108 年度

國家地震工程研究中心

研究成果報告

財團法人國家實驗研究院　國家地震工程研究中心

目 錄

1 108 年建築物耐震設計規範之檢討與修訂情況
劉郁芳、鄧崇任、翁元滔、邱世彬、盧志杰、張毓文、簡文郁、游忠翰、林旺春、周中哲、鍾立來、黃世建

5 台灣地震動的破裂方向性與脈衝效應
趙書賢、郭俊翔、黃信樺、許喬筑、詹智丞

9 比較台灣地區 P 波、S 波視窗之垂直向傅氏頻譜
黃雋彥、張毓文、林哲民、郭俊翔

13 近斷層中高樓建築物之耐震技術研發
蕭輔沛、翁樸文、沈文成、李翼安、Tirza Paramitha、蔡仁傑、徐侑呈、黃世建

17 土木 404-100 設計例單自由度簡化模型之易損性曲線
葉勇凱、周德光

21 鋼板複合高強度鋼筋混凝土剪力牆連接梁耐震行為研究
林敏郎、黃昭勳、陳柏言

25 立面不規則建築耐震性能分析
林瑞良、曹智嘉、蔡克銓

29 結構耐震評估與補強技術-TEASPA 4.0 之開發
邱聰智、賴昱志、鍾立來

33 土壤-結構互制分析之有限元素模型土體邊界條件與相關設定評估驗證
張哲瑜、楊文嘉、吳俊霖、葉芳耀、陳家漢

37 現地橋梁檢測技術於預力混凝土箱梁橋之應用研究
陳俊仲、江奇融、李柏翰、蕭勝元

41 台灣橋梁監測管理系統之建置與應用
許家銓、周光武、陳俊仲

45 應用光纖沉陷計於地震震損橋梁連續二年的觀測成果與討論
李政寬、許家銓

49 救災用輕便橋模組化與自動化組裝技術研發
葉芳耀、楊耀畬、李柏翰、張家銘、張國鎮

53 橋梁車輛振動對鄰房結構之影響
李柏翰、蕭勝元、陳俊仲、葉芳耀、張國鎮

57 實尺寸黏彈性阻尼器之超越設計性能與殘餘性能研究
游忠翰、汪向榮、林旺春、楊卓諺、張國鎮

61 重要結構及設備應用研究—懸吊式消防灑水系統振動台實驗
姚昭智、柯敏琪、許宸珮

64 三維週期性材料基礎之減震效益研究
Witarto、楊卓諺、汪向榮、林旺春、游忠翰、莫詒隆、張國鎮

68 啓發式演算法於主動質量阻尼控制器設計之研究
陳沛清、張恩典、簡楷益

72 具近斷層效應之鋼骨梁柱接合靜態試驗載重歷時研究
莊勝智、林克強、陳奐丞、陳垂欣

76 梁主筋於內柱接頭內之直線握裹滑移研究
紀凱甯、林克強、劉志國

80 幾何非線性阻尼隔震系統於重要設備地震防護的探討
張家銘、許庭維、黃謝恭、盧恭君

84 20180206 花蓮地震下花蓮港災損機制初探
鄧源昌、盧志杰、黃俊鴻

88 砂礫石液化潛能初步研究-振動台試驗
陳冠羽、陳家漢、楊炫智、黃俊鴻

92 大口徑開口鋼管樁垂直載重三維數值分析
游騰瑞、黃俊鴻

96 可應用於傳統地盤反應分析之修正輸入運動探討
許尚逸、張毓文、蔡明欣

100 分析環境背景雜訊探求臺灣造山帶變形前緣 淺部地殼速度構造
黃有志、林哲民、謝宏灝、溫國樑、陳朝輝

104 氡氣監測於地震前兆及泥火山之研究
瓦里亞、林世榮、亞耳文、傅慶

109 跨越斷層之簡支橋梁耐震行為參數分析
洪曉慧、黃仲偉

112 隔震結構受近斷層地震反應之研究
林旺春、黃震興、楊卓諺、游忠翰、汪向榮

116 地下管線受震破壞模式與耐震評估
楊炫智、張為光

120 九二一地震建築物震害資料庫建置與初步分析
劉季宇、葉錦勳、范秋屏

124 模型更新技術於先進複合實驗之應用
莊明介、王孔君、蔡克銓、鍾侑津、蔡青宜

128 考慮塑性破壞之鋼筋混凝土柱反覆荷載模擬
張慰慈

132 振動臺子結構即時複合實驗應用於結構自體調諧質量阻尼系統之可行性研究
陳沛清、董孟洧、陳柏彰

136 結構控制研究–深度學習應用於振動台之加速度控制
謝伯徽、張心寧、陳俊杉、陳沛清

140 地震防災與應變雲端資訊服務外部資源整合與加值運用
陳志欣

145 震後跨河橋樑阻斷衝擊評估模式發展以案例說明
楊承道、林祺皓、黃為學、莊奕婕

149 震後緊急就醫人流壅塞模擬
林祐萱、林祺皓

153 應用地震模擬振動台與大型多軸向柔性邊界剪力盒：1/25 縮尺離岸風機模型試驗
朱聖浩、黃百誼、陳家漢、倪勝火、劉光晏、柯永彥、許尚逸、張瑜文、 盧煉元、林錦隆

157 關鍵零組件測試系統介紹
黃百誼、賴晉達、柴駿甫、林凡茹

161 複合式地震速報服務
古孟晃、林沛暘

165 鋼筋混凝土橋柱之容量位移雙反應譜
王柄雄、 張國鎮、歐昱辰

169 壓電調諧質量阻尼器應用於人行橋
立來、鄧彥甫、賴勇安、周維苓

173 樓版剪力強度試驗應用於外加 RC 構架補強
陳俊鴻、葉先峰、賴昱志、賴濤、曾建創、鍾立來

177 隔震建物之位移限制系統
賴煜仁、林芃妤、楊卓諺、鍾立來

181 建築物耐震規範側向位移限制要求與設計地震力下限修訂研擬
翁元滔、鄧崇任、簡文郁

185 被動摩擦調諧質量阻尼器之振動台 與即時複合實驗驗證
朱世禹、康展榮、許敬昀、葉士瑋、盧煉元

189 托架支承配置挫屈束制支撐之 RC 構架耐震性能
吳安傑、蔡克銓

193 大屯火山近期地震及地球化學時空變化
賴雅娟、李曉芬、張麗琴、劉進興、鄧嘉睿

197 含低降伏鋼板阻尼器最佳化構架之耐震性能分析與試驗研究
蔡克銓、鍾侑津、王孔君、莊明介、蔡青宜

201 台灣住商混用建築物之耐震設計用途係數修正建議
林克強、簡文郁、翁元滔、鍾立來

205 結合接收函數及單站頻譜比之淺層速度構造聯合推估方法
林哲民、郭俊翔、黃雋彥、溫國樑

209 半主動自體調諧質量阻尼系統耐震行為研究
劉郁芳、林子剛、張國鎮

108 年建築物耐震設計規範之檢討與修訂情況

劉郁芳[3]鄧崇任[1]翁元滔[2]邱世彬[4]盧志杰[2]張毓文[2]簡文郁[1]游忠翰[3]林旺春[2]
周中哲[5]鍾立來[6]黃世建[7]

摘 要

本計畫持續針對國內之耐震設計規範進行檢討及提出改進對策，成立「規範研究發展委員會」及幕僚小組，對於規範相關議題進行研究及討論，提出具體之修正建議，並規劃新一代耐震設計規範之理念架構及發展方向。

關鍵詞：耐震設計規範、規範修正建議、規範研究發展委員會

一、前言

我國建築物耐震設計法規自民國 63 年以來，才有較詳細的耐震設計規定，其後經民國 71 年、78 年、86 年、88 年、94 年及 100 年多次修訂，逐步增進我國結構物之耐震設計水準。尤其自 921 大地震後，學界及業界投入大量資源從事耐震科技研究，同時引進許多國外之抗震技術，相關之規定與規範也日新月異，本計畫之目的即為針對國內耐震設計規範進行相關研究，新增或修訂相關條文及解說內容，以因應國際科技發展與國內工程界之實際需要，強化新建建築之耐震能力。

對於現行之耐震設計規範，持續進行檢討與改進，本計畫召集產、官、學、研各界代表組成「規範研究發展委員會」及幕僚小組，彙整工程界及學界對於耐震設計規範之疑義，進行研究提出相關修訂建議草案，定期討論議案，提出符合學理以及工程實務之規範修訂內容，送交主管機關審議，進而修訂規範內容並公告實行，使國內之耐震設計規範更趨完備及合理。

目前建築物耐震設計規範之主管機關為內政部營建署，本計畫研擬之規範修訂建議案或是性能設計法草案，經由規範研究發展委員會研議通過後，送交主管機關審議，本中心亦配合審議之意見進行修改，使規範修訂案能順利通過並公告實行。

二、108 年度規範修訂情況

延續 107 年度修訂之議題，108 年度提送營建署審議之提案分別為「近斷層設計基準地震」、「地盤類別與工址放大係數」、「土壤剪力波速經驗式」以及「其他耐震相關規定：土壤液化修訂」等四項議題。

三、近斷層設計基準地震

應中央地質調查所 2012 年版台灣地區活動斷層圖，新增第一類活動斷層對地震潛勢提高的影響，本項修訂包含兩部分:(1)鄰近新增斷層行政區之震區水平譜加速度係數值調整；(2)修訂近斷層設計基準地震為直接內插取值。為保持論述脈絡清晰，規範條文次序略做調整，並配合修訂其它章節中有關近斷層調整因子之相關

[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助理工程師
[5]國家地震工程研究中心建物組召集人
[6]國家地震工程研究中心副主任
[7]國家地震研究中心主任

條文。主要條文修訂建議摘述如下:

2.4 近斷層區域之震區短週期與一秒週期水平譜加速度係數

本規範規定，當工址鄰近包括新城斷層、獅潭斷層、三義斷層、大甲斷層、鐵砧山斷層、屯子腳斷層、彰化斷層、車籠埔斷層、大茅埔-雙冬斷層、梅山斷層、大尖山斷層、六甲斷層、觸口斷層、新化斷層、旗山斷層與米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層等經中央地質調查所公布之第一類活動斷層，如表 2-2 所列，其震區水平譜加速度係數必須考量區域近斷層效應。其中嶺頂斷層與利吉斷層雖公告為第二類活動斷層，但屬花東縱谷序列斷層之一，鄰近鄉鎮亦需考慮近斷層效應。

必須考慮近斷層效應之臺灣地區活動斷層，其影響範圍內之震區短週期及一秒週期設計水平譜加速度係數S_S^D與S_1^D，及震區短週期及一秒週期最大考量水平譜加速度係數S_S^M與S_1^M，如表 2-3-1 至表 2-3-4 所列，其值與工址至斷層之距離有關，依線性內插方式求值。

四、地盤類別與工址放大係數

我國耐震設計規範之地盤特性與工址放大係數參考美國 NERHP-97(或 UBC97)之相關規定。主要反映地盤在地震中之非線性行為，現行規範規定三種地盤類別，再分類依據地震動參數大小決定地盤放大因子。工程實務上衍生出在地盤分類界限附近之地盤放大因子存在階梯狀落差，致生困擾。本修訂建議包含兩部分:(1)取消地盤類別，改以工程常用之淺地表下 30m 土層平均剪力波速(V_{S30})為地盤特性參數；(2)工址放大係數以連續函式呈現。

地盤放大因子經驗模型可以一個曲面函數表示，為地盤特性參數(V_{S30})及地震動強度(S_S或 S_1)之函數，f(V_{S30}, S_S或 S_1)。本研究首先比較原 TBC 之放大因子與 NERHP 及 ASCE 所採用之模型係數，並確認適用範圍；其次為地盤特性參數(V_{S30})之校準，原 TBC、ASCE 等規範所規定之地盤類別之 V_{S30}皆為一個範圍，必須界定出各類別地盤放大因子所對應之參考 V_{S30}值，以我國強震測站地質調查資料庫 EGDT(Kuo et al., 2012)統計成果，本研究建議原 TBC 規範中定義台灣第一、二、三類地盤之代表剪力波速 V_{S30} 分別為 520m/s、260m/s 及 155m/s，這些建議參數與國記上之相關研究 (BSSC, 2004; ASCE/SEI7, 2017)成果類似。建議地盤放大因子經驗模型以半對數函數求算。受限經驗模型資料庫內含，建議之地盤放大因子皆有上下限範圍，$0.9 \le F_a \le F_{a,3}$，$0.8 \le F_v \le F_{v,3}$。未免變動過大，地盤放大因子之控制點係數仍沿用現行TBC規範值，相關條文建議修訂如下:

2.5 工址短週期與一秒週期水平譜加速度係數

(略)…其中，F_a為反應譜等加速度(短週期)段之工址放大係數，隨地盤特性與震區短週期水平譜加速度係數 S_S（S_S^D或S_S^M）而改變；而 F_v為反應譜等速度(中長週期)段之工址放大係數，隨地盤特性與震區一秒週期水平譜加速度係數 S_1（S_1^D或S_1^M）而改變。工址放大係數 F_a、F_v分別為地盤特性參數 V_{S30}（單位:m/s）與地震動參數 S_S、S_1之函數，可由(2-5a)與式(2-5b)求得。

$$F_a = \begin{cases} 1.0 - 1.4427 \cdot Ln(V_{S30}/520) \times (F_{a,2} - 1.0); & V_{S30} > 260 \\ F_{a,2} - 1.9333 \cdot Ln(V_{S30}/260) \times (F_{a,3} - F_{a,2}); & V_{S30} \le 260 \end{cases}$$

(2-5a)

$$F_v = \begin{cases} 1.0 - 1.4427 \cdot Ln(V_{S30}/520) \times (F_{v,2} - 1.0); & V_{S30} > 260 \\ F_{v,2} - 1.9333 \cdot Ln(V_{S30}/260) \times (F_{v,3} - F_{v,2}); & V_{S30} \le 260 \end{cases}$$

(2-5b)

五、土壤剪力波速經驗式相關條文修定

為鼓勵以現地量測方式取得地層剪力波速，以計算 V_{S30}，故增加剪力波速現地量測之說明，並建議參考相對應的規範或技術文件，使地盤分類更加合理與符合現地實況。此項目已完成建築物耐震規範 2.3~2.5 節與 9.1~9.2 節相關條文與解說修訂。

臺灣地區耐震地盤特性之評估係參考 Building Seismic Safety Council (BSSC, 2004)，採用地表面下 30 公尺內地層之平均剪力波速 V_{S30} 為地盤特性作評估指標。此外，對於工址地層內具有以下條件時，宜進行地盤反應分析，以求得合理之工址放大係數，其中包括(1)地層內含有具液化潛能之砂層或高靈敏度粘土；(2)泥炭土及高有機性粘土加總厚度超過 3 公尺；(3)高塑性粘土(塑性指數 I_p 超過 75)厚度超過 8 公尺；(4)粘土層厚度超過 36 公尺等之情況。地層之剪力波速應進行現地波速試驗量測之。剪力波速量測可使用地基調查之鑽孔，惟深度需達 30 公尺以上，建議優先採用跨孔法(cross-hole method)、下孔法(down-hole method)和懸盪法(suspension logging)等波速量測方法，其鑽孔準備、施測、波速計算等程序可參考標準規範如 ASTM D4428、ASTM D7400、JGS1122，或日本物理探測學會(2008)所建議之技術手冊等。亦得採用表面波量測法，進行現地波速量測，其執行細節可參考 SEGJ(2014)所編輯整理之技術手冊。

11.1.3 砂土層之液化潛能評估

2. 液化評估與檢核

土層液化與否，由抗液化安全係數 F_L 值決定之。F_L 值小於 1.0 時，即判定該土層為液化土層。F_L 依下式計算：

$$F_L=\frac{CRR}{CSR} \qquad (11\text{-}1)$$

CRR：土層之抗液化剪力強度比。

CSR：地震引致土層之平均反覆剪應力比或尖峰剪應力比。

其中 *CRR* 與 *CSR* 之計算方法，可依據本條文之解說辦理。

3. 應分別檢核中小度地震(此時，一般工址與近斷層工址之地表水平加速度 $A=\frac{0.4S_{DS}}{4.2}g$，臺北盆地之地表加速度 $A=\frac{0.4S_{DS}}{3.5}g$)與設計地震(此時，地表加速度A=0.4$S_{DS}g$)。原則上僅針對用途係數 I=1.5 之建築物，才須檢核最大考量地震(此時，地表加速度 $A=0.4S_{MS}g$)作用時土壤發生液化之影響。

六、其他耐震相關規定：土壤液化修訂條文

透過近年來有關土壤液化敏感分析研究的成果，據以修訂建築物耐震規範第 11 章有關液化潛能評估方法及相關條文與解說。

11.1.2 耐震設計有關極軟弱土層之評估

距離地表面 3 公尺深度以內的粘土層或粉土層，由單軸壓縮試驗或現地試驗測定其單軸壓縮強度在 2 tf/m^2 以下之土層，即視為耐震設計上會弱化之極軟弱土層。

七、結論與展望

耐震設計規範的訂定為落實結構工程基礎研究，並提供國內工程界耐震設計之依循，攸關經濟及工程之層面甚廣，規範研究發展委員會至 108 年底為止，共召開過 34 次會議，討論之議題超過 30 項，研議後皆已送請內政部營建署審議通過。

耐震設計規範規定之嚴謹與否，反映社會對地震安全的重視程度，也反映國家經濟的發展程度。藉由制定耐震設計規範，使國內建物皆達一定的耐震標準，創造安全的環境，使大眾免於遭受地震危害的恐懼，是社會安定發展的因素之一。藉由修訂耐震設計規範條文，確實反映建物耐震需求，在安全要求前提下達到節省建造成本並且避免浪費，提高耐震設計水準以增加建築物之耐震安全。

本計畫透過召開「規範研究發展委員會」討論規範相關議題，規範委員會之成員除了邀請國內研究耐震設計規範之專家學者、政府研究部門外，依據不同議題內容，邀請不同專業領域之研究人員、技師公會代表與工程顧問公司之執業人員共同參與討論，以求提出符合學理以及工程實務之規範修訂內容，對於國內之耐震設計規範之修訂提出具體貢獻，期望藉由本計畫之繼續執行，能逐步推動我國之耐震設計相關法規以臻完備。

參考文獻

1. FEMA 356. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Federal Emergency Management Agency: Washington, D.C., 2000.
2. ASCE/SEI 41-13. American Society of Civil Engineers, seismic evaluation and retrofit of existing buildings. American Society of Civil Engineers: Reston, Virginia, 2013.
3. ASCE/SEI 7, 2017. Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, ASCE STANDARD: ASCE/SEI 7-16.
4. Building Seismic Safety Council (2004). NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures (FEMA 450) Part 1: Provisions, 2003 EDITION, Washington, D.C.
5. Kuo, C. H., K. L. Wen, H. H. Hsieh, C. M. Lin, T. M. Chang, and K. W. Kuo (2012). Site Classification and Vs30 estimation of free-field TSMIP stations using the logging data of EGDT. Engineering Geology. 129-130, 68-75.
6. 「建築物耐震設計規範及解說」,內政部營建署，民國 100 年 7 月。

台灣地震動的破裂方向性與脈衝效應

趙書賢[1]、郭俊翔[2]、黃信樺[3]、許喬筑[4]、詹智丞[5]

摘 要

本研究分析了台灣近四萬筆的三軸向地震動紀錄，共計篩選出 200 筆左右的台灣脈衝地震動歷時紀錄。我們也分析了 300 個地震事件的紀錄殘差項，發現許多地震事件都可以發現顯著的破裂方向性效應，包括 1999 年的集集地震、2010 年的甲仙地震、2013 年的南投地震 2016 年的美濃地震。與國外地震動破裂方向性相關的研究不同的地方是，我們發現破裂方向性不只會影響長週期的譜加速度，也會影響短週期的譜加速度。我們也發現約 70%的脈衝地震動都發生在破裂方向的±55 度方位角內，這有助於未來幫助我們擬定脈衝地震動可能發生的境況。我們提出了破裂方向性效應與脈衝效應模型，可以與地震動預估式一併使用進行地震動強度的預估，並以 2016 年美濃地震為案例呈現如考量該建議的模型，可以有效降低地震動預估結果的標準差值，尤其是破裂方向性較強的地震事件，證明本研究所建立的模型可以精進台灣地震動強度預估結果的準確度。

關鍵詞：地震動預估式、破裂方向性、脈衝地震動歷時

一、前言

本研究的目的在於分析台灣的脈衝地震動與破裂方向性對地震動強度的影響，以及提出相對應的預估模型以強化地震動預估結果的準確度。我們分析了台灣近四萬筆的三軸向地震動紀錄，共計篩選出 200 筆左右的台灣脈衝地震動。我們也分析了 300 個地震事件的紀錄殘差項，發現許多地震事件都可以發現顯著的破裂方向性效應，包括 1999 年的集集地震、2010 年的甲仙地震、2013 年的南投地震 2016 年的美濃地震。與國外地震動破裂方向性相關的研究不同的地方是，我們發現破裂方向性不只會影響長週期的譜加速度，也會影響短週期的譜加速度。我們也發現約 70%的脈衝地震動都發生在破裂方向的±55 度方位角內，這有助於未來擬定脈衝地震動較為可能發生的境況。我們提出了破裂方向性效應與脈衝效應模型，可以與地震動預估式一併使用進行地震動強度的預估，並以 2016 年美濃地震為案例，呈現如考量該模型，可以有效降低地震動預估結果的標準差值，尤其是破裂方向性較強的地震事件，證明了本研究所建立的模型可以精進地震動強度預估結果的準確度。

二、破裂方向性效應模型

本研究以所建議的破裂方向性效應模型來擬合台灣地震動強度的紀錄殘差項，如下式所示：

$$f_D = \ln(0.5\sqrt{\frac{(1+e)^2}{(1-r_v\cos(\alpha-\alpha_D))^2}+\frac{(1-e)^2}{(1+r_v\cos(\alpha-\alpha_D-\phi)))^2}}) - \frac{f_D^0}{360} \quad (1)$$

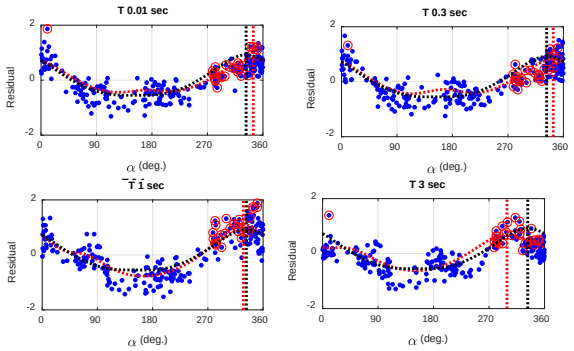
其中

$$f_D^0 = \int_0^{360}\ln(0.5\sqrt{\frac{(1+e)^2}{(1-r_v\cos(\alpha-\alpha_D))^2}+\frac{(1-e)^2}{(1+r_v\cos(\alpha-\alpha_D-\phi)))^2}})d\alpha \quad (2)$$

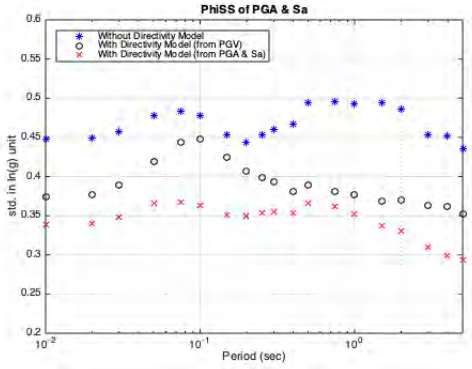
其中α為工址連線至震央的方位角，α_D為破裂方向的方位角；r_v為破裂速度與剪力波速的比值，e為描述單一破裂程度程度的係數，ϕ為主要破裂與次要破裂方向的

[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
[3] 中央研究院地球科學研究所副研究員
[4] 國家地震工程研究中心專案佐理研究員
[5] 中央氣象局助理研究員

夾角。這個式子修改自學者 Boatwright 於 2007 年提出的模型，該模型也已被其他學者評估地震動強度的破裂方向性(Convertito et. al., 2017; Jan et. al., 2018)。f_D^0為本研究所新增的項次，主要是為了將每個地震事件的紀錄殘差項平均值校正為 0。當r_v值越高，且e值越接近 1 時，地震動強度的破裂方向性將會越顯著。



圖一 2016 美濃地震不同周期譜加速度的破裂方向性效應與模型擬合結果



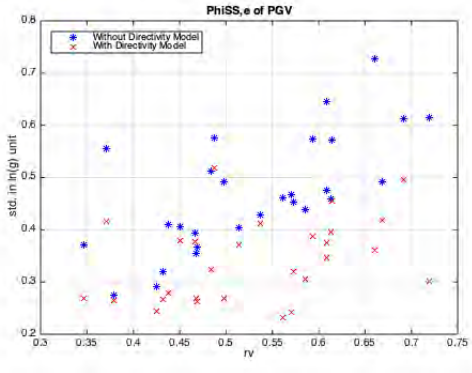
圖二 不同周期譜加速度考量與未考量破裂方向性效應模型的標準差值比較

我們採用兩種不同的方式，以上述的模型去擬合了台灣不同地震事件的紀錄殘差項，以求得各地震事件之破裂方向性效應的模型參數，分述如下：

[1] 以擬合地表速度峰值(Peak Ground Velocity, PGV)紀錄殘差項後所得的參數來擬合地表加速度峰值(Peak Ground Acceleration, PGA)，地表位移峰值(Peak Ground Displacement, PGD)以及不同週期譜加速度值(Spectral Acceleration, SA)的紀錄殘差項。

[2] 分別擬合 PGA，PGV，PGD 以及不同週期譜加速度值的紀錄殘差項

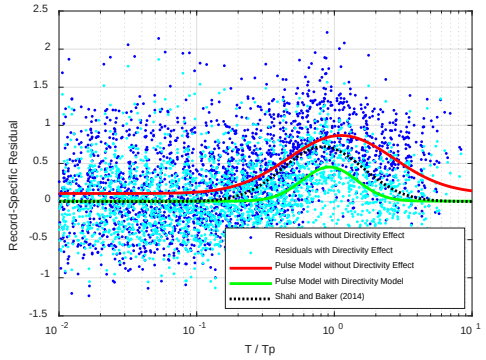
圖一 為 2016 美濃地震不同周期譜加速度的紀錄殘差項以及破裂方向性效應模型的擬合結果，其中黑線為以 PGV 紀錄殘差項所得的擬合結果(方式 1)，紅線為以各自譜加速度值的紀錄殘差項的擬合結果(方式 2)。由圖一可以發現雖然以不同的譜加速度之紀錄殘差項來擬合的結果有些許差異，但大致上所得到的各別擬合結果(紅線)與 PGV 的擬合結果(黑線)趨勢上不會有很大的差異。圖二呈現了所有選用的台灣地震紀錄殘差項進行擬合前的標準差值，以及以兩種方式擬合後的標準差值。由該圖可以看出不論採用何種方式進行擬合，不同週期譜加速度的標準差值都可以有效的降低，因此代表台灣的地震動強度觀測值確實具有顯著的破裂方向性效應。圖三為各地震事件之地表峰值速度考量與未考量破裂方向性效應模型之紀錄殘差項的標準差值比較，橫軸為各地震事件擬合所得的速度比r_v值，由該圖可以發現如r_v值越高，代表該地震事件的破裂方向性越為顯著的情況之下，標準差的降幅會更為明顯。



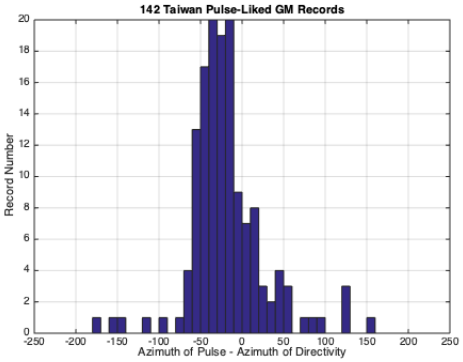
圖三 各地震之地表峰值速度考量與未考量破裂方向性效應模型的標準差值比較

本研究也統計了針對不同台灣地震事件擬合紀錄殘差項後所得的破裂方向性效應的模型參數，其中速度比r_v值大部分介於 0.4 至 0.7 之間，而參數e值與參數ϕ值則沒有特別的趨勢，參數e值均佈於 0 至 1 之間，而參數ϕ值則均佈於 0 至 90 度之間。這些參數的統計結果可以幫助我們針對未

來的地震事件擬定合適之描述地震動強度破裂方向性效應的模型參數。



圖四 考慮與未考慮破裂方向性效應的脈衝效應模型擬合結果比較



圖五 台灣脈衝地震動之方位角與破裂方向性方向之方位角差異值的統計圖

三、脈衝效應模型

本研究以所建議的脈衝效應模型來擬合台灣地震動強度的紀錄殘差項，如下式所示：

$$f_P = a_0 + a_1 \exp(a_2(\ln(\frac{T}{T_P}) - a_3)^2)) \qquad (3)$$

其中 a_0，a_1，a_2與 a_3為模型係數，T_p為脈衝週期。這個模型修改自美國 NGA-West 2 計畫中四個破裂方向性研究團隊(Spudich et. al., 2014)的其中一個研究團隊(Shahi and Baker, 2014)所提出，其中 a_0項為本研究新增的項次，目的是為了呈現脈衝效應對短週期譜加速度反應譜的影響。

我們以上述之脈衝效應模型，分別去擬合前述所篩選出約 200 筆之台灣脈衝地震動考慮前述破裂方向性模型前與考慮該模型後後的紀錄殘差項，所得到的模型係數可以參考表一。圖四呈現了考慮與未考慮破裂方向性效應的脈衝效應模型擬合的結果，以及與 NGA-West 2 計畫中其中一個研究團隊(Shahi and Baker, 2014)之研究結果的比較。由圖四可以發現如考量破裂方向性效應模型，則所得到的脈衝效應模型對地震動強度的影響較大，且亦會影響短週期的譜加速度值，但若同時考量破裂方向性效應模型，則所得到的脈衝效應模型對地震動強度的影響較小，且較為侷限於週期與脈衝週期接近的譜加速度值。圖五呈現了台灣脈衝地震動之方位角與破裂方向性方向之方位角差異值的統計圖，由該圖可以發現大部分(約 70%)的脈衝地震動都發生在破裂方向的±55 度方位角內，因此也說明了造成未考量破裂方向性的脈衝效應模型會對地震動強度的影響較大的原因。上述分析皆可以幫助我們針對未來的地震事件來擬定合適之描述地震動強度脈衝效應的模型參數。

表一 考慮與未考慮破裂方向性效應的脈衝效應模型參數表

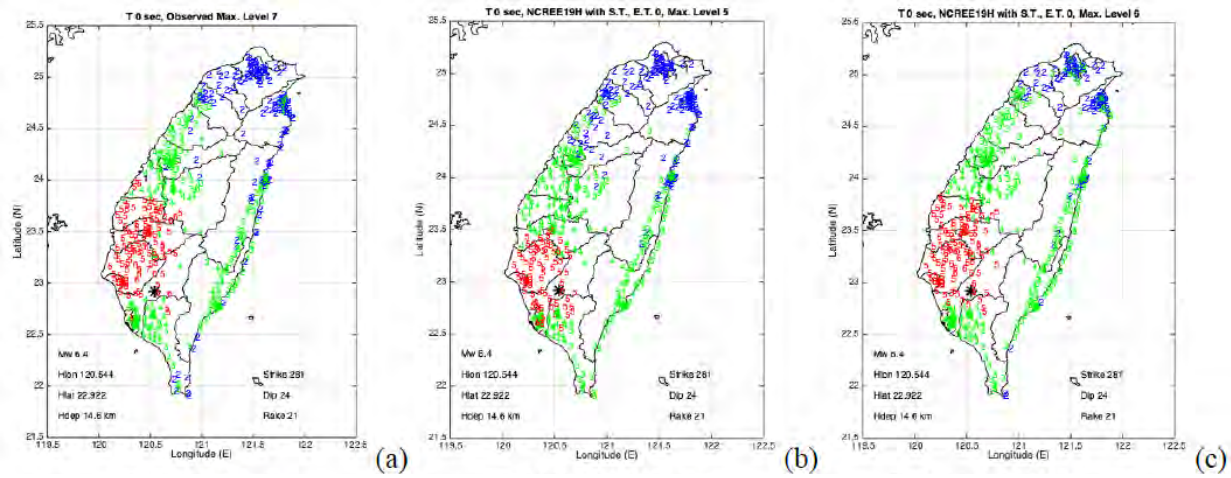
	未考量破裂方向性效應模型	考量破裂方向性效應模型
a_0	0.1059	0.0054
a_1	0.7612	0.4478
a_2	-0.6443	-2.3584
a_3	0.1099	-0.0816

四、案例分析-2016 美濃地震

本研究以 2016 美濃地震為案例，以本研究建議的模型預估全台各地的舊制震度，分析結果如圖六所示。由圖六可以發現考量破裂方向性與脈衝效應較能精準的反應舊制震度的空間分佈狀況，如未考慮則會低估部分區域的震度值。

五、結論與展望

本研究以台灣的觀測地震動資訊，發



圖六 2016 年美濃地震之舊震度分佈圖 (a) 觀測震度 (b)和(c) 未考量與考量破裂方向性與脈衝效應的預測震度

展適用於台灣的破裂方向性效應模型與脈衝效應模型，其可以與地震動預估式一併使用進行地震動強度的預估，並呈現如考量該模型，可以有效降低地震動強度預估結果的標準差值，尤其是破裂方向性較強的地震事件，最終以 2016 年美濃地震為案例，證明使用本研究所建立的模型可以精進地震動強度預估結果的準確度。

參考文獻

1. Boatwright, J. (2007). The persistence of directivity in small earthquakes. Bulletin of the Seismological Society of America, 97, 1850–1861. Seismological Research Letters, 80(5), 682–693. https://doi.org/10.1785/gssrl.80.5.682.
2. Chao, S. H., Chiou, B., Hsu, C. C. and Lin, P. S. (2020) A horizontal ground-motion model for crustal earthquakes and subduction earthquakes in Taiwan, Earthquake Spectra, published online first. https://doi.org/10.1177/8755293019891711.
3. Convertito, V., Caccavale, M., De Matteis, R., Emolo, A., Wald, D., and Zollo, A. (2012). Fault extent estimation for near-real-time ground-shaking map computation purposes. Bulletin of the Seismological Society of America, 102(2), 661–679. https://doi.org/10.1785/0120100306
4. Jan, J. C., Huang, H. H., Wu, Y. M., Chen, C. C., and Lin, C. H. (2018). Near-real-time estimates on earthquake rupture directivity using near-field ground motion data from a dense low-cost seismic network. Geophysical Research Letters, 45, 7496–7503. https://doi.org/10.1029/2018GL078262.
5. Shahi, S.K. and Baker, J.W. (2014). An efficient algorithm to identify strong velocity pulses in multi-component ground motions. Bulletin of the Seismological Society of America, 104(5), 2456–2466.
6. Spudich, P., Rowshandel, B., Shahi, S.K., Baker, J.W. and Chiou, B. (2014). Comparison of NGA-West2 Directivity Models. Earthquake Spectra: August 2014, 30(3), 1199-1221.

比較台灣地區 P 波、S 波視窗之垂直向傅氏頻譜

黃雋彥[1]、張毓文[2]、林哲民[3]、郭俊翔[3]

摘 要

場址效應於工程地震學研究中扮演其中一個重要的角色，由於地震本身之能量高比例來自剪力波之貢獻且大多與地震災害及損失有相關，因此，傳統上大部分的研究能量皆投入於水平向地動。對於特定工址（如電廠）之地震危害度分析而言，學者們大多聚焦於水平向場址效應分析，而直接折減其能量至 1/2 至 2/3 以考量垂直向之震動，前者為對於一般區域、後者為對於近斷層區域所使用，但仍缺乏較細分之觀測或理論支持。同時，近年來於特地場址採用垂直及水平向比例模型（V/H strong motion model）以考量垂直向地震動已受到較高之關注，台灣地區目前已完成地表三十米平均剪力波速等於 760m/s，或稱為一般岩盤條件下之水平向地震危害度再評估，且將重心移至垂直向地動。由於對震波傳遞之基本知識顯示，垂直向地動之能量應主要由 P 波所貢獻，所有 P 波相關之參數也許應納入考量如體積模數（Bulk's modulus）、P 波波速（Vp）及垂直向高頻衰減因子（vertical kappa），而非考量水平向時之楊氏模數（Young's modulus）、剪力波速（Vs）及高頻衰減因子（kappa）等。因此，經由傅氏震幅頻譜（Fourier amplitude spectra, FAS）之確認，垂直向地震動之頻率內涵需首先被檢視，本研究即先進行幾項測試以確認台灣地區就算單獨考量垂直向，期主要或顯著之能量仍是由剪力波而非 P 波所產生，最後，Vs30 介於 600 至 900m/s 之岩盤測站紀錄亦被分開已確認垂直向場址效應之貢獻。

關鍵詞：垂直向場址效應、台灣、傅氏頻譜

一、前言

基於傅氏頻譜以考量地震波衰減關係近年來於工程地震學領域，相比於常用之考量反應譜之衰減公式而言，由於其較易拆開及定義相關之越來越多之物理意義，在世界上其受到較多之重視。為了減小傳統工程與基於物理模型所建置之模型間之差異，幾個常用之流程包括基於傅氏頻譜建置之非遍歷性（non-ergodic）地動預估模式、隨機震動理論（random vibration theory）及由高頻衰減因子 kappa 驅動之可調整區域間差異模型等，已廣泛應用於各項不同地區之研究（Bora et al., 2014; Bora et al., 2015; Campbell, 2014; Hassani and Atkinson, 2018; Landwehr et al., 2016）。同時，上述之研究大多仍聚焦於水平向地震動而非垂直向。此外，部分研究(Bommer et al., 2011; Bozorgnia and Campbell, 2016)則聚焦於垂直及水平向比例模型（V/H model）以初步考量垂直向之地震反應而非僅由傳統之比例因子進行計算。然而，以地震學之觀點想像出發，當理論上純垂直入射波穿過一假設為均質地層，傳遞至地表測站時，P 波應主宰垂直向地震波之能量。然而由許多觀測則指出就算連垂直向，其剪力波仍為主要之能量來源。因此，本研究即嘗試聚焦於由台灣強震測站（Taiwan Strong Motion Instrumentation Program, TSMIP）之岩盤站（Vs30 介於 600 至 900m/s 之間）之垂直向地震動，以比較 P 波及 S 波之傅氏頻譜間之差異，此結果將對於未來我們須考量其地震危害度之特定工址，其垂直向場址效應有更深刻之瞭解。

二、資料分析

強震資料之選用為使用 TSMIP 之強

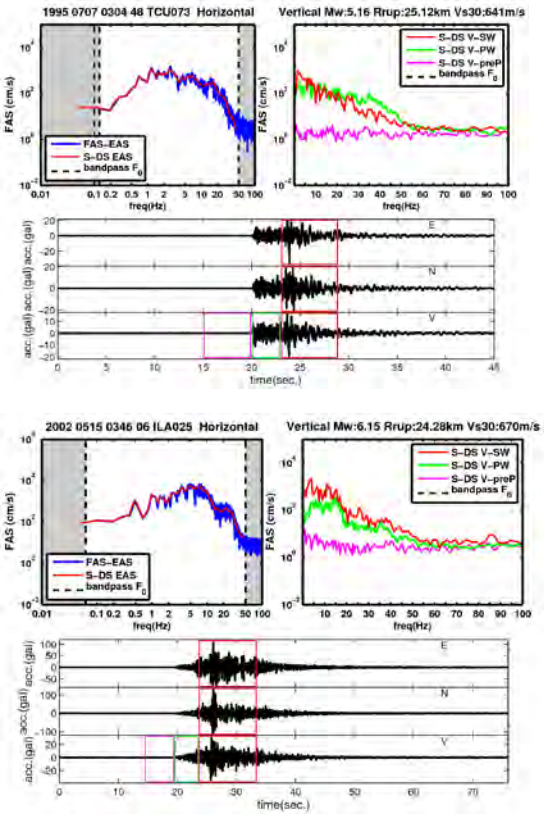
[1] 國家地震工程研究中心助理研究員
[2] 國家地震工程研究中心副研究員
[3] 國家地震工程研究中心研究員

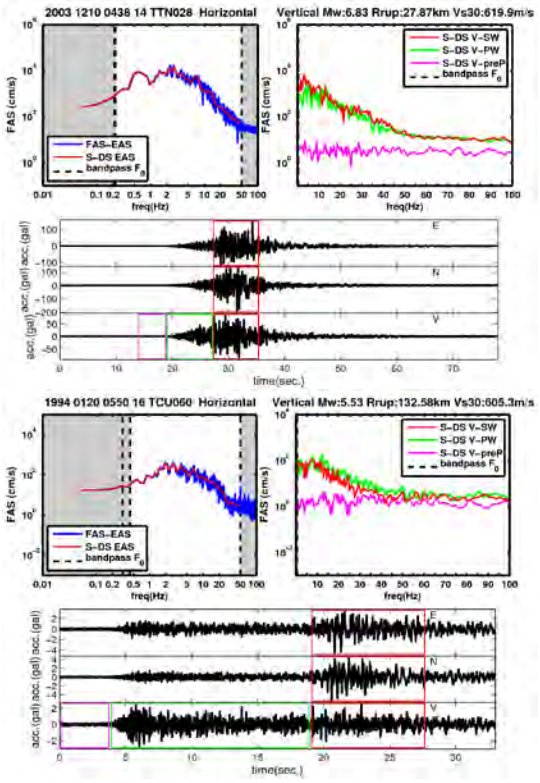
震紀錄及其整理後產製之平坦檔為由國震中心所維運（NCREE, 2018），以對於台灣地區重要公眾工址需考量地震危害度相關之目的進行相關研究。產製視窗化之 P 波及 S 波波型及其頻譜之方式為參考美國東部新一代衰減模式計畫（NGA-East project, Kottke et al., 2018），其對於後續需將 FAS 運用隨機震動模型轉至反應譜之研究仍可保持一定程度之一致性。對於國震中心之資料庫，水平向及垂直向皆進行平滑化及丟點（smooth and down sampling, S-DS）動作以得到 FAS。同時，本研究使用幾個視窗（圖一）包括震前 5 秒（preP，紫色線段）、P 波至 S 波到時之間（PW，綠色）及 S 波後考量由 S 波到時計算累積能量 90%之位置作為結尾（SW，紅色），以比較不同波之垂直向傅氏頻譜，而無法清楚指出 P 波或 S 波到時或震前紀錄不足 5 秒之紀錄將被除去，由 1992 至 2018 年共計 32685 筆紀錄首先被確認，其中另外選出 4889 筆岩盤紀錄以更進一步討論垂直地震動。

三、結果及討論

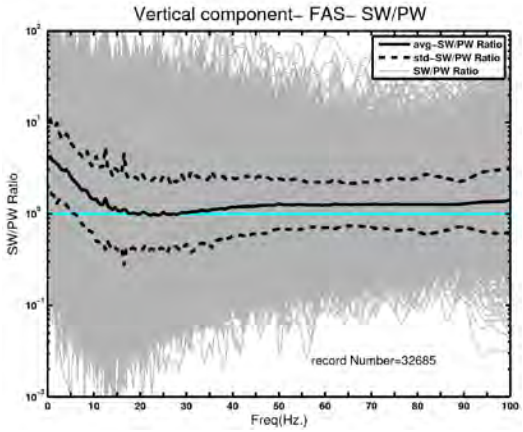
一般而言比較 P 波及 S 波視窗之範例 FAS 趨勢可得以下幾種現象，包括 1. S 波於小於 15Hz 之低頻區域佔優，2. S 波於全頻段皆佔優，3. S 波與 P 波之能量皆相近及 4. P 波於全頻段皆佔優（圖一）。此外，高頻部份於 30-50Hz 其 P 波及 S 波之能量皆小且與震前背景雜訊之能量差不多，可能由於高頻振動衰減較快而對於不同傳遞距離造成之差異。同時，第四種情況則可能由於遠域其斷層距約大於 100km 之特性，由 P 波及 S 波不同之衰減率所造成（如 S 波因波速較慢衰減較快）。

接著，以 S 波除以 P 波之 FAS 比值而言，其可用以確認何種情況控制主要的 P、S 波間之 FAS 差異（圖二）。灰線區域為此 SW/PW 之比值落於 10^{-2} 至 10^{2} 範圍之間，且其垂直向 P 及 S 波之能量互有消長。然而，平均而言，S 波於低頻段小於 15Hz 處將佔優、S 及 P 波之垂直能量於 15Hz 至 30Hz 之中頻段接近，其所暗指之意涵為垂直向高頻衰減因子 kappa 於 P 波及 S 波間為相近，而相對地，高頻區段由 30-60Hz 則可能由地震波之距離尺度關係控制，造成傳遞不同距離之震波衰減程度差異所致。最後，由於高於 60Hz 之高頻區，也許 P 及 S 波之能量已衰減至接近震前雜訊之能量等級，也許其已包含太多隨機之效應，所以雖然其仍然為 S 波佔優，但不適合進一步討論。然而，為了近一步確認垂直向場址效應之影響，本研究使用 Vs30 介於 600 至 900m/s 之岩盤測站紀錄（圖三之紅線），其結果顯示垂直向場址效應未影響此 SW/PW 之比值關係，仍與來自所有場址分類之資料作全體平均時之結果一致。接著，雖然其不易由資料庫中分離出來，本研究亦討論垂直向 FAS 受表面波之影響，其範例結果（圖四）顯示表面波之能量可能達到垂直向 P 波及 S 波之一半或於低頻區域貢獻更大，未來可能需要列入考量。

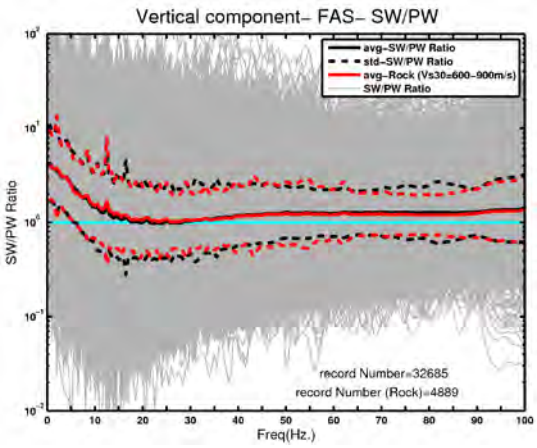




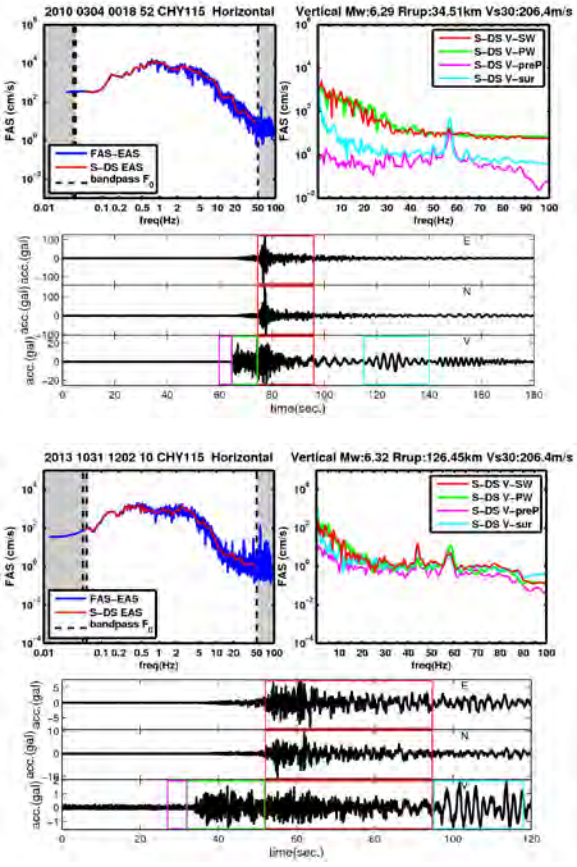
圖一 國震中心地動平坦檔資料庫中 P 波、S 波之 FAS 範例圖，平滑化及丟點(S-DS)之有效震幅頻譜為水平向所使用，垂直向則計算震前（preP）、P 波（PW）及 S 波（SW）視窗。



圖二 垂直向 S 波視窗之 FAS 除以 P 波視窗之 FAS 比值，灰色線段為各紀錄之結果、黑線為平均及標準差、亮藍線為比值等於 1 之基線。



圖三 細分 Vs30=600 至 900m/s 岩盤測站之 FAS 比值圖。



圖四 含表面波之 FAS 視窗範例。

五、結論

本研究將不同視窗段包括 P、S 及震前垂直向頻率內涵之 FAS 進行比較分析，整體而言，P 及 S 波之能量於不同頻段互有消長，當計算平均 SW/PW 比值時，顯示 S 波將於低頻段佔優，及將與 P 波於中

頻段其能量接近且於高頻區域再度些許佔優。同時，當考量岩盤站時，垂直向場址效應於 SW/PW 比值並未顯示與整體資料庫之平均具明顯差異，但表面波也許將明顯影響頻譜形狀，必須於未來應用時列入考量。

參考文獻

1. Bommer, J. J., Akkar, S. and Kale, Ö. (2011), “A Model for Vertical-to-Horizontal Response Spectral Ratios for Europe and the Middle East”, Bull. Seism. Soc. Am. 101(4), 1783-1806.
2. Bora, S. S., Scherbaum, F., Kuehn, N. and Stafford, P. (2014), “Fourier Spectral and Duration Models for the Generation of Response Spectra Adjustable to Different Source, Propagation, and Site Conditions”, Bull. Earthquake Eng. 12, 467-493.
3. Bora, S. S., Scherbaum, F., Kuehn, N., Stafford, P. and Edwards, B. (2015), “Development of a Response Spectral Ground-Motion Prediction Equation (GMPE) for Seismic-Hazard Analysis from Empirical Fourier Spectral and Duration Models”, Bull. Seism. Soc. Am. 105(4), 2192-2218.
4. Bozorgnia, Y. and Campbell, K. W. (2016), “Ground Motion Model for the Vertical-to-Horizontal (V/H) Ratios of PGA, PGV, and Response Spectra”, Earthquake Spectra 32(2), 951-978.
5. Campbell, K. (2014), “An Evaluation of Eastern North American Ground-Motion Models Developed Using the Hybrid Empirical Method”, Bull. Seism. Soc. Am. 104(1), 347-359.
6. Hassani, B. and Atkinson, G.M. (2018), “Adjustable Generic Ground-Motion Prediction Equation Based on Equivalent Point-Source Simulations: Accounting for Kappa Effects”, Bull. Seism. Soc. Am. 108(2), 913-928.
7. Kottke, A., Abrahamson, N. A., Boore, D. M., Bozorgnia, Y., Goulet, C., Hollenback, J., Kishida, T., Kiureghian, A. D., Ktenidou, O. J., Kuehn, N., Rathje, E. M., Silva, W. J., Thompson, E. and Wang, X. (2018), “Selection of Random Vibration Procedures for the NGA-East Project”, PEER 2018/05, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, pp46.
8. Landwehr, N., Kuehn, N. M., Scheffer, T. and Abrahamson, N., (2016). “A Nonergodic Ground-Motion Model for California with Spatially Varying Coefficients”, Bull. Seism. Soc. Am. 106(6), 2574-2583.
9. National Center for Research on Earthquake Engineering (NCREE) (2018), Web Page for Reevaluation of Probabilistic Seismic Hazard of Nuclear Facilities in Taiwan Using SSHAC Level 3 Methodology Project, available at http://sshac.ncree.org.tw.

近斷層中高樓建築物之耐震技術研發

蕭輔沛[1] 翁樸文[2] 沈文成[2] 李翼安[2] Tirza Paramitha[3] 蔡仁傑[3] 徐侑呈[3] 黃世建[4]

摘 要

台灣活動斷層達 33 條，兩側 10 公里範圍內通過之村里為近斷層影響範圍，則其影響人口數超過 860 萬人，影響建築物棟數超過 250 萬棟，因近斷層地震具高速度脈衝、地表大位移等特性，建築物受到近斷層效應影響之危害恐較一般地震更為嚴重。檢視過去國內外相關研究，仍缺乏合理考量近斷層地震對於建築物影響、建築物對於近斷層地震性能評估技術與建築物對於近斷層地震補強技術。且目前國內耐震設計規範僅以近斷層效應調整因子粗略考量近斷層效應，亦缺乏中高樓及不規則建築結構針對近斷層效應之合理考量。在 2016 年發生的美濃地震中，共有 117 人罹難，其中 115 人(占 98.3%)之死亡乃肇因於「維冠金龍大樓」之倒塌；兩年後於今年 2 月 6 日發生的花蓮地震中，亦有 14 人死亡肇因於「雲門翠堤大樓」之倒塌。在過往震害中，具軟弱底層之住商混合大樓係損壞最為嚴重的一群建築物，因此找出一具可靠性及經濟性之建築抗倒塌技術，實屬必要。國家地震工程研究中心興建臺南實驗室並建置高速度長衝程振動台系統，於 2017 年竣工啟用，此振動台系統係為重現近斷層地震所設計，本研究擬配合此一新建設備之建置，透過大型結構振動台倒塌實驗以及評估分析方式，探討近斷層地震對建築結構耐震性能的影響與防治對策。

關鍵詞：近斷層效應、鋼筋混凝土結構、振動台試驗、中高樓建築物

一、前言

在 0206 美濃地震中，共有 117 人罹難，其中 115 人之死亡乃肇因於單一棟住商混合大樓之倒塌。在過往震害中，具軟弱底層之住商混合大樓係損壞最為嚴重的一群建築物，因此找出一具可靠性及經濟性之建築抗倒塌技術，實屬必要。除住商混合型之軟弱底層建築外，純住宅建築也會因一樓設置停車場之開放空間，故形成軟弱底層建築，0206 美濃地震、花蓮地震或日本熊本地震及亦有類似建築物損壞情形。

國震中心過去對柱倒塌行為已有研究成果，但尚未擴及其他豎向構材及結構系統。再加上臺灣地區活動斷層甚多，若以第一類活動斷層兩側 10 公里範圍內為近斷層影響範圍，則其影響人口數超過 860 萬人，為全臺人數之 1/3，因近斷層地震具高速度脈衝、地表大位移等特性，建築物受到近斷層效應影響之危害恐較一般地震更為嚴重，倒塌機率亦大增。故對建築物受近斷層影響之倒塌行為，亟待進一步研究。過往國震中心臺北實驗室曾進行許多振動台 RC 構架試體倒塌實驗研究[1~3]，但囿於既有振動台性能限制，無法有效模擬近斷層地震歷時輸入，因此亟需一套高性能性能振動台設備來進行近斷層相關研究。目前國震中心於國立成功大學歸仁校

[1] 國家地震工程研究中心 研究員兼國立成功大學土木工程系 合聘副教授
E-mail: fphsiao@ncree.narl.org.tw; 02-66300865
[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 專案佐理研究員
[4] 國家地震工程研究中心 主任兼國立台灣大學土木工程系 教授

區興建臺南實驗室，並新建置 8 m x 8 m 之高速度長衝程振動台系統，將於今年竣工啟用，此振動台系統具有重現近斷層震波之性能。本中心擬配合此一新建設備，建構中高樓建築物之抗倒塌技術研發平台，透過實驗研究與理論分析等方式，探討近斷層震波對房屋結構倒塌行為之影響與因應對策，未來將可依據本研究所得研發成果，進一步修訂建築物耐近斷層地震之設計相關規範，及訂定中高樓建築物之抗倒塌評估及補強技術手冊，將可供業界工程師所使用。

二、RC 結構振動台倒塌實驗平台規劃

配合國震中心臺南實驗室之啟用，本中心將整合國內多位相關領域研究學者，共同執行大型實驗，配合規劃多項研究子題，探討主題包含近斷層地震動特性、結構構件倒塌行為、抗倒塌補強技術、振動台大型結構倒塌實驗、房屋系統倒塌行為及先進量測技術等研究。期能掌握建築物於近斷層地震作用下之行為，研擬防治對策，並研發建築物耐近斷層地震之設計相關規範與技術。

在日本 E-Defense 大型振動台曾進行過四分之一縮尺之二十層樓 RC 試體試驗，Sugimoto 等人將此二十層樓 RC 試體分為五個模組化設計以縮短建造期程[4]。本研究規畫近斷層地震下鋼筋混凝土結構振動台倒塌實驗平台，主要規劃項目將可進行三樓、七樓或九樓等不同樓層數目試體之振動台倒塌實驗，實驗試體為 1/2 縮尺模型(圖 1~3)，採用模組化方式分割成數單元同時生產製作，再於地震模擬振動台上進行組立，具有可重複利用及快速裝卸之優勢，其分為 TYPE A(2.5 層樓)、TYPE B(2 層樓)及 TYPE C(0.5 層樓)共三種模組，可搭配組合成前述三種不同樓層。三樓試體為 TYPE A 疊上 TYPE C 模組，七樓試體為 TYPE A 疊上兩層 TYPE B 及一層 TYPE C 模組，九樓試體為 TYPE A 疊上三層 TYPE B 及一層 TYPE C 模組。未來將可配合進行中高樓建築之數值模擬分析方法開發，並與實驗結果相驗證，透過經準確校正之中高樓建築之數值模擬分析方法，將可補足倒塌實驗結果取得不易之困難處。

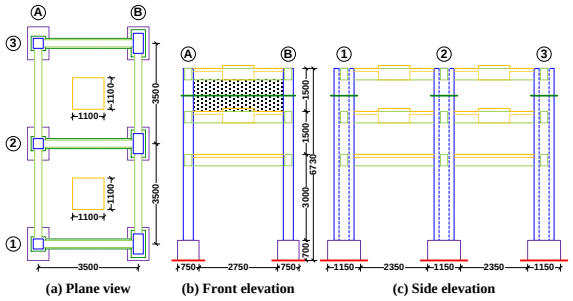


圖 1 三樓 RC 結構之振動台倒塌實驗試體平立面圖 (單位：mm)

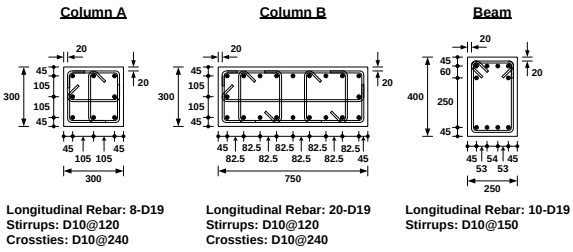


圖 2 三樓 RC 結構之振動台倒塌實驗試體柱梁配筋圖 (單位：mm)

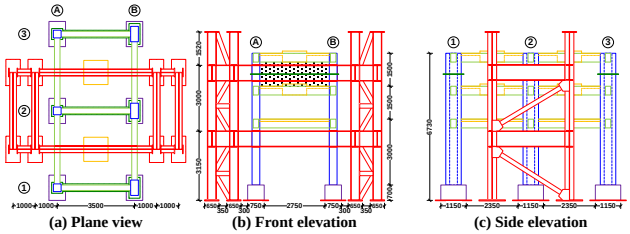


圖 3 三樓 RC 結構之振動台倒塌實驗試體防倒塌鋼構架平立面圖 (單位：mm)

三、本實驗平台相關聯研究

配合國震中心臺南實驗室之啟用，本中心將整合國內多位相關領域研究學者，共同執行大型實驗，配合規劃多項研究子題，探討主題包含近斷層地震動特性、結構構件倒塌行為、抗倒塌補強技術、振動台大型結構倒塌實驗、房屋系統倒塌行為及先進量測技術等研究。期能掌握建築物於近斷層地震作用下之行為，研擬防治對策，並研發建築物耐近斷層地震之設計相關規範與技術。

本研究所發展近斷層地震下鋼筋混凝土結構振動台倒塌實驗平台，現已執行以下實驗項目：

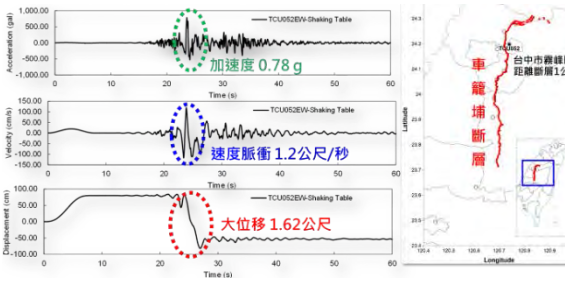
1. 106 年 8 月 9 日國震中心臺南實驗室開幕論壇展示實驗(圖 4)。
2. 107 年 7 月 4 日七樓受壓斜撐補強構架受近斷層地震之振動台實驗(圖 5)。
3. 107 年 7 月 11 日七樓 RC 構架受雙向近斷層地震振動台倒塌實驗(圖 6)。

之後將會依此實驗瓶台陸續執行以下實驗項目：

1. 107 年 11 日七樓 RC 構架受三向近斷層地震振動台倒塌實驗，同時舉行國際性倒塌實驗結果預測競賽。
2. 108 年與紐西蘭 QuakeCoRE 合作研究 RC 中高樓層非對稱結構考慮扭轉效應之耐震行為，其中包含韌性及非韌性兩種類型之 RC 結構。

有關新式實驗技術方面，國震中心臺南實驗室配合高速度長衝程振動台系統特性，特別新建置一套動態捕捉系統名為 OptiTrack[5]的光學量測工具，其可透過環繞於振動台周遭超過 10 台的固定式攝影機，捕捉黏貼於振動台上試體表面可超過數百顆標示點(markers)之動態反應，並同步轉換輸出為位移、速度或加速度等物理量。

(a) 三層樓結構試體



(b) TCU075 輸入震波

圖 4 國震中心臺南實驗室開幕論壇展示實驗

(a) 正視圖　　(b) 背視圖

圖 5 七樓受壓斜撐補強構架受近斷層地震之振動台實驗

(a) 側視圖　　(b) 正視圖

圖 6 七樓 RC 構架受雙向近斷層地震振動台倒塌實驗

四、結論

本研究所建置之近斷層地震下鋼筋混凝土結構振動台倒塌實驗平台，已配合 106 年八月份國震中心臺南實驗室開幕研討會之舉辦，同步進行三樓試體實驗及展示。接續於 107 年底進行七樓試體試驗，同時會舉辦國際性倒塌實驗結果預測競賽，將可吸引全球地震工程研究學者目光，增加國震中心新設臺南實驗室之國際能見度。並透過一系列此實驗平台所進行之大型結構實驗，探討近斷層地震對建築結構耐震性能的影響與防治對策。後續也歡迎國內外地震工程研究學者，能廣泛應用此實驗平台進行研究使用。

參考文獻

1. Wu CL, Yang YS and Loh CH, Global Dynamic Collapse of SDOF RC Frames under Extreme Earthquake Loading, Proceedings of The First NEES/E-Defense Workshop on Collapse Simulation of Reinforced Concrete Building Structures, July 6-8, Berkeley, USA, 2005; 119-132.
2. 郭武威，「地震力作用下非韌性鋼筋混凝土構架倒塌行為研究」，博士論文，國立臺灣科技大學營建工程研究所，台北 (2008)。
3. 林士涵，「非韌性配筋鋼筋混凝土構架振動台實驗研究」，碩士論文，國立臺灣大學土木工程研究所，台北 (2009)。
4. Sugimoto K, Katsumata H, Fukuyama H, Saito T and Kabeyasawa T, Earthquake Resistant Performance of High-Rise Reinforced Concrete Buildings under Long-Period Ground Motions, Proceedings of 15th World Conference on Earthquake Engineering, September 24-28, Lisbon, Portugal, 2012; 10: 7437-7446.
5. OptiTrack, Motion Capture Systems, http://optitrack.com, 2017.

土木 404-100 設計例單自由度簡化模型之易損性曲線

葉勇凱[1]　周德光[2]

摘 要

目前國內既有建築多使用基於容量震譜法的非線性側推分析做為詳細評估方法，但對於中高樓層建築，由於高模態的貢獻，評估結果可能較不精確；而非線性歷時動力分析能忠實模擬結構於地震中的反應，較適於作為中高樓層建築的耐震詳細評估工具，即以增量式動力分析(IDA)探討建物的耐震性能，由 IDA 分析結果建立結構的易損性曲線，檢視在設計地震作用下，其設定的性能需求是否滿足；若以生命保全作為性能需求，於 475 年設計地震作用下，結構反應必須低於性能需求的要求，可設定為崩塌機率低於 10%；但是由於非線性動力分析需耗費大量計算機時間，不易為工程師接受，本文探討以等效單自由度模型取代原多自由度模型，執行 IDA 與易損性分析，雖然會犧牲一點精確度，但可有效地降低計算時間，容易推廣給工程師執行中高樓層建築的耐震詳細評估。本文即以一棟混凝土工程設計規範土木 404-100 的設計示範結構，說明如何由側推分析的容量曲線建立等效單自由度的側力位移背骨曲線，並執行 IDA 與易損性分析，並與原結構的分析結果比較。結果顯示等效單自由度系統的易損性分析結果與原多自由度系統的差異與對應的側力分配模式有很大的關係，以等效單自由度結構進行 IDA 結合易損性分析，可有效降低非線性動力分析計算時間，亦可作為中高層建築耐震評估工具，由於會低估 GI 發生機率，性能需求可設為 GI 結構不穩定狀態發生機率低於 5%。

關鍵詞：耐震詳細評估、背骨曲線、增量式動力分析、易損性曲線

一、前言

既有建築以耐震評估方法檢視其耐震能力，設定於回歸期 475 年設計地震下，建築物需要達到的性能需求，不須如新建設計較保守的需求，但也要達到保障人命安全的性能需求；對於建築物在各性能層級允許的發生機率較難有客觀的標準，美國 PEER CENTER 對於高樓的設計準則[1]，則建議在最大考量地震(Maximum Considered Earthquake, MCE)作用下，新建建築的崩塌即結構不穩定的性能層級應有較小的發生機率，可設在 10%以下，即基於保障人命安全的性能需求；因此 10%以下的崩塌機率可借用作為既有建築於回歸期 475 年設計地震下，建築物需要達到的性能需求。

尋求特定層級地震的建築物崩塌機率，需藉由易損性分析(Fragility Analysis)，而經由增量式動力分析(Incremental Dynamic Analysis, IDA)[2]結果可建立結構的易損性曲線，但由於非線性動力分析需耗費大量的計算機時間，不易推廣給工程界，必須探討降低計算機時間的方法；近年來，多位學者[3]探討以非線性側推分析所得之容量曲線作為等效單自由度系統的背骨曲線，以此單自由度系統取代原多自由度系統進行非線性動力分析，以降低計算機運算時間；而側推分析所得之容量曲線取決於對應的側力分佈模式，選擇適當的側力分佈模式建立之單自由度系統可得到較精確的非線性動力分析結果。

作者之前曾以混凝土工程設計規範土木 404-100 的新建設計十層樓鋼筋混凝土建築為標的，以 IDA 探討該新建設計建物的受震易損性，本文則以不同的側力分配

[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

模式建立容量曲線，並據以建立此示範結構的等效單自由度系統，同樣以 IDA 探討該單自由度系統的受震易損性，再與原結構的受震易損性比較，探討最合適的側力分配模式與對應的分析誤差。

二、等效單自由度系統的建立

以非線性側推分析所得之容量曲線作為等效單自由度系統的背骨曲線，以此單自由度系統取代原多自由度系統進行非線性動力分析，以降低計算機運算時間。

以往在執行非線性靜力側推分析時，首先要決定側推力在各樓層的分配，於 FEMA 273 之 3.3.3.2 節對於側力分配模式的選擇有以下兩種，

(1) 若結構的主控模態之質量參與係數高於 75%，主控模態即為等效模態，則側力分配如下式:

$$f_j = V\frac{m_j\phi_{j1}}{\sum_{i=1}^{N} m_i\phi_{i1}} \tag{1}$$

式中V為基底剪力即總側力；f_j為第 j 個樓層之分配側力；m_j為第 j 個樓層的質量；ϕ_{j1}為主控模態於第 j 個樓層的分量；N為樓層總數。

(2) 結合前數個模態達到總質量參與係數高於 90%，於本文將數值增加至 95%，則依反應譜分析原則之側力分配模式如下說明:

1. 對第 n 個模態依下式計算第 i 個樓層之分配側力f_{in}:

$$f_{in} = PF_n m_i \phi_{in} A_n \tag{2}$$

式中A_n為輸入地震於模態週期的譜加速度值；ϕ_{in}為模態於第 i 個樓層的分量；PF_n為模態的參與因數(modal participation factor)，

$$PF_n = \frac{\sum_{i=1}^{N} m_i\phi_{in}}{\sum_{i=1}^{N} m_i\phi_{in}^2} \tag{3}$$

2. 對第 n 個模態依下式計算第 j 個樓層間剪力V_{jn}:

$$V_{jn} = \sum_{i=j}^{N} f_{in} \tag{4}$$

3. 將所有參與的 M 個模態的樓層間剪力依平方和之平方根法(SRSS)計算第 j 個樓層間剪力V_j:

$$V_j = \sqrt{\sum_{i=1}^{M} (V_{ji})^2} \tag{5}$$

4. 再由各樓層間剪力參考(4)反推得各樓層分配側力；

5. 由各樓層分配側力除以該樓層質量可得到等效模態的各樓層分量。

由上節的各樓層側力分配值，執行非線性側推分析，可得到容量曲線，即基底剪力V與屋頂位移U_{roof}的關係曲線；此關係曲線可轉換為單自由度系統的譜加速度S_a與譜位移S_d的關係曲線，如下所示:

$$S_a = \frac{V}{\alpha\sum_{i=1}^{N} m_i} \tag{6}$$

$$S_d = \frac{U_{roof}}{PF\phi_{roof}} \tag{7}$$

式中ϕ_{roof}為對應側力分配模式的等效模態ϕ_i之屋頂層分量；α為等效模態的質量參與係數，PF為等效模態的參與因數，

$$\alpha = \frac{\left(\sum_{i=1}^{N} m_i\phi_i\right)^2}{\sum_{i=1}^{N} m_i \sum_{i=1}^{N} m_i\phi_i^2} \tag{8}$$

$$PF = \frac{\sum_{i=1}^{N} m_i \phi_i}{\sum_{i=1}^{N} m_i \phi_i^2} \quad (9)$$

有了 S_a 與 S_d 的關係曲線，即可建立等效單自由度系統，以一無質量單曲率柱為構件，系統週期 T 可表示如下式:

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{S_d}{S_a}} = 2\pi\sqrt{\frac{M_{eff}}{K_{eff}}} \quad (10)$$

式中 M_{eff} 為等效質量，外加設置於單曲率柱頂；K_{eff} 為等效勁度等同單曲率柱勁度，

$$M_{eff} = \alpha\sum_{i=1}^{N} m_i \quad (11)$$

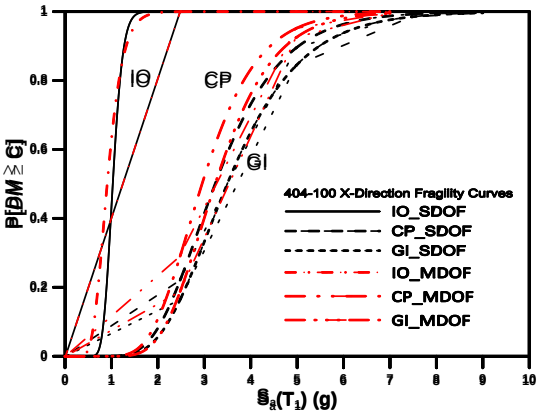
$$K_{eff} = \frac{V}{S_d} = \frac{3EI}{L^3} \quad (12)$$

式中 E 為柱彈性係數；I 為柱斷面慣性矩；L 為柱長。

針對此單曲率柱即可執行非線性動力分析，柱頂的位移即為 S_d，由先前多自由度系統的側推分析可建立 S_d 與最大層間變位角 $\theta_{\max}$ 的關係，因此單曲率柱的 IDA 輸出 S_d 可對應到多自由度系統的 $\theta_{\max}$ 。

三、土木 404-100 設計示範例單自由度簡化模型之非線性動力分析

示範例為十層鋼筋混凝土建築大樓；X 方向構架為韌性抗彎構架與剪力牆的二元系統，X 向模態為第三、八及十三；第三模態為主控模態，週期為 0.733 秒，質量參與係數為 68.97% 低於 FEMA 273 的單一模態側推分析的要求；前三個模態累積質量參與係數為 95.71%高於預設的 95%；第二種單自由度系統的分析結果與原多自由度系統較接近，符合 FEMA 273 對於側力分配的建議。各性能層級易損性曲線與原多自由度系統比較如圖一所示，單自由度系統對於 CP 及 GI 的損壞狀況機率略為低估。X 方向非線性靜力側推之耐震詳細評估若以側力強度下降至最大強度之 0.8 倍的屋頂位移為性能目標點，則所得之性能目標地表加速度 A_p 為 0.8086 g，對應的 $S_a(T_1)$為 1.5513g，結構性能表現為中度破壞；以結構的易損性函數可計算得各損傷狀態的發生機率並與原多自由度系統比較如表一所示，GI 結構不穩定狀態發生機率為 1.04%，原多自由度系統評估為 0.72%，兩者皆小於 10%，屬於可接受範圍，在非線性靜力側推之耐震詳細評估所得之性能目標地震下，X 向結構不需補強，IDA 結合易損性的評估結果與非線性靜力側推的評估結果一致，而且單自由度系統也與多自由度系統的評估結果一致。



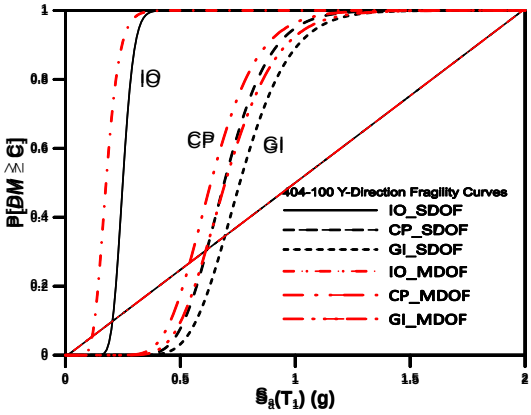
圖一 土木 404-100 設計例 X 方向構架性能層級易損性曲線比較

表一 性能目標地震作用下 X 構架各損傷狀態發生機率

	P[DM≧IO]	P[DM≧CP]	P[DM≧GI]
SDOF	99.32%	1.66%	1.04%
MDOF	96.73%	2.08%	0.72%

Y 方向構架為韌性抗彎構架，Y 向模態為第二、五及八；第二模態為主控模態，週期為 1.24 秒，質量參與係數為 83.38% 高於 FEMA 273 的單一模態側推分析的要求；前三個模態累積質量參與係數為 97.23%高於預設的 95%；第一種單自由度的分析結果與原多自由度較接近，符合 FEMA 273 對於側力分配的建議。各性能層級易損性曲線與原多自由度系統比較如圖二所示，單自由度系統對於 CP 及 GI 的損

壞狀況機率略為低估。Y 方向非線性靜力側推之耐震詳細評估若以側力強度下降至最大強度之 0.8 倍的屋頂位移為性能目標點，則所得之性能目標地表加速度 A_p 為 0.521 g，對應的 $S_a(T_1)$為 0.5909g，結構性能表現為中度破壞；以結構的易損性函數可計算得各損傷狀態的發生機率並與原多自由度系統比較如表二所示，GI 結構不穩定狀態發生機率為 13.29%，原多自由度系統評估為 25.87%，兩者皆大於 10%，屬於不可接受範圍，在非線性靜力側推之耐震詳細評估所得之性能目標地震下，Y 向結構需要補強，IDA 結合易損性的評估結果與非線性靜力側推的評估結果不一致，但單自由度系統與多自由度系統的評估結果一致，而單自由度系統估計的 GI 結構不穩定狀態發生機率為多自由度系統的 50%左右。



圖二 土木 404-100 設計例 Y 方向構架性能層級易損性曲線比較

表二 性能目標地震作用下 Y 構架各損傷狀態發生機率

	P[DM≧IO]	P[DM≧CP]	P[DM≧GI]
SDOF	100.00%	24.52%	13.29%
MDOF	100.00%	39.24%	25.87%

四、結論

本報告測試以等效單自由度系統取代複雜的多自由度系統進行 IDA 與易損性分析，以側推分析取得的容量曲線作為等效單自由度系統的容量曲線，並據以設定此單自由度系統的力學性質；側推分析採用兩種側力分配模式，結果差異很大，等效單自由度系統的易損性分析結果與原多自由度系統的差異與對應的側力分配模式有很大的關係；若主控模態的質量參與係數大於 75%，可用單一主控模態側推力分配模式建立等效單自由度系統；若主控模態的質量參與係數小於 75%，則用前數個模態依 SRSS 組合而成的側力分配建立等效單自由度系統，這些模態的累積質量參與係數須高於 95%；以上原則係依據本研究結果，也符合 FEMA 273 對於側力分配的建議，是否為普遍原則需要更多的例證；以等效單自由度結構進行 IDA 結合易損性分析，可有效降低非線性動力分析計算時間，亦可作為高層建築耐震評估工具，由於會低估 GI 發生機率，性能需求可設為 GI 結構不穩定狀態發生機率低於 5%。

參考文獻

1. PEER, Guidelines for performance-based seismic design of tall buildings, Report No. 2010/05, Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering University of California, Berkeley, Page 7, 2010.
2. Vamvatsikos, D., and Cornell, C. A., Incremental dynamic analysis, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31, pp. 491-514, 2002.
3. Nassar AA and Krawinkler H., Seismic demands for SDOF and MDOF systems, Report No. 95, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, Stanford, CA, 1991.

鋼板複合高強度鋼筋混凝土剪力牆連接梁耐震行為研究

林敏郎[1]　黃昭勳[2]　陳柏言[3]

摘 要

本研究進行鋼板複合高強度鋼筋混凝土剪力牆連接梁之反覆載重試驗，探討構件受力行為反應，並驗證所提出之鋼板與梁身複合及鋼板端部錨定設計理論。試驗結果顯示，跨深比2之鋼板複合高強度鋼筋混凝土連接梁試體均無發生複合破壞及端部錨定破壞， 證實所提之設計理論應合理且偏保守，且試體均呈現韌性的破壞模式，並可達約4%的位移轉角能力，具有優良的韌性表現。

關鍵詞：連接梁、剪力容量、剪力需求、剪力鋼板、剪力釘、PBL

一、前言

連接梁為韌性鋼筋混凝土剪力牆系統之重要關鍵桿件，但現行臺灣土木 401 規範及美國 ACI 318 規範，對於跨深比小於 2 且有剪力需求之連接梁均要求配置對角向鋼筋之配筋型式，此對角向配筋於現場施作非常困難。

由先前已完成之鋼筋混凝土連接梁試驗結果顯示，採用傳統梁直通配筋型式試體於彎矩強度之發展與對角向配筋型式有相當的表現，但是韌性的表現卻未能達到對角向配筋型式試體之水準。若能經由置入鋼板來延緩剪力強度衰降，進而提升傳統配筋連接梁之韌性表現，如此將可兼顧良好耐震性能並可同時解決對角向鋼筋施工困難的問題。

本研究進行鋼板複合高強度鋼筋混凝土剪力牆連接梁之反覆載重試驗，驗證所提出之鋼板與梁身複合及鋼板端部錨定設計理論。增加鋼板對於提升剪力容量有明顯效果，但加入鋼板也會造成梁彎矩上升，而提高了剪力需求，為了控制鋼板造成梁彎矩上升之情形，本次規劃試體採用於梁端部進行鋼板切削之處理。

二、試體設計

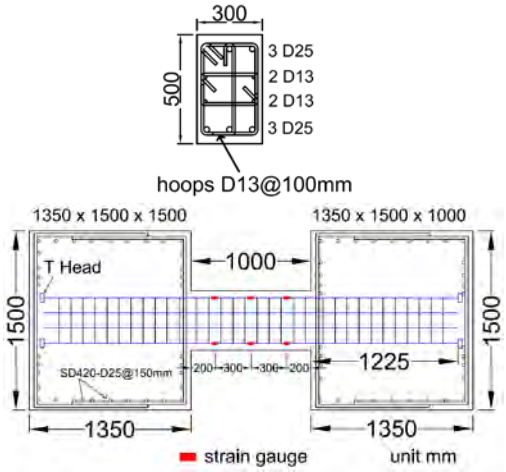
本試驗於國家地震工程研究中心反力牆與強力地板測試區進行，模擬連接梁於地震力作用下之受力，使測試梁體可以達到雙曲率變形，為了配合測試構架限制，選定一 30×50 平方公分之標準斷面，與 100 公分作為梁之淨長度。

在本研究，總共探討六座跨深比 2 之梁試體反應。其中，四座試體是本次研究測試 (CB20P1 、 CB20P2 、 CB20P3 、 CB20P4)，兩座(CB20SP1、CB20SP2)為前年度已測試的試體。所有試體均採用高強度鋼筋及高強度混凝土。縱向主鋼筋為#8 SD685、箍筋為#4 SD785，混凝土的強度為 70MPa。但埋入的鋼板為 A36 鋼板。

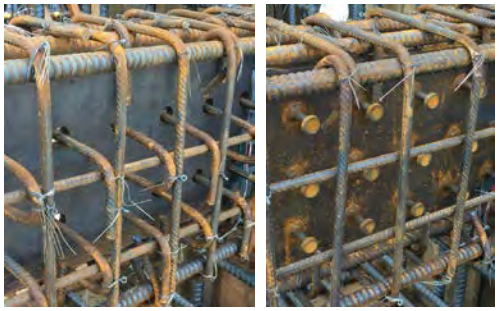
CB20SP1 為標準試體，試體配筋如圖一所示。CB20SP2 為採用承壓板錨定試體，CB20P1 及 CB20P2 為分別採用於鋼板

[1]國家地震工程研究中心副研究員
[2]國立臺北科技大學土木工程學系副教授
[3]國立臺北科技大學土木工程學系研究生

開孔穿過側向繫筋(perfobond shear connector, PBL) 及剪力釘進鋼板與鋼筋混凝土梁複合試體(如圖二)，且兩試體之錨定長度均為 75 公分，使用較長的錨定長度以避免發生錨定破壞，兩組試體主要探討兩種的鋼板複合方式。CB20P3 為梁端部進行鋼板切削處理，以減少鋼板所提升之斷面彎矩，切削尺寸詳圖三。CB20P4 是採用端部錨定設計最小需求 45 公分的試體，用以驗證端部錨定設計理論。

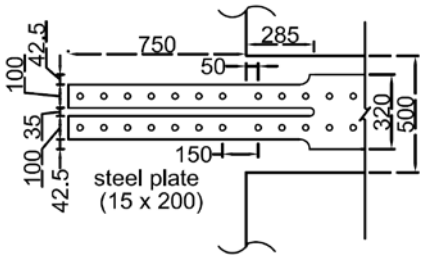


圖一 標準試體配筋圖



(a) PBL (b)剪力釘

圖二 鋼板複合及錨定機制



unit: mm

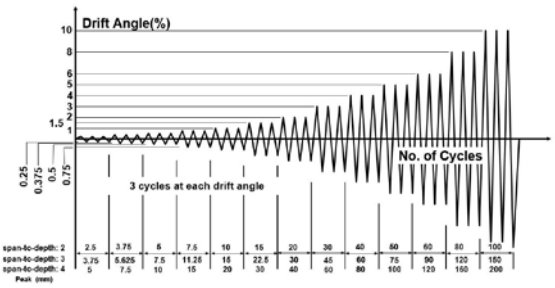
圖三 CB20P3 試體之鋼板切削設計

三、連接梁反覆載重試驗

本試驗為模擬連接梁受地震力時之雙曲率變形，採用兩支垂直向致動器支撐 L 型鋼架及上部基礎自重，並使用兩支水平向致動器推動連接梁試體，測試佈置如圖四所示。

圖四 試驗佈置圖

為了模擬地震反覆之作用，本試驗參考 ACI 374.1-05，加載層間變位依序為 0.25%、0.375%、0.5%、0.75%、1%、1.5%、2%、3%、4%、5%、6%、8%及 10%，每個層間變位進行三個迴圈，試驗加載歷時如圖五所示。



圖五 加載位移歷時圖

四、試驗結果與討論

各試體之載重與位移遲滯迴圈如圖六所示，各試體之載重與位移反應包絡曲線如圖七所示，各試體之初始勁度值列於表一，各試體最終之破壞情形示於圖八。

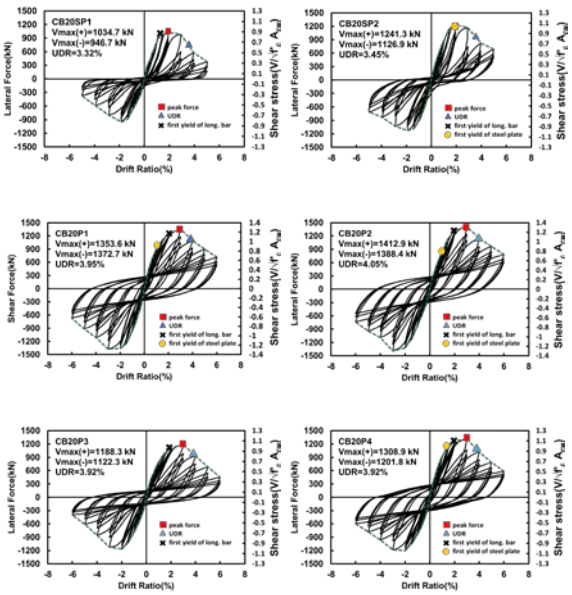
試體 CB20SP1 為未埋入鋼板之標準試體，試體 CB20SP2 和 CB20P1 均埋入一片

厚度 1.5 公分 之一字型鋼板。錨定不足試體 CB20SP2 的側力強度從 1034.7kN 上升至 1241.2kN(約增加 20%)，錨定充足試體 CB20P1 的側力強度從 1034.7kN 提升至 1354kN(約增加 30%)，顯示，埋置的鋼板除可提升剪力強度外，也將會明顯提高試體側力強度。由於 CB20SP1 的基礎於試驗過程中發生破壞，導致鋼板提早失去錨定能力，造成強度無法持續發展。錨定充足試體 CB20P1 則能進一步提升側力強度。試體 CB20SP1、CB20SP2 以及 CB20P1 的極限層間位移分別為 3.32%、3.45%和 3.95%，CB20SP2 試體因錨定不充足導致位移能力僅提高 0.1%，但錨定充足試體 CB20P1 的層間位移能力則明顯提升 0.6%，使試體 CB20P1 具有 3.95%的良好韌性表現。

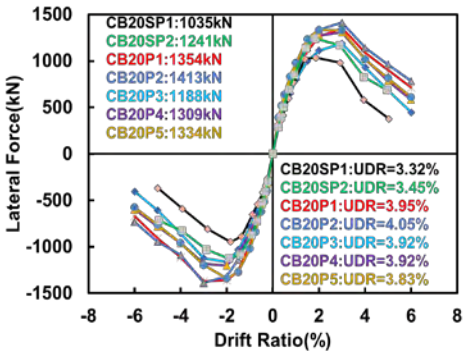
試體 CB20P1 和 CB20P2 均埋入厚度 1.5cm 的鋼板，但分別採用剪力釘及 PBL 來進行梁身複合及端部錨定。試體 CB20P1 與 CB20P2 的最大側向強度均發生約在層間位移 3%時，最大的側向強度分別為 1354kN 與 1413kN，CB20P2 的最大強度較 CB20P1 些微高些。兩座試體的主鋼筋與鋼板皆在達最大強度前即已發生降伏，且未發現埋入鋼板與 RC 梁有分離的現象。試體 CB20P1 和 CB20P2 的極限層間位移分別為 3.95%和 4.05%，兩試體均有良好的韌性表現。由此證實，不論採用剪力釘或是採用 PBL 均能有效的複合埋入的鋼板與 RC 梁。使埋入鋼板的剪力強度得以發展，使連接梁的剪力強度獲得提升，除避免了剪力破壞的發生，同時也使得試體的位移能力獲得改善。

CB20P3 為以 CB20P1 為原型，但將埋入鋼板進行部份切削處理。試體 CB20P1 與 CB20P3 兩者最大強度均發生在層間位移接近 3%。兩座試體的最大側力強度分別為 1354kN 與 1188kN，CB20P3 之最大側力強度較 CB20P1 降低約 14%。試體 CB20P1 和 CB20P3 之極限層間位移分別為 3.95%和 3.92%，兩座試體的極限層間位移能力僅差異 0.03%，顯示兩座試體具有相近的韌性能力。

試體 CB20P4 之鋼板錨定長度為 45cm，而鋼板與 RC 梁的複合機制為 PBL。試體 CB20P4 的最大側向強度為 1309kN，試體 CB20P4 在試驗過程中均沒有發現在錨定端有產生破壞。試體 CB20P1 和 CB20P4 的極限層間位移分別為 3.92%和 3.83%，極限層間位移能力僅差異 0.09%，兩座試體的受力反應相當接近，顯示錨定仍充足，本研究所提出的錨定設計方法應屬合理且保守。



圖六 各試體之載重與位移遲滯迴圈



圖七 各試體之包絡曲線

埋入鋼板的試體於初始勁度上均有所增加但增加量有所差異，錨定充份的試體 CB20P1、CB20P2 及 CB20P4 之初始勁度均較標準試體提升超過 20%。試體 CB20SP2 的提升量只有 12.1%，顯示未充份的端部錨定除影響強度發展，初始勁度亦有所影響。埋入鋼板進行部份切削的

CB20P3 試體的勁度僅提升 6.3%，顯示鋼板切削處理除可降低彎矩強度之上升，並可降低埋入鋼板造成連接梁構件勁度之上升量。

表一 試體初始勁度

Specimen	初始勁度(kN/mm)			
	正向切線	負向切線	平均勁度	勁度提升
CB20SP1	756.9	711.8	734.4	-
CB20SP2	820.6	826.6	823.6	12.1%
CB20P1	878.1	969.6	923.9	25.8%
CB20P2	916.2	901.7	908.9	23.8%
CB20P3	794.1	766.8	780.5	6.3%
CB20P4	934.2	852.0	893.1	21.6%

CB20SP1 CB20P1 CB20P2

CB20P3 CB20P4

圖八 各試體最終破壞情形

五、結論與展望

本研究探討高強度鋼筋混凝土連接梁配置鋼板之耐震行為。試驗結果證實，跨深比 2 之傳統鋼筋配置梁試體的韌性表現不佳，而埋置鋼板能夠提升連接梁的剪力容量，使得試體的韌性表現獲得改善。試驗試體均無發現有發生複合破壞或端部錨定破壞，由此證實所提之設計理論應合理且偏保守。鋼板切削處理試體之最大強度較未切削試體下降了 12%，顯示這樣做能有效減少埋設鋼板所造成之彎矩上升量。

參考文獻

1. ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-14), American Concrete Institute, Farmington Hills, 2019.
2. ACI Committee 374, Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Commentary, American Concrete Institute, Farmington Hills, 2005.
3. 林敏郎、林至聰、楊善淳，「高強度鋼筋混凝土剪力牆連接梁耐震行為研究」，國家地震工程研究中心報告，台北，2014。
4. 林敏郎、黃昭勳、姚本濠，「含鋼板之鋼筋混凝土剪力牆連接梁耐震行為研究」，國家地震工程研究中心報告，台北，2018。
5. 林敏郎、黃昭勳、楊松逸，「含鋼板之高強度鋼筋混凝土剪力牆連接梁耐震行為研究」，國家地震工程研究中心報告，台北，2019。
6. 林敏郎、黃昭勳、陳柏言，「鋼板複合之高強度鋼筋混凝土剪力牆連接梁耐震行為研究」，國家地震工程研究中心報告，台北，2020。

立面不規則建築耐震性能分析

林瑞良[1]　曹智嘉[2]　蔡克銓[3]

摘 要

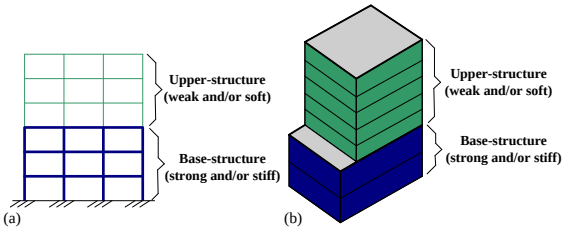
在工程實務中常見立面不規則建築，如上部退縮的建築，即具有較強或較強且較硬的下部樓層。然而除了複雜的非線性反應歷時分析外，似乎沒有簡化的分析方法適合這類型的建築。因此本研究提出以一種具有兩個自由度的振態系統來代表這類型建築的單一一個振態。兩個自由度的振態系統的上下自由度各自代表這類型立面不規則建築於兩個明顯不同部位(即上部樓層與下部樓層)的振態反應。以兩個自由度的振態系統取代一般的單自由度振態系統，對這種類型的立面不規則建築進行振態反應歷時分析。以具有較強或較強且較硬的下部樓層的四棟九層樓與四棟二十層樓建築來驗證這種分析方法的有效性。每棟建築皆受到三組地表加速度記錄的作用。

關鍵詞：立面不規則建築，退縮建築，振態系統，振態反應歷時分析，側推分析

一、前言

在工程中常見在沿建築高度方向上具有質量、勁度或強度不規則性的立面不規則建築。例如具有退縮的上部樓層、重機電設備的中間樓層、或挑高的底層等，這些情況通常會形成立面不規則建築。所以有關立面不規則建築的受震反應已經成為一個重要的研究課題(Soni and Mistry 2006)。Chintanapakdee 與 Chopra (2004)基於其所探討的構架的受震反應需求，指出同時具有強度與勁度的不規則性對於受震需求所產生的影響大於僅具有強度的不規則性。並且複雜的非線性反應歷時分析被建議為唯一適合於評估具有較強或較強且較硬的下半部樓層或底層的不規則構架的分析方法(Chintanapakdee 與 Chopra 2004)。換言之，當發展建築的簡化受震反應分析方法時，具有較強或較強且較硬的下部樓層的立面不規則建築為最具有挑戰性的結構類型。

一些建築耐震設計規範，如 IBC (2000)，不允許使用等值靜力法來設計立面不規則建築。因此，發展簡化方法來分析立面不規則建築的受震反應，而非進行全結構之複雜且耗時的非線性反應歷時分析，或許有助於工程實務的應用。所以，本研究的目的在於發展一種簡化的受震反應分析方法，可適合於具有較強或較強且較硬的下部樓層的不規則建築。本研究提出取代一般單自由度振態系統的二自由度振態系統，以描述這類型建築之上部結構與下部結構明顯不同的振態反應。本研究所發展的簡化分析方法需要進行非耦合的振態反應歷時分析(Chopra and Goel 2002)，其中的單自由度振態系統即以本研究所提出的二自由度振態系統來取代。



圖一 (a)具有較強或較較硬的下部樓層的

[1]國家地震工程研究中心研究員
[2]國立台灣大學土木工程所研究生
[3]國立台灣大學土木工程系教授

構架示意圖，(b)退縮建築之示意圖。

二、理論背景

參考建立代表單向平面不對稱建築單一一個振態的二自由度振態系統的方法(Lin and Tsai 2007)，本研究進一步提出具有較強或較強且較硬的下部樓層的立面不規則建築的二自由度振態系統，詳如下述。

彈性性質

考慮一棟 N 層樓建築，其中一樓至 j 樓為下部結構，$j+1$ 樓至 N 樓為上部結構，其運動方程式為：

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}+\mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}+\mathbf{K}\mathbf{u}=-\mathbf{M}\mathbf{u}\ddot{u}_g \tag{1a}$$

其中

$$\mathbf{u}=\begin{bmatrix}\mathbf{u}_p\\ \mathbf{u}_b\end{bmatrix}_{N\times 1},\quad \mathbf{M}=\begin{bmatrix}\mathbf{m}_p & \mathbf{0}\\ \mathbf{0} & \mathbf{m}_b\end{bmatrix}_{N\times N}$$
$$\mathbf{C}=\begin{bmatrix}\mathbf{c}_{pp} & \mathbf{c}_{pb}\\ \mathbf{c}_{bp} & \mathbf{c}_{bb}\end{bmatrix}_{N\times N},\quad \mathbf{K}=\begin{bmatrix}\mathbf{k}_{pp} & \mathbf{k}_{pb}\\ \mathbf{k}_{bp} & \mathbf{k}_{bb}\end{bmatrix}_{N\times N} \tag{1b}$$

$\mathbf{u}$、$\dot{\mathbf{u}}$、$\ddot{\mathbf{u}}$與 $\ddot{u}_g$ 分別為影響向量與地表加速度記錄。式 1b 中，下標 p 與 b 分別代表相關的物理量是屬於上部結構與下部結構。假設每一樓層皆為剛性樓板，僅具有一個側向位移的自由度。因此 $\mathbf{u}_p$ 與 $\mathbf{u}_b$ 分別為 $(N-j)\times 1$ 與 $j\times 1$ 的行向量，故式 1b 中的其它次矩陣的大小皆為可知。地震力(即式 1a 的等號右邊)可以表示為

$$-\mathbf{M}\mathbf{u}\ddot{u}_g=-\sum_{n=1}^{N}\mathbf{s}_n\ddot{u}_g=-\sum_{n=1}^{N}\Gamma_n\mathbf{M}\boldsymbol{\varphi}_n\ddot{u}_g \tag{2}$$

其中 Γ_n 與 $\boldsymbol{\varphi}_n$ 分別為第 n 振態的參與係數與振形。$\mathbf{s}_n$ 為第 n 振態的振態慣性力向量，等於 $\Gamma_n\mathbf{M}\boldsymbol{\varphi}_n$。當建築僅受到 $\mathbf{s}_n\ddot{u}_g$ 的作用時，只有第 n 振態的位移向量 $\mathbf{u}_n$ 會被激發。所以式 1a 可以被表示為

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}_n+\mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}_n+\mathbf{K}\mathbf{u}_n=-\mathbf{s}_n\ddot{u}_g \tag{3a}$$

其中

$$\mathbf{u}_n=\Gamma_n\boldsymbol{\varphi}_n D_n=\Gamma_n\begin{bmatrix}\boldsymbol{\varphi}_{pn}\\ \boldsymbol{\varphi}_{bn}\end{bmatrix}D_n \tag{3b}$$

，且 D_n 為第 n 振態的廣義振態座標。在非耦合的振態反應歷時分析法中(Chopra and Goel 2002)，由求解第 n 振態的單自由度振態運動方程式得到 $D_n(t)$ (式 3b)。並且以一雙線性曲線來表示第 n 振態的單自由度振態系統的回復力與廣義振態座標的關係，此雙線性曲線是以加速度—位移反應譜(ADRS)格式所呈現的標的建築之第 n 振態的側推曲線。所謂第 n 振態的側推曲線是指標的建築被其第 n 振態的振態慣性力向量 $\mathbf{s}_n$ 側推所得到的力量與位移的關係。標的建築的總位移歷時 $\mathbf{u}(t)$ 為各振態位移歷時 $\mathbf{u}_n(t)$, $n=1\sim N$ 的總合。不論彈性或非彈性的振態反應，均使用彈性的振形 $\boldsymbol{\varphi}_n$ 與彈性的振態參與係數 Γ_n 來計算 $\mathbf{u}_n(t)$ (式 3b)。當上部結構降伏，但下部結構仍然保持彈性時，單一的廣義振態座標 D_n 似乎無法反映此種情況。為了反映上、下部結構很可能於不同的時間點分別進入降伏，運用矩陣分割的技術，將兩個廣義振態座標 D_{pn} 與 D_{bn} 分別做為上部結構與下部結構的第 n 振態的廣義振態座標。除了單一的廣義振態座標(D_n)以兩個廣義振態座標(D_{pn}與D_{bn})取代外，非耦合的振態反應歷時分析法所採用的其它假設或近似，仍然存在於本研究所提出的簡化分析方法中。重新整理式 3b 如下

$$\mathbf{u}_n=\Gamma_n\begin{bmatrix}\boldsymbol{\varphi}_{pn} & \mathbf{0}_{pb}\\ \mathbf{0}_{bp} & \boldsymbol{\varphi}_{bn}\end{bmatrix}_{N\times 2}\begin{bmatrix}D_{pn}\\ D_{bn}\end{bmatrix}_{2\times 1}=\Gamma_n\boldsymbol{\Phi}_n\mathbf{D}_n \tag{4a}$$

其中

$$\boldsymbol{\Phi}_n=\begin{bmatrix}\boldsymbol{\varphi}_{pn} & \mathbf{0}_{pb}\\ \mathbf{0}_{bp} & \boldsymbol{\varphi}_{bn}\end{bmatrix}_{N\times 2},\quad \mathbf{D}_n=\begin{bmatrix}D_{pn}\\ D_{bn}\end{bmatrix}_{2\times 1} \tag{4b}$$

，且 $\mathbf{0}_{pb}$ 與 $\mathbf{0}_{bp}$ 分別為 $(N-j)\times 1$ 與 $j\times 1$ 的零向量。將式 4a 代入式 3a，並且在式 3a 的等號兩側均乘以 $\boldsymbol{\Phi}_n^T$，即可得

$$\mathbf{M}_n\ddot{\mathbf{D}}_n+\mathbf{C}_n\dot{\mathbf{D}}_n+\mathbf{K}_n\mathbf{D}_n=-\mathbf{M}_n\mathbf{1}\ddot{u}_g \tag{5a}$$

其中

$$\mathbf{M}_n=\begin{bmatrix}\boldsymbol{\varphi}_{pn}^T\mathbf{m}_p\boldsymbol{\varphi}_{pn} & 0\\ 0 & \boldsymbol{\varphi}_{bn}^T\mathbf{m}_b\boldsymbol{\varphi}_{bn}\end{bmatrix}_{2\times 2}$$
$$\mathbf{C}_n=\begin{bmatrix}\boldsymbol{\varphi}_{pn}^T\mathbf{c}_{pp}\boldsymbol{\varphi}_{pn} & \boldsymbol{\varphi}_{pn}^T\mathbf{c}_{pb}\boldsymbol{\varphi}_{bn}\\ \boldsymbol{\varphi}_{bn}^T\mathbf{c}_{bp}\boldsymbol{\varphi}_{pn} & \boldsymbol{\varphi}_{bn}^T\mathbf{c}_{bb}\boldsymbol{\varphi}_{bn}\end{bmatrix}_{2\times 2}$$
$$\mathbf{K}_n=\begin{bmatrix}\boldsymbol{\varphi}_{pn}^T\mathbf{k}_{pp}\boldsymbol{\varphi}_{pn} & \boldsymbol{\varphi}_{pn}^T\mathbf{k}_{pb}\boldsymbol{\varphi}_{bn}\\ \boldsymbol{\varphi}_{bn}^T\mathbf{k}_{bp}\boldsymbol{\varphi}_{pn} & \boldsymbol{\varphi}_{bn}^T\mathbf{k}_{bb}\boldsymbol{\varphi}_{bn}\end{bmatrix}_{2\times 2} \tag{5b}$$

，且 $\mathbf{1} = [1\ 1]^T$。式 5 即為標的建築的第 n 振態的二自由度振態運動方程式。

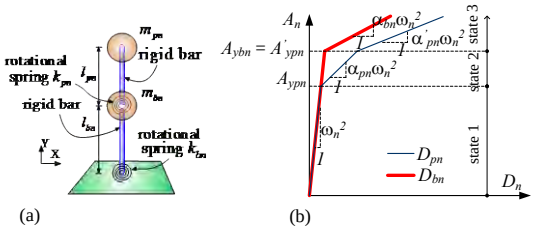
為了進行非線性振態反應歷時分析，必須要有對應於式 5 的物理模型。圖 2a 為本研究所提出的第 n 振態的二自由度振態系統的物理模型，其動態反應可以由式 5 的第 n 振態的二自由度振態運動方程式所描述。第 n 個二自由度振態系統是由兩個桿長分別為 l_{pn} 與 l_{bn} 的剛性桿所構成(圖 2a)。兩個集中質量 m_{pn} 與 m_{bn} 分別位於上、下剛性桿的頂端。上剛性桿鉸接於下剛性桿，鉸接處有一旋轉勁度為 k_{pn} 的旋轉彈簧。類似地，下剛性桿以一旋轉勁度為 k_{bn} 的旋轉彈簧鉸接於地面(圖 2a)。定義圖 2a 的物理模型的兩個自由度為在兩個集中質量處的水平位移，則此一簡易結構模型的質量矩陣 $\tilde{\mathbf{M}}_n$、勁度矩陣 $\tilde{\mathbf{K}}_n$、與位移向量 $\tilde{\mathbf{D}}_n$ 為

$$\tilde{\mathbf{D}}_n = \begin{bmatrix} \tilde{D}_{pn} \\ \tilde{D}_{bn} \end{bmatrix}_{2\times 1}, \quad \tilde{\mathbf{M}}_n = \begin{bmatrix} m_{pn} & 0 \\ 0 & m_{bn} \end{bmatrix}_{2\times 2}$$

$$\tilde{\mathbf{K}}_n = \begin{bmatrix} \dfrac{k_{pn}}{l_{pn}^2} & \dfrac{-k_{pn}}{l_{pn}^2}\left(1+\dfrac{l_{pn}}{l_{bn}}\right) \\ \dfrac{-k_{pn}}{l_{pn}^2}\left(1+\dfrac{l_{pn}}{l_{bn}}\right) & \dfrac{k_{pn}}{l_{pn}^2}\left(1+\dfrac{l_{pn}}{l_{bn}}\right)^2 + \dfrac{k_{bn}}{l_{bn}^2} \end{bmatrix}_{2\times 2} \quad (6)$$

令 $\tilde{\mathbf{D}}_n = \mathbf{D}_n$、$\tilde{\mathbf{M}}_n = \mathbf{M}_n$、$\tilde{\mathbf{K}}_n = \mathbf{K}_n$ 與 $l_{pn} = 1$，可以得到二自由度振態系統全部的彈性性質如下：

$$m_{pn} = \boldsymbol{\varphi}_{pn}^T \mathbf{m}_p \boldsymbol{\varphi}_{pn}, \quad m_{bn} = \boldsymbol{\varphi}_{bn}^T \mathbf{m}_b \boldsymbol{\varphi}_{bn},$$
$$l_{bn} = -\left(\frac{\boldsymbol{\varphi}_{pn}^T \mathbf{k}_{pb} \boldsymbol{\varphi}_{bn}}{\boldsymbol{\varphi}_{pn}^T \mathbf{k}_{pp} \boldsymbol{\varphi}_{pn}} + 1\right)^{-1}, \quad k_{pn} = \boldsymbol{\varphi}_{pn}^T \mathbf{k}_{pp} \boldsymbol{\varphi}_{pn}$$
$$k_{bn} = l_{bn}^2 \left(\boldsymbol{\varphi}_{bn}^T \mathbf{k}_{bb} \boldsymbol{\varphi}_{bn} - \frac{\left(\boldsymbol{\varphi}_{pn}^T \mathbf{k}_{pb} \boldsymbol{\varphi}_{bn}\right)^2}{\boldsymbol{\varphi}_{pn}^T \mathbf{k}_{pp} \boldsymbol{\varphi}_{pn}}\right) \quad (7)$$



圖二 (a)第 n 振態的二自由度振態系統(b)側推曲線 A_n vs. D_{pn} 與 A_n vs. D_{bn}。

非彈性性質

當具有本研究所探討的特定立面不規則性的建築在承受其第 n 振態的振態慣性力 $\mathbf{s}_n$ 側推時，可以得到代表基底剪力 V_{bn} 與上部結構頂端位移 $u_{n,tp}$ 關係的側推曲線，同時可以得到代表基底剪力 V_{bn} 與下部結構頂端位移 $u_{n,tb}$ 關係的另一條側推曲線。利用下式將此兩條側推曲線轉換至加速度—位移反應譜(ADRS)格式中：

$$D_{pn} = \frac{u_{n,tp}}{\Gamma_n \phi_{n,tp}}, \quad D_{bn} = \frac{u_{n,tb}}{\Gamma_n \phi_{n,tb}}, \quad A_n = \frac{V_{bn}}{\Gamma_n^2 M_n} \quad (8)$$

其中 $\phi_{n,tp}$ 與 $\phi_{n,tb}$ 分別為第 n 振態振形在上部結構頂端與下部結構頂端的分量，並且 M_n 為振態質量，即 $\boldsymbol{\varphi}_n^T \mathbf{M} \boldsymbol{\varphi}_n$。分別以折線來近似這兩條側推曲線如圖 2b。當標的建築保持完全彈性時(即圖 2b 中的狀態一)，這兩條側推曲線重疊，且斜率等於 ω_n^2，ω_n 為標的建築第 n 振態的圓頻率。當標的建築之上部結構降伏且下部結構保持彈性時(即圖 2b 中的狀態二)，側推曲線 A_n—D_{pn} 與側推曲線 A_n—D_{bn} 的斜率分別等於 $\alpha_{pn}\omega_n^2$ 與 ω_n^2。圖 2b 所標示的 A_{ypn} 為側推曲線 A_n—D_{pn} 之折點的縱座標，為上部結構的降伏加速度。當標的建築之上部結構與下部結構皆降伏時(即圖 2b 中的狀態三)，側推曲線 A_n—D_{pn} 與側推曲線 A_n—D_{bn} 的斜率分別為 $\alpha'_{pn}\omega_n^2$ 與 $\alpha_{bn}\omega_n^2$。圖 2b 所標示的 A_{ybn} 為側推曲線 A_n—D_{bn} 之折點的縱座標，為下部結構的降伏加速度。A_{ybn} 亦為側推曲線 A_n—D_{pn} 之第二折點的縱座標 A'_{ypn} (即 $A'_{ypn} = A_{ybn}$)。

當第 n 振態的二自由度振態系統(圖 2a)被它自己的有效振態慣性力側推時，亦可以得到類似於上述的兩條側推曲線。其中一條側推曲線代表基底剪力與上剛性桿頂端位移的關係，另一條側推曲線代表基底剪力與下剛性桿頂端位移的關係。在 ADRS

格式中，由第 n 振態的二自由度振態系統所得到的兩條側推曲線被預期能夠等同於由標的建築受到第 n 振態的振態慣性力 $\mathbf{s}_n$ 側推時所得到的兩條側推曲線。此外，當第 n 振態的二自由度振態系統(圖 2a)被它自己的有效振態慣性力側推時，會有三種狀態。在狀態一，二自由度振態系統的兩個旋轉彈簧均保持彈性。在狀態二，二自由度振態系統的下部旋轉彈簧保持彈性，但是上部旋轉彈簧降伏，且降伏後勁度為 k'_{pn}。在狀態三，下部旋轉彈簧降伏，且降伏後勁度為 k'_{bn}，且上部旋轉彈簧勁度成為 k''_{pn}。因此，模擬下部旋轉彈簧為一個具有降伏彎矩強度 M_{ybn} 的雙線性彈簧，而模擬上部旋轉彈簧為一個三線性彈簧，其第一與第二轉折點的彎矩強度分別為 M_{ypn} 與 M'_{ypn}。所以，二自由度振態系統的六個非彈性參數 k'_{pn}、k''_{pn}、k'_{bn}、M_{ypn}、M'_{ypn} 與 M_{ybn} 的參數值可以由標的建築的側推曲線所得到的六個參數值 α_{pn}、α'_{pn}、α_{bn}、A_{ypn}、A'_{ypn} 與 A_{ybn}(圖 2b)來決定。計算二自由度振態系統的六個非彈性參數 k'_{pn}、k''_{pn}、k'_{bn}、M_{ypn}、M'_{ypn} 與 M_{ybn} 如下

$$
\begin{aligned}
k'_{pn} &= \frac{m_{pn}}{\dfrac{m_{pn}}{k_{pn}} + \dfrac{(l_{bn}+1)(l_{bn}+m_{pn})}{k_{bn}}}{\alpha_{pn}} - \frac{(l_{bn}+1)(l_{bn}+m_{pn})}{k_{bn}} \\
k''_{pn} &= \frac{m_{pn}}{\dfrac{m_{pn}}{k_{pn}} + \dfrac{(l_{bn}+1)(l_{bn}+m_{pn})}{k_{bn}}}{\alpha'_{pn}} - \frac{(l_{bn}+1)(l_{bn}+m_{pn})}{k'_{bn}} \\
k'_{bn} &= \alpha_{bn} k_{bn}, \quad M_{ypn} = A_{ypn} m_{pn}, \quad M'_{ypn} = A_{ybn} m_{pn} \\
M_{ybn} &= A_{ybn}\left[(1+l_{bn})m_{pn} + l_{bn} m_{bn}\right]
\end{aligned}
\tag{9}
$$

三、結論

本研究將具有較強或較強且較硬的下部樓層的立面不規則建築的單自由度振態運動方程式分解成二自由度振態運動方程式。除了二自由度振態運動方程式外，再利用標的建築受到第 n 振態的振態慣性力側推下，所同時得到的兩條側推曲線來建構代表標的建築第 n 振態的二自由度振態系統。本研究證實當標的建築為彈性時，二自由度振態系統完全等同於一般的單自由度振態系統。並且，當標的建築進入非彈性變形的程度愈大，一般的單自由度振態系統就愈無法有效模擬上部結構與下部結構明顯不同的振態反應。而二自由度振態系統正好可以克服單自由度振態系統此一缺點。研究結果顯示，在樓層強度有顯著變化的相鄰兩樓層處，其最大層間位移角會有劇烈的改變。單自由度振態系統無法有效反映此種最大層間位移角改變的情形，但本研究所提出的二自由度振態系統可以恰當地反映此種立面不規則建築的受震反應需求。

參考文獻

1. Soni, D. P. and Mistry, B. B. (2006), “Qualitative review of seismic response of vertically irregular building frames”, *ISET Journal of Earthquake Technology, Technical Note*, 43(4), 121-132.
2. Chintanapakdee, C. and Chopra, A. K. (2004), “Seismic response of vertically irregular frames: response history and modal pushover analyses”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 130(8), 1177-1185.
3. UBC (1994), *Uniform building code*. International Conference of Building Officials, Whittier, CA.
4. Chopra, A. K. and Goel, R. K. (2002), “A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31, 561-582.
5. International Code Council (2000), *International Building Code*. International Conference of Building Officials, Whittier, CA.
6. Lin, J. L. and Tsai, K. C. (2007), “Simplified seismic analysis of asymmetric building systems”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36, 459-479.

