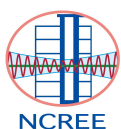


114年度

國家地震工程研究中心

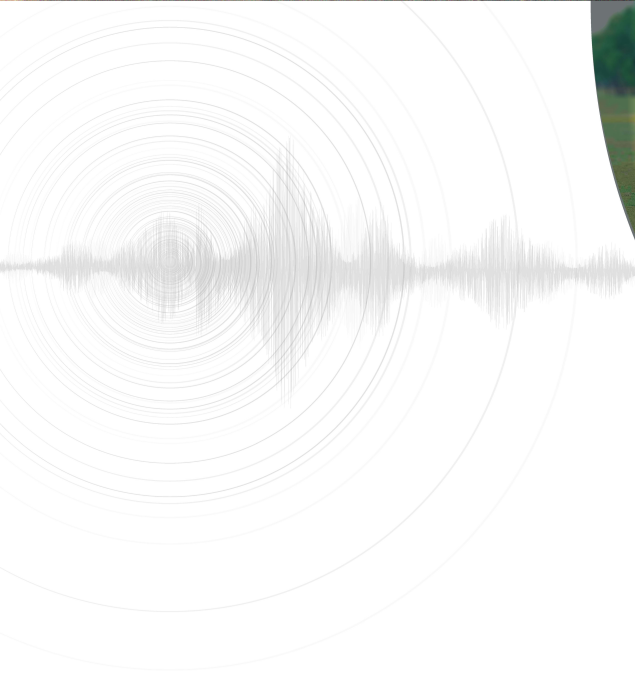
研究成果報告



NIA 國家實驗研究院

國家地震工程研究中心

National Center for Research on Earthquake Engineering



使用聲明

任何閱覽本報告的使用者(以下簡稱使用者),即代表已確認及接納須就本報告的使用自行承擔一切風險。

本報告之所有內容為財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心(以下簡稱國震中心)享有著作權及所有權,嚴禁抄襲與改作。非經國震中心同意,使用者不得將本報告之全部或一部以任何形式或方式進行轉載、重製、摘錄、引用、公開傳輸、公開播送、散布或發行,亦不得於任何未經國震中心同意之管道刊登或披露(如以超連結等方式內嵌於任何網頁或網站)。若有符合合理使用之情形,應正確引註以表彰權利人之權益。

本報告僅供學術、教育、研究或公益等非營利用途之參考,使用者不得將本報告使用於銷售商品或服務之宣傳或行銷,不得在商業推廣時(如廣告、產品或投資說明等)使用本報告之內容或數據,且不得擅自使用或利用國科會、國研院、國震中心及其所屬單位、員工之名稱、院徽、商標或以任何方式使用國科會、國研院或國震中心之名義。

因使用、閱覽或無法使用本報告而產生的直接、間接、附帶、特別、衍生性或懲罰性等所受損害或所失利益,包含但不限於利潤、營業、客戶、機會、商譽、使用、資料損失等純粹經濟上損失或其他無形損失,使用者應自負其責,概與國震中心無關。因使用本報告而引致任何誹謗、侵犯著作權或智慧財產權等情事,亦同。

國震中心對於本報告之內容或數據,概不為任何明示或默示之保證或聲明,亦不對資料之準確性、完整性或正確性作出任何陳述或保證,亦不會承擔任何賠償責任。同時,本報告所有內容可隨時停止公開或變更而毋須事前通知使用者。

Any user who accesses this report (hereinafter referred to as the "User") represents and acknowledges that they must assume all risks associated with their use of this report.

The content of this report is copyrighted and owned by the National Center for Research on Earthquake Engineering (hereinafter referred to as the "NCREE"), which is a foundation established under the laws of Taiwan. Any copying or modification of this report is strictly prohibited. Unless authorized by the NCREE, the User is not permitted to reproduce, duplicate, extract, quote, publicly transmit, publicly broadcast, distribute, or publish the whole or any part of this report in any form or manner, nor are they allowed to post or disclose any part of this report through any unauthorized

channels (such as embedding in any web page or website using a hyperlink). If there are circumstances that qualify as fair use, the User should properly cite the report to acknowledge the interests of the rights holder.

This report is provided for reference purposes only and is intended for non-profit uses such as academic, educational, research, or public welfare. The User is not allowed to use this report for promoting or marketing goods or services, nor to use the content or data of this report in commercial promotions (such as advertisements, product or investment instructions, etc.), and is not allowed to use or exploit the names, emblems, trademarks, or any other aspect of the name of the National Science and Technology Council, the National Institutes of Applied Research, the NCREE, or its affiliated units or employees in any way.

The User assumes full responsibility for any direct, indirect, incidental, special, derivative, or punitive damages or loss of benefits resulting from the use, browsing, or inability to use this report, including but not limited to pure economic losses such as profits, business, customers, opportunities, reputation, use, data loss, or other intangible losses. The same applies to any defamation, infringement of copyright or intellectual property rights, or any other consequences resulting from the use of this report.

The NCREE does not provide any express or implied warranties or representations regarding the content or data of this report. The NCREE also makes no statements or warranties regarding the accuracy, completeness, or correctness of the data, and does not assume any liability for any compensation. At the same time, the NCREE reserves the right to stop the publication or modify the contents of this report at any time without prior notice to the User.

NCREE

目 錄

- 1 超高性能混凝土應用於磚牆之場鑄包覆補強工法圖說研擬
翁元滔、洪崇展、魏鎔廷
- 5 臺灣風險導向設計地震發展與探討
劉勛仁、黃尹男、張毓文、張志偉、陳冠宇
- 9 基於規模的危害度分析中使用基於破裂寬度限制效應發展的震源
尺度模型的建議
黃雋彥、林哲民
- 13 量化額外阻尼特性以估計具非比例阻尼之雙向不對稱建築物的受
震反應
林瑞良
- 19 變斷面桁架圍束式挫屈束制支撐耐震設計
吳安傑、莊明介
- 23 臺南市立楠西國民中學經耐震補強校舍之抗震能力評析
莊明介、馬忠駿、林瑞良、於積璿
- 27 結構分析模型轉換程式之泛用型架構研發－以 ETABS 轉 PISA3D 為
例
馬忠駿、莊明介、林瑞良
- 29 H 型鋼柱於側推分析之非線性鉸模型研究
林敏郎、黃昭勳、邱聰智、鍾立來、翁元滔、周德光、黃品絜、法慕杰
- 35 建築物結構耐震性能評估與補強技術手冊及程式研發
林敏郎、邱聰智、鍾立來、許嘉雯、魏鎔廷、翁元滔、周德光、馬忠駿、許晉榮、宋
隆洵、黃世建
- 39 應用非線性動力方法進行 RC 結構振動台試體模擬分析
翁樸文、蕭輔沛、林佳蓁、吳思諭、黃昭勳
- 43 應用再生混凝土補強既有鋼筋混凝土柱之性能研究
蕭輔沛、Yanuar Haryanto、林佳蓁、翁樸文、胡宣德
- 45 懸吊式非結構系統耐震性能跨國聯合測試驗證平台
柴駿甫、林凡茹、黃百誼、陳威中、柯敏琪、黃文萱、簡子婕、范秋屏、林震宇
- 51 大型設備耐震驗證初探：以風力機控制器為例
黃百誼、徐瑋鴻、林凡茹、黃文萱、柴駿甫

- 55 **鋼連桿梁與 RC 構件接合耐震行為研究**
莊勝智、林克強、紀凱甯、李錫緯、陳垂欣
- 59 **現地型地震早期預警系統效能優化技術研發**
趙書賢、許喬筑、林哲民
- 63 **RC 高軸壓力柱之橫向鋼筋與混凝土強度匹配性研究**
林克強、謝長紘、紀凱甯、莊勝智
- 67 **高強度梁主筋於梁柱接頭錨定與握裹伸展性能研究**
紀凱甯、林克強、莊勝智、黃承緒、王勇智
- 71 **結構非線性歷時反應預測之深度學習模型應用於隔震配置與斷面設計最佳化**
黎光曜、張壹翔、張慰慈、黃尹男、陳俊杉
- 75 **三維重建與劣化量測於橋梁智慧檢測與評估**
嚴寬、張家銘
- 79 **液化地盤微型樁非線性側推分析**
陳冠羽、盧志杰、鄧源昌、黃俊鴻
- 83 **管溝回填材對埋地連續管受斷層位移錯動之行為影響**
張哲瑜、張為光
- 87 **防救災 AI 助手之軟硬體架構設計與整合研究**
楊承道、陳蓮安、黃士軒
- 91 **人工智慧防救災前瞻應用**
羅傑鯢、周遠同、林恩妘、吳日騰、林之謙、張家銘、邱聰智、楊承道、張慰慈、陳俊杉
- 95 **5D 智慧城市防救災平台—地震智慧防救災技術**
王仁佐、陳志賢、楊承道、林瑞綿、高琪
- 99 **水環境智慧防災應用平台**
羅傑鯢、韓仁毓、張哲豪、汪立本、曹雅筑、林宗祐、張慰慈、陳俊杉
- 103 **以泛用型擬靜態軟體架構執行複雜複合模擬試驗**
王孔君、周中哲、黃柏嘉
- 107 **公用天然氣系統震後停氣推估之研究**
周寶卿、劉季宇

- 111 **商業地震保險風險評估模型**
黃李暉、葉錦勳、劉季宇、洪祥瑗
- 115 **震後緊急醫療系統之動態網絡韌性評估架構**
林祺皓、陳世良
- 119 **住宅耐震弱層補強技術推廣與應用成果**
許芯茹、許嘉雯、李姿瑩、蕭玉舒、許晉榮、陳語嫻、宋隆洧、邱聰智、林敏郎、鍾立來、鄭維中、李牧軒、張毓文、楊卓諺、翁元滔、邱世彬、周德光、涂耀賢、楊元森、許丁友、馬忠駿、魏銷廷、王迎芃
- 123 **氫能輸儲設施易損元件初探**
徐瑋鴻、黃百誼、林凡茹、柴駿甫
- 127 **地熱潛能區環境監測站建置與基礎資料建立**
謝宏灝、林世榮、黃有志、李宥葭
- 131 **低碳與再生材料於建築結構應用之國內技術盤點與應用潛力評估**
紀凱甯
- 135 **AASHTO T397 單軸拉伸試驗**
吳振維、歐昱辰、陳俊仲
- 137 **長期結構加速度振動反應監測資料之彙整與初探**
盧恭君、陳俊仲、蕭勝元、江奇融
- 141 **考量近斷層效應之單柱式 PCI 梁橋非線性有限元素分析模型研究**
葉芳耀
- 145 **施工中的軌道垂向線型監測**
李政寬、洪曉慧、陳家漢、許家銓
- 149 **損傷狀態下足尺寸黏彈性阻尼器之實驗與分析研究**
林旺春、汪向榮
- 153 **不連續慣質質量阻尼器之可行性研究**
張家銘、鄭楷衡、楊卓諺
- 157 **應用粒子群最佳化—基本解法求解風機元件之外流場問題**
古孟晃
- 163 **考量地質不確定性之單樁式離岸風機系統自然頻率評估**
徐雅涵、葛宇甯、黃俊鴻

- 167 **臺灣通用非線性放大效應模型**
王允佑、張毓文、許尚逸
- 171 **地震潛勢評估參數池上斷層系統幾何形貌統計與分析**
陳冠宇、張毓文、劉勛仁、張志偉
- 175 **氣象因子與氫濃度變化之線性及非線性關係**
瓦里亞、林世榮
- 181 **上部結構納入分析對液化土層中筏基貫入沉陷之影響**
張文忠、賴亭蓁、陳家漢
- 185 **臺灣東北部龜山島火山淺層海底熱液系統之揮發分配與流體傳輸
演化(2020-2025)**
李曉芬、林正洪、賴雅娟、史旻弘、林立虹、洪國騰
- 189 **機器學習於火山地震監測之應用**
史旻弘、賴雅娟

NCREE

超高性能混凝土應用於磚牆之場鑄包覆補強工法圖說研擬

翁元滔¹ 洪崇展² 魏鎬廷³

摘要

近年來從 2016 高雄美濃地震、2018 與 2024 花蓮地震等事件中，均造成多處建物受損甚至嚴重倒塌。然其中多數建物為私有建築，補強工程推動不易，其原因除經費籌措困難外，較長工期影響使用空間亦讓使用者意願大幅下降。RC 構架之內填磚牆可有效提升整體構架之側向強度與勁度，然而磚牆之變形韌性差，在強烈地震作用下可能發生脆性破壞，造成人員傷亡與結構坍塌。本工法目的為使用簡易之 UHPC 補強工法，透過墁砌、噴漿、或灌漿等適宜現地之施作方式，將漿體均勻披覆於牆面上，以有效提升磚牆結構之耐震與抗倒塌能力。包覆施工方式主要分為手鏟、噴漿，其中，手鏟為採用鏟刀，直接鏟切 UHPC 鏟料於補強面上，而噴漿則為將拌合完成的 UHPC 漿體送入泵送設備，透過噴漿系統將漿體均勻噴塗在施作面上。

關鍵詞：超高性能混凝土、耐震補強、補強設計

一、前言

超高性能纖維混凝土 (ultra-high performance concrete, UHPC) 是加入石英砂及矽灰等細粒料，進而增加漿體的緻密性，減少粗骨材所產生的弱面，並添加纖維改善傳統混凝土抗拉與抗裂能力不佳之缺點具優良抑制裂縫能力，此材料使用於耐震結構上，其韌性及強度可有顯著的改善，大幅提升結構之耐震能力，減少圍束與剪力鋼筋使用量，增加工作性及簡化施工流程。研發結果指出其抗壓強度可提升至 120~140MPa，抗拉強度可達到 7MPa 以上，均為傳統混凝土之四倍以上，使用上即可縮小構件斷面，增加施工性與使用空間；而因其緻密之材料結構，此材料於孔隙率、吸水率與氯離子滲透係數等耐久性指標均小於傳統混凝土之十倍至百倍，大幅降低結構物老化趨勢延長建物使用壽命。

RC 構架之內填磚牆可有效提升整體構架之側向強度與勁度，然而磚牆之變形韌性差，在強烈地震作用下可能發生脆性

破壞，造成人員傷亡與結構坍塌。本工法目的為使用簡易之 UHPC 補強工法，透過墁砌、噴漿等適宜現地之施作方式，將漿體均勻披覆於牆面上，以有效提升磚牆結構之耐震與抗倒塌能力 (Hung 等人(2024))。本文後續內容主要針對噴漿施作工法加以介紹。

本工法的適用時機如下：

- (1) 補強目標：提昇牆體結構面內之剪力強度以及面內外之變形韌性，以有效提升牆體結構之抗震與抗倒塌能力。
- (2) 補強方向：牆之側向強度。
- (3) 材料特性：為增加其新舊介面間之接合強度，必須配合牆體厚度與實際狀況使用適合的螺栓元件。針對表面狀況不佳的磚牆（例如破損較多等），則應調整螺栓安裝位置或方式。

本工法的使用特性主要如下：

- (1) 若使用墁砌或噴漿之施作方式，則不需組立模版，可減少假設工程。

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

² 國家地震工程研究中心兼任研究員；國立成功大學土木工程學系特聘教授

³ 國家地震工程研究中心專案助理技術師

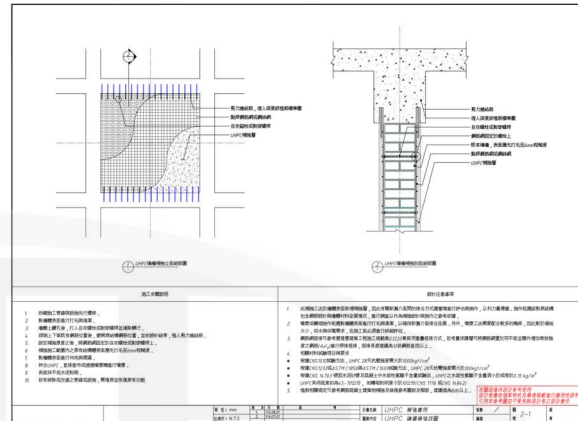
- (2) 補強施工效率佳。
- (3) 節省施工時間與物料成本。

二、補強設計要點

- (1) 此補強工法於牆體表面新增補強層，因此應審慎評估與施作新舊介面之接合，以確保力量傳遞。此外，施作前應對原結構之配置與設計進行調查，以作為補強設計與施作之參考依據。
- (2) 補強層施作前應對既有牆體表面進行打毛與清潔，以確保新舊介面之接合品質。另外，若採噴漿工法，需使用較多機具，對於場地大小、供水與供電需求等條件，在施工前必須進行詳細評估。
- (3) 鋼筋網搭接可參考營建署建築工程施工規範第 03220 章，採用重疊搭接方式，此外，可將鋼筋網置於同平面並額外增加等效強度之鋼筋進行焊接搭接，搭接長度為 10 倍鋼筋直徑以上。
- (4) 相關材料試驗項目與要求主要如下：
 - I. 根據 CNS1010 試驗方法，UHPC 28 天抗壓強度需大於 1000kgf/cm^2
 - II. 根據 CNS1233 或 ASTM C1856 與 ASTM C1609 試驗方法，UHPC 28 天抗彎強度需大於 100kgf/cm^2
 - III. 根據 CNS 14703 硬固水泥砂漿及混凝土中水溶性氯離子含量試驗法，UHPC 之水溶性氯離子含量須小於或等於 0.15kg/m^3
 - IV. 墁砌與噴漿工法所採 UHPC 材料之坍度應小於 10 公分(CNS 1176 或 CNS 14842)

三、參考圖說及解說

UHPC 應用於磚牆之場鑄包覆補強工法所對應之參考圖說如下所示：



圖一 UHPC 應用於磚牆之場鑄包覆補強工法參考圖說

其中相關說明須包含以下部分：

- (1) 設計者應依現場實際條件繪製梁與牆相對關係斷面詳圖。
- (2) UHPC 厚度應考慮設計需求及施工條件，並與業主充分溝通後決定。
- (3) 螺絲與鋼線網之尺寸與配置可依照力量設計結果決定之，但需要有適度保護層厚度，與梁相鄰處應預留搭接鋼筋，搭接鋼筋建議採 #5 或 #5 以下之竹節鋼筋。若搭接鋼筋強度小於 4900kgf/cm^2 ，則最小搭接長度可採 10 倍鋼筋直徑。
- (4) UHPC 補強層應透過剪力連結筋與上下梁之接合，傳遞橫向力。若 UHPC 補強層無法與上下梁接合，則可改採與鄰柱間進行植筋接合，惟傳力路徑將通過柱上下之塑角區，因此建議進一步考量柱之補強需求，避免柱塑角過早產生破壞。
- (5) 埋置剪力連結筋前，可參考既有梁之施工或設計圖說，避免鋼筋衝突。此外，亦可使用鋼筋掃瞄儀器，確認原梁鋼筋之實際位置後，進行植筋。
- (6) 若補強牆面為翼牆，翼牆無柱側之無圍束面可不進行特別處理，然而，若要進一步增加翼牆之補強成效，可於翼牆之無柱側新增立柱，可強化翼牆之內力傳遞；若與翼牆相鄰之既有柱

的箍筋間距過大，則應考量對既有柱進行剪力補強，以強化既有柱於地震下之韌性與強度。

- (7) 補強層周邊與新舊結構體交界處，若有與雨水接觸者，應考量防水設計。

四、施工步驟說明

UHPC 之磚牆補強場鑄包覆工法之施工步驟主要如下：

- (1) 遷移妨礙施工之管線與設施。
- (2) 對牆體表面進行打毛與清潔。
- (3) 於牆體鑽孔後，埋植自攻螺栓或對穿螺桿，並清除髒汙。
- (4) 探測上下梁既有鋼筋位置後，避開原結構鋼筋位置，並依設計結果，植入剪力連結筋。
- (5) 設定補強厚度之後，將鋼筋網固定於自攻螺栓或對穿螺桿上。
- (6) 待補強之既有牆體表面應打毛至 6 mm 粗糙度。
- (7) 對牆體表面進行沖洗與潤濕。
- (8) 拌合 UHPC，並以墁砌、噴漿或灌漿工法進行施作。
- (9) 表面抹平或水泥粉刷。
- (10) 若有移除或改道之管線或設施，需復原並恢復原有功能

五、補強設計審查重點

1. 相關材料試驗項目與要求
 - 根據 CNS1010 試驗方法，UHPC 28 天抗壓強度需大於 1000kgf/cm²。
 - 根據 CNS1233 或 ASTM C1856 與 ASTM C1609 試驗方法，UHPC 28 天抗彎強度需大於 120 kgf/cm²。

- 根據 CNS 14703 硬固水泥砂漿及混凝土中水溶性氯離子含量試驗法，UHPC 之水溶性氯離子含量須小於或等於 0.15 kg/m³。

- 植筋易受既有混凝土強度影響，設計者應考量材料之變異性，建議進一步進行既有混凝土強度鑽心取樣。

- 鋼筋網材料應要求廠商出示材料相關報告，若業主要求可依照公共工程委員會頒布之第 03220 章銲接鋼線網進行檢驗。

2. 鋼筋網或鋼筋尺寸選擇應依照分析後結果配置，需有適當之保護層。
3. 接合開口位置應依照所設計的螺絲錨栓孔位進行開口設計，惟其螺栓或螺桿數量須足以傳遞 UHPC 補強層之剪力。

五、結論與展望

超高性能混凝土 (Ultra-high performance concrete, UHPC) 為近年國內外新型態水泥基複合材料，其因具備超高強度與緻密微觀結構，可解決補強工程常因體積過大導致使用空間受影響問題，亦提供良好防水性能。而工作性上，其可依據施工條件調整所需坍流度，克服補強施工條件不佳無法施作之狀況。

本研究為使此補強工法方便應用於實際工程，研擬其配套的補強工法參考圖說與說明文件，其中包含工法特性、適用時機、補強設計流程與注意事項、施工步驟與設計審查要項等，期讓使用者順利進行補強設計，以提昇耐震補強工程品質。

參考文獻

1. ACI Committee 318.(2019). Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19): An ACI

- Standard ; Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318R-19): American Concrete Institute.
2. ASTM International. (2015). E519/E519M-15 Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages.
 3. French Standardization Association. (2016). National Addition to Eurocode 2–Design of Concrete Structures: Specific Rules for Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete (UHPFRC). AFNOR, France.
 4. Graybeal, B.A.: Design and Construction of Field-Cast UHPC Connections, FHWA, U.S. Department of Transportation, Publication No: FHWA-HRT-19-011 (2019)
 5. Graybeal, B. A., & El-Helou, R. G. (2019, June). Development of an AASHTO Guide Specification for UHPC. In International Interactive Symposium on Ultra-High Performance Concrete (Vol. 2, No. 1). Iowa State University Digital Press.
 6. Haber, Z. B., Foden, A., McDonagh, M., Ocel, J. M., Zmetra, K., & Graybeal, B. A. (2022). Design and Construction of UHPC-Based Bridge Preservation and Repair Solutions (No. FHWA-HRT-22-065). United States. Federal Highway Administration. Office of Infrastructure Research and Development.
 7. Hung, C. C., Dai, Y. X., Yen, C. H., & Mosalam, K. M. (2024). Comparative studies on in-plane shear behavior of masonry wallettes retrofitted with mortar, UHPC, and ECC ferrocement: Shotcrete and prefabricated panels. *Case Studies in Construction Materials*, 21, e03801.
 8. Kyriakides, M. A., & Billington, S. L. (2014). Cyclic response of nonductile reinforced concrete frames with unreinforced masonry infills retrofitted with engineered cementitious composites. *Journal of Structural Engineering*, 140(2), 04013046.
 9. Lin, Y. W., Wotherspoon, L., Scott, A., & Ingham, J. M. (2014). In-plane strengthening of clay brick unreinforced masonry wallettes using ECC shotcrete. *Engineering Structures*, 66, 57-65.
 10. Qiu, H., Chin, R., Ingham, J., & Dizhur, D. (2016, April). Experimental shear testing of unreinforced masonry wall panels. In 2016 New Zealand Society for Earthquake Engineering (NZSEE) Annual Technical Conference. New Zealand Society for Earthquake Engineering.
 11. 王昱棋(2021)，超高性能混凝土(UHPC)噴漿工法於含磚牆RC構架之耐震補強，成功大學土木工程學系學位論文。洪崇展教授指導。
 12. 邱聰智(2015)，低矮型鋼筋混凝土住宅結構耐震快速評估法之開發與驗證，國立臺灣大學土木工程學研究所博士論文。黃世建教授指導。
 13. 余沛涵(2022)，超高性能混凝土於耐震補強詳細評估之輔助分析程式，成功大學土木工程學系碩士學位論文。洪崇展教授與李宏仁教授指導。
 14. 戴佑軒. (2020). 超高性能混凝土噴漿工法於磚牆補強效用之評估. 成功大學土木工程學系學位論文, 1-119。洪崇展教授指導。
 15. 戴吟純(2020)，使用高韌性纖維混凝土補強 RC 構架含填充磚牆：耐震分析模型，成功大學土木工程學系學位論文 (2020)。洪崇展教授指導。

臺灣風險導向設計地震發展與探討

劉勛仁¹ 黃尹男² 張毓文³ 張志偉⁴ 陳冠宇¹

摘要

近年來，風險導向地震動(risk-targeted ground motion, RTGM)在土木工程與建築規範逐漸受到重視。RTGM 係指在給定的結構倒塌風險目標下，同時考慮地震危害(seismic hazard)與結構易損性(structural fragility)所對應的設計地震動強度，使不同區域的設計結果具有相同的可靠度水準。與傳統的均布危害地震動(uniform hazard ground motion, UHGM)不同，RTGM 的風險一致設計方法，可更直接對應建築耐震規範之性能目標設計理念。本研究目的為採用 RTGM 評估流程並更新地震危害輸入模型，對臺灣 RTGM 特徵進行初步評估。地震危害輸入模型主要依據近期臺灣 SSHAC Level 3 PSHA 計畫(2015-2018)成果，更新為細緻化的三維區域震源模型，以及本土化的地殼型與隱沒帶型地震動預估式。並依據地調所(現改制為地礦中心)於 2020 年公布之研究技術報告，重新建立全臺活動斷層震源模型。此外，本研究以一系列結構易損性 β 值，評估對 RTGM 之影響性。根據臺灣 200 個參考工址的 RTGM 結果顯示，風險係數 C_r (RTGM 與 UHGM 之比)平均約 1.0 且變動範圍在 $\pm 15\%$ 之內，其主要受危害曲線斜率 K 值所控制，而全臺 K 值平均約 3.6 並介於 2.3 至 5.6。藉由本研究之臺灣 RTGM 初步特徵分析結果，可作為我國耐震設計規範推進並落實風險一致性設計之重要依據。

關鍵詞：風險導向設計地震(RTGM)、耐震性能設計、結構易損性、地震危害度分析(PSHA)、可靠度分析

一、前言

現行臺灣建築物耐震設計規範(內政部國土管理署，2024)所訂定工址水平譜加速度係數(S_{DS} 、 S_{D1} 、 S_{MS} 、 S_{M1})之標稱地震動設計值，係基於機率式地震危害度分析(probabilistic seismic hazard analysis, PSHA)所求得之均布危害地震動(UHGM)決定。PSHA 所使用輸入模型，主要依據早期的地震動預估公式(ground motion prediction equation, GMPE)以及簡易化的背景震源分區，該模型皆建立於近二十年前。斷層震源則採用中央地質調查所(簡稱地調所；於 2023 年改制為地質調查及礦業管理中心，簡稱地礦中心)公布之 2012 年版臺灣地區第一類活動斷層分布圖與參數資料(林啟文等，2012)。

我國規範對 UHGM 訂定了三個地震

危害水準，即中小度地震(service level earthquake, SLE)、設計基準地震(design basis earthquake, DBE)與最大考量地震(maximum considered earthquake, MCE)，其對應之回歸期分別為 30 年、475 年與 2,500 年。對應之耐震性能設計目標僅作定性(qualitative)方式描述：在 SLE 下，結構體須保持在彈性限度及容許層間相對側向位移角之內，且不應造成結構性損傷(小震不壞)，即性能點 IO (Immediate Occupancy)；在 DBE 下，韌性需求不得超過容許韌性容量(R_a)，且僅能產生可修復性損傷(中震可修)，即性能點 LS (Life Safety)；在 MCE 下，韌性需求可達到標稱韌性容量(R)，且不應造成結構崩塌(大震不倒)，即性能點 CP (Collapse Prevention)。

近年來，風險導向地震動(RTGM)在土

¹ 國家地震工程研究中心助理研究員

² 國家地震工程研究中心兼任副研究員；國立臺灣大學土木工程學系副教授

³ 國家地震工程研究中心研究員

⁴ 國家地震工程研究中心助理技術師

木工程與建築規範逐漸受到重視。RTGM 係指在給定的結構倒塌風險目標下，同時考慮地震危害(seismic hazard)與結構易損性(structural fragility)所對應之設計地震動強度，使不同區域的設計結果具有相同的可靠度水準，以更能具體實現建築規範要求之性能目標設計。美國 ASCE/SEI 7-10 為首部引入 RTGM 的建築耐震設計規範，其 RTGM 定義為風險導向最大考量地震(risk-targeted MCE, MCE_R)，在此設計強度下對應之風險目標為 50 年內有 1%倒塌機率。其它國家如加拿大、紐西蘭和歐盟規範成員國等，亦正逐步朝向採用 RTGM 發展其耐震設計。

本研究目的為採用 RTGM 評估流程並更新地震危害輸入模型，對臺灣 RTGM 特徵進行初步評估。地震危害輸入模型主要依據近期臺灣 SSHAC Level 3 PSHA 計畫(2015-2018)成果，精進為細緻化的三維區域震源模型，以及本土化的地殼震源型與隱沒帶震源型 GMPE。並依據地調所於 2020 年公布之研究成果報告，更新全臺活動斷層震源模型。對於結構易損性曲線，本研究以一系列標準差 β 值，評估對 RTGM 之影響性。藉由本研究之臺灣 RTGM 初步特徵分析結果，可作為我國耐震設計規範未來邁進風險一致性設計之重要依據。

二、PSHA 輸入設定

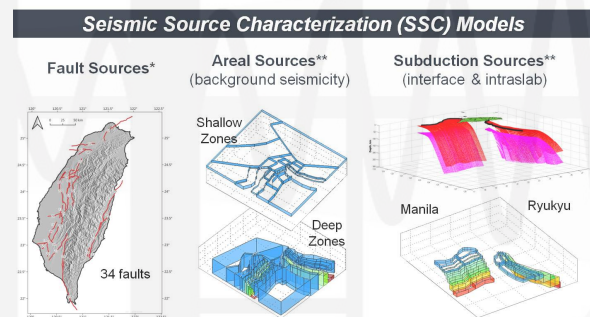
本研究 PSHA 輸入採用的地震源特徵(seismic source characterization, SSC)模型與地震動特徵(ground motion characterization, GMC)模型，如表一所列。其中的區域震源模型、隱沒帶震源模型與本土化 GMPE，主要依據近期台電公司「臺灣地震危害高階模型建置計畫」研究成果(Taiwan Power Company, 2019)，其依循一套高度制度化、品保要求與監管信度之「SSHAC Level 3」核能規範標準作業程序(NUREG-2213, 2018)而完成。斷層震源模型則依據地調所委託中興工程顧問社於 2020 年完成之「台灣活動斷層潛勢圖精進與震源構造特性評估」研究成果(顏銀桐等, 2020)，本研究重新建立臺灣地區 34 條活動斷層參數邏輯樹

(logic tree)。活動斷層、區域震源與隱沒帶之三維模型如圖一所示。

本研究 PSHA 以分布全臺 200 個參考工址、堅硬岩盤($V_{S30} = 520$ m/s)、兩個譜加速度(0.3 秒與 1.0 秒)、地震動不確定性係數(ϵ)設 2.0 作為分析條件，並採用通過驗證的「Haz45.3」軟體(Hale et al., 2018)進行危害度運算。

表一 本研究 PSHA 輸入模型設定

SSC 模型	- 區域震源：分區模型 B (Zone B) - 斷層震源：地調所 2012 版 33 條斷層+初鄉斷層 - 隱沒帶震源：界面型(Interface)與內部型(Intraslab)
GMC 模型 (GMPE)	- 地殼型：ASK14-adj、BSSA14-adj、CB14-adj、CY14-adj、Chao19 與 Phung19 - 隱沒帶型：AGA16-adj、LL08-adj、Chao19 與 Phung19



圖一 本研究地震源特徵模型之三維展示

三、RTGM 說明

地震風險(P_F)可結合危害度曲線 $H(a)$ 與結構易損性曲線 $P_{F|a}(a)$ 進行計算，理論公式如下(Kennedy and Short, 1994)：

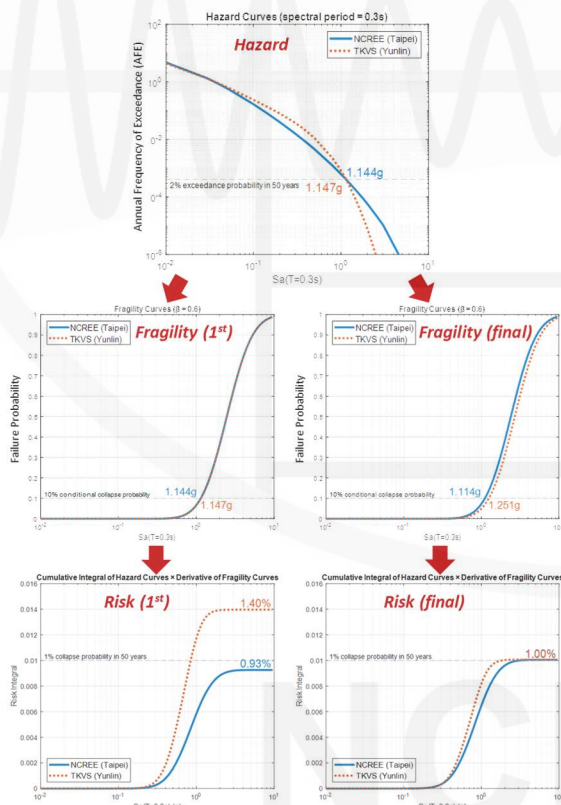
$$P_F = \int_0^{\infty} H(a) \left(\frac{dP_{F|a}(a)}{da} \right) da \quad (1)$$

其中， a 為震度參數，如譜加速度。結構易損性曲線多以對數常態分布(lognormal distribution)表示且需定義兩個重要參數：中位數(C_{50})與對數標準差(β)。 C_{50} 係指結構倒塌機率為 50% 下所對應之震度參數， β 係指結構耐震能力之變異性。ASCE/SEI 7-22 定義的結構易損性為發生 MCE_R 下有 10% 倒塌機率，故 $P_{F|a}(a)$ 可表示為：

$$P_{F|a}(a) = \Phi \left[\frac{\ln a - (\ln RTGM + .28\beta)}{\beta} \right] \quad (2)$$

其中， $\Phi[\cdot]$ 為高斯分布， $RTGM$ 表示滿足風險目標的震度參數。ASCE/SEI 7-22 根據大量結構數值分析結果，給定 β 為 0.6。

圖二為臺北與雲林兩處工址具有相同 MCE 之下，RTGM 與風險值(P_F)初始及最終估計結果的案例說明。兩處工址的 2,500 年回歸期 0.3 秒週期譜加速度皆約 1.15g，初始以此視為 RTGM，臺北與雲林工址 P_F 值分別為 0.93%與 1.40%，未符合 1%之風險目標。其反映了雲林工址的危害度斜率較陡而多發中度地震動的特性，致使結構倒塌風險偏高(>1%)，故需提高 RTGM 設計強度至 1.25g 以能達到 1%風險目標。反之亦然，臺北工址的危害度斜率較緩而偏發少遇地震動的特性，致使結構倒塌風險偏低(<1%)，故可降低 RTGM 設計強度至 1.11 即滿足 1%風險目標。

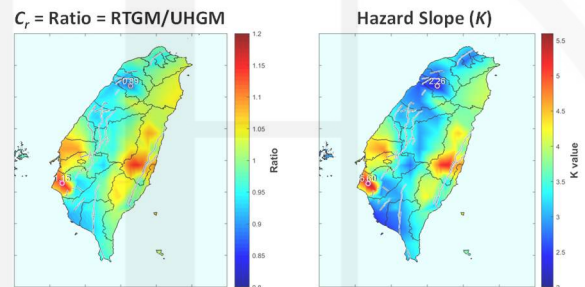


圖二 不同工址 RTGM 計算例

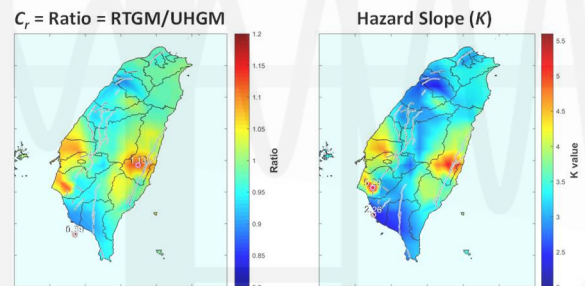
四、臺灣 RTGM 成果與探討

依據重新建立 PSHA 輸入模型、結構

易損性設定 RTGM 下 10%倒塌機率與 β 為 0.6、以及風險目標給定 50 年內 1%倒塌機率的條件下，0.3 秒與 1.0 秒週期譜加速度 (下稱 $SA_{0.3s}$ 與 $SA_{1.0s}$) 之風險係數 (risk coefficient) C_r 值與危害度斜率 (hazard slope) K 值全臺分布圖，分別如圖三與圖四所示 (Liu and Huang, 2025)。 C_r 值定義為 RTGM 與回歸期 2,500 年 UHGM 之比， K 值之對數座標斜率計算範圍定義在回歸期 475 年與 2,500 年之間。

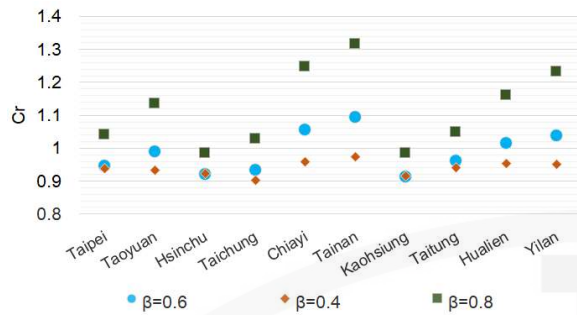
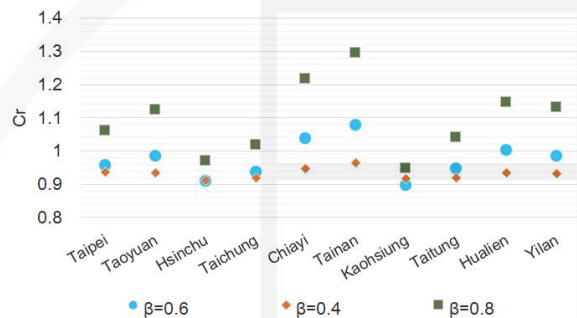


圖三 $SA_{0.3s}$ 條件下臺灣 C_r 值與 K 值分布



圖四 $SA_{1.0s}$ 條件下臺灣 C_r 值與 K 值分布

比較圖三與圖四， $SA_{0.3s}$ 與 $SA_{1.0s}$ 無論在 C_r 值或 K 值，兩者的分布趨勢接近，偏高值主要落在花蓮、雲林與臺南等地區。 C_r 值與 K 值呈正相關性，顯示危害度曲線斜率為主控 RTGM 之關鍵因子，並反映 RTGM 係依據工址之地震活動特性所決定，以滿足既定風險目標之設計地震強度。經統計，臺灣地區 C_r 值平均約為 1.0，分布範圍介於 0.88 至 1.15 之間，整體變異約在 $\pm 15\%$ 以內。此外，臺灣地區 K 值平均約為 3.6，分布範圍介於 2.3 至 5.6 之間，與同屬高地地震活動地區之美國西部 K 值(約 3.0 至 4.0)大致相當。

圖五 SA_{0.3s} 條件下不同 β 值之 C_r 值分布圖六 SA_{1.0s} 條件下不同 β 值之 C_r 值分布

圖五與圖六分別為 SA_{0.3s} 與 SA_{1.0s} 在 β 值設定 0.4、0.6 和 0.8 所對應之 C_r 值，並以 10 個都市作為分析案例(Liu and Huang, 2025)。整體而言， β 值較小表示倒塌風險主要集中於低發生率的大震，在 50 年內 1% 倒塌機率之風險目標下，RTGM 可能低於相對保守的 UHGM。反之， β 值較大代表耐震能力不確定性較高，使結構可能發生倒塌的地震動範圍更廣泛(至中度地震)，故需提高 RTGM 以維持既定的風險目標。

五、結論與展望

採用 RTGM 作為設計地震，能在考量地震危害(反映地震活動度特性)與結構易損性(反映一般建物耐震能力)之下，使不同地區建築結構達成一致的性能目標與可靠度水準，而非傳統將所有地區採用相同的地震危害等級(如 2,500 年回歸期)而使各地設計結果存在倒塌風險不一問題。因此，採用 RTGM 不僅有助於提升結構安全與韌性(resilience)，亦可作為政府在資源配置與災害管理決策上的量化依據，進而強化國家層級之防災與減災策略。

重新評估之 PSHA 結果顯示，在部分

地區之地震危害潛勢較高，且與現行規範 UHGM 存在差異，尤在近斷層區域。後續將進一步檢視地震源特徵模型，包括活動斷層之滑移速率、時間相依性及分段破裂模式等關鍵參數，以提升 PSHA 與 RTGM 結果之可靠度與應用性。

參考文獻

1. ASCE/SEI 7-22, (2022). “Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures”, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
2. Hale, C., Abrahamson, N.A., and Bozorgnia, Y., (2020). “Probabilistic Seismic Hazard Analysis Code Verification”, PEER Report No. 2018/03, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
3. Kennedy, R.P. and Short, S., (1994). “Basis for Seismic Provisions of DOE-STD-1020”, UCRL-CR-111478, U.S. Dept. of Energy.
4. Liu, H.J. and Huang, Y.N., (2025). “Toward Developing Risk-Consistent Seismic Design Maps for Taiwan”, NH13C-0408, American Geophysical Union (AGU) Fall Meeting 2025, New Orleans, US.
5. Taiwan Power Company, (2019). “Reevaluation of Probabilistic Seismic Hazard of Nuclear Facilities in Taiwan Using SSHAC Level 3 Methodology – Volume 4: Hazard Input Documents”, prepared by National Center for Research on Earthquake Engineering.
6. 內政部國土管理署, (2024)。建築物耐震設計規範及解說。民國 113 年 3 月 1 日台內國字第 1130801422 號令，中華民國 113 年 3 月 1 日生效。
7. 林啟文、盧詩丁、陳文山, (2012)。臺灣活動斷層分布圖 2012 年版說明書。經濟部地質調查及礦業管理中心特刊，第 26 號，第 1-30 頁。
8. 顏銀桐、徐濤德、張玉舜、李易叡、謝寶珊、謝銘哲、莊怡蓉, (2020)。臺灣活動斷層潛勢圖精進與震源構造特性評估—總結報告書。經濟部中央地質調查所 109 年度委託技術服務，共 423 頁。

基於規模的危害度分析中使用基於破裂寬度限制效應發展的震源尺度模型的建議

黃雋彥¹ 林哲民²

摘要

Huang et al. (2024, 此後簡稱為 Hea24模型)提出與前人不同的全球尺度及臺灣適用的震源尺度模型，其運用寬度破裂限制效應並以斷層幾何為主進行模型的建構，有效避開地震危害度評估或是地震動預估模擬中，由前人研究的震源尺度模型難以有效判斷的重大問題之一：即為於地震發生前斷層破裂形態不易判斷取得的困境，取而代之為使用斷層破裂幾何，包括斷層破裂傾角及斷層孕震帶深度之相對關係，首先建立全球尺度，並延伸考量特定地區如臺灣地區，相對於全球尺度的斷層長寬比以及其面積隨規模的尺度差異。

由於 Hea24 模型著重於區域尺度的特性描述，因此將臺灣視為一個具有相對較低長寬比的區域，以反映其整體而言斷層傾角較為平緩且孕震帶深度較深的特性。此種區域化的處理方式相較於僅依賴全球尺度關係的模型具有明顯優勢，使其更適用於臺灣地區之地震相關評估與地震危害度分析。然而，現行架構尚未明確考量個別斷層相對於區域基準之孕震帶深度差異，例如部分斷層可能顯著深於或淺於區域平均值。因此，本研究提出一套方法，將 Hea24 模型中基於破裂寬度限制效應之震源尺度關係，由區域尺度延伸至特定斷層之應用。此方法透過關閉基於區域尺度之自由地表效應（考量地震發生前難以掌握地表破裂情形），並將原本以正規化深度表示之區域尺度參數，轉換為特定斷層情境下於剩餘可破裂斷層範圍內之平滑化深度函數表示。此一方法可望提升斷層破裂尺度關係（包含破裂寬度與長度尺度）於特定斷層應用時之可靠度與適用性，並可應用於未來之斷層型地震危害度分析、震源逆推分析以及地震動模擬研究。

關鍵詞：震源尺度關係、破裂寬度限制效應、地震危害度

一、前言

Huang et al. (2024, 此後簡稱為 Hea24 模型)提出與前人不同的全球尺度及臺灣適用的震源尺度模型，其運用寬度破裂限制效應並以斷層幾何為主進行模型的建構，不同於現有的震源尺度關係多僅以規模、震源機制為分類的依據，此 Hea24模型有效避開於地震危害度評估中，由前人研究的震源尺度模型難以於地震發生前有效判斷斷層破裂形態的困境，取而代之為使用斷層破裂傾角及斷層孕震帶深度之相對關係，建立全球尺度，並考量特定地區如臺灣相對於全球尺度的斷層長寬比及面積隨規模的尺度差異。由於斷層傾角及孕震帶

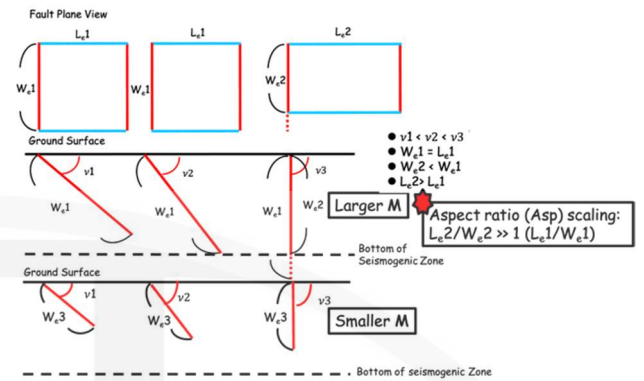
深度可由相關地質、地物、地震調查所取得，較為適合大範圍建構更細緻的評估工作，並由於 Hea24模型聚焦於區域尺度，將臺灣整體視為一長寬比較低、以反應整體而言其斷層破裂傾角較緩和且孕震帶深度較深的現實，然而，其方式僅適合於區域評估使用，尚未對於特定斷層進行考量其相對於區域尺度的孕震帶深度的差異性，因此，本研究即提出將此考量破裂寬度限制效應（Width-limit effect）的震源尺度模型，以區域尺度轉介至特定斷層適用的建議方法，以提升其於特定斷層的地震危害度分析、震源逆推分析、及地震動模擬分析時所需的斷層破裂尺度的可靠度及應用價值。

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

² 國家地震工程研究中心研究員

Hea24模型中主要使用破裂寬度限制效應以描述較陡傾角及孕震帶較淺的斷層破裂較易受到限制，並於較小規模時改變其長寬比（如圖一所示），此長寬比改變的成因為斷層破裂在孕育時首先以近似圓形破裂於斷層破裂面上同時往長向及寬向發展，然而，當破裂碰到孕震帶底部時，由於其地溫梯度、地底壓力、岩石圍壓、應力場等皆升高，此孕震帶底部區域環境由原先較淺區域的脆性逐漸達到脆塑性轉折過度帶（Brittle-ductile transition zone），使其較難往寬度方向繼續往下破裂發展，轉而往斷層走向方向（長向）釋放破裂能，致使長寬比增加。圖二為 Hea24模型所使用的斷層長寬比及面積模型示意圖，其以規模、斷層傾角（ ν ）、及一以規模區分於大規模地震時才碰觸孕震帶底部的區域差異項（RT(M)）描述寬度受限效應，並同時考量斷層破裂初始位於較深的位置時，由於其深部較為脆塑性的環境致使其較難繼續往深部破裂而轉向長向破裂，改變其長寬比尺度關係，以及考量自由地表效應，反應了破裂至地表的斷層消耗較多破裂能，以至於其往斷層長方向的破裂尺度將較小，改變其長寬比的尺度關係，因此，此隨著深度的長寬比及面積尺度關係已以一正規化斷層底部破裂深度（ NZ_{bor} ）區分自由地表效應的差異。

接著，由於 Hea24模型使用一隨著斷層傾角改變的轉折規模（Break magnitude, $M_{BP}(\nu)$ ）以代表斷層破裂本身是否已碰觸孕震帶底部的規模關係，此關係代表傾角越緩的斷層破裂將於越大規模處碰觸其底部深度。然而，因為此評估方式僅為區域尺度的考量，本研究即以此為出發點發展一系列的建議模式，以期將此區域尺度基於傾角的評估方式，轉譯至可適用於特定斷層，考量其斷層可破裂寬度相關的評估方式，供更廣泛的應用案例使用，以下章節將簡述此方法的使用要點。



圖一 Hea24模型中使用的破裂寬度限制效應於震源尺度關係中的影響示意圖。各個不同情境下，其長寬比顯著隨著不同傾角情境下的改變狀況，分為規模是否足夠大並足以碰觸到孕震帶底部深度的差異

➤ Aspect ratio scaling relation

$$\checkmark \log_{10}(Asp_e) = S4_{ASP} (M, \nu, NZ_{bor}, region)$$

- Width-limit effect: $M, \nu, region$ (RT(M) for large-M)
- Depth-Dependent and Free-surface effects: NZ_{bor}

➤ Area scaling relation

$$\checkmark \log_{10}(A_e) = S3_A (M, \nu, NZ_{bor})$$

- Width-limit effect: M, ν
- Depth-Dependent and Free-surface effects: NZ_{bor}

圖二 Hea24模型中使用的斷層長寬比及面積模型示意圖，各式子為其使用的公式簡化得的示意，其中 S1至4為其所考量的各階段效應

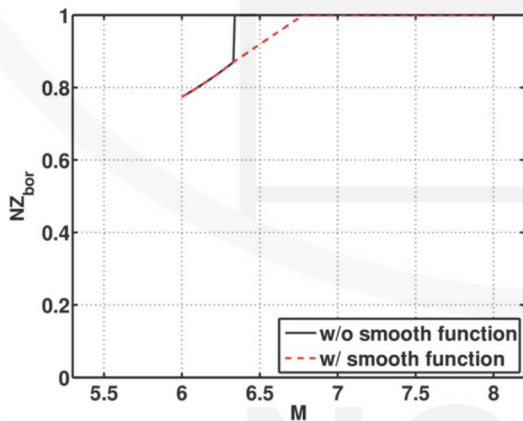
二、建議的特定斷層適用的考量寬度受限效應的震源尺度關係使用流程

首先，因為進行危害度評估或者地震動模擬時，其第三階段所考量的自由地表效應較難事先得知，故自由地表效應需關掉。另外，特定斷層的斷層破裂底部位置評估方面，對於特定斷層而言，應與其破裂寬度隨規模的變化相關，而非單純使用一區域平均的評估數字，然而，由於其同

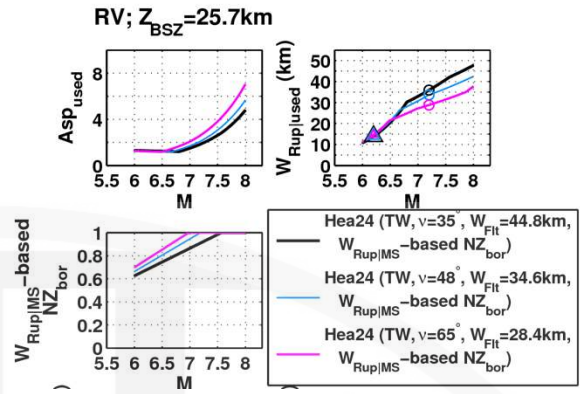
樣地於地震前較難取得，本研究即建議假設其位於斷層可破裂寬度減去依據 Hea24 的寬度尺度關係模型評估的破裂寬度後，將此破裂底部置於其破裂之下的剩餘位置處，並考量其位於剩餘可破裂寬度的中間位置，以下式根據寬度破裂比例（RWR，計算為斷層破裂寬度除以可破裂寬度的比例）改變的 NZ_{bor} 進行估算，並於圖三所示：

$$NZ_{bor} = \begin{cases} RWR_{MS}(M, v, NZ_{bor_{MS}}) + \\ (1 - RWR_{MS}(M, v, NZ_{bor_{MS}}))/2; & M \leq M_{BP} \\ 1; & M > M_{BP} \end{cases} \quad (1)$$

由於此評估方式將於某規模位置達到飽和並轉折至正規化破裂底部深度為1的位置，本研究即設計一平滑化公式以達到使用上連續的效果（如圖三紅色虛線所示）。最後，圖四顯示此轉譯後的震源尺度關係於不同條件下的使用情境結果，以相同孕震帶深度（ Z_{BSZ} ）改變特定斷層傾角條件為例，其正規化斷層底部破裂深度 NZ_{bor} 亦隨之改變，根據不同情境下斷層寬度隨規模而改變的尺度關係即可以此方式評估。



圖三 本研究建議轉譯區域適用的 Hea24 模型至特定斷層使用的參數示意圖



圖四 本研究建議轉譯區域適用的 Hea24 模型至特定斷層條件的震源尺度關係示意圖，以臺灣地區不同傾角條件下及特定孕震帶深度條件為例。左上子圖為長寬比、右上子圖為寬度、左下子圖為所使用的根據寬度破裂比例（RWR）改變的 NZ_{bor} 隨著規模的關係圖，不同顏色代表不同傾角條件

四、結論與展望

本研究將原先僅可區域適用的 Hea24 震源尺度模型轉譯至特定斷層情境適用的尺度關係，考量此模型需使用的正規化斷層破裂底部深度應與破裂寬度隨規模改變的關係，其於應用時需先以地質、地球物理、或特定斷層區域的歷史地震活動分佈情形（Seismicity）評估其斷層幾何關係後，即可使用本研究建議的方式將其應用於特定斷層情境上，對於實際應用有十足幫助。

參考文獻

1. Huang, J.Y., Abrahamson, N. A., Sung, C.H., and Chao, S.H. "New empirical source-scaling laws for crustal earthquakes incorporating fault dip and seismogenic-thickness effects", Seismol. Res. Lett., 2024, 95(4), 2352-2367.



NCREE

量化額外阻尼特性以估計具非比例阻尼之雙向不對稱建築物的受震反應

林瑞良¹

摘要

建築規範規定，當建築物的阻尼比超過 5% 時，可以降低設計反應譜。為了降低 5% 阻尼比的設計反應譜，需要量化非比例阻尼建築物的有效阻尼。人們認識到，影響平面不對稱建築物抗震性能的不僅是總阻尼，還有黏滯阻尼器在各樓層的分佈特性。因此，本研究提出了一種量化非比例阻尼雙向平面不對稱建築物有效阻尼特性的方法。此方法在模態空間中建構一個非比例阻尼三自由度 (3DOF) 振盪器。此模態振盪器反映了雙向平面不對稱建築物三個方向上各自主控振態的特性。透過將 3DOF 振盪器的地震反應映射到物理空間，可以有效地估計一個 20 層示範例建築物的受震反應。

關鍵詞：額外阻尼、黏滯阻尼器、平面不對稱建築、受震反應、振態分析

一、前言

當建築物加入額外阻尼時，需要使用阻尼折減係數來調整建築規範規定的 5% 阻尼比設計反應譜 (ASCE/SEI 41-13, 2014)。因此，在應用阻尼折減係數調整 5% 阻尼比設計反應譜之前，確定額外阻尼所能達到的阻尼程度至關重要。Occhiuzzi (2009) 提出了一種基於動力系統狀態空間表示的方法來計算結構的振態阻尼比。Charney 和 McNamara (2008) 比較了三種方法，包括使用無阻尼振態振形的振態應變能法、自由振動對數衰減法和複數特徵值-特徵向量分析法，以計算帶有附加黏滯阻尼器之結構的等效黏滯阻尼比。Lee 等人 (2004) 提出了一種評估具線性或非線性附加阻尼裝置的結構的等效阻尼比的方法。利用 Lyapunov 函數及其導數評估了等效阻尼比。他們指出，與傳統方法相比，所提出的方法在預測線性系統的等效阻尼方面優勢不大。然而，此方法可為評估非線性阻尼裝置的阻尼效果提供方便的工具。

依據 ASCE/SEI 41-13(2014) 之規定，線性黏滯阻尼器所提供之等效阻尼比 (b_{eff}) 可表示為固有阻尼與額外阻尼之和，其計

算式如下：

$$\beta_{eff} = \beta_0 + \beta_{sd} = \beta_0 + \frac{T \sum_j C_j \cos^2 \theta_j \phi_{rj}^2}{4\pi \sum_i \left(\frac{w_i}{g}\right) \phi_i^2} \quad (1)$$

其中， β_0 為結構本身之固有阻尼比， β_{sd} 為由黏滯阻尼器所提供之額外阻尼比； T 為結構之第一振態週期； θ_j 為第 j 個阻尼器相對於水平方向之傾角； ϕ_{rj} 表示第一振形下阻尼器兩端於水平方向之相對位移； w_i 為第 i 樓層之反應重量； ϕ_i 則為第 i 樓層於第一振型下之位移。

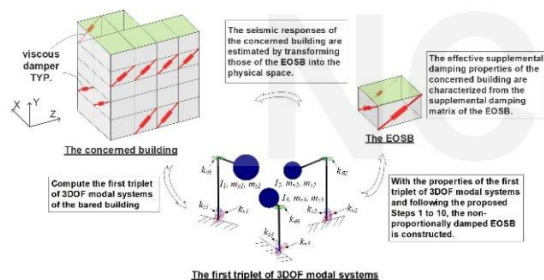
在已知等效阻尼比 β_{eff} 後，可進一步進行振態反應譜分析或振態歷時反應分析。然而，對於具有非比例（或非經典）阻尼之結構系統，各振態間的受震反應通常存在耦合現象，使得僅以實數振態為基礎之振態反應譜分析僅能視為一種近似分析方法。此外，結構中所配置之附加阻尼系統，往往導致不同振態對應之等效阻尼比不盡相同。因此，在振態反應譜分析中，若對所有頻譜週期一律採用相同之額外阻尼比來修正反應譜值，其適用性與合理性仍有待進一步檢討。

¹ 國家地震工程研究中心研究員

在平面對稱之建築物中，黏滯阻尼器通常以對稱方式配置。在此情況下，唯一需要加以量化的額外阻尼特性為額外阻尼比 β_{sd} 。相較之下，當黏滯阻尼器配置於平面不對稱之建築物時，除需考量其所產生之整體阻尼效果外，亦必須同時考慮附加黏滯阻尼器於樓層平面內之分布特性。Goel (2000) 指出，對於單向平面不對稱建築物，附加阻尼器對建築之受震反應之整體影響，除可由等效額外阻尼比（記為 ξ_{sd} ）加以描述外，尚須引入等效額外阻尼偏心距（記為 e_{sd} ）以及等效額外阻尼回轉半徑（記為 ρ_{sd} ），上述三項特性共同描述附加阻尼系統之整體效應。

Lin (2017) 針對具比例阻尼之雙向平面不對稱建築物，提出等效單層建築（effective one-story building, EOSB）之概念。EOSB 為一個在振態空間中具有三個自由度（3DOF）的振動系統，其振態性質係由該雙向平面不對稱建築物之第一組三振態（first triplet of vibration modes）所構成。此三個振態分別代表建築物於三個方向之基本振態，即兩個平移方向與一個轉動方向。

本研究旨在發展適用於具線性黏滯阻尼器之 N 層雙向平面不對稱建築物之非比例阻尼的 EOSB，特別是在無法取得該 N 層建築物 $3N \times 3N$ 額外阻尼矩陣之情況下。當 EOSB 之 3×3 額外阻尼矩陣建立完成後，即可用以描述 N 層建築物之等效額外阻尼特性。此非比例阻尼之 EOSB 為一個反映建築物於三個方向上各自主控振態的三自由度振盪器，並進一步用於估算 N 層建築物之受震反應（如圖一所示）。



圖一 具非比例阻尼雙向平面不對稱建築物之等效單層建築（EOSB）示意圖

二、分析方法

Lin (2017) 已提出適用於具比例阻尼之 N 層雙向平面不對稱建築物的等效單層建築（EOSB）。該類建築物假設樓板為剛性隔板，且各樓層之質量中心與勁度中心分別位於兩條垂直線上。具非比例阻尼之 EOSB 的阻尼矩陣由兩部分組成：固有阻尼（記為 C_0^* ）與額外阻尼（記為 C_{sd}^* ）。其中，固有阻尼假設為 Rayleigh 阻尼，且 EOSB 之前兩個振態之阻尼比，設定為等同於目標建築物在未配置阻尼器時，其第一組三振態中之前兩個振態之阻尼比。額外阻尼矩陣 C_{sd}^* 可表示為：

$$C_{sd}^* = \begin{bmatrix} C_{xx} & 0 & -C_{xx}e_{sdz} \\ 0 & C_{zz} & C_{zz}e_{sdzx} \\ -C_{xx}e_{sdz} & C_{zz}e_{sdzx} & C_{\theta\theta} + C_{xx}e_{sdz}^2 + C_{zz}e_{sdzx}^2 \end{bmatrix} \quad (2)$$

式(2)中共有五個未知參數需要加以決定，包括三個額外阻尼係數（ C_{xx} 、 C_{zz} 與 $C_{\theta\theta}$ ）以及兩個額外阻尼偏心距（ e_{sdz} 與 e_{sdzx} ）。由於未來地震所引致之實際地震動無法預先得知，因此理想情況下，上述五個參數之決定應與輸入地震動無關。

眾所周知，單自由度（SDOF）振動系統在單位脈衝作用下之位移反應，即為其單位脈衝反應函數，而 SDOF 系統在地震動作用下之完整反應歷時，可視為多個單位脈衝反應函數之疊加。單位脈衝反應函數為頻率反應函數之逆傅立葉轉換，屬於振動系統本身之動力特性，與輸入地動特性無關。因此，本研究採用單位脈衝輸入 EOSB，以決定上述五個參數，其程序說明如下：

步驟 1：

計算未配置阻尼器之原始建築物（bare building）在 x 方向單位脈衝（即僅於單一時間點施加單位地表加速度，其餘時間為零）作用下，其屋頂 x 方向位移之峰值

$u_{xr,peak}$ 。同樣地，計算未具備額外阻尼矩陣 C_{sd}^* 之原始 EOSB 在相同激振下之屋頂 x 方向位移峰值 $u_{x,peak}^*$ 。據此可得 x

方向映射係數： $\eta_x = \frac{u_{xr,peak}}{u_{x,peak}^*}$

步驟 2：

與步驟 1 類似，但改以 z 方向單位脈衝輸入，計算原始建築物與原始 EOSB 之 z 方向屋頂位移峰值，進而求得 z 方向映射

係數： $\eta_z = \frac{u_{zr,peak}}{u_{z,peak}^*}$

步驟 3：

分別計算配置阻尼器之非比例阻尼建築物，在 x 與 z 方向單位脈衝作用下，其屋頂位移歷時 $u_{xr}(t)$ 與 $u_{zr}(t)$ ，並計算其在 y 軸轉動單位脈衝作用下之屋頂轉角歷時 $u_{\theta r}(t)$ 。

步驟 4：

根據位移歷時 $u_{xr}(t)$ 、 $u_{zr}(t)$ 與 $u_{\theta r}(t)$ 之衰減振幅，計算額外阻尼係數之初始設定值 $C_{xx}^{(0)}$ 、 $C_{zz}^{(0)}$ 與 $C_{\theta\theta}^{(0)}$ ，如下所示：

$$\begin{aligned} C_{xx}^{(0)} &= 2m_x\omega_x\xi_x = \frac{\omega_x}{\pi} \ln\left(\frac{u_{xr,1}}{u_{xr,2}}\right) \\ C_{zz}^{(0)} &= \frac{\omega_z}{\pi} \ln\left(\frac{u_{zr,1}}{u_{zr,2}}\right) \\ C_{\theta\theta}^{(0)} &= \frac{\omega_\theta}{\pi} \ln\left(\frac{u_{\theta r,1}}{u_{\theta r,2}}\right) \end{aligned} \quad (3)$$

其中， $u_{xr,1}$ 與 $u_{xr,2}$ 分別為 $u_{xr}(t)$ 的前兩個最大振幅； $u_{zr,1}$ 、 $u_{zr,2}$ 與 $u_{\theta r,1}$ 、 $u_{\theta r,2}$ 定義類似。 ω_x 、 ω_z 與 ω_θ 分別為 EOSB 在 x 向平移、 z 向平移與 y 軸轉動之主控振態角頻率。需注意的是，該三個主控

振態不一定依序對應於目標建築物的第一組三振態中的最低、中間與最高振態。

步驟 5：

設定迭代計數器 $j = 0$ ，並令 $C_{xx} = C_{xx}^{(0)}$ ， $C_{zz} = C_{zz}^{(0)}$ ， $C_{\theta\theta} = C_{\theta\theta}^{(0)}$ ， $e_{sdx}^{(0)} = \frac{k_{23}}{k_{22}}$ ， $e_{sdz}^{(0)} = -\frac{k_{13}}{k_{11}}$

其中 k_{ij} 為 EOSB 勁度矩陣之元素 (Lin, 2017)。由於 k_{23}/k_{22} 與 $-k_{13}/k_{11}$ 代表結構偏心距，故假設初始額外阻尼偏心距與結構偏心距相同。

步驟 6：

計算具非比例阻尼之建築物在雙向單位脈衝（同時施加 x 與 z 方向單位脈衝）作用下之三個方向屋頂位移歷時，分別記為 $u_{xr}^b(t)$ 、 $u_{zr}^b(t)$ 與 $u_{\theta r}^b(t)$ ，其中上標 b 表示雙向脈衝輸入。

步驟 7：

令迭代計數器 $j = j + 1$ 。

步驟 8：

將 e_{sdx} 與 e_{sdz} 分別在 $-3e_{sdx}^{(j-1)} \sim 3e_{sdx}^{(j-1)}$ 與 $-3e_{sdz}^{(j-1)} \sim 3e_{sdz}^{(j-1)}$ 範圍內變動，計算具非比例阻尼之 EOSB 在雙向脈衝（ x 與 z 方向單位脈衝分別乘以 η_x 與 η_z ）作用下之位移歷時 $u_{x1}^{*b}(t)$ 、 $u_{z1}^{*b}(t)$ 與 $u_{\theta 1}^{*b}(t)$ 。於所有組合中，選取使位移誤差指標 I_{D1} 最小者，並更新為 $e_{sdx}^{(j)}$ 與 $e_{sdz}^{(j)}$ ，其中：

$$I_{D1}^{(j)} = \frac{1}{3NDP} \sum_i^{NDP} \left[\left(u_{x1}^{*b}(t_i) - u_{xr}^b(t_i) \right)^2 + \left(u_{z1}^{*b}(t_i) - u_{zr}^b(t_i) \right)^2 + \left(au_{\theta 1}^{*b}(t_i) - au_{\theta r}^b(t_i) \right)^2 \right] \quad (4)$$

式中， NDP 為歷時資料點數， a 為建築平面寬度。

步驟 9：

在更新後之 C_{sd}^* 基礎上，令 C_{xx} 、 C_{zz} 與 $C_{\theta\theta}$ 分別於 0.5 ~ 1.5 倍前一次迭代值之範圍內變動，重複雙向脈衝分析，並以位移誤差指標 I_{D2} 最小者更新阻尼係數：

$$I_{D2}^{(j)} = \frac{1}{3NDP} \sum_i^{NDP} \left[\left(u_{x2}^{*b}(t_i) - u_{xr}^b(t_i) \right)^2 + \left(u_{z2}^{*b}(t_i) - u_{zr}^b(t_i) \right)^2 + \left(au_{\theta 2}^{*b}(t_i) - au_{\theta r}^b(t_i) \right)^2 \right] \quad (5)$$

步驟 10：

若 $I_{D2}^{(j)}$ 與 $I_{D2}^{(j-1)}$ 之差異仍不可接受，則返回步驟 7 繼續迭代；否則停止迭代，完成建立具非比例阻尼之 EOSB。

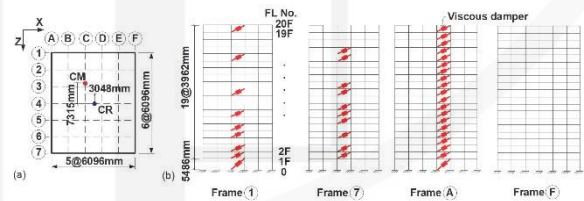
三、數值驗證

範例建築物為一棟 20 層鋼構抗彎矩構架建築，代號 ASY20。該建築物為鋼構研究計畫（FEMA-355C，2000）中所採用之具比例阻尼平面對稱的原型建築之變異版本，用以代表位於洛杉磯堅硬土層上的典型辦公建築。除配置線性黏滯阻尼器外，

另刻意將各樓層質量中心（CM）偏離勁度中心（CR），使其在 x 與 z 方向之偏心率分別達 20% 與 10%（圖二 a）。各樓層假設為剛性樓板，並且質量集中於質量中心，建築細節可參考 FEMA-355C（2000）。

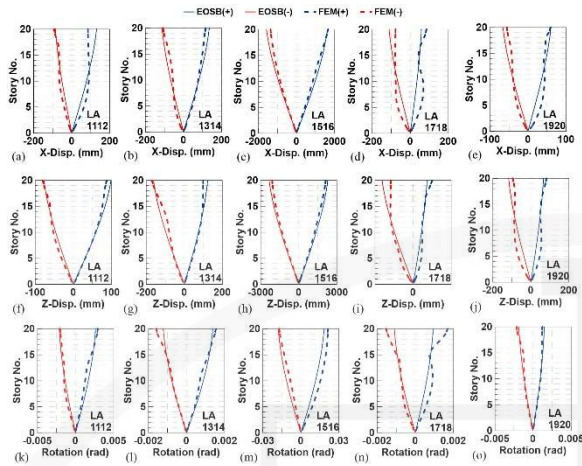
本研究採用 Rayleigh 阻尼，並令 ASY20 第一組三振態中之前兩個振動模態之阻尼比均為 2%。結構動力分析係利用結構分析程式 PISA3D（Lin et al., 2009）中之 Newmark- β 數值積分法進行。所配置之線性黏滯阻尼器的阻尼係數皆為 20 kN·s/mm，並任意分布於周邊抗彎矩構架之四側，如圖二 b 所示。

本數值驗證亦採用鋼構研究計畫中之 20 筆地震動紀錄（記為 LA01-LA20）。該組地震動經調整後，對應於 475 年回歸期之地震危害水準，並由 10 組雙向地震動紀錄所構成。每一組紀錄之第一與第二筆（如 LA01 與 LA02、LA03 與 LA04）分別施加於 x 與 z 方向，例如 LA03 與 LA04 分別施加於 x 與 z 方向，並將此組地震動記為 LA0304。



圖二 (a) ASY20 之典型樓層平面圖；(b) ASY20 之立面圖

圖三顯示 ASY20 在五組地震動（LA1112 至 LA1920）作用下，沿建築物高度於三個方向之樓層位移峰值分布。由圖三可知，本研究所提出之方法具有良好的有效性。



圖三 ASY20 在地震動作用下之 x 方向樓層位移，並與由 EOSB 估算之結果進行比較：(a) LA1112、(b) LA1314、(c) LA1516、(d) LA1718 與 (e) LA1920。圖 (f) 至 (j) 分別為 (a) 至 (e) 之對應結果，但顯示 z 方向樓層位移；圖 (k) 至 (o) 則為 (a) 至 (e) 之對應結果，但顯示 y 軸轉動位移。

四、結論

本研究提出一個具非比例阻尼之三自由度振盪器，作為在振態空間中替代具非比例阻尼雙向平面不對稱建築物之等效模型。該三自由度振盪器能有效描述建築物於三個方向之基本振態所對應的額外阻尼特性。利用所提出之 3DOF 振盪器，成功且合理地估算了一棟具非比例阻尼 20 層建築物（記為 ASY20）在十組雙向地震動作用下之位移歷時反應。

參考文獻

- ASCE (2014), "Seismic evaluation and retrofit of existing buildings". ASCE/SEI 41-13. Reston (VA): American Society of Civil Engineers (ASCE).
- Charney, F.A., and McNamara, R.J. (2008), "Comparison of methods for computing equivalent viscous damping ratios of structures with added viscous damping", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 134: 32–44.
- FEMA-355C (2000), State of the art report on systems performance of steel moment frames subject to earthquake ground shaking, SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- Goel, R.K. (2000), "Seismic behavior of asymmetric buildings with supplemental damping", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 29: 461–480.
- Lee, S.H., Min, K.W., Hwang, J.S., Kim, J. (2004), "Evaluation of equivalent damping ratio of a structure with added dampers", *Engineering Structures*, 26: 335–346.
- Lin, B.Z., Chuang, M.C., and Tsai, K.C. (2009), "Object-oriented development and application of a nonlinear structural analysis framework", *Adv Eng Softw*, 40: 66–82.
- Lin, J.L. (2017), "Top-story mass dampers for seismic control of the first triplet of vibration modes of two-way asymmetric-plan buildings", *Journal of Vibration and Control*, 23 (18): 2962–2976.
- Occhiuzzi, A. (2009), "Additional viscous dampers for civil structures: Analysis of design methods based on effective evaluation of modal damping ratios", *Engineering Structures*, 31: 1093–1101.



NCREE

變斷面桁架圍束式挫屈束制支撐耐震設計

吳安傑¹ 莊明介¹

摘要

變斷面桁架圍束式挫屈束制支撐 (truss-confined buckling-restrained brace, TC-BRB) 為一種全新的 BRB，特點在中央圍束鋼管外所配置的變斷面桁架系統，與中央鋼管共同構成圍束單元，提供所需之撓曲剛度。此種桁架圍束系統可使中央鋼管與內灌砂漿之斷面大幅下降，能減少自重但仍維持設計強度；此優勢特別利於長跨與高軸力 BRB 之應用。分析顯示圍束系統中，弦桿主要貢獻撓曲剛度，直桿則主要貢獻整體之剪力剛度。本研究考量弦桿殘餘應力、圍束單元與 BRB 長度差異、初始面內變形效應，提出一套評估變斷面 TC-BRB 極限抗壓強度的計算方法，並利用現有試驗數據進行分析比較，探討該計算方法的可靠度。

關鍵詞：挫屈束制支撐、桁架圍束單元、等效剛度、挫屈強度

一、前言

變斷面桁架圍束式挫屈束制支撐 (truss-confined buckling-restrained brace, TC-BRB) 主要特點為在中央圍束鋼管外新增一桁架圍束系統，能更有效率地發揮所能提供之等效撓曲剛度[1,2]。本中心所研發之 TC-BRB 已利用實體試驗，探討並驗證不同設計強度、桁架系統外型與桿件尺寸試體的耐震性能，包含桁架桿件受力反應、抗挫屈能力與累積變形容量[3-6]。試驗結果顯示，經適當設計與製造之 TC-BRB 具優良的耐震性能，可滿足美國 AISC 規範對 BRB 試驗的相關規定[7]。

本研究提出一套考量殘餘應力、有效長度與面內變形效應之 TC-BRB 極限強度評估方法與設計流程，以供進行變斷面 TC-BRB 實務設計時參考。

二、關鍵試驗結果

本系列研究共規劃六組 TC-BRB 試體，包含試體細節、製造方法、試驗配置、加載程序、性能反應與破壞模式已詳盡的敘明於研究發表[3-6]。如圖一所示，試體 2VT 及 3VT 的圍束構件為變斷面之桁架圍束系統。試體鋼核心與桁架圍束構件的設計尺寸分別列於表一及表二。兩組試體核心鋼材均為 CNS SN490B

(標稱降伏應力為 325MPa)，設計降伏強度 P_{yn} 皆為 853 kN。試體可能發展的最大壓力強度 P_{max} 預期為 1730 kN，係考慮材料超強因子 1.2、應變硬化效應 1.3 與壓力強度調整因子 1.3。試體之受力變形關係圖與試驗破壞模式分別如圖二及圖三所示。試驗所得之最大拉力強度 (T_{max})、最大壓力強度 (C_{max})、最大核心應變量 (ϵ_c) 及累積非線性變形能力 (cumulative inelastic deformation, CID) 則詳列於表三。

三、抗挫屈強度

TC-BRB 單一桁架單元等效撓曲剛度 EI_{seg} 可利用弦桿 (EI_{ch}) 與斜桿 (EI_d) 之撓曲剛度並聯計算求得：

$$EI_{seg} = EI_{ch} + EI_d \quad (1)$$

單一桁架單元等效剪力剛度 GA_{seg} 則可由弦桿 (GA_{ch})、斜桿 (GA_d)、直桿 (GA_{po}) 之剪力剛度串聯方式合併計算：

$$GA_{seg} = \frac{1}{-1/GA_{ch} + 1/GA_d + 1/GA_{po}} \quad (2)$$

其中， E 與 G 分別為鋼材之彈性與剪力模數。由於桁架圍束系統由三維桁架構架組成，三組等夾角且尺寸相同的桁架構架所組成之桁架圍束系統，其等效撓

¹國家地震工程研究中心副研究員

曲剛度 EI_{ts} 與剪力剛度 GA_{ts} 可表示為：

$$EI_{ts} = \frac{3}{2} EI_{seg}, \quad GA_{ts} = \frac{3}{2} GA_{seg} \quad (3)$$

TC-BRB 圍束單元由桁架圍束系統及中央圍束鋼管所組成，整體圍束系統之等效撓曲 (ΣEI) 及剪力 (ΣGA) 剛度可由前述推導結果並聯計算，則各桁架單元 L_s 區間之等效剛度分別表示如下：

$$\Sigma EI = EI_{ts} + EI_{sc} + E_m I_m \quad (4)$$

$$\Sigma GA = GA_{ts} + \lambda GA_{sc} \quad (5)$$

其中， A_{sc} 及 I_{sc} 分別為中央鋼管斷面積及斷面慣性矩， λ 為中央鋼管剪力面積折減係數取 0.05， E_m 及 I_m 分別為砂漿彈性模數及斷面慣性矩。

本研究採用能量法進行整體穩定性分析，藉由假設的挫屈形狀函數 $\phi(x)$ 計算相對應之總位能，搭配穩定性理論求取近似解；則圍束單元考慮剪力折減效應之彈性挫屈強度 P_{cr}^R 可表示為：

$$P_{cr}^R = \frac{\int_0^{L_{sc}} \phi' \phi' dx}{\int_0^{L_{sc}} \frac{\phi \phi}{\Sigma EI} dx + \int_0^{L_{sc}} \frac{\phi' \phi'}{\Sigma GA} dx} \quad (6)$$

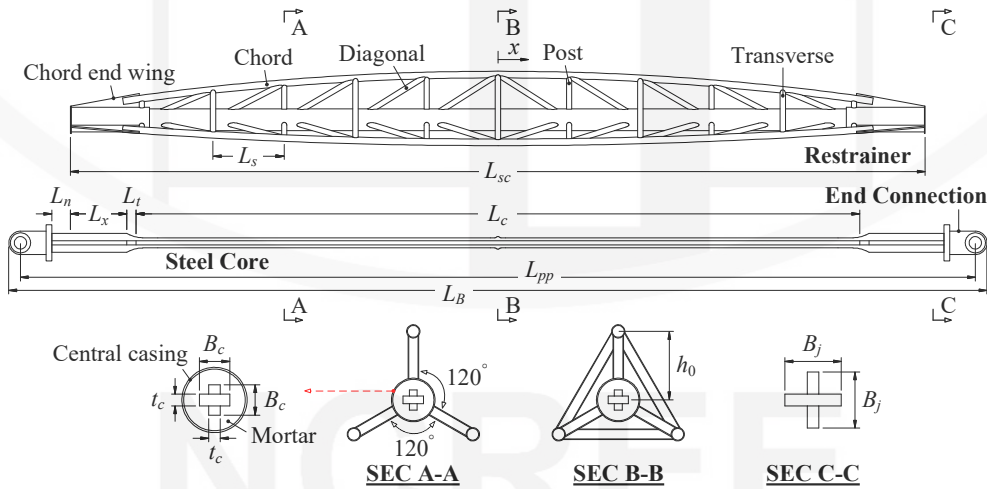
其中，挫屈形狀函數採 $\phi(x) = \sin(\pi x / L_{sc})$ 計算。若圍束單元具均質斷面，即沿軸向之等效撓曲 (EI_{eff}) 及剪力 (GA_{eff}) 剛度為定質，則利用上式可得習見含剪力效應之彈性挫屈強度 $P_{cr,s}^R$ 公式：

$$P_{cr,s}^R = \frac{P_e}{1 + P_e / GA_{eff}}, \quad P_e = \frac{\pi^2 EI_{eff}}{L_{sc}^2} \quad (7)$$

其中， L_{sc} 為圍束單元長度。桁架圍束系統之弦桿係經冷彎加工程序，將鋼管塑形至需求曲線，加工過程需使鋼管產生塑性變形，導致斷面存有殘餘應力，而使弦桿受力變形時提早進入降伏階段，降低桿件抗壓能力，如圖四所示。桁架圍束系統因弦桿殘餘應力的影響，其彈性挫屈強度折減為 $P_{cr}^{R,rs}$ ：

$$P_{cr}^{R,rs} = n_{rs} P_{cr}^R \quad (8)$$

其中， n_{rs} 為殘餘應力折減因子。分析結果顯示[6]，試體 2VT 殘餘應力折減因子 n_{rs} 約為 0.91 (表四)。



圖一 變斷面 TC-BRB 斷面細節

假設 BRB 發生撓曲時三者變形連續，因此考慮有效長度差異折減之 BRB 整體挫屈強度 P_{cr}^B 可由下式簡化計算：

$$P_{cr}^B = n_l P_{cr}^{R,rs}, \quad n_l = \frac{L_{sc}^2}{L_{pp}^2} \quad (9)$$

其中，BRB 整體有效挫屈長度即為兩端樞軸中心間距 L_{pp} ， n_l 為有效長度折減因子。為考慮 BRB 面內變形導致抗挫屈能力降低之現象，本研究引用彈性挫屈曲線描述軸力 (P_n) 與面內變形關係：

$$P_n = n_{ip} P_{cr}^B, \quad n_{ip} = \frac{y_{ip} - a_{ip}}{y_{ip}} \quad (10)$$

其中， n_{ip} 為面內變形折減因子，依試驗記錄之面內變形數據[4]可得試體 2VT 為 0.78。

表一 試體鋼核心設計尺寸

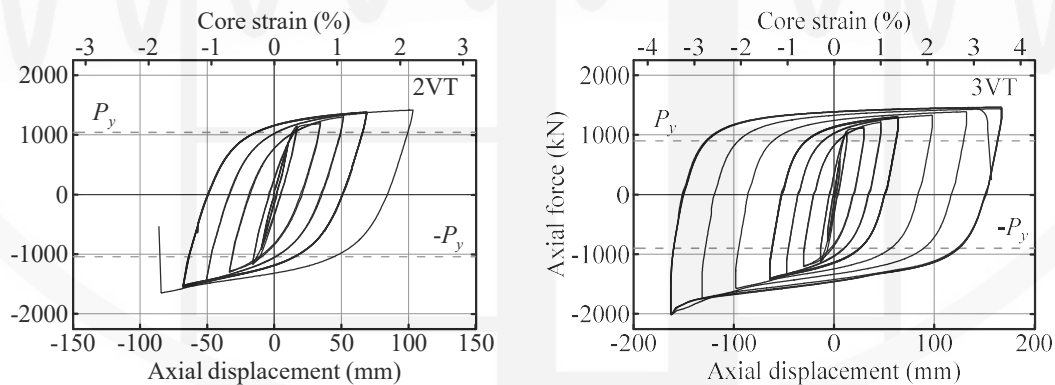
Specimen	t_c (mm)	B_c (mm)	B_j (mm)	L_c (mm)	L_t (mm)	L_x (mm)	L_n (mm)	L_{pp} (mm)	L_B (mm)
2VT	25	65	120	4638	60	360	120	6120	6270
3VT									

表二 試體圍束構件設計尺寸

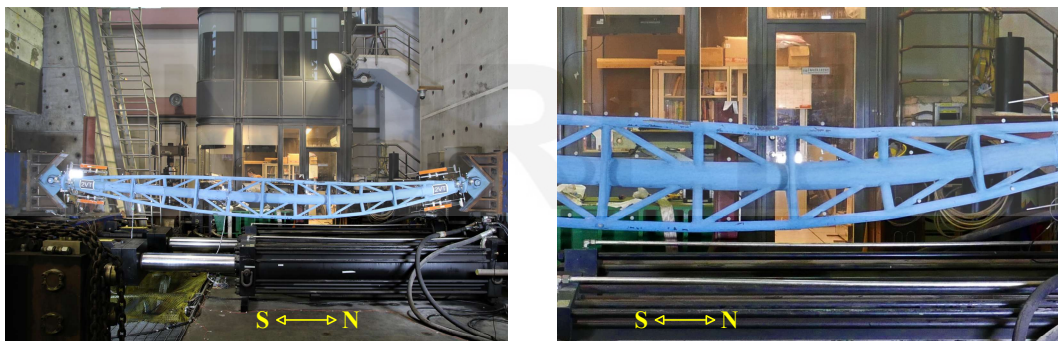
Specimen	Central casing (mm)	Chord (mm)	Post (mm)	Diagonal & transverse (mm)	L_{sc} (mm)	h_0 (mm)
2VT	139.6×4	48.4×3.2	48.4×3.2	33.8×2.8	5478	290
3VT		60.5×3	48.4×3	33.8×2.8		

表三 試驗結果

Specimen	Failure mode	T_{max} (kN)	C_{max} (kN)	Max. ε_c (%)		Max. P_T/P_y	Max. P_C/P_T	CID
				Positive	Negative			
2VT	Buckling	1426	1647	2.12	1.69	1.37	1.14	208
3VT	Fracture	1465	2015	3.61	3.52	1.63	1.40	605



圖二 試體受力變形關係圖



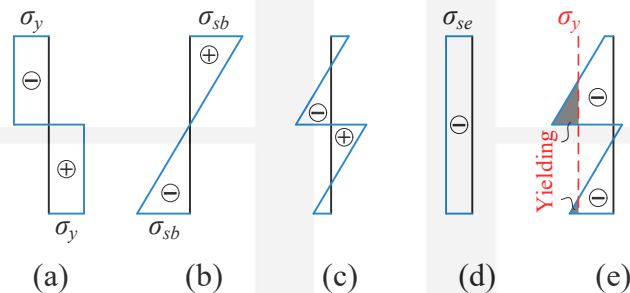
圖三 試體 2VT 破壞模式

計算所得試體 2VT 及 3VT 之抗挫屈強度詳表四所列。由於試體 3VT 未發生挫屈破壞，並無達挫屈強度時的面內與面外變形紀錄，故無從計算殘餘應力及

面內變形折減因子；但由試體 2VT 的計算結果顯示，考慮前述三項折減效應所得之極限壓力強度 P_n 與試體實際挫屈強度相近。

表四 試體抗挫屈強度

Specimen	P_{cr}^R (kN)	n_{rs}	n_l	n_{ip}	P_n (kN)	P_n / C_{max}
2VT	3159	0.91	0.8	0.78	1794	1.09
3VT	3556	-	-	-	-	-



圖四 弦桿殘餘應力效應(a)塑性彎曲、(b)彈性回彈、(c)殘餘應力、(d)二階效應軸力、(e)部分斷面降伏

四、結論

研究結果顯示，變斷面 TC-BRB 具高度可行性與實用性；當應用於高軸力容量與長跨斜撐構架時，其新穎的桁架圍束系統在有效撓曲剛度、降低自重與建築外觀等方面具有顯著優勢。經適當設計與製造之 TC-BRB 具優良的耐震性能，可滿足 AISC 規範對 BRB 試驗的相關規定。本研究提之穩定性分析理論，包含桁架圍束系統及中央圍束鋼管等效剛度之計算方法，可有效求取圍束單元考慮剪力折減效應之彈性挫屈強度，適合工程實務應用。

參考文獻

- Guo YL, Zhou P, Wang MZ, Pi YL, Bradford MA. Numerical studies of cyclic behavior and design suggestions on triple-truss-confined buckling-restrained braces. Engineering Structures 2017; 146: 1-17.
- Guo YL, Zhou P, Wang MZ, Pi YL, Bradford MA, Tong JZ. Experimental and numerical studies of hysteretic response of triple-truss-confined buckling-restrained braces. Engineering Structures 2017; 148: 157-174.
- 陳雋、林昱成、吳安傑、陳律安、蔡克銓，長跨桁架圍束式挫屈束制支撐之研究，結構工程 2021，第 36 卷，第 2 期，第 5-50 頁。
- 陳律安、吳安傑、陳雋、蔡克銓，變斷面桁架圍束式挫屈束制支撐設計分析與試驗研究，結構工程 2022，第 37 卷，第 3 期，第 27-47 頁。
- Wu AC, Tsai KC, Chen C, Chen LA, Lin YC, Experimental behavior of truss-confined buckling-restrained braces. Earthquake Engineering & Structural Dynamics 2023; 52(3): 624-640.
- Wu AC, Tsai KC, Chen C, Chen LA, Tsai CY, Seismic design and analysis of truss-confined buckling-restrained braces. Earthquake Engineering & Structural Dynamics 2025; 54(1): 164-181.
- American Institute of Steel Construction (AISC). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (AISC 341-16). AISC: Chicago, Illinois, 2016.

