪力試驗

本剪力試驗之目的在探討敲擊式膨脹錨栓承受剪力之力學行為，其包含破壞模式、極限承载力及力量與變位的關係。探討膨脹錨栓於剪力試驗中，由兩種不同混凝土基材比較其結果，本研究試驗相關條件如下：

1. 混凝土塊設計強度為 210 kgf/cm<sup>2</sup>
2. 不考慮邊距及埋置深度影響
3. 探討無裂縫、有裂縫影響下剪力強度的折減情況

試驗架構與儀器配置

1. 混凝土

同拉力試驗，本研究試驗用之混凝土設計強度為 210 kgf/cm<sup>2</sup>，混凝土基材亦分為無裂縫與有裂縫兩種試體，其尺寸分別為 300 × 30 × 15 cm 與 240 × 30 × 15 cm 兩種試體設計圖如圖 9 所示，錨栓埋置深度皆為 4 cm，同樣為避免邊距效應影響，依 ACI 318 規範附錄 D [3] 之埋置點與邊距均預留 1.5 倍以上的距離，另混凝土 28 天抗壓強度為 234 kgf/cm<sup>2</sup>。無裂縫混凝土試體共有兩組，混凝土強度、錨栓邊距、深度都相同，錨栓埋置數量總共有 12 個孔位，依試驗方式不同分配不同

點數施作，再將其結果討論與比較；有裂縫混凝土試體亦有兩組，錨栓埋置數量總共 8 個孔位。混凝土表面裂縫製作之方法，需參考 ACI 355.2 規範 [2] 進行，其裂縫寬度 0.5 mm，且深度達 9 cm，且裂縫面應垂直於施力方向。依試驗方式不同分配不同點數施作，再將其結果討論與比較。

2. 試驗設備與配置

參考 ASTM E488 [4] 之剪力試驗設備如圖 10 所示。加入本試驗配置自行設計組裝之膨脹錨栓剪力試驗設備如圖 11 所示，用以量測膨脹錨栓埋設於無裂縫與有裂縫之混凝土基材，求得單獨剪力作用時，力量與位移之關係。

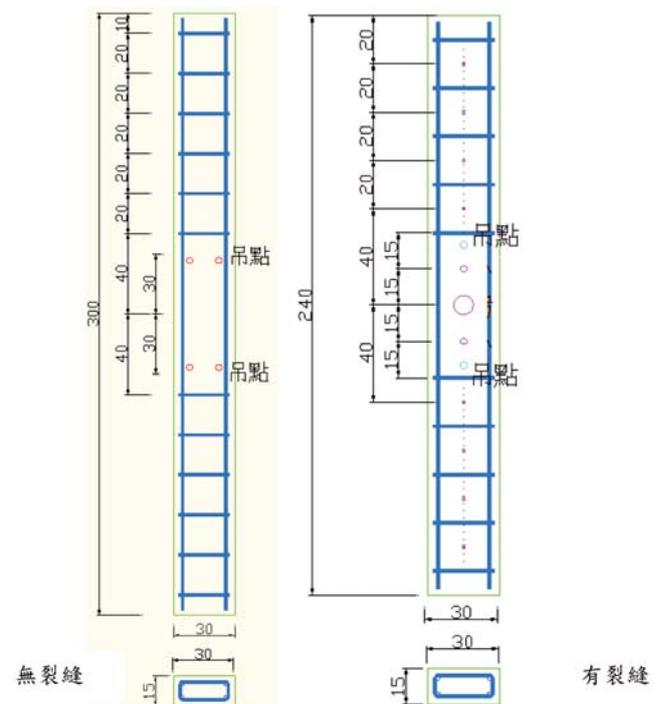


圖 9 剪力試驗不同尺寸之矩形混凝土塊

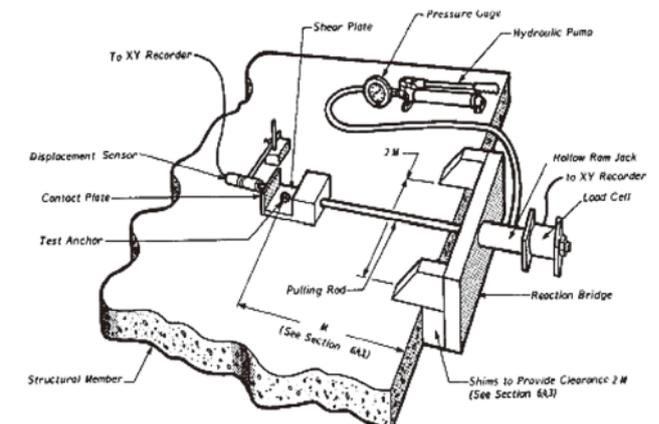


圖 10 ASTM E488 剪力試驗機制

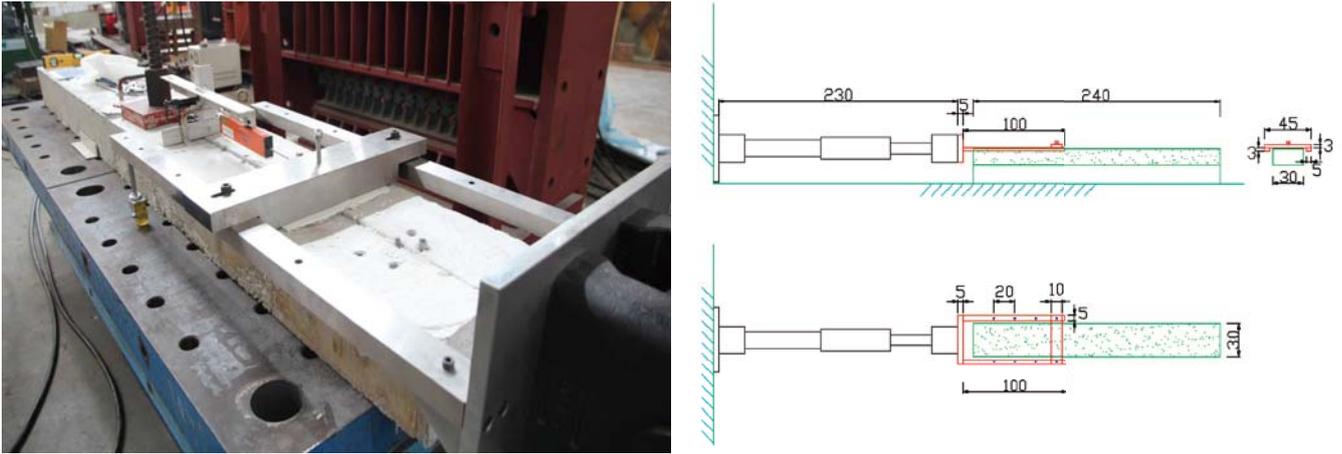


圖 11 剪力試驗配置與示意圖

## 試驗方法與參數

### 1. 試驗方法

先進行破壞試驗求得膨脹錨栓之極限承載力。為了瞭解膨脹錨栓於受震過後之極限承載力變化，將上述試驗結果運用於 ACI 355.2 規範<sup>[2]</sup>之測試波測試，待施加完畢後，再以破壞試驗之步驟作用剪力至錨栓破壞為止；為了更明確得知膨脹錨栓於彈性範圍之曲線情況，而進行反覆載重試驗測試，試驗完畢後之結果再與上述試驗相互比較。

### 2. 試驗參數

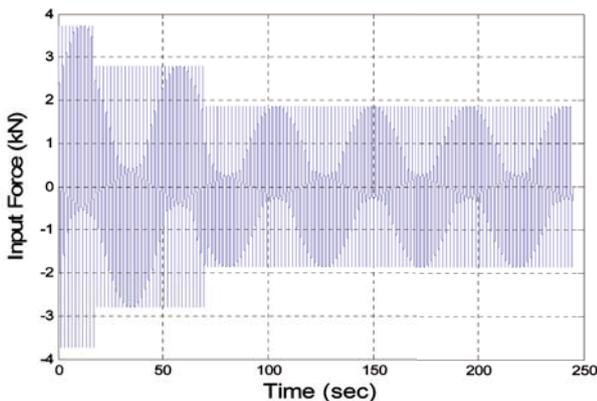
#### (1) 破壞試驗 (Case I)

前置作業完成後，啟動資料擷取器和油壓幫補，並以位移控制方式執行試驗，以連續式之加載速率（每秒 0.1 mm）施加於錨栓上，由千斤頂帶動夾具於螺桿，單一方向剪力載重平行於剪力面施作直到破壞。

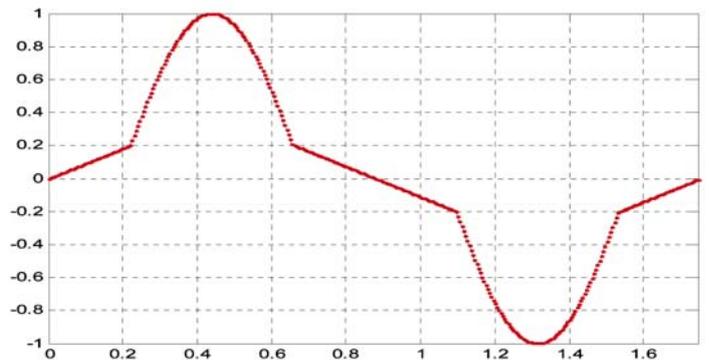
#### (2) 受震模擬試驗 (Seismic test)

膨脹錨栓之受震模擬試驗，目的在模擬震動發生時錨栓強度之變化情形。試驗配置如同上述，因試驗機制無法以地震歷時方式輸入，為了模擬動態地震力之情況，加載方式選用 ACI-355.2 規範<sup>[2]</sup>與破壞試驗之極限承載力製作如圖 12 所示，並以力量控制方式執行試驗，使反覆剪力載重平行於剪力面施作。分為三階段施加反覆剪力，反覆次數各為 10 次、30 次及 100 次，加載頻率均為 200 Hz（週期為 0.005 sec）進行試驗。第一階段的剪力值  $\pm V_{eq}$ ，本文將其定為破壞試驗 (Case I) 之極限承載力  $F_{5\%}$  之 50%；第三階段的剪力值  $\pm V_m$  為第一階段的剪力值  $\pm V_{eq}$  之 50%；而第二階段的剪力值  $\pm V_i$  則是  $\pm V_{eq}$  與  $\pm V_m$  之中值。待三階段的反覆力施加完畢後，再以破壞試驗 (Case I) 的步驟施加剪力至錨栓破壞為止。

#### (3) 破壞試驗 (Case II)



(a)



(b)

圖 12 剪力受震模擬試驗測試波；(a) 為整體波形，(b) 為 0 至 1.8 秒單一波形圖。

膨脹錨栓經由受震模擬試驗完畢後，並以位移控制方式執行試驗，以連續式之加載速率（每秒 0.1 mm）施加於錨栓上，由千斤頂帶動夾具於螺桿，單一方向剪力載重平行於剪力面施作直到破壞。

(4) 反覆載重試驗

膨脹錨栓之反覆載重試驗，目的在承受反覆載重之下錨栓試驗結果曲線之變化情況。試驗配置如同上述，加載方式選擇使用正弦波形作為反覆剪力之施加方式，並以位移控制方式執行試驗，由階梯方式至最大位移 ±40 mm 如圖 13 所示。由圖中可看出，此測試波之每兩個迴圈產生一個振幅，以連續式之加載速率（每 20 秒 0.2 mm）施加於錨栓上，測試波前 200 秒為較小之振幅，此段為了得知錨栓於彈性階段之曲線變化情況；而於 200 秒後之加載速率為每 20 秒 0.4 mm，此段為了得知錨栓於塑性階段之曲線變化情況。

試驗結果與參數

1. 剪力試驗

(1) 剪力破壞試驗 (Case I)

本試驗不論是無裂縫混凝土或有裂縫混凝土之錨定破壞模式，均為螺桿斷裂破壞，亦為 ACI 318 規範附錄 D [3] 所列之膨脹錨栓常見的剪力破壞模式之一。

試驗中依不同基材之混凝土試驗結果如表 3 所示，錨栓承載力方面，錨栓並無因經過受震後有明顯降低。另一方面，由表中明顯看出，無裂縫混凝土相較於有裂縫混凝土之試驗結果較高，故證實裂縫對於膨脹錨栓之承載力與彈性勁度影響甚大。