結構耐震評估與補強技術–TEASPA 4.0 之開發

邱聰智[1]　賴昱志[2]　鍾立來[3]

摘 要

「臺灣結構耐震評估與補強技術手冊(TEASPA V4.0)」(下簡稱本手冊)是以側推分析為基礎之非線性靜力分析方法，應用容量震譜法，求取結構物之耐震性能；延續 TEASPA 3.1 版，可搭配工程師常用的 ETABS 及 SAP2000 等商用結構分析軟體，將柱構件兩端改設置為 P-M 非線性鉸，透過柱斷面軸力與彎矩互制關係，計算隨軸力變化柱構件之非線性鉸參數，能反映出地震下柱軸力之實際行為；針對構件耐震行為之背骨模型，本手冊更新鋼筋混凝土柱、短柱、短梁、無開口 RC 牆、開口 RC 牆、及開口磚牆等構件之非線性鉸參數。為方便工程師操作本手冊的非線性鉸參數計算，國震中心與中興社合作開發一套輔助程式之線上服務網頁，輔助工程師進行模型構件非線性鉸設定、結構系統之耐震性能計算；本線上服務網頁可提供工程師依個案條件，擇需要檢核的桿件，輸出選定構件之非線性鉸參數計算書，以便進行檢核。本手冊也依據建築物耐震設計規範第八章，提供耐震階段性補強工法之設計程序與技術，並分別以案例操作說明完整補強或階段性補強，提供予工程師進行補強設計之參考。

本手冊延續 TEASPA 3.1 版，適用範圍不再受六層以下建物之限制，可適用一般鋼筋混凝土造或加強磚造之平面規則建築物，惟使用者與工程師應負其專業責任。對於平面不規則之鋼筋混凝土造或加強磚造建築物，採本手冊介紹之方法配合高模態及扭矩之考慮，可提供具參考價值之分析結果。

關鍵詞：詳細評估、耐震補強、軟弱層、階段性補強

一、 前言

為提供台灣老舊建築進行耐震評估與補強之技術，本中心歷年來研發之校舍耐震評估與補強技術手冊[1-3]，已被工程師廣泛應用於校舍結構評估與補強業務上。2018 年起校舍手冊改將柱構件兩端改設置 P-M 或 P-M-M 非線性鉸，依循柱斷面之軸力彎矩互制關係曲線，計算柱構件在各式軸力變化下之 P-M 非線性鉸參數。自此將校舍手冊改版名為「臺灣結構耐震評估側推分析法 (TEASPA V3.1)」[4]，並於 2019 年 1 月 7 日正式通過營建署審查，適用範圍已不再受六層樓以下之條件限制，可適用於一般鋼筋混凝土造或加強磚造平面規則建築物。

「臺灣結構耐震評估與補強技術手冊(TEASPA V4.0)」(下簡稱本手冊)是以側推分析為基礎之非線性靜力分析方法，應用容量震譜法，求取結構物之耐震性能；延續 TEASPA 3.1 版，配合 ETABS 及 SAP2000 等軟體之功能，將柱構件兩端改設置為 P-M 非線性鉸，透過柱斷面軸力與彎矩互制關係，計算隨軸力變化柱構件之非線性鉸參數，能反映出地震下柱軸力之實際行為；針對構件耐震行為之背骨模型，本版手冊更新鋼筋混凝土柱、短柱、短梁、無開口 RC 牆、開口 RC 牆、及開口磚牆等構件之非線性鉸參數。為方便工程師操作本手冊的非線性鉸參數計算，國震中心與中興社合作開發一套輔助程式之線上服務網頁，輔助工程師進行模型構件非線性鉸設定、結構系統之耐震性能計算；本線上服務網頁可提供工程師依個案條件，擇需要檢核

[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助理技術師
[3] 國家地震工程研究中心副主任、國立台灣大學土木工程學系教授

的桿件，輸出選定構件之非線性鉸參數計算書，以便進行檢核。此外，此版亦新增多種耐震補強工法(如：外加構架補強、開口鋼筋混凝土牆補強、電梯核心牆補強及層間梁擴柱補強等)、配合營建署推動之階段性補強，新增一章節提出排除軟弱層之階段性補強設計方法等。

TEASPA 4.0 線上服務網頁為本中心與中興工程顧問社合作開發之 TEASPA 網頁系統，工程師或使用者可於網頁系統依照需求採用，進行結構之耐震分析，網頁系統除可協助使用者進行分析外，亦具有資料蒐集的功能，透過使用者上傳之模型資料等進行反饋，未來中心可利用所蒐集之案例資料再進行分析研究，進而回饋社會，達到多方面互利之效果。

二、 桿件分析方式與背骨曲線

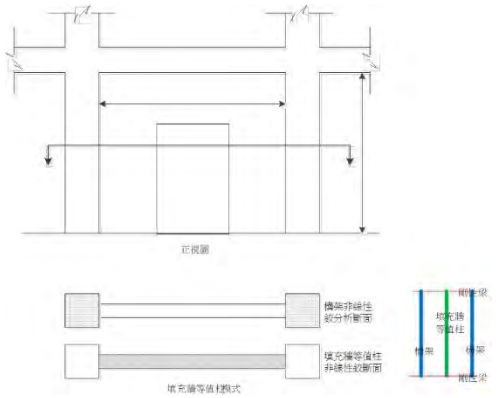
本中心之 TEASPA 4.0 版柱構件採 P-M 非線性鉸，可反映中高層建築柱在地震力作用下之軸力變化的非線性行為。此版柱斷面開裂後撓曲剛度依據軸力計算，當柱軸力大於$0.5A_g f_c'$時，則有效撓曲剛度為$0.7E_c I_g$。在此，A_g為柱全斷面之面積；I_g為柱總斷面對其中心軸之慣性矩。當柱軸力小於$0.1A_g f_c'$時，則有效撓曲剛度為$0.3E_c I_g$。若柱軸力介於$0.5A_g f_c'$與$0.1A_g f_c'$之間，有效撓曲剛度則採線性內插求得。

柱剪力破壞在到達剪力強度點時之強度有 2 種，一是扇形壓桿集中在柱端壓力區之混凝土擠碎強度$V_{n,c}$，二是扇形壓桿分散於柱淨高間由橫向鋼筋與混凝土支承強度不足之拉力破壞強度$V_{n,t}$。因此，柱剪力強度即為前述二者之小值。

無開口 RC 牆斷面開裂後撓曲剛度依據軸力計算。當牆板軸力大於$0.5A_w f_c'$時，開裂點前有效撓曲剛度$1.0E_c I_g$、強度點前有效撓曲剛度為$0.7E_c I_g$；在此，A_w為牆板計到柱邊到柱邊之面積、I_g為牆板總斷面對其中心軸之慣性矩；當牆板軸力小於$0.1A_w f_c'$時，開裂點前有效撓曲剛度$0.7E_c I_g$、強度點前有效撓曲剛度為$0.5E_c I_g$。若牆板軸力介於$0.5A_w f_c'$與$0.1A_w f_c'$之間，有效撓曲剛度則採線性內插求得。

TEASPA 4.0 之桿件背骨曲線模型，新增含開口之鋼筋混凝土牆斷面，並採填充牆等值柱(圖一)進行模擬，台灣諸多建築物多具有開門或開窗，將之納入考慮較符合實際行為，且有助於推動結構之耐震補強。

三面圍束磚牆各部份的斜撐強度計算方式，也與前版之三面圍束磚牆強度計算方式不同。本手冊參考 Chiou 等人[5]研究，計算開口磚牆各部份的斜撐強度。此外，三面圍束磚牆之勁度參考 ASCE/SEI 41-13 填充磚牆的面內側向勁度，採一組合斷面之懸臂柱模擬，將側邊圍束柱視為此組合斷面的翼版，中間磚牆視為此組合斷面的腹版，開裂後勁度折減 0.35 與實驗結果較為吻合。



圖一 採填充牆等值柱模擬開口 RC 牆

三、 結構耐震補強工法

TEAPSA 4.0 版手冊介紹之耐震補強工法，除前版介紹之擴柱、翼牆、剪力牆及複合柱補強工法外，本版新增多種補強工法，包含：外加構架補強、開口 RC 牆補強、電梯核心牆補強及結合層間梁之擴柱補強工法供工程師選擇。

前述新增之外加構架補強工法(圖二)，即為於既有結構物弱向兩外側分別新增一面或多面構架與既有結構物連接進行補強，該工法於既有建築物之外側進行補強，較

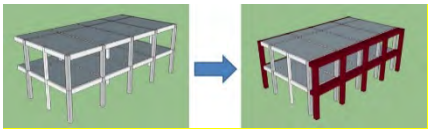
不影響既有建物之運作，可適用於施工過程中，不得影響其既有結構正常運作之建物。

開口 RC 牆補強則與剪力牆補強類似，惟其配合結構物之需求，牆內部有開門或開窗，其優點為可配合既有建築物之需求進行設計，且對採光之影響較小。

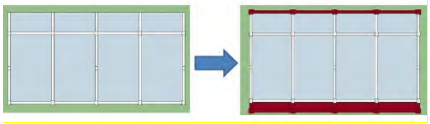
電梯核心牆補強則為一適用於無電梯之老舊公寓之補強工法，透過增設 RC 牆及開口 RC 牆進行補強，同時可於核心牆內新增電梯，可同步完成耐震補強及電梯設置，亦可同時滿足低樓層住戶及高樓層住戶之不同需求。

層間梁擴柱補強則為一於相鄰兩擴柱間，再增設一層間梁之補強工法，透過該工法，可使層間梁同時加入分擔彎矩，增加額外之抗側力強度。

新版之 TEASPA 額外提供上述之補強工法，可供工程師針對結構類型及需求不同，擇定適宜之補強工法，或結合各補強工法進行耐震補強，增進工程師進行補強設計之便利性。



(a) 外加構架補強之 3D 示意圖



(b) 外加構架補強之樓層平面示意圖

圖二 外加構架補強示意圖

四、 階段性補強

本手冊參照規範[6]及單棟大樓階段性補強技術手冊[7]，提出階段性補強措施有階段性補強 A 及階段性補強 B，基於保守設計考量，建議階段性補強措施除檢討弱層缺陷外，亦得檢討軟層缺陷。因此特編修一關於排除軟弱層之階段性補強章節，提供階段性補強評估之方式供工程師參考。手冊將階段性補強分為階段性補強 A 及階段性補強 B，其中，階段性補強 A 為排除軟弱層之補強方式，即針對建物軟弱層之強度與勁度進行補強，雖未對建物進行詳細評估，且未達完整補強之耐震需求，但可於地震時避免軟弱層導致之崩塌；階段性補強 B 則須對建物進行詳細評估，除排除軟弱層外，其補強後之建物耐震容量需求比(CDR)須達 0.8 以上，其雖未達耐震容量需求比 1.0 以上，但具一定耐震性能，且可避免軟弱層之崩塌。

五、 TEASPA 網頁系統

TEASPA 4.0 網頁系統(圖三)為本中心與中興工程顧問社合作開發，該系統將之分為 4 個模組(圖四)，分別為 SecGen、FrameInfo、HingeProp 及 PGA，四者依序可協助使用者建置桿件斷面及計算材料勁度、及使用者提供之模型文字檔及相關 excel 檔案，整理出使用者欲設定斷面非線性鉸之桿件、協助使用者設定桿件之非線性鉸及計算結構之耐震性能。

使用者可透過網頁系統可下載網頁系統使用手冊及 EXCEL 輸入檔格式，頁面須分別輸入建物基本資訊(地點、樓層重、模態…等)、材料性質、各種類構件之斷面性質(柱、梁、RC 牆、開口 RC 牆、磚牆、擴柱斷面…等)、欲設定非線性鉸之桿件資訊…等，並透過使用者提供之結構模型文字檔，透過網頁系統協助進行分析。於非線性鉸設定之過程，使用者僅需提供非線性鉸位置，輔助程式不僅會協助設定非線性鉸，亦會同步完成桿件勁度之調整，使用者毋須再自行設定；同時，若使用者提供之資訊使程式無法正確運作，系統亦會輸出錯誤資訊，供使用者進行調整修正。

EXCEL 輸入檔中，有一頁面為建物基本資訊，當中包含結構所位置資訊、各樓層面積、靜載重、各方向模態等，透過該頁面除可協助使用者進行詳細評估外，網

頁系統亦可透過資料蒐集，蒐集現實結構之基本資料，作為國震中心後續研究之使用，與使用者達到互利之效果。

圖三 TEASPA 4.0 網頁系統

圖四 TEASPA 4.0 分析模組

六、 結論與展望

本手冊依據國內外最新研究，精進耐震評估與耐震補強之方法，並與中興工程顧問社合作開發 TEASPA 4.0 網頁系統，可協助業界工程師進行結構之耐震評估與補強，同時亦可透過網頁系統蒐集之資料數據進行分析、研究。未來 TEASPA 將依據後續研究及業界回饋持續進行更新，納入其他分析方式與補強工法，促進耐震評估與補強之推動。

參考文獻

[1] 鍾立來，葉勇凱，簡文郁，柴駿甫，蕭輔沛，沈文成，邱聰智，周德光，趙宜峰，楊耀昇，黃世建，"校舍結構耐震評估與補強技術手冊"，國家地震工程研究中心，NCREE-08-023，台北，2008。

[2] 鍾立來，葉勇凱，簡文郁，蕭輔沛，沈文成，邱聰智，周德光，趙宜峰，楊耀昇，涂耀賢，柴駿甫，黃世建，孫啟祥，"校舍結構耐震評估與補強技術手冊第二版"，國家地震工程研究中心，NCREE-09-023，台北，2009。

[3] 蕭輔沛，鍾立來，葉勇凱，簡文郁，沈文成，邱聰智，周德光，趙宜峰，翁樸文，楊耀昇，涂耀賢，柴駿甫，黃世建，"校舍結構耐震評估與補強技術手冊第三版"，國家地震工程研究中心，NCREE-13-023，台北，2013。

[4] 邱聰智，蕭輔沛，鍾立來，翁健煌，李其航，劉建均，強, 薛.，何郁姍，陳幸均，楊智斌，翁樸文，沈文成，涂耀賢，楊耀昇，李翼安，葉勇凱，黃世建，"臺灣結構耐震評估側推分析法 (TEASPA V3.1)"，國家地震工程研究中心，NCREE-18-015，台北，2018。

[5] Chiou, T.C.，Tu, Y.H.，Tu, Y.S.，Chung, L.L. ， Huang, C.T., "Verification on Seismic Assessment Model of Masonry Infill with Openings." the 10th Australasian Masonry Conference, Sydney, Australia, 2018, Paper No. 26.

[6] 國家地震工程研究中心 2019 年 12 月 24 日發文，"建築物耐震設計規範及解說修訂條文草案"，內政部營建署審議中，臺北，2019。

[7] 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，內政部營建署委託研究計劃期中報告，台北，2019。

土壤-結構互制分析之有限元素模型土體邊界條件與相關設定評估驗證

張哲瑜[1]　楊文嘉[2]　吳俊霖[3]　葉芳耀[3]　陳家漢[4]

摘 要

土壤-結構互制分析於結構設計或是結構耐震評估，皆為常見且需要的分析程序，此分析目的在於更能了解結構物受震行為反應。而因以有限元素方式進行土壤-結構互制分析之模擬非常耗時，此類分析常於模型上有一定程度之簡化。常見的有較簡化的結構模型，例如集中質量桿件，搭配以等值彈簧代表土壤行為的土壤模型、也有以有限元素方式建立呈現真實結構細節的模型搭配以等值彈簧代表土壤行為的土壤模型、另有以簡化的結構模型搭配以有限元素建立之土壤模型等。本研究之結構與土體皆以有限元素方式呈現，並著重於探討土壤尺寸之選定、土壤相關參數之設定、以及輸入運動之模擬方式，以期提供適當之土壤尺寸與設定，藉此研究得以於合理的運算時間下，呈現土壤-結構互制分析之細部結果。

通常為了避免自土體表面以及結構物基礎回彈之波動影響土壤-結構互制分析之精確度，土體尺寸會採用結構物埋深至少三倍之深度，長寬方面至少為結構物底盤長寬之五倍大小。本研究採用 Abaqus 進行分析，土壤半無限域模型邊界設定使用 Abaqus 之無限元素為土體邊界消能元素，藉以縮小土體尺寸之需求，以縮短土壤-結構互制分析時間，而輸入運動則以邊界曳引力模擬，並進一步針對結構物重力影響、土體阻尼設定、土體底部束制、以及受震反應進行評估與驗證，確認本研究模擬方式之適用性與精確性。

關鍵詞：土壤-結構互制、有限元素、Abaqus、無限元素、表面曳引力、Strata。

一、前言

為了更了解結構物於地震動下之反應，不論於結構設計或是既有結構物之耐震評估，常需執行土壤-結構互制分析，而運用有限元素模型進行結構反應的模擬，因其可呈現深入並準確的結構反應供結構設計與評估之參考，所以為常見的分析方式。

以有限元素模型進行之土壤與結構的分析中，常有土壤的部分以土壤彈簧簡化模擬，或者結構部分以集中質量桿件模擬，也有土壤與結構皆以上述簡化方式模擬，這些方式雖可有效節省運算時間，卻也因大幅簡化分析模型，而無法完實呈現土壤變位、結構物與土壤之細部互制行為、結構物細部之受震反應等。

本研究之結構物以及土體皆以有限元素模擬，相較於簡化模型，更能提供土壤結構互制行為之細部表現。因結構物與土體之元素量與節點數量龐大，常為使用簡化模型進行土壤結構互制分析之主要因素，本研究著重於探討適當的土體尺寸以及相關設定，於不受結構物集中載重影響之土體範圍，以及合理運算時間之狀態下，呈現土壤-結構互制之細部行為反應結果。

首先，以無限元素模擬土體的邊界，並以表面曳引力模擬邊界應力場，再針對土體尺寸受結構物集中載重影響範圍，確認土體尺寸的適切性，更進一步，驗證土

[1] 國家地震工程研究中心助理研究員
[2] 國立中興大學土木工程學系助理教授
[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副研究員

壤阻尼的設定方式，最後，驗證地震歷時於選定之土體尺寸與設定的波傳效果。

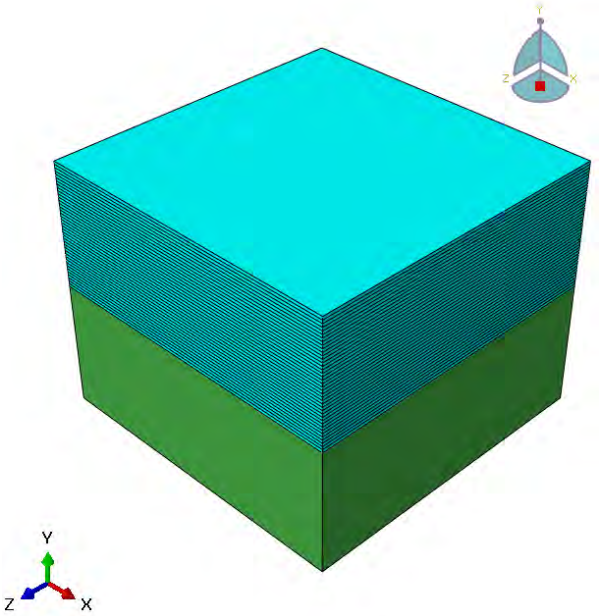
二、土壤-結構互制之土體有限元素模型暨邊界條件

本研究之土壤半無限域自由場模型如圖一所示，土體乃圖中之藍色部分，為一長度 100 公尺、寬度 100 公尺、以及深度 40 公尺之長方體，使用 Abaqus 中之 C3D8 實體元素模擬，並以圖二之地震歷時為輸入運動進行土壤結構-互制之模擬。圖二之輸入運動歷時為 ZPA (zero period acceleration) 為 0.4 g 之加速度歷時。

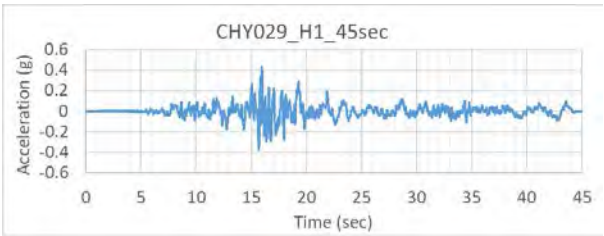
模型中土壤半無限域邊界的設定包含兩個部分：邊界阻尼和邊界表面曳引力。邊界阻尼 (Lysmer and Kuhlemeyer, 1969) 由 Abaqus 的無限域元素 (infinite element) 提供，其等效阻尼係數係根據一維彈性波傳理論並假設波傳路徑平行於邊界法向量計算而得。此部分主要用於吸收回彈自土壤表面和建築物基礎之波動，使用 Abaqus 中的 CIN3D8 無限元素模擬，也就是圖一之綠色部分。

而輸入運動的部分，則由邊界表面曳引力 (surface traction) 來模擬，其包含(1)地盤反應分析所得之應力內積邊界法向量，加上(2)地盤反應分析所得之速度所誘發的邊界阻尼力。其中曳引力 1，地盤反應分析所得之應力內積邊界法向量，為物理上的應力邊界條件，包含只有土壤量體的狀態與加上結構影響的部分；曳引力 2，地盤反應分析所得之速度所誘發的邊界阻尼力，為數值上的，因 Abaqus 的無限域元素係根據當下邊界之速度來計算阻尼力，也就是邊界表面曳引力，故須扣除此部分所對應之阻尼力，方為對應輸入運動之表面曳引力。於綠色區塊與藍色區塊的交界面施加表面曳引力 (surface traction)，可利用數值積分將地震加速度歷時轉為速度歷時，再利用波傳理論將速度歷時轉為應力歷時，最後再將應力內積輸入面的法向量便可求得(Yang and Chang, 2019)。以圖二為輸入運動之加速度歷時為例，圖三即為其對應之曳引力應力歷時。

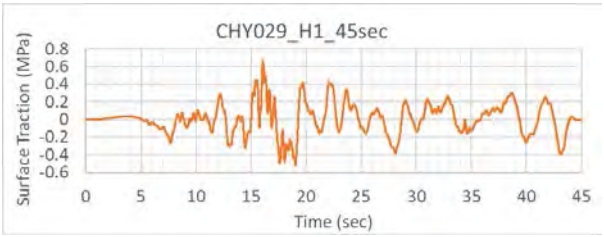
另外，土壤邊界條件的部分，由於本研究暫不討論土壤液化變形之模擬，因此土體之側邊四周應一起移動，這部分於 Abaqus 中由 Tie 的束制 (Constraint) 功能，設定其相對距離為未進行地盤反應分析前之距離，來達成四個面數值上的相連。



圖一、土壤半無限域模型



圖二、輸入運動時間歷時



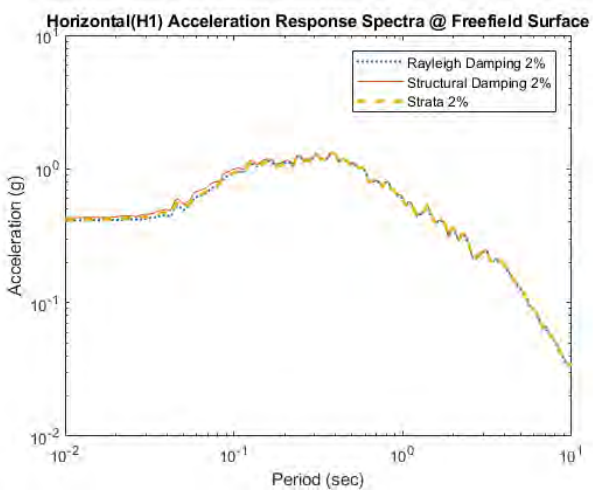
圖三、輸入運動表面曳引力時間歷時

三、土體設定評估檢核

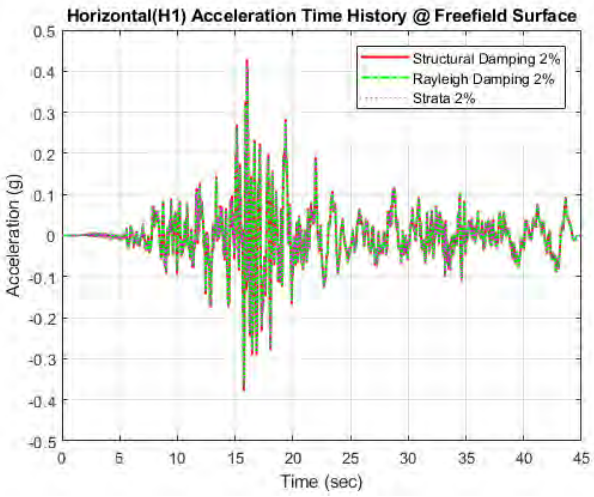
土壤之阻尼係數可由 Abaqus 中之 Raleigh Damping 或 Structural Damping 方式來設定，以土壤目標阻尼比 2%為例，由深度 40m 的位置輸入地震歷時，其地表位置之加速度反應譜如圖四所示，圖五則為地表位置之加速度歷時。以 Raleigh Damping 與 Structural Damping 的方式設定阻尼比之分析結果差異甚微，前者為藍色點線，後者為紅色實線，主要差異出現於短週期區段，也就是高頻區段。另，若以一維波傳之應用軟體 STRATA 做比較，設定土壤阻尼 2%，並以圖二之加速度歷時為輸入運動，其地表加速度反應譜如圖四之橘色虛線所示，與以 Raleigh Damping 於 Abaqus 分析之結果(藍色點線)非常貼近。總體來說，週期大於 0.2 秒的部分幾近疊合；而週期小於 0.2 秒的部分，以 Structural Damping 設定阻尼比的 Abaqus 分析結果，地表反應加速度略高於以 Raleigh Damping 設定阻尼比的 Abaqus 分析結果以及以 STRATA 應用軟體分析的結果。加速度歷時的部分，如圖五所示，以 Structural Damping 來設定阻尼的 Abaqus 分析結果有部分反應略大於以 Raleigh Damping 設定阻尼比的 Abaqus 分析結果以及以一維波傳之應用軟體 STRATA 分析的結果。

而土壤尺寸的選定，需要檢核結構物對土體集中應力之影響範圍。圖六為本研究之深度 40 公尺土壤量體於埋深公尺、直徑 40 公尺之結構物重力作用下之垂直向應力分佈剖面。應力延伸至土體底部附近已大致呈現均佈狀態，因此，本土體尺寸深度的設定應可避免因結構物重力產生之應力集中影響。

若比較深度 40 公尺與 50 公尺之土壤量體，其土體底部中點與近側邊邊界的垂直應力差異，深度 40 公尺的土體分析結果顯示中點與近側邊邊界有 6%的差異，而深度 50 公尺的土體分析結果顯示中點與近側邊邊界有 2%的差異。以上分析比較為無限元素底部無束制的狀態下。



圖四、土壤半無限域自由場阻尼設定方式之加速度反應譜分析結果比較

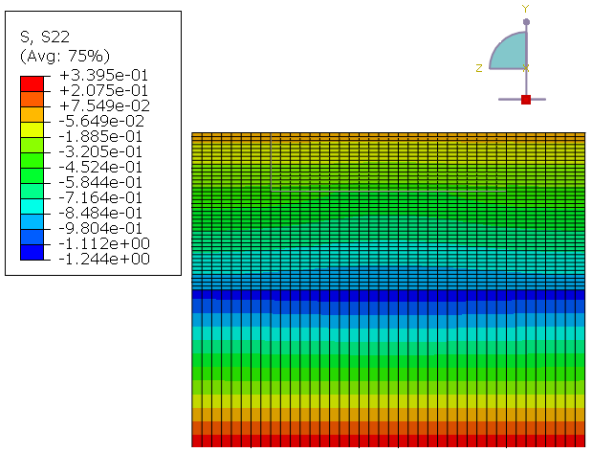


圖五、土壤半無限域自由場阻尼設定方式之加速度歷時分析結果比較

若比較於無限元素底部設定垂直向束制與否的差異，分析結果顯示，於無限元素底部設置垂直向束制時，深度 40 公尺土體底部中點與近側邊邊界的垂直應力差異為 10%，而深度 50 公尺的土體分析結果顯示 5%的差異。分析結果整理於表一。

另單純比較於無限元素底部設置垂直向束制與否對土體底部中點垂直向應力之差異，以有垂直向束制的案例為基準，則深度 40 公尺之土壤模型分析結果顯示，其垂直應力差異約為 3.3%，深度 50 公尺之土壤模型分析結果為 2%的差異。深度 40

公尺與 50 公尺之土壤模型底部垂直向應力分佈如圖七與圖八所示，其分析結果差異不大。



圖六、深度 40 公尺之土壤量體於結構物重力作用下之垂直向應力分佈剖面

四、結論與展望

土壤-結構互制分析為了解結構物受震反應之重要評估方式之一，而有限元素模型也因其精細的程度而能提升結構物細部受震反應之模擬精確度，對於新的建築設計，能進一步提供參考，於需求較高之細節有效發揮設計的能量；對於既有結構物之耐震評估而言，能準確顯示需要補強之位置以及補強需求。

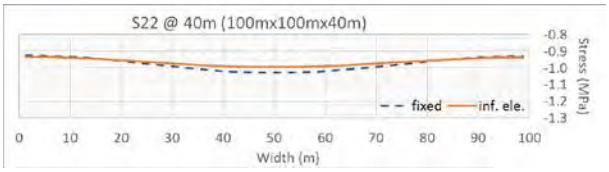
雖然有限元素模型之精細程度能大幅提高其參考價值，但卻也因其大量計算點與元素數量帶來龐大的運算成本，造成多數的有限元素模擬皆有一定程度上的簡化，有些是在結構物上簡化處理，有些是在土體上簡化模擬，也有於結構物與土體皆採用簡化的形式分析。

本研究期能評估土體邊界模擬方式與輸入運動加載方式，以規模較小的土體尺寸達到大範圍土體可以達成之效果，也就是避免土體邊界與結構物之反彈波對土壤-結構互制分析造成的影響。

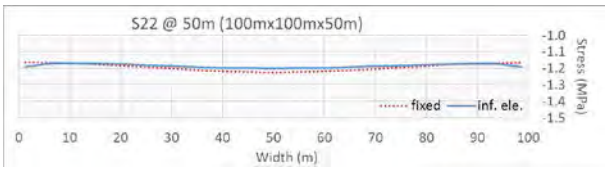
本研究結果顯示，因結構物集中載重影響確時依循球形應力分布，因此深度上需要約三倍以上埋深的土體尺寸，而長寬方面，主要乃動力分析時影響較大，於採用本研究之模擬方式，可有效縮減土體長寬尺寸。未來可針對土體尺寸於動力分析造成的影響進行比較與評估，其成果能提供結構設計與耐震評估更深入的參考。

表一、土體底部中點與側邊之垂直向應力差異

無限元素底部邊界條件	土體深度	
	40m	50m
無束制	6%	2%
有垂直向束制	10%	5%



圖七、深度 40 公尺之土壤量體於結構物重力作用下之底部垂直向應力分佈



圖八、深度 50 公尺之土壤量體於結構物重力作用下之底部垂直向應力分佈

參考文獻

1. Lysmer, J. and Kuhlemeyer, R. L., “Finite Dynamic Model for Infinite Media,” Journal of Engineering Mechanics Division, 95, 1969, pp. 859-878.
2. Kim, H. S., “A Study on the Performance of Absorbing Boundaries Using Dashpot,” Engineering, 6 (September), 2014, pp. 593-600. http://doi.org/10.1680/macr.2008.61.00.1
3. Yang, W.C. and Chang, C. Y., “Artificial Traction Boundaries for Soil-structure Interaction Analyses using The Finite Element Method,” nternational Conference in Commemoration of 20th Anniversary of the 1999 Chi-chi Earthquake, September, 2019, Taipei.

現地橋梁檢測技術於預力混凝土箱梁橋之應用研究

陳俊仲[1]、江奇融[2]、李柏翰[3]、蕭勝元[4]

摘 要

橋梁是非常重要的公共基礎設施結構，近幾年國內外相關橋梁管理單位，對於預力混凝土箱型梁長期老劣化影響使用安全的課題也越來越重視，除橋梁例行性定期檢測項目之外，針對已觀測得到明顯劣化樣態或損傷現象發生之橋梁，則須採取必要的現地檢測調查手段，進行現況結構資訊收集，回饋給分析設計以利擬定有效實務的工程手段進行補強或狀況改善。本文以乙座混凝土箱型梁橋為研究案例，檢測項目包括橋面板鋪面厚度、箱型梁頂板混凝土厚度、混凝土材料彈性模數、裂縫深度探測、箱梁垂直向基本振動頻率及外置鋼腱現況預力值檢測，檢測方法除採目視檢測紀錄現況外觀，亦包括車載透地雷達探測法、敲擊回音法以及振動量測法等。針對現地應用之檢測調查項目、目的和技術內容，以及資料成果如何回饋橋梁結構分析評估及改善方案制定進行說明。

關鍵詞：混凝土箱型梁、車載透地雷達、敲擊回音、外置預力鋼腱

一、前言

預力混凝土箱型梁橋常見於國道公路、市區道路及鐵路橋梁型式應用，在其服務使用期間存在許多因素，例如鋼腱鬆動、混凝土材料潛變及乾縮、鋼腱及包覆套管間的摩擦、錨頭鬆動及溫度變化等，導致預應力箱梁內預應力產生損失，此外長期暴露於自然環境影響，也會造成橋梁結構構件及系統性劣化情形發生，在橋梁服務期間鋪面加鋪等維護作業，也可能導致上部結構靜載重和原設計略有差異，皆會影響橋梁使用安全性。預力混凝土箱型梁橋具備施工制式化之特色，能符合建設工期較短與經濟性目的，在國內社會經濟蓬勃發展的階段經常被選用為新建橋梁型式使用，目前仍在服務期間之預力混凝土箱型梁橋須藉由妥善完備地維護管理作為以確保橋梁使用安全性，有關橋梁維護管理作業，國內目前也已有相關規範訂定具體做法可供遵循。

本文研究案例為乙座預力混凝土箱型梁橋，檢測調查範圍針對橋梁上部結構，目的在回饋評估橋梁現況以及擬定相應方案之分析參數資訊。檢測調查項目包括採車載三維透地雷達檢測鋪面和橋面板厚度，量化評估橋梁現況鋪面靜載重分佈情形，此外針對透地雷達檢測橋面板厚度資訊有疑慮之處，則採敲擊回音法進行驗證，並以敲擊回音法探測目視檢測紀錄具代表性裂縫之裂縫深度、擇定結構檢測處之混凝土材料彈性模數以及外置預力鋼腱套管內部填實之檢測項目。為瞭解外置預力鋼腱現況預力值,採用振頻法求取鋼纜索力值,透過現況索力與鋼纜環境振動頻率具相關性進行量測識別，並且於橋體箱梁佈置感測器進行加速度訊號量測，量測結果進一步作訊號轉換得訊號頻譜資訊，求得結構系統垂直向方向自然振動頻率代表值。各檢測調查項目除回饋數值分析模型調校，包括現況橋梁靜載重值、混凝土材料參數和動態特性等參數，箱梁內既存外置預力鋼腱值，也藉由執行現地橋梁檢測調查過程，供相關技術研發精進應用參考。

[1] 國家地震工程研究中心橋梁組副研究員
[2] 國家地震工程研究中心橋梁組副技術師
[3] 國家地震工程研究中心橋梁組助理研究員
[4] 國家地震工程研究中心橋梁組專案佐理研究員

二、檢測調查項目和應用技術

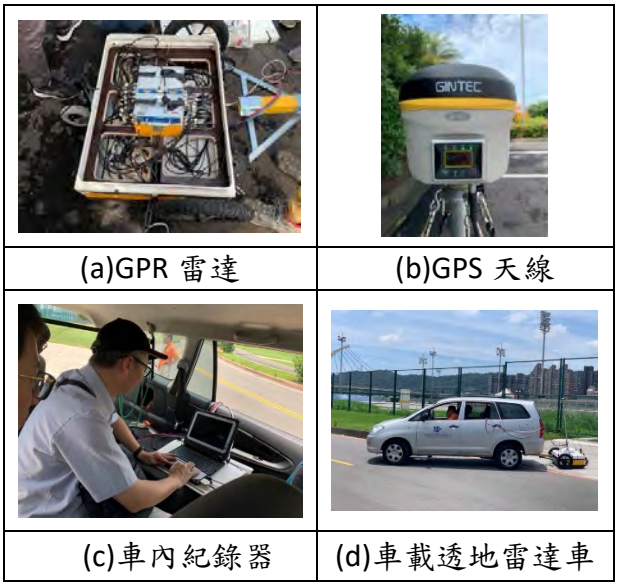
本研究應用案例之橋梁檢測調查項目有橋面板鋪面厚度檢測、橋面板混凝土厚度檢測、混凝土裂縫深度檢測、混凝土材料彈性模數檢測、混凝土箱型梁有效勁度評估、外置預力鋼腱目視檢測及現況預力值檢測等，除目視調查記錄之外，採用儀器量測方法包括車載透地雷達探測法、敲擊回音法和振動訊號量測識別法，如表 1 所列，各項非破壞性調查項目資料和試驗方法皆有其適用性和侷限性，分述如下。

表 1 研究案例調查項目和檢測方法

補充調查項目	檢測方法
橋面 AC 厚度檢測	透地雷達法
橋面板厚度檢測	
裂縫深度檢測	敲擊回音法
混凝土彈性模數	
箱型梁有效勁度	振動量測法
外置預力檢測	

1.車載透地雷達探測法

執行現地橋梁橋面檢測作業，針對使用中的橋梁，經常須優先考量檢測作業對橋梁交通衝擊之影響。車載透地雷達探測法係利用車輛搭載透地雷達檢測裝置如圖一，車輛以等速(約 30~60 公里/小時)移動方式於橋面進行透地雷達探測作業，透地雷達的檢測原理是利用發射天線發出高頻電磁波（俗稱雷達波；1MHz～2GHz）穿透結構物或被探測體，並在兩個不同電性介質的界面（例如：結構物之混凝土層面、鋼筋、管線與空洞等等）產生反射訊號，再由接收天線接收反射回來之訊號，進而分析處理反射訊號，確認結構物組織分佈或鋼筋、空洞大小與位置。反射訊號的傳遞時間與地層界面的深度大小成正比，與地層中電磁波傳遞之波速成反比。由關係式進行分析電磁波反射訊號強弱與反射訊號傳遞時間，即可以估算反射界面的位置與對應之介電常數，進而了解反射層的起伏變化或被探測體位置與反射層或被探測體之特性。採用車載透地雷達方法進行橋面探測，如圖二，可大幅降低交通量的影響並獲得可靠的檢測資訊。



(a)GPR 雷達　(b)GPS 天線

(c)車內紀錄器　(d)車載透地雷達車

圖一 車載透地雷達車及檢測裝置

圖二 車載透地雷達作業情形

2.敲擊回音法

敲擊回音法主要利用敲擊產生暫態應力波導入待測介質，並接收其反射時域訊息，經過訊號轉換至頻率域，判讀待測結構物之樣態。圖三為敲擊回音法使用之儀器裝置，用於產生彈性應力波的敲擊源為直徑 3 至 20mm 的鋼珠，檢測員以鋼珠敲擊於混凝土表面，如圖四，會導入低頻率的應力波(1 到 150 kHz)於受測混凝土結構中，並由橋面板頂部或邊界反射回敲擊檢測表面，而這些反射波所造成的表面擾動位移，會記錄在接近敲擊源的位移感應器。彈性應力波紀錄器會產生與位移量成正比

的類比電壓訊號，這些隨著時間改變的訊號經由資料擷取系統數位化後，傳遞到資料處理電腦，並採快速傅利葉轉換法將訊號轉換成反應頻譜，轉換之頻譜所顯示的高振幅尖峰對應頻率，即與應力波多次反射於結構體中有關，提供判別結構尺寸、完整性與瑕疵位置有用的資訊。

3.振動訊號量測識別法

為瞭解箱型梁有效勁度，以及外置預力鋼腱現況預力值，採用振頻法求取鋼纜索力值，透過現況索力與鋼纜環境振動頻率具相關性進行量測識別，由振動時域訊號轉換至頻率域得到鋼腱振動模態代表頻率，再由模態頻率和相關鋼腱參數評估現況鋼腱預力值。並且於橋體箱梁佈置感測器進行加速度訊號量測，量測結果進一步作訊號轉換得訊號頻譜資訊，求得結構系統垂直向方向自然振動頻率代表值，箱梁內量測作業情形如圖五。

圖三 敲擊回音檢測裝置

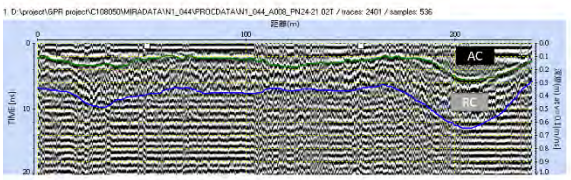
圖四 敲擊回音檢測法作業情形

(a)有效勁度量測　(b)外置預力量測

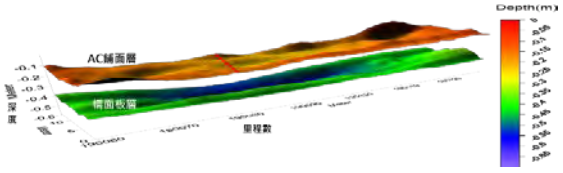
圖五 箱梁內量測振動訊號及檢測鋼腱

三、資料成果探討與應用

有關橋面 AC 鋪面厚度以及橋面板混凝土厚度檢測資料，藉由車載透地雷達檢測數據，可得不同深度(包含 AC 鋪面和橋面版)雷達影像切片圖和解析之量化資料，如圖六(a)，並可製成三維分布如圖六(b)。於結構分析模型可依檢測實際鋪面厚度設定靜載重量和質量進行分析，而有關敲擊回音法檢測得之裂縫深度則可供判別實際劣化樣態程度，並參考彈性模數檢測成果設定分析之材料參數，由振頻法所得到之外置鋼纜預力值和箱梁系統垂直向方向自然振動頻率代表值，也可回饋分析模型調校，讓結構分析能真實反應橋梁結構現況特性，以擬定有效可行之改善方案。



(a)透地雷達檢測鋪面和板厚圖像數據



(b) 鋪面和板厚檢測成果三維分布成像

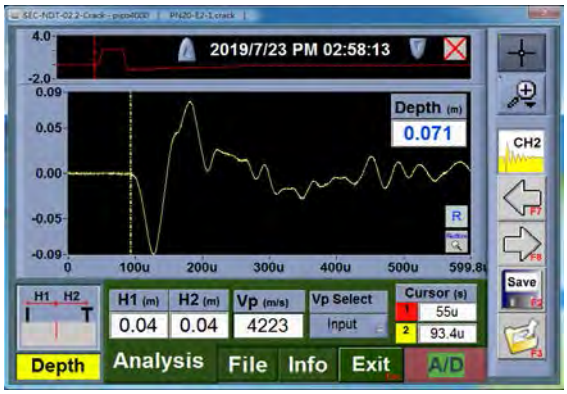
圖六 車載透地雷達檢測資料成果

應用敲擊回音法檢測箱梁橋面板混凝土厚度之量測訊號頻譜如圖七(a)所示，藉由轉換至頻譜得到對應的峰值頻率，並由峰值頻率以及應力波傳遞速率，推論得應

力波反射距離，即待測之混凝土版厚度資訊。此外，敲擊回音法也應用於混凝土裂縫深度之檢測，如圖七(b)和圖七(c)分別為檢測作業情形和檢測得到的頻譜訊號，同樣可由敲擊源發射端以及訊號接收端判別檢測位置之裂縫深度尺寸。

(a) 混凝土橋面板厚度檢測頻譜訊號

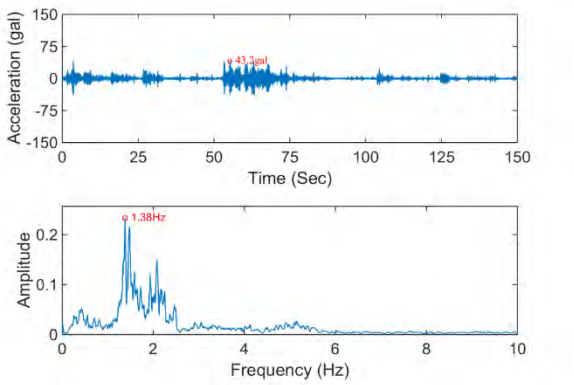
(b) 敲擊回音法檢測裂縫深度



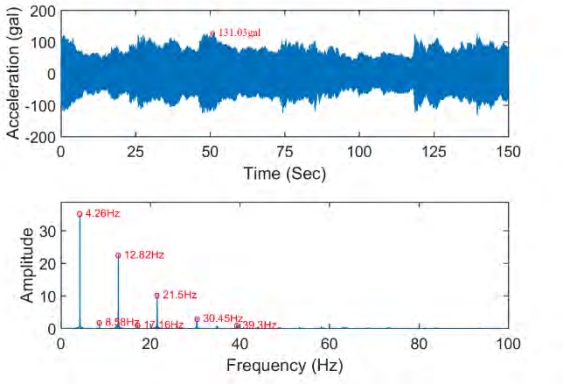
(c) 混凝土結構裂縫深度檢測頻譜訊號

圖七 敲擊回音檢測法頻譜訊號資料

以振動量測法檢測箱型梁有效勁度以及外置預力現況值之資料，分別如圖八(a)和圖八(b)，由頻率峰值可分別得到評估箱梁有效頻率及計算現況預力值之代表頻率。



(a) 箱型梁振動訊號歷時和頻譜



(b)外置預力鋼腱振動訊號歷時和頻譜

圖八 振動量測法頻譜訊號資料

四、結論

現地預力混凝土橋梁之檢監測調查試驗技術成果資料可供橋梁評估現況特性重要參考資訊，鑒於國內部分預力混凝土橋梁因長期老劣化可能影響橋梁安全，偶有進行現地橋梁相關調查試驗工作之必要，藉由本研究應用技術現地執行經驗，對橋梁檢監測調查試驗技術之提昇有相當助益。檢測調查工作規劃重點在於考量各項資訊整合，針對真實結構勢必存在許多無法掌握的因子，藉由整合資訊回饋給分析評估作業，預期更能有效協助政府橋梁管理單位和顧問公司，擬定有效的改善方案完成相關業務並確保用路人安全。

台灣橋梁監測管理系統之建置與應用

許家銓[1]　周光武[2]　陳俊仲[2]

摘 要

國內橋梁管理單位對於重要橋梁的安全性和可靠性一直相當重視，每年也提撥龐大的經費針對少數重要橋梁進行補強作業與補強後的短、中、長期監測計劃，以了解橋梁在持續受複合式天災侵襲下，橋梁的結構安全是否有疑慮，並在必要的時候發出警訊，以確保人車安全。然而近幾年科技發展迅速，致使橋梁監測設備微型化並降低生產成本，使得橋梁監測建置成本大幅降低，因此近幾年新建或補強後之重要橋梁大都會規劃短、中、長期的監測計劃。除此之外，台灣橋梁之平均橋齡已進入老化期，橋梁監測計劃亦可協助橋梁管理單位即時了解轄管橋梁之健康狀況，進而達到降低災損風險、確保服務期間用路人安全之目的。

關鍵詞：橋梁監測

一、目的

據統計，台灣橋梁已有兩萬多座，養護管理作業繁雜，除此之外，對於一些位於交通要道之重要橋梁，由於車流量大，更甚者有車輛超載之問題，造成橋梁長期處於高乘載狀態；對於特殊橋型來說，由於結構系統具有高度靜不定之特性，結構力學行為複雜，加上橋梁本身的特性極易受到自然因素或人為因素之影響而導致結構損傷或構件劣化，光靠日常巡檢甚難察覺異狀。為確保用戶安全並延長橋梁服務年限，完整的橋梁養護管理作業實為橋梁營運安全之首要考量，並透過中、長期監測手段為橋梁健康狀態把脈，提早發現橋梁內在損傷。

由於橋梁短、中、長期監測之需求成長，過去為了監測案件所建置的桌面應用程式已漸漸不敷管理需求，數據之蒐集與儲存也會因為執行人員不同而四散各處，亦會有交接上的斷層，導致監測數據難以有效應用於後續研究。

有鑑於此，本中心採用 Web-Based 架構開發如圖一所示之台灣橋梁監測管理系統 (Bridge Monitoring and Management System, BMMS)，以專案管理的方式，讓橋梁管理者透過瀏覽器登入單一系統即可管理所有管轄橋梁監測系統之狀態，觀看即時監測數據或查詢過去之監測資料，並可自動於系統異常或監測訊號異常時發佈警示訊息。並將監測系統之感測器量測之物理量統一儲存於時序型資料庫，提高大量資料查詢或運算之效率。

透過現代化之資訊系統技術，整合本中心之監測計畫，使監測資訊之展示、數據之蒐集儲存及專案之管理更為現代化、科技化及集中化。監測資料之整合目的不僅在於更新與突破現有橋梁監測系統之管理機制，更希望結合現代資訊技術使橋梁監測管理更為便利與有效。

[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

圖一 系統畫面

二、系統設計

考量系統未來彈性擴充之機制，本系統採用 MVC (Model-View-Controller)架構進行系統設計。MVC 為軟體工程中之一種設計模式，目的係將程式與設計做區隔，創造一權責分明之開發架構，使視覺設計與程式設計分工，使開發上能模組化及提高可維護性，其做法是將應用程式分割成以下三個邏輯元件：

Model：負責應用程式中的資料模型，使用物件類別與資料庫映射(OR/M)的方式進行設計，可將資料庫存取與實體資料庫進一步切割與分工，減少系統與資料庫之綁定，提高應用彈性。

View：負責視覺化呈現之使用者介面，以 HTML5 技術將 Model 之資料進行視覺介面呈現。一般來說 View 可細分成更小之單元，以負責不同 Model 之資料呈現，故一完整之 View 可視為許多 View Component 之結合。由於 View 可以與使用者互動，所以通常也會由 View 之互動事件觸發執行 Controller 之函式。

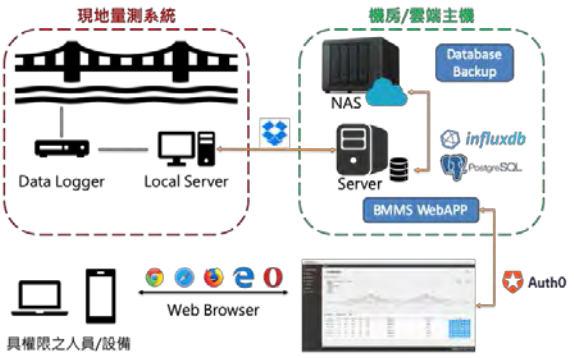
Controller：Controller 為系統運作核心，通常包含許多動作(Action)，透過 View 進行觸發，以執行畫面更新、資料讀取、報表產生或連結其他資訊系統等功能。

在資料庫部分，本系統採用時間序列資料庫 InfluxDB 和關聯式資料庫 PostgreSQL。InfluxDB 是由 InfluxData 開發之開源時間序列資料庫，對於時序型資料之查詢和儲存具有高性能之表現，常用於系統監控、警示等，近年也廣泛應用於物聯網的感測資料儲存；而 PostgreSQL 是一套功能強大且開放原始碼之關聯式資料庫，已開發超過 15 年，在可靠性、資料完整性和正確性上獲得極佳評價，可在包括 Linux、MacOS 與 Windows 等常見作業系統上執行。

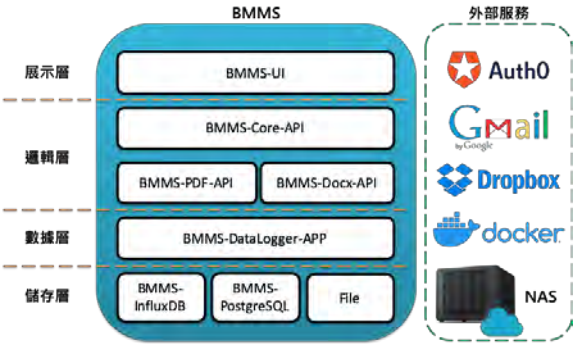
在客戶端網頁設計方面，本系統採用 Angular 進行開發。Angular 是由 Google 開發之開源 JavaScript 框架，用來開發單一頁面應用程式(Single Page Application, SPA)，透過 MVC 架構讓開發專案具有更好的維護性和擴充性。

三、系統簡介

監測系統架構及系統整合軟體架構如圖二及圖三所示，分為展示層、邏輯層、數據層及儲存層。



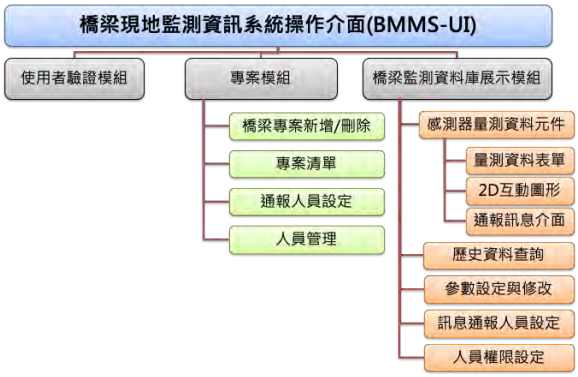
圖二 監測系統架構



圖三 系統整合軟體架構

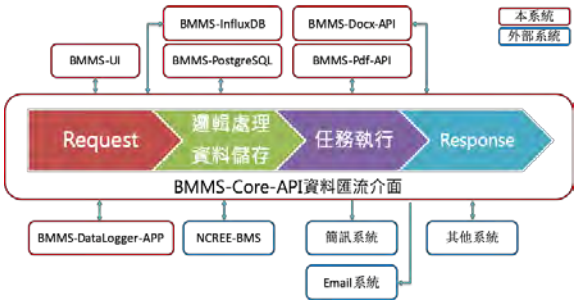
展示層：BMMS-UI 採用 HTML5、CSS3 及 JavaScript 應用程式框架 Angular

進行開發，主要功能為橋梁監測專案管理、檢視監測狀態、異常通報事件處理及人員、資料庫管理等。BMMS-UI 設計架構如圖四所示。



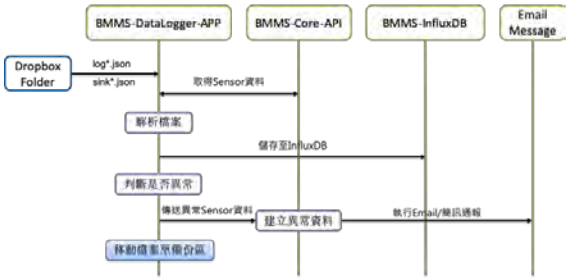
圖四 BMMS-UI 設計架構

邏輯層：BMMS-Core-API、BMMS-Docx-API 及 BMMS-Pdf-API 為採用 ASP.NET Core 進行開發的 Web API 應用程式，以 OAuth 2.0 進行 https 加密連線授權驗證，主要功能為數據運算及提供客戶端與系統資料交換之介面並進行報表產製作業。BMMS-Core-API 架構如圖五所示。

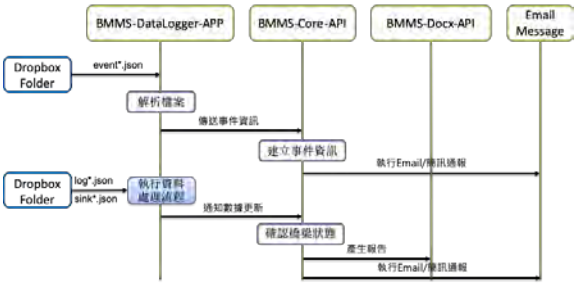


圖五 BMMS-Core-API 架構

數據層：BMMS-DataLogger-APP 為採用.NET Core 開發之跨平台的主控台應用程式(Console Application)，主要功能為解析藉由 Dropbox 同步回傳至資料庫之現地監測感測器物理量，並於解析過程中與使用者設定之警戒值及行動值進行比對，如有超出或異常現象則透過 BMMS-Core-API 整合之簡訊及 eMail 通報功能進行通報。BMMS-DataLogger-APP 之作業流程如圖六及圖七所示。

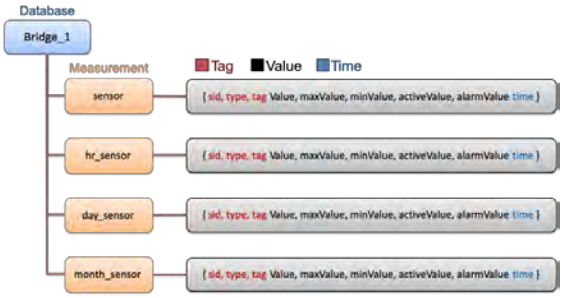


圖六 DataLogger-APP 作業流程(常時)

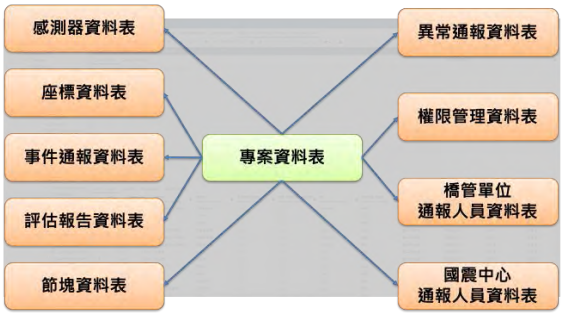


圖七 DataLogger-APP 作業流程(事件)

儲存層：儲存層採用三種模式，包括檔案型式資料(File)、時序型資料庫(BMMS-InfluxDB)及關連式資料庫(BMMS-PostgreSQL)。檔案型式主要為儲存報表資料及由 Dropbox 同步回伺服器的檔案；時序型資料庫主要負責系統監測或 IOT 感測器的即時資料蒐集、儲存與運算；而關聯式資料庫則為儲存專案、感測器、人員及系統相關設定參數等資料。除了上述儲存服務外，亦規畫與外部 NAS 系統進行定期資料備份工作，以確保資料安全性與系統可恢復性。BMMS-InfluxDB 及 BMMS-PostgreSQL 之設計架構如圖八及圖九所示。



圖八 BMMS-InfluxDB 設計架構



圖九 BMMS-PostgreSQL 設計架構

四、結論

本系統記錄橋梁長期監測資料，藉由橋梁監測儀器設備資訊整合，將監測數據儲存於時序型資料庫中，除可提高進行大量資料查詢或運算的效率，亦常時提供橋梁安全評估資訊，長期則藉由全自動監測系統，於災害發生前通知橋梁管理單位應變，並於災後快速診斷橋梁健康狀態。本系統目前已實際應用於多座現地橋梁執行監測作業，包括蘇花改白米橋、西濱快速道路 WH10-A 脊背橋、房裡大安脊背橋、WH50-2 脊背橋以及台 86 線 24 號橋等。

參考文獻

1. 賴順政，“台北市中山大直橋監測及預警系統”，第十屆中華民國結構工程研討會，桃園，2010 年 12 月 1 日~3 日。
2. 張國鎮，宋裕祺，洪曉慧，劉光晏，陳俊仲，賴明俊，許家銓，橋梁檢測資料庫之建置(NCREE-13-045)，國家地震工程研究中心，2014 年 12 月。

應用光纖沉陷計於地震震損橋梁連續二年的觀測成果與討論

李政寬[1]、許家銓[2]

摘 要

本文主旨在介紹「光纖差異沉陷計」的設計原理及橋梁現地應用案例。本文所提出「光纖差異沉陷計」機構設計，應用簡明的物理原理，包括「連通管原理」、「浮力原理」、「二力構件力平衡條件」、「光纖材料光彈行為」，因此儀器製作簡易且靈敏穩定。本文將應用此「光纖差異沉陷計」在一座連續 14 跨穿越橋(地震震損後補強橋梁)，連續二年監測橋梁平時反應。基於二年的工作經驗，對於未來感測器的強化設計有所討論。

關鍵詞：橋梁安全監測、水準量測、光纖光柵、光纖差異沉陷計

一、前言

橋梁是延伸交通路線,跨越障礙的結構物（如道路、鐵路、管線等）；天然障礙如河流、海峽、峽谷等，人工障礙如高速公路、鐵路。橋梁連接城市與鄉村，也運送能源、淨水、訊息等，是現代文明不能缺少的構造物。橋梁處在自然環境中，深受環境外力影響，例如地震、颱風、洪水等。橋梁也受材料老劣化影響，比如混凝土的乾縮潛變會引致橋梁變形。因此橋梁健康檢查(例如定期人力水準測量橋梁高程)，是橋梁重要的養護工作。然而隨著都市成長，數量龐大的橋梁健康檢查，實在不是一件容易的事。如何引用其他學科領域的暨有技術，應用於橋梁傳統測量工作，以節省人力提高效率，一直都是橋梁管理者與橋梁工程師所關注的。我們甚至可預期物聯網時代(Internet of Things)的來臨，橋梁自動化安全監測技術，勢將蓬勃發展。基於前述背景，本文目的在設計與製作光纖差異沉陷計(FBG Differential Settlement Sensor)，並應用在的真實的橋梁上。從現地橋梁應用案例的結果來看，本文所提出的光纖差異沉陷計，可成為橋梁高程線形自動化測量工具。

二、雷射、光纖、光纖光柵發展回顧

雷射與光纖發明於20世紀中葉，大幅地提升人類生活品質，造就今日全世界便利的通訊，這影響力在當初發明的時候，也難以想像。回顧光學通訊幾個關鍵時間點：(1) 1917年愛因坦論文探討原子受激輻射(Stimulated Emission of Radiation)的可能性。(2) 1930年代已發明可傳導光線的光纖，但只能作為藝術照明與內視鏡等用途。(3) 1960梅門（Theodore Harold Maiman）用強光刺激紅寶石產生雷射光，使得用光來傳遞信息有了第一個必要條件。(4) 1966年K. C. Kao 和 G. A. Hockham 的研究發現光纖中光快速損耗，其主要原因是由於雜質，他們判斷提高玻璃的純度能允許光信號傳輸距離突破100公里。(5) 1970年康寧公司（Corning Inc.）量產出低損失光纖。(6)1977年世界上第一條光纖通信系統在美國芝加

[1] 國家地震中心副研究員
[2] 國家地震中心助理研究員

哥市投入商用。(7) 1978年Hill 等人發現摻鍺光纖的光敏性，並利用氬離子雷射，使光敏光纖產生化學變化。(8)1989 年 Meltz 等人以高能量紫外光雷射，使用橫向全像照射法(transverse holographic method)，改變光敏光纖內部分子結構，使光纖成為光濾波器。(9) 1993 年Hill 等人發展出相位光罩法（Phase mask）製作光纖光柵，使得光纖光柵的製作技術趨於成熟。時至今日，光纖光柵已是大量製造的商業商品，各學科領域都可購買與應用 。

三、光纖光柵差異沉陷計

詳細的光纖光柵(FBG)介紹可參考文獻 Wiki 百科，本文僅從應用所需加以敘述。圖1說明FBG光學與力學關係：反射光波長的變化量，取決於應變的變化量與溫度的變化量。在某些應用環境下，假若溫度變化量的影響可忽視。

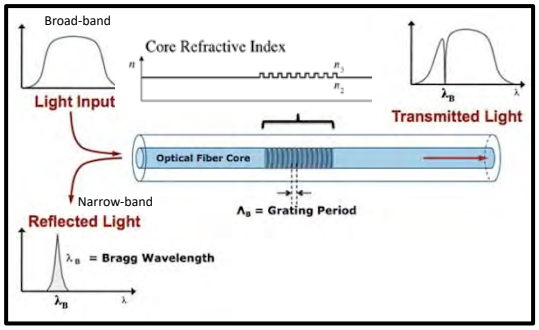


圖 1　光纖光柵結構與其光譜反應

若我們使用熱收縮套管夾住FBG的兩端(如圖2)，並以熱收縮套管作為導入力量的媒介，這局部組織形成了感測元件。

於是圖2感測元件，再經過機械構造加工，便可成為特定的感測儀器，例如光纖差異沉陷計(圖3)。

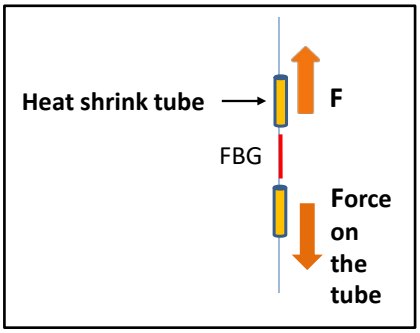


圖2 熱收縮套管束制FBG的兩端，並作為外力F施力媒介

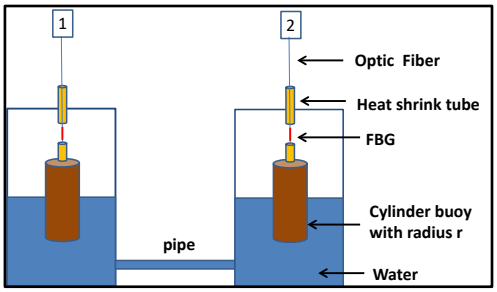


圖3(a) 光纖差異沉陷計

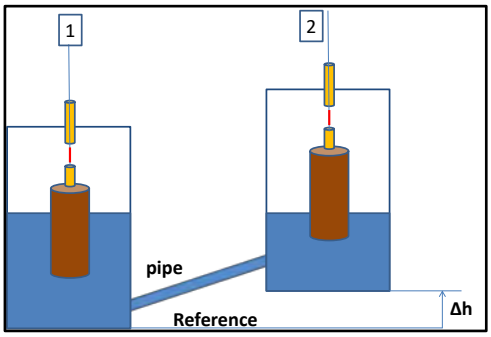


圖3(b) 光纖差異沉陷計高程改變

四、光纖光柵差異沉陷計現地施工

光纖光柵差異沉陷計長期監測，現地施工方面，在各跨箱梁內部佈設光纖差異沉陷計(FBG-DSM)，各橋跨獨立佈設三個，以連通管相連接(圖4)，觀察中點撓度變化及大梁兩端(橋柱上方)高程變化。

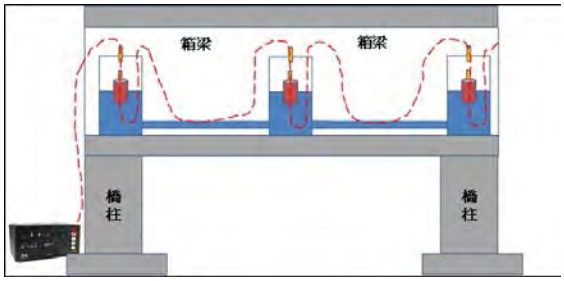


圖4(a) 每跨佈設三個光纖沉陷計，以連通管相連接

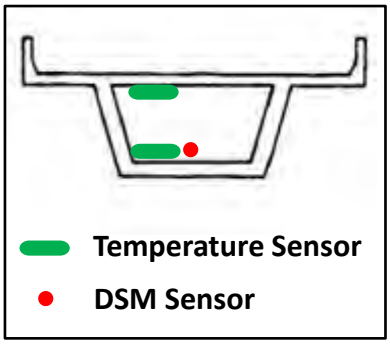


圖4(b) 光纖沉陷計DSM斷面圖，輔以梁頂與梁底溫度計

五、長期監測

圖5是台86線24號橋(共十四跨)第一跨橋梁一日連續觀測，時間是從2018年6月10日19時至11日18時30分，橫坐標為分鐘，縱座標為公分，藍線是大梁撓度變化，紅線是大梁兩端高程差變化。圖6是箱梁中光纖溫度計數據，藍線是箱梁頂板溫度變化，紅線是底板溫度變化，橫坐標為分鐘，縱座標為攝氏溫度。比較圖5與圖6可觀察到:大梁撓度變化，與箱梁溫度相關，大梁撓度深受日照與環境溫度所影響，但是彼此之間有時間相位差。

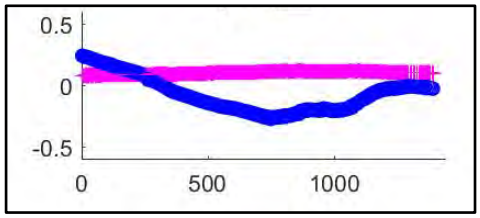


圖5 約一日的連續觀測，藍色線是大梁撓度變化，紅色線是大梁兩端高程變化。橫坐標是分鐘，縱座標是公分

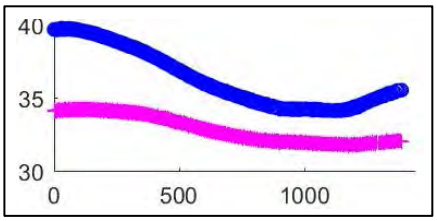


圖6 約一日的箱梁溫度連續觀測，藍線是頂板溫度變化，紅線是底板溫度變化。橫坐標是分鐘，縱座標是攝氏溫度

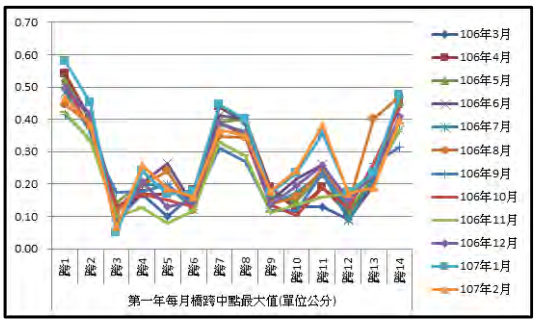


圖7(a) 首年按月份按跨度，撓度變形(取絕對值)最大值的折線圖，單位公分

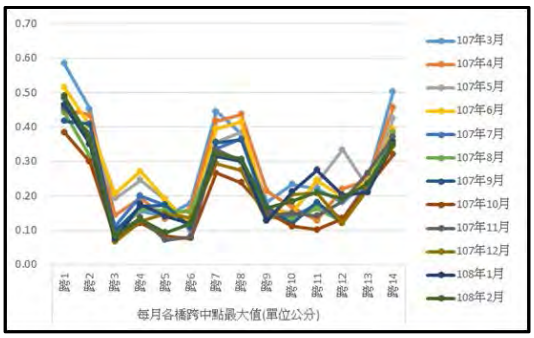


圖7(b) 次年按月份按跨度，撓度變形(取絕對值)最大值的折線圖，單位公分

六、討論

這項長期監測作業，採樣頻率為 0.5Hz，已執行二年多時間，累計 24 個月份的資料。圖 7 是按月份按跨度，撓度變形(取絕對值)最大值的折線圖，從圖形中可觀察出：二年時間裏，撓度變形相當穩定，最大撓撓度約 0.40 至 0.60 公分。由統計資料顯示，十四跨橋梁線形相當穩定，沒有預力損失之虞。

維護運作方面，本案使用水作為連通液體，由於水分會蒸發，因此，平均約 3 個月，在箱梁內逐一地箱梁匍匐前進，補充感測器水分以維持，如圖 8。將來應思考如何減小水分蒸發速率，以及補充水分的機構，減少為了儀器維護運作所需要之人力負擔。

圖 8 例行性加水維持感測器液面高度

七、結論

1. 本研究由光纖光柵的光學與力學關係出發，結合熱收縮套管建構感測元件，以及應用連通管原理、浮力原理、力平衡條件，製作光纖差異沉陷計。隨後應用於震損補強橋梁的長期監測，能自動化觀測橋梁高程線形變化。
2. 從監測數據可察知橋梁撓度明顯受日照環境溫度影響，撓度變化有穩定的行為模式，並且符合結構理論預期的行為。從累積 24 個月的監測數據顯示，該穿越橋的垂直線形不變，結構穩定。
3. 可靠的儀器與訊號高品質，才能有清晰結構行為的判讀分析。光纖不受電磁干擾、具備長距離傳輸訊號清晰穩定的特性，以及光纖光柵應變靈敏可靠的特性，應用於「長距離多跨數」的橋梁監測，確實具有很大優勢。

參考文獻

1. https://en.wikipedia.org/wiki/Bridge
2. https://en.wikipedia.org/wiki/Koror%E2%80%93Babeldaob_Bridge
3. 蕭如珀、楊信男，譯“愛因斯坦預測了受激輻射”，物理雙月刊，第 30 卷五期，2008 年 10 月。
4. Hill, K.O.; Fujii, Y.; Johnson, D. C.; Kawasaki, B. S. (1978). "Photosensitivity in optical fiber waveguides: application to reflection fiber fabrication". Appl. Phys. Lett. 32 (10): 647.
5. Meltz, G.; et al. (1989). "Formation of Bragg gratings in optical fibers by a transverse holographic method". Opt. Lett. 14 (15): 823–5.
6. K. O. Hill, B. Malo, F. Bilodeau, D. C. Johnson, and J. Albert ,“Bragg gratings fabricated in monomode photosensitive optical fiber by UV exposure through a phase mask” Appl. Phys. Lett. 62, 1035 (1993)
7. https://en.wikipedia.org/wiki/Fiber_Bragg_grating
8. Lee, Z.K. (2015), Bridge safety monitoring integrated system with full optical fiber and the method for sensing thereof, U.S. Patent No. 9183739.
9. 黃炳勳，蔣啟恆，陳彥豪，“美濃地震台 86 線 24 號橋震後災害橋梁橫移復位介紹”，土木水利； 第 44 卷 3 期，P20–26，2017。

救災用輕便橋模組化與自動化組裝技術研發

葉芳耀[1]　楊耀畬[2]　李柏翰[3]　張家銘[4]　張國鎮[5]

摘 要

颱風洪水地震常造成橋梁損毀,2009年莫拉克颱風造成100餘座橋梁被土石流沖斷,造成山區住宅被孤立,導致緊急救災不易與人員物資難以運送。為能在緊急災變發生時提供快速救援,需開發救災用輕便橋及施工技術,提供短時間內容易組裝的簡便橋梁,作為緊急疏散及運送救災物資用。本文提出可自動化組裝與架設之方法,以提升救災人員於高致災風險環境之作業效能。研究結果顯示:(1)桁架式複合材料節塊組合橋可以提高50米跨度救災便橋的勁度,滿足撓度與跨度比的要求;(2)橋梁施工自動組裝技術對提高工人安全,縮短救災便橋組裝時間有重要貢獻;(3)橋梁節塊推進工法的施工效率高於懸臂架設工法;(4)橋梁節塊推進工法可以避免工人在河面上施工,應該更為安全。

關鍵詞:緊急救災,複合材料模組化橋梁,自動化組裝技術,作業程序

一、前言

近年來由於極端氣候之影響,颱風洪水已成為我國歷年來最大天然災害,如2009年發生的八八水災造成全國100餘座橋梁被土石流沖斷,造成山區住宅社區成為孤島,導至救災不易與人員物資難以運送。為能在緊急災變發生時提供快速搶通與救援,本研究預計開發災區緊急搶通使用之輕量化、易組裝及可重覆使用之複合材料輕量化便橋,以縮短道路搶通及人員救援時間。

災害發生時常造成交通設施的損毀或因受災現場環境影響,導致緊急救災不易與人員物資難以運送或撤離。然目前所使用之救災用輔助機具在啟用時間及嚴苛環境適應性上均有提升的空間,為因應緊急災變發生時提供快速救援之需求,有必要針對災害搶救輔助機具或設施進行開發或改良,以保障救災人員安全,降低人民生命財產損失。因此本研究開發模組化可自動化裝之救災用便橋,提升救災人員於高致災風險環境之作業效能並保障人員安全,以滿足災時快速救援之需求,有效掌握黃金救援時刻,降低人民生命財產損失。[1]

本研究之目標為:(1)完成可承載5噸、適用跨度10~50米、橋面寬3米之模組化救災用便橋,提出可自動化組裝與架設之方法,以提升救災人員於高致災風險環境之作業效能。(2)完成救災用便橋之模組設計與自動化架設之模擬技術。透過本研究將可縮短救災用橋梁之架設時間及提高災害搶救人員於架設橋梁時之安全性。並與產業上中下游廠商合作研究,研發成果能積極落實應用,在天災來臨時能縮短道路搶通及人員救援時間,降低人命傷亡與財產損失。

二、救災用便橋之模組化技術研發

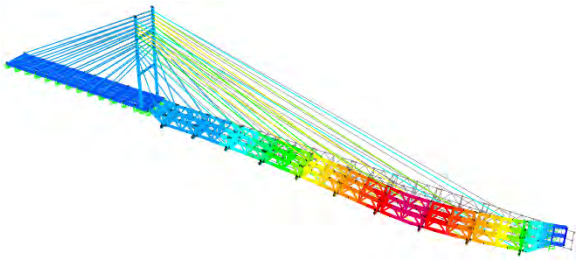
本研究為開發救災用便橋之模組化技術,主要項目包括,桁架式複合材料救災便橋之設計與桁架式複合材料節塊試驗與比較。

[1] 國家地震工程研究中心研究員
[2] 國立台灣大學土木工程學系博士候選人
[3] 國家地震工程研究中心助理研究員
[4] 國立台灣大學土木工程學系副教授、國家地震工程研究中心兼任副研究員
[5] 國立台灣大學土木工程學系教授、國家地震工程研究中心橋梁組召集人

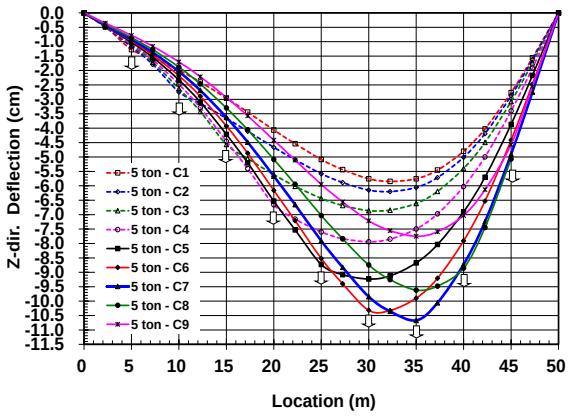
2.1 桁架式複合材料救災便橋之設計

設計案例為考慮受 2009 年莫拉克颱風影響，被隔離為孤島的社區有 50 米跨度橋梁被洪水沖走，造成交通中斷。需要在 8 小時內建造臨時救災便橋，緊急搶通以便 5 噸的小型卡車可以將救災物資運送到形成孤島的受災地區。

臨時救災用橋梁由結構鋼和 GFRP 複合材料組成。文中鋼結構設計遵循交通部頒布之公路橋梁設計規範，複合材料結構採用美國農業部(USDA)林務局的設計規範[2]。50 米跨度桁架式複合材料救災便橋有限單元模型(Finite Element Method, FEM)及設計結果如圖一，橋型使用單塔式非對稱斜張橋，桁架節塊主梁由 GFRP 拉擠成型之 203×60×9.5 mm 槽型材及 101×101×6 mm 方管組成。本文輕便橋淨跨度為 50 米，換算其容許撓度為 12.5 公分。考量設計運送物資之車輛載重為 5 噸，根據影響線觀念進行分析，獲得輕便橋主跨最大變位為 10.67 公分(即跨徑的 1/400)，符合設計條件之要求(如圖二所示)。



圖一 50 米跨度桁架式複材救災便橋有限單元模型



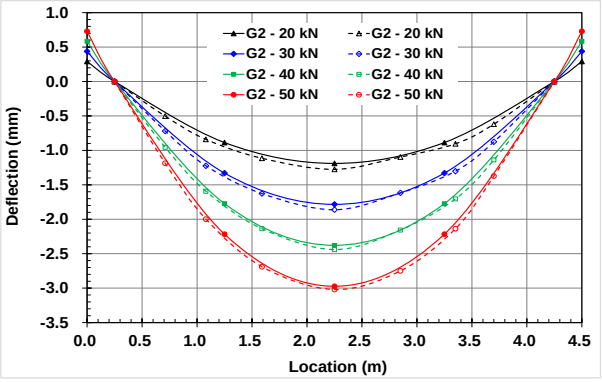
圖二 50 米跨度桁架式複材救災便橋受 5 噸活載重之變形分析結果

2.2 桁架式複合材料節塊試驗與比較

本研究採用單一桁架式複合材料節塊進行撓曲試驗，比較節塊之變形與勁度，以驗證 50 米跨度桁架式複材救災便橋有限單元模型之正確性。圖三為在 1/2 跨度試體上施加載荷的彎曲試驗之實驗裝置。測試程序包括彎曲測試與結構之系統識別，以測量桁架式複合材料節塊的變形形狀和勁度，以便校準前述之有限元素模型。

圖四為於桁架式複合材料節塊跨度中央施加 20~50 kN 的荷載下中間主梁的變形形狀，實線為有限單元模型分析之結果，虛線為試驗測量之結果。結果顯示 FEM 模型可以精確預測 GFRP 主梁之撓度，得到令人滿意的精度。經由比較模擬分析和實驗之結果，可以驗證 FEM 模型之正確性。

圖三 桁架式複材節塊試體實驗裝置(施力於 1/2 跨度)



圖四 桁架式複材節塊變形之模型分析與試驗結果比較

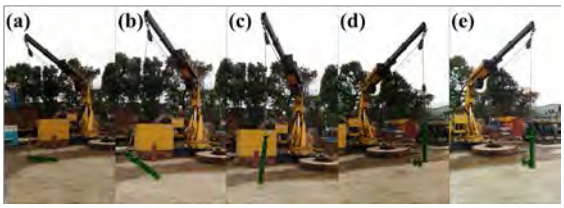
三、救災橋梁自動化組裝技術研發

為達到快速施工目的，設計快速結構

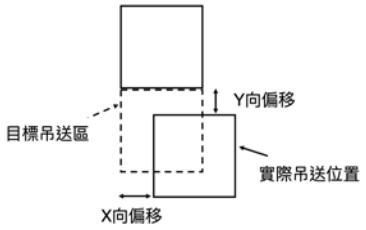
接頭，並發展該接頭組裝的方法，這些研究所發展的接頭與方法，目的是加速施工外，也讓施工過程，人員更加安全。[3]

3.1 接頭自動化組裝試驗

使用真實吊車執行設計之接頭接合時，需考慮吊送位置精確度問題，本研究利用伸縮臂吊車(如圖五)，吊送一支 1.40 米長之鋼梁至已知的目標區域，並量測實際吊送位置與目標吊送位置之偏移(如圖六)，此實驗已使用人工減盪與姿態調整，假設被吊物無自體旋轉與晃動狀態下，得出接頭接合設計需符合吊裝對齊時 X 向及 Y 向最大偏移誤差分別為 3.03 公分及 1.37 公分。



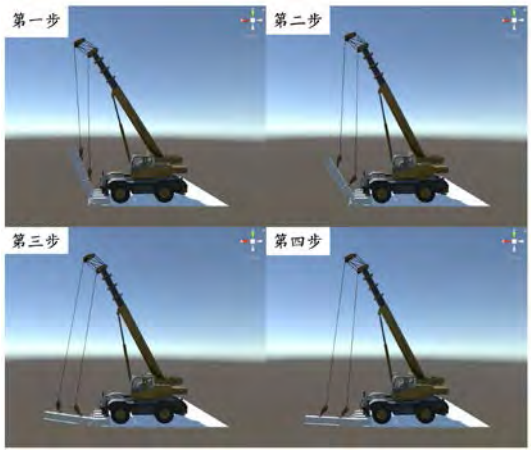
圖五 結構元件吊送偏移實驗



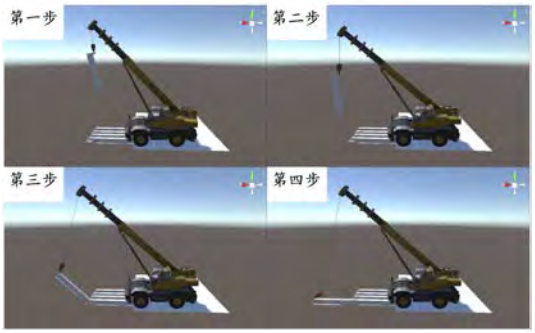
圖六 結構元件吊送偏移示意圖

3.2 吊車吊裝模擬

為有效率驗證接頭設計，本研究使用具有物理引擎的 3D 模擬環境、虛擬吊車模型，進行虛擬接頭組裝測試，此模擬環境為 Unity3D，利用遊戲架構建立可手動操作之伸縮臂吊車模型。虛擬吊裝模擬分為可控制接頭姿態的雙吊索吊送模式(如圖七)，與常見的單吊索吊送模式(如圖八)，在控制接頭不晃動與姿態固定的狀態下，將接頭接合完成，驗證接頭接合的可行性。



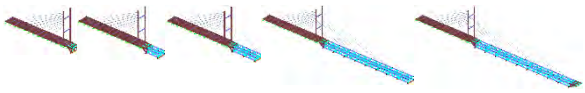
圖七 雙索吊車吊裝與組裝結構接頭模擬



圖八 單索吊車吊裝與組裝結構接頭模擬

四、桁架式複材節塊組裝效率分析

經由救災用輕便橋進行救災任務的運行效率分析，比較懸臂吊裝工法(Cantilever erection method，如圖九所示)和節塊推進工法(Incremental launching method，如圖十所示)之間的運行效率指標。使用之效率指標包括：(1)施工人員安全、(2)組裝時間及(3)額外配重需求等。



(a) (b) (c) (d) (e)

圖九 救災用輕便橋之懸臂吊裝工法

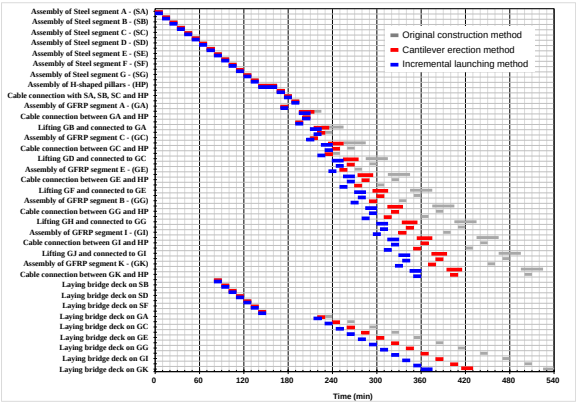
(a) (b) (c) (d) (e)

圖十 救災用輕便橋之節塊推進工法

4.1 組裝時間分析

本研究利用前述研究的梁連接器進行

自動組裝試驗，自動組裝技術考慮移動式起重機如何在現場沒有任何工人的情況下，完成起重和裝配任務的技術要求。圖十一顯示 50 米跨度臨時救災便橋在原施工方式、懸臂吊裝工法及節塊推進工法，三種不同施工方法的施工時間分析結果。紅線為橋梁懸臂吊裝工法之分析結果，由於採用自動組裝技術，縮短河流上方的施工過程，總施工時間縮短為 430 分鐘。藍線為橋梁節塊推進工法之分析結果，由於避免了河流上方的施工過程，總施工時間大幅縮短為 370 分鐘，滿足 8 小時內建造完成之要求。

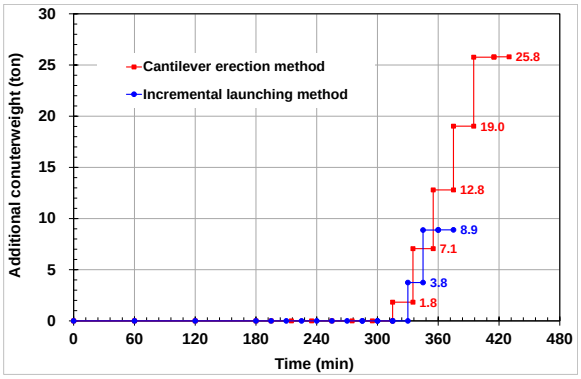


圖十一 50 米跨度複材救災便橋自動組裝與施工時間分析

4.2 額外配重需求分析

桁架式組合式臨時救災用便橋，應用自重平衡原理，採用懸臂吊裝工法或節塊推進工法施工。在複合材料橋梁完成合攏與施工之前，通常需要額外的配重，以平衡微型履帶起重機和施工期間複合材料節塊段的自重。

圖十二顯示跨度為 50 m 的臨時救災用便橋在懸臂吊裝工法及節塊推進工法，兩個不同工法施工過程中需要額外配重的分析結果。紅線表示懸臂吊裝工法，在跨河段施工過程中，所需要的額外配重從 1.8 噸逐漸增加到 25.8 噸。藍線表示節塊推進工法，在跨河段施工過程中，所需要的額外配重從 3.8 噸增加到 8.9 噸。結果顯示，節塊推進工法在跨河段施工過程中，所需要的額外配重較懸臂吊裝工法少。



圖十二 50 米跨度複材救災便橋之額外配重需求分析

六、結論

研究結果顯示：(1)桁架式複合材料節塊組合橋可以提高 50 米跨度救災便橋的勁度，滿足撓度與跨度比的要求；(2)橋梁施工自動組裝技術對提高工人安全，縮短救災便橋組裝時間有重要貢獻；(3)橋梁節塊推進工法的施工效率高於懸臂架設工法；(4)橋梁節塊推進工法可以避免工人在河面上施工，應該更為安全。

參考文獻

1. Yeh, F.Y., K.C. Chang, Y.C. Sung, H.H. Hung and C.C. Chou, A novel composite bridge for emergency disaster relief: Concept and verification, Composite Structures, 2015, 127 (Supplement C): p. 199-210.
2. USDA Forest Service, A guide to fiber-reinforced polymer trail bridges, 2nd edition, United States Department of Agriculture, 2011.
3. Yang, Y.Y., C.M. Chang and S.C. Kang, Framework of automated beam assembly and disassembly system for temporary bridge structures, Proceeding of 35th International Symposium on Automation and Robotics in Construction, Berlin, Germany, 2018, p. 230-235.