臺南市立楠西國民中學經耐震補強校舍之抗震能力評析

莊明介¹ 馬忠駿² 林瑞良³ 於積璿⁴

摘要

臺灣時間 2025 年 01 月 21 日凌晨 0 時 17 分 27 秒於鄰近嘉義縣大埔鄉之臺南市楠西區（臺南市政府東北東方 44.9 公里）發生芮氏規模 ML 6.4 之地震（簡稱 0121 嘉義大埔地震），震央位置在北緯 23.22 度、東經 120.55 度，震源深度為 15.8 公里。最大震度為 6 弱位於嘉義縣大埔鄉，而臺南市楠西區之震度達 5 強。0121 嘉義大埔地震造成嘉義縣及臺南市鄰近震央地區許多建築物結構受損，故國家地震工程研究中心依紅、黃單建物主要分布區域，派遣人員前赴災區勘察建築結構震損情況。臺南市立楠西國民中學前棟大樓遭此強震而發生損傷，該棟建物先前經由臺灣老舊校舍耐震評估與補強計畫的執行，已於 2010 年完成耐震補強，使用補強工法有新增剪力牆、RC 柱、擴柱、增大既有梁斷面。此外，補強前，前棟大樓為懸臂走廊校舍，此類建築佔比高達校舍總數的三分之二，因此，前棟大樓的懸臂式走廊的建築特色，結構補強後遭強震而發生損傷，此類補強建築結構之破壞機制值得深入研究。

關鍵詞：0121 地震、嘉義大埔地震、臺南楠西地震、校舍補強、震損建物、結構分析

一、前言

臺灣時間 2025 年 01 月 21 日於鄰近嘉義縣大埔鄉之臺南市楠西區（臺南市政府東北東方 44.9 公里）發生芮氏規模 ML 6.4 之地震（簡稱 0121 嘉義大埔地震）[中央氣象署，2025]，最大震度為 6 弱位於嘉義縣大埔鄉，而臺南市楠西區之震度達 5 強。地震造成嘉義縣及臺南市鄰近震央地區許多建築物結構受損，故國家實驗研究院國家地震工程研究中心（簡稱國震中心）依紅、黃單建物主要分布區域，派遣人員前赴災區勘察建築結構震損情況。

臺南市立楠西國民中學（簡稱楠西國中）係臺南市楠西區該區唯一的國民中學，因應我國政府推行之「九年義務教育」政策，楠西國中建校於 1968 年。當年我國政府為了滿足在九年義務教育政策的推動下，所產生的大量校舍需求，特別提供「台灣省國民中學校舍建築設計標準圖」，供臺灣各地按圖設計與興建國中校舍，如

楠西國中前棟大樓（圖一），其建築特色是「折版式屋頂」。

楠西國中主要校舍為前棟大樓、後棟大樓、活動中心，其中前棟、後棟兩棟建築物於 0121 嘉義大埔地震中，發生嚴重震損。其中，值得關注是受損相對嚴重的前棟大樓（圖二），該棟建物先前經由臺灣老舊校舍耐震評估與補強計畫[黃世建等人，2022]的執行，已於 2010 年完成耐震補強，使用補強工法有新增剪力牆、RC 柱、擴柱、增大既有梁斷面。此外，補強前，前棟大樓為懸臂走廊校舍，此類建築佔比高達校舍總數的三分之二，因此，前棟大樓的懸臂式走廊的建築特色，結構補強後遭強震而發生損傷，根據勘察該建物震損的結果，此類補強建築結構之破壞機制值得深入研究。

¹ 國家地震工程研究中心 建物組 副研究員

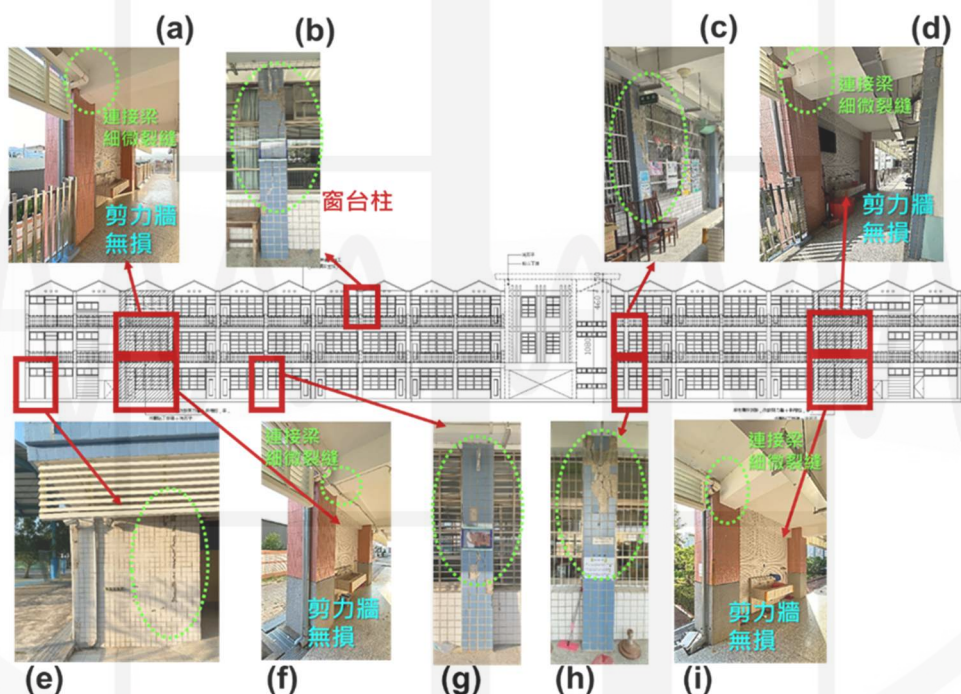
² 國家地震工程研究中心 建物組 佐理研究員

³ 國家地震工程研究中心 建物組 研究員兼組長

⁴ 國家地震工程研究中心 建物組 副技師



圖一 楠西國中主要校舍位置示意圖

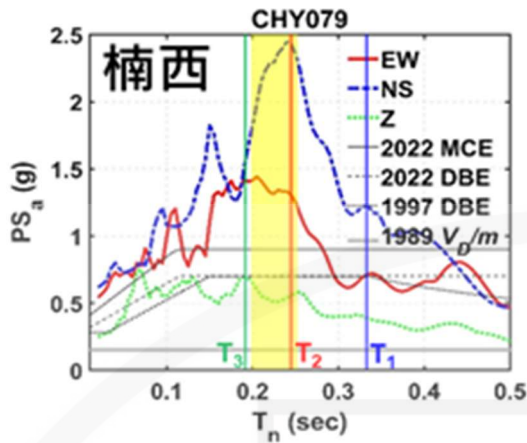


圖二 楠西國中前棟大樓震損(正面、走廊)

二、地震強地動觀測

楠西國中距離 0121 嘉義大埔地震之震央約 8 公里，鄰近測站為楠西(CHY079)測站，距離大約為 4 公里。圖三為楠西測站的三向地表加速度紀錄，其中東西向標記為 EW，南北向標記為 NS，垂直向標記為 Z，各方向的最大地表加速度(Peak Ground Acceleration, PGA)值亦標示於該圖中。如圖三所示，經由測站觀測地震動所計算之 PSa 值與目前及過去的規範設

計反應譜值作比較，可見楠西測站的兩個水平向地震在短週期區間部分的 PSa 值大都已经顯著超越設計地震(Design Basis Earthquake, DBE)的反應譜值，甚至在許多部份的週期亦超過最大考量地震(Maximum Considered Earthquake, MCE)的反應譜值。此外，楠西測站觀測之地震動 PGA 也超越 475 年回歸期設計地表加速度，足見此次地震事件對於楠西國中三層樓之校舍(低矮型校舍建物)會有顯著且較高之地震力需求。



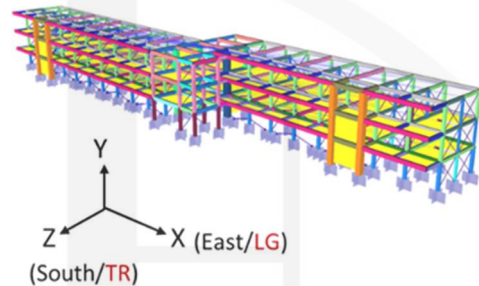
圖三 楠西測站觀測與規範反應譜

三、結構分析

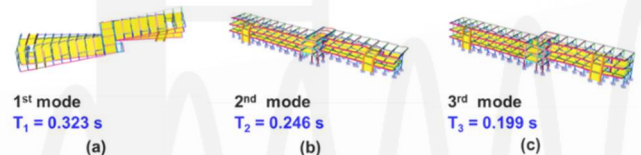
本研究採用國震中心研發的 PISA3D 結構分析軟體[Lin et al., 2009]來建立前棟大樓的結構模型(圖四)，應用相關學理與多種元素與材料模型來模擬各個結構桿件的受力行為。模態分析結果如圖五所示，前三個振態的週期，透過楠西測站之三向擬加速度反應譜，足見地震中前棟大樓承受相當可觀的地震力。對比背側立面，走廊側的立面構架之結構損傷相對顯著，且經檢查走廊側之新增剪力牆無發現任何損傷，然而連接新增剪力牆之大梁接合處卻有細微裂縫，因此需要進一步探究此結構在其長向傳力機制，故本研究建立使用不同剛性樓板設定的結構模型(圖六)以探究此結構在其長向傳力機制

經勘察與研究發現，楠西國中前棟大樓建物震損可歸因於(1)較高之地震力需求，與(2)局部結構桿件(例如窗台柱)的強度與韌性不足。相似的破壞機制也見於後棟大樓的西棟建物。根據楠西國中經補強之校舍的震損情況勘察結果，以及本研究的數值模擬結果，顯示臺灣現有許多類似楠西國中前棟大樓的懸臂式走廊校舍，當工程師使用新增剪力牆的工法進行其耐震補強時，需要謹慎確認剛性樓板假設之合理性，以及詳細檢討樓板與剪力牆兩者之間的傳力機制，避免發生連接梁的非預期性破壞，以及高估新增的剪力牆所能分

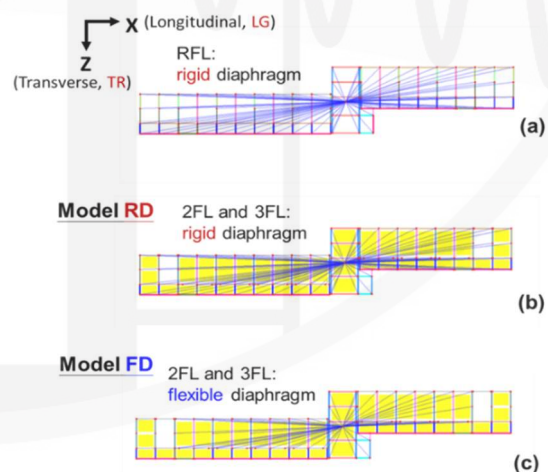
配到的水平地震力。在 0121 嘉義大埔地震事件中，臺南市楠西區震度達到 5 強，雖然楠西國中的前棟、後棟大樓的局部構件都有明顯損傷，但這兩棟經過補強的校舍建築都避免了倒塌的發生，充分證明國震中心協助政府推動之校舍補強計畫的必要性以及正面效益。



圖四 PISA3D 結構模型



圖五 PISA3D 模態分析結果



圖六 結構模型樓板設定

四、結論

楠西國中前棟大樓建物震損可歸因於(1)較高之地震力需求，與(2)局部結構桿件(例如窗台柱)的強度與韌性不足。相似的破壞機制也見於後棟大樓的西棟建物。根據楠西國中經補強之校舍的震損情

況勘察結果，顯示臺灣現有許多類似前棟大樓的懸臂式走廊校舍，當使用新增剪力牆的工法進行其耐震補強時，設計者需要謹慎確認剛性樓板假設之合理性，以及詳細檢討樓板與剪力牆兩者之間的傳力機制，避免發生連接梁的非預期性破壞，以及高估新增的剪力牆所能分配到的水平地震力。在 0121 嘉義大埔地震事件中，臺南市楠西區震度達到 5 強，雖然楠西國中的前棟、後棟大樓的局部構件都有明顯損傷，但這兩棟經過補強的校舍建築都避免了倒塌的發生，充分證明國震中心協助政府推動之校舍補強計畫的必要性以及正面效益。

致謝

感謝國震中心歐昱辰主任、副主任們的指導，以及行政組同仁的大力支援，讓 0121 嘉義大埔地震之震損建物勘察行動得以順利完成。感謝參與本次勘察作業的建物組同仁，以及地球科學與大地工程組林哲民研究員提供強地動資料。感謝臺南市楠西國中鄭俊杰校長、邱意騰總務主任提供校舍資訊。

參考文獻

1. 中央氣象署，(2025)，地震報告 <https://scweb.cwa.gov.tw/zh-TW/earthquake/Imgs/2025012100172664007>。
2. 黃世建等人，(2022)，臺灣校舍耐震評估與補強計畫，國家地震工程研究中心技術報告(NCREE-2022-017F)。
3. Lin, B.Z., Chung, M.C. and Tsai, K.C., (2009). "Object-oriented development and application of a nonlinear structural analysis framework", *Advances in Engineering Software*, 40(1): 66-82.

結構分析模型轉換程式之泛用型架構研發

— 以 ETABS 轉 PISA3D 為例

馬忠駿¹ 莊明介² 林瑞良³

摘要

隨著結構分析與耐震評估技術之發展，市面上已出現多種功能成熟之結構分析軟體，且各自在建模介面、分析能力、計算效率與應用情境上具有不同優勢，因此工程實務與研究工作中常有模型於不同分析軟體間轉換之需求。基於此，本研究以 ETABS 與 PISA3D 為例，研發一套結構分析模型自動化轉換系統 E2P Converter (ETABS to PISA3D)，該系統包含一套以結構資料中樞為核心之自動化模型轉換、分析與驗證流程。其中，DHS 作為模型轉換之核心資料架構，可將原始模型中與幾何、材料、構件、邊界條件及非線性行為相關之資訊，以一致且中立之形式加以整理，作為不同分析軟體間之橋接基礎。初步結果顯示，本系統可完成 ETABS 模型至 PISA3D 之自動化轉換，並可透過模態週期、模態振型以及側推曲線比較，檢視轉換結果之一致性，顯示本研究所提出之方法可作為跨平台結構模型轉換之可行基礎，未來亦有望進一步擴充為支援多種結構分析軟體之模型轉換架構。

關鍵詞：結構分析模型轉換、自動化轉換、結構資料中樞、ETABS、PISA3D

一、前言

在結構分析實務中，不同分析軟體常因其建模方式、分析功能與計算特性之差異，而分別被應用於不同類型之工程需求。以 ETABS [1]與 PISA3D [2] 為例，前者具備完整且直覺之圖形化使用者介面，長期廣泛應用於建築結構設計與耐震分析，為目前市面上應用最廣泛的軟體之一；後者則為國家實驗研究院國家地震工程研究中心(簡稱國震中心)發展之結構分析程式，在非線性動力分析與大量重複計算方面具備良好應用潛力，且於非線性材料定義方面具有較高彈性。當研究者或工程師因分析目的不同而需切換分析軟體時，結構模型於不同軟體間之轉換需求便隨之產生。

然而，由於不同軟體在資料結構、單位系統、模型描述格式、構件定義方式與非線性行為建模邏輯上存在差異，現行跨

平台模型轉換作業多仍依賴人工重建與逐項校核，不僅耗費大量時間，亦容易因人工操作造成遺漏與錯誤，進而影響分析結果之一致性與可靠性。有鑑於此，本研究以 ETABS 與 PISA3D 為例建置 E2P 模型轉換系統，並導入結構資料中樞 (Data Hub for Structures, DHS) 作為模型轉換之核心資料架構，以建立一套兼具自動化、可驗證性與擴充潛力之跨平台模型轉換流程。

二、E2P 系統架構與結構資料中樞

本研究所開發之 E2P 系統採模組化架構設計，如圖一所示，整體流程包含資料擷取、單位轉換、結構資料中樞建立、資料處理、PISA3D 輸入檔生成、分析執行與結果比對等主要步驟。系統可自動讀取 ETABS 匯出之模型資料，整合樓層、節點、構件、材料、斷面、質量與邊界條

¹ 國家地震工程研究中心佐理研究員

² 國家地震工程研究中心副研究員

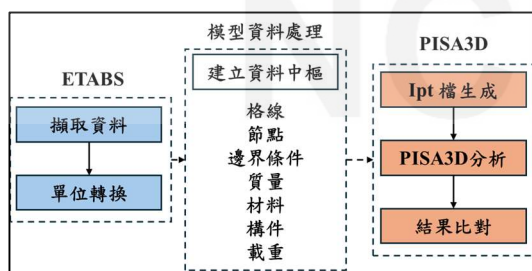
³ 國家地震工程研究中心研究員兼組長

件等基本資訊，完成資料整併與格式標準化後，再產生對應之 PISA3D 模型輸入檔，並進一步執行分析與驗證。

在本系統架構中，最關鍵之設計在於建立一套結構資料中樞（DHS）。其核心思想為：不直接將 ETABS 之表格欄位逐項對應為 PISA3D 輸入內容，而是先將原始模型資料轉換為一套具一致結構之結構資料中樞，使各項模型資訊能脫離特定軟體之檔案格式與實作方式而獨立存在。此一 DHS 可涵蓋幾何資訊、材料性質、構件定義、質量分配、邊界條件以及非線性參數等內容，作為後續模型轉換與重建之共同基礎。

透過 DHS 的導入，模型轉換流程由單純的檔案格式對應提升為針對結構模型中關鍵工程參數之對應與重組。換言之，系統在處理 ETABS 與 PISA3D 間差異時，不僅處理欄位名稱與資料格式，更進一步考量兩套軟體在構件行為、材料模型、單位定義與建模假設上的差異[3]，以符合工程邏輯的方式進行轉換。此作法有助於降低模型重建過程之錯誤，並提升轉換結果之一致性、可追溯性與可驗證性。

此外，DHS 的建立亦使整體系統更具擴充性與可維護性。當未來需支援其他結構分析軟體、補充新型構件，或擴增不同非線性材料模型時，原則上僅需增加相應之資料擷取與輸出模組，並建立與 DHS 對應之映射規則，而不必全面修改既有轉換邏輯。就系統架構觀點而言，此設計使 E2P 系統不僅是單一軟體間之轉換工具，亦具備發展為跨分析軟體模型轉換架構之潛力。



圖一 E2P 系統架構圖

三、關鍵技術與自動化轉換流程

在資料取得方面，ETABS 可透過「Display—Show Tables」功能匯出完整資料表，但若以人工方式逐項選取與匯出，當模型規模較大時，容易造成操作負擔與時間成本，亦提高資料漏選與人為失誤之風險。為提升資料擷取效率與穩定性，本研究改採 ETABS API 作為主要資料來源，透過外部程式自動啟動 ETABS、讀取指定模型，並依需求擷取必要之資料表內容，使模型轉換流程更具自動化與一致性。

考量實務上不同操作環境可能造成 API 呼叫或外部連線失效，本研究亦保留以人工匯出資料表作為備援輸入之雙軌機制。亦即，當使用者無法直接透過 API 擷取資料時，仍可利用既有之 Excel 資料表進行後續處理。此一設計兼顧效率與可靠度，使系統得以在不同研究環境與作業條件下穩定運作。

在模型轉換技術上，E2P 系統須處理兩套分析軟體在建模邏輯上的差異，包括單位系統、全域與局部座標系統、自由度與邊界條件、梁柱與斜撐構件定義、端部剛性區段、塑鉸與非線性材料模型、牆元素表示方式、剛性樓版、質量分配與載重條件等。其中，基本幾何與單位轉換屬較明確之資料對應問題，而構件力學行為與非線性參數之對應則屬較高階之轉換問題，亦為影響分析結果差異之主要來源。

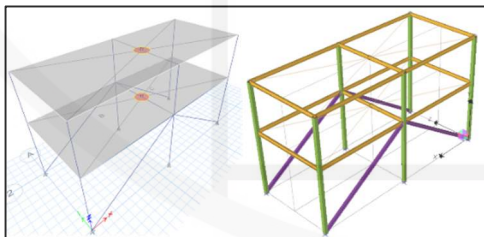
就轉檔流程而言，本研究已建立一套完整之轉檔作業程序：首先擷取 ETABS 模型資料，其次進行單位解析與轉換，再建立 DHS，接續依據 PISA3D 建模邏輯執行資料處理與重組，完成 ipt 輸入檔生成，並自動呼叫 PISA3D 執行分析，最後再將 ETABS 與 PISA3D 之模態與結構反應進行比對，以驗證模型轉換之一致性。此一流程同時兼具模型建構與結果驗證功能，形成一套完整之自動化轉換與檢核架構。

相較於僅完成模型轉寫之工具，本研究更進一步強調轉換後之驗證。透過模態週期、主要振型與其他結構反應結果之比較，可檢視 DHS 與轉換規則是否合理反映原模型之主要工程特性。此一驗證流程使 E2P 系統不僅是模型轉換工具，也是一套具檢核能力之分析軟體橋接機制。

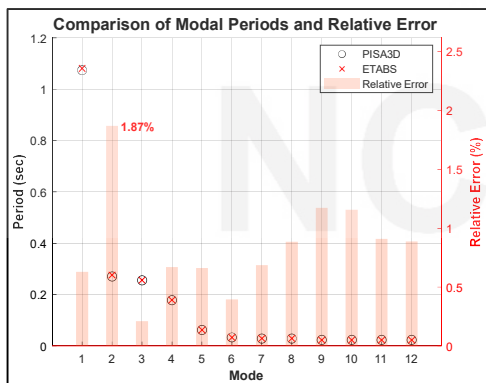
四、初步成果

目前 E2P 系統已可支援多數常見構件類型之轉換，包括梁、柱、樓板與斜撐等，並已完成多棟建物模型之初步測試。測試結果顯示，系統所生成之 PISA3D 模型可順利完成分析，且其模態特性與 ETABS 結果整體趨勢相近，顯示本研究之模型轉換流程具備一定之正確性與穩定性。

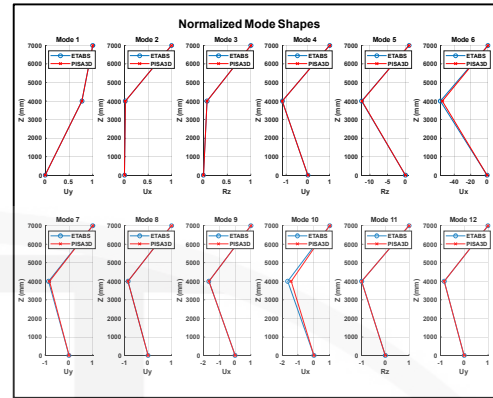
本研究以一兩層樓斜撐構架三維模型作為代表案例，如圖二所示。圖三、圖四顯示模態週期與模態振型誤差在合理範圍內，初步支持 E2P 系統模型轉換的可靠性。圖五則顯示，模型於側推分析下之基底剪力與二樓節點位移關係整體趨勢相近，進一步說明模型轉換後之非線性行為具有良好一致性。



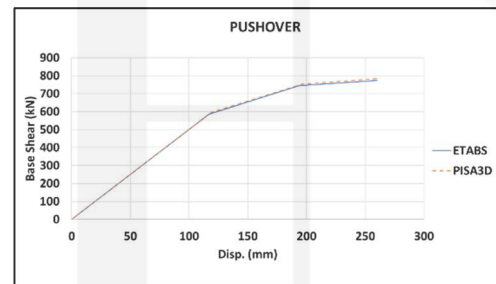
圖二 模型轉換範例



圖三 模態分析比較結果



圖四 模態振型比較結果



圖五 側推分析比較結果

就工程應用價值而言，E2P 系統已初步展現三項效益。其一，可降低人工重建模型所需時間與重工成本；其二，可透過自動化流程與 DHS 機制提升資料轉換之一致性；其三，可藉由分析結果比對機制提高模型驗證之效率。對於需於不同分析軟體間反覆切換之研究工作而言，此系統可作為跨平台分析、模型驗證與研究流程自動化之輔助工具。

五、結論與展望

本研究以 ETABS 與 PISA3D 為例，建置一套結構分析模型自動化轉換系統，並以結構資料中樞 (DHS) 作為模型轉換之核心資料架構。透過 DHS 機制，原始模型中與幾何、材料、構件、邊界條件及非線性行為相關之資訊，得以由特定軟體格式中抽離並重新組織，作為跨平台模型轉換與重建之基礎。此一設計使模型轉換流程得以兼顧系統化、自動化與可驗證性。

整體而言，本研究結果已初步證明，藉由模組化流程、DHS 概念與自動化驗

證機制，跨軟體結構模型轉換並非僅能停留於人工重建模型之傳統作法，而可朝向更系統化、自動化與可批次執行之方向發展。此一成果除可作為研究人員進行跨平台模型驗證之輔助工具外，亦有助於提升耐震分析流程之效率與一致性。

未來，本研究將持續強化系統對不同非線性性質與更多構件類型之支援能力，並建立更完整之轉換規範、自動化測試機制與結果摘要功能，以提升系統於多樣結構型式與不同分析需求下之穩定性與適用性。同時，本研究所建立之 DHS 與轉換架構，亦可作為未來延伸至其他常用結構分析軟體之基礎，逐步朝向跨平台整合之模型轉換系統發展，促進耐震設計、分析驗證與數位化工程流程之整合應用。

參考文獻

1. Computers and Structures, Inc. “CSI Analysis Reference Manual: For SAP2000, ETABS, SAFE and CSiBridge”, 2017.
2. Lin, B.-Z., Yu, Y.-J., Chuang, M.-C., and Tsai, K.-C. “Platform of Inelastic Structural Analysis for 3D Systems (PISA3D): User’s Manual, Standard Edition R3.2.” National Center for Research on Earthquake Engineering, Taiwan, 2011.
3. 林柏州，“物件導向非線性靜動態三維結構分析程式之研發”，國立臺灣大學，2003。

NCREEE

H 型鋼柱於側推分析之非線性鉸模型研究

林敏郎¹ 黃昭勳² 邱聰智³ 鍾立來⁴ 翁元滔⁵ 周德光⁶ 黃品絮⁷ 法慕杰⁸

摘要

對於鋼結構建築物，除了常見的矩形焊接箱型柱，H 型鋼柱也是工程實務中常用的柱構件之一。然而，國內針對 H 型鋼柱於新建及既有建築進行非線性靜力分析時，僅能依據國外規範如 ASCE 41-17 與 AISC 342-22 所提供之建議非線性鉸參數。本研究透過 H 型鋼柱試驗資料與規範進行比較，並提出較為符合試驗資料之建議非線性鉸模型。

關鍵詞：鋼構架、抗彎矩構架、H 型鋼柱、非線性鉸模型、耐震能力評估、非線性側推分析

一、前言

研究共蒐集 25 支 H 型鋼柱試體，藉由實驗得到的遲滯迴圈之包絡曲線可得到各試體的非線性行為，將資料整理並進行統計回歸，得到建議之非線性鉸模型，以三個主要參數： a （最大強度前非線性轉角）、 b （總非線性容量）、 α （應變硬化率）進行計算。將回歸所得之模型與試體實驗包絡線進行比較分析後發現，多數試體之最大彎矩預測值能準確反映實驗結果，僅約 18% 有高估情形，顯示本模型具有良好準確性且不易過度預測；在變形能力，回歸所得之 a 與 b 參數亦與實驗結果相當，展現優異的預測能力，且將實驗之包絡線與 ASCE 41-17 及 AISC 342-22 進行比較。

二、研究方法

本研究蒐集國外共 25 組 H 型鋼柱相關試體實驗，由試驗結果之遲滯迴圈獲得對應的包絡曲線，結合各組試體之斷面、

軸力比和細長比等參數，並討論其合理性，統計回歸出 H 型鋼柱建議之非線性鉸模型。

蒐集並分析國內外相關試驗資料，回歸出適用於 H 型鋼柱之非線性鉸模型。並透過國家地震工程研究中心進行之實尺寸兩層樓特殊同心斜撐構架與實尺寸鋼框架實驗進行驗證。這些結構試體採用 H 型鋼柱與 H 型鋼梁組成，並於柱套用本研究所提出之非線性鉸模型進行非線性側推分析，以驗證模型之合理性與應用性。

三、H 型鋼柱非線性鉸發展

本研究參考了 ASCE 41-17 以及鍾寬勳（2023）兩種非線性鉸模型的定義方式，發現國內鋼構構件實驗普遍將構件強度衰減至最大強度之 80% 時視為破壞點。然而，ASCE 41-17 中所定義的非線性鉸模型所示並未對殘餘強度有清楚的界定方式，因此與國內常見實驗所觀察到的不同。

¹ 國家地震工程研究中心研究員

² 國立臺北科技大學土木工程系副教授

³ 國家地震工程研究中心合聘研究員；國立雲林科技大學營建工程系副教授

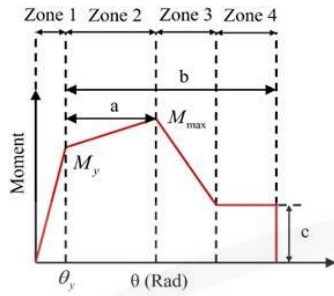
⁴ 國家地震工程研究中心兼任特約研究員；國立臺灣大學土木工程學系兼任教授

⁵ 國家地震工程研究中心副研究員

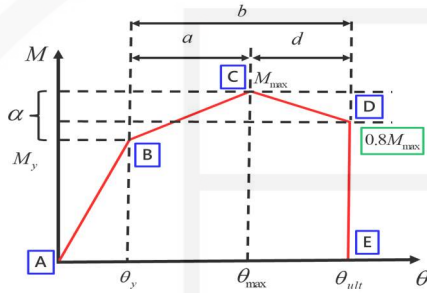
⁶ 國家地震工程研究中心副技術師

⁷ 國立臺北科技大學土木工程系碩士

⁸ 國立臺北科技大學土木工程系博士生



圖一 ASCE 41-17背骨曲線圖



圖二 建議背骨曲線圖

研究針對可能影響非線性鉸參數之因素進行整理，並將相關參數進行無因次化處理，以利不同試體間之比較與後續回歸分析之進行。所選定之代表性參數包含：翼板寬厚比 b/t_f 、腹板深厚比 h/t_w 、軸力比 P/P_{ye} 、以及細長比 L/r_y 。

$$\alpha = 10^{0.036 \left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^{0.275} \left(\frac{h}{t_w} \right)^{-0.350} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}} \right)^{-0.019} \left(\frac{L}{r_y} \right)^{0.300}} - 0.24$$

$$(1.848 \geq \alpha \geq 0)$$

$$a = 10^{3.840 \left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^{-0.661} \left(\frac{h}{t_w} \right)^{-2.463} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}} \right)^{2.953} \left(\frac{L}{r_y} \right)^{-0.912}} - 0.002$$

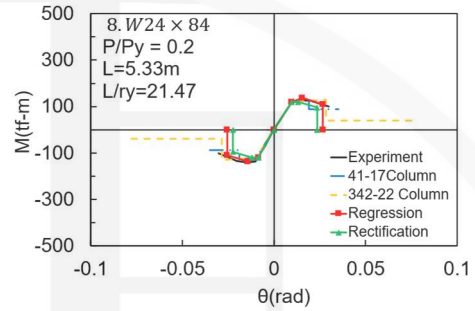
$$(0.0224 \geq a \geq 0)$$

$$b = 10^{3.128 \left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^{-0.582} \left(\frac{h}{t_w} \right)^{-1.999} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}} \right)^{3.617} \left(\frac{L}{r_y} \right)^{-0.621}} - 0.003$$

$$(0.051 \geq b \geq a)$$

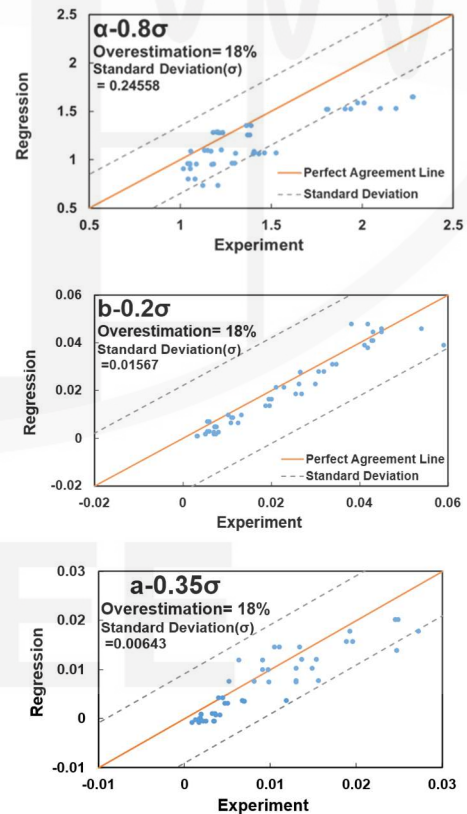
本研究之回歸公式在最大彎矩強度或變形能力的部分都可以有更貼近於實驗的預測，與現行規範如 ASCE 41-17 與 AISC 342-22 相較。從最大彎矩預測表現來看，規範模型存在普遍低估問題，約有 82% 的試體其預測值低於實驗結果，而本研究模型僅約 18% 出現高估，整體更貼近實測

行為。變形能力部分，本研究透過遲滯包絡曲線取得的 a 、 b 參數，能有效反映實際構件在不同軸力與斷面條件下的變形能力。此外，研究所採用的五點曲線定義（A-E 點），與國內將最大強度降至 80% 作為破壞依據的實驗觀察一致。



圖三 試驗背骨曲線與修正後 H 型鋼柱建議之非線性鉸曲線比較圖

為提升模型穩定性與防止過度預測，進一步針對三個主要參數設定上下，考量實務設計中之保守性需求，亦引入標準差修正係數，使回歸模型之高估比例控制於 20% 以下，有助於強化合理性。



圖四 回歸式標準差修正後誤差圖

四、模型分析與實驗比較

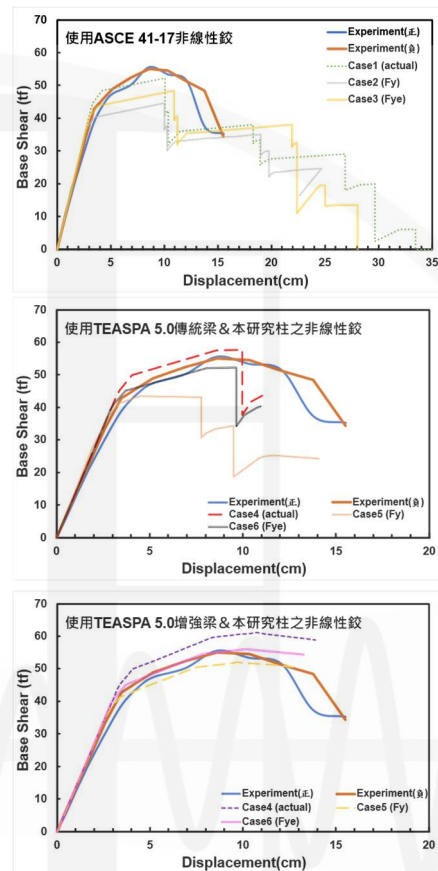
透過國家實驗研究院國家地震工程研究中心(簡稱國震中心)進行之實尺寸兩層樓特殊同心斜撐構架與實尺寸鋼框架實驗進行驗證，模型柱體設計為H型鋼柱，梁則為H型梁，梁以及同心斜撐之非線性鉸則是套用國震中心臺灣結構耐震評估與補強技術手冊(TEASPA V5.0)[1]建議之非線性鉸模型；搭配結構分析軟體 ETABS 進行非線性側推分析，本次僅分析X向，比較其分析結果與實驗數據之差異。



圖五 實尺寸單跨抗彎矩構架

實尺寸單跨抗彎矩構架之分析，採用 ASCE 41-17 所建議之非線性鉸模型進行分析時，無論使用標稱強度或實際材料強度，其所得之容量曲線均呈現強度低估現象。相較之下，採用本研究所提出之 H 型鋼柱非線性非線性鉸建議值，於最大強度點及最大位移點的分析結果均與實驗所得之包絡線最為接近，展現出良好的模擬精度。採用本研究建議之非線性鉸模型且使用真實材料強度進行分析時，於最大強度點仍觀察到略高於實驗包絡線之現象。為求設計保守性，建議在材料強度部分可採用標稱降伏強度，以更貼近實際表現。此外，搭配 TEASPA 5.0 增強梁構件建議值進行整體構架之分析，結果顯示其模擬

之容量曲線可更準確地接近實驗值。本研究所提出之 H 型鋼柱非線性鉸建議，在破壞模式、最大強度或變形能力之模擬皆優於 ASCE 41-17 建議之模型適用性更高。



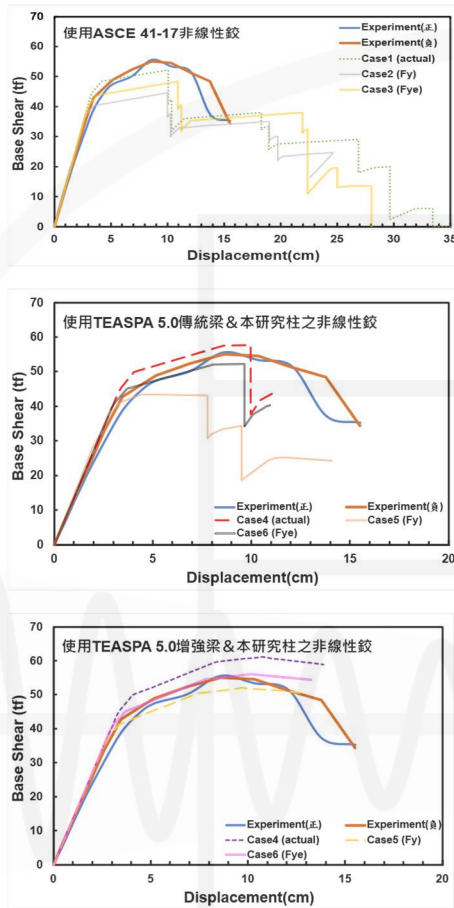
圖六 容量曲線比較圖



圖七 實尺寸兩層樓特殊同心斜撐構架

實尺寸兩層樓特殊同心斜撐構架，採用 ASCE 41-17 規範所建議之非線性鉸模型於側推分析中，無論使用斜撐使用何種材料強度，皆有強度高估之情形。相較之下，本研究所提出之 H 型鋼柱非線性非線性鉸模型配合 TEASPA V5.0，且斜撐使用標稱強度在最大強度點與模擬結果，與試驗包絡曲線較接近，與最大位移點的比

較較為保守。此組合所進行之非線性側推分析所得之容量曲線，不僅與實驗包絡曲線較吻合，亦具備保守性與實用性，整體而言較 ASCE 41-17 建議模型更為合適。



圖八 容量曲線比較圖

五、結論與展望

針對 H 型鋼柱之非線性行為進行回歸分析，涵蓋不同斷面尺寸(深厚比 84.5~23.32 ;寬厚比 9.77~7.84)、細長比 (10.03~45.21)、軸力比(0~0.6)等參數，並對遲滯迴圈進行包絡線數位化處理，以利統一進行參數分析。由實驗結果可觀察出，軸力大小對 H 型鋼柱之彎矩承載能力與變形行為有顯著影響。當承受高軸力時，彎矩強度及變形能力下降(最大強度前非線性轉角 α 約 0.012~0.018 rad，總非線性轉角容量 b 最低小於 0.03 rad)，此現象與規範中所考量之軸彎互制效應相符，說明高軸力對柱延展性與韌性有不利影響。相對，於低軸力進行試驗，試體具備較高

的彎矩承載能力，亦展現出較好之變形能力(最大強度前非線性轉角 α 介於 0.025~0.035 rad，總非線性轉角容量 b 可達 0.07 rad)，特別是在相同斷面條件下，低軸力試體之最大彎矩值明顯高於高軸力(15~25%)，顯示軸力比為影響構件非線性能力的關鍵因素之一。

本研究針對弱軸之非線性鉸參數，因目前尚缺乏足夠之實驗數據進行統計回歸分析，暫時以本研究建立之強軸回歸模型作為弱軸構件之分析依據。初步結果顯示強軸模型不可預測弱軸構件之耐震行為，考量弱軸特性與破壞模式可能與強軸有所差異，建議未來能進行更多針對弱軸試體之實尺寸試體試驗，以補足資料缺口並建立回歸模型，以提升弱軸構件評估之準確性與實用性。

參考文獻

1. 林敏郎、邱聰智、鍾立來、涂耀賢、翁元滔、周德光、林皇佐、馬忠駿、魏鎔廷、許嘉雯、曾俞傑、楊鈞翔、黃品絮、張季閔、鍾寬勳、黃世建、歐昱辰、西峻汰、梶原浩一、藤原淳，「臺灣結構耐震評估與補強技術手冊(TEASPA V5.0)」，報告編號:NCREE-25-003，國家地震工程研究中心，中華民國一百一十四年一月。
2. ASCE/SEI 41-17, "Seismic evaluation and retrofit of existing buildings." American Society of Civil Engineers (ASCE), 2017.
3. James D. Newell, Chia-Ming Uang, "Cyclic Behavior of Steel Wide-Flange Columns Subjected to Large Drift.", 2008
4. Chia-Ming Uang, Gulen Ozkula, John Harris, "Observations from Cyclic Tests on Deep, Slender Wide-Flange Structural Steel Beam-Column Members.", 2015.
5. Xin Cheng, Yiyi Chen, Lingli Pan, "Experimental study on steel beam-columns composed of slender H-sections under cyclic bending.", 2013.
6. 鍾寬勳，「鋼結構之非線性靜力側推及動力歷時分析耐震能力評估」，國立台灣科技大學營建工程系碩士論文，蕭博謙教授、林敏郎博士指導。

建築物結構耐震性能評估與補強技術手冊及程式研發

林敏郎¹ 邱聰智² 鍾立來³ 許嘉雯⁴ 魏鎔廷⁴ 翁元滔⁵

周德光⁶ 馬忠駿⁷ 許晉榮⁴ 宋隆洧⁴ 黃世建⁸

摘要

本次 TEASPA V5之重大更新將聚焦於新增鋼構評估功能及 PMM 雙向軸力彎矩互制非線性鉸功能，並由原先之線上網頁版本轉變為單機版本。為使專業工程人員可更有系統地認識程式背後運作原理及單機版操作方式，本團隊陸續推出《臺灣結構耐震評估與補強技術手冊(TEASPA V5)》(技術報告編號：NCREE-2025-003F)及《臺灣結構耐震評估與補強程式操作手冊(TEASPA V5)》(技術報告編號：NCREE-2025-010F)兩本技術報告，延續第四版手冊精神，持續精進及開發結構耐震評估與補強技術。

關鍵詞：耐震能力詳細評估、建築物公共安全檢查申報、TEASPA

一、前言

隨著建築物之老舊與設計規範之持續更新，臺灣既存的建築結構之耐震能力是否可通過未來地震接連的考驗，儼然成為一大課題。自2016年美濃地震發生後，相關專業人員於現場勘災發現，具軟弱層之既有老舊建築物往往災情慘烈，除提升民眾建築物耐震安全意識外，發展既有建築物評估與補強技術同樣刻不容緩。

TEASPA V5將過往線上服務網頁應用程式整合為單機版應用程式，程式操作介面如圖一所示，工程師不再受限於網路環境不佳而無法使用線上服務網頁之問題。程式延續 TEASPA4.3之精神，保留六大模組系統，其包含：斷面設計、建置模型、桿件塑鉸設定、PGA 計算、模型檢核及報表產出等功能，後續使用者在執行公安申報作業時，也能更有效率地完成專案項

目。

後續將針對新增鋼構評估功能及 PMM 雙向軸力彎矩互制非線性鉸功能進行說明，並以技術手冊及操作手冊內容為輔，說明 TEASPA V5之最新更新資訊。



圖一 TEASPA V5程式介面

¹ 國家地震工程研究中心研究員

² 國家地震工程研究中心合聘研究員；國立雲林科技大學營建工程系副教授

³ 國家地震工程研究中心兼任特約研究員；國立臺灣大學土木工程學系兼任教授

⁴ 國家地震工程研究中心專案助理技術師

⁵ 國家地震工程研究中心副研究員

⁶ 國家地震工程研究中心副技術師

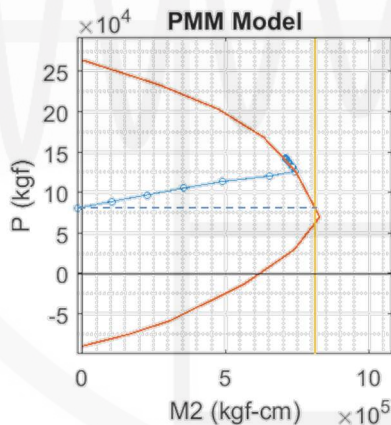
⁷ 國家地震工程研究中心助理研究員

⁸ 國家地震工程研究中心兼任特約研究員；國立臺灣大學土木工程學系特聘教授

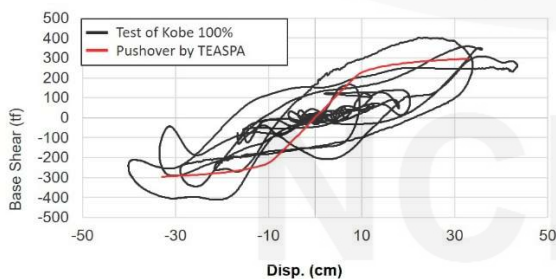
二、PMM 雙向軸力彎矩互制非線性鉸

本版本於鋼筋混凝土模組新增 PMM 雙向軸力彎矩互制非線性鉸功能，相較於前一版(TEASPA V4.3)僅提供 PM 單向軸力彎矩互制非線性鉸，PMM 非線性鉸可適用於高樓層或不規則結構在執行單方向非線性靜力側推分析時，反映結構因扭轉導致雙向同時變形及軸力大幅度變化之桿件行為[1]，如圖二所示。

為測試本版本之分析的準確性，本團隊與日本國立研究開發法人防災科學技術研究所(NIED)合作，以一座 E-Defense 十層樓 RC 構架振動台試驗數據驗證，分析結果比較如圖三，在初始勁度部分，分析與試驗結果大致吻合；而最大強度相較試驗略為保守；因此，TEASAP V5鋼筋混凝土模組可以準確分析結構勁度及強度，提供工程師使用。



圖二 中高樓建築受震時柱軸力之變化

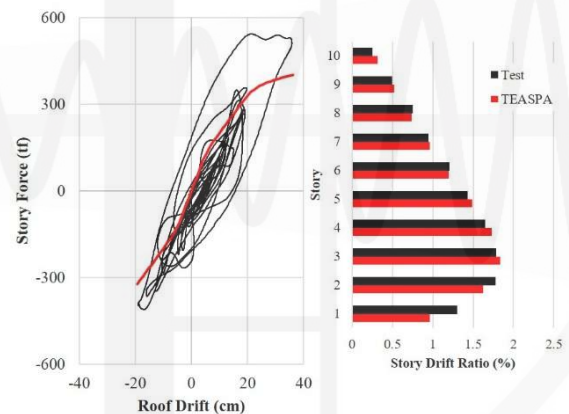


圖三 TEASPA V5鋼筋混凝土構架分析與試驗比較

三、鋼構造分析模組

本版本除了新增鋼筋混凝土模組相關功能，亦新增鋼構造分析模組，考量臺灣既存的鋼構造建築結構之耐震能力可能有所不足，且近年來，國內採用鋼構造之新建建築結構逐年增加，未來鋼構造建築結構有耐震能力評估與補強之需求。延續鋼筋混凝土建築物耐震能力詳細評估方法之原理，TEASAP V5提供鋼結構關鍵構件行為模擬方法，以進行鋼結構耐震性能之評估。

鋼構造模組亦與一座 E-Defense 十層樓鋼構造構架振動台試驗數據驗證，其結果比較如圖四，TEASPA V5 可以準確預測結構初始勁度，強度部分相較試驗略為保守，各樓層的層間變位比與試驗結果趨勢吻合，工程師可以放心使用。



圖四 TEASPA V5鋼構造構架分析與試驗比較

四、位移基準及 RC 柱之非線性鉸設定之更新內容

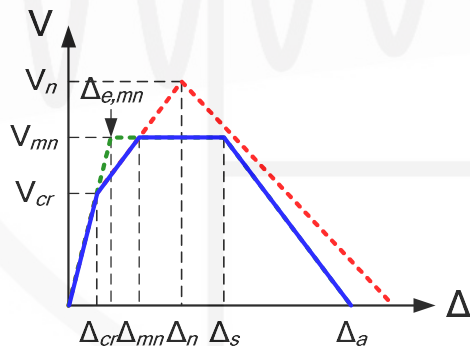
團隊將部分位移基準於 TEASPA V5 更新，詳細說明可參照技術手冊第二章節[2]。主要修正範圍為新建 RC 建物耐震能力評估之需求基準，位移控制(A_{p2})基準由 $D_r^T=3.0\%$ 改為 3.2% ；既有鋼結構建物耐震能力評估之需求基準，位移控制(A_{p2})基準原先設定傳統梁柱接頭 $D_r^T=2.0\%$ 、改良梁柱接頭為 $D_r^T=4.0\%$ ，現已改為不論接

頭型式均為4.0%；而既有鋼結構建物之性能基準，同樣不論接頭型式，位移控制(A_{p2})之更新基準如表一所示。

RC 柱之非線性鉸設定將折減係數移除，柱之初始彈性勁度(如圖五所示)原先由初始軸力(DL+0.5LL)計算，再參照 $E_c I_g$ 依軸力變化的規則決定折減係數，現改為以全斷面慣性矩 $E_c I_g$ 計算，不考慮折減，詳細請參照技術手冊3.1節。

表一 更新後既有鋼結構建物耐震能力評估之性能基準

建物用途分類	位移控制 A_{p2}
第一類及第二類建築 $I=1.5$	$D_r^T = 2.0\%$
第三類建築 $I=1.25$	$D_r^T = 3.0\%$
第四類建築 $I=1.0$	$D_r^T = 4.0\%$



圖五 撓剪破壞側向載重位移曲線

五、TEASPA V5技術及操作手冊

團隊為提升使用者有效學習 TEASPA 背景理論及操作方式，本團隊特地編撰兩本技術報告說明，分別為：《臺灣結構耐震評估與補強技術手冊(TEASPA V5)》；及《臺灣結構耐震評估與補強程式操作手冊(TEASPA V5)》[3]，如圖六所示，上述兩本技術報告均可在國震中心官網之技術報告頁面下載，技術手冊內容主要敘述程式背景理論及程式每個段落之運算方式；

而操作手冊則是解說 TEASPA 程式之操作步驟及各式桿件之建置方法。

不論是技術手冊或是操作手冊除延續 TEASPA V4.3之精神外，新增前述提到之 PMM 非線性鉸及鋼結構桿件之行為模擬方式，並由線上網頁版改為單機版模式。

過去不少使用者自身甫接觸 TEASPA 輔助程式時，往往因講習會課堂時間有限而壓縮教學內容之細節，學員回到家中自行練習時，若先前沒有分析軟體相關的操作經驗，時常會不小心陷入盲區，加上大部分專業人員與學生不同，無法耗費太長的時間投入研究操作 TEASPA，可能會讓專業工程師對於使用 TEASPA 抱持敬而遠之的態度。

研發團隊為幫助使用者可更快速上手 TEASPA V5程式，一如既往於技術手冊末章公開示範案例及說明，本次收錄6種建築物示範模型：含 RC 剪力牆之十層樓大樓、四層樓含磚牆公寓、含 RC 剪力牆構架之實驗驗證、十五層樓鋼構架、四層樓鋼結構住宅及挫屈束制斜撐鋼構架實驗驗證等；操作手冊則於第三章節收錄8種構件輸入範例及參數驗證，其中包含：矩形柱(一般柱、極短柱)、翼牆、RC T型梁、RC 無開口牆、RC 開口牆、四面、三面圍束磚牆及台度磚牆等；另又於末章展示 RC 造及鋼構造示範例，並逐步解釋每一步驟，並附上詳細說明，除此之外也提供檔案於 TEASPA 官網，供使用者參考相關參數設定。



圖六 臺灣結構耐震評估與補強技術手冊 (左)、操作手冊(右)

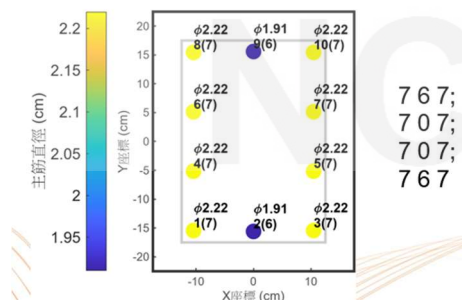
六、RebarGen

近幾年時常接收到使用者反應於建構矩形柱或梁斷面時，採用詳細鋼筋輸入法不僅耗時，也十分不方便，有時好不容易輸入完成一系列座標，TEASPA 卻回饋有斷面之鋼筋座標未符合對稱條件，TEASPA 團隊為緩解使用者的困擾，開發了 RebarGen 程式，如圖七所示，可協助使用者快速計算矩形斷面之鋼筋座標，生成輸入資料表(INP.xlsx)「4.0.1 Sec.CR.Long」之部分欄位。

使用 RebarGen 程式時，須輸入斷面尺寸、保護層厚度、箍筋直徑及「鋼筋位置矩陣」等資訊，使用者也可自行定義鋼筋尺寸，計算完成後，程式將會產出鋼筋位置示意圖，如圖八所示，供使用者檢核輸入的鋼筋尺寸及位置分布；並輸出 Rebarnote.xlsx 資料表，使用者可直接將數個計算完成的鋼筋座標複製下來，再回到 TEASPA 輸入資料表「4.0.1 Sec.CR.Long」工作頁貼上結果。



圖七 RebarGen 程式介面



圖八 鋼筋位置示意圖

七、結論與展望

為使程式可配合最新規範演進及更人性化，TEASPA 團隊總是傾聽業界工程師的心聲，除適時將各方建議統整並納入程式更新之考量外，使用者之個人資訊安全也同樣是我們努力的方向，企盼在未來，TEASPA 團隊與業界能持續擁有良好之溝通與合作。

針對使用者教學之主軸，開發團隊預計規劃將依據不同程度之使用者編撰教材，如：甫接觸 TEASPA 系統之使用者、已有操作過簡易模型之使用者或是長年使用 TEASPA 輔助程式具有豐富經驗之使用者等類型。

致謝

誠摯感謝財團法人中興工程顧問社李其航研究員協助開發 TEASPA V5單機程式。

參考文獻

1. 李其航、翁健煌、劉建均、薛強、邱聰智、蕭輔沛、鍾立來(2019)。柱軸力變化對建築物耐震能力之影響。中興工程，第145期，第5-13頁。
2. 財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心(2025)，臺灣結構耐震評估與補強技術手冊(TEASPA V5)。國家地震工程研究中心。臺北。
3. 財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心(2025)，臺灣結構耐震評估與補強程式操作手冊(TEASPA V5)。國家地震工程研究中心。臺北。

應用非線性動力方法進行 RC 結構振動台試體模擬分析

翁樸文¹ 蕭輔沛² 林佳蓁³ 吳思諭⁴ 黃昭勳⁵

摘要

本研究依據「臺灣鋼筋混凝土結構耐震評估非線性動力分析手冊(TEASDA 1.0)」進行非線性動力歷時分析，並選取振動台試驗之 RC 建築結構試體作為驗證對象。研究中採用 ETABS 2019 版建立數值模型，並分別以 TEASDA 輔助程式與 ASCE/SEI 41 規範進行非線性行為之模擬設定，同時輸入實際振動台測試之歷時資料，以探討結構在地震力作用下之動態反應，最後將分析結果與振動台試驗成果進行比對。結果顯示，在適當考慮結構非線性行為下，非線性動力歷時分析能合理反映結構於真實地震作用下之反應，並有助於提升耐震設計之準確性與可靠性。

關鍵詞：非線性動力歷時分析、振動台試驗、鋼筋混凝土建築結構、TEASDA、ASCE 41

一、前言

本研究以鋼筋混凝土(RC)建築結構之耐震評估為核心，探討非線性動力歷時分析在模擬結構受震反應中的應用與準確性。隨著性能式耐震設計逐漸受到重視，傳統線性分析方法已難以完整反映結構在強震作用下的真實行為，因此，有必要導入能考慮材料非線性與構件塑性行為之分析方法，以提升耐震評估之可靠度與精確性。本研究依據「臺灣鋼筋混凝土結構耐震評估非線性動力分析手冊(TEASDA 1.0)」[1]進行分析，並結合 ASCE/SEI 41-17 規範[2]進行梁柱構材塑性鉸之設定，藉以建立合理之非線性數值模型。分析過程中，採用 ETABS 2019 結構分析軟體建立模型，並輸入實際地震歷時資料，以模擬結構於地震作用下之動態反應。為驗證分析方法之可行性，本研究選取多組振動台試驗之 RC 建築結構試體作為比較對象，涵蓋不同結構形式與不規則特性，透過數值模擬結果與試驗量測數據之比對，評估分析結果之

合理性與差異。研究結果顯示，在適當考慮結構非線性行為及塑性鉸特性後，非線性動力歷時分析能有效捕捉結構在地震作用下之反應趨勢，並在整體行為上與振動台試驗結果呈現良好一致性。顯示此分析方法於 RC 結構耐震評估中具有良好之應用潛力，可作為工程實務與後續研究之重要參考依據。

二、振動台試體案例

本研究以一棟 10 層樓鋼筋混凝土造振動台試驗結構[3]~[5]為分析案例，利用 ETABS 結構分析軟體建立模型，詳細建築物基本資訊可參考表一。此建築物一樓樓高為 2.8 公尺，二樓至四樓樓高為 2.6 公尺，五樓至七樓樓高為 2.55 公尺，八樓至十樓樓高為 2.5 公尺，試體總高度為 25.75 公尺，於 X 向之一樓至七樓具有剪力牆，Y 向則為抗彎構架，此模型構架之 3D 立體圖如圖一。

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

² 國家地震工程研究中心研究員兼組長、國立成功大學土木工程學系合聘教授

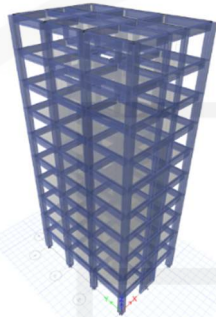
³ 國家地震工程研究中心專案技術師

⁴ 國立臺北科技大學土木工程系防災所碩士

⁵ 國立臺北科技大學土木工程系防災所副教授

表一 建築物基本資訊

建築物種類	十層樓 RC 結構
構造形式	抗彎構架+剪力牆
平面尺寸	長 12(m)；寬 8(m)
總高	25.75(m)



圖一 建築物模型立體圖

案例依據 Kajiwara K. et al. (2017) [3]~[5]之試體相關資訊進行載重計算及分配，其設計試體總重為 8,196 (kN)，如表二所示。其試體之重量除了主結構框架之自重(D.L.)外，還包含為了方便安裝試體之相關吊裝具之重量(L.L.)。於本案例分析模型中之模擬方式為將其各樓層(D.L.)以及(L.L.)加總後，將各樓層之重量以均佈載重之方式於模型上進行施加，並平均分配重量至各樓層之樓版上，如圖二所示。

於前述確認分析模型之重量正確後，本案例也將依據振動台試驗試體之初始週期值進行分析模型之彈性週期設定以及調整構材勁度值，如表三所示，以達成振動台試驗試體與分析模型於初始彈性階段之一致性。根據 Kajiwara K. et al. (2017)之研究[3]~[5]中可以得知振動台試體於構架方向(於本分析模型中為 Y 向)之初始週期值為 0.85 秒，於剪力牆方向(於本分析模型中為 X 向)之初始週期值為 0.58 秒。本案例分析模型，在進行初步模態分析後所得到之前六模態週期、模態質量參與係數如表四所示。可以看到勁度調整後，分析模型之兩方向初始模態週期值至與振動台試體兩方向之初始模態週期值一致。

表二 試體重量資訊

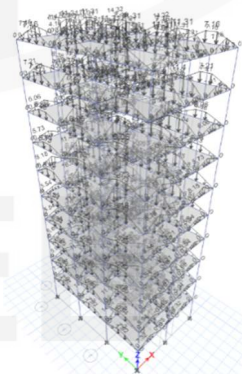
樓層	D.L. (kN)	L.L. (kN)	合計
10	725	0	725
9	740	57	797
8	694	28	722
7	716	28	744
6	949	28	977
5	318	188	806
4	780	28	808
3	798	28	826
2	817	28	845
1	889	57	946
Total	7726	470	8196

表三 分析模型構材有效勁度值

	撓曲(I)	剪力(A)
柱	0.35	1
梁	0.35	1
牆	1	1
牆上方之梁	20	1

表四 分析模型模態週期值與參與係數

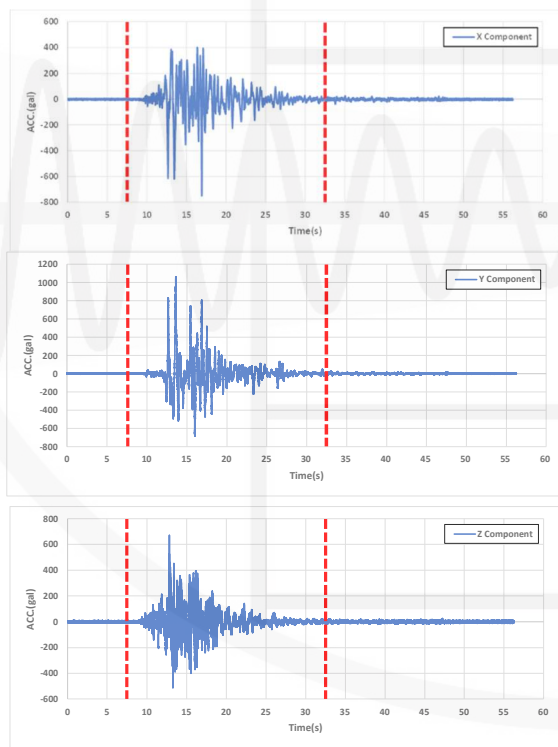
模態	週期(秒)	UX	UY	UZ	RZ
1	0.84	0	1	0	0
2	0.57	1	0	0	0
3	0.51	0	0	0	1
4	0.29	0	1	0	0
5	0.18	1	0	0	0
6	0.17	0	1	0	0



圖二 結構分析模型之重量分配

三、輸入地震歷時

由於本案例之分析結果要與振動台試驗之成果進行比較，故在地震歷時部分須採用與振動台試驗所使用之地震歷時做為輸入波，以進行後續非線性動力歷時分析。本案例之振動台試驗中輸入之地震歷時為 JMA-Kobe，其輸入共為五個激振強度 (10%、25%、50%、100%、60%) 之三方向 (X 向、Y 向、Z 向) 地震歷時進行模擬，其中分析模型中 X 向對應為振動台試驗之構架方向，分析模型中 Y 向對應為振動台試驗之剪力牆方向，為節省分析時間，案例將原始歷時數據進行擷取，僅取部分時間區段做為分析模型之輸入波，歷時擷取範圍為 8 秒處至 33 秒處，總計共 25 秒，如圖三所示。



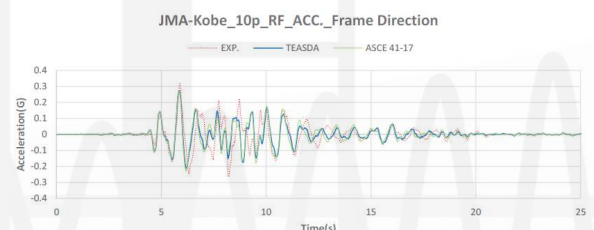
圖三 模型輸入地震歷時

四、實驗與模擬分析結果比較

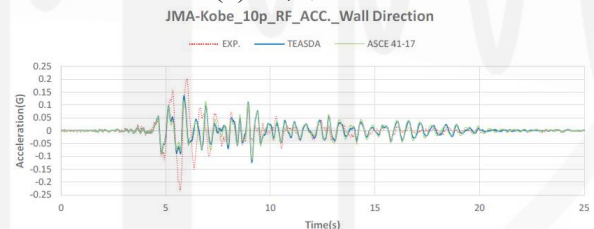
本研究經 ETABS 結構分析軟體，分別使用 TEASDA 輔助程式以及依據 ASCE 41-17 建立非線性鉸模型，並進行非線性動力歷時分析，以比較此結構於地震作用下之物理反應。為驗證數值分析模型之準確性，本研究將分析所得結果與振動台試驗成果進行比較，比較內容為彈性階段 (10% 激振強度) 與塑性階段 (100% 激振強度) 之加速度歷時以及位移歷時，比較結果如圖四至圖七所示。

結果顯示案例結構之比對狀況，於彈性階段中，無論使用 TEASDA 塑鉸之模型或是 ASCE 41 塑鉸之模型，在構架方向之加速度與位移歷時反應均與試驗相近，而剪力牆方向之反應則均略小於實驗值，整體來說使用兩種不同之塑鉸設定，於彈性階段均可得到相似之結果，其主要原因在於分析模型之彈性週期設定相同；在塑性階段中，使用 TEASDA 塑鉸之模型，其結果反應較試驗值均偏保守，而 ASCE 41 塑鉸模型於構架方向與試驗反應較為相符，但其在剪力牆方向反應則偏大。

結果顯示案例結構之比對狀況，於彈性階段中，無論使用 TEASDA 塑鉸之模型或是 ASCE 41 塑鉸之模型，在構架方向之加速度與位移歷時反應均與試驗相近，而剪力牆方向之反應則均略小於實驗值，整體來說使用兩種不同之塑鉸設定，於彈性階段均可得到相似之結果，其主要原因在於分析模型之彈性週期設定相同；在塑性階段中，使用 TEASDA 塑鉸之模型，其結果反應較試驗值均偏保守，而 ASCE 41 塑鉸模型於構架方向與試驗反應較為相符，但其在剪力牆方向反應則偏大。

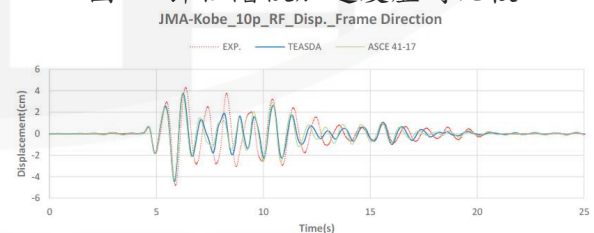


(a) 構架方向

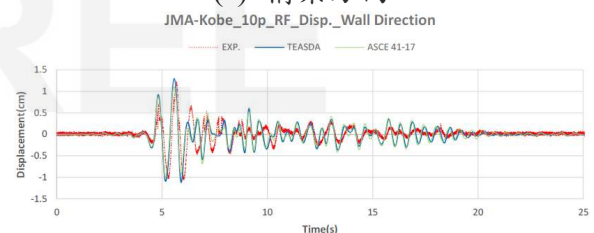


(b) 剪力牆方向

圖四 彈性階段加速度歷時比較

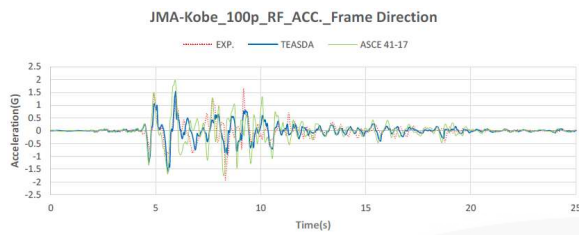


(a) 構架方向

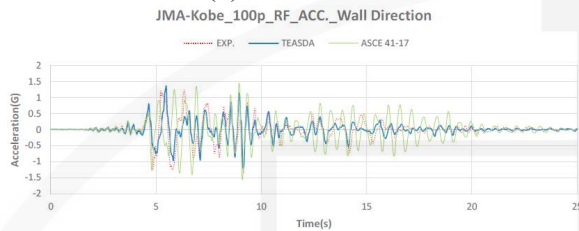


(b) 剪力牆方向

圖五 彈性階段位移歷時比較

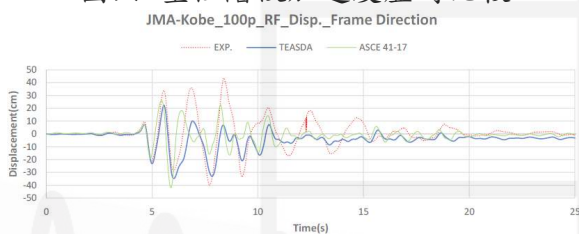


(a) 構架方向

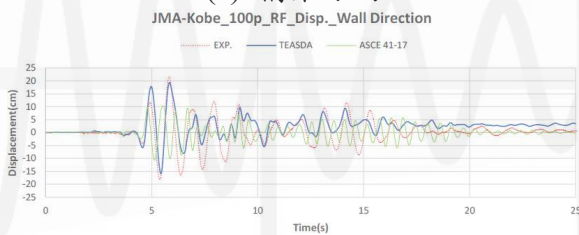


(b) 剪力牆方向

圖六 塑性階段加速度歷時比較



(a) 構架方向



(b) 剪力牆方向

圖七 塑性階段位移歷時比較

五、結論與建議

本研究針對振動台實驗結構，以非線性動力歷時方法進行模擬，且透過振動台實驗與分析結果之比較，可驗證建立之建築物模型能有效反應結構真實之行為。透過不同塑鉸設定之分析結果比較，說明透過 TEASDA 輔助程式設定鋼筋混凝土構件非線性鉸設定建立之結構模型，可合理模擬結構物之非線性行為。

參考文獻

1. 蕭輔沛、蔡仁傑、沈文成、徐侑呈、周德光、翁元滔、簡文郁、林佳蓁、劉勛仁(2021)，「臺灣鋼筋混凝土結構

耐震評估非線性動力分析手冊 (TEASDA 1.0)」，國家地震工程研究中心，NCREE-21-001。

2. ASCE (2017). "Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (41-17)." American Society of Civil Engineers, ASCE/SEI 41-17, Reston, VA., 576 pp.
3. Kajiwar K., Tosauchi Y., Sato E., Fukuyama K., Inoue T., Shiohara H., Kabeyasawa T., Nagae T., Fukuyama H., Kabeyasawa T., and Mukai T., "2015 Three-dimensional Shaking Table Test of a 10-story Reinforced Concrete Building on the E-Defense Part 1: Overview and Specimen Design of the Base Slip and Base Fixed Tests," Proc. 16th World Conf. Earthquake Eng. (16WCEE), Santiago, Chile, Jan. 9–13, 2017, Paper No. 4012.
4. Sato E., Tosauchi Y., Fukuyama K., Inoue T., Kajiwar K., Shiohara H., Kabeyasawa T., Nagae T., Fukuyama H., Kabeyasawa T., and Mukai T., "2015 Three-dimensional Shaking Table Test of a 10-story Reinforced Concrete Building on the E-Defense Part 2: Specimen Fabrication and Construction, Test Procedure, and Instrumentation Program," Proc. 16th World Conf. Earthquake Eng. (16WCEE), Santiago, Chile, Jan. 9–13, 2017, Paper No. 4007.
5. Tosauchi Y., Sato E., Fukuyama K., Inoue T., Kajiwar K., Shiohara H., Kabeyasawa T., Nagae T., Fukuyama H., Kabeyasawa T., and Mukai T., "2015 Three-dimensional Shaking Table Test of a 10-story Reinforced Concrete Building on the E-Defense Part 3: Base Slip and Base Fixed Test Results," Proc. 16th World Conf. Earthquake Eng. (16WCEE), Santiago, Chile, Jan. 9–13, 2017, Paper No. 4016.

應用再生混凝土補強既有鋼筋混凝土柱之性能研究

蕭輔沛¹ Yanuar Haryanto² 林佳蓁³ 翁樸文⁴ 胡宣德⁵

摘要

本研究探討了鋼筋混凝土柱利用再生骨材混凝土進行擴柱補強在連續地震載重下的受震反應。結果顯示，再生骨材混凝土擴柱補強顯著增強了結構勁度，並有效抑制了側向變形，而未補強的對照試體(UC)則因累積損傷而表現出位移迅速增加和嚴重的遲滯衰減。補強試體(SC-RAC)在相同負載條件下僅達到降伏，且側向強度增加了 243%。在動態激振時，UC 的層間位移比約為 7%左右，且強度達到最大值後迅速衰減，這是圍束不足導致的脆性破壞，而 SC-RAC 的反應保持穩定，強度達到最大值後沒有突然衰減。而且，補強後的柱在更寬的位移範圍內保持其承載能力，在最後階段只觀察到緩慢的強度衰減。由此可見，RAC 擴柱補強是提高 RC 柱耐震能力的有效且永續的補強策略。

關鍵字:再生骨材混凝土(RAC)、補強、RC 柱、耐震性能、永續建築。

一、前言

現有鋼筋混凝土(RC)建築中，存在很大一部分根據早期的法規規定設計的結構物，其不能充分滿足耐震的需求。其中許多舊結構被歸類為非韌性結構，因為它們主要以重力荷載為設計基礎，而缺乏現代耐震規範所規定的圍束、鋼筋細節和容量設計要求[1,2]。因此，它們的側向勁度和強度往往有限，因此地震時容易發生層間位移過度變形、軟層行為和其他不良反應機制[3]。其延展性不足，消能能力差，在強烈的地震下易發生脆性損壞，結構嚴重損壞甚至崩塌的可能性大增[4]。

鑒於這些缺陷，有效的補強策略不僅對於恢復結構能力至關重要，而且對於提高脆弱建築物的耐震可靠性也至關重要。在現有的補強技術中，RC 擴充斷面補強工法已成為提升既有柱和相關結構構件耐震能力的最成熟方法之一。此工法在原結構構件上擴大斷面，並額外加縱橫補強鋼筋，從而提高強度、勁度和圍束性[5,6]。

其有效性已見於前人的實驗，包括 Weng 等人[7]所報告的臺灣泰國校舍補強合作實驗，其中具有錨定鋼筋的擴柱補強，對比於無錨定鋼筋的擴柱補強，強度可以提高約 10%，而兩種補強工法試體的延展性和側向強度相似。

現今混凝土建築的迅速擴張，使天然骨材的需求大大增加，因此資源枯竭的議題逐漸被關心。再生混凝土骨材(Recycled Concrete Aggregate, RCA)作為一種永續的替代品，從拆除的混凝土中提取出來，在新的混凝土應用中受到關注[8-10]。儘管再生骨材混凝土(Recycled Aggregate Concrete, RAC)具有友善環境效益和優異的機械性質，但用於耐震補強的驗證尚未充分，特別是對於地震多發地區的非韌性 RC 建築。臺灣尤為如此，其舊有建築仍存在諸多耐震缺陷，如不具有良好配筋細節及圍束。因此，本研究評估了再生混凝土補強柱作為一種有效且永續的解決方案，在補強現有鋼筋混凝土柱方面的潛力。

¹ 國家地震工程研究中心研究員兼組長；國立成功大學土木工程學系合聘教授

² 國家地震工程研究中心助理研究員

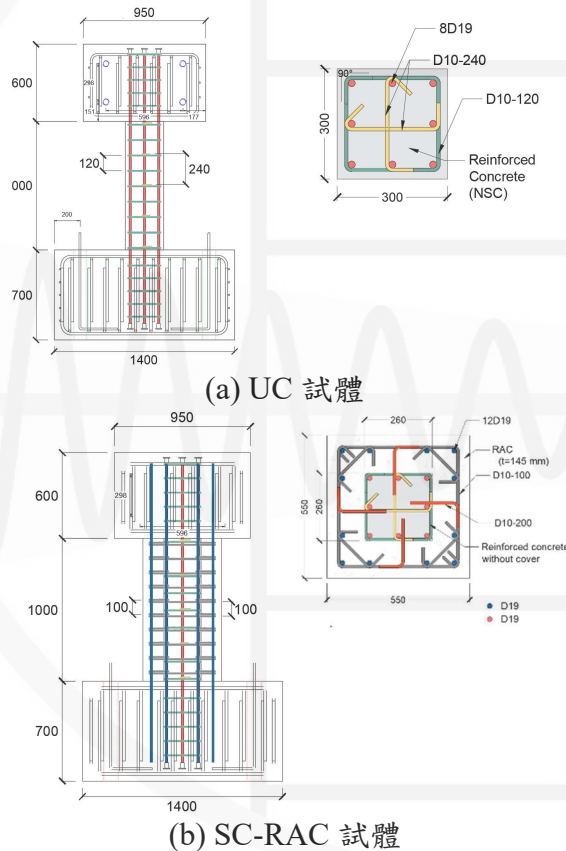
³ 國家地震工程研究中心技術師

⁴ 國家地震工程研究中心副研究員

⁵ 國立成功大學土木工程學系教授

二、試體設計

為了確認 RAC 擴柱補強的耐震性能，本研究製造了兩個柱試體並進行了測試實驗。對照試體(UC)以過去 RC 建築中常見的配筋細節缺陷進行設計。試體淨高為 1000 mm，斷面為 300 mm x 300 mm，混凝土保護層厚度為 20 mm。縱向鋼筋由八支 D19 鋼筋對稱排列，使用 D10 閉合箍筋提供橫向拉力及圍束，箍筋間距為 120 mm，此外，在閉合箍筋中間處輔以 D10 繫筋，間距為 240 mm。



圖一 試體斷面與配筋設計

混凝土的設計抗壓強度為 20 MPa。補強時，打除現有混凝土保護層，在既有柱周圍採用 RAC 擴柱補強之厚度為 145 mm。擴柱補強用十二根 D19 縱向鋼筋，且分布在四個角落處，並用 D10 箍筋束制，箍筋間距沿柱高為 100 mm。為使現有核心混凝土與補強混凝土層之間有效連結，根據 Weng 等人[7]所報告的錨定鋼筋佈設方式，放置錨定鋼筋。試體的整體斷面和鋼筋配置如圖一所示。

三、實驗設置和加載程序

為了模擬地震荷重引起的軸向和側向組合荷載，我們特別開發了一套實驗佈置。側向力透過連接到柱頂施力塊的油壓致動器施加，同時使用液壓千斤頂維持 100 kN 的恆定軸向荷載。基礎混凝土塊，以預力鋼棒固定在強力地板上，以防止試驗過程中發生意外移動。如圖二所示，這種配置能夠真實地重現中高樓層鋼筋混凝土建築之底層柱通常會承受的重力和地震力作用。



圖二 測試佈置

在動態加載階段，施加了六筆地震歷時，以評估試體在不同強度等級下的地震反應。每筆記錄均以峰值地表加速度 (Peak Ground Acceleration, PGA) 100、200 和 400 gal 進行縮放，代表一系列地震需求。所選地震歷時包括遠域和近斷層特徵，並使用位移控制的模式進行施加。載重首先施加 El Centro 1940 S00E 水平向地震歷時(遠域)，然後施加來自 1995 年 Kobe 地震 KJMA 測站的南北向地震歷時和來自 1999 年 Chi-Chi 地震中 TCU075 測站的南北向地震歷時，這兩條歷時均代表近斷層條件。最後施加 2016 年 Meinong 地震 CHY063 測站的南北向地震歷時，PGA 分別為 100、200 和 400 gal。

完成動態加載試驗階段後，試體再採用位移控制的反覆載重試驗，進一步研究試體的非線性行為。每個層間位移比重複進行兩個完整加載循環，以捕捉循環荷載的強度衰減影響。反覆載重試驗的起始點根據各試體在前一次動態試驗中達到的最大層間位移比確定，從而確保試體能夠平

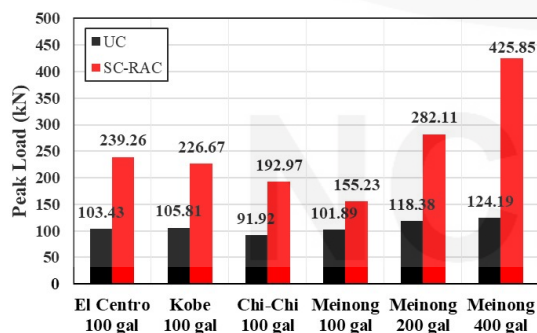
穩地過渡到非線性反應範圍。

四、試驗結果

在較低強度的激振中(PGA=100 gal)，觀察到 UC 和 SC-RAC 試體遲滯行為的明顯區別。UC 試體在 El Centro 和 Kobe 地震下的峰值側向強度分別為 103.43 kN 和 105.81 kN，遲滯迴圈更寬，變形較大，較早發生非線性反應。而 SC-RAC 試體則基本保持彈性，發揮更高或相當的峰值強度(239.26 kN 和 226.67 kN)，而遲滯迴圈更陡更窄，顯示勁度提高且位移反應減少。

隨著地震歷時加載的進行，差異越來越明顯。在 Chi-Chi 地震激發下，SC-RAC 試體的峰值側向強度為 192.97 kN，而 UC 試體下降到 91.92 kN，表示承載能力大幅下降。在 Meinong 100gal 的情況下亦觀察到相同趨勢，SC-RAC 為 155.23 kN，而 UC 為 101.89 kN。UC 試體位移持續增加，而強度無相應增加，是過渡到非線性狀態，而勁度因累積損傷而逐漸惡化的現象。

在較高強度的激振下(Meinong 200 和 400 gal)，SC-RAC 試體仍然表現出優越的性能，保持接近線性的反應，峰值強度分別為 282.11 kN 和 425.85 kN，大大超過 UC 試體(118.38 kN 和 124.19 kN)。而 SC-RAC 在 400 gal 時開始接近降伏，而 UC 試體的位移迅速增加，遲滯迴圈嚴重退化，表示強度和勁度明顯下降。如圖三所示，RAC 擴柱補強柱在最劇烈的激振下，峰值側向強度增加 243%，可見其耐震能力的增強。



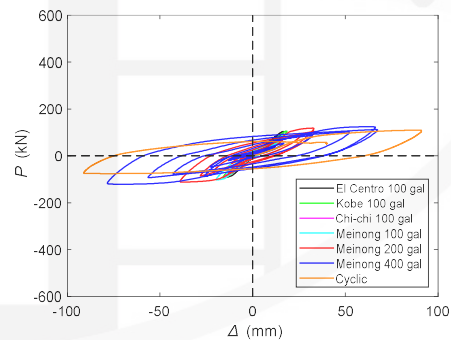
圖三 試體在六次地震下峰值強度比較

UC 試體在 Meinong 400 gal 激振下，

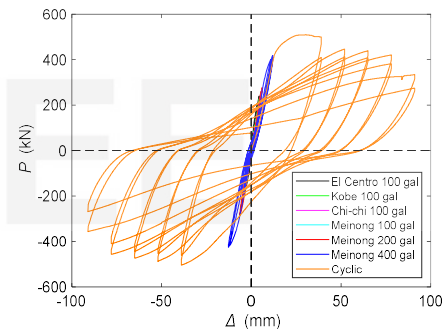
已使柱側向變位接近 7% (≈ 91 mm)，因此後續反覆載重測試不需要從較低層間位移開始。因此，加載入直接從相同的層間位移開始。然而僅一周次後，其側向強度較其最大強度值即下降超過 15% 以上，此為即將破壞的警訊。這種強度的迅速下降伴隨著高度擠壓和不穩定的遲滯迴圈(圖四)，反映了嚴重損傷的累積和勁度的損失。

UC 試體的整體遲滯迴圈反應進一步證實了其容量有限和明顯的變形性。側力隨位移漸大，正向位移 62.47mm 處為最大強度 124.86 kN，負向位移 70.59mm 處為最大強度 120.25 kN。越過此點後，強度趨於平緩並隨後衰減，與圍束不足、消能不佳的脆性行為一致。

相比之下，SC-RAC 試體的反應明顯不同，其特點是強度明顯更高，變形反應更少。遲滯迴圈更陡而穩定，在 30.18 mm 處達到正向最大強度 509.84 kN，在 39.02 mm 處達到負向最大強度 503.84 kN，比 UC 試體強度增加大約 308%。此外，SC-RAC 在更寬的位移範圍內仍保持其承載能力，在測試最後階段僅觀察到輕微衰減，表示延展性得到改善，結構完整性持續。



(b) UC 試體



(b) SC-RAC 試體

圖四 力-位移遲滯迴圈

五、結論

本研究證實了 RAC 擴柱補強作為 RC 柱耐震補強技術的可行性，在強度和整體結構反應都得到了顯著改善。在動態載重下，SC-RAC 試體比未補強柱的勁度更高，側向強度也較高。特別是在 Meinong 400 gal 激振期間，補強後的試體的峰值側向強度增加了 243 %，可見其耐震性能的優越性。整體遲滯迴圈反應進一步表明了這一改進，SC-RAC 試體達到峰值側向強度 509.84 kN，而 UC 試體僅達到 124.86 kN。此外，UC 試體在峰值後表現出急劇的強度衰減，這是與圍束不充分相關的脆性行為。這些觀察顯示 RAC 擴柱補強能夠提高非韌性 RC 柱的承載能力和耐震性能。

致謝

感謝國家實驗研究院國家地震工程研究中心提供資金、實驗設施和技術支援，得以完成本研究。

參考文獻

- [1] Chen, W.H., et al., Seismic performance of non-ductile RC frames strengthened with CFRP. *Composite Structures*, 2019. Vol. 221.
- [2] Zepeda, D., G. Hagen, and D. Engineers. Lessons learned from the 2016 Taiwan Mei-Nong earthquake. in *Structural Engineers Association of California Convention*. Taipei, Taiwan. 2016.
- [3] Celik, O.C. and B.R. Ellingwood, Seismic Risk Assessment of Gravity Load Designed Reinforced Concrete Frames Subjected to Mid-America Ground Motions. *Journal of Structural Engineering*, 2009. 135(4): p. 414–424.
- [4] Jeon, J.S., et al., Fragility curves for non-ductile reinforced concrete frames that exhibit different component response mechanisms. *Engineering Structures*, 2015. 85: p. 127–143.
- [5] Júlio, E., F. Branco, and V. Silva, Structural rehabilitation of columns with reinforced concrete jacketing. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 2003. 5(1): p. 29–37.
- [6] Vondoros, K.G. and S.E. Dritsos, Concrete jacket construction detail effectiveness when strengthening RC columns. *Construction and Building Materials*, 2008. 22(3): p. 264–276.
- [7] Weng, P.W., et al. Taiwan–Thailand Seismic Retrofitting Collaborative Project of School Buildings in Thailand. in *Canadian Conference – Pacific Conference on Earthquake Engineering 2023*. 2023. Vancouver, British Columbia.
- [8] Noguchi, T., W.J. Park, and R. Kitagaki, Risk evaluation for recycled aggregate according to deleterious impurity content considering deconstruction scenarios and production methods. *Resources, Conservation and Recycling*, 2015. 104: p. 405–416.
- [9] Mariaková, D., et al., Ecotoxicity and essential properties of fine recycled aggregate. *Materials*, 2021. 14(2).
- [10] Verian, K.P., et al., Using recycled concrete as aggregate in concrete pavements to reduce materials cost. Report No. 2013.

