

土木水利

The Magazine of The Chinese Institute of Civil and Hydraulic Engineering

May
2024

0403 花蓮地震特刊



ISSN 0253-3804



NT\$350



Volume 51, No. 2B

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

花蓮地震
第一線工程人員報導

花蓮地震
第一線工程人員報導

花蓮地震省思
災害防治與策略

花蓮地震省思
災害防治與策略

0403 花蓮地震
勘災與技術報告

0403 花蓮地震
勘災與技術報告



社團法人中國土木工程學會

簡 介

中國土木工程學會合併成立於民國 62 年，今年已邁入第 51 年，是國內工程學會中的翹楚，亦是我國土木、水利相關工程領域產官學界重要的交流平台。目前設有各地區分會、推動會務、教育及服務的 21 個委員會及 20 個專業技術委員會。

本學會現有 168 個團體會員，包括產、官、學、及產業界。有效個人會員近三千位，均是土木水利領域的專業人士，是台灣最大的專業組織團體。現任第二十六屆理事長為高宗正副董事長，任職亞新工程顧問股份有限公司。

每年本學會舉辦盛大年會，表揚土木工程師及優良土木工程，頒發土木水利工程各類榮譽獎項、並舉辦競賽活動如：工程數位創新應用、工程美化競賽、學生 BIM 競賽、工程創意競賽、英文簡報競賽等；以及各專業領域的學術研討、工程研習及現地觀摩。除國內各項活動，本學會更長期活絡於國際工程師組織，與國外超過 10 個土木相關團體簽定 MOU 及固定互訪。本學會並代表台灣加入亞洲土木工程聯盟，並為五個創始會員國之一。目前亞洲土木工程聯盟有台、美、澳、日、韓及其他亞洲國家共 17 個會員組織。

本學會為推動土木工程技術及競爭力不遺餘力。出版規範、專書、發行技術學刊、土木水利雜誌；辦理研討會、年會、及座談講座演講；研究訂定相關規範、推動新觀念新工法、整合不同領域技術；更呼籲各界重視工程倫理、工程法律。本學會積極搭建產官學研溝通平台，如發表專刊、舉辦公聽會、記者會等向政府建言。這些積極作為獲得產、官、學各界的認同與好評，亦促使產業的向心力越來越強。本學會以推動土木水利工程發展為己任，為社會民生善盡專業之責。

宗 旨

聯絡土木水利工程同業
研究土木水利工程學術
協力發展土木水利建設

任 務

研究土木水利工程學術
倡導土木水利最新技術
促進土木水利工程建設
提供土木水利技術服務
出版土木水利工程書刊
培育土木水利技術人材

國際合作組織

- ASCE, American Society of Civil Engineers
- CNISF, Conseil national des ingenieurs et scientifiques de France
- EA, The Institution of Engineers, Australia
- EIT, The Engineering Institute of Thailand
- ICE, The Institution of Civil Engineers, UK
- JSCE, Japan Society of Civil Engineers
- KSCE, The Korean Society of Civil Engineers
- MACE, The Mongolian Association of Civil Engineers
- NFF, The Norwegian Tunnelling Society
- VIFCEA, Vietnam Federation of Civil Engineering Associations
- ICE(I), The Institution of Civil Engineers, India

參與國際團體

- ACECC, The Asian Civil Engineering Coordinating Council
- APEC Engineer, Asia-Pacific Economic Cooperation
- ISCCBE, International Society for Computing in Civil and Building Engineering



天王星大樓震後南側外觀

土木水利

社團法人中國土木工程學會會刊



發行人：高宗正

出版人：社團法人中國土木工程學會

主任委員：周頌安（中興工程顧問股份有限公司總工程師、編輯出版委員會主任委員兼總編輯）

定價：每本新台幣350元、每年六期共新台幣1,800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：10055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二十六屆理監事（依姓氏筆劃排序）

理事長：高宗正

常務理事：朱惕之 余信遠 廖學瑞 賴建信

理事：王宇睿 王昭烈 林子剛 林祐正 林聰利 胡宜德 高銘堂

張荻薇 莊均緯 許泰文 陳仲賢 曾榮川 黃一平 楊正君

楊偉甫 歐善惠 謝尚賢 謝震輝

常務監事：宋裕祺

監事：王藝峰 吳文隆 呂良正 沈景鵬 邱琳濱 賴建宏

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

- 中國土木工程學刊
- 土木水利雙月刊

分會

- 土水學會
- 土水南部分會
- 土水中部分會
- 土水東部分會

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

0403 花蓮地震特刊

0403 花蓮地震不但震驚全臺，甚至全世界都在關注。臺灣的確是世界上天災風險機率極高的地方，人民生命財產安全端賴政府與民間通力合作。在所有工程人員致力於搶救災的工作同時，實有必要讓大家知道其中的艱辛，因此有本特刊之發想。感謝各位學者、專家、工程師及工程人員在災後異常忙碌情形下，擠出時間撰文分享。對所有從事土木水利工程人員的奉獻，在此表達最誠摯的敬意與謝意。

本特刊分為三個部分，第一部分是勘災與技術報告，包含花蓮建築物與橋梁勘災報導（包含 0423 餘震）、最新 UAV 技術應用、震後臺灣地表變形與崩塌初步研析、地震應變與情資整合；並特別針對建築物，探討隔震性能、弱層耐震評估、以及環形結構補強介紹。第二部分是藉 0403 花蓮地震，再次呼籲工程災害防治與防災策略的通盤性考量。第三部分由五個工程管理機構，代表所有工程單位向全國報告，震災發生後為維繫各重大基礎設施正常運作，所做的努力與作為。

最後謝謝宋裕祺常務監事擔任本特刊主編。並再次感謝遍佈產官學研各界的從業人員，因為有您，臺灣才能迅速恢復正常，讓世界刮目相看！

第 26 屆理事長 **高宗正** 2024 年 5 月

0403 花蓮地震勘災與技術報告

📖 花蓮災區建築物及橋梁勘災報告	施忠賢／楊耀昇／吳嘉偉／吳秉洋／賴昱志／陳皇佐	3
📖 以 UAV 空拍技術進行地震災損 3D 地形環境快速建模及 StoryMaps 網站分享	鄭宏達／李明儒／周孜恆／郭俊麟	30
📖 地表變形與崩塌初步研析	王國隆／謝佑明／林聖琪／柯明淳／塗冠婷／林俊廷	38
📖 花蓮地震應變與情資整合	黃明偉／柯明淳／楊清淵／塗冠婷／林佳瑩／吳佳容／謝蕙如／于宜強／柯孝勳／李維森	47
📖 隔震建築於 0403 花蓮地震之性能表現	游忠翰／汪向榮／彭聖凱／林旺春／楊卓諺／曾育凡／陳禧耘／柯宗勝／柯鎮洋／張國鎮	52
📖 建築物耐震能力初步評估有關弱層的考量與處理	蔡益超／宋裕祺／廖芝蕙	67
📖 建築物組合式環型耐震補強構造介紹	宋裕祺／洪曉慧／許家銓／周光武／蘇進國／許家璋	75

花蓮地震省思災害防治與策略

📖 花蓮地震的省思—工程災害防治與防災策略之探討	張菽薇	78
--------------------------	-----	----

花蓮地震第一線工程人員報導

📖 中橫便道受阻 公路保全捨身護行	公路局中區養護分局	88
📖 挺過強震 水利人員全面動員確保設施安全無虞	經濟部水利署	89
📖 桃園機場緊急應變及復原	桃園國際機場股份有限公司	90
📖 從集集地震至花蓮地震淺談輸電電網鐵塔基礎強韌進化	台灣電力股份有限公司供電處	91
📖 台鐵再遇強震，安全穩固—臺鐵新秀姑巒溪橋 0918 地震緊急搶修一週年回顧	國營臺灣鐵路股份有限公司 陳宗宏副總經理	92



花蓮災區 建築物 及 橋梁 勘災報告

施忠賢／台南市結構工程技師公會 理事長、施忠賢結構技師事務所 負責人

楊耀昇／永安土木技師事務所 負責人

吳嘉偉／台南市結構工程技師公會 結構技師

吳秉洋／台南市結構工程技師公會 結構技師

賴昱志／台南市結構工程技師公會 結構技師

陳皇佐／施忠賢結構技師事務所 工程師

前言

我國於 2024 年 4 月 3 日上午 7:58:09 發生芮氏規模 7.2 之地震，此次地震係 921 大地震後迄今 25 年所發生規模最大的地震，導致各地有災情產生，尤以距離震央最近之花蓮縣災情最為嚴重。依據中央氣象署資料，花蓮市（HWA）測站之震度為 6 弱，其南北向、東西向以及垂直向之最大地表加速度分別為 458.01 gal、256.13 gal 以及 208.52 gal（圖 1）。參考國家地震工程研究中心由 HWA 測站之地震歷時之地震動反應譜（圖 2），此次地震在南北向地震力反應相對較東西向大，且對於 1 秒週期前後之建物反應影響仍顯著，具較長週期近斷層地震之明顯特徵。民國 88 年 921 大地震造成中部地區災情嚴重，人員重大傷亡，當年即緊急修訂第一類活動斷層數量及修正地震分區，並提高設計地震力。而後，耐震設計規範經過多次改版，民國 95 年規範將近斷層效應納入規範中，耐震能力大幅提升。以花蓮市之設計水平加速度為例，由圖 3 歷年規範設計反應譜之比較即可看出，民國 95 年後之耐震基準提高甚多。

全國各縣市消防隊近年陸續成立特種搜救大隊，結合警、義消、土木技師、結構技師、醫師及護理師等各項專業人員，在災難發生後即可投入搜救任務。本次地震發生後，各縣市特搜大隊於震後隨即前往災區協助救災，台南市結構工程技師公會與台南市土木技師公會亦組派 7 名特搜大隊編列技師立即前往臺南市政府消防局特搜大隊完成集結，後因台南市特搜大隊負責之倒塌

建物特搜任務結束，台南市結構工程技師公會轉而投入勘災行列。除此之外，地震後民眾之住家產生震損即向縣府通報，土木技師、結構技師與建築師等三大公會隨即投入勘災行列，協助確認震損之嚴重性。

本團隊首先於 4/5 ~ 4/7 日至花蓮災區調查主要建築物或橋梁之震損及可能破壞機制，包含 14 處鋼筋混凝土或加強磚造構造物、1 處古蹟木構以及 2 座橋梁。而後因餘震不斷，於 4/23 再發生兩次規模達 6.0 及 6.3 之餘震，甚至造成數棟於 0403 主震已震損之大樓倒塌。於是再次前往災區勘災，除勘查前次已勘災之建物震損變化，再補充 5 處 RC 及 1 座鋼構橋梁，亦發現地表有地裂現象。本文報告此兩次勘災經驗，期為未來防災及救災之參考。

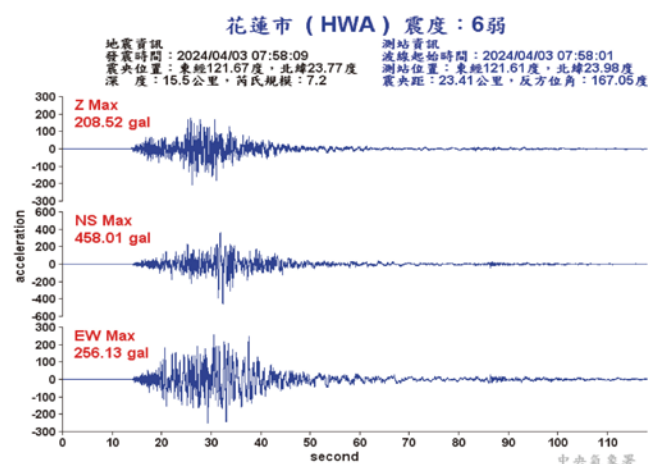


圖 1 0403 花蓮地震花蓮市測站（HWA）地表加速度歷時
（圖片來源：中央氣象署）

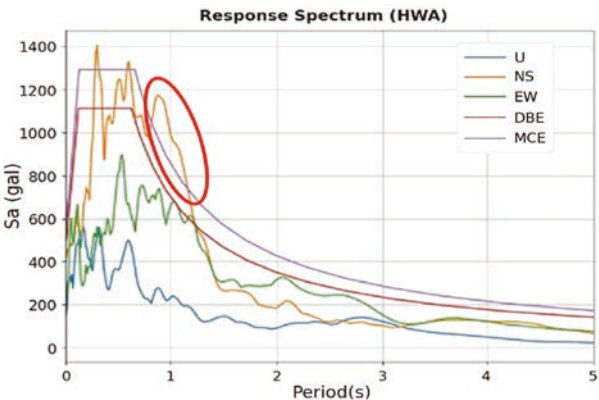


圖 2 0403 花蓮地震花蓮市測站（HWA）地震動反應譜
（HWA 測站位置：「23.9772,121.6052」）
（圖片來源：國家地震工程研究中心）

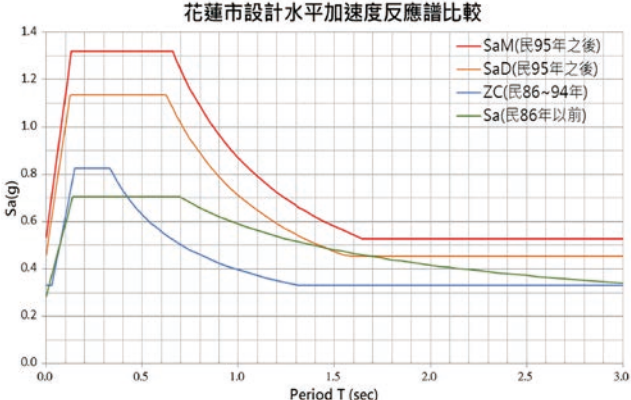


圖 3 花蓮市歷年設計水平加速度反應譜比較

勘災概要

2024 年 4 月 3 日發生芮氏規模 7.2 之地震，尤以距離震央最近之花蓮縣災情最為嚴重，本團隊前往花蓮縣花蓮市區及吉安鄉勘災，本次勘災調查受損建築物可分為五大類型，分別為底層挑高具夾層建物、具軟弱層高樓建物、老舊街屋、校舍及古蹟木構，另也現勘兩座橋梁。17 處受損建物及橋梁基本資料詳表 1。各受損建物外觀詳表 2 至表 18。表 19 及圖 4 為各受損建物距離及分佈圖。本次勘災受損建物及橋梁主要破壞模式類型如下：

1. 底層挑高夾層建物：軟弱底層、柱撓剪破壞及偏心

- 扭轉等。
- 2. 具軟弱層高樓建物：牆面開口（窗）斜向裂縫、外牆 X 型裂縫及梯間踏步處水平斷裂等。其中華爾街大樓原本貼黃單，後來因為 3F 柱牆損壞較嚴重改貼紅單。
 - 3. 老舊街屋：內部鋼筋已鏽蝕、箍筋圍束不佳及柱端部核心混凝土碎裂等。
 - 4. 校舍：窗台短柱剪力破壞、混凝土保護層剝落及柱主筋挫屈等。
 - 5. 古蹟木構：構件接頭局部脫榫及壁體灰泥剝落等。
 - 6. 橋梁：鋼梁鉚道斷裂、伸縮縫錯動等。

表 1 勘災建物基本資料表

項次	建物名稱	位置（花蓮縣）	竣工年份	構造概況	紅黃單	受損建物分類	外觀
1	天王星大樓	花蓮市軒轅路 2 號 9 樓	1986 年	RC 造－地上 10 層、地下 1 層	紅單	挑高夾層建物	表 2
2	統帥花蓮大樓	花蓮市明禮路 5 號	1997 年	RC 造－地上 10 層、地下 1 層	紅單		表 3
3	北濱街 6 號	花蓮市北濱街 6 號	1988 年	RC 造－地上 5 層	紅單		表 4
4	吉安麥當勞	吉安鄉中華路二段 11 之 1 號	－	RC 造－地上 6 層	紅單		表 5
5	國軍英雄館	花蓮市花崗街 56 號	1987 年	RC 造－地上 6 層、地下 1 層	紅單		表 6
6	博愛街 52 號	花蓮市博愛街 52 號	－	RC 造－地上 5 層	紅單		表 7
7	翰品酒店	花蓮市永興路 2 號	1981 年	RC 造－地上 10 層	紅單		表 8
8	更生日報	花蓮市五權街 36 號	1970 年	RC 造－地上 6 層	黃單		表 9
9	馥邑京華	花蓮市中和街 209 號	2000 年	RC 造－地上 10、12、15 層、地下 2 層	紅單		表 10
10	山海觀大樓	吉安鄉仁里五街 177 號	1996 年	RC 造－地上 15 層、地下 2 層	紅單	具軟弱層高樓建物	表 11
11	蓮花大樓	花蓮市德安六街 63 號 70 號	1995 年	RC 造－地上 17 層、地下 1 層	黃單		表 12
12	華爾街大樓	花蓮市公正街 37 號	1994 年	RC 造－地上 12 層、地下 2 層	黃單改紅單		表 13
13	銅管紅茶	花蓮市中山路 201 號	－	RC 造（加強磚造）－地上 4 層	紅單	老舊街屋	表 14
14	花蓮女中綜合大樓	花蓮市菁華街 2 號	1988 年	RC 造－地上 4 層	紅單	校舍	表 15
15	慶修院	吉安鄉中興路 345-1 號	1916 年	木構造－地上 1 層	－	古蹟木構	表 16
16	美崙溪橋	24.001614,121.610658	－	鋼構造	封橋	橋梁	表 17
17	花蓮大橋	23.923487,121.598449	1968 年	鋼筋混凝土造	－		表 18



表 2 天王星大樓外觀（向南傾倒）



天王星大樓震後北側外觀



天王星大樓震後南側外觀



天王星大樓震後東北側外觀



天王星大樓震後西側外觀

表 3 統帥花蓮大樓外觀（向北傾斜）



統帥花蓮震後西側外觀



統帥花蓮震後東側外觀



統帥花蓮震後西北側外觀



統帥花蓮震後東南側外觀

表 4 北濱街 6 號民宅外觀（向東北傾斜）



北濱街 6 號民宅震後北側外觀



北濱街 6 號民宅震後西側外觀



北濱街 6 號民宅震後東北側外觀



北濱街 6 號民宅震後西南側外觀

表 5 吉安麥當勞外觀（主要損害方向－北南）



吉安麥當勞震後北側外觀



吉安麥當勞震後南側外觀



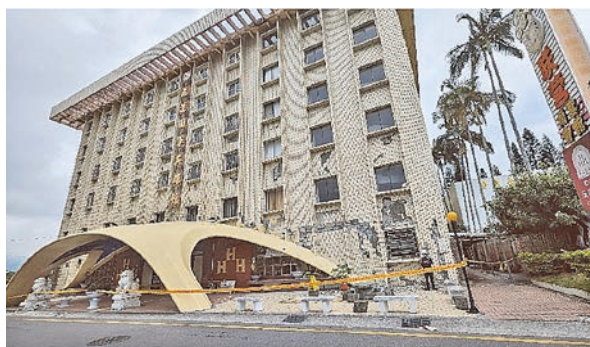
吉安麥當勞震後東南側外觀



吉安麥當勞震後西北側外觀



表 6 國軍英雄館外觀（主要損害方向－西北、東南）



國軍英雄館震後西側外觀



國軍英雄館震後西側外觀



國軍英雄館震後東北側外觀



國軍英雄館震後北側外觀

表 7 博愛街 52 號民宅外觀（向北傾斜）



博愛街 52 號民宅震後東北側外觀



博愛街 52 號民宅震後西側外觀



博愛街 52 號民宅震後西南側外觀



博愛街 52 號民宅震後北側外觀

表 8 翰品酒店外觀



翰品酒店震後西側外觀



翰品酒店震後北側外觀

表 9 更生日報外觀（主要損害方向－東北、西南）



更生日報震後西南側外觀



更生日報震後南側外觀

表 10 馥邑京華外觀（主要損害方向－北、南）



馥邑京華震後北側外觀



馥邑京華震後西側外觀

表 11 山海觀大樓外觀（主要損害方向－北、南）



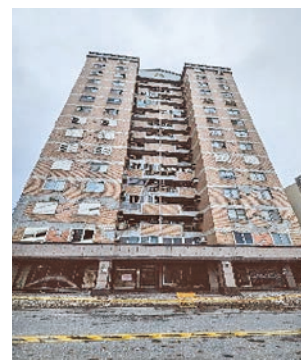
山海觀大樓震後西北側外觀



山海觀大樓震後東北側外觀



山海觀大樓震後西側外觀



山海觀大樓震後西南側外觀



表 12 蓮花大樓外觀（主要損害方向－東北、西南）



蓮花大樓震後西側外觀



蓮花大樓震後西南側外觀



蓮花大樓震後東南側外觀



蓮花大樓震後東側外觀

表 13 華爾街大樓外觀（要損害方向－北、南）



華爾街大樓震後南側外觀



華爾街大樓震後西側外觀

表 14 銅管紅茶店外觀（主要損害方向－北、南）



銅管紅茶店震後東北側外觀



銅管紅茶店震後西側外觀

表 15 花蓮女中綜合大樓外觀（主要損害方向－東、西（校舍長向））



花蓮女中綜合大樓震後西側外觀



花蓮女中綜合大樓震後南側外觀



花蓮女中綜合大樓震後北側外觀



花蓮女中綜合大樓震後東側外觀

表 16 慶修院外觀



慶修院震後東南側外觀



慶修院震後南側外觀



慶修院震後北側外觀



慶修院震後西側外觀

表 17 美崙溪橋



美崙溪橋震後東北側外觀



美崙溪橋震後西側外觀



美崙溪橋震後內部向東側外觀

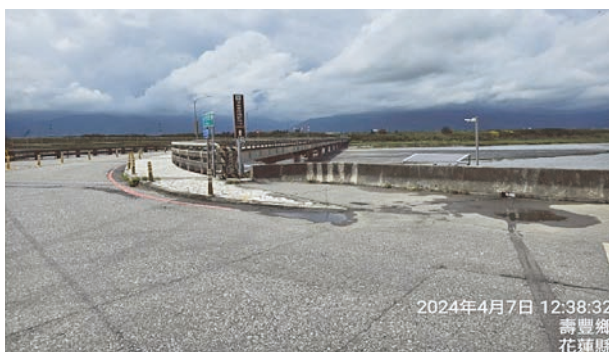


美崙溪橋震後西側外觀

表 18 花蓮大橋



花蓮大橋震後南側外觀



花蓮大橋震後東側外觀



花蓮大橋震後東側外觀



花蓮大橋震後東側外觀

表 19 勘災建物距離與損害面向關係表

項次	建物名稱	距測站 HWA 距離 (m)	距震央距離 (km)	距米崙斷層距離 (m)	主要損害面向
1	天王星大樓	191	23.17	55	向南傾倒
2	統帥花蓮大樓	433	23.61	73	向北傾斜
3	北濱街 6 號	212	22.99	115	向東北傾斜
4	吉安麥當勞	2,653	23.76	2,250	北－南
5	國軍英雄館	416	23.62	104	西北－東南
6	博愛街 52 號	483	23.21	37	向北傾斜
7	翰品酒店	2,263	24.78	1,590	－
8	更生日報	95	23.13	79	東北－西南
9	馥邑京華	1,574	23.51	1,160	北－南
10	山海觀大樓	2,823	23.33	2,350	北－南
11	蓮花大樓	2,244	23.35	1,800	東北－西南
12	華爾街大樓	482	23.60	63	北－南
13	銅管紅茶	515	23.53	33	北－南
14	花蓮女中綜合大樓	556	23.65	302	東－西 (校舍長向)
15	慶修院	4,962	24.55	4,450	－
16	美崙溪橋	2,953	26.14	294	－
17	花蓮大橋	5,917	18.12	5,110	－



圖 4 0403 勘災標的物分佈圖 (底圖來源：經濟部地質調查及礦業管理中心)

破壞模式

底層挑高夾層建物

- 1. 底層挑高夾層建物分別為：天王星大樓、統帥花蓮大樓、北濱街 6 號民宅、博愛街 52 號民宅、吉安麥當勞、翰品酒店、更生日報及馥邑京華等，共 9 處，數量佔 15 處勘災建築物之比例超過一半。
- 2. 各建物調查現況及破壞模式：
 - (1) 天王星大樓：「三角窗建築平面不規則，底層挑高設有夾層，底層牆量少形成軟弱底層」。
南側騎樓頂梁平面彎折且為懸臂梁版 (圖 5)，更造成質心與剛心之偏心加大，地震時產生較大之偏心扭矩，使底層柱更易受剪力破壞。

同時因本次南北向地震力震度較大，北側 1F 柱體其柱頂與梁柱接頭受剪力破壞後，混凝土被壓碎後，梁柱接頭主筋受壓力作用而向外挫屈，造成箍筋被撐開甚至斷裂。北側 1F 角柱亦呈現類似先被地震力剪壞後，混凝土被壓碎後柱主筋產生嚴重彎折變形，因地震力往返作用，北側柱體喪失抗拉強度無法發揮拉力穩定建物，且南側柱體也因破壞後無法提供強度支撐上部建物之重量，最後引致建築物向南傾倒 (圖 6、圖 7)。

調閱原設計圖發現 (圖 8)，由於平面極度不規則，諸多配置未正交於柱體之斜梁，其主筋錨定不良施工不易，研判梁柱接頭韌性不佳。甚至有部分大梁未錨定於柱內之搭梁接合，地震力作用時梁



端彎矩加大，另一方面又同時受垂直地震力作用造成受搭大梁可能被扭壞，進而造成支撐該梁之主柱失去原有側撐，細長比放大，強度降低。

其 1F 挑高且有設置夾層（圖 9、圖 10），經調閱原設計圖北側夾層研判為二次增建施工，與結構體接合不良，地震過程中易損壞。

北側 1F 梁柱接頭受剪力破壞後，柱主筋受壓向外挫屈，箍筋有脫開與斷裂現象，也發現主筋彎鉤設置不當，圖 11、圖 12。

北側 1F 角隅柱底部受剪力破壞（壓力破壞）後，柱主筋嚴重彎折，箍筋也有脫開與斷裂現象，如圖 13、圖 14。

因地震力往返關係，柱體喪失強度後在北側發揮拉力穩定建物，且南側柱體也因破壞後無法提供強度支撐上部建物之重量（南側柱可能會被偏心扭矩剪力加大而被剪壞），引致建築物傾倒。

反觀同一街道之建物，無重大損傷，其為地上 6 層飯店且一樓牆量少也具底層挑高特性，因該建物於底層已完成挫屈束制支撐（buckling-restrained brace, BRB「取得國家地震工程研究中心 - 槽接式挫屈束制支撐專利」）補強，形成鮮明對比，如圖 15、圖 16。

(2) 統帥花蓮大樓：「底層挑高設有夾層、柱嚴重破壞」。

建築物 1F 挑高 + 設置夾層關係形成短柱，短柱體因剪力破壞，柱主筋呈向外挫屈狀態，如圖 17；1F 建物內部柱有柱爆裂主筋呈洋蔥狀（圖 18）、柱體扭轉剪力破壞（圖 19）；1F 夾層圓洞造型頂梁，於梁斷面最小處發生剪力破壞（圖 20）；如圖 21 所示之 1F 騎樓轉角柱，其損壞狀況明顯較其他柱嚴重，幾乎已失去支撐能力，可能轉角處受最大軸力及近斷層垂直地震力較大有關，值得後續再深入研究探討。圖 22 所示之夾層圓洞開口旁之夾層柱、梁及牆體有明顯受地震剪力破壞之嚴重斜向裂縫。另柱混凝土破壞後，上部結構下陷嚴重，以致鋼筋受到嚴重擠壓（圖 23），由於夾層柱破壞，無法支撐上部重量，引致建築物向北傾斜（現況目測研判）。除外周圍結構破壞，內部梯間牆亦發現嚴重之震損（圖 24）。

(3) 北濱街 6 號民宅：「柱嚴重破壞、三角窗建築平面不規則、底層挑高 5.5 m、底層牆量少」。

建築物 1F 挑高柱體端部剪力破壞，柱主筋挫屈、箍筋有脫開現象（圖 25）；1F 短柱端部剪

力破壞，柱主筋同呈挫屈狀態（圖 26）；現況目測研判柱體剪力方向與門變形狀態，建物有向東北側傾斜狀態（圖 27）。與其他大樓損壞現象類似，本棟樓梯間亦有嚴重剪力裂縫（圖 28）。

(4) 吉安麥當勞：「柱嚴重破壞、三角窗建築平面不規則、底層挑高設有夾層」。

店面損害嚴重（圖 29），1F 柱構件端部嚴重損壞、主筋挫屈、箍筋脫鉤、核心混凝土碎裂，如圖 30、圖 31 及圖 32 所示，除柱構件嚴重受損外，外牆亦有諸多斜向剪力、橫向裂縫，現況目測受損牆為南北方向。

(5) 國軍英雄館：「底層挑高、短柱」。

其建物西南側設置造型拱門，使 1F 外圍部份柱形成短柱，間接導柱剪力破壞；現況研判西北 - 東南（南北分量較多），為主要受損方向，建物南北向牆體具斜向裂縫、X 型裂縫。

(6) 博愛街 52 號民宅：「三角窗建築平面不規則、底層挑高、底層牆量少、傾斜」。

現況目測研判其建物有向西北（向北分量較多）傾斜情形（圖 33）；1F 柱構件端部損壞、主筋挫屈，部分增建鋼柱傾斜（圖 34）；室內牆面開口斜向裂縫。

(7) 翰品酒店：「柱嚴重破壞、底層挑高、底層牆量少」。

建築物 1F 挑高柱體端部剪力裂縫、柱端部之箍筋有脫開現象、其主筋於端部搭接（鋼筋密集），如圖 35，使混凝土握裹力無法發揮，引致端部破壞。

(8) 更生日報：「平面不規則、底層挑高」。

底層牆面開口斜向裂縫，牆面破壞方向為東北 - 西南方向，如圖 36。

(9) 馥邑京華：「地上 10 層（A、F 棟）、12 層（B、E 棟）、15 層（C、D 棟）、一字型建築物、底層挑高」。

馥邑京華各棟外觀與平面配置如圖 37、圖 38。

1F 柱構件部分損壞，包含保護層剝落、柱主筋變形、柱核心混凝土受損，如圖 39 至圖 41。

主要損壞係梯間牆斜向與 X 型裂縫、窗間牆斜角裂縫、RC 牆體水平裂縫、樓梯版體相接梁構件周圍裂縫，詳圖 42 至圖 44；牆體先破壞消散部分地震力，其中位於南側的 A 棟柱損壞最為嚴重。

※ 底層挑高夾層建物勘災關鍵字：底層挑高、底層夾層、底層牆量少、短柱、長細柱破壞



圖 5 天王星大樓南側懸臂梁版

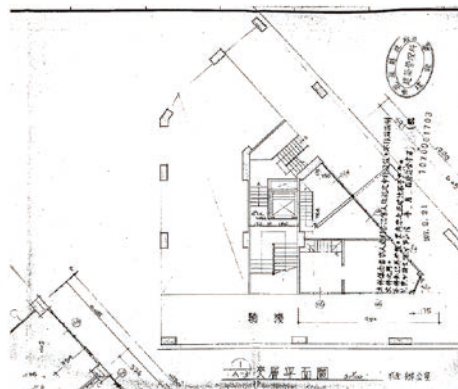


圖 9 天王星大樓原設計圖（夾層平面圖）



圖 6 天王星大樓樓層線（西南側拍攝）



圖 10 天王星大樓夾層與結構體接合不良（北側拍攝）



圖 7 天王星大樓南側 1F 壓碎（西北側拍攝）



圖 11 天王星大樓標準彎鉤不當設置（北側拍攝）

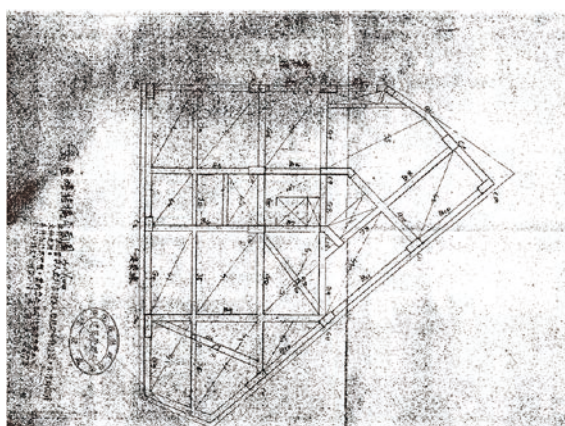


圖 8 天王星大樓原設計圖（1F 結構平面）



圖 12 天王星大樓接頭主筋挫屈、箍筋脫開（北側拍攝）



圖 13 天王星大樓柱端部嚴重破壞、主筋彎折（北側拍攝）



圖 17 統帥花蓮大樓短柱剪力破壞、主筋挫屈



圖 14 天王星大樓柱主筋彎折、箍筋脫開（北側拍攝）



圖 18 統帥花蓮大樓柱爆裂主筋挫屈呈洋蔥狀



圖 15 鄰天王星大樓東南側已補強建物



圖 19 統帥花蓮大樓柱體扭轉剪力破壞

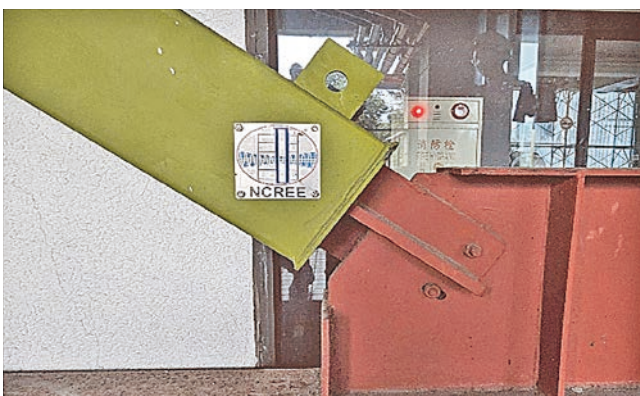


圖 16 BRB 150tonf 級單管單核心槽接式挫屈束制支撐
「國家地震工程研究中心－槽接式挫屈束制支撐專利」

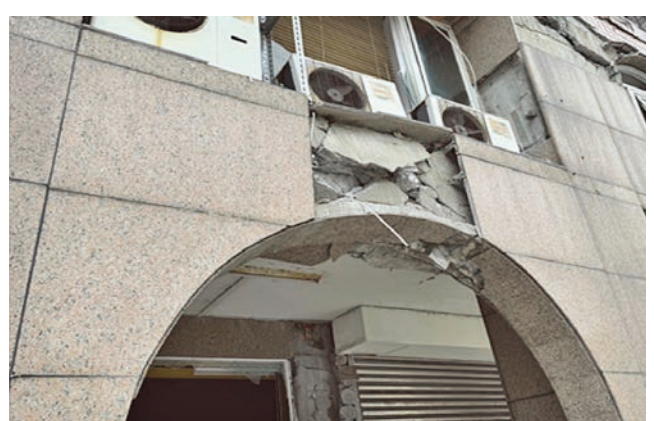


圖 20 統帥花蓮大樓梁斷面最小處剪力破壞



圖 21 統帥花蓮大樓轉角柱損壞嚴重



圖 22 統帥花蓮大樓夾層柱破壞



圖 23 統帥花蓮大樓損壞嚴重



圖 24 統帥花蓮大樓梯間牆破壞



圖 25 北濱街 6 號民宅柱端部受撓剪破壞後，主筋受壓挫屈、箍筋脫開



圖 26 北濱街 6 號民宅夾層柱剪力破壞



圖 27 北濱街 6 號民宅外觀已傾斜



圖 28 北濱街 6 號梯間牆剪力破壞



圖 33 博愛街 52 號民宅外觀已向北傾斜

圖 29 吉安麥當勞大樓
損害外觀

圖 30 吉安麥當勞東南側柱底損壞、主筋挫屈



圖 34 博愛街 52 號民宅騎樓增建鋼柱傾斜



圖 31 吉安麥當勞柱嚴重損害、主筋挫屈

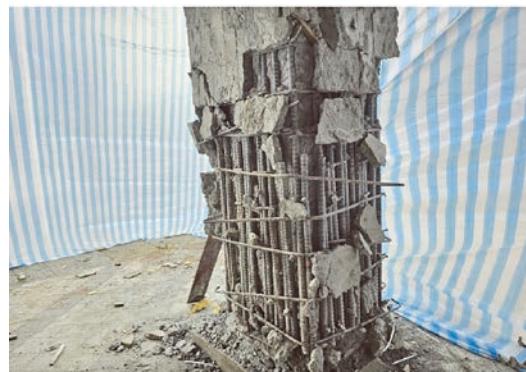


圖 35 翰品酒店柱底搭接（鋼筋密集）



圖 32 吉安麥當勞柱核心混凝土碎裂



圖 36 更生日報底層牆面窗斜向裂縫



圖 37 靛邑京華各棟外觀



圖 41 靛邑京華梯間柱體嚴重剝落

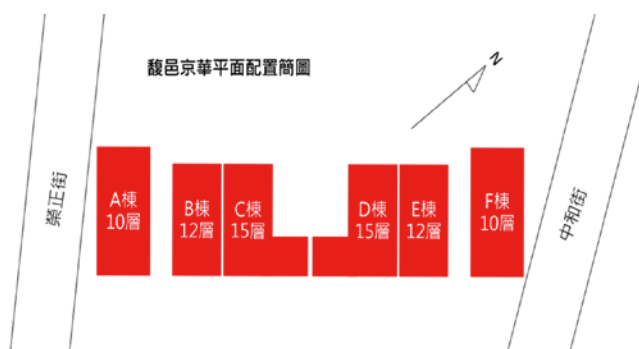


圖 38 靛邑京華平面配置簡圖

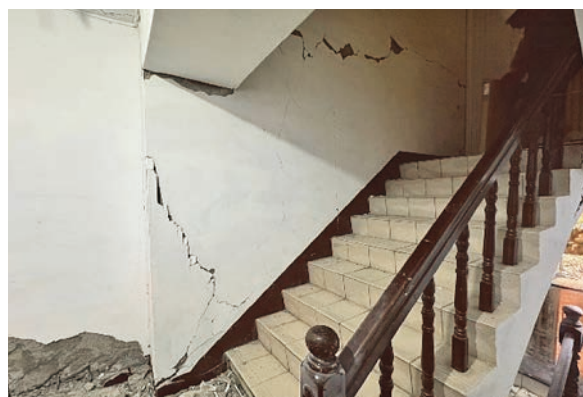


圖 42 靛邑京華梯間牆斜向裂縫、樓梯版周圍裂縫



圖 39 靛邑京華柱損壞（保護層過厚之虞）



圖 43 靛邑京華梯間牆 X 型裂縫 / 剝落



圖 40 靛邑京華柱核心混凝土碎裂、主筋變形



圖 44 靛邑京華梯間牆 X 型 + 水平裂縫



具軟弱層高樓建物

1. 具軟弱層高樓建物分別為：山海觀大樓、蓮花大樓及華爾街大樓，共 3 處。

2. 建物調查現況及破壞模式：

(1) 山海觀大樓：「地上 15 層、丁字型建築物平面不規則、底層店面挑高」。

底層梁柱構件損壞情形並不顯著，主要損壞係梯間牆剪力裂縫、窗間牆斜角裂縫、RC 牆體水平裂縫，詳圖 45 至圖 50。

山海觀大樓外牆窗間牆斜角裂縫，建物西南側損害高度達 9F、北側外牆受損至 9F、東南入口側外牆受損至 8F、東側入口外牆受損至 6F，除了剪力破壞該構件，同時也受到扭轉之剪力，也因牆體破壞消散部分地震力，進而保護構架梁柱系統只受低度損傷。

(2) 蓮花大樓：「地上 17 層、凹字型建築物平面不規則」。

整體梁柱構件損壞情形並不顯著，主要損壞係梯間牆 X 型裂縫、窗間牆斜角裂縫、RC 牆體水平裂縫及梯間樓版水平斷裂，其餘之損壞多以隔間牆為主。

蓮花大樓外牆窗間牆斜角裂縫，於建物東側窗間牆與西南側女兒牆損害最大高度有達 15F，而西側窗台牆損害高度達 11F，研判除了剪力破壞該構件，同時也因平面不規則特性與地震力交互作用使外牆構件受到扭轉之剪力，詳圖 51 至圖 55。

(3) 華爾街大樓：「地上 12 層、一字型建築物、立面不連續性、底層店面牆量少」。

華爾街大樓具外牆 X 型裂縫、RC 牆體水平裂縫，損害之牆面為西北－東南向（南北分量較大）也為該建物之長軸方向（圖 56、圖 57），其損害與此次較大之地表加速度方向（南北向）吻合；如圖 58 及圖 59 所示，為北側外圍柱底端部之損害。華爾街大樓 1、2F 做為市場使用，如圖 60 所示，其 3F 以上退縮，3F 又是開放空間，所以 3F 為軟弱層，導致 3F RC 牆損壞特別嚴重（圖 61 及圖 62），是比較特殊的案例。另外，如圖 63 所示，華爾街大樓 3F 圓柱保護層厚度不足、箍筋間距過大且未箍於主筋外側，也會導致柱底損壞較嚴重。

※ 具軟弱層高樓建物勘災關鍵字：剪力裂縫、X 型裂縫損縫、窗間牆斜角裂縫、RC 牆體水平裂縫、牆體破壞消散部分地震力

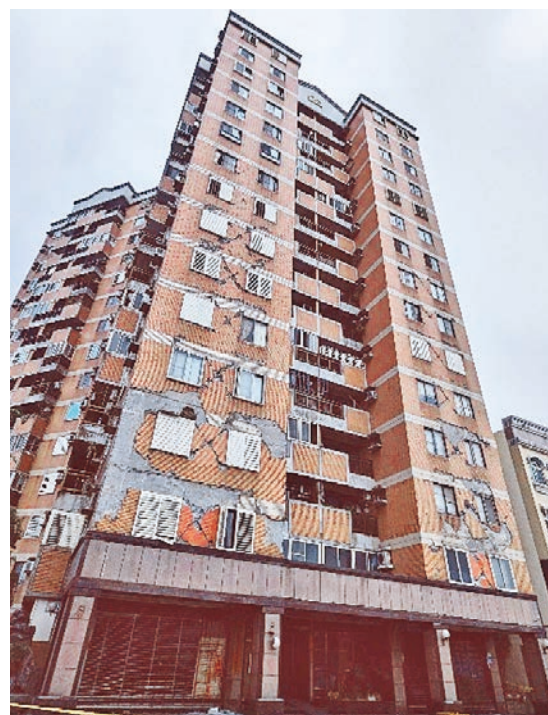


圖 45 山海觀大樓西南側外牆受損至 9F



圖 46 山海觀大樓西南側窗間牆 X 型裂縫



圖 47 山海觀大樓北側外牆受損至 9F

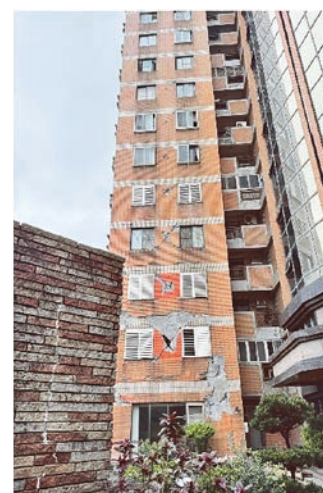


圖 48 山海觀大樓東南入口側外牆受損至 8F



圖 49 山海觀大樓東側入口外牆受損至 6F

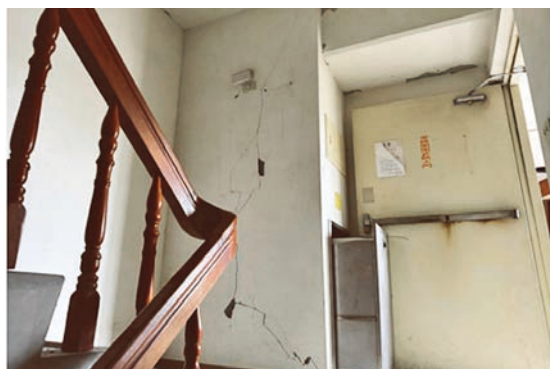


圖 50 山海觀大樓梯間牆剪力裂縫



圖 51 蓮花大樓窗台牆斜向裂縫達 11F (西側)



圖 52 蓮花大樓女兒牆水平+斜向裂縫達 15F (西南側)



圖 53 蓮花大樓窗間牆斜向裂縫達 15F (東側)