橋梁車輛振動對鄰房結構之影響

李柏翰[1]　蕭勝元[2]　陳俊仲[3]　葉芳耀[4]　張國鎮[5]

摘 要

近年來，都市人口增長趨勢已對於交通基礎設施需求顯著提高，因此建立許多高架橋梁緩解城市交通流量。車輛行經高架橋梁時所引致之振動，對於附近民宅造成影響，為了釐清車輛運輸之振動影響，本研究對於高架橋梁與其鄰房進行 24 小時之振動量測，利用快速傅立葉轉換及訊號處理方法分析加速度振動資料。此外，亦針對橋跨中央、橫隔梁、橋柱頂、橋柱底位置進行振動量測，進而探討車輛運輸時對於橋面板及橋墩之結構互制效應，以了解橋梁受交通運輸引致之振動問題。

關鍵詞：橋梁振動、訊號處理

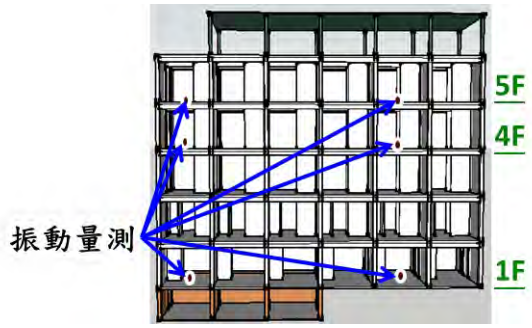
一、前言

過去地震工程研究領域多著重在地震對結構的影響，主要探討結構受地震力作用下，其耐震能力與保障人命安全。隨著都市化發展，住宅與橋梁多比鄰而居，因而車輛於高速行駛經過橋梁伸縮縫引致振動，常對鄰近居民產生影響。過去研究一部分著重在風力所產生橋梁振動對行駛中車輛舒適度之影響，另一部分著重在風力對橋梁結構振動問題之探討，亦有對於行駛中車輛經過伸縮縫時之衝擊載重振動理論分析，參考過去相關研究本文著重在探討車輛行駛過伸縮縫衝擊所引致振動對於鄰近民宅之影響。

二、橋梁與鄰房概況

本研究主要討論大型車輛通行高架道路時對鄰近樓房產生振動問題，亦明顯感受房屋搖晃造成身心不適。故規劃於現地進行振動量測試驗，量測民宅振動於橋墩經改善工程後的差異。

振動量測設備使用 Tokyo-Sokushin 公司生產之單軸向速度計(VSE-15D)及攜帶型振動儀(SPC-51)進行標的房屋之振動量測，並進行振動量測結果之初步評析，比較橋墩經緩衝材減振方案施作前後的差異，量測儀器架設位置如圖一所示，6 個觀測點分別量測三軸向加速度歷時，共 24 個軸向，振動量測之方法依據 NIEA P204.90C，儀器取樣頻率為 200 Hz。



圖一　標的房屋振動量測儀器架設位置

三、標的房屋振動量測與分析

本節為對橋墩及標的房屋進行 24 小時之振動量測，量測標的房屋 1 樓、4 樓及 5 樓於改善前後之加速度值。X 軸向表示平行於車行方向之振動，Y 軸向表示垂

[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技術師
[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研究員
[5] 國立台灣大學土木工程學系教授

直於車行方向之振動，Z 軸向表示垂直地面之振動。量測數據依 ISO 2631-1(1997)之規定進行處理，如式(1)所示。

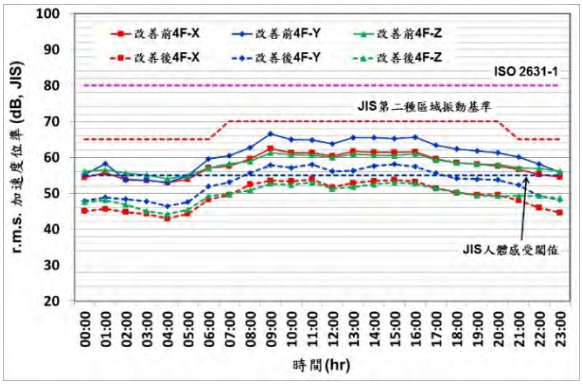
$$a_w = \left[\frac{1}{T}\int_0^T a_w^2(t)dt\right]^{\frac{1}{2}} \qquad (1)$$

式中$\boldsymbol{a_w(t)}$量測之加速度值，單位為 m/s^2；T為量測之延時，單位為秒(s)；$\boldsymbol{a_w}$為均方根加速度，以下稱為 r.m.s.加速度，單位為 m/s^2。

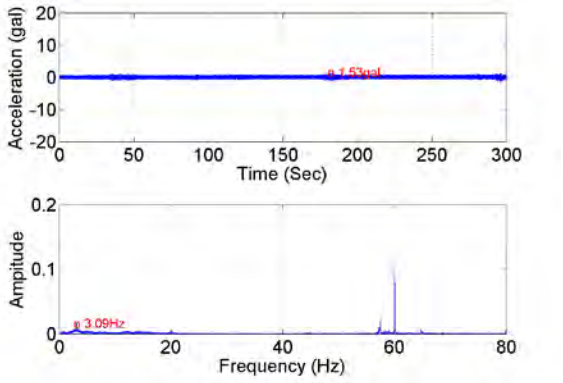
欲探討結構物振動頻率，時間域-頻率域間之分析是必要手段，現今時頻分析方法眾多，本研究之初衷為以簡單易懂之方法求得結構物自然振動頻率。對於傳統的結構頻率分析，最常見的方法即使用 1965 年 J.W. Cooley 和 J. W. Tukey 提出的快速傅利葉轉換(Fast Fourier Transform, FFT)，此轉換乃將全部的時間域訊號，轉換至以頻率為基底之頻率域，進一步推展所得離散快速傅立葉轉換之定義如式(2)所示。

$$\mathbf{X}(f)_k = \sum_{k=0}^{n-1} x_k e^{\frac{-2\pi i}{n}jk}, j=0,1,\cdots,n-1 \qquad (2)$$

標的房屋之全日振動監測結果如圖二所示，改善前清晨 6 時至夜間 18 時為振動較明顯時段，X 軸、Y 軸及 Z 軸向之最大 r.m.s.加速度振動量分別為 0.014 m/s^2、0.013 m/s^{2}及 0.015 m/s^2；經改善後振動已降低，X 軸、Y 軸及 Z 軸向之最大 r.m.s.加速度振動量分別為 0.008 m/s^2、0.01 m/s2 及 0.013 m/s^2。標的民宅 1 樓 X 軸向之振動頻譜顯示如圖三所示，在 3.09 Hz 產生峰值，接近結構振動主頻。



圖二　標的房屋之 24 小時振動監測結果

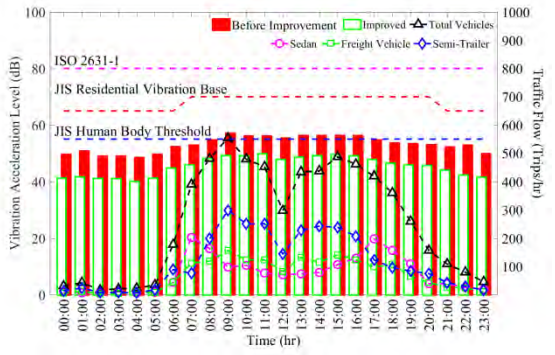


圖三　標的民宅 1 樓 X 軸向之振動頻譜

表一　平日橋梁 24 小時車流量

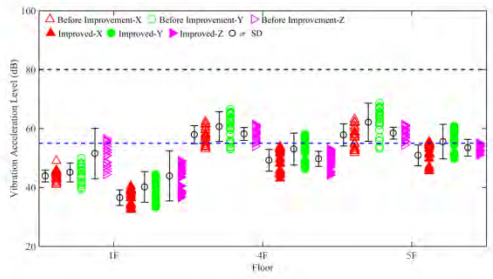
Time	Vehicle Type			Total Vehicles
	Sedan	Freight Vehicle	Semi-Trailer	
00:00	11	6	14	31
01:00	7	12	24	43
02:00	6	3	8	17
03:00	9	4	8	21
04:00	6	10	7	23
05:00	9	8	18	35
06:00	44	45	89	178
07:00	203	112	76	391
08:00	163	119	199	481
09:00	98	157	299	554
10:00	104	124	251	479
11:00	77	123	252	452
12:00	71	83	144	298
13:00	74	132	228	434
14:00	79	116	243	438
15:00	107	141	239	487
16:00	130	124	207	461
17:00	198	98	124	420
18:00	157	108	96	361
19:00	110	66	84	260
20:00	39	43	75	157
21:00	39	27	43	109
22:00	26	24	30	80
23:00	19	11	16	46

考慮不同車種(小車、貨車與聯結車等)引致振動對於民宅的影響，因此以表一橋梁平日 24 小時車流量與民宅 24 小時振動程度進行比對，從圖四中總車流量與民宅振動程度整體趨勢一致，以上午 8 時至 11 時與下午 2 時至 5 時影響較為顯著。由圖中可見聯結車對於總車流量影響程度最高，整體趨勢亦為聯結車影響最大；貨車對於總車流量影響程度居中，其趨勢亦與整體趨勢一致；小車在上午 7 時與下午 5 時對總車流量影響較高，其他時段略低於貨車。



圖四　車行向 24 小時車流量與改善前後標的房屋振動反應關係圖

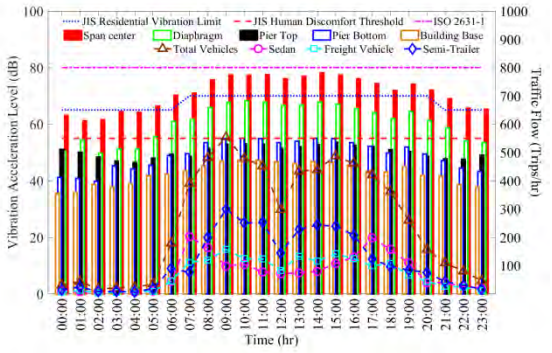
比對民宅改善前後不同樓層 24 小時振動程度，由圖五中可見改善後民宅 1 樓、4 樓與 5 樓於三軸向振動程度低於改善前，改善後之振動程度相較改善前之振動程度折減了 20 %，其中 1 樓的反應皆低於 JIS 人體感受閥值，4 樓與 5 樓在 Y 方向上振動程度雖有改善，但偶有部分振動程度超出人體感受閥值，另外 4 樓在 X 方向及 Z 方向上皆低於 JIS 人體感受閥值，而 5 樓在 X 方向及 Z 方向上少部分略高於人體感受閥值。



圖五　改善前後民宅 1 樓、4 樓與 5 樓三軸向振動程度

四、橋梁振動量測與分析

本研究於五個不同位置進行 24 時之垂直向振動量測，分別於橋跨中央、橫隔梁、橋柱頂、橋柱底及標的房屋基底處。觀察總車流量於尖峰時段之振動情況，如圖六所示，橋跨中央之加速度位準約為 77 dB，橫隔梁約為 68 dB，橋柱頂約為 53 dB，橋柱底約為 55 dB 及房屋基底約為 47 dB，其中橋柱頂與橋柱底之振動等級於尖峰時段相近。從尖峰時段之加速度位準可以得知，橋跨中心所激發之振動源，經過橫隔梁、橋柱頂、橋柱底至房屋處，其振動等級衰減率分別為橫隔梁為 12 %，橋柱頂為 31 %，橋柱底為 29 %及房屋基底為 39 %。



圖六　車行向 24 小時車流量與橋梁振動反應關係圖

五、結論

標的民宅 1 樓、4 樓及 5 樓之全日振動監測結果顯示，清晨 6 時至夜間 21 時為振動較明顯時段。1 樓較大振動發生於 Z 軸向，最大 r.m.s.加速度振動量為 0.021 m/s^2，依 ISO 之最大 r.m.s.加速度位準為 86.3 dB。4 樓較大振動發生於 Y 軸向，最大 r.m.s.加速度振動量為 0.063 m/s^2，依 ISO 之最大 r.m.s.加速度位準為 96.0 dB。5 樓較大振動發生於 Y 軸向，最大 r.m.s.加速度振動量為 0.079 m/s^2，依 ISO 之最大 r.m.s.加速度位準為 97.9 dB。標的民宅 1 樓及 5 樓之振動頻譜顯示，1 樓在 Z 軸向之振動較大，在 3.4 Hz 產生峰值，接近結構振動主頻。5 樓在 Y 軸向之之振動較大，在 3.02 Hz 產生峰值，接近結構振動主頻。

參考文獻

1. 華光工程顧問股份有限公司試驗部高雄環工試驗室環境振動測定報告，報告編號：00813-N1-12、00813-N1-13、00813-V1-12、00813-V1-13，2016 年 3 月。
2. 標的民宅振動監測報告，國立臺灣海洋大學振動噪音工程研究中心，中華民國一百零五年四月。
3. Tao Wang, Wanshui Han, Fei Yang, and Wen Kong, "Wind-vehicle-bridge coupled vibration analysis based on random traffic flow simulation", Journal of Traffic and Transportation Engineering 1(4), pp 293-308, 2014.
4. Yong Ding, Wei Zhang, and Francis T.K. Au, "Effect of dynamic impact at modular bridge expansion joints on bridge design", Engineering Structures 127, pp 645-662, 2016.
5. ISO 2631-1, "Mechanical vibration and shock evaluation of human exposure to whole-body vibration, Part 1: General requirements", International Organization for Standardization, Geneva, 1997.
6. JIS Z8735, "Methods of Measurement for Vibration Level", Japanese Industrial Standard, Japan, 1981.
7. JIS C1510, "Vibration level meters", Japanese Industrial Standard, Japan, 1995.
8. JIS C1513, "Octave-band and third-octave-band analyzers for sounds and vibration", Japanese Industrial Standard, Japan, 2002.
9. J. W. Cooley and J. W. Tukey, "An Algorithm for the Machine Calculation of Complex Fourier Series", Mathematics of Computation 19(90), pp 297-301, 1965.
10. NIEA P204.90C, National standard for measuring ambient vibration level, Environmental Analysis Laboratory, Taiwan, 2005.

實尺寸黏彈性阻尼器之超越設計性能與殘餘性能研究

游忠翰[1]　汪向榮[2]　林旺春[3]　楊卓諺[1]　張國鎮[4]

摘 要

歷年來針對黏彈性阻尼器的相關研究，無論是理論研究或是試驗驗證，皆著重於阻尼器於其設計容量內、無損傷狀態下之性能特性進行探討。然而於實際狀況下，當結構物承受最大考量地震，或甚至具有脈衝效應的地震時，黏彈性阻尼器會因為此種超越設計容量之變位，而造成材料之損傷。於此種狀況下，若結構之減振設計並非用以額外增加耐震性能，或是用以進行耐震補強，則設計將顯得不保守。因此，本研究針對實尺寸黏彈性阻尼器超越設計變位之性能，以及損傷過後之殘餘性能進行試驗探討。同時為能夠合適且保守地進行實際工程應用，本研究採用經驗折減係數之方式，依照上述性能狀況，針對常用的 Kelvin-Voigt model 進行修正。

關鍵詞：超越設計性能、殘餘性能、材料損傷、損傷後之經驗公式、實尺寸黏彈性阻尼器

一、前言

速度型阻尼器中，黏彈性阻尼器之特點為同時具有勁度以及黏性消能機制，其力學特性主要來自於阻尼器內部的高分子黏彈性材料(VE material)。黏彈性阻尼器通常以壁體形式安裝於結構中，而黏彈性材料層則被鋼板層所包夾，其透過鋼板間的錯動發生剪力變形，進而產生消能行為。自 1990 年代開始，便有許多探討實尺寸與縮尺黏彈性阻尼器之研究開始發展，其中亦有不少研究探討振動頻率、振幅、室溫、運動升溫、軟化、及硬化等因素，對於黏彈性材料剪應變與出力關係之影響。

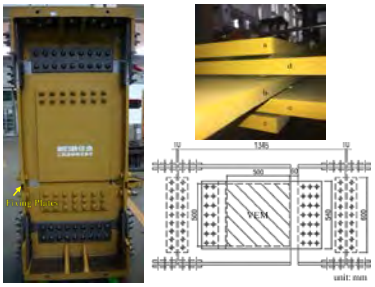
顯而易見地，大部分過去的研究皆著重於黏彈性阻尼器於其設計容量內、無損傷狀態下之性能特性進行探討。然而一旦阻尼器承受到任何大於其標稱設計容量之剪應變，並且對於其內部黏彈性材料造成損傷時，對於採用黏彈性阻尼器進行減震設計或補強設計之結構物而言，將不會是一個經濟且保守的設計。換句話說，若安裝黏彈性阻尼器進行減震的結構為新建案，並且將減震設計視為額外增加結構耐震能力之措施，當阻尼器於地震下受到損傷而喪失部分功能時，至少可以保證結構物是安全的，只是阻尼器之損壞較不符合經濟效益。然而若當採用黏彈性阻尼器與結構共同抵抗地震力時，例如對於既有結構物進行補強，則當阻尼器於地震下造成損傷時，便會使原減震設計發生不保守的狀況，令結構物有安全上之疑慮。因此，為了解黏彈性阻尼器受到損傷後之性能狀況，本研究針對超越設計變位之性能，以及損傷過後之殘餘性能進行試驗探討。同時為能夠合適且保守地進行實際工程應用，本研究採用經驗折減係數之方式，依照上述性能狀況，針對常用的 Kelvin-Voigt model 進行修正。

二、試驗規劃與進行

本研究採用兩組於外觀尺寸以及材料皆相同的實尺寸黏彈性阻尼器進行試驗研究，兩組試體分別命名為試體 A 與試體 B，

[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, 國立台灣科技大學副教授
[3] 國家地震工程研究中心副研究員
[3] 國家台灣大學教授

其照片與設計圖如圖一所示，其製造商皆為 Nippon Steel & Sumitomo Metal Corporation。每一組阻尼器內部皆含有分別由鋼板包夾有四層黏彈性材料層，採用 Type ISD111 之高分子材料，每層黏彈性材料之厚度為 5mm、面積為 2500cm^2，分別由鋼板所包夾。每一組阻尼器之設計出力(剪力)容量皆為 500KN。皆採用 Type ISD111 之高分子材料。此型號黏彈性阻尼器於未損傷狀況下之設計性能，已由汪等人(Wang et al., 2008)針對最大剪應變(γ_{max})小於 300%之狀況下，進行過一系列包含不同溫度、頻率、及振幅、環境溫度之試驗探討。此種試驗條件下，阻尼器之出力與位移關係可視為其未損傷狀況下之設計性能。



圖一 本研究所採用之黏彈性阻尼器試體

前述試驗研究與本研究之相關試驗，皆採用國家地震工程研究中心之高性能減震消能試驗系統，進行高速動態正弦波反覆循環載重試驗，同時於恆溫箱中控制試驗之環境溫度。試體安裝完成如圖二所示。

圖二 黏彈性阻尼器試驗照片

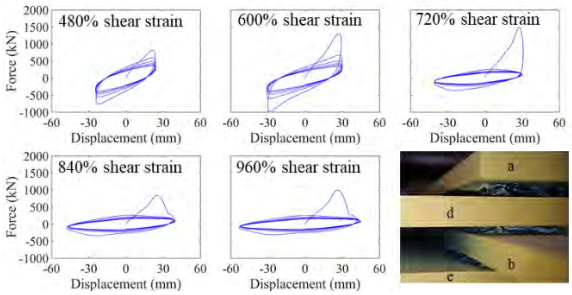
為大致上判斷出阻尼器於黏彈性材料未損傷階段，與產生損傷導致力學性質衰減階段之臨界剪應變值，同時了解阻尼器於不同損傷程度下的力學行為，本研究規劃將試體 A 進行振幅自 480%剪應變，以 120%剪應變之增量逐項放大至 960%剪應變之數項六個正弦波反覆加載試驗。同時為觀察黏彈性材料是否會有損傷累積之現象，即阻尼器力學特性之衰減是否會與造成材料損傷之加載歷程有關，因此規劃試體 B 於未損傷狀況下，直接進行 1000%剪應變之試驗。上述各項試驗項目間接分別安插有剪應變量為 60%與 200%之標準試驗項目，以觀察阻尼器承受不同損傷程度下，於一般運作範圍內之力學行為，即阻尼器之殘餘性能。其他試驗控制變因及試驗順序詳見表一。

表一 黏彈性阻尼器試驗項目

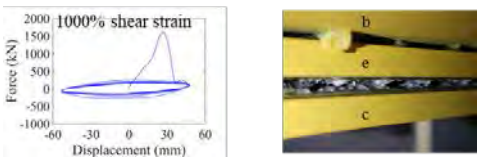
Specimen		A		B
Sinusoidal reversal loading	Excitation frequency (Hz)	0.3		
	Maximum shear strain (%)	480, 600, 720, 840, 960	60, 200 (after each shear strain level)	1000	60, 200 (after 1000% shear strain)
	Ambient temperature (°C)	20 (±2°C tolerance)		
	Number of cycles	6		

三、試驗結果與探討

試體 A 於不同剪應變試驗後之遲滯迴圈，以及系列試驗過後黏彈性材料撕裂損傷之照片如圖三所示。試體 B 之試驗節果及試驗照片亦呈現於圖四。將各試驗項目，扣除起始與結束各半個循環後，將中間五個迴圈之試驗結果加以平均計算得到的平均儲存勁度($K_{d,avg}$)、平均阻尼比($C_{d,avg}$)與平均最大剪應力($F_{max,avg}$)列於表二；同時因起始的半個循環有材料瞬間硬化之現象，故將其最大剪應力($F_{max,beginning}$)亦表列於表二。



圖三 試體 A 試驗結果



圖四 試體 B 試驗結果

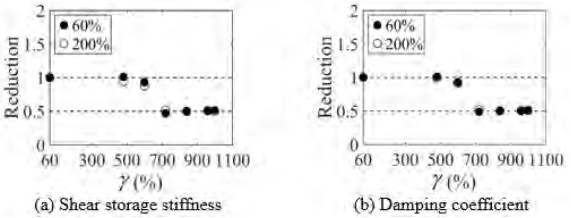
表一 試體 A 與 B 之試驗力學特性參數

	Maximum shear strain (%)		$K_{d,avg}$ (kN/mm)	$C_{d,avg}$ (kN-s/mm)	$F_{max,avg}$ (kN)	$F_{max,beginning}$ (kN)
Specimen A	Post-damage	720	2.79	2.78	201.16	1488.33
		60	11.85	5.91	52.86	52.73
		200	10.60	5.23	162.58	192.05
		840	2.05	2.34	201.25	844.93
		60	12.12	5.78	53.03	55.12
		200	9.68	4.63	145.37	169.62
		960	1.63	2.00	193.16	992.61
		60	11.10	5.17	47.72	47.89
		200	9.80	4.64	144.84	167.48
		1000	1.50	1.73	196.63	1610.22
Specimen B	Post-damage	60	11.47	5.50	50.59	51.87
		200	9.60	4.67	141.29	148.55

由圖三與圖四的照片中可以觀察出，兩組阻尼器之損傷方式皆為黏彈性材料之剪力撕裂波壞。於試體 A 之試驗中觀察到，於剪應變 720%之試驗項目下，黏彈性材料發生撕裂現象，其各項計算參數亦皆較剪應變 600%之結果明顯降低；同時自圖三與圖四中大於剪應變 720%之試驗結果中也可以觀察到，起始迴圈中最大剪力大約發生在 610%~630%的範圍內。由上述結果可以推斷材料大約在大於剪應變 600%後會產生損傷，因此以下將定義阻尼器剪應變小於 600%為未損傷狀態，而剪應變超過 600%為損傷狀態。另一方面，觀察試體 A 剪應變 720%以上，與試體 B 剪應變 1000%之試驗項目，以及於大剪應變試驗間 60%與 200%剪應變之殘餘性能，可以發現相關力學參數幾乎維持定值。其原因與黏彈性材料有關，雖然過大的剪應變已造成材料的撕裂，但因材料的性質以及外部鋼板的束制，使得其在阻尼器運動過程中仍保有一定的黏滯力與摩擦力。

四、數值模擬

為更進一步探討且比較阻尼器損傷過後之力學性質衰減，將大剪應變試驗間(大於 300%)，剪應變為 60%及 200%試驗項目之力學參數(儲存勁度與阻尼係數)，與未損傷狀態下之力學參數進行比較，可以得到圖五之結果。由圖五可以觀察出，一旦阻尼器剪應變超過 600%且造成損傷，其折減係數會由未損傷狀態下之 1.0 逐步下降至一穩定常數。此種狀況將有利於實際應用中，用以判斷黏彈性阻尼器之殘餘性能。根據圖五之結果，阻尼器之殘餘性能可以適當且保守地取 0.5 作為儲存勁度與阻尼係數之折減係數。



圖五 阻尼器殘餘性能之折減量

同樣地，取剪應大於 300%試驗結果之力學參數，與未損傷狀態下之力學參數進行比較，將結果點繪於圖六。相似於圖五中殘餘性能之衰減趨勢，一旦阻尼器之剪應變超過 600%，則會因為材料之損傷而造成其儲存勁度與阻尼係數折減比例，由未損傷狀態下之 1.0，下降至一穩定常數。由圖六可以歸納出，此穩定的折減係數對於儲存勁度與阻尼係數而言，分別為 0.15 與 0.42。此折減係數可以保守且適當的推估黏彈性阻尼器超越設計變位之性能狀況。

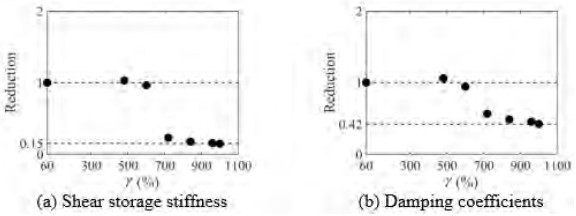


Fig. 6. Reduction of beyond design performances after tests with shear strains larger than 600%

圖六 阻尼器超越設計性能之折減量

根據圖五及圖六中點繪而出之折減量值，黏彈性阻尼器的殘餘性能以及超越設計性能可以實際且簡便的採用目前黏彈性阻尼器通用的數值模型：Kelvin-Voigt model，以折減係數之方式進行數值模擬。其中折減過後之儲存勁度 $K_{d,reduced}$ 與阻尼係數 $C_{d,reduced}$ 如公式(1)與公式(2)所示。

$$K_{d,\,reduced} = \kappa_1 K_{d,\,avg} \tag{1}$$

$$C_{d,\,reduced} = \kappa_2 C_{d,\,avg} \tag{2}$$

其中 κ_1 及 κ_2 分別為用以推估黏彈性阻尼器殘餘性能與超越設計性能之折減係數，κ_1 對應於圖五(a)與圖六(a)，則對應於圖五

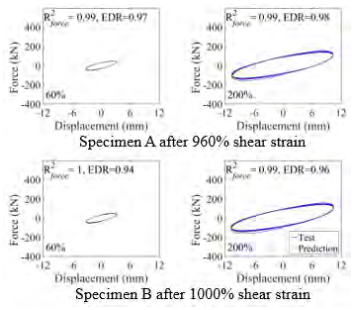
(a)與圖六(a)；$K_{d,avg}$與$C_{d,avg}$分別為黏彈性阻尼器未損傷裝況下之平均儲存勁度與平均阻尼係數。

將損傷後黏彈性阻尼器之試驗結果(扣除前半迴圈與後半迴圈，只考慮中間五個循環之遲滯迴圈)，與採用 Kelvin-Voigt mode，並且透過公式(1)與公式(2)之方法針對黏彈性阻尼器未損傷性能進行折減後之數值結果進行比較。殘餘性能試驗與超越設計變位試驗之試驗結果與數值模擬結果分別如圖七與圖八所示。同時，為更進一步量化數值模擬的準確性，於圖中定義了兩種比較參數，一為力量歷時之決定係數R^2_{force}，另一項為消散能量比(energy dissipation ratio, EDR)。兩項參數之計算公式如公式(3)與公式(4)所示。

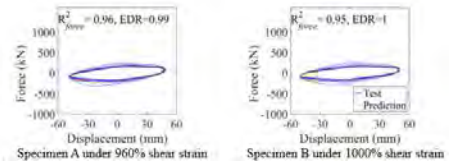
$$R^2_{force}=1-\frac{\sum_{i=1}^{m}\left[(F_{test})_i-(F_{prediction})_i\right]^2}{\sum_{i=1}^{m}\left[(F_{test})_i-(F_{test})_{mean}\right]^2} \tag{3}$$

$$EDR=\frac{W_{D,\,prediction}}{W_{D,\,test}} \tag{4}$$

其中$F_{prediction}$與F_{test}分別為第 i 個時間步驟時，阻尼器以前述理論與經驗方式預估之出力與實際試驗出力；$W_{D,prediction}$與$W_{D,test}$則分別代表預估與實際試驗之消散能量。



圖七 殘餘性能之理論與試驗值比較



圖八 超越設計性能之理論與試驗值比較

由圖中比較結果可知，採用 Kelvin-Voigt mode 與折減係數之方式，可以合理且精準的模擬黏彈性阻尼器材料受損後，超越設計性能與殘餘性能之力學行為。

五、結論與未來展望

本研究以試驗探討黏彈性阻尼器承受超越設計容量之變位時，材料損傷狀況下之力學性能，以及材料受損過後的殘餘性能。由試驗結果可以得知，阻尼器可承受高達 600%之剪應變而不影響原先性能，而當承受超過 600%剪應變後，其儲存勁度與阻尼係數皆會衰減，最後當剪應變超過 720%後其力學參數便會趨於一穩定常數。本研究最後利用此一特性，採用 Kelvin-Voigt mode 與折減係數之方式，可以合理且精準的模擬黏彈性阻尼器材料受損後之力學行為。此一成果可供實務應用上，更精確的分析裝設有黏彈性阻尼器結構物，與承受超越預期之大地震下與其後之餘震時，結構物之受震反應。

參考文獻

1. Chang KC, Soong TT, Lai ML, Nielsen EJ, (1993). ″Viscoelastic dampers as energy dissipation devices for seismic applications,″ *Earthquake Spectra*, 9(3): 371-387.
2. Wang SJ, Chiu IC, Yu CH, Chang KC, (2018). ″Experimental and analytical study on design performance of full-scale viscoelastic dampers,″ *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 17(4): 693-706.
3. Wang SJ, Chang KC, Hwang JS, Huang YN, Lin WC, Yang CY, (2017). ″Recent progress in Taiwan on seismic isolation, energy dissipation, and active vibration control,″ *Proceedings of New Zealand Society for Earthquake Engineering (NZSEE) Annual Conference and Anti-seismic Systems International Society (ASSISi) 15th World Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation, and Active Vibration Control of Structures*, Wellington, New Zealand.
4. Nippon Steel & Sumitomo Metal Corporation. http://www.nssmc.com/.

重要結構及設備應用研究—懸吊式消防灑水系統振動台實驗

姚昭智[1]　柯敏琪[2]　許宸珮[3]

摘 要

懸吊式消防灑水系統為醫療院所中重要維生管線系統之一，然而，在過去歷史地震事件中，例如：1999 年集集地震、2010 年甲仙地震等，卻多次發生懸吊式消防灑水系統損壞、灑水頭撞擊天花板而漏水，使醫院醫療機能頓時降低、增加急救負擔，後續尚須花費大量時間與金錢進行修復，以恢復至原有功能。鑒於層出不窮之管線系統損壞情形，本研究利用振動台實驗進行足尺懸吊式消防灑水系統實驗，探討局部管線系統在不同補強構件、數量下，與未補強狀態之動態反應差異，並進行系統識別分析動態特性。

關鍵詞：懸吊式消防灑水系統、振動台實驗、系統識別

一、前言

醫院中的維生管線系統相當多，消防灑水系統是醫院內重要維生管線之一。在 1999 年集集地震與 2010 年甲仙地震等地震歷史事件中，許多醫院中的消防灑水系統因震動過大，導致管線系統破損、灑水頭撞擊天花板，造成管線漏水、醫療設備遇水損壞，甚至是天花板材吸水後，因過重導致天花板大面積崩塌，使醫院無法及時提供急救、降低使用機能、增加救災成本。因此醫院中的消防灑水系統若能做進一步有效率的耐震補強措施，將可大幅增加管線系統耐震能力、降低損壞可能性，使醫院急救機能得以及時發揮到最大。

本研究首先參考目前既有消防灑水系統耐震設計規範 NFPA13 (National Fire Protection Association, 2009)，進行管線系統補強設計。藉由足尺振動台實驗，探討相同規模的懸吊式消防灑水系統，在經認證的斜撐(Bracing)與鋼索(Cable)補強下，分析、探討兩系統之動態特性，與實際地震歷時下之反應差異，以做為未來管線系統數值模擬基礎。

二、振動台實驗規劃

消防灑水系統主要分為：主管(Feed Main)、分流主管(Cross Main)與支管(Branch)，支管末端多數會裝設灑水頭(Sprinkler)，分流主管供水給支管，而在分流主管前的管線，則統稱為主管(或主幹管)。本次實驗除了探討系統自然振動頻率與動態反應外，亦希望藉實驗了解：現今施工常將角鋼(Steel Angle)固定於支管末端，做為降低灑水系統運作造成之振動量的可行性。倘若管線系統進行耐震支撐補強，則系統補強前後之自振頻率與振動量差異，實為一可討論重點。

本次振動台實驗管線系統共計兩組，同時懸吊於國震中心所屬 A 構架頂部鋼板，兩組試體規格皆相同(圖 1)，差異僅為使用之耐震支撐不同(圖 2)，管線系統規格資訊如下：(1)管線使用材質 CNS6445；管徑 4 英吋、2 英吋與 1.5 英吋；懸吊桿規格為 3/8”螺紋牙桿。(2)試體尺寸為 6.65m*4.74m，懸吊長度皆為 60 公分。(3)每組管線試體總重約 200kgf，共約 400kgf。(4)補強斜撐使用經 FM 認證之斜撐扣件，

[1] 國立成功大學建築學系特聘教授
[2] 國立成功大學建築學系博士生
[3] 國立成功大學建築學系碩士生

斜撐圓管使用管徑為 1-1/4”(圖 3)；補強鋼索使用經 UL 認證之鋼索組，鋼索直徑約 3.5mm(圖 4)。耐震斜撐與鋼索安裝角度皆約 45°。(5) 支管末端角鋼使用 50mm*50mm，厚 3mm 角鋼(圖 5)。

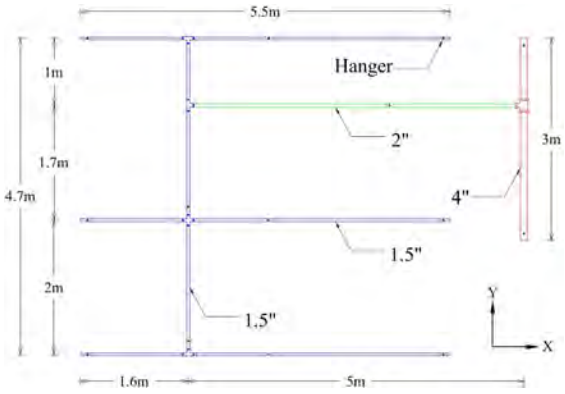


圖 1 管線系統基本尺寸

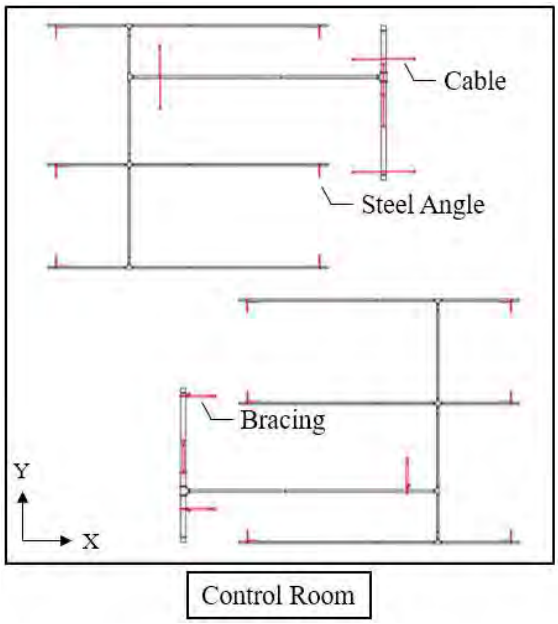


圖 2 管線系統補強方式與配置

圖 3 斜撐組實際安裝情形

圖 4 鋼索組實際安裝情形

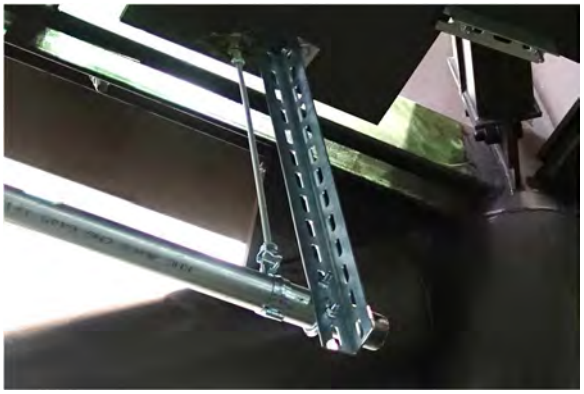


圖 5 支管末端角鋼安裝情形

實驗激振分別進行白噪音試驗(White Noise)，與 JMA KOBE 不同放大比例下，於 10 層樓 RC 結構 RF 層(GL 27.4m)之加速度歷時。考量振動台實際性能與懸吊鋼構之振動情形，地震歷時震波經修正後，鋼構頂層之加速度反應與震波輸入方向，如表一所示。

表一 JMA KOBE 歷時 PFA 與輸入方向

歷時名稱	PFA (g)	輸入方向
KOBE10%_10F	X 0.24g Y 0.24g	雙軸向
KOBE25%_10F	X 0.75g Y 0.75g	雙軸向
KOBE50%_10F	X 1.46g Y 1.48g	單軸向

三、實驗結果分析

懸吊式消防灑水系統實驗主要進行兩大部分，分別為補強與未補強狀態，兩者

最大差異處為補強構件與角鋼束制有無。

在白噪音試驗結果分析中，將分流主管與第二層支管之反應加速度歷時，分別利用傳遞函數(Transfer Function)方法進行系統識別，分析自振頻率。斜撐組頻率在 X 向為 20Hz，Y 向為 9.5Hz；鋼索組 X 向為 6Hz，Y 向為 4Hz(圖 6)。兩組管線在 KOBE25%_10F 地震歷時激振下，斜撐組最大相對位移量在 X 向發生於第二層主管 6.5mm；Y 向則為第三層支管末端 5.4mm。而鋼索組在相同地震歷時激振下，X 向最大位移量發生在第一層支管 10mm；Y 向則同樣於第三層支管末端有最大位移量 13mm(圖 7)。

而在未補強的管線系統識別結果中，其 X 向自振頻率皆為 1.9Hz；Y 向則為 2.1Hz。且同在 KOBE25%_10F 激振下，X 向最大位移量 309mm 發生在第一層支管末端；Y 向最大位移量 137mm 則發生於第一層主管(圖 8)。

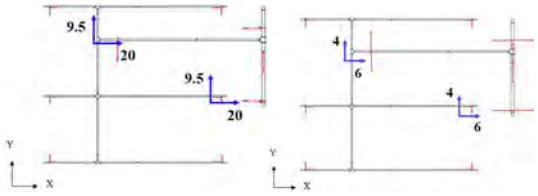


圖 6 補強管線系統自振頻率(左：斜撐，右：鋼索) (Hz)

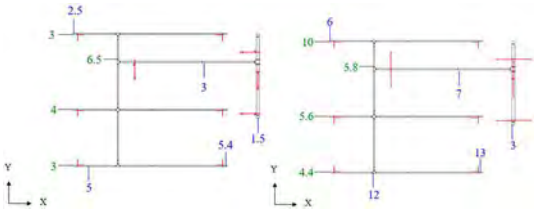


圖 7 KOBE25%_10F 最大相對位移量(左：斜撐，右：鋼索) (mm)

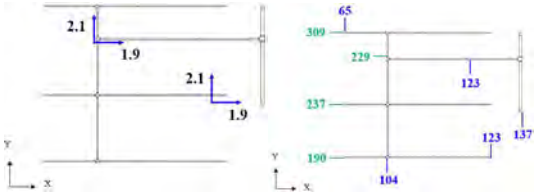


圖 8 未補強管線系統自振頻率(Hz)與 KOBE25%_10F 最大相對位移量(mm)

四、結論與展望

本實驗藉由實際懸吊式消防灑水系統單元進行振動台實驗，在傳遞函數分析中，可明顯了解未補強空載管線自振頻率約在 2.0Hz 左右；地震歷時實驗下，管線系統振動相當劇烈。倘若管線系統在一般九成滿水狀況下，其自振頻率勢必低於 2.0Hz，且該範圍的頻率易與建築物共振，使管線系統震動放大，造成管線損壞、漏水，更可能降低醫療機能。

參考美國既有消防灑水系統耐震補強規範 NFPA13，進行懸吊式消防灑水系統的補強實驗。而在管線補強實驗分析下，可明顯得知不論加裝斜撐或是鋼索，皆可大幅度降低管線系統振動量，以降低管線系統在地震中損壞機率與共振反應，為一有效之補強措施。

然而現今管線系統實務施工中，有進行耐震補強者相當少，因此出現醫療院所在地震下出現管線系統損壞漏水，嚴重影響急救機能的情況出現。故期許未來除了藉由實驗了解不同補強方式下的振動量外，亦利用數值模擬分析其振動量，探討實際可行，且具經濟效益的補強方式。

參考文獻

1. National Fire Protection Association (2009). NFPA13: Standard for the Installation of Sprinkler, 2013 Ed., NFPA, Massachusetts, USA.
2. Huang, T.L. (2018). A Study on Seismic Retrofit of Suspension Piping Systems in Buildings: A Case Study of Fire Protection Sprinkler Piping System, National Cheng Kung University, Taiwan: Tainan.

三維週期性材料基礎之減震效益研究

Witarto[1]　楊卓諺[2]　汪向榮[3]　林旺春[4]　游忠翰　莫詒隆[5]　張國鎮[6]

摘 要

重要結構諸如核電廠或高科技廠房，其對於地震災害所造成之結構振動應有高度要求，以確保震後結構安全性，並持續穩定提供完整的功能。有鑑於此，本研究針對三維週期性基礎進行了試驗研究，其乃週期性材料的應用之一。此一材料，具備頻率帶寬之特性，可有效阻隔或改變頻率帶寬範圍內，波之傳遞，進而降低結構受震反應。由振動台試驗之結果，確實驗證三維週期性基礎之減震效益。

關鍵詞：週期性材料、基礎、隔震、減震

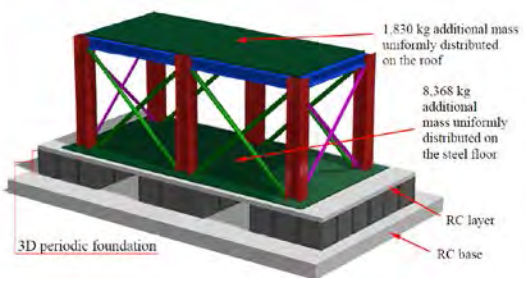
一、前言

結構隔震技術隨著研究發展，已被證明為一有效隔絕地表加速度對上部結構傳導，降低結構受震反應的結構控制手段，且被廣泛的應用於實務上。然因隔震系統所具備的低勁度，即長週期特性，往往於地震作用下，需以較大的隔震位移換取較小的加速度反應。因此，近年來有不少研究，探討週期性材料應用於結構基礎的控制方法。其原理乃源自於對聲子晶體的研究，經適當的晶格設計後，能有效阻隔落於該頻率帶寬範圍內之波傳。將此一材料特性運用於結構基礎時，除了可達到類似隔震之效果外，亦不需太大的位移反應。

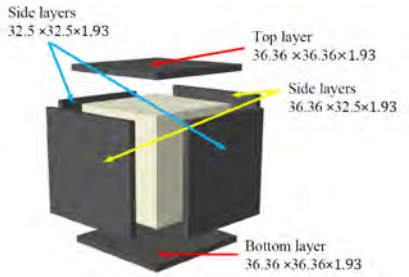
二、試驗標稱結構分析與設計

週期性基礎試體之上部結構採單層，平面 2×1 跨之鋼構架，尺寸為 3700×1700×1575 mm(圖一)。於鋼構架之頂板與底版之額外加載重量，對照實驗實際量測結果，分別為 1830 與 8368kg。3D 週期性基礎每一單元(unit cell)之組成，乃由每邊長 32.5cm 之正立方混凝土作為核心(core)，六面包覆厚度 1.93cm 之聚氨酯墊所構成(圖二)。數值分析模型之各項材料參數設定詳列於表一。經有限元素分析後，第一模態振動週期(短向)為 3.557Hz，第二模態(長向)為 3.639Hz，第三模態(扭轉向)為 4.532Hz，垂直向為第六模態，12.389Hz(圖三)。於分析模型上取 3 個 3D 週期性基礎頂端與 1 個上部結構頂端作為觀察點(圖四)，經掃頻分析(Sweeping)所求得之頻率反應函數可參考圖五。剪力波(S-Wave)之輸入為模型之水平短向，而壓力波(P-Wave)為垂直向。於剪力波輸入下，基礎頂端之和緩區(attenuation zone)介於 5－9 與 9.8－50 Hz；上部結構頂層則落於 10－50 Hz(圖五(a))。類似地，於壓力波輸入下，基礎頂端 A 與 C 點之和緩區(attenuation zone)介於 15－28 Hz，B 點稍有差異，但範圍與其餘兩點之結果接近，至於上部結構頂層則落於 17.58－50 Hz(圖五(b))。由掃頻分析之結果所求得之頻率範圍，皆落於振動台之容量範圍內，故可經由振動台試驗加以驗證。

[1] 休士頓大學土木與環境工程學系博士
[2] 國家地震工程研究中心助理研究員
[3] 國立台灣科技大學營建工程學系副教授
[4] 國家地震工程研究中心副研究員
[5] 休士頓大學土木與環境工程學系教授
[6] 國立台灣大學土木工程學系教授



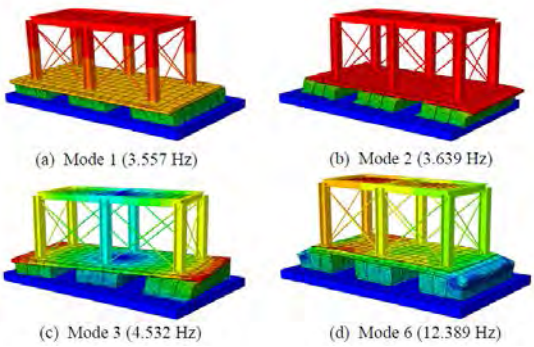
圖一 含上部結構 3D 週期性基礎示意圖



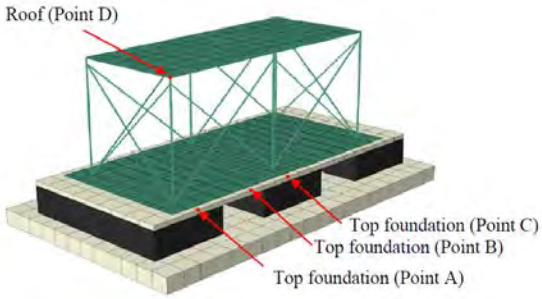
圖二 3D 週期性基礎單元

表一 數值分析模型材料性質

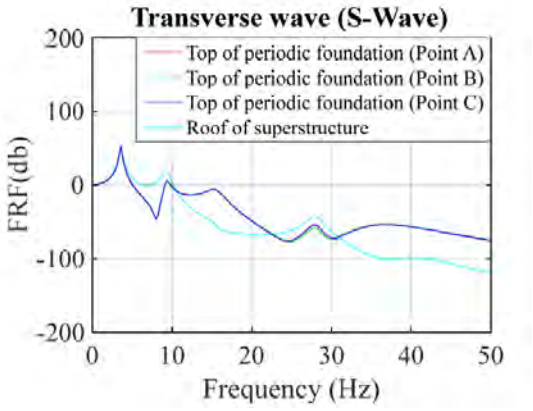
Material	Young's modulus (MPa)	Density (kg/m^3)	Poisson's ratio
Steel	200,000	7850	0.3
Reinforced concrete	314,000	2300	0.2
Polyurethane	0.1695	1100	0.463



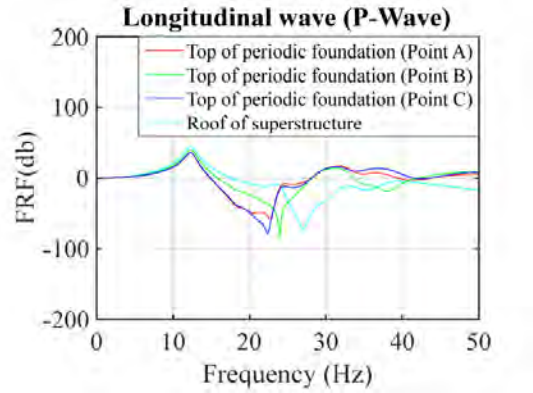
圖三 模態分析



圖四 3D 週期性基礎結構有限元素分析輸出位置



圖五(a) 剪力波頻率反應函數



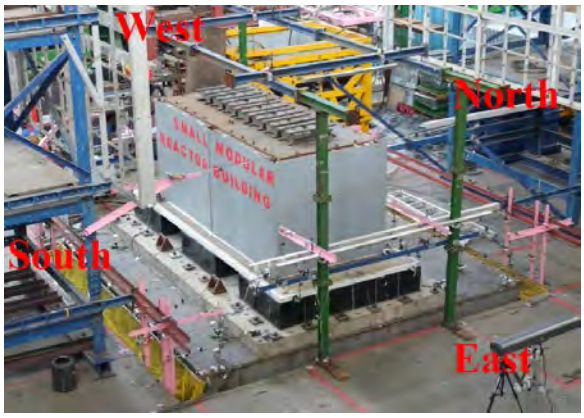
圖五(b) 壓力波頻率反應函數

三、振動台試驗

針對振動台試驗，試體組裝與量測佈置可參考圖六。使用之感測器包含加速規、位移計與 NDI 光學量測系統，量測為位置主要分佈於平面的四個角落，立面上則分佈於上部結構頂板、底板、3D 週期性基礎與混凝土大底板，以分別獲取上部結構及 3D 週期性基礎之振動反應，並藉由與振動檯面之加速度規進行比較，驗證本 3D 週期性基礎之減震性能。

振動台地表輸入的部分，選取包含白噪(white noise)、掃頻(sweep sine)、簡諧波(harmonic)與地震力(seismic input)等多樣性的輸入。其中地震力的部分又特別選取包含 Anza、Bishop、Gilroy、Oroville、Loma

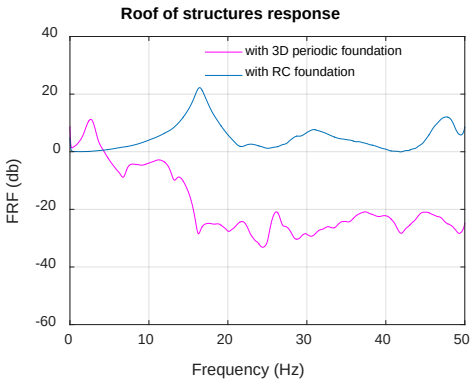
Prieta、Imperial Valley、Northridge 與 San Fernando 等八筆地震紀錄。



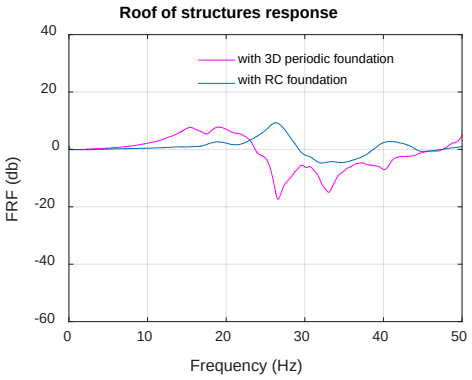
圖六 振動台試驗試體安裝與量測佈置

四、試驗結果

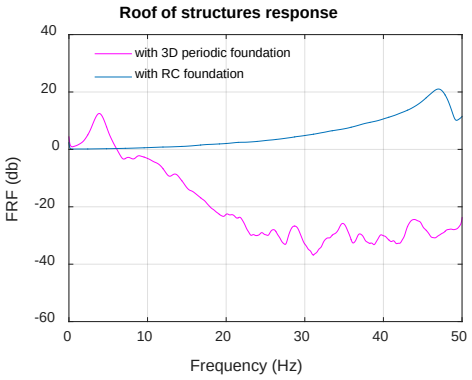
於振動台試驗中，針對上部結構頂層之水平、垂直與扭轉向於掃頻試驗結果進行頻率域分析，其結果可參考圖七。於水平向的部分，採 3D 週期性基礎之和緩區落於 4.3－50 Hz，與數值分析結果接近(圖七(a))。在垂直向的部分，和緩區落於 23.7－47.55 Hz，相較於數值分析結果，稍有差異，但仍然介於由分析所得之和緩區範圍內(圖七(b))。至於圖七(c)則呈現扭轉向之和緩區，結構採 3D 週期性基礎後，於 6.1－50 Hz 範圍內，可有效降低扭轉向之反應。綜合上述結構含 3D 週期性基礎與結構採傳統固接之掃頻試驗結果，其不論於任一方向上，皆顯示相當程度之減震效果，尤以水平與扭轉向特別顯著。



圖七(a) 水平向頻率反應函數

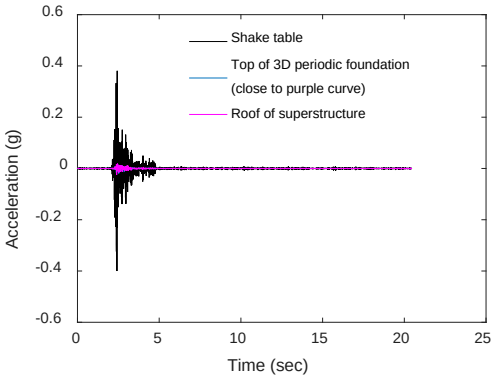


圖七(b) 垂直向頻率反應函數

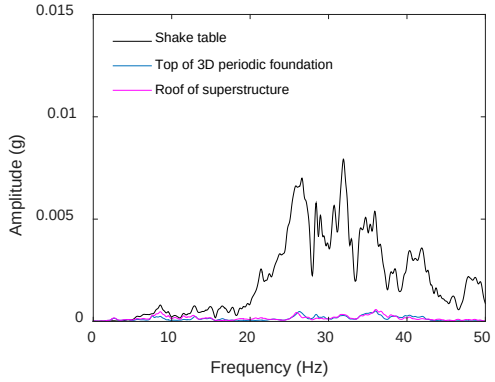


圖七(c) 扭轉向頻率反應函數

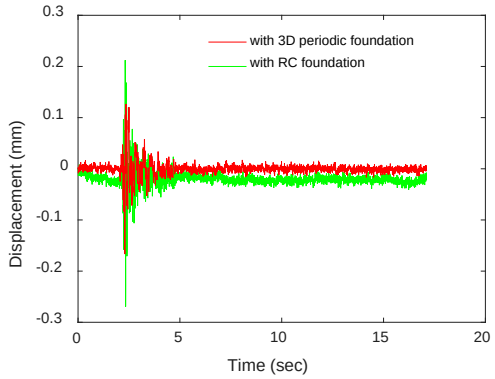
以外力為 Oroville 地震之水平向試驗結果為例，振動台輸入地表加速度正規化至 0.4g。經由試體底部混凝土底板所量測得之最大加速度為 0.4154g，而 3D 週期性基礎頂部所測得之加速度最大值為 0.0258g，折減率為 93.8%。於上部鋼結構之鋼底板所量測之加速度為 0.0277g，與週期性基礎頂部之結果接近。至於上部結構之屋頂最大加速度則為 0.0273g，折減率為 93.42%。由上述實驗結果，顯示 3D 週期性基礎具備良好之減震效果(圖八(a))。此外，由加速度頻譜圖可清楚看到，於頻率約莫 5 至 50Hz 範圍內，不論上部結構頂層或 3D 週期性基礎頂層之頻率的內涵，皆遠小於振動台輸入，表示於此一頻率範圍內，確實發揮減震效益(圖八(b))。至於上部結構之變形量，可由位移比較圖觀察得知，發現採用 3D 週期性基礎亦小於同樣上部結構但採固定基礎(fixed base)之情況(圖八(c))。



圖八(a) 加速度歷時比較(Oroville)



圖八(b) 加速度頻譜(Oroville)



圖八(c) 位移歷時比較(Oroville)

五、結論與展望

本研究以振動台試驗，搭配多樣性的地表輸入，完整取得三維週期性基礎之力學特性，得以驗證理論之正確性與實務應用之可行性。後續研究，可針對單元之堆疊方式與考慮不同材料組成之單元進行探討，嘗試取得更佳之減震效果。

參考文獻

1. Witarto Witarto, SJ Wang, CY Yang, Jiaji Wang, YL Mo, KC Chang, Yu Tang, "Three-dimensional periodic materials as seismic base isolator for nuclear infrastructure," AIP Advances 2019; 9(4): 045014. DOI: 10.1063/1.5088609.
2. Witarto W, Wang SJ, Yang CY, Nie X, Mo YL, Chang KC, Tang Y, Kassawara R. “Seismic isolation of small modular reactors using metamaterials,” AIP Advances 2018; 8(4): 045307. DOI: 10.1063/1.5020161.

啟發式演算法於主動質量阻尼控制器設計之研究

陳沛清[1]　張恩典[2]　簡楷益[3]

摘 要

在過去幾十年，已有許多主動結構控制使用 LQR 控制器之相關研究。LQR 控制器可以通過最小化加權狀態及控制力的成本函數，以得到狀態回饋增益。然而狀態加權的權重通常取決於工程上的試誤法，十分仰賴設計經驗。本研究使用生物共生演算法，為一種啟發式的演算方法，針對不同目標函數來最佳化 LQR 之權重矩陣。最佳化過程分別使用三個目標函數，包括模態加速度的均方根、模態最大絕對加速度和模態加速度平方和的平方根。數值模擬採用了一個在頂層安裝了主動質量阻尼器的 10 層剪力結構，以驗證該方法的有效性。

關鍵詞：主動質量阻尼器、LQR 控制器、啟發式演算法、生物共生演算法

一、前言

LQR 控制器為常見實現最佳控制性能的控制器之一。為了獲得最佳控制力，LQR 通過調整最小化成本函數的權重矩陣來達成最佳控制。然而，由於 LQR 的權重矩陣通常與結構系統的實際反應並無直接的相關性，因此難以有效地調整 LQR 的權重矩陣。Cheng 和 Prayogo 在近年提出了一種簡單但功能強大的生物共生搜索演算法（Symbiotic Organisms Search, SOS），過去的數值分析研究結果顯示，SOS 求得最佳解的答案優於其他的演算法。此外，SOS 不使用調節參數，進而提高其可用性與穩定性。基於這些優點，本研究使用 SOS 選擇 LQR 權重矩陣，在最小化目標函數的前提下，可以得到最佳的權重矩陣。

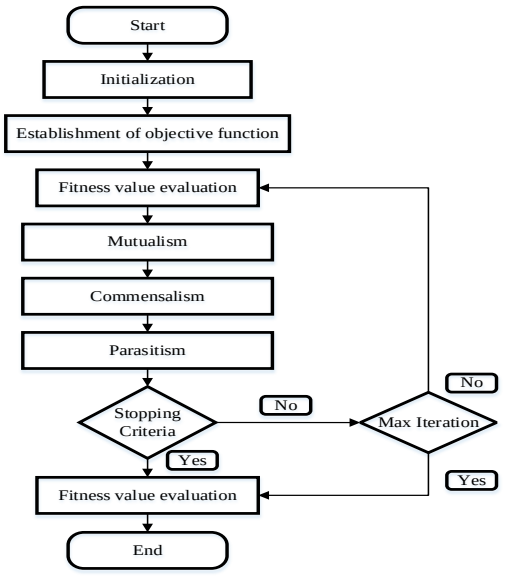
基於上述內容，本研究使用主動質量阻尼(Active Mass Damper, AMD)作為主動控制元件，並採用 LQR 作為其控制方法，應用 SOS 於最佳化和調整 LQR 的權重矩陣。受控目標為一 10 層樓之剪力結構，使用 MATLAB 和 Simulink 進行結構受控與不受控之動力歷時分析。本研究的結果可以做為使用啟發式演算法設計 LQR 控制器之參考。

二、最佳化演算法

選擇 LQR 控制器的權重矩陣通常是通過試誤及設計者的經驗來達成，然而試誤法得到的權重矩陣不一定會得到結構最佳的控制性能，以至於降低主動控制的效能。本研究中為了獲得最佳且適當的 LQR 權重矩陣，使用啟發式最佳化演算法 SOS 於搜尋最佳化的權重矩陣。

SOS 是一個啟發式演算法，其原理在於模仿生態系統中兩種生物之間的相互作用，類似於現實世界中的生物相互作用。SOS 模型分為三個階段：互利共生、片利共生和寄生。其運作流程圖如圖一所示。

[1] 國立臺灣科技大學營建工程系助理教授
[2] 國立臺灣科技大學營建工程系研究生
[3] 國立臺灣科技大學營建工程系研究生



圖一 生物共生演算法流程圖

在最佳化過程中的關鍵因素是確定目標函數，對於主動控制最佳化過程，適當的目標函數是十分重要的，不同的目標函數會產生不同的最佳化結果。在本研究中，使用 SOS 演算法分別最小化三個目標函數，以獲得 LQR 控制器之權重矩陣，這三個目標函數可以被定義為：

$$f_1 = \max\left|\ddot{x}_{1_\mathrm{modal}} + \ldots + \ddot{x}_{n_\mathrm{modal}}\right| \tag{1}$$

$$f_2 = rms\left|\ddot{x}_{1_\mathrm{modal}} + \ldots + \ddot{x}_{n_\mathrm{modal}}\right| \tag{2}$$

$$f_3 = SRSS\left(\max\left|\ddot{x}_{1_\mathrm{modal}}\right| + \ldots + \max\left|\ddot{x}_{n_\mathrm{modal}}\right|\right) \tag{3}$$

第一個目標函數為結構第一至第 n 模態絕對加速度的總和取其最大值，第二個目標函數則為上述總和之均方根(root mean square, RMS)，而第三個目標函數為第一至第 n 模態最大絕對加速度平方總和的平方根(square root of the sum of the squares, SRSS)。

為了驗證各控制方法的控制性能，採用 Jansen 和 Dyke 提出的性能指數來比較，這些性能指標如下：

$$J_1 = \max\left(\frac{\left|x_i(t)\right|}{x^{\max}}\right) \tag{4}$$

$$J_2 = \max\left(\frac{\left|d_i(t)/h_i\right|}{d_n^{\max}}\right) \tag{5}$$

$$J_3 = \max\left(\frac{\left|\ddot{x}_{ai}(t)\right|}{\ddot{x}_a^{\max}}\right) \tag{6}$$

$$J_4 = \max\left(\frac{\left|f_i(t)\right|}{W}\right) \tag{7}$$

其中:

$x_i(t)$ =全結構反應中第 i 層樓板的相對位移

$x^{\max}$ =結構未受控制下的最大位移

$d_i(t)$ =全結構反應中相對地表的層間位移

h_i =結構中的層間高度

$d_n^{\max}$ =結構未受控制下標準化的最大層間位移

$\ddot{x}_{ai}(t)$ =全結構反應中第 i 層樓板的絕對加速度

$\ddot{x}_a^{\max}$ =結構未受控制下的最大絕對加速度

$f_i(t)$ =致動器的最大出力

W =結構總重量

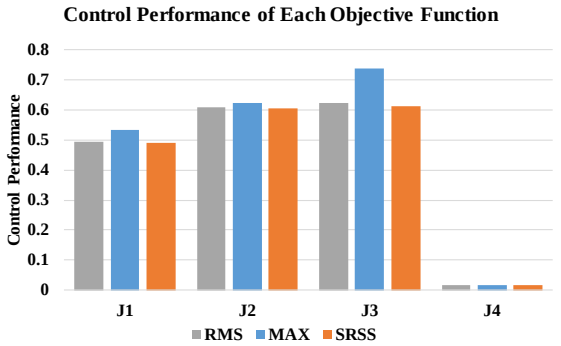
三、數值模擬

數值模擬採用 Amini 等人的 10 層樓結構模型，其每層樓板的質量是 10 公噸，勁度為 2000 kN/m。AMD 致動器之最大輸出力量假設為結構總重的 5% (50 kN)。在模態控制中，決定想要控制的模態數量是很關鍵的。對於此 10 層樓剪力結構，其第一至第三模態的有效模態質量已超過 95 %，因此在本研究中，採用第一至第三模態來做為結構控制的目標。

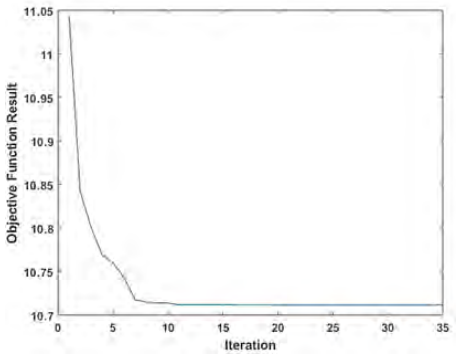
首先，使用地表限定帶寬白雜訊來激振 10 層樓結構，白雜訊的 RMS 為 1m/s^2 且帶寬為 0-20 Hz，激振時間為 40 秒。模擬時使用 LQR 進行結構控制，SOS 用於最佳化結構狀態的權重矩陣，而控制力的權重矩陣設為定值 100。在演算法中，設定結構狀態的權重矩陣之上下界為 0 及 1×10^{10}，且限制控制力大小不超過致動器

最大輸出的 10 %，也就是 5 kN。這是因為如果沒有限制控制力的輸出，結構狀態的權重矩陣值可能會異常，計算出非常大的控制力。在模擬上，若控制力超出致動器的最大力量輸出，其行為像一個階梯函數，結構反應會像反覆的步階反應 (step response)，應該盡量避免此狀況發生。此外，限制控制力大小的另一個優點，在於可以縮小演算法的搜索範圍，同時也可以減少最佳化所需要的時間。

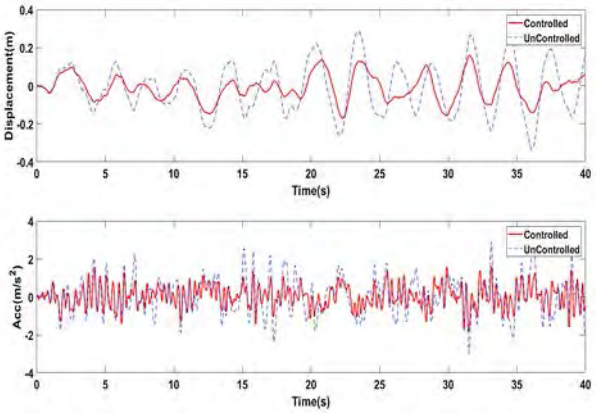
進行最佳化結構狀態的權重矩陣過程中，使用演算法最小化目標函數，如公式(1)-(3)。在完成最佳化後，移除 10 %的致動器輸出限制，並改為 100 %的最大輸出以模擬實際情況。為了比較在不同目標函數下最佳化的控制性能，使用公式(4)-(7)來評估，其比較結果如圖二所示。從控制目標 J1、J2 和 J3 可得到，使用 SRSS 的最佳化結果，其控制性能優於 RMS 及 MAX，因此使用 SRSS 來做為最佳化的目標函數。SOS 使用 SRSS 的收斂結果如圖三，圖四為比較結構頂層控制前後的相對於地表之結構位移及絕對加速度。



圖二 不同目標函數下的控制性能



圖三 SOS 使用 SRSS 的收斂結果



圖四 SRSS 作為目標函數時結構頂層的控制結果

四、與其他權重選取方法之比較

將本研究使用 SOS 最佳化的方法與 Alavinasab 和 Moharrami 的文獻中提到的方法，在 14 組地震輸入下進行控制性能的比較。這些方法使用不同之結構狀態權重矩陣(**Q**)來調整 LQR 控制器，其 **Q** 矩陣如下所示：

$$Q_1 = 10^{q_i}\begin{bmatrix}\mathbf{K} & 0\\ 0 & \mathbf{M}\end{bmatrix} \quad (8)$$

$$Q_2 = 10^{q_i}\begin{bmatrix}I & 0\\ 0 & 0\end{bmatrix} \quad (9)$$

$$Q_3 = 10^{q_i}\begin{bmatrix}I & 0\\ 0 & I\end{bmatrix} \quad (10)$$

其中:

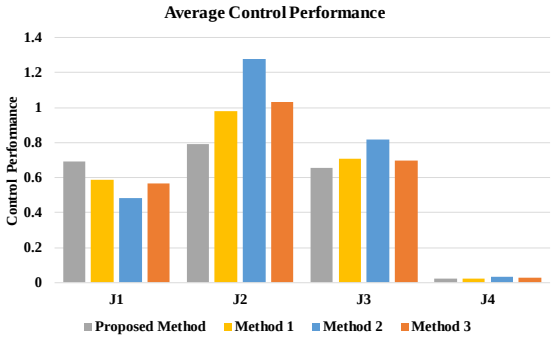
K = 結構勁度矩陣

M = 結構質量矩陣

式(8)-式(10)選取矩陣方法分別命名為方法一至方法三。透過選擇的最佳比例的 q_i，使上述三種 LQR 控制器可以在 14 組地震輸入下產生之控制力，與本研究使用 SOS 得到的最大控制力相近，即調整在白雜訊激振下的最大控制力，以確保不同控制器在 14 組地震輸入下有相近的最大控制力。

統整上述三種方法及本研究最佳化的 Q 矩陣，在 14 組地震輸入的控制性能如圖

五所示。 從圖五可以看出，在最大控制力相同的情況下，本研究使用 SOS 最佳化的方法，其 J2 和 J3 控制性能優於另外三種方法。但就 J1 而言，方法一到方法三的控制結果似乎比 SOS 最佳化方法更好，這是因為 SOS 最佳化所使用的目標函數僅考慮模態絕對加速度，而方法一到方法三使用 LQR 的成本函數與結構狀態有關，因此傾向控制結構的相對位移。然而整體而言，SOS 最佳化方法在控制相對位移和絕對加速度時實現了平衡控制。



圖五 不同控制方法的控制性能比較

五、結論與展望

本研究應用了啟發式演算法 SOS，進行最佳化 LQR 的權重矩陣，最佳化之目標函數為最小化模態絕對加速度的 SRSS 值。數值分析結果顯示，與其他三種權重方法的控制性能比較後，本研究使用 SOS 最佳化之 LQR 控制器，在層間位移和絕對加速度中有較佳的控制性能。基於本研究數值模擬結果得出如下結論：

(1) 使用 SOS 最佳化 LQR 的權重矩陣效果甚佳，因為它可以得到整個搜尋空間最佳的權重值，而不易陷入局部最佳解。此外，SOS 演算法不需要調整任何參數，並有良好的最佳化收斂速度。

(2) 從控制性能來看，最好的目標函數為模態絕對加速度的 SRSS，使用 SRSS 進行最佳化可獲得最佳的 LQR 控制器。

(3) 為了不使控制力大於致動器的最大輸出力量，在最佳化時建議使用 10%的致動器最大出力值作為控制力的限制，如此一來，當結構受到震度更大的地震激振時，可確保算出之控制力不會超出致動器之最大力量。

(4) 本研究使用 SOS 進行最佳化 LQR 的控制性能（主要是層間位移和絕對加速度）較於文中提到另外三種權重選則方法之控制性能佳。

參考文獻

1. Abubakar, I. and Farid, B. (2013) “Generalized Den Hartog tuned mass damper system for control of vibrations in structures”, London, UL: WIT Press.
2. Alavinasab, A., Moharrami, H., and Khajepour, A. (2006) “Active control of structures using energy-based LQR method”, *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering,* **21**(8), 605-611.
3. Amini, F., Hazaveh, N. K., and Rad, A. A. (2013) “Wavelet PSO-based LQR algorithm for optimal structural control using active tuned mass dampers”, *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, **28**(7), 542-557.
4. Cheng, M. Y. and Prayogo, D. (2014) “Symbiotic Organisms Search: A new metaheuristic optimization algorithm”, *Computers & Structures*, **139**, 98-112.

具近斷層效應之鋼骨梁柱接合靜態試驗載重歷時研究

莊勝智[1]　林克強[2]　陳奐丞[3]　陳垂欣[4]

摘 要

台灣地處地震帶且斷層遍佈東西部平原，約三分之一人口居住於近斷層 10 公里範圍內，因此必須面對近斷層的地震工程議題。本文主要探討鋼造建築物抗彎構架結構在近斷層地震作用下的效應，並利用非線性動力歷時分析法建立梁柱接合靜態試驗的載重歷時，以作為驗證受近斷層地震作用之梁柱接合耐震性能的靜態試驗標準。本研究提出符合台灣設計地震與最大考量地震(回歸期 475 年與 2500 年)含近斷層效應的靜態試驗載重歷時建議，此兩建議的近斷層載重歷時與 Krawinkler 2000 近斷層及 AISC 341-16 的遠域地震達 4%弧度載重歷時的比較結果顯示，對於累積層間位移角而言，此三種近斷層載重歷時約為遠域地震者的 70~80%。本研究所建議回歸期 2500 年的載重歷時，其累積塑性層間位移角最大，分別較 Krawinkler 2000 與 AISC 341-16 者大 24%與 13%。但無論如何，對於模擬脈衝所引致的最大層間位移角差值，本研究建議的回歸期 475 年與 2500 年載重歷時分別為 6%與 6.5%弧度，皆小於 Krawinkler 2000 載重歷時者。

關鍵詞：近斷層效應、靜態試驗載重歷時、梁柱接合、層間位移角

一、前言

台灣地處環太平洋地震帶上，且斷層遍佈東西部平原，約三分之一人口居住於近斷層 10 公里範圍內，因此建築物的近斷層效應為國內地震工程研究亟待解決的重要課題。過去台灣因地質調查資料缺乏，對於斷層位置與分佈並不清楚，故建築物設計時並無考慮近斷層效應的特性。內政部營建署分別於 2005 年與 2011 年頒布之「建築物耐震設計規範與解說」中，即開始針對中央地質調查所於 2000 年與 2010 年所公佈之第一類活動斷層特別訂定考量近斷層效應的規定，該規定是以放大斷層所影響範圍工址的加速度方式考量，藉此手段放大建築物的設計地震力需求。

抗彎構架結構系統主要是藉由梁端撓曲塑鉸之非彈性變形提供系統之韌性容量，其抗彎構架之梁柱接合必須確保能提供必要的變形能力。過去台灣工程界採用試驗方法進行鋼造梁柱接合性能評估時，普遍採用 AISC 341 自 2002 年(AISC, 2002)版起規定之載重歷時進行試驗，至 2016 年版(AISC, 2016)仍沿用相同的規定，該載重歷時屬於遠域(far field)型載重歷時，如圖 1 所示，此位移歷時是由逐漸增大的往復層間位移角且無殘留位移組成。然而，結構中梁柱接合須提供多大的變形需求，應視結構所在位置的地震危害度而定。由於近斷層地震之地表振動特性具有高速度與大相對位移特性，故其載重歷時特性應與前述遠域型的載重位移歷時不同，該載重歷時應與地震設計需求有關，應屬與工址地震設計反應譜相關的特定載重歷時。

學者 Krawinkler 於 2000 年除提出遠域地震效應的鋼骨梁柱接合試驗用載重歷時外(如圖 1)(即 AISC 341 規定的梁柱接合試驗載重歷時)，亦提出一適用於近斷層效應之鋼骨梁柱接合載重歷時建議(Krawinkler, 2000)，如圖 2 所示，但該文獻中並未提及設計地震力需求為何。

依據 ASCE7-16 (ASCE, 2016)之規定，進行結構非彈性動力歷時分析時，其地震加速度歷時紀錄是根據結構的基本振動週

[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] 國立交通大學土木系碩士
[4] 國立交通大學土木系副教授

期、目標的設計加速度譜進行調整，其調整方法可採用加速度譜相符法(Spectral Matching)(以下簡稱相符法)與加速度振幅縮放法(Amplitude Scaling)(以下簡稱縮放法)。ASCE7-16 亦規定，進行非線性動力歷時分析時，需至少 11 組地震加速度歷時紀錄，同時若工址需考量近斷層效應時，地震加速度歷時不可採用與設計加速度反應譜相符(matching)的方法調整。

本研究之目的是在建立符合台灣現行地震力設計需求，並考量近斷層效應之鋼骨梁柱接合試驗載重歷時，進行結構非線性動力歷時分析的近斷層地震紀錄，其脈衝速度均大於 300 mm/s 者。

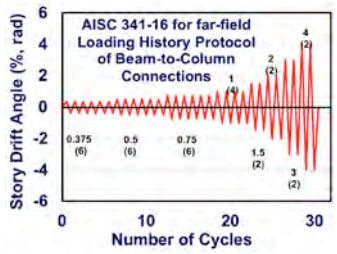


圖 1 AISC 341-16 遠域地震之鋼骨梁柱接合載重歷時

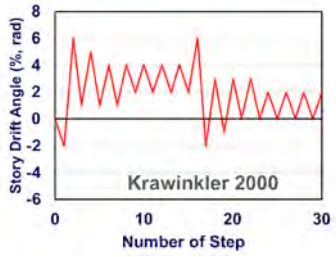


圖 2 Krawinkler 含近斷層效應之鋼骨梁柱接合載重歷時

二、梁柱接合含近斷層效應之試驗載重歷時建立

本研究進行分析之結構模型為一 15 層鋼結構抗彎構架系統建築，一樓為 5.1 公尺，其餘樓層皆為 3.4 公尺，樓高共 52.7 公尺，工址假設座落於花蓮地區考量最大近斷層效應之工址。依據 ASCE 7 有關地震加速度紀錄的調整規定，結構模型在進行非線性動力歷時分析時，其地震加速度紀錄的調整，需符合結構物工址的目標設計加速度反應譜(target design acceleration spectrum)。本研究所考慮之地震等級包括在使用年限 50 年中超越機率分別為 10%(475 年回歸期)之設計地震與 2%(2500 年回歸期)之最大考量地震。

因台灣發生規模超過 6.5 且有紀錄的地震資料仍較有限，同時為獲得較客觀的試驗載重歷時，因此採用 PEER 強震資料庫(PEER, 2011)的近斷層紀錄，選取與斷層方向正交的加速度歷時。本研究共取 34 組測站的地震紀錄，直接採用縮放法進行地震加速度歷時紀錄調整。回歸期 475 年及 2500 年地震之目標與各地震紀錄調整後加速度反應譜分別繪於圖 3 與圖 4 中。

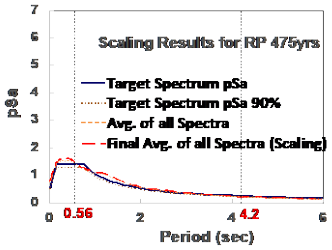


圖 3 回歸期 475 年地震之目標與各地震紀錄調整後加速度反應譜

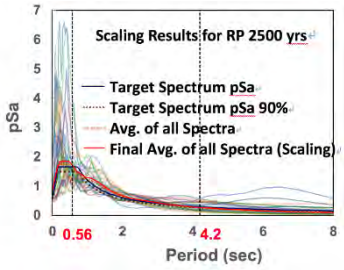


圖 4 回歸期 2500 年地震之目標與各地震紀錄調整後加速度反應譜

本研究採用國家地震研究中心(NCREE)開發的結構非線性分析軟體 PISA3D (Tsai, *et.al*, 2011)，進行 34 組地震加速度歷時紀錄，且符合回歸期 475 年與 2500 年目標反應譜的非線性動力歷時分析。在結構非線性動力歷時分析結果中，主要以樓層位移角為標的，選取在地震歷時過程中發生最大樓層位移角之樓層，以該樓層之樓層位移角歷時作為建立試驗載重歷時的基礎。由非線性動力歷時分析所獲得最大變形樓層的層間位移角歷時結果進行下列步驟，以建立鋼骨梁柱接合的試驗載重歷時分佈：

1. 為降低冗雜的層間位移角歷時數據，故使用 Rainflow 方法(Amzallag, *et.al*, 1994)將數據資料中多餘的資料點刪去，擷取歷時峰值，並將水平之時間軸轉為步數(number of step)軸，以獲得層間位移角峰值分佈圖，如圖 5 所示。
2. 近斷層地震的主要具有脈衝特徵，因此脈衝特徵所引致的最大脈衝位移角反應$\delta\theta_{max}$為近斷層的試驗載重歷時的重要特性，故將此值轉至正方向，以利後續步驟各組層間位移角分佈的排列與計算。
3. 將全部的層間位移角分佈以最大脈衝層間位移角$\delta\theta_{max}$對齊排列(圖 6)後，在$\delta\theta_{max}$前之峰值並非每組分佈均有，為獲得更具代表性的試驗載重歷時，刪除未達 80%資料點的峰值。計算各組位移角分布的累積層間位移角$\Sigma\delta\theta_i$與其平均值$(\Sigma\delta\theta_i)_{avg}$，作為步驟 5 決定層間位移角分布長度的基礎。

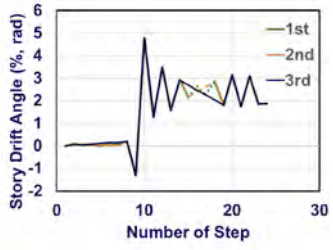


圖 5 Rainflow 方法程序示意圖

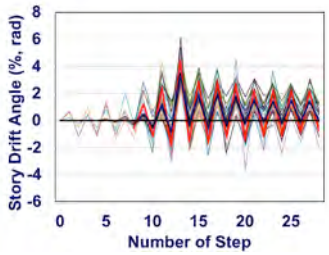


圖 6 各組層間位移角分佈與脈衝對齊排列

4. 為確保所建立的梁柱接合近斷層試驗載重歷時有充分的安全餘裕，以所有層間位移角分佈的峰值平均值$\delta\theta_{avg}$加一倍標準偏差值σ決定之，並繪製於圖 7。
5. 為符合實際層間位移角分佈，梁柱接合近斷層試驗載重歷時是以層間位移角分佈平均值$(\Sigma\delta\theta_i)_{avg}$決定長度，如圖 7 中的實線部分，其中發現本分析結果有+0.5 % rad 的殘留位移角θ_{res}。
6. 為考量採用本試驗載重歷時的試體，確保在負向方向仍有充分的安全餘裕，故以 X 軸鏡射反向加載，圖 8(a)與(b)分別為對應回歸期 475 年與 2500 年的梁柱接合近斷層試驗載重歷時。

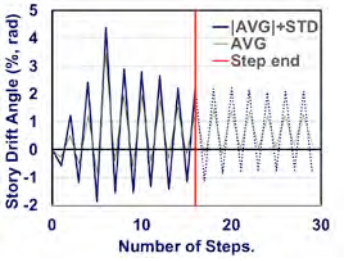
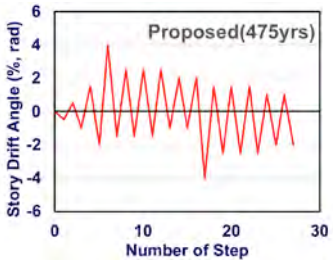
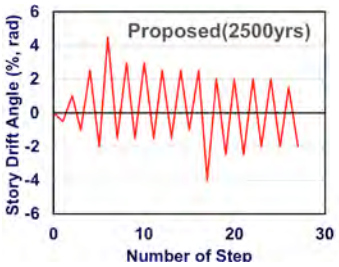


圖 7 層間位移角分佈平均值與標準偏差示意圖



(a) 回歸期 475 年



(b) 回歸期 2500 年

圖 8 本研究建議的梁柱接合層間位移角靜態試驗載重歷時圖

三、分析結果

本研究針對鋼造建築構件在考慮近斷層效應下，並依台灣建築物耐震設計規範規定之回歸期 475 年與 2500 年考慮最大近斷層效應之目標加速度反應譜，提出梁柱接合(或子結構)靜態試驗載重歷時的建議，如圖 8 所示，取累積層間位移角$\Sigma\delta\theta_i$與累積塑性層間位移角$\Sigma\delta\theta_{pi}$為評估指標，與 Krawinkler 教授於 2000 年建議之近斷層及 AISC 341-16 (AISC, 2016)之一般遠域地震的靜態試驗位移載重歷時達 4%時進

行比較。此四種位移載重歷時的累積層間位移角$\Sigma\delta\theta_i$與累積塑性層間位移角$\Sigma\delta\theta_{pi}$的比較如圖 9 所示。此比較結果可歸納如下：

1. Krawinkler 與本文所建議回歸期 475 年與 2500 年的近斷層梁柱接合靜態試驗載重歷時，其累積層間位移角$\Sigma\delta\theta_i$大致相同，約為 AISC 341-16 遠域地震達 4%弧度載重歷時的 70~80%。
2. 本文所建議回歸期 475 年與 Krawinkler 的近斷層梁柱接合靜態試驗載重歷時，其累積塑性層間位移角$\Sigma\delta\theta_{pi}$約為 AISC 341-16 遠域地震達 4%弧度載重歷時的 90%，回歸期 2500 年者較 AISC 341-16 遠域地震者大 13%。
3. 就近斷層梁柱接合靜態試驗載重歷時而言，本文所建議回歸期 475 年與 Krawinkler 兩者在累積層間位移角$\Sigma\delta\theta_i$與累積塑性層間位移角$\Sigma\delta\theta_{pi}$的指標大致相同，故兩者應屬於同等級的梁柱接合靜態試驗載重歷時；本文建議回歸期 2500 年與 Krawinkler 或回歸期 475 年者比較，$\Sigma\delta\theta_i$與$\Sigma\delta\theta_{pi}$分別大 17 與 24%。

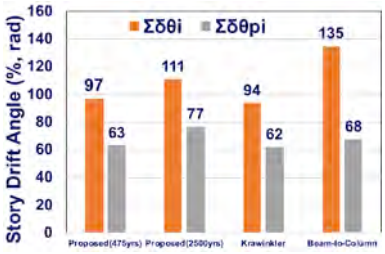


圖 9 本研究建議、Krawinkler 與 AISC-341-16 達 4%弧度之梁柱接合載重歷時的累積層間位移角與累積塑性層間位移角比較

四、結語

在考量近斷層效應時，儘管在累積層間位移角$\Sigma\delta\theta_i$與累積塑性層間位移角$\Sigma\delta\theta_{pi}$的評估上，本文所建議回歸期 475 年與 2500 年的試驗載重歷時均約較 Krawinkler 者嚴格，但在考慮因脈衝所引致的層間位移角最大差值分別為 6%與 6.5%弧度，均較遠域地震之 AISC 341-16 者達 4%弧度時與 Krawinkler 者的 8%弧度小。本研究成果顯示，本文所討論的四種梁柱接合靜態試驗載重歷時，以累積層間位移角$\Sigma\delta\theta_i$、累積塑性層間位移角$\Sigma\delta\theta_{pi}$與脈衝所引致的層間位移角最大差值三種指標評估，其結果各有差異，因此可進行實尺寸梁柱接合試驗，確認梁柱接合試體受此三種參數的影響程度。

參考文獻

1. AISC (2012), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (AISC 341-16), American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
2. AISC (2016), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (AISC 341-16), American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
3. ASCE (2016), Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE7-16), American Society of Civil Engineers, New York, Manual of Practice.
4. C. Amzallag, J.P. Gerey, J.L. Robert1 and J. Bahuaudl (1994), “Standardization of the Rainflow Counting Method for Fatigue Analysis”, Volume 16, Issue 4, June 1994, Pages 287-293.
5. Krawinkler, H., Akshay, G., Medina, R. and Luco, M. (2000), ‘‘Development of loading histories for testing of steel beam-to-column assemblies’’, Rep. prepared for SAC Steel Project, Dept. for Civil and Environmental Engineering, Stanford University.
6. Tsai, K. C., Lin, B. Z., Chuang, M. C., and Yu, Y. J. (2011), Platform of Inelastic Structural Analysis for 3D Systems, PISA3D Standard Edition R3.2 User’s Manual, National Center for Research on Earthquake Engineering, Taiwan Department of Civil Engineering, National Taiwan University.
7. PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center) (2011), PEER ground motion database. University of California, Berkeley, CA. <http://ngawest2.berkeley.edu/> (June 1, 2011).

梁主筋於內柱接頭內之直線握裹滑移研究

紀凱甯[1]　林克強[2]　劉志國[3]

摘 要

因應高樓建築之發展趨勢，使用高強度鋼筋可助於鋼筋用量之縮減，進而改善鋼筋壅塞所造成之不良施工品質，然而在欠缺採用超過 SD 420W 等級鋼筋的結構試驗佐證下，現行混凝土結構設計規範之耐震設計規定鋼筋僅允許使用至 SD 420W 等級。美國 ACI 318 規範於 2019 年的修訂中，將特殊抗彎構架系統之鋼筋使用強度 f_y 放寬至 550 MPa，其中梁鋼筋埋置梁柱接頭之直線握裹長度(即柱構件深度)，由 f_y 為 420 MPa 的 20 倍鋼筋直徑放大至 26 倍鋼筋直徑，但未考量混凝土強度之貢獻，此與鋼筋混凝土的握裹原理有所出入。為釐清梁筋貫穿梁柱接頭之直線握裹需求長度。本研究共進行六組實尺寸 RC 內柱梁柱接頭試驗，根據不同柱構件深度的試驗結果，提出最小柱深建議式。

關鍵詞：高強度鋼筋、梁柱接頭、直線握裹長度、最小柱深

一、前言

對於人口密集的都市化區域而言，住宅用地逐漸缺乏，因此將都市的住宅建築高層化逐漸變成主流，而在因應高樓建築發展的趨勢下，低樓層的柱構件鋼筋需求量勢必較大，若採用高強度鋼筋配置，在不調整鋼筋用量的前提下，除可有效縮減梁柱斷面尺寸、提升構件斷面強度外，搭配新式預鑄工法亦能提升施工精確度與大幅縮減工期，是一突破性的改變。然而，在欠缺採用超過 Grade 60 等級(f_y = 420 MPa)鋼筋的結構試驗佐證下，美國 ACI 318 規範於 2014 年版以前(ACI, 2014)[1]，其耐震設計規定構件採用之縱向鋼筋降伏強度不得超過 420 MPa，而國內現行混凝土結構設計規範(內政部營建署，2017)[2]則係參考相關研究與測試，特別開放預鑄構件之縱向鋼筋降伏強度上限提升至 490 MPa。

自 2009 年起，美國 ASTM A706 鋼筋標準(ASTM, 2009)[3]已將 Grade 80 (f_y = 550 MPa)等級之鋼筋規格納入標準中，且 ASTM A615 標準(ASTM, 2015)[4]更於 2015 年新增 Grade 100 等級(f_y = 690 MPa)之鋼筋規格，基於美國鋼筋標準之改版，我國經濟部標準檢驗局亦於 2018 年修訂「CNS 560 - 鋼筋混凝土用鋼筋」(CNS, 2018)[5]標準，新增 SD 550W 與 SD 690 強度等級之鋼筋，屬於耐震鋼筋。值得一提的是，美國 ACI 318-19 規範(ACI, 2019)[6]於本次改版修訂中，已將特殊結構牆系統之鋼筋使用降伏強度 f_y 放寬至 690 MPa，特殊抗彎構架系統則因缺乏足夠之實驗數據佐證，其鋼筋強度 f_y 僅放寬至 550 MPa，意即已將 SD 550W 鋼筋納入耐震設計範疇，然而針對梁筋貫穿梁柱接頭之直線握裹修訂部分，規定其鋼筋伸展長度(即柱構件深度)應隨鋼筋降伏強度提升而增加，卻未考量混凝土強度的貢獻，此與鋼筋握裹設計理念有所衝突。

鑒於國內外對於高強度梁筋貫穿梁柱接頭之直線握裹性能的相關研究甚少，且採用降伏強度 550 MPa 以上之高強度鋼筋應用有限，故本研究將針對梁主筋於內柱接頭握裹性能與柱構件深度之兩者關聯性進行探討，共計進行六組實尺寸 RC 內柱接頭的耐震試驗，並根據本研究的資料分

[1] 國家地震工程研究中心專案助理研究員
[2] 國家地震工程研究中心研究員
[3] 國立台灣科技大學碩士

析與彙整，提出一梁筋貫穿梁柱接頭之直線握裹需求建議式。

二、相關研究回顧

本研究團隊於過去共進行十四組鋼筋混凝土梁之竹節鋼筋反覆受拉直線握裹試驗(廖柏州，2017)[7]，以模擬梁筋於 RC 梁柱接頭中的鋼筋直線握裹性能。除探討眾多設計參數對於鋼筋直線握裹性能之影響外，亦彙整相關設計規定與建議式，最終提出一考量軸力作用的鋼筋極限握裹強度建議式，如式(1)所示。

$$u_{ultimate} = 1.08\alpha_p\sqrt{f_c'}$$
$$\alpha_p = 1 + 0.8\frac{N}{A_g f_c'} \quad (1)$$

式中，$u_{ultimate}$為考量軸力作用與反覆載重效應之鋼筋極限握裹強度(MPa)，α_p為軸力效應因子，f_c'為混凝土抗壓強度(MPa)，N為軸壓力(N)，A_g為構件斷面積(mm^2)。

三、試驗規劃

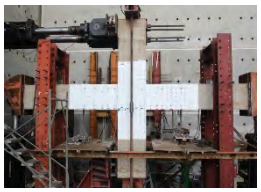
本研究的六組內柱接頭試體中，設計參數包括：梁主筋直徑，採用#8 (D25)與#10 (D32)、鋼筋規格，採用 SD 420W 與 SD 550W、混凝土強度，採用 42 與 70 MPa、與柱深，以美國 ACI 318-19 規範的建議與過去鋼筋反覆載重握裹性能的研究成果，採用 20 倍、26 倍及 34 倍鋼筋直徑，詳細試體尺寸與設計參數詳表一。

表一 接頭試體設計參數表

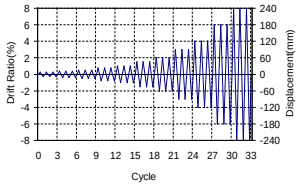
Spec.	f_y (MPa)	f_c' (MPa)	Beam Bars		Column (b×h) (mm)	Column Depth (d_b)	V_{ju}/V_{jn}	$\Sigma M_{nc}/\Sigma M_{nb}$
			Top	Bot.				
JI1	420	42	2-D32	2-D32	650×650	20	0.698	1.94
JI2			2-D25	2-D25				2.14
JI3	550		4-D25	4-D25		26	0.716	2.22
JI4	420		3-D32	3-D32	500×850		0.641	2.91
JI5	550		4-D25	4-D25		34	0.697	3.18
JI6		70			650×650	26	0.539	2.42

註：f_y為梁筋降伏強度(MPa)；f_c'為混凝土抗壓強度(MPa)；b為構件垂直受剪方向尺度(mm)；h為構件平行受剪方向尺度(mm)；d_b為鋼筋直徑；V_{ju}為接頭剪力需求；V_{jn}為接頭剪力容量；$\Sigma M_{nc}/\Sigma M_{nb}$為柱與梁構件撓曲強度比值。

抗彎構架系統在水平力作用下，典型樓層之變形反曲點約發生在梁跨與柱高中點，故進行內柱梁柱接頭試驗時，一般取自構架中梁、柱構件中間點間之十字型接頭作為試體，接頭試驗裝置配置如圖一所示。試驗時於柱端施加 0.075$A_g f_c'$的固定軸力，於水平向維持零位移；在梁端施加以梁構件層間位移角為基準的垂直反復位移，其層間尖峰位移角分別為 0.25%、0.375%、0.5%、0.75%、1%、1.5%、2%、3%、4%、6%及 8%弧度，且各層間尖峰位移角均重複試驗三圈，如圖二所示。



圖一 試驗裝置圖



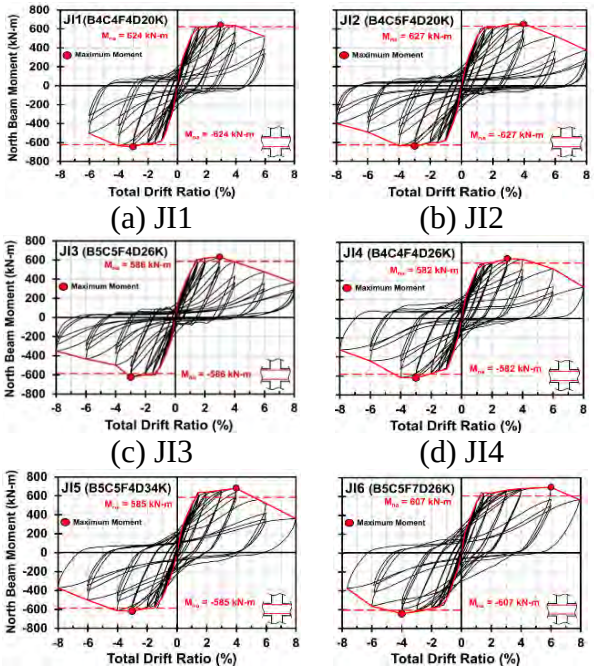
圖二 載重歷時圖

四、試驗結果與分析

各接頭試體之梁端彎矩強度與層間位移角關係如圖三所示。對於梁主筋採用 SD 420W 鋼筋之試體 JI1、JI2 及 JI4，柱深為 26d_b(d_b為鋼筋直徑)之試體 JI4，其強度與變形之遲滯行為均優於柱深為 20d_b之試體 JI1 與 JI2。在層間尖峰位移角 4%弧度迴圈的卸載勁度(第二、四象限)表現上，試體 JI1 與 JI2 已明顯平緩，顯示接頭梁筋已發生握裹滑移，而試體 JI4 之卸載勁度較佳，26d_b倍的柱深能延遲梁主筋於接頭區發生握裹滑移，充分發揮梁端塑鉸彎矩；針對梁筋採用 SD 550W 鋼筋之試體 JI3、JI5 及 JI6，其中柱深 34d_b且混凝土強度為 42 MPa 之試體 JI5 與柱深 26d_b且混凝土強度提升為 70 MPa 之試體 JI6，其強度與變形之遲滯行為明顯優於柱深 26d_b且混凝土強度為 42 MPa 之試體 JI3，且試體 JI5 與 JI6 在層間尖峰位移角 4%弧度之卸載勁度較試體 JI3 佳，證實柱深與接頭區混凝土強度的提升，能有效延遲梁主筋於接頭交會區發生握裹滑移。

由試體整體混凝土破壞情形(如圖四)發現，梁主筋採用 SD 420W 且接頭柱深為 20d_b之試體 JI1 與 JI2，其梁柱交界面之混凝土因僅發生局部擠壓剝落現象，但梁構件並無顯著之塑鉸區域形成，此混凝土破

裂形式亦可驗證，梁主筋於接頭區內發生滑移前梁塑鉸尚未完全發展；而接頭柱深 $26d_b$ 之試體 JI4，其梁構件接近端部範圍內混凝土發生較顯著的裂縫與壓碎。梁主筋採用 SD 550W 且接頭柱深為 $26d_b$ 之試體 JI3，亦僅於梁柱交界混凝土發生局部壓碎剝落現象，梁構件未發展顯著塑鉸區域，其破壞形式與試體 JI1 與 JI2 相似；對於柱深 $34d_b$ 混凝土強度 42 MPa 與柱深 $26d_b$ 混凝土強度 70 MPa 之試體 JI5 與 JI6，梁構件端度發展顯著塑鉸。

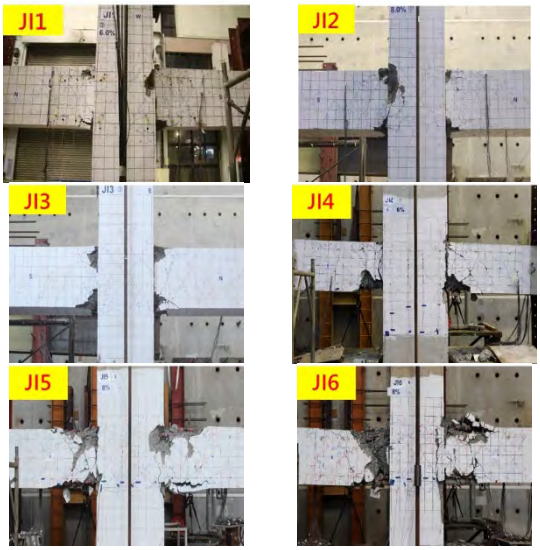


(a) JI1　(b) JI2

(c) JI3　(d) JI4

(e) JI5　(f) JI6

圖三　梁端彎矩強度與層間位移角關係

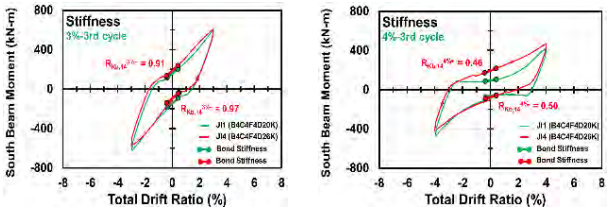


圖四　接頭試體之破壞情形

五、梁筋滑移探討

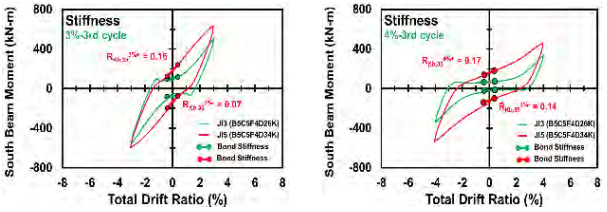
一般而言，內柱梁柱接頭中梁主筋的滑移，可由整體受力變形迴圈中在零位移附近的勁度評估其程度，本研究定義層間位移角 4%弧度最後一迴圈（本研究為第三圈）之正負向 0.35%弧度間的割線勁度 K_b 為一梁主筋滑移指標，可由各組試體間之 K_b 值的比值 R_{Kb} 比較梁主筋於接頭區的握裹性能的差異。

圖五顯示，梁主筋採用 SD 420W 鋼筋之試體 JI1 與 JI4 中，試體 JI1 與 JI4 在層間位移角 3%與 4%弧度迴圈下的平均 R_{Kb} 分別為 0.94 與 0.48，此說明試體 JI4 的握裹滑移阻抗較試體 JI1 佳；圖六與圖七顯示，梁主筋採用 SD 550W 鋼筋之試體 JI3、JI5 及 JI6 中，試體 JI3 與 JI5 及試體 JI3 與 JI6 在層間位移角 3%與 4%弧度迴圈下的平均 R_{Kb} 分別為 0.12 與 0.16 及 0.11 及 0.13，除代表試體 JI5 與 JI6 之握裹滑移阻抗較試體 JI3 佳外，亦顯示試體 JI6 的握裹滑移阻抗較試體 JI5 佳。



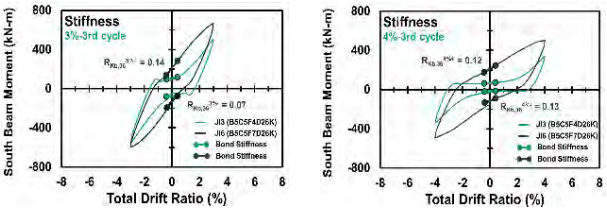
(a) 層間位移角 3%　(b) 層間位移角 4%

圖五　試體 JI1 與 JI4 梁筋握裹勁度比較



(a) 層間位移角 3%　(b) 層間位移角 4%

圖六　試體 JI3 與 JI5 梁筋握裹勁度比較



(a) 層間位移角 3%　(b) 層間位移角 4%

圖七　試體 JI3 與 JI6 梁筋握裹勁度比較

六、最小柱深建議式

前期研究(廖柏州，2017)[7]提出一梁主筋在梁柱接頭區內受反覆載重下的極限握裹強度，經轉換後之最小柱深建議公式如式(2)所示，此公式參數包括混凝土強度 f_c'、軸力效應 α_p、鋼筋拉力超額強度 α_o及鋼筋壓力發展係數 β。

$$\alpha_p = 1 + 0.8\frac{N}{A_g f_c'}, \quad u_{ultimate} = 1.08\alpha_p\sqrt{f_c'}$$
$$h_c \geq \left(\alpha_o + \beta\right) A_s f_y \Big/ u_{ultimate}\pi d_b \tag{2}$$

式中，$u_{ultimate}$為考量反覆載重效應之鋼筋極限握裹強度(MPa)，N 為軸壓力(N)，A_g為構件斷面積(mm^2)，A_s為鋼筋斷面積(mm^2)，f_y為鋼筋降伏強度。本研究成果驗證依此公式求得柱深的有效性。

七、結語

梁筋採用 SD 420W 與 SD 550W 之接頭試體 JI1、JI2 及 JI3，在設計混凝土強度為 42 MPa 且柱深分別採用 ACI 318-19 規範建議之 $20d_b$與 $26d_b$條件下，其梁筋約於層間位移角 2%至 3%即發生握裹滑移；然而，以增加柱深或提高接頭區混凝土強度之試體 JI4、JI5 及 JI6，其梁主筋握裹滑移現象均能有效地延緩至層間位移角 4%弧度後，使其梁構件能充分發展塑鉸強度。本研究亦提出梁筋於梁柱接頭區內受反覆載重下的最小柱深建議公式，供工程業界之設計參考。

參考文獻

1. ACI Committee 318, “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14),” American Concrete Institute (ACI), Farmington Hills, Mich., 2014.
2. 內政部營建署(CPAMI)，2017，混凝土結構設計規範，臺灣。
3. ASTM, 2009, *Standard Specification for Deformed and Plain Carbon-Steel Bars for Concrete Reinforcement*, ASTM A706/A706M, ASTM International, West Conshohocken, Pennsylvania.
4. ASTM, 2015, *Standard Specification for Low-Alloy Steel Deformed and Plain Bars for Concrete Reinforcement*, ASTM A615/A615M, ASTM International, West Conshohocken, Pennsylvania.
5. 中華民國國家標準（CNS），2018，「鋼筋混凝土用鋼筋，Steel bars for concrete reinforcement」，CNS 560，中華民國經濟部標準檢驗局。
6. ACI Committee 318, “*Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-19),*” American Concrete Institute (ACI), Farmington Hills, Mich., 2019.
7. 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」，國立台灣科技大學營建工程系所碩士論文。

幾何非線性阻尼隔震系統於重要設備地震防護的探討

張家銘[1]、許庭維[2]、黃謝恭[3]、盧恭君[3]

摘 要

地震引致結構中敏感設備的風險，更時而造成巨大的經濟損失。減輕地震反應的一種廣泛使用技術是在設備下方安裝隔震系統。但在強烈地震作用下，可能會於隔離層出現顯著位移。建議將粘至阻尼器與隔離層整合。即便如此，此系統僅適用於較大的地震，於中小地震中可能無法有效發揮。在本研究中，開發了具有幾何非線性阻尼的隔震系統，以減輕重要設備的地震反應，如該系統可以更好地降低中小地震時的加速度反應，並可以有效地降低劇烈地震時的巨大位移反應。為了解該系統的動態行為，於其動態特性進行了徹底的探討，首先根據位移與速度生成控制力曲面，探討幾何非線性的貢獻。更探討了這種在諧波作用下的隔震系統的普遍頻率域性能。在非週期性作用力（例如地震）下，對所提出的隔震系統控制效果進行評估，並與一般隔離系統進行比較。結果表明，採用幾何非線性粘滯阻尼器進行隔震可以有效地適應各種地震。

關鍵詞：鋼纜振動、半主動控制、磁流變阻阻尼器、斜索

一、前言

地震不僅會危及建築結構，還會對建築物內的敏感設備造成風險，並造成重大損失。許多非結構組件容易受到地震作用威脅，例如高科技機具中易碎品的高精度機器和存儲，醫院中敏感的醫療設備和藥櫃，實驗室中危險化學品的存儲以及博物館中易碎的古董。如果這些非結構組件和設備在地震中損壞，那麼將導致嚴重的後果，經濟損失甚至人員傷亡。

為了保護敏感設備免受地震威脅，最有效和最常用的方式之一就是隔離地震。除了將設備固定在地板上之外，還可以將設備放置在軸承或滑塊[1]的平台上，從而將振動與地面運動隔離開。這種平台成功地減輕了地震擾動的影響。然而在地震過程中可能會引起過大的位移反應，這將導致碰撞或進一步的災難性破壞。為了解決這個問題，建議在隔離平台上放置粘性阻尼器[2-3]。但是，地震隔離與粘性阻尼器的結合可能會衍伸其他問題。

例如，典型的粘性阻尼器的出力取決於速度。粘性阻尼器的製造以設計基準地震為主。由於粘性阻尼器的特性，在中小地震事件中，粘性阻尼器可能會引起過度的加速度響應[3]，從而導致基礎隔震系統失效。另一方面，當發生強烈地震時，粘性阻尼器也可能無法控制最大位移響應。由於地震隔離與粘性阻尼器的組合不足以適應不同震度，因此該隔離系統僅對設計基準地震有效。

在這項研究中，提出了一種改進的隔離系統，該系統具有粘性阻尼器的幾何非線性配置，以增強在不同地震級別下的控制性能。該系統假定為單自由度（SDOF），其中平台和受保護的設備一起被視為剛體。在這種構造中，粘性阻尼器在平衡點位置垂直於隔離平台的運動方向放置。提出的隔離系統可以更好地降低中小地震時的加速度，同時可以在嚴重地震中有效地控制

[1] 國家地震工程研究中心兼任副研究員
[2] 國立台灣大學土木工程學系大學生
[3] 國家地震工程研究中心助理研究員

過度位移，這與適應性目標相符

二、數學模型

提出的具有幾何非線性阻尼的基礎隔振系統如**圖 1** 所示。設備和隔振平台由單曲率滾動軸承支撐，被視為質量為 m 的剛體。 粘性阻尼器垂直安裝在平衡點，阻尼係數為 C_d，銷釘至銷釘的長度為 L. u表示相對於地面的水平位移，v表示單曲率軸承引起的垂直位移，並且$\ddot{x}_g$表示輸入擾動。 運動方程可以寫成

$$\ddot{u} + 2\zeta_i\omega_n\dot{u} + {\omega_n}^2 u + 2\zeta_d\omega_n \cdot \mathrm{sgn}(\dot{u}) \left|\frac{\dot{u}u}{\sqrt{u^2+L^2}}\right|^{\alpha} \frac{|u|}{\sqrt{u^2+L^2}} = -\ddot{x}_g \quad (1)$$

其中 u 是沿隔離層的水平位移，固有自然頻率為$\omega_n = \sqrt{\frac{K_i}{m}}$，固有阻尼比為$\zeta_i = \frac{C_i}{2\sqrt{mK_i}}$，阻尼器的阻尼比為$\zeta_d = \frac{C_d}{2\sqrt{mK_i}}$。 請注意， （1）通過隔離平台的質量進行正規化。

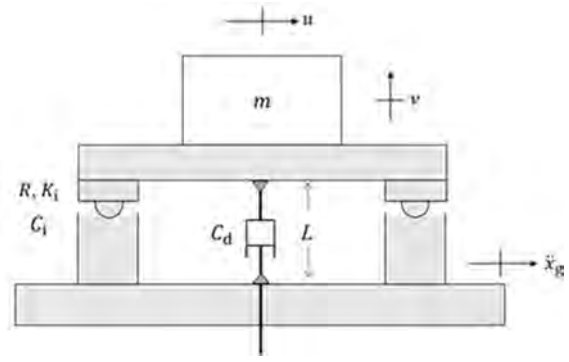


圖 1 具有幾何非線性阻尼的隔離系統示意圖

由於此研究集中於探討幾何非線性上，並假設 α = 1.0 以消除粘性阻尼器本身的非線性。 因此，可以將質量標準化後的有效控制力表示為

$$f_{ec}(\dot{u}, u) = 2\zeta_d\omega_n \cdot \dot{u} \cdot \frac{u^2}{(u^2+L^2)^2} \quad (2)$$

圖 2（a）表示了一個在$\dot{u}$方向上具有固定斜率的平面相當於在線性隔離系統中正規化質量的阻尼係數。 在**圖 2（b）**中，“谷”區域表示當 u 在 u = 0 附近的某個範圍內時，幾何非線性很明顯。 隨著 u 的振幅減小到零，f_{ec}的振幅逐漸減小到零。 u 的範圍定義為幾何非線性範圍（或 GNL 範圍）。 另一方面，當 u 的振幅遠大於 L 時，幾何非線性的影響消失。f_{ec}收斂到並聯安裝線性粘滯阻尼器的情況。 因此，**圖 2（b）**的“平面”區域實際上在 u 處與**圖 2（a）**的平面重合。

(a) (b)

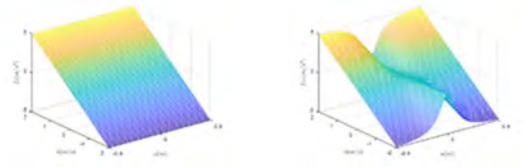


圖 2（a）是並聯安裝的線性粘性阻尼器的控制力（按質量正規化）。（b）垂直安裝的線性粘性阻尼器的有效控制力指標。 兩種系統都具有 $\omega_n = 2\pi(0.2)$ rad/s，$\zeta_d = 1$，$\alpha = 1.0$，並且具有垂直安裝的線性粘性阻尼器的系統具有 L = 0.1 m。

三、動力特性分析

本研究所提出的系統頻率內容可以識別不利響應的頻帶。對於非線性系統，沒有明確和解析定義的頻率響應函數（FRF）。 因此，可以採用平均法推導系統的頻率-振幅關係[4]。

假設諧波激勵下的位移是由

$$u(t) = U(t)\sin\theta(t) \quad (3)$$

其中$\theta(t) = \Omega t + \phi(t)$。 並且，頻率-振幅關係的隱式由下式給出

$$2\zeta_i\omega_n\Omega\, U\pi + A\sin\phi\,\pi + 8\zeta_d\omega_n\Omega^{\alpha}U^{2\alpha+1}G = 0 \quad (4)$$

其中

$$G=\frac{\left(\left|L^2-\sqrt{L^2(L^2+U^2)}+U^2\right|\cdot\left|L^2-\sqrt{L^2(L^2+U^2)}\right|\right)^{\frac{\alpha+1}{2}}}{U^{2\alpha+1}[L^2(L^2+U^2)]^{\frac{\alpha+1}{4}}}$$

穩態絕對加速度的幅度為

$$\ddot{X}_a=\sqrt{A^2+\Omega^4U^2-2A\Omega^2U\cos\phi} \quad (5)$$

因為U/A是已知的，所以可以獲得正規化絕對加速度$\ddot{X}_a/A$的頻率-振幅關係。

頻率-幅度關係U/A和$\ddot{X}_a/A$如**圖 3** 所示，其中系統參數採用$\zeta_i=0.02$，$\omega_n=2\pi(0.2)$ rad/s，$\zeta_d=1$，$\alpha=1.0$和$L=0.1$ m。在不同水平的輸入擾動下觀察到各種頻率-振幅關係，例如 A = 0.05g，0.3g 和 1.0g。在**圖 3（a）**中，當 A 變大時，U/A變小，這顯示 u 響應在較大輸入幅度下“相對”變小。然而，**圖 3（b）**顯示，在共振和低頻處，當 A 變小時，$\ddot{X}_a$/A變大，而在其他大多數頻率下，當 A 變小時，$\ddot{X}_a$/A變小，這表明$\ddot{X}_a$/A響應在較小的擾動下相對較小。這些觀察結果與前幾節的發現相吻合，例如，與位移有關的C_{eq}在大激勵下具有更好的位移控制效果，而在小激勵下則更好地緩解了C_{eq}。此外，為了將頻率-振幅關係與地震的頻率含量進行比較，這些圖中還包含了 18 個經過修改的美濃地震時間歷史記錄的平均功率譜密度（PSD）。

(a) (b)

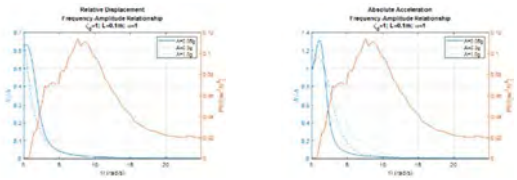
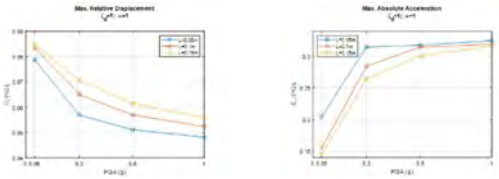


圖 3（a）輸入振幅 A = 0.05 時，u 響應的率-幅度關係 U/A 和$\ddot{X}_a$響應,$\ddot{X}_a/A$的頻率-振幅關係 A=0.05g，0.3g，1.0g，系統參數$\zeta_i=0.02$，$\omega_n=2\pi(0.2)$ rad/s，$\zeta_d=1$，$\alpha=1.0$和$L=0.1$ m。

四、時間域性能評估

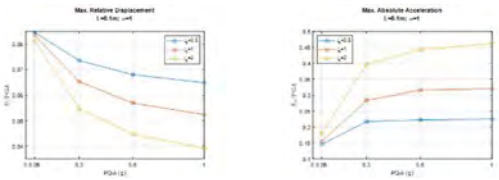
為了評估遭受不同地震級別的系統性能，$\zeta_i=0.02$，$\omega_n=2\pi(0.2)$ rad/s，與$\alpha=1.0$的系統的最大位移響應 U 和最大加速度響應$\ddot{X}_a$，在考慮不同的 L 和ζ_d情況下取得了各種PGA的地震結果。相比之下，U 和$\ddot{X}_a$通過相應的 PGA 正規化，性能指標分別表示為U/PGA 與 $\ddot{X}_a/PGA$。修改了 CHY058 測站美濃地震記錄，使其與設計頻譜相容，並稱為 CHY058-DBE 記錄。相對於 PGA，該地面加速度經縮放為不同的強度。**圖 4-5** 顯示U/PGA 與 $\ddot{X}_a/PGA$.的結果。如這些圖所示，對於幾何非線性隔離系統，U/PGA隨著 PGA 的增加而減小，而$\ddot{X}_a/PGA$隨著 PGA 的減小而減小。結果表明，所提出的系統在小地震激勵下可以產生較小的峰值加速度，而在大地震激勵下可以發現較小的峰值位移。請注意，由於結果與 PGA 不成比例，因此從這些圖中可以看出非線性非常重要。

(a) (b)



圖四L 的影響效果在 (a) U/PGA 與 (b) $\ddot{X}_a/PGA$ 基於 $PGA=0.05g, 0.3g, 0.6g, 1.0g$ 參數設定為 $\zeta_i=0.02$，$\omega_n=2\pi(0.2)$ rad/s，$\zeta_d=1.0$, 與 $\alpha=1.0$.