懸吊式非結構系統耐震性能跨國聯合測試驗證平台

柴駿甫¹ 林凡茹² 黃百誼³ 陳威中³ 柯敏琪⁴ 黃文萱³ 簡子婕⁴ 范秋屏⁵ 林震宇⁶

摘要

臺日韓等近期地震經驗發現，重要建築內部懸吊式非結構系統(天花板、管線系統等)極易受損而影響建築使用機能，甚至可能系統崩塌而致使生命安全疑慮，然因懸吊式非結構系統在耐震測試當中，需要適用的實驗構架據以安裝，故其實驗成本極為昂貴。本計畫擬透過國內外非結構相關研究學者研究能量，並結合臺、日、韓三國之實驗機構(NCREE、E-defense、SESTEC)之動態實驗設施與既有測試構架，針對懸吊式天花板等懸吊式非結構系統，建置跨國聯合測試驗證平台，以利學研界開發具效益之懸吊式非結構系統耐震措施，並提供國內外懸吊式非結構系統設備商或製造商測試驗證或進行產學合作的機會。本計畫並將以特定懸吊式非結構系統為例，進行跨國研究合作，以跨國測試平台機制進行其耐震策略實驗研究。

關鍵詞：懸吊式非結構系統、跨國測試平台、耐震策略、耐震測試規範

一、研究背景與目的

近年臺灣、日本與韓國地震經驗顯示，建築內部懸吊式天花板、設備吊掛與機電管線等非結構系統，常於中小地震下發生受損，進而影響建築使用機能與震後服務持續性。因此，需在震後短期恢復營運的重要建築(如醫院、科技廠房、電廠等)之重要懸吊式非結構系統亟需有效之耐震策略及其效能驗證平台。考量非結構系統受震高度非線性行為與震後機能性檢核需求，振動台系統之足尺試體動態試驗為最直接有效的耐震性能驗證方式。然而上述懸吊式非結構系統於測試時需要於振動台搭建構架承載之，因此實驗需要額外經費製作構架，且可能受限於本國振動台規格而無法進行足夠規模的試驗。有鑑於此，本研究有幸獲得國家實驗研究院創新科技計畫經費支持，以跨國聯合測試驗證平台為主軸，結合臺灣(國家地震工程研究中心，NCREE)、日本(兵庫耐震工學研究中心，E-defense, NIED)與韓國(地震防災研究中

心，SESTEC，釜山大學)之振動台試驗設施、慣用構架形式與研究能量，建立可供三方比對參考之測試方法、輸入波設計邏輯與執执行程序。

本計畫研究目的為針對懸吊式非結構系統，建立其耐震性能評估、試驗驗證與跨國合作應用的完整技術基礎，下文依序說明懸吊系統耐震策略研析、測試技術開發、驗證平台跨國機制建置等三大研究主軸之工作內容。

二、懸吊系統耐震策略研析

本主軸為依據過去既有震動台試驗資料(E-Defense振動台足尺非結構動態實驗數據)，掌握懸吊式非結構系統在地震作用下的反應特性與受損機制，並以懸吊式暗架天花板系統為例，配合計畫期間執行之跨國合作懸吊式系統振動台實驗，探討暗架天花板國內外研究、規範與國內工程實務，做為應用本平台研發與驗證懸吊系

¹ 國家地震工程研究中心副主任兼設備管線組組長

² 國家地震工程研究中心研究員

³ 國家地震工程研究中心助理研究員

⁴ 國家地震工程研究中心副技術師

⁵ 國家地震工程研究中心專案助理研究員

⁶ 國家地震工程研究中心技術師

統耐震措施之示範例。

國家實驗研究院國家地震工程研究中心(簡稱國震中心)與日本 NIED 合作,在 2023 年 2 月於日本 E-Defense 耐震實驗室進行全尺寸懸吊式匯流排系統之振動台實驗。本次實驗於振動台上搭建足尺 10 層樓鋼結構(圖一)。此結構之平面尺寸為 8 m×12 m,每層樓高度為 2.6 m,總高度為 27 m。實驗當中國震中心於 6 樓及 7 樓(圖一)各設置 2 組匯流排試體,每組匯流排試體總長約 14.7 m,足以有效呈現國內實務上匯流排系統之配置狀況。圖一說明 7 樓匯流排試體配置情形,其為規格 3200 安培之裝甲型匯流排。透過足尺鋼結構模擬之建築物反應而可得極具說服力之長跨度分布懸吊式系統實測成果,據以實測該系統之震損機制,發展國內適用之耐震補強工法。



圖一 十層樓鋼結構及七樓匯流排試體

本研究第二部分為針對暗架天花板進行研究,目前國內常見暗架天花板系統可分為四種類型:傳統式、卡夾式、金屬條狀式、金屬面板式等暗架天花板。除了金屬條狀式天花板之外,其餘三種型式之骨架系統均包含主架與支撐架;而金屬條狀式天花板則是主架與板材結合成結合為一體構件,故其骨架結構僅依賴支撐架維持穩定性。在構件接合方面,傳統式和金屬面板式天花板之吊筋組包含擊釘片、吊筋螺桿以及吊鉤,且透過吊鉤將支撐架懸吊固定。而卡夾式和金屬條狀式天花板之吊筋組則不採用吊鉤,而係以螺帽鎖固方式與支撐架進行固定。

我國暗架天花板早期係承襲自日本,故本研究所稱之「傳統式暗架天花板」,即為日本天花板系統。本研究亦藉由此次跨國研究合作,與 NIED 日本研究團隊共同執行傳統式暗架天花板之振動台試驗。

本研究進行之研究測試,將可提供未來大型空間天花板設計與設備配置之重要依據,並有助於修訂或制定國內相關設計規範,以確保暗架天花板系統於地震中之整體安全性與功能持續性。

三、懸吊系統測試技術開發

基於國內外懸吊式系統測試案例與測試構架之經驗,本研究擬提出懸吊式非結構系統適用之測試規範,並配合上述之懸吊式系統振動台實驗,驗證測試規範規定之可行性,並提出後續懸吊式系統測試測試技術研發方向的建議。本計畫投過對懸吊式系統測試構架之文獻回顧,比較 AC156 (ICC-ES, 2020)、ASTM E3118 (ASTM, 2022)及各國試驗構架之設計理念。在臺日韓三個實驗設施之懸吊式系統測試經驗方面,NCREE 多次使用小型構架進行小面積之振動台測試,因大型構架搭建經費較高,而較少大面積天花板系統與設備系統測試;NIED 之 E-Defense 振動台則曾於十層樓鋼構架安裝匯流排系統、HVAC 系統、消防管線系統,亦曾於體育館縮尺模型內安裝暗架天花板、室內機與全熱交換器,觀察屋頂結構與懸吊設備耦合行為;SESTEC 則依其設施能力建置較小規模鋼構架之天花板系統測試驗證機制,並因有多振動台而有極大潛力發展長形分布面積之懸吊系統測試。三方雖共享 AC156 導向之測試概念,但在構架剛度、振動台容量、試體尺度與研究目標上各有差異,因此平台化關鍵不在於強制一致,而在於透過預測試、校正與共同技術語言建立後續合作之基礎。

國際上多以剛性構架搭配振動台測試懸吊式系統,但構架面積、剛度、面外振動與試體錨定點實際反應之關聯尚未完全一致。因此,本計畫以「在構架頂部重現目標樓板運動」為核心,發展輸入波調整技術,降低構架本身動態特性對測試結果之干擾。為驗證此概念,研究導入六軸向感測器與 MTS StexPro 外部調適流程,嘗試以構架頂部之量測訊號反算並更新振動台驅動命令,使指定點反應更接近需求波

形。初步結果顯示，外部感測器應用於輸入波迭代調整具可行性，雖轉動向量測仍受雜訊影響，但已足以作為後續懸吊式非結構系統測試程序發展之技術基礎。

懸吊式非結構系統之輸入波設計，工程上真正之控制目標並非僅為振動台台面運動，而是試體錨定點之運動。由於試體係懸掛於延伸鋼構架上，構架本身之動態特性可能在輸入傳遞過程中對台面輸入產生放大或濾波作用，因此正式測試前，須先進行設計波預測試，量測構架頂部預定錨定位置之反應，再以其對應之反應譜檢核其與需求反應譜之相容性。此次大型國際示範實驗實際上主要採用以傳遞函數為基礎之傳統修正流程，即先由試搖結果建立構架傳遞函數，再依構架反應與目標需求之頻譜倍率反覆修正原始命令歷時，使最終輸入波可在懸吊錨定點較合理地重現目標樓板歷時。

四、懸吊式非結構系統耐震性能驗證平台跨國機制建置

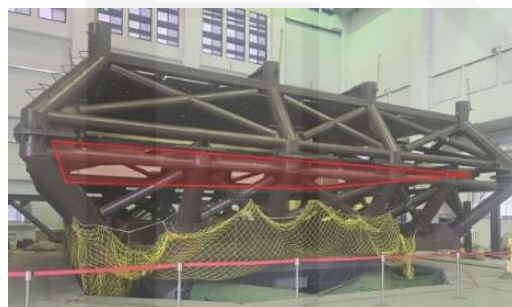
除了國內研究發展，本計畫以臺、日、韓三方實驗設施合作為目標，透過跨國示範實驗之工期規劃、試體模組化、海運與通關程序、測試波校正及台日韓試體與測試條件比較，發展可重複採用之跨國測試流程與程序雛形，做為後續非結構系統耐震措施與規範發展之測試驗證平台基礎。

跨國測試在實驗執行規劃上，須整合試體模組化、三維配置協調、量測配置、錨定條件確認、海運與通關、進口檢收、免稅與復運等程序，並同步處理測試構架製作、頂板與連接件加工、場地排程及預測試佔用時間。此一經驗顯示，跨國懸吊系統測試不只是技術問題，亦為一套高度依賴工期管理與資源協調的整合工程。

五、懸吊式非結構系統跨國測試例

本研究於國震中心臺南實驗室進行全尺寸懸吊式非結構系統之振動台實驗，透過臺南實驗室之長衝程高速度振動台系統，

以動態實驗重現懸吊式系統在地震中之破壞行為與震損特徵。此外，為能有效模擬大面積懸吊式系統之受震反應，本研究在 8 m×8 m 之振動台上搭建一個 4 m 高延伸鋼構架（圖二），讓設置於鋼構架內側之懸吊試體尺寸可達 10.98 m × 10.98 m，面積範圍最大可為 120 m²。構架基本頻率於水平 X、Y 向皆為 15.5 Hz，垂直向約為 11.7 Hz。



圖二 懸吊式非結構系統試體範圍

本次測試分三個階段，依序為 NCREE、SESTEC、NIED 主導之三場測試。在正式跨國示範實驗之前，本計畫亦完成試驗用輸入波設計與修正。NCREE 測試之輸入波係依研究目的區分為自然地震波、結構反應波及 AC156 導向之平滑化反應譜相容波三類(表一)。其中，0403 花蓮地震 HWA051 測站地震波可作為事件情境重現；THHRF 以 SAP2000 建立簡化數值模型所模擬之樓層反應，可代表結構放大後之樓板需求；而 TACRF_CGT 與 TACRF_KPH 則作為標準化比較用之共同比較基準。

表一 測試波列表 (NCREE)

類別	名稱	強度百分比
自然地震	THH051R	5% ~ 100%
建築結構反應	THHRF	5% ~ 90%
人造歷時 (AC156)	TACRF_CGT	5% ~ 75%
	TACRF_KPH	5% ~ 95%

NCREE 測試中之 ACRF_KPH 為最具代表性之共同比較波，其係綜合 1995 年日本 Kobe 地震、2017 年韓國 Pohang 地震及 2024 年臺灣花蓮地震之頻譜特徵所建

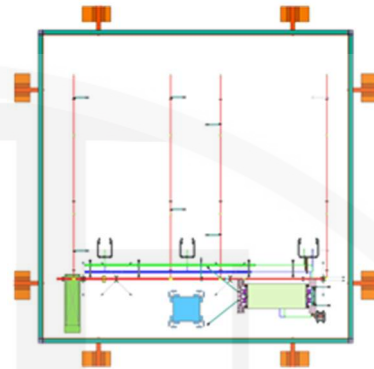
立之 AC156 相容人工歷時，可同時保留三國代表性地震之低、中、高頻內涵，適合作為 NCREE、SESTEC 與 NIED 共同測試之比較基準。該人工波原設計係模擬短週期譜加速度 S_{DS} 約 1.2 之屋頂樓板需求，惟受振動台能力限制，NCREE 實際達成之代表性等級為 KPH95%，其水平向峰值加速度約可達 1.0 g，足以作為高需求下之設備耐震驗證基準。

圖三為 NCREE 測試實驗平面配置。本次測試範圍包括明架天花板系統、HVAC 設備及管線系統、消防管線系統等，探討研究議題包括：1. 重型懸吊式空調設備與相鄰天花板互制效應；2. 空調設備物於短懸吊深度下之震損機制及補強措施；3. 懸吊式隔振設備受震行為與耐震措施；4. 消防管線系統支管頻率評估及其耐震措施效益；5. 大面積天花板系統隔離縫機制。

下文以隔振設備測試結果介紹為例。本研究以懸吊式預冷空調設備作為共同基準試體(如圖三右下所示)，試體整合了設備本體、連接管線及鄰近消防管線，包括水平向主管與一寸灑水頭，以觀察系統間之空間互制效應。測試矩陣分為三個階段：Phase I 為完整補強配置，Phase II 為部分補強配置，Phase III 則為現況配置；其中 Phase III 以僅由吊桿與彈簧隔振器懸吊之方式重現花蓮地震受損情境，而 Phase I 則在保留垂直方向隔振功能之下，增設剛性框架、斜撐及鉸接式抗震緩衝裝置，以提供水平方向拘束與多向阻尼。

以 KPH95 為共同比較基準時，補強與未補強配置之位移反應差異極為明顯，且 Phase III 於測試後期發生傾覆。試驗亦觀察到 Phase III 之吊桿於錨定點附近彎曲並剪斷，且設備物大量撞擊相鄰之消防灑水頭，雖灑水頭並未破壞，但已有極大疑慮可能致使消防功能失效。此結果顯示，懸吊式隔振設備之耐震弱點主要來自位移控制不足、側向剛度流失與鄰近系統互制，而非單純由加速度需求所主導。另依隔振設備測試結果可知，未補強之懸吊式隔振設備雖可能於初期對部分水平加速度具有一定隔離效果，但最終仍會因過大位移、

碰撞、不穩定化及錨定點破壞而失效；相對地，兼顧垂直隔振與水平拘束之改善策略可大幅降低位移需求並維持系統穩定。



圖三 示範實驗配置(NCREE)

六、結論

本計畫已逐步建立懸吊式非結構系統之跨國測試驗證平台基礎，並以暗架天花板、隔震懸吊式設備等為例，完成懸吊系統耐震策略研析，並執行以懸吊式系統跨國測試，透過輸入波設計、修正方法建置、實驗執行流程之彙整，初步形成可供後續懸吊式非結構系統耐震驗證與準則發展使用之共同技術基礎。由於懸吊式試體之測試構架本身之動態特性會影響實際傳遞至試體之輸入，因此輸入波設計不應僅以振動台台面運動為目標，而應以錨定點反應譜與需求反應譜之相容性為核心。

致謝

本研究獲得國家實驗研究院 (NIAR) 創新科技計畫經費補助，同時感謝日本 NIED 與韓國 SESTEC 合作與支持。

參考文獻

1. ICC Evaluation Service (ICC-ES), AC156 (2020): Acceptance Criteria for Seismic Certification by Shake-Table Testing of Nonstructural Components and Systems.
2. ASTM International, ASTM E3118-22 (2022): Standard Test Methods for Seismic Qualification Testing of Nonstructural Components.

大型設備耐震驗證初探：以風力機控制器為例

黃百誼¹ 徐瑋鴻² 林凡茹³ 黃文萱¹ 柴駿甫⁴

摘要

隨著工業技術與基礎設施的發展，諸多設備與系統呈現大型化、高整合度與高複雜度之趨勢。此類大型設備若具有耐震性能驗證需求，常因測試設施在尺寸、載重或性能限制而難以完整設備進行振動台試驗。過往文獻中提出結合數值分析與實體測試之複合式耐震性能驗證策略，將大型或複雜設備分解為易於數值模擬之主要支撐結構、以及需透過實際測試檢驗之功能性零組件，以克服測試條件之限制並兼顧驗證的準確性與可行性。雖則測試標準已納入複合式驗證方法，然而如何執行仍有諸多不明之處。於先前執行之風力機機艙整機振動台測試中，控制器等內部零組件於地震測試中呈現顯著受震反應，另一方面亦經由測試數據校準並驗證機艙有限元素模型之數值模擬有效性，故本文以風力機控制器作為大型設備複合式耐震性能驗證示例，利用控制器錨定處模擬數據做為振動台輸入波，對該風力機控制器進行振動台測試。

關鍵詞：大型設備、振動台測試、系統識別、有限元素分析

一、前言

欲知設備等非結構物之耐震性能，執行振動台測試向來為最直觀且可靠的方法之一，但隨工業技術與基礎設施的發展，諸多設備與系統呈現大型化、高整合度與高複雜度之趨勢，以風力機為例，二十年前單機容量僅為數百 kW，如今即將跨越 20 MW，使機艙與設備之尺寸重量增大數倍之譜。欲驗證此類大型設備之耐震性能時，常因測試設施尺寸、載重或性能限制，而不易以完整設備姿態直接執行振動台試驗，然若以縮尺模型進行測試亦有其挑戰性，除需檢驗縮尺率之有效性之外，亦不易判別縮尺模型於測試中呈現的非線性行為是否可連結至原型。然若為此建置巨大測試設施以容納大型設備殊不經濟，可預期未來大型設備的耐震驗證勢將改變做法，而結合分析與實體測試之複合式驗證策略，乃可克服試驗條件之限制並兼顧驗證的準確性與可行性之解決之道。

二、文獻回顧

結合分析與實體測試之驗證技術最早乃於1970年代因應核能設施設備物耐震驗證需求而發展。Wood 等針對核電廠的主控制台，利用現地振動測試識別主控台之模態形狀、頻率與阻尼比，據以迭代更新分析模型，透過反覆調整勁度矩陣直至模態參數與現地振動測試之識別結果具備充分相關性(Correlation)為止，並利用樓板加速度歷時以及分析模型之傳遞函數，建立最大模態反應處之反應譜[1]。Fischer 等利用通用型單一機櫃之靜態加載撓度測試與強迫振動共振測試驗證分析模型，後者以安裝於頂部之電動驅動器激發並聯機櫃的共振反應，該文獻建議以底部彈簧模擬撓度測試所呈現之非線性行為，並以假設之耦合管(Coupling tube)連接機櫃模型，透過調整耦合管剛性以逼近共振測試之結果，經由上述方式擴充為多櫃式數值模型，並以數值分析驗證其耐震性能，結果顯示

¹ 國家地震工程研究中心助理研究員

² 國家地震工程研究中心副研究員

³ 國家地震工程研究中心研究員

⁴ 國家地震工程研究中心副主任兼設備管線組組長

數值模型具備保守性[2]。Fischer 等於另一篇文獻中說明以數值模型驗證多櫃式 MCC 的耐震安全性之流程，其執行通用型機櫃之振動台測試後指出，機櫃頂部有、無電纜下阻尼比分別為10%與5%，但基本振動頻率則相去不遠，以與前文獻相似之校準程序後，則可由通用型機櫃模型延伸數值模型，對新設備以數值分析方法進行耐震性能驗證。除一般採用之測試反應譜峰值與需求反應譜之比較以確保強度無虞之外，該文獻另以功率譜密度函數比對流程確保功能之可操作性，由通用型機櫃測試中，可得機櫃底部至設備處之間的傳遞函數關係，當設備安裝於新地震環境時，可應用該傳遞函數由新地震環境更新設備之功率譜密度函數 EPSD，若新環境之 EPSD 低於原本者、且新的測試反應譜亦然，則可確保設備功能性。透過上述程序，可將通用型機櫃測試數據外推至相似設備與新地震環境 [3]。Hendricks 等以絕緣系統為標的，此類系統通常具備長柱狀懸臂套管，因此主要之耐震考量乃是套管間的相對位移，慣性力亦可能造成陶瓷或樹脂材料承受過大應力。因套管外型與材料複雜導致不易模擬分析，諸多設定仰賴工程師假設，整體測試雖為最可靠之驗證方法，然而設備尺寸、重量與測試成本皆使其窒礙難行，因此結合分析與測試可擷取雙方優勢，該文獻建議步驟包含：(1)使用可攜式起振器於實驗室或現場執行低強度測試，以確定設備基本行為以及對地震載重之敏感性；(2)由測試結果定義可能導致功能減損之結構破壞模式；(3)由測試結果校準分析模型，並由分析決定自然振動頻率、振形、工作應力與變位等可能引致機構或功能失效；(4)以數值模型進行地震分析。該文獻以斷路器與開關裝置為例，透過現地測試得傳遞函數，因開關裝置之材料與系統複雜性（如開啟或關閉狀態）而有複雜之模態，由傳遞函數識別之頻率與阻尼比可用於驗證或修改數值模型[4]。

2000年後，Sinha 等以重達370噸之大型水平筒狀儲槽為例，說明以現地對設備物進行小振幅激振獲取動態特性，以降低

現場支撐條件等因素對於數值模型之影響，雖然測試數據可能低估阻尼比，仍屬可接受的保守假設[5]。Gatscher 等將結合分析與測試之驗證方法應用於工業級 UPS、冷卻塔、醫療設備等非核電廠之大型設備，相較於過往注重設備在地震中、後需保持位置，亦即錨固與支撐結構等之耐震驗證，維持功能性亦逐漸成為驗證要點，故將大型設備分為需滿足保持位置要求的機械子系統以及需維持機能的功能裝置，前者透過分析確認滿足要求，後者則利用反應譜測試與隨機振動測試驗證功能性，該文獻說明與 IEEE 344相似之反應譜測試可能無法激發設備高模態反應，測試波之選擇亦有可能因執行者而異，故另以加速度功率譜密度(ASD)模擬地震波之隨機性，注重於能量分布與統計特性，ASD 的測試結果通常較反應譜測試保守，因此需注意是否過度測試[6]。Eijadei 等以壓力鼓風機與電池架為例，說明結合測試、分析與相似性的耐震性能驗證方法，其利用振動台測試數據確認標的物與數值模型之主頻率相近，並可承受設計地震同時維持功能性，則可利用相似性外推至同類機型[7]。

測試標準方面，因核電廠設備具有稀缺性與特殊性，包含 IEEE/IEC 60980-344 與 ASME QME-1在內之國際主流核能設備耐震測試標準，咸允許以結合測試與分析等直接或間接方式進行耐震驗證。以 IEC/IEEE 60980-344為例，振動台測試分為組件(Assembly)與元件(Component)或子元件(Subcomponent)層級測試[8]：

- 組件層級測試：對包含盡可能完整子元件的組件進行測試，以驗證其結構完整性和位置保持能力。若缺少之子元件將顯著影響設備的整體和局部動態反應，則應使用模擬配重以還原該子元件的影響，並應在該子組件的預定安裝位置安裝加速度計。實際或模擬的子元件應安裝在組件上，使其在耐震測試期間承受最大撓度或應力循環，同時確保試驗期間記錄的組件共振頻率可代表完整組件。在耐震測試

間，應透過直接測量或利用控制加速度計到子元件安裝位置的傳遞函數，取得子元件位置處的結構內反應譜。

- 子元件測試：將未經組件測試的各子元件安裝到振動台檯面或剛性夾具上，並使其承受振動台激振，此激振之反應譜需可包絡結構內反應譜。

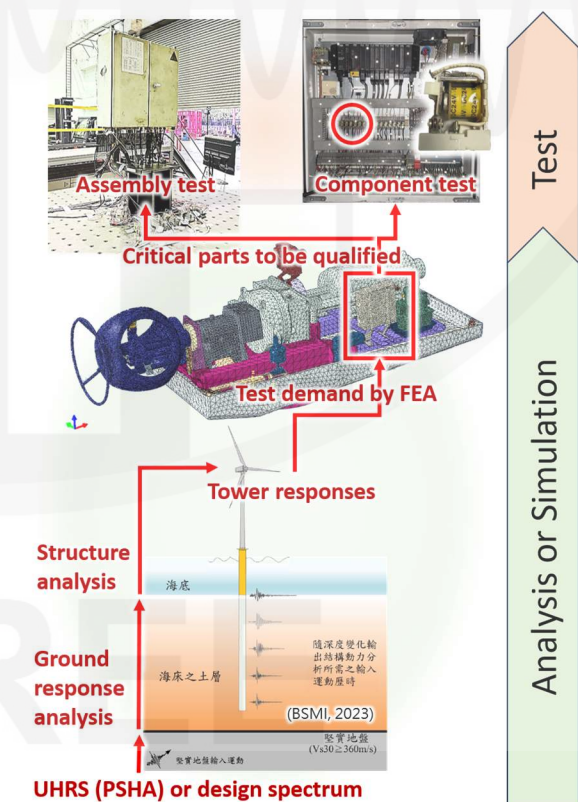
三、複合式耐震驗證策略

文獻研究回顧可見，結合數值模擬分析與測試之程序，多數為利用現地或實驗室測試數據確認標的物之模態頻率、振形等動態特性參數以更新或校準數值分析模型，與測試標準描述之程序有些不同，畢竟測試標準之主要目的乃確保重要零組件於地震中、後仍可執行必要之安全功能，因此其乃由模態測試等校準數值模型，經由數值分析獲取關鍵元件安裝處的輸入反應，據以執行重要關鍵元件測試以確認其功能性，此方法之核心目標乃解決不易執行完整測試之大型設備或難以透過分析確認功能性之複雜設備的耐震性能驗證，亦可將測試或分析集中於設備的關鍵特徵或耐震弱點，從而避免對每一種基本設計變動或各個單獨元件進行測試，故首要步驟在於對設備元件進行選別(Screening)，並依據特性分別進行分析與測試[8]。

1. 選別設備中關鍵或易損之功能性裝置或機械元件；
2. 建立設備之數值分析模型，並透過模態測試等獲取大型設備之動態特性參數，藉以校準該數值模型；
3. 建立關鍵元件之功能性驗證準則；
4. 執行驗證
 - A. 若關鍵元件之功能性乃基於結構完整性或位置保持性，則可由數值模型以分析法驗證耐震性能；
 - B. 若關鍵元件為電氣或主動式機械裝置，其功能性不易由分析法確認，則經由數值分析獲取元件安

裝處之受震反應，建立包絡 RRS 或 ASD 等，據以執行振動台測試，確認於想定地震環境條件下可維持必要之功能。

以風力機機艙整機振動台測試為例，其時作為試體之 Vestas V47-660kW 已是20餘年前產品，但尺寸大小已逼近振動台極限，因此更新或大型機種難以執行整機測試，需以複合式方法進行驗證。該測試利用多筆與工址設計反應譜相符之人工地震進行塔柱反應模擬，據以執行振動台測試，結果可見控制器呈現顯著受震反應，故選擇以其為標的進一步進行耐震性能研究。另一方面，先期研究同步建立機艙整機之有限元素模型(FEM)，並利用白噪測試所識別之系統特性參數校準 FEM 模型，可輸出可信之模擬反應，因此後續針對控制器進行耐震驗證時，即以有限元素模擬控制器與機艙主支撐結構、或控制器與元件介面之振動反應，決定組件或元件測試之振動台輸入波，則其流程如圖一所示。



圖一 結合分析與測試之耐震驗證路徑[9]

四、結論

為因應大型設備之耐震驗證需求，結合數值模擬分析與測試之複合式耐震驗證策略為兼顧經濟性、可行性與有效性之方法，其中有若干要點：選別適於模擬分析以及需實體測試之零組件，惟無絕對之選別標準，前者一般為易於模擬且以位置保持性為耐震目標之支撐結構等、後者成為提供關鍵機能之複雜或功能性零組件；另一要點為數值模型與設備之相關性與保守性，因此數值模型必須透過局部或整體激振之系統識別測試獲取系統特性參數，據以校準數值模型，文獻指出以低強度激振進行系統識別可能低估阻尼比，而數值模擬結果通常具備保守性，另亦可增設安全係數、或以包絡 RRS 或 ASD 等方式獲得保守之模擬結果。

參考文獻

1. C. K. Wood and R. M. Walker (1979). *Seismic qualification of large equipment with test-verified analytical techniques*. IEEE Transactions on Power Apparatus and Systems, Vol. PAS-98, No.4
2. Fischer, E.G., et al. (1982). *Simplified Seismic Computer Analysis of Multi-Cabinet, Modular Control Centers Based upon Static Load and Resonant*. IEEE Transactions on Power Apparatus and Systems, Vol. PAS-101, No. 7.
3. Fischer, E.G., et al. (1982). *Class 1E Seismic Qualification by Test and Analysis of Generic Multi-Cabinet Electrical-Equipment*. IEEE Transactions on Power Apparatus and Systems, Vol. PAS-101, No. 9.
4. Hendricks, J. R., et al. (1983). *Considerations in Seismic Qualification of insulation Systems*. EIC 6th Electrical/Electrical Insulation Conference, 3-6 October 1983, Chicago, IL, USA
5. Sinha, J. K. and Moorthy, R.I.K. (2000). *Combined experimental and analytical method for a realistic seismic qualification of equipment*. Nuclear Engineering and Design Vol. 195 pp. 331-338.
6. Gatscher, J. A. and Bachman, R. E. (2010). *Seismic Qualification of Large-class Equipment using Combined Analysis and Testing*. 14 ECEE, Ohrid, Republic of Macedonia, 30 August - 3 September 2010.
7. Eljadei, A., et al. (2017). *Seismic Equipment Qualification by Similarity and Combined Analysis and Testing: Two Case Studies*. SMiRT-24, Busan, Korea, 20-25 August, 2017.
8. IEC/IEEE (2020). *Nuclear facilities - Equipment important to safety - Seismic qualification*. IEC/IEEE 60980-344-2020
9. 經濟部標準檢驗局(2023)。離岸風力發電場址調查及設計技術指引。

鋼連桿梁與 RC 構件接合耐震行為研究

莊勝智¹ 林克強² 紀凱甯³ 李錫緯⁴ 陳垂欣⁵

摘要

本研究主要探討鋼連桿梁與鋼筋混凝土構件之接合細節於地震作用下的耐震行為，以鋼骨剪力降伏連桿梁取代施工性較差之 RC 剪力連接梁為主要目的，並試圖找出連桿梁之剪力變形容量與剪力強度容量之設計方法。本研究分別以模擬鉗接型、預鑄型與場鑄型等不同的接合方式製作 4 組試體並進行耐震試驗。試驗結果顯示，各試體核心段均呈現飽滿穩定的剪力-變形曲線，達成有效消能行為，並透過鋼連桿梁端部使用螺栓錨定與適當地伸展長度，其端部仍無發生錨定破壞。本研究結果並提出了鋼連桿梁與構件接合細節的設計建議與性能評估準則，透過本次試驗之觀察及綜合先導實驗之成果，提供此類鋼連桿梁之設計流程，為鋼與 RC 混合構造的耐震設計提供實務參考，有助於推廣鋼連桿梁在建築結構中更廣泛的應用。

關鍵詞：連桿梁、縱向加勁板、橫向加勁板、寬厚比

一、前言

傳統鋼筋混凝土構架中，剪力牆間之連接梁常以短跨 RC 梁構成，為承擔較高剪力需求，多採斜向主筋配置。此類梁雖能提升抗剪能力，惟於施工時須配置大量斜向鋼筋，導致鋼筋綁紮作業困難，配筋區域極為擁擠，並易產生蜂窩、空洞等品質缺陷。此外，短跨 RC 梁於反復受震後混凝土極易受剪開裂，其剪力消能能力及延展性能難以維持穩定，容易導致脆性剪裂破壞，因此，若能與具有穩定消能特性的連接梁搭配設計，將可大幅提升構架整體之韌性與耐震性能，符合現行抗震設計以延展性為核心的基本原則。本研究連桿梁為一可替換 RC 連接梁與偏心斜撐構架之剪力連桿，並於其腹板產生剪力塑鉸之構件，如圖一所示。連桿梁受力與變形模式在接合段維持在彈性之假設前提下與未受軸力之耐震間柱相同，受力模型比較如圖二所示。若已知需求之層間變位，則可藉由結構幾何變形得知連桿梁之剪力變形需求。過去關於耐震間柱相關研究已指出，產生剪力塑鉸之核心段剪力變形容量 γ_c 與

核心段短邊寬厚比 λ_{ssc} 呈負相關，並且將核心段占比限制在 0.2 ~ 0.6。

本研究鋼連桿梁可於工廠預製，並減少現場鋼筋配置與灌漿作業，具備良好之施工性與品質控制潛力，對工程應用具實質助益。本研究設計 4 支的實尺寸剪力降伏連桿梁試體，並將該試體以不同接合方式，模擬與 RC 構件接合，於國家實驗研究院國家地震工程研究中心(簡稱國震中心)大型結構實驗室之多軸試驗系統(MATS)進行反復載重試驗，以探討連桿梁與 RC 構件接合之整體耐震行為，期能提供鋼連桿梁與 RC 構件接合細部設計之依據，並可將鋼連桿梁實際應用於替換 RC 連接梁與偏心斜撐剪力連桿。

二、研究方法

本研究主要以試驗方式驗證鋼連桿梁與 RC 構件接合構造之耐震性能，共進行 4 組實尺寸鋼連桿梁與 RC 柱接合構造之反復載重試驗。試體主體由鋼連桿梁、RC 混凝土基座(柱)、連接端板、剪力樺及部分

¹ 國家地震工程研究中心助理研究員

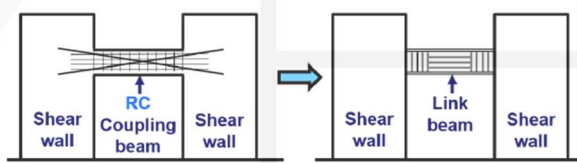
² 國家地震工程研究中心研究員

³ 國家地震工程研究中心副研究員

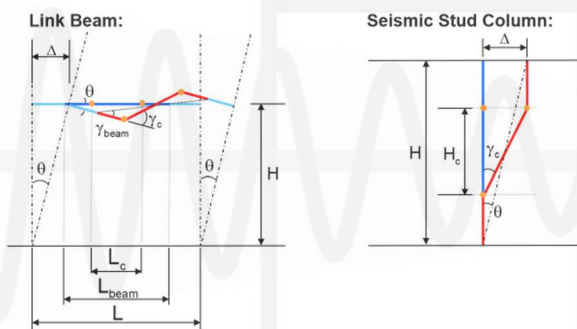
⁴ 國立陽明交通大學土木系碩士

⁵ 國立陽明交通大學土木系副教授

試體使用鋼纖維混凝土構成，4 組試體的尺寸如圖三所示。鋼連桿梁之斷面均使用 BH 800×300×6×25，其材料均使用 A36 鋼材。連桿梁核心段配置縱向加勁肋板以形成剪力子分割區，各試體核心段加勁後之子分割區短邊寬厚比(b/t)均為 31.25，該值為無因次化寬厚比(λ_{ssc})控制參數，並設定核心段與接合段子分割區寬厚比之比值($(b/t)_c/(b/t)_j$)為 1.2。加勁板標準寬度為 120 mm，而配置於端部子分割區之加勁板則擴大為 132 mm，以因應該區域彎矩需求較大之設計需求。



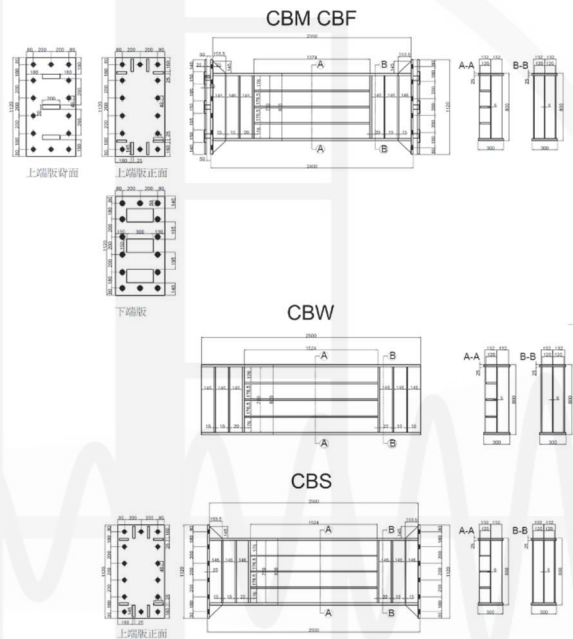
圖一 RC 連接梁與偏心斜撐剪力連桿替換



圖二 剪力耐震間柱及連桿梁受力模式與結構幾何變形

4 組試體名稱分別為 CBW、CBS、CBM、與 CBF，其中 CB 兩字母代表 Coupling Beam，而每組試體名稱的最後一字母代表鋼連桿梁與基座的接合方式：W 代表銲接(Welding)、S 代表場鑄(Site-Fabrication)、M 代表使用抗壓強度為 70 MPa 混凝土之改良型構造(Matrix)、F 則代表使用鋼纖維高韌性材料之改良型構造(Fiber)。鋼連桿梁長度依據接合方式分為兩類，分別為 2350 mm 與 2500 mm，其核心段長度與全長比例分別為 0.61 與 0.58。其中 2500 mm 為場鑄接合試體之設計長度，模擬鋼連桿梁直接安置於 RC 柱或牆基座間；而 2350 mm 為預鑄型接合試體，因預留安裝空間與銲接底板厚度所需而略為縮短。本鋼連桿梁與 RC 構件之接合設計，主要步驟為決定接合處之設計彎矩、

錨定鋼筋之強度，及端板與其加勁板之設計強度。與傳統鋼構接合採用高強度螺栓有所不同，本研究試體皆以螺紋節鋼筋取代傳統錨栓，作為傳遞端部彎矩與剪力的主要錨定元件。端板厚度之設計則參考美國鋼結構學會所提供之《AISC Design Guide 4- Extended End Plate Moment Connections》中建議之設計程序與相關公式。



圖三 鋼骨連桿梁試體尺寸圖

本試驗於多軸向試驗系統(Multi-Axial Testing System, MATS)進行，試體高度為 3500 mm，試體上端與下端以適當數量之預力鋼棒分別固定於 MATS 系統之反力架與載重平台上，並於試體南、北兩側各配置一支 1200 kN 的垂直千斤頂。對試體施加剪力之力源來自兩支水平擺設的油壓伺服制動器，制動器一端與載重平台相接，另一端固定於反力牆上。由 MATS 控制系統控制制動器，對固定試體下端之載重平台施加 AISC 341-22 中梁柱彎矩接合試驗層間位移載重的方式進行試驗，並於此試驗加載歷時前額外加入 0.125 % 與 0.25 % 的層間位移，其鋼骨連桿梁試驗整體配置如圖四所示。試驗中，除採用光學影像量測系統及應變計量測特定點的位移與應變外，亦透過側向位移計量測核心段上、下端點的水平位移差，並將此位移差除以核心段長度以求得核心段的剪力變形

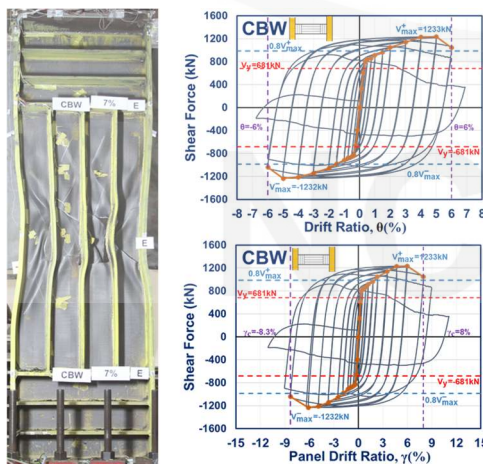
角 γ 。在試驗過程中，亦觀察試體各部發生降伏的時機與過程，並量測與記錄核心段腹板在受剪力下拉力場發生的角度與過程。



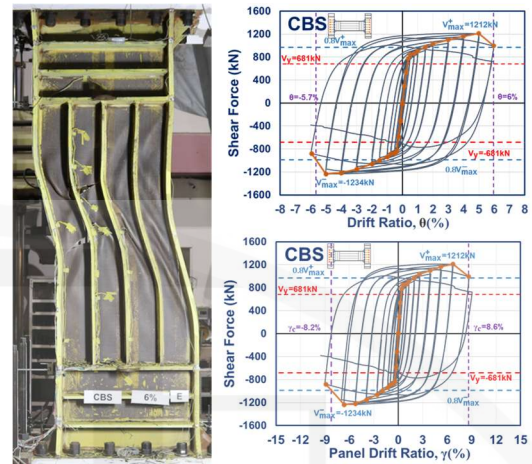
圖四 鋼骨連桿梁試驗配置圖

三、試驗結果與討論

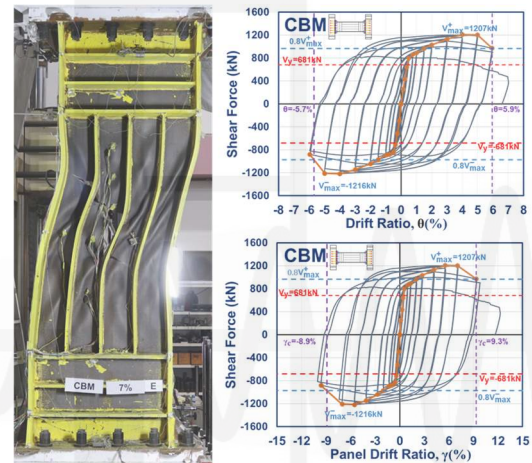
本研究4組試體的破壞模式，所有試體均於核心段腹板有效地發生拉力場後（發揮剪力消能），經反復受拉與受壓挫屈作用下，核心段腹板與縱向加勁板交界處發生凹摺破裂，4組試體的破壞狀況及變形與力量的遲滯迴圈圖如圖五至八所示。本試驗的最大變形之認定如下所示：(1)於整個試驗加載歷程中，其試驗強度維持連桿梁最大試驗剪力強度的80%以上；(2)至少經歷一完整迴圈時，且無明顯內縮現象發生；(3)取正、負向最大變形的平均值為認定結果。試驗結果顯示，試體CBW、CBS、CBM與CBF的最大連桿梁整體轉角變形分別為6.0%、5.9%、5.8%與5.8%弧度；其四組試體之最大核心段剪力變形分別為8.2%、8.4%、9.1%與9.3%弧度。



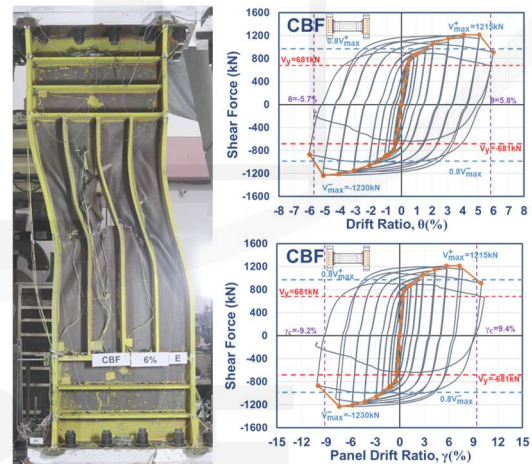
圖五 試體CBW之破壞狀況及變形與力量的遲滯迴圈圖



圖六 試體CBS之破壞狀況及變形與力量的遲滯迴圈圖



圖七 試體CBM之破壞狀況及變形與力量的遲滯迴圈圖

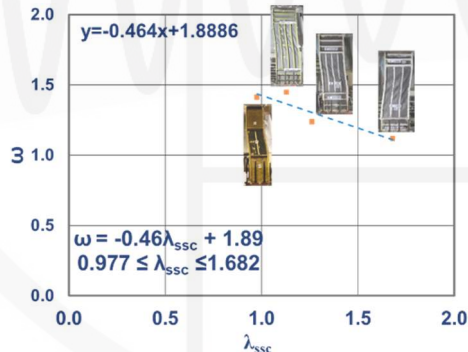


圖八 試體CBF之破壞狀況及變形與力量的遲滯迴圈圖

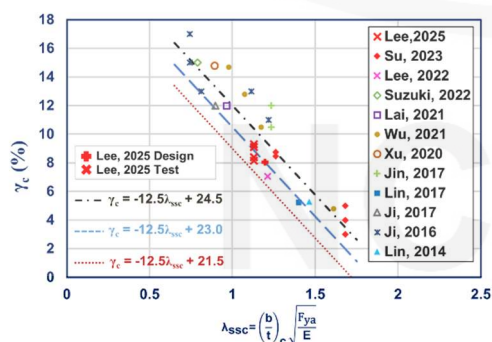
由本研究4組試體以試驗最大剪力強度除以該試體核心段實際塑性剪力強度，可得核心段腹板剪力應變硬化因子，分別為1.45、1.44、1.42與1.43。本研究試體於核心段腹板皆配置縱向加勁板，於前期

研究試驗結果中，挑選一樣僅於核心段腹板配置縱向加勁板之試體進行比較，如圖九所示，其可顯著地發現，當正規化寬厚比愈大，其應變硬化因子有愈小的趨勢。

為使本研究具更廣之使用範圍，本研究除討論本次4組鋼連桿梁試體外，加上收集其他文獻中剪力型耐震間柱與鋼連桿梁試體的試驗資料，利用線性回歸方式可發現，核心段腹板在發展拉力場前的剪力變形容量 γ 與無因次化之試體核心段腹板短向的寬厚比限制 λ_{ssc} 關係約呈線性關係，如圖十所示，其兩者關係簡化為 $\gamma = -12.5\lambda_{ssc} + 23.0$ ，此代表核心段腹板的短邊寬厚比越小，其剪力變形容量越大。而核心段剪力變形需求 γ_{dem} 可由層間變形需求 θ_{dem} 與核心段長度佔整體試體淨長的比例 δ 間的關係($\gamma_{dem} = \theta_{dem}/\delta$)估計求得。透過前述的剪力變形容量 γ 與無因次化之試體核心段腹板短向的寬厚比限制 λ_{ssc} 關係式，可準確地設計剪力型連桿梁的核心段加勁板，以提供有效的剪力變形能力。



圖九 於核心段僅配置縱向加勁版試體之 ω - λ_{ssc} 關係圖



圖十 鋼骨連桿梁之短向寬厚比限制與最大剪應變關係

四、結語與建議

1. 本研究4組連桿梁試體之斷面均相同，僅端部接合與加勁方式不同，核心段與接合段之 λ_{ssc} 比值同為1.2倍，試驗結果顯示整體連桿梁斷面均進入剪力降伏，但最終剪力變形會集中在配置縱向加勁板之核心段。
2. 對於無軸力之剪力降伏連桿梁，可使用本研究建議核心段剪力變形容量設計公式 $\gamma_c = -12.5\lambda_{ssc} + 23$ 來設計核心段剪力變形容量，以此公式所設計之連桿梁在達到預期核心段剪力變形時，剪力強度可維持在最大剪力強度的80%內。
3. 4組試體之核心段剪力變形容量 γ_c 比上連桿梁整體剪力變形容量 γ_{beam} 的平均值為1.47，其代表真實連桿梁整體轉角變形容量約略等於 $1.5\gamma_c$ ，核心段占比 δ 介於0.58~0.61。

參考文獻

1. AISC (2022), Seismic Provisions for structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, Chicago.
2. ASCE (2022), Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, ASCE/SEI 7-22, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
3. 內政部營建署 (2011), 鋼結構極限設計法規範及解說。
4. 許仲翔、李昭賢、金步遠、蔡克銓 (2017), 「含鋼板阻尼器構架耐震設計與分析」, 結構工程, 第三十二卷第二期, 5~34 頁。
5. 蘇名浥 (2023), 「鋼骨剪力降伏連桿梁耐震行為研究」, 國立陽明交通大學, 碩士論文。
6. 李錫緯 (2025), 「鋼連桿梁與RC柱接合耐震行為研究」, 國立陽明交通大學, 碩士論文。

現地型地震早期預警系統效能優化技術研發

趙書賢¹ 許喬筑² 林哲民¹

摘要

本研究利用支撐向量機技術研擬可優化現地型地震早期預警模式的開發方式，並以國震中心大樓的結構監測資料開發可適用於該結構之現地型高樓強震預警模式做為測試案例，該預警模式新增了系統觸發後的訊號辨識器以及採用具物理基礎束制條件的人工智能預警模式，並測試其於低中高等三種警戒情境下的運作效能。由分析結果可以確認利用本研究研擬之開發方式建置的高樓強震預警模式，其無論是在震時的發報成功率、震時的誤報率及平時的誤報率等皆有最佳的表現，而其所需額外的運算時間估計約為0.01秒。本研究成果可應用於優化既有或建置新開發之客製化現地型地震早期預警系統，預期能大幅度的提升其運作效能及能有效擴展其可應用之場域與標的，達到減緩地震對臺灣整體社會與經濟衝擊的目標。

關鍵詞：現地型地震早期預警、支撐向量機

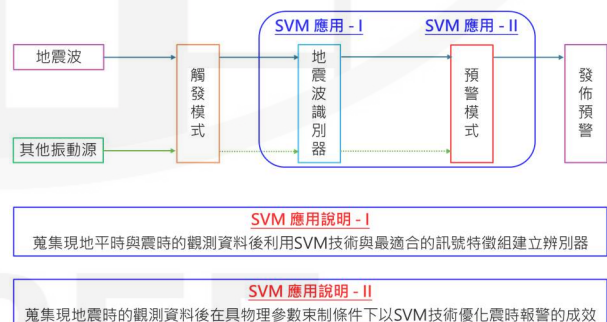
一、前言

臺灣目前廣泛應用的現地型早期地震預警系統其預估模式主要可分為利用具備物理基礎單一參數的預估方式(例如3秒的P波的振幅峰值[1])或是採用人工智能的預估方式(如以支撐向量機(Support Vector Machine, SVM)訓練多參數輸入的模型[2])，而上述主要利用全臺灣的歷史觀測地震動資料進行開發所獲得。歸咎於地震動本身的不確定性導致模式的預估結果無法完全精確，進而造成預警系統於震時可能漏報、震時可能誤報以及平時也可能誤報的情事，而上述狀況於低警戒等級之情境下將會更頻繁的發生，導致現地型的地震預警系統可以應用的場域與情境受到限制。

鑒於上述原因，本研究旨在利用支撐向量機技術，研擬可優化現地型地震早期預警系統的開發方式，並以國震中心大樓的結構監測資料，開發可適用於該結構之現地型高樓強震預警模式做為測試案例，該預警模式新增了觸發後的訊號辨識器，及採用具物理基礎之束制條件的人工智能報警模式，並測試其於低中高等三種警戒

等級之情境下的運作效能。

由分析結果可以確認應用本研究研擬之開發方式所建置的高樓強震預警模式，無論是在震時的發報成功率、震時誤報率及平時的誤報率等皆有最佳的表現，而所需要的額外運算時間估計小於0.01秒。本研究成果可應用於優化既有或規畫新建之客製化現地型地震早期預警系統，預期能大幅度的提升其運作效能及可有效擴展其可應用之場域與標的，以達到減緩地震對台灣整體社會與經濟衝擊的目標。



圖一 現地型預警模式優化方式說明

¹ 國家地震工程研究中心研究員

² 國家地震工程研究中心副技術師

二、現地型預警模式效能優化方式

本節將簡要說明如何利用支撐向量機提升預警模式效能的可行方式，包含如何減少平時的誤警報、減少震時的誤警報與漏警報等情況，其施行過程與運作方式的概念示意圖可參考圖一，說明如下：

1. 依據目標場域的地震動特性與警戒目標調整預警模式：由於地震動特性存在顯著的區域差異，加上目標場域的預警目標各有所不同，因此依據上述進行客製化預警模式輸入參數的選擇與校調為提升其效能的最基本方式，此將仰賴目標場域於平時與震時之振動資料的完整蒐集及明確預警目標的擬定。
2. 導入觸發訊號分類器(Triggered Signal Classification, TSC)：相較於區域型的預警系統，現地型預警系統無法利用多點偵測的方式來辨別觸發訊號是否為地震波抑或為局部區域的環境擾動，而在低警戒等級的情境也無法透過提高觸發的門檻值來減少非地震波的觸發，因此於預警模式額外導入訊號分類器為低警戒等級情境下降低平時誤警報的必要方式。
3. 採用具物理基礎之束制條件的人工智能預警模式：隨著電腦運算效能日益提升與地震動觀測資料的持續累積，以人工智能技術提升預警模式於振動訊號分類與報警決策的準確性已屬勢在必行，然而地震動可能潛在的無法重現性，導致以人工智能技術開發的預警模式其仍然存在不適用於未來地震情境的風險，因此如同時採用具物理基礎的參數作為應用人工智能於訊號分類與報警決策的束制條件，則可以有效降低該風險，概念的示意圖可參考圖二。

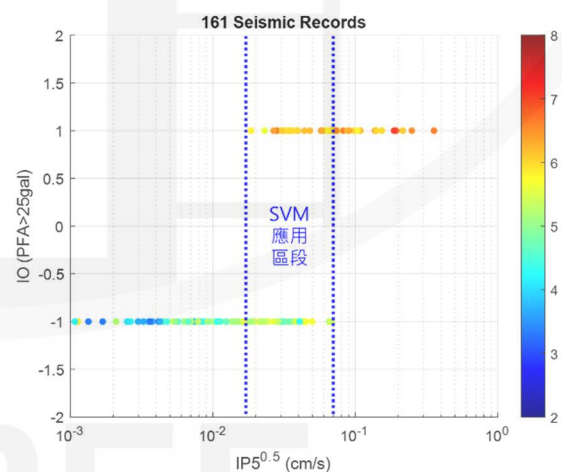
三、現地型預警模式效能優化測試

本研究蒐集了國家實驗研究院國家地

震工程研究中心(簡稱國震中心)臺北研究大樓結構監測系統其於2021年2月初至2025年8月底之運作期間的所有觸發紀錄總計有7416筆，採用前述之方式開發可適用於該結構的高樓強震預警系統並測試其運作效能，警戒標準分別為各樓層樓板加速度反應峰值的最大值高於2.5/8.0/25gal，其對應至地表震度的2/3/4級的門檻值。

為了區分各觸發紀錄為地震波或其他環境擾動所引致，本研究以交通部中央氣象署所公布之地震目錄為基準，比對各觸發紀錄的輯錄時間與地震發生時間判斷各個觸發紀錄是否為地震波所引致，最終擬定屬於地震觸發之紀錄總數為161筆，其餘皆屬環境擾動所引致之紀錄。

本研究即以上述之紀錄分別先行選定最佳作為觸發訊號分類與報警數值模式的單一參數，接著再以該單一參數做為束制條件，利用支撐向量機技術分別訓練優化預警模式所需訊號分類器與報警決策模式，其中訊號分類器將採用所有的紀錄做訓練，報警決策模式則僅採用地震觸發之紀錄做訓練。上述模型訓練完成後，再以所有的觸發紀錄測試震時與平時預警模式的運作成效。



圖二 具束制條件的人工智能訊號分類以及報警決策之運作概念示意圖

本研究即以上述之紀錄分別先行選定最佳作為觸發訊號分類與報警數值模式的單一參數，接著再以該單一參數做為束制條件，利用支撐向量機技術分別訓練優化

預警模式所需訊號分類器與報警決策模式，其中訊號分類器將採用所有的紀錄做訓練，報警決策模式則僅採用地震觸發之紀錄做訓練。上述模型訓練完成後再以所有觸發紀錄測試震時與平時預警模式的運作成效。

為了訓練支撐向量機使其可獲得最佳的訊號分類與報警決策的結果，本研究先選定幾個能夠呈現訊號獨立特徵的參數組，再以現地觀測的資料測試其效能選定效果最佳的訊號特徵組。選用的訊號特徵參數可區分為具單位的單一參數與不具單位的正規化向量參數組，分別條列如下：

具單位的單一參數：

1. Pa3: Peak Acc. 加速度峰值
2. Pv3: Peak Vel. 速度峰值
3. Pd3: Peak Disp. 位移峰值
4. Tauc3: Effective Predominant Period 有效主要週期
5. CAV3: Cumulative Absolute Vel. 累積絕對速度
6. ISV3: Integral of Square Vel. 速度平方項的積分
7. IP3(T1): Instantaneous Power 瞬時功率

不具單位的正規化向量參數：

1. NFA: Normalized Fourier Amplitude Spectrum 正規化傅氏振幅 (Sum. = 1)
2. CAI: Cumulative Arias Intensity 累計加速度平方值 (Max. = 1)
3. NSV: Normalized Singular Value 正規化奇異譜值 (Sum. = 1) (from SSA with L = 600)
4. HUP: Hilbert Unwrapped Phase 希伯爾特轉換相位累加
5. HIA: Hilbert Instantaneous Amplitude 正規化希伯爾特轉換振幅 (Max. = 1)
6. NTH: Normalized Time History 正規化加速度歷時 (Max. Abs. = 1)
7. EMD: Padding IMFs of NTH one by one 經驗模態分解組成 (from high to low

frequency)

8. WPT: Padding reconstructed wavelet packet of NTH 小波轉換分解組成 (from high to low frequency with N=23)
9. NUM: Padding unitary matrix U from SSA 奇異向量分解組成 (from high to low singular value with L = 100)
10. SLA: STA/LTA time history (generally used for trigger) 觸發偵測值歷時

其中單一參數利用觸發後3秒的訊號計算，而不具單位的正規化向量參數則以觸發前3秒至觸發後3秒的訊號計算。預期最佳的訓練參數將會依應用場域之地震動特性與預警目標之差異而有所不同。

表一 不同現地型預警模式的效能比較

現地型 預警模式	發報 門檻	低警戒標準: PFA > 2.5 gal			高警戒標準: PFA > 25 gal		
		成功率 -震時 (%)	誤報率 -震時 (%)	誤報 總次數 -平時	成功率 -震時 (%)	誤報率 -震時 (%)	誤報 總次數 -平時
Pa3	低	100.0%	94.1%	6737	100.0%	39.5%	227
	高	69.4%	0.0%	392	28.6%	0.0%	0
	中	86.1%	5.9%	1489	61.9%	9.2%	15
IP3	低	100.0%	82.4%	6539	100.0%	26.1%	3
	高	59.7%	0.0%	4	40.5%	0.0%	0
	中	70.8%	5.9%	23	73.8%	9.2%	0
IP3 + TSC_SVM	低	93.1%	23.5%	6	100.0%	26.1%	1
	高	59.7%	0.0%	2	40.5%	0.0%	0
	中	70.8%	5.9%	3	73.8%	9.2%	0
IP3 SVM	—	100.0%	0.0%	4626	100.0%	0.0%	149
IP3 SVM + TSC SVM	—	93.1%	0.0%	6	100.0%	0.0%	1

表一呈現出針對兩個警戒標準所開發之不同現地型預警模式的效能比較，包括震時的發報成功率、震時的誤報率與平時的誤報總次數，比對用的現地型預警模式共計五種，分別呈現較簡易的預警模式，與分階段應用本研究的優化方式後所得的預警模式，其建立方式與效能分述如下：

1. Pa3: 僅利用3秒P波的加速度峰值做為報警決策的依據，由分析結果可見無論是如何設定其警報門檻，震時皆無法獲得最理想的成功率與誤報率，平時誤報總次數相當高，此過於頻繁的誤警報將造成其於實務應用的限制。(本範例僅做為對照組而非過去於實務上有其真實應用案例)。
2. IP3: 僅利用3秒P波的瞬時功率峰值[3]做為報警決策的依據，由於其將結構

基本振動週期納入計算瞬時功率，因此相較於 Pa3 模式，其於震時可以獲得較為理想的成功率與誤報率，且平時誤報總次數相對較低，然而在震時 0 誤報條件下其成功率僅可達到 6 成，因此過高的漏報情況亦將導致實務應用的限制。

3. IP3+TSC_SVM: 應用觸發訊號辨識器後再以 IP3 做報警決策，由分析結果可以發現此方式可以大幅度的降低平時的誤報次數，尤其是在低警戒等級的情境可以顯著提升預警系統的效能，但震時的預警成效無法提昇。
4. IP3_SVM: 部分情境以支撐向量機訓練所得的人工智慧模型做報警決策，由分析結果可以發現其可顯著的提昇震時的預警成效，可以突破使用單一參數的預警成效限制，但其無法降低平時的誤警報情況。
5. IP3_SVM+TSC_SVM: 同時應用觸發訊號辨識器及前述之人工智慧模型做報警決策，由分析結果可以確定此方式可以全方位的提升現地型預警系統的效能，包含震時與平時的運作狀況，無論是針對低警戒或是高警戒等級的情境皆有相當不錯的成效。

相較於使用單一參數的報警決策方式，使用支撐向量機所開發的觸發訊號辨識器與人工智慧模型做報警決策，會需要額外的計算工作。本研究以一般個人的桌上型電腦做運算時間的測試，觸發訊號辨識器需要約 0.006 秒、人工智慧報警決策需要約 0.004 秒，因此使用本研究的優化方式系統報警時間需要額外增加約 0.01 秒，此時間差應仍可符合大部分應用情境的需求。

五、結論與展望

本研究利用支撐向量機技術發展出可優化現地型地震早期預警模式的開發方式，優化後的預警模式新增了觸發訊號的辨識功能，並以具物理基礎為束制條件的人工智能模式做報警決策。

為了確認優化技術的可行性與成效，本研究國震中心臺北研究大樓的結構監測資料，開發可適用於該結構之現地型高樓強震預警模式做為測試案例，並測試其於低中高三種警戒情境不同預警模式的運作效能，包括其震時的發報成功率、震時的誤報率與平時誤警報次數等。由分析結果可以確認利用本研究研擬之開發方式建置的高樓強震預警模式，其無論是在震時的發報成功率、震時誤報率及平時的誤報率等皆有最佳的表現，其所需額外運算時間估計約 0.01 秒，仍可符合大部分應用情境的需求。

本研究成果可應用於優化既有或建置新開發之客製化現地型地震早期預警系統，預期能大幅度的提升其運作效能及能有效擴展其可應用之場域與標的，達到減緩地震對臺灣整體社會與經濟衝擊的目標。惟本研究研擬的優化技術仍需仰賴觀測數據的蒐集，因此應用於新建置之預警系統時則僅能利用週邊強震站的觸發紀錄做初步開發，其對成效的影響仍待進一步評估。此外本技術主要利用支撐向量機為基礎，考量地震動可能具備之無法重現的特性，優化後的預警系統其成效仍建議做長期的追蹤，隨著觀測資料的累積持續評估是否有需要再做進一步的調整。

參考文獻

1. Wu, Y.M. and Kanamori, H. (2005) Rapid assessment of damaging potential of earthquakes in Taiwan from the beginning of P-waves. *Bulletin of the Seismological Society of America* 2005; 95:1181–1185.
2. Hsu, T.Y., Huang, S.K., Chang, Y.W., Kuo, C.H., Lin, C.M., Chang, T.M., Wen, K.L. and Loh, C.H. (2013) Rapid on-site peak ground acceleration estimation based on support vector regression and P-wave features in Taiwan, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volume 49, 2013, Pages 210-217, ISSN 0267-7261.
3. Chao, S.H., Lin, C.M., Chou, C.C*. and Chen, K.H. (2023) Novel prediction models of earthquake early warning for ground motion power in Taiwan. *Earthquake Engng Struct Dyn.* 2023; 1-22. <https://doi.org/10.1002/eqe.4038>.

RC 高軸壓力柱之橫向鋼筋與混凝土強度匹配性研究

林克強¹ 謝長紘² 紀凱甯³ 莊勝智⁴

摘要

ACI 318-14 規範耐震設計，新增柱構件受高軸壓力($>0.3f'_cA_g$)之橫向圍束鋼筋設計規定，並規定所有縱向鋼筋須受閉合箍筋或耐震彎鉤環繞，提供 3% 弧度之目標變形能力，其中， f'_c 為混凝土設計抗壓強度， A_g 為柱構件斷面積；ACI 318-19 規範將橫向圍束鋼筋之有效設計強度上限由 420MPa 調高至 690MPa。國內 2024 年版混凝土結構設計規範之柱構件耐震橫向圍束鋼筋設計，亦隨 ACI 318-19 規範修訂，其橫向圍束鋼筋量，隨著橫向鋼筋降伏強度 f_{yt} 與混凝土抗壓強度 f'_c 之比值 $n_c (= f_{yt}/f'_c)$ 的增大而降低，無其他限制條件，此設計邏輯並不合理，且可能無法確保能提供 3% 弧度之目標變形。因此，本研究目的在探討 n_c 值對柱構件耐震變形之影響。本研究共進行七組柱構件試驗，試體 n_c 值是依據臺灣耐震設計之材料強度規定設計，介於 6.0 至 24.6 之間，而實際之 $n_{ca}(= f_{yt}/f'_{ca})$ 值介於 4.7 至 19.2，其中 f'_{ca} 為實際混凝土強度。試驗結果顯示，變形能力隨 n_c 值的增大而降低，當 n_c 值超過 13，柱構件無法提供目標變形，基於有限之研究成果，本研究建議 n_c 值不超過 12。另外試體 C1 施加規定軸壓力的 1.39 倍，仍能提供目標變形能力，此顯示當 n_c 值約為 9.0 時，現行高軸壓力之橫向圍束鋼筋量規定有過於保守之趨勢。

關鍵詞：高軸壓力 RC 柱、橫向圍束鋼筋、橫向鋼筋強度與混凝土強度比 n_c 、耐震變形容量

一、前言

美國 ACI 318 規範 2011 年 (ACI 2011) 前之柱構件耐震橫向圍束箍筋量，需符合下列公式 (1) 與 (2) 之規定，

$$R_{t,a} = 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (1)$$

$$R_{t,b} = 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (2)$$

其中， A_g 為混凝土斷面之全斷面積； A_{ch} 為橫向鋼筋外緣內之構材斷面積； f'_c 為混凝土設計抗壓強度； f_{yt} 為橫向圍束鋼筋設計降伏強度。此圍束箍筋量是由柱構件之斷面尺寸、混凝土強度與橫向鋼筋強度決定。Elwood 教授等人於 2009 年，從實驗資料庫中選取受不同軸壓力作用的 145 組柱構件，針對橫向鋼筋量與變形能力之關係進

行分析研究 (Elwood et.al, 2009a)，其成果顯示，RC 柱構件之變形能力受柱軸壓力影響極甚，隨著柱軸壓力的增大，其變形容量明顯降低。Elwood 教授等人亦提出在符合 3% 弧度層間變形之耐震設計需求下，柱構件之圍束鋼筋需求量隨柱軸壓力增大而增加的設計建議公式 (Elwood et.al, 2009b)。ACI 318-14 規範 (ACI 2014) 參考 Elwood 等人 (Elwood et.al, 2009b) 之建議與現行加拿大規範，新增柱構件之耐震橫向圍束鋼筋量隨柱軸壓力增大而增加的設計公式。當柱構件之設計因數化軸力 P_u 大於 $0.3f'_cA_g$ 時，橫向圍束鋼筋需求量 R_t 應符合公式 (3) $R_{t,c}$ 的規定。

$$R_{t,c} = 0.2k_fk_n \frac{P_u}{f_{yt}A_{ch}} \quad (3)$$

其中， k_f 為混凝土強度因子，混凝土強度

¹ 國家地震工程研究中心研究員；國立臺灣科技大學營建工程系合聘教授

² 中興工程顧問股份有限公司工程師

³ 國家地震工程研究中心副研究員

⁴ 國家地震工程研究中心助理研究員

超過 70MPa， k_f 須受到限制，其值應大於 1.0； k_n 為主筋有效圍束因子 $= n_l / (n_l - 2)$ ； n_l 為縱向鋼筋受閉合箍筋或耐震彎鉤環繞之支數。同時，當 $P_u > 0.3f'_c A_g$ 時，ACI 318-14 規範也規定，柱構件橫斷面之“每根縱向鋼筋須以橫向鋼筋提供側向支撐”，此與 ACI 318-11 規範前之規定，“任意相鄰兩根縱向鋼筋間，至少一根須以橫向鋼筋提供側向支撐”有所不同。無論如何，ACI 318-14 規範規定，橫向鋼筋強度等級上限為 SD420 鋼筋，即降伏強度 f_{yt} 之計算上限限制為 420 MPa。但當柱構件之軸壓力大於 $0.3f'_c A_g$ 時，橫向鋼筋量隨公式 (3) 中軸力的增大而增加，加上每根主筋須以橫向鋼筋提供側向支撐，此將造成橫向鋼筋過密且擁擠的情形，影響混凝土澆注之施工性問題。因此，ACI 318-19 規範之耐震規定，將柱構件之橫向圍束鋼筋之強度計算上限大幅放寬至 690 MPa，以紓緩受高軸壓力柱構件之橫向鋼筋過密的施工問題。國內於 2024 年生效之「建築物混凝土結構設計規範」現行版本（國土管理署，2023），對於柱構件橫向圍束鋼筋的耐震設計規定，依照 ACI 318-19 規範修訂。

公式 (3) 中之設計軸壓力 P_u 可以 $\eta f'_c A_g$ 表示，並將改寫為公式 (3a)

$$R_{t,c} = 0.2k_f k_n \eta \frac{A_g f'_c}{A_{ch} f_{yt}} \quad (3a)$$

其中， η 為設計軸壓力比，設計軸壓力 P_u 與柱斷面軸壓強度 $f'_c A_g$ 之比值。從公式 (1)、(2) 與 (3a) 中發現，柱構件之橫向圍束鋼筋量 R_t 與 f'_c / f_{yt} 成正比。此三公式清楚地顯示，降低混凝土強度 f'_c 且同時提高 f_{yt} 為欲降低橫向鋼筋量之最有效方法。儘管如此，利用降低 f'_c / f_{yt} 比，以提升 RC 複合構材之耐震受力機制不符，因為混凝土與鋼筋的強度應匹配才能有效發揮個別的性能。當 RC 柱構件在高軸壓力與剪力作用下，橫向圍束鋼筋所發展之應力，是由混凝土帕松效應之橫向應變所動驅動，當柱構件使用低混凝土強度且高圍束鋼筋強度

時，強度較低混凝土之極限橫向應變，將無法驅動高強度鋼筋之設計應力所對應之應變，導致橫向圍束鋼筋未達設計強度前，混凝土已先發生破壞。另外受高軸壓力柱構件同時承受剪力作用時，將對混凝土的極限應變造成惡化效應。因此本研究認為，柱構件在高軸壓力作用下，橫向圍束鋼筋強度與混凝土強度應須匹配，方可獲得較佳的耐震性能。

因此，本研究之主要目的是在探討 RC 柱構件受高軸壓力作用下，圍束鋼筋降伏強度與混凝土強度比值 $n_c (=f'_c / f_{yt})$ 對柱構件耐震變形性能的影響，其目標耐震變形容量是以 ACI 318-19 規範所提之 3% 弧度層間位移角為基準。

二、試驗計畫

本研究共進行七組斷面尺寸為 650 x 650 mm 之柱構件試驗，柱主筋全部採用 SD550W 鋼筋，鋼筋比分別為 2.86 (12-#11) 與 3.81 (16-#11)。試體之主要研究參數為 $n_c (=f_{yt} / f'_c)$ 比值。依國內現行建築物混凝土結構設計規範規定，混凝土之設計最低抗壓強度為 28MPa，一般應用之設計最高抗壓強度為 70MPa，常用之橫向圍束鋼筋降伏強度介於 420 至 690MPa。因此，本研究之混凝土設計抗壓強度 f'_c 分別採用 28、35、42 與 70MPa，橫向鋼筋分別採用設計降伏強度 f_{yt} 為 420 與 690MPa 之 SD420W 與 SD690 鋼筋，其設計 $n_c (=f_{yt} / f'_c)$ 值之分布介於規範允許之最小值 6 ($f_{yt}=420\text{MPa}$, $f'_c=70\text{MPa}$) 與最大值 24.6 ($f_{yt}=690\text{MPa}$, $f'_c=28\text{MPa}$) 之間，包括 10、12、16.4 與 19.7。橫向箍筋之配置量是依據高壓軸力 ($P_u > 0.3f'_c A_g$) 橫向圍束鋼筋需求量 $R_{t,c}$ 公式 (3) 或 (3a) 決定，並考量實務上之施工條件，且橫向鋼筋間距不小於 100mm。設計時，控制需求的橫向圍束筋量 $R_{t,c}$ 與設計配置的橫向箍筋量 $R_{t,d}$ 之比 DCR (demand to capacity ratio) 值約接近 1.0，決定設計配置之橫向鋼筋的尺寸與間距，且分別對應之軸壓力比 η 為 0.4 與 0.5，試體之詳細設計參數如表一所示。

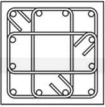
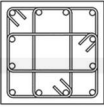
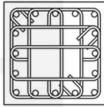
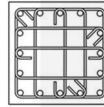
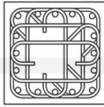
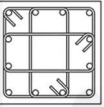
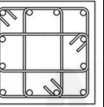
表一中也列出柱構件試體試驗當天測得之實際混凝土強度 f'_{ca} 、 $n_{ca}(=f_{yt}/f'_{ca})$ 、試驗固定軸壓力比 η_{test} 、對應 η_{test} 軸壓力與實際混凝土強度下公式(3)之橫向圍束鋼筋量 $R_{t,ca}$ 、與在實際試驗條件下之橫向圍束鋼筋需求-容量比 DCR_a 。其中，試體 C1 與 C2 之試驗軸壓力比 η_{test} 為 0.5，與原設計規劃之 η 相同，由於此兩試體之實際混凝土抗壓強度約超強 1.39 倍，因此，在此試驗軸力下，橫向圍束鋼筋需求-容量比 DCR_a 約為 1.39，即試體配置之橫向圍束鋼筋量少於試驗軸壓力下之需求橫向圍束鋼筋量

($R_{t,c}$)，約不足 28% (1/1.39)。其餘五組試體均施加對應於 DCR_a 為 1.0 之軸力，即依公式(3) 橫向圍束鋼筋需求量 $R_{t,c}$ 決定試體之試驗軸力，其試驗軸壓力比 η_{test} 介於 0.27 至 0.5 之間。

三、試驗變形結果討論

表二為各試體試驗最大強度與變形一覽表，表中之層間位移角變形容量 DR_{80} 為試驗包絡線強度超越正、負向最大值 V_{max}^+ 與 V_{max}^- 後，並分別降至 80%該向最大強度對應之層間位移角 DR_{80}^+ 與 DR_{80}^- 的平均值。

表一 試體設計與實際參數表

Specimen	C1	C2	C3	C4	C5	C2A	C2B
Section Type 650 × 650 mm							
ρ_s (%)	2.86 (12-#11)		3.81 (16-#11)			2.86 (12-#11)	
f'_c (MPa)	35		42			35	28
f'_{ca} (MPa)	47.33	49.74	54.65	56.59	89.64	35.96	37.55
f_y (MPa)	550 (SD550W)						
f_{yt} (MPa)	420	690	420	690	420	690	
$n_c = f_{yt}/f'_c$	12.0	19.7	10.0	16.4	6.0	19.7	24.6
$n_{ca} = f_{yt}/f'_{ca}$	8.9	13.9	7.7	12.7	4.7	19.2	18.4
Trans. Bar Size @ spacing	#5 @110	#4 @110	#5 @120	#4 @120	#6 @130	#4 @110	#4 @130
$\eta (=P_u/A_g f'_c)$	0.5		0.5			0.5	0.5
$\eta_{test} (=P_{test}/A_g f'_{ca})$	0.5	0.5	0.38	0.38	0.27	0.5	0.4
$R_{t,d} = \frac{A_{sh}}{s b_c}$ (%)	1.27	0.81	1.45	0.93	1.93	0.81	0.68
$R_{t,a} = 0.3(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (%)	0.75	0.46	0.90	0.55	1.50	0.46	0.37
$R_{t,b} = 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (%)	0.75	0.46	0.90	0.55	1.50	0.46	0.37
$R_{t,c} = 0.2k_f k_n \eta \frac{A_g f'_c}{A_{ch} f_{yt}}$ (%)	1.30	0.79	1.49	0.91	1.98	0.79	0.63
$R_{t,ca} = 0.2k_f k_n \eta_a \frac{A_g f'_{ca}}{A_{ch} f_{yt}}$ (%)	1.76	1.13	1.45	0.93	1.93	0.81	0.68
$DCR = R_{t,c} / R_{t,d}$	1.03	0.98	1.02	0.98	1.02	0.98	0.93
$DCR_a = R_{t,ca} / R_{t,d}$	1.39	1.39	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

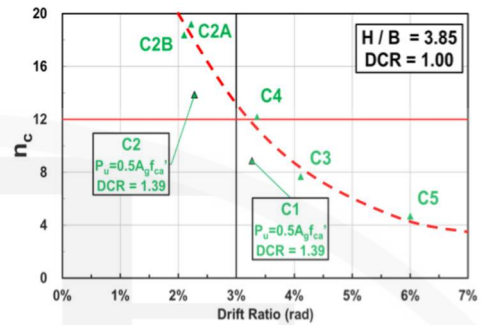
從表二中觀察變形容量 DR_{80} 與本研究關切之 $n_c (= f_{yt}/f'_c)$ 發現，試體之 n_{ca} 越大，其變形容量越小，反之， n_{ca} 越小，變形容量越大，其中，試體 C1、C3、C4 與 C6 之 n_{ca} 值均小於 13，其 DR_{80} 均大於 3% 弧度。試體 C2、C2A、與 C2B 之 n_{ca} 值均大於 13，其 DR_{80} 均未達 3% 弧度。同時，將七組試體之實際 n_c 與 DR_{80} 繪製於圖 1，觀察 n_c 值與 DR_{80} 結果分佈可清楚發現，層間位移角 DR_{80} 隨著 n_c 增大而減小，且有高度相關性。圖一中之虛線為 $DCR_a=1.0$ 之五組試體結果的趨勢線。由此趨勢線顯示，當柱構件之橫向圍束鋼筋量受軸壓力控制（公式(3)）下，若 n_c 值越大，且超過約 13 時，柱構件無法提供 3% 弧度之層間位移角變形。因此，柱構件若根據 AC 318-19 規範耐震設計規定，並依公式(3)之橫向圍束鋼筋量設計時，將無法確保提供 3% 弧度變形容量之要求，而需另考量橫向圍束鋼筋強度與混凝土強度匹配性之 n_c 值。依本研究有限之試驗結果，建議 n_c 值取 12，以確保柱構件可提供 3% 弧度之層間位移角變形容量。

表二 試驗強度與變形結果

Spec	n_{ca}	DCR_a	V_{max}^+ V_{max}^- (kN)	V_{max} (kN)	DR_{80}^+ DR_{80}^- (%)	DR_{80} (%)
C1	8.9	1.39	1907 1904	1906	3.54 3.00	3.27
C2	13.9	1.39	1729 1710	1720	2.28 2.28	2.28
C3	7.7	1.00	2453 2292	2373	4.27 3.94	4.11
C4	12.7	1.00	2426 2338	2382	3.42 3.31	3.37
C5	4.7	1.00	2828 2846	2837	6.00 6.00	6.00
C2A	19.2	1.00	1495 1469	1482	2.33 2.11	2.22
C2B	18.4	1.00	1576 1520	1548	2.22 1.98	2.10

另外，試體 C1 與 C2 之試驗軸壓力為公式(3)之需求軸壓力的 1.39 倍，且從 n_{ca} 值為 8.9 之試體 C1 的試驗變形結果發現，其 DR_{80} 可達 3.27% 弧度之變形容量，此顯示當 n_{ca} 值較小值（約等於 9）時，柱構件

考慮高軸壓力公式(3)之需求橫向圍束鋼筋量，有略呈保守之趨勢。

圖一 各試體之試驗 n_c 值與 DR_{80} 關係圖

四、結論與建議

基於本文所探討受高軸壓力 RC 柱之耐震變形能力試驗結果，可獲得以下結論。

1. 試驗結果顯示，根據 AC 318-19 規範耐震設計，並依公式(3)進行橫向圍束鋼筋量設計時，柱構件無法確保提供 3% 弧度變形容量之要求。另需考量橫向鋼筋強度與混凝土強度匹配性之 n_c 值，在有限的試驗結果下，建議 n_c 不大於 12，以確保柱構件提供 3% 弧度變形容量。
2. 儘管試體 C1 施加之試驗軸壓力為公式(3)中設計軸壓力的 1.39 倍，但其變形容量 DR_{80} 仍可提供 3.27% 弧度之變形容量，此顯示公式(3)之需求橫向圍束鋼筋量有較保守之趨勢。

參考文獻

1. American Concrete Institute, ACI (2008, 2011, 2014, 2019), *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*, ACI 318, Farmington Hills, Michigan.
2. Elwood, K. J., Maffei J. M., Riederer, K. A., and Telleen, K., (2009a), "Improving Column Confinement—Part1: Assessment of design provisions," *Concrete International*, V. 31, No. 11, pp. 32-39
3. Elwood, K. J., Maffei, J. M., Riederer, K. A., and Telleen, K., (2009b), "Improving Column Confinement—Part 2: Proposed New Provisions for the ACI 318 Building Code," *Concrete International*, V. 31, No. 12, pp. 41-48.
4. 內政部國土管理署(2023),「建築物混凝土結構設計規範」，臺北市

高強度梁主筋於梁柱接頭錨定與握裹伸展性能研究

紀凱甯¹ 林克強² 莊勝智³ 黃承緒⁴ 王勇智⁵

摘要

本研究係透過卜字形梁柱接頭耐震性能試驗，探討梁主筋於交會區之錨定設計細節對其接頭耐震行為的影響性，並藉此確認梁筋錨定長度與整體構件變形能力之關聯性。本試驗共設計 7 組 RC 卜字形梁柱接頭試體，研究參數包括梁主筋採用彎鉤或擴頭鋼筋之錨定型式、錨定長度及接頭交會區或梁構件塑鉸區有無配置橫向繫筋，鋼筋錨定長度除依據現有規範之耐震設計規定進行配置外，亦採用本研究團隊建議之經驗公式進行設計與驗證。研究結果顯示，當梁主筋於接頭交會區之錨定以耐震設計規定長度進行配置時，彎鉤或擴頭鋼筋錨定型式皆能提供試體梁端變形發展至 4% 弧度之層間位移角，且本研究團隊提出之鋼筋錨定長度建議式亦能達到預期構件強度與變形性能。而在試體細節相似之設計條件下，梁構件塑鉸區是否配置橫向繫筋對於整體破壞模式、強度及變形性能無明顯差異；接頭交會區域未配置橫向繫筋之影響則較為顯著，其試體在梁構件進入降伏階段後，破壞情形轉為接頭剪力破壞，但在梁端變形發展至 4% 弧度之層間位移角時仍能達到設計以上之撓曲強度與變形能力。

關鍵詞：梁柱接頭、錨定長度、標準彎鉤、擴頭鋼筋、橫向繫筋

一、研究動機與目的

近年來，為解決鋼筋混凝土(RC)梁柱接頭交會區內之鋼筋擁擠與施工不易問題，本研究團隊以梁筋採用擴頭鋼筋取代傳統標準彎鉤鋼筋進行錨定，回顧過去執行之 RC 梁柱接頭耐震性能試驗研究(高文良，2012；許書豪，2014；趙偉帆，2016；劉志國，2019；簡育淇，2023)，在接頭交會區之剪力強度設計與梁筋擴頭受拉錨定長度皆符合設計規範(內政部，2023)之耐震設計規定條件下，梁構件於反復剪力作用下皆能有效發展撓曲強度與塑性鉸，且變形能力能達到 4% 弧度以上之層間位移角。另透過標準彎鉤與擴頭鋼筋之拉拔行為研究(曹榮升，2023)中證實，擴頭鋼筋於混凝土中之錨定性能優於標準彎鉤。

上述提及之研究內容中，其梁主筋主要採用 D25(#8)及 D32(#10)進行試驗研究，目前尚缺乏 D36(#11)大號鋼筋以上之相關

實驗數據，故本研究將針對 SD 550W-D36 規格與號數之鋼筋進行標準彎鉤與擴頭鋼筋之錨定長度與錨定性能細節探討。

另外，針對梁構件塑鉸區部分，現行規範規定縱向主筋需在每個角隅及間隔一主筋提供側向支撐之橫向鋼筋或繫筋，此設計細節在現場施工條件下易產生鋼筋擁塞與施工困難等疑慮，故藉此研究進一步探討其主筋側向支撐之影響性，並額外探討梁柱接頭交會區內有無配置橫向圍束鋼筋對接頭耐震性能或破壞模式之影響，期能透過此研究成果回饋規範之設計建議。

二、RC 梁柱接頭之耐震設計規定

規範規定特殊抗彎構架之梁柱接合應滿足強柱弱梁之耐震設計要求，即構入梁柱接合之柱構件與梁構件的撓曲強度比 R_m 必須大於 1.2，以確保梁柱接合在側向地震力作用下，梁構件比柱構件先達降伏

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

² 國家地震工程研究中心研究員；國立臺灣科技大學營建系合聘教授

³ 國家地震工程研究中心助理研究員

⁴ 國立中央大學土木工程系碩士生

⁵ 國立中央大學土木工程系教授

且可完全發展塑鉸，其定義詳式(1)：

$$R_m = \sum M_{nc} / \sum M_{nb} \quad (1)$$

其中， $\sum M_{nc}$ 、 $\sum M_{nb}$ 分別為梁柱接合在受地震力作用方向，相鄰柱構件與梁構件端部之標稱撓曲強度總和。

另為避免梁端在完全發展撓曲塑鉸前發生交會區剪力破壞，設計時須確保經強度折減後之梁柱交會區剪力強度容量 $\phi V_{jh,n}$ ($\phi = 0.85$) 應大於剪力強度需求 $V_{jh,u}$ ，本文中之交會區剪力需求與容量之比值定義為 $V_{jh,u} / V_{jh,n}$ 。梁柱接合交會區之剪力需求 $V_{jh,u}$ 為兩側梁端產生撓曲塑鉸時傳入梁柱交會區的水平剪力，其剪力強度需求可依式(2)計算，而梁柱交會區之剪力強度容量 $V_{jh,n}$ 可依式(3)與式(4)計算：

$$V_{jh,u} = 1.25 A_s f_y - V_{col} \quad (2)$$

$$V_{jh,n} = \gamma \sqrt{f'_c} b_j h_c \quad (3)$$

$$b_j = \min \begin{cases} b_b + 2x \\ b_b + h_c \\ b_c \end{cases} \quad (4)$$

其中 A_s 為梁構件端部上、下層鋼筋面積； f_y 為縱向鋼筋設計降伏強度； V_{col} 為梁端欲發展之彎矩強度轉換對應之柱剪力； γ 為交會區剪力容量係數； b_j 為交會區有效抗剪寬度，其計算詳式(4)； b_b 為梁寬度， x 為梁構件邊緣至柱構件最近邊緣之距離， b_c 為柱寬度； h_c 為交會區受剪方向之深度，即柱之全斷面深度或鋼筋錨定長度； f'_c 為混凝土設計抗壓強度。

鋼筋錨定長度部分，除按照規範之規定進行檢核外，本研究團隊依據過去研究經驗與構件變形目標進行 90° 標準彎鉤鋼筋與擴頭鋼筋於梁柱交會區之錨定長度設計，其採用之經驗公式詳式(5)至式(8)，其中式(5)與式(8)分別為國內 RC 設計規範之彎鉤鋼筋與擴頭鋼筋耐震錨定長度。

$$\ell_{dh} \text{ of hooked bars (mm)} \quad \ell_{dh,3\%} = 0.185 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b \quad (5)$$

	$\ell_{dh,4\%} = 0.231 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b$ (6)
$\ell_{dt} \text{ of headed bars (mm)}$	$\ell_{dt,3\%} = 0.145 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b$ (7)
	$\ell_{dt,4\%} = 0.185 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b$ (8)

其中， $\ell_{dh,3\%} / \ell_{dh,4\%}$ 為以材料設計強度預估梁構件分別達 3% 及 4% 極限轉角所需要之標準彎鉤鋼筋錨定長度； $\ell_{dt,3\%} / \ell_{dt,4\%}$ 為以材料設計強度預估梁構件分別達 3% 及 4% 極限轉角所需要之擴頭鋼筋錨定長度； f_y 為縱向鋼筋設計降伏強度； f'_c 為混凝土設計抗壓強度； d_b 為鋼筋直徑。

三、RC 梁柱接頭試驗設計

本研究共設計 7 組 RC 卜字形梁柱接頭試體，混凝土設計抗壓強度皆為 70 MPa，主要研究參數為梁主筋採用彎鉤或擴頭鋼筋之錨定型式、錨定長度及接頭交會區或梁構件塑鉸區有無配置橫向繫筋。

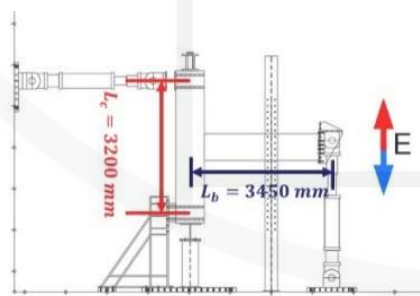
柱構件配筋設計部分，縱向鋼筋採用 SD 550W-D36 規格與號數，橫向鋼筋配置一組 SD 420W-D16(#5) 外箍筋搭配四組 SD 420W-D13(#4) 內繫筋，惟接頭交會區處之橫向鋼筋採用日本東京鐵鋼公司提供之 USD 785-D16 外箍筋搭配 USD 785-D13 內繫筋，其配置間距為 100 mm，而試體 JE4W 於接頭交會區內並未配置橫向鋼筋；梁構件配筋設計部分，縱向鋼筋採用 SD 550W-D36 規格與號數，其中三組試體 JE1、JE1C 及 JE2 之上、下層主筋錨定形式分別採用 90 度標準彎鉤與擴頭鋼筋，其餘四組試體 JE3、JE4、JE4C 及 JE4W 之上、下層主筋錨定形式皆採用擴頭鋼筋，五組試體 JE1、JE2、JE3、JE4、JE4W 之橫向鋼筋皆配置一組 SD 420W-D16 外箍筋，其配置間距為 100 mm，其餘二組試體 JE1C 與 JE4C 則配置一組 SD 420W-D16 外箍筋搭配一組 SD 420W-D13 內繫筋，其配置間距為 150 mm。各試體之詳細設計參數如表一所示。七組接頭試體以符合「建築物混凝土結構設計規範」(內政部，2023)之設計規定為前提，滿足強柱弱梁及梁柱交會區剪力

強度之耐震設計要求。

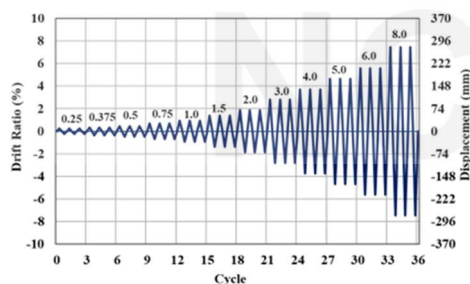
表一 RC 梁柱接頭試體之設計參數表

Specimen	JE1	JE1C	JE2	JE3	JE4	JE4C	JE4W
f_y	550 (MPa)						
f'_c	70 (MPa)						
$P_u/A_g f'_c$	0.05						
Beam	b×h	550×650 mm					
	Top Bar	5-#11					
	Bottom Bar	5-#11					
	Stirrups +Crossties	#5@100 mm	#5@100 + #4@150 mm	#5@100 mm		#5@100 + #4@150 mm	#5@100 mm
	Cover	40 (mm)					
Column	b _c ×h _c	600×700 (mm)					
	Main Bar	12-#11					
Connection Type							
$l_{dth,emb}$	440	440	550	-	-	-	-
$l_{dt,emb}$	350	350	440	340	440	440	440
Steel Net Spacing	1.5d _b	1.5d _b	1.5d _b	1.5d _b	1.5d _b	1.5d _b	1.5d _b
ρ	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016
$M_r = \frac{\sum (M_n)_c}{\sum (M_n)_b}$				2.37			
V_{jh}/V_n				0.81			

一般結構系統在水平力作用下，梁柱構架之反曲點位置約發生在梁跨與柱高中點，故本研究取自構架中梁、柱構件中間點間之卜字型梁柱接頭作為試驗試體，其試驗裝置配置如圖一所示，對 RC 外柱梁柱接頭試體施以 $0.05A_g f'_c$ 固定軸力後，利用與梁端相接之制動器施加逐漸增大之垂直反復位移，模擬實際結構中梁柱接頭承受水平力之受力效應。本試驗於梁端施加之垂直反復位移，是以結構物之層間位移角為基準，依預訂之位移加載歷時執行，加載歷程如圖二所示。



圖一 外柱接頭試體之試驗配置圖



圖二 層間尖峰位移角之加載歷程圖

四、試驗結果分析與討論

本試驗共進行 7 組外柱梁柱接頭垂直反復載重試驗，其試驗強度、變形及韌性等相關數值彙整於表二，其中，韌性定義係指梁端彎矩強度衰減至 80% 最大試驗強度 ($0.8M_{test}$) 時，其強度對應於第一迴圈包絡線之尖峰位移角 ($DR_{80\%}$)。其結果顯示，所有試體皆能有效發展至以實際材料強度計算之標稱撓曲強度以上 (M_{na})，而試驗強度與標稱撓曲強度 M_{test}/M_{na} 之比值約介於 1.09 至 1.17 之間。圖三為各組試體之梁端彎矩強度與變形轉角遲滯行為，顯示各試體於層間位移角 4% 弧度前，強度均無顯著衰減，且勁度與消能表現優異。