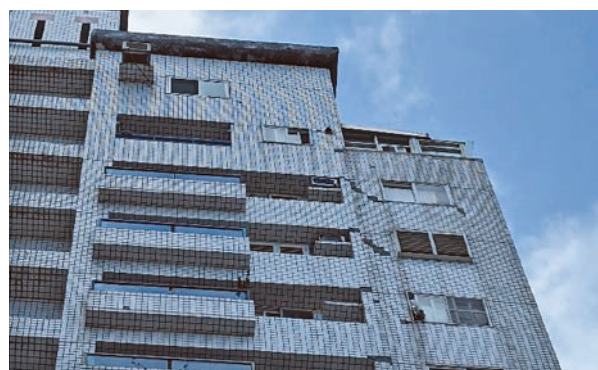


圖 54 蓮花大樓窗間牆斜向裂縫 15F 近照 (東側)

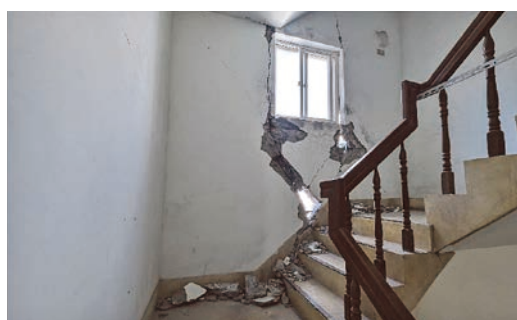


圖 55 蓮花大樓梯間牆 X 型裂縫 (建物內部拍攝)



圖 56 華爾街大樓東北側外觀（損害牆體呈南北向）



圖 60 華爾街大樓 3F 為開放空間軟弱層



圖 57 華爾街大樓 RC 牆體水平裂縫（南北向）



圖 61 華爾街大樓 3F RC 牆損壞嚴重

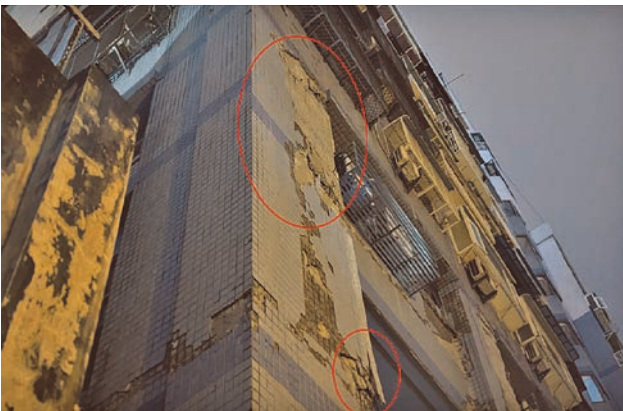


圖 58 華爾街大樓柱體端部損害（北側）



圖 62 華爾街大樓 3F RC 外牆損壞嚴重

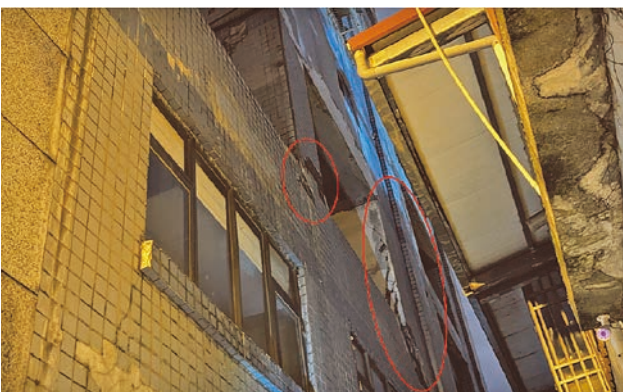


圖 59 華爾街大樓柱體端部損害（北側）



圖 63 華爾街大樓 3F 圓柱保護層厚度不足、箍筋間距過大且未箍於主筋外側

老舊街屋

1. 老舊街屋為：鋼管紅茶店。
2. 建物調查現況及破壞模式：

- (1) 鋼管紅茶店：「柱嚴重破壞、騎樓店面軟弱底層、店面垮度大（柱量少）、牆量」。

騎樓店面因開闢店鋪考量減少柱量，地震發生使少部分柱承載建物重量，使底層柱構件損壞情形顯著。

詳如圖 64 至圖 67 所示，圓柱主筋於柱底部部搭接，因鋼筋密集間距不足，混凝土無法有效發揮其對鋼筋之握裹，地震過程在受較大彎矩作用時，表面混凝土保護層開裂甚至剝落，進而導致柱底部部核心混凝土被壓碎破壞。另外圓柱箍筋端部未施作彎鉤，搭接長度太短亦無銲接，間距又大於 30 cm，箍筋不但抗剪強度不佳且無法提供對柱核心混凝土之圍束能力。

※ 老舊街屋勘災關鍵字：柱量少、柱底部部搭接、箍筋間距大、圓箍筋圍束不確實



圖 64 鋼管紅茶店騎樓少量柱



圖 65 鋼管紅茶店柱端部核心混凝土破壞（柱底部部搭接）



圖 66 鋼管紅茶店圓柱箍筋端部無彎鉤



圖 67 鋼管紅茶店箍筋間距過大

校舍

1. 校舍為：花蓮女中綜合大樓。
2. 建物調查現況及破壞模式：

- (1) 花蓮女中綜合大樓：「柱嚴重破壞、底層挑高、窗台牆短柱、尚未完成校舍耐震補強」。

經勘災覺察綜合大樓底層具挑高約 4.5 m，其上方樓高約 3 m，因挑高關係與底層牆量不足，其 1F 為典型軟弱層，校舍長向為主要破壞方向。

底層窗台牆造成短柱效應，底層柱發生剪力破壞、外觀呈 X 型裂縫，柱箍筋有脫開與彎鉤角度不足，其間距約為 20 至 25 cm，圍束能力欠佳，使柱主筋有受壓挫屈之現象，如圖 68 至圖 70。

花蓮女中大部分校舍已完成校舍耐震補強，如圖 71 可見已完成補強之建物並無顯著損傷（翼牆補強），此類跡象在花蓮女中形成強烈對比。

※ 校舍勘災關鍵字：底層挑高、短柱、校舍耐震補強



圖 68 花蓮女中窗台牆短柱破壞



圖 69 花蓮女中窗台牆短柱破壞



圖 70 花蓮女中柱箍筋脫開、彎鉤角度不足

古蹟木構

1. 古蹟木構為：慶修院。
2. 建物調查現況及破壞模式：
 - (1) 慶修院：「損害輕微，整體無傾斜」。

經勘災發現木構造建築物僅有脫樑、偏移與剝落類輕微破壞，且環顧標的物周圍觀察整體並無傾斜之虞，如圖 72 至圖 75。

※ 古蹟木構勘災關鍵字：脫樑、剝落



圖 71 花蓮女中已補強之校舍



圖 72 慶修院木構樑接錯位



圖 73 慶修院木構脫樑



圖 74 慶修院柱坐斗偏移



圖 75 慶修院壁體灰泥剝落

橋梁

1. 橋梁分別為：美崙溪橋與花蓮大橋。

2. 建物調查現況及破壞模式：

(2) 美崙溪橋：「鉚道損害」。

經現地調查於橋梁西南側之梁體鉚道斷裂，已呈見光狀態與明顯梁端接合處錯位，如圖 76、圖 77。

(3) 花蓮大橋：「無損害」。

經現地伸縮縫調查與目視檢查無明顯損害，如圖 78、圖 79。此座橋梁之管理單位已在伸縮縫處安裝位移計 6 處、橋面板正中央安裝傾斜計 4 處，另於兩端加裝蜂鳴器、燈光警示器及 LED 告示牌。本次地震發生後，發揮告警通知之功效。

※ 橋梁勘災關鍵字：鉚道損害

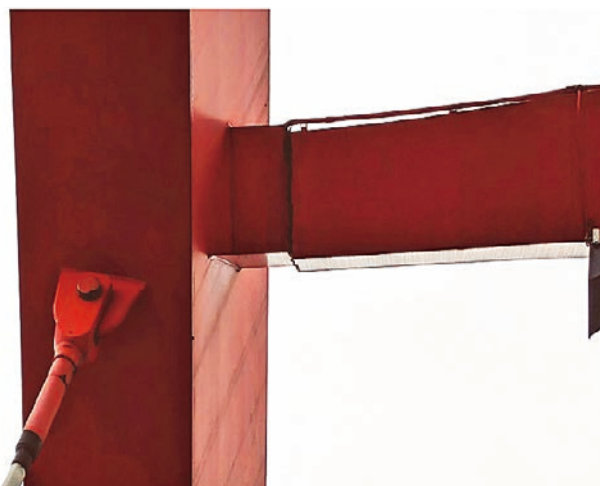


圖 76 美崙溪橋西南側梁構件鉚道斷裂（錯位）



圖 77 美崙溪橋西南側梁構件鉚道斷裂（見光）



圖 78 花蓮大橋伸縮縫調查



圖 79 花蓮大橋伸縮縫調查



勘災工作人員向工程會吳澤成主委彙報災情

0423 餘震勘災

於 0403 花蓮 M_L 7.2 大地震後 20 日，4 月 23 日凌晨又發生兩起規模大於 6 之地震；首先為上午 2:26:52 發生芮氏規模 6.0 地震，花蓮市（HWA）測站之震度為 5 弱，其南北向、東西向以及垂直向之最大地表加速度分別為 178.54 gal、156.74 gal 以及 42.71 gal（圖 80）；接著於上午 2:32:49 發生芮氏規模 6.3 地震，花蓮市（HWA）測站之震度為 5 弱，其南北向、東西向以及垂直向之最大地表加速度分別為 191.66gal、156.68gal



以及 36.50 gal (圖 81)；兩起地震皆為南北向加速度最大，且地震深度為 10 公里以內之淺層地震。本團隊於 4/27 ~ 28 第二次前往花蓮進行勘災，0423 後出現新震損標的物，其損害型態分別為具軟弱層高樓、橋梁及斷層錯動。詳表 20、表 21，圖 82 為勘查位置。

在花蓮市區已被 0403 主震震損的藍天麗池飯店 (圖 83)，當時於 1F 北側以鋼構做緊急支撐 (圖 84)，在 0423 震後向南傾斜，第二次現勘發現其柱體與牆體剪力裂縫損害嚴重 (圖 85、圖 86)；富凱大飯店 (圖 87、圖 88) 於 0423 震後發生向南傾斜倒塌。吉安鄉自強路一間廢棄工廠發生倒塌 (圖 89、圖 90)，以上三者皆於 0403 主震後無張貼紅黃單，為 0423 震後新列紅單。而菁華橋於 0403 主震後因橋端錯位封橋，橋身外觀結構狀態雖尚無損壞，但其北側橋端嚴重錯位且支承錯動脫落，經現場量測錯動量東西向約 86cm、南北向約 18 cm、垂直向約 19 cm (圖 91 至圖 94)。

壽豐鄉鹽寮村曙光假期也傳出 1F 崩塌向東南傾倒之嚴重震損 (圖 95)，鄰近地表出現明顯裂縫 (圖 96)；東山安樂園 (圖 97) 1F 柱頂剪力破壞且主筋嚴重彎折 (圖 98)，其鄰近柏油路面亦出現約 3cm 之裂縫 (圖 99、圖 100)。其中曙光假期於 0403 震後已張貼紅單，東山安樂園為 0423 震後新列紅單，兩者鄰近地表皆出現明顯裂縫，其裂縫方向與嶺頂斷層一致。

0403 震後花蓮統帥大樓已受損嚴重，包括夾層短柱體剪力破壞、柱體爆裂與柱扭轉剪力破壞，造成夾層柱無法支撐上部重量，使建築物向北傾斜。0423 震後花蓮統帥大樓之夾層梁柱系統嚴重損壞已無法抵抗地震力，最終壓碎底層，向西北向傾倒 (北向分量多) 被震垮，傾倒方向與前次主震受損轉角騎樓柱及此次較大之地表加速度方向 (南北向) 吻合。震後已在建物西北側支撐型鋼，防止再傾倒 (圖 101、圖 102)。如圖 103 至圖 106 所示，花蓮統帥大樓前一次地震在夾層柱頂端與

底端已發生嚴重破壞，再經本次連續兩大餘震使其完全破壞。除 1F 轉角騎樓柱嚴重損害，部分柱梁主筋彎折嚴重，甚至構件被折斷，其梁柱接頭也與相連接之結構體斷開 (圖 107 至圖 109)。

台灣地震瞬息萬變數不勝數，地震災害後除了迅速進行緊急危險評估之外，仍需要高效率緊急支撐加固與拆除工程配合，本次花蓮地震之相關經驗，可提供未來防災及救災之參考。

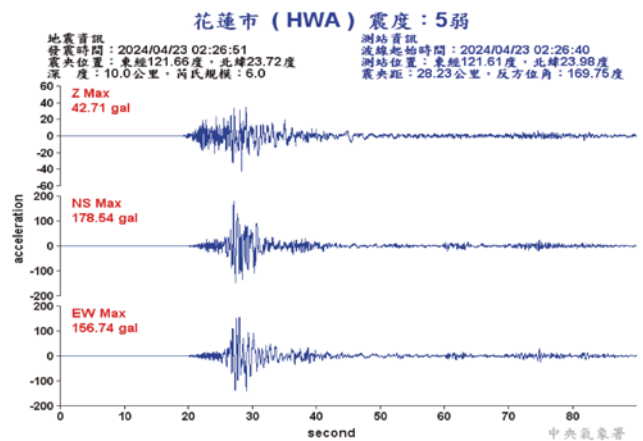


圖 80 0423.02:26 花蓮地震花蓮市測站 (HWA) 地表加速度歷時 (圖片來源：中央氣象署)

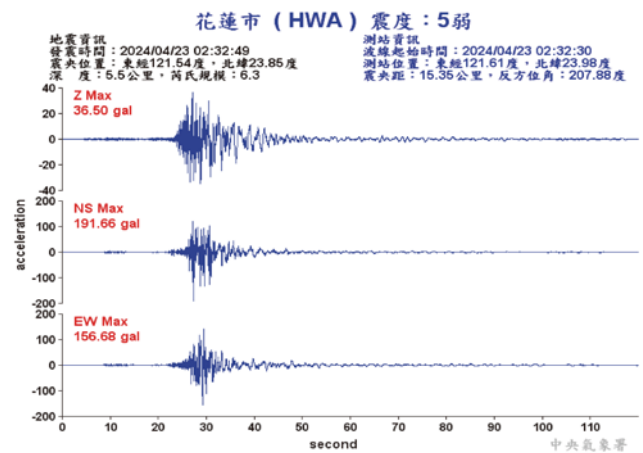


圖 81 0423.02:32 花蓮地震花蓮市測站 (HWA) 地表加速度歷時 (圖片來源：中央氣象署)

表 20 0423 勘災建物基本資料表

項次	建物名稱	位置 (花蓮縣)	竣工年份	構造概況	0403	0423	受損建物分類
18	藍天麗池飯店	花蓮市中正路 590 號	2000 年	RC 造 - 地上 12 層、地下 2 層	—	紅單	具軟弱層高樓
19	富凱大飯店	花蓮市中山路 154 號	1980 年	RC 造 - 地上 9 層、地下 1 層	—	紅單	
20	地 6 攤牛排館後方廢棄工廠	吉安鄉自強路 367-1 號	—	RC 造 (加強磚造) - 地上 2 層	—	紅單	老舊街屋
21	菁華橋	23.981585, 121.616508	—	鋼構造	封橋	封橋	橋梁
22	曙光假期	壽豐鄉鹽寮村大坑 64 號	—	RC 造 - 地上 2 層	紅單	紅單	斷層錯動
23	東山安樂園門口建物	壽豐鄉山嶺 1 號	—	RC 造 - 地上 2 層	—	紅單	
24	柏油路面地裂錯動	23.914267, 121.600074	—	—	—	—	

表 21 0423 勘災建物距離與損害面向關係表

項次	建物名稱	距測站 HWA 距離 (m)	距震央距離 (km)		距近斷層距離 (m)		主要損害面向
			0423 02:26 M6.0	0423 02:32 M6.3	米崙	嶺頂	
18	藍天麗池飯店	529	27.44	13.88	71		向南傾斜
19	富凱大飯店	501	27.29	13.69	16		向南傾倒
20	地 6 攤牛排館後方廢棄工廠	2,645	28.14	13.76	2,160		向南傾斜
21	菁華橋	793	27.68	14.38	529		北側錯位
22	曙光假期	7,123	20.14	6.76		1,112	向東南傾倒
23	東山安樂園門口建物	7,158	24.27	6.58		740	向南傾倒
24	柏油路面地裂錯動	6,935	20.47	6.81		718	北－南

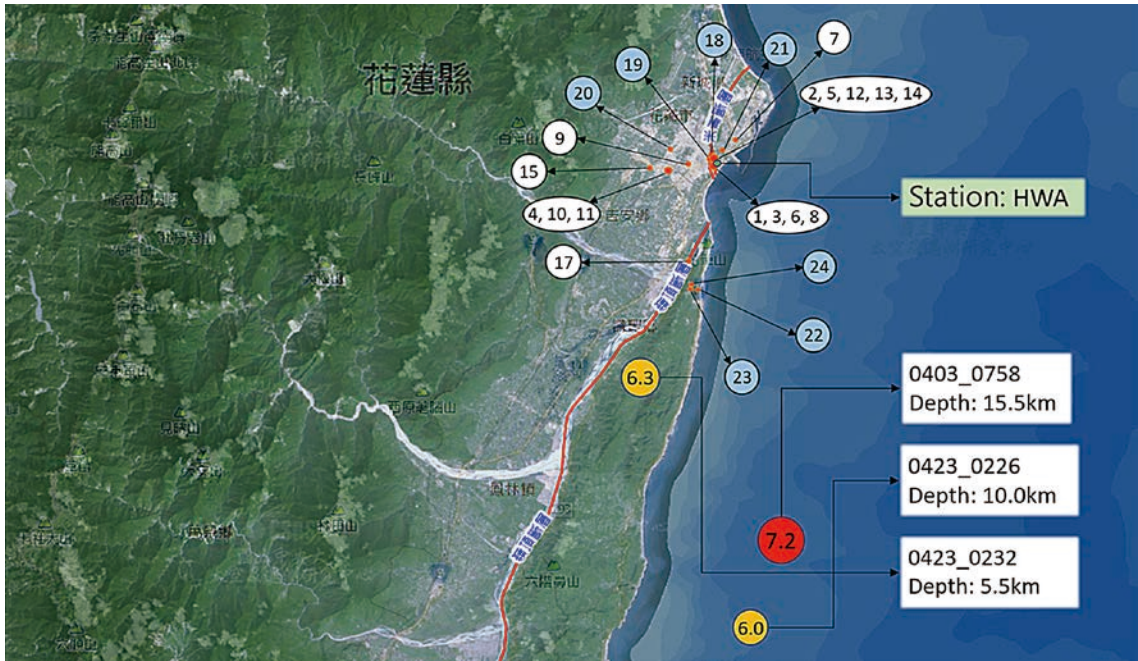


圖 82 0423 勘災標的物分佈圖（底圖來源：經濟部地質調查及礦業管理中心）

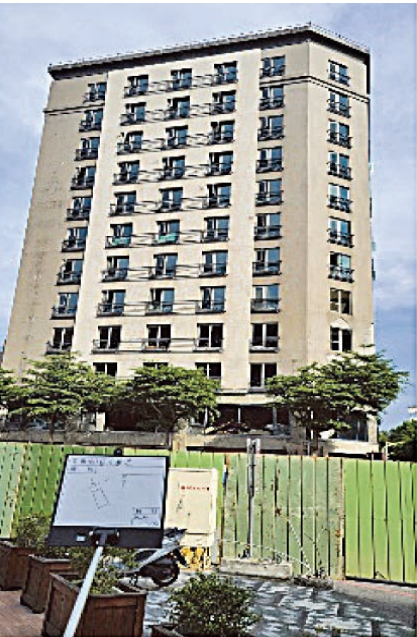


圖 83 0423 藍天麗池飯店東北側外觀



圖 84 0423 藍天麗池北側鋼構支撐



圖 85 0423 藍天麗池飯店柱體剪力破壞



圖 86 0423 藍天麗池飯店牆體剪力破壞



圖 91 菁華橋西側外觀



圖 87 0423 富凱大飯店嚴重傾斜 (攝影：林家宏)



圖 88 0423 富凱大飯店嚴重傾斜



圖 92 菁華橋北側橋端錯位



圖 89 0423 吉安鄉自強路廢棄工廠倒塌 (攝影：林家宏)



圖 93 菁華橋北側橋端東西向錯位約 86 cm



圖 90 0423 吉安鄉自強路廢棄工廠倒塌



圖 94 菁華橋北側支承錯動脫落



圖 95 0423 曙光假期崩塌外觀



圖 96 0423 曙光假期鄰近地表裂縫



圖 97 0423 東山安樂園震損建物外觀



圖 98 0423 東山安樂園柱頂剪力破壞、主筋嚴重彎折



圖 99 0423 東山安樂園鄰近柏油路面裂縫



圖 100 東山安樂園鄰近柏油路面裂縫約 3 cm



圖 101 0423 統帥花蓮西北側震後外觀 (攝影：林家宏)



圖 102 0423 統帥花蓮大樓西側震後外觀 (攝影：林家宏)



圖 103 0423 統帥花蓮大樓夾層粉碎 (攝影：林家宏)



圖 104 0423 統帥花蓮大樓夾層粉碎



圖 105 0423 統帥花蓮大樓夾層粉碎 (攝影：林家宏)



圖 106 統帥花蓮大樓 1F 騎樓柱嚴重破壞



圖 107 0423 統帥花蓮大樓 1F 騎樓柱嚴重破壞 (攝影：林家宏)



圖 108 0423 統帥花蓮大樓夾層嚴重損害 (攝影：林家宏)



圖 109 統帥花蓮大樓 1F 騎樓柱嚴重破壞

結語

本團隊兩次勘災之標的物合計共 19 處加強磚造或鋼筋混凝土構造物、1 處古蹟木構及 3 座橋梁，前述 20 處建物又可分為五大類型，分別為底層挑高夾層建物、具軟弱層高樓建物、老舊街屋、校舍及古蹟木構。

由主要震損較為嚴重之建築物可知主要為底層挑高建物及具軟弱層高樓建物為主。其中，高樓層建築物在本次地震中損壞明顯，亦與本次花蓮市測站反應譜在 1 秒週期前後之反應相符合。地震受損建物以底層挑高且具夾層之建築形式為最，另由損壞結果可發現，老舊建物低矮樓層老舊建築普遍有箍筋間距較大之情形、高樓層建築則多以窗間牆及梯間牆破壞為主。其中早期柱搭接於柱底端部，圓柱箍筋幾乎均未施作螺箍筋，且箍筋端部無彎鉤，聊勝於無的搭接完全無法提供足夠之抗剪強度及圍束作用，建議宜先列入震前補強對象。與過往震災之損壞構造物相比，比如 2016 年 0206 美濃地震台南維冠大樓及 2018 年 0206 花蓮地震雲門翠堤大樓倒塌，本次受損建物亦多集中於常見之底層挑高（增設夾層）、三角窗建築及平立面不規則偏心扭矩較大等情形，顯現結構系統對於建築物之耐震能力扮演極重要因素。除此之外，挑高夾層騎樓轉角柱震損嚴重之原因，研判因結構系統不佳，所以地震時可能承受最大軸力，又與本次近斷層垂直地震力較大有關，值得再深入探討研究。

我國位於板塊交界帶，地震係無可避免，期透過歷次震災之經驗記取教訓。期許國內政府、學界、業界與民眾共同面對地震挑戰，針對既有建物耐震能不足時加以耐震補強、新建建築在設計與施工品質加以提升，讓往後地震之災情能夠逐漸減少。





以 UAV 空拍技術 進行地震災損 3D 地形環境快速建模 及 StoryMaps 網站分享

鄭宏達／台灣世曦工程顧問股份有限公司 資深協理
李明儒／台灣世曦工程顧問股份有限公司 計畫經理
周孜恆／台灣世曦工程顧問股份有限公司 工程師
郭俊麟／國立東華大學臺灣文化學系 副教授

0403 花蓮地震事件說明

113 年 4 月 3 日上午 7 時 58 分左右，花蓮縣近海發生芮氏規模 7.2 地震（以下簡稱 0403 花蓮地震），震源深度 15.5 公里，於花蓮縣秀林鄉和平村觀測到中央氣象署地震分級中最大震度 6 強的地震。隨後在 8 時 11 分及 10 時 14 分觀測到芮氏規模超過 6 的餘震。密集之地震至次日仍未間斷，截至 4 月 4 日上午 10 時，中央氣象署已觀測到逾 300 起芮氏規模超過 3 的餘震。

0403 花蓮地震之主震發生之後，於網路社群出現花蓮市天王星大樓倒塌照片，而公路橋梁發生倒塌中斷之照片，鐵路、捷運設施受損之照片也陸續傳出。台 9 線蘇花公路及台 8 線中橫公路多處因落石坍方與路面坍塌而全線暫時封閉，其中台 9 線蘇花公路大清水至崇德道路處，鄰近大清水隧道的下清水橋在地震中遭落石擊毀，並造成蘇花路廊全線中斷，蘇花改和平溪橋伸縮縫隆起 20 公分而封閉維修，其餘路段亦全線進行預防性封閉。因應花蓮地震之嚴重災情，中央災害應變中心隨即成立一級開設，而中央與地方政府之救災、醫護、警消等專業人員則趕赴災區現場執行搶救工作。

考量遇災時工程顧問專業協助政府救災所需，台灣世曦工程顧問股份有限公司（以下簡稱台灣世曦或本

公司）自 88 年 921 震災後即經常動員協助政府勘災與救災，先後參與包括 97 年后豐大橋落橋事件、98 年 88 風災、103 年高雄氣爆事故、111 年 0918 池上地震等各類型重大災害勘災、救災已累積豐富應變經驗。

本公司地理空間資訊部（以下簡稱空資部）自 106 年起已導入各式專業無人機（Unmanned Aerial Vehicle，或簡稱 UAV），應用於工程設計、航測製圖、3D 建模等各項領域，對於空間資訊蒐集之技術已日益成熟。有鑑於 0403 花蓮地震對於台 9 線大清水隧道周圍工程結構體有多處破壞，為利災害紀錄與成因分析檢討，故本公司空資部無人機小組，於地震當天即動員前往大清水隧道，蒐集隧道口外橋體塌陷、明隧道塌陷及周圍邊坡等相關災損現況，以空拍照片及影片紀錄並建置 3D 實景模型，輔佐地質、地工、結構、路工等專業工程師量測、檢視研判災情，適時貢獻工程專業技術協助救災。

UAV 無人機空拍技術進行 3D 地形環境快速建模成果介紹

空資部無人機小組於地震發生後半小時內即開始動員，進行無人機相關設備之整備與充電作業，並於當日



上午 11 時出發趕赴台 9 線蘇花公路大清水隧道進行勘災作業。無人機小組人員除由主飛手進行無人機操作、空中攝影任務之外，另配置一名人員擔任空域安全觀察員，並於現場與救災單位進行工作協調及作業安全管理。

大清水隧道周圍災損照片如圖 1 及圖 2 所示，大清水隧道口外之下清水橋（台 9 線 158.6 公里處）遭大型岩塊砸斷。大清水明隧道（台 9 線 159.3 公里處）的隧道頂部則遭落石砸破受損。

除以無人機拍攝之影像、影片紀錄外，現場亦拍攝要用來 3D 實景建模的高重疊影像。由於此處地勢險峻，地形高低落差大，較難以使用任務航線規劃使無人機自動飛行取得高重疊之影像，因此全程以手動操作模

式拍攝高重疊的照片，近至橋體細節，遠至整個山壁，透過不同高度、角度和距離進行取景。

空拍任務結束當天晚上，本公司空資部持續進行大清水隧道災損狀況 3D 實景建模作業。內業使用 iTwin Capture Modeler 專業軟體，進行影像密匹配（Image Pixel Matching）及空中三角測量（Aerial Triangulation），解算各影像之 6 個外方位參數（影像空間位置姿態），進一步透過影像密匹配產製高密度之 3D 點雲（Point Cloud），接續將點雲內插為不規則三角網（Triangulated Irregular Network, TIN），並搭配原始影像之紋理敷貼，即可產製出實景三維網格模型（3D Mesh Model），如圖 3 至 4 所示。



圖 1 大清水隧道口外之下清水橋無人機空拍影像：橋體遭大型岩塊砸斷



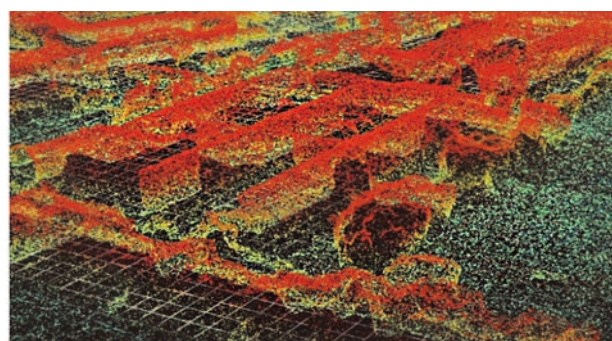
圖 2 大清水明隧道無人機空拍影像：隧道頂部遭落石砸破部分坍塌



(1) 無人機影像匯入



(2) 空中三角測量



(3) 影像密匹配 3D 點雲



(4) 3D Mesh 數位實景模型

圖 3 3D 實景建模處理流程

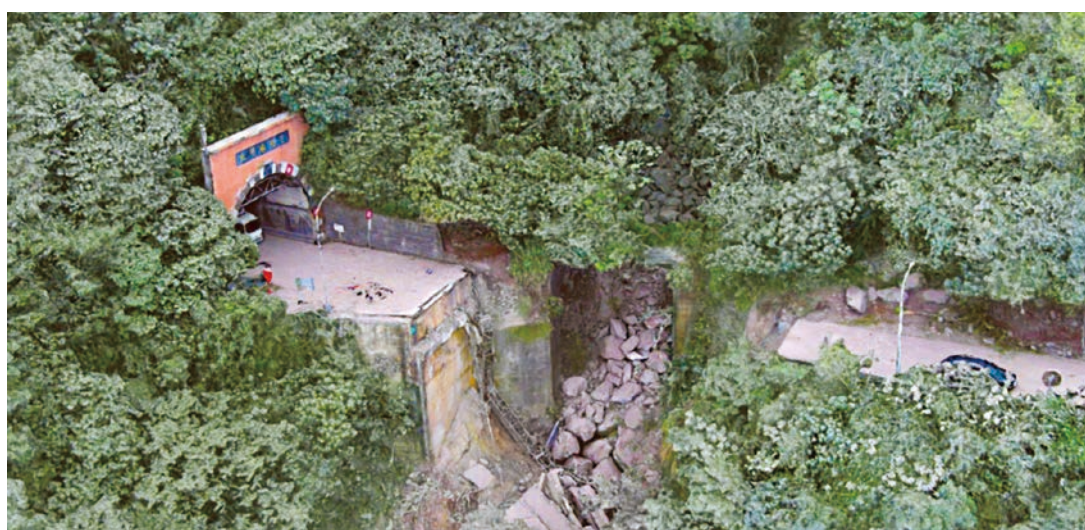


圖 4 大清水隧道外下清水橋 3D Mesh 實景建模成果

此外，3D 實景建模成果立即上架於本公司內部之「GIS 支援平台-3D 工程設計」子系統中，如圖 5、圖 6，並同時將本公司於 112 年 11 月 29 日建置的台鐵北迴線 K51 邊坡 3D 模型、112 年 1 月 12 日所建置因連日豪雨而坍方的大清水明隧道 3D 模型等前期資料一併上傳至同一場景，如圖 7，可供全公司同仁線上檢視瞭解災損情形，並可與同一地點前期的 3D 模型進行比較，作為救災方案研判之基礎資料。

運用 ESRI StoryMaps 技術輔助地震資訊整合及成果展示

花蓮大地震發生時資料會於短時間內大量產生，但在收集資料後，如何於短時間內，將彙整分析成果快速且清楚的進行展示與共享，常面臨素材繁多不易整合、如何快速發布至網路等課題。



圖 5 台灣世曦「GIS 支援平台-3D 工程設計」展示成果

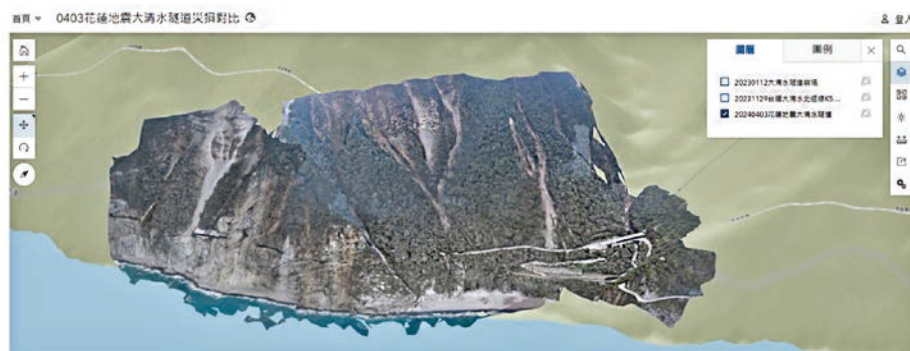


圖 6 0403 大清水隧道周圍災損 3D Mesh 實景建模成果上架 GIS 支援平台



圖 7 同一地點前期 3D Mesh 實景建模成果亦上架 GIS 支援平台之同一場景

ESRI StoryMaps 簡介

為協助解決上述資料整理及展示應用的銜接鴻溝，採用 Esri 公司所提供之 ArcGIS Online 及 ArcGIS Enterprise 中所提供之故事地圖（StoryMaps）技術來快速建置以地理資訊系統（Geographic Information System, GIS）為基礎之網路地圖應用程式。其可以互動式地圖、文字、照片、影片和音樂，完整呈現一個地點、事件、議題、趨勢或是地理空間在時序上變遷的脈絡，將

不同素材整合成精彩的故事。其特色說明如下：

1. 多媒體整合：以網際網路與多媒體為基礎的應用程式，能夠放入互動式地圖、文字、影像、影片，並且可內嵌其他網站，將素材以物件或事件為單元，進行全面性的整合展示。
2. 友善的使用者介面：具備多種互動式、提供簡易操作的敘事樣板，如圖 8，能快速將經過整合研判分析的資訊選擇最適合的方式進行呈現，以進行資訊彙整及說明。

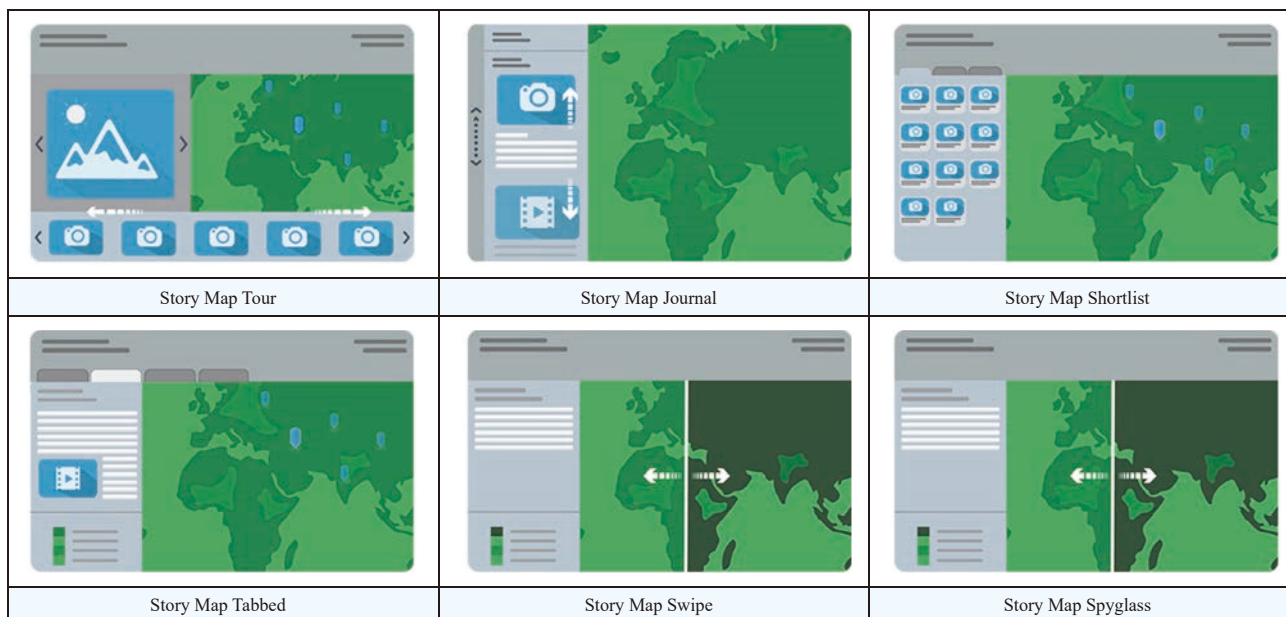


圖 8 StoryMaps 故事地圖樣板範例圖

3. 高度動態互動：編輯者建立的故事地圖，使用者可以通過點擊、滾動等操作，將數據圖表與地圖、照片在瀏覽時，進行同步關聯互動。舉例來說，使用者在操作地圖放大至特定局部範圍時，統計圖表的數據會自動依據空間範圍進行篩選及同步更新，這種互動性增加了故事的吸引力和提升使用者對於空間的敏感度。
4. 以地理資訊系統為基礎：以地理空間資訊為基礎的架構，強大的空間資料串接能力可體現在以下功能上：
 - (1) 將自有試算表數據或文字型分析資料，透過內建工具快速轉換為地圖資料，並且可與地圖互動進行篩選、查詢。
 - (2) 可加入自有圖資（例如地形圖、斷層位置圖）及各式外部公開地圖服務資源。
 - (3) 提供除 2D 以外的 3D 多維度地圖資料整合展示。
 - (4) 上傳具坐標資訊的照片自動解析空間位置，並可直接產生故事地圖。
5. 快速發布、靈活更新及適應多裝置介面：原生以雲端服務為基礎，因此可快速發布至網路上，並且具有跨裝置、多平台（如手機、平板、電腦）皆能進行順暢瀏覽及操作的服務優勢。
6. 主題性集合：依據主題可能會區分為多個次主題，在故事地圖中，可分別建立次主題的個別故事地圖，並再依據整體主題設定為集合，即可分門別類的更完整呈現事件主體的不同面向樣貌。

運用 StoryMaps 進行地震災害事件彙整及資訊發布

近年花蓮縣分別於 107 年 2 月、110 年 9 月及 113 年 4 月發生規模達 6 以上之淺層有感地震，同時並造成多棟建物倒塌，公路、橋梁及隧道損毀，並造成生命財產之損失。而地震災害發生之特性，多半伴隨短時間、分佈範圍廣大、來自各方之災損回報、救災調度與進度、災害持續產生（餘震）、後續重建等多因素交相關之資訊。在處理上述相關資訊收集、整合、分析研判至發布，StoryMaps 為相當適合之溝通平台，以本公司及國立東華大學之建置成果為例說明如下：

0918 池上大地震故事地圖

在 0918 池上地震發生後，台灣世曦各部門所組成之勘災團隊即前往受災部分，協助業主進行鐵公路、橋梁及公有設施進行震損評估。在本次地震中，有多座橋梁在地震中嚴重受損，UAV 小組依據各座嚴重受損橋梁進行詳細的實景拍攝及建模，分別建立各座橋梁故事地圖，並以集合方式彙整為勘災資訊平台，如圖 9。運用故事地圖功能可讀取照片坐標資訊（亦可手動編輯）快速建立地圖之特性，可快速將受損設施位置及個別橋梁受損拍攝位置進行地圖化空間展示（如圖 10），並且嵌入各座橋梁立體影像模型，彈性從各種角度對受損狀況進行判讀。



CECI 台灣世曦
台灣國際災情調查計畫

0918池上地震勘災資訊彙整平台

台灣世曦



圖 9 受損橋梁建物故事地圖 (0918 池上地震)

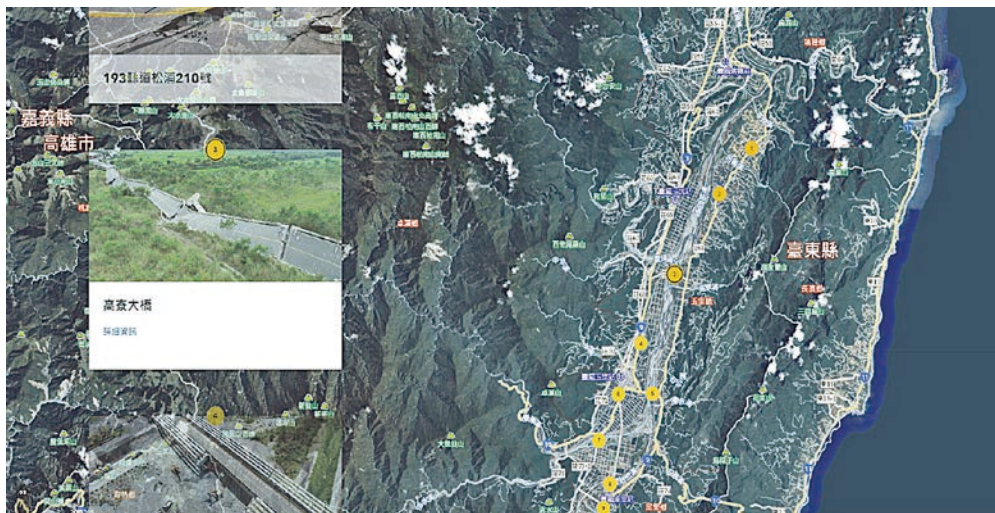


圖 10 運用照片坐標資訊快速建置受損設施分布故事地圖 (0918 池上地震)

0403 花蓮大地震故事地圖

於 0403 花蓮地震後，國立東華大學防災團進駐消防局災害應變中心，協助整理情資並記錄相關災害應變過程，並使用系列故事地圖為本次地震的應變紀實，為救災應變過程中即時製作的成果。

防災團隊進駐面對中央、地方各單位湧入各種情資，挑選並過濾重要參考資訊，依照每日救災的進程，分九大主題彙整到故事地圖中 (如圖 11)，故事地圖網址：<https://arcg.is/1iKq0z>。

ESRI StoryMaps 內容及技術運用方式特色

震災與應變資訊時序及地圖互動呈現

包括本次地震災害說明、災害應變時間大事記、

並將首日由台灣世曦及東華大學防災團隊現場拍攝或從網路蒐群蒐集到的災情影像，依照花蓮市周邊災情選輯、蘇花公路災情選輯做初步彙整，最後則是提供當日花蓮縣政府公告的避難收容中心相關情資，在故事地圖應用上，運用時間軸清楚說明花蓮縣政府作為，以及運用故事地圖的照片地圖導覽，提升民眾對於災害避難所位置及現場實況的認識，時間軸畫面如圖 12，避難所地圖導覽如圖 13。

0403 花蓮震災情資分析

彙整多個單位的監測及分析資訊，例如國家防救災科技中心提供的地震分析圖、國家太空中心提供的福衛五號衛星影像、東華防災研究團隊調查的初步成果與建議、公路總局當時交通阻斷及修復的最新情資、農業部



圖 11 地震應變紀實故事地圖（0403 花蓮地震）



圖 12 故事地圖時間軸工具快速建立事件反應情形

林業及自然保育署花蓮分署回報萬里溪出現堰塞湖的情資及氣象局氣象圖資及餘震動態，同時結合縣府建設處公告的建物毀損紅黃單資料定位到互動式地圖，提供互動查詢的介面。並製作花蓮市區紅黃單建物與米崙斷層的套疊分析圖，提供整合性的情資收集與研判，建物震損紅黃單分佈位置級分析如圖 14。

0403 地震震損現場概況整理紀錄

彙整團隊從現勘、網路及社群平台所蒐集到地震當日的影音及平面報導，定位到互動式地圖上，了解災情的分布及現場狀況紀錄，包括房屋倒塌、山崩、公路落石、海嘯及地震引起火災的第一手影像資料。由於本次花蓮地區災情主要集中在市區及太魯閣地區，而太魯閣

山區及道路落石崩塌嚴重，蒐集難度高，因此也特別記錄救災人員進入現場的第一手影像，以及媒體對山區部落及布洛灣山月村災情的相關報導，如圖 15。

運用故事地圖應用程式，可協助快速建置具備高度互動性，以地理空間為基礎的網路應用系統，如善加運用，對於事件當下的情資彙整、分析研判、狀況紀錄以及事件發生後的重整應變到後續教育研究，皆可發揮莫大的助益。