(a) (b)



圖五ζ_d的影響效果在 (a) U/PGA 與 (b) $\ddot{X}_a/PGA$ 基於 $PGA=0.05g, 0.3g, 0.6g, 1.0g$ 參數設定為 $\zeta_i=0.02$，$\omega_n=2\pi(0.2)$ rad/s，$\alpha=1.0$, and $L=0.1$ m.

在不同的 PGA 情況下，L 對 CHY058-DBE 地震激勵下U/PGA 和$\ddot{X}_a/PGA$的影響如**圖 4** 所示。如**圖 4(a)**所示，較大的 L 導致在較大的隔離位

移在所有 PGA 作用下；另一方面，**圖 4（b）**顯示，較大的 L 有利於減輕平台加速度，尤其是在較小的 PGA 下。在頻率-幅度關係分析中，觀察到 L 對響應的影響類似。**圖 5** 顯示了在不同的 PGA 下，CHY058-DBE 作用下ζ_d對U/PGA 與 $\ddot{X}_a/PGA$的影響。如**圖 5(a)**所示，更大的ζ_d產生較小的隔離位移。相反，**圖 5（b）**顯示較大的ζ_d會產生較大的平台加速度。簡而言之，本節中的發現通常與頻率-幅度關係分析的觀察結果一致。

注意，在較大的 PGA 作用下，ζ_d對U/PGA 與 $\ddot{X}_a/PGA$的影響更為顯著，如**圖 5** 所示。與位移相關的C_{eq}解釋了這種現象。如方程式所示。式（2）中，ζ_d決定了當位移在 GNL 範圍之外時，C_{eq}收斂的最大值，並且隨著位移增加，ζ_d對C_{eq}的影響也增加；相反，當位移較小時，ζ_d對C_{eq}的影響較小。因此，激發的 PGA 越大，響應越大，這導致ζ_d 對U/PGA 與 $\ddot{X}_a/PGA$的影響更大。

五、結論

在這項研究中，提出了一種改進的具有粘性阻尼器幾何非線性配置的隔離系統，以提高設備的抗震性能。還對主要動力特性進行了調查和分析，並作為有效控制力指標的結果，在定義的 GNL 範圍內，幾何非線性非常明顯，其寬度主要由 L 決定。幾何非線性也消失在 GNL 範圍之外，有效控制力指標的行為與 GNL 相似。平行安裝的線性粘性阻尼器的阻尼力（以質量正規化）。控制力表面提供了動態特性的曲面，並基於該表面導出了瞬時等效阻尼和剛度指數。因為有效控制力指標是位移和速度的函數，所以等效阻尼指標具有位移相關的特徵。採用平均法獲得了幾何非線性系統的頻率-振幅關係，從而在頻域中提供了對該系統更好的理解。對美濃地震進行了模擬，以驗證其動力特性和頻率-振幅關係，並研究了系統參數ζ_d和 L 的影響。通常，ζ_d的增加會導致更好的位移控制，但會加劇加速度衰減。 L 的增加導致更好的加速度衰減，但惡化了位移控制。最後，驗證了幾何非線性系統在性能上的重要優勢。結果表明，所提出的系統可以更好地減輕中小地震下的加速度，而最大位移在大地震下得到有效控制。在擬議的系統中提供了控制適應性，以適應不同級別的地震擾動，從而相對於傳統的地震隔離系統具有更好的控制效果。而且，該幾何非線性系統具有更好的抵消瞬態輸入的性能，並且仍然有效地控制了最大位移。與位移有關的等效阻尼指數和控制力指數面的幾何形狀引入了上述優點。

參考文獻

1. Wang, S.J., Hwang, J.S., Chang, K.C., Shiau, C.Y., Lin, W.C., Tsai, M.S., Hong, J.X. and Yang, Y.H. (2014). Sloped multi-roller isolation devices for seismic protection of equipment and facilities. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 43(10), 1443-1461.
2. Wolff, E. D., Ipek, C., Constantinou, M. C., & Tapan, M. (2015). Effect of viscous damping devices on the response of seismically isolated structures. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 44(2), 185-198.
3. Kelly, J. M. (1999). The role of damping in seismic isolation. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 28(1), 3-20.
4. Sun, J., Huang, X., Liu, X., Xiao, F., & Hua, H. (2013). Study on the force transmissibility of vibration isolators with geometric nonlinear damping. Nonlinear Dynamics, 74(4), 1103-1112.

20180206 花蓮地震下花蓮港災損機制初探

鄧源昌[1]　盧志杰[2]　黃俊鴻[3]

摘 要

2018 年 2 月 6 日花蓮地震後，花蓮港 19 號~25 號碼頭、西防波堤等處後線鄰近碼頭之礫石回填區域，出現嚴重沉陷與土壤液化噴砂現象，影響花蓮港務運作。為進一步瞭解此一礫石回填地層之液化沉陷機制，本研究於災情最嚴重之 25 號碼頭後線，在距離碼頭較近之明顯液化位置，以及距離碼頭較遠之無液化表徵位置，規劃進行多組現地試坑及標準貫入試驗及室內試驗，並配合現地波速量測，以綜合瞭解此地層特性。爾後再以地質調查成果以及花蓮港地震測站資料，以常見之 SPT-N 簡易液化評估方法，評估此二處位置之液化潛能。綜合竣工資料、現地調查及分析結果研判，碼頭後線震後嚴重沉陷應為淺層疏鬆礫石液化，以及下部拋石回填區受震夯實所致。

關鍵詞： 20180206 花蓮地震、花蓮港、液化、礫石土

一、前言

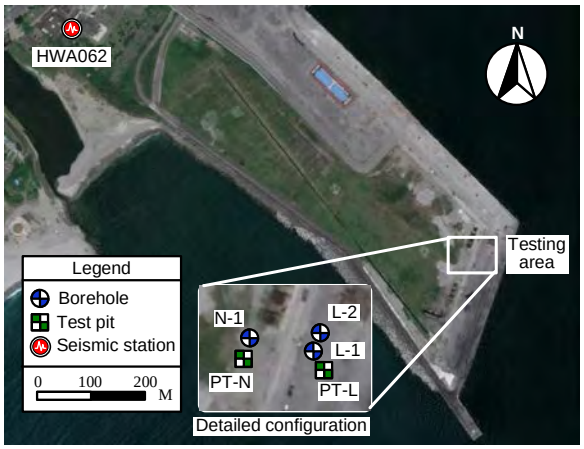
台灣時間 2018 年 2 月 6 日 23 時 50 分 42.6 秒於花蓮縣近海發生地震矩規模 Mw=6.4 之強烈地震，震央座標為北緯 24.1 度、東經 121.73 度，位在花蓮縣政府東偏北方 18.3 公里處，震源深度為 6.31 公里，花蓮市區之花蓮氣象站(HWA019)所量測到地動震度可達 7 級(PGA>400 gal)。震後國家地震工程中心大地組至花蓮地區進行勘災調查，大地工程相關災損中以花蓮港後線區域有明顯液化引致之震陷最為關注。許　等人(2018)指出震損災情多集中於外港區，包含 23 號碼頭至 24 號碼頭之後線地面沉陷及液化噴砂、25 號碼頭後線地面沉陷、西防波堤內港區道路之土壤液化與道路面版震損、以及 19 號至 22 號碼頭一帶碼頭後線地面輕微沉陷等災情。其中 25 號碼頭之災損情形較鄰近碼頭嚴重，碼頭與其後線接合處有嚴重龜裂現象，後線地表沉陷達到 50~60 cm，災損嚴重達暫停營運。為調查此災害機制，本研究於災情最嚴重之 25 號碼頭後線，在距離碼頭較近之明顯液化位置，以及距離碼頭較遠之無液化表徵位置，規劃進行多組現地試坑及標準貫入試驗及室內試驗，並配合現地地球物理波速量測試驗，以綜合瞭解此地層特性。因文章篇幅限制，波速量測試驗結果與相關分析暫不於本文介紹。爾後再以地質調查成果以及花蓮港地震測站資料，以常見之標準貫入試驗值簡易液化評估方法(以下簡稱 SPT-N 法)，評估此二處位置之液化潛能。並綜合各項資料釐清 180206 花蓮地震下花蓮港受震液化機制，供後續單位擬定防治策略，以達降低災損之效。

二、現地地質調查配置

本研究依據 20180206 花蓮地震之花蓮港現地液化災害踏勘成果，擇沉陷最嚴重之 25 號碼頭進行細部調查，針對該碼頭地表有無液化表徵進一步區分為有液化表徵區域(以下簡稱 L 區)與無液化表徵區域(以下簡稱 N 區)，分別進行現地鑽探與波速量測作業，因文章篇幅限制，波速量測

[1] 國家地震工程研究中心專案助理研究員
[2] 國家地震工程研究中心副研究員
[3] 國立中央大學土木工程學系教授

試驗配置暫不於本文介紹。本研究新設之地質鑽孔與試坑位置如圖一所示，L 區共有地質鑽孔 2 孔(編號：L-1、L-2)、試坑 1 處(編號：PT-L，試坑尺寸：長 2.5m×寬 2.5m×高 2.2m)；N 區共有地質鑽孔 1 孔(編號：N-1)、試坑 1 處(編號：PT-N，試坑尺寸：長 2.5m×寬 2.5m×高 2.5m)。兩區鑽孔皆以衝鑽方式施工，鑽孔深度約 24m。兩區試坑皆執行現地篩分析試驗與現地密度試驗，試驗深度範圍為 GL 0~-2.5m。透過以上作業了解該場址之地層分布特性，進而探討 20180206 花蓮地震之花蓮港液化災害機制。

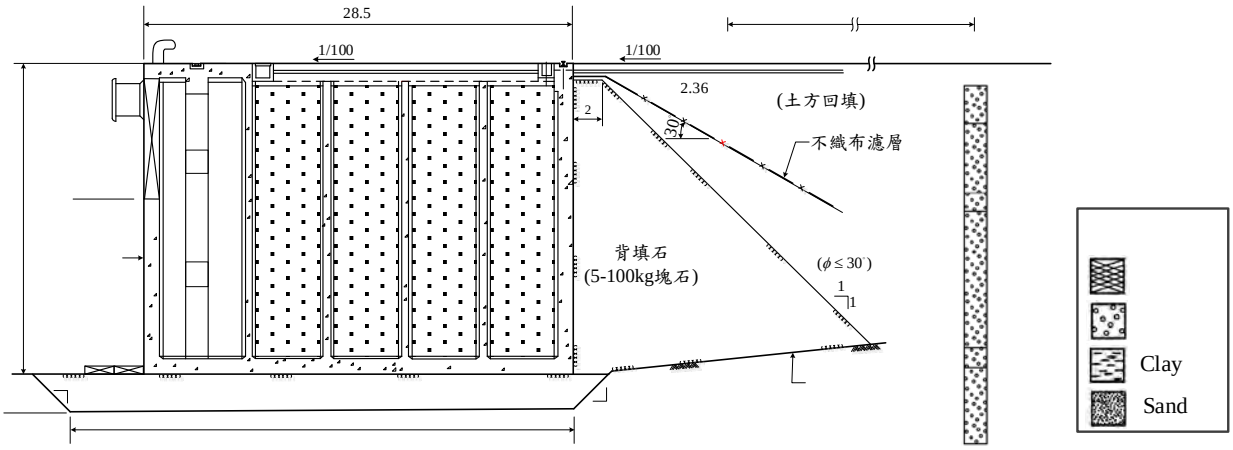


圖一 本研究現地地質調查配置

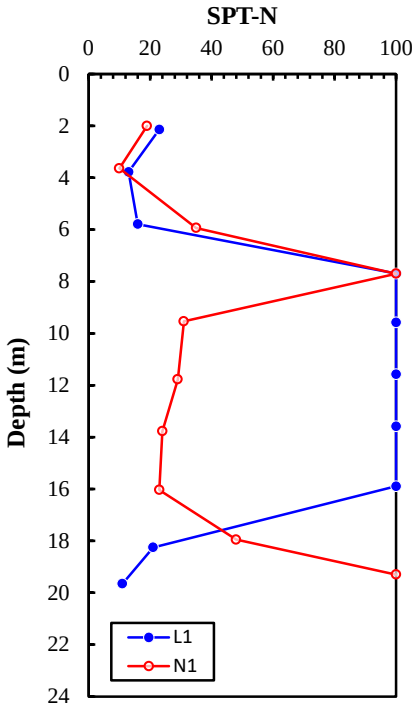
L 區試坑篩分析結果顯示試驗深度 GL 0~-2.2m 內礫石土之統一土壤分類為 GP-GM 與 GW，礫石最大粒徑為 130cm×80cm×50cm，D_{50}為 6.07~10.45mm，平均 D_{50}為 8.64mm。D_{10}為 0.14~0.28mm，平均 D_{10}為 0.23mm。N 區試坑篩分析結果顯示試驗深度 GL 0~-2.5m 內地盤之統一土壤分類為 GM 與 SP，礫石最大粒徑為 24cm×17cm×9cm，D_{50}為 2.75~4.05mm，平均 D_{50}為 3.55mm。D_{10}為 0.04~0.68mm，平均 D_{10}為 0.43mm。N 區之平均粒徑與最大粒徑皆較 L 區為小，礫石含量亦較 L 區為少。L 區試坑現地密度試驗結果顯示，GL 0~-2.5m 內礫石土濕單位重為 19.1~20.4kN/m^3，N 區之礫石土濕單位重則為 18.1~25.0kN/m^3。

鑽孔編號 L-1 與 N-1 之地質鑽孔柱狀圖套疊花蓮港#25 碼頭沉箱設計剖面(陳等人, 2000)如圖二，SPT-N 剖面如圖三所示。L、N 區之 GL 0~-7m 範圍皆為土方回填砂礫石層，較深處礫石層疏鬆。GL -7~-17.6m 範圍中，L 區為背填塊石，N 區仍為土方回填之疏鬆砂礫石層。土層深度超過 17.6m 處屬自然原始地層，因顆粒自然沉積效應，較靠近海側之 L 區為砂黏土互層，較遠離海側之 N 區為原始礫石層。

三、現地調查結果



圖二本研究新增鑽孔柱狀圖套疊花#25 碼頭沉箱剖面圖

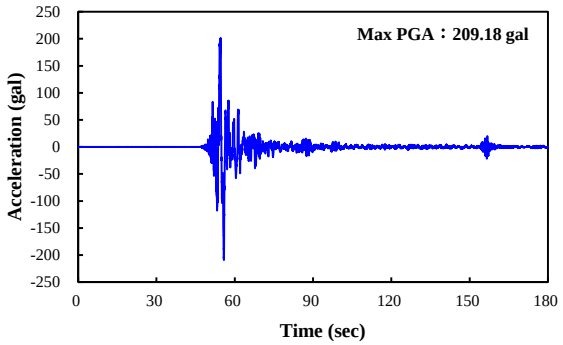


圖三 本研究新增鑽孔之 SPT-N 分布

四、簡易土壤液化評估分析結果

為釐清 20180206 花蓮地震下花蓮港 #25 碼頭之受震液化機制，本研究綜合前節現地調查結果，採用簡易土壤液化評估分析法探討 L 區與 N 區地層之液化特性，，並進一步計算液化潛能指數 LPI(Iwasaki 等人, 1982，Iwasaki 等人, 1984)，以了解土壤液化潛勢。所採用之土壤液化簡易評估分析法包括以標準貫入試驗值所發展之 NCEER 法(Youd 與 Idriss, 1997)及 HBF 法(黃 等人, 2012)

液化分析之土層參數皆依據前節調查結果設定，分析地下水位則參考花蓮地震時潮位設定為 GL -1m。水平最大地表加速度依據花蓮港地震站(站號：HWA062)之 20180206 花蓮地震加速度歷時之東西向記錄(如圖四)設定為 0.21g，地震矩規模 M_W設定為 6.4。



圖四 花蓮港地震站之 20180206 花蓮地震東西向加速度歷時(無基線修正)

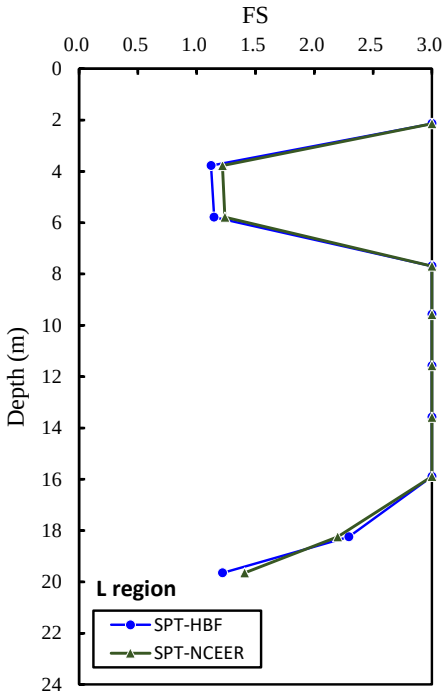
簡易土壤液化評估土層各深度之液化潛能，所得安全係數 FS 小於 1 則具液化潛勢，反之則否。具液化表徵之 L 區與未見液化表徵之 N 區在以 SPT-N 為指標下，各方法所得之 LPI 計算結果則整理如表一，液化評估結果分別為圖五與圖六。如圖與表所示，L 區中 NCEER 法與 HBF 法之各深度安全係數皆大於 1，LPI 皆為零，屬低液化潛勢。NCEER 法之最小 FS 為 1.22，HBF 法之最小 FS 為 1.12，兩者最小 FS 皆出現於 GL –3.78m 之疏鬆礫石層，兩法之安全係數深度剖面呈現相似趨勢。

N 區中 HBF 法之最小 FS 為 0.95，NCEER 法之最小 FS 為 1.0，兩者最小 FS 皆出現於 GL –3.64m 之疏鬆礫石層。整體安全係數深度剖面趨勢一致，其餘深度之安全係數皆大於 1。兩法所得 LPI 皆小於 5，同屬低液化潛勢。

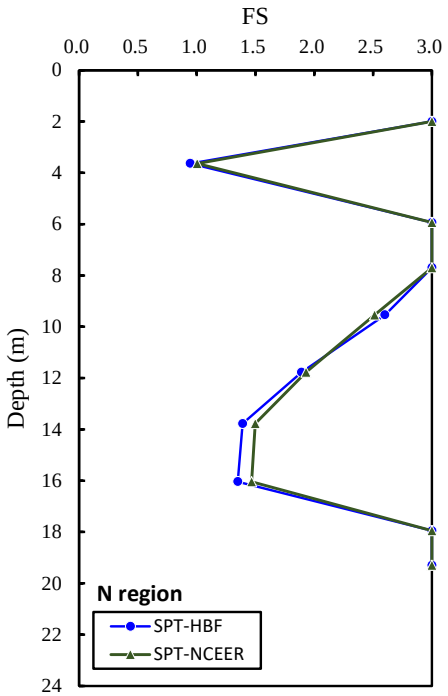
綜合現地鑽探之標準貫入試驗與液化分析結果，顯示淺層疏鬆礫石層具有液化潛能，於強震時可能產生土壤液化而使碼頭損失運輸服務性。

表一 具液化表徵 L 區與無液化表徵 N 區之液化評估指數 LPI 結果

Analysis type	SPT-N LPI	
Method	NCEER	HBF
L region	0	0
N region	0	1.0



圖五 具液化表徵 L 區之 SPT-N 簡易土壤液化評估潛勢結果



圖六 無液化表徵 N 區之 SPT-N 簡易土壤液化評估潛勢結果

五、結論與展望

由災後現地踏勘，推測 20180206 花蓮地震造成花蓮港碼頭後續受損之主因為土壤液化及震後地層夯實。另根據#25 碼頭之現地補充地質調查與分析結果顯示，主要之液化噴砂層位於地表下約 5m 範圍內，顯示此範圍之回填礫石層似未有效夯實，特別是位於碼頭及後線交界之不易夯實處。

參考文獻

1. 陳森河、陳吉紀、王志成、胡聰明(2000)，「港灣工程技術庫花蓮港部份」，交通部運輸研究所。
2. Hwang, J.H., Chen, C.H., and Jaung, C.H., “Calibrating the model uncertainty of the HBF simplified method for assessing liquefaction potential of soils”, Sino-Geotechnics, 133, 2012, pp.77-86. (in Chinese)
3. Hsu, S.Y., Yang. H.C., Lu, C.C., Hwang, Y.W., Liu, C.H., Ko. Y.Y., and Hwang, J.H., “The reconnaissance on seismic settlement of Hualien Harbor and soil liquefactions in the 0206 Hualien Earthquake”, Sino-Geotechnics, 156, 2018, pp. 65-76. (in Chinese)
4. Iwasaki, T., Arakawa, T., and Tokida, K., “Simplified procedures for assessing soil liquefaction during earthquakes”, In: Proceedings of the conference on soil dynamics and earthquake engineering, Southampton, 1982, pp. 925–939.
5. Iwasaki, T., Arakawa, T., and Tokida, K., “Simplified procedures for assessing soil liquefaction during earthquakes”, Int J Soil Dyn Earthq Eng, 3, 1984, pp. 49-58.
6. Youd, T.L. and Idriss, I.M., Proceedings of the NCEER workshop on evaluation of liquefaction resistance of soils, Technical Report NCEER-97-0022, 1997.

砂礫石液化潛能初步研究-振動台試驗

陳冠羽[1] 陳家漢[2] 楊炫智[2] 黃俊鴻[3]

摘 要

為探討砂礫石土層受震時之液化反應與動態行為，本研究應用國家地震中心發展之雙軸向大型剪力試驗盒，配合三軸向地震模擬振動台進行砂礫石地層之液化試驗，以現地土樣進行試體重模製作，並於試體內設置微型加速計與水壓力計，量測地盤受震時之加速度反應與孔隙水壓激發變化，也於剪力試驗盒各層框架間安裝位移計與加速度計，輸入運動應用白噪訊號與真實地震測站紀錄進行加載，探討液化過程中土體之顯著頻率與其動態特性反應。而試驗初步結果顯示，砂礫石土層受較大之地震力作用下，超額孔隙水壓明顯激發，進而達至液化狀態。

關鍵詞：砂礫石土、液化、超額孔隙水壓、振動台試驗

一、前言

近年來，砂礫石土回填區在地震作用下而導致液化災害發生，已被證實並受到關注。港灣地區之砂礫石回填層受震而引致液化災害發生，常伴隨著嚴重災損，例如 2016 年紐西蘭凱庫拉地震(Kaikoura Earthquake, M_w=7.8)威靈頓的 Centre Port，1995 年日本阪神地震(Nanbu Earthquake, M_w=6.9)兵庫縣神戶中央區 Port Island 等案例。而 2018 年 2 月 6 號於台灣花蓮外海發生地震(M_w=6.4)，導致花蓮港碼頭地區嚴重震損，重力式碼頭後線地表開裂與明顯沉陷，部分地區地面裂隙處有液化噴砂之情形，噴出物多為砂-礫混合材料。目前已有許多研究為了釐清砂礫石複合材料之液化特性，應用現地試驗配合室內動態三軸試驗，對其動態性質、液化阻抗與液化潛能進行探討。本研究以大尺寸試體於 1g 振動台試驗下，模擬飽和砂礫石回填層受震情形，探討砂礫石複合材料受震時之動態特性與液化機制 。

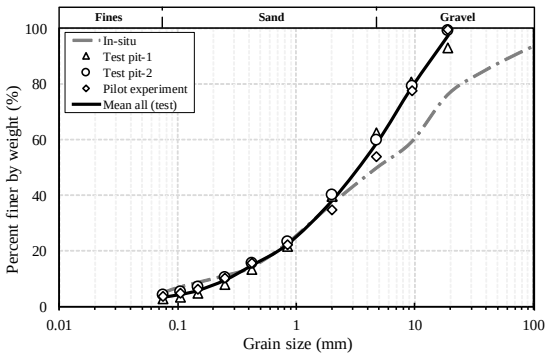
二、試驗規劃與設計

試體以花蓮港現地土樣進行製作，考量剪力盒尺寸以及土壤液化特性，將針對現地取樣土樣進行過篩，將粒徑大於 19 mm(3/4 inch)之礫石篩除，試體之粒徑分佈曲線，如圖一所示，試體之礫石含量為 41%，砂含量為 55%，細粒料含量為 4%，砂礫石複合材料之基本物性，可參考表一。試體尺寸為 1.88m(L)×1.88m(W)×1.20m(H)，放置於國家地震工程中心所發展之雙軸向大型多層剪力盒內進行振動台動態試驗。為合理模擬碼頭現地砂礫石回填之情況，本研究試體以濕式霣降法分層進行製作，試體平均相對密度約為 D_r=37% 。

試驗量測儀器設備包含微型加速計、水壓計與位移計(LDT)。微型加速計與水壓計試安裝於體內部不同高程位置，目的為量測土體水平向加速度反應，及量測受振時孔隙水壓激發變化，於剪力盒內外框架各高程安裝位移計與加速計，位移計量

[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] 國立中央大學土木工程系教授

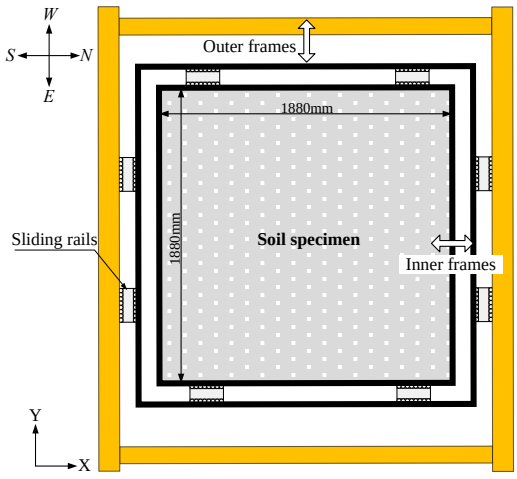
測土表沉陷量與土體側向變位，經框架所量測之加速度反應與位移量，可作為該土層受震時之運動行為參考，藉此推估動態試驗下各土層平均剪應變量。雙軸向剪力試驗盒運動方向定義與量測儀器配置，如圖二所示。圖三為飽和砂礫石試體於剪力盒內進行振動台試驗之情形。



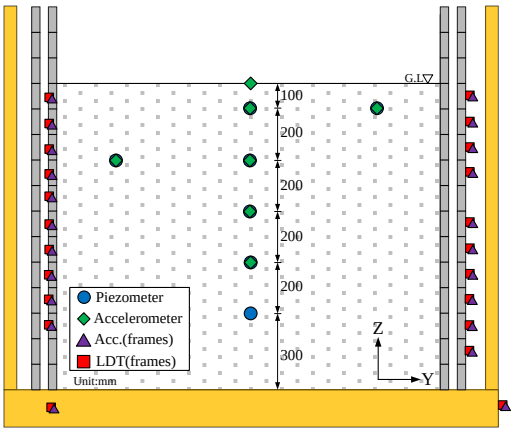
圖一 砂礫複合材料粒徑分佈曲線

表一 砂礫複合材料之基本物理性質

D_{max} (*mm*)	19.0
D_{50} (*mm*)	3.58
C_u	19.48
$G_{s,avg}$	2.70
e_{min}	0.14
e_{max}	0.50

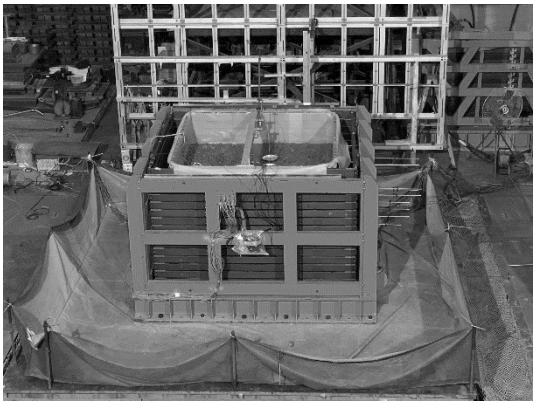


(a)



(b)

圖二 雙軸向剪力試驗盒示意圖: (a)運動方向定義；(b)量測儀器配置



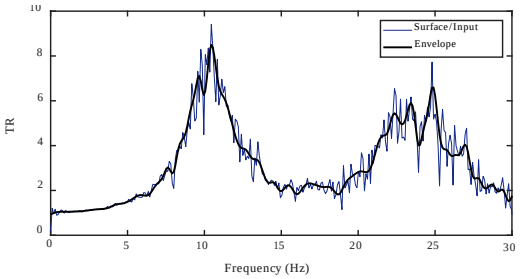
圖三 振動台試驗

試驗之輸入運動係透過底部振動台對剪力盒 Y 向進行加載，來模擬地震作用於飽和砂礫石土層之情形，輸入運動採用台灣 0206 花蓮地震之花蓮港務局測站記錄歷時(2018, HWA062 EW 向)，此測站位置最鄰近花蓮港碼頭震區，輸入地震波之最大加速度振幅分別為 0.1、0.2 與 0.4g。本研究應用白噪訊號與正弦掃頻訊號對砂礫石土樣進行系統識別與動態特性探討，白噪訊號之振幅與頻寬分別為 0.02g 及 0.1~50Hz，正弦掃頻訊號之振幅與頻寬分別為 0.02g 及 0.1~30Hz。

三、試驗分析與結果

1.試體顯著頻率

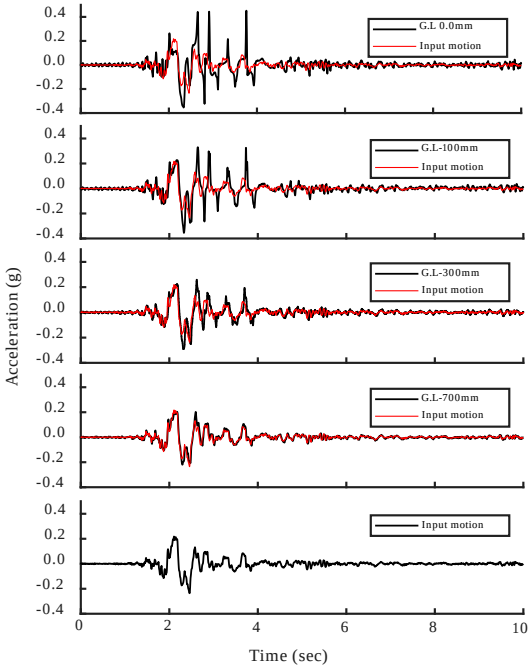
本研究於每次振動事件前後，輸入白噪訊號對砂礫石土試體進行模態識別，藉由白噪訊號下土表水平向加速度與基盤水平加速度，經快速傅立葉轉換(FFT)建立兩者間之轉換函數，推求土體之顯著頻率，結果顯示飽和砂礫石試體之顯著頻率約為10.5Hz，如圖四所示。另外輸入正弦掃頻求得土體頻率約為 10.6Hz，此結果與白噪訊號辨識結果相符。



圖四 砂礫石土層之顯著頻率(轉換函數)

2.加速度反應

砂礫石試體在不同地震荷載作用下，由土表與基盤加速度反應之比較結果發現，在地震作用力 0.1g 時，土表加速度值有些微放大；而在地震加速度 0.2g 作用下，觀察到在振動歷時約 2.6 秒時，試體內部分土層達至初始液化狀態，土表加速度振幅反應劇烈，加速度振幅有增加與延遲現象發生，土表加速度反應最為明顯，如圖五所示。

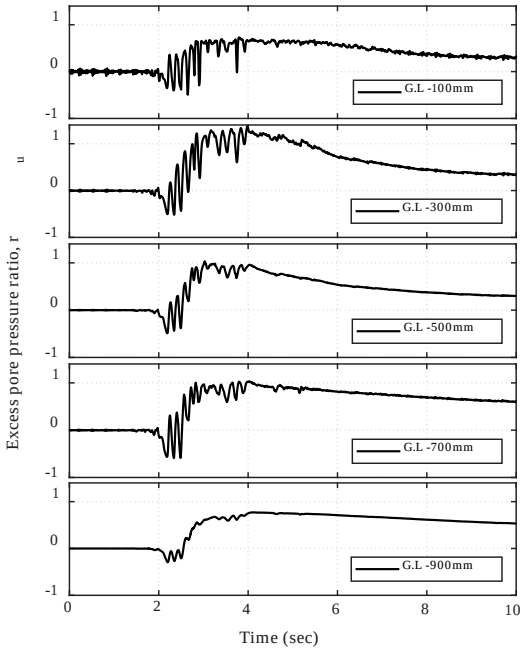


圖五 土層內不同深度之加速度反應 (A_{max}=0.2g)

3.超額孔隙水壓變化

試驗初步分析顯示，飽和砂礫石試體在加速度振幅 0.1g 之地震作用下，試體內超額孔隙水壓力激發不明顯，土層未有液化現象發生，而試體受地震最大加速度 0.2g 之加載時，土體內孔隙水壓明顯激發，使土層達至液化狀態。經由超額孔隙水壓比 r_u ($r_u=u/\sigma'_v$) 來判別土層是否達液化狀態(r_u=1.0)。 圖六為砂礫石試體受地震波作用期間(A_{max}=0.2g)，不同深度土層之加速度反應與超額孔隙水壓變化。結果顯示在加載最大加速度 0.2g 時，土層深度約 300mm~700mm 處達到液化狀態，而試體淺層約土表下 100mm 處之超額孔隙水壓比則是接近但未達到液化狀態。圖中超額孔隙水壓反應在振動延時 2 至 3 秒時產生負值水壓，應為礫石顆粒間排列疏鬆且孔隙較大，當試體受剪時產生剪脹(Dilation)行為所引致，試體內孔隙水壓力則在動態加載期間逐漸累積上升，直至土層達到液

化狀態，而超額孔隙水壓比值則有略超過1.0($r_u \geq 1$)之現象。砂礫石試體在地震力加載期間，孔隙水壓力沿土層深度明顯增加且激發迅速，振動結束後水壓隨時間逐漸消散。



圖六 土體受震期間之超額孔隙水壓比變化(A_{max}=0.2g)

四、結論

依據目前初步分析，可歸納出下列幾點結論:

1.砂礫石複合材料試體在較疏鬆之相對密度狀態下，受輸入地震波之最大加速度 0.1g 作用期間，試體內孔隙水壓變化並不明顯，土體未達液化狀態；當加載地震波最大加速度為 0.2g 時，試體內超額孔隙水壓力明顯激發，使部分深度土層達至液化狀態。

2.由試驗結果觀察到，砂礫石土層在最大加速度 0.2g 加載期間，有部份土層在振動歷時約 2.6 秒時達初始液化狀態，土表加速度反應也於土層初達液化狀態後，產生加速度振幅放大與延遲現象。

參考文獻

1. Ko, Y. Y., Hsu, S. Y., Yang, H. C., Lu, C. C., Hwang, Y. W., Liu, C. H., and Hwang, J. H. (2018). “Soil Liquefaction and Ground Settlements in 6 February 2018 Hualien, Taiwan, Earthquake,” Seismological Research Letters., 90(1), 51-59.
2. Ueng, T. S., Chen, M. H., Wang, M. H. and Chen, M. H. (2006). “A Large Biaxial Shear Box for Shaking Table Test on Saturated Sand,” Geotechnical Testing Journal., 29(1), 1-8.
3. Evans, M. D. and Zhou, S. (1995). “Liquefaction Behavior of Sand-Gravel Composites,” J. Geotechnical Engineering. ASCE., 121(3), 287-298.
4. Hatanaka, M., Uchida, A. and Uhara, J. (1997). “Liquefaction Characteristics of a Gravelly Fill Liquefied during the 1995 Hyogo-Ken Nanbu Earthquake,” Soils and Foundations. JGS., 37(3), 107-115.
5. Amini, F. and Sama, K.M. (1999). “Behavior of Stratified Sand-Silt-Gravel Composites under Seismic Liquefaction Conditions,” Soil Dynamics and Earthquake Engineering., 18(6), 445-455.
6. Evans, M. D., Seed, H. B. and Seed, R. B. (1992). “Membrane Compliance and Liquefaction of Sliced Gravel Specimens,” J. Geotechnical. Engineering. ASCE., 118(6), 856-872.
7. Evans, M. D. (1993). “Liquefaction and Dynamic Properties of Gravelly Soils,” Transactions on the Built Environment. WIT Press. ISSN 1743-3509., 3, 317-331.
8. Wong, R.T., Seed, H. B. and Chan, C. K. (1975). “Cyclic Loading Liquefaction of Gravelly Soils,” J. Geotechnical Engineering. ASCE., 101(6), 571-583.

大口徑開口鋼管樁垂直載重三維數值分析

游騰瑞[1]　黃俊鴻[2]

摘 要

離岸風力發電於過去十年快速發展，已逐漸成為再生能源之主流，水下基礎設施為建構離岸風機之關鍵，目前以單樁式大口徑開口鋼管樁為大宗，具有結構簡單、運輸方便且成本較低之優點，本研究為探討大口徑開口鋼管樁之垂直承載性能，根據實際設計案例地層剖面與基樁尺寸，以 FLAC3D 建立三維數值分析模型，基樁樁徑 8 公尺，入土深度 42 公尺，並具有實際之大面積土栓，以分階加載方式進行垂直承載力性能分析，探討大口徑開口鋼管樁受垂直載重過程之樁身摩擦力與樁底承載力發展過程，分析結果顯示土栓對於垂直承載性能具有明顯貢獻。

關鍵詞：大口徑開口鋼管樁、垂直承載力、FLAC3D、土栓

一、前言

離岸風力發電為近年來大幅興起之再生能源，隨著建構成本逐年下降，且相較於陸上風電,具有穩定與較高效益等優點，漸為主流。為克服離岸風機所遭遇之各種環境因素，基礎之設計與建構為一巨大挑戰，因此不同型式之基礎均曾使用於離岸風機，如 Mono pile、Gravity base、jacket、suction caisson and anchors floating systems，而目前大宗採用大口徑開口鋼管樁，以貫入方式安裝，依據風機發電功率不同，樁徑約為 3.5 公尺至 8 公尺，具有安裝簡易快速與低成本等優勢，於離岸石油與天然氣探勘有大量安裝實例與建置經驗，為離岸風機發展初期之依據。大口徑開口鋼管樁之設計多依據 DNV(2016)之離岸風機基樁設計方法或美國石油協會用於離岸石油與天然氣探勘之基礎設計(API, 2002)，但上述準則多使用於離岸平台，所使用樁徑遠小於離岸風機，且設計準則亦由小口徑案例所建立之半經驗法則，對於大口徑開口鋼管樁有適用性之疑慮。大口徑開口鋼管樁貫入海床安裝完成後，樁內具有大面積土栓，對於基樁受垂直與側向載重之行為具有一定影響程度，但設計準則並未考量其影響，為值得探討之處，因此本研究以三維有限差分程式 FLAC3D 建立數值模型，依據實際設計案例之層狀地盤與基樁尺寸進行案例分析，探討基樁垂直承載性能與土栓之影響。

二、案例與數值模型

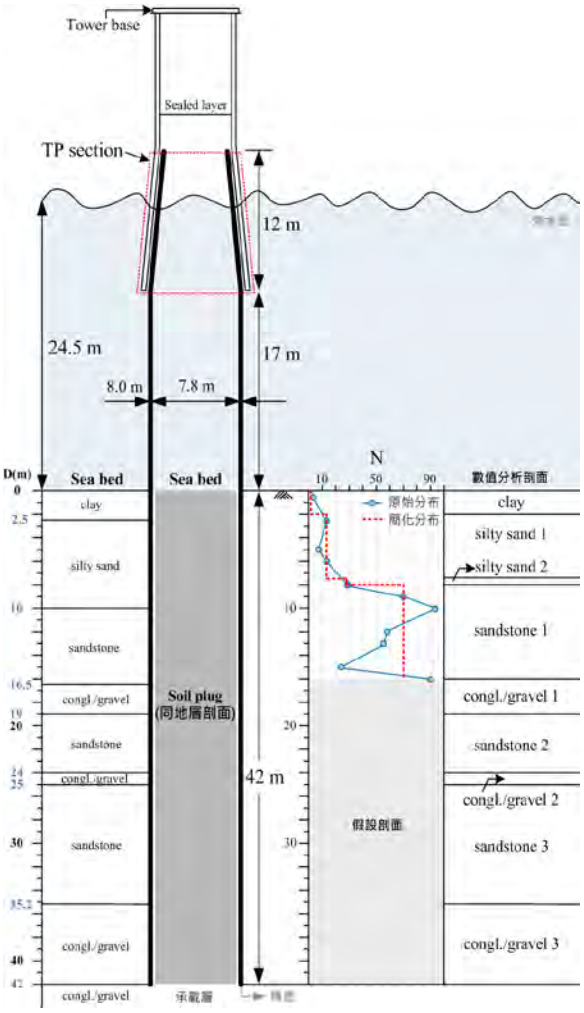
分析案例位於苗栗外海風場，該場址海水深度約為 25 公尺,所使用之發電機為 8MW 規格，以大口徑開口鋼管樁作為風機之水下基礎，所在位置之地層分布是參考該處鑽孔資料進行建構，因場址各風機之地質地層剖面不同，使用於各風機之基樁均為獨立尺寸。因地層條件與外在因素，設計上基樁壁厚為非等斷面，依據不同受力條件與深度而有差異，也須考量到樁體製造過程，採用分段焊接，壁厚為段落式分布，分析上為簡化模型建置則假設為等壁厚 10 公分，基樁入土深度 42 公尺，樁徑 8 公尺。

案例地層分布如圖一，以簡化後之 SPT-N 值定義地層分布並進行微調，將數值模型土層分布調整為,涵蓋土樣有黏土、

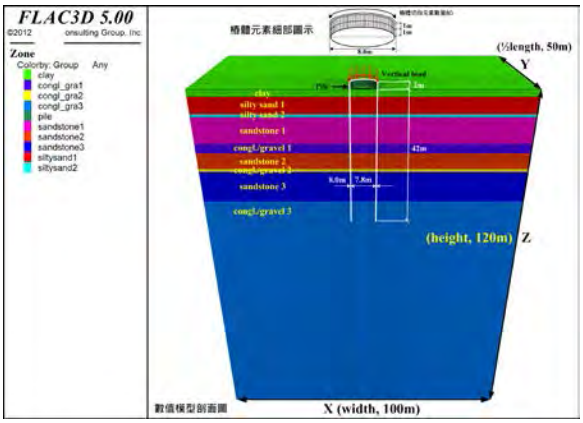
[1] 國家地震工程研究中心助理研究員
[2] 國立中央大學土木工程學系教授

粉土質砂、砂岩與礫岩卵礫石混合層。該場址推測為頭嵙山層與卓蘭層互層，經過沖積而成，因此 SPT-N 值變異明顯，於 16 公尺深以下遭遇堅硬層，分析上為求簡化，將變異較大區域以等值劃分，避免增加問題複雜度。

三維數值模型剖面如圖二所示，地層劃分依據簡化 SPT-N 值進行，16 公尺深以下為假設性土層，是依據開發商之設計假設，樁底承載處為砂岩與礫岩卵礫石混合層。樁內土栓高度與海床面相同(Liu et al., 2009)，土層分布亦同，樁體與樁內外土壤間均有設定介面行為，樁底與承載層間亦是。樁頭處高出海床面 2 公尺用於施加垂直載重，垂直載重之施加以分階加載進行，初期採小載重增量，逐漸增加，以利於觀察垂直承載之降伏行為。



圖一 案例地層分布



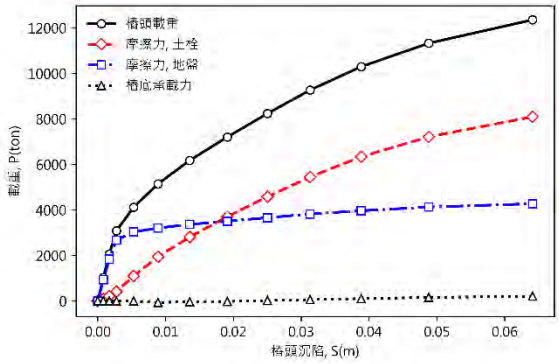
圖二 三維數值模型

三、垂直承載力

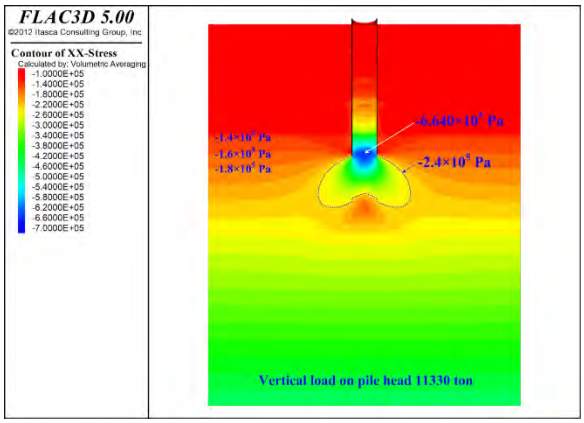
垂直載重位移曲線如圖三所示，典型之承載曲線分成三種，曲線中最大的轉折點通常被定義為降伏點，表示基樁承載勁度明顯減小的轉折點，圖中並無較為明確之降伏點，承載力雖隨著位移增加而逐漸減少，但還保有相當之承載能力，並無明確之極限點，亦無法明確定義極限承載力，工程實務上，常以達到某一較大的樁頭位移時所對應的載重稱為極限承載力，最常用之定義為 Terzaghi 準則，取樁頭位移達 0.1 倍樁徑時所對應之載重為極限承載力，而本案例之樁徑為 8 公尺，加載至 12360 噸之樁頭沉陷為 6.5 公分，與 0.1 倍樁徑相差甚遠，但基樁之垂直承載力已達 12360 噸，可見大口徑基樁之垂直承載性能評估與小口徑基樁有明顯差異，亦可能是離岸風機基礎設計之考量主要為側向承載力所主宰，因此需配合側向載重分析進行整體評估較為合理，但可確定的是，垂直承載性能與行為有別於小口徑基樁。

總垂直承載力主要由樁內摩擦力、樁外摩擦力與樁底承載力所構成，加載過程中，樁底承載力變化不大，所增加之載重全由摩擦力所承擔，樁與地盤間之摩擦力在樁頭載重 3090 噸已降伏，此時樁頭沉陷約為 0.5 公分，但土栓貢獻之摩擦力隨著載重增加並未明顯降伏，僅增量隨位移逐漸遞減，所發展之摩擦力與樁頭位移呈非線性關係，為加載後期主要摩擦力貢獻，

樁外土壤摩擦力發展與一般摩擦樁型態類似，於微小相對位移便達到完整摩擦力發揮，土栓則受到基樁下沉之摩擦力而受到擠壓，側向變形受到束制，因而使得土栓與基樁介面之正向力增加，造成摩擦力增加，如圖四所示，土栓近樁底位置可明顯看出水平應力遠高於樁外土壤，並於樁底形成錐狀應力集中區。



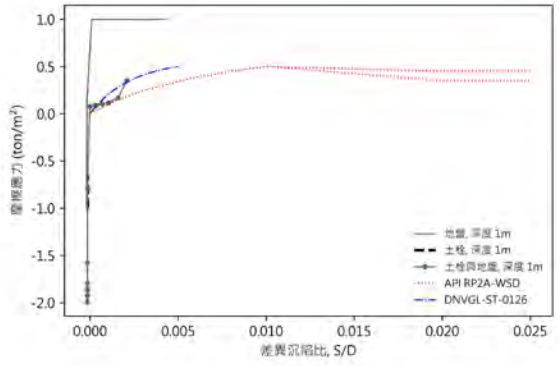
圖三 承載力組成



圖四 水平應力等高線圖

四、t-z 曲線

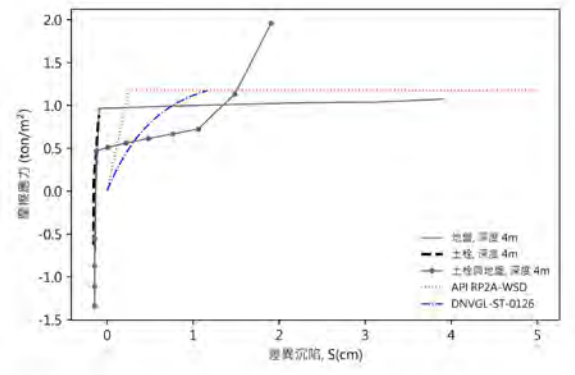
t-z 曲線為垂直承載樁之重要設計依據，DNV(2016)與 API(2002)均有建議之 t-z 曲線設計準則，以下說明數值分析與設計準則之差異。地表下 1 公尺之 t-z 曲線如圖五所示，屬凝聚性土壤，黏土不排水剪力強度 9.81kPa，浸水單位重為 9.78kN/m^3，API 準則於深度 1 公尺時可取 α 為 0.5，因此最大摩擦應力可算得 0.5t/m^2，DNV 準則之總應力法 α 法與 API 相去不遠，$s_u/p_0' \leq 1.0$，可取 α 為 0.5，因此最大摩擦應力相同，rf取 0.9，主要影響位移降伏點於樁土相對位移比之位置。API 準則於沉陷比 0.01 時，會開始衰減，必須考慮為殘餘強度，折減比例為 0.7 至 0.9，但因大口徑基樁的關係，達到降伏剪應力時之沉陷比即小，導致與建議曲線差異較大。土層一開始為降伏負摩擦應力狀態，當基樁開始受垂直載重，逐步轉向正摩擦，最終達到降伏正摩擦應力，但若將土栓與樁外地盤貢獻之摩擦應力相加，對應之橫軸為平均差異沉陷，可發現基樁於垂直承載過程，土栓與地盤之摩擦貢獻差異甚大，非一般常見之型態。API 準則之差異樁土相對位移比是以樁徑為分母，降伏處轉折之建議沉陷比與大口徑基樁分析之沉陷比相差甚大，但實際上大口徑基樁與土層之相對位移為摩擦應力降伏之關鍵，若以 API 準則進行設計，是否會錯估降伏之沉陷比，值得進一步研究。



圖五 深度 1 公尺之 t-z 曲線

深度 4 公尺之土層為砂土層，帶有部分粉土質，t-z 曲線如圖四所示，為中等緊密粉土質砂，以 API 準則計算之極限摩擦應力為 67kPa。DNV 準則之降伏點差異沉陷與初始剪力模數有關，越大則降伏點之差異沉陷越小，而 API 準則定義之降伏差異沉陷為 0.254 公分，與數值分析之結

果較為接近，均在極小樁土相對位移便達到降伏，但由於初始負摩擦力與樁土接觸力因而有所差異，其中樁土接觸力或土壤側向土壓力與設計假設差異最大，造成極限摩擦應力相差較大。土栓與樁外地盤之摩擦應力不同步(或樁土相對位移不同步)造成相加後之 t-z 曲線型態特殊，尤其土栓之側向土壓力與地盤差異甚大，為設計上未考慮之處。大口徑開口鋼管樁之土栓龐大，難以忽視其影響，不同深度之 t-z 曲線均會產生樁內外相對位移不同步之情形，較淺土層因相對位移較大尤為明顯，與設計準則之 t-z 曲線有明顯差異，設計上忽略土栓之摩擦力貢獻是否過於保守有待釐清。



圖四 深度 4 公尺之 t-z 曲線

五、結論與展望

本研究以數值分析進行大口徑基樁垂直載重性能案例探討，初步可知土栓對於垂直載重性能有明確影響，土栓因垂直載重擠壓效應提供大量承載力，隨著垂直載重增加而增加，逐步超越樁外土層提供之承載力，且因擠壓效應造成樁內外 t-z 曲線之差異，對於設計上需謹慎考量。後續可近一步探討不同基樁口徑之垂直承載性能與行為之差異，提出對於大口徑基樁之設計建議。

參考文獻

1. API (American Petroleum Institute). (2002), Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms, 21st Ed., Washington, DC.
2. Liu, R., Yan, S. W., and Li, Z. H. (2009), Soil plug effect prediction and pile driveability analysis for large-diameter steel piles in ocean engineering. China Ocean Eng., 23(1), 107-118.
3. DNV (2016), “Design of Offshore Wind Turbine Structures. ” Det Norske Veritas., DNV-OS-J101.
4. Cue’llar, P. (2011), Pile Foundations for Offshore Wind Turbines: Numerical and Experimental Investigations on the Behaviour under Short-Term and Long-Term Cyclic Loading. Ph. D. thesis, BAM, Bundesanstalt fr Material for schung undprfung, Berlin.
5. Merphy G., Igoe D., Doherty P. and Gavin K. (2018), 3D FEM approach for laterally loaded monopile design Computers and Geotechnics, Volume 100, Pages 76-83.

可應用於傳統地盤反應分析之修正輸入運動探討

許尚逸[1]　張毓文[2]　蔡明欣[3]

摘 要

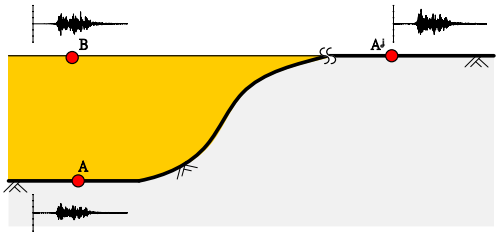
本研究根據美國 DCPP 電廠之地盤反應模式，進一步以案例分析，探討傳統地盤反應分析與 DCPP 電廠基於通用岩盤下之地盤反應分析程序地盤反應方法兩者分析結果差異，據此提出考量地層非線性放大效應之修正輸入運動模式，使其輸入運動能考量在大震作用下地盤非線性效應，可應用於傳統地工地盤反應分析，後續可以此修正對於地震動評估場址項之影響。

關鍵詞：地盤反應分析、均佈危害度反應譜、通用地盤剖面

一、前言

傳統地盤反應分析，係基於地震危害度分析所提供之參考岩盤露頭(例如 Reference rock, Vs_{30} = 760 m/s)均布危害度反應譜(Uniform Hazard Response Spectrum, UHRS)作為輸入地震，並根據場址地層剪力波速剖面找出合乎地震危害度分析所定義之基盤深度作為輸入的位置，以進行地盤反應分析，求取地表的地震動反應。圖 1 為傳統地盤反應分析模型示意圖，建立場址地盤模型後，於參考岩盤(圖一 A 點)延伸至遠方露頭處(Outcrop, 圖一 A'點)輸入設計地震運動。以一維波傳分析程式向上捲積(Convolution)計算地震波自參考岩盤傳遞至場址地表的地盤反應。

美國 DCPP(Diablo Canyon Power Plant)核電廠在獲得 Vs_{30} 為 760m/s 的均布危害度反應譜後，提出以相同輸入地震進行兩次地盤反應分析求得真正場址地盤放大倍率之程序。本文進一步以案例分析，探討傳統地盤反應分析與 DCPP 電廠之地盤反應方法對分析結果之差異，據此提出考量地層非線性放大效應之修正輸入運動模式，使其輸入運動能考量在大震作用下地盤非線性效應，並應用於傳統地工地盤反應分析，後續可以此修正對於地震動評估場址項之影響。



圖一 傳統大地工程地盤反應分析模式

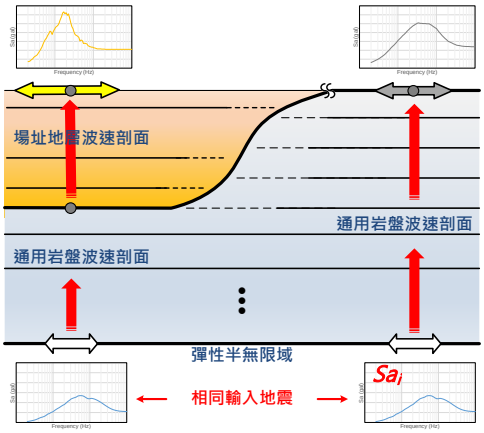
二、基於通用岩盤下之地盤反應分析程序

美國 DCPP(Diablo Canyon Power Plant)核電廠進行地盤反應分析時，提出以兩次地盤反應分析求得場址地盤放大倍率之程序，圖二為基本概念示意圖。其評估程序有別於一般傳統分析，在此稱為「基於通用岩盤下之地盤反應分析程序(Site Response Analysis Approach via Generic Profile Correction)」。

該程序乃基於 UHRS 該分析程序的主要步驟在於兩次的地盤反應分析剖面的建立與輸入地震。圖二為本文地盤反應分析程序的示意圖。右邊為基於通用地盤剖面

[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研究員
[3] 中興工程顧問社大地工程研究中心高級研究員

進行線性地盤反應分析，藉由高頻衰減參數(Kappa)的調整，以求得與 UHRS 一致的地表輸出。左邊則為非線性地盤反應分析使用之場址波速全剖面(Full site specific profile)，為連結場址淺層地盤波速剖面及通用地盤波速剖面之結果。在相同的輸入地震下，線性與非線性分析下所求得兩邊地表的輸出結果相除，即為地盤放大函數，乃基於均布危害度反應譜(設計地震)條件下的地盤反應。



圖二 基於通用岩盤之地盤反應分析模式

基於相同的輸入地震下，所應進行兩次地盤反應分析之執行步驟敘述如下：

(1) 基於通用地盤剖面，執行線性地盤反應分析，土壤性質參數係取小應變情況之剪力模數(或剪力波速)與阻尼。該步驟主要為考量通用地盤剖面下土壤線性受震反應行為並使得此次地盤反應分析所得之通用地盤地表運動$Sa_{ref,}(T)$與UHRS相符，進而得出深處之地盤輸入運動。

(2) 將場址淺部剪力波速剖面與通用地盤剖面相接得到場址波速全剖面，作為場址地盤反應分析的模型。兩剖面相接時考慮波速隨深度變化的合理性。

(3) 同樣的深處地盤輸入運動於場址速度全剖面執行非線性地盤反應分析，所採用之土壤性質參數以符合現地為主，此分析所求得場址地表反應譜$Sa_{site,}(T)$。

(4) 將場址速度全剖面分析得到的地表反應譜$Sa_{site,}(T)$與通用地盤剖面之地表反應譜$Sa_{ref,}(T)$相除即為場址地盤放大函數。

(5) 基於UHRS設計地震下場址的地表震動反應譜$Sa_{soil}(T)$即由下式(1)求得：

$$Sa_{soil}(T) = \frac{Sa_{site,}(T)}{Sa_{ref,}(T)} \cdot Sa_{ref}(T) \qquad (1)$$

其中$Sa_{ref}(T)$即為UHRS設計地震反應譜。

三、案例場址受震反應分析

3.1 案例場址地層參數

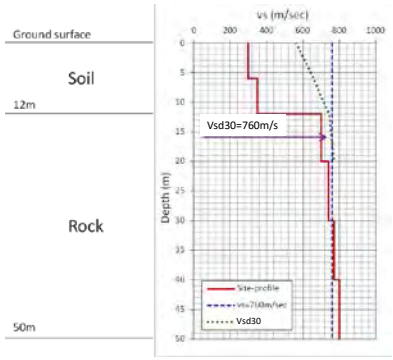
分析案例之場址地盤條件及其剪力波速剖面如圖三所示。該場址經現場調查得剪力波速剖面深度為 50 m。其中淺層覆土層厚度 12 m，單位重 2.0 tf/m^3，剪力波速約為 250 至 300 m/s；下方則為岩盤，單位重 2.4 tf/m^3，剪力波速約 600 至 800m/s。本場址 Vs_{30} 約為 500 m/s，在深度 16 公尺處以下地層 30 m 範圍之平均平均剪力波速值(即 16 公尺至 46 公尺範圍內)可達到 760 m/s。將場址深度 50 公尺以下的地層與郭俊翔(2017)建構之台灣通用岩盤剖面(Taiwan Generic Rock, TWGR)波速剖面銜接。圖四為深度 5000 公尺以上之 TWGR 的 Vs 波速剖面與案例場址整體 Vs 波速剖面。

地盤反應分析所用材料非線性參數包含剪力模數及阻尼比曲線，本分析案例用於淺部 12 m 以上之地層土層剪力模數衰減曲線與阻尼比曲線如圖五所示。圖六則為場址岩層(12m 至 50m)及 TWGR 地層所用之非線性參數。

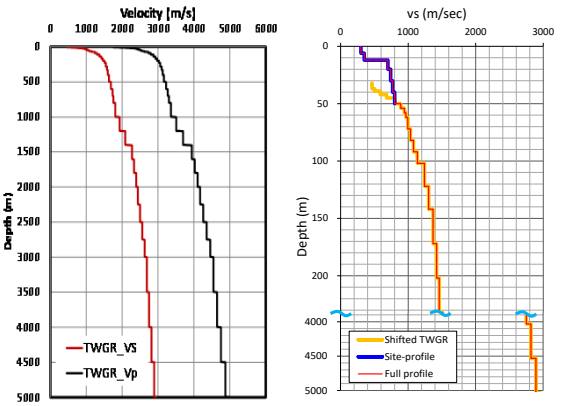
3.2 場址岩盤輸入運動

為求得場址波速全剖面的地盤受震行為，需先模擬一深層堅實地盤(Vs ≥ 2800 m/s)處的輸入震動，使其經由通用地盤剖

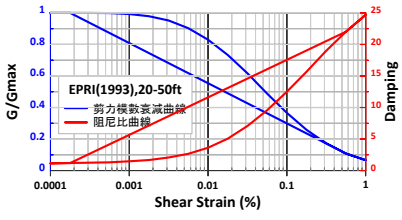
面上傳至地表的地震動反應譜$Sa_{ref'}(T)$(如圖七橘線)可接近於場址的 UHRS(即圖七之$Sa_{ref}(T)$)，則該輸入運動可視為兩次地盤反應分析於深處堅實地盤處的輸入運動。



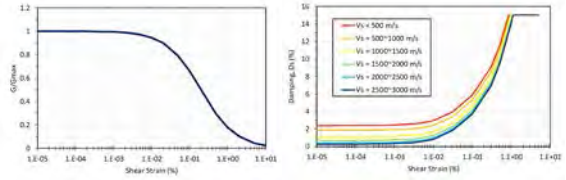
圖三 案例場址淺部土層波速剖面



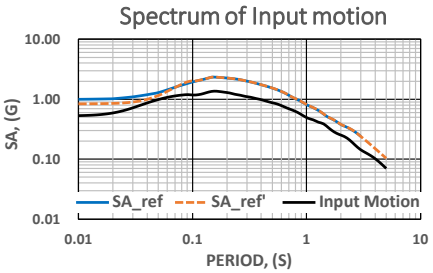
圖四 TWGR 波速剖面(左)與場址波速全剖面(右)



圖五 案例場址淺部土層剪力模數衰減曲線與阻尼比曲線(EPRI, 1993, 20-50ft)



圖六 岩層與 TWGR 地層剪力模數衰減曲線(上)與阻尼比曲線(下)



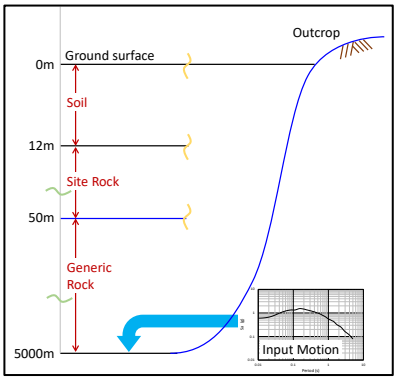
圖七 案例採用之輸入運動及其分析比較

3.3 改良地盤反應分析法模式

根據本文分析案例之場址波速全剖面(圖四)，本分析輸入地震應為圖七之黑線，即為依據通用地盤剖面求得在深度 5000 公尺處之地震動。進行改良地盤反應分析時，其輸入位置位於深度 5000 公尺(Vs ≥ 2800 m/sec)處。其分析模型示意如圖八所示。

3.4 傳統分析模式

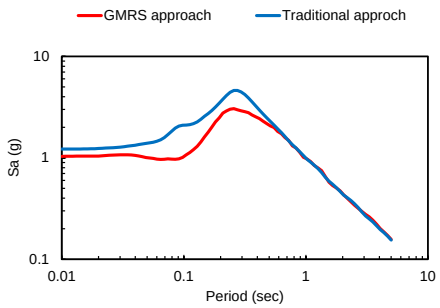
本分析之土壤波速剖面如圖三，總深度為 50 公尺，深度 16 公尺的位置其剪力波速為 Vs_{30} = 760 m/s，輸入地震為本場址地震危害度分析所得之 UHRS (圖七之藍線)。將輸入地震置於深度 16 公尺的露頭位置。



圖八 改良地盤反應分析模型

3.5 初步分析結果比較

由改良地盤反應分析(圖九紅線)與傳統分析(圖九藍線)兩者所得之地表加速度反應譜結果比較可見，因傳統方法所輸入地震 UHRS 中所隱含經由實測地震紀錄回歸之線性地盤反應以及改良分析可考慮深部岩盤因高強度地震時的非線性影響，新分析方法可得到較小的地盤反應。

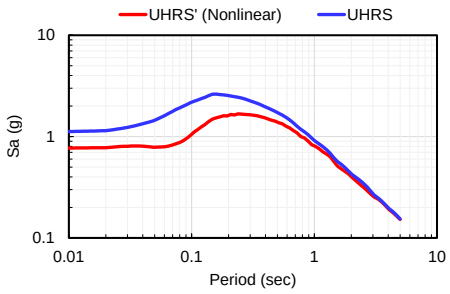


圖九 改良地盤反應分析與傳統分析場址地表反應譜比較

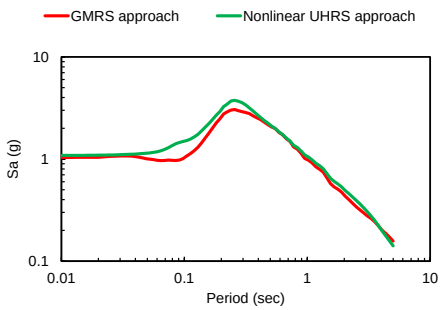
四、修正傳統分析輸入運動

由前述案例比較結果可發現當以 GMPE 為基礎分析計算高強度地震動的地盤反應時，尚須考慮震波傳遞過程所經過整體通用地盤剖面的非線性行為，而 DCPP 電場所提出之基於通用岩盤下之地盤反應分析程序，即是解決此一困難之方法。

若假設今有一場址，其場址波速全剖面與 TWGR 剖面完全一致，則經由改良地盤反應分析法模式求得之地表加速度反應譜應該可代表 TWGR 在此地震等級下考量地層非線性效應之 UHRS，稱為 UHRS'(如圖十紅線所示)。將此修正後之 UHRS'同樣帶入傳統分析模型中作為輸入運動，經由地盤反應分析所得之地表反應譜如圖十一。此一分析結果相較於傳統分析模式以 UHRS 作為輸入運動，較接近改良地盤反應分析所得結果。其兩者反應譜值差異的原因應為場址波速剖面與 TWGR 兩剖面相接時 TWGR 平移後所捨去之地層波速所致。



圖十 考量 TWGR(Vs_{30} = 760 m/s)非線性效應所得之 UHRS'



圖十一 修正輸入運動之場址地表反應譜

五、結論與展望

本研究所提出之修正傳統地盤反應分析之輸入運動，以考量 UHRS 非線性效應後的 UHRS'運動作為該地震情境之有效輸入運動，可獲得較合理之分析結果。後續將可以此模式針對各不同 Vs_{30}之通用岩盤剖面進行不同控制地震回歸期之地盤非線性分析，可獲得 UHRS 非線性效應之修正函數，做為未來地震危害度分析與耐震設計參考使用。

參考文獻

1. Albert R. Kottke, Xiaoyue Wang, and Ellen M. Rathje. (2019). Strata Technical Manual.
2. EPRI. (1993). Guidelines for Determining Design Basis Ground Motions. Volume 1: Method and Guidelines for Estimating Earthquake Ground Motion in Eastern North America.
3. Regulatory Guide 1.208 (2007). "A Performance-Based Approach to Define the Site-Specific Earthquake Ground Motion," U.S. Nuclear Regulatory Commission, Washington DC.
4. Seismic Hazard and Screening Report (2015), Diablo Canyon Power Plant.
5. 郭俊翔，(2017)。臺灣岩盤模型建立與震波放大效應評估。科技部成果報告。

分析環境背景雜訊探求臺灣造山帶變形前緣淺部地殼速度構造

黃有志[1]　林哲民[2]　謝宏灝[3]　溫國樑[4]　陳朝輝[5]

摘 要

臺灣位處環太平洋地震帶，受到板塊碰撞影響，地震活動頻繁，地體構造複雜，是相當活躍的造山帶。西部平原及麓山帶位於造山帶變形前緣，涵蓋大部分活動斷層，曾發生許多災害地震。加上都會區大多位於鬆軟沖積層，易造成震波放大及土壤液化災害。國家地震工程研究中心為建立臺灣三大科學園區周遭斷層的評估參數、了解斷層活動度與場址特性，於西元 2006-2010 年逐步架設 48 個臨時寬頻地震站，測站間距約 10 公里。近十多年來，分析環境背景雜訊（ambient seismic noise）探求地下速度構造，經過理論方法驗證，已被廣泛接受應用。每天的垂直向連續紀錄，篩選後進行交對比（cross-correlation），疊加平均獲得每組測站對（station pair）具代表性的 1-15 秒交對比函數（cross-correlation function）。挑選出雷利波相速度頻散曲線（Rayleigh wave phase velocity dispersion curve），以 0.04°格點做層析成像（tomography），進一步獲得 1-10 秒雷利波相速度分布圖（Rayleigh wave phase velocity map），速度分布大致與地表地質吻合。未來將進一步逆推淺部地殼 S 波速度構造，可與活動斷層、孕震構造及地下水分布等相關資訊比對，以提供地震動模擬、強地動潛勢與災損評估之基礎。

關鍵詞：臺灣造山帶、環境背景雜訊、速度構造

一、研究動機與資料

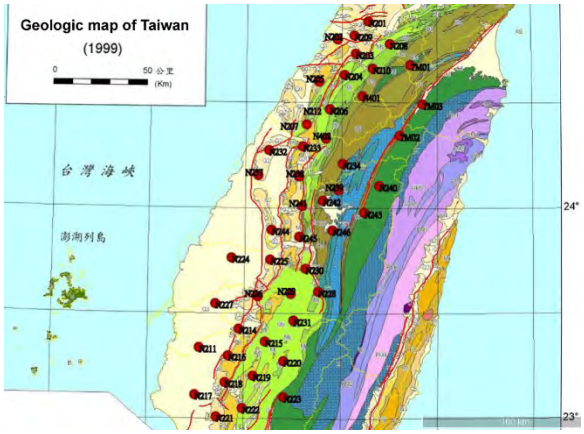
臺灣地區是一個相當活躍的造山帶（orogens），受到歐亞板塊與菲律賓海板塊碰撞影響，地震活動頻繁且地體構造複雜（Tsai et al., 1977；Tsai, 1986）。根據 GPS 觀測結果，臺灣地區地殼變形與地震發生位置，主要集中在板塊交界的花東縱谷，及造山帶變形前緣的西部麓山帶與平原區交界，涵蓋了大部分活動斷層，曾發生許多災害地震（Hsu et al., 2009；Ching et al., 2011）。加上西部平原都會區人口密集，仍有許多尚未補強的老舊建築及軟弱底層高樓，鬆軟的沖積層易造成震波放大效應，地震時也常伴隨土壤液化等災害（郭俊翔等，2015）。

臺灣地區雖然持續有不同尺度與區域的地震波速度構造成果發表，由於受到震源及測站分布不均勻等因素影響，通常大尺度的研究成果，在淺部地殼與西部平原的側向解析力（lateral resolution）較差。至於地表沖積層的速度構造及相關參數，透過微地動測量、懸盪式波速井測與接收函數分析等研究結果統整，可進一步了解 Vs30 與 Z1.0 等場址參數（國家地震工程研究中心，2018）。或是彙整工程鑽井資料，以了解土壤液化潛勢（中央地質調查所，2019）。但是假如想把現有地表沖積層或小區域之高解析速度模型，與大尺度、低解析之全臺灣地殼速度模型相互整合。目前仍缺乏之間的鏈結，也就是淺部數公里地殼之高解析速度構造。

[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
[3] 國家地震工程研究中心助理研究員
[4] 國立中央大學地球科學學系教授
[5] 國立中正大學地球與環境科學系教授

近十多年來，分析環境背景雜訊探求地下速度構造，經過理論方法驗證，已被全球學者廣泛接受應用。西元 2006-2010 年，國家地震工程研究中心為了解三大科學園區場址特性，及周遭斷層的活動度，以建立相關評估參數，作為後續地震動數值模擬與潛勢評估之參考依據。依序在竹科、南科、中科，逐步架設地震觀測網。竹科地震網運作約 5 年，南科地震網運作約 4 年。最後整個地震網共有約 48 個測站，裝設 Guralp CMG-6TD 寬頻地震儀，運作約 2 年。南北長約 220 公里，東西寬約 70 公里，測站間距約 10 公里，範圍涵蓋新竹到台南之間大部分活動斷層（圖一；林哲民等，2010）。

本研究希望藉由已經建立的環境背景雜訊資料處理流程，分析此科學園區地震觀測網的連續紀錄，獲得臺灣造山帶變形前緣的淺部地殼速度構造。再進一步與活動斷層、孕震構造及地下水分布等相關資訊相互比對。



圖一 國家地震工程研究中心科學園區地震觀測網與地表地質圖。

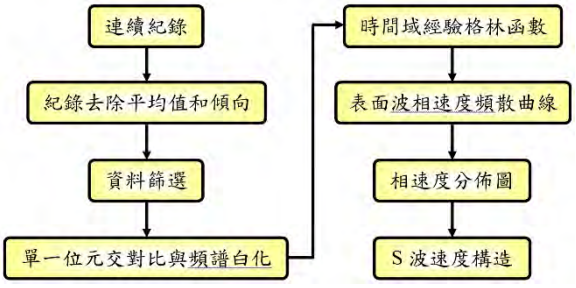
二、研究方法與流程

地震儀的連續紀錄中，環境背景雜訊佔絕大部分，由人為活動及自然環境中產生，透過地層漫射（diffuse），以表面波方式傳播。因表面波的頻散特性，波傳速度隨頻率變化。通常短週期速度慢，反應淺部地層速度；長週期速度快，反應較深部地層速度。

每個測站的連續紀錄經由交對比，可得知不同地震站之間，不同頻率的表面波走時，進一步獲得研究區域的速度構造（Weaver, 2005）。所探求的速度構造深度及側向解析力，主要與地震觀測網的大小及測站密度有關。只要測站分布均勻且密集，將會在研究區域有良好的側向解析力。亦不需要長時間等待足夠的地震事件，或是擔心震源分布不均，會影響側向解析力。因此，在地震不活躍的地區，速度構造仍有良好解析力。

本研究的資料處理流程如圖二所示。每天的垂直向連續紀錄，進行基線修正與資料篩選後，同時應用單一位元交對比（one bit cross-correlation）與頻譜白化（spectrum whitening），求得每組測站對週期 1-15 秒的交對比函數與時間域經驗格林函數（time domain empirical Green's function）。這兩種分析方法可忽略波形的振幅差異，減少連續紀錄中地震事件的影響（Cupillard and Capdeville, 2010）。因此，分析前不用去除地震事件，不管地震規模大小，還是環境背景雜訊，所受到的權重（weighting）都是相同的。

藉由長時間疊加平均，每組測站對可得到穩定、具代表性的時間域經驗格林函數。表面波相速度頻散曲線挑選，以長週期的相速度當參考，週期越短、速度較慢為原則（Yao et al., 2006）。棋盤格解析度測試（Checkerboard Resolution Test），可了解研究區域的側向解析力，與波線分布及密度有關。研究區域以格點（grid point）劃分，透過層析成像得到週期 1-10 秒的相速度分布圖，再進一步逆推 S 波速度構造。

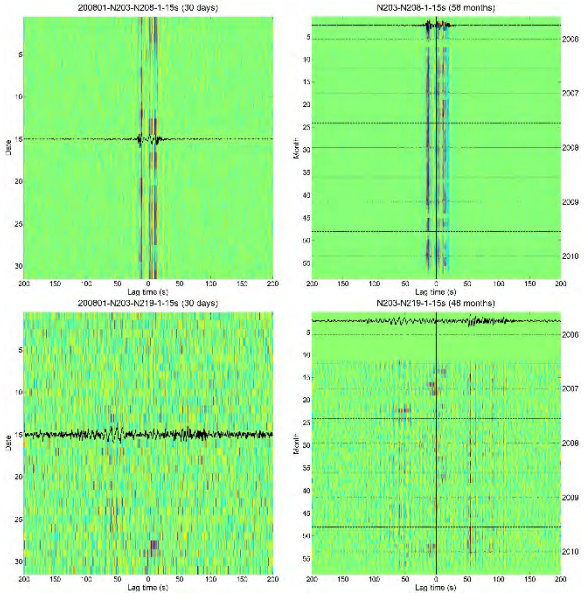


圖二 資料處理流程。

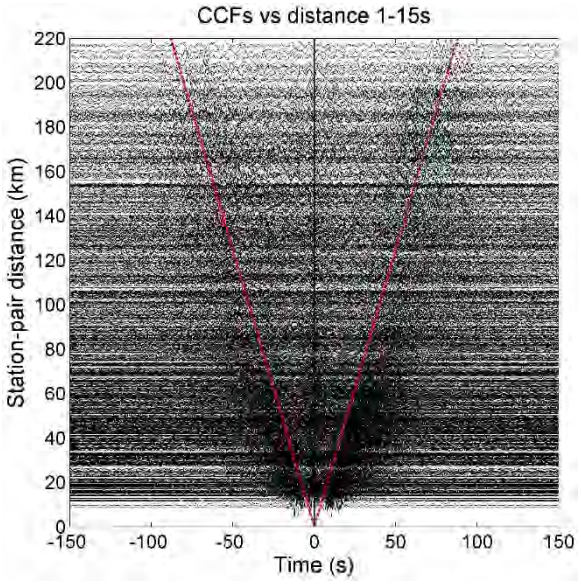
三、初步成果

圖三以兩組不同距離的測站對為例，顯示時間長度（lag time）200 秒，每天及每月疊加平均、週期 1-15 秒的交對比函數比較。N203 和 N208 相距 18 公里，每天的交對比函數極為相似，所以疊加後，每月的訊號雜訊比高(圖三左上)。相較之下，N203 和 N219 相距 178 公里，每天的交對比函數相似性差，因此疊加後每月的訊號雜訊比低(圖三左下)。但是假如把每月的交對比函數經長時間疊加後，仍可見具代表性的交對比函數（圖三右下）。

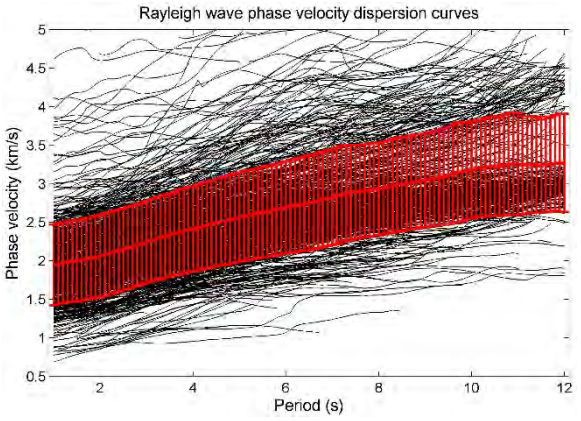
圖四把所有疊加後週期 1-15 秒的交對比函數，依照測站對距離遠近排列。明顯可見時間域經驗格林函數訊號，大致以視速度 2.5 公里/秒傳播。圖五表示每組測站對所挑選出週期 1-12 秒雷利波相速度頻散曲線，與平均值及標準差（standard deviation）。圖六挑選 6 組位於不同地質、相距約 50 公里的測站對，比較雷利波相速度頻散曲線。發現竹科附近測站對的速度較南科附近高，N221-N227 速度最低，相差可達 1 公里/秒，大致與地表地質相符。



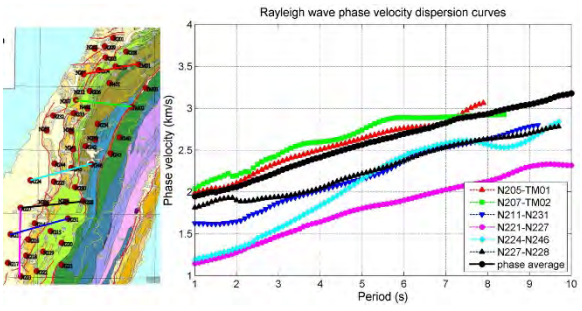
圖三 交對比函數示意圖。比較近距離(上；N203-N208）及遠距離（下；N203-N219）的兩組測站對，每天（左；2008 年 1 月）及每月（右；2006-2010 年）疊加平均（粗黑線）、週期 1-15 秒的交對比函數。



圖四 疊加後週期 1-15 秒的交比函數依照測站對距離排列，紅色虛線標示時間域經驗格林函數訊號，視速度 2.5 公里/秒。



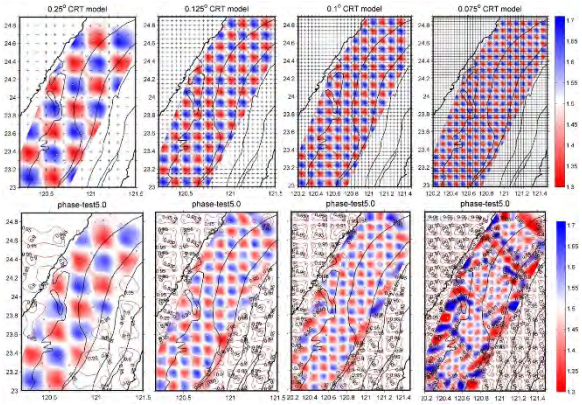
圖五 每組測站對所挑選的週期 1-12 秒雷利波相速度頻散曲線（黑線），及平均值與標準差（紅線）。



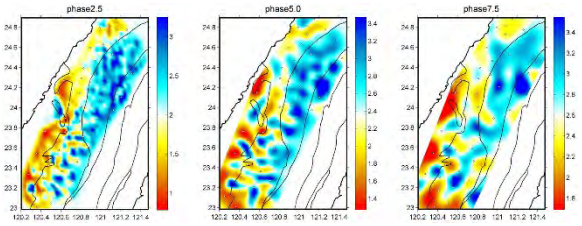
圖六 比較 6 組相距約 50 公里測站對的雷利波相速度頻散曲線。

圖七顯示 4 組棋盤格解析度測試模型與回復結果。模型分別為 0.25°、0.125°、

0.1°及 0.075°，以週期 5 秒回復結果為例。除了 0.075°模型回復較差之外，另 3 組模型大致都能回復到初始模型。因此，最後層析成像選擇以 0.1°棋盤格模型所用的 0.04°格點，獲得週期 1-10 秒的雷利波相速度分布圖（圖八）。



圖七棋盤格解析度測試的 4 組模型（上）與週期 5 秒回復結果（下）。



圖八 週期 2.5 秒、5 秒及 7.5 秒的雷利波相速度分布圖。

四、未來展望

未來將進一步逆推淺部地殼 S 波速度構造，統整出臺灣造山帶變形前緣，較高解析度的淺部地殼三維速度模型。並試著結合地表沖積層場址參數，與全臺灣大尺度速度模型。比對活動斷層、孕震構造與地下水分布等資訊比對，以提供地震動模擬、強地動潛勢與災損評估之基礎。

參考文獻

1. Ching, K. E., Hsieh, M. L., Johnson, K. M., Chen, K. H., Rau, R. J., and Yang, M., Modern vertical deformation rates and mountain building in Taiwan from precise leveling measurements and continuous GPS observations, 2000-2008, J. Geophys. Res., 116, B08406, 2011.
2. Cupillard, P., and Capdeville, Y., On the amplitude of surface waves obtained by noise correlation and the capability to recover the attenuation: a numerical approach, Geophys. J. Int., 181, 1687-1700, 2010.
3. Hsu, Y. J., Yu, S. B., Simons, M., Kuo, L. C., and Chen, H. Y., Interseismic crustal deformation in the Taiwan plate boundary zone revealed by GPS observations, seismicity, and earthquake focal mechanisms, Tectonophys., 479, 4-18, 2009.
4. Tsai, Y. B., Seismotectonics of Taiwan, Tectonophys., 125, 17-37, 1986.
5. Tsai, Y. B., Teng, T. L., Chiu, J. M., and Liu, H. L., Tectonic implica- tions of the seismicity in the Taiwan region, Mem. Geol. Soc. China, 2, 13-41, 1977.
6. Weaver, R. L., Information from seismic noise, Science, 307, 1568-1569, 2005.
7. Yao, H., van der Hilst, R. D., and de Hoop, M. V., Surface-wave array tomography in SE Tibet from ambient seismic noise and two-station analysis - I. Phase velocity maps, Geophys. J. Int., 166, 732-744, 2006.
8. 中央地質調查所，2019，土壤液化潛勢查詢系統，https://www.liquid.net.tw/CGS/Web/Map.aspx。
9. 林哲民、張道明、溫國樑、謝宏灝、陳阿斌、張麗琴、郭俊翔，2010，台灣科學園區微震監測，國家地震工程研究中心報告，NCREE-10-020。
10. 郭俊翔、陳俊德、溫國樑、林哲民、謝宏灝，2015，淺層剪力波速構造調查—台灣西部平原，國家地震工程研究中心報告，NCREE-15-005。
11. 國家地震工程研究中心，2018，強震測站場址工程地質資料庫，http://egdt.ncree.org.tw/news.htm。

氡氣監測於地震前兆及泥火山之研究

瓦里亞[1]　林世榮[2]　亞耳文[3]　傅慶州[4]

摘 要

本研究透過在斷層帶附近所設置之地化觀測站，在排除降水及環境因素後，由土氡連續觀測資料以評估可能的地震前兆訊號。在 2019 年共 26 起規模 5 以上的地震，其中有 9 起事件在設定門檻內，當中有 7 起有疑似的土氡異常訊號。而在高雄內門與旗山交界之馬頭山民宅附近水井和屏東萬丹泥火山附近之土氡及水氡採樣結果顯示，前者馬頭山 2 號井和 3 號井中水氡含量，會在井水噴發前後呈相反趨勢，後續可能以此作為研判該地區的噴發前兆，也可有助於了解它們與該地區構造活動的關係。

關鍵詞：地震前兆、泥火山、氡氣、固態核徑跡探測器

一、前言

台灣位於歐亞板塊和菲律賓海板塊交界，具有複雜的構造環境。在台灣南方，歐亞板塊向東南隱沒至菲律賓海板塊之下，而在台灣東北方，菲律賓海板塊向西北隱沒到歐亞板塊之下。這些碰撞通常被認為是該地區構造應力的主要來源，因此發展出密集斷層系統和地震，對於這些活動斷層若能詳細調查研究，或許能在下次大地震發生時有助於減少災損。

數十年來，土壤氣體地球化學及其時序變化一直用於觀測地震活動、火山活動、環境研究及斷層帶測繪等(Kumar et al., 2013; Walia et al., 2013)。許多研究發現在活動斷層帶上，地表土壤中逸散出來的土壤氡氣濃度變化，可能在地震發生前提供有用的信號(Armienta et al., 2002; Chyi et al., 2011; Fu et al., 2009; Walia et al., 2009a; Yang et al. 2011)。主要是因地震發生前，當區域應力增加，地層中岩體微裂隙產生，使得地底流體易沿地層裂隙或隨地下水遷移至地表，進而提供了震前有用的訊號。

除地震外，台灣尚有豐富的地質構造活動現象，如地熱、溫泉及泥火山。泥火山一般分佈於板塊交界，受到大地應力作用由深海沈積處擠壓而成，有些分佈於海底，有些則被擠壓而出露於陸上，所以泥火山雖名為「火山」，卻大多與火山活動無關。地表下的天然氣體沿著地下裂隙上湧，沿途混合泥砂與流體，形成泥漿，並被帶至地表堆積，凡是經由這種過程所形成的地形均稱為泥火山(mud volcano)。形成泥火山需有三個要件：（1）地底有高壓儲氣層；（2）岩層有裂隙，可供氣體與流體流至地面；（3）岩層中有膠結鬆散、易被流體帶動的泥質物。若是沒有泥質物，便只能形成只有噴天然氣的噴氣口(如關仔嶺水火同源與恆春出火)。

早年學者對於台灣陸上的泥火山便已有相當詳細的調查研究，據石再添在民國

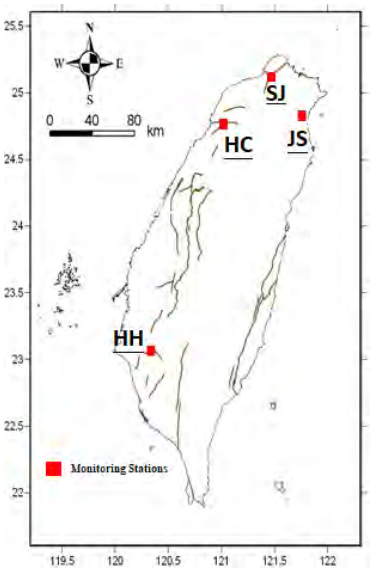
[1] 國家地震工程研究中心研究員
[2] 國家地震工程研究中心助理研究員
[3] 國家地震工程研究中心專案副研究員
[4] 中央研究院地球科學所助研究員

56年的調查，當時台灣共計有64座泥火山分佈於17個地區(Shih,1967)；然經過多年環境變遷與人為破壞，許多泥火山已不再活動或已不見蹤跡(王等,1988)。

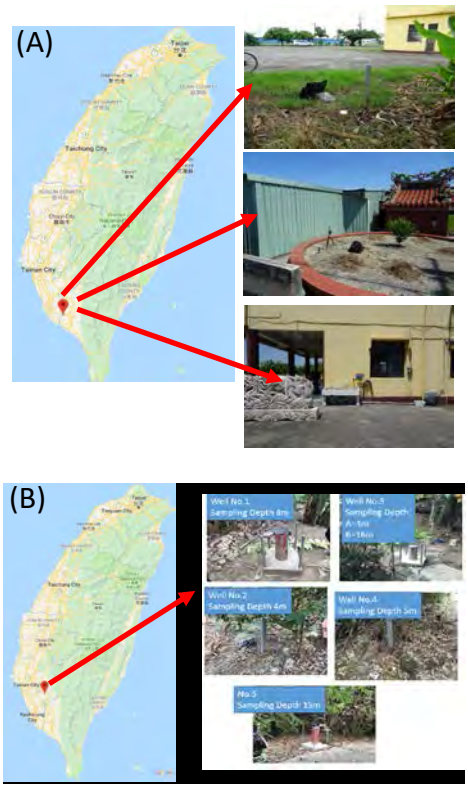
泥火山的特徵是地表短暫地釋放出氣體，液體，和泥漿。陸上泥火山的噴發，其泥漿往往會造成民眾生命和財產的損失，包括建築物，農作物和其他設施損壞等。泥火山噴發過程中排放的主要氣體成分是甲烷，本研究目的除能瞭解泥火山活動和流體輸送機制外，亦希望能瞭解其噴發的行為，以減少損害。

近兩年針對南部兩處間歇性噴發之水井及泥火山，一處位於高雄馬頭山，一處位於屏東萬丹(如圖二)，使用三種不同的採樣分析技術來作為研究此兩泥火山之特性。

此外過去幾年已在新城斷層(新城站,HC)、新化斷層(新化站,HH)及礁溪(礁溪站,JS)(圖一)完成3處地球化學氣體觀測站，2019年5月在北部山腳斷層附近，與既有地震站以共站方式，增設一土氡測站。



圖一 全台土氡測站分布圖



圖二 兩處具有間歇性噴發的泥火山位置：(A)屏東萬丹泥火山；(B)高雄馬頭山(內門旗山交界)民宅取水井

二、研究方法

在調查階段，使用 SARAD 公司生產之氡氣分析儀(RTM2100)進行野外採樣及分析工作，經過半年至一年的觀察評估後再選定地點設置測站，長期記錄測站底部之土氡氣體的時序變化。

選定南部兩處間歇性噴發之泥火山進行前期調查工作，採樣時間間隔平均2~3週一次，使用三種不同的採樣技術來收集場址周圍的土氡及水氡樣本。包括在泥火山噴發口附近採集地表下 1 米深之土壤氣體樣品，以及地下水進行氡氣分析。土氡及水氡分析目前使用儀器為 DURRIDGE 公司生產之氡氣分析儀(RAD7)。在現場還放置硝酸纖維素 α 軌跡探測器(LR-115 底片)，透過 α 粒子在底片上刻蝕軌跡計算 α 粒子數量，再透過修正係數，換算成土壤氡氣含量(Kumar et al. 2013)。

三、結果與討論

(1)土氡測站結果

經過多年觀察結果顯示，土壤氡氣受降雨及環境因素(如:大氣壓力)影響甚多，各種可能的異常訊號必須在排除降水及環境等干擾因素後，才能進一步確認及評估可能的地震前兆訊號。在地震事件篩選時，依過去經驗已訂出 4 個地震事件篩選指標，如地震規模(M_L)≧5，鄰近之地震測站震度大於 2，D/R (震前岩石變形破裂帶範圍與測站至震央距離之比值)≧1.5 及測站與震央距離<150 公里內。目前將地震事件篩選門檻及各項土氡資料即時上傳至資料庫內，可供查詢不同時間之氡氣時序資料。

網頁資料庫除提供目前所屬土氡測站查詢，還收集氣象局所發布之有感地震事件和鄰近的氣象站參數(如降雨、大氣溫溼度及氣壓)，這將有助於判斷土氡異常與地震事件的關聯性。

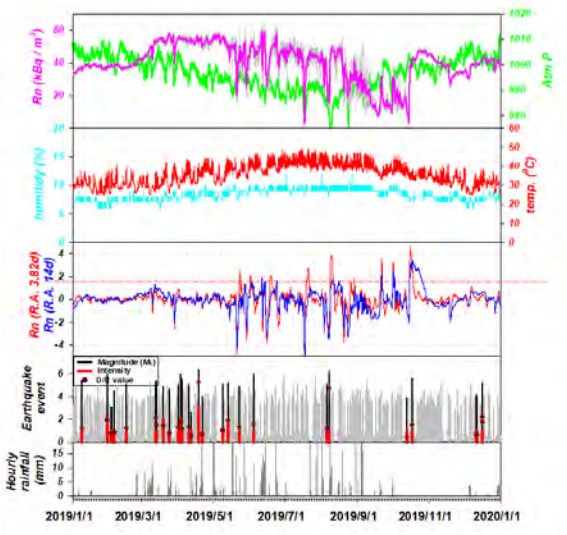
圖三至圖六為新城站、新化站、礁溪站及三界站之測站 2019 年土氡時序資料，在本年度共 26 起地震規模≧5 的事件，其中只有 9 起符合篩選門檻。由於許多可能的原因(例如，由於儀器問題/颱風/大雨等導致沒有數據)，有 7 起地震前有疑似土氡異常訊號，另外 2 起無土氡異常訊號。

(2)泥火山採樣結果

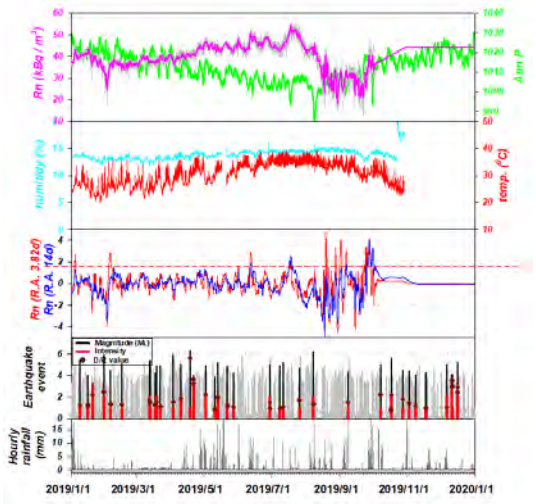
在南部兩處間歇性噴發之泥火山觀測結果中，採兩週一次前往採樣，馬頭山噴發井具有固定的噴發口，而萬丹泥火山幾乎每次噴發都不同，且多在農地附近，增加設站的困難，因此目前是在舊噴發口附近(皇源聖殿)放置臨時固定採樣點。在馬頭山民宅旁之 3 口水井中，除分析取水分析水氡外，還包括其它物理參數(水溫、PH 值、導電度等)。

結果顯示馬頭山水井水氡的範圍為 38~9,890 Bq / m^3，位於井旁之土壤氡氣較水氡為高，分別為 6,480~54,900 Bq / m^3和 14,400~42,500 Bq / m^3，如圖七和圖八。目前觀察到馬頭山 2 號井和 3 號井中水氡含量會在井水噴發前後呈相反趨勢，後續可能以此作為研判該地區的噴發前兆，也可有助於了解它們與該地區構造活動的關係。

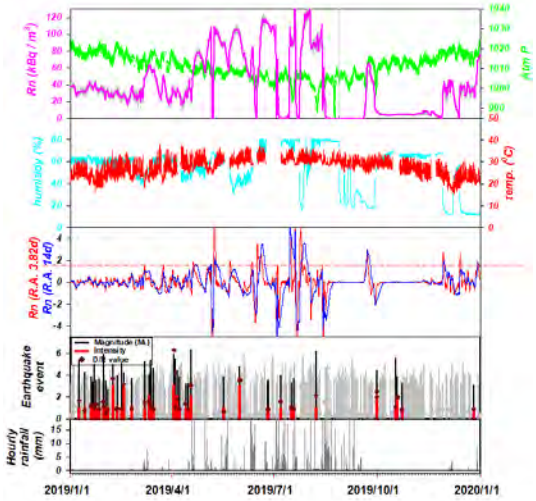
而萬丹地區，在主被動的土壤氡氣與噴發時間比對後，點位 1(WD1)在噴發前土氡及水氡濃度略有明顯增加現象(圖九)，點位 2(WD2)則未能看出與噴發有相關趨勢，未來可能針對點位 1(WD1)做更密集的採樣頻率，以期能有助於了解鄰近區域的構造活動。



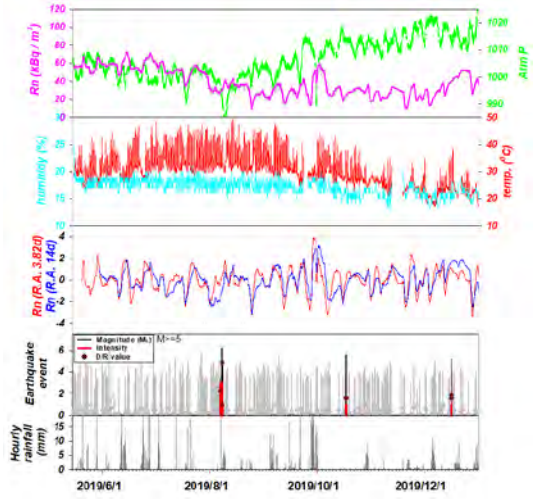
圖三 新城測站(HC) 2019 年之土氡氡氣觀測資料與地震事件時序關係圖



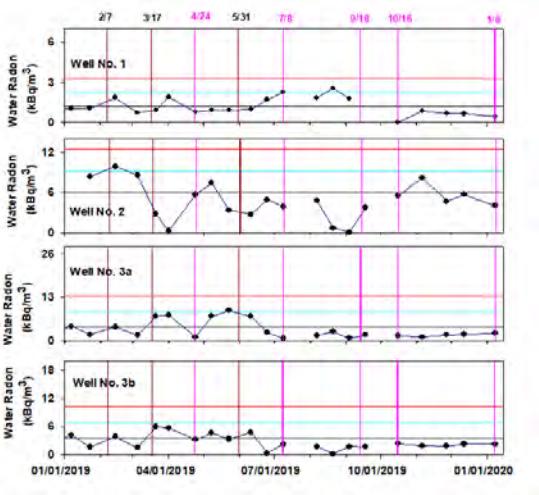
圖四 礁溪測站(JS) 2019 年之土氡氣觀測資料與地震事件時序關係圖



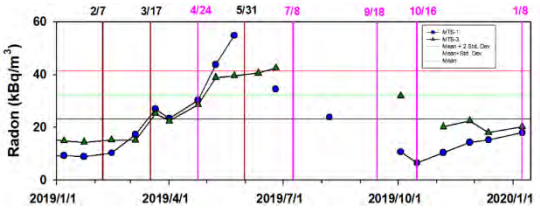
圖五 新化測站(HH)之土氡氣觀測資料與地震事件時序關係圖



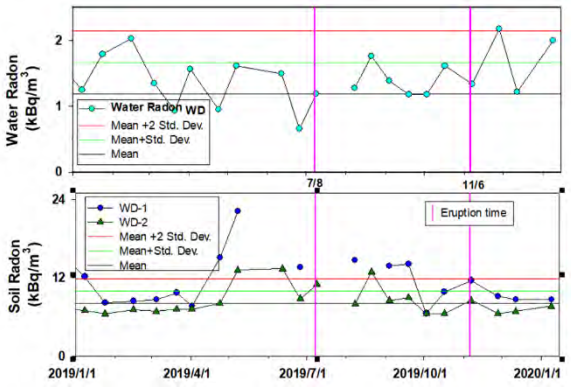
圖六 三界測站(SJ)之土氡氣觀測資料與地震事件時序關係圖



圖七 馬頭山 3 口井之水氡變化與噴發事件時序關係圖



圖八 馬頭山井 1 及井 3 旁之土氡變化與噴發事件時序關係



圖九 萬丹點位 1 及點位 2 之水氡(上)及土氡(下)變化與噴發事件時序關係圖

參考文獻

Walia, V., Yang, T.F., Lin, S.J., Hong, WL., Fu, C.C., Wen, K-L.,Chen, C-H. (2009a). “Geochemical variation of soil-gas composition for fault and earthquake precursory studies along Hsincheng fault in NW Taiwan”. Appl. Radiat. Isotopes, 67, 1855- 1863.