表二 接頭試體之強度與變形試驗結果

Spe.	f_{ca}	f_{ys}	M_{na}^+	M_{na}^-	M_{max}^+	M_{max}^-	R_o^+	R_o^-	$R_{o,avg}$	DR_{max}^+	DR_{max}^-	$DR_{80\%}^+$	$DR_{80\%}^-$
	(MPa)		(kN-m)										
JE1	72.8		1583	-1583	1854	-1735	1.17	1.10	1.13	6.00	-6.00	6.00†	-6.00†
JE1C	91.3		1610	-1610	1822	-1757	1.13	1.09	1.11	5.00	-5.00	5.59	-5.42
JE2	69.6	592	1577	-1577	1944	-1734	1.23	1.10	1.17	5.99	-6.01	6.00†	-6.00†
JE3	89.9		1608	-1608	1902	-1747	1.18	1.09	1.13	6.00	-6.01	6.00†	-6.00†
JE4	79.0		1594	-1594	1776	-1700	1.11	1.07	1.09	5.00	-4.01	5.34	-5.40
JE4C	90.3		1609	-1609	1823	-1722	1.13	1.07	1.10	5.00	-4.97	5.35	-5.34
JE4W	84.1	615	1659	-1659	1910	-1777	1.15	1.07	1.11	5.01	-4.00	5.73	-5.37

比較試體 JE1、JE2、JE1C 之強度與變形遲滯行為得知，其上、下層鋼筋分別配置彎鉤鋼筋與錨定長度較短之擴頭鋼筋條件下，下層擴頭鋼筋之錨定性能與強度衰減量皆優於上層彎鉤鋼筋，另比較試體 JE1 與 JE1C 之梁構件塑鉸區有無配置繫筋之性能結果顯示，皆能提供預期強度及 4% 弧度轉角以上之變形能力；接續比較試體 JE3、JE4、JE4C 及 JE4W 之強度與變形遲滯行為，其上、下層鋼筋皆配置擴頭鋼筋條件下，於 4% 弧度轉角前之耐震性能相當，皆能提供預期強度與變形能力，唯獨試體 JE4W 在接頭區未配置橫向鋼筋情況下，其梁撓曲降伏後發生接頭剪力破壞。七組接頭試體之破壞情形詳圖四。

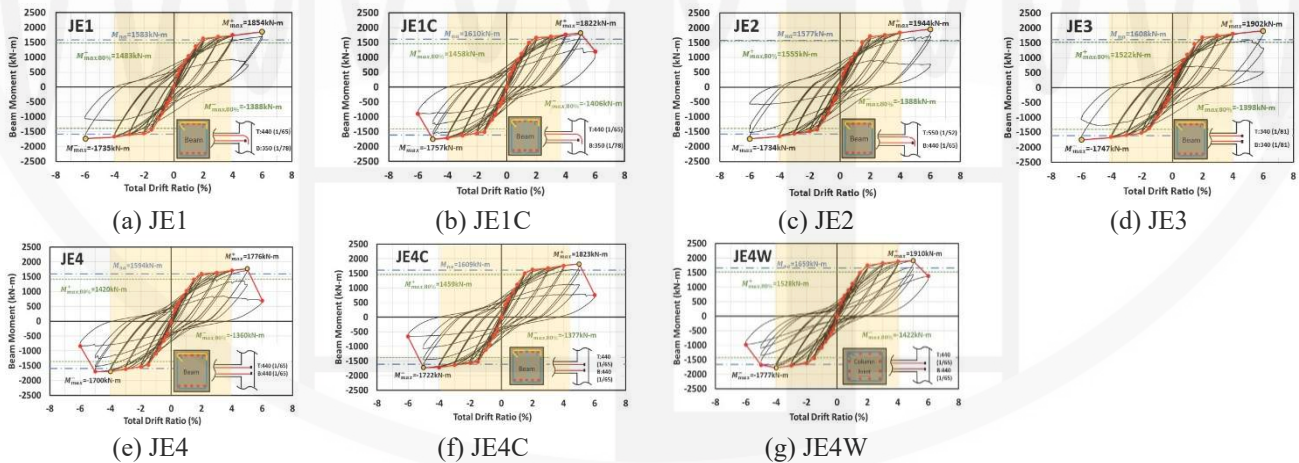
而鋼筋錨定長度部分，依照式(5)至式(8)設計之接頭試體，其強度、變形及韌性結果皆達到設計預期以上之性能，證實式(5)至式(8)之保守性。

五、結論與建議

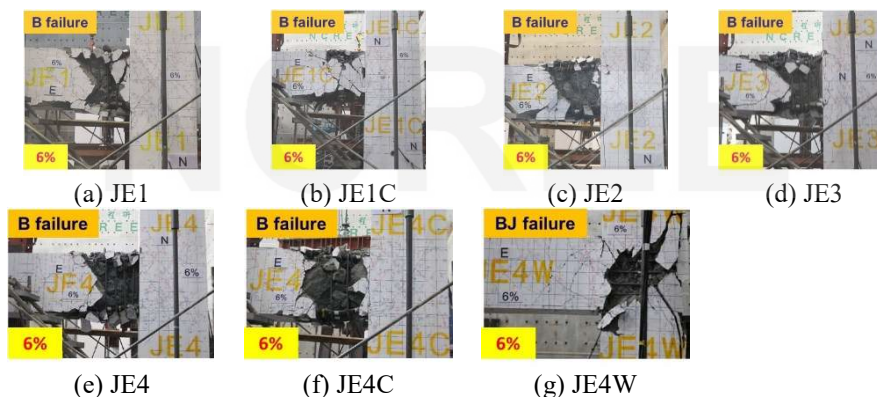
1. 試驗結果顯示，梁主筋採用標準彎鉤或擴頭鋼筋錨定於接頭交會區，其錨定長度按式(5)至式(8)進行設計時，梁構件可提供5%弧度轉角以上之韌性。
2. 比較含彎鉤與擴頭鋼筋之試體 JE1、JE2 與 JE1C 結果顯示，採用錨定長度較短之擴頭鋼筋，其錨定性能與強度衰減量皆不亞於彎鉤鋼筋。
3. 比較梁構件塑鉸區有無配置橫向繫筋之試體 JE1&JE1C 與 JE4&JE4C 得知，整體耐震性能相當，比對其他文獻研究結果，推測構件跨深比應有相關性。
4. 比較接頭交會區有無配置橫向鋼筋之試體 JE4&JE4W，皆能提供預期強度與變形能力，唯獨試體 JE4W 在梁撓曲降伏後之發生接頭剪力破壞。

參考文獻

1. 內政部,(2023)「建築物混凝土結構設計規範」,中華民國 113 年 1 月 1 日生效,臺北市。
2. 高文良(2012),「T 頭鋼筋錨定於梁柱接頭之行為研究」,國立臺灣科技大學營建工程系碩士論文。
3. 許書豪(2014),「高剪力比鋼筋混凝土梁柱接頭使用擴頭鋼筋錨定之耐震行為研究」,國立臺灣科技大學營建工程系碩士論文。
4. 趙偉帆(2016),「使用擴頭鋼筋錨定之高強度鋼筋混凝土梁柱接頭在 P- δ 效應下耐震行為研究」,國立臺灣科技大學營建工程系碩士論文。
5. 廖柏州(2017),「鋼筋與混凝土在反覆載重下之直線拉力握裹行為研究」,國立臺灣科技大學營建工程系碩士論文。
6. 劉志國(2019),「鋼筋混凝土梁主筋於內柱梁柱接頭之握裹滑移研究」,國立臺灣科技大學營建工程系碩士論文。
7. 曹榮升(2023),「鋼筋混凝土之擴頭鋼筋錨定力學研究」,國立臺北科技大學土木工程系土木與防災所碩士論文。
8. 簡育淇(2023),「梁擴頭鋼筋於梁柱接頭錨定之耐震伸展性能研究」,國立中央大學土木工程學系碩士論文。



圖三 接頭試體之強度與變形遲滯行為



圖四 接頭試體之破壞情形

結構非線性歷時反應預測之深度學習模型應用於 隔震配置與斷面設計最佳化

黎光曜¹ 張壹翔¹ 張慰慈² 黃尹男³ 陳俊杉⁴

摘要

近年來機器學習、深度學習等人工智慧技術蓬勃發展，其計算快速、高度泛化的模擬能力之特性使其被大量應用於不同領域。而在結構分析與設計中，目前實務上的做法面臨數項挑戰，其一為非線性歷時分析之採用，其相較於快速的靜力分析和反應譜分析，非線性歷時分析雖然更加精準卻需要耗費大量時間。其二則為設計上高度仰賴工程師之經驗，缺乏設計可能性的探索與創新。因此本研究使用了先前所開發的結構非線性歷時反應預測之代理模型，分別結合多目標最佳化演算法以及強化學習，建構了適用於鋼筋混凝土隔震結構之隔震配置最佳化模型以及鋼結構之斷面設計最佳化模型。結果顯示兩者皆有著出色的表現和效能，在將來業界實務上之應用展現了潛力和明亮的可能性。

關鍵詞：深度學習、非線性歷時分析、隔震結構、鋼結構、設計最佳化

一、前言

地震工程領域中，非線性歷時分析作為目前最精準的結構分析方法，能夠完整捕捉結構物在地震作用下的非線性行為，是性能設計中不可或缺的工具。然而，一次完整的非線性歷時分析往往需要耗費大量計算時間，使得其在設計最佳化的反覆迭代應用中面臨嚴峻的計算瓶頸，限制了其在實務上的廣泛推行 (De Luca and Guidi, 2019; Zakian and Kaveh, 2024)。近年來，以深度學習為核心的代理模型為突破此瓶頸提供了嶄新途徑。

本計畫的核心技術之一為圖神經網路 (Graph Neural Network, GNN) (Scarselli et al., 2009)。不同於傳統神經網路需要固定維度的輸入，圖資料以節點與邊的形式表示，透過訊息傳遞機制 (Gilmer et al., 2017) 捕捉節點間的相互關係與依存性，可靈活預測不同規模圖中節點、邊或整體圖層級的目標 (Battaglia et al., 2018)。由

於結構物的接頭與構件天然具備圖資料的拓撲形式，訊息傳遞機制亦可類比結構受力後的內力傳遞路徑，GNN 已被廣泛應用於結構靜力分析的模擬並展現出優異的準確性 (Chang and Cheng, 2020; Chou et al., 2024a)。

為進一步模擬結構在地震作用下的時序動態反應，本計畫於前期工作中將 GNN 與長短期記憶模型 (Long Short-Term Memory, LSTM) (Hochreiter and Schmidhuber, 1997) 相結合，針對 RC 基礎隔震結構與鋼結構分別開發了非線性歷時反應預測代理模型。其中，適用於 RC 基礎隔震結構的 GraphLSTM 模型 (Kuo et al., 2024) 以 4650 組有限元素非線性歷時分析建立訓練資料集，測試集預測精度 (R^2) 普遍超過 0.95，計算速度相較有限元素分析可提升逾 460 倍；適用於鋼結構的代理模型亦已完成開發，具備預測三維

¹ 國立臺灣大學土木工程學系碩士生

² 國家地震工程研究中心副研究員

³ 國家地震工程研究中心兼任副研究員；國立臺灣大學土木工程學系副教授

⁴ 國家地震工程研究中心兼任研究員；國立臺灣大學土木工程學系教授

立體鋼構架在雙向地震下完整動力反應的能力 (Chou et al., 2024b)。

在前期代理模型成果的基礎上，本年度計畫將研究重心轉移至設計最佳化的應用，充分發揮高效代理模型的計算優勢以實現結構設計的自動化。本研究的兩大主軸為：(一) 鋼筋混凝土基礎隔震結構之多目標設計最佳化——將訓練完畢的 GraphLSTM 代理模型整合至多目標最佳化框架，應用非支配排序遺傳演算法第二代 (NSGA-II) (Deb et al., 2002) 同步最佳化隔震系統配置、上部結構斷面設計與材料成本，並於最佳化迴圈中內嵌法規驗核模組以確保所有最優解皆具備施工可行性；(二) 鋼結構斷面設計最佳化之強化學習模型進階——在原有以動力線性分析作為強化學習 (Reinforcement Learning, RL) 代理人設計限制依據的框架基礎上 (Hayashi and Ohsaki, 2022)，進一步引入預先訓練的鋼結構非線性歷時反應代理模型，使 RL 代理人在學習最佳斷面設計時能納入動力非線性反應評估，提升耐震性能評估的準確度。

二、鋼筋混凝土基礎隔震結構之設計多目標最佳化

框架概述

整體流程由初始化、適應值計算、選擇與新世代生成四個階段循環構成。每一候選設計的峰值樓層加速度 (f_1) 與隔震層位移 (f_2) 透過 Graph-LSTM 代理模型快速預測，總材料成本 (f_3) 則直接依設計參數計算；每個設計同步接受法規合規性驗核，不合規者以懲罰機制淘汰。NSGA-II 的非支配排序機制對族群排序後，透過交叉與突變遺傳操作產生下一代，迭代至收斂。

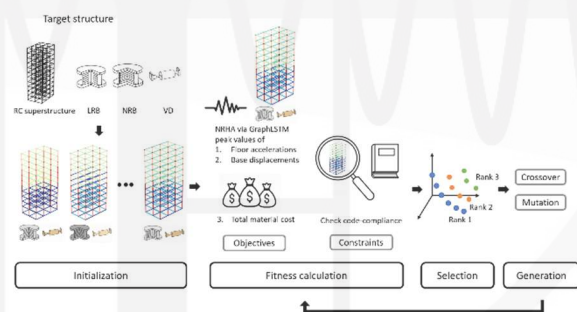
最佳化問題定義

設計變數：共定義35項離散設計變數，涵蓋上部結構 (28項：混凝土強度、柱梁斷面尺寸與配筋率，依1-5F、6-8F、

9-11F三區段設定) 與隔震系統 (7項：三組橡膠支承墊之降伏後勁度 K_2 與特性強度 Q_d ，以及阻尼器速度指數 α 與阻尼比 ξ)。35項設計變數形成約 10^{21} 量級的極大設計空間。

目標函數：三項需同步最小化之目標——(1) 峰值樓層加速度 f_1 ，反映隔震效率；(2) 峰值隔震層位移 f_2 ，反映支承墊衝程；(3) 總材料成本 f_3 ，包含上部結構混凝土、鋼筋及隔震系統支承墊與阻尼器費用。三者之間存在本質物理衝突，單目標最佳化無法全面反映其權衡關係。

限制條件：採用兩層次處理機制——施工合理性修復 (自動修正上大下小的不合理斷面垂直分佈，以及三種 LRB 類型自動簡化為兩種)；結構法規合規性驗核 (構件強度 D/C 比、層間位移角、傾覆力矩，及隔震系統之總剪應變、滾出穩定性、挫屈應力等)，不合規設計以嚴重懲罰值標記。



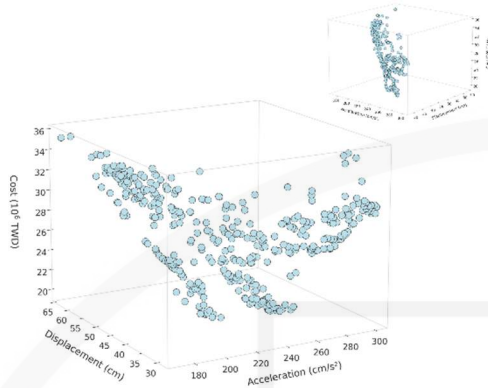
圖一 隔震結構最佳化問題定義

最佳化結果

以臺北盆地第三區 MCE 等級地震條件為基準，取11對 INMOST (臺灣本地震資料) 地震紀錄的最佳化結果。演算法以每代200個後代、保留400個精英解運行至288個世代，以超體積 (Hyper Volume, HV) 指標確認收斂 ($HV \approx 0.95$)。

400組帕雷托最優設計的目標值分布廣泛 (成本1940萬至3570萬新臺幣、加速度168至303 cm/s^2 、位移28至64 cm)，清晰呈現三項目標之衝突本質。蒙地卡羅驗證顯示隨機可行解中99.4% (469/472組)

被帕雷托最優集嚴格支配，確認框架已有效收斂至真實效率前緣。



圖二 最佳化之最終 400 組解的三目標空間圖

三、鋼結構之結構斷面設計最佳化

強化學習為一種深度學習方法可以讓模型代理人在與環境的互動中累積經驗，並從中學習如何作出最佳決策以獲得獎勵，藉此最大化或是最小化特定的目標。日本學者 (Hayashi et al., 2022) 便開發了一套以基於圖之強化學習模型為主體的架構對於二維平面鋼構架進行斷面設計最佳化，相較於其他最佳化方法，其特點在於該架構具有高度泛化能力。

模型建構與設計目標

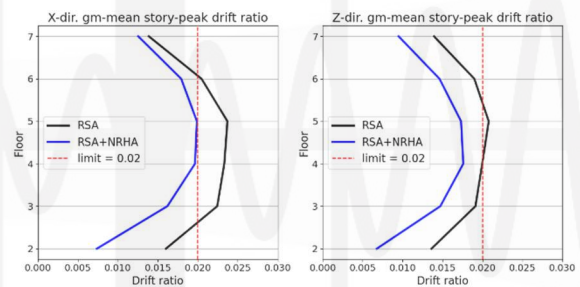
本研究便將其方法延伸至三維立體之鋼抗彎構架，開發一套名為 Graph-RL 的人工智慧輔助斷面設計最佳化架構，針對變樓層數 (4-7 層樓)、變跨距 (2-6 跨)、變跨度 (6-8 公尺) 的結構進行斷面設計，最小化結構的所使用構件體積 (材料用量)。而設計過程中之結構強度檢核情境分為兩種：(1) 基於臺灣法規之線性動力分析，使用開源有限元結構分析引擎 OpenSees 評估結構強度，檢核側推剪力下的層間位移比、強柱弱梁比等指標 (2) 基於美國法規之非線性動力分析，使用先前開發之代理模型 Graph-LSTM 評估結構強度，檢核地震歷時下的層間位移比、塑鉸數量等指標。另外本研究所使用

的強化學習演算法為適用於離散動作空間設計的深度 Q 網路 (Mnih et al., 2013)。

模型設計之比較

為了評估非線性歷時反應對於結構設計之影響，本研究採用了兩種訓練情境：

(1) 只考慮線性動力分析 (2) 同時考慮線性動力與非線性動力分析。兩種情境下訓練完成的 Graph-RL 模型對於同一棟結構進行推論並得到兩組不同之斷面設計組合，接著透過有限元分析軟體進行非線性動力分析並得到數筆地震歷時下之各樓層最大位移。如圖三所示，情境一 (黑線) 的結果在兩個水平方向上都超過了法規限制 (紅線)；而情境二 (藍線) 則都符合法規，顯示了在設計過程中若多考量非線性動力分析，的確會對於最終設計造成有實質不同的結果：具有更高的安全性。



圖三 兩種訓練情境下之層間位移比較

四、結論與展望

本研究期待透過應用快速且準確的非線性歷時分析深度學習模型 Graph-LSTM，實現結構設計最佳化的願景，目前成功套用於基礎隔震鋼筋混凝土結構和鋼結構，分別開發了隔震配置多目標和斷面設計單目標之最佳化架構。然而，目前模型僅限於所考慮的結構範圍，未來需進一步拓展至更多元的材料與建築型式，拓展更多應用情境並加速地震工程分析與設計過程。

參考文獻

- De Luca, A., and Guidi, L. G., "State of Art in the Worldwide Evolution of Base Isolation Design," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2019, 125, 105722. doi:10.1016/j.soildyn.2019.105722.
- Zakian, P., and Kaveh, A., "Multi-objective Seismic Design Optimization of Structures: A Review," *Archives of Computational Methods in Engineering*, 2024, 31(2), pp. 579–594. doi:10.1007/s11831-023-09992-z.
- Scarselli, F., Gori, M., Tsoi, A. C., Hagenbuchner, M., and Monfardini, G., "The Graph Neural Network Model," *IEEE Transactions on Neural Networks*, 2009, 20(1), pp. 61–80. doi:10.1109/TNN.2008.2005605.
- Gilmer, J., Schoenholz, S. S., Riley, P. F., Vinyals, O., and Dahl, G. E., "Neural Message Passing for Quantum Chemistry," *arXiv*, 2017. doi:10.48550/ARXIV.1704.01212.
- Battaglia, P. W., Hamrick, J. B., Bapst, V., et al., "Relational Inductive Biases, Deep Learning, and Graph Networks," *arXiv*, 2018. doi:10.48550/ARXIV.1806.01261.
- Chang, K. H., and Cheng, C. Y., "Learning to Simulate and Design for Structural Engineering," *arXiv*, 2020. doi:10.48550/ARXIV.2003.09103.
- Chou, Y. T., Chang, W. T., Jean, J. G., Chang, K. H., Huang, Y. N., and Chen, C. S., "StructGNN: An Efficient Graph Neural Network Framework for Static Structural Analysis," *Computers & Structures*, 2024, 299, 107385. doi:10.1016/j.compstruc.2024.107385.
- Hochreiter, S., and Schmidhuber, J., "Long Short-Term Memory," *Neural Computation*, 1997, 9(8), pp. 1735–1780.
- Kuo, P.-C., Chou, Y.-T., Li, K.-Y., Chang, W.-T., Huang, Y.-N., and Chen, C.-S., "GNN-LSTM-based Fusion Model for Structural Dynamic Responses Prediction," *Engineering Structures*, 2024, 306, 117733. doi:10.1016/j.engstruct.2024.117733.
- Chou, Y.-T., Kuo, P.-C., Li, K.-Y., Chang, W.-T., Huang, Y.-N., and Chen, C.-S., "Inductive Graph-Based Long Short-Term Memory Network for the Prediction of Nonlinear Floor Responses and Member Forces of Steel Buildings Subjected to Orthogonal Horizontal Ground Motions," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2024, pp. 1–17. doi:10.1002/eqe.4264.
- Deb, K., Pratap, A., Agarwal, S., and Meyerivan, T., "A Fast and Elitist Multiobjective Genetic Algorithm: NSGA-II," *IEEE Transactions on Evolutionary Computation*, 2002, 6(2), pp. 182–197. doi:10.1109/4235.996017.
- Hayashi, K., and Ohsaki, M., "Graph-Based Reinforcement Learning for Discrete Cross-Section Optimization of Planar Steel Frames," *Advanced Engineering Informatics*, 2022, 51, p. 101512. doi:10.1016/j.aei.2021.101512.
- Mnih, V., Kavukcuoglu, K., Silver, D., et al., "Playing Atari with Deep Reinforcement Learning," *arXiv*, 2013.

三維重建與劣化量測於橋梁智慧檢測與評估

嚴寬¹ 張家銘²

摘要

橋梁完整性是基礎設施安全中最關鍵的課題之一，但傳統人工目視檢測面臨耗時費力且具主觀性等缺點。近年來，無人機電腦視覺技術的應用顯著提升橋梁檢測的效率。然而，單純依賴二維影像辨識往往受限於缺乏空間資訊，難以精確量化劣化程度與克服背景雜訊的干擾。為此，本研究提出一套整合三維重建與深度學習技術的系統性橋梁智慧檢測與評估架構。該架構首先利用無人機擷取橋梁外觀影像，並透過 Mask R-CNN 實例分割模型進行劣化（如裂縫、混凝土剝落、鋼筋外露及滲水）之初步辨識與像素級分割。接著，引入運動恢復結構技術，由無人機影像序列重建橋梁結構的高精度三維點雲模型，並生成對應的深度圖與二維向量圖。透過將深度空間資訊與原始 RGB 影像結合進行後處理，本系統有效克服單一影像視覺特徵的局限性，不僅精確界定劣化邊緣，更顯著提升劣化辨識的準確率與召回率。此外，系統能將二維的辨識遮罩轉換至實際三維空間，精確計算出劣化的實體幾何參數，如裂縫長度與剝落面積，實現客觀的劣化量測。實際場域測試結果顯示，此架構大幅提升橋梁檢測的準確度，並能將量化後的劣化特徵接軌至現行的 D.E.R.&U. 評估體系，為橋梁維護管理提供更具科學性與可靠性的決策依據。

關鍵詞：無人機、橋樑檢測、電腦視覺、深度學習、劣化量化

一、前言

由於橋梁結構完整性在基礎建設管理中被視為關鍵的安全性課題，無論是自然災害或結構老化都可能導致橋梁損壞，進而影響公共安全。臺灣目前擁有約 2.9 萬座橋梁，定期檢測與評估已成為不可或缺的工作。然而，傳統的目視檢測主要依賴人工，不僅耗時費力，且許多橋梁構件（如跨河橋墩或橋面板下方）位於高處或不易接近之處，使得工程人員經常暴露於危險的作業環境中。此外，現行橋梁檢測廣泛採用 D.E.R.&U. 評估準則（嚴重程度 Degree、影響範圍 Extent、對結構安全及服務性之影響 Relevancy、維修急迫性 Urgency），該準則極度仰賴檢測人員的專業經驗與主觀判斷，在面臨龐大檢測需求時，難以保證評估結果的一致性與客觀量化能力。

近年來，無人機 (UAV) 技術的導入顯著提升橋梁檢測的效率與安全性，使工程人員能夠輕易獲取難以觸及構件的影像。為進一步降低對人力的依賴，本研究旨在建立一套無人機輔助的智慧化橋梁巡檢流程，並結合人工智慧技術進行自動化劣化辨識。然而，過去的 AI 影像辨識多半侷限於二維層面，不僅容易受到橋梁背景雜訊與光影的干擾，更缺乏空間幾何資訊，難以精確計算劣化的實際物理尺寸（如裂縫長度或剝落面積），導致無法有效對應至 D.E.R.&U. 的量化指標中。

為突破單純二維影像辨識的局限性，本研究提出一套整合三維重建與深度學習的系統性橋梁智慧檢測架構。本架構首先利用 UAV 獲取高解析度橋梁影像，運用 Mask R-CNN 模型對常見劣化（如混凝土裂縫、剝落、鋼筋外露及滲水）進行初步的像素級實例分割。接著，引入運動恢復

¹ 國立臺灣大學土木工程學系博士生

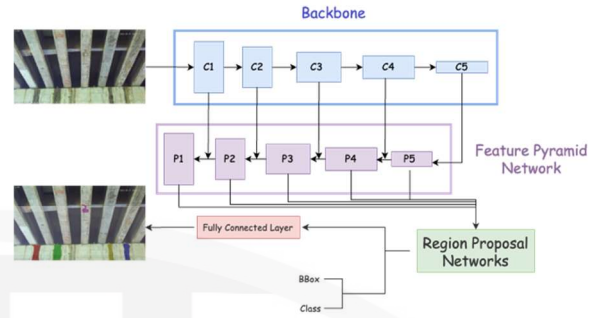
² 國家地震工程研究中心兼任研究員；國立臺灣大學土木工程學系教授

結構 (Structure from Motion, SfM) 技術，從 UAV 影像序列中重建橋梁的高精度三維點雲模型，並萃取出對應的深度圖 (Depth map) 與二維向量圖 (Normal map)。將這些多模態空間資訊與原始 RGB 影像結合進行後處理，不僅能有效提升劣化辨識的準確率與召回率，更能將二維辨識遮罩轉換至實際的三維空間中，實現劣化幾何量測。透過本技術，量化後的實體劣化特徵將能無縫對接現行的 D.E.R.&U. 評估體系，為橋梁安全評估與維護管理提供即時、科學且具備高度可靠性的決策依據。

二、基於三維重建之智慧橋梁巡檢架構

本研究提出之智慧橋梁巡檢架構主要涵蓋資料蒐集、二維影像實例分割、三維點雲重建，以及多模態資訊融合與劣化量化等關鍵步驟。為確保深度學習模型對不同橋梁類型與環境的適應性，本研究整合了 UAV 航拍的高解析度影像、工程顧問公司提供的歷史橋檢照片，以及 Mapillary Vistas 等公開資料集。針對混凝土裂縫、剝落、鋼筋外露及滲水等常見劣化現象，團隊採用多邊形框選進行精細的人工標註，最終建立總數超過一萬張、具備像素級標註的高品質訓練資料集。

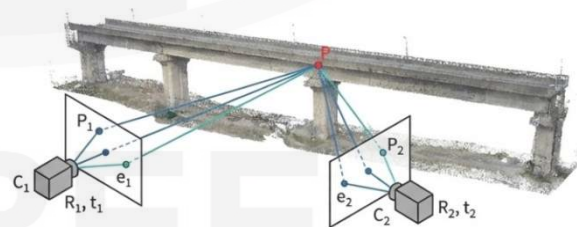
在影像辨識階段，本架構採用 Mask R-CNN 作為核心劣化偵測模型，並嘗試結合 ResNet 與 SwinTransformer 等骨幹網路進行特徵萃取，如圖一。為克服混凝土表面細微裂縫紋理及背景雜訊的干擾，研究導入了資料增強技術（如隨機旋轉、對比度調整及隨機加入噪聲等），並利用遷移學習優化模型參數，使系統能精確定位影像中的劣化區域並生成不規則的像素級遮罩。



圖一 MaskR-CNN 網絡架構

為彌補單純二維影像缺乏空間幾何資訊的缺陷，本系統引入了運動恢復結構 (Structure from Motion, SfM) 技術，如圖二所示。利用 UAV 從不同角度拍攝且具備高重疊率的照片序列，SfM 技術能重建出橋梁的高精度三維點雲模型，同時生成對應的深度圖與二維向量圖。將這些多模態的空間幾何資訊與原始 RGB 影像結合，作為初步辨識結果的後處理機制，不僅賦予了劣化分析所需的空間上下文，更有效提升了整體的辨識準確性。

透過三維幾何資訊的輔助，本架構能將影像上獲取的損傷像素遮罩，精確轉換為實際空間中的向量多邊形。藉由已知橋梁構件尺寸進行基準校準，系統可直接運算出劣化的實際物理尺寸，如裂縫的真實長度或混凝土剝落的實際面積。透過精確的幾何量化能力，能將客觀數據直接對接至現行 D.E.R.&U. 評估準則中的「影響範圍 (Extent)」指標，從而解決傳統人工目視評估主觀性過高的問題，為橋梁安全與維護決策提供科學依據。



圖二 運動恢復結構

三、UAV 智慧橋梁檢測試驗

在實際場域的應用中，本研究針對選定的測試橋梁進行了 UAV 巡檢與影像蒐集，並成功驗證了智慧檢測架構的效能。首先，在 Mask R-CNN 劣化辨識模型的性能評估上，系統針對裂縫、混凝土剝落、鋼筋外露及滲水等四類劣化現象進行了測試。結果顯示，系統的整體召回率（Recall）達到約 83.5%，整體準確率（Precision）則約為 67.2%。其中，系統對於特徵較明顯的鋼筋外露與滲水，其召回率更分別高達 96.8% 與 90.1。儘管在細微裂縫的辨識上仍有部分誤判與漏判，但整體系統性能已具備初步的實用價值，能大幅減輕工程師在大量巡檢影像判讀上的負擔。

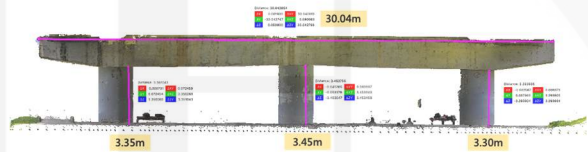
在三維空間資訊的建置與幾何精度驗證方面，本研究透過無人機獲取橋梁構件的二維影像，並接續使用 SfM 與 MVS (Multi-View Stereo) 技術成功生成了三維密集點雲數位孿生模型。為了評估三維重建數據的準確性，本研究利用 CloudCompare 軟體計算點雲模型的幾何參數，如圖三所示，並將最終建築圖面上標示的真實橋梁尺寸，與三維點雲模型中的對應測量尺寸進行比較分析。精度評估採用相對誤差（Relative Error, E_r ）作為統計與驗證指標，其計算公式為

$$E_r = \frac{|M - T|}{T} \quad (1)$$

其中 M 代表點雲模型中的測量值， T 代表圖面上的真實值。測量結果顯示，所有橋梁構件間距長度的相對誤差均未超過 4%，且整體的累積平均誤差僅為 2.80%，如表一所示。此誤差率證實透過此方法建構的虛擬重建模型，在幾何精度上具備高度的真實性與工程實務應用價值，能為後續的精確劣化量化提供極為可靠的空間基礎。

基於上述高精度的三維幾何模型與深度圖，本架構順利將二維影像中辨識出的

劣化像素遮罩，投影並轉換為實際三維空間中的向量多邊形。透過空間校準，系統得以精確計算出裂縫的實際長度與混凝土剝落區域的真實面積，實現了從單純「視覺辨識」到「物理量化」的關鍵突破。這些客觀的劣化幾何數據能直接對應至現行 D.E.R.&U. 評估準則中關於「影響範圍 (Extent)」的量化指標，不僅驗證了本技術架構在實際工程應用中的高度可行性，更為橋梁整體的安全評估與維護補強決策，提供了具體且可靠的科學依據。



圖三 CloudCompare 橋梁點雲模型

表一 橋梁點雲模型橫梁長度誤差

量測長度 (cm)	相對誤差 (%)
77.05	3.69%
77.02	3.73%
81.06	1.33%
77.26	3.42%
77.42	3.23%
81.91	2.39%
79.15	1.06%
77.17	3.54%

Average: 2.80 (%)

四、結論與展望

本研究成功開發並驗證一套結合無人機巡檢、深度學習與三維重建技術的橋梁智慧檢測架構，為傳統仰賴人工目視的橋梁檢測模式帶來突破性的發展。

在研究結論方面，本系統利用 Mask R-CNN 結合 SfM 與 MVS 技術，成功建置橋梁的高精度三維點雲數位孿生模型。幾何驗證結果顯示，三維模型尺寸與真實結構的整體累積平均相對誤差僅 2.80%，證實該數位孿生模型具備幾何真實性與精度。透過將二維影像的劣化辨識結果轉換至高精度的三維空間，系統得以精準量

化劣化的實際面積。這些量化數據能直接接軌至現行的 D.E.R.&U. 評估準則中，為「影響範圍 (Extent)」與「劣化程度 (Degree)」提供尺寸與長寬。例如，系統能清楚反映混凝土剝落、鋼筋外露與滲水等複合劣化對整體結構耐久性的影響程度，有效避免了過去檢測人員的主觀判定，進而協助管理單位更精確地排定維修的急迫性 (Urgency)。

在未來展望方面，本研究提出之量化檢測架構具備廣泛的工程應用潛力。首先，針對部分結構遮擋區域，如橋面板下方或兩橋墩之間，無法完整建構三維模型的問題，未來可進一步整合無人機的自主避障與智慧航線規劃技術，以獲取無死角的橋梁影像。其次，可持續擴充多元劣化的影像資料庫，並引入更先進的深度學習架構，以進一步提升微小裂縫的辨識精度。最終，期望能將此高精度數位孿生技術擴展至橋梁的全生命週期管理，結合人工智慧建立預測性維護模型，為國家基礎設施的營運安全提供更全面且長遠的保障。

參考文獻

1. Ayele, Y. Z., Aliyari, M., Griffiths, D., and Droguett, E. L. 2020. Automatic crack segmentation for UAV-assisted bridge inspection. *Energies*, 13(23), 6250.
2. Duque, L., J. Seo, and J. Wacker. 2018. "Bridge deterioration quantification protocol using UAV." *J. Bridge Eng.*, 23 (10): 04018080. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0001289](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001289).
3. Feroz, S., and Abu Dabous, S. 2021. UAV-based remote sensing applications for bridge condition assessment. *Remote Sensing*, 13(9), 1809.
4. Furukawa, Y., and C. Hernández. 2015. "Multi-view stereo: A tutorial." *Found. Trends® Comput. Graph. Vis.*, 9 (1-2): 1-148.
5. Graves, W., K. Aminfar, and D. Lattanzi. 2022. "Full-scale highway bridge deformation tracking via photogrammetry and remote sensing." *Remote Sens.*, 14 (12): 2767. <https://doi.org/10.3390/rs14122767>.
6. He, K., G. Gkioxari, P. Dollár, and R. Girshick. 2017. "Mask R-CNN." *arXiv.org*. Accessed October 9, 2024. <https://arxiv.org/abs/1703.06870v3>.
7. Huang, L., Fan, G., Li, J., and Hao, H. 2024. Deep learning for automated multi-class surface damage detection in bridge inspections. *Automation in Construction*.
8. Jung, S., D. Choi, S. Song, and H. Myung. 2020. "Bridge inspection using unmanned aerial vehicle based on HG-SLAM: Hierarchical graph-based SLAM." *Remote Sens.*, 12 (18): 3022. Multidisciplinary Digital Publishing Institute. <https://doi.org/10.3390/rs12183022>.
9. Lin, J. J., Ibrahim, A., and Sarwade, S. 2021. Bridge inspection with aerial robots: Automating the entire pipeline of visual data capture, 3D mapping, defect detection, analysis, and reporting. *Journal of Computing in Civil Engineering*, 35(6), 04021034.
10. Morgenthal, G., N. Hallermann, J. Kersten, J. Taraben, P. Debus, M. Helmrich, and V. Rodehorst. 2019. "Framework for automated UAS-based structural condition assessment of bridges." *Autom. Constr.*, 97: 77-95. <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2018.10.006>.
11. Santos, R., Ribeiro, D., Lopes, P., and Cabral, R. 2022. Detection of exposed steel rebars based on deep-learning techniques and unmanned aerial vehicles. *Automation in Construction*, 139, 104308.
12. Ullman, S. 1979. "The interpretation of structure from motion." *Proc. R. Soc. Lond. B Biol. Sci.*, 203 (1153): 405-426. The Royal Society.
13. Vital, W., R. Silva, M. V. G. de Moraes, B. Emidio Sobrinho, R. Pereira, and F. Evangelista. 2023. "Application of bridge information modelling using laser scanning for static and dynamic analysis with concrete damage plasticity." *Alex. Eng. J.*, 79: 608-628. <https://doi.org/10.1016/j.aej.2023.08.023>.
14. Yen, K., and Chang, C. M. 2024. Framework of UAV bridge inspection with computer vision and deep learning. In: Koch, C., Wang, Y., and Weng, J. (Eds.), *Handbook of Construction Robotics*. CRC Press.
15. Zhang, C., Y. Zou, F. Wang, E. del Rey Castillo, J. Dimyadi, and L. Chen. 2022. "Towards fully automated unmanned aerial vehicle-enabled bridge inspection: Where are we at?" *Constr. Build. Mater.*, 347: 128543. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.128543>.

液化地盤微型樁非線性側推分析

陳冠羽¹ 盧志杰² 鄧源昌³ 黃俊鴻⁴

摘要

本研究以實際 5 層樓淺基礎建物搭配高液化潛能地層之鑽孔資料作為分析案例，應用非線性側推分析建立液化地盤中微型樁之容量曲線，以非線性土壤彈簧搭配分佈塑鉸模式來完整考量樁基礎之非線性行為，探討基樁之側向承載耐震性能，以及評估其抗液化成效，並依現行建築物基礎構造設計規範之規定檢核。

關鍵詞：土壤液化、微型樁、非線性側推分析、土質參數折減係數

一、前言

隨著國內耐震規範準則更新以及土壤液化潛勢圖之公布，許多平原地區淺基礎建築物均位於液化風險區域內。然而回顧過往經驗，國內在抗液化設計多採用重型機具進行大型地盤改良，難以用於小區域之淺基礎連棟或單棟建築物。因此國內實務界亟需針對此類易受液化影響之建築物，發展符合經濟與安全需求之抗液化設計。在一般建物、橋梁或重要設施結構中，基樁設計為常見之抗液化對策。然而抗液化基樁在施工設計、抗液化成效與耐震性能等方面，目前尚無完整且具代表性之研究。為發展適用於一般建築物且具良好經濟性之小口徑抗液化基樁。本研究規劃進行一多年期計畫，進行適用於建築物之小口徑抗液化基樁之基礎研究與設計。

結構耐震評估主要是針對不同地震需求等級(中小、設計或最大考量地震)下，分析結構物的受震反應，或建立簡化模型應用簡易之耐震性能評估方法(例如：非線性擬靜態側推分析)，來檢核結構是否達到預期之性能目標。當上部結構物受地震力作用時，樁基礎將其所承受之荷載傳遞至地盤，樁基礎與土壤間之互制作用，使樁基

礎提供上部結構側向承載與抗彎矩能力。而基樁在短期載重下側向承載性能之評估，則需建立其受側向荷載之性能曲線，以瞭解基樁在受載過程中之承載反應。而樁基礎側向承載性能曲線基本為一非線性曲線，因此，在溫克基礎模式分析上，使用彈性梁元素與定值土壤彈簧勁度的線彈性分析(解析解)已不適用。在分析上，基樁材料與土壤材料均需具非線性反應，且需搭配數值方法進行側推分析(pushover analysis)。

二、分析程序

本節將針對非線性土壤彈簧之建立與樁材非線性行為模擬之塑鉸設定等分析項目進行說明，分述如下：

(1) 非線性土壤彈簧

土壤之非線性行為，可使用 $p-y$ 曲線來描述地盤反力係數之非線性變化。常見之砂土 $p-y$ 曲線模型，如 Reese et al. (1974)、美國石油工程協會(API, 2005)、挪威驗船協會(DNV, 2011)與日本建築學會(AIJ, 2001)等，均依據理論與現地試驗資料，建立半經驗式之 $p-y$ 曲線。為合理推估基樁側向承載性能曲線，基樁樁頭之非線性側推分析，可依據目標場址之地質調查資料

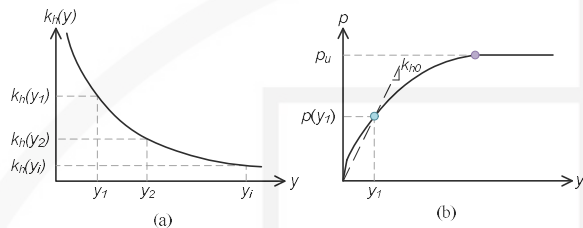
¹ 國家地震工程研究中心佐理研究員

² 國家地震工程研究中心研究員

³ 國家地震工程研究中心助理研究員

⁴ 國家地震工程研究中心兼任研究員；國立中央大學土木工程系教授

建立分析地層之 p - y 曲線。本研究使用日本建築學會(AIJ, 2019)建議之砂質土層半經驗式 p - y 曲線模型來模擬樁周土壤反力(即側向土壤彈簧)。對於基樁側向分析,日本建築學會(AIJ, 2019)所建議之水平地盤反力係數以及土壤極限反力與樁頭水平位移之關係,如圖一所示。



圖一 日本建築學會(AIJ, 2019): (a)樁頭位移反應曲線; (b)割線斜率與變位之關係

日本建築學會亦定義樁頭水平變位 $y_1 = 1$ cm 時,所對應之水平地盤反力係數為基準水平地盤反力係數 $k_h(y_1)$,而不同樁頭變位量與水平地盤反力係數間之關係,可表示如下式:

$$k_h(y_1) = \alpha \cdot \xi E_0 \cdot (D/0.01)^{-0.75}$$

$$k_h(y) = 3.16 \cdot k_h(y_1) \quad \text{for } 0 \leq y/y_1 \leq 0.1$$

$$k_h(y) = k_h(y_1) [y/y_1]^{-0.5} \quad \text{for } y/y_1 > 0.1$$

其中,砂質土壤 $\alpha = 80$,黏性土壤 $\alpha = 60$; ξ 為影響係數,單樁的情況下 $\xi = 1$; E_0 為土壤變形模數(kN/m^2); D 為樁徑(m)。

(2) 液化地盤之土壤彈簧勁度折減

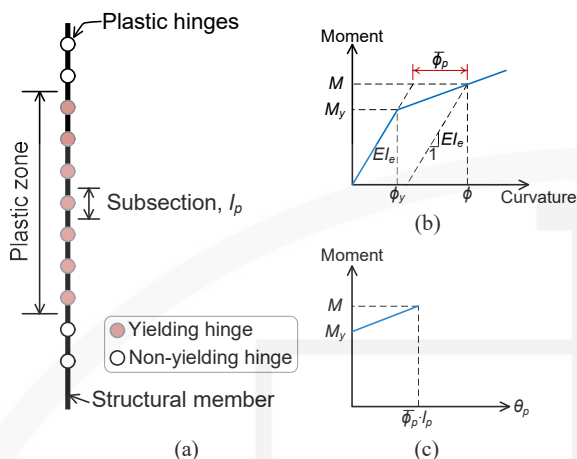
在評估樁基礎之液化耐震性能時,亦需考量地盤受震期間發生液化(軟化)後,土壤可能喪失其承載與阻抗能力,並對耐震設計所用的土質參數進行折減。在實務分析上,可應用土壤液化簡易評估法(例如: HBF 法)先判別具液化潛能之土層,再根據其所對應之液化土質折減係數 D_E ,對土壤之側向地盤極限反力 p_u 與水平地盤反力係數 k_h 進行折減。針對液化砂土地層,所建議之土壤參數折減係數值,請詳建築物基礎構造設計規範(2023)。

(3) 樁材非線性行為模擬

當土壤進入非線性反應後,樁基礎之側向變位亦將呈非線性增加,隨即達到基樁之降伏狀態,因此,進行側推分析時,需以非線性的梁元素進行模擬。目前分析常見之模擬方法為塑鉸(plastic hinge)模式,即指在分析梁或柱構件中設置塑性鉸,來模擬結構元件之非線性行為。而樁材之非線性反應主要源自彎矩造成基樁斷面的開裂、降伏與破壞等行為。一般而言,基樁斷面多為撓曲破壞控制,因此分析可於梁元素中設置撓曲塑鉸(彎矩塑鉸),來模擬樁斷面受彎矩作用下之開裂、降伏與破壞等非線性行為。若為鋼筋混凝土樁,則需考量其混凝土圍束效應,以及鋼筋混凝土構件受震時之非線性反應,斷面性質可依據常見之混凝土組成模式(例如 Mander 模式),評估主筋與箍筋在不同尺寸、形式與配置下對混凝土材料強度之影響,並依據樁材斷面之應力-應變關係建立其彎矩-曲率曲線。此外,為方便工程分析使用,常將斷面分析彎矩-曲率曲線簡化為雙線性或三線性曲線。

塑鉸之配置可概分為:(1)集中塑鉸模式(concentrated hinge model);(2)分佈塑鉸模式(distributed hinge model)。集中塑鉸模式將一點鉸作為塑性區內全部塑性變形之代表,較適用於樁材降伏位置發生於構件端點時,分析上常將塑鉸設置於最大彎矩處,例如分析邊界條件為固定樁頭的情況。但在自由樁頭的條件下,樁身最大彎矩將隨樁頭所受之側推力與土壤塑性變形程度的影響而改變。因此,對於非線性側推分析來說,較合適的配置模式為分佈塑鉸模式(圖二(a)),其可設置多個塑鉸於可能發生塑性區的位置,模擬塑性區變形之發展。彎矩塑鉸設定,則以彎矩-轉角($M-\theta$)關係曲線來表示,其中塑性轉角可由樁材斷面之彎矩-曲率($M-\phi$)關係曲線中的曲率乘上塑性長度(plastic hinge length, l_p)來推估。此外 Chiou et al.(2009)亦指出,如將曲率直接乘上塑性長度來推估塑性轉角,將高估基樁之旋轉角與變形量。為此其提出一塑性鉸性質修正方法,來計算合理之塑性轉角,修正後塑性曲率以及塑性轉角與彎

矩之關係，如圖二(b)、(c)所示。

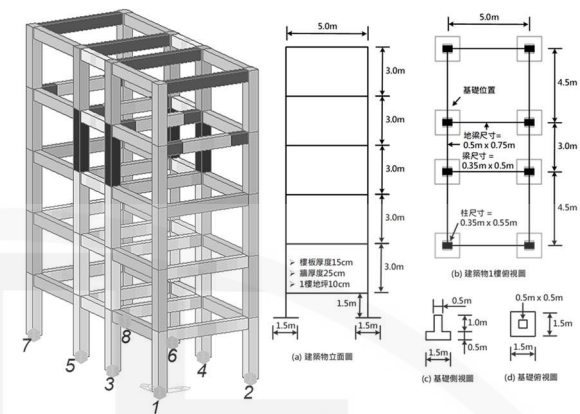


圖二 (a)分佈塑鉸模式；(b)修正後塑性曲率；(c)修正後塑性轉角(改自 Chiou et al., 2009)

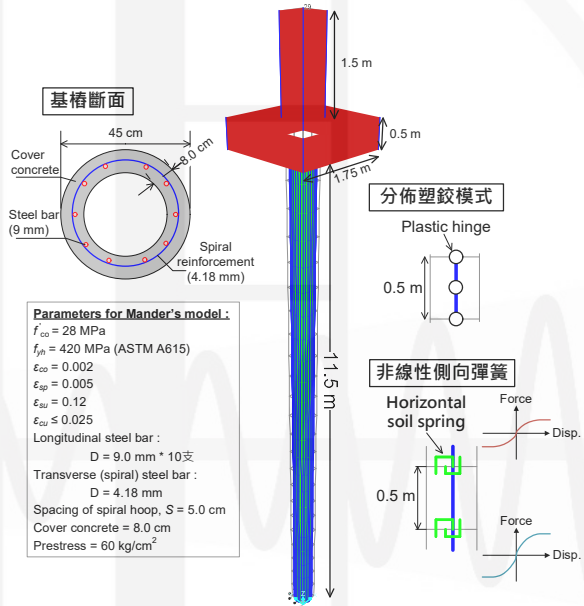
三、側推分析案例

圖三為基礎側推分析案例之上部結構模型。短期設計地震載重考量土壤液化之地震力為回歸期 475 年之地震。需依規範要求之豎向分配，施加於建築物各樓層及樓頂，從而求得作於各基礎頂部之受力條件，並據以進行基礎側推分析。而微型樁於非液化情境與液化情境之數值模型則如圖四所示。

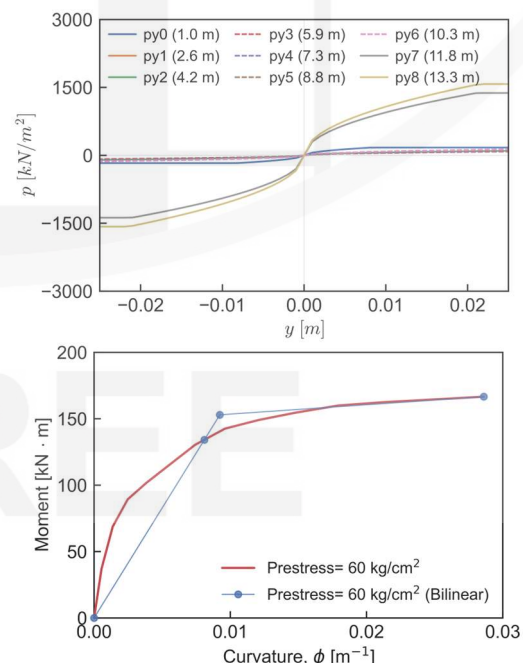
分析根據鑽孔資料之地質條件建立之樁側非線性彈簧(p - y 曲線)，如圖五所示。側向土壤彈簧需再依液化評估(HBF 法)結果(表一)所得之土質參數折減係數 D_E 對土壤強度與勁度進行折減。此外，分析亦透過在構件中設置撓曲塑性鉸，來模擬樁斷面受彎矩作用下之開裂、降伏與破壞等非線性行為。依據設計例使用之微型樁規格與材料參數，所建立樁材斷面之彎矩-曲率曲線如圖五所示。



圖三 5層樓淺基礎結構物分析模型示意



圖四 基樁側推數值模型



圖五 p - y 曲線與樁斷面之彎矩-曲率關係

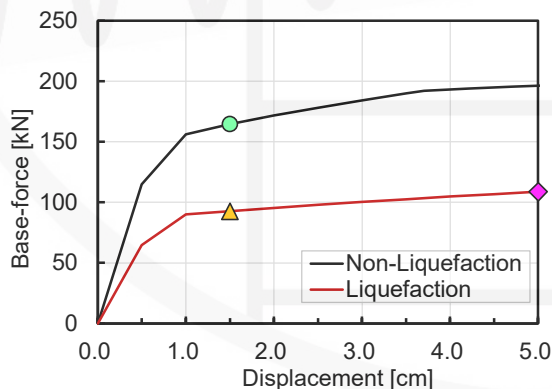
表一 地層條件與土壤參數折減係數

Layers	USCS	$(N_1)_{60cs}$	FS	D_E
1	ML	9.183	0.709	0.05
2	ML	3.208	0.505	0.00
3	ML	2.997	0.416	0.00
4	CL	2.738	3.000	1
5	CL	2.484	3.000	1
6	CL	4.559	3.000	1
7	CL	4.179	3.000	1
8	SM	24.488	1.237	1
9	SM	24.621	1.300	1

四、分析結果

(1) 基樁側推曲線

經由非線性側推分析後，非液化與液化條件下，基樁側向承載耐震性能曲線如圖六所示。圖中顯示，在非液化情況下基礎整體容許側向承載力 164.7 kN (側向位移 1.5 cm)。在液化情況下之基礎整體容許側向承載力為 92.8–109 kN (側向位移 1.5~5 cm)。

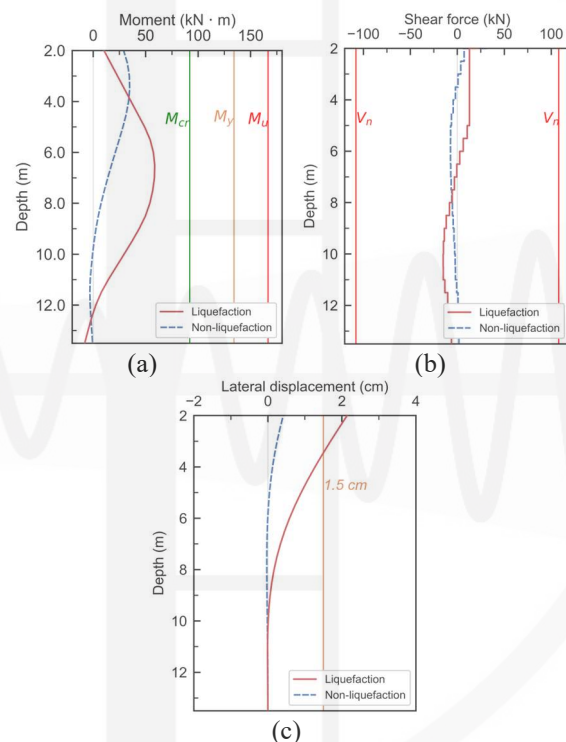


圖六 基樁側向承載耐震性能曲線

(2) 基樁結構性能檢核

由樁身彎矩與樁材斷面之開裂彎矩值 M_{cr} 、降伏彎矩值 M_y 及極限彎矩值 M_u 比較顯示(圖七(a))，在非液化條件下，受最大水平合力之基樁(4 號基礎)之樁身彎矩均小於其開裂彎矩值 M_{cr} ，顯示各個基樁受力情況尚在彈性階段。在液化條件下，基礎編號 4 號之基樁樁身彎矩均小於開裂彎矩值 M_{cr} ，表示其未進入韌性階段，由於其受

力情況小於開裂彎矩值 M_{cr} ，因此受力情況屬安全，仍屬容許範圍內之受力情況；圖七(b)之結果顯示，各基樁在外力作用下，所承受之剪力均遠小於標稱剪力，顯示基樁不會發生剪力破壞情況；樁身變位結果(圖七(c))顯示，在非液化條件下，樁頭變位(0.42 cm)小於建築物基礎構造設計規範中，短期載重情況下之建議容許側向位移 1.5 cm，而在液化條件下，樁頭變位約為 2.14 cm，雖超過短期載重情況下之容許側向位移 1.5 cm，但仍在極限限界狀態之容許側向位移內(5.0 cm)，亦符合規範要求。



圖七 基樁性能檢核：(a)樁身彎矩；(b)剪力強度；(c)樁身變位

五、參考文獻

1. 日本建築學會，「建築基礎構造設計指針」，日本，2019。
2. 內政部，「建築物基礎構造設計規範」，臺北，2023。
3. Chiou, J.S., Yang, H.H., and Chen, C.H., "Use of Plastic Hinge Model in Nonlinear Pushover Analysis of a Pile," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135(9), pp.1341–1346 (2009).

管溝回填材對埋地連續管受斷層位移錯動之行為影響

張哲瑜¹ 張為光²

摘要

本研究針對過斷層埋地管線進行動態試驗，觀察管線之力學行為。本試驗採用單軸向剪力盒進行振動台試驗，探討不同尺寸之管線、不同等級之輸入運動、以及管線埋設條件對管線受斷層位移錯動之行為的影響。本試驗結果可對埋地管線過斷層情況之耐震工法有效性提供參考。

關鍵詞：斷層位移、埋地管線、回填材

一、前言

地震事件引致之斷層位移、土體破壞、土壤液化等，對於埋地管線可造成很大的損傷。Gantes 與 Melissianos(2016)針對埋地管線過斷層保護工法進行探討，這些耐震工法包括降低管土摩擦力、提高管體強度。Trautmann 等人(1985)則以試驗，探討管線之受力與位移的反應、管線埋設深度的影響、以及不同的土壤的影響。另有其他學者以試驗測試來探討埋地管線過層之行為，O'Rourke 等人(2008, 2010)與 Demirci 等人(2021)探討了走向滑移斷層之情形，Jalali 等人(2016, 2018)與 Demirci 等人(2018)則探討了逆斷層的案例。多數過去的研究皆以擬靜力的方式進行埋地管線過斷層試驗。

本研究進行振動台試驗，以觀察埋地管線過斷層情況下之動態行為表現。根據前人研究，管線強度與埋設環境皆對管線之力學行為有顯著影響，因此本研究採用不同埋設條件，對不同尺寸之管線進行振動台測試，對於埋地管線過斷層之行為表現趨勢進行觀察，可提供相關耐震工法應用之參考。

二、試驗設計

本研究進行埋地管線受斷層位移錯動之振動台試驗模擬，以觀察管線之動態行為反應。試驗配置如圖一所示，測試管線置於單軸向剪力盒中，並將該剪力盒置於振動台上，位移計架於剪力盒左側之鋼架，用以量測剪力盒內滑動框架與振動台之相對位移。剪力盒內部尺寸為長3.6 m、寬1 m、高2.5 m，內部滑動框架約束為上下兩層，模擬斷層位移錯動於剪力盒中間發生。輸入運動則與剪力盒之長向一致。

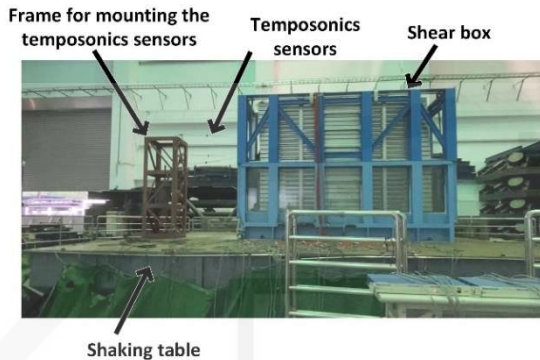
測試管線為四支2.6 m 長之紅銅管，其管徑有2.5"與4"，以圖二所示之位置垂直配置於剪力盒中。四支測試管線中之一支2.5"與一支4"管線沿輸入運動方向擺放，周圍以越南砂環繞埋設，另外兩支測試管線為管徑2.5"，分別配置於以厚度30 cm 與60 cm PU foam 回填之管線溝渠中。

四支測試管線皆於管體兩側佈設應變計，其中一側由管線中點開始設置，並以5 cm 間距往兩端設置至±15 cm 處，接著以15 cm 間距繼續設置至±105 cm 處，此側應變計以 P 標示。另一側則以 B 標示，由管線中點開始設置，並以5 cm 間距往兩端設置至±15 cm 處，接著以15 cm 間距

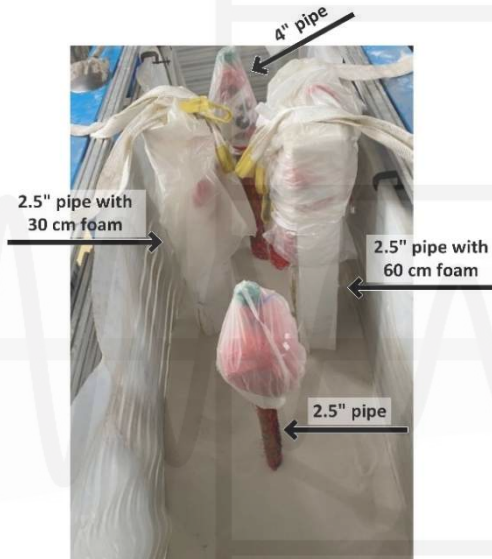
¹ 國家地震工程研究中心助理研究員

² 國家地震工程研究中心副研究員

繼續設置至 ± 30 cm 處，然後以30 cm 間距繼續設置至 ± 90 cm 處。



圖一 試驗配置圖



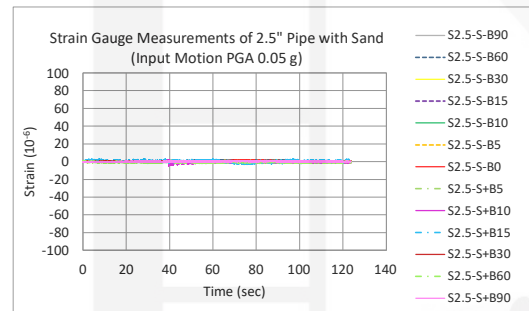
圖二 測試管線配置圖

三、試驗量測結果

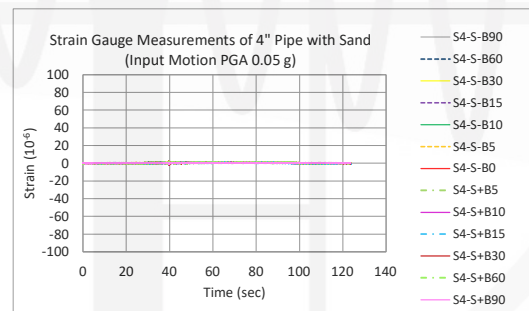
試驗量測之管體應變歷時圖如圖三至圖十四所示，其中圖三至圖六為輸入運動PGA為0.05 g之量測結果，圖三與圖四分別為管徑2.5"與4"之管線以砂土埋設之案例，圖五與圖六分別為管徑2.5"之管線埋設於30 cm與60 cm以PU foam回填之溝渠的案例。應變計之標示則首先為量測工具代稱，然後是管徑、埋設條件，最後是佈設位置，以S2.5-S+B60為例，第一個S意為strain，然後是管徑2.5"，接著的S表示埋設於砂土(sand)，最後是佈設於+B60 cm處。埋設於以PU foam回填之溝渠時，則以30F與60F取代第二個S，意即30 cm

foam以及60 cm foam。

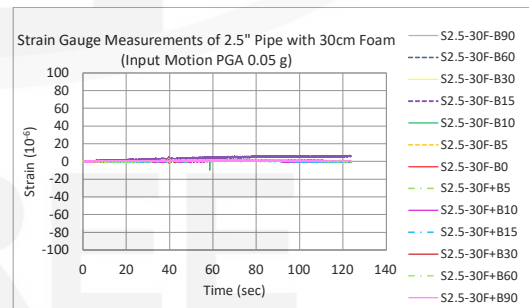
量測結果顯示，於輸入運動PGA為0.05 g與0.1 g時，管體應變很小。以應變值分布之範圍而言，管徑4"之案例相較其他三支2.5"案例皆較小。當輸入運動PGA達0.2 g時，管徑2.5"並埋置於砂土之案例相較於其他三個案例有較高之應變值，並且應變分布範圍也較大。兩支管徑2.5"設置於PU foam回填之溝渠之案例有相似的表現，而管徑4"之案例則應變最小。



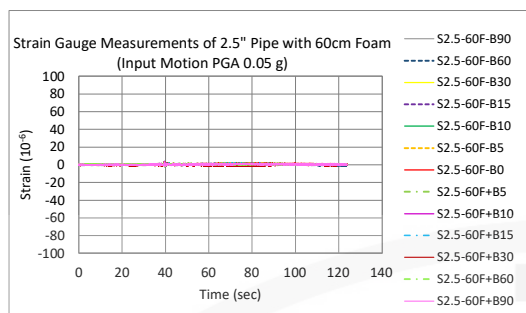
圖三 管徑2.5"以砂土回填之案例於輸入運動PGA為0.05 g之管體應變歷時



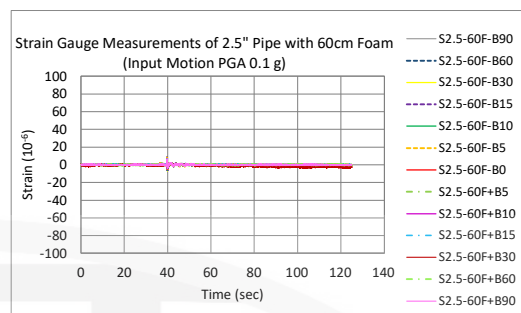
圖四 管徑4"以砂土回填之案例於輸入運動PGA為0.05 g之管體應變歷時



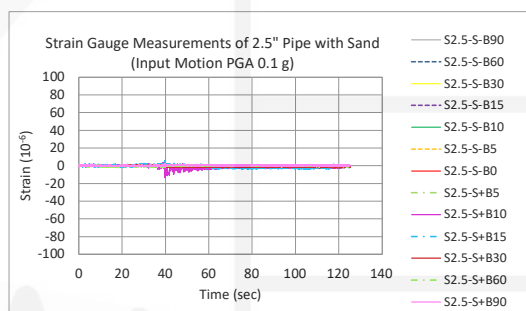
圖五 管徑2.5"以30 cm foam回填溝渠之案例於輸入運動PGA為0.05 g之管體應變歷時



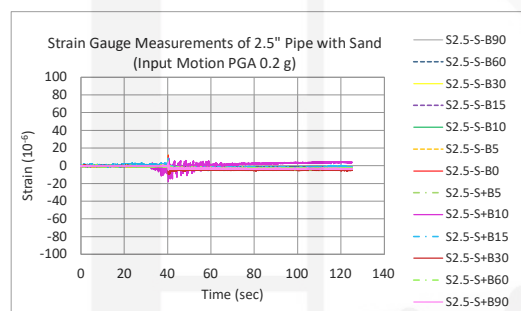
圖六 管徑2.5"以60 cm foam 回填溝渠之案例於輸入運動 PGA 為0.05 g 之管體應變歷時



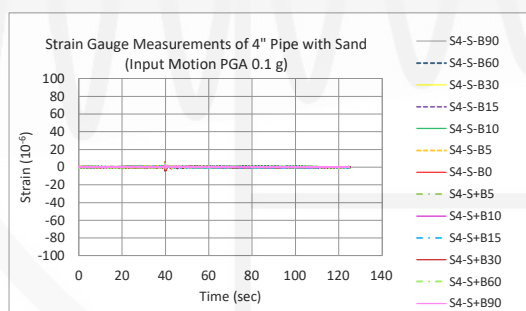
圖十 管徑2.5"以60 cm foam 回填溝渠之案例於輸入運動 PGA 為0.1 g 之管體應變歷時



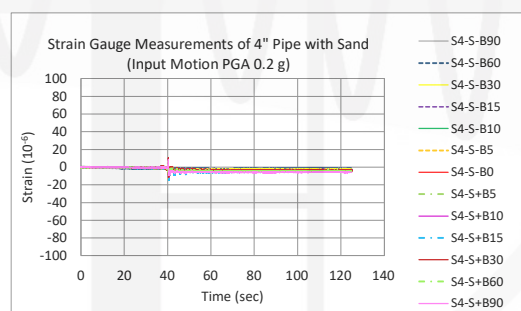
圖七 管徑2.5"以砂土回填之案例於輸入運動 PGA 為0.1 g 之管體應變歷時



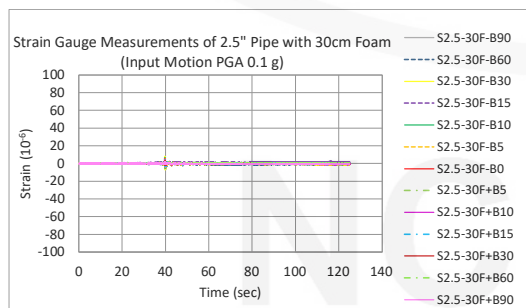
圖十一 管徑2.5"以砂土回填之案例於輸入運動 PGA 為0.2 g 之管體應變歷時



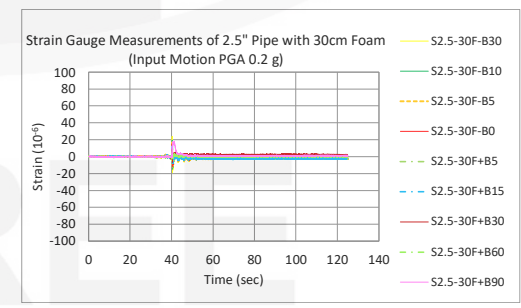
圖八 管徑4"以砂土回填之案例於輸入運動 PGA 為0.1 g 之管體應變歷時



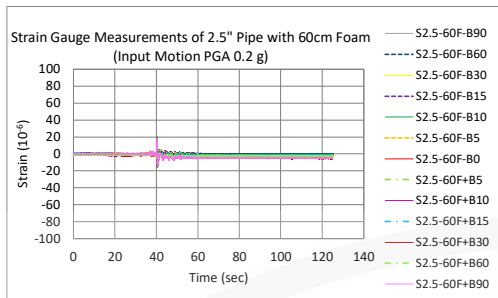
圖十二 管徑4"以砂土回填之案例於輸入運動 PGA 為0.2 g 之管體應變歷時



圖九 管徑2.5"以30 cm foam 回填溝渠之案例於輸入運動 PGA 為0.1 g 之管體應變歷時



圖十三 管徑2.5"以30 cm foam 回填溝渠之案例於輸入運動 PGA 為0.2g 之管體應變歷時



圖十四 管徑2.5”以60 cm foam 回填溝渠之案例於輸入運動 PGA 為0.2g 之管體應變歷時

四、結論

本研究針對埋地管線進行振動台試驗，觀察其受斷層位移錯動之動態行為。四支銅管為試驗標的，其管徑尺寸分別為2.5”與4”。其中一支2.5”與一支4”管線埋設條件為直接以砂土環繞，其餘為兩支2.5”管線，分別至於厚度30 cm 與60 cm 之溝渠，溝渠則以 PU foam 填滿。試驗輸入運動採用1999年集集地震之 TCU068量測記錄，將 PGA 調整至0.05g、0.1g、0.2g 進行試驗。管徑尺寸與輸入運動強度對管線力學行為之影響以量測之管體應變數據進行探討。試驗結果顯示，輸入運動之 PGA 為0.05g 與0.1g 案例之管體應變很小。比較管徑2.5”與4”，並以砂土環繞之埋設環境的兩個案例，管徑4”之管體應變比起管徑2.5”之管體應變顯著較小。而埋設於 PU foam 溝渠之兩個管徑2.5”的案例，其管體應變反應相似，皆較直接埋設於砂土內之管徑2.5”的案例小，但直接埋設於砂土內之管徑4”的案例仍然反應最小。本研究藉由振動台試驗，觀察埋地管線受斷層位移錯動之動態反應，探討管徑尺寸與埋設條件對管線力學行為之影響，可提供管線系統實務耐震工法參考。

參考文獻

1. Demirci, H.E., Bhattacharya, S., Karamitros, D., and Alexander, N. (2018). “Experimental and numerical modelling

of buried pipelines crossing reverse faults.” Soil dynamics and earthquake engineering 114, 198-214.

2. Demirci, H.E., Karaman, M., and Bhattacharya, S. (2021). “Behaviour of buried continuous pipelines crossing strike-slip faults: Experimental and numerical Study.” Journal of natural gas science and engineering 92, 103980.
3. Gantes, C.J. and Melissianos, V.E. (2016). “Evaluation of seismic protection methods for buried fuel pipelines subjected to fault rupture.” Frontiers in built environment 2(34).
4. Jalali, H.H., Rofooei, F.R., Attari, N.K.A., and Samadian, M. (2016). “Experimental and finite element study of the reverse faulting effects on buried continuous steel gas pipelines.” Soil dynamics and earthquake engineering 86, 1-14.
5. Jalali, H.H., Rofooei, F.R., and Attari, N.K.A. (2018). “Performance of buried gas distribution pipelines subjected to reverse fault movement.” Journal of earthquake engineering 22(6), 1068-1091.
6. O’Rourke, T.D., Jezerski, J.M., Olson, N.A., Bonneau, A.L., Palmer, M.C., Stewart, H.E., O’Rourke, J.O., and Abdoun, T. (2008). “Geotechnics of pipeline system response to earthquakes.” Geotechnical earthquake and soil dynamics IV congress.
7. O’Rourke, T.D. (2010). “Geohazards and large, geographically distributed systems.” Geotechnique 60(7), 505-543.
8. Trautmann, C.H., O’Rourke, T.D., and Kulhawy, F.H. (1985). “Uplift force-displacement response of buried pipe.” Journal of geotechnical engineering 11(9), 1061-1076.

防救災 AI 助手之軟硬體架構設計與整合研究

楊承道¹ 陳蓮安² 黃士軒²

摘要

大型災害應變過程中，需仰賴多元訊息管道彙整資訊，例如 119、1999 等通報系統，並透過資料庫、地理資訊系統（GIS）及通訊平台整合多來源資料。然而，面對災情通報、新聞資訊及即時回報等大量非結構化資料時，仍須仰賴人力判讀與整理，於大規模災害發生時，易產生資訊延遲、判斷不一致及跨單位協調困難等問題，進而影響決策效率與應變品質。隨著大型語言模型（Large Language Models, LLM）快速發展，其在自然語言理解與資訊整合方面展現潛力，可協助大量資訊快速彙整與重點提取，具備應用於防救災決策支援之能力。本研究建立「智慧防救災 AI 助手之軟硬體架構」，以既有作業流程為基礎，導入 LLM 作為核心輔助引擎。在軟體架構方面，整合大型語言模型、資料庫系統、GIS 及通訊平台，具備語意分析、事件分類、災點定位與資訊推播功能；在硬體與部署架構方面，採用雲地混合（Hybrid Cloud）設計，兼顧模型效能、即時處理與資料安全。在不改變既有作業流程之前提下，可強化災害資訊處理與決策支援能力，降低人工作業負擔，提升防救災應變效率與系統韌性。

關鍵詞：人工智慧助手、大型語言模型、災情資訊整合、雲地混合架構

一、前言

隨著人工智慧技術之快速發展，自主式代理人（Autonomous Agents）結合大型語言模型（Large Language Models, LLM）之應用逐漸成熟（OpenAI 2023）。自 2023 年 AutoGPT 等系統提出以來，透過工具呼叫與多步驟任務規劃，使 AI 能在有限人工介入下執行複雜流程。然而，此類開放式代理架構於實務應用中仍面臨決策不透明、成本偏高及資安與權限控管等問題，於公共安全與關鍵基礎設施場域更需審慎評估。

防救災應變作業具高度即時性與跨單位協作特性，資訊來源多元且多屬非結構化資料，如災情通報、新聞報導與通訊訊息。傳統作業多仰賴人工彙整與規則式系統支援，易造成資訊延遲、判讀不一致及作業負荷過高等問題。近年生成式 AI 技術成熟，LLM 在語意理解與資訊抽取方面展現能力，使其成為改善防災資訊處理

流程之重要工具。

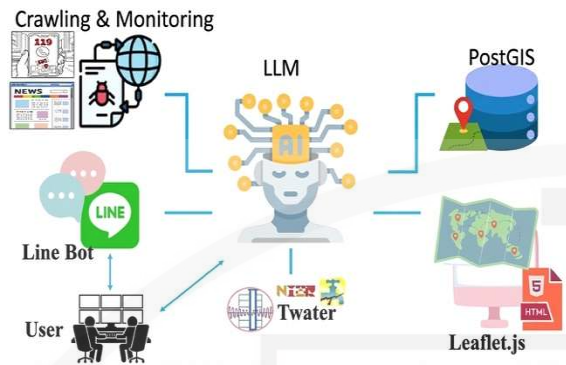
本研究以臺北自來水事業處防救災監控中心為應用案例，針對災情資訊整合、災點定位及震後管線損害推估等需求，提出智慧防救災 AI 助手架構。系統整合新聞、通報訊息與地震速報，透過 LLM 進行語意解析並轉換為地理資訊，同時結合 Twater 模型快速推估管線損害分布，以支援空間決策，請參考圖一。

在系統設計上，提出「資料庫導向代理層（Database-oriented Agent Layer）」概念，以資料庫作為 AI 與外部系統之中介，強化權限控管與資料可追蹤性，並降低開放式工具調用之資安風險。同時透過通訊平台整合，即時推播災情摘要與圖資資訊，形成完整之應變支援流程。在應用流程上，將災害應變任務拆解為災害類型識別、災點位置解析、災情摘要生成及 GIS 分析等關鍵節點，透過語言模型與工程模型協同運作，將原本仰賴人工之流程轉化為具

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

² 國家地震工程研究中心專案佐理研究員

即時性與系統性之決策支援機制。



圖一 智慧防救災 AI 助手架構圖

二、軟硬體架構

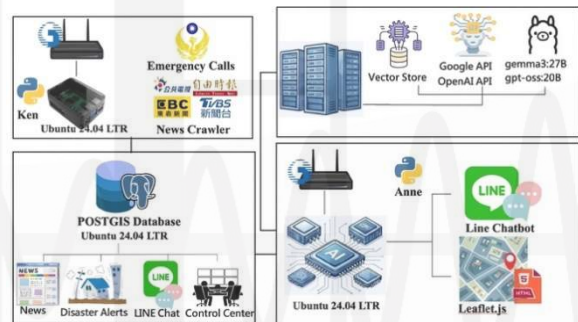
在系統架構設計上，以分散式部署為基礎，結合伺服器運算節點、資料庫系統與輕量化通訊介面，形成具備高可用性與即時反應能力之防救災資訊處理平台。於硬體層面，系統採用多節點架構，包含高效能伺服器及邊緣運算設備，並搭配 Ubuntu 作業系統進行服務部署，請參考圖二。

於軟體架構方面，系統核心以 PostgreSQL/PostGIS (PostgreSQL Global Development Group, 2023) 作為資料中樞，整合新聞資料、119 勤務派遣系統資料、地震資訊及使用者對話紀錄，並透過資料庫觸發機制 (Trigger) 與 LISTEN/NOTIFY 事件驅動架構，即時將資料變動傳遞至外部應用程式，避免傳統輪詢機制所造成之延遲與效能負擔。在資料蒐集層，透過網路爬蟲技術定時擷取多家新聞媒體資訊，並介接消防局 119 高效能勤務派遣系統，以獲取具高時效性之災害事件資料；兩者分別代表「可回溯之歷史資料」與「即時且瞬時之事件資料」，共同構成完整之災情資訊來源。

在智慧分析層，系統導入大型語言模型 (LLM) 與向量資料庫 (Vector Store)，建立具備檢索增強生成 (RAG) 能力之知識處理機制。透過定期與即時更新之資料報表，將多來源災害資訊轉換為可供語

意檢索與上下文理解之結構化知識，使 AI 助手能在不同時間尺度（即時、1 小時、24 小時等）下提供一致且具脈絡之決策支援資訊。此外，系統亦透過 Python 服務與監控程序，負責資料清洗、座標轉換與事件分類，確保輸入模型之資料品質。

在應用與介面層，系統整合地理資訊系統 (GIS) 與通訊平台，讓使用者可於瀏覽器端即時查看災情分布與分析結果。同時，透過 LINE Bot 作為主要人機互動介面，結合事件觸發與主動推播機制，將 119 通報、新聞事件及地震損失推估結果即時傳遞至決策人員，形成「資料蒐集—分析處理—空間呈現—即時通報」之完整閉環流程。



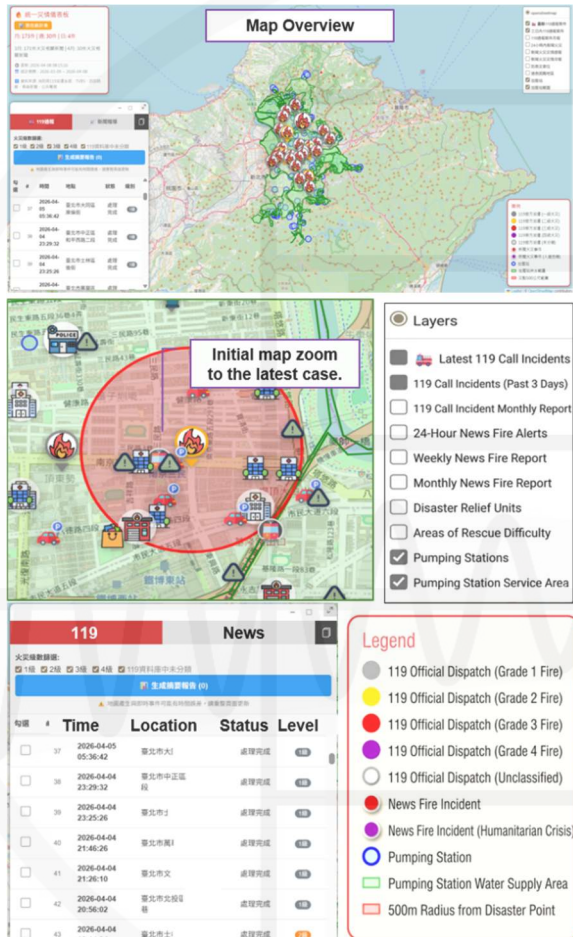
圖二 軟硬體架構示意圖

三、災點定位與圖資整合模式

在防救災應變過程中，災點位置之快速判定與空間資訊整合為決策支援之關鍵。本研究針對多來源且高度非結構化之災情資訊，建立結合語意解析與地理資訊系統 (GIS) 之災點定位與圖資整合流程，透過大型語言模型 (LLM) 自動擷取災害地址與事件資訊，並轉換為空間座標，以支援後續空間分析，請參考圖三。

在空間運算方面，系統導入 GIS 分析方法，包括點與多邊形套疊分析判定災點所屬供水分區，結合距離緩衝區辨識周邊關鍵設施，並透過空間索引技術提升查詢效率，使系統於即時需求下仍能維持高效運作。

在資料整合與呈現方面，系統將119勤務系統、新聞爬蟲與地震資訊進行再分類與一致化處理，並透過事件判定機制提升資料品質；最終結合 Folium、Leaflet 與 Flask 建立互動式地圖，並透過 LINE Bot 提供即時查詢與推播功能，將災害資訊轉化為具空間脈絡之決策支援資訊。



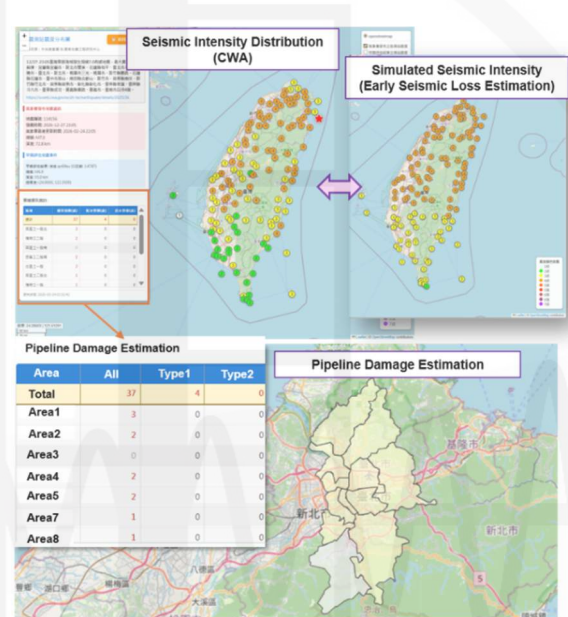
圖三 災點空間分析示意圖

四、自來水管線震後早期損失推估

本系統也整合國家實驗研究院國家地震工程研究中心（簡稱國震中心）已開發的地震早期損失評估與與臺北自來水事業處管線資料庫，於接收中央氣象署地震速報後，根據震央位置、規模及震源深度等參數，快速比對推測地震事件，作為災損分析之基礎。

在收到地震速報後，結合 Twater 災損推估模型(經濟部水利署 2012, 2015)，

依據管線耐震等級、管徑與管材特性，套用災損率公式推估管線損壞機率，進一步計算各區域之管線損害數量。在結果呈現與應用上，推估成果轉換為 GIS 空間資訊，透過互動式地圖呈現損害分布與熱區，並結合通訊平台即時發布，讓使用者可透過 LINE 查詢地震事件之管線損失推估結果，快速掌握災損空間分布並支援應變決策，請參考圖四。



圖四 震後自來水管線災損分佈示意圖

五、結論與展望

本研究以臺北自來水事業處防救災監控中心為應用場域，整合大型語言模型（LLM）、資料庫系統、地理資訊系統（GIS）及地震損失評估模型，建構一套具備資料蒐集、語意分析、空間整合與即時通報能力之智慧防救災 AI 助手平台。透過資料庫驅動之事件機制與多來源資訊整合，將原本仰賴人工之災害資訊處理流程，轉化為具即時性與系統性之決策支援機制，有效提升災情掌握速度、降低人工作業負擔，並強化跨單位協同應變能力。

未來可進一步結合模型微調與領域知識強化，使 AI 助手於災情判讀與決策建議上具更高準確性與穩定性；同時擴展資

料來源與應用場域，整合更多防救災相關系統，提升整體系統之可擴展性與實務應用價值。透過持續優化與跨機關整合，本系統可作為智慧城市防救災決策支援之基礎，進一步協助提升城市防災韌性與公共安全保障能力。

參考文獻

1. OpenAI. (2023). *GPT-4 technical report*. arXiv. <https://arxiv.org/abs/2303.08774>
2. PostgreSQL Global Development Group. (2023). PostgreSQL documentation. <https://www.postgresql.org/docs/>
3. 經濟部水利署 (2012)。提升公共給水震損評估與管材耐震測試環境之規劃研究。研究報告，計畫編號 MOEA-WRA-1010381，臺北。
4. 經濟部水利署 (2015)。公共給水系統震災風險評估技術之研究。研究報告，計畫編號 MOEA-WRA-1040264，臺北。

NCREE

人工智慧防救災前瞻應用

羅傑鯨¹ 周遠同² 林偲妘³ 吳日騰² 林之謙²
張家銘⁴ 邱聰智⁵ 楊承道⁶ 張慰慈⁶ 陳俊杉⁷

摘要

本報告彙整國震中心與臺大土木合設人工智慧研究中心（AI 中心）於防救災領域之八項研究成果與實務應用。研究範疇涵蓋災前風險評估至災後復原之完整防災週期：包括以 3D 本體論架構整合多元數據之 AI 應變決策平台、結合遙測影像與深度學習之大範圍災損評估、無人機自主巡檢與裂縫量化、營建工程多載具協同自動化巡檢、擴增實境結合機器學習之室內鑑定工具、AI 影像辨識輔助耐震快篩、大型語言模型與 GIS 整合之救災決策引擎、以及多人語音辨識與語意萃取之資料對接系統。各項研究成果已分別於實際場域進行驗證或應用，展現 AI 技術於防救災實務落地之可行性與效益。

關鍵詞：人工智慧、防救災、深度學習、大型語言模型

一、研究背景與目的

面對日益頻繁的自然災害與氣候變遷帶來的多元風險，人工智慧（Artificial Intelligence, AI）技術對於災害監測、應變決策與災後復原的角色顯得愈發關鍵。近年來，深度學習（Deep Learning, DL）與大型語言模型（Large Language Models, LLMs）等技術之快速發展，為影像辨識、自然語言處理、多模態資料融合等防救災核心需求提供了新的技術路徑。

然而，AI 技術從研究開發到實務場域之間仍存在諸多挑戰，包括：防救災資料來源分散且格式不一，導致跨系統資料互通困難；AI 模型在有限或不平衡之訓練資料下，其泛用性與可靠度仍待驗證；以及防救災場域對即時性與低延遲之特殊需求，使得傳統雲端部署模式未必適用。

如何將學術研究成果有效轉化為可落地之防救災工具，已成為當前重要課題。

國家實驗研究院國家地震工程研究中心（簡稱國震中心）與國立臺灣大學土木工程學系合設人工智慧研究中心（以下簡稱 AI 中心）長期關注 AI 於防救災領域之研發與應用，聚焦技術成果落地與實務推動。本報告彙整 AI 中心及合作團隊之八項研究成果，議題涵蓋 AI Native 應變決策平台、災後大範圍建物與道路損壞評估、無人機結構巡檢、營建工程自動化管理、建物室內鑑定、耐震風險快篩、大型語言模型結合地理資訊系統（Geographic Information System, GIS）、以及多人語音辨識與語意萃取等，範圍涵蓋災前風險評估、災中應變決策至災後復原重建之完整防災週期。

¹ 國立臺灣大學土木工程學系博士後研究員

² 國立臺灣大學智慧生活科技整合與創新研究中心 AI 技術組組長

³ 國立臺灣大學土木工程學系副教授

⁴ 國家地震工程研究中心兼任研究員；國立臺灣大學土木工程學系教授

⁵ 國家地震工程研究中心合聘研究員；國立雲林科技大學營建工程系副教授

⁶ 國家地震工程研究中心副研究員

⁷ 國家地震工程研究中心兼任研究員；國立臺灣大學土木工程學系特聘教授、材料科學與工程學系暨研究所特聘教授

AI 中心於2026年1月9日舉辦「人工智慧防救災前瞻應用論壇」，邀集研究、政府與產業團隊共同分享最新成果與應用案例，促進跨領域合作。臺北市政府資訊局趙式隆局長及消防局莫懷祖局長亦出席致詞，期許 AI 技術能持續應用於城市防救災工作，為本系列研究之實務推動提供重要支持（圖一）。



圖一 論壇與會人員合照

二、AI 防救災技術研究成果

Taipei Lens: AI Native 之應變決策輔助平台

本研究開發以 Palantir Ontology 為核心架構之 AI 決策平台，將資產管理、地理圖資、氣象模型及電網感測（SCADA）等多元數據源整合為 Ontology 知識圖譜，透過3D 視角呈現城市災防態勢。平台定位為「AI 決策中介層」，並非取代現有的數據與 AI 預測模型，而是在其之上將數據與 AI 模型與決策邏輯連接起來。平台透過 AI 大腦進行民眾通報處理、定期情資彙整、自然語言數據推論查詢與動態追蹤監測指標等，協助指揮官提升對災情狀況之認知，並將數據轉化為可行動的決策建議。