空間資訊未來防災應用發展

台灣世曦本於工程顧問專業對社會貢獻一己之力，並以實際行動發揮企業社會責任。經本次勘災使用無人機及相關空間資訊技術，已可將防災資訊數位保存，提



圖 13 故事地圖以照片及地圖清楚說明避難處所開設位置及現場環境照片圖



圖 14 建物紅黃單位位置故事地圖（0403 花蓮地震）

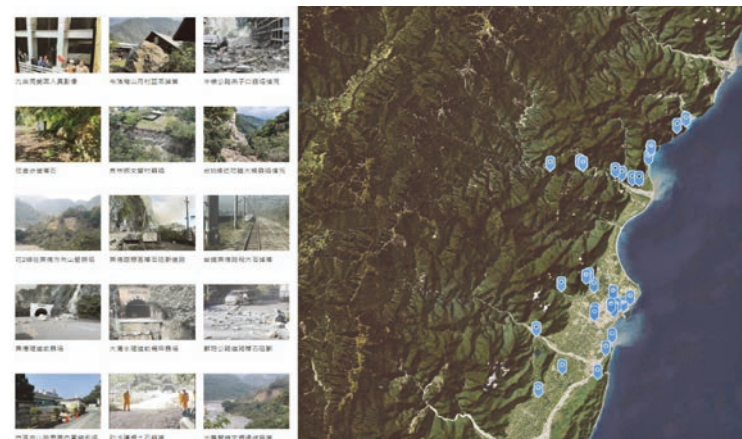


圖 15 震損實況及分佈故事地圖（0403 花蓮地震）

供專業分析與教育訓練之素材，而無人機可於災害發生後發揮機動、快速的勘察效益。經由各種工程結構體於 0403 花蓮地震之受損情形，公共工程及建築物之耐震及防災韌性設計，應為未來須落實的關鍵重點，而在顯見的工程災害搶救與復建之後，其他各種工程設施之特別巡檢調查也應持續進行。

災害發生後，網路社群之資訊非常即時，但如何統

整災害資訊後標定位置，並進行必要之資訊查證，可思考建立機制進一步與國家防救災體系作更緊密之結合。由於無人機設備的產品日益眾多，資源取得容易。建議可由中央及地方防救災體系中建立動員標準作業程序（Standard Operation Procedure, SOP），於災害發生後，快速統合民間專業組織無人機資源加入工程救災體系協助救災與復建。



地表變形與崩塌初步研析

王國隆／國立暨南國際大學土木工程學系 教授、兼任環境保護暨安全衛生中心安全衛生組 組長

謝佑明／國立臺灣科技大學營建系 副教授、兼任副教務長、全校不分系學士班 主任

林聖琪／國家災害防救科技中心 助理研究員

柯明淳／國家災害防救科技中心 助理研究員

塗冠婷／國家災害防救科技中心 專案佐理研究員

林俊廷／瑞模德科技有限公司 總經理

本文就 2024 年 4 月 3 日發生於花蓮外海之規模 7.2 地震所衍生之地表變形與初步完成邊坡受震崩塌結果進行說明與研析，邊坡受震破壞主要來自於地震時產生之加速度，以擬靜態分析時則以加速度為外力，如以能量法分析則包含受震歷時，本文則初步以擬靜態為初步破壞分析基礎。首先以衛載合成孔徑雷達（SAR）影像對地表進行分析，日本宇宙航空研究開發機構 JAXA 之 ALOS-2 SAR 影像於地震後隔日立即對臺灣取像，快速獲得地表變形趨勢；歐洲太空總署（ESA）之 Sentinel-1A 則分別於 4 月 8 日及 4 月 10 日分別以上升軌及下降軌取像，經分析獲得較佳的地表變形。由差分干涉合成孔徑雷達（DInSAR）分析結果顯示，在花蓮沿海地表有明顯抬升量，最高抬升量約為 49 公分，越往內陸抬升量越少；DInSAR 分析結果東西向大致上呈現向東位移，然花蓮吉安一線則出現部分向西位移情形。從 DInSAR 分析結果取出部分地震站加速度歷時進行分析，結果發現在米崙斷層以東之測站與其他測站歷時及時間頻率均有差異；在高程差異地震歷時方面，分析月眉國小、銅門國小及西寶國小三站加速度，銅門國小所產生之地震放大效應較為明顯。在崩塌地分析上，崩塌地數化以農村發展與水土保持署數化之崩塌地為基礎，以航空照片為驗證，在雲覆無法辨識位置則以 SAR 影像之 NDSI 分析輔助，所得之地震引致加速度門檻在南北向與東西向為 220 gal 左右，垂直向為 100 gal 左右，均較 921 地震為高。

差分干涉合成孔徑雷達（DInSAR）地表變形分析

差分干涉雷達（Differential Interferometric Synthetic Aperture Radar, DInSAR）係利用兩幅同一地區不同時間（位置）所拍攝的影像作干涉處理，合成孔徑雷達利用衛星運行時，快速地重複發射雷達波，並將回波資料加以解算；當兩束波長相同、相位相同或保持固定相位差的光線照射在同一目標上，會產生一系列亮暗相間的干涉條紋，兩束雷達波在一定條件下也會產生干涉現象。當干涉雷達使用兩套相距 B 基線長的天線在地面產生干

涉現象，干涉條紋出現時代表變形呈現雷達波波長的相位循環，一般以 RGB 色彩表示，R-G-B 一組循環為相對半個雷達波長對衛星距離變化，將此一相位還原後經計算即可測得地表變形。

採用合成孔徑雷達影像的地表位移訊號使用差分干涉技術來取得衛星至地表變形量（Line of sight, LoS），然而單一組差分干涉技術所取得地表變形量可能存在多種誤差，利用時序性的合成孔徑雷達影像進行干涉分析時，主要產生的干涉相位資訊包含了地形、地表特徵變化、地表移動量以及大氣效應等（公式 1），其中地形



的相位變化資訊可以採用高精度數值地形及短基線去除該項誤差，相干值（同調，coherence）的門檻調整則可以去除低相干區域的影響，以及副產品數值地形的精準度^[1]。大氣效應的誤差可以用長時間多影像的觀測降低，當消弭可能誤差來源後，僅剩下地表移動及雜訊相位差，可藉以取得較高精度且可信任之地表變形量。

$$\begin{aligned}\phi_{\text{Int}} &= 4\pi \frac{R_1 - R_2}{\lambda} \\ \phi_{\text{Int}} &= \phi_{\text{Topography}} + \phi_{\text{Change}} + \phi_{\text{Movement}} + \phi_{\text{Atmosphere}} \\ &= \frac{4\pi B_n}{\lambda R \sin \theta} h + \phi_{\text{Change}} + \frac{4\pi}{\lambda} \Delta R_{\text{Movement}} + \phi_{\text{Atmosphere}} \\ &= \frac{4\pi B_n}{\lambda R \sin \theta} h + \frac{4\pi}{\lambda} \Delta R_{\text{Movement}} + \phi_{\text{Noise}}\end{aligned}\quad (1)$$

其中， R_1 及 R_2 為不同時間衛星至地表觀測點距離

$\phi_{\text{Topography}}$ ：地形相位變化

ϕ_{Change} ：地表特徵相位變化

ϕ_{Movement} ：觀測點移動相位變化

$\phi_{\text{Atmosphere}}$ ：大氣折射相位變化

$\Delta R_{\text{Movement}}$ ：衛星 1 及 2 至觀測點地表移動量

ϕ_{Noise} ：雜訊相位

B_n 為正常基線（Normal Baseline）

h 為待測位置地表高程

λ 為雷達波長

θ 為側視角。

使用此一方法將日本於 2024/4/4 與 2023/10/19 取得之 ALOS-2 觀測影像進行分析，其干涉條紋如圖 1 所示。如前所述，因地表變形產生之干涉條紋呈現東北—西南向平行排列，亦即未分析出可能之地表破裂跡，而圖中干涉條紋則顯示沿岸至內陸的高程變化趨勢。從 ALOS-2 波長為 23.6 公分可以計數對衛星距離變化。

於 2024/4/8 及 4/10 取得 ESA Sentinel-1 上升軌及下降軌全台影像後，將往前 12 天取得之全台影像進行差分干涉分析，所得結果之全台及花蓮地區干涉條紋分別如圖 2 至圖 5 所示，從圖中可之全台均受到地震影響位移，而於花蓮地區由於取像時間兩天差異，在米崙斷層以東位置出現不同的干涉條紋分佈，其餘則大致相同。

為了分析真實變形量，將不同時間之像對組合分析，Fialko and Simons^[2] 提出將 line of sight 觀測資料轉換為三維觀測方法，其使用之方程式如公式 (2)：

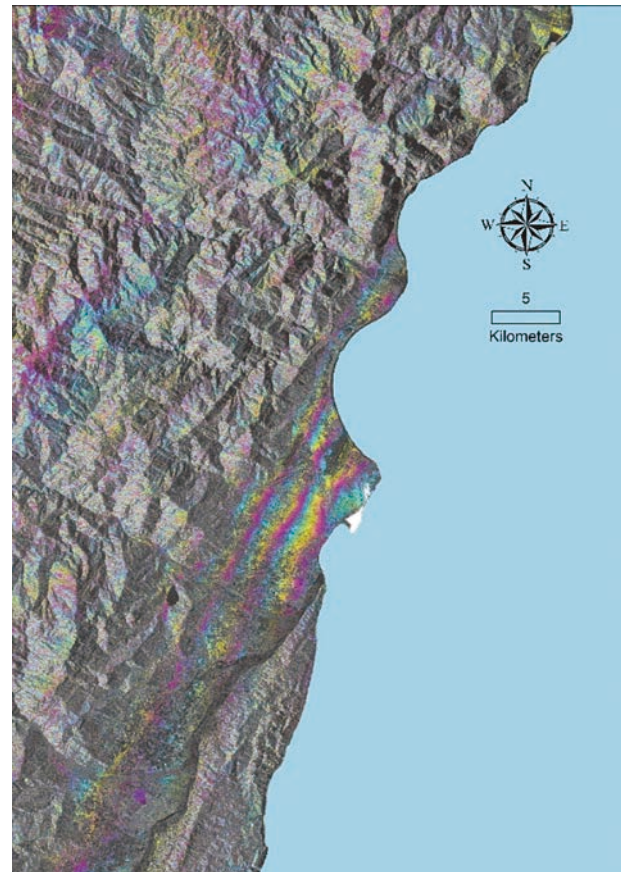


圖 1 日本 ALOS-2 之 DInSAR 分析結果 (2023/10/19-2024/4/4)

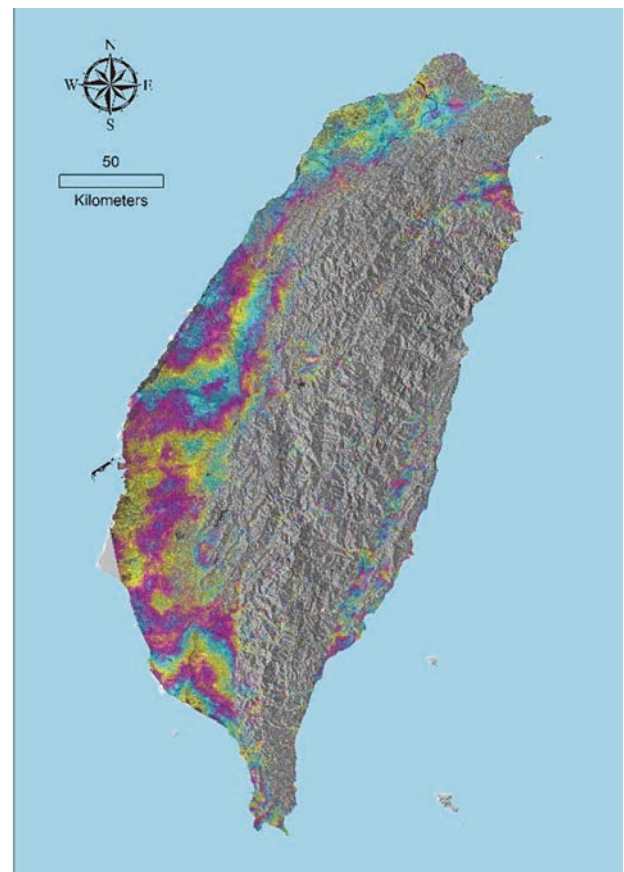


圖 2 歐洲 ESA 之 Sentinel-1A 上升軌 (2024/3/27-2024/4/8)

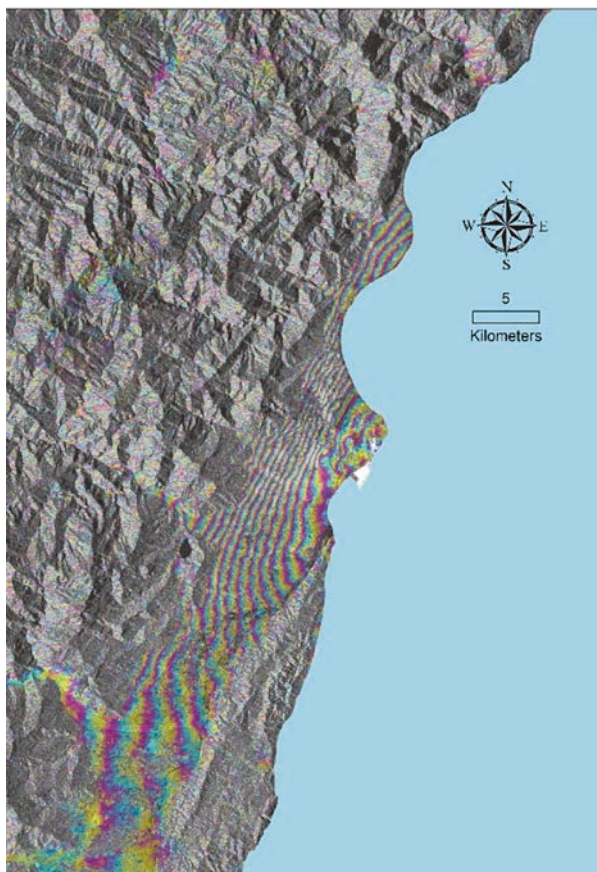


圖 3 歐洲 ESA 之 Sentinel-1A 上升軌 (2024/3/27-2027/4/8)

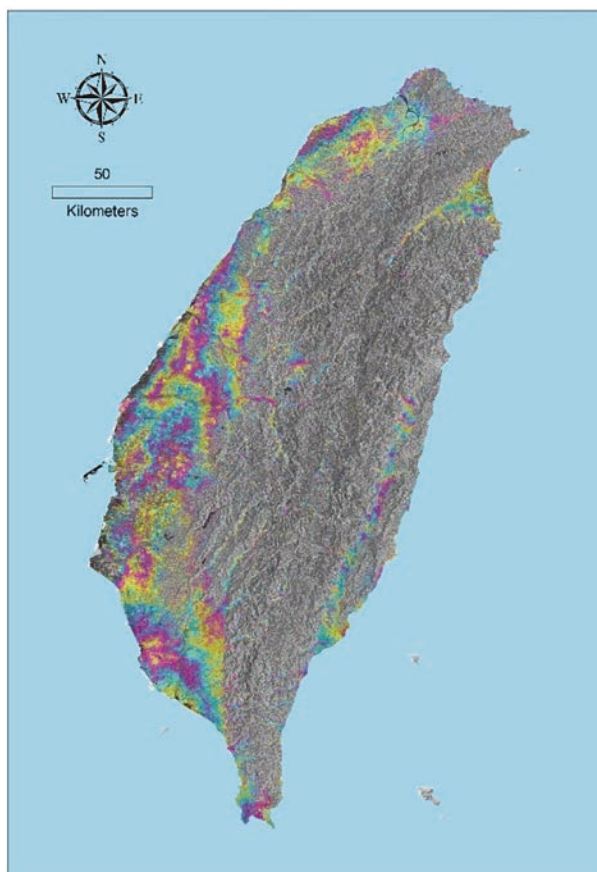


圖 4 歐洲 ESA 之 Sentinel-1A 下降軌 (2024/3/29-2027/4/10)

$$[U_n \sin \phi - U_e \cos \phi] \sin \lambda + U_u \cos \lambda + \delta \text{los} = d\text{los} \quad (2)$$

其中， ϕ 為衛星運行方向方位角， λ 為衛星發射至地面點之傾斜角， U_n 、 U_e 、 U_u 分別代表北南方向、東西方向及垂直方向變形， δlos 則是量測誤差，包含軌道誤差、大氣延遲、低同調性以及錯誤的數值地形等。

從上式可知，我們可以藉由多個不同角度觀測點利用上式解算出直角坐標變位。

Ng *et al.* [3] 於 2011 年進一步依據 Fialko 方法重新將此一方法分離為兩種模式，由於 Fialko 當時所使用的 SAR 衛星為右視，故在右視情況下的三維變形計算可藉由公式 (3) 獲得：

$$\begin{bmatrix} \cos \theta & -\sin \theta \cos \alpha & \sin \theta \sin \alpha \end{bmatrix} \begin{bmatrix} D_u \\ D_e \\ D_n \end{bmatrix} = [\Delta R] \quad (3)$$

其中， θ 是衛星發射至地面點之傾斜角， α 為衛星運行方向之方位角， D_u 、 D_e 、 D_n 分別代表垂直方向、東西方向及北南方向之地表變形， ΔR 則為 line of sight 變形。

而當衛星為左視情形時，將其拆解為直角坐標三方向變形方程式則為公式 (4)：

$$\begin{bmatrix} \cos \theta & \sin \theta \cos \alpha & -\sin \theta \sin \alpha \end{bmatrix} \begin{bmatrix} D_u \\ D_e \\ D_n \end{bmatrix} = [\Delta R] \quad (4)$$

由以上兩式可知，欲解算三維方向變形，必須由至少三個不同方向的量測值才能取得。

另外，由於 SAR 衛星運行方向為南北方向運行並側向觀測，所以對於南北方向的變形較為不敏感，一般情況下可能計算所得變形小於真實變形量，故 Ng *et al.* [3] 為了將在計算過程中最小平方誤差降低，亦提出忽略南北方向僅採用東西方向及垂直方向之計算方式公式 (5)：

$$\begin{bmatrix} \cos \theta & \mp \sin \theta \cos \alpha \end{bmatrix} \begin{bmatrix} D_u \\ D_e \end{bmatrix} = [\Delta R] \quad (5)$$

上式中負號為右視情形使用，正號為左視情形使用。

在影像的使用上，上升軌使用 2024/3/27, 4/8, 4/20 三個時間，下降軌使用 2024/3/29, 4/10, 4/22 三個時間，經組合分解後之垂直向與東西向變形量分別如圖 6 及圖 7 所示，在垂直向變形上，花蓮沿海均呈現抬升情形，高程抬升最高約為 49 公分，與現場情況吻合。然在東西向變形上，大致上為往東位移情形，在花蓮市－吉安鄉東北－西南向則出現往西位移。

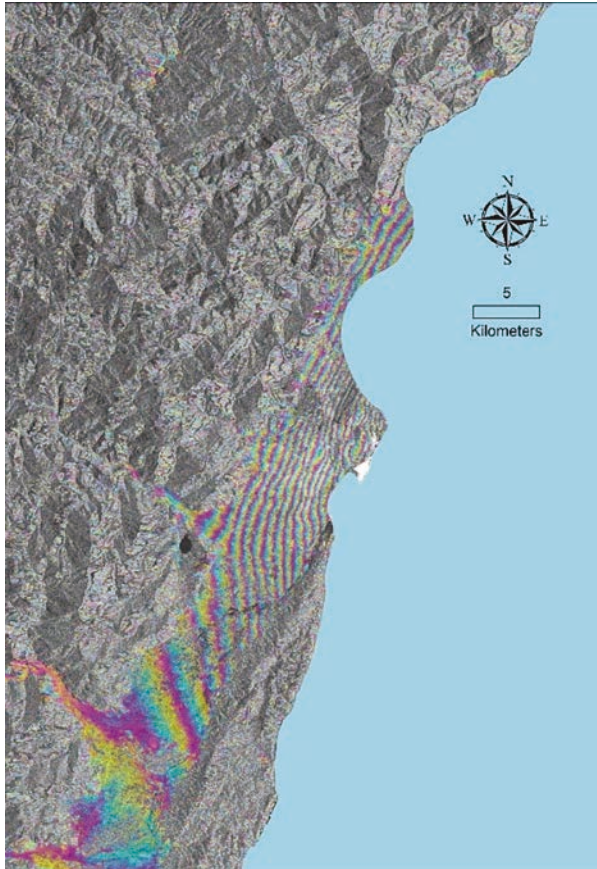


圖 5 歐洲 ESA 之 Sentinel-1A 下降軌 (2024/3/29-2027/4/10)

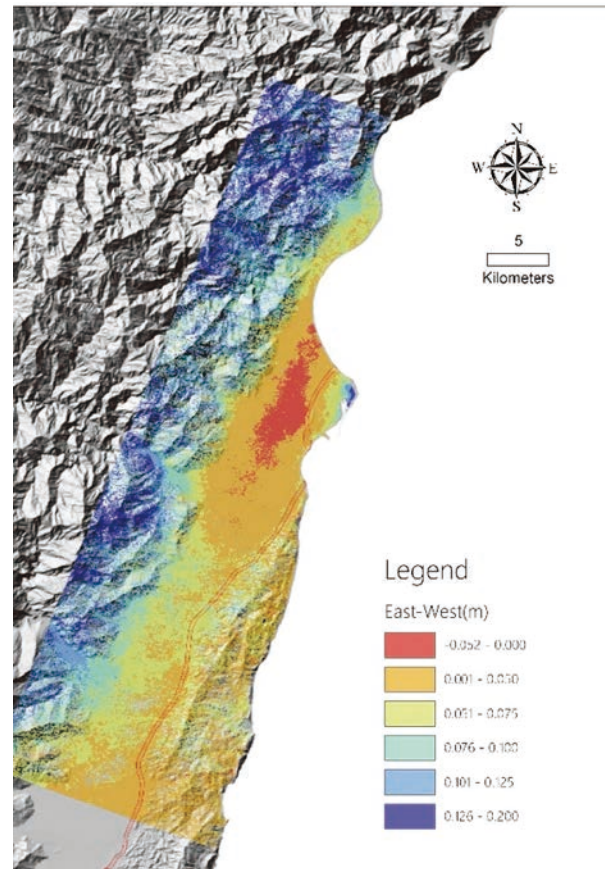


圖 7 東西向變形 (2024/3/27-2024/4/20)

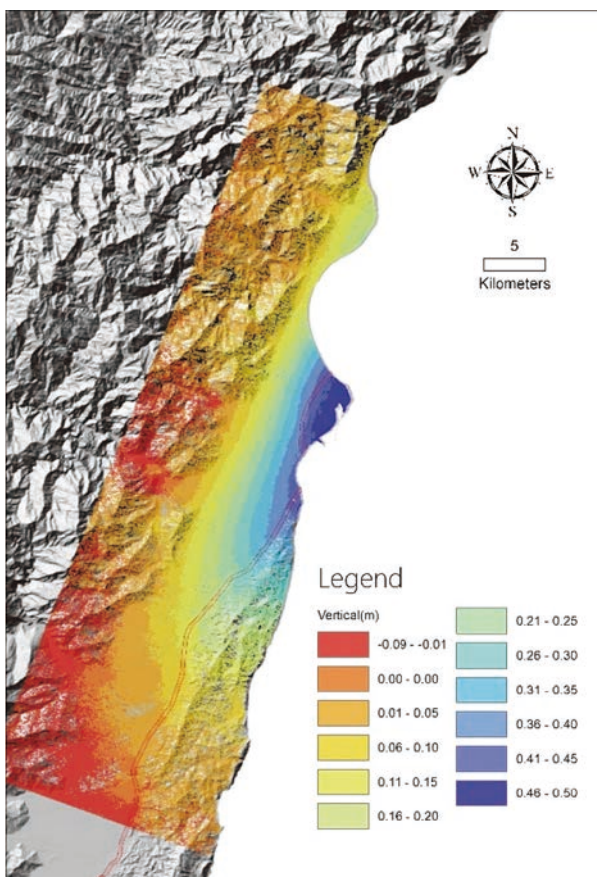


圖 6 垂直向變形 (2024/3/27-2024/4/20)

地震站加速度差異

從以上分析結果顯示，米崙斷層以東與以西在東西向變位存在方向上的差異，取得氣象署 GDMS 之地震站加速度資料進行分析。在圖 1、圖 3 及圖 5 中米崙斷層及以東位置有 F076 及 F019 兩處地震站如圖 8 所示，其中 F076 位置靠近翰品酒店，而 F019 位置靠近天王星建築。將兩處地震站之東西向加速度歷時與時頻圖繪製分別如圖 9 及圖 10 所示。觀察 F076 測站在最大地表加速度來之前出現較長波長之加速度歷時，兩處地震站在時間頻率圖上均出現高頻震動訊號，而 F019 則在地震開始時存在一約 20 Hz 明顯高頻訊號；為進行比較，選用在太平山森林遊樂區內（宜專一線 13.5k）之蘭台大規模潛勢區安裝於邊坡擋土牆上之 MEMS SDM（Static-Dynamic Measurement）儀器比較，MEMS SDM 為台科大營建系謝佑明開發，能持續記錄三向度 200 Hz 加速度訊號，將其沿邊坡滑動方向之加速度訊號繪製如圖 11 所示，從圖上可見紀錄之加速度主頻率約為 1.5 Hz，在幾個較大加速度峰值時則出現較廣分佈頻率，可能為地下錯動之訊號。



圖 8 取用分析之米崙斷層以東 (F076) 及近米崙斷層 (F019) 地震站

在邊坡之加速度歷時反應方面，選用距離震央最近的月眉國小 (F051；高程 51 m)，邊坡上之銅門國小 (F058；高程 170 m) 及太魯閣國家公園內之西寶國小 (F072；高程 1005 m) 進行比較，其中銅門國小及西寶國小於地震開始不久隨即斷訊，故僅取其地震開始時之東西向加速度進行比較，將加速度歷時位置如圖 12 所示，月眉國小由於較靠近震央，其加速度反應最早，其次為銅門國小，而西寶國小加速度反應起使時間與月眉國小差距接近 4 秒；在加速度震幅反應上，銅門國小之放大效應相當明顯，兩者之高程差異僅 119 公尺，依照 Lin and Wang^[4] 及 Wang and Lin^[5] 在震動台之邊坡試驗結果，模擬 10 公尺高的邊坡，其坡頂/坡趾之加速度放大約為 1.1 倍，相較而言，銅門國小測

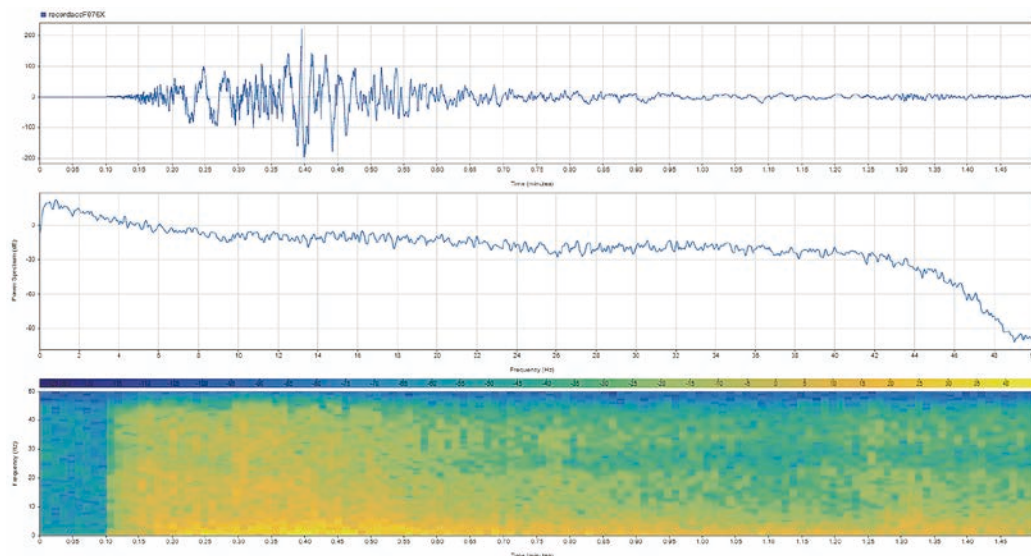


圖 9 F076 地震站東西向加速度歷時及時頻圖 (加速度單位：gal)

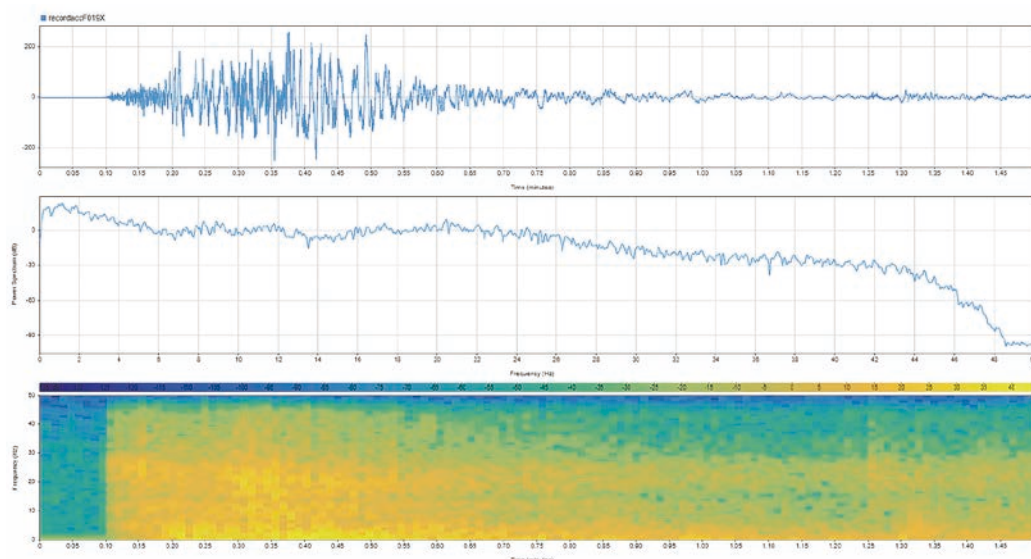


圖 10 F019 地震站東西向加速度歷時及時頻圖 (加速度單位：gal)

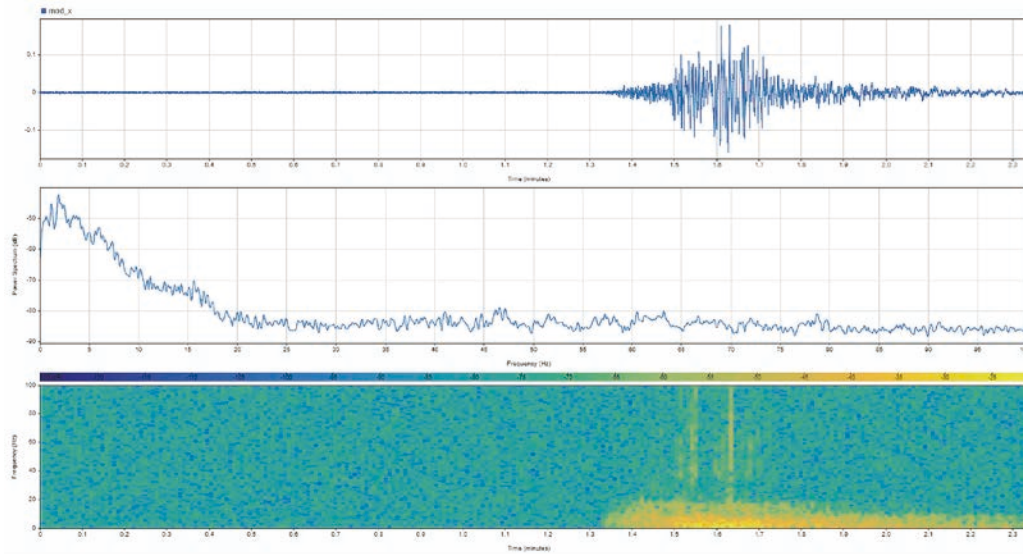


圖 11 位於太平山宜專一線 13.5k 之 MEMS SDM 朝下邊坡方向紀錄之加速歷時及時頻圖（加速度單位：g）

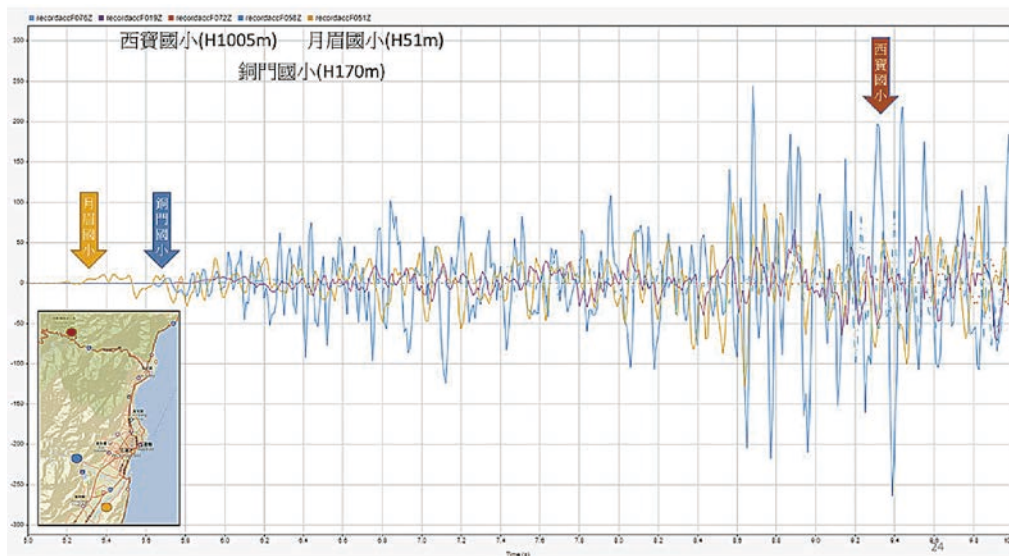


圖 12 地震之放大效應

站之放大效應高於預期；而西寶國小卻無明顯放大效應，可能原因在於西寶國小具震央較遠，地震反應到達西寶國小已經減弱。

崩塌地數化及初步分析

地震後林業保育署所屬之遙測及航測分署立即規劃並執行航拍任務，惟礙於雲覆因素未能於第一時間取得最佳影像，農村發展及水土保持署則以光學衛星影像進行數化。本文中之崩塌地數化結果建立流程如下：

1. 使用農村發展及水土保持署數化成果為底圖。
2. 使用國家災害防救科技中心航照判釋結果修訂。
3. 使用王國隆等人^[6]開發之 NDSI 法改良模式增補雲覆下之崩塌地。

4. 將完成之崩塌地範圍繪製如圖 13 所示，初步完成之崩塌地為 1773 處，主要集中於花蓮市西北，以台 8 線南北兩側較為集中。將崩塌區內平均坡度及坡向繪製如圖 14 及圖 15 所示，崩塌區平均坡度 48.1 度，其標準差為 7.9 度，較 921 坡度為高。在坡向方面，以南向為主要崩塌方向，分佈則主要為東向至西向。將崩塌區坡度與坡向之關係繪製如圖 16 所示，主要崩塌集中於坡度 50 度及坡向 150 度。

另，如前所述，地震時崩塌受力分析可分為最大地表加速度與能量，能量需考慮受震時間，本文暫且以最大地表加速度為因子進行探討，地震發布速報時在台 8 線出現太魯閣南北向加速度超越 1g 情形，經國家災害防救科技中心獲得該站加速度歷時，檢視後應為可

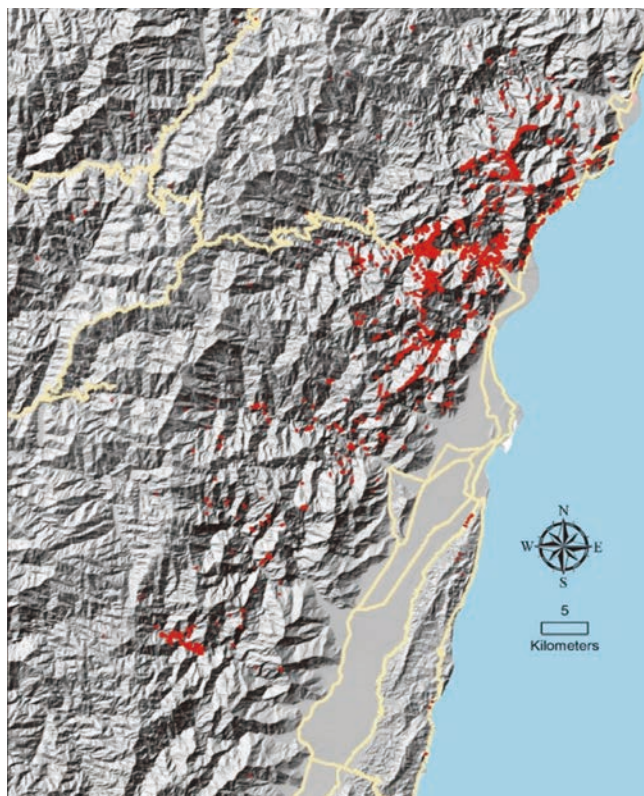


圖 13 初步完成之崩塌地數化

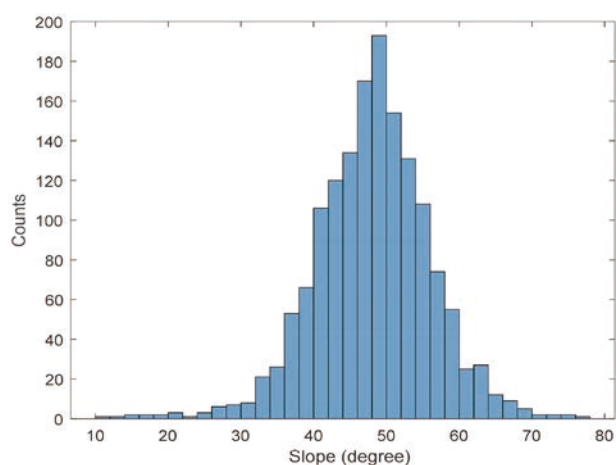


圖 14 崩塌地坡度分佈

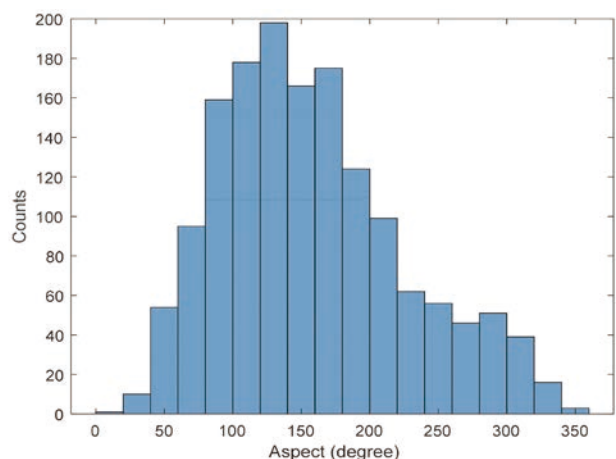


圖 15 崩塌地坡向分佈

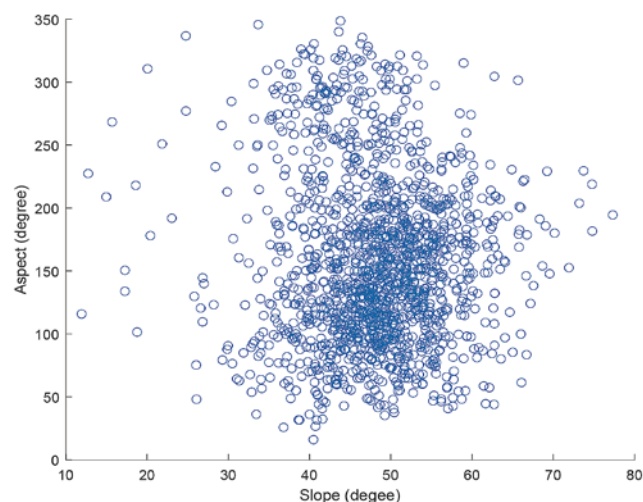


圖 16 坡度與坡向之關係

使用資料，故以氣象署發布之最大地表加速度重新繪製地表最大加速度如圖 17 至圖 19 所示，重新取樣方式以 Kriging 法進行，所得之結果則供崩塌區最大地表加速度分析使用。

將崩塌區之地表最大加速度與震央距離繪製如圖 20 所示，在距離 55 公里後之崩塌地出現加速度衰減，與常見衰減符合，然 42 公里左右水平最大加速度出現放大現象至 55 公里才衰減，需進一步探究可能原因。