跨越斷層之簡支橋梁耐震行為參數分析

洪曉慧 [1]　黃仲偉 [2]

摘 要

本研究之目的為透過分析手段，探討簡支橋梁受跨斷層地震之耐震性能，並針對關鍵參數進行參數分析。考慮之參數包括支承橡膠墊之摩擦係數，止震塊與上部結構之間隙，以及斷層地表破裂線相對於橋梁之角度。本研究分析採用多支承輸入之非線性歷時分析，選取之地震歷時為 2018 年花蓮地震實際量測之歷時。分析結果顯示若忽略跨斷層效應將嚴重低估柱底所受扭矩，以及上部結構相對位移。此外，支承摩擦力係數與止震塊間隙值會影響橋梁受震行為，故整體支承系統之模擬應盡量合乎真實情況。

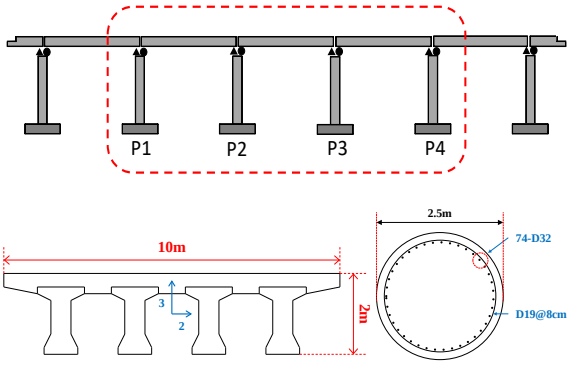
關鍵詞：多支承位移輸入、跨斷層橋梁、斷層錯動位移、簡支橋梁

一、前言

台灣地區位處歐亞板塊與菲律賓海板塊的交接帶，斷層密佈。根據台灣地調所最新的調查結果[1]顯示，臺灣地區共有 33 條活動斷層，以及 4 條存疑斷層，既有橋梁與新建橋梁很難完全避免跨越斷層的威脅。跨斷層橋梁除受到近斷層地震的高地震動值、長週期速度脈衝的威脅外，也須承受斷層錯動之永久差異位移引致之高位移需求，如 1999 年發生於台灣中部的 921 集集地震，同年發生於土耳其的兩次地震，以及 2018 年發生於花蓮的 0206 花蓮地震[2]等皆造成眾多跨越斷層橋梁損壞，也對於鄰近的交通要道產生很嚴重的損傷。目前國內橋梁耐震設計規範對於跨越斷層橋梁是建議直接避開，並明確指出規範不適用於跨越活動斷層之橋梁設計，然臺灣斷層密布，常在不得已的情況下得面對跨斷層的威脅，所以跨斷層橋梁之耐震性能研究刻不容緩。由於台灣很多既有的老舊橋梁是多跨簡支梁橋，簡支梁橋在跨斷層地震作用下也最容易落橋，如 921 地震時，台灣中部多數落橋的橋梁即是簡支梁橋，所以本文將以多跨簡支梁橋為研究對象，以參數分析方式探討其受震下反應。

二、問題描述

本研究分析之橋梁如圖一所示為臺灣既有橋梁常見之多跨簡支橋型，其中跨徑皆為 40 m、柱高皆為 10m。為簡化起見，分析僅取其中三跨（P1-P4）進行分析，但將鄰跨質量納入考慮。上部結構主梁配置圖如圖一所示為 4 支並排之 PCI 梁，對應之上部結構單位長度質量為 22 ton/m。另假設所有橋墩皆為直徑為 2.5m 之圓形 RC 橋墩，主筋配置為 74-D32，橫向箍筋配置為 D19@8cm。



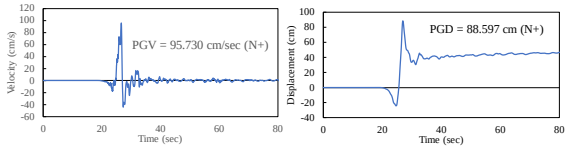
圖一 簡支橋梁配置圖

支承配置條件假設為台灣常見的橡膠支承墊系統，且其中間為設置剪力鋼棒束制其位移，但垂直行車向有設計止震塊，

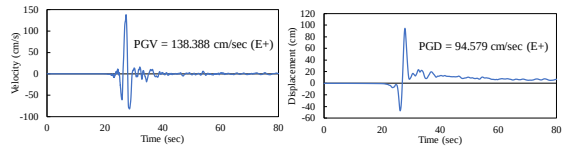
[1] 國家地震工程研究中心研究員
[2] 中原大學土木工程學系副教授

行車向則未設置，即行車向主要靠支承摩擦力傳遞地震力，垂直行車向則除靠支承摩擦力傳遞地震力，待主梁碰撞至止震塊，且止震塊未降伏前，地震引致之上部結構慣性力也會從止震塊傳遞。

輸入之地震歷時為 2016 年花蓮地震時於 HWA019 測站所實際量測之地震紀錄，但由於本文假設斷層為平移斷層，所以只輸入如圖二所示之兩水平向（南北向 N+和東西向 E+）歷時。如圖所示，兩方向向之紀錄皆顯示明顯的近斷層地震特性，因為其最大地表速度 PGV 皆很高，尤其 E+向更呈現由於斷層方向效應所產生之顯著長週期脈衝，而 N+向則有很明顯的永久位移，所以此筆地震紀錄可代表典型的平移斷層近斷層地震波。本研究分析時將施加包含長週期脈衝效應的 E+向紀錄於垂直斷層破裂方向，斷層兩側之施加方向相同；包含永久位移的 N+向紀錄則施加於平行斷層破裂方向，但斷層兩側施加方向相反，以代表左移斷層之特性。



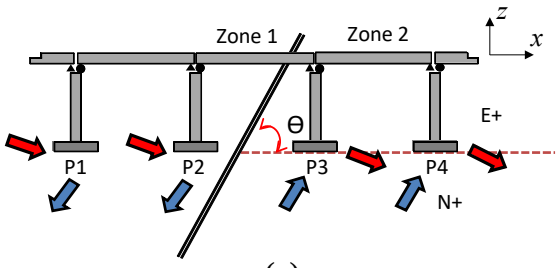
(a)



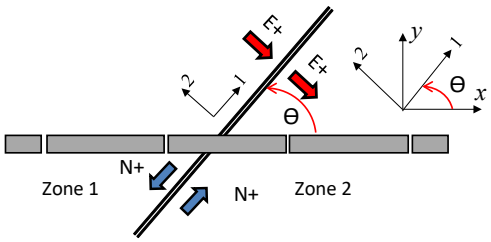
(b)

圖二 輸入之地震歷時：(a)南北向(N+); (b) 東西向(E+)

為考慮地表斷層破裂方向的影響，本研究假設斷層線通過如圖三所示 P2 和 P3 中間，且和橋軸方向呈如圖三所示之θ角，另定義局部座標 1-2 分別代表平行和垂直斷層方向，以與平行橋軸和垂直橋軸方向的廣義座標 x-y 作區別。跨越斷層橋梁除承受斷層兩側的差異位移外，也承受近斷層地震的瞬間速度脈衝效應，為區別兩種效應對橋梁反應的影響差異，本研究亦考慮橋梁並未直接跨越斷層，而只是鄰近斷層之情況。



(a)

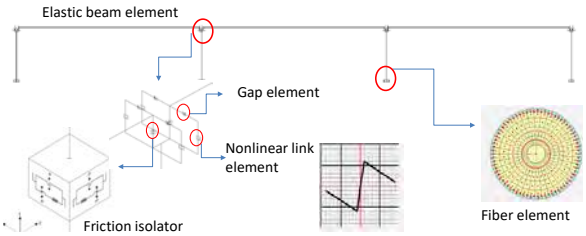


(b)

圖三 地表輸入位移方向示意圖(a)側視圖；(b)上視圖

三、分析模型

本研究採用 Sap2000N 進行參數分析，圖四所示為分析模型示意圖，其中上部結構和橋墩皆主要由彈性梁柱模擬，但為考慮橋柱柱底塑角區之塑性變形，橋柱塑鉸區由纖維元素模擬；主梁和橋墩間之橡膠支承墊由可考慮摩擦係數的非線性 friction isolators 元素模擬，止震塊則由非線性 Link 元素模擬，止震塊的極限強度為 1.5 倍靜載重支承力，此為耐震設計規範所規定之防落裝置強度；止震塊和主梁間之間距則由可考慮間距值的只受壓不受拉 gap 元素模擬。



圖四 數值分析模型

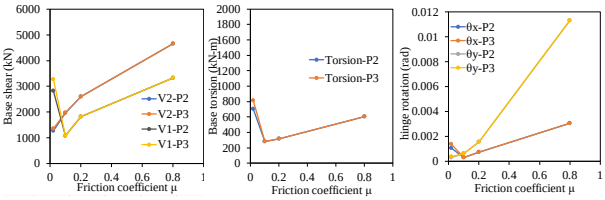
分析採用多支承之位移輸入之非線性歷時分析，輸入之位移立時為圖二所示之

歷時，作用方向為如圖三所示將圖二(a)和(b)分別施加於平行斷層和垂直斷層方向。

四、參數分析與討論

為了解跨斷層簡支梁橋之耐震性能，本研究以多支承輸入之非線性歷時分析方法，針對三個關鍵參數進行參數分析。考慮的參數包括支承摩擦力係數、止震塊與主梁間之間隙，以及斷層地表破裂線相對於橋梁之角度。探討之反應包括柱底所受內力，塑鉸區轉角量，以及鄰跨主梁間之相對位移。本文之參數分析中若未特別說明，皆假設摩擦力係數 μ=0.1；止震塊間隙值為 20 cm；斷層線垂直於橋梁軸向，即 θ = 90°。另由於假設斷層線通過 P2 和 P3 橋墩，所以以下分析結果將僅展示 P2 和 P3 之反應。

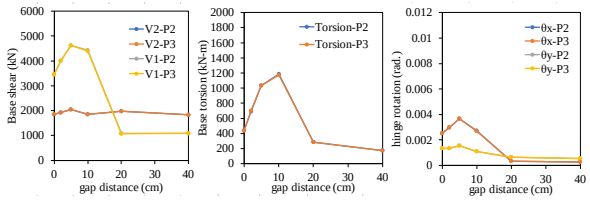
圖五所示為支承摩擦係數對柱底剪力、扭矩，以及塑鉸區轉角的影響，其中塑鉸區轉角為柱底纖維元素的轉角，可視為橋柱在地震下之位移需求。參數分析考慮之摩擦力係數包括 μ=0.02、0.1、0.2 和 0.8。圖(a)所示之 V1 和 V2 分別代表沿著局部座標 1 和 2 方向之剪力，由於此處假設 θ = 90°，所以圖五之 V2 和 V1 也分別代表沿著橋軸方向和垂直橋軸方向之剪力。如圖所示，由於本例沿著行車向並無設置止震塊，所以平行於行車向的柱底剪力 V2 隨著摩擦係數的增加而提高，因為傳遞至下部結構的摩擦力會隨著支承摩擦係數的提高而提高。基於同樣的原因，柱底塑鉸區轉角 θ_y 也呈現相同的趨勢。另一方面對於垂直行車向的柱底剪力 V1，由於有橫向止震塊，柱底剪力只在摩擦力係數 μ >= 0.1 時才呈現與摩擦力係數 μ 值成正比之關係，當 μ = 0.02，由於主梁會與止震塊產生碰撞，而此碰撞力也會傳遞至下部結構，所以柱底剪力呈增加之趨勢。柱底塑性轉角 θ_x 和扭矩也因為相同原因而呈現相同趨勢。



(a) (b) (c)

圖五 摩擦力係數之影響：(a) 柱底剪力；(b) 柱底扭矩；(c)柱底塑性轉角

圖六所示為上部結構與止震塊間隙量對反應的影響。考慮之間隙範圍涵蓋 0~40cm。如預期，止震塊間隙值對於沿著行車向之柱底剪力(V2)幾乎無影響，這是由於止震塊只配置於垂直行車向。另一方面，止震塊間隙對於 V1 和柱底扭矩的影響則非呈現單調變化趨勢。如圖所示，最大反應皆發生到止震塊間隙為 5 或 10 cm 時，當間隙值小於 5 cm，反應隨著間隙值的減少而降低。可能的原因是當間隙值變得很小時，雖然止震塊和主梁間會碰撞，但碰撞產生之衝擊力會隨著間隙變小而降低。此外圖六亦顯示當間隙值為 40cm 時反應最小，這是由於此時止震塊和主梁間並不會產生碰撞，所以上構之慣性力只能透過支承的摩擦力傳遞至下部結構。

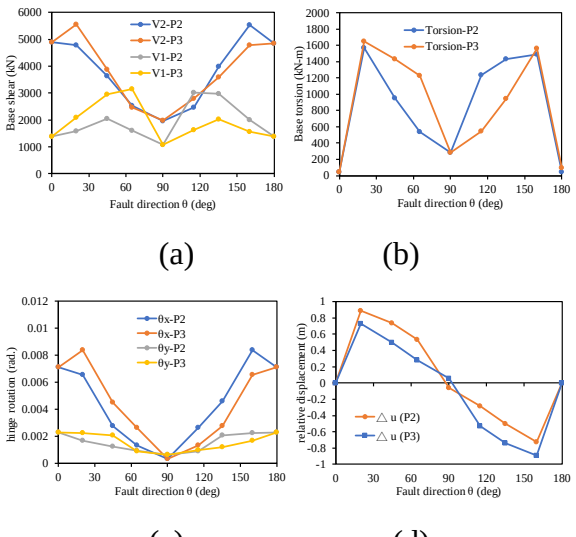


(b) (b) (c)

圖六 止震塊間隙值之影響：(a) 柱底剪力; (b) 柱底扭矩；(c)柱底塑性轉角

圖七所示為斷層破裂方向對跨斷層橋梁耐震性能的影響，考慮之斷層相對於橋軸方向之角度範圍涵蓋 0-180°，其中 θ=0° 和 180° 皆代表未跨越斷層的情況。觀察圖七可發現橋墩 P2 和 P3 之反應幾乎相對於 θ = 90° 呈現對稱之趨勢。垂直斷層方向之柱底剪力 V2 隨著斷層角度從 90° 增加或從 90° 減少都會提高，但另一方面，斷層方向對於平行斷層方向之剪力 V1 則影響相對小，最大之剪力 V1 約發生在當 θ = 45°

- 65°，以及 θ = 115° - 135°時。斷層方向對柱底扭矩的影響和 V2 相同，皆是隨著斷層線和橋梁軸線間的夾角越小，反應就會越大，不過當夾角等於 0（θ = 0°或 180°）時，即代表未跨越斷層，但仍近斷層之情況，則柱底的扭矩顯得相當小。斷層方向對柱底塑鉸區轉角的影響也是隨著斷層線和橋梁軸線間的夾角越小，反應就會越大。圖七(d)所示為斷層方向對鄰跨主梁行車向相對變位的影響。很明顯的，除了未跨越斷層之情況，隨著 θ 越大，相對位移越小，當 θ > 90°時，相對位移呈負值，代表該墩兩側主梁會互相靠近而互相擠壓，如圖八之示意圖（θ = 160°），且擠壓的現象會隨著斷層線和橋軸線間的夾角越小而越嚴重；另一方面，當 θ < 90°時，相對位移則呈現正值，代表該墩兩側主梁會互相遠離而提高落橋的可能性，如圖八之示意圖（θ = 20°），且落橋的風險也是會隨著斷層線和橋軸線間的夾角越小而越嚴重。此結果顯示斷層線相對橋軸向角度對於變位的影響是有方向性的，靠右偏和靠左偏可造成完全不一樣的結果，如 2016 年花蓮地震下的花蓮大橋即是因為斷層方位相對於橋軸方線較偏於 θ > 90°，且接近 90°，所以破壞多是伸縮縫的擠壓破壞，而沒引致落橋。

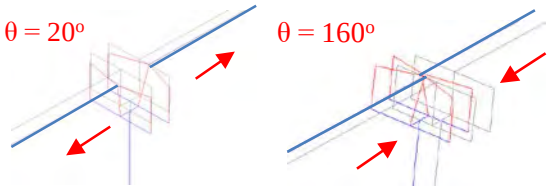


(a) (b)

(c) (d)

圖七 斷層線方向之影響：(a) 柱底剪力；(b) 柱底扭矩；(c)柱底塑性轉角；(d) 相鄰主梁相對位移

進一步比較跨斷層和未跨斷層之情況（θ = 0°或 180°）可發現，跨斷層對橋梁反應最大的影響在柱底扭矩和梁端相對變位，而其對於柱底剪力和塑性轉角的影響則不那麼明顯，此結果間接顯示在花蓮地震規模的近斷層地震（HWA019）作用下，對於本案例之連續簡支梁橋的柱底剪力和彎矩，控制因素是在近斷層效應，而非跨斷層效應，但若未考慮跨斷層效應，則會嚴重低估柱底扭矩和梁端相對變位。



圖八 主梁相對運動示意圖

五、結論與展望

本研究以多支承輸入之非線性歷時分析，針對跨斷層之多跨簡支梁橋耐震性能進行參數分析，跨斷層效應和近斷層效應之對橋梁行為之影響差異亦透過分析進行比較與討論。從參數分析結果得知，簡支梁橋之支承邊界條件影響橋梁之耐震反應甚鉅，所以進行跨斷層橋梁設計或評估時，支承需詳實模擬。此外斷層角度也是重要影響參數，對於簡支梁橋，當斷層方向對應於橋軸方向越趨近於垂直，落橋風險可大幅降低，若支承在垂直行車向並未完全束制，橋梁所受內力也會較低。

參考文獻

1. Central Geological Survey (CGS), 2012, http://fault.moeacgs.gov.tw/MgFault/
2. 宋裕祺、洪曉慧、陳俊仲、蘇進國、李柏翰、江奇融 (2018), “0206 花蓮地震橋梁震損調查與分析”，地工技術，No.156，2018.6，第 55-64 頁。

隔震結構受近斷層地震反應之研究

林旺春[1]　黃震興[2]　楊卓諺[3]　游忠翰[4]　汪向榮[5]

摘 要

直至今日隔震技術歷經大量的試驗研究及實務應用，證明隔震系統可有效的隔絕地震力，使得隔震設計被廣泛接受並逐漸擴大應用於結構設計。然而隔震設計之應用，在斷層密布且地震頻繁的臺灣，許多工址鄰近於近斷層地帶，其受到之地震波，由於具有速度脈衝等特性，此種地震波容易造成隔震系統產生過大的位移，以及傳遞過大的加速度至上部結構，除了可能會導致隔震系統的破壞，甚至會引致上部結構之損傷發生，或有傾覆之可能，使得隔震設計之優點無法運用在近斷層區域。

因此，本研究對於現今隔震系統設計的方法與流程，將採用隔震結構含速度型消能元件於近斷層地震進行設計與非線性動力分析，探討在近斷層地震作用下隔震系統的反應行為，檢核對於近斷層地震進行設計的適當性，於近斷層區域隔震系統該如何設置，給予工程實務做為參考依據。

關鍵詞：近斷層地震、隔震系統、鉛心橡膠支承墊、黏性阻尼器

一、前言

直至今日隔震設計的防震效益已在試驗室及實務工程上獲得驗證，然而隔震設計的應用，在較軟弱的地層或盆地(例如台北盆地)及近斷層地帶，一直是一大挑戰。由於軟弱土層或盆地所傳遞之地震波週期較長，容易造成隔震系統產生過大之位移，而近斷層地震由於具有脈衝之速度波，在一些研究中亦顯示近斷層地震對於隔震結構物可能造成隔震系統產生過大位移之威脅最為顯著[1-4]。近斷層地震與一般遠域地震最大不同，在於近斷層地震的速度歷時中常伴隨一明顯且較長週期脈衝訊號存在[5]，此一速度脈衝恐會使隔震支承墊產生過大的位移，及傳遞至上部結構過大之加速度，不僅可能導致隔震支承墊損壞，亦可能致使上部結構有傾覆(Rollover)的危險性。對於篩選近斷層地震之相關研究中，在早期近斷層地震資料並不豐富，需自行收集斷層附近測站之地震記錄，進一步再採取人工判斷，將具速度脈衝現象之地震資料歸類成近斷層地震。直至 2007 年 Stanford University 的 Baker 率先提出了一套量化及篩選近斷層地震的方法[6]，其採用小波分析(Wavelet Analysis)取代 Fourier Analysis 作為分析地震資料之方法，並定義「脈衝指標(Pulse Indicator)」與速度脈衝之週期(Tp)」做為量化分類及篩選近斷層地震之依據。

綜合上述，1999 年重創中台灣的集集大地震，主要的結構物破壞明顯地集中在車籠埔斷層兩側約 10 公里的斷層帶內，即所謂的近斷層處，其中車籠埔斷層經過的幾個人口密集的城市，如南投、草屯、霧峰、大里、太平、豐原、及石岡等均傳出重大災情。因此，了解近斷層地震特性以及為處其附近隔震建築之受震反應，是地震工程研究者不可忽視之工作，亦是台灣

[1] 國家地震工程研究中心副研究員，wclin@ncree.narl.org.tw
[2] 國家地震工程研究中心兼任研究員，jshwang@ncree.narl.org.tw
[3] 國家地震工程研究中心助理研究員，cyyang@ncree.narl.org.tw
[4] 國家地震工程研究中心助理研究員，chyu@ncree.narl.org.tw
[5] 國家地震工程研究中心兼任研究員，sjwang@ncree.narl.org.tw

獨特且必須重視的防震課題。

二、一般遠域地震與近斷層地震歷時之選取

本研究為充分展現近斷層地震之特性，篩選出具有明顯最大速度增量之近斷層地震，其判斷方法為：(1)於速度歷時中兩具有很大速度的峰值之間，經過速度零值並且無其他峰值存在，判定此歷時具有明顯最大速度增量；若沒有通過零點即為兩峰值速度同向，或(2)是具有其他峰值使原始變化趨勢轉變為反向，則判定為不具有明顯最大速度增量。

除考量上述判斷近斷層之篩選條件之外，亦根據 2014 年 Shahi 等人提出之理論[7]進行近斷層地震之選取，以進行後續之研究探討。本研究根據所提篩選依據，近斷層地震共挑選 7 筆測站紀錄，分別選取 1999 年集集大地震之 TCU052 測站東西向歷時資料、TCU102 測站東西向歷時資料；2018 年 Hualien 地震之 HWA014 測站東西向歷時資料、HWA019 測站東西向歷時資料、MND016 測站東西向歷時資料；2003 年 Bam 地震之 Bam 測站地震歷時與 1994 年 Northridge 地震之 Rinaldi 測站地震歷時，如表 1 所示。遠域地震挑選 3 筆測站紀錄，分別選取 1940 年 El Centro 南北向地震資料和 1999 年集集大地震之 TCU074 測站東西向歷時資料與 TCU089 東西向歷時資料，如表 2 所示。

表 1　近斷層地震資訊

Station	Direction	PGA (g)	PGV (cm/s)	Incremental Velocity (cm/s)	Duration (s)
TCU052	EW	0.36	174.6	260.72	33.705~ 35.31
TCU102	EW	0.31	87.4	159.22	35.895~ 36.96
HWA014	EW	0.32	146.5	251.83	25~ 26.145
HWA019	EW	0.41	138.4	220.54	27.29~ 28.47
MND016	EW	0.31	133.6	212.11	26.52~ 27.815
Bam	L	0.81	124.1	182.55	17.175~ 17.85
Rinaldi	228	0.87	148.0	245.66	2.45~ 2.86

表 2　遠域地震資訊

Station	Direction	PGA (g)	PGV (cm/s)
El Centro	NS	0.28	30.93
TCU074	EW	0.60	70.6

三、於近斷層地震下建議之隔震設計流程

本研究提出具雙線性遲滯迴圈特性隔震系統加上黏性阻尼器(Viscous Damper，VD)之設計流程，如圖 1 所示。假設隔震系統上部重量 W 為 500tf，以 1999 年臺灣集集大地震之 TCU052 測站東西向地震資料為例，雙線性遲滯迴圈特性隔震系統採用鉛心橡膠支承墊之特徵強度 Q_d 為 $0.05W$ 與等效阻尼比為 40%做示範例，計算公式及其詳細步驟如下：

1. 假設自然週期 T=1s、應變硬化率 α_b =0.05，可計算出下列各項參數：

$$K_u = \frac{4\pi^2 W}{T^2 g} = 4.024W \quad (1)$$

$$K_d = \alpha_b \times K_u = 0.2012W \quad (2)$$

$$F_y = \frac{Q_d}{(1-\alpha_b)} = 0.053W \quad (3)$$

$$D_y = \frac{F_y}{K_u} = 0.013\,\text{m} \quad (4)$$

2. 使用測站 TCU052 之 5%阻尼比的彈性加速度反應譜進行設計分析。
3. 設置等效阻尼比 ξ_e 為 40%，並假設初始設計位移 D_d =0.3m 進行迭代。
4. 計算設計位移 D_d 對應之最大力量 F_d 、有效勁度 K_{eff} 、有效週期 T_{eff} 、鉛心橡膠支承墊之阻尼比 ξ_b 與 S_{aD} 。

$$F_d = Q_d + K_d \times D_d = 0.11W \quad (5)$$

$$K_{eff} = \frac{F_d^+ + F_d^-}{D_d^+ + D_d^-} = 0.37W \quad (6)$$

$$T_{eff} = 2\pi\sqrt{\frac{W}{K_{eff} g}} = 3.31\,\text{s} \quad (7)$$

$$S_{aD}=0.413 \quad (8)$$

$$\xi_b=\frac{4Q_d(D_d-D_y)}{2\pi E_s}=0.276 \quad (9)$$

5. 根據等效阻尼比ξ_e，可得阻尼比修正係數B_1，並計算出新的設計位移D_d，並檢核D_d是否收斂，重複步驟 4~5 直至收斂。

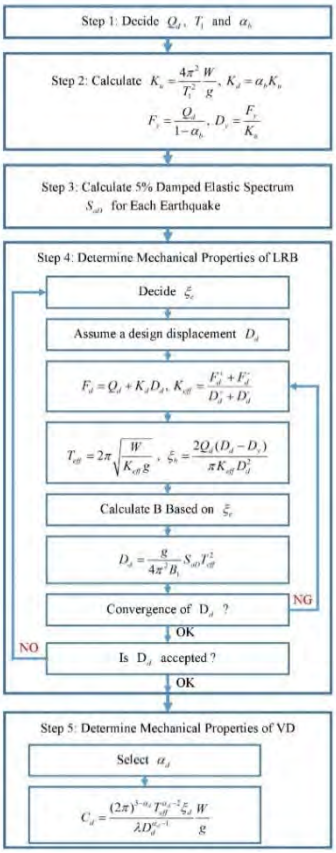
$$D_d=\frac{g}{4\pi^2 B_1}S_{aD}T_{eff}^2=0.662\,\text{m} \quad (10)$$

6. 檢查D_d是否為合理之設計值，進而計算對應之最大力量F_d，若不合理則由步驟 3 重新設計。

7. 假設阻尼器非線性係數α_d為 0.3，可計算出阻尼係數C_d：

$$C_d=\frac{(2\pi)^{3-\alpha}T_{eff}^{\alpha-2}\xi_d}{\lambda D_d^{\alpha-1}}\frac{W}{g} \quad (11)$$

$=37.9\text{tf-(s/m)}^{0.3}$



圖一 加裝黏性阻尼器之具雙線性遲滯迴圈特性隔震系統建議設計流程圖

經上述步驟計算，進行迭代以獲得隔震系統各項參數。綜合上述，本研究將使用一般常見的特徵強度Q_d值分別為 0.03W、0.05W、0.07W及 0.09W，其降伏位移D_y分別為 0.8cm、1.3cm、1.8cm 和 2.4cm 也皆在合理範圍內，且等效阻尼比分別為 30%、40%及 50%與 60%作為設計參數。

四、於近斷層地震下建議之隔震設計探討

以測站 TCU052 與測站 HWA019 之設計與分析為例，隔震系統各項相關參數及其反應如表 3 與表 4 所示。由動力分析結果顯示，隔震系統加裝阻尼器之位移反應大部分小於靜力分析之設計位移；但未加裝阻尼器之隔震系統位移反應大多數大於靜力分析之設計位移。

表 3 設計結果(TCU052)

Q_d (tf)	ξ_e (%)	D_d (cm)	F_{max} (W)	T_{eff} (s)	ξ_b (%)	ξ_d (%)	C_d $(tf\cdot(sec/m)^{0.3})$	D_{dyn} (cm)	F_{dyn} (g)	$F_{LRB,dyn}$ (W)	$F_{VD,dyn}$ (W)
0.03W		147.8	0.33	4.26	5.8			160.3	0.35	0.35	
	30	81.9	0.23	4.11	9.7	20.3	31.7	90.7	0.26	0.21	0.07
	40	77.1	0.24	4.09	10.2	29.8	45.0	75.3	0.25	0.18	0.09
	50	74.4	0.25	4.08	10.5	39.5	58.4	61.0	0.24	0.15	0.12
	60	74.4	0.27	4.08	10.5	49.5	73.2	47.2	0.23	0.13	0.14
0.05W		92.5	0.24	3.97	13.3			123.8	0.30	0.30	
	30	74.8	0.22	3.87	15.6	14.4	23.4	91.5	0.26	0.23	0.05
	40	71.6	0.24	3.85	16.1	23.9	37.9	73.9	0.25	0.20	0.08
	50	69.5	0.25	3.84	16.5	33.5	52.3	58.3	0.24	0.17	0.10
	60	69.5	0.27	3.84	16.5	43.5	67.9	43.7	0.23	0.14	0.12
0.07W		82.1	0.24	3.75	18.5			112.7	0.30	0.30	
	30	72.9	0.23	3.68	20.0	10.0	17.4	89.2	0.27	0.25	0.04
	40	69.6	0.25	3.65	20.7	19.3	32.9	70.4	0.26	0.21	0.07
	50	67.4	0.26	3.63	21.1	28.9	48.6	53.4	0.24	0.18	0.09
	60	67.4	0.28	3.63	21.1	38.9	65.4	38.3	0.24	0.15	0.12
0.09W		75.6	0.24	3.54	22.9			101.9	0.29	0.29	
	30	70.9	0.24	3.50	23.8	6.2	11.5	86.8	0.28	0.26	0.02
	40	67.7	0.26	3.47	24.5	15.5	28.2	66.6	0.26	0.22	0.06
	50	65.5	0.27	3.45	24.9	25.1	45.1	48.7	0.25	0.19	0.09
	60	65.5	0.30	3.45	24.9	35.1	63.1	33.5	0.24	0.16	0.11

在相同特徵強度下，加裝阻尼器之隔震系統因等效阻尼比的增加，進而可有效抑制位移反應，亦不會造成傳遞水平力增加過多，甚至有減少的情況，但阻尼器之出力將因隨著阻尼比增加而變大。由表 3 與表 4 可知，當等效阻尼比為 40%時，靜力分析的設計位移可有效預測動力分析之位移反應，但當等效阻尼比逐步增加時，因阻尼器之出力的持續增加，同時可有效的抑制隔震位移，導致與靜力分析的設計位移相差甚大，即當等效阻尼比為 60%時，因阻尼器的阻尼力增加，使得動力分析之位

移反應遠小於靜力分析的設計位移。

綜合上述，可知進行靜力設計時，因阻尼比修正係數 B_1 無法有效反應黏性阻尼(Viscous Damping)的效果，但加裝阻尼器之隔震系統的確是可以有效的對抗近斷層地震，對於近斷層地震而言，本研究提出之隔震設計步驟可給予工程實務做為參考依據。

表 4　設計結果(HWA019)

Q_d (tf)	ξ_e (%)	D_d (cm)	F_{max} (W)	T_{eff} (s)	ξ_b (%)	ξ_d (%)	C_d $(tf\cdot(sec/m)^{0.3})$	D_{dyn} (cm)	F_{dyn} (g)	$F_{LRB,dyn}$ (W)	$F_{VD,dyn}$ (W)
0.03W		149.0	0.33	4.26	5.8			165.1	0.36	0.36	
	30	96.2	0.26	4.16	8.5	21.5	36.8	104.2	0.29	0.24	0.09
	40	92.3	0.28	4.15	8.8	31.2	52.1	82.0	0.27	0.20	0.12
	50	89.8	0.29	4.14	9.0	41.0	67.4	63.5	0.26	0.16	0.15
	60	89.8	0.32	4.14	9.0	51.0	83.9	48.3	0.26	0.13	0.18
0.05W		125.4	0.30	4.09	10.4			157.9	0.37	0.37	
	30	98.1	0.28	3.99	12.7	17.3	32.2	99.7	0.30	0.25	0.08
	40	94.1	0.30	3.98	13.1	26.9	48.9	75.5	0.27	0.20	0.11
	50	91.5	0.31	3.97	13.4	36.6	65.5	56.7	0.26	0.16	0.14
	60	91.5	0.34	3.97	13.4	46.6	83.4	42.4	0.26	0.14	0.17
0.07W		118.6	0.31	3.93	14.2			147.0	0.37	0.37	
	30	99.3	0.30	3.85	16.2	13.8	27.6	95.1	0.30	0.26	0.07
	40	95.4	0.32	3.83	16.7	23.3	45.6	69.1	0.27	0.21	0.10
	50	92.8	0.34	3.81	17.0	33.0	64.0	50.1	0.27	0.17	0.14
	60	92.8	0.37	3.81	17.0	43.0	83.3	37.3	0.28	0.14	0.17
0.09W		112.8	0.32	3.78	17.7			131.1	0.35	0.35	
	30	100.1	0.32	3.72	19.2	10.8	23.0	89.7	0.30	0.27	0.05
	40	96.2	0.33	3.69	19.7	20.3	42.6	61.9	0.27	0.21	0.09
	50	93.5	0.36	3.68	20.1	29.9	61.8	44.2	0.27	0.18	0.13
	60	93.5	0.39	3.68	20.1	39.9	82.5	33.5	0.29	0.16	0.16

五、結論

本研究對於現今隔震系統設計的方法與流程，以近斷層地震進行設計與非線性動力分析，探討隔震系統的反應行為，於近斷層區域隔震系統該如何設置，給予工程實務做為參考依據。研究結果綜合如下：

1. 於隔震系統中加入非線性黏性阻尼器，可有效降低鉛心橡膠支承墊過大的位移，且可以控制其位移反應在工程實務可接受的範圍內。
2. 本研究建議在近斷層區域內隔震系統之設計，應額外考慮非線性黏性阻尼器，並依建議之設計步驟，選取特徵強度較小之隔震系統參數，並使用較大的等效阻尼比，使隔震系統可以盡快啟動隔震機制，以有效抑制其位移反應。
3. 由分析結果顯示，多數靜力分析的設計位移與動力分析的位移反應相差甚大，故本研究建議當前規範中的阻尼比修正係數，應該做適當程度的修正，對於隔震系統中加入非線性黏性阻尼器，須給予其設計位移適量的折減，並且使用非線性動力分析進行檢核。

參考文獻

1. Hall, J. F., Heaton, T. H., Halling, M. W. and Wald, D. J. “Near-Source Ground Motion and Its Effects on Flexible Buildings,” EERI Earthquake Spectra, Vol. 11, No. 4, 1995.
2. Heaton, T. H., Hall, J. F., Wald, D. J. and Halling, M. W. “Response of High-Rise and Base-Isolated Buildings to a Hypothetical Mw 7.0 Blind Thrust Earthquake,” Science Vol. 267, pp. 206-217, 1995.
3. Kasalanati, A. and Constantinou, M. C., Experimental Study of Bridge Elastomeric and Other Isolation and Energy Dissipation Systems with Emphasis on Uplift Prevention and High Velocity Near-Source Seismic Excitation, MCEER Report, MCEER-99-004, SUNY, Buffalo, 1999.
4. Kelly, J. M. “The role of damping in seismic isolation,” Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 28 Issue 1, pp. 3-20, 1999
5. Somerville, P. G., N. F. Smith, R. W. Graves, and N. A. Abrahamson. “ Modification of empirical strong ground motion attenuation relations to include the amplitude and duration effects of rupture directivity,” Seismological. Research. Letters. 68, no. 1, 199–222. 1997.
6. Jack W. Baker, “Quantitative Classification of Near-Fault Ground Motions Using Wavelet Analysis,” Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 97, No. 5, pp. 1486–1501, 2007.
7. Shahi, S. K., and Baker, J. W. (2014), “An Efficient Algorithm to Identify Strong-Velocity Pulses in Multicomponent Ground Motions.” Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 104, No.5, pp. 2456-2466.

地下管線受震破壞模式與耐震評估

楊炫智[1]　張為光[1]

摘 要

台灣地處環太平洋地震帶，位於歐亞大陸板塊與菲律賓板塊之交界處，災害性地震重覆發生，也因此台灣擁有山林、盆地、平原及灣岸等豐富地理外貌，更具備有容易發生土壤液化的沖積、回填等地質條件，當發生災害性地震時，皆伴隨產生莫大的社會衝擊與經損失，諸如於 105 年 2 月 6 日於高雄美濃地區發生芮氏規模 6.6 之地震，造成台南地區造成多棟大樓傾倒、毀壞，同時在多處地區發生土壤液化致使房屋沉陷等現象，亦對民生設施造成影響，除電力設備供應產生短暫問題外，多處自來水設施也因地震發生爆裂以及維冠大樓倒塌導致輸水中斷，天然氣也因應震災減壓供氣避免發生二次災害；另外，在 921 南投集集地震中亦因土壤液化產生路基開裂側移、地下管溝破裂上浮、以及碼頭沿岸沈陷等重大災情。有鑒於國內顯少針對地下管線暴露於地震之風險，對於地下維生管線的耐震設計需求，以及其破壞模式須要進行審慎評估與考量方可避免災害之發生，並可使營運單位正視地震對於管線所能造成的傷害與損失，並可以此做為後續管線災前整備、災中應變或災後補強作為的參考依據。

關鍵詞：地下維生管線、破壞模式、耐震評估

一、前言

台灣因受限於位置、地形條件等先天因素，許多重要之維生管線設施皆採用地下埋管之方式進行，雖於設計施工時已盡量避免通過地質脆弱地區，但仍無可避免地會通過斷層、土壤液化、山崩敏感區域等地，因而承受相當之地震風險，當地震發生時產生的劇烈地表震動、土層破壞以及造成土壤液化等現象時，容易造成地下管線之損壞；以日本 1964 年新潟地震為例，因地震造成嚴重的土壤液化，導致房屋成排沈陷，更因此導致地下油管破裂，大火沿著浮在水上的油燃燒 12 天，造成 1 千多人受災。

尤其因都會區地下管線錯綜複雜且部分管線老舊，其耐震性能更需要重新檢視，一旦石油幹管或儲槽發生破裂或破壞，除造成災區民眾生活不便外，嚴重更甚者會產生爆炸等現象；1999 年 921 集集地震變對台灣重要維生系統造成莫大的傷害，其中最為嚴重的即為台中豐原淨水場直徑 2000mm 之取水幹管遭受斷層錯動影響導致挫曲斷裂，除此之外，天然氣管線受損長度到達 827,527 公尺；美國北嶺地震即因瓦斯管線受地震影響斷裂而引發大火造成經濟損失。因管線分布具備時間與空間的不確定性，不同區域地質條件以及不同年代建置的管路在不同地震規模下所可能引致破壞的機率也大不相同，因此，針對地下管線的維生管線的受震行為、耐震評估以及補強實為一刻不容緩的工作。

二、地下管線破壞模式

由於管線種類範圍非常大，可依據其不同功能、流體、流量、壓力、溫度等都有不同的材質與接頭，大致可依功能設定、流體條件、材質、生產方法、結構設置位置等給予不同的分類，國內一般常使用的有鑄鐵管、鋼管、塑膠管、水泥管等，惟不論何種材質在面臨地震風險時，皆有可能產生破壞。

由台灣與國外的震災案例中可以發現

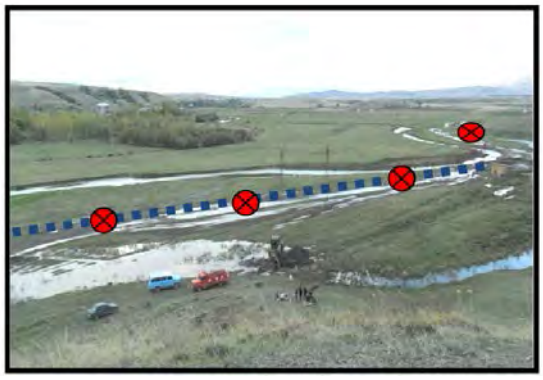
[1] 國家地震工程研究中心 副研究員

許多地下管線破壞的情況，如圖一所示，一般而言，可以將地震對於管線造成破壞的模式區分為三類：

1. 斷層錯動：地下管線因為過斷層導致當地震發生斷層產生錯動時，管線受到剪切、拉扯或擠壓導致破裂、皺褶或街頭損壞的現象，而由於管線產生破壞導致內容物洩漏，容易引發二次災害以及嚴重的環境汙染。
2. 土壤液化：1964 年日本新潟地震，其土壤液化造成管徑 100~300mm 的地下輸油管線破壞，破壞的頻率為 0.97 次/km，並使大火沿著洩漏的油於水面上燃燒，最終造成 1000 多人死亡。
3. 滑坡現象：1987 年厄瓜多爾大地震，規模 6.9 級的地震所引起的巨型滑坡 ($1.1\times108\ m^3$)造成管徑 660mm 的原油管道破裂，破壞長度為 40km 造成 8.5 億美元的經濟損失。

(a)管線過斷層造成斷裂與錯位

(b)鑄鐵管彎曲斷裂

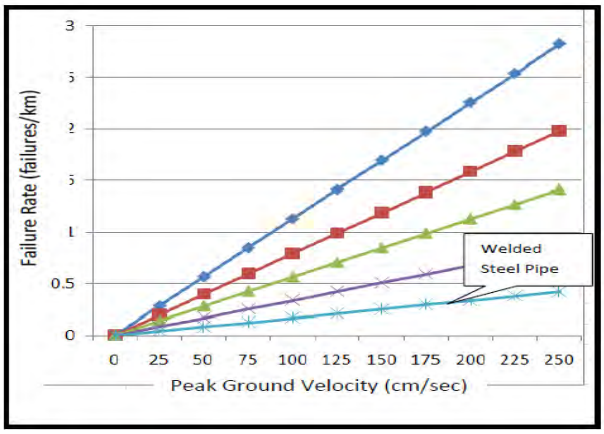


(c)土壤液化側移

圖一 地下管線受震破壞案例

若依據管線受到地震所產生的破壞模式，則可區分為管道斷裂(拉、剪、彎曲)、管道接頭脫出與管道挫曲。管道斷裂或接頭脫出是因為地表的大變形，未變形區域管線被土壤緊抓，在土壤錯動位置因變形過大而發生拉扯、剪斷或失去支撐，如在震央周圍的烈震區、斷層錯動面上、邊坡滑動或土層液化。管道挫曲則發生在管線路徑中夾有軟弱夾層或液化區域，兩側推擠，於軟弱介質區域發生挫曲。

相較於地震加速度對管線產生額外應力，地表變形或位移對管線產生之傷害更大。因此將地表變形可以分為兩類，第一類為地表應變，為地震波傳所造成，其並不會產生永久之大變形；第二類為地表位移，通常為斷層、土壤液化、沉陷與邊坡滑動所造成，其變形較大除上述之破壞狀況，還有震後間接損壞管線，如管線與結構連接處、洪水、爆炸、火災或管線支撐設備發生損壞。圖二為美國針對震後管線損壞所做的統計，發現隨著最大地表速度越大，管線受損的比例也會越高，呈現正相關的關係。



圖二 管徑破壞比例與最大地表速度之關係[ALA (2001)]

三、地下管線之耐震設計與評估

由於台灣之地震資料及相關規範隨著逐年調查與研究，持續更新及調整，因此對於早期設計之管線來說，其當時採用之地震力可能已不符合當今之耐震需求，再加上長年以來其結構材料可能因老化及腐蝕而變得脆弱，為確保未來新增及現存之管線避免地震危害，在地之設計規範、耐震評估方式均須盡快發展成熟。

1. 耐震設計

目前國內管線之耐震設計規範，仍以建築物耐震設計規範為主，主要考量三種地震水準及耐震設計目標，分別為中小地震水平力、設計地震力及最大考量地震力。一般設計地震為回歸期 475 年之地震，其 50 年超越機率約為 10%，而中小地震為回歸期約 30 年之地震，其 50 年超越機率約為 80 %左右，最大考量地震為則回歸期 2500 年之地震，其 50 年超越機率約為 2 %。另外於規範中有提到對於各類建物有各自之用途係數 I，此係數會放大設計之地震力，一般建物中 I 值為 1，而對於儲放如石油等具爆炸性之物品的 I 值會取到 1.5。

除此之外，通常也會參考國外管線相關規範進行設計，其中以美國機械工程學會壓力管道規範 (American Society of Mechanical Engineers, ASEM)中的 ASME B31 為最常用之參考設計規範，其也針對管線狀態及不同設計應力下，所對應之降伏應力進行折減，如表一所示。

表一 ASME B31 管線之降伏應力

Location	Internal and External Pressure Stress, S_h	Allowable Expansion Stress, S_E	Additive Longitudinal Stress, S_l	Sum of Longitudinal Stresses From Sustained and Occasional Loads	Equivalent Combined Stress, S_{eq}	Effective Stress for Casing or Uncased Pipe at Road or Railroad Crossings
Restrained pipeline	$0.72(E)S_y$	$0.90S_y$	$0.90S_y$ [Note (1)]	$0.90S_y$	$0.90S_y$	$0.90S_y$ [Note (2)]
Unrestrained pipeline	$0.72(E)S_y$	S_a [Note (3)]	$0.75S_y$ [Note (1)]	$0.80S_y$	n/a	$0.90S_y$ [Note (2)]
Riser and platform piping on inland navigable waters	$0.60(E)S_y$	$0.80S_y$	$0.80S_y$	$0.90S_y$	n/a	n/a

GENERAL NOTES:
(a) S_y = specified minimum yield strength of pipe material, psi (MPa)
(b) E = weld joint factor (see Table 403.2.1-1)
(c) In the setting of design factors, due consideration has been given to and allowance has been made for the underthickness tolerance and maximum allowable depth of imperfections provided for in the specifications approved by the Code.
(d) S_l in the table above is the maximum allowable value for unrestrained piping calculated in accordance with para. 402.6.2. The maximum value of S_l for restrained pipe is calculated in accordance with para. 402.6.1.
(e) See para. 403.10 for allowable stresses of used pipe.
NOTES:
(1) Beam-bending stresses shall be included in the longitudinal stress for those portions of the restrained or unrestrained line that are supported aboveground.
(2) Effective stress is the sum of the stress caused by temperature change and from circumferential, longitudinal, and radial stresses from internal design pressure and external loads in pipe installed under railroads or highways.
(3) See para. 403.3.2.

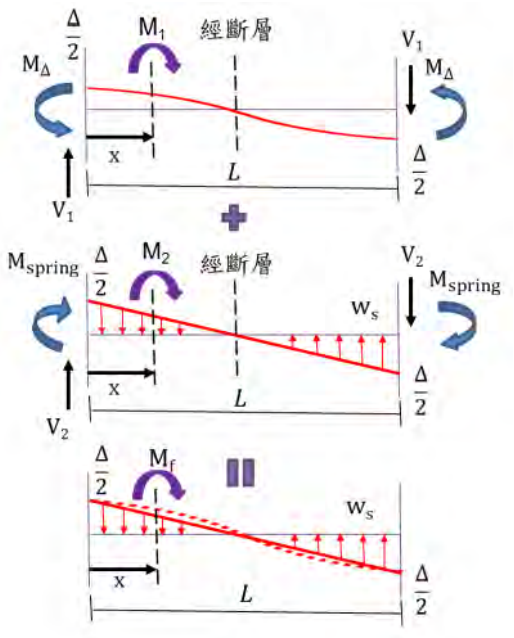
2. 耐震評估

設計階段設計考會依據法規及業主規範,提供管線應力分析報告，管線應力分析報告會包括管線因受地震力影響需設置之管線支撐，地下管線按圖施工安裝完成後，國內一般而言不會再進行耐震評估，包括斷層或土壤液化對於地下管線之影響，亦無相關之規定，有鑑於國外有多次因地震、斷層及液化之造成管線之災害，可參考國內、外研究耐震評估方式進行，評估程序整體構架分為兩個階段：

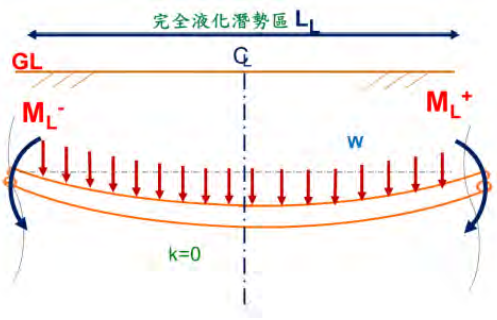
(1)耐震初步評估：以簡單、快速、主觀為基礎，為較保守且粗略之方式，利用表格勾選的方式評分出是否有耐震疑慮，依據其基本資料、工址環境、結構形式、管線現況、容量需求比以及搭配現場調查為主，但由於地下管線深入土內，需佐以非破壞檢測方式進行現況評估。

(2)耐震詳細評估-簡易模型

此為耐震評估之第二階段，是以規範耐震設計計算方式分別檢核耐震性能，參考 ASME B31.4 修改之液體管線系統耐震設計指針之公式，以靜力、彈性分析方法進行評估。靜力模型中主要考慮波傳、液化(差異沉陷)、斷層錯動、管內應力、熱變化對管線造成之應力影響，其中並未考慮管線位移量，僅以容許應力部分進行計算分析。應力分析須考慮環狀應力、縱向應力、剪應力與等效應力等，且須包括所有相關之永久性、暫時性以及地震載重所引致效應，除了考慮永久效應外須針對不同的地震載重組合進行分析。圖三與圖四分別為考量地下管線過斷層以及土壤液化下的簡化分析模型示意。



圖三 管線經斷層最大彎矩組合簡化模型示意圖



圖四 地下管線之土壤液化力學模型

四、地下管線耐震補強

目前大多數地下管線，於僅於設計時依建築耐震設計規範設計管線之耐震性，在營運階段並無而耐震評估與監測，故在遭遇有破壞性地震後，其災損範圍甚為廣泛，故可由下述手法進行補強：

1. 提高地下石油管線耐震評估標準

1995 年日本阪神地震後，日本針對各種管線耐震設計標準進行檢討並修訂相關之耐震設計規範。主要將震度標準分為甲、乙兩級；另依設施使用用途、重要性、地震規模及地震頻率等狀況分成 A、B 兩級，進行耐震評估。臺灣地區地質狀況不佳，應考量設施重要性及地域之地盤特性，針對有液化潛力地區、斷層邊緣帶之管線設施，應適當地提高其耐震設計標準，降低震後管線設施之損壞程度，避免造成系統機能癱瘓。

2. 改採用耐震性管材及接頭

可考量耐震性較高之延性鑄鐵管（DIP）及鋼管（SP）接頭，且於接頭加設防脫形裝置，以吸收較大變位，並改善於震後發生頻率最高之接頭脫落現象，或採用耐震最佳之熔接接合鋼管、柔性管低壓螺絲接頭鋼管等用耐震材。

3. 增加管線設施抵抗地盤破壞能力

地盤破壞之能力非常強大，故欲提升地下石油管線的耐震能力，應視設備配置採用合宜適當的地盤改良工法以增強結構基礎之抵抗不均勻沈陷能力，亦或可採用鬆軟沙土回填增加管線之可撓性。

4. 地震監測與系統控制

地下管線設施在強震後容易造成大規模破壞，如何利用適合之地震監測系統迅速將營業範圍內之地震情報傳送至控制中心，研判災害發生範圍及程度，供決策者參考並採取緊急應變措施，目前已成為管線防災發展之新趨勢。

五、結論

國內經過 921 集集地震後開始重視地下維生管線的耐震議題，但由於地下管線座落在地底的特性，往往隨著時間推移就逐漸被淡忘，且國內目前針對地下管線耐震評估與補強方面的要求相當空泛，大多管線在完成設計階段後即無後續耐震評估與補強方案，此舉將使地下管線暴露在非常高地震危險的危機中，後續應針對台灣地質特性以及地下管線的應用進行耐震性能研究與評估方法建立，如此便可有效推行並作為相關單位減災與防災之參考依據。

參考文獻

1. ALA, American Lifelines Alliance, Seismic fragility formulations for water systems, 2001.
2. ASME-B31.4,“Pipeline transportation systems for liquid hydrocarbons and other liquids”, An American National Standard,(2009)
3. Chenna Rajaram, Srikanth Terala, Ajay Pratap Singh, Kapil Mohan, Bal Krishna Rastogi, Pradeep Kumar Ramancharla,” Vulnerability Assessment of Buried Pipelines: A Case Study”, Frontiers in Geotechnical Engineering (FGE) Report No: IIIT/TR/2014/-1, (2014)
4. Donald Ballantyne,”M7.8 Southern San Andreas Fault Earthquake Scenario: Oil and Gas Pipelines”, MMI Engineering (2008)
5. 謝昀珊，2016，儲油槽及石油地下管線耐震能力評估程序，國立中央大學，碩士論文。

九二一地震建築物震害資料庫建置與初步分析

劉季宇[1] 葉錦勳[2] 范秋屏[3]

摘 要

臺灣地區活動斷層密布，歷史上的重大震害事件皆陸上活動斷層地震所導致。在大規模想定地震下，精確推估近斷層區域的損害與損失，掌握災害特性，其重要性不言而喻。本研究旨於建置九二一地震之建築物震害資料庫，內容包含完整的建築物基本屬性資料、座標定位，受損建築物的損害狀態，以及九二一地震重要的地震災害潛勢值，例如斷層距離、地震動強度參數等。本資料庫之建置工作十分必要，因其乃未來探討諸如近斷層效應對於不同建築物震害的影響，進而精進震損評估模式的重要基礎。本研究其次針對主要的構造類別，包含鋼筋混凝土造、加強磚造的建築物，按不同的地震動參數，分別進行初步的災損率分析。

關鍵詞：九二一地震、近斷層、建築物、震害資料庫

一、前言

臺灣地區活動斷層密布，歷史上的重大震害事件皆陸上活動斷層地震所導致，乃未來國土規劃及地震災害防救之重點。在大規模想定地震下，精確推估近斷層區域的損害與損失，掌握災害特性，其重要性不言而喻。近斷層區域之地震災害潛勢，以斷層錯動(土層破壞)與具速度脈衝型式之地震動為主。對於不同樓高及結構型式的建築物，會有不同的破壞模式與機率；其次，對於線型工程結構物，例如鐵公路橋梁或維生管線，隨是否跨越斷層、斷層距離與方位角、座落上下盤位置之不同，亦可能造成多樣的損害模式與狀態；最後，大型維生系統設施如淨水場、變電所等往往占地遼闊，要徑上的設備一旦遭逢近斷層地震災害而損害，則對於自來水及電力系統影響甚鉅。

為了探討近斷層效應對於不同工程結構物及維生系統大型設施損害損失之影響，精進地震損失評估模式與參數，建置完整而優質的震害資料庫，可說是必須先行完成的重要工作。本研究即旨於建置歷史地震建築物震害之資料庫，內容包含完整的建築物基本資料，受損建築物的損害狀態，以及重要的地震災害潛勢，例如斷層距離、地震動強度參數等。九二一地震乃台灣地區百年一遇之劇震，災區範圍較廣，災損資料眾多且尚有保存，惟頗有年代而已有佚失，且當年損害紀錄多以紙本保存，需要費心整理、定位，方得予以活化及應用，此亦本研究之工作重點。其次，就所建置之九二一地震建築物震害資料庫，本研究亦針對其中主要的構造類別，包含鋼筋混凝土造、加強磚造的建築物，按不同的地震動參數，分別進行初步的災損率分析。

至於近期發生的高雄美濃地震(2016年)、花蓮地震(2018 年)，雖也有眾多的建築物震害資料，且後者有明顯的近斷層災害特徵，惟兩次地震之震源機制特殊，且受災區域相對較小，震後亦未實施建築物震害普查，難以建立完整的震害資料庫，因此本研究暫不處理。

[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研究員

[3] 國家地震工程研究中心助理研究員

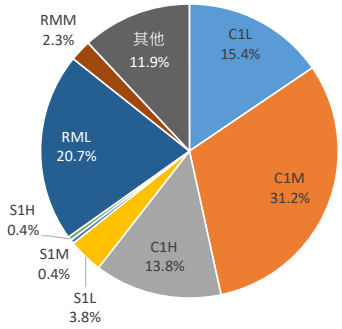
二、建築物震害資料庫建置

本研究之建物震害資料來源有二，一為本中心自有的九二一集集地震資料分析與災情資訊管理系統(Chi-Chi Earthquake Database and Management System，簡稱 CEDAMS 資料；王聖銘，2000)中的災損普查紀錄，有按勘災調查表填寫之完整紀錄，單位為「棟」、「處」。另一則為根據地震後各鄉鎮公所之慰助金印領清冊(Subsidy List，簡稱 SL-921 資料)所整理建置的資料(蕭江碧等，1999 & 2001)，登載有房屋全半倒情形及受災戶地址，單位為「戶」。二者經過門牌號碼的整理及正規化，並比對地震發生年的房屋稅籍資料後，可以還原個別損害建築物的樓地板面積、構造類別、樓層數、建造年代、座標點位等，資料筆數共 44,672 筆(以門牌號為單位)，比對率達 75.12%，如表一所列。

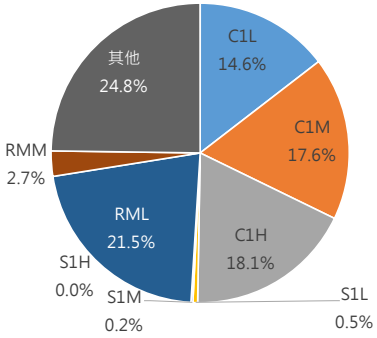
表一九二一地震建築物震害資料整理概況

	CEDAMS 資料	SL-921 資料
整理前	9,352 (棟、處)	84,255 (戶)
整理後	17,203 (號)	49,634 (號)
整併後資料數	59,466 (號)	
損害程度	完全毀壞 (整體/部分塌陷) 完全毀壞 (整體/部分傾斜) 嚴重破壞 (補強/拆除) 中度破壞 (可修復/補強) 輕度破壞 (可修復)	全倒 (假設嚴重損害) 半倒 (假設中度損害)
可比對門牌號數	44,672 (號)　比對率 75.12%	

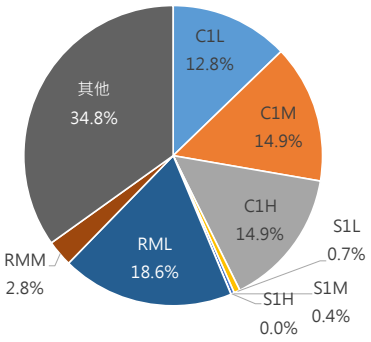
根據本資料庫統計，九二一地震當時全國建築物(以房屋稅籍資料為基準)，總門牌號數共 3,613,893 號，按樓地板面積統計之不同構造別占比如圖一所示。其中，C1L、C1M、C1H、RML、RMM 等五種，分別為鋼筋混凝土造的低、中、高，以及加強磚造低、中樓層數的建築物，占總量之大宗；其他一種，為土、磚、木構造，在中部地區鄉間占比頗高，損壞比例亦高，然多未按規範設計建造，較無工程意義。由於 SL-921 資料中建築物損害僅有全、半倒之別，不敷使用，故本研究分別假設為嚴重、中度損害，乃不得不之保守詮釋，須予留意。如此，九二一地震超越中度、嚴重損害建築物之構造別占比，如圖二、圖三所示。



圖一　地震發生時全國建物構造別占比

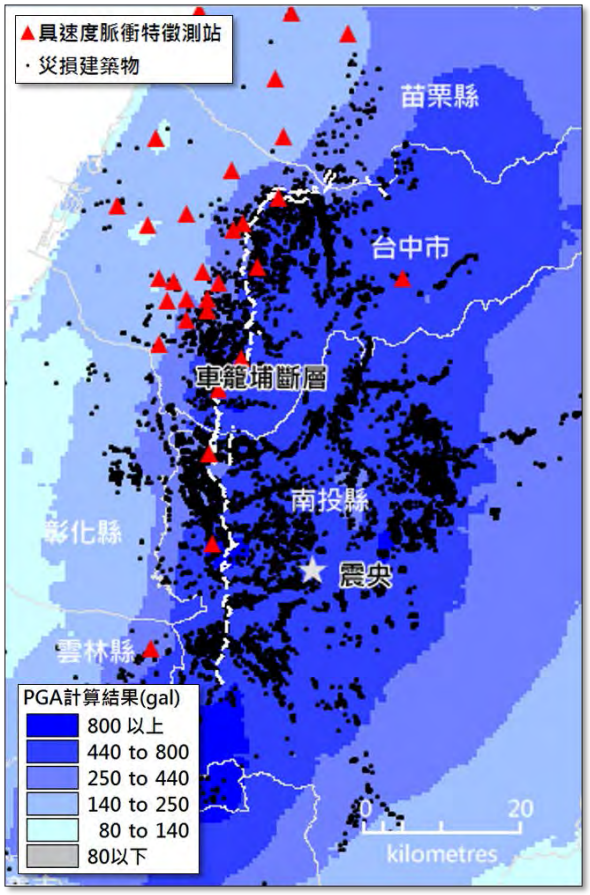


圖二　超越中度損害建築物之構造別占比



圖三　超越嚴重損害建築物之構造別占比

地震災害潛勢方面，本研究亦收集車籠埔斷層破裂帶、實測地震動分布(PGA、Sa1、…)等圖層資料。圖四所示，為中部地區地震動 PGA、地震紀錄具有速度脈衝特徵測站(共 52 座)，以及受損建築物點位分布，前二者由趙書賢博士(2019)所提供。

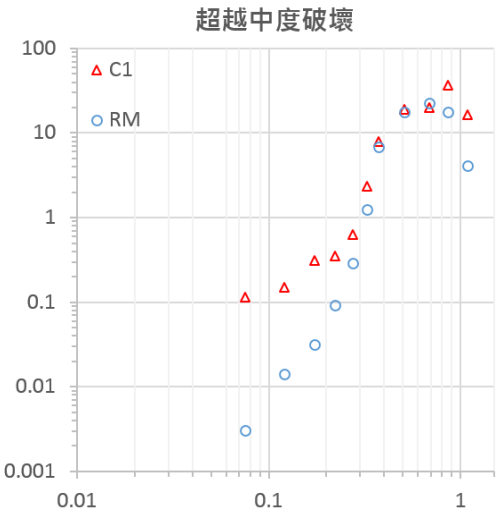


圖四 九二一地震之地震動 PGA 與受損建築物點位分布

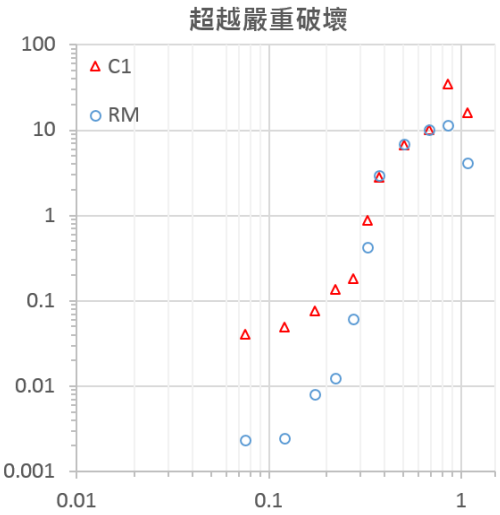
三、建築物震害初步分析

本研究就地震動 PGA 值、斷層破裂帶、地震動具速度脈衝特徵之區域，初步分析不同構造類別、樓高、…等的建築物耐震易損性，亦即不同母群建築物的超越中度、嚴重損害之災損率，探討與這些因子間的關聯性。分析時係將全國區域以 500m 正方形網格分割，再以網格為單元，根據樓地板面積的占比，統計不同 PGA 區間內的建築物災損率。

茲以鋼筋混凝土造(C1)及加強磚造(RM)之建築物為例，災損率(%)與不同 PGA(單位 g)之關係如圖五、圖六所示，顯示整體而言 C1 之災損率高於 RM，與一般認知稍有出入，因此兩類營造之耐震性能，值得細究；災損率隨 PGA 而遞增之合理趨勢，且二者有趨於相同的情形；地震動 PGA 值極大時，災損趨於飽和，且有紊亂的情形，紊亂之緣由或為斷層破裂帶內有土層破壞因素的干擾，此點猶待進一步之確認。



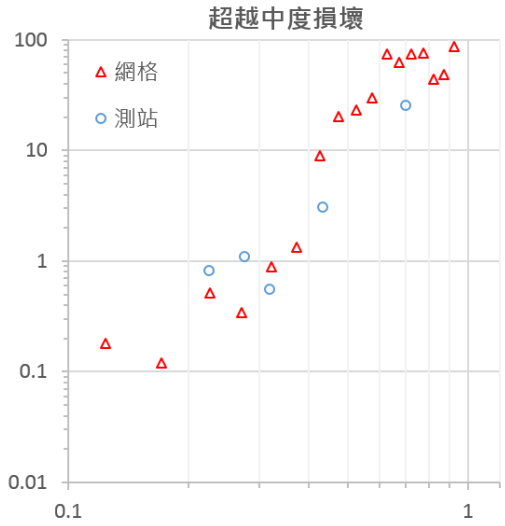
圖五 不同 PGA(單位 g)下之建築物災損率(超越中度損害)



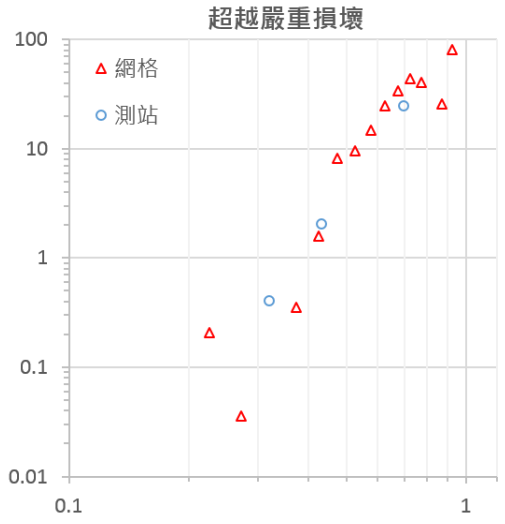
圖六 不同 PGA(單位 g)下之建築物災損率(超越嚴重損害)

學理上一般認為對於具速度脈衝特徵的地震動，高樓層建築物的結構反應會較為劇烈，甚至可能因此損害。針對前述 52 座測站，本研究初步假設半徑 1km 環域內，為地震動具速度脈衝特徵區域，將 52 個環域的高樓鋼筋混凝土造建築物(C1H)，按不同的實測一秒週期譜加速度(Sa1)的區間，計算其災損率如圖七、圖八所示(標為「測站」)，圖中呈現按所有網格統計之 C1H 災損率(標為「網格」)，比較結果前者災損率並未明顯高於後者，其原

因可能是部分「測站」之地震動強度實際不高，Sa1 恐怕亦非具速度脈衝特徵地震動，其致災能力的最佳代表參數，同時廣域統計分析容易摻雜干擾因子，不利驗證，故仍需後續研究予以釐清。



圖七 不同 Sa1(單位 g)下之 C1H 建築物災損率(超越中度損害)



圖八 不同 Sa1(單位 g)下之 C1H 建築物災損率(超越嚴重損害)

四、結語

本研究重新整理九二一地震房屋全半倒慰助資料(蕭江碧等，1999 & 2001)，以及本中心 CEDAMS 資料(王聖銘，2000)，儘可能復原、保留受損建築物的紀錄(損害程度)。其次，以房屋稅籍資料為基礎，配合地址定位技術，得到以門牌號為單位(不分樓層)的當年全國建築物資料庫(包含上述受損建築物)，包含樓地板面積、構造類別、樓層數、建造年代、座標等基本屬性資料，以及受損建築物的損害程度(輕微、中度、嚴重、完全)。受損建築物之門牌號比對率為 75.12% (可定位比率)，且資料來源以全半倒慰助資料占大宗，暫以嚴重、中度損害為假設，須予留意。

震害初步分析結果，鋼筋混凝土造(C1)及加強磚造(RM)之建築物，災損率有隨震度(PGA)而遞增之合理趨勢，但 C1 之災損率高於 RM，顯示兩類營造之耐震性能，值得細究。在地震動具速度脈衝特徵的區域中，根據震度(Sa1)分析之高樓鋼筋混凝土造建築物(C1H)的災損率，初步觀察並無高於一般區域相同建築物災損率的情形。因此何者為較佳的具速度脈衝特徵的地震動參數(對於長週期建築物之致災性較高)，仍須進一步的研究方能判定。

本研究重新建置之九二一地震建築物震害資料庫，具有四項優點：(1)空間範圍廣、(2)資料筆數多、(3)建築物基本屬性資料完整、(4)屬 GIS 數化資料庫，容易與新的研究成果整合，進行空間分析。因此，未來就不同地震災害潛勢，對於各種類型建築物的致災性的研究，本成果可供作重要的基礎資料庫使用。

參考文獻

1. 王聖銘(2000)，「九二一集集地震資料分析與災情資訊管理系統之發展」，國家地震工程研究中心研究報告，編號 NCREE-00-056，台北。
2. 趙書賢(2019)，私下討論。
3. 蕭江碧等(1999)，「九二一集集大地震全面勘災報告—建築物震害調查」，國家地震工程研究中心研究報告，編號 NCREE99-054，台北。
4. 蕭江碧、李秉乾、周天穎(2001)，「九二一大地震建築震害特性分析與統計」，內政部建築研究所，台北。

模型更新技術於先進複合實驗之應用

莊明介[1]　王孔君[2]　蔡克銓[3]　鍾侑津[4]　蔡青宜[5]

摘 要

透過現有的子結構複合實驗(sub-structure hybrid simulation)技術，可以在歷時積分的求解過程中，整合數值模型與多個真實試體的受震反應，進而得到近似於振動台實驗所呈現的全結構動態反應。然而，當研究者所研究的結構較為複雜時(例如: 多樓層結構且配置多個相同或相似的阻尼器)，使用子結構複合實驗方法，則需要同步執行多個真實試體的子結構試驗，故在硬體設備的需求上，將會帶來極大的挑戰與許多限制。因此，囿於硬體資源的限制，對於多樓層的結構系統，研究人員常常僅能選擇將配置於結構底層，預期受震反應最大的阻尼器製作為真實試體(physical substructure, PS)，在這樣的實驗配置下，除了做為試體的阻尼器的反應可由實驗求得，其他樓層之阻尼器在數值模型子結構(numerical substructure, NS)中皆採用有限元素搭配非線性材料模型，又稱本構關係(constitutive model)來進行模擬。因此，在進行子結構複合實驗時，如果模擬阻尼器的非線性材料模型初始設定不準確，將會造成數值模型子結構(NS)的模擬失真，而降低實驗結果的準確度，也大幅地減損了複合實驗的應用價值。國家地震工程研究中心研究團隊發展應用於先進複合實驗的模型更新(online model updating)技術。模型更新為一種在複合實驗中，根據真實試體(PS)的反應進行模型參數識別，並以識別得到之參數來更新數值模型(NS)參數的技術，經由修正數值模型子結構(NS)的準確性，來提升複合實驗的模擬品質。本研究針對研究團隊所發展的模型更新技術，以實際的鋼板阻尼器複合實驗來進行驗證。

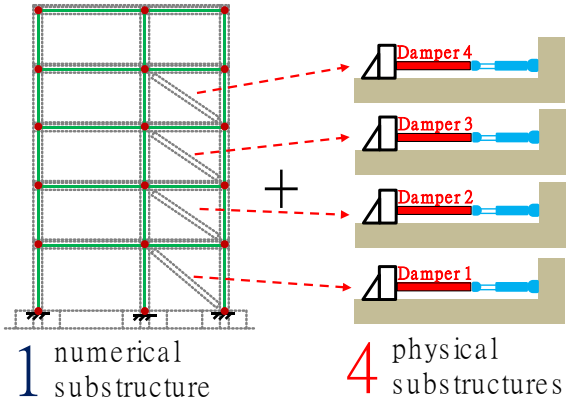
關鍵詞：鋼板阻尼器、複合實驗、模型更新、參數識別

一、前言

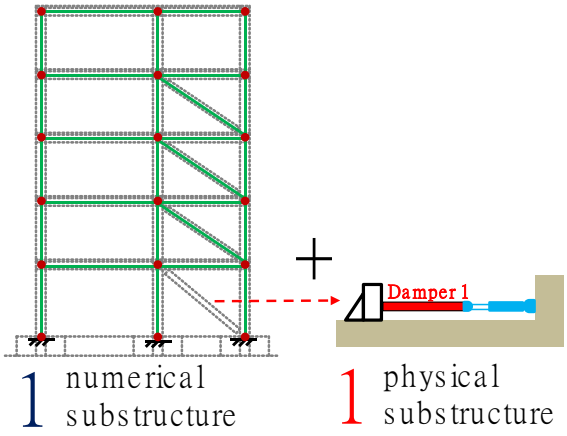
當研究人員欲以複合實驗(hybrid simulation, HS)來測試多樓層(multi-story)建築物在配置多個阻尼器(damper)的情況下，結構系統受震的動態反應時，可以採用子結構複合實驗(sub-structure hybrid simulation)的方法來進行實驗。子結構複合實驗的操作概念為「已知的部分做模擬，未知的部分做試體。」。使用子結構複合實驗技術，可將一個結構拆解成分屬「數值模型子結構(numerical substructure, NS)」與「真實試體子結構(physical substructure, PS)」兩種類型的數個子結構，透過歷時積分的求解過程來整合各個子結構反應，進而呈現全結構的動態反應。如圖一，在含多個子結構的複合實驗中，需要同步執行多個真實試體的子結構試驗來對應結構系統中各個阻尼器的反應。在這樣的實驗中，昂貴的試體費用、反力牆與強力地板的可用空間、油壓致動器數量等硬體資源，皆為執行面上必然遭遇到的嚴峻挑戰。因此，研究人員通常改以選擇將配置於結構底層，預期受震反應最大的阻尼器製作成為真實試體(PS)(圖二)。如圖二所示，除了做為試體的阻尼器其反應可由真實的實驗求得，其他樓層之阻尼器在數值模型子結構(NS)中皆採用有限元素搭配非線性模型(例如採用雙面理論的塑性硬化

[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 技術師
[3] 國立臺灣大學土木工程學系 教授
[4] 國立臺灣大學土木工程學系 結構工程組 研究生
[5] 國立臺灣大學土木工程學系 博士後研究員

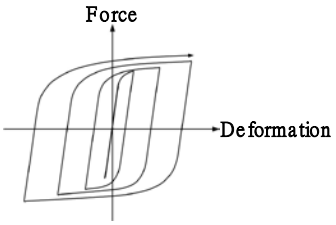
模型(Dafalias and Popov, 1975)(圖三))來模擬。因此，在進行複合實驗時，若模擬阻尼器的非線性材料模型初始設定不準確，將會造成數值模型子結構(NS)的模擬失真，進而降低實驗結果的準確度，也降低複合實驗的應用價值。面對這項挑戰，國家地震工程研究中心(國震中心)研究團隊近年來持續發展的模型更新技術(Chuang et al., 2018; Wang et al., 2019)，並以實際的鋼板阻尼器複合實驗來進行驗證。



圖一 多個子結構之複合實驗



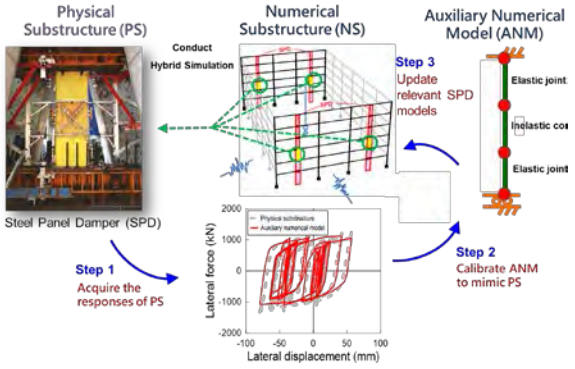
圖二 單一子結構之複合實驗



圖三 塑性硬化模型(two-surface model)

二、模型更新技術

2017 年，國震中心研究團隊發展的模型更新技術已實際應用於含鋼板阻尼器(steel panel damper, SPD)之六層樓鋼造抗彎矩構架 (moment-resisting frame, MRF)(簡稱 SPD-MRF) 的子結構複合實驗中(圖四) (Wang et al., 2019)。以此實驗為例，使用模型更新技術，可以在複合實驗進行歷時分析逐步積分的每一步，以即時量測到的 SPD 試體(PS)反應，透過最佳化方法來校正輔助模型(auxiliary numerical model, ANM)，讓輔助模型在承受與試體相同變形或荷載條件下，模擬的結果與實驗的量測值差異極小化。換言之，就是以最佳化方法來尋找合適的非線性模型參數，讓輔助模型的模擬結果能夠有近似於試體反應的仿真效果，而這個步驟即是所謂的參數識別(parameter identification)。得自於參數識別的合適參數，被用來校正數值模型子結構(NS)中的與試體相似的構件其數值模型，可以提高複合實驗的擬真度。綜上所述，如圖四，模型更新的機制就是在複合實驗的過程中，重覆進行以下三個步驟: (1)取得 PS 反應;(2)識別 ANM 非線性模型參數;(3)更新 NS 模型。



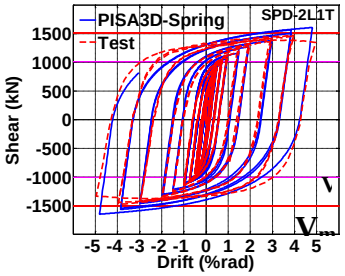
圖四 2017 SPD-MRF 複合實驗

三、含模型更新之 SPD-MRF 複合實驗

2017 年，本研究團隊使用國震中心多軸向試驗系統(multi-axial testing system, MATS)(圖五)執行的 SPD-MRF 含模型更新之先進複合實驗(圖四)。

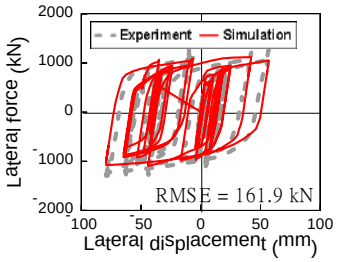
圖五 國震中心 MATS 多軸向試驗系統

在此 SPD-MRF 複合實驗中，動力行為能夠被數值模型準確預測的抗彎矩構架部分，採用有限元素分析軟體 PISA3D(Lin et al., 2009)建立數值模型子結構(NS)。另一方面，使用模型更新技術，非線性行為尚不明確的 SPD 部分，則選擇一個具有代表性之 SPD 製作成實際試體(PS)。研究人員根據初步分析的結果(Tsai et al., 2018)，發現裝配於 3 樓的 4 個 SPD 降伏時機較早、受震反應較劇烈，因此可做為試體。又因為結構平面具有對稱性，如圖四所示，故由綠色線段所圈選標示裝配於 3 樓的 4 個 SPD，其反應可由同 1 個真實試體子結構(PS)所表示。其餘構架中的 SPD 則是以樑柱元素(Beam-Column element)(Lin et al., 2009)建立在數值模型子結構(NS)之中，並且採用雙面理論的塑性硬化模型(two-surface model)(Dafalias and Popov, 1975; Lin et al., 2009)(圖六)來模擬 SPD 構件受側向力下的塑性硬化反應與遲滯行為(Tsai et al., 2018; Wang et al., 2018)。

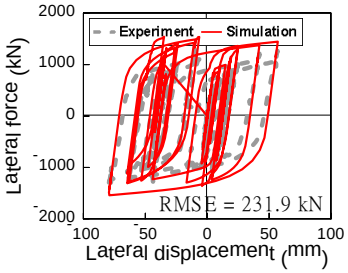


圖六 以塑性硬化材料模型模擬 SPD 受力反應 (Tsai et al., 2018)

此複合試驗因導入本研究所發展的模型更新技術，故可在複合實驗的過程中校正 NS 模型，確保實驗結果的準確度。經比較圖七與圖八可知，採用參數識別得到的結果(合適的模型參數值)所校正的 ANM 模型，能夠更適當地模擬試體的行為 (圖七)。因此，當這些更為適當的參數值被用來校正數值模型子結構(NS)中，與試體相似的 SPD 之數值模型時，將可提升複合實驗整體的準確度。

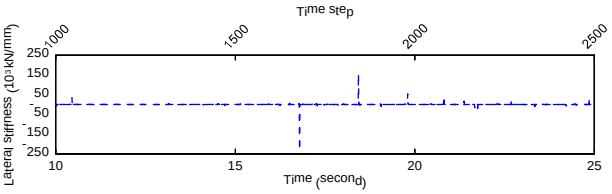


圖七 經校正之 ANM 模擬結果

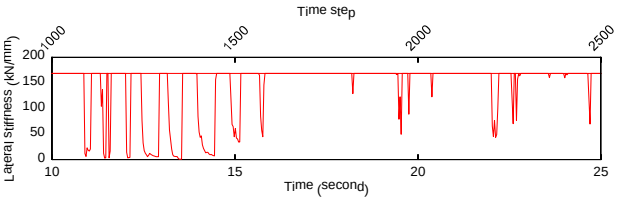


圖八未校正之 ANM 模擬結果

在此研究中，研究人員也發現由實驗量測到的力量增量與位移增量所估算的試體(PS)切線勁度 (圖九)，因為加載設備摩擦力的因素，會得到悖離事實的硬化反應。反觀經校正之輔助模型可以提供更合理的切線勁度(圖十)，因而創造此複合試驗選用可無條件穩定的逐步積分方法(例如: 需要試體(PS)切線勁度的 Newmark constant average acceleration method)的彈性(Wang et al., 2019)。

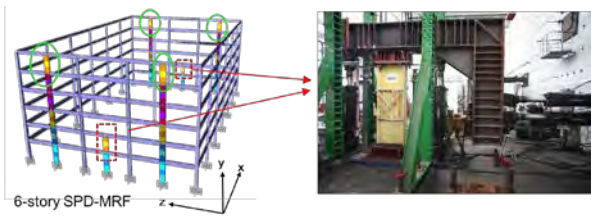


圖九 依量測力量與位移所得之試體(PS)切線勁度歷時圖(10-20s)



圖十 依 ANM 模型所得之試體(PS)切線勁度歷時圖(10-20s)

此試驗是 MATS 系統自 2008 年建置完成後，應用於複合實驗的首例，亦是國震中心創立以來執行含模型更新之先進複合實驗之首例。在 2019 年，研究團隊又將模型更新技術擴大應用在國震中心強力地板與反力牆搭配油壓控制系統的 SPD-MRF 複合實驗(圖十一)，幫助研究人員探討採用低降伏強度鋼製作之 SPD 在結構系統中的消能行為。



圖十一 2019 SPD-MRF 複合實驗

四、結論與展望

本研究團隊發展應用於先進複合實驗之模型更新技術，可減少複合實驗試體數量與製作費用，大幅降低實驗室空間與試驗設備等需求，同時可以兼顧實驗的準確度，故能提供研究人員更具有經濟性的複合實驗方法。此外，本研究成果與實驗室既有設備的整合相當容易，研究人員可以透過軟體整合既有試驗設備，來執行含模型更新的先進複合實驗。期望本研究所發展之模型更新技術，能做為地震工程相關研究人員在擴大應用複合實驗技術的重要基石，並且提高複合實驗的準確度與應用價值。

參考文獻

1. Chuang MC, Hsieh SH, Tsai KC, Li CH, Wang KJ, Wu AC. (2018). Parameter identification for on-line model updating in hybrid simulations using a gradient-based method. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **47**(2): 269-293.
2. Dafalias YF, Popov, EP. (1975). A model of nonlinearly hardening materials for complex loading. *Acta Mechanica*, **21**(3): 173-192.
3. Lin BZ, Chuang MC, Tsai KC. (2009). Object-oriented development and application of a nonlinear structural analysis framework. *Advances in Engineering Software*, **40**(1): 66-82.
4. Tsai KC, Hsu CH, Li CH, Chin PY. (2018). Experimental and analytical investigations of steel panel dampers for seismic applications in steel moment frames. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **47**(6): 1416-1439.
5. Wang KJ, Chuang MC, Tsai KC, Li CH, Chin PY, Chueh SY. (2019). Hybrid testing with model updating on steel panel damper substructures using a multi-axial testing system. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **48**(3): 347-365.

考慮塑性破壞之鋼筋混凝土柱反覆荷載模擬

張慰慈 [1]

摘 要

鋼筋混凝土是現今最常見的組合型工程材料之一，當混凝土出現微裂縫後鋼筋與混凝土兩種材料的連續性（continuity）便不易保持，其由介面錯動所造成的複雜力學性質更不易掌握；但當混凝土破壞範圍不大時，仍可基於現有的連體數值方法配合適當的材料模型描述之。本文即利用有限元素分析（Finite Element Analysis）與混凝土損傷塑性模型（Concrete Damaged Plastic model）來描述鋼筋混凝土柱的強度降低現象，模擬顯示在相對位移 2%以下時仍可預測破壞區域及側推力—位移遲滯迴圈（hysteresis loop），可用以探究鋼筋混凝土構件塑性行為。

關鍵詞：鋼筋混凝土柱、反覆荷載、塑性破壞、混凝土損傷塑性模型

一、背景

鋼筋混凝土（Reinforced Concrete，Ferroconcrete，簡稱 RC）是指在混凝土中加入鋼筋、鋼筋網、鋼板或鋼纖維的組合材料，兼顧混凝土的經濟性與鋼筋的抗拉強度，是現今最常見的組合型工程材料之一。鋼筋和混凝土之所以能組成成為一體並非偶然，這是因為兩者的材料熱膨脹係數相近，使其在一般狀態下的的溫差相對錯動甚小，力學性質也容易預測。然而，在進入塑性變形階段卻又是另一個故事：混凝土在接近抗拉強度時會先產生微裂縫，隨著開裂愈來愈大、混凝土便愈難以抓住其中的鋼材，此時兩種材料的變形便無法保證其連續性（continuity），介面錯動所造成的複雜力學性質更不易掌握。

雖然我們可以利用微觀尺度由下而上建構出混凝土與鋼材兩者的材料性質與幾何變化，亦有機會能抓到鋼筋混凝土材料在進入塑性後直到開裂後的力學行為，但其計算量都相當可觀，單就分析一根鋼筋混凝土構件可能就需時數小時甚至到數日之久，遑論進行整體建物分析。若忽略鋼筋與混凝土在微觀上的不連續性（discontinuity），基於現有的連體數值方法配合適當的材料模型，模擬所需的計算量便可控制在一定範圍內，應足以描述有限度開裂時的鋼筋混凝土構件力學行為。

二、混凝土損傷塑性模型

有限元素分析（Finite Element Analysis，簡稱 FEA），是一種基於連續性假設的成熟數值方法，其概念是將空間分割為有限個小區域，再將描述各區域的微分方程（Partial Differential Equation，簡稱 PDE）組轉換為代數方程（Algebraic Equation，簡稱 AE）組，以標準的代數方法在有限的誤差下求解未知變數，常被用於結構力學、熱力學、流體力學、電磁場的分析上。因為 FEA 發展迄今已近 80 年，相應的數值軟體、模型和案例也相當多樣可供參考，是以本研究選之為模擬有限度開裂之混凝土構件的數值方法。

在諸多數值模型中，混凝土損傷塑性模型（Concrete Damaged Plastic model，簡稱 CDP 模型）是一個專用來描述純混凝土損傷後強度降低現象材料模型（Lubliner, *et al.*, 1989）。從實驗已知混凝土的抗壓應力應變曲線上升斜率在彈性階段幾乎為定值—即為彈性模數（elastic modulus） E_c，在

[1] 國立台灣大學土木工程學系教授

進入塑性段時 E_c 值會降低為 E_c^*（$E_c^* < E_c$），此時若卸載路線也會依循 E_c^*。隨著混凝土的損傷程度愈來愈高，E_c^* 值也會持續降低。假設 E_c^* 與 E_c 的關係式可表示為：

$$E_c^* = (1 - d_c)E_c \qquad (1)$$

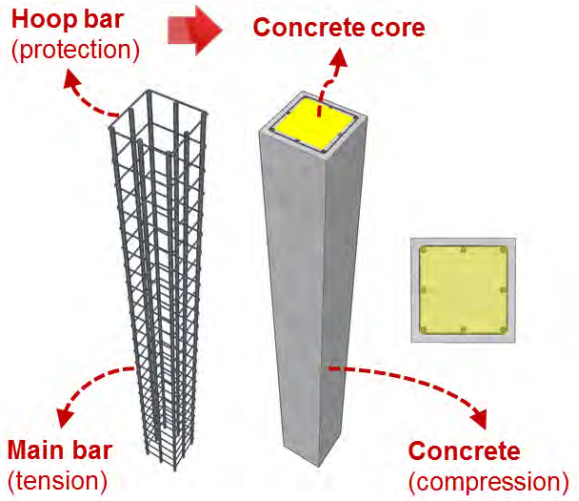
式中 d_c 為抗壓折減度（$0 < d_c < 1$）。相應抗拉性質亦可寫為類似的公式：

$$E_t^* = (1 - d_t)E_t \qquad (2)$$

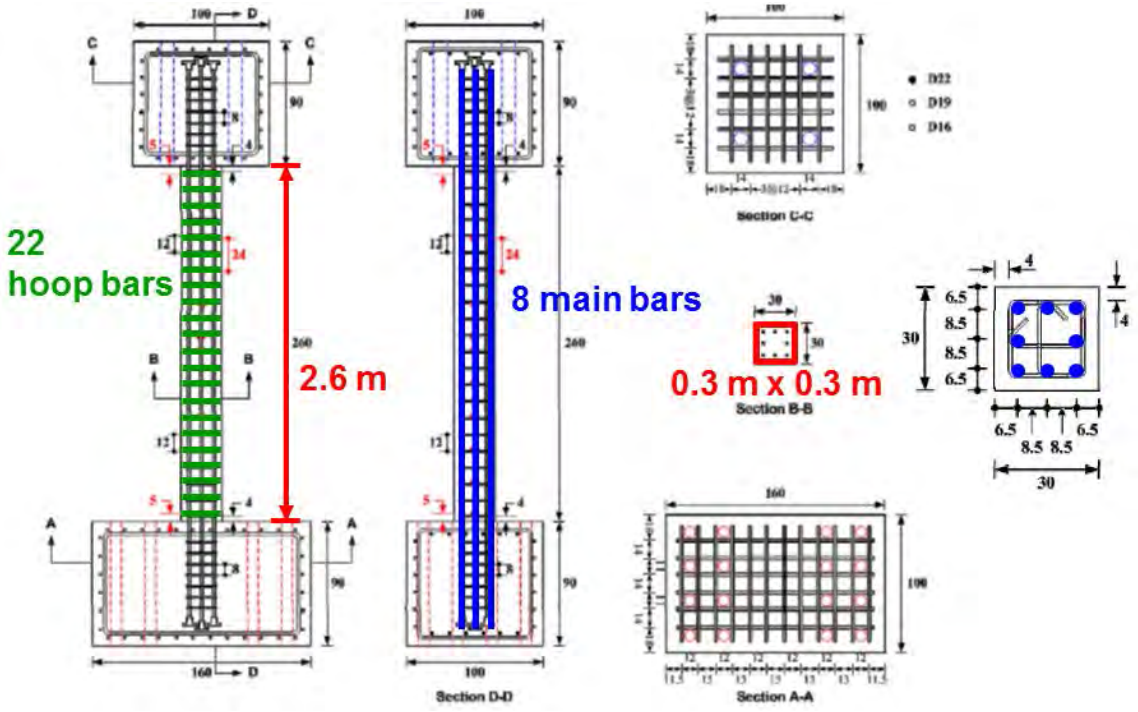
式中 d_t 為抗拉折減度（$0 < d_t < 1$），E_t 和 E_t^* 分別為折減前後的抗拉楊氏模數。若能設定在不同階段的折減係數 d_c 和 d_t，便能描述混凝土的抗壓與抗拉材料性質。

三、模擬案例

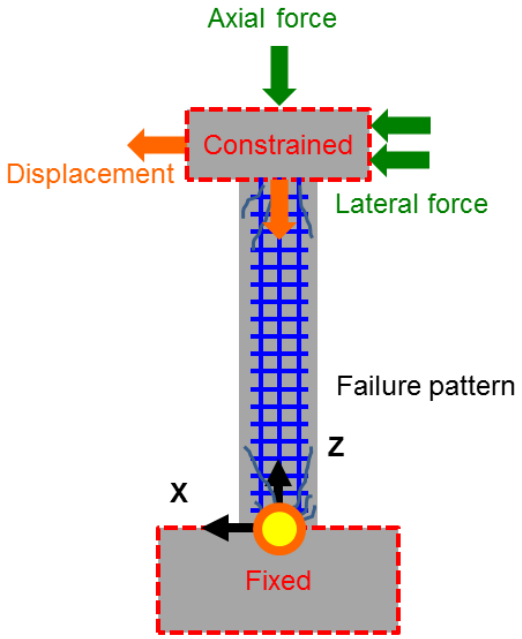
本文探討一具主筋（main bar）與箍筋（hoop bar）的典型鋼筋混凝土柱構件（圖一）。主筋的功能在提供抗拉強度，箍筋則提供對混凝土的圍束保護功能，使混凝土核心（concrete core）在受力時不致發生太嚴重的破壞分離。今處理一淨高 2.6 公尺、斷面 30cm x 30cm 的方形鋼筋混凝土柱，具有 8 根主筋和 22 圈箍筋，柱底端固定、對柱頂端進行反覆側推試驗以瞭解其力學性質（圖二、三），混凝土相應的 CDP 模型應力應變關係如圖四所示；為簡化鋼筋模型的應力應變關係，其模型設定如圖五所示。



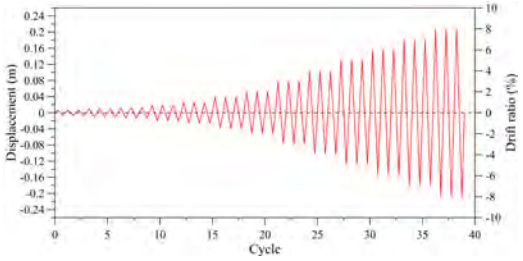
圖一 鋼筋混凝土柱的鋼筋角色：主筋提供抗拉強度、箍筋提供對混凝土的圍束保護功能，保護混凝土柱核心



圖二 本文探討的鋼筋混凝土柱設計

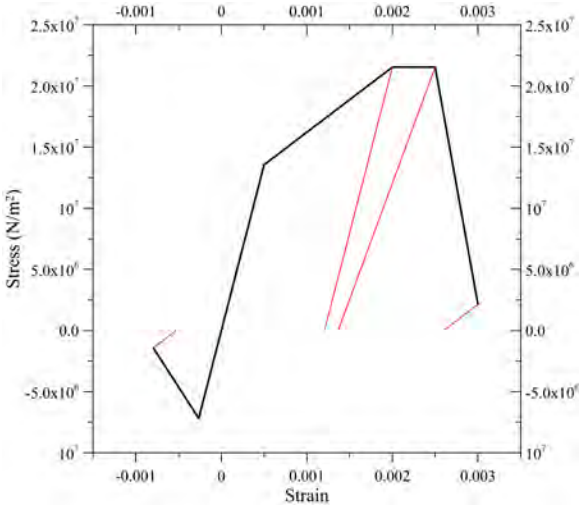


(a)

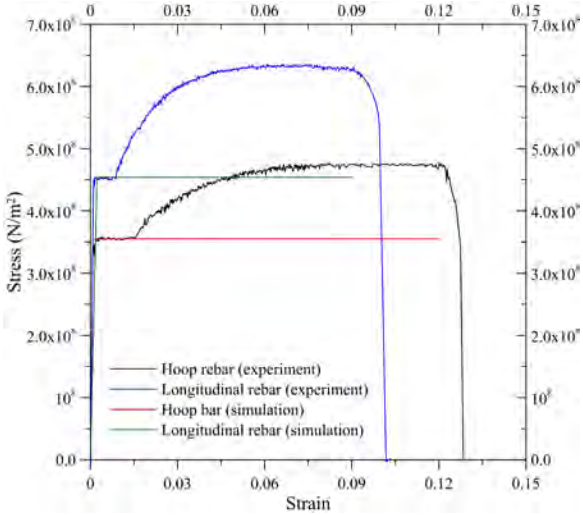


(b)

圖三 本文鋼筋混凝土柱的試驗設定(a)與施加的反覆側推位移歷時(b)

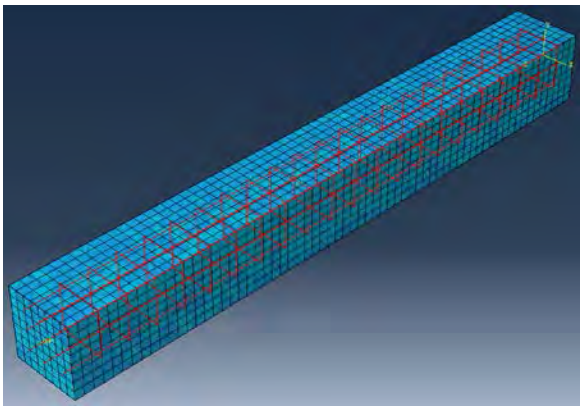


圖四 本文設定的混凝土材料 CDP 應力應變關係模型



圖五 本文設定的鋼筋應力應變關係模型

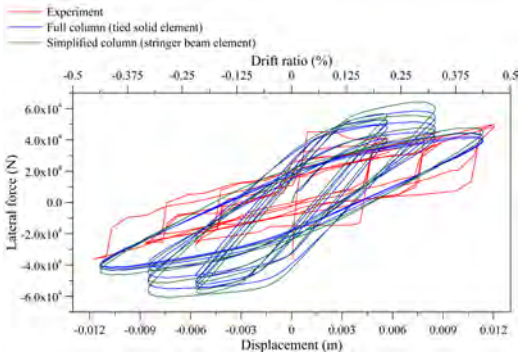
為求加速模擬的效能，混凝土使用 4,160 個 FEA 固體元素（solid element），主筋和箍筋分別使用 520 與 880 個 FEA 梁柱元素（beam-column element）來描述之（圖六）。混凝土與鋼筋間的關係則選擇簡單的縱梁模式（stringer mode），假設鋼筋元素與混凝土元素共用 FEA 節點（node）來控制，並設定混凝土核心在箍筋的保護下仍保有一定程度的安全性，即 d_t 與 d_c 值有一下限值，保證全構件不致有破壞分離成為多個離散部件的現象。



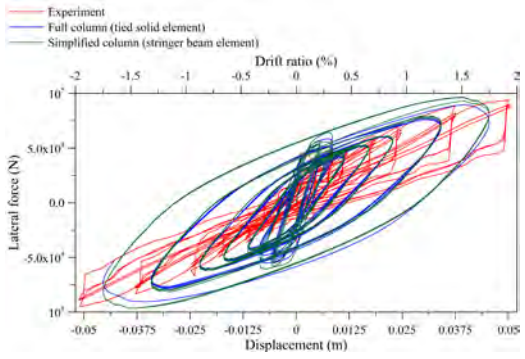
圖六 本文分別使用有限元素分析的固體元素與梁柱元素來描述混凝土與鋼筋

四、模擬結果與討論

實驗與模擬得到之側推力（lateral force）與位移（displacement）遲滯迴圈（hysteresis loop）如圖七所示。圖中紅線為實驗值，綠線為本研究測試的 CDP 模型與縱梁連接模式之結果，發現在側位移 0.5%（相對於柱淨高 2.6 公尺，即為側位移 1.3 公分）時確實可模擬出鋼筋混凝土破壞以至側向抵抗力下降的情形（圖七 a）；在 2%（相對於柱淨高 2.6 公尺，即為側位移 5.2 公分）時遲滯迴圈的誤差增大、與實驗相較呈現較飽和的曲線，但模擬所得的側推力與側位移關係仍有相當程度的準確性。若繪製出鋼筋混凝土柱的損傷發展度（圖八），會看出柱底的損傷區域集中在外側，使得柱頂與柱底呈現出如鉸接（hinge）幾何圖形，此即工程上假想的塑性角（plastic hinge）形成過程。



(a)

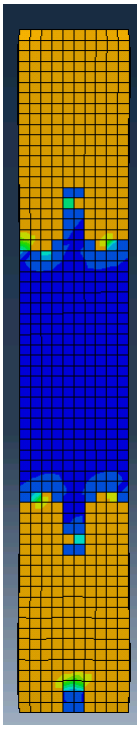


(b)

圖七 側推力 1—位移遲滯迴圈：(a) 最大側疑 0.5%；(b) 最大側移 2%

五、結論與展望

本研究測試的有限元素分析與混凝土損傷塑性模型，在混凝土破壞程度有限的情況下足以探究鋼筋混凝土構件的塑性階段力學行為，相關的部份研究細節可參考相關研究論文（Chang, 2018）。



(a) 1% (b) 2%

圖八 鋼筋混凝土柱的損傷度發展

參考文獻

1. Lubliner, J., Oliver, J., Oller, S., and Oñate, E. “A Plastic-Damage Model for Concrete, International Journal of Solids and Structures, 25, 1989, pp. 299-326.
2. Chang, W.-T., “Applying Concrete Damaged Plastic Model on Failure of Reinforced Concrete Material,” Second International Conference on Mechanics (ICM 2018), jointing conferences of the Twelfth Asian Computational Fluid Dynamics Conference (ACFD), the Twenty-fifth National Computational Fluid Dynamics Conference (NCFD) and the Fourth Association of Computational Mechanics Taiwan Conference (ACMT), Yilan, Taiwan, October 15-18, 2018, Paper No. 211.