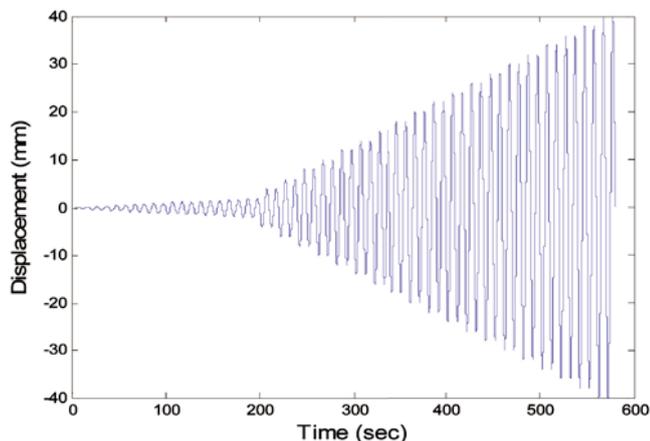


圖 13 剪力反覆載重試驗測試波

表 3 剪力試驗結果比較

		試驗方法	平均點數	極限承載力 (kN)	彈性勁度 (kN/mm)
混凝土基材	無裂縫	破壞試驗 (Case I)	4	13.24	8.57
		受震模擬試驗	3		3.63
		破壞試驗 (Case II)	3	13.78	12.73
		反覆載重試驗	3	13.25	4.63
	有裂縫	破壞試驗 (Case I)	4	11.02	6.67
		受震模擬試驗	6		3.08
破壞試驗 (Case II)		6	8.32	4.94	

(2) 剪力受震模擬試驗

如圖 14 所示，此試驗結果測試所得之極限剪力強度  $f_{5\%}$  之 0.5 作為加載振幅，並依據 ACI 355.2 [2] 規定之加載歷時進行加載。

圖中明顯觀察出，在第一圈加載時較不穩定，但其後試驗即趨於穩定，且斜率隨著反覆加載的次數增加而有明顯趨緩的情形，顯示強度確實有因此而降低；若由剪力破壞試驗 (Case I) 結果與受震模擬試驗後之剪力破壞試驗 (Case II) 結果可看出，受震模擬試驗後之錨栓承載力相近於破壞試驗 (Case I) 之錨栓。

試驗結果與規範設計強度比較

目前膨脹錨栓已逐漸被廣泛運用，固定於混凝土基材之膨脹錨栓設計，可參照內政部頒布之「結構混

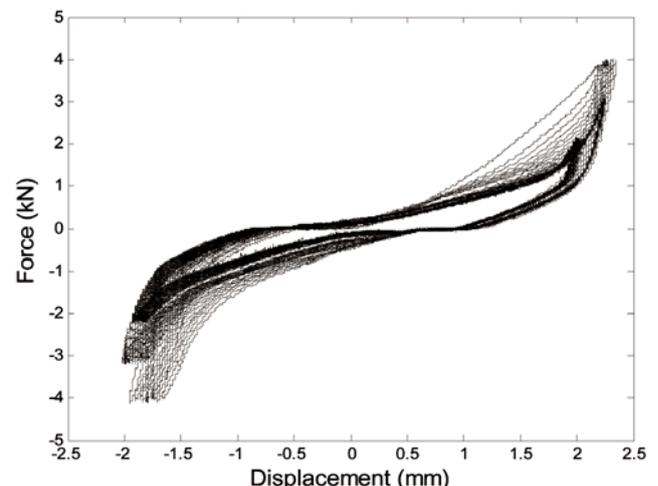


圖 14 受震模擬試驗之力與變位關係圖

「混凝土設計規範」附錄 D 或美國 ACI 318 規範附錄 D<sup>[3]</sup>。本章先介紹各設計公式之內容，再將膨脹錨栓之試驗結果與後置式錨栓公式計算值進行比較，從比較得知雙方的差距，進而得知若在實務上使用膨脹錨栓，以 ACI 318 規範附錄 D<sup>[3]</sup> 之公式評估膨脹錨栓的承载力是否合適，或是該做出若干的修正，另外由 ACI 318 規範附錄 D<sup>[3]</sup> 公式計算值與實際值的差異也可看出各種設計參數是否恰當，希望能作為將來膨脹錨栓設計規範修訂之參考。

### ACI 318 設計公式

在 ACI 318 規範附錄 D<sup>[3]</sup> 有後置式錨栓中的膨脹式及削切式錨栓之規範，本試驗之錨栓適用於 ACI 318 規範附錄 D<sup>[3]</sup> 膨脹錨栓之相關規定。規範之設計強度，取下列破壞型式設計值之最小值：

#### 一、拉力：

(1) 鋼材破壞 (Steel failure) 強度：

$$N_{sa} = nA_{se}f_{uta} \quad (4)$$

其中  $n$  為錨栓根數， $N_{sa}$  為預埋式擴頭錨或彎鉤錨栓之鋼材拉力強度， $A_{se}$  為單根螺桿的有效拉力斷面積， $f_{uta}$  為錨定螺桿鋼材抗拉極限強度（不能超過  $1.9f_{ya}$  與  $8,750 \text{ kgf/cm}^2$  ( $125000 \text{ psi}$ )）。

(2) 混凝土破壞 (concrete breakout) 強度：

$$N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}}\psi_1\psi_2\psi_3N_b \quad (5)$$

$$N_b = k_c\sqrt{f'_c}h_{ef}^{1.5} \quad (6)$$

其中  $N_{cb}$  為單根錨栓之混凝土拉破強度， $N_b$  為單根錨栓於有裂縫混凝土之混凝土拉破強度， $A_{Nco} = 9h_{ef}^2$  為邊距或間距不是控制因素之單根錨栓混凝土破壞之投影面積， $A_{Nc}$  為邊距或間距控制因素之單根錨栓之混凝土破壞之投影面積， $f'_c$  為混凝土抗壓強度， $h_{ef}$  為埋置深度， $k_c = 10$  為預埋式錨栓， $k_c = 7.2$  為後置式錨栓， $\psi_i$  為設計參數，以  $c_{a,min}$  為最小邊距，則  $\psi_1 = 1$  為邊距效應修正因數，若  $c_{a,min} \geq 1.5h_{ef}$ ； $\psi_2 = 1.0$  為有裂縫混凝土； $\psi_2 = 1.4$  為無裂縫混凝土； $\psi_3 = 1$  若  $c_{a,min} \geq c_{ac}$ ，臨界邊距  $c_{ac}$ 。

由於式 (6) 之  $k_c$  值為 ACI 318 規範<sup>[3]</sup> 經由大量的無裂縫混凝土試驗數據以 5% 失敗率強度定義決定，且

ACI 318 規範<sup>[3]</sup> 中有說明，若錨栓有依據 ACI 355.2 規範<sup>[2]</sup> 進行試驗，則  $N_b$  須用式 (7) 求得之  $F_{N5\%}$  取代，並以式 (8) 檢核  $k_c$  是否於合理範圍內，如表 4 所示。

表 4 ACI 355.2 規定後置式錨栓之混凝土拉破強度範圍

試體	最小值	最大值
無裂縫混凝土	10	13
有裂縫混凝土	7	9

$$F_{N5\%} = F_m(1 - Kv) \quad (7)$$

$$k_c = \frac{F_{N5\%}}{\sqrt{f'_c}h_{ef}^{1.5}} \quad (8)$$

其中  $F_{N5\%}$  為單根錨栓之混凝土拉破強度推算 5% 失敗率強度， $F_m$  為拉力極限承载力平均值， $K$  為統計常數（如表 1 所示）， $v$  為變異係數。

如表 4 所示，若  $k_c$  於合理範圍內或大於規範所要求之範圍，此時拉力強度計算公式應選用為混凝土破壞公式計算；若  $k_c$  小於規範所要求之範圍，此時拉力強度計算公式應選用為拉脫破壞公式計算。

(3) 拉脫 (Pullout failure) 強度：

$$N_{pn} = \psi_4 N_p \quad (9)$$

其中  $N_{pn}$  為單根錨栓之拔出強度， $N_p$  為單根錨栓於有裂縫混凝土之拔出強度， $\psi_i$  為設計參數，則  $\psi_4 = 1.0$  為有裂縫混凝土； $\psi_4 = 1.4$  為無裂縫混凝土。

由於 ACI 318 規範附錄 D<sup>[3]</sup> 所示之拉脫強度僅適用於預埋式的擴頭錨栓及彎鉤錨定物，不能應用於膨脹錨栓之強度計算，必須依據後置混凝土錨栓品質試驗方法之試驗結果推算 5% 失敗率強度而得  $F_{Np5\%}$  值，因此本文以式 (10) 代入式 (9) 計算膨脹錨栓之拉脫強度  $N_{pn}$ 。

$$F_{Np5\%} = F_m(1 - Kv) \quad (10)$$

其中  $F_{Np5\%}$  為單根錨栓之拔出強度推算 5% 失敗率強度， $F_m$  為拉力極限承载力平均值， $K$  為統計常數（如表 1 所示）， $v$  為變異係數。

#### 二、剪力：

(1) 鋼材破壞 (Steel failure) 強度：

$$V_{sa} = n0.6A_{se}f_{uta} \quad (11)$$

$$F_{V_{5\%}} = F_m(1 - Kv) \quad (12)$$

其中  $n$  為錨栓根數， $V_{sa}$  為預埋式擴頭錨或彎鉤錨栓之鋼材剪力強度， $F_{V_{5\%}}$  為單根錨栓之鋼材剪力強度推算 5% 失敗率強度， $A_{se}$  為單根螺桿的有效剪力斷面積， $f_{uta}$  為錨定螺桿鋼材抗拉極限強度（不能超過  $1.9 f_{ya}$  與  $8,750 \text{ kgf/cm}^2(125000 \text{ psi})$ ）， $F_m$  為剪力極限承载力平均值， $K$  為統計常數（如表 1 所示）， $v$  為變異係數。

ACI 318 規範附錄 D<sup>[3]</sup> 說明後置式錨栓之剪力強度由鋼材破壞強度控制， $V_{sa}$  必須設定為依據後置式混凝土錨栓品質試驗方法之試驗結果為佳，否則可採用式 (11) 為替代性計算公式。

### 試驗值與規範計算值之比較

由於本文拉力試驗之結果皆為混凝土破壞，因此以設計規範式 (5) 代入計算比較。由表 5 中可歸納出以

下兩種結論：(1) 無裂縫混凝土之  $N_{cb}$  與  $F_{N_{5\%}}$  計算值相較下，顯示  $N_{cb}$  值遠大於  $F_{N_{5\%}}$  值，故設計規範式 (5) 中之設計參數  $\psi_2$  代入  $N_{cb}$  結果較不保守。(2) 由設計規範中  $k_c$  (7.2) 求得  $N_{cb}$  與有無裂縫混凝土之  $N_{cb}$  計算值相較下，顯示規範值小於試驗值，故規範值較為保守。

剪力試驗之結果皆為螺桿斷裂，因此以設計規範式 (12) 代入計算比較。另外，也會將相同之試驗數據代入式 (11)，以兩種不同之設計規範公式與試驗結果作比較，由表 6 中可看出，設計規範之  $F_{V_{5\%}}$  計算值遠小於最小試驗值，顯示規範為使失敗率降至 5%，同時本試驗樣本數據少，因此若要採用本試驗值推算設計值，須將試驗值降低至相當保守的剪力強度設計值。設計規範之  $V_{sa}$  計算值大於最小試驗值，顯示規範式 (11) 會高估膨脹錨栓之抗剪強度，因此並不適合於膨脹錨栓抗剪預估。

表 5 拉力試驗結果與設計規範比較

	試驗	極限承载力 平均值 $F_m$ (kN)	統計常數 (K)	變異係數 ( $v$ )	$k_c$	$F_{N_{5\%}}$ (kN)	$N_{cb}$ (kN)	規範計算值 $N_{cb}$ (kN) 【註 1】	誤差百分比 (%)		
									【註 2】	【註 3】	
混凝土 基材	無裂縫	破壞試驗 (Case I)	17.93	3.96	0.14	6.6	7.96	15.13	12.10	90	-20
		破壞試驗 (Case II)	17.49	3.96	0.13	7.0	8.51	12.43		46	-2
	有裂縫	破壞試驗 (Case I)	14.32	3.40	0.04	9.0	10.80	10.80	8.64	-20	
		破壞試驗 (Case II)	16.79	5.31	0.08	7.4	8.88	8.88		-2	