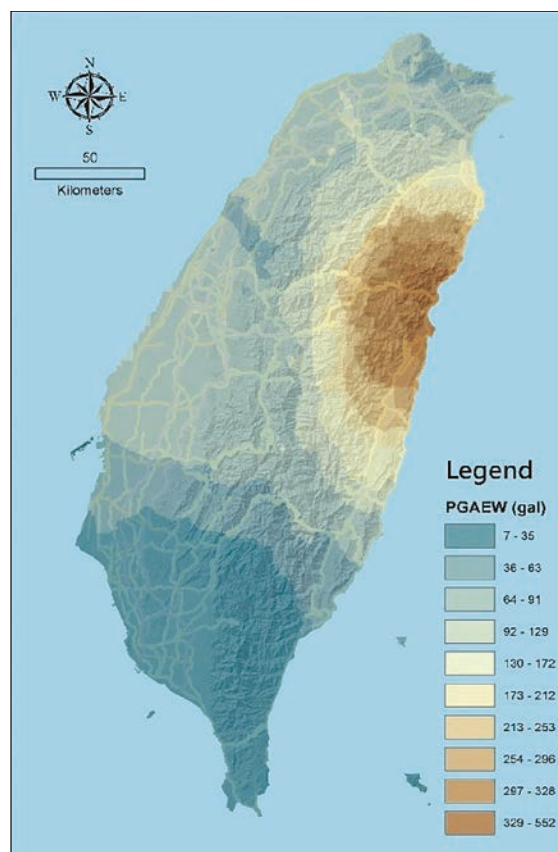


圖 17 東西向 PGA 分佈

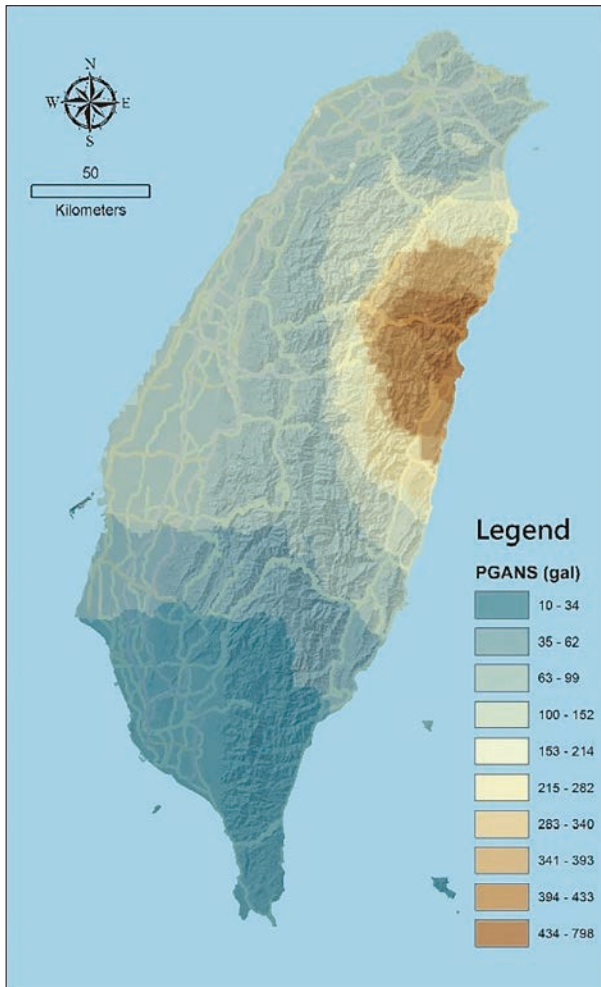


圖 18 北南向 PGA 分佈

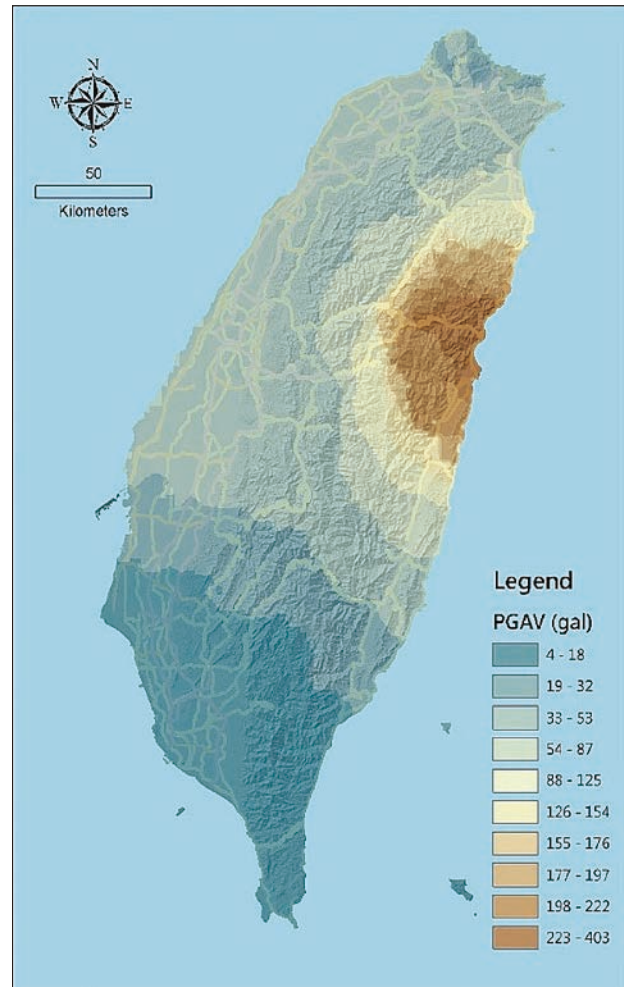


圖 19 垂直向 PGA 分佈

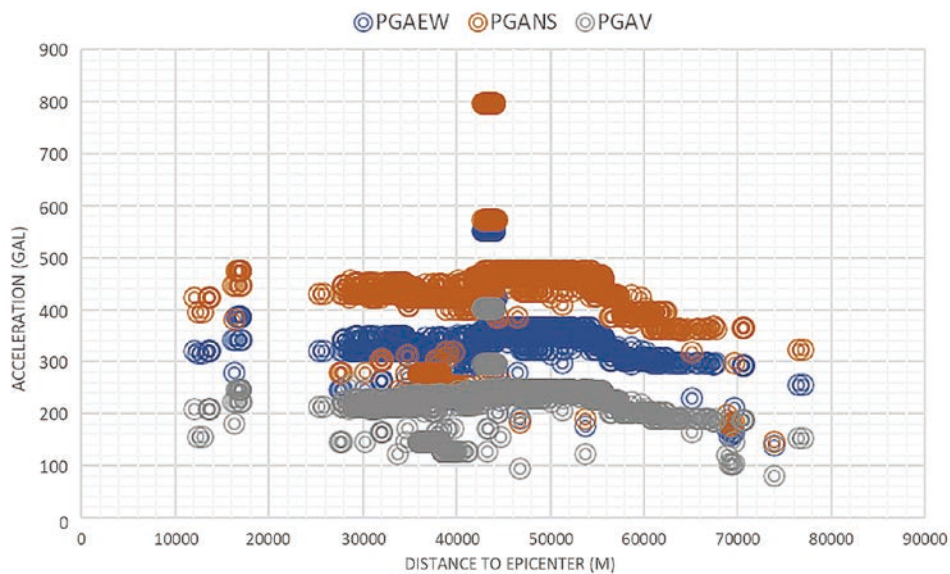


圖 20 崩塌地距震央距離與 PGA 之關係

在崩塌地坡度與最大地表加速度方面，將觸發之崩塌地坡度與最大地表加速度繪製如圖 21 所示，從圖中

可知，觸發崩塌之最大水平加速度下限約為 220 gal、垂直向約為 100 gal，均較 921 地震時高^[7]。

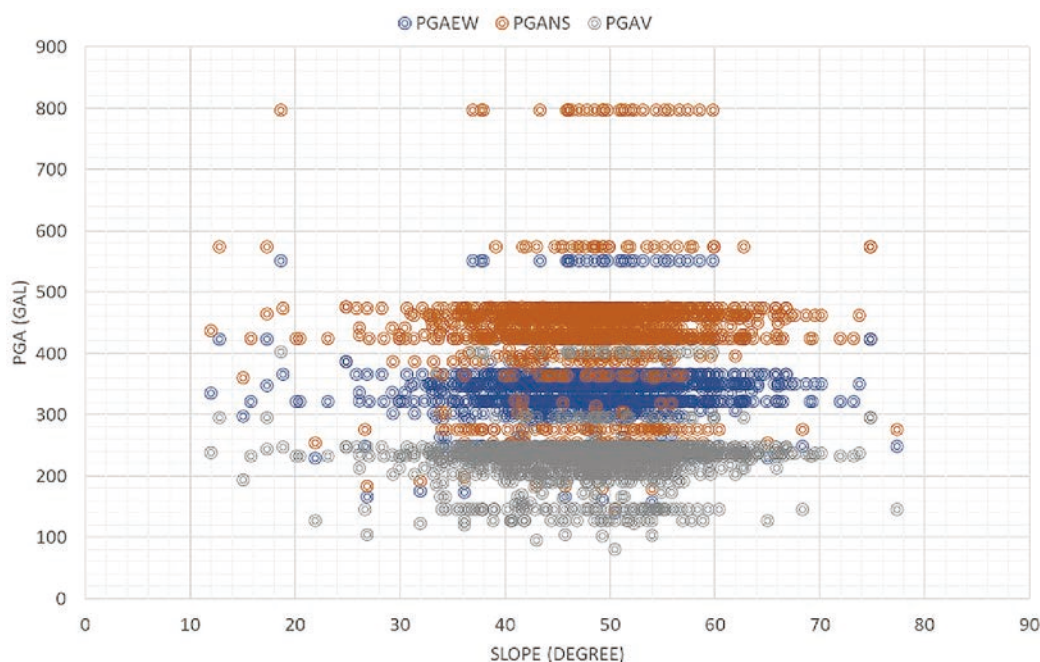


圖 21 崩塌地坡度與 PGA 關係

結論與建議

本文由於時間緊迫，所得結果僅為初步成果，提供以下幾點結論與建議參考。

1. 日本 JAXA 雷達衛星最早至臺灣上空取像，其長波長（23.6 公分）有助於地表植生及尋找較大變形區間，然其取像間隔時間較長，對於判斷短時間事件不利。
2. 歐洲 ESA 之 Sentinel-1A 取像間隔時間為 12 天，可獲得針對事件之較為細節之變形，如上升軌 4 月 8 日與下降軌 4 月 10 日通過分析所得之米崙斷層東側干涉條紋，顯示持續之餘震對該處有一定程度之影響。
3. 利用不同方向之多像對分析結果，拆解出垂直向與東西向地表變形，取得之垂直向變形臨海處最高抬升約 49 公分，往內陸遞減；而東西向變形則多數朝東向移動，在花蓮市及吉安鄉東北－西南，出現往西位移情形。
4. 崩塌地數化目前主要倚靠光學影像進行，輔以可穿透雲層雷達影像之振幅訊號，然本次之太魯閣國家公園地形過於陡峭，對於斜向取像之雷達衛星訊號不利，如不考慮 DInSAR 分析，可考慮取像角度較為彈性之雷達衛星，如 Umbra。
5. 初步分析結果觸發崩塌地最低水平加速度約為 220 gal，較 921 地震為高，可能與震央位於外海有關。

然本文崩塌地為快速數化完成，後續如能取得較佳影像，應重新確認並分析。

參考文獻

1. 謝嘉聲、史天元 (1999)，以雷達干涉量測技術產生數值高程模型資料實作探討，地圖：中華民國地圖學會會刊，(10)，69-82。
<https://doi.org/10.30006/JC.199912.0007>
2. Fialko Y., and Simons M. (2001). "The complete (3-D) surface displacement in the epicentral area of the 1999 Mw 7.1 Hector Mine earthquake, California, from space geodetic observations," *Geophysical Research Letters*, **28**(16), 3063-3066.
3. Ng, A.H.M., Ge, L., Zhang, K., Chang, H.C., Li, X., Rizos, C., and Omura, M. (2011). "Deformation mapping in three dimensions for underground mining using InSAR—Southern highland coalfield in New South Wales, Australia," *International Journal of Remote Sensing*, **32**(22), 7227-7256.
4. Lin, Meei-Ling and Wang, Kuo-Lung (2006, Aug). Seismic Slope Behavior In Large-Scale Shaking Table Model Test. *Engineering Geology*.
5. Wang, Kuo-Lung and Lin, Meei-Ling (2011, Sep). Initiation And Displacement of Landslide Induced By Earthquake – A Study of Shaking Table Model Slope Test. *Engineering Geology*, **122**(1-2), 106-114.
6. 王國隆、林俊廷、張竣璋、林妍琇、洪志祥、洪政義、邱啟芳、傅桂霖 (2019 年 12 月)，結合高精度無人載具測量及差分干涉合成孔徑雷達與 NDSI 分析於土砂量體的評估方法，*農工學報*，64(5)。
7. Lin, M.-L., Wang, K.-L., Kao, C.-C., and Huang, J.-J. (2009). "Ground Motions and Landslide Displacements Caused by the Chi-Chi Earthquake," *International Conference in Commemoration of the 10th Anniversary of the 1999 Chi-Chi Earthquake*. 



花蓮地震 應變與情資整合

黃明偉／國家災害防救科技中心 研究員

柯明淳／國家災害防救科技中心 助理研究員

楊清淵、塗冠婷／國家災害防救科技中心 佐理研究員

林佳瑩、吳佳容、謝蕙如／國家災害防救科技中心 助理研究員

于宜強、柯孝勳、李維森／國家災害防救科技中心 研究員

2024年4月3日花蓮近海的規模7.2地震，全臺皆能感受到其震動，其中花蓮地區的震度達6強等級，鄰近強震區的蘇花公路因落石影響而中斷，也造成太魯閣國家公園內數個著名景區需要暫停遊客造訪，此外，花蓮市區有數棟建築物受損，在地震發生的初期階段，災情規模可透過中央氣象署的地震報告與地震評估技術提供相關的風險結果，除了標示須關注的區域與高風險的目標物外，亦提醒後續可能發生的影響，本文結合自動化評估模式與政府開放資料於震後提供相關風險評估結果，並於中央災害應變中心成立後，提供地震災害應變分析研判情資給相關部會與決策者的參考資料。

前言

地震發生後初期，相關災害資訊尚未能明確的標定，需導入災害風險評估技術，在第一時間提供強震區的暴露量，針對人員傷亡、財務損失、基礎設施與交通系統等項目，主責機關可參考相關的情資研判結果，可先行評估、整備與佈署相關的救災資源；因此，整合現階段的政府公開資訊，配合相關資料的即時更新，藉由自動化評估分析程式，可大幅縮短震後評估資訊之資料處理時間，並以視覺化圖表呈現分析資料，讓應變人員於短時間內解讀評估資訊，快速掌握災害可能發生的區域，本文以2024年4月3日上午7時58分花蓮近海發生芮氏規模(M_L)為7.2的地震為例，使用各部會的公開資訊，應用適合的分析評估模式後，解析出具受災高風險的暴露量，於最短時間內完成相關災害主題圖，供應變指揮官進行決策的參考依據。

地震資訊與餘震統計

中央氣象署於4月3日偵測到花蓮近海發生 M_L 7.2地震，其地理位置為東經121.67度，北緯23.77度，震源深度為15.5公里，全臺各地皆能感受到強烈搖晃，其

中以花蓮縣和平地區的震度最大，其強度達6強震度，花蓮市震度為6弱，而震度5強至5弱的區域涵蓋宜蘭縣、苗栗縣、臺北市、新北市、桃園市、新竹縣、臺中市、彰化縣、南投縣等縣市，此事件為自1999年 M_L 7.3集集大地震後在臺灣地區發生的最大規模地震事件^[1]。

中央氣象署自1991年起於全臺設置自由場地震觀測站，形成臺灣強地動觀測網(Taiwan Strong Motion Instrumentation Program network, TSMIP)^[2,3]，此地震觀測網偵測地震發生位置與紀錄各地區的地動，在地震減災的工作中扮演重要的一環，迄今已記錄數起災害性的地震，如1999年南投集集大地震、2006年屏東恆春外海地震(M_L 7.0)、2010年高雄甲仙地震(M_L 6.4)、2016年高雄美濃地震(M_L 6.6)、2018年花蓮地震(M_L 6.2)和2022年臺東池上地震(M_L 6.8)等。圖1為0403花蓮地震的震度分布，該資料根據最大地表加速度及最大地表速度繪製，顯示最大強震區主要分布於震央北側。本次餘震序列統計至4月23日止，超過千起的餘震事件，規模大於6的餘震事件有4起，分別發生在4月3日與4月23日各兩起地震，規模5至6有61起，規模4至5有348起，規模小於4餘震數為709起(圖2)；此外，

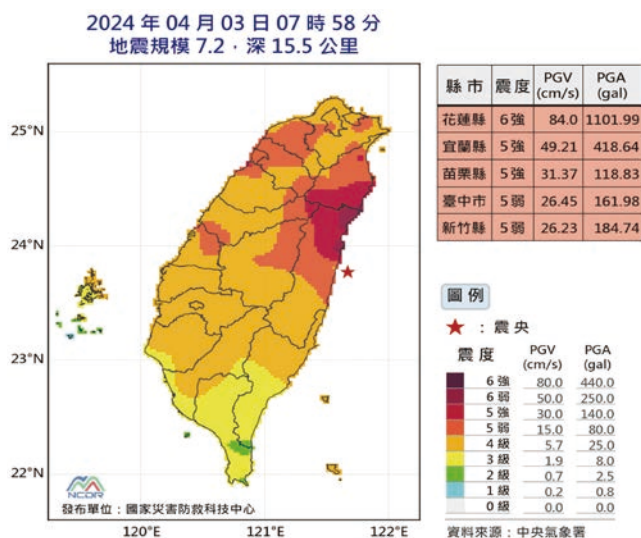


圖 1 花蓮外海 M_L 7.2 地震的各地震度

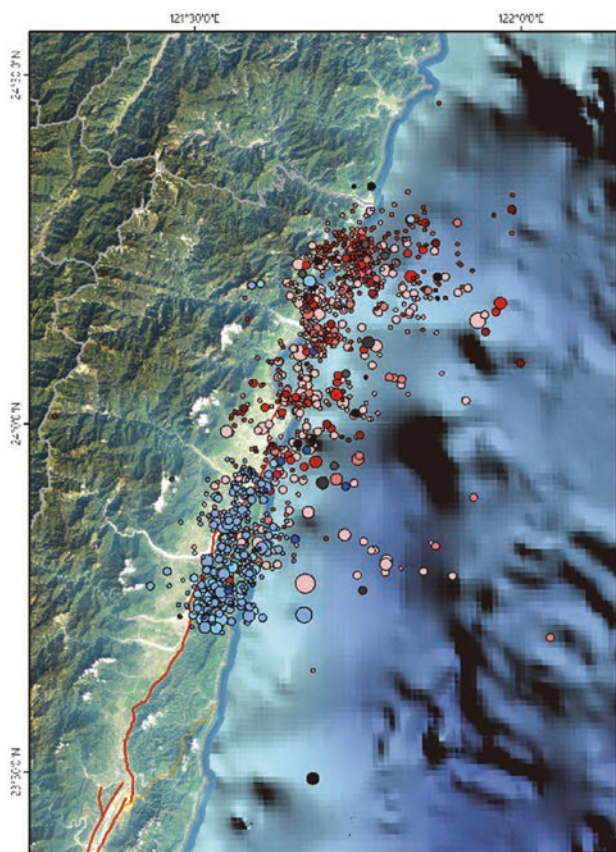
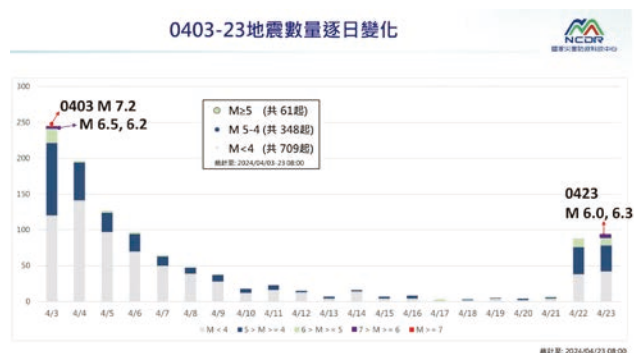


圖 2 主、餘震分布，紅色 - 黑色圓形表示 4 月 3 日至 21 日的餘震，藍色圓形為 4 月 22 日至 24 日的餘震，紅色線為活動斷層

在主震後的每日餘震規模與數量變化圖，於 4 月 3 日之餘震分析，可以觀察到當日地震規模大且數量多，共超過 200 起，而後隨著時間的推移，餘震於一周內便有規模減小、數量遞減的明顯趨勢，直至 4 月 22 日與 4 月 23 日餘震數量再次增多，如圖 3 所示。



臺灣地體構造與花蓮地區活動構造

臺灣位於歐亞板塊與菲律賓海板塊的碰撞隱沒帶交界，其中花蓮地區地體構造複雜，夾雜於隱沒帶與碰撞帶的轉換處，菲律賓海板塊在花蓮地區的東北外海處隨著琉球海溝向北隱沒至歐亞板塊之下，在陸上則沿著馬尼拉海溝仰衝至歐亞板塊之上。根據中央氣象署的地震統計數據，臺灣全島與鄰近海域每年發生約 20,000 至 40,000 起地震，其中約有 700 至 2,000 起屬於有感地震，約有一半的地震發生於花蓮地區，顯示此區域活躍的地質活動。陸上斷層的調查結果顯示，受菲律賓海板塊向西北方向擠壓碰撞影響，造成逆衝斷層的機制，在花蓮地區以東北—西南走向的逆衝斷層（圖 4），已

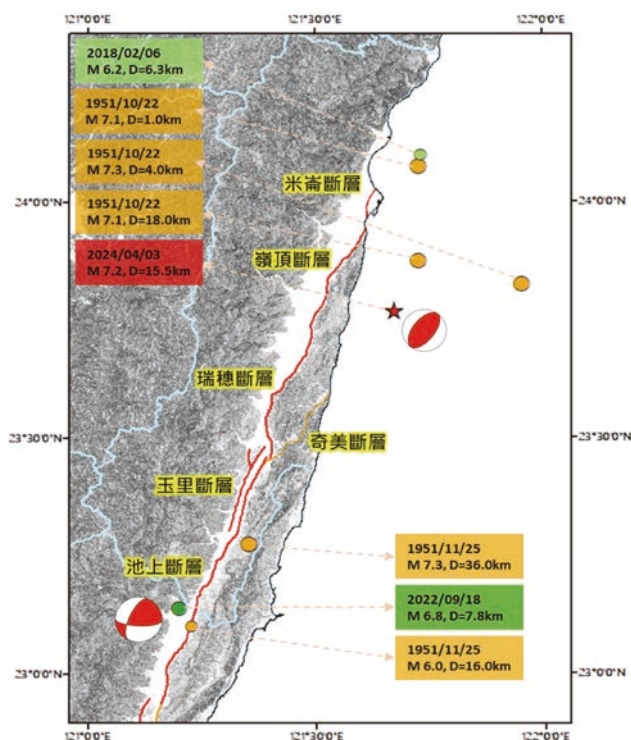


圖 4 花蓮地區活動斷層與重大地震事件震央分布



公告的活動斷層例如米崙斷層、縱谷斷層系統（嶺頂斷層、瑞穗斷層、池上斷層）與奇美斷層皆為向東傾的逆衝斷層；而往南地區的玉里斷層及中央山脈斷層（或稱中央山脈構造，臺東）即屬於斷層面向西傾斜的逆衝機制（經濟部地質調查及礦業管理中心）^[4]。

花蓮地區過去曾發生過規模大於 7.0 的地震事件。據中央氣象署的歷史文件資料顯示 1951 年 10 月至 11 月在花蓮外海與陸上曾發生一連串規模 7.1 至 7.3 的強烈地震事件，稱為 1951 年縱谷地震。該地震造成花蓮地區大量建物倒塌、地表錯移與坡地崩塌，並造成 85 人死亡、1200 人輕重傷（圖 5）。較為近期的地震災害則為 2018 年 0206 規模 6.2 的花蓮地震與 2022 年 0918 規模 6.8 的池上地震。其中，0206 花蓮地震震央位於

花蓮市東北部外海，造成米崙斷層的錯動，使斷層沿線產生明顯的地表破裂、數棟建物倒塌^[5]；而 0918 池上地震震央位於花東縱谷南部的臺東縣池上鄉，所造成之地表破裂廣布於花蓮及臺東地區，其中花蓮縣玉里鎮在玉里斷層沿線有明顯的地裂現象，並造成民宅、公有建物、醫院、校舍及各種維生管線的破壞^[6]。

0403 花蓮地震之災害評估與情資整合

鑒於地震發生的時間及地點無法預測，當災害性地震事件發生後可能會造成人員傷亡、財物損失、基礎設施毀損等災損。針對在地震發生後，要在短時間內提供地震應變之分析資料及簡報，需藉由電腦的程式語言編撰自動化之資料處理流程，在中央氣象署發布地震報告後，自動化的資料分析會依地震報告內容，針對強震區以靜態的資料視覺化之方式呈現地震災害風險評估，並彙整資訊以提供中央災害應變中心與相關的防災單位進行後續的緊急應變與應對。

花蓮近海發生 $M_L 7.2$ 地震於 4 月 3 日上午 7 時 58 分發生後，中央災害應變中心成立，各部會需針對此地震進行相關的應變處置，災害情資研判工作為初期應變作業的首要任務，當中央氣象署進行地震觀測與地震報告發布之後，擷取地震報告內容，包含地震發生時間、芮氏規模、位置、震源深度、各觀測站之最大加速度值與最大速度值，針對強震區內各項查報重點以資料圖形化及資料表格化呈現，除了各地震度分布的資訊（圖 1），亦同時呈現相關的災害評估資訊，分述如下：

(1) 震源鄰近區域地質剖面圖（圖 6），結合地震報告

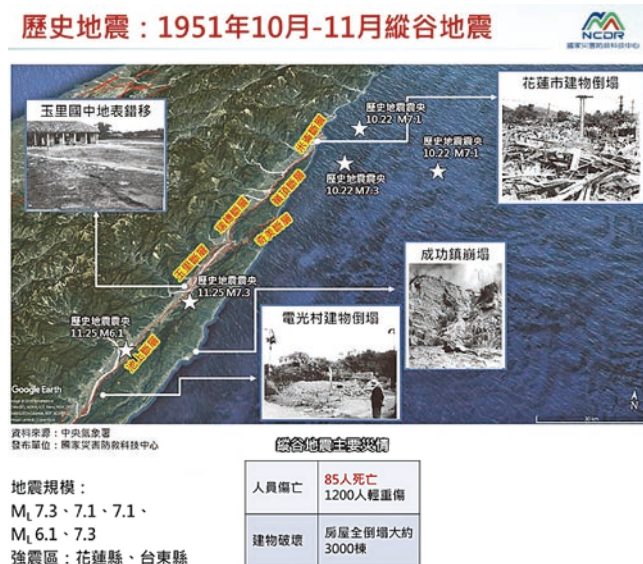


圖 5 1951 年縱谷地震震央與災損照片



圖 6 主餘震的鄰近區域地質剖面主題圖

與地質構造狀況，說明震源鄰近的斷層與地質構造，初期餘震的分布已可以投影至此地質剖面，其中最大餘震 $M_L 6.5$ 於主震後 13 分發生，地震序列都位於菲律賓海板塊區域。此外，亦可以確認該地區的歷史地震分布，提供該地區的地震活動度。

- (2) 強震區受影響之交通設施（圖 7），使用的資料來源為政府公開資料開放平臺（Data.GOV.TW）提供主要交通資訊，包含高速公路、快速道路、省道、臺灣鐵路與捷運系統等資訊，應用地理資訊系統的圖層分析功能可以依強震區篩選需要關注的交通路



圖 7 強震區受影響交通設施的評估主題圖

段，其中位於強震區包含台 8、台 9、台 9 丙、台 9 丁、台 11 等省道，以及臺鐵 - 北迴線與花東線，再輔以衛星影像圖資更能增加此主題圖資的可讀性。

- (3) 坡地易致災的高風險區（圖 8），使用岩性、坡度以及地質構造等條件計算以網格為單元的地文敏感資料，再輔以地震的加速度警戒值，可以評估各地區的崩塌潛勢 [7,8]，提醒須關注的地區，如臺中市、南投縣、宜蘭縣、花蓮縣等；同時亦標示位於該高風險區內的道路系統，如台 7 甲、台 8、台 9、台 9 丙、台 9 丁、台 11、台 14 等。
- (4) 輔以現地的閉路電視（Closed-circuit television, CCTV）影像，提供即時的災害資訊，如圖 9 所示，快速檢視強震區範圍內的 CCTV，初期應變階段提供第一手現地資訊，並將相關資訊提供現地人員勘查作業。
- (5) 天氣的降雨評估資訊（圖 10），地震後救災的進度易受降雨影響，結合中央氣象署的震後四日的降雨資訊，提醒現地救災人員與位處坡地區域的人員須注意自身安全。

結論

在中央災害應變中心成立初期，由於災害類型與範圍尚無法確認，需透過災害風險評估技術依據地震報告的資訊提供相關的評估結果，使用自動化的評估程式可以大幅縮減人力操作的時程，在有限的時間內提供有用的資訊，以 0403 花蓮近海地震為例，應變階

坡地致災高風險區

- 坡地重點地區為臺中市、南投縣、宜蘭縣、花蓮縣
- 重點道路為台 7 甲、台 8、台 9、台 9 丙、台 9 丁、台 11、台 14，與縣管公路、產業道路等為易致災道路



圖 8 坡地致災高風險區的評估主題圖



現場災情 花蓮地區



圖 9 現地 CCTV 的協助災害點位的巡檢與災害畫面

未來四日，臺灣受兩波鋒面影響

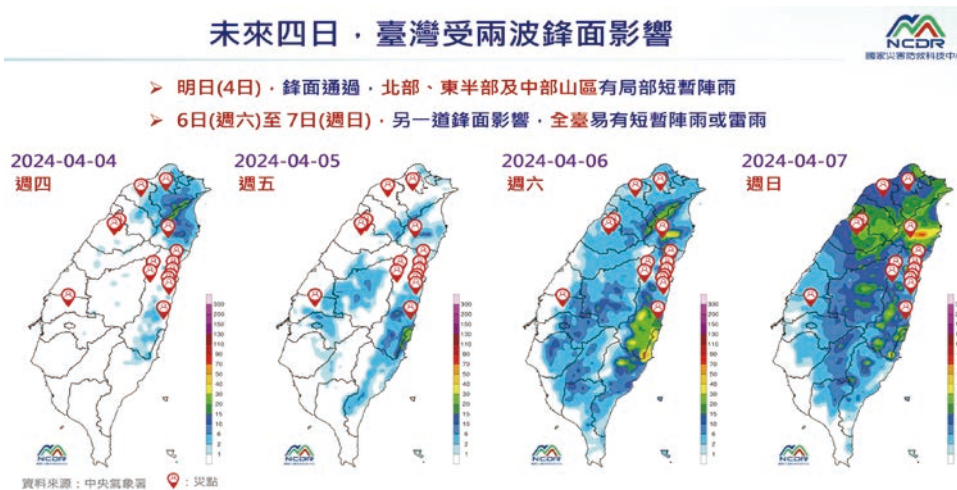


圖 10 震後四日天氣狀況主題圖

段初期須仰賴情資研判的結果，除了主震的位置、各地震度與鄰近區域的地質狀況外，也著重研判在強震區域的交通系統、坡地崩塌高風險區與未來數日內的天氣狀況，其中坡地崩塌高風險區研判結果涵蓋蘇花公路與太魯閣國家公園，應用 CCTV 的資訊可以快速檢視現地災害狀況，以及震後數日的天氣狀況也提供重要訊息給救災人員，預先準備對應的作業減少二次災害的發生。

參考文獻

1. Shin, T.C., T.L. Teng (2001). An Overview of the 1999 Chi-Chi, Taiwan, Earthquake. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 91 (5), 895-913. doi: <https://doi.org/10.1785/0120000738>
2. Liu, K.S., T.C. Shin, and Y.B. Tsai (1999). A free-field strong motion network in Taiwan: TSMIP. *Terr. Atmos. Ocean. Sci.* 10, 377-396.
3. Wu, Y.M., T.C. Shin, and C.H. Chang (2001). Near Real-Time

Mapping of Peak Ground Acceleration and Peak Ground Velocity Following a Strong Earthquake, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 91, (5), 1218-1228.

4. Chen, K.H., Toda, S., and Rau, R.J. (2008). A leaping, triggered sequence along a segmented fault: The 1951 ML 7.3 Hualien Taitung earthquake sequence in eastern Taiwan. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, 113, B02304.
5. 柯孝勳、吳秉儒、黃明偉、柯明淳、林義凱、吳佳容 (2019)，0206 花蓮地震災害事件與應變作業說明，國家災害防救科技中心研究報告，NCDR 107-A30，共 24 頁。
6. 楊清淵、柯孝勳、黃明偉、柯明淳、鄧敏政、塗冠婷 (2023)，0918 池上地震災害事件應變作業與現地勘查報告，國家災害防救科技中心研究報告，NCDR 111-A19，共 43 頁。
7. Huang, M.W., C.Y. Chen, T.H. Wu, C.L. Chang, S.Y. Liu, and C.Y. Kao (2012). GIS-based evaluation on the fault motion-induced coseismic landslides, *J. Mt. Sci.* 9: 601. doi:10.1007/s11629-012-2434-2
8. 柯明淳、黃明偉、林聖琪 (2016)，地震山崩快速潛勢評估建立與應用，*土木水利*，第 43 卷，第 3 期，第 17-26 頁。



隔震建築 於 0403 花蓮地震 之性能表現

游忠翰／國家地震工程研究中心 副研究員
汪向榮／國立臺灣科技大學營建工程系 教授
彭聖凱／國家地震工程研究中心 專案助理研究員
林旺春／國家地震工程研究中心 副研究員
楊卓諺／國家地震工程研究中心 副研究員
曾育凡／國家地震工程研究中心 專案助理研究員
陳禧耘／台灣隔震科技有限公司 總經理
柯宗滕／台聯工程顧問股份有限公司 協理
柯鎮洋／台聯工程顧問股份有限公司 董事長
張國鎮／國立臺灣大學土木工程學系 教授

0403 花蓮地震對於台灣東部至西北部區域造成了嚴重影響，對於位在這些區域的隔震建築，更是首次面臨如此大規模的地震。透過震後的詳細勘查，確認多數隔震建築皆無結構性損傷，僅有因隔震運動所引致跨越隔震間隙的非結構元件損傷。然而，未來仍需強調地震中使用者人身安全，以及隔震系統長期維護的重要性。此外，本文針對台灣大學土木研究大樓（中間樓層隔震），以及花蓮慈濟醫學中心合心樓（基礎隔震），進行詳細的結構勘查、深入探討監測資料、並進行數值模型非線性動力歷時分析，以進一步驗證其隔震效益。分析結果顯示，此兩棟隔震建築在本次地震中的實際反應與設計預期結果相符。

概述

台灣位於板塊交接處，在地狹人稠的島嶼上分佈了高達 36 條長短不一的活動斷層^[1]，致使長年頻繁遭受大小不一的地震侵襲，其對於天然環境、建築、橋梁、交通與民生設施等所造成的災禍屢見不鮮，政府與人民皆因此付出了相當慘痛的經濟損失與生命安全代價。鑑於頻繁的地震活動為台灣無法避免的宿命，耐震技術的發展一直是國內的重要課題與方向，在產官學研界的努力下，現今相關技術、規範與政策的推動以及其衍生之實際應用成效位列於全球前緣，其中隔震（seismic isolation）技術的發展與應用更為翹楚。根據過往實際案例的驗證，採用隔震技術之建築物，至今經歷了大大小小無數的地震後，可以有效

保護結構，使其不會產生結構性的損傷，非結構元件與重要設備在地震中，均可正常運作或僅有相當輕微的損壞，完好維持建物預期的設計功能。

國內隔震技術之蓬勃發展與應用始於 1999 年九二一大地震後，第一個有關建築物隔震設計的規範於 2002 年出版^[2]，並於 2005 年公告施行之「建築物耐震設計規範及解說」^[3]中，新增了「隔震建築物設計」章節，許多先期的隔震技術應用案例以政府與公共建築物為主，包含醫院以及政府災害應變中心等重要功能性建築物。爾後，於 2011 年公告施行之「建築物耐震設計規範及解說」^[4]中，因應地域條件與國際發展，針對隔震建築之設計與試驗方法進一步修訂。隔震技術發展至今，已



廣泛應用於許多住宅與商業大樓等私有建物，以確保建築物於震中與震後之功能維持。根據概略統計，國內隔震建築至今已有超過兩百個案例^[5]。隔震設計之優異性能歸因於其重要基本概念，即透過延長結構週期，避開地震主要振動頻率範圍，以達到大幅降低地震影響程度之目的。此外，規範中有特別強調，隔震建築的上部結構在設計地震下不得產生降伏、在最大考量地震下降伏程度不得超過容許韌性容量，非結構元件與設備在設計地震下須正常運作無損壞、在最大考量地震下不能產生嚴重損壞且仍能維持運作。由上述可知，採用隔震技術不僅可以顯著提升建物的耐震能力，更確保了在震中與震後建物的功能性與非結構元件的完整性，大幅降低震中對於居住者的人身安全威脅，以及震後所需之修繕與恢復成本，有效提升社會之震後韌性與復原力。

本文探討之 0403 花蓮地震，根據中央氣象署公告資料，發生於台灣時間 2024 年 04 月 03 日早上 7 時 58 分 09 秒，震央地點位於花蓮縣外海（花蓮縣政府南南東方 25.0 公里），芮氏規模為 $M_L 7.2$ 。本次地震影響最大的區域為台灣的東部及西北部，其中震度最大的地區為花蓮縣和平鄉，其高達 6 強，其次為震度 6 弱的花蓮市，而大台北地區也有高達 5 弱的震度。根據國家地震工程研究中心（National Center for Research on Earthquake Engineering）的分析統計^[6]，本次地震最大地表加速度發生於太魯閣測站（ETL），其值為 1491 gal（南北向）；此外，依據 Shahi and Baker^[7] 對於近斷層地震之判斷準則，共有 14 個測站發現近斷層速度脈衝之現象，其區域廣佈自花蓮、宜蘭至竹南、梨山，而其脈衝週期範圍則自 1.5 秒至 4.0 秒。根據過往地震經驗與學理研究，近斷層地震的長週期脈衝，會造成具有長週期特性之結構承受較大的地震能量，如高樓或是隔震建築等，對於隔震建築而言，其可能造成的過大隔震位移以及傾覆潛勢則是最需要關注的受震反應。因此，於本次地震後，本文針對所勘查隔震建築的隔震系統、結構連接桿件、非結構元件、以及受震監測反應，進一步進行探討與研究。

國家地震工程研究中心，協同中華建築隔震消能構造協會（The Chinese Society of Seismic Isolation），於 0403 花蓮地震發生後，前往花蓮地區與大台北地區，針對採用隔震技術之醫院、學校、政府機關與多

棟私有住宅進行會勘與訪查。由於部分建物資訊不便於公開，因此就實際勘查結果歸納總結如下：(1) 隔震建築在本次地震中，即使遭遇近斷層或是較大震度之地震，皆無結構性之損傷，隔震系統中的隔震元件與阻尼器皆無受損；(2) 相較於非隔震建築，隔震建築上部結構中的非結構元件或是室內物品，幾乎無損壞發生；(3) 非結構元件之損傷主要集中於跨越隔震間隙的構件，例如走道與車道之活動蓋板、懸吊式電梯與隔震建築下部結構連接之活動蓋板、以及上部結構延伸之裝修材，由於預留位移空間不足，與下部結構延伸裝修材產生碰撞損壞；(4) 隔震元件於防火蓋板間交界位置，採用防火泥或其他軟性防火材料填補縫隙進行防火區劃，然因隔震元件之運動導致材料破損或擠出；(5) 採用橡膠類隔震元件之隔震系統，會因為產生水平隔震位移而導致垂直高度下降，若未於上、下部結構延伸裝修材料（如：磁磚、石版、土壤植栽等）預留足夠的垂直空間，將導致局部構材損壞，甚至在未來可能發生的大地震中影響隔震功能；(6) 填補上、下部結構間隙的防水材料，通常為軟性防水材料或填縫樹脂，部分案例為硬式的防水構造，其會因為隔震系統的運動而遭到擠出、外翻或是變形；(7) 承上，觀察到部分建築隔震間隙的防水失效已久，導致隔震系統滲水，造成部分鋼構件輕微生鏽，表面防水漆脫落；(8) 本次會勘中部分隔震建築於竣工後，安裝有加速規或位移計等監測系統，但因為缺乏維護管理，導致電力系統失效或是儀器失去功能，無法完整記錄本次地震中的結構反應；(9) 隔震系統因為發揮功能進入非線性階段，致使部分隔震建物產生輕微的殘餘變位而無法完美復位，然其為隔震功能發揮後之合理現象，並不會對於未來之隔震性能造成影響。

再者，必須強調隔震建築周圍隔震間隙於地震過程中的危險性，並且應普及針對一般民眾進行安全宣導。於本次訪查的過程中，發現隔震建築的使用者普遍可以認知到隔震設計的功效，並且了解到地震時隔震系統會發生明顯運動，然而卻無法明確意識到其運動的程度。甚至於監視器紀錄下發現有民眾於地震發生時，嘗試跨越上、下部結構之間的樓梯，所幸因為隔震位移尚小而沒有造成傷害。因此，地震發生當下應意識到快速遠離可能發生危險的區域，其歸納如下：(1) 前述之連接上、下部結構的樓梯，地震時會在特定位置（依照

建築設計各有不同)產生錯動,可能會造成民眾意外受傷或跌落;(2)採用懸吊式電梯系統時,下部結構會採用活動蓋板橫跨隔震間隙,其通常於電梯端(與上部結構同步運動)設置鉸接,於另一端則透過軌道於指定方向上自由移動,因此當地震發生時,很可能對過於靠近蓋板自由端外(下部結構)的民眾,造成肢體捲入或撞擊等意外傷害;(3)同樣地,民眾也應該要在地震過程中,於下部結構或地面時,避免靠近所有與隔震建築上部結構共同運動的活動蓋板、延伸板、裝修材料、或是管線等。然而,隔震建築往往為了美觀,隔震間隙常難以分辨,或是透過裝修將其隱藏,此種狀況會增加民眾於地震時意外受傷的風險。因此,未來除持續加強宣導外,應該明確標示上、下部結構之所有交界處與伸縮縫,並且標示警戒區域,提醒民眾避免於地震過程中踏入;同時,相關裝修材料也應該注意保留足夠的水平與垂直方向隔震間隙,避免碰撞擠壓導致砸落而造成意外傷害。

此外,本次會勘亦意識到落實隔震建築定期維護管理的重要性。隔震建築應訂定定期維護管理計畫,例如:於每年實施定期檢查,針對建築、管線與隔震系統元件進行目視與簡單量測點檢,確認是否有額外物件阻礙隔震功能發揮,以及相關防水、防火措施是否完善;每五年實施詳細定期檢查,針對前述所有部分進行詳細量測,觀察是否有變形或傾斜,並且針對所有隔震間隙進行詳細量測,確保有足夠的淨空間;於地震發生後,若震度高於特定等級需進行臨時點檢;若於臨時點檢或是年度常態點檢中發現有異常狀況,則需進行詳細點檢。

最後,建議無論隔震建築是否安裝有加速規或位移計,應於隔震層中安裝物理性的隔震位移軌跡紀錄板,此種紀錄板通常採用不鏽鋼薄板固定於下部結構,並於上部結構延伸一垂直、具有預壓彈簧與尖銳筆尖的記錄筆抵住紀錄板,當隔震系統產生位移時,筆尖會在紀錄板表面留下完整位移軌跡刻痕。此種紀錄板無電子產品耐用性與耐久性的問題,可以直接記錄地震當下隔震位移軌跡、顯示地震後的殘餘變位、以及殘餘變位隨時間的回復狀況。由於位移紀錄板無法如電子產品般記錄歷時數據,因此可以採用拍照記錄之方式,於震後每隔一個時間區段便拍照記錄一次,以區分主震、餘震、殘餘變位以及回復狀況,並

且於地震事件過後更換紀錄板,以隨時記錄下一次的地震事件。紀錄板亦方便專業人員於點檢時,直接判斷隔震系統的狀況;若專業人員於紀錄板上發現曾有超過隔震設計位移的現象時,便可以針對隔震元件損傷或是隔震間隙碰撞損傷等可能狀況加以詳細檢查。

本文除前述針對會勘與訪查結果進行歸納總結外,另選取兩棟具有完整結構監測紀錄之代表性隔震建築,進一步探討隔震建築於本次地震中之反應與地震後之狀況。其中,第一棟為位於台北市的台灣大學土木研究大樓,屬於中間樓層隔震建築;第二棟為位於花蓮縣花蓮市的慈濟醫學中心急診大樓,屬於基礎隔震建築。

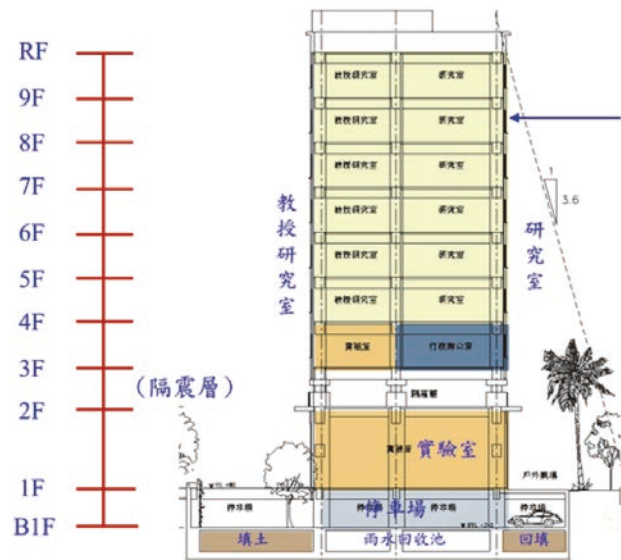
台灣大學土木研究大樓

結構概述

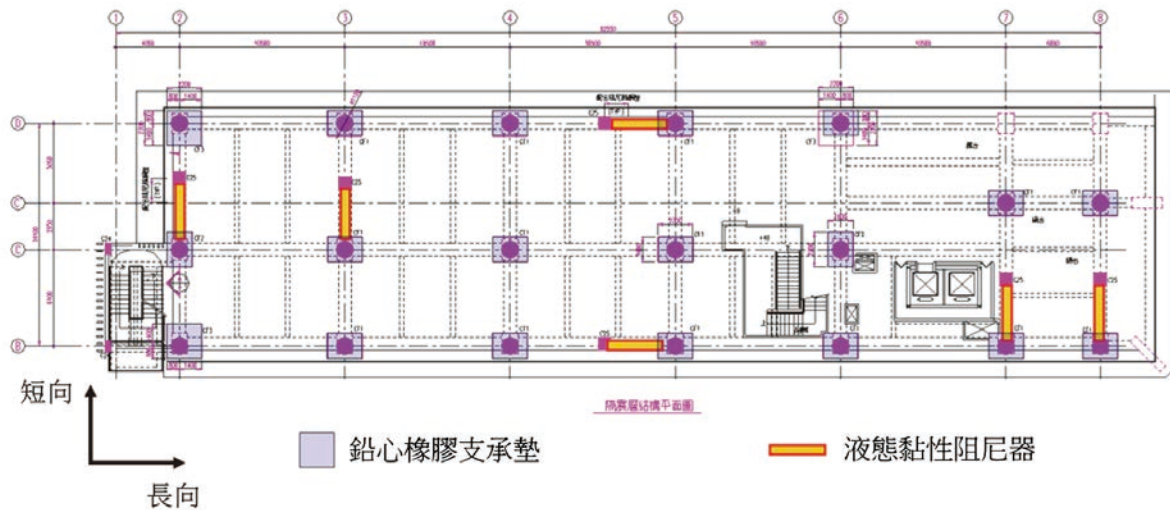
台灣大學土木研究大樓(圖 1(a))位於台北市大安區辛亥路三段 186 號,為一預鑄鋼筋混凝土中間樓層隔震建築,包含地下一層、地上九層、以及屋突二層,隔震層位於二樓(2F,如圖 1(b)),建築空間主要用途為土木系實驗室、教授研究室、行政辦公室、學生研究室、以及多功能教室。結構之一樓(1F)樓版(含)下方採用場鑄工法,隔震層與一樓採用半預鑄工法,其上則採用預鑄工法。在結構系統方面,上部結構為抗彎構架系統,下部結構為抗彎構架與剪力牆之二元系統,採用數道 600 mm 厚之剪力牆以增加下部結構之勁度,可使隔震功能如預期不受下部結構影響^[8]。該建築於 2007 年 7 月開始進行設計規劃,當年度 12 月取得建照,2008 年 1 月開始動土,並於 2008 年 6 月取得使用執照。於基礎、地下室(B1F)、隔震層等區域,部分需要進行場鑄的結構完成後,地上層預鑄結構體僅使用 58 日即完成建造。隔震系統(圖 1(c))共採用 19 組同型號、直徑為 900 mm 的鉛心橡膠支承墊,以及於長向(longitudinal)與短向(transverse)分別安裝有兩組與四組的液態黏性阻尼器。每組鉛心橡膠支承墊中有兩支直徑為 145 mm 之鉛心,橡膠總厚度為 224 mm,每組阻尼器衝程為 ± 500 mm、最大出力為 100 ton、阻尼係數為 101.9 ton/(sec/m)^{0.6}、非線性指數為 0.6。對於整體隔震系統,初始勁度為 39349 ton/m、降伏後勁度為 2850 ton/m、特徵強度為 552.9 ton(對應於上部結構總重 10122.6 ton,隔震設計之