應用實例方面，該系統已導入台北市路樹案件調度，在颱風期間一小時可達70件相關案件，系統可自動產生如調派廠商一台車、三名人力等具體行動指令，有效提升決策速度與品質 [1]。

人工智慧應用於災後大範圍建築物與道路損壞評估

本研究結合大範圍遙測影像與人工智慧技術，辨識災後建物與道路損壞程度。系統採用堆疊集成架構，結合 YOLOv8 建物偵測、MobileNetv3 影像分類與 Transformer 等模型，並融合光學與合成孔徑雷達（SAR）影像之多模態特徵，針對不同災害類型與破壞規模進行建物損毀分級與道路可通行性判讀，產出災損分布圖。研究中亦探討了災害資料之類別不平衡問題與深度學習模型之泛用性挑戰，目標在於災後及時提供大範圍受損資訊，輔助政府與相關防災應變單位進行緊急救援與復原規劃 [2]。

無人機智慧巡檢與裂縫量化

本研究發展以無人機為載體之自動化結構健康診斷系統。系統採用深度強化學習（Deep Reinforcement Learning, DRL）驅動 AI 模型結合裂縫辨識與探索策略，使無人機自主擷取所有可能之破壞區域。硬體方面搭載 Jetson Nano 機載電腦與五組高精度避障感測器，實現機載即時推論；軟體端利用 AI 偵測預測裂縫影像並識別裂縫中心線，結合 U-Net-ResNet-34 影像分割、三維重建與平面擬合（plane fitting）等電腦視覺技術，並透過投影矩陣校正因非垂直拍攝角度所產生的三維失真，準確量化裂縫寬度與長度，自動產出結構健康診斷報告。研究成果已通過實際飛行測試驗證，可應用於災前預防性監測與災後損害評估，大幅降低人力成本與安全風險 [3]。

營建工程與防救災之自動化管理與巡檢

本研究聚焦於提升營建工程自動化生產與巡檢效能，核心概念在於以自主化感測與資料分析取代人工巡查之不確定性與風險。系統整合建築資訊模型（Building Information Modeling, BIM）與點雲處理技術，透過空拍影像、雷射掃描與縮時影

像等多模態視覺資料，判讀施工現場狀態，包括進度自動化量化監測、安全防護檢查、人員行為監控及危險區域侵入偵測等，以深度學習方法提升缺失檢出率與判讀一致性，支援成本、工期與風險管理。

研究進一步將巡檢系統擴充至多台協同載具，整合自主導航與路徑規劃，使不同機器平台可同時覆蓋大型工地並執行動態監控與資訊共享，未來可延伸應用於災後快速巡檢、危害偵測與工程韌性評估[4]。

建物室內鑑定方法與工具

本研究提出一套結合擴增實境（Augmented Reality, AR）與機器學習之建築物室內鑑定系統。系統建構於 ARKit 與 RoomPlan，可即時進行3D 室內空間重建，並整合 YOLOv8物件偵測模型，於掃描過程中自動辨識牆面裂縫、混凝土剝落及鋼筋外露等結構缺陷。透過 AR 標註與自動對應2D 平面圖，檢測人員可即時於現場標註與量測缺陷尺寸，檢測資料自動彙整為標準化報告。實測結果顯示可縮短30-50%檢查時間，提升量測準確度並降低人力需求，同時強化資料整合與文件化效率[5]。

應用 AI 輔助建築物耐震風險快篩

針對921地震以前興建之既有老舊建築物數量龐大、耐震能力亟待有效率評估之問題，本研究開發一套 AI 影像辨識系統，可讀取超過數萬件登記之數位化建管圖紙，透過電腦視覺自動識別結構平面圖，擷取柱位、梁跨度、樓層數及結構系統等關鍵參數，據此計算基本耐震性能 E 值與耐震指標 Is。以二層樓透天為例，柱牆面積計算時間由90分鐘縮短至1分鐘，總評估時間由4.5小時縮短至約1小時；AI 代理人約一天可完成八棟建物之評估，相較人工判讀一天約兩棟，效率提升約四倍。

本技術已實際應用於花蓮市1,144棟建築物之耐震快篩，評估結果依風險等級分為紅燈、黃燈與綠燈，並結合 TELES 地震風險評估系統分析震損與道路阻斷風險，提供政府部門防災規劃、都市更新與補強政策之參考依據[6]。

打造救災智慧大腦：當大型語言模型遇上地理資訊系統

本研究提出 AI 救災助手之概念，將 LLM 與 GIS 整合，結合災損推估模型，打造救災決策引擎。系統在災害初期即能辨識高風險區域與潛在災害點，對災害訊息進行自動分類與地理定位，將非結構化通報資料轉化為視覺化整合地圖，提供決策參考。以臺北自來水事業處水情監測之「Poseidon 計畫」為應用案例，系統採用 LINE 對話模式，可自動繪製地震震度分布圖與管線破壞風險分布圖，並串接119 高效能勤務派遣系統與火災新聞自動爬取分析。透過 LLM 進行自動分析與定位，有效協助導引救災行動、減少人力動員成本、提升整體應變效率[7]。

多人語音辨識、語意萃取與資料對接

聲音是最生活中最常見、也最容易取得的訊息載體。本研究展示如何運用 AI 語音辨識與生成式 AI 技術，將非結構化的語音資料轉化為精確的結構化資訊。系統採用開源多人自動語音辨識模型 WhisperX 進行語音轉文字，並運用大型語言模型（含雲端 OpenAI API 與地端 Gemma 模型等不同部署模式）進行語意分析、主題分類與資訊萃取，將會議、災後關懷訪視等多人對話內容轉化為結構化資料，可對接既有文書與通報系統。以災後關懷訪視為應用情境，系統可協助高齡化志工團隊克服同時兼顧訪談與記錄之困難，結合檢索增強生成（Retrieval-Augmented Generation, RAG）技術於訪視過程中提供即時互動建議，減輕人工記錄負擔並提升資訊傳遞效率。舉凡防救災人員、社工與志工皆可從中獲益[8]。

三、結論與展望

本報告彙整之八項研究成果，涵蓋從災前風險評估、災中應變決策到災後復原重建之完整防災週期，多項技術已由概念驗證推進至場域試行階段，顯示 AI 防救災技術正逐步從研究推向實務應用。綜觀各項成果，可歸納出三項共通趨勢與挑戰：

- (1) 多模態數據融合已成為核心技術路線，各研究均強調透過融合不同模態之數據來源以提升判讀精度與系統韌性；
- (2) 邊緣端部署與自主化為實務落地關鍵，反映防救災場域對低延遲、即時推論、自主決策之實務需求；
- (3) 跨系統資料互通與標準化仍為待解瓶頸，如何建立有效之資料標準與交換機制，將決定 AI 技術能否從單點工具擴展為整合性解決方案。

此外，模型可靠度驗證、訓練資料品質及技術轉化機制，亦為共同面臨之挑戰。展望未來，AI 中心將持續聚焦於：

- (1) 建立跨系統資料標準與交換協定；
- (2) 強化模型於多元災害情境下之泛用性與可靠度驗證；
- (3) 推動更多技術之場域試辦與實務部署，並持續透過論壇、工作坊等交流機制，媒合研發團隊與防救災需求單位，加速 AI 防救災技術之實質落地。

參考文獻

1. 周遠同，「Taipei Lens — 基於本體論之災防 AI 決策應用」，人工智慧防救災前瞻應用論壇，2026年1月9日。
2. 林偲妘，「人工智慧應用於災後大範圍建物與道路損壞評估」，人工智慧防救災前瞻應用論壇，2026年1月9日。
3. 吳日騰，「無人機智慧巡檢與裂縫量化」，人工智慧防救災前瞻應用論壇，2026年1月9日。
4. 林之謙，「營建工程與防救災之自動化管理與巡檢」，人工智慧防救災前瞻應用論壇，2026年1月9日。
5. 張家銘，「建物室內鑑定方法與工具」，人工智慧防救災前瞻應用論壇，2026年1月9日。
6. 邱聰智，「應用 AI 輔助建築物耐震風險快篩」，人工智慧防救災前瞻應用論壇，2026年1月9日。
7. 楊承道、陳蓮安、黃士軒，「打造防救災智慧大腦：大型語言模型＋地理資訊系統」，人工智慧防救災前瞻應用論壇，2026年1月9日。
8. 張慰慈、陳俊杉、羅傑鯨、楊鈞堯、邱于芸、薛羽庭，「多人語音辨識、語意萃取與資料對接」，人工智慧防救災前瞻應用論壇，2026年1月9日。

5D 智慧城市防救災平台—地震智慧防救災技術

王仁佐¹ 陳志賢² 楊承道³ 林瑞綿² 高琪⁴

摘要

配合國家數位孿生防救災技術發展趨勢，國家實驗研究院國家地震工程研究中心(簡稱國震中心)研發 5D SmartES 平台基礎上，持續導入道路阻斷 3D 可視化技術。道路阻斷分析案例以高雄市為例，將道路阻斷路徑與救援道路於 5D SmartES 平台進行展示。道路阻斷與救援道路技術，需收集高雄市建物、橋梁與道路等各項資訊，分析結果可展示不同地震規模下，那些道路會發生阻斷，自動化規劃出救援道路，並且可顯示不同建物屋齡與建築物構造類型，例如：鋼筋混凝土或磚構造等，可用於地方政府防救災演練與災害模擬，例如民安演習。本計畫研發可服務地方政府，協助地方政府防災應變數位轉型，成功導入 5D 數位孿生技術，災後能快速掌握實際災區位置，可遠端了解災區周邊環境，進行災後快速應變與復原工作。

關鍵詞：5D SmartES、道路阻斷、救援道路

一、前言

隨著極端氣候與自然災害發生頻率增加，城市基礎設施面臨之風險日益提升，傳統以單一系統進行監測與管理之方式，因資料分散且缺乏整合，較難支援即時應變與整體決策需求。特別在地震下，如何整合眾多資料並即時掌握城市運作狀態，已成為當前智慧城市發展的重要課題。

近年來，數位孿生(Digital Twin)逐漸應用於城市治理領域，透過整合三維建物模型與相關資料，可建立城市虛實整合環境，並結合人工智慧技術，提升災害預測、風險評估與決策支援能力。藉由數位孿生，能將建物與道路等基礎設施之監測資訊進行整合與視覺化呈現，使管理單位於災害發生時可快速掌握關鍵資訊，進而提升防救災應變效率。

本計畫配合國家數位孿生防救災技術發展，持續擴充 5D 智慧城市防救災平台功能，整合建物資料與救援道路資訊，建

立具備預警通報與決策支援功能之智慧防救災系統。透過本平台之建置，可強化地方政府於防救災指揮中心之應用能力，提升城市整體韌性與公共安全，本次計畫內容包含：

- (1) 多層次 3D 建物資訊展示功能：收集違建資訊與建立建物基本資訊，透過多層次 3D 圖層展示功能，可在單一建物的 3D GIS 位置以 3D 建物模型方式顯示各項建物防救災資訊，例如違建與老屋基本資訊等。
- (2) 救援道路資訊展示功能：持續擴充防救災進階展示功能，可展示道路救援路徑功能，平台可透過多層次圖層方式，顯示道路救援路徑各項資訊。

二、5D 智慧城市防救災平台

本計畫建置「5D 智慧城市防救災平台」(圖一)，以空拍 3D 實景城市模型為基礎，整合建物與道路等基礎設施之資料，建立

¹ 國家地震工程研究中心研究員

² 國家地震工程研究中心助理研究員

³ 國家地震工程研究中心副研究員

⁴ 國家地震工程研究中心專案佐理研究員

城市防救災之數位孿生應用架構。

平台可整合多項資訊，透過 3D 可視化呈現城市運作狀態，使管理單位能即時掌握關鍵資訊，並支援防救災決策與應變作業，其主要功能包括：

- (1) 建立城市 3D 模型與數位孿生場域
- (2) 災害風險分析與預警提示
- (3) 防救災決策支援與應變輔助

另外本平台能使各項防災技術整合於單一平台，提升防救災資訊整合與提升救災效率與決策支援能力。

本成果已應用於高雄市智慧城市治理場域，驗證數位孿生技術於防救災領域之可行性與實用性。整體而言，本平台可有效提升城市災害監測、預警與應變能力，並強化公共安全與城市韌性。



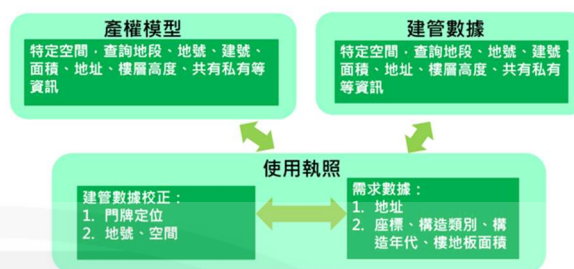
圖一 5D 智慧城市防救災平台(資料來源：高雄市政府工務局)

三、平台應用案例

1. 多層次 3D 建物資訊展示功能

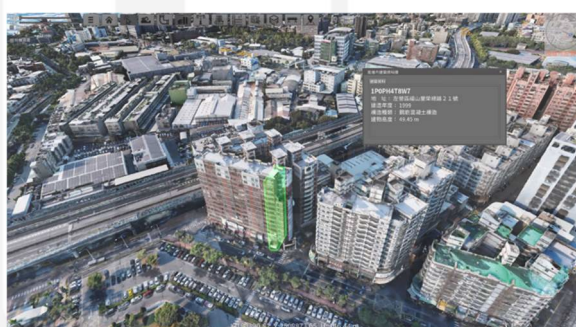
為提升城市空間資訊之整合與應用能力，本計畫建置多層次 3D 建物資訊展示功能，整合建物幾何模型與屬性資料，並透過平台進行視覺化呈現。

本平台整合高雄市政府建管數據與使用執照等資料，建立建物模型之屬性資料，包含主要建物、附屬建物類型、高度、面積、門牌等，將資料匯入平台內，即可查詢該建物相關資料(圖二)。



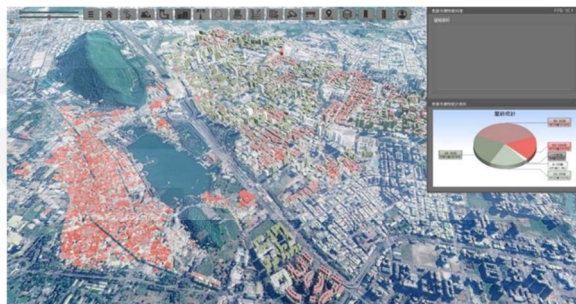
圖二 建物屬性資料來源關係圖

平台可提供建物屬性之即時查詢功能，使用者可於 3D 場域中點選建物，即可取得相關資訊，提升資料查詢之直觀性與操作效率(圖三)。



圖三 建物資料屬性查詢示意圖(資料來源：高雄市政府工務局)

另外本平台延續之前的功能架構，使用高雄市政府建築管理處提供之建照基本資料與國家實驗研究院國家地震工程研究中心(簡稱國震中心)整理之建物屋齡資料，整合於平台內，讓使用者可以藉由點選建物 3D 模型，查詢該建物之基本資訊，並以 3D 建築模型方式載入並顯示範圍內每棟建物之位置、建築材料與年代等資訊，並以不同顏色代表不同屋齡級距，讓使用者了解區域內新舊建物分布狀況(圖四)。



圖四 屋齡分布示意圖(資料來源：高雄市政府工務局)

透過本平台可有效整合建物模型之屬性資料，提升平台資訊展示能力，並支援後續防救災分析與城市治理應用。

2. 救援道路資訊展示功能

為提升地震發生後之應變效率與防救災調度能力，本計畫發展救援道路分析與決策支援功能，整合地震損失評估、道路網分析與空間資訊，並結合平台進行視覺化呈現。

A. 地震情境與道路阻斷分析

為強化震後交通阻斷風險分析與救援動線可行性評估，本計畫發展地震下之道路阻斷風險分析方法，並以高雄市 12 個行政區為研究範圍，作為後續救援道路規劃之基礎。

本平台建立地震情境模擬與道路阻斷分析流程（圖五），整合建物、道路與橋梁等空間資料，並結合地震損失評估與道路網分析技術，進行系統性分析，主要步驟包含：

- (1) 建立建物耐震屬性資料庫，進行建物棟號與耐震特性之統計與空間分析，以提升災後建物損害推估之準確性；
- (2) 使用國震中心自行研發之台灣地震損失評估系統(TELES)，據以評估建物與道路系統之震損情形；
- (3) 使用 TELES 之衍伸子系統 Tgbs 進行建物災損推估；
- (4) 利用 Thighway 進行橋梁道路災損推估並使用 ROSA 進行道路阻斷風險評估。透過上述分析流程，可掌握地震發生後之道路阻斷情形與通行風險，並作為救援道路規劃與應變決策之重要依據。



圖五 地震情境模擬與道路阻斷分析流程

在台灣地震損失評估系統(TELES)中，評估單元之選擇對分析結果具有重要影響。傳統方法多以村里與五百公尺網格作為分析單元。以村里為評估單元雖有利於地方政府檢視所轄行政區內所面臨之挑戰與訂定防救災計畫，但無法區別人口密集區與相鄰救援道路資訊。以網格為評估單元雖有利於與其它災害資料整合，但區分權責單位時需再轉換為行政區域，且與救援道路資訊亦無整合。

本研究採用街廓與救援路線鄰近環域為評估單元，並整合建物、人口與道路網等空間資料，使分析結果能更貼近實際都市結構。透過街廓尺度之分析，可與原來的行政區疊合緊密，且容易識別人口密集、建物與道路之空間關係。透過救援路線鄰近環域尺度之分析，可配合評估尺度縮小。

B. 救援道路規劃與替代路徑分析

完成地震情境與道路阻斷分析後，本計畫進一步進行救援道路規劃，結合震損評估結果與路網分析技術，規劃災後救援動線。

本平台整合國震中心所研發的救援道路規劃與地震阻斷風險評估技術(ROSA)，針對地震造成之建物損壞、人口傷亡與道路阻斷情形進行整合分析，用以協助災防單位檢討與評估震前整備、臨震應變與震後搶救與復原等各項策略。

在規劃方法上，系統可依不同災害情境，分析道路阻斷位置與影響範圍，並進一步規劃救援動線與替代路徑，提供救災

單位於應變過程中進行資源調度與動線規劃之參考依據。

此外本平台亦整合人口分布、建物聚落與救援路線可及性等資訊，進行救援優先順序評估，以提升整體防救災效率。

四、結論與展望

本計畫完成 5D 智慧城市防救災平台之建置，整合橋梁資料、建物登記資料與使用執照等資訊，建立建物空間與屬性資料庫，並透過數位孿生平台進行視覺化呈現，提升城市空間資訊之整合與應用能力。

在應用方面，本計畫發展地震災害救援道路分析與決策支援功能，結合地震損失評估與道路網分析技術，進行道路阻斷風險評估與救援動線規劃，並透過平台整合展示分析成果，使管理單位能掌握災後道路通行狀況並進行應變決策。

整體而言，本計畫成果可提升地震災害情境下之道路風險掌握能力與救援效率，並透過建物屬性資料之整合與展示，強化防救災資訊之可視化與決策支援能力。

未來可持續擴充建物資料內容與更新機制，並強化即時資料串接與分析能力，以提升資料時效性與準確性。同時可進一步整合多元災害情境分析與跨系統資料應用，提升救援道路規劃之精細度與應變能力，並擴展數位孿生平台於智慧城市治理之應用範疇。

參考文獻

1. 財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心，2025，韌性城市工務管理暨決策輔助平台(第二期)委託資訊服務案服務建議書，高雄市政府工務局，高雄。『未出版』

水環境智慧防災應用平台

羅傑鯨¹ 韓仁毓² 張哲豪³ 汪立本⁴ 曹雅筑⁵ 林宗祐⁶ 張慰慈⁷ 陳俊杉⁸

摘要

近年極端降雨事件頻率增加，臺灣淹水與坡地災害風險持續升高，然而相關監測資料分屬多個部會且格式歧異，既有防災系統缺乏跨域整合與即時視覺化能力。為此，本研究開發「水環境智慧防災應用平台」，以臺南鹽水溪流域與高雄布唐布那斯溪流域為示範場域，整合淹水模擬與崩塌潛勢預測兩子系統。本平台基於 ArcGIS Maps SDK for JavaScript（以下簡稱 ArcGIS Maps SDK）建構 3D 場景，將 D-Flow Flexible Mesh（D-Flow FM）水動力模型產生之淹水模擬結果，以及多種機器學習模型（XGBoost、Random Forest、Gradient Boosting、Logistic Regression）運算之斜坡單元崩塌機率進行視覺化整合。系統特色包含條件式圖層觸發機制、物聯網（Internet of Things, IoT）感測器比對及機器學習預測功能，並搭配互動式水深與雨量歷線圖表，為水環境災害提供跨尺度之視覺化決策支援工具。

關鍵詞：淹水模擬、坡地崩塌、機器學習、ArcGIS

一、前言

2021年7至8月間，西南氣流連續強降雨於臺南鹽水溪流域引發嚴重淹水，顯示既有防災監測系統在即時資訊整合與視覺化上仍有不足。水環境議題涉及跨機關、跨時空之複合型災害，涵蓋上游崩塌預測、中下游淹水模擬及降雨預報等面向，相關資料分散於內政部、水利署、中央氣象署、地質調查及礦業管理中心、水土保持署及農業試驗所等六個部會，涵蓋23項動靜態因子（地貌、區位、地質及動態四大類），格式歧異且缺乏統一展演平台，亟需跨領域整合以建構智慧化決策支援工具。

本文聚焦於前端視覺化系統之設計與實作，系統基於 D-Flow FM 水動力模型

[1] 模擬成果與88站 IoT 水位感測器觀測資料，以 ArcGIS Maps SDK [2]建構 3D WebScene 並搭配互動式圖表。系統包含 Hub 首頁、淹水模擬儀表板及崩塌風險預測介面三個頁面。以下第二節說明系統架構，第三節與第四節分別介紹淹水模擬與崩塌預測子系統，第五節總結並展望後續發展方向。

二、系統架構

平台採前端展示層、後端服務層與資料層之三層式架構（如圖一所示）。前端由三個獨立頁面組成，以 ArcGIS Maps SDK [2] 建構3D WebScene 並搭配水深時序與雨量歷線等互動式圖表。後端以非同步框架提供統一之淹水與崩塌 API，整合

¹ 國立臺灣大學土木工程學系博士後研究員

² 國立臺灣大學土木工程學系教授

³ 國立臺北科技大學土木工程系教授

⁴ 國立臺灣大學土木工程學系副教授

⁵ 國立臺灣大學土木工程學系博士生

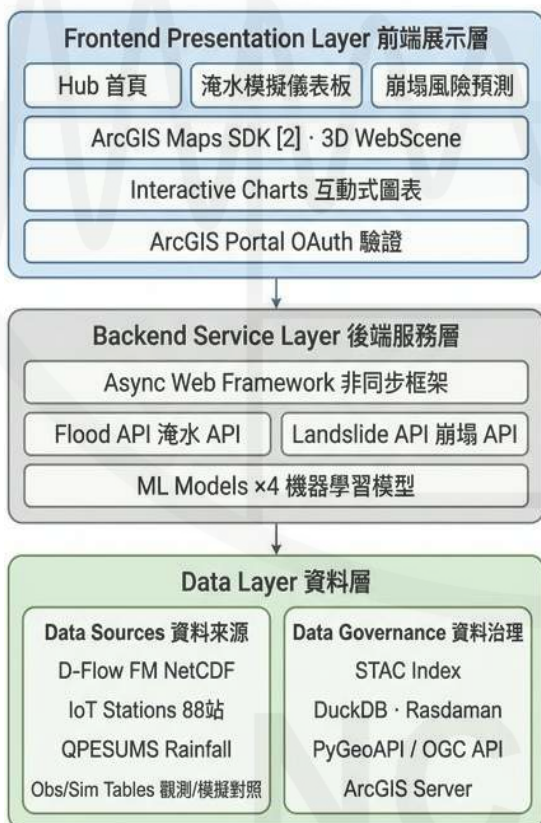
⁶ 國立臺灣大學土木工程學系學士生

⁷ 國家地震工程研究中心副研究員

⁸ 國家地震工程研究中心兼任研究員；國立臺灣大學土木工程學系特聘教授、材料科學與工程學系暨研究所特聘教授

NetCDF、Shapefile、CSV/Excel 與 GeoJSON 等多源資料，並搭載四種機器學習模型供崩塌預測使用。

資料層涵蓋 D-Flow FM 模擬輸出、觀測值對照表、QPESUMS 雨量格點資料及 IoT 測站位置。資料治理採金、銀、銅三級架構，將來自不同部會之異質資料逐步標準化為分析就緒資料（Analysis Ready Data, ARD），並搭配 STAC（SpatioTemporal Asset Catalogs）時空資產目錄進行索引管理，使前端可透過統一介面查詢跨部會之時空資料，提升資料串接效率與可擴展性。後端另透過 OGC API 標準介面與 ArcGIS Server 地圖影像服務，支援多源圖層之動態載入。系統以單一程序部署，使用者透過 ArcGIS Portal OAuth 驗證後，可由 Hub 首頁進入淹水模擬或崩塌預測子系統。



圖一 系統架構

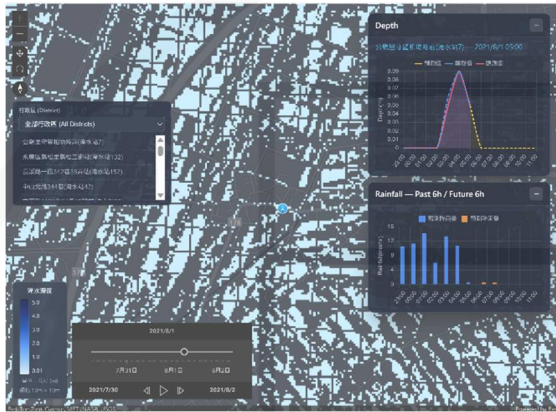
在前端技術方面，系統採用原生 JavaScript 搭配非同步模組載入機制，直接載入 ArcGIS Maps SDK，無需額外的前端建置工具鏈，可降低平台佈署於高效能運算環境時的複雜度，並能直接存取底層渲染資源以確保圖資之顯示效能。樣式部分採用深色主題與半透明面板設計，營造適合指揮中心使用情境之視覺體驗。在資料介接方面，前端利用非同步請求介接基於 FastAPI 建構之後端服務，設計了錯誤攔截與狀態處理機制（如載入指示與錯誤提示），確保時序資料傳輸時不阻塞使用者介面。前端擷取時序 JSON 資料後，透過自定義演算法進行資料前處理（如近鄰時步搜尋與滑動視窗切片），再將處理後之資料餵入對應的圖表元件中。

三、淹水模擬子系統

淹水模擬子系統操作介面如圖二所示，以 D-Flow FM 模擬成果為基礎，提供歷史降雨事件之時序動畫與驗證分析功能。研究區域之 D-Flow FM 模型包含 2,736,630 個 2D 網格面與 3,314,131 個節點，共 73 個時步，於非結構網格上求解淺水方程式。系統採條件式觸發機制—使用者透過「分析模型」與「事件日期」兩組下拉選單，動態控制淹水深度圖層、圖例、時間滑桿及水深與雨量面板之顯示狀態。初始載入時僅顯示底圖與導航列，使用者依需求逐步啟用分析功能。目前系統支援之分析模型包含 DFlow 與 WFlow 降雨事件包含 2021/06/04、2021/07/30 及 2021/08/05 三場歷史事件。此種條件式設計有效避免多重分析模型與多場降雨事件在視覺上相互干擾，提升操作之直覺性。

前端以 ArcGIS SceneView 載入 Portal WebScene 底圖，其中包含以 Mosaic Dataset 發佈之時間感知淹水深度圖層。該圖層之產製流程如下：首先由離線腳本讀取 D-Flow FM 非結構網格之 NetCDF 輸出檔，依各時步將水深值內插至規則網格，轉換為 GeoTIFF 格式（Web Mercator 投影、約 10 m 解析度）；隨後將各時步 GeoTIFF

整合為時間感知 Mosaic Dataset，經 ArcPy 腳本自動化發佈至 ArcGIS Portal，保留時間維度供前端查詢。時間滑桿以即時模式運作，設置 73 個時步停駐點並支援循環播放，前端監聽時間範圍變化，驅動圖層依時步顯示對應淹水柵格，呈現洪水從積淹至消退的動態過程。



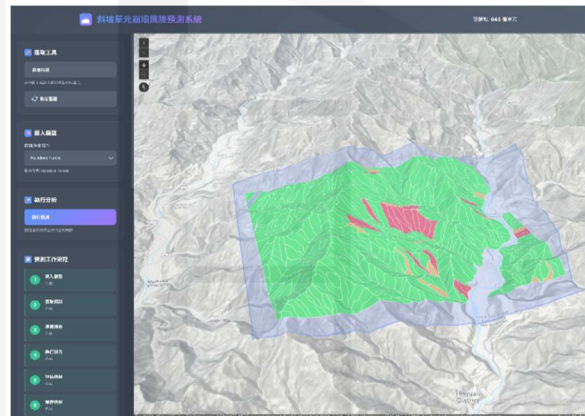
圖二 淹水模擬系統操作介面

地圖上以自訂圖示標記 88 個 IoT 水位感測器，圖示採內嵌方式生成（預設為帶有綠色指示燈之圖標），選取時切換為高亮橘色大圖標提供視覺回饋。系統支援依行政區篩選測站，點選測站可自動平移視角並觸發查詢。右側面板包含兩組圖表：水深面板以 ± 6 小時滑動視窗顯示觀測值（紅色實線）、模擬值（藍色虛線）與預測值（黃色虛線），前端依時間滑桿當前時刻截取顯示範圍，三條曲線於當前時間點銜接，俾使使用者一目瞭然地比較模型輸出與實測資料之差異。

雨量面板呈現 QPESUMS 觀測與預報雨量之柱狀歷線圖，後端以最近鄰查詢定位對應格點，擷取前後各六小時資料。此雨量資料來源可對接後端整合之短延時降雨預測模型，將系統之應用範圍從歷史事件回溯延伸至即時預警情境。

驗證分析方面，採用淹水感測器觀測值與模型模擬值之空間比對方法，在 2021 年三場歷史降雨事件中進行逐測站最大誤差評估。由於部分測站於特定事件期間離線或資料不完整，各場事件實際可

比對之站數約為 74 至 75 站（全流域共佈設 88 站）。結果顯示，2021/06/04 事件有 82.7%（62/75 站）、2021/07/30 事件有 72%（54/75 站）、2021/08/05 事件有 93.2%（69/74 站）之測站其最大誤差控制在 10/公分以內，皆在可容許範圍內。



圖三 崩塌潛勢預測系統操作介面

四、布唐布那斯溪崩塌潛勢預測子系統

崩塌潛勢預測子系統操作介面如圖三所示，以機器學習方法針對斜坡單元進行崩塌機率預測。布唐布那斯河流域地質條件脆弱，屬複合性災害好發之案例區域。模型整合六個部會之空間圖資，共 14 個因子，涵蓋地貌因子（高程、坡度、坡向、地形粗糙度、剖面曲率、常態化差異植生指標（Normalized Difference Vegetation Index, NDVI）、區位因子（水系距、道路距、斷層距、建築物面積百分比）、地質因子（敏感區指標、褶皺度、順向坡指標）及動態因子（降雨量、合成孔徑雷達干涉測量（Interferometric Synthetic Aperture Radar, InSAR）變位梯度），以內政部提供之 20 公尺數值地形模型 [3] 與斜坡單元作為統一空間基準，進行流域崩塌預測。

在資料前處理方面，系統將來自不同部會之原始圖資進行格式轉換與空間單元對齊，統一投影座標系統，並依斜坡單元

邊界進行空間統計，計算各因子於每一斜坡單元之代表值。

前端以 ArcGIS Maps SDK [2] 建構3D WebScene，使用者可點選或繪製多邊形選取斜坡單元，系統回傳識別碼列表並更新選取數量。側邊控制面板提供斜坡單元選取、模型選擇（XGBoost [4]、Random Forest、Gradient Boosting 及 Logistic Regression）、執行分析及結果匯出等功能。後端接收識別碼列表與模型名稱，載入對應序列化模型，產出各斜坡單元之崩塌機率與預測標籤，以 JSON 回傳前端。經驗證，模型之生產者精度約85%，可合理區分崩塌與非崩塌區域，單次預測耗時約2至4秒。

預測結果依崩塌機率分為三級：高風險（>70%，紅色）、中風險（30-70%，黃色）及低風險（<30%，綠色）。前端依等級著色渲染斜坡單元圖層，側邊面板以統計卡片與條狀圖呈現各等級分佈，並列出前十名高風險單元，點擊可觸發鏡頭導航與高亮標示。結果可匯出為 CSV 或 GeoJSON 格式，供 GIS 平台載入與現場巡查使用。

五、結論與展望

本平台之前端視覺化系統整合淹水模擬與崩塌潛勢預測，透過3D WebScene 與條件式圖層觸發機制提供時空災害資訊之互動分析。淹水子系統將 D-Flow FM 模擬結果轉換為時間感知柵格圖層，結合 IoT 觀測值逐時步比對與 QPESUMS 雨量歷線，支援多場歷史事件之動態回溯與驗證。崩塌子系統整合六個部會 14 項因子與四種機器學習模型，提供斜坡單元崩塌機率預測與三級風險分類。兩子系統以統一架構部署，兼顧維運簡便與擴充彈性。

後續工作方向包括以下四項：

- (1) 整合更多降雨事件與 WFlow 等水文模型成果，擴大時空覆蓋並支援多場景比較。

- (2) 導入即時降雨預報與水位預測模型，將系統從歷史回溯擴展至即時預警功能。
- (3) 深化資料治理層之標準化介面串接，充分運用 STAC 索引與 OGC API，實現跨部會資料之自動化接入與查詢。
- (4) 強化崩塌模型可解釋性分析並開發行動裝置適配介面，提升現場決策之便利性。

參考文獻

1. Deltares (2024). "D-Flow Flexible Mesh - Technical Reference Manual," Deltares, Delft, Netherlands, 2024.
2. Esri (2025) "ArcGIS Maps SDK for JavaScript - API Reference," Esri, Redlands, CA, 2025.
3. 內政部國土測繪中心（2024）「水利數值地形資料，」內政部國土測繪中心，2024。
4. Chen, T. and Guestrin, C. (2016). "XGBoost: A Scalable Tree Boosting System," Proceedings of the 22nd ACM SIGKDD International Conference on Knowledge Discovery and Data Mining, San Francisco, 13-17 August 2016, 785-794.

以泛用型擬靜態軟體架構執行複雜複合模擬試驗

王孔君¹ 周中哲² 黃柏嘉³

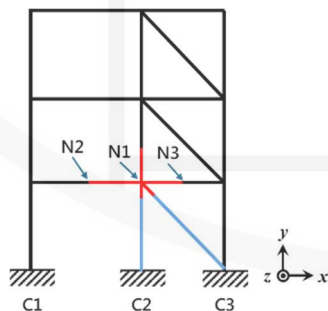
摘要

複合模擬結合了結構試驗和數值模擬，是研究大型或全尺寸結構在動態荷載作用下時程反應的有效工具。然而，由於其涉及結構分析、實驗設備控制、電腦程式設計和網路通訊等多個領域的知識，因此其實施門檻相對較高。國震中心致力於開發多個泛用型軟體程式，以降低混合模擬規劃和實施的門檻。本文以一個兩跨三層鋼框架結構為例，展示如何利用這些軟體程式進行結構物受震作用下的複合模擬試驗。

關鍵詞：地震工程、大型結構實驗、實驗技術、數值模擬、複合模擬

一、試驗需求

為研究三層兩跨鋼結構挫屈束制支撐（BRB）構架的抗震性能，本文對全尺寸樑柱 BRB 子構架進行了複合模擬試驗（HS）。圖一為此結構的 PISA3D 模型，於其中以彩色標示實際在實驗室中建造的試體部分。試體雖為一子構架，但在複合模擬中，僅以一樓中心柱（C2）和 BRB 作為複合模擬的物理子結構（PS）（圖中藍色部分）。試體的其他構件（圖中紅色部分）則被視為夾具，旨為 PS 提供更真實的邊界條件。



圖一 三層兩跨挫屈束制支撐構架之 PISA3D 模型

（3）節點 N1 處的垂直力。節點 N2 和 N3 的垂直位移分別為 C1 和 C2 以及 C2 和 C3 柱頂垂直位移的平均值。由於難以精確控制節點 N1 的旋轉自由度，經數值模擬驗證後，決定不對此自由度進行控制。在 PISA3D 模擬中，需要強制執行一樓三根柱的縮短量。C2 柱的縮短量是在試驗中經由直接測量獲得，而 C1 和 C3 柱的縮短量則是透過 ABAQUS 離線靜態模擬分析獲得。



圖二 試驗設置

圖二顯示本試驗之試驗設置。試驗中制動器之控制目標包括：（1）節點 N1 的水平位移；（2）節點 N2 和 N3 的垂直位移；

二、軟體架構

國家實驗研究院國家地震工程研究中心（簡稱國震中心）自2010年起即致力於

¹ 國家地震工程研究中心正工程師

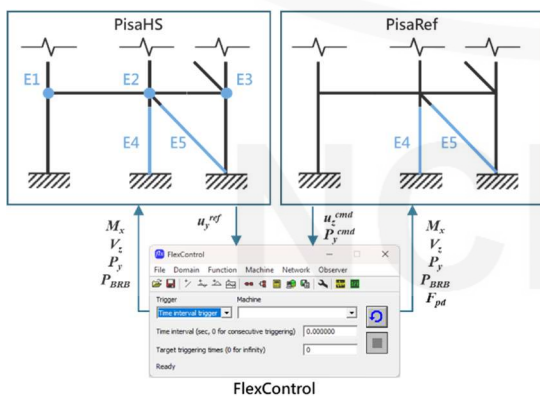
² 國家地震工程研究中心兼任特約研究員；國立臺灣大學土木工程學系教授

³ 國家地震工程研究中心助理技術師

開發和改進相關軟體及電腦程式，以支援大型或實尺寸複合模擬試驗（HS）及其他類型的結構測試。這些程式包括：

- (1) 以物件導向理念設計與實作的 C++ 軟體架構「擬靜態結構試驗軟體架構」（SFQSST）。
- (2) 應用通訊協定「遠端實驗控制與資料交換」（Recdex），透過網際網路進行資料交換，以支援異地多址之結構測試。
- (3) 泛用型結構試驗設備控制程式（FlexControl.exe）。該程式建基於 SFQSST，並支援 Recdex 通訊。
- (4) 結構分析程式 PISA3D，該程式也已經擴充使能支援 Recdex 通訊。

為了滿足上述試驗需求，需要在 HS 中同時執行兩份 PISA3D 數值模擬（分別稱為 PisaHS 和 PisaRef）。雖然在此二 PISA3D 模擬都使用了在實驗中實際測量而得的試件反應（C2 的剪力、彎矩和軸力，以及 BRB 的軸力），但 PisaHS 還採用了下拉力技術來強制數值模擬中 C1、C2 和 C3 柱的位移協調性（displacement compatibility）。之所以需要在進行 PisaHS 時同時執行 PisaRef，是因為在 PisaHS 中計算下拉力時需要此三柱在未考慮強制位移協調的縮短量。下拉力計算的詳細推導過程可參考 Wang 等人 (2023) 的研究成果。圖三顯示了本試驗計劃所採用之軟體架構以及於各程式間傳輸的物理量。



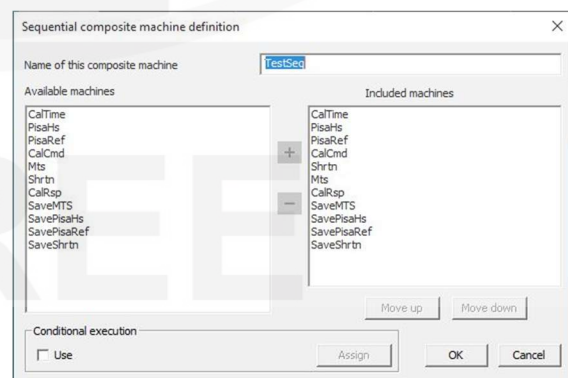
圖三 本試驗計劃所採用之軟體架構

三、 PISA3D 模型

如圖三所示，PisaHS 和 PisaRef 分別使用了五個和兩個實驗用元素（experimental element，在圖中以藍色表示）。E1、E2 和 E3 是單節點實驗元素，用於將下拉力引入 PISA3D 中逐步積分；而雙節點實驗元素 E4 和 E5 則用於傳輸 C2 柱和 BRB 的構件反力。為求能達到在使用時之最大的靈活度，目前 Recdex 指令和回授資料封包的設計包含了實驗元素的所有節點上所有自由度的位移和反力，儘管在實際 HS 中可能無需使用所有這些欄位。PisaHS 和 PisaRef 這兩個 PISA3D 分析模擬被設定為 HS 中的 Recdex 伺服程式，這意味著在每個執行步(execution step)中，它們會從遠端用戶端(FlexControl)接收一個包含第 i 步的試體反應的 RECDEX_EXECUTE 封包，並回應一個包含與第 $i+1$ 步對應的位移和反力命令的 RECDEX_EXECUTE_DONE 封包。

四、 試驗設備控制程式之設定

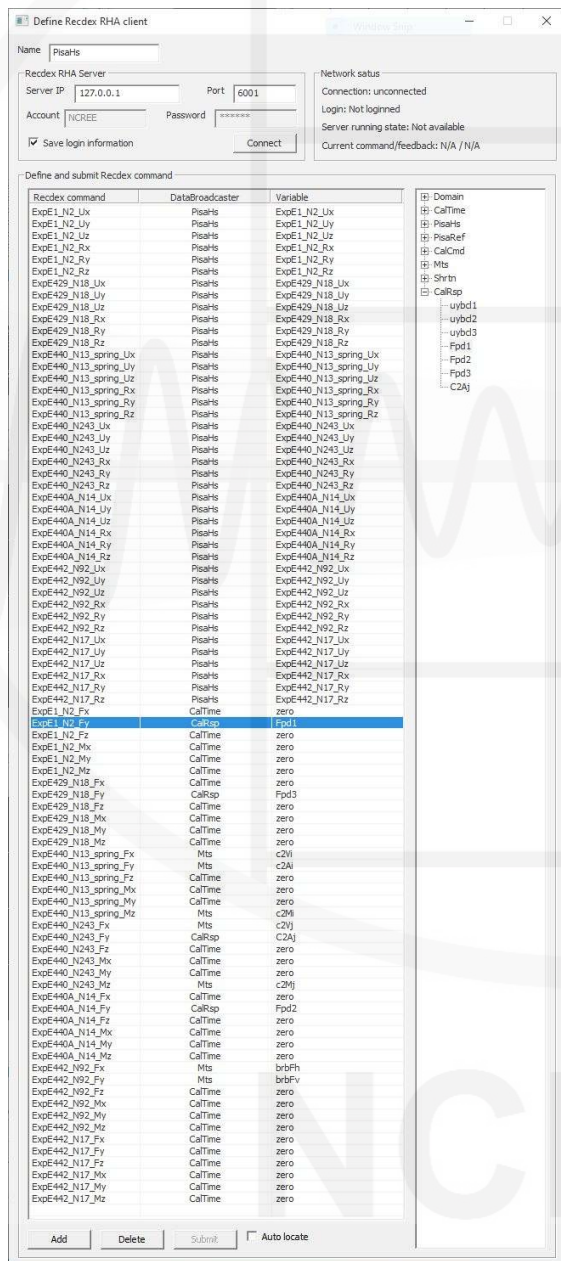
為執行本 HS，定義了一個如圖四所示之順序複合機器（SequentialMachine，名為 TestSeq），該機器包含 11 個組件機器（component machine）。在每個執行步中，「觸發器」（trigger）物件請求 TestSeq 執行其任務，而 TestSeq 之任務即為依序呼叫其 11 個組件機器執行它們各自被定義的任務，整合起來即可達成 HS 試驗需求。



圖四 依本 HS 試驗需求規劃之組件工作內容

CalTime、CalCmd 和 CalRsp 三者為型態 SimpleCalculator 之計算機，分別用於計算 HS 中所需的訊號，這些訊號分別為逐步積分流程中之時間、需施加於試體之垂直力命令值、下拉力以及 C2柱的軸向恢復力。

圖五顯示負責與遠端 Recdex 伺服程式交換資料的 PisaHS 和 PisaRef 乃型態為 RecdexRHAClient 的機器。



圖五 利用 GUI 設定 RECDEX_EXECUTE 封包內容

RecdexRHAClient 機器在 Recdex 通訊中扮演客戶端的角色。在每個執行步驟中，它首先向遠端 Recdex 伺服程式發送包含測量樣本回應的 RECDEX_EXECUTE 封包，然後從遠端伺服程式接收包含位移和力指令的 RECDEX_EXECUTE_DONE 封包。如圖五所示，FlexControl 提供了圖形使用者介面 (GUI)，方便使用者為 RECDEX_EXECUTE 封包中的每個欄位，指派某個在控制系統中之特定的訊號，以清楚定義試驗中該將何訊號傳送至遠端 PISA3D 分析中。

如上所述，在每個執行步驟中，兩個 PISA3D 分析都會將節點位移值傳送給 Recdex 用戶端 FlexControl。然而，除了所有位移命令之外，PisaHS 也被設定須發送代表二樓中心柱(元素編號 E422)的軸向恢復力。發送此恢復力的原因是為能以下列公式計算試體在每一步中的垂直力命令大小：

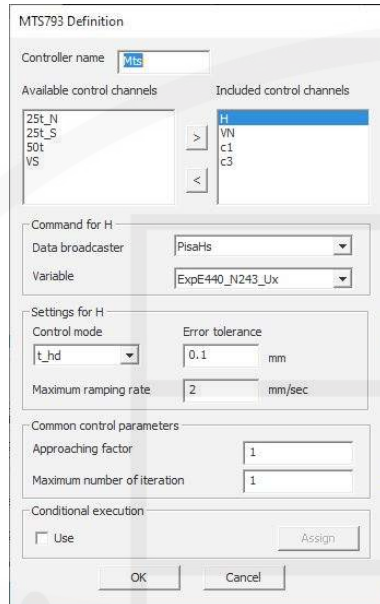
$$P_{y, E422, N14}^{cmd} = -F_{y, E422, N14} - 121.3 \quad (1)$$

$F_{y, E422, N14}$ 是 E422 元素的節點 N14 上 y 方向自由度的恢復力。公式 (1) 右側常數 -121.3 是節點 N14 處的重力大小。

Shtrn 為類型為 CommandGenerator 之命令產生器，它採用了策略性設計模式 (strategy design pattern)，讓使用者可以從眾多可用的演算法中選擇一個，產生由 FlexControl 中的其他機器物件執行的命令。在本試驗計劃中，選擇了 FileCommand 演算法。測試開始時，它從輸入檔中讀取了由離線 ABAQUS 靜態分析中獲得的 C1 和 C3 柱垂直位移的歷時資料。測試開始後，在每個執行步驟中，它都會將一筆記錄傳送到軟體系統中，以便以下的 MTS 機器能夠取得 C1 和 C3 柱的垂直位移，作為其工作所需的兩個輸入參數。

MTS 機器控制制動器控制器 (MTS FT100)。該機器與 MTS 控制軟體「Station Manager」建立聯繫，取得所有可用控制通道的詳細信息，包括通道數量、名稱以及與每個控制通道關聯的可用控制模式。然後，它列出了所有獲取的信息，

並允許使用者指定哪些控制通道將由 FlexControl 控制、每個控制通道在測試中的誤差容限以及每個控制通道的命令源，如圖六所示。

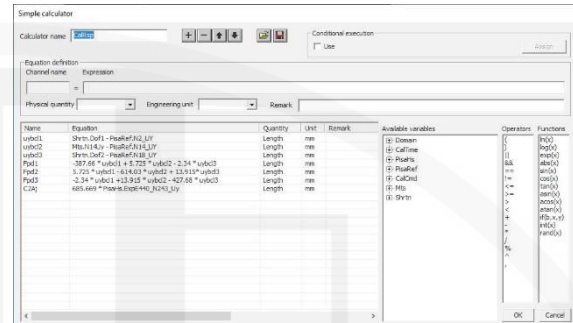


圖六 制動器控制器定義視窗

在執行步驟中，當執行器運動控制完成（MTS 機器完成其工作）後，TestSeq 會要求下一個機器 CalRsp 開始工作。該機器為繼承自 SimpleCalculator 之子類別，其職責是計算試體的部分反應（C2柱的軸向力）以及用於強制 PisaHS 中節點 N1 位移協調性的下拉力。圖七顯示了該機器的定義視窗。使用者可以透過提供名稱和數學算式來建立虛擬訊號。數學算式是一個文字字串，可以包含系統中真實訊號或其他虛擬訊號的名稱，包括從 MTS 控制系統取得的訊號，以及由外部程式（例如 PisaHS 和 PisaRef）發送的任何數值。計算器支援常用的數學運算符號，如「+」、「-」、「*」、「/」、「^」、「>」、「<」、「>=」、「<=」、「==」、「&&」、「||」、「^」，以及函數，如「sin(x)」、「cos(x)」、「||」、「^」，以及函數，如「sin(x)」、「cos(x)」、「exp(x)」、「explog(x)…」等等。

SimpleCalculator 機器非常實用，因為實驗專案中所需的大部分轉換都可以透過其順利實作，而無需修改原始程式碼。

值得注意的是，MTS 提供的軟體 Station Manager 也具備建立和定義虛擬訊號的功能。



圖七

最後，當所有所需訊號計算或擷取完成後，TestSeq 還包含四個 DataFileSaver 機器。它們的功能是在測試過程中將實驗數據儲存到磁碟檔案中。

在此執行步驟中接收到的所有與命令值對應的試體反應，皆會保留在記憶體中，直到下一個執行步開始後，才會透過 PisaHS 與 PisaRef，以 RECDX_EXECUTE 封包傳送到遠端 PISA3D 分析中。

五、 結論

本文介紹了使用國震中心開發的相關軟體準備 HS 的步驟。此試驗目標相當複雜，涉及多項變化，包括：使用混合控制模式控制制動器之運動、利用外部應用程式（ABAQUS）產生的數據、根據特定實驗裝置進行指令和測量轉換、不同程式之間詳細的網路通訊、與特定模擬技巧相關的特定訊號值（例如子組件的垂直力指令）之計算，以及強制位移諧和。儘管測試要求複雜，但無需硬編碼，即可使用泛用型測試軟體程式完成 HS 的準備工作。

參考文獻

1. Chen, P. C. and Chen, P. C., 2023. Real-Time Hybrid Simulation for Seismic Control Performance Evaluation of an Active Inerter Damper System, Engineering Structures, Engineering Structures, 294, 116760.

公用天然氣系統震後停氣推估之研究

周寶卿¹ 劉季宇²

摘要

公用天然氣(瓦斯)系統以接管方式供氣予各家戶及各行業使用，為都會區最普遍且便利的加熱能源，與自來水及電力同屬賴以維持運作的重要維生管線。本研究參考能島暢呂等人(2014)所提出之停氣率評估方法，以 Logistic Regression 描述地震動強度與停氣率之關係，建立適用於國內公用天然氣系統震後停氣推估模式。有鑑於國內低壓及中壓供氣系統並存，且兩者供氣型態各異，耐震化率之計算應予區隔，並以非耐震管比例修正停氣率函數之中值地震動強度參數。最後，配合想定地震與用戶分布資料，推估各分析單元停氣率及停氣戶數，成果可應用於天然氣系統地震風險評估與防減災規劃。

關鍵詞：天然氣系統、想定地震、停氣率、停氣戶數

一、前言

臺灣位處環太平洋地震帶，地震活動頻繁，維生管線之耐震能力尤為重要。天然氣為重要民生能源，其供氣系統於強震後可能發生服務中斷，進而影響家戶安全與災後復原能力。因此，建立適用於我國供氣型態之震後停氣風險評估方法，對防災整備與應變規劃具有重要意義。

本研究前期已建立公用天然氣管線地震災損推估模式之研擬與應用(劉季宇等，2025)，可推估不同管材別與壓力別管線之損害。在既有災損推估模式基礎上，本年度進一步發展震後服務效能推估方法，著重於停氣率與停氣戶數之推估，使評估內容由管線受損延伸至供氣中斷與民生影響，提升災損評估於實務防災與應變決策之應用價值。

二、臺灣天然氣供氣系統

我國天然氣供氣體系分為上游高壓輸氣與下游區域供氣系統，上游由台灣中油股份有限公司負責天然氣之進口、接收、再氣化及長距離輸送，下游則由公用天然氣事業單位透過中低壓管網供應用戶；本

研究以下游區域供氣系統為主要分析對象。

在區域供氣系統中，可區分為低壓供氣系統與中壓供氣系統兩類。低壓供氣系統如圖一所示，其供氣區域內以低壓本支管為主要供氣管網，中壓管線則作為銜接氣源與整壓站之銜接管段，天然氣經整壓站降壓後，進入低壓本支管網，於社區內完成用戶端配氣。中壓供氣系統如圖二所示，乃以中壓管網作為區域輸送之主要供氣層，形成骨幹化管網結構，天然氣先經中壓管網輸送至各社區，再透過整壓設備降壓後，進入低壓本支管完成末端用戶配氣。

基於不同供氣系統對震害影響範圍有所差異，本研究依各公用天然氣事業單位營業區之實際供氣架構，界定管線耐震化率之計算範圍，並據以建構震後停氣率評估模式，以提升震害影響評估之適用性。

三、日本震後停氣率評估模式

本研究參考日本學者能島暢呂等人(2014)所提出之都市瓦斯系統震後停氣率推估模式，該模式綜合考量安全遮斷機制

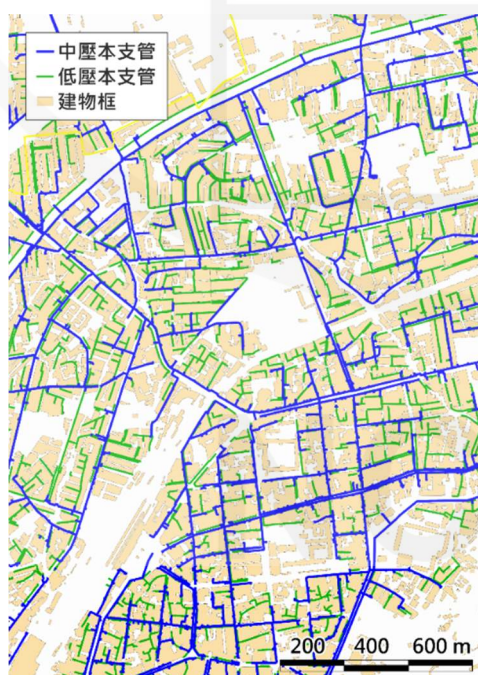
¹ 國家地震工程研究中心助理研究員

² 國家地震工程研究中心研究員

啟動與管線損害兩項因素對供氣中斷行為之影響。安全遮斷機制啟動係指當觀測地震動達到特定條件時，區域內之自動遮斷裝置依預先設定之閾值作動，以主動停止供氣並降低氣體洩漏與火災等二次災害風險；管線損害則透過區域內非耐震管比例來反映管網的震害潛勢，進而影響地震後發生停氣之條件機率。



圖一 低壓供氣系統空間配置圖



圖二 中壓供氣系統空間配置圖

日本都市瓦斯系統之供氣型態以低壓管網為主，故停氣率評估亦以低壓管網為分析對象，並以低壓管網脆弱性指數 (Vulnerability factor, V_G) 作為影響停氣行為之關鍵參數。低壓管網耐震化率 (Seismic-resistant factor, S_G) 定義為：

$$S_{G,LP} = \frac{L_{R,LP}}{L_{Total,LP}}$$

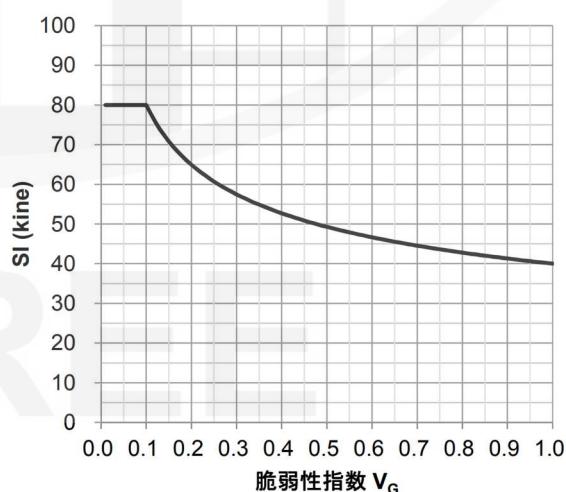
其中， $L_{R,LP}$ 為低壓供氣系統之耐震管總長， $L_{Total,LP}$ 為同一分析單元內低壓管線總長。依日本模式之定義，低壓管網脆弱性指數 V_G 即為低壓管之非耐震化率，與耐震化率互為補數，兩者關係如下：

$$V_G = 1 - S_G$$

日本模式中， V_G 並非直接作為停氣率函數之輸入參數，而係透過經驗關係式決定停氣率曲線之中值地震動強度 SI ，進而影響停氣率之計算。其經驗關係式如下：

$$SI = \begin{cases} 40 V_G^{-0.301} & ; 0.1 \leq V_G \leq 1 \\ 80 & ; 0 < V_G \leq 0.1 \end{cases}$$

圖三為能島暢呂等人(2014)所建立之 $SI - V_G$ 關係。隨 V_G 增加，對應之 SI 逐漸降低，表示系統於較低地震動強度下即可達到相同停氣率。



圖三 中值地震動強度 SI 與脆弱性指數 V_G 之關係(能島暢呂，2014)

停氣率函數採日本氣象廳計測震度(JMA Instrumental Seismic Intensity, I_{JMA})為參數，並透過 Logistic Regression 建立，數學形式如下：

$$p(I) = \frac{\exp[b_0 + b_1 \cdot I]}{1 + \exp[b_0 + b_1 \cdot I]}$$

其中， $p(I)$ 為地震動強度 I 下之停氣率， b_1 為迴歸分析所得之定值，取 10.42； b_0 由等效中值震度 I_μ 決定($b_0 = -b_1 I_\mu$)。 I_μ 為等效中值震度，由中值地震動強度 SI 轉換而得。

四、本研究停氣率評估模式之擴充

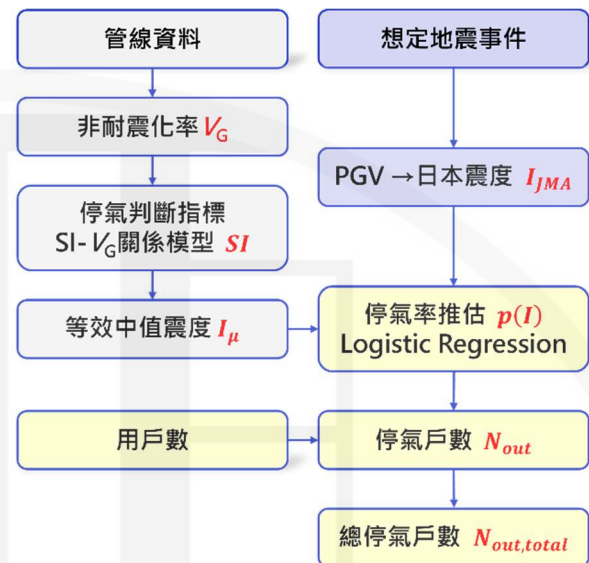
日本都市瓦斯系統以低壓供氣為主，停氣率推估模式係依此供氣型態建立。然我國公用天然氣供氣系統除低壓供氣系統外，尚涵蓋中壓供氣系統。因此，本研究於低壓供氣系統沿用日本模式進行評估；另針對中壓供氣系統，其供氣區域係由中壓與低壓管網共同構成，中壓管網作為供氣範圍之供氣骨幹，經整壓設施降壓後銜接低壓本支管，以完成末端用戶配氣。基於此，本研究將中壓與低壓管網合併納入耐震化率計算，以整體耐震化率反映其停氣影響。對於採用中壓供氣系統之天然氣事業單位，其耐震化率之計算同時納入低壓與中壓管網之耐震管比例，其耐震化率定義為：

$$S_{G,MLP} = \frac{L_{R,MP} + L_{R,LP}}{L_{Total,MP} + L_{Total,LP}}$$

其中， $L_{R,MP}$ 、 $L_{R,LP}$ 分別為中壓與低壓耐震管總長， $L_{Total,MP}$ 、 $L_{Total,LP}$ 為對應中壓與低壓管線總長。本研究所稱耐震管係指焊接鋼管與聚乙烯(PE)管，非耐震管包含鑄鐵管、螺紋鋼管與 PVC 管。

本研究依各天然氣事業營業區之實際供氣架構調整耐震化率之計算範圍，以建構適用於國內供氣系統之停氣率評估模式。以村里為基本分析單元，整合管材組

成、地震動推估結果與用戶分布資料，推估震後整體停氣率與停氣戶數。其推估流程如圖四所示。



圖四 震後停氣率與停氣戶數推估流程

本研究依日本模式之經驗關係式，由 V_G 決定中值地震動強度 SI ，並進一步轉換為等效中值震度 I_μ ，作為停氣率函數之計算基礎，以銜接不同供氣型態下之停氣率評估流程。由於 Logistic Regression 停氣率函數係以計測震度為參數，故需將由 V_G 所求得之中值地震動強度 SI 轉換為對應之等效中值震度 I_μ ，方可代入停氣率函數。其轉換關係採用童華南等人(1996)所提出之 SI 與計測震度轉換經驗式如下：

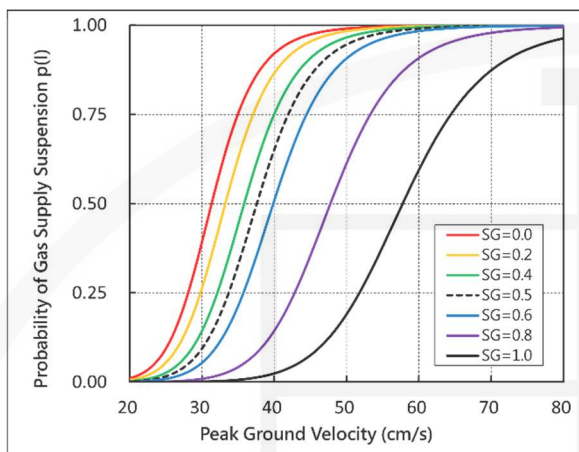
$$I_\mu = 2.34 + 1.96 \log_{10}(SI)$$

在想定地震情境下，地震動輸入資料採用 TELES 系統推估之最大地表速度(Peak Ground Velocity, PGV)，亦透過童華南等人(1996)之經驗式將 PGV 轉換為計測震度，作為停氣率評估之輸入參數：

$$PGV = 10^{0.45 \times I_{JMA} - 0.97}$$

最後，將計測震度 I 作為停氣率函數之參數，透過 Logistic Regression 函數，可計算各分析單元於想定地震情境下之停氣率，進而評估不同地震規模下，分析區域之停氣率。圖五為不同管線耐震化率下，

以 PGV 為橫軸所繪製之停氣率曲線圖。當 S_G 越低曲線向低 PGV 方向位移，反之耐震化程度愈高，其停氣曲線右移，需達較大 PGV 才會引致停氣反應。



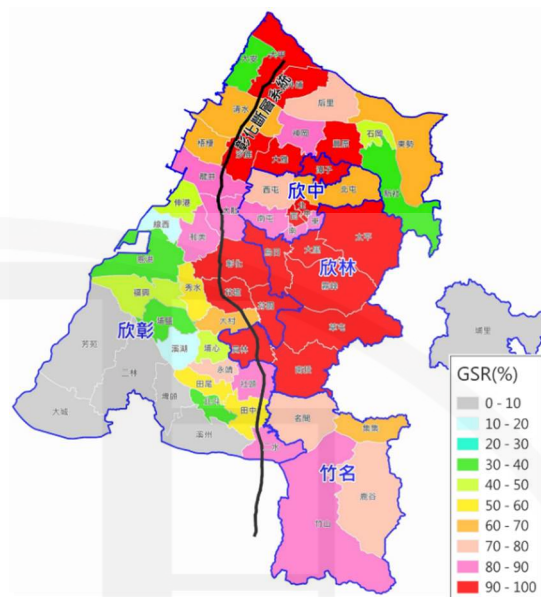
圖五 不同管線耐震化率下之停氣率與 PGV 關係曲線

停氣戶數推估以村里為分析單元，將各村里停氣率乘上對應之用戶數，求得各村里停氣戶數，再依公司別或縣市別進行統計加總。

五、想定地震災損推估案例

茲以彰化斷層系統之 M7.6 想定地震 (114 年國家防災日之指定地震事件) 為例，評估中彰投三縣市公用天然氣系統之震後停氣情形。中部地區天然氣由欣中、欣彰、欣林及名四家公用天然氣公司分區經營，合計用戶數約 70 萬戶，先依各用戶坐標點位統計村里層級之用戶數與普及率，作為停氣戶數推估之基礎。

在地震動分布方面，採用 TELES 系統推估各村里地表最大速度，並依前述之停氣率評估模式，計算不同管線耐震化率情境下各村里之停氣率，再乘上該村里用戶數以求得停氣戶數。經推估，中彰投三縣市整體停氣率 (Gas Shutoff Ratio, GSR) 達 8 成以上，其空間分布如圖六所示。此結果反映震後供氣中斷之潛在規模，可作為管網耐震化與災後復原規劃之參考依據。



圖六 彰化斷層系統 M7.6 想定地震下中部縣市之鄉鎮區別停氣率分布

參考文獻

1. 童華南、山崎文雄(1996),「地震動強さ指標と新しい気象庁震度との対応関係」, 生産研究, 第 48 卷第 11 號, 第 547-550 頁(日文)。
2. 能島暢呂、加藤宏紀(2014),「機能的フラジリティ関数による都市ガスの地震時供給停止人口の推計」, 地域安全学会論文集, No.23, 2014.7(日文)。
3. 劉季宇、周寶卿、洪祥瑗(2025),「公用天然氣管線地震災損推估模式之研擬與應用」, 結構工程, 第 40 卷第 1 期, 第 69-86 頁。

商業地震保險風險評估模型

黃李暉¹ 葉錦勳² 劉季宇² 洪祥瑗¹

摘要

鑑於臺灣高科技精密產業蓬勃發展且位處地震頻繁區域，地震險與營業中斷險已成為企業轉移巨災風險、落實損失管理的重要手段。國震中心整合最新地震觀測資料和震源機率模型等相關研究成果，完成本土的「商業地震保險風險評估模型」研發。可依據匯入商業地震險保單資料，透過地址定位技術獲得保單座標資訊，參考建物用途估計建築物基本造價和營業裝修之保額，參考建物使用性質估計動產中機器設備、生財設備和貨物的量體，進一步評估各種承保標的物的損害以及可能的營業中斷時間。參考實際理賠作業，可考慮實損實賠(Co-insurance)、實損理賠(First Loss)或分級理賠等方式設定理賠條件，配合自負額、賠償限額和企業集團跨據點多保單共同賠償上限等條件，計算不動產、動產和營業中斷險的保險損失。結合震源機率模型，可獲得機率式風險評估結果，如：年平均損失、損失標準差、變異係數等，也可進一步計算最大損失年超越機率曲線(OEP)、累積損失年超越機率曲線(AEP)等，可作為產險公司衡量自身財務、擬定保險費率、檢討危險分散機制、擬訂風險自留或移轉策略的重要參考數據。提升我國產業應對地震災害之風險轉移效率與經濟韌性。

關鍵詞：地震險、營業中斷險、地震風險評估、TERA

一、前言

國家實驗研究院國家地震工程研究中心(簡稱國震中心)整合最新的地震觀測資料和研究成果，於2023年完成台灣地震風險評估系統(Taiwan Earthquake Risk Assessment, TERA)。TERA整合臺灣地區之歷史地震目錄和活動斷層調查參數，內建適用於臺灣地區的震源機率模型，可結合不同評估標的之損害評估模式，進行機率式地震風險評估。

2024年，以住宅地震保險基金(簡稱地震基金)自有的住宅地震保險風險評估模型(TREIF-ERA)為基礎，更新各項資料庫、評估模式和分析參數值以滿足地震基金的業務需求，完成臺灣住宅地震保險風險評估系統(TERA for Insurance, TERA-ins)研發。住宅地震保險主要以一般建物作為承保標的，保額最高150萬，震後建物經專業技師評估有危險之虞並張貼紅單，可獲得10萬元臨時住宿費補償；如建物達

全損，則可獲得150萬理賠費用及20萬元臨時住宿費用。

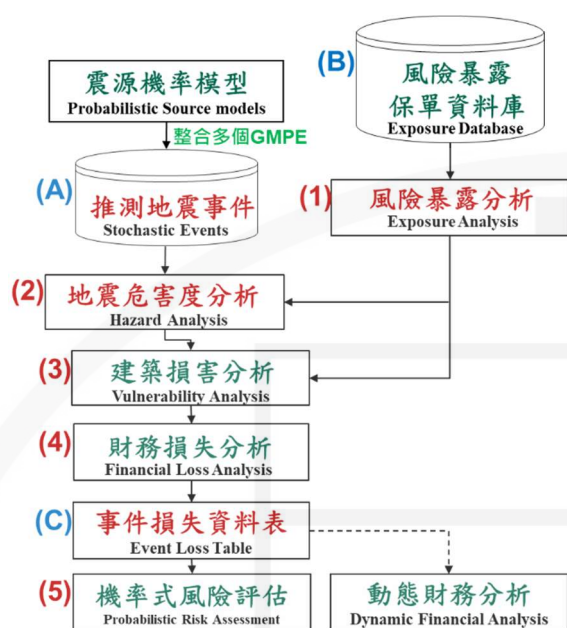
TERA-ins乃以境況模擬為基礎之機率式地震保險風險評估系統，其分析流程與架構如圖一所示；概分為三個資料庫和五個分析模組，分別為(A)推測地震事件、(B)風險暴露保單和(C)事件損失資料表等資料庫；以及(1)風險暴露分析、(2)地震危害度分析、(3)建築損害分析、(4)財務損失分析和(5)機率式風險評估等分析模組。詳細介紹可參考葉錦勳2023年研究報告。

TERA-ins依據住宅地震險的保單資料和理賠條件，可獲得年平均總損失、保險損失與損失標準差、保險損失之年超越機率曲線(OEP & AEP)、單一事件可能最大損失(PML)、危險分散機制各層之年平均損失、損失標準差、起賠機率、耗竭機率...等評估結果。協助地震基金檢討住宅地震基本保險之費率、理賠條件、危險分

¹ 國家地震工程研究中心助理研究員

² 國家地震工程研究中心研究員

散架構與承擔限額...等問題。



圖一 TERA 之分析流程與架構

二、商業地震險

商業地震險和營業中斷險皆屬附加險，需依附於商業火災保險(主險)。依據商業火災保險法規的基本條款，保險標的物分為不動產和動產兩類。不動產包含建築物及營業裝修；動產則包含營業生財、機器設備、貨物等建築物內的物品。

近年我國高科技精密產業蓬勃發展，企業考量臺灣位於地震頻繁之區域，影響精密產業甚鉅，地震險、營業中斷險等保險商品為企業轉移地震風險、落實損失管理的重要手段。

為拓展地震保險風險評估之服務對象和應用範疇，國震中心於 2025 年完成商業地震保險風險評估模型的研發。可依理賠條件(如分級理賠、實損實賠或實損理賠)和自負額等，推估不動產、動產損害所致之保險損失及營業中斷損失，將提供產險業者、再保險經紀人...等應用。

三、商業地震險保單風險暴露分析

營業中斷險主要保障因財產損害以致

的營業中斷。如欲保障因地震導致之營業中斷損失，除投保商火主險外，被保險人需同時投保地震險和營業中斷險，以保障其不動產和動產。換言之，進行營業中斷險的風險評估時，其基本資料會涵蓋財產保險的相關資料。

保單風險暴露分析乃將「原始保單資料」轉換為「個別保單資料」，進而整合成震損評估所需的「村里分類保單資料」。原始保單資料為使用者維護管理，TERA 商業地震保險模組所需匯入的基本資料，除保單識別資料外，尚須建築物基本資料、財產保險與理賠條件資料、營業中斷險及其理賠條件等，詳細所需的原始保單資料欄位如表所列。

轉換後的個別保單資料，利用系統內建的地址定位功能，可增加經緯度座標資訊。透過建築物的建造年分、構造類別、樓層數...等資訊，可獲得模型建物的基本結構類型和耐震等級，作為評估建築物地震損害的參考。

不動產承保範圍包含建築物和營業裝修兩部分，地震引致其損害的因素不同，需分別評估其損害，進一步依理賠條件和保險金額估計個別的保險損失。因業務需要營業裝修的程度會依建物用途而有差異，因此需進一步依建物用途估計建築物和營業裝修的比例。同理，動產承保範圍包含機械設備、生財設備、貨物等三部分，由於原始保單多未細分個別的量體，TERA 依建築物的使用性質進行數量估算，進一步分別評估地震引致的損害，作為估計保險損失的依據。採用的建物使用性質的分類如表所列。

考量震源、災害潛勢和各項震損評估模式的不確定性，進行機率式地震風險評估時，以村里為統計單元。將位於相同村里且具有相同的基本結構型式和耐震等級、理賠條件、營業類別等個別保單，合併為村里分類保單，以村里作為震損評估的地理單元，如此能有效反映地區性的風險差異，更能提升運算效率。

表一 商業地震保險原始資料欄位

資料類型	原始保單欄位
基本資料	公司代碼、保單號碼、賠償上限
建築物基本資料	構造類別(RC、SRC、鋼構...)
	樓層數
	建造年份
	建物用途(住宅、商業、...)
	住址、郵遞區號
財產保險資料與其理賠條件	建築物(結構基本造價)
	建物保額(保險金額)
	動產保額
	額外給付費用(含臨時住宿費等)
	理賠條件(分級理賠或實損理賠或實損實賠)
	分級理賠條件
營業中斷險資料與其理賠條件	實損理賠條件：自負額和自負損失率
	使用性質(住宅、工廠、辦公室、電影院...)
	營業中斷險保額
	自負額或自負天數
	補償期間(天)

表二 建築物使用性質的分類

代號	使用性質類別
A	住宅
B	官署、辦公廳、民俗文物館、補習班等
C	行號商店及其附有堆棧
D	空屋、電氣機房、汽電共生設備(一般工廠、紡織廠除外)
E	公共倉庫、倉庫
F	露天之貯槽、堆貨及設備等
G	公共場所
H	電影院
I	建築或翻造中之建築物
J	市場、商場
K	停車場、客貨運站、加油站
L	電臺
M	石油
N	一般工廠
O	一般工廠內之倉庫、堆棧、露天設備
P	一般工廠內之附屬建築物(紡織工廠除外)
Q	紡織工廠
R	紡織工廠內之倉庫、堆棧、露天設備
S	紡織工廠內之附屬建築物
T	自燃及爆炸
U	電腦及其週邊設備

四、財務損失分析

保險理賠財務損失分析乃根據不動產、動產的損害評估結果以及營業中斷時間推估結果，結合保單約定之理賠條件，分別推估不動產、動產和營業中斷的保險損失。

TERA 支援以下三種主要的理賠條件設定：

分級理賠(Step Policy)：將損失依損失比區分若干等級，不同等級需理賠固定比率的保險金額，為級距式的理賠條件。換言之，分級理賠乃是依保險標的之損害狀態(或對應之損失比)劃分若干等級，並按各等級對應之固定比例支付保險金。分級理賠已包含設定起賠條件(門檻)和自負額的精神。

實損理賠(First Loss)：不考慮保險標的之實際總價值，依實際損失扣除事先約定的自負額後理賠，並以保險金額為上限。舉例而言，暫不考慮自負額，保險金額是300億，地震發生後，實際損失是3000萬，採用實損理賠，保險公司需賠付3000萬。

實損實賠(Co-insurance)：考慮保險標的總價值，依比例分攤原則初步計算賠償金額，再扣除事先約定的自負額後理賠。若保額低於標的價值(不足額保險)，賠付金額將按比例折算。舉例而言，暫不考慮自負額，保險金額是300億，地震發生後，實際損失是3000萬。採用實損實賠，若保險標的價值為1000億，保險公司需賠付1000萬。計算方式如下：

$$\text{賠償金額} = \text{實際損失} \times \frac{\text{保險金額}}{\text{保險標的價值}}$$

無論實損實賠或實損理賠，理賠時皆需扣除事先約定的自負額條款。自負額通常包含「固定金額」與「損失比例」兩種形式。TERA 估計保險損失時，自負額綜合考慮固定金額和自負損失率兩者。損失小時，以固定金額作為自負額，損失大時，則以損失比率計算自負額。

五、營業中斷險損失評估模式

營業中斷險可保障企業因事故無法正常營業導致的損失。影響企業事故後營業中斷恢復的時間因素眾多，如因建物損害引致的營業中斷，建物修復即可恢復營業。

某些行業類別可租用替代空間或其他方式恢復營業，不必等待建築物完全修復後才恢復營業。部分行業可能因精密設備損壞，修復不易營業中斷時間較長。因此營業中斷與營業類別有密切關係。

本研究假設營業中斷時間為建築物修復所需時間。由於修復所投注的人力、機具和施工條件、順序等無法精確掌握，需依機率理論，估計建物修復時間的期望值，如下式：

$$T_{repair} = \sum_{i=2}^5 (p_i \cdot t_i)$$

$i=2,3,4,5$ 分別對應輕微損壞、中度損壞、嚴重損壞、完全損壞。 p_i 為建物之不同損壞狀態機率，可由建物的損害評估模式獲得。 t_i 為不同損害狀態所需的修復時間，需考慮營業類別的差異訂定。當建物損壞至一定程度，修復金額不具經濟效益時，完全損壞的營業中斷時間即相當於建物重建所需的時間。

參考營業中斷時間的估計結果，營業中斷損失的推估方式如下：

$$\text{營業中斷損失} = \text{營業中斷時間} \times \frac{\text{保險金額}}{\text{補償期間}}$$

其中，補償期間為保單約定之賠償時間上限。營業中斷保險金額/補償期間則代表單日營業中斷的賠償金額。

六、分項限額與集團賠償上限

商業地震險保單通常同時承保不動產、動產及營業中斷等多個項目。每一標的項目(不動產、動產、營業中斷)之理賠金額皆以其個別保額為最高上限。此外，所有標的之理賠金額總和，不得超過保單約定之總賠償上限。舉例而言，總保險金額190億、總賠償上限20億的保單，不動產、動產和營業中斷的保額分別為30億、150億和10億，每個項目都以其保額為賠償上限。最終計算理賠金額時，三種保險標的物的理賠金額總和上限為20億。

大型企業集團通常擁有多處廠房或營業據點，並由多張保單承保不同地點之風險，並設有共同賠償上限。當大規模地震發生，導致集團旗下多個據點同時受損並觸發多張保單理賠時，系統將自動彙整各據點之損失。若所有保單之損失總額超過集團約定之共同賠償上限，則最終理賠金額將受限於該集團的賠償上限。

七、結論與展望

國震中心已完成商業地震保險損失評估模式的研發，並已整合於既有的地震保險風險評估系統 TERA-ins。後續擬應用近年災害性地震之商業地震險保單資料和理賠資料，校正研發模式之參數，提升模式之可靠性。TERA-ins 皆採用本土之資料與模式，將持續檢討與驗證災害性地震下的評估結果，以獲得更準確合理的保險損失、年平均損失等評估結果。

未來將尋求與產險公司和再保險經紀公司合作，推廣商業地震保險損失評估軟體 TERA-ins，期能協助產業估算保險損失、擬訂合理保險費率及檢討危險分散機制。作為保險業研擬地震保險相關產品時的參考依據，有助於我國產業落實地震風險轉移之防災策略。

參考文獻

1. Dong, W., 2001. Building a More Profitable Portfolio – Modern Portfolio Theory with Application to Catastrophe Insurance, Reactions Publishing Group.
2. 葉錦勳、黃李暉、洪祥瑗、劉季宇，2023，「台灣住宅地震保險風險評估模型」，國家地震工程研究中心，NCREE-23-024。
3. 商業火災保險基本條款，中華民國091年06月21日頒佈。

震後緊急醫療系統之動態網絡韌性評估架構

林祺皓¹ 陳世良²

摘要

地震災害同時造成醫療需求激增與醫療服務能力受損，使得災後緊急醫療應變呈現高度複雜且具時間演化特性之系統行為。傳統評估方法多以靜態指標為基礎，如病床數量或醫療容量，難以反映災後醫療系統之動態與交互作用特性。本研究提出一套針對震後區域緊急醫療系統之動態韌性評估架構，將醫療韌性視為一種隨時間演化之系統性質，其源於異質醫療需求、多資源治療限制、病患空間再分配及分階段復原過程之交互作用。透過將醫院建模為具吞吐量限制之服務節點，並以病患流動連結形成網絡，本架構能夠描述壅塞傳遞與資源瓶頸於區域系統中的擴散效應。本研究進一步建立以時間軌跡為基礎之系統效能評估方法，並提出系統韌性指標（System Resilience Index, SRI），以量化服務中斷之程度與持續時間。本架構可作為辨識系統脆弱性及支援災害應變與醫療資源配置決策之分析工具。

關鍵詞：地震、醫療韌性、緊急醫療系統、動態網絡模型

一、前言

地震災害對醫療系統造成複合性衝擊，一方面導致醫療需求急遽增加，另一方面亦削弱醫療服務能力。於強震發生後，醫療機構須同時應對大量傷患湧入，以及結構損傷、設備故障、維生系統中斷與人力不足等因素所造成之功能受限，使醫療系統呈現高度動態且複雜之運作行為，難以以傳統靜態指標加以描述。

過去醫療系統評估多著重於設施層級指標，如病床容量、醫師數量或地理可及性。然而，在震後情境下，醫療系統實際上為一相互連結之區域網絡，不同醫院於規模與資源配置上存在差異，單一設施受損可能引發病患重新分配，進而造成跨院壅塞與連鎖影響。此外，醫療服務過程受急診、手術及加護照護等多重資源共同限制，且系統容量隨時間退化與復原，使韌性呈現動態演化特性。

儘管相關研究已探討醫療容量、可及性與災後復原，多數仍以單一向或靜態

分析為主，較少整合需求異質性、資源限制、空間再分配與時間演化等關鍵機制。因此，本研究提出一套震後緊急醫療系統之動態網絡韌性評估架構，將醫療韌性視為由需求分級、多資源限制、空間配置及復原過程交互作用所形成之時間演化系統表現，並作為系統分析與決策支援之基礎。

二、模型概念架構

本研究將區域緊急醫療系統韌性視為一動態系統性質，其由醫療需求與服務能力之交互作用所形成。本架構強調系統層級之交互關係、空間相依性及時間演化特性。於區域尺度下，醫療系統被建模為由多個醫院組成之網絡，並透過病患流動彼此連結，使單一設施之變化可能影響整體系統表現。

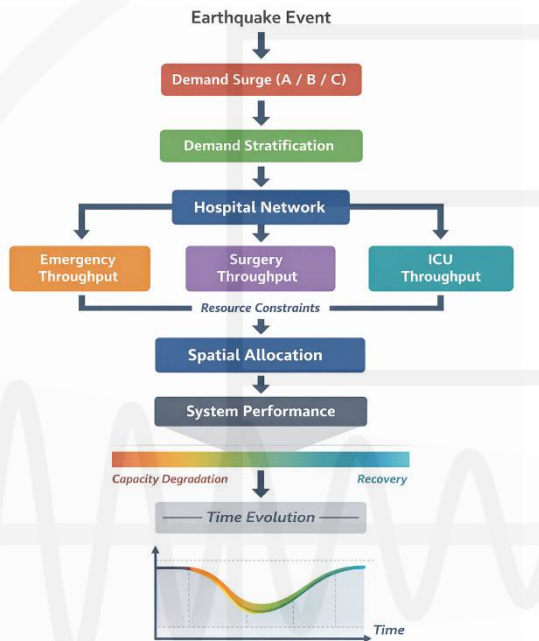
本研究提出之整體架構如圖一所示。震後醫療需求依傷勢程度進行分級，並進入由多個醫院構成之區域醫療網絡。各醫院之處理能力受多重資源限制，病患則依據距離與容量條件於不同醫院間動態分

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

² 國家地震工程研究中心副技術師

配，需求、資源限制與配置機制共同決定系統於各時間之服務效能。

此外，本架構納入時間維度，將容量退化與復原過程納入分析，使系統效能呈現動態變化，並可表現為韌性之時間演化軌跡。整體而言，本架構整合需求分級、多資源限制、空間配置與復原機制，並作為後續數學模型建立之基礎。



圖一 震後緊急醫療系統之動態網絡韌性評估架構

三、需求分級與醫療處置流程

震後醫療需求具有高度異質性，需依傷勢嚴重程度與所需醫療資源加以區分。本研究將需求分為三類，分別對應不同醫療處置流程與資源使用特性。重症患者需立即接受手術並進入加護照護階段，同時消耗急診、手術室及加護病房資源；中症患者雖不需手術，但仍需較高強度之急診處置，並可能部分依賴住院或加護資源；輕症患者則主要接受基本急診處置與短期觀察，對醫療資源之需求相對較低。

為進行量化分析，本研究將總需求依比例分解為各類需求。設位置 i 、時間 t 之總需求為 $D_{i,t}$ ，則各類需求可表示為：

$$D_{i,t}^A = p_A D_{i,t}, D_{i,t}^B = p_B D_{i,t}, D_{i,t}^C = p_C D_{i,t}$$

其中， $D_{i,t}^A$ 、 $D_{i,t}^B$ 與 $D_{i,t}^C$ 分別表示位置 i 於時間 t 的重症、中症與輕症需求； p_A 、 p_B 與 p_C 分別為三類病患所占比例，且滿足 $p_A + p_B + p_C = 1$ 。

在後續模型建構中，為反映醫療處置流程之資源依賴特性，將中症與輕症患者歸屬於相同之「非手術 (Non-surgical)」處置路徑，主要依賴急診與觀察或住院資源。然而，兩者在資源消耗強度上存在差異，其中中症患者對急診資源之需求較高，並可能部分受加護病房容量限制，而輕症患者則主要消耗較低強度之急診與觀察資源。此種建模方式可在維持模型簡潔性的同時，保留不同病患類型對系統負荷之差異性影響。

四、多資源吞吐量限制

本研究以多資源限制之吞吐量來描述醫療機構之服務能力，而非以單一容量指標表示。急診為所有患者之入口，其處理能力受分診、人力及檢驗資源共同限制，其有效吞吐量可表示為：

$$C_{ED} = \min (C_{\text{triage}}, C_{\text{physician}}, C_{\text{lab}})$$

其中， C_{ED} 為急診系統之有效吞吐量； C_{triage} 、 $C_{\text{physician}}$ 與 C_{lab} 分別代表分診、醫師診療與檢驗診斷之處理能力。此式表示急診服務能力受最受限資源所控制，反映醫療流程中的瓶頸特性。

為統一描述不同病患類型對醫療資源之影響，本研究區分「需求量」與「資源消耗量」兩個層次。需求量 D 表示實際病患人數，而資源消耗量則用以反映其對醫療系統之負載。不同類型患者之資源需求以不同方式建模，以呈現其醫療處置特性。

對於重症患者，其醫療流程需經過急診、手術及加護照護等多個處置階段，因此其有效處理能力為：

$$C_A = \min (C_{ED}, C_{OR}, C_{ICU})$$

其中， C_A 為重症患者之有效服務能力； C_{OR} 與 C_{ICU} 分別為手術室與加護病房之處理能

力。此一表示方式反映重症患者同時依賴多項關鍵資源，其服務能力由最受限之資源所決定，具有明顯之序列性與瓶頸特性。因此，重症患者之資源需求係透過多資源處置結構加以描述，而非以單一權重進行轉換。

對於非手術患者（包含中症與輕症），其醫療流程主要依賴急診與觀察或住院資源，其處理能力表示為 $C_{\text{Non}} = C_{\text{ED}} + C_{\text{obs}}$ 。其中， C_{Non} 為非手術患者有效服務能力， C_{obs} 為觀察病房或一般住院資源處理能力。

然而，中症與輕症患者在資源使用強度上存在差異。為反映此差異，本研究引入資源消耗權重，將不同類型患者轉換為等效急診資源需求量。設中症與輕症之急診資源權重分別為 $w_{\text{ED},B}$ 與 $w_{\text{ED},C}$ ，則其等效需求可表示為：

$$D_{i,t}^{B,*} = w_{\text{ED},B} \cdot D_{i,t}^B, D_{i,t}^{C,*} = w_{\text{ED},C} \cdot D_{i,t}^C$$

其中， $D_{i,t}^{B,*}$ 與 $D_{i,t}^{C,*}$ 分別為中症與輕症轉換後之等效需求量。通常 $w_{\text{ED},B} > w_{\text{ED},C}$ ，表示中症患者對急診資源之消耗較高。

考量部分中症患者可能需加護照護，研究以系統層級容量限制方式，近似描述中症對加護資源之潛在占用及區域醫療系統中資源共享與跨院調度之效果。設醫院 j 於時間 t 可提供之加護容量為 $ICU_{j,t}$ ，則系統整體可用之加護資源總量為 $\sum_j ICU_{j,t}$ 其中 j 為區域醫療系統中之各醫院。

在未考慮加護資源限制下，中症患者之原始可服務量記為 $S_{B,t}^{\text{raw}}$ ，其係由病患分配結果與非手術資源容量限制（急診與觀察資源）共同決定，表示在未受加護資源約束下可完成處置之中症病患數量。

然而，為反映中症患者對加護資源之潛在需求，本研究引入比例參數 $\theta_{ICU,B}$ ，將可分配予中症之加護資源上限表示為：

$$C_{ICU,t}^B = \theta_{ICU,B} \cdot \sum_j ICU_{j,t}$$

其中， $\theta_{ICU,B}$ 表示中症患者中可能需使用加護資源之比例。據此，中症之最終服務量 $S_{B,t}$ 可表示為：

$$S_{B,t} = \begin{cases} S_{B,t}^{\text{raw}}, & S_{B,t}^{\text{raw}} \leq C_{ICU,t}^B \\ S_{B,t}^{\text{raw}} \cdot \frac{C_{ICU,t}^B}{S_{B,t}^{\text{raw}}}, & S_{B,t}^{\text{raw}} > C_{ICU,t}^B \end{cases}$$

此表示方式代表當中症原始服務量超過可分配之加護資源上限時，其服務量將依比例縮減，而非完全截斷，反映醫療資源於高需求情境下之競爭與共享特性。

五、容量限制下之空間配置

病患分配為一受距離與容量共同影響之動態過程。設 i 為需求位置， j 為醫院， d_{ij} 為兩者間之交通時間或距離，則可定義各需求點之可行醫院集合 J_i 。

對於重症患者，配置以最短距離為優先，並在容量限制下依序分配：

$$x_{ij,t} = \min(D_{i,t}^A, C_{A,j,t})$$

其中， $x_{ij,t}$ 表示時間 t 由需求點 i 分配至醫院 j 的重症病患量； $D_{i,t}^A$ 為該需求點之重症需求； $C_{A,j,t}$ 為醫院 j 在時間 t 可提供之重症處理能力。此配置方式反映重症患者對就近送醫與即時處置之需求。

對於非重症患者，則採距離衰減之機率分配，其權重與機率為：

$$w_{ij} = e^{-\beta d_{ij}}, p_{ij} = \frac{w_{ij}}{\sum_{k \in J_i} w_{ik}}$$

其中， w_{ij} 為需求點 i 指派至醫院 j 之距離權重， β 為距離敏感參數； p_{ij} 則表示病患由需求點 i 分配至醫院 j 的比例。對應之分配量為：

$$x_{ij,t} = \min(p_{ij} D_{i,t}^{\text{Non}}, C_{\text{Non},j,t})$$

其中 $D_{i,t}^{\text{Non}} = D_{i,t}^B + D_{i,t}^C$ ，即 $D_{i,t}^{\text{Non}}$ 為需求點 i 之非重症需求， $C_{\text{Non},j,t}$ 為醫院 j 可提供之非重症處理能力。此方法可同時反映病患選擇行為與容量限制，並捕捉醫院間壅塞傳遞現象。

六、容量退化與復原動態

醫療系統容量受結構損傷、人力、基礎設施與物資供應等因素影響，並隨時間變化。本研究將資源 k 於時間 t 之容量表示為：

$$C_{k,t} = C_{k,0} \cdot F_{\text{struct},t} \cdot F_{\text{staff},t} \cdot F_{\text{infra},t} \cdot F_{\text{supply},t}$$

其中， $C_{k,t}$ 為資源 k 在時間 t 的有效容量， $C_{k,0}$ 為其災前基準容量； $F_{\text{struct},t}$ 、 $F_{\text{staff},t}$ 、 $F_{\text{infra},t}$ 與 $F_{\text{supply},t}$ 分別代表結構完整性、人力可用性、基礎設施功能與醫療物資供應狀態之功能係數，且其值介於0與1之間。

復原過程以時間序列方式逐步進行，隨著系統功能恢復，整體吞吐量逐漸提升，並進一步影響病患分配與系統效能。此種退化與復原之交互作用，使系統表現呈現非線性之時間演化。

七、韌性指標與時間軌跡評估

本研究將韌性視為隨時間變化之系統效能軌跡。於時間 t 之系統效能定義為：

$$R_t = \frac{S_t}{D_t}$$

其中， R_t 表示時間 t 的系統效能； S_t 與 D_t 分別為該時間內實際服務量與總需求量。此指標反映系統在特定時間窗內滿足需求之能力。進一步定義分級效能指標為：

$$R_{A,t} = \frac{S_{A,t}}{D_{A,t}}, R_{\text{Non},t} = \frac{S_{\text{Non},t}}{D_{\text{Non},t}}$$

其中， $R_{A,t}$ 與 $R_{\text{Non},t}$ 分別表示重症與非重症需求之服務效能； $S_{A,t}$ 、 $S_{\text{Non},t}$ 為對應之已服務量， $D_{A,t}$ 、 $D_{\text{Non},t}$ 為對應之總需求量。此分級指標可用以辨識不同病患類型所面臨之差異性脆弱性。

整體韌性以系統韌性指標(SRI)表示：

$$SRI = \frac{1}{T} \sum_{t=1}^T R_t$$

其中， T 為整體分析期間內之時間窗數，

SRI 表示全時段平均系統效能，可用以衡量震後系統於整體復原過程中的平均服務能力。另定義累積韌性損失為：

$$Loss = \sum_{t=1}^T (1 - R_t)$$

$Loss$ 為反映系統效能相對於完全服務狀態之累積缺口，可同時表現服務下降之幅度與持續時間，有助於辨識系統最脆弱之時段。

八、結論

本研究提出一套以系統層級為基礎之震後緊急醫療韌性動態評估架構，整合需求異質性、多資源限制、空間分配及復原機制，以描述醫療系統於震後之動態交互作用。該架構可系統性刻畫醫院間連結性、資源瓶頸與復原過程對整體韌性之影響，並揭示在高需求與未完全復原期間可能出現之關鍵脆弱階段。相較於傳統靜態方法，本架構能更真實反映災後醫療系統之運作特性，並可支援關鍵資源辨識、病患分配優化及復原策略規劃。未來可結合台灣地震損失評估系統，進行區域醫療網絡之動態韌性分析，以提升其在實務應用。

參考文獻

1. Bruneau, M., Chang, S. E., Eguchi, R. T., Lee, G. C., O'Rourke, T. D., Reinhorn, A. M., Shinozuka, M., Tierney, K., Wallace, W. A. and von Winterfeldt, D. (2003), "A framework to quantitatively assess and enhance the seismic resilience of communities", *Earthquake Spectra*, 19(4), 733-752.
2. Cimellaro, G. P., Reinhorn, A. M. and Bruneau, M. (2010), "Framework for analytical quantification of disaster resilience", *Engineering Structures*, 32(11), 3639-3649.
3. Hick, J. L., Hanfling, D. and Burstein, J. L. (2004), "Health care facility and community strategies for patient care surge capacity", *Annals of Emergency Medicine*, 44(3), 253-261.
4. Kelen, G. D. and McCarthy, M. L. (2006), "The science of surge", *Academic Emergency Medicine*, 13(11), 1089-1094.
5. Chang, S. E. (2009), "Infrastructure resilience to disasters", *The Bridge*, 39(4), 36-41.