- 【註】1. 規範計算值  $N_{cb}$  之  $k_c$  為 7.2
- 2. 誤差百分比 =  $(N_{cb} - F_{N_{5\%}}) / F_{N_{5\%}}$
- 3. 誤差百分比 =  $(\text{規範計算值 } N_{cb} - N_{cb}) / N_{cb}$

表 6 剪力試驗結果與設計規範比較

	試驗	極限承载力 平均值 $F_m$ (kN)	統計常數 (K)	變異係數 ( $v$ )	最小試驗值 (kN) 【註 1】	規範計算值 $F_{V_{5\%}}$ (kN)	規範計算值 $V_{sa}$ (kN)	誤差百分比 (%)		
								【註 2】	【註 3】	
混凝土 基材	無裂縫	破壞試驗 (Case I)	13.24	3.96	0.08	12.41	9.05	16.58	-27	33
		破壞試驗 (Case II)	13.78	5.31	0.05	13.03	10.34		-20	27
	有裂縫	破壞試驗 (Case I)	11.02	3.96	0.09	9.97	6.94		-30	66
		破壞試驗 (Case II)	8.32	3.09	0.15	7.18	4.47		-38	130

- 【註】1. 最小試驗值為試驗中最小之極限承载力
- 2. 誤差百分比 =  $(\text{規範計算值 } F_{V_{5\%}} - \text{最小試驗值}) / \text{最小試驗值}$
- 3. 誤差百分比 =  $(\text{規範計算值 } V_{sa} - \text{最小試驗值}) / \text{最小試驗值}$

## 結論與建議

### 結論

本研究主要利用試驗方法針對敲擊式膨脹錨栓在相同混凝土強度、錨栓深度與邊距情況下，分別進行抗拉與抗剪之破壞試驗、受震模擬試驗及反覆載重試驗的結果進行探討，並配合有無裂縫之混凝土基材，觀察錨栓受影響之程度，由本研究之試驗結果可歸納出下列幾點結論：

1. 裂縫對於膨脹錨栓抗拉、抗剪極限承載力與彈性勁度影響甚大。當膨脹錨栓施作於有裂縫混凝土基材內，錨栓與混凝土之握裹力降低許多，因而混凝土產生半錐形破壞模式，無法發揮預期強度。
2. 同樣是進行拉力破壞試驗之情況下，受震模擬試驗後之錨栓承載力強度與彈性勁度相近於破壞試驗 (Case I) 之錨栓，因此膨脹錨栓於 ACI 355.2 規範<sup>[2]</sup> 之測試波反覆載重作用下，錨栓依然保持原有強度。
3. 同樣是進行剪力破壞試驗之情況下，受震模擬試驗後之錨栓承載力相近於破壞試驗 (Case I) 之錨栓，但彈性勁度為不穩定，因此膨脹錨栓於 ACI 355.2 規範<sup>[2]</sup> 之測試波反覆載重作用下，錨栓雖然保持原有承載力，但彈性勁度會因混凝土或鋼材控制而變化。
4. 由於試驗中所用之混凝土係由廠商所提供，其相同時間澆置確有不同之抗壓強度，因此本研究之試驗結果可能無法準確得知錨栓埋置於相同混凝土中的強度，在後續研究中應盡量於相同之混凝土試體施作，避免數據差異甚大。
5. 由試驗值與 ACI 318 規範附錄 D<sup>[3]</sup> 之設計值比較，得知以下結論：敲擊式膨脹錨栓之試驗值均較 ACI

318 規範附錄 D<sup>[3]</sup> 的後置式錨栓規範計算值大，發現若以 ACI 318 規範附錄 D<sup>[3]</sup> 估計錨栓之承載力，結果較為保守。

### 建議

因為膨脹錨栓之強度與破壞模式會受到錨栓本身材質、混凝土條件及施工等因素影響，因此少許之試驗數據會額外不同，然而大致上還是保留與其它數據相同之趨勢。下列幾點建議，後續研究時應盡量避免或加強，並提供對後續可能之研究方向。

1. 為了確保安裝錨栓的一致性，其中錨栓埋置深度與垂直度影響甚大，因此建議在鑽孔時應使用輔助工作以確保埋置深度與垂直度，減少其誤差。
2. 在發生地震時，建築物以不規則情況下劇烈晃動，拉力與剪力可能同時發生於錨栓，建議可採用模擬地震力之試驗，並施加拉力與剪力之反覆作用，以得知錨栓受地震等反覆力的影響。

### 參考文獻

1. 黃喬俊，「消防撒水系統耐震問題研究」，國立成功大學建築研究所碩士論文，民國九十二年。
2. ACI Committee 355, 《Qualification of Post-Installed Mechanical Anchors in Concrete and Commentary (ACI 355.2-07)》，American Concrete Institute, Detroit, 2007.
3. ACI Committee 318, 《Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318R-05)》，American Concrete Institute, Detroit, 2005.
4. ASTM E488, 《Standard Test Methods for Strength of Anchors in Concrete and Masonry Elements》，ASTM International, United States, 2003.
5. ASCE 7-05, 《Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures》，American Society of Civil Engineers, 2006.
6. 「建築物耐震設計規範及解說」，內政部營建署頒布，2011 年。



社團法人  
中國土木工程學會  
CIVIL AND HYDRAULIC ENGINEERING

電話：(02) 2392-6325

傳真：(02) 2396-4260

e-mail: service@ciche.org.tw

一個凝聚產官學土木專業知識的團體  
一個土木人務必加入的專業學術團體  
一個國際土木組織最認同的代表團體  
一個最具歷史且正轉型蛻變中的團體

# 歡迎加入學會



<http://www.ciche.org.tw>  
請上網下載入會申請表

# 無人飛行系統大面積航測精度評估

## — 以小金門(烈嶼)為例

蔡秉宏、林秋芬、黃美甄／國立臺北科技大學土木工程系碩士

張國楨／國立臺北科技大學土木工程系副教授

### 摘要

近年來遙測的進步與電腦計算能力的提升，獲得的資料更準確也更接近真實，影像解析度也從公尺降至公分等級。運用無人飛行系統（Unmanned Aerial System, UAS）搭載消費級相機來拍攝像片，再以攝影測量方式，來建置資料庫，此一應用為近年來學界發展的重點。受限於載具硬體、相機及技術整合等工具的影響，空間資料成果的品質、精度等評估方面的研究，猶仍不足。

小金門（烈嶼）無複雜地形、測區範圍封閉、面積相對大，因此選擇此地點作為大面積航測精度的研究。本研究利用 UAS 搭載相機拍攝像片，藉由像片重疊原理產生立體像對，並給予控制點（Ground Control Point, GCP），來建置小金門地區正射影像與數值地形模型；並再搭配現地 e-GPS、水準，及三邊等測量方式，以獲取真實空間資訊，進而整合並比較真實空間與模型上的差異，期望藉由無人載具所建置出的數值地形模型的精度進行評估，並在未來工程規劃、防災、減災上等不同的需求上，呈現可能的應用。

本研究 UAS 拍攝像片時航線重疊率大於 75%，側向重疊率大於 40%，搭載 Sony QX100 與 QX1 相機，一共拍攝 2735 張像片，建置出地面解析度 10.16 公分影像，全區域面積為 34.16 km<sup>2</sup>，UAS 飛行拍攝像片時記錄像片位置與像片角度，搭配地面控制點利用共線方程式匹配出不同像片上相同點，計算重疊區域影像共軛點坐標，並製作數值地形模型。控制點測量方法為衛星定位虛擬基準站即時動態技術（Virtual Base Station Real-Time Kinematic, VBS-RTK），控制點數量與模型精

度有一定的影響，但是在面積前提下控制點數量增加也反應在成本與時間上，現實上無法將現地布滿控制點，因此本研究主要探討在少量控制點下建置出數值地形模型，再與現地測量成果精度比較，並與既有衛星影像與 UAS 影像進行細緻度比較；UAV 數值地形模型精度優於衛星影像許多，精度方面 UAS 模型與現地測量結果比較，其兩條橫剖面結果之標準差在  $\pm 20$  cm 內，離散檢核點之標準差在  $\pm 50$  cm 內。本研究結果指出在大面積測繪下，均勻分散的控制點分布下，誤差較大點位分布於地形起伏較大的區域，為提升數值地形模型精度，控制點布設需均勻，且於高程起伏落差較大處布設，另外提高像片重疊率與多視角拍攝皆可增加模型精度。在資料後處理方面可以依照需求的精度搭配相機、感光元件、解像力與航高不同排列組合建置出符合需求的解析度與精度，期望在未來執行航拍任務上與建置模型上可以達到最佳的效率。

### 動機目的

由於電子產業的進步使得電子組件趨於便宜與輕量化因此可將無人飛機（Unmanned Aerial Vehicle, UAV）從原本的軍事用途運用到攝影與測繪，此外利用重疊度照片也可以建置出災前災後數值地形模型進行災變探討。又因近年來遙測的進步與電腦計算能力的提升，獲得的資料更準確也更接近真實，影像解析度也從公尺降至公分等級，傳統上判斷相片間相同點位需要以人工方式判斷且非常的費時，而現今電腦計算能力已可以在相同的時間內自動判斷出相同點位。本研究使用無人飛行載具搭載相機拍攝航空像片，利用像片重疊原理產生立體像對，並給予控制點來建置

小金門地區正射影像與數值地形模型。另外，同時搭配現地量測所獲取的真實空間資訊，進一步來比較模型與現地測量的差異，期望藉由無人飛行載具所建置出的數值地形模型，在合理的精度下可以運用到未來工程規劃、防災、減災等工程上的用途。

無人飛行載具飛行時像片拍攝瞬間可以記錄像片的位置與像片角度，搭配地面控制點利用共線方程式自動匹配出不同像片的相同點計算重疊區域空間坐標並製作數值地形模型，而控制點測量方法為衛星定位虛擬基準站即時動態技術（Virtual Base Station Real-Time Kinematic, VBS-RTK），平面與高程精度為公分等級，控制點數量與模型精度有一定的影響，但在大面積前提下控制點數量增加也會反應在成本與時間上，在少量控制點前提下建置出的數值地形模型與 e-GPS 測量成果做比較，探討無人載具建置出來模型精度。

本研究區域為小金門（烈嶼）全區。小金門整個島嶼無複雜地形、測區範圍封閉、面積相對大，因此選擇此地點作為大面積航測精度的研究。小金門於金門本島西側，居於金門與廈門之間，在戰略上可說是外島中的外島，前線中的前線，丘陵及平地各半。圖 1 指示本研究之區域位置。另外因拍攝期間為秋末冬初時間，正處東北季風強盛期，因此執行航拍任務時也有一定的難度。

## 方法與流程

本研究利用無人飛行載具搭配相機對地面拍攝影像，並搭配地面控制點建置數值地形模型，並探討在大面積下搭配少量控制點建置出的模型精度。圖 2 為本研究之執行流程。定翼型無人飛行載具是指具有固定翼的飛行載具，此類載具特點為負重量高與較長的滯空時間。

### 航線規劃及任務執行

執行航拍任務前需事先於室內進行飛航任務的規劃。首先決定拍攝地區範圍後，依所需之影像解析度設置飛行高度，再依航向及航帶間的影像重疊度需求，來產生航線、航點，並使相機在航線上以等時距（或等間距）的方式進行拍攝。航線規劃地圖資料來源為 Google map，其中難免有地形高程的錯誤，所有飛行高度需經過再三的確認，比對每條飛行航線的航高與地形高度剖面，確保飛行安全。航拍任務規劃時，因在室內工作，故僅能先就測區內，以 Google Earth / Map 等影像上找尋可能的起降場地，因此任務執行時，至現地附近確認可行性，並再次以現地地形、地貌及風向等天候狀況，重新設置起飛點及降落點方向、位置飛行任務之調整。事前設備的準備與器材狀況都需要經過仔細檢查，到現場周遭環境植生情形與高壓電塔