(a) 外觀



(b) 樓層配置示意



(c) 隔震系統之隔震元件與阻尼器配置

圖 1 台灣大學土木研究大樓

啟動加速度值約為 60 gal)，經計算可以得到隔震系統的設計降伏力為 596.1 ton、降伏位移為 15.1 mm。

台灣大學土木研究大樓原依據 2011 年版的耐震設計規範進行設計，工址為台北三區（工址短週期設計水平譜加速度係數 $S_{DS} = 0.6$ ，工址短週期最大水平譜加速度係數 $S_{MS} = 0.8$ ，轉角週期 $T_0 = 1.05$ sec），相較於現行 2024 年版耐震設計規範，工址修正為台北二區（ $S_{DS} = 0.6$ ， $S_{MS} = 0.8$ ， $T_0 = 1.30$ sec），原設計所採用之轉角週期較低，然而因隔震設計之有效週期遠大於轉角週期，因此影響程度較小。在不考慮阻尼器額外提供的阻尼效益下，於靜力分析中，設計地震等級下隔震系統的有效週期為 2.93 sec、隔震位移為 290 mm、有效勁度為 4750 ton/m、等效阻尼比為 24.2%；最大考量地震等級下隔震系統的有效週期為 3.14 sec、隔震位移為 430 mm、有效

勁度為 4123 ton/m、等效阻尼比為 19.0%。當上部結構在固定基底的條件下，自然振動週期為 0.9 sec。隔震結構設計不考慮阻尼器額外提供的阻尼效益，以最大考量地震等級下所計算之水平總橫力，對於上部結構桿件進行彈性設計，並以最大考量地震等級下所計算之水平總橫力的 1.25 倍，對於下部結構桿件進行彈性設計。

0403 花蓮地震後會勘

0403 花蓮地震於台北市造成 5 弱的震度，為台灣大學土木研究大樓竣工迄今所遭遇到的最大地震震度，因此有必要於地震後進行詳細的目視檢查。於震後立即前往現場會勘，確認本次地震對於結構與隔震系統皆無造成結構性的損傷，但仍有少數可預期且可輕易修復的非結構元件損傷發生，其皆為隔震系統發揮作用之正常損

傷。如圖 2(a) 所示，由於本隔震建築採用懸吊式電梯系統，於隔震層下方電梯周圍所安裝之活動蓋板，可以觀察到錯動的痕跡，例如電梯側面之蓋板底部發生些許擠壓變形，以及地面之蓋板亦稍微擠壓到地磚，導致地磚有些許的破損。另一方面，如圖 2(b) 所示，於上、下部結構間填補縫隙的防水材料，因為隔震系統發揮作用，導致防水材料被捲入，以及部分固定件鬆脫，對此應於震後進行處理，以防止漏水情形發生。於隔震系統中，所有隔震元件防火蓋板間的軟性防火材料，皆因隔震元件的運動而遭到擠出（圖 2(c)），此縫隙需要重新進行修繕，否則將無法提供足夠的防火能力。

結構監測紀錄

台灣大學土木研究大樓一共安裝有 27 個加速規與 4 個位移計，加速規分別配置於地下一樓（B1F）、二樓（2F，隔震層下方）、三樓（3F，隔震層上方）、六樓

（6F）以及頂樓（RF）樓版，位移計則裝設於隔震層，用以量測隔震層上、下樓版的相對變位（即隔震位移）。加速規之配置，於地下一樓樓版的特定位置（圖 3(a)），安裝有長向、短向以及垂直向（vertical）各 2 個加速規（CH1 ~ CH6），並以此處所記錄之加速度歷時，作為整體結構的輸入擾動依據；於二樓樓版（隔震層下方）裝設 1 個長向與 2 個短向的加速規（CH7 ~ CH9，如圖 3(b)），由於下部結構採用數道 600 mm 厚的剪力牆進行加勁，垂直向加速度與地下一樓之差異不大，因此未在此樓層安裝垂直向加速規；於三樓樓版（隔震層上方）一共裝設了 7 個加速規（CH10 ~ CH16，如圖 3(c)），其除了設置與地下一樓相同位置與方向之加速規外，另多安裝了一個垂直向加速規，以同時探討長向與短向可能的傾覆行為；六樓樓版為上部結構立面上之中央位置，因此於六樓樓版的質心附近，於長、短向各安裝一個加速規（CH17 與 CH18，如圖 3(d)）；頂樓加速規之配置則與地下一樓相同。

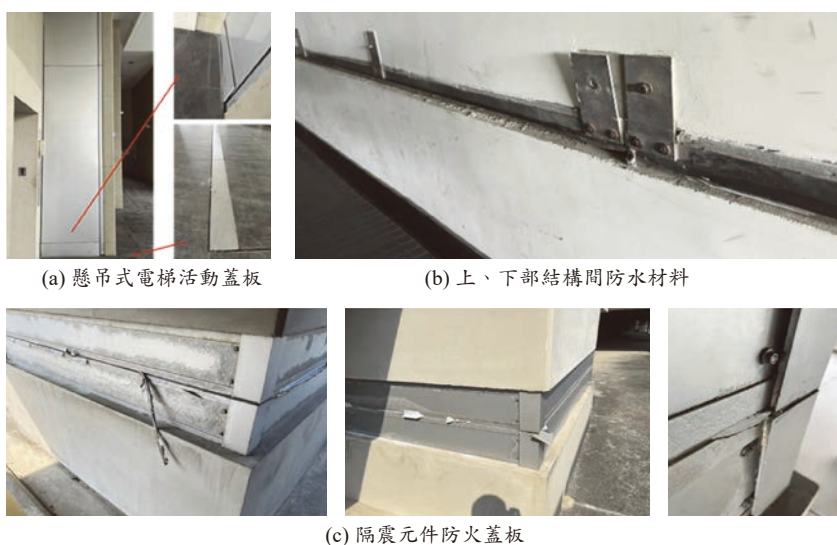


圖 2 台灣大學土木研究大樓隔震系統於 0403 花蓮地震下發揮作用所造成之非結構元件輕微損傷

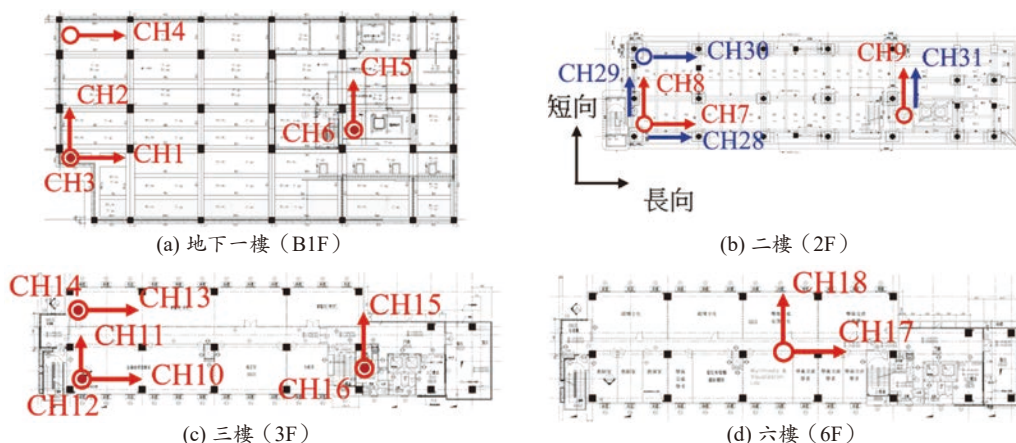


圖 3 台灣大學土木研究大樓監測系統配置（加速規 CH1 ~ CH24，位移計 CH28 ~ CH31）

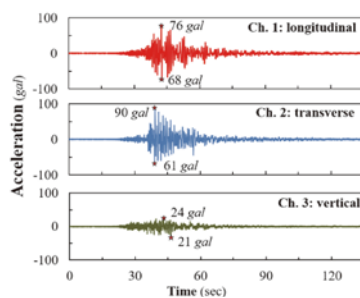


長向、短向以及垂直向之加速度輸入歷時如圖 4(a) 所示，由圖中可以得知，短向的加速度峰值為 90 gal，其大於長向的 76 gal，亦超過了四級震度的上限（80 gal）以及隔震設計啟動加速度值（60 gal），垂直向的加速度峰值為 24 gal。觀察隔震系統的位移量測紀錄（圖 4(b)），長向與短向的最大隔震位移分別為 21 mm 與 16 mm，長向的位移略大於短向的位移。根據過往研究^[9]，鉛心橡膠支承墊的降伏位移約在 10 mm 至 30 mm 之間，且圖 4(b) 中顯示，兩方向皆無明顯隔震系統降伏後之殘餘變位，因此判斷隔震系統於本次地震中仍應於初始啟動之階段。此外，取位移紀錄中的最後 10 秒平均值減最初 10 秒平均值，可發現隔震系統幾乎沒有殘餘變位，其長向與短向的數值分別為 0.83 mm 與 0.60 mm。進一步觀察加速度紀錄，選取位於同柱位的加速規量測紀錄繪於圖 4(c)，並且將各樓層長、短向之加速度峰值（非相同時刻）整理於表 1。觀察表 1 上部結構（3F 以上）的

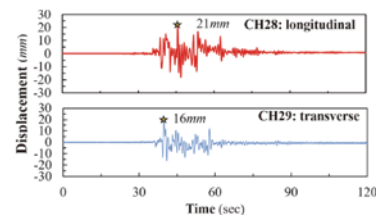
加速度峰值，可以發現無明顯動力放大效應，僅在短向之頂樓（RF）處有稍微放大的現象；在隔震性能表現方面，觀察隔震層上方樓版與下方樓版之比值（3F/2F），可以發現長向與短向的加速度分別有 21%（= 1-79%）與 37%（= 1-63%）的折減效率，此結果亦再次驗證了隔震系統有初步發揮之效益；另外，於下部結構部分，由隔震層下方樓版與輸入擾動之比值（2F/B1F），可以觀察到有些許動態放大的現象。

表 1 台灣大學土木研究大樓於 0403 花蓮地震下各樓層加速度峰值統計整理

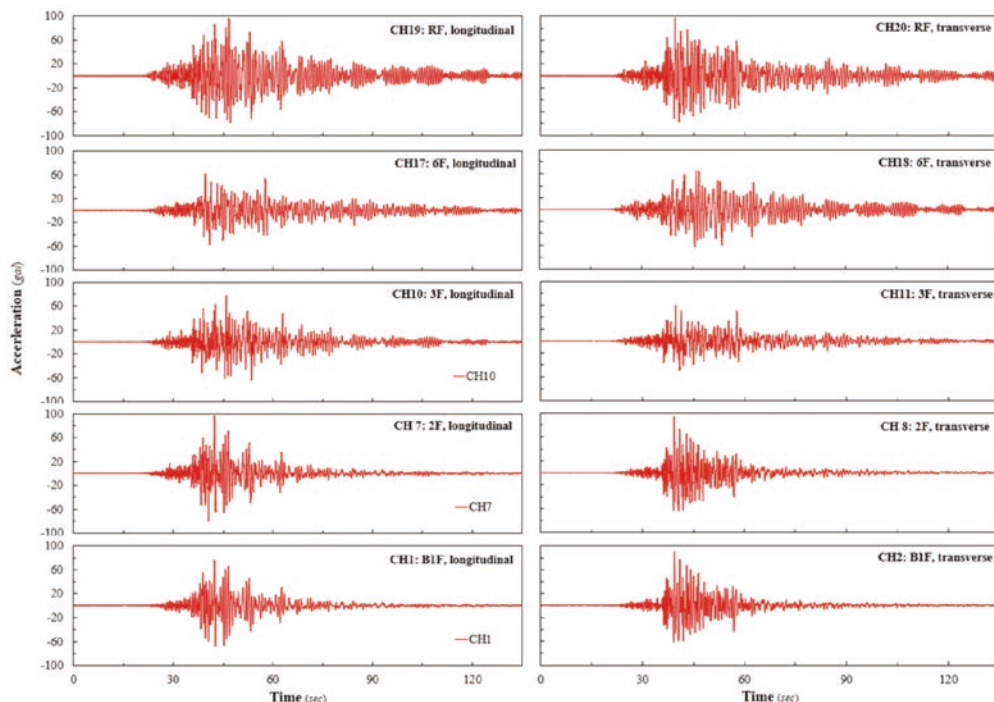
Floor	(unit: gal)	
	longitudinal	transverse
RF	62	78
6F	61	64
3F	77	60
2F	97	95
B1F	76	90
RF / 2F	64%	82%
6F / 2F	63%	67%
3F / 2F	79%	63%
2F / B1F	128%	106%



(a) 輸入擾動加速度歷時



(b) 隔震系統位移歷時



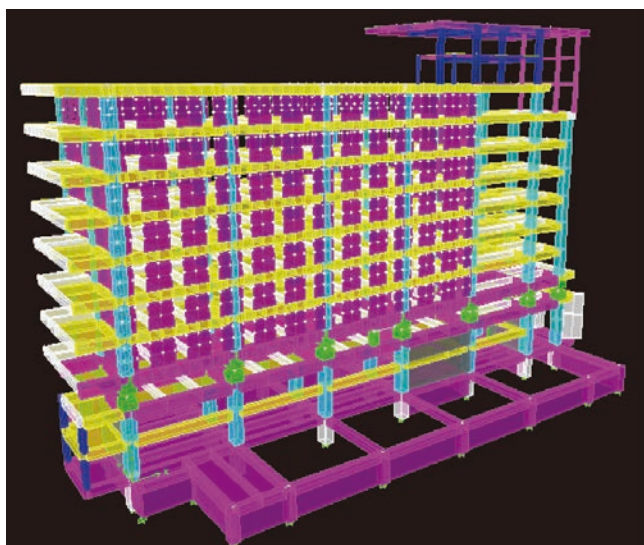
(c) 結構加速度歷時

圖 4 台灣大學土木研究大樓於 0403 花蓮地震下監測系統量測紀錄

根據長向位移計記錄之最大隔震位移 (21 mm)，以及前面結構概述中說明之隔震設計參數，可以計算得到隔震系統長向的有效勁度為 29184 ton/m、有效週期為 1.18 sec、由鉛心橡膠支承墊所提供的等效阻尼比為 16.14%^[10]；且根據最大隔震位移可計算出，每組長向的阻尼器可以提供 4.86% 之阻尼比（長向共安裝兩組液態黏性阻尼器），因此整體系統長向在該最大隔震位移下的等效阻尼比為 25.86%。另外，根據短向位移計記錄之最大隔震位移 (16 mm)，其僅略大於降伏位移 (15.1 mm)，因此計算得到短向的有效勁度為 37413 ton/m、有效週期為 1.04 sec，其與彈性階段之設計參數差異不大，由鉛心橡膠支承墊所提供的等效阻尼比僅為 3.31%；然由於短向安裝有四組液態黏性阻尼器，每組可以提供 4.56% 的阻尼比，因此整體系統短向在該最大隔震位移下的等效阻尼比為 21.55%。分別繪製長、短向 5% 阻尼比之輸入擾動反應譜，以及依據前述各別於最大隔震位移下等效阻尼比之反應譜，如圖 5 所示。由圖 5 可知，在長、短向各自對應之有效週期與等效阻尼比下，其譜加速度值分別為 81 gal 與 99 gal，分別與長、短向實際量測值 (76 gal 與 99 gal) 相近；而長、短向之譜位移值皆為 25 mm，亦分別與長、短向實際量測值 (21 mm 與 16 mm) 相近，由此可驗證隔震設計參數與實際表現特性相符。

數值模型分析

以台灣大學土木研究大樓地下一樓於 0403 花蓮地震下的加速度量測紀錄作為輸入擾動加速度歷時，採



(a) 數值模型

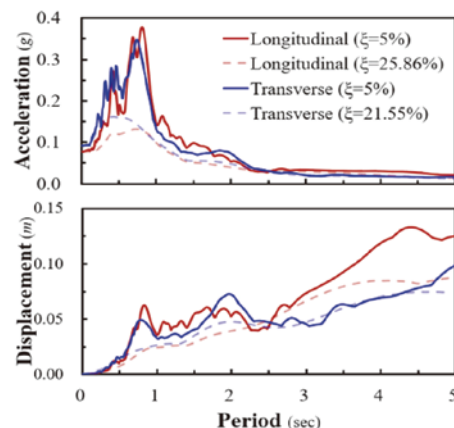
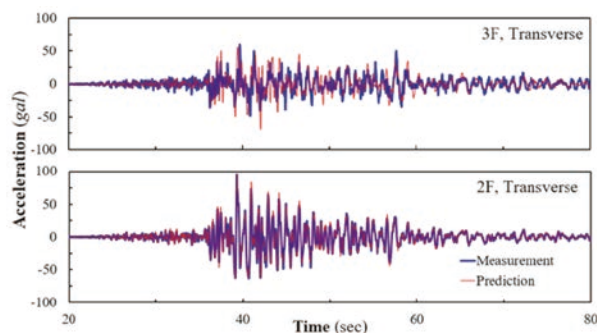
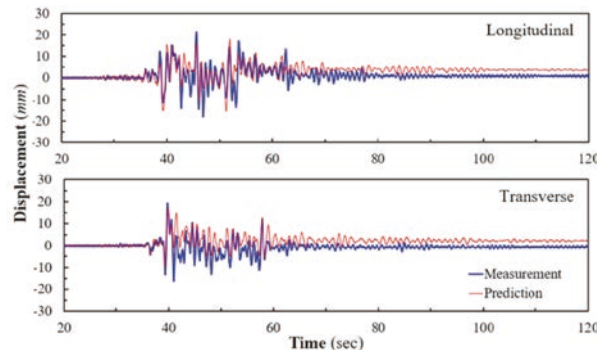


圖 5 台灣大學土木研究大樓於 0403 花蓮地震下不同阻尼比之輸入擾動加速度與位移反應譜

用商業軟體 ETABS 進行非線性動力歷時分析。將數值模型適度考慮結構與非結構牆體的影響 (圖 6(a))，修正原結構設計模型，使其於本次地震下，結構的整體加速度反應歷時分析結果 (prediction) 與量測紀錄 (measurement) 相近，如圖 6(b) 所示，由於下部結構勁度遠高於其他樓層，故數值分析與實際量測結果非常吻合；然而，對於隔震層上方樓版之反應，則有些許高模態反應差異，但整體而言仍有相當高的準確性。比較數值分析與實際量測之隔震位移歷時，如圖 6(c) 所示，數值分析於長、短向之最大隔震位移分別為 18 mm 與 17 mm，分別與長、短向實際量測值 (21 mm 與 16 mm)



(b) 隔震層上、下樓版加速度歷時比較



(c) 隔震系統位移歷時比較

圖 6 台灣大學土木研究大樓數值模型與模擬驗證



mm) 相近, 均略小於前面結構監測紀錄說明中以反應譜估計之 25 mm。惟數值分析結果呈現略大的殘餘變位, 其在長、短向分別為 3.68 mm 與 2.21 mm, 而實際則幾乎沒有殘餘變位, 推測其原因可能來自於鉛心橡膠支承墊的分析模型。由於數值模型中是以雙線性行為描述鉛心橡膠支承墊的力學特性, 因此當隔震位移(或力量)超過降伏點後, 會直接進入塑性階段, 然在鉛心橡膠支承墊的實際力學行為中, 是以漸進曲線的形式由彈性階段進入塑性階段, 由於本次地震僅使隔震系統產生些許降伏, 其仍在彈塑性的轉換階段, 因此在實際表現上會有較好的復位能力。

花蓮慈濟醫學中心合心樓

結構概述

花蓮慈濟醫學中心位於花蓮縣花蓮市中央路三段 707 號, 包括四棟主要醫療大樓、靜思堂以及宿舍, 全區樓地板總面積約為 11 萬 7 千餘平方公尺, 為台灣東部首要的醫療機構。四棟主要醫療大樓中, 大愛樓與感恩樓為傳統耐震結構, 協力樓為採用挫屈束制支撐(buckling-restrained brace, BRB)之二元系統, 合心樓(又名急診大樓)則為基礎隔震建築(圖 7), 其於 2005 年 2 月竣工。合心樓主要用途為急診、開刀房以及一般與加護病

房(圖 8), 結構為地上十一層、地下一層之鋼骨鋼筋混凝土建築, 採用基礎隔震設計, 結構總重為 43206 ton。隔震系統(圖 9)位於地下一樓下方, 隔震層下方為具有 2 m 深地梁之鋼筋混凝土筏式基礎, 隔震系統共採用 74 個直徑自 1200 mm 至 800 mm 不等之鉛心橡膠支承墊, 以及 14 個平面滑動支承, 並無安裝額外阻尼器。本建物隔震系統透過不同型號隔震支承的平面配置, 將隔震系統的剛心盡量重合於上部結構的質心, 以降低隔震系統的扭矩效應。舉例而言, 由圖 9 可以看出, 沒有水平勁度的平面滑動支承配置於圖面結構的下緣, 此處對應於載重極低的大門前廊道; 反之, 對應於十一樓主結構之中央位置, 因載重較大而採用水平勁度較高的直徑 1200 mm 鉛心橡膠支承墊。此外, 本建物的隔震間隙設計為 700 mm, 並且以隔震間隙外、向上延伸至約一樓樓版高程位置的擋土牆作為第二防制機制。

花蓮慈濟醫學中心合心樓原依據 1997 年版的耐震設計規範^[1]以及 2002 年版的建築物隔震設計規範^[2]進行結構設計, 工址位於地震甲區(震區係數 $Z = 0.33$), 於靜力分析中, 設計地震等級下隔震系統的有效週期為 2.76 sec、隔震位移為 238.48 mm、有效勁度為 22759 ton/m、等效阻尼比為 28%, 考慮意外扭矩後之設計總位移為 292.51 mm。



圖 7 花蓮慈濟醫學中心



圖 8 花蓮慈濟醫學中心合心樓(急診大樓)

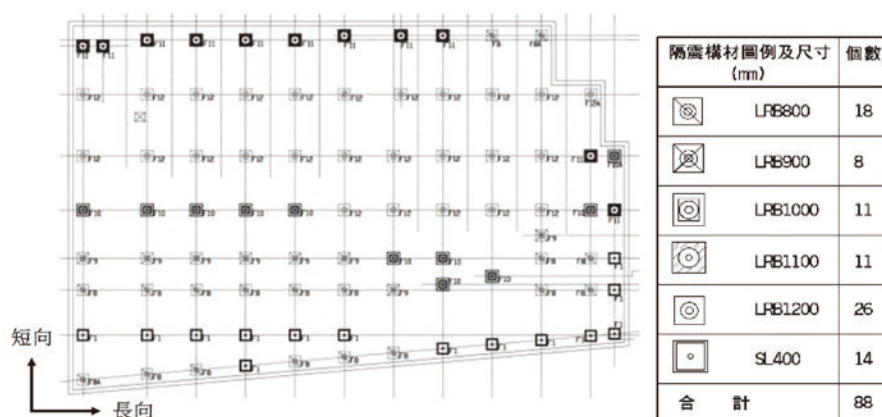


圖 9 花蓮慈濟醫學中心合心樓隔震系統之隔震元件配置

0403 花蓮地震後會勘

0403 花蓮地震於花蓮市造成 6 弱的震度，花蓮慈濟院方於震後初步勘查，得知合心樓因隔震系統發揮功能，因此沒有結構性的損傷，但於建築外圍仍有因位移空間預留不足（院方於此次地震前已知）所造成的非結構元件損傷，以及地下一樓水箱之損壞（經院方評估為水箱材料老舊所致），除此之外沒有其他非結構構材與儀器設備損壞之情形。相較之下，未採用隔震設計之協力樓的災情則嚴重許多，於一樓的牆壁發生剪力裂縫與結構破壞，其他非結構部分則發生有頂樓水塔破壞、貓道管線破壞、資訊機房設備倒塌損壞、實驗室局部火災與儀器倒塌損壞、書櫃與藥用冰箱等櫃體倒塌損壞、隔間牆碰撞破損等。由此可以驗證，採用隔震設計不僅能夠有效降低結構受震反應，亦能夠大幅降低非結構元件與設備之損壞潛勢。

圖 10(a) 及圖 10(b) 為 0403 花蓮地震後立即拍攝之合心樓建築外圍照片，照片上之溝槽為隔震建築上部結構一樓向外之懸臂版，推擠周圍花園土壤所造成，粗略量測其溝槽寬度，可推估隔震系統於長向與短向分別有約 320 mm 與 515 mm 之最大隔震位移；於 4 月 13 日會



(a) 震後長向推擠距離約 320 mm



(b) 震後短向推擠距離約 515 mm



(c) 04/13 會勘時長向推擠距離約 300 mm



(d) 04/13 會勘時短向推擠距離約 400 mm

圖 10 以上部結構一樓懸臂版推擠花園土壤產生之溝槽寬度判斷於 0403 花蓮地震下之最大隔震位移

勘時，則發現其長向與短向分別有約 300 mm 與 400 mm 之最大隔震位移（圖 10(c) 及圖 10(d)）。上述觀測結果均為粗略量測值，仍需進一步藉由監測紀錄與數值分析結果予以佐證。

合心樓建築周遭非結構元件受損皆因隔震系統的運動所引起，由於 0403 花蓮地震造成了合心樓竣工以來最大的隔震位移反應，因此許多位於外圍的花圃（圖 11(a)）、石階（圖 11(b)）、地面（圖 11(c)）、過道側面（圖 11(d)）等位置，皆因位移空間預留不足而導致撞擊破壞，所幸在地震當下沒有人員處於隔震運動範圍內。另一方面，位於基礎與地下一樓間的隔震系統皆無受損，透過詳細量測可以發現，隔震支承於長、短向之殘餘變位均小於 20 mm（圖 12）。然而，此殘餘變位為歷年地震所累積的結果，並不能完全確定是本次地震所造成，此亦再次反映隔震建築定期維護管理的重要性。另外也透過實際量測，得知長、短向與擋土牆的實際隔震間隙分別為 881 mm 與 740 mm，皆大於計算書中預留的 700 mm 隔震間隙。此外，於隔震層中亦觀察到近期需要改善的項目，如圖 13(a) 所示，管線系統沿著擋土牆鋪設於原預留的隔震間隙內，其雖固定於隔震系統外部，但仍有可能因佔用隔震間隙，導致未來影響隔震運動，同時亦會造成管線破損；另外，如圖 13(b) 所示，用於記錄隔震系統變位的位移計，於 2018 年 2 月 6 日發生的花蓮地震中^[12]，便因其彈簧探針接觸位置設計不良，於橫向變位中遭到撞彎而損壞，建議應盡速更換位移計，並且在適度考量產生雙向隔震位移的前提下，加大彈簧探針的接觸面積，同時亦可考慮安裝物理性的隔震位移軌跡紀錄板。



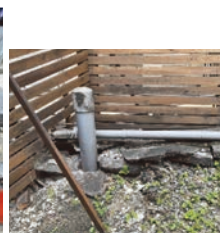
(a) 花園石墩受損



(b) 大門石階受損



(c) 地面石墩受懸臂版撞擊導致開裂

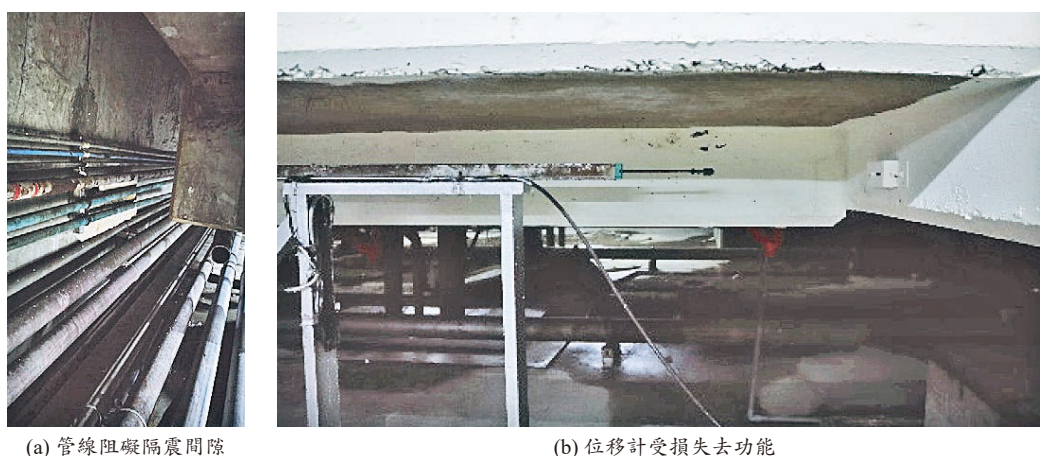


(d) 過道側向隔震間隙預留不足

圖 11 花蓮慈濟醫學中心合心樓建築外圍因隔震運動之受損情況



圖 12 花蓮慈濟醫學中心合心樓隔震系統勘查量測



(a) 管線阻礙隔震間隙

(b) 位移計受損失去功能

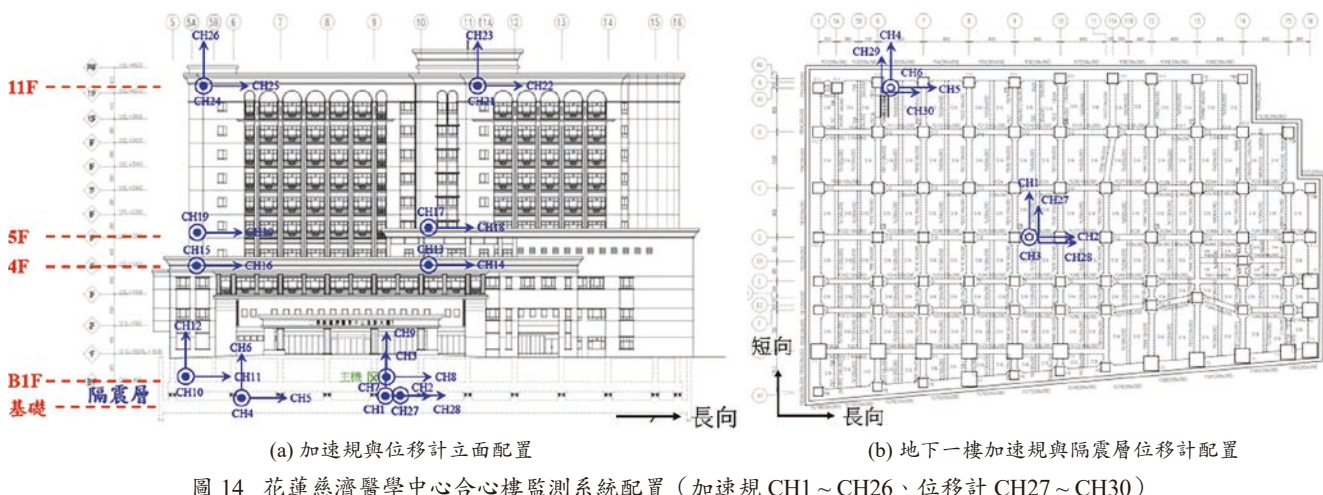
圖 13 花蓮慈濟醫學中心合心樓隔震系統於近期可改善項目

結構監測紀錄

合心樓一共安裝有 26 個加速規與 4 個位移計，如圖 14 所示。於基礎 (B2F) 與地下一樓 (B1F) 間 (即隔震層)，裝設有長向與短向各兩個位移計 (CH27~CH30)，用以記錄隔震系統的位移情形；然而，由於位移計在過去的地震中已損壞^[12]，因此無法記錄到本次地震的隔震位移歷時。在加速規的配置上，於基礎版的中央 (center) 與角隅 (corner) 位置 (參考圖 14(b))，分別安裝有長向、短向以及垂直向之加速規 (CH1~CH6)，其所記錄得到之加速度歷時，可作為整體結構的輸入擾動依據；地下一樓的配置與基礎版相同 (CH7~CH12)，用以直接量測隔震後的加速度反應，同時中央與角隅位置的加速度反應，可用來觀察隔震系統是否有

發生扭轉或是傾覆的現象；由於結構體在五樓有退縮，因此在四樓 (4F, CH13~CH16) 與五樓 (5F, CH17~CH20) 分別配置有加速規，同樣於中央及角隅位置安裝有水平向加速規，但沒有配置垂直向加速規；頂樓 (1F) 的配置與基礎版相同 (CH21~CH26)，其紀錄可作為整體結構反應的參考。

將合心樓基礎版中央位置加速規的量測紀錄繪於圖 15(a)，由圖中可以看出長向與短向的加速度峰值均約為 200 gal，垂直向加速度則高達 262 gal。另一方面，參考中央氣象署所公布的資料 (圖 15(b))，直線距離合心樓約 3 公里的花蓮市測站 (HWA)，所量測到的東西、南北與垂直向最大地表加速度分別為 256 gal、458 gal 以及 208 gal。合心樓長向恰與東西向呈 45 度夾角，因此將



HWA 東西與南北向量測資料進行角度旋轉後，可以得到最大地表加速度為 403 gal (於合心樓長向) 以及 327 gal (於合心樓短向)，其與合心樓基礎版量測結果差異甚大，初步推估與加速規裝設深度 (合心樓基礎版深度約為地下 4 m) 有關，其亦可能受到土壤地質及結構互制之影響，兩者之垂直向加速度峰值則較為相近。

將所有水平向加速規量測之結果繪於圖 16，圖中以藍線表示中央位置加速規量測紀錄，紅線則為角隅位置之量測紀錄，圖中顯示紅線與藍線幾乎重合，代表在本次地震中，上部結構幾近呈現平移運動，並沒有發生顯著扭轉行為。同時，比較基礎版的輸入歷時波形與隔震層上方的反應歷時波形，可以明顯觀察到反應週期因隔震運動而放大之現象。進一步將中央位置加速規記錄的峰值 (非相同時刻) 整理於表 2，可觀察到隔震層上方各樓層於同方向的加速度峰值差異並不大，代表在隔震系統發揮功能下，上部結構無明顯動力放大效應。然

唯有頂樓短向的加速度有些許放大的現象，經向院方詢問，得知在該加速規附近有額外機械振動源可能造成干擾。另外，觀察表 2 中隔震層上方各樓版與基礎版輸入加速度峰值的比值，可發現長向的折減效率約在 20% 至 30%，而短向的折減效率則並不明顯，此一現象可經由後述的輸入擾動加速度反應譜合理解釋之。

另一方面，透過快速傅立葉轉換，由頻率域探討合心樓於本次地震下的主要振動頻率與反應放大趨勢。將隔震系統上方各樓層中央位置、雙向的加速度紀錄，轉換為頻率域反應並繪於圖 17。由圖中可以觀察到，各樓層於同方向的頻率域反應中，皆有相似的基本頻率，且其對應的峰值隨樓層增加而些微遞增；然而，在 11 樓的反應中，於 1 Hz 至 2.5 Hz 之間較其他樓層有較顯著的反應，尤以短向更為明顯，其可能為院方說明的額外機械振動源所致。將圖 17 所觀察之基本模態頻率 (frequency)、週期 (period)、振幅 (amplitude) 整理

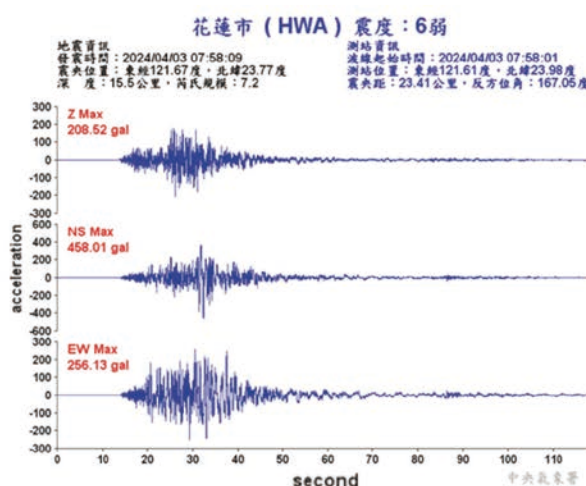
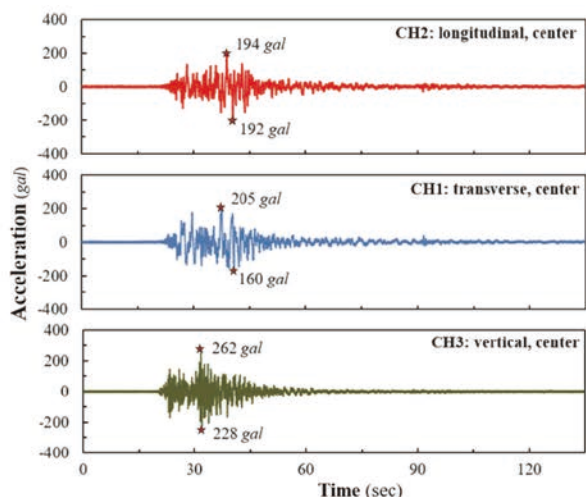


圖 15 花蓮慈濟醫學中心合心樓基礎版與 HWA 測站記錄之加速度歷時比較

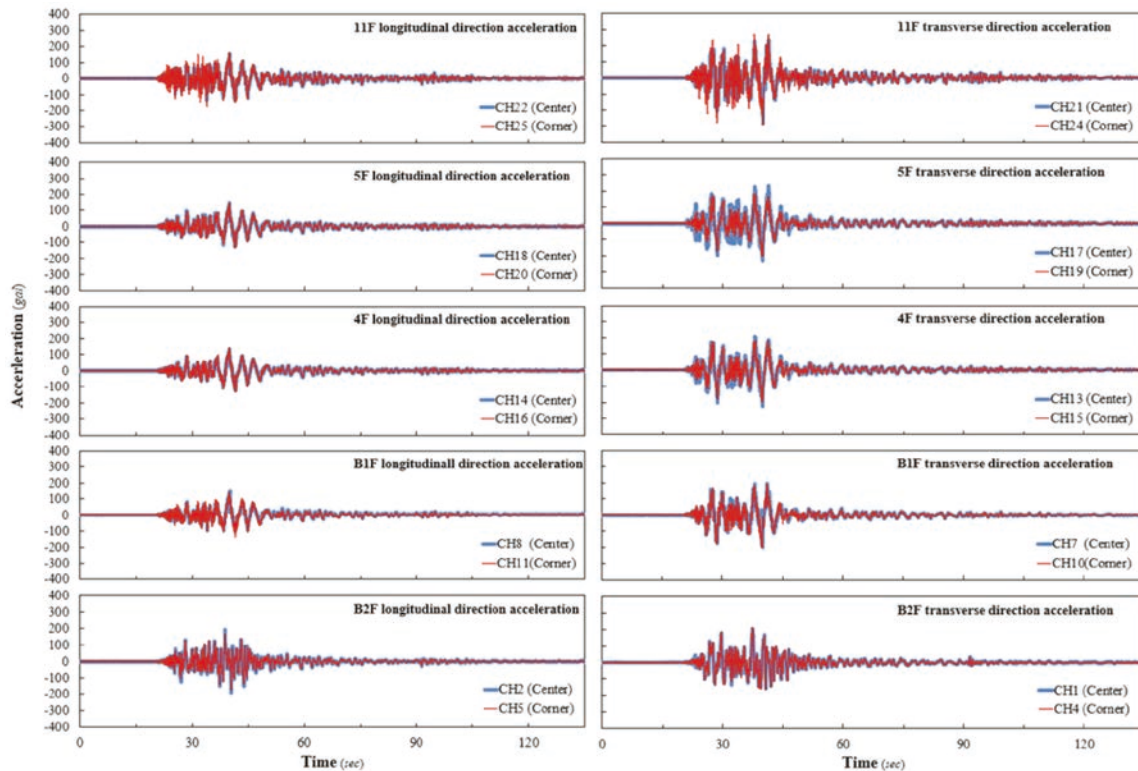


圖 16 花蓮慈濟醫學中心合心樓於 0403 花蓮地震下各樓層加速度歷時

於表 3，利用直接觀察表 3 中基本模態之振幅，即可排除前述額外機械振動源所造成之影響。由短向的分析結果可知，11 樓與地下一樓（隔震層上方樓版）的振幅比值為 1.12，相較表 2 中 11 樓與地下一樓的加速度比值（ $290/200 = 1.45$ ）明顯降低不少，因此可初步判斷，此額外機械振動源對於加速規量測結果確實存在不可忽略的影響。進一步濾除 11 樓中央位置長、短向加速度紀錄中 1 Hz 至 2.5 Hz 之間的振動訊號（圖 18），可以觀察到許多類似外部干擾且其他樓層不存在的訊號均可被消弭，且短向加速度峰值降為 237 gal，其與地下一樓（隔震層上方樓版）的比值則降為 1.19，與表 3 中基本模態的振幅比值（1.12）相近；此外，其與基礎版輸入加速度峰值的比值降為 113%，相較於表 2 中短向的 11F/B2F

（139%），亦變得更為合理。由表 3 也可合理推估於本次地震下，長、短向對應於最大隔震位移反應之有效週期分別為 2.94 sec 與 3.33 sec。

根據前面結構概述中說明之合心樓隔震設計結果，可以計算得到隔震系統的特徵強度為 3021 ton（其所對應之啟動加速度值為 70 gal）、降伏後勁度為 10094 ton/m^[10]。根據上述頻率域的分析結果，可以得知於本次地震下長向的有效週期為 2.94 sec，因此可以計算出相應的有效勁度為 20116 ton/m、等效阻尼比為 26.46%、隔震位移為 301 mm。同樣地，可以得知於本次地震下短向的有效週期為 3.33 秒，亦可由此求得相應的有效勁度為 15966 ton/m、等效阻尼比為 21.14%、隔震位移為 514 mm。將長、短向輸入擾動繪製 5% 阻

表 2 花蓮慈濟醫學中心合心樓於 0403 花蓮地震下各樓層中央位置加速度峰值統計整理

(unit: gal)		
Floor	longitudinal	transverse
11F	152	290
5F	148	202
4F	135	198
B1F	152	200
B2F	194	209
11F / B2F	78%	139%
5F / B2F	76%	97%
4F / B2F	70%	95%
B1F / B2F	78%	96%

表 3 花蓮慈濟醫學中心合心樓於 0403 花蓮地震下各樓層中央位置加速度於頻率域之基本模態頻率、週期與振幅比較

Floor	Longitudinal			Transverse		
	Amplitude	Frequency	Period	Amplitude	Frequency	Period
11F	3.19	0.34	2.94	4.19	0.3	3.33
5F	3.12	0.34	2.94	3.94	0.3	3.33
4F	3.15	0.34	2.94	3.88	0.3	3.33
B1F	3.08	0.34	2.94	3.73	0.3	3.33
11F/B1F	1.04			1.12		
5F/B1F	1.01			1.06		
4F/B1F	1.02			1.04		

(unit: Hz, sec)