住宅耐震弱層補強技術推廣與應用成果

許芯茹¹ 許嘉雯¹ 李姿瑩¹ 蕭玉舒¹ 許晉榮¹ 陳語嫻¹ 宋隆洧¹ 邱聰智^{1,2}
林敏郎¹ 鍾立來¹ 鄭維中¹ 李牧軒¹ 張毓文¹ 楊卓諺¹ 翁元滔¹ 邱世彬¹
周德光¹ 涂耀賢³ 楊元森⁴ 許丁友⁵ 馬忠駿¹ 魏銷廷¹ 王迎芃¹

摘要

臺灣地理環境特殊，時常發生地震，進而可能造成建築物的毀損和人民的傷亡。行政院於 111 年 2 月 18 日核定「全國建築物耐震安檢暨輔導重建補強計畫(111-114 年)」，持續規劃推動補助私有建築物耐震弱層補強措施，協助建物所有權人在等待整合全數區分所有權人意見進行全面性補強或拆除重建之前，提供短期緊急性之處理措施。私有建築物耐震弱層補強專案辦公室輔導全國申請耐震弱層補強案件，截至 115 年 3 月 27 日，已累計核准棟數為 196 棟；輔導全國依災害後危險建築物緊急評估辦法張貼危險標誌住宅申請弱層補強，已累計核准棟數為 87 棟。

關鍵詞：私有建築物、耐震弱層補強、階段性補強、執行成果

一、前言

自 88 年(1999) 921 大地震後，政府積極推動「建築物實施耐震能力評估及補強方案」，針對公有建築物全面提升其耐震能力，經歷地震考驗，補強成效斐然。

然而，對私有建築物推動拆除重建或實施耐震補強卻困難重重，其因乃由於多重私人產權、擔心工程經費過高、施工期間居民安置問題等，因此不易達成共識等。但是，大地震何時會來無法預測，防災整備刻不容緩。為此，行政院於 111 年 2 月 18 日核定「全國建築物耐震安檢暨輔導重建補強計畫(111-114 年)」，持續規劃推動補助私有建築物耐震弱層補強措施，協助建物所有權人在等待整合全數區分所有權人意見進行全面性補強或拆除重建之前，提供短期緊急性之處理措施。

國家實驗研究院國家地震工程研究中心(簡稱國震中心)受內政部國土管理署委

託，執行「私有建築物耐震弱層補強專案辦公室」委託技術服務案(以下簡稱本案)，成立耐震弱層補強專案辦公室(以下簡稱專案辦公室)，協助辦理耐震弱層補強之宣導推動，並且建立補強設計審查機制，提供耐震補強專業人員之教育訓練以及提供民眾弱層補強相關的資訊與協助。期望在下次大地震來臨時，大幅提升全國私有建築物的耐震能力，降低倒塌風險，減少人命與財產之損失。

二、補強經費補助

依據「主動輔導辦理建築物耐震能力初步評估及弱層補強經費補助執行作業要點」規定，凡是非單一所有權人之私有住宅皆可以申請補助，依個案採取的補強方案 A 或方案 B，以補強施作層面積計算補助金額及補助比率，補助金額最高可以達到新臺幣 450 萬元，補助比率不超過總補強費用的 45%(表一)。若申請案件屬具潛

¹ 國家地震工程研究中心

² 國立雲林科技大學

³ 私立宏國德霖科技大學

⁴ 國立臺北科技大學

⁵ 國立臺灣科技大學

在**危險疑慮建築物**，經執行機關審查同意者，補助上限得提高為「新臺幣 450 萬元，並以不超過總補強費用 **85% 為限**」。

若其建物經依災害後危險建築物緊急評估辦法第六條規定緊急評估有危險之虞，並已於建築物主要出入口及損害區域適當位置，張貼危險標誌者；或耐震能力初步評估結果危險度總分大於 45 分者，民眾可向縣市政府申請補強方案 C，其補助金額上限為新臺幣 50 萬元，但僅針對建築物既有震損、劣化之主要構造(梁、柱、牆、樓地板等)予以修繕。

三、耐震弱層補強推動成果

專案辦公室以實際開發示範案例的經驗，設計教材說明技術面、法規面與執行面等相關問題，讓參與本計畫的專業人員、政府官員、及民眾，有最具體的學習對象，達到推廣弱層補強的目標，並將邀請具豐富工程經驗之專業人員，共同編制講習會的課程內容分享實際補強經驗與專業知能，以提高教學品質。

自 108 年至 114 年執行計畫期間，共計辦理作業技術講習會 38 場次，累計參訓人數為 2,987 人次，期間多次與土木、結構、建築三大公會合作辦理，其辦理照片如圖一所示。

專案辦公室為推動各縣市耐震弱層補強之設計或施工示範例，特舉辦觀摩活動，使當地民眾能更直接了解補強後之成果。自 108 年度(2019 年)起累計共辦理 17 場次，累計參與人數 823 人次，其辦理照片如圖二所示。

為落實弱層補強執行之成效，使全國民眾快速獲知政府耐震弱層補強政策，專案辦公室針對符合申請弱層補強案件，至社區召開說明會，提供弱層補強計畫補助與申請流程解說等宣導事宜，並培訓專業技師、建築師、危老都更團隊等專業人員與推動師，深入鄰里與住宅社區，期望將本案推動至全臺各縣市，以宣導推動耐震

弱層補強計畫，其辦理照片如圖三所示。

表一 耐震弱層補強之補助金額與比率

類型	施作層面積	補助金額及補助比率
補強方案 A	未滿 500 m ²	補助上限為新臺幣 300 萬元，並以不超過總補強費用 45% 為限。
	500 m ² 以上	基本補助上限新臺幣 300 萬元，以 500 m ² 為基準，每增加 50 m ² 部分，補助增加新臺幣 10 萬元，不足 50 m ² 者，以 50 m ² 計算。補助上限不超過新臺幣 450 萬元，並以不超過總補強費用 45% 為限。
補強方案 B	不限	補助上限為新臺幣 450 萬元，並以不超過總補強費用 45% 為限。



圖一 作業技術講習會



圖二 觀摩活動



圖三 弱層補強說明會

專案辦公室輔導全國申請耐震弱層補強案件截至 115 年 3 月 24 日，已累計核准棟數 196 棟，分別為臺北 60 棟、新北 73 棟、桃園 5 棟、竹縣 1 棟、宜蘭 9 棟、臺中 3 棟、苗栗 1 棟、雲林 3 棟、臺南 10 棟、嘉市 2 棟、屏東 9 棟、花蓮 10 棟、臺東 10 棟。前述案件中，已完工之弱層補強工程共計 27 棟，分別為臺北 4 棟、新北 6 棟、宜蘭 1 棟、臺中 1 棟、雲林 1 棟、臺南 4 棟、屏東 3 棟、花蓮 3 棟、臺東 4 棟，

較前一年度新增 9 棟竣工個案。其中完成之弱層補強工程案例，如圖四所示。



屏東案例 A01400
(補強前)



屏東案例 A01400
(補強後)



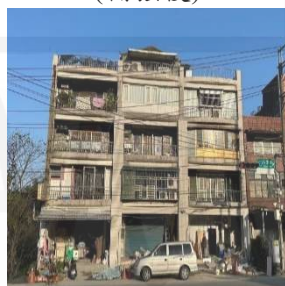
案例 A02000
(補強前)



案例 A02000
(補強後)



新北案例 A02300
(補強前)



新北案例 A02300
(補強後)



臺北案例 U211
(補強前)



臺北案例 U211
(補強後)

圖四 補強案例

四、專業技術支援

專案辦公室為確保設計審查之品質以及審查流程之順暢，於個案完成設計後會辦理補強設計審查之會議。自 108 年起陸

續辦理設計審查會議，目前已建置完成 239 人規模之審查委員資料庫建置，其中包含建築師 69 位、土木或結構技師 92 位及學者 72 位。

專案辦公室於 114 年共計審查通過 27 案（共計 52 棟），其中包含 6 案方案 A、14 案方案 B 與 7 案方案 C；其中更有 14 案為張貼危險標誌住宅專案（分別為 12 案方案 B 與 2 案方案 C），其辦理會議照片如圖五所示。專案辦公室將後續將持續追蹤已通過弱層補強設計審查個案，持續追蹤個案工程發包進度，以利後續工程施工。

專案辦公室為協助民眾確保耐震弱層補強之施工品質，由補強施工中及竣工個案辦理工程督導作業，邀請個案審查委員與相關單位一同參與，以達促進工程施工品質。114 年專案辦公室已辦理 5 案工程督導會議，其中 4 案更為張貼危險標誌住宅個案，其辦理照片如圖六所示。



圖五 設計審查會議



圖六 工程督導現場

五、結論

專案辦公室輔導全國申請耐震弱層補強案件自 108 年度起至 114 年，已累計輔導共計 70 多棟建物，並已竣工 18 棟。自 108 年至 111 年執行計畫期間，已辦理作業技術講習會 38 場次，累計參訓人數 2,987 人次；辦理現地觀摩活動 17 場次，累計參與人數 823 人次；辦理弱層補強說明會 400 餘場，累計服務已逾 10,000 人次。

經過多年於耐震弱層補強上的努力，行政院更於 114 年 10 月 15 日核定「全國建築物耐震安檢暨輔導重建補強計畫（115-118 年）」，延續前開計畫精神，國震中心將持續協助支援專業技術，並協助產、官、學推動私有建築物耐震弱層補強。

參考文獻

1. 鍾立來，邱聰智，陳幸均，何郁姍，涂耀賢，林煜衡，翁樸文，沈文成，李翼安，蕭輔沛，楊智斌，楊耀昇，許庭偉，江文卿，黃世建，「單棟大樓階段性補強技術手冊及示範案例規劃設計監造(評估與設計技術篇)」，內政部營建署委託研究計畫期中報告，臺北，2019。
2. 邱聰智，林敏郎，鍾立來，涂耀賢，楊元森，鄭維中，許丁友，李牧軒，張毓文，楊卓諺，許芯茹，許嘉雯，李姿瑩，魏銷廷，蕭玉舒，許晉榮，馬忠駿，王迎芃，翁元滔，邱世彬，周德光，陳語姍，宋隆洧，「113 年度『私有建築物耐震弱層補強專案辦公室』委託技術服務案結案報告書」，內政部國土管理署研究計畫結案報告，臺北，2026。
3. 邱聰智，鍾立來，涂耀賢，賴昱志，曾建創，翁樸文，莊明介，葉勇凱，李其航，林敏郎，沈文成，蕭輔沛，薛強，黃世建，「臺灣結構耐震評估與補強技術手冊(TEASPA V4.0)」，NCREE-20-005，國家地震工程研究中心，臺北，2020。
4. 鍾立來，邱聰智，涂耀賢，張耕豪，陳恩霆，張樂均，翁樸文，蕭輔沛，江文卿，楊智斌，許庭偉，林宜靜，楊耀昇，黃世建，「單棟大樓階段性補強技術手冊(施工及監造篇)」，內政部營建署委託研究計畫期末報告，臺北，2021。
5. 邱聰智，李梓綸，鍾立來，鄧凱文，「高拉螺栓連結貼附式構架補強之面外行為研究」，NCREE-2023-023，國家地震工程研究中心，臺北，2023。
6. 周德光，杜怡萱，邱聰智，翁元滔，鍾寬勳，「軟補強(RC 構架內置型鋼骨補強)工法與分析」，NCREE-2023-014，國家地震工程研究中心，臺北，2023。

氫能輸儲設施易損元件初探

徐瑋鴻¹ 黃百誼² 林凡茹³ 柴駿甫⁴

摘要

隨著能源轉型發展，氫能已成為整合再生能源與推動減碳的重要技術，其基礎設施安全亦日益受到重視。本文透過蒐集地震災損與氫氣事故案例，探討氫能輸儲設施之潛在脆弱性與風險特性。結果顯示，管線、閥件、法蘭接頭及錨定系統等為較易受損之關鍵元件，而材料劣化、設計缺失及人為操作不當，則為常見致災因素；此外，地震與振動亦可能加劇元件受損與氫氣外洩風險。整體而言，相關案例顯示氫能輸儲設施對細部元件可靠性與系統安全管理具有高度敏感性。

關鍵詞：氫能輸儲設施、再生能源、耐震性能、減碳技術

一、前言

隨著全球能源系統加速邁向低碳與再生能源轉型，氫能逐漸成為關鍵能源載體，廣泛應用於交通、工業與能源儲存領域。其中，氫能在整合具間歇性特性的再生能源(如太陽能與風能)方面具高度潛力。透過電轉氣(Power-to-Gas, P2G)技術，可將多餘電力轉換為氫氣儲存，並於需求高峰時再轉換為電力使用，有助於提升電網穩定性與再生能源滲透率。由再生能源製得之綠氫亦可作為潔淨燃料或原料，應用於難以電氣化之高碳排產業，促進能源系統深度脫碳。隨著氫能基礎設施(如輸氣管線、儲槽與加氫站)快速發展，其在地震環境下之安全與韌性，已成為影響整體能源系統可靠性的重要議題。

然而，氫氣具低密度、高易燃性及氫脆效應等特性，使其在儲存、運輸與材料使用上面臨高度工程挑戰。在地震等動態荷載作用下，氫脆可能導致材料強度降低與裂縫擴展，進而影響關鍵設備之可靠性。此外，氫能設施由多種互連機械系統組成，其在地震下會產生複雜的耦合動態行為，

可能引發共振放大、應力集中與界面破壞等問題，此類現象難以透過傳統靜態分析完整掌握。現行耐震設計多沿用石化與工業標準，尚未充分考量氫能系統特有之材料劣化、動態效應與事故風險。因此，亟需透過實驗驗證與元件層級試驗，建立更符合實際行為的分析模型與風險導向設計方法，以提升氫能設施之安全性與耐震韌性。

為進行氫能基礎設施關鍵元件之耐震性能研究，本文透過蒐集災損資料，據以辨識氫能輸儲設施之潛在弱點，並作為後續切入關鍵元件耐震性分析之依據。

二、氫能輸儲設施震損案例

經初步蒐集相關災損資料，目前尚未發現大規模氫能輸儲設施於地震中受損之案例，然而，類似之工業災害及近年氫氣相關事故，仍提供重要之風險警示與參考依據。1995年日本阪神大地震曾造成多座化工與氣體處理廠嚴重損壞，其災害型態包含儲槽座屈、管線破裂及錨定失效等，而此類關鍵元件之設計特性與氫能系統高

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

² 國家地震工程研究中心助理研究員

³ 國家地震工程研究中心研究員

⁴ 國家地震工程研究中心副主任兼設備管線組組長

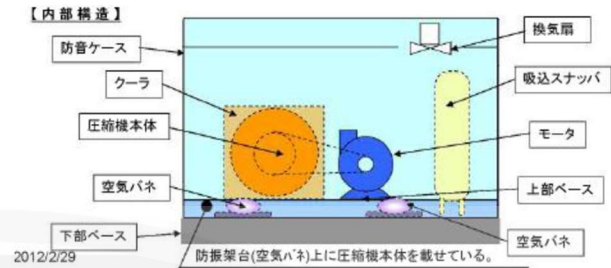
度相似，具高度參考價值。

2011年東日本大地震進一步凸顯能源設施耐震安全之重要性。震後因緊急應變系統失效，無法有效抑制爐心溫度，導致燃料棒過熱並與蒸氣反應產生氫氣，最終與空氣混合引發爆炸，造成圍阻體破壞及放射性物質外洩。震後，日本積極推動氫能基礎設施建設，例如福島氫能研究基地(FH2R)，並將耐震韌性納入設計重點。

此外，地震期間亦發生與氫氣相關之工業事故。福島縣一處隸屬 KUREHA 集團(株式会社クレハ)之石化廠，於約310 Gal 地表加速度作用下，氫氣儲槽相關管線受損並引發爆炸(如圖一)，造成鄰近建物損壞及人員受傷(Wada et al., 2013)。另於栃木縣某廠房四樓屋頂，設置於約2.5 m 高支架之隔音箱內部設備亦發生損壞；該系統包含氫氣壓縮機與馬達，並由空氣彈簧隔振器支撐，鄰近之緩衝氣瓶則固定於箱體底部(如圖二)。受地盤條件影響，當地測得約541.9 Gal 地表加速度，且屋頂與高架支架可能產生放大效應，導致隔振器破壞、壓縮機過大位移及氣瓶錨定失效，進而造成連接軟管與輸出管線破裂。氫氣外洩後於箱體內累積，且因停電導致通風系統失效，最終引發爆炸事故(高压ガス保安協会，2013)。



圖一 石化廠氫氣管線震損
(Wada et al., 2013)



圖二 氫氣壓縮機構造圖(高压ガス保安協会，2013)

三、氫能輸儲設施非震損案例

除前述地震引致之災損案例外，氫能輸儲設施之事故多源於材料缺陷或人為因素導致元件失效，進而引發氫氣洩漏、爆炸或火災等事件。2012年美國加州 Emeryville 公車加氫站即發生此類事故，其洩壓閥噴嘴(如圖三)採用不適用於氫氣環境之不鏽鋼材料，因氫脆效應導致材料強度與延展性劣化，並伴隨加工公差問題，使設施於啟用僅八個月後即發生洩漏並引發小型火災，雖經緊急疏散未擴大災情，但突顯氫氣接觸材料選用之重要性(Harris et al., 2012)。

2015年臺灣麥寮六輕台化廠亦發生氫氣外洩引發爆炸之工安事故(如圖四)，推測係不鏽鋼螺栓長期受海風腐蝕導致強度劣化而斷裂所致。儘管偵測系統曾發出洩漏警示，仍未能及時避免事故發生，並造成周邊區域局部損害(鄭旭凱等，2015)。2019年韓國江陵市一處以水電解製氫之 P2G 示範場域發生重大爆炸事故(如圖五)，疑因電解器分離膜失效導致氧氣混入儲氫槽，並由靜電火花引燃，在高壓(約1 MPa)條件下瞬間釋放能量，造成2人死亡及周邊50公尺範圍內建築受損(Kim and Kim, 2019)。

同年，挪威 Sandvika 加氫站亦發生爆炸與火災事故(如圖六)，推測係高壓氫氣鋼瓶接頭法蘭之螺栓未依規定扭力鎖固，導致大量氫氣洩漏並引發災害(Løkke, 2019)。此外，美國加州 Santa Clara 於2019年發生氫氣槽車轉運過程之外洩事故

(如圖七)，係操作不當所致，最終引發爆炸與火災並造成多輛槽車毀損(Hydrogen Safety Panel, 2021)。

綜合上述案例可知，管線法蘭、閥件及各類接頭等介面元件為系統中之關鍵脆弱環節，一旦設計、材料選用或安裝操作不當，極易導致氫氣洩漏並進一步引發爆炸或火災。此亦顯示氫能輸儲設施對於細部設計與施工品質高度敏感，微小缺陷即可能造成重大後果。此外，地震或振動所引致之附加應力與位移效應，亦可能加劇上述風險，顯示強化氫能輸儲設施整體安全性之必要性與迫切性。然而，由於實際震損案例仍相對有限，目前針對氫能基礎設施耐震性能之實驗研究仍屬不足，相關研究多以核能或石化設施為主要參考對象，顯示本領域仍有待進一步深入探討。



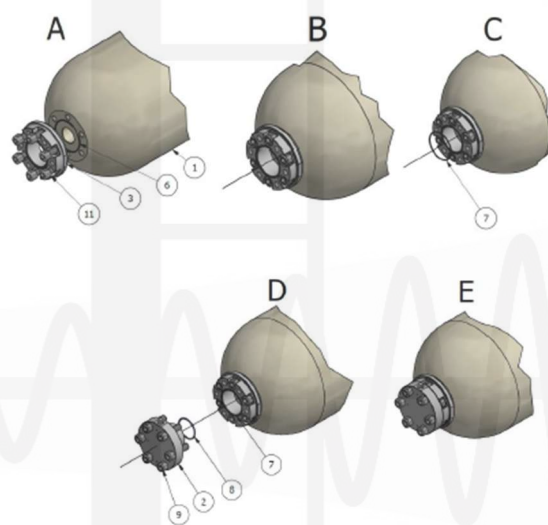
圖三 Emeryville 公車加氫站失效洩壓閥元件 (Harris et al., 2012)



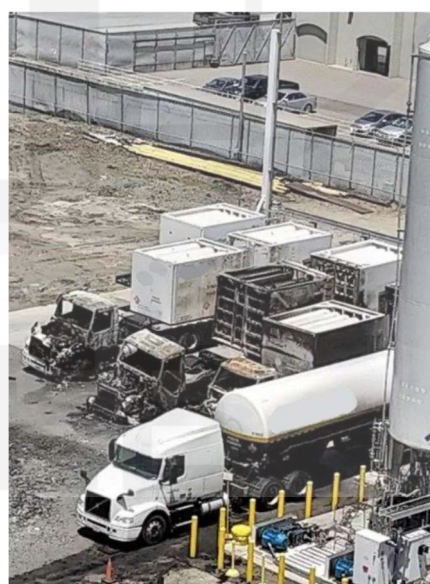
圖四 化工廠氫氣氣爆(鄭旭凱等，2015)



圖五 儲氫罐事故(Kim and Kim, 2019)



圖六 歐洲高壓鋼瓶接頭法蘭組裝 (Løkke, 2019)



圖七 氫氣槽車事故 (Hydrogen Safety Panel, 2021)

四、結論

綜合地震災損案例與近年氫能相關事故可知，雖目前尚缺乏大規模氫能輸儲設施於地震中受損之直接案例，但由化工與氣體設施之震害經驗，以及多起氫氣洩漏與爆炸事故，已可辨識出氫能系統在結構與設備層面之潛在脆弱性。特別是管線、閥件、法蘭接頭及錨定系統等關鍵介面元件，常為失效與災害觸發之主要來源；同時，材料劣化(如氫脆)、設計不當及人為操作失誤，亦為事故發生之重要因素。此外，地震或振動所引致之動態效應，可能進一步放大元件間之相對位移與應力集中，增加洩漏與破壞風險，顯示氫能輸儲設施之安全性不僅取決於單一元件性能，更與系統整體耦合行為密切相關。

參考文獻

1. Wada, Y., Wakakura M., Hayashi Y., Takagi N., Oba H., Kumasaki M., Miyake A., and Arai M., "Lessons Learned by the Strong Local Earthquake at the Petrochemical Plant", *Chemical Engineering Transactions*, 2013, 31, pp. 511-516. DOI: 10.3303/CET1331086.
2. 高圧ガス保安協会, 「東日本大震災による水素圧縮機ユニットの漏洩、爆発」, 2013年1月16日, Retrieved June 13, 2025, from https://www.khk.or.jp/Portals/0/resources/activities/incident_investigation/hpg_incident/pdf/2011-083.pdf.
3. Harris, A. P., San Marchi, C. W., Levin, J., and Bulter, D., "Investigation of the Hydrogen Release Incident at the AC Transit Emeryville Facility", *Sandia National Laboratories Report*, 2012, SAND2012-5170.
4. 鄭旭凱、張慧雯, 「六輕台化氣爆 廠房鐵皮炸飛」, 自由時報, 2015年9月23日, Retrieved June 13, 2025, from <https://ec.ltn.com.tw/article/paper/917902>.
5. Kim, S. I., and Kim, Y., "Review: Hydrogen Tank Explosion in Gangneung, South Korea", *Proceedings of the 2019 Center for Hydrogen Safety Conference*, Sacramento, CA, USA, October 14-15, 2019.
6. Løkke, J. A., "The Kjørbo Incident", *Press Conference*, June 28, 2019, Retrieved June 13, 2025, from <https://mb.cision.com/Public/115/2852735/8189422a0b076d6c.pdf>.
7. Hydrogen Safety Panel, "Report on the June 2019 Hydrogen Explosion and Fire Incident in Santa Clara, California", *Pacific Northwest National Laboratory Report*, 2021, PNNL-31015-1, Retrieved June 13, 2025, from https://h2tools.org/sites/default/files/2021-06/AP_Santa_Clara_Incident_Review_Report_Rev1.pdf

地熱潛能區環境監測站建置與基礎資料建立

謝宏灝¹ 林世榮¹ 黃有志² 李宥葭³

摘要

本研究以高地熱潛能區為目標區域，進行微震與地化氣體監測站之選址評估與建置作業，並同步建立基礎觀測資料，以支援地熱資源開發前之環境背景掌握。考量高地熱潛能區多位於火山或構造活動區域，本計畫整合地質條件、地熱徵象、氣體逸散特性、環境背景噪訊及施工可行性等因素，建立監測站選址原則，並據以完成監測站之設置。2025年底已於新北市焿子坪地區完成1座微震與地化氣體監測站建置，並建立資料擷取與傳輸系統。現階段已累積初步監測資料，主要用於系統測試與基礎資料建立之初步分析。

本研究重點在於建立地熱潛能區微震與地化氣體監測站之建置流程與技術架構，並初步掌握場址環境條件與觀測資料特性。相關成果可作為未來監測站擴建、長期觀測資料累積及環境變異評估之基礎，並支援地熱開發過程之環境監測與風險管理。

關鍵詞：地熱潛能區、環境監測、微震監測、地化氣體

一、前言

配合國家推動「2050 淨零排放」政策目標，綠色能源將成為未來能源轉型的核心重點。其中，地熱能源具備穩定、低碳及在地供應優勢，相較於風力與太陽能等間歇性再生能源，地熱發電不受天候與日照條件影響，不僅能提供全年穩定的發電能力，更適合作為電力系統中的基載電力，以支援國家能源發展及企業綠色轉型需求。

臺灣地處環太平洋火環帶，擁有豐富的地熱潛能，特別是大屯山區域。然而，地熱開發涉及地下熱流、大地構造與水文系統的變化，社會大眾與地方社區對其潛在環境影響仍存疑慮，尤以開發過程是否造成環境異常變化為主要關注。因此，建立完善之科學監測與基礎資料，不僅有助於釐清自然變異範圍，亦可為後續地熱資源開發提供客觀依據。

本研究以高地熱潛能區為目標區域，

辦理微震與地化氣體監測站建置，並建立基礎觀測資料，逐步建立地熱區微震與地化氣體監測技術架構，作為後續長期監測與差異性評估之基礎。

二、監測站設置

本計畫目標為建立地熱潛能區微震與地化氣體監測之基礎架構，並發展監測站選址與建置之標準流程。首先，盤點既有觀測站分佈及測站類型，作為整體監測網規劃之基礎，據以評估監測網之空間涵蓋範圍與資料互補性，並綜合評估地熱潛能區之地質條件、地形特性與環境限制，進行監測站場址選擇。

在選址過程中，主要考量因素包括：

- (1) 地表氣體逸散與地熱徵象，以反映地熱活動分布特性；
- (2) 環境背景噪訊對微震觀測之影響，以確保觀測資料品質；
- (3) 施工條件與設備維運可行性，包括交通可及性與現地施工條件；
- (4) 資料傳輸與供電條件，以確保長期連續觀測之穩

¹ 國家地震工程研究中心助理研究員

² 國家地震工程研究中心副研究員

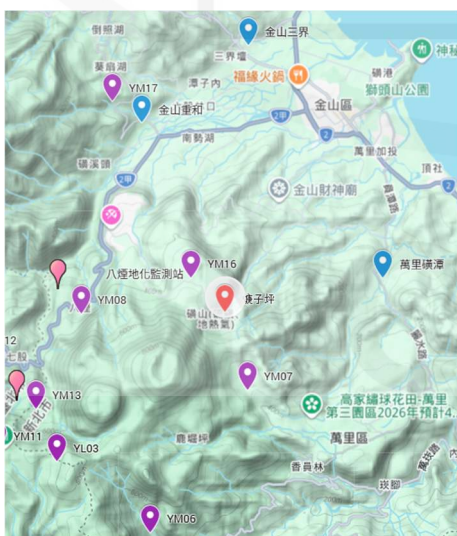
³ 國家地震工程研究中心副技術師

定性。此外，針對火山地區特性，亦額外考量氣體腐蝕性、地表不穩定性及高濕高溫環境對儀器之影響，並於設備選擇與設置方式上進行相應之調整，以提升監測系統之耐用性與長期運作穩定性。

依據上述選址條件，並配合噴氣露頭（圖一）位置與既有測站分布情形，選定監測站設置地點。圖二為煥子坪地區鄰近測站分布情形，圖中紅色點位為本計畫建置之監測站位置，紫色與粉紅色點位分別為大屯火山觀測站之寬頻地震站與地化監測站，藍色點位則為山腳斷層監測網之寬頻地震站。



圖一 煥子坪地區地熱噴氣露頭



圖二 煥子坪地區鄰近測站分布

微震與地化氣體監測站已於 2025 年底於新北市煥子坪地區建置完成，監測站包含微震觀測設備與地化氣體監測模組，並完成資料擷取系統整合與遠端傳輸設定，使觀測資料可即時回傳或遠端下載，並進行資料初步檢核。圖三與圖四分別為監測站外觀與內部配置照片。



圖三 新北市煥子坪地區監測站外觀



圖四 新北市煥子坪地區監測站內部配置

此外，本測站之設置亦考量與既有監測網之互補性，使觀測範圍涵蓋地熱活動較為活躍區域，並避免測站間距過近造成資料重複性過高之問題。透過整體空間配置之規劃，可提升區域微震監測解析度，

並有助於未來進行震源定位與活動特性分析。

在設備配置方面，微震監測系統採用高靈敏度地震儀，以提升微小震動訊號之辨識能力；地化氣體監測模組，初期以地表二氧化碳通量量測為主，未來則依現地氣體逸散特性進行配置，以確保監測數據能有效反映地熱活動變化。整體系統設計以長期穩定運作為原則，並兼顧現地環境條件與維護需求。

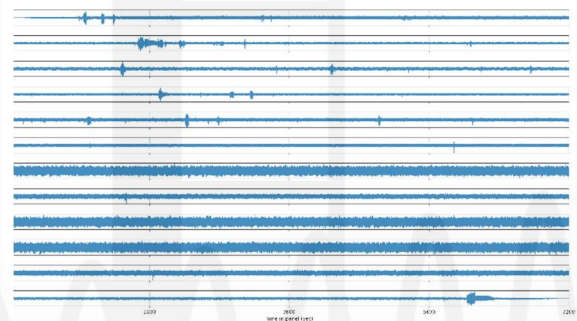
三、基礎資料建立

本研究於監測站建置完成後，即開始進行觀測資料蒐集與初步整理，建立地熱潛能區之基礎環境資料。監測資料主要包含微震連續波形資料及地化氣體濃度觀測資料，並透過資料傳輸與儲存系統進行集中管理，以確保資料之完整性與可追溯性。在資料品質控管方面，針對微震資料進行基本時段檢核與訊號品質檢視，包括資料連續性檢查、異常訊號辨識及儀器運作狀態確認，以確保儀器運作穩定性及背景噪訊特性；地化氣體資料則進行初步合理性檢查，現階段資料主要用於系統測試與觀測條件評估。

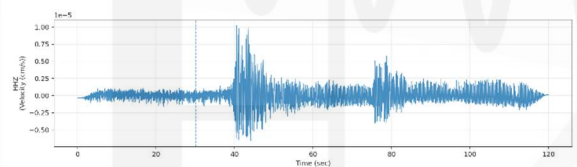
在微震資料分析方面，除基本波形檢視外，亦進行資料分段與頻譜特性比對，以確認不同時間區段之背景噪訊分布是否具有一致性。透過此類初步分析，可作為後續建立背景噪訊基準之依據。目前已累積約3個月之微震連續觀測資料，並利用該資料進行初步頻譜分析，以掌握場址背景噪訊特性，[圖五](#)為監測站所記錄之連續波形資料，可用於檢視資料之連續性與背景震動情形；[圖六](#)則顯示監測站收錄之微震事件訊號，可觀察到微震訊號特徵，顯示測站具備良好之訊號擷取能力。

進一步利用長時間觀測資料進行頻譜分析，透過功率頻譜密度（Power Spectral Density, PSD）方法，分析不同時間區段之頻譜特性，並評估場址背景噪訊之頻率分布情形（[圖七](#)）。由圖七可觀察

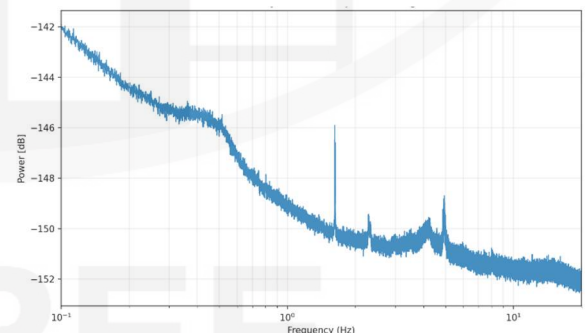
監測站背景噪訊之功率頻譜密度分布情形，整體頻譜曲線隨頻率增加呈現逐漸下降之趨勢，顯示低頻段能量較高，而高頻段則趨於穩定，反映背景震動特性具一定一致性。在頻率約1~6 Hz範圍內，可觀察到局部頻譜起伏與能量變化，其中於約1~2 Hz附近出現明顯能量峰值，推測可能與環境或人為活動相關；於較高頻段則可見頻譜逐漸趨於平緩，顯示高頻背景噪訊相對穩定。整體而言，PSD分析結果顯示觀測資料品質穩定，頻譜分布具有合理之變化趨勢，可反映場址之背景震動特性，並可作為後續長期監測與資料比對之基礎。



圖五 監測站之觀測資料波形
(單一向量，1天)



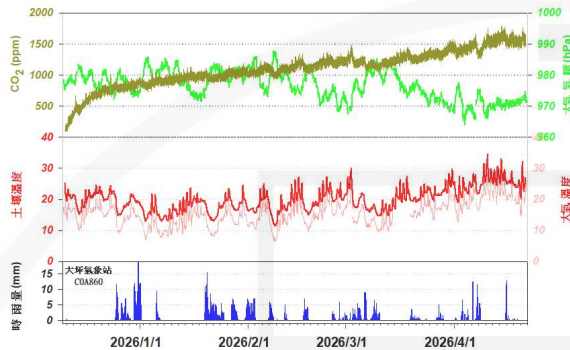
圖六 監測站收錄之微震訊號



圖七 監測站之背景雜訊功率譜密度

在地表二氧化碳通量量測結果如[圖八](#)，同時結合鄰近之大氣資料進行對比，透過濾除週期性資料後檢視其相關性，並進行長期趨勢分析。整體而言，本年度資料建

立重點在於確認監測系統運作穩定性及資料可用性，並初步掌握場址環境條件。後續將隨觀測時間延長，逐步建立完整之長期基礎資料，並進一步進行統計分析與環境變異評估。



圖八 地表二氧化碳通量與大氣時序資料

四、結論與展望

本研究已完成高地熱潛能區環境監測站之選址評估與建置作業，並建立微震與地化氣體之監測站。透過本年度工作，已建立一套具體可行之監測站建置流程，涵蓋場址評估、設備配置及系統整合等，並初步掌握場址環境條件與觀測資料特性。

現階段所累積之觀測資料仍屬初期階段，主要用於系統測試與基礎資料建立，尚未進行深入之長期趨勢分析。然而，本研究已完成監測站架構之建立，並確認資料取得與傳輸機制之穩定性，為後續資料累積與分析奠定基礎。未來將持續進行觀測，累積長期監測資料，並逐步進行背景值建立與環境變異分析。同時，亦規劃擴展監測站點數量，建立區域性監測網，以提升對地熱開發過程中微震與地化氣體變化之掌握能力，並支援地熱資源開發之風險評估與科學決策。

本研究所建立之監測架構與建站經驗，亦可作為其他地熱潛能區推動環境監測之參考，並逐步形成標準化作業流程，提升整體監測資料之可比較性與應用價值。

參考文獻

1. McNamara, D. E., Buland, R. P. (2004). Ambient noise levels in the continental United States. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 94, No. 4, pp. 1517–1527.
2. Wen, H. Y., Yang, T. F., Lan, T. F., Lee, H. F., Lin, C. H., Sano, Y., Chen, C. H. (2016). Soil CO₂ flux in hydrothermal areas of the Tatun Volcano Group, Northern Taiwan. *Journal of Volcanology and Geothermal Research*, 321, 114–124.
3. 宋聖榮、盧乙嘉、邱玉嵐 (2020)，地熱運用對大屯火山群火山活動的影響評估，陽明山國家公園管理處委託報告。
4. 前瞻基礎建設計畫—地熱潛能區基礎調查成果彙編 (2026)，經濟部地質調查及礦業管理中心。

低碳與再生材料於建築結構應用之 國內技術盤點與應用潛力評估

紀凱甯¹

摘要

因應全球淨零碳排趨勢及我國 2050 淨零政策推動，建築與營建工程之材料低碳化與資源循環為發展方向之一。本研究針對低碳與再生材料於建築結構工程之應用進行系統性盤點，並評估其國內現有技術成熟度、產業供應現況及工程導入可行性。首先整理國內主要材料類型，包括低碳混凝土、混合材料混凝土、再生骨材混凝土、新型膠結材料及天然材料等，並依其應用潛力與技術成熟度進行分類；其次，建立本土低碳與再生材料資料庫，整合材料來源、製造、工程應用及回收再利用等生命週期資訊，作為材料篩選與決策依據；接續分析材料取得性、供應穩定性及工程導入難易度，並建立用途篩選指標，涵蓋碳排效益、結構性能、施工品質與規範適用性等面向。最後，提出材料必要驗證項目，以確保材料於工程應用中具備基本性能與使用合理性。研究結果顯示，部分低碳材料已具備成熟應用條件，惟整體仍處於逐步導入階段，未來應透過制度化評估機制合理推動低碳與再生材料之應用。

關鍵詞：低碳材料、再生材料、材料資料庫、生命週期、材料篩選指標

一、研究動機與目的

在全球氣候變遷與淨零碳排政策推動下，建築與營建產業逐漸由過去以能源效率為主之減碳策略，轉向關注材料含碳之管理與降低。以營建材料而言，如水泥、混凝土與鋼材等，其製造過程具有高耗能與碳排特性，對整體建築生命週期碳排具有顯著影響。因此，如何透過新型材料替代或資源循環利用以達到碳排降低之目標，已成為營建工程技術發展之重要方向。

低碳材料與再生材料系目前具潛力之技術發展途徑之一。低碳材料主要透過材料組成調整或製程改善以降低碳排，例如低熟料水泥或高摻料混凝土；再生材料則藉由回收再利用機制，將營建廢棄物或工業副產物轉化為工程材料，達到減少天然資源開採與廢棄物處理之雙重效益。然而，低碳與再生材料若應用於建築結構工程中，並非單純材料替代問題，尚涉及材料性能、設計技術、耐震性能、施工條件、供應鏈穩定性及規範適用性等多面向因素，若缺

乏完整評估機制，可能導致材料應用風險增加，進而影響工程品質與推廣意願。

此外，臺灣除位處全球最活躍的環太平洋地震帶上外，亦有海島型的氣候條件，具有高溫、多濕及局部鹽害影響等特性，使建築材料在實際服役環境中需承受較嚴苛條件。因此，在推動低碳材料技術應用時，仍需兼顧材料基本性能與長期使用穩定性。基於上述背景，本研究之技術盤點與評估目的如下所述：

- (1)盤點國內低碳與再生材料之技術類型與發展程度；
- (2)分析產業供應體系之銜接情形；
- (3)建立本土材料資料庫並整合生命週期資訊；
- (4)評估材料取得性與工程導入難易度；
- (5)建立材料用途篩選指標；
- (6)提出材料基本性能驗證需求。

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

二、國內材料技術與現況盤點

目前國內低碳與再生材料已涵蓋多種類型，並呈現不同技術成熟度與應用範圍，細節說明如下：

- (1) 低碳混凝土：主要透過降低水泥熟料比例或改善製程以減少碳排，常見作法包括使用低熟料水泥或高摻料混凝土(添加石灰石粉與輔助膠結材料)，為目前國內最成熟之低碳材料技術。此類材料在力學性能與施工性方面與傳統混凝土相近，目前國內低碳混凝土已逐步由研究階段進入工程應用階段，部分預拌混凝土業者已開發相關產品，並應用於公共工程及一般建築工程中。其應用範圍涵蓋基礎構件、樓版等一般結構構件，顯示其在工程實務上已具一定成熟度。在產業供應方面，低碳混凝土可依既有混凝土供應體系進行調整與生產，無需大幅改變產線配置，因此具備較高供應彈性。
- (2) 超高性能混凝土(UHPC)：為近年發展之高性能材料，其特徵為具有極高之抗壓強度及緻密微觀結構。UHPC 通常透過降低水膠比、使用膠結材料及添加鋼纖維等方式，提升材料整體性能。UHPC 之單位材料碳排放可能較高(因水泥與膠結材料用量較大)，但其優勢在於可透過其高強度特性設計達到構件斷面縮減、材料用量降低等效果，從全生命週期觀點而言，具備潛在之減碳效益。國內發展主要集中於學術研究與示範工程應用，包括橋梁構件、預鑄構件及特殊結構節點等領域，逐步累積驗證試驗及工程應用基礎。
- (3) 再生材料混凝土：係指於混凝土組成中，部分或全部採用再生材料取代傳統天然材料之混凝土，其再生來源主要包括營建拆除廢棄物(如再生骨材)及工業副產物(如爐渣、焚化再生粒料等)。此類材料之核心概念在於透過資源循環利用，降低天然骨材開採需求，並減少廢棄物處理與掩埋量，具備環境與資源雙重效益。在技術發展方面，國內再生材料混凝土已具一定研究基礎，相關研究涵蓋再生骨材品質改善、配比設計及材料力學行為等。研究結果顯示，在適當控制再生骨材來源與品質條件下，再生材料混凝土於基本力學性能上可達一般工程需求，特別適用於非結構或次結構。另外，受限於材料品質變異性與設計規範尚未全面建立，未來需透過分級制度與品質管理機制加以控制，以確保材料穩定性，故現階段採較保守設計，以部分取代為主。
- (4) 無機聚合混凝土：係以鋁矽酸鹽材料(如飛灰、高爐石粉等)為主要膠結來源，透過鹼性活化劑反應形成膠結結構，取代傳統水泥水化反應機制之混凝土系統。相較於一般波特蘭水泥混凝土，無機聚合混凝土可大幅降低水泥使用量，甚至在特定配比條件下達到完全不使用水泥之效果，具備顯著之低碳潛力。此外，由於其膠結機制不同於傳統水泥系統，材料設計具有較高彈性，適合依工程需求進行客製化配比設計。在國內發展現況方面，目前仍以學術研究與試驗性應用為主，相關研究已涵蓋材料配比設計、力學行為分析及構件試驗等領域。
- (5) 天然材料：指來源於自然且經相對低加工處理之建築材料，如木材(包含 CLT、GLT)及竹材等。此類材料之主要特點在於其成長過程中可吸收二氧化碳，具有碳儲存效益，於建築結構應用中可同時達到材料減碳與碳封存之雙重效果，因此近年逐漸成為低碳建築發展之重要方向之一。在工程應用方面，結構用木材如 CLT(交叉層壓木)與 GLT(集成材)已應用於國外之中低層建築，並逐步發展至中高層建築系統，其優勢包括材料重量輕、施工快速及預鑄化程度高，適合模組化與工業化施工模式。此外，竹材亦具快速生長與高強度重量比之特性，於特定結構或景觀工程中具應用潛

力。在國內發展現況方面，仍處於推廣初期。

三、材料取得性與工程導入難易度

材料之應用除取決於技術成熟度外，材料取得性、供應穩定性及工程導入難易度亦是影響其推動之關鍵因素。不同類型之材料在供應來源、施工適應性及工程風險等面向均存在顯著差異，需加以系統性分析，彙整之資訊簡述如下：

- (1) 低碳混凝土：係目前最具工程導入可行性的材料之一，主要依賴既有水泥與預拌混凝土供應體系，僅需透過配比設計與膠結材料組成調整即可實現低碳化。由於其施工方式與傳統混凝土相近，工程導入門檻低，對施工流程與設備影響有限，適合於一般建築結構中廣泛應用。在供應穩定性方面，低碳混凝土之關鍵在於替代膠結材料來源，其供應狀況整體仍屬穩定。整體而言，屬於「高可取得性、低導入難度」類型。
- (2) 超高性能混凝土：UHPC 之材料取得涉及高品質膠結材料、細粒骨材及鋼纖維等特殊材料，其原料取得相較一般混凝土較為受限，且品質要求較高。雖國內已具備相關材料供應能力，但多屬專案型供應，尚未形成常態化市場。在工程導入方面，UHPC 需較精確之配比控制與施工管理，對施工品質要求較高，且常應用於預鑄構件或特殊結構，因此導入難度相對較高。整體而言，屬於「中等取得性、高導入門檻」之類型，適合應用於高附加價值工程。
- (3) 再生材料混凝土：主要來自營建廢棄物及工業副產物，其取得性具有區域性特徵，取決於當地再生處理設施與廢棄物產生量，不同地區之供應穩定性與材料品質可能存在差異。在工程導入方面，再生材料需考量來源品質差異與材料變異性，通常需進行額外品質管控或配比調整，且其應用優先於非結構或次結

構用途，以降低工程風險。整體而言，再生材料混凝土屬於「中等取得性、中等導入難度」之材料類型，其推動關鍵在於穩定供應與品質分級機制之建立。

- (4) 無機聚合混凝土：來源包括飛灰、高爐石及鹼性活化劑等，其中鋁矽酸鹽原料於國內具一定供應基礎，但活化劑之成本與供應條件可能影響其應用。在工程導入方面，由於其膠結機制不同於傳統水泥系統，目前缺乏完整設計規範與施工標準，導致工程應用需依賴個案支持或試驗驗證，導入難度較高。整體而言，此類材料屬於「中等取得性、高導入難度」之技術類型，仍處於發展與驗證階段。
- (5) 天然材料：材料取得受林業資源與供應鏈影響，國內結構用木材較多仰賴進口，供應穩定性受國際市場影響，而竹材雖具在地資源優勢，但其應用尚需加工與標準化支持。在工程導入方面，天然材料需配合特殊設計方法與施工技術，並受法規限制影響，其導入難度相對較高，特別是在結構設計與防火規範方面，尚需進一步建立完整技術體系，以支援其工程應用。整體而言，天然材料屬於「中等取得性、中高導入難度」之材料類型。

四、材料生命週期循環觀點

綜觀低碳與再生材料於營建工程之應用，應以材料生命週期(Life Cycle)觀點進行整體評估，方能達到碳排減量之目的，而其流程可由原料來源、材料製造、工程應用、使用階段至拆除回收與再利用等階段構成完整循環體系，簡述如下：

在原料來源方面，材料可來自天然資源或回收來源(如營建廢棄物與工業副產物)，透過提高回收材料使用比例，可降低天然資源開採與廢棄物處理需求；材料製造階段則透過製程優化與材料替代(如降低水泥用量或使用再生粒料)達成碳排減量；於工程應用階段，材料依其性能與成

熟度應用於結構或非結構用途，其設計與施工方式將影響整體效益；使用階段方面，材料發展其應有之結構功能、使用年限及維護機制；最終的拆除階段，透過回收與再利用機制，使材料重新進入循環體系。整體而言，低碳與再生材料之應用應由生命週期角度整合考量，透過材料替代與資源循環，達成環境永續與工程應用之目的。

五、本土低碳與再生材料資料庫

經上述材料之盤點與整理，本研究建立一本土低碳與再生材料資料庫，其核心架構包含以下四項要素：(1)材料類型、(2)代表材料、(3)應用潛力及(4)技術成熟度，簡列如表一所示，期能透過本土化材料資料庫之建立，作為後續發展參考方向，並提供材料選用依據及支援設計或施工決策。

表一 本土營建業低碳與再生材料資料庫

材料類型	代表材料	應用潛力	成熟度
低碳混凝土	爐石、飛灰、石灰石粉、輔助膠結材	主結構	高
超高性能混凝土	砂漿、膠結材料、鋼纖維	主結構	高
再生材料混凝土	廢棄混凝土、再生骨材混凝土、工業副產品	次結構	中
新型/無機聚合混凝土	飛灰、高爐石粉、鹼性活化劑	次結構	中低
天然材料	CLT/GLT 木材、竹材	次結構	中低

六、材料用途篩選指標

初步建立之材料用途篩選指標，係以工程可行性為核心，並兼顧環境效益與材料特性，其主要包含五大面向：

- (1)碳排效益：評估材料相對於傳統材料之減碳效果，以及碳排資料是否具備可驗

證性。

- (2)材料性能：包含材料強度、彈性模數及延展性等基本力學性能，以確保材料符合結構設計需求。
- (3)耐久性能：考量材料在一般使用環境下之性能穩定性，如抗滲性或體積變化等。
- (4)施工品質：評估材料施工可行性與品質穩定程度，以避免影響工程進度與品質。
- (5)標準與規範：檢視材料是否符合材料標準、設計規範或是否具備驗證機制。

七、材料必要驗證項目

為確保材料具備設計應用條件，驗證原則係在確保材料性能需求下，提供合理且可行之評估機制，其驗證項目應涵蓋：

- (1)力學性能驗證：包括抗壓、抗拉強度及變形等基本性能，以確保材料可滿足設計需求。
- (2)材料特性驗證：包含材料體積穩定性、耐久性及施工性等相關指標，作為適用性參考。
- (3)環境影響驗證：透過碳足跡或碳排估算，評估材料影響效益。

八、結語

本研究已初步完成國內技術盤點、材料分類及應用潛力評估。整體而言，國內已具備多元材料技術基礎，並逐步發展或導入階段。在材料供應與導入方面，不同材料於取得性、施工適應性及規範適用性上仍存在差異，尚需考量供應鏈穩定性、品質控制機制等因素。另外，本研究建立之材料資料庫與用途篩選指標，係作為初步整理與評估工具，後續仍需透過更多實測資料進行補充與修正，以提升其適用性，且，材料相關驗證與評估機制亦有持續調整與精進之空間。

AASHTO T397 單軸拉伸試驗

吳振維¹ 歐昱辰² 陳俊仲³

摘要

超高性能混凝土 (Ultra-High Performance Concrete, 簡稱 UHPC) 透過精密顆粒級配、低水膠比與高效摻料形成致密微結構，搭配高強度鋼纖維後，具6至12 MPa 抗拉強度及顯著應變硬化與高韌性，遠優於一般混凝土。過去多以間接拉伸試驗評估其抗拉性能，但常高估強度；直接拉伸試驗則可完整反映彈性、應變硬化與軟化行為。由於試驗與材料特性複雜，長期缺乏標準方法。近年美國聯邦公路管理局(FHWA)推動相關研究，促成 AASHTO UHPC 2024規範與 AASHTO T 397標準試驗方法，並以有效開裂強度($f_{t,cr}$)、集中開裂強度($f_{t,loc}$)與集中開裂應變($\epsilon_{t,loc}$)作為性能指標。本研究依該標準，採用潤泰 UHPC 進行單軸拉伸試驗，探討鋼纖維用量、長度及養護溫度對性能之影響，作為本土化設計依據。

關鍵詞：超高性能混凝土、抗拉、AASHTO UHPC 2024、AASHTO T 397

一、前言

超高性能混凝土 (Ultra-High Performance Concrete, 簡稱 UHPC) 具高抗壓(120 MPa 以上)與優異抗拉性能(6至12 MPa)，並呈現應變硬化與高韌性，明顯優於一般混凝土，因此，準確掌握其抗拉行為對結構設計至關重要。傳統多採四點彎曲與劈裂試驗等間接拉伸試驗方法，以獲取 UHPC 的抗拉性能，但因應力分布複雜易高估強度；直接拉伸試驗可更真實反映材料行為，卻因試驗困難與缺乏標準而少用。近年美國聯邦公路管理局(FHWA) [1][2]的大力推動下，UHPC 的直接拉伸試驗終於於 AASHTO T 397-24 [3] 中獲得標準化，可完整評估拉伸性能。AASHTO 2024 [4]亦規範 UHPC 的拉伸行為需具3項最小性能指標：(1)有效開裂強度($f_{t,cr}$)應大於或等於5.17 MPa (0.75 ksi)；(2)集中開裂強度($f_{t,loc}$)應大於或等於有效開裂強度($f_{t,cr}$)；(3)集中開裂應變($\epsilon_{t,loc}$)應大於或等於 2.5×10^{-3} 。具應變硬化及多項力學指標。本研究依該標準進行單軸拉伸試驗，探討鋼纖維長度、用量與養護條件對性能之影響，作為本土化設計依據。

二、AASHTO T397-24試驗方法

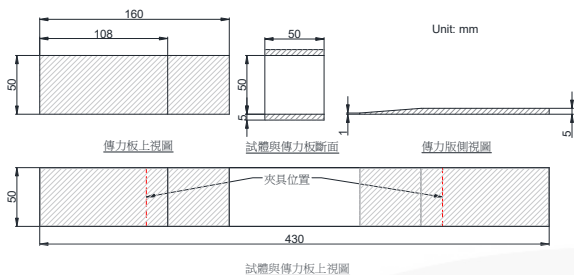
AASHTO T 397-24 [3]之 UHPC 單軸拉伸試驗，以恆定截面的棱柱形試體為核心，透過施加單軸拉力量測力學與應變反應，以取得材料抗拉性能參數。尺寸設計方面，當鋼纖維長度不超過20 mm 時，建議採50 mm × 50 mm 正方形截面，且截面尺寸須至少為纖維長度2.5倍，以確保纖維均勻分佈並降低應力集中。本研究採用長430 mm、截面50 mm × 50 mm 之試體。

為避免夾持端產生局部應力集中而導致非預期破壞，試體兩端設置傳力板。本試驗使用鋁合金傳力板，其具備足夠剛性，可有效分散夾具施加之局部應力並提升試體整體受力均勻性。透過傳力板配置，可顯著提高試驗成功率，使裂縫與破壞更可能發生於標距區域內，而非夾持端。傳力板之尺寸、黏貼位置與夾具位置如圖一所示。傳力板以高強度、高剛度之環氧樹脂 (Sikadur-31+) 黏著固定，施工時需確保與試體表面緊密貼合並完全固化，以確保試驗品質與結果可靠性。

¹ 國家地震工程研究中心助理研究員

² 國家地震工程研究中心主任；國立臺灣大學土木工程學系特聘教授

³ 國家地震工程研究中心研究員兼橋梁組組長



圖一 傳力鋁板之尺寸與黏貼於試體之位置

三、試驗結果

本次 UHPC 單軸拉伸試驗共規劃了3種試驗參數，總共組合成8種配比，試驗參數包含了鋼纖維長度、鋼纖維用量與試體的養護方式。當中，使用了13、20 mm兩種纖維長度；每種纖維長度均製作兩種體積比的配比，13 mm 者的體積比為2.0、2.5%，20 mm 者的體積比為1.5、2.0%；此外，每種纖維長度與體積比的組合下，都進行了常溫養護與蒸氣養護兩種養護方式。

表一呈現了8種配比的三項抗拉性能指標參數，經由試驗結果、應力應變曲線及分析，以下歸納各項試驗參數對 UHPC 抗拉性能的影響機制。

首先，是纖維長度的影響。從相同體積比(2.0%)的條件下觀察，當纖維長度由13 mm 增加至20 mm 時，對強度部分($f_{t,cr}$ 、 $f_{t,loc}$)僅帶來些許的提升(約1.1倍)；但對延性卻有顯著貢獻，集中開裂應變($\epsilon_{t,loc}$)增加可達2至4倍。這是因為較長的纖維在裂縫兩側形成更有效的錨固效應，能延緩纖維拔出，並強化能量耗散能力。

再來，纖維體積比對 UHPC 抗拉強度的提升最為顯著，當用量由1.5%提升至2.0%時，有效開裂強度($f_{t,cr}$)與集中開裂強度($f_{t,loc}$)均可提升超過1.2倍；而用量進一步由2.0%增至2.5%時，強度幅度更超過1.5倍。這說明纖維橋接效應的強度高度依賴於纖維含量，纖維愈多，裂縫被跨越的機率愈高，能有效抑制裂縫萌生與擴展。然而，在集中開裂應變($\epsilon_{t,loc}$)方面，纖維含量對延性的提升不如對強度顯著。雖然高摻量能提供更多裂縫橋接點，但纖維分佈均勻性與基體緻密性亦影響延展效果，因此其提升幅度有限。

養護條件對強度與延性的影響較不顯著，但常溫養護的結果變異性較大，強度與延性數據分散度較為明顯，而使用蒸氣養護的話，同一配比間的應力應變曲線較為相似，求得知抗拉性能指標參數也較為相近，顯示蒸養能提升試驗重現性與可靠性，對工程應用的穩定性具有正面意義。

表一 UHPC 抗拉性能指標參數之試驗結果

纖維長度 (mm)	13				20			
纖維體積比 (%)	2.0		2.5		1.5		2.0	
養護方式	常溫	蒸氣	常溫	蒸氣	常溫	蒸氣	常溫	蒸氣
$f_{t,cr}$ (MPa)	5.46	6.88	8.52	8.51	3.95	5.21	5.79	7.17
$f_{t,loc}$ (MPa)	5.93	7.63	8.94	9.63	5.67	5.23	6.42	7.97
$\epsilon_{t,loc}$ (10^{-3})	1.97	1.30	2.85	2.77	3.24	2.77	2.58	4.15

四、結論與展望

本研究依據 AASHTO T 397-24單軸拉伸試驗方法，系統性評估本土化 UHPC (潤泰企業集團)在不同纖維長度、纖維摻量與養護條件下之抗拉性能，並與 AASHTO UHPC 2024規範對照，檢視其合格性與工程應用潛力。

參考文獻

1. B.A. Graybeal, F. Baby, Development of direct tension test method for ultrahigh-performance fiber-reinforced concrete, ACI Mater. J. 110 (2013).
2. B.A. Graybeal, Tensile mechanical response of ultra-high-performance concrete, Adv. Civ. Eng. Mater. 4 (2015) 62-74.
3. AASHTO T 397-24, Standard Method of Test for Uniaxial Tensile Response of Ultra-High Performance Concrete, American Association of State and Highway Transportation Officials, Washington DC, USA, 2024.
4. AASHTO, Guide Specifications for Structural Design with ULTRA-HIGH PERFORMANCE CONCRETE, American Association of State and Highway Transportation Officials, Washington DC, USA, 2024.

長期結構加速度振動反應監測資料之彙整與初探

盧恭君¹ 陳俊仲² 蕭勝元³ 江奇融³

摘要

本研究對象為一橋面振動之加速度長期監測資料，取得資料長度為長達六個月以上且連續 200Hz 取樣之振動訊號歷時。本文將涵蓋其資料彙整與盤點作業內容，為確保完整有效監測期間遂對資料逐一盤查找出資料缺陷並提出對應假設與解決方法，分享長期監測資料於彙整過程遭遇的問題及取捨。初步以不同時間尺度探勘訊號內涵並探討與真實環境現象之關聯性，如工作日與假日交通變化、月份變化。同時運用基線分析(移動平均去趨勢法)將長期訊號之基線成分析出觀察。更進一步再以短時傅立葉時頻譜圖展現其時頻內涵並獲取訊號特徵頻率之時變現象。最後以上述成果探討長期結構振動監測資料之分析處理概念及其可提供之資訊。另外，實務彙整資料之經驗可供長期監測於硬體規格及後處理參考。

關鍵詞：橋梁監測、加速度長期監測、基線分析、時頻分析

一、前言

橋梁為重要的交通基礎設施，其結構安全關係著公共安全與經濟發展。伴隨橋梁服役年限增長與氣候極端化影響，即時的橋梁性能現況遂成為橋梁管理的重要資訊，傳統人工檢測方法已難以滿足即時與全面性的監測需求。

本研究著手於長期橋面板之加速度振動資料探討，呼應上述之長期結構健康監測且屬於振動信號。於振動信號中常見振動參數包括自然頻率、振型與阻尼比等，常見的方法有模態分析技術：如頻域分解 (Frequency Domain Decomposition, FDD) 與隨機子空間識別 (Stochastic Subspace Identification, SSI)，可辨識振動模態。時間-頻率分析方法：如短時傅立葉轉換 (Short-time Fourier Transform, STFT)，其時頻譜圖可清晰呈現訊號中時頻變化的現象，後續更有先進的小波轉換及希爾柏-黃轉換可強化時頻域內涵的表現。

橋梁結構有其特殊性質，橋樑結構乘

載交通流量，其載重形式以車輛及其引致的振動為主，交通流量的範圍廣泛且形式多變。另有載重事件如天災、車禍等考驗。又橋梁結構多屬大尺度幾何，通常為跨河橋梁，其基礎大多坐落於河川附近，甚者直接落於河道之中。如此巨大結構的行為難以精簡概念涵蓋。實體橋梁長期監測則可提供深入探討的資料，可真實展現實體橋梁的行為，更可為橋梁維管提供可靠的判斷依據。

綜觀橋梁長期監測資料可了解橋梁各種面向的行為。本研究將以橋面板伸縮縫位置的加速度反應長期監測資料為對象，並嘗試從中窺探橋梁真實行為及特性。並展示目前資料彙整與初步探索的成果。

二、監測介紹

本章將分別介紹監測對象及監測設備，其中監測對象中將包含觀測結構概述及觀測位置說明。本章內容主要依據該監測案之工作報告書[1]。

¹ 國家地震工程研究中心助理研究員

² 國家地震工程研究中心研究員兼橋梁組組長

³ 國家地震工程研究中心副技術師

監測對象

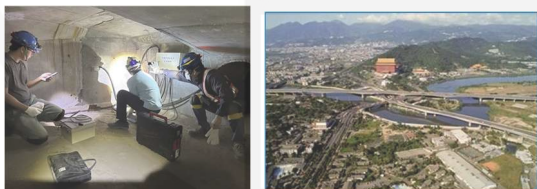
(1) 觀測結構概述：

本案觀測對象為國道 1 號中山高速公路圓山橋(如圖一(左))。為節塊懸臂式之鉸接式橋梁，各跨跨徑中央連接方式為雌雄接榫之鉸接型式，橋址座落於中山高速公路里程數 23K+876.809 處，跨越基隆河，全長共計 671m，於民國 66 年 12 月完工。

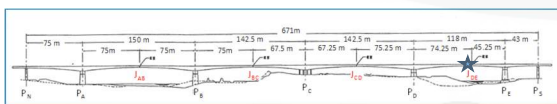
圓山橋位於國道 1 號 023K+877~024K+548，橫跨中山北路並且兩度跨越基隆河。橋梁立面圖說如圖二所示，全長 671m，跨徑配置為 75m+150m+142.5m+142.5m+118m+43m，橋面最小寬度為 34.6m，現況為雙向各設置四個車道。全橋系統包括五座橋墩 (PA、PB、PC、PD、PE) 及兩座邊端橋墩 (PN 和 PS)，其中橋墩 PC 位於圓山橋頭，其餘橋墩則靠近河岸。橋梁施工方式採節塊懸臂施工，由橋墩柱頭處分別向兩端施作節塊。

(2) 觀測位置說明：

本案取得之加速度量測位置為：北上線鉸接處 JDE，安裝現場如圖一(右)。對應整體結構之位置如圖二中星形符號處所標註。



圖一 (左圖)加速度計安裝現場、(右圖)圓山橋外觀



圖二 圓山橋之結構尺寸

監測設備

本案採用之監測設備為 SARA electronic instrument 之 SA10/1D 單軸電子式力平衡加速度計如圖三，根據其規格書說明動態範圍大於 165dB(從 0.1Hz 到

20Hz，1g 滿量程版本)。搭配資料擷取器為三聯科技之 DMS24 如圖四，根據其規格書說明為 4 通道 24bits 資料擷取器，其動態範圍 120dB，時脈精度 $\pm 60\text{sec/year}$ 且採 NTP 校時，本案採用取樣率為 200Hz。



圖三 加速度計
SARA SA10



圖四 資料集錄器
DMS24

三、監測成果暨分析

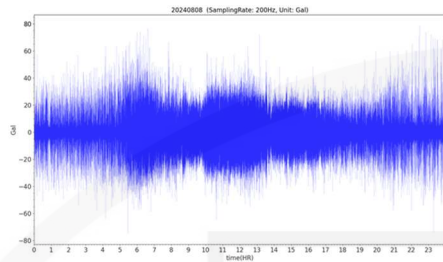
監測成果

經資料檢視及彙整的過程，本研究取得 2024/8/7 13:30~2025/4/17 23:30 期間完整監測資料，共計 252 日之紀錄。為完整觀察資料內涵，採用日周期、年週期(全部資料)表現資料歷時並觀察現象。

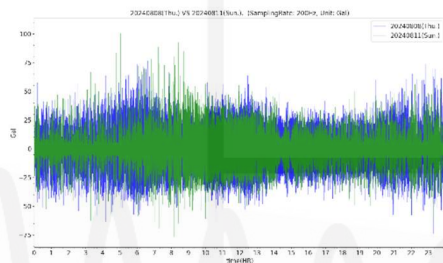
資料分析

本章將分別呈現度同時間尺度下加速度歷時圖之現象觀察結果、移動平均去趨勢法所得的長期加速度基線以及短時傅立葉轉換表現之長期時頻變化內容。其中時間尺度有二：日周期、年週期，日周期結果如圖五所示，綜觀全部 252 張日周期結果可知橋面板加速度振動訊號與交通流量高度相關，圖五中於五點至八點間、十點至十三點間振幅較大，猜測對應到上班車流與午休用餐車流，需進一步融合車流資料形成具體結論，再者圖六為工作日與放假日之歷時圖比較，該圖則明顯呈現振幅分布於兩者間截然不同，且此現象穩定且反覆出現於觀測期間。於圖六中藍色訊號為平常日紀錄之加速度訊號，期現象與工作日車流概念吻合；綠色訊號則為假日紀錄之加速度訊號，其早上震幅劇烈之

時段有延後之現象且未出現中午振幅提升之現象，研判其對應情境為民眾放假日較晚出門至外地旅遊，此一判斷與生活經驗吻合。



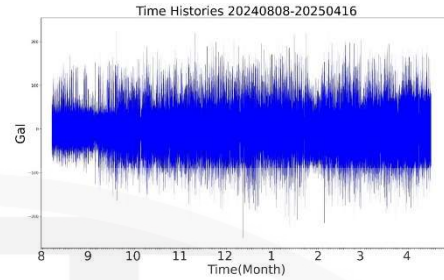
圖五 2024/8/8 之日周期加速度記錄歷時圖



圖六 工作日 (2024/8/8) 與假日 (2024/8/11) 之日周期加速度歷時比較圖

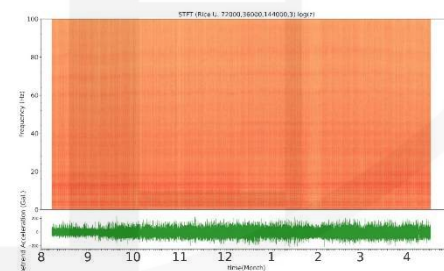
年尺度

以下將改以年週期觀察紀錄資料，礙於目前累積觀測資料未足一年，因此改以全部資料展現並套用年週期之方式繪圖，如圖七。圖七中顯示 2024/8/8 至 2025/4/16 之全部紀錄資料，其中時間軸之粗刻度為月份；細刻度則為日，垂直軸為加速度單位 Gal，圖中至九月中旬前訊號明顯呈現每日反覆出現之震幅變化現象且清晰可見其基線移動之現象；相較於九月中旬後訊號包含額外的內涵導致前述兩現象較不明顯。詳細基線變化內涵可於後續基線分析進一步觀察。



圖七 年週期(全資料)之加速度記錄歷時圖

將去趨勢後的訊號進行短時傅立葉轉換(參考 Allen[2]與 Minh[3]之研究)後所得的時頻譜圖結果如圖八所示，圖八中底部綠色曲線為歷時圖與上方時頻譜圖共用時間軸，此一安排有利於同時掌握頻域與時域之特徵變化。於時頻譜圖中清晰顯現水平暗紋表示其豐富的特徵頻率內涵，又其暗紋微幅的上下起伏則顯示特徵頻率隨時間變化的現象，惟仍須進一步釐清此現象屬量測系統特徵或結構振動特性。另，譜圖中有豎向亮暗紋交錯之現象則象徵訊號隨時間之能量分布起伏頻繁，在二月份附近尤其明顯能量較低也對應到我國農曆春節假期交通流量不同於平常日。



圖八 短時傅立葉轉換所得之時頻譜圖

四、結論

本研究已完成資料彙整並初步探勘資料內涵。於彙整過程中遭遇資料缺漏的問題暫時以補零的方式處理以完整長期間連續監測內涵，惟，未能預測補零操作是否影響未來分析及運算，因此於彙整後之資料加註此條件於後續分析結果檢核其效應，以此次經驗建議長期監測系統之監測硬體

於連續監測之資料完整度、監測各檔案間之採樣時間格一致性，皆須強調以完美最終監測成果。

本研究依彙整後之資料進行訊號內涵探勘並於時間域以日周期及年周期進行波形之振幅特徵觀察，發現隨時間之振幅變化與日常概念中之交通流量有關聯，更進一步比較工作日與假日之全日振幅分布差異，顯現橋梁之交通流量型態於工作日與假日不同，惟以上僅屬推測的階段性結論，需以資料融合的概念匯入交通流量資料後形成具體結論。

於時頻譜圖中清楚呈現於二月時間點附近之能量較低，此現象則提供另一振動與交通流量相關之現象證據；時頻譜圖中呈現豐富特徵頻率內涵及其隨時間變化之現象可比對結構特性內涵進一步探討。

藉長期資料累積，可探討的資料區間逐漸擴張且涵蓋的事件情境更廣泛，將有助於對橋梁特性釐清及行為觀察，因此建議逐時更新此資料匯整暨初探成果。

於本研究階段後仍有許多須持續探討的工作，大致上分為兩個方向首先是不同時間尺度下訊號現象的表現與觀察，再者是運用資料融合的概念匯入其他監測資料並導入結構分析加強對現象成因的探討。振動研究將扮演工程深入了解橋梁結構的工具，進而協助橋梁運維。

參考文獻

1. ”國道1號圓山橋監測委託技術服務工作之監測系統更新規劃設計工作報告書，114年3月20日。
2. Allen, Jont. (1977). Short term spectral analysis, synthesis, and modification by discrete Fourier transform. Acoustics, Speech and Signal Processing, IEEE Transactions on. 25. 235 - 238. 10.1109/TASSP.1977.1162950.(CCRMA)
3. Minh N. Do (2014),”Fundamentals of signal processing”, CONNEXIONS, Rice

university, Houston, Texas,
http://cnx.org/content/col10360/1.4/,(Rice)

考量近斷層效應之單柱式 PCI 梁橋非線性有限元素分析模型研究

葉芳耀¹

摘要

本文研究單柱式 PCI 梁橋非線性有限元素模型，探討此類橋梁在近斷層地震下之受震反應與破壞模式，並進行耐震能力評估，以確認此類橋梁耐震能力。研究結果顯示：(1)使用商用結構分析軟體，橋柱塑鉸以纖維斷面模型或集中塑鉸，均可模擬鋼筋混凝土橋柱在受震反應下之非線性遲滯行為。(2)遠域與近斷層地震下之橋梁非線性行為比較，當近斷層地震之速度脈衝發生時，橋柱底彎矩及轉角與柱頂位移在短時間內迅速發生變化及移動，產生跳躍式之迴圈。(3)以增量動力分析法進行橋梁耐震能力評估，近斷層地震在較低 PGA 時，即可使橋柱產生最大位移比，提早發生主筋挫曲及混凝土壓碎之破壞模式。

關鍵詞：非線性有限元素模型、遲滯行為、近斷層地震、增量動力分析

一、前言

近年來，世界各地接連發生嚴重的大地震，從1994年美國 Northridge 地震、1995年日本 Kobe 地震以及1999年台灣集集地震，發現鄰近斷層之地區，皆造成重大的人員傷亡與財產損失，有鑑於近斷層地震對於結構物的破壞與生命財產的威脅，其相關研究近來廣泛受到國內外學者的注意與重視。過去地震觀測的經驗顯示，斷層破裂帶附近所觀測到地表運動，與遠離斷層帶所觀測到的地震波明顯不同，尤其是地表位移與速度脈衝最可展現出其特徵。在近斷層區域，常顯現出短時間內之地表單方向大幅移動及高速度脈衝，常造成橋梁嚴重的損毀，威脅用路人的生命安全。

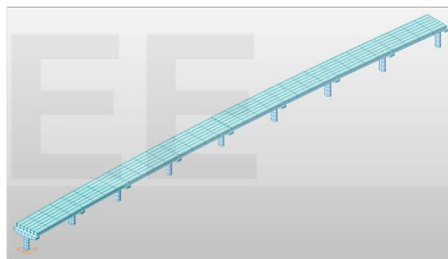
本研究建立單柱式 PCI 梁橋之非線性有限元素模型，探討此類橋梁在近斷層地震下之受震反應與破壞模式，並進行耐震能力評估，以確認此類橋梁耐震能力。

二、標的橋梁有限元素模型建立

標的橋梁橫跨新北市五股區、三重區及蘆洲區，地震分區屬於台北一區。橋梁全長290 m，跨徑配置由北至南為4@37 m + 2@37 m + 2@34 m，分為兩個振動單元。

位置由北至南第1~4跨總長148 m，為第1振動單元；第5~8跨總長142 m，為第2振動單元。結構形式為4跨橋面連續之 PCI 簡支梁橋，上部結構與橋柱間採用人造橡膠支承墊。橋梁共有9座橋墩柱，分為4種斷面形式，包括直徑300公分之圓柱、長短軸350×200公分之橢圓柱、長短軸350×250公分之橢圓柱及長短軸400×250公分之橢圓柱，柱高範圍為7.47至10.92米。

標的橋梁之結構特性顯示，隨著地表加速度增大，上部結構因地震產生的水平力將逐漸增大，並傳遞至橋柱底部。當橋柱底部承受彎矩大於橋柱之降伏彎矩，橋柱進入非線性並產生塑鉸。本節依據橋梁非線性特性，橋柱塑鉸以纖維斷面模型(Fiber section model)進行橋柱遲滯迴圈(Hysteretic system)模擬，建立有限元素分析模型，如圖一。



圖一 標的橋梁有限元素模型

¹ 國家地震工程研究中心橋梁組研究員

三、非線性模型之橋柱塑鉸設定

本研究使用 SAP2000 商用結構分析軟體[1]，進行橋柱非線性遲滯行為模擬。橋柱塑鉸以纖維斷面模型進行橋柱遲滯迴圈模擬，混凝土纖維本構模型採用 Mander [2] 於 1988 年提出的混凝土受壓應力應變曲線方程式，混凝土應力應變曲線如圖二(a)所示，圖中混凝土之應力應變關係曲線方程式如下：

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

$$f'_{cc} = f'_{co} \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_{co}}} - 2 \frac{f'_l}{f'_{co}} \right) \quad (2)$$

其中 $x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}$ ， $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right]$ ， $E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}}$ ， $r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$ 。式中， f_c = 混凝土之軸向應力， f'_{co} = 無圍束混凝土抗壓強度， f'_{cc} = 圍束混凝土抗壓強度， ε_c = 混凝土之軸向應變， ε_{cc} = 對應於 f'_{cc} 時之混凝土軸向應變， ε_{co} = 對應於 f'_{co} 時混凝土之應變， E_c = 混凝土之彈性模數， E_{sec} = 圍束混凝土之正割模數。

鋼筋纖維本構模型採用如圖二(b)之應變硬化效應，其中應變硬化段可以拋物線方式模擬，拋物線頂點位於極限應變處。

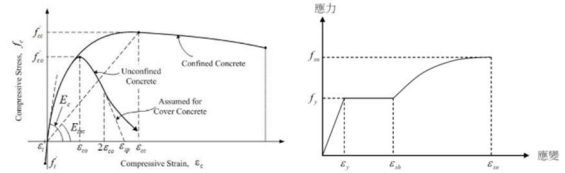
$$\text{彈性段 } (\varepsilon_s \leq \varepsilon_y) \quad f_s = E_s \varepsilon_s \quad (3)$$

$$\text{降伏段 } (\varepsilon_y < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}) \quad f_s = f_y \quad (4)$$

$$\text{應變硬化段 } (\varepsilon_{sh} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su})$$

$$f_s = f_{su} - (f_{su} - f_y) \left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right)^2 \quad (5)$$

式中， E_s = 鋼筋彈性模數， f_s = 鋼筋應力， f_{su} = 鋼筋極限應力， f_y = 鋼筋降伏應力， ε_s = 鋼筋應變， ε_{sh} = 鋼筋開始硬化之應變， ε_{su} = 鋼筋極限應變， ε_y = 鋼筋降伏應變。



(a) 混凝土模型 (b) 鋼筋模型

圖二 纖維斷面模型之材料本構模型

為節省結構分析之時間及電腦運算之資源，除需判斷破壞模式之主要非線性構件外，其餘橋柱改用前期研究成果之集中塑鉸[3]。參考公路橋梁耐震評估與補強設計規範[4]第四章耐震能力詳細評估之內容，進行背骨曲線之彎矩與轉角關係設定，塑鉸選用 Pivot 遲滯模型(Pivot hysteresis model)，參考凌于哲[5]之研究結果對撓曲破壞柱 Pivot 遲滯模型中 α 與 β 參數以(6)式及(7)式進行設定。

$$\alpha = 0.30 \times \left(\frac{N}{A_g f'_c} \right)^{-2.8} \times \left(\frac{\rho_l f_{yl}}{f'_c} \right)^{1.0} \times \left(\frac{\rho_{sh} f_{yl}}{f'_c} \right)^{0.65} + 2.20 \leq 10 \quad (6)$$

$$\beta = 0.62 \times \left(\frac{N}{A_g f'_c} \right)^{0.10} \times \left(\frac{\rho_l f_{yl}}{f'_c} \right)^{0.10} \times \left(\frac{\rho_{sh} f_{yl}}{f'_c} \right)^{-0.15} \leq 1 \quad (7)$$

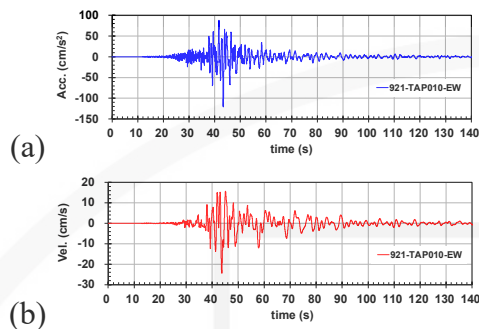
式中 N = 構件軸力， A_g = 柱全斷面之面積， f'_c = 混凝土抗壓強度， ρ_l = 縱向鋼筋比， f_{yl} = 縱向鋼筋降伏強度， ρ_{sh} = 剪力鋼筋體積比， f_{yl} = 橫向鋼筋降伏強度。

四、遠域與近斷層地震下之橋梁非線性行為比較

地震歷時之挑選為執行非線性歷時分析最關鍵的部分，因為地震歷時係決定結構系統強度需求之來源。本研究對遠域與近斷層地震歷時之篩選分別使用國家地震工程研究中心所開發之工具網站「臺灣工址輸入地震查選平台(INMOST)」[6]及「近斷層脈衝歷時資料庫」[7]。標的橋梁位於台北一區，橋梁基本週期為0.676秒，篩選之結果遠域地震選用921-TAP003、921-TAP010及331-TAP016 三組地震歷時；近斷層地震選用921-TCU052之地震歷時。

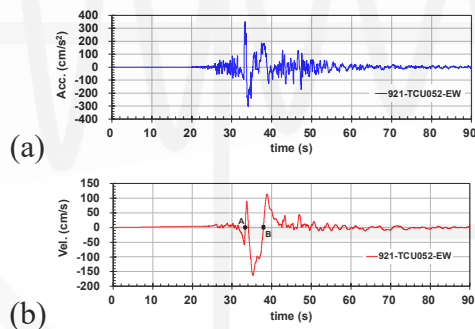
圖三顯示1999年集集地震時，台北一區 TAP010測站之東西向實測地震歷時，

最大地表加速度(Peak ground acceleration, PGA)值為 99.4 m/s^2 ，最大地表速度(Peak ground velocity, PGV)值為 25.8 m/s ，速度歷時中並無明顯之速度脈衝。



圖三 集集地震 TAP010測站之地震紀錄：(a)加速度歷時，(b)速度歷時

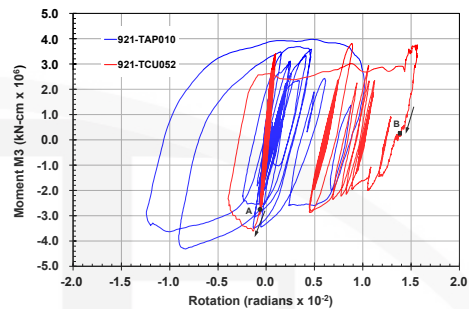
圖四顯示台中市北屯區 TCU052 測站之東西向實測地震歷時，測站至斷層破裂面的最短距離為1.03公里，PGA 值為 348 m/s^2 ，PGV 值為 183 m/s ，速度歷時中 A 點至 B 點有明顯之速度脈衝，水平向脈衝週期為12.29秒。



圖四 集集地震 TCU052測站之地震紀錄：(a)加速度歷時，(b)速度歷時

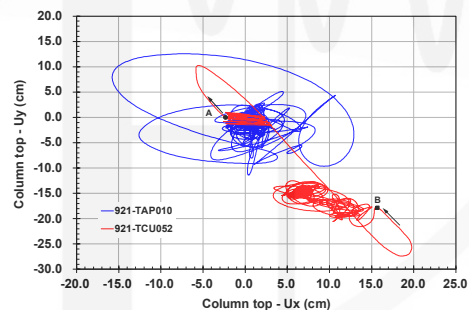
標的橋梁以非線性有限元素模型，輸入921-TAP010及921-TCU052地震歷時，縮放(scaled)兩組歷時之 PGA 至300 gel 進行非線性動力歷時分析，分析結果如圖五及圖六。圖五顯示 PU12Q 橋柱底之彎矩與轉角關係，在921-TAP010地震歷時下，彎矩與轉角由線性逐漸進入非線性，產生較為規律之迴圈，最大正負彎矩為 3.97×10^6 及 $-4.31 \times 10^6 \text{ kN-cm}$ ，最大正負轉角為 1.02×10^{-2} 及 $-1.24 \times 10^{-2} \text{ Radians}$ ；在921-TCU052地震歷時下，彎矩與轉角由線性逐漸進入非線性，當速度脈衝發生時彎矩與轉角由 A 點在短時間內迅速移動至

B 點，產生跳躍式之迴圈，最大正負彎矩為 3.81×10^6 及 $-3.60 \times 10^6 \text{ kN-cm}$ ，最大正負轉角為 1.56×10^{-2} 及 $-3.95 \times 10^{-3} \text{ Radians}$ 。



圖五 標的橋梁受震反應之彎矩轉角關係

圖六顯示 PU12Q 橋柱頂之位移，在921-TAP010地震歷時下，柱頂兩方向之位移形成類似橢圓之非線性關係，X 方向最大正負位移為12.90及-15.77公分，Y 方向最大正負位移為12.57及-11.40公分；在921-TCU052地震歷時下，柱頂兩方向之位移形成類似橢圓之非線性關係，當速度脈衝發生時位移由 A 點在短時間內迅速移動至 B 點，產生跳躍式之橢圓迴圈，X 方向最大正負位移為19.76及-5.85公分，Y 方向最大正負位移為10.27及-27.40公分。

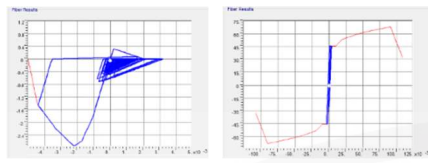


圖六 標的橋梁受震反應之柱頂位移

五、橋梁破壞模式與耐震能力評估

運用增量動力分析法(Incremental dynamic analysis, IDA)進行橋梁耐震能力評估，依據上節選用之多筆符合工址特性之地震歷時，分別以 PGA 對地震歷時進行縮放，以直接積分法進行非線性動力分析，求取橋梁之受震反應與非線性行為。因為分析使用纖維塑鉸模型，因此本研究可以充分掌握構件斷面中混凝土纖維之應力與應變(圖七(a))與鋼筋纖維之應力與應變(圖七(b))，以客觀判斷混凝土開裂、鋼