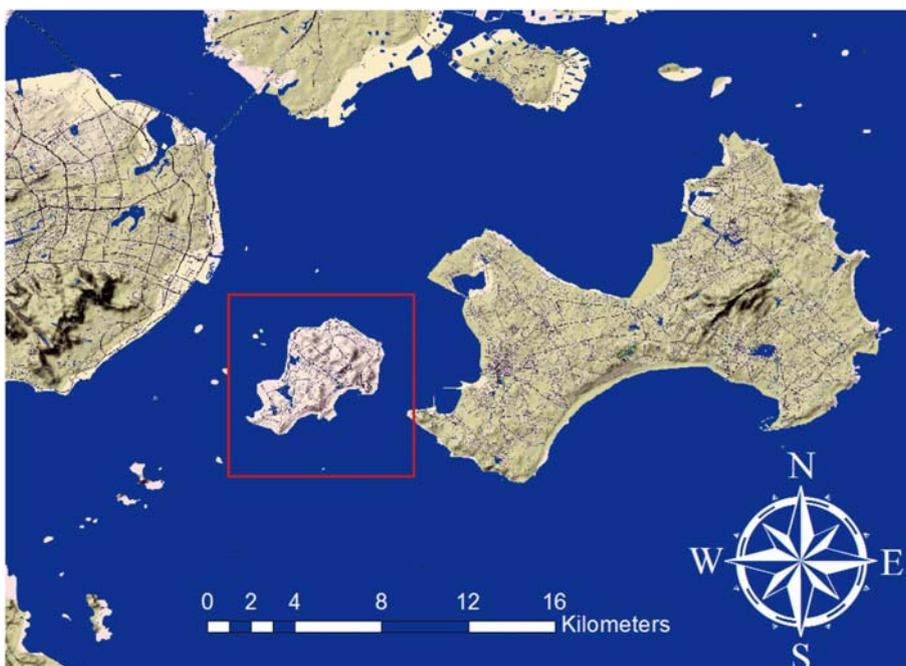


圖 1 小金門地理位置

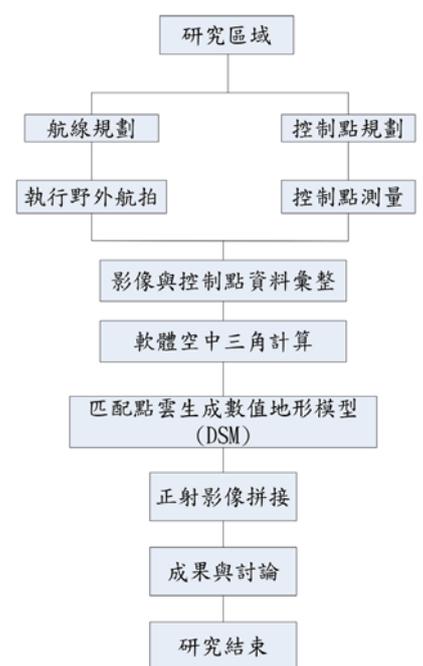


圖 2 研究流程圖

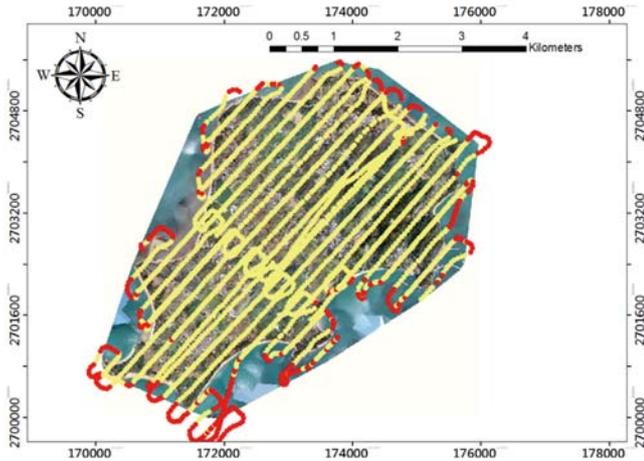


圖 3 小金門任務航線執行成果

或人工高凸建物等都需再次確認評估，除此之外現場光線、風向、風速、周邊地形地物狀況與 GPS 接收狀態皆良好狀況下才能執行飛行任務，使整個飛行計畫與測量工作安全順利的進行！每一航次的航拍任務完成後，直接於現場初步比對拍攝像片數量與品質，並完成像片擷取。

## 現地測量

### 地面控制點

地面控制點 (Ground Control Point, GCP) 是指在地面上已知的平面座標 (X、Y) 及垂直高程的點位 (Z)，因此，GCP 依性質大致分為兩類，平面控制點、高程控制點；平面控制點僅有平面位置 XY 座標的控制點，高程控制點只有高程 Z 座標的控制點，兩者控制點兼具有的即是空間坐標 (X、Y、Z) 的控制點。

航空攝影測量選取地面控制是非常重要的，必須在明顯且易辨識的位置，及在影像和真實地面上都能判釋出之控制點。地面控制點盡量選取於與地面真實高程的位置，可避免點為高程誤差過大，導致建模效果不佳。圖面上清楚可見物之目標大概是以下舉例之項目：(1) 十字路口交叉點 (2) 消防栓、地下水溝蓋旁 (3) 道路的交角和轉折處 (4) GPS 量測點、航空標等。

尋找地面控制點的方法有三種，第一種方法是利用像片判識，在圖上找尋控制點的方式來獲得坐標的資訊。此方法會因像片或人為判識上的誤差，使精度也可能相對較差。第二種方法是點之距 (point of distance)，以現地測量方式配合空中三角計算，得知

像片中心點座標與位態後，再均勻推算配置於像片上明顯點位同時也是連接點之座標，而這些推算的點即為點之距，使用上精度較單用像片基本圖來的高。第三種方法是現地量測，利用測量儀器到目的地去量測航照上找到的外方位點位的資料，精度也比上述兩種方式提高不少，本研究控制點數量為 12 個，飛行任務之前直接先於地面上上漆，並以 e-GPS 現地測量而測得。先行於地面布設，可方便航拍過程中，影像上直接可視，並方便人工點選。本研究之控制點分布位置如圖 4 所示，布置情形示例如圖 5，各點位之坐標列如表 1。

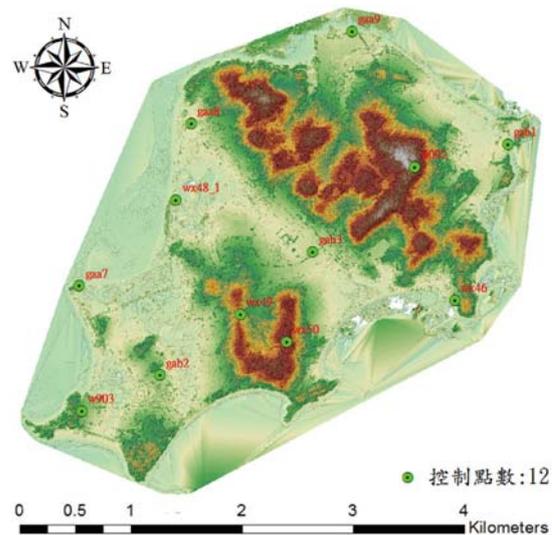


圖 4 控制點分布



圖 5 本研究中現地控制點布設示例

表 1 本研究之控制點坐標 (TWD97/TM2 zone 119)

點位	N	E	Z
GAB3	173391.011	2702791.183	37.197
WX46	174997.461	2702238.605	22.088
GAB1	175592.592	2704019.889	16.841
GAA9	173837.356	2705311.404	20.435
W092	174542.214	2703759.91	97.112
WX48_1	171845.808	2703382.347	14.67
GAA7	170755.909	2702401.832	14.455
W903	170780.250	2700969.419	27.9
GAB2	171663.392	2701381.668	22.298
WX49	172576.778	2702078.39	45.178
WX50	173098.398	2701761.428	62.744
GAA8	172023.11	2704260.761	18.398

### 檢核點測量

檢核點在本研究主要目的為分析無人飛行載具所建置出數值地形模型與現地真實測量的誤差，並藉以分析誤差原因，本研究檢核點分為剖面測量與離散點位測量。剖面測量採用水準測量與 e-GPS 測量，由於水準測量觀測誤差較大，故同時也採用 e-GPS 測量方法，本研究檢核點剖面使用逐差水準測量施測，利用前後視關係求得現地高程資料。離散點則完全採用 e-GPS 方法進行量測。檢核剖面及離散檢核點分布位置各如圖 6 及圖 7 所示。

現地測量結果為確認其精度及誤差、並考慮可接受的人力，本研究一共進行兩次剖面測量與離散點 e-GPS 的現地量測，兩次的測量成果，其平面與高程誤差都在 ± 10 公分以內。



圖 6 檢核剖面分布

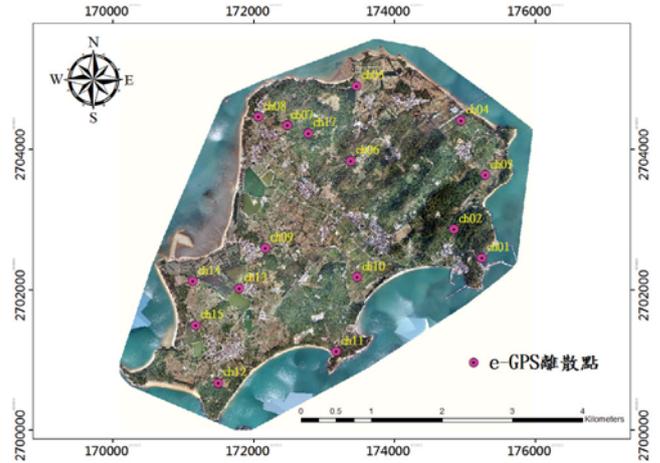


圖 7 離散點位分布

## 研究成果與討論

### 數值地形模型建置成果

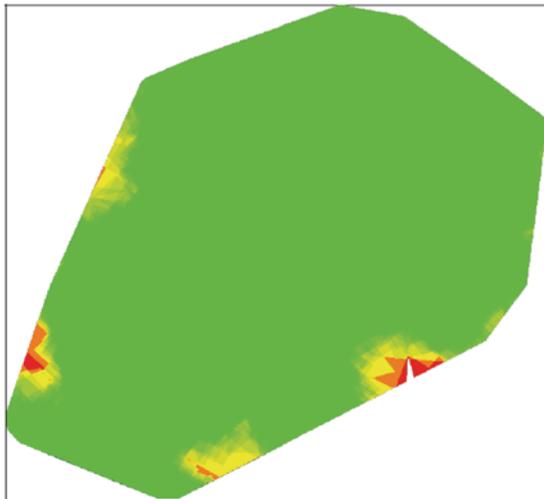
本研究使用 UAS 搭載 Sony QX100 相機拍攝。影像之空間重疊度，為一航拍任務規劃及成果的指標之一，圖 8 指示研究區域內之影像重疊度，全區內每一小區內，其影像數均大於 5 張，局部區域少於 3 張者，均為陸域範圍以外之區域，不在本研究範圍。全區之數值地面模型 (DSM) 建模之解析度約 10 公分，圖 9 指示本研究之 DSM 建模成果，局部區域之水體有較大之三角網格的區塊，不在研究範圍內。圖 10 為小金門地區所拍攝影像建置之全區正射影像。模型基本資料列如表 2 所示。

表 2 模型基本資訊

影像數量	2735 張
航高	450 m
地面解析度 (GSD)	0.1016 m
相機類型	Sony QX100
坐標系統	TWD97/TM2 zone119
涵蓋面積	34.1589 km <sup>2</sup>
特徵點 (keypoint)	57620 per image
匹配點 (matching)	1457.6 per image

### UAS 與衛星影像建模成果比較

本研究因小金門地區之空間資訊 (如 1/1000 地形圖或空載光達資料) 取得不易，故使用 UAS 所建置之 DSM 與衛星影像所建置之 DSM 比較，其中 UAS 建置出來的 DSM 解析度為 0.1016 公尺，衛星影像為



Number of overlapping images: 1 2 3 4 5+

圖 8 區域重疊照片數量

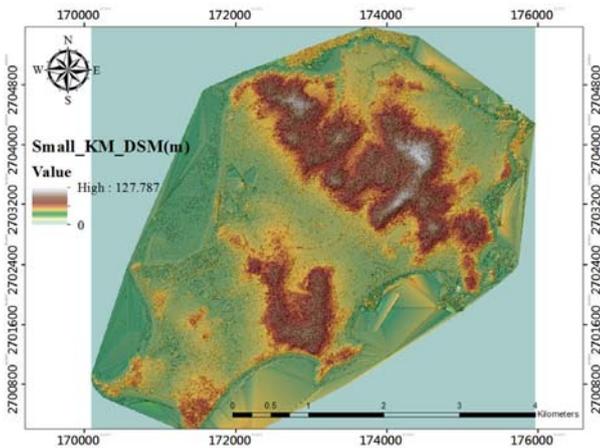


圖 9 小金門 DSM

0.61 公尺，影像解析度上有六倍之差距。兩種影像建模成果如圖 11 所示，在全區的尺度上，兩者似無差異，但細部放大後，清楚呈現兩者在空間的解析度及精確度的極端差距。圖 12 為小金門地區垃圾掩埋場，衛星影像匹配出來的模型在掩埋場邊緣輪廓上不是規則的逐層堆疊，已不是真實現況，而 UAS 建置出來之模型輪廓與真實狀況雖有些許錯誤但整體來看是貼近真實狀況的。圖 13 為小金門西南方上歧市區，在衛星匹配模型上明顯無法判斷是居住的市區，只有不規則的起伏，UAS 建置出模型由於屬低航高飛行因此解析度提升，建物等輪廓清楚。圖 14 則呈現 UAS 影像建置出來的模型在不同幾何形狀下，忠烈祠四周圍、邊界處、台階都可清楚判斷出來，呈現資料建置之合理性。