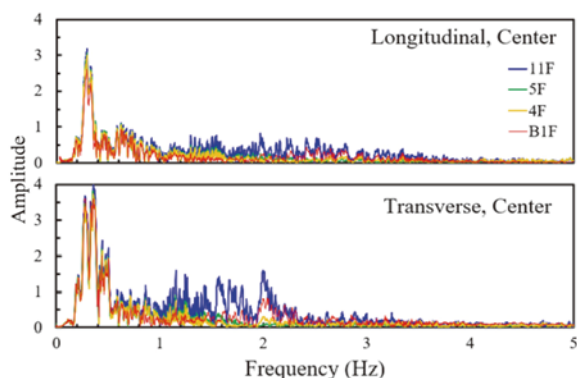


圖 17 花蓮慈濟醫學中心合心樓於 0403 花蓮地震下各樓層中央位置加速度頻率域反應

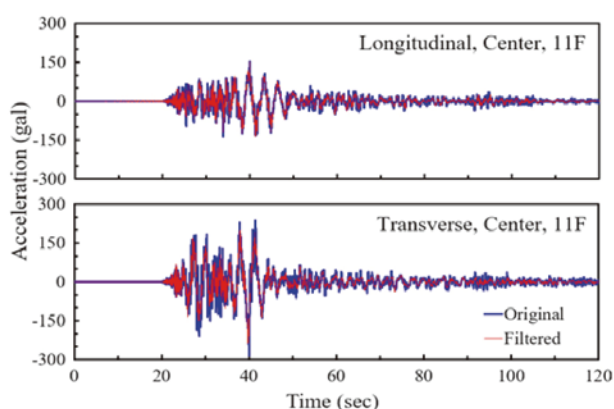


圖 18 11 樓中央位置之加速度量測紀錄與其濾除 1 Hz 至 2.5 Hz 振動訊號之加速度歷時比較

尼比的反應譜，並依據兩方向於前述計算得到之等效阻尼比繪製相應的反應譜，如圖 19 所示。由圖 19 中可以得到長、短向所對應的譜加速度值分別為 116 gal 與 172 gal，其略低於表 2 中隔震層上方樓版所量測到的加速度峰值（長、短向分別為 152 gal 與 200 gal）；長、短向所對應的譜位移值分別為 256 mm 與 485 mm，其分別略小於依雙線性遲滯迴圈模型所計算之長、短向隔震位移（301 mm 與 514 mm），但整體而言，不論是依雙線性遲滯迴圈模型或輸入擾動反應譜所計算之結果，均近似於現場花圃初步量測到之最大隔震位移（見震後會勘說明與圖 10）。

將本次地震（20240403）與 2018 年 2 月 6 日發生的花蓮地震（20180206），於合心樓基礎版量測到的加速度紀錄繪製成正規化反應譜（最大地表加速度為 1 g），其長、短向原始紀錄之加速度峰值分別為 266 gal 與 139 gal，同時亦提供 2011 年版^[4]與 2024 年版^[13]耐震設計規範之正規化設計反應譜（有效最大地表加速度為 1 g）進行比較，如圖 20 所示。由圖中可以發現在兩次的地震中，於長、短兩向都有明顯的長週期反應，在

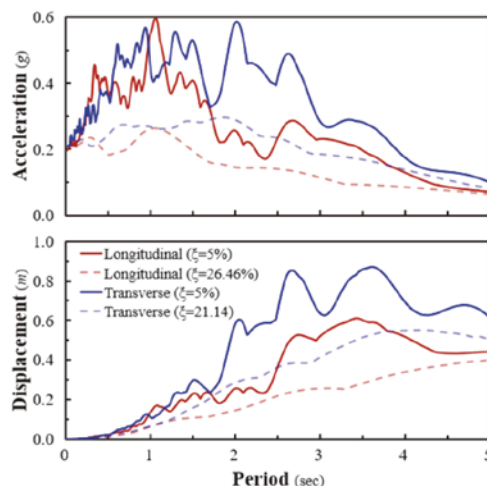


圖 19 花蓮慈濟醫學中心合心樓於 0403 花蓮地震下不同阻尼比之輸入擾動加速度與位移反應譜

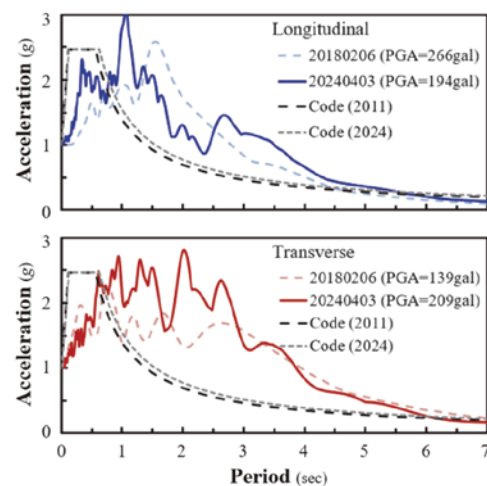


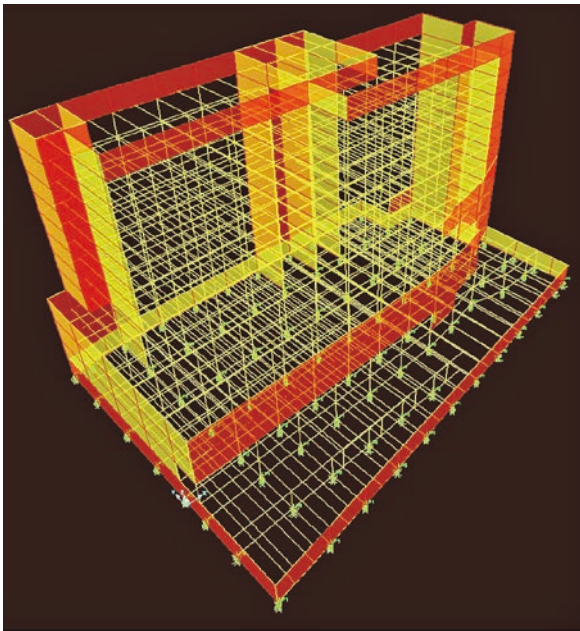
圖 20 20180206 與 20240403 花蓮地震以及不同設計反應譜之比較

正規化的條件下，長週期的反應遠遠超過兩個新舊版本耐震設計規範之設計反應譜，以本次地震短向的加速度紀錄為最，其中 2024 年版之設計反應譜已針對近斷層地震參數進行修訂。於震後會勘說明中已提及，在 2018 年 2 月 6 日發生的花蓮地震中，用於記錄隔震系統變位的位移計發生損壞^[12]，因此，於該次地震中同樣是利用現場量測合心樓建築周圍花圃土壤推擠距離以推估最大隔震位移，於長、短向分別約為 300 mm 與 220 mm（其值亦可利用上述雙線性遲滯迴圈模型加以驗證）。由圖 20 中之比較可反映實際狀況，由於本次地震之短向譜加速度值，在長週期範圍遠高於 2018 年 2 月 6 日花蓮地震下之短向譜加速度值，因此本次地震會發生遠大於 2018 年 2 月 6 日花蓮地震之短向隔震位移；此外，對於此一工址區域，現行耐震設計規範之設計反應譜是否足夠保守，仍需進一步深入探討與研究。

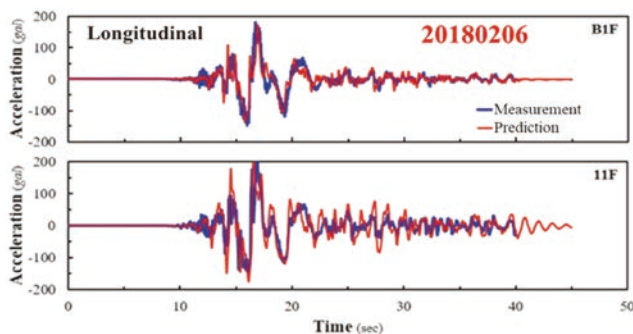


數值模型分析

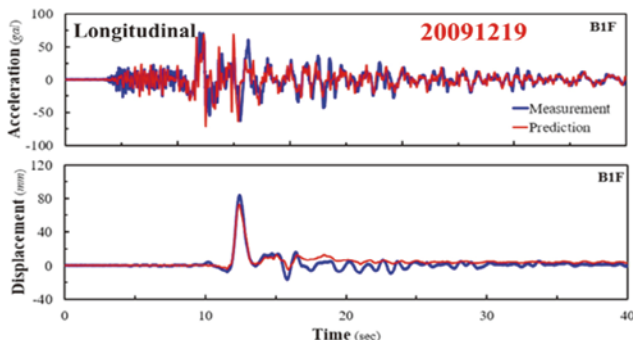
以花蓮慈濟醫學中心合心樓基礎版於 0403 花蓮地震下的加速度量測紀錄作為輸入擾動加速度歷時，採用商業軟體 SAP2000 進行非線性動力歷時分析。將數值模型適度考慮非結構牆體的影響，並以 2018 年 2 月 6 日花蓮地震（20180206）中結構之加速度反應歷時量測紀錄作為基準進行擬合修正（圖 21(a)），使結構的整



(a) 數值模型



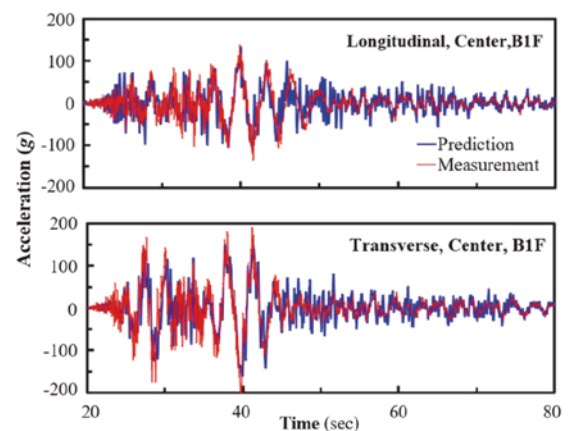
(b) 以 20180206 地震之加速度反應歷時量測紀錄進行擬合



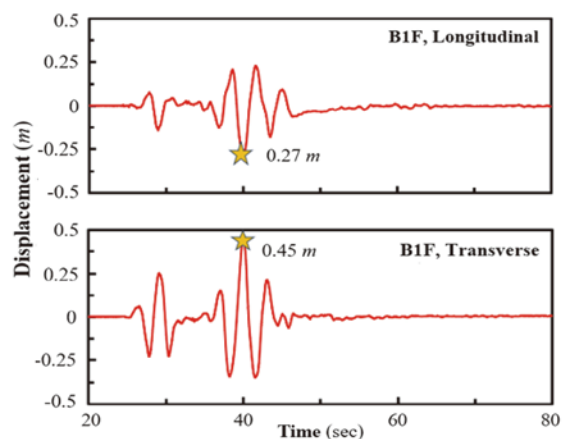
(c) 以 20091219 地震之加速度與位移反應歷時量測紀錄進行驗證

圖 21 花蓮慈濟醫學中心合心樓數值模型與模擬驗證

體加速度反應歷時分析結果（prediction）與量測紀錄（measurement）相近（圖 21(b)），再以 2009 年 12 月 19 日之地震（20091219）進行驗證（圖 21(c)）^[12]。由於 2009 年 12 月 19 日地震發生時，安裝於隔震層之位移計尚未損壞，因此可以同時作為與數值分析結果進行比對之可靠依據，由圖 21(c) 中可以看出模擬結果與實際量測反應相當吻合。最後，以經擬合修正之數值模型，分析於本次地震下的結構反應。由隔震層上方樓版之加速度反應歷時比較（圖 22(a)），可發現雖然在高模態反應頻率與振幅模擬上，與實際量測結果有所差距，但對於隔震基本模態反應仍可有效掌握，足以驗證數值模型與分析結果的可信度。隔震位移歷時分析結果繪於圖 22(b)，其中長向與短向的最大隔震位移分別為 270 mm 與 450 mm，其均相近於現場花圍初步量測到之最大隔震位移（見震後會勘說明與圖 10），因此得以進一步確認此次地震下合心樓的最大隔震位移反應。



(a) 隔震層上方樓版加速度歷時之數值模擬與實際量測結果比較



(b) 隔震位移歷時分析結果

圖 22 花蓮慈濟醫學中心合心樓於 0403 花蓮地震下之數值模擬結果

結論

0403 花蓮地震對於台灣東部至西北部區域造成了巨大的影響，對於位在這些區域的隔震建築，更是首次經歷如此大規模的地震。國家地震工程研究中心與中華建築隔震消能構造協會，前往花蓮與大台北地區，勘查隔震建築震後的損傷情形。從會勘結果中可以歸納出，所有隔震建築皆沒有結構性的損傷，建築內部的非結構元件與設備幾乎無損壞發生。隔震建築中大部分的非結構損傷，皆因隔震系統的運動所造成，例如部分裝修材料因預留隔震間隙不足導致碰撞損傷、上下部結構間的防水材料損壞、隔震元件防火蓋版的填縫材料變形破裂或遭到擠出、以及懸吊電梯的活動蓋版受到輕微擠壓變形。從本次會勘中，亦觀察到了數項重要的議題，包含隔震系統的定期與震後詳細檢查、隔震建築於地震發生時的危險區域應明顯標示並進行安全宣導、以及電子與物理量測設備對於判斷結構狀況的重要性。

台灣大學土木研究大樓（中間樓層隔震）與花蓮慈濟醫學中心急診大樓（基礎隔震）裝設有完整的監測系統，於本次地震中皆承受了足以啟動隔震系統的地震擾動，且完整地記錄了隔震系統與結構的反應。本文針對此兩棟隔震建築進行詳細勘查，並進一步透過結構監測紀錄探討隔震性能之發揮。於台灣大學土木研究大樓進行震後勘查，僅發現懸掛電梯蓋版處輕微變形、隔震層防水材料變形、以及隔震元件防火版填縫膠變形擠出。監測紀錄顯示，結構長、短向最大隔震位移分別為 21 mm 與 16 mm。依過往針對本棟結構與隔震元件之研究，判斷隔震系統應處於初始啟動階段，但即使如此，比較隔震層上、下樓版的加速度峰值，可以計算出在長、短向的折減效率分別有 21% 與 37%，且於上部結構未觀察到有明顯的加速度放大反應。再者，根據隔震設計參數計算有效週期與等效阻尼比後，比對經阻尼折減之輸入反應譜，可以得到與實際量測結果相近之最大加速度與隔震位移反應，驗證了其實際表現與設計預期結果相近。最後，根據實際加速度反應歷時紀錄擬合修正數值模型，發現若隔震系統處於初始降伏階段，於實際狀況下，因為初始降伏階段仍保有一定的彈性，因此可以些微降低震後殘餘變位的發生。

於花蓮慈濟醫學中心進行震後勘查，得知合心樓因隔震系統發揮功能，因此沒有結構性損傷，但於建築外圍仍有因位移空間預留不足所造成的非結構元件損傷。相較之下，未採用隔震設計之協力樓，則發生了多處結

構與非結構損傷，造成許多櫃體與重要設備的損壞。由此可以驗證，採用隔震設計不僅能夠有效降低結構受震反應，亦能夠大幅降低非結構元件與設備之損壞潛勢。透過監測系統，可以觀察到地震擾動經隔震系統傳遞至上部結構，有顯著降低反應振幅與延長反應週期之趨勢，且上部結構無明顯反應放大現象。在頂樓短向的加速規則量測到較大的加速度峰值，經向法院詢問以及頻率域分析證實，得知其造成之原因為額外振動源輸入，在參考頻率域分析結果進行特定頻率範圍的濾波後，可以得到預期的結構反應。同時，藉由頻率域分析結果，可以得到合心樓於 0403 花蓮地震下隔震系統的有效週期。然而，由於安裝於隔震層的位移計在過往地震中損壞，無法記錄本次地震的隔震位移反應，透過隔震設計結果、反應譜與非線性動力歷時分析等有學理依據的方法進行探討，仍可得到與現場量測相符的結果。

誌謝

本研究承蒙台灣大學土木系與花蓮慈濟醫學中心之資料提供與會勘協助。

參考文獻

1. 張毓文、簡文郁、劉勛仁（2023），「近斷層工址設計地震反應譜要求之修訂重點」，技師期刊，第 101 期，第 25-31 頁。
2. 建築物隔震設計規範，內政部（2002）。
3. 建築物耐震設計規範及解說，內政部（2005）。
4. 建築物耐震設計規範及解說，內政部（2011）。
5. Wang, S.J., Lin, W.C., Yu, C.H., Yang, C.Y., Chang, K.C., and Hwang, J.S., (2024). "Current state and future challenges of seismic isolation development in Taiwan," Seismic Isolation Structures Worldwide, The Japan Society of Seismic Isolation (JSSI), pp. 62-76.
6. 周中哲、吳俊霖、柴駿甫、姚昭智（2024），2024-04-03 臺灣花蓮地震事件彙整報告，國家地震工程研究中心。
7. Shahi, S.K. and Baker, J.W., (2014). "NGA-West2 models for ground motion directionality," Earthquake Spectra, Vol. 30, No. 3, pp. 1285-1300.
8. Wang, S.J., Chang, K.C., Hwang, J.S., and Lee, B.H., (2011). "Simplified analysis of mid-story seismically isolated buildings," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 40, No. 2, pp. 119-133.
9. 張國鎮、黃震興、汪向榮、李柏翰、陳鴻文（2008），台灣大學土木系新建研究大樓中間層隔震元件試驗，國家地震工程研究中心技術報告，編號：NCREE-2008-042。
10. Wang, S.J., Lee, H.W., Yu, C. H., Yang, C.Y., and Lin, W.C., (2020). "Equivalent linear and bounding analyses of bilinear hysteretic isolation systems," Earthquakes and Structures, Vol. 19, No. 5, pp. 395-409.
11. 建築物耐震設計規範及解說，內政部（1997）。
12. Lin, J.L., Kuo, C.H., Chang, Y.W., Chao, S.H., Li, Y.A., Shen, W.C., Yu, C.H., Yang, C.Y., Lin, F.R., Hung, H.H., Chen, C.C., Su, C.K., Hsu, S.Y., Lu, C.C., Chung, L.L., and Hwang, S.J., (2020). "Reconnaissance and learning after the February 6, 2018, earthquake in Hualien, Taiwan," Bulletin of Earthquake Engineering, Vol. 18, pp. 4725-4754.
13. 建築物耐震設計規範及解說，內政部（2024）。 



建築物耐震能力初步評估 有關弱層的考量與處理

蔡益超／國立臺灣大學 名譽教授

宋裕祺／國立臺北科技大學 特聘教授

廖芝萈／國立臺北科技大學 碩士生

建築物在地震中因弱層而倒塌的情況相當嚴重，113 年頒布的建築物耐震設計規範 2.17 節對檢核弱層有嶄新的規定。本文特別介紹耐震能力初評系統 PSERCB 弱層檢核，就是發展一套符合規範要求的檢核弱層與各層耐震能力的系統，可幫助從業設計工程師處理弱層的問題。本文先介紹評估的原理及方法，也有示範例說明實際操作結果，最後提出評估結果的標準，判定是否安全及後續是否應進行詳細評估及補強作業。

前言

台灣地處環太平洋地震帶上，地震發生頻仍，中大地震造成人員及財物損失時有所聞。由於人們活動的場所多都在建築物內，因此人員傷亡主要肇因於建築物倒塌。如是，如何提高建築物的耐震能力成為刻不容緩的議題。

建築物要能耐震，最上游就是有良好的耐震設計，此乃奠基於有優良的耐震設計規範。我國建築物耐震設計規範歷經多次修訂，已堪稱完備。民國 86 年頒布的耐震設計規範有重大的變革，除設計地震力的計算有嶄新的形式之外，對避免弱層亦有規定。揆諸國外規範，對檢核弱層均未有著墨，此乃我國規範之特點之一。

所謂弱層，就是該層極限剪力強度特別低，當地震來襲時，弱層率先降伏，僅靠弱層來消散地震輸入建築物的能量，很快弱層的韌性告罄，弱層崩塌，其上諸樓層重量將其壓扁，就如同圖 1 所示維冠金龍大樓破壞的慘狀、圖 2 因 0403 地震所造成的花蓮天王星大樓倒塌。弱層通常發生在一樓，因一樓常有較開放空間的需求，有些牆未下一樓，且通常挑高及設計餘裕度較低，但如圖 3 所示，也可能發生在一樓以上樓層。

既有建築物因當時耐震設計較不成熟，一般耐震能力偏低，如果能進行耐震能力評估，將耐震能力低下的



圖 1 台南維冠金龍大樓（資料來源：自由時報、Google map 街景服務）



圖 2 花蓮天王星大樓倒塌（資料來源：施忠賢理事長提供）



圖 3 日本 1995 年阪神地震中間弱層
（資料來源：PIXTA 圖庫資料－阪神地震）

建築物找出來，該補強的補強，該拆掉的拆除，則下次地震侵襲時，自然能降低人員與財產的損失，是可行的工程手段。不過由於老舊建築物數量龐大，根據國內多年來實施的實務，分初步評估與詳細評估兩階段，示意圖如圖 4。初評有疑慮者須進入詳評，詳評不通過者要補強或拆除。

本文將論述者為初評弱層檢核系統，不但能檢核出何處屬弱層，也可求各層的耐震能力，此系統稱為 PSERCB 弱層檢核^[1]，其實是建置在內政部多年的 PSERCB 系統^[2]的擴充版，原 PSERCB 僅評估底層，因



圖 4 建築物耐震能力評估流程

此只能評估一樓是否為弱層，且評估所用的定義略有別於 113 年 2.17 節的定義^[3]。PSERCB 弱層檢核則完全符合最新規範 2.17 節對弱層檢核的標準。

本文第二節將說明 PSERCB 弱層檢核方法；第三節探討一示範例；第四節建議整個耐震能力評估的流程與標準；第五節有簡單的結論。

PSERCB 弱層檢核方法

建築物某一層抵抗地震力的構材，以鋼筋混凝土建築物而言，主要為柱、RC 牆與磚牆。耐震能力評估第一步就要求得此些構材的極限剪力強度，茲分述如下：

柱、RC 牆與磚牆之極限剪力強度

柱在極限狀態下，柱端與柱底會產生塑性彎矩，其值與柱所受軸力 P_n 有關，計算如下：

$$P_{ni} = \frac{W_D + \frac{1}{2}W_L}{\sum A_{col} + \sum A_{RC}} \times A_{col} \quad (1)$$

其中， W_D 為該樓層所受全部靜載重， W_L 為該樓層所受全部活載重， A_{col} 為某根柱之斷面積， A_{RC} 則為某片 RC 牆之斷面積。

此後，根據柱尺寸與配筋，就可算得塑性彎矩，惟要注意拉力鋼筋之降伏強度要乘 1.25 倍。如此柱產生彎矩破壞對應的剪力強度 $V_{m, coli}$ 如下：

$$V_{m, coli} = \frac{W_{CT} + M_{CB}}{h_l} \quad (2)$$

其中 M_{CT} 與 M_{CB} 分別為柱頂與柱底之塑性彎矩， h_l 為柱淨高。

柱亦可能產生剪力破壞，其剪力強度 V_{sui} 如下：

$$V_{sui} = 0.53\sqrt{f'_c}B_cD + \frac{A_v f_{yv} d}{s} \quad (3)$$

表 1 RC 柱極限剪力強度修正係數 ϕ

RC 柱極限剪力強度修正係數 ϕ			
$\frac{V_{sui}}{0.9V_{m,coli}}$ 範圍	$\frac{V_{sui}}{0.9V_{m,coli}} \leq 0.75$	$0.75 < \frac{V_{sui}}{0.9V_{m,coli}} \leq 1.0$	$\frac{V_{sui}}{0.9V_{m,coli}} > 1.0$
修正係數 ϕ	0.75	$\frac{V_{sui}}{0.9V_{m,coli}}$	1.0

其中， A_v 為一組箍筋總斷面積， f'_c 為混凝土抗壓強度， B_c 為柱寬， D 為有效深， f_{yv} 為箍筋降伏強度。最後柱之極限剪力強度 V_{coli} 如下：

$$V_{coli} = \min(V_{m,coli}, V_{sui}) \times \phi \quad (4)$$

柱若發生剪力破壞，隨著變位增加，其強度會衰減，因此用極限剪力強度修正係數 ϕ 修正，其值如表 1 所示。

RC 牆之極限剪力強度 V_{swi} 計算如下：

$$V_{swi} = (0.53\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) T_b W_b \quad (5)$$

其中 ρ_t 為橫向鋼筋比， T_b 為牆厚， W_b 為牆長度。對於小於等於 15 cm 厚的非結構 RC 牆，其極限剪力強度折半計算。對短柱而言，亦視為 RC 牆處理。

磚牆之極限剪力強度 V_{bwi} 請參照 PSERCB 手冊第三版 2.2.2 節，分四面圍束、三面圍束、無側邊圍束計算之。

柱、磚牆與 RC 牆間耐震行為之關係

地震由小漸次變大的過程中，勁度最大的 RC 牆 ($j = 1$) 先抵抗地震，其後隨著側向變位增加，磚牆 ($j = 2$) 與構架 ($j = 3$) 陸續參加抵抗地震行列。當 RC 牆強度、韌性完全發揮後，如果地震再大，那就要看磚牆強度、韌性發揮後對應的地表加速度是否能增加，如果是，建築物不會在 RC 牆韌性發揮後破壞，會抵抗到地震大到磚牆韌性發揮後的時候。同理，接著要考慮構架（柱）韌性發揮的時刻。這就是以後取耐震能力時，要取 $j = 1 \sim 3$ 中最大者的緣故。

三種構材強度與韌性發展的過程不一，首先要解決其中一種構材韌性發揮後，其他兩種構材強度與塑性變形發展百分比的問題。因此吾人對三種構材在頂部加水水平地震力，求算其位移，直到塑性變形用盡。此結果如圖 5 所示。

此圖中 X 軸取變位除以高度，稱為無因次轉角，而 Y 軸取剪力強度最大值為 1.0 之無因次值。所以當 RC 牆塑性變位完成時，三種構材強度發揮的百分比分別為 85%、98% 與 66%，如圖 6 所示。

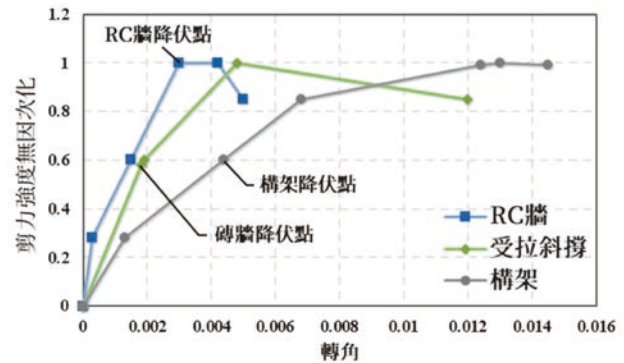


圖 5 三種構材非線性側推結果

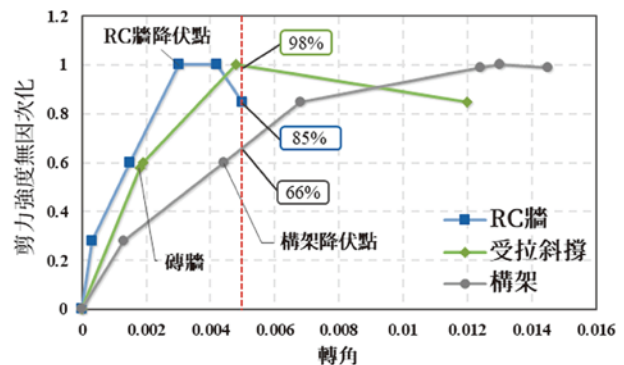


圖 6 RC 牆塑性變形發揮後各構材強度產生百分比

同理，三種構材塑性變形的百分比，如圖 7 所示，分別為 100%、37% 與 5%。

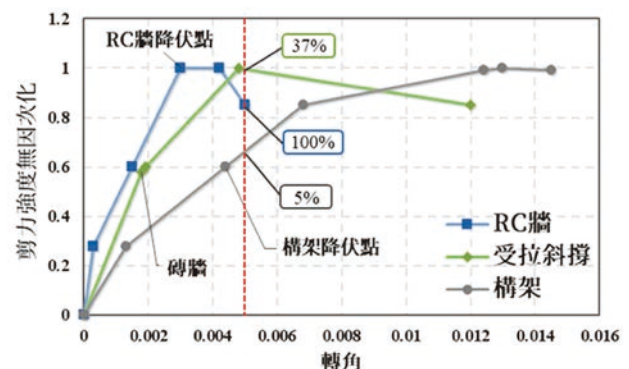


圖 7 RC 牆塑性變形發揮後各構材塑性變形產生百分比

其他兩種情況茲不贅述，最後結果見如下矩陣表（表2）。表中有三種構材在 $j = 1 \sim 3$ 下對應的強度發展係數 C_{vsj} 、 C_{vbj} 、 C_{vcj} 與塑性變形發展係數 C_{Rsj} 、 C_{Rbj} 、 C_{Rcj} 。

表2 C_{vsj} 、 C_{Rsj} 、 C_{vbj} 、 C_{Rbj} 、 C_{vcj} 與 C_{Rcj} 之建議表

j		$j = 1$	$j = 2$	$j = 3$
V_{swi}	C_{vsj}	0.85	0	0
	C_{Rsj}	1.0	0	0
V_{bwi}	C_{vbj}	0.95	0.85	0
	C_{Rbj}	0.37	1.0	0
V_{coli}	C_{vcj}	0.65	0.95	1.0
	C_{Rcj}	0.05	0.58	1.0

各樓層極限剪力強度與該樓層結構等值韌性容量

各樓層極限剪力強度 V_{uj} 計算如下：

$$V_{uj} = [C_{vcj} \sum V_{coli} + C_{vsj} \sum V_{swi} + C_{vbj} \sum V_{bwi}] \times \phi_{pl} \times \phi_{fa} \quad (6)$$

由於結構物平面與立面不對稱性影響耐震能力頗鉅，因此對尚可者，兩修正係數取值 0.95，對不良者取值 0.85 折減之。

整體結構等值韌性容量 R_j^* 之計算式因為很長，詳見 PSERCB 手冊第三版 (2-24) 式。惟對各構材韌性容量之使用按下列建議表（表3）。

表3 R_{col} 、 R_{sw} 及 R_{bw} 建議表

設計年度	R_{col}	R_{sw}	R_{bw}
63 年 2 月以前	2.4	2.0	3.0
63 年 2 月至 71 年 6 月	3.2	2.0	3.0
71 年 6 月至 86 年 5 月	4.0	2.0	3.0
86 年 5 月以後	4.8	2.0	3.0

弱層檢核係數

弱層檢核係數將完全按照規範 2.17 節的定義來實施。

首先，要計算各層設計層剪力 V_{di} ，按照耐震設計規範地震力豎向分配計算之。地震設計總橫力 V 如何分配至各層，依下式計算：

$$F_x = \frac{(V - F_t) W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \quad (7)$$

F_x 為作用在第 x 層的設計地震力， W_x 為第 x 層靜載重， h_x 為第 x 層距基面之高度。至於 F_t 為作用於頂層外加地震力，用以考慮基本振態外其他振態的影響。當基本振動週期大於等於 0.07 秒時才需考慮，否則其值為 0。 F_t 以下式計算：

$$F_t = 0.07TV \quad (8)$$

F_t 不必大於 0.25V，而公式 (7) 顯然係將總橫力扣除頂層外加地震力後進行分配，但最後頂層地震力不要忘掉須將 F_t 加進去（見圖 8）。

● 各樓層分配之側力 F_x

考量地震力豎向分配於建築物之各樓層，並依據建築物耐震設計規範計算集中橫力 F_t ，作用於屋頂。

$$F_t = 0.25V \quad ; T > \frac{0.25}{0.07} = \frac{25}{7}$$

$$F_t = 0.07TV \quad ; \frac{25}{7} > T > 0.7$$

$$F_t = 0 \quad ; T < 0.7$$

其中 T 為建築物之基本振動週期，而 V 為設計總橫力。各樓層分配之側力 F_x ：

$$F_x = \frac{(V - F_t) W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

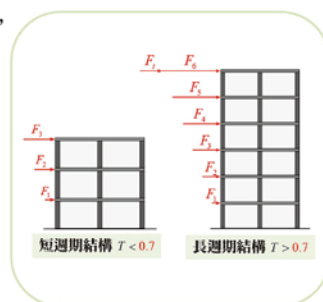


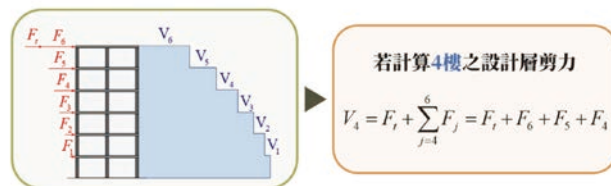
圖8 計算各樓層分配之側力 F_x

各層設計層剪力係將該層以上所有地震力加總，如下式（見圖 9）：

$$V_{di} = F_t + \sum_{j=i}^n F_j \quad (9)$$

● 設計層剪力 V_d

以長週期結構來說，假如分析一6樓建築物，其各樓層所承受之設計層剪力如下。



計算 i 樓之設計層剪力 V_{di} ，其值為 i 樓以上（包含 i 樓）之側力總和（即 i 樓之設計層剪力）。

$$V_{di} = F_t + \sum_{j=i}^n F_j$$

圖9 計算設計層剪力 V_d

弱層檢核係數 $C_{weak,i}$ 按規範定義如下（見圖 10）：

$$C_{weak,i} = \frac{\left(\frac{V_{u,i}}{V_{d,i}} \right)}{\left(\frac{V_{u,i+1}}{V_{d,i+1}} \right)} \quad (10)$$



● 弱層檢核係數 C_{weak}

弱層檢核係數 C_{weak} 代表各樓層與其上一樓層之「極限剪力強度/設計層剪力」(V_u/V_d) 比值，例如：1樓比2樓、2樓比3樓、3樓比4樓等，以此類推，即：

$$C_{weak,i,j} = \frac{\left(\frac{V_{u,j,j}}{V_{d,i}} \right)}{\left(\frac{V_{u,i+1,j}}{V_{d,i+1}} \right)}$$

對既有建築物而言，各樓層之 $C_{weak} < 0.70$ 時，即代表有弱層現象。

對新建建築物而言，各樓層之 $C_{weak} < 0.80$ 時，即代表有弱層現象。

既有建築物補強後，該樓層之 C_{weak} 應大於 0.80。

圖 10 弱層檢核係數 C_{weak}

弱層判定條件

某一層是否為弱層的判定條件當然是 $C_{weak,i} < 0.8$ ，但仍有些例外。建築物的設計，一般來說越下面的樓層餘裕度較小，上面的樓層餘裕度較大，所以下半樓層先進入塑性變形，亦即塑鉸產生後，上面樓層往往沒有機會降伏，共同去抵抗消耗地震輸入的能量。因此吾人定義一個參數，稱為 $C_{beneath}$ 如下（見圖 11）：

$$C_{beneath,i} = \frac{\frac{V_{u,i}}{V_{d,i}}}{\left(\frac{V_u}{V_d} \right)_{ave}} \quad (11)$$

而分母如下：

$$\left(\frac{V_u}{V_d} \right)_{ave} = \frac{\sum_{k=1}^{\frac{n}{2}} \frac{V_{u,k}}{V_{d,k}}}{\frac{n}{2}} \quad (12)$$

其物理意義為下半樓層極限剪力強度與設計層剪力比值的平均數， n 為建築物樓層數。

● 檢核各樓層 $C_{beneath}$

$C_{beneath}$ 代表各樓層之「極限剪力強度/設計層剪力」(V_u/V_d) 與建築物下半部樓層之「極限剪力強度/設計層剪力」(V_u/V_d) 之平均值 C_{avg} 之比值。

$$C_{beneath,i,j} = \frac{\left(\frac{V_{u,i,j}}{V_{d,i}} \right)}{C_{avg}} = \frac{\left(\frac{V_{u,i,j}}{V_{d,i}} \right)}{\frac{\sum_{k=1}^{\frac{n}{2}} \left(\frac{V_{u,k,j}}{V_{d,k}} \right)}{\frac{n}{2}}}$$

n ：總樓層數。

各樓層之 $C_{beneath}$ 值若 > 1.30 ，即可不視為弱層。

頂層只要檢核是否滿足有關 $C_{beneath}$ 之規定即可。

圖 11 係數 $C_{beneath}$ 之定義

如果某層極限剪力強度與設計層剪力比值超過 1.3 ($\frac{V_u}{V_d}$)_{ave}，即便 $C_{weak,i} < 0.8$ 亦無需認定其為弱層。即不必視為弱層的條件為：

$$C_{beneath,i} > 1.3 \quad (13)$$

另外如某層極限剪力強度超過 2500 年回歸期最大考量地震造成的彈性層剪力時，亦不必檢核弱層。即使 $C_{weak,i} < 0.8$ 亦無需認定其為弱層。寫成數學式如下：

$$A_{y,i} \geq A_{2500} \quad (14)$$

$$\text{而 } A_{2500} = 0.4S_{MS}。$$

此處第 i 層降伏地表加速度以下式計算（見圖 12）：

$$A_{y,i} = \frac{V_{u,i} \left(\frac{V_{u,1}}{V_{d,i}} \right) S_{DS}}{2.5S_{aD}W_D} \quad (15)$$

● 檢核各樓層降伏地表加速度 $A_{y,i}$

建築物耐震設計規範及解說於 2.17 節中提及：

「若弱層之強度足以抵抗總剪力 $V = F_{uM} \left(\frac{S_{uM}}{F_{uM}} \right)_m IW$ 之地震力者，不在此限。」

新建建築物在 2500 年回歸期地震下，如該層強度大於 $V = F_{uM} \left(\frac{S_{uM}}{F_{uM}} \right)_m IW$ 之地震力時，處彈性限度內，即所有構材均為彈性，不會產生弱層現象。

對既有建築物而言，各樓層之 $\frac{A_y}{IA_{2500}} \geq 1.0$ 時，
規範但書滿足，不必檢討弱層。
對新建建築物而言，各樓層之 $\frac{A_y}{IA_{2500}} \geq 1.0$ 時，

其中， A_y 為該樓層之構件破壞順序控制條件所對應的 $A_{y,i,j}$ 。

圖 12 檢核各樓層降伏地表加速度 $A_{y,i}$

綜上所述，判定弱層有下列三個條件，通通成立，才判為弱層（見圖 13）。

$$(1) C_{weak,i} < 0.8 \quad (16)$$

$$(2) C_{beneath,i} < 1.3 \quad (17)$$

$$(3) A_{y,i} \geq A_{2500} \quad (18)$$

既有建築物：若耐震能力符合規定，即各樓 $\frac{A_{y,i}}{IA_{2500}} \geq 1.0$ ，則無須檢核弱層。

檢核各樓，若同時滿足：

$$(1) C_{weak} < 0.7 \quad (2) C_{beneath} < 1.3 \quad (3) \frac{A_y}{IA_{2500}} < 1.0$$

代表該層為弱層。

反之，若不滿足其中一項，則該層不視為弱層。

新建建築物：耐震能力須符合規定，即各樓均滿足 $\frac{A_{y,i}}{IA_{2500}} \geq 1.0$ 及 $\frac{A_{y,i}}{IA_{2500}} \geq 1.0$ ，另外須檢核弱層。

檢核各樓，若同時滿足：

$$(1) C_{weak} < 0.8 \quad (2) C_{beneath} < 1.3 \quad (3) \frac{A_y}{IA_{2500}} < 1.0$$

代表該層為弱層。

反之，若不滿足其中一項，則該層不視為弱層。

圖 13 既有 / 新建建築物弱層判定標準

示範例

本示範例為 6 樓 RC 造，建物基本資料見圖 14，各樓結構平面圖見圖 15。材料強度及各層靜、活載重請見參考文獻^[1]。各層柱尺寸及配筋亦見參考文獻^[1]，X 向與 Y 向 RC 牆長度與厚度請見參考文獻^[1]。由此些圖說可知一樓因做為停車空間，RC 牆全打除。此建築物也因此在一樓產生弱層，在地震中倒塌。

經 PSERCB 弱層檢核，其結果如圖 16 所示。由此圖可看出不論 X 向或 Y 向，一樓都為弱層，而其他樓層則無弱層。以 X 向來看， $C_{weak} = 0.6605$ ，小於 0.7； $C_{beneath} = 0.7349$ ，小於 1.3； $A_y/I_{A_{2500}} = 0.1340$ ，小於 1.0。此三個條件一應俱全，所以可判為弱層，而該層 $A_{c2}/I_{A_{475}} = 0.4620$ 未達耐震標準。也就是說，如在地震前評估，此建築物應屬不及格，其評定標準俟第四節說明。

本案如在地震前評估如上述為不及格，並有弱層，那就要進行補強，參考文獻^[1]提出兩種補強方法，一為補 RC 牆，另為擴柱。補 RC 牆者因將一樓破壞模式由構架破壞 ($j=3$) 變成 RC 牆主導破壞 ($j=1$)，因此雖能消除弱層，但耐震能力增加不多，仍未能達到規範標準，即 $A_{c2}/I_{A_{475}} \geq 1.0$ 。因此以下擬說明採擴柱補強之結果。

新頒建築物耐震設計規範第八章，對既有建築物的耐震能力訂得較新建建築物者為低，即韌性全發揮後，其耐震能力達 $I_{A_{475}}$ 就可。

有關擴柱補強，挑 5 根柱補強，其位置如圖 17 所示。擴柱採外包覆鋼筋混凝土為之，詳細補強細節如圖 18 所示。補強後重新評估後的結果如圖 19 所示，此圖顯示不論 X 向或 Y 向均無弱層， C_{weak} 分別等於 1.2332 與 1.0236，均超過 0.7，而 X 向的 $A_{c2}/I_{A_{475}} = 1.1573$ ，達到規範要求；Y 向 $A_{c2}/I_{A_{475}} = 0.9882$ ，勉強算通過。

項目	資訊
建築物名稱	六層樓案例
建築概述	地上6層總樓地板面積: 1642.08 m ²
構造總類	鋼筋混凝土造
X向尺寸	15.79 m (柱心)
Y向尺寸	22.95 m (柱心)
使用用途	1F為公用停車空間、2～6F為住宅 用途係數(I): 1.0
工址位置	花蓮縣花蓮市
地質概述	第二類地盤
設計採用之規範	71年6月至86年5月
建築物總樓高	23.6 m
各樓層高度	1F：5.6 m 2F～6F：3.6 m
樓層面積	1～6F：273.68 m ²

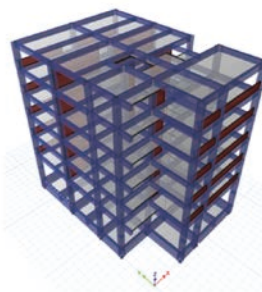


圖 14 建築基本資料

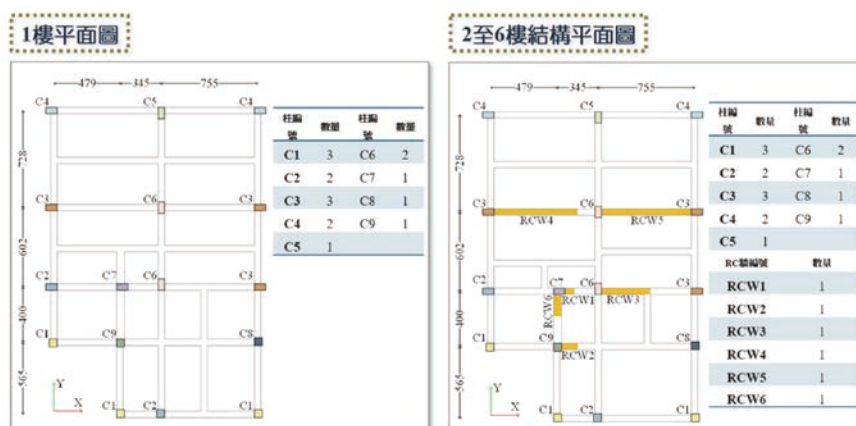


圖 15 各層結構平面圖



分析結果



PSERC弱層檢核結果

各層檢核總表

樓層	X向					Y向				
	C_{weak}	$C_{beneath}$	$\frac{A_y}{IA_{2500}}$	A_{C2}	$\frac{A_{C2}}{IA_{475}}$	C_{weak}	$C_{beneath}$	$\frac{A_y}{IA_{2500}}$	A_{C2}	$\frac{A_{C2}}{IA_{475}}$
1樓	0.6605	0.7349	0.1340	0.2070	0.4620	0.5649	0.6592	0.1179	0.1646	0.3675
	NG!					NG!				
2樓	0.9652	1.1125	0.2029	0.4094	0.9139	0.9939	1.1668	0.2087	0.4306	0.9611
	OK!					OK!				
3樓	0.9121	1.1526	0.2102	0.4068	0.9081	1.0410	1.1740	0.2100	0.4352	0.9714
	OK!					OK!				
4樓	0.8420	1.2636	0.2305	0.4209	0.9396	0.8288	1.1278	0.2018	0.3644	0.8133
	OK!					OK!				
5樓	0.8246	1.5007	0.2737	0.4925	1.0993	0.7730	1.3607	0.2434	0.4185	0.9342
	OK!					OK!				
6樓	1.0000	1.8199	0.3462	0.6877	1.5351	1.0000	1.7603	0.3149	0.6525	1.4565
	OK!					OK!				