振動臺子結構即時複合實驗應用於結構自體調諧質量阻尼系統之可行性研究

陳沛清[1]　董孟洧[2]　陳柏彰[3]

摘 要

結構自體調諧質量阻尼(building mass damper, BMD)主要將結構分成上部結構、控制層以及下部結構，藉由設計適當的結構參數，達到同時降低上部結構與下部結構的受震反應。過去的研究曾使用振動臺實驗進行參數研究，上部結構與下部結構使用鋼結構試體，利用置換控制層之液態黏性阻尼器以及隔震支承墊，改變控制層參數進行研究。實驗過程中，試體一旦產生非彈性行為，實驗即不具有可重複性，若要變更配置就須拆裝試體，花費龐大的實驗成本以及時間。因此本研究將即時複合實驗技術(real-time hybrid simulation, RTHS)應用於 BMD 系統之驗證實驗，將下部結構以數值模型建立，利用振動臺作為介面層連接控制層以及上部結構，進行 BMD 參數之研究。本研究首先考慮實驗試體與數值模型之質量比，進行 RTHS 穩定性之參數分析，以確認在振動臺子結構即時複合實驗之穩定條件，做為未來進行 BMD 驗證之驗之參考。

關鍵詞：結構自體調諧質量阻尼、即時複合實驗、穩定性分析、振動臺

一、前言

以振動臺進行結構自體調諧質量阻尼(building mass damper, BMD) 驗證實驗時，一組測試試體僅能鎖定某些參數進行設計，無法完整地了解 BMD 各參數變化所造成的整體受震影響。此外，若結構發生非彈性行為時，振動臺實驗即無法使用同一組試體再次進行相同的實驗測試，更換整組試體將花費更多的實驗費用以及時間成本。本研究以即時複合實驗技術(real-time hybrid simulation, RTHS)，BMD 之下部結構使用數值模型，控制層與上部結構為實驗試體，以振動臺為數值模型與實驗試體之介面層，進行 BMD 之參數實驗驗證，透過改變下部數值模型參數，可在不更動試體的情況下進行參數變化之研究，在有限的經費下提供一個高效率且具重複性之非線性驗證實驗平臺。

二、BMD 結構系統模型

張國鎮等人[1]結合中間層隔震及調諧質量阻尼的概念，提出了結構自體調諧阻尼系統。此系統結合兩種系統之優點，並同時控制上部及下部結構。參數設計時，BMD 結構系統可以三自由度模型來表示，分為上部結構、控制層以及下部結構如圖一所示，其動力方程式為：

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t)+\mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t)+\mathbf{K}\mathbf{u}(t)=-\mathbf{M}\mathbf{l}\ddot{u}_g(t) \quad (1)$$

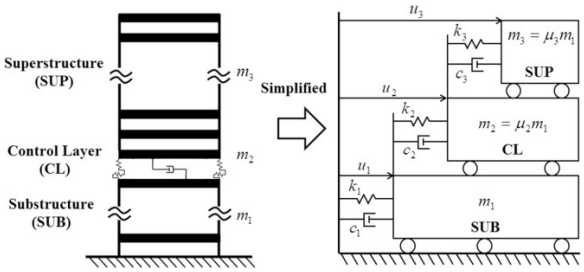
其中 **u** 為地表相對位移向量，**l** 為所有元素均為 1 之向量；**M**、**C** 及 **K** 分別為質量、阻尼及勁度矩陣。在本次的研究中 BMD 結構系統所使用之構架其各層樓版為 1500×1100×20 mm 之鋼板，柱構件為 100×100×6×8 mm 之 H 型鋼，梁構件為 100×50×5×5 mm 之槽型鋼，材料皆為 A36 鋼材。控制層使用橡膠支承墊及液態黏性阻尼器。含控制層及上部結構一層之

[1] 國立臺灣科技大學營建工程系助理教授
[2] 國立臺灣科技大學營建工程系研究生
[3] 國立臺灣科技大學營建工程系研究生

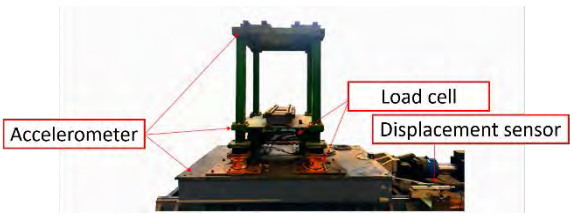
實驗架設如圖二所示。試體之系統識別結果如表一。對於較簡單之雙自由度模型，勁度可由上部子結構動力方程式之特徵方程式求取，其中質量除了各層質量塊 500 公斤外，再以鋼之密度估算樓板及梁重量，得到各層樓版重量約為 260 公斤，單層梁構件總重約為 40 公斤，而控制層並沒有梁構件，因此可得上部子結構質量分別為 760 及 800 公斤。將系統識別得出之第一及第二模態自然頻率特徵方程式，即可得到控制層及上部結構勁度。建立上部子結構狀態空間模型後可用試誤法得出控制層與上部結構之阻尼係數。相較於一般系統識別工具得出之結果，使用各層樓之質量、阻尼及勁度建立之狀態空間模型即含有物理意義，其狀態為位移及速度。

表一 BMD 系統各樓層參數識別結果

Floor	Mass ($N\text{-}s^2/m$)	Stiffness (N/m)	Damping coefficient (N-s/m)
CL	760	2,495,320	3,330
SUP	800	4,941,700	78



圖一 BMD 系統模型示意圖



圖二 BMD 系統上部子結構安裝完成圖

三、穩定性分析

RTHS 之物理模型質量比大小為系統穩定性之原因之一，質量比太大造成整個 RTHS 閉迴路發散，進而造成振動臺振動發散，導致實驗失敗。為了確保 RTHS 之可行性，本研究首先進行 RTHS 之穩定性分析。

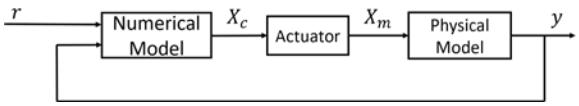
由於上部結構反應將會受到振動臺本身動態的影響，因此在穩定性分析中將加入振動臺數值模型，穩定性分析模型之閉迴路系統以塊狀圖表示如圖三所示。分別將上部及下部結構以狀態空間建立模型，其輸入皆為地表加速度，輸出為絕對加速度，再將得到的狀態空間模型轉換成轉移函數，以便進行閉迴路穩定性分析。首先定義質量比為：

$$\rho = \frac{m_P}{m_N + m_P}, 0 \le \rho \le 1 \qquad (3)$$

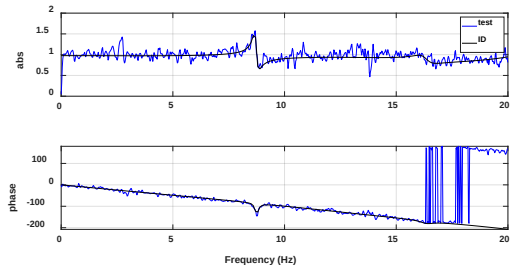
其中 m_P與 m_N分別為上部及下部結構之第一模態參與質量，變化此參數找出閉迴路系統在各頻率下之質量比限制。依照實驗配置結果，設定控制層勁度為上部結構的 0.5 倍，上部子結構之第一模態 約為下部結構第一模態的 0.5 倍，上下部結構第一模態阻尼比約為 2%，以此條件進行穩定性分析。為了將致動器的動力特性考慮進穩定性分析之中，因此將整個振動臺進行系統識別，圖四為振動臺位移命令至量測位移之轉移函數。

加入致動器動力特性之 BMD 系統模型閉迴路穩定性分析結果如圖五。另外考慮在補償至最完美狀態，即延遲為一步時間步長 5 毫秒時，BMD 簡化模型閉迴路穩定性分析結果如圖六，其中藍色部分為穩定區塊而其餘部分為不穩定區塊。因此若直接採用前人振動臺實驗的試體架設，如陳穎萱等人研究中 A3 之八層樓構架[2]，其下部模型第一模態頻率為 35.4 rad/sec，質量比為 0.65，在取樣頻率為 200 Hz，僅延遲 1 步且不考慮振幅大小誤差之狀態下，其質量比已接近穩定限制之邊界，欲穩定進行振動臺 RTHS 將十分困難，因此在本研究中所使用 BMD 結構為三層樓，包括

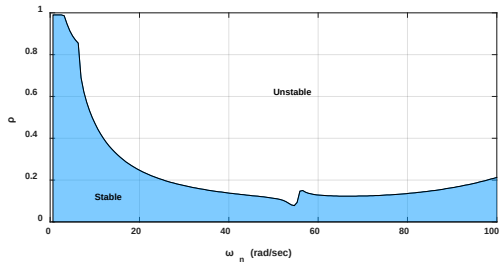
一層上部結構、一層控制層以及一層下部結構。



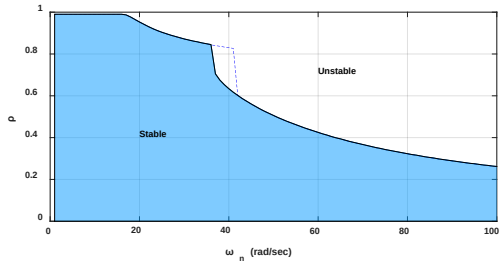
圖三 即時複合實驗閉迴路方塊圖



圖四 振動臺之系統識別



圖五 加入致動器動態之 BMD 簡化模型閉迴路穩定性分析結果



圖六 加入 5 ms 延遲之 BMD 簡化模型閉迴路穩定性分析結果

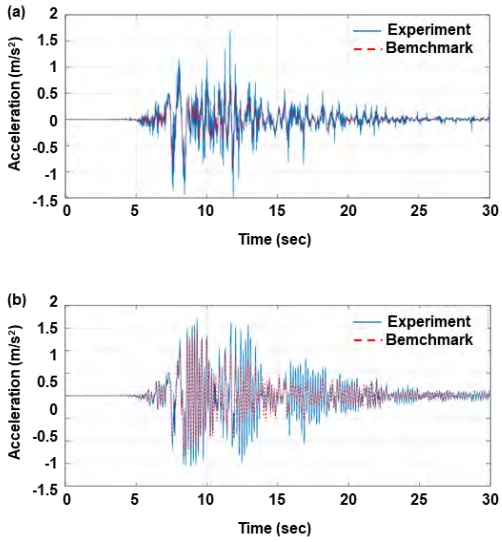
四、即時複合實驗

由 Nakashima [3]等人提出了即時擬動態實驗(即時複合實驗)，在實驗中將全結構拆解為數值模型與物理模型。在本研究的實驗中，BMD 下部結構為數值模型，上部結構與控制層為物理模型，下部結構之數值模型受到地表加速度後，透過數值積分法計算出傳遞之加速度後，經由振動臺輸入至試體，再將試體所量測到的反力回授到下部結構之數值模型中，完成一閉迴路系統。RTHS 使用國家地震工程研究中心之單軸向振動臺，振動臺致動器最大出力為±500 kN，衝程為± 250 mm。量測儀器使用外部位移計量測振動臺面位移，在振動臺面與試體各樓板使用加速度計量測絕對加速度，在橡膠支承墊下使用軸向承載容量為 200 kN 之測力計，在液態黏性阻尼器處使用軸向承載容量為 50 kN 之測力計。

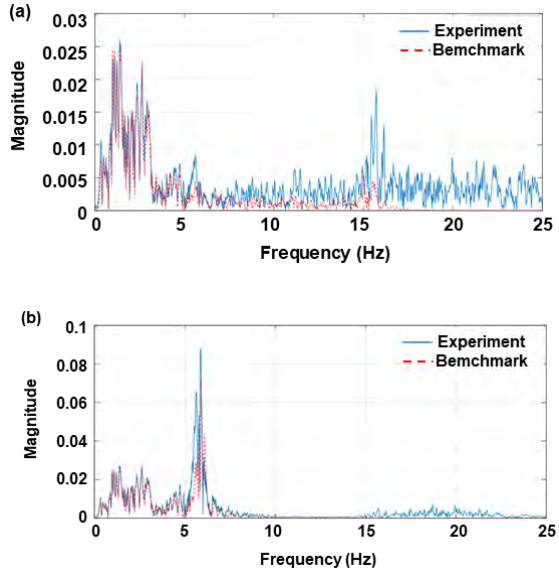
BMD 即時複合實驗中，使用最大地表加速度正規化至 0.1 g 之地震進行測試，將實驗結果與數值模擬進行比較如圖七與圖八所示。實驗結果顯示，振動臺面加速度誤差在不同地震作用下差異較大，相較之下第二及第三層樓加速度方均根誤差皆約落在 50~60 %左右。由頻率域比較可發現，振動臺面加速度約在 16 Hz 後皆會放大。除補償器影響外，即使在振動臺控制器之輸出訊號加入帶阻濾波器(Notch filter)過濾頻段 15-20 Hz 之訊號，仍會有此共振反應，表示即使輸入訊號未帶有此頻段之命令，因振動臺硬體的原因仍會造成臺面加速度含有此高頻訊號，因此僅能由藉由修正回饋訊號減少其影響，避免傳入下部結構後再次影響上部測試試體。

五、結論與展望

本研究使用 BMD 之簡化模型進行振動臺子結構即時複合實驗，未來可根據穩定性分析設計更高自由度之 BMD 模型，以振動臺子結構即時複合實驗進行參數研究。此外目前振動臺是以位移控制間接進行加速度控制，而即時複合實驗需要重現的目標是加速度，位移控制與加速度控制的難度不同，擁有良好的振動臺位移表現，並不代表能有好的加速度表現，將來可針對加速度控制進行相關研究與測試。



圖七 Kobe 地震作用下實驗與模擬各樓層絕對加速度比較 (a) 1F；(b) 2F



圖八 Kobe 地震作用下實驗與模擬各樓層絕對加速度頻率域比較 (a) 1F；(b) 2F

參考文獻

1. 張國鎮、汪向榮、李柏翰、簡亭宜、陳穎萱 (2012)，「結構自體調諧質量阻尼系統之耐震行為研究」，國家地震工程研究中心技術報告，NCREE-12-002。
2. 陳穎萱 (2013), 「結構自體調諧質量阻尼系統之振動臺試驗研究」，國立臺灣大學土木工程學研究所學位論文
3. Nakashima, M., Hiroto K., and Eiji T. (1992) “Development of real-time pseudo dynamic testing”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics 21(1): 79-92.
4. Schellenberg, A. H., Tracy C. B., and Stephen A. M. (2017) “Hybrid shake table testing method: Theory, implementation and application to midlevel isolation” Structural Control and Health Monitoring 24(5): e1915.
5. Wang, S. J., Lee, B. H., Chuang, W. C., and Chang, K. C. (2018) “Optimum dynamic characteristic control approach for building mass damper design”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics 47(4): 872-888.

結構控制研究-深度學習應用於振動台之加速度控制

謝伯徽[1]　張心寧[2]　陳俊杉[3]　陳沛清[4]

摘 要

隨設備的複雜度越來越高，難以單純透過模擬的方式得知設備確切的耐震程度，因此可透過地震模擬振動台重現加速度歷時直接驗證測試物耐震程度，但因試體與振動台之間的易產生互致作用，導致振動台難以控制而造成無法重現加速度歷時，為解決此問題，眾多學者利用單軸振動台試驗進行研究，提出新的控制方法與理論，但至目前為止仍有許多的進步空間，又因深度學習隨著影像處理蓬勃發展，因此期望可藉由深度學習發展新的控制方法，利用此高度的非線性模型模擬振動台行為，增進重現加速度歷時的精度。

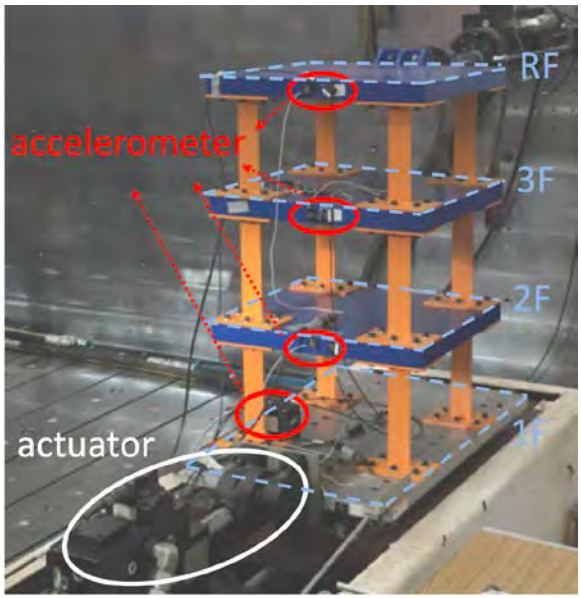
關鍵詞：控制系統、深度學習

一、前言

地震模擬振動台是地震工程研究中最重要試驗設備之一，用以重現歷史或人造地震歷時。振動台本身以及上部的測試體重量，往往大於制動器的最大輸出力量，造成進行振動台試驗時常會發生控制與測試結構的相互作用(control-structure interaction, CSI)，這種相互作用在測試體發生損壞或非線性行為時特別明顯，亦讓振動台的控制顯得更加困難，過去十多年來為了增進振動台加速度控制性能，除了傳統的 PID 與 TVC 控制方法，另外考慮到系統動態隨試驗進行中不斷發生變化，衍生出如 AIC 與 MCS 等方法，但截至為止，各控制方法對於重現加速度歷時的精度仍有許多的改善空間，因此希望能夠在不改變現有的系統架構下，利用深度學習訓練而得之數值模型，在試驗中即時參考試體當下的狀況，計算出適合的控制命令，以提升振動台重現加速度的精確度。

二、試體設置

深度學習的模型需要利用大量的資料調整模型的參數，使預測的結果接近於實驗結果，因此利用現有的試體，輸入近兩百場的真實地震，收及其相關數據以供未來訓練使用。



圖一 三層樓鋼結構試體與其裝置

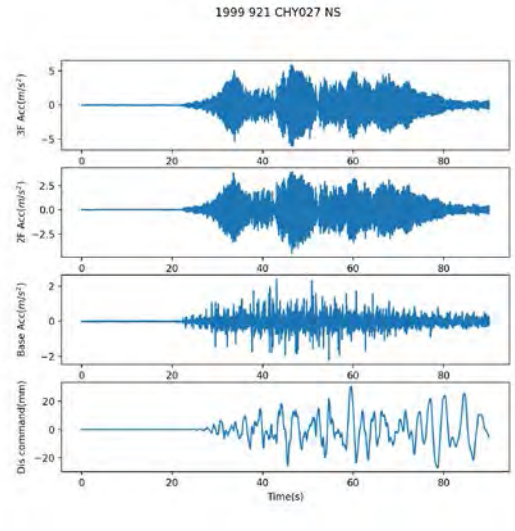
試驗中所使用之試體為三層樓鋼構結構，長四十五公分、寬五十公分，結構總高八十公分，每層樓樓板厚度四公分，一

[1] 國立台灣大學土木工程學系碩士生
[2] 國立台灣大學土木工程學系研究助理員
[3] 國立台灣大學土木工程學系教授
[4] 國立台灣科技大學營建工程系助理教授

二樓柱尺寸為 5X50X227mm，三樓柱尺寸為 5X50X202mm，三振態頻率為 5.6, 16.7, 24.2Hz，試驗總重為兩百公斤

三、小型實驗室震動台試驗

本研究於 2019 年底開始於小型振動台實驗室進行試驗，採用近兩百多組地震歷時，輸入地震來源主要為 921 台灣各測站所測量的加速度歷時，收集資料包含各樓層加速度、振動台位移、制動器缸內壓力差等，圖二為其中一組試驗(921 CHY027; 南北向)



圖二 鋼結構震動台試驗（921 CHY060 100gal）各樓層加速度與位移命令歷時圖

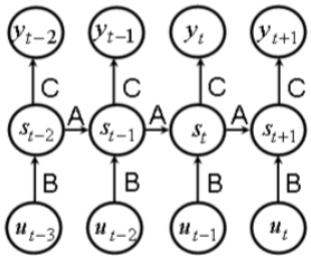
四、深度學習模型

為預測正確之位移命令使結構重現加速度歷時，可將此問題視為時間序列之預測，而在深度學習領域中，針對時間序列預測以循環神經網路類型（Recurrent neural network, RNN）為主，架構如圖三，其系統狀態與系統輸出計算方式為

$$s_{\tau+1} = \sigma(As_\tau + Bu_\tau) \quad (1)$$

$$y_\tau = Cs_\tau \quad (2)$$

s_τ、u_τ、y_τ分別為系統狀態、系統輸入、系統輸出，σ為一非線性轉換模擬非線性系統，理想狀況下其方程式可與結構之狀態空間相對應。



圖三 RNN 模型架構

RNN 僅利用s_t作為記憶過去時間的輸入對於當前時間的影響，易於狀態轉換過程中衰減而消失，為解決此模型可能無法模擬當系統受外力影響而需要較長時間能量才會消散的情況，因此使用長短期記憶網絡模型（Long Short Term Memory Network, LSTM）可改善此情況，LSTM 具有特殊的記憶單元結構，可另外保留較長久的系統輸入影響以計算當前的系統狀態與系統輸出，可使用下列方程式表達系統

$$i_t = \sigma(x_t U^i + h_{t-1} W^i) \quad (1)$$

$$f_t = \sigma(x_t U^f + h_{t-1} W^f) \quad (2)$$

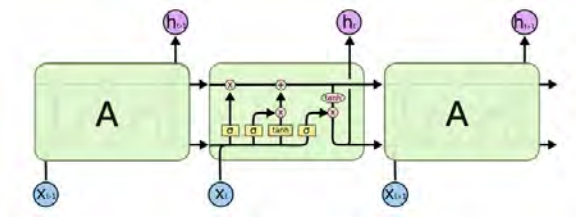
$$o_t = \sigma(x_t U^o + h_{t-1} W^o) \quad (3)$$

$$\tilde{C}_t = tanh(x_t U^g + h_{t-1} W^g) \quad (4)$$

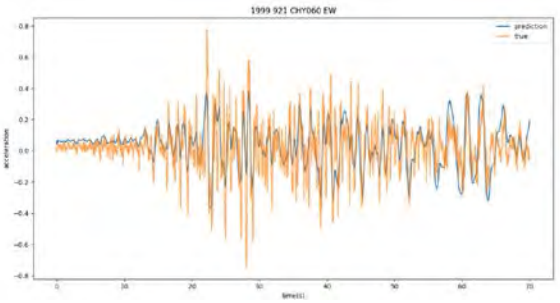
$$C_t = \sigma(f_t * C_{t-1} + i_t \tilde{C}_t) \quad (5)$$

$$h_t = tanh(C_t) * o_t \quad (6)$$

模型藉由當下輸入與前一時刻的系統狀態計算輸入至記憶單元的比例、狀態衰減的比例、與記憶輸出系統狀態的比例，方程式中分別為i_t、f_t、o_t，x_t為各時間點系統的輸入，h_t為各時間點系統的狀態，藉由x_t與h_t之間的非線性運算可模擬出非線性系統行為，C_t為系統的記憶單元，藉由此記憶單元保留前段時間輸入對於系統的影響，計算對於未來時間點的輸出影響，模型的結構可參考圖四



圖四 LSTM 模型架構（擷取自 https://cola-h.github.io/posts/2015-08-Understanding-LSTMs）



圖五 測試結果(921 CHY060)

五、訓練過程

將從小型振動台實驗室收集近兩百場試驗資料，經過適當的前處理後，分割成訓練、驗證、測試三種類型的資料，利用驗證資料決定模型的複雜度與最佳化過程所使用的參數，包含模型的深度、表達系統狀態的向量大小、非線性轉換函數、最佳化所使用的學習率等等，並利用隨機搜索的方式在參數空間中取得最適合此資料類型的參數後，藉由訓練資料最佳化此模型，並且同時觀察模型在訓練資料與驗證資料上的錯誤率是否持續下降，由此決定是否取得模型最佳的狀態，而後使用模型未接觸過的測試資料評估此模型在未來試驗中的表現。

至目前為止的測試成果如圖五，圖中可見模型在測試資料中大致正確預測低頻訊號，但無法正確預測高頻訊號，推測可能因輸入地震來源週期分布不同，造成資料在各個週期的分布不平均導致模型傾向於放大低頻訊號，卻將高頻訊號視為雜訊，因而造成模型與真實訊號有所差距，因此將會進一步對地震來源進行分析，並且改善模型精度。

六、結論與展望

本研究試圖從單軸向小型地震模擬振動台取得的資料，利用深度學習的方式使機器學習如何根據回饋狀態計算出正確的控制命令，在增進重現加速度歷時經度後，進而利用遷移學習的方式轉移至大型地震模擬振動台，以期能夠在六自由度的地震模擬振動台取得理想的成果。

參考文獻

1. Chen P-C, Lai C-T, Tsai K-C. A control framework for uniaxial shaking table considering tracking performance and system robustness. Struct Control Monit. 2017;24:e2015. https://doi.org/10.1002/stc.2015
2. Chen P-C, Kek M-K,Hu Y-W, Lai C-T. Statistical reference values for control performance assessment of seismic shake table testing. Earthquakes and Structures, Vol. 15, No. 6 (2018) 595-603.
3. Filiatrault A, Kremmidas S, Seible F, Clark AJ, Nowak R, Thoen BK. Upgrade of first generation uniaxial seismic simulation system with second generation real-time three-variable

digital control system. Proceedings of the Twelfth World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, February 2000.

4. Nowak, R.F., D.A. Kunsner, R.L. Larson and B.K. Thoen (2000). Utilizing modern digital signal processing for improvement of large scale shaking table performance. Proceedings of 12th World Conference on Earthquake Engineering 2035, 1-8
5. S. J. Dyke, B. F. Spencer, P. Quast, M. K. Sain. Role of Control-Structure Interaction in protective system design. ASCE Journal of Engineering Mechanics, Vol. 121, No. 2, Feb. 1995 pp. 322–338.
6. Tagawa, Y. and Kajiwara, K. (2007), “Controller development for the E-Defense shaking table”, Inst. Mech. Eng., Part I: J. Syst. Control Eng., 221(2), 171-181.
7. Zhang, R., Chen, Z., Chen, Su., Zheng, J., Buyukozturk, O., Sun, H. (2019), “Deep long short-term memory networks for nonlinear structural seismic response prediction”, Computers & Structures, Vol. 220, pp. 55-68
8. Zimmermann, H.G., Tietz,C., & Grothmann,R. (2012). Forecasting with recurrent neural networks: 12 tricks. In G. Montavon, G. B. Orr, & K.-R. Müller (Eds.), Lecture notes in computer science: Vol. 7700. Neural networks: tricks of the trade(2nd ed.)(pp.687–707). Springer

地震防災與應變雲端資訊服務外部資源整合與加值運用

陳志欣 [1]

摘 要

地震防災與應變雲端資訊服務為以國震中心研發之「台灣地震損失評估系統」為基礎所發展之一系列網路服務，包括「台灣地震早期損失評估資訊網」、「台灣地震損失模擬資訊網」、早期損失評估客制化簡訊及早期損失評估網路服務等[1]。其中，「台灣地震早期損失評估資訊網」之目的在震後快速提供震損評估結果予政府事業主管機關、防災協力機構等單位，以利於進行災情研判與輔助其救災應變作業。為持續精進及強化「台灣地震早期損失評估資訊網」之分析與輔助能力，本研究整合與蒐集外部資源，並將其加值運用。外部資源整合分為中央氣象局地震活動彙集資訊整合及外部圖資整合。本研究並將外部資源進行運用，發展分析輔助功能，包括地震活動彙集資訊之查詢，震度分布圖之繪製，前震、主震、餘震之時空間展示，外部圖資整合與混搭地圖輸出等。

關鍵詞：地震防災與應變雲端資訊服務、地震早期損失評估、地震活動彙集、TELES

一、前言

「台灣地震早期損失評估資訊網」為一供震後應變作業使用之 Web-GIS 資訊網，其採用「台灣地震損失評估系統」為運算核心，透過其震損評估模式，可於震後自動且快速計算出災害潛勢、建築物損害、人員傷亡、救災避難資源、經濟損失、公路橋梁損害、自來水系統損害等。資訊網之研發採用了網路地理資訊系統、動態網頁開發、響應式網頁設計、資料庫系統等技術進行建置，除將上述震損評估資訊公開上網，並藉由網路地理資訊系統之輔助，提供空間分析與輔助功能。

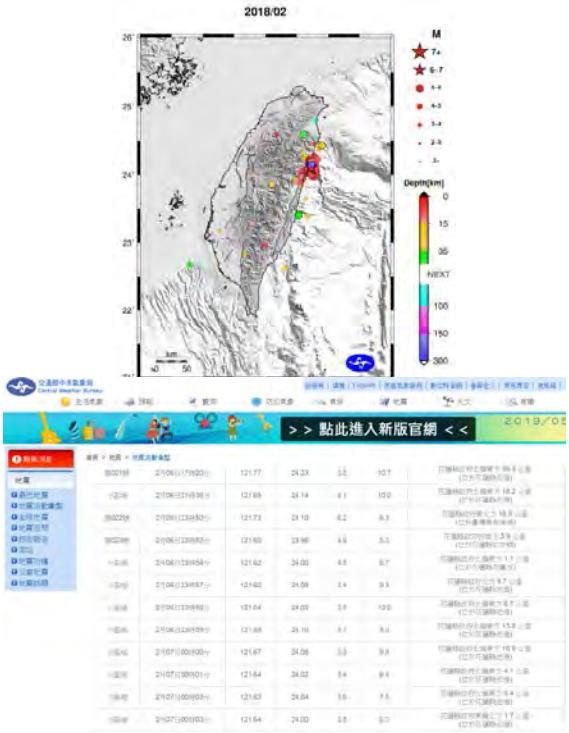
近年來，由於政府大力推動開放資料(Open Data)，期望政府各部會應制度化加速釋出政府資訊，也應與民間社群合作，讓官、民資料能混合加值分析。再者，目前有許多企業也釋放出大量共享資料，如 Google、Microsoft 等，眾多開放資源能快速提供助力完成過往所無法達到或發展之目標。因此，本研究期望整合及應用開放資源，持續精進及強化「台灣地震早期損失評估資訊網」，輔助震後應變作業。

二、地震活動彙集資訊之整合

中央氣象局於有感地震後均會即時發布地震訊息，透過電子郵件傳送地震資訊給各應變相關單位或人員。該電子郵件內容包含地震發生日期、時間、地震資訊(如地震規模、震央位置和震源深度等)，以及各地震速報站的實測最大地表加速度值等。如欲了解更詳細的地震資訊，可查詢中央氣象局官網之地震活動彙集查詢功能，如圖一所示。

該網頁可查詢歷年有感地震事件的詳細資訊，包含地震定位、等震度圖，以及各速報站之地震動參數(如 PGA、PGV 等)、即時強地動震波圖、即時速度震波圖等。故透過中央氣象局的電子郵件及地震活動彙集查詢功能，可掌握所有有感地震事件詳細的資訊。

[1] 國家地震工程研究中心副技術師



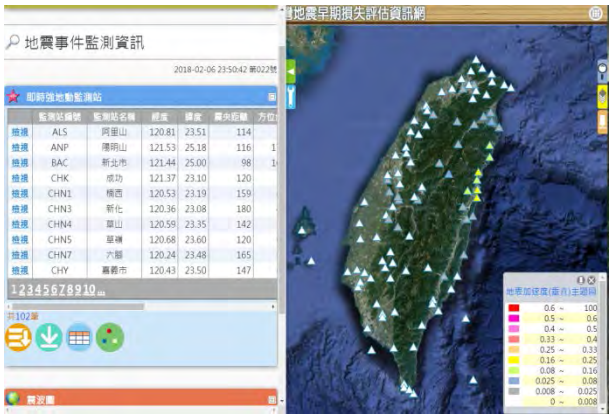
圖一 中央氣象局地震活動匯整查詢 (2018/2/6 花蓮地震)

由於地震活動彙集資訊有助於震前預防整備及研究，震後應變作業之參考。因此本研究開發應用程式服務，透過 HTTP 網頁通訊協定，擷取地震活動彙集資訊之網頁原始內容資訊(如震源參數、監測數據、寬頻 CMT)、圖表資訊(即時加速度震波圖、及時速度震波圖)等。

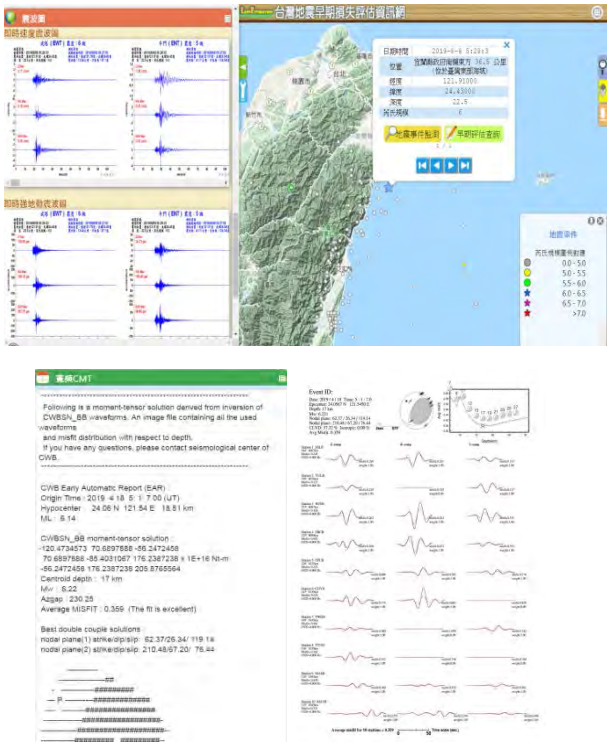
其中，由於網頁原始內容包含了 HTML 語法、JavaScript 程式碼、CSS 樣式表等多種複雜內容，規則不一，且多數網頁未經排版，或因為資安因素進行混淆處理。為取得網頁原始內容中之資訊，本研究剖析網頁原始碼之內容，了解數據資料、圖表資料所存放之標籤位置後，再透過 XPATH 技術（XML Path Language），取得各項資料內容。

應用程式設計為一系統服務，藉由定期擷取地震活動彙集網頁，取得地震相關之數據資料、圖表資料後，並存入至「台灣地震早期損失評估資訊網」之資料庫中，以供後續發展相關之展示與輔助分析功能。

藉由前述自動化網頁內容擷取機制，資訊網將可獲得最為即時之地震活動彙集資訊。為有助於使用者查詢，本研究開發查詢介面，提供地震事件之查詢。使用者可將歷次地震事件繪製於地圖上，並可點選地震事件查看其震源參數，同時可於地圖上檢視即時強地動監測站之空間分布，並查看其監測數據，如垂直向、南北向及東西向之地表加速度，如圖二。此外，使用者亦可查詢各監測站之即時速度震波圖、即時強地動震波圖等，如圖三所示。



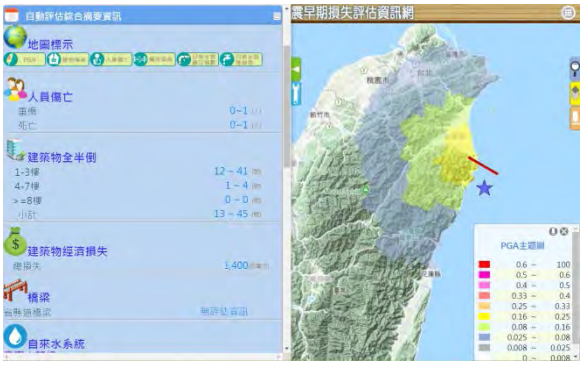
圖二 監站測地表加速度查詢與展示



圖三 監測站震波圖與寬頻 CMT 查詢

其次，由於「台灣地震早期損失評估資訊網」會針對歷次重要有感地震事件提

供地震早期損失評估資訊。故本研究進一步將地震活動彙集資訊中之地震事件與「台灣地震早期損失評估資訊網」之地震事件建立關聯，使用者便可點選圖中之早期評估查詢按鈕(如圖三上圖)，點選查詢震損評估資訊，了解地震可能造成之損失評估，如圖四所示。

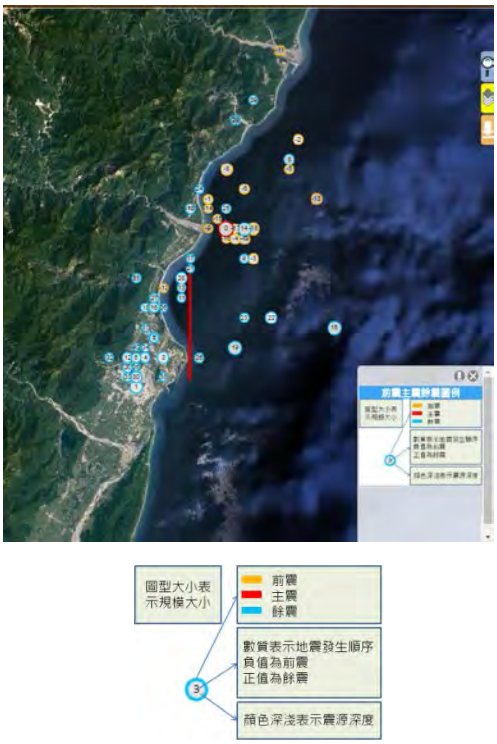


圖四 「台灣地震早期損失評估資訊網」之震損評估查詢

三、前震、主震、餘震時空間展示

當災害性地震發生時通常會伴隨地震規模稍小、但次數眾多的餘震；在主震發生前且鄰近主震震央的數起地震，可能是該主震的前震。為研判災害性地震的震源特性，尤其是破裂斷層面的地下幾何型態和深度，可透過前震、主震和餘震等一系列地震的震央位置和震源深度等資訊一窺究竟。主震和餘震資訊亦可協助災情評估，並作為救災作業和資源調度之參考依據[2]。

本研究於前述已建立一自動化程序擷取中央氣象局之地震活動彙集資訊，因此可掌握每一地震事件之時間與位置訊息。使用者可針對單一地震事件，依據地震發生之時間，查詢此地震可能之前震與餘震，並可透過資訊網中之空間展示功能，於地圖上展示，如圖五所示。



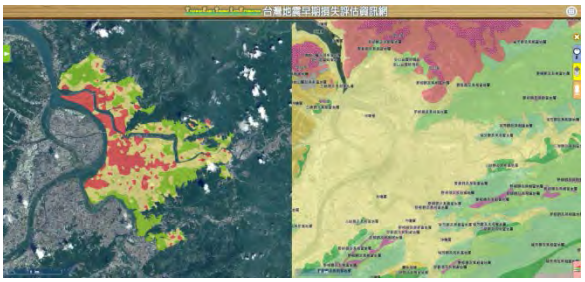
圖五 2018/2/6 花蓮地震之前震、主震及餘震的震央分布圖

參考圖五，此圖為 2018/2/6 花蓮地震之前震、主震及餘震的震央分布圖。地圖中以橘邊圓形圖示代表前震，紅邊圓形圖示代表主震，藍邊圓形圖示代表餘震。各圓形圖示內部會利用灰階之深淺，表示其震源之相對深淺。圓形圖示內部上亦會以數字表示其先後順序，由負值、零值至正值，代表前、主、餘震之發生順序。其次，各圓形圖示之大小，會依據地震規模之大小進行等比例縮放繪製。藉由此圖形表示，使用者便可於此分布圖中，了解地震之發生順序、規模大小與震源深淺等多種訊息。其次，由於前震、主震、餘震具備時間之特性，故本研究設計動態播放之展示功能，依據地震事件發生之先後順序進行動態展示，以縮小時間尺度之方式，重現地震動之活動。

四、外部圖資整合

近年來，由於政府不斷推動開放資料或開放圖資予民，以利資源有效運用。本研究亦期望整合政府各單位所提供之開放資料，強化防災與應變之能量。整合之項

目包含中央地調所土壤液化圖資、台北市土壤液化圖資、中央地調所地質圖、國土測繪中心航照地圖、中央研究院臺灣堡圖等圖資。透過圖資資料原始檔之取得及網路地圖服務(Web Map Service，簡稱 WMS)技術，將上述圖資匯入或整合至資訊網，以提供各類圖資之套疊及其屬性資料之查詢，如圖六所示。



圖六 台北市土壤液化圖套疊國土測繪正射影像(左)，地調所地質圖套疊Google衛星圖(右)

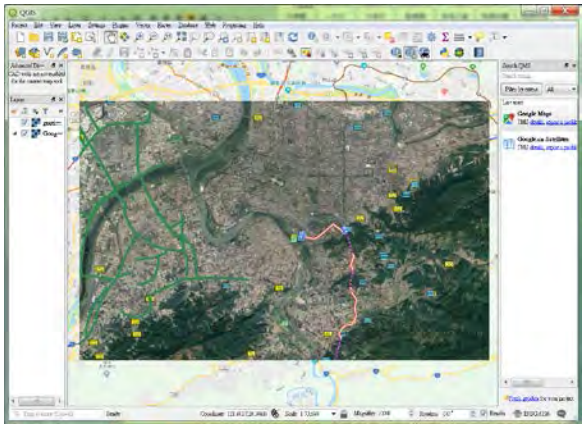
此外，資訊往往需要付出相當大的成本與人力代價方能取得與建立。近年來由於共享之概念漸深值人心，目前網路上有眾多民間或企業資源可供運用，如 Google、Microsoft、OpenStreetMap 基金會（OSMF）等單位提供許多珍貴之圖資資源。故本研究亦將這些資訊進行整合運用，如透過 Google Maps API 整合 Google 底圖、街景圖、定位服務；透過網路地圖服務介接 Microsoft Bing Maps、開放街圖 OpenStreetMap 等。藉由各種圖資能量之彙集，期望於震後應變時期，輔助應變人員進行災情研判與救災應變作業。

五、混搭地圖輸出

資訊網乃以網路地理資訊系統為核心所建置的資訊網，其所提供之基本資料和震損評估結果除包含文字敘述、量化數據外，也包含各種評估標的之空間地理資訊；換言之，各種評估標的之圖資展示、查詢、分析或運算等亦為重要且必需的功能。既有資訊網已能提供各項基本與評估結果資訊，以 CSV 檔案格式供使用者下載，便於使用者或其它系統進行加值運用。然而對於地圖圖資、主題圖等混搭地圖之匯出，由於原始資料安全之考量，及過往網路地理資訊系統技術較不成熟等因素，僅提供使用者透過列印網頁之方式輸出地圖圖片，且由於此圖片並未包含地圖的座標資訊，因此難以於其他地理資訊系統進行運用。

近年來隨著 HTML5 日趨成熟及普及，舉凡個人電腦、筆電、智慧型裝置，甚者電視等裝置之瀏覽器均支援 HTML5。除跨平台廣泛支援外，HTML5 定義了 Canvas 元素，有利於在瀏覽器進行大量之繪圖和圖形處理。因此，OpenLayers (資訊網採用之用戶端函式庫)於其第三版本後重新以 HTML5 為核心進行大幅度革新，除提升系統效能、廣泛支援各裝置平台，HTML5 Canvas 亦使地圖輸出易於實現。

因此，本研究運用 HTML5 Canvas 之技術，建置混搭地圖輸出之功能(採用 GeoTiff 圖檔格式)，使用者可將不同圖資、分析主題圖、文字標示及自行繪製的圖形等，先行於資訊網中進行套疊，而後將混搭地圖輸出成 GeoTiff 圖檔格式，此圖檔包含座標系統與座標邊界，故除可利用圖片檢視軟體開啟外，亦可將此圖檔匯入地理資訊系統進行套疊，如圖七所示[2]。



圖七 GeoTiff圖檔格式之組合地圖輸出至QGIS進行套疊

五、結論與展望

本研究於「台灣地震早期損失評估資訊網」中整合了中央氣象局監測站之地震資訊與監測資訊後，未來於地震發生後，

應變人員除可立即透過資訊網了解震損評估之結果與分布外，透過本研究整合之地震事件與監測站監測資訊，將可輔助應變人員於震後 3.至 6 小時之間，進行震源參數、斷層走向之判識，據此以重新進行第二階段手動震損評估，以獲得更精確之震損評估。同時應變人員可透過本資訊網，疊合多種開放輔助圖資，進行災情研判。並可將疊合好之混搭地圖攜出並匯入至各自之系統或報告中，無縫整合各項救災應變資訊。

地震防災與應變須投入大量之資源與人力於震前預防、災後救援，以期減少地震所造成之衝擊。近年來處於數據爆炸的時代，未來大數據之蒐集、分析，甚至人工智慧之應用來輔助防救災作業，此趨勢必將隨之而來。本研究亦期望未來能持續蒐集並應用多元之大數據，促使提升防災與應變作業之能量。

參考文獻

1. 陳志欣、葉錦勳、周光武，2016，「地震防災應變資訊網之開發」，中國土木水利工程學刊，第 28 卷第 4 期，第 277-285 頁。
2. 劉季宇、葉錦勳、簡文郁、於積瑨、黃李暉、周寶卿、范秋屏、陳世良、陳志欣，2019，「公共給水系統地震災害影響評估之研究」，經濟部水利署研究報告，計畫編號 MOEAWRA1080314，第 5-1~5-29 頁。

震後跨河橋樑阻斷衝擊評估模式發展以案例說明

楊承道[1]、林祺皓[2]、黃為學[3]、莊奕婕[4]

摘 要

本篇文章以大台北都會區內地區路網(板橋與萬華)為範例，介紹目前正在發展中的震後路網衝擊評估技術。震後路網衝擊評估技術是用來評估想定地震情境下，部分區域路網受損而發生道路阻斷時，震損對區域間的交通所造成的衝擊。由於道路在平時即是維繫民眾生活與經濟活動的重要的維生線，於災害發生時更是緊急救援及避難疏散的重要管道。所以加強道路的耐震能力與災後的回復力，是地震防災規劃與防災演練時必須考慮的項目。而震後路網衝擊評估技術可以用來協助識別道路元件的地震阻斷風險與對區域交通的衝擊，對路網的地震防災規劃提供決策輔助。

關鍵詞：地震損失推估、交通運輸網路、地震災害

一、前言

劇烈地震後道路網絡若發生阻斷，除可能阻斷救災通道外，也將對非災區的日常生活與經濟活動造成衝擊。道路阻斷除維修費用外，對日常交通運輸也將造成衝擊。路網震損除道路元件震損的維修費用，須將道路損壞的衝擊量化成旅行時間的延遲，才能比較各種震損境況對交通路網造成的衝擊。路網的震後衝擊評估是一種整合地區內地震風險特性、運輸需求、網路平衡、道路元件耐震能力與路網分布的多種學科整合技術，例如 REDARS2，Risks from Earthquake DAmage to Roadway Systems (簡稱，REDARS2)(Werner 等人，2006)

REDARS2 是一套用於高速公路的震災風險分析工具。REDARS2 主要由四個模組：(1)Hazards(地震災害潛勢)：評估地震發生時伴隨而來的地表震動、土壤液化、和斷層破裂可能引致的地表永久變形。(2)Component(震損評估)：評估道路鋪面、橋梁、隧道等各項基礎設施，因震災引致的損壞程度、修復時間與成本、和交通狀態(如橋梁未修復前行經車輛是否需要降低速限、部分封閉或全部封閉)。(3)System(路網分析)：用於評估路網服務效能是否受震災影響而降低。例如，路網內是否因為某一座橋梁受到地震損壞需要封閉維修，而造成系統內整體的行車時間與行車距離增加。(4)Economic(經濟損失)：計算路網的基礎設施受震災衝擊所需的維修成本、旅次消失與車行延滯所造成的經濟損失。

財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心自行研發的 Taiwan Earthquake Loss Estimation System (Yeh 等人，2006) 的子系統 T-Highway 目前可用於台灣地區道路橋梁的震損評估。目前較成熟的技術包含類似 REDAS2 的三個模組 Hazards(災害潛勢)、Component(道路元件損害)、Economic(修復金額)。配合國震中心現有的技術，本研究擬發展自有的路網分析模組以協助評估路網震後損壞對交通運輸的衝擊。

當道路元件發生損壞時對路網所造成交通衝擊，可直接觀察到行駛在道路上的車輛需要繞道使得旅行距離增加或者壅塞造成的旅行延遲。繞道所浪費的旅行時間與道路元件損壞的程度與數量有關。損壞程度大致可區分為(1)輕微損壞：車輛依然可通行，車道須縮減或限速；(2)嚴重損壞：如發生落橋、塌陷等

[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專案研究助理
[4] 國家地震工程研究中心暑期研究助理

現象，橋梁需封閉而導致交通阻斷。透過路網分析模組，需透過使用者均衡指派（User Equilibrium）或系統最佳化指派（System Optimum Assignment）將日常運輸需求分配到震損的路網，求解總體的旅行時間延遲。透過時間價值及行車耗損等貨幣化之轉換，可將旅行時間增加、距離增加轉化為等值的貨幣作為量化地震損失對交通路網的衝擊的依據。

配合國震中心現有的技術，目前具體需要發展的項目有二：(1)區域路網的運輸需求(Transportation Demand)與(2)震後路網交通量指派模式(Route Assignment)。前者是要確立生活在路網涵蓋範圍內的居民，平日是如何使用這個交通路網。也就是整理居住的民眾會從哪些起點(origin)出發到哪去(destination)而建立 Origin-Destination Matrix (簡稱，OD 矩陣)。而後者，則是給所有的旅次合理分配路徑，以推估所有車輛所需要的交通時間。本精簡報告以大台北都會區內地區路網(板橋與萬華)為案例，介紹目前正在發展中的震後路網衝擊評估技術。

二、研究區域

本案例的研究區域，包含台北市萬華區與新北市板橋區。這兩個區域被淡水河分隔開來，請參閱圖一所示。

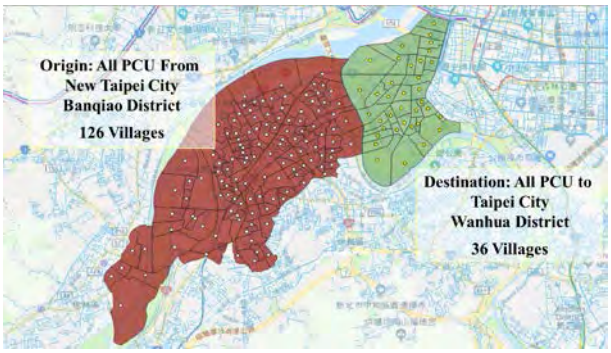
圖一 板橋區/萬華區 連接橋梁示意圖

研究區域內有四座橋梁跨越淡水河連接這兩個區域。參考「107 年度台北市交通流量調查資料」與台北市開放車流動態資料，可得這四座橋梁上早上通勤時段(7:30-9:30)，由新北市進入台北市的小客車當輛數，如表一所列。

表一 、小客車當輛數(PCU)

跨河橋梁	PCU
華江橋	10436
萬板大橋	2174
華翠大橋	6296
光復大橋	4176

如圖二所示，板橋區包含 126 個里，萬華區包含 36 個里，圖上圓點代表里的幾何中心。本案例，中假定這兩個區域為獨立區域與其他區域分隔，所有的車輛都是從板橋區內，這 126 個里之一的中心出發，選擇經過這四座橋梁的其中之一，目的地為前往其中萬華區內 36 個里的中心。在建立板橋區與萬華區間的 OD 矩陣後，透過路徑指派可得到這兩個區域於通勤時段車輛從板橋區進入萬華區總體所需要的交通時間。後續假定地震情境下四座橋梁之一損壞，若要計算橋梁阻斷對區域交通的影響，則可以將損壞的橋梁從路網中移除，重新進行路徑指派則可得到震損路網所需要的交通時間。OD 矩陣的推估與路徑指派的方法簡述於第三節。



圖二 板橋區/萬華區『里』的幾何中心

三、數學模式

3.1 運輸需求推估

運輸需求在本案例中是以研究區域內各里中心相互間的 OD 矩陣敘述。在本案例是以跨河橋梁上的交通輛觀測結果為基礎(如表一)，搭配房屋稅籍資料內，

登載各里內的建築物用途樓地板面積的分佈(如圖三)與以下基本假設來進行推估：

- 四座橋梁上，早上通勤時間由板橋進入萬華區的所有車輛，都是從板橋區內的 126 里之一為出發點，選擇經過四座橋梁的其中之一，抵達萬華區內的某一個里。
- 板橋區內，每個里出發的車輛數比例與該里內所有住宅用樓地板面積的比例成正比。
- 萬華區內，每個里抵達的的車輛數比例與該里所有商業用樓地板面積的比例成正比。
- 使用者會選擇交通時間較短的路徑，從家裡出發前往工作地。

在符合以上假定下，將板橋區所有的里中心設定成供給節點;而萬華區所有的里中心設定成需求節點。再按照比例將跨河橋上的車流量總數，分配成板橋區里節點(的供給量)與萬華區里節點(的需求量)。最後利用 103 年交通部的數值路網建構網路設計模型，將每一個可能出現的旅次建構成指派問題。亦即將供給節點上供給量在尋求個體最佳旅行路徑的原則下，分批指派給需求節點。並反覆檢查橋梁節點上通過的車輛數是否符合觀測結果，以尋求最符合觀測結果的組合，即為本模式推估的 OD 矩陣。

3.2 路徑指派

本案例中求解使用 User Equilibrium 的準則來指派旅次，來求解求板橋往萬華的通勤所需要的總體交通時間。假定每輛車都會選擇旅行時間最短的路徑從起點到達目的地。若起點與目的相同，而若選擇不同的路徑時，不同路徑所耗費的旅行時間是相當的。將所有的旅次分批指派進網路，統計所有車輛的總旅行時間，即得到這個研究區域在路網無受損時的總旅行成本。路網模型如 3.1 節所使的數值路網圖(如圖四)。後續假定地震情境下四座橋梁可能損壞，將損壞的橋梁從路網中移除，重新進行 Route assignment 則可得到受損路網總體所需要的交通時間。比較增加的交通時間即可得到個別橋梁損壞對路網所造成的衝擊。

四、求解範例

表二、所列為示範區完整路網與跨河橋梁封閉情境下，因應本研究區早上從板橋通勤到萬華預估的總體旅行時間。由於本範例區域為小型區域，且只考慮單向由板橋區進入萬華區的車輛，所以總體的旅行時間不能作為實際路網運作的參考值。但個別橋梁損壞所造成的旅行時間增加量可以用來比較每個橋樑對於區域的重要性。如表二所列，華江橋若損壞對於區域的衝擊最大，而萬板大橋的衝擊則相對其他橋梁小很多。

表二 總體交通時間與延遲

境況 橋梁阻斷封閉	系統成本 (旅行時間延遲增加)
完整路網	220,440 分鐘
華江橋封閉	227,959 分鐘 (+7519)
萬板大橋封閉	220,528 分鐘 (+88)
華翠大橋封閉	222,280 分鐘 (+1840)
光復橋封閉	224,247 分鐘 (+3808)

五、討論

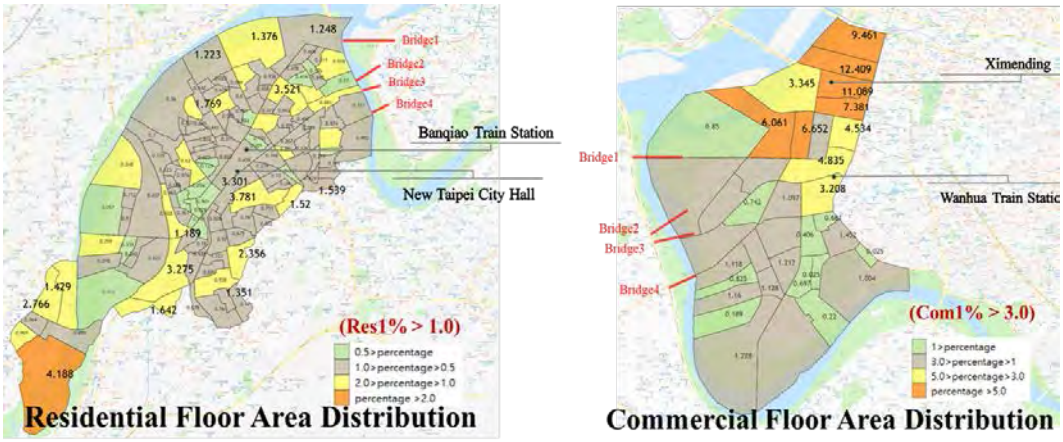
震後路網交通衝擊的推估需要以道路元件震後的災損狀態與 OD 矩陣為輸入參數。OD 矩陣表現路網內的居民平日使用的需求，在本案例中是利用政府的開放資料(路網中部份節線上的車流)與地區的建築使用情形(住宅使用面積與辦商業大樓使用的樓地板面積)以組成比例分配起點與迄點的節點供給或需求。OD 矩陣的建立方法的合理性在後續研究中需要再進一步確認。透過 Route assignment 可計算，並比較完整路網所需的交通時間與受損路網所需交通時間

的差異，進而評估受損路網的旅行成本損失。本研究正在發展技術後續可以配合國震中心已經開發完成的公路橋梁損失評估工具進行地震情境下的交通路網的衝擊評估。這個技術可以協助道路管理單位規劃救援避難道路規劃、道路元件的耐震補強，震後的替代道路規劃

參考文獻

Werner, S. D., Taylor, C. E., Cho, S., Lavoie, J. P., Huyck, C. K., Eitzel, C., ... & Eguchi, R. T. (2006). Redars 2 methodology and software for seismic risk analysis of highway systems (No. MCEER-06-SP08).

Yeh C H, Loh C H, Tsai K C. Overview of Taiwan earthquake loss estimation system[J]. Natural hazards, 2006, 37(1-2): 23-37.



圖三、板橋區各里內的住宅面積比例/萬華區各里商用建物面積比例

圖四、研究區域的數值路網圖

震後緊急就醫人流壅塞模擬

林祐萱[1]　林祺皓[2]

摘 要

發生大地震後，緊急醫療服務的供給可能無法滿足就醫人數的增長，從而導致急診室（emergency department, ED）的醫療效能壅塞。 2018 年，花蓮地區發生了規模 6.2 的地震，當地一家醫院報告說明大量輕度至中度受傷的病人大量湧入急診室。此外，根據政府官方的花蓮地震總結報告，超過 90%的人員屬於輕度/中度傷患。因此，地震引起的輕中傷患者的突然增加是一個亟待解決的重要問題。在本研究中，我們使用離散事件模擬技術來描述大地震後急診病人到達急診室後急診室的效能狀態。在模擬技術中，患者的產生是根據文獻的情況假設，利用 Python 的離散事件模擬開源函式庫，Simpy，進行對患者就醫流程的模型進行仿真。研究中假設所有醫療設備和資源都處於完整功能下進行模擬。研究內容係討論了（1）患者在急診室的醫療時間，即從到達到離開的時間，以及（2）急診室效能恢復常態的時間，這是評估地震造成人員傷亡對急診室效能之影響。

關鍵詞：恢復力, 排隊, 病患人流, 離散事件模擬, 急診室

一、前言

恢復力（resilience）是指社區在災難發生時能夠及時有效地抵禦（resist）、吸收（absorb）、容納（accommodate）、適應（adapt）、轉化（transform），以及從災害的影響中恢復（recover）的能力（聯合國國際減災戰略 United Nations International Strategy for Disaster Reduction，2009）。簡而言之，具有恢復力的社區是能盡力減輕災難的影響，並儘快恢復至正常狀態。在所有恢復力的因素中，急診室的功能是提供緊急醫療作為並為患者提供服務，在減少死亡人數和減輕患者痛苦上扮演著至關重要的角色。

大規模人員傷亡事件對緊急醫療服務的需求突然增加，可能會使有限的緊急醫療資源緊張，並導致病人照護效率降低。以 2018 年 2 月 6 日在台灣東部的花蓮地震為例，當地一家醫院報告說明地震發生後兩個小時內，有 100 多名患者到達急診室。整個急診室被排隊等候治療的患者所壅塞。在所有患者中，輕度和中度受傷佔多數，根據政府官方的震後總結報告（內政部，2019）提供了更具體的數據：超過 90%的患者屬於檢傷分類 3 至 5 級（acuity level, AL3-AL5）。

如前述，大部分患者屬於 AL3-AL5，儘管相對上受傷程度不那麼嚴重和不那麼緊急需醫療處理。但由於就醫人數眾多，這些患者仍然對急診室的運行構成壓力。為了分析輕中傷程度人滿為患的壅塞問題，本研究將僅關注 AL3 至 AL5 患者。

震前事先了解可能面對的情況，是避免最壞情況發生的應變整備方法之一。為了完成此任務，本研究提出一個反映患者醫療處置的 ED 效率指標，即患者在急診室的醫療時間（patient sojourn time, ST）。利用蒙地卡羅法來模擬評估 ED 不同就醫人數對於 ED 的 ST 反映。

以離散事件模擬技術（discrete event simulation, DES）來分析 ED 的醫療服務過程。將患者在急診室期間的經歷建模為一系列事件（events, 即各項醫療服務）。模型中為每一個事件設置有限的資源單位以

[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助理研究員

及每一個事件完成所需花費的時間，患者排隊行為即在這些事件之間的流動產生。模擬分析中總共考量了五個不同的就醫人數量體，分別是日常狀態下與其它四個不同的震後就醫人數。由於採用蒙地卡羅法，每一個就醫人數的狀態均進行了 300 次模擬。利用比較地震後 ST 和常態 ST，可以了解患者人數增長與 ST 上升的關係。

當醫療服務需求在資源供給保持不變的情況下增加時，供需不平衡將導致 ED 壅塞是可以理解的。但在地震防減災的作為上，急診室的衝擊嚴重程度卻鮮少有定量分析。為了建立良好的防減災韌性社區，需事先了解最壞的情況與採取對映的解決策略。預期本研究的結果將為相關領域的政策制定者或地震防減災從業人員提供可靠的數據參考，用以制定大規模地震傷亡事件後緊急醫療壅塞的應對措施，進而提高抗災能力。

二、就醫人流模型和參數設置

離散事件模擬（DES）是利用 Python SimPy 函式庫（Lünsdorf 和 Scherfke，2003）來進行模擬急診室中患者的就醫流程。基於 Favier 等人（2019）和 Côté 等人（1999）研究，並根據訪談台灣 ED 的實務經驗後，繪製了不同類型的患者在整個 ED 中可能的就醫流程路線，如圖 1 所示。

病人到達時，首先要對其進行檢傷分類（triage），然後等待醫生的諮詢和治療（consultation and treatment）。在接受治療並遵照醫生的指示後，患者的行走路徑以三種方式分叉：路徑（1）醫師治療後立即離開急診室；路徑（2）醫師治療後停留一段時間觀察；或路徑（3）接受進一步檢查並停留一段時間觀察。此處離開急診室的意思是指患者沒有繼續使用急診室內資源，他們可能被接納轉為住院病人、被轉移到其它醫院機構，或是返家自行調養。

基於實際數據和估計，Favier 等人（2019）提出了分配給這三個就醫路徑的的分佈。本研究主要採用了該數據與做了部分更改。例如，在他們的研究中，部分 AL5 患者檢傷分類後直接離開急診室，根本沒有得到醫師諮詢或治療，這在台灣本地似是不可接受的。因此，針對這部分患者本研究將其重新分配到路徑 1 和 2。

表 1 列出不同檢傷程度的患者比例，以及患者進入不同路徑的分佈比例。在地震後的所有患者中，52％被歸為檢傷 3 級，32％為檢傷 4 級，5％為檢傷 5 級，其餘 11％歸為檢傷 1 和 2 級。由於本研究僅關注中度和輕度傷患的急診排隊行為（AL3-AL5），因此 11％的患者將被分配到路徑 4，該路徑 4 被假定為利用其它醫療資源，並不屬於本研究的界定範圍。AL3 和 AL4 患者獲得路徑 2 和路徑 3 的百分比相同。76％的人將選擇路徑 2，其餘選擇路徑 3。至於 AL5 患者，選擇路徑 1 佔 75％，路徑 2 則為 25%。

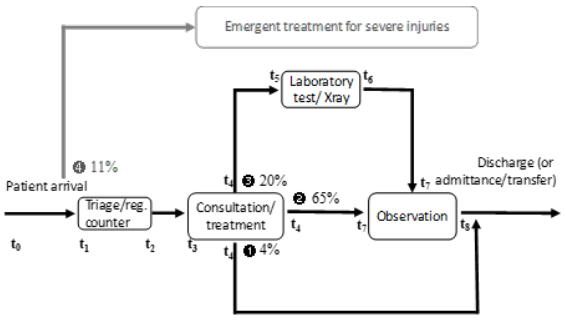
考慮到地震後，患者以不同於正常日的方式到達急診室，我們直接參考 Favier 等人（2019）的數據。這是通過估算不同地震強度帶來的總患者人數，以及給定地震後受傷患者到達急診室的時間分佈。如圖 2 所示，地震發生後，病患抵達率隨時間的流逝並非固定不變。在本研究中，使用了五種情境下的病患抵達率進行仿真，一種是在正常情況下，其餘是在四種地震情境後。需注意的是這裡的地震強度僅是幫助區分患者人數多寡的差異，因為即使在相同地震強度下，建物耐震能力、建物密度和人口密度均會造成震後傷亡人數變化。本研究關注的是患者人數對於醫療處置的效率，即患者在急診室的醫療時間，而不是對特定的地震事件進行分析。

DES 模擬過程中以指定的病患抵達率（圖 2）來生成患者。當產生一名患者時，他/她將沿著分配的路線向前移動以接受醫療服務並佔用一單位資源。每種醫療服務的時間和資源編號需要進一步設置兩個參數。假設每個醫療服務的服務時間遵循一定的統計分佈，每個患者必須花費在一項服務上的時間取決於相應分佈的隨機抽樣。每個服務和資源數量的統計分佈是基

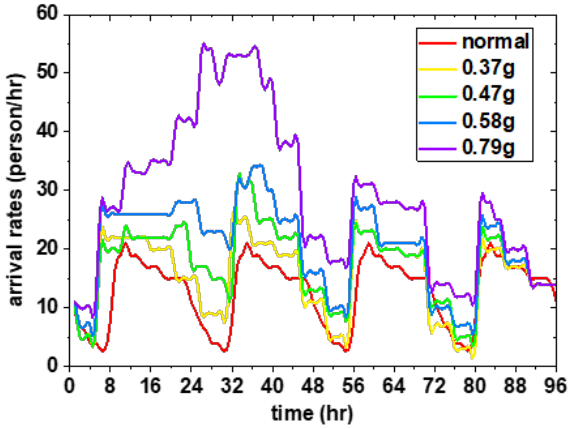
於前人的研究（Favier 等人，2019；Côté，1999），並在仿真測試後進行了一些調整，詳細設置參數如表 1 和表 2 所示。因為病人停留觀察與休息的空間可以是任何空置的空間，因此資源數目設為無限大（∞）。

為了確保參數設置能大致代表真實的 ED 操作，首先，根據 Kao 等人的研究（2015），調查台南市 2012 年 10 月醫院緊急醫療的患者分佈。Kao 的報告中指出 AL1 和 AL2 患者佔 10%、AL3 佔 59%、AL4 佔 28%、AL5 為 3%。雖然本研究設置的參數與此調查不完全相同，但兩者相差不大（請參見表 1）。另一方面，為了確認合理設置每個醫療服務的資源數量和服務時間，我們將模擬結果與台灣地區的實際普查數據進行了比較。根據台灣聯合委員會的一項調查（台灣衛生福利部，2013），台灣所有急診科的 AL3，AL4 和 AL5 患者的平均等待時間均在 10 分鐘以下，代表這些類型的患者於 ED 中均有些許等待。同樣，在我們的模型初步分析中，每個患者（AL3-AL5）在正常狀態下，接受醫師治療前大約要等待 9 分鐘。此結果表明，我們的模型能夠顯示出現實中 ED 的操作流程。

本研究採用蒙地卡羅法，五種就醫人數情境下的模擬均各別重複了 300 次，以平衡樣本異常值的影響。每個情境模擬的時間總長為 12 天到 20 天，具體時間取決於 ED 從地震影響至恢復常態所需的時間。模擬中的前六天保持恆定，前兩天是地震前的常態情況，其後四天是地震引致患者湧入的時間。六天之後的模擬天數在不同情境下有所不同，這代表 ED 的完全恢復時程不同。



圖一 急診室中病患就醫流程



圖二 四種地震情境下病患抵達率

表一 病患檢傷比例與就醫路徑比例

Level / Path	AL3	AL4	AL5	AL1+AL2	ALL
	52%	32%	5%	11%	100%
路徑 1	0%	0%	75%	0%	[a]4%
路徑 2	76%	76%	25%	0%	[b]65%
路徑 3	24%	24%	0%	0%	[c]20%
路徑 4	0%	0%	0%	100%	[d]11%
	100%	100%	100%	100%	100%

表二 醫療服務的資源數

Service	Quantity	Source
Triage/registration	1	Favier et al. (2019)
Consultation/treatment	13	Favier et al. (2019)
Lab /Xray	6	Obtained by testing
Observation	∞	Obtained by testing

表三 醫療服務的時間分布函數

	Statistical Distribution	Source
Triage/registration	*Gamma(4.5, 0.7)	Favier et al. (2019)
Consultation/ treatment	*Tri(15, 45, 90)	Favier et al. (2019)
Observation	*Tri(0, 15, 60)	Modified from Favier et al. (2019)
Lab/X-ray	*Tri(30, 75, 120)	Favier et al. (2019)

* in minutes

三、分析結果

初步結果顯示，當患者總數增加 1.4 倍，導致增加約 4 倍的急診停留時間(ST)，但病患排隊情況可以模擬的第六天結束後（地震影響結束）恢復到正常狀態。但是，如果有 2.3 倍的患者湧入，那麼急診停留時間將比平時多約 36 倍，且病患排隊情況需要地震影響最終日的 6 天後才能完成（即模擬的第 12 天），如表 4 所示。

表四 就醫人數與急診停留時間和 ED 恢復常態時間之關係

Growth ratio of patient number	Growth ratio of sojourn time	Extra days for recovery
1.4	4	0
2.3	36	6

四、結論與展望

我們利用離散事件模擬技術分析急診室在地震後面對急速到達的病人之處理過程。分析結果顯示，患者人數相對常態的比率大於 1.5 倍以上時，患者於急診室的總停留時間急劇增加。在未來的研究中，我們將建立兩個回歸方程式，用以描述了患者人數變化和急診停留時間的關係，以及患者數量變化與急診室恢復常態的時間關係。

參考文獻

1. United Nations International Strategy for Disaster Reduction. 2009. 2009 UNISDR Terminology on Disaster Risk Reduction. Retrieved from https://www.preventionweb.net/files/7817_UNISDRTerminologyEnglish.pdf
2. Shiu, M.N. 2013. Emergency Department Overcrowding Analysis and Countermeasures. Department of Medical Affairs. Ministry of Health and Welfare. Retrieved from https://www.mohw.gov.tw/dl-3079-d8ff7291-e302-4a8f-a2a5-8208c4a1ada2.html
3. Favier, P., Poulos, A., Vásquez, J.A., Aguirre, P. and de la Llera, J.C. 2019. Seismic risk assessment of an emergency department of a Chilean hospital using a patient-oriented performance model, Earthquake Spectra, 35(2), 489-512.
4. Côté, M.J. 1999. Patient flow and resource utilization in an outpatient clinic, Socio-Economic Planning Sciences, 33, 231-245.
5. Müller, K. and Vignaux, T. 2003. SimPy: Simulating Systems in Python, ONLamp.com Python Devcenter.
6. Ministry of the Interior. 2019. Summary report by central emergency operation center for 0206 Hualien Earthquake.
7. Kao, C.Y., Yang, J.C. and Lin C.H. 2015. The impact of ambulance and patient diversion on crowdedness of multiple emergency departments in a region, PLoS ONE, 10(12): 1-14.

應用地震模擬振動台與大型多軸向柔性邊界剪力盒：1/25縮尺離岸風機模型試驗

朱聖浩[1]、黃百誼[2]、陳家漢[3]、倪勝火[1]、劉光晏[4]、柯永彥[5]、許尚逸[3]、張瑜文[3]、盧煉元[1]、林錦隆[6]

摘 要

台灣西部海域離岸之風力資源豐富，根據經濟部之風力發電推動方案，計畫於2025年前達成5.7 GW離岸風電設置容量，而首座商業規模之離岸風場亦於2019年底正式商轉。然而台灣地理環境特殊，常年受颱風、地震等自然災害侵擾，對離岸風機而言，其支撐結構基礎之功能，在於將作用於風機轉子、塔筒與下部結構受風、波浪、海流與地震等作用造成之負載，安全地傳遞至海床，為確保離岸風機之安全性與功能性，其支撐結構與基礎須具備足夠之承載力與位移控制能力。因此，本研究擬針對未來可能成為台灣主流離岸風機基礎之套筒式基礎，建立縮尺風機~地盤互制模型，包含風機支撐結構模型與水下地盤模型，假台南實驗室高速度長衝程地震模擬振動台與大型多軸向柔性邊界剪力盒進行試驗，並以白噪、正弦波與地震波為振動台輸入控制訊號，實際觀察風機支撐結構與基礎於地震作用下之行為，以及土壤液化對其受震反應之影響，並將測試風機減震技術之效果，期以是次試驗之數據與經驗，驗證並改進既有之離岸風機支撐結構分析與設計方法。

關鍵詞：振動台、剪力盒、離岸風機、土壤液化、水中實落法、諧調質量阻尼器

一、前言

台灣為島嶼國家,能源高度仰賴進口,如原油、天然氣、煤炭與核燃料等。然而近年國家能源政策逐步走向無核家園，核能發電比例由三十年前約三成降至現今低於一成、機組亦即將退役，用電需求缺口勢由化石燃料及綠能等取代。台灣主要再生能源有太陽能、水力、地熱與風力，其中太陽能有與農爭地之虞；抽蓄發電多為調節手段；地熱等尚未具商轉規模；而台灣西部離岸風力資源豐富，故綠能發展政策定調以離岸風電為主軸，首座商業規模之離岸風場業已於 2019 年底正式商轉。然而台灣地理環境導致常年受颱風、地震等自然災害侵擾，故有必要確保離岸風機及其支撐結構之安全性。

常見之離岸風機基礎包括重力式、單樁式與套管式，然台灣西部海床液化潛勢高，重力式基礎易受沉陷影響；單樁式基礎為目前世界上占比最高之離岸風機基礎型式，然考慮未來離岸風機單機容量日益增加之趨勢，兼之考量地震與颱風後，所設計出之單樁尺寸可能過大而難以製造與安裝；套筒式基礎由管架式結構與群樁組成，結構較輕而贅餘度高，適用於水深較深之環境，且受土壤液化影響較低。故本實驗以套筒式基礎離岸風機為標的，建立縮尺風機與地盤模型，進行振動台試驗。

[1] 國立成功大學土木工程學系教授
[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副研究員
[4] 國立成功大學土木工程學系副教授
[5] 國立成功大學土木工程學系助理教授
[6] 國立高雄科技大學營建工程學系助理教授

二、實驗方法與設備

本次試驗假台南實驗室地震模擬振動台進行，可在高達 250 噸檯面酬載下，進行六軸向動態結構試驗，同時具備高速度長衝程性能，故可模擬大尺度離岸風機支撐結構與地盤模型，受近斷層地震作用之動態反應。

為研究結構土壤互制效應，台南實驗室亦配置水下基礎與地盤實驗平台，主要裝置為大型多軸向柔性邊界剪力盒與實落箱，可模擬水下或地下土層於半無限域之動態行為。剪力盒外部由 3 米高之剛性外牆及長寬各 5 米之剛性底座與振動台接合，以模擬盤內運動，內部則具備內外兩組各三十層框架系統，內、外框架與剛性外牆間皆以線性滑軌接合，使內框架系統具備 Y 向 35 公分、外框架系統具備 X 向 65 公分的位移能力。實驗前會將橡皮膜安裝於內框架上，提供保水能力與形成柔性邊界，最大可容納長寬各 2.5 公尺、高 3 公尺之地盤試體，搭配高性能地震模擬振動台，為研究土壤液化、結構土壤互制之利器。

本試驗採水中沈降法，並利用實落箱製作飽和土壤地盤試體，以模擬台灣西部海床環境。實落箱為一底部具開孔底板之容器，此底板可遠端操控開啟或關閉，將裝滿砂之實落箱置於預先注水之剪力盒上方後，開啟底板開孔即可將砂均勻散落至剪力盒內，待其沈降後即可完成飽和土壤地盤試體。

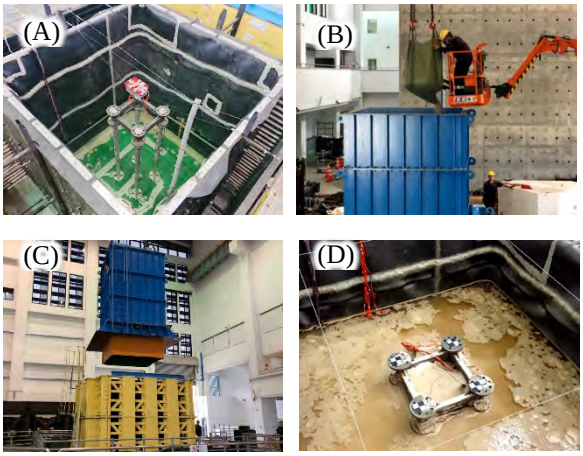
三、試體準備

本實驗地盤條件係考慮彰化外海風場海床之軟弱沖積土層，故以前述水中沈降法製作飽和砂土地盤試體，其流程詳圖一。

風機支撐結構縮尺模型、或稱上構模型如圖二所示。風機規格參考相關資料完備之 NREL 5MW 風機 (NREL, 2009)，支撐結構與套管式基礎設計則參考朱聖浩之研究成果(Ju et al., 2019)。考慮支撐結構設計尺寸與試驗箱容量，縮尺比例採用 1:25。假設材料性質相同、原始質量為模型質量之 625 倍，則模型與原始結構之勁度與頻率關係如下：

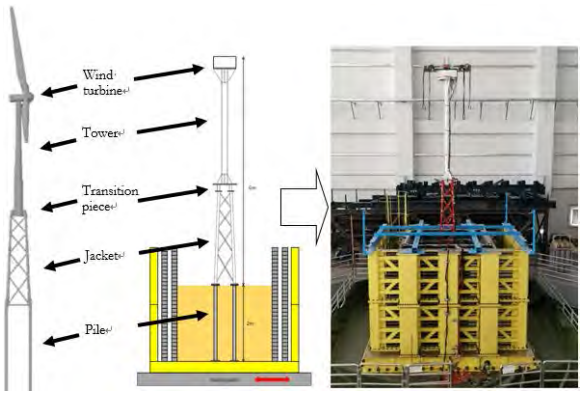
$$K_{\text{model}} = \frac{EI_{\text{model}}}{L_{\text{model}}} = \frac{25 \cdot EI_{\text{original}}}{625 \cdot L_{\text{original}}} = \frac{K_{\text{original}}}{25} \quad (1)$$

$$\omega_{\text{model}} = \sqrt{\frac{K_{\text{model}}}{M_{\text{model}}}} = \sqrt{\frac{625 \cdot K_{\text{original}}}{25 \cdot M_{\text{original}}}} = 5 \cdot \omega_{\text{original}} \quad (2)$$



圖一 (A)先於剪力盒底板上安裝基樁，並預先配置地盤是體內感測器與佈線，再注水至剪力盒中。(B)將均勻粒徑之矽砂倒入實落箱。(C)將實落箱懸吊至剪力盒上方後開啟底板開孔，將砂均勻灑落。(D) 待其沈降後即可完成飽和土壤地盤試體。

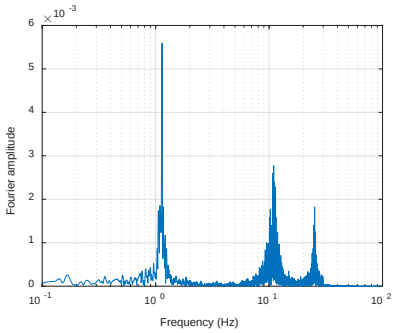
圖二所示之上構全模型總高為 8 米，包含 4 根 2 米長之基樁、套筒式支撐結構、轉換斷面、塔柱，以及模擬風機機艙與轉子重量之 900 公斤質量塊，其中約三分之一質量由頂部之諧調質量阻尼器提供。



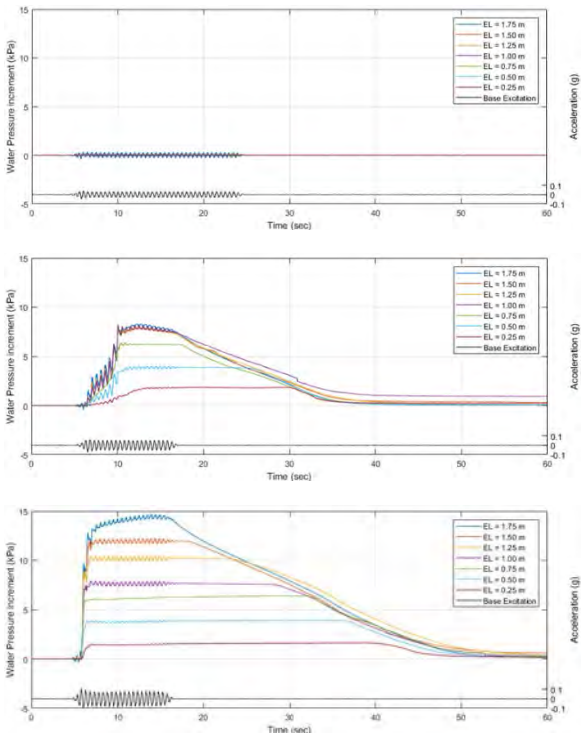
圖二、套筒式離岸風機支撐結構縮尺模型之設計。

四、輸入激振與試驗成果

本試驗輸入之白噪激振皆控制加速度振幅之均方根為 0.01 g、頻率範圍為與振動台工作頻率相同之 0.1 至 30 Hz。在各正弦波或地震歷時測試間均進行白噪激振測試，以識別風機模型之自然振動頻率。於整個試驗階段，自然振動頻率並未有明顯變化，其值約 1.14 Hz，如圖三所示。



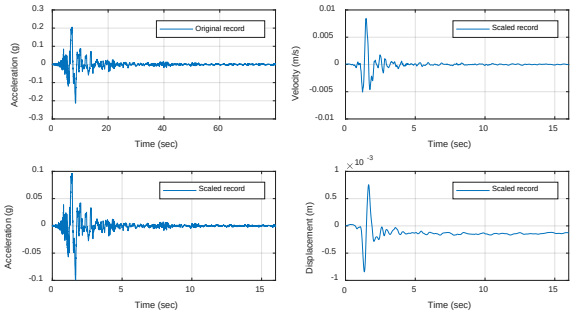
圖三、白噪激振下風機模型塔頂受震反應之傅立葉頻譜。



圖四、不同振幅正弦波激振下，不同高程之孔隙水壓增幅歷時圖。

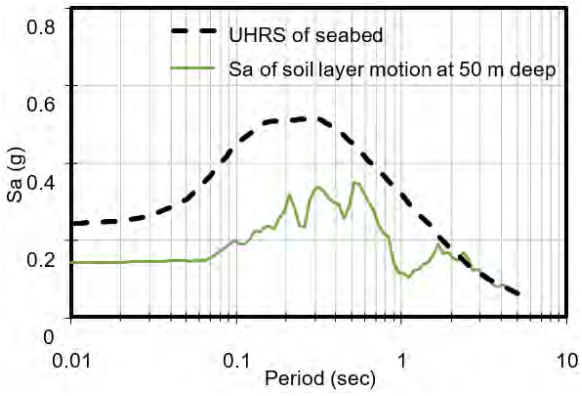
本試驗輸入之正弦波激振皆控制頻率為 2 Hz，振幅則分別為 0.03 g、0.05 g 與 0.075 g。圖四顯示不同高程之激振結果，孔隙水壓增幅顯示，於正弦波振幅 0.05 g 時，液化深度即達地盤試體一半高度。

由式(2)可得模型之自然振動頻率為風機原型之 5 倍，根據相似率可知，為使模型與原型之加速度反應一致，則取樣頻率亦需提高 5 倍。依圖五所示之流程，將 2018 花蓮地震所集錄之近斷層地震歷時之取樣間隔縮短為 1/5，並將 ZPA 正規化為 0.1 g，以調整後之震波作為振動台台面運動輸入歷時。



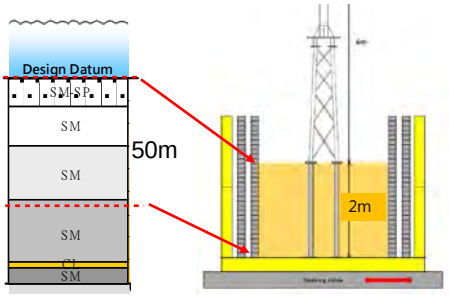
圖五、左上圖為 2018 花蓮地震原始震波歷時，將之重新取樣與 ZPA 正規化後，振動台檯面運動輸入歷時如左下圖。若將之積分為速度與位移如右上與右下圖，可觀察到速度與位移脈衝，為近斷層地震特徵。

根據彰化外海風場地質調查結果進行地震危害度分析，得其海床面之均布危害度反應譜（UHRS，5%阻尼比、475 年回歸期）如圖六中虛線所示。



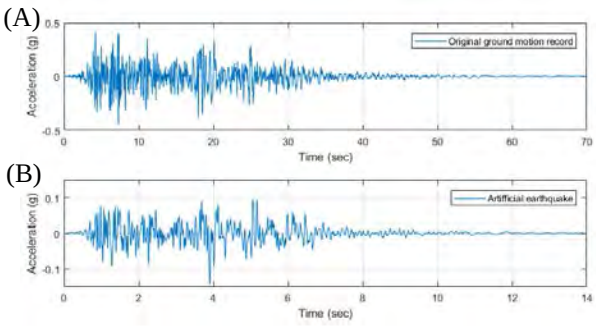
圖六、虛線為目標風場海床面之均布危害度反應譜。若考慮工址土層間之動態反應，則海床面下 50 公尺盤內運動之加速度反應譜如綠色實線所示，以使海床面之加速度反應譜與均布危害度反應譜相符。

UHRS 可視為風場海床之設計反應譜，然振動台位於 2 米深地盤試體之下，故台面運動需對應至工址海床面下 50 米深處之盤內運動，如圖七所示。為使地盤試體表面加速度反應譜與 UHRS 相符，，則海床面下 50 公尺盤內運動之加速度反應譜如圖六中綠色實線所示，即振動台台面運動輸入人工地震歷時之目標反應譜。



圖七、振動台台面運動需對應至工址海床面下 50 米深處之盤內運動。

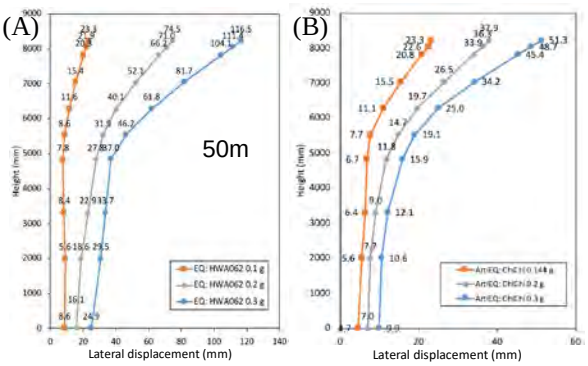
以圖 8(A)所示之集集地震原始歷時為種子進行調整，產生與圖六中目標反應譜相符之人工地震歷時，如圖 8(B)所示。



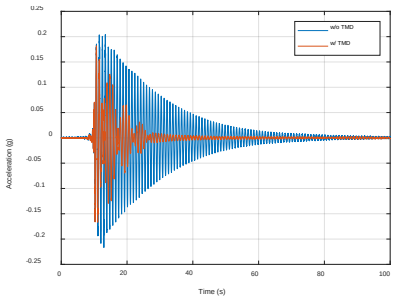
圖八、(A)以集集地震原始歷時為種子。(B)與目標反應譜相符之人工地震歷時。

五、風機減震測試

風機模型受人工地震與近斷層地震之最大絕對側向位移如圖九所示，顯示在相近 ZPA 下，近斷層地震之危害較一般地震為大。根據林其璋等所提出之被動式諧調質量阻尼器(TMD)分析公式(Lin et al., 1994)，設計並安裝減震機構於塔頂，則 TMD 作動前後之模型塔頂動態反應如圖十所示，顯示最大反應約可降低 10%，且快速降低結構自由震盪反應。



圖九、(A)近斷層地震與(B)人工地震作用下，風機模型之最大絕對側向位移。



圖十、TMD 作動前後塔頂動態反應。

六、結論與展望

本研究除驗證離岸風機與地盤模型受震行為外，亦展現本中心執行超大型結構動態實驗之能量。未來亦期許能整合跨領域產官學機構，同時考慮風力、地震力與波浪作用之複合式負載，進行更全面之離岸風機安全驗證。

參考文獻

1. Jonkman, J., Butterfield, S., Musial, W., & Scott, G., “Definition of a 5-MW Reference Wind Turbine for Offshore System Development”, NREL, 2009.
2. Ju, S. H., Su, F. C., Ke, Y. P. & Xie, M. H., “Fatigue design of offshore wind turbine jacket-type structures using a parallel scheme,” Renewable Energy, 136, 69-78, 2019.
3. Lin, C. C., Hu, C. M., Wang, J. F., Hu, R. Y., “Vibration Control Effectiveness of Passive Tuned Mass Dampers,” Journal of the Chinese Institute of Engineers, 17, No. 3, 367-376, 1994.