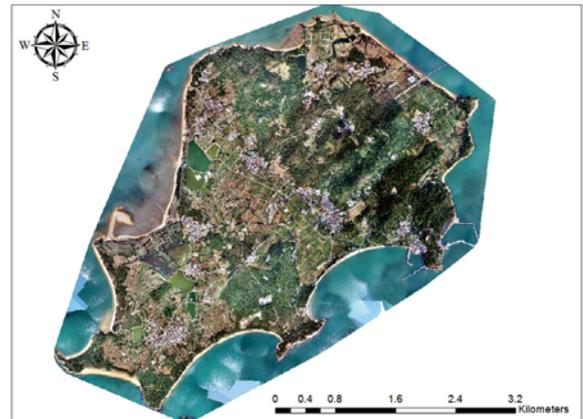


圖 10 小金門地區全區正射影像成果

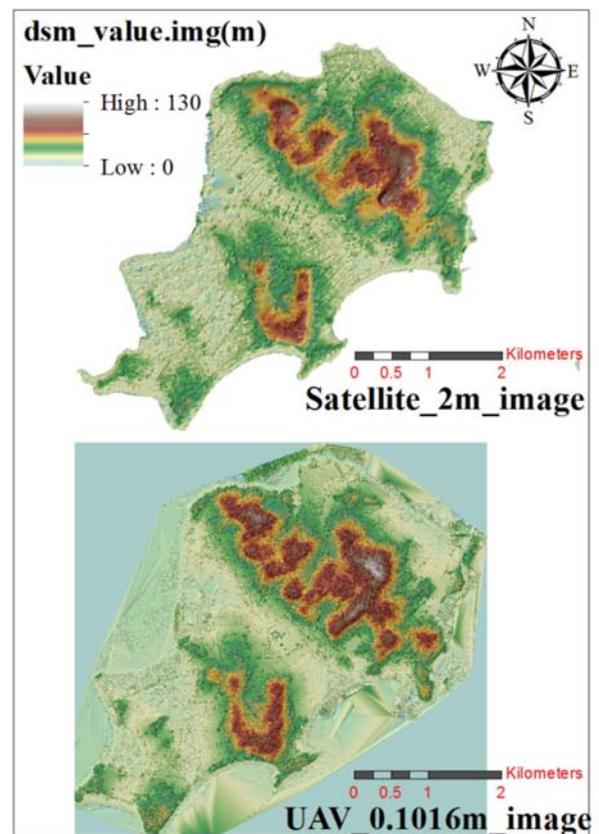


圖 11 衛星影像與 UAV 影像 DSM 比較

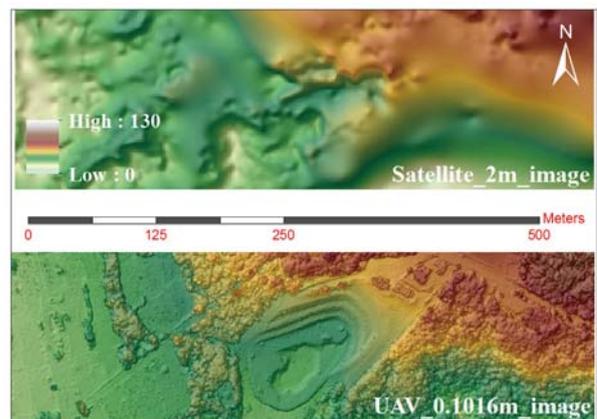


圖 12 垃圾掩埋場附近 DSM 成果對比

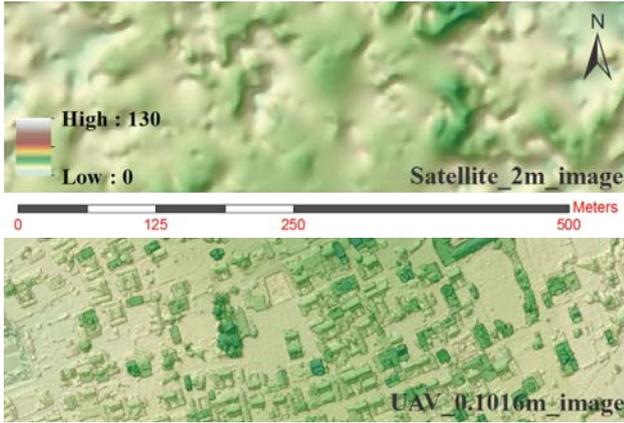


圖 13 小金門上歧市區附近 DSM 成果對比

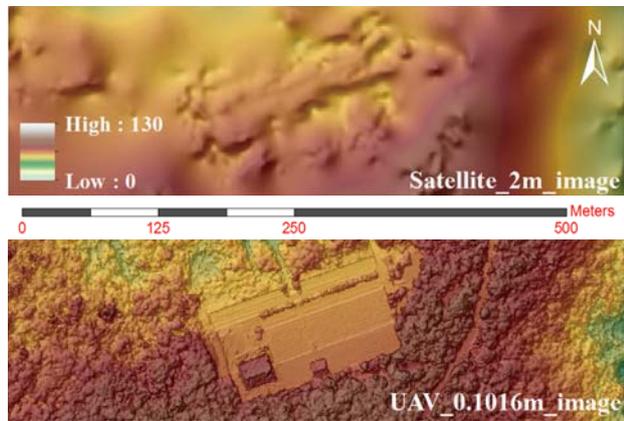


圖 14 小金門忠烈祠附近 DSM 成果對比

### 控制點本身測量誤差

DSM 需要搭配控制點來提高整體精度，前提是控制點精度也要夠高才能比較模型精，本研究利用兩次不同時間之 e-GPS 測量結果進行控制點測量誤差評估，雖然針對同樣的點位進行量測，兩次控制點之高程標準差為 0.121 公尺，雖然對於 DSM 建模精度分析之要求或已然足夠，但就檢核點之高程檢核對比，表示已先可能存在 12.1 公分以上誤差，因此若檢核之結果高於 0.121 m，則指示了模型建模的真正誤差。另外，由於 WX46 點位選點不當，上方有樹木遮蔽，控制點測量較難收斂至固定值，導致高程誤差達到 0.27 公尺，故本點不列在討論之誤差。其他更高精度的測量結果，如靜態差分 GPS 量測，將是更高精度模型檢核的不二方法了。兩次測量成果差異比較如圖 15 及表 4 所示。

表 4 前後期控制點高程量測誤差（單位為公尺）

較差上限	較差下限	平均誤差 (MEAN)	均方根誤差 (RMSE)	標準差 (STD)
0.270	-0.136	0.007	0.124	0.121

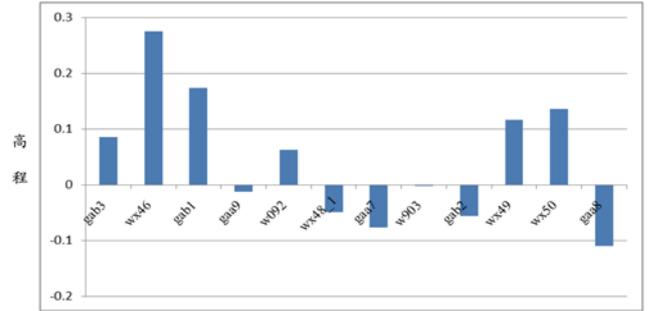


圖 15 控制點兩次 e-GPS 量測之高程差異

## 模型誤差分析

### 離散檢核點位

檢核 DSM 分為點、線，其中點的檢核共 16 個點位，均勻分散在整個測區，其分布位置如圖 6 及圖 7 所示。本研究之 DSM 建模成果與離散檢核點之高程標準差為 0.785 公尺。其中誤差最大的點位是 ch11，高於 e-GPS 測量 2.143 公尺，查核影像及模型後，因為該點位在很多林木間，所攝得之影像無法兼顧各角度，造成軟體匹配錯誤提高誤差的狀況，將此點濾除後標準差為 0.49 公尺。e-GPS 於固定解下測量時高程誤差為 ± 10 公分內，前後期控制點標準差為 12 公分，表示 12 公分以上的誤差量是可以被求出的，故進行離散點與剖面的檢核測量。

表 5 濾除錯誤點後之 DSM 成果高程誤差（單位為公尺）

較差上限	較差下限	平均誤差 (MEAN)	均方根誤差 (RMSE)	標準差 (STD)
0.568	-1.059	-0.414	0.647	0.495

### 剖面測量結果高程差

A-A' 剖面及 C-C' 剖面之 e-GPS 測量結果與 DSM 模型建模後之高程剖面可以明顯看出模型與 e-GPS 測量成果非常貼近，但模型略有些許雜訊或錯誤，差異較大處分別是雜訊、樹木遮蔽等影響，其中編號 88 點位車輛臨停在該點位上，故進行照片匹配時車輛高度

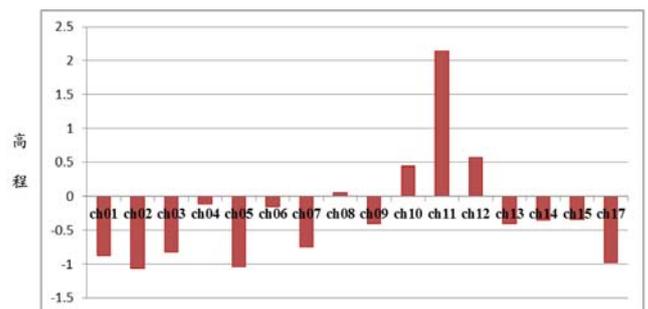


圖 16 DSM 成果之離散檢核點檢核高程誤差比較

已取代道路高程，故後期檢核點測量無事前規劃作業以避開點位而造成高程的錯誤，濾除錯誤點位後，剖面高程差值之標準差約在 0.261 公尺。C-C' 剖面有兩處高程起伏劇烈位置，亦分別是雜訊、車輛影響，同樣去除錯誤點位後，剖面高程差值之標準差為 0.246 公尺。兩剖面之差值分析各列如表 6 及表 7 所示。

表 6 A-A' 剖面測量與模型高程誤差 (單位為公尺)

較差上限	較差下限	平均誤差 (MEAN)	均方根誤差 (RMSE)	標準差 (STD)
0.239	-0.853	-0.113	0.284	0.261

表 7 C-C' 剖面測量與模型高程誤差 (單位為公尺)

較差上限	較差下限	平均誤差 (MEAN)	均方根誤差 (RMSE)	標準差 (STD)
0.583	-0.424	-0.052	0.252	0.246

## 結論

1. 本研究呈現以無人飛行系統可達一般測量之目的及需求。全區 DSM 高程誤差之標準差，於剖面檢核點為 0.25 m，離散檢核點為 0.495 m，以此精度，於少

量控制點的情形下，大面積的測量有其實用之處。

2. 正射影像與 DTM 品質取決於點雲進行三維匹配，建物與樹木邊緣垂直部分因較少不同角度像片造成邊緣有雜訊狀況。
3. 控制點的分布比起數量來的重要，均勻分布外，位於高程起伏較大區域也需布設控制點。
4. 控制點位置規劃需位於空曠無遮蔽地區，以免造成軟體匹配的錯誤。

## 建議

1. 可以依相機、航高等不同排列組合建置出不同解析度模型以利後續工程不同階段使用。
2. 大面積區域檢核測量應事先確認測量方法與誤差影響，以免造成成果不佳。
3. 由於缺少精確資料，本研究之高程資料為自行施測，並進行前後兩期的資料比較，但現地測量結果顯示了現在測量即存在不小的誤差。建議可以更精密的測量結果來確立控制點及檢核點本身的精度，以利更精確的建模精度評估。