 A_{C2} 耐震能力控制樓層：1樓

註：當 $C_{weak} < 0.70$ ，表示弱層現象嚴重，補強後以 $C_{weak} \geq 0.80$ 為目標，若該層樓 $C_{beneath} \geq 1.30$ ，可不視為弱層，頂層要檢核此條件是否滿足，若該層樓 $\frac{A_y}{IA_{2500}} \geq 1.0$ ，可不視為弱層。

圖 16 PSERC弱層檢核結果

案例分析 - 案例補強方法二：擴柱補強

● 建築物補強資料

於1樓C1柱、C4柱
共計5根柱進行擴柱補強

柱編號	數量
C1	3
C4	2

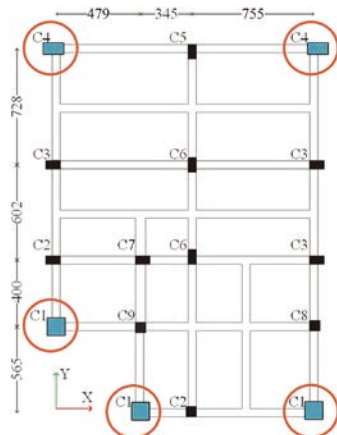


圖 17 擴柱補強位置圖

原柱名稱	1FC1	1FC4
擴柱名稱	New-1FC1	New-1FC4
擴柱厚度	10	10
擴柱橫向箍、繫筋號數	#4	#4
擴柱橫向箍、繫筋根數	2	2
擴柱箍筋間距	10	10
擴柱主筋號數	#7	#7
擴柱主筋根數	24	24
擴柱混凝土抗壓強度	280	280
擴柱保護層厚度	4	4
擴柱主筋降伏強度	4200	4200
擴柱箍筋降伏強度	2800	2800

● 擴柱補強斷面資訊

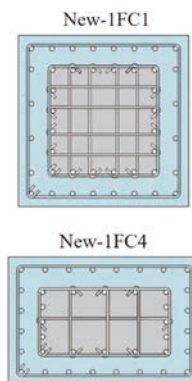


圖 18 擴柱補強斷面資訊

分析結果



PSERC弱層檢核結果

各層檢核總表

樓層	X向					Y向				
	C_{weak}	$C_{beneath}$	$\frac{A_y}{IA_{2500}}$	A_{C2}	$\frac{A_{C2}}{IA_{475}}$	C_{weak}	$C_{beneath}$	$\frac{A_y}{IA_{2500}}$	A_{C2}	$\frac{A_{C2}}{IA_{475}}$
1樓	1.2332	1.1317	0.2502	0.5185	1.1573	1.0236	1.0136	0.2137	0.4427	0.9882
	OK!					OK!				
2樓	0.9652	0.9176	0.2029	0.4094	0.9139	0.9939	0.9902	0.2087	0.4306	0.9611
	OK!					OK!				
3樓	0.9121	0.9507	0.2102	0.4068	0.9081	1.0410	0.9962	0.2100	0.4352	0.9714
	OK!					OK!				
4樓	0.8420	1.0423	0.2305	0.4209	0.9396	0.8288	0.9570	0.2018	0.3644	0.8133
	OK!					OK!				
5樓	0.8246	1.2378	0.2737	0.4925	1.0993	0.7730	1.1547	0.2434	0.4185	0.9342
	OK!					OK!				
6樓	1.0000	1.5011	0.3462	0.6877	1.5351	1.0000	1.4938	0.3149	0.6525	1.4565
	OK!					OK!				

 A_{C2} 耐震能力控制樓層：4樓

註：當 $C_{weak} < 0.70$ ，表示弱層現象嚴重，補強後以 $C_{weak} \geq 0.80$ 為目標，若該層樓 $C_{beneath} \geq 1.30$ ，可不視為弱層，頂層要檢核此條件是否滿足，若該層樓 $\frac{A_y}{IA_{2500}} \geq 1.0$ ，可不視為弱層。

圖 19 擴柱補強評估結果

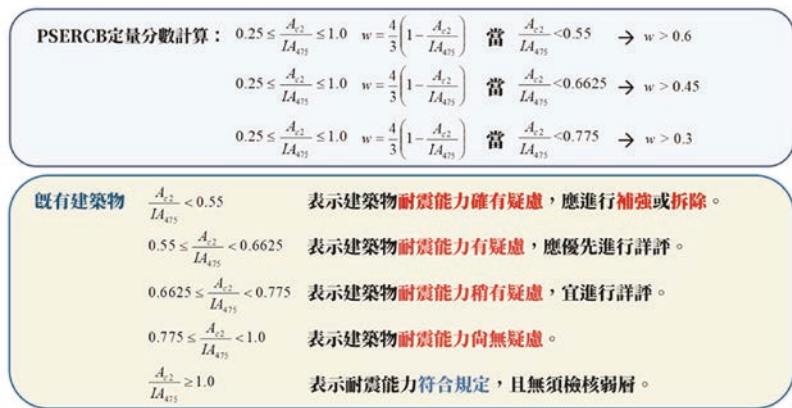


圖 20 將耐震能力 A_{c2}/LA_{475} 換算成危險度評分

耐震能力評估的流程與標準之建議

國內有關建築物耐震能力評估，早在 921 地震後就開始實施。行政院於中華民國 89 年 6 月 16 日核定「建築物實施耐震能力評估及補強方案」，從公有與防救災相關的建築物如消防隊、衛生所、警察局開始。其後慢慢發展出先做初評，後做詳評的模式。目前 PSERCB 初步評估系統建置在內政部，許多專案如「建築物耐震能力詳細評估共同供應契約」、「安家固園」、「建築物公共安全檢查簽證及申報辦法」、「住宅性能評估辦法」、「都市危險及老舊建築物加速重建條例」與「都市更新耐震能力不足建築物而有明顯危害公共安全認定辦法」等有關建築物耐震能力初步評估均採用此系統。對於需要進一步進行詳細耐震評估者，SERCb 詳細評估系統業已經過內政部認證可以使用。

鑒於中大地震弱層建築物倒塌情形屢見不鮮，雖然弱層建築物數量可能僅佔全體建築物的 20%，但因其耐震能力特低，所以中大地震倒塌的建築物幾乎都是弱層建築物。PSERCB 弱層檢核系統已經開發完成，能完全符合耐震設計規範 2.17 節有關弱層檢核的所有規定，因此建議將 PSERCB 弱層檢核系統儘速完成內政部認證程序，使整個建築物耐震能力評估體系趨於完整。

由於 PSERCB 初步評估系統已完成無數建築物的初評工作，因此尚不便將 PSERCB 弱層檢核系統取代，因此謹建議如下處理程序。

首先，將要初評的建築物交由 PSERCB 弱層檢核系統檢查是否有弱層存在，如無，則交由 PSERCB 初步評估系統再評估，以取得跟以往初評過的建築物具相同基準。如發現有弱層，但耐震能力 A_{c2} 已達 LA_{475} 者，可視為耐震能力尚無疑慮。但如發現有弱層，而耐震能力 A_{c2} 小於 LA_{475} 者，可進行 SERCB 詳評，如還是未達 LA_{475}

者，就要進入補強或拆除程序。

以 PSERCB 初評對結果的判定處理程序，請見表 4，PSERCB 弱層檢核與 SERCB 詳評系統可得建築物的耐震能力 A_{c2} ，如欲換算成分數，可以見圖 20。即 A_{c2}/LA_{475} 分別等於 0.775、0.6625 及 0.55，其對應的危險度評分分別為 30、45 與 60 分。

表 4 耐震能力初步評估結果之判定表

耐震能力初步評估結果之判定	
$R \leq 30$	建築物耐震能力尚無疑慮
$30 < R \leq 45$	建築物耐震能力稍有疑慮，宜進行詳評
$45 < R \leq 60$	建築物耐震能力有疑慮，優先進行詳評
$R > 60$	建築物耐震能力確有疑慮，逕自進行補強或拆除

結論

1. 弱層是地震時建築物倒塌的主因之一，如能評估出來加以補強，消除弱層後，耐震能力可大幅提高。
2. 我國建築物耐震設計規範 2.17 節，規定須檢核弱層，不容許產生弱層，此乃我國規範特色之一。
3. PSERCB 弱層檢核系統可檢核是否有弱層存在，完全滿足規範弱層的定義，以及考慮非結構牆及各抵抗地震力構材不同時候達其極限剪力強度現象。
4. PSERCB 弱層檢核系統可適用在新建建築物及既有建築物的弱層檢核及各層耐震能力的計算，使用方便，有完整輸出資料供判讀。

參考文獻

1. 蔡益超、宋裕祺 (2023)，「PSERCB 弱層檢核－理論背景與系統操作」(第二版)。
2. 宋裕祺、蔡益超 (2023)，「鋼筋混凝土建築物耐震能力初步評估 PSERCB－理論背景與系統操作」(第三版)。
3. 內政部，中華民國 113 年 1 月，「建築物耐震設計規範及解說」。



建築物 組合式環型耐震補強 構造介紹

宋裕祺／國立臺北科技大學土木工程系 特聘教授

洪曉慧／國家地震工程研究中心 研究員

許家銓／國家地震工程研究中心 助理研究員

周光武／國家地震工程研究中心 副研究員

蘇進國／國立臺北科技大學離岸風電工程研究中心 計畫經理、研究員

許家瑋／國立臺北科技大學土木工程系土木與防災碩士班 碩士

本文介紹一種適用於鋼筋混凝土(RC)構架的創新耐震補強構造，即組合式環型耐震補強構造。這種構造由環型鋼框架和硫化橡膠組合而成，具有多重功能，包括承載能力、耐震性、使用功能、快速施工和自復位能力。相較於國內一般對於RC構架的耐震補強方法，例如擴柱或增加剪力牆等，組合式環型耐震補強構造由於可避免影響原有建物的通風、採光和通行，所以對於具開放空間需求的構造提供了另一種補強工法選擇。此外，本工法組容易，構件間僅用螺栓結合，不僅施工快速，也無須破壞原始結構。

前言

台灣位於地震帶，地震頻繁發生。近年來的幾次地震，包括2016年的美濃地震、2018年的花蓮地震、2022年的台東地震，以及今年的0304花蓮地震，都導致許多建築物受損。這些事件讓大家開始正視台灣老舊建築物的耐震問題，並體認到耐震補強的重要性。回顧近年來因地震而倒塌的建築大樓，大多數都是標準的「軟腳蝦」建築。只要屬於弱層的柱子倒塌，整個建築就會垮下來。因此，結構補強的重點是針對弱層的構架進行補強。國內外的補強案例顯示，RC構架的補強方式可區分為局部構件補強、變更結構系統及複合式補強。局部構件補強係以混凝土、鋼板或其他複合材料包覆結構局部構件進行補強；變更結構系統方式則是於結構中增加剪力牆、翼牆、鋼斜撐或阻尼器等消能裝置進行補強；而複合式補強工法則是同時採用局部構件補強和變更結構系統的方法，以同時發揮兩者的優點。這些補強方法皆已被證實能有效抵抗地震，但這些方法所使用之斜撐、構架或其他補強構件在增加結構勁度的同時，也限制了原有結構的使用空間，降低了環境的使用性。而自復位

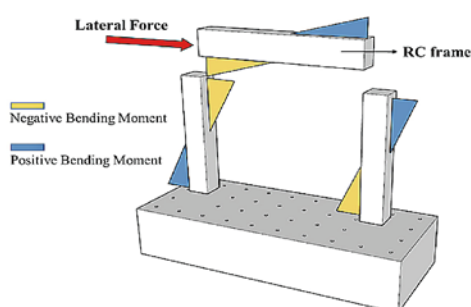
構架或其他類似的方法需要在原有結構上添加額外的補強構架，這種方式僅適用於既有建築物外部新增構架，具體適用性需視地上所有權和鄰屋間距而定。此外，大多數現有的補強結構不僅需要佔用柱與柱之間的空間，還需要使用螺栓或其他破壞性方法進行錨碇或接合，故常須於補強過程中先傷害既有之梁、柱或基礎結構。

鑑於此，本文作者等人^[1,2]以保留構架內局部活動空間及快速施工為目標，研發了一種適用於RC構架式結構的組合式環型耐震補強構造工法。這種混凝土構架補強工法兼具承載能力、耐震性、使用功能、快速施工和自復位等多重功能。本文將從本補強構造的設計概念出發，簡要介紹其設計理念和施工流程^[1,2]。接著透過簡述過去的試驗，說明其補強效益^[1]，最後概述這種工法的分析和設計方法^[3]。

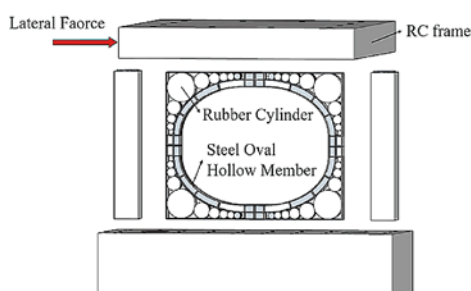
環型補強構造之設計發想

地震對一鋼筋混凝土(RC)構架的作用主要體現在上部結構上的慣性力。一個RC門型構架在頂梁處受到靜態橫向力作用時，其彎矩分布如圖1(a)所示，正負最大彎

矩出現在頂梁和兩個柱子的端部。一般而言，中空門型構架在受到地震力作用時，如果梁柱端部產生的最大彎矩超出原有結構的設計容量，就極有可能在梁柱端部產生局部損傷。因此，環型補強構造的初步研發構想即是根據門型構架在側向地震力作用下的彎矩分佈進行局部加固設計，另為了保留中央使用空間的通透性，初步設計使用 H 型鋼製成中央環形空間。在環形空間與門型構架之間的角隅處，則使用拱形鋼板填充，形成一個變斷面的抗彎矩構架。這種構架不僅可以協助抵抗側向變形，還可以提供垂直方向的承載能力。中央的拱形鋼框也可提供部分恢復力，以降低門型構架的損壞。然而，當這種構架遭受強烈地震作用時，拱形鋼板可能會率先產生挫屈變形破壞。為增加門型構架的強度和韌性，並提供結構震後自復位能力，最後使用硫化橡膠製成圓筒狀的橡膠緩衝材，取代拱形鋼板，填充在環形空間與門型構架之間的角隅處。橡膠的可壓縮性使填充的橡膠圓柱能夠吸收部分地震能量。受擠壓的橡膠圓柱在外力排除後的回彈特性也可提供部分恢復力，快速恢復原有結構的幾何形狀。此外，由於鋼構件和 RC 構架都具有剛性，在受到衝擊力時容易遭遇脆性破壞。因此，置放在這兩個剛性構件之間的柔軟中介橡膠不僅有助於減少混凝土表面與鋼板之間的碰撞，還可以防止鋼板的局部挫屈或混凝土表面的破碎。圖 1(b) 呈現了組合式環型耐震補強構造的最終設計示意圖。這項設計保持了構架內部大部分空間的通暢，不占據柱子之間的中央空間，方便日常使用，並保持了柱子之間的視覺透明度。



(a) RC 構架受水平側向力彎矩分佈示意圖



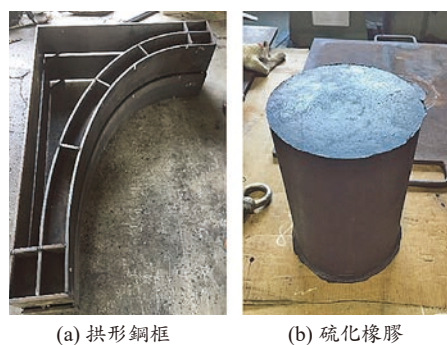
(b) 組合式環型耐震補強構造設計示意圖

圖 1 環型補強構造之設計理念

為了方便施工，環型補強構架被分成四個拱形鋼框（如圖 2(a) 所示）和數個不同大小的硫化橡膠（如圖 2(b) 所示）。每個拱形鋼框都可以在工廠中製造並在現場組裝。這種方法有助於補強構件的運輸，使補強工作更具效率，減少對環境的影響，並提高施工品質。環型耐震補強構件的補強施工流程簡單。首先，依循一般混凝土修復流程對 RC 構架進行修復，以提供環型補強構架外圍門架安裝所需的平整界面。然後使用螺栓將四個鋼框連接在一起。裝配完成的補強構架即可安裝在 RC 構架的兩個柱心之間（如圖 2(c) 所示），再次確保螺栓緊固後，再於補強構架和 RC 構架之間填充無收縮水泥砂漿，即完成補強施工。由於這種補強構架是在工廠中預先製造的，且補強構件與門型構架之間僅使用無收縮水泥砂漿粘接，無需設置剪力釘或錨栓，因此現場安裝速度快，可以有效縮短施工工期並降低環境干擾。因此，這種耐震補強構造不僅具有實用的空間使用性，還具有良好的施工性能。

環型補強構造之補強效益

經過國家地震工程研究中心的試驗，環型耐震補強構架的補強效益已得到證實^[1]。為驗證這種結構的補強效果，研究團隊建造了一個 1/4 比例的 RC 構架，並進行了耐震試驗。試驗過程包括對空構架試體進行一系列地表加速度逐步增大的振動台試驗，直到構架出現嚴重損傷。隨後，對已受損的空構架進行現地環型補強構造補強，確



(a) 拱形鋼框

(b) 硫化橡膠



(c) 補強完工相片

圖 2 環型補強構造構件與完工相片



認施工性。再對補強後的試體進行與空構架相同系列的振動台試驗，並與空構架試體的試驗結果進行比較。試驗採用之地震歷時為 1999 年 921 集集地震於測站 TCU102 所記錄到的近斷層地震紀錄，時間歷程的振幅依次按照 1/3.25、1.0、1.2、1.4、1.6 和 1.8 的比例進行放大，再進行試驗。試驗結果顯示，未經補強的試體在 1.6 倍近斷層地震作用下，振動週期增加了 193%；而補強後的試體即使遭受到 1.8 倍近斷層地震作用，振動週期僅增加了 10.2%，這結果顯示採用此工法進行補強可以有效降低結構在近斷層地震作用下的破壞程度。在變形方面，補強後試體的塑鉸區最大轉角小於未補強試體的轉角。以地震放大倍率 1.6 為例，補強構架可將最大轉角減少約 88%，這再次驗證了本補強工法可以降低地震造成的破壞。此外，補強後試體之初始勁度及最大基底剪力皆明顯高於補強前試體，補強後試體遲滯迴圈之消能面積也較未補強試體大，顯示補強構件能確實提升整體結構之耐震能力。

環型補強構造之補強設計流程

由於組合式環型補強構造所採用的構件並非一般結構中常見的梁柱構件或斜撐，而是由環形鋼框和硫化橡膠組成，因此其結構行為較為複雜，難以使用一般結構分析軟體進行模擬。為深入瞭解本補強工法在地震下的實際受力行為與補強效益，本補強工法在研發階段除進行前述的性能試驗以驗證其補強成效外，還使用了有限元素分析軟體 ANSYS 進行精細的三維有限元素模擬分析^[2]。透過模擬結果與試驗結果的比對，確認了有限元素分析模擬方法的正確性，並進一步了解了補強構件在受水平地震作用下局部區域的應力分布。在推廣階段，考慮到一般工程實務中通常使用軟體如 ETABS、SAP2000 和 MIDAS 等進行整體結構設計和補強成效分析，研發團隊提出了一套以雙向斜撐模擬環型補強構造的簡化模擬方法，使工程師能夠使用一般結構分析軟體來進行環形補強構架的設計^[3]。

根據初步分析與比較，構架內的環型補強構造可在可接受的誤差範圍內以簡化的雙向斜撐模擬。在尚未建立環型補強構造斷面參數與等值斜撐斷面參數之完整雙向對應關係前，為協助工程師進行結構補強設計與分析，建議之補強設計流程暫分為兩階段。第一階段使用有限元素分析軟體 ABAQUS，針對較複雜的局部補強構件進行如圖 3(a) 所示的三維有限元素分析，並透過側推分析結果換算補強構架的等值斜撐斷面參數，如圖 3(b) 所示。第二階段則使用工程界常用的 ETABS 軟體進行整體分析。在第二階段的分析模型中，環型補強構架以第一階段所得的等

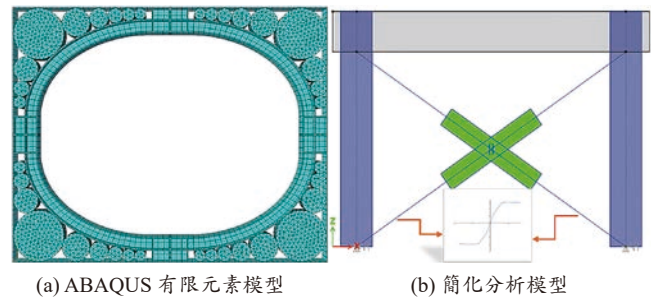


圖 3 環型補強構件之分析模型

值斜撐模擬，而鋼筋混凝土構架則以梁柱結構模擬。這個分析模型使工程師能夠依據目前工程界常用的評估補強分析流程進行環型補強工法的耐震評估與設計。雖然第一階段的有限元素分析較為耗時，但目前研究團隊正在開發自動化建模和分析程式，以自動求得等值斜撐的各項參數。研究團隊的目標是透過大量分析建立等值斜撐斷面性質與環型補強構造設計斷面之對應關係，使補強設計流程進一步簡化。未來，工程師將僅需針對圖 3(b) 所示的簡化模型進行補強設計，根據實際補強需求求得所需的等值斜撐斷面參數，再透過斜撐斷面參數反推環型補強構件的斷面參數，完成環型耐震補強構造的補強設計。

結論

組合式環型耐震補強構造是構架補強的一個新概念，為 RC 構架補強提供了一種新的選擇。透過試體試驗和試驗分析，已確認了這種補強方法的效益和施工可行性，並提出了相應的分析與設計方法，本工法也已取得日本、美國和臺灣的發明專利。這種補強工法的特點在於可以大幅降低使用空間的阻礙，同時不影響補強區域的採光和通風等使用功能。此外，補強構件是在工廠預鑄的，且與既有 RC 結構之間無需設置剪力釘或錨栓，現場安裝快速，有效減少施工工期並降低環境干擾。此工法特別適用於醫療院所、大賣場、辦公大樓和集合住宅等空間使用功能嚴峻的建築物補強工程。對於具有弱層的現有建築物，這種補強方法也可望具有相當的成效。

參考文獻

1. Sung YC, Hung HH, Chou KW, Su CK, Hsu CW, Hsu CC (2021), "Shaking table testing of a reinforced concrete frame retrofitted with a steel oval member equipped with rubber cylinders", Engineering structure, 237(15), June 2021, 112202. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112202>
2. 許家瑋 (2020), 「採用內嵌橢圓鋼架與硫化橡膠補強之鋼筋混凝土構架受近斷層地震作用之結構反應試驗與分析研究」, 碩士論文, 國立台北科技大學土木與防災研究所, 台北, 2020。
3. 許家銓、許家瑋、洪曉慧、周光武、蘇進國、宋裕祺 (2023), 「組合式橢圓鋼框補強構件之分析方法研究」, 結構工程, 38(4), 5-23.



花蓮地震的省思 — 工程災害防治與防災策略之探討

張荻薇／行政院公共工程委員會 委員、中華民國結構工程技師公會全國聯合會 前理事長

2024年4月3日規模7.2的花蓮地震，造成台灣東部花蓮地區的重大災情，特別是台8線中橫公路、台9線蘇花公路，因落石坍方、路基受損而交通中斷，數百人受困其間，救援極為艱難，是此次地震傷亡最嚴重的地方。地震過後餘震不斷，20天後0423再發生兩次規模6以上的餘震，讓已經受傷的大樓發生更嚴重的塌陷傾斜等災情。此次地震也重創了台灣最壯麗的天然美景，以及居民賴以為生的觀光產業。天災的發生對於人民的身家安全及產業經濟發展，都將造成極大的傷害與影響。台灣近期因不斷的遭受地震的威脅，再度喚醒了民眾的災害意識。大家已深刻體會到唯有全民防災，才能在巨災中存活下來，災害意識的覺醒，是我們推動地震防災的最佳契機。基於震災調查對於災後重建或防災技術之提升，是極為重要的工作，以下謹就個人參與國內外地震勘災的心得與經驗，對於工程震害的成因與防治、精進工程防災的對策，以及地震防災的新思維與防災策略等，提出一些看法和建議，冀望對國內地震防災的工作有所助益。

台灣的天災風險與工程災害

台灣位於歐亞板塊與菲律賓海板塊邊界，地震活動相當頻繁；又因位居颱風正衝，也深受颱風豪雨等天然災害的威脅。天然災害使得人類的未來充滿著不確定性。依世界銀行 World Bank (2005)「Natural Disaster Hotspots – A Global Risk Analysis」報告^[1]指出，台灣有73.1%的面積與人口面臨颱風、洪水、地震及山崩等天然災害的威脅，是世界上天災風險最高的地方，而這些天災正是工程建設的殺手；依2015～2025 Lloyd's City Risk Index 台北城市風險指數排名全球第一^[2]。台灣所受的天然災害之中，地震是最令居住在這塊土地的人民驚恐與憂心的，但地震又是台灣必須與它共存的天災。從1906年梅山地震迄今百餘年之間，平均不到10年就有1次社會矚目的災害性地震發生。最近幾年從2016年的美濃地震（ $M=6.6$ ）、2018年花蓮地震（ $M=6.0$ ）、2022年池上地震（ $M=6.8$ ），到此次2024年0403的花蓮地震（ $M=7.2$ ）止，8年之間就有4次社會矚目的災害性地震發生，造成了橋梁崩塌、山崩落石、道路坍陷、大樓

傾倒、房屋受損與人員傷亡等災情（圖1）。此次地震所造成的災害中，最值得關注的是台8線中橫公路，它在1999年集集大地震時，因落石坍方、路基受損，使得中橫西段（德基－谷關段）交通中斷，之後陸續又有2001年桃芝颱風、2004年敏督利颱風的來襲，使得受災區土石崩落、坍方不斷，迄今仍然未能回復正常通行；此次地震，中橫東段（太魯閣、天祥一帶）也因落石坍方、路基受損而交通中斷，使得受困人員救援艱難，成為地震傷亡最嚴重的地方（圖2）。

從地震勘災的經驗中可以發現，多種自然災害若是接連發生，將會相互影響而產生連鎖性、複合型的重大災害。此種不同自然災害的交互效應，已成為災害的主因（圖3）^[3]。此外，目前耐震設計仍無法充分納入考量的「地震伴隨現象」如：超越設計考量之地震、大規模地表錯動或邊坡滑動或巨石崩落等災害，因威力已超出所有的防禦設施及防災對策的極限，而嚴重影響到人民及設施的安全。因此，東日本大地震發生後的隔年2012年，日本的「道路橋耐震設計編」^[4]及「鐵道構造物耐震設計」



[5]，都已列入「耐震設計未考慮現象之考量」的規定。結構物耐震設計在追求大地震時之災害最小化，就必須提升結構物之耐震餘裕度及危機耐性，才能減少「超乎預期地震」所引致之災害風險。因此，增強工程設施的抗震韌性、提高危機耐性，以減小地震伴隨現象之災害風險 [6]，是今後工程建設必須面對的重大課題（圖 4）。

工程災害的基本成因及其對社會經濟的影響

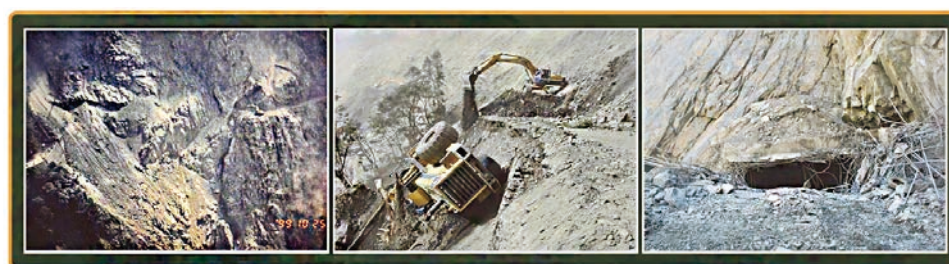
所謂「天災難料」，地震災害的風險具有高度不確定性。依 2011 年東日本大地震專門調查會的報告 [7]，百年來日本三大地震之死亡原因：1923 年關東大震災（死亡 10.5

萬人）87.1% 為火災燒死；1995 年阪神大地震（死亡 6,400 人）83.3% 死於建築物倒塌壓死；2011 年 311 東日本大地震（死亡 2 萬人）92.4% 海嘯溺死，三大震災的主要死亡原因都不相同。因為地震的受災風險，和地震規模、發生時間、地質類別、地振動特性及硬體構造的防禦能力等有關，也與所處的自然環境、社會條件等關係密切。因此每次地震災害的嚴重程度與傷亡原因皆不相同，災難也常常超乎意外。

此外，日本雖具有先進的防災科技與完備的防災對策，但 2011 年 3.11 大地震（M9.0），仍然招致史無前例的大災難 [8-12]，地震過後迄今已屆 13 年，重建工程仍在進行。依據日本復興廳（專為東日本大震災災後重建的中央省廳）的統計，目前仍有 2 萬 9 千人過著避難生活，



圖 1 2016~2024 年 8 年之間發生 4 次災害性地震



(a) 1999 年集集地震



(b) 2024 年花蓮地震（中央社）

圖 2 台 8 線中橫公路的地震災害

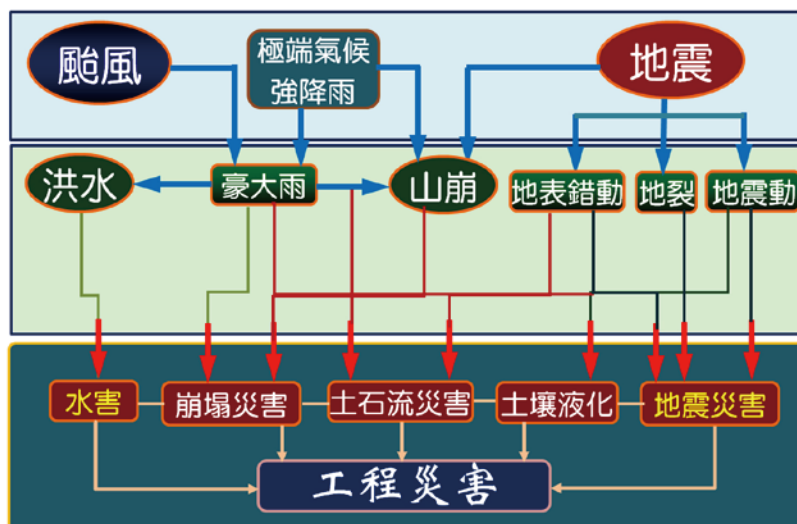


圖 3 天災的交互效應—工程災害風險激增

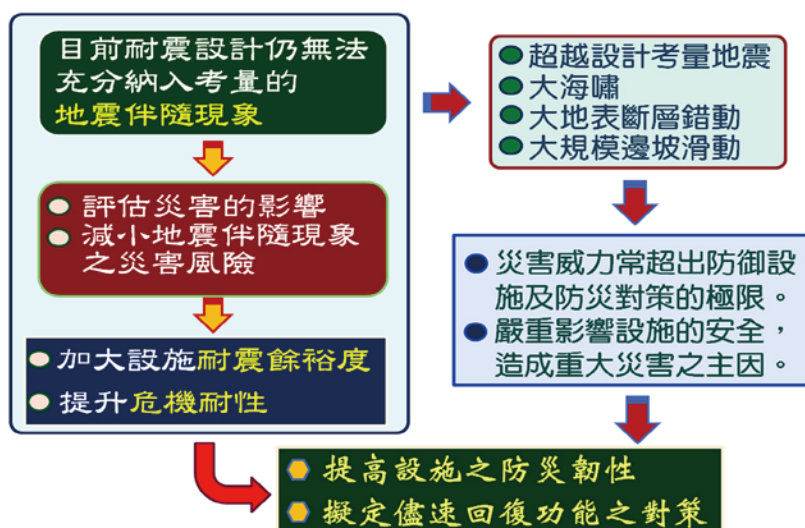


圖 4 耐震設計未考慮之地震伴隨現象之考量

避難期間往生的「震災關聯死」人數，達到 3 千 8 百人。從這裡我們可以理解，一次大地震的發生，不僅會造成地震當時人命傷亡、交通中斷及財物的損失，並會造成人民生活機能失調、自然環境的破壞、文化資產的創傷，以及產業鏈供需失衡等災難，它對社會經濟的影響是持續且長遠的。地震已經讓許多已開發國家，遭受大災難與經濟損失，防災也成為一個國家最重要的社會議題（圖 5）^[13]。

工程震害之影響要因與震害現象

大地震中橋梁及建築物的地震災害，最受社會大眾的矚目與關注。因為橋梁平時肩負著交通運輸任務，災時是救災、復原的要道；建築物則是居家或工作之所在，防震能力的良否，關係著救災的難易與人員的傷

亡。本節將對橋梁及建築物地震災害之影響要因與災害現象，以及防災、減災的看法，提出來供大家參考。

橋梁震害的影響要因與震害現象

橋梁常見的震害型態與受災原因，依地震動特性、橋址環境及橋梁構造等因素，而有顯著之差異。歸納震害的影響要因與震害現象如圖 6。

三十年來大家熟知的災害性地震：1994 年美國北嶺地震、1995 年日本阪神地震、1999 年台灣集集地震、2011 年東日本大地震、2016 年日本熊本地震及 2022 年台灣池上地震等。有關橋梁震害現象分析比較如下：1994 年美國北嶺地震：橋柱挫屈破壞崩塌，防落長度不足落橋，橋台鄰跨效應落橋，斜橋動力效應落橋；1995

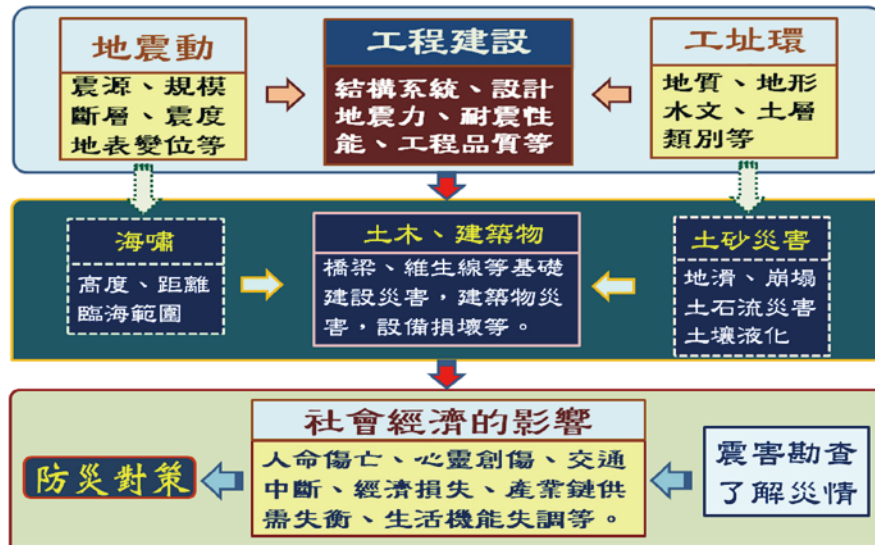


圖 5 工程災害的成因及社會經濟的影響

A 橋梁震害之影響要因			
地震特性	橋址環境	橋梁構造	
地震規模、震源位置、地盤類別、地表振動程度、斷層活動關聯性等。	場址效應、地質條件、土壤液化潛能、地形條件、河川水文條件等。	橋型、結構系統、跨度、設計地震力、耐震性能、耐震構造細節、施工品質	

B 橋梁之震害現象			
1994美國北嶺地震	1995日本阪神地震	1999台灣集集地震	2011東日本大震災
斷層地裂帶經過之跨河橋/地層錯動崩塌或橋柱損毀/裸露的基礎受損。	市區高架橋崩塌或落橋/橋柱主筋截斷處的破壞崩塌/基礎無明顯損傷。	橋柱挫屈破壞崩塌/防落長度不足落橋/橋台鄰跨效應落橋/斜橋動力效應落橋	海嘯浮力及強大衝擊力，致橋梁損毀流失/柱挫屈或剪力破壞/HDR支承的破壞

圖 6 橋梁震害之影響要因與震害現象

年日本阪神地震：市區高架橋崩塌或落橋，橋柱主筋截斷處的破壞崩塌，基礎無明顯損傷；1999 年台灣集集地震：震害橋梁為斷層地裂帶經過之跨河橋，地層錯動崩塌或橋柱損毀，裸露的基礎受損；2011 年東日本大震災：橋梁因海嘯浮力及強大衝擊的損毀流失，柱挫屈或剪力破壞，HDR 支承的破壞，曾作耐震補強橋梁無明顯損傷^[14-19]。2022 年的花東池上地震：橋柱混凝土澆築續接界面之處理不良或位置不當，形成結構弱點而橋柱產生斷裂、崩塌^[20]。

從橋梁的震害現象中可以發現，橋梁的下部結構（橋柱、橋墩、橋台）是最容易受到地震災害的部位，我們若能在重要的耐震構造細節下工夫，將可避免很多

大災害的產生。重點如下^[20]：

1. 橋柱續接位置與混凝土澆築界面，常成為結構上的弱點，必須特加注意、謹慎施工。
2. 橋柱箍筋之配設與重疊搭接，應考量箍筋的抗剪作用與圍束功能。
3. 橋墩防撞鋼板應全環繞方式施作，避免引致應力集中的負面作用。
4. 橋台的組成包含：基礎、台身、支承座、翼牆與背牆等。其設計應有整體的組成機能，不宜切割。
5. 連結上下部結構之「支承＋移動間隙＋止震塊＋防落長度」等，為抵抗地震力的四道防線，應妥善運用其消能、減震的功能，發揮防止落橋的效用。

建築物震害之影響要因與震害現象

建築物震害的受災原因，依地震動特性、工址環境及結構系統等因素，而有顯著之差異。歸納震害的影響要因與震害現象如圖 7。其中，最讓人印象深刻的震害型態，說明如下：

1. 具軟弱層建築物的崩塌災害：地震災害的樣態及嚴重的程度常常令人料想不到，但我們仍可發現地震災害的主要破壞模式及其成因，皆有一定的脈絡可循。建築物常見的震害型態中，pilotis 柱構造形式的震害最令人矚目。pilotis 柱之構造（pilotis 為法語，意謂一樓為獨立「高腳」柱），它與鄰柱無牆壁或斜撐作有效的連結，形成開放大空間。在地震中柱產生大位移時，因柱強度不足（或已震損），無法支撐上部樓層之重量而崩塌^[21-23]。

筆者參與國內外地震勘災的經驗中，所見到的重大震害，幾乎都有建築物因軟弱層產生嚴重崩塌的案例，其中又以 pilotis 柱構造的震害案例最多，此次 0403 花蓮地震，崩塌的天王星大樓也是屬於 pilotis 柱構造的軟弱底層建築。一樓為 pilotis 柱構造的軟弱底層，地震時底層柱被壓垮崩塌，造成重大傷亡為最常見的震害。

2. 建築物主要的震害型態^[24]：包括有：大樓崩塌橫倒在地面（圖 8）／底層柱壓潰傾斜（圖 9）／三明治式的堆疊崩塌／底層柱剪力破壞或壓潰／大樓塌陷、

傾斜／中間軟弱層崩塌／短柱效應之剪力破壞／其他柱梁構材損壞／土壤液化建物傾斜沉陷／地表破裂帶的震害／海嘯災害／地震火災等。探討建築物地震災害的型態，才能對症下藥，是防治震害最直接有效的方法。

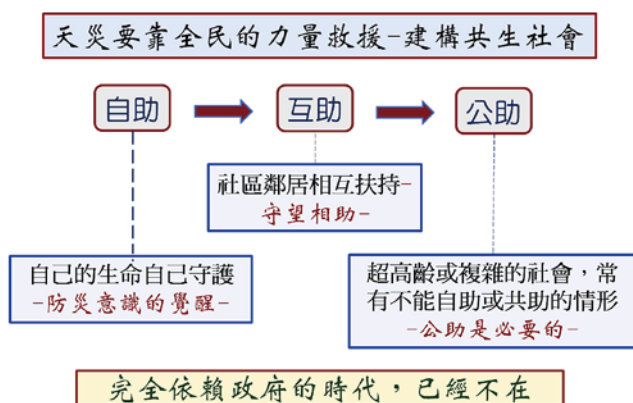
災害意識的覺醒與防災新思維

災害意識的覺醒，是推動防災的最佳動力

台灣近期因不斷的遭受地震的威脅，再度喚醒了大眾的災害意識，尤其近期盛傳嘉南的梅山斷層及北部的山腳斷層，可能引發大地震的風險增高，更讓社會激起了強烈的災害意識。大家已經領悟到，大地震來襲時災區通訊與交通中斷，地震發生初期無法與外界聯繫，在巨災中要有存活的机会，就必需建構共生的社會。活命之道是：要先有自助的觀念，平時作好防災準備，備妥緊急避難用品，其次是鄰居間要互相幫助、互通有無，然後才期待社會或公部門的協助，亦即先要「自助」、再而「互助」、後求「公助」的防災觀念（圖 10）^[23,25]。以日本為例，政府呼籲民眾平時要準備 7 天份的避難維生物品（圖 11）。此外，台灣近期接二連三的發生地震，造成的重大災情，也已經讓民眾了解居家安全的重要，而最直接的作法就是建構強韌的耐震結構物。大眾已深刻體會到唯有全民防災，建構安全的居家環境，才有安心、永續的家園。這種災害意識的覺醒，是推動地震防災的最佳契機。



圖 7 建築物震害之影響要因與震害現象

圖 8 建築物震害樣態－整棟大樓崩塌橫倒地地面^[24]圖 9 建築物震害樣態－1樓柱壓潰塌陷、傾斜^[24]圖 10 防災意識覺醒是全民防災的動力^[25]圖 11 防災意識的覺醒－避難維生備品 7 天份^[25]

預防勝於治療，記取地震災害的教訓

台灣是個天然災害一定會發生的地方，全台灣沒有一處是無天災的安全地區，即使明天發生大地震的可能性也不能說是零。地震已經讓許多國家遭受重大災難與經濟損失，地震防災已成為一個國家最重要的社會議題。俗話說「一盎司的預防藥，勝過一磅的治療藥」，我們雖然可以應用科學與工學的方法，來建設硬體的耐震構造，但因自然力的威力無窮，而人類的能力有限。所以更重要的是要記取地震災害的教訓，防範未然，來減緩地震的災難。一個防災的城鄉是以「保住人命及經濟損失最小化」的防災思維，不再全賴防禦設施，而重視以「避災、離災」為基本之防災教育，以及防災地圖之整備。此外，土地利用與建築管理應考慮天然災害的風險，採行軟體與硬體雙層面的對策^[26-28]，才能建構安全的環境，過著安心的生活。

掌握災害風險，預作防災準備

身處天災不斷的台灣，為了降低災害風險，首先必需充分掌握人（家族成員、工作伙伴）與環境（居家、工作場所）的災害風險，事先做好檢查與評估，並預作防災準備。

1. 人員的檢查：家庭或工作成員的組成狀況，需要照顧的人（如高齡者、身心障礙者、孕婦、幼童等）越多，致災風險將越高，災前準備就要越用心。
2. 環境的檢查：人員經常停留的地方，如居家與工作場所的環境的檢查。不同的地點，將產生不同樣態的致災風險。如都會區－人與建物繁多且複雜、海邊－波

浪與海嘯、山間－山崩落石、河邊－堤防氾濫等，必須依據環境條件的檢查結果，預作防災準備。

3. 防災準備：強化居家房屋及工作場所的耐震能力，是首要的工作。天災要靠全民的力量救援，需建構「自助、互助、公助」共生的社會，「完全依賴政府」的時代已不存在。此外，地震後停水、停電，食物供應困難是常有的事，災後維生線復舊也常需多日，故備妥三天份以上甚至七天的緊急維生物品，也是件重要的事（圖 10、圖 11）^[25]。

精進工程防災的對策^[29]

防災要考慮天災風險的交互效應

「颱風・大雨×地震」將產生水害、土石災害（土壤液化、土石流、地滑、崩塌等災害）與地震災害等，這種連鎖性複合型的災害，已成為到處都可能發生的新世代之災害風險（圖 12）。即洪水災害尚未復元－又發生地震，或是地震災害尚未復建－又來洪水，這種多重天災連續的發生已成為常態^[26]。因此，防災要有新的思維，防災策略也需要配合檢討因應。

增強基礎建設之韌性，可降低致災風險

台灣已邁入高齡化社會、人口過度集中，使得天災的風險增高；既有的維生線與基礎建設之耐災能力，也未能符合日趨惡化的天災環境之需要；在斷層近域有重要設施，人口相當密集，產業活動也很頻繁。因此，攸關人民居家安全之建築物及維生系統（道路橋梁、水電）等基礎建設，應加強其耐震能力，增強工程的抗災韌性。