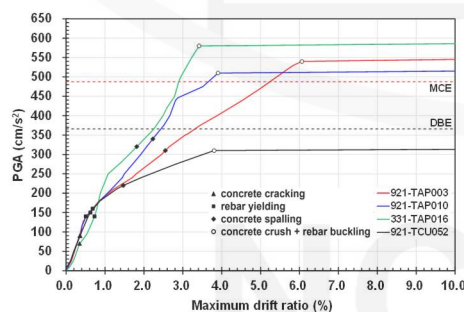
筋降伏、混凝土剝落、主筋挫曲及混凝土壓碎等損傷狀態。



(a)混凝土纖維 (b)鋼筋纖維

圖七 橋梁受震時斷面纖維之應力與應變迴圈關係

以增量動力分析法進行橋梁耐震能力評估，標的橋梁受震時最大彎矩發生在PU12Q 橋柱，該橋柱鋼筋最先降伏，求得橋梁之IDA曲線如圖八。標的橋梁輸入遠域地震921-TAP003、921-TAP010及331-TAP016三組地震歷時進行分析，結果顯示：PGA 為70~90 gel 時，橋柱產生混凝土開裂；PGA 為140~160 gel 時，橋柱產生鋼筋降伏；PGA 為310~340 gel 時，橋柱產生混凝土剝落；PGA 為510~580 gel 時，橋柱產生主筋挫曲及混凝土壓碎之破壞模式，相對應之橋柱最大位移比(Maximum Drift Ratio)為6.061 %、3.905 %及3.419 %。標的橋梁輸入近斷層地震921-TCU052地震歷時進行分析，結果顯示：PGA 為90 gel 時，橋柱產生混凝土開裂；PGA 為150 gel 時，橋柱產生鋼筋降伏；PGA 為220 gel 時，橋柱產生混凝土剝落；PGA 為310 gel 時，橋柱產生主筋挫曲及混凝土壓碎之破壞模式，對應之橋柱最大位移比為3.803 %。



圖八 標的橋梁含損傷狀態之 IDA 曲線

六、結論

本文建立單柱式 PCI 梁橋之非線性有限元素模型，探討此類橋梁在近斷層地震下之受震反應、破壞模式與耐震能力。整

理現階段成果如下：

1. 使用商用結構分析軟體，橋柱塑鉸以纖維斷面模型或集中塑鉸，均可模擬鋼筋混凝土橋柱在受震反應下之非線性遲滯行為。
2. 遠域與近斷層地震下之橋梁非線性行為比較，當近斷層地震之速度脈衝發生時，橋柱底彎矩及轉角與柱頂位移在短時間內迅速發生變化及移動，產生跳躍式之迴圈。
3. 以增量動力分析法進行橋梁耐震能力評估，近斷層地震在較低 PGA 時，即可使橋柱產生最大位移比，提早發生主筋挫曲及混凝土壓碎之破壞模式。

參考文獻

1. CSI, SAP2000 Integrated Software for Structural Analysis and Design, Computers and Structures Inc., Berkeley, California, Version 26.1.0, 2024.
2. Mander, J. B., Priestley, M. J. N., and Park, R., "Theoretical stress strain model for confined concrete," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826, 1988.
3. 葉芳耀，"以商用結構分析軟體模擬高強度鋼筋混凝土橋柱遲滯行為之研究"，2025台灣混凝土學會混凝土工程研討會，2025年12月11~12日，桃園。
4. 交通部，公路橋梁耐震評估與補強設計規範，2020。
5. Ling, Y. C., Mogili, S., and Hwang, S. J., "Parameter optimization for Pivot hysteresis model for reinforced concrete columns with different failure modes," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 51, No. 10, pp. 2167-2187, 2022.
6. 劉勛仁、呂學敏、簡文郁，"臺灣工址輸入地震查選平台"，110年度國家地震工程研究中心研究成果報告，第213-216頁，2022。
7. 郭俊翔、趙書賢、許喬筑、呂學敏，近斷層脈衝歷時資料庫，108年度國家地震工程研究中心研究成果報告，報告編號：NCREE-19-010，2019年9月。

施工中的軌道垂向線型監測

李政寬¹ 洪曉慧² 陳家漢¹ 許家銓¹

摘要

「軌道幾何」是衡量列車行駛舒適度與營運安全的核心指標；而土建結構（如路堤、高架橋、隧道等）作為軌道的承載體，是影響軌道幾何穩定性的關鍵因素。當土建結構受到地震或極端氣候影響時，地貌可能發生劇烈或漸進的變化，進而影響列車的舒適性與安全性。為確保軌道長期服務性能與營運安全，鐵路業主常需進行土建結構的補強與修繕工程；在此施工期間，如何在保持營運的同時，有效地預警、數據回饋軌道狀態，則依賴於穩定且可靠的監測技術。相較於傳統公路橋梁，軌道系統在監測作業上面臨更多挑戰，例如感測器在路堤環境下需承受日照高溫曝曬、安裝空間受限、可靠度要求嚴苛、施工安裝容許時間短、及維護週期長等。本文利用光纖光柵差異沉陷監測進行技術改良，並介紹軌道路堤地盤改良工程中的實際應用案例。

關鍵詞：軌道路堤、地盤改良、軌道線形、差異沉陷、光纖監測

一、前言

高程線形變化為軌道施工作業監測工作的核心項目之一，因為高程線形直接影響列車行駛的舒適度與安全性，同時，平順且穩定的軌道線形亦為土建結構改善工程的重要指標。針對路堤段與高架橋段等結構，臺灣交通法條，參考文獻[1]，明訂軌道垂直向容許變形值，並將警戒值設定為容許值的三分之一、行動值設定為容許值的二分之一，以作為日常安全監控的依據，並提醒所有工程人員隨時掌握結構安全狀況，於必要時採取適當的應變措施。

二、光波長反應與沉陷量的數學關係式

圖一繪示相串連之光纖光柵差異沉陷計(簡稱 FBG-DSM)的初始平衡狀態，總共有 m 個相同感測器經由水管相串連，水管充飽水而無氣泡，每個儀器設有一條光纖光柵懸掛同尺寸的圓柱體，圓柱體的密度宜略大於水，提供足夠的預力，譬如壓克力材質密度約 1.15。光纖光柵反射的光波

長，會隨著水位高度的改變而變化，同時反射的光波長也會受溫度的改變而改變，但以下的推導我們暫時假設溫度影響可忽略。根據連通管原理，圖一全部儀器的水面高度必定相同，因靜止水面的液面，就是重力等勢位面(水柱的溫度梯度問題不在本文討論的範圍)。在安裝施工的限制下，儀器底座不必然同等高度。因此各個儀器蓋頂與水面的距離 h 不同，我們註記為 h_i ， i 代表 1 到 m ，此是為初始狀態。當差異沉陷發生，水會流動直到 m 個儀器的水停止流動水面同高為止，示如圖二，此稱為平衡後狀態。我們將前後兩狀態，儀器蓋頂至水面的距離，以向量標記成式(1)與式(2)。

$$H \equiv \langle h_1, h_2, \dots, h_m \rangle \quad (1)$$

$$\underline{H} \equiv \langle \underline{h}_1, \underline{h}_2, \dots, \underline{h}_m \rangle \quad (2)$$

依阿基米德浮力原理，及假設光柵材料符合虎克定律在線彈性的範圍應用，根據文獻[2]， $\Delta h = C(\Delta \lambda_B / \lambda_B) / r^2$ ， λ_B 為光柵拉伸前的波長， r 為圓柱半徑， C 為材料常數， C 包含了液體密度、重力常數、光纖的楊氏係數、截面積、光彈系數等。數值

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

² 國家地震工程研究中心研究員

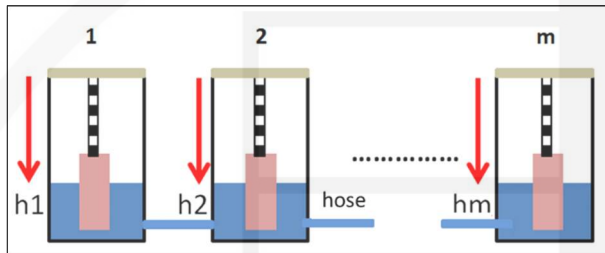
上可認定式(3)合理成立，半徑 r 是擇定值，將式(2)減去式(1)可得水位高低改變向量 $\underline{H}-\underline{H}$ 如式(4)，其中 $K \equiv C/\lambda_{B1}/r^2$ 為常數。茲定義儀器的第一點為「參考點」，其他點相

對於參考點的高低改變向量 RH_{WOT} 可表如式(5)， R 表示相對 relative， H 表示 height， WOT 表示未考慮溫度 without considering temperature。

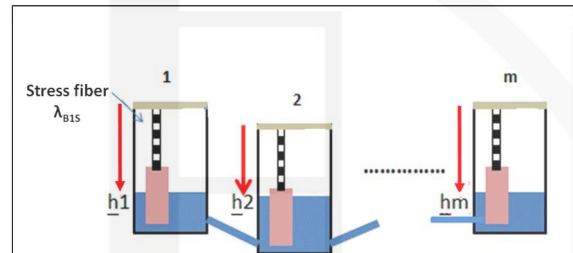
$$1/\lambda_{B1} \approx 1/\lambda_{Bj} \quad 1 \leq j \leq m \quad (3)$$

$$\underline{H}-\underline{H} = \langle \Delta h_1, \Delta h_2, \dots, \Delta h_m \rangle = K \langle \Delta \lambda_{B1}, \Delta \lambda_{B2}, \dots, \Delta \lambda_{Bm} \rangle \quad (4)$$

$$RH_{WOT} = \underline{H}-\underline{H} - K \Delta \lambda_{B1} \langle 1, 1, \dots, 1 \rangle \quad (5)$$



圖一 光纖光柵差異沈陷計的初始平衡狀態



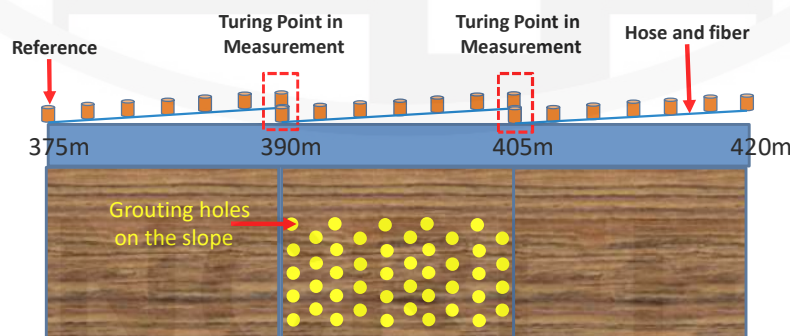
圖二 差異沈陷發生後，儀器蓋頂與水面的距離改變，光纖光柵拉力也改變，改變後的狀態稱為平衡後狀態

三、路堤段軌道改善施工監測應用案例

3.1 儀器佈設規畫

本文的應用案例是位在臺灣中部山丘某處的路堤補強工程，其地盤改良施工區域介於某公里處的 390m 至 405m 之間，圖三繪示軌道與邊坡的側面圖，中間段代表邊坡上的施工區域，其中黃色圓圈符號代表鑽掘與灌漿施工孔位。FBG-DSM 佈設的間距為 2.5m，範圍從 375m 至 420m，覆蓋了施工影響範圍，FBG-DSM 佈設密度

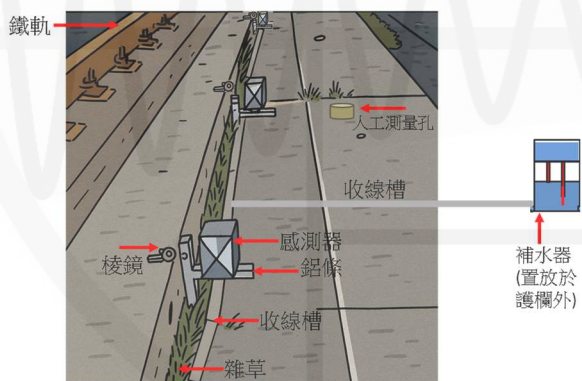
足以掌握施工區域軌道的高程線形變化。另外，由於軌道縱線具有坡度，假如僅用一條連通管串聯所有儀器，將導致部分儀器位置過高而干擾列車行駛。為解決此問題，圖三採用三段式連通管配置，相當於「分段測量，轉點處數據銜接」，再藉由疊加計算與前後兩點的平差計算，得出各測點相對於參考點的高程變化。「前後兩點的平差計算」代表前後兩點確認為不動點。



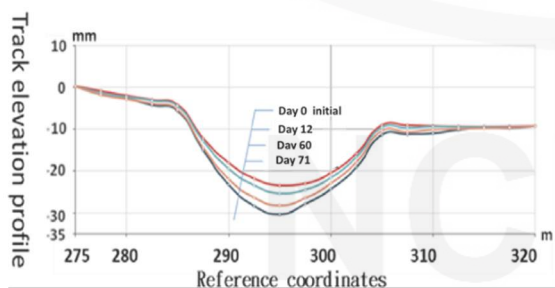
圖三 某處軌道路堤地盤改良範圍與監測儀器佈設規畫的側視圖，有三串連通管，每一串含7個FBG-DSM，總共21個沈陷計儀器。紅色虛框處設置了二個沈陷計，一高一低，相當於測量轉點

3.2 儀器安裝作業

儀器安裝如圖四示，光纖光柵差異沈陷計釘固在混凝土軌道板的牆面範圍，這立面高度大約在 30-35 公分，超過此高度就會干擾列車了。圖四灰色的收線槽(cable-tray)是用來於收納光纖傳輸線與水管；軌道區域護欄外側，另設置了自動補水桶，用來減緩水蒸發，降低補水維護頻率。現地除了 FBG-DSM 感測器，現場還有兩種人工測量方式，分別為「稜鏡」與「測量孔」。施工單位於軌道板上安裝稜鏡，這是臨時性設施，工程期間水準儀設置於護欄外側，工作人員每個工作日至少執行兩次水準觀測，灌漿期間則提高觀測頻率。鐵軌的內部與外部設置有測量孔，測量孔是鐵路業主的固定設施，孔內配置短鐵棒基座，供鈹鋼水準尺架設用。鐵路業主自己有測量隊，大約每個月執行一次工程區域的線形測量，於深夜時段 00:00–04:00 執行。以上二種人力測量作業費時耗力，



圖四 版式軌道、感測器安裝，測量用的稜鏡、測量用的孔位、自動補水器



圖六 施工初期沈陷量逐漸遞增，第71天沈陷量達到最大

作業時機受天氣與時間限制嚴重，論效率與即時性不如自動化工具，但鐵路業主謹慎，搭配不同測量數據驗證比對，目的就是維護營運安全與確保施工品質。

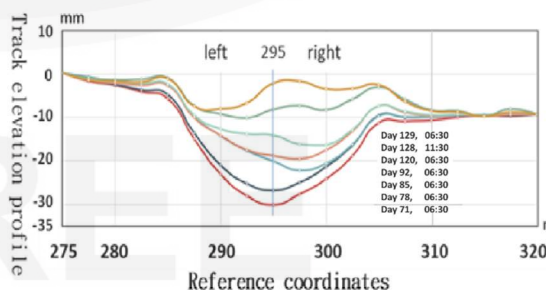
四、施工中監測

4.1 鑽掘施工階段

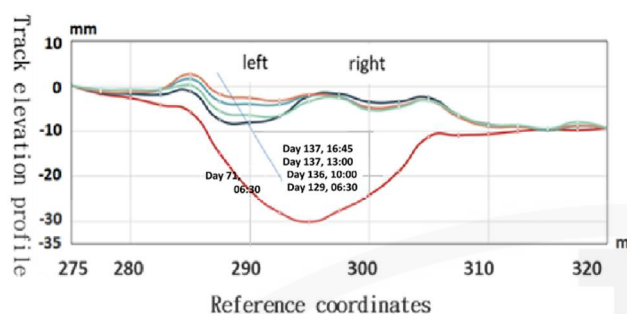
光纖儀器完成架設並開始記錄的當日，定義為第零日，即初始值。鑽掘施工階段，營造單位在坡地上架設鷹架作業平台與鑽孔機具，示如圖五，以鑽掘圖三已規畫好的灌漿孔位（預備日後灌漿施工），然後再與鐵路業主開會討論鑽掘出的土壤品質狀況，以決定地盤改良混凝土的材料配比參數（考慮流動性、初凝時間、耐壓強度等等）。施工初期因鑽孔機具對路堤邊坡持續性擾動，無可避免地沈陷量遞增，如圖六所示，線形不停凹陷，鑽掘施工是令人擔心的階段。



圖五 路堤邊坡架設鷹架作業平台與鑽孔機具示意



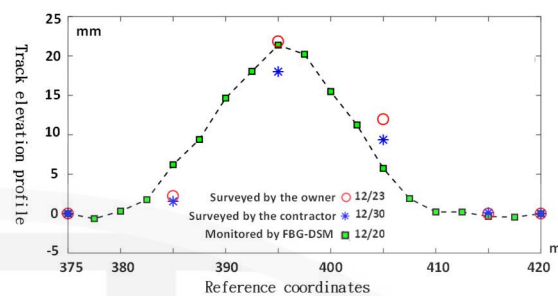
圖七 灌漿施工階段，線形歷時曲線



圖八 小量灌漿施工階段，線形歷時曲線

4.2 灌漿施工階段

鑽掘施工階段過後，工程進入灌漿施工階段。圖七與圖八顯示灌漿作業期間高程線形的變化過程。從圖七可看到：(1) 灌漿區域在施工過程中線型逐漸左右交替抬升，可能是「半半施工」移動灌漿的現象。經過 58 天的灌漿作業，第 129 天左側區域仍有小凹陷。針對這小範圍凹陷，鐵路業主要求營造單位微量灌漿抬升小凹陷範圍，希望進一步優化線形，過程數據如圖八所示，營造單位小量灌漿填補了該凹陷區，使整體線形更平順。最後，將施工前後高程線形差異變化(包含鐵路業主測量隊、營



圖九 工程前後不同隊伍所觀測的線形變化

造廠測量作業、光纖監測值)，繪示如圖九，測繪結果還算近似。

參考文獻

- 1.《鐵路兩側禁建限建辦法》，鐵路法增訂，2016 年 1 月 11 日。
2. Consales M, Principe S, Iele A, Leone M, Zaraket H, Jomaa I, et al., "A Fiber Bragg Grating Liquid Level Sensor Based on the Archimedes' Law of Buoyancy," in Journal of Lightwave Technology, vol. 36, no. 20, pp. 4936-4941, 15 Oct.15, 2018.

損傷狀態下足尺寸黏彈性阻尼器之實驗與分析研究

林旺春¹ 汪向榮²

摘要

本研究探討一組足尺寸之黏彈性阻尼器(Viscoelastic damper, VE damper)在地震歷時作用下之耐震性能。既有研究多透過反覆載重之正弦波試驗，並結合分數微分模型(fractional derivative model)以描述其遲滯行為，來評估黏彈性阻尼器於設計階段、超越設計階段及殘餘階段之性能。然而，黏彈性阻尼器於地震激振下之損傷與損傷後行為，尚未經由實驗加以驗證。

本研究首先透過數值分析取得設置黏彈性阻尼器之結構地震反應，並將該反應歷時套用於足尺寸黏彈性阻尼器之動態試驗中。試驗結果顯示，該黏彈性阻尼器在約 700%剪應變範圍內仍保持完整，並維持穩定之設計性能，超越先前於相同試體在簡諧波載重(harmonic loading)下所辨識之約 600%損傷極限。實驗反應與模型預測結果之比較驗證了分數微分模型於設計階段之準確性。此外，透過於設計、超越設計及殘餘模型間引入適當之切換準則(switch rules)，成功重現黏彈性阻尼器於損傷發生當下及損傷後之地震反應行為。進一步採用裝設黏彈性阻尼器之棒狀模型(viscoelastic stick model)之數值分析結果，亦驗證所提出方法之適用性，並提供一套可預測黏彈性阻尼器於不同損傷狀態下承受地震載重時性能表現之分析流程。

關鍵詞：黏彈性阻尼器、地震載重、設計性能、超越設計性能、殘餘性能、切換準則

一、前言

黏彈性阻尼器因其可同時提供勁度與能量消散能力，在地震工程領域中已被廣泛研究與應用。此類裝置通常由具黏彈性特性之高分子材料所組成，使其在地震載重作用下得以產生變形，同時消散大量輸入能量。

既有研究多以完整(未受損)之黏彈性阻尼器為對象，在簡諧波激振條件下進行試驗，探討其遲滯反應對剪應變、激振頻率及環境溫度之依存性。然而，實際地震環境往往呈現瞬態反應特性，並可能伴隨超越設計載重條件及材料損傷之發生。因此，針對黏彈性阻尼器於發生損傷後之性能表現進行深入探討，對於新建結構設計與既有建築補強應用均具關鍵重要性。

本文旨在填補上述研究缺口，透過足尺寸黏彈性阻尼器於地震激振下之實驗測

試，並將其反應結果與分數微分模型進行比較分析，同時提出模型切換準則，以更準確預測阻尼器於設計階段、超越設計階段及殘餘階段之行為表現。

二、試驗研究

本試驗計畫於國家實驗研究院國家地震工程研究中心(簡稱國震中心)臺北實驗室之高性能消能元件試驗系統上進行。試體為一組足尺寸黏彈性阻尼器，內含 ISD111 黏彈性材料層，並安裝於水平致動器上進行試驗[1-3]。試驗配置確保試體承受單軸向剪力變形，同時控制邊界條件(如溫度與載重歷時)，以降低外在因素對試驗結果之影響。

本試驗規劃四種不同等級之地震載重條件，其輸入歷時係根據一棟配置黏彈性阻尼器之 26 層鋼構建築之數值分析結果

¹ 國家地震工程研究中心副研究員，wclin@niar.org.tw

² 國家地震工程研究中心兼任研究員；國立臺灣科技大學教授，sjwang@mail.ntust.edu.tw

所推導而得。地震歷時選自 1999 年集集地震紀錄，測站分別為 TCU017 與 TCU089，並依不同需求進行尺度調整，以代表不同強度之地震載重，如下所述並彙整於表一。

分數微分模型的介紹如下：

1. Level I：
控制剪應變低於損傷值，用以驗證設計模型之準確性[1]。
2. Level II：
載重設計使剪應變首次超越先前於簡諧波載重試驗中觀察之 600%損傷門檻，以觀察黏彈性阻尼器損傷起始行為。
3. Level III：
於黏彈性阻尼器已發生損傷後，探討其殘餘性能表現。
4. Level IV：
再次施加大剪應變載重，以驗證所提出切換準則之適用性。

試驗結果顯示，黏彈性阻尼器可承受高達約 700%之剪應變，始出現明顯可視撕裂及勁度顯著退化，顯示其於地震載重作用下之耐受能力優於簡諧波激振條件下之表現。

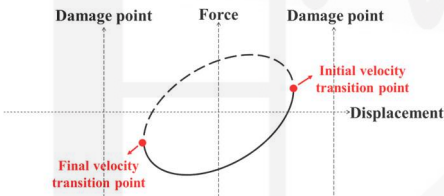
為更精確描述黏彈性阻尼器於不同性能階段之行為，本研究提出一套切換準則：

1. 剪應變低於損傷點(約 600%)時，採用設計模型。
2. 當剪應變超越損傷點後，剪應力先呈現負斜率下降，隨後轉換至超越設計模型。
3. 對於已受損黏彈性阻尼器於地震載重作用下之分析：
 - 若半循環中之速度轉折點 (velocity transition point)超越損傷點，則採用超越設計模型；
 - 否則採用殘餘模型。

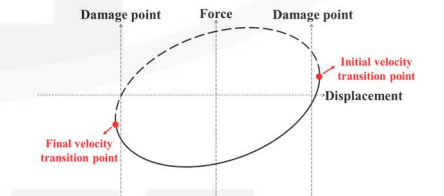
上述切換準則可確保數值分析之穩定性，並合理反映黏彈性阻尼器於地震載重下由完整狀態轉變至受損狀態之性能演變過程，如圖一所示。

表一 試驗項目

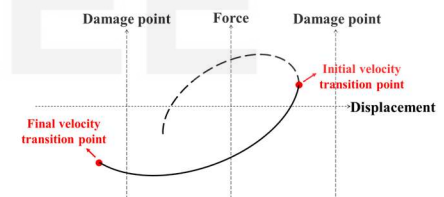
	Excitation frequency (Hz)	Shear strain amplitude (%)	Ambient temperature (°C)	Number of cycles		
Harmonic loading	0.1, 0.2, 0.3, 1.0, 2.0	100, 300, 480	25, 30 (±2°C)	6		
	Ground motion	Scale (%)	Story	Ambient temperature (°C)	Maximum shear strain (%)	
Seismic loading	Level I	TCU017-DBE	33	25 (±2°C)	207.84	
		TCU017-DBE	100		422.56	
		TCU089-DBE	33		295.02	
		TCU089-DBE	100		470.72	
	Level II	TCU017-DBE	100		4F	894.54
		TCU017-DBE	33		3F	207.84
	Level III	TCU017-DBE	100		15F	422.56
		TCU089-DBE	33			276.38
		TCU089-DBE	100%			479.56
	Level IV	TCU089-DBE	150%		3F	722.82
TCU089-DBE		190%	15F	702.22		



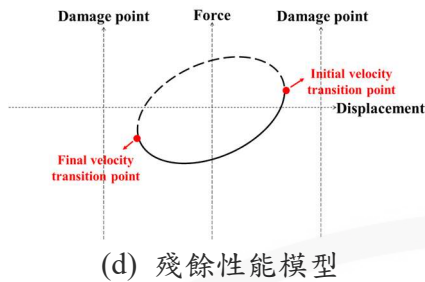
(a) 設計性能模型



(b) 超越設計性能模型



(c) 超越設計性能模型



圖一 不同分數階導數模型的切換規則條件示意圖

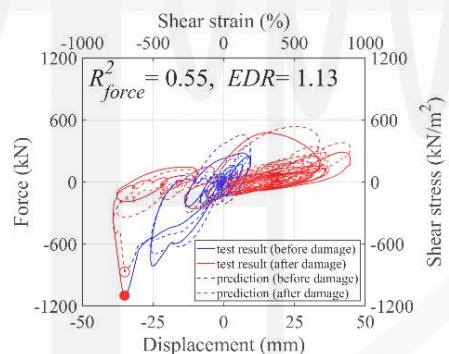
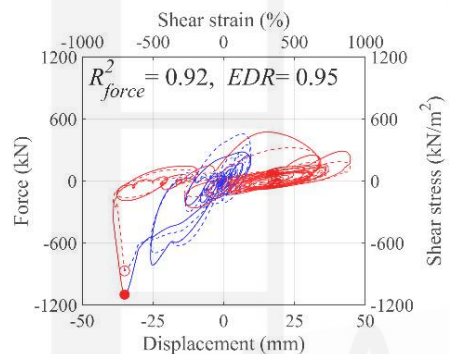
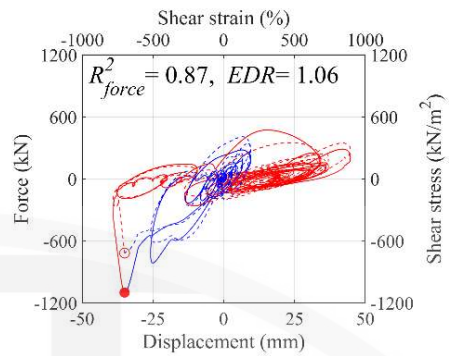
三、比較與討論

地震試驗結果與先前於諧波載重條件下校準完成之分數微分模型預測結果進行比較分析。結果顯示，設計模型能以高度準確性重現完整(未受損)黏彈性阻尼器之遲滯迴圈行為。

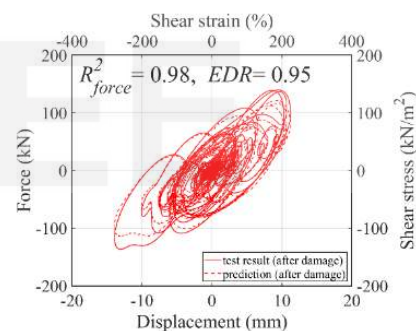
在 Level I 載重條件下，設計性能模型可準確描述黏彈性阻尼器於損傷發生前之性能表現。於 Level II 載重條件下，「設計性能模型+超越設計性能模型」與「設計性能模型+超越設計性能模型+殘餘性能模型」之組合皆可達到相近之預測精度，且兩者皆優於「設計性能模型+殘餘性能模型」之組合。此結果顯示，超越設計性能模型能較真實地描述黏彈性阻尼器於損傷後之行為特性，如圖二所示。

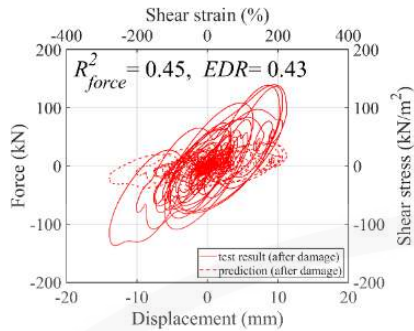
在 Level III 載重條件下，單獨採用超越設計性能模型或殘餘性能模型，皆可合理模擬受損黏彈性阻尼器之反應。然而，兩者在精度上的差異反映出不同性能模型於特定受損階段之適用性差異，如圖三所示。於 Level IV 載重條件下，「超越設計性能模型+殘餘性能模型」之組合以及單獨使用超越設計性能模型，皆與實驗結果具有良好一致性；相較之下，單獨使用殘餘性能模型之預測精度較差，如圖四所示。

整體而言，當黏彈性阻尼器之剪應變超越損傷點後，透過適當之切換準則，結合超越設計性能模型與殘餘性能模型，可合理預測其損傷後性能表現。然而，本研究僅測試單一試體，未來仍需透過更多實驗結果加以驗證，以提升模型之普適性與可靠度。



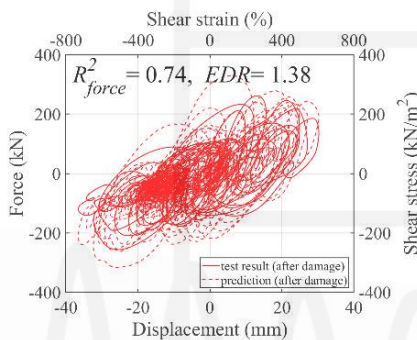
圖二 VE 阻尼器在 TCU017-DBE-100%-4F(二級地震荷載)作用下的損傷前後的實驗和預測性能



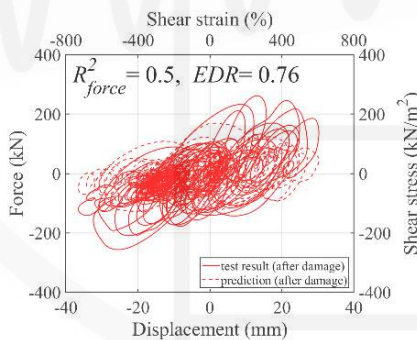


(b) 超越設計性能分析模型

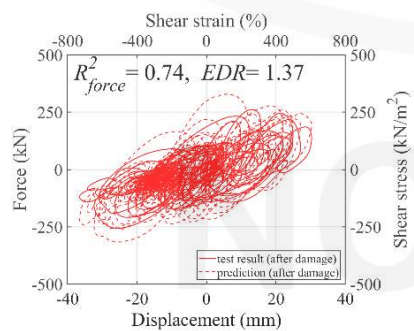
圖三 VE 阻尼器在 TCU089-DBE-33%-15F(三級地震荷載)作用下的損傷前後的實驗和預測性能



(a) 結合超越設計性能與殘餘性能分析模型



(b) 超越設計性能分析模型



(c) 殘餘性能分析模型

圖四 VE 阻尼器在 TCU089-DBE-150%-3F(四級地震荷載)作用下的損傷前後的實驗和預測性能

四、結論

透過採用考量激振頻率、環境溫度、阻尼器內部溫度，以及材料軟化與硬化現象之分數微分模型，可在簡諧波載重與地震反應歷時條件下，準確模擬黏彈性阻尼器於損傷發生前之設計階段性能。

研究結果指出，黏彈性阻尼器於地震載重作用下所辨識之損傷門檻(即約 700% 剪應變)略高於簡諧波載重條件下所得到之損傷門檻(即約 600% 剪應變)。此結果顯示，相較於簡諧波激振，黏彈性阻尼器在地震激振下具備較高之損傷承受能力。

此外，透過建立適用於超越設計性能階段與殘餘性能階段之分數微分模型，並結合合理且可行之切換策略，可更準確預測受損黏彈性阻尼器於地震反應歷時下之真實力學行為。此一能力對於保守評估配置黏彈性阻尼器結構之減震效益，具有重要意義。

參考文獻

1. Wang SJ, Chiu IC, Yu CH, Zhang QY, Chang KC. Experimental beyond design and residual performances of full-scale viscoelastic dampers and their empirical modelling. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2019; 48(10): 1093–1111.
2. Wang SJ, Zhang QY, Yu CH. Prediction of beyond design and residual performances of viscoelastic dampers by a simplified fractional derivative model. *International Journal of Structural Stability and Dynamics* 2021; 21(6): 2150081.
3. Wang SJ, Zhang QY, Yu CH. Effectiveness of damaged viscoelastic dampers in seismic protection of structures under main shocks and aftershocks. *Engineering Structures* 2021; 242: 112424.

不連續慣質質量阻尼器之可行性研究

張家銘¹ 鄭楷衡² 楊卓諺³

摘要

臺灣位於地震頻繁的板塊交界處，且隨著經濟發展，都市高層建築逐漸增加且趨於密集，故應用結構控制技術於保障高樓結構之耐震安全的需求亦趨重要。傳統的調諧質量阻尼器(Tuned mass damper, TMD)雖廣泛應用，但其控制表現高度仰賴參數設計，且需配置較大的質量與足夠的行程空間。本研究針對上述缺點，提出結合不連續慣質之質量阻尼器(DIMD)，並依慣質擺放位置區分為置中型(M-DIMD)及雙側型(DS-DIMD)兩種應用理論概念且建立相應之數學分析模型。透過頻率響應與慣性力-位移關係，探討慣質比與驅動慣質之分段長度等設計參數於動力行為上之影響。緊接著，以單自由度結構，加裝上述兩種不連續慣質機構，進一步探討其作為結構減震(振)應用的可行性。透過自由振動之數值模擬，觀察系統能量分布、模態能量轉移與等效阻尼特性。於單自由度與雙自由度的動力分析，掌握不連續慣質質量阻尼器之力學特性後，進而與傳統TMD進行性能上之比較，評估結構反應與阻尼器行程等控制效益。綜合研究結果顯示，DIMD雖在控制效果上略遜於TMD，但有效縮短阻尼器行程，且具不錯的穩定性與設計彈性，可改善TMD在實際應用中的限制。

關鍵詞：不連續慣質、質量阻尼器、非線性質量阻尼器、調諧質量阻尼器、結構控制

一、前言

傳統被動 TMD 因設計簡單、施工容易且維護成本低廉，因此被廣泛應用於高層建築、橋梁之抗風或減震(振)控制，如臺北101和東京晴空塔。然而TMD的控制性能仰賴參數設計，一旦其參數偏離最佳條件，則控制效果將大幅下降。為改善此問題，有學者提出使用多組 TMD 分散控制需求，以降低對單一阻尼器的依賴。或是利用半主動控制的方式，調整 TMD 的阻尼或勁度，以便更迅速對地震力輸入。

傳統 TMD 需較大的質量與位移空間，對實際結構應用造成挑戰，於是有學者提出利用結構物頂樓的大型水槽作為阻尼器，減少結構額外的負擔。此外，亦有研究利用旋轉運動以小質量達成高效控制。Smith[1]則提出慣質(inerter)的想法，

使用齒條和齒輪帶動飛輪(fly wheel)轉動產生轉動慣性的質量。Lazar 等人[2]進一步將慣質與阻尼器結合，評估其對結構減震效能之提升。本研究將延續上述發展，進一步拓展不連續慣質元件之型式設計，並與傳統 TMD 結合進行性能比較，以評估其於減震(振)的應用潛力與效益。

二、不連續慣質質量阻尼器理論分析模型

本研究提出不連續慣質質量阻尼器(Discontinuous Inerter Mass Damper, DIMD)，根據不連續慣質擺放位置的不同，可區分為置中慣質型質量阻尼器(Middle-type Discontinuous Inerter Mass Damper, M-DIMD)與雙側慣質型質量阻尼器(Dual-side-type Discontinuous Inerter Mass Damper, DS-DIMD)。將兩種類型的

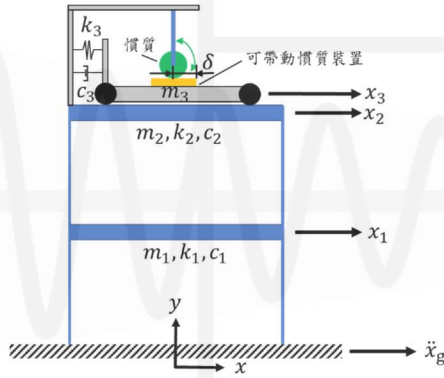
¹ 國家地震工程研究中心兼任研究員；國立臺灣大學土木工程學系教授

² 國立臺灣大學土木工程學系研究生

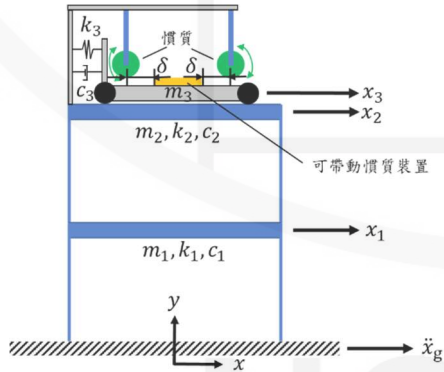
³ 國家地震工程研究中心副研究員

阻尼器分別安裝於兩層樓的雙自由度主結構的屋頂，示意圖如圖一與圖二所示，其中 δ 為阻尼器的分段長度，本長度控制慣質機構的觸發範圍。

於 M-DIMD 的設計特性為阻尼器的行程在分段長度的範圍內時，可帶動慣質轉動；DS-DIMD 則相反，僅當行程超過分段長度時，慣質才會開始轉動。由慣質轉動產生的轉動慣量，會貢獻於結構運動方程式的質量項，貢獻的等效質量比例稱為慣質比(β)。阻尼器與慣質的不連續行為將根據以下兩項假設進行模擬分析：第一，當阻尼器與慣質分離後，慣質保持等速運動；第二，當阻尼器與慣質接觸時發生完全非彈性碰撞，接觸後兩者立即以相同速度運動。



圖一 M-DIMD 數值模型示意圖



圖二 DS-DIMD 數值模型示意圖

圖一與二之數值模型式意圖，可理解為兩自由度主結構分別加裝 M-DIMD 與 DS-DIMD，全系統為三自由度，運動方程式可表為(1)式：

$$\mathbf{M}_\beta \ddot{\mathbf{x}} + \mathbf{C} \dot{\mathbf{x}} + \mathbf{K} \mathbf{x} = -\mathbf{F} \ddot{x}_g \quad (1)$$

其中，依兩種慣質機構的應用概念，其質量的切換邏輯與分段長度 δ ，可分別依(2a)與(2b)式進行計算， $\mathbf{M}_{\text{int}}$ 表示慣質發揮效果，反之，則僅考慮原始結構之質量矩陣。

$$\mathbf{M}_\beta = \begin{cases} \mathbf{M}_{\text{int}}, & \text{if } |u_3| \leq \delta \\ \mathbf{M}_s, & \text{if } |u_3| > \delta \end{cases} \quad (2a)$$

$$\mathbf{M}_\beta = \begin{cases} \mathbf{M}_s, & \text{if } |u_3| \leq \delta \\ \mathbf{M}_{\text{int}}, & \text{if } |u_3| > \delta \end{cases} \quad (2b)$$

(2)式中，因應慣質機構之切換，含與不含慣質效應之質量矩陣可依(3)式計算。

$$\mathbf{M}_{\text{int}} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3(1 + \beta) \end{bmatrix} \quad (3a)$$

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} \quad (3b)$$

此外，(1)式中之阻尼矩陣與勁度矩陣，可依(4)與(5)式計算。

$$\mathbf{C} = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 & 0 \\ -c_2 & c_2 + c_3 & -c_3 \\ 0 & -c_3 & c_3 \end{bmatrix} \quad (4)$$

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix} \quad (5)$$

三、不連續慣質之動力特徵與頻率響應

為探討 DIMD 的力學性質，本章節採用 DIMD 自身單自由度的運動方程式與完全非彈性碰撞的假設，採用離散狀態空間(Discrete-time state-space)方法模擬慣質比與分段長度對 DIMD 的影響。單自由度運動方程式可由(1)式消去主結構之兩自由度簡化而得，如下(6)式：

$$m_{\text{int}} \ddot{x}_3 + c_3 \dot{x}_3 + k_3 x_3 = -m_3 \ddot{x}_g \quad (6)$$

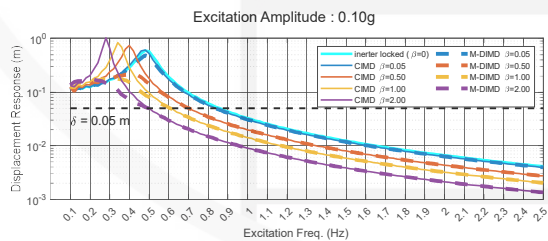
其中，慣質效應相應 M-DIMD 與 DS-DIMD 之質量切換如下二式。

$$m_{\text{int}} = \begin{cases} m_3(1 + \beta), & \text{if } |u_3| \leq \delta \\ m_3, & \text{if } |u_3| > \delta \end{cases} \quad (7a)$$

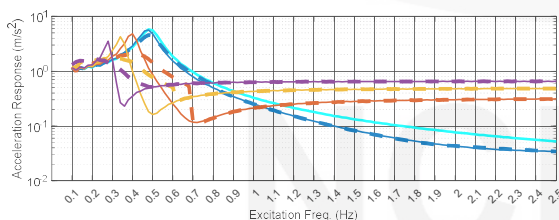
$$m_{\text{int}} = \begin{cases} m_3, & \text{if } |u_3| \leq \delta \\ m_3(1 + \beta), & \text{if } |u_3| > \delta \end{cases} \quad (7b)$$

設定質量、阻尼係數與勁度分別為2 kg、1.057 N-s/m 與18.974 N/m 之 DIMD，於正弦波外力作用下，繪製其穩態位移與絕對加速度之頻率響應。以變化慣質比(β)為例，並透過與連續慣質系統(CIMD)比較，探討兩種不連續慣質系統的特色。慣質比設定為0.05、0.5、1.0與2.0，並固定 M-DIMD 和 DS-DIMD 的分段長度為0.05 m。輸入不同頻率，振幅為0.1g 的正弦波作為外力，進行數值模擬。

首先，M-DIMD 系統之模擬結果可參考圖三。相應頻率響應尖峰之外力頻率 Ω_{peak} 會隨著慣質比增加而降低，且數值介於0.49 Hz 與相同慣質比 CIMD 的 Ω_{peak} 之間(圖三(a))。此外，當位移反應接近分段位置時，可在其外力頻率鄰近的絕對加速度響應圖中觀察到明顯轉折(圖三(b))。此現象是由於阻尼器位移小於分段長度後，從原本 M-DIMD 的特性將轉變成 CIMD，M-DIMD 於高頻段的頻率響應圖也顯示出其幾乎與 CIMD 的頻率響應圖重疊。從絕對加速度頻率響應圖中可觀察到，當外力頻率增加時，加速度反應趨近於定值。



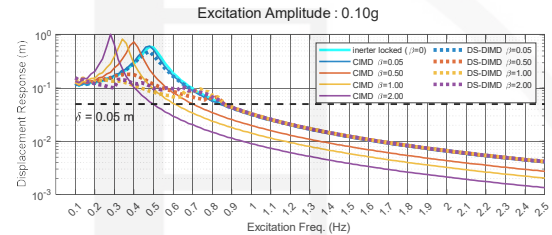
圖三(a) M-DIMD 位移頻率響應



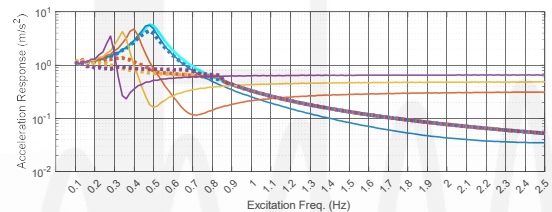
圖三(b) M-DIMD 加速度頻率響應

至於 DS-DIMD 而言，因為其兩側的慣質分別運動，系統動力行為較為複雜，導致部分 DS-DIMD 數值模擬之頻率響應出現抖動，不易清楚判讀 Ω_{peak} ，尤其當

位移反應接近分段位置更明顯。此外，當輸入外力較小時，不同慣質比之間的頻率響應差異較不明顯。隨著外力振幅增加，系統進入更頻繁地頻率切換，彼此頻率響應的差異也擴大。最後，與 M-DIMD 類似，當 DS-DIMD 位移小於分段長度時，轉變成不含慣質的連續系統，故其頻率響應圖形幾乎與慣質鎖定($\beta=0$)的圖形重疊。



圖四(a) DS-DIMD 位移頻率響應



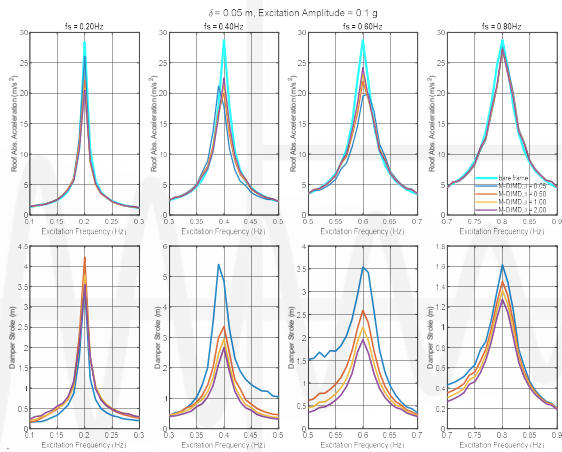
圖四(b) DS-DIMD 加速度頻率響應

四、減震性能評估

於單自由度之不連續慣質參數分析後，進而以運動方程式(1)進行數值分析，從而驗證不連續慣質於結構減震應用的可行性。將質量、阻尼係數、勁度、分段長度(δ)分別為2 kg、1.057 N-s/m、18.974 N/m 與0.05 m 之 M-DIMD 與 DS-DIMD 安裝於兩層樓的雙自由度主結構之頂樓，整體構成三個自由度系統，其中主結構每層樓的質量皆為100 kg。

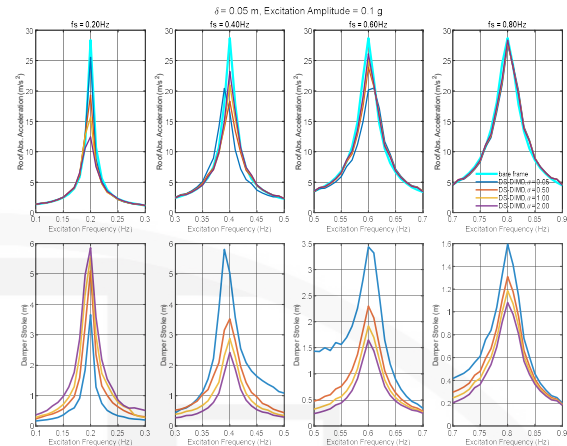
圖五呈現雙自由度主結構配置 M-DIMD 並施加外力振幅0.1g 的結果。觀察第一模態頻率為0.2 Hz 的主結構可發現，慣質比為2.0的 M-DIMD 時，其頂樓絕對加速度反應為所有配置中最低的，表示此慣質比的 M-DIMD 與主結構的特性擁有良好的相互作用。當主結構第一模態頻率提升至0.4 Hz 時，最小絕對加速度反應出現在慣質比為1.0的配置；而在主結構第一模態頻率為0.6 Hz 時，則是搭配慣質比

為0.05具有最小絕對加速度反應。上述結果說明，M-DIMD的最佳慣質比會隨著主結構頻率而改變，並且頻率提高，最佳慣質比有下降的趨勢。至於第一模態為0.8 Hz的主結構，在本研究採用的四種慣質比下，頂樓絕對加速度反應幾乎與空構架相近，代表 M-DIMD 在高頻的主結構中降低絕對加速度反應的效果不明顯。另一方面就阻尼器行程而言，在相同主結構頻率之下，M-DIMD的慣質比越高，其行程呈現減小的趨勢，尤其當主結構第一模態頻率為0.4 Hz與0.6 Hz時更為顯著，反映出慣質對於 M-DIMD 具有抑制行程的效果。



圖五 結構加裝 M-DIMD 頻率響應

圖六顯示雙自由度主結構配置 DS-DIMD 在外力振幅0.1g之下的結果，整體而言，越小的慣質比適用的主結構頻率越高，結果與 M-DIMD 類似。然而，在相同主結構頻率之下，DS-DIMD 對於絕對加速度反應的折減大致上較 M-DIMD 好，尤其是在主結構第一模態頻率為0.2 Hz與0.4 Hz的情況下更為顯著。相對於 M-DIMD，DS-DIMD 在行程表現上則呈現不同趨勢。當主結構頻率為0.2 Hz時，慣質比愈高反而導致阻尼器行程增加，甚至高於對應的 M-DIMD 行程。至於其他三種頻率的主結構，慣質比愈高阻尼器行程則是降低，其趨勢與 M-DIMD 相似。



圖六 結構加裝 DS-DIMD 頻率響應

五、結論與展望

本研究探討不連續慣質質量阻尼器 (DIMD) 之動力特性與減震性能表現。根據慣質擺放位置提出兩種型式，包括置中型(M-DIMD)與雙側型(DS-DIMD)，並建立其數學模型，進一步分析其不同參數設定下對於頻率響應、能量與主結構行為的影響。DIMD 可以透過旋轉慣質產生轉動慣量，進而放大系統的等效質量，因此在同樣的控制表現之下，能減輕阻尼器的實際質量。而且將不連續的特性與慣質結合，可以避免系統間的能量傳遞，縮短阻尼器的行程。綜上所述，相較於傳統的質量阻尼器，例如 TMD，DIMD 之輕量化與省空間的優勢，在實務應用上更有彈性。

參考文獻

1. Smith, M. C. (2002). Synthesis of mechanical networks: The inerter. IEEE Transactions on Automatic Control, 47(10), 1648-1662. Seismically Excited Buildings," Proceedings of the Second World Conference on Structural Control, Kyoto, JAPAN, June 30 - July3, 1998.
2. Lazar, I. F., Neild, S. A., & Wagg, D. J. (2014). Using an inerter-based device for structural vibration suppression. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 43(8), 1129-1147.

應用粒子群最佳化—基本解法求解風機元件之外流場問題

古孟晃¹

摘要

本文乃開發邊界型態無網格數值模式，模擬不同條件作用於風機元件之外流場，並計算出作用於元件上之作用力，預期可以提供未來開發風機元件設計之參考依據。本文之主要工作將研發創新數值方法，其包含粒子群最佳化演算法結合基本解法用以構建勢能流模式。基本解法乃邊界型之無網格數值方法，只需於邊界佈點即可進行模擬，故可避免建立網格與相關數值積分程序，可視為一種簡單且高計算精度之創新方法。由於基本解法過去需高度依賴適合之源點空間位置進行計算，方可獲得高精度結果，故採用高效率的粒子群最佳化演算法，用以決定最佳之源點位置，即可確保數值模擬結果之準確性。在外流場模式發展完成之後，將計算風機元件如風機塔身、葉片、...等外流場，並直接精算其受力。由於現行風機元件設計通常採用葉片元素動量理論進行計算，其原理僅限於能量守恆與質量守恆定律，故常需修正，方能符合不同元件位置之流場特性。而本文模式乃採用勢流理論為基礎，同時考量質量守恆動量與動量守恆，故僅需針對風機元件外型改變即可進行計算。故能避免採用葉片元素法時所無法考慮之迷思，期許能為本土設計風機元件時更添有效之工具。

關鍵詞：無網格、基本解法、粒子群最佳化、數值方法

一、前言

由於一個世紀以來人類各方面的躍進與開發，造成世界各國政治經濟策略不斷的改變，2015 年聯合國公布了「2030 年永續發展工作事項」[1]其列舉重要的 17 項永續發展目標 (Sustainable Development Goals, SDGs)，更列舉了 169 項細項指標、1352 項文件……等，其 17 項永續發展目標如圖一所示，當時即期許能於 2030 年之前達成 17 項永續發展之重要目標。其中 17 項目標之第 7 項明指「可負擔之乾淨能源」(Affordable and Clean Energy)更是各國視為發展之重要方向之一。而國家發展委員會偕同行政院經濟部、科技部(現為國家科學及技術委員會，簡稱國科會)……等 7 個部會單位，於 2022 年亦公布「臺灣 2050 淨零排放路徑及策略總說明」，其中 2050 淨零排放路徑將會以「能源轉型」、「產業轉型」、「生活轉型」、「社會轉型」等 4 種類型之轉型，並期許以「科技研發」與「氣候法制」為治理基礎，並輔以「十

二項關鍵戰略」[2]，如圖二所示。能源轉型與相關乾淨能源之發展已成為臺灣各單位所關注且刻不容緩之重要議題。由於臺灣乃海島地形，其陸域面積小且四面環海，故於陸域上發展替代能源方案有其極限。然而，臺灣四周風場發達，故非常適合於海洋場域中利用其優勢發展相關之乾淨能源技術。故在臺灣周圍海域開發海洋相關能源即先天有不可小覷之優勢，而臺灣淨零排放路徑之相關規劃也間接指出了臺灣應該利用相關優勢發展乾淨能源技術。

台灣電力公司於 2018 年發佈了離岸風力發電之可行性評估報告[3]，經濟部授命標準檢驗局針對離岸風力發電之相關早期研究與調查為基準，於 2023 年發佈了離岸風力發電場址調查及設計技術指引[4]、發電運轉及維護技術指引[5]與製造及施工之技術指引[6]，其相關指引用以幫助臺灣風機設計開發與維運等建立基礎。由於臺灣地理特性使然，離岸風力發電系統其關鍵分析技術皆離不開受力分析用以設計

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

穩定且能抵抗風、浪、流等自然現象之相關裝置。近年來，美國能源署風能技術辦公室(Wind Energy Technologies Office) 所支持之開源分析工具 OpenFAST (Open-source Simulation Tool for Advanced Wind Turbine Systems)[7, 8]，廣受各方使用者青睞。OpenFAST 提供了一種模組化之方法，用以模擬風力發電裝置元件在不同情境下之動力行為。由於 OpenFAST 允許靈活之模組化選擇並可組合不同的物理模型與數值方法，用以滿足其特定的設計需求，為使用者提供了靈活和擴充性去選擇合宜之模型和參數。其可以同時考慮結構力學、氣動力學、控制系統和電力系統等方面的因素。使得相關使用需求者能够全面地了解風力發電系統的性能、反應與其負載特性，進而進行合宜之設計與評估。而相關類似性質之著名分析工具及為柏林工業大學團隊所開發之 QBlade[9]。美國再生能源實驗室 (National Renewable Energy Laboratory, USA, NREL) 於 2020 年以國際能源署(International Energy Agency, IEA) 為名發布了 IEA 15MW 之參考用的海上風力發電機開源設計，以幫助製造商在開發原型之前評估性能和成本。IEA 15MW 之研發過程中，則大量倚賴 OpenFAST。OpenFAST 針對風力負載計算，其採用葉片元素動量(Blade element momentum, BEM) 理論[10, 11, 12, 13]。葉片元素動量理論僅依據古典力學之質量守恆定律與能量守恆定律，其經諸多假設化簡後，用以估算風機元件裝置局部區域之受力。由於諸多化簡，葉片元素動量理論經常需要重新修正理論或採用實驗數據輔助修正，如：葉片尖端損失(Tip loss)、輪轂損失(Hub loss).....等[14]。也因此，許多使進而採用軟體求解黏性流場(Viscous flow field)之方式再計算相關受力。然而，這些技術皆源自於計算流體力學(Computational fluid dynamics, CFD)，而其基礎皆基於數值方法 (Numerical methods) 如有限差分法 (Finite difference method, FDM)[15]、有限體積法(Finite volume method, FVM) [16]、

有線元素法(Finite element method, FEM) [17]等。

一般而言，數值方法亦可分為兩大類：(1)全域型數值方法(Domain type method)與(2)邊界型數值方法 (Boundary type method)，前述之 FDM、FVM 與 FEM 皆為基於網格計算之全域型數值方法。而流體流經風力發電裝置之相關元件之受力問題，可視為一個外流場(External flow)問題，若採用全域型數值方外流場問題時，經常遭遇網格生程、計算量過大之問題。而邊界型數值方法又可依照空間離散之方法再細分為網格法(Mesh-dependent method)與無網格方法(Meshless method)。常見之全域型之無網格方法如光滑粒子流體動力法 (Smoothed particle hydrodynamics, SPH)[18]、徑向基底函數選點法(Radial basis function collocation method) [19] 與廣義有限差分法 (Generalized finite difference method) [20, 21].....等，雖已開發完備，但面對外流場問題時卻因其受限於空間離散仍須考量全域，故其計算量仍然巨大。著名的邊界元素法即為一種須以網格作為空間離散之邊界型態數值方法 [22]。雖然邊界元素法為邊界型數值方法，但卻因為其空間離散仍需網格，而造成應用上不少限制，如良好之網格產生、數值積分.....等問題。

本提案所需之基本解法是一種邊界型無網格法(Boundary type meshless methods)，不需要進行耗時去建立網格與數值積分，僅需要於邊界布點即可進入進算流程，因此基本解法相較於其它之區域型無網格法或邊界元素法等，更具有計算之優勢，能同時兼顧計算效率與準確性。基本解法是 Kupradze 與 Aleksidze [23] 於 1964 年所提出，只需要一組邊界點與一組源點 (source) 就可以進行電腦模擬分析，基本解法將數值解假設為基本解的線性疊加，並經由邊界點位帶入邊界條件用以建立線性代數系統，經求解此線性代數系統後，即可以反算出計算域內所有點位上的物理量與其偏導數。基本解法的數值分析流程簡

單，電腦程式撰寫容易，且模擬結果非常準確，因此曾經被使用在各種不同的數學與物理問題上[24, 25, 26]。雖然基本解法具有高度優勢，但是其數值結果準確性卻直接受到源點位置的影響，因此多位學者亦提出不同的方法用於決定最佳之源點位置[27]，但其方法都有其侷限。因此，本計畫預計採用最新發展的粒子群最佳化演算法用以決定基本解法中之最佳源點位置，以獲得一個穩定且準確之模擬結果，避免需要人為決定參數之困擾，並採用基本解法與粒子群最佳化演算法共同開發二維與三維的高效率模式用於外流場問題。

近年來人工智慧開始受到重視，許多監督式學習(Supervised learning)與非監督學習(Unsupervised learning)之演算方法相繼被提出與應用，本案所提出之粒子群最佳化演算法(Particle Swarm Optimization, PSO)，即是最新發展的非監督式演算法之一，亦即在沒有太多有效訊息的狀況下，能在無窮解空間中，有效率的找到最佳解。粒子群最佳化演算法最早由 Kenndy 與 Eberhart 在 1995 年時提出[28]，藉由觀察動物的群體運動行為，進而所提出之仿生最佳化演算法。其假設群(swarm)是由一群無體積且無質量之粒子所組成，其粒子移動的過程中需同時考慮慣性(inertia)效應、認知(cognition)效應與社會(social)效應，並且藉由粒子群體的移動而疊代找到最佳位置解[29]。PSO 由於理論簡單且計算效率高，因此近年來被應用到各種不同領域，如：PSO 亦被應用於離岸風電之風場規劃的最佳化配置[30]、求解金融數學問題[31]等、PSO 也被修改成自適性演算法用以加速其疊代收斂並避免其落入局部最佳解之困境[32]、2023 年，結合 MFS 與 PSO 求解二維與三維的邊界值問題[33]等。

由以上文獻可知粒子群最佳化演算法是一種具有高度發展潛力的最佳化演算法，因此本提案採用粒子群最佳化演算法用以獲得基本解法中之最佳源點位置。使得基本解法未來可以被使用於模擬無法獲得解析解之工程應用問題。本文預期採用基本

解法與粒子群最佳化演算法做為主要空間離散方法，結合勢能流理論，開發高效率之外流場計算模組，研究不同風場條件下風機元件之受力分布，預期所開發的數值模式可在一般小型工作站即可執行，即計算結果亦將與 OpenFAST 基於葉片元素動量理論之計算模組進行比較，用以佐證本案所提之方法可行性。

二、控制方程式與邊界條件

本文主要研究內容為採用基本解法(Method of Fundamental Solutions, MFS)為主要空間離散方法，用以開發應用之數值模式，求解整個場域之物理量後再計算目標物之受力情形。以下分別針對其相關之數學描述與模擬時採用的基本解法、粒子群最佳化演算法進行簡要說明。本文以勢能流(Potential flow)方程式為流場之控制方程式，下式為勢能流之控制方程式(Governing equation)。

$$\nabla^2 \phi(\vec{x}) = 0 \quad \text{and} \quad \vec{x} \in \Omega.$$

其中， ϕ 為速度勢能函數(Velocity potential)， $\vec{x}$ 代表空間向量， $\nabla^2(\)$ 為拉普拉斯運算子(Laplace operator)，而 Ω 則代表計算域。

雖以勢能流(Potential flow)方程式為場域之控制方程式，但仍需考量適當之邊界條件方可求解，本案所需邊界條件如下所列。

第一類邊界條件：

$$\phi(\vec{x}) = C_D(\vec{x}), \quad \text{and} \quad \vec{x} \in \partial\Omega_D,$$

第二類邊界條件：

$$\frac{\partial \phi(\vec{x})}{\partial n} = C_N(\vec{x}), \quad \text{and} \quad \vec{x} \in \partial\Omega_N.$$

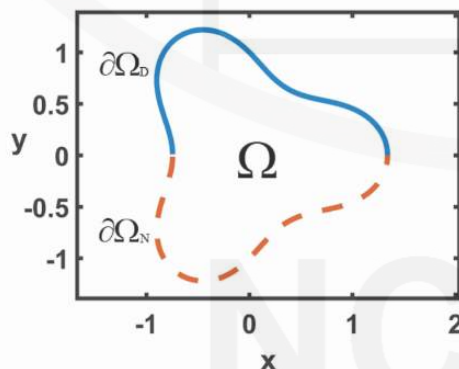
其中， $C(\vec{x})$ 代表空間函數， $\partial\Omega$ 代表計算域之邊界(Boundary)，而下標 D 與 N 則分別標示為第一類邊界條件(Dirichlet BC)與第二類邊界條件(Neumann BC)，而 $\vec{n}$ 則代表邊界之法線向量(Normal vector)，如圖三，為二維問題計算域與邊界示意圖。



圖一 17 項聯合國永續發展目標
(圖片來源: <https://sdgs.un.org/goals>)



圖二 臺灣 2050 淨零排放路徑及策略
總說明[2]



圖三 二維問題計算域與邊界示意圖[34]

參考文獻

[1]. Department of Economic and Social

Affairs, United Nations, 2015, The 2030 Agenda for Sustainable Development.

[2]. 國家發展委員會, 2022, 臺灣 2050 淨零排放路徑及策略總說明.

[3]. 台灣電力公司, 2018, 離岸風力發電第二期計畫可行性研究.

[4]. 經濟部標準檢驗局, 2023, 離岸風力發電場址調查及設計技術指引.

[5]. 經濟部標準檢驗局, 2023, 離岸風力發電運轉及維護技術指引.

[6]. 經濟部標準檢驗局, 2023, 離岸風力發電製造及施工技術指引.

[7]. J. M. Jonkman and M. L. Buhl, 2005, FAST User's Guide, Technical Report NREL/TP-500-38230, National Renewable Energy Laboratory.

[8]. National Renewable Energy Laboratory, 2019, OpenFAST Documentation, <https://openfast.readthedocs.io/en/master/>.

[9]. D. Marten, 2020, QBlade: A modern tool for the aeroelastic simulation of wind turbines, Ph. D Thesis, Technische Universität Berlin.

[10]. A. Betz, 1922, The theory of the screw propeller, Technical Morandum No. 83, National Advisory Committee for Aeronautics.

[11]. A. Betz, 1928, Propeller problems, Technical Morandum No. 491, National Advisory Committee for Aeronautics.

[12]. M. O. L. Hansen, 2008, Aerodynamics of wind turbines, 2nd Edition, Earthscan.

[13]. S. A. Ning, 2014, A simple solution method for the blade element momentum equations with guaranteed convergence, Wind Energy, Vol. 17, No. 9, p. 1327-1345.

[14]. P. J. Moriarty and A. C. Hansen, 2005, AeroDyn theory manual, Technical Report NREL/TP-500-38230, National Renewable Energy Laboratory.

[15]. J. C. Tannehill, D. A. Anderson and R. H. Pletcher, 1997, Computational fluid mechanics and heat transfer, 2nd Edition, Taylor & Francis.

- [16]. J. H. Ferziger, M. Perić and R. L. Street, 2020, *Computational methods for fluid dynamics*, 4th Edition, Springer.
- [17]. R. W. Lewis, P. Nithiarasu and K. N. Seetharamu, 2004, *Fundamentals of the finite element method for heat and fluid flow*, John Wiley & Sons, Ltd..
- [18]. J. J. Monaghan, 1994, Simulating free surface flows with SPH, *Journal of Computational Physics*, Vol. 110, p. 399-406.
- [19]. B. Amaziane, A. Naji and D. Ouazar, 2004, Radial basis function and genetic algorithms for parameter identification to some groundwater flow problems, *CMC-Computers Materials & Continua*, Vol. 1, p. 117-128.
- [20]. C. M. Fan, C. N. Chu, B. Sarler and T.H. Li, 2019, Numerical solutions of waves-current interactions by generalized finite difference method, *Engineering Analysis with Boundary Elements*, Vol. 100, p. 150-163.
- [21]. X. Rao, Y. Liu and H. Zhao, 2022, An upwind generalized finite difference method for meshless solution of two-phase porous flow equations, *Engineering Analysis with Boundary Elements*, Vol. 137, p. 150-163.
- [22]. L. Papillon, R. Costello and J. V. Ringwood, 2020, Boundary element and integral methods in potential flow theory: a review with a focus on wave energy applications, Vol. 6, p. 303-337, *Journal of Ocean Engineering and Marine Energy*.
- [23]. V. D. Kupradze and M. A. Aleksidze, 1964, The method of functional equations for the approximate solution of certain boundary value problems, *USSR Computational Mathematics and Mathematical Physics*, Vol. 4, p. 82-126.
- [24]. Y. Wang, E. Zheng and W. Guo, 2023, The method of fundamental solutions for the scattering problem of an open cavity, *Engineering Analysis with Boundary Elements*, Vol. 146, p. 436-447.
- [25]. C. Y. Ku, C. Y. Liu and L. D. Hong, 2023, Solving subsurface flow toward wells in layered soils using hybrid method of fundamental solutions, *Engineering Analysis with Boundary Elements*, Vol. 151, p. 344-359.
- [26]. C. S. Chen and A. Karageorghis, 2025, Novel method of fundamental solutions formulation for polyharmonic BVPs, *Mathematics and Computers in Simulation*, Vol. 227, p. 85-102.
- [27]. C. S. Chen, A. Karageorghis and Y. Li, 2016, On choosing the location of the sources in the MFS, *Numerical Algorithms*, Vol. 72, No. 1, p. 107-130.
- [28]. J. Kennedy and R. Eberhart, 1995, Particle swarm optimization, *Proceedings of IEEE International Conference on Neural Network*, Vol. 4, p. 1942-1948.
- [29]. L. Abualigah, A. Sheikhan, A. M. Iktun, R. A. Zitar, A. R. Alsoud, I. AlShourbaji, A. G. Hussien and H. Jia, 2024, Particle swarm optimization algorithm: review and applications, *Metaheuristic Optimization Algorithms Optimizers, Analysis, and Applications*, p. 1-14.
- [30]. A. C. Pillai, J. Chick, L. Johanning and M. Khorasanchi, 2018, Offshore wind farm layout optimization using particle swarm optimization, *Journal of Ocean Engineering and Marine Energy*, Vol. 4, p. 73-88.
- [31]. K. Bala, G. Arora, H. Emadifar and M. Khademi, 2023, Applications of particle swarm optimization for numerical simulation of Fisher's equation using RBF, *Alexandria Engineering Journal*, Vol. 84, p. 316-322.
- [32]. Z. H. Zhan, J. Zhang, Y. Li and H. S. H. Chung, 2009, Adaptive particle swarm optimization, *IEEE Transactions on Systems Man, and Cybernetics - Part B: Cybernetics*, Vol. 39, No. 6, p. 1362-1381.
- [33]. C. M. Fan, F. L. Chang and C. L. Chu, 2023, Numerical solutions of three-dimensional elliptic partial differential equations by the method of fundamental solution and the particle swarm optimization, *International Association for Mathematics and Computers in Simulation*, 21st IMACS World Congress, University of Rome 'La Sapienza', Italy.



NCREE

考量地質不確定性之單樁式離岸風機系統自然頻率評估

徐雅涵¹ 葛宇甯² 黃俊鴻³

摘要

單樁式基礎為離岸風機主流下部結構形式，現今全球大部分的離岸風機皆採用此種基礎。離岸風機系統自然頻率是一項關鍵的設計參數，設計時須審慎評估以避免與風浪荷载及葉輪運轉頻率產生共振。本研究以臺灣第26號離岸風場為案例，提出一種推導等效均勻剪力波速剖面的簡化方法，用以評估單樁式離岸風機系統的自然頻率。以交互砂黏土地層之現地資料為基礎，研究結果顯示淺層土壤主導離岸風機系統的自然頻率。採用等效深度之簡化方法，所得系統自然頻率估算值與完整樁身土壤彈簧模型的差異約在2%以內，可有效提升地層資料有限條件下離岸風場初步設計之計算效率。

關鍵詞：單樁基礎、地質不確定性、自然頻率、剪力波速

一、前言

離岸風能的快速發展使離岸風機（Offshore Wind Turbine, OWT）成為全球再生能源基礎設施的重要組成部分。單樁基礎因其結構簡單、施工效率高及經濟效益佳等優勢，佔目前已安裝離岸風機總數的80%以上 (Arany et al., 2016; Sunday and Brennan, 2022)。臺灣離岸風力資源豐富，近年來離岸風場開發規模持續擴大。

自然頻率 (f_n) 是一項關鍵的設計參數，設計時須審慎評估以避免與環境產生共振，其中包含風荷载、波浪力及葉輪運轉頻率 (Lombardi et al., 2013; Jiang et al., 2023)。共振現象將導致結構過度振動、疲勞損傷及加速潛在的結構破壞。離岸風機系統的自然頻率主要受風機結構特性及基礎與土壤的結構互制 (SSI) 行為所控制 (Álamo et al., 2018)。傳統分析方法需採用隨深度變化的土壤參數，在初步設計階段需耗費大量計算資源 (Bouazid et al., 2018)。前人研究已證實淺層土壤主導樁基礎的側向勁度 (Lombardi et al., 2013)；然而，淺層與深層土壤對 OWT 系統自然頻率的量化影響仍有待深入探討。

實務上，設計時考量 OWT 系統自然頻率需在「軟硬 (soft-stiff)」頻率範圍內，即介於葉輪轉動頻率 (1P) 與葉片通過頻率 (3P) 之間，以避免與運轉荷载產生共振。因此，在初步設計階段準確預測系統自然頻率至關重要，因其直接影響結構尺寸與基礎幾何的選定。自然頻率估算偏差可能導致高昂的設計修改成本，或在長期循環荷载下影響結構性能。

本研究以臺灣第26號離岸風場為案例，透過數值模擬分析探討單樁長度與土壤地層特性對 OWT 系統自然頻率的影響，研究目標包含：(1) 量化單樁長度與系統自然頻率之關係；(2) 建立並驗證簡化土層參數模型，以提升初步設計效率。

二、場址說明

本研究以臺灣第26號離岸風場為分析案例，平均水深約17–49 m。可行性調查階段共執行5孔圓錐貫入試驗 (CPTs)。場址地層主要由砂土層與黏土層交互組成，各土層厚度範圍在1–5 m 之間。依據 Robertson (2009) 之方法，由 CPT 資料推導地層之剪力波速 (V_s)。迴歸分析結果

¹ 國家地震工程研究中心助理研究員

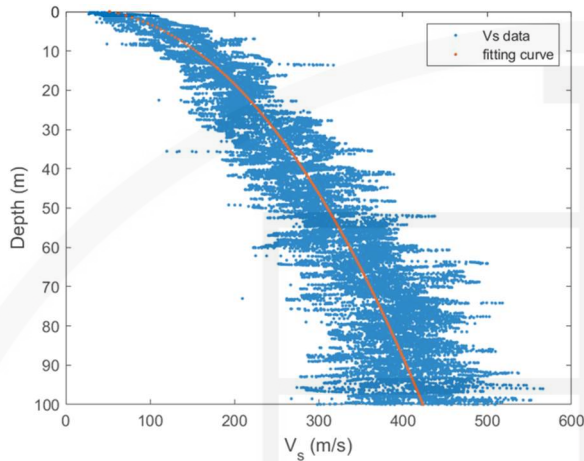
² 國家地震工程研究中心兼任研究員；國立臺灣大學土木工程學系教授

³ 國家地震工程研究中心兼任研究員；國立中央大學土木工程學系教授

呈現 V_s 與深度之指數關係 (如圖一)：

$$V_s = 51.89(z + 1)^{0.46} \quad (1)$$

其中 z 為海床面以下之深度 (m)。

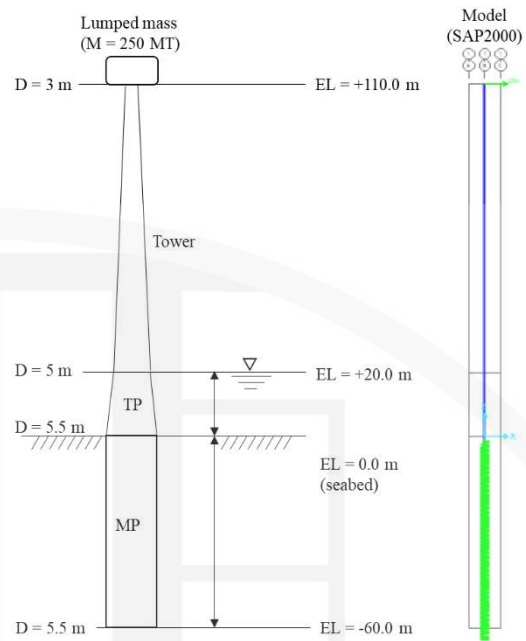


圖一 研究場址之剪力波速分布與迴歸分析結果

三、數值模型之建立

本研究參考4 MW 離岸風機系統採用 SAP2000數值分析軟體進行模態分析。圖二為 Case A1之示意圖及數值模型。RNA (Rotor-Nacelle Assembly) 之質量設定為250公噸。塔架 (90 m)、過渡段 (TP, 20 m) 與單樁 (MP, 60 m) 以節點間距0.5 m之鋼管梁元素建立模型 (如表一)。平均海平面與海床面分別位於 TP 之頂端與底端。土壤-結構互制行為採用 Winkler 彈簧進行模擬；彈簧勁度依據場址特定 V_s 剖面 (公式1) 及 JRA (2002)方法計算，彈簧元素間距設定為0.25 m。RNA 以集中質量設定於塔頂。

考量模型系統自然頻率之上下限，可由兩組不同邊界條件模擬其範圍：(i) 僅考量上部結構並設定海床面為固定端，模擬之結果為 $f_n = 0.268$ Hz；(ii) 完整 OWT 系統但不考慮側向土壤支撐，並假設樁底為固定端，模擬之結果為 $f_n = 0.180$ Hz。此兩案例分別代表系統自然頻率範圍之上、下界，並可藉由模擬結果確認考量側向土壤支撐條件下的系統自然頻率約為剛性固定端基準值的96%。



圖二 Case A1 之簡化示意圖與數值模型

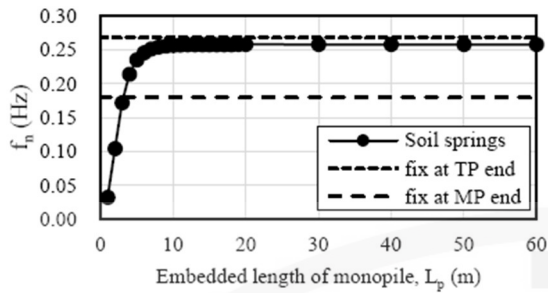
表一 案例 A1 之結構斷面參數

Structure	D _{top} (m)	D _{bottom} (m)	T (m)
Tower	3.0	5.0	0.04
Transition Piece	5.0	5.5	0.09
Monopile	5.5	5.5	0.09

四、單樁長度對自然頻率之影響

針對 Case A1 進行不同埋置樁長 (L_p) 之模態分析，結果顯示系統自然頻率 (f_n) 隨樁長呈非線性增加 (如圖三)。初始階段 f_n 線性上升，當 L_p 超過4 m後趨緩。當 L_p 超過13 m時， f_n 趨近定值 $f_{n,end} = 0.258$ Hz。在考量土壤側向支撐情況， f_n 約為上部結構頻率 (0.268 Hz) 的96%；無側向土壤支撐時，整體結構系統自然頻率僅為67% (0.180 Hz)。

系統自然頻率在超過臨界埋置深度後趨於穩定，可由有效樁長之概念加以解釋，即超過此深度後，額外增加的側向土壤阻力對整體基礎勁度的貢獻趨近於零。一旦埋置深度超過臨界埋置深度，基礎在側向行為等同於無限長之結構，因此增加埋置深度不再增加樁頭的轉動或側向束制。此物理機制說明了各分析案例中系統自然頻率隨埋置深度發展至定值之原因。

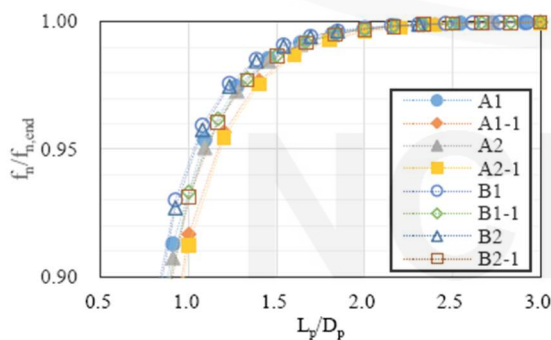


圖三 Case A1 之單樁埋置深度與系統自然頻率之關係

本研究分析8組不同風機容量與結構參數組合（如表二），將樁長與自然頻率分別正規化為 L_p/D_p 與 $f_n/f_{n,end}$ （如圖四）。結果顯示當 $L_p > 3D_p$ 時，系統自然頻率已達到 $f_{n,end}$ 。如定義當 $f_n = 0.99f_{n,end}$ 時為單樁基礎達臨界樁長，此時對應之 L_p/D_p 約為1.5–1.7。而當 $f_n/f_{n,end}$ 為1時，各案例之 L_p/D_p 約在 3–6，均小於設計之長徑比，確保設計之 f_n 值於穩定狀態。

表二 各案例之參數設定與 $f_{n,end}$ 分析結果

Case	W_{RNA} (ton)	H (m)	D_p (m)	t_p (m)	$f_{n,end}$ (Hz)
A1	250	110	5.5	0.09	0.258
A1-1	250	110	5.0	0.09	0.237
A2	250	120	5.5	0.09	0.228
A2-1	250	120	5.0	0.09	0.219
B1	450	120	6.5	0.08	0.213
B1-1	450	120	6.0	0.09	0.207
B2	450	130	6.5	0.09	0.199
B2-1	450	130	6.0	0.09	0.192



圖四 各案例 L_p/D_p 與正規化自然頻率 $f_n/f_{n,end}$ 之關係

五、土壤參數簡化方法

由先前分析結果可發現淺層土壤之性質主導單樁式離岸風機之系統自然頻率。本研究提出一種簡化土壤參數之方法，以等效深度 z_{eq} 定義有效土壤作用範圍；在 z_{eq} 範圍內的平均 V_s 定義為 $V_{s,eq}$ ：

$$V_{s,eq} = \int_0^{z_{eq}} V_s(z) dz / z_{eq} \quad (2)$$

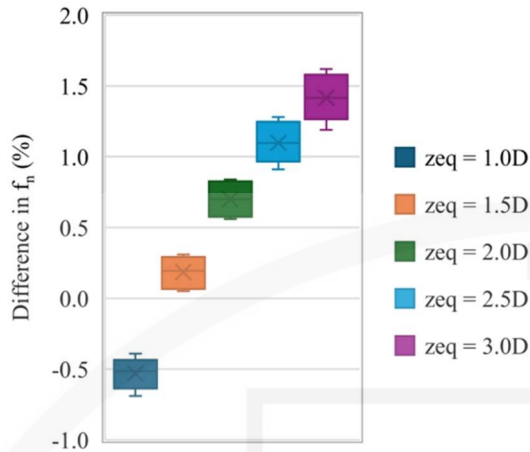
由 $V_{s,eq}$ 計算所得之均勻分布彈簧取代隨深度變化的彈簧分布，大幅降低模型複雜度。

z_{eq} 概念的物理依據在於較深處的側向土壤彈簧對控制系統的轉動與側向勁度分量貢獻逐漸遞減。將 V_s 平均集中於土壤剖面最上層的 z_{eq} 範圍內，即為主要勁度貢獻，同時可省去完整深度相依彈簧配置的計算負擔。此方法在早期規劃階段具優勢。

針對全部8組案例評估5個不同 z_{eq} 值，如表三。 $z_{eq} = 1.0D_p$ 與 $z_{eq} = 3.0D_p$ 之間的系統自然頻率差異約為2%。與原始深度相依模型之統計比較結果如圖五。當 $z_{eq} = 1.5D_p$ 時，分析結果最為接近原模型。隨著 z_{eq} 增大，淺層土壤勁度會有被高估之現象，導致系統自然頻率略微偏高。因此，針對本研究風場之案例初步設計建議採用 $z_{eq} = 1.5D_p$ 。

表三 各案例於不同等效深度之 f_n 分析結果

Case	$z_{eq} = 1.0D_p$	$z_{eq} = 1.5D_p$	$z_{eq} = 2.0D_p$	$z_{eq} = 2.5D_p$	$z_{eq} = 3.0D_p$
A1	0.244	0.245	0.246	0.247	0.248
A1-1	0.235	0.237	0.238	0.239	0.240
A2	0.227	0.229	0.230	0.231	0.231
A2-1	0.217	0.219	0.220	0.221	0.222
B1	0.212	0.214	0.215	0.216	0.216
B1-1	0.206	0.208	0.209	0.210	0.210
B2	0.198	0.200	0.201	0.202	0.202
B2-1	0.191	0.193	0.194	0.194	0.195



圖五 簡化與原始模型 f_n 差值之箱線圖

五、結論與展望

本研究透過數值模態分析，探討單樁長度及土壤特性對離岸風機系統自然頻率之影響，並有以下三點結論：

1. 單樁式離岸風機系統之自然頻率隨埋置樁長呈非線性增加。在本研究案例中當 $L_p > 3D_p$ 時可達到穩定值 $f_{n,end}$ 。臨界樁長對應之 L_p/D_p 約為 1.5 – 1.7。一般單樁式離岸風機之 L_p/D_p 約在 3 – 6 以上，能滿足此條件，確保系統自然頻率穩定而不受埋置深度增加之影響。
2. 本研究中以等效深度 $z_{eq} = 1.5D_p$ 與等效剪力波速 $V_{s,eq}$ 為基礎之簡化方法，模擬結果之 f_n 估算值與深度相依模型之差異約在 2% 以內，可大幅提升初步設計之計算效率。
3. 單樁式離岸風機系統之自然頻率主要受到淺層土壤性質影響，此發現確認本研究中使用簡化方法的有效性，及強調離岸風場規劃中準確評估淺層土壤特性的重要性。

參考文獻

1. Álamo, G. M., Aznárez, J. J., Padrón, L. A., Martínez-Castro, A. E., Gallego, R., and Maeso, O. (2018). Dynamic soil–structure interaction in offshore wind

turbines on monopiles in layered seabed based on real data. *Ocean Engineering*, 156, 14–24.

2. Arany, L., Bhattacharya, S., Hogan, S. J., and Macdonald, J. (2014). Dynamic soil–structure interaction issues of offshore wind turbines. *Proc. 9th EURO Dyn 2014*, 3611–3617.
3. Arany, L., Bhattacharya, S., Adhikari, S., Hogan, S. J., and Macdonald, J. H. G. (2015). An analytical model to predict the natural frequency of offshore wind turbines on three-spring flexible foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 74, 40–45.
4. Arany, L., Bhattacharya, S., Macdonald, J. H. G., and Hogan, S. J. (2016). Closed form solution of eigen frequency of monopile supported offshore wind turbines in deeper waters. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 83, 18–32.
5. Bouzid, D. A., Bhattacharya, S., and Otsmane, L. (2018). Assessment of natural frequency of installed offshore wind turbines using nonlinear finite element model. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 10(2), 333–346.
6. Jiang, W., Lin, P., Wang, S., Zhao, Q., and Lu, B. (2023). Simplified calculation method for the natural frequencies of offshore wind turbine structures with monopile foundations. *Advances in Civil Engineering*, 2023, 8262901.
7. Japan Road Association (JRA) (2002). *Specifications for Highway Bridges, Part IV, Substructures*. Maruzen, Tokyo.
8. Lombardi, D., Bhattacharya, S., and Muir Wood, D. (2013). Dynamic soil–structure interaction of monopile supported wind turbines in cohesive soil. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 49, 165–180.
9. Robertson, P. K. (2009). Interpretation of cone penetration tests — a unified approach. *Canadian Geotechnical Journal*, 46(11), 1337–1355.
10. Sunday, K., and Brennan, F. (2022). Influence of soil–structure modelling techniques on offshore wind turbine monopile structural response. *Wind Energy*, 25(6), 1055–1084.