# 超越

## 是我們的驕傲

臺中洲際棒球場多功能運動中心



# 工業區土地銷售新熱潮

## 投資首選區位・創業傳承百世

### 彰濱崙尾西一區產業用地

### 2015 土地熱銷聚點

### 即將公告出售

### 敬請把握機會

#### 彰濱工業區

亞太雲端產業鎮  
交通路網通四方  
軟硬公設規格高

#### 雲林科技工業區

綠色科技產業園區・供應鏈完整密集高

#### 宜蘭利澤工業區

遊憩觀光・綠能產業・生態園區

 經濟部工業局

 中華工程股份有限公司

台北 02-8787-6221

利澤 03-990-1342

彰濱 0800-471-252

雲科 05-551-4674

<http://www.besland.com.tw>

# 米 & 甕

Baimi Landscape Bridge



用技術落實對安全及永續的執著

## 結構工程 SINOTECH



白米景觀橋座落於台9線蘇花公路山區段，鄰近蘇澳白米甕社區，橫跨蘇澳溪為全國首例波形鋼腹板脊背橋。全長340公尺，主跨徑長150公尺，兩座橋塔高約32公尺，採外側雙索面橋梁設計以〈米〉與〈甕〉的地域及歷史淵源為意象融入當地景觀，完工後將成為蘇花公路景點之一。

## 開拓國際新視野

# 青年工程師體驗之旅

王華弘／青年工程師委員會主任委員

宋爾軒／國立台灣大學土木工程研究所研究生

### 摘要

亞洲土木工程聯盟 (Asian Civil Engineering Coordination Council)，簡稱 ACECC，於民國 87 年在菲律賓成立，由菲律賓土木工程師學會 (Philippine Institute of Civil Engineers, PICE)，美國土木工程師學會 (American Society of Civil Engineers, ASCE) 與日本土木工程師學會 (Japan Society of Civil Engineers, JPCE) 於 1998 年 5 月 7 ~ 8 日，在菲律賓奎松市 (Quezon City) 共同提出成立「亞洲土木工程聯盟」之構想，同年 9 月 27 日在日本東京正式成立聯盟。創始會員有 ASCE、JSCE、PICE、KSCE (Korean Society of Civil Engineers，韓國土木工程師學會) 以及 CICHE (Chinese Institute of Civil & Hydraulic Engineering，中國土木水利工程學會)。台灣從創始的會員國開始，獲歷任學會理事長支持和投入，曾於民國 96 年在台北辦理第四屆 CECAR 國際會議，至今有美國、日本、韓國等 13 個國家會員，每年兩度定期在各地會員國召開執行委員會 (Executive Committee Meeting, ECM) 會議，共同為亞洲土木工程領域持續在技術發展、專業人才培訓交流而努力。今年 3 月份曾在孟加拉首都達卡舉行第 28 屆會議，並在 10 月 28 ~ 30 日於韓國群山 (Gunsan) 舉行第 29 屆執行委員會 (ECM) 會議，並且由主辦的韓國土木工程師學會 (KSCE) 結合該學會之年會辦理，年會期間邀請在韓國之各國外籍留學生出席，我國亦受邀參加，在青年工程師委員會籌備下組團參加。

亞洲土木工程聯盟目前有 13 個代表不同經濟地域 (Economic Region) 的會員，包括美國 — ASCE (American Society of Civil Engineers)，台灣 — CICHE，澳洲 — EA (Engineering Australia，澳洲工程師協會)，印尼 — HAKI (Indonesian Society of Civil and structural Engineers，印尼土木結構工程師協會)，印度 — ICE (Institution of Civil Engineers-India，印度土木工程師學院)，孟加拉 — IEB (Institution of Engineers-Bangladesh，孟加拉工程師學院)，巴基斯坦 — IEP-Pakistan (巴基斯坦工程師學院)，日本 — JSCE (Japan Society of Civil Engineers)，蒙古 — MACE (Mongolian Association of Civil Engineers)，菲律賓 — PICE (Philippine Institute of Civil Engineers)，韓國 — KSCE (Korean Society of Civil Engineers) 與越南 — VFCFA (Vietnam Federation of Civil Engineering Associations，越南土木工程協會聯盟) 及今年正式入會的尼泊爾 NEA (Nepal Engineers' Association)。

ACECC 聯盟組織下有三大委員會：第一是由 ACECC 各會會長組成的執行委員會 (Execution Committee)，第二是規劃委員會 (Planning Committee)，第三是技術協調委員會 (Technology Coordinating Committee)。ACECC 每三年舉辦一次聯盟大會，這個大會取名為亞洲地區土木工程會議 (CECAR, Civil Engineering Conference in the Asian Region)，第一屆 1998 在菲律賓舉行、第二屆 2001 在日本東京舉行、第三屆 2004 在韓國首爾、第四屆 2007 在台北、第五屆 2010 在澳洲雪梨，最近一屆的

CECAR6 是於 2013 年 8 月 20 ~ 23 日在印尼首都雅加達舉行，下屆的 CECAR7 則將在 2016 年美國夏威夷檀香山舉行，未來 CECAR8 也已經由日本東京爭取，將趕在 2020 東京奧運之前的 2019 年夏季在日本東京辦理。

除了每三年一次的 CECAR 大會外，ACECC 本身每年也開二次 2 天的例行會議，一次在年初，一次在年尾。第一天的會議上午通常是技術協調委員會會議 (Technology Coordinating Committee Meeting, TCCM)，討論各技術小組的事務，緊接著下午則召開規劃委員會會議 (Planning Committee Meeting, PCM)，籌劃 ACECC 的各項活動。第一天的會議，基本上是第二天執行委員會會議 (Execution Committee Meeting, ECM) 的會前會，技術及規劃委員會建議許多的方案，提到第二天的執行委員會來決定。此次第二十九屆執行委員會會議 (The 29<sup>th</sup> ECM) 是在 2015 年 10 月 29 日在韓國群山的飯店的會議中心舉行 (BEST WESTERN Gunsan Hotel)。

如同前述，在 ECM 的前一天，2015 年 10 月 28 日上午舉行是第十八屆技術協調委員會會議 (The 18<sup>th</sup> TCCM)，下午則是第二十三屆規畫委員會會議 (The 23<sup>rd</sup> PCM)。本屆會議獲得來自美國、台灣、澳洲、印度、孟加拉、巴基斯坦、日本、韓國、蒙古、菲律賓、尼泊爾等 11 個會員國，共有超過 50 位代表及家屬參加此一盛會，在 10 月 28 日傍晚的歡迎晚宴及 10 月 29 日晚間的惜別晚宴上，許多國家代表彼此結識並交換意見，並預備於 2016 年 3 月 25 ~ 26 日於印度首都德里，舉行下一屆，第三十屆執行委員會會議 (The 30<sup>th</sup> ECM)。



圖 1 The 29<sup>th</sup> ECM 執行委員會會議會場



圖 2 委員會開議會場

青年工程師委員會為推展青年工程師國際化，服務學會青年工程師，透過網路的連結、辦理各類社交活動，並且以推動本會「青年工程師國際化培育方案」，積極參與國際社團、工程師組織，透過本次組團方式，招募青年工程師出席國際會議和年會活動，提供與國際專業社團合作機會，並且在達成「培育未來工程師委員會」(Cultivating the Next Generation of Engineers) 的任務執行範圍內，邀請國內公私立土木相關科系 (含研究所博碩士) 學生參與，在學期間親自出席體驗國際會議，為個人開創與接軌的視野和經歷。今年首次辦理組團參訪活動，由中國土木水利工程學會青年工程師委員會及明新科技大學主辦，觀摩包含亞洲土木聯盟執行委員會以及韓國土木工程師學會年會等兩場會議，並且接受位在韓國首爾的漢陽大學邀請，前往該校與師生互動交流，我國則以土木相關科系學生為成員，以青年工程師的身分出席上述會議，全團共 18 位學生組成，來自台灣大學、台灣科技大學、交通大學、淡江大學以及明新科技大學等校。



圖 3 全團於會場接受美國代表致贈小禮物

## 第一天 10/28 ACECC TCCM、ACECC PCM、KSCE Welcome Reception

亞洲土木聯盟執行委員會會議前一天，先召開「技術協調委員會會議」(Technical Coordinating Committee Meeting, TCCM) 以及「企劃委員會會議」(Planning Committee Meeting, PCM)，分別於早上與下午舉行，在上半天的 TCCM 由 ASCE 的代表 Potenciano A. Leoncio, Jr. 主持，首先聽取目前 8 個技術委員會 (Technical Committee) 的報告，接著針對明年於夏威夷舉辦的第七屆亞洲土木工程大會 (CECAR7) 討論會議五大主題及相關議程細節，我國代表 CICHE 國際關係主委張陸滿教授向 CECAR7 籌備委員會主席 Dr. Udai P. Singh 表達，推薦由呂良正理事長在 CECAR7 會議中，分享台大土木系近幾年課程改革成功的經驗，獲得各界的認同和支持，最後各國代表審議 JSCE 提出成立新技術委員會的申請案。

下午的 PCM 首先由 ACECC 觀察國尼泊爾 (Nepal) 的代表，簡述今年尼泊爾大地震受災情形以及介紹 Nepal Engineers' Association (NEA) 的運作，NEA 已向 ACECC 提出申請加入的意願，因此此次 ECM 會議中，也將由現有會員投票表決 NEA 是否加入。在針對聯盟未來在爭取更多會員國參與的討論



圖 4 我會代表 ACECC 委員會主任委員張陸滿教授於議場

中，也提到關於柬埔寨、泰國、新加坡、斯里蘭卡、緬甸等國家土木工程組織的近況發展，這些被 ACECC 列入觀察的國家可能在未來幾年陸續加入。接著討論 ACECC 季刊及財務運用等事項，會議的最後由 CECAR7 主委 Dr. Udai P. Singh 向大家報告關於明年亞洲土木工程大會的所有細節。

第二十九屆執行委員會會議在主席的帶領下，除了通過前一天所決議的事項之外，更通過了尼泊爾加入大會的議案，對於各項技術委員會的議題、下一屆 CECAR 籌備的狀況，未來的發展都一一做出討論並完成各項決議，整個執行委員會準時在中午十二時結束，所有會員互道珍重再見並大合照如下：



圖 5 全體委員會代表大合照



圖 6 KSCE 歡迎晚宴會場

## 第二天 10/29 KSCE Civil EXPO、CCAW-ACECC International Session、KSCE Global Session、KSCE CELeN & ACECC Young Engineers Session

第二天上午是亞洲土木聯盟執行委員會會議 (ECM)，同時段也是韓國土木學會年會的會議，另外，韓國土木學會亦邀請國內土木工程相關廠商前來擺攤展覽，雖然少有攤位有英文的簡介，但仍可從廠商展出的模型或設備概略了解展品內容。

上午會議結束之後，緊接著進行的是 CCAW-ACECC International Session、KSCE Global Session 以及 KSCE CELeN & ACECC Young Engineering Session。這次 CCAW-ACECC International Session 的主題是“Climate Change Adaptation on Water Resources”，由各國學者一同探討氣候變遷對水資源的影響，共有美國、日本、台灣、香港及馬來西亞的學者輪流依序上台發表專題演說，我國則由國立台灣大學土木工程學系張陸滿教授，以「高科技產業的用水回收及貯留」為題，將台灣先進的技術成果向各界介紹。

KSCE Global Session 有六大主題，分別是 (a) River Restoration Program for Coexistence between Nature and Human，(b) ICT based Fleet Management for Construction Equipment，(c) DDR Technology & Policy Sharing in Asian Countries Disaster Expert Conference，(d) Urban Disaster under Climate Change，(e) River Monitoring and Modeling based on Advanced ICT Technology，(f) International Network of Large-scale Testing Facilities。每個場次均獲得會員熱烈的參與，擁



圖 7 韓國土木學會年會會展展場



圖 8 張陸滿教授發表專題演說

有超過兩萬名付費會員的韓國土木工程學會，在距首都首爾三小時距離的群山辦理年會，不但會場人山人海，就連這些技術講座的場次都座無虛席。

KSCE CELeN & ACECC Young Engineers Session 為此行的重頭戲，是由 KSCE Civil Engineering Leader's Network (CELeN) 與 ACECC 聯合主辦，因此在場來賓有許多是韓國業界的先進，另外還有在韓國大專院校學習的國際學生們，加上台灣青年工程師代表團，讓會場座無虛席。會議由 KSCE 的主席金教授致詞作為開場，ACECC 主席 Prof. Yeung 也致詞預祝會議圓滿成功，接著由 KSCE 國際事務委員會主席朴教授簡介 Civil Engineering Leader's Network (CELeN) 的常務運作，再來是 ACECC 青年工程師委員會以 “What Young Engineers Can Do to Promote Our Profession” 發表演說，介紹近幾年台灣的青年工程師所參與的活動與競賽以及在國際事務上的參與。