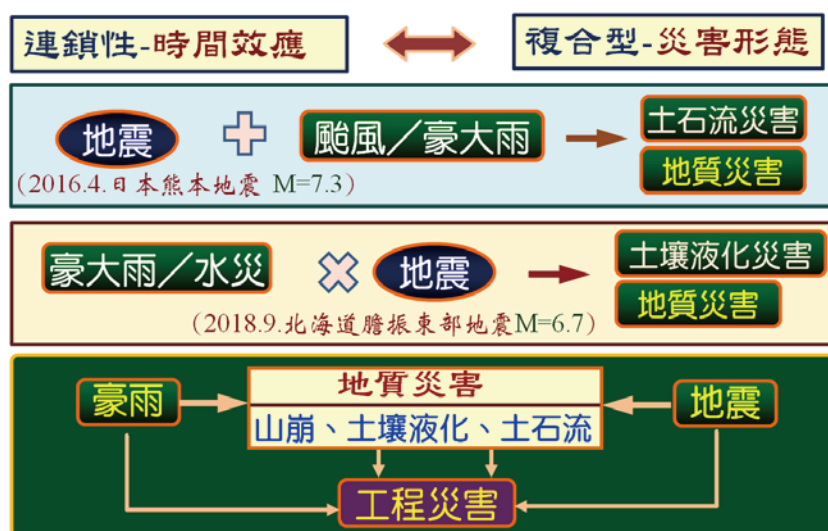


圖 12 天災的交互效應－連鎖性複合型災害



交通系統的防災對策

安全、便捷的交通系統，是人員交流及物資運輸不可或缺的維生線。此次 0403 花蓮地震，造成來往台灣東西部最重要道路 - 台 8 線中橫公路與台 9 線蘇花公路，因落石坍方、路基受損而交通中斷。居民維生的交通要道，應迅速重建或修復補強，儘早恢復交通的順暢，這是對創傷的災區人民最大的幫助。將來的交通系統的防災對策，提出一些看法供參考^[30]。

1. 基本思維：應建構「多重性」、「替代性」的交通體系，以及「複數」、「複合式」的交通設施，並且防災路網應與避難場所相結合等。
2. 實施策略：不在危險環境新建道路、橋梁，危險地區的道路、橋梁，設法遷建或替代，並建立路、橋全生命週期之監測預警系統，以及豪雨時之避難警戒等設施。

橋梁之災害防治應為首要

橋梁的興建，經費龐大且費時。若因震害導致交通中斷，將會造成民生危急與救災困難，對於人民的身家安全及產業經濟發展，都會造成極大的傷害與影響。因此，橋梁應具有強韌的耐震性能（圖 13），並應視為災害防治之首要設施。橋梁防災對策的重點，摘要如下^[31]：

1. 要慎選橋址，要有機能分散、風險分散的防災觀念。
2. 詳實地震調查：如地震危害度、斷層活動、土壤液化等調查。
3. 強化耐震設計：採用優異的結構系統、良好的韌性設計，設置有效的防落措施以及隔震、消能技術之

應用。

4. 近斷層橋梁要有特殊之考量：如災害教訓的汲取、近斷層效應之考慮、修復容易橋型以及替代道路規劃等。
5. 土石流高潛勢溪流之橋梁：需對橋址環境的土石流災害史，作詳實的調查，以作為橋址選定、橋墩形狀、橋梁方向、橋梁跨度與長度，以及淨高之設定等之參考依據。
6. 監測與管理：災害監測預警系統之應用，以及風險管理與防災避難演練等。

具軟弱層建築物應優先耐震補強

1995 年阪神大地震（ $M = 7.3$ ）主要傷亡是建築物倒塌壓死，倒塌原因是軟弱層崩潰所引起。尤其一樓為 pilotis 柱構造形式的軟弱底層，地震時底層柱被壓垮崩塌，造成重大傷亡。pilotis 柱之構造因與鄰柱無牆壁或斜撐作有效的連結，柱強度常因不足以支撐上部樓層之重量而崩塌。阪神大地震過後，此類型建築物經加強辦理耐震補強，後來的地震就較少發生此種震害。

國內從 1999 年集集地震起，經美濃地震（2016）、花蓮地震（2018）到目前 2024 年 0403 花蓮地震為止，幾乎都有軟弱層崩塌的嚴重震害。pilotis 獨立柱之構造形式，底層成為抵抗地震橫力之最弱層，最容易造成重大地震災害，傷亡人數也是最多。因此建議：具軟弱層建築物應優先辦理耐震補強，尤其是一樓為 pilotis 柱軟弱底層之高層建築，必須儘速提升它的耐震能力^[24]。

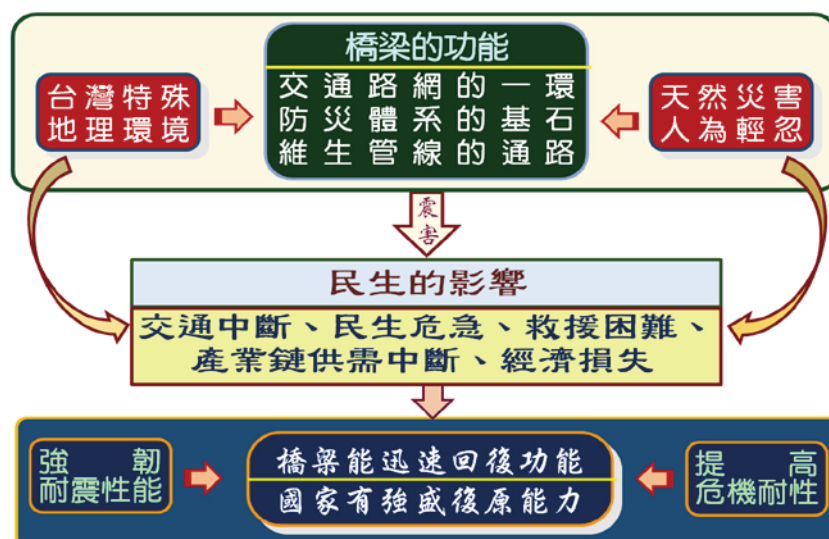


圖 13 橋梁應具有強韌的耐震性能

耐震補強是地震防災的重要工作

依據日本 1995 年的阪神地震崩塌建築物調查，1981 年以前所完成之建築物佔 97%，1981 年「新耐震基準」施行以後建造者僅有 3%，顯示新耐震基準是可以信賴的。故日本於 1995 年 12 月施行「耐震改修促進法」，對未能滿足「新耐震基準」之建築物，被要求耐震診斷及耐震改修。日本國土交通省的推估：建築物耐震化率（滿足 1981 年之「新耐震基準」基準）每提高 10%，在規模 7、震度 6 級地震下，東京都的建物倒塌數及死亡人數，都可減少六成以上^[23]。因此，對耐震能力不足的建築物進行耐震補強，是防減輕地震災害的重要措施。我國的建築物耐震規範，於 1997 年大修後，對耐震有較周延的規定，1999 年「集集地震」後震區作了部分調整改變，2005 年增加考慮近斷層效應。因此，耐震能力評估及補強的對象，以 1999 年（民國 88 年）以前完工之建築物，若為近斷層則宜以 2005 年（民國 94 年）以前完工者較為合宜。提高建築物的耐震化率是國土強韌化的基石，耐震補強則是確保居住安全的根本工作^[24,29]。

土砂災害防治對策

台灣的山區道路常因地震、颱風、豪雨，導致落石坍方而阻斷交通。此次地震中，台 8 線中橫公路與台 9 線蘇花公路，就是因此而交通中斷。土砂災害成為山區道路、設施或住家，最常見的天災。土砂災害關係著居民的生命財產與住家安全，以及維生道路的通行性，是我們必須面對的天然災害。以下提出日本對土砂災害防治的一般原則，或許可以供作我們的參考^[32]。

1. 基本思維：(1) 不製造新的危險場所，(2) 搬離危險區域，(3) 降雨時之避難警戒。
2. 因應對策：(1) 抑制危險區域內工程建設，(2) 推動危險區域之住戶搬遷，(3) 建立並實行避難警戒體制，(4) 危險區域之劃定及公布，(5) 提高居民防災意識、舉辦防災演練。

加強地震預警系統之研發與防災應用

臺灣與日本是目前全球惟二對公眾發布地震速報的國家，2011 年東日本大震災發生時，日本東北新幹線因有足夠的預警時間減速，而使高速行駛的列車全部安全。地震早期預警系統，對人員的逃生避難，生產線設備、自動化系統的停機或緊急處置，有很大的幫助。國

科會與教育部合作，在校園建置地震預警系統，已有良好的成果。建議擴大地震預警系統的防災應用，將有助於降低醫療、警政、產業供應鏈等設施之地震災害^[29]。

結語

2016 年和 2018 年兩次的 02.06 地震、2022 年和 2024 台灣東部花蓮地震，8 年之間發生 4 次的致災性地震，確實喚醒了社會大眾的災害意識，也讓大家再度檢視地震防災上不足之處。隨著經濟的快速成長，人員交流及物資運輸愈趨頻繁，民眾對道路、橋梁等交通生命線之依賴更甚已往。2022 年花東地震（ $M = 6.8$ ）造成高寮大橋、崙天大橋等多座鐵路橋梁產生崩塌或嚴重損壞的災情，交通因而中斷；此次 2024 年 0403 地震（ $M = 7.2$ ）也導致台 8 線中橫公路、台 9 線蘇花公路，因落石坍方或路基受損而交通中斷，增加救援的艱難，也成為人命傷亡的主因。我們未來面對的是連鎖性複合型天然災害，災害的樣態及嚴重的程度皆難預料。身處全球天災風險最高的台灣，工程建設所面臨「地震＋氣候變遷（豪雨）」的交互影響，承受極大的「連鎖性、複合型」災害風險。因此，如何增強的建築物與橋梁等工程設施之抗震韌性、提高基礎建設之危機耐性，以減小地震伴隨現象之災害風險，是我們今後必須面對的重大課題。

由於地震災害成因相當複雜，我們惟有從歷次地震災害的教訓中，累積各種試行錯誤的經驗，從中領悟學習，來建立正確的防災思維，採取有效的防災策略，以期減除下次震災的損失。提高基礎建設的耐震能力是國土強韌化的基石，而耐震補強則是提升耐震化的根本工作。我們要建立以「保住人命、經濟損失最小化」為防災新思維；我們要以「小震不壞、中震可修、大震不倒」為防災的基本目標；更要「災後基礎建設維持功能」、「產業供應鏈正常運作」、「國家有快速且強盛的復原能力」作為防災的戰略目標，也就是以「國土強韌化」作為防災的最高目標（圖 14）^[26-28,33]。

參考文獻

1. Disaster Risk Management Series No. 5, Natural Disaster Hotspots A Global Risk Analysis, The International Bank for Reconstruction and Development /The World Bank and Columbia University, 2005.
2. 2015 ~ 2025 Lloyd's City Risk Index.
3. 張荻薇，橋梁之震害調查及災後重建與強化，921 地震二十週年省思與減災對策研討會，2019 年 9 月 24 日。

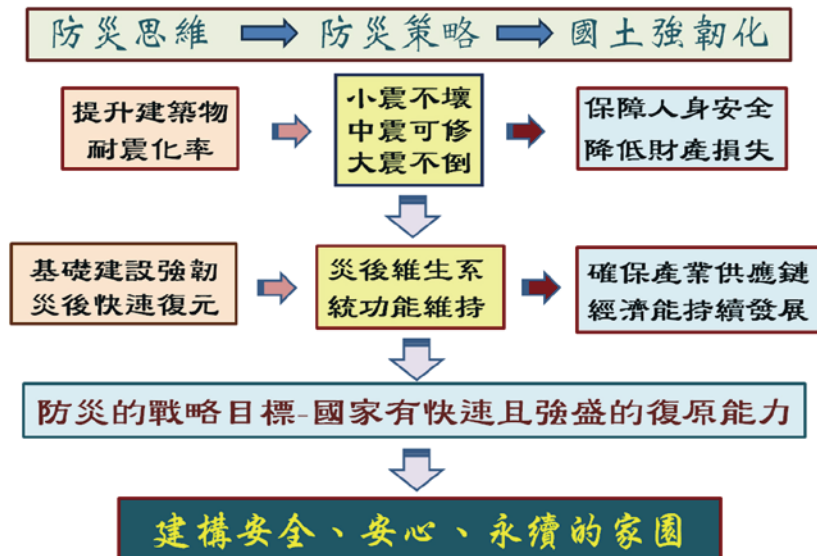


圖 14 地震防災科技發展之策略目標

4. 日本道路協會，「道路橋示方書—耐震設計編」，2012 年。
5. 日本鐵道總合技術研究所，「鐵道構造物等設計標準・同解説 耐震設計」，2012 年。
6. 張荻薇、曾榮川、黃炳勳、蘇彥彰，「橋梁防災之新觀念—東日本 311 大地震之回顧與反省」，中華技術，第 111 期，財團法人中華顧問工程司/台灣世曦工程顧問股份有限公司，2016 年 07 月。
7. 日本土木學會，「土木學會東日本大震災特別委員會總調查團調查速報會報告」，2011.04.08。
8. 日本土木學會地震工學委員會，「土木學會東日本大震災被害調查團（地震工學委員會）緊急地震被害報告會報告」，2011.04.11。
9. Kazuhiko Kawashima, "Damage of Bridges Resulted from March 11, 2011 East-Japan Earthquake", Department of Civil Engineering Tokyo Institute of Technology, April 15, 2011
10. 日本土木學會，「土木學會東日本大震災被害調查團緊急地震被害調查報告書」，2011.05.09。
11. 國土交通省國土技術政策總合研究所，獨立行政法人 土木研究所，「2011 年東北地方太平洋沖地震土木施設災害調查速報」，2011.07。
12. 台灣世曦工程顧問股份有限公司，「2011 年東日本大震災勘災報告」，2012 年 .09 月。
13. 世界銀行，「大規模災害から学ぶ」東日本大震災からの 教訓，2012 年。
14. 張荻薇、方文志、陳國隆，「1994 年 1 月 17 日美國洛杉磯北嶺地震訪查報告書—橋梁震害探討」，國家地震工程研究中心，NCREE-94-001，1994.03。
15. 張荻薇，「日本阪神震災後橋梁之復舊及耐震補強」，由阪神地震探討國內橋梁耐震工程之發展方向研討會，台灣營建研究院，1996.09。
16. 中華顧問工程司，921 集集大地震專輯，1999 年 12 月。
17. 張荻薇、張國鎮、宋裕祺、蔡孟豪，「集集地震橋梁損害模式之分析探討」，結構工程第十四卷第三期，民國 88 年 9 月。
18. 張荻薇、曾榮川、王泓文、蘇彥彰，「2011 年東日本大震災勘災報告」，中華技術，第 91 期，財團法人中華顧問工程司/台灣世曦工程顧問股份有限公司，2011 年 .07 月。
19. Kazuhiko Kawashima, "Damage of Bridges Due to the 2011 Great East Japan Earthquake", Proc. of the International Symposium on Engineering Lessons Learned from the 2011 Great East Japan Earthquake, March 1-4, 2012, Tokyo, Japan, P.82-101.
20. 張荻薇、張國鎮、宋裕祺、柯鎮洋、黃炳勳、蔡益成、陳明谷、林正偉、張永勸，918 花東地震橋梁震害調查及其成因分析，土木水利 Vol. 49, No. 5, October 2022。
21. 日經 BP 社，「阪神地震の教訓」，1995 年 3 月
22. 日經 BP 社，「検証熊本地震—なぜ倒壊したのか？プロ視点で被害を分析」，2016 年 7 月。
23. 日經 BP 社，「覆る建築の常識」，東日本大震災教訓，都市・建築編，2011 年 6 月。
24. 張荻薇，從震災的教訓中探討震害的樣態 依據致災的風險決定補強的順序，土木水利 Vol. 45, No. 1, February 2018。
25. 張荻薇，天災環境下一防災意識的覺醒與防災新思維，土木水利 Vol. 44, No. 2, April 2017。
26. 張荻薇，從天災的教訓中學習—防災的思維與策略，台北市結構技師公會大會演講，2019 年 6 月 22 日。
27. 日本總理府，「国土強韌化基本計畫」，2014.06.03。
28. 張荻薇，「天災難料 唯有從巨災中學習—防災思維與防災戰略」，日本熊本地震勘災考察說明會，國家地震工程研究中心，2017.03.02。
29. 張荻薇「從勘災經驗談—工程災害及防災策略」，第 27 屆近代工程技術討論會 METS 2018 (Session 2 科技交流)，中國工程師學會，2018.10.22。
30. 張荻薇，從八八水災的工程災害談台灣橋梁的天然災害與災害防治，2009 年結構與地震工程研討會，2009 年 12 月 19 日。
31. 張荻薇，氣候變遷下台灣路、橋的天然災害及其因應對策，99 年國科會自然處永續學門防災科技研究計畫成果研討會，2011.2.18。
32. 大久保駿，日本之土砂災害對策，台日工程技術研討會，中國工程師學會 2009 年。
33. 張荻薇，未來台灣地震工程發展與展望（主題 1- 建築結構），第 42 屆全國力學會議—地震工程論壇，2018.11.23。



搶災作業分秒必爭，團隊不分晝夜，全力投入。

中橫便道受阻 公路保全捨身護行

公路局中區養護分局

本次 0403 強震致使中橫便道阻斷多處，公路保全憑著多年山區戒護車隊、搶通經驗，及公路局多年來每年大型防災演練，熟悉災害當下之 SOP，即迅速帶民車脫困或前往隧道避難，成功帶領民眾完成避難大作戰。

強震當下落石如雨，戒護車隊之保全車輛被石頭重擊全毀，又彈出打中中巴，此時保全在車中已負傷。即便如此，肩負責任感且見中巴被砸，使命感驅使，保全仍奮不顧身帶領民眾就近進入明隧道避難，而未受傷之保全，則帶領接近德基出口者，迅速戒護出中橫便道。

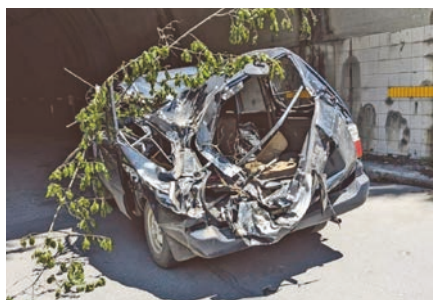
工務段在地震後即刻啟動災情盤點及受困人車清查，於震後 1 小時內隨即掌握中橫便道 24 公里內有 13 處阻斷災點及 2 處主要避難位置，也同步調度人手及機械。在餘震連連下，分別從德基端及谷關端各有一台重型機械進入搶通。11 時許，工務段勘災人員完成集結，攜帶食糧進入中橫便道，除了掌握現場受災狀況，也奉命務必要將 2 處受困的民眾及保全人員平安帶出。

當工務段勘災人員進入中橫便道後，多處路段零星落石，人員除一邊徒手清除落石，同時還要持續關注

邊坡上方有無落石，驚險萬分。在抵達因壩新路口時，重型機具早已在此清坍，然而坍方十分嚴重，且巨石林立，已完全無法通行且非短時間可搶通，立即協調台電借用維修隧道前往青山。

出青山後，即為中橫便道後半段之陡峭裸坡較多且地質破碎路段，滿地落石。徒步越危坡、涉險路，且有風吹草動，皆膽戰心驚前後觀察及相互呼叫，確認彼此安全。如此險境走了 4 公里多，於 16 時終與受困民眾會合，先發放水糧並安撫已啟動搶通。

受困民眾皆係要前往梨山（即谷關往德基方向），欲脫困希望能向德基方向。雖然往德基端及谷關端脫困所需步行距離相當，約莫 4~5 公里，可往德基端，有 3~4 處高落石風險路段，而往谷關端需跨越長落石堆，實有兩難。研判餘震頻繁，往德基遭落石風險高，故由谷關方向後撤脫困。然而，歷經高張力的一天，隊伍成員腿部抽筋，此時天色已晚，所幸當地救難隊早已在光明橋等待；經過簡單處置，與工務段共同搭配護送。幾經謹慎戒護通行，一直到夜間 8 點多，才將受困民眾在頭燈照射引領下，安然帶出中橫便道。



戒護通行保全車輛遭落石嚴重擊毀



落石堆中幾乎寸步難行



餘震不斷落石連連監看清坍以利儘速搶通



夜幕中於落石堆中步行戒護帶領民眾避難脫困



直到夜晚才完成全員安然脫困的重責大任

公路局常年辦理各分局兵推考核，且各工務段每年需辦理大型封路、封橋演練，加之局及分局皆進行多場防災教育訓練，多方面長期深化防災作為。本次4月3日花蓮7.2強震下，嚴重斷橋、邊坡崩塌阻斷滿佈，維

生通行為救災之首。公路局應變調度有序，迅速於4月6日晚間6點即搶通重災區蘇花改、中橫公路等，讓維生運輸、救援物資等，皆速達其所。深化防災作為，對處於板塊交界地震頻繁的台灣，可謂重中之重。



花蓮地震
第一線工程人員報導

挺過強震 水利人員全面動員 確保設施安全無虞

經濟部水利署

2024年4月3日7時58分花蓮外海發生芮氏規模7.2地震（下稱0403花蓮地震），為繼1999年921地震（芮氏規模7.3）以來最大的地震，全台各地除明顯感受地震搖晃外更有災情持續傳出，時至今日已過去2週時間，仍餘震不斷。

堤防及水庫是保護人民生命財產及維持國內經濟社會命脈的保證，確保其設施安全及正常營運責任重大，水利署不敢輕忽，設有各式各樣的監測儀器，全時監控。地震

是水利設施安全的頭號威脅，因此於大地震發生時，不拘白天或半夜，水利署管理單位會立即啟動現場巡查，初步確認水利設施安全狀況後回報巡查結果；本次0403花蓮地震發生後，水利人員全面動員，針對達地震震度5弱級以上之846件堤防（含排水設施、一般性海堤及水門等），以及達地震震度4級以上之56座水庫，赴現地進行檢查，所幸各項水利設施、水工機械與工控系統均無損壞，且經巡檢水庫蓄水範圍邊坡未發現崩塌情形，供水營運功能正常。



1130403 牡丹水庫閘室設備檢查



1130403 二仁溪水門檢查



1130403 員山子分洪道檢查

水利署賴建信署長於地震後立即召開應變會議，指示先確認人員及辦公廳舍安全後，儘速就水利設施、防汛重點區域及過去發生震災區域等，以空拍機或人力進行全面巡查，同時確認發電機及油料充足、備援電力系統及廣播警報系統等均可功能正常，並滾動掌握翡翠水庫及台水公司各區處供水狀況，以確保供水穩定。

地震後盤點全國各處供水狀況，於新北、台中、南投、台南、宜蘭及花蓮曾有出現停水或降壓情形，經緊

急進行管線修復，已恢復正常供水；東部深層海水取、供水也維持正常，此外，經石門、大甲溪及曾文電廠滿載發電，與台電公司共同調度合作，整體電力供應無虞，順利挺過危急時刻。

在餘震頻繁發生的這個時刻，將既有水利設施維持功能正常並發揮水庫穩定供水價值，持續支撐台灣科技發展及公共用水，一直以來水利設施的安全，政府都是以最嚴格標準在把關，俾讓國人可以安心和安全。



花蓮地震
第一線工程人員報導

桃園機場 緊急應變及復原

桃園國際機場股份有限公司

震後成立緊急應變中心並即召開應變會議，由機場公司范總經理孝倫主持。 04/03/2024 09:29:59

地震發生及機場震後狀況說明

113 年 4 月 3 日上午 7 時 58 分花蓮縣府南南東方 25 公里處發生芮氏規模 7.2 地震，全台有感，各地最大震度達 6 級，桃園地區測得震度亦達 5 級。

地震造成航廈內發生數處天花板、牆面及灑水頭受損情形，當下正值上班尖峰時間，另適逢清明連假前夕，亦為旅客出入境之尖峰時段，致造成 3 名旅客受傷，經機場公司派員關心後均可進行後續行程。

地震發生之緊急應變

地震發生後，機場公司隨即於上午 8 時整成立緊急應變中心並即召開應變會議，同步派員巡檢，確認航廈及機場設施受損狀況。後於同日上午 11 點、下午 3 點及下午 5 點，陸續召開第 2、3 及 4 之應變會議，追蹤受損設施之修復情形。

地震發生後，本公司維護處亦隨即開設戰情中心，由維護處處長擔任現場指揮官，同仁及各維護廠商立即於所轄責任分配區域進行巡檢，傳送巡檢結果於維護 line 群組，由戰情中心專人彙整受損狀況並追蹤後續辦理情形。

請各維護廠商就受損設施以最短時間予以拆除或隔離，避免造成二度危害，維持機場營運安全，並請建築結構專業廠商作航廈安全之初步評估，確保安全後，隨即啟動復原(舊)作業。

本公司航務處、工程處及消防大隊同仁及各維護、工程廠商立即主動出發巡檢，跑滑道及燈光經兩次關閉巡視後確認正常；另交通道、水門、界圍、土方及各工程標案等，每 2 小時巡查回報現況，皆無異狀。

地震發生當日，請各駐站維護商增援緊急應變人力共約 420 人，維護處亦排定留守人力 20 人，徹夜巡檢、監督修繕復原情形，並於 113 年 4 月 3 日至 7 日排定科長級以上同仁輪值擔任戰情中心指揮官，以作震後復原期間緊急應變之調度、協調與指揮，確保航廈營運安全。

震後復原作業

震後立即請符合資格之橋梁檢查員針對機場範圍內橋梁作震後特別巡檢，巡檢結果無異常情形，書面巡檢報表已於 113 年 4 月 23 日送達。

震後動員所有維護廠商進行航廈設施設備復原作



第二航廈1樓入境大廳挑高區天花掉落後先予以防護（掛墜網）



第二航廈二樓夾層受損天花板拆除

業，針對旅客活動之公共區域先行修繕（原則夜間施工），要求兼顧施工品質及安全，並依據戰情中心彙整之資料分批逐日完成。

受損嚴重、範圍較大或高空作業等施工難度高區域，另以緊急採購方式邀請專業廠商進場協助修繕，以期最短時間完成復原作業。

桃園機場於113年4月7日即完成震後復原作業。

桃園機場每年皆辦理地震緊急應變演練（近期為112年12月14日）。演練由機場各災害應變單位以桌上型兵棋推演方式進行，並由外部防災專家於演練後立即給予綜合檢討與建議。此項作業於本次地震中充份發揮功效。

花蓮地震 第一線工程人員報導



從集集地震至 花蓮地震 淺談 輸電電網鐵塔基礎 強韌進化

台灣電力股份有限公司供電處

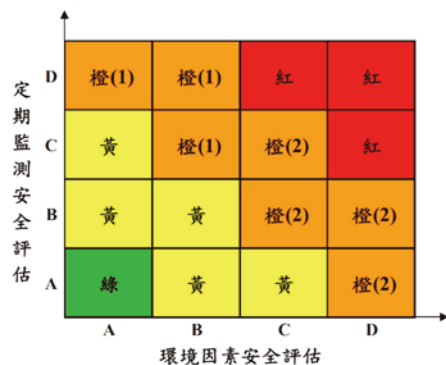
113年4月3日上午7點58分左右於台灣東部海域，約距花蓮縣政府南南東方25.0公里、深度15.5公里處，發生規模7.2有感地震，全台明顯搖晃，是僅次於921地震後最大強震，其中尤以花蓮最為嚴重。

依據經歷921地震的印象，當時交通多處受阻，台灣中、北部陷入停電危機，全台限電維持約2~3週後才得解除，但這次0403地震，對外交通和生活即刻恢復正常，水、電供應系統大致無損，人民生活幾乎不受影響，再再讓世人驚嘆是台灣的奇蹟！

對於電力系統而言，此次地震除了震央不同之外，靠著台電公司近年強化的儲能系統、電力網強化等等，都是讓電力在強震過後能夠在短時間內恢復的原因之一。電網的韌性，要靠經驗的不斷傳承與積累。台電公司於921地震事故後，面對8千多座先天具有潛在危機的山區鐵塔，除已損壞之鐵塔須立即處

理外，對於隱藏的危險鐵塔，該如何排出優先順序並實施適當的改善，是當時最大的課題。有鑑於此，掌管全台特高壓輸電線路的供電處配合相關政策擬訂短中長期改善策略，過程概述如下：

短期策略88~99年：本期除修復損壞塔基外，著重於將有安全疑慮之山區塔基挑選出來，訂定「輸電鐵塔基礎環境因素評分要點」、「輸電線路鐵塔定期監測要點」，針對山區345kV塔基，就地質、邊坡、崖高、水文、植栽等環境因子採分項評分方式，另實測鐵塔邊距、對角距、四腳高程，再依評分級距與實測和原設計量差異率進行量化安全評估，各區分為A、B、C、D四個等級分類，其中A、B級表示安全無虞，C、D級則各應辦理補強或改建，再綜合環境因素安全評估及鐵塔定期監測C、D級塔基共868座列為「重點塔基」列管，進行遷移、改建、補強或邊坡保護等改善措施，全



數已於民國 99 年底前完成，成為初期強固穩定送電之重點工作。

中期策略 99 ~ 110 年：本期則配合國家訂定之政策或公告之相關地理環境危害因子，除全數山區塔基外並納入所有平地塔基進行輸電塔基總分類管控，整合「輸電鐵塔基礎環境因素評分要點」及「輸電線路鐵塔定期監測要點」四個分級，以類似風險圖像方式，將塔基分類為綠、黃、橙、紅四級，依其風險進行普通巡視、加強巡視、補強、改建等對應之管控策略，強韌輸電線路送電工作。

長期策略 110 年 ~ 迄今：本期除配合政府公告之相關地理環境因子做滾動檢討改善外，另著重於老舊設備

之汰換更新及塔基即時監測，為因應極端氣候如颱風、豪雨等天災，以緊急啟動因應對策，對於環境有疑慮之高風險塔基，布設地表傾斜計、雨量計並透過通訊模組，24 小時即時監控塔基安全，迄 113 年已設置 83 座，並持續增加中，另對於通訊不佳的塔基位置，亦已委託綜合研究所辦理低軌衛星傳輸訊號之模組開發研究，期望進一步對於人跡不易到達的鐵塔有即時警示訊息，有狀況能提前啟動緊急應變措施，更堅韌輸電線路送電保證。

前述各階段計畫係針對既有電網架構做強韌改善，另為配合綠能併入送電，於 106 年起針對超高壓第一路共 186 座鐵塔全數改建，以提升送電容量，並預計於 118 年全數改建完成。

輸電線路就像人體的主動脈一樣，它有一定的送電容量，不管電廠發電能力多強或外部儲能的設備再多，同一時間每一迴線能輸送的電力就是這麼多，而且整條線路任何時間、任一個點若有斷線狀況，則該輸電線路送電能力將全部喪失，尤其是在輸電鐵塔被視為鄰避設施的現況中，輸電線路不是被迫改以地下化設置就是必須往偏僻或環境惡劣的地方遷移，甚或必須將好多迴線架設於同一座鐵塔上，所以每座鐵塔基礎的強韌性就更形重要。



花蓮地震
第一線工程人員報導

台鐵再遇 強震，
安全 穩固

臺鐵新秀姑巒溪橋 0918 地震緊急搶修一週年回顧

國營臺灣鐵路股份有限公司 陳宗宏副總經理

今年 4 月 3 日花蓮外海發生規模 7.2 強震，其規模是僅次於 1999 年的 921 大地震後，再次衝擊東部地區人民生活與鐵路運輸。就在 2022 年 9 月 18 日午後，池上地區發生規模 6.8 強震，造成臺鐵新秀姑巒溪橋主梁錯位，迫使花蓮至臺東線鐵路停駛，在臺鐵公司（原交通部臺

鐵局）同仁的共同努力，於震後 102 天就完成搶修，比預定目標提前 22 天，紓解了 112 年元旦與農曆春節的運輸壓力；本次花蓮外海再次發生強震，臺鐵新秀姑巒溪橋在監測儀器的監控下，整體結構狀態安全穩定，證明臺鐵公司優異的搶修能力與功能效益。



2022 年 918 地震造成臺鐵新秀姑巒溪橋
主梁錯位損壞



新秀姑巒溪橋緊急搶修頂升、橫移油壓千斤頂佈設



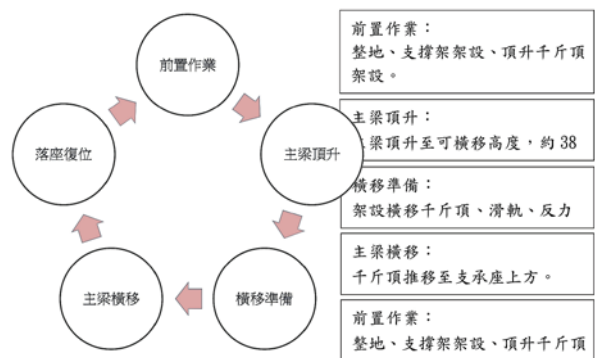
工法創新應用、展現搶修效益

臺鐵新秀姑巒溪橋全長 580 公尺，共計 15 跨，第 1 跨至第 13 跨主梁 4 支 I 型預力梁，每跨自重約 600 ~ 650 噸，第 14 跨主梁 5 支，自重約 1,200 噸，第 15 跨主梁 7 支，自重約 1,500 噸。2022 年新秀姑巒溪橋遭逢 918 地震，將全橋 15 跨主梁由支承座震落至帽梁，並將所有混凝土止震塊衝擊破碎。臺鐵公司考量若以傳統吊裝工法回復主梁定位，修復時間恐超過 6 個月以上，經翻閱各式橋梁工法案例，提出「頂昇橫移復位工法」施工構想，經負責設計、監造的中興工程顧問股份有限公司檢核後，確認方案可行，便開啟後續緊急搶修工作。

「橋梁頂升橫移工法」的原理是應用油壓千斤頂將橋梁頂昇後橫移，至回復至原設計位置後落座；作業方式是在每一根主梁下方安裝 1 具推力 150t 以上之油壓千斤頂，同時頂昇至 30 ~ 35 公分預定高度後，安裝橫移鋼梁與滑動裝置並清除帽梁上碎石、雜物及修復支承混凝土座與更換橡膠支承墊，待一切就緒後，由主梁外側之油壓千斤頂（出力 300t 及 400t）進行推移。

臺鐵新秀姑巒溪橋緊急搶修，由自重最大的第 15 跨開始，逐跨向北施作，自 111 年 10 月 3 日至 111 年 11 月 19 日全數主梁復位落座完成，共計使用 48 日曆天，證

明本工法具有「操作原理簡單成熟」、「機具整備簡單快速」、「施工過程安全穩定」、「施工期程精省迅速」等特點，為一種「工法整合、創新應用」的橋梁工法案例。



新秀姑巒溪橋緊急搶修「頂升、橫移工法」流程圖

新秀姑巒溪橋緊急搶修「頂升、橫移工法」各橋跨主梁執行時序表

跨序	S15	S14	S13	S12	S11	S10	S9
頂升開始	10/15	10/19	10/26	10/27	10/29	10/01	11/10
頂升完成	10/16	10/19	10/26	10/27	10/29	11/01	11/10
橫移開始	10/23	10/26	10/30	10/30	11/01	11/02	11/13
橫移完成	10/24	10/26	10/30	10/30	11/01	11/02	11/13
落座	10/25	10/28	10/30	10/31	11/02	11/02	11/13
歷時(天)	11	10	5	5	5	2	4

跨序	S8	S7	S6	S5	S4	S3	S2	S1
頂升開始	11/08	11/07	11/07	11/11	11/15	11/15	11/17	11/18
頂升完成	11/08	11/07	11/07	11/11	11/15	11/15	11/17	11/18
橫移開始	11/12	11/10	11/09	11/14	11/16	11/17	11/18	11/19
橫移完成	11/12	11/10	11/09	11/14	11/16	11/17	11/18	11/19
落座	11/12	11/11	11/09	11/14	11/16	11/17	11/18	11/19
歷時(天)	5	5	3	4	2	3	2	2



施工便道搶修復原



『給辛苦維修鐵路的人員』

鐵路、火車對人們來說是一種很方便的一個交通工具，但也很危險。因為維修鐵路的人員在每一次維修鐵路時可能受傷。辛苦，謝謝你們、辛苦你們了！

謝謝你們在維修時小心謹慎的檢查，也接近很多危險、天氣慢慢修要對鐵路，辛苦你們了但也要照顧好自己的身體不要受傷了～

愛注意安全

辛苦你們了！

鳳林國中 高孝傑

給辛苦維修鐵路的人

鐵路很安全我們出去玩時也可以坐火車，如果沒有你們我們可能不能坐火車了，只能坐大巴或公車，而且還很久才到我要去的地方。謝謝你們可以幫我們維修鐵路，在維修時有很多危險的地方，在大太陽時工作在下雨時也在工作你們很辛苦，所以在工作時要小心不要受傷要多喝水不要中暑也不要感冒呀，希望你們工作時不要出意外注意安全。謝謝

鳳林國中 劉子恩 敬

臺鐵 0918 地震災後緊急搶修工程列車試運轉時間標

餘震大雨襲擾、團結共克難關

臺鐵新秀姑巒溪橋搶修期間，在第一次橫移時，發生化學螺栓剪斷，導致橫移失敗，團隊經檢討後，以增加塗油不鏽鋼板降低摩擦係數並連結固定橫移鋼梁，分散作用力等方式，證明能有效推移主梁，此後各跨皆能如期順利復位。另外，還經歷 10 月 10 日鋒面、10 月 16 日尼莎颱風及 10 月 31 日奈格颱風的 3 場大雨，導致溪水水位上漲，沖毀施工便道與部分重型支撐鋼架，搶修團隊緊急增加人力、機具動員數量改變河道與復原便道，終能按規畫期繼續搶修，不致延宕或暫緩。作業推進順序作業。

搶修提前通車、持續監控與安全提升

經過搶修團隊 92 天的全力搶修，111 年 12 月 28 日臺鐵新秀姑巒溪橋正是恢復通車營運，解決了 112 年元旦與農曆春節連續假期面對的運輸壓力，並在橋梁安裝電子監測儀器，實時觀察橋梁監測數據迄今。

在今年 4 月 3 日花蓮發生芮氏規模 7.2 的大地震中，依據橋梁監測設備數值顯示，新秀姑巒溪橋結構狀況無異常現象，顯見 0918 地震搶修快速、扎實、有效。此刻，臺鐵公司正在執行新秀姑巒溪橋的耐震評估，了解搶修後橋梁耐震，確保橋梁結構與鐵路運輸安全無虞。



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)

刊登位置	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：

○ 51.3 ○ 51.4 ○ 51.5 ○ 51.6 ○ 52.1 ○ 52.2 共 次
(6月) (8月) (10月) (12月) (2月) (4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：社團法人中國土木工程學會 電話：(02) 2392-6325 email: service@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)	仟萬	佰萬	拾萬	萬	仟	佰	拾	元
----------	---	---	---	---	---	---	---	---	--------------------	----	----	----	---	---	---	---	---

通訊欄 (限與本次存款有關事項)

繳納會費

- ☐ 常年會員年費 1,200 元
☐ 初級會員年費 300 元

訂閱土木水利雙月刊，一年六期

- ☐ 國內・個人會員 新台幣 300 元
☐ 國內・非會員及機關團體 新台幣 1,800 元
自第 卷第 期起， 年期雙月刊 份

訂閱中國土木工程學刊，一年八期

- ☐ 國內・個人會員 新台幣 1,600 元
☐ 國內・非會員及機關團體 新台幣 3,600 元
☐ 國外・個人 美金 80 元
☐ 國外・機關團體 美金 200 元
自第 卷第 期起 年期學刊 份

收款 戶名	社團法人中國土木工程學會	
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 註：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>	繳納會費 ☐ 常年會員年費 1,200 元 ☐ 初級會員年費 300 元
會員證號碼			訂閱土木水利雙月刊，一年六期 ☐ 國內・個人會員 新台幣 300 元 ☐ 國內・非會員及機關團體 新台幣 1,800 元 自第__卷第__期起，__年期雙月刊__份
身分證號碼			訂閱中國土木水利工程學刊，一年八期 ☐ 國內・個人會員 新台幣 1,600 元 ☐ 國內・非會員及機關團體 新台幣 3,600 元 ☐ 國外・個人 美金 80 元 ☐ 國外・機關團體 美金 200 元 自第__卷第__期起__年期學刊__份
卡 別 ☐ VISA ☐ MASTER CARD ☐ JCB			白天聯絡電話
信用卡卡號			通訊地址
信用卡末三碼			
信用卡有效期限 (月 / 年)			
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。

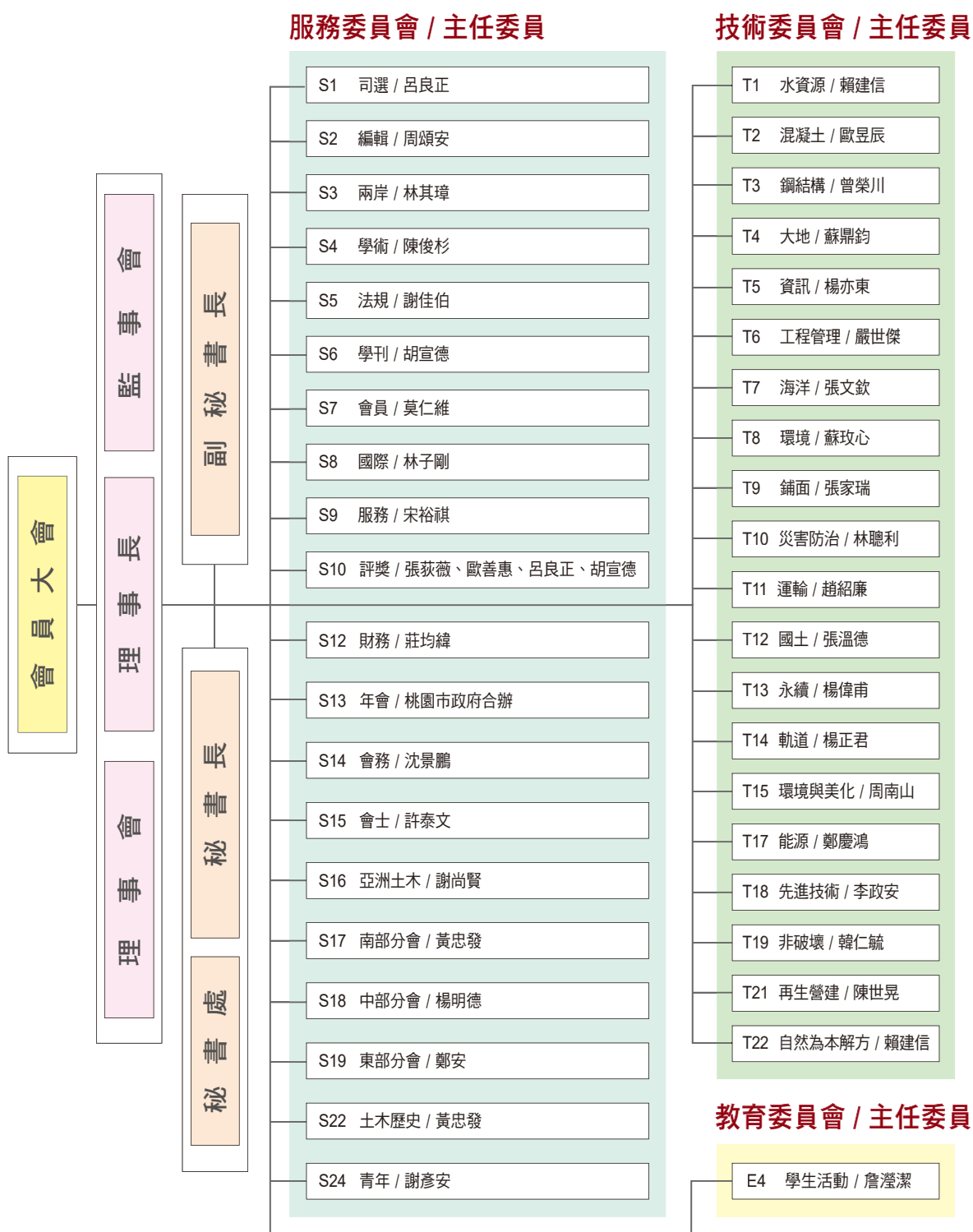
交易代號：0501、0502現金存款 0503票據存款 2212劃撥票據託收

本聯由儲匯處存查 600,000 束 (100 張) 94.1.210 × 110mm (80g/m² 模) 保管五年 (拾大)



社團法人中國土木工程學會

組織圖



中國土木工程學會

與您攜手共創未來！



官方網站



Line 官方帳號



YouTube 頻道

<http://www.ciche.org.tw>

10055 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



貓羅溪斜張橋（台灣世曦工程顧問股份有限公司提供）