關鍵零組件測試系統介紹

黃百誼[1] 賴晉達[2] 柴駿甫[3] 林凡茹[4]

摘 要

配置於臺南實驗室之關鍵零組件測試系統(Multi-Axial Simulation Table, MAST)為油壓驅動之六軸向振動台，其檯面運動可模擬樓板反應，並進行離岸風機之局部支撐結構或關鍵零組件之動態性能測試。MAST 系統檯面尺寸為 2.2 m × 2.2 m，最大酬載可達 3.5 噸。與傳統六軸向振動台不同，MAST 系統六支致動器以史都華平台形式配置，則 X、Y 與 Z 向最大位移行程分別可達 240、217 與 200 mm；最大速度可達水平向 2 m/s 與垂直向 1.65 m/s；當試體達酬載上限 3.5 噸時，最大加速度可達水平向 5.5 g 與垂直向 14 g；工作頻率範圍由 0.1 至 60 Hz，根據上述規格，MAST 系統可相容於主流非結構物測試規範如 GR-63 core 等。目前關鍵零組件測試系統已完成組裝與測試，預計於 2019 年 4 月起正式上線。

關鍵詞：關鍵零組件測試系統、振動台、非結構物測試

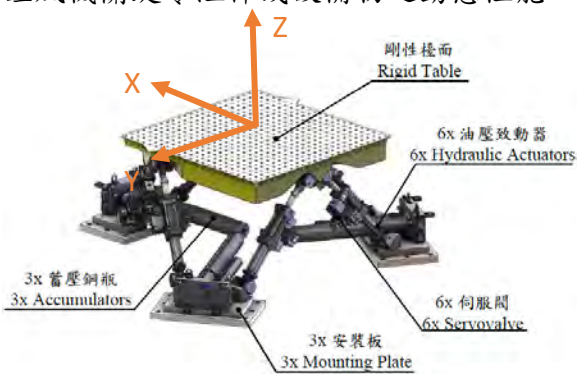
一、前言

為達成無核家園目標，臺灣政府希冀提昇再生能源發電比例以取代核能發電，而台灣西部離岸風力資源豐富，故離岸風電為國家能源政策重點發展項目。然而臺灣地理環境導致常年受颱風、地震等自然災害侵擾，故有必要確保離岸風機及其支撐結構之安全性。

風力發電由轉子帶動發電機組，經變壓器及輸配電系統等設施將電力介接至電網，故除風機基礎及支撐結構外，需進一步驗證其關鍵零組件之耐震性能，以確保風機整體功能性。相較於結構體本身，設備之共振頻率通常較為高頻、但重量較輕，且經結構體放大之樓板反應會較地表振動為大，故一般結構測試振動台不敷需求。

二、關鍵零組件測試系統硬體介紹

為達致驗證關鍵零組件耐震性能之目的，本計畫建立如圖一所示之油壓驅動式六軸向振動台。其工作頻率範圍由 0.1 至 60 Hz，最大酬載達 3.5 噸，適於測試及驗證風機關鍵零組件或設備物之動態性能。



(a) 設計配置圖。

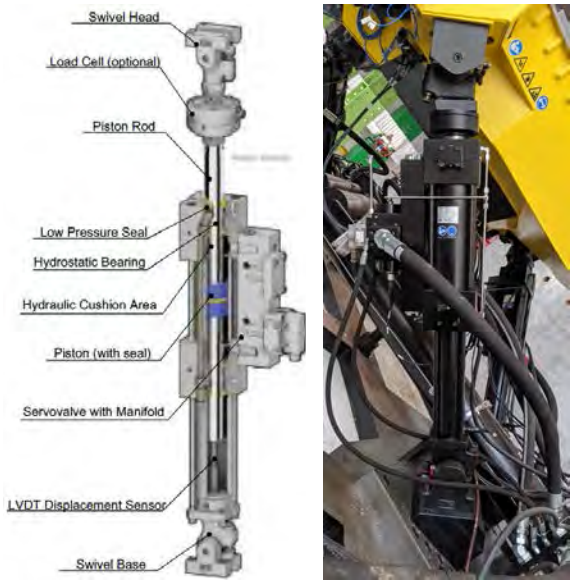
(b) MAST 系統實照，下方為 HSM。

圖一、關鍵零組件測試系統硬體綜覽。

[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佐理研究員
[3] 國家地震工程研究中心研究員兼副主任
[4] 國家地震工程研究中心副研究員

MAST 系統由約 15.5 噸重之剛性檯面、六組油壓致動器（含伺服閥）、蓄壓設備、底板與油壓伺服歧座(Hydraulic Service Manifold, HSM)組成。剛性檯面尺寸為 2.2 m × 2.2 m，其上每間隔 10 公分配置 M12 x P1.75 螺孔，有效深度為 35 mm。

剛性檯面下方與六組油壓致動器以並聯式 6 自由度史都華平台(D. Stewart, 1965)形式連結。與臺北或臺南實驗室原有振動台配置相比，史都華平台僅需 6 組致動器即可實現 6 自由度檯面運動，所需空間亦大幅降低。MAST 系統採用圖二所示之 MTS model 244.20S 致動器，為雙頭單活塞挺桿形式，標稱出力為 196 kN，行程為正負 158 mm。因史都華平台配置之故，致動器位移需經向量合成方能轉換為軸向位移量，則 X、Y 與 Z 向最大位移行程分別可達正負 240、217 與 200 mm。



圖二、致動器構造（左）與實照（右）。

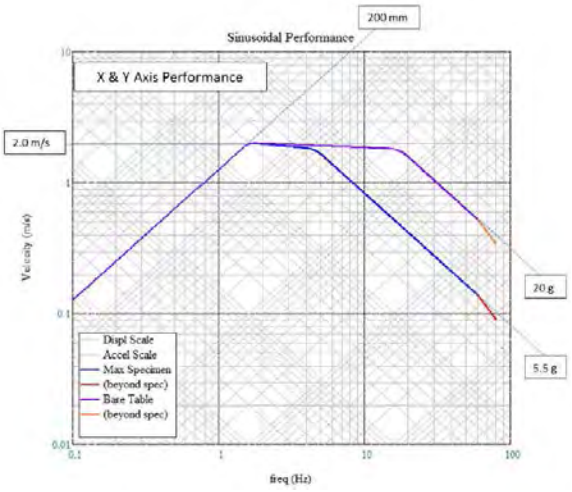
三、單軸弦波性能測試

MAST 系統各軸向單頻弦波性能曲線如圖三所示，可區分為位移控制、速度控制與加速度控制三個區段，系統性能於 0 至約 1.5 Hz 間受位移極限所控制（實測水平向位移極限大於 200 mm）；高頻區段則受加速度性能所囿，其頻率範圍與加速度性能亦受酬載影響。

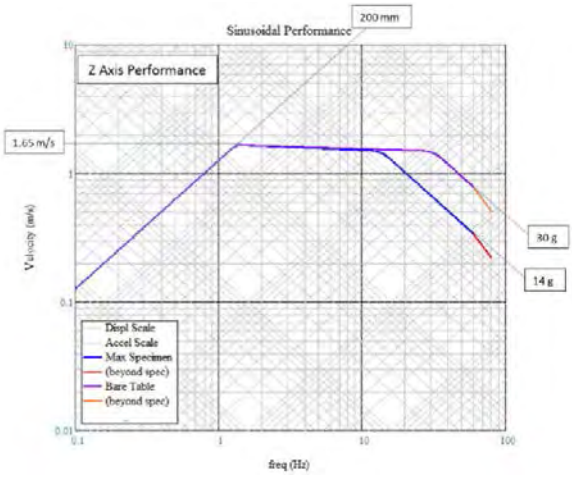
因致動器採史都華平台配置之故，垂直向最大速度性能較水平向低，但最大加速度性能優於水平向，則 MAST 系統最大性能如表一所示，需注意各數值僅代表單軸向弦波測試性能，且最大位移、速度及加速度不可同時達成。

表一、MAST 系統性能

Axis	Disp. ±mm	Vel. ±m/s	Accel. ± g's	
			Bare table	Fully loaded
X	240	2.00	20	5.5
Y	217	2.00	20	5.5
Z	200	1.65	30	14



(a) 水平向性能曲線

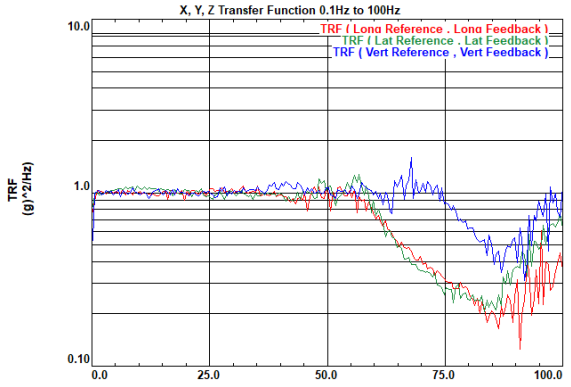


(b) 垂直向性能曲線

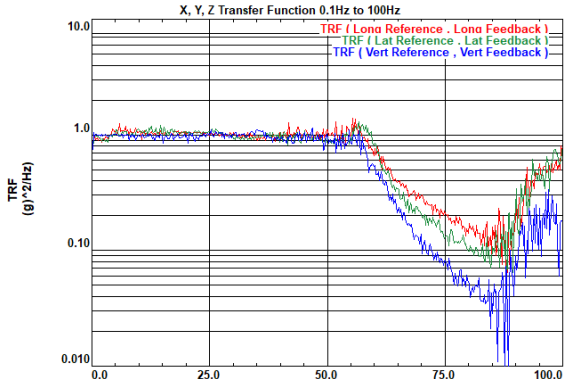
圖三、MAST 系統單軸弦波性能曲線。

四、頻率轉換函數

為達良好之控制效果，需調校系統之頻率轉換函數，以確認控制命令與檯面反應間之頻譜關係，故以寬頻白噪為輸入訊號，量測檯面加速度反應，則輸入與反應訊號頻譜之比值，即為如圖四之頻率轉換函數，需注意此轉換函數皆未經補償。



(a) 空檯狀態



(b) 滿載狀態

圖四、控制命令與檯面反應之轉換函數。

在 MAST 工作頻率區間，各軸向頻率轉換函數值皆接近 1，其誤差在±2 dB 內，代表輸入與反應相近；於 85 Hz 附近有一反共振頻率，即轉換函數局部低點，而後再緩步提昇。

五、震波測試

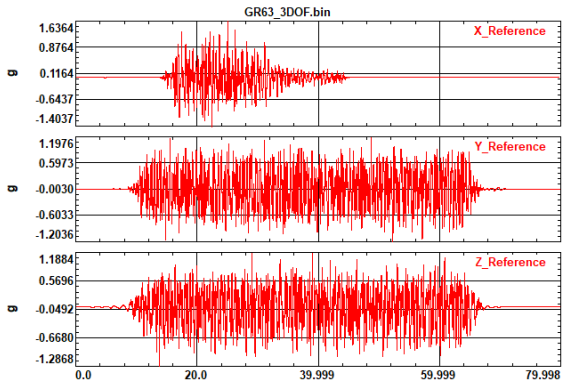
GR-63-Core 為主流網路設備構建系統(Network Equipment-Building System, NEBS)測試規範，其中 4.4.1 節與 5.4.1 節詳述地震環境測試方法與耐震準則(Telcordia Technologies Inc. 2017)，依據美國震度區劃，將需求反應譜(Required Response Spectrum, RRS)分為 Zone 1 至 Zone 4 四級，其樓板加速度反應譜值如表二所示。

表二、樓板加速度反應譜值(g)

Freq. (Hz)	0.3	0.6	1	2	5	15	50
Zone 1 & 2	0.2	2.0	-	-	2.0	0.6	0.6
Zone 3	0.2	2.0	3.0	-	3.0	1.0	1.0
Zone 4	0.2	2.0	-	5.0	5.0	1.6	1.6

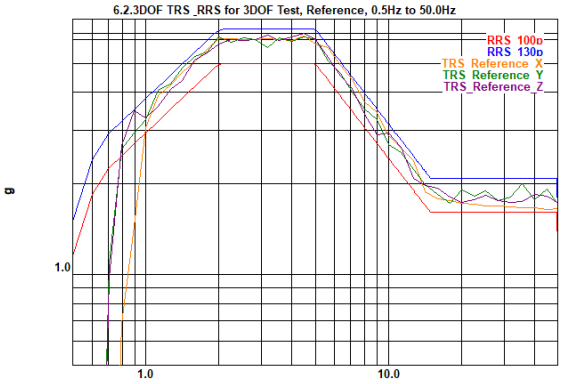
為驗證 MAST 系統之性能，本文以 GR-63-CORE Zone 4 標準進行測試。規範要求以振動台重現測試波時，需以加速規量測檯面運動，則其 2%阻尼比試驗反應譜(Test Response Spectrum, TRS)，於 1 至 50 Hz 範圍內指定頻率點上，不可低於 RRS，但 1 至 7 Hz 範圍內建議不超過 RRS 之 1.3 倍。

圖五中 X 向測試波為 GR-63-CORE 規範所提供之既定震波、Y 及 Z 向則是本計畫產生之人工地震，則輸入訊號所模擬之 2%阻尼比反應譜如圖六所示，顯示輸入訊號符合與 RRS 相符之要求。

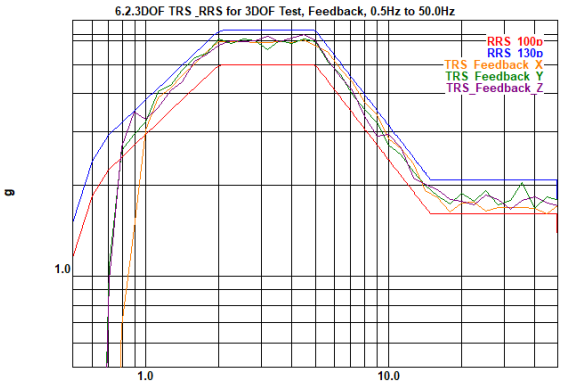


圖五、GR-63-CORE Zone 4 測試波。

由前述頻率轉換函數可知，MAST 系統於工作頻率區間，皆能有效將控制訊號重現為檯面運動，圖七為滿載狀態下，三軸向檯面運動量測值所得之 TRS，亦皆符合規範要求，故 MAST 系統足敷執行此類非結構物耐震性能測試。



圖六、三軸向測試波輸入訊號之 2%阻尼比反應譜。



圖七、三軸向檯面運動量測值之 TRS。

六、結論與展望

為進行風機關鍵零組件測試與驗證，本計畫於臺南實驗室建立 MAST 動態測試系統，其性能經測試驗證，可達致設備或關鍵零組件動態測試之目的。

未來期可結合沙崙智慧綠能科學城、相關領域學術機構或業者，凝聚研究與測試能量，成為產、官、學三位一體之風機研發基地。

參考文獻

1. Stewart, D. “A Platform with Six Degrees of Freedom”. Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, June, 1965, 180(1), pp. 371–386.
2. Telcordia Technologies Inc., “NEBS Requirements: Physical Protection”, GR-63-CORE Issue 5, 2017.

複合式地震速報服務

古孟晃[1]　林沛暘[2]

摘 要

本計畫目的為發展地震報產業，預計以校園複合式地震速報系統為基礎，強化基礎建設、建置多元警報通信管道、協同國內產業進行速報應用開發、建構示範案例教育市場、整合上中下游技術、協助產業整合並逐步海外輸出。108 年計畫之主要目的在於開拓複合式地震速報之應用，以及防災產業的推廣。藉由多元的複合式地震速報應用開發、示範例建置，吸引國內廠商依同合作開發防災產業。與產業界合作交流，以多元的複合式地震速報資訊的實質應用方式，規劃與建立複合式地震速報平台的維運機制，並依據市場發展模式，建立複合式地震速報的商業營運模式。藉由本期的計畫，吸引國內廠商共同開發複合式地震速報之相關防災產業應用，打開國內防災產業市場，最後結合國內相關產業一同將複合式地震速報服務輸出海外。

關鍵詞：地震速報、監測、防災應用

一、前言

本計畫擬解決地震速報產業發展的問題，包含地震速報預警時間不足、建置費用過高、地震速報應用面狹隘、產業沒有串連等。國震中心建立了一個完整的複合式地震速報應用案例。因此本計畫的目標以複合式地震速報系統為基礎，強化基礎建設、建置多元警報通信管道、協同國內產業進行速報應用開發、建構示範例教育市場、整合上中下游技術、協助產業整合並逐步海外輸出。本計畫，預期成效如下：

(1) 提供使用者整合現地與區域型地震速報，可以有效縮短地震警報盲區，提供更快速、準確的地震警報。

(2) 建置複合式地震速報應用示範例。可以提供多元的地震防災應用服務(裝置、系統、服務)。

(3) 降低地震速報系統建置費用門檻。

(4) 增加使用者數量。

(5) 協助地震防災產業的快速發展。

此外，在協助產業發展面向上，本計畫透過地震速報平台，與民間共同開發並運用既有雲端服務與相關之速報應用示範，藉以開創地震速報應用的防災產業。最終也將與國內產業整合地震速報上中下游技術，一同進行海外輸出，擴大產業發展價值。

二、複合式地震速報應用開發

將複合式地震速報應用與業界廠商合作，提供民眾複合式地震速報居家體驗方案，包含可接收複合式地震速報、提供聲光警示以及震前關閉瓦斯的智慧家庭裝置；與設備商合作，將現地型地震預警系統運用至災區救難單位，未來會與消防相關救難單位合作運用。

三、複合式地震速報應用例建置

本計畫在完成現地型主站建置之後，希望將這套系統推廣運用出去，於 108 年

[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

度與不同單位合作，從不同場域環境、對象與適用需求，將複合式地震預警應用在各項場域。

(1) 社宅應用示範：與桃園市政府住宅發展處合作，在桃園市社會住宅（中路二號宅），做整體住宅警報規劃。在該區提供 222 個住宅內與 10 間辦公室有獨立地震速報聲光警示，以及住宅中兩房與三房住家內一套抗震餐桌椅，可以在震前提供警示，並提供安全避難空間。安裝後也與社會住宅住戶說明，當聽到地震預警警訊時，可以先行找耐震餐桌或安全避難處避難後，等地震結束在評估是否疏散到戶外，減少當下受傷的可能性。

(2) 大型展館應用示範：與國立體育大學合作，在常辦理大型活動的體大體育館，提供館內地震速報聲光警示，以及震後自動疏散導引。因考量過去大型展館只對於火警有做疏散，地震也常常是突發事件，也應該加入完整的提示與震後疏散指引，才能快速的將民眾引導致外頭安全區。

(3) 辦公室應用示範：與台南市政府秘書處、高雄市苓雅區公所合作，在辦公室注入複合式地震速報訊息與應用。該兩處皆提供地震速報聲光警示於震前警示，考量台南市政府秘書處因辦公場域較舊，提供抗震 OA 辦公家具，當地震警示響起立即有安全避難空間；高雄市苓雅區公所則結合電子看板推播訊息，平時提供民生訊息，收到地震警訊也立即透過電子看板插播警訊提示避難，與加上視訊系統，可以災後快速與底下鄰里聯繫，直接知道當地狀況。

(4) 醫院示範案例：與台大醫院雲林分院與虎尾分院合作，提供專用現地型與複合式地震速報，並於手術室與急診室提供專門的地震燈光警示。

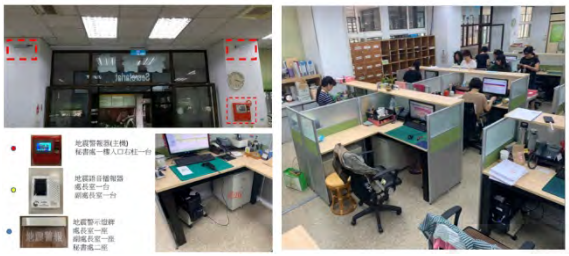
(5) 高階園區應用示範：與交通大學合作，以校園六棟建築之結構安全監測以及校園內多組聯防的地震速報系統，未來可以做為提供科學園區廠商地震速報高階應用示範。

(6) 幼兒園示範案例：與高雄市前金幼兒園合作，結合學校電子看板多媒體資訊，另外在各教室加上地震速報聲光警示，將地震預警防災概念向下扎根。

(7) 居家體驗方案：將地震預警讓民眾直接與居家鏈結，提供短期合作居家體驗方案，將地震預警至於願意體驗合作的一般用戶，提供燈光、聲音，部份用戶加上瓦斯遮斷等相關功能。預期透過此方案可以讓民眾直接體驗地震預警系統帶來的自動化設備，回饋體驗後的意見作為未來修正更貼近消費者需求。

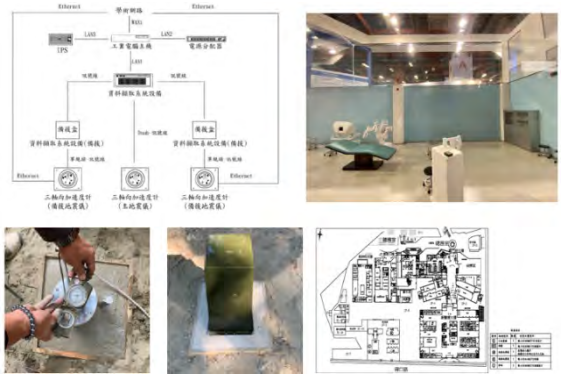
圖一 桃園社會公宅設備與耐震餐桌

圖二 體育館警報與疏散指引



圖三 台南市政府秘書處結合耐震 OA 家具之辦公室應用示範

圖四 高雄市苓雅區公所電子看板與視訊討論之辦公室應用示範



圖五 醫院示範案例

圖六：交大高階園區示範案例

四、地震速報平台維運

本計畫將依據產業需求，規劃多元的地震速報後端應用。依據國家地工程研究中心過去在地震速報業務推展的經驗、防災產業的建議以及國外相關參考案例，規劃複合式地震速報平台轉發對象。其中模組化通訊協定，主要透過公開的傳輸介面與協定，開放給設備商等國內業者，開發複合式地震速報資訊接收模組，透過 IoT 物聯網的方式，結合物流業的管理系統、廠房的生產線物聯網、警消醫療的 IoT 連控機制，自動化的將警報資訊，依據預估地震的大小，做分級、即時的連線控制。此外也透過開放網際網路通訊協定的方式，藉由業者自有的客戶服務網絡，直接提供地震速報、以及相關減災控制服務。如此也可以大幅減低平台的連線負荷，提升平台的營運效率與效益。

五、地震防災產業推廣

(1) 展演活動：為提供更多的機會與民眾和廠商接觸，舉辦六場展演活動，從中央氣象局局慶、宜蘭蘭陽博物館-震守家園-民生物聯網地震主題展、國震中心抗震週、與 NCDR 和消防署合作之高雄科工館-報吼恁先災、到國研院未來科技展以及資訊月，透過多場次不同主題類型展覽進行複合式地震速報防災產業推廣，總參與人次超過 3 萬人次。

(2) 地震速報產業說明會：於三月與十二月舉辦兩次複合式地震速報產業說明會，與業界交流，促進複合式地震速報產業應用。

(3) 地震體驗車：一台內有六軸向地震體驗平台之低底盤體驗車，結合影片、居家連動和可調整的地震震動，模擬不同地震時在家中從地震發生前中後

狀態，讓民眾透過影像與體感去知道地震預警對居家安全與智慧家居帶來的便利。預期之後到各縣市去提供地震體驗，讓民眾更了解地震預警對生活的重要性。

圖七 中央氣象局局慶展示

圖八 蘭陽博物館展示

圖九 科工館展示

圖十 未來科技展展示

鋼筋混凝土橋柱之容量位移雙反應譜

王柄雄[1]　張國鎮[2]　歐昱辰[2]

摘 要

本研究提出一套容量位移反應譜(Capacity-based inelastic displacement spectra)，其係由一個非彈性位移比 C_R 反應譜與一個相應之損傷指標 DI 反應譜所構成之雙反應譜(Dual spectra)，可用於鋼筋混凝土橋梁之耐震性能設計與評估。反應譜之建置係藉由一個功能強大的平滑型遲滯模型，可考慮不同橋柱設計參數之影響，並分別就遠域及近斷層地震進行單自由度系統之非線性動力歷時分析而得。本研究證實在任何的位移加載歷程下，Park and Ang 所提出之損傷指標不但可用來準確地預測橋柱的強度衰減時機，更可作為評估橋柱真實可視破壞狀態的良好指標，進而得到較佳的橋梁耐震性能評估結果。採用近斷地震所計算之 C_R 反應譜顯示，當速度脈衝之週期範圍從 NF1(T_p = 0.5s~2.5s)增長到 NF2(T_p = 2.5s~5.5s)時，平均位移比 C_R 及相應之損傷指數 DI 反應譜之反應譜數值也會隨之漸增；相較之下，在 T_n < 1.5s 時，反應譜數值在 NF2(T_p = 2.5s~5.5s)和 NF3(T_p = 5.5s~10.5s)之間並無太大的差異，但在此之後，NF3 的反應譜數值會隨著 T_n 增加而有顯著的上升，而相應之 NF2 曲線則是隨著 T_n 增加而持續下降。此外，分析結果顯示近斷層地震會較遠域地震產生明顯較大的 C_R 及 DI 值，且當相對強度比 R = 5.0 時，大部分本研究所考量之設計方案皆無法承受所考慮之近斷層地震的侵襲。

關鍵詞：反應譜、非彈性位移比、損傷指標、近斷層地震

一、前言

綜觀現有新建或既有橋梁的耐震能力評估方法，可依橋梁的地震危害度、規則與否、複雜性及重要性而有許多不同選擇。美國聯邦公路管理局(Federal Highway Administration, FHWA)於 2006 年所出版的高速公路橋梁耐震補強手冊中，針對高地震威脅地區的橋梁提供三種主要的耐震能力評估方法，而此三種方法亦大致涵蓋了現存主要的耐震評估方法，分別為簡化之容量震譜法(D1 方法)、結構容量/需求法(D2 方法)、非線性動力歷時分析法(E 方法)。美國州公路與運輸官員協會(American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO)於 2011 年出版的 LRFD 橋梁耐震設計指引就高地震威脅之橋梁提供類似於上述補強手冊之評估方法，惟不包含 D1 方法。此外，原本 D1 方法中的修正係數 R_d 為強度折減係數及結構週期的函數，在此 AASHTO 保留相同的函數形式但將強度折減係數改為結構之位移韌性需求，並用此修改後之 R_d 來修正 D2 方法中的結構彈性位移需求，以反應等位移原理於短週期時會低估非彈性位移的情況。美國加州運輸部(California Department of Transportation, Caltrans)於 2013 年出版的耐震設計準則是提供類似於上述 AASHTO 的評估方法，主要的差別在於結構彈性計算位移不再乘以 R_d 修正係數，但稍後在 2016 年出版的鋼橋耐震設計規範中則又重新拿回 AASHTO 的 R_d 修正係數。在歐洲方面，歐洲準則(Eurocode 8)在 2005 出版的橋梁耐震設計規範中則是採用 FHWA 於 D1 方法中相同的修正係數 R_d 來評估橋梁的非彈性位移需求。由上述回顧可發現，現行歐美橋梁耐震能力評估方式皆朝向早期 FEMA 273 (1997)所提出的位移係數法。

[1] 國家地震工程研究中心助理技術師
[2] 國立台灣大學土木工程學系教授

位移係數法中最關鍵的部分即為位移係數，亦或是上述的修正係數 R_d，或本文後續所稱的非彈性位移比，而透過此非彈性位移比可由彈性分析所求得的最大位移來近似推求結構之最大非彈性位移需求。一般而言，非彈性位移比乃採用一系列之地震紀錄，進行單自由度系統之非線性動力歷時分析所推求而得的統計分析結果，文獻上有許多學者投入相關的研究，並提出各自的非彈性位移比公式。本文作者近年發展一套功能強大且先進之平滑型遲滯模型，可精確的模擬鋼筋混凝土橋柱的遲滯衰減行為，包括強度衰減、勁度折減、束縮行為及鋼筋混凝土構件特有的加卸載路徑相依特性，亦可確切反應不同橋柱設計參數對上述遲滯衰減行為的影響。其中，本研究證實在任何的位移加載歷程下，Park and Ang(1985)所提出之損傷指標不但可用來準確地預測橋柱的強度衰減時機，更可作為評估橋柱真實可視破壞狀態的良好指標，進而得到較佳的橋梁耐震性能評估結果。

本研究採用此新發展的平滑型遲滯模型，進行一系列單自由度系統之非線性動力歷時分析，並以統計分析方法建立鋼筋混凝土橋柱之非彈性位移比與相應之損傷指標反應譜，亦即本文所稱之容量位移雙反應譜。考量近斷層地震特有的速度脈衝效應，在反應譜的建置上區分為遠域及近斷層地震兩大類別，以藉此評估及比較不同震源特性對橋柱位移需求與損傷程度的影響。此外，本研究以所建置的反應譜來檢核文獻上著名的非彈性位移比公式的適用性，並採用非線性迴歸方法，分別就遠域及近斷層地震提出相應之容量位移反應譜公式，以綜合考慮結構週期、相對強度比(或強度折減係數)及不同橋柱設計參數之影響。

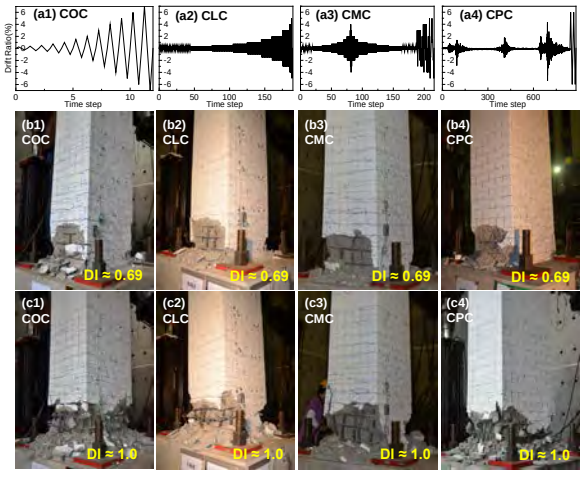
二、平滑型遲滯模型

本研究採用 Wang et al. (2017)所提出的平滑型遲滯模型來進行建置容量位移反應譜所需之單自由度系統非線性動力歷時分析，該平滑型遲滯模型係建構於著名的包溫模型(Bouc-Wen model, 1976)的基礎上，但加入重大的修正以考慮鋼筋混凝土構件特有的損傷累積與加載路徑相依性等遲滯規則。在強度衰減的模擬方面，此模型採用 Park and Ang (1985)所提出如式(1)之損傷指標(Damage Index, DI)來評估強度衰減的時機，並定義橋柱的損傷指標累積超過特定的臨界值(DI_o)後，才會開始啟動強度衰減。

$$DI = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \lambda \frac{\int dE}{F_y \delta_u} \qquad (1)$$

其中，δ_m 為橋柱於往復荷載下所歷經的最大位移；δ_u 為橋柱於單向荷載下之最大位移容量；$\int dE$ 為往復荷載下所累積的遲滯能量消散；F_y 為橋柱之降伏強度(在此為最大強度)；而 λ 則為考慮累積能量消散所造能損傷之影響參數，可由橋柱試體之強度衰減至 80%最大強度時的極限狀態(亦即相應之損傷指標定義為 DI=1.0)計算而得。

研究證實在任何的位移加載歷程下，損傷指標 DI 皆可準確地預測橋柱試體開始發生強度衰減的時機。此外，由圖一所示四座相同設計之橋柱試體在不同反復加載歷程下之損傷指標與實際破壞情況比對可發現，即便四座試體承受相當大差異之加載歷程，但在相同的損傷指標 DI 下(DI=0.69 或 DI=1.0)，皆可對應到非常相似的實際破壞狀態。故損傷指標可做為評估橋柱性能狀態的良好指標。



圖一 四座相同設計之橋柱試體在不同反復加載歷程下之損傷指標與實際破壞情況比對

三、不同橋柱設計參數之模型識別

為考慮鋼筋混凝土橋柱不同設計參數對其遲滯衰減行為之影響，及其對於依非線性動力歷時分析所建置之容量位移反應譜所造成之影響，首先需就不同設計參數之橋柱試驗結果進行參數識別的工作。本研究挑選出四個鋼筋混凝土橋柱之重要參數，包括橋柱之縱向鋼筋比、橫向鋼筋比、高寬比(或剪力跨徑比)及軸力比，而相關試驗資料主要由泛太平洋地震工程研究中心(PEER, 2003)之結構性能試驗資料庫及國家地震工程研究中心(NCREE)之橋梁試驗資料庫中篩選而得。針對每筆橋柱試驗資料，相應於不同衰減特性之模型參數皆可藉由該模型所提供的識別方法(Wang et al., 2017)求得，而藉此也可量化不同橋柱設計參數對各項衰減特性的影響。

四、容量位移反應譜建置

本研究所提出的容量位移反應譜乃由一非彈性位移比反應譜與一相應之損傷指標反應譜，共同組成一雙反應譜，不但可用來評估結構物在所考慮地震作用下之非彈性位移需求，還可得知相應之損傷狀態。而本研究之非彈性位移比反應譜屬於固定強度(Constant strength)，其定義如下：

$$C_R = \frac{\Delta_{inelastic}}{\Delta_{elastic}} \quad (2)$$

其中，$\Delta_{inelastic}$為單自由度非彈性系統考慮 5%之黏性阻尼比及降伏強度 F_y，在所考慮地震作用下之最大非彈性位移，而$\Delta_{elastic}$則為相應彈性系統考慮相同結構基本週期 T_n與承受相同地震作用下之最大彈性位移。

此處非彈性位移比符號C_R之下標 R 係用於標識該位移比為基於固定強度所建立。而結構系統的側向強度乃由一相對強度比 R(或強度折減係數)加以描述，其定如下：

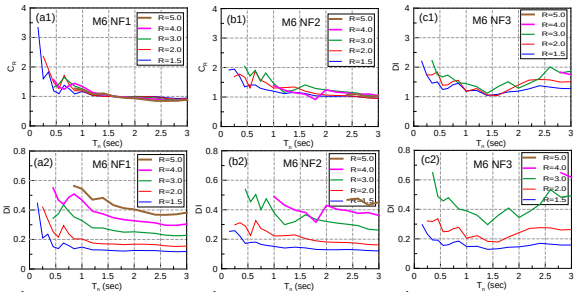
$$R = \frac{mS_a}{F_y} \quad (3)$$

其中，m 為結構系統之質量；而 S_a為彈性譜加速度。

本研究所採用之地震歷時記錄係由太平洋地震工程研究中心之地震歷時資料庫(PEER, 2013)中所挑選而得，包含 30 筆遠域及 45 筆近斷層地震記錄，共採用 75 筆地震歷時記錄。遠域地震記錄依 NEHRP 地盤分類(2004)等級 C (標示為 FFC)及 D (標示為 FFD)兩類。另外 45 筆具速度脈衝特性之近斷層地震記錄則是依據脈衝週期(T_p)的大小被分別歸類為三種不同的脈衝週期範圍，NF1(0.5s~2.5s)、NF2(2.5s~5.5s)和 NF3(5.5s~10.5s)。每筆近斷層記錄之脈衝週期(T_p)亦取自 PEER 地震歷時資料庫，其係由 Baker (2007)所提出的小波分析方法計算而得。

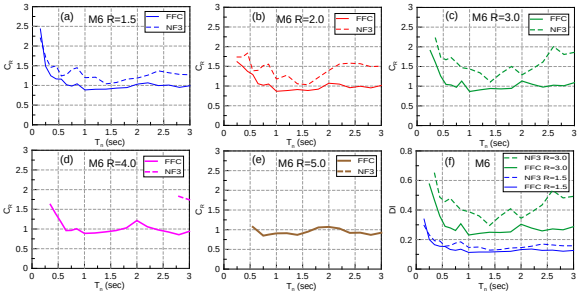
由 30 筆遠域及 45 筆近斷層地震歷時記錄所分別求得之容量位移雙反應譜，係分別採用 9 個不同的遲滯模型所建置而成，以探討不同震源特性、橋柱設計參數及遲滯模型種類之影響。其中，M6 模型可視為實務上多數橋柱設計參數之代表，故本文採用其分析結果來說明平滑型遲滯模型之反應譜特性。

圖二為考慮近斷層三種不同脈衝週期且採用 M6 模型所計算之平均位移比 C_R及相應之損傷指數 DI 反應譜。圖中可以明顯看到，當速度脈衝之週期範圍從 NF1(0.5s~2.5s)增長到 NF2(2.5s~5.5s)時，平均位移比 C_R及相應之損傷指數 DI 反應譜之反應譜數值也會隨之漸增；相較之下，在 T_n < 1.5s 時，反應譜數值在 NF2(2.5s~5.5s)和 NF3(5.5s~10.5s)之間並無太大的差異，但在此之後，NF3 的反應譜數值會隨著 T_n增加而有顯著的上升，而相應之 NF2 曲線則是隨著 T_n增加而持續下降。另外，當相對強度比 R = 5.0 時，幾乎所有計畫裡所使用的設計模型都無法承受近斷層地震類別 NF3 的侵襲。



圖二 近斷層地震之平均非彈性位移比 C_R 及相應之損傷指標 DI 反應譜比較

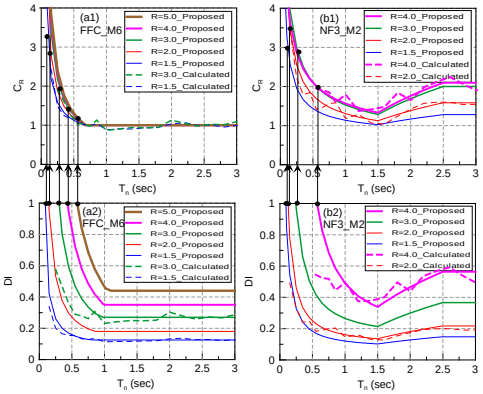
為了探討近斷層地震的影響，圖三比較平均位移比 C_R 及相應之損傷指數 DI 反應譜在近斷層及遠域地震下的差異。從圖中可以清楚看出近斷層地震之平均位移比 CR 及相應之損傷指數 DI 反應譜皆會大於相應之遠域地震反應譜值，並且兩者之間的差異會隨著相對強度比 R 的增加而增加。故對於近斷層附近之橋梁，其耐震設計及評估需要更加注意謹慎，即便是週期較長之橋梁也不例外。



圖三 遠域(FFC)與近斷層地震(NF3)之容量位移雙反應譜比較

五、容量位移雙反應譜公式

考量 FHWA (2006)所提供的非彈性位移比 CR 公式可良好的預測本研究針對遠域地震所計算之 CR 反應譜結果，故本研究將會以該 CR 公式的函數型式為基礎，提出一套非彈性位移比 CR 及相應之損傷指標 DI 之反應譜公式，並將之擴展至近斷層地震之應用。圖四可說明本研究用來決定不同反應譜參數組合之臨界週期的方法。首先在損傷指標 DI 反應譜上相應不同相對強度比 R 之 DI 曲線和 DI = 1.0 之水平軸相交的點即為此臨界週期，而由此交點再垂直往上延伸至與 C_R 曲線的交點即為 C_R 反應譜可使用之界限。但需注意真正所計算的反應譜在臨界週期時的結構破壞機率僅為 20%，其平均之損傷指標尚未達 1.0，故此方法會在臨界週期附近造成高估損傷指標的情況。然而因其影響範圍不太，且可用以強調愈接近臨界週期會有較嚴重損傷的趨勢，所以可視為一權宜的方式。最後，透過所計算反應譜結果之非線性迴歸分析，可建立分別相應於遠域及近斷層地震之非彈位移比 C_R 與損傷指數 DI 反應譜公式。詳細之反應譜公式可參考 Wang et al.(2019)。



圖四 非彈性位移比 C_R 與相應之損傷指標 DI 反應譜公式圖例

五、結論

本研究提出一套容量位移反應譜(Capacity-based inelastic displacement spectra)，其係由一個非彈性位移比 C_R 反應譜與一個相應之損傷指標 DI 反應譜所構成之雙反應譜(Dual spectra)，可用於鋼筋混凝土橋梁之耐震性能設計與評估。

參考文獻

1. Ping-Hsiung Wang, Yu-Chen Ou, Kuo-Chun Chang (2017). A New Smooth Hysteretic Model for Ductile Flexural-dominated Reinforced Concrete Bridge Columns. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 46: 2237-2259.
2. Ping-Hsiung Wang, Kuo-Chun Chang, Yu-Chen Ou (2019). Capacity-Based Inelastic Displacement Spectra for Reinforced Concrete Bridge Columns. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 48(14): 1536-1555.

壓電調諧質量阻尼器應用於人行橋

鍾立來[1] 鄧彥甫[3]賴勇安[2] 周維岑[4]

摘 要

人行橋在設計上大多需考量到與周遭環境的搭配是否相容及具美觀性，因此多有輕質、大跨度的趨勢，而有低振頻、低阻尼的行為特徵。較低的結構頻率易與人行外力產生共振，而有明顯振動反應。若經評估後，不符合舒適度之要求，需透過減振手法，降低振動反應。在不更動原先之外型設計下，調諧式質量阻尼器(Tuned Mass Damper,TMD)，為一有效降低共振反應之裝置。傳統之調諧式質量阻尼器，雖能有效降低結構的振動量，但在環保備受重視，且能源需求持續提高的狀況下，本文章欲探討如何在降低結構震動的同時，亦能將震動之能量收集再加以利用，故提出「壓電調諧質量阻尼器(Piezoelectric Tuned Mass Damper, Piezo-TMD)」，以壓電材料將機械振動能轉為電能，再進行能量擷取。

關鍵詞：人行橋、壓電調諧質量阻尼器、能量擷取

一、人行外力及舒適度規範

Bachmann and Ammann(1987)提出人行外力之外力頻率落於 1.6 赫茲與 2.4 赫茲之間。因外型設計之考量，人行橋輕質、大跨度的特性使之結構頻率較低，容易落在人行外力之頻率範圍中。根據 Setra/AFGC 提出之垂直振動的舒適度等級，以垂直向加速度為依據，分為四個等級，當加速度大於 2.5 m/s^{2}即被列為第四個等級:不可接受。為減低人行橋的振動反應，在人行橋上加裝調諧質量阻尼器(TMD)或加勁人行橋為常見的減振方式，以讓結構有更良好的舒適度及安全性，而在維持原人行橋的外型設計的考量下，本文選用 TMD 作為減振方式。TMD 的減振原理是在欲控制的結構物上，加裝具有質量、阻尼及勁度的次結構系統。其中質量塊和彈簧勁度需被調整使 TMD 頻率與主結構頻率相近。主結構之振動反應，將會連帶 TMD 隨之振動，進而將主結構部分的振動能量轉移至 TMD 系統上，並加以消散，降低主結構的振動反應，達到結構控制之效果。

Defined comfort classes with limit acceleration ranges				
	Acceleration ranges (m/s^2)			
	0 0.5	1.0	2.5	(m/s^2)
Class 1	Max			
Class 2		Mean		
Class 3			Min	
Class 4				Unacceptable

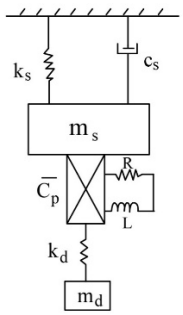
圖一 人行橋舒適度等級(Sétra/AFGC)

二、壓電調諧質量阻尼器設計

在環保備受重視，且能源需求持續提高的狀況下，許多學者、工程師提出將壓電材料應用於 TMD，利用壓電材料能將機械振動能轉為電能之特性，使原在傳統 TMD 上被消散之振動能，能有辦法被擷取。本文提出之「壓電調諧質量阻尼器(Piezoelectric Tuned Mass Damper, Piezo-TMD)」模型，沒有加裝黏滯阻尼器，而是將壓電材料與彈簧串聯，如圖二，不使用並聯的原因是希望傳遞的立可經過壓電材料，以擷取更多能量，串聯彈簧可調整 Piezo-TMD 之頻率。在電路中，將電阻 R 與電感 L 與壓電材料連接。將此模型系統加裝於一簡化之單自由度結構，除了運動方程式外，Piezo-TMD 另有電路方程式，因此

[1] 國立台灣大學土木工程學系教授
[2] 國立中央大學土木工程學系教授
[3] 國立台灣大學土木工程學系結構組研究生
[4] 國立台灣大學土木工程學系結構組碩士

機械之自然頻率與電路之振盪頻率皆需與主結構頻率調諧。



圖二 本文 Piezo-TMD 模型

本文之 Piezo-TMD 以「能量擷取的平均功率最大化」作為設計目標，以使電路功率的 H_2-norm 最大化作，求取 Piezo-TMD 之最佳設計參數，並提出 Piezo-TMD 之設計程序。

(1) 找出結構參數(垂直向振動)，包含模態質量 m_s、模態頻率 ω_s、結構阻尼比 ζ_s。

(2) 初步決定 Piezo-TMD 之質量比 R_m，以及單一壓電材料之勁度 k、寄生電容 C 與力電耦合係數 Θ。

(3) 決定質量比 R_m 與結構阻尼比 ζ_s 後，透過最佳化求得四個無因次參數壓電因子 α、勁度因子 α_p、電感因子 a_L、電阻因子 a_R。

(4) 利用質量比 R_m 與結構阻尼比 ζ_s，由結構位移均方最小化為目標可得傳統 TMD 最佳頻率比 R_f^{opt}，計算傳統 TMD 之勁度 $k_{d,conv}$。

(5) 利用 $\overline{k}_p = \alpha_p k_{d,conv}$ 得到 Piezo-TMD 之有效勁度。

(6) 假設單一層之壓電材料塊數量 $o^{(0)}=1$，計算壓電材料塊之總層數 $n=\dfrac{oCk^2+\Theta^2 ok}{\Theta^2\overline{k}_p(\alpha+1)}$，$n$ 取最接近整數。

(7) 計算 Piezo-TMD 之彈簧勁度 $k_d=\dfrac{o\overline{k}_p k}{ok-n\overline{k}_p}$。

(8) 將 o 及 n 代入 $\overline{C}_p = onC+\dfrac{n\Theta^2(ok-n\overline{k}_p)}{k^2}$，得到 Piezo-TMD 之寄生電容 $\overline{C}_p$。

(9) 將 $\overline{k}_p$、$\overline{C}_p$ 和 α 代入 $\overline{\Theta}_p=\sqrt{\overline{C}_p\overline{k}_p/\alpha}$，得到 Piezo-TMD 之力電耦合係數 $\overline{\Theta}_p$。

(10) 由 $L=\alpha_L/\left(\overline{C}_p\omega_s^2\right)$，得到電感 L。

(11) 由 $R=\alpha_R/\left(\overline{C}_p\omega_s\right)$，得到電阻 R。

經過檢驗後，若壓電材料最大應變 $\varepsilon_{\max}$ 超過容許應變 ε_a，則需選取較大之 o 值，重新設計、分析。

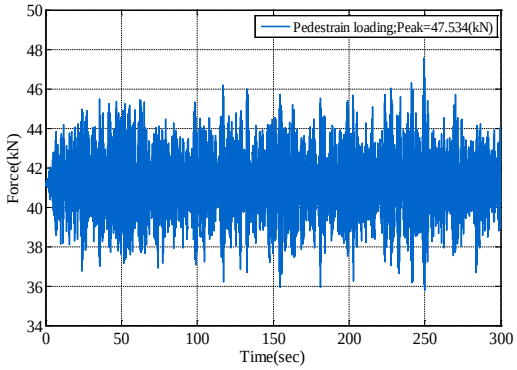
三、人行橋安裝 Piezo-TMD 案例

本文案例為位於新北市法鼓文理學院的大願橋，總跨距約為 110.0 公尺，寬度為 3.0 公尺，且因存在垂直向的振動問題而加裝 TMD，並於 2016 年 4 月正式啟用。

大願橋的垂直向振動頻率為 2.32Hz，恰好落於人行垂直向踏步頻率 1.6~2.4Hz 之間，有因共振而產生過大振動反應的疑慮。在分析中，將大願橋簡化為一單自由度結構，垂直向第一模態自然頻率 $f_s=2.32\text{Hz}$，將加速度反應最大處，即橋跨中央之模態分量正規化為 1，可得模態質量 $m_s=21350\text{kg}$，勁度 $k_s=4.537\times10^6\text{N/m}$，結構阻尼比取 $\zeta_s=0.01$，可得阻尼係數 $c_s=6.2244\times10^3\text{N-s/m}$。

單一人的人行外力為一周期性外力，根據研究統計，人行走的頻率分布可以平均值 2.0 Hz，標準差 0.12 Hz 的高斯常態

分佈(Gaussian distribution)表示，行人間相位為$-\pi \sim \pi$之均勻分布。將單一行人外力，以上述分布隨機選取，假設每平方公尺一人的行人密度，所得之合力，均勻加載於各節點，分析中將各節點外力模態向量化，產生作用於單自由度結構上的外力，如圖三。



圖三 作用於單自由結構之人行外力

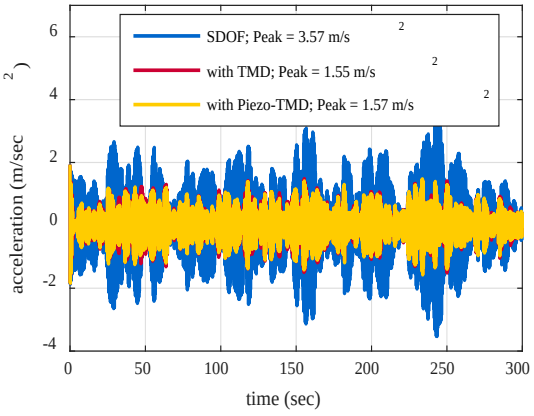
當外力施加於單自由度結構系統，其最大位移與加速度，分別為 2.57 cm 和 3.575 m/sec^2，如圖四。根據 Setra/AFGC 舒適度等級，此加速度已過大。考量到經濟性與舒適性，本文將第三等級舒適度(minimum comfort level)之中位數，1.75 m/sec^{2}設為設計之極限加速度。

根據上述之 Piezo-TMD 設計程序，依工程經驗與判斷將質量比 R_m 訂為 0.0125，得到質量塊之質量為 266.875 kg。由結構阻尼比($\zeta_s = 0.01$)及質量比，即可由最佳化(能量擷取平均最大化為目標)得到四個 Piezo-TMD 無因次設計參數。以單層一塊壓電塊為初始設計，並檢核壓電塊的應變是否超出容許值，最終以單層 2 塊共 127 層之壓電塊完成設計，其設計參數列於表一。

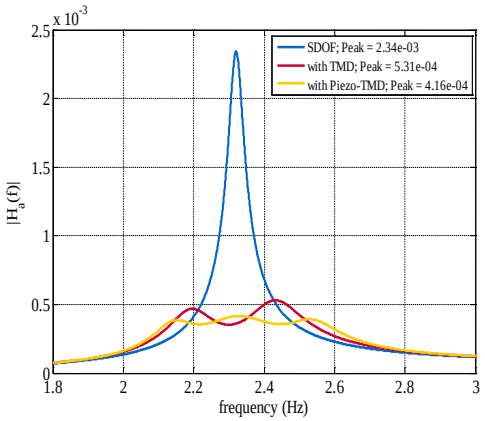
TMD 與結構值量比 R_m	0.0125
TMD 質量 m_d	266.875kg
壓電塊數量 $o \times n$	2×127
Piezo-TMD 有效勁度 $\bar{k}_p$	5.5918×10^4 N/m
Piezo-TMD 寄生電容 $\bar{C}_p$	6.9718×10^{-4} F
Piezo-TMD 力電耦合係數 $\bar{\Theta}_p$	1.0290N/V
串聯彈簧勁度 k_d	5.9565×10^4 N/m
電阻 R	19.0473Ohm
電感 L	6.4987H

表一 Piezo-TMD 設計參數

將 Piezo-TMD 安裝於簡化之單自由度結構，並與安裝傳統 TMD、未安裝減震裝置之結構比較。在隨機人行外力下，結構加速度歷時顯示，加裝傳統 TMD 與 Piezo-TMD 之結構加速度都具相似之減震效果，其最大加速度分別降至 1.55 m/s^{2}及 1.57 m/s^2，皆小於極限設計加速度 1.75 m/s^2。由圖五，加速度頻率反應函數之比較，可預測傳統及 Piezo-TMD 減震裝置在不同頻率外力下之減震效果，兩者在外力頻率接近結構頻率時，皆能有效降低反應，而圖中 Piezo-TMD 因相較傳統 TMD 多了一個電路頻率，因此可觀察到三個峰值。

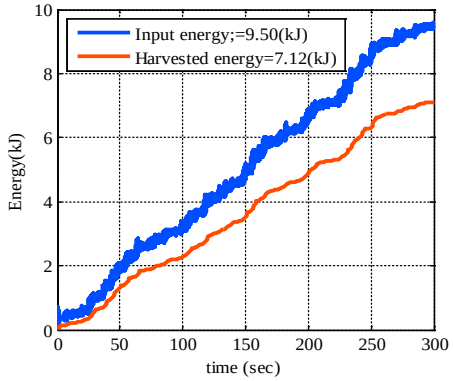


圖四 結構加速度歷時



圖五 加速度頻率反應函數

Piezo-TMD 相較於傳統 TMD 最大之差異是此減震裝置之能量擷取功能。不同於傳統 TMD 將結構震動能量消散，Piezo-TMD 藉由壓電材料，在降低結構系統之振動後，將結構振動能量轉為電能。本文案例中，輸入能量以結構速度與外力乘積對時間積分計算。擷取能量以電阻與電流平方乘機對時間積分，結果如圖六，300 秒內，在人行外力作用下，輸入之能量為 9.50 kJ，擷取能量 7.12 kJ，共擷取 74.95%的能量。傳統 TMD 案例中，輸入之能量為 9.10 kJ，阻尼器總消散能量為 7.22 kJ，79.34%的能量被消散。結果顯示，Piezo-TMD 能夠有效率的擷取傳統 TMD 所消散的振動能量。



圖六 Piezo-TMD 能量輸入與擷取

四、結論與展望

本文中，介紹了人行橋因共振問題而產生過大的垂直向振動，有別於使用傳統 TMD 減振，本文介紹了新型的 Piezo-TMD，在減震的同時，能利用壓電材料，將結構振動能量轉為電能。其中之設計流程提供給工程師做為參考。本文分析了 Piezo-TMD 應用於大願橋減震的表現案例，由結果可觀察到 Piezo-TMD 具有與傳統 TMD 相同的減振效果，除此之外，也能有效地擷取能量。目前 Piezo-TMD 尚未有足夠的實驗驗證，且擷取能量的利用及穩定性仍需更多研究，可藉由實際設計及製造 Piezo-TMD，並加裝於結構系統，以驗證此數值分析之結果，並其待能將 Piezo-TMD 應用於多種不同類型之結構。

參考文獻

1. Bachmann H., Ammann W., “Vibrations in structures: induced by man and machines”, Structural Engineering Documents, Volume 3, International Association for Bridge and Structural Engineering, (1987).
2. Sétra/AFGC, “Footbridges – Assessment of vibrational behavior of footbridges under pedestrian loading”, Setra, (2006)
3. 鍾立來、吳賴雲、賴勇安、連冠華、黃旭輝，「以結構位移均方最小化作調諧質塊阻尼器之最佳設計」，結構工程，第二十六卷，第四期，第 31-57 頁(2011)。
4. 周維苓，「壓電調諧質量阻尼器之研究」，臺灣大學土木工程學系研究所學位論文(2018)

樓版剪力強度試驗應用於外加 RC 構架補強

陳俊鴻[1]、葉先峰[1]、賴昱志[1]、賴濤[1]、曾建創[1]、鍾立來[2]

摘 要

台灣目前廣泛使用之補強方法為擴柱補強、翼牆補強與剪力牆補強。若針對中高樓層建築物進行常見補強方式，恐會引起社會之反彈，原因在於常見之補強方式有共通不足處，即補強過程需將居民安置於他處，會大量增加社會之成本，故本研究針對台灣鮮少使用之外加 RC 構架補強方式作探討，可解決常見補強方法之不足處。

本研究之補強方法為透過樓版傳遞地震力，故樓版傳遞剪力強度之容量為研究主軸，透過本研究設計之樓版剪力強度試驗，確認在樓版寬跨比在 0.125 和 0.375 之間的條件下，其剪力強度僅與樓版總跨度有關、破壞模式為剪力破壞，並驗證利用規範作為樓版設計強度處於保守側。

關鍵詞：中高樓層建築物、外加 RC 構架補強、樓版剪力強度試驗

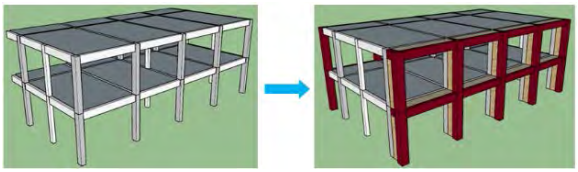
一、前言

台灣位於歐亞大陸板塊與太平洋板塊交接處，地震發生頻繁，自觀測紀錄以來已有多次毀滅性之大地震，造成居民生命財產的重大損失。921 大地震，全台灣有數千人死傷、數萬棟房屋損壞與倒塌。災後若針對半倒塌及有震損疑慮之建築物進行重建，不僅影響建築物正常使用功能，其所需工程施作時間以及經費唯恐難以預估與負擔。因此，應於不影響既有建築物功能前提下，針對有耐震能力不足或有疑慮之老舊建築物進行評估與補強，提升其耐震性能。

本研究針對台灣鮮少使用之補強方式，即外加 RC 構架補強作探討，該法可解決常見補強方法之不足處。為提升該補強方式之效益，於實際應用會加入剪力牆形成外加 RC 構架暨剪力牆補強，於此引發研究動機之一。

2016 年，賴昱志於《外加 RC 構架補強之試驗研究及其於公共建物之應用》，研究內容針對植筋樓版進行一系列探討，規劃樓版之剪力強度試驗，研究目的比較補強試體之樓版厚度差異與強度之關係。另外，研究驗證以「混凝土結構設計規範」作為樓版設計強度處於保守。研究最後以數個案例採用外加 RC 構架補強，驗證該補強確實能提升結構之耐震性能並且改善結構行為。但根據該研究之試驗佈置方式規劃一視為既有建築物既有梁之中間內梁利用樓版及固定於強力地板兩側的邊梁作連接，其方式恐增加額外之固定度，導致試驗結果可能高估試體強度之疑慮。因此本研究對於以規範作為樓版設計強度為保守之結論有所顧慮，故本期試驗將賴昱志之佈置改善，以不產生額外固定度之方式佈置，期能更貼近得樓版之剪力容量。本研究欲驗證樓版傳遞地震力與樓板破壞的機制，設計 3 座試體，藉此探討樓版於相同之跨度下，分成一片、兩片與三片樓版，其剪力強度是否相若，而後會以規範建議之設計強度值進行比較。

[1]國立台灣大學土木工程學系學生
[2]國立台灣大學土木工程學系教授



圖一 外加 RC 構架暨剪力牆補強立體示意圖

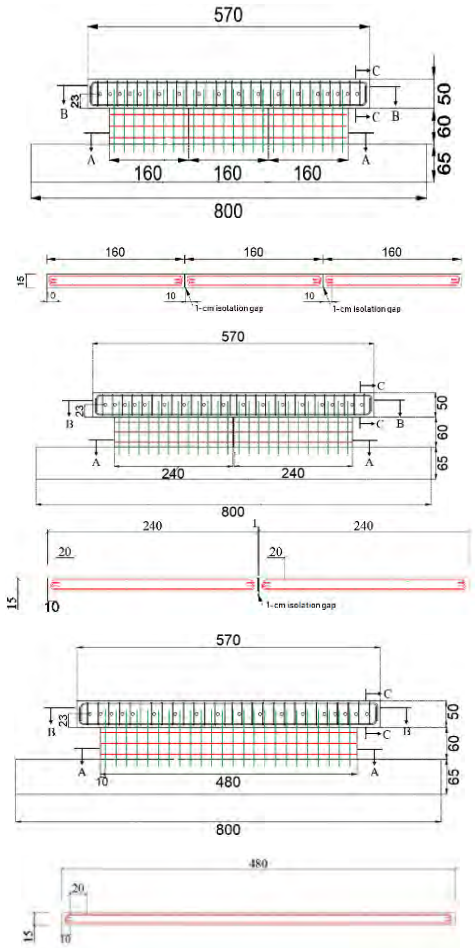
二、試體設計

本研究選擇樓版作為外加 RC 構架與既有構架之連接，故補強成敗，取決於既有構架受到地震力時，補強樓版能否將地震力完全傳遞至外加 RC 構架。倘若補強樓版率先發生破壞，無法順利將地震力完全傳遞至外加 RC 構架，則補強將無法發揮作用。試體之基礎模擬既有建築物既有梁，而 3 座試體之基礎設計尺寸皆採用長 800 cm、寬 140 cm、深 65 cm，混凝土設計抗壓強度為 175 kgf/cm^2，主筋#8 鋼筋，箍筋選用#4 鋼筋，箍筋間距為 20 cm 之配置，鋼筋設計降伏強度為 4200 kgf/cm^2。此外為避免試體於反覆側推試驗下，大側力使得試體滑移造成試驗的誤差與危險，於進行試驗前，利用螺桿以施加預力之方式將基礎固定於強力地板上。

樓版主筋以植筋方式與視為既有建築物既有梁之基礎連接，第一個試體 EFB-16 為版寬 60 cm、版厚 15 cm，三片長度均為 160 cm 之樓版，其具有兩道 1 cm 寬之隔離縫(內含保麗龍)連接三片樓版，樓版實際總長為 480cm；第二個試體 EFB-24 為版寬 60 cm、版厚 15 cm，兩片長度均為 240 cm 之樓版，兩樓版間以 1 cm 寬之隔離縫(內含保麗龍)作為間隔，其實際樓版總長仍為 480 cm；第三個試體 EFB-48 為版寬 60 cm、版厚 15 cm、版長 480 cm 之樓版，整片樓版均無隔離縫。因本試驗選用#3 鋼筋，植筋深度即為 10 cm，且植筋在 20 公分之間距下進行植筋拉拔試驗。

補強樓版之混凝土設計抗壓強度為 280 kgf/cm^2，鋼筋設計降伏強度為 2800 kgf/cm^2。樓板主筋是以植筋方式與基礎作連接，植筋深度採用業界慣用之「10 倍鋼筋直徑」作為參考，本研究選用#3 鋼筋，故植筋深度為 10 cm，另本研究事先將欲植筋部位的混凝土保護層打除，因此 10 cm 之植筋深度是從核心混凝土開始算起。

本研究之試體的梁被視為補強構架中的梁。由於試驗須將試體梁與施力鋼梁連接，故試體梁須預留孔位，便於施力鋼梁與試體梁透過螺桿以施加預力之方式鎖固接合，才能將水平油壓致動器施加之側向力透過摩擦力傳遞至試體中。設計試體梁之斷面尺寸為寬 50 cm、深 50 cm、長 570 cm，並以足夠之撓曲和剪力鋼筋配置，避免於側推試驗中發生破壞。由於試體梁須與樓板同時澆置混凝土，因此試體梁之混凝土設計抗壓強度同為 280 kgf/cm^2，鋼筋設計降伏強度為 2800 kgf/cm^2。



圖二 試體 EFB-16, 試體 EFB-24, 試體 EFB-48 之補強樓版配筋圖

三、試驗結果與討論

試體 EFB-16、試體 EFB-24、試體 EFB-48 側力位移曲線及包絡線關係如圖. 3 所示。由試驗結果，試體 EFB-16 之最大側力強度為 221.9 噸、試體 EFB-24 之最大側力強度為 222.2 噸、試體 EFB-48 之最大側力強度為 236.3 噸。由於試體 EFB-48 於試驗前預力加載稍有不慎導致有初始水平裂縫。隨著層間位移角逐漸增加至 1%時，樓版從橫腸版破壞模式逐漸轉變為剪力摩擦破壞模式。當層間位移角增加至 2%時，樓版裂縫形式完全由剪力摩擦破壞模式主控。由於試體 EFB-16 有兩道隔離縫，試體 EFB-24 有一道隔離縫，當裂縫發展遇到隔離縫即停止，表示隔離縫有抑制裂縫發展之效果，且於每片樓版之兩端有撓曲裂縫之產生。觀察試體 EFB-48 之破壞情形，由於預力加載稍有不慎，導致試驗前試體正面有 3 道水平裂縫(圖.四)。初始裂縫發展為橫腸版破壞模式，然剪力裂縫遇水平裂縫即停止發展。

從試驗結束照片觀察試體 EFB-16、試體 EFB-24(圖五)混凝土剝落位置集中於西側與中間樓板，推測與試驗進行的方向有關。當試體先受到向東的側向力作用，西側樓板為拉力側、東側樓板為壓力側；當試體再受到向西的側向力作用時，西側樓板變為壓力側、東側樓板變為拉力側。由於試體先受到向東的側向力作用，混凝土開裂會造成樓板等效面積減少，故當樓板再受到向西的側向力作用時，樓板抗側力強度會降低，導致西側樓板裂縫發展與混凝土剝落區域較多之現象。從試驗結束照片觀察試體 EFB-48(圖五)混凝土剝落位置集中於水平裂縫，表示初始水平裂縫生成，造成裂縫沿已形成之弱面發展。

從試驗觀察，驗證樓版於相同跨度下，不論樓版為無隔離縫、一道隔離縫或兩道隔離縫之形式，其破壞模式皆為剪力破壞主控，不因樓版之寬跨比不同而改變破壞模式。另一方面，從三座試體之慣性矩 I 差異甚大與剪力面積 A 相近之性質下，其試驗強度為相若之事實，亦間接驗證破壞模式為剪力破壞主控。

根據規範「混凝土結構設計規範」4.8.4 節，當剪力摩擦鋼筋與剪力面垂直時，剪力強度 V_n 可由公式(1)計算：

$$V_n = A_{vf} f_y \mu \le \min(0.2 f_c' A_c, 56 A_c) \quad (1)$$

其中，A_{vf} 為剪力摩擦鋼筋斷面積 (cm^2)，此處為垂直施力方向之鋼筋面積； f_y 為鋼筋之規定降伏強度 (kgf/cm^2)；μ 為摩擦係數，如表一所示；f_c' 為混凝土抗壓強度(kgf/cm^2)；

A_c 為混凝土斷面承受剪力傳遞之面積 (cm^2)；規範 4.8.5 節規定，式(1)計算之剪力強度需有上限，避免求得之剪力強度過高而趨不保守。根據規範「混凝土結構設計規範」15.9.7 節，橫腸版之剪力計算強度 V_n 應不超過公式(2)：

$$V_n = (0.53\sqrt{f_c'} + \rho_t f_y) A_{cv} \le 2.12\sqrt{f_c'} A_{cv} \quad (2)$$

其中，A_{cv} 為橫腸版的斷面積(cm^2)，此處為樓版與基礎交接處斷面積；ρ_t 為水平鋼筋比，即平行施力方向之長向鋼筋量與垂直施力方向之橫腸版斷面積的比值；規範「混凝土結構設計規範」15.9.7 節規定，式(2)之剪力計算強度需有上限，避免設計之版筋量太多而高估剪力計算強度的可能。

以上述兩種方式對三種試體進行分析，其剪力摩擦設計法分析之 V_n、橫腸版剪力計算強度分析之 V_n 以及與試驗值之比較，如表一所示。採用剪力摩擦設計法分析 V_n 會低估試體強度，因試驗強度與其分析強度的比值為 1.88~2，分析過於保守。採用橫腸版剪力計算強度分析 V_n，試驗強度與其分析強度的比值為 1.15~1.2，其值與試驗結果相近且保守。

表一 試體分析強度與試驗強度比較

試體名稱	A (tf)	B (tf)	C (tf)	A/B	A/C
EFB-16	221.90	118.12	192.61	1.88	1.15
EFB-24	222.20	118.12	194.06	1.88	1.15
EFB-48	236.30	118.12	196.33	2.00	1.20

A: 試驗最大強度
B: 剪力摩擦強度(公式. (1)).

C: 橫腸版剪力強度(公式. (2)).

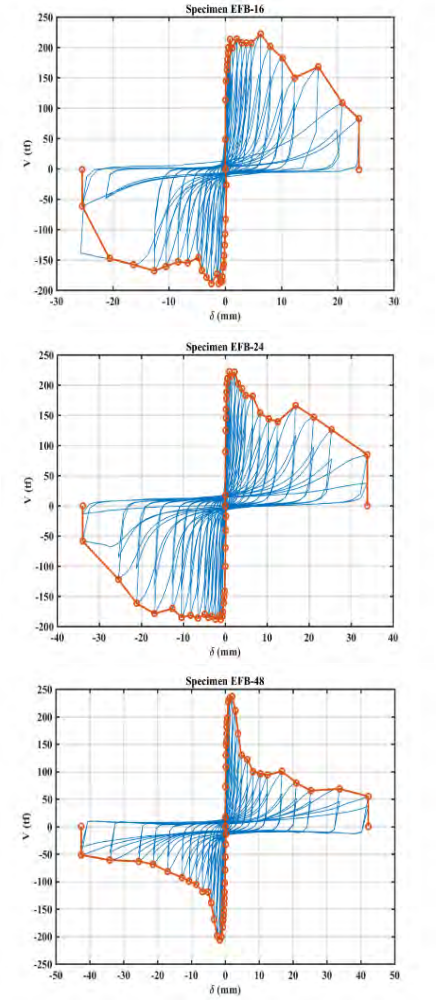


圖.三. 試體 EFB-16, 試體 EFB-24, 試體 EFB-48 之側力位移曲線及包絡線

圖.四. EFB-16,EFB-24,EFB-48 試體最終破壞照(5%)[左側為西]

五、結論

根據本研究進行之 3 組試驗，以試體 EFB-16 之剪力強度為基準，試體 EFB-24 對 EFB-16 強度的比值為 1.0、試體 EFB-48 對 EFB-16 強度的比值為 1.06。試驗結果顯示在樓版寬跨比 0.125 和 0.375 之間的條件下，其剪力強度相若，間接表示樓版破壞模式為剪力破壞。

本研究 3 組試體的剪力強度為剪力摩擦設計法的 1.88~2 倍、橫腸版剪力計算強度的 1.15~1.2 倍。意謂採用「混凝土結構設計規範」(2017)設計樓版之剪力強度為保守，因此工程師可利用規範兩方法求得之小值作為樓版之設計剪力強度。

參考文獻

1. 內政部營建署，「混凝土結構設計規範」，台北，2011年。
2. 賴昱志，「外加 RC 構架補強之試驗研究及其於公共建物之應用」，國立臺灣大學土木工程學系碩士論文，2016

隔震建物之位移限制系統

賴煜仁[1]　林芃妤[2]　楊卓諺[3]　鍾立來[4]

摘 要

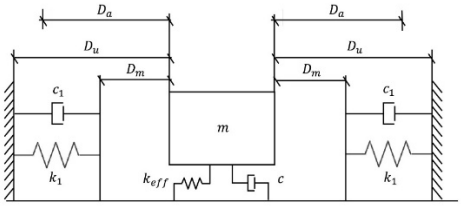
近年來，世界各地越加頻繁的發生地震。在西元 1999 年，9 月 21 日，規模高達 7.3 的集集大地震重創台灣中部地區。在此災難性地震後，耐震設計規範經過一番修正並變得更加嚴謹。然而，在台灣，仍有許多建築物是在早期便已興建，根據新修正的耐震設計規範，那些建物是缺乏耐震能力且較為不安全的。因此，諸如傳統耐震補強及隔震系統等建物補強方法便成為增加老舊建物安全性的方案之一。

經由過去許多研究，隔震系統之效益已被證實。然而，有部分研究指出，在近斷層地震作用之下，可能因主震週期與隔震建物週期接近，導致共振並促使系統位移反應過大之情況發生。因此，在隔震系統與擋土牆間可安裝位移限制系統。經由分析可得，當隔震建物撞擊到位移限制系統時，系統之絕對加速度會增加，因此，位移限制系統需要適當的設計以維持在設計目標內。另外，對應不同之阻尼比與週期之位移限制系統也需適當的設計。

關鍵詞：建物補強、隔震系統、位移限制系統

一、前言

在位移限制系統中，k_1是系統勁度，c_1是系統阻尼係數，D_m是觸發位移，D_a是容許位移，而D_u是極限位移，若系統位移反應超過D_u，則建物可能會破壞或倒塌。m, c, k 分別為建物線性化質量，阻尼係數及有效勁度。



圖一 位移限制系統之數學推導模擬圖

若隔震建物之絕對最大位移超過 D_m，則位移限制系統會被觸發，其運動方程式如下

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = f - m\ddot{x}_g \qquad (1)$$

其中，控制力 f 可由下式表示

$$f = \begin{cases} 0 & ,|x| < D_m \\ -k_1\left[x - D_m \operatorname{sgn}(x)\right] - c_1\dot{x} & ,|x| \geq D_m \end{cases} \qquad (2)$$

由上式，在此假設當隔震建物之絕對最大位移超過D_m，建物藉由位移限制系統彈回時，位移限制系統之阻尼係數並不會使建物運動速度減慢。因此，隔震建物之位移、速度及加速度反應皆可由式(1)動力分析所得。

二、位移限制系統之設計

在此建立線性之位移限制系統之設計流程，此外，搭配由 FPB 作為隔震系統之範例隔震建物，以更清楚呈現設計流程。

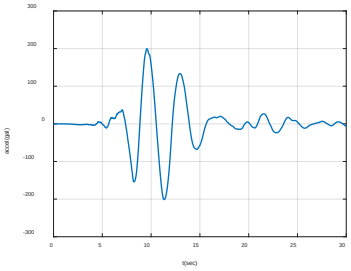
[1] 國立台灣大學土木工程學系碩士生
[2] 國立台灣大學土木工程學系碩士
[3] 國家地震工程研究中心研究員
[4] 國立台灣大學土木工程學系教授

圖二 FPB 隔震之範例建物

在位移限制系統中，有三個重要參數，包含系統勁度k_1，c_1是系統阻尼係數，D_m是觸發位移。而在此系統中有兩個設計目標，分別為隔震建物位移反應降低以及加速度反應不能超過需求。

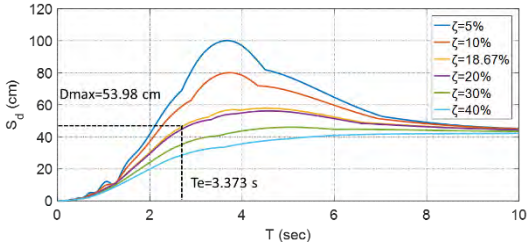
根據地震歷時資料，即可建立位移反應譜。由已知範例隔震建物之阻尼比及週期對應地震歷時位移反應譜，可得到相對應之建物最大位移值，若此最大位移值超過極限位移D_u，就需要考慮應用位移限制系統，而隔震建物之位移及加速度反應在加裝位移限制系統後皆需滿足需求。

在此研究中選用的近斷層地震為在西元 2018 年 2 月 6 日所發生的花蓮大地震，採用測站 HWA011 之地震歷時資料。

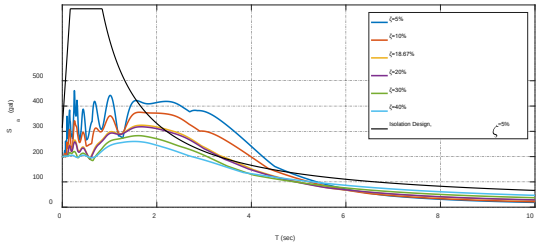


圖三 HWA011 地震歷時

其位移及加速度反應譜如下圖所示



圖四 HWA011 位移反應譜(NS 向)



圖五 HWA011 加速度反應譜(NS 向)

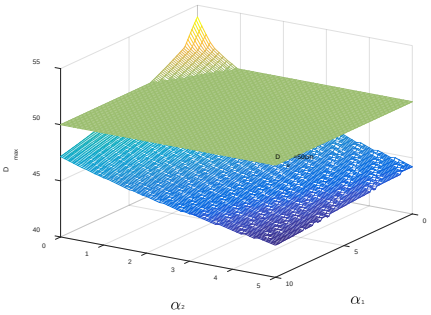
此外，範例隔震建物之阻尼比為 18.67%，週期為 3.373s。由圖 5 可得範例隔震建物之加速度反應相較於設計反應譜，高出需求許多。而由圖 4 可得範例隔震建物之最大位移為 53.98cm，也超過了建物極限位移，50cm。因此需要安裝位移限制系統，預期建物之位移反應在加裝位移限制系統後會降低。然而，建物之加速度反應會因為系統與建物之接觸撞擊而上升，其最大加速度不能太大，否則撞擊力可能會超過建物剪力強度，進而導致建物毀損或倒塌。因此，位移限制系統之參數需要適當的設計以達到設計目標。

根據耐震評估，在範例隔震建物中，其最大剪力容量為 27.35tf，因此，其最大加速度必須小於極限加速度 a_u，354.75gal(i.e. V_{max}/W)。由上述即可決定位移限制系統之兩個設計目標。首先，最大位移反應必須小於極限位移 50cm，其次，最大加速度反應不能超過 350gal，系統之參數需適當設計以達到上述兩個目標。

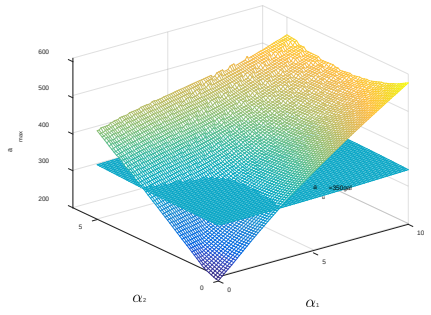
第一個設計參數為$\alpha_1(k_1/k)$，第二個設計參數為$\alpha_2(c_1/c)$。當位移限制系統只由彈簧組成時，最佳解為$\alpha_1 = 3.3$，但仍不能滿足所有設計目標，而當$\alpha_1 = 10$時，最大加速度會達到 600gal，幾乎是 PGA(200.1gal)的 3 倍，不滿足設計目標。當位移限制系統只由阻尼組成時，最佳解為α_2介於 0.95 及 3.2 之間，而當$\alpha_2 = 5$時，最大加速度會達到 450gal，依然不滿足設計目標。因此，α_1之可用範圍為 0 到 10，α_2之可用範圍為 0 到 5。根據不同α_1與α_2之組合，繪出最大位移及加速度反應之 3D 圖，接著再將 3D 圖

轉成 2D 平面圖，藍色到紫色的範圍可滿足設計目標，而綠色到黃色則不滿足設計目標。為了呈現α_1與α_2組合下之可適用範圍，將最大位移反應除以D_u，同樣的，最大加速度反應除以a_u，經由上述作法，即可將設計目標正規化為 1，便可將 2D 平面圖分成兩個區域，黃色部分即為可適用範圍。最終，將位移反應及加速度反應疊加，即可得到可適用之設計範圍。

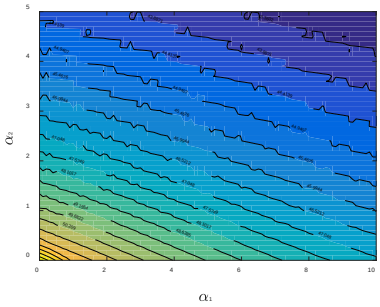
在此設計範圍內，選用(2,2)作為範例隔震建物設計參數點，在加裝位移限制系統後，範例隔震建物之最大位移反應降低至 47.2cm，最大加速度反應提升至 310.6gal，皆滿足此系統之設計目標。



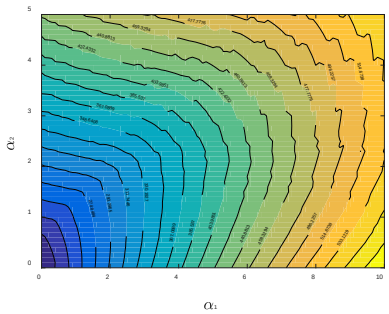
圖六 α_1與α_2組合下之最大位移反應



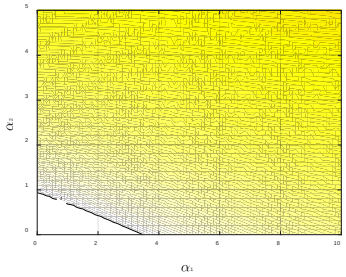
圖七 α_1與α_2組合下之最大加速度反應



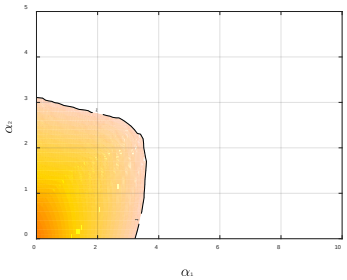
圖八 位移反應之 2D 平面圖



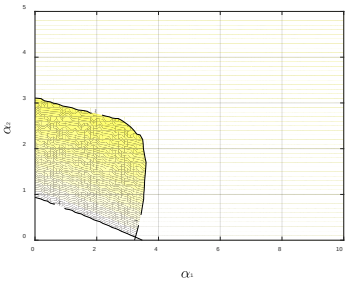
圖九 加速度反應之 2D 平面圖



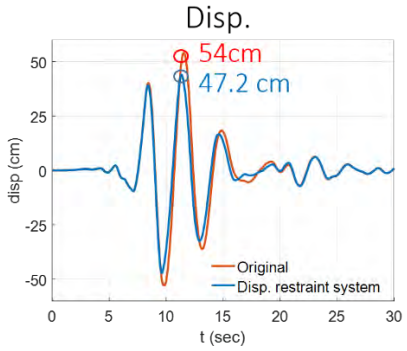
圖十 位移反應之正規化 2D 平面圖



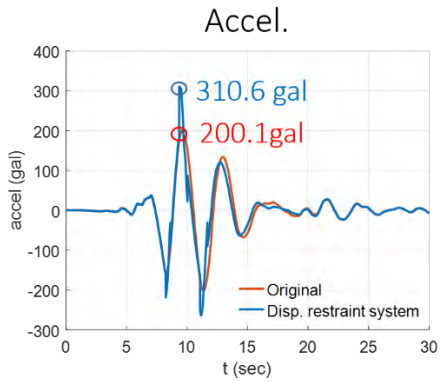
圖十一 加速度反應之正規化 2D 平面圖



圖十二 α_1與α_2組合之可適用範圍



圖十三 範例隔震建物加裝位移限制系統前後之位移反應比較



圖十四 範例隔震建物加裝位移限制系統前後之加速度反應比較

三、結論與未來展望

在工程界中，當某一現有隔震建物需要變得更加安全以防不可預知之大地震發生，工程師可參考此研究文章作相關之設計與思考。模擬結果顯示出此位移限制系統在其參數經過適當設計之下是可行的。然而，在此研究中，位移限制系統是假設為線性的，若利用非線性系統來分析會更具有合理性與真實性，此相關議題可作為未來研究延伸方向。

參考文獻

1. Hwang, J. S., Huang, Y. N., Hung, Y. H., and Huang, J. C.(2004), 'Applicability of Seismic Protective Systems to Structures with Vibration-Sensitive Equipment', *Journal of Structural Engineering*, **130**: 1676-1684
2. Chinese Institute of Civil and Hydraulic Engineering(2011), 'Application of concrete engineering design specifications(civil engineering 404-100)(Volume II)', *Taiwan, Technology book.*
3. Chung, L. L., Chen, C. H., Yang, Y. S. and Lai, Y. C. (2018), 'Structure Seismic Assessment: Real Earthquakes as Demand', *Engineering Times(submitting).*
4. Ministry of Interior (2011), 'Seismic Design Code of Buildings', from http://goo.gl/h7dU6V.

建築物耐震規範側向位移限制要求與設計地震力下限修訂研擬

翁元滔[1]　鄧崇任[2]　簡文郁[2]

摘 要

建築物側向變形與側位移角會影響抗側力系統之部份結構構件及非屬抗側力系統的結構構件。抗側力系統與在側向力作用下之結構反應兩者有一定關係，須進行結構分析以檢核例如偏心斜撐構架接頭的轉角、特殊抗彎構架梁柱接頭的轉角等是否符合設計要求，並檢核例如屬承重系統之梁、柱構件等非屬抗側力系統的結構構件在側向變位下之反應是否適切。其次，非屬抗側力系統之結構構件與接合須能承受與抗側力系統構件相似的變位與旋轉。因此美國 UBC 1997 與 ASCE 7-02 要求非屬抗側力系統之結構構件除了須能承受靜、活載重，亦須考慮 P-△效應等以建立適當的變形諧合機制。鑒於側向變形與轉角會影響建築結構整體，且非結構元件的設計須能滿足結構系統所設定的變形要求。若非結構元件與抗側力系統之間若無適當的隔絕，則易產生例如短柱效應、扭轉或勁度不規則效應等負面效應。目前台灣現行耐震規範僅有在中小度地震下樓層最大側位移角不得超過千分之五之位移限制，故本研究提出考慮中高樓層建築結構，在設計地震等級下非線性變位應適度設限，並研擬目前有關最小設計地震力下限值的修正方案。

關鍵詞：容許層間側位移角、設計地震力下限、耐震規範

一、前言

就耐震設計而論，側向變形與側位移角會影響抗側力系統之部份結構構件及非屬抗側力系統的結構構件。抗側力系統與在側向力作用下之結構反應兩者有一定關係，一般可用手算或進行結構分析以檢核例如偏心斜撐構架接頭的轉角、特殊抗彎構架梁柱接頭的轉角等是否符合設計要求。結構分析亦可得知例如屬承重系統之梁、柱構件等非屬抗側力系統的結構構件在側向變位下之效應。設計規範常要求抗彎構架與偏心斜撐構架須確定結構性能須能承受在特定側向反覆變形下所產生的非線性轉角。若結構在預設的側向移動缺少適切的設計考量，則其抗側力系統易產生過早的破壞且強度喪失，且若結構側向變位太大，所產生的 P-△效應可引起結構失穩導致崩塌。

非屬抗側力系統之結構構件與接合須經得起特定的變位及旋轉，雖然此類構件與接合在進行設計抗側力分析時常被忽略不計，但它們仍應在地震作用下能有效發揮其功用，亦即它們須能承受與抗側力系統構件相似的變位與旋轉。因此 UBC 1997 與 ASCE 7-02 要求非屬抗側力系統之結構構件除了須能承受靜、活載重，亦須考慮 P-△效應；在 1994 年加州北嶺地震中一個停車場結構倒塌即為最好的範例之一，該停車場結構為預鑄韌性抗彎構架，但因其非抗側力構件缺乏適當的變形諧合機制，導致其內部承重系統產生倒塌破壞。

鑒於側向變形與轉角會影響建築結構整體，故非結構元件的設計須能滿足結構系統所設定的變形要求。若非結構元件與抗側力系統之間若無適當的隔絕，則易產生例如短柱效應、扭轉或勁度不規則效應等負面效應。例如在強震中包覆構材產生破壞甚至脫離主結構，則易危及生命安全，即使在中小度地震中，若包覆構材不允許產生側向變形，則其易發生永久破壞而產生經濟損失；又若窗戶不允許產生結構側向變形，則其易產生破損而引致明顯的掉

[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

落危害。

目前台灣現行耐震規範僅規在中小度地震下樓層最大側位移角不得超過千分之五之位移限制，並結合建築物之間隔限制與最小設計地震力下限等要求，故本研究提出考慮中高樓層建築結構，在設計地震等級下非線性變位應適度設限，並研擬目前有關最小設計地震力下限值的修正方案。

二、國內外建築物耐震規範關於側向變位要求之沿革

在 1961 年，UBC 規範首次列出變形限制要求，該要求主要為在風力或地震載重作用下同一建物具有不同單元或相鄰結構應有適當間隔以避免碰撞，工程師應根據其經驗考慮建物之側向變位或轉角來訂定該間隔之大小。

1967 年，UBC 規範首次訂出有關結構外部包覆材之變形諧合要求，其中包覆材與主結構之接合須能承受不少於風力或地震載重作用下所產生的樓層相對變位的兩倍。

1973 年的 UBC 規範訂出有關非抗側力系統之構件應在四倍之設計側向力作用下仍具有適當之垂直承載能力與變形諧和能力。

1976 年的 UBC 規範訂出樓層側向位移角不能超過 0.005 弧度的限制，且結構彈性分析所得之樓層側向位移角須放大 1/K 倍(K 為組構係數)，而包覆構材及非抗側力系統之構件須能承受設計地震力所引致的樓層側位移角乘以 3/K 倍的變位。1976 年的 UBC 規範則有重大變革，若建物高度未超過 65 呎(約 20 m)，樓層側位移角應不超過 0.04/R_w(R_w為地震力折減係數)或 0.005；若建物高度超過 65 呎，樓層側位移角應不超過 0.03/R_w或 0.004；外部包覆構材及及非抗側力系統之構件須能承受設計地震力所引致的樓層側位移角乘以 3(Rw/8)倍的變位，相鄰結構之最小間隔至少須留設設計地震力所引致的樓層側位移乘以 3(Rw/8)倍所得的變位。

有關位移限制的規定純粹是限制主結構變形不要太大而影響非結構，其位移之計算較為簡單而且是隸屬在原來規範之力法設計之下。修訂內容為檢討中小度地震下最大樓層側位移角不得超過千分之五之規定(美國新規範已經無此規定)，並增設 475 年地震作用下之位移限制規定，其中計算位移之位移放大係數並非採用表列式定值而是採用類似 UBC-97 之參數化預估公式(可考慮軟弱土層及近斷層效應)。

三、位移限制修訂建議

本研究建議保留中小度地震下最大樓層側位移角不得超過千分之五之規定，並增設 475 年地震作用下之位移限制規定，並參考 ASCE 7-10 訂定位移限制值如表一，故修訂建築物耐震規範第 2.16.1 之條文如下：

在地震力$V = \frac{IF_u}{4.2}\left(\frac{S_{aD}}{F_u}\right)_m W$作用下，每一樓層與其上、下鄰層之相對側向位移除以層高，即所謂層間相對側向位移角應有所限制，其值不得超過 0.005。計算位移時應計及平移與扭轉位移；若用途係數大於 1.0 之建築物，亦可以 I=1.0 所得之地震力計算位移。

在地震力$V = \frac{I}{1.4\alpha y}\left(\frac{S_{aD}}{F_u}\right)_m$ W 作用下，每一樓層與其上、下鄰層之相對側向位移除以層高，即所謂層間相對側向位移角應有所限制，其值不得超過表 2-9 所列之最大側向位移角之限制值。計算樓層側位移角時得依式(1)計算，並應計及平移與扭轉位移。

第 x 樓層之最大樓層側位移角δ_x應依下式計算：

$$\delta_x = C_d \times \delta_{xd}/I \quad (1a)$$

$$C_d = 1.4\alpha_y R_a \quad (1b)$$

其中：C_d=位移放大係數；α_y=依 2.9 節規

定所得之起始降伏地震力放大倍數；R_a= 依 2.9 節規定計算所得之結構系統容許韌性容量 R_a。

δ_{xd} 為依(2-3)式計算之設計地震力作用下藉由彈性分析求得第 x 樓層其上、下鄰層之最大相對側向變位除以層高所得之層間相對側向位移角，設計地震力應依 2.11 節之規定進行豎向分配。

層間相對側向位移應按所考慮樓層頂部與底部質量中心的變位差來計算。但對於有任何平面扭轉不規則性之建物，其層間相對側向位移應按所考慮樓層頂部與底部沿結構任何邊緣之最大變位差來計算。

若能證明非結構構材能承受較大層間變位而不致產生影響生命安全之破壞時，上述限制可酌予放寬。

計算位移時所施加的設計地震力，若基本振動週期係以結構力學方法計算，所得 T 值不必受小於經驗公式週期值 1.4倍的限制，S_{aD} 亦不受不得低於$0.4S_{DS}$ 或 S_{DS} T_0^D/T_{L}^D 之限制。

以上條文修訂，須以下列的解說加以配套：

本規範建議檢核層間相對側向位移角的地震力以 $V=\frac{IF_u}{4.2}\left(\frac{S_{aD}}{F_u}\right)_m W$ 為基準，此地震水準其回歸期約 30 年左右。本條文主要考量為在地震不大時，層間相對側向位移角亦應有所限制，以避免非結構構材在地震不大時即產生破壞而影響使用性及生命安全。另外，以地震力$V=\frac{I}{1.4\alpha y}\left(\frac{S_{aD}}{F_u}\right)_m \mathrm{W}$ 作用下結構之側向變位應已進入非線性階段，特定的結構系統需要同時滿足強度要求並具應適度控制樓層側位移角。尤其在較大地震時，例如抗彎構架系統或高而窄的剪力牆或斜撐系統之中高樓層建築通常易受側向位移控制設計，故亦應限制層間相對側向位移角，以避免非結構構材產生明顯破壞而影響使用性及生命安全。

表一　設計地震力作用下最大容許樓層側位移角

建築物分類	各建築物用途類別之樓層最大側向位移角容量		
	I=1.0	I=1.25	I=1.5
磚石造剪力牆結構系統除外之四層樓(含)以下之結構系統，其非結構元件如內牆，隔間牆，天花板與外牆之設計已考量結構之最大層間變位	0.025	0.020	0.015
所有其他建築物	0.020	0.015	0.010

四、設計地震力下限

SEAOC-1975 建議增加位移限制規範條文規定後，故從 UBC-1976 開始就出現有位移限制規範條文之規定。ASCE7-05 以上版本，最小地震力之規定則改變為下列式(2)a 與 b：

$$\mathrm{V_{min}}=0.11\mathrm{C_a IW}=\left(\frac{0.11\mathrm{S_{DS}I}}{2.5}\right)\mathrm{W}=(0.044\mathrm{S_{DS}})\mathrm{IW}=\mathrm{C_{s;min}W} \quad (4)$$

但是對於中長週期結構，由於 UBC97 所採用之反應譜，其轉角週期為$\mathrm{T_s}=\mathrm{C_v}/(2.5\mathrm{C_a})$，因此；$\mathrm{S_{DS}}=\mathrm{S_1}/\mathrm{T_s}=2.5\mathrm{C_a}$，其最小地震力為：

$$\mathrm{V_{min}}=0.11\mathrm{C_a IW}=\left(\frac{0.11\mathrm{S_1 I}}{2.5\mathrm{T_s}}\right)\mathrm{W} \quad (5)$$

由上述之討論可見 UBC-1997 之規定，對於$\mathrm{S_1}<0.6$地區之中長週期結構，其最小地震力之規定仍然是正比於$\mathrm{S_1}$，此結果與 ASCE7-05 以上版本所規定之最小地震

力仍然保持為一個定值之結果為有所不同。

雖然 UBC-1997 開始訂定兩個最小地震力之規定，然而；由於其中發生錯誤，造成只有（30-6）式(2a)參與有關之變位計算來限制變位。由於近斷層速度脈衝對長週期結構之效應日益引起重視，於是 SEAOC 建議對近斷層與非近斷層結構推薦使用式(2b)參與有關之變位計算來限制變位。然而；UBC-1997 既然已經使用N_v近斷層因子來放大地震需求，而且利用式(2b)換算所得之彈性譜位移需求對長週期結構而言趨近於無限大，因此對於式(2b)之使用發生很大之爭議。

雖然 SEAOC-1999 解釋新舊規範對最小地震力規定之差異。舊規範在等速度段是基於$1/T^{2/3}$之方式來決定設計地震力，而新規範在等速度段是基於$1/T$之方式，因此；造成較小之設計地震力。

五、結論與展望

- 建議新增類似 ASCE 7-10 在 475 年迴歸期地震作用下最大側位移角檢核，並保留中小度地震下最大側位移角不得超過 0.005 之限制。在最大考量地震作用下最大側位移角不得超過 0.03 之限制。
- 針對台北盆地微分區及一般震區增訂T_L並修正長週期段設計反應譜計算方式，調降最小地震力下限值。
- 分析時應考慮構件之有效勁度設定值。

參考文獻

1. American Society of Civil Engineers (ASCE 7-05), 2005. Minimum design loads for buildings and other structures, ASCE Standard ASCE/SEI 7-05, American Society of Civil Engineers,ISBN 0-7844-0809-2.
2. SEAOC, (1999) ” *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary,* ”.
3. ICBO, (1997), “ Uniform Building Code-97 (UBC-97)”.
4. 內政部，「建築物耐震設計規範及解說」，營建雜誌社，中華民國一百年七月一日。

被動摩擦調諧質量阻尼器之振動台與即時複合實驗驗證

朱世禹[1]　康展榮[2]　許敬昀[3]　葉士瑋[4]　盧煉元[5]

摘 要

本研究應用即時複合實驗技術於被動控制摩擦調諧質量阻尼系統，首先以振動台實驗測試摩擦調諧質量阻尼器(FTMD)於高阻尼與低阻尼控制下，相較於主結構系統無控制下之減振效果，證實被動 FTMD 系統確實可降低主結構系統受震波作用之反應。其次，將主結構系統簡化為數學模型，直接量測 FTMD 系統層間總剪力回授計算下一步主結構系統反應，並發送命令至振動台，使振動台可模擬主結構系統於震波作用下之反應，以此即時複合實驗重現 FTMD 系統於高阻尼與低阻尼控制下振動台實驗之反應。由本文複合實驗結果與振動台實驗數據比較證實，無論 FTMD 系統高阻尼與低阻尼控制下，皆可以即時複合實驗重現振動台實驗時，FTMD 系統裝設於主結構系統上之反應。因此可證明即時複合實驗架構於結構實驗之發展性，除可取代傳統之振動台實驗，並可簡化元件複雜之數值模擬推導，為未來具相當發展性之結構實驗方式。

關鍵詞：被動摩擦型調諧質量阻尼器、振動台實驗、即時複合實驗

一、前言

傳統線性 TMD 系統發展已臻成熟，而非線性 TMD 系統之研究仍處發展階段。本次研究之摩擦型 TMD 系統(Friction-Type Tuned Mass Damper 簡稱 FTMD)即屬於此非線性 TMD 系統，設定滑動摩擦力為一預設值，作為 TMD 系統被動控制機制，於小地震時 FTMD 系統不對結構物產生控制，當地震外力大於一定程度後，FTMD 系統開始發揮其控制效果使結構物反應降低。

若以實務而言，研究此系統於真實震波下的控制效果，往往需以實際尺寸之 FTMD 系統進行振動台實驗，但實尺寸之振動台試驗往往耗費大量的人力以及金錢，而縮小尺寸的振動台試驗又無法完整的呈現真實動態行為。因此有國外學者 Hakuno[1]首先提出複合實驗之概念，主要是以數值模擬取代實驗中較能掌握的部分，並配合真實尺寸的試體進行互動式的實驗以得到真實反應結果。

本文之目的在於驗證即時複合實驗是否能夠真實反應出 FTMD 系統於振動台實驗中受地震外力作用下，對主結構系統產生被動控制效能。因此先以 FTMD 系統進行振動台實驗，分析此系統於振動台實驗對於主結構之減震效能，證明此系統確實可將主結構系統反應降低後，將振動台實驗簡化為即時複合實驗。以即時複合實驗模擬 FTMD 系統於真實地震外力作用下對主結構系統之控制效果，並將實驗結果與數值模擬和振動台實驗數據驗證，證明此系統確實可以即時複合實驗呈現等同於振動台實驗之控制效能。

二、數學模型及 FTMD 減震原理

本文振動台實驗以滾軸單擺結構系統(RPS)作為主結構系統，如圖 1 中紅色方框所標示的部分，主要由滾軸與曲面滑軌組成，提供主結構固定之系統週期與等值回復勁度，而次結構為摩擦調諧質量阻尼器(Friction-type Tuned Mass Damper 簡稱 FTMD)為盧煉元[2]教授研發之可變摩擦隔震機構進一步推廣應用，標示於圖 1 的上半部，主要由滑動配重載台與

[1] 國立成功大學土木工程學系副教授
[2] 國立成功大學土木工程學系博士生
[3] 中興工程顧問股份有限公司結構工程部工程師
[4] 國家地震工程研究中心副技術師
[5] 國立成功大學土木工程學系教授

被動摩擦阻尼器組成。滑動配重載台機構主要包含線性滑軌、線性滑塊、調諧質量載台與回復彈簧。

圖 2 為 RPS 系統裝設 FTMD 系統之數學模型，可導出其主、次結構的運動方程式如下:

$$\begin{aligned} &m_d(\ddot{x}_d(t)+\ddot{x}_g(t))+k_d(x_d(t)-x_s(t))+F_d(t)=0 \\ &m_s(\ddot{x}_s(t)+\ddot{x}_g(t))+c_s\dot{x}_s(t)+k_s x_s(t) \\ &-k_d(x_d(t)-x_s(t))-F_d(t)=0 \end{aligned} \quad (1)$$

其中 $F_d(t)$ 為 FTMD 系統總摩擦力，將(1)式化為狀態空間方程式，並離散化，即可得整個系統的離散狀態空間方程式如下:

$$\mathbf{z}(k+1)=\mathbf{A_d}\mathbf{z}(k)+\mathbf{B_d}F_d(k)+\mathbf{E_d}\ddot{x}_g(k) \quad (2)$$

其中黏著摩擦力 $\tilde{F}_d(k)$ 可由(3)式計算，$\mathbf{D_{ds}}=[0,0,-1,1]$ 為 FTMD 系統與主結構系統速度分配矩陣，若 $|\tilde{F}_d(k)|<F_{d,\max}$，則表示 k+1 步時 FTMD 系統處於黏著狀態則 $F_d(k)=\tilde{F}_d(k)$；若 $|\tilde{F}_d(k)|\geq F_{d,\max}$，則表示 $\tilde{F}_d(k)$ 超過滑動摩擦力，此時 FTMD 系統處於滑動狀態，則 $F_d(k)=F_{d,\max}(k)$，可得(4)式。

$$\begin{aligned} &\tilde{F}_d(k)=\mathbf{G}_w\mathbf{z}(k)+\mathbf{G}_x\ddot{x}_g(k) \\ &\mathbf{G}_w=-(\mathbf{D}_{ds}\cdot\mathbf{B_d})^{-1}(\mathbf{D_s}\cdot\mathbf{A_d}) \\ &\mathbf{G_x}=-(\mathbf{D}_{ds}\cdot\mathbf{B_d})^{-1}(\mathbf{D}_{ds}\cdot\mathbf{E_d}) \end{aligned} \quad (3)$$

$$F_d(k)=\min(|\tilde{F}_d(k)|,\mathrm{F}_{\mathrm{d,max}}(k))sign(\tilde{F}_d(k)) \quad (4)$$

將所計算出之摩擦力代入(2)式，即可計算出下一步階 FTMD 系統步幅及主結構之反應，直至地震歷時結束，即可求得結構系統於該震波下之反應數值解。

根據何玉泊 [3]半主動摩擦調諧質量阻尼器振動台實驗，可於震波作用下調整調諧質量阻尼器起始滑動摩擦力，控制主結構系統受振波作用下的反應，因此本文分別探討不同震波下，不同控制率(無控、HF 以及 LF)的控制成效，其中無控之 FTMD 系統是將 FTMD 系統固定於主結構系統上，使 FTMD 系統不產生滑動之控制反應；FTMD 系統 HF(高阻尼)控制為藉由 PFD 預壓螺栓調整 FTMD 系統整體之滑動摩擦力使系統對主結構產生可調式被動控制效果，根據前人的研究結果，當 $F_{d,\max}$ =40N 時，擁有較佳的控制成效；FTMD 系統 LF(低阻尼)控制為將預壓螺栓鬆開，使 FTMD 系統僅受滑軌摩擦力滑動。

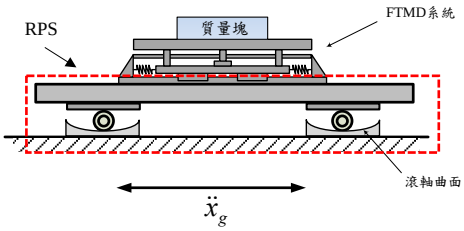


圖 1 FTMD 振動台實驗物理模型

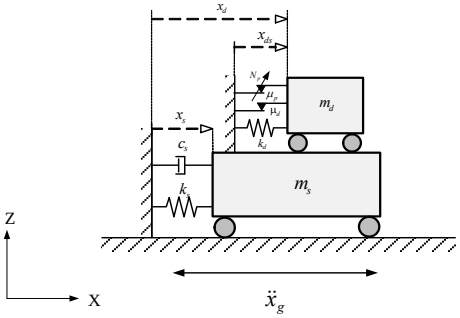


圖 2 FTMD 系統振動台實驗數學模型

三、FTMD 振動台試驗

此次振動台實驗試體可分為兩部分:主結構物與次結構(FTMD 系統)，組裝配置圖如圖 3 所示，其中試驗結構物為質量塊及 RPS 系統合稱主結構，總重為 946kg，藉由 Warburton[4] 之 TMD 系統最佳化公式設計 FTMD 系統配重質量，得 FTMD 系統滑動質量載台與調諧質量片設計載重為 150kg。

在進行 RPS 系統架設 FTMD 振動台試驗前，需先進行結構系統識別實驗，本實驗目的主要在於識別結構系統之主要參數，欲識別之參數分別為：RPS 系統的等值回復勁度 k_s、滾軸摩擦等值阻尼 c_s、FTMD 系統的回復彈簧之勁度 k_d、滑軌摩擦係數 μ_d 與 FTMD 系統 HF 控制下之滑動摩擦力 $F_{d,\max}$，藉由量測主、次結構在簡諧波下的反應，並將真實振動台反應與數值模型進行比較，便可識別兩系統之參數，RPS 系統識別之結果如表 1 所示; FTMD 系統識別之結果如表 2 所示。

FTMD 振動台試驗目的主要在於驗證主結構系統裝設 FTMD 系統後，整體結構系統於無控、HF 與 LF 控制下於不同歷時震波中之動態反應；採用之震波分別為：人工白雜訊 White Noise、真遠域震波 El Centro、Kobe 與近域震波 TCU076(南投國小)，首先表 3 為 FTMD 系統無控、HF 和 LF 控制於各震波不同 PGA 下整體系統反應極值，其中由於在 LF 控制下 PGA 超過 200gal 時，FTMD 將會超出其衝程範圍，因此 LF 控制實驗僅至 150gal，由主結構系統極值反應可知，可知 FTMD 系統 LF 和 HF 控制下的效果，可明顯降低主結構受震波之反應，且於較大震波之控制效果，FTMD 系統 HF 控制比 LF 控制效果佳。若於即時複合實驗中 FTMD 系統可模擬出此相同控制效果，即表示即時複合實驗可將振動台實驗簡化，並驗證相同之控制效果。

表 1 識別主結構系統參數

質量 m_s (kg)	946

系統自然週期 T_s (sec)	1.95
系統自然頻率 ω_s (Hz)	0.51
等值勁度 k_s (N/m)	9866.86
滾軸摩擦等值阻尼比 ζ_s (%)	2.48
滾軸摩擦係數 μ_s	0.00153

表 2 FTMD 系統參數振動台實驗識別結果

質量 m_d (kg)	150.56
系統自然週期 T_d (sec)	2.41
系統自然頻率 ω_d (Hz)	0.42
等值勁度 k_d (N/m)	1027.49
滑軌摩擦係數 μ_d	0.00262
HF 控制之滑動摩擦力 $F_{d,\max}$ (N)	40.2
LF 控制之滑動摩擦力 $F_{d,\max}$ (N)	3.87

表 3 振動台實驗 FTMD 系統各控制下主結構系統均方根

震波_強度	Uncontrol		HF		LF	
	$RMS(x_s)$ (cm)	$RMS(\ddot{x}_s^t)$ (gal)	$RMS(x_s)$ (cm)	$RMS(\ddot{x}_s^t)$ (gal)	$RMS(x_s)$ (cm)	$RMS(\ddot{x}_s^t)$ (gal)
WN_50	0.36	4.16	0.28	3.08	0.21	3.16
WN_150	1.54	15.53	1.48	15.00	0.92	11.65
WN_250	2.56	25.72	2.11	23.07	--	--
EL_50	0.26	2.87	0.33	3.66	0.17	2.46
EL_150	1.32	13.34	0.95	9.98	0.67	7.90
EL_250	2.16	22.15	1.37	15.23	--	--
KOBE_50	0.51	5.35	0.52	5.43	0.31	4.27
KOBE_150	2.16	21.84	1.16	12.51	1.35	18.37
TCU076_50	0.19	2.19	0.17	2.15	0.14	1.97
TCU076_150	1.13	11.40	0.89	9.15	1.02	13.35
TCU076_250	1.89	19.26	1.28	14.16	--	--

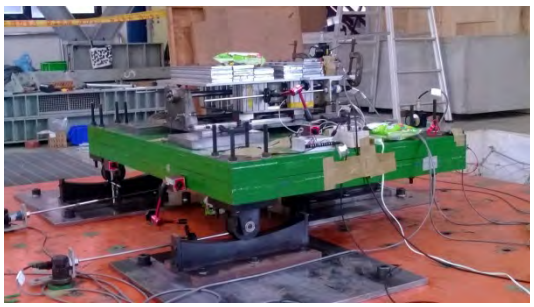


圖 3 主結構與 FTMD 系統之振動台實驗照片

四、FTMD 即時複合試驗

即時複合實驗為完全掌握 FTMD 系統於振動台實驗複雜的系統反應，將 FTMD 振動台實驗之主結構系統以數學模型取代，並將數學模型計算結果發送命令至振動台，如圖 4 所示，

本次即時複合實驗主結構之數學模型，分別採用黏滯阻尼數學模型(VDM)與庫倫摩擦數學模型(CFM)分別進行實驗，其數學關係式分別如(5)、(6)所示，其中 $V_{ds}(t)$ 為回傳之 FTMD 剪力，進一步探討兩種數學模型模擬下誰較接近真實情形的反應，數值模型的參數可由前述結構識別試驗取得。

$$m_s(\ddot{x}_s(t)+\ddot{x}_g(t))+c_s\dot{x}_s(t)+k_s x_s(t)=V_{ds}(t) \quad (5)$$

$$m_s(\ddot{x}_s(t)+\ddot{x}_g(t))+k_s x_s(t)+u_s(t)=V_{ds}(t) \quad (6)$$

由前文可知，較小的 PGA 下，LF 控制即能發揮控制效果，而在較大 PGA 的情形下，HF 比 LF 有更好的控制成效，本文以 El Centro 震波為例，比較(100 gal LF)與(250 gal HF)下，HY_VDM 與 HY_CFM 與振動台試驗的比較結果，其結果分別如圖 5 及圖 6 所示，

由於 CFM 較易模擬黏滯狀態下的反應，而 VDM 較易模擬自由震盪下的反應，因此，由圖 5 可知於震波 PGA=100gal 主結構系統反應受滾軸與滑軌間摩擦力影響較大，使得以 CFM 模擬主結構系統摩擦的反應較接近於真實系統的反應，而由圖 6 可知於 El Centro 震波 PGA=250gal 主結構系統反應受滾軸與滑軌間摩擦力影響系統反應較變小，使得此處以 VDM 模擬主結構系統反應更優於 CFM 模擬的結果。

由即時複合實驗與振動台實驗之結果比對可知，由於 RPS 系統與 FTMD 系統皆為非線性摩擦系統，其數學模型較複雜無法以簡單之線性模型模擬。但以 CFM 模擬主結構系統之即時複合實驗，可與振動台實驗數據和 VDM 模擬主結構系統之即時複合實驗吻合可知，即時複合實驗確實可真實呈現整體系統之行為。

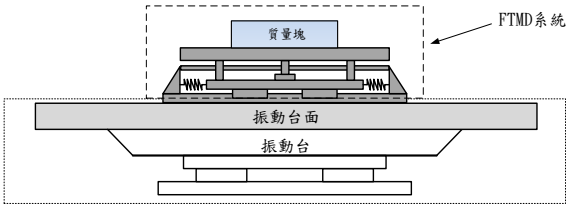


圖 4 FTMD 系統複合實驗組立示意圖

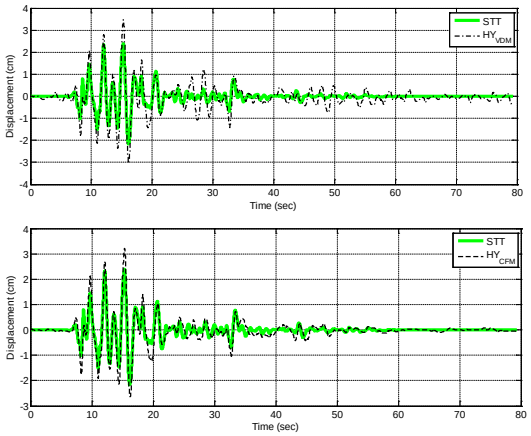


圖 5 即時複合實驗與振動台實驗疊合圖
(EL centro_100gal_LF_主結構相對位移)

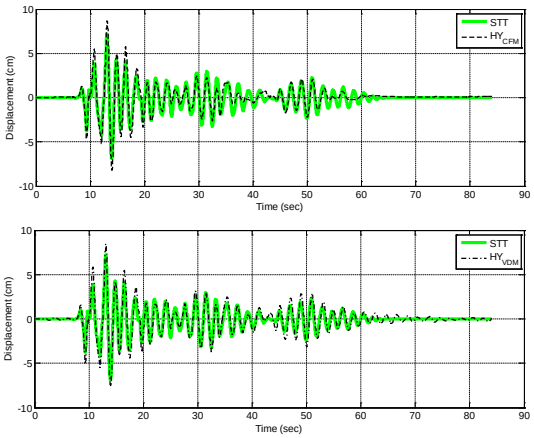


圖 6 即時複合實驗與振動台實驗疊合圖
(EL centro_250gal_HF_主結構相對位移)

五、結論與展望

本文提出可簡化甚至取代振動台實驗之方式，亦即 FTMD 系統即時複合實驗，本文首先以振動台實驗分析 FTMD 系統裝置於主結構系統之控制效果，發現無論是 HF 或是 LF 狀態下，FTMD 皆可有效降低主結構反應，並將振動台實驗結果與即時複合實驗進行比較，發現可將主結構以數值模型取代，並且驗證了即時複合實驗之可行性。

即時複合實驗是可將數值計算流程與振動台實驗整體機構簡化之實驗方式，可節去推導難以用數學模型描述之機構試體，同時節省耗成本之振動台實驗，只需以適當之數學模型與需驗證之實驗機構進行實驗，即可模擬整體系統於真實震波下的系統反應，為土木建築如此大型結構系統，非常值得發展之實驗方式。

參考文獻

1. Hakuno, M., Shidawara, M. and Hara, T., “Dynamic destructive test of a cantilever beam controlled by an analog-computer” Transactions Japan Society of Engineers, 1-9 (1969).
2. 盧煉元、林沛暘、林子剛、葉士瑋、莊翔圩、何銘川(2011) 先進減震高架地板於設備防震之應用研究，99 年度國科會專題研究計畫成果報告書，計畫編號 NSC 99-2625-M-327-002。
3. 何玉泊，”半主動摩擦調諧質量阻尼器之振動台試驗與減振分析”，國立中興大學土木研究所，碩士論文，(2010)
4. Warburton G.B., “Optimum Absorber Parameters for Various Combinations of Response and Excitation Parameters”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 10, No. 3, pp.381-401, (1982).