圖 9 台灣青年工程師代表團於韓國土木工程學會年會會場合影

議程的最後一部分全是由在場的學生發表演說，首先是由獲得 2015 年 ICE-KSCE 最佳碩士論文獎的學生發表個人的研究，此獎項一年約有 30 位角逐者，須以英文撰寫碩士學位論文，今年由首爾大學的金同學獲獎。接著是由兩位國際學生分享暑期到企業實習的心得，透過 CELeN 協調實習的機會，這兩位國際學生到承包韓國高速公路的工程顧問公司實習一個月，他們皆表示因為這樣的機會增加了許多書本以外的工程的實務經驗。另外，韓國土木工程學會學生分會的代表首爾大學金同學也簡介了學生分會的運作，他們會定期邀請業界人士給仍在學的學生演講、分享工作經驗，也邀請剛踏入業界的校友回校分享如何調適身分的轉換，以及分享工程上理論與實務的差異。議程的最後由本參訪團推派代表－交通大學王沛杰同學介紹國際學生在台灣的學習生活，在議程結束前，本團 18 位成員受邀到台上為現場來賓帶來舞蹈表演，表演的內容是經過全體團員腦力激盪後，選擇了混搭韓國民謠以及伍佰的「你是我的花朵」，編成組曲跳了一支舞。這樣的團體創作過程，為全場每一位出席的貴賓留下讚嘆，表演完畢後，來自巴基斯坦的 Engr. Sohail Bashir 夫婦直接上前表達他們的欣賞，全團都非常興奮，因為此次活動讓大家看到了台灣！不只如此，會議中也看到台灣的國旗，希望未來有機會可以繼續讓台灣在國際舞台上發光發熱，讓每個國家都看到台灣。在短短的時間集合眾人的力量和智慧，發揮團隊合作的精神，讓台灣在國際研討會的舞台創下這項紀錄，看到台灣年輕的力量！



圖 10 台灣青年工程師參訪團帶來的舞蹈表演

當日的晚餐由漢陽大學土木與環境工程系朴教授的三位研究生帶全體訪問團到中式餐館享用，彼此交流在學生活及學習的狀況。

### 第三天 10/30 Post-convention Tour

KSCE 特別招待與會的國際嘉賓市區遊覽的行程，首站來到 Wolmyeong Park，這是一個著名的景點，可以眺覽整個群山市區，也是離市區最近的一個森林步道，接著步行前往午餐用餐的餐廳，沿路上經過一些日據時期保留下來的建物，可明顯感受日韓兩國建築的差異。午餐享用到地的石鍋拌飯，接著下午前往新萬金防潮堤參觀 (Saemangeum Seawall)。

新萬金防潮堤位於韓國全羅北道錦江河南河口，是韓國黃海海岸海堤，鄰近群山市、扶縣和金堤市。在當地導遊講解下得知新萬金海堤計畫是目前世界上最大的圍海造陸工程，主要是興建長達 33.9 公里世界規模海堤，導遊很自豪的形容這項計畫甚至比中國萬里長城還長。計畫圍堵海口面積約 3 萬公頃，開發的陸地面積大約是 2.83 萬公頃，相當於首爾 2/3 的面積規模的新陸地，是台灣六輕圍海造陸工程的 12 倍以上。新萬金

海堤計畫的興建背景可以回朔到 1989 年，盧泰愚政府以韓國地形山多平原少導致有效種植穀物面積狹小，國內糧食因而自給不足，試效法荷蘭推動雄心萬丈的圍海造陸工程，當時口號是要為“每位韓國國民增加 1 平方公尺的陸地”，建設後造就的良田將優先配給給農業生產使用，韓國環保團體因考量此工程將破壞濕地生態，且完工後現地土壤鹽化不適合農作物生長，是為本末倒置，因此極力反對甚至不惜與韓國政府對付公堂，迫使韓國政府承諾推出相關對應環保生態法案才得已趨緩部份抗爭，近年因隨著韓國加入 WTO，大規模開放糧食進口，農業用地需求已獲紓緩，到 2012 年改推新萬金特別法將新萬金計畫改為自由經濟特區，對外招攬外資，對內提高就業機會刺激內需，對外目標特別是以中國為主的資金，而新萬金自由貿易特區將與仁川空港經濟特區、黃海經濟特區同時成為面向中國招商的三大自由貿易區。工程計畫於 1991 年 11 月通過、動工，2011 年韓國政府通過「新萬金綜合開發計畫」，預備將新萬金打造成一個集工業、商業、農業及觀光為一體的經濟中心，總面積達 401 平方公里，包含陸地 283 平方公里及淡水湖 118 平方公里。



圖 11 與漢陽大學研究生共進晚餐



圖 12 行駛於新萬金堤防上，沿途經過的閘門

全團來到設置於新萬金防潮堤起點的新萬金資訊展示中心參觀，首先觀賞影片了解新萬金防潮堤施工的過程，接著到樓上展示區參觀，了解海堤的結構以及閘門的運作。

結束新萬金展覽館的參觀之後，全團前往同位於防潮堤上的藝術倉庫欣賞一場公演—ARIUL STORY，ARIUL STORY 以音樂劇的方式敘述韓國全羅北道的神話故事，全長約 70 分鐘，純粹以舞蹈、樂器演奏、服裝以及舞台燈光效果呈現，令人留下深刻的印象。



圖 13 進入新萬金資訊展示中心參觀



圖 14 解說員介紹新萬金防潮堤工程



圖 15 新萬金防潮堤閘門縮尺模型



圖 16 欣賞韓國傳統音樂劇 ARIUL STORY

#### 第四天 10/31 漢陽大學交流

本次亞洲土木聯盟執行委員會議 KSCE 的代表朴宰宇（音譯）教授邀請全團在返台之前造訪他任教的漢陽大學，位於韓國首爾市的漢陽大學為全韓國排名第五的學校，而漢陽大學工學院在韓國相當著名，過去孕育出許多傑出校友活躍於韓國專業的公司或是政府工程部門。參訪當日該校工程學院院長趙永植（音譯）教授親自出席表達歡迎，學生的部分有大約 20 位漢陽大學土木系的大學生及碩博士生共襄盛舉，在大家彼此自我介紹之後，參觀了土木與環境工程系的系館、試驗室、研究室，由研究生為我們介紹正在進行的研究及實驗，看見學校老師、學生的研究資源充足，試驗設備新穎，國內教學研究資源相對遜色許多。而較特別的是，該校的營管組其實在台灣比較像資訊組，也就是說營建管理學生也會資訊組學生的技能，很多訪問團成員中也是營管專長的同學因此非常驚訝並感到敬佩。在結束所有參觀後，我們與漢陽大學餐與交流的學生一起到校內餐廳用午餐，最後是精彩的校園巡禮，結束了本次交流的行程。相當感謝漢陽大學的邀請，以及研究生簡潔俐落的解說，讓全團成員在短時間內了解土木系幾個主要研究領域、實驗室的儀器設備以及校園的生活及環境。

全訪問團美中不足的一點，就發生在全團在返回台灣之前一晚，因為當中三名成員飲用不清潔的夜市食品，在凌晨出現嘔吐或是腹瀉狀況，經過緊急送往旅館鄰近的高麗大學附設醫院，慶幸地受到適當的診療後，沒有錯過當天下午的回程班機。全團成員都對於此次能以台灣青年工程師的身分到韓國進行會議觀摩及交流很感到十分榮幸，並且在短短的四天裡，每一天的活動都是全新的體驗，也從過程當中學習許多寶貴的國際經驗。許多第一次前來韓國的青年工程

師，對於大韓民國或國際社會常稱南韓的印象，都只有藉媒體、戲劇、網路或者是歷史課本裡面得知；無論從一個古代中國藩屬國之一，或者到近代的亞洲四小龍，對於韓國的認知有限。但是參加之後發現許多事，不應只是表面觀察或是聽從單方面的觀點，藉由參與國際會議，身為研究生能從他人的研究中，獲取的不僅是研究相關的知識，最重要的也能從中學習他人如何表達個人的目的以及想法的能力。

許多團員們也在這短短幾天觀摩參訪時，強烈地感受到英文的重要性。在這個世界就是地球村的年代，卻因為在學期間長期地待在台灣舒適圈的環境裡而缺乏國際觀，只是理性上知道英文很重要，卻不知道在正式場合上英文原來真的這麼重要！許多青年工程師預見在未來，若想和世界各國的人共事，想和對方交朋友、一起玩、一起工作，英文成了必備的能力。對於過去一直以來都缺乏學習英文動機的團員，此行留下深刻的動機，看到很多也學到很多，從專業能力、社交能力、團隊默契到發言的重要性，發覺自己還有很多很多的地方需要學習，未來若能有機會站上國際舞台，需要趁年輕了解國際的現況和自己能力的不足。

參與亞洲土木聯盟執行委員會是難能可貴的經驗，特別是現階段我國外交孤立，在國際組織運作中常受到各種阻礙，能夠在青年的學習階段，親身參與國際組織的定期會議，從原本不知道亞洲土木聯盟這個組織，到了解這個組織的文化、運作方式，也了解在台灣土木界在國際上仍有不可取代的優勢，身為台灣人，身置會場時備感榮幸。另外，全團成員也感受到本屆的韓國土木學會年會，從歡迎晚宴、大會安排議程到市區及工程參訪活動的用心，各項典禮活動都非常隆重，深刻感受到主辦單位對會議的用心以及對國際嘉賓的重視。在整個議程中，最令大家印象深刻

的是第三天的 Post-convention Tour，利用短短六小時安排全團走訪群山市區、品嚐道地料理、參觀國家級的工程建設、最後欣賞傳統音樂劇，為這次參訪行程留下美好回憶。透過本文的記載，也僅代表全團感謝漢陽大學的朴教授及他的三位研究生，從機場接待、議

程進行、晚餐、參訪到最後的交流活動，他們不辭辛勞的招待台灣參訪團體，供給一切最好的照顧。最後盼望未來持續辦理類似的活動，讓更多台灣的青年工程師有機會親自赴他國進行交流與學習。



圖 17 漢陽大學一隅



圖 18 參觀土木與環境工程系實驗室



圖 19 台灣青年工程師代表團與漢陽大學土木與環境工程系教師、學生代表合影



# 中國土木工程學會能源委員會 2015年能源論壇研討會報導

劉維祥／中國土木工程學會能源委員會幹事

本研討會於 10 月 14 日假台電大樓舉行，由徐主任委員永華主持，學會周常務監事南山及倪秘書長惠姝均蒞臨指導及致詞。本次能源論壇各個專題引言及講師介紹，則由台電公司營建處陳副處長君銓代替處長擔任。



徐主任委員首先歡迎學員參與，並致詞指出台灣目前面臨能源脆弱，必須仰賴進口，所以能源供應變得相對重要。土木水利工程學會於上半年會舉辦工程觀摩，下半年舉辦論壇，台電公司及中油公司是負責能源供應者，希望藉由這次的論壇，讓大家了解能源危機，互相交流，善用能源，降低二氧化碳，感謝熱烈的參與，並預祝本能源論壇大會成功。

周常務監事南山首先代表學會理事長致詞，指出近年公共工程提倡綠色內涵，要求生產消費方式帶給環境最低汙染及衝擊。台灣近年積極發展綠色工程，包含建築類、土木類及永續類，永續工程講求綠色採購、節能減碳、綠色生產、綠色能源及講求低衝擊開發。此外，土水學會 2015 年亦發表土木工程建設及產業白皮書，五大議題內容包含支持核能發電、確保北部供電安全、



徐主任委員永華



周常務監事南山

正確認識再生能源、減碳目標務實及傳播正確能源知識，並舉例說明工程強調建設不再是「人定勝天」而應為「順天應人」的觀念。

雷嘯組長報告「台灣電源開發及發電技術趨勢探討」，內容就「台灣電源結構現況及展望」、「發電燃料供應現況及展望」、及「火力發電技術發展」等面向探討，說明電源開發面臨之環境與變化，及國內能源供應（煤、天然氣）現況及未來發展，並分析國內外燃煤、燃氣等火力發電技術演進，以及未來台電公司電源開發發電機組規劃目標。