臺灣通用非線性放大效應模型

王允佑¹ 張毓文² 許尚逸³

摘要

本研究藉由已發展完成的不同場址條件通用岩盤模型，給定土層適切土壤動力性質曲線，進行等值線性地盤反應分析，探討臺灣不同地盤條件在不同地震動境況之下的非線性場址放大效應，並發展非線性放大效應模型，以為地震動評估之參考。由於通用地盤剖面之發展主要合併了臺灣場址在淺層實測波速量測結果以及深部地球物理逆推速度構造之成果，其剖面深度可達地質基盤，可使場址放大效應有效反映深部速度構造特徵在地震動作用下對地表地震動的影響。本研究進一步與 NGA-West 3 為美西地區建立之放大效應模型進行比較，結果顯示兩地區所發展之模型趨勢一致，但場址效應之折減與放大特徵不同。故非線性放大校模的發展將有助於臺灣地震動評估模型之場址項能合理反映出非線性地震動特徵的區域性，本研究分析流程也進一步反映及補足大地震所造成非線性行為。

關鍵詞：地震動評估模型、通用波速剖面、地盤反應分析、土壤非線性效應

一、前言

評估潛勢地震可能引致之地震動，是採用地震動評估模型(GMM)，其為規模、距離及場址效應的函數。在場址項中，不同地盤條件之放大效應模型主要採用近地表 30 公尺平均剪力波速(V_{S30})作為場址指標。然而，實際上 V_{S30} 非為適當的控制地盤放大函數的物理參數，主要因為深部的速度構造對於場址放大效應仍有顯著貢獻，若僅使用 V_{S30} 作為場址參數，GMM 將會對於不同深部波速、但淺層波速相近的工址評估出同樣的地震動值，無法實際反映出地盤放大效應隨著整體波速剖面的變化。為使地震動評估模型能得到合理的評估值，場址項必須考量到整體波速剖面所引致的地盤反應。在地震工程領域中，地盤放大效應(FS)，一般可表示為強度無關之線性放大效應(F_{lin})與非線性地盤放大效應(F_{nl})之總和。通常而言，線性放大效應可由經驗資料加以推估；相對地，非線性放大效應則需透過地盤反應分析加以評估與確定。本研究擬使用臺灣不同地盤條件

的通用土壤波速剖面(Wang et al., 2024)，以等值線性地盤反應分析，評估不同地震動條件下，通用土壤波速剖面所反映的非線性與線性的放大效應，以建立臺灣通用非線性放大效應模型，以期提供工程應用上對於非線性效應修正之參考。

二、通用地盤模型建置

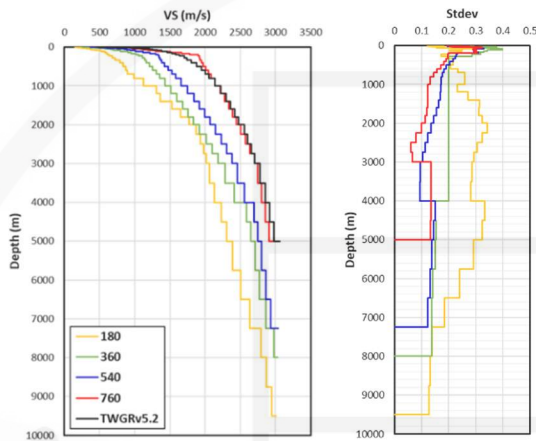
Wang et al. (2024)彙整了臺灣具有實測淺層波速剖面的場址與地球物理理論反演之深部的速度構造，建置架構參考 Kuo and Abrahamson (2023)，建立不同地盤條件下、深度達地質岩盤的完整波速剖面，模型如圖一所示。資料依深度概分為極淺層、淺層、中層、及深層。極淺層資料參考強震測站場址工程地質資料庫(EGDT: <https://egdt.ncree.org.tw/>)內近地表 30 公尺內懸盪式波速井測資料；淺層則參考中央氣象局新一代地表及井下強震觀測網速度剖面及大型微地動陣列量測成果，資料可反映數百公尺至數公里內的速度特

¹ 國家地震工程研究中心專案佐理研究員

² 國家地震工程研究中心研究員

³ 國家地震工程研究中心副研究員

性；中層深度範圍主要針對深度數公里內，依據表面波逆推或噪訊地震學等地球物理逆推方法所得之區域性一維速度構造；深層範圍則使用三維層析成像剪力波速度模型，並根據極淺層測站位置以取得各測站一維速度剖面，獲得尺度較大且較深的地體構造形貌，應用於通用模型深部模型建置。



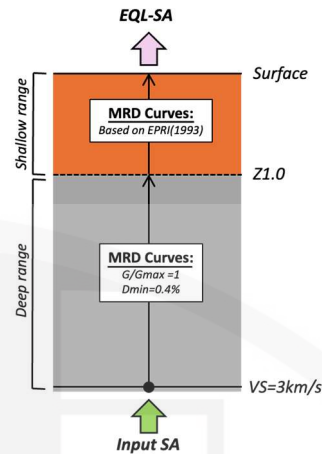
圖一 依據地質資料所建立的四個通用岩盤剪力波速度剖面與標準偏差分布

三、地盤反應分析設定

地盤反應分析 (Site Response Analysis, SRA) 使用地盤反應分析軟體 Strata (Kottke and Rathje, 2008) 內的等值線性 (Equivalent-linear) 法，藉由迭代過程推估受剪狀態下的有效土壤動態行為，模擬地震下土壤的非線性行為。圖二為本研究進行等值線性分析時土層與輸入的示意圖，主要於地質基盤面 ($V_S=3 \text{ km/s}$) 深度給定由小至大的輸入地震動，假設點震源型態破裂，規模由 $M_W 4.0$ 至 9.0 ，共 11 組不同輸入地震強度，輸入深度如表一所列。主要考量臺灣沖積層地區於通用條件下，受到不同地震動強度時所引致土體特性 (剪力模數、阻尼比) 改變，以量化非線性場址效應的影響。

表一 進行等值線性 SRA 的輸入深度

$V_{S30} \text{ (m/s)}$	180	360	520	760
$Z_{1.0} \text{ (m)}$	800 (m)	170 (m)	90 (m)	40 (m)
Depth@ 3 km/s	9.5 (km)	8.0 (km)	7.25 (km)	5 (km)



圖二 本研究進行等值線性地盤反應分析土層示意圖

3.1 分析設定與模型

為考量波速的不確定性，分析過程中依據模型標準差產出 200 組隨機剖面進行分析。另一方面，由於土壤深度最深可達 9.5 公里，為避免疊代過程土壤被過度考慮土壤阻尼的影響，分析時將基盤深度 $Z_{1.0}$ 以下的土壤視為岩盤，並假設為線性行為，並給定阻尼比為 0.4%；基盤深度 $Z_{1.0}$ 以上的土層則以非線性的設定。

通用地盤模型的土壤動力性質曲線係採用 EPRI(1993) 模型作為基礎，配合 Hardin(1962) 對大應變的建議所建立，如圖三所示，為各深度土層採用之曲線。修改的原因在於 EPRI 模型在大應變下所反映的阻尼比仍呈線性提高，與臺灣實際土壤試驗結果不同，因此進行修正。單位重則參考 Brocher(2005) 經驗關係推估。

3.2 地盤放大效應

本研究藉由四組達地質基盤面之通用土壤波速以等值線性地盤反應分析，求得不同地震動下，各場址地表面露頭的反應譜值。本研究以工程基盤面露頭 ($V_{S30} = 760 \text{ m/s}$) 為基準，對應不同土壤波速剖面的放大效應為地表反應譜的比值，如式 1 所示。

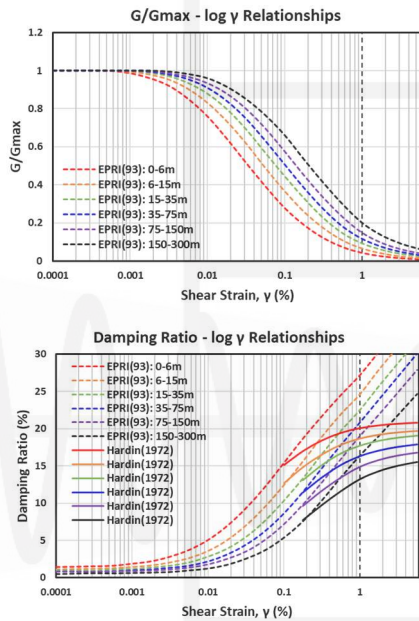
$$\begin{aligned}
 \text{ampfactor} &= F_{lin} + F_{nl} \\
 &= \frac{S_{APi,EQL}}{S_{AP760,EQL}} \\
 &\quad \text{(式 1)}
 \end{aligned}$$

其中 i 為對應不同 V_{S30} 的土壤波速剖面。對於地盤放大效應之線性放大特性，將弱震($M_w 4.0$)時所得之放大倍率視為 F_{lin} ，如式 2 所示。

$$linear\ term = \ln\left(\frac{SA_{Pi,EQL,M4.0}}{SA_{P760,EQL,M4.0}}\right) \quad (式\ 2)$$

因此，不同土壤波速剖面因地震動作用所造成的非線性放大效應則可由式 3 求得

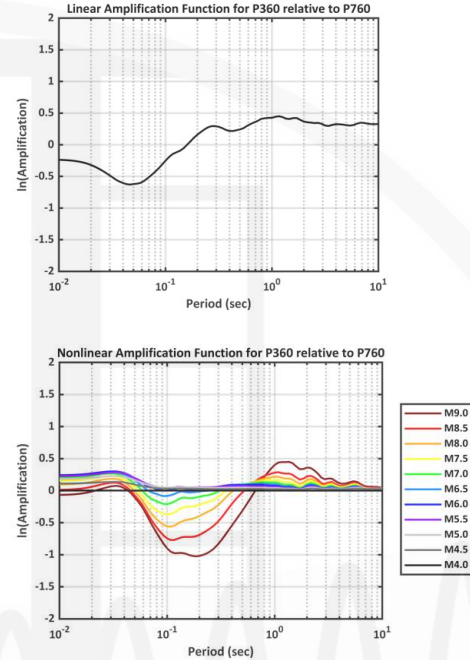
$$nonlinear\ term = \ln\left(\frac{ampfactor}{linear\ term}\right) \quad (式\ 3)$$



圖三 本研究所使用的土壤非線性曲線，阻尼比大應變下的實線為本研究依據 Hardin(1972)修正之曲線成果

圖四繪出通用土壤剖面 $V_{S30} = 360$ m/s 在不同地震動作用下的線性與非線性放大效應隨週期之變化。由結果可以發現在弱震時，放大倍率維持在 1，意即以規模為 4.0 的分析結果視為線性放大效應；隨著規模增加，在週期 0.05~0.06 秒附近開始，放大倍率呈現遞減特徵(即壓抑放大)，顯示臺灣土壤非線性放大效應反映在週期 0.06~0.5 秒左右。另外，主頻的分布也與地震動大小呈現相關性，因為地震動大將導致土壤頻率越往長周期移動，而造成在 1 秒左右的放大特徵。圖五以週期為依據，繪出四組通用剖面隨機 200 組放大倍率之中值在不同地震動對應非線性放大效應的

分布，分別為週期 0.3 秒與 1.0 秒的結果。圖中的結果呈現隨著地震動越大，對於短週期處，軟弱地盤之非線性行為則會越發顯著；隨著地盤條件越好，大地震動亦呈現線性的放大。



圖四 通用土壤剖面 $V_{S30}=360$ m/s 線性(上圖)與非線性(下圖)放大效應隨週期變化的分布

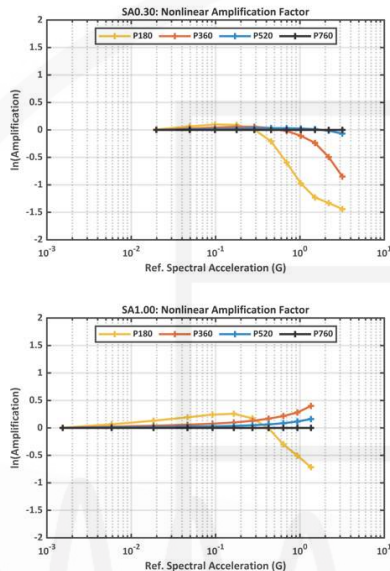
四、非線性放大效應模型

經由上述程序，不同地震動作用在四組通用土壤剖面所得到對應不同週期的非線性放大倍率，可用於建立一個參考岩盤地震動值及 V_{S30} 相關的非線性放大效應模型，並針對不同週期進行回歸分析，以模型化非線性效應。本研究根據所有隨機模型所呈現的分佈作為資料，參考 Chao et al (2019)的場址項進行回歸，如式 4 所示，

$$\ln(amp_{nlin}) = c_1 \left(-1.5 \ln\left(\frac{V_{S30}}{760}\right) + \ln\left(\frac{SA_{ref} + 2.4 \left(\frac{V_{S30}}{760}\right)^{1.5}}{SA_{ref} + 2.4}\right) \right) + c_2 \quad (式\ 4)$$

其中， c_1 與 c_2 為迴歸係數，圖六為不同地盤條件隨參考岩盤地震動變化的非線性放大倍率與迴歸成果。圖中灰色點為透過 SRA 所求得的非線性放大倍率分布，彩色實線為本研究回歸之成果，彩色虛線為 Ilhan et al (2025)針對美西地區通用土壤剖面進行 SRA 所建立的非線性放大模型。比較結果

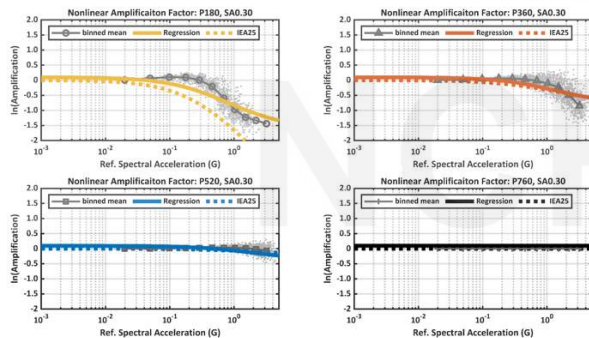
可以看到在軟弱土層時，美西地區與臺灣土壤剖面特徵所呈現的非線性折減行為不同，尤其是軟弱土層在短週期處的折減行為，主要頻率受到土壤特徵的影響顯著，但趨勢上的放大行為相似，顯示相同場址條件(V_{S30})之下，土壤放大效應受到深部波速之影響是不可忽略的。



圖五 週期 0.3 秒(上圖)與 1.0 秒(下圖)時，不同軟弱場址隨參考岩盤反應譜值變化的非線性放大倍率分布

五、未來目標

本研究除了針對現行規範決定耐震設計反應譜所需的兩個震區係數週期 0.3 秒與 1.0 秒之外，擬針對全週期段(週期 0.01 至 5 秒)的放大倍率特性發展完整的非線性放大效應模型，並套用於一般的地震動評估模型，以期完整考慮整體土壤速度剖面對淺部土壤非線性效應的預估與調整。



圖六 週期 0.3 秒時，不同軟弱場址隨參考岩盤反應譜值變化的非線性放大倍率回歸成果與比較

參考文獻

- Chao, S. H., Chiou, B., Hsu, C. C., and Lin, P. S. (2019), "Development of horizontal and vertical ground motion model for crustal earthquakes and subduction earthquakes in Taiwan," NCREE Report, No. NCREE-19-003, National Center for Research on Earthquake Engineering, Taipei, Taiwan.
- Electric Power Research Institute (EPRI), 1993, Guidelines for determining design basic ground motions. EPRI Report TR-102293.
- Kottke, A. R. and Rathje, E. M. (2008). "Technical Manual for Strata," PEER Report 2008/10, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, February, 84 pp.
- Kuo, C. H. and Abrahamson, N, 2023, Development of the Taiwan Generic Rock Seismic Velocity Profile, Seismological Research Letters Vol. 94, Num. 6, 2740-2749.
- Bobby O. Hardin and Vincent P. Drnevich (1972) Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. 98(7). 667 – 692
- Ilhan O., Centella D., Sulaiman A., Sung C.-H., and Hashash Y. M. A. (2025) Simulated Nonlinear Site Amplification Models for Western United States. (Initial Submission) Earthquake Spectra.
- Wang, Y. Y., Chang, Y. W. and Hsu S. Y. (2024) Generic Amplification Functions for Taiwan. 18th World Conference on Earthquake Engineering, Milan, Italy.

地震潛勢評估參數 池上斷層系統幾何形貌統計與分析

陳冠宇¹ 張毓文² 劉勛仁¹ 張志偉³

摘要

針對特定場址執行機率式地震危害評估(PSHA)工作時，斷層幾何的設定為整體評估工作的首要作業。斷層傾角除了是描述斷層幾何形貌的參數之一，場址的地震危害度亦對斷層傾角的緩陡有極高的敏感度。在有限的地質與地物調查結果下，斷層傾角的設定常具有較高的不確定性，亦連帶廠址危害度也具有較大的不確定性。本研究利用傾角資料統計及二維幾何模型疊加剖面，同時探討斷層傾角分佈的不確定性(Aleatoric uncertainty)與評估模型的不確定性(Epistemic uncertainty)，由二維幾何模型疊加剖面評估斷層由淺至深的幾何位態，並對比斷層傾角資料統計結果，探討兩者間的差異多寡及不確定性範圍為何。

經蒐集池上斷層沿線之地質與地物相關調查之斷層傾角結果，建立斷層傾角資料表。經常態分佈檢定(偏態與分位數檢定)後，確認傾角資料分佈呈常態分佈，便可依統計方法可得出篩選前之池上斷層傾角上界/中值/下界為 $35^\circ/54^\circ/73^\circ$ ，權重分別為 0.3/0.4/0.3 (ESM 法)或 $30^\circ/54^\circ/78^\circ$ ，權重分別為 0.2/0.6/0.2 (EPT 法)。篩選後之池上斷層傾角上界/中值/下界為 $47^\circ/60^\circ/73^\circ$ ，權重分別為 0.3/0.4/0.3 (ESM 法)或 $44^\circ/60^\circ/76^\circ$ ，權重分別為 0.2/0.6/0.2 (EPT 法)。而池上斷層二維幾何疊加剖面顯示池上斷層的傾角上界/中值/下界為 $45^\circ/60^\circ/75^\circ$ 。

二維幾何疊加剖面的結果為中值 60° ，範圍為 $\pm 15^\circ$ ，對比統計結果顯示篩選前的資料受到鑽井及槽溝的緩傾角($15^\circ \sim 30^\circ$)影響，中值較二維幾何疊加剖面之結果略低(54°)，範圍也較大($\pm 19^\circ \sim \pm 24^\circ$)；篩選後的資料則與二維幾何疊加剖面之結果相近，中值相同(60°)，範圍亦較接近($\pm 13^\circ \sim \pm 16^\circ$)，最接近的上、下界僅有 1 度的差異。結合二維幾何疊加剖面與 EPT 統計法之結果可得出，池上斷層淺部傾角的上界/中值/下界為 $45^\circ/60^\circ/75^\circ$ ，權重為 0.2/0.6/0.2 之設定較為符合傾角統計分析之結果。

關鍵詞：PSHA、斷層傾角、池上斷層、權重

一、前言

蒐集不同團隊針對特定斷層執行機率式地震危害度評估所建立的斷層傾角模型時，發現各團隊的斷層幾何模型之中值、範圍及權重各異。以本研究所探討的池上斷層系統為例，傾角為 75° (Shyu et al., 2020)；或 $70/75/80^\circ$ (NCREE, 2019)；或 $55/60/65^\circ$ (胡植慶等, 2016)；或 60° (顏銀桐等, 2020)，此現象顯示斷層幾何模型在評估過程中，中值甚或不確定性範圍接隨評估團隊的主觀認定而有所變化。

本研究蒐集池上斷層系統沿線之地質與地物調查之斷層傾角，將其表格化與圖形化後，建立斷層傾角資料庫。在確認資料為常態分佈後，透過統計分析使評估斷層之傾角中值、不確定性範圍及其所對應的權重皆以常態分佈曲線之特性為依歸，並透過斷層幾何二維疊加模型，同時探討斷層傾角分佈的不確定性(Aleatoric uncertainty)與評估模型的不確定性(Epistemic uncertainty)，由二維幾何模型疊加剖面評估斷層由淺至深的幾何位態，並對比斷層傾角資料統計結果，探討兩者間

¹ 國家地震工程研究中心助理研究員

² 國家地震工程研究中心研究員

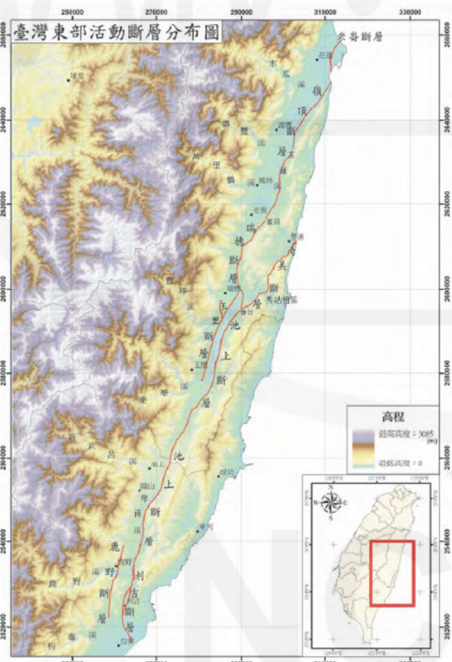
³ 國家地震工程研究中心助理技術師

的差異多寡及不確定性範圍為何。

二、斷層簡介

池上斷層是一含有左移分量的逆衝斷層，走向為北北東，北起花蓮縣春日，往南延伸至鹿野鄉瑞隆，總長約 67 公里(林啟文等，2009)。地表野外調查、地質鑽探、槽溝開挖及地球物理探測結果顯示(陳文山等，2006;石瑞銓等，2001;董倫道等，2005)，池上斷層傾角約為 45-75 度，在錦源 3 號槽溝與萬安 1 號槽溝的池上斷層呈現較緩的傾角，約 20-33 度。

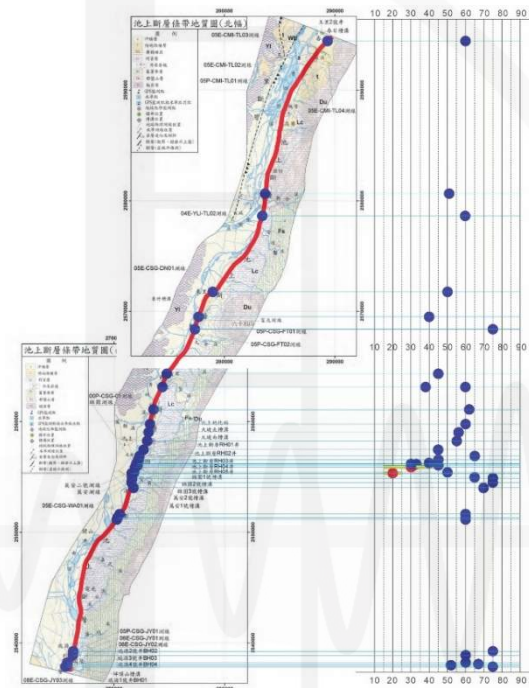
歷史上已知有三次地震造成池上斷層沿線地表破裂，1951 年 11 月 25 日的台東地震、2003 年 12 月 10 日的成功地震以及 2022 年 9 月 17、18 日的池上地震。在萬安地區的槽溝開挖調查發現池上斷層於過去 800 年內有 5-10 次的古地震事件，活動週期為 50-160 年(朱耀國，2007)，明顯為活動斷層(自 2025 年 10 月起，經濟部地質調查及礦業管理中心公布的活動斷層已不分類)。



圖一 臺灣東部活動斷層分布圖。本次研究討論的是圖幅中間的池上斷層 (圖引自臺灣東部的活動斷層(林啟文等，2009))

三、地質與地球物理資料蒐集

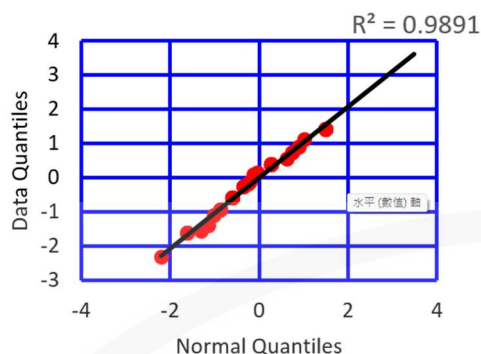
蒐集斷層沿線的地質(野外調查、鑽井、槽溝)與地物(射震測、地電阻測)調查資料，調查結果統整成斷層傾角參數表(篇幅有限，表格請詳 115 年的完整報告)，並於地圖上標記調查點位及傾角結果(圖二)，除可觀察斷層沿線之傾角變化(斷層分段)，更利於後續統計。



圖二、池上斷層系統位置與沿線的傾角資料分布。池上斷層總長度為 67 公里。地質與地物調查結果顯示池上斷層系統為逆衝斷層並具有左移分量

四、常態分佈檢定

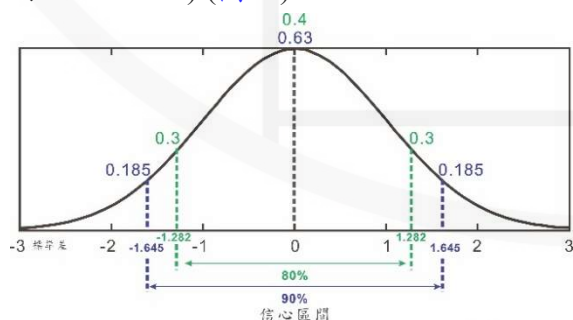
採用分位數圖(Quantile-Quantile Plot，簡稱 Q-Q Plot)檢定以確認統計資料是否為常態分佈。Q-Q Plot 是 XY 散佈圖形檢測，方法是 Y 軸為樣本的分位數分布(Data Quantiles)，X 軸則為理論常態分位數分布(Normal Quantiles)，若樣本資料符合(或近似)理論常態分佈，則繪製出的點位分布會落在 $X=Y$ 的直線上(圖三)。



圖三 池上斷層系統的分位數圖(Q-Q Plot)檢測。樣本資料(紅點)分布幾近 $X=Y$ 直線(黑線)($R^2=0.9891$)，因此池上斷層傾角資料可視為常態分佈

五、傾角不確定性評估

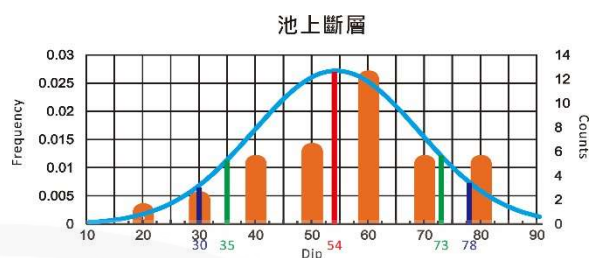
斷層傾角資料之常態分佈曲線依據前人研究(Hammond and Bickel, 2013; McGill, 1984; Pearson and Tukey, 1965)，使用兩種方法選取信心範圍及對應的權重：(a)ESM法(Extended Swanson-McGill method)，以第10、第50及第90百分位(percentile)為上、中、下界值，等同選取80%信心區間(± 1.282 標準差)，對應權重為0.3/0.4/0.3；(b)EPT法(Extended Person-Tukey method)，以第5、第50及第95百分位為上、中、下界值，等同選取90%信心區間(± 1.645 標準差)，對應權重為0.185/0.63/0.185(通常用0.2/0.6/0.2)(圖四)。



圖四 ESM 法(綠色)及 EPT 法(藍色)所選取的信心區間及其對應的標準差與權重

六、傾角統計結果

由前述統計方法得出篩選前之池上斷層傾角上界/中值/下界為 $35^\circ/54^\circ/73^\circ$ ，權重分別為0.3/0.4/0.3 (ESM 法)或 $30^\circ/54^\circ/78^\circ$ ，權重分別為0.2/0.6/0.2 (EPT 法)

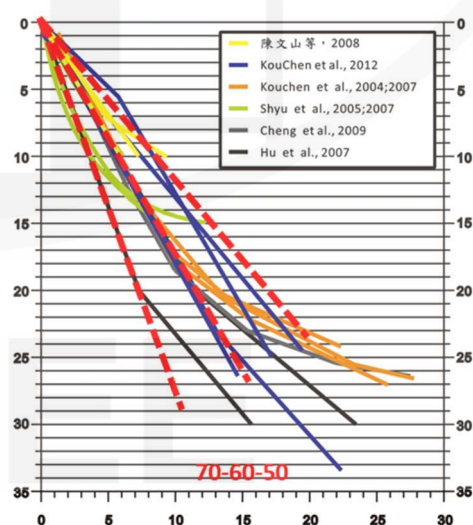


圖五 池上斷層傾角資料篩選前之統計結果。ESM 法(綠)及 EPT 法(藍)所對應之傾角

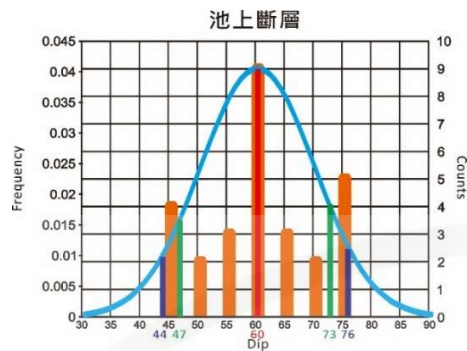
七、斷層二維幾何疊加及討論

參考前人研究之地質地物結果，池上斷層二維幾何疊加剖面顯示傾角中值為 60° ，範圍為 $\pm 15^\circ$ ($40^\circ/60^\circ/75^\circ$)(圖六)。對比篩選前的統計結果，我們認為差異性來自於近地表的鑽井及槽溝的緩傾角($15^\circ \sim 30^\circ$)影響，因此中值較二維幾何疊加剖面之結果略低(54°)，範圍也較大($\pm 19^\circ \sim \pm 24^\circ$)；篩選後的資料則與二維幾何疊加剖面之結果相近，中值相同(60°)，上、下界範圍亦較接近($\pm 13^\circ \sim \pm 16^\circ$)(圖七)，僅有 $1^\circ \sim 2^\circ$ 的差異。

結合二維幾何疊加剖面與 EPT 統計法之結果可得出，池上斷層淺部傾角的上界/中值/下界為 $45^\circ/60^\circ/75^\circ$ ，權重為0.2/0.6/0.2。



圖六 池上斷層系統幾何疊剖面圖。視覺化的斷層二維幾何剖面，同時對比不同團隊設定的傾角模型，可以更有效的協助我們評估由淺至深的斷層幾何不確定性



圖七 池上斷層傾角資料篩選後之統計結果。ESM(綠)及 EPT(藍)所對應之傾角

參考文獻

- Hammond, Robert & Bickel, J. (2013) Reexamining Discrete Approximations to Continuous Distributions. *Decision Analysis*. 10, 6-25. 10.1287/deca.1120.0260.
- Megill, R. E. 1984. *An Introduction to Risk Analysis*, Second edition. PennWell, Tulsa, OK.
- NCREC (National Center for Research on Earthquake Engineering) (2019) Reevaluation of probabilistic seismic hazard of nuclear facilities in Taiwan using SSHAC level 3 methodology. NCREC Report-Volume 2: Seismic Source Characterization Technical Report. Available at: <http://sshac.ncrec.org.tw>
- Pearson, E. S., J. W. Tukey. 1965. Approximate Means and Standard Deviations Based on Distances between Percentage Points of Frequency Curves. *Biometrika* 52(3/4) 533-546.
- Shyu, J. Bruce, Yin, Yu-Hsuan, Chen, Cheng-Hung, Chuang, Yi-Rung, Liu, Sze-Chieh. (2020) Updates to the on-land seismogenic structure source database by the Taiwan Earthquake Model (TEM) project for seismic hazard analysis of Taiwan. *Terrestrial Atmospheric and Oceanic Sciences*. 31, 469-478. 10.3319/TAO.2020.06.08.01.
- 林啟文、陳文山、劉彥求、陳柏村(2009)臺灣東部與南部的活動斷層-二萬五千分之一活動斷層條帶地質圖說明書。經濟部中央地質調查所特刊，第 23 號，共 194 頁。
- 胡植慶、劉啟清、楊燦堯、景國恩、鄭錦桐(2016) 斷層活動性觀測研究第三階段-斷層整合性觀測與潛勢分析。經濟部中央地質調查所第三階段總結報告書(二)，共 468 頁。
- 顏銀桐、徐濤德、李易叡、謝寶珊、謝銘哲、莊怡蓉 (2020) 臺灣活動斷層潛勢圖精進與震源構造特性評估。經濟部中央地質調查所 109 年度委託技術服務執行，總結報告書，共 423 頁。
- 朱耀國(2007) 池上斷層的古地震研究。國立臺灣大學地質科學研究所碩士論文，共 110 頁。
- 陳文山、陳于高、楊小青(2006)地震地質調查及活動斷層資料庫建置-槽溝開挖與古地震研究計畫(5/5)。經濟部中央地質調查所報告第 95-08-1 號，共 146 頁。
- 石瑞銓、陳平護(2001) 活動斷層地球物理探勘計畫(4/5)臺灣東部地區活動斷層地球物理探勘。經濟部中央地質調查所，共 103 頁。
- 董倫道、陳文山、李奕亨(2005)地震地質調查及活動斷層資料庫建置計畫-地球物理探勘計畫(4/5)。經濟部中央地質調查所報告第 94-09 號，共 176 頁。
- 陳文山、林益正、顏一勤、楊志成、紀權宵、黃能偉、林啟文、林偉雄、侯進雄、劉彥求、林燕慧、石同生、盧詩丁(2008)從古地震研究與 GPS 資料探討縱谷斷層的分段意義。經濟部中央地質調查所彙刊，第 20 號，第 165-191 頁。
- Shyu J. B. H. Chung L. H. Chen Y.G. Lee J. C., and Sieh K. (2007) Re-evaluation of the surface ruptures of the November 1951 earthquake series in eastern Taiwan, and its neotectonic implications, *J. Asian Earth Sci.* 31, no. 3, 317-331
- Shyu, J.B.H., Sieh, K., Chen, Y.-G., Liu, C.-S., (2005) Neotectonic architecture of Taiwan and its implications for future large earthquakes. *Journal of Geophysical Research* 110, B08402
- Cheng, L.-W., J.-C. Lee, J.-C. Hu, and H.-Y. Chen (2009), Coseismic and postseismic slip distribution of the 2003 Mw=6.5 Chengkung earthquake in eastern Taiwan: Elastic modeling from inversion of GPS data, *Tectonophysics*.
- Hu, J.-C., L.-W. Cheng, H.-Y. Chen, Y.-M. Wu, J.-C. Lee, Y.-G. Chen, K.-C. Lin, R.-J. Rau, H. Kuochen, H.-H. Chen, S.-B. Yu, and J. Angelier (2007), Coseismic deformation revealed by inversion of strong motion and GPS data: the 2003 Chengkung earthquake in eastern Taiwan, *Geophys. J. Int.*, 169, 667-674,
- Kuochen, H., Wu, Y. M., Chang, C. H., Hu, J. C., and Chen, W. S. (2004) Relocation the eastern Taiwan earthquakes and its tectonic implications. *Terrestrial, Atmospheric and Oceanic Sciences*, 15, 647-666.
- KuoChen, H., Francis T. Wu, Steven W. Roecker (2012) Three-dimensional P velocity structures of the lithosphere beneath Taiwan from the analysis of TAIGER and related seismic data sets. *JGR*, 117, B06306.
- Kuochen H, Wu YM, Chen YG, Chen RY (2007) 2003 Mw6.8 Chengkung earthquake and its related seismogenic structures. *Journal of Asian Earth Sciences* 31(3): 332 - 339.

氣象因子與氡濃度變化之線性及非線性關係

瓦里亞¹ 林世榮²

摘要

土壤氣體中的氡氣(Radon)長期以來被廣泛研究作為地震預測的潛在前兆指標。然而,氡氣濃度容易受到氣象參數(如溫度、濕度、大氣壓力及降雨)的強烈影響,使得訊號難以被有效分離。本研究提出了一套非線性且基於事件(event-based)的分析框架,用以評估氡氣變異性及其與環境因子之關聯。以宜蘭礁溪土壤氣體測站為例,自2021年1月至2022年4月之逐時氡氣資料,並結合氣象資料進行比對。透過比較傳統線性相關方法與結合事件分類及LOWESS(局部加權散佈圖平滑法)的非線性方法,結果顯示:1.溫度、濕度與氣壓在線性關係中佔主導地位;2.降雨則在非線性分析中為最顯著之影響因子;3.降雨與氡氣呈現U型關係。本研究強調短時環境過程的重要性,並提出可提升氡氣異常偵測與詮釋能力方法,進而增進地震前兆研究之可靠性。

關鍵詞: 氡氣監測、大氣資料、線性與非線性關係

一、前言

歐亞板塊與菲律賓海板塊之間的構造邊界,為全球地震活動最為頻繁的區域之一,其特徵在於高應變速率與複雜的斷層幾何結構(Fu et al., 2019)。在此類構造環境中,建立穩健之地震前兆監測系統,對於災害減緩以及短期預測模型之發展至關重要(Walia et al., 2018; Chowdhury et al., 2025)。土壤氣體中的氡(^{222}Rn)由於其半衰期短且對地殼變形具高度敏感性,已被廣泛視為一種重要的地球化學指標(King, 1986)。氡濃度的變化通常與微裂隙生成、岩石滲透性改變,以及震前應力累積所引發之氣體遷移增強等過程密切相關(Toutain and Baubron, 1999)。然而氡作為地震前兆之實務應用上,仍面臨顯著挑戰,主因在於其訊號極易受到氣象參數之影響,包括溫度、濕度、大氣壓力及降雨等因素(Friedmann et al., 2011)。地球化學預測中的主要障礙,在於氡時間序列資料常遭受上述氣象因子之「污染」,進而掩蓋與構造應力相關之微弱訊號。大氣變化可透過多種機制調控氡氣自岩石圈逸

散與傳輸之過程,例如氣壓變化所引發之「抽氣效應」(pumping effect),或土壤氣體之熱對流作用。此類機制使得氡訊號呈現高度非平穩性,其輸入訊號在振幅與頻率上皆受到調制,進而提高異常判識中的偽陽性風險。

因此為有效區分真正的地震前兆異常,精確評估並量化環境因子之影響為一項關鍵前提。傳統方法多仰賴線性相關分析或簡單迴歸模型,以探討氡與環境變數之間的關聯;然而此類方法在捕捉岩石圈與大氣之間所呈現的非線性、延遲性及瞬態行為方面,具有根本性限制(Walia et al., 2018)。基於此,亟需發展更先進之分析技術,以有效去除氣象雜訊並萃取真實的構造訊號。

本研究提出一種結合非線性事件導向架構與局部加權散佈平滑法(Locally Weighted Scatterplot Smoothing, LOWESS)(Cleveland, 1979)之分析方法。透過LOWESS之應用,可進行非參數迴歸分析,並依據資料之局部變化進行自適應擬合,在不依賴全域線性假設之情況下,有效去

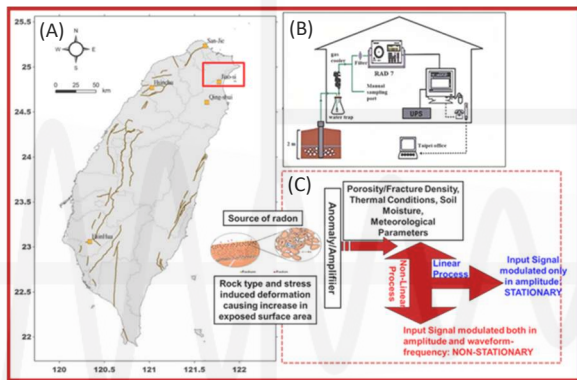
¹ 國家地震工程研究中心研究員

² 國家地震工程研究中心助理研究員

除季節性與日變化趨勢。此方法旨在更精確地刻畫氡氣變異之本質特徵，進而建構經優化之資料集，以提升於構造活躍區域中地震前兆辨識之可靠性。

二、研究區域與資料

以宜蘭礁溪測站 2021 年 1 月至 2022 年 4 月期間所蒐集之逐時土壤氣體氡濃度資料。該監測系統採用連續式量測架構，包含 RAD7 偵測器及除水裝置，以確保樣品於傳輸至中央資料庫前之完整性與品質（圖一）。同步之氣象資料，包括氣溫、濕度、大氣壓力與降水量，則取自中央氣象署。



圖一 (A) 本計畫所設置之土壤氡氣體監測站分布；(B) 測站內部架設之示意圖；(C) 氡氣生成機制及其影響氡異常放大之相關作用過程示意圖

資料前處理與時間序列完整性

為確保後續分析之有效性，原始資料之前處理程序，主要包括：

- 資料清理 (Data Cleaning)：剔除不符合物理意義之異常數值，例如負值降雨量或零大氣壓力讀值等。
- 標準化處理 (Normalization)：對各類資料進行正規化，以消除不同物理量綱之影響，利於跨變數比較分析。
- 時間序列排序 (Chronological Ordering)：維持嚴格之時間序列順序，以支援後續基於事件之差分分析，確保時序資料之

完整性與一致性。

分析架構：線性與非線性空間之比較

採比較兩種不同之建模方法，以探討氡氣濃度與環境因子之關聯特性：

1. 線性相關分析 (Linear Correlation)：採用皮爾森相關係數 (Pearson correlation coefficient) 進行評估，用以辨識長期週期性與季節性變化趨勢。
2. 非線性事件導向分析 (Nonlinear Event-Based Analysis)：透過時間序列差分方法，辨識瞬時性變化事件，包括「上升事件 (hike)」—即氡濃度之快速增加，以及「下降事件 (drop)」—即氡濃度之快速降低，以捕捉短期異常變化特徵。
3. LOWESS 模型 (LOWESS Modeling)：採用局部加權散佈平滑法 (Locally Weighted Scatterplot Smoothing, LOWESS) 以模擬氡氣對特定環境變化之響應。相較於整體性之相關分析方法，LOWESS 能有效捕捉局部且具非線性之變動趨勢，特別適用於描述高影響力環境事件下所呈現之資料特性。

三、結果與討論

氡氣變異性與各類氣象參數之間呈現出複雜的交互關係，反映出穩態環境控制與瞬態非線性響應之共同影響。綜合線性與非線性分析結果顯示，部分環境因子主要決定氡氣之基準行為，而另一些因子則主導其短期變動及極端事件之發生。

溫度與氡氣

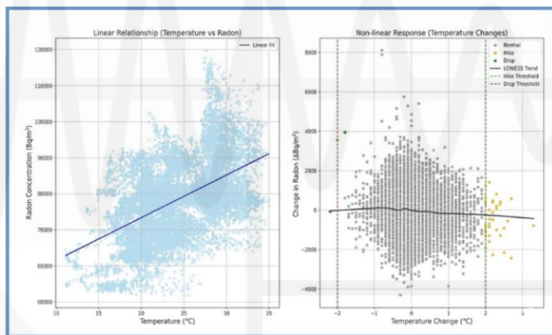
氡氣濃度與溫度之間的關係呈現出明顯的長期與短期行為差異。線性相關分析顯示兩者之間具有穩定的正相關關係，表示溫度升高會促進氡氣濃度增加（圖二）。此現象主要歸因於較高溫條件下擴散速率的提升，以及土壤氣體流動性的增強，進而有利於氡氣向上遷移。

然而當以短期溫度變化 (ΔT) 進行分

析時，此關係則轉為較弱且高度非線性。微小的溫度波動對氬氣濃度影響甚微，而較大的溫度變化（約超過 $\pm 2^{\circ}\text{C}$ ）則會導致氬氣反應呈現較為分散且不對稱的特徵。此結果顯示系統中可能存在閾值控制機制，亦即僅當熱擾動達到一定程度時，才會對地下氣體動力學產生顯著影響。觀察到的非線性行為可能與以下因素有關：

- 土壤—空氣密度梯度的瞬時變化
- 孔隙氣體的熱膨脹效應
- 局部對流作用

此外溫度效應通常會與其他環境因子（特別是土壤含水量與大氣壓力）產生耦合作用，進一步調控氬氣傳輸效率。綜合而言，雖然溫度為控制氬氣季節性變化之主要一階因子，但其在短期異常生成中的影響則相對有限且多屬間接作用。



圖二 氬氣濃度與氣溫之線性與非線性關係

相對濕度與氬氣

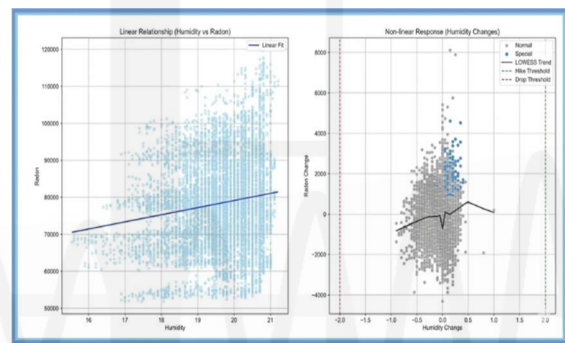
相對濕度與氬氣濃度之間呈現弱正相關關係，顯示其影響屬於次要且間接（圖三）。此一關聯可能源於水分對土壤性質（如孔隙率與滲透性）的調控作用，進而影響氬氣的釋放（emanation）與遷移行為。

針對濕度變化（ ΔH ）之非線性分析顯示，小幅波動對氬氣變異影響有限；當濕度適度增加時，氬氣濃度略有上升，可能與土壤處於部分飽和狀態下，氬氣自礦物顆粒中釋放效率提升有關。然而在高濕度條件下，氬氣變異顯著增加，顯示出不穩

定且具閾值依賴之行為特徵。

此現象可由兩種競爭性物理機制加以解釋：一方面，水分增加可促進氬氣自礦物表面釋放（即逸出效應，emanation effect）；另一方面，過量水分則會降低土壤滲透性，限制氣體傳輸。這兩種相反作用之交互影響，導致整體關係呈現弱且不一致的特性。

因此，相對濕度較適合被視為一種次要調節因子，而非主導氬氣變異的主要驅動因子。其影響通常在與其他環境參數（尤其是降雨與溫度）交互作用時，才會更加明顯。



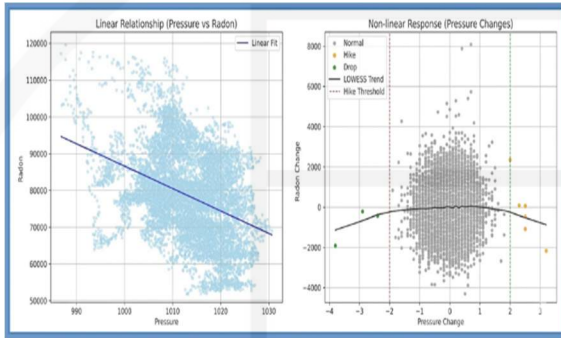
圖三 氬氣濃度與相對濕度之線性與非線性關係

大氣壓力與氬氣

大氣壓力與氬氣濃度之間呈現出最具物理一致性的關係之一。觀測結果顯示兩者具有明顯的負相關性，即低氣壓條件有利於氬氣濃度上升，而高氣壓則抑制氬氣逸散（圖四）。此一現象可由已廣泛驗證之「氣壓抽吸效應」加以解釋，即地下與大氣之間的壓力梯度會驅動氣體運動。

當大氣壓力下降時，土壤氣體所受之約束力減弱，使氬氣得以更有效率地向上遷移；相反地當氣壓上升時，則會抑制氣體釋放。非線性分析進一步證實，氣壓變化（ ΔP ）會引發具系統性且可預測的氬氣反應。小幅氣壓變動對氬氣影響有限，但當氣壓顯著下降時，則會導致氬氣濃度明顯增加。

相較於溫度與濕度，氡氣對氣壓變化的反應更為穩定且離散程度較低，顯示氣壓為控制短期氡氣動態的重要主導因子。此外，氣壓效應常與其他環境參數產生協同作用。例如當氣壓下降與降雨引起之土壤飽和同時發生時，會顯著放大氡氣異常。此結果凸顯在解析氡氣變異時，必須考量多重環境因子之交互作用，而非僅單獨評估個別變數。



圖四 氡氣濃度與大氣壓力之線性與非線性關係

降雨與氡氣

在氡氣非線性變異性之影響因素中，降雨被證實為最具主導性的參數。線性分析顯示，降雨量與氡氣濃度之間整體呈現正相關關係（圖五），此現象可歸因於所謂的「封蓋效應」（capping effect），即降雨入滲會降低土壤滲透性，使氡氣滯留於地表下方。

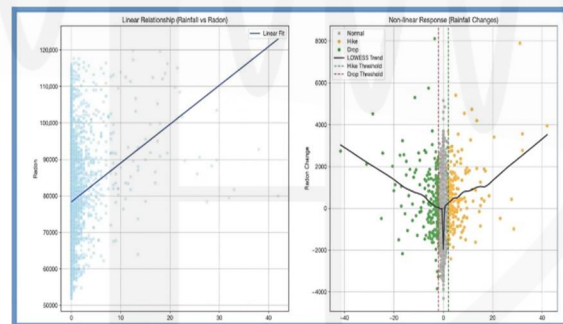
氡氣對降雨的高度敏感在於降雨的變化速率與強度，而非其累積總量。快速降雨事件（定義為「上升事件」，hikes）會引發氡氣濃度不成比例的顯著上升；相較之下，緩慢或低強度降雨僅造成較為有限的影響。

透過 LOWESS 分析，可觀察到降雨變化與氡氣變異之間呈現明顯的 U 型（或 V 型）關係。在降雨變化處於正常範圍內時，氡氣濃度相對穩定；一旦超出此範圍，無論降雨急劇增加或快速減少，皆會導致氡氣反應出現高度變異。

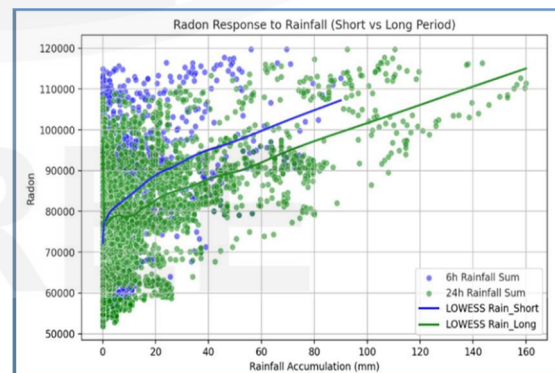
此一現象反映了土壤系統中之動態過

程。強降雨可迅速使表層土壤達到飽和狀態，形成暫時性的低滲透屏障，阻礙氡氣逸散並促使其累積。當此情況與大氣壓力下降同時發生時，受困於地下的氡氣會被迫向上遷移，進而造成濃度的劇烈尖峰上升。

進一步比較短延時（6 小時）與長延時（24 小時）降雨之影響，可凸顯降雨強度之重要性（圖六）。6 小時累積降雨呈現較陡峭之反應曲線，顯示氡氣對於快速且高強度之降雨事件具有更強烈之響應。相較之下，24 小時累積降雨則呈現較為平滑且漸進之變化趨勢，即使在總降雨量較高之情況下亦然。此結果顯示，長時間降雨使系統得以達到部分平衡狀態，從而降低氡氣波動之幅度。氡氣對短時降雨之高度敏感性進一步指出，快速之水文變化，而非總降水量，才是驅動氡異常之主要因素。此發現對災害評估具有重要意涵，因為相較於長時間降雨，短時且強烈之降雨事件更可能引發突發性的氡氣濃度激增。



圖五 氡氣濃度與降雨量之線性與非線性關係



圖六 短週期與長週期降雨對氡氣變化影響之比較

當將所有氣象參數納入整體考量時，可觀察到氡氣變異呈現階層式控制特徵，反映穩態與瞬態環境過程之綜合影響。氣溫主要透過控制土壤氣體擴散及季節性變化，主導氡氣之長期基準行為；而大氣壓力則透過氣壓抽吸（barometric pumping）機制，調控地下氣體傳輸，對短期變動具有主導性影響。相對濕度則扮演次要調節角色，主要透過影響土壤含水量與滲透性間接作用於氡氣變化，整體影響相對有限且不具一致性。相較之下，降雨為最顯著之非線性驅動因子，特別是在高強度降雨事件中，快速土壤飽和可引發強烈之瞬態反應。

當多重環境因子同時作用時，氡氣異常表現最為顯著，尤其是在強降雨與大氣壓力下降同時發生之條件下。此時，近地表水層之形成會抑制氡氣逸散，而低氣壓則促進氣體向上遷移，兩者交互作用導致氡氣濃度顯著放大。上述現象顯示，氡氣變異無法歸因於單一控制因子，而是多種氣象力之動態交互作用結果。因此雖然線性模型可有效描述整體趨勢，但在捕捉高振幅且短時變動方面存在侷限，而此類變動對於地震前兆研究中氡氣異常之判釋具有關鍵重要性。

參考文獻

1. Chowdhury S, Walia V, Yang TF (2025) Long-term radon monitoring and statistical association with seismicity in active tectonic zones. *Sci Total Environ* 912:169234.
2. Cleveland WS (1979) Robust locally weighted regression and smoothing scatterplots. *J Am Stat Assoc* 74(368):829–836.
3. Friedmann H, Baumgartner A, Tesch R, et al (2011) Radon exhalation and environmental influences: A review. *Appl Radiat Isot* 69:147–154.
4. Fu Y, Freymueller JT, van der Hilst RD (2019) The seismic and tectonic framework of the Eurasian–Philippine Sea plate boundary region. *Earth Planet Sci Lett* 507:1–12.
5. King CY (1986) Gas geochemistry applied to earthquake prediction: An overview. *J Geophys Res* 91(B12):12269–12281.
6. Toutain JP, Baubron JC (1999) Gas geochemistry and seismotectonics: A review. *Tectonophysics* 304(1–2):1–27.
7. Walia V, Lin SH, Hong W (2018) Environmental and seismic controls on soil gas radon variability: A long-term study. *J Environ Radioact* 192:456–468.



NCREE

上部結構納入分析對液化土層中筏基貫入沉陷之影響

張文忠¹ 賴亭蓁² 陳家漢³

摘要

為探討上部結構對液化土層中筏基貫入沉陷之影響，並考量土壤-結構互制作用（Soil-Structure Interaction, SSI）以模擬真實物理機制。本研究以 PLAXIS 2D 建立數值模型，在相同地震條件、土層參數及淺基礎尺寸及重量配置下，比較僅考慮筏基和納入上部結構之筏基模型之沉陷行為。根據分析結果顯示，納入上部結構後之整體沉陷量與簡化模型差異約為 5%，顯示未考慮上部結構之筏基模型仍具一定預測能力。然而，在地震期間，上部結構會因慣性效應(Inertial effect)與運動效應(Kinematic effect)產生附加動力應力，導致沉陷量與傾角顯著增加，顯示於耐震設計中應納入上部結構之動力影響。

關鍵詞：筏基、上部結構、沉陷、數值模擬、土壤液化

一、前言

在地震頻繁地區，土壤液化現象常導致地基承载力顯著降低，進而造成建物沉陷與傾斜，對結構安全構成威脅。因此，針對液化條件下基礎結構之行為進行分析，對於耐震設計與防災工程具有重要意義。

現有相關研究多以簡化基礎模型進行分析，較少探討上部結構對基礎沉陷行為之影響，特別是在地震動作用期間之動力效應。因此，上部結構於土壤-結構互制行為（SSI）中所扮演之角色，仍有進一步釐清之必要。

本研究採用有限元素分析軟體 PLAXIS，結合界面元素與 PM4Sand 組成律，以模擬液化條件下之土壤非線性反應。研究目的在於比較僅考慮筏基和納入上部結構之筏基模型於地震及壓密階段之沉陷行為差異，並進一步分析其對沉陷歷時變化與傾角之影響，以評估上部結構於基礎設計中的重要性。本研究結果可作為液化地盤中筏基設計與簡化模型評估之依據。

二、數值分析模型介紹

本研究以許祖銘(2024)筏基數值模型為基礎，於其上增設上部結構系統。上部結構之梁柱尺寸參考國家地震工程研究中心街屋耐震資訊網所提供之標準街屋設計，梁為 25×60 cm、柱為 50×60 cm，樓層高度為 3.5 m，柱間距為 5.5 m，並將結構配置於筏基中央，以符合一般建築配置與實際情境。

數值模擬中，於筏基上部增設結構系統，筏基上部結構以板元素(Plate element)進行模擬，並在上部結構與基礎連接處建立界面元素，以更真實呈現結構基礎互制行為。以 6 層樓、基礎寬度 14 公尺之案例為例，其完整模型如圖一所示。上部結構細部尺寸如圖二所示。後續以此模型進行動態分析，以探討上部結構對基礎沉陷之影響。

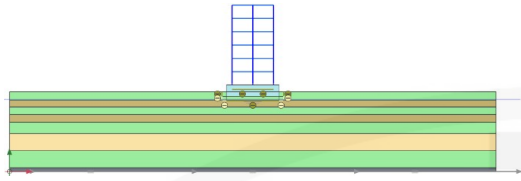
為確保不同模型之比較基準一致，本研究透過重量分配控制接觸應力，使具與不具上部結構之模型具有相同受力條件。具體而言，將原筏基重量平均分配於筏基與上部結構，使兩者共同承擔結構荷重，

¹ 國立成功大學土木工程學系教授

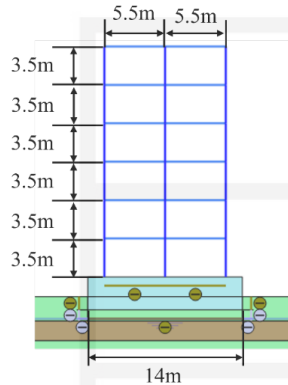
² 國立成功大學土木工程學系碩士

³ 國家地震工程研究中心副研究員

以維持接觸應力一致。此外，土層分布與材料參數均依既有研究設定，以維持分析條件一致性。



圖一 筏基上部結構模型



圖二 筏基上部結構模型細部結構

分析案例涵蓋不同樓層數與基礎寬度，共計 13 組模型進行比較分析，如表一所示。而土層分布則如表二所示。

表一 建物特徵(許祖銘, 2024)

樓層數	基礎寬度
1 層樓	13m、24m、38m
2 層樓	23m、43m
3 層樓	24m、43m
4 層樓	19m、30m、42m
5 層樓	15m、24m、35m
6 層樓	14m、22m、32m

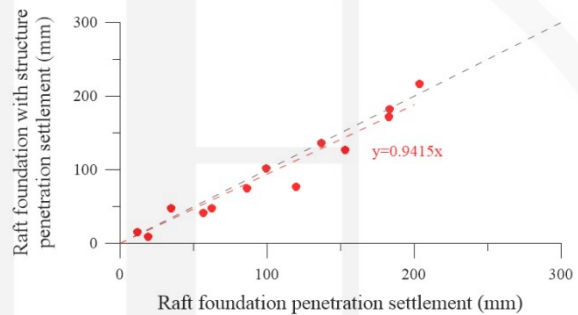
表二 簡化之土層分布

Depth Start (m)	Depth End (m)	SPT-N	D _r (%)
0	2.2	-	75
2.2	4	6	35
4	6	-	75
6	8	6	35
8	11	-	75
11	15.5	19	64
15.5	20	-	75

三、數值分析結果

(一)整體沉陷行為

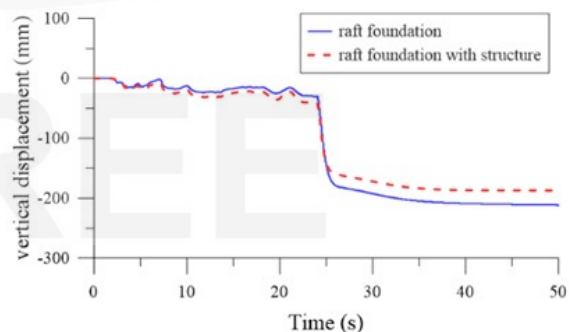
比較具上部結構與原先未具上部結構之筏基模型模擬之貫入沉陷行為，數值分析結果如圖三所示，當考慮上部結構時，筏基沉陷量約為未考慮上部結構時之 0.94 倍，可推論其誤差約 5 %。顯示簡化筏基模型於工程應用上仍具良好預測能力。



圖三 具上部結構與無上部結構筏基模型之貫入沉陷比較

(二)地震期間與地震後建物沉陷行為

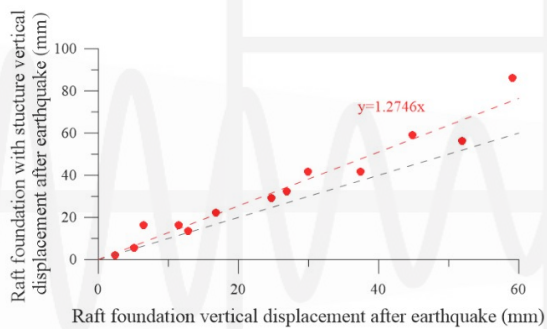
為探討上部結構對基礎沉陷歷時行為之影響，本文以筏基底部中點作為觀測點，繪製垂直變位歷時曲線，藉此比較沉陷量於地震作用期間及壓密階段之變化差異，圖四係為 5 層樓、基礎寬度 24 公尺之案例，其具上部結構與無上部結構之筏基垂直變位歷時情況。根據分析結果可知相較於不具上部結構之筏基模型，納入上部結構後之筏基模型在地震期間沉陷量略為增加，然於隨後之孔隙水壓消散階段之沉陷量則相對減少。



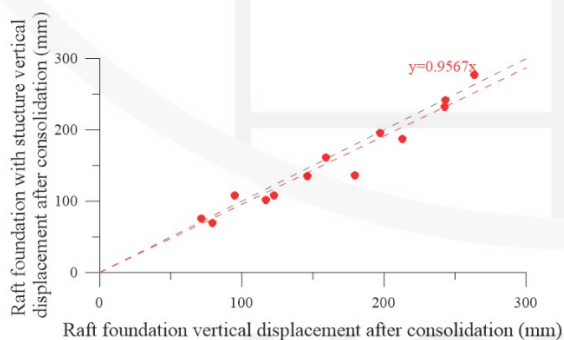
圖四 具上部結構與無上部結構之筏基垂直變位歷時比較

圖五與圖六分別為地震後與壓密完成後，具上部結構與無上部結構之筏基垂直變位比較圖。由圖五分析結果統計可知，地震後具上部結構之筏基總沉陷量約為無上部結構之 1.3 倍，顯示上部結構本身對地震期間筏基沉陷具有放大效應，此現象可能係由上部結構於地震作用下會產生慣性效應與運動效應，引致附加動力應力，進而影響總沉陷量。

根據圖六分析結果可知，於地震結束後進入壓密階段，具上部結構之筏基沉陷量約為未具上部結構模型之 0.96 倍，顯示兩者差異明顯縮小。此結果顯示，上部結構之影響主要侷限於地震動作用期間，而壓密階段之沉陷行為則主要受土層特性控制。



圖五 地震後具上部結構與無上部結構之筏基垂直變位關係



圖六 壓密後具上部結構與無上部結構之筏基垂直變位關係

(三)建物傾角分析

傾角為評估建物穩定性之重要指標，本研究進一步比較具上部結構與無上部結構之筏基傾角變化。根據 Yasuda(2014)研

究顯示建物傾角與沉陷量呈正相關。

在本研究中，建物傾角定義是淺基礎左及淺基礎右之垂直位移差與基礎寬度之比值，如式(1)，其示意圖如圖七。

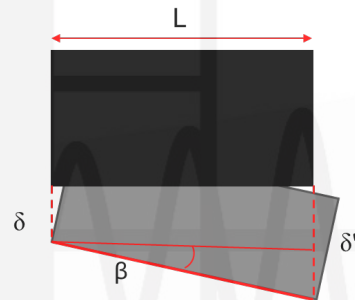
$$\beta = \frac{|\delta - \delta'|}{L} \quad (1)$$

其中 β 為建物傾角

δ 為基礎左側之沉陷量

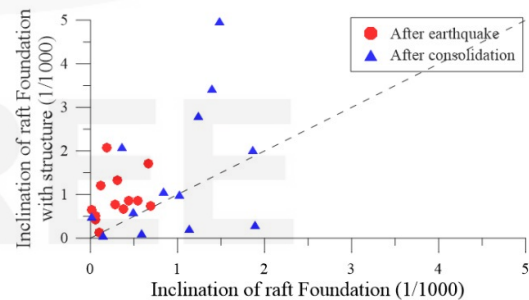
δ' 為基礎右側之沉陷量

L 為基礎寬度



圖七 傾角示意圖(許祖銘, 2024)

圖八為地震後及壓密後有無上部結構筏基之傾角比較。結果顯示，上部結構於地震期間會使傾角增加，而於壓密階段其影響明顯降低，部分案例甚至呈現傾角減小之趨勢。整體而言，上部結構對沉陷與傾角之影響呈現明顯之階段性特徵。



圖八 地震後及壓密後有無上部結構筏基之傾角比較

四、結 論

本研究針對液化條件下筏基沉陷行為，探討上部結構之影響，根據初步成果可歸納以下結論：

1. 地震期間影響顯著
上部結構會放大筏基沉陷量與傾角（約 1.3 倍），顯示耐震設計中應納入結構動力效應之影響。
2. 壓密階段影響有限
沉陷差異縮小至約 0.96 倍，顯示長期沉陷行為主要受土層性質控制，上部結構影響較小。
3. 簡化模型具工程應用價值
整體沉陷差異約為 5%，顯示未考慮上部結構之筏基模型可作為初步設計與快速評估之參考工具。

參考文獻

1. Plaxis b. v. (2019). Plaxis 2D version 2019, reference manual, Delft, Netherlands.
2. Yasuda, S. (2014). "New liquefaction countermeasures for wooden houses." Soil Liquefaction during Recent Large-Scale Earthquakes, 167-179.
3. Yasuda, S. (2022). "Seismic inspection of existing structures based on the amount of their deformation due to liquefaction." Conference on Performance-based Design in Earthquake. Geotechnical Engineering. 296-316.
4. 許祖銘，2024，液化後淺基礎變形模擬與預測，國立成功大學土木工程學系，碩士論文。

NCREEE

臺灣東北部龜山島火山淺層海底熱液系統之揮發分配 與流體傳輸演化(2020-2025)

李曉芬¹ 林正洪² 賴雅娟¹ 史旻弘¹ 林立虹³ 洪國騰⁴

摘要

自 2020 年至 2025 年間，針對臺灣東北部龜山島海底熱液系統進行長期氣體監測，建立主要氣體成分與氦同位素之時間序列資料。結果顯示， $^3\text{He}/^4\text{He}$ 比值經大氣校正後約為 7.28–8.17 R_A ，於整個觀測期間內維持穩定，顯示深部岩漿來源未發生顯著變化，然而氣體組成則呈現明顯時間演化。依氣體比例之變化，可區分為三個階段：2020–2021 年為 CO_2 主導之穩定背景階段；2022–2024 年間 $S_{\text{total}}/\text{CO}_2$ 上升且 N_2/Ar 下降，顯示淺層氣-水平衡作用增強；2025 年則出現 CO_2 顯著降低，伴隨 N_2/Ar 及氦濃度上升，反映淺部流體傳輸路徑重組及 CO_2 優先移除。整體結果指出，在岩漿供給穩定的情況下，氣體組成變化主要受淺層熱液系統控制，並顯示長期地球化學監測可有效解析海底火山流體傳輸與揮發分配機制之演化。

關鍵詞：火山氣體地球化學、熱液系統演化、龜山島

一、前言

火山氣體地球化學監測為評估火山活動與地下流體系統變化的重要工具，特別是在火山活動前兆與熱液系統演化過程中，氣體組成變化常被視為關鍵指標 (Giggenbach, 1996; Fischer et al., 1998)。然而，氣體成分的變動不僅受到深部岩漿揮發分供應控制，亦可能受到淺層熱液系統中氣-水交互作用、流體傳輸路徑及相分配過程之影響，使其解釋具有高度複雜性 (Giggenbach, 1996)。

龜山島位於臺灣東北部外海，為一座活躍之海底熱液系統，持續釋放以二氧化碳為主的火山氣體，並伴隨顯著的氣-水交互作用與多相流體行為。相較於陸域火山系統，海底熱液環境中流體傳輸與化學組成更易受到水體交互作用與壓力條件影響，使得氣體訊號之來源與控制機制更難釐清。過去研究多著重於短期觀測或單次採樣結果，對於氣體組成之長期變化趨勢及其控

制因素仍缺乏系統性分析。

本研究基於 2020 年至 2025 年間之長期氣體監測資料，分析主要氣體成分、氣體比值及氦同位素之時間變化特徵，並探討深部岩漿來源與淺層熱液過程對氣體組成變化之相對影響。透過多參數整合分析，建立龜山島海底熱液系統之多階段演化模式，並進一步釐清氣體變化之控制機制。

二、採樣與分析方法

火山氣體樣品由潛水人員於龜山島海域進行現地採集，主要採樣地點位於龜首附近之大型白泉噴氣區 (圖一)。每次採樣於約 15 公尺水深處，針對鄰近之兩個噴氣口分別採集氣體樣品，並重複進行兩次潛水作業，以取得具空間代表性之樣本 (每次調查共四個樣品)。

氣體採樣採用氣袋配合排水集氣法收集海底逸出氣體。採集後之氣體樣品於船

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

² 國家地震工程研究中心合聘研究員

³ 國立臺灣大學地質科學系教授

⁴ 經濟部地質調查及礦業管理中心科長

上立即轉移至吉氏採樣瓶（Giggenbach bottle）與具雙閥之真空玻璃瓶中保存，以降低大氣混入與化學變化之影響。採樣頻率為每年兩次，分別於上半年（約4-5月）及下半年（約9-10月）進行。採樣及船上樣品轉移流程如圖二所示。



圖一 龜山島海底熱液氣體採樣位置示意圖。白色「+」符號表示歷年氣體採樣位置；2025 年之採樣點另行標示，顯示其與既有採樣位置一致，排除採樣位置差異對氣體組成變化之影響。



圖二 海底氣體採樣與船上樣品轉移作業示意圖。(上)潛水人員於海底噴氣口以氣袋進行排水集氣採樣；(下)船上將氣體樣品轉移至吉氏採樣瓶進行保存。

氣體樣品於實驗室中進行組成分析。未凝結氣體以氣相層析儀分析主要氣體成分；溶解於鹼液中的氯離子與硫酸根離子濃度則以離子層析儀測定，用以計算氯化氫及總硫氣體（硫化氫與二氧化硫）濃度，並配合滴定方法計算碳酸根與重碳酸根濃度，以重建二氧化碳相關組成（Giggenbach, 1996）。另以碘液方法測定二氧化硫與硫化氫比值（ $\text{SO}_2/\text{H}_2\text{S}$ ）。分析氣體種類包括二氧化碳（ CO_2 ）、硫化氫（ H_2S ）、二氧化硫（ SO_2 ）、氯化氫（ HCl ）、甲烷（ CH_4 ）、氮氣（ N_2 ）、氫氣（ H_2 ）、氫氣（ He ）以及氬氣（ Ar ）等。

真空玻璃瓶樣品則使用稀有氣體質譜儀進行氦同位素（ $^3\text{He}/^4\text{He}$ ）分析，用以判斷氣體來源（Sano & Marty, 1995），並經大氣校正後以 $(\text{R}/\text{R}_\text{A})_\text{C}$ 表示。

三、結果與討論

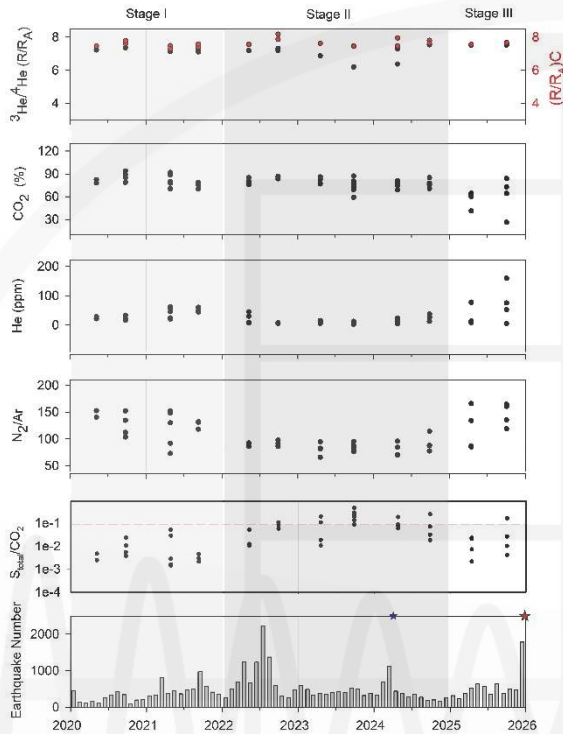
2020 年至 2025 年間，龜山島海底熱液氣體組成與相關地球化學參數呈現明顯之時間變化（圖三）。氦同位素比值（ $^3\text{He}/^4\text{He}$ ）經大氣校正後於整個觀測期間內維持穩定（約 7.28-8.17 Ra），顯示深部岩漿揮發分來源未發生顯著變化。相較之下，主要氣體成分與氣體比值則呈現系統性變動。

依氣體組成變化特徵，可區分為三個階段（圖三）。第一階段（2020-2021 年）中，氣體組成以 CO_2 為主（約 70-90%），變動幅度相對有限； N_2/Ar 比值普遍高於空氣平衡值。

第二階段（2022-2024 年）中， $\text{S}_{\text{total}}/\text{CO}_2$ 比值上升，而 N_2/Ar 比值下降並趨近空氣平衡值。

第三階段（2025 年）中，系統出現進一步轉變， CO_2 濃度顯著下降（最低約 26%），同時伴隨 N_2/Ar 比值上升（ >120 ）及氫濃度增加。值得注意的是，2025 年之採樣位置與歷年採樣點一致（圖一），顯示上述變化並非由採樣位置差異所造成。

整體觀測結果顯示，氣體組成呈現明顯之時間演化與多階段變化特徵。為進一步探討其控制機制，本研究提出概念模型進行整合（圖四）。



圖三 龜山島海底熱液氣體組成與地球化學參數之時間序列變化。顯示 2020-2025 年間氦同位素 ($^3\text{He}/^4\text{He}$)、 CO_2 濃度、He 濃度、 N_2/Ar 與 $S_{\text{total}}/\text{CO}_2$ 之變化。灰色陰影區分三個階段 (Stage I-III)。下方柱狀圖為區域地震數量；藍色星號標示 2024 年花蓮地震，及紅色星號標示 2025 年沖繩海溝地震事件。

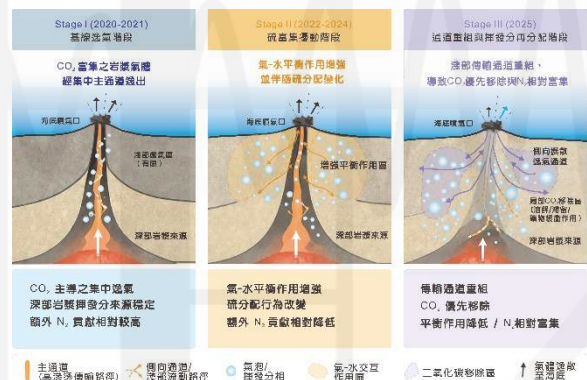
根據觀測結果與概念模型（圖四），龜山島海底熱液系統之氣體組成變化主要反映淺層熱液系統內之流體過程，而非深部岩漿來源之變動。氦同位素於整個觀測期間內維持穩定，顯示深部揮發分供給相對穩定 (Sano & Marty, 1995)。

第二階段中 $S_{\text{total}}/\text{CO}_2$ 上升與 N_2/Ar 下降，顯示氣-水平衡作用增強。此一變化反映氣體於上升過程中與海水或熱液之交互作用增加，使氣體組成趨於平衡

(Giggenbach, 1996)。硫物種重新分配亦與火山氣體系統中揮發分分配過程一致 (Fischer et al., 1998)。此結果顯示淺層系統中之物理條件（如滲透性或流體停留時間）對氣體組成具有重要影響。

第三階段中 CO_2 之顯著下降，伴隨 N_2/Ar 與氦濃度上升，顯示系統發生進一步之結構性轉變。由於氦同位素未見明顯變化，此一現象不太可能由深部岩漿來源改變所造成，而較可能反映淺層流體傳輸路徑之重組。此類變化可能導致 CO_2 於氣-液分配過程中被優先移除，或因流體通道改變而降低其輸送效率，進而造成其他氣體之相對富集。

綜合而言，氣體組成之時間演化可解釋為淺層流體傳輸條件與氣-水交互作用共同作用之結果，而非深部岩漿活動之直接反映。



圖四 龜山島海底熱液系統多階段演化之概念模型。本模型整合 2020-2025 年間地球化學觀測結果，顯示系統由三個階段演化：(I) 以 CO_2 為主之穩定逸氣階段，氣體主要沿高滲透通道上升；(II) 氣-水交互作用增強，導致硫物種重新分配與系統擾動；(III) 淺層流體傳輸路徑重組，伴隨 CO_2 優先移除與其他氣體之相對富集，反映氣-液分配條件之改變。

四、結論

本研究整合長期地球化學監測資料與概念模型（圖四），顯示龜山島海底熱液系統之氣體組成變化主要受淺層流體傳輸與

氣-水交互作用所控制，而非深部岩漿來源之變動。在岩漿揮發分供給維持穩定之情況下，淺層滲透結構與流體路徑之調整可主導氣體組成之多階段演化，並影響 CO₂ 之分配與傳輸效率。

此結果指出，於海底熱液系統中，氣體組成之時間變化不必然代表深部岩漿活動之變化，而可能反映淺層系統之動態調整。長期地球化學監測結合機制模型分析，對於理解火山-構造環境中流體行為具有重要意義。

參考文獻

- Giggenbach, W.F. (1987). Redox processes governing the chemistry of fumarolic gas discharges from White Island, New Zealand. *Applied Geochemistry*, 2, 143–161.
- Giggenbach, W.F. (1996). Chemical composition of volcanic gases. In: Scarpa, R., & Tilling, R.I. (Eds.), *Monitoring and Mitigation of Volcanic Hazards* (pp. 221–256). Springer.
- Fischer, T.P., Giggenbach, W.F., Sano, Y., & Williams, S.N. (1998). Fluxes and sources of volatiles discharged from Kudryavy volcano, Kamchatka. *Geochimica et Cosmochimica Acta*, 62, 2749–2762.
- Sano, Y., & Marty, B. (1995). Origin of carbon in fumarolic gas from island arcs. *Chemical Geology*, 119, 265–274.

NCREEE

機器學習於火山地震監測之應用

史旻弘¹ 賴雅娟¹

摘要

本研究以大屯火山群之火山構造型地震 (volcano-tectonic earthquake, 以下簡稱 VT 地震) 為主要監測對象, 結合深度學習相位拾取與快速事件關聯技術, 建立一套自動化地震目錄產製流程。以 2,294 個 VT 事件之參考目錄作為比對基準, 系統性掃描 320 組關鍵參數組合, 並透過柏拉圖前緣 (Pareto front) 分析識別 43 組非支配解 (non-dominated solution), 據此提出平衡、監測與目錄三種取向之最佳工作點。結果顯示, P 波與 S 波之機率門檻為影響效能最顯著之參數, 最佳平衡工作點之 F1 分數達 0.786 (召回率 0.864、精確率 0.720)。本研究可為大屯火山群之即時監測、應力狀態評估與長期活動性分析奠定方法基礎, 亦能直接為大屯火山觀測站之例行地震觀測作業帶來加值效益。

關鍵詞：大屯火山群、火山構造型地震、機器學習

一、研究背景與動機

大屯火山群 (Tatun Volcano Group, TVG) 位於臺灣北部陽明山國家公園境內, 涵蓋七星山、大屯山、竹子山、紗帽山與磺嘴山等主要火山體, 為臺灣本島境內規模最大之火山地質區。

依據史密森尼學會全球火山計畫所採用之全新世活動準則 (Simkin and Siebert, 1994), 凡具有活躍岩漿庫或於過去一萬年內曾有噴發紀錄之火山, 均認定為活火山。就大屯火山群而言, 林正洪 (Lin, 2016) 透過深部地震之 S 波陰影與 P 波延遲分析, 首度提出本區地下存在岩漿庫之地震學證據; 黃信樺等人 (Huang et al., 2021) 進一步以三維聯合地震層析成像 (3D joint tomographic inversion) 確認大屯火山群東側地下 8 至 20 公里處存在顯著低速異常體, P 波速度降幅達 19%, 對應熔融比例約為 19%。兩項研究從不同方法共同確立了本區作為活火山之地球物理依據。

林正洪 (2005) 首度透過臨時地震網確認本區之火山地震訊號; 並於 2011 年大屯火山觀測站設立後, 大幅提高寬頻地

震網解析度, 迄今已累積大量微震與群震紀錄。觀測結果指出, 七星山南側、大油坑與小油坑一帶為火山構造型地震 (VT) 之主要活躍區, 事件深度多集中於地表以下 0 至 5 公里之淺部, 並展現明顯群聚特徵。上述長期累積之高品質地震資料, 為本研究自動化監測流程之發展與驗證提供了不可或缺之基礎。

火山活動所引發之地震訊號, 依波形特徵與物理機制可概分為四類: 火山構造型地震 (VT)、長週期事件 (long-period event, LP)、火山微地動 (volcanic tremor) 以及混合型事件 (hybrid event)。VT 地震能量集中於 1 至 15 赫茲, 具清晰之 P、S 波相位, 源自岩石之脆性破裂; 長週期事件頻率較低且 S 波不明顯, 多與流體於裂隙中之共振有關, 甚至反應岩漿庫活動形成超長週期訊號; 火山微地動為持續數分鐘至數天之低頻連續訊號; 混合型事件則兼具上述特徵。

在四類訊號中, VT 地震於火山監測上具有特殊地位: (a) VT 地震波形與一般構造型地震相近, 可直接沿用既有之自動相位選取與定位方法; (b) 其 b 值 (b-value) 與時空群聚特徵能有效量化火山體深部應

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

力狀態之演變；(c)VT 群震密度之顯著上升，往往為火山活動異常之重要前兆指標。近年案例亦充分印證此一特徵，2023 年冰島格林達維克（Grindavík）地區於桑德努庫（Sundhnúkur）裂隙噴發前，自 10 月底起即出現劇烈震群活動，至 11 月中旬達到高峰，數天內記錄逾 10,500 次地震，其中包含多起規模 3.0 以上事件，隨後於 12 月 18 日發生大規模裂隙噴發，並於 2024 年多次重複噴發。上述案例顯示，火山體周邊地震活動（含 VT 群震）之時序變化與火山噴發具高度關聯性。就現階段大屯火山群之監測而言，VT 地震為長期觀測中最為穩定、最可量化，亦最適合導入自動化處理流程之觀測對象。

近年深度學習相位拾取模型已逐步取代傳統之 STA/LTA 演算法，代表性模型包括 PhaseNet 與 EQTransformer，SeisBench 框架則整合多套預訓練權重。惟上述模型多以遠場構造型地震資料集訓練，運用於震源淺且高頻散射顯著之火山 VT 地震時，效能往往受到侷限。Volpick 模型則彙整夏威夷、日本、北加州及阿拉斯加等活火山地區之波形資料訓練而成，明顯改善火山地震之拾取品質。事件關聯端之 PyOcto 則採用八元樹（octree）空間搜尋，對於發震時間密集之群震具備顯著計算優勢，適用於大屯火山群之 VT 監測需求。

二、研究目標

儘管大屯火山觀測站已累積豐富之 VT 地震紀錄，但是現行作業仍面臨幾項挑戰，凸顯導入機器學習技術之必要性。(a) 大屯火山群之 VT 微震事件數量龐大且常以群震形式密集發生，人工或半自動相位拾取難以即時因應高事件率時段之處理需求；(b) 本區 VT 地震雖具相對清晰之 P、S 波相位，但因震源淺、高頻散射顯著且訊噪比偏低，傳統 STA/LTA 演算法之召回率受到明顯限制；(c) 現行主流深度學習相位拾取模型多以遠場構造型地震資料

訓練，其於大屯火山環境之適用性尚未經系統性驗證。

針對上述侷限，本研究設定下列具體目標：(1). 系統性掃描事件關聯器之關鍵參數空間，評估各參數組合對 VT 事件目錄品質之影響；(2). 以柏拉圖前緣分析識別非支配解，為不同實務情境提供可量化之最佳參數選擇依據；(3). 產出具可重現性之技術文件與開源程式碼，以利將本流程整合至例行之火山監測作業。

三、研究方法與資料

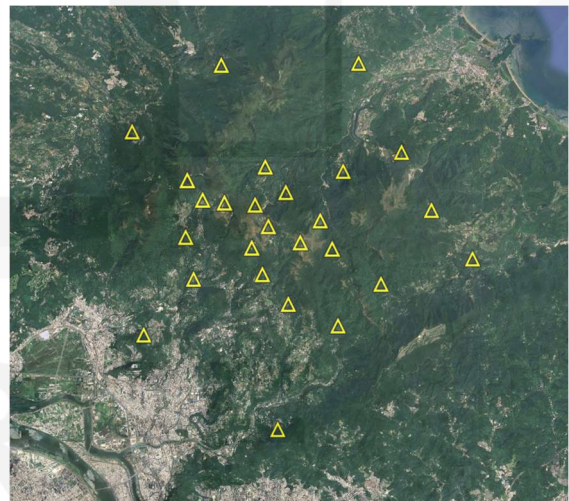
本研究以大屯火山群及其周邊測站（圖一）所記錄之連續地震波形為輸入，參考事件目錄共計 2,294 個 VT 事件。以 SeisBench 框架統一波形格式，並採用火山專用模型 Volpick 為基礎、以大屯火山地震目錄波形微調後之模型進行推論，輸出 P、S 波之到時與機率值，供地震事件關聯器 PyOcto 使用。研究以網格搜尋（grid search）方式系統性掃描四個關鍵參數（表一），共執行 320 組有效組合。

效能評估採用

$$\text{Precision} = \text{matched} \div (\text{matched} + \text{extra})$$

$$\text{Recall} = \text{matched} \div 2,294 \cdot F1$$

$$= 2 \cdot P \cdot R \div (P + R)。$$



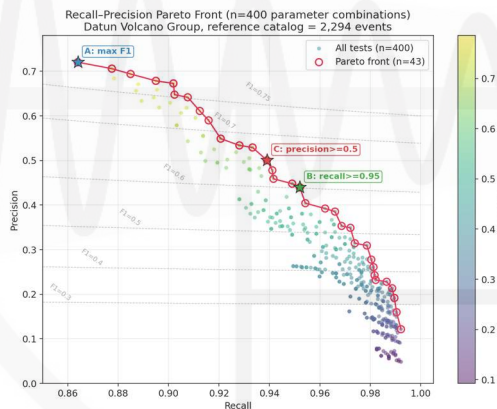
圖一 大屯火山群之地震觀測網，黃色三角形為地震觀測站

表一 關聯器系統掃描之參數

參數	意義	掃描值
p_prob_threshold	P 波相位機率 門檻	0.1 / 0.2 / 0.3 / 0.7
s_prob_threshold	S 波相位機率 門檻	0.1 / 0.2 / 0.3 / 0.45
min_pick_fraction	事件最小 pick 比例	0.55 / 0.60 / 0.65 / 0.70 / 0.75
pick_match_tolerance	比對容忍時窗 (秒)	0.125 / 0.150 / 0.175 / 0.200

四、研究結果

為綜合評估 320 組參數於召回率 (recall) 與精確率 (precision) 間之權衡，本研究計算柏拉圖前緣，即在兩軸皆以最大化為目標下之非支配解集合，共識別 43 組非支配解 (圖二)。針對不同實務取向，進一步歸納出三個建議工作點 A、B、C，其參數組合與效能列於表二。



圖二 召回率-精確率之柏拉圖前緣 (320 組參數、43 組非支配解)；色階為 F1 分數、虛線為 F1 等值線、星號 A/B/C 為建議工作點

各關鍵參數於不同水準之平均效能整理於表三。由表中可見，P 波與 S 波之機率門檻為影響目錄品質最關鍵之參數：當兩者由最低水準 (P = 0.1、S = 0.1) 同步調整至最高水準 (P = 0.7、S = 0.45) 時，平均 F1 由 0.281 顯著提升至 0.589，其主要增益來自精確率由 0.170 提升至 0.451，而召回率僅由 0.980 微幅下降至 0.930。由

於本研究之網格搜尋設計中，P 波與 S 波機率門檻係採配對方式調整，故兩者於表三中呈現相同之平均效能數值。相對而言，事件最小 pick 比例與比對容忍時窗對整體效能之影響則屬次要。

表二 建議工作點之參數組合與效能

工作點	適用情境	F1	Recall	Precision	p / s / frac / tol
A 最大 F1	一般研究 目的之平衡偵測	0.786	0.864	0.720	0.70 / 0.45 / 0.75 / 0.125
B 監測取向	即時監測 與群震偵測 (召回率 ≥ 0.95)	0.601	0.952	0.440	0.30 / 0.30 / 0.55 / 0.125
C 目錄取向	可人工複 檢之目錄 建置 (精確率 ≥ 0.50)	0.653	0.939	0.500	0.70 / 0.45 / 0.55 / 0.150

表三 各關鍵參數水準之平均效能 (擷取主要對比)

參數	水準	平均 F1	平均 Recall	平均 Precision
p_prob_threshold	0.1	0.281	0.980	0.170
	0.7	0.589	0.930	0.451
s_prob_threshold	0.1	0.281	0.980	0.170
	0.45	0.589	0.930	0.451

五、討論

機率門檻之所以主導整體效能，反映火山 VT 地震於低訊噪比區段之波形特性：模型於低機率區間 (小於 0.3) 會輸出大量微弱訊號，其中僅少部分為真實 VT 事件，其餘多為背景噪訊、非事件干擾或局部高頻散射。適度提高機率門檻，即可僅以極小之召回率代價，換取精確率之顯著提升。此一現象與 Volpick 原始論文所觀察之機率分佈特性一致，亦顯示火山 VT 地震之相位拾取具有相當程度之通用參數調整規律。

於最寬鬆門檻設定下 ($p_prob_threshold = 0.1$ 、 $s_prob_threshold = 0.1$ 、 $min_pick_fraction = 0.6$ 、 $pick_match_tolerance = 0.2$)，額外事件數量可達 16,454，遠超參考目錄之 2,294 個事件。此類「額外事件」不宜直接視為誤偵測，其中相當比例極可能為原目錄遺漏之真實 VT 微震。分兩階段加以驗證：首先，隨機抽樣 50 至 100 個額外事件，回溯原始波形進行人工判讀，確認是否具備 VT 高頻之 P、S 相位特徵；其次，建立時空分佈圖，比對已知 VT 活躍區（例如七星山、大油坑一帶）。若多數事件通過上述驗證，本流程即有機會產出較現行目錄更完整之 VT 目錄，可支撐後續之 b 值時空分析與長期應力狀態評估。

本研究建立之柏拉圖前緣與三個工作點，亦可直接對應至不同實務需求：工作點 A（最大 F1）適合一般研究目的之平衡偵測；工作點 B（召回率 ≥ 0.95 ）對應即時監測與群震偵測情境，此情境下漏報（false negative）之代價遠高於誤報（false positive）；工作點 C（精確率 ≥ 0.50 ）則適合需人工複檢之目錄建置，可有效減輕審查負擔。觀測站可依當下監測目的靈活切換工作點，使整體決策更具彈性。

六、結論與後續工作

本研究於大屯火山群場域建立一套整合 SeisBench、微調後之 Volpick 與 PyOcto 之自動化 VT 地震目錄產製流程，並透過 320 組參數之系統性掃描驗證其可行性。最佳平衡工作點之 F1 分數達 0.786（召回率 0.864、精確率 0.720），對應參數設定為 P 波機率門檻 0.7、S 波機率門檻 0.45、事件最小 pick 比例 0.75、比對容忍時窗 0.125 秒。結果顯示，於現行資料條件下本流程已具備接近即時作業之潛力。

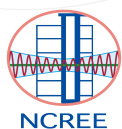
本成果兼具三層意義：其一為學術價值，為火山 VT 地震之自動化處理提供量化之參數最佳化依據，並以柏拉圖前緣呈

現召回率與精確率之權衡；其二為應用效益，可供大屯火山觀測站導入例行作業，提升目錄產製之時效與一致性；其三為推廣潛力，具備延伸至龜山島等活火山場域之條件。後續工作將聚焦於下列事項：額外事件之人工驗證與時空分佈分析、震源定位精度評估、結合 b 值時空變化建立 VT 活動性指標體系，以及跨年度穩定性驗證與模型維運機制之建置。

七、參考文獻

1. Huang, H.-H., Wu, E. S., Lin, C.-H., Ko, J. Y. T., Shih, M.-H., & Koulakov, I. (2021). Unveiling Tatun volcanic plumbing structure induced by post-collisional extension of Taiwan mountain belt. *Scientific Reports*, 11, 5286.
2. Lin, C.-H., et al. (2005). Preliminary analysis of volcanoseismic signals recorded at the Tatun Volcano Group, northern Taiwan. *Geophys. Res. Lett.*, 32, L10313.
3. Lin, C.-H. (2016). Evidence for a magma reservoir beneath the Taipei metropolis of Taiwan from both S-wave shadows and P-wave delays. *Scientific Reports*, 6, 39500.
4. Münchmeyer, J. (2024). PyOcto: A high-throughput seismic phase associator. *Seismica*.
5. Simkin, Tom, and Lee Siebert. 1994. *Volcanoes of the World: A Regional Directory, Gazetteer, and Chronology of Volcanism During the Past 10,000 Years*. 2nd ed. Tucson: Geoscience Press.
6. Zhong, Y., & Tan, Y. J. (2024). Deep-learning-based phase picking for volcano seismicity (Volpick).





NIEP 國家實驗研究院

國家地震工程研究中心

National Center for Research on Earthquake Engineering

106219 台北市辛亥路三段200號

電話：(02)6630-0888 傳真：(02)6630-0858

<https://www.ncree.niar.org.tw>