托架支承配置挫屈束制支撐之 RC 構架耐震性能

吳安傑[1]　蔡克銓[2]

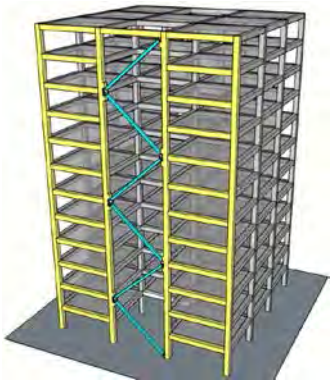
摘 要

本文針對採 Z 字形（zigzag）配置挫屈束制支撐（buckling-restrained brace, BRB）於新建鋼筋混凝土（reinforced concrete, RC）構架中的接合介面進行探討，依據現行耐震設計規範提出一棟含 BRB 之 12 層樓 RC 結構設計例。為了解所提接合方式之施工性與耐震性能，擷取設計例中位於 10 樓的 RC 梁柱接頭處進行細部設計，並製作含接合板基座及托架之實尺寸梁與柱節點子結構試體進行反覆載重試驗。試驗結果顯示，接頭處之接合板基座及托架未發生明顯損壞，可有效傳遞 BRB 與 RC 構架間的力量，並證實所提接合方式之設計與施工方法可供工程實務應用。

關鍵詞：挫屈束制支撐，鋼筋混凝土結構，托架，梁柱接頭

一、前言

挫屈束制支撐（buckling-restrained brace, BRB）具穩定力學行為可提供建築結構優越之能量消散能力[Wada and Nakashima 2004, 蔡克銓等 2012, Tsai et al. 2014]，故已被廣泛地研究與應用於各類型的斜撐構架系統中。然而，將 BRB 應用於鋼筋混凝土（reinforced concrete, RC）結構中的研究與應用仍相當有限，多侷限於既有建物的補強。對於新建 RC 結構而言，BRB 與構架的連結方式則可有更多的選擇。儘管已有不同類型配置 BRB 系統於 RC 結構之方案，其連接 BRB 端部之鋼構材與 RC 構架結合介面處的設計與施工仍屬複雜且困難。RC 構件抗壓與抗拉之性能差異極大，由於 BRB 會發展顯著軸力，易使相鄰 RC 構件承受複雜且不利之載重條件，或改變相鄰構件預期之力量分佈；與 BRB 相鄰之 RC 構件在反覆載重下若有損傷，則將逐步削減 BRB 原設計預期之性能。有鑑於此，本研究參考前人所提出之介面接合方式[Qu et al. 2013, 2015]，利用接合板基座搭配上下兩端 RC 托架做為連結 BRB 與 RC 構架之主要元件，但改變原施工方法與接合板基座錨定方式；如圖 1 所示，採鋼骨鋼筋混凝土（steel reinforced concrete, SRC）結構工程習見之施工方式，將接合板基座預置於 RC 梁柱接頭處取代灌漿所需之部份板模，並藉由銲接於接合板基座底面之鋼筋續接器與 RC 梁主筋連接，待混凝土澆置完成後接合板基座與 RC 表面即自然緊密接合。為了解本改良接合方式之耐震性能，擷取結構設計例中位於 10 樓的 RC 梁柱接頭與托架及其連接之兩組 BRB 進行細部設計，並製作實尺寸梁柱接頭子結構試體進行反覆載重試驗。



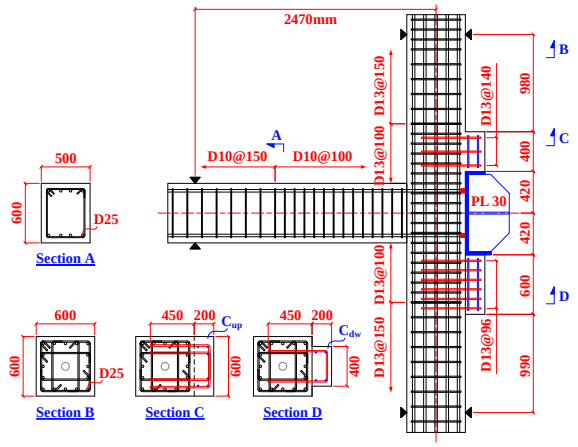
圖一 採 Z 字形配置 BRB 示意圖。

二、子結構試驗計畫

考量試驗設備及油壓制動器容量限制，本研究選取結構設計例中位於 10 樓的

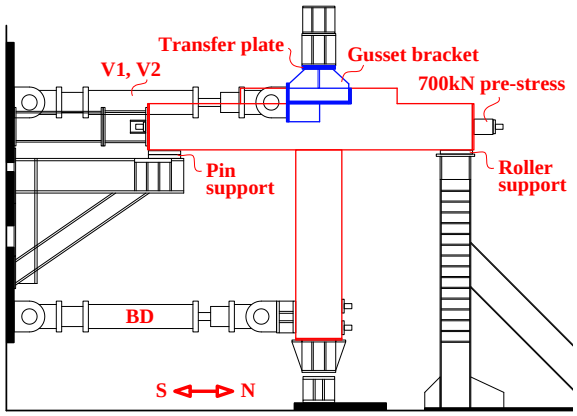
[1]國家地震工程研究中心副研究員
[2]國立台灣大學土木工程系教授

RC 梁柱接頭處，設計一組實尺寸含 BRB 接合板基座及 RC 托架之子結構試體，進行反覆載重試驗。如圖 2 所示，子結構試體由 2470mm 長之梁構件及分別延伸於節點上下兩側 1800 與 2010mm 長之柱構件所組成。柱斷面尺寸為 600×600mm，採用 16 根 8 號鋼筋（直徑 25mm），鋼筋比為 2.25%；柱箍筋採用 4 號鋼筋（直徑 13mm），在梁柱交會區及靠近梁端 600mm 範圍內箍筋間距為 100mm，其它範圍之箍筋間距則為 150mm。斷面尺寸為 500×600mm 之梁構件配置上下各 4 根 8 號鋼筋，鋼筋比為 1.35%；梁箍筋則採用 3 號鋼筋（直徑 10mm），在塑性與非塑性區域箍筋間距分別為 100 與 150mm，梁與柱皆符合規範韌性之箍筋設計。



圖二 子結構試體及配筋圖。

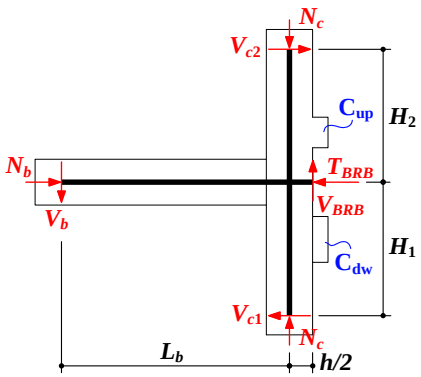
在傳統 BRB 構架中，梁柱角隅接合板除須承受 BRB 軸力外，亦應考慮構架側位移造成梁柱開合效應（frame action effect）對角隅接合板產生之額外應力。本研究所提之構架系統於斜撐跨內無橫梁通過，相鄰兩組 BRB 共用之接合板基座配置於梁柱接頭側表面，可避免受梁柱開合效應影響之複雜力學行為。子結構試體接合板基座採用標稱降伏強度為 350MPa 之 A572 GR50 鋼材，主要由連接 BRB 之接合板及連結 RC 構架之 U 形底座所組成，藉由接合板傳遞 BRB 軸力至 U 形底座。接合板採用 BRB 端部為槽接銲接之接合型式進行細部設計，檢核項目包含接合板受拉降伏、受壓挫屈及塊狀剪力破壞。接合板與 U 形底座間之銲道設計可將相鄰兩組 BRB 發展之垂直向合力 V_{max} 傳遞至接合板基座上下兩端之 RC 托架，並傳遞水平向合拉力 $0.7T_{max}$ 至接合板基座底部之鋼筋續接器與梁構件。接合板基座於整體結構系統設計中為力量控制元件，應確保在 BRB 發展至最大考量強度時仍保持彈性；此外，本研究使用油壓制動器取代兩組 BRB 構件實體，分別模擬 BRB 對接合板基座造成之水平向及垂直向合力。試體在接合板自由端設置轉接板，再將 U 形底座一端板向兩側延伸並配置適當之加勁板，以利與制動器相連接鎖固，使力量可順利傳遞至接合板基座（圖 3）。



圖三 試驗配置圖。

構架系統中之 RC 托架亦屬力量控制元件，須抵抗來自接合板基座之垂直向剪力需求 V_{max}。相鄰兩組 BRB 分別發展至最大拉力（$P_{T,max}$）及壓力（$P_{C,max}$）強度時，子結構試體接合板基座上端及下端托架計算剪力需求分別為 1729 及 1590kN。然而，本研究提出之改良接合方式利用銲接於接合板基座底部之鋼筋續接器與梁主筋連結，梁主筋除可直接抵抗 BRB 之水平向拉力外，並會藉由剪力摩擦效應間接提供垂直向剪力之阻抗，因而降低接合板基座上下兩端托架之剪力需求。為避免過度保守之設計結果，假設梁端至接合板基座間之剪力摩擦強度可抵抗 30%至 40%之剪力需求，故子結構試體上端（C_{up}）及下端（C_{dw}）托架分別考慮前述計算剪力需求之 60%及 70%做為設計目標。設計結果之托架 C_{up} 及 C_{dw} 之深度 H 分別為 400 及 600mm，寬度 B 分別為 600 及 400mm，而長度 L 均為

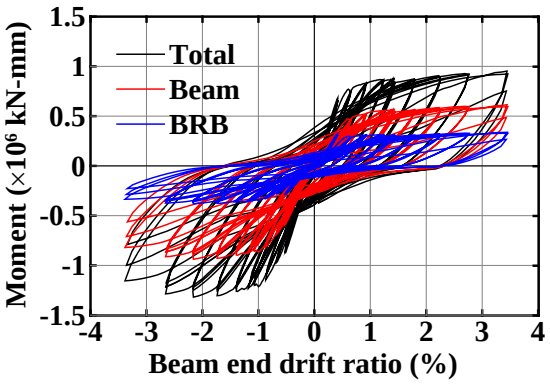
200mm；長度與深度之比值 L/H 分別為 0.5 及 0.33。試體托架採用 4 號鋼筋，托架 C_{up} 配置間距為 140mm 之水平向雙層 U 形箍筋，托架 C_{dw} 配置之水平向單層 U 形箍筋間距則為 96mm，箍筋埋入柱面之深度均為 450mm 滿足規範伸展長度之要求，並利用垂直向的環形工作筋進行固定。試體托架抗剪強度 V_u 依照 Qu 等人所提出之壓拉桿模型[Qu et al. 2012]進行評估，試體托架 C_{up} 及 C_{dw} 計算所得之設計抗剪強度 V_u 分別為 1079 及 1097kN。此外，ACI 318-11 規範說明剪力跨度與深度比小於 1.0 之托架，可依剪力摩擦理論計算其剪力強度，適用於本試體兩組托架。依 ACI 318-11 托架設計方法計算所得之試體托架 C_{up} 及 C_{dw} 抗剪強度 V_n 均為 877kN，較前述方法評估所得更為保守。



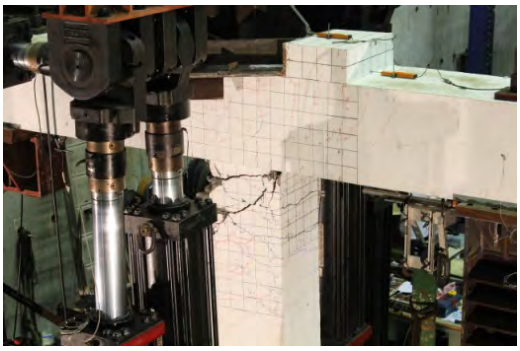
圖四 子結構試體自由體圖。

三、試驗結果

子結構試體自由體圖如圖 4 所示，相鄰兩組 BRB 工作點位於柱表面而非梁柱交會節點處，因此接合板基座所傳遞之垂直向合力 V_{BRB} 提供之彎矩強度為 $V_{BRB}\times h/2$。雖然此力矩 $h/2$ 很短僅為半柱深，但高軸力的 BRB 仍可依此貢獻顯著之彎矩強度，故可補償部分因斜撐跨內無配置橫梁所造成彎矩容量之損失[Qu et al. 2013]。子結構試體試驗過程中整體彎矩反應可由梁引致之彎矩 $V_b\times L_b$ 及 BRB 造成之彎矩 $V_{BRB}\times h/2$ 相疊加而得，如圖 5 所示，BRB 所造成之最大彎矩約為梁所引致之半，約為整體彎矩之 1/3。分析與試驗結果顯示，試體梁軸力 N_b 隨頂層側位移角而改變，在頂層側位移角為正時所對應之試體梁端變位為負，梁軸力受 BRB 合力作用水平分量為負值使梁受壓，故使梁構件之負彎矩降伏強度大於受拉時之正彎矩降伏強度。反覆載重試驗結束後試體破壞情形如圖 6 所示，RC 構件混凝土剝落位置主要集中於梁端，符合強柱弱梁之耐震設計原則，柱構件之撓剪裂縫主要發生於兩托架區間範圍內。



圖五 梁端位移角與彎矩關係圖。

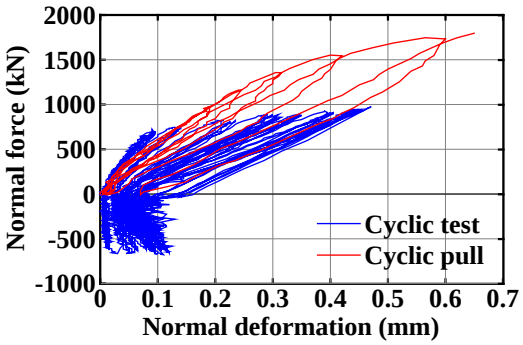


圖六 反覆載重試驗結束後試體破壞情形。

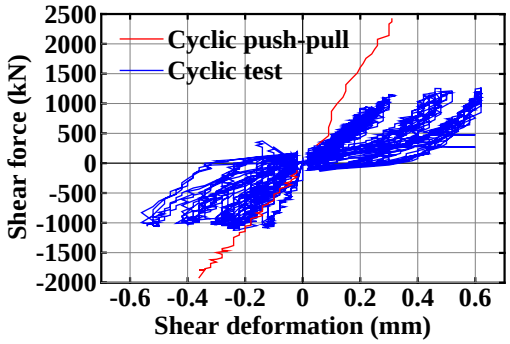
接合板基座受垂直於柱軸向之力量與變形關係如圖 7 所示，反覆載重試驗過程中量測所得之最大變形量小於 0.5mm，整體受拉反應主要呈現線性關係；當接合板基座受壓時，位移計因試體振動而滑移或接合板基座局部彈性變形導致量得之微小變形為正值。為了解接合板基座可承受之極限拉力，反覆載重試驗結束後對其進行單向加載試驗，試驗中止時最大受力約為 1800kN，整體受力變形關係仍無明顯非線性反應。

試體托架 C_{up} 及 C_{dw} 受力變形關係如圖 8 所示，反覆載重試驗過程中兩組托架混凝土幾乎沒有產生裂縫；隨著反覆加載次數增加，托架邊緣受接合板基座承壓而有混凝土局部擠碎。為了解托架可承受之極限

剪力，反覆載重試驗結束後分別對兩組托架進行單向加載試驗，在加載至油壓制動器之出力極限時，兩組托架仍未發生明顯破壞情形。試驗結果顯示，試體托架可承受之剪力強度遠大於設計強度，證實接合板基座底部使用鋼筋續接器與梁主筋接合所提供之額外剪力摩擦強度相當可觀。



圖七 接合板基座正向力與變形關係。



圖八 托架剪力與變形關係。

四、結論

本研究所提出之改良接合方式可行，施工方式習見於 SRC 結構工程中，接合板基座可取代灌漿所需之部份板模，且於定位後不影響梁柱鋼筋綁紮。利用接合板基座底面之鋼筋續接器與梁主筋連接可確保其不被拉出柱表面，且不影響梁主筋原性能，梁的彎矩降伏點與預測之軸彎互制降伏面相符。試驗結果顯示，托架可承受之剪力強度遠大於設計強度，證實接合板基座底部連結之梁主筋可提供額外之剪力摩擦強度。此外，若依 ACI 318-11 規範之建議計算托架剪力強度，將過度低估托架抗剪能力。由於托架受剪之破壞模式為脆性破壞，可考慮採其他研究所提出之托架剪力容量評估方式進行保守設計，確保 BRB 與 RC 構架接合之有效性。即使結構系統高模態效應不顯著，在相鄰兩組 BRB 設計強度有明顯差異及頂層只有配置單組 BRB 的情況下，BRB 相鄰梁構件的拉力需求亦應特別檢討。此外，結構最頂層及最底層 BRB 接合處仍應設置完整之托架，且頂梁、地梁及相鄰柱亦應特別檢核，避免 RC 構件因 BRB 引致之集中力造成不連續區域的剪力破壞。

參考文獻

1. Wada A, Nakashima M, 2004. From infancy to maturity of buckling restrained braces research. The 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada.
2. 蔡克銓、吳安傑、林保均、魏志毓，2012。槽接式挫屈束制支撐與脫層材料性能研究。結構工程，第 27 卷，第 3 期，第 29-59 頁。
3. Tsai KC, Wu AC, Wei CY, Lin PC, Chuang MC, Yu YJ, 2014. Welded end-slot connection and debonding layers for buckling-restrained braces. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 43(12), 1785-1807
4. Qu Z, Kishiki S, Sakata H, Wada A, Maida Y, 2013. Subassemblage cyclic loading test of RC frame with buckling restrained braces in zigzag configuration. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 42(7), 1087-1102.
5. Qu Z, Kishiki S, Maida Y, Sakata H, Wada A, 2015. Seismic responses of reinforced concrete frames with buckling restrained braces in zigzag configuration. Engineering Structures, 105, 12-21.
6. Qu Z, Maida Y, Kishiki S, Sakata H, 2012. Shear resistance of reinforced concrete corbels for shear keys. The 9th International Conference on Urban Earthquake Engineering and 4th Asia Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Japan.

大屯火山近期地震及地球化學時空變化

賴雅娟[1]，李曉芬[1]，張麗琴[1]，劉進興[1]，鄧嘉睿[1]

摘 要

北台灣目前還存在許多火山活動，大屯火山群是其中最為重要的一個區域。根據多年來的調查監測結果，一致高度懷疑大屯山之火山活動可能還未完全停止。大屯火山觀測站於民國 100 年成立至今，負責大屯火山群的地震活動、火山流體及地表變形的主要監測工作，目的是監測地底下岩漿庫的可能活動情形，以判定大屯火山群未來活動的可能性。

近期由地化監測結果顯示，自 2019 年初開始，在目前監測的六個主要噴氣口的氣體成分分析中發現氦氣(He)量有明顯增加，然而氦同位素($^3He/^4He$)卻顯示相當穩定沒有明顯變化，同時自 2018 年底起至 2019 年上半年，全區的 HCl 濃度亦有明顯變動；從 S_{total}/HCl 比值來看有明顯的 HCl 增加。另外從氣體成分中的 CO_2/S_{total} 比值可以發現整個系統相較過去背景資料而言更偏向以熱液活動為主。對比近期地震資料，2019 年於大屯火山區域發生數起規模大於 3.0 的地震事件，首先為 1 月 28 日於發生兩起有感地震，震央位於八煙地區。接下來為 2 月 9 日於七星山南側發生的有感地震。下半年的地震事件為 8 月 6 日於七星山主峰附近發生三起有感地震，與 2 份月士林地震序列數量相近。而結合這些地化指標變化以及地震事件，我們初步判斷 2018 年底年至 2019 年的火山活動主要偏向以熱液活動為主，而這些熱液活動極有可能因為上述兩個地震事件造成原有系統擾動，使得底下氣體通道變為較過往順暢，氦氣濃度因此增加，且可能有較深部的流體遷移造成 HCl 濃度改變。目前看來並無明顯岩漿活動介入，但是火山監測重點仍要持續關注熱液活動所造成的可能災害，如蒸氣噴發事件等。

關鍵詞：大屯火山群、火山監測、地震、地球化學

一、前言

目前大屯火山群的地表溫泉及地熱活動還非常明顯，而近二十年的觀測結果，微震分布、氦同位素、火山氣體、及地下溫度及遍佈高溫的溫泉，皆顯示火山活動可能還未停止，而且地底下可能還有岩漿庫(Lee et al., 2005; Lin et al., 2005a, 2005b；Song et al., 2000; Yang et al., 1999)，此外台北盆地沉積物內仍夾有火山噴發物的觀察，使得相關研究學者研判大屯火山的噴發時間可能持續到最近六千年左右(Belousov et al., 2010)，皆認定大屯山為活火山。利用大屯火山區所記錄的地震訊號，更進一步證實大屯火山岩漿庫的存在，位於金山萬里一帶，深度約 20 公里(Lin, 2016)。

經過多年的監測結果顯示，大屯火山群的火山系統基本上處於穩定狀態，沒有立即噴發的危險性，但仍無法排除未來再噴發的可能性，且區域內仍有相當多的熱液活動發生，需考量可能發生蒸氣式噴發，監測工作仍需持續。而近期的監測結果較過去有不同的現象發生，在過去兩年間，特別是 2019 年大屯火山群區域內發生了至少多起規模 3.0 以上的有感地震，同時間地化監測的一些重要指標也有所變化，顯示大屯火山區域內的活動性有些微變化。本研究的主要目的為報導這些不尋常的現象，並持續關注熱液活動所造成的可能災害。

二、監測方法

大屯火山觀測站內有數種監測火山活動的方法正持續進行中，包括地震監測、

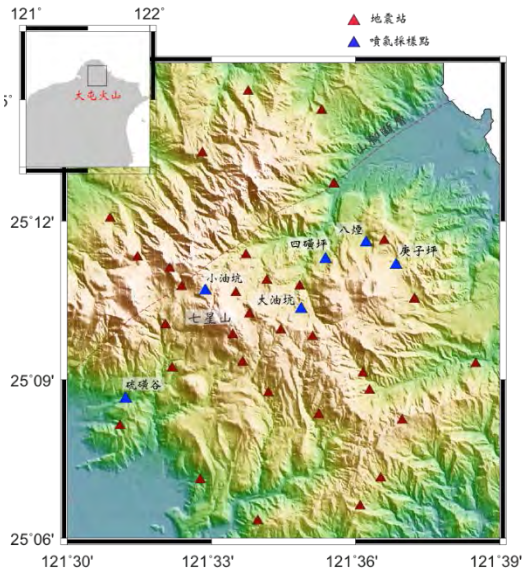
[1] 國家地震工程研究中心研究人員

地球化學分析、地殼變形與地溫量測等。此處著重於報導地震及地球化學的結果。

地震監測部分主要利用密集的寬頻地震網進行系統的調查與監測，地震觀測網於 2003 年開始建置，至 2014 年已於大屯火山區內設置共 40 個地震觀測站，主要分布於山腳斷層東南側的七星山至磺嘴山區域，針對大屯火山區域地震活動最為活躍的區域，偵測微震的活動性時空變化。

由連續地震波型資料中依據經驗進行地震事件的選取，並進一步讀取地震事件的 P 波與 S 波到時，計算震央位置、深度及規模等相關震源資訊。

觀測站所使用的地化監測方式有直接採樣法以及連續土壤氣監測，在本篇研究中所使用的方法為直接採樣法。本計畫使用吉氏採樣瓶定期來收集火山氣體。吉氏瓶採樣方法為目前大多數火山學家所使用方式，在圓底設計的瓶內置入鹼液並抽取真空，採得火山氣體後送回實驗室分析，總計可分析包括 H_2O、CO_2、H_2S、SO_2、HCl、CH_4、N_2、H_2、He、Ar、CO 等氣體。氦同位素的部分則送回台大稀有氣體質譜儀分析。目前固定的採樣位置為小油坑、大油坑、八煙、煉子坪、四磺坪以及硫磺谷這六處主要噴氣口，採樣頻率為每月一次。



圖一、地震地化採樣點分布圖

三、監測結果與討論

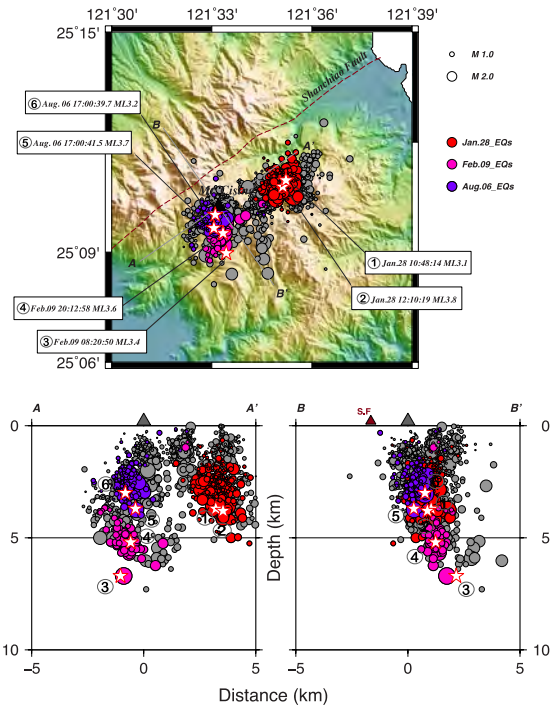
1. 地震監測結果

大屯山區域的寬頻地震網，於 2019 年所偵測的微震數量共計約 3657 起，對比 2018 的微震數量 2327 起，地震活動度大幅度增加，每月平均數量高達 300 起，為背景活動度數值的 2 倍。特別近期於大屯火山區域發生數次有感地震序列，包含 1 月 28 日八煙地震，2 月 9 日士林地震，及 8 月 6 日七星山地震，三地震序列皆包括數起規模大於 3.02 的地震，而整年度規模大於 2.5 地震更高達 29 起。1 月八煙地震、2 月及 8 月的士林地震皆伴隨大量微震，該三個月份的地震數量分別達 827、475 及 501 起。整體而言，近期大屯火山地震活動仍主要分佈於七星山、大油坑鄰近區域，與過去的背景地震活動度一致，為大屯火山區域地震活動性較高區域，但活動性隨時間有明顯變化，1 月地震活動度集中在大油坑至八煙區域，而 2-3 月地震活動度則集中於西側的七星山區域，而後全區域地震活動趨緩，至 7 月七星山側地震活動度再度提升，並於 8 月 6 日發生大規模地震序列。同時間，大油坑至八煙區域雖未有較大規模地震發生，但區域活動度持續升高持續至 10 月才漸少。值得注意，近期整體活動以七星山為主軸的局部活動度升高，除發生多次較大規模地震序列，期間也發生多次群震。

八煙地震序列，兩起規模大於 3.0 的有感地震發生於 2 小時內，伴隨著大量的餘震，約為其餘地震序列的 3-4 倍之譜，顯示該地震序列為大量的能量釋放，地球化學觀測資料，也於該地震序列前便開始出現異常，可能反應八煙區域的系統活動異常。

2 月士林地震序列包含兩起規模大於 3.0 的有感地震，震央位於七星山南側區域，為大屯火山地震活動度較低的區域，主要於 2014 年 2 月 12 日發生規模 4.2 的地震，其餘僅有零星微震發生。該地震序列深度較深，集中於 4-6 公里。主震震源

機制顯示為非典型的雙力偶地震，與 2014 年士林地震分析結果相似，應與火山活動有關，但比對其他觀測數據並未出現同步異常，可排除大規模岩漿活動。而 8 月 6 日發生兩起規模大於 3.0 的有感地震，雖然與 2 月 9 日地震序列震央分佈接近，但從剖面（圖二）分布可明顯分辨兩地震序列的分群。該地震序列與背景活動特性相似，深度集中於 2-4 公里。



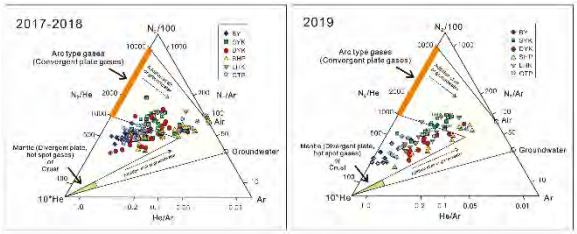
圖二、2019 大屯火山地區地震分佈圖

2. 地化分析結果

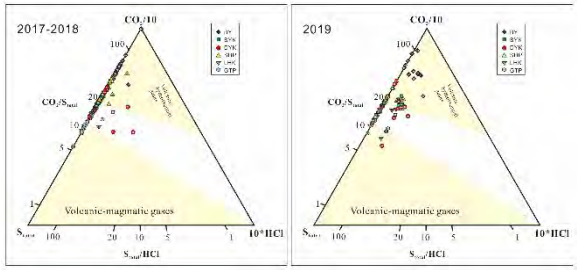
在採樣的六個主要噴氣口中，大油坑含有最高的 HCl 濃度，這指示了此區域可能含有較高的深源訊號。大油坑的氣體樣品中 HCl 含量以及 SO_2/H_2S 比值從 2004 年 8 月起有明顯的增加，但 SO_2/H_2S 比值在 2011 年後又重新下降。自 2015 年底至 2016 年，HCl 濃度以及 SO_2/H_2S 比值又略微增加。而自 2017 年至今，噴氣口溫度幾乎都降至沸點左右，HCl 濃度也都處於低點，各項指標(除 SO_2/H_2S 之外)顯示比往年略低並且呈現穩定無明顯波動。整體來說 2017 至 2018 這兩年大油坑地區的火山活動度似乎更趨於和緩。然而在 2019 年的 SO_2/H_2S 比值有兩次突增，分別是在 7 月和 10 月，由於 SO_2/H_2S 比值是非常重要的岩漿物質指示，雖然其他項目無波動，仍然不能輕忽。

在 2018 年底以來，特別是 2019 年初 1 月和 2 月的地震過後，觀測結果顯示全區的噴氣氣體樣品中都有 HCl 增加的現象。由過去的觀測資料中可以看出，除了大油坑地區外，其他噴氣口的氣體組成中 HCl 含量都相當低。從硫磺谷、小油坑、煉子坪和八煙這幾個地區的長期趨勢可以看出今年的 HCl 濃度有特別明顯的變化，相對前兩年來說是趨向活躍的一年。由上述的幾個指標，2019 年的火山活動主要以熱液活動為主，但在下半年的火山活動不排除有岩漿活動事件。另外煉子坪噴氣口的溫度在今年也有明顯的變化，最高溫比往年多出近 10℃的變化，同樣顯示 2019 年火山活動較往年趨向活躍。

另外從兩張三角圖可以幫助我們更明確看出 2019 年的變化。圖三為 N_2-He-Ar 三端成分圖，圖中明顯看出今年以來大多數噴氣口的成分中有氦氣增加的現象，特別是八煙地區更顯著。不過氦同位素並沒有明顯改變。因此氦氣量的增加可能是底下通道較往常順暢，因此有較多氦氣逸散出來，但由於來源不變，所以同位素沒有改變。另外從圖四的 CO_2-HCl-Stotal 三端成分圖來看監測結果，即前文所敘述地各地熱區有氯化氫增加的現象，從圖中可以看出有氯化氫增加的情況，且整體是偏向熱液活動為主。整體來說，2017 年和 2018 年的火山活動以熱液活動為主，相較往年較為沉寂，2019 年以來各地開始活躍，雖仍是以熱液活動為主，但間雜有部分岩漿活動活躍的現象，要密切注意後續的發展，並注意可能的噴發活動發生。



圖三、N_2-He-Ar 三端成分圖。



圖四：CO_2-HCl-S_{total} 三角圖。

四、結論

自 2019 年初開始，地化監測結果發現噴氣口氣體成分中氦氣量有明顯增加，然而氦同位素卻顯示穩定沒有明顯變化。同時自 2018 年底起至 2019 年上半年，從所有噴氣樣品中都可以觀察到有明顯 HCl 濃度增加的現象。對比近期地震資料，2019 年於大屯火山區域發生數起規模大於 3.0 的地震事件，分別為 1 月的八煙地震、2 月於七星山南側地震，以及 8 於七星山主峰附近的地震事件。而結合這些地化指標變化以及地震事件， 2018 年底至 2019 年的火山活動有漸趨活躍的現象，且上半年主要偏向以熱液活動為主。地化監測所觀測到的變動極有可能因為 1 月及 2 月的地震事件造成原有系統擾動，使得底下氣體通道變為較過往順暢，氦氣濃度因此增加，且可能有較深流體遷移造成 HCl 濃度改變。下半年有少數疑似岩漿事件的訊號，不過目前監測重點仍要持續關注活躍的熱液活動所造成的可能災害，如蒸氣噴發事件等。

參考文獻

1. Belousov, A., Belousova, M., Chen, C. H., Zellmer, G. F., 2010. Deposits, character and timing of recent eruptions and gravitational collapses in Tatun Volcanic Group, Northern Taiwan: Hazard-related issues. J. Volcanol. Geotherm. Res., 191, 205-221.
2. Lee, H.F., Yang, T.F., Lan, T.F., Song, S.R., Tsao, S., 2005. Fumarolic gas composition of the Tatun Volcano Group, northern Taiwan. Terr. Atmos. Oceanic Sci., 16, 843-864.
3. Lin, C.H., 2016. Evidence for a magma reservoir beneath the Taipei metropolis of Taiwan from both S-wave shadows and P-wave delay, Scientific Reports, Vol. 6, 39500.
4. Lin, C. H., Konstantinou, K. I., Pu, H. C., Hsu, C. C., Lin, Y. M., You, S. H., Huang, Y. P., 2005. Preliminary results from seismic monitoring at the Tatun volcanic area of northern Taiwan. Terr. Atmos. Ocean. Sci., 16, 563-577.
5. Lin, C. H., Konstantinou, K. I., Liang, W. T., Pu, H. C., Lin, Y. M., You, S. H., Huang, Y. P., 2005. Preliminary analysis of volcanoseismic signals recorded at the Tatun Volcano Group, northern Taiwan. Geophys. Res. Lett., 32, L10313, doi: 10.1029/2005GL022861.
6. Song, S.R., Yang, T.F., Yeh, Y.H., Tsao, S.J., Lo, H.J., 2000b. The Tatun volcano group is active or extinct? J. Geol. Soc. China, 43, 521–534.
7. Yang, T. F., Sano, Y., Song, S. R., 1999. 3He/4He ratios of fumaroles and bubbling gases of hot springs in Tatun Volcano Group, North Taiwan. Il Nuovo Cimento Soc. Ital. Fisica C, 22, 281-286.

含低降伏鋼板阻尼器最佳化構架之耐震性能分析與試驗研究

蔡克銓[1]　鍾侑津[2]　王孔君[3]　莊明介[4]　蔡青宜[5]

摘 要

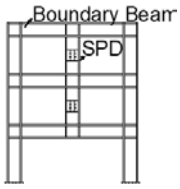
鋼板阻尼器(Steel Panel Damper, SPD)為耐震間柱的一種，中間段為非彈性核心段，上下兩段為彈性連接段，在核心段配置加勁板，可延遲受剪挫屈的發生。在抗彎構架(Moment Resisting Frame, MRF)中設置 SPD 可增加結構的側向勁度、強度與韌性。本研究利用含鋼板阻尼器抗彎構架(SPD-MRF)之最佳化程式，對僅考慮容量設計法之六層樓 SPD-MRF 進行最佳化設計，將原構架稱為「初始設計」。完成最佳化設計之構架稱為「基本設計」，針對基本設計之第一模態對應之層間位移角反應最大的三個樓層進行 1.5 倍勁度調整稱為「實用設計」，此外核心段材料分為 LYP100 與 SN400B，總共有六個 SPD-MRF 模型。基本設計可減少 12%用鋼量，但無法維持初始設計之勁度；實用設計可減少 6%用鋼量，且可維持初始設計之勁度，並讓第一模態對應之層間位移角分布更均勻。核心採 LYP100 之 SPD 有較大的設計斷面，在構架中 SPD 抗剪力比為 40%，大於核心採 SN400B 之 SPD 抗剪力比 37%。研究也進行模型側推分析與非線性動力歷時分析比較。另設計兩組以 LYP100 作為核心材料的 SPD，分別對其進行反覆加載試驗(Cyclic Test)與結合分析模型同步更新技術(Online Model Updating, OMU)的複合試驗(Hybrid Simulation)，探討 SPD 耐震容量與其於構架中的耐震性能。非線性動力歷時分析結果可得 MCE 級地震作用下 SPD 核心段之最大剪應變需求平均值為 4.13%弧度，遠低於兩組 SPD 試體之核心段剪應變容量 9.8%弧度與 14.4%弧度，且累積塑性變形(Cumulative Plastic Deformation, CPD)達 1339 以上，可承受至少 4 次 MCE 級地震才可能發生破壞，顯示 SPD 擁有良好之疲勞壽命。

關鍵詞：低降伏強度鋼，鋼板阻尼器，抗彎構架，最佳化設計，非線性動力歷時分析，複合試驗，分析模型同步更新技術

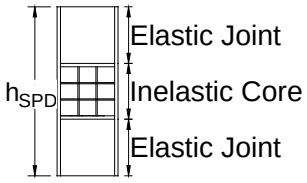
一、前言

於抗彎構架中配置 SPD(如圖一)能增加其側向勁度、強度與韌性。SPD 由三段式寬翼斷面組成(如圖二)，上下為彈性連接段，中間為非彈性核心段，翼板三段連續。以較薄或強度較弱(如 LYP100)之鋼材製造核心段，可提高其韌性。適當設計可使其在地震時發生剪力降伏以達減震效果。本研究利用張舉虹[1]提出之 SPD-MRF 最佳化設計步驟，重新設計許仲翔[2]僅考慮容量設計法的六層樓 SPD-MRF，並依照不同的設計要求與核心段材料，對總共六個 SPD-MRF 構架模型之耐震性能進行比較。同時於國震中心進行二組核心段為 LYP100 之 SPD 試體之結構試驗。以耐震性能分析所得的 SPD 最大反應作為耐震需求，與試驗結果比較，證實其具備優異之耐震性能。

[1]國立台灣大學土木工程系教授
[2]國立台灣大學土木工程所研究生
[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]國立台灣大學土木工程學系博士後研究員



圖一 含鋼板阻尼器構架



圖二 SPD 示意圖

二、鋼板阻尼器基本特性

非彈性核心段(Inelastic Core)

為主要變形消能之區域，可視為習見設計規範[3]所建議耐震構架中的變形控制元件(Deformation Control Element, DCE)。其剪力面積最小，控制 SPD 側向強度，如式(1)：

$$V_y=A_{v,IC}\tau_y=d_{SPD}t_{w,IC}\tau_y \quad (1)$$

式中$A_{v,IC}$ 為核心段剪力面積，τ_y為核心段腹板剪力降伏強度，d_{SPD} 為 SPD 之深度，$t_{w,IC}$ 為核心段腹板厚度。

彈性連接段(Elastic Joint)

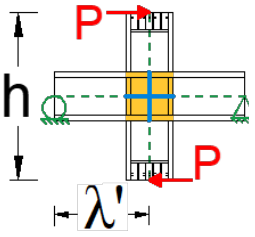
連接核心段與邊界梁的彈性構件，上下連接段之長度與斷面可完全相同。設計應考慮核心段材料超強和應變硬化產生之最大剪力時，連接段保持彈性，因此應視為耐震構架[3]中的力量控制元件(Force Control Element, FCE)。

加勁板(Stiffner)

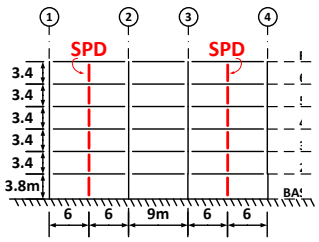
加勁板可分為核心段端部加勁板(End Stiffener)與面外束制加勁板(Buckling Restraining Stiffener)，前者分隔核心段與連接段，後者提供面外方向之束制，以延緩受剪塑性挫屈發生。本研究使用過去研究[1,2,4]提供之設計建議值，另建立數個 Abaqus 模型，判斷最有效的加勁板配置方式，並以實尺寸試體試驗驗證。

三、含鋼板阻尼器最佳化構架

本研究使用張舉虹[1]提出之 SPD-MRF 最佳化設計程式，此程式根據 SPD 與邊界反曲點位置，如圖三，從構架中取出 SPD 與邊界梁十字子構架，在選定 SPD 降伏強度下，以滿足耐震設計或提升十字子構架側向勁度為條件，進行最少用鋼量之 SPD 與邊界梁設計。六層樓 SPD-MRF 位於台灣嘉義市東區，長向六跨為抗彎構架；短向三跨為 SPD-MRF，最外圍兩跨增設 SPD，整棟構架共有 24 組 SPD，圖四為短向立面圖。許仲翔[2]設計之六層樓 SPD-MRF 僅考慮容量設計法，稱為初始設計(Original Design, OD)。對 OD 進行最佳化設計後所得構架稱為基本設計(Basic Design, BD)，針對 BD 之第一模態對應之層間位移角反應分佈最大的三個樓層，再進行 1.5 倍勁度調整後所得構架稱為實用設計(Practical Design, PD)。模型命名模組為 OD/BD/PD-核心段材料，核心段材料分為 SN400B 與 LYP100，總共有六個模型。另外 HS-LYP100 為複合試驗所用之模型，因應實驗要求在短向中間跨一二樓增設 SPD，整棟構架有 28 組 SPD，由於更改 SPD 設計數量，因此不將此 HS-LYP100 模型與其他設計模型的分析結果進行比較。



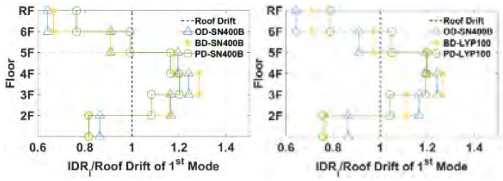
圖三十字子構架示意圖



圖四 SPD-MRF 短向立面圖

第一模態之層間位移角

使用第一模態計算層間位移角與屋頂位移角，並利用屋頂位移角將各層間位移角正規化，結果如圖五所示。OD 與 BD 層間位移角反應較大的前三個樓層皆為二樓、三樓與四樓，因此針對這三個樓層進行十字子構架 1.5 倍勁度調整，所得 PD 讓整體反應更加均勻。



圖五 IDRi/Roof Drift of 1st Mode 比較圖
(左右分別為 SN400B 與 LYP100 核心)

週期、用鋼量與系統超強

表一列出各模型週期、用鋼量與系統超強比較。BD 週期比 OD 多了 6.3%以上，但用鋼量皆減少 12%；PD 週期和 OD 接近，但用鋼量仍減少 6%以上。系統超強為屋頂側位移角為 2%弧度時基底剪力與設計基底剪力之比值，各模型系統超強為 2.7 至 3，與習見規範[5]中 MRF 系統超強建議值 3 接近，代表 SPD-MRF 有類似的容量。

表一 各模型比較

Model	第一模態週期	用鋼量減少	系統超強
OD-SN400B	1.26 sec	N/A	2.86
BD-SN400B	1.36 sec	12%	2.72
BD-LYP100	1.34 sec	12%	2.71
PD-SN400B	1.25 sec	6.3%	3
PD-LYP100	1.26 sec	10%	2.86

SPD 抗剪力比

核心採 LYP100 模型由於有較大 SPD 斷面，平均 SPD 抗剪力比為 40%，大於核心採 SN400B 模型平均 SPD 抗剪力比為 37%，與許仲翔[2]原設計期望 SPD 需承受 40%設計地震力接近。

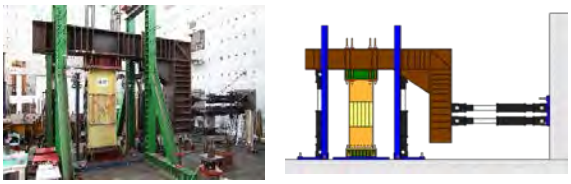
四、鋼板阻尼器試驗

試驗目的

本研究設計兩組試體 4L0T 與 5L0T，L 為縱向加勁板數量(4 與 5)，T 代表橫向加勁板數量(為 0)。核心段材料為 LYP100，其餘材料皆為 SN490B，兩者核心段束制面積與剛度一致，加勁版數量與厚度不一樣，全高為 2.8 米，進行反覆加載試驗與複合試驗。試驗目的為探討(1)加勁板配置型式對 SPD 剪應變容量之影響，(2)核心採 LYP100 之 SPD 累積塑性變形容量，(3)核心採 LYP100 之 SPD 於 MRF 中的耐震性能。

試驗方法

本研究於國震中心台北實驗室進行複合模擬與反覆加載試驗。試驗配置如圖六所示。共以四支油壓致動器透過 L 型傳力構架對 SPD 進行三個自由度(水平位移，水平轉角，垂直力量)的控制。為能精準將目標變形施加於試體上，本系列試驗中亦利用高精度數位式位移計，量測並控制 SPD 在試驗中之上下端側向位移與面內轉角。



圖六 複合模擬與反覆加載試驗配置圖

複合模擬試驗所採用之分析引擎為 "Platform for Inelastic Structural Analysis for 3D Systems" (PISA3D)。本研究在 PISA3D 中加入了新的 C++類別，使其能支援國震中心開發與使用之通訊協定 "Remote Experimental Control and Data Exchange" (Recdex) [7]，進而達到透過網際網路連結 PISA3D 與致動器控制程式協同合作以進行複合模擬試驗之目的。

於實驗進行當中，本研究採用國震中心開發之 OMU 線上模型更新技術[8]，利用由試體所量得之最新反應，更新其餘以數值方式模擬元素的模型材料參數，以最大化利用實驗資料增進分析準確度。

此外，在軟體構架方面，本研究亦對 PISA3D 進行程式碼重構之工作，使 OMU 與 PISA3D 可各自獨立執行，但同時可透過 Recdex 交換訊息。除可大幅增進此二程式各自發展擴充演化之空間外，同時達成一個 PISA3D 可輕易與多個 OMU 程式協同合作之彈性。在進行複合模擬試驗時，此技術可以非常經濟的方式大幅提高解析模型的擬真度，以及複合模擬結果的準確度。

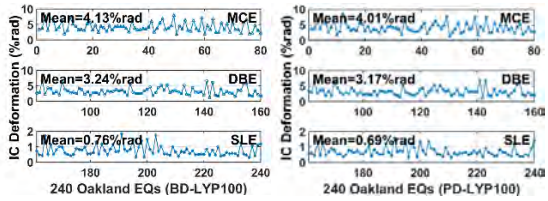
試驗結果與討論

由於 4L0T 與 5L0T 採不同的試驗方法，用定量數值代表兩者耐震能力。4L0T 與 5L0T 核心段剪應變容量為 9.8%與 14.4%弧度；CPD 為 1339 與 2372，證實 5L0T 耐震能力優於 4L0T，也代表相同加

勁板剛度下，增加加勁板厚度不如增加加勁板數量，更能延緩挫屈發生時機。有關5L0T 結合 OMU 複合試驗結果與 Abaqus 模型分析結果，可參閱鍾侑津碩士論文[8]。

五、SPD-MRF 非線性動力歷時分析

進行非線性動力歷時分析評估耐震性能時，採用可以反應工址地震危害度之地震加速度歷時，本研究使用提供給美國加州奧克蘭市，240 組含近斷層地震加速度歷時[9]，依據回歸週期 2475 年(Maximum Considered Earthquake, MCE)、475 年(Design Base Earthquake, DBE)、72 年(Service Level Earthquake, SLE)分為三個等級。核心採 LYP100 之 SPD-MRF 於地震歷時下 SPD 最大核心剪應變反應如圖七，試體核心剪應變容量遠大於 MCE 需求。BD-LYP100 與 PD-LYP100 於 MCE 地震下 CPD 需求分別為 298 與 322，4L0T 與 5L0T 分別可承受約 4 次與 7 次 MCE 地震，顯示本研究之所有試體皆具優異之耐震性能與疲勞壽命。



圖七 240 組地震歷時下最大核心段剪應變(左右圖分別為 BD-LYP100 與 PD-LYP100)

六、結論與建議

1. 相較於 OD，BD 週期增加 6%，但減少 12%用鋼量；PD 週期與 OD 一致，卻減少 6%用鋼量，且對反應大之樓層進行勁度調整，可讓第一模態層間位移角分布均勻。
2. 各模型系統超強約為 3，與習見鋼結構耐震設計規範中 MRF 系統接近，代表 SPD-MRF 有類似之容量。此外即使更改斷面尺寸，SPD 抗剪力比皆與原設計要求一致。
3. 不論是核心段剪應變容量還是 CPD 容量，5L0T 的耐震能力皆優於 4L0T，因此核心段相同的束制面積與加勁板剛度下，增加縱向加勁板數量優於增加加勁板厚度。
4. 4L0T 與 5L0T 可分別承受 4 次與 7 次 MCE 地震，顯示出核心採 LYP100 之 SPD 有優異的耐震性能與疲勞壽命。

參考文獻

1. 張舉虹、蔡克銓，「含鋼板阻尼器構架最佳化設計研究」，結構工程，第 34 卷，第 1 期，第 27~56 頁，2019 年。
2. 許仲翔、李昭賢、金步遠、蔡克銓，「含鋼板阻尼器構架耐震設計與分析」，結構工程，第 32 卷，第 2 期，第 5~34 頁，2017 年。
3. ASCE 7-16 (2016) “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures” American Society of Civil Engineers.
4. Chen, Z., Ge, H., Usami, T. (2006) “Hysteretic Model of Stiffened Shear Panel Dampers.” Journal of Structural Engineering, ASCE, 132, 478-483.
5. AISC 341-16 (2016). “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.” American Insstitution of Steel Construction, Chicago.
6. 鍾侑津 (2019)「含低降伏鋼板阻尼器最佳化構架之耐震性能分析與試驗研究」，台大土木系結構組碩士論文。蔡克銓教授指導。
7. Wang K.J., Chuang M.C., Li C.H., Tsai K.C. (2019). “A Distributed Computing Platform for Conventional Hybrid Simulation,” *Proceedings of the COMPDYN 2019*, Crete, Greece, Paper # 18910.
8. Chuang M.C., Hsieh S.H., Tsai K.C., Li C.H., Wang K.J., Wu A.C. (2018). “Parameter identification for on-line model updating in hybrid simulations using a gradient-based method,” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **47**(2): 269-293.
9. Baker, J. (2010). “PEER site-specific ground motions for Oakland: record selection notes.”

台灣住商混用建築物之耐震設計用途係數修正建議

林克強[1,2]　簡文郁[1]　翁元滔[3]　鍾立來[4]

摘 要

本文提出台灣 2011 年版「建築物耐震設計規範與解說」第 2.8 節，有關第三與第四類用途混用建築物的用途係數兩項修正建議案。目的在檢討原條文無法完全涵蓋第三與第四類用途混用建築物的 I 值使用，特別對於供公眾使用累積樓地板面積介於 1000 m^2與 3000m2 者，I 值使用 1.0 與 1.25 的語意不清，提出建議修正案，做為工程師進行耐震設計時之參考與依循。此兩建議修正案是維持現行規範的訂定邏輯，並修改條文最少範圍的原則下修正之，然若有更先進的用途係數思考邏輯不在此限。

關鍵詞：用途係數、供公眾使用、用途混合建築物

一、前言

根據台灣現行建築物耐震設計規範與解說（內政部營建署， 2011），建築物須考量其使用用途以決定用途係數 I （或稱用途重要係數，occupancy importance factor），進而計算設計地震力。對於不同用途，規範訂定不同用途係數值，目的在提高重要性、儲放危險物品、或供公眾使用等建築物的設計地震力， 以提升該建築物的抗震能力。依據該規範第 2.8 節之規定，對於供公眾與一般用途混合使用建築物，其用途係數 I 值的規定尚未盡周全。因此工程師在進行此類住商混用建築物之耐震設計時，對於用途係數的決定，往往造成困擾。本文的目的欲補齊現行規範對住商混用建築物之用途係數規定的不足，期依現行規範原規定之精神，並在修正 2.8 節條文最少範圍的原則下，檢討可能無法明確涵蓋之處，提出建議修正方案，使該規定能涵蓋所有的應用範圍，避免工程師在決定用途係數時的困擾。

二、現行規範規定

根據現行規範（2011 年版）規定，用途係數分為四類，包括：

第一類建築物，即在地震災害發生後必須維持機能以救濟大眾之重要建築物，I=1.5；

第二類建築物，即儲存多量具有毒性、爆炸性等危險物品之建築物，I=1.5；

第三類建築物，即供公眾使用之建築物，I=1.25；

第四類為其他一般建築物，I=1.0。

規範對於 I 值大於 1 之第一至三類建築物的認定均採正面表列，但也考量因隨時代變遷，新增重要性高、儲放危險物品、或供公眾使用等建築物類型的可能性，故均有“經中央主管機關認定建築”的條款。一般而言，第一與第二類建築物均屬特定建築物，其認定相對明確，且當與其他一般（第四類）建築物混合時，大多認定為第一與第二類建築物，爭議較少。然而，隨著社會工商業活動的頻繁與需求，快速且大量孕育住商混用建築物的誕生，其類型愈加多元，故第三類供公眾使用與第四類住宅用途混用的住商混用建築需求愈加顯著。根據現行建築物耐震設計規範於第 2.8 節，供公眾使用（第三類）與其他一般使用（第四類）的用途混用建築物，或單

[1] 國家地震工程研究中心研究員
[2] 國立台灣科技大學營建工程系合聘教授
[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副主任

棟作為供公眾使用建築物的用途係數 I 值包括下列兩項規定：

(a)一棟建築物如係混合使用，上述供公眾使用場所累計樓地板面積超過三千平方公尺或總樓地板面積百分之二十以上時，用途係數才需用 1.25。

(b)如一棟建築物單種用途使用（供公眾使用）時，必須總樓版面積超過一千平方公尺，用途係數才需用 1.25。

其中，第三類供公眾使用建築物包括：
(1) 各級政府機關辦公廳舍（第一類建築物之外）。
(2) 教育文化類：幼稚園；各級學校校舍(第一類建築物之外)；集會堂、活動中心；圖書館、資料館；博物館、美術館、展覽館；寺廟、教堂；補習班；體育館。
(3) 衛生及社會福利類：醫院、診所(第一類建築物之外)；安養、療養、扶養、教養場所；殯儀館。
(4) 營業類：餐廳；百貨公司、商場、超級市場、零售市場；批發量販營業場所；展售場、觀覽場；地下街。
(5) 娛樂業：電影院、演藝場所、歌廳；舞廳、舞場、夜總會；錄影節目播映、視聽歌唱營業場所；保齡球館。
(6) 工作類：金融證券營業交易場所之營業廳。
(7) 遊覽交通類：車站、航運站。
(8) 其他經中央主管機關認定之建築物。

由此規定發現，當一棟建築結構物做為第三類供公眾使用與第四類供其他一般使用之用途混合使用時，供公眾使用累積樓地板面積不大於 1000m^{2}或超過 3000m^{2}建築物，其用途係數 I 值規定明確，分別為 1.0 與 1.25，但其介於 1000m^{2}與 3000m^{2}者，其 I 值使用的語意不清，容易造成使用上的混淆或誤解。因此現行規範應針對此第三與第四類建築物混用時的用途係數使用規定加以釐清，提供工程師進行耐震設計時之參考與依循。

三、建議修正方案

如前節所述，現行規範第 2.8 節有關第三與四類用途混用建築物之用途係數規定中，因部分情況無法明確決定其用途係數值，故本文欲在不改變該條文的原始訂定精神與邏輯、沿用現行相關規定、及更動條文範圍最小等原則下，提出第三與四類用途混用建築物之用途係數規定條文部分修正案，目的在使修正後之規定與現行規定有其一致性。然而，若未來研究對此用途係數的訂定精神與邏輯有改變時，再加以修訂。

為方便爾後的說明與討論，在此先定義兩個符號，一為建築物中供公眾使用累積樓地地板面積 A_{PC} (cumulative floor area of building for public use)；另一為建築物總樓地板面積 A_T (total floor area of building)。依據現行規範規定，對於 A_{PC} 不大於 1000m^{2}或超過 3000m^{2}建築物，其用途係數 I 值已分別明確規定為 1.0 與 1.25，本文在不更動此原有規定下，針對 A_{PC} 介於 1000m^{2}至 3000m^{2}的建築物，提出 A、B 兩個建議修正案。

修正案 A

本案是依據現行規範第 2.8 節中第三類供公眾使用與第四類其他一般用途混合使用建築物規定（詳前節）為基礎，即 A_{PC} 超過 3000m^{2}或 A_{PC}/A_T 大於 20%時，用途係數需採用 1.25，與建築物做為供公眾單一使用用途時的限制，即一棟建築物在單種用途使用條件下，A_T超過 1000m^{2}時，用途係數需使用 1.25。此案建議將上述兩規定直接組合，明確定義用途混合使用建築物的 A_{PC} 面積介於 1000 至 3000 m^{2}者之用途係數採用值，如圖一所示。本建議修正案並無變動原條文規定，僅將供公眾使用累積樓地板面積 A_{PC} 在 1000 至 3000 m^{2}區間部分清楚說明。其中，黑色虛線上代表建築物屬於供公眾使用之單種用途建築物，即建築物中供公眾使用累積樓地板面積等於建築物總樓地板面積，$A_{PC}=A_T$。在紅色斜線區域及紅色線上之 I 值為 1.25，在綠色區域及線上之 I 值應取 1.0。此修正方案中，A_{PC} 在 1000m^{2}處為一平台段。

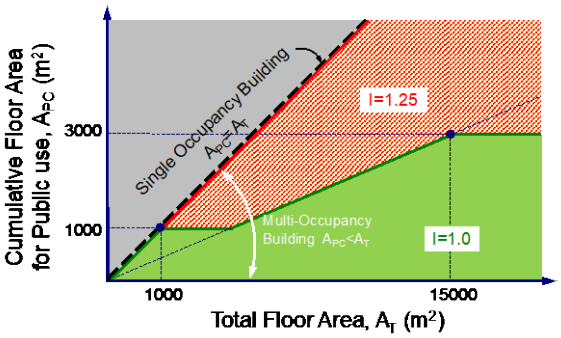


圖 1 用途混合使用建築物之用途係數建議修正案 A 結果

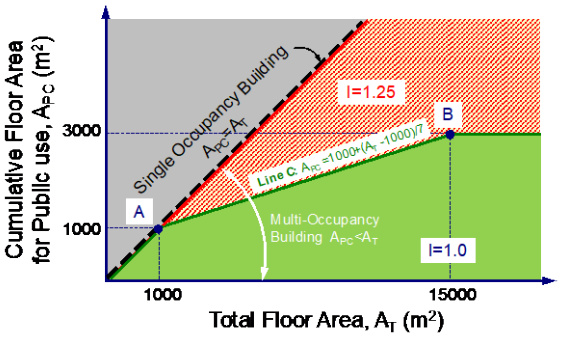


圖 2 用途混合使用建築物之用途係數建議修正案 B 結果

修正案 B

本案是依據現行規範第 2.8 節中第三類供公眾使用與第四類其他一般用途混合使用建築物規定（詳前節），即 A_{PC}超過 3000m^{2}或 A_{PC}/A_T大於 20%時，用途係數需採用 1.25 的條件，決定圖二中的 B 點，與建築物做為供公眾單一使用用途時的限制，即一棟建築物在單種用途使用條件下，A_T超過 1000m^{2}時，用途係數需使用 1.25 的條件，決定圖二中的 A 點，在供公眾使用累積樓地板面積 A_{PC}在 1000 至 3000 m^{2}區間部分，以 Line C（AB 直線）區分 I=1.0 與 1.25，圖二為混合使用建築物的用途係數決定結果。此案的特點為 A_{PC}在 1000 至 3000 m^{2}間以線性關係決定混合使用建築物的 I 使用 1.0 或 1.25。Line C 的方程式如下:

$$A_{PC} = \frac{A_T+6000}{7} \quad (\text{m}^2) \qquad (1)$$

四、建議修正方案討論

本文所提之用途係數建議修正方案，主要針對現行建築物耐震設計規範（內政部營建署，2011）中，有關第三類與第四類用途混合使用建築物之用途係數規定不清楚或不足者加以釐清。本次修正僅微幅修正，故依原規定的架構與邏輯，補齊不足或解決衝突之處，以更動原規定文字最少為原則。

敘述於第二節(a)、(b)兩項的原規定中，(a)項是用途重要性為第三與第四類建築物的用途係數 I 使用值規定，要求用途為第三類供公眾使用場所的累計樓地板面積超過 3000 m^{2}或總樓地板面積百分之二十以上之建築物，用途係數需用 1.25；(b)項是用途重要性為第三類供公眾單獨使用建築物的用途係數 I 使用值規定，要求單獨第三類供公眾使用累計樓地板面積超過 1000 m^{2}之建築物，用途係數需用 1.25。在此規定下，一般認為，無論建築物為第三類供公眾單獨使用或與第四類其他一般用途混合使用，若公眾使用的累計樓地板面積只要不超過 1000 m^2，建築物的 I 值可使用 1.0；若公眾使用的累計樓地板面積超過 3000 m^2，建築物的 I 值需使用 1.25。因此，修正案 A 與案 B 均採用相同的見解，僅在公眾使用的累計樓地板面積超過 1000 m^{2}但未超過 3000 m^{2}建築物有所差異。

修正案 A

本案著重在前述原條文中的(a)項規定，即第三與第四類用途混用建築物的用途係數 I 使用值是依 A_{PC}/A_T的比值 0.2 做為分界，如圖 1 所示，就圖形而言，在 A_{PC}=1000 m^{2}有一平台段。本案的修正條文與原規定條文相同，採文字描述，建議修正為：

一棟建築物如係上述第三類與第四類單獨或混合使用之建築物，第三類供公眾使用場所(1)至(8)項累計樓地板面積未超過 1000 平方公尺者，用途係數為 1.0；前述供公眾使用累計樓地板面積超過 3000 平方公尺者，用途係數需用 1.25；供公眾使

用累計樓地板面積介於 1000 至 3000 平方公尺者，且供公眾使用累計樓地板面積超過總樓地板面積百分之二十時，用途係數需用 1.25，否則可用 1.0。

本修正案主要釐清第三與第四類用途混用建築物之 A_{PC} 未超過 3000 m^2 者的 I 值使用規定，特別補齊原規定未明確規範 A_{PC} 介於 1000 至 3000 m^2 建築物的 I 值使用。

修正案 B

本案特點著重在避免前述原條文中的(a)、(b)兩項規定（A_{PC} 介於 1000 至 3000 m^2）間的 I 規定值發生平台轉折，使其隨 A_{PC} 成線性變化。即在 A_{PC} 介於 1000 至 3000 m^2 的建築物，以 A_{PC}=1000 m^2 的單棟供公眾使用建築物，與 A_{PC}=3000 m^2 且 A_{PC}/A_T 比值為 0.2 的第三與第四類用途混用建築物做為決定用途係數 I 值使用 1.0 或 1.25 的分界端點，分別如圖 2 中的 A、B 兩點。A_{PC} 介於 1000 至 3000 m^2 建築物之 I 值為 1.0 與 1.25 的分界是以 A、B 兩點依線性方程式（公式(1)）關係決定。本案的修正易以方程式描述，本案建議修正為：

一棟建築物如係上述第三類與第四類單獨或混合使用之建築物，

(a) 當 $A_{PC} \le 1000$ m^2 時，I=1.0

(b) 當 $A_{PC} > 3000$ m^2 時，I=1.25

(c) 當 1000 $m^2 < A_{PC} < 3000$ m^2 時，

若 $A_{PC} > 1000 + \frac{A_T - 1000}{7}$，

I=1.25，

否則 I=1.0。

其中 A_T 為建築物總樓地板面積。

A_{PC} 為公眾使用累積樓地地板面積。

前述建議修正案 A 與 B 主要差異在 A_{PC} 介於 1000 至 3000 m^2 建築物的 I 值使用規定，其中建議修正案 A 仍維持原規定，I 值採用 1.25 者，A_{PC}/A_T 比值需大於 0.2 的比例原則；建議修正案 B 即在決定圖 2 中的 B 點採用此比例原則，並以第三類單獨使用建築物 $A_{PC}=A_T$=1000 m^2 之 A 點所連成的直線，做為 I 值為 1.0 與 1.25 的分界，已獲得 A_{PC} 在 3000 m^2 以下時，I 值為 1.0 與 1.25 的分界能依 A_{PC} 值的增加而連續變化。另一方面，比較建議修正案 A 與 B 所得用途係數 I 值的範圍（如圖 1 與 2）可得，案 A 會使 I 值採用 1.25 的面積較案 B 者為大，就第三與四類用途混用建築物的設計地震力而言，案 A 較案 B 會獲得較為保守的結果。

除此之外，應特別注意，在計算第三類供公眾使用建築物之累計樓地板面積時，應為規範規定之第三類(1)至(8)項供公眾使用用途的面積總和，而非僅考量單項的面積分計。

結論與建議

本文提出台灣 2005 年版「建築物耐震設計規範與解說」（內政部營建署，2005）與 2011 年修正版本（內政部營建署，2011）第 2.8 節，有關第三與第四類用途混用建築物的用途係數兩項修正建議案。目的是在現行規範之原規定精神，及修改 2.8 節條文最少範圍的原則下，檢討原條文無法完全涵蓋第三與第四類用途混用建築物的 I 值使用，特別對於供公眾使用累積樓地板面積 A_{PC} 介於 1000m^2 與 3000m^2 者，I 值使用 1.0 與 1.25 的語意不清，提出建議修正案，做為工程師進行耐震設計時之參考與依循。此兩建議修正案均可達到上述的修正目的，以維持現行規範的訂定邏輯。然若有更先進的用途係數思考邏輯不在此限，但可提供做為爾後修訂規範的參考，惟應考量規範整體邏輯。

參考文獻

1. 內政部營建署（2005、2011），建築物耐震設計規範與解說，中華民國九十四年七月一日、一百年七月一日，台北市。

結合接收函數及單站頻譜比之淺層速度構造聯合推估方法

林哲民[1]　郭俊翔[1]　黃雋彥[2]　溫國樑[3]

摘 要

本研究為了更準確的推估控制地震動場址效應的淺部地層震波速度構造，結合強震站地震資料之接收函數（RF）及單站頻譜比（HVSR），開發了名為 HVSREC 之淺層速度構造聯合推估方法；此方法之優點在於能夠同時符合實測之時間域波形與頻率域的地震動場址特性，更能確保推估速度模型之可靠性。為評估此 HVSREC 方法之可行性，挑選在先前研究中僅採接收函數推估結果明顯不佳之強震站進行測試，結果顯示此方法在僅讓 RF 擬合度微幅降低的情況下，能使頻率域的 HVSR 擬合度大幅提高，也能使所推估的速度構造之場址共振主頻能更符合地震實測結果。聯合推估方法能擷取兩種資料之優點，包括 RF 歷時波相相對到時及深部構造推估能力，以及 HVSR 對於場址主頻的主要速度介面及淺部構造的解析力等，確保所推估之淺層速度構造能同時符合實測地震之時間域及頻率域特性，進而提升未來在地震動預估及工程防災應用之精確性。

關鍵詞：地層速度構造、聯合逆推、接收函數、單站頻譜比

一、前言

臺灣位於板塊聚合帶的地體構造背景，造成高度的地震活動性；而快速度抬升、風化、侵蝕及構造活動也使臺灣產生許多廣大且深厚的沈積平原及盆地，地震動在這些軟弱地盤內會因場址效應導致震波放大或延長，進而導致地震災害的發生。為了進一步瞭解這些地震動場址放大行為，透過解析主導地動場址效應的淺部地層之震波速度構造，能提供最直接的解釋與應用。因此，本研究團隊在先前研究中利用傳統地震學上之 P 波接收函數（Receiver Function，簡稱 REC）分析方法，分析臺灣地區 TSMIP 強震站之高頻加速度強震波形，透過理論計算擬合各測站接收函數波形，推估出超過 700 個強震站之淺層剪力波速度構造，建立三維的臺灣淺部剪力速度構造模型，除完整剪力波速度分布，也提供包含 Vs30、工程基盤、$Z_{1.0}$ 等各類重要深度參數，作為地震學研究及地震工程應用之基礎資料（林哲民等人，2018）。

為了驗證這些淺層速度構造之正確性，透過實測地震資料的地層轉換函數與推估速度模型所計算的理論轉換函數進行比對也證實，大多數強震站求得的淺層一維剪力波速度構造之理論轉換函數都與實測地震的經驗轉換函數有一定的相似性，無論是在場址共振主頻或是不同頻率間的場址放大係數變化，也就是說此速度構造能夠反應實際地震資料中看到的場址特性。

但不可否認的，仍有不少測站的速度構造與實測的經驗地層轉換函數不相符，這樣的結果會造成未來這些錯估的速度構造使用在數值模擬、地動預估或工程應用時產生誤差，因此本研究嘗試透過構造推估方法的改進來修正這些不適當的強震站速度構造。

二、淺層速度構造聯合推估方法

接收函數法是利用地震波之水平向及垂直向波形資料在頻率域上的相除，也就是時間域上的解迴旋動作，有效去除震源

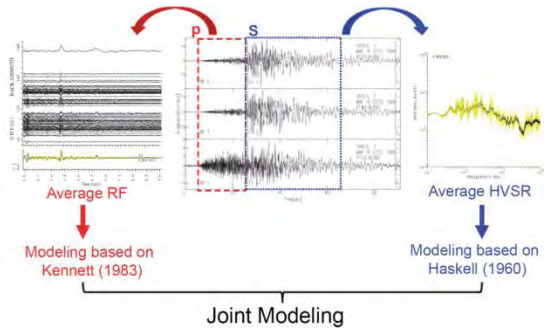
[1] 國家地震工程研究中心研究員
[2] 國家地震工程研究中心助理研究員
[3] 國家中央大學地球科學系教授

及儀器效應，產生的地層轉換波相則透過時間域的擬合而求得測站下的一維速度構造。因此，對於地動場址特性在時間域波形的影響能提供較準確的資訊，但相對的卻可能忽略頻率域的場址反應差異。

為了確保推估的速度構造能直接符合實測之地震場址特性，最直接的方法就是在擬合接收函數波形的時候同時擬合各測站之頻率域地層轉換函數，在本研究中採用強震站地震資料之單站頻譜比作為實測地層轉換函數之擬合標的，也就是進行接收函數（REC）與單站頻譜比（Horizontal to Vertical Spectral Ratio，簡稱 HVSR）之聯合推估。此聯合推估法有幾個優點，首先接收函數分析和單站頻譜比分析都只需要單一測站的地震資料，不需要任何測站配對或波線路徑的問題，也就跟現有分析的測站下一維速度構造假設相同；其二，兩種方法都是基於同一個原理，透過在頻率域將水平向除以垂直向的方式來去除震源與路徑效應，只是接收函數分析有將此頻譜比再轉換回時間域之接收函數波形，針對這些地層轉換波相進行擬合，而單站頻譜比則是直接觀察震波場址效應在頻率域的分布；也因此，同時擬合接收函數及單站頻譜比就代表所求得之速度構造能夠同時符合時間域波形與頻率域之場址放大特性，更能確保推估速度模型之可靠性。

本研究發展之同時擬合接收函數及單站頻譜比的速度構造聯合推估方法稱為 HVSREC，圖一是本研究發展之速度構造聯合推估方法的基本分析概念。一筆實測地震資料的三分量波形會擷取 P 波到時及 S 波到時之間的波形進行接收函數分析，獲得包含地層轉換波相之徑向（Radial）接收函數波形，透過所有地震資料平均來取得代表該測站之接收函數波形。單站頻譜比的計算則是擷取 S 波到時之後的三向量波形，計算二水平向富氏譜之向量和後除以垂直向富氏譜，同樣透過所有地震資料平均來取得代表該測站之單站頻譜比。

在速度構造推估時採用基因演算法（Genetic Algorithms），透過大量隨機和演化模式所產生的速度模型來同時擬合接收函數及單站頻譜比，尋找擬合結果最佳的結果作為該測站之速度構造。擬合時，接收函數是採用 Kennett（1983）進行理論函數計算，再以理論與實測函數之均方根差進行擬合度計算；單站頻譜比則採用 Haskell （1960）之垂直入設 SH 波進行模擬，擬合度則是線性相關係數和共振主頻差異所定義。而聯合逆推則是以接收函數與單站頻譜比各佔 60%及 40%的方式來取得其整體擬合度，此權重設定是經過簡單測試決定。



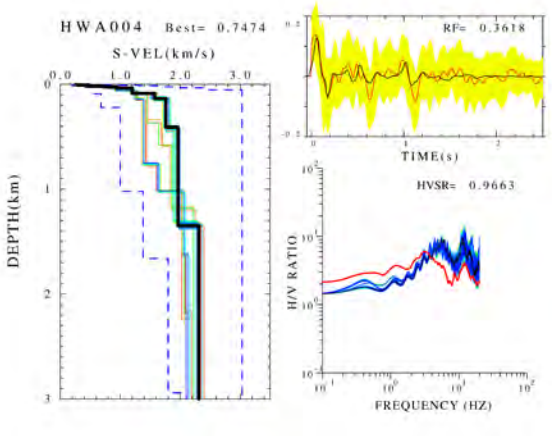
圖一 結合接收函數與單站頻譜比擬合之速度構造聯合推估方法（HVSREC）的基礎概念

三、強震站測試分析

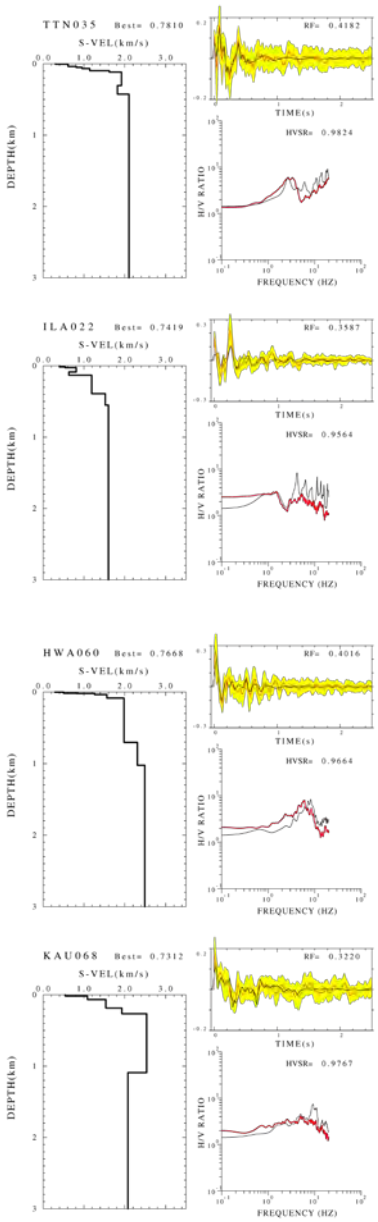
為評估此 HVSREC 方法之可行性，挑選採接收函數推估之速度模型之結果不佳之測站進行測試，圖二是強震站 HWA004 利用聯合推估方法所推估之速度構造。HWA004 最終之速度構造所對應的接收函數波形（黑線）能很好的擬合實際觀測波形(紅線)，尤其是一秒內的主要轉換波形，但對於較晚到的低振幅波相則較無法擬合；至於單站頻譜比之擬合則與實測資料的線性變化符合良好，但主頻以上的 4 至 10 Hz 間有些微的高估，但已比只採用接收函數單一擬合方法來的改進許多。圖三是另外四個強震站的聯合推估結果，整體來看單站頻譜比的線性變化和主頻位置都可以擬合得很好，擬合度很高；接收函數的主要波相也都能擬合得很好，但和 HWA004 一樣，較晚到的低振幅波相則不容易擬合，此現象可能代表聯合推估會因為單站頻譜

比的加入控制，會將擬合之速度構造深度限制對場址效應貢獻較大的淺部地層，導致無法擬合後段的接收函數波形。

為了瞭解此聯合推估方法（HVSREC）與單純只用接收函數（REC）或是單站頻譜比（HVSR）擬合之結果差異，圖四將三種方法針對前述四個強震站的分析結果放在一起比較，而且除了推估出之速度構造外，也分別計算對應之單站頻譜比和接收函數波形進行比對。從實測與三種方法擬合的單站頻譜比來看，擬合最佳的還是 HVSR 方法，無論在主頻、振幅變化及甚至是高頻的頻譜比，都有最佳的擬合；而 HVSREC 聯合推估方法則是第二佳的，主頻及整體趨勢大致可以擬合，但在一些測站會有主頻略微偏移或是高頻帶振幅高估的情形；至於 REC 方法由於在速度推估時完全不考慮單站頻譜比，所以會有測站出現對應之單站頻譜比與實測資料完全不同的情形。若從接收函數的擬合情形來看，REC 方法能提供最佳的擬合度，前面的主要波相幾乎都能很好的重建，後段的小波相也能有一定比例的再現；而 HVSREC 聯合推估方法同樣是第二佳的，在前段的主要波相都能很好的模擬，但對於後段的小振幅波相及細微的變化則較難有好的擬合；而不考慮接收函數擬合的 HVSR 方法當然就顯示最差的比對結果，最多只有前一兩個波相能夠有效的重建。



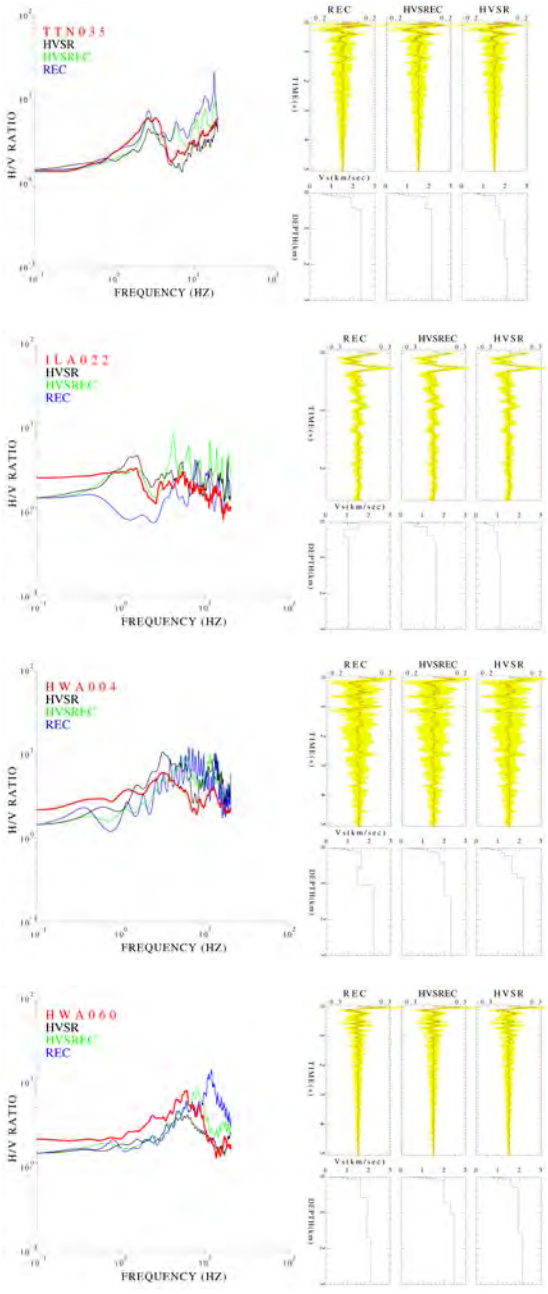
圖二 HWA004 強震站進行 HVSREC 速度構造聯合推估結果



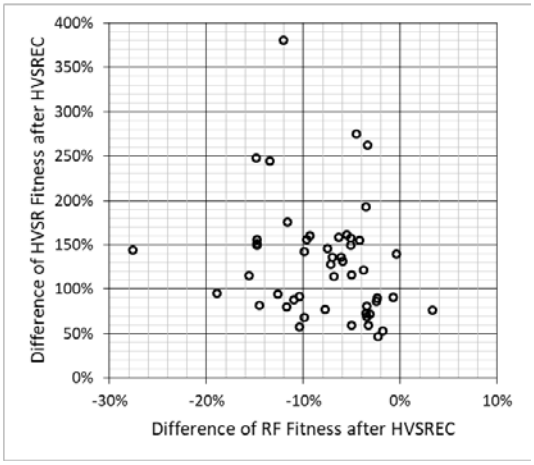
圖三 四個強震站之 HVSREC 速度構造聯合推估結果

本研究最後挑選了 50 個單獨採接收函數推估之速度模型明顯不符合經驗轉換函數的測站重新進行 HVSREC 速度構造聯合推估，圖五是這兩種速度構造結果之理論 RF 歷時波形與 HVSR 頻譜比和實測資料的擬合值（Fitness）變化度。由於 HVSREC 方法加入了 HVSR 擬合的比重，會導致 RF 歷時擬合略微降低，主要也就是前面提到降低了對後段波相的擬合，但半數以上的 RF 擬合度降低都在 10%以內，絕大多數也都在 20 以內。但藉由 HVSREC 方法所推估之速度構造，可以在 RF 擬合度降低在很小

的範圍內，使頻率域的 HVSR 擬合度幾乎都大幅提高到 50%以上，半數以上的測站甚至有一倍以上的 HVSR 擬合度提升，此變化主要部份也來自 HVSR 場址共振主頻能更符合地震實測結果。雖然 RF 及 HVSR 的擬合度計算方式有所不同，但 HVSREC 聯合方法對確保所推估之淺層速度構造能同時符合實測地震之時間域及頻率域特性的能力，是相當顯著的。



圖四 四個強震站分別採用 RF、HVSR 及 HVSREC 三種方法推估速度構造之結果交叉比對



圖五 相對於單純用 RF 方法之推估結果，50 個強震站藉由 HVSREC 聯合分析後之 RF 歷時與 HVSR 頻譜之擬合度變化

四、結論與展望

這些測試與比對結果顯示，本研究提出的整合接收函數及單站頻譜比之 HVSREC 擬合方法來聯合推估速度構造能夠擷取兩種資料之優點，包括來自速度介面的接收函數之轉換波相到時，以及單站頻譜比對於控制場址主頻的主要速度介面及淺部構造的解析力等，透過取得兩者之平衡來獲得同時符合時間域及頻率域場址特性的強震站淺部速度構造。因此，後續在針對此方法微調改進以後，會針對其他速度構造結果有疑慮的測站進行此聯合逆推，確保最終台灣三維淺層速度模型的結果能符合實測地震特性。

參考文獻

1. Haskell, N. A., “Crust reflection of plane SH-waves”, J. Geophys. Res., 65, 1960, pp. 4147-4150.
2. Kennett, B. L. N., “Seismic wave propagation in stratified media”, Cambridge University Press, 1983, 342pp.
3. 林哲民、郭俊翔、黃雋彥、謝宏灝、思敬章、溫國樑，“臺灣 TSMIP 強震站之淺層剪力波速度構造研究”, NCREE-18-019, 2018, 141 頁.

半主動自體調諧質量阻尼系統耐震行為研究

劉郁芳[1]　林子剛[2]　張國鎮[3]

摘 要

本研究提出透過半主動控制方法改善已經被動控制最佳化後的自體調諧質量阻尼系統(Optimum Building Mass Damper System，OBMD)，目地為更進一步提升結構體動態反應的控制效能。將原本 OBMD 所使用的液態遲滯阻尼器置換為半主動控制元件-MR Damper，使 OBMD 被動控制系統轉化成新的半主動控制系統(SOBMD)，進而更提升 OBMD 系統控制結構的效能。運用 Bouc-Wen 模式及連續最佳化控制理論建立 MR Damper 行為的數值分析模型，進而以 LQR 理論發展出本研究的 SOBMD 系統數值模型。SOBMD 系統可因應不同的結構反應加以調整阻尼力，因此 SOBMD 系統可以針對位移或加速度反應調整 LQR 理論中的參數權重來達到較傳統被動控制更為卓越的抗震效果。從數值分析和振動台實驗測試，本研究所提出的 SOBMD 系統都展示了絕佳的抗震效能。透過更多不同特徵的地震模擬與數值分析，進一步地驗證了 SOBMD 系統在不同地震下的抗震表現，SOBMD 系統成功結合了主動控制與被動控制系統的優點，展示出優異的抗震效能。

關鍵詞：半主動控制、磁流變阻尼器、中間樓層隔震、自體調諧質量阻尼器、調諧質量阻尼器

一、前言

隔震系統(Seismic Isolation)及調諧質量阻尼器(Tuned Mass Damper，TMD)為近年來迅速發展的結構控制技術，可以有效控制結構的動態反應。隔震系統主要分為中間樓層隔震及基礎隔震，隔震系統具有延長結構物週期的特性。可降低傳遞到隔震層上部結構的地震力，控制上部結構的變形及反應，但中間層隔震之動力特性較基礎隔震更為複雜，因加大了下部結構的質量及柔度，使得高模態的質量參與係數提高，使下部結構的動態反應常被放大【1~2】。另一種常見的制震系統為建築物上裝設調諧質量阻尼器，調諧質量阻尼器利用調諧質量特定的頻率比及阻尼比，達到與主結構反相位共振來消散能量，對於降低主結構的位移及加速度有很好的貢獻【3】，但調諧質量阻尼器的效用與其質量成正比，且調諧質量在反相位差作用時需要有很大的位移與加速度反應才能發揮其控制效果，受限於建築空間及經濟效益的考量，一般調諧質量阻尼器質量多半小於主結構的 10%，且因實務情況較難以有足夠的空間，故目前大都僅用在降低風力引起的振動，提高建築物的舒適度及安全性為主，但若是用在減震，則須加大調諧質量阻尼器的質量及增大其擺動，提高調諧質量阻尼器的控制效果，然而，過度增加額外調諧質量將導致工程實務愈不經濟，且安裝位置及空間亦會受到許多限制，故

[1]國家地震工程研究中心助理研究員

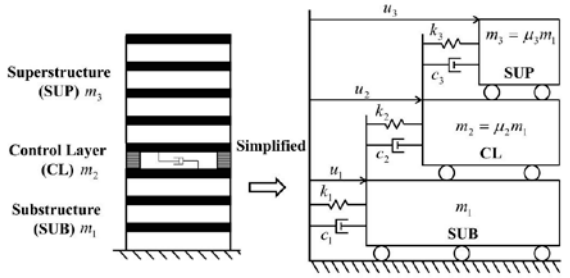
[2]國立交通大學土木工程學系教授

[3]國立台灣大學土木工程學系教授

TMD 應用於減震的效果中十分有限。

二、自體調諧質量阻尼系統

自體調諧質量阻尼系統(Building Mass Damper System，BMD)，以上部結構當作本結構系統的調諧質量阻尼器，自身的空間使用完全不受影響，不須再規劃一個空間給 TMD，且質量比大大的提高，控制效果更佳，不再受限只能改善風力所造成的加速度過大問題，更可以直接用於減震及降低風力，使本體結構的梁柱構件可以縮小尺寸，也不需要裝設過多影響空間及立面設計的制震裝置。自體調諧質量阻尼器為結合了中間層隔震及調諧質量阻尼力學行為的新系統，將上部結構本身的質量作為一調諧質量，不影響建築空間使用下加大了調諧質量的質量比，有效的控制下部結構的動態反應，並利用控制層提供調諧質量阻尼系統所需要的設計勁度及阻尼，且隔震層以上的上部結構動態反應同時也被控制，期許結合了兩種系統的自體調諧



質量阻尼系統同時對上部結構及下部結構都達到很好的控制行為【4~5】(圖 1)。

圖 1 BMD 系統之三自由度結構模型【4】

但因自體調諧質量阻尼系統設計的數值模型及最佳化參數推導皆為三自由度，將上部結構、控制層及下部結構分別各視為一自由度，但實際的結構物中，常會是更多自由度，又因中間層隔震動力特性複雜，隔震層的下部結構具有相當質量時，結構柔度越增加，造成高模態質量參與係數提高，反而使下部結構未受控制反而產生放大的情況【5,6】，故為了更進一步提升自體調諧質量阻尼系統的減振效果，本研究嘗試將其轉變為半主動控制系統，希望能更優化自體調諧質量阻尼系統。自體調諧質量阻尼系統之最佳化設計方法可區分為以模態特性或動力反應作為控制條件，本研究以採用動力反應最佳化理論為基礎導出的最佳化自體調諧質量阻尼(Optimum Building Mass Damper System，OBMD)系統構架做為基本模型，將該系統中間層所使用的液態黏性阻尼器置換成半主動控制元件磁流變阻尼器(magnetorheological dampers，簡稱 MR dampers)，期許以發展越來越成熟的半主動控制系統進一步優化 OBMD 的控制效果。

三、半主動控制系統

本研究採用 MR damper 作為半主動控制系統的元件，磁流變阻尼器內填充了一種磁流變液，此種液體含有可極化粒子，通電後呈現半固體狀，依據輸入的電流大小控制磁場強度改變黏滯係數，達到阻尼力可變的特性，因為調整容易，且使用低電壓(0-0.8~2.4V)和小電流的輸出(0~2 amps)(表一)【7】，故其優勢遠勝於傳統的被動控制阻尼器【6】，最近數十年來 MR Damper 研究及發展越來越成熟，應用於實際案例也越來越多。本研究以 Bouc-Wen 模型為基礎並採取一更簡單及節省運算時間的連續最佳化控制概念求取 MR 阻尼器所需的控制電壓。先以性能測試求出隨機位移固定電壓下阻尼力與速度之間的參數關係，建立 MR 阻尼器的數學模型，之後結合了 MR 阻尼器的數學模型及 LQR 主動控制理論，可建立 SOBMD 整個系統的數學模型。運用 Bouc-Wen 模式【8】以及連續最佳化控制理論【9】建立 MR Damper 行為的數值分析模型後，進而以 LQR 理論發展出本研究的 SOBMD 系統數值分析模型。此新系統為 Semi-active Optimum Building Mass Damper System，簡稱 SOBMD。半主動控制系統結合了主動控制的可變性及優越的控制效果，及被動控制穩定可靠的消能行為，是一個目前常用來作為高樓制震的結構控制系統，且需要的電力遠低於主動控制，實為一個有效經濟的控制方法。

SOBMD 系統可以因應不同的結構反應加以調整阻尼力，因此 SOBMD 系統可以針對位移或加速度反應調整 LQR 理論中的參數權重來達到較傳統被動控制 OBMD 系統更為卓越的抗震效果。

表 1 MR damper 阻尼器規格參數【7】

Specification	
Type	MR
Stroke	20 mm
Force Capacity	2.2 KN
Voltage	0~0.8V
Operating Temperature(°C)	0~71°C

四、振動台試驗結果與數值驗證模型可靠度

在建立 SOBMD 數值模型後，為驗證 SOBMD 系統數值模型的可靠度及用於實際結構上的減震效益，於國家地震工程研究中心（National Center for Research on Earthquake Engineering，NCREE）規劃一縮尺 8 層樓鋼構架振動台試驗，以空構架、OBMD 與本文提出的 SOBMD 三種構架比較分析受震反應，3 樓至 4 樓之間為控制層，在 OBMD 系統控制層中裝設液態黏性阻尼器提供所需的阻尼力，在 SOBMD 系統則改採用半主動控制元件 MR 阻尼器提供相當的阻尼力，OBMD 和 SOBMD 系統均在控制層中裝設同樣的橡膠支承墊以提供結構系統控制層所需要的勁度。比較上下部結構的位移、加速度與層間位移角等動態反應，一方面驗證本研究所推導之 SOBMD 系統數學模型之可靠性。同時藉由比較 OBMD 及 SOBMD 兩系統之動力試驗結果，以證明 SOBMD 系統能同時控制上下部結構之動態反應更優於 OBMD 系統。由實驗結果得知， SOBMD 系統相較於 OBMD 系統有更優越的控制效能(圖 2)，MR 搭配控制律可達到更降低結構物動態反應的成果，不論是最大位移、最大絕對加速度或是層間變位角，SOBMD 系統相較於 OBMD 系統，改善的程度都更佳。且不論是強震或是弱震，SOBMD 系統控制效果都優於被動控制 OBMD 系統。且 SOBMD 也可以利用半主動控制可調性的優勢性，抑制下部結構位移被放大，使得結構的反應更趨於最佳化。 而不論是近域或是遠域不同特性的地震，或是在大地震及微小的地震時，控制層、下部結構或是當作自體調諧質量的上部結構，每個樓層的實驗及數值模擬分析歷時曲線都具有高度相近的趨勢，故證明了數值模型的可靠度及穩定性(圖 3)。

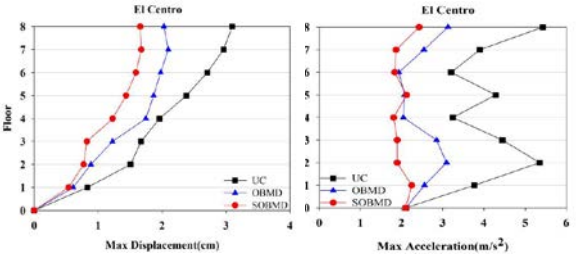


圖 2 空構架、OBMD 及 SOBMD 最大位移比較(El Centro 地震 PGA: 210 gal)

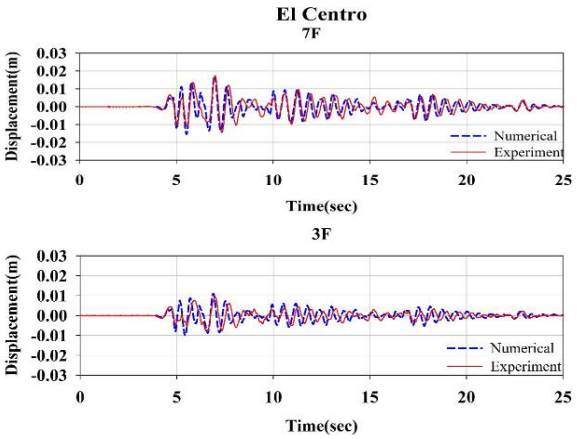


圖 3 SOBMD 試驗與數值模型位移歷時比較(EI Centro 地震 PGA: 210 gal)

五、半主動自體調諧質量阻尼系統之數值模擬分析

以試驗證明數值模型的可靠性後，接下來輸入更多不同特性地震加速度作為驗證，以與實驗相同之 OBMD 及 SOBMD 構架，輸入 5 種包含近域及遠域不同特性的地震以更多數值模擬，進一步驗證 SOBMD 之有效性，從而建立一個完整的設計分析流程。數值分析所使用的地震頻率範圍盡可能擴大，以求模擬分析結果涵蓋未來可能發生的地震情況。為建立完善的理論以驗

證系統的效能，各地震的最大地表加速度(PGA)輸入值正規化為 100, 200 與 300 gal 三種強度，以分析計算構架在不同大小的地震下的受震反應。由數值模擬比較結果可以看出，採用 SOBMD 系統的構架之位移與加速度反應較 UC 和 OBMD 系統為低，也就是說在 100, 200 和 300 三種地震強度下，SOBMD 相對於 UC 及 OBMD 構架在位移及加速度都有更好的改善效果(圖 4-5)，顯示 SOBMD 系統在各種不同地震強度下都能有效地發揮控制地震反應之效能。透過 SOBMD 系統可以更有效的再將受震反應降低，且不論是近斷層地震或遠域地震，SOBMD 系統的改善位移、加速度及層間位移角的效果皆比 OBMD 系統更為有效。並且 OBMD 下部結構位移反應放大的問題也可透過半主動系統的 SOBMD 系統解決，SOBMD 系統使用更優越的主動控制定律，每瞬間以結構物的動態反應為基準重新計算結構物所需的阻尼力，達到更有效的控制效果，簡言之，SOBMD 系統比 OBMD 系統控制更佳，且 OBMD 系統無法達到預期效果處，SOBMD 系統可以達到更優化的結果。

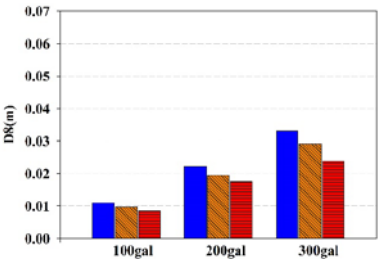


圖 4 UC、OBMD 及 SOBMD 構架頂樓最大位移反應比較(El Centro，PGA: 100, 200 and 300 gals)

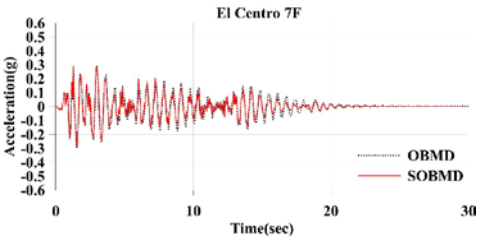


圖 5 OBMD 及 SOBMD 構架加速度歷時比較(El Centro 正規化至 300gal)

五、結論與展望

從振動台實驗測試與數值模擬分析的結果，本研究所提出的 SOBMD 系統都展示了絕佳的抗震效能。透過更多不同特徵的地震模擬與數值分析，更進一步地驗證了 SOBMD 系統在不同地震下的抗震表現，以證明 SOBMD 系統成功結合了主動控制與被動控制系統的優點，展示出優異的抗震效能。

參考文獻

1. 汪向榮，中間樓層隔震建築之耐震行為分析與試驗研究，國立台灣大學土木工程學研究所博士論文，民國 99 年 1 月。
2. 林孟慧，中間樓層隔震結構之模態耦合效應研究，國立台灣大學土木工程學研究所碩士論文，民國 97 年 6 月。
3. McNamara, R. J., Tuned Mass Dampers for Buildings, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 103, pp. 1785-1798, 1977.
4. 莊幃竹，自體調諧質量阻尼器動力反應最佳化之可行性研究，國立台灣大學土木工程學研究所碩士論文，民國103年6月。
5. 郭仕璞，自體調諧質量阻尼器動力反應最佳化之振動台試驗研究，國立台灣大學土木工程學研究所碩士論文，民國104年7月。
6. 張國鎮、汪向榮、張長菁、李柏翰、莊幃竹、郭仕璞，最佳化自體調諧質量阻尼系統應用於建築耐震行為研究，科技部成果報告，2015。
7. Cheng K. H., “Cable vibration mitigation using controlled magnetorheological fluid dampers: a theoretical and experimental investigation,” Department of Civil Engineering College of Engineering, National Taiwan University, Master Thesis, 2009.
8. Spencer, B. F. Jr., Dyke, S. J., M. K. and Sain Carlson, J. D., “Phenomenological model for magnetorheological dampers,” Journal of Engineering Mechanics, (ASCE)”, 1997; 123(3): 230-238.
9. Lin P. Y., Lin T. K., and Hwang J. S., “A semi-active mass damping system for low-and mid-rise buildings,” Earthquakes and Structures, vol. 4, no. 1, 2013.

NARLabs

財團法人國家實驗研究院　國家地震工程研究中心
106219 台北市辛亥路三段200號
電話：(02)6630-0888　傳真：(02)6630-0858
http://www.ncree.org.tw