雷嘯組長



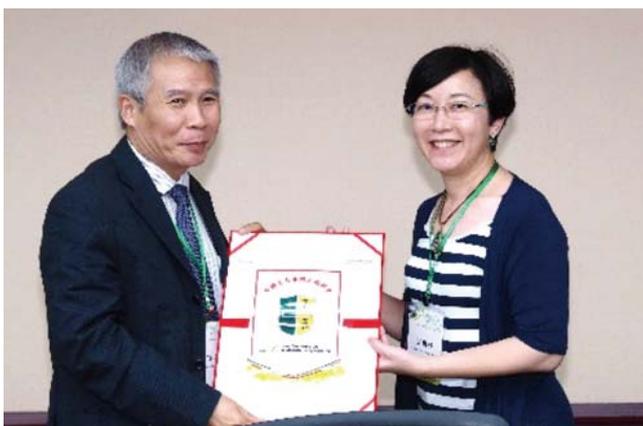
台電公司鍾輝乾組長報告「溫室氣體減量及管理法下的電源開發規劃」，由於我國可開發之再生能源相對有限，故溫減法的立法將對未來的電源開發規劃產生重大的影響，如何兼顧經濟發展與二氧化碳減排放，將是一大挑戰。鍾組長簡報內容包含電業經營環境的丕變、環保相關議題、未來電力供需展望、2050年減碳目標如何達成及未來減碳技術展望。

台電公司鍾輝乾組長

中油公司康文成組長報告「生質能發展趨勢及台灣中油公司研發現況」，首先介紹世界及台灣目前生質能發展趨勢，說明台灣中油公司在生質能的研發進展及技術開發利用，包括生質柴油、綠色柴油、生質航油、生質熱裂解油、生質酒精等及相關的生質化學品的研發情況。結論中說明油價降低並不影響對再生能源之需求：再生能源為科技產業，價格會逐漸調降；傳統礦物能源因資源有限，價格會日漸提昇。



中油公司康文成組長



感謝徐主任委員永華對學會的貢獻

土水學會倪秘書長於上午場結束前，除了致詞感謝台電、中油等協辦單位及講師精闢演說；也說明學會藉由專家見解及關心國家能源發展人士，努力成為公正客觀平台。最後特別感謝徐主任委員，推動能源發展及傳播正確知識不遺餘力，特以錦旗致上謝意及敬意。



台電公司孫睿鴻

台電公司孫睿鴻報告「分散型能源之運維策略」，簡報首先解釋何謂分散型能源系統，並介紹其優點及其缺點（即維修據點、燃料及汙染處理）。其次說明分散型能源運維策略（外包、綜合及自給型），及比較其優與劣。最後說明台電再生能源管理作法二大主軸，即集中運轉及分區巡修。

怡興工程顧問公司董事長盧顯卿報告「再論台灣離岸風電發展策略」，簡報內容首先介紹世界各國離岸風電產業發展策略、示範風場、浮式風機及購電價格，其次回顧台灣離岸風電產業政策及進行離岸風電與太陽能發電產業特性分析；最後提醒台灣發展離岸風電產業必須考量台灣離岸風電開發之本質；跳脫歐美大陸開發風電的思維，並深入研擬實務可行的本土離岸風場開發政策。



怡興工程顧問公司盧顯卿董事長



中興工程顧問公司蕭永盛

中興工程顧問公司蕭永盛報告「海洋溫差發電之效率提升方式探討」，簡報說明全球及國內海洋溫差發電（OTEC）發展現況及介紹台灣東部海洋溫差發電廠址。其次列舉和平複合式發電模式規劃案例，並進行經濟效益評估。結語建議以提高 OTEC 系統發電效率之技術研發，鼓勵建立自主技術及計畫性補助，建立 MW（百萬瓦）級示範電廠為優先選項。

台電公司黃子成課長報告「再生能源占比提高之電網規劃因應策略」，簡報內容首先說明台灣電網為獨立系統，系統穩定供電為推廣再生能源必須面對之問題，會中說明再生能源併網及系統衝擊檢討及其審查作業流程。黃課長最後提醒大家，風力發電及太陽光電等再生能源仍屬不穩定電源，目前僅能作為輔助電源，配套電網規劃、調度安全及供電可靠度等機制，才能替代傳統發電。

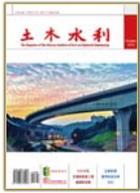


台電公司黃子成課長



中油公司許順榮處長

中油公司許順榮處長最後主持閉幕，首先感謝土木水利工程學會能源論壇提供很多新知識，其次感謝台電全力的付出，由年度計畫至工程觀摩至論壇，豐富了土木知識的傳承。指出政府目前欲減少核能發電，禁燒生煤，勢必造成天然氣發電的需求增加，替代能源之缺口，往後能源的負擔將越來越重，必須仰賴替代方案，施工技巧精進，最後感謝與會來賓對土木水利工程學會活動持續的愛護與參與。🏡



茲附上廣告式樣一則  
請按下列地位刊登於貴會出版之「土木水利」雙月刊

此致  
社團法人中國土木水利工程學會

「土木水利」雙月刊  
廣告價目表

(費率單位：新台幣元)

刊登地位	金額 (新台幣元)	敬請勾選
封面全頁 彩色	60,000	
內頁中間跨頁 彩色	80,000	
封底全頁 彩色	50,000	
封面裏/封底裏 全頁彩色	40,000	
內頁全頁 彩色 (直式)	30,000	
內頁半頁 彩色 (橫式)	15,000	
內頁 1/4 頁 彩色 (直式)	8,000	
折扣	3期9折， 4期以上8.5折	

刊登月份：

43.1  43.2  43.3  43.4  43.5  43.6 共 次  
(2月) (4月) (6月) (8月) (10月) (12月)

註：稿件請提供設計完稿之廣告稿；  
相片、圖片等請提供清楚原件或電腦檔。

上項廣告費計新台幣 元整

隨單繳送請查收摺據  
請於刊登後檢據洽收

機構名稱： (請蓋公司印)  
商號

負責人：

地址：

廣告聯絡人：

電話：

廣告訂單聯絡：社團法人中國土木水利工程學會 電話：(02) 2392-6325 email: mandy@ciche.org.tw

98-04-43-04

郵政劃撥儲金存款單

收款帳號	0	0	0	3	0	6	7	8	金額 新台幣 (小寫)	仟	佰	拾	萬	萬	仟	佰	拾	元
------	---	---	---	---	---	---	---	---	-------------------	---	---	---	---	---	---	---	---	---

通訊欄 (限與本次存款有關事項)

報名費  
 繳納 \_\_\_\_\_ 研討會  
報名費 \_\_\_\_\_ 元

繳納會費  
 常年會員年費 1,500元 (土木水利紙本)  
 常年會員年費 1,200元 (土木水利電子版)  
請留 email: \_\_\_\_\_  
 初級會員年費 300元

訂閱土木水利雙月刊，一年六期  
 新台幣 1,800元  
自第 \_\_\_\_\_ 卷第 \_\_\_\_\_ 期起，\_\_\_\_\_ 年期雙月刊 \_\_\_\_\_ 份

訂閱中國土木水利工程學刊，一年四期  
 國內·會員 新台幣 800元  
 國內·非會員及機關團體 新台幣 1,800元  
 國外·個人 美金 40元  
 國外·機關團體 美金 100元  
自第 \_\_\_\_\_ 卷第 \_\_\_\_\_ 期起 \_\_\_\_\_ 年期學刊 \_\_\_\_\_ 份

收款戶名 社團法人中國土木水利工程學會

寄款人 主管：

姓名

地 □□□□—□□

址

電話 經辦局收款戳

虛線內備供機器印錄用請勿填寫

◎ 寄款人請注意背面說明  
◎ 本收據由電腦印錄請勿填寫

郵政劃撥儲金存款收據

收款帳號戶名

存款金額

電腦紀錄

經辦局收款戳

# 社團法人中國土木工程學會

## 信用卡繳納通知書

姓名		款別 注：入會時請先填入會申請書，傳真學會審查，我們會立即通知您，資格符合時請繳費， <u>入會費一人僅需繳交一次</u>	報名費 <input type="checkbox"/> 繳納_____研討會 報名費_____元
會員證號碼			繳納會費 <input type="checkbox"/> 常年會員年費 1,500元 (土木水利紙本) <input type="checkbox"/> 常年會員年費 1,200元 (土木水利電子版) 請留 email: _____
身分證號碼			<input type="checkbox"/> 初級會員年費 300元
卡別 <input type="checkbox"/> VISA <input type="checkbox"/> MASTER CARD <input type="checkbox"/> JCB			訂閱土木水利雙月刊，一年六期 <input type="checkbox"/> 新台幣 1,800元 自第__卷第__期起，__年期雙月刊__份
信用卡卡號			訂閱中國土木水利工程學刊，一年四期 <input type="checkbox"/> 國內·會員 新台幣 800元 <input type="checkbox"/> 國內·非會員及機關團體 新台幣 1,800元 <input type="checkbox"/> 國外·個人 美金 40元 <input type="checkbox"/> 國外·機關團體 美金 100元 自第__卷第__期起__年期學刊__份
信用卡簽名欄最後三碼			白天聯絡電話
信用卡有效期限 (月/年)			通信地址
信用卡簽名			繳費金額

回覆請利用傳真：(02) 2396-4260 或 email：service@ciche.org.tw

回覆後請務必電話：(02) 2392-6325 確認，謝謝！

### 郵政劃撥存款收據

#### 注意事項

- 一、本收據請詳加核對並妥為保管，以便日後查考。
- 二、如欲查詢存款入帳詳情時，請檢附本收據及已填妥之查詢函向各連線郵局辦理。
- 三、本收據各項金額、數字係機器印製，如非機器列印或經塗改或無收款郵局收訖章者無效。

### 請寄款人注意

- 一、帳號、戶名及寄款人姓名地址各欄請詳細填明，以免誤寄；抵付票據之存款，務請於交換前一天存入。
- 二、每筆存款至少須在新台幣十五元以上，且限填至元位為止。
- 三、倘金額塗改時請更換存款單重新填寫。
- 四、本存款單不得黏貼或附寄任何文件。
- 五、本存款金額業經電腦登帳後，不得申請撤回。
- 六、本存款單備供電腦影像處理，請以正楷工整書寫並請勿摺疊。帳戶如需自印存款單，各欄文字及規格必須與本單完全相符；如有不符，各局應婉請寄款人更換郵局印製之存款單填寫，以利處理。
- 七、本存款單帳號與金額欄請以阿拉伯數字書寫。
- 八、帳戶本人在「付款局」所在直轄市或縣(市)以外之行政區域存款，需由帳戶內扣收手續費。

交易代號：0501、0502現金存款 0503票據存款 2212劃撥票據託收

本聯由儲匯處存查 600,000 束 (100 張) 94.1.210 × 110mm (80g/m<sup>2</sup> 模) 保管五年 (拾大)



Co - living on

日勝生活科技股份有限公司

RADIUM LIFE TECH. CO., LTD.



百年精神 榮耀無限  
日式建築 和風之美  
管家文化 細膩體貼  
會席料理 食之雅韻

日勝生加賀屋國際溫泉飯店股份有限公司



日勝生活 幸福共生  
榮獲全國第一座雙鑽石綠建築  
聯合國理想生態宜居社區  
創造台灣另一個世界級宜居城

日勝生-浮洲案 4000 戶合宜住宅



時尚 科技 環保 引領潮流  
結合趣味與創意 多元生活  
品味時尚與生活 喜悅樂活

京站實業股份有限公司



轉運台北 首耀國際  
智慧化管理 卓爾不群 獨一無二  
首都國門空中巴士站 臺北轉運站

萬達通實業股份有限公司

10351 台北市大同區市民大道一段 209 號 14 樓 [www.radium.com.tw](http://www.radium.com.tw)

Tel:(02)7733-8888 / Fax:(02)-2555-3900



# 用電超載 狠危險

早知道，就把家裡老舊的電線做更換，  
早知道，就不要在延長線的插座上，插滿一大堆電器，  
早知道，就不要買來路不明的電器用品，  
早知道.....

火災來的時候，再多的早知道都救不了您，  
趕快檢查常被忽略的用電細節，  
願 謹慎用電的叮嚀，能帶給您平安的每一天。

 **台灣電力公司**  
[www.taipower.com.tw](http://www.taipower.com.